

## II-37 蛇行流路の河床変動の数値解析

北大・工 正 員 森 明 巨  
北大・工 正 員 岸 力

はじめに

著者ら(1)は高水敷の流れを含んだ蛇行河道河床形の数値計算法を試作し、図-1に示した石狩川の下流部に適用した。初期河床を矩形とし、流量 $Q=10000 \text{ m}^3/\text{sec}$ を39時間通水した。これはS56.8洪水をモデル化したものである。計算結果とS56.8洪水ピーク直後の河床実測値を比較すると、洗堀深の計算値は実測値よりかなり小さかった。本研究はこの違いの原因を数値実験により調べたものである。

## 1. 高水敷の流れの効果

流れの基礎方程式および高水敷上の流れの計算法は前報(1)に述べているのでここでは省略する。高水敷の粗度係数には前報では0.06を与えたが、本報告では0.045を用いている。高水敷と低水路の境界付近の渦動粘性係数 $\nu_t$ についても前報と変え、次式で与えた。

$$\nu_t = \kappa [u_* h + \alpha |W_m| h_w] \cdot \frac{z}{h} (1 - \frac{z}{h})$$

ここに、 $\kappa$ : カルマン常数(=0.4)、 $u_*$ : 摩擦速度、 $z$ : 河床を原点、鉛直上向きを正とした座標、 $h$ : 水深、 $\alpha$ : 低水路と高水敷の境界を横切る流れが剝離する場合は1、剝離しない場合は0、 $W$ は $z$ 方向の流速を表し、 $W_m$ は側壁における $W$ の最大値、 $h_w$ は低水路側壁の高さである。

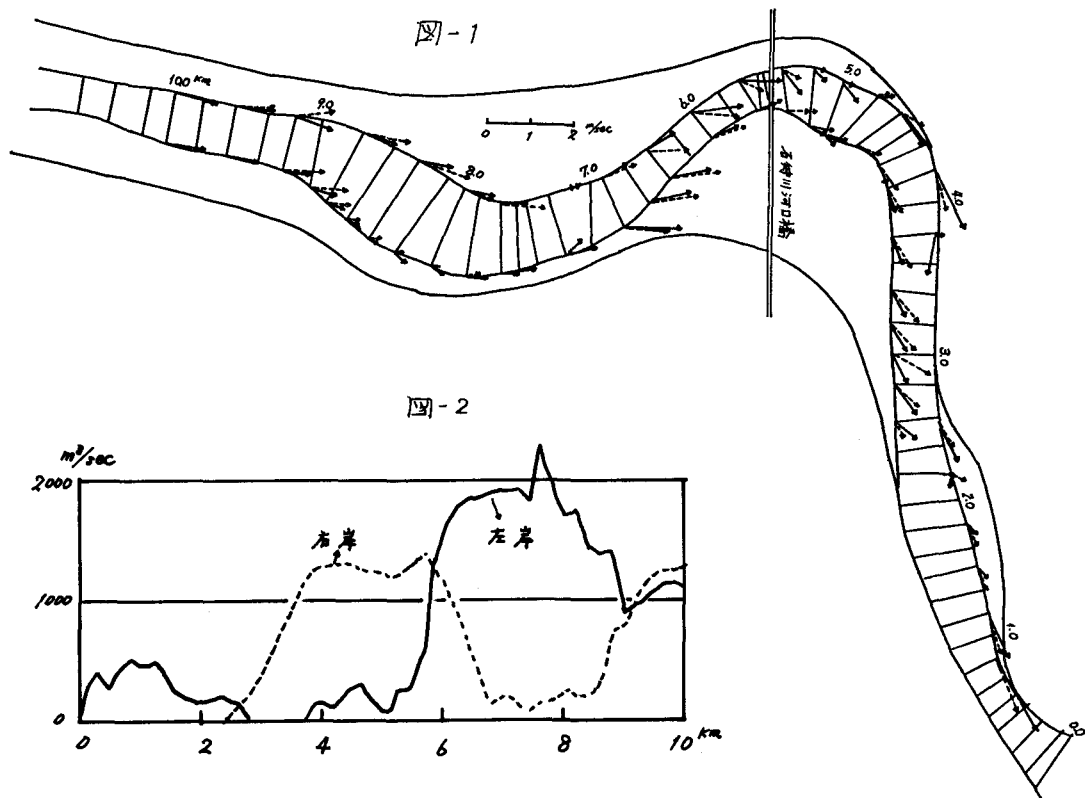
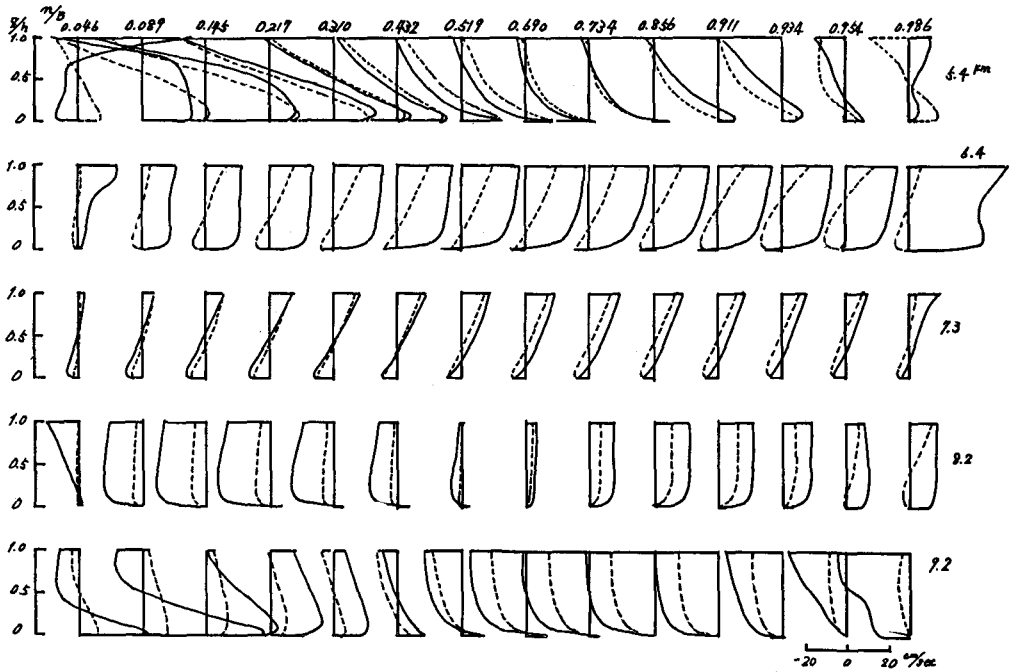


図-3



高水敷が流れに与える影響を調べるために、矩形断面の場合について高水敷がある場合と無い場合を比較する。前者をcase A、後者をcase Bと呼ぶことにする。図-1中にcase Aの高水敷の流速ベクトルを実線の矢印で示した。堤々間を1つの流路とする様な流れが見られる。図-2は高水敷流量の計算値をプロットしたものであるが、これから平均的な高水敷の分担流量を $2000\text{m}^3/\text{sec}$ として、case Bではこれを除いて $Q=8000\text{m}^3/\text{sec}$ を流した。

図-3は横断方向流速 $V$ の比較で、case Aを実線でcase Bを点線で示したが、地点により高水敷の効果が異なるのがわかる。

case Aの9.2kmでは遠心力による流れ、高水敷から低水路への戻り流れ、急拡部であることなどにより流れは複雑である。図-4に9.2km付近の水面形の比較を示したが、case Aは上述のことを反映して水面形も複雑である。

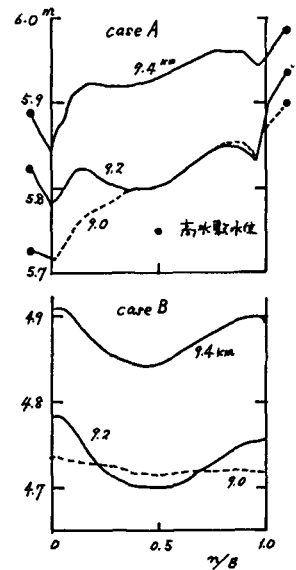
8.2kmでは左右岸とも凹岸であるので流れは水路中央部を境に左右岸に向かうが、 $V$ の絶対値は、case Aの方が流れが高水敷に乗り上がるため大きくなっている。

7.3kmでは高水敷の $V$ が小さいためcase A、B間の違いは小さい。

6.4kmのcase Aは低水路を横断する流れが卓越している。

5.4kmでは遠心力による流れと高水敷の流れが左岸近くで強い相互干渉を起こしている。

図-4



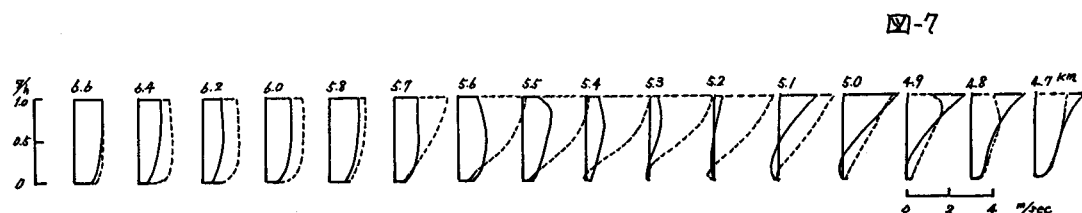
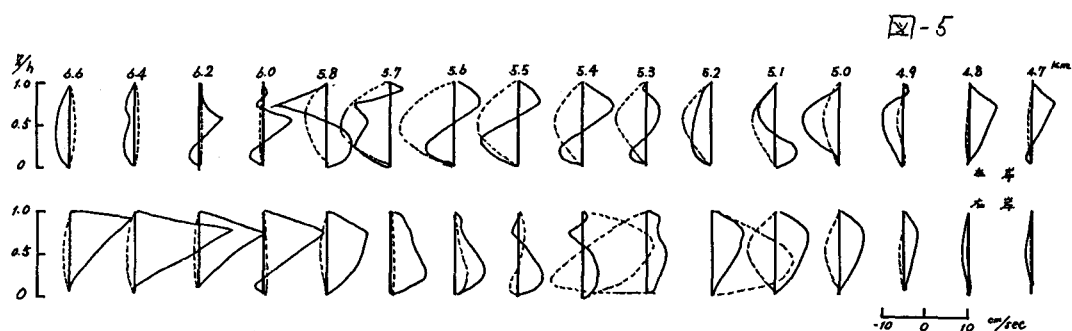
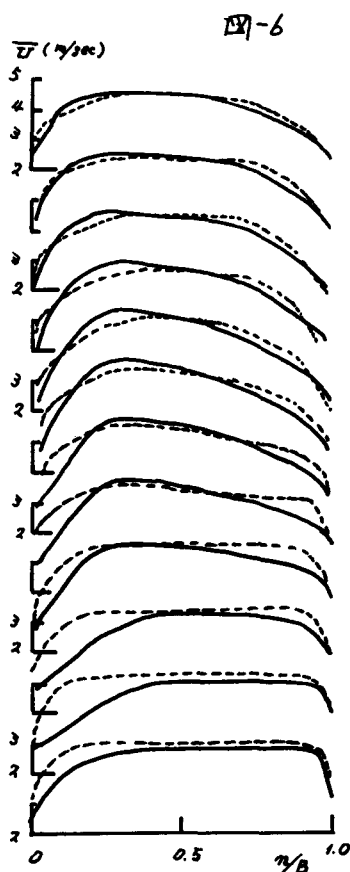


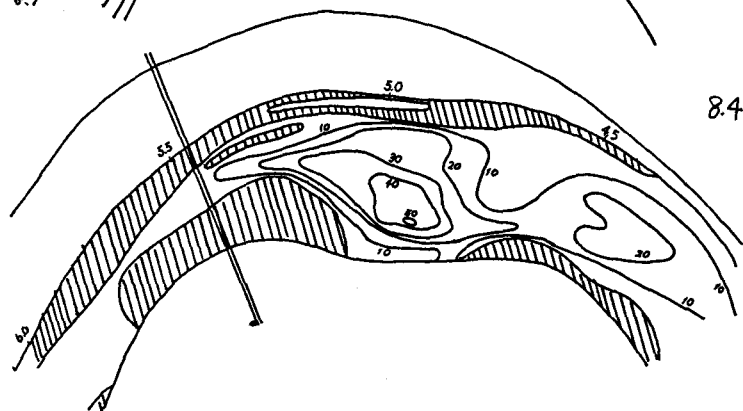
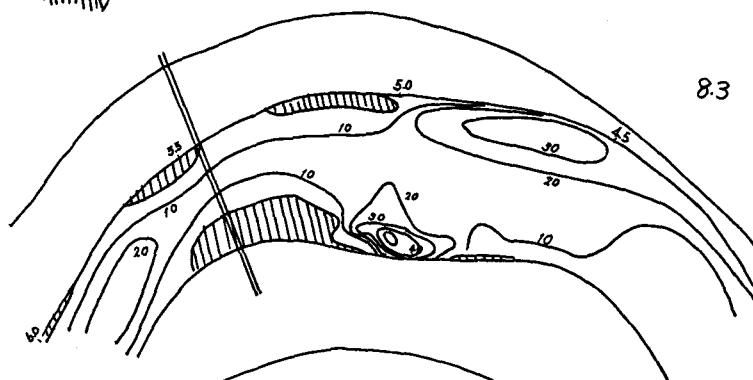
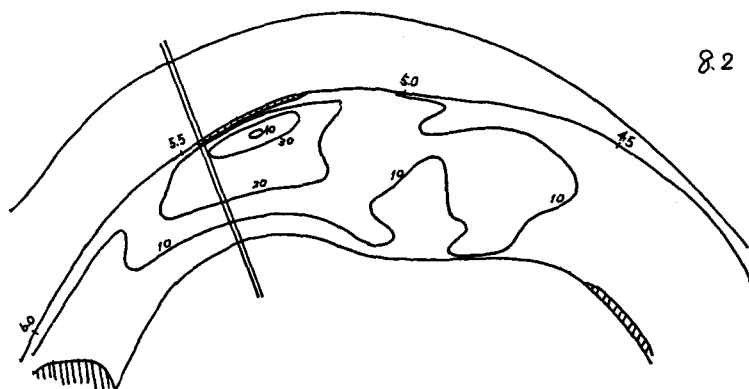
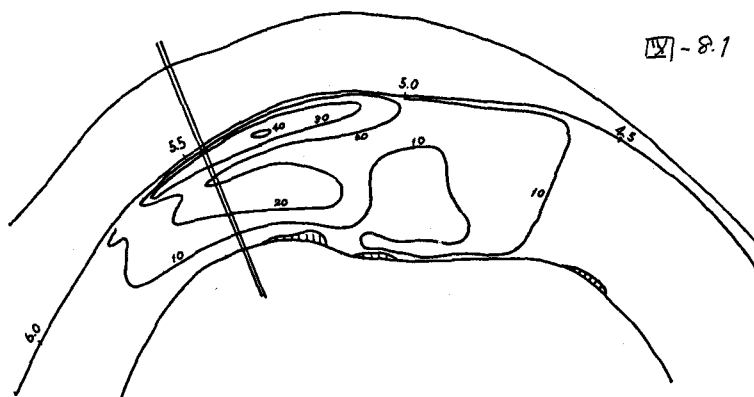
図-5は側岸の $W$ を比較したものである。case B (点線) の $W$ は弯曲流に見られるラセン流の向きを持っている。case A (実線) において、高水敷から低水路への流れは両者の境界が断面急拡部になるが、流れは必ずしも剝離していない。また、低水路から高水敷への流れの場合も流れは剝離せずに  $W > 0$  となる場合が多い。これらの傾向は上野ら(2)の複断面蛇行流の実験でも見られ、この種の流れの1つの特徴と思われる。

図-6は $U$  (流下方向の流速 $U$ の深さ方向の平均値)の横断分布形の比較である。高水敷流が低水路へ流入する所では $U$ がcase Bに比べて小さくなっている。図-7は $n/B$  ( $n$ : 低水路左岸を原点とした水路横断方向の距離、 $B$ : 川幅)  $= 0.046$  の $U$ の深さ方向の分布形を比較したものである。5.5km付近の水面流速を見ると、case Aでは高水敷から低速流体の流入により  $U \rightarrow$  小 となっているのに対し、case Bでは水路中央部から遠心力に起因する高速流体の流入により  $U \rightarrow$  大 となっているのがわかる。

4.0~6.0km 間の河床の  $V = V_B$  の等高線図を図-8.1 (case A)、図-8.2 (case B) に示した。図中斜線を施した部分では  $V_B < 0$  である。case Bは大部分が  $V_B > 0$  であるが、特に、5.3km左岸の $V_B$ は大きく河岸の強い洗堀が予想される。これに対してcase Aでは5.3~5.5km左岸に  $V_B < 0$  の部分が生じ、 $V_B$ の大きさも若干小さくなっている。

以上の計算結果から高水敷が流れに大きな影響を与えるのがわかる。





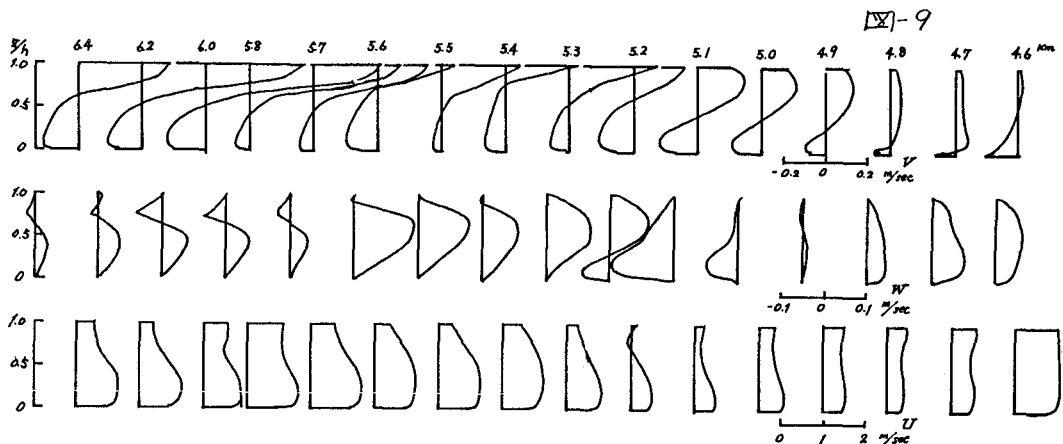


図-9

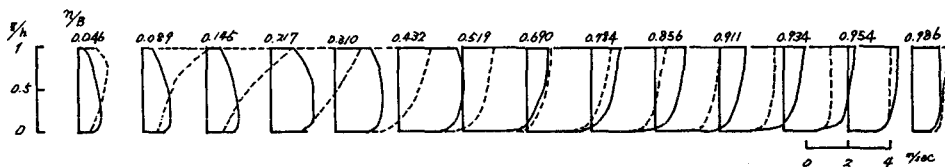


図-10

## 2 高水敷流がある場合の河床変動

移動床流れでの  $V_B$  の等高線図を図-8.3 ( $t=6$  時間、case A を  $t=0$  とする)、図-8.4 ( $t=123$  時間) に示した。図-8.3 からわかる様に僅かな通水時間で  $V_B$  の分布は大きく変化している。すなわち、左岸の  $V_B \rightarrow 大$  の部分を見ると、 $t=0$  では 5.3km 周辺にあったものが 4.7km 周辺にずれ、5.3km 地点は  $V_B < 0$  の部分が拡大している。また、右岸では 5.0km 付近に  $V_B \rightarrow 大$  の部分が発生し強い堆積を生じさせる分布形になっている。

$t=123$  時間では  $V_B < 0$  の部分が更に拡大している。左岸の  $V_B \rightarrow 大$  の部分は水路中央部に移行し、値および空間的变化率ともに小さくなっている。この様な  $V_B$  の分布では、図-8.2 の単断面の分布形に比べ弯曲部の洗掘速度は著しく低下する。著者らはすでに、単断面では1日の通水で実測値に近い値が得られることを確かめている(3)。

以下では、 $t=123$  時間の流れの構造を調べる。

図-1 中の点線の矢印は  $t=123$  時間の高水敷流の流速ベクトルである。case A と比較すると、5.5km より上流では、流向は堤防法線により平行になっている。また、3~4 km の左岸堤防の弯曲部に対する流れは、case A より強い水衝部となっている。このことから高水敷流のある移動床流れでは、堤ヶ間を1つの流路とする流れに近づく様に河床の変形が進むものと推察される。

この様な流れの変化により、5.5~6.5km の低水路左岸側は高水敷の低速流体がより多く供給されることになる。図-9 には  $n/B=0.046$  の  $U$ 、 $V$  と左岸の  $W$  の分布形を示したが、 $U$  の形状を見ると、高水敷流の流入により水面の流速が大きく減速されているのがわかる。

図-10 は  $t=0$  (点線) と  $t=123$  時間 (実線) での 5.5km 断面の  $U$  分布の比較を行ったものである。 $t=123$  時間では、水路のかなり広い範囲で水面流速が低下しているのがわかる。これに対して  $t=0$  では、

水面流速は逆に加速されている。  $t = 0$  の分布形では、水面付近の遠心力が大きいので普通のラセン流が発達するが、  $t = 1, 2, 3$  時間の型では河床付近の流速が大きいので、図-9中のWおよびVに見られる様に逆向きのラセン流が発生する。この様なラセン流が発生すると、河床近傍のUはラセン流による運動量の輸送により、  $t = 0$  の型では減速、  $t = 1, 2, 3$  の型では加速される。これはそれぞれのラセン流を強める方向に作用する。

5.5km付近では遠心力によって水路中央部から左岸へ向って水面付近を輸送される高速流体と高水敷からの低速流体が相互干渉するが、両者の流れの強度によって流れの型が決まるものと考えられるが、いずれの型になるかで河床形に与える効果が大きく異なる。

図-11に  $t = 1, 2, 3$  時間での河床形の計算値と実測値の比較を示した。上述の様な流れの構造のため

4.8~5.6kmの外岸側は洗掘されず、最深部は水路中央部によっているのがわかる。

おわりに

本報告に示した数値実験の結果によれば、高水敷が流れおよび河床形に与える影響は極めて大きい。本報告の例では、弯曲部の外岸側における洗掘速度が単断面の場合に比べ著しく低下するが見られた。このことは、実測された外岸側の洗掘形状は低水路内の出水で形成されたことを予想させる。

#### 参考文献

- (1) 森明巨、岸力：蛇行河道三次元流の数値解析と河床変動の計算、第29回水理講演会論文集、1985年
- (2) 上野鉄男、宇民正：昭和58年7月豪雨による三隅川の河川構造物災害とその実験的検討、京都大学防災研究所 年報第27号、1984年
- (3) 森明巨、岸力：洪水時における蛇行河道の河床変動の予測、第21回自然災害科学総合シンポジウム、1984年

図-11

