

二次元河床変動解析の現地への 適用に関する研究

STUDY ON THE APPLICATION OF 2-D DEPTH INTEGRATED METHOD TO THE ABE RIVER

小川 義忠¹・伊藤 覚²・西本 直史³・三浦 真貴雄⁴・劉 富山⁴

By Yoshitada OGAWA・Satoru ITO・Naosi NISIMOTO・Makio MIURA・Fushan LIU

¹正会員 日本建設コンサルタント株式会社 (〒460-0002 名古屋市中区丸の内 1-10-29 白川第八ビル)

²正会員 建設省 静岡河川工事事務所 (〒420-0068 静岡市田町3-108)

³正会員 日本建設コンサルタント株式会社 (〒141-0002 東京都品川区東五反田5-2-4)

⁴ 日本建設コンサルタント株式会社 (〒460-0002 名古屋市中区丸の内 1-10-29 白川第八ビル)

In steep alluvial rivers, braided channels are often produced due to the formation of multiple raw bars. It is important to predict the long term bed variation as well as channel shifting for river for river regulation works.

In this paper, the Abe river is chosen for discussions. The field data show the river bed has aggraded since the year 1967, and a typical draided channel is formed. The applicability of a two-dimensional numerical model is verified for local erosion and deposition in braided areas and outer-bank erosion in curved regions. In addition, it is found that the method can predict a complex bed configuration, which is caused by an artificial change of the upstream reach.

Key Words : ABE river, braided channels, 2-demenseonal numerical simulation

1. はじめに

扇状地河道の河床形態は、供給土砂量の多少と密接に関係している。供給土砂量の少ない河道では砂州や滞筋が固定化しやすく、結果として砂州上に植生が繁茂しやすくなる。これに対して供給土砂量の多い河道では砂州や滞筋が移動しやすく、川幅や水深にもよるがいわゆる乱流状態を呈する網状流路が現れる。網状流路における水みちは、集中→拡幅→分裂→集中という繰返しのプロセスを通して激しく変動し、これに伴い流砂量も変動する¹⁾。このような河道において洪水の安全な流下を図るためには、水みちの平面的な変動特性および洗掘特性の把握が不可欠である。

これらの水みちの特性を把握する手段の一つとして、二次元河床変動解析が考えられる。道上ら²⁾は、水みちの発生・発達過程を対象として河床変動の再現計算を行い、水みちが安定となるケースではその形状がほぼ再現されるのに対し、水みちが不安定となるケースではその不安定性を現段階では再現できないことを示した。また里深ら³⁾は、漸拡水路における水みちの発生・発達過程を対象として河床変動の再現計算を行い、浮き州の形成過程は再現できる

が現段階ではその発達速度に課題があることを示した。このように、網状流路を対象とする二次元河床変動解析には検討の余地が残されている。

そこで本論文では、河川工学上の観点から二次元河床変動解析の網状流路への適用性について明らかにすることを目的とし、今もなお河床上昇傾向にあり網状流路が形成されている安倍川を対象として検討を行う。具体的には、既往大出水の昭和49年洪水について河床変動の再現計算を行い、洗掘と堆積の平面分布および横断形状の再現性を検討するとともに、再現計算における洪水時の河床変動特性を明らかにする。さらに、高水敷造成および河床掘削後の河床変動の再現計算を行い、これらの境界条件の変化による周辺河道への影響について検討する。

2. 河床変動の特徴

安倍川は、中部山岳地帯を源流に日本の三大崩れの一つである大谷崩を擁し、河口より22km地点で安倍中河内川を、13.5km地点で足久保川を、さらに5.5km地点で藁科(ワラシナ)川を合流して駿河湾に流入する一級河川である。流域面積は567km²、幹流流路延長は51kmであり、本検討対象区間は河口より

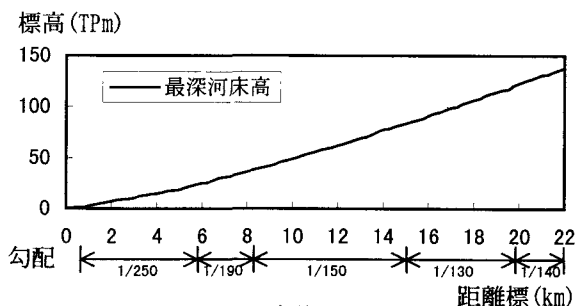


図-1 安倍川縦断面図

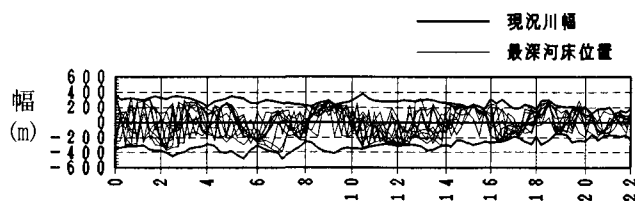


図-2 川幅と最深河床位置 (S45年～H4年) 距離標 (km)

22.7kmまでの建設省直轄管理区間とした。図-1、図-2に示すように河床は急勾配で流路の変動が著しく生じている安倍川においては、昭和42年以前には砂利採取が広範に行われて河床低下していたが、昭和43年に砂利採取が禁止された後は河床は堆積傾向を示している。

図-3に検討区間全域の昭和42年を基準とした河床堆積土量の経年変化を、図-4に平均河床高の変化量を示す。図-3と図-4からみるとS43年以降の河床が経年的に上昇していることがわかる。

伊藤ら⁵⁾は昭和58年から平成4年の10年間の安倍川河床変動について、一次元解析による再現計算を行い、良好な再現性を得た。従って、安倍川の河床変動傾向及び土砂収支は一次元解析によってほぼ把握できる。

一方、平面的な河床変動としては平均年最大流量時の水量で川幅・水深比 B/H が200～400の範囲にあり、浅く広い河道を形成しているため、その河床には図-5に示すように複列砂州が形成され、網状の流路形態を示している。網状流路は大出水時のみならず中小出水においても移動し、砂州前縁線部に形成される洗掘部または砂州を流下する偏流による水衝部、および河道の線形に起因する水衝部が局所洗掘の形成に複雑に関係し⁶⁾、施設計画、維持管理のために重要な情報である局所洗掘の位置と強度の予測を困難なものにしている。

3. 二次元河床変動モデル

流れの計算には浅水流モデルを用いる。Eq(3.1)～(3.3)は s - n 曲線座標 (図-6) に基づいた支配方程式 (定常流) を示している。

流れの連続式は、

$$\frac{\partial(uh)}{\partial s} + \frac{\partial(vh)}{\partial n} + \frac{vh}{r} = 0 \quad (3.1)$$

運動方程式の流下方向(s 軸)の成分は、

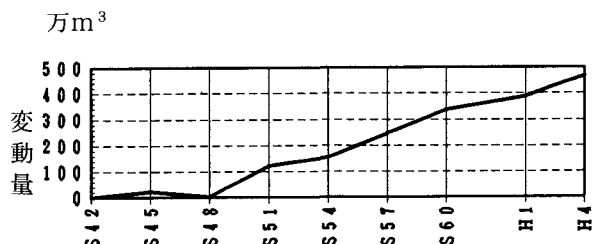


図-3 平均河床高の変化量 (S.42基準)

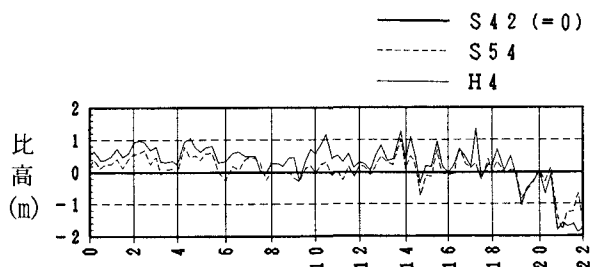


図-4 平均河床高の変化量 (S.42基準) 距離標 (km)

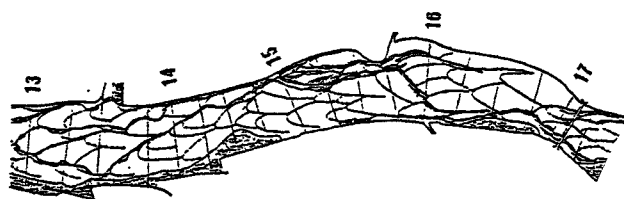


図-5 砂州前縁線図

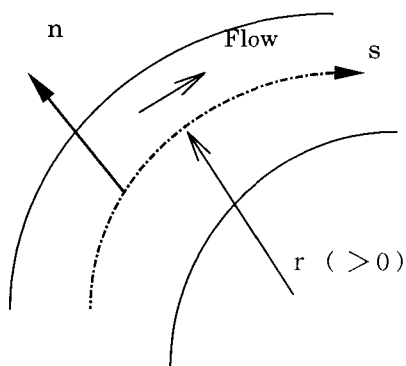


図-6 座標系の定義

$$u \frac{\partial u}{\partial s} + v \frac{\partial u}{\partial n} + \frac{uv}{r} = -g \frac{\partial H}{\partial s} - \frac{\tau_s}{\rho h} + 2 \frac{\partial}{\partial s} \left(\epsilon \frac{\partial u}{\partial s} \right) + \frac{\partial}{\partial n} \left(\epsilon \frac{\partial u}{\partial n} \right) \quad (3.2)$$

運動方程式の横断方向(n 軸)の成分は、

$$u \frac{\partial v}{\partial s} + v \frac{\partial v}{\partial n} - \frac{u^2}{r} = -g \frac{\partial H}{\partial n} - \frac{\tau_n}{\rho h} + \frac{\partial}{\partial s} \left(\epsilon \frac{\partial v}{\partial s} \right) + 2 \frac{\partial}{\partial n} \left(\epsilon \frac{\partial v}{\partial n} \right) \quad (3.3)$$

ここに、 u は s 方向の水深平均流速

v は n 方向の水深平均流速

r は流路の曲率半径

H は水位

h は水深

g は重力加速度

ρ は流体の密度

τ_s, τ_n は s, n 方向の河床せん断力で、次のように与える。

$$\tau_s = \rho C_f u \sqrt{u^2 + v^2}$$

$$\tau_n = \rho C_f v \sqrt{u^2 + v^2}$$

ここに、 $C_f = \frac{gn^2}{3\sqrt{h}}$ 、 n はマンニング粗度係数

ε は渦動粘性係数で、水深方向に対数則を仮定し次のように与える。

$$\varepsilon = \frac{K}{6} u_* h$$

ここに K はカルマン定数、 u_* は摩擦速度。

流砂の連続式は、

$$\frac{\partial z_b}{\partial t} + \frac{1}{(1-\lambda)} \sum_k \left(\frac{\partial q_{bsk}}{\partial s} + \frac{\partial q_{bnk}}{\partial n} + \frac{q_{bsk}}{r} \right) = 0 \quad (3.4)$$

ここに、 z_b は河床高、 λ は河床材料の空隙率である。

流線方向の粒径階 D_k の単位幅流砂量 q_{bsk} は、芦田・道上による次式で算定する。

$$\frac{q_{bsk}}{\sqrt{sgD_k^3}} = 17P_{bk} \frac{u_{*e}^3}{(sgD_k)^{3/2}} \left(1 - \frac{u_{*ck}^2}{u_*^2}\right) \left(1 - \frac{u_{*ck}}{u_*}\right) \quad (3.5)$$

ここに、 P_{bk} は交換層の粒径階 D_k の含有率。

s は河床材料の水中比重 (=1.65)

ここに、 n はマンニング粗度係数

u_{*e} は有効摩擦速度で、次式で与える。

$$u_{*e} = \frac{u}{(6.0 + 5.75 \log_{10} \frac{h}{(1 + 2\tau_*) D_m})}$$

ここに、 τ_* は無次元掃流力 ($=u_*^2/(sgD_m)$)

D_m は河床材料の平均粒径

u_{*ck} は混合砂の粒径別の限界摩擦速度で、

これはEgiazaroffの式で評価する。

流線方向に直交する方向の粒径階 D_k の単位幅流砂量 q_{bnk} の算定には、長谷川によって提案された横断方向の流砂量式を適用する。

$$q_{bnk} = q_{bsk} \left(\frac{\tilde{v}_b}{V_b} - \frac{1}{\sqrt{\mu_s \mu_k}} \frac{u_{*ck}}{u_*} \frac{\partial z}{\partial \tilde{n}} \right) \quad (3.6)$$

$\tilde{v}_b$ は流線方向と直交する、らせん流による底面流速で、次式より計算される。

$$\tilde{v}_b = -N_* \frac{h}{\tilde{r}} V_b$$

ここに、 $\tilde{r}$ は流線の曲率半径で、 V_b は流線方向の底面流速、 N_* は係数で7である。

$\frac{\partial z}{\partial \tilde{n}}$ は流線と直交する方向の河床勾配で、次式より算定できる。

$$\frac{\partial z}{\partial \tilde{n}} = \frac{1}{V} \left(u \frac{\partial z}{\partial n} - v \frac{\partial z}{\partial s} \right)$$

ここに $V = \sqrt{v^2 + u^2}$ である。

流砂量 q_{bsk} 及び q_{bnk} を流路に即した s - n 座標系

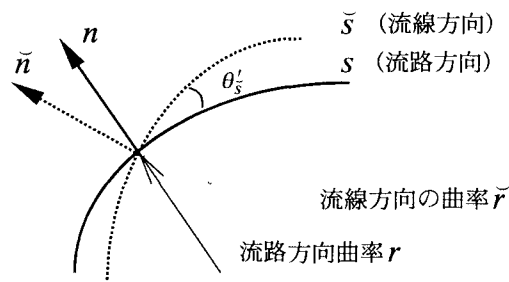


図-7 底面流速の方向

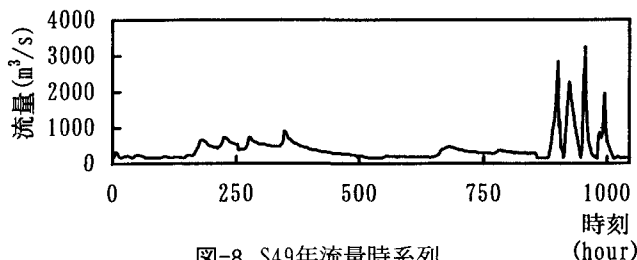


図-8 S49年流量時系列

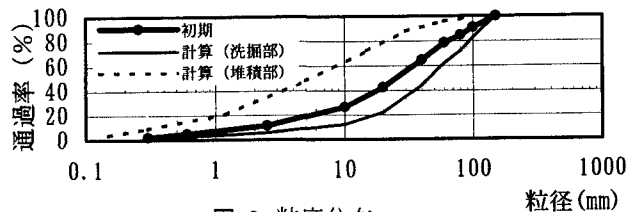


図-9 粒度分布

(図-7) への変換を行う。その結果、 s 方向及び n 方向の流砂量は次のようになる。

$$q_{bsk} = q_{bsk} \frac{u}{V} - q_{bnk} \frac{v}{V} \quad (3.7)$$

$$q_{bnk} = q_{bsk} \frac{u}{V} + q_{bnk} \frac{v}{V} \quad (3.8)$$

計算にあたって、安倍川の河口から7k~18kの11kmの区間について、250mピッチで得られている横断測量成果をもとに、縦断方向に50mピッチ、横断方向に30分割（概ね17mピッチ）で河道形状をモデル化した。

計算は、上述の基礎式にもとづく西本らによる二次元河床変動解析モデル⁷⁾をもとに河床材料の粒度の変化を表現するため、それに交換層モデルを組み入れている。

4. 適用性

4-1 再現計算

(1) 計算条件

昭和48年度測量時点から昭和49年度測量時点の1年間について、2次元河床変動の再現計算を行った。

図-8に計算に用いた流量時系列を示す。牛妻観測

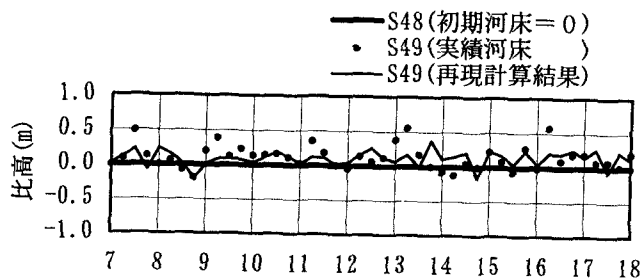


図-10 平均河床高 (S48年平均河床高を基準) 距離標 (km)

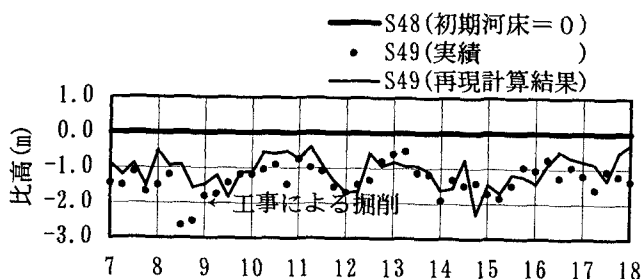


図-11 最深河床高 (S48年平均河床高を基準) 距離標 (km)

表-2 再現計算結果 (変動土量: 昭和48年～昭和49年)

単位: km^3

	上流端からの 供給土砂量	河道内の 変動土量	下流端への 流出土砂量
実績値	—	371	—
計算値	893	341	552

所の昭和49年の実測水位を基に、対象区間の最小平均粒径 ($d=28.3\text{mm}$) に対する移動限界流量 $150\text{m}^3/\text{s}$ 以上となる水位を抽出し、H-Q式により算定した流量を与えた。粒径は初期条件として昭和50年度の河床材料調査資料を基に10区分した粒径 (図-9) を設定した。粗度係数には河床材料から算定された $n=0.036$ を与え、下流端水位は 7.0k における一次元不等流計算水位を下流端水位として与えた。上流端の供給土砂量は上流端の土砂輸送能力に応じた土砂量を与えた。

(2) 再現計算結果

図-10に平均河床高の変化高の縦断分布を示した。計算結果と実績値とは良く対応している。

図-11に昭和48年平均河床高を基準とした計算と実績の最深河床高を示しており、局所的な深掘れの分布の再現状況についても良好である。

表-1に河床変動土量を示す。河床変動土量の計算値は実績値に対応したものとなっている。

図-12に洗掘・堆積の平面分布の実績値を示し、図-13に計算結果を示した。図-12と図-13を比較するとランダムに移動する砂州の動きまでは表現できないが、大局的な堆積部、洗掘部の発生場所は実績と計算とほぼ一致している。

図-14、図-15に横断形状の計算結果と実績値を示す。図-14に示すように河道線形から定まる水衝部に洗掘が生じるとともに、図-15では河道弯曲部の内岸においても砂州の発達による偏流の発生によって局所洗掘が生じる箇所が見られ、網状河川における洗掘の特徴が表現されている。

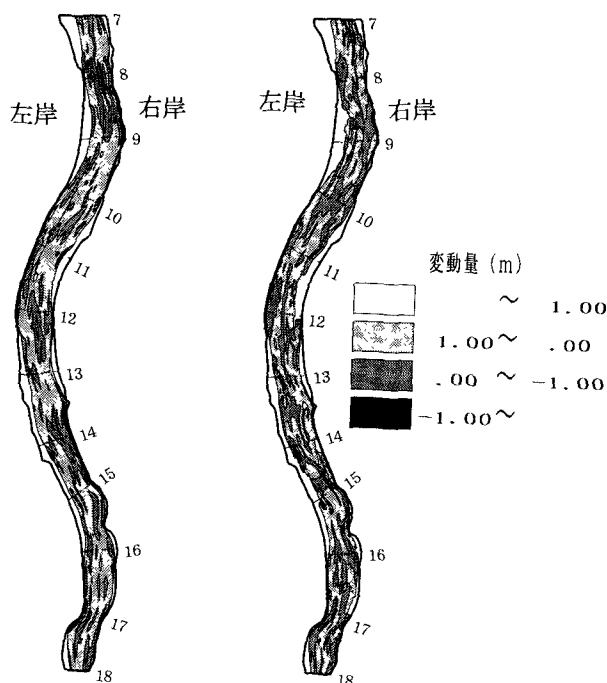


図-12 実績変動量 (S48～S49) 図-13 計算変動量 (S48～S49)

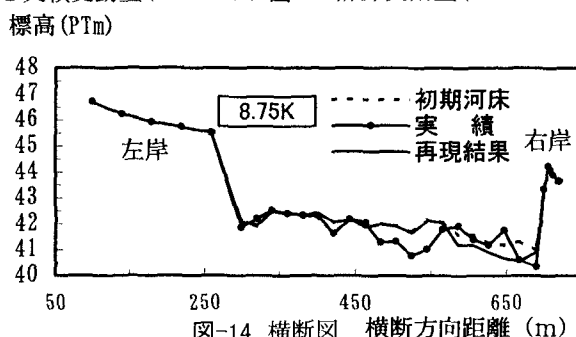


図-14 横断図 横断方向距離 (m)

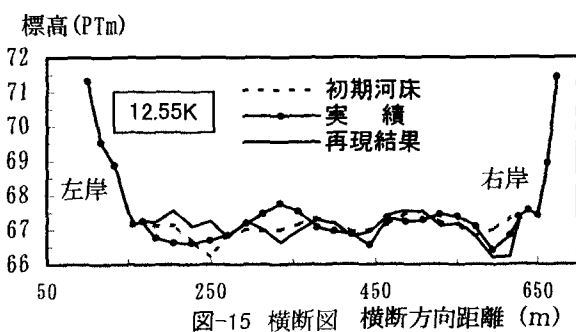


図-15 横断図 横断方向距離 (m)

図-16に洪水時の低水路左岸沿いの河床変動を示す。洪水前、ピーク流量時、洪水後の河床高の変化から、 16.2k 及び 17.2k の河道線形上の水衝部においてはピーク流量時に局所洗掘が発達し、 12.7k 及び 13.8k では砂州による偏流によって発達した局所洗掘が、洪水後に埋め戻される現象が見られる。

4-2 境界条件の影響

前項の結果から二次元河床変動解析モデルが網状河川の河床変動を再現できるものであることがわかったことから、河道改修による河道断面の変化が周辺の河床変動にどのように影響を及ぼすかの検討を

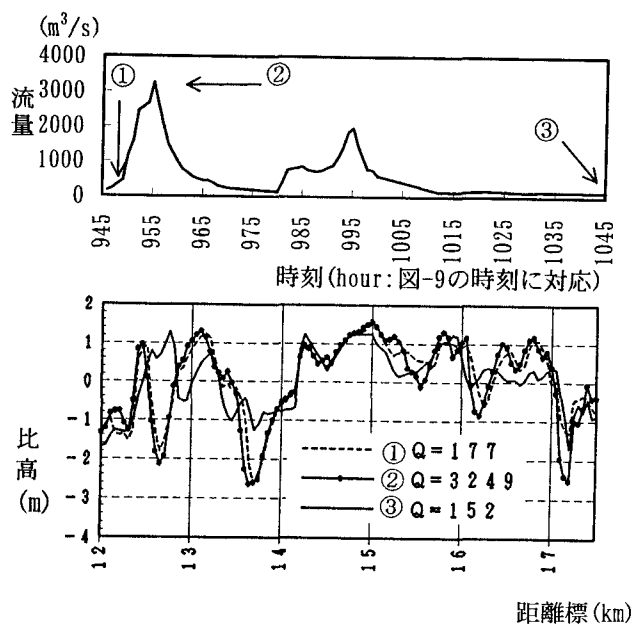


図-16 低水路左岸沿いの河床変動
(初期河床平均河床高基準)

行った。

(1) 高水敷の造成と断面変化

安倍川16.25k~17.0k左岸の牛妻地先においては、河道の線形から堤防前面に水衝部が形成されやすく、過去において護岸、根固、土出し水制等によって河岸を防御していたが、平成5年に発生したピーク流量 $Q=1,332\text{m}^3/\text{s}$ の洪水によって被災した。災害復旧工事として平成5年から平成6年にかけて、図-17に示すように高水敷の造成($B=70\text{m}\times L=660\text{m}$)、低水護岸の整備($L=550\text{m}$)、河床掘削($B=180\text{m}\times L=500\text{m}$)が行われ、図-18に示すように河床形状が大きく変化した。

(2) 計算条件

計算期間は高水敷造成前後で横断測量データのある平成5年1月から平成8年2月の約3年間とし、図-19に示す流量時系列($Q=150\text{m}^3/\text{s}$ 以上)を与えた。粒径は昭和57年度の河床材料調査資料を基に10区分した粒径($d_{10}=0.46\text{mm}\sim d_{90}=225.0\text{mm}$)を設定した。粗度係数を $n=0.036$ とし、下流端水位は7.0kにおける一次元不等流計算水位を与え、上流端の供給土砂量は土砂輸送能力に応じた土砂量を与えた。

初期・境界条件の影響を検討するため、計算ケースは上流端の河床形状を変えた次の2ケースとした。

CASE1：初期河床を平成5年1月河床とし、高水敷造成しないままとした。

CASE2：CASE1を基本に15.75k~17.00kの間について高水敷造成後の平成8年2月河床を与えた。

(3) 計算結果

図-20、図-21、図-22はそれぞれ洗掘と堆積の平面分布図を示す。実績では滞筋の深掘れ部が並列に並んでいるのがわかる。これに対しCASE1では15kから13.5k左岸に向けて洗掘部が蛇行するパターンを示している。また16.25k付近の河道中央の大きな洗掘傾向も算定されていない。一方、CASE2ではほぼ

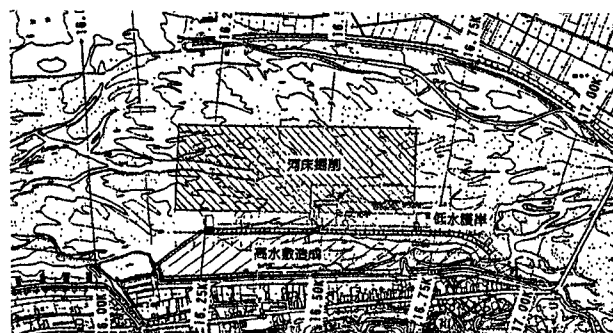


図-17 平面図(高水敷造成)

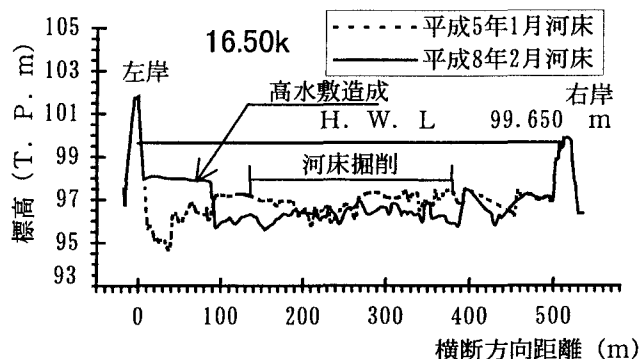


図-18 横断面

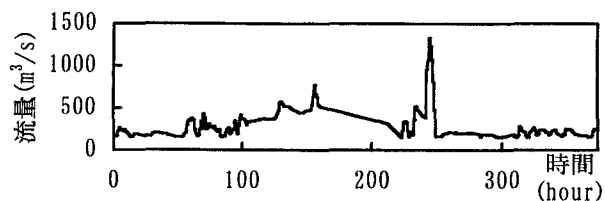


図-19 横 H5~H7 年の流量時系列 ($Q\geq 150\text{m}^3/\text{s}$)

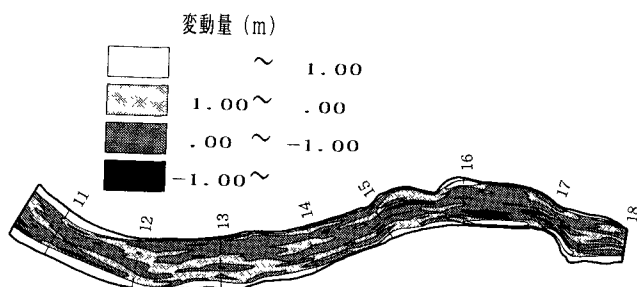


図-20 変動量コンター図(実績:H5年1月~H8年2月)

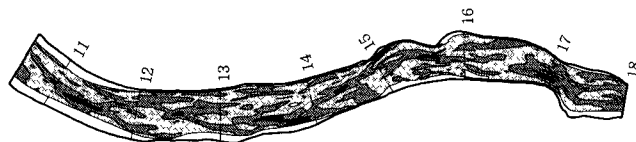


図-21 変動量コンター図(CASE1)

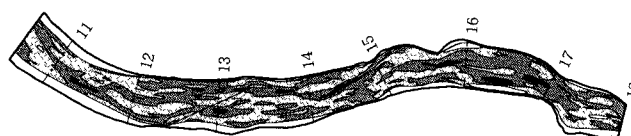


図-22 変動量コンター図(CASE2)

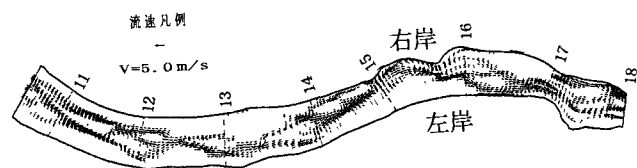


図-23 流速ベクトル (CASE1)

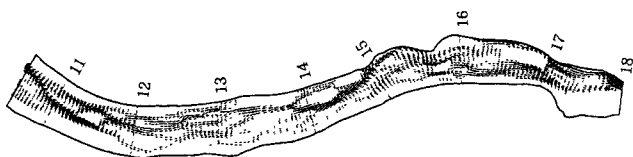


図-24 流速ベクトル (CASE2)

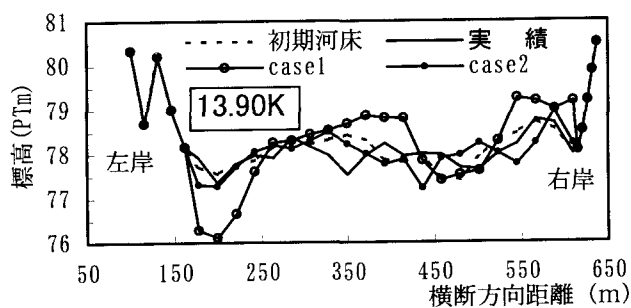


図-25 横断面図

実績のように流れは直線化されているとともに、16.25k付近の低水護岸前面の洗掘傾向も表現されており、実績値に類似した河床変動パターンが得られていることがわかる。また、牛妻地区の工事を行わなかった場合には13.75kから14.00kにかけて左岸の低水護岸前面に-1.0m~-1.5mの洗掘が生じていたであろうことが推定される。このことから、河道改修等による上流側の境界条件の変化が下流河道の河床変動に影響しているといえる。

図-23、図-24の流速ベクトルから見ると境界条件を変えることにより河床形状が変化し、それに伴って変化する流れのパターンを示した。

図-25に示す横断形状についてみるとCASE1では表現できないが、CASE2ではほぼ実績に近い横断形状を再現している。このようにCASE1の条件では実績を評価できず、CASE2の条件によりほぼ実績が表現されていることがわかる。

5. おわりに

本研究では、まず河床材料の粒度分布の影響を考慮した二次元河床変動モデルを用い、安倍川を対象として網状河川の河床変動計算を行った。その結果平均河床高や最深河床高の縦断分布、及び大局的な洗掘・堆積の平面分布の特徴を再現できるとともに、出水中の洗掘過程や埋め戻しのプロセスがあることが解った。ついで、河床変動に及ぼす初期・境界条件の影響について検討し、それが下流部の河床変動に顕著な影響を与えるという事実を再現できること

がわかった。

以上要するに、河床材料の粒度分布の影響を考慮することによって二次元河床変動モデルは網状河川における興味ある河床変動特性を再現できることが解った。ただし、小さい規模の砂州の移動に関する再現については今後十分な検討が必要である。

今後さらに実河川を対象として二次元平面流れ及び河床変動モデルの適用について検討を深めたい。

謝辞: 本研究を行うに際し、立命館大学理工学部教授江頭進治氏に助言、およびご指導を頂きました。ここに記して感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 芦田和男・江頭進治・里深好文: 網状流路における流砂量, 水工学論文集, 第35巻, pp.391-396, 1991.
- 2) 道上正規・藤田正治・日下部重幸: 水みちの発生・発達過程の実験とシミュレーション, 水工学論文集, 第39巻, pp.613-618, 1995.
- 3) 里深好文・高橋保・江頭進治: 漸拡水路における河床変動に関する研究, 水工学論文集, 第39巻, pp.671-676, 1995.
- 4) 伊藤ら: 安倍川河床変動の実態, 水工学論文集, 第43巻, 1999.
- 5) 小川ら: 網状河川の二次元河床変動計算, 第52回年次学術講演会講演概要集, 1997.
- 6) 西本ら: 流線の曲率を考慮した蛇行水路の河床変動計算, 土木学会論文, 第456号, 1992.

(1998.9.30受付)