

第5章 河川における平面2次元河床変動 数値計算モデルに関する研究

5.1 概説

従来より、平面的な河床変動計算法については数多くの研究が行なわれており、特に、2次元浅水流モデルに基づく河床変動計算については、常流・射流混在場を含めて、対象とする流れ場およびその現象を概ね再現できるようになっている[1]-[5]。しかしながら、その一方で、構造物周辺等において発生する局所洗掘現象については、その最大洗掘深あるいは洗掘形状など、未だ十分な予測精度には至っていない[1][2]。これは、構造物の存在により発生する、鉛直流を伴う局所的な流況を再現できないことに起因しており、この様な洗掘現象を高精度に再現・予測するためには、鉛直流を考慮した3次元流モデルに頼らざるを得ない。そこで、本章では、このような局所洗掘現象にも対応できる、3次元流数値計算モデルに基づく平面2次元の河床変動数値計算モデルの構築を行う。

数値計算による河床変動モデルを構築する場合、通常、流砂量については掃流砂量と浮遊砂量の双方を考慮する必要がある。しかし、対象とする問題によっては掃流砂のみを考慮したモデル、浮遊砂のみを考慮したモデル、あるいは双方を考慮したモデルのいずれかを選択することができる[6]。これらのうち、特に、掃流砂のみを考慮した3次元流数値モデルに基づく河床変動計算については、従来より盛んに研究が行なわれており[7]-[11]、その予測精度についても比較的向上している。しかし、掃流砂のみを考慮した多くの数値モデルでは流砂量式に平衡流砂量モデルを採用しているため、必然的にその再現精度には限界があり、特に、局所洗掘現象のような流砂の非平衡性が卓越する流れ場での再現精度は基本的に低い[8][10]。そのため、福岡ら[12]、あるいは長田ら[13][14]により、流砂の非平衡性を考慮した数値モデルが幾つか提案されているものの、基礎式、計算法が複雑であり、且つ長田ら[13][14]のモデルでは、pick-upされた砂粒の運動方程式よりその移動過程が記述されるため、pick-upされた全砂粒の各時間ステップにおける移動地点・移動速度を記憶させておく必要性から、計算機の記憶容量を多大に消費してしまう。一方、牛島ら[15]および牛島・田中[16]の研究によれば、掃流砂量式には平衡流砂量モデルを使用しているものの、同時に浮遊砂量を考慮することにより、局所洗掘現象をある程度の精度で再現できることが示されている。これは、局所洗掘現象などの強い非平衡状態では砂粒子の巻き上がりが発生し、その移動形態は掃流形態よりもむしろ浮遊形態をとるため[8]、浮遊砂を考慮することによって、ある程度の非平衡性を導入することができたものと考えられる。

そこで、本河床変動数値計算モデルでは、掃流砂および浮遊砂の双方を考慮するものとし、掃流砂量の算定については平衡流砂量式を適用した数値モデルの構築を行う。また、浮遊砂濃度の連続式および全流砂量の連続式の離散化には、第2章同様、常流・射流混在場でも適用可能な MacCormack 法を採用する。ただし、本研究では、河床材料として均一粒径の一様砂のみを対象とする。

5.2 基礎理論

3次元流れの計算は、第2章の基礎方程式(2.1)～式(2.4)によるものとする。

5.2.1 流砂量式

流砂について、本研究では均一粒径の一様砂のみを対象とし、流砂の輸送形態としては掃流状態および浮遊状態の双方を考慮するものとする。

[1] 掃流砂量式

水平床上における主流方向の掃流砂量については、以下に示す芦田・道上の一様砂の式[17]を採用する。

$$\frac{q_{B0}}{\sqrt{sgd^3}} = 17\tau_{*e}^{3/2} \left(1 - \frac{\tau_{*c0}}{\tau_{*0}}\right) \left(1 - \sqrt{\frac{\tau_{*c0}}{\tau_{*0}}}\right) \quad \dots\dots\dots (5.1)$$

ここに、 q_{B0} は水平床上における単位幅当たりの掃流砂量、 s は河床材料の水中比重(= $\sigma/\rho-1$: σ は砂粒子の密度、 ρ は水の密度)、 g は重力加速度、 d は砂粒子の粒径、 τ_{*e} は無次元有効掃流力(= u^2_{*e}/sgd)、 τ_{*c0} は水平床上における無次元限界掃流力(= u^2_{*c0}/sgd)、 τ_{*0} は水平床上における無次元掃流力(= u^2_{*0}/sgd)、 u_{*c0} は砂の移動限界摩擦速度、 u_{*0} は摩擦速度である。また、水平床上における無次元限界掃流力 τ_{*c0} については岩垣式[18]より算定する。

[2] 河床からの浮遊砂浮上量

河床からの浮遊砂の浮上量は、以下に示す Itakura and Kishi の式[19]より算定する。

$$q_{su} = K \left(\alpha_* \frac{\sigma - \rho}{\sigma} \frac{gd}{u_*} \Omega - w_f \right) \quad \dots\dots\dots (5.2)$$

$$\Omega = \frac{\tau_*}{B_*} \frac{\int_{\xi'}^{\infty} \xi \frac{1}{\sqrt{\pi}} \exp(-\xi^2) d\xi}{\int_{\xi'}^{\infty} \frac{1}{\sqrt{\pi}} \exp(-\xi^2) d\xi} + \frac{\tau_*}{B_* \eta_0} - 1 \quad \dots\dots\dots (5.3)$$

ここに、 q_{su} は浮遊砂の単位面積あたりの河床からの浮上量、 w_f は砂粒子の沈降速度である。また、 $\alpha' = B_*/\tau_* - 1/\eta_0$ 、 $\eta_0 = 0.5$ 、 $\alpha_* = 0.14$ 、 $K = 0.008$ であり、 B_* は揚力算定の際の速度に摩擦速

度 u_* を適用するための換算係数である。本研究では一様砂のみを対象としているため、 $B_*=0.143$ の一定値を適用する。

沈降速度 w_f は、以下に示す Rubey の式[20]より算定する。

$$w_f = \sqrt{sgd} \cdot F(d) \quad \dots\dots\dots (5.4)$$

$$F(d) = \begin{cases} \sqrt{\frac{2}{3} + \frac{36v^2}{sgd^3}} - \sqrt{\frac{36v^2}{sgd^3}} & ; d \leq 0.1cm \\ \sqrt{\frac{2}{3}} & ; d > 0.1cm \end{cases} \quad \dots\dots\dots (5.5)$$

ここに、 v は水の動粘性係数 ($=0.01cm^2/s : 20^\circ C$) である。

5.2.2 浮遊砂濃度の連続式

浮遊砂濃度の輸送・拡散過程については、第2章図2.1に示される座標系と面積率の定義方向を参照に、一般的な3次元の浮遊砂濃度連続式に FAVOR 法の考えを導入した次式により表される。

$$\frac{\partial c}{\partial t} + \frac{1}{V} \left\{ \frac{\partial}{\partial x} (A_x u c) + \frac{\partial}{\partial y} (A_y v c) + \frac{\partial}{\partial z} (A_z w c) \right\} = \frac{1}{V} \left\{ \frac{\partial}{\partial x} \left(A_x \varepsilon_x \frac{\partial c}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(A_y \varepsilon_y \frac{\partial c}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(A_z \varepsilon_z \frac{\partial c}{\partial z} \right) + A_z w_f \frac{\partial c}{\partial z} \right\} \quad \dots (5.6)$$

ここに、 t は時間、 c は浮遊砂濃度、 u 、 v および w はそれぞれ x 方向、 y 方向および z 方向の流速成分、 ε_x 、 ε_y および ε_z はそれぞれ x 方向、 y 方向および z 方向の拡散係数である。また、 V は体積率、 A_x 、 A_y および A_z はそれぞれ x 方向、 y 方向および z 方向に垂直な断面での面積率である。

ここで、上式(5.6)における浮遊砂濃度の拡散係数 ε_x 、 ε_y および ε_z について、本数値モデルでは福岡ら[12]および藤田ら[21]と同様、流れに関する渦動粘性係数・式(2.5)の水深平均による値を適用する。

$$\varepsilon_x = \varepsilon_y = \varepsilon_z = \frac{1}{6} \kappa u_* h \quad \dots\dots\dots (5.7)$$

ここに、 κ はカルマン定数 ($=0.41$)、 h は水深である。

5.2.3 全流砂の連続式

平面2次元場における掃流砂および浮遊砂を含む全流砂の連続式は、FAVOR 法の考えを導入した次式により表される。

$$\frac{\partial}{\partial t} (S_b z_b) + \frac{1}{1-\lambda} \left\{ \frac{\partial}{\partial x} (L_{bx} q_{Bx}) + \frac{\partial}{\partial y} (L_{by} q_{By}) + S_b (q_{su} - w_f c_b) \right\} = 0 \quad \dots (5.8)$$

ここに、 z_b は河床の標高、 λ は空隙率、 q_{Bx} および q_{By} はそれぞれ x 方向および y 方向の単位幅掃流砂量、 c_b は河床近傍の浮遊砂濃度である。また、 S_b 、 L_{bx} および L_{by} は、図 5.1 に示すように河床における格子を平面的にみた場合、その格子中の移動床面の占める面積率を S_b 、各軸 (x 軸および y 軸) に対して垂直なメッシュ幅の移動床面の占める線分率を L_{bx} および L_{by} としている。下付添え字 b は河床 (bed) を示している。

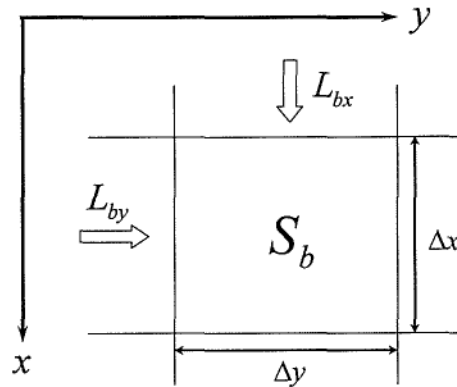


図 5.1 平面 2 次元場における河床での面積率および線分率の定義方向

5.2.4 傾斜床面上における掃流砂量と縦横断方向掃流砂量について

水平床上における掃流砂量については、本章 5.2.1 にて示した式(5.1)より算定することができる。しかしながら、河道内における河床形状は、河道弯曲部・蛇行部周辺で発生する河床砂礫の洗掘・堆積現象、あるいは構造物周辺で発生する局所洗掘現象により、その形状が局所的に大きく変化し、同時に河床の縦断勾配および横断勾配も大きくなることが予想される。そのため、水平床上を対象とした掃流砂量式(5.1)をそのまま適用するには問題があるものと考えられ、このような河床の局所的な縦横断勾配の影響を流砂量式に取り込む必要がある。

そこで、本数値モデルでは、河床の縦横断勾配の影響として、傾斜床面上の砂粒子に働く駆動力に、流れによるもの以外として砂粒子重量の斜面方向成分を付加的な掃流力として導入する。この付加的な掃流力の評価方法としては、福岡・山坂[22]により導出された評価モデルを適用する。

[1] 傾斜床面上における主流方向の掃流砂量

まず、流れによる無次元掃流力 τ_{yf} の算定方法について説明する。

本数値モデルでは、第 2 章 2.2.5 で述べたように、河床から河床近傍の流速点までの距離が Δz_b ($= V_b/A_{zb} \cdot \Delta z/2$: V_b および A_{zb} はそれぞれ河床近傍メッシュにおける体積率および面積率) で表される時、河床からこの点までの間の流速分布が以下に示す対数則に従うものとしている。

$$\frac{u_b}{u_{*fx}} = \frac{1}{\kappa} \ln \frac{\Delta z_b}{z_0}, \quad \frac{v_b}{u_{*fy}} = \frac{1}{\kappa} \ln \frac{\Delta z_b}{z_0} \quad \dots\dots\dots (5.9)$$

ここに、 u_b および v_b はそれぞれ河床近傍における x 方向および y 方向の流速、 u_{*fx} および u_{*fy} はそれぞれ x 方向および y 方向の摩擦速度、 κ はカルマン定数 (=0.41)、 z_0 は粗度高に相当する高さである。

上式(5.9)より、各軸 (x 軸および y 軸) 方向の摩擦速度 u_{*fx} および u_{*fy} は次式により求められる。

$$u_{*fx} = \frac{\kappa u_b}{\ln(\Delta z_b / z_0)}, \quad u_{*fy} = \frac{\kappa v_b}{\ln(\Delta z_b / z_0)} \quad \dots\dots\dots (5.10)$$

これらの摩擦速度より、流れによる主流方向の底面せん断力 τ_b および無次元掃流力 τ_{*f} は次式により求められる。

$$\tau_b = \rho u_{*f}^2 = \rho (u_{*fx}^2 + u_{*fy}^2) \quad \dots\dots\dots (5.11)$$

$$\tau_{*fx} = \frac{u_{*fx} \sqrt{u_{*fx}^2 + u_{*fy}^2}}{sgd}, \quad \tau_{*fy} = \frac{u_{*fy} \sqrt{u_{*fx}^2 + u_{*fy}^2}}{sgd} \quad \dots\dots\dots (5.12)$$

$$\tau_{*f} = \frac{\tau_b}{(\sigma - \rho)gd} = \sqrt{\tau_{*fx}^2 + \tau_{*fy}^2} \quad \dots\dots\dots (5.13)$$

ここに、 τ_{*fx} および τ_{*fy} はそれぞれ x 方向および y 方向における流れによる無次元掃流力である。

次に、河床の縦横断勾配の影響として、 x 方向および y 方向における砂粒子重量の斜面方向成分を付加的な掃流力とし、その評価に福岡・山坂[22]により導出された次式を適用する。

$$\tau_{*gx} = \frac{\tau_{*c0}}{\mu_s} \sin \theta_x, \quad \tau_{*gy} = \frac{\tau_{*c0}}{\mu_s} \sin \theta_y \quad \dots\dots\dots (5.14)$$

ここに、 τ_{*gx} および τ_{*gy} はそれぞれ x 方向および y 方向における河床の縦横断勾配の影響による付加的な無次元掃流力、 μ_s は砂粒子の静止摩擦係数、 θ_x および θ_y はそれぞれ x 方向および y 方向の河床勾配角である。

従って、傾斜床面上の砂粒子に作用する全無次元掃流力 τ_{*} は以下のように表される。

$$\tau_{*x} = \tau_{*xf} + \tau_{*xg}, \quad \tau_{*y} = \tau_{*yf} + \tau_{*yg} \quad \dots\dots\dots (5.15)$$

$$\tau_{*} = \sqrt{\tau_{*x}^2 + \tau_{*y}^2} \quad \dots\dots\dots (5.16)$$

ここに、 τ_{*x} および τ_{*y} はそれぞれ x 方向および y 方向における全無次元掃流力である。

以上、式(5.13)および式(5.16)より、傾斜床面上における主流方向の掃流砂量 q_B は、水平床面上の掃流砂量式(5.1)を変形した次式により算定される。

$$\frac{q_B}{\sqrt{sgd^3}} = 17\tau_*^{3/2} \left(1 - \frac{Kc\tau_{*c0}}{\tau_{*f}} \right) \left(1 - \sqrt{\frac{Kc\tau_{*c0}}{\tau_{*f}}} \right) \dots\dots\dots (5.17)$$

ただし、 Kc は Slope Factor であり、ここでは村上[23]により導出された次式を適用する。

$$Kc = \frac{\mu_s \cos\theta_b - \sin\theta_b \cos\alpha}{\cos\psi + k_L\mu_s} \frac{1 + k_L\mu_s}{\mu_s} \dots\dots\dots (5.18)$$

ここに、 θ_b は最大傾斜方向の河床勾配角、 k_L は抗力と揚力の比 (=0.85)、 ψ は河床での流速と砂粒の移動方向のなす角度、 α は砂粒の移動方向と河床の最大傾斜方向のなす角度である。また、 ψ および α については、後出の図 5.2 にてその定義位置を示している。

式(5.17)は Takebayashi ら[3]および福岡ら[24]が使用した式形とほぼ同様であり、また、辻本・細川[25]の研究、あるいは芦田ら[26]の研究によれば、式(5.17)のような取扱いが合理的である。

〔2〕縦横断方向の掃流砂量

従来、流砂量ベクトルの方向は、床面近傍に存在するある砂粒子の移動方向と一致すると仮定し、砂粒子を近似的に定常運動と扱ってそれに働く力の釣合式より求めている[26]。しかし、掃流層における砂粒子の平均移動方向を質点の運動方程式より求めるのは極めて困難である。そこで、ここでは流砂量ベクトルの方向、すなわち掃流層の全砂粒子の平均移動方向は無次元掃流力ベクトル τ_* の方向に一致すると仮定する。このとき、福岡・山坂[22]の研究によれば、次式により容易に縦横断方向の流砂量を求めることができる。

$$q_{Bx} = \frac{\tau_{*x}}{\tau_*} q_B, \quad q_{By} = \frac{\tau_{*y}}{\tau_*} q_B \quad \dots\dots\dots (5.19)$$

ここに、 q_{Bx} および q_{By} はそれぞれ x 方向（縦断方向）および y 方向（横断方向）における単位幅掃流砂量である。

ここで、縦横断流砂量の比 q_{By}/q_{Bx} をとると、

$$\frac{q_{By}}{q_{Bx}} = \frac{\tau_{*y}}{\tau_{*x}} = \frac{\tau_{*yf} + \tau_{*yg}}{\tau_{*xf} + \tau_{*xg}} = \frac{\tau_{*0} \sin\beta + \frac{\tau_{*c0}}{\mu_s} \sin\theta_y}{\tau_{*0} \cos\beta + \frac{\tau_{*c0}}{\mu_s} \sin\theta_x} \dots\dots\dots (5.20)$$

となる。ここに、 β は河床での主流速の方向と x 軸とのなす角であり、摩擦速度 u_{*fx} および u_{*fy} を用いて次式のように表せる。

$$\beta = \tan^{-1}(u_{*fy}/u_{*fx}) \quad \dots\dots\dots (5.21)$$

図 5.2 は、河床面における主流速の方向と砂粒子の移動方向を示しており、 ψ 、 α および β に関する定義位置も同時に示している。

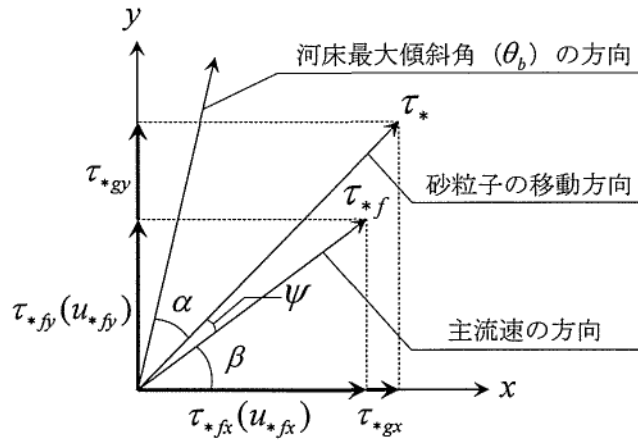


図 5.2 河床面における主流速の方向と砂粒子の移動方向

河床の縦横断勾配 θ_x および θ_y が十分に小さい時, $\sin\theta_x \doteq \tan\theta_x$ ($\sin\theta_y \doteq \tan\theta_y$) と近似されることから, 式(5.20)は次式のように表される.

$$\frac{q_{By}}{q_{Bx}} = \frac{\sin\beta + \frac{1}{\mu_s} \frac{\tau_{*c0}}{\tau_{*0}} \tan\theta_y}{\cos\beta + \frac{1}{\mu_s} \frac{\tau_{*c0}}{\tau_{*0}} \tan\theta_x} = \frac{\sin\beta - \frac{1}{\mu_s} \frac{\tau_{*c0}}{\tau_{*0}} \frac{\partial z}{\partial y}}{\cos\beta - \frac{1}{\mu_s} \frac{\tau_{*c0}}{\tau_{*0}} \frac{\partial z}{\partial x}} \quad \dots\dots\dots (5.22)$$

ここで, 縦断勾配 $\theta_x=0$, 且つ $\cos\theta_y \doteq 1$ とすれば,

$$\frac{q_{By}}{q_{Bx}} = \tan\beta - \frac{1/\mu_s}{\cos\beta} \frac{\tau_{*c0}}{\tau_{*0}} \frac{\partial z}{\partial y} \quad \dots\dots\dots (5.23)$$

が得られる. この式は, 芦田ら[26]の研究同様, 池田ら[27]あるいは Parker & Andrews[28]の式とほぼ同形となる.

5.2.5 境界条件について

本数値モデルでは, 以上に示した各流砂量式により流砂量を算定し, 浮遊砂濃度の連続式(5.6)および全流砂量の連続式(5.8)を差分化して, 河床変動計算を行なうわけであるが, 3次元流数值モデルと同様, それぞれ境界となる場(上流端, 下流端, 水面, 河床, 側壁)において適切な境界条件を課す必要がある. 以下に, 本数値モデルで適用した境界条件について説明する. ここで, 水面境界における諸量には添え字 s , 河床境界における諸量には添え字 b , 側壁境界における諸量には添え字 w をつけている.

[1] 上流端での条件

掃流砂量に関する上流端の境界条件としては, 所定の流入土砂量を横断方向一定で与え, また, 流砂量が与えられない場合には, 上流端での河床位が変化しないような流砂量が流入するものと仮定した.

$$q_B|_{x=x_0} = q_B|_{x=x_1} \dots\dots\dots (5.24)$$

ここに、 x_0 および x_1 はそれぞれ上流端および上流端に隣接するメッシュの x 座標である。

一方、浮遊砂濃度に関する上流端の境界条件としては、浮遊砂濃度の鉛直方向分布を与えるものとする。

$$c(z)|_{x=x_0} = c_0(z) \dots\dots\dots (5.25)$$

ここに、 $c_0(z)$ は上流端における浮遊砂濃度の鉛直分布に関する既知の関数であり、状況に応じて種々のものを与え得る。

今、上流端境界において、平衡状態での浮遊砂の流入があるとすると、その平衡状態における浮遊砂濃度の分布式は次式により与えられる。

$$\varepsilon_z \frac{\partial c}{\partial z} + w_f c = 0 \dots\dots\dots (5.26)$$

上式より、拡散係数 ε_z が与えられると、直ちに鉛直方向の濃度分布形を求めることができる。本数値モデルにおいて、拡散係数 ε_z は鉛直方向に一様な分布形である式(5.7)により与えられることから、上流端境界における鉛直方向の濃度分布式 $c_0(z)$ は次式により与えられる。

$$\frac{c_0(z)}{c_a} = \exp\left\{-\frac{w_f h}{\varepsilon_z} \left(\frac{z}{h} - \frac{a}{h}\right)\right\} \dots\dots\dots (5.27)$$

$$c_a = q_{su} / w_f \dots\dots\dots (5.28)$$

ここに、 c_a は基準点高さ ($=a$) における浮遊砂濃度であり、 q_{su} は式(5.2)より算定される。

また、次章 6.2 にて示している段落下流部を対象とした河床変動計算では、上流端からの流入流砂量を 0 としているため、 $c_0(z)$ についても 0 を与えている。

[2] 下流端での条件

下流端での境界条件としては、基本的に下流端での河床変動は自由とし、3次元流れにおける境界条件同様、水位 ξ のみを与えている。

$$\xi|_{x=x_{\max}} = \xi_0 \dots\dots\dots (5.29)$$

ここに、 ξ_0 は下流端水位、 x_{\max} は下流端メッシュの x 座標である。

一方、浮遊砂濃度に関する下流端の境界条件としては、濃度勾配一定の条件を与える。

$$c(z)|_{x=x_{\max}} = c(z)|_{x=x_{\max}-1} \dots\dots\dots (5.30)$$

[3] 自由水面での条件

自由水面での境界条件としては、浮遊砂濃度に関する条件のみであり、[水表面を通過する浮遊砂の移動は無い]という条件を適用すれば、次式により表せる。

$$\varepsilon_z \left. \frac{\partial c}{\partial z} \right|_{z=z_s} + (w_f - w_s) c_s = 0 \quad \dots\dots\dots (5.31)$$

ここに、 z_s は自由水面位置（水位高）、 w_s および c_s はそれぞれ水面境界における鉛直方向流速および浮遊砂濃度である。

〔4〕河床での条件

河床での境界条件としては、自由水面での境界条件同様、浮遊砂濃度に関する条件のみであり、[河床への堆積量は、浮遊状態から河床へ沈降する量と、河床から浮上する量との差に等しい]という考えに基づき、次式により表せる。

$$\varepsilon_z \left. \frac{\partial c}{\partial z} \right|_{z=z_b} + w_f c_b = -q_{su} + w_f c_b \quad \dots\dots\dots (5.32)$$

ここに、 z_b は河床高、 c_b は河床境界における浮遊砂濃度である。

〔5〕壁面での条件

側壁での境界条件としては、側壁での侵食は発生しないと考え、壁面を通して流砂量の出入りは無いものとした。

$$q_{Bx}|_{x=x_w} = 0, \quad q_{By}|_{y=y_w} = 0 \quad \dots\dots\dots (5.33)$$

ここに、 x_w および y_w は、それぞれ x 方向および y 方向における壁面位置である。

5.3 基礎方程式の定式化と計算方法

本章で使用する数値計算法は、第2章2.3にて示した3次元流れの数値計算法と基本的には同様なものであるが、使用する基礎方程式およびその境界条件に伴う計算方法に相違点があるので、ここで改めて説明する。

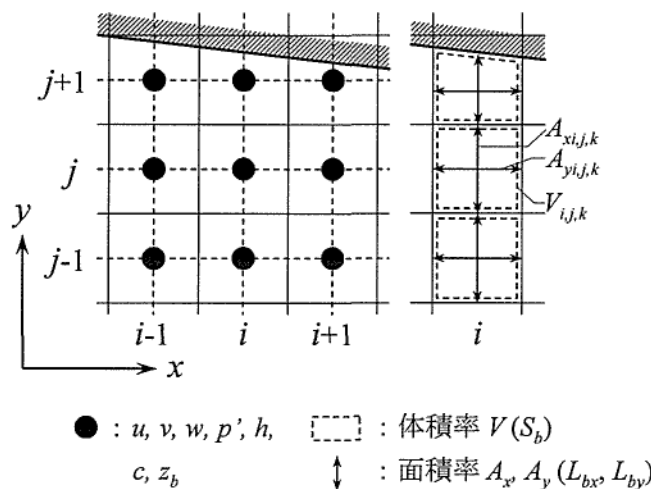


図 5.3(a) 計算諸量の配置図

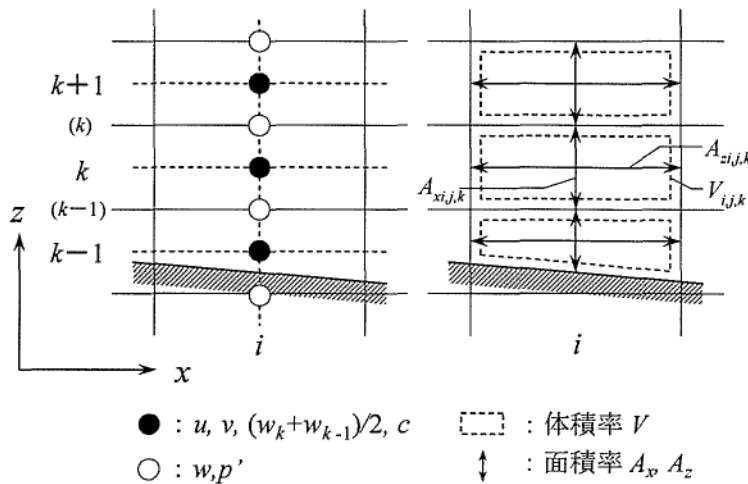


図 5.3 (b) 計算諸量の配置図

離散化の対象となる基礎方程式は、浮遊砂濃度の連続式(5.6)および全流砂量の連続式(5.8)である。図 5.3 に各物理量の配置図を示す。図より、河床位 z_b は水深 h と同様、平面 2 次元場におけるメッシュ中央位置で定義し、浮遊砂濃度 c についても、 u 、 v 等の流速定義点と同様、計算格子の中央位置で定義する。また、各軸方向の面積率 (A_x 、 A_y 、 A_z) は、任意の格子において流体の占める体積に対し、各軸方向について等分する位置で定義する。

5.3.1 MacCormack 法による離散化

基礎方程式を差分計算により解く場合、まず時間的・空間的に離散化する必要がある。そこで、本数値モデルではその離散化に、従来より山地河川における河床変動計算で比較的良好に用いられている MacCormack 法を適用する[1]-[5][9]。

まず、基礎方程式(5.6)および式(5.8)を、保存形のベクトル表示の式に書き改めると次のようになる。

$$\frac{\partial U_z}{\partial t} + \frac{1}{V} \left(\frac{\partial E_z}{\partial x} + \frac{\partial F_z}{\partial y} + \frac{\partial G_z}{\partial z} \right) = C_z \quad \dots\dots\dots (5.34)$$

ここに、

$$U_z = \begin{pmatrix} c \\ z_b \end{pmatrix}, \quad E_z = \begin{pmatrix} A_x u c \\ \frac{1}{1-\lambda} L_{bx} q_{Bx} \end{pmatrix}, \quad F_z = \begin{pmatrix} A_y v c \\ \frac{1}{1-\lambda} L_{by} q_{By} \end{pmatrix}, \quad G_z = \begin{pmatrix} A_z (w - w_f) c \\ 0 \end{pmatrix},$$

$$C_z = \begin{pmatrix} \frac{1}{V} \left\{ \frac{\partial}{\partial x} \left(A_x \varepsilon_x \frac{\partial c}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(A_y \varepsilon_y \frac{\partial c}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(A_z \varepsilon_z \frac{\partial c}{\partial z} \right) \right\} \\ - \frac{1}{1-\lambda} (q_{su} - w_f c_b) \end{pmatrix} \quad \dots\dots (5.35)$$

であり、全流砂量の連続式(5.8)の場合は $V = S_b$ である。

次に、 U_z^n を格子点 ($x = i\Delta x$, $y = j\Delta y$, $z = k\Delta z$, $t = n\Delta t_z$) 上の値と定義すると、式(5.34) は、MacCormack 法により、式(5.36)および式(5.37)のように予測子段階と修正子段階に離散化される。式中の Q は人工粘性項を示している。ここで、MacCormack 法による予測子段階および修正子段階における各差分方向には、3次元流れの数値計算法と同様、予測子段階において後退差分を、修正子段階において前進差分を適用する。また、人工粘性項 Q について、3次元流れの数値計算では z 方向のそれを無視しているが、予備計算の結果より、浮遊砂濃度の連続式に対しては z 方向の人工粘性項についても考慮している。

【予測子段階】

$$\begin{aligned}
 U_{Zi,j,k}^P = & U_{Zi,j,k} - \frac{\Delta t_z}{\Delta x V_{xi-1,j,k}} \left\{ (E_{Zi,j,k} - E_{Zi-1,j,k}) - (A_{xi,j,k} Q_{xi,j,k} - A_{xi-1,j,k} Q_{xi-1,j,k}) \right\} \\
 & - \frac{\Delta t_z}{\Delta y V_{yi,j-1,k}} \left\{ (F_{Zi,j,k} - F_{Zi,j-1,k}) - (A_{yi,j,k} Q_{yi,j,k} - A_{yi,j-1,k} Q_{yi,j-1,k}) \right\} \\
 & - \frac{\Delta t_z}{\Delta z V_{zi,j,k-1}} \left\{ (G_{Zi,j,k} - G_{Zi,j,k-1}) - (A_{zi,j,k} Q_{zi,j,k} - A_{zi,j,k-1} Q_{zi,j,k-1}) \right\} \\
 & + \Delta t_z C_{Zi,j,k} \dots\dots\dots (5.36)
 \end{aligned}$$

【修正子段階】

$$\begin{aligned}
 U_{Zi,j,k}^C = & \frac{1}{2} (U_{Zi,j,k} + U_{Zi,j,k}^P) \\
 & - \frac{1}{2} \frac{\Delta t_z}{\Delta x V_{xi,j,k}} \left\{ (E_{Zi+1,j,k}^P - E_{Zi,j,k}^P) + (A_{xi+1,j,k} Q_{xi+1,j,k}^P - A_{xi,j,k} Q_{xi,j,k}^P) \right\} \\
 & - \frac{1}{2} \frac{\Delta t_z}{\Delta y V_{yi,j,k}} \left\{ (F_{Zi,j+1,k}^P - F_{Zi,j,k}^P) + (A_{yi,j+1,k} Q_{yi,j+1,k}^P - A_{yi,j,k} Q_{yi,j,k}^P) \right\} \\
 & - \frac{1}{2} \frac{\Delta t_z}{\Delta z V_{zi,j,k}} \left\{ (G_{Zi,j,k+1}^P - G_{Zi,j,k}^P) + (A_{zi,j,k+1} Q_{zi,j,k+1}^P - A_{zi,j,k} Q_{zi,j,k}^P) \right\} \\
 & + \frac{1}{2} \Delta t_z C_{Zi,j,k}^P \dots\dots\dots (5.37)
 \end{aligned}$$

ただし、 Δt_z は河床変動における計算時間間隔、 Δx , Δy および Δz はそれぞれ x 方向、 y 方向および z 方向のメッシュ間隔、添え字 i , j および k はそれぞれ x 方向、 y 方向および z 方向の断面番号、上付き添え字 P および C はそれぞれ予測子および修正子段階での解である。

ここで、人工粘性項 Q については、第2章 2.3.1 にて示した流れに関するそれと同様、式(5.38)～式(5.40)に示される拡散型のものを適用する。ただし、これらの式における人工粘性係数 K_{Vz} に関しては、従来より永瀬ら[2]、あるいは日下部[29]により詳しく検討されており、それによると、河床変動計算における K_{Vz} は流れの計算における K_V とは異なる値を使用した方が良くとされている。そして、 K_{Vz} には K_V よりも 1 オーダー程度小さい値を使用することにより、より安定した計算を行なうことができるとされている。そこで、本

数値モデルにおいても同様に、次章に示す各流れ場の数値計算において、 K_{VZ} には K_V よりも1オーダー程度小さい値を使用する。また、浮遊砂濃度の連続式に関する人工粘性係数について、前野[30]は、浮遊砂の輸送は流れに依存するという考えから、流れの計算に使用した K_V と同値のものを使用している。しかし、予備計算において K_V と同値のものを使用した場合、条件によっては人工粘性項による影響が大きく表れ、計算が発散することが確認された。そのため、本数値モデルでは、全流砂の連続式に関する人工粘性係数 K_{VZ} と同値のものを使用する。

$$Q_{xi,j,k} = \frac{K_{VZ}}{8} (U_{Zi+1,j,k} - 2U_{Zi,j,k} + U_{Zi-1,j,k}) \quad \dots\dots\dots (5.38)$$

$$Q_{yi,j,k} = \frac{K_{VZ}}{8} (U_{Zi,j+1,k} - 2U_{Zi,j,k} + U_{Zi,j-1,k}) \quad \dots\dots\dots (5.39)$$

$$Q_{zi,j,k} = \frac{K_{VZ}}{8} (U_{Zi,j,k+1} - 2U_{Zi,j,k} + U_{Zi,j,k-1}) \quad \dots\dots\dots (5.40)$$

また、離散化された式(5.36)、および式(5.37)中における体積率 V については、第2章2.3.1で説明したものと同様である。

$$V_{xi,j,k} = \frac{1}{2} (V_{i,j,k} + V_{i+1,j,k}) \quad \dots\dots\dots (5.41)$$

$$V_{yi,j,k} = \frac{1}{2} (V_{i,j,k} + V_{i,j+1,k}) \quad \dots\dots\dots (5.42)$$

$$V_{zi,j,k} = \frac{1}{2} (V_{i,j,k} + V_{i,j,k+1}) \quad \dots\dots\dots (5.43)$$

ここに、 $V_{i,j,k}$ は任意の格子点 (i, j, k) における体積率である。

[1] 浮遊砂濃度の連続式における拡散項の離散化

浮遊砂濃度の連続式における拡散項の離散化については、基本的に3次元流れの数値計算同様、予測子・修正子の両段階において中央差分を適用し計算を行なう。以下に、その差分式を示す。

$$\frac{1}{V} \frac{\partial}{\partial x} \left(A_x \varepsilon_x \frac{\partial c}{\partial x} \right) = \frac{1}{V_{i,j,k} \Delta x} \left\{ A'_{xi,j,k} \varepsilon'_{xi,j,k} \frac{c_{i+1,j,k} - c_{i,j,k}}{[\Delta x_{i+1,j,k} + \Delta x_{i,j,k}]/2} - A'_{xi-1,j,k} \varepsilon'_{xi-1,j,k} \frac{c_{i,j,k} - c_{i-1,j,k}}{[\Delta x_{i,j,k} + \Delta x_{i-1,j,k}]/2} \right\} \quad \dots\dots (5.44)$$

$$\frac{1}{V} \frac{\partial}{\partial y} \left(A_y \varepsilon_y \frac{\partial c}{\partial y} \right) = \frac{1}{V_{i,j,k} \Delta y} \left\{ A'_{yi,j,k} \varepsilon'_{yi,j,k} \frac{c_{i,j+1,k} - c_{i,j,k}}{[\Delta y_{i,j+1,k} + \Delta y_{i,j,k}]/2} - A'_{yi,j-1,k} \varepsilon'_{yi,j-1,k} \frac{c_{i,j,k} - c_{i,j-1,k}}{[\Delta y_{i,j,k} + \Delta y_{i,j-1,k}]/2} \right\} \quad \dots\dots (5.45)$$

$$\frac{1}{V} \frac{\partial}{\partial z} \left(A_z \varepsilon_z \frac{\partial c}{\partial z} \right) = \frac{1}{V_{i,j,k} \Delta z} \left\{ A'_{zi,j,k} \varepsilon'_{zi,j,k} \frac{c_{i,j,k+1} - c_{i,j,k}}{[\Delta z_{i,j,k+1} + \Delta z_{i,j,k}]/2} - A'_{zi,j,k-1} \varepsilon'_{zi,j,k-1} \frac{c_{i,j,k} - c_{i,j,k-1}}{[\Delta z_{i,j,k} + \Delta z_{i,j,k-1}]/2} \right\} \dots (5.46)$$

ただし、

$$\varepsilon'_{xi,j,k} = \frac{1}{2} (\varepsilon_{xi+1,j,k} + \varepsilon_{xi,j,k}) \dots (5.47)$$

$$\varepsilon'_{yi,j,k} = \frac{1}{2} (\varepsilon_{yi,j+1,k} + \varepsilon_{yi,j,k}) \dots (5.48)$$

$$\varepsilon'_{zi,j,k} = \frac{1}{2} (\varepsilon_{zi,j,k+1} + \varepsilon_{zi,j,k}) \dots (5.49)$$

であり、 $\varepsilon_{xi,j,k}$ 、 $\varepsilon_{yi,j,k}$ および $\varepsilon_{zi,j,k}$ はそれぞれ x 方向、 y 方向および z 方向における任意の格子点 (i, j, k) の拡散係数である。また、 $A'_{xi,j,k}$ 、 $A'_{yi,j,k}$ および $A'_{zi,j,k}$ については、第 2 章 2.3.1 における式(2.48)～式(2.50)で表される。

5.3.2 自由水面および河床境界における計算方法

非平衡状態にある浮遊砂濃度分布を算定する際、各境界面における計算方法が重要となる。特に、河床境界面は砂粒子の浮上・沈降に伴う浮遊砂濃度の上昇・低下を支配する境界面であるため、その計算方法が結果に及ぼす影響も大きい。ここでは、その境界面（水面および河床）における計算方法について示す。

〔1〕水面境界における浮遊砂濃度の計算方法

自由水面における境界条件は、本章 5.2.5 にて示されている式(5.31)により表される。この式(5.31)の差分化にあたっては種々の方法が考えられるが、平井[31]の研究によれば、差分化の相違によって水面での濃度分布に若干の相違を生じるものの、流砂量の流下方向特性に関して顕著な差は現れないとされている。従って、本数値モデルでは平井と同様、次の方法によって条件式の差分化を行い、自由水面境界における浮遊砂濃度の算定を行う。

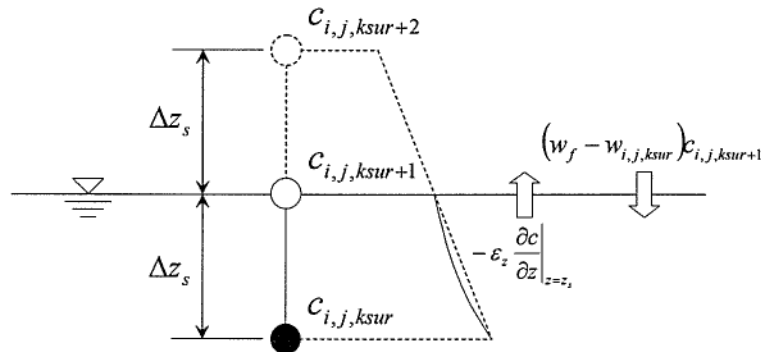


図 5.4 水面境界における計算諸量の配置図

まず、図 5.4 に示されるように、水面の上に仮想的な点 $c_{i,j,ksur+2}$ を考え、 $c_{i,j,ksur}$ 、 $c_{i,j,ksur+1}$ および $c_{i,j,ksur+2}$ の間に線形関係 ($c_{i,j,ksur+2} = 2c_{i,j,ksur+1} - c_{i,j,ksur}$) が成立すると仮定する。ここに、 $ksur$ は自由水面位置における z 方向メッシュ番号であり、 $c_{i,j,ksur+1}$ が水面境界における浮遊砂濃度を示す。これらの準備を基に、式(5.31)は次式のように差分化される。

$$\varepsilon_{-z,i,j,ksur+1} \frac{c_{i,j,ksur+2} - c_{i,j,ksur}}{2\Delta z_s} + (w_f - w_{i,j,ksur}) c_{i,j,ksur+1} = 0 \quad \dots\dots (5.50)$$

ここに、 Δz_s は水面位置から水面直下における濃度計算点 ($c_{i,j,ksur}$) までの距離であり、水面メッシュにおける体積率 V_s および面積率 A_{zs} を用いると、 $\Delta z_s = V_s/A_{zs} \cdot \Delta z/2$ で表される。

上式(5.50)を $c_{i,j,ksur+1}$ について解くことより、水面境界における浮遊砂濃度は次式により算定される。

$$c_{i,j,ksur+1} = \frac{1}{1 + \Delta z_s (w_f - w_{i,j,ksur}) / \varepsilon_{-z,i,j,ksur}} c_{i,j,ksur} \quad \dots\dots\dots (5.51)$$

このようにして算定された浮遊砂濃度 $c_{i,j,ksur+1}$ を、MacCormack 法における各差分段階で適用し計算を行なう。

[2] 河床境界における浮遊砂濃度の計算方法

河床における境界条件は、本章 5.2.5 にて示されている式(5.32)により表される。一般に、この境界条件を用いて浮遊砂濃度の 3 次元輸送・拡散過程を計算する場合、先述の水面境界同様、境界条件式を差分化し、河床境界面における浮遊砂濃度を算定することにより計算を行なうことができる。しかし、河床面から砂粒子が大きく巻き上がるような現象が発生する場合、式中に含まれる河床からの浮遊砂浮上量 q_{su} の与え方、すなわち q_{su} を与えるメッシュ高さが非常に重要となる。そこで、本数値モデルでは、次のようにして河床境界条件の導入を行なう。

まず、河床最近傍における計算メッシュにおいては、乱れによる河床底面からの浮上項 $-\varepsilon_z \partial c / \partial z$ を 0 とし、代わりに沈降量として底面浮遊砂濃度による $-w_f c_{i,j,kbed}$ を付加する。従って、浮遊砂濃度の連続式における拡散項差分式(5.46)は、河床において次式のように表せる。

$$\frac{1}{V} \frac{\partial}{\partial z} \left(A_z \varepsilon_z \frac{\partial c}{\partial z} \right) \Big|_{z=z_b} = \frac{1}{V_{i,j,kbed} \Delta z} \left\{ A'_{zi,j,kbed} \varepsilon'_{zi,j,kbed} \frac{c_{i,j,kbed+1} - c_{i,j,kbed}}{[\Delta z_{i,j,kbed+1} + \Delta z_{i,j,kbed}]/2} - A_{zi,j,kbed} w_f c_{i,j,kbed} \right\} \dots\dots\dots (5.52)$$

ここに、 $kbed$ は河床位置における z 方向メッシュ番号である。

次に、式(5.2)より算定される河床からの浮遊砂浮上量 q_{su} を、河床面からの浮遊砂浮上高さにおけるメッシュ計算点に付加する。すなわち、浮遊砂浮上高さにおける濃度を算定する際、拡散項差分式(5.46)内に、式(5.53)で示されるように浮遊砂浮上量 q_{su} を付加する。ここで、河床面からの浮遊砂浮上高さについては、粒径の数倍から 10 数倍程度とされており [32]、本数値モデルでは一定値として、粒径の 10 倍の高さを浮遊砂浮上高さとしている。

ただし、計算水深が非常に薄く、浮遊砂浮上高さよりも小さくなる場合には、河床最近傍メッシュにおいて浮上量 q_{su} を与える。

$$\frac{1}{V} \frac{\partial}{\partial z} \left(A_z \varepsilon_z \frac{\partial c}{\partial z} \right) \Bigg|_{z=z_{bsu}} = \frac{1}{V_{i,j,kbsu} \Delta z} \left\{ A'_{zi,j,kbsu} \varepsilon'_{zi,j,kbsu} \frac{c_{i,j,kbsu+1} - c_{i,j,kbsu}}{[\Delta z_{i,j,kbsu+1} + \Delta z_{i,j,kbsu}]/2} \right. \\ \left. - A'_{zi,j,kbsu-1} \varepsilon'_{zi,j,kbsu-1} \frac{c_{i,j,kbsu} - c_{i,j,kbsu-1}}{[\Delta z_{i,j,kbsu} + \Delta z_{i,j,kbsu-1}]/2} + A_{zi,j,kbsu} q_{su} \right\} \quad \dots \quad (5.53)$$

ここに、 z_{bsu} は（河床位＋浮遊砂浮上高さ）における基準面からの標高、 $kbsu$ は（河床位＋浮遊砂浮上高さ）における z 方向メッシュ番号である。

これらの河床境界条件の概念図を図 5.5 に示す。以上の方法により、河床境界面付近における浮遊砂濃度の計算を行う。

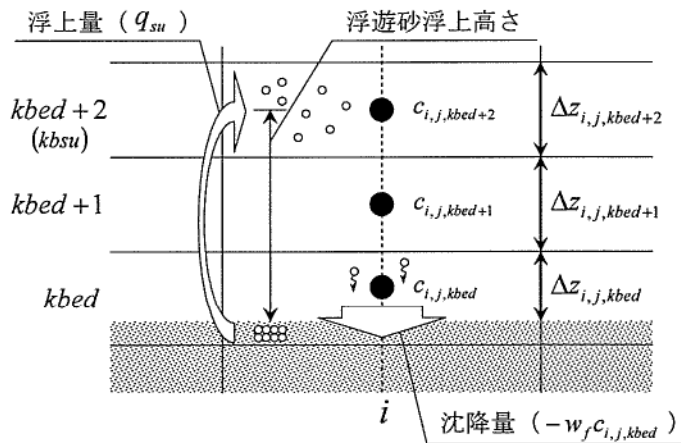


図 5.5 河床境界条件の概要図

5.4 その他の諸条件について

5.4.1 水中安息角による河床勾配補正について

構造物周辺の流れ場では洗掘の進行に伴い、水中安息角 ϕ よりも大きな河床勾配が生じる可能性がある。そこで、本数値モデルでは永瀬ら[2]と同様の方法により、ある設定した水中安息角 ϕ よりも大きな河床勾配が生じた際には、その水中安息角を保持するように河床位の高い方から低い方へと瞬時に土砂をスライドさせ、計算を行なうものとする。すなわち、図 5.6 に示されるように、隣り合う接点間の河床位の差が $|z'_{bi} - z'_{bi-1}| > \Delta x \tan \phi$ になると、矢印の方向に土砂をスライドさせ、式(5.54)および式(5.55)により水中安息角 ϕ を保持するよう河床位の補正を行なう。ここで、式(5.54)は $z'_{bi-1} > z'_{bi}$ の場合における式であり、また、水中安息角 ϕ については、次章に示す各計算条件ごとに設定する。

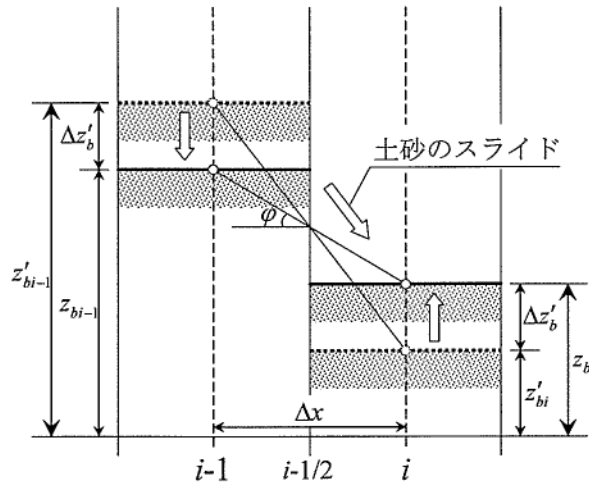


図 5.6 水中安息角による河床勾配補正

$$\begin{cases} z_{bi} = z'_{bi} + \Delta z' \\ z_{bi-1} = z'_{bi-1} - \Delta z' \end{cases} \dots\dots\dots (5.54)$$

$$\Delta z'_b = |z'_{bi} - z'_{bi-1}| - \Delta x \tan \phi \dots\dots\dots (5.55)$$

ここに、 z'_b は修正前の河床位、 z_b は修正後の河床位、 ϕ は水中安息角である。

5.4.2 河床変動の計算時間間隔について

式(5.36)および式(5.37)中に含まれる河床変動の計算時間間隔 Δt_z は、偏微分方程式を差分計算により解く場合の安定条件を満たすように決定しなければならない。そこで、 Δt_z に関しては、第2章 2.4.4 と同様、以下に示す CFL 条件より決定する。

まず、浮遊砂濃度の連続式に関する安定条件は次式により表される[8].

$$\Delta t_z \leq \frac{\Delta x}{\frac{A_{\max}}{V_{\min}} u_{\max}} \quad \text{and} \quad \Delta t_z \leq \frac{2.0 \varepsilon_x}{\left(\frac{V_{\min}}{A_{\max}} \Delta x \right)^2} \dots\dots\dots (5.56)$$

次に、全流砂量の連続式に関する CFL 条件は次式により表される[7].

$$\Delta t_z \leq \Delta x \left\{ \left[\frac{L_{b \max}}{S_{b \min}} \frac{-1}{(1 - Fr^2)(1 - \lambda)} \left(\frac{\partial q_B}{\partial h} + q \frac{\partial c}{\partial h} \right) \right]^{-1} \right\} \dots\dots\dots (5.57)$$

ここに、 Fr はフルード数、 h は水深、 q は単位幅流量である。

以上の2式から算定される Δt_z のうち、条件として厳しい方の計算時間間隔を採用する。ただし、実際の計算ではより安定した計算を行なうため、得られた計算時間間隔よりも小さい値を使用しており、それについては予備計算により試行錯誤的に決定している。

5.4.3 計算手順

計算の手順は、基本的に河床変動計算と流況の計算を交互に繰り返すというものであり、そのフローチャートを図 5.7 に示す。河床変動計算は所定の計算時間間隔 Δt_z 毎に計算されるが、河床変動計算に用いる流況の計算では、まず、 Δt_z 前の河床形状での流速計算結果をその間の河床変動量分だけ水深が変化したものと仮定し（すなわち、水位は変化しないものとする）、流量が変化しないように水深変化分に相当するように流速分布を変形させて修正する。次に、その計算結果のもとに、流況の計算を時間間隔 Δt_f で n_f 回繰り返し、その結果を次時刻の河床変動計算に用いる流況とするというものである。一般に、計算時間間隔 Δt_z に関しては、 $\Delta t_z \gg \Delta t_f$ なる関係が成り立つので、計算時間の大幅な短縮化が図られる。

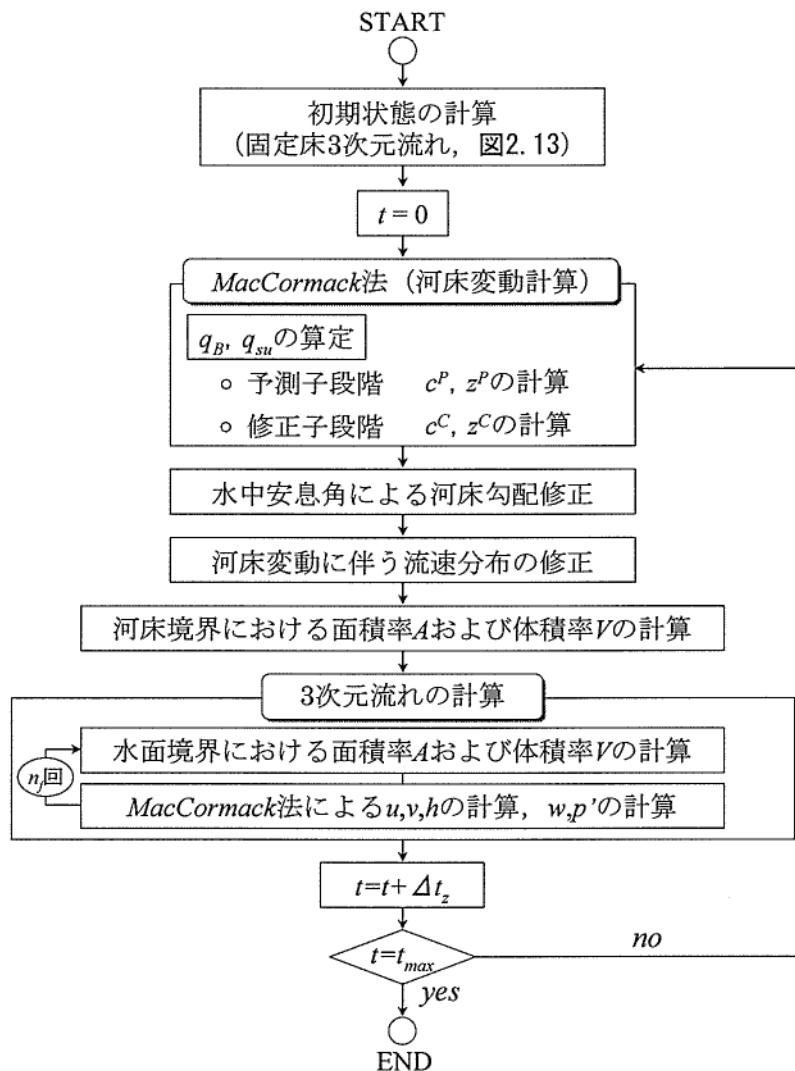


図 5.7 河床変動の計算フローチャート

5.5 結語

本章では、前章までにその妥当性を示してきた非静水圧 3 次元流数値計算モデルに基づく、平面 2 次元の河床変動計算モデルの構築を行なった。河床変動モデルには構造物周辺で発生する局所洗掘現象にも適用できるように、流砂として掃流砂および浮遊砂の双方を考慮し、掃流砂量式には従来より各種流れ場における河床変動計算で比較的良く適用されている芦田・道上による平衡流砂量モデルを、また、河床からの浮遊砂浮上量には Itakura and Kishi の式を採用した。ただし、掃流砂量式には河床の局所斜面勾配の影響による効果を導入し、さらに、浮遊砂濃度の連続式および全流砂量の連続式には、流れの計算モデルと同様、複雑境界形状でも滑らかに境界条件を課すことのできる FAVOR 法を導入した基礎方程式を示した。そして、基礎方程式の離散化方法として MacCormack 法を採用し、その具体的な方法について提示した。

— 第5章 参考文献 —

- [1] 川島幹雄, 福岡捷二: 床止め工周辺の河床変動計算法に関する研究, 水工学論文集, 第39巻, pp.689-694, 1995.
- [2] 永瀬恭一, 道上正規, 檜谷治: 狭窄部を持つ山地河川の河床変動計算, 水工学論文集, 第40巻, pp.887-892, 1996.
- [3] Takebayashi, H., Egashira, S. and H. S. Jin: Numerical simulation of alternate bar formation, River Sedimentation, A. W. Jayawardena, J. H. Lee and Z. Y. Wang (eds), pp.733-738, 1999.
- [4] 竹林洋史, 江頭進治, 岡部健士: 網状流路の時空間的な変動特性, 水工学論文集, 第46巻, pp.737-742, 2002.
- [5] Kusakabe S., Michiue M., Hinokidani O. and Fujita M.: A Numerical Simulation of Flow Pattern and Bed Variation on Widening Steep Slope Channels, XXX IAHR Congress Proceedings, Theme D, pp.335-342, 2003.
- [6] 檜谷治: 移動床河川諸問題の数値解析, 1996年度(第32回)水工学に関する夏季研修会講義集Aコース, pp.A-4-1-14, 1996.
- [7] 清水康行: 沖積河川における流れと河床変動の予測手法に関する研究, 北海道大学審査学位論文, 1991.
- [8] 檜谷治: 河川および浅水湖の3次元流れと平面2次元河床変動に関する研究, 京都大学学位論文, 1992.
- [9] Chin-Lien Yen, Charles C. S. Song and Ming-Hseng Tseng: Numerical Simulation of Flow and Scour around A Square Pier, 9th Congress of the Asian and Pacific Division of the IAHR, Proceedings Vol.2, pp.368-375, 1994.
- [10] Roulund, A., Sumer, B. M., Fredsoe, J., and Michelsen, J.: 3D Mathematical Modelling of Scour around a Circular Pile in Current, Proc., 7th Int. Symp. on River Sedimentation, Hong Kong, China, pp.131-137, 1998.
- [11] Peng, J., Tamai, N. and Kawahara, Y.: Numerical Modeling of Local Scour around Spur Dikes, Proc. 28th IAHR Congress, E10, 1999.
- [12] 福岡捷二, 富田邦裕, 堀田哲夫, 宮川朝浩: 橋脚周りの局所洗掘推定のための実用的数値シミュレーションの開発, 土木学会論文集, No.497/II-28, pp.71-79, 1994.
- [13] 長田信寿, 細田尚, 中藤達昭, 村本嘉雄: 円柱周りの流れと局所洗掘現象の3次元数値解析, 水工学論文集, 第45巻, pp.427-432, 2001.
- [14] 長田信寿, 細田尚, 村本嘉雄, 中藤達昭: 3次元移動座標系・非平衡流砂モデルによる水制周辺の河床変動解析, 土木学会論文集, No.684/II-56, pp.21-34, 2001.
- [15] 牛島省, 清水隆夫, 佐々木明, 瀧澤靖彦: 温排水中の水中放流による局所洗掘現象の数値解析, 水工学論文集, 第36巻, pp.67-73, 1992.

- [16] 牛島省, 田中伸和: 3次元境界適合座標系を用いた局所洗掘現象の数値解析, 水工学論文集, 第39巻, pp.683-688, 1995.
- [17] 芦田和男, 道上正規: 移動床流れの抵抗と掃流砂量に関する基礎的研究, 土木学会論文報告集, 第206号, pp.59-69, 1972.
- [18] 岩垣雄一: 限界掃流力の流体力学的研究, 土木学会論文集, 第41号, pp.1-21, 1956.
- [19] Itakura, T. and Kishi, T.: Open Channel Flow with Suspended Sediments, Proc. of ASCE, HY8, pp.1325-1343, 1980.
- [20] Rubey, W. W.: Settling Velocity of Gravel, Sand and Silt Particles, Amer. Jour. Sci., Vol.25, pp.325-338, 1933.
- [21] 藤田正治, 道上正規, 檜谷治: トレンチ内の流れと浮遊砂濃度分布の数値シミュレーション, 水工学論文集, 第35巻, pp.377-382, 1991.
- [22] 福岡捷二, 山坂昌成: 直線流路の交互砂州, 第27回水理講演会論文集, pp.703-708, 1983.
- [23] 村上正吾: 非平衡流砂モデルの展開による河川流砂に関する研究, 京都大学学位論文, 1992.
- [24] 福岡捷二, 渡辺明英, 萱場祐一, 曾田英揮: ベーン工が断続的に配置された河道弯曲部の流れと河床形状, 土木学会論文集, No.479/II-25, pp.61-70, 1993.
- [25] 辻本哲郎, 細川迭男: 急勾配水路における礫の限界掃流力と流砂量, 土木学会論文集, 第411号/II-12, pp.127-134, 1989.
- [26] 芦田和男, 江頭進治, 劉炳義: 蛇行流路における流砂の分級および河床変動に関する数値解析, 水工学論文集, 第35巻, pp.383-390, 1991.
- [27] 池田駿介, 山坂昌成, 千代田将明: 混合砂礫床一様弯曲流路の平衡横断形状と Sorting について, 土木学会論文集, 第375号/II-6, 1986.
- [28] Parker, G. and Andrews, E. D.: Sorting of Bed Load Sediment by Flow in Meander Bends, Water Resources Research, Vol. 21, No. 9, pp.1361-1373, 1985.
- [29] 日下部重幸: 急勾配水路における常流・射流の混在する流れと河床変動に関する研究, 鳥取大学学位論文, 1997.
- [30] 前野浩樹: 千代川河口部における土砂流出量の評価, 鳥取大学修士論文, 2001.
- [31] 平井真砂郎: 浮遊砂を伴う河床変動に関する研究, 鳥取大学修士論文, 1981.
- [32] 吉川秀夫: 流砂の水理学, 丸善株式会社, pp.139, 1985.

第 6 章 平面 2 次元河床変動数値計算モデルの 適用性に関する研究

6.1 概説

本論文では、これまでに、第 3 章および第 4 章において、第 2 章で提案した 3 次元流れの数値計算モデルを固定床上における各種水理実験に適用し、実験結果との比較からモデルの妥当性について検討を行ってきた。それにより、常流・射流混在場における段落ち流れの特徴的な流況（波状跳水・潜り噴流）や、河川蛇行部・弯曲部に形成される 2 次流、あるいは構造物周辺で発生する跳水を伴う局所流等について、本数値モデルにより良好に再現できることが示された。そこで、本章では、その 3 次元流れの数値計算モデルに基づき、第 5 章で提案した平面 2 次元の河床変動計算モデルを種々の移動床実験に適用し、実験結果との比較から本数値モデルの妥当性あるいは問題点について検討する。対象とする流れ場は、常流・射流混在場における段落ち下流部の局所洗掘現象、河川弯曲部・蛇行部における 2 次流に伴う河床変動、および水制工周辺における局所洗掘現象である。

まず、堰や護床工あるいは床固め工下流部で発生する局所洗掘現象を対象とし、第 3 章 3.3 にて示した、段落ち模型による局所洗掘現象に関する移動床実験を行なうとともに、その実験を対象とした鉛直 2 次元流モデルに基づく河床変動計算を試みる。ここで、段落ち下流部で発生する局所洗掘現象は、潜り噴流による急激な洗掘過程と、波状跳水による埋め戻し過程とが存在し、これらの両流況が交互に発生しながら洗掘が進行する非常に複雑な洗掘現象を呈する[1]。ここでは、そのような複雑な洗掘現象について、本数値モデルにより、それらの両流況を交互に繰り返しながら洗掘が進行していく様子が再現できることを示す。一方で、潜り噴流状態における洗掘現象については幾つかの相違点が指摘されており、その相違が生じる要因について言及する。

次に、3 次元的な流れ場を対象として、まず、河川蛇行部および弯曲部の河床変動を対象とした数値計算を試みる。河川蛇行部における河床変動計算としては、従来、清水[2]および檜谷[3]が、その数値モデルの適用対象としている、長谷川[4]により行われた蛇行流路実験への適用を試みる。また、河川弯曲部における河床変動計算としては、檜谷ら[5]により行われた弯曲角 θ が 90° である一様弯曲水路実験への適用を試みる。それにより、流れの数値計算同様、全流砂量の連続式(5.8)に FAVOR 法を導入することによって、矩形格子のデカルト座標系であっても、河床変動に伴うその河床形状を滑らかに表現できることを示す。同時に、現象の再現性から本数値モデルの問題点についても明らかにする。

最後に、構造物周辺における河床変動計算として、水制工周辺で発生する局所洗掘現象を対象とした数値計算を試みる。まず、第4章4.3.1にて示した、Elawady[6]により行われた越流型不透水制周辺での局所洗掘現象への適用を試みる。それにより、檜谷[3]、Pengら[7]と同様、平衡流砂量式を採用している本数値モデルでも、ある程度の精度でその洗掘現象を再現できる一方、それを十分に説明できるまでには至らなかった問題点とその原因について言及する。また、常流・射流混在場における構造物周辺の河床変動計算として、永瀬ら[8]により行われた急勾配水路における移動床実験を対象とし、本数値モデルの適用を試みる。そして、実験結果と同時に、永瀬ら[8]により行なわれている浅水流モデルに基づく河床変動計算結果との比較を行い、現象の再現性から、3次元流計算に基づく本河床変動計算モデルの優位性について明らかにする。

6.2 段落ち下流部における局所洗掘現象の数値計算

堰直下流部で発生する局所洗掘現象は、第3章3.1で示したように、潜り噴流による洗掘過程と、波状跳水による埋め戻し過程とが存在し、これらの両流況が繰り返しながら洗掘が進行する非常に複雑な洗掘現象を呈する。特に、潜り噴流発生時には、堰上端を剥離した主流が河床面に衝突するように流下するため、堰直下流部で急激な洗掘が生じると同時に、最大洗掘深もその潜り噴流時に発生する。従って、堰直下流部の局所洗掘現象を予測する場合、潜り噴流発生時の研究が重要であり、従来からダム下流や段落ち部を中心に道上ら[1][9]、Jaeger and Kanapathypilly[10]による実験的研究や現地観測に基づいた最大洗掘深の予測式が種々提案されている。しかしながら、これらの予測式では、予め流れの状態が把握されていなければその予測精度が極端に低下し、特に、洪水時など、堰上下流での水位差が小さく、潜り噴流と波状跳水とが交互に発生するような状況下では、各流況の移行条件がその精度を左右するため、高精度の予測は極めて困難となる。

そのため、近年では、数値解析による検討が行われるようになってきており、第3章3.2で示したように、著者は、固定床上における両流況の移行条件を説明できる数値モデルの構築に成功している[11]。一方、内田ら[12]は床止め工直下流部の潜り噴流による洗掘過程を対象とした河床変動解析を行っており、その洗掘孔形状を良好に再現している。しかしながら、内田ら[12]は波状跳水による埋め戻し過程を含めた検討は行なっておらず、現段階において、両流況（波状跳水・潜り噴流）の移行の繰り返しの伴う河床変動過程を十分に説明できる数値モデルの確立には至っていない。

以上より、本節では、堰や護床工あるいは床固め工下流部で発生する局所洗掘現象を対象とし、段落ち模型による移動床実験を行なうとともに、その実験を対象とした鉛直2次元流れの数値計算法に基づく本河床変動計算モデルの適用を試みる[13]。

6.2.1 段落ち下流部における局所洗掘現象に関する移動床実験

段落ち下流部における局所洗掘現象に関する移動床実験については、第3章3.3.1で示したものとほぼ同様であるが、実験方法に若干違いがあるため、本項で改めて説明する。

[1] 実験の概要

実験に用いる水路は、鳥取大学工学部水理実験室に設置されている長さ18.5m、幅0.4m、深さ0.4mの矩形断面長方形水路である。図6.1に実験水路の概略図を示す。段落ちには木製版のものを作成し、図6.1に示されるように上流端より5mの地点から下流側に5mにわたって設置する。また、段落ち下流部には3mにわたって砂を平坦に敷詰め、その下流端には砂面高と同じ高さの木製版の砂止めを設置する。

河床形状の測定にあたっては、砂面計 MT-E・P・I-3（株式会社まさとよ）を使用する。砂面計は河床面と水中にある点、すなわちセンサーの先端部との電気抵抗が河床面との距離によって変化する特性を利用し、サーボシステムによってセンサーを上下運動させ、その上下運動量をポテンシャルメーターによって電気的に変換して河床形状を自動的に測定するものである。データの収録には、流速測定と同様、PCカード型データ収録システム NR-110（KEYENCE）を使用する。

実験条件を表6.1に示す。実験では、河床砂に粒径0.75mmの一様砂を使用し、段落ち高さ W が5cmになるように河床砂を敷詰める。単位幅流量 q および下流端水深 h_t については、予備実験により、潜り噴流状態と波状跳水状態とが交互に発生する条件とし、洗掘後の段落ち直下流部における河床形状が水路横断方向にほぼ一様となるよう設定している。また、上流側からの給砂は行わないものとし、河床形状の測定時には、対象とする流況が発生している時点で下流端を堰上げ、水路中央断面において測定を行なう。

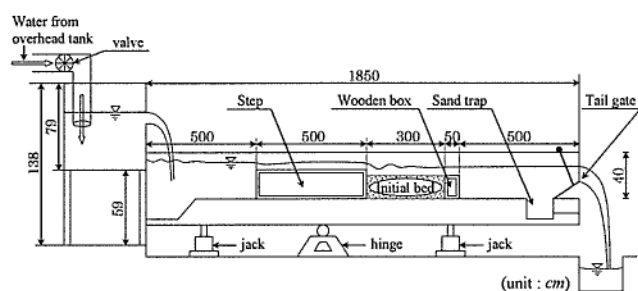


図 6.1 実験水路概略図（段落ち洗掘）

表 6.1 実験条件（段落ち洗掘）

段落ち高さ W (cm)	5
単位幅流量 q (cm^2/s)	267
限界水深 h_c (cm)	4.17
下流端水深 h_t (cm)	8.52
河床砂の平均粒径 d (cm)	0.075
水路勾配 I	1/300
マンニングの粗度係数 n	0.014

[2] 実験結果について

洗掘は、通水直後から潜り噴流状態と波状跳水状態を繰り返しながら急激に進行する。その実験結果として、ここでは各流況における洗掘孔形状の時間的変化について考察する。

まず、図6.2および図6.3は、それぞれ波状跳水状態における洗掘孔形状の時間的変化を示したものであり、図6.3に示される縦軸 z および横軸 x は各時刻における最大洗掘深

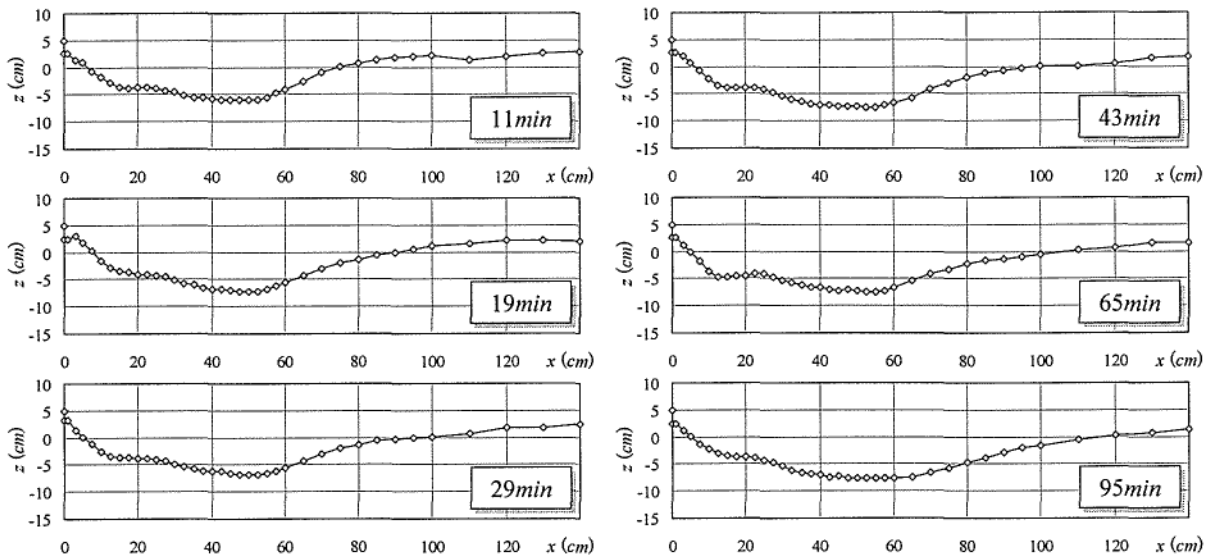


図 6.2 洗掘孔形状の時間的変化（波状跳水状態）

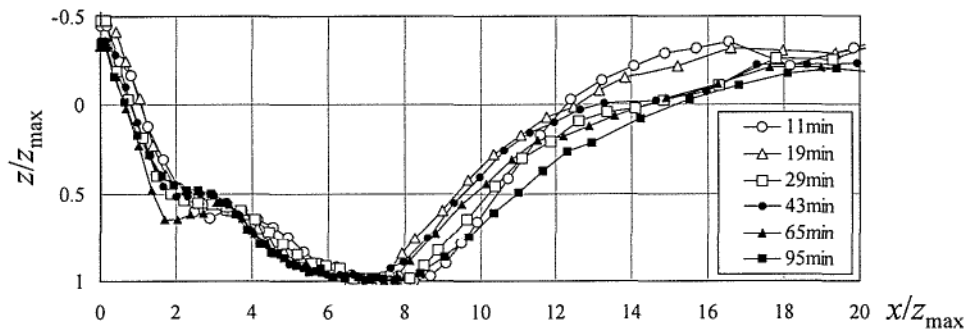


図 6.3 無次元表示による洗掘孔形状の時間的変化（波状跳水状態）

z_{\max} により無次元化表示されている。同様に、図 6.4 および図 6.5 には、潜り噴流状態における洗掘孔形状の時間的変化を示している。ここで、図 6.2, 6.3 に示される波状跳水状態とは、流況が波状跳水から潜り噴流へと移行する直前を表しており、また、図 6.4, 6.5 に示される潜り噴流状態とは、流況が潜り噴流から波状跳水へと移行する直前を表している。そして、時刻とは、流況が波状跳水から潜り噴流へと移行する直前の時刻である。

図より、まず、各流況時における洗掘孔形状を比較すると、流況によってその形状が大きく異なっていることが分かる。すなわち、図 6.2 に示される波状跳水状態における洗掘孔形状は、洗掘孔全体にわたって比較的なだらかな傾斜床面となっているのに対し、図 6.4 に示される潜り噴流状態の洗掘孔形状は、段落ち直下流部において主流の河床面への衝突に伴う急勾配斜面を有する深い洗掘孔が形成されていると同時に、その直下には砂堆が形成されていることが分かる。また、無次元表示による各流況における洗掘孔形状を比較すると、波状跳水状態における河床形状は時間的に相似性を保っていることが分かる。一方の潜り噴流状態の場合、砂堆上流側では比較的相似性を保っているものの、それより下流側では時間的な変動が見られ相似性を保っていない。これは、洗掘現象の非定常性に伴う実験結果のばらつきも 1 つの要因として考えられるが、特に、時間的に洗掘孔が拡大し

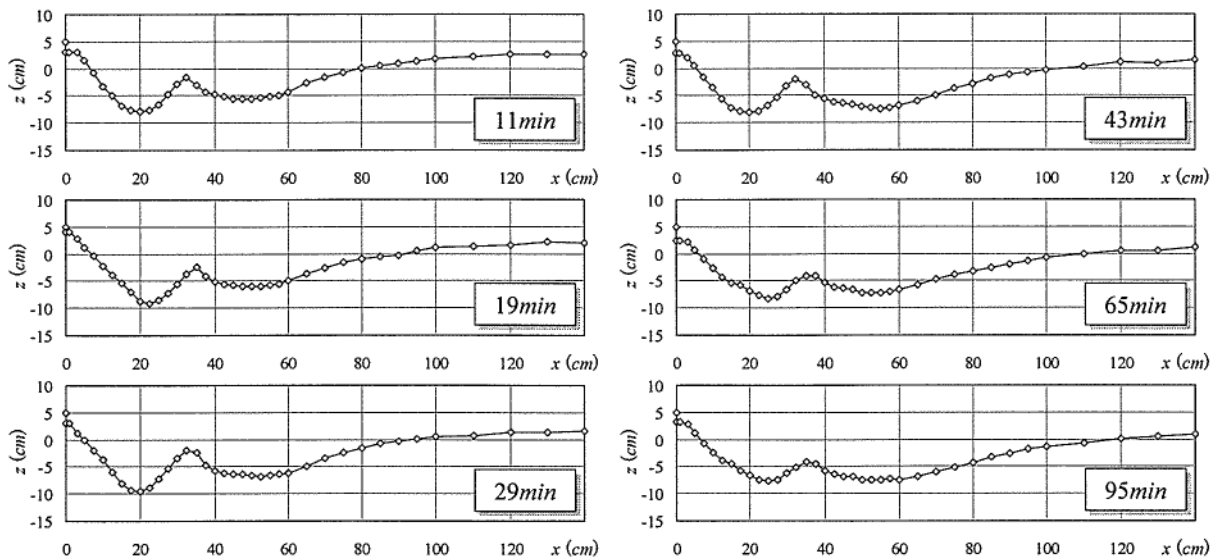


図 6.4 洗掘孔形状の時間的変化（潜り噴流状態）

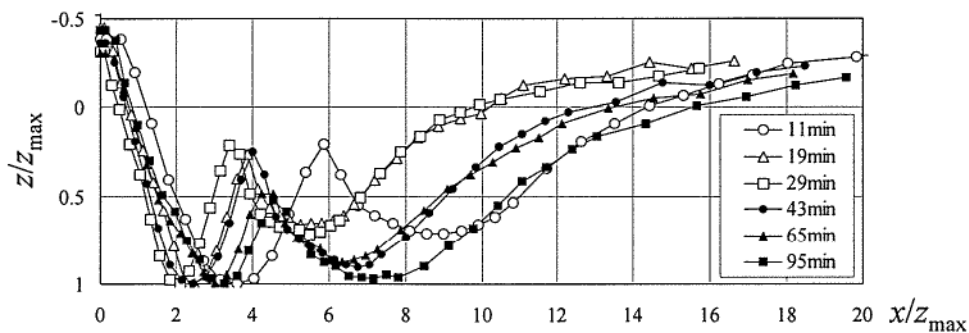


図 6.5 無次元表示による洗掘孔形状の時間的変化（潜り噴流状態）

ていることを意味しており、図 6.2 および図 6.4 から時間的に洗掘孔が拡大していく様子が見て取れる。また、砂堆部より下流側では、潜り噴流による主流水脈が河床から剥離しているために掃流力が急激に低下し、したがって波状跳水状態と同様の洗掘孔形状が保たれていることが分かる。

そして、表 6.2 には各時刻における各流況下での最大洗掘深 z_{\max} を示している。表から分かるように、最大洗掘深 z_{\max} は通水初期に急激に増加し、潜り噴流時のほうが波状跳水時よりも大きく表れている。しかし、時間の経過とともにその増加量および差は縮小し、43分以降 z_{\max} は両流況下においてほぼ同程度となっていることが分かる。これは、波状跳水状態における洗掘孔形状が比較的相似性を保っていることから、洗掘孔の拡大もこの時点でほぼ停止していることを意味している。

表 6.2 最大洗掘深 z_{\max} の時間的変化

時刻 (min)	波状跳水状態 z_{\max} (cm)	潜り噴流状態 z_{\max} (cm)
11	6.05	7.79
19	7.23	9.02
29	6.74	9.54
43	7.52	8.13
65	7.38	8.25
95	7.73	7.67

ここで、次に示す、道上ら[9]により提案されている最大洗掘深の予測式を、本移動床実験に適用する。

$$D = \beta h_c \left(\frac{h_t}{d_m} \right)^{\frac{1}{3}} \left(\frac{\Delta h_t}{h_c} \right)^{\frac{1}{4}} + h_t \quad \dots \dots \dots (6.1)$$

ただし、

$$\begin{cases} 0 < \frac{\Delta h_t}{h_c} < 2 & \dots \quad \beta = 0.54 \\ 2 \leq \frac{\Delta h_t}{h_c} & \dots \quad \beta = 1.06 \end{cases} \quad \dots \dots \dots (6.2)$$

ここに、 D は下流端水深 h_t を基準にした最大洗掘深、 h_c は限界水深、 Δh_t は上下流の水位差、 d_m は河床材料の平均粒径である(図6.6参照)。道上ら[9]は、数多くの実験結果に基づいて、流れの状態による洗掘深の変化を β で評価し、潜り噴流のみの状態では $\beta = 1.06$ 、潜り噴流と波状跳水とが交互に発生する状態では $\beta = 0.54$ としている。

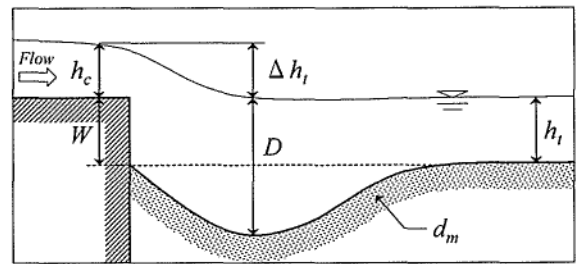


図 6.6 最大洗掘深の予測式記号図

上式を本実験に適用した場合、 $\Delta h_t/h_c = 0.156$ となるため式(6.2)より潜り噴流と波状跳水が交互に発生する条件 $\beta = 0.54$ に相当する。そして、式(6.1)より、その時の元河床からの最大洗掘深 z_{\max} は 6.85cm となり、表6.2に示される波状跳水状態の最終洗掘深を概ね再現できていることが分かる。しかしながら、厳密には計算値の方が実験値よりも小さく(予測誤差-12.8%)、また、潜り噴流による最大洗掘深の瞬間的な増加を考慮すれば、やはり両流況が交互に発生する状況下での予測式による高精度予測は困難であることが分かる。

6.2.2 段落ち下流部における局所洗掘現象の数値計算と実験結果との比較

段落ち直下流部で発生する局所洗掘現象は、洗掘孔内での激しい流れに伴い、流砂は強い非平衡状態にあるものと推測される。そのため、流砂量式にも非平衡性を考慮したモデルを適用する方が好ましいが[14]、一方で、平衡流砂量モデルでもある程度の精度で現象を再現できることが示されている[12]。

そこで、本項では、前項で実施した段落ち下流部の局所洗掘現象に関する移動床実験に対し、平衡流砂量モデルを採用している本数値モデルの適用を試み、実験結果との比較から本数値モデルの妥当性について検討する。また、非平衡流砂量モデルとして、神田ら[14]が、護床工下流部の河床変動計算に使用している非平衡流砂量式を採用し、本実験への適用を試みる。

〔1〕 計算条件について

計算は表 6.1 に示される実験条件の下、表 6.3 に示す計算条件により行なう。計算領域は流下方向に 350cm, 鉛直方向に 25cm の固定領域であり、段落ち部は上流端より下流側 50cm の位置に設置する。また、河床変動計算は、実験と同様、初期流況を潜り噴流による定常状態とした後に開始する。そして、計算は洗掘がほぼ停止する 60min (3,600sec) 後まで行なう。

表 6.3 計算条件 (段落ち洗掘)

計算時間間隔 Δt (sec)		0.001
河床変動の計算時間間隔 Δt_z (sec)		0.01
流下方向メッシュ間隔 Δx (cm)		2.0
鉛直方向メッシュ間隔 Δz (cm)		0.5
メッシュ数	x方向	175
	z方向	50
人工粘性係数	K_V	1.0
	K_{VZ}	0.05
	K_{VP}	0.0
水中安息角 φ (°)		32

〔2〕 実験結果と計算結果との比較

a) 数値計算による初期洗掘と流況の移行過程について

潜り噴流状態となる初期流況については、第 3 章 3.2.3 の図 3.11 に示したものとほぼ同様となるためここでは割愛するが、図からも分かるように、河床変動計算で重要となる主流水脈の再付着点位置や流速分布など、計算結果は実験結果を良好に再現できている。

そこで、まず、図 6.7 に計算結果による初期洗掘過程を示す。図から分かるように、潜り噴流による強い流れによって段落ち直下流部には洗掘孔が形成され、同時にその直下流部には砂堆が形成されつつある。そして、洗掘がある程度進行すると砂堆による水位の堰上げにより、流れは瞬間的に波状跳水状態へと移行している。次に、図 6.8 には河床変動開始後 6~7 分における、洗掘の進行に伴う流況の移行過程を示している。図より、波状跳水による埋め戻しがある程度行なわれると、流れは再び瞬間的に潜り噴流状態へと移行している。それに伴い、段落ち直下流部では急激な洗掘を生じると同時に、その下流部には砂堆が形成されつつある。そして、砂堆がある程度成長すると、それによる水位の堰上げに伴い流れは再び波状跳水状態へと移行する。この潜り噴流状態の継続時間は約 30 秒であり、実験においてもほぼ同様の 20 秒程度の継続時間であった。以上のように、段落ち下流部における流況の移行に伴う複雑な局所洗掘現象について、本数値モデルにより定性的には再現できることが示された。

ただし、第 3 章 3.3.3 の図 3.21, 22 に示される実験 (約 20 分後) による各洗掘過程と、図 6.8 の計算結果を比較した場合、比較時刻が異なるものの、波状跳水時の流況については本数値モデルにより概ね良好に再現できている。しかし、潜り噴流時の流況および洗掘孔形状について、実験では段落ち直下流部に洗掘孔が形成され、その直下に砂堆も形成されるのに対し、計算では潜り噴流移行時 (370sec) の主流再付着点位置は実験とほぼ一致しているものの、実験のように段落ち直下流部に洗掘孔は形成されず、徐々に主流再付着点位置が下流側へ遷移していく (380~400sec) とともに、砂堆の形成位置も徐々に下流へと移動する実験とは異なる現象となった。

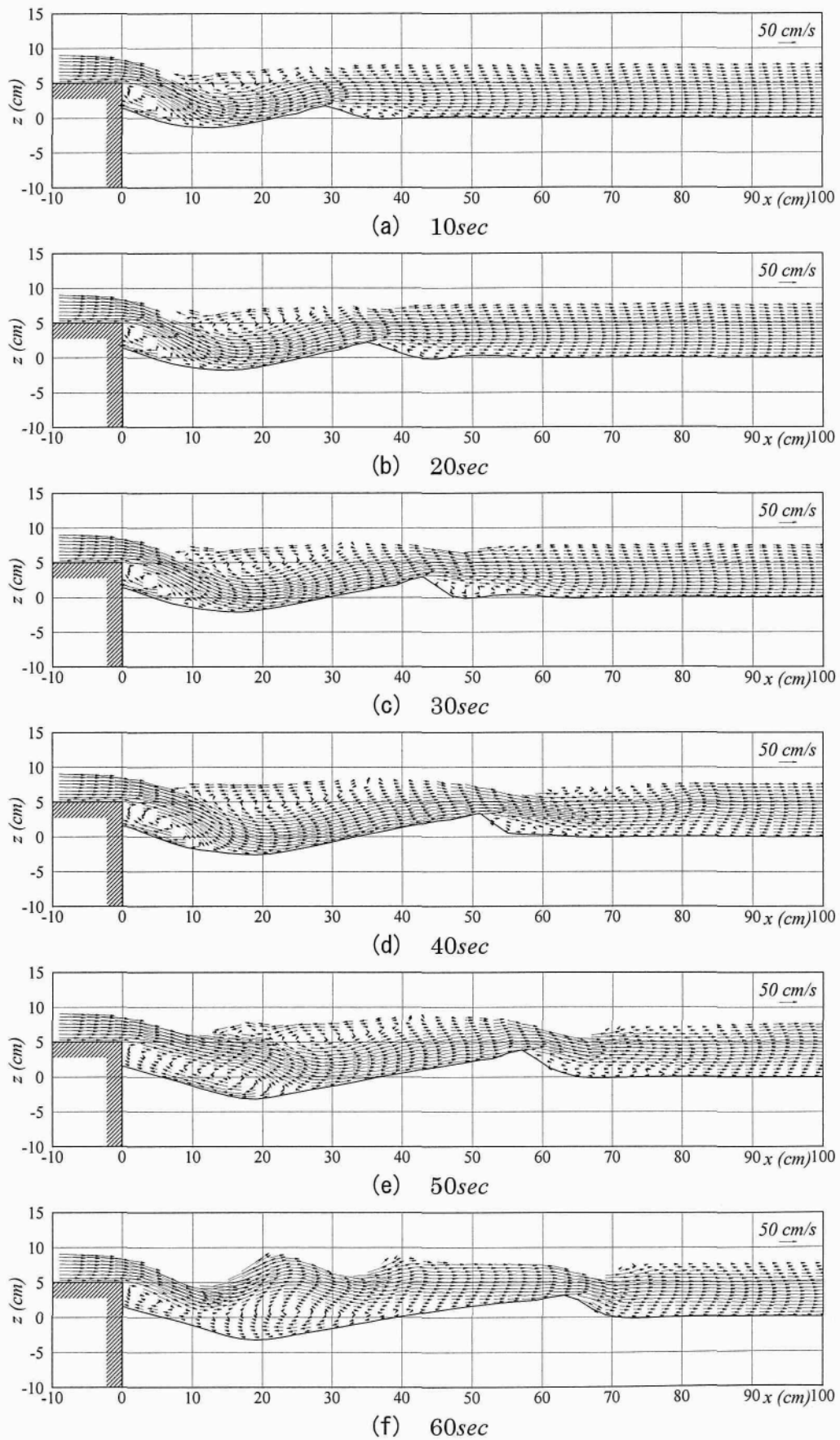


図 6.7 潜り噴流による初期洗掘過程 (計算結果)

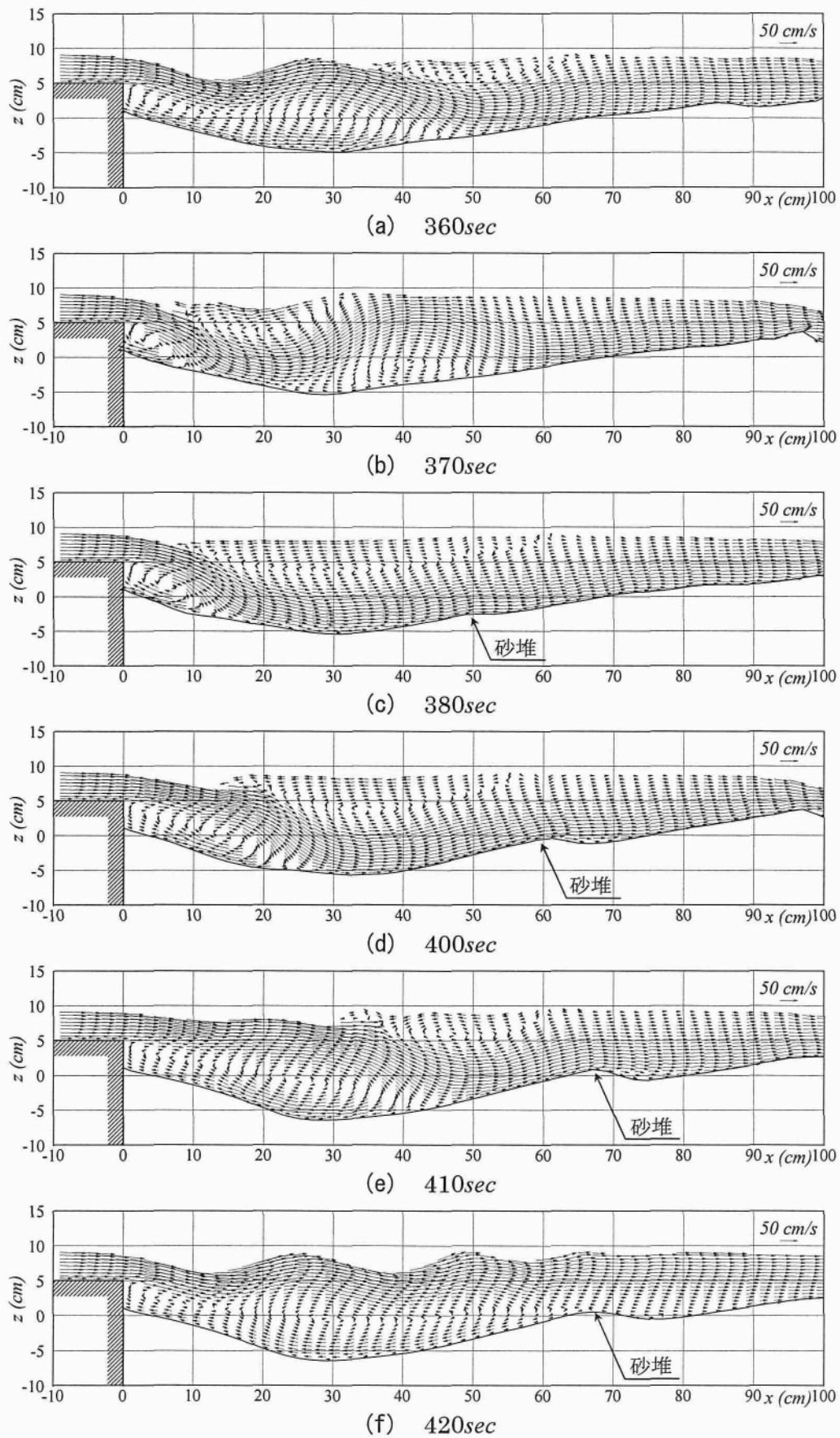


図 6.8 洗掘の進行に伴う流況の移行過程 (計算結果)

以上のような結果に対し、その原因として、本数値モデルにおける流れの計算による影響なのか、あるいは河床変動計算による影響なのかを特定することは難しい。なぜならば、実際の実験における潜り噴流状態の洗掘現象は、3 次元的な流況の複雑さに加えて砂粒子の挙動・移動形態も非常に複雑であり、それらの各種影響因子が相互に絡み合った局所的な洗掘現象となるのに対し、本研究では現象が横断方向に一様であると仮定した鉛直 2 次元モデルによる検討であり、さらに、流砂量式にも平衡流砂量モデルを採用しているために影響因子が多く、その特定を困難としている。そのため、より詳細な検討を行うためには流れの 3 次元性に加え、流砂の非平衡性、動圧の発生による揚力の効果、および流れの拡散に伴う砂粒子の横断方向の運動等も考慮する必要がある、今後の検討課題である。

b) 最大洗掘深 z_{\max} の時間的变化と河床形状の比較

図 6.8 より、定性的にはあるが、本数値モデルによって流況の移行を繰り返しながら洗掘が進行していく様子を再現できることが示された。そこで、その時間の経過に伴う最大洗掘深の変化を示したものが図 6.9 である。図中には実験結果（表 6.2 参照）による値も同時に示している。図より、洗掘は初期に急激に進行し、実験結果同様、約 40 分 (2,400 sec) で平衡状態に達していることが分かる。そして、平衡状態に達するまでの間、潜り噴流時の洗掘作用に伴う最大洗掘深の急激な増加と、波状跳水時の埋め戻し作用に伴う最大洗掘深の緩やかな回復とが繰り返し発生しており、この図からも本数値モデルによりその局所洗掘現象を再現できていることが分かる。さらに、計算結果と実験結果を比較した場合、各時刻における潜り噴流に伴う最大洗掘深の増加量、およびその値とも概ね良好に説明できている。ただし、実験では 40 分以降も潜り噴流と波状跳水が繰り返し発生しているのに対し、計算では約 20 分 (1,200sec) 以降、波状跳水からの移行は発生せず、この点については対応が悪い。

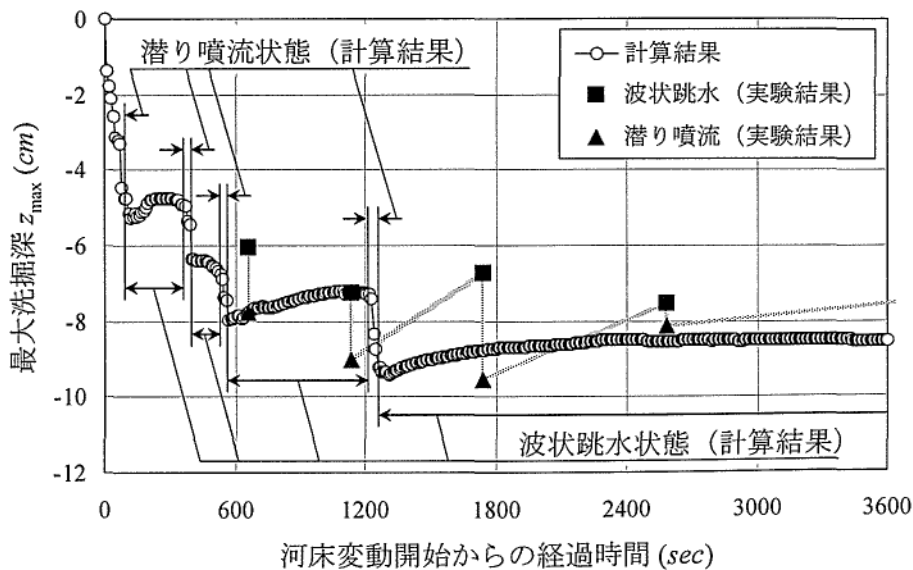


図 6.9 最大洗掘深の時間的变化

次に、洗掘孔形状の時間的変化に関する実験結果と計算結果との比較として、図 6.10 に (a) 波状跳水状態、および (b) 潜り噴流状態における比較図をそれぞれ示す。図から分かるように、波状跳水状態について、計算結果は実験結果と良好に一致している。一方、潜り噴流状態の場合、計算による最大洗掘深の発生位置は実験結果に比べて下流側へと遷移しており、さらに、図 6.8 からも指摘されたように、砂堆もかなり下流側に形成されるなど、実験結果との対応が悪い。しかしながら、図 6.11 に示されるように、最終洗掘孔形状（波状跳水状態）について計算結果は実験結果を良好に再現している。

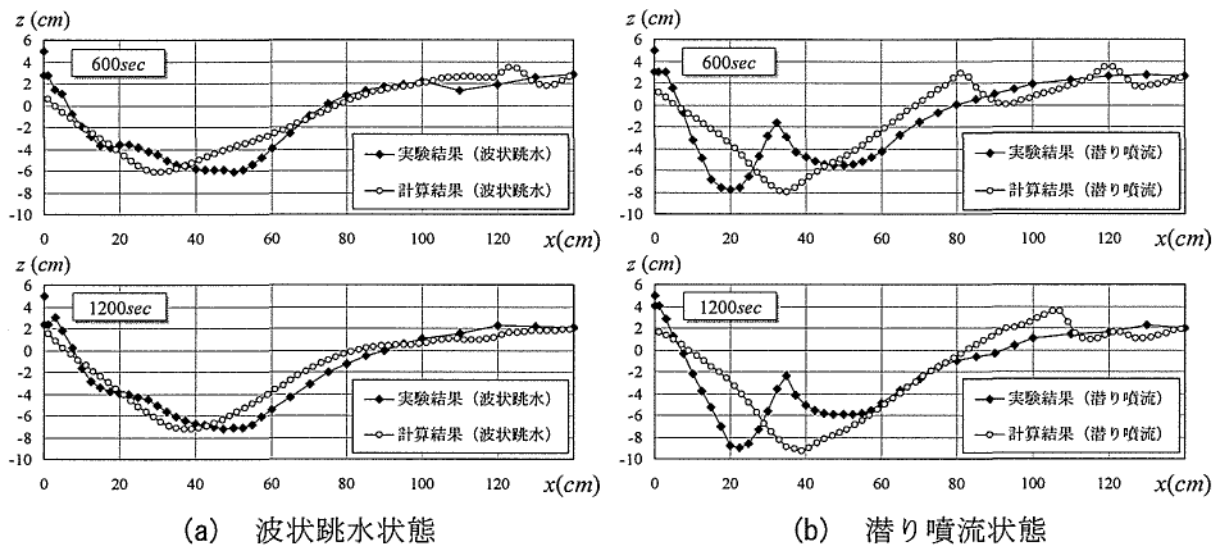


図 6.10 各流況における洗掘孔形状の比較

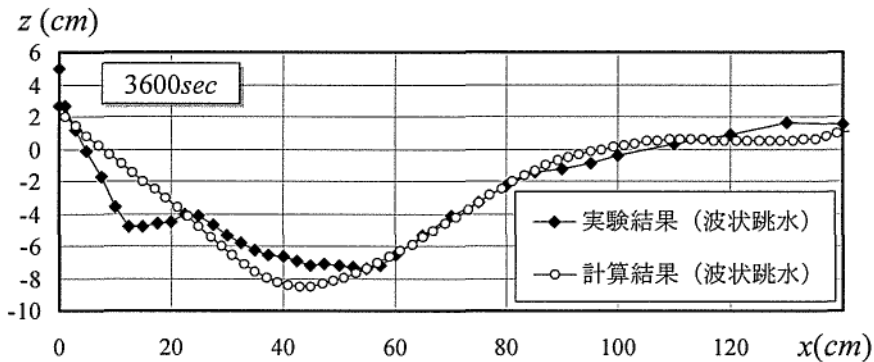


図 6.11 最終洗掘孔形状の比較 (波状跳水状態)

c) 非平衡流砂量モデルによる河床変動計算

以上に示した計算結果は、前章で提示した平衡流砂量モデルによる検討ではあるものの、それにより、両流況（潜り噴流・波状跳水）が移行を繰り返しながら洗掘が進行する様子を再現でき、さらに、波状跳水時の洗掘孔形状については、その最大洗掘深を含めて良好に再現することができた。しかしながら、潜り噴流時の洗掘現象については幾つかの問題点が指摘されており、今後の検討課題として残されている。

そこで、ここでは、その検討課題に対する検討の1つとして、神田ら[14]が護床工下流部の局所洗掘現象に適用したものと同様の非平衡流砂量式を採用し、本移動床実験への適用を試みる。以下に、その非平衡流砂量式[15]を示す。

$$\frac{\partial q_{Bx}}{\partial x} = \frac{1}{L}(q_{Bx} - q_{Bex}) \quad \dots\dots\dots (6.3)$$

ここに、 q_{Bx} は非平衡流砂量、 q_{Bex} は平衡流砂量(式(5.17)より算出)、 L はstep lengthであり、本研究では神田らと同様、 $L = 100d$ とする。以上の式より算定された非平衡流砂量 q_{Bx} を使用し、これまで同様、式(5.8)より河床変動計算を行なう。

その非平衡流砂量式を適用した計算結果として、図6.12に河床変動開始後4分20秒～5分20秒における洗掘の進行に伴う流況の移行過程を示す。図から分かるように、潜り噴流による強い流れによって、段落ち直下流部には局所的な洗掘孔が形成されており、その直下には砂堆の形成も確認できる。しかしながら、平衡流砂量モデルと同様、実験結果を説明できるような段落ち直下部の急激な洗掘孔形状は形成されておらず、また、砂堆も洗掘の進行に伴い下流側へ移動していくなど、根本的な解決には繋がっていない。

これは、実際の実験における砂粒子の動きを観察すると、河床面にある砂粒子は潜り噴流による強い流れによって上方へと巻き上げられ、それが主流水脈に乗って流下方向へと輸送される浮遊砂形式が卓越するような現象であるのに対し、上式(6.3)より求められる非平衡流砂量は、掃流砂のみを対象とした流砂量式であるため、川島・福岡[16]と同様、現象の十分な再現には至らなかったものと考えられる。ただし、本数値モデルでは、前章で提示したように浮遊砂も考慮に入れた河床変動計算モデルとなっている。しかし、河床面からの浮遊砂浮上量の算定には平衡状態における基準面濃度式を採用しており、動圧の発生による揚力の効果等は考慮していない。そのため、数値計算における浮遊砂量は掃流砂量に比して非常に小さく、実験で見られたような顕著な砂粒子の巻き上げ現象は再現されなかった。一方で、模型実験と現地とは流砂の非平衡性の程度が異なるため、実用上どの程度の非平衡性を考慮すればよいかはさらに分析する必要がある[16]。したがって、今後は現地レベルにおける検討を含め、平衡流砂量モデルによる計算結果から指摘された各種の検討が必要であると考えられる。

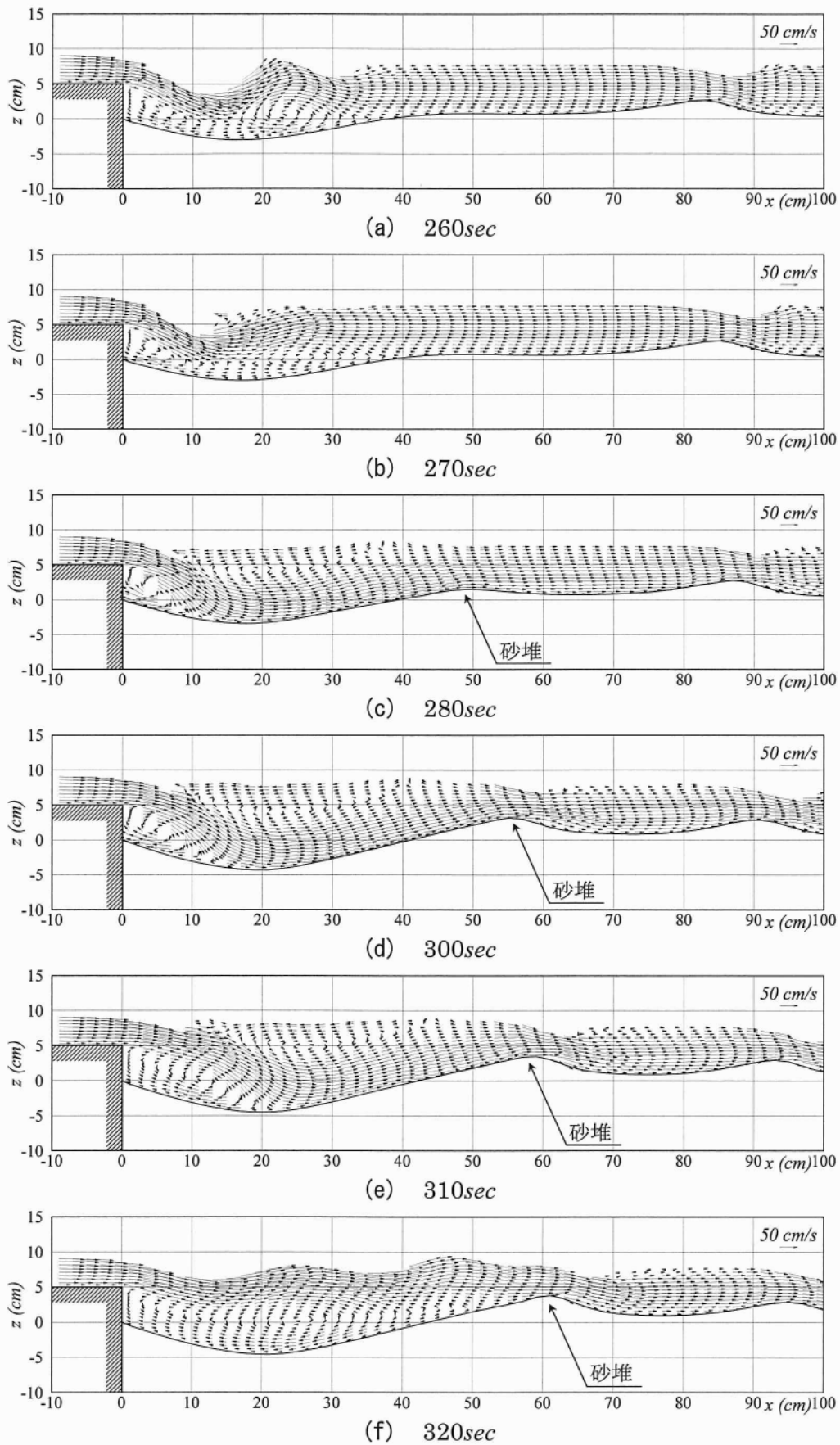


図 6.12 洗掘の進行に伴う流況の移行過程 (計算結果: 非平衡流砂量モデル)

6.3 蛇行水路および弯曲水路における河床変動計算

河川蛇行部および弯曲部の流れ場では、河川横断方向の流れである 2 次流が発達し、河床変動に大きな影響を及ぼすことが知られている。従来、このような河川蛇行部・弯曲部を対象とした河床変動計算については、実用性を考慮し、2 次流の流速分布推定式を用いた浅水流モデルに基づく数値計算が数多く行われている[2]。しかし、このような浅水流モデルに基づく河床変動計算では、蛇行河川における深掘れ位置の平面形状に対する位相差について、必ずしも正確河床変動に伴う内部流況の変化には表現されないことが指摘されている[2]。これは、浅水流モデルでは河川弯曲部における 2 次流の発達と主流との相互作用が考慮されておらず、さらに、2 次流の流速分布推定式についても、河床変動に伴う内部流況の変化を正確には表現できないことに起因している[3]。

そこで、本節では、このような河床変動に伴う内部流況の変化についても再現可能である 3 次元流れの数値計算モデルを使用し、河川蛇行部および弯曲部の河床変動を対象として、長谷川[4]により行われた蛇行流路実験、および檜谷ら[5]により行われた一様弯曲水路実験に対し、本河床変動計算モデルの適用を試みる。

6.3.1 蛇行水路実験における河床変動計算

〔1〕実験の概要と計算条件

長谷川[4]は、交互砂州と弯曲に伴う洗掘形状の複合した河床形状の性質を明らかにすることを目的とし、予め直線流路における交互砂州実験で得た波長と同一の蛇行波長を有する蛇行流路を用いた移動床実験を行っている。長谷川の用いた実験水路を図 6.13 に、また、本研究で対象とする実験条件 (ME-2) を表 6.4 に示す。実験水路の平面形状は、その中心線が sine-generated curve で表される蛇行形状となっている。

表 6.4 実験条件 (長谷川)

水路形状	sine-generated curve
蛇行角 ($^{\circ}$)	30
蛇行長 (cm)	220
水路幅 B (cm)	30
平均河床勾配 I	1/300
流量 Q (l/s)	1.87
平均水深 h_0 (cm)	2.58
断面平均流速 u (cm/s)	24.16
河床砂の粒径 d (cm)	0.0425
マンニングの粗度係数 n	0.018

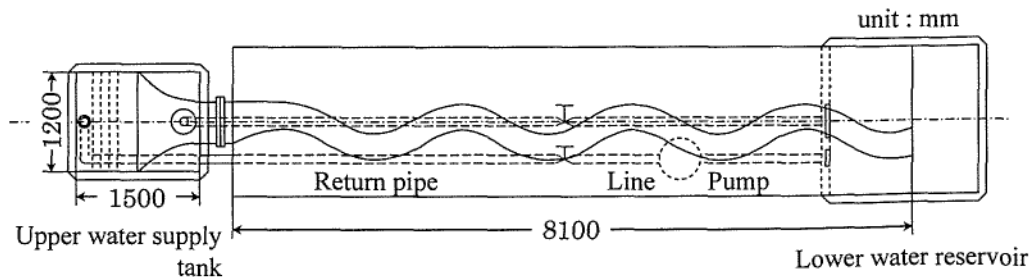


図 6.13 実験水路概略図 (長谷川)

実験では、表 6.4 に示される平均粒径 0.425mm の一様砂が用いられており、初期河床を平坦として通水を開始し、河床形状が定常状態に達した後、停水して河床表面をラッカースプレーにより固定化し、再び通水して流速の測定が行なわれている。流速の測定は、直径 3mm のプロペラ流速計を用いて測定されており、流向はタクト法によって測定され、主流および 2 次流成分が求められている。

図 6.14 に、計算で使用する解析メッシュを示す。図には 1 蛇行波長分のみを示しているが、実際の計算では、第 4 章 4.2.1 と同様、弯曲部入口での流速および上下流端の境界条件が流れおよび河床変動に大きな影響を与えるものと考え、上下流部にそれぞれ半蛇行波長分を加えた領域を対象として計算を行なう。また、表 6.5 に計算条件を示す。計算領域は流下方向に 435cm 、横断方向に 63cm 、鉛直方向に 9.9cm の固定領域である。

表 6.5 計算条件 (長谷川)

流れの計算時間間隔 $\Delta t_f(\text{sec})$	0.005	
河床変動の計算時間間隔 $\Delta t_z(\text{sec})$	0.1	
流下方向メッシュ間隔 $\Delta x(\text{cm})$	3.0	
横断方向メッシュ間隔 $\Delta y(\text{cm})$	3.0	
鉛直方向メッシュ間隔 $\Delta z(\text{cm})$	0.3	
メッシュ数	x方向	145
	y方向	21
	z方向	33
人工粘性係数	K_V	1.0
	K_{VZ}	0.02
	K_{VP}	0.0
水中安息角 $\varphi(^{\circ})$		32

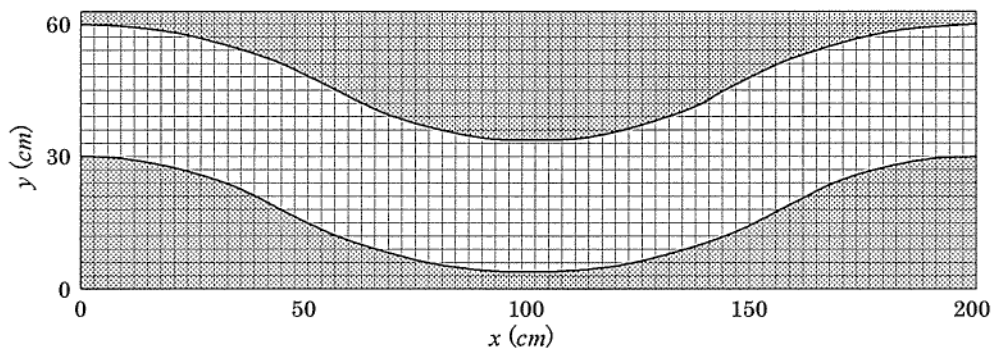


図 6.14 蛇行水路 (長谷川) の解析メッシュ

[2] 実験結果と計算結果との比較

a) 初期状態について

計算は、長谷川による実験同様、初期河床状態を平坦河床として行なう。その平坦河床における定常状態の計算結果として、図 6.15 に水深平均による流速ベクトル図を、また、図 6.16 に水面形コンター図をそれぞれ示す。図から分かるように、流れは弯曲部内岸側で若干大きくなるものの、弯曲偏角が小さいため蛇行による影響が小さく、全体としてはほぼ一様な流速分布に近い状態となっている。また、水面形については、弯曲部内岸側で水深が小さく、外岸側で大きくなるという蛇行流の一般的特徴を良好に再現している。これらの計算結果は、檜谷[3]の研究による蛇行流の計算結果とほぼ一致しており、本数値モデルによる流況計算の妥当性が認められる。

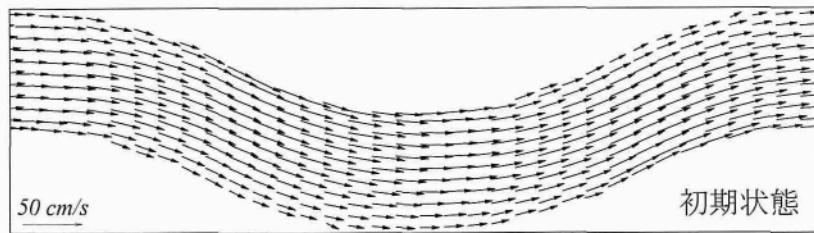


図 6.15 初期河床における水深平均流速ベクトル図 (計算結果)

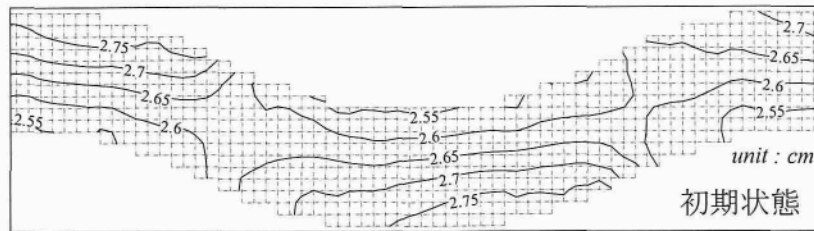
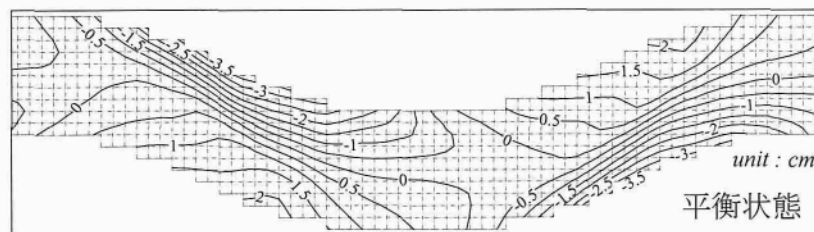


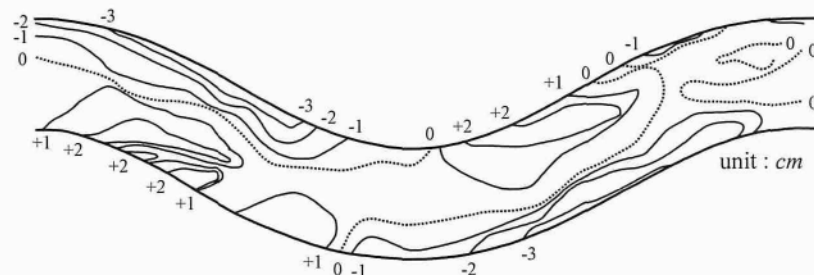
図 6.16 初期河床における水面形コンター図 (計算結果)

b) 平衡状態における実験結果と計算結果との比較

図 6.17 および図 6.18 は、それぞれ (a) 計算結果および (b) 実験結果 (長谷川) による平衡状態における河床変動量および水深平均流速ベクトルを示したものである。ここで、実験における平衡状態は、実験開始から約 240 分後に出現しているが、一方の計算における平衡状態は、河床変動開始から約 60 分後には既に平衡状態に達していた。これは、従来行なわれている檜谷[3]の研究と同様、数値計算では対象とした領域が実験条件に比べて狭く、さらに、河床変動開始時には既に流速場が十分に発達している状態であったことから、平衡状態に達する時間も短くなったものと考えられる。

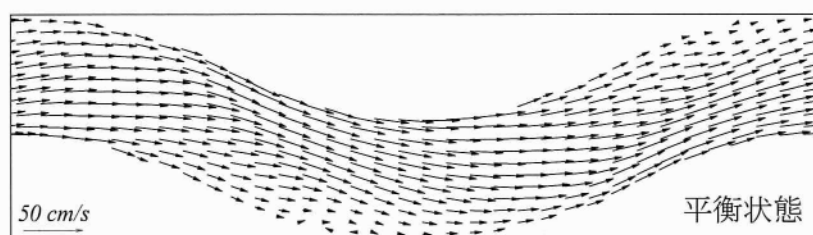


(a) 河床変動量 (計算結果)

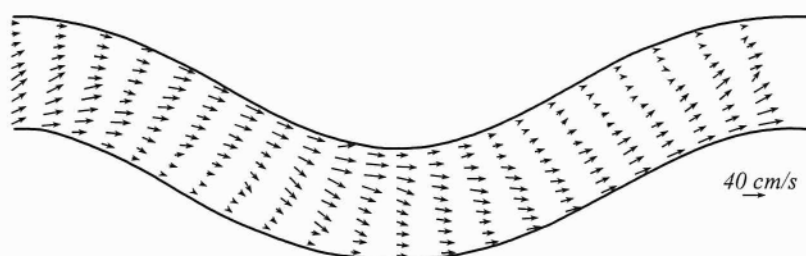


(b) 河床変動量 (実験結果: 長谷川)

図 6.17 平衡状態における河床変動量の比較



(a) 水深平均流速ベクトル図 (計算結果)



(b) 水深平均流速ベクトル図 (実験結果：長谷川)

図 6.18 平衡状態における水深平均流速ベクトルの比較

まず、図 6.17 に示される河床変動量について計算結果に着目すると、基礎式に FAVOR 法を導入した本数値モデルにより、流れの計算結果同様、側壁近傍の河床形状を非常に滑らかに表現できていることが分かる。その計算結果と実験結果を比較すると、河床の洗掘および堆積に関する位置、範囲およびその量について、計算結果は実験結果と概ね同傾向にあることが分かる。つまり、河床の洗掘および堆積の位置は、それぞれ図 6.18 の流速ベクトル図で表される水衝部および水裏の位置と一致しており、主流速の偏奇と河床変動が対応していることが分かる。しかし、堆積領域について詳しく見てみると、計算結果は実験結果に比べて、その領域が下流側に遷移している。これは、図 6.18 から分かるように、弯曲部内岸下流側の流速について、計算値の方が実験値よりも大きいことに起因する。すなわち、後述するように、実験における弯曲部内岸下流部では土砂の堆積によって平面剥離が発生し、更なる土砂の堆積と同時に流速の低下が生じるのに対し、数値計算では側壁近傍における流速の低下が再現されず、堆積土砂の流下方向への輸送が促されてしまい、以上のような結果になったものと考えられる。この側壁近傍において流速が低下しない原因としては、基礎式に導入されている FAVOR 法の効果によるものか、あるいは境界条件の影響とも考えられるが、十分な原因はつかめておらず、今後の検討課題である。

次に、図 6.18 に示される水深平均の流速ベクトル図を比較すると、計算結果は実験結果同様、弯曲部前半の内岸側から弯曲部後半の外岸側へと流速の大きな領域が遷移していることが分かる。これは、河床変動量との対応からも分かるように、弯曲部内岸上流側の深掘れ部から下流側の深掘れ部に向かう経路に流れが集中していることを意味している。そして、水衝部は曲頂部より下流側にずれた地点に現れており、また、主流線の蛇行は流路の平面形より下流側へ約 $1/4$ 波長の位相差を生じている点など、計算結果は実験結果を概ね良好に再現している。しかし、実験結果において、水衝部の対岸側、つまり弯曲部外岸

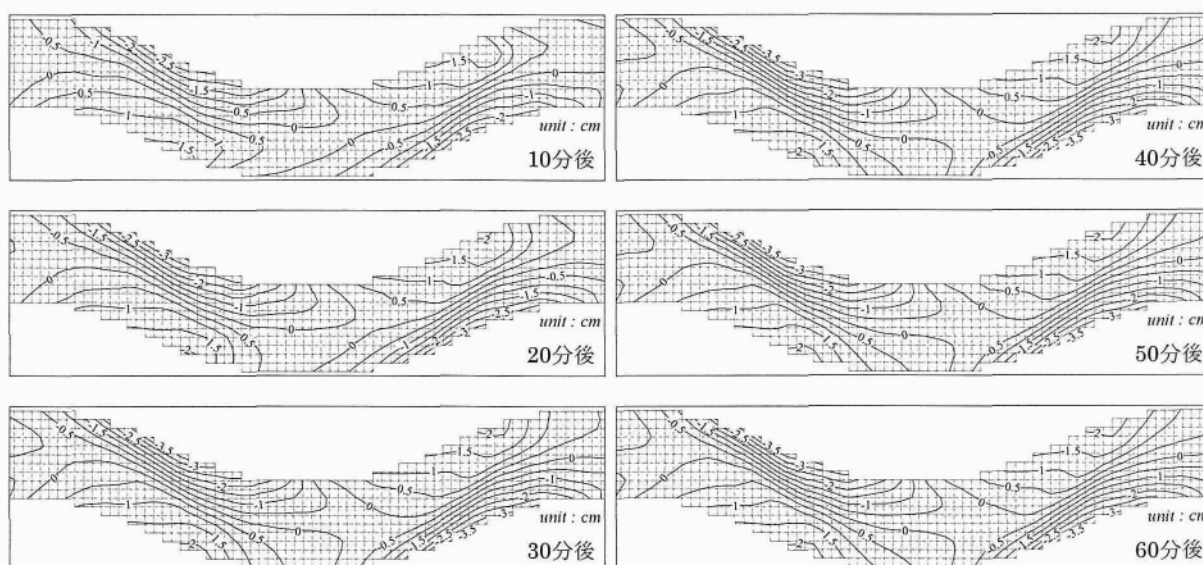


図 6.19 河床変動量の時間的変化（計算結果）

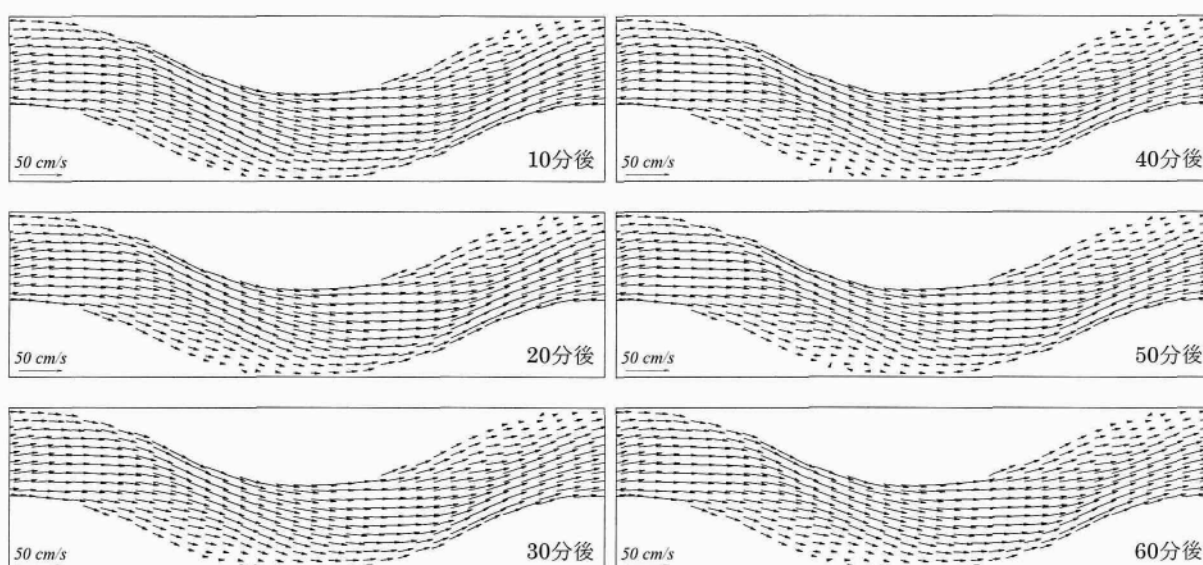


図 6.20 水深平均流速ベクトルの時間的変化（計算結果）

上流側（内岸下流側）ではほぼ平面剥離が生じているのに対し，計算ではその位置が下流側へと遷移している．この原因としては，先程同様，側壁近傍における流速の低下が再現されていない影響と考えられるが，このような平面剥離による死水域の形成は有効河積の減少や，あるいは土砂の堆積など河川管理上の問題を内包する現象であり，これらの問題に対応するためにも数値モデルの改良の余地が残る．

c) 数値計算による河床変動の時間的変化

図 6.19 および図 6.20 は，それぞれ数値計算による河床変動量および水深平均流速ベクトルの時間的変化を示したものである．まず，図 6.19 を見てみると，洗掘領域では河床変動開始後約 30 分で既に平衡状態の洗掘深にまで発達しており，その後も大きな変動は現れ

ていないことが分かる。一方、堆積領域では約 20 分後に最大堆積量に達した後、時間の経過とともにその領域が徐々に下流方向へと伸長していく様子が分かる。これは、檜谷[5]と同様、河床変動に伴う 2 次流の発達による影響も考えられるが、主として、本数値モデルでは弯曲部内岸下流部における側壁近傍での流速の低下が再現されなかったため、このように堆積領域が徐々に下流側へ遷移したものと考えられる。また、図 6.20 を見てみると、計算開始後 30 分までは、河床変動に対応して主流速が偏奇していくが、その後大きな変動は発生していないことが分かる。

6.3.2 弯曲水路実験における河床変動計算

[1] 実験の概要と計算条件

檜谷ら[5]は、弯曲角 θ が 90° の一様弯曲水路を使用し、従来検討がなされていない水路幅水深比 B/h が 10 以下で、且つ流砂が活発な条件を対象とした移動床実験を行なっている。図 6.21 に檜谷らが使用した実験水路を示す。実験水路は水路長 684cm、水路幅 20cm、曲率偏角 90° 、中心曲率半径 60cm の長方形断面弯曲水路である。また、表 6.6 に実験条件を示す。実験では、河床砂に平均粒径 0.6mm の一様砂が用いられており、初期河床勾配を水路中心線上で 1/300 に設定し通水を開始している。通水の間、上流からは平衡流砂量として $1.443\text{cm}^3/\text{s}$ の給砂が 5 分間隔で行われており、また、水路側面からはビデオ撮影によって弯曲部外岸および内岸の河床変動の様子が測定されている。そして、約 2 時間の通水後外岸に河床波が発達している状況で河床をニスで固定し、2 次元電磁流速計による流速測定および水位測定が行なわれている。

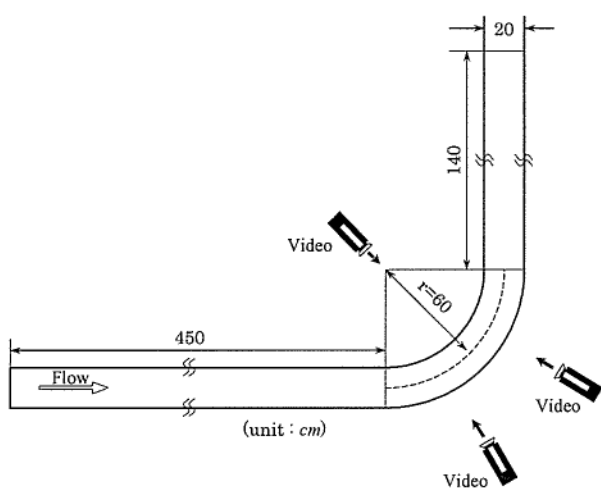


図 6.21 実験水路概略図（檜谷ら）

表 6.6 実験条件（檜谷ら）

弯曲角 θ ($^\circ$)	90
水路幅 B (cm)	20
水路中心軸の曲率半径 (cm)	60
水路勾配 I	1/300
流量 Q (l/s)	4.0
平均水深 h_0 (cm)	4.0
河床砂の粒径 d (cm)	0.06
マンニングの粗度係数 n	0.0167
B/h	5.0

図 6.22 に、計算で使用する解析メッシュを示す。図には弯曲部のみを示しているが、実際の計算では上流側に 50cm、下流側に 100cm の直線部を設置している。表 6.7 に計算条件を示す。計算では、実験条件同様、初期河床形状として水路中心線上の勾配が 1/300 で

ある平坦河床を対象とし、流れが平衡状態に達するまで通水した後、河床変動計算を行なう。計算領域は x 軸方向に 120 cm 、 y 軸方向に 170 cm 、 z 軸方向に 20 cm の固定領域である。

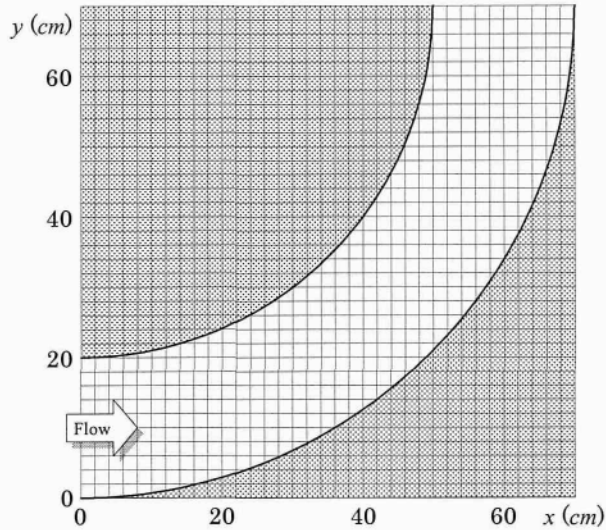


図 6.22 弯曲水路（檜谷ら）の解析メッシュ

表 6.7 計算条件（檜谷ら）

流れの計算時間間隔 Δt_f (sec)	0.005	
河床変動の計算時間間隔 Δt_z (sec)	0.1	
流下方向メッシュ間隔 Δx (cm)	2.0	
横断方向メッシュ間隔 Δy (cm)	2.0	
鉛直方向メッシュ間隔 Δz (cm)	0.5	
メッシュ数	x方向	60
	y方向	85
	z方向	40
人工粘性係数	K_V	1.0
	K_{VZ}	0.01
	K_{VP}	1.0
水中安息角 φ (°)	32	

〔2〕 実験結果と計算結果との比較

a) 初期状態について

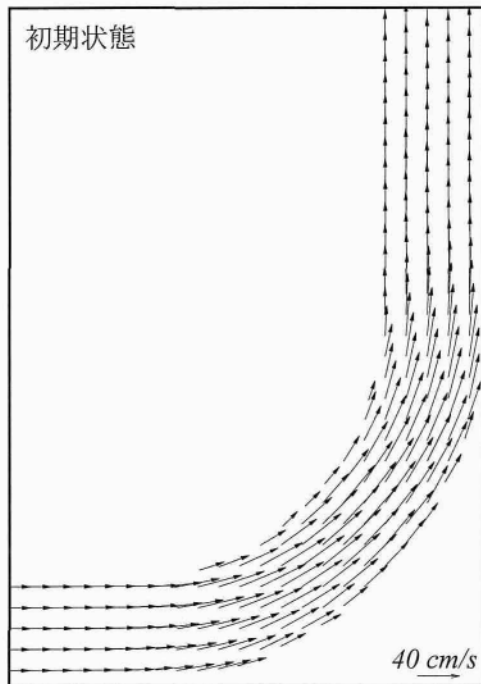


図 6.23 初期河床における水深平均流速ベクトル図（計算結果）

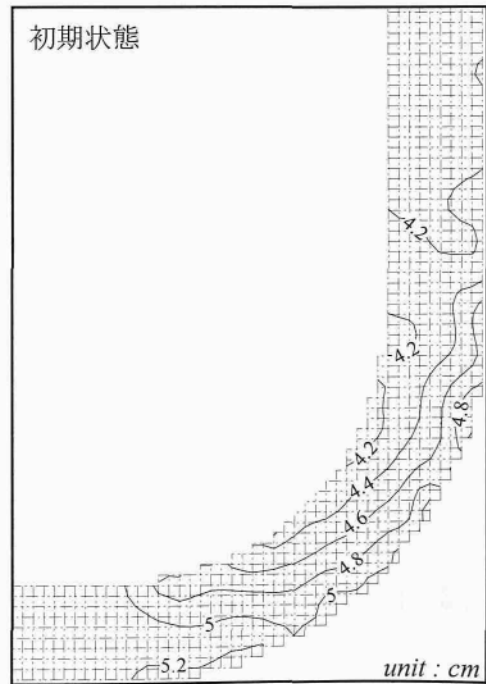


図 6.24 初期河床における水面形コンター図（計算結果）

初期河床形状としては、先述通り、水路中心線上での勾配が 1/300 である平坦河床を対象とする。その初期平坦河床における定常状態の計算結果として、図 6.23 および図 6.24 に、それぞれ水深平均流速ベクトル図および水面形コンター図を示す。まず、図 6.23 に示される水深平均流速ベクトル図より、計算結果は一般的な弯曲流の流況特性である、弯曲部入口における内岸流速の発達、および弯曲部出口における外岸流速の発達という 2 次流に伴う特徴を良好に再現していることが分かる。また、図 6.24 に示される水面形コンター図では、その水面形および水深について、従来の計算結果[17]とほぼ同様の傾向および値を示しており、以上のことから初期流況については良好に再現しているものと考えられる。

b) 弯曲部外岸における河床変動の時間的变化の比較

図 6.25 は、それぞれ(a)実験結果(檜谷ら)および(b)計算結果による弯曲部外岸における河床高の時間的变化を示している。まず、実験結果について檜谷ら[5]の説明によると、通水初期では弯曲部上流端より約 60°付近から洗掘が発生し、その後洗掘域は上下流に波及し拡大するが、通水後約 40 分でほぼ平衡状態に達するとされている。そして、その平均的な最大洗掘深は約 8cm 程度になるとされている。一方、数値計算による初期洗掘は、弯曲部上流端より約 90°付近、つまり弯曲部出口付近からの発生が確認され、実験とは異なる現象となった。しかし、図 6.25 に示される両結果の比較からも分かるように、計算結果は実験開始から 3 分後までの河床形状および洗掘深を概ね良好に再現している。このことから、計算による初期洗掘位置が異なる原因として、計算では 2 次流を含む流況が十分発達した後に河床変動計算を行なっているためと考えられる。

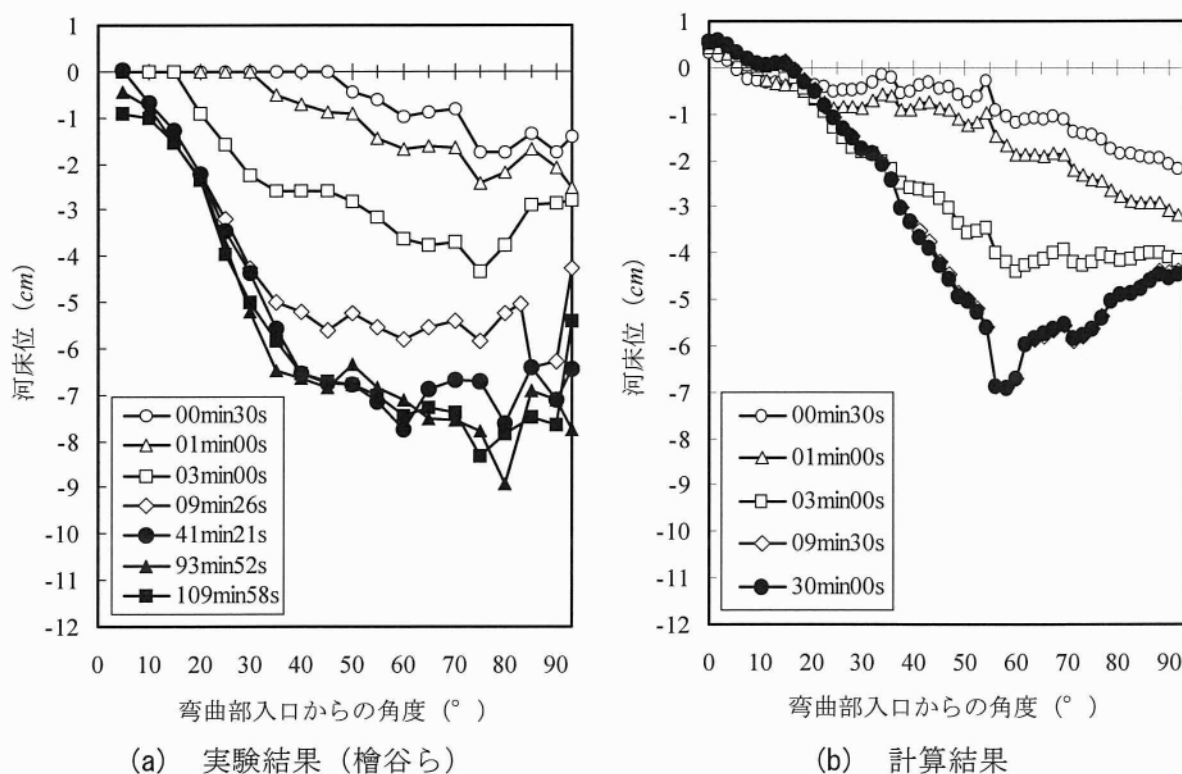


図 6.25 弯曲部外岸における河床高の時間的变化

このように、洗掘初期について、計算結果は実験結果を比較的良好に説明しているものの、図から分かるように、計算による外岸洗掘は約 9 分で停止し、実験結果との対応が悪くなっている。つまり、計算による最大洗掘深は、 60° 付近の急激な落込みを除けば、約 6cm と実験結果の $3/4$ 程度で停止し、また、 $0^\circ \sim 50^\circ$ の範囲における洗掘深についても、計算値の方が実験値よりも小さい。このように洗掘が停止した原因として、1 つには、後に示す平面流速ベクトル図から分かるように、弯曲部内岸における平面剥離現象が再現されておらず、外岸方向への流れの集中が十分再現されなかったことが考えられる。そして、もう 1 つには、実験では弯曲部外岸において砂堆が発生し、その砂堆背後に大きな螺旋流を伴う洗掘孔が形成され、大きな洗掘が生じることが明らかとされている[5]。この砂堆は、実験開始約 6 分後から単発的に発生し始め、内岸洗掘を促すとともに、外岸洗掘にも大きく影響しているものと考えられる。しかしながら、数値計算ではこのような砂堆の発生・移動現象は再現されておらず、それにより洗掘の進行も停止したものと考えられる。この砂堆の発生については、檜谷ら[18]および道上ら[19]と同様、流砂量算定の際の摩擦速度に擾乱を与えることにより、ある程度再現可能であると考えられ、今後の検討課題である。

c) 弯曲部内岸における河床変動の時間的変化の比較

図 6.26 は、それぞれ(a)実験結果(檜谷ら)および(b)計算結果による弯曲部内岸における河床高の時間的変化を示している。ただし、実験結果は弯曲部外岸に砂堆が発生している状況下で計測されたものである。まず、実験結果について檜谷ら[5]の説明によると、通水後 5 分までは弯曲部全ての内岸で堆積が生じるが、通水後 10 分では 70° 以降で堆積域が洗掘域に変化している。その後、洗掘域は上流に波及し、洗掘深も次第に大きくなっていることが分かる。檜谷ら[5]によると、この内岸洗掘の発生原因は、外岸に形成される砂堆と密接に関係しているとされている。すなわち、外岸に形成された砂堆により規模の大き

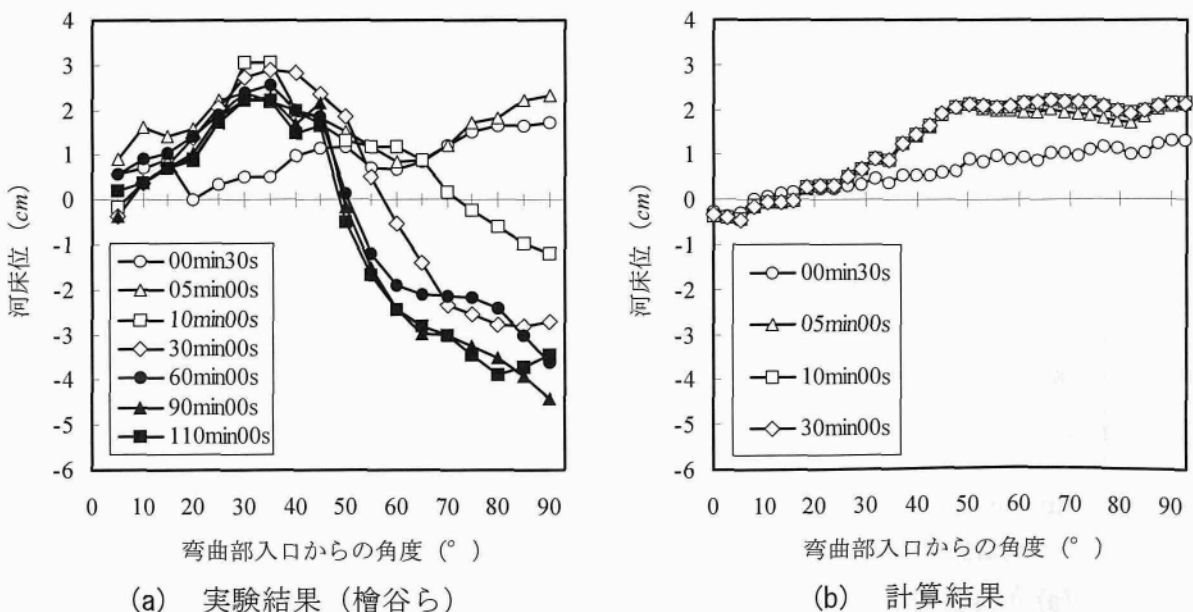


図 6.26 弯曲部内岸における河床高の時間的変化

な螺旋流が発生し、それにより、主流の流向が急激に内岸へと偏向する。その偏向した流れが内岸に衝突すると外岸同様の螺旋流が発達し、この螺旋流によって内岸洗掘が発生するとされている。

計算結果と実験結果を比較すると、その内岸洗掘が発生する以前の5分後までは外岸同様、計算結果は実験結果における堆積形状やその堆積高など良好に説明している。しかしながら、内岸洗掘が発生するとされる6分後以降はその対応が悪く、実験では弯曲部前半部分にて堆積・後半部分にて洗掘が進行しているものの、計算では5分後以降の堆積はほぼ停止していることが分かる。

以上より、弯曲部外岸において砂堆が発生するような条件下では、本数値モデルによりこのような弯曲部内岸での堆積・洗掘現象を再現することができず、これらの現象を再現するには先述同様、外岸における砂堆の発生をモデルに考慮する必要があると考えられる。

d) 平衡状態における実験結果と計算結果との比較

図 6.27 および図 6.28 は、それぞれ (a) 実験結果 (檜谷ら) および (b) 計算結果による平衡状態における河床変動量および水深平均流速ベクトルを示したものである。ただし、(a) 実験結果における河床変動量および水深平均流速ベクトルは、この実験の特徴である弯曲部外岸において砂堆が形成されている状態を対象としたものである。

まず、図 6.27 に示される実験結果と計算結果を比較すると、実験では弯曲部外岸に砂堆の形成が見られるものの、弯曲部外岸側での洗掘および内岸側での堆積と、一般的な弯曲部における2次流に伴う洗掘・堆積形状はほぼ同傾向を示していることが分かる。しかしながら、実験では、弯曲部外岸 $\theta = 75^\circ$ 付近の砂堆の影響により、その前後では局所的な洗掘孔が形成されているのに対し、一方の計算による弯曲部外岸の洗掘形状は、 $\theta = 60^\circ \sim 70^\circ$ 付近に最大洗掘深が形成され、その後流下方向へと緩やかな傾斜床面が続いており、従来の計算結果[17]とは同様の傾向を示しているものの、実験結果のような局所的な洗掘孔は形成されておらず、その最大洗掘深も小さい。以上の相違の原因としては、やはり外岸に発生する砂堆による影響と考えられ、このような特殊な条件下以外での弯曲流路を対象とするならば、本数値モデルにおいてもその河床変動を再現できるものと考えられる。

また、図 6.28 より、まず、計算初期流況である図 6.23 と (b) 計算平衡状態における流速ベクトルを比較すると、外岸の洗掘により流れがその洗掘域へと集中し、内岸側の流速が低下していることが分かる。しかしながら、実験結果に見られるような弯曲部内岸側における剥離域は形成されておらず、これも洗掘が進行しなかった原因の1つと考えられる。

以上、単弯曲水路における河床変動計算を試みたが、本研究で対象としたような特殊な条件下以外であるならば、本数値モデルによりその河床変動は再現可能であると考えられ、また、このような特殊な条件下における河床変動についても、弯曲部外岸での砂堆の発生が再現できれば、前節より、段落ち下流部における砂堆の発達・移動とそれに伴う流況の時間的変動が計算可能であることから、砂堆により発生する螺旋流に伴う局所洗掘および内岸洗掘現象についてもある程度再現できる可能性が指摘される。

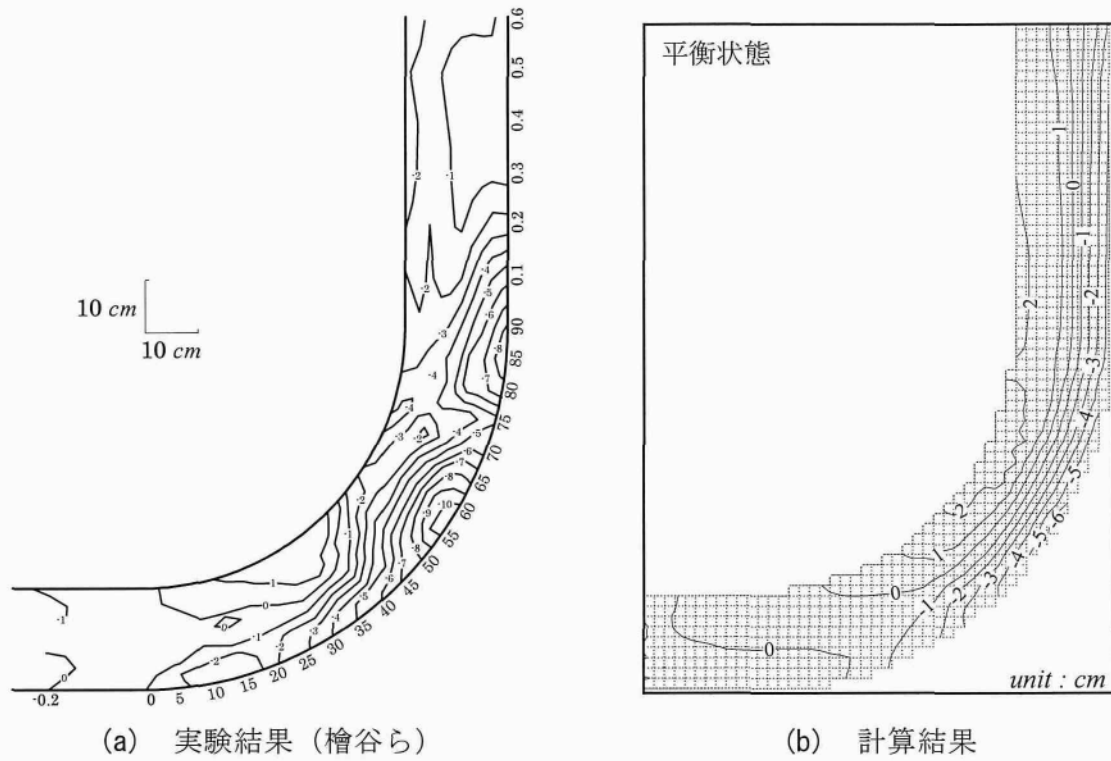


図 6.27 平衡状態における河床変動量の比較

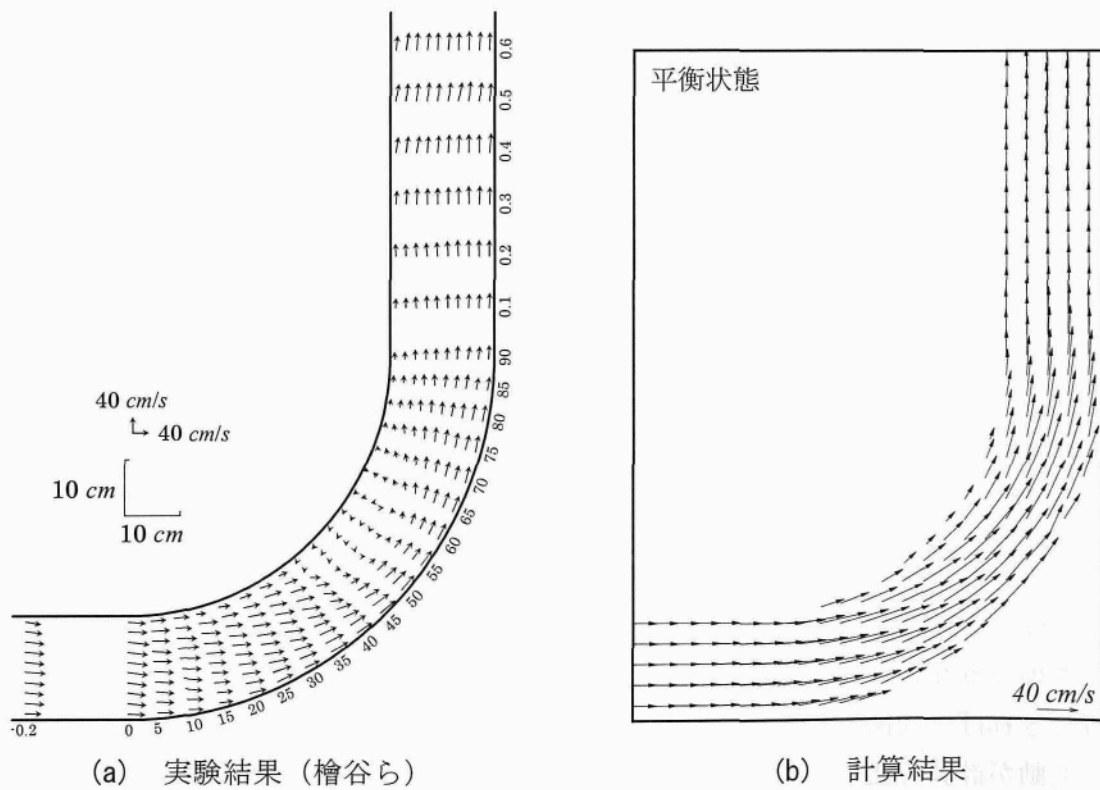


図 6.28 平衡状態における水深平均流速ベクトルの比較

6.4 構造物周辺における局所洗掘現象の数値計算

河道内に設置された構造物周辺の流れ場では、鉛直流を伴う局所的な流れが発生し、圧力分布は静水圧から大きく外れるとともに、移動床上ではその局所流により局所洗掘現象が発生する。局所洗掘現象は、その構造物自体の安定性を低下させるのみならず、周辺護岸・堤防の安全度にも影響を及ぼす恐れがあるため、防災上非常に重要な問題である。そのため、従来より、その最大洗掘深や洗掘孔形状の予測、あるいは周辺河床への洗掘の影響等について数多くの研究がなされている。しかしながら、局所洗掘現象は河床形状の変化と局所流の変化とが密接に結びついた非常に複雑な現象であるため、内部機構の理論的説明が極めて困難となる。そのため、近年では数値計算による予測手法が種々提案されているが、この様に鉛直流が卓越する流れ場では、非静水圧を考慮した3次元流計算に基づく河床変動計算を行なう必要があり、実用的なモデルとされる浅水流モデル、あるいは静水圧近似による準3次元流モデルではその予測精度に限界を生じている[8]。

そこで、本節では、このような構造物周辺で発生する局所洗掘現象を対象とし、3次元流計算に基づく本河床変動計算モデルを、従来行なわれてきた移動床実験に適用するとともに、その現象の再現性について検討する。対象とする水理実験は、第4章4.3と同様、Elawady [6]により行われた越流型不透水制周辺の移動床実験、ならびに永瀬ら[8]により行われた急勾配水路における常流・射流混在場での移動床実験である。

6.4.1 越流型不透水制周辺における局所洗掘現象の数値計算

水制周辺で発生する局所洗掘現象は、底面近傍流れの非一様性が著しく、また、局所的な河床勾配も局所洗掘に起因して水制周辺で空間的に大きく変化することから、流砂の非平衡性が卓越するものと考えられる。そのため、従来より、このような流砂の非平衡性を考慮した河床変動モデルが幾つか提案されており、水制周辺の局所洗掘現象を対象とした3次元流計算に基づく数値モデルとしては、道上・檜谷[20]の研究、あるいは長田ら[21]の研究が挙げられる。特に、長田ら[21]の研究では、流砂モデルに砂粒の離脱・堆積に関する確率モデルと砂粒の運動方程式を用いた移動計算を組み合わせた非平衡流砂モデルを構築しており、非越流型水制周辺の局所洗掘現象へ適用し、その実験結果と非常に良い一致を見せている。一方で、Pengら[7]は、流砂として掃流砂のみを考慮し、掃流砂量の算定には局所河床勾配の影響を取り入れた平衡流砂量モデルを適用して、越流型不透水制周辺の河床変動計算を試みている。それにより、平衡流砂量モデルでも、ある程度の精度で実験結果を再現できることが示されており、本数値モデルを支持するものである。

以上のように、水制周辺の河床変動に関する数値計算は従来より数多く行なわれており、このことから、現段階ではそれを十分に予測できるモデルは確立されていないことが分かる。そこで、本項では、第4章4.3.1にて示した、Elawady[6]により行われた越流型不透水制周辺における移動床実験に対し、本数値モデルの適用を試みるものである。

〔1〕 実験の概要と計算条件

Elawady[6]は、越流型不透水制周辺で発生する局所洗掘現象について、その洗掘特性の解明を目的とし、洗掘に影響を及ぼすと考えられる各種因子を種々変化させた移動床実験を行なっている。図 6.29 に水制の設置状況を、また、表 6.8 に対象とする実験条件をそれぞれ示す。図より、水制は左岸壁面に密着して設置されており、洗掘によって発生する最大洗掘深よりも深い根入れを有するように設定されている。河床

砂には粒径 0.75mm の一様砂が使用されており、その河床砂を平坦に敷詰めた状態を初期河床形状としている。実験は、下流端を堰上げた状態から通水し、所定の流量が得られていることを確認した後、徐々に下流端水深を所定の位置まで低下させ開始している。通水開始から動的平衡状態に達した後、河床形状の測定を行なうとともに、停水して河床を市販のニスで固定化し、水面形および 3 次元流速の計測が行なわれている。

表 6.8 実験条件 (Elawady)

水路勾配 I	1/2,500
水路幅 B (cm)	40.0
水流に対する水制設置角度 ($^{\circ}$)	90
水制高 d (cm)	5.0
水制長 b (cm)	10.0
流量 Q (l/s)	14.5
下流端水深 h_t (cm)	10.00
河床砂の粒径 d (cm)	0.075
マンニングの粗度係数 n	0.014

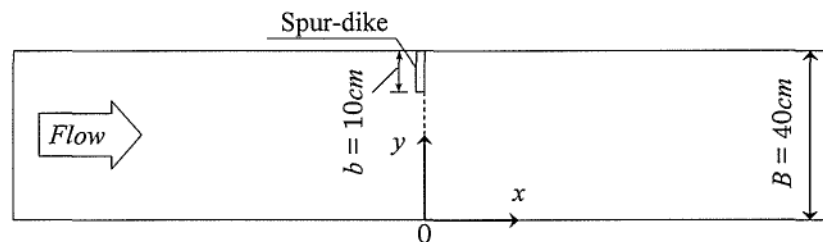


図 6.29 水制の設置状況 (Elawady)

計算条件を表 6.9 に示す。計算領域は流下方向に 225cm 、横断方向に 40cm 、鉛直方向に 28cm の固定領域であり、上流端から 75cm の位置に水制を設置する。河床変動計算は、実験とは異なり、初期平坦河床において流れの定常解が得られた後に行なう。ここで、実験における水制厚は 1.5cm であるが、計算では 2 格子分に相当する 3.0cm を水制厚とする。これは、水制厚を 1 格子で表現した場合、第 4 章 4.3.1 で示したように、水制による水はね効果が弱まり、それにより河床変動計算の再現性にも影響を与えるものと考えられるためである。

表 6.9 計算条件 (Elawady)

計算時間間隔 Δt (sec)	0.0005	
河床変動の計算時間間隔 Δt_z (sec)	0.02	
流下方向メッシュ間隔 Δx (cm)	1.5	
横断方向メッシュ間隔 Δy (cm)	1.5	
鉛直方向メッシュ間隔 Δz (cm)	1.0	
メッシュ数	x方向	150
	y方向	27
	z方向	28
人工粘性係数	K_V	1.0
	K_{YZ}	0.1
	K_{YP}	0.2
水中安息角 ϕ ($^{\circ}$)	32	

〔2〕 実験結果と計算結果との比較

a) 洗掘初期段階について

初期平坦河床における定常状態の流況については、第4章4.3.1に示したものとほぼ同様となるため、ここでは数値計算による初期洗掘段階について示す。図6.30は、計算結果による河床変動開始から20秒後の河床変動量を示したものである。図より、初期洗掘は水制前面先端部付近から発生していることが分かる。これは、従来、同様の越流型不透水制を対象とした実験事実[22]とも一致しており、また、長田ら[21]の数値計算においてもほぼ同様の結果が得られていることから、洗掘初期に関しては良好に再現しているものと考えられる。次に、図6.31は、初期洗掘段階における底面近傍の流況図（底面より鉛直上方向に第1格子点の流速ベクトル計算結果を用いて作成）を示したものである。図より、水制前面から先端部付近にかけて、水制左岸側壁設置部を中心とした扇状の流れの集中が見られ、図6.30に示される洗掘孔形状もこれに近い形となっている。

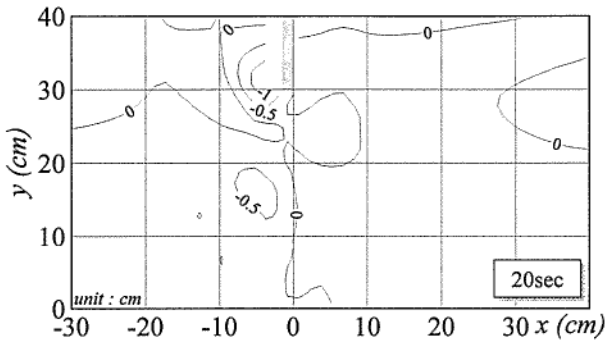


図 6.30 初期河床変動量（計算結果）

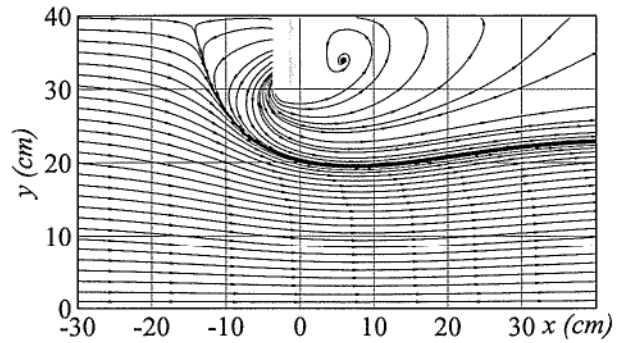
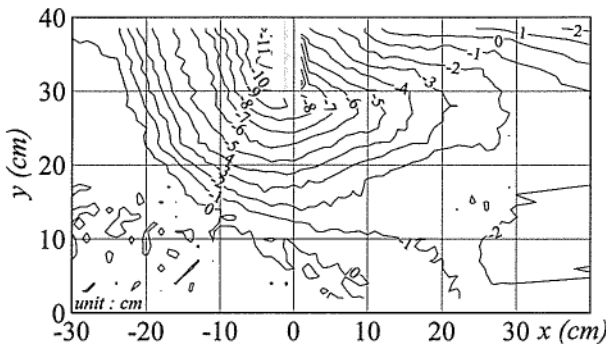


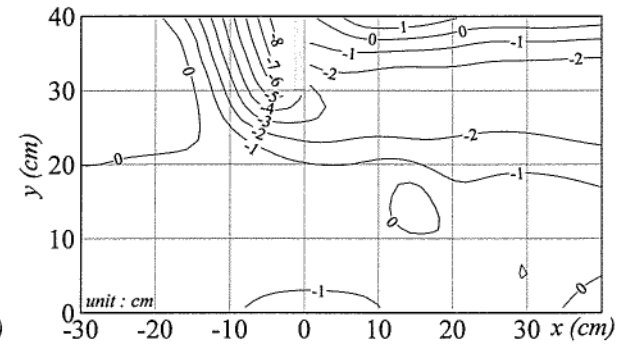
図 6.31 初期底面近傍流況（計算結果）

b) 平衡状態における河床変動量および底面近傍流況の比較

平衡状態における河床変動量の比較として、図6.32に(a)実験結果 (Elawady) および(b)計算結果による河床位コンター図をそれぞれ示す。ただし、実験における平衡状態は河床変動開始から約3時間後に出現しているのに対し、数値計算における平衡状態は河床変



(a) 実験結果 (Elawady)



(b) 計算結果

図 6.32 平衡状態における河床変動量の比較

動開始約 20 分後には既に最大洗掘深が出現し、その後、大きな河床変動は発生せず動的平衡状態に達していることが確認された。そのため、(b)に示される計算結果とは、河床変動開始 30 分後のものを表している。図より、計算結果における洗掘孔形状は、水制前面において左岸設置部近傍を中心としたすり鉢状に形成されており、実験結果とほぼ同様の傾向を示していることが分かる。また、水制背後の左岸側壁付近には土砂の堆積域が確認され、計算結果は実験結果を定性的には再現できている。しかし、最大洗掘深については、実験結果が約 11cm であるのに対し、計算結果は 8.53cm と実験値よりも 2.5cm 程度小さく算定され、それに伴い水制周辺の洗掘孔形状も実験結果に比べて小さく再現されている。また、水制先端部から下流域にかけて、実験結果では緩やかな上り勾配となっているのに対し、計算結果では流下方向にほぼ一様な洗掘が発生しているなど、幾つか相違点が指摘される。これらの相違が生じた原因としては、長田ら[21]が指摘しているように、主として流砂量式に平衡流砂量モデルを適用した結果と考えられる。特に、水制直下流部においては流砂の非平衡性が卓越しており、したがって水制先端部から下流域にかけての洗掘孔形状の再現性低下の主要因として考えられる。

また、図 6.33 は平衡状態における底面近傍流況（底面より鉛直上方向に第 1 格子点の流速ベクトルを用いて作成）の比較を示したものである。ただし、(a)に示される実験河床における流況図は、第 4 章 4.3.1 で行なった数値計算結果より作成したものである。図から分かるように、両者における底面流況は大きく異なっている。すなわち、(a)実験河床における底面流況は、水制前面から先端部付近を中心として洗掘孔外縁に向かって流れ、その後右岸側壁方向へと流れが集中しているのに対し、(b)計算河床における底面流況は、洗掘孔外縁に向かって流れた後、実験とは逆の左岸側壁方向へと流れが集中している。そのため、これらの流況の違いも河床変動に大きく影響していることが考えられる。このように流況が大きく異なる理由は、当然河床形状の違いによるものであり、図 6.33 より、流れの集中が水制先端部付近から右岸あるいは左岸方向へと偏向していることから、特に、水制先端部から右岸方向にかけての洗掘孔形状の違いによる影響が大きいものと考えられる。つまり、図 6.32 から分かるように、実験では水制先端部から右岸方向にかけて水制前面と同程度の洗掘が生じているのに対し、計算における水制先端部の洗掘は、水制前面のそれ

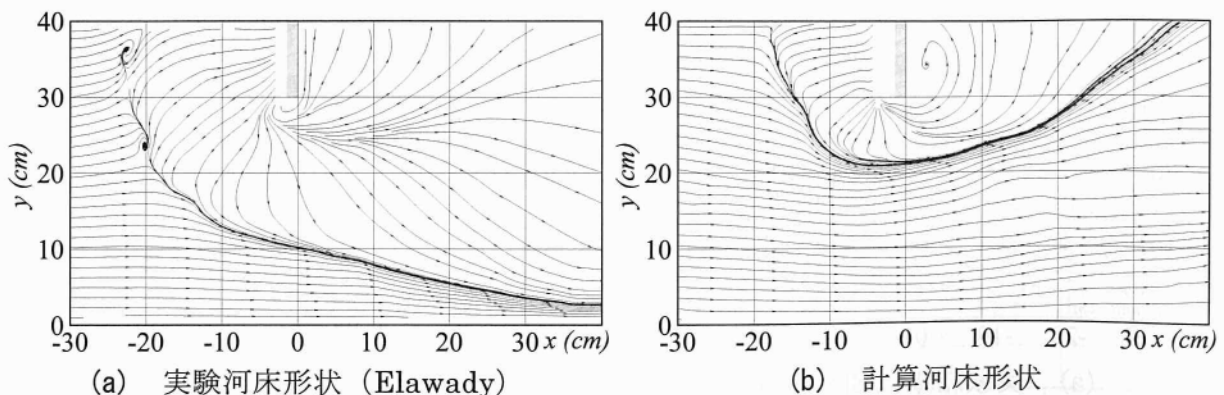


図 6.33 数値計算による平衡状態における底面近傍流況の比較

と比較して小さい。この水制先端部から右岸方向にかけての洗掘孔形状は、水制による水はね効果の影響を強く受けているものと考えられ、このことより、水制周辺における局所洗掘現象を精度良く再現するためには、特に、水制による水はね効果を精度良く再現する必要があると考えられる。その点、本数値モデルによる計算結果は、後に示す横断流速ベクトルからも分かるように、水制による水はね効果を弱く再現しており、その結果、水制先端部周辺における洗掘孔形状が再現されなかったものと考えられる。ここで、本数値モデルにより、水制（ここでは越流型水制）による水はね効果を高精度に再現するためには、水制上面・側面における圧力低下を抑制する必要性から、離散間隔をより小さく設定する必要がある。しかしながら、離散間隔を小さく設定することは、計算時間あるいは計算容量等の問題より実用性の低下を招くため好ましくない。そのため、檜谷[3]と同様の手法により、水制周辺領域のみ離散間隔を小さく設定するなど、数値モデルの改良が望まれる。

一方、底面流況の時間的変化について、初期洗掘段階における図 6.31 と平衡状態における図 6.33 を比較すると、洗掘の進行に伴い流況が大きく変化していることが分かる。すなわち、長田ら[21]が指摘しているように、初期洗掘段階における流れの集中は水制前から先端部の比較的に近い位置に表れているのに対し、平衡状態における流れの集中は水制前面における逆流域の拡大に伴い、洗掘孔外縁に沿って表れている。これは、洗掘の進行に伴い流れの内部構造も大きく変化していることを意味しており、浅水流モデルに基づく河床変動計算[23]では、このような局所洗掘現象は再現困難であることが理解できる。

c) 平衡状態における流速ベクトルの比較

実験結果および計算結果による平衡状態における流速ベクトルの比較として、図 6.34 に

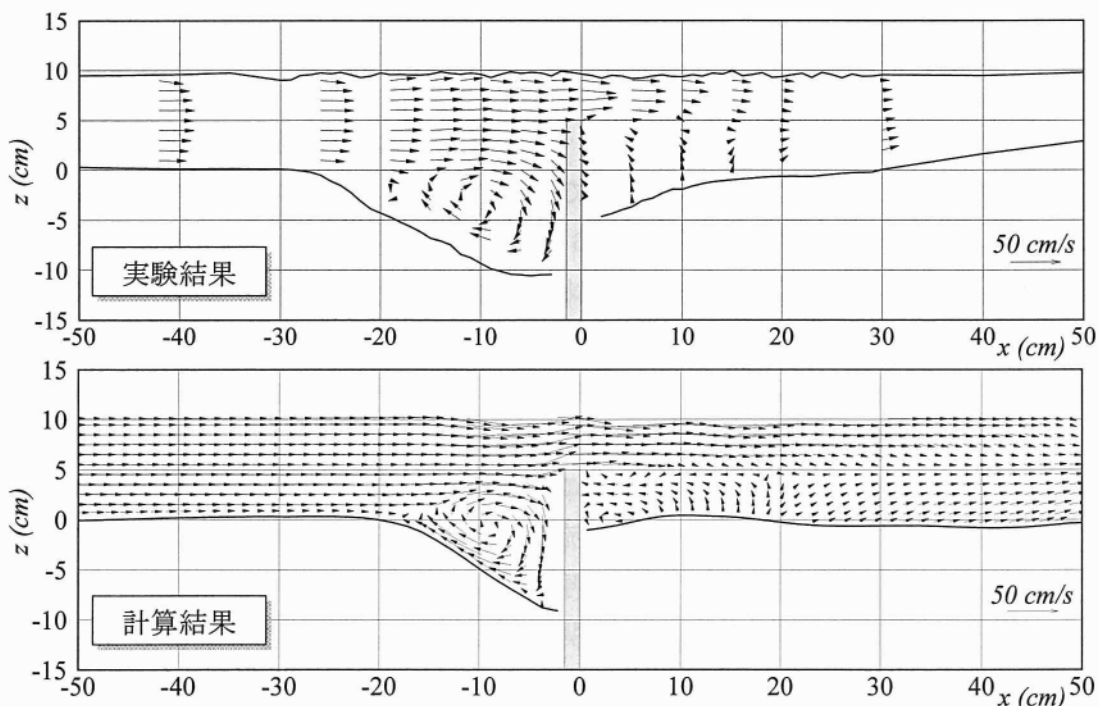


図 6.34 平衡状態における縦断流速ベクトルの比較図（左岸より 3cm）

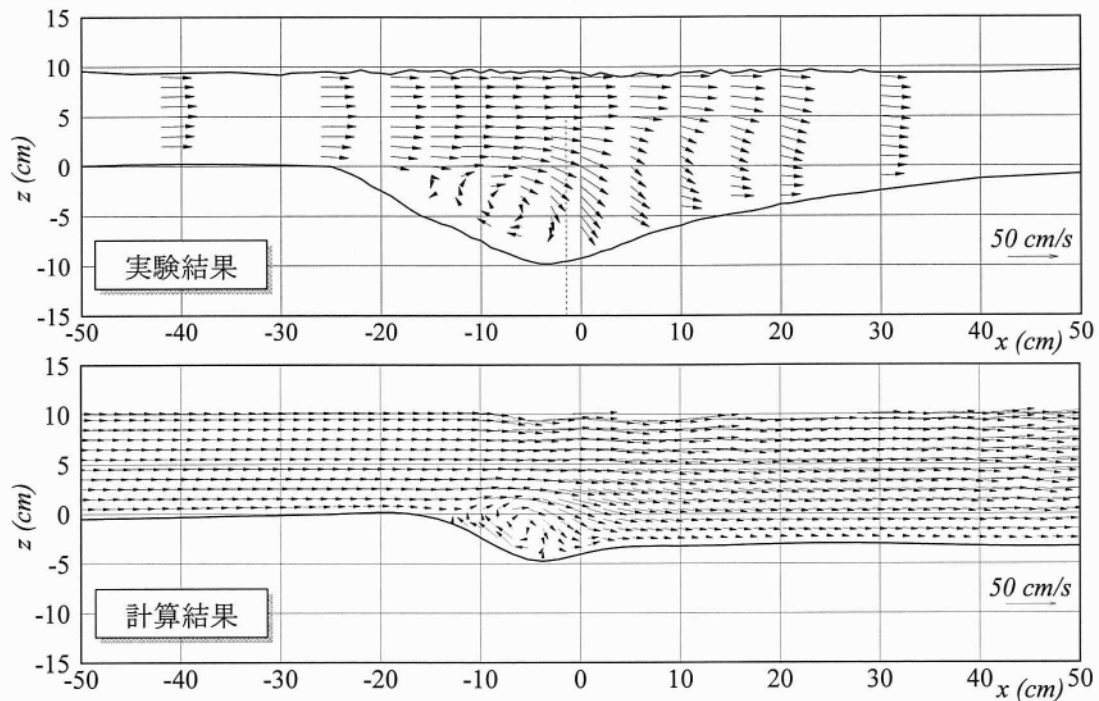


図 6.35 平衡状態における縦断流速ベクトルの比較図 (左岸より 12cm)

左岸から 3cm 地点における縦断流速ベクトル図を、また、図 6.35 に左岸から 12cm 地点における縦断流速ベクトル図をそれぞれ示す。これらの図から分かるように、実験および計算における互いの洗掘孔形状は異なるものの、洗掘孔内部における縦断流況について計算結果は実験結果を比較的良好に再現している。すなわち、図 6.34 より、計算結果は実験結果同様、水制前面に発達する洗掘孔底面付近の馬蹄形渦を明瞭に再現しており、また、水制背面における逆流域や流れの潜り込みなど良好に再現している。そして、図 6.35 より、水制前面に発達していた馬蹄形渦の影響が、水制先端部を離れても右岸方向へと波及している様子が再現できている。以上の点から、水制周辺における河床変動を伴う縦断流況については、本数値モデルにより良好に再現できるものと考えられる。

一方、図 6.36 は、それぞれ(a)実験結果および(b)計算結果による横断流速ベクトル図を示している。図より、縦断流速ベクトルの比較と同様、計算結果は実験結果を概ね良好に再現している。すなわち、水制上流部 ($x = -9\text{cm}$) では水制前面で発達する馬蹄形渦の影響に伴い、洗掘孔底面付近における右岸方向流速の発達が再現されている。そして、水制設置部 ($x = 0\text{cm}$) では水制による水はね効果により右岸方向への流速が発達し、特に、河床に沿って上昇する底面付近の流況を良好に再現している。さらに、水制下流部 ($x = 10\text{cm}$) では水制背後へ底面付近から潜り込む 2 次流が再現されており、以上の点から、横断流況についても本数値モデルにより概ね良好に再現できるものと考えられる。

しかしながら、流況などの定性的側面に関しては良好に再現できているものの、流速に関する定量的側面に関しては実験結果との対応が悪い。つまり、水制設置部から上流側、特に、水制設置部 ($x = 0\text{cm}$) では、実験値に比して水制による水はね効果が小さく評価さ

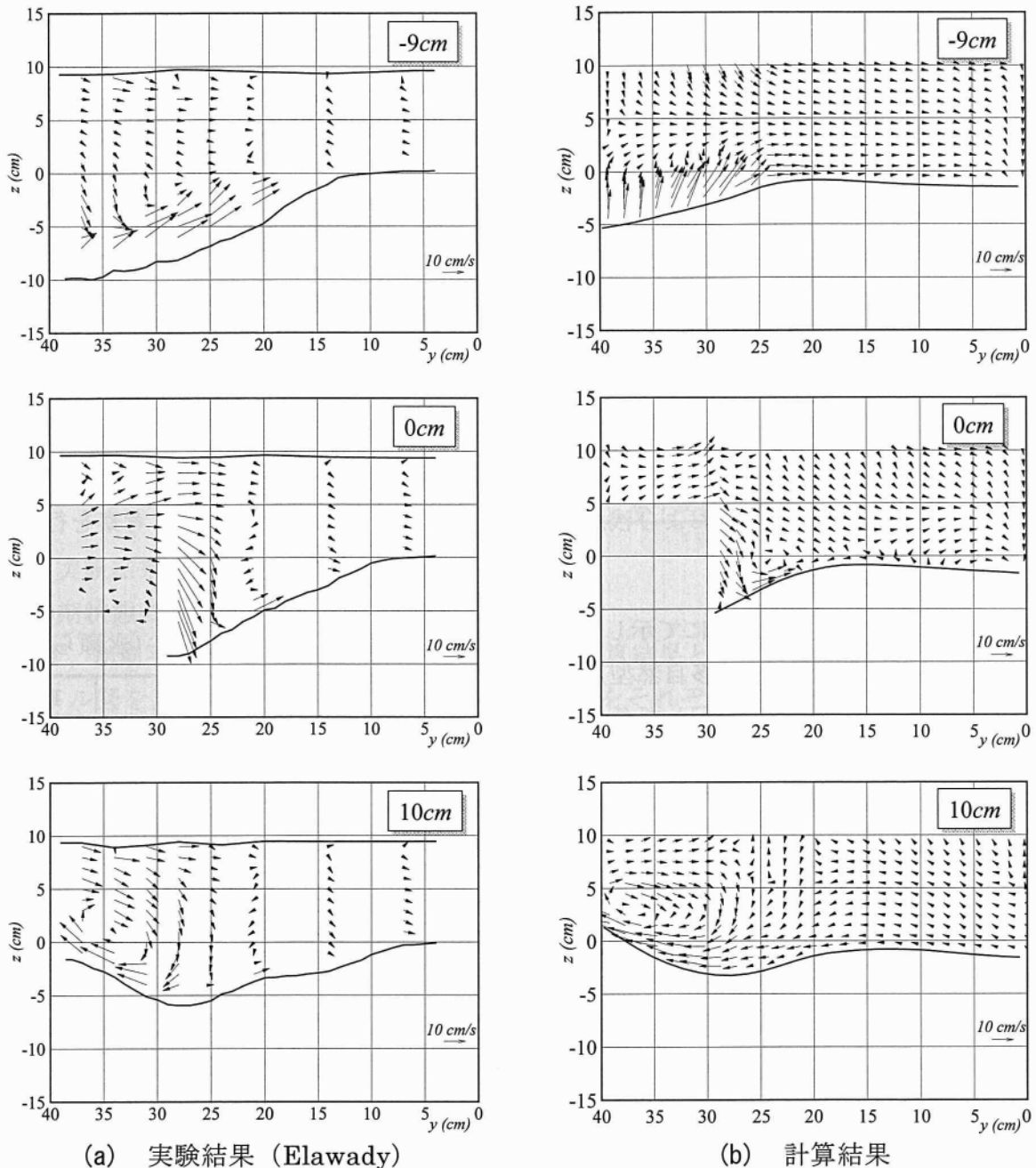


図 6.36 平衡状態における横断流速ベクトルの比較図

れ、それにより右岸方向流速が小さく再現されている。この水はね効果による右岸方向流速の発達、先述のように、水制先端部から右岸方向へかけての洗掘現象に大きな影響を及ぼしていることが考えられ、今後、この水制による水はね効果についても定量的に再現できるモデルへの改良が必要である。ただし、現地への適用を考慮した場合、離散間隔をある程度大きく設定できるため、たとえば流砂の非平衡性やあるいは河床変動計算に伴う河床勾配補正を考慮する必要性は低い[3]という指摘もあり、それらも踏まえたより詳しい検討が必要であると考えられる。

6.4.2 急勾配水路における常流・射流混在場の河床変動計算

山地河川における河床変動を数値解析的に予測する場合、その流れ場では常流と射流が混在する複雑な流況が形成される恐れがあるため、数値モデルにもこの様な流況に対応できる計算法の導入が必要となる。従来より、この様な複雑流況下における河床変動を対象とした数値計算では、常流・射流混在場でも適用可能である MacCormack 法を導入した、平面2次元の浅水流モデルによる研究例が数多く挙げられる[8][24][25]。それらによると、巨視的には種々の流れ場において比較的良好な再現性が得られているものの、一方で構造物周辺の流れ場を対象とした場合、浅水流モデルに基づく河床変動計算では、最大洗掘深の発生位置やその量、および洗掘形状など、実現象とは異なることが報告されている[8]。

そこで、本項では、その様な山地河川における河床変動を対象とし、3次元流計算に基づく本河床変動計算モデルを、永瀬ら[8]により行われた急勾配水路における移動床実験へ適用するとともに、実験結果および浅水流モデルによる計算結果との比較・考察を行う。

[1] 実験の概要と計算条件

永瀬ら[8]は、第4章4.3.2にて示した道上ら[24]と同様、山地河川における『多自然型川づくり』の研究の一端として、水制工を配した急勾配水路における一様砂河床変動実験を行なっている。実験条件を表6.10に、また実験で使用された水路を図6.37に示す。実験では山地河川を想定し、比較的粒径の大きい一様砂を使用している。水制工は上流端より200cmの位置に設置されており、水路幅の3/4を塞ぐ狭窄部となるように設定されている。初期河床形状としては勾配1/30の平坦河床を設定して通水を開始し、その間、上流からの土砂供給は行われていない。また、下流端には初期河床高と同じ高さの仕切板を設置して、流砂の自由透過を許容し、河床低下が発生しないようにしている。通水開始後、土砂の移動がなくなった時点を目平衡状態と判断し、水面形と平均流速の測定が行われている。水面形にはサーボ式水位計を、流速の測定には電磁流速計を使用し、河床形状は通水停止後にポイントゲージを用いて測定されている。ここで、図6.37中に示される各破線は、後に示す本数値モデルの計算結果による縦断および横断流速ベクトル図の各断面位置を表している。

表 6.10 実験条件 (永瀬ら)

水路勾配 I	1/30
水路幅 B (cm)	40.0
水制長 b (cm)	30.0
流量 Q (l/s)	4.56
下流端水深 h_t (cm)	2.40
河床砂の粒径 d (cm)	0.746
マンニングの粗度係数 n	0.032

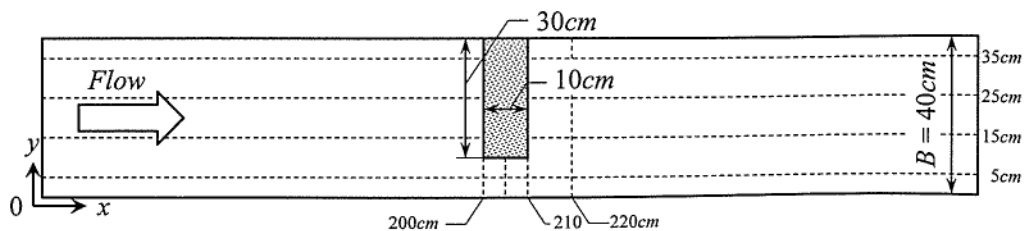


図 6.37 実験水路概略図 (永瀬ら)

表 6.11 計算条件 (永瀬ら)

計算時間間隔 Δt (sec)	0.001	
河床変動の計算時間間隔 Δt_z (sec)	0.002	
流下方向メッシュ間隔 Δx (cm)	2.0	
横断方向メッシュ間隔 Δy (cm)	2.0	
鉛直方向メッシュ間隔 Δz (cm)	0.5	
メッシュ数	x方向	225
	y方向	20
	z方向	53
人工粘性係数	K_V	2.0
	K_{VZ}	1.0
	K_{VP}	0.1
水中安息角 ϕ (°)		39

計算条件を表 6.11 に示す. 計算では, 永瀬ら[8]の計算条件と同様, 初期平坦河床において流れが定常状態に達した後, 河床変動計算を開始する. 計算領域は流下方向に 450cm, 横断方向に 40cm, 鉛直方向に 26.5 cm の固定領域である. また, 以下では実験結果と計算結果との比較・考察を行うが, 河床変動量の比較については, 永瀬らにより行われた浅水流モデルによる計算結果も同時に示す.

[2] 実験結果と計算結果との比較

a) 初期状態について

まず, 初期平坦河床における定常状態の流れの計算結果として, 図 6.38 に水深平均流速ベクトル図を, また, 図 6.39 に水面形コンター図をそれぞれ示す. 図から分かるように, 構造物によって遮られた流れはその前面付近で 10cm 程度にまで水位が上昇し, この領域では常流状態となっている. 開口部を過ぎると, 水位の急激な低下に伴い流れは射流に転じて流速が増加し, 最も速い領域では約 2.0m/s となる. そして, $x = 240\text{cm}$ 付近までは水路を横切る約 45°方向への強い流れを生じており, その後, 流れは水路全体に広がるとともに, 下流端までほぼ均一な状態となっている. 以上の流況は, 永瀬ら[8]による浅水流モデルの計算結果ともほぼ一致しており, 初期流況については良好に再現できているものと考えられる.

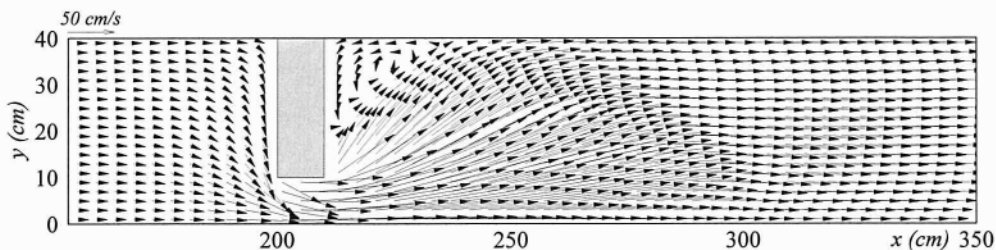


図 6.38 初期河床における水深平均流速ベクトル図 (計算結果)

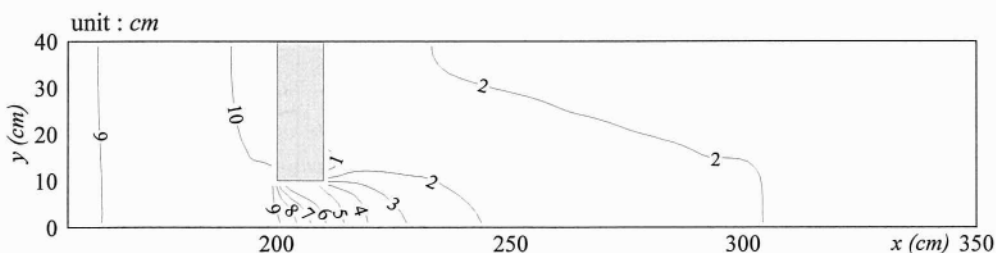
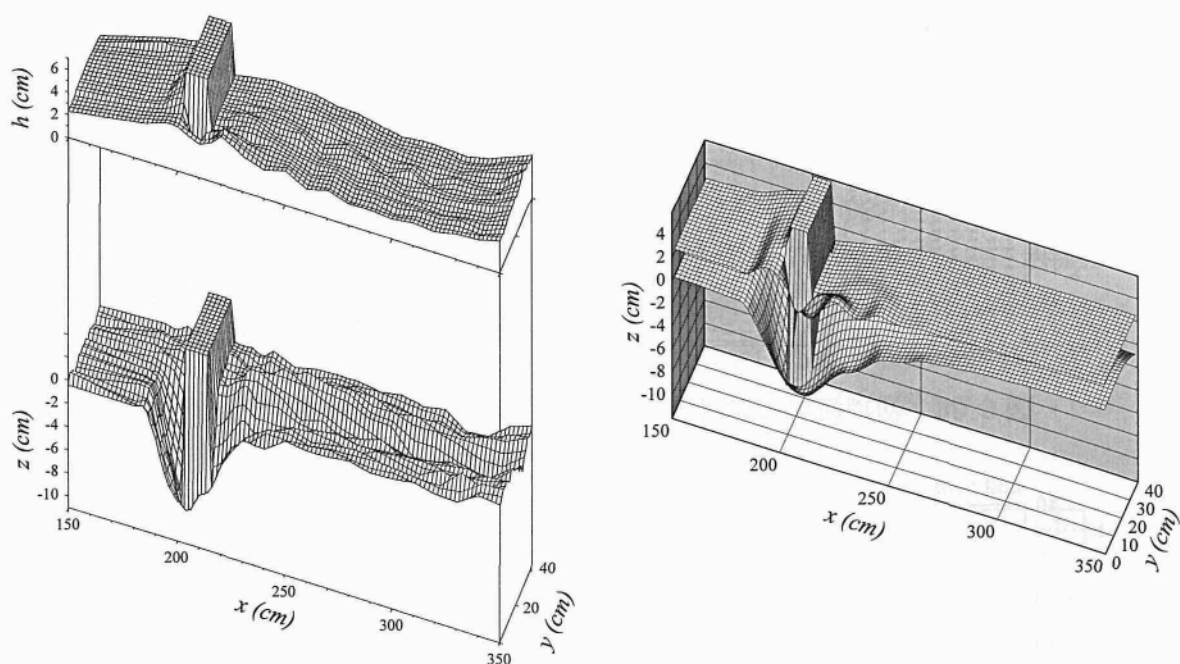


図 6.39 初期河床における水面形コンター図 (計算結果)

b) 平衡状態における河床変動量の比較

平衡状態における河床変動量の比較として、図 6.40 に (a) 実験結果 (永瀬ら) および (b) 計算結果 (本数値モデル) による水面形および河床形鳥瞰図を、図 6.41 に (a) 実験結果 (永瀬ら)、(b) 計算結果 (浅水流モデル: 永瀬ら) および (c) 計算結果 (本数値モデル) による河床変動量コンター図を、また、図 6.42 に河床横断形の比較図をそれぞれ示す。ここで、本数値モデルによる計算では、河床変動開始から約 30 秒後には既に最大洗掘深にまで達しており、その後も大きな変動は発生しなかった。そのため、ここでは 40 秒後を平衡状態と判断し、以下の結果では全てその 40 秒後時点のものを示している。

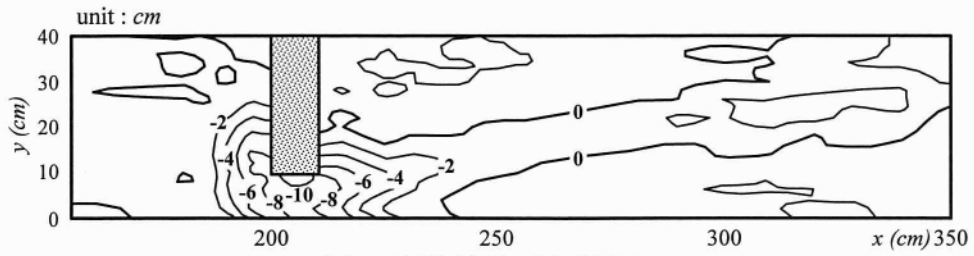
まず、実験結果に着目すると、図 6.40 (a) から分かるように、水制工周辺部では河床洗掘に伴う水位の低下が発生し、その水面形は比較的平坦になっている。河床形状は、狭窄部において最大 12cm 程度の河床洗掘を生じており、これは局所洗掘現象に相当する。また、水制工背面の下流側においては、右岸から左岸へと向かう水みちが形成されている。一方、本数値モデルによる計算結果に着目すると、実験で見られた水みちは再現されなかったものの、実験結果とほぼ同様の水面形および河床形状が再現されており、特に、図 6.41 (c) から分かるように、河床洗掘に伴う最大洗掘深の発生位置が水制工先端部付近に現れている点など、定性的には実験結果を良好に再現している。従来の浅水流モデルによる計算結果 (図 6.41 (b)) では、その最大洗掘深の発生位置は右岸側壁近傍に現れており、また、図 6.42 から分かるように、 $x = 205\text{cm}$ 地点では河床横断勾配が実験結果とは逆勾配となっておりその対応が悪い。構造物の安定性に影響を及ぼすとされる局所洗掘現象を再現する場合、その最大洗掘深の発生位置およびその量の予測が最重要となることから、従来の浅水流モデルと比較しても、本数値モデルの優位性が認められる。



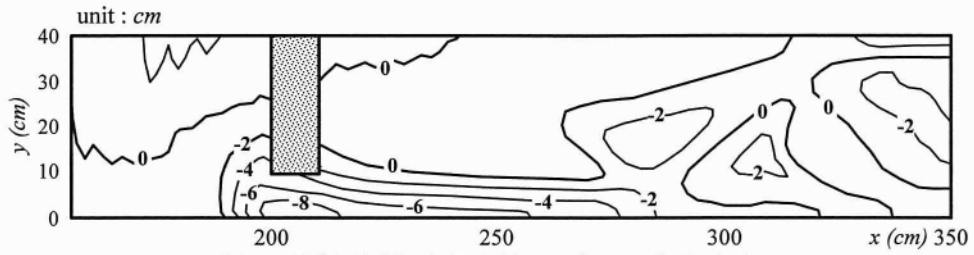
(a) 実験結果 (永瀬ら)

(b) 計算結果 (本数値モデル)

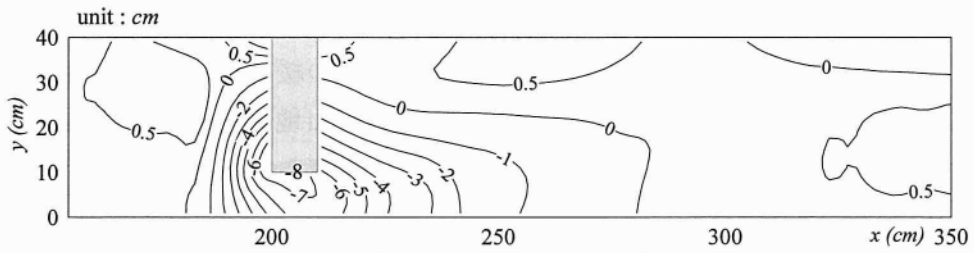
図 6.40 平衡状態における水面形および河床形鳥瞰図の比較



(a) 実験結果 (永瀬ら)



(b) 計算結果 (浅水流モデル: 永瀬ら)



(c) 計算結果 (本数値モデル)

図 6.41 平衡状態における河床変動量の比較

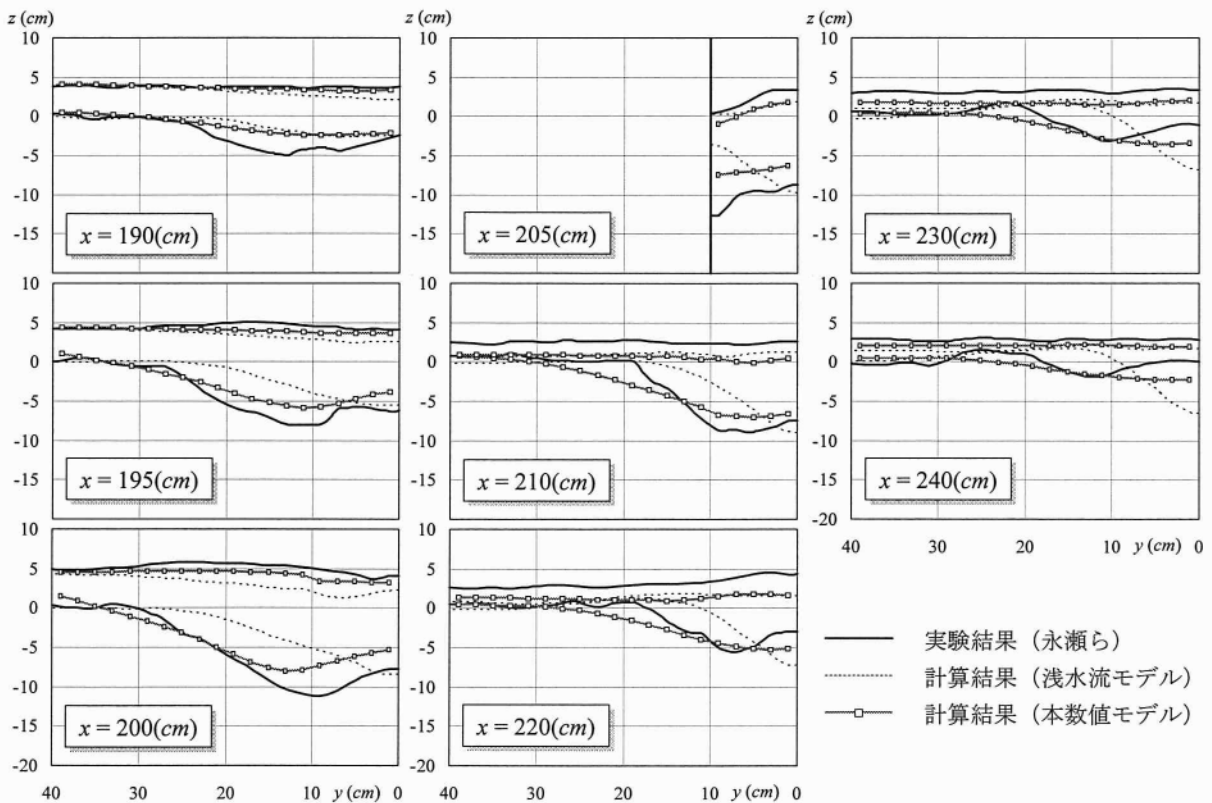


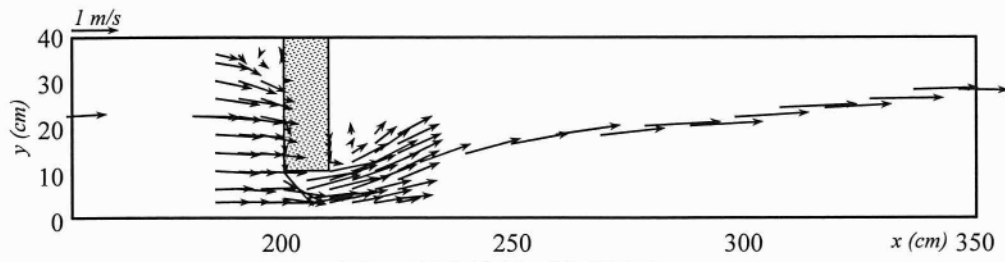
図 6.42 平衡状態における河床横断形の比較

しかし、最大洗掘深について定量的に見てみると、本数値モデルによる計算結果の方が実験結果に比べて小さく 2/3 程度の洗掘量となっている。この原因として、実験における平衡状態は流砂の移動が無くなる静的平衡状態であるのに対し、計算では上流端からの給砂が無ければ河床低下が発生してしまうために常に流砂量を与え続けており、動的平衡状態であったためと考えられる。すなわち、本数値モデルでは流砂量算定の際、限界掃流力への影響として河床勾配の影響のみを考慮している。そのため、重力の効果により河床砂礫の移動性が良くなり、計算領域全体にわたって流砂が発生する状態にあった。しかしながら、Graf・Suszka[26]、あるいは芦田・細川[27]の研究によると、急勾配水路における礫の限界掃流力は、河床勾配の影響により減少するのではなく、むしろ相対水深 (h/d , h : 水深, d : 河床砂礫の粒径) が小さくなることにより流れ構造が変化し、逆に増加傾向にあることが明らかにされている。そのため、実験では砂礫の移動が無くなるにも関わらず、数値計算ではこのような相対水深の影響を考慮していないため、計算領域全体で流砂が発生する動的平衡状態となり、最大洗掘深が小さく再現されると同時に、水みちの形成にも影響を与えたものと考えられる。以上より、比較的勾配の緩い沖積河川に対しては、本数値モデルでもある程度対応できるものと考えられるが、山地河川等の比較的急勾配な河川においては、相対水深の影響を考慮した流砂量モデルの導入が必要であると考えられる。

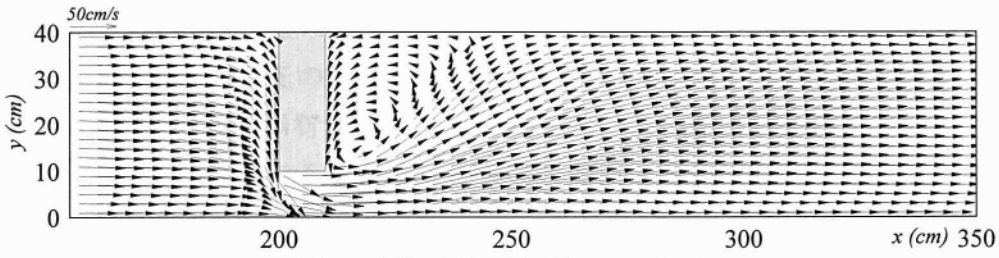
c) 平衡状態における流速ベクトルの比較

平衡状態における流速ベクトルの比較として、図 6.43 に (a) 実験結果 (永瀬ら) および (b) 計算結果 (本数値モデル) による水深平均流速ベクトル図をそれぞれ示す。また、図 6.44 および図 6.45 には、数値計算による縦断および横断方向の流速ベクトル図をそれぞれ示す。まず、図 6.43 から分かるように、平面流況については、水制工前面左岸付近における逆流領域および背面先端部付近に見られる逆流域など、計算結果は実験結果を概ね良好に再現している。また、数値計算では実験で見られたような明確な水みちは形成されなかったものの、水制工下流域において実験結果と同方向への強い流れを生じており、水みちが形成される可能性が指摘される。

次に、図 6.44 に示される縦断流速ベクトル図を見てみると、右岸より 5cm 地点において、狭窄部付近の水面形が波状形状を呈していることが分かる。事実、図 6.40(a) に示される実験結果においても、狭窄部付近で水面形が波打っており、その特徴を良好に再現しているものと思われる。また、洗掘孔内の底面付近において流れは剥離せず、流下方向への強い流れを生じている。右岸より 15cm 以降は、水制工前面の底面付近において非常に弱い馬蹄形渦が形成されている。一方、図 6.45 に示される横断流速ベクトル図より、水制工前面では右岸方向への強い流れが生じ、特に、狭窄部周辺では底面に潜り込む大きな流れが形成されている。そして、狭窄部 ($x = 205\text{cm}$) では水面付近で左岸方向の流れ、底面付近で右岸方向の流れとなっており、明確な 2 次流が形成されている。以上の様な内部流況が、水制工前面部に最大洗掘深を発生させたものと考えられ、水深平均流を扱う浅水流モデルでは、このような河床形状を再現できない原因もここにあるものと考えられる。



(a) 実験結果 (永瀬ら)



(b) 計算結果 (本数値モデル)

図 6.43 平衡状態における水深平均流速ベクトルの比較

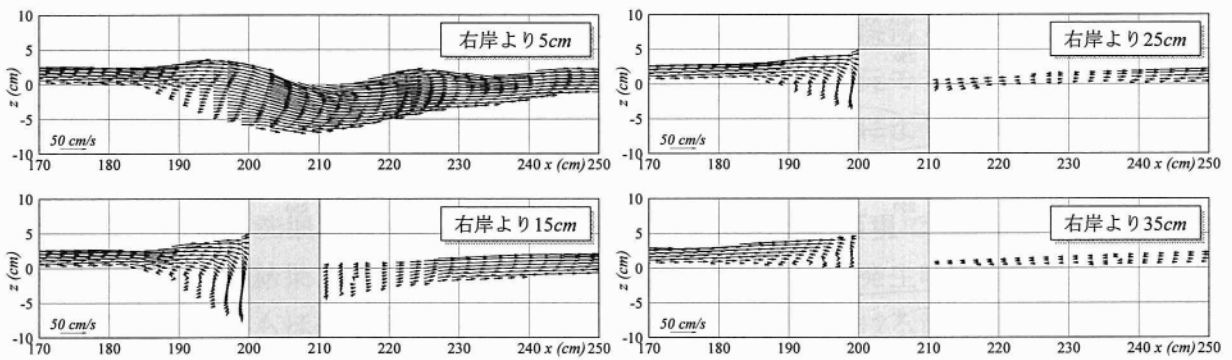


図 6.44 縦断流速ベクトル図 (計算結果: 本数値モデル)

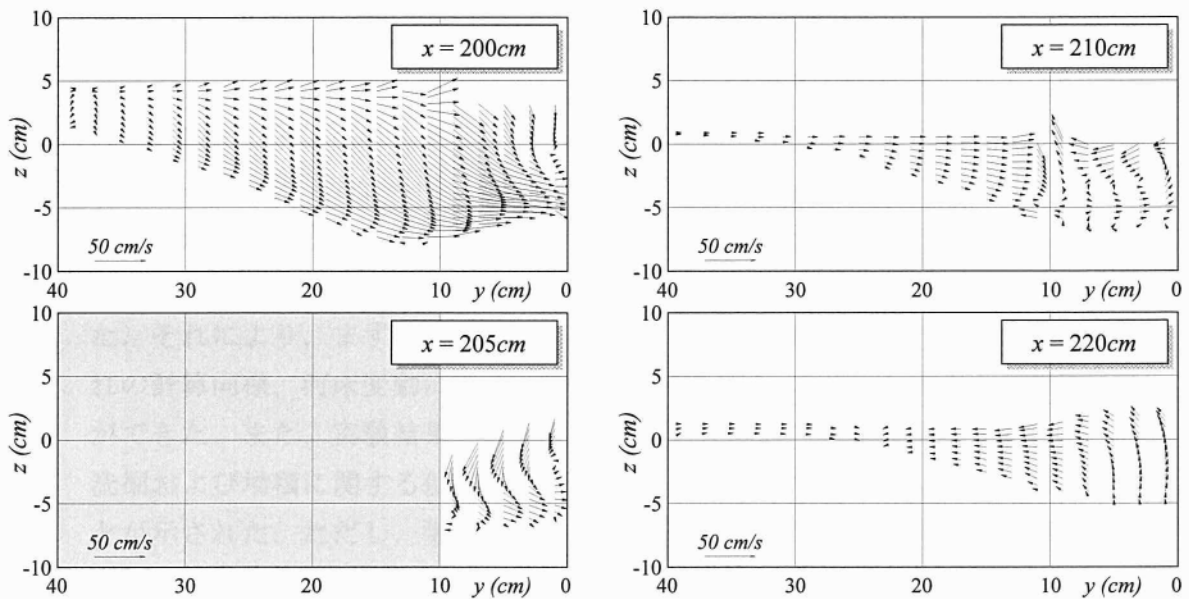


図 6.45 横断流速ベクトル図 (計算結果: 本数値モデル)

d) 河床変動量の時間的変化について

図 6.46 は、本数値モデルにより計算された河床変動量の時間的変化を示している。図より、初期の僅か 1 秒で約 4cm の洗掘が発生しており、急激に洗掘が進行していく様子が伺える。その初期洗掘の発生位置は、浅水流モデルと同様、右岸側壁部から形成され始めている。その後、10 秒程度までは浅水流モデルと同様の洗掘孔形状を維持しているが、20 秒後以降、水制工周辺部における内部の流れ構造の変化により、最大洗掘深の位置が右岸側壁部からブロック先端部へと移行していく様子が分かる。そして、約 30 秒後には最大洗掘深に達し、その後大きな河床変動は発生していない。

以上のような洗掘の進行の様子について、浅水流モデルではこの内部流況の変化を再現することができないためにこのような洗掘形状とはならず、本数値モデルの優位性が認められる。

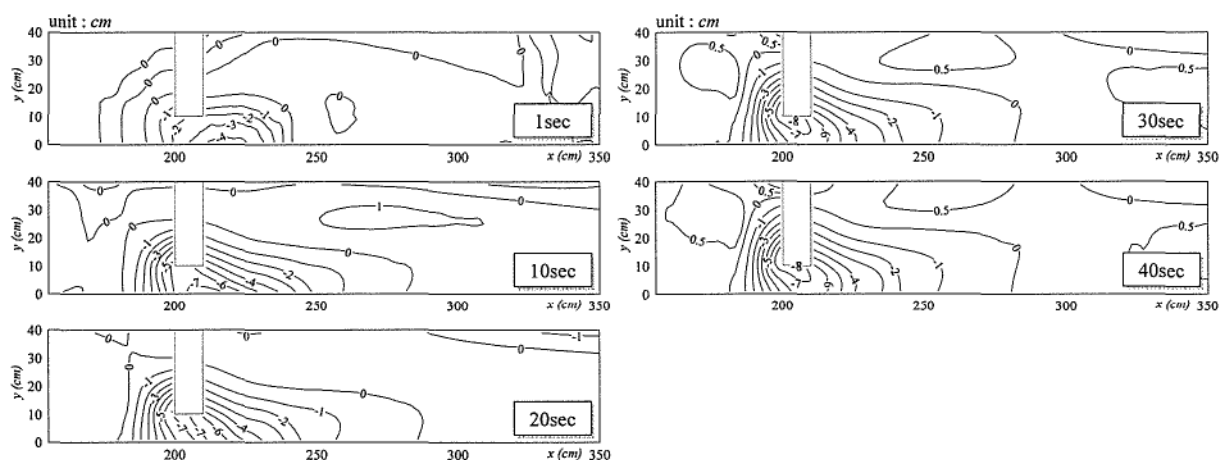


図 6.46 河床変動量の時間的変化 (計算結果：本数値モデル)

6.5 結語

本章では、第5章で提案した平面2次元の河床変動計算モデルについて、実験室レベルにおける各種流れ場への適用を試み、実験結果との比較からその妥当性および問題点について検討を行なった。対象とした流れ場としては、まず、堰や護床工あるいは床固め工下流部の局所洗掘現象を対象とし、段落ち模型による移動床実験を行なうとともに、その水理実験に対して、第3章同様の鉛直2次元モデルによる現象の再現を試みた。次に、3次元流計算に基づく平面2次元の河床変動計算として、河川蛇行部・彎曲部における河床変動を対象とし、長谷川により行われた蛇行水路実験、および檜谷らにより行われた単彎曲水路実験への適用を試みた。そして最後に、河道内に設置された構造物周辺における局所洗掘現象を対象とし、Elawadyにより行われた越流型不透水制に関する移動床実験、および永瀬らにより行われた水制工を配した常流・射流混在場における移動床実験への適用を試みた。以下に本章で得られた結果をまとめ結語とする。

- [1] 堰あるいは床固め工下流部の局所洗掘現象を対象とし、段落ち模型による移動床実験を行なうとともに、その実験を対象とした、鉛直2次元モデルによる河床変動計算を試みた。それにより、実験結果同様、本数値モデルにより潜り噴流による洗掘過程と波状跳水による埋め戻し過程が再現でき、同時にそれらの両流況が交互に発生しながら洗掘が進行する様子を定性的にはあるが再現できることが示された。また、実験結果との比較より、各時刻における潜り噴流発生時の洗掘量および洗掘深についてもほぼ説明でき、さらに、波状跳水状態における洗掘孔形状については最終洗掘孔形状を含め良好に再現できることが示された。しかしながら、潜り噴流状態における洗掘現象については、最大洗掘深の発生位置が実験結果に比べて下流側に位置し、同時に砂堆も徐々に下流側へと移動しながら発達していくなど、幾つかの相違点が指摘された。その原因追求の1つとして、非平衡掃流砂量モデルによる検討を行ったものの、十分な成果を得ることはできなかった。以上の相違点について、流れの計算による影響か、あるいは河床変動計算による影響かを現段階で特定することは難しく、今後の検討課題である。
- [2] 3次元流計算に基づく平面2次元の河床変動計算として、河川蛇行部における2次元流を伴う河床変動を対象とし、長谷川により行われた蛇行水路実験への適用を試みた。それにより、まず、全流砂量の連続的にFAVOR法を導入することにより、流れの計算同様、河床変動に伴う側壁近傍における河床形状を滑らかに表現することができた。また、実験結果と計算結果との比較から、本数値モデルによって河床の洗掘および堆積に関する位置、範囲およびその量について概ね良好に再現できることが示された。ただし、数値計算における土砂堆積位置は、実験に比べて下流側へと遷移し、さらに、彎曲部内岸下流側における流速値が低下しないなどの問題点も指摘された。これらについては、側壁境界に適用しているFAVOR法の影響とも考

えられるが、十分な特定には至っておらず今後の検討課題である。

- [3] 河川弯曲部における河床変動を対象とし、檜谷らにより行われた単弯曲水路実験への適用を試みた。実験は、弯曲部外岸において砂堆が形成され、それに伴い発生する螺旋流の影響により、弯曲部外岸での局所洗掘および内岸での洗掘が発生する特殊な条件下ではあるものの、砂堆が発生する直前までの洗掘孔形状については、本数値モデルにより良好に再現できることが示された。したがって、外岸部において砂堆が発生しないような条件下であれば、本数値モデルにより十分適用可能であると考えられ、また、砂堆発生モデルを導入することにより、本数値モデルによっても内岸洗掘のような特殊な洗掘現象について再現できる可能性が指摘された。
- [4] 河道内に設置された構造物周辺における局所洗掘現象を対象とし、まず、Elawadyにより行われた越流型不透水制に関する移動床実験への適用を試みた。それにより、計算結果は実験結果同様、水制前面先端部付近から洗掘が発生し、その後水制前面側壁付近へと洗掘位置が移動しながらすり鉢状に洗掘孔が形成される様子を、定性的にはあるが再現することができた。しかしながら、計算では実験結果ほどの深掘れを生じさせるには至らず、また、水制先端部から下流域にかけての洗掘孔形状も異なるものとなった。これは、流砂の非平衡性を考慮していないことも1つの要因として挙げられるが、特に、水制による水はね効果を弱く再現したためと考えられる。すなわち、水制による水はね効果は水制先端部から右岸方向への洗掘孔形成に大きな影響を及ぼし、同時に水制下流域における底面近傍流況にも大きな影響を与えることが明らかとされた。したがって、より高精度な再現性を得るためには、第4章4.3.1同様、水はね効果を減少させる水制上面での圧力低下を抑制するため、実用的な範囲で水制厚を複数メッシュにより表現する必要性を指摘した。
- [5] 常流・射流混在場における構造物周辺にて発生する局所洗掘現象を対象とし、永瀬らにより行われた水制工を配した急勾配水路における移動床実験への適用を試みた。それにより、実験結果および浅水流モデルによる計算結果との比較から、浅水流モデルでは再現されなかった水制工先端部での局所洗掘現象に関し、流れの3次元性を考慮した本数値モデルによりその洗掘孔形状を良好に再現できることが示された。さらに、本数値モデルにより計算された河床変動量の時間的变化から、最大洗掘深の発生位置が、側壁近傍から水制工先端部へと遷移していく様子が再現された。これは、洗掘の進行に伴う内部流況の変化による影響であり、内部流況についてまで考慮することができない浅水流モデルに比して、本数値モデルの優位性が認められた。ただし、最大洗掘深については実験値の方が大きく、また、水みちに関しても十分な再現はされなかった。これは、実験では静的平衡状態であるのに対し、計算では動的平衡状態であり、これらを改善するためには急勾配河川における相対水深の影響を考慮した流砂量モデルの導入が必要であると考えられる。

— 第6章 参考文献 —

- [1] 道上正規, 鈴木幸一, 川津幸治: 床固め直下流部の局所洗掘過程のモデル化, 京都大学防災研究所年報, 第25号B-2, pp.493-507, 1982.
- [2] 清水康行: 沖積河川における流れと河床変動の予測手法に関する研究, 北海道大学審査学位論文, 1991.
- [3] 檜谷治: 河川および浅水湖の3次元流れと平面2次元河床変動に関する研究, 京都大学学位論文, 1992.
- [4] 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, 北海道大学学位論文, 1984.
- [5] 檜谷治, 道上正規, 河合茂: 一様弯曲水路における河床変動と河床波の特性に関する実験的研究, 水工学論文集, 第42巻, pp.979-984, 1998.
- [6] Emad Elsayed Elawady: An Investigation of Local Scour around Submerged Spur-Dikes, Doctor thesis submitted to Tottori University, Japan, 2002.
- [7] Peng, J., Tamai, N., Kawahara, Y. and G. W. Huang: Numerical Modeling of Local Scour around Spur Dikes, Proc. 28th IAHR Congress, E10, 1999.
- [8] 永瀬恭一, 道上正規, 檜谷治: 狭窄部を持つ山地河川の河床変動計算, 水工学論文集, 第40巻, pp.887-892, 1996.
- [9] 道上正規, 檜谷治, 鈴木幸一, 石倉泰宏: 段落ち下流部の局所洗掘, 第38回土木学会中国支部研究発表会発表概要集, pp.131-132, 1986.
- [10] Peter J. Mason and Kanapathypilly Arumugam: Free Jet Scour Below Dams and Flip Buckets, ASCE, Vol. 111, No.2, pp.220-235, 1985.
- [11] 梶川勇樹, 道上正規, 松原雄平, 檜谷治, 中本英利: 段落ち部における常射流混在流れの数値計算, 水工学論文集, 第47巻, pp.823-828, 2003.
- [12] 内田龍彦, 福岡捷二, 渡邊明英: 床止め工下流部の局所洗掘の数値解析モデルの開発, 土木学会論文集, No.768/II-68, pp.45-54, 2004.
- [13] 梶川勇樹, 道上正規, 檜谷治, 中村真郷: 常射流混在場における段落ち下流部の局所洗掘現象に関する数値計算, 水工学論文集, 第49巻, 2005 (印刷中).
- [14] 神田佳一, 村本嘉雄, 藤田裕一郎, 金川靖, 中村元郎: 護床工下流部の局所洗掘, 水工学論文集, 第35巻, pp.501-506, 1991.
- [15] 椿東一郎, 齊藤隆: 流れによる Sand wave の発生限界, 九大工学集報, 第40巻, 第5号, pp.741-748, 1967.
- [16] 川島幹雄, 福岡捷二: 床止め工周辺の河床変動計算法に関する研究, 水工学論文集, 第39巻, pp.689-694, 1995.
- [17] 友滝庸治: 弯曲河道の分流部における3次元流れと2次元河床変動に関する研究, 鳥取大学修士論文, 1994.

- [18] 檜谷治, 道上正規, 嶋大尚: 砂堆の発生・発達に関する数値解析, 土木学会第51回年次学術講演会講演概要集第2部, pp.630-631, 1996.
- [19] 道上正規, 檜谷治, 光辻悦馬: 河川湾曲部に発生する砂堆の数値解析, 第50回土木学会中国支部研究発表会発表概要集, pp.117-118, 1998.
- [20] 道上正規, 檜谷治: 水制周辺の平面2次元河床変動計算に関する研究, 水工学論文集, 第36巻, pp.61-66, 1992.
- [21] 長田信寿, 細田尚, 村本嘉雄, 中藤達昭: 3次元移動座標系・非平衡流砂モデルによる水制周辺の河床変動解析, 土木学会論文集, No.684/II-56, pp.21-34, 2001.
- [22] 山口功人: 越流型不透水制周辺の局所洗掘および流況特性, 鳥取大学修士論文, 2000.
- [23] 前野詩朗, 小川信, 上間矢次: 段波通過時の水制周辺の局所洗掘の解析, 水工学論文集, 第48巻, pp.817-822, 2004.
- [24] 道上正規, 檜谷治, 藤井健夫, 松本勝則: 常・射流混在下の混合砂河床変動シミュレーション, 第48回土木学会中国支部研究発表会発表概要集, pp.207-208, 1996.
- [25] 日下部重幸: 急勾配水路における常流・射流の混在する流れと河床変動に関する研究, 鳥取大学学位論文, 1997.
- [26] Graf, W. H. and Suszka, L.: Sediment transport in steep channels, *Journal of Hydroscience and Hydraulic Engineering*, JSCE, Vol. 5, No. 1, pp.11-26, 1987.
- [27] 辻本哲郎, 細川迭男: 急勾配水路における礫の限界掃流力と流砂量, 土木学会論文集, 第411号/II-12, pp.127-134, 1989.

第 7 章 結論

河道内で発生する河床変動，特に，構造物周辺で発生する局所洗掘現象は，防災上非常に重要な問題ではあるものの，現象の複雑さから従来よりその予測が困難とされてきた．一方で，近年では多自然型川づくりの理念に基づき，景観や親水性等を考慮したより複雑な河道・河床形状あるいは河道内への構造物の設置が計画され，それらの影響による複雑な流況の発生や局所洗掘現象を含む河床変動の問題も，より顕在化してくることが予想される．したがって，防災面からもこれらの現象を予測する必要がある，その予測手法として，今後，より高精度で汎用性のある数値計算手法の需要が高まるものと考えられる．

以上より，本研究では，数値計算による流れおよび河床変動の高精度予測を主目的とし，流れに関しては非静水圧分布を考慮した 3 次元流れの数値計算手法を，河床変動に関しては掃流砂および浮遊砂の双方を考慮した平面 2 次元の数値計算手法を構築し，その数値モデルの妥当性について各種流れ場への適用性から検討を行ったものである．

以下に，各章で得られた主な知見を要約して本論文の結論とする．

第 1 章では，河川における高精度河床変動予測の必要性について論じ，3 次元流れおよび平面的河床変動の数値計算に関する既往の研究についてレビューするとともに，その現状および問題点より本研究の目的を明確にし，本論文の構成および内容について示した．

第 2 章では，平面 2 次元の河床変動計算の基礎となる，3 次元流れの数値計算モデルについて論じた．

数値モデルには構造物周辺における鉛直流の卓越する流れ場にも対応できるように非静水圧分布を考慮し，また，レイノルズ応力の評価には実用性を考慮して，渦動粘性係数モデルの 0-方程式モデルを採用した．さらに，座標系には計算アルゴリズムを比較的容易に考えることができる長方形等間隔メッシュのデカルト座標系を採用し，それにより発生する境界問題を克服するため，基礎方程式には複雑境界形状でも滑らかに境界条件を課すことのできる FAVOR 法を導入した．基礎方程式の離散化には従来より常流・射流混在場で比較的良く適用されている MacCormack 法を採用し，またレギュラー格子に対する FAVOR 法の導入方法について提示した．圧力については静水圧分布からの圧力偏差を鉛直方向の運動方程式より差分法によって求めるものとし，その際，移流項には QUICK 法を適用することにより，従来のモデルに比してより高精度の結果が得られることを示した．そして，自由水面における新規共存メッシュに関する境界条件を提示し，また，圧力に関する人工粘性項導入の必要性について示した．

第3章では、第2章で提案した数値計算モデルについて、常流・射流混在場における段落ち部の流況を対象とし、鉛直2次元流モデルによる数値計算法の適用性について論じた。

まず、常流・射流混在場における段落ち流れに関する固定床実験を行うとともに、その実験結果を対象とした再現計算を試みた。それにより、本数値モデルによって、その特徴的な流況である波状跳水状態および潜り噴流状態の各流況を良好に再現できることが示された。さらに、各流況の移行過程および移行条件についても従来の実験結果を良好に再現することができ、本数値モデルの妥当性を示すことができた。

また、本数値モデルの実用性について論じるため、各流況の移行過程に対し、渦動粘性係数の評価にそれぞれ0-方程式モデルおよびSmagorinskyモデルを適用した場合における計算時間による比較を行なった。その結果、0-方程式モデルの方がSmagorinskyモデルに比して計算時間の短縮化を図ることができ、また、3次元流れによる河床変動計算への適用を考慮した場合、2-方程式乱流モデル等ではより多くの計算時間を要することが推測されることから、本数値モデルの実用面での優位性が確認された。

次に、段落ち下流部を一様砂による移動床条件とし、各流況（波状跳水状態・潜り噴流状態）下の洗掘過程における洗掘孔内の流れに関する水理実験を行うとともに、その洗掘孔形状を計算河床形状とした流れの再現計算を試みた。それにより、まず、複雑河床形状に対するFAVOR法の導入効果について明らかにすることができ、さらに、各洗掘過程における流況についても本数値モデルによって実験結果を良好に再現できることが示された。

第4章では、第2章で提案した数値計算モデルについて、複雑側壁境界・河床形状を有する各種流れ場を対象とし、3次元流モデルによる数値計算法の適用性について論じた。

まず、河川蛇行部および弯曲部の流況を対象とし、玉井らにより行われた蛇行水路実験への適用を試みた。その結果、完全に側壁境界の影響を取り除くには至らなかったものの、複雑側壁形状に対するFAVOR法導入の有用性が確認でき、それにより、蛇行流の特徴的な主流速分布や2次流の発達、および水面形状について実験結果を良好に再現できることが示された。また、従来のデカルト座標系を使用した数値計算結果との比較から、FAVOR法を導入した本数値モデルの優位性が認められた。さらに、射流場における蛇行流を対象とし、細田により行われた連続蛇行水路における高速流実験への適用を試みた。その結果、射流状態下における高速蛇行流を3次元流モデルにより計算する場合、水路側壁部における衝撃波発生点近傍では鉛直流が卓越し、それに伴い圧力分布は静水圧から大きく外れることから準3次元流モデルでは流況を再現することができず、非静水圧分布の導入が非常に重要であることが明らかにされた。そして、非静水圧分布を考慮した本数値モデルにより、衝撃波発生点やその水面形状など、実験結果を良好に再現できることが示された。また、数値計算結果より高速蛇行流の内部構造について考察し、流れは上昇および下降を繰り返しながら、あたかも3つの流れにより螺旋状の流れが存在するような状態になっていることを推察した。

次に、河道内に設置された構造物周辺の流況を対象とし、Elwadyにより行われた越流型不透水制周辺の流況に関する水理実験への適用を試みた。それにより、まず、平坦固定床上における流況については、渦動粘性係数の評価に0-方程式モデルを採用している影響から、水制背後における水面付近の流速値について実験結果との対応が若干悪いものの、底面付近における流速の発達および剥離域の規模について良好に再現することができ、また、水面形・横断流況についても良好に再現できることが示された。さらに、移動床平衡河床形状における洗掘孔内の流況を対象とした数値計算では、FAVOR法を導入することによって平面的な複雑河床形状に対しても滑らかに流況を再現することができ、その結果、水制前面部に発達する馬蹄形渦および横断流況について良好に再現できることが示された。しかしながら、水制厚を1メッシュで表現した場合、主流の剥離による水制上面での圧力低下の影響により水はね効果が弱く再現されることが明らかとなった。現段階でこれを回避するには、実用的な範囲で水制厚を複数メッシュにより表現する必要がある、今後の検討課題である。そして、山地河川における常流・射流混在場における構造物周辺の流況を対象とし、道上らにより行われた急勾配水路における水理実験への適用を試みた。その結果、従来、3次元的に解析・予測することが困難とされた跳水現象について、本数値モデルにより跳水内部の3次元的な流況を再現することができ、さらに、実験結果および浅水流モデルによる数値計算結果との比較から、本数値モデルの妥当性を示すことができた。

最後に、現地レベルの流況を対象として、まず、バングラデシュ・メグナ川におけるメグナ橋直上流左岸の突堤周辺で発生している局所洗掘現象の原因究明を目的とし、緩傾斜護岸を有する突堤周辺の流況について、現地地形をモデル化したモデル河川に対し本数値モデルの適用を試みた。その結果、突堤先端部から発生する剥離渦、螺旋流および鉛直渦が混在した複雑な流況について、現地レベルでの再現が可能であることを示すことができ、また、緩傾斜護岸を流下してくる突堤先端部から発生する剥離渦等の影響により、その洗掘現象がかなり下流側で発生する可能性を指摘した。また、岡山県を流れる旭川の放水路である百間川を対象とし、二ノ荒手周辺部の流況について、実河川形状を使用した数値計算を試みた。その結果、従来の大型模型実験により確認されている流量 $1,000\text{m}^3/\text{s}$ 時については、実験結果同様、荒手下流部の流況が波状跳水状態となることが再現された。一方、模型実験により潜り噴流状態になるとされる流量 $500\text{m}^3/\text{s}$ 時については、初期に設定した離散間隔では潜り噴流発生直後、計算途中での発散が確認された。これを回避するため、離散間隔をより小さくした鉛直2次元流モデルによる計算を試み、実験結果同様、荒手下流部の流況が潜り噴流状態となることが再現された。しかしながら、このような実河川における堰周辺部の流況に対して、3次元的な解析が必要とされる場合、数値計算の発散を回避する点からより小さな離散間隔を設定する必要性が指摘され、実用性の面からも改善の余地が残る。

第5章では、第2章で提案した3次元流れの数値計算に基づく、一様砂による平面2次元の河床変動数値計算モデルについて論じた。

河床変動モデルには構造物周辺で発生する局所洗掘現象にも適用できるよう、流砂として掃流砂および浮遊砂の双方を考慮し、掃流砂量式には従来より各種流れ場における河床変動計算で比較的良く適用されている芦田・道上による平衡流砂量モデルを、また、河床からの浮遊砂浮上量には Itakura and Kishi の式を採用した。ただし、掃流砂量式には河床の局所斜面勾配の影響による効果を導入し、さらに、浮遊砂濃度の連続式および全流砂量の連続式には、流れの計算モデルと同様、複雑境界形状でも滑らかに境界条件を課すことのできる FAVOR 法の導入を行なった基礎方程式を示した。そして、基礎方程式の離散化方法として MacCormack 法を採用し、その具体的な方法について提示した。

第6章では、第5章で提案した平面2次元の河床変動数値計算モデルについて、第3章および第4章で対象とした各種流れ場に対し、その適用性について論じた。

まず、堰下流部で発生する局所洗掘現象を対象とし、段落ち模型による一様砂移動床実験を行なうとともに、その実験結果に対する再現計算を試みた。それにより、潜り噴流状態における急激な洗掘過程、および波状跳水状態における緩やかな埋め戻し過程を再現することができ、それらの両現象が繰り返し発生しながら洗掘が進行していく様子を定性的にはあるが再現できることが示された。また、実験結果との比較より、各時刻における潜り噴流による最大洗掘深の増加量およびその値について概ね良好に再現することができ、さらに、波状跳水状態については、洗掘孔形状の時間的変化について最終洗掘形状を含め良好に再現できることが示された。しかしながら、潜り噴流状態における洗掘現象については、最大洗掘深の発生位置が実験結果に比べて下流側へと移動し、また、洗掘孔直下に形成される砂堆についても徐々に下流側へ移動しながら発達していくなど、実験とは異なる現象が確認された。そこで、原因追及の一検討とし、非平衡掃流砂量モデルによる数値計算を試みたが顕著な改善は見られなかった。したがって、以上の原因に対し、流れの計算による影響か、あるいは河床変動計算による影響かを特定することはできなかったものの、一方で、模型実験と現地とでは流砂の非平衡性の程度が異なるため、実用上どの程度の非平衡性を考慮すればよいかはさらに分析する必要がある、今後の検討課題である。

次に、河川蛇行部および弯曲部の河床変動を対象とし、まず、長谷川により行われた蛇行水路実験への適用を試みた。その結果、全流砂量の連続式に FAVOR 法を導入することにより、蛇行形状を有する側壁近傍の河床変動を滑らかに再現することができ、それにより、河床の洗掘・堆積に関する位置、範囲およびその量について、実験結果を概ね再現できることが示された。しかし、弯曲部内岸下流部における堆積土砂が実験結果に比して下流側へと移動し、同時に、平面剥離の発生位置も下流側へ移動するなど、幾つかの相違点が指摘された。これらは、弯曲部内岸における流速の低下が再現されなかったことに起因しているが、その原因について十分な特定はされておらず、今後の検討課題である。さらに、檜谷らにより行われた単弯曲水路における移動床実験への適用を試みた。その結果、檜谷らによる実験は弯曲部外岸に砂堆の発生・移動を伴う特殊な条件下であるため、その影響による弯曲部内岸の洗掘および外岸の局所洗掘現象は再現されなかったものの、弯曲

部内岸における堆積および外岸における洗掘現象など、一般的な河川弯曲部における河床変動の特徴を再現することができ、また、砂堆発生時刻以前における河床形状の時間的変動については良好に再現できることが示された。したがって、外岸部において砂堆が発生しないような条件下であれば、本数値モデルにより十分適用可能であると考えられ、また、砂堆発生モデルを付加することにより、本数値モデルによっても内岸洗掘のような特殊な洗掘現象について再現できる可能性が指摘された。

最後に、構造物周辺の局所洗掘現象への適用として、まず、Elawadyにより行われた越流型不透水制周辺における局所洗掘に関する移動床実験への適用を試みた。それにより、計算結果は実験結果同様、水制前面先端部付近から洗掘が発生し、その後水制前面側壁付近へと洗掘位置が移動しながらすり鉢状に洗掘孔が形成される様子を、定性的にはあるが再現することができた。しかしながら、計算では実験結果ほどの深掘れを生じさせるには至らず、また、水制先端部から下流域にかけての洗掘孔形状も異なるものとなった。これは、流砂の非平衡性を考慮していないことも1つの要因として挙げられるが、特に、水制による水はね効果を弱く再現したためと考えられる。すなわち、水制による水はね効果は水制先端部から右岸方向への洗掘孔形成に大きな影響を及ぼし、同時に水制下流域における底面近傍流況にも大きな影響を与えることが明らかとされた。したがって、より高精度な再現性を得るためには、水制による水はね効果を的確に表現する必要性を指摘した。さらに、山地河川における常流・射流混在場における河床変動を対象とし、永瀬らにより行われた急勾配水路における移動床実験への適用を試みた。その結果、実験における最大洗掘深および水みちの形成は十分再現されなかったものの、従来の永瀬らによる浅水流モデルの計算結果と比較しても、その洗掘孔形状および最大洗掘深の発生位置について実験結果を良好に再現できた。また、計算結果による河床形状の時間的変動より、内部流況の変化によって最大洗掘深の発生位置が側壁近傍から水制工先端部へと移動していく様子が確認され、内部流況について考慮することができない浅水流モデルに比して、本数値モデルの優位性が示された。そして、最大洗掘深および水みちについて実験結果を再現できなかった原因に、実験では静的平衡状態であるのに対し、計算では動的平衡状態であることを挙げ、急勾配水路における河床変動計算では限界掃流力に対して相対水深の影響を考慮する必要性を指摘した。

第7章では、各章で得られた知見を総括し、結論とした。

— 謝辞 —

本研究の遂行と論文の執筆に当たっては、多くの方々からの御指導、御助言、御支援を頂きました。

鳥取大学学長 道上正規教授には、筆者が卒業論文をとりまとめていた学部生の頃より終始温かい御指導、御教授を頂くとともに、博士後期課程での研究の機会を与えて頂きました。ここに記して深甚なる感謝の意を表します。

鳥取大学工学部土木工学科 松原雄平教授には、筆者の博士後期課程における主指導教官として終始温かい御指導ならびに御教授を頂きました。ここに記して深く感謝いたします。また、鳥取大学工学部社会開発システム工学科 木村晃教授には、本論文を御高覧して頂くとともに非常に貴重な御意見、御助言を頂きました。ここに記して深く感謝いたします。

鳥取大学工学部土木工学科 檜谷治助教授には、筆者が学部生の頃より博士前期課程、後期課程を通して終始熱意ある御指導、御教授を頂くとともに、本研究の遂行と論文の執筆に当たって多数の貴重な御意見、御助言を頂きました。また、先生には私的な面においても多くの御支援と御協力を頂きました。ここに記して改めて深く感謝の意を表します。

鳥取大学工学部土木工学科 矢島啓助教授には、本論文の執筆に当たり非常に有益な御意見、御助言を頂きました。とくに、先生の研究に対する熱意や姿勢からは数多くのことを教えて頂き、また、研究室におけるネットワーク管理から研究室の運営など多岐にわたって多くの御教授を頂きました。ここに記して深く感謝いたします。

本研究を遂行するにあたり、鳥取大学工学部土木工学科 水工学研究室の学生の皆様には、公私にわたり多くの御支援と御協力を頂きました。とくに、第3章および第6章6.2の段落ち流れに関する水理実験では中村真郷君から大変な御助力を頂きました。ここに記して感謝いたします。また、学部生の頃より多くのご相談にのって頂いた福住真仁氏（アジア航測（株））、研究の遂行にあたって様々な御助言を頂いた辻貴仁氏（パシフィックコンサルタンツ（株））、精神的に多大なる御支援を頂いた前野浩樹氏（島根県庁）、成田良子さん（近畿地方整備局）をはじめ、多くの先輩、同輩、後輩に対し深く感謝いたします。

最後に、筆者の大学院博士後期課程までの進学を許してくれ、これまで精神的に、物質的に援助し続けてきてくれた両親に対し、深く感謝の意を表します。

END