

広域河川流計算のための新たな三次元流動モデル の開発と洪水流計算への応用

二瓶泰雄¹・加藤祐一²・佐藤慶太³

¹正会員 東京理科大学助教授 理工学部土木工学科 (〒278-8510 野田市山崎2641)

E-mail: nihei@rs.noda.tus.ac.jp

²非会員 アジア航測(株) 公共システム部 (〒215-0004 川崎市麻生区万福寺1-2-2)

³正会員 (株)ドーコン 河川部 (〒004-8585 札幌市厚別区厚別中央1条5丁目4-1)

計算負荷を減らしつつ、広域の河川区間に対する三次元流動計算を実現するために、新しいモードスプリット法と並列化処理を組み込んだ計算効率性の高い三次元河川流モデルを開発した。平面二次元計算と三次元計算を分割する、という従来のモードスプリット法に対して、数値安定性を満足しつつ大幅に三次元計算の回数を減らし得る新たな手法を提案した。本モデルの基本的な有効性を示すために、非定常開水路流計算を実施し、本モデルが良好な計算精度を保ちつつ、計算時間を大幅に短縮することを示した。さらに、本モデルを江戸川全区間の洪水流計算に適用した結果、本モデルの計算時間は通常の三次元モデルの約1/250となり、また、水位・流速・流量に関する計算結果と観測結果は概ね一致しており、広域河川流計算に対する本モデルの適用性が示された。

Key Words: river flow, three-dimensional numerical method, mode-splitting technique, flood flow, open channel flow

1. 緒言

自然環境と調和しつつ治水・利水を考慮した河道整備・管理を進めていくためには、河道の水理現象や環境特性に関するモニタリング体制の展開やモデリングの体系化を行うことは、これまで以上に重要である。特に最近では、「水系一貫土砂管理」^{1)・2)}、「統合型沿岸域水質管理」³⁾に代表されるように、河川の源流から河口、沿岸域に及ぶ水系全体における土砂・水質環境の質と量を総合的に管理する必要性が認識されており⁴⁾、そのためには水系全体にわたる「広域」のモニタリング・モデリング技術を確立することが必須となる。

このような河道整備・管理を考える上で基礎となる河道の水理現象に関するモデリング技術については、計算機能力の急速な発展や様々な数値解析手法の開発に伴って大きく進展している^{5)・6)}。そこでの手法としては、従来の一次元解析法のみならず、運動量の水平混合過程を反映し得る平面二次元解析法や二次流構造を直接的に考慮することが可能な三次元解析法が用いられている。これらの解析法に基づく数値シミュレーションにより、河道の平面形・横断形^{7)~10)}、分合流部^{11)・12)}、植生帯を含む流れ^{13)~15)}、河川の水理構造物^{16)・17)}、河道貯留効果¹⁸⁾などに関わる水理的検討が数多く行われている。

また、実際に生じた洪水流の再現シミュレーションを実施し^{19)~23)}、この結果に基づいて洪水流特性やそれと粗度・植生分布との関連性が検討されている。さらに、LES (Large-Eddy Simulation) に基づく乱流シミュレーション結果により、河川乱流の三次元構造に関する検討が行われつつある^{24)・25)}。このように、数値計算技術を活用した“数値水理学²⁶⁾”は大きく発展し、適用範囲も広範にわたっている。

一般に、河川の平面形は湾曲・蛇行し、断面形状は流下方向に不規則に変化している。このような流れ場を精度良く再現するには、二次流に伴う運動量輸送効果が陽的に反映されていない平面二次元解析法ではその適用性に限界があり、流れの鉛直構造を考慮することが可能な三次元解析手法の適用が必要となる⁵⁾。河川流場に対する三次元解析手法の適用例は多く見られるものの、主として計算時間・労力が大きいため、その計算対象領域を河川全域とせず局所的な領域とすることが多い。しかしながら、上述したように、「広域」にわたる河川流のモデリングを確立させるためには、何らかの工夫を施して、三次元解析法の精緻さを有しつつ、計算負荷を極力減らした河川流モデルを構築することが不可欠となる。

このための手法の一つとして、二次流等のように流速の鉛直分布に起因する運動量輸送効果を平面二次元計算

に取り込む計算法が挙げられる^{27)~29)}。これらの計算法は、流速の鉛直分布を何らかの形で仮定し、運動量輸送項を高精度に評価しつつ、平面二次元計算と同程度の計算負荷を保つ、という利点を有している。しかしながら、これらの数値モデルの計算精度は、仮定している流速分布に大きく依存しており、複雑に変化する河道形状を有する実際の河川流に対する適用性には自ずと限界がある。

そこで本研究では、計算負荷を減らしつつ、広域の河川区間に対する三次元流動計算を実現するために、新しいモードスプリット法を導入して、計算効率性の高い新たな三次元河川流モデルを開発することを試みる。このモードスプリット法^{30)・31)}は、三次元流動場を平面二次元場と三次元場に分離して計算し、相対的に計算負荷の大きい三次元計算の計算時間間隔を平面二次元計算よりも大きくすることで、計算負荷を減らす手法であり、海洋計算で用いられることが多い。本研究では、高い数値安定性や計算精度を満足しつつ、計算効率性を大幅に向上し得る新しいモードスプリット法を提案する。また、本流動モデルの数値コードに並列化処理を組み込み、さらなる計算効率化を図る。

まず2.では、新しいモードスプリット法の基本概念を示し、これを導入した三次元河川流モデルの基礎方程式系や計算手順を記述する。また、数値解法や並列化処理について言及する。次に3.では、新しいモードスプリット法の基本性能を検証するために、直線及び湾曲開水路の非常常流場に関するテスト計算を行い、本流動モデルの計算精度や計算効率性を検討する。また、並列化処理の有効性も調べる。さらに4.では、本モデルを江戸川洪水計算に適用し、著者らが別途行った超音波ドップラー流速分布計による洪水流調査結果³²⁾と計算結果を比較し、本モデルの有効性を検証すると共に、新しいモードスプリット法や並列化処理の導入に伴う計算効率性の向上について述べる。これらの結果を踏まえて5.では結論と今後の課題を示す。

2. 本流動モデルの概要

(1) 新しいモードスプリット法の基本概念

従来のモードスプリット法^{30)・31)}は、前述したように、数値モデルを三次元計算の部分 (internal mode) と水深平均された平面二次元計算の部分 (external mode) に分割し、平面二次元計算を毎ステップ、三次元計算を数〜数十ステップに一度の割合で実施する、という手法である。この手法では、水面変動の計算を平面二次元計算で行い、三次元計算では平面二次元計算により得られた水位変動の結果を用いる。このように二つの計算で異なる計算時間間隔を採用できる理由としては、水面変動計算を含む

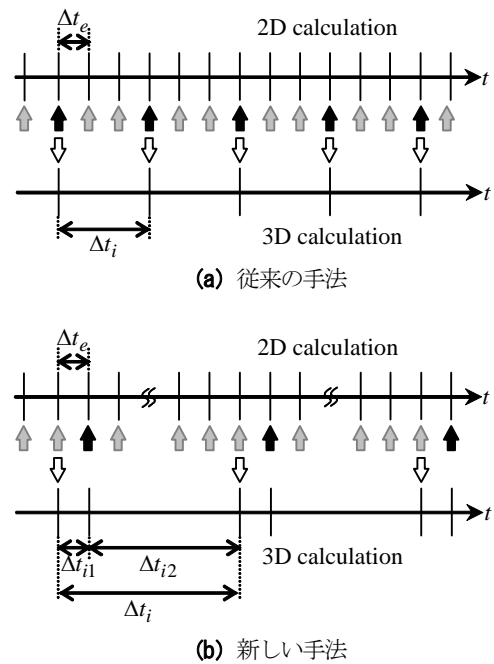


図-1 モードスプリット法における平面二次元計算と三次元計算の取り扱い

平面二次元計算の CFL 条件で用いられる速度 (表面重力波の波速と流速の和) が、ここでの三次元計算における CFL 条件中の速度 (流速) よりも一般に十分大きいためである。これにより、三次元計算の時間間隔 Δt_i を平面二次元計算の時間間隔 Δt_e よりも大きく設定することが可能となる。

具体的な三次元計算と平面二次元計算の取り扱いに関する模式図として、 $\Delta t_i : \Delta t_e = 3 : 1$ における場合を図-1 (a) に示す。ここでは、各計算ステップにおいて平面二次元計算を行い水深平均流速や水位を算出し、3ステップに1回の割合で三次元計算を実施して流速などの鉛直分布を求める。この三次元計算を行う計算ステップでは、平面二次元計算結果と三次元計算結果を交換し (同図中白・黒色の矢印)、それ以外の計算ステップでは、直前に行われた三次元計算結果を平面二次元計算に反映させている (同図中灰色の矢印)。

このようにモードスプリット法では、相対的に計算負荷の大きい三次元計算の回数を平面二次元計算より少なくして計算負荷を減らしており、計算時間間隔比 $\Delta t_i / \Delta t_e$ が大きいほど計算効率性は向上する。しかしながら、 Δt_i の設定には、CFL 条件の制約を大きく受ける。さらに、水深が数 m 程度と浅い河川流場では表面重力波 (ここでは長波と見なせる) の波速と流速の差が海洋と比べて小さく、海洋計算のように $\Delta t_i / \Delta t_e$ を大きく設定することが難しい。

それに対して本研究では、CFL 条件の影響を受けない形で三次元計算の時間間隔を設定して、従来の手法よりも大幅に計算負荷を軽減し得る新しいモードスプリット

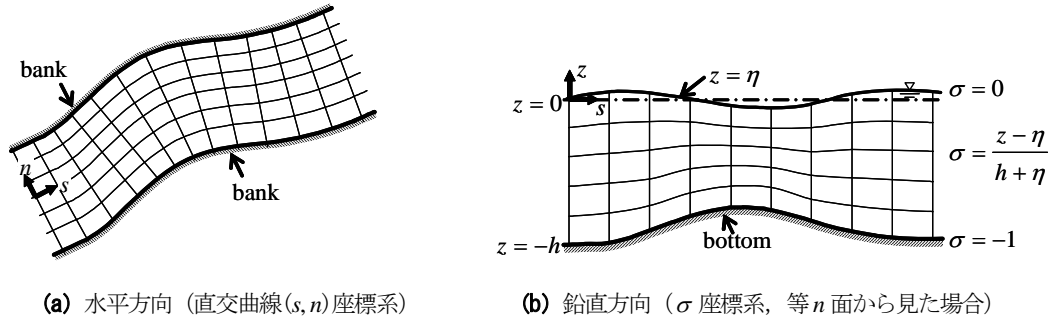


図-2 本流動モデルで採用している境界適合座標系

法を提案する．ここでは，図-1 (b) に示すように，三次元計算の時間間隔 Δt_i を Δt_{i1} と Δt_{i2} に分割する．まず， Δt_{i1} の間では，三次元計算を実施して平面二次元計算と計算結果を交換する（同図中白・黒色の矢印）．この部分は従来法における Δt_i 間の手順に相当する．一方，従来法では設けられていない Δt_{i2} の間では，「流速等の鉛直分布の時間変化は水深平均流速の時間変化と比べて小さい」と仮定して三次元計算を行わずに平面二次元計算のみを行っており，この間では Δt_{i1} 間に行われた三次元計算結果を平面二次元計算に反映させる（同図中灰色の矢印）．当然のことながら，三次元計算を行わない Δt_{i2} は CFL 条件の制約を受けないために， Δt_{i2} を大きく設定することで，計算効率性を飛躍的に向上させることが可能となる．

ただし，洪水流のような非定常流の計算において極端に Δt_{i2} を大きくすると，新しいモードスプリット法を導入している流動モデルの計算精度が低下するものと予想される．そのため，3. では，本流動モデルを用いて非定常開水路流のテスト計算を行い，三次元計算と平面二次元計算の計算時間間隔比 $\Delta t_i / \Delta t_e$ が本モデルの計算精度・負荷に及ぼす影響を検討する．なお，図-1 (b) 中では，便宜的に $\Delta t_{i1} = \Delta t_e$ としているものの，必ずしも同一にする必要はなく，従来法と同様に Δt_{i1} を Δt_e より大きく設定することは可能である．

また，新しいモードスプリット法を導入する流動モデルでは，前述した仮定より，時々刻々変化する三次元乱流構造を解析することは難しい．そのため，本モデルにおける乱流モデルとしては，流れ場のアンサンブル平均像を解析対象とする 0 方程式モデルのようなレイノルズ平均モデルを用いる必要がある．

(2) 座標系

上述した新しいモードスプリット法を一般的な三次元流動モデルに組み込む．まず，本モデルで採用する座標系としては，河道平面形状や河床形状を簡便かつ適切に表現するために，水平・鉛直方向に対して別々の境界適合座標系を用いる．まず水平方向には，図-2 (a) に示しているように，河道中心線に沿う方向 (s 方向) とそ

の s 方向と直交する横断方向 (n 方向) より定義される直交曲線座標系^{33)・34)}を用いる．ここでは，正の n 方向を左岸向きとしている．一方，鉛直方向には，図-2 (b) に表示しているように，一種の境界適合座標系である σ 座標系³⁵⁾を適用している． σ 座標系の定義としては，次式を用いる³¹⁾．

$$\sigma = \frac{z - \eta}{D} \quad (1)$$

ここで， z は鉛直方向座標， D は全水深 ($=h+\eta$)， η は水位， h は水深を表す．なお，水平座標系として，簡便に河道形状を表している直交曲線座標系を採用しているものの，高精度計算を実施するためには，今後，座標系に起因する計算誤差が直交曲線座標系よりも少ない一般座標系^{36)~38)}や最近著者の一人が提案している水平 σ 座標系³⁹⁾を用いる必要がある．

(3) 基礎方程式系

a) 三次元場

三次元流動場における連続式 (式 (2)) と s, n 方向運動方程式 (式 (3)) を以下に示す．ここでは静水圧近似を採用する．なお，本論文では静水圧近似を用いるものの，新しいモードスプリット法をより精密な非静水圧モデルに導入することには何ら制約はない．

$$\frac{1}{1+N} \frac{\partial}{\partial s} (Du_s) + \frac{\partial}{\partial n} (Du_n) + \frac{Du_n}{(1+N)R} + \frac{\partial w^*}{\partial \sigma} + \frac{\partial D}{\partial t} = 0 \quad (2)$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial u_s}{\partial t} + \frac{u_s}{1+N} \frac{\partial u_s}{\partial s} + u_n \frac{\partial u_s}{\partial n} + \frac{w^*}{D} \frac{\partial u_s}{\partial \sigma} + \frac{u_s u_n}{(1+N)R} \\ = -\frac{g}{1+N} \frac{\partial (D+z_b)}{\partial s} + \frac{1}{1+N} \frac{\partial}{\partial s} \left(\frac{2A_H}{1+N} \frac{\partial u_s}{\partial s} \right) \\ + \frac{\partial}{\partial n} \left\{ A_H \left(\frac{\partial u_s}{\partial n} + \frac{1}{1+N} \frac{\partial u_n}{\partial s} \right) \right\} \\ + \frac{1}{D} \frac{\partial}{\partial \sigma} \left(\frac{A_V}{D} \frac{\partial u_s}{\partial \sigma} \right) - \frac{aC_b}{2} u_s \sqrt{u_s^2 + u_n^2} \end{aligned} \quad (3a)$$

$$\begin{aligned}
& \frac{\partial u_n}{\partial t} + \frac{u_s}{1+N} \frac{\partial u_n}{\partial s} + u_n \frac{\partial u_n}{\partial n} + \frac{w^*}{D} \frac{\partial u_n}{\partial \sigma} - \frac{u_s^2}{(1+N)R} \\
&= -g \frac{\partial(D+z_b)}{\partial n} + \frac{1}{1+N} \frac{\partial}{\partial s} \left\{ A_H \left(\frac{\partial u_s}{\partial n} + \frac{1}{1+N} \frac{\partial u_n}{\partial s} \right) \right\} \quad (3b) \\
&+ \frac{\partial}{\partial n} \left(2A_H \frac{\partial u_n}{\partial n} \right) + \frac{1}{D} \frac{\partial}{\partial \sigma} \left(\frac{A_V}{D} \frac{\partial u_n}{\partial \sigma} \right) \\
&- \frac{aC_b}{2} u_n \sqrt{u_s^2 + u_n^2}
\end{aligned}$$

ここで、 u_s, u_n, w^* は s, n, σ 方向流速、 g は重力加速度、 z_b は河床面の地盤高さ、 R は s 方向座標の曲率半径、 $N = n/R$ 、 A_H と A_V は水平・鉛直渦動粘性係数を示す。また本流動モデルでは、河道内に繁茂する植生による水理学的抵抗を考慮するために、運動方程式 (式 (3)) 中に植生抵抗項として右辺第 5 項を付加しており、項中の a と C_b はそれぞれ植生密度パラメータと植生の形状抵抗係数を表す。

乱流モデルとして、まず、鉛直渦動粘性係数 A_V に対しては、次の 0 方程式モデルを与える。

$$A_V = \kappa U_* z' \quad (4)$$

ここで、 κ はカルマン定数 (= 0.40)、 U_* は摩擦速度、 z' は底面からの高さを表している。この摩擦速度 U_* に関しては、後述する平面二次元計算結果 (式 (8)) により与える。次に、水平渦動粘性係数 A_H に関しては、一般的に鉛直渦動粘性係数 A_V よりも大きい (40)・(41)、ここでは A_V に比例する形として与える。

$$A_H = \beta A_V \quad (5)$$

上式中の β は任意の定数である。なお、鉛直・水平渦動粘性係数のモデル化に関しては、上述した 0 方程式モデルではなく、 $k-\varepsilon$ モデルなどの高次乱流モデル⁴²⁾を用いることが一般的に望ましく、標準 $k-\varepsilon$ モデルを本モデルに組み込んだ数値コードを既に作成している。そこで、標準 $k-\varepsilon$ モデルを用いて後述する江戸川洪水流の予備計算を行ったところ、その計算結果が $\beta = 1$ とした 0 方程式モデルの結果と大差ないことを確認している。したがって、本論文では 0 方程式モデルを採用するもの、より精度の良い河川流計算を行う上では乱流モデルに関する検討を詳細に行う必要がある。

b) 平面二次元場

平面二次元計算における連続式 (式 (6)) と s, n 方向の運動方程式 (式 (7)) は、 s, n 方向の水深平均流速を U_s, U_n とすると、次のようになる。なお、式 (7) 右辺第 4 項は底面摩擦項と植生抵抗項の和である。

$$\frac{\partial \eta}{\partial t} + \frac{1}{1+N} \frac{\partial}{\partial s} (DU_s) + \frac{\partial}{\partial n} (DU_n) + \frac{DU_n}{(1+N)R} = 0 \quad (6)$$

$$\begin{aligned}
& \frac{\partial U_s}{\partial t} + \frac{U_s}{1+N} \frac{\partial U_s}{\partial s} + U_n \frac{\partial U_s}{\partial n} + \frac{U_s U_n}{(1+N)R} \\
&= -\frac{g}{1+N} \frac{\partial(D+z_b)}{\partial s} + \frac{1}{1+N} \frac{\partial}{\partial s} \left(\frac{2A_{H2D}}{1+N} \frac{\partial U_s}{\partial s} \right) \\
&+ \frac{\partial}{\partial n} \left\{ A_{H2D} \left(\frac{\partial U_s}{\partial n} + \frac{1}{1+N} \frac{\partial U_n}{\partial s} \right) \right\} \\
&- \left(\frac{C_{fb}}{D} + \frac{aC_b}{2} \right) U_s \sqrt{U_s^2 + U_n^2} - G_s
\end{aligned} \quad (7a)$$

$$\begin{aligned}
& \frac{\partial U_n}{\partial t} + \frac{U_s}{1+N} \frac{\partial U_n}{\partial s} + U_n \frac{\partial U_n}{\partial n} - \frac{U_s^2}{(1+N)R} \\
&= -g \frac{\partial(D+z_b)}{\partial n} \\
&+ \frac{1}{1+N} \frac{\partial}{\partial s} \left\{ A_{H2D} \left(\frac{\partial U_s}{\partial n} + \frac{1}{1+N} \frac{\partial U_n}{\partial s} \right) \right\} \\
&+ \frac{\partial}{\partial n} \left(2A_{H2D} \frac{\partial U_n}{\partial n} \right) \\
&- \left(\frac{C_{fb}}{D} + \frac{aC_b}{2} \right) U_n \sqrt{U_s^2 + U_n^2} - G_n
\end{aligned} \quad (7b)$$

ここで、 A_{H2D} は水深平均水平渦動粘性係数であり、 C_{fb} は底面摩擦係数 ($= gn^2/D^{1/3}$, n : マニングの粗度係数) であり、摩擦速度 U_* とは次の関係となる。

$$U_* = \sqrt{C_{fb} (U_s^2 + U_n^2)} \quad (8)$$

また、式 (7) 右辺における G_s と G_n は、モードスプリット法において三次元計算結果を平面二次元計算に反映させるための補正項である。ここでは、移流項と拡散項、植生抵抗項に関する補正項 G_s, G_n を、次式に示すような形で加える。

$$\begin{aligned}
G_s &= \int_{-1}^0 \left(\frac{u_s}{1+N} \frac{\partial u_s}{\partial s} + u_n \frac{\partial u_s}{\partial n} + \frac{w^*}{D} \frac{\partial u_s}{\partial \sigma} + \frac{u_s u_n}{(1+N)R} \right) d\sigma \\
&- \left(\frac{U_s}{1+N} \frac{\partial U_s}{\partial s} + U_n \frac{\partial U_s}{\partial n} + \frac{U_s U_n}{(1+N)R} \right) \\
&- \int_{-1}^0 \left[\left(\frac{1}{1+N} \frac{\partial}{\partial s} \left(\frac{2A_H}{1+N} \frac{\partial u_s}{\partial s} \right) \right) \right. \\
&+ \left. \frac{\partial}{\partial n} \left\{ A_H \left(\frac{\partial u_s}{\partial n} + \frac{1}{1+N} \frac{\partial u_n}{\partial s} \right) \right\} \right] d\sigma \quad (9) \\
&+ \left[\frac{1}{1+N} \frac{\partial}{\partial s} \left(\frac{2A_{H2D}}{1+N} \frac{\partial U_s}{\partial s} \right) \right. \\
&+ \left. \frac{\partial}{\partial n} \left\{ A_{H2D} \left(\frac{\partial U_s}{\partial n} + \frac{1}{1+N} \frac{\partial U_n}{\partial s} \right) \right\} \right] \\
&+ \frac{aC_b}{2} \left(\int_{-1}^0 u_s \sqrt{u_s^2 + u_n^2} d\sigma - U_s \sqrt{U_s^2 + U_n^2} \right)
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
G_n = & \int_{-1}^0 \left(\frac{u_s}{1+N} \frac{\partial u_n}{\partial s} + u_n \frac{\partial u_n}{\partial n} + \frac{w^*}{D} \frac{\partial u_n}{\partial \sigma} - \frac{u_s^2}{(1+N)R} \right) d\sigma \\
& - \left(\frac{U_s}{1+N} \frac{\partial U_n}{\partial s} + U_n \frac{\partial U_n}{\partial n} - \frac{U_s^2}{(1+N)R} \right) \\
& - \int_{-1}^0 \left[\frac{1}{1+N} \frac{\partial}{\partial s} \left\{ A_H \left(\frac{\partial u_s}{\partial n} + \frac{1}{1+N} \frac{\partial u_n}{\partial s} \right) \right\} \right. \\
& \quad \left. + \frac{\partial}{\partial n} \left(2A_H \frac{\partial u_n}{\partial n} \right) \right] d\sigma \\
& + \left[\frac{1}{1+N} \frac{\partial}{\partial s} \left\{ A_H 2D \left(\frac{\partial U_s}{\partial n} + \frac{1}{1+N} \frac{\partial U_n}{\partial s} \right) \right\} \right. \\
& \quad \left. + \frac{\partial}{\partial n} \left(2A_H 2D \frac{\partial U_n}{\partial n} \right) \right] \\
& + \frac{aC_b}{2} \left(\int_{-1}^0 u_n \sqrt{u_s^2 + u_n^2} d\sigma - U_n \sqrt{U_s^2 + U_n^2} \right)
\end{aligned} \tag{10}$$

これらの補正項 G_s , G_n は、水深平均された三次元計算結果と平面二次元計算結果の差である。

(4) 計算手順

新しいモードスプリット法に基づく本流動モデルの計算手順を記述する。ここでは、三次元計算と平面二次元計算を同時に行う計算ステップ (Step1) と平面二次元計算のみを行う計算ステップ (Step2) に分割して、その概略を述べる。

(Step1)

- ① 平面二次元計算における連続式 (式 (6)) と運動方程式 (式 (7)) より、水位 η と水深平均流速 U_s , U_n を求める。
- ② 直前に行われた三次元計算結果における水深平均流速を①で得られた水深平均流速に置き換える。
- ③ ①の結果と式 (8) より摩擦速度 U_* を求め、得られた U_* を式 (4), (5) に代入して鉛直・水平渦動粘性係数 A_V , A_H を算出する。
- ④ ②, ③で更新された流速データと鉛直・水平渦動粘性係数を用いて、三次元計算の運動方程式 (式 (3)) より u_s と u_n 及び連続式 (式 (2)) より w^* を求める。
- ⑤ ④で得られた流速鉛直分布から、三次元計算結果を平面二次元計算に反映させるための補正項 G_s , G_n を式 (9), (10) により算出する。

(Step2)

- ⑥ ⑤で求められた G_s と G_n を用いて、平面二次元計算 (式 (6), (7)) のみを実施し、水位 η と水深平均流速 U_s , U_n を求める。
- ⑦ Step1 の計算ステップとなるまで⑥を繰り返す。なお、この時には、 G_s と G_n を更新せずに、⑤で得られた結果をそのまま用いる。

このように、平面二次元計算結果を三次元計算に反映させる部分は、②における水深平均流速の置き換えと③での渦動粘性係数の定式化に必要な摩擦速度の算定である。また、後述するように、三次元計算における底面境界条件として採用される対数則にも、平面二次元計算により得られた摩擦速度を用いる。一方、三次元計算結果を平面二次元計算へ組み込むために、⑤において算出される補正項 G_s , G_n を用いる。新しいモードスプリット法に基づく本流動モデルでは、以上のような形で、平面二次元計算と三次元計算の結果をやり取りする。

(5) 数値解法

上述した本流動モデルに対する数値解法として、有限差分法を適用する。各変数の配置に関しては、スタaggerドメッシュ系を採用する。基礎方程式系における差分精度に関しては、時間微分項には前進差分を、移流項には三次精度風上差分を、その他の項には二次精度中央差分をそれぞれ適用する。

(6) 並列化

この有限差分法に対してフォートラン言語を用いてプログラミングを行っているが、その際に、計算時間短縮のために並列化処理を組み込む。本研究で使用している計算機は、東京理科大学に設置されている高速並列計算機 (IBM Regatta pSeries690) である。これは、複数のCPUを使って同時処理が可能なSMP (Symmetric Multiple Processors) 型並列計算機⁴³⁾に分類され、複数のCPUがメモリを共有しているため、CPU間の通信が高速である。また、自動並列化などを可能とするコンパイラを用いるため、MPI⁴⁴⁾を使う必要が無く、並列化のためのプログラミング作業が大幅に省略化・簡素化されている⁴⁵⁾。

3. 非定常開水路流に対するテスト計算

(1) 計算条件

本研究で提案している新しいモードスプリット法は、従来の方法とは異なり、三次元計算の時間間隔 Δt_i を Δt_{i1} と Δt_{i2} に分割し、 Δt_{i2} の間には流速鉛直分布の時間変化が小さいと仮定して平面二次元計算のみを行う時間を設けて、計算負荷を大幅に削減することを試みている。河川洪水流計算に対して、この仮定の妥当性及び新しいモードスプリット法や並列化処理を導入している本流動モデルの計算精度や計算効率性を調べるために、本流動モデルを用いて直線及び湾曲開水路における非定常流のテスト計算を実施する。

計算条件は表-1の通りであり、図-3に示す直線及

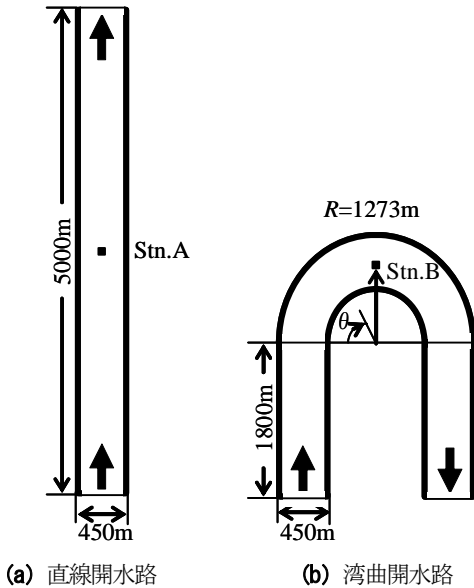


図-3 計算領域 (非定常開水路流計算)

び湾曲開水路を計算対象とする。水深 h は全領域において 1.0m と一様となるように与え、また断面形は矩形とする。格子数は流下方向には直線開水路では 25、湾曲開水路では 76 とし、横断・鉛直方向にはそれぞれ両水路ともに 15、10 とする。なお、このテスト計算では、水路内に植生は存在しないものとする。

二つの開水路流の計算には、同じ境界・初期条件を設定する。まず境界条件としては、強い非定常性を有する洪水流を想定して、上流端では図-4 に示すような 20 時間の間に 6m 増減する水位変化を与える。上流端の流速及び下流端の水位・流速に関しては開放条件(境界に対して垂直方向の勾配を 0) を用いる。水路側壁及び水面に対しては slip 条件を、底面では対数則分布に基づく壁法則⁴⁶⁾ を適用する。この壁法則において必要となる摩擦速度を式 (8) により与える。次に初期条件としては、静止状態とし、流速、水位ともに 0 とする。なお、計算開始後 30 分以内には計算結果はほぼ定常状態となるため、上流端における水位変化が始まる時間 ($t=2$ 時間) 以降の計算結果には静止状態とする初期条件の影響が現れないことを確認している。

本モデルに導入している新しいモードスプリット法と並列化処理のうち、まず、新しいモードスプリット法の基本性能を検討する。ここでは、二つの開水路流を対象として、計算で用いる CPU を 1 台のみとし、 $\Delta t_i / \Delta t_e$ を 1, 10, 50, 100, 500, 1000, 2000 という 7 パターンの計算を行う。このうち、 $\Delta t_i / \Delta t_e = 1$ の場合は、新しいモードスプリット法を導入しない通常の三次元計算であるので、この計算結果を正解とする(以下、この計算を reference 計算と呼ぶ)。なお、計算時間間隔としては、表-1 のように、 $\Delta t_e = \Delta t_{i1} = 0.50s$ と固定し、 Δt_{i2} のみを変化させて各ケースの計算を行う。計算精度を定量化

表-1 計算条件 (非定常開水路流計算)

	Straight channel	Curved channel
Channel length	5000m	7600m
Channel width	450m	
Channel slope	1/5000	
h	1.0m	
n	0.031m ^{-1/3} s	
Grid number	25 × 15 × 10	76 × 15 × 10
$\Delta t_e (= \Delta t_{i1})$	0.50s	

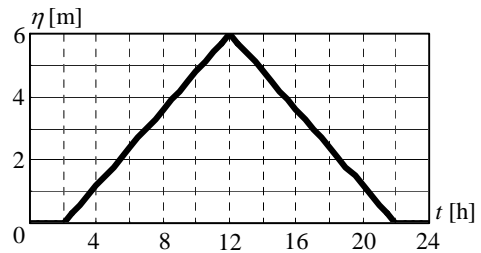


図-4 計算領域上流端における水位 η の時間変化 (非定常開水路流計算)

するために、以下に定義される主流・横断方向流速に関する計算誤差値 Err を算定する。

$$Err = \frac{1}{N_{max} K_{max}} \sum_{N=1}^{N_{max}} \sum_{K=1}^{K_{max}} \frac{|u - u_{ref}|}{U_{save}} \times 100 \quad (11)$$

ここで N_{max} は総計算回数、 K_{max} は鉛直方向格子数、 u は各ケースにおける主流方向または横断方向流速、 u_{ref} は u に対応した reference 計算の結果、 U_{save} は主流方向流速の水深平均値である。誤差値 Err は、各ケースと reference 計算の流速値の差を水深平均し、それを U_{save} で無次元化し、さらに全計算時間にわたり平均したものである。誤差値 Err を求める地点は計算領域中央部(図-3)であり、直線開水路では Stn.A (上流端から 2500m)、湾曲開水路では Stn.B ($\theta = 90$ 度) とする。

次に、計算時間に及ぼす並列化処理の効果を検証するために、直線開水路流計算において、使用する CPU 台数を 1 台から 8 台まで変化させた時の計算時間を求める。なお、この際には、並列化処理のみの効果を見るために、全てのケースにおいて新しいモードスプリット法を用いずに $\Delta t_i / \Delta t_e = 1$ とする。

(2) 直線開水路流に対する計算結果

直線開水路流における流速鉛直分布の時間変化を見るために、Stn.A における主流方向流速の鉛直分布を図-5 に示す。ここでは、 $\Delta t_i / \Delta t_e = 10, 100, 1000$ にお

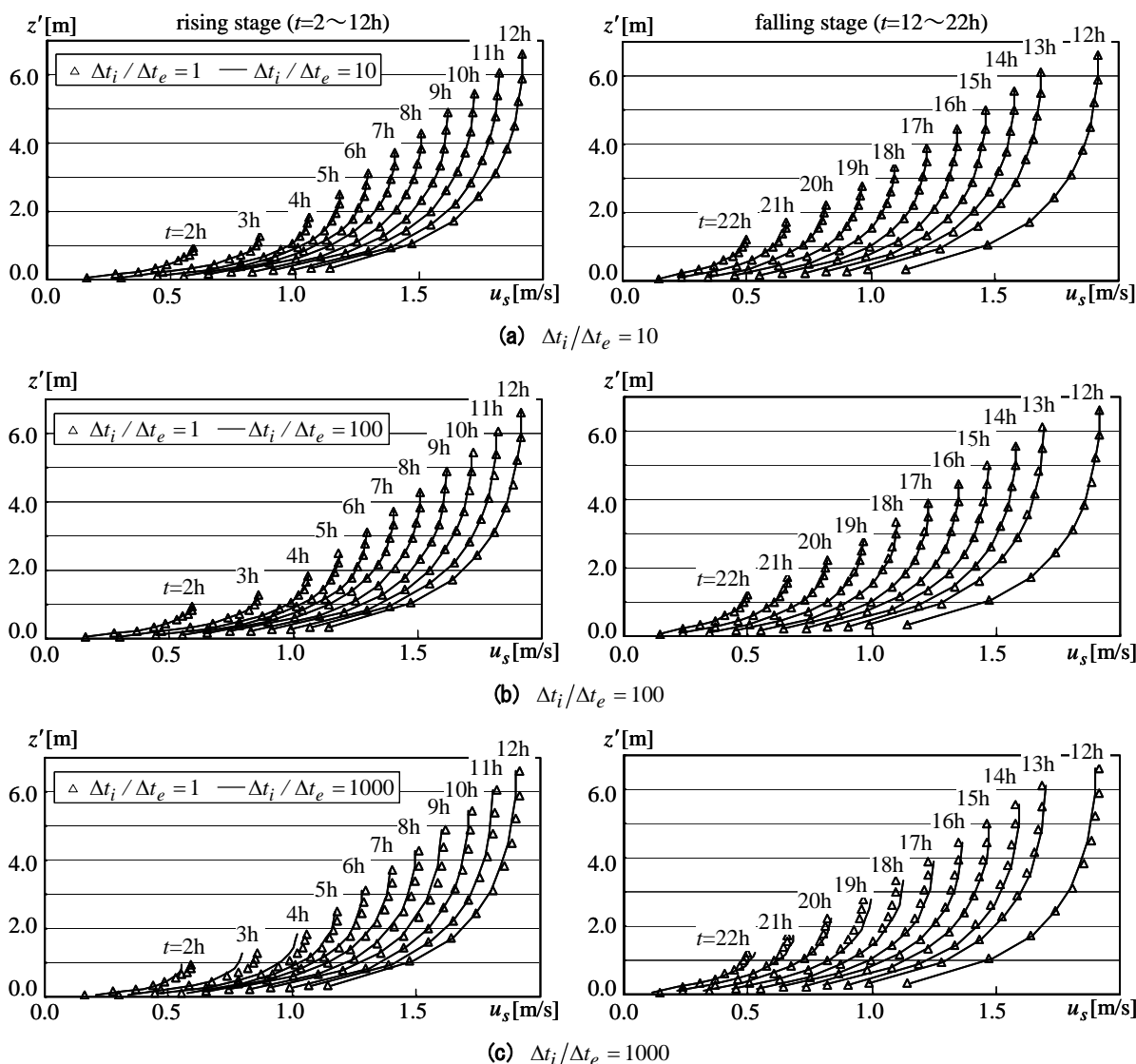


図-5 主流方向流速 u_s の鉛直分布 (直線開水路流計算, Stn.A)

る計算結果を reference 計算結果と比較する形で図示している。また、図中には、増水期 ($t=2\sim 12$ 時間) と減水期 ($t=12\sim 22$ 時間) に分けて、1 時間毎の計算結果を表示している。これを見ると、全ケースともに、水位変化と対応して流速が増減しており、水深平均流速としては 0.46m/s から 1.73m/s まで変化している。次に、各ケースの計算結果と reference 計算結果を比較すると、 $\Delta t_i/\Delta t_e = 10$ と 100 における主流方向流速は、どの時間においても、reference 計算結果とほぼ一致している。これらのケースの計算結果と正解値の差の最大値は、 $\Delta t_i/\Delta t_e = 10, 100$ のケースではそれぞれ 0.001m/s 、 0.005m/s と非常に小さい。それに対して、 $\Delta t_i/\Delta t_e = 1000$ のケースにおける結果と reference 計算結果には若干の違いが見られ、その傾向は増水期初期に顕著である。このケースにおける誤差の最大値は、 0.062m/s となっており、 $\Delta t_i/\Delta t_e = 10$ と 100 のケースと比べて著しく計算誤差が大きい。また、この誤差の鉛直分布に着目すると、例えば増水期に関しては、

表層では $\Delta t_i/\Delta t_e = 1000$ のケースにおける流速値の方が reference 計算結果よりも小さく、底層ではその逆となっている。これは、 $\Delta t_i/\Delta t_e = 1000$ のケースでは、平面二次元計算と比べて三次元計算の回数が極端に少ないため、時間とともに変化する流速鉛直分布を正確に再現できず、初期条件として与えられた鉛直方向に一樣な流速分布の影響を受けて、表層・底層流速を各々過小・過大評価するものと考えられる。

各ケースの計算誤差や計算時間を定量的に検討するために、式 (11) で定義される誤差値 Err 及び無次元計算時間 T^* ($=$ 各ケースの計算時間 T_c / reference 計算における計算時間) を図-6 に示す。ここで、誤差値 Err の評価には、主流方向流速を用いる。まず、誤差値 Err に着目すると、 $\Delta t_i/\Delta t_e$ の値が大きくなるにつれて当然のことながら誤差値 Err も大きくなり、特に $\Delta t_i/\Delta t_e$ が 500 より大きくなると、 Err の増加が顕著となる。ここで誤差値 Err の目安として、平面二次元計算を想定して流速

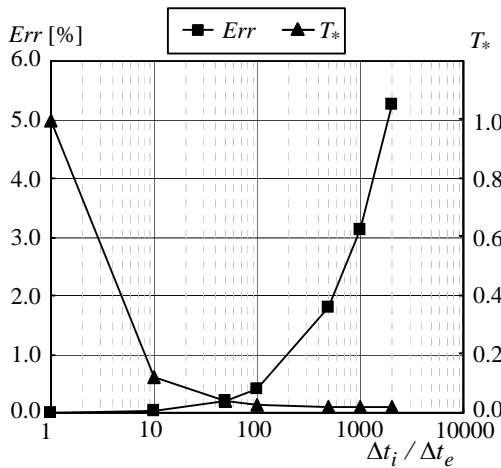


図-6 直線開水路流計算における誤差値 Err と無次元計算時間 T_* (Stn.A, 主流方向流速)

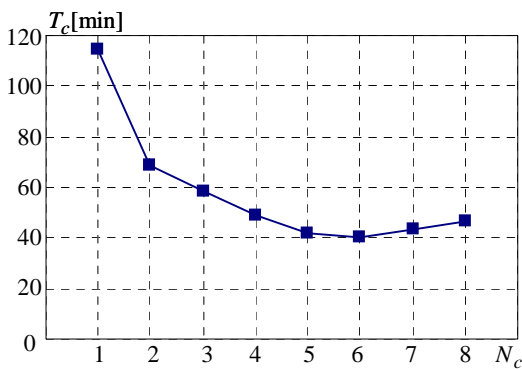


図-7 CPU台数 N_c と計算時間 T_c の関係 (直線開水路流計算)

鉛直分布を一樣とした (式 (11) 中の u に U_{save} を代入した) ときの誤差値 Err を計算したところ、この値は16.5%である。この値と各ケースの誤差値 Err を比較すると、全ケースの Err は16.5%よりも小さく、特に、 $\Delta t_i/\Delta t_e$ が100 以下の場合における Err は、一樣な流速鉛直分布の Err よりも2, 3 オーダー程度小さくなっている。

一方、無次元計算時間 T_* に関しては、 $\Delta t_i/\Delta t_e$ が大きくなるほど T_* は減少し、 $\Delta t_i/\Delta t_e = 100, 500, 1000$ ではそれぞれ0.028, 0.020, 0.019 となる。これらの結果を速度向上率 ($=1/T_*$)⁴⁵⁾ に換算すると、 $\Delta t_i/\Delta t_e = 100, 500, 1000$ の場合では各々35.8倍, 50.0倍, 52.5倍となる。このように、 $\Delta t_i/\Delta t_e$ が大きくなると速度向上率も大きくなるものの、両者は比例関係とはならず、速度向上率には上限値が存在する。この上限値としては、三次元計算を行わずに、単に平面二次元計算のみを行った時の結果であり、この場合における速度向上率は約55倍である。これまでの結果をまとめると、 $\Delta t_i/\Delta t_e$ が500 以上の場合には、 $\Delta t_i/\Delta t_e = 50$ や100 のケースと比べて、誤差値 Err は著しく大きく、かつ、速度向上率はそれほど変わらないことから、計算精度と計算効率性を勘案すると $\Delta t_i/\Delta t_e = 50 \sim 100$ と設定することが望ましい。

次に、並列化処理によりどの程度計算時間が減少するかを調べるために、計算で用いたCPU台数 N_c と計算時間 T_c の関係を図-7に示す。これより、CPU台数 N_c が増加すると計算時間 T_c は減少し、 $N_c = 6$ 台の時に計算時間は最小となる。この最小値とCPU1台の計算時間の比は0.356である。これより、CPUを6台用いていることを考えると、本流動モデルの並列化効率は決して高くないが、並列化処理を導入することにより、計算時間が1/3程度に短縮されていることが分かる。また、CPU台数を7台以上にすると計算時間は増加する。これは、並列化処理に際して、繰り返し処理を行う部分を複数のCPUに振り分けるための時間(オーバーヘッド)がCPU台数とともに増加することや、各CPU間の計算・通信負荷の不均等により同期待ち時間が生じるためである⁴⁵⁾。なお、このテスト計算では、 $N_c = 6$ 台の時に計算時間が最小となるが、計算効率とCPU台数の関係は計算格子数に大きく依存するので、計算対象毎に最適なCPU台数をチューニングする必要がある。

(3) 湾曲開水路流に対する計算結果

図-8は、湾曲開水路のStn.Bにおける横断方向流速 u_n の鉛直分布を示している。図中には、reference計算と $\Delta t_i/\Delta t_e = 10, 100, 1000$ のケースに関する計算結果を比較している。ここでは図化の関係上、増水期のうち、 $t=4 \sim 12$ 時間における2時間毎の計算結果のみを図示している。前述したように、 u_n に関しては左岸向きを正とし、ここでは外岸向きが正の方向と一致する。なお、同じ湾曲開水路流計算における主流方向流速の結果に関しては、図-5と類似しているため、ここでは省略する。図-8を見ると、全ケースともに、表層は外岸向きの流れ、底層は内岸向きの流れ、という典型的な二次流が形成され、時間とともに二次流が強化されている。次に、各ケースの計算結果とreference計算結果を比べる。まず、 $\Delta t_i/\Delta t_e = 10$ のケースにおける計算結果はreference計算の結果と良好に一致している。また、 $\Delta t_i/\Delta t_e = 100$ のケースに関しては、reference計算結果との違いがわずかに見られ、その最大値は0.002m/sである。これは、前節で示した直線開水路流計算における主流方向流速の誤差最大値の1/3程度の大きさである。それに対して、 $\Delta t_i/\Delta t_e = 1000$ の場合には、他の二つのケースと比べて、reference計算結果と明確に異なる部分が存在しており、誤差の最大値は $\Delta t_i/\Delta t_e = 100$ のケースの5倍に達している。

図-9は、横断方向流速を用いて算出された誤差値 Err 及び無次元計算時間 T_* に関する結果を示している。誤差値 Err に関しては、図-6に示している直線開水路流における主流方向流速値と同様に、 $\Delta t_i/\Delta t_e$ とともに誤差値 Err は増加し、その増加の程度は $\Delta t_i/\Delta t_e$ が500以上

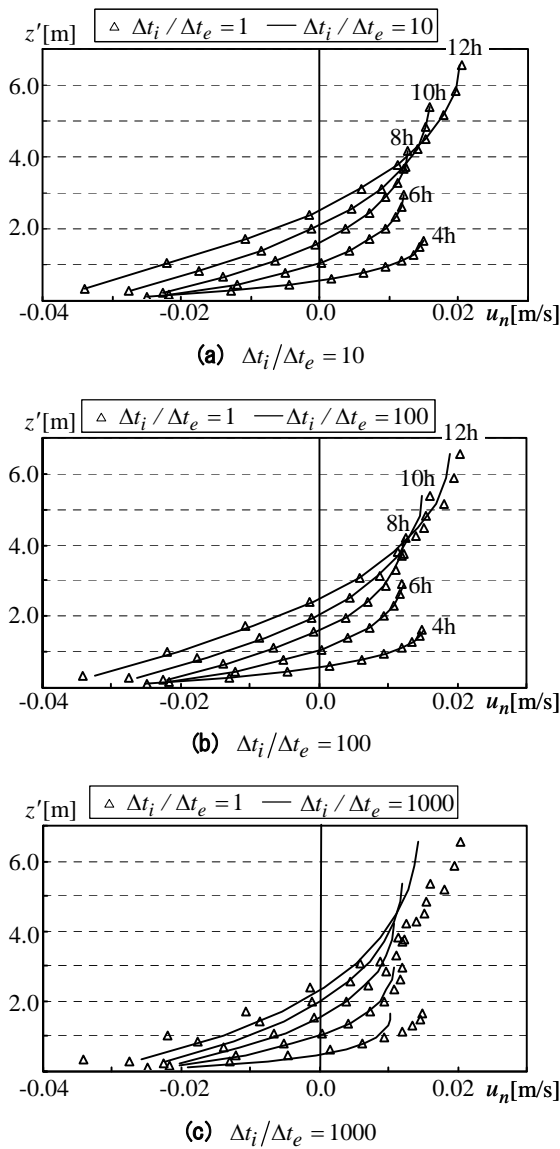


図-8 横断方向流速 u_n の鉛直分布（湾曲開水路流計算, Stn.B）

のときに顕著となる。ここでも誤差値 Err の目安として、平面二次元計算を想定して横断方向流速を0として求められた誤差値 Err は0.75%となる。各ケースの誤差値 Err は0.75%より下回るものの、 $\Delta t_i/\Delta t_e$ が500以上の場合には、横断方向流速を0としたときと同オーダーの誤差値となっている。また、無次元計算時間 T_* に関しては、 $\Delta t_i/\Delta t_e$ とともに T_* が減少するものの、 $\Delta t_i/\Delta t_e$ が500以上のところでは T_* はほぼ変化していない。このときの速度向上率としては、 $\Delta t_i/\Delta t_e = 100, 500, 1000$ の場合には、それぞれ27.8倍、35.6倍、36.8倍となり、このときの上限値は約38倍となっている。なお、湾曲開水路流計算における速度向上率の上限値が、直線開水路流計算の場合（55%）よりも小さいのは、湾曲部において形成されている二次流効果に起因して、式(9)、(10)で表される G_s と G_n が有意な大きさを持ち、結果として二次元計算の負荷が増加するためであると推察される。これ

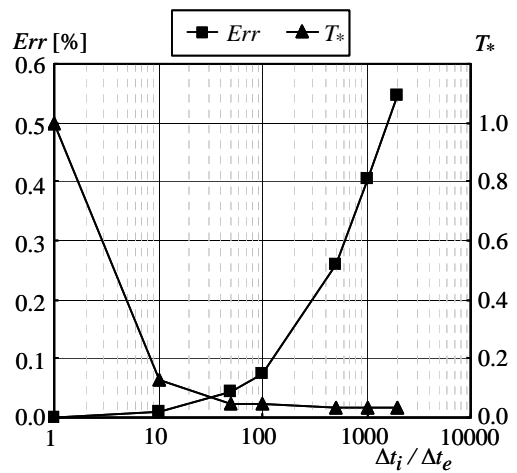


図-9 湾曲開水路流計算における誤差値 Err と無次元計算時間 T_* (Stn.B, 横断方向流速)

らの結果により、計算効率性の面からは、 $\Delta t_i/\Delta t_e = 500$ とすることで十分な計算時間の短縮を実現できるが、計算精度は $\Delta t_i/\Delta t_e = 50$ や100と比べて落ちるため、湾曲開水路流計算においても $\Delta t_i/\Delta t_e = 50 \sim 100$ とすることが適している。

これらのテスト計算により、本論文で提案している新しいモードスプリット法は、適切な $\Delta t_i/\Delta t_e$ を選択することにより、モードスプリット法を用いない通常の三次元計算と同程度の計算精度を保ちつつ、計算時間を大幅に減らすことが可能な計算手法であることが示された。また、ここで検討している河川洪水流計算に関しては、計算精度と計算負荷の観点から、 $\Delta t_i/\Delta t_e = 50 \sim 100$ とすることが妥当であり、以下の実河川洪水流シミュレーションでは、 $\Delta t_i/\Delta t_e = 100$ として計算を行う。

4. 江戸川における洪水流シミュレーション

(1) 計算条件

a) 計算領域・期間

広域区間の洪水流計算に対する本流動モデルの適用性を調べるために、本モデルに基づいて江戸川のほぼ全区間における洪水流計算を実施する。江戸川は、千葉県野田市関宿において利根川より分派し、東京湾に注ぐ流路長約60kmの大川である。江戸川の断面形状は複断面であり、低水路の幅は100~150m、堤間幅は400~450mである。計算対象として江戸川を選定する理由は、著者が江戸川中流部において高解像度超音波ドップラー流速分布計（以下、HR-ADCPと呼ぶ）を用いた洪水流調査を実施し³²⁾、三次元流動計算の検証用データを取得しているためである。

計算領域は、図-10に示すように、江戸川のほぼ全区間である河口から13.5kmから58.5kmの45kmとする。後述するように、上・下流端では水位境界条件として水

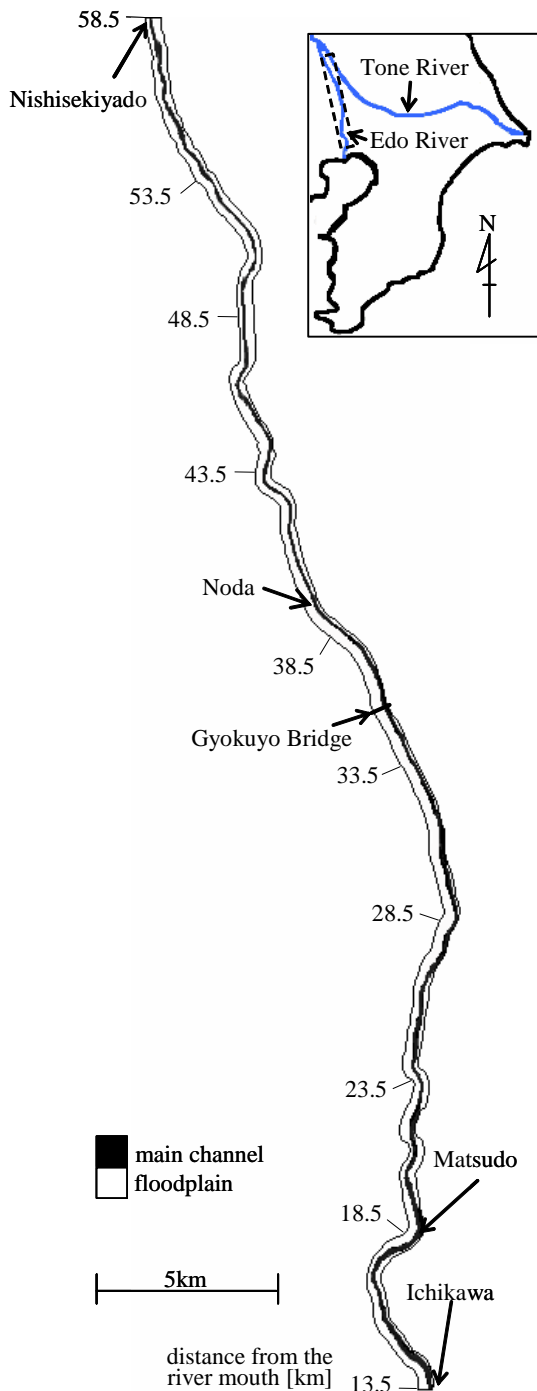
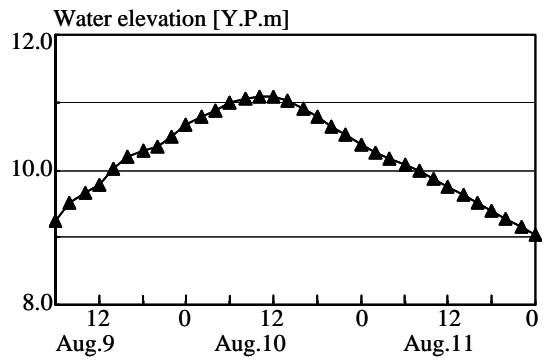
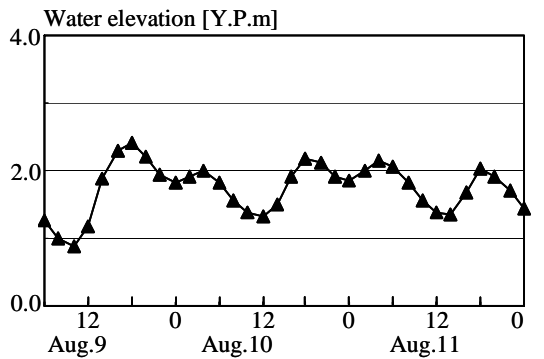


図-10 計算領域（江戸川洪水流計算）

位の実測データを与える必要があるため、ここでは、水位観測所が存在する西関宿観測所を上流端、市川観測所を下流端とする。江戸川の全区間を計算対象とするならば、上流端は利根川からの分派点、下流端は河口とすべきである。しかしながら、分派点では水位が実測されておらず、また河口近くには江戸川水閘門や行徳可動堰という数値モデル上の取り扱いが簡単ではない河川構造物が存在する。そのため本論文では、上・下流部の一部を除いた 45km 区間を計算対象とするが、広域区間の三次元流動計算に対する本流動モデルの適用性を見る上では



(a) 上流端（西関宿観測所）



(b) 下流端（市川観測所）

図-11 境界条件として用いる水位観測値

この区間でも十分である。

計算期間は、計算結果と観測結果を比較するために、著者らが現地観測³²⁾を実施した洪水イベント時（2003年8月9日6時から12日0時）とする。なお、計算初期条件を適切に与えるために、計算開始直後より上・下流端において水位変動を与えるのではなく、上・下流端における水位を固定して予備的な計算（スピニアップ）を行う。なお、このスピニアップのときには、8月9日6時の水位実測値を上・下流端水位として与える。ここでは、スピニアップ時間を14時間としており、合計80時間の計算を実施する。

b) 境界条件・初期条件

境界条件としては、洪水流の駆動力となる水位変動を再現するために、上・下流端では図-11に示す水位変動の実測値を与える。なお、下流端である市川観測所は、江戸川水閘門（河口から 3.0km）の影響を大きく受ける湛水域に位置しているため、上流端と大きく異なる水位変動が見られる。その他の境界条件としては、上流端、下流端の流速には開放条件を、河道両岸には no-slip 条件を課す。また、河床部では壁法則、水面には slip 条件をそれぞれ与えている。なお、江戸川には、首都圏外郭放水路や利根運河、中小都市河川からの流入や、上水・農業用水・工業用水としての取水による流出が存在する。対象とする計算期間の洪水イベント時では、江戸川周辺

表-2 計算条件 (江戸川洪水流計算)

Domain size	45000m×670m
Grid number	225×67×10
n	0.031m ^{-1/3} s (21.1km~58.5km) 0.024m ^{-1/3} s(13.5km~21.1km)
C_b	2.00
a	1.18m ⁻¹
β	10.0
$\Delta t_e (= \Delta t_{i1})$	0.50s

表-3 江戸川洪水流計算における $\Delta t_i/\Delta t_e$ と CPU 台数 N_c の設定

	$\Delta t_i/\Delta t_e$	N_c
Case1	1	1
Case2	1	10
Case3	100	1
Case4	100	10

における総降雨量が 10mm 程度であり、首都圏外郭放水路からの流入は無く、都市河川からの流入量は江戸川の流量 (400~500m³/s) と比べると十分小さいものと考えられる。また、取水量はこの区間で合計数十 m³/s 程度であると思われるが、正確なデータが無く、かつ、上述した江戸川本川の洪水流量と比べると小さい。以上のことから、横流入・流出を無視した形で計算を行う。

初期条件としては、5つの観測点 (西関宿、野田、玉葉橋、松戸、市川) における水位観測値 (8月9日6時) を線形補間して、初期の水深分布を与える。また、非定常開水路流計算と同様に、流速は0とする。

c) 計算パラメータ

表-2はその他の計算条件を示す。マンニングの粗度係数 n に関しては、水位・流量の観測結果と計算値が一致するように、二つの区間に分けて設定する。植生の形状抵抗係数 C_b は灘岡・八木¹³⁾の数値計算を参考にして決定し、植生密度パラメータ a には江戸川中流部におけるコドランド調査結果に基づいて与える。なお、概略的な植生マップ (国土交通省関東地方整備局江戸川河川事務所提供) を用いて高水敷における植生の有無を判定し、植生が存在するところには上記のパラメータを与え、植生の無い部分では $a=0$ とする。また、水平渦動粘性係数中の定数 β に関しては、流速横断分布の観測値を参考にして $\beta=10$ とする。

水平方向の格子生成に際して、5万分の1の平面図から低水路中心位置を読み取り、それを結ぶ線を s 軸とし、 s 軸に直交する方向を n 軸とする。地盤高さデータを作

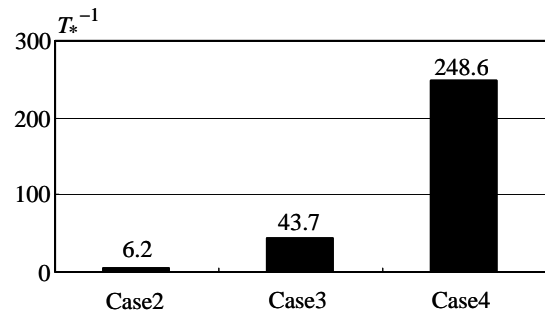


図-12 各ケースにおける速度向上率 T_*^{-1} (江戸川洪水流計算)

成する時には、縦断方向 500m 間隔で得られている断面測量データを横断・縦断方向に線形補間し、計算格子点における地盤高さ z_b を与える。

本章では、まず、本流動モデルの計算効率性を示すために、表-3に示す4つのケースにおける予備的な計算を実施した。ここでは、新しいモードスプリット法の影響として $\Delta t_i/\Delta t_e$ を 1, 100, 並列化処理の効果として CPU 台数 N_c を 1, 10 と設定する。この予備計算では、計算期間を 10 分のみとする。次に、計算時間が最も短い Case4 の条件を用いて、合計 80 時間分の洪水流シミュレーションを実施し、計算結果と観測結果を比較して、本流動モデルの妥当性を検討する。なお、この計算条件では、最も計算時間が短い CPU 台数は最大使用可能な CPU 台数である 16 台であることが確認されたが、10 台以上の場合には計算時間はほとんど変わらないため、ここでは CPU 台数を 10 台とする。

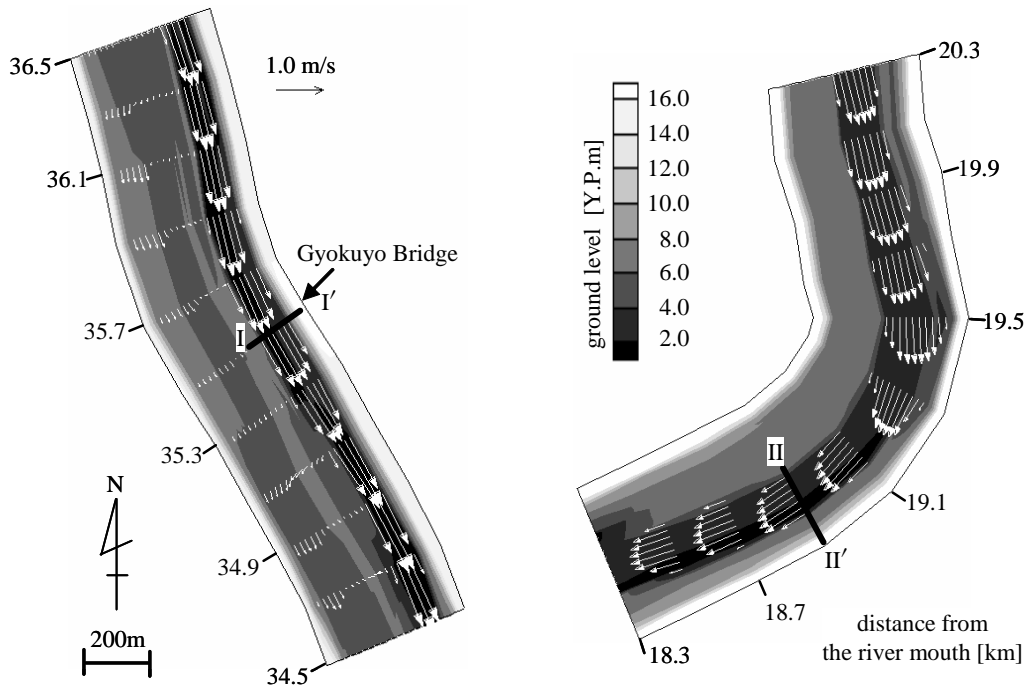
(2) 計算時間

Case1 の計算時間を基準として、各ケースにおける速度向上率 T_*^{-1} ($=$ Case1 の計算時間 / 各ケースの計算時間) を求めた結果を図-12に示す。これを見ると、並列化処理のみを考慮した Case2 では速度向上率は 6.2 倍、モードスプリット法のみを導入した Case3 では速度向上率は 43.7 倍となる。この両者を取り入れている Case4 では、速度向上率は大幅に増加して 248.6 倍となる。このように、新しいモードスプリット法と並列化処理を組み込んだ本流動モデルを用いることにより、通常の三次元流動モデルと比べておよそ 250 倍の速度向上率を達成し得ることが分かる。これより、本流動モデルが極めて計算効率性の高い数値モデルであることが明らかとなった。

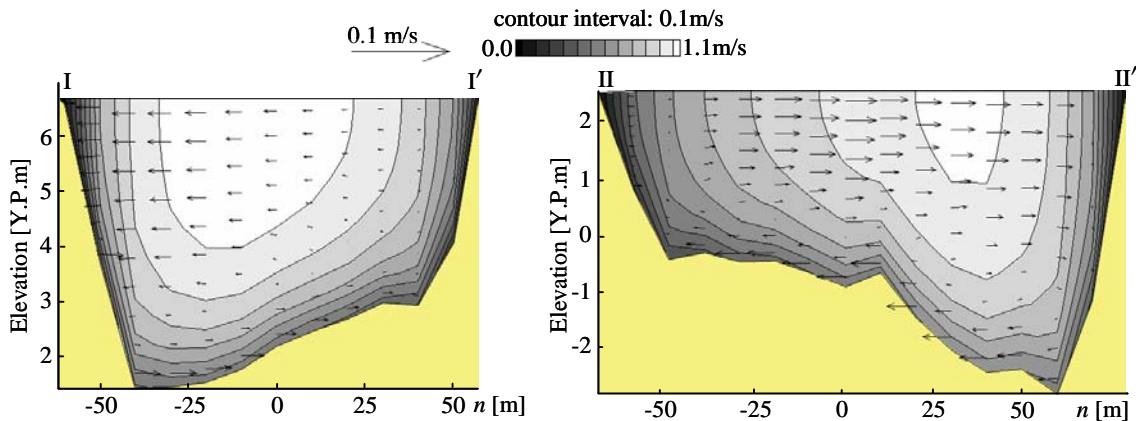
なお、Case4 の条件において計 80 時間分の洪水流計算を行った結果、計算時間は 99 分となった。その内訳としては、平面二次元計算が 71%、三次元計算が 26%、データ更新などその他の部分が 3% となった。

(3) 三次元流動構造の一例

洪水時江戸川における基本的な流況を示すために、表



(a) 表層流速ベクトルと地盤高さコンターの平面分布 (左は 34.5~36.5km 区間, 右は 18.3~20.3km 区間)



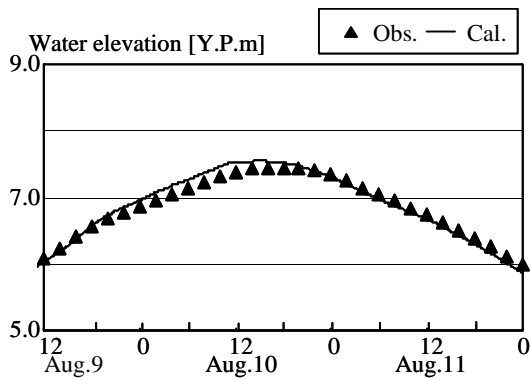
(b) 低水路横断面内における主流方向流速コンターと二次流ベクトル (左は I-I' 断面, 右は II-II' 断面)

図-13 三次元流動構造 (水位ピーク期, 8月10日 19:00)

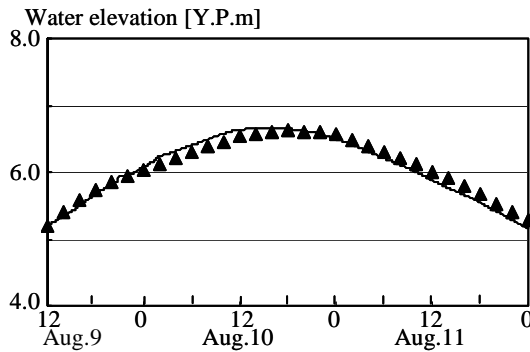
層流速ベクトルの平面分布を図-13 (a) に示す。ここでは、現地観測を行った玉葉橋を含む区間(34.5~36.5km)と、湾曲部を含む区間 (18.3~20.3km) における水位ピーク期 (8月10日 19:00) の結果を示す。なお、平面流況を見やすくするために、流速ベクトルは適当に間引いて図化されている。まず、玉葉橋を含む区間に着目すると、主流方向流速の大きさとしては、低水路では 1.0m/s 程度であるのに対して、高水敷では低水路よりも 1~2 オーダー小さい。河道平面形が直線的であるため、流速ピークは概ね低水路中央部に現れている。また、高水敷においても流速レベルの大小が存在しているが、これは高水敷上における植生の有無が空間的に非一様に分布しているためである。一方、湾曲部を含む区間に関しては、相対的に低水路幅が大きいため、低水路における流速値

は玉葉橋付近よりも全体的に小さい。また、湾曲部では外岸側へ向かう表層流が見られ、内岸側よりも外岸側の流速値が相対的に大きい。

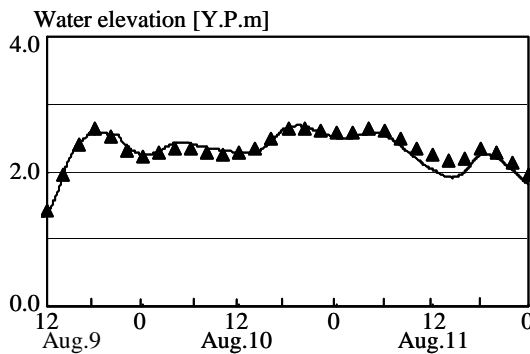
次に、三次元流動パターンを見るために、これらの二つの区間のうち、断面 I-I' (玉葉橋, 35.5km) と断面 II-II' (18.9km) の低水路における主流方向流速コンターと二次流ベクトルを図-13 (b) に示す。これより、断面 I-I' では反時計回り、断面 II-II' では時計回りの二次流が形成され、これは、低水路の湾曲形状と対応していることが分かる。両者を比べると、大きく湾曲している断面 II-II' における二次流の方がやや強い。また、主流方向流速のピーク値は、断面 I-I' では低水路中央部かやや右岸側、断面 II-II' ではやや左岸側に現れており、二次流と連動した結果となっている。



(a) 野田観測所 (39.3km)



(b) 玉葉橋 (35.5km)



(c) 松戸観測所 (19.5km)

図-14 水位変動に関する観測値と計算値の比較

(4) 観測結果と計算結果の比較

a) 水位と流量の時間変化

本流動モデルの計算精度を検証するために、観測結果と計算結果を比較する。まず、水位変動に関する再現性を見るために、3つの地点における水位の時間変化に関する観測値と計算値を比較したものを図-14に示す。ここでは、水位の自動観測が行われている野田(39.3km)、松戸(19.5km)の2つの観測所のデータと、著者らが行った玉葉橋(35.5km)における実測値及び各地点における計算結果が示されている。これを見ると、計算結果は3地点ともに観測値に見られる水位の時間変化を概ね再現している。しかしながら、観測値と計算値には若干の違いが生じており、大きいところでは0.1~0.2mの差が

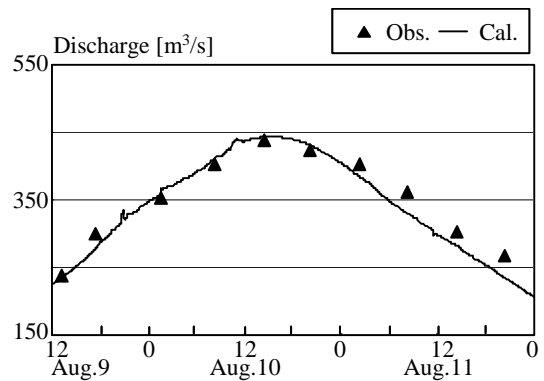


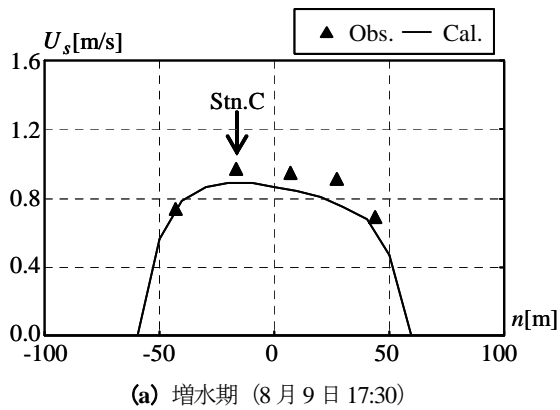
図-15 低水路流量に関する観測値と計算値(玉葉橋, 35.5km)

生じている。水位変動の計算値はマンニングの粗度係数に大きく依存しており、水位に関する計算精度を向上させるためには、マンニングの粗度係数や植生抵抗に関するパラメータをより細かく流下方向に変化させることが有効である¹⁸⁾。しかしながら、そのためには、多地点における水位の実測データを必要とする。また、観測値と計算値が一致するように、これらのパラメータを変化させる必要があるものの、そのパラメータ同定に関する方法論は無く、試行錯誤してパラメータを決める必要がある。今後、多地点における水位データの取得やパラメータ同定の方法論の検討を行い、水位の計算精度を向上させる必要がある。

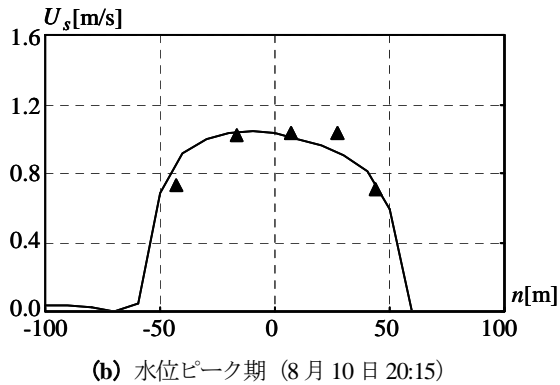
図-15は、低水路流量の時間変化に関する観測結果と計算結果を示す。ここでは、著者らにより実測値が取得されている玉葉橋(35.5km)における結果が図示されている。この流量観測値の算定手順としては、低水路横断面内の5地点においてHR-ADCPによる流速計測を行い各点における水深平均流速値を算出し、力学的内挿法⁴⁷⁾に基づいて流速データを横断方向に空間内挿して流量を算出している。この図を見ると、数値計算により得られた流量は観測結果と概ね類似した時間変化をしている。計算結果と観測結果の差は最大で約30m³/sであり、これは流速観測値の1割以下と大きな値ではない。これより、流量に関する観測結果と計算結果は概ね良好に一致していることが分かる。なお、更なる精度向上のためには、水位変動と同様に、マンニングの粗度係数や植生パラメータの取り扱い方を詳細に検討する必要がある。

b) 水深平均流速の横断分布

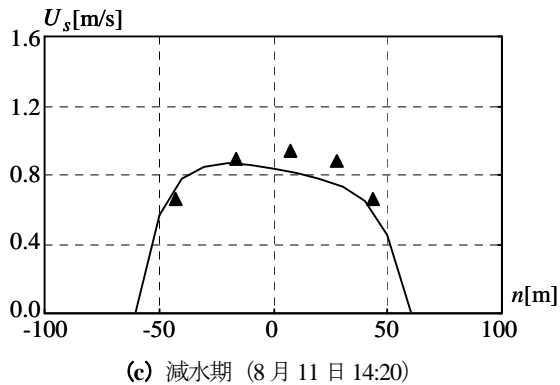
水深平均された主流方向流速の横断分布に関する現地観測結果と計算結果を図-16に示す。ここでは、流量と同様に玉葉橋(35.5km)における結果のうち、増水期(8月9日17:30)と水位ピーク期(8月10日20:15)、減水期(8月11日14:20)の結果が示されている。これらの結果を見ると、兩岸側における低水路と高水敷の境界付近では、どの時刻においても、計算結果と観測結果は概



(a) 増水期 (8月9日 17:30)



(b) 水位ピーク期 (8月10日 20:15)



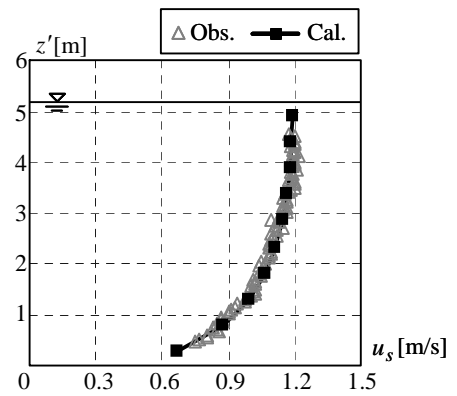
(c) 減水期 (8月11日 14:20)

図-16 水深平均された主流方向流速 U_s の横断分布 (玉葉橋)

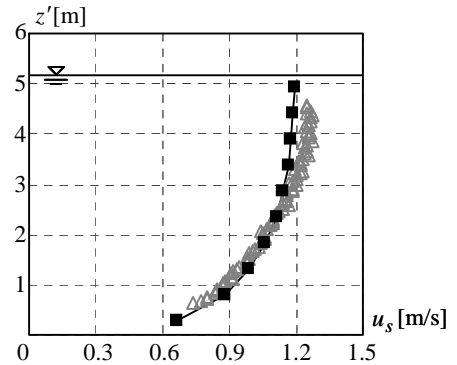
ね一致している。次に、流速レベルの大きい低水路中央付近では、水位ピーク期では良好に一致しているものの、増水期や減水期の結果に関しては、0.05~0.10m/s程度のずれが生じている。低水路中央部における主流方向流速の横断分布は、式(5)に示されている水平渦動粘性係数モデルの設定により大きな影響を受けており、同式中の β の値により流速分布が大きく変化することが確認されている。このことから、河川洪水計算に対する乱流モデルの適用性について、今後、詳細に検討する必要がある。

c) 主流方向流速の鉛直・横断分布

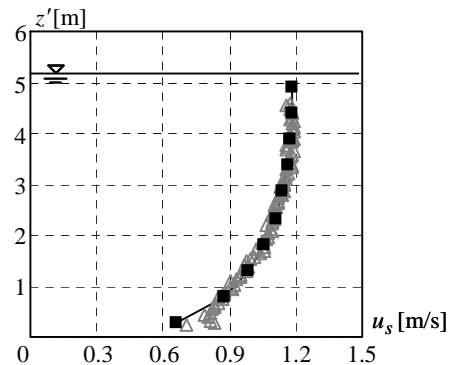
主流方向流速の鉛直分布に関する計算結果と現地観測結果を図-17に示す。ここでは、玉葉橋断面のStn.C(図-16(a))における水位ピーク期の3つの時間帯(8月10日15、16、17時)の結果が図示されている。これらの図から、8月10日15時と17時の結果については、計



(a) 8月10日 15:00



(b) 8月10日 16:00



(c) 8月10日 17:00

図-17 主流方向流速の鉛直分布 (玉葉橋のStn.C)

算結果と観測結果は良好に一致している。それに対して、8月10日16時の結果に関しては、計算値と観測値には差が見られ、その傾向は表層で顕著である。この洪水イベント時における主流方向流速の鉛直勾配は数時間周期で増減を繰り返していることが報告されている³²⁾。このような流速鉛直構造の複雑な時間変化の様子に関しては、本流動モデルでは再現できていないものの、流速鉛直構造に関する本計算結果と観測結果は大局的には一致していると考えられる。

図-18は低水路横断面内における主流方向流速コンターに関して、増水期(8月9日18:00)と水位ピーク期(8月10日19:00)の計算結果と現地観測結果を示す。両者の結果を比較すると、どの期間においても流速コンター

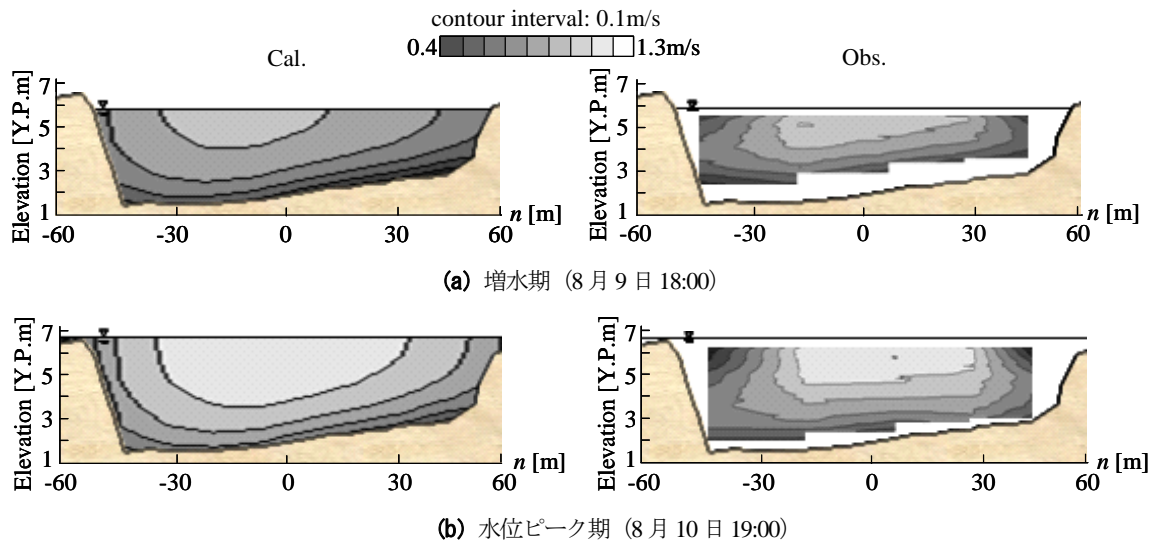


図-18 低水路における主流方向流速コンター（玉葉橋、左は計算値、右は観測値）

の大局的なパターンについては、計算結果と現地観測結果は概ね一致している。しかしながら、両側岸近傍では、計算結果では表層付近の流速値が中・底層流速よりも小さくならず、観測結果と異なった結果となっている。これに関しては、高水敷に繁茂するヤナギなどに起因する植生抵抗効果として、葉の繁茂状況を反映した形で植生抵抗係数を鉛直方向に変化させる必要があるものの、ここでは、植生パラメータを鉛直方向に一定値として与えている。今後、植生抵抗効果の取り扱いについて検討する必要がある。

以上の結果から、水位や流量、主流方向流速の横断・鉛直分布に関して、計算結果と観測結果は概ね一致しており、河川洪水流シミュレーションに対する本流動モデルの適用性が示された。

5. 結言

本研究で得られた主な結論は以下のとおりである。

(1) 計算負荷を減らした形で広範囲の河川区間に対する流動計算を実現するために、新しいモードスプリット法と並列化処理を導入した新たな三次元河川流モデルを開発することを試みた。この新しいモードスプリット法は、従来の方法とは異なり、CFL条件に依存せずに計算時間間隔を設定することが可能であり、数値安定性と計算効率性を兼ね備えた方法である。また、この新しいモードスプリット法に基づく基礎方程式系や計算手順を示した。

(2) 本流動モデルを用いて直線及び湾曲開水路の非定常流計算を実施したところ、本流動モデルが、通常の三次元計算と同程度の計算精度を保ちつつ、計算時間を大幅に短縮し得る計算モデルであることが示された。また、

河川洪水流計算では、三次元計算と平面二次元計算の計算時間間隔比 $\Delta t_i / \Delta t_e$ を 50~100 とすることが妥当であることが示唆された。

(3) 本流動モデルを用いて江戸川のほぼ全区間を対象とした三次元洪水流シミュレーションを行った。その結果、計算時間に関しては、新しいモードスプリット法と並列化処理を導入することで、通常の三次元計算の約250倍の速度向上率を達成し得ることが明らかとなった。また、水位や流量の時間変化、主流方向流速の横断・鉛直分布に関して、計算結果と観測結果は概ね良好に一致していた。これらの結果から、本流動モデルの実河川洪水流計算への適用性が検証された。

なお、本流動モデルの計算精度をより向上させるためには、乱流モデルや粗度係数、植生パラメータに関して詳細に検討する必要がある。また、本流動モデルの汎用性を高めるためには、様々な洪水イベント時を対象とした洪水流シミュレーションを行う必要があり、そのための検証用データを取得しつつある⁴⁸⁾。

謝辞：本論文を取りまとめる際には、東京理科大学工学部土木工学科西村司教授に多くの御助言と御指導を賜った。(株)東京建設コンサルタント・町田佳隆氏（当時東京理科大学大学院理工学研究科修士課程在学）や(株)建設技術研究所・山崎裕介氏（当時同博士後期課程在学）には、本流動モデルのプログラム作成やテスト計算の一部を実施して頂いた。国土交通省関東地方整備局江戸川河川事務所には断面測量結果や水位データ等を提供して頂いた。ここに記して謝意を表す。

参考文献

- 1) 藤田光一：流砂系における土砂動態のとらえ方と広域土砂動態制御への展望，2000年度（第36回）水工学に関する

- 夏期研修会講義集, pp.B-4-1 - B-4-15, 2000.
- 2) 寺田秀樹: 総合的な流域土砂管理 一砂防分野での取り組み一, 2001 年度 (第 37 回) 水工学に関する夏季研修会講義集, pp.A-3-1 - A-3-16, 2001.
 - 3) National Research Council (浅野孝監訳, 渡辺義公, 大垣眞一郎, 田中宏明共訳): 沿岸都市域の水質管理, 技報堂出版, pp.1-443, 1997.
 - 4) 辻本哲郎, 藤田光一: 流砂系管理に向けての学術・技術の展開の方向, 河川技術論文集, Vol.10, pp.13-18, 2004.
 - 5) 土木学会: 水理公式集 [平成 11 年度版], 丸善, pp.109-119, 1999.
 - 6) 渡邊明英, 西村達也: 河川流に関する数値解析の現状と課題, 河川技術論文集, Vol.6, pp.25-30, 2000.
 - 7) Struiksmā, N., Olsen, K. W., Flokstra, C. and De Vriend, H. J.: Bed deformation in curved alluvial channels, *J. Hydraul. Res.*, Vol.23, No.1, pp.57-79, 1985.
 - 8) Shimizu, Y. and Itakura, T.: Calculation of bed variation in alluvial channels, *J. Hydraul. Div.*, ASCE, Vol.115, No.3, pp.367-384, 1989.
 - 9) 福岡捷二, 渡辺明英: 複断面蛇行水路における流れ場の 3 次元解析, 土木学会論文集, No.586/II-42, pp.39-50, 1998.
 - 10) 長田信寿, 細田尚, 村本嘉雄: 河岸侵食を伴う河道変動の特性とその数値解析法に関する研究, 土木学会論文集, No.621/II-47, pp.23-39, 1999.
 - 11) Zanichelli, G., Caroni, E. and Fiorotto, V.: River bifurcation analysis by physical and numerical modeling, *J. Hydraul. Eng.*, ASCE, Vol.130, No.3, pp.237-242, 2004.
 - 12) Biron, P. M., Ramamurthy, A. S. and Han, S. : Three-dimensional numerical modeling of mixing at river confluences, *J. Hydraul. Eng.*, ASCE, Vol.130, No.3, pp.243-253, 2004.
 - 13) 灘岡和夫, 八木宏: SDS&2DH モデルを用いた開水路水平せん断乱流の数値シミュレーション, 土木学会論文集, No.473/II-24, pp.35-44, 1993.
 - 14) 福岡捷二, 渡辺明英, 津森貴行: 植生群を有する開水路における平面せん断流の構造とその解析, 土木学会論文集, No.491/II-27, pp.41-50, 1994.
 - 15) 池田駿介, 空閑健, 陳飛勇: 両岸に植生帯を有する開水路流れに発生する大規模水平渦の安定性と運動量輸送, 土木学会論文集, No.551/II-37, pp.63-73, 1996.
 - 16) 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湾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.
 - 17) 崇田徳彦, 清水康行: 水制を含む流れの準 3 次元数値計算モデルの開発, 土木学会論文集, No.497/II-28, pp.31-39, 1994.
 - 18) 福岡捷二, 渡邊明英, 原俊彦, 秋山正人: 水面形の時間変化と非定常二次元解析を用いた洪水流量ハイドログラフと貯留量の高精度推算, 土木学会論文集, No.761/II-67, pp.45-56, 2004.
 - 19) 福岡捷二, 渡辺明英, 上阪恒雄, 津森貴行: 低水路河岸に樹木群のある河道の洪水流の構造 一利根川新川通昭和 56 年 8 月洪水一, 土木学会論文集, No.509/II-30, pp.79-88, 1995.
 - 20) 前野詩朗, 石井宏幸, 大賀祥一: 台風 9810 号による百間川の植生倒伏状況と洪水解析による河道粗度の推定, 河川技術論文集, Vol.6, pp.315-320, 2000.
 - 21) 清水義彦, 長田健吾, 金文姫: 礫床河川における近年の洪水攪乱と植生破壊規模に関する考察, 河川技術論文集, Vol.9, pp.377-382, 2003.
 - 22) 井上卓也, 濱木道大, 荒井信行, 中田満洋, 高橋季承, 林田寿文, 渡邊康玄: 準 3 次元河床変動モデルによる石狩川河口付近の昭和 56 年洪水再現計算, 河川技術論文集, Vol.10, pp.101-106, 2004.
 - 23) 安竹悠, 清水康行, 長谷川善彦, 舛甚甲介: 2003 年台風 10 号による北海道日高地方厚別川の氾濫解析, 河川技術論文集, Vol.10, pp.237-242, 2004.
 - 24) 佐藤弘行, 河原能久, 玉井信行: Smagorinsky モデルによる複断面直線開水路乱流の解析, 土木学会論文集, No.628/II-48, pp.115-130, 1999.
 - 25) Zedler, E. A. and Street, R. L.: Large-eddy simulation of sediment transport: currents over ripples, *J. Hydraul. Eng.*, ASCE, Vol.127, No.6, pp.444-452, 2001.
 - 26) 岩佐義朗: 数値水理学, 丸善, pp.1-214, 1995.
 - 27) 石川忠晴, 鈴木研司, 田中昌宏: 開水路流の準三次元計算法に関する基礎的研究, 土木学会論文集, No.375/II-6, pp.181-189, 1986.
 - 28) 清水康行, Tubino, M., 渡邊康玄: 自由砂州と固定砂州の共鳴条件における河床変動計算, 水工学論文集, Vol.36, pp.15-22, 1992.
 - 29) 灘岡和夫, 田村仁, 八木宏, 二瓶泰雄: 準三次元浅水乱流モデルの開発に基づく三次元大規模渦構造の数値シミュレーション, 海岸工学論文集, Vol.47, No.1, pp.466-470, 2000.
 - 30) Madala, R. V. and Piacsek, S. A.: A semi-implicit numerical model for baroclinic oceans, *J. Comp. Phys.*, Vol.23, pp.167-178, 1977.
 - 31) Blumberg, A. F. and Mellor, G. L.: Diagnostic and prognostic numerical circulation studies of the South Atlantic Bight, *J. Geophys. Res.*, Vol.88, No.C8, pp.4579-4592, 1983.
 - 32) 佐藤慶太, 二瓶泰雄, 木水啓, 飯田裕介: 洪水流観測への高解像度超音波ドップラー流速分布計の適用 一江戸川を例にして一, 水工学論文集, Vol.48, No.1, pp.763-768, 2004.
 - 33) 西本直史, 清水康行, 青木敬三: 流線の曲率を考慮した蛇行水路の河床変動計算, 土木学会論文集, No.456/II-21, pp.11-20, 1992.
 - 34) 土木学会: 水理公式集 [平成 11 年度版], 丸善, pp.187-191, 1999.
 - 35) Phillips, N. A.: A coordinate system having some special advantages for numerical forecasting, *J. Meteor.*, Vol.14, pp.184-185, 1957.
 - 36) Bradbrook, K. F., Biron, P. M., Lane, S. N., Richards, K. S. and Roy, A. G.: Investigation of controls on secondary circulation in a simple confluence geometry using a three-dimensional numerical model, *Hydrolog. Process.*, Vol.12, pp.1371-1396, 1998.
 - 37) 細田尚, 長田信寿, 村本嘉雄: 移動一般座標による開水路非定常流の数値解析, 土木学会論文集, No.533/II-34, pp.267-272, 1996.
 - 38) 土木学会: 水理公式集 例題プログラム集 [平成 13 年度版], 2002.
 - 39) 山崎裕介, 二瓶泰雄: 簡易境界適合座標系に基づく河川流モデルの提案, 土木学会論文集, No.803/II-73, 2005 (掲載決定).
 - 40) Webel, G. and Schatzmann, M.: Transverse mixing in open channel flow, *J. Hydraul. Eng.*, ASCE, Vol.110, No.4, pp.423-435, 1984.
 - 41) Shiono, K. and Knight, D. W.: Turbulent open-channel flows with variable depth across the channel, *J. Fluid Mech.*, Vol.222, pp.617-646, 1991.
 - 42) 数値流体力学編集委員会編: 乱流解析, 東京大学出版会, pp.21-52, 1995.
 - 43) 宇野俊夫: 対称型マルチプロセッシング技術, エーアイ出

- 版, pp.268-276, 2001.
- 44) 檉山和男, 西村直志, 牛島省: 計算力学レクチャーシリーズ③ 並列計算法入門, 丸善, pp.1-92, 2003.
- 45) 青山幸也: 並列プログラミング虎の巻 SMP 版, pp.1-11, 2001.
- 46) 梶島岳夫: 乱流の数値シミュレーション, 養賢堂, pp.160-218, 1999.
- 47) 二瓶泰雄, 木水啓: 新しいデータ同化手法に基づく河川流速・流量推定法の提案, 土木学会論文集, No.803/II-73, 2005 (掲載決定).
- 48) 二瓶泰雄, 木水啓, 植田雅康, 中岡亮, 望月健: 陸域環境負荷評価のための調査方法及び解析法に関する検討 ~江戸川を例にして~, 海岸工学論文集, Vol.52, 2005 (掲載決定).
- (2005. 3. 29 受付)

A NEW THREE-DIMENSIONAL NUMERICAL METHOD FOR LARGE-SCALE RIVER FLOW AND ITS APPLICATION TO A FLOOD FLOW COMPUTATION

Yasuo NIHEI, Yuichi KATO and Keita SATO

A new three-dimensional numerical method for large-scale river flow with a new mode-splitting technique and a parallel computation is developed. To remove the severe limitation of the computational time interval for the 3D calculation in previous mode-splitting techniques, we present a new mode-splitting technique with satisfying high numerical stability and reducing computational time. To examine the fundamental performance of the present model, the 3D computations of unsteady flows in straight and curved open channels are performed, showing that the present model may have high numerical accuracy and appreciable computational efficiency. The present model is also applied to the flood flow computation in the Edo River. The good agreements are obtained between the model simulation and field measurements. More importantly the computational time of the present model amounts to only 0.4% of that of the normal 3D model without the mode-splitting technique.