

河床変動に伴う分流特性の変化

鳥取大学工学部	正 員 道上 正規
鳥取大学工学部	正 員 檜谷 治
鳥取大学大学院	学生員 嶋 大尚
日産建設(株)	正 員○大野 敏弘

1. はじめに

治水対策の一つに分流工法があり、洪水流の一部を放水路に分流させるというものである。この方法での問題点の一つに分流量を安定化させるという問題がある。特に、固定堰の場合は同じ流量でも河床状態によって分流量が変化する可能性があり、その変化の程度を把握しておく必要がある。そこで本研究では、分流に伴う河床変動の変化とその河床変動に伴う分流量の変化を実河川スケールの数値計算によって検討するものである。

2. 計算法

計算法は基本的に従来¹⁾と同様なものであり、紙面の都合上省略し分流量の推定法のみ説明する。図1は越流係数と分流比の推定法を示したものである。まず、分流比 κ と越流係数 c を仮定すると越流量 $Q_T = \kappa Q$ が定まる。つぎに、下流端で等流水深 h_0 を与えて、一次元の不等流計算により分流区間下流端水深 h_1 を求める。さらに、同様にして分流区間の水面形の計算を行うが、分流区間では次式に示す流量の変化を考慮する。

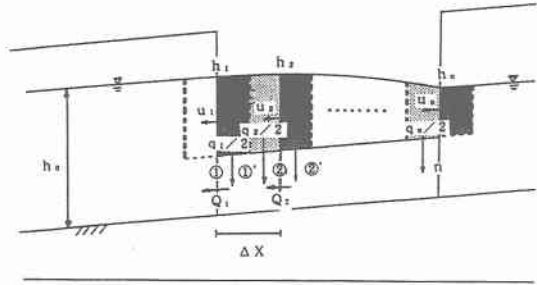


図1 越流係数と分流比計算の模式図

$$Q_{i+1} = Q_i + (q_i + q_{i+1}) / 2 \quad (1)$$

ここで q_i は越流量で、次式に示す中川・宇民²⁾の式により求める。

$$q_i = \frac{2\sqrt{2g}}{3} C \left[\left((h_1 - S + DZ) + \frac{u^2}{2g} \right)^{3/2} - \left(\frac{u^2}{2g} \right)^{3/2} \right] \quad (2)$$

$$C = 0.94 - 0.83Fr \quad (Fr \leq 0.6), \quad c = 0.5 - 0.1Fr \quad (Fr \geq 0.6) \quad (3)$$

ここに u : 主流平均流速、 Fr : 堰上流端断面での平均フルード数、 S : 堰高、 C : 平均越流係数である。

水面形の計算結果である越流量を合計することによって Q_T' が得られるが、この Q_T' と仮定した Q_T および平均越流係数 C が一致するまで以上の計算を繰り返す。

3. 計算結果

(1) 計算条件

河道は幅300m、河床勾配1/1000、弯曲半径900m、の弯曲部を含む4km区間で、弯曲部外岸に長さ300m、高さ1.3mの分流堰を持っている。また、計算は初期(平たん)河床のもとで分流量を推定し、下流端で等流水深、上流端で平均流速を与えて計算を行った。流量は4500m³/sで通水時間は10時間である。

(2) 河床変動

図2および図3は分流しない場合(非分流)と分流した場合(分流)での河床変動量コンターと縦断面図を示したものである。まず内岸の河床は、分流・非分流ともに弯曲部全域において、堆積量が若干異なるが形状はほぼ等しく堆積している。つぎに外岸の河床は、非分流では弯曲部全域で洗掘が起きる。一方、分流の河床は弯曲部入口から洗掘され、分流区間中央で最も洗掘されている。しかしながら、分流区間下流端で、急激に堆積に推移している。

(3) 分流比

図4に越流係数と分流比の結果を示す。通水時間が長くなるに従って、不規則ではあるが越流係数は増加する傾向にある。また、分流比は初期河床（フラット）の時と比較すると、10時間後では10%以上増加した。この分流比と平均越流係数の増加の原因を考える。平均越流係数は宇民・中川の式よりフルード数の関数であるため、水深の変化によるフルード数の変動の影響が大きいと考えられる。すなわち図3で示したように平均河床が分流区間下流端で上昇しており、その結果分流区間上流端での水深が大きくなり、フルード数が小さくなる。その結果平均越流係数は大きくなり、分流量が増加していると推察される。

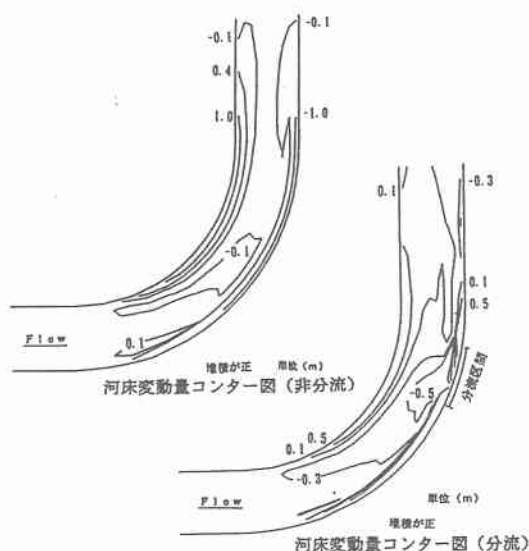


図2

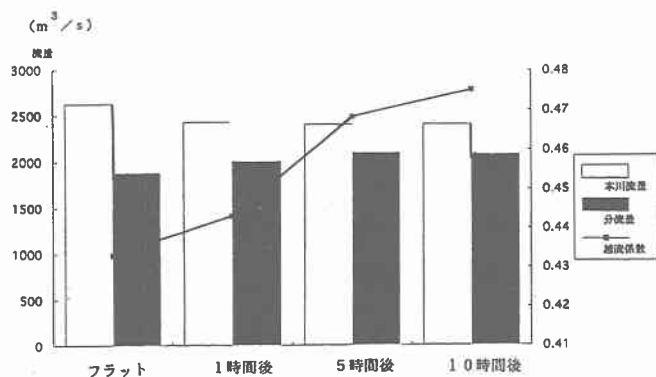


図4 時間変化に伴う分流量および越流係数

4. おわりに

以上より、分流区間下流端に起きる堆積の影響で、分流量は大きくなることがわかった。

参考文献

- 1) 友滝ら：弯曲部横越流堰の流れに関する3次元数値解析、第46回土木学会中国四国支部研究発表会講演概要集、1994年、pp. 148-149
- 2) 中川博、宇民正：横越流分水工の機能設計に関する研究、京大防災研究所年報第9号

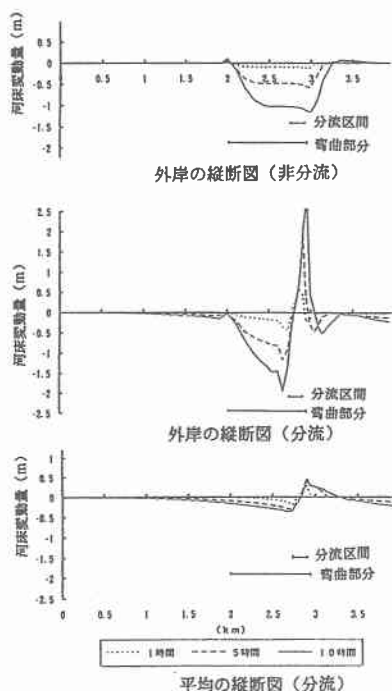


図3