

浮遊砂を考慮した河床変動計算手法

Practical Computation Method of River Bed Deformation
with Suspended Load

清水康行* 板倉忠興**

本報告は、河川計画上重要な課題の1つである河川の縦断的な土砂移動に起因する大規模な河床変動の予測手法について、従来のモデルに以下にかかげる改良を加え、より適用範囲を広げるとともに、石狩川下流部における昭和56年水洪時の河床変動に適用し、実測値との比較検討を行ったものである。すなわち、

(1) 従来の掃流砂モデルを浮遊砂も含むモデルに拡張し、浮遊砂を含む河床変動計算にも適用可能にした。

(2) 流砂量の算定には直接的に影響を及ぼす河床せん断力を、洪水時の河床形態の変化に起因する河床抵抗の変化から求め、河床変動計算の精度を向上させた。

《浮遊砂；河床変動；洪水流；数値解法》

1. はじめに

河川における中・長期的な河床変動を予測することは、河川計画上きわめて重要な課題である。すなわち、河床の上昇は河積の減少に伴う洪水疎通能力の不足をきたし、また、河床の低下は堤防・護岸などの河川管理施設や、取水施設・橋梁などの許可工作物の維持管理上大きな問題となる。

河床変動の河川縦断的なスケールは、小規模河床波や砂州など、数mから数100m程度の中小規模のものから、河道全体の土砂移動によって生ずる数kmから数10kmにも及ぶ大規模なものまで、種々の形態がある。このうち、その影響の範囲や規模から河川計画上最も重要と考えられるのは、大規模な河床変動であり、本報告ではこの大規模な河床変動を主要課題とする。

大規模河床変動の計算は、従来から河川の流下方向に対する一次元モデル¹⁾を用いて行われており、ダム下流部の河床変動や捷水路掘削後の上下流の河床変動は、実用上十分な精度で再現されていると考えられる²⁾。しかしながら、従来の研究の多くは、流砂量式および流砂の連続式として掃流砂タイプのものが多く用いられており、浮遊砂の卓越するダム貯水池内や、細粒河床材料が占有する河口付近の河床変動計算には、従来の方法を拡張適用することができない。したがって、本報告では従来の一次元モデルに浮遊砂の効果を加味するとともに、

新たに浮遊砂濃度の連続条件も考慮して解析を行うことにした。

また、大規模河床変動を扱う場合、小規模河床波などによる河床変動の規模そのものは、無視しうるほどに小さいと考えられるが、河床波の有無およびその形状の違いが河床せん断力とその結果としての流砂量にも大きな影響を及ぼすと考えられる。とくに、浮遊砂の卓越するような河床材料が水深に比べ、非常に小さい条件下では、河床波の発達、崩壊による河床抵抗の変化が一層顕著になることが知られており³⁾、これは、実際に石狩川において昭和56年8月洪水時に行われた河床波・水位・流量観測結果によっても証明されている⁴⁾。河床変動計算の精度向上のためには、この河床形態の変化に起因する河床せん断力の変化の的確な予測が不可欠と考え、河床変動のモデルの中に新たに河床抵抗の予測モデルを組入れることにした。

以上の考え方を基礎としてモデル構築を行い、本手法を石狩川下流部に適用し、昭和56年8月洪水時に観測された大規模な河床変動の再現計算を行った。この結果、洪水時の河床変動をよく再現しうることが確かめられ、本報で提案したモデルの有効性が確認された。

2. 基礎式

河床変動のモデルは流下方向への一次元モデルとし、河床材料は一般性を失なわないよう混合粒径モデルと

*河川研究室主任研究員 **第1研究部長

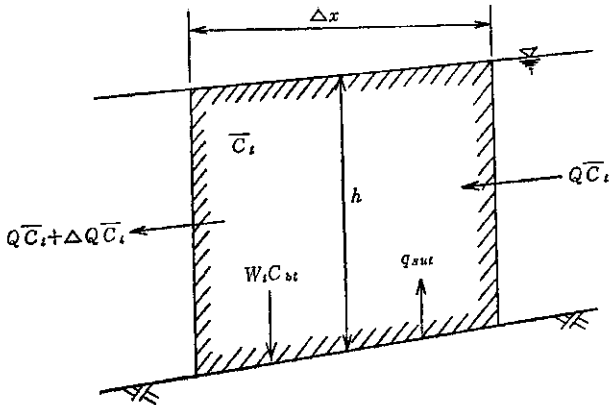


図-1 浮遊砂濃度連続式の概念図

する。

2-1 浮遊粒子の濃度に関する連続式

図-1に示す河川の流下方向に微少区間 Δx を考え、微少時間 Δt 内の粒径 d_i なる粒子の水深平均濃度 \bar{c}_i の連続条件から次式が得られる。

$$\frac{\partial}{\partial t} (\bar{c}_i h) + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q \bar{c}_i}{B} \right) = q_{sui} - w_i c_{bi} \quad (1)$$

ただし、 t ; 時間、 x ; 流下方向距離、 h ; 水深、 Q ; 流量、 B ; 河幅、 q_{sui} ; 単位時間、単位面積当たりの河床からの浮上量、 w_i ; 沈降速度、 c_{bi} ; 河床付近の濃度、添字 i は粒径 d_i の粒子であることを示す。

(1) 式中の \bar{c}_i と c_{bi} の関係は、水深方向の濃度分布を Lane-Kalinske⁵⁾ と同様に考えることにより求めることができる。今、局所的、瞬間的に定常等流を仮定すると、水深方向の濃度に関する拡散方程式は次式で表わすことができる。

$$\frac{d}{dz} \left(\epsilon \frac{dc_i}{dz} \right) + w_i \frac{dc_i}{dz} = 0 \quad (2)$$

ただし、 z ; 河床からの距離、 ϵ ; 拡散係数、 c_i ; 河床から z の距離における粒径 d_i の粒子の濃度

w_i を一定と仮定して(2)式の積分を行い、さらに水面から粒子が飛びださない条件を考慮すれば、次式を得る。

$$\epsilon \frac{dc_i}{dz} + w_i c_i = 0 \quad (3)$$

定常状態の開水路乱流では、拡散係数 ϵ を渦動粘性係数に等しいと考え(4)式で与える。

$$\epsilon = \frac{\kappa}{6} u_* h \quad (4)$$

ただし、 κ ; カルマン定数 (=0.4)、 u_* ; 摩擦速度

(4)式を(3)式に代入して積分を行い、河床における濃度が c_{bi} であることを考慮すれば次式が得られる。

$$c_i = c_{bi} e^{-\beta z} \quad (5)$$

ただし、 $\beta = w_i h / \epsilon$ 、 $\xi = z / h$

\bar{c}_i は(5)式の河床から水面までの平均を求めることにより、次式で与えられる。

$$\bar{c}_i = \frac{1}{h} \int_0^1 c_i d\xi = \frac{c_{bi}}{\beta} (1 - e^{-\beta}) \quad (6)$$

(6)式が(1)式中の \bar{c}_i と c_{bi} との関係である。

一方、(1)式中の沈降速度 w_i は、次式に示す Rubey の式を用いて求める。

$$\frac{w_i}{\sqrt{S g d_i}} = \sqrt{\frac{2}{3} + \frac{36\nu^2}{S g d_i^3}} - \sqrt{\frac{36\nu^2}{S g d_i^3}} \quad (7)$$

ただし、 S ; 浮遊粒子の水中比重、 g ; 重力加速度、 ν ; 流体の動粘性係数

2-2 粒径別流砂の連続式

従来の掃流砂のみを対象とした粒径別流砂の連続の式を、次式に示す¹⁾。

$$\delta \frac{\partial P_i}{\partial t} + P_i^* \frac{\partial z}{\partial t} + \frac{1}{(1-\lambda)} \left\{ \frac{1}{B} \frac{\partial (q_{Bi} B)}{\partial x} \right\} = 0 \quad (8)$$

ただし、 δ ; 交換層(河床材料と流砂の交換が行われる層)の厚さ、 P_i ; 粒径 d_i の粒子が交換層中に占める割合、 λ ; 河床材料の空隙率、 z ; 河床高、 q_{Bi} ; 粒径 d_i の粒子の単位幅当たりの掃流砂量、 P_i^* は次式に示す値を用いる。

$$P_i^* = \begin{cases} P_i & (\partial z / \partial t \geq 0) \\ P_{i0} & (\partial z / \partial t \leq 0) \end{cases} \quad (9)$$

ただし、 P_{i0} ; 粒径 d_i の粒子が原河床(交換層以下の河床)に占める割合。

(8)式の第3項は、交換層に対する流砂の出入りを表現しており、この項に浮遊砂の浮上量および沈降量を加えることにより浮遊砂も含む場合に拡張でき、粒径別流砂の連続式は次式のように変形される。

$$\delta \frac{\partial P_i}{\partial t} + P_i^* \frac{\partial z}{\partial t} + \frac{1}{(1-\lambda)} \left\{ \frac{1}{B} \frac{\partial (q_{Bi} B)}{\partial x} + q_{sui} - w_i c_{bi} \right\} = 0 \quad (10)$$

2-3 全流砂量の連続式

全流砂量の連続式は図-2に示す微少区間 Δx を考え、微少時間 Δt 内のすべての粒径の掃流砂および浮遊砂の合計量が河床から出入するものとして、次式で与えられる。

$$\frac{\partial z}{\partial t} + \frac{1}{(1-\lambda)} \left\{ \frac{1}{B} \frac{\partial \left(\sum_i q_{Bi} B \right)}{\partial x} + \sum_i \left(q_{sui} - w_i c_{bi} \right) \right\} = 0 \quad (11)$$

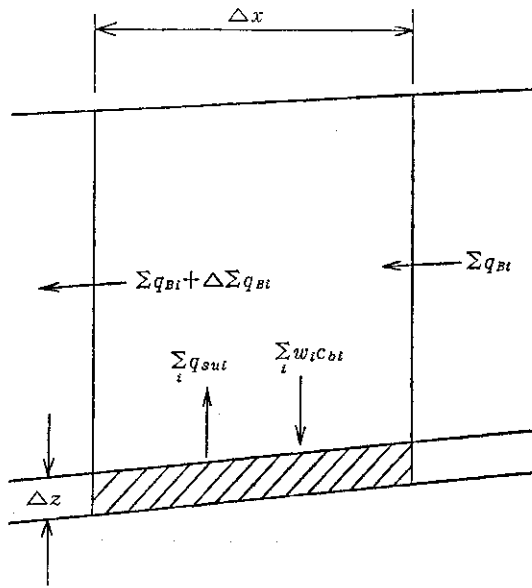


図-2 全流砂連続式概念図

ただし、 Σ は粒径別の量を合計した量であることを示す。

2-4 不等流の式

流水の運動方程式は、次式に示す不等流の式を用いる。

$$\frac{\partial H}{\partial x} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{\alpha Q^2}{2gA^2} \right) + ie = 0 \quad (12)$$

ただし、 H ；水位、 A ；流積、 α ；エネルギー補正係数、 ie ；エネルギー勾配

3. 流砂量式

3-1 掃流砂量式

掃流砂量式は従来より各種の式が提案されているが、混合粒径による河床変動計算を行う場合、以下に示す土研式を粒径別に表示した平野の式¹⁾が用いられる場合が多い。

$$\frac{q_{B_i}}{\sqrt{Sgd_i^3}} = P_i \phi f(u_{*ci}^2/u_*^2) \tau_{*i}^{3/2} \quad (13)$$

ただし、 $\phi=4$ 、 $\tau_{*i}=u_*^2/Sgd_i$ 、 $f(u_{*ci}^2/u_*^2)$ は土研式における関数、 u_{*ci} は混合砂の場合の粒径別限界摩擦速度であり、以下に示す Egiazaroff・浅田の式⁶⁾などがある。

$$\frac{u_{*ci}^2}{u_{*cm}^2} = \left[\frac{\log 23}{\log \left(21 \frac{d_i}{d_m} + 2 \right)} \right]^2 \frac{d_i}{d_m} \quad (14)$$

ただし、 d_m は河床材料の平均粒径 ($=\Sigma d_i P_i$)、 u_{*cm} は d_m に対する限界摩擦速度であり、岩垣の式で求める。

(13)式および(14)式を用いた河床変動の計算は道内の河川においても数多く行われており、掃流砂のみを対象とする(浮遊砂が卓越しない)多くの適用例において、精度のよい計算結果が得られている。そこで、本報告においても上式を用いることにする。

3-2 浮遊砂量式

浮遊粒子の河床からの浮上量は、以下に示す板倉・岸の式⁹⁾で求める。

$$\frac{q_{sui}}{\sqrt{Sgd_i}} = P_i K \left(\alpha_* \frac{\rho_s - \rho}{\rho_s} \frac{gd_i}{u_*'} \Omega_i - w_i \right) \quad (15)$$

$$\Omega_i = \frac{\tau_{*i}'}{B_{*i}} \frac{\int_{a'}^{\infty} \xi \frac{1}{\sqrt{\pi}} \exp(-\xi^2) d\xi}{\int_{a'}^{\infty} \frac{1}{\sqrt{\pi}} \exp(-\xi^2) d\xi} + \frac{\tau_{*i}'}{B_{*i} \eta_0} - 1 \quad (16)$$

ただし、 $a'=B_{*i}/\tau_{*i}'-1/\eta_0$ 、 $\eta_0=0.5$ 、 $\alpha_*=0.14$ 、 $K=0.008$ 、 ρ_s ；浮遊粒子の密度、 ρ ；流体の密度、 $\tau_{*i}'=u_*'^2/Sgd_i$

B_{*i} は揚力算定の際の速度に摩擦速度 u_* を適用するための換算係数であり、均一粒径の場合は $B_*=0.143$ の一定値が用いられるが、沖ら⁹⁾ は(16)式を混合粒径の場合に拡張する際に、遮蔽効果を考慮して次式で与えている。

$$B_{*i} = \xi_i B_{*0} \quad (17)$$

$$\xi_i = \frac{\tau_{*ci}}{\tau_{*ci0}} \quad (18)$$

ただし、 $B_{*0}=0.143$ 、 $\tau_{*ci}=u_{*ci}^2/Sgd_i$ 、 $\tau_{*ci0}=u_{*ci0}^2/Sgd_i$

u_{*ci} は混合粒径における粒径別限界摩擦速度で前記の(14)式で求め、 u_{*ci0} は粒径 d_i の均一粒径の場合の限界摩擦速度で岩垣の式より求める。

また、 u_*' は有効摩擦速度(粒子摩擦速度)であり、河床波のない場合は摩擦速度 u_* に等しくなるが、河床波が存在する場合は、 u_* から形状抵抗分を除いた値となる。なお、具体的な u_*' の算出法については次章で述べる。

4. 河床抵抗の算定と水位の計算法

4-1 河床抵抗の変化の実例

従来の不等流計算では、(12)式中のエネルギー勾配 ie はマンングの粗度係数を用いて次式で算出されている場合が多い。

$$ie = \frac{n^2 u^2}{R^{3/4}} \quad (19)$$

ただし、 n ；マンングの粗度係数、 u ；平均流速、 R ；径深

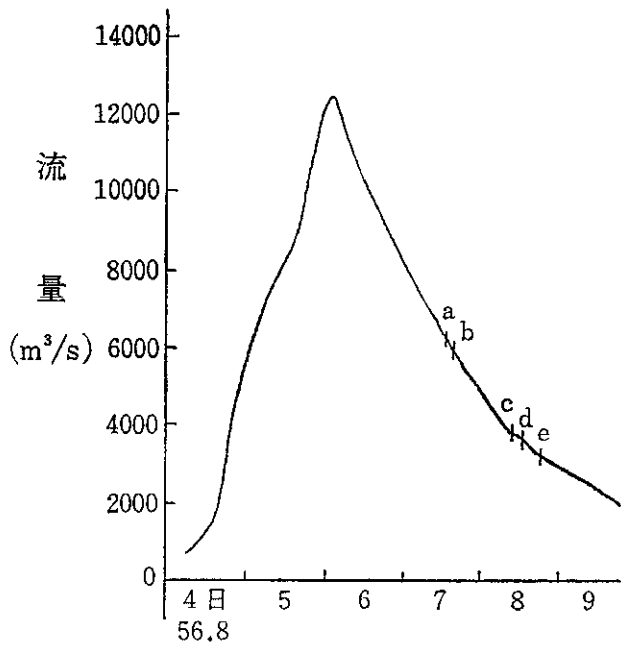


図-3 石狩川昭和56年8月洪水流量ハイドログラフ

一般に、浮遊砂の卓越するような(河床材料の粒径が水深に比べて非常に小さい)河川では、小規模河床形態(河床波)の形状が流量規模によって異なり、粗度も大きく変化していると考えられる。

この特性は実験水路だけではなく、石狩川でも観測されており⁴⁾、以下にその例を示す。

図-3は石狩川昭和56年8月洪水時の河口付近における流量ハイドログラフであり、図-4は図-3中のa~eの記号で示した時刻における河床波の観測結果(KP 7/2~2/3)である。また、図-4中の最下段および最上段には、洪水前の5月および洪水後の10月の観測記録もあわせて示した。5月にはきわめて平坦であった河床が洪水期間中には砂堆となり、洪水後の10月には再び平坦な河

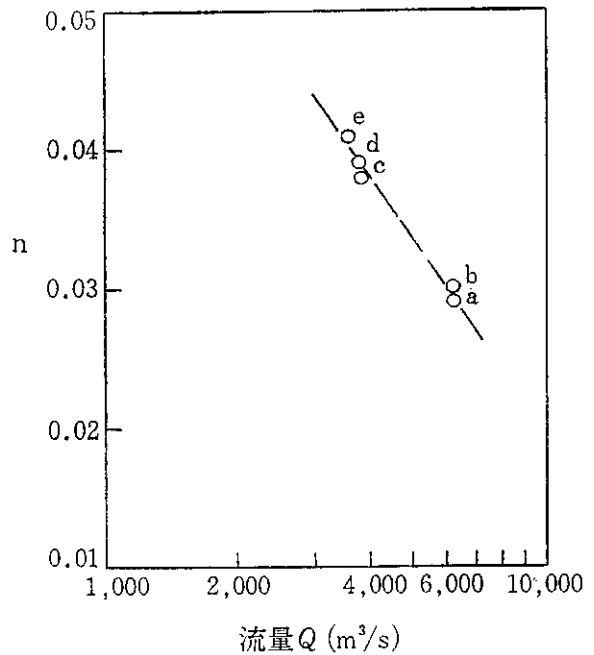


図-5 流量とマンニングの粗度係数の関係

床にもどっていることがわかる。洪水時の砂堆の形状もa, bでは波長約300 m, c~eでは50~70 mと時刻により大きく異なっている。

図-5は洪水中に行われた同時水位観測結果に基づいて逆算したマンニングの粗度係数であり、図中の記号は図-3および図-5のそれに対応する。この地点では、流量の増加とともに粗度係数が減少する傾向にあり、これは河床波の形状が流量規模によって異なるためと推定される。

上述したように、一洪水においても流量規模の違いによってマンニングの粗度係数が大きく変化する例もあり、従来のように、(19)式において n を一定とした不等流計算を行うと、水位の計算値も現実と大きく違ったも

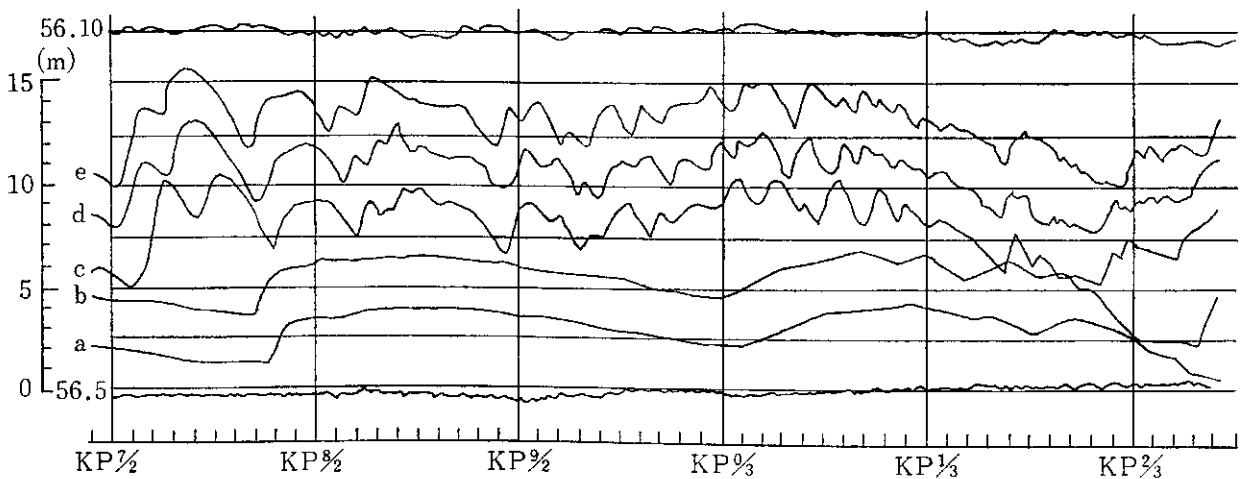


図-4 洪水中の河床波観測結果

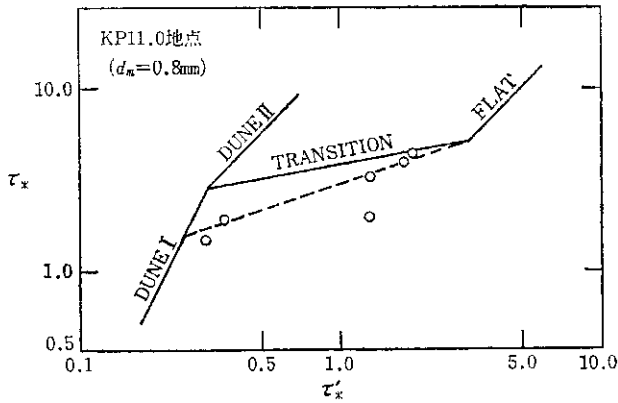


図-6 石狩川下流部 τ_* τ'_* との関係

のとなり、同時に河床せん断力、流砂量、河床変動の計算も正しく行われなくなる。したがって、従来の方法とは異なる河床抵抗の算定法が必要となり、以下にその手法について述べる。ただし、すべての河川のすべての区間において洪水中に粗度が大きく変化するというわけではなく、粗度の変化が無視できるほど小さい場合も多い。したがって、以下に述べる河床抵抗の算定法は、石狩川下流の観測結果に基づいたものとし、その適用はひとまず石狩川下流部に限定したものとする。

4-2 河床抵抗の算定

図-6は、石狩川下流部 KP 11 地点で行われた流量観測資料より算出した全せん断力 τ_* と有効せん断力 τ'_* の関係である。 τ'_* は $\tau'_* = R'ie/Sd_m$ で与えられ、 R' は次式により定義される。

$$u = \sqrt{gR'ie} \left\{ 6 + 5.75 \log(R'/2d_m) \right\} \quad (20)$$

ただし、 u ；平均流速、 R' ； τ'_* に対する径深

図-6には岸・黒木³⁾による τ_* と τ'_* の関係を実線で示してあるが、石狩川下流の場合図中に破線で示すように、TRANSITION を下まわる傾向がみられる。これは、河床波が十分に発達 (DUNE I → DUNE II) する前に、崩壊が進行するためと考えられる。これを前節の図-4と比較してみると、c~eの河床波は DUNE、a~bの河床波は崩壊が進行したものと推定できる。この結果、流量が増加すると τ_* が増加し、河床波の崩壊が進行するため粗度が減少すると考えられる。

図-6の τ_* と τ'_* の関係を、次式のように定式化する。

$$\tau'_* = 0.21 \tau_*^{1/2} \quad (0.04 < \tau_* < 1.35) \cdots \text{DUNE I} \quad (21)$$

$$\tau'_* = 0.1 \tau_*^3 \quad (1.35 < \tau_* < 3.16) \cdots \text{図-7の破線} \quad (22)$$

$$\tau'_* = \tau_* \quad (\tau_* > 3.16) \cdots \text{FLAT} \quad (23)$$

(21)~(23)式により河床抵抗が表現されたことになるが、このままでは不等流計算に用いることはできないの

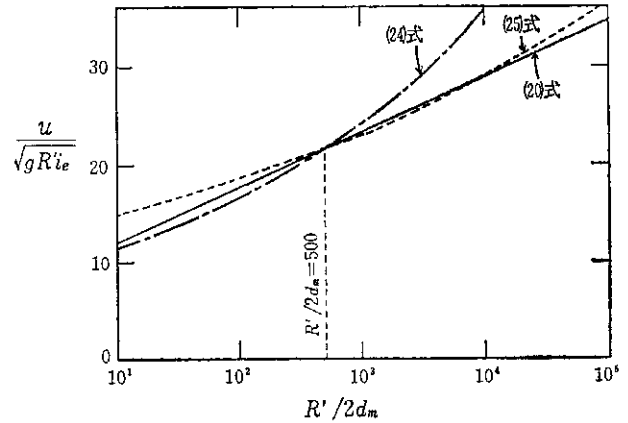


図-7 対数流速式の指数型近似式

で、まず(20)式を指数型の近似式に変換する。

$$\frac{u}{\sqrt{gR'ie}} = 7.66 \left(\frac{R'}{2d_m} \right)^{1/6} \quad (R'/2d_m < 500) \quad (24)$$

$$\frac{u}{\sqrt{gR'ie}} = 10.59 \left(\frac{R'}{2d_m} \right)^{1/10} \quad (R'/2d_m > 500) \quad (25)$$

なお、(20)式とその近似式(24)、(25)式の比較を図-7に示す。

(21)~(23)式において $\tau'_* = R'ie/Sd_m$ 、 $\tau_* = Rie/Sd_m$ の関係を用いて R' について解き、その結果を(24)、(25)式に代入して、 ie に関して整理すると次式が得られる。

$$ie = 0.00187 \left(\frac{R}{d_m} \right) \left(\frac{u^2}{gR} \right)^3 \quad (0.04 < \tau_* < 1.35, R'/2d_m < 500) \quad (26)$$

$$ie = 1.167 \left(\frac{R}{d_m} \right)^{-9/11} \left(\frac{u^2}{gR} \right)^{3/11} \quad (1.35 < \tau_* < 3.16, R'/2d_m < 500) \quad (27)$$

$$ie = 0.0215 \left(\frac{R}{d_m} \right)^{-1/3} \left(\frac{u^2}{gR} \right) \quad (\tau_* > 3.16, R'/2d_m < 500) \quad (28)$$

$$ie = 0.000344 \left(\frac{R}{d_m} \right) \left(\frac{u^2}{gR} \right)^{5/2} \quad (0.04 < \tau_* < 1.35, R'/2d_m > 500) \quad (29)$$

$$ie = 0.791 \left(\frac{R}{d_m} \right)^{-13/17} \left(\frac{u^2}{gR} \right)^{5/17} \quad (1.35 < \tau_* < 3.16, R'/2d_m > 500) \quad (30)$$

$$ie = 0.00855 \left(\frac{R}{d_m} \right)^{-1/5} \left(\frac{u^2}{gR} \right) \quad (\tau_* > 3.16, R'/2d_m > 500) \quad (31)$$

ただし、 $S=1.65$ としている。

(26)~(31)式の間係を、従来の(19)式の代わりに用いることにより河床抵抗が算定できる。

4-3 水位の計算法

水位の計算は、(12)式を差分化した次式を用いる。

$$\left(\frac{\alpha Q^2}{2gA^2} + H - \frac{\Delta x}{2} i_e\right)_U = \left(\frac{\alpha Q^2}{2gA^2} + H + \frac{\Delta x}{2} i_e\right)_D \quad (32)$$

ただし、 Δx は断面間の距離、添字 U, D はそれぞれ上流側および下流側の値であることを示す。

単断面の場合は、(32)式の i_e に(26)~(31)式の関係を用いることにより、下流側から上流側へ水位を計算していくことができるが、複断面の場合は低水路と高水敷の抵抗が異なるため、若干の工夫が必要である。このため、高水敷の抵抗則は従来どおり(19)式を用い、低水路のみ河床形態の変化を考慮した(26)~(31)式を用いることとする。また、(32)式を用いて下流から上流へ向かっての水位の計算法は、図-8に示すような計算手順となる。ただし、図-8中の記号のうち、添字1~3はそれぞれ左岸高水敷、低水路、右岸高水敷の値であることを示す。また、下流端では水位 H を起算水位として与えるので、図-8のうち②~⑫までを行えばよい。

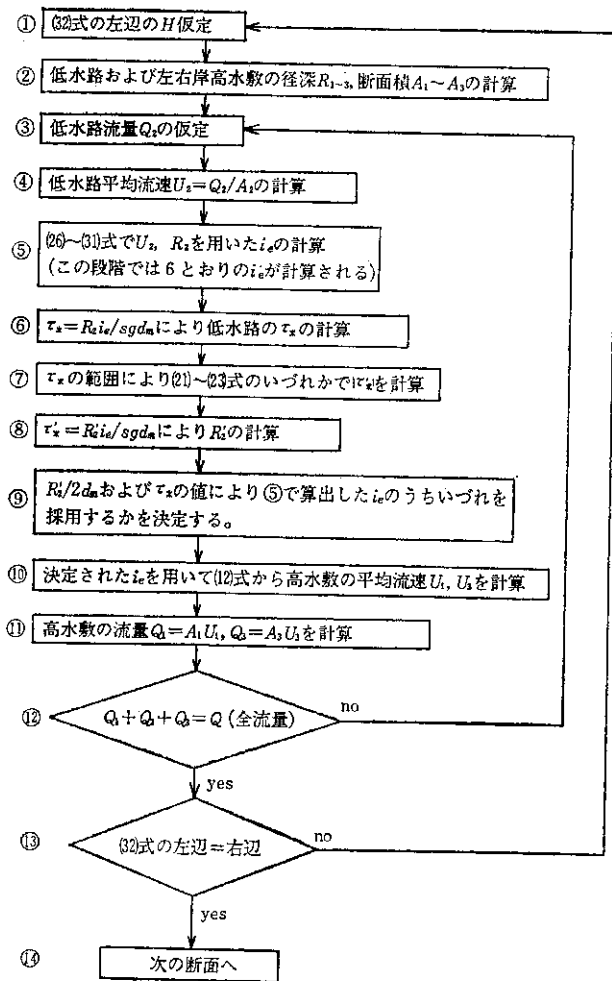


図-8 水位計算の手順

(32)式中の A は、図-8の計算の中で使用する $A_1 + A_2 + A_3$ を用い、エネルギー補正係数 α は井田の方法¹⁰⁾により次式で求める。

$$\alpha = \frac{\int u^3 dA}{\left(\frac{Q}{A}\right)^3 A} = \frac{\sum_{i=1}^3 u_i A_i}{Q^3/A^2} \quad (33)$$

なお、前章における流砂量の計算式(13)~(16)式中の $\tau_{*i}, u_{*i}, \tau'_{*i}, u'_{*i}$ の計算には、低水路の河床変動計算を行う場合、低水路の値を必要とする。このため、図-8で示した繰返し計算の結果得られる、 R_2, R'_2 および i_e を用いて次式で諸量を算定する。

$$\tau_{*i} = \frac{R_2 i_e}{S d_i}, \quad u_{*i} = \sqrt{g R_2 i_e} \quad (34)$$

$$\tau'_{*i} = \frac{R'_2 i_e}{S d_i}, \quad u'_{*i} = \sqrt{g R'_2 i_e} \quad (35)$$

5. 河床変動および河床材料の粒度変化の計算法

(1), (10), (11)式を解くことにより、時間的・空間的な河床高の変化および河床材料粒度分布の変化を計算することができるが、解析的に解くことはほとんど不可能であるため、差分式を用いた数値計算を行うことにする。なお、河床変動および粒度分布の変化はすべて低水路のみで考え、高水敷の変化は無視することにする。

5-1 差分式

(1)式の差分計算は、当初すべての項をとり入れて行ったが、計算の結果、左辺第一項の ∂c_i に関する時間微分の項は省略しても、計算結果に与える影響は無視できるほど小さいことが確かめられたので、ここでは、この項を省略した差分式を次式に示す。

$$\frac{Q_{2j} \bar{c}_{ij} - Q_{2j-1} \bar{c}_{ij-1}}{\Delta x B_{2j}} = q_{suj} - w_{ij} c_{bij} \quad (36)$$

ただし、 Q_2 ; 低水路流量、 B_2 ; 低水路幅、 Δx ; 流下方向の差分幅、添字 i ; 粒径 d_i の粒子の値であることを示す、添字 j ; 上流から下流に向かって j 番目の断面の値であることを示す。

河床変動の計算は(11)式、粒度分布は(10)式をそれぞれ差分化して行うが、黒木ら¹¹⁾によるとこれらの式は流れが常流の場合、時間に関して前進差分、距離に関して後進差分をとらなければならないことが方程式の特性曲線から導びかれているため、これに準拠した差分形式をとることとする。(11)および(10)式の差分式を以下に示す。

$$\frac{z_j^{n+1} - z_j^n}{\Delta t} = \frac{1}{(1-\lambda)} \left\{ \frac{(B_2 \sum_i q_{Bi})_{j-1}^n - (B_2 \sum_i q_{Bi})_j^n}{\Delta x B_{2j}} - \sum_i (q_{sui} - w_i c_{bi})_j^n \right\} \quad (37)$$

$$\delta \frac{P_{ij}^{n+1} - P_{ij}^n}{\Delta t} = -P_{ij}^* \frac{z_j^{n+1} - z_j^n}{\Delta t} + \frac{1}{(1-\lambda)} \left\{ \frac{(B_2 q_{Bi})_{j-1}^n - (B_2 q_{Bi})_j^n}{\Delta x B_{2j}} - (q_{sui} - w_i c_{bi})_j^n \right\} \quad (38)$$

ただし、 Δt ；時間刻み幅，上付き添字 n は n 番目の時間ステップであることを示す。

5-2 差分式の安定条件

(37), (38) 式中の Δt は，偏微分方程式を差分計算で解く場合の安定条件を満たすように決定しなければならない。

黒木ら¹²⁾によると，この条件は Courant-Friedrichs-Lewy (C. F. L) 条件によって決まり，この条件は次式のようにになる。

$$\frac{\Delta t}{\Delta x} \leq \min \left\{ \left| \left(\frac{dx}{dt} \right)_z^{-1} \right|, \left(\frac{dx}{dt} \right)_{P_i}^{-1} \right\} \quad (39)$$

ここで， $\left(\frac{dx}{dt} \right)_z$ ， $\left(\frac{dx}{dt} \right)_{P_i}$ ；河床変動および粒度変動における擾乱の伝播速度であり，次式で求められる。

$$\left(\frac{dx}{dt} \right)_z = \frac{-1}{B(1-F_z^2)(1-\lambda)} \left\{ \frac{\partial (\sum_i q_{Bi} B)}{\partial h} + Q \frac{\partial \sum_i c_i}{\partial h} \right\} \quad (40)$$

$$\left(\frac{dx}{dt} \right)_{P_i} = \frac{1}{B\delta(1-\lambda)} \left\{ \frac{\partial q_{Bi} B}{\partial P_i} + Q \frac{\partial c_i}{\partial P_i} \right\} \quad (41)$$

5-3 数値計算の計算手順

具体的な計算手順は，以下の①～⑥を繰返すことにより行う。

- ① (32) 式による水位の計算
- ② (13), (15) 式による流砂量の計算
- ③ (36) 式による浮遊砂濃度の計算
- ④ (39) 式による Δt の計算
- ⑤ (37) 式による河床高の更新
- ⑥ (38) 式による河床材料の粒度分布の更新

6. 石狩川下流部での適用例

6-1 洪水時の河床変動状況

図-9～12は，石狩川下流部で昭和56年洪水前(5月)と洪水直後(8月10日)に行われた横断測量結果の一部である。ここで，洪水前(5月)のものは融雪出水直後のものであり，その後8月の洪水までの期間においては顕著な出水はなかったので，図-9～12に見られる河床変動

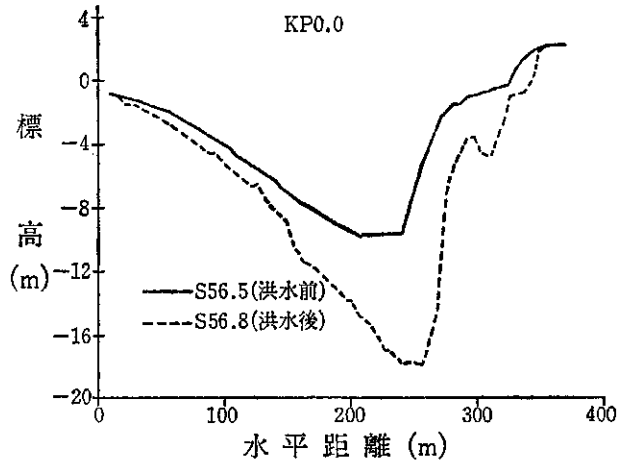


図-9 KP 0.0 地点における河床変動

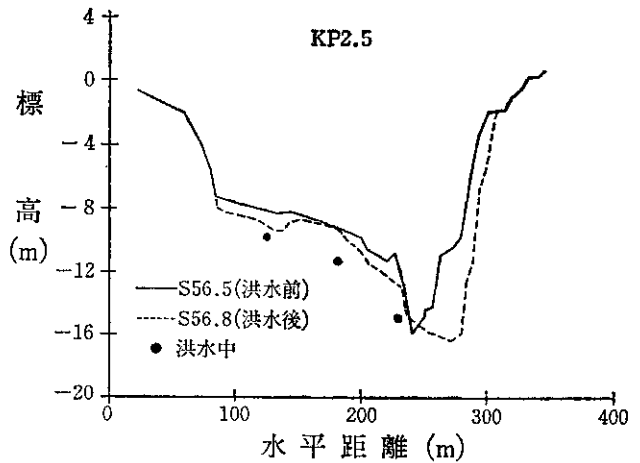


図-10 KP 2.5 地点における河床変動

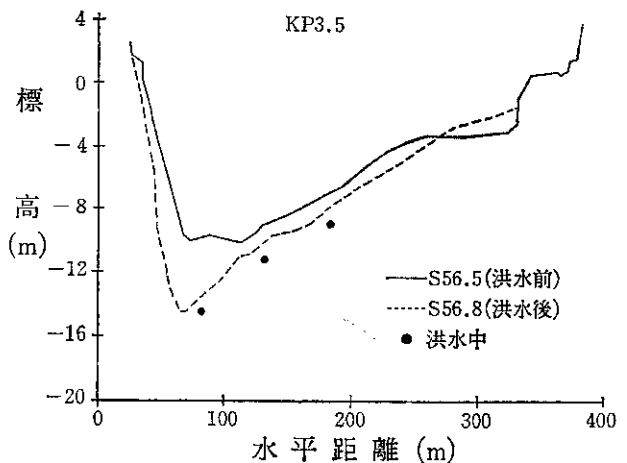


図-11 KP 3.5 地点における河床変動

は，8月4日から9日にかけての出水によるものと考えられる。また，図-10と図-11中に黒丸で示した点は，図-3中に記号 a で示した時刻に行われたエコーサウンダーによる縦断測量結果をもとに，洪水時の河床高を算出し，プロットしたものである。

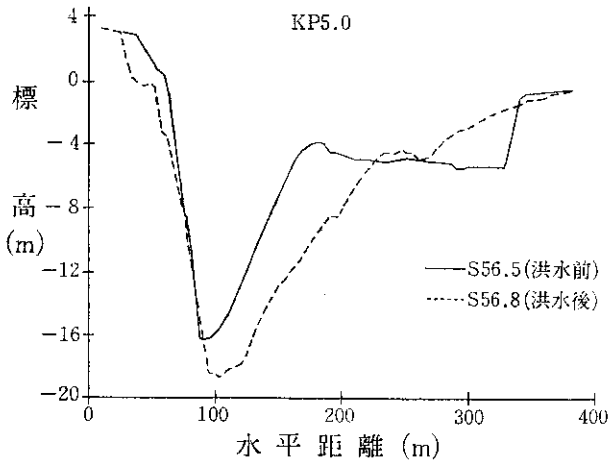


図-12 KP 5.0 地点における河床変動

図-9の河口部の河床変動によると、最深部で約8mの低下が起り、河積で見ると約1,000 m²の断面拡大にもなる。このような現象は河口から上流部6~7 kmの区間で生じており、いわゆる洪水によるフラッシュ現象と判断される。

この区間の河床材料の粒径は0.1~2 mmと非常に細く、また、洪水で行われた同時水位観測資料と河床材料の粒径から無次元掃流力 τ_* を概算すると、洪水時の τ_* は1~8程度と非常に大きくなっていったものと推定される。図-13は篠原、椿¹³⁾による流砂の掃流・浮遊の領域区分図であるが、この範囲の粒径および τ_* の場合、完全に浮遊砂の卓越するような領域に入っていることがわかる。

したがって、石狩川下流部で洪水時の河床変動計算を

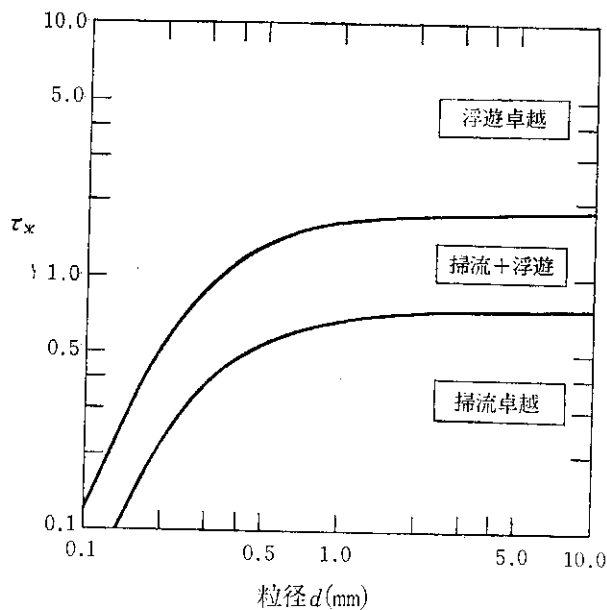


図-13 掃流浮遊の卓越限界

行う場合は、浮遊砂を考慮に入れることが不可欠である。

6-2 計算条件

計算の対象区間は、洪水中に最も著しい河床低下を受けたKP0~8とし、計算期間は図-3に示した8月4日~9日の期間とした。

水位の計算は4-3に述べたように河道を左右岸の高水敷および低水路の3部分に分割し、高水敷のマニングの粗度係数は $n=0.04$ として行った。流量は図-3の流量ハイドログラフを3時間ごとに一定とする近似階段状波形を与えた。また、下流端水位は、洪水中の同時水位観測による実測値を与えた。

浮遊流砂の濃度、流砂量、河床材料の粒度変化および

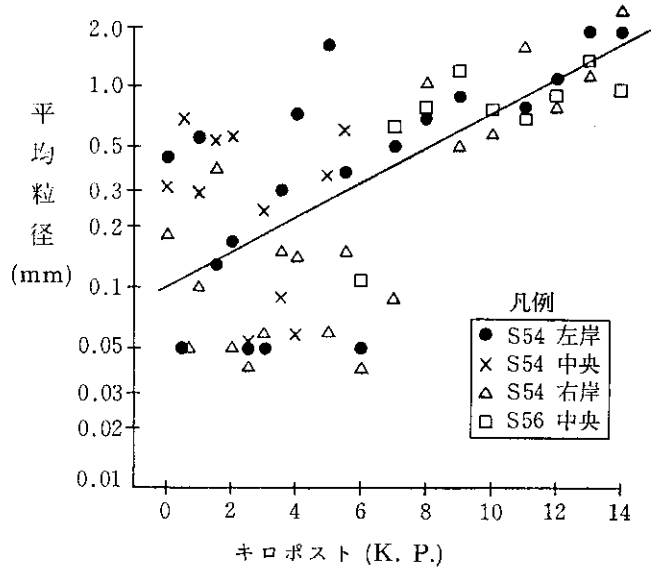


図-14 河床材料平均粒径の縦断分布

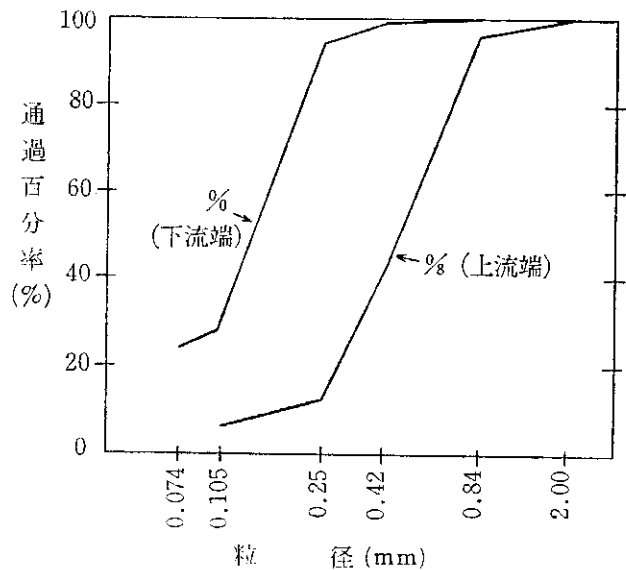


図-15 初期条件として与えた上下流端の河床材料粒度分布

河床変動の計算は5章で述べたように低水路部分のみで行い、河床高の初期値は昭和56年5月測量の横断図より、高水敷と低水路の平均河床高を算出し与えた。

河床材料は図-14に示すように、下流から上流に向かって若干粗粒化する傾向がみられるため、図-15に示す上下流端の粒度分布をもとに、計算断面ごとに内挿したものを初期条件として与えた。また、(9)式における P_{i0} (原河床の粒度分布)は河床材料の初期粒度分布と等しく与えた。また、河床材料の空隙率は実測値に基づき $\lambda=0.3$ を、交換層の厚さ δ は、河床材料の最大粒径に等しいものとした。

6-3 計算結果と考察

河床変動の計算結果を、洪水直後(8月10日)の横断測量結果を用いて算出した低水路の平均河床高と比較したのが図-16である。洪水前後の河床高を比較すると、とくに河口付近とKP6.0付近が大きく低下しており、計算結果はこの変動特性をよく再現している。また、計算中に行う水位の計算結果と洪水中に行われた同時水位観測結果とを比較したのが図-17~19である。いずれも計算結果は実測値を良好に再現しており、計算に用いたモデル、河床抵抗の算定法、流砂量および河床変動の計算法などが適当なものであったものと考えられる。

図-20はKP3.5地点に着目し、河床高の計算値の時間変化を示したものである。図中の白丸は、図-11に示し

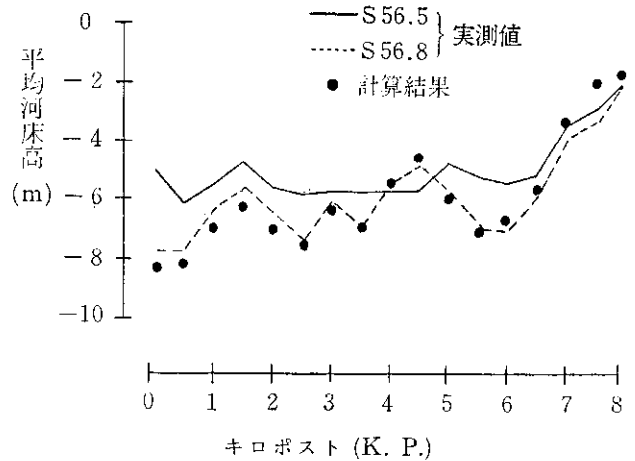


図-16 河床変動の計算結果

た洪水中の河床高の実測値をもとに、洪水中の河床形状を推定し、これをもとに算定した洪水中の平均河床高の推定値である。図-20と図-3の流量ハイドログラフを比較すると、著しい河床低下は流量が $7,000 \text{ m}^3/\text{s}$ を越えた付近で始まり、ピークを過ぎて減水期の $7,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 付近まで続き、その後ごくわずかずつではあるが回復している。洪水後の計算結果は実測値とほぼ一致しているが、洪水中に計算値よりさらに数10 cmの河床低下が生じていたと考えられ、この理由および計算法の改良は今後の課題としたい。

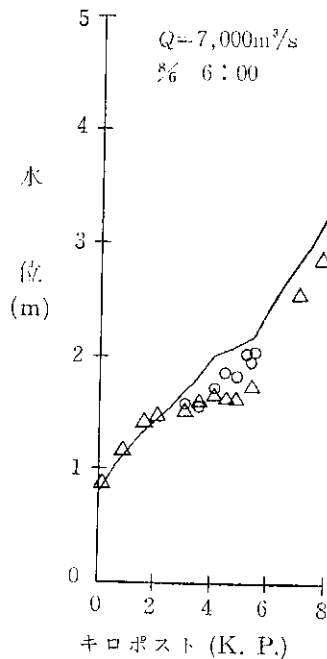


図-17

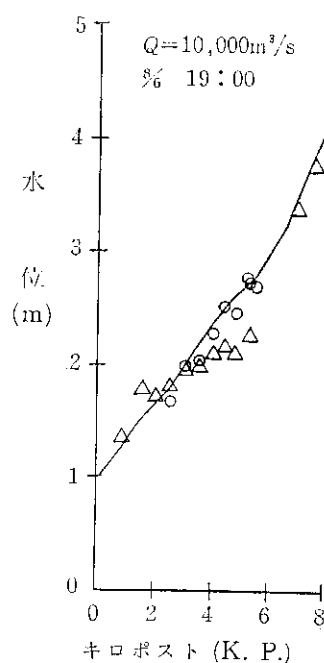


図-18

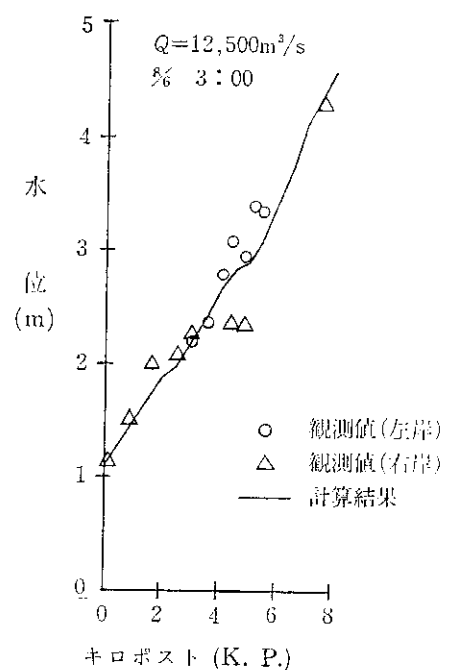


図-19

計算水位と実測水位の比較

参 考 文 献

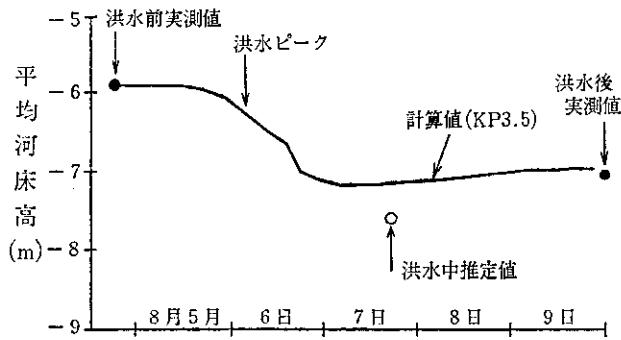


図-20 KP3.5 平均河床高の時間変化

7. おわりに

本報告では、新しい試みとして浮遊砂および河床抵抗の変化を考慮した河床変動計算モデルを構築し、石狩川への適用を行った。ここで提案したモデルを採用する前に、従来のようにマンギの粗度係数を一定とした計算をいくとおりか実施したが、水位・河床変動ともに実用上十分な精度で再現することができなかった。その理由として、計算中に水位の計算を通して行い河床せん断力とそれに付随する流砂量の算定が適切でなかったことが考えられる。すなわち、河床抵抗の変化と河床変動は常に表裏一体となっており、河床抵抗を適切に表現して、はじめて河床変動を正確に把握することができる。

河床変動計算に河床抵抗の変化を取入れるという概念は、従来の手法と大きく異なる点であり、その意味においても、河床変動計算の適用範囲を大きく広げたものであると確信する。

しかしながら、現段階では石狩川における一洪水期間というごく限られた適用例である。今後は実河川における洪水観測とその解析例をふやし、汎用性を高めて最終目標である河川計画への応用をめざしていきたい。

最後に、本モデルの検討に際しては、北海道大学工学部黒木幹男氏より終始多大なる御助言を戴いた。ここに付記し深く謝意を表する。

- 1) 平野宗夫; Armaring をともなう河床低下について, 土木学会論文報告集第 195 号, 1971.
- 2) 岸 力, 黒木幹男; 河川の機能に関する基礎的研究, 北海道開発局, 1980.
- 3) 岸 力, 黒木幹男; 移動床における河床形状と流体抵抗 (I), 北海道大学工学部研究報告第 67 号, 1973.
- 4) 板倉忠興, 山口 甲, 清水康行, 岸 力, 黒木幹男; 昭和 56 年 8 月洪水における石狩川下流部での河床波観測について, 第 30 回水理講演会論文集, 1986.
- 5) Lane, E. W. and A. A. Kalinske; Engineering Calculation of Suspended Sediment, Trans. AGU., 1941.
- 6) 浅田 宏; 山地河川の流砂量と貯水池の堆砂過程に関する研究, 電力中央研究所報告総合研究報告 No. 2, 1976.
- 7) 北海道開発局; 河道変化予知研究会報告 (2), 「ワーキンググループ成果中間報告」, 1986.
- 8) Itakura, T. and T. Kishi; "Open Channel Flow with Suspended Sediments", Jour. Hyd. Div., Proc. ASCE, Vol. 106, No. HY8, 1980.
- 9) 沖 健, 黒木幹男, 岸 力; 混合床上の浮遊砂量算定式の検討, 土木学会年次学術講演会講演概要, 1985.
- 10) 井田至春; 広幅員開水路の定常流一断面形の影響について一, 土木学会論文集, 第 81 号, 1962.
- 11) 黒木幹男, 岸 力, 清水康行; 河床変動の数値計算法に関する研究, 第 17 回自然災害科学総合シンポジウム講演論文集, 1980.
- 12) 黒木幹男, 岸 力; ダム建設に伴う河床変動の予測計算法について, 「比較河川学の研究」, 文部省科学研究費特定研究 (1) 研究成果, (代表者岸 力), 1985.
- 13) Shinohara, K. and Tsubaki, T.; "On the Characteristics of Sand Waves Formed upon the Beds of Open Channels and Rivers," Reports of Res. Inst. Appl. Mech., Kyushu Univ., Vol. VII, No. 25, 1959.