

II-149 k-εモデルによる河川合流部の流れの解析

東京大学工学部 正員 玉井 信行  
 建設省淀川工事事務所 正員 上田 悟

1. はじめに

乱流モデルによる数値計算は3次元的に実行することが可能である故もあって、複雑な境界条件の下での流れに適用される例が殖えてきた。わん曲部での流れと物質輸送、複断面水路の水深平均量に対する解析などで用いられてきたのは、2方程式モデルの一つであるk-εモデルである。合流部の流れでは流向の変化に伴ない、第1種の2次流が発生されると予測されるので、今回の解析に当たっても、広い適用例を持ち、係数の内容についても最も良く吟味されているk-εモデルを用いることとした。

河床の形状は横断方向にも流下方向にも変化している。壁面付近の条件を3次元乱流モデルの中で正確に考慮するために、写像関数により曲面を平面に投影し、写像空間においては長方形断面水路内の流れを解くことに帰着させる試みが行われた<sup>1)</sup>。今回の研究においては河床は平坦な場合を扱っているが、任意の合流幾何形状を有する場合にも一般的に演算が実行できるモデルが有用であると考えられるので、写像関数を用いて多様な合流条件を一定の規格化された合流条件に変換することとした。

2. 基礎方程式と座標変換

基礎方程式は、連続式、3方向のレイノルズ方程式、kおよびεに関する輸送方程式の6つである。定常状態を考え、さらに流れの剝離は生じないと仮定して、主流方向の拡散項は無視する。

$$\rho u^i_{;i} = 0 \tag{1}$$

$$(\rho u^i u^j)_{;j} = -p_{,i} - \overline{(u^i u^j)}_{;j} \\ = -p_{,i} + \mu_t (u^i_{;j} + u^j_{;i}) - (2/3) \delta^{ij} k \tag{2}$$

$$(\rho k u^j)_{;j} = (\mu_t k_{,j} / \sigma_k)_{;j} + \mu_t (u^i_{;j} + u^j_{;i}) u^i_{;j} - \rho \epsilon \tag{3}$$

$$(\rho \epsilon u^j)_{;j} = (\mu_t \epsilon_{,j} / \sigma_\epsilon)_{;j} + (c_1 \epsilon \mu_t / k) (u^i_{;j} + u^j_{;i}) u^i_{;j} - c_2 \rho \epsilon^2 / k \tag{4}$$

ここに、 $u^i$  : 平均流速の反変成分、 $u^i$  : 変動流速の反変成分、 $\rho$  : 密度、 $p$  : 圧力、 $u^i_{;j}$  : 平均流速の共変成分、 $k$  : 乱れエネルギー、 $\epsilon$  : エネルギー-逸散率である。ここでは長方形管路内の流れを取り扱い、水面位置は圧力から算出するものとする<sup>2)</sup>。

渦動粘性係数  $\mu_t$  は  $\mu_t = \rho c_\mu k^2 / \epsilon$  から算出され、 $c_\mu = 0.09$ ,  $c_1 = 1.44$ ,  $c_2 = 1.92$ ,  $\sigma_k = 1.0$ ,  $\sigma_\epsilon = 1.3$  という係数値は一般的なものである。

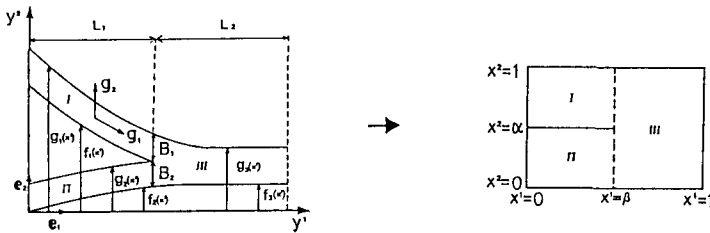


図1 計算領域の変換

解析領域を次の座標変換により直方体へ変換する。 $y^i$  はデカルト座標、 $x^r$  は一般曲線座標であり、平面形状の変化は図1に示される。

$$\begin{aligned}
 y^1 &= Lx^1 \\
 y^2 &= [g(x^1) - f(x^1)] x^2 + f(x^1) = M(x^1, x^2) \\
 y^3 &= Hx^3
 \end{aligned}
 \tag{5}$$

なお、 $\alpha = B_2 / (B_1 + B_2)$ 、 $\beta = L_1 / (L_1 + L_2)$  であり、図1に示した領域 I, II, III で別個に関数  $f, g$  を設定する。

### 3. 計算結果と考察

図2に富所<sup>3)</sup>の実験との比較を示す。幅30 cmの支川が幅50 cmの本川水路に30度の角度で合流するもので、計算は順当な結果を与えている。主水路の流量は10.3 l/s、支水路は5.7 l/sである。

図3に等流速ベクトルの分布が合流部でどのように変化するかを示す。この図は下流から上流を見たものであり、左側が本川であり、断面の範囲は図2に示される1~5とほぼ同じである。本川では右岸に集中していた流れが中央部に向かうのが分かる。支川側では左岸に流れが集中しているが、

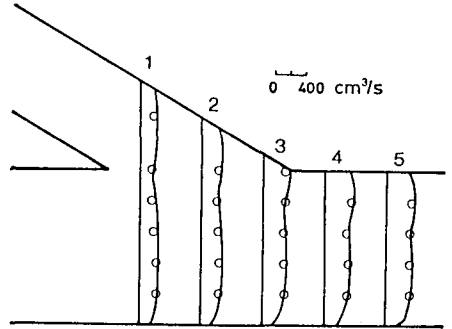


図2 単位幅流量の実験値と計算値との比較

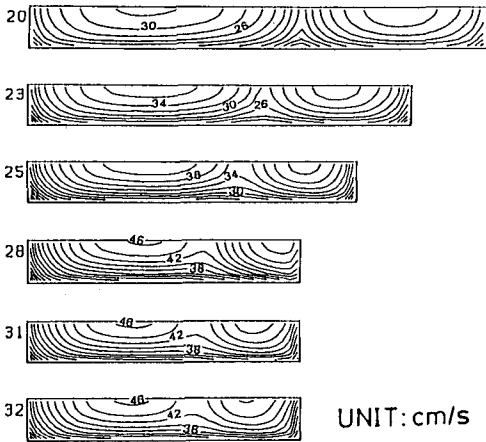


図3 等流速ベクトルの分布の変化

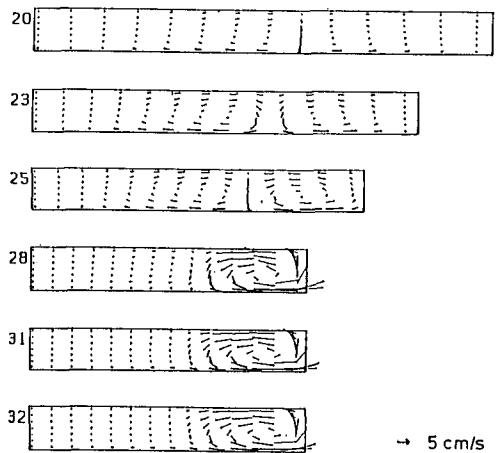


図4 2次流ベクトルの変化

本川側の高速域が左岸底面付近へ張り出してくる形で断面内の一様化が生ずる。

図4に2次流の分布が流下に伴ない変化する様子を示す。支川流入直後の断面20付近では速度の大きな水面付近の流れがぶつかり合い、底面へ向かい、本川側では右岸へ、支川では左岸へと遷流している。そして支川の中心部に至るまでの間は本川の2次流が卓越している。しかし、支川の左岸側の角を過ぎる辺りから、大きな流入曲率を持つ支川側の流水により、支川側の2次流が急激に発達する。新しく左岸側に発達する2次流は本川の2次流を弱める作用をする。断面32では2次流の最大値は主流の約25%であり、これが5%程度に低下するのは、さらに本川幅の6倍近く流下した後である。

参考文献 1) Tamai・Ikeya : JHHE, Vol.3, No.1, 1-13, 1985. 2) Leschziner・Rodi : Proc. ASCE, Vol.105, HY10, 1297-1314, 1979. 3) 富所・荒木・阿尾 : 40回年講, 11-109, 1985.