

水工学シリーズ 05-A-6

沖積河川の地形予測技術と治水対策への利用

徳島大学工学部 建設工学科 助教授

竹林 洋史

土木学会

水工学委員会・海岸工学委員会

2005 年 8 月

沖積河川の地形予測技術と治水対策への利用

Prediction Method on Alluvial River Configuration and Its Application for Flood Management

竹 林 洋 史
Hiroshi TAKEBAYASHI

1 はじめに¹⁾

日本を始めとする、アジア・モンスーン地域は、土砂生産が非常に活発であるため²⁾、河川中・下流域に沖積地を形成する。沖積地は、最終氷期以降に、河川流によって上流から輸送されてきた土砂が氾濫・堆積することによって形成された地形であり、日本のほとんどの平野は沖積平野である。つまり、ほとんどの日本人は、かつて土砂が氾濫することによって作られた地形上に生活しており、治水無くしては現在の生活が成り立たないことが容易に想像できる。一方、河川は、流域の生態システムの形成において重要な役割を果たしている。河川は、流砂の時空間的な不均衡により発生する土砂の浸食および堆積現象を通じて河川流域の地形を形成しており、絶えず地形を変動させている。つまり、河川は、水供給だけでなく、流域地形の多様性を創造する源としての役割も果たしており、流域の生態システムの形成において不可欠なものとなっている。そのため、河道地形に関する研究は、古くから多くの研究者によって行われており、現在においても活発に研究が進められている。

河川中・下流域の沖積河道は、「直線流路」、「蛇行流路」、「網状流路」の三種類の基本的な流路形態をとることが一般に知られている（図1参照）。河川中・下流域の沖積地において自然状態で形成される直線流路は少なく、湿地等の泥炭地上に形成されることはあるが⁴⁾、比較的小さいスケールの流路に限られている。蛇行流路は、流路に対して比較的広い氾濫原幅を有する沖積地で、植生がよく繁茂するところに形成されやすい。一方、網状流路は、比較的狭い氾濫原幅（流路幅ではない。図2参照）を有する沖積地で、氾濫原内における植生は比較的少ないところに形成されやすい。日本の多くの河川は、非浸食性の堤防によって挟まれた堤外地内を洪水が流れるように整備されているため、現在の実質的な氾濫原幅は、堤防間距離と言えるだろう。また、洪水流を速やかに海へ流すため、日本の河川中・下流域では、これらの堤防線形は直線的に建設されている場合が多い。そのため、我々が身近に見る河道地形（河床地形）は、堤防間



(a) 蛇行流路 (b) 網状流路

図1 蛇行流路（カナダ・アサバスカ川支川）と網状流路（斐伊川³⁾）。

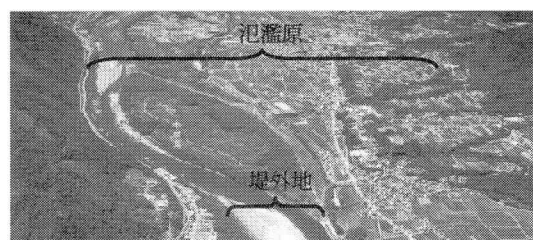


図2 氾濫原と堤外地（吉野川⁵⁾）

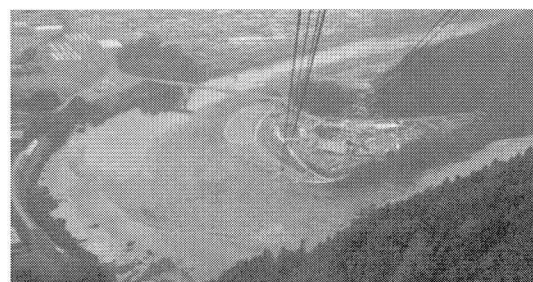


図3 湾曲内岸の砂州（那賀川）

距離・水深比の小さい順に、「平坦」、「交互砂州」、「網状流路」ということとなる⁶⁾。これらの内、「平坦」と「交互砂州」は、一般に河床地形と呼ばれる。一方、非浸食性の堤防を有するが、堤防線形が湾曲している場合は、水面付近で外岸向き、河床近傍で内岸向きの螺旋流が形成されるため、図3のように湾曲内岸に砂州が形成される。そのため、湾曲部では、上記「平坦」、「交互砂州」、「網状流路」の河床・河道地形に湾曲内岸砂州が重ね合わされた地形となる。

河道地形の数値モデルは、対象とする現象の時空間スケールの違いによって、一次元モデルから三次元モデルまで存在する。これらのモデルは、理論解析と数値解析の両方の解法により、活発に解析が進められている。一次元モデルは、河道縦断形状および河床材料の粒度の縦断分布の予測などに用いられ⁷⁾、比較的長区間・長期間の解析に使用されている。ここで「長区間」・「長期間」とは、日本の一級河川を対象とすれば、「数十km」・「数十年」ぐらいが工学的によく取り扱われるスケールである。一次元モデルでは、河道位置の空間的な変動は一般的に考慮せず、水および土砂の流れは、上流から下流への一方向のみを扱い、流速、流砂量などの物理量は断面平均値として扱われる。一方、蛇行平面線形のみを予測する一次元モデルも提案されており⁸⁾、これに関しては、上記の記述は当てはまらない。二次元モデルは平面二次元のモデルであり、物理量は鉛直平均値として解析を行う。二次元モデルは、河床位および河床材料の平面分布の予測が可能であり、地表を面として一般に捉えられることを考えると、現実に近い形で地形を予測するモデルといえる。日本の一級河川を対象とすれば、「数km」・「数洪水」ぐらいが工学的によく扱われるスケールである。平面二次元モデルであれば、河道位置の空間的な変動も予測可能である。水および土砂の流れは、流下方向と横断方向の二方向を考慮する。三次元モデルは、水の流れを三次元でモデル化したものであり、土砂に関しては、浮遊砂の質量保存則を除くと二次元モデルと同様である。三次元モデルは、解法が複雑となることと長い解析時間を要することから、河川構造物周辺の局所洗掘など⁹⁾、流れの三次元性が強く、比較的小さいスケールの現象の解析に用いられている。

本講義ノートでは、実用的によく用いられ、且つ、現実に近い形で地形を予測できる平面二次元の河道地形の数値モデルをまず紹介する。次に、那賀川を対象に行った解析例と直線河道に形成される網状流路の解析例を示すとともに、解析結果の治水対策へ利用について言及する。これらの解析の内、網状流路に関する解析では、現在、日本の多くの河川で発生している河道内の異常な植生繁茂について特に注目している。

2 河道地形の数値モデル

2.1 概説

河道地形における流れをモデル化する場合、二つの流体の流れをモデル化する必要がある。水と土砂の流れである。一般に、これらの流れは二流体モデルとしてモデル化され、河床面または左右岸法線形状の不安定現象として現象が記述される。ただし、河道中・下流域においては、掃流砂の運動は、粒径オーダーの薄い領域における複雑な多体問題であり、浮遊砂の濃度は非常に希薄であるため、土砂の流れは、流砂層の運動方程式に基づいて取り扱われるよりも、むしろ、水の流れの従属変量として取り扱われている。ここで、掃流砂とは、比較的大きい粒径の土砂により構成され、主として流れ方向の抗力の作用のもとで揚力の効果が加わって、河床上を転動、滑動、跳躍しながら輸送されるものである¹⁰⁾。一方、浮遊砂とは、比較的小さい粒径の土砂により構成され、流水の乱れによる上昇流の作用のもとで、浮遊・輸送される土砂の内、河床材料と交換しながら輸送されるものである¹⁰⁾。ただし、両者とも水と土砂が混合して流れている現象には変わりなく、これらの区別は取り扱いの簡便さから行われていると捉えておくのが良いと考えられる。また、河床・河岸材料は、粘着性と非粘着性で取り扱いを異にしている。ここでは、工学的に十分な精度で解析できる場が多い非粘着性材料の場合について紹介する。

2.2 支配方程式

河道平面線形は一般に曲線であり、時間的に変化するため、境界適合型の解析格子が用いられるとともに、基礎式は移動一般座標系で記述される⁹⁾。ただし、日本の河川の多くは、堅固な堤防を有するため、解析区間が時間的に変動することはほとんど無い。そこで、ここでは、解析格子の時間変化を無視した基礎式を示す。デカルト座標系と一般座標系との関係は、以下のようなものである¹¹⁾。

$$J = 1 / \left(\frac{\partial x}{\partial \xi} \frac{\partial y}{\partial \eta} - \frac{\partial x}{\partial \eta} \frac{\partial y}{\partial \xi} \right) \quad (1)$$

$$\frac{\partial \xi}{\partial x} = J \frac{\partial y}{\partial \eta}, \frac{\partial \eta}{\partial x} = -J \frac{\partial y}{\partial \xi}, \frac{\partial \xi}{\partial y} = -J \frac{\partial x}{\partial \eta}, \frac{\partial \eta}{\partial y} = J \frac{\partial x}{\partial \xi} \quad (2)$$

ここに、 ξ と η は一般座標系における流下方向と横断方向の座標であり、 x と y はデカルト座標系での座標である。また、以後の式の煩雑さをさけるため、メトリックスの微分のみに関しては、 $\xi_x = \partial \xi / \partial x$ のように添え字で表現する¹¹⁾。

堤外地に流路が形成されると、計算領域に表面流の無い陸域（浮州）が形成される。そのため、表面流と浸透流の両方を計算し、浮州域の土中の流れも考慮した基礎式を以下に示す。ただし、浸透流については、一般に無視して解析される。

表面流の計算は、水深平均された平面二次元流れの支配方程式を用いる。表面流と河床面以下の浸透流との水の交換を考慮した水の質量保存則は、以下のようなになる¹²⁾。

$$\Lambda \frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{z}{J} \right) + \frac{\partial}{\partial \xi} \left(\frac{Uh}{J} \right) + \frac{\partial}{\partial \eta} \left(\frac{Vh}{J} \right) + \frac{\partial}{\partial \xi} \left(\frac{U_g h_g}{J} \right) + \frac{\partial}{\partial \eta} \left(\frac{V_g h_g}{J} \right) = 0 \quad (3)$$

ここに、 t は時間、 z は水位である。表面流の水深は h 、浸透流の水深は h_g である。 U と V は ξ と η 方向における表面流の反変速度成分であり、以下のように定義される。

$$U = \xi_x u + \xi_y v, \quad V = \eta_x u + \eta_y v \quad (4)$$

ここに、 u と v は x と y 方向における表面流の流速成分である。 U_g と V_g は ξ と η 方向における浸透流の反変速度成分であり、以下のように定義される。

$$U_g = \xi_x u_g + \xi_y v_g, \quad V_g = \eta_x u_g + \eta_y v_g \quad (5)$$

ここに、 u_g と v_g は x と y 方向における浸透流の流速成分である。 Λ は河床面以下の土砂の空隙率に関するパラメータであり、 $z \geq z_b$ の時 $\Lambda = 1$ 、 $z < z_b$ のとき $\Lambda = \lambda$ である。ここに、 z_b は河床位、 λ は土砂の空隙率である。浸透流は、平面二次元の飽和流れと仮定している。ここで、表面流の運動量に与える浸透流の影響は非常に小さいため、以下の運動量保存則では浸透流の影響は無視している。表面流の運動量保存則は以下のようなものである。

$$\begin{aligned} & \frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{hU}{J} \right) + \frac{\partial}{\partial \xi} \left(\frac{hUU}{J} \right) + \frac{\partial}{\partial \eta} \left(\frac{hVU}{J} \right) - \frac{hu}{J} \left(U \frac{\partial \xi_x}{\partial \xi} + V \frac{\partial \xi_x}{\partial \eta} \right) - \frac{hv}{J} \left(U \frac{\partial \xi_y}{\partial \xi} + V \frac{\partial \xi_y}{\partial \eta} \right) \\ & = -gh \left(\frac{\xi_x^2 + \xi_y^2}{J} \frac{\partial z_s}{\partial \xi} + \frac{\xi_x \eta_x + \xi_y \eta_y}{J} \frac{\partial z_s}{\partial \eta} \right) - \frac{\tau_{b\xi}}{\rho J} - \frac{F_{v\xi}}{\rho J} \\ & + \frac{\xi_x^2}{J} \frac{\partial}{\partial \xi} (h\sigma_{xx}) + \frac{\xi_x \eta_x}{J} \frac{\partial}{\partial \eta} (h\sigma_{xx}) + \frac{\xi_y \eta_x}{J} \frac{\partial}{\partial \eta} (h\tau_{yx}) + \frac{\xi_y \xi_x}{J} \frac{\partial}{\partial \xi} (h\tau_{yx}) \end{aligned} \quad (6)$$

$$\begin{aligned}
& + \frac{\xi_x \eta_y}{J} \frac{\partial}{\partial \eta} (h\tau_{xy}) + \frac{\xi_x \xi_y}{J} \frac{\partial}{\partial \xi} (h\tau_{xy}) + \frac{\xi_y^2}{J} \frac{\partial}{\partial \xi} (h\sigma_{yy}) + \frac{1}{J} \xi_y \eta_y \frac{\partial}{\partial \eta} (h\sigma_{yy}) \\
& \frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{hV}{J} \right) + \frac{\partial}{\partial \xi} \left(\frac{hUV}{J} \right) + \frac{\partial}{\partial \eta} \left(\frac{hVV}{J} \right) - \frac{hu}{J} \left(U \frac{\partial \eta_x}{\partial \xi} + V \frac{\partial \eta_x}{\partial \eta} \right) - \frac{hv}{J} \left(U \frac{\partial \eta_y}{\partial \xi} + V \frac{\partial \eta_y}{\partial \eta} \right) \\
& = -gh \left(\frac{\xi_x \eta_x + \xi_y \eta_y}{J} \frac{\partial z_s}{\partial \xi} + \frac{\eta_x^2 + \eta_y^2}{J} \frac{\partial z_s}{\partial \eta} \right) - \frac{\tau_{b\eta}}{\rho J} - \frac{F_{v\eta}}{\rho J} \\
& + \frac{\eta_x \xi_x}{J} \frac{\partial}{\partial \xi} (h\sigma_{xx}) + \frac{\eta_x^2}{J} \frac{\partial}{\partial \eta} (h\sigma_{xx}) + \frac{\eta_y \xi_x}{J} \frac{\partial}{\partial \xi} (h\tau_{yx}) + \frac{\eta_y \eta_x}{J} \frac{\partial}{\partial \eta} (h\tau_{yx}) \\
& + \frac{\eta_x \xi_y}{J} \frac{\partial}{\partial \xi} (h\tau_{xy}) + \frac{\eta_x \eta_y}{J} \frac{\partial}{\partial \eta} (h\tau_{xy}) + \frac{\eta_y \xi_y}{J} \frac{\partial}{\partial \xi} (h\sigma_{yy}) + \frac{\eta_y^2}{J} \frac{\partial}{\partial \eta} (h\sigma_{yy})
\end{aligned} \tag{7}$$

ここに、 g は重力、 ρ は水の密度、 $\tau_{b\xi}$ と $\tau_{b\eta}$ は ξ と η 方向における表面流の反変剪断力成分であり、以下のように定義される。

$$\tau_{b\xi} = \xi_x \tau_{bx} + \xi_y \tau_{by}, \quad \tau_{b\eta} = \eta_x \tau_{bx} + \eta_y \tau_{by} \tag{8}$$

ここに、 τ_x と τ_y は流下方向と横断方向の剪断力であり、以下のように、河床面近傍の速度ベクトルを用いて算定されている。

$$\tau_x = \tau_b \frac{u_b}{\sqrt{u_b^2 + v_b^2}}, \quad \tau_y = \tau_b \frac{v_b}{\sqrt{u_b^2 + v_b^2}} \tag{9}$$

$$\tau_b = \rho u_*^2 \tag{10}$$

$$u_*^2 = \frac{n_m^2 g}{R^{1/3}} (u^2 + v^2) \quad \text{or} \quad u_*^2 = \frac{u^2 + v^2}{(6 + 2.5 \ln(h/k_s))^2} \tag{11}$$

ここに、 u_* は摩擦速度であり、 n_m はマンニングの粗度係数である。 R は径深、 k_s は代表粗度高さである。(11)式の抵抗則は、実河川での現象を対象とした解析ではマンニング則が用いられ、水路実験での現象を対象とした解析では対数則が用いられることが多いようである。 u_b と v_b は流下方向と横断方向の河床面近傍の流速をそれぞれ表す。河床面近傍の流速は、水深平均流れの流線の曲率により、以下のように算定されている。

$$u_b = u_{bs} \cos \alpha_s - v_{bs} \sin \alpha_s \tag{12}$$

$$v_b = u_{bs} \sin \alpha_s + v_{bs} \cos \alpha_s \tag{13}$$

$$u_{bs} = 8.5 u_* \tag{14}$$

$$v_{bs} = -N_* \frac{h}{r} u_{bs} \tag{15}$$

ここに、 $\alpha_s = \arctan(v/u)$ 、 N_* の値は多くの研究者により提案されており¹³⁾、7.0 程度の値をとる¹⁴⁾。

r は水深平均流れの流線の曲率であり、以下の関係より予測されている¹⁵⁾。

$$\frac{1}{r} = \frac{u \left(u \frac{\partial v}{\partial x} - v \frac{\partial u}{\partial x} \right) + v \left(u \frac{\partial v}{\partial y} - v \frac{\partial u}{\partial y} \right)}{(u^2 + v^2)^{3/2}} \quad (16)$$

σ_{xx} , σ_{yy} , τ_{xy} と τ_{yx} は乱流応力であり, 例えば, 以下のような関係により予測されている⁹⁾.

$$\sigma_{xx} = 2\nu \frac{\partial u}{\partial x} - \frac{2}{3} k_t, \quad \sigma_{yy} = 2\nu \frac{\partial v}{\partial y} - \frac{2}{3} k_t \quad (17)$$

$$\tau_{xy} = \tau_{yx} = \nu \left(\frac{\partial v}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial y} \right) \quad (18)$$

$$\nu = (\kappa/6) u_* h \quad (19)$$

$$k_t = 2.07 u_*^2 \quad (20)$$

ここに, ν は渦動粘性係数, κ はカルマン常数, k_t は水深平均された乱れエネルギーである¹⁶⁾.

植生の侵入・成長・消滅および植生間の相互作用等に関する条件は, 植生種や気象条件等により大きく異なり非常に複雑なため, 数学モデルとしては十分に確立されていない. ここでは, 木本類を想定して, 植生は水の流れに対して抗力として働くと考える¹⁷⁾. $F_{v\xi}$ と $F_{v\eta}$ は ξ と η 方向における植生の反変効力成分であり, 以下のように定義される.

$$F_{v\xi} = \xi_x F_{vx} + \xi_y F_{vy}, \quad F_{v\eta} = \eta_x F_{vx} + \eta_y F_{vy} \quad (21)$$

ここに, F_{vx} と F_{vy} は流下方向と横断方向の植生による抗力成分をそれぞれ表す.

$$F_{vx} = F_v \frac{u}{\sqrt{u^2 + v^2}}, \quad F_{vy} = F_v \frac{v}{\sqrt{u^2 + v^2}} \quad (22)$$

$$\frac{F_v}{\rho} = \frac{1}{2} C_{dv} \lambda_v (u^2 + v^2) h \quad (23)$$

ここに, C_{dv} は形状抗力係数であり, 1.0 程度の値である. λ_v は植生の密生度である. 式(23)は拔水状態の植生を想定した式である.

浸透流の運動量方程式は, Darcy の法則によると以下のようなものである.

$$u_g = -k_{gx} \left(\xi_x \frac{\partial z_b}{\partial \xi} + \eta_x \frac{\partial z_b}{\partial \eta} \right) \quad (24)$$

$$v_g = -k_{gy} \left(\xi_y \frac{\partial z_b}{\partial \xi} + \eta_y \frac{\partial z_b}{\partial \eta} \right) \quad (25)$$

ここで, k_{gx} と k_{gy} は流下方向と横断方向の浸透係数をそれぞれ表す. 数値解析実行時は, 安定な解を得るため, 表面流の水深が河床材料の平均粒径以下となったときは, 運動方程式中の圧力項と剪断力項以外の項を無視する¹⁸⁾.

河床・河岸材料は, 一般に粒度を有する混合砂である. 混合砂の取り扱い, 一様砂の取り扱いを援用した方法による¹⁹⁾. つまり, 粒度分布をいくつかの粒径階に分け, 各粒径階内での粒度は一様とし, 粒径階ごとに流砂量などを求める. このとき, 各粒径階の土砂の存在率を粒径階ごとの流砂量に乘し, これらの線形和を全体とする. さらに, 図4に示すように鉛直方向に土層を設定し, 各層ごとの粒度を

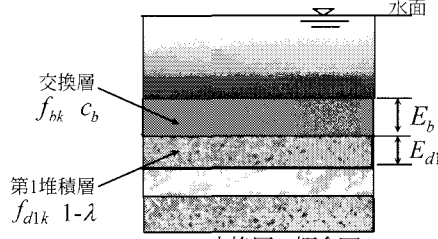


図4 交換層の概念図.

計算する. 交換層と第1堆積層の粒径階ごとの質量保存則は, 以下のようである²⁰⁾.

$$\frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{c_b E_b f_{bk}}{J} \right) + (1-\lambda) F_{bk} \frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{z_b}{J} \right) + \frac{\partial}{\partial \xi} \left(\frac{q_{b\xi k}}{J} \right) + \frac{\partial}{\partial \eta} \left(\frac{q_{b\eta k}}{J} \right) + \frac{1}{J} w_k (c_{sbe k} - c_{sbk}) = 0$$

$$\begin{cases} F_{bk} = f_{d1k}, & \partial z_b / \partial t \leq 0 \\ F_{bk} = f_{bk}, & \partial z_b / \partial t \geq 0 \end{cases} \quad (26)$$

$$\frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{E_{d1} f_{d1k}}{J} \right) - F_{dk} \frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{E_{d1}}{J} \right) = 0 \quad \begin{cases} F_{dk} = f_{d1k}, & \partial z_b / \partial t \leq 0 \\ F_{dk} = f_{bk}, & \partial z_b / \partial t \geq 0 \end{cases} \quad (27)$$

ここに, E_b は交換層厚さ, f_{bk} は交換層内の粒径階 k の存在率, f_{dmk} は交換層底面から m 番目の堆積層内の粒径階 k の存在率, c_b は交換層内の土砂濃度である. 一般には, 河床面を交換層上面に設定するため, 交換層内の土砂濃度 c_b は静止堆積濃度が想定され, 河床の空隙率 $1-\lambda$ が用いられる. さらに, 交換層厚さ E_b は, 交換層内の土砂の 90% 粒径程度の値が用いられている²¹⁾. また, 取り扱い現象のスケールによっては, 砂河床に対して砂堆の波高を交換層厚 E_b として用いられる²²⁾. つまり 交換層上面を河床面と考えた場合, 交換層厚さの物理的意味は薄れ, 粒度を適切に予測できるように無理のない値を交換層厚さと考えて用いられているようである. 一方, 河床面を交換層下面に設定した場合, 交換層は掃流砂層となり, 交換層内の土砂濃度 c_b は, 掃流砂の濃度となる. さらに, 平衡交換層厚さ E_{be} は, 掃流砂層厚さとなり, Egashira and Ashida²³⁾を参考にすると以下のようである.

$$\frac{E_{be}}{d_m} = \frac{1}{c_b \cos \theta (\tan \phi - \tan \theta)} \tau_{*m} \quad (28)$$

ここで, d_m は平衡交換層内の土砂の平均粒径, ϕ は安息角, τ_{*m} は平均粒径に対する無次元剪断力である. 交換層厚さ E_b は, 河床に十分土砂が存在し, 且つ, 全粒径の土砂が移動する条件では, 平衡交換層厚さと等しくなるが, 粗粒分などが限界掃流力以下の時は, 平衡交換層厚さよりも薄くなる.

$q_{b\xi k}$ と $q_{b\eta k}$ は ξ と η 方向における粒径階 k の反変掃流砂量成分であり, 以下のよう定義される.

$$q_{b\xi k} = \xi_x q_{bxk} + \xi_y q_{byk}, \quad q_{b\eta k} = \eta_x q_{bxk} + \eta_y q_{byk} \quad (29)$$

ここに, q_{bxk} と q_{byk} は x と y 方向における粒径階 k の掃流砂量成分であり, 以下のよう定義される^{19,21,24)}.

$$q_{bxk} = q_{bk} \cos \beta_k, \quad q_{byk} = q_{bk} \sin \beta_k \quad (30)$$

$$q_{bk} = \frac{17 \rho u_{*e}^3}{(\rho_s - \rho) g} \left(1 - \sqrt{K_c} \frac{u_{*ck}}{u_*} \right) \left(1 - K_c \frac{u_{*ck}^2}{u_*^2} \right) f_{bk} \quad (31)$$

ここに, ρ_s は砂の密度, u_{*e} は有効摩擦速度である. 有効摩擦速度とは, 流砂量算定において有効となる摩擦速度であり, 全摩擦速度から砂堆下流などの後流や植生抗力などによる摩擦速度を差し引いたも

のである。砂堆下流の後流の影響を考慮した有効摩擦速度の算定式は、多くの研究者により提案されており、芦田・道上¹⁹⁾によるものを示すと以下のようである。

$$u_{*e}^2 = \frac{u^2 + v^2}{\left(6 + 2.5 \ln \frac{h}{d_m (1 + 2\tau_{*m})}\right)^2} \quad (32)$$

u_{*ck} は粒径階 k の限界摩擦速度であり、粒子の遮蔽効果を考慮した以下の関係がよく用いられる^{19,25)}。

$$u_{*ck}^2 = u_{*cm}^2 \left[\frac{\log_{10} 19}{\log_{10} (19 d_k / d_m)} \right]^2 \frac{d_k}{d_m} \quad d_k / d_m \geq 0.4 \quad (33)$$

$$u_{*ck}^2 = 0.85 u_{*cm}^2 \quad d_k / d_m \leq 0.4 \quad (34)$$

ここで、限界摩擦速度とは、静止状態にある河床上の砂礫が運動を開始する摩擦速度である。平均粒径に対する限界摩擦速度は、岩垣式²⁶⁾等の実験式により算定されており、0.05 程度の値である。

斜面上を土砂が輸送される場合、流砂ベクトルは、河床近傍の流れのベクトルよりも斜面下方となる。さらに、限界掃流力も斜面上では異なる値となるため、これらの補正が行われている。一般には、長谷川による横断勾配の影響を考慮した式²⁷⁾が広く用いられているが、ここでは、縦横断勾配を有する斜面上を移動する一砂粒子の運動より得られた芦田らの式^{21,24)}を示している。 K_c は河床の局所勾配の影響による補正関数であり、以下のようである。

$$K_c = 1 + \frac{\left(\frac{\rho}{\rho_s - \rho} + 1 \right) \cos \alpha \tan \theta_x + \sin \alpha \tan \theta_y}{\mu_s} \quad (35)$$

ここに、 θ_x と θ_y は x と y 方向における局所河床勾配である。これらの勾配は、以下のようである。

$$\theta_x = \arctan \left(\xi_x \frac{\partial z_b}{\partial \xi} + \eta_x \frac{\partial z_b}{\partial \eta} \right) \quad (36)$$

$$\theta_y = \arctan \left(\xi_y \frac{\partial z_b}{\partial \xi} + \eta_y \frac{\partial z_b}{\partial \eta} \right) \quad (37)$$

μ_s は静止摩擦角であり、 x 軸からの河床近傍流速の偏差角 α は以下のようである。

$$\alpha = \arctan (v_b / u_b) \quad (38)$$

粒径階 k の掃流砂ベクトルの x 軸からの偏差角 β_k は以下の関係より求める。

$$\tan \beta_k = \frac{\sin \alpha - \Pi \Theta_y (u_{*ck}^2 / u_*^2) \tan \theta_y}{\cos \alpha - \Pi \Theta_x (u_{*ck}^2 / u_*^2) \tan \theta_x} \quad (39)$$

$$\Pi = K_{ld} + 1 / \mu_s \quad (40)$$

$$\Theta_y = 1 / (1 + \tan^2 \theta_x + \tan^2 \theta_y) \quad (41)$$

$$\Theta_x = \Theta_y + \rho / (\rho_s - \rho) \cos^2 \theta_x \quad (42)$$

ここに、 $K_{ld}(\div 0.85)$ は抗力と浮力の比である。

浮遊砂の沈降速度 w_{fk} は、以下の Rubey による式²⁸⁾がよく用いられる。

$$w_{fk} = \left(\sqrt{\frac{2}{3} + \frac{36v^2}{sgd_k^3}} - \sqrt{\frac{36v^2}{sgd_k^3}} \right) \sqrt{sgd_k} \quad (43)$$

ここに、 s は砂の水中比重である。

基準面高さにおける k 粒径階の平衡浮遊砂濃度 $c_{sbe k}$ も多くの研究者により提案されている²⁹⁾。ここでは、使用頻度が高く、且つ、計算が容易な Lane and Kalinske の式を示す³⁰⁾。

$$c_{sbe k} = 5.55 \left(\frac{1}{2} \frac{u_*}{w_{fk}} \exp \left(\frac{-w_{fk}}{u_*} \right) \right)^{1.61} f_{bk} \quad (\text{単位:ppm}) \quad (44)$$

ここで、基準面高さとは、浮遊砂鉛直濃度分布形が決定した場合、絶対濃度を求めるための河床近傍濃度、つまり基準面濃度を推定する河床面からの高さである。基準面高さは、掃流砂層上面高さや水深の5%高さなどが提案されているが、精度の高い実験データに基づいて得られているとは言い難い¹⁰⁾。また、河川中・下流域のような水理条件では掃流砂層厚は非常に薄いため、河床位を基準面高さに近似した解析も行われている。

浮遊砂の鉛直濃度分布を指数分布と仮定すると、 k 粒径階の水深平均濃度 c_{sk} と基準面高さにおける k 粒径階の浮遊砂濃度 $c_{sbe k}$ の関係は以下のようなものである³¹⁾。

$$c_{sk} = \frac{c_{sbe k}}{\beta_{sk}} \left(1 - e^{(-\beta_{sk})} \right), \quad \beta_{sk} = \frac{w_{fk} h}{D_h} \quad (45)$$

ここに、 D_h は鉛直方向の浮遊砂の拡散係数であり、通常簡単のため、渦動粘性係数と同一の値を用いる。粒径階 k の水深平均浮遊砂濃度は、以下の浮遊砂の質量保存則より求める。

$$\begin{aligned} \frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{hc_{sk}}{J} \right) + \frac{\partial}{\partial \xi} \left(\frac{hUc_{sk}}{J} \right) + \frac{\partial}{\partial \eta} \left(\frac{hVc_{sk}}{J} \right) &= \frac{1}{J} w_{fk} (c_{sbe k} - c_{sk}) \\ &+ \frac{\partial}{\partial \xi} \left(h \frac{D_x \xi_x^2 + D_y \xi_y^2}{J} \frac{\partial c_{sk}}{\partial \xi} \right) + \frac{\partial}{\partial \xi} \left(h \frac{D_x \xi_x \eta_x + D_y \xi_y \eta_y}{J} \frac{\partial c_{sk}}{\partial \eta} \right) \\ &+ \frac{\partial}{\partial \eta} \left(h \frac{D_x \xi_x \eta_x + D_y \xi_y \eta_y}{J} \frac{\partial c_{sk}}{\partial \xi} \right) + \frac{\partial}{\partial \eta} \left(h \frac{D_x \eta_x^2 + D_y \eta_y^2}{J} \frac{\partial c_{sk}}{\partial \eta} \right) \end{aligned} \quad (46)$$

ここに、 D_x と D_y は流下方向と横断方向の浮遊砂の拡散係数である。これについても簡単のため、渦動粘性係数を用いる。

河床位方程式は、全ての粒径階に対する式 (26) の和より、以下のようなになる。

$$\frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{c_b E_b}{J} \right) + (1 - \lambda) \frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{z_b}{J} \right) + \frac{\partial}{\partial \xi} \left(\sum_{k=1}^n \frac{q_{b \xi k}}{J} \right) + \frac{\partial}{\partial \eta} \left(\sum_{k=1}^n \frac{q_{b \eta k}}{J} \right) + \sum_{k=1}^n \frac{1}{J} w_k (c_{sbe k} - c_{sk}) = 0 \quad (47)$$

ここに、 n は粒径階の総数である。

河床・河岸材料は非粘着性材料と考えているため、局所河床勾配は安息角以上とはならない。そのため、局所河床勾配が安息角以上となる場合は、安息角となるように河床位を修正する³²⁾。

3 徳島県那賀川を対象とした解析

3.1 解析条件

解析領域は、那賀川下流域の国土交通省直轄区間である。解析格子は、図 5 に示すように流下方向

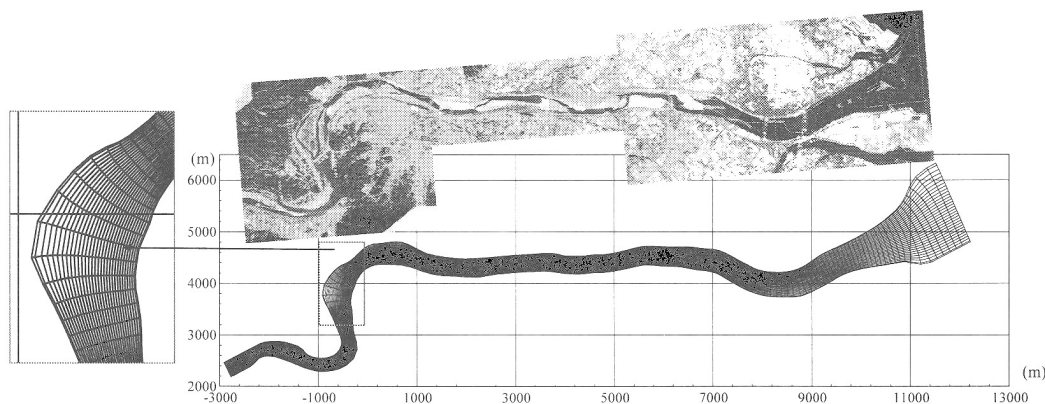


図5 那賀川の航空写真³³⁾と解析格子

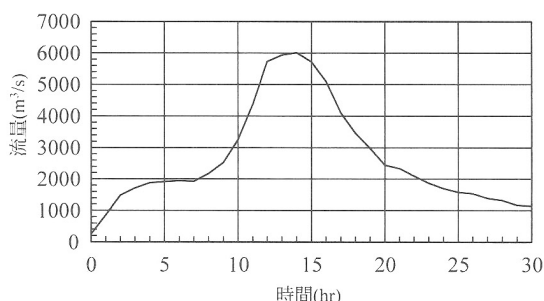


図6 上流端給水流量

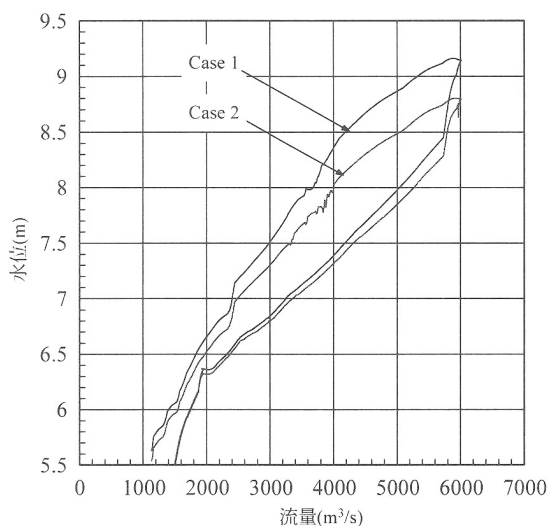


図7 水位-流量曲線

227 分割, 横断方向 31 分割し, 特に植生繁茂の著しい河口から 4~9km 地点の縦断方向の解析格子間隔を密にしている. 基礎式は一般座標形によるものを用いているが, 解析精度を上げるため, 解析格子に直交性を持たせている. 解析初期の地形データは, 1999 年度に測量された実測データを与えた. 解析初期の河床材料の粒度は, 実測データより以下のように与えた. つまり, 7~8km の右岸側に形成された砂州上の植生内および河口から 2.1km までについては 1999 年度の実測データ, 4~9km のみお筋内および 9.8km 断面と 15.6km 断面については, 2001 年度の実測データより求めた. 他の領域については, これらをもとに, 線形内挿により求めている. ここで, 9.8km 断面と 15.6km 断面については, 横断面内で 10 カ所以上の詳細採取をしており, これらをあわせた平均粒径は約 49mm である. 下流端水位は, 那賀川のすぐ南に位置する桑野川河口の豊益水位観測所の年間平均水位を与えた. ここで, 洪水流による影響を抽出するため, 下流端の水位は, 時間的に一定としている. 上流境界からの給水流量は, 図 6 に示すように, 1999 年 9 月に発生した洪水の流量時系列を与える. 流砂は, 掃流砂のみを考慮し, 上流境界における流砂量は, 境界における水理量をもとに式(31)により算出されたものを与えている.

計算条件は, Case 1 と Case 2 の二つであり, 両者の違いは植生の有無である. これらの比較により, 植生が砂州の動態及び河床材料の粒度に与える影響を見る. 植生の平面位置の初期条件および密生度は, 1999 年度の航空写真の木本類を位置および繁茂状態から推定して与えた.

3.2 解析結果と考察

図 7 は, Case 1 と Case 2 の古庄地点での水位-流量曲線の違いを示す. ピーク流量時で両者の違いは, 約 32cm となっており, 植生による形状抵抗により水位が上昇していることがわかる. さらに, 非常に興味深い点は, 植生を考慮した Case 1 では水位-流量曲線の左回りのループが大きくなっている点である. これは, 植生による貯水機能を示している. つまり, 減水時に, 植生内の流水が減水の速いみお筋

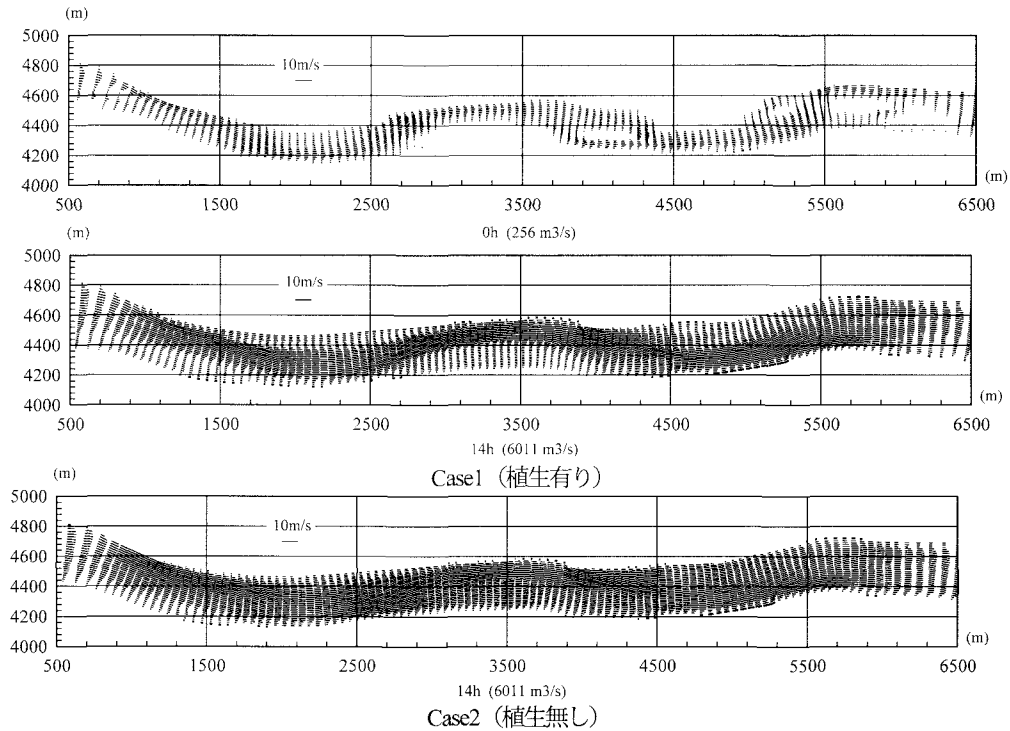


図8 流速ベクトルの平面分布 (河口から4~9km 付近)

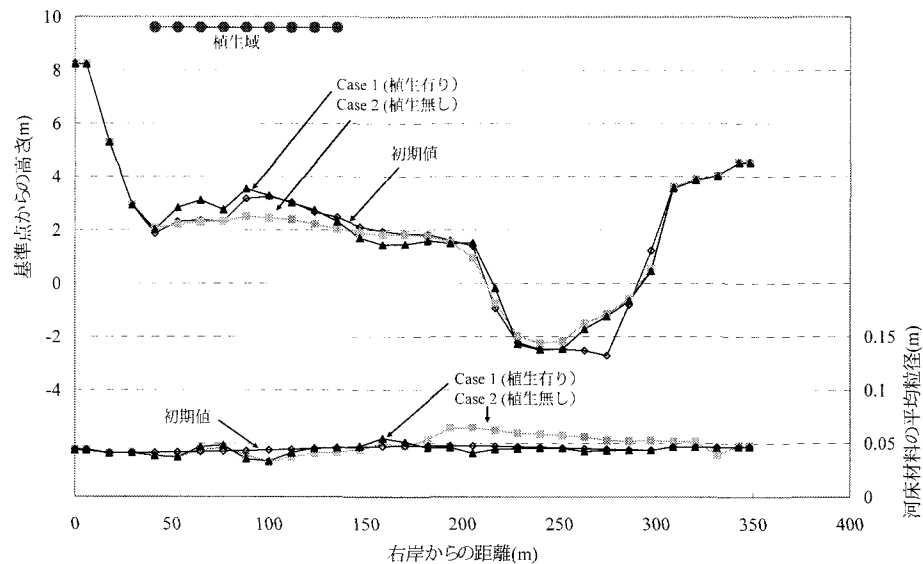


図9 河床位および河床材料の粒度の横断分布 (4.9km 断面, 30 時間後).

へ流入するのを植生が形状抵抗として遅らせているのである³⁴⁾。このような植生の貯水機能は、日本のような河川ではあまり多くは期待できないが、氾濫原幅を広く確保できる海外の河川においては、洪水ピークを減少させる一つの手段となり得る。

図8は、河口から4~9kmの区間のCase1とCase2の水深平均流速ベクトルの平面分布の違いを示す。ここに、ベクトル表示の無い領域が陸域となっている領域である。植生のあるCase1の流れはCase2に比べ、河床位の低い主流路に流れが集中し、主流路内の流速が速くなっていることがわかる。また、Case1の植生域では、植生の流体抵抗により減速しているのがわかる。

図9は、河床位と河床材料の平均粒径の変化をCase1とCase2で比較したものである。これによると、8.2km断面のCase2を見ると、植生内で一部河床低下が発生しているが、Case1では、植生の抵抗特性により、植生内での顕著な堆積が発生しており、植生の有無により全く異なる河床変動特性を示していることがわかる。また、裸地の侵食域において、河床材料が粗粒化していることがわかる。さらに、

表 1 数値解析に用いた水理条件

	流量 (l/s)	水路幅 (m)	河床材料	水深 (mm)	川幅/水深	無次元 掃流力	浸透流	給水条件	植生
Case 3	0.06~1.46	0.4	混合砂	-	-	-	考慮	非定常	考慮せず
Case 4	3.80	2.0	混合砂	65	310	0.041	考慮	定常	考慮せず
Case 5	3.80	2.0	混合砂	65	310	0.041	考慮	定常	考慮
Case 6	2.53	2.0	混合砂	58	342	0.032	考慮	定常	考慮
Case 7	2.53	1.33	混合砂	65	179	0.041	考慮	定常	考慮
Case 8	0.76	0.4	一様砂	65	62	0.041	考慮せず	定常	考慮せず
Case 9	0.76	0.4	一様砂	65	62	0.041	考慮せず	定常	考慮せず

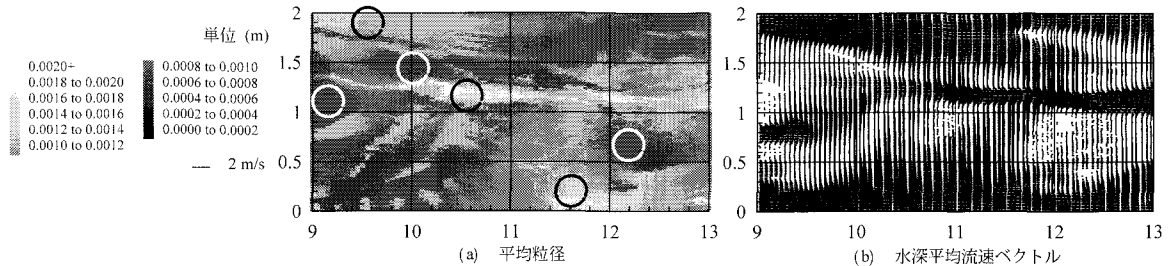


図 10 河床材料の平均粒径の空間分布 (Case 4, 白丸が砂州上の細粒化, 黒丸が流路内の粗粒化)

Case 1 では植生により流れがみお筋へ集中するため、右岸から約 160m のところで浸食が発生しているが、流れの集中の発生しない Case 2 では、河床位があまり変化していないことがわかる。

このように、河道内の植生の存在は、単純に水位を上昇させるだけでなく、地形を変化させ、流路内河床位を下げて深掘れを助長することも多い。さらに、植生内へは粒径の大きい土砂はあまり侵入せず、粒径の細かい土砂のみが侵入して堆積しやすいことから、植生を有する場での河床変動解析には、河床材料を混合砂として扱うことが非常に有効であることがわかる。さらに、河床材料の粒度の空間分布に関する情報は、河道内の動植物の生息域の評価に非常に重要な情報を与えることとなる。

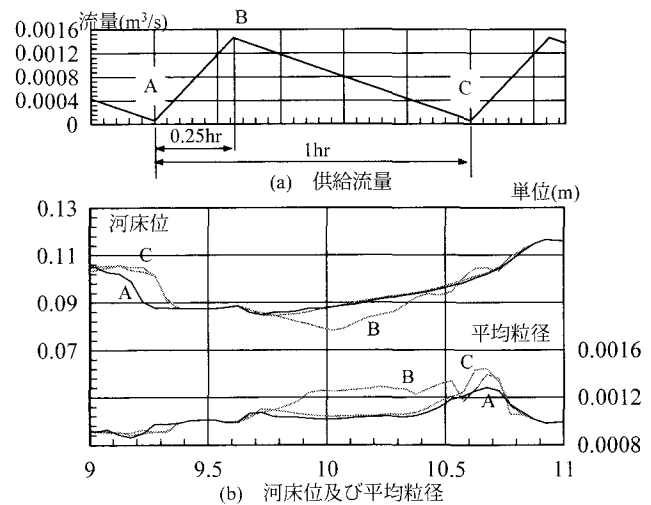


図 11 非定常給水条件における淵の河床位及び平均粒径の時間変化 (Case 3)

4 直線河道に形成される網状流路を対象とした解析^{12,35)}

4.1 解析条件

本解析では、植生の動的管理を視野に置き、植生の動態を一部考慮する。植生の侵入・成長・消滅および植生間の相互作用等に関する条件は、植生種や気象条件等により大きく異なり非常に複雑なため、数学モデルとしては十分に確立されていない。そこで、ここでは、2 で記述したように、流体抵抗として植生を考慮するとともに、植生の密生度の値を時空間的に変化させ、植生の侵入・成長・消滅過程を考慮する。植生の密生度は、計算点が陸域となると、最大値が 0.05 となるように 0 から線形的に増加を始める。植生の消滅については、河床低下による消滅を想定し、植生侵入時よりも河床位が下がると植生が送流すると見なして密生度を 0 とした。

計算領域は、固定側岸を有した長さ 15m の直線矩形断面水路を想定したものである。初期河床形状

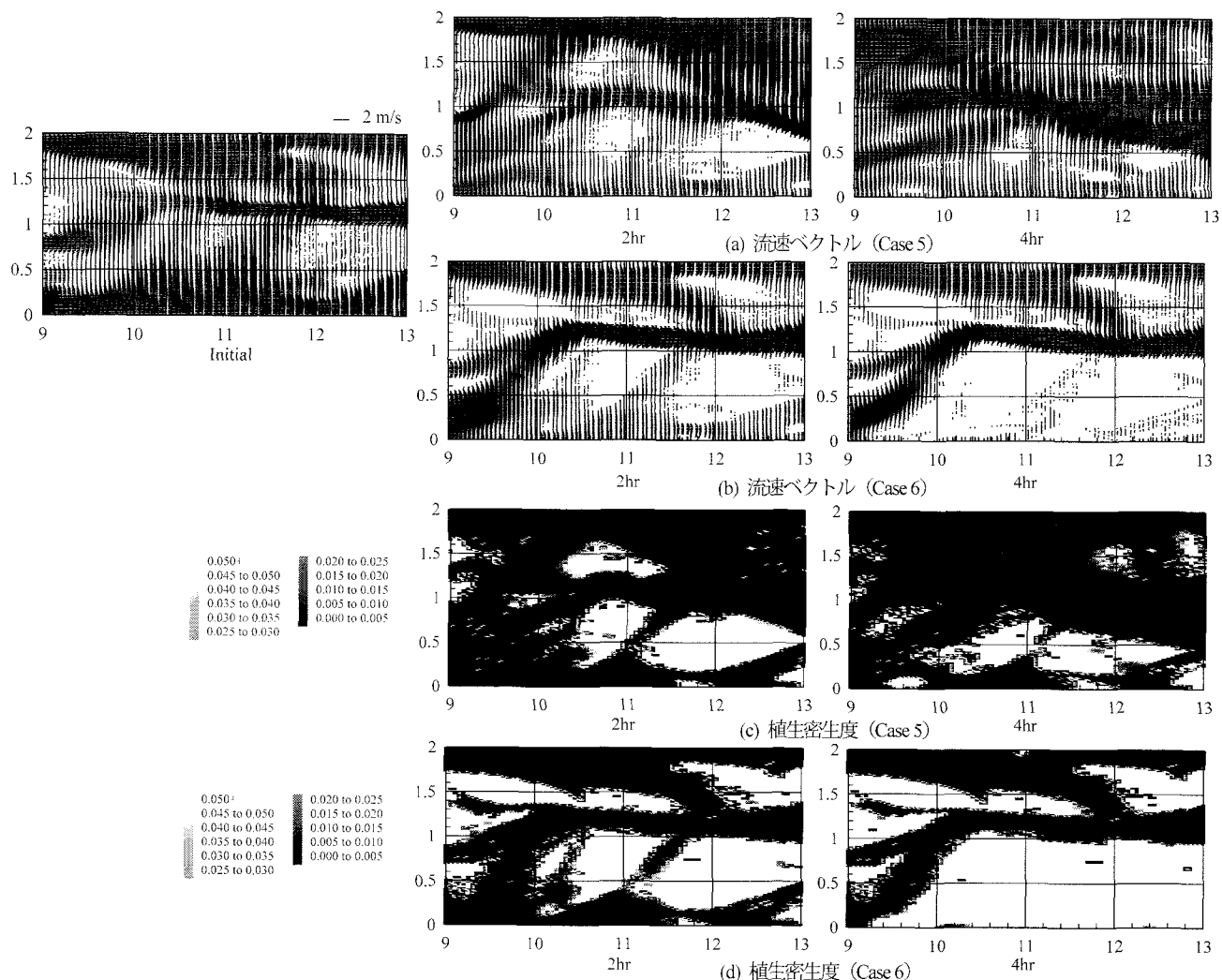


図 12 水深平均流速ベクトル及び植生密度の時間変化 (Case 5 と Case 6)

は平坦床に平均粒径の $1/10$ スケールの振幅を有する微小擾乱を計算区間全体に与えたものである。上流境界における流砂量は、境界における水理量をもとに、掃流砂量式により算出されたものを与える。下流端の河床は固定床とし、時間的に変化させない。計算条件を表 1 に示す。河床勾配は $1/100$ で、土層厚は 0.1m とした。混合砂の粒度の標準偏差は 1.93 である。竹林・江頭³⁵⁾によると、これらの条件は、全て、網状流路の形成水理条件にある。

4.2 結果と考察

図 10 に Case 4 における河床材料の平均粒径の空間分布を示す。全体的には、河床位の高い領域で細粒化、河床位の低い領域で粗粒化であり、流砂の輸送特性に対応した分布となっている。つまり、流砂の中に占める細粒分は粗粒分よりも多いため、洗掘域で粗粒化、堆積域で細粒化が生じている。しかし、網状流路の流路内の河床材料に関する現地調査^{36), 37)}によると、淵で細粒化、瀬で粗粒化となっている。このような現地調査と解析との違いは、給水条件の非定常性によるものと考えられる。図 11(b)は、図 11(a)で示す条件で上流端から給水を行った Case 3 の水路右岸沿いの河床位及び河床材料の平均粒径の時間変化を示している。これによると、淵において、少流量時の河床位は高く平均粒径が小さいが、大流量時には河床は洗掘され、平均粒径が大きくなることわかる。一般的に、現地調査は平水時に行われる。つまり、現地調査で得られる淵の河床材料は、本解析で少流量時の河床材料に対応していると考えられる。また、これらの結果は、平水時に測定される定期横断測量による河床位よりも洪水時の方が淵の河床位が洗掘されていることを示すとともに、洪水時の最大洗掘深は、淵のボーリング調査を行い、

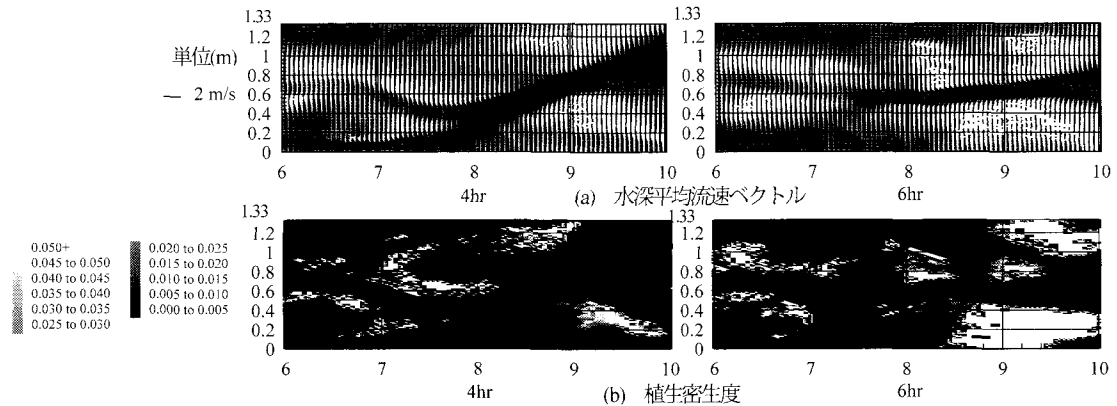


図 13 水深平均流速ベクトル及び植生密生度の時間変化 (Case 7)

河床材料の粒度の鉛直分布を調べることによって、得られる可能性を示している。

洪水ピーク流量の減少は、砂州の冠水率を低下させ、植生が流れにより流送されにくくなるため、植生の繁茂を促進する。さらに、植生は土砂を捕捉するため、砂州上の流路の形成を抑制するとともに、砂州の河床位を高めるため、砂州の冠水率をさらに低下させる。これらのメカニズムについては、現地調査により、既に多くの知見が得られている³⁸⁾。ここでは、これらの現象を数値シミュレーションにより再現するとともに、河道内の物理環境の多様性を保つとともに治水対策を実施する方法を考える。

図 12 は Case 5 と Case 6 の水深平均流速ベクトル及び植生密生度の空間分布を示している。これら二つの解析は、Case 4 の 2.5 時間後の解析結果を初期条件としている。また、Case 6 の上流端供給流量は、Case 5 の流量の約 2/3 となっている。これによる

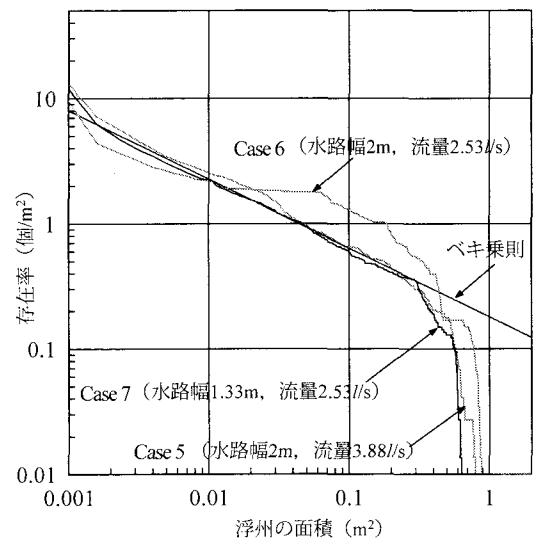


図 14 浮州の面積と浮州の存在率との関係 (Case 5, Case 6, Case 7)

と、流量を減少させていない Case 5 では、流路が時空間的に変動するとともに、植生が成長・消滅を繰り返しており、過剰な植生繁茂及び流路本数の減少は見られない。一方、流量を減少させた Case 6 では、砂州上の植生が発達するとともに、流路本数が減少して比較的空間スケールの大きい流路に統合されていることがわかる。さらに、空間スケールの大きい流路は、初期状態からほとんど位置を変化させていないことがわかる。また、流れが流路内へ集中し、陸水の遷移域が減少していることがわかる。現在の日本の多くの河川は、ダムによる洪水調節により、Case 6 のような状態となっていると考えられる。「治水」という視点からこれらの現象を考えると、流量減少による水位低減効果と植生フラッシュによる水位低減効果の両者のバランスによって最適な水位低減効果が得られることがわかる。さらに、植生がある程度フラッシュされる流量条件を保つことができれば、メンテナンスフリーの植生管理が実現されることとなる。一方、植生繁茂による流路位置の固定化は、局所洗掘の発生箇所を固定できる反面、局所洗掘深は増大する。この点については、別の解析結果とともに最後に述べる。

このように植生が異常に繁茂した河川に河道内の物理環境の多様性を創生させる一つの方法としては、川幅・水深比を適当に調節するということが考えられる。図 13 は Case 6 に対して、流量をそのままとし、水路幅を狭めた Case 7 の水深平均流速ベクトル及び植生密生度の空間分布の時間変化を示している。これによると、流路の時空間的な変化が再生されるとともに、植生の成長・消滅が繰り返し発

生していることがわかる。図 14 は浮州の面積と浮州の存在率との関係を示したものである。これによると、Case 6 では、流量の減少により最大スケールの浮州が大きくなるとともに、面積の大きい浮州の数が増え、逆に面積の小さい浮州が減少したため、分布の勾配が緩やかとなり、場の多様性が失われていることがわかる。また、面積が 0.5m^2 付近で分布が不連続となっているのは、流路統合の結果、 0.5m^2 程度の浮州のみが残されたためであり、これも場の多様性が失われたことを示すものである。しかし、Case 7 を見ると、水路幅を狭めることにより、Case 5 の分布と同一の勾配に戻り、河道内の物理環境の多様性が創生されていることがわかる。これらの結果は、ダムによる洪水調節及び土地利用形態などの水と土砂の流出特性が変化しても、川幅・水深比を適切に設定すれば多様な水辺空間を創生できることを示す。ただし、川幅を狭めたため、浮州の最大スケールは小さくなり、このスケールの物理環境を利用していた動植物は生息できなくなると考えられる。ここで川幅とは、網流させる領域の幅であり、必ずしも堤防間距離ではなく、低水路幅を想定できる場もある。

一方、図 13 のように、流路の位置と形状が時空間的に変化すると、局所洗掘の位置と規模の予測などは非常に困難である。図 15 にその 1 例を示す。図 15 は Case 8 の水深平均流速ベクトルの時間変化である。図には、左岸から右岸への流れの水衝部の位置を矢印で示している。これによると、水衝部の移動は間欠的であり、下流だけでなく上流にも移動していることがわかる。また、流路は時間とともに分岐・合流するため、流路長も時間的に変動している。一方、流れの変化が河床形状の変化に比べ非常に速やかな条件で、浮州を有しない一様砂河床の交互砂州では、波高、波長および伝播速度が時間的に変動しない状態が存在し、水衝部も連続的に伝播する。つまり、浮州を有するか否かで時間的な変動特性は大きく異なる。浮州を有する場では、河床形状の変動過程がカオティックであると考えられ、非周期な河床形状となり、様々なスケールの現象が発生する。時間的な変動過程がカオティックであるということは、現在の河床形状のわずかな違いが将来の河床形状に大きな違いをもたらすため、河床形状の将来予測を正確に行うことが非常に困難で

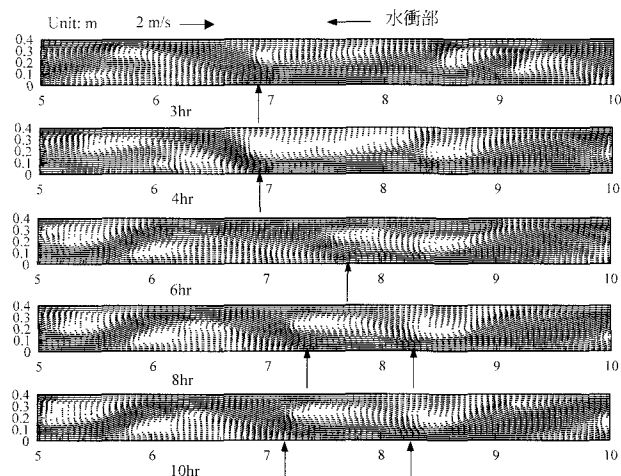


図 15 水深平均流速ベクトルの時間変化 (Case 8, 数値解析)

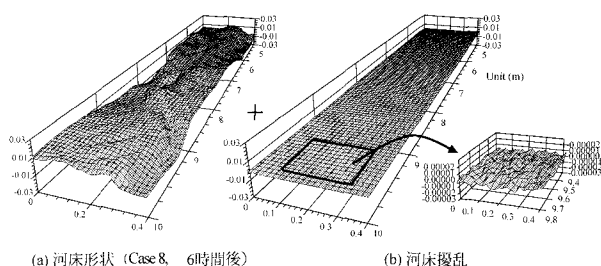


図 16 Case 8 の初期 (6 時間後) 河床形状作成方法

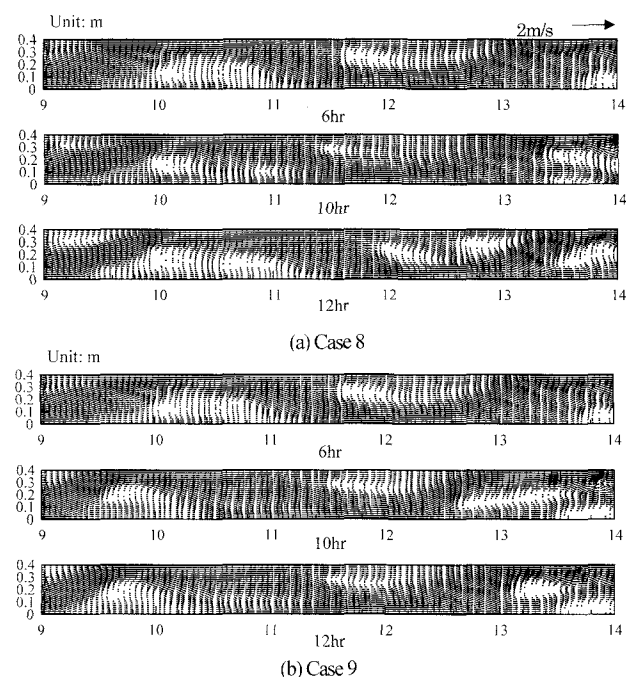


図 17 微小な初期河床形状の違いがその後の河床形状に与える影響

あることが予想される。この点について、Case 9 としてさらに 1 ケースの数値解析を行い検討する。Case 9 では、Case 8 の計算開始から 6 時間の河床形状に図 16 に示すような河床材料の平均粒径の 1/100 スケールの振幅を有する擾乱を与え、その後の河床形状の時間変化を計算したものである。図 17 は、Case 8 と Case 9 の流速ベクトルの時間的な変化を比較したものである。図に示すように、10 時間後および 12 時間後の浮州および流路形状は両者で異なり、わずかな河床形状の違いが将来の河床形状を大きく変化させることがわかる。これらの結果は、浮州を有するような場では、正確な河床形状の予測が非常に困難であることを示す。しかし、図 14 から予想されるように、現象が自己相似性を有しているとはいえ、局所洗掘深や局所流速のような物理量の最大スケールは制限されているため、物理量の変動範囲の予測は可能である。さらに、物理量の最大スケールは、流路が固定されたときよりも小さくなることが期待できる。河道内の物理環境の多様性の保存・創生を考えた場合、これらの情報をもとに治水対策を考えることが重要となる。

5 おわりに

日本に多く見られる沖積地に形成される河川中・下流域の河道地形を概説するとともに、河道地形の数値モデルとして、平面二次元モデルを紹介した。さらに、解析結果の治水対策へ利用について言及した。

これまでの研究により、河道地形の物理特性はかなり明らかになっている。さらに、河道地形の数値モデルは、平衡状態の地形および粒度については、かなり精度良く予測できる段階にある。ただし、地形および粒度の時間的な変化までは精度良く予測できる段階には達していないと考えられる。また、植生が存在する場の地形および粒度の予測に関しても工学的に十分な精度で予測できる段階に至っていない。さらに、本講義ノートでは取り扱わなかったが、粘着性土を有する場の地形および粒度の予測についても多くの課題を残している。これらの課題は、流砂の力学特性に着目した研究を進めることにより、かなりの進展が望めると考えられる。

参考文献

- 1) 竹林洋史: 河川中・下流域の河川地形, ながれ, Vol. 24 (2005) 27-36.
- 2) Ohmori, H.: Erosion rates and their relation to vegetation from viewpoint of world-wide distribution, Bulletin of the Department of Geography, University of Tokyo, 15 (1983) 77-91,.
- 3) 土木学会, 土木学会誌, 82 (1997) 表紙.
- 4) 辻井達一, 中須賀常雄, 諸喜田茂充: 湿原生態系, Blue Backs, 講談社, (1994).
- 5) 国土交通省四国地方整備局徳島河川国道事務所より提供.
- 6) 竹林洋史, 江頭進治: 自己形成流路の形成過程と形成水理条件, 土木学会論文集, Vol. 677 No.II-55 (2001) 75-86.
- 7) 例えば, Okabe, T. and Takebayashi, H.: Numerical estimation of countermeasures against sedimentation in Masaki Dam Reservoir, Japan, Environmental Hydraulics and Sustainable Water Management, Lee & Lam (eds), (2004) 2153-2159.
- 8) 例えば, 池田駿介, 日野幹雄, 吉川秀夫: 河川の自由蛇行に関する理論的研究, 土木学会論文報告集, 255 (1976).
- 9) Nagata, N., Hosoda, T. and Muramoto, Y.: Numerical analysis of river channel processes with bank erosion, Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, Vol.126, 4 (2000) 243-252.
- 10) 吉川秀夫編著: 流砂の水理学, 丸善, (1985).
- 11) 藤井孝蔵: 流体力学の数値計算法, 東京大学出版会, (1994).

- 12) Takebayashi, H., Egashira, S. and Okabe, T.: Numerical analysis of stream stability process on beds with non-uniform sediment, *Journal of Hydrosience and Hydraulic Engineering*, Vol.22, 2 (2004) 37-46.
- 13) 例えば, Zimmermann, C.: Roughness effect on the flow direction near curved stream beds, *Journal of Hydraulic Research* 15 No.1 (1977).
- 14) Engelund, F.: Flow and bed topography in channel bends, *Jour. of Hy. Div. ASCE*, Vol. 100, No. HY11 (1974).
- 15) Shimizu, Y. and Itakura, T.: Calculation of flow and bed deformation with a general non-orthogonal coordinate system, *Proc. of XXIV IAHR Congress, Madrid, Spain, C-2* (1991) 41-48.
- 16) Nezu, I. and Nakagawa, H.: Turbulence in open channel flows, *IAHR Monograph*, Balkema, Rotterdam, The Netherlands, (1993) 53-56.
- 17) 清水義彦, 辻本哲郎: 植生体を伴う流れ場の平面 2 次元解析, *水工学論文集*, 39 (1995) 513-518.
- 18) 長田信寿: 一般座標系を用いた平面 2 次元非定常流流れの数値解析, *水工学における計算機利用の講演会講義集*, 土木学会, (1999) 51-76.
- 19) 芦田和男, 道上正規: 移動床流れの抵抗と掃流砂量に関する基礎的研究, *土木学会論文報告集*, 206 (1972) 59-69.
- 20) Takebayashi, H., Egashira, S. and Okabe, T.: Braided streams formed on beds with non-uniform sediment, *Proc. 3rd IAHR Symposium on River, Coastal and Estuarine Morphodynamics*, (2003) 787-798.
- 21) 芦田和男, 江頭進治, 劉炳義: 蛇行流路における流砂の分級および河床変動に関する数値解析, *水工学論文集*, 35 (1991), 383-390.
- 22) 関根正人, 蛇行河川における土砂のふるい分けに関する研究, *土木学会論文集*, 467/II-23 (1993) 29-38.
- 23) Egashira, S. and Ashida K.: Unified view of the mechanics of debris flow and bed-load, *Advances in Micromechanics of Granular Materials*, (Edited by H.H.Shen et al.) Elsevier, (1992) 391-400.
- 24) Kovacs, A. and Parker, G.: A new vectorial bedload formulation and its application to the time evolution of straight river channels. *J. Fluid Mech.* Vol. 267, pp. 153-183, 1994.
- 25) Egiazaroff, I. V.: Calculation of Nonuniform Sediment Concentrations, *Proc. ASCE*, Vol. 91, No. HY4 (1965) 225-247.
- 26) 岩垣雄一: 限界掃流力の流体力学的研究, *土木学会論文報告集*, 41 (1956) 1-21.
- 27) 長谷川和義: 非平衡性を考慮した側岸浸食量式に関する研究, *土木学会論文報告集*, 316 (1981).
- 28) Rubey, W. W.: Settling velocities of gravel, sand and silt particles, *American J. of Science*, 25 (1933) 325-338.
- 29) 例えば, Itakura, T. and Kishi, T.: Open Channel Flow with Suspended Sediments, *Proc. ASCE*, Vol. 106, No. HY8 (1980) 1325-1343.
- 30) Lane, E. W. and Kalinske, A. A.: Engineering calculation of suspended sediment, *Trans. AGU.*, 22 (1941).
- 31) Rouse, H.: Modern Conceptions of the Mechanics of Turbulence, *Trans. ASCE*, 102 (1937) 463-543.
- 32) 永瀬恭一, 道上正規, 檜谷治: 狭窄部を持つ山地河川の河床変動計算, *水工学論文集*, 40 (1996) 887-892.
- 33) 国土交通省四国地方整備局那賀川河川事務所より提供.
- 34) 江頭進治: 砂質河川の砂州上の流れと河床変動, 河道変遷特性に関する研究, (財) 河川環境管理財団, (1998) 143-153.
- 35) 竹林洋史・江頭進治: 網状流路の時空間的な変動特性, *水工学論文集*, 46 (2002) 737-742.
- 36) P. J. Ashworth, R. I. Ferguson, P.E. Ashmore, C. Paola, D. M. Powell and K. L. Prestegard : Measurements in a Braided River Chute and Lobe 2. Sorting of Bed Load During Entrainment, Transport, and Deposition, *Water Resources Research*, Vol. 28, No. 7, (1992) 1887-1896.

- 37) 江頭進治, 金海生, 竹林洋史, 池田晶, 永田徹: 木津川下流域の河床変動と土砂収支, 水工学論文集, 44 (2000) 777-782.
- 38) 例えば, 清水義彦, 小葉竹重機, 岡田理志: ハリエンジュによる動的河道内樹林化について, 水工学論文集, 45 (2001) 1099-1104.