

北 大・工 正 員 森 明 巨
北 大・工 正 員 岸 力
水資源公団 正 員 太 田 道 男

1. はじめに

著者らは、かつて、平均流場を求め、これから河床流遷を推定して河床変動の計算を行ったが、今回は、三次元流場の数値解法を開発して直接河床流遷を求めることにした。ただし、河床形は刻々に変化するので、厳密に三次元流場を求めるのは計算時間が膨大になるので簡略な計算法の開発を目指した。流砂のモデルについては、すでに報告したもの⁽¹⁾とはほとんど同じなのでここでは説明を省略する。

2. 計算方法

計算法の詳細は別の機会に述べることにして簡略化を行った主要な点について以下に記す。

圧力Pの計算 流れの数値計算では圧力の取り扱いが最も困難であるが、弯曲流においては、側壁付近では動水圧を無視でき、水路中央部では静水圧のみ考えれば流れは十分な精度で求まり、このことに依り計算は著るしく簡単になる。そこで、計算を ⅰ) 側壁の U, W, P の計算、ⅱ) 水路中央部の U, V の計算、ⅲ) 水路中央部の P (静水圧) の計算、の3つに分けて流れを求める。ここに、 U, V, W はそれぞれ流下方向、横断方向、鉛直方向の流速

境界条件 境界面形状と座標曲面が一致しない場合の数値計算には多くの困難な問題があり、今後の重要な課題とされている。1つの方法として、ポテンシャル流を数値的に解いて境界面形状に一致した座標系を用いるものがあるが、本計算のように境界面が刻々に変化する場合には座標系計算に多くの時間を要し適切でない。そこで、次の簡略化を行う。ⅰ) 川巾を一定とする。ⅱ) 河床面を計算区周辺で水平とする。この簡略化のもとに境界条件を、側壁で

$$\left. \begin{aligned} V=0, \quad \left(\eta \frac{\partial U}{\partial r} \right)_w &= C_{DW} U_w^2, \quad \left(\eta \frac{\partial W}{\partial r} \right)_w = C_{DW} U_w W_w \\ C_{DW} &= \left[8.5 + 2.5 \ln \frac{\delta W}{k_{sw}} \right]^{-2} \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

河床で

$$\left. \begin{aligned} W=0, \quad \left(\eta \frac{\partial U}{\partial z} \right)_b &= C_{DB} U_b^2, \quad \left(\eta \frac{\partial V}{\partial z} \right)_b = C_{DB} U_b V_b \\ C_{DB} &= \left[8.5 + 2.5 \ln \frac{\delta V}{k_{sb}} \right]^{-2} \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

で与える。ここに、 η : 滑動粘性係数、 δ : 壁面から最も近い計算点までの距離、 k_s : 相当粗度高、添字 w 及び b は、それぞれ側壁及び河床での値を意味する。

剪断力 乱流の計算においてレイノルズ・ストレスの評価は極めて重要であるが、これを正確に求めるには高度な乱流モデルを用いなければならぬ。本計算ではこれを避けるため、滑動粘性係数を対数流速式で与える。 $\tau = 0.4 \rho u_*^2 (7 - \tau/h)$ で与えることにより求めた。

図-1は、一樣曲率弯曲流を $k-\epsilon$ モデルから求めたものと、本計算法で求めたものの比較を行ったものである。

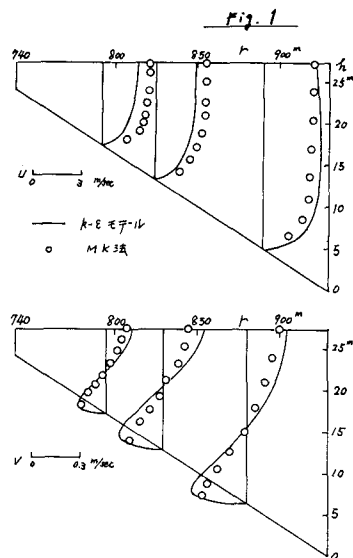


Fig. 2 $r_0 = 8.54^m$, $B = 2.08^m$

$$I_b = 1/412, d_n = 0.25^m, Q = 0.148^m^3/sec$$

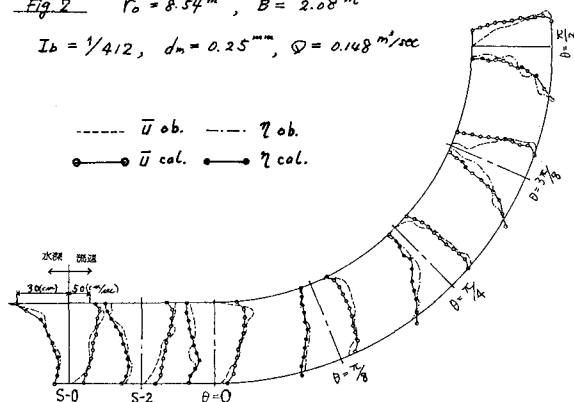


Fig. 3

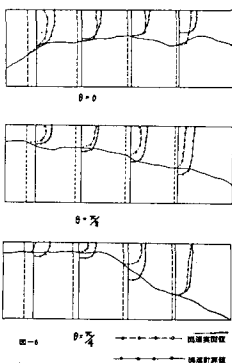
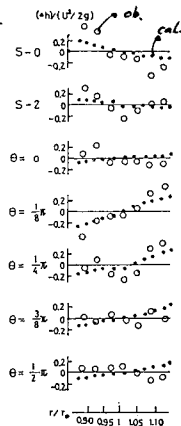


Fig. 4



図からわかる通り U , V 両者も両者は比較的良く一致し、本法の様な簡略な計算法でも精度良い河床形の計算が出来るものと予想される。

3. Ohnishi らの実験との比較

Ohnishi-Jain-Kennedy は、図-2 に示した 90° の彎曲部が直線部を挟んで交互に 2 つ接続した水路で移動床実験を行った。実験の諸元は図中に示す通りである。本研究では上記蛇行水路が無限に接続するものとして計算した。従って上下流端の境界条件は周期条件である。図-2 に河床高 z と U の実測値と計算値の比較を示した。両者とも良く一致しているのがわかる。図-3 及び 4 は、水位の横断形及び U の分布形の比較である。実験では小規模河床変動に伴って流れが歪み歪みされている。この歪みを考慮して全体的な傾向と比較すれば、おおよその傾向が一致しているのがわかる。(注: U の計算値と実測値の縦軸の位置が異なっている)

4. 考察

図-2 によれば、直線部直下流の外岸側が洗掘されている。これは、 $\bar{V}$ (図-5), V_b (河床での V , 図-6) の計算値によれば次の様に考えられる。(図-7 参照) すなわち、i) 外岸側の洗掘による流れの集中、ii) 直線部に強い横断流が生じ対岸は水衝部となる、iii) 直線部河床面での内岸側方向への岸り流れによる外岸側の洗掘、である。この考えは、彎曲流の計算において、側壁の圧力の正確な算定が極めて重要であることを示唆している。

図-4 中では、矩形断面での $\bar{V}$ の計算値も示してあるが、外岸側の洗掘に伴って横断流が如何に増大されるかわかる。図-8 は河床の時間変化 ($T=0$ での平均) を示したものであるが、 $\theta=0$ の河床変動が他の地点に比べて初期には小さいことがわかる。

おわりに 本計算法は、ガリリの簡略化が行われているにもかかわらず精度良い河床変動の予測が出来ることがわかった。参考文献 森明巨、沖積地河道の治水安全度向上に関する研究、S57 科 33 号報告書 (代表岸力) 2) 森明巨、岸力、水と国水構 3) Ohnishi et al. Tech. Rep. NO. 141, Iowa Inst. Hyd. Reser.

Fig. 5

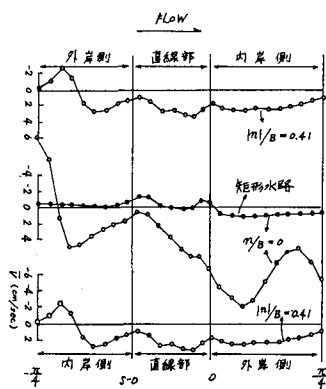


Fig. 6

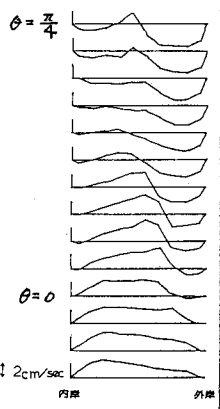


Fig. 7

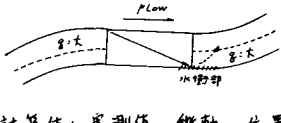


Fig. 8

