

はじめに

砂防施設の効果を把握し、また、予測する手法として、一次元の河床変動モデルが多用されてきた。しかしながら、弯曲部や拡幅部を含む溪流では一次元モデルでは十分に表現できない場合も多い。また、最近、遊砂地など拡幅部を利用した土砂処理工法が採用されるようになってきている。したがって、これらの施設の効果、またはその周辺の河床変動を精度良く再現するためには、二次元モデルが必要となる。本報告では、流れと河床変動を同時に予測する二次元モデルを溪間拡幅部の流れと河床変動計算に適用し、実験値と計算値との比較検討を行うものである。

1. 数値モデルの基礎理論

流れの計算は、図-1に示すような直交座標系において、二次元(流下方向、横断方向)の運動方程式を(1)、(2)式、連続式を(3)式で与え、適宜差分化して行う¹⁾。ここで、 s, n は流下方向、横断方向距離、 u, v は s, n 方向の水深平均流速、 h は水深、 p は圧力、 ρ は流体の密度、 τ_s, τ_n は s, n 方向の河床せん断力であり、Manning則を用いることとして(4)、(5)式で与える。 ϵ は渦動粘性係数であり、(6)式で与える。ただし、 g は重力加速度、 κ はカルマン定数(=0.4)、 u_* は摩擦速度、 n はマンニング粗度である。

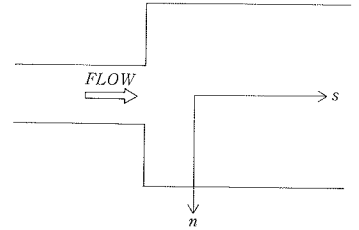


図-1 座標系の定義

河床変動計算は、流砂の連続式を(7)式で与え、適宜差分化して行う¹⁾。ここで、 z は河床高、 t は時間、 λ は河床材料の空隙率、 q_{Bs}, q_{Bn} は s, n 方向の単位幅、単位時間当りの流砂量である。

流下方向の流砂量算定には、実験値との比較ができるように、実験式である(8)式²⁾を用いる。ここで、 s は砂の水中比重、 d は粒径、 τ_* は無次元せん断力、 τ_{*c} は無次元限界せん断力(=0.04)である。

横断方向の流砂量算定には、河床横断斜面の効果を考慮した流砂量式として長谷川が提案した(9)式³⁾を用いる。ここで μ_s, μ_h は河床材料の静止および動摩擦係数、 u_b, v_b は s, n 方向の河床付近の流速であり、 $v_b/u_b = v/u$ とした。

上記モデル適用にあたっては、二次元流れ、流砂量、河床変動量の計算順序で行い、3計算過程を繰り返すことによって、時間

表-1 二次元河床変動計算の基礎式

$u \frac{\partial u}{\partial s} + v \frac{\partial u}{\partial n} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial s} - \frac{\tau_s}{\rho h} + 2 \frac{\partial}{\partial s} \left(\epsilon \frac{\partial u}{\partial s} \right) + \frac{\partial}{\partial n} \left(\epsilon \frac{\partial u}{\partial n} \right) \dots\dots\dots (1)$
$u \frac{\partial v}{\partial s} + v \frac{\partial v}{\partial n} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial n} - \frac{\tau_n}{\rho h} + \frac{\partial}{\partial s} \left(\epsilon \frac{\partial v}{\partial s} \right) + 2 \frac{\partial}{\partial n} \left(\epsilon \frac{\partial v}{\partial n} \right) \dots\dots\dots (2)$
$\frac{\partial(u \cdot h)}{\partial s} + \frac{\partial(v \cdot h)}{\partial n} = 0 \dots\dots\dots (3)$
$\frac{\tau_s}{\rho h} = \frac{gn^2}{h^{1/3}} u \sqrt{u^2 + v^2} \dots\dots\dots (4)$ $\frac{\tau_n}{\rho h} = \frac{gn^2}{h^{1/3}} v \sqrt{u^2 + v^2} \dots\dots\dots (5)$
$\epsilon = \frac{\kappa}{6} u_* h \dots\dots\dots (6)$
$\frac{\partial z}{\partial t} + \frac{1}{1-\lambda} \left(\frac{\partial q_{Bs}}{\partial s} + \frac{\partial q_{Bn}}{\partial n} \right) = 0 \dots\dots\dots (7)$
$q_{Bs} / \sqrt{sgd^3} = 40 (\tau_* - \tau_{*c})^{2.1} \dots\dots\dots (8)$
$q_{Bn} = q_{Bs} \left(\frac{v_b}{u_b} - \sqrt{\frac{\tau_{*c}}{\mu_s \mu_h \tau_*}} \frac{\partial z}{\partial n} \right) \dots\dots\dots (9)$

的に変動する平面河床高を算出する。

2. 拡幅部における二次元流れ

前章で述べたような数値モデルにより河床変動を予測する場合、まず、流れを正しく解くことが必須条件であり、これが満足されないと精度の良い結果を得ることは不可能である。そこで、表-2に示す水路実験に適用し、実験値との比較により二次元流れモデルの妥当性を検討することとした。

RUN-1の河床はフラットであり、実験で撮影した表面流況を写真-1、数値モデルにより計算された流況(平均流速ベクトル)を図-2に示す。実験では流向、流速の測定を行っていないが、流水の広がる角度、流速の横断分布等の流況については本モデルによる計算値は実験値を実用上十分な精度で再現していると言える。図-3と図-4にはそれぞれ、水路センターの水位縦断形および水位横断形の比較図が示されている。これらの図から、水位縦断形は全体的に良く一致しており、また、水位横断形についても水路センターの盛り上がり、流れが横断方向に広がっていく様子など、本モデルによる結果は実験値を良

表-2 実験条件 (固定床)

実験番号	水路幅 (m)		平均河床	流量 (ℓ/s)	河床状態
	上流	下流	勾配 I		
RUN-1	0.3	0.9	1 / 30	3.0	平坦
RUN-2	0.3	0.9	1 / 35	3.0	堆砂した状態を固定

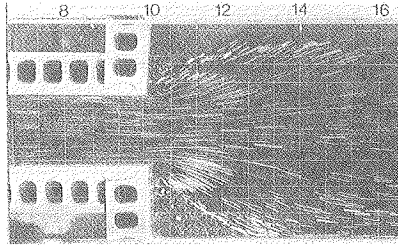


写真-1 表面流況 (RUN-1実験)

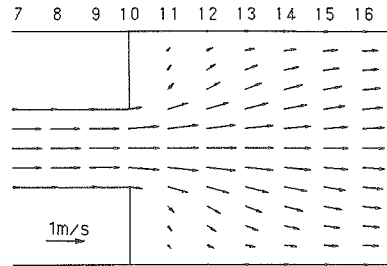


図-2 流速ベクトル (RUN-1計算)

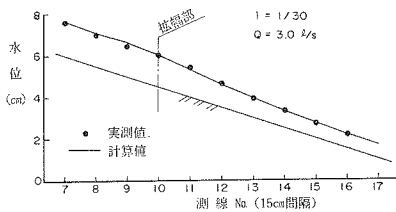


図-3 水位縦断形 (RUN-1水路センター)

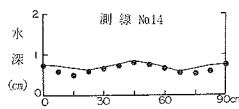
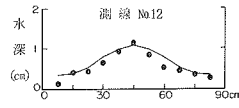
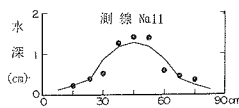


図-4 水位横断形 (RUN-1)

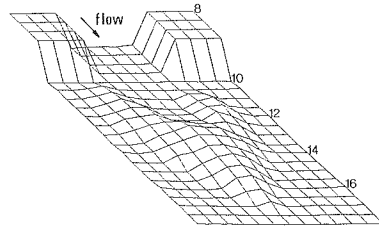


図-5 河床形状 (RUN-2)

好に表現していると言える。以上の検討により、河床がフラットの状態で流れについては、本モデルが十分適用できることが確認された。

RUN-2は、予備実験において一旦土砂を堆積させ、その河床を固定して行った実験であり、河床変動中を想定したものである。なお、RUN-2で与えた河床形を図-5に示す。図-6と図-7はそれぞれ実験で測定した表面流速、および数値モデルによる平均流速ベクトル図である。なお、図-6は表面トレーサーを写真撮影したものから読み取った流速であり、読み取り誤差を含む。また、図-8には水位横断形の比較図を示す。まず、流速についてみると、表面流速と平均流速の差異はあるが、両者を比較すると、左岸側の測線11~14の範囲においてとくに計算値が実測値よりも大きくなっている。この理由は、水位の比較図からもわかるように、計算水位が実測水位よりも高くなっていることに起因していると考えら

れる。しかしながら、右岸側および測線15より下流の流速は比較的良く一致しており、全体的な流況の再現性も良好であると言えよう。水位については、前述したように若干の差は認められるものの、水路センターでの盛り上り、河床横断形の急変点でみられる水位低下状況など実に良く再現されていると言える。

したがって、堆砂した状態、すなわち、河床変動中の流れについても本モデルが適用できることが確認されたので、二次元河床変動モデル中の流れを解く部分についての本モデルは実用上も有効であると考えられる。

3. 拡幅部における河床変動

3-1. 水路実験拡幅部における土砂堆積状況

水路実験においては、拡幅部上流側を移動床(土砂供給区間)、下流側を固定床(土砂堆積区間)とし、拡幅部における土砂堆積状況を観測した。実験ケースは表-3に示すとおりである。なお、通水中の河床高測定は困難であることから、通水後(300秒後)の堆砂状況結果を以下に述べる。図-9と図-10はそれぞれRUN-3,4の河床コンター図(初期値を0としている)である。これらの実験結果から、拡幅部における堆砂状況の特性を要約して以下に示す。

- ① 拡幅部出口付近では、水路センターよりも側壁寄りに多く堆積している。
- ② 堆砂量の多い位置は下流へいくに従って少しずつ水路センターに寄る傾向を示す。
- ③ ある位置で水路センターが高くなり、そこから下流では堆砂量が減少する。

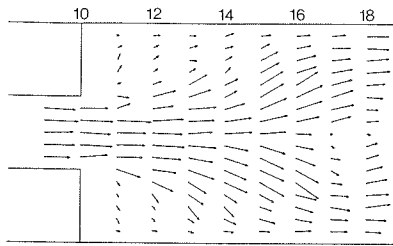


図-6 表面流速ベクトル (RUN-2 実測)

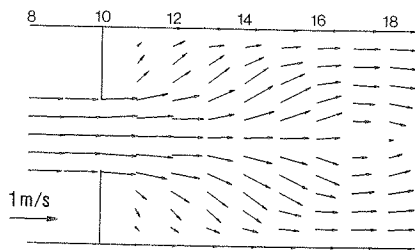


図-7 平均流速ベクトル (RUN-2 計算)

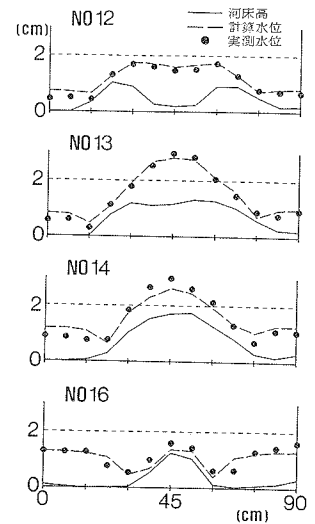


図-8 水位横断形 (RUN-2)

表-3 実験条件 (移動床)

実験番号	水路幅 (m)		平均河床 勾配 I	平均粒径 (mm)	流 量 (不定流)
	上流	下流			
RUN-3	0.3	0.9	1 / 30	1.4	ピーク流量 3 ℓ/s 通水時間 300 秒 ピーク時間 100 秒
RUN-4	0.3	0.6			

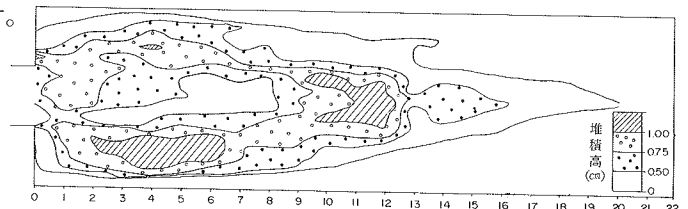


図-9 通水後 (300 秒後) 河床コンター図 (RUN-3 実測)

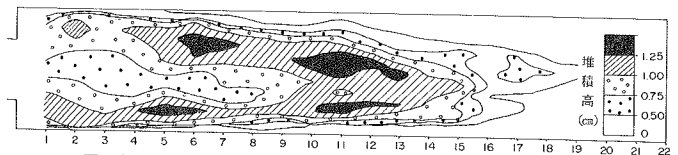


図-10 通水後 (300 秒後) 河床コンター図 (RUN-4 実測)

3-2. 二次元モデルによる河床変動計算

実験値と計算値との比較および前述の堆砂特性に着目して、*RUN-3*のケースにつき本モデルの妥当性を検討する。実験においては下流側を固定床としているが、これを数値モデルで再現するためには次のような操作が必要となる。すなわち、河床高の計算値が固定床の高さよりも低くなった場合は、両者が等しく、しかも流砂の連続式が満たされるように流出流砂量を減少させなければならない。しかしながら、二次元モデルの場合は流砂量の減少を定量的に算定する手法が確立されていない。したがって、ここでは上下流すべてを移動床と仮定して計算を行った。図-11は本モデルによる河床コンターの計算結果である。まず、120秒後の河床形をみると、前述したように、拡幅部出口付近で水路センターよりも側壁寄りに多く堆積する特性が顕著にみられる。次に180秒後の河床形をみると、全体的な堆砂量は少ないものの、図-9に示す実測の河床形を良好に再現しており、拡幅部において本モデルが十分適用できると考えられる。通水後の河床形については、水路センター付近での堆積が実験よりも下流に位置しているが、これは下流側を移動床として計算したこと起因していると考えられる。しかしながら、通水後の河床形についても、拡幅部での堆砂特性を良好に再現しており、拡幅部付近の河床変動を予測する手法として、本モデルが有効であると言える。

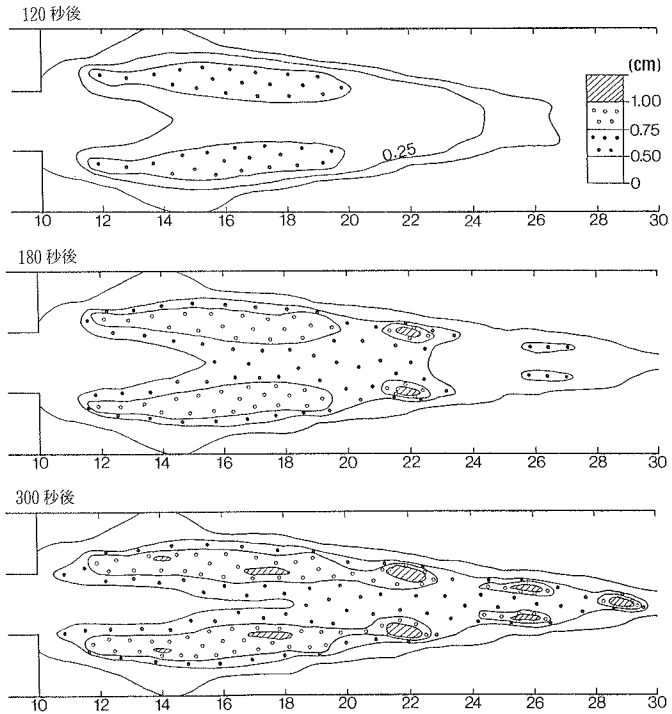


図-11 河床コンター図 (*RUN-3*計算結果)

おわりに

溪間拡幅部における流れと河床変動を予測する手法として、二次元河床変動モデルが有効であることが確認された。しかしながら、現地への適用を考えると、岩床や護床工、更には砂防ダムなど固定床となる部分も多いことから、これらをモデルに反映させる必要性があり、今後の検討課題としたい。

参考文献

- 1) 清水康行, 板倉忠興; 河川における2次元流れと河床変動の計算, 土木試験所報告, 第85号, 1986.
- 2) 福田義昭, 清水康行; 低ダム群設置による河床変動計算について, 砂防学会研究発表会概要集, 昭和61年5月.
- 3) 長谷川和義; 沖積蛇行の平面および河床形状と流れに関する水理学的研究, 北海道大学博士論文, 1984.