

河川解析の多様化に向けたマルチスケールiRICエンジンの共同開発

Corporative Development for Multi-Scale iRIC Simulation Engines for Diverse Objective of River Science

木村 一郎¹・竹林 洋史²・安田 浩保³・川村 里実⁴

Ichiro KIMURA, Hiroshi TAKEBAYASHI, Hiroyasu YASUDA and Satomi KAWAMURA

¹北海道大学大学院 工学研究院 准教授

²京都大学 防災研究所 准教授

³新潟大学 災害復興科学研究所 准教授

⁴北海道大学大学院 工学研究院 特任准教授

要 旨

近年、想像を絶する極端な大規模災害の発生、環境問題へのさらなる要求の高まり、流域の都市化、過疎化、高齢化の進行など、河川をとりまく情勢は急激に変化しつつある。これに伴い、河川技術者には、多様なスケールにまたがる複合的な目的を同時に達成することが求められる。このような目的にかなう河川整備計画を効率的かつ経済的に立案することは容易ではない。しかし、近年の電子計算機の発達に後押しされた包括的なマルチスケール河川解析ツールを開発できれば、高度化する河川問題解決のために多大な恩恵をもたらすことは想像に難くない。

本研究では日米共同で開発が進行している河川汎用解析プラットフォーム iRIC の計算エンジンの開発・整備を、4名の研究者が分担して共同開発を実施した。多様な目的に対応すべく、二次元モデル、氾濫モデル、鉛直二次元モデル、三次元モデルの4つの異なるスケールのエンジンの開発を実施した。これらは独立したものではあるが、操作性やパラメータにある程度の統一感を持たせ、一連のエンジン群からなるシステムとしての整備を行った。完成しエンジン群はマニュアル及びチュートリアルを整備し、iRIC ver.2用エンジンとして無償公開するための準備を整えた。

《キーワード：iRIC；数値シミュレーション；フリーソフトウェア》

1. はじめに

近年、東日本大震災や平成22年度北海道豪雨災害などの、想像を絶する極端な大規模災害が発生しており、その対応策を早急に検討する必要がある。あわせて、環境問題へのさらなる要求の高まり、流域の都市化、過疎化、高齢化の進行など、河川をとりまく情勢は急激に変化しつつある。これに伴い、河川技術者には、多様なスケールにまたがる複合的な目的を同時に達成するという新たな技術が求められる。このような多様な目的にかなう河川整備計画を効率的かつ経済的に立案することは容易ではないが、近年の電子計算機の発達に後押しされた包括的なマルチスケール河川解析ツールを開発できれば、高度化する河川問題解決のために多大な恩恵をもたらすことは想像に難くない。

一方で、これまでコンサルタントなどの専門の技術を有する者の排他的なツールであった数値解析手法を、行政担当者や一般市民などの専門技術を有しない者が自ら取り行い、条件設定から計算結果の可視化までを実行することの必要性が指摘されている。このような目的にかなうためのプラットフォームも国内外で整備されつつある。日米共同で開発を行っている河川汎用解析ソフトウェアiRICプロジェクトもその一つである。このプロジェクトは、その国際性、エンジン選択の自由度、ユーザインターフェースの洗練度において、従来からのソフトウェアに比べて一日の長があるといえよう。

本研究では日米共同で開発が進行している河川汎用解析プラットフォームiRICの計算エンジンの開発・整備を、4名の研究者が分担して共同開発を実施するものである。多様な目的に対応すべく、二次元モデル、氾濫モデル、鉛直二次元モデル、三次元モデルの4つの異なるスケールのエンジンの開発を実施する。これらのエンジンは独立したものであると同時に、操作性やパラメータにある程度の統一感を持たせ、一連のエンジン群からなるシステムとしての整備を行った。完成したエンジン群はマニュアル及びチュートリアルを整備し、iRIC ver.2用エンジンとして無償公開するための準備を整えた。以下、本研究で開発を行ってきた4つのエンジンについて詳述する。なお、各エンジンの開発は、Morpho2D（二次元モデル）を竹林洋史（京都大学）が、NaysFlood（氾濫モデル）を安田浩保（新潟大学）が、Nays2DV（鉛直二次元モデル）を川村里実（北海道大学）が、Nays3D（三次元モデル）を木村一郎（北海道大学）がそれぞれ担当した。

2. 二次元モデル：Morpho2Dの開発

2.1. Morpho2Dの概要

Morpho2dは、河川の2次元流れと河床の変動計算プログラムであり、(1)流れ場の計算、(2)流砂量と河床変動の計算を、微小時間毎に繰り返し計算することにより河川や水路の流れと河床、河岸の時間的変形を追跡するモデルである。

以下にこのモデルの特徴を示す。

(1) 流れ場の計算

- (1) 二次元非定常の一般座標で表された浅水流方程式を境界適合型の構造格子上で有限体積法を用いて計算される¹⁾。
- (2) 流れは基本的に常流を想定。上流端で流量を、下流端では水位を境界条件として与える。
- (3) 流量時系列はファイル(時間(秒, 時間), 流量(m^3/s))の2コラムからなるテキストデータ)を読み。
- (4) 下流端の水位は流量時系列ファイルと同様に、ファイル(時間(秒, 時間), 水位(m))の2コラムからなるテキストデータ)を読み。
- (5) 移流項の計算は、TVD-MacCormack schemeを使用。
- (6) 乱流モデルはゼロ方程式モデルを使用。
- (7) 河床抵抗(底面摩擦)はManning抵抗則を使用。

- (8) Manningの粗度係数は値を指定する．空間的に分布させることも可能．
 (9) 河道内の樹木による抵抗を考慮²⁾．密生度は0.05を基準とし，密生度の減衰率の空間分布を別ファイルで読み込む．

(2) 流砂量の計算および河床変動の計算

- (1) 粒度分布は一様粒径，混合粒径の両方に対応³⁾．一様粒径の時は平均粒径を与え，混合粒径のときは，粒度分布データを与える．粒度分布データは，表層と下層の二種類を与える事ができる．
 (2) 計算方法（選択）：①掃流砂のみ，②掃流砂と浮遊砂の両方
 (3) 掃流砂は斜面の縦横断方向の勾配の影響を考慮した芦田・道上の式を使用⁴⁻⁶⁾．流砂の方向は，水深平均流の流線の曲率から河床近傍の流向を予測し⁷⁾，それを使用．
 (4) 浮遊砂の浮上量（選択）：①Lane-Kalinske式の式⁸⁾，②板倉・岸の式⁹⁾
 (5) 浮遊砂の沈降速度はRubeyの式を使用¹⁰⁾．
 (6) 浮遊砂濃度は鉛直方向に指数分布を仮定し，平面分布は鉛直平均浮遊砂濃度に関する平面2次元の移流・拡散方程式を使用．
 (7) 河床変動計算は2次元の流砂の連続式により計算される．河床変動計算は計算開始時間を指定可能（初期は固定床，一定時間経過後から移動床の計算が可能）．

(3) 基礎方程式

デカルト座標系と一般座標系との関係は，以下のようである．

$$J = \frac{1}{\left(\frac{\partial x}{\partial \xi} \frac{\partial y}{\partial \eta} - \frac{\partial x}{\partial \eta} \frac{\partial y}{\partial \xi} \right)} \quad (1-1)$$

$$\frac{\partial \xi}{\partial x} = J \frac{\partial y}{\partial \eta} \quad (1-2)$$

$$\frac{\partial \eta}{\partial x} = -J \frac{\partial y}{\partial \xi} \quad (1-3)$$

$$\frac{\partial \xi}{\partial y} = -J \frac{\partial x}{\partial \eta} \quad (1-4)$$

$$\frac{\partial \eta}{\partial y} = J \frac{\partial x}{\partial \xi} \quad (1-5)$$

ここに， ξ と η は一般座標系における流下方向と横断方向の座標であり， x と y はデカルト座標系での座標である．表面流の計算は，水深平均された平面二次元流れの支配方程式を用いる．ただし，浸透流の流入・流出も考慮している．水の質量保存則は以下のようである¹⁾．

$$\Lambda \frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{z}{J} \right) + \frac{\partial}{\partial \xi} \left(\frac{hU}{J} \right) + \frac{\partial}{\partial \eta} \left(\frac{hV}{J} \right) + \frac{\partial}{\partial \xi} \left(\frac{h_g U_g}{J} \right) + \frac{\partial}{\partial \eta} \left(\frac{h_g V_g}{J} \right) = 0 \quad (2)$$

ここに， t は時間， z は水位である．表面流の水深は h ，浸透流の水深は h_g ， r は降雨強度である． U と V は ξ と η 方向における表面流の反変速度成分であり，以下のように定義される．

$$U = \frac{\partial \xi}{\partial x} u + \frac{\partial \xi}{\partial y} v \quad (3)$$

$$V = \frac{\partial \eta}{\partial x} u + \frac{\partial \eta}{\partial y} v \quad (4)$$

ここに、 u と v は x と y 方向における表面流の流速成分である。 U_g と V_g は ξ と η 方向における浸透流の反変速度成分であり、以下のように定義される。

$$U_g = \frac{\partial \xi}{\partial x} u_g + \frac{\partial \xi}{\partial y} v_g \quad (5)$$

$$V_g = \frac{\partial \eta}{\partial x} u_g + \frac{\partial \eta}{\partial y} v_g \quad (6)$$

ここに、 u_g と v_g は x と y 方向における表面流の流速成分である。 Λ は空隙率に関するパラメータであり、 $z \geq z_b$ の時 $\Lambda=1$ 、 $z < z_b$ のとき $\Lambda=\lambda$ である。ここに、 z_b は河床位、 λ は河床の空隙率である。浸透流は、平面二次元の飽和流れと仮定している。表面流の運動量保存則は以下のようである。

$$\begin{aligned} & \frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{hU}{J} \right) + \frac{\partial}{\partial \xi} \left(U \frac{hU}{J} \right) + \frac{\partial}{\partial \eta} \left(V \frac{hU}{J} \right) \\ & - \frac{hu}{J} \left(U \frac{\partial}{\partial \xi} \left(\frac{\partial \xi}{\partial x} \right) + V \frac{\partial}{\partial \eta} \left(\frac{\partial \xi}{\partial x} \right) \right) - \frac{hv}{J} \left(U \frac{\partial}{\partial \xi} \left(\frac{\partial \xi}{\partial y} \right) + V \frac{\partial}{\partial \eta} \left(\frac{\partial \xi}{\partial y} \right) \right) \\ & = -gh \left(\frac{1}{J} \left(\left(\frac{\partial \xi}{\partial x} \right)^2 + \left(\frac{\partial \xi}{\partial y} \right)^2 \right) \frac{\partial z_s}{\partial \xi} + \frac{1}{J} \left(\frac{\partial \xi}{\partial x} \frac{\partial \eta}{\partial x} + \frac{\partial \xi}{\partial y} \frac{\partial \eta}{\partial y} \right) \frac{\partial z_s}{\partial \eta} \right) - \frac{\tau_{b\xi}}{\rho J} - \frac{F_{v\xi}}{\rho J} \\ & + \frac{1}{J} \left(\frac{\partial \xi}{\partial x} \right)^2 \frac{\partial}{\partial \xi} (h\sigma_{xx}) + \frac{1}{J} \frac{\partial \xi}{\partial x} \frac{\partial \eta}{\partial x} \frac{\partial}{\partial \eta} (h\sigma_{xx}) + \frac{1}{J} \frac{\partial \xi}{\partial y} \frac{\partial \eta}{\partial x} \frac{\partial}{\partial \eta} (h\tau_{yx}) + \frac{1}{J} \frac{\partial \xi}{\partial y} \frac{\partial \xi}{\partial x} \frac{\partial}{\partial \xi} (h\tau_{yx}) \\ & + \frac{1}{J} \frac{\partial \xi}{\partial x} \frac{\partial \eta}{\partial y} \frac{\partial}{\partial \eta} (h\tau_{xy}) + \frac{1}{J} \frac{\partial \xi}{\partial x} \frac{\partial \xi}{\partial y} \frac{\partial}{\partial \xi} (h\tau_{xy}) + \frac{1}{J} \left(\frac{\partial \xi}{\partial y} \right)^2 \frac{\partial}{\partial \xi} (h\sigma_{yy}) + \frac{1}{J} \frac{\partial \xi}{\partial y} \frac{\partial \eta}{\partial y} \frac{\partial}{\partial \eta} (h\sigma_{yy}) \end{aligned} \quad (7)$$

$$\begin{aligned} & \frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{hV}{J} \right) + \frac{\partial}{\partial \xi} \left(U \frac{hV}{J} \right) + \frac{\partial}{\partial \eta} \left(V \frac{hV}{J} \right) \\ & - \frac{hu}{J} \left(U \frac{\partial}{\partial \xi} \left(\frac{\partial \eta}{\partial x} \right) + V \frac{\partial}{\partial \eta} \left(\frac{\partial \eta}{\partial x} \right) \right) - \frac{hv}{J} \left(U \frac{\partial}{\partial \xi} \left(\frac{\partial \eta}{\partial y} \right) + V \frac{\partial}{\partial \eta} \left(\frac{\partial \eta}{\partial y} \right) \right) \\ & = -gh \left(\frac{1}{J} \left(\frac{\partial \xi}{\partial x} \frac{\partial \eta}{\partial x} + \frac{\partial \xi}{\partial y} \frac{\partial \eta}{\partial y} \right) \frac{\partial z_s}{\partial \xi} + \frac{1}{J} \left(\left(\frac{\partial \eta}{\partial x} \right)^2 + \left(\frac{\partial \eta}{\partial y} \right)^2 \right) \frac{\partial z_s}{\partial \eta} \right) - \frac{\tau_{b\eta}}{\rho J} - \frac{F_{v\eta}}{\rho J} \\ & + \frac{1}{J} \frac{\partial \eta}{\partial x} \frac{\partial \xi}{\partial x} \frac{\partial}{\partial \xi} (h\sigma_{xx}) + \frac{1}{J} \left(\frac{\partial \eta}{\partial x} \right)^2 \frac{\partial}{\partial \eta} (h\sigma_{xx}) + \frac{1}{J} \frac{\partial \eta}{\partial y} \frac{\partial \xi}{\partial x} \frac{\partial}{\partial \xi} (h\tau_{yx}) + \frac{1}{J} \frac{\partial \eta}{\partial y} \frac{\partial \eta}{\partial x} \frac{\partial}{\partial \eta} (h\tau_{yx}) \\ & + \frac{1}{J} \frac{\partial \eta}{\partial x} \frac{\partial \xi}{\partial y} \frac{\partial}{\partial \xi} (h\tau_{xy}) + \frac{1}{J} \frac{\partial \eta}{\partial x} \frac{\partial \eta}{\partial y} \frac{\partial}{\partial \eta} (h\tau_{xy}) + \frac{1}{J} \frac{\partial \eta}{\partial y} \frac{\partial \xi}{\partial y} \frac{\partial}{\partial \xi} (h\sigma_{yy}) + \frac{1}{J} \left(\frac{\partial \eta}{\partial y} \right)^2 \frac{\partial}{\partial \eta} (h\sigma_{yy}) \end{aligned} \quad (8)$$

ここに、 g は重力、 ρ は水の密度。 $\tau_{b\xi}$ と $\tau_{b\eta}$ は ξ と η 方向における表面流の反変掃流力成分であり、以下のように定義される。

$$\tau_{b\xi} = \frac{\partial \xi}{\partial x} \tau_{bx} + \frac{\partial \xi}{\partial y} \tau_{by} \quad (9)$$

$$\tau_{b\eta} = \frac{\partial \eta}{\partial x} \tau_{bx} + \frac{\partial \eta}{\partial y} \tau_{by} \quad (10)$$

ここに、 τ_x と τ_y は x と y 方向における表面流の掃流力成分であり、以下のようなものである。

$$\tau_x = \tau_b \frac{u_b}{\sqrt{u_b^2 + v_b^2}} \quad (11)$$

$$\tau_y = \tau_b \frac{v_b}{\sqrt{u_b^2 + v_b^2}} \quad (12)$$

$$\frac{\tau_b}{\rho} = u_*^2 \quad (13)$$

$$u_*^2 = \frac{n_m^2 g}{R^{1/3}} (u^2 + v^2) \quad (14)$$

ここに、 u_* は摩擦速度、 n_m はManningの粗度係数、 R は径深である。 u_b と v_b は x と y 方向の河床近傍流速である。河床近傍の流速は、水深平均流の流線の曲率より、以下のように求められる。

$$u_b = u_{bs} \cos \alpha_s - v_{bs} \sin \alpha_s \quad (15)$$

$$v_b = u_{bs} \sin \alpha_s + v_{bs} \cos \alpha_s \quad (16)$$

$$u_{bs} = 8.5u_* \quad (17)$$

$$v_{bs} = -N_* \frac{h}{r} u_{bs} \quad (18)$$

ここに、 $\alpha_s = \arctan(v/u)$ であり、 N_* は7.0である¹¹⁾。 r は流線の曲率であり、以下の関係より求められる⁷⁾。

$$\frac{1}{r} = \frac{1}{(u^2 + v^2)^{3/2}} \left\{ u \left(u \frac{\partial v}{\partial x} - v \frac{\partial u}{\partial x} \right) + v \left(u \frac{\partial v}{\partial y} - v \frac{\partial u}{\partial y} \right) \right\} \quad (19)$$

σ_{xx} 、 σ_{yy} 、 τ_{xy} 、 τ_{yx} 等は、乱流応力であり、以下の関係から求めている。

$$\sigma_{xx} = 2v \frac{\partial u}{\partial x} - \frac{2}{3} k_t \quad (20)$$

$$\sigma_{yy} = 2v \frac{\partial v}{\partial y} - \frac{2}{3} k_t \quad (21)$$

$$\tau_{xy} = \tau_{yx} = v \left(\frac{\partial v}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial y} \right) \quad (22)$$

$$v = \frac{\kappa}{6} u_* h \quad (23)$$

$$k_t = 2.07 u_*^2 \quad (24)$$

ここに、 v は渦動粘性係数、 κ はvon Karman常数、 k_t は水深平均された乱れエネルギーである¹²⁾。 $F_{v\xi}$ と $F_{v\eta}$ は ξ と η 方向における植生の反変効力成分であり、以下のように定義される。

$$F_{v\xi} = \frac{\partial \xi}{\partial x} F_{vx} + \frac{\partial \xi}{\partial y} F_{vy} \quad (25)$$

$$F_{v\eta} = \frac{\partial \eta}{\partial x} F_{vx} + \frac{\partial \eta}{\partial y} F_{vy} \quad (26)$$

ここに、 F_{vx} と F_{vy} は x と y 方向における植生の効力成分であり、以下のようにである²⁾。

$$F_{vx} = F_v \frac{u}{\sqrt{u^2 + v^2}} \quad (27)$$

$$F_{vy} = F_v \frac{v}{\sqrt{u^2 + v^2}} \quad (28)$$

$$\frac{F_v}{\rho} = \frac{1}{2} C_{dv} \lambda_v (u^2 + v^2) h_w \quad (29)$$

ここに、 C_{dv} ($\doteq 1.0$)は形状効力係数、 λ_v は植生密度である。浸透流の運動量保存則は以下のようにである。

$$u_g = -k_{gx} \left(\frac{\partial \xi}{\partial x} \frac{\partial z_b}{\partial \xi} + \frac{\partial \eta}{\partial x} \frac{\partial z_b}{\partial \eta} \right) \quad (31)$$

$$v_g = -k_{gy} \left(\frac{\partial \xi}{\partial y} \frac{\partial z_b}{\partial \xi} + \frac{\partial \eta}{\partial y} \frac{\partial z_b}{\partial \eta} \right) \quad (32)$$

ここに、 k_{gx} と k_{gy} は x と y 方向の透水係数である。表面流の水深が、河床材料の平均粒径よりも小さいときは、式(7)と(8)において、圧力項と掃流力項以外の項は無視した¹³⁾。

粒径階ごとの交換層と堆積層の質量保存則は、以下のようにである³⁾。

$$\frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{c_b E_b f_{bk}}{J} \right) + (1-\lambda) F_{bk} \frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{z_b}{J} \right) + \left(\frac{\partial}{\partial \xi} \left(\frac{q_{b\xi k}}{J} \right) + \frac{\partial}{\partial \eta} \left(\frac{q_{b\eta k}}{J} \right) + \frac{1}{J} w_k (c_{sbek} - c_{sbk}) \right) = 0$$

$$\left\{ \begin{array}{l} F_{bk} = f_{d1k}, \partial z_b / \partial t \leq 0, E_{sd} \geq E_{be} \frac{c_b}{1-\lambda} \\ F_{bk} = f_c, \partial z_b / \partial t \leq 0, E_{sd} \leq E_{be} \frac{c_b}{1-\lambda} \\ F_{bk} = f_{bk}, \partial z_b / \partial t \geq 0 \end{array} \right. \quad (33)$$

$$\frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{E_{d1} f_{d1k}}{J} \right) - F_{dk} \frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{E_{d1}}{J} \right) = 0 \quad \begin{cases} F_{dk} = f_{d1k}, \partial z_b / \partial t \leq 0 \\ F_{dk} = f_{bk}, \partial z_b / \partial t \geq 0 \end{cases} \quad (34)$$

ここに、 f_{bk} は交換層内の粒径階 k の存在率、 f_{d1k} は交換層底面から m 番目の堆積層内の粒径階 k の存在率、 c_b は交換層内の土砂濃度である。 E_{be} は平衡交換層厚であり、ここでは以下の関係より求めている¹⁴⁾。

$$\frac{E_{be}}{d_m} = \frac{1}{c_b \cos \theta (\tan \phi - \tan \theta)} \tau_{*m} \quad (35)$$

ここに、 d_{max} は交換層内の土砂の最大粒径である。 E_{sd} は土層厚である。 E_b は交換層厚であり、以下のようである。

$$E_b = E_{be} \quad E_{sd} \geq E_{be} \frac{c_b}{1-\lambda} \quad (36)$$

$$E_b = E_{sd} \frac{1-\lambda}{c_b} \quad E_{sd} \leq E_{be} \frac{c_b}{1-\lambda} \quad (37)$$

$q_{b\xi k}$ と $q_{b\eta k}$ は ξ と η 方向における粒径階 k の反変掃流砂量成分であり、以下のように定義される。

$$q_{b\xi k} = \frac{\partial \xi}{\partial x} q_{bxk} + \frac{\partial \xi}{\partial y} q_{byk} \quad (38)$$

$$q_{b\eta k} = \frac{\partial \eta}{\partial x} q_{bxk} + \frac{\partial \eta}{\partial y} q_{byk} \quad (39)$$

q_{bxk} と q_{byk} は x と y 方向における粒径階 k の反変掃流砂量成分であり、以下のように定義される^{4,5,6)}。

$$q_{bxk} = q_{bk} \cos \beta_k \quad (40)$$

$$q_{byk} = q_{bk} \sin \beta_k \quad (41)$$

$$q_{bk} = 17 \frac{\rho u_{*e}^3}{(\rho_s - \rho)g} \left(1 - \sqrt{K_c} \frac{u_{*ck}}{u_*} \right) \left(1 - K_c \frac{u_{*ck}^2}{u_*^2} \right) f_{bk} r_b \quad (42)$$

ここに、 ρ_s は砂の密度である。 u_{*e} は有効摩擦速度であり、以下のようである。

$$u_{*e}^2 = \frac{u^2 + v^2}{\left(6 + 2.5 \ln \frac{h}{d_m (1 + 2\tau_{*m})} \right)^2} \quad (43)$$

d_m は交換層内の土砂の平均粒径である。粒径階 k の限界摩擦速度は以下のようである⁴⁾。

$$u_{*ck}^2 = u_{*cm}^2 \left[\frac{\log_{10} 19}{\log_{10} (19 d_k / d_m)} \right]^2 \frac{d_k}{d_m} \quad d_k / d_m \geq 0.4 \quad (44-1)$$

$$u_{*ck}^2 = 0.85 u_{*cm}^2 \quad d_k / d_m \leq 0.4 \quad (44-2)$$

平均粒径に対する限界摩擦速度は、以下の岩垣式より求める¹⁵⁾。

$$u_{*cm}^2 = 80.9 d_m \quad d_m \geq 0.303 \quad (45-1)$$

$$u_{*cm}^2 = 134.6 d_m^{3/2} \quad 0.118 \leq d_m < 0.303 \quad (45-2)$$

$$u_{*cm}^2 = 55.0 d_m \quad 0.0565 \leq d_m < 0.118 \quad (45-3)$$

$$u_{*cm}^2 = 8.41 d_m^{1/32} \quad 0.0065 \leq d_m < 0.0565 \quad (45-4)$$

$$u_{*cm}^2 = 226 d_m \quad d_m < 0.0065 \text{ (Unit : cm)} \quad (45-5)$$

r_b は交換層厚さに関する関数であり、以下のようである。

$$r_b = 1 \quad E_{sd} \geq E_{be} \quad (46-1)$$

$$r_b = \frac{E_b}{E_{be}} \quad E_{sd} \leq E_{be} \quad (46-2)$$

K_c は河床の局所勾配の影響による補正関数であり、以下のようである。

$$K_c = 1 + \frac{1}{\mu_s} \left[\left(\frac{\rho}{\rho_s - \rho} + 1 \right) \cos \alpha \tan \theta_x + \sin \alpha \tan \theta_y \right] \quad (47)$$

ここに、 α は以下のように、 x 軸からの河床近傍流速の偏差角である。

$$\alpha = \arctan \left(\frac{v_b}{u_b} \right) \quad (48)$$

μ_s は静止摩擦係数。 x と y は θ_x と θ_y 方向における局所河床勾配である。これらの勾配は、以下のようである。

$$\theta_x = \arctan \left(\frac{\partial \xi}{\partial x} \frac{\partial z_b}{\partial \xi} + \frac{\partial \eta}{\partial x} \frac{\partial z_b}{\partial \eta} \right) \quad (49)$$

$$\theta_y = \arctan \left(\frac{\partial \xi}{\partial y} \frac{\partial z_b}{\partial \xi} + \frac{\partial \eta}{\partial y} \frac{\partial z_b}{\partial \eta} \right) \quad (50)$$

掃流砂の平均的な方向に対する局所河床勾配 (θ) は以下のよう求める。

$$\sin \theta = \cos \beta_m \sin \theta_x + \sin \beta_m \sin \theta_y \quad (51)$$

粒径階 k の掃流砂ベクトルの x 軸からの偏差角 β_k は以下の関係より求める。

$$\tan \beta_k = \frac{\sin \alpha - \Pi \Theta_y \left(\frac{u_{*ck}^2}{u_*^2} \right) \tan \theta_y}{\cos \alpha - \Pi \Theta_x \left(\frac{u_{*ck}^2}{u_*^2} \right) \tan \theta_x} \quad (52)$$

$$\Pi = K_{ld} + 1/\mu_s \quad (53)$$

$$\Theta_y = \frac{1}{1 + \tan^2 \theta_x + \tan^2 \theta_y} \quad (54)$$

$$\Theta_x = \Theta_y + \frac{\rho}{\rho_s - \rho} \cos^2 \theta_x \quad (55)$$

ここに、 $K_{id}(\cong 0.85)$ は抗力と浮力の比である。浮遊砂の沈降速度(w_{jk})は以下の関係より求める¹⁰⁾。

$$w_{jk} = \left(\sqrt{\frac{2}{3} + \frac{36v^2}{(\rho_s/\rho - 1)gd_k^3}} - \sqrt{\frac{36v^2}{(\rho_s/\rho - 1)gd_k^3}} \right) \sqrt{(\rho_s/\rho - 1)gd_k} \quad (56)$$

基準面高さにおける粒径階 k の平衡浮遊砂濃度 (c_{sbek}) は以下のものである⁸⁾。

$$c_{sbek} = 5.55 \left(\frac{1}{2} \frac{u_*}{w_{jk}} \exp\left(-\frac{w_{jk}}{u_*}\right) \right)^{1.61} f_{bk} r_b \quad (\text{unit: ppm}) \quad (57)$$

浮遊砂濃度の鉛直分布が指数分布で仮定されるとき、 k 粒径階の水深平均浮遊砂濃度 (c_{sk}) と基準面高さにおける k 粒径階の浮遊砂濃度 (c_{sbk}) との関係は以下のものである。

$$c_{sk} = \frac{c_{sbk}}{\beta_{sk}} \left(1 - e^{-\beta_{sk}} \right) \quad (58)$$

$$\beta_{sk} = \frac{w_{jk} h}{D_h} \quad (59)$$

ここに、 D_h は水深方向の浮遊砂拡散係数であり、ここでは簡単のため v を用いている。 k 粒径階の水深平均浮遊砂濃度の質量保存則は以下のものである。

$$\begin{aligned} & \frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{hc_{sk}}{J} \right) + \frac{\partial}{\partial \xi} \left(U \frac{hc_{sk}}{J} \right) + \frac{\partial}{\partial \eta} \left(V \frac{hc_{sk}}{J} \right) \\ & = \frac{1}{J} w_{jk} (c_{sbek} - c_{sbk}) \\ & + \frac{\partial}{\partial \xi} h \left(\frac{1}{J} \left(D_x \left(\frac{\partial \xi}{\partial x} \right)^2 + D_y \left(\frac{\partial \xi}{\partial y} \right)^2 \right) \frac{\partial c_{sk}}{\partial \xi} + \frac{1}{J} \left(D_x \frac{\partial \xi}{\partial x} \frac{\partial \eta}{\partial x} + D_y \frac{\partial \xi}{\partial y} \frac{\partial \eta}{\partial y} \right) \frac{\partial c_{sk}}{\partial \eta} \right) \\ & + \frac{\partial}{\partial \eta} h \left(\frac{1}{J} \left(D_x \frac{\partial \xi}{\partial x} \frac{\partial \eta}{\partial x} + D_y \frac{\partial \xi}{\partial y} \frac{\partial \eta}{\partial y} \right) \frac{\partial c_{sk}}{\partial \xi} + \frac{1}{J} \left(D_x \left(\frac{\partial \eta}{\partial x} \right)^2 + D_y \left(\frac{\partial \eta}{\partial y} \right)^2 \right) \frac{\partial c_{sk}}{\partial \eta} \right) \end{aligned} \quad (60)$$

ここに、 D_x と D_y は、それぞれ、流下方向と横断方向の浮遊砂拡散係数であり、簡単のため v を用いている。河床位方程式は以下のものである。

$$\frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{c_b E_b}{J} \right) + (1 - \lambda) \frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{z_b}{J} \right) + \left(\frac{\partial}{\partial \xi} \left(\sum_{k=1}^n \frac{q_{b\xi k}}{J} \right) + \frac{\partial}{\partial \eta} \left(\sum_{k=1}^n \frac{q_{b\eta k}}{J} \right) + \sum_{k=1}^n \frac{1}{J} w_k (c_{sbek} - c_{sbk}) \right) = 0$$

$$E_{sd} \geq E_{be} \frac{c_b}{1 - \lambda} \quad (61)$$

$$\frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{z_b}{J} \right) = 0 \quad E_{sd} \leq E_{be} \frac{c_b}{1 - \lambda} \quad (62)$$

河床勾配が安息角以上となった場合、河床材料が非粘着性材料であれば、局所河床勾配が安息角以下となるように河床位を補正する¹⁰⁾。



図-1 境界条件

参考文献

- 1) 竹林洋史：河川中・下流域の河道地形，ながれ，第24巻，第1号，pp. 27-36，2005.
- 2) 清水義彦，辻本哲郎：植生体を伴う流れ場の平面2次元解析，水工学論文集，第39巻，pp.513-518，1995.
- 3) Takebayashi, H., Egashira, S. and Okabe, T. Braided streams formed on beds with non-uniform sediment, Proc. 3rd IAHR Symposium on River, Coastal and Estuarine Morphodynamics, pp.787-798, 2003.
- 4) 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.
- 5) Kovacs, A. and Parker, G. A new vectorial bedload formulation and its application to the time evolution of straight river channels. J. Fluid Mech. Vol. 267, pp. 153-183, 1994.
- 6) B. Y. Liu Study on Sediment Transport and Bed Evolution in Compound Channels. Thesis presented to Kyoto University, 1991.
- 7) Shimizu, Y. and Itakura, T. Calculation of flow and bed deformation with a general non-orthogonal coordinate system, Proc. of XXIV IAHR Congress, Madrid, Spain, C-2, pp.41-48, 1991.
- 8) Lane, E. W. and Kalinske, A. A. Engineering calculation of suspended sediment, Trans. A.G.U., Vol. 22, 1941.
- 9) Itakura, T. and Kishi, T.: Open channel flow with suspended sediments. Proc. of ASCE, HY8, pp.1325-1343, 1980.
- 10) Rubey, W. W. Settling velocities of gravel, sand and silt particles, American J. of Science, Vol. 25, pp. 325-338, 1933.
- 11) Engelund, F. Flow and bed topography in channel bends. *Jour. of Hy. Div. ASCE*, Vol. 100, No. HY11, 1974.
- 12) Nezu, I. and Nakagawa, H. Turbulence in open channel flows, *IAHR Monograph, Balkema*, Rotterdam, The Netherlands, pp. 53-56, 1993.

- 13) 長田信寿：一般座標系を用いた平面2次元非定常流流れの数値解析, 水工学における計算機利用の講演会講義集, 土木学会, pp. 51-76, 1999.
- 14) Egashira, S. and Ashida, K. Unified view of the mechanics of debris flow and bed-load, *Advances in Micromechanics of Granular Materials*, (Edited by H.H.Shen et al.) Elsevier, pp. 391-400, 1992.
- 15) 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.
- 16) 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.

2.2. 計算条件

この章では, Morpho2dの計算条件について, iRIC ver.2の計算条件の設定ダイアログを示しながら説明する. (計算条件定義ファイルについては iRIC ver.2関連ファイルマニュアルを参照)

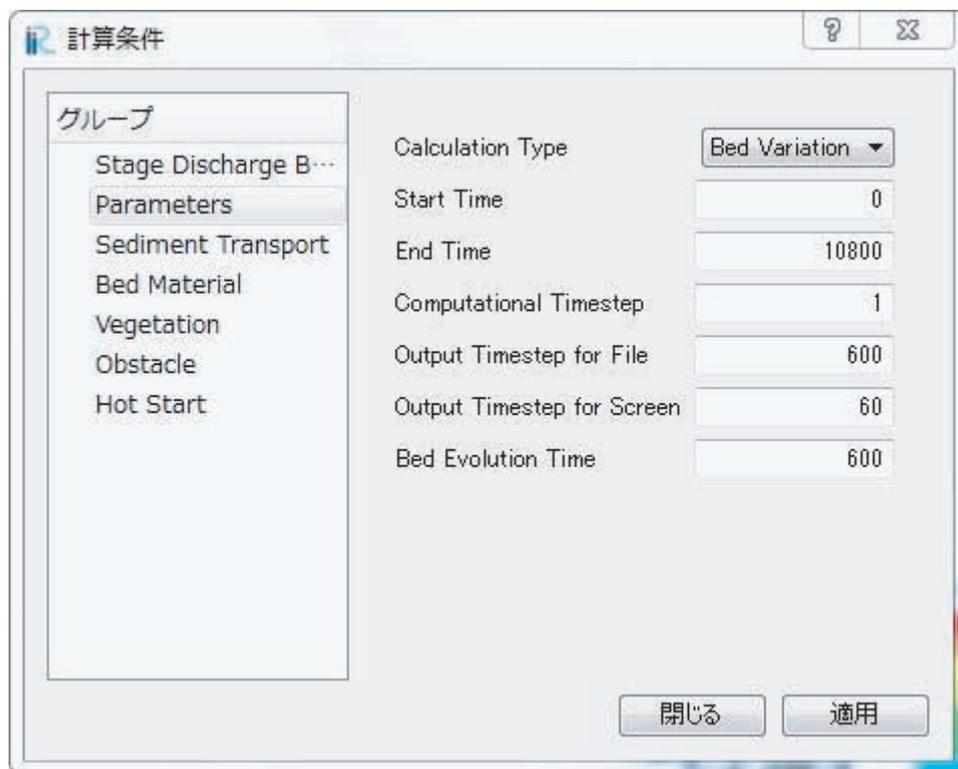


図-2 パラメータの設定ダイアログ

(1) 境界条件

Discharge : 上流端における流量を設定. ファイルから流量の時系列データを読み込むだけでなく, 直接データを入力することも可能. 時間の単位は秒, 流量の単位は m^3/s .

Stage at Downstream : 下流端における水位を設定. ファイルから水位の時系列データを読み込むだけでなく, 直接データを入力することも可能. 時間の単位は秒, 水位の単位はm.

(2) パラメータ

Calculation Type : 水の流れの計算のみを行う [Flow Only] と河床変動計算を行う [Bed Variation] を選択する.

Start Time : 計算を開始する時間を秒単位で設定. 単位は秒.

End Time : 計算を終了する時間を秒単位で設定. 流量・水位データの最終時間より小さくするように

注意して設定をする。

Calculation Timestep : タイムステップ Δt を秒単位で設定する。CFL条件を満たす必要がある。ある程度試行錯誤によりこの値を設定する必要がある。さらに、混合砂計算時には、 Δt 内の交換層の土砂交換量が層内の総土砂量に比して十分少なくなければならないため、一様砂計算時よりも小さい値を設定しなければならない場合がある。

Output Timestep for File : ファイルにデータを出力する時間間隔を秒単位で設定。時間的になめらかな動画を作成したいときは、短い出力間隔に設定する方が良い。

Output Timestep for Screen : 画面上への計算条件を出力する時間間隔を秒単位で設定。あまり短い時間間隔で出力させると、計算が遅くなることがある。

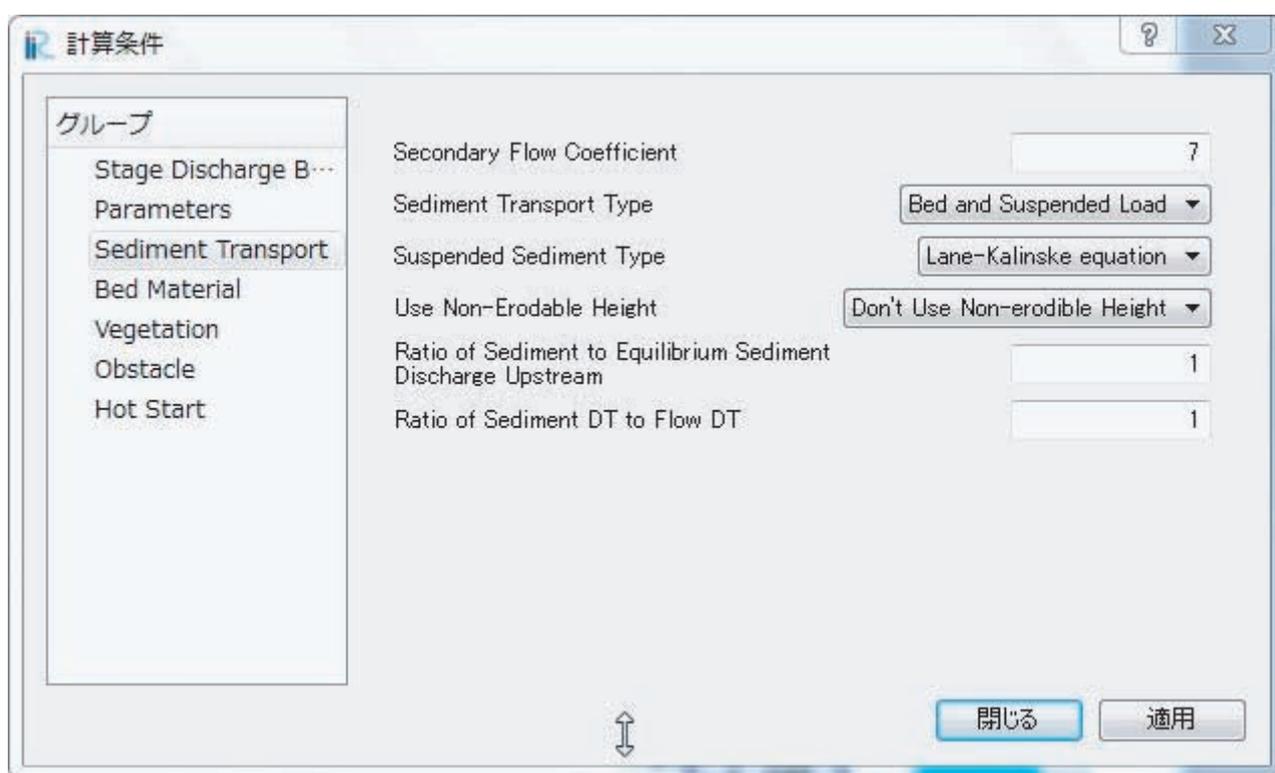


図-3 流砂の設定ダイアログ

Bed Evolution Time : 河床変動を開始する時間を秒単位で設定。初期の流れの条件は、平面二次元流れの支配方程式を解いた結果によるものではなく、等流条件に近い状態の流れ場が設定されている。そのため、流れの計算の開始とともに河床変動を開始すると、計算が上手く実行されない場合がある。そのため、河床変動解析を開始する前に流れの計算のみを行い、平面二次元流れの支配方程式を解いた流れ場を作成し、その後に河床変動を開始する。河床変動開始時間 [Bed Evolution Time] は、そのために設けられているものであり、計算区間長や流量などにより、適切な値を選択する必要がある。

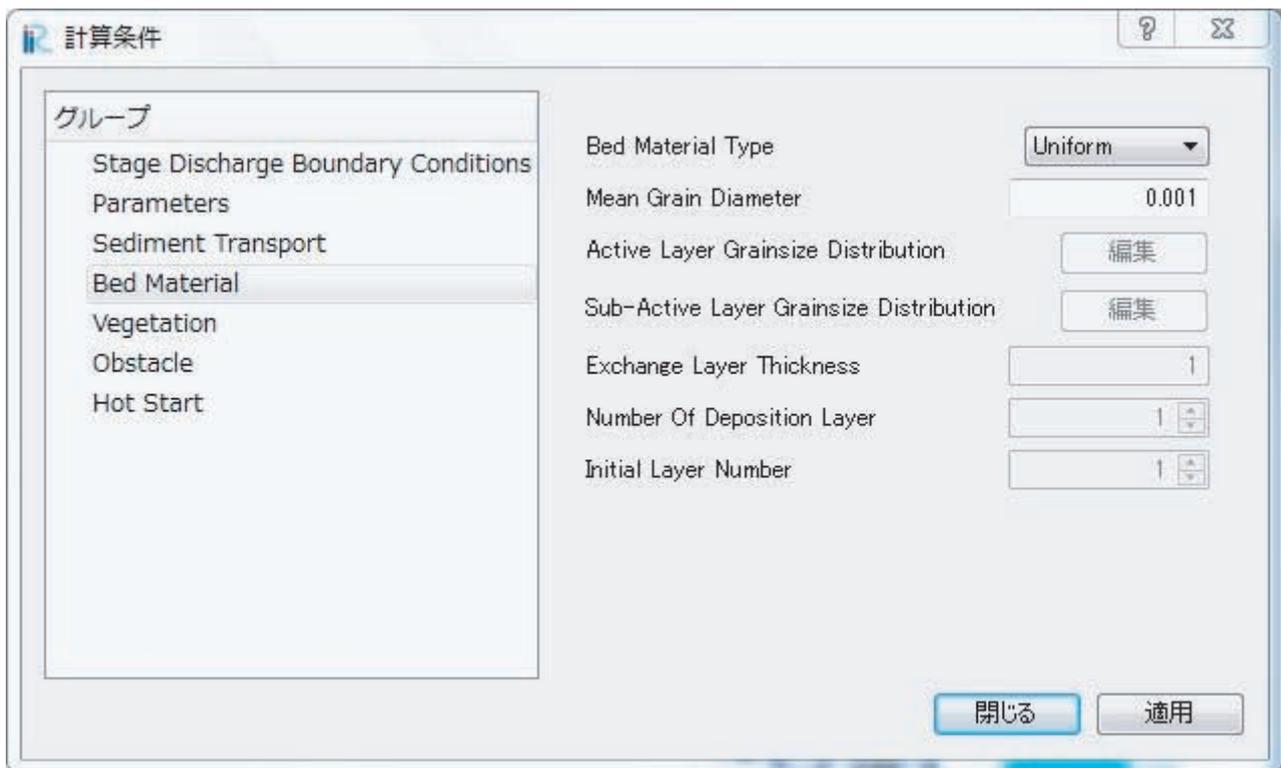


図-4 河床材料の設定ダイアログ

(3) 流砂

Secondary Flow Coefficient : 二次流の強度に関する係数を設定する。7~11程度の値を設定する。この値を大きくすると、多くの水理条件で砂州の高さは高くなる傾向がある。

Sediment Transport Type : 流砂形態を選択する。掃流砂のみを考慮して河床変動計算をするときは「Bed load」を選択し、浮遊砂も考慮する場合は、「Bed and Suspended Load」を選択する。

Suspended Sediment Type : 基準点高さにおける浮遊砂の巻き上げ量の式を選択する。式は、Lane-Kalinske式と板倉・岸一式の二つから選択可能である。

Use Non-Erodible Height : 河床の一部において基岩が露出したり、堰が存在するなど、河床が浸食されない領域がある場合に設定する。

Ratio of Sediment to Equilibrium Sediment Discharge Upstream : 平衡流砂量に対する上流端からの流砂量の比を設定する。上流端付近にダムが設置されており、給砂が平衡流砂量よりも少ないときに1以下に設定したり、上流端付近が地すべり地などの土砂生産場である時に1以上に設定したりする。

Ratio of Sediment DT to Flow DT : 流れのタイムステップに対する河床変動のタイムステップの比を設定する。通常1を設定しておく。しかし、流れの変化に対して河床変動の変化は非常に遅い事を考えると、流れのタイムステップに対して河床変動のタイムステップを大きくしても計算結果に大きな影響を与えないことが予想される。そこで、解析結果を早く得たいときに、1~10程度の値を設定する。

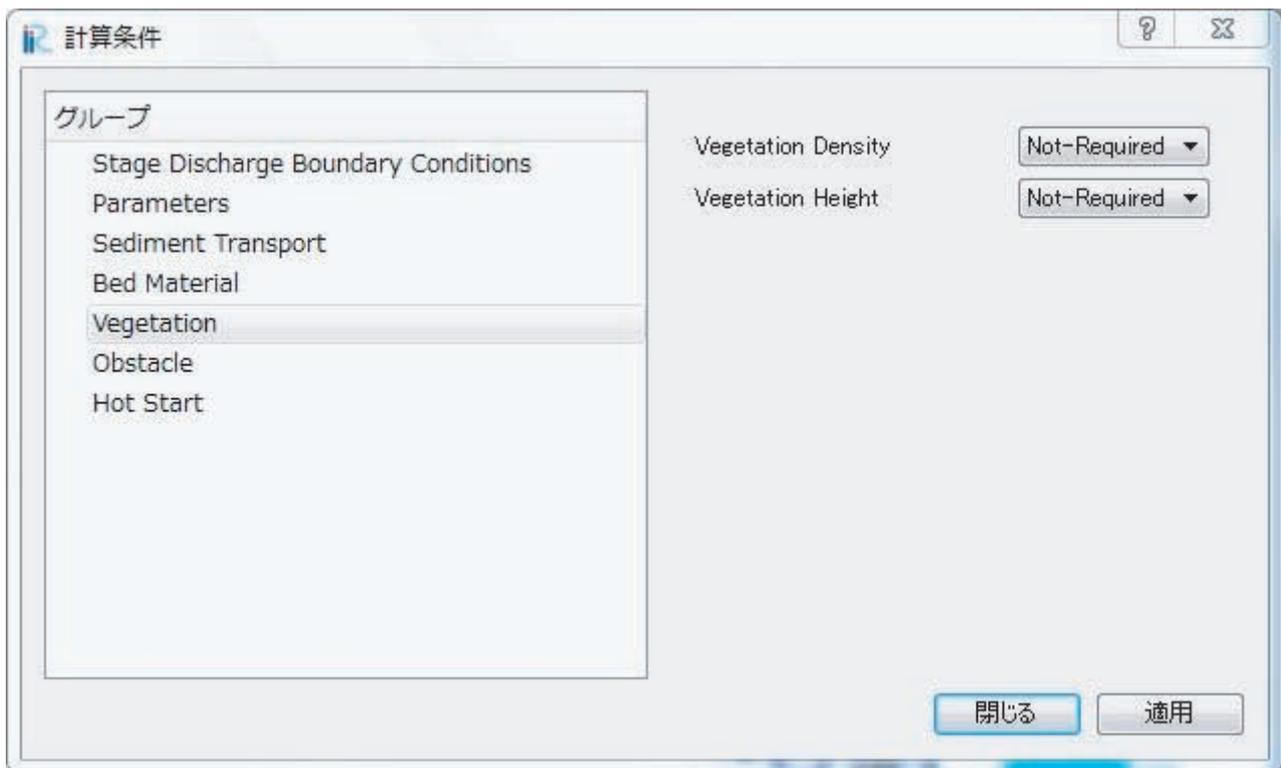


図-5 植生の設定ダイアログ

(4) 河床材料

Bed Material Type : 一様砂 [Uniform] と混合砂 [Non-Uniform] を選択する.

Mean Grain Diameter: 平均粒径をメートル単位で入力. Bed Material Typeで一様砂を選択したときのみ有効. Morpho2Dでは, 陸域と水域の判定する閾値を平均粒径としているため, 流れのみ計算においても適切な値の設定が必要.

Active Layer Grainsize Distribution: 表層の河床材料の初期粒度分布データファイルを読み込む. 本モデルでは, 初期粒度分布の空間的な変化は無視している. Bed Material Typeで混合砂を選択したときのみ有効.

Sub-Active Layer Grainsize Distribution: 下層の河床材料の初期粒度分布データファイルを読み込む. 本モデルでは, 初期粒度分布の空間的な変化は無視している. Bed Material Typeで混合砂を選択したときのみ有効.

Exchange Layer Thickness : 交換層の厚さをメートル単位で設定する. 礫河川では最大粒径程度, 砂河川では砂堆の波高程度を与える. 交換層厚さの時空間分布は無視している. また, 交換層より下の層の厚さは交換層と同一の厚さとなる. なお, 移動床と固定床を判定する平衡交換層もこの値を採用しているため, 固定床が露出する条件で計算する場合は, 一様砂の計算においても設定が必要.

Number of Deposition Layer : 遷移層より下の堆積層の数. 予想される最大鉛直河床変動幅より決定する.

Initial Layer Number: 初期条件での遷移層直下の堆積層番号を設定する. 堆積層は最下層を1として上に向かって番号が増えていく. 初期河床条件に対して, 予想される最大堆積厚さや最大洗掘深さより決定する.

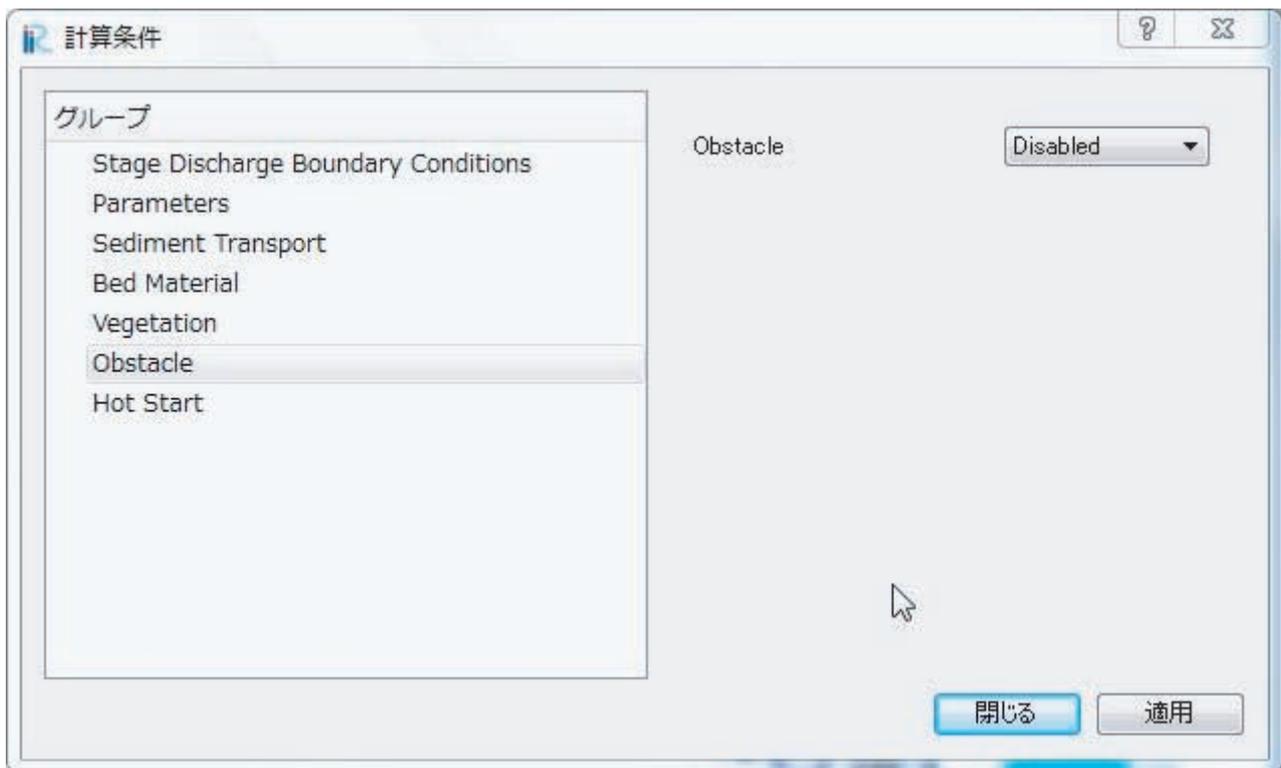


図-6 障害物の設定ダイアログ

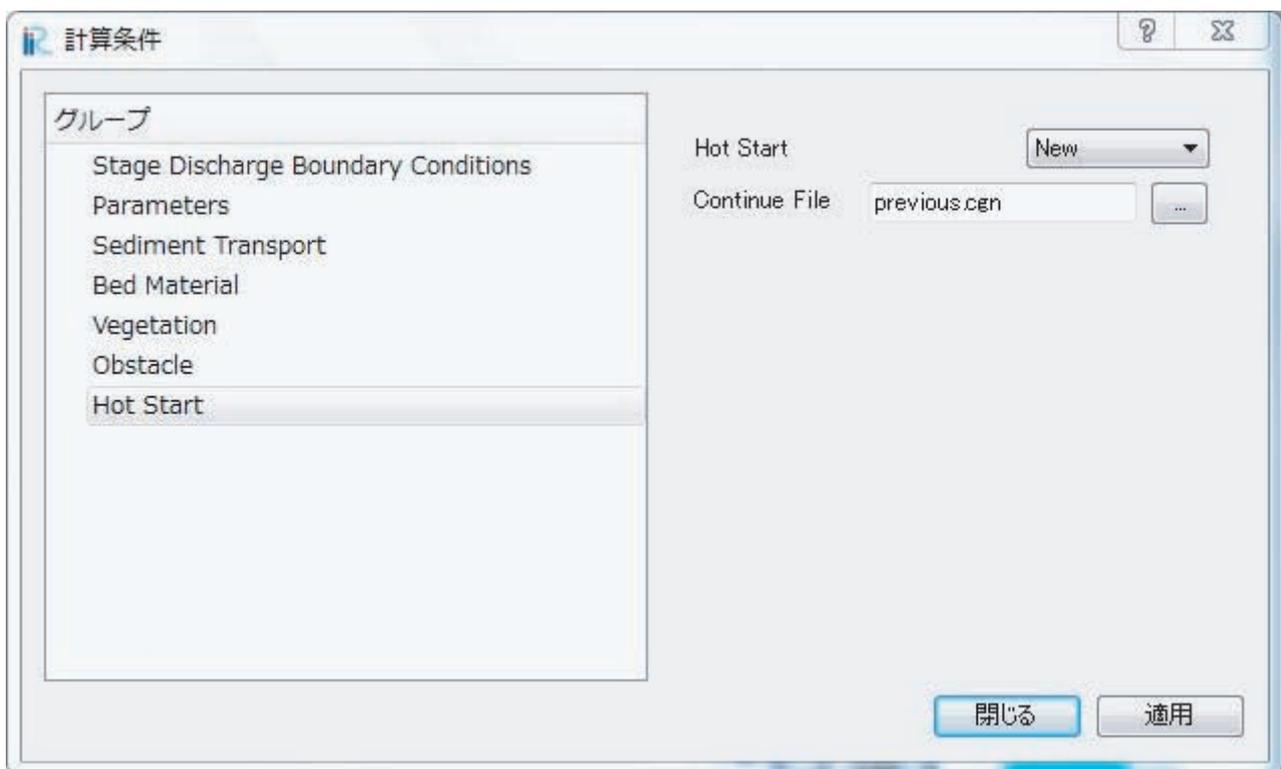


図-7 新規計算・再計算の設定ダイアログ

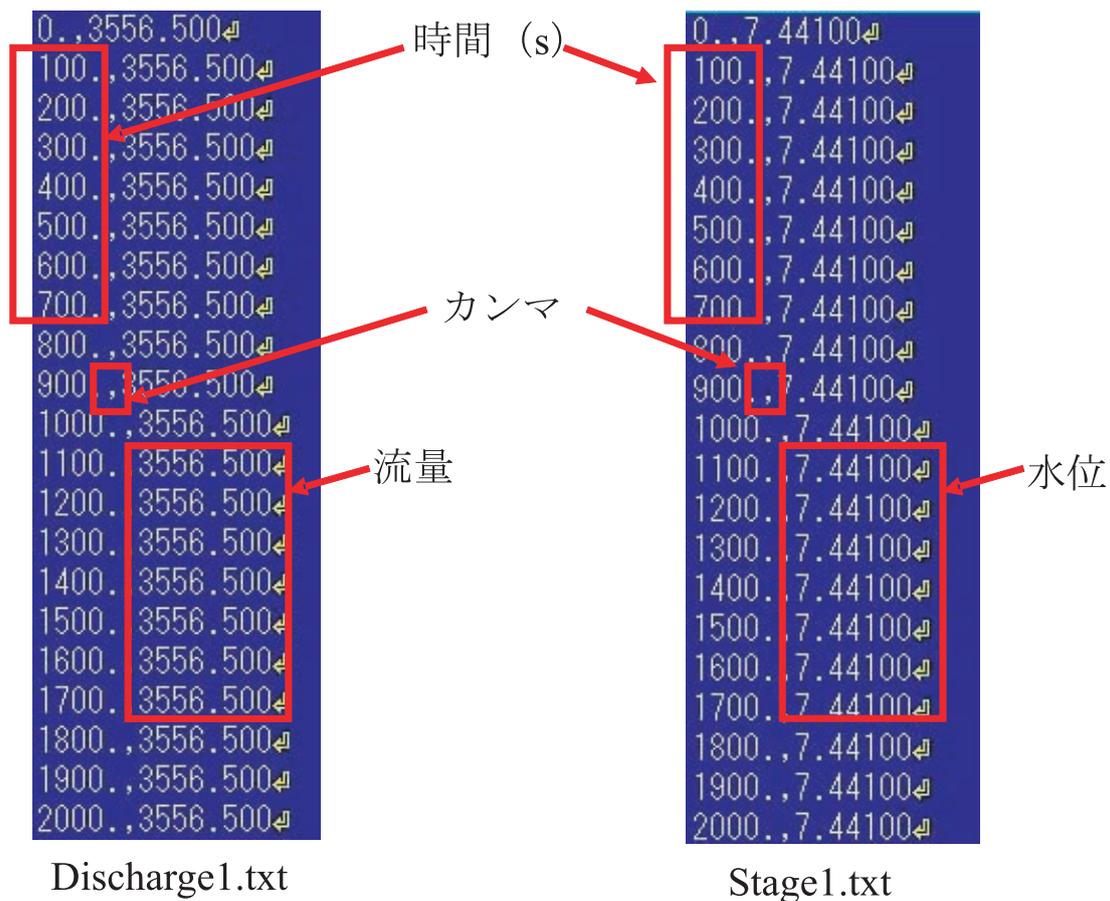


図-8 上流端流量データファイルと下流端水位データファイル

(5) 植生

Vegetation Density : 植生密生度データを読み込むか読み込まないかを選択する。植生を考慮する場合は、必ず植生密生度データを読み込む必要がある。

Vegetation Height : 植生の高さデータを読み込むか読み込まないかを選択する。植生を考慮する場合においても植生の高さデータが無い場合はデータを読み込む必要はない。植生の高さデータを読み込まない場合は、植生の高さは無限大となり、植生は常に非越流状態で計算される。

(6) 障害物

Obstacle : 障害物データを読み込むか読み込まないかを選択する。Morpho2Dでは、障害物は河床が浸食されない領域の高さデータで代用しているので、常に [Disable] を選択する。

(7) 新規計算・再計算

Hot Start : 新規の計算の時は、[New] を選択する。以前途中まで計算を行い、その続きから計算を行うときは、[Continue] を選択する。

Continue file : 継続計算の時、以前計算した時のCGNSファイルを読み込む。

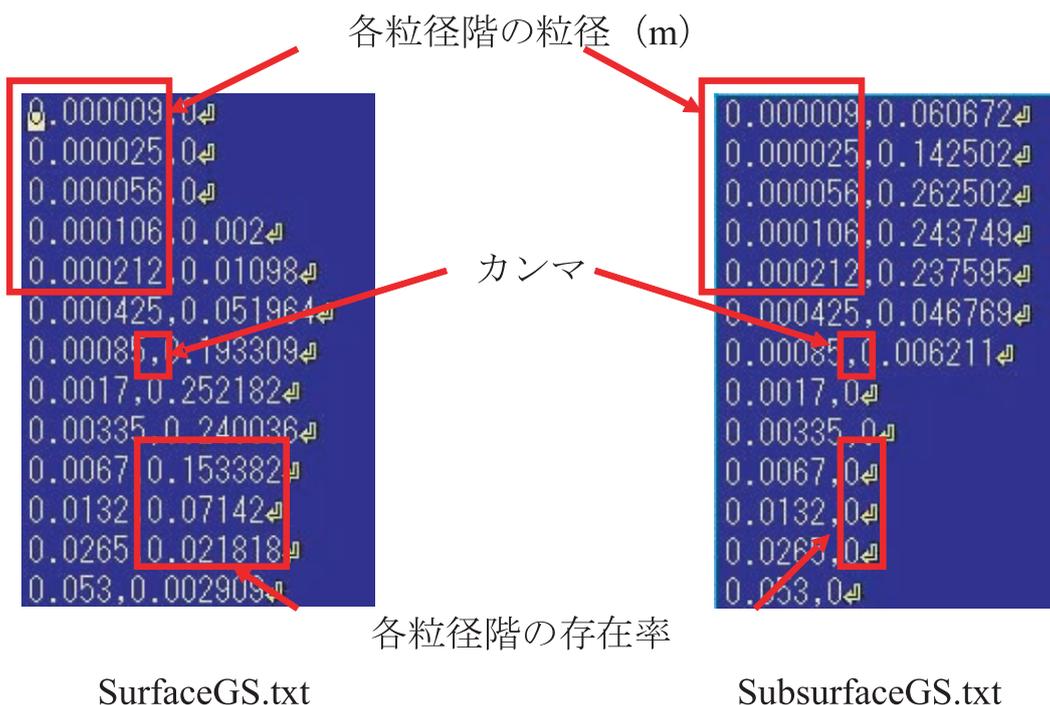


図-9 表層粒度分布データファイルと下層粒度分布データファイル

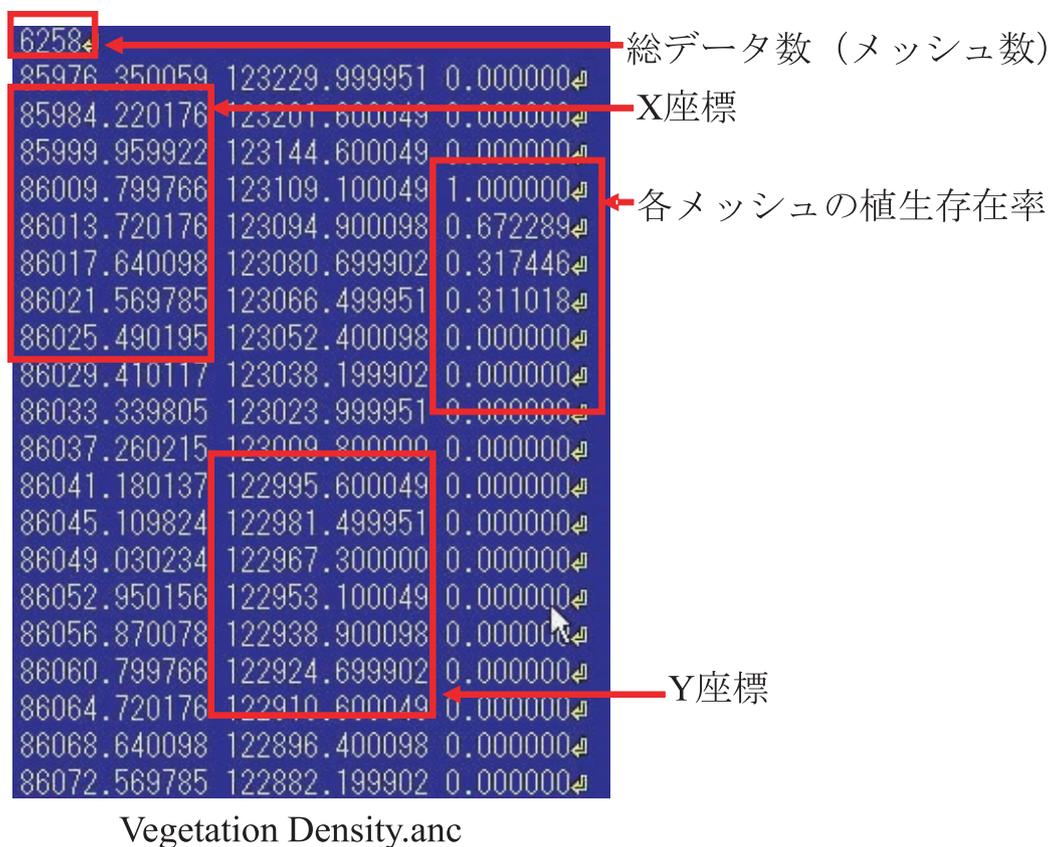


図-10 植生密度データファイル

2.3. Morpho2D 独自ファイルについて

この章では、Morpho2dへ iRICの機能を使わずに入出力されるファイル (qt.d (上流端流量+下流端水

位の入力), 粗度係数入力用ファイルまたは植生入力用ファイル, out.d (計算結果の出力) について説明する. iRICの機能を使って入出力されているファイル(格子ファイル, 計算条件ファイル, 計算結果ファイル等)については, iRIC関連ファイルマニュアルを参照されたい.

Vegetation Height.anc

62584	85976.350059	123229.999951	0.000000
85984.220176	123201.600049	0.000000	
85999.959922	123144.600049	0.000000	
86009.799766	123109.100049	8.810417	
86013.720176	123094.900098	4.341640	
86017.640098	123080.699902	1.959595	
86021.569785	123066.499951	1.538606	
86025.490195	123052.400098	0.000000	
86029.410117	123038.199902	0.000000	
86033.339805	123023.999951	0.000000	
86037.260215	123009.800000	0.000000	
86041.180137	122995.600049	0.000000	
86045.109824	122981.499951	0.000000	
86049.030234	122967.300000	0.000000	
86052.950156	122953.100049	0.000000	
86056.870078	122938.900098	0.000000	
86060.799766	122924.699902	0.000000	
86064.720176	122910.600049	0.000000	
86068.640098	122896.400098	0.000000	
86072.569785	122882.199902	0.000000	

図-11 植生高さデータファイル

(1) 上流端流量データファイルと下流端水位データファイル

上流端流量データファイルと下流端水位データファイルのフォーマットは同一である. 時間の単位は秒, 流量の単位はm³/s, 水位の単位はmです. データは, 1行目から始まる. 時間データと流量・水位データは, カンマで区切る.

(2) 表層粒度分布データファイルと下層粒度分布データファイル

表層粒度分布データファイルと下層粒度分布データファイルのフォーマットは同一である. 各粒径階の粒径の単位はmである. データは, 1行目から始まる. 粒径と存在率データは, カンマで区切る.

(3) 植生密度データファイル

1行目に総データ数(格子点の数)を記入. 2行目の1列目がX座標, 2列目がY座標となり, 単位はmである. 最後の3列目が各格子点における植生の存在率となる. Morpho2Dでは, 植生が最も密生した値として0.05(1/m)を採用しており, これに対して各メッシュに植生が何割存在するか(植生存在率)を乗じて密度を計算している. そのため, 植生存在率を1とすると, その計算点では, 密度0.05で計算され, 植生存在率を0.2とすると, 密度0.01で計算される. 一方, 植生が非常に密であり, 0.05以上の密度と考えられる場合は, 存在率として1以上を入力し, 密度を0.05以上とすることも可能である.

6259				総データ数 (メッシュ数)
85976.350059	123229.999951	-4.476000		
85984.220176	123201.600049	-4.476000		X座標
85999.959922	123144.600049	-4.476000		
86009.799766	123109.100049	-4.476000		
86013.720176	123094.900098	-4.476000		固定床(基岩の表面、堰頂など)の高さ(m)
86017.640098	123080.699902	-4.476000		
86021.569785	123066.499951	-4.476000		
86025.490195	123052.400098	-4.476000		
86029.410117	123038.199902	-4.476000		
86033.339805	123023.999951	-4.476000		
86037.260215	123009.800000	-4.476000		
86041.180137	122995.600049	-4.476000		
86045.109824	122981.499951	-4.476000		
86049.030234	122967.300000	-4.476000		
86052.950156	122953.100049	-4.476000		
86056.870078	122938.900098	-4.476000		
86060.799766	122924.699902	-4.476000		
86064.720176	122910.600049	-4.476000		Y座標
86068.640098	122896.400098	-4.476000		
86072.569785	122882.199902	-4.476000		

Fixed Bed Elevation.anc

図-12 固定床高さデータファイル

(4) 植生高さデータファイル

1行目に総データ数（格子点の数）を記入。2行目の1列目がX座標，2列目がY座標となり，単位はmである。最後の3列目が各格子点における植生の高さとなり，単位はmです。植生の高さは，初期河床位からの高さとなる。高さデータは，植生抗力を計算するときに使用される。植生の高さが水深よりも大きいときは抜水状態となるため，抗力の計算には水深が使用される。一方，植生の高さが水深よりも小さいときは，抗力の計算には植生の高さが使用される。なお，計算中に河床上昇した時は，植生高さは低くなる。植生密度データのみを使用し，植生高さデータを使用しないことも可能である。その場合は，植生の高さは無限大として与えられ，常に抜水状態での計算となる。

(5) 固定床高さデータファイル

1行目に総データ数（格子点の数）を記入。2行目の1列目がX座標，2列目がY座標となり，単位はmである。最後の3列目が各格子点における固定床（基岩の表面，堰頂など）の高さとなり，単位はmである。固定床の高さの基準面は，河床位データと同一である。

3.4. 本章のまとめ

本章では，iRIC用平面二次元計算エンジンであるMorpho2Dについて，その概要，開発状況，適用方法等を示した。iRICにはすでにNays2Dなどの他の平面二次元型河床変動計算エンジンが搭載されているが，本エンジンは，混合粒径の河床を取り扱える点などにおいて，他のエンジンには無いメリットを有している。本エンジンの搭載により，iRICの適用範囲がさらに広がったといえる。ユーザは現象に応じて適切な平面二次元計算エンジンを選択することにより，より幅広い現象に対して高い精度の計算が可能となるものと考えられる。

3. NaysFloodの開発

3.1 モデル開発の背景

河川からの溢水や破堤に伴う堤内地への氾濫水の挙動を把握するためのいわゆる氾濫解析は技術的にはおおむね完成域に達していると言え、このような解析技術を基盤として想定浸水区域図が広く整備されるようになった。また、都市部のような土地利用密度が極端に高く、浸水現象の起因となる複雑に張り巡らされた中小河川や下水道網を忠実に解析モデルに組み込んだ高度な氾濫解析も行われるようになってきている。氾濫解析モデルの発展の方向性は局所的な現象をも表現しうる精度向上や細密化へ向かっていると言える。その一方で、気候変動に伴う流量増加の可能性や経済的な制限に伴う均一な治水対策の実施が困難となりつつある現在、流域を一貫的に取扱い可能な氾濫解析モデルの必要性が徐々に高まってきている。既往の解析技術に基づき流域規模のような広範囲の解析は可能なものの、氾濫現象の発生要因となる河道を的確に解析モデルに組み込むためには氾濫原の格子間隔を河道幅程度に設定せざるを得ない。この場合、解析精度と解析コストのアンバランスが生じ、現実的な選択肢ではなくなる。

本研究では、このような問題点に着目し、河道内は1次元解析、氾濫原は平面2次元解析を適用し、両者を独立に取り扱うものの、その水理量を相互に交換することで広範囲の氾濫現象を簡便かつ的確に取り扱うことを可能とする1次元-2次元カップリング型の氾濫解析法を構築する。提案するカップリング型モデルには氾濫現象を忠実に再現できる優位性がある。その一方で、次元の異なる水理モデルの結合のためにモデル連結情報が必要となるが、これの手動生成は事実上困難である。本研究では、このような連結情報の自動生成法について併せて開発を行った。本研究において開発された1次元-2次元カップリング型の氾濫解析法およびその基盤となる連結情報の自動生成法を総称してNaysFloodと呼ぶことにする。

3.2 NaysFloodの基本構成

(1) 1次元-2次元カップリング型の氾濫解析法の利点

図-1は明治年間の北海道の石狩川の河口部からおよそ120kmまでの区間における氾濫計算を目的とした計算格子の配置例である。この格子構成ではその格子の分割間隔が200から600m程度である。一方

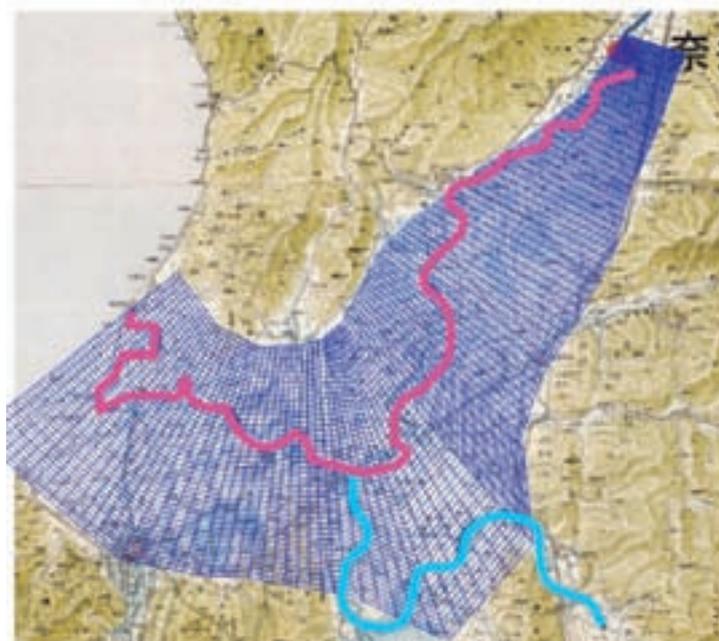


図-1 一般座標による広範囲の流域の記述例

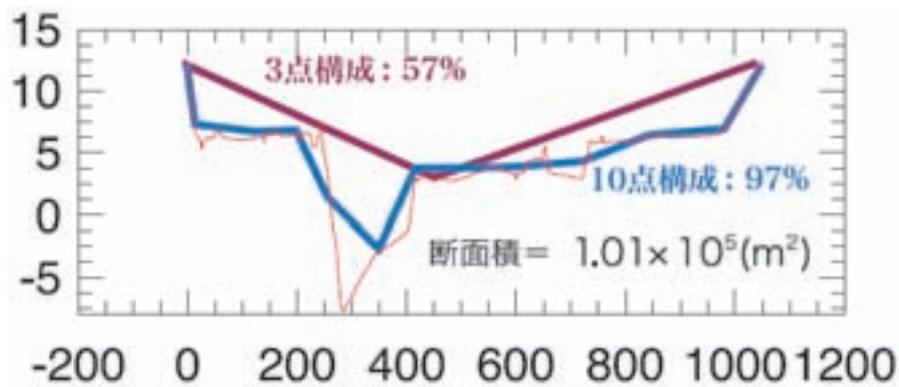


図-2 河道形状の表現解像度

で、図中の赤色と水色の太線で示された線分は河道を表しており、領域内の川幅はおおむね200から1000m程度である。

一般座標系によりこのような河道網を適切に計算格子内に組み込もうとした場合、以下の理由により、河道の横断形状と平面形状の二者を両立するように反映させることはそれほど容易ではない。

まず、図中の青色の細線で描かれた2次元格子の密度で同領域内の河道の横断形状がどのように解像されるかについて考える。図-1内に示した2次元格子の分割間隔と河道幅の関係では、図-2に示したようにおおむね横断形状は2次元格子の3点を利用して表現されることになる。このとき、赤線で示された実断面と比べると総断面積は60%を下回る。少なくともこの事例では、実測値の95%以上の断面積を確保するためには少なくとも10点以上で構成される必要がある。

つぎに、赤色や水色の線で示された河道の平面形状を2次元格子に反映するためには、2次元格子の極端な歪曲などを許容しない限り、幾何学的に非常に困難となることがわかる。河道の横断形状の解像に関しては、格子数の増大を負担することである程度までは実現可能であるのに対し、河道の平面形状の適切な反映には根源的な困難さが伴う。

一般座標のみでこのような河道を表現しようとする自体は不可能ではない。しかし、それには格子構成のための多大な労力が発生することは想像に難しくない。この場合では精細な計算格子が設定されることになる。つまり、これは、流域の全体的な水害危険度の偏在を把握することを目的とした解析では、求められる解析精度と計算コストのバランスを欠くことを示唆している。このような理由のため、広範囲の氾濫現象を一体的に取り扱おうとするなら、河道流の計算は1次元解析、氾濫流の拡散に関する計算は2次元解析を採用して目的に応じた分担を行う1次元-2次元カップリング型の氾濫解析法が有効であると言えよう。

(2) 要求される地形情報と処理の流れ

NaysFlood の基本構成および入力が必要とされる地形情報や水理情報は図-3に示した通りである。

NaysFlood は、1次元解析と2次元解析の両者を連結して両者の水理量を交換するための情報を生成するための NaysFlood Link、ハイブリッド型の氾濫計算を担う NaysFlood Calの二つの計算コードから構成される。

入力が必要とされる地形情報としては、河道形状として断面形状とその計測位置の平面座標、氾濫原標高として適当な DEM (Digital Elevation Model) である。河道形状の情報、氾濫原の標高値は、まず NaysFlood Linkにおいて1次元解析と2次元解析を結合するための連結情報の自動生成において用いられる。NaysFlood Calは、河道形状の情報、氾濫原の標高、そしてNaysFlood Linkにより自動生成された連結情報の三者を地形に関する入力情報として要求するとともに、図中の上段右に示した1次元解析に設定

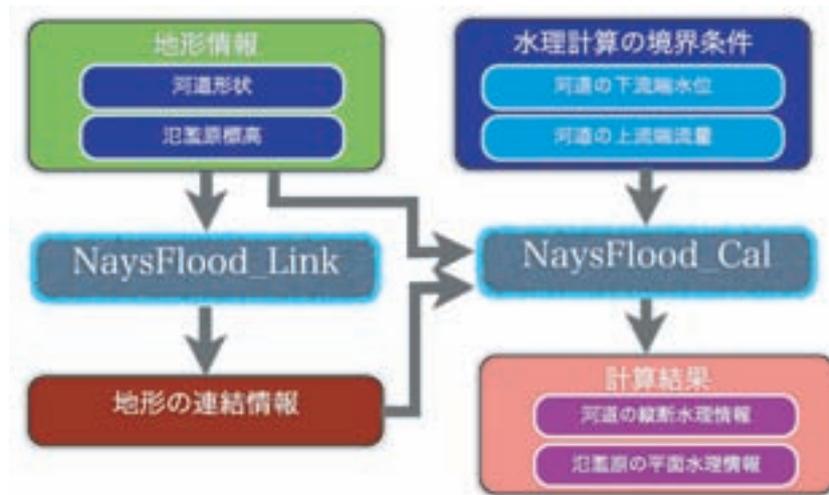


図-3 NaysFloodのモデル基本構成

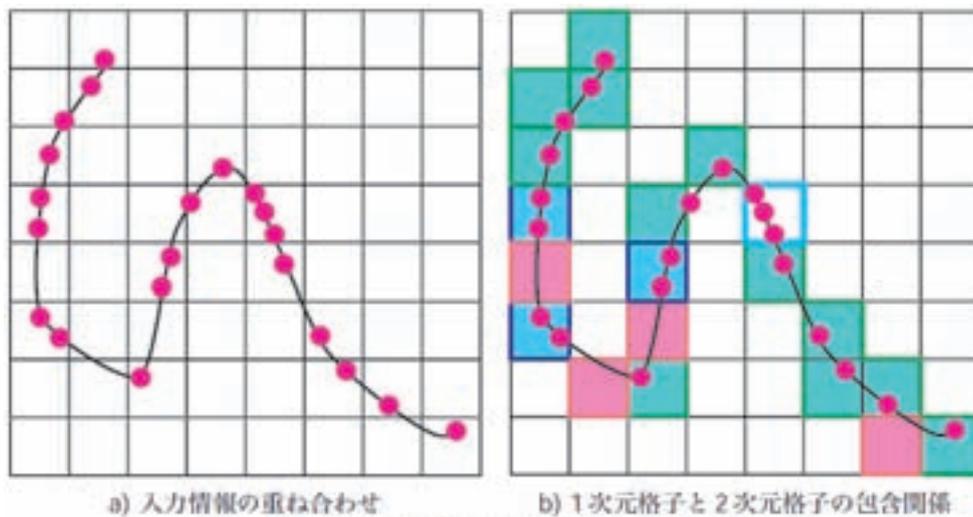


図-4 1次元格子の重ね合わせの模式図

される河道の下流端水位および上流端の流入流量も併せて求める。

NaysFloodの処理の全体的な流れは、まず、河道形状と氾濫原標高がNaysFlood Linkに引き渡され、河道と氾濫原の連結情報が自動生成され、その後、地形に関する三者の情報と水理条件が与えられることでNaysFlood Calによって解析が実行される。

(3) NaysFlood Linkの処理概要

1次元格子と2次元格子の重ね合わせを図-4 a), b) に示した。ここで、1次元格子とは1次元の河道流解析で用いられる河道断面、2次元格子とは氾濫計算に用いられるものである。図-4の両図から分かるように、2次元格子は1次元の河道格子を内包するもの、そうでないものに大きく分けられる。前者についてはさらに、1つ、2つ、3つの河道断面を内包する2次元格子が存在することが分かる。これらは同図b)においてそれぞれを緑色、青色、白抜き水色に着色して図示した。一方で、桃色に着色したような河道が通過しているにもかかわらず1次元格子を所有しない2次元格子も存在する。

このような所有関係が存在することに着目し、NaysFlood Linkでは、処理の第一段階として、2次元格子に対して河道を所有する格子の抽出を行う。このとき、複数の1次元格子を内包する2次元格子では自

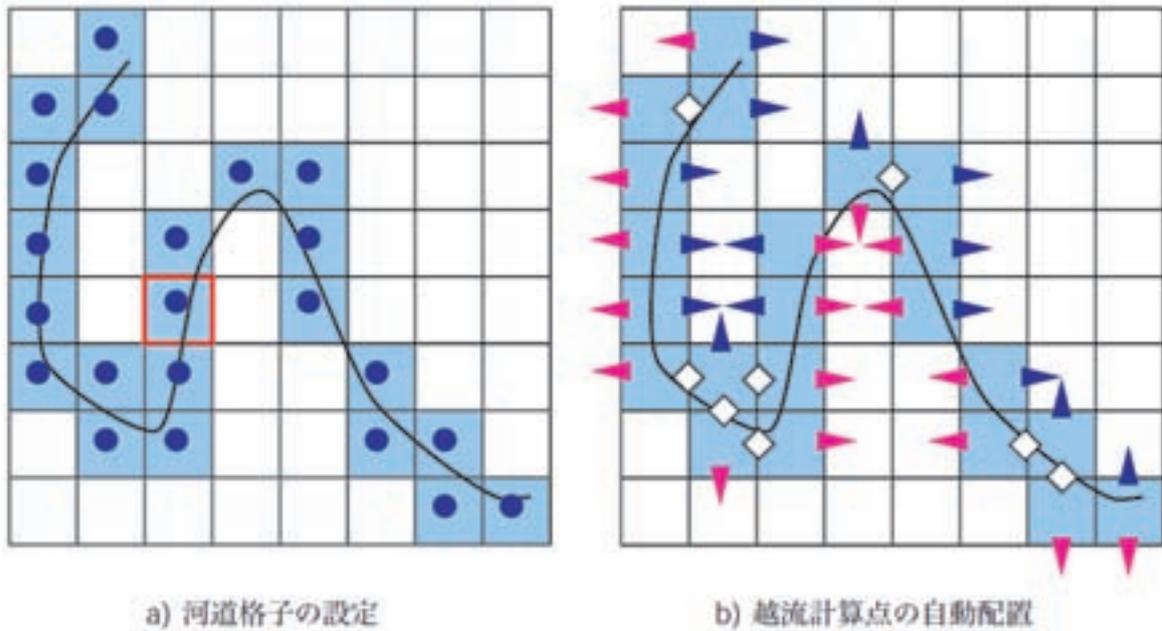


図-5 河道格子と越流計算点の自動配置

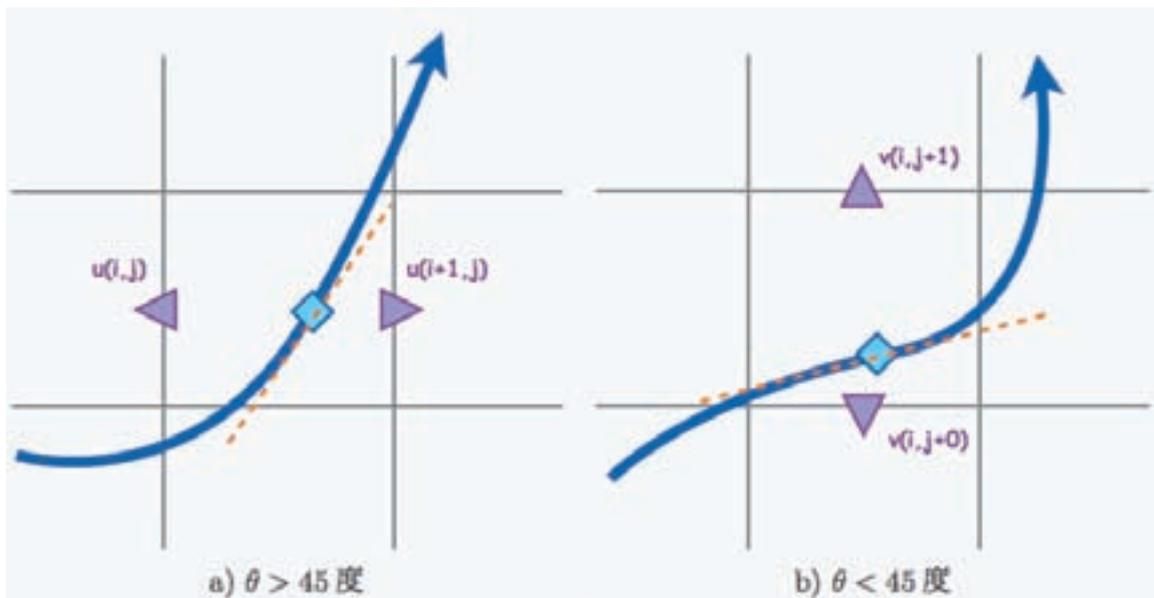


図-6 越流計算点の判別法

身の重心座標に最も近接する1次元格子と対応関係を結ぶことにした。また、越流計算点は河道格子の格子边上に設定されるようにしているが、図-5 b)中の白抜き菱形で示したような河道格子の内部に位置するような格子辺については越流計算点としての役割を与えないようにする判定処理を行っている。にこのようにして抽出された格子を NaysFloodでは河道格子と呼び、図-4に示した対応関係からは図-5 a)に示したような河道格子が抽出される。さらに、この処理と同時に、抽出された河道格子は、必ずひとつの1次元格子を所有する対応関係が決定される。なお、河道格子に設定された2次元格子では水位は計算されず、格子边上において河道から氾濫原への越流量が計算されるだけである。

NaysFlood Linkではこの処理後に、図-5 b)に示したような越流計算点の自動配置を行う。同図中の桃色と青色の鋭角三角形がそれぞれ左岸側と右岸側の越流計算点を示し、白抜き菱形が河道格子の内部に位置するために無視される越流計算点を示している。このような越流計算点は、2次元格子に内包され

る河道断面の左・右あるいは上・下の組み合わせで設定されるという規則を設けた。左・右あるいは上・下のどちらの格子辺の組み合わせを用いるかの判断は、図-6に示したように河道断面の平面位置における流心の接線勾配に基づき判断することにした。なお、この接線勾配は以下の手順で求めることにした。まず、入力された河道断面の平面座標を2次元格子の分割間隔の1/3の長さ以下になるように内挿分割して河道流心線を内部的に生成する。つぎに、接線勾配を求める断面位置を k とすると、その前後の $k-1$ 、 $k+1$ の座標値を利用して $[y(k+1)-y(k-1)]/[x(k+1)-x(k-1)]$ のように接線勾配を求める。

3.3 支配方程式

(1) 氾濫流の支配方程式

一般に氾濫流の予測計算は式(1)、(2)に示す浅水理論式を基礎式として行われることが多く、本モデルにおいても過去の研究成果に従うものとした。

$$\frac{\partial M}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{M^2}{h} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{MN}{h} \right) + gh \frac{\partial \eta}{\partial x} = -\frac{gn^2 M}{h^{7/3}} \sqrt{M^2 + N^2} \quad (1)$$

$$\frac{\partial N}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{MN}{h} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{N^2}{h} \right) + gh \frac{\partial \eta}{\partial y} = -\frac{gn^2 N}{h^{7/3}} \sqrt{M^2 + N^2} \quad (2)$$

$$\frac{\partial \eta}{\partial t} + \frac{\partial M}{\partial x} + \frac{\partial N}{\partial y} = 0 \quad (3)$$

ここに、 η は氾濫水位、 x 、 y は空間座標、 h は水深、 M 、 N は x 、 y 方向の流量フラックスである。

(2) 河川流の支配方程式

河川流の支配方程式の候補として式(4)に示す不定流の式と式(4)の第1項の局所項を除いた不等流の式のいずれかが適切であると考えられる。NaysFloodでは長距離の河道の取り扱いの可能性があるため、流量の空間的な偏在が生じることを免れず、非定常性を無視できないために、不定流の式を採用することにした。

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial s} \left(\frac{Q^2}{A} \right) + gA \frac{\partial \eta}{\partial s} = -\frac{gn^2 |Q| Q}{R^{4/3} A} \pm q_r \quad (4)$$

$$\frac{\partial H}{\partial t} + \frac{1}{A} \frac{\partial Q}{\partial s} = 0 \quad (5)$$

ここに、 t は時間座標、 Q は河川流量、 s は河川の流心に沿った縦断方向座標、 A は河川流積、 H は河川水位、 n はManningの粗度係数、 R は径深、 g は重力加速度、 q_r は河川からの氾濫原への流入・流出流量である。

(3) 河川と氾濫原の接続方法

河川と氾濫原との接続には本間の越流公式を用い、 $H_2 \leq 2/3 H_1$ を完全越流、 $H_2 > 2/3 H_1$ をもぐり越流として、式(6)、(7)により計算した。

$$q_r = 0.35H_1\sqrt{2gH_1}$$

(6)

$$q_r = 0.91H_1\sqrt{2g(H_1 - H_2)}$$

(7)

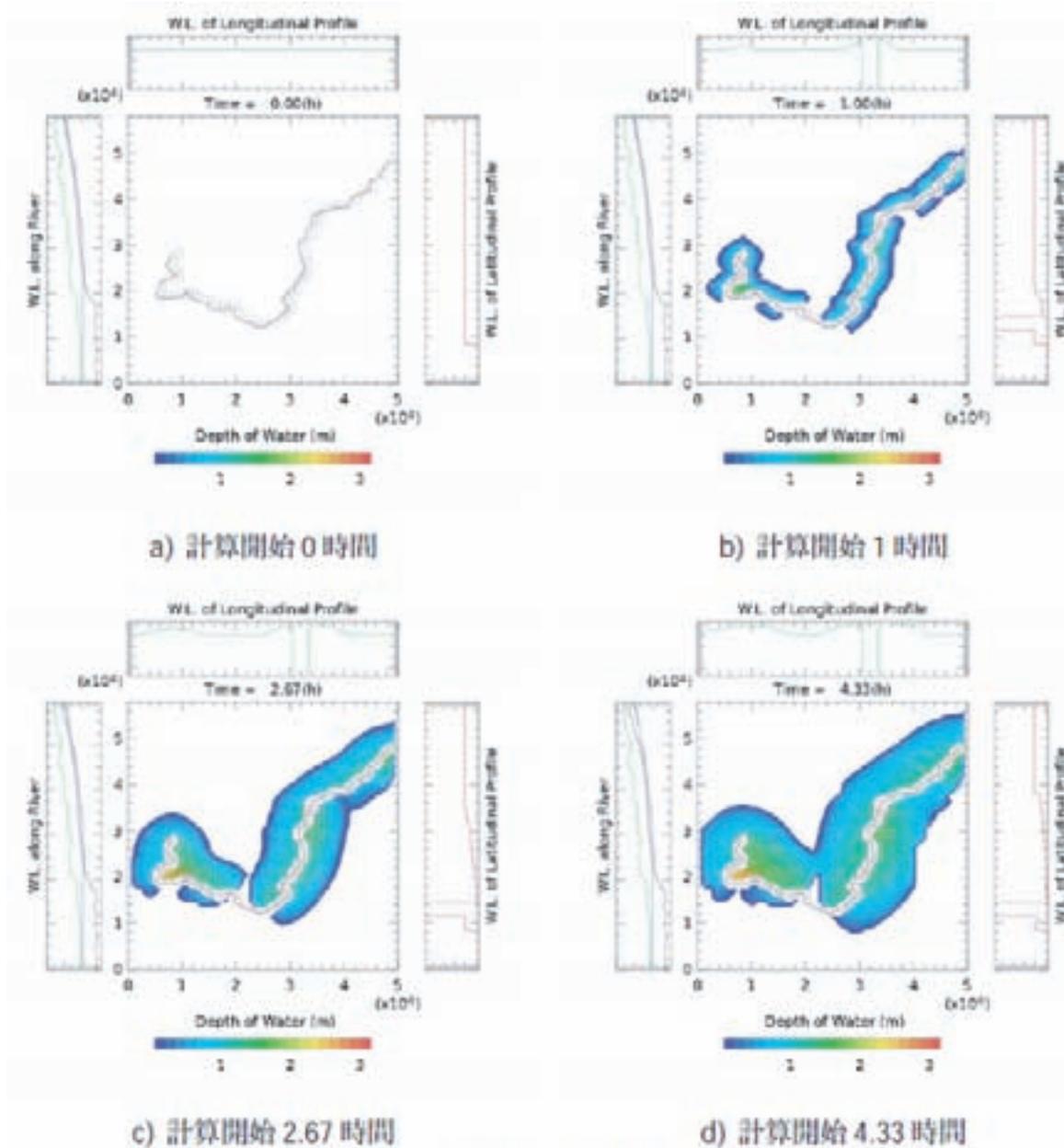


図-7 計算の実例

ここに、 H_1 は河川側の越流水深、 H_2 は氾濫原側の越流水深である。

NaysFlood Calでは、河道流計算、氾濫計算、上記の越流計算を同じタイムステップで水理量を交換しながら行う。このため、例えば、上流区間で河道から氾濫原への越流が生じた場合では河道内の流量が減じられ、下流区間での氾濫量の減少や可能性が低下するなどを物理的に再現することが可能となっている。

(4) 数値計算法

前述した支配方程式のうち、河川と氾濫原の流れに関する偏微分方程式の数値計算には、1次元解析、2次元解析ともにスタaggerド格子に基づく2次精度のLeap-Frog法を適用した。

3.4 テスト計算例

図-7 a)からd)にNaysFloodを実流域に適用した場合の計算例を示した。この例では、河道延長をおよそ100km、氾濫計算の2次元の計算領域には東西方向に約50km、南北方向に58kmを設定して、両方向ともに1000mの格子分割を行った。これらの図面から、河道形状と氾濫原の標高に応じて氾濫域が拡大する様子や、下流区間の河道の湾曲部内岸においては氾濫流の集中が再現されていることが分かる。

3.5 おわりに

NaysFloodで採用したカップリング型の氾濫解析の手法では、氾濫原の計算格子間隔が河道幅の数倍程度でさえ氾濫現象を適切に表現するうえで有利であることが示唆された。またモデル連結情報の生成の自動処理化にも成功した。NaysFloodが開発されたことによって、格子構成の飛躍的な簡便化と広域の氾濫解析にふさわしい地形形状の表現が両立された。今後、上流区間での氾濫に伴う河道水位の低下による下流区間の危険度の低下の把握など、このような一体的な解析ならではの流域の水害危険度の偏在評価に対するNaysFloodの適用が期待される。

4. Nays 2DV・・・鉛直二次元移動床エンジンの開発

4.1 はじめに

近年、鉛直方向の流速分布を考慮した移動床数値モデルによってduneの再現など河床変動計算が行われるようになった。音田・細田⁷⁾やGiri and Shimizu⁸⁾は一次元流れに対し鉛直方向の流速分をモデル化することによって、また、Giriら⁹⁾はk-e乱流モデルを用いて鉛直二次元流れをすることによってduneなどの河床形状を再現している。両者ともに流砂量式には中川・辻本³⁾の用いた確率モデルを適用している。さらにGiriら⁹⁾は非定常流量下での計算を行い、確率モデルにおける砂粒のstep lengthを無次元掃流力の関数で表すことでdune—平坦床の遷移過程を再現した。確率モデルによるこれらの再現計算では、砂粒のstep lengthによる流砂の非平衡性に起因したdune形成過程が合理的に再現されている。また、山口らはGiriら⁹⁾と同様に鉛直二次元流れを解くとともに流砂量式に芦田・道上式のような平衡流砂量モデルを適用した移動床計算を行い、平衡流砂量モデルに局所的な河床勾配の影響を考慮することの重要性を示している。本研究では、鉛直二次元流れにおいて河床変動解析や鉛直綿内の乱流構造の検討を効率的に実行するためのモデルを構築することを目的として、一般的に用いられるいくつかの平衡流砂量モデルの適用を試み、非平衡流砂モデルと呼ばれる確率モデルによる再現結果との比較を行う。

本モデルをiRICのエンジンとして搭載するにあたり、様々な水理条件に対する本モデルの妥当性を確認し、本モデルの現状の課題や本モデルの適用範囲を明確にしておかなければならない。本研究では、低フルード数の水理条件下において上述の二つの流砂量モデルによる再現結果の比較を行うことによ

表-4.1 Guyら¹⁷⁾による実験データ（1ケースを抜粋）

実験 No.	実験条件			実験結果					
	平均粒径 (mm)	平均勾配	流量 (m ² /s)	河床形状	波長 (cm)	波高 (cm)	水深 (cm)	Fr	有効 掃流力
Run35	0.93	0.0013	0.089	Dune	88.4	1.8	16.2	0.44	0.085

て本モデルの妥当性および特徴を説明する。また、フルード数が比較的大きな水理条件の下における本モデルの適応性を確認するためにフルード数の値が1以上となる条件下でのanti-duneの再現を試みることによって本モデルの課題を考察する。

表-4.2 計算条件

計算No.	流砂量式	計算条件
Case-a	芦田・道上	$\mu_c = 0.84$ ($\phi = 40^\circ$)
-b	Kovacs & Parker	$\mu_c = 0.84$ ($\phi = 40^\circ$)
-c	"	$\mu_c = 0.58$ ($\phi = 30^\circ$)
-d	確率モデル	$\Lambda = 5d$
-e	"	$\Lambda = 30d$
-f	"	$\Lambda = 40d$

4.2 支配方程式

(1) 流れの基礎式

本研究では、Giri and Shimizu⁸⁾やGiriら⁹⁾の構築した鉛直二次元流れにおける移動床モデルを適用する。流れの支配方程式は次の連続式および運動方程式で表される。

$$\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} = 0 \quad (1)$$

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x} + \frac{\partial}{\partial x} (-\overline{u'u'}) + \frac{\partial}{\partial y} (-\overline{u'v'}) \quad (2)$$

$$\frac{\partial v}{\partial t} + u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial y} + \frac{\partial}{\partial y} (-\overline{v'u'}) + \frac{\partial}{\partial y} (-\overline{v'v'}) - g \quad (3)$$

ここで、 x および y はそれぞれ鉛直および水平方向の座標、 u および v はそれぞれ鉛直および水平方向の流速、 p は圧力である。また、 $-\overline{u'u'}$ 、 $-\overline{u'v'}$ および $-\overline{v'v'}$ はレイノルズテンソルである。上式は水面と底面の境界面に応じた境界適合座標系に座標変換される。水面では運動学的条件によって水面変動を計算している。底面ではno slip条件となっている。無次元掃流力の算定には次式の対数則を適用している。

$$\frac{u_p}{u_*} = \frac{1}{\kappa} \ln \frac{y_p}{y_0} \quad (4)$$

ここで、 u_p および y_p はそれぞれ底面付近の格子点における流速および河床からの距離、 u_* は底面摩擦速度、 κ はカルマン定数であり、 $y_0 = k_s/30$ である。ここで k_s は粗度高さであり、粒径の2.5倍の値を用いる。無次元掃流力 τ_* は次式で表される。

$$\tau_* = u_* |u_*| / (R_s g d) \quad (5)$$

ここで R_s は砂の水中比重、 d は砂粒の粒径である。乱流モデルは木村・細田¹³⁾による非線形 k - ϵ モデルを適用する。

Giriら⁹⁾は、確率過程モデルによる非平衡流砂量式を用いている。確率モデルによる河床変動は次式で表される。

$$\frac{\partial y_b}{\partial t} = \frac{1}{1-\lambda} \frac{A_3}{A_2} (p_d - p_s) d \quad (6)$$

ここで、 y_b は河床高さ、 λ は砂の空隙率、 A_2 および A_3 はそれぞれ砂粒の二次元および三次元の形状係数 ($\pi/4$ および $\pi/6$)、 p_s および p_d はそれぞれ砂のpick-up rateおよびdeposit rateであり、それぞれ次式で表される。

$$p_s \sqrt{d/(gR_s)} = 0.03 \tau_* (1 - 0.035/\tau_*)^3 \quad (7)$$

$$p_d = \int_0^x p_s(x-s) f_s(s) ds \quad (8)$$

ここで、 f_s は次のようなstep lengthの確率密度関数である。

$$f_s(s) = \frac{1}{\Lambda} \exp\left(-\frac{s}{\Lambda}\right) \quad (9)$$

ここで、 Λ は砂粒の平均step lengthである。Giriら⁹⁾は掃流砂に加えて浮遊砂による河床変動量を加味しているが、ここでは掃流砂による変動のみを検討する。

(2) 河床勾配の影響を考慮した平衡流砂量式

平衡流砂量式として一般的によく用いられる式として、芦田・道上式やM.P.M.式が挙げられる。本研究では、流砂量式に河床勾配の影響が考慮された平衡流砂量式を適用し、duneの再現計算を試みる。Kovacs & Parker¹⁴⁾は芦田・道上¹⁵⁾の平衡流砂量式に対して物理的に河床勾配の影響を組み込んだ流砂量式を導いている。また、FredoseはM.P.M.式に河床勾配の影響を考慮した式を提案し、dune発生メカニズムを理論的に講じている。本研究では、次式で表されるような芦田・道上式およびM.P.M.式、また、それぞれ河床勾配が考慮された式 (Kovacs & Parker式およびFredose式とする) を適用する。

芦田・道上式；

$$q_{B*} = \frac{a}{\mu_c} (\tau_* - \tau_{*c}) (\tau_*^{1/2} - \tau_{*c}^{1/2}) \quad (10)$$

Kovacs & Parker式；

$$q_{B*} = \frac{a}{\mu_c (1 + \frac{\partial y_b}{\partial x} / \mu_c)} \left[\tau_* - \tau_{*c} \left(1 + \frac{\partial y_b}{\partial x} / \mu_c \right) \right] \times \left[\tau_*^{1/2} - \tau_{*c}^{1/2} \left(1 + \frac{\partial y_b}{\partial x} / \mu_c \right)^{1/2} \right] \quad (11)$$

芦田・道上式；

$$q_{B*} = \frac{a}{\mu_c} (\tau_* - \tau_{*c}) (\tau_*^{1/2} - \tau_{*c}^{1/2}) \quad (12)$$

Kovacs & Parker式；

$$q_{B*} = \frac{a}{\mu_c (1 + \frac{\partial y_b}{\partial x} / \mu_c)} \left[\tau_* - \tau_{*c} \left(1 + \frac{\partial y_b}{\partial x} / \mu_c \right) \right] \times \left[\tau_*^{1/2} - \tau_{*c}^{1/2} \left(1 + \frac{\partial y_b}{\partial x} / \mu_c \right)^{1/2} \right] \quad (13)$$

ここで、 $q_{B*} = q_B / (Rgd^3)^{1/2}$ であり、 q_B は流砂量である。また、 τ_{*c} は粒子の無次元限界掃流力であり、ここでは岩垣の式¹⁶⁾により求めている。両式中の係数 a は、河床近傍の流速とせん断力の関係を表す係数であり、本研究では式(4)に対応して次式で表される。

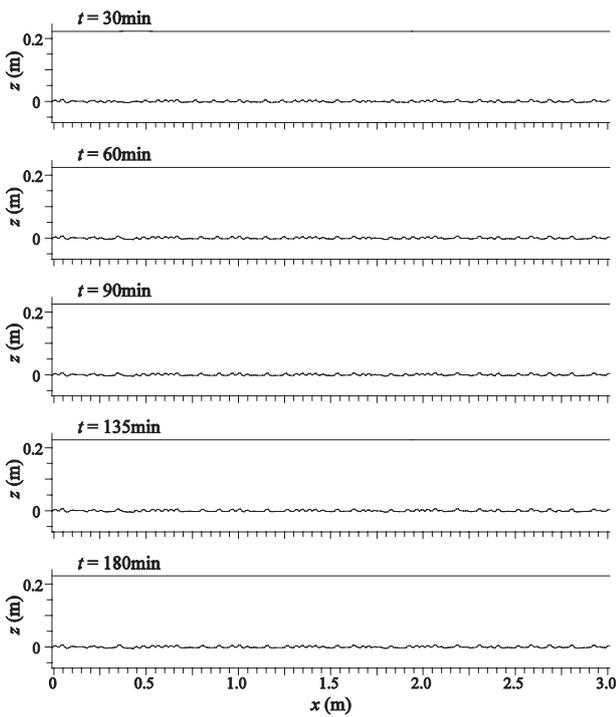


図-4.1(a) 芦田・道上式による再現結果
(Case-a, $\mu_c = 0.84 (\phi = 40^\circ)$).

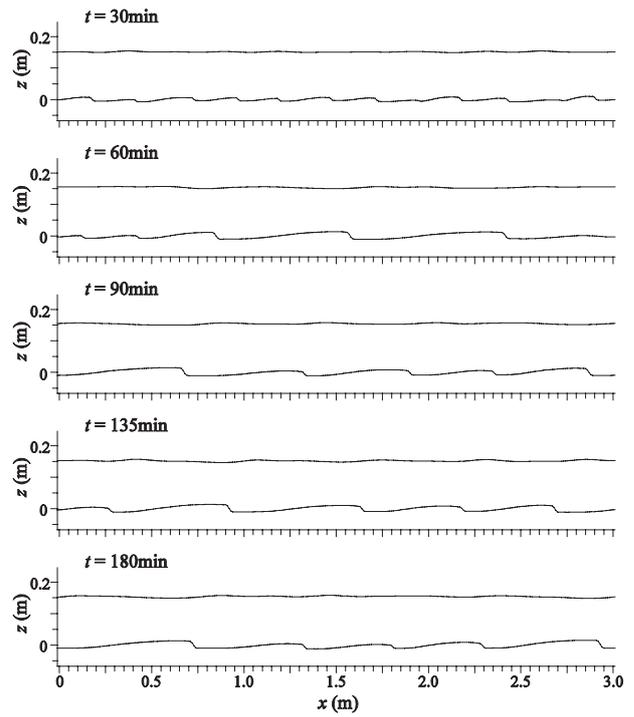


図-4.1(b) Kovacs and Parker式による再現結果
(Case-b, $\mu_c = 0.84 (\phi = 40^\circ)$).

$$a = \frac{u_p}{u_*} = \frac{1}{\kappa} \ln \frac{y_p}{y_0} \quad (14)$$

式(10)および(11)中の μ_c はクーロン動摩擦係数であり、Kovacs & Parker¹⁴⁾に従い $\mu_c = \tan\phi$ で表されるものとする。ここで ϕ は砂の安息角である。式(11)では μ_c の値が小さいほど河床勾配の影響が大きく評価されることになる。また、この河床勾配の項を無視すると、Kovacs & Parker式(11)は芦田・道上式(10)に一致する。

(3) 計算条件

本研究では、Guyら¹⁷⁾による実験の再現を行った。Guyらの実験データのうち再現計算を行った実験ケースについて表-4.1に示す。また、計算はCase-a~fまで行い、各ケースに用いた流砂量式および μ_c の値または平均step lengthの値を表-4.2に示す。計算はいずれも平坦床から開始し、180分後まで行った。計算初期の平坦床には最大振幅 $\pm 0.01\text{mm}$ の乱数によって微小な乱れを与えた。上下流端は周期境界条件としている。流下方向の格子間隔は1cmとし、水深方向の格子間隔はGiri & Shimizu⁹⁾に従い底面付近ほど指数的に小さくなるように設定し、最も底面近傍の格子間隔は水深の0.01倍とした。

a) 河床勾配の影響を表す μ_c の値について

芦田・道上式では μ_c の値に関係なく河床勾配の影響はゼロである。Kovacs & Parker式では、前述したように μ_c の値が小さいほど河床勾配の影響が大きく現れる。砂の安息角が $30^\circ \sim 40^\circ$ 程度であることから μ_c は0.58~0.84程度の値となることが知られており、本研究では表-4.2に示したように $\mu_c = 0.84$ および $\mu_c = 0.58$ を適用している。

Kovacs & Parker式では、流れ方向の河床勾配が安息角になると流砂量が無限大になるため河床勾配が安息角にごく近い値まで大きくなると何らかの数値的な処理が必要となるが、本研究における計算内ではそこまで河床勾配が増大することはなかった。

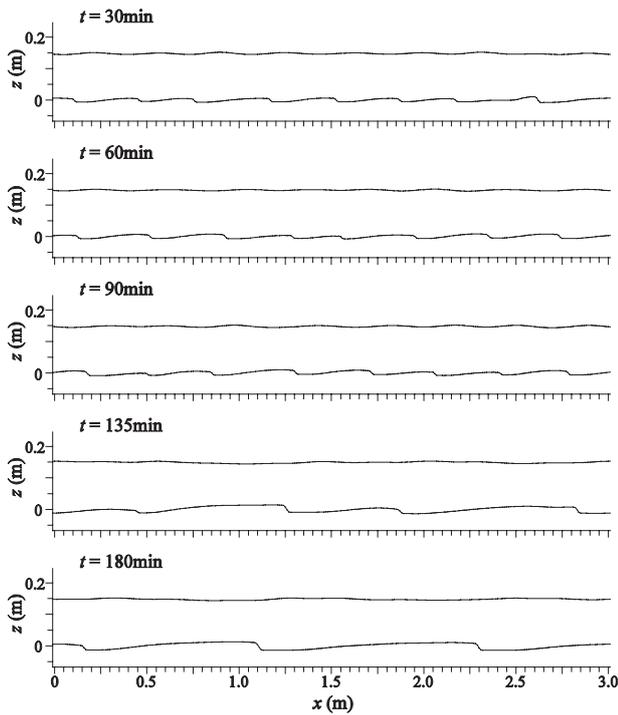


図-4.1(c) Kovacs and Parker式による再現結果
(Case-c, $\mu_c = 0.58 (\phi = 30^\circ)$).

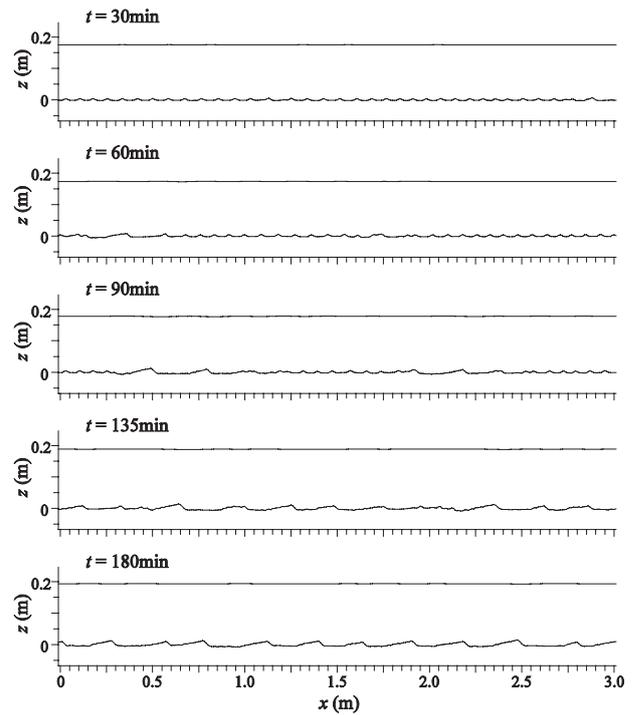


図-4.1(d) 確率モデルによる再現結果
(Case-d, $\Lambda = 5d$).

b) 砂粒の平均step lengthについて

中川・辻本³⁾は、平坦床における砂粒の平均step lengthは40~250d程度であるとしている。Giriら⁹⁾の再現計算でも同様の値が適用されている。これに対してNelsonら¹¹⁾は、最近の実験結果より、平均step lengthが掃流力（河床せん断力）と粒子の限界掃流力の関係によって表わされることを示している。彼らの実験によると、掃流力が限界掃流力の2倍の時は15dとなり、3倍の時は30d、4倍の時は40d~50dとなることが示されている。

表-4.1に示した実験砂では、岩垣の式¹⁰⁾によって限界掃流力を求めると0.034となり、実験における有効掃流力はその3倍程度となっている。Nelsonらの実験結果に従うと平均step lengthは30d程度の値になると考えられる。本研究では、表-4.2に示すように妥当だと考えられる平均step lengthの値をCase-eに、それよりも小さい値および大きい値をそれぞれCase-dおよびfに設定している。

ここで用いる確率過程モデルでは河床勾配の影響を考慮していないが、河床勾配が安息角を超えた場合は斜面崩壊の計算によって安息角となるようにしている。確率過程モデルを用いたCase-d~fでは安息角を30°とした。

4.3 結果および考察

(1) 平衡流砂量式による再現結果

図-4.1(a), (b)および(c)にそれぞれCase-a, bおよびcの計算結果を示す。図にはそれぞれ計算開始から30分、60分、90分、135分および180分後の水面および河床形状を示した。図-4.1(a)を見てわかるように、芦田・道上式を用いた場合には、計算開始直後に現れた細かな擾乱が減衰することも発達することもなく、単に下流側へ移動するだけでdune形状の再現はできない。これに対して図-4.1(b)および(c)に示したように、Kovacs and Parker式を用いた場合には擾乱の発達とともに波長が徐々に長くなりながらdune形状が形成されている。このことから、平衡流砂量式を用いた場合には河床勾配の影響を考慮しないとdune形状は再現できないことがわかる。

平坦床においてKovacs and Parker式は芦田・道上式と一致することからも理解できるように、Case-bおよびCase-cのごく初期においても図-4.1(a)に見られるような細かい擾乱が現われている。図-4.1(b)および(c)では、時間の経過とともにこれらの細かな擾乱や比較的波長の短い擾乱が消滅していくのがわかる。このことから、河床勾配の影響には波長の短い擾乱を減衰させる効果のあることがわかる。この効果によって、比較的長い波長のduneが発達し得るものと考えられる。

また、図-4.1(b)と(c)を比較すると、 μ_c の値が小さい(c)の方がより波長の長いduneが現われている。これより河床勾配の影響が大きい(μ_c の値が小さい)とduneの波長が長くなることがわかる。これは、河床勾配の影響によって波長の短い擾乱が減衰するためと考えられる。

図-4.1(a)~(c)を見ると、duneが発達していない(a)の水深が最も大きい。これは、芦田・道上式では河床勾配の影響が考慮されておらず局所的に勾配が安息角を超えて大きくなり得るために擾乱が小さくても大きな形状抵抗が生じていると考えられる。また、(c)より(b)の水深が大きいのも、Kovacs and Parker式において設定した安息角の違いによって(c)より(b)の方が局所的な勾配が大きくなり、形状抵抗が大きくなっていると考えられる。

(2) 確率モデルによる再現結果

図-4.1(d), (e)および(f)にそれぞれCase-d, eおよびfの計算結果を示す。図-4.1(d)を見るとわかるように、平均step lengthが極端に小さいCase-dの場合は、図-4.1(a)の芦田・道上式を用いた場合と同様に細かい擾乱が卓越して発生することになる。これに対して図-4.1(e)を見てわかるように、平均step lengthに適当な値を用いたCase-eでは比較的波長の長い擾乱がゆっくりと発生し、この擾乱が徐々に発達してdune形状が現われている。また、平均step lengthをCase-eよりも長く $40d$ とすると、図-4.1(f)に見られるように比較的波長の長い擾乱が時間をかけてゆっくり発生するものの、計算時間内に平衡形状には至らなかった。このことから、砂粒のstep lengthに適当な値を用いなければdune形状は再現できないことがわかる。

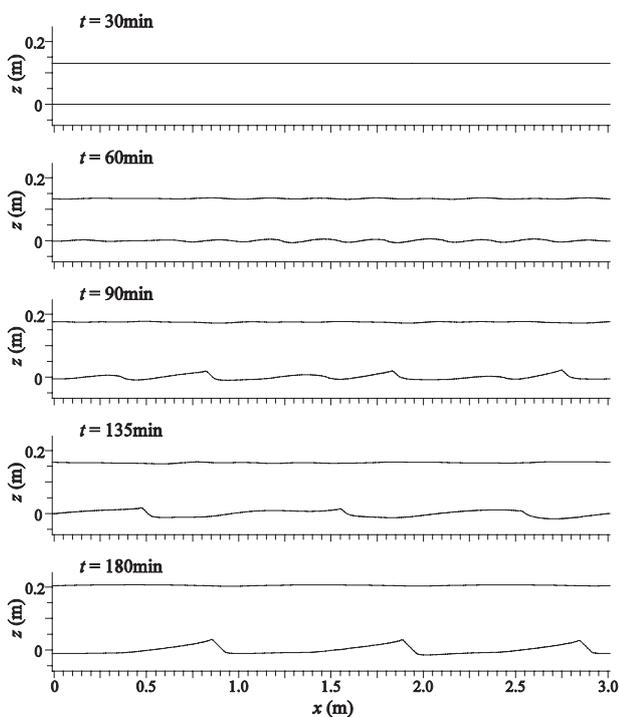


図-4.1(e) 確率モデルによる再現結果
(Case1-e, $\Lambda = 30d$).

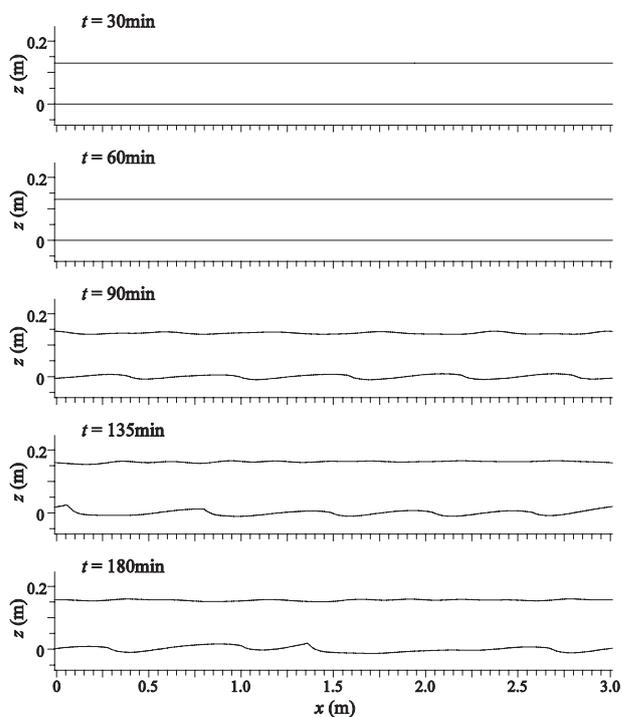


図-4.1(f) 確率モデルによる再現結果
(Case1-f, $\Lambda = 40d$).

表-4.3 計算結果

計算No.	計算結果				実験結果			
	波長 (cm)	波高 (cm)	水深 (cm)	Fr	波長 (cm)	波高 (cm)	水深 (cm)	Fr
Case-a	---	---	22.9	0.26				
-b	50	2.9	15.9	0.45				
-c	100	2.3	14.8	0.50				
-d	---	---	(19.5)	(0.33)	88.4	1.8	16.2	0.44
-e	100	4.4	20.3	0.31				
-f	(75)	(2.3)	(15.6)	(0.46)				

(3) 河床勾配の影響が考慮された平衡流砂量式および確率モデルによる再現結果の比較

表-4.3にCase-a～fの計算結果より得られたduneの平均波長，平均波高，平均水深およびフルード数 Fr を示す．ここで表に示した値は計算の最終時刻 ($t=180\text{min}$) における値であり，この時点で平衡状態に達していないケースは参考値として括弧をつけて示した．表より波長については，Kovacs and Parker式および確率モデルのどちらの場合でも や平均step lengthに適当な値を与えると実験結果をある程度良好に再現できることがわかる．

しかしながら図-4.1(a)～(f)に示した河床形状をよく見ると，発達したdune形状に見られる特徴は，Kovacs and Parker式を用いた場合と確率モデルを用いた場合とで大きく異なることがわかる．Kovacs and Parker式を用いた場合には，duneのクレスト部がほぼ平坦な形状であるのが特徴であり，波高も比較的低くなっている．これに対して確率モデルを用いた場合には，クレストの先端が尖っているのが特徴であり，波高も比較的高くなっている．実験で再現されたduneの詳細な形状について不明なため，どちらの特徴が実際に現れているかは検討できないが，表-4.3を見てわかるように水深（または Fr ）も大きく異なることから，形状に見られる特徴の違いに対応して流れの形状抵抗にも違いが現われていることがわかる．Kovacs and Parker式を用いた場合には形状抵抗が小さいために実験結果より水深が低く（ Fr は高く），確率モデルを用いた場合には形状抵抗が大きいために実験結果より水深が高く（ Fr は低く）計算されていることがわかる．

(4) 流砂の河床勾配の影響および非平衡性の影響

a) 発生初期および発達過程に見られる波長の変化

Kovacs and Parker式を用いた場合（図-4.1(b)～(c)）は，初期に現れた擾乱のうち波長の短い擾乱が重力の影響を受けて減衰することによって，比較的長い波長のduneが発達していく．これに対して確率モデルを用いた場合（図-4.1(d)～(f)）は，step lengthの長さに応じた波長の擾乱が発生し，この擾乱が成長してdune形状へと発達していく．このときstep lengthが長いほど発生する波長が長くなるため，結果として，duneの波長に対する河床勾配の影響と非平衡性の影響が類似することになる．

b) 平衡形状

前節で述べたようにKovacs and Parker式を用いた場合の平衡形状は，duneのクレスト部がほぼ平坦な形状となり，形状抵抗が確率モデルを用いた場合よりも小さくなっている．これは，河床勾配の影響にduneの発達を抑制する効果があるためと考えられる．擾乱がある程度発達して局所勾配の影響が強くなると，それ以降の発達が抑制されduneの平衡形状が決定される．ここでKovacs and Parker式を用いた場合の形状抵抗が実験よりも小さくなる要因の一つとして，局所勾配の影響が実際よりも大きく評価されてい

るためにduneの発達を実際よりも強く抑制されていることが考えられる。山口・泉⁹⁾は, Kovacs and Parker式に圧力勾配の影響を加味した線形安定解析および弱非線形安定解析を行い, dune河床上では圧力勾配の影響で局所勾配の影響が低減されることを示唆している。このことから実際にはdune背後の剥離が勾配の影響を低減させている可能性がある。

一方, 前述のように確率モデルを用いた場合は波高の大きいduneが発達し, 形状抵抗が実験結果よりも大きくなる。これは, 確率モデルで表される非平衡性にはdune形状を大きく発達させる効果があるためと考えられる。本研究ではGiriら⁹⁾に従い平均step lengthの値を流下方向に一様に与えている。しかし, 関根¹⁰⁾はduneの発達過程においてstep lengthは空間的にも時間的にも変動することを示唆しており, 本来ならば形状の変化に伴う空間的および時間的なstep lengthの変化を考慮すべきであろう。前出のように局所的な勾配の影響にduneの発達を抑える効果があるとすれば, 本研究で用いた確率モデルにはそのような発達を抑制する効果が欠けている可能性がある。また, その逆でKovacs and Parker式を用いた場合には, 確率モデルで表されるような流砂固有の非平衡性の効果が欠けているために, クレスト部が平坦な形状しか現われず形状抵抗が小さくなっているとも考えられる。

4.4 結論

本研究では, duneの形成過程に対する河床勾配の影響を明らかにするために, 河床勾配の影響が考慮された平衡流砂量式によるduneの再現計算を行った。従来の再現計算で用いられた確率モデルによる再現計算と比較した結果, duneの波長や平衡形状に対する河床勾配の影響および非平衡性の影響について次のことが明らかとなった。

- ・河床勾配の影響が考慮された平衡流砂量式を用いても比較的良好にdune形状が再現される。
- ・現れるduneの波長に対する河床勾配の影響と非平衡性の影響は類似している。
- ・流砂量式によって平衡形状の特徴が大きく異なる。これは, 河床勾配の影響にはduneの発達を抑制する効果があるのに対して, 非平衡性の影響にはdune形状を大きく発達させる効果があるためであると考えられる。

本モデルをiRICのエンジンとして搭載するにあたり, 低フルード数の水理条件下においては本研究で用いた二つの流砂モデルのどちらでもある程度の再現性が確認できたため, 本モデルでの河床変動計算にはこの二つの流砂モデルを適用するものとし, 利用時に流砂モデルを選択するものとする。また, その他の一般的な流砂モデルについても今後検討を行い, 適用可能な流砂モデルがあれば選択肢を増やしていくことを考えている。しかしながら, フルード数が1以上となる水理条件下においては, 流れの計算の条件設定自体に不確定な要素があることが確認され, 現時点でフルード数1以上の範囲を計算対象とすることが難しいと考えられるため, この範囲を対象外としてiRICエンジンの開発を進めることとする。今後, 将来的にこの課題が解決されれば計算適用可能な水理条件の範囲を広げていくことを考えている。

4.5 参考文献

- 1) Englund, F.: Instability of erodible beds, *J. Fluid Mech.*, Vol.42, pp.225-244, 1970.
- 2) Fredsoe, J.: On the development of dunes in erodible channels, *J. Fluid Mech.*, Vol.64, pp.1-16, 1974.
- 3) 中川博次, 辻本哲郎: 砂礫の運動に伴う移動床砂面の擾乱発生過程, 土木学会論文報告集, No.291, pp.53-62, 1979.
- 4) 山口里実, 泉典洋: デューンー平坦床遷移過程に見られる亜臨界分岐現象, 土木学会論文集, No.740/II-64, pp.75-94, 2003.
- 5) Colombini, M.: Revisiting the linear theory of sand dune formation, *J. Fluid Mech.*, Vol.502, pp.1-16,

doi:10.1017/ S0022112003007201, 2004.

- 6) 山口里実, 泉 典洋: デューンの不安定現象に対する流砂の非平衡性の影響, 水工学論文集, Vol.51, pp.1015-1020, 2007.
- 7) 音田慎一郎, 細田 尚: 水深積分モデルによる小規模河床波の発生・発達過程と流れの抵抗則の数値解析, 水工学論文集, Vol.48, pp.973-978, 2004.
- 8) Giri, S., Shimizu, Y.: Numerical computation of sand dune migration with free surface flow, *Water Resources Research*, Vol.42, w10422, doi:10.1029/ 2005WR004588, 2006.
- 9) Giri, S., Yamaguchi, S., Shimizu, Y., Nelson, J.: Simulating temporal response of bedform characteristics to varying flow, RCEM 2007, pp.939-947, 2007.
- 10) 関根正人: 土砂粒子の運動の解析を基礎とした河床波の形成過程シミュレーションの試み, 土木学会論文集, No.691/II-57, pp.85-92, 2001.
- 11) 関根正人, 吉川秀夫: 掃流砂の停止機構に関する研究, 土木学会論文集, No.399/II-10, pp.105-112, 1988.
- 12) Nelson, J., Shimizu, Y., Giri, S., Shreve, R., McLean, S., Logan, B., Kinzel, P.: Bedform response to Flow Variability, MARID 2008, keynote, 2008.
- 13) Kimura, I., Hosoda, T., : A nonlinear k- model with realizability for prediction of flows around bluff bodies, *Int. J. Num. Meth. Fluids*. Vol.42, pp.813-837, 2003.
- 14) Kovacs, A., Parker, G.: A new vectorial bedload formulation and its application to the time evolution of straight river channels, *J. Fluid Mech.*, Vol.267, pp.153-183, 1994.
- 15) 芦田和男, 道上正規: 移動床流れの抵抗と流砂量に関する基礎的研究, 土木学会論文報告集, No.208, pp.59-69, 1972.
- 16) 岩垣雄一: 限界掃流力の流体力学的研究, 土木学会論文集, No.41, pp. 1-21, 1956.
- 17) Guy, H. P., Simons, D. B., Richardson, E. V.: Summary of alluvial channel data from flume experiments, 1956~1961, Geological Survey Professional Paper, 462-I, 1966.

5. Nays 3D・・・三次元ソルバーの開発

5.1 Nays-3Dとは

(1) 概要

Nays-3Dは、河川流、河床変動の三次元ソルバーである。河川は一般に水深スケールに比べて、川幅スケールが数オーダー大きいいため、浅水流近似の水深積分方程式の適用により、有る程度の現象を再現できることが知られている。このような水深積分モデルに基づくソルバーとして、Nays-2D, Morpho-2DなどソルバーがiRICにもエンジンとして開発されつつある。しかし、構造物周辺や湾曲部、複断面流れなどにおいては、局所的に流れの三次元構造が卓越し、二次元ソルバーでは流動特性や河床変動特性を十分再現できない場合がある。このような流れの三次元性を考慮した解析方法としては、①流れの三次元性（特に二次流）を考慮した水深積分モデルを用いる方法、②静水圧近似の三次元流れの基礎式を用いる方法、③動水圧を考慮した三次元流れの基礎式を用いる方法、などの種々の方法がある。通常、計算機負荷は①→③に向かって大きくなり、計算精度もそれに応じて高くなる。

本Nays-3Dソルバーは、③の動水圧を考慮した三次元流れの基礎式を河川流に適用するものである。流れの3次元性を考慮する上で、何ら近似を行っていないため、湾曲部の第一種二次流、構造物周辺の馬蹄渦などを再現できるだけでなく、非線形乱流モデルを装備しているため、第二種二次流のような乱流の非線形性に起因する現象も再現できるため、通常の河川で問題となる流れ現象については、そのほぼ

全てを網羅できるといえよう。ただし、計算機負荷はNays-2Dに比べて1オーダー以上大きいため、河川の広い領域を検討するというよりは、短いスパンの局所的スケールの現象を切り出して詳細に検討する上で、有効なソルバーといえるだろう。

(2) 流れ場の計算モデルの特徴

本ソルバーの特徴を次に箇条書きで示す。

- ①水平面内は一般曲線座標系、鉛直方向はシグマ座標系を採用しており、複雑な境界や、河床地形を直接考慮できる。
- ②鉛直方向に移動する格子を採用し、水面の上昇下降を再現できる。
- ③圧力はHSMAC法により計算ステップごとに収束計算で求めており、動水圧の影響を考慮している。
- ④乱流モデルに二次非線形k- ϵ モデル（線形標準型k- ϵ モデルも選択可能）を採用しており、定常現象や湾曲部の第一種二次流だけでなく、非定常乱流現象や第二種二次流（直線水路に生じる二次流）を再現可能である。
- ⑤運動方程式の移流項の離散化は、1次風上スキーム（一次精度）、QUICKスキーム（二次精度）、TVD-MUSCLスキーム（三次精度）から選択可能である。なお、保存形の基礎式を用いているため、運動量や物質量の保存性が良好に保たれる。
- ⑥壁面や底面の摩擦の評価方法については、マニング則、滑面对数則、粗面对数則の3つから選択可能である。
- ⑦計算領域中の障害物については、セル単位で考慮できる。計算セルごとにフラグLCBを定義し、LCB=0のとき水、LCB=1のとき障害物と定義する。これにより、水制、橋脚、魚道などの複雑な形状の構造物を簡単に計算に取り入れることができる。
- ⑧周期境界条件に対応している。周期境界条件は、直線区間や周期的な蛇行部における充分発達した流れ場を効率的に再現可能である。周期境界条件を採用する場合は、パラメータ*i*_REPを1に設定する。なお、周期境界条件を採用する場合には用いる計算格子に注意が必要である。すなわち、上流端の横断面の格子配置と下流端の横断面の格子配置が完全に一致していなければならない。

(3) 流砂と河床変動の計算モデルの特徴

流砂と河床変動計算モデルの特徴を箇条書きで示す。

- ①粒度分布は一様粒径と考え、平均粒径を与える。
- ②流砂としては掃流砂のみを考慮できる。浮遊砂については次期バージョンで考慮する予定である。
- ③流線方向の掃流砂量の評価には、Meyer-Peter-Mullerモデル（MPMモデル）、芦田・道上モデル、Kovacs・Parkerモデルの3つから選択できる。
- ④河床変動計算は二次元の流砂連続の式により計算される。河床変動計算は計算開始時間を指定可能（初期は固定床、一定時間経過後から移動床の計算が可能）である。
- ⑤安息角を考慮した河床崩落現象を再現できる。すなわち、河床変動が進行し、河床勾配が安息角以上になった場合、周囲のセルと土砂のやり取りを行い、安息角以下になるよう調整を行う。

(4) その他の特徴

本ソルバーのその他の特徴を次に示す。

- ①ホットスタート（前回の計算結果の最後の状態から継続して計算を行うこと）に対応している。ホットスタートを行うためには、ホットスタート専用のデータを出力しておく必要がある。これにはパラメータ*i*_HOTを1に設定する。

- ②VTKファイルの出力が可能である．これにより，可視化フリーソフトウェアParaViewなどによる計算結果の可視化が可能となる．VTKファイルを出力するにはパラメータ*i_VTK*を1に設定する．
- ③商用可視化ソフトウェアMicro AVS用のデータの出力が可能である．Micro AVS用ファイルを出力するにはパラメータ*i_MAVS*を1に設定する．

5.2 基礎式

(1) 流れの基礎方程式

本研究の流れの解析で用いる基礎式は，移動一般曲線座標系におけるレイノルズ平均された三次元流れの連続式と，非定常運動方程式である．これらの基礎式は，流速ベクトルの反変成分を主変数とし，運動方程式の移流項には保存形表現を採用している．レイノルズ応力の構成則には二次非線形渦粘性型モデルを採用し，渦動粘性係数は*k-ε*モデルにより与える．これらの基礎式を次に示す^{1),2)}．

[連続式]

$$\frac{1}{\sqrt{g}} \frac{\partial V^\alpha \sqrt{g}}{\partial \xi^\alpha} = 0 \quad (1)$$

[運動方程式]

$$\frac{\partial V^i}{\partial t} + \nabla_j [V^i (V^j - W^j)] + V^i \nabla_j W^j + V^j \nabla_j W^i = F^i - \frac{1}{\rho} g^{ij} \nabla_j p + \nabla_j [-\overline{v^i v^j}] + 2\nu \nabla_j e^{ij} \quad (2)$$

[*k*-方程式]

$$\frac{\partial k}{\partial t} + \nabla_j [k (V^j - W^j)] + k \nabla_j W^j = -g_{il} \overline{v^i v^j} \nabla_j V^i - \varepsilon + \nabla_j \left\{ \left(\frac{\nu_t}{\sigma_k} + \nu \right) g^{ij} \nabla_i k \right\} \quad (3)$$

[*ε*-方程式]

$$\frac{\partial \varepsilon}{\partial t} + \nabla_j [\varepsilon (V^j - W^j)] + \varepsilon \nabla_j W^j = -C_{\varepsilon 1} \frac{\varepsilon}{k} g_{il} \overline{v^i v^j} \nabla_j V^i - C_{\varepsilon 2} \frac{\varepsilon^2}{k} + \nabla_j \left\{ \left(\frac{\nu_t}{\sigma_\varepsilon} + \nu \right) g^{ij} \nabla_i \varepsilon \right\} \quad (4)$$

ここに， ξ^i = 一般曲線座標， t = 時間， V^i = 流速ベクトルの反変成分， W^i = 格子移動速度の反変成分， p = 圧力， ν = 動粘性係数， ρ = 水の密度， k = 乱れエネルギー， ε = 乱れエネルギー散逸率， ν_t = 渦動粘性係数， g_{ij} ， g^{ij} = メトリックテンソルの共変，反変成分， g = メトリックテンソルの行列式 ($\det(g_{ij})$)， F^i = 重力加速度の反変成分をそれぞれ表す．また， ∇_i は共変微分を表しており，一般的なベクトルの反変成分 A^i に対しては次のように定義される．

$$\nabla_i A^k = \frac{\partial A^k}{\partial \xi^i} + A^j \Gamma_{ij}^k \quad (5)$$

ここに， Γ_{ij}^k はクリストッフェル記号であり，次のように定義される．

$$\Gamma_{ij}^k = \left\{ \begin{matrix} k \\ i j \end{matrix} \right\} = \frac{1}{2} g^{km} \left(\frac{\partial g_{jm}}{\partial \xi^i} + \frac{\partial g_{im}}{\partial \xi^j} - \frac{\partial g_{ij}}{\partial \xi^m} \right) = \frac{\partial \xi^k}{\partial x^p} \frac{\partial^2 x^p}{\partial \xi^i \partial \xi^j} \quad (6)$$

座標変換メトリックテンソルについては次のように計算される．

$$g_{ij} = \frac{\partial x^k}{\partial \xi^i} \frac{\partial x^l}{\partial \xi^j} \delta_{kl}, g^{ij} = \frac{\partial \xi^k}{\partial x^i} \frac{\partial \xi^l}{\partial x^j} \delta_{kl}, g_{ij} g^{jk} = \delta_i^k \quad (7)$$

式(3), (4)における記号, $C_{\varepsilon 1}$, $C_{\varepsilon 2}$, σ_k , σ_ε はモデル定数であり, 一般的な値である, $C_{\varepsilon 1}=1.44$, $C_{\varepsilon 2}=1.92$, $\sigma_k=1.0$, $\sigma_\varepsilon=1.3$ を用いている.

(2) 乱流モデル

a) Nays-3Dの乱流モデルの概要

Nays-3Dでは, 乱流モデルとして計算機負荷の小さいRANS型のk- ε モデルを採用している. ユーザは線形標準型k- ε モデルと二次非線形k- ε モデルのうちから選択が可能である. 乱れの非等方性を考慮する必要がある場合, URANS (非定常現象を再現する場合) の場合には, 非線形モデルを選択する必要がある. 計算結果が不安定になりすぎる場合は, 線形モデルが有効である. 以下, それぞれのモデルの構成方程式について述べる.

b) 標準型 (線形) k- ε モデル

一般座標系において, 標準型k- ε モデルにおけるレイノルズ応力の構成則は次のように表記される.

$$-\overline{v^i v^j} = \nu_t S^{ij} - \frac{2}{3} k \delta_s^i g^{sj}, \nu_t = C_\mu \frac{k^2}{\varepsilon} \quad (8)$$

ここに, ν_t =渦動粘性係数, C_μ =定数 (=0.09 (=const.)) である.

c) 二次非線形k- ε モデル

二次非線形k- ε モデルの構成方程式の表記にはいくつかの方法があるが, Nays-3Dでは, 一般曲線座標系のもとで, 次のように記述を用いている.

$$-\overline{v^i v^j} = \nu_t S^{ij} - \frac{2}{3} k \delta_s^i g^{sj} - \frac{k}{\varepsilon} \nu_t [\alpha_1 Q_1 + \alpha_2 Q_2 + \alpha_3 Q_3] \quad (9)$$

$$\nu_t = C_\mu \frac{k^2}{\varepsilon} \quad (10)$$

$$Q_1 = S^{i\alpha} g_{\alpha l} \Omega^{lj} + S^{j\beta} g_{\beta l} \Omega^{li} \quad (11)$$

$$Q_2 = S^{i\alpha} g_{\alpha l} S^{lj} - \frac{1}{3} S^{k\alpha} g_{\alpha m} S^{m\beta} g_{\beta k} \delta_l^i g^{lj} \quad (12)$$

$$Q_3 = \Omega^{i\alpha} g_{\alpha l} \Omega^{lj} - \frac{1}{3} \Omega^{k\alpha} g_{\alpha m} \Omega^{m\beta} g_{\beta k} \delta_l^i g^{lj} \quad (13)$$

$$S^{ij} = g^{ja} \nabla_a V^i + g^{ia} \nabla_a V^j, \Omega^{ij} = g^{ja} \nabla_a V^i - g^{ia} \nabla_a V^j \quad (14)$$

モデル係数については, 定数ではなく, ストレインパラメータSとローテーションパラメータ Ω の関数として与える. (Kimura & Hosoda, 2003)³⁾. このモデル関数の与え方については, 多くの研究があるが, Nays-3Dでは河川流への適用事例の豊富なAHKモデル (Ali, Hosoda & Kimura, 2007)⁴⁾を採用し, 次のように表現する.

$$\alpha_1 = -0.1325 f_M, \alpha_2 = 0.0675 f_M, \alpha_3 = -0.0675 f_M \quad (15)$$

$$f_M = (1 + m_{bs} S^2 + m_{b\Omega} \Omega^2)^{-1} \quad (16)$$

$$C_\mu = c_{\mu 0} (1 + c_{ns} S^2 + c_{n\Omega} \Omega^2) / D_\mu \quad (17)$$

$$D_\mu = 1 + c_{ds} S^2 + c_{d\Omega} \Omega^2 + c_{ds\Omega} S\Omega + c_{ds1} S^4 + c_{d\Omega 1} \Omega^4 + c_{ds\Omega 1} S^2 \Omega^2 \quad (18)$$

$$S = \frac{k}{\varepsilon} \sqrt{\frac{1}{2} S^{i\alpha} g_{\alpha j} S^{j\beta} g_{\beta i}}, \quad \Omega = \frac{k}{\varepsilon} \sqrt{\frac{1}{2} \Omega^{i\alpha} g_{\alpha j} \Omega^{j\beta} g_{\beta i}} \quad (19)$$

式(16)－(18)には11個のモデル定数が含まれている．これらの値については，表-1に示す値を用いている．なお，これらの値については，実現条件や単純せん断乱流場の乱れ強さの分布の実験結果との比較などから同定されている．

表-1. 二次非線形モデルのモデル定数
(Ali, Hosoda & Kimura, 2007)

$C_{\mu 0}$	0.09
m_{ds}	0.01
$m_{d\Omega}$	0.003
c_{ns}	0.0028
$c_{n\Omega}$	0.007
c_{ds}	0.0085
$c_{d\Omega}$	0.004
$c_{ds\Omega}$	0.003
c_{ds1}	0.00005
$c_{d\Omega 1}$	0.00005
$c_{ds\Omega 1}$	0.00025

(3) 流砂と河床変動の基礎式

a) 流砂量の基礎式

本研究では平衡流砂モデルを用いて河床変動を評価する．流砂は掃流砂のみを対象とし，流線方向の掃流砂量は，Meyer-Peter-Mullerモデル (MPMモデル)⁵⁾，芦田・道上モデル⁶⁾，Kovacs・Parker式を単純化した泉・山口のモデル (2003)⁷⁾の3通りのモデルから一つを選する．これらのモデルを次に示す．

・ Meyer-Peter-Mullerモデル (MPMモデル) :

$$q_{Bs} = 8(\tau^* - \tau_c^*)^{1.5} \quad (20)$$

・ 芦田・道上モデル (1972) :

$$q_{Bs} = K[\tau^* - \tau_c^*] \times \left[\tau^{*/2} - \tau_c^{*/2} \right] \quad (21)$$

・ 山口・泉モデル (2003) :

$$q_{Bs} = \frac{K}{\left(1 + \frac{\partial z_b}{\partial s} / \mu_c\right)} \left[\tau^* - \tau_c^* \left(1 + \frac{\partial z_b}{\partial s} / \mu_c\right) \right] \times \left[\tau^{*/2} - \tau_c^{*/2} \left(1 + \frac{\partial z_b}{\partial s} / \mu_c\right)^{1/2} \right] \quad (22)$$

ここに、 z_b ：河床高、 q_{Bs} ：流線方向の掃流砂量、 K ：補正関数、 s ：流線方向の座標、 μ_c ：動摩擦係数、 τ^* ：無次元掃流力、 τ_c^* ：無次元限界掃流力をそれぞれ表している。

一方、横断方向の流砂量については、底面の勾配を考慮した長谷川式⁸⁾にならない、次の式により評価する。

$$q_{Bn} = q_{Bs} \left(-\frac{\partial z_b}{\partial n} \sqrt{\frac{\tau_c^*}{\mu_s \mu_k \tau^*}} \right) \quad (23)$$

ここに、 n ：横断方向の座標、 μ_k ：静止摩擦係数をそれぞれ表す。

b) 河床の連続式

上記の流砂モデルによって得られた流砂量フラックスを一般座標系に変換し、河床の連続式を用いて河床高さの時間的変化の計算を行う。以下に、一般座標系における河床の連続式を示す。

$$\frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{z_b}{J} \right) + \frac{1}{\lambda - 1} \left(\frac{\partial}{\partial \xi} \left(\frac{q_B^\xi}{J} \right) + \frac{\partial}{\partial \eta} \left(\frac{q_B^\eta}{J} \right) \right) = 0 \quad (24)$$

ここに、 J ：二次元ヤコビアン、 λ ：河床砂の空隙率、 q_B^ξ ： ξ 方向の掃流砂量、 q_B^η ： η 方向の掃流砂量をそれぞれ表す。

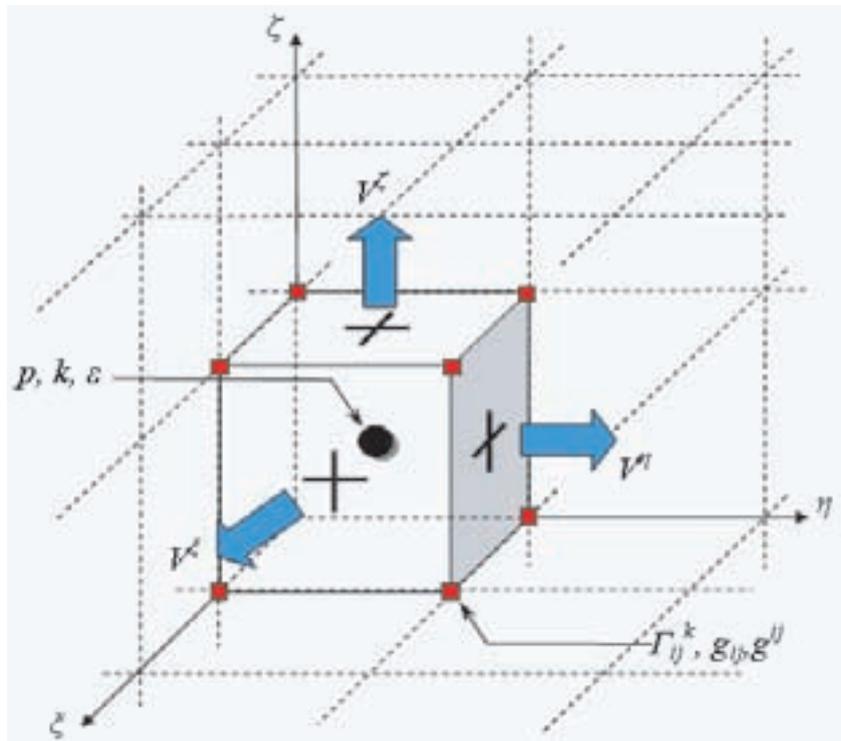


図-1 完全スタガード格子系における変数配置

(4) 境界条件と計算手法

a) 境界条件及び水面の取り扱い

本モデルは乱流モデルに高レイノルズ数型モデルを採用している。したがって、壁面における k と ϵ については次のような壁関数法で与える。

$$k = \frac{u^{*2}}{\sqrt{C_{\mu 0}}}, \quad \varepsilon = \frac{u^{*3}}{\kappa z_0} \quad (25)$$

ここに、 z_0 ：壁から定義点までの距離、 $C_{\mu 0}$ ：const.(=0.09)である。また、底面近傍の流速は粗面の対数則、側壁面近傍の流速は滑面の対数則条件で評価している。また、上流端の k と ε は、時間ステップ毎に一つ下流側の定義点の値と等しく置き、下流端の k と ε については、勾配ゼロ条件を用いている。水面の ε は杉山ら(1995)⁹⁾の提案する次式で評価している。

$$\varepsilon_s = \frac{C_{\mu 0}^{3/4} k_s^{1/2}}{0.4 \Delta z_s}, \quad (C_{\mu 0} = 0.09) \quad (26)$$

上式中において、添字 s は表層の値を、 Δz_s は水面から定義点までの距離を表している。水面の k には鉛直方向の勾配ゼロという条件を課すこととする。また、水面近傍の鉛直方向の乱れの減衰を考慮するため、細田(1990)¹⁰⁾にならい、次の減衰関数を渦動粘性係数に乗じている。

$$f_s = 1 - \exp\left\{-B(h-z)\varepsilon_s/k_s^{3/2}\right\}, \quad (B=10) \quad (27)$$

自由水面変動量は、反変成分表示の基礎式においては単純な次式を用いて計算することができる(Takizawa et al., 1992)¹¹⁾。

$$\Delta h = \sqrt{g_{33}} V^3 \Delta t \quad (28)$$

ここに、 Δt ：計算時間間隔、 Δh ： Δt 時間の水面変動量を表わしており、添字の3は鉛直方向を表す。

(5) 計算スキーム

数値計算法は有限体積法とし、圧力、 k および ε を直方体格子の中央で、流速ベクトルの成分を側面で定義する完全スタガード格子系を用いている。計量テンソル、クリストッフェル記号等は格子点上で定義し、計算過程で必要となる位置の値はその都度内挿によって求める。これは計算機負荷の低減のためである。本モデルにおける計算格子上の水理量の配置を図-1に示した。

一方、運動方程式、 k 方程式、 ε 方程式の移流項の離散化にはいずれも風上差分スキーム（一次精度）、QUICKスキーム（二次精度）、TVD-MUSCLスキーム（三次精度）の3つのうちから一つを選択する。一般に、高次のモデルほど高精度の計算が期待できるが、計算は不安定になりやすくなることに注意して、計算スキームを選択する。

運動方程式の移流項に関するクリストッフェル記号を含む付加項についても、Takizawa et al(1992)¹¹⁾の研究にならい、コントロール・ボリュームの上流側で評価している。時間積分は完全陽解法としており、二次精度のAdams Bashforth法を用いて時間方向に計算を進める。圧力には動水圧を考慮し、時間ステップ毎にHSMAC法を用いて収束計算を行う。

5.3 計算条件

この章では、Nays-3Dソルバーの計算条件について、次頁以降にiRICの計算条件の設定ダイアログを示しながら説明する。

(1) 基本パラメータ群の設定

計算において、最も基本となるパラメータ群を設定する。



図-1 基本パラメータ設定ダイアログ (画面)

表-2 時間に関する条件の説明

#	項目	設定方法	注意事項
1	鉛直方向格子分割数	鉛直方向の格子分割数 (格子間隔数) を設定します。	整数値で設定します。最大99レイヤーまで対応。
2	固定床計算/移動床計算	固定床計算か移動床計算かを設定します。	固定床計算を選択すると流れ場のみを計算します。
3	乱流モデル	標準型線形k-εモデル, 二次非線形k-εモデルの2つから, 乱流モデルを選択します。	計算の安定性に問題無ければ二次非線形モデルを選択
4	移流項の空間差分スキーム	一次風上スキーム, 三次TVD MUSCLスキームのうちから, 移流項スキームを選択します。	計算の安定性に問題無いなら三次精度TVD MUSCLを選択
5	周期境界条件か非周期境界条件か?	周期境界条件を課するか否かを設定します。	通常は非周期境界条件
6	摩擦速度の計算方法	摩擦速度の計算方法を, 「滑面對数則」, 「粗面對数則」, 「マニング則」の3つのうちから選択します。	河川の場合は通常マニング則。
7	計算結果のファイル名称	計算結果のファイル名称を設定します。	

(2) 時間に関する条件の設定

時間に関する各種条件を設定する。

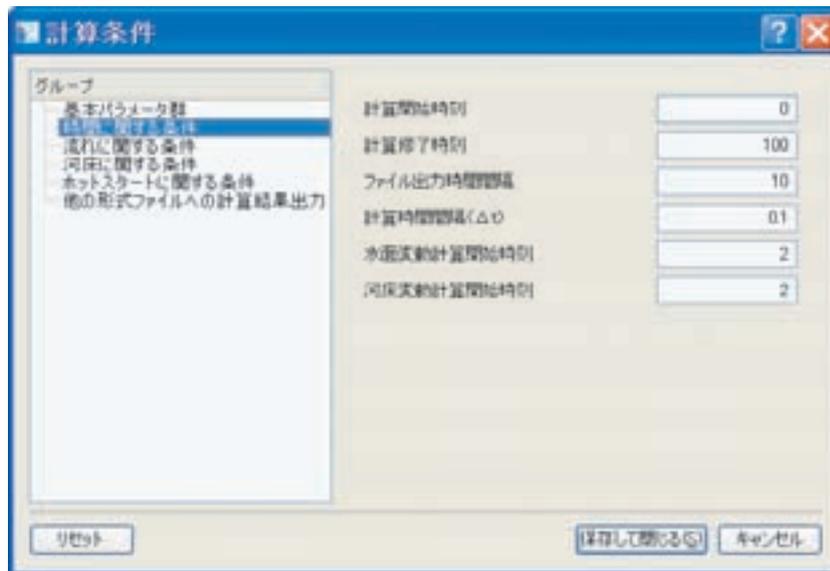


図-2 時間に関する条件設定ダイアログ (画面)

表-2 時間に関する条件の説明

#	項目	設定方法	注意事項
1	計算開始時刻	計算開始時刻を設定します。	単位は (秒)
2	計算終了時刻	計算終了時刻を設定します。	単位は (秒)
3	ファイル出力時間間隔	ファイルに計算結果を書きだす時間間隔を設定します。	単位は (秒)
4	計算時間間隔 (Δt) (注1)	計算ステップの時間間隔を設定します。	計算の効率と安定性を決定づける重要なパラメータです。
5	周期境界条件か非周期境界条件か?	周期境界条件を課するか否かを設定します。	通常は非周期境界条件
6	水面変動計算開始時刻	水面の移動計算を開始する時刻を設定します。	単位は(秒)。通常は0でOK。
7	河床変動計算開始時刻	河床変動計算を開始する時刻を設定します。	初期条件からの流れがある程度落ち着くまでの時間を設定します。

注1) 計算時間間隔 Δ t の設定について。

本ソルバーは陽解法を採用しているので、計算時間間隔のおよその最大値は次のようなCFL条件で決まる。

$$\Delta t \leq \min \left[\frac{\Delta x}{U + \sqrt{gh}}, \frac{\Delta y}{V + \sqrt{gh}}, \frac{\Delta z}{W} \right]_{\text{all cells}}$$

ここに、U, V, Wはx,y,z方向の流速の最大値を表し、z方向は鉛直方向とする。

実際には上式の値に係数0.1~0.8程度の係数を掛けた値を採用するのが通例だが、安定かつ効率的に計算を進めるには、計算の初期段階で有る程度の試行錯誤計算が必要である。

(3) 流れに関する条件の設定

流れに関する各種条件を設定する。

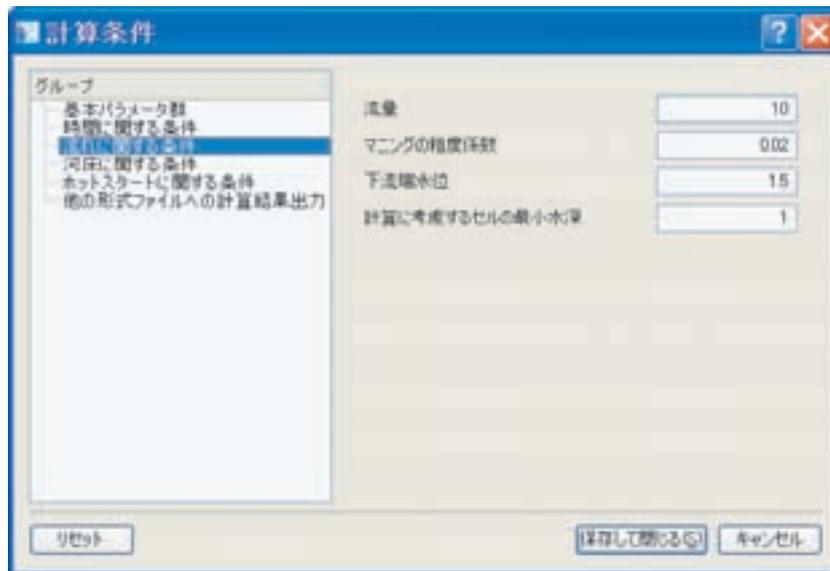


図-3 流れに関する条件設定ダイアログ（画面）

表-3 流れに関する条件の説明

#	項目	設定方法	注意事項
1	流量（注1）	計算に用いる流量（上流端の流量）を設定します。	単位は（m ³ /s）または（t/s）． 現バージョンでは固定流量計算のみに対応．
2	マンニングの粗度係数	マンニングの粗度係数を設定します。	基本パラメータの「摩擦速度の計算方法」で、マンニング則を選んだ場合のみ有効．デフォルト値は0.02．
3	下流端水位（注1）	下流端水位を設定します。	単位は（m）．水深ではなく水位であることに注意
4	計算に考慮するセルの最小水深	計算考慮する水域セルの最小水深を設定します。	単位は(m)．デフォルト値は1.0 (m) (注2)

注1) 流量と下流端水位の設定について。

Nays-3Dでは、上流端で流量を与え、下流端で水位を与える。本バージョンでは、定常流量、定常下流端水位の計算のみに対応している。次期バージョンでは、ハイドログラフを与えるなど、非定常計算にも対応予定である。

注2) 計算に考慮するセルの最小水深の設定について

Nays-3Dの本バージョンでは、水際の移動を計算することはできない。また、水際のセルの流れを安定的に計算するためには、有る程度の水深が必要である。本ソルバーでは、このパラメータの0.5倍以下の水深のセルについては、陸地として扱い、本パラメータの0.5～1倍の水深のセルについては、水深が本パラメータの値になるように、河床高さを下げて計算を行う。

(4) 河床に関する条件の設定

河床に関する各種条件を設定する。



図-4 河床に関する条件設定ダイアログ (画面)

表-4 河床に関する条件の説明

#	項目	設定方法	注意事項
1	掃流砂量モデルの選択 (注1)	掃流砂のモデルを、Peyer-Peter-Mullerモデル、芦田道上モデル、Kovacs Parkerモデルの中から選択します。	モデルの詳細はII.3を参照。
2	平均粒径 (注2)	河床材料の平均粒径を設定します。単位に注意。	単位は(m)
3	河床材料の密度	河床材料の密度を設定します。	単位は(kg/m ³).砂質土の場合は通常2650(kg/m ³).
4	河床の空隙率	河床の空隙率を設定します。	デフォルトは0.4.
5	静止摩擦係数	河床材料の静止摩擦係数を設定します。	デフォルトは0.7.
6	動摩擦係数	河床材料の動摩擦係数を設定します。	デフォルトは0.5.
7	河床水中安息角	河床の水中安息角を設定します。	単位は(deg).デフォルトは35°.

注1) 掃流砂量モデルの選択

本バージョンでは掃流砂のみに対応している。浮遊砂については次期バージョン以降で対応予定である。

注2) 平均粒径の設定

本バージョンでは均一粒径のモデルを採用している。混合粒径モデルについては次期バージョン以降で対応予定である。

(5) ホットスタートに関する条件の設定

ホットスタートに関する各種条件を設定する。ホットスタートとは、通常の初期条件からの計算ではなく、以前に行われた計算結果を引き次いで、計算を続行する計算開始方法を意味する。



図-5 ホットスタートに関する条件設定ダイアログ (画面)

表-5 ホットスタートに関する条件の説明

#	項目	設定方法	注意事項
1	ホットスタートを行うか否か?	ホットスタートを行うか否かを設定します。	「ホットスタートを行わない」を選択すると、等流条件から計算を開始します。
2	ホットスタートの読み込みファイル (注1)	ホットスタートの初期条件として用いる読み込みファイルを選択します。	1で、「ホットスタートを行う」を選択した場合のみ有効。
3	計算開始ファイル番号	計算開始のファイル番号を指定します。ファイル番号は、***.0000, ***.0001, ***.0002などとなりますが、このときの最初のファイル番号を整数で指定します。例えば、15を選択すると、計算結果は***.0016から出力されます。	1で、「ホットスタートを行う」を選択した場合のみ有効。
4	計算開始時刻を初期化するか否か?	ファイルに書き込む時刻を、初期化するか (t=0からスタート)、読み込みファイルの時刻を引き継ぐかを指定します。	1で、「ホットスタートを行う」を選択した場合のみ有効。

注1) ホットスタートの読み込みファイル

ホットスタートの読み込みファイルは、同一の格子、同一の流量、同一の下流端水位で計算されたものに限って有効である。

(6) 他形式ファイルへの計算結果出力に関する設定

ホットスタート用ファイル，他の可視化ソフトウェア形式のファイルの出力に関する設定を行う。

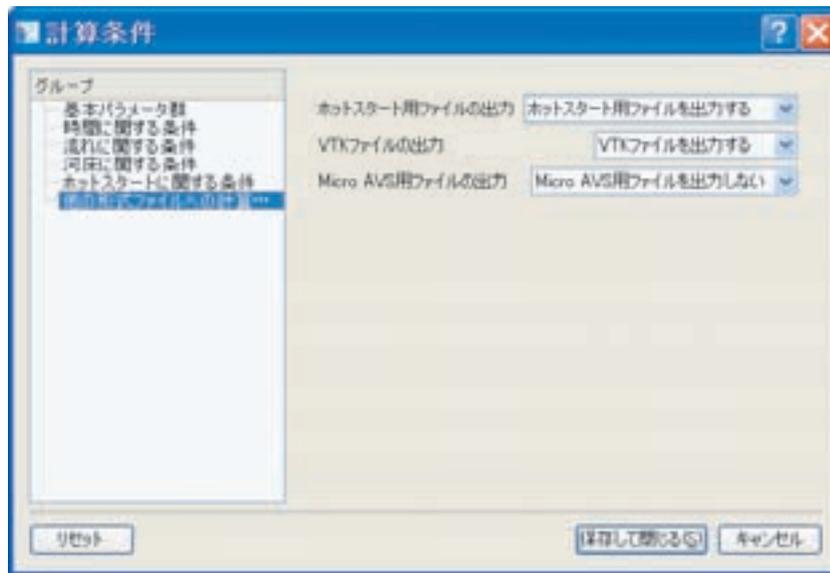


図-6 他形式ファイルへの計算結果出力に関する条件設定ダイアログ（画面）

表-6 他形式ファイルへの計算結果出力に関する条件の説明

#	項目	設定方法	注意事項
1	ホットスタート用ファイルの出力	ホットスタート用のファイルを出力するか否かを設定します。	「出力する」を選んだ場合、ホットスタート用ファイル名は、****.0000, ****.0001, ****.0003などとなります。****の部分は「基本パラメータ」で設定した「ファイル名」となります。
2	VTKファイルの出力	VTKフォーマットのファイルを出力するか否かを設定します。	「出力する」を選んだ場合、VTKファイル名は、****_0000.vtk, ****_0001.vtk, ****_0003.vtkなどとなります。****の部分は「基本パラメータ」で設定した「ファイル名」となります。
3	Micro AVS用ファイルの出力	Micro AVS用フォーマットのファイルを出力するか否かを設定します。	「出力する」を選んだ場合、Micro AVS用ファイル名は、AvsD- ****.0000, AvsD- ****.0001, AvsD- ****_0003などとなります。****の部分は「基本パラメータ」で設定した「ファイル名」となります。

5.4 入出力ファイル

(1) Nays-3Dの入力ファイル

Nays-3Dの現行バージョンでは、外部入力ファイルはない。なお、次期バージョン以降については、次のような外部ファイルの導入が予定されている..

- ①流量，下流端水位時系列データ
- ②障害物セル指定データ

(2) Nays-3Dの出力ファイル

Nays-3Dには次の3種類の外部出力ファイルが存在する。

a) ホットスタート用ファイル

「他形式ファイルへの計算結果出力に関する条件」の「ホットスタートを行う」を設定をすると、ファイル出力時間間隔ごとに、次のような一連のファイルが出力される。

「ファイル名」.0000
「ファイル名」.0001
「ファイル名」.0002
「ファイル名」.0003
「ファイル名」.0004
.....

ここに、「ファイル名」は、基本パラメータの「計算結果のファイル名称」で指定した名称に、ファイル間の時間間隔は、「時間に関するパラメータ」の「ファイル出力間隔」で指定した時間となる。

ホットスタートを行う場合は、これらの出力ファイルのうち、次の計算の初期値として用いるファイルのみを指定する。通常、継続計算の場合は最後の時刻のファイルを指定するが、最後のファイルの計算結果に問題がある場合（例えば計算が発散したり、不安定になったりした場合）は、時間を遡って、適切な計算結果のファイルを指定する。

b) VTKファイル

Paraviewなどの、VTKフォーマットのファイルに対応した外部可視化ソフトなどを使う場合には、「他形式ファイルへの計算結果出力に関する条件」の「VTKファイルの出力」を指定すると、次のようなVTKフォーマットの一連のファイルが出力される。

「ファイル名」_0000.vtk
「ファイル名」_0001.vtk
「ファイル名」_0002.vtk
「ファイル名」_0003.vtk
「ファイル名」_0004.vtk
.....

ここに、「ファイル名」は、基本パラメータの「計算結果のファイル名称」で指定した名称に、ファイル間の時間間隔は、「時間に関するパラメータ」の「ファイル出力間隔」で指定した時間となる。

c) Micro AVS用ファイル

商用可視化ソフトウェアMicro AVSで可視化を行う場合には、「他形式ファイルへの計算結果出力に関する条件」の「Micro AVS形式のファイルを出力する」に設定する。すると、次のような一連のファイルが出力される。

AvsD-「ファイル名」_0000
AvsD-「ファイル名」_0001
AvsD-「ファイル名」_0002
AvsD-「ファイル名」_0003
AvsD-「ファイル名」_0004
.....

ここに、「ファイル名」は、基本パラメータの「計算結果のファイル名称」で指定した名称に、ファイル間の時間間隔は、「時間に関するパラメータ」の「ファイル出力間隔」で指定した時間となる。

5.5 注意事項

(1) 計算格子について

Nays-3Dは三次元ソルバーであり、計算においては三次元格子を必要とする。しかし、ユーザが指定するのは、二次元格子であり、鉛直方向の格子分割はソルバー内部で行う。三次元計算格子の鉛直方向の格子分割数は、「基本パラメータ」の「鉛直方向格子分割数」で指定する。ここでの鉛直方向格子分割数とは、格子間隔数であり、格子点数では無いことに注意が必要である。(例えば10と指定すると、鉛直方向のセル数は10、格子点数は11となる。)

(2) 障害物セルについて

現行バージョンの障害物は、非越流型の障害物のみに対応している。従って、計算格子で指定された障害物セルは、三次元格子では底面から水面まで全てが障害物セルとして扱われる。従って、越流型水制などの水没した障害物は扱うことができない。(河床高を部分的に変化させることで有る程度越流構造物を考慮することはできる。)

なお、次期バージョンでは、障害粒を三次元的なセル単位で指定することが可能となる予定である。

6. おわりに

本研究は、日米共同開発汎用河川流河川地形シミュレータ「iRIC」のための、エンジン群の開発を共同で行ったものである。河川を取り巻く急激な情勢の変化を考慮し、スケールや目的に応じて適用可能な4つの異なるエンジンを、4名の研究者が分担して開発を行った。これらは、独立したエンジンであると同時に、インターフェースの統一によりシステムとして有機的、相補的に機能し、次世代の河川ニーズに応える解析モデルとしての基礎が形成されたものと考えられる。各ソルバーには未完成な部分、改良すべき点が多くこのこされており、また、さらに高い機能を期待できる部分も多い。これらについては、来年度以降に継続して研究を進めていき、より完成度の高い解析システムの構築を目指していきたい。

参考文献

- 1) 木村一郎, 細田尚, 音田慎一郎: 完全スタガード移動一般曲線座標系における三次元開水路乱流シミュレータの開発, 四日市大学環境情報論集, 第5巻, 1,2号合併号, pp.145-170, 2002.
- 2) 木村一郎・細田尚・音田慎一郎: 非線形k- ϵ モデルによる斜め越流型水制周辺の三次元流況に関する数値解析, 土木学会応用力学論文集, Vol.5, pp.717-726, 2002.
- 3) Kimura, I. and Hosoda, T. : A non-linear k- ϵ model with realizability for prediction of flows around bluff bodies, International Journal for Numerical Methods in Fluids, Vol.42, pp.813-837, 2003.
- 4) Ali, M. S., Hosoda, T. and Kimura, I. : A non-linear k- ϵ model to predict the spatial change of turbulent structures in large scale vortices, Journal of Applied Mechanics., JSCE, vol.10, pp.723-732, 2007.
- 5) Meyer-Peter, E. and Muller, R. : Formulas for bed-load transport. Proceedings of 2nd Meeting, IAHR, Stockholm, Sweden, pp.39-64, 1948.
- 6) 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, 土木学会論文集,第206号, pp.59-69, 1972.
- 7) 山口里実, 泉典洋: デューン- 平坦床遷移過程にみられる亜臨界分岐現象, 土木学会論文集, 740号, pp.75-94, 2003.
- 8) 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, pp. 1-184, 1984.
- 9) 杉山均, 秋山光庸, 松原珠: 複断面開水路内の乱流構造解析と縦渦生成に関する研究, 土木学会論文集, vol.515/II-31, pp.55-65, 1995.
- 10) 細田尚: 開水路流れにおける乱流拡散機構に関する水理学的研究, 京都大学博士学位論文, 1990.
- 11) Takizawa, A., Koshizuka, S. and Kondo, S.: Generalization of physical component boundary fitted coordinate (PCBFC) method for the analysis of free-surface flow, International Journal for Numerical Methods in Fluids, Vol.15, pp.1213-1237, 1992.