

Ⅱ-7 平面河床変動計算の数値安定性に関する検討

ハイドロリサーチ ○穴瀬康雄
徳島大学工学部 岡部健士

1. はじめに 河道計画において床止め・護岸等の施設を設計する場合、将来的な変化を予測した上で最深河床高などの諸元を決める必要がある。そこでは極力定量的な評価方法の採用が求められており、平面二次元河床変動計算は有用な一手段といえるが、構造物周辺など局所問題への適用には種々の課題を残している¹⁾。一方、PIV等の計測技術の向上により様々な局所流の内部構造が明らかにされて、非静水圧三次元モデルによる現象再現を試みた研究事例も見られる。これらを踏まえて現場設計の問題を考えたとき、やはり計算機能力等から平面二次元モデルの採用が現実的と言えよう。ここでは、安定性を高めた平面二次元河床変動計算モデルを開発し、湾曲区間を有する河道において水はね水制を設置した試行計算の結果を報告する。

2. 計算モデル 流れの基礎式には一般座標系の連続式および運動量方程式を用いた。離散化手法に有限体積法を使うことを予定して流量フラックス等の未知量は反変成分で表示している²⁾。計算簡略化のためレイノルズ応力項は無視した。紙面の都合上、連続式と ξ 軸方向の運動量方程式のみ以下に示す。

$$\frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{h}{J} \right) + \frac{\partial Q^\xi}{\partial \xi} + \frac{\partial Q^\eta}{\partial \eta} = 0$$

$$\frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{Q^\xi}{J} \right) + \frac{\partial}{\partial \xi} \left(\frac{UQ^\xi}{J} \right) + \frac{\partial}{\partial \eta} \left(\frac{VQ^\xi}{J} \right) - \frac{1}{J^2} \{ Q^\xi (aU + bV) + Q^\eta (cU + dV) \}$$

$$= -gh \left(\frac{\xi_x^2 + \xi_y^2}{J} \frac{\partial H}{\partial \xi} + \frac{\xi_x \eta_x + \xi_y \eta_y}{J} \frac{\partial H}{\partial \eta} \right) - \frac{gn^2}{h^{1/3}} \frac{U}{J^2} \sqrt{a'U^2 - 2b'UV + c'V^2}$$

ここに、 t :時間、 ξ, η :一般座標軸、 J :座標変換ヤコビアン、 h :水深、 Q^ξ, Q^η :流量フラックス反変成分、 U, V :流速ベクトル反変成分、 g :重力加速度、 H :水位、 a, b, c, d, a', b', c' :変換メトリクス(ξ_x 等)をまとめた係数、 n :粗度係数である。上述したように、数値解析法には有限体積法を用い、移流項には一次元風上差分を適用する。時間積分法については、以前³⁾はAdams-Bashforth法を用いていたが leap-frog 法に変更した。両者とも時間に対して2次精度を有する計算法であるが、今回は摩擦項のVasilievの不安定を防止するために、摩擦項内の流速を陰的に取り扱う方法⁴⁾を導入したため、1ステップ内で保持すべき変数が少なくてよい leap-frog 法を採用した。これにより、越流水制やスリット付き床止め等の計算をした場合、天端水深の微小時でも安定した計算が可能である。その他、河床変動の過程で浮州が生じた場合の水際の扱いは文献2)を、水制直下のように流落水となる場合は文献4)を参考に運動量方程式を越流公式などに適宜切り替えている。河床変動は一様砂による掃流砂のみを対象として、土砂の連続式と流砂量式には芦田・道上式を用いた。

3. 試行計算例 改良した平面二次元河床変動計算モデルの特性を調べるため、図1に示すモデル河道に適用した。中小河川を想定した幅18mの河道には、流れ方向2m・横断方向1mのメッシュを設定した。洗掘が生じる湾曲入口部内岸側と出口部外岸側に幅3m(3メッシュ)を不侵食河床として水制を表現した。計算ケースは、水制なし・水制有り($H=1.5, 2.5, 3.5\text{m}$)の計4ケースとした。河床高の変化を図2の位置で観察した。

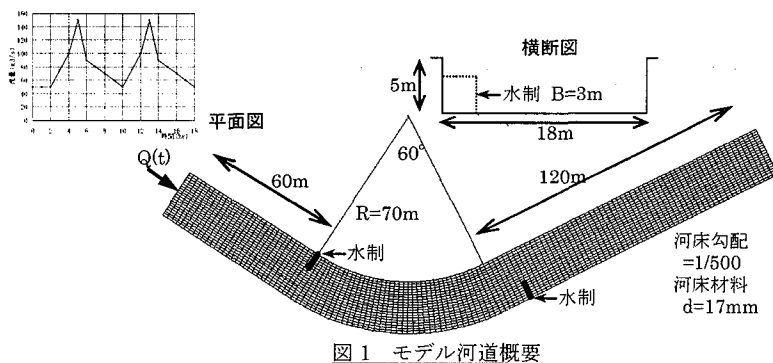


図1 モデル河道概要

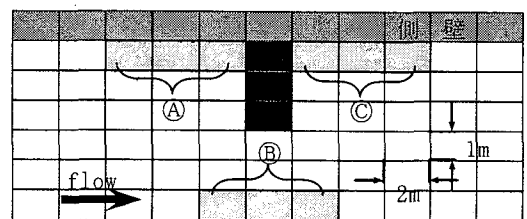


図2 計算値の注目箇所

モデル河道上流端には流量が $50 \sim 150 \text{ m}^3/\text{s}$ の間で連続的に変化するモデルハイドロを2波与えた。図2に示す④は河岸沿いの水制前面の平均的な河床高を意味しており、3メッシュ平均値をとる。⑤⑥も同様に算出し、計算ケース毎にその時系列変化を図3に示す。水制高は3種類を設定しており、 $H=1.5\text{m}$ のとき越流水制、 $H=3.5\text{m}$ のとき非越流水制、 $H=2.5\text{m}$ のとき越流・非越流が混在した状態となる。 $H=2.5\text{m}$ のケースについては水制上の越流水深も合わせて示している。「水制なし」の場合には河岸沿いの低下が大きい、通常の湾曲流れの傾向に一致したものとなっている。「水制有り」の場合には、共通して水制先端部⑥地点の河床低下が著しい。これも一般的事実を照らして妥当である。越流と非越流について比較した場合、かなり顕著な違いがある。越流の場合には水制を挟んで上下流ともに土砂が堆積する。一方、非越流の場合には水制前面で大きく堆積するが、水制下流の河床高は変化しない。また、非越流の場合の方が、先端部⑥の低下量は大きくなる。 $H=2.5\text{m}$ の越流・非越流が混在する場合、水制直下に流落水が発生して前二者とは異なる傾向が生じることを期待したが、特段の変化は認められず非越流の場合に近い結果となった。計算安定性を調べる観点からは、水制上の水深に数値振動も見られず、越流・非越流の遷移も問題なく計算できているようである。参考として図4に越流・非越流の場合における水制近傍の河床状況を鳥瞰的に表示したコンター図を示す。

4. おわりに 計算モデルを改善することにより、移動限界流量以上の状態で水制が越流・非越流を繰返すような流況下でも安定した河床変動計算が実施できることを示した。今後は、一層の安定性を高める検討に加えて、現場データや水路実験への適用を図り、現象再現性についての定量的評価が必要と考える。

1) 河道計画検討の手引き, (財) 国土技術研究センター編, H14. 2) 水理公式集例題プログラム集, 例題 2-8 一般座標による河川流の計算, (社) 土木学会, H13. 3) 穴瀬ら: スリット付き床固工周辺の平面河床変動解析, 四国支部第 10 回技術研究発表会, H16. 4) 水理公式集例題プログラム集, 例題 2-3 洪水氾濫流の計算, (社) 土木学会, H13.

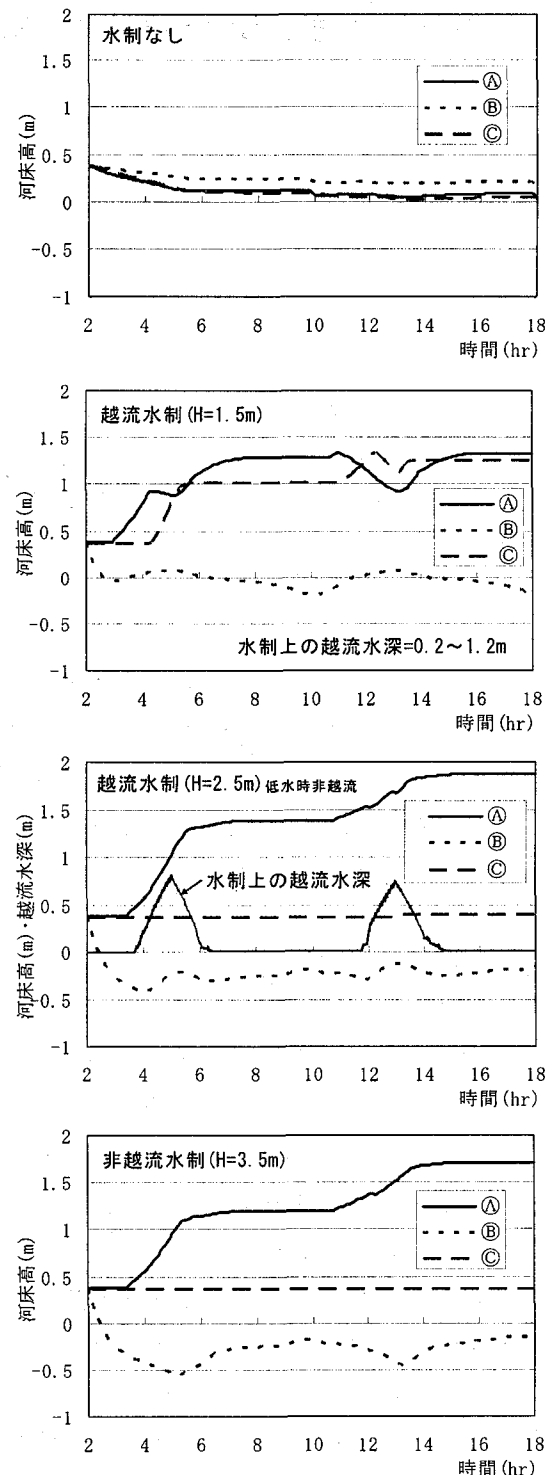


図3 河床高変化図

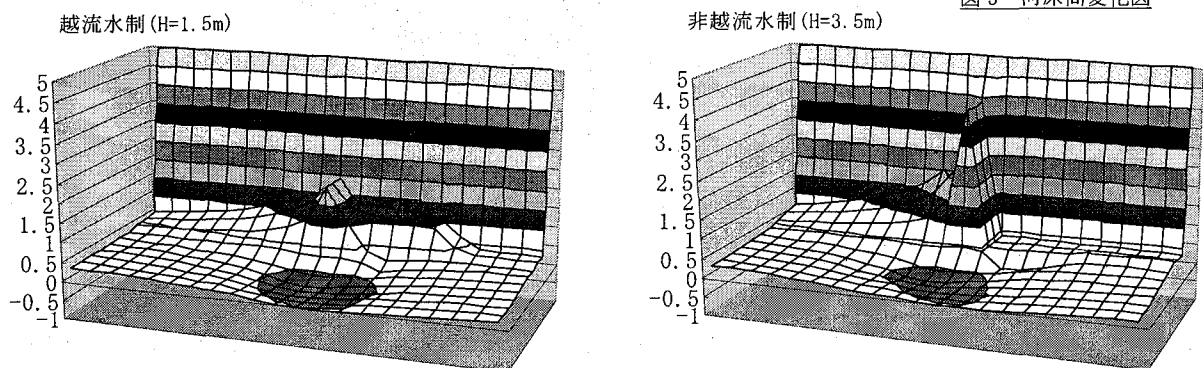


図4 通水後河床形状