

ウォッシュロードによる貯水池堆砂の 1次元および2次元数値計算法

道上 正規^{*1}・藤田 正治^{*1}・三木 敦史^{*2}

^{*1}土木工学科・^{*2}神戸市役所

(1992年8月28日受理)

One and Two Dimensional Numerical Simulations of Reservoir Sedimentation
due to Wash Load

by

Masanori MICHIE^{*1}, Masaharu FUJITA^{*1} and Atsushi MIKI^{*2}

^{*1}Department of Civil Engineering

^{*2}Kobe City Office

(Received August 28, 1992)

A 2-dimensional numerical method for the simulation of reservoir sedimentation due to wash load is presented as well as a 1-dimensional numerical method. The 2-dimensional method is based on 3-dimensional models for the flow and the sediment concentration. On the condition that wash load mainly comes into the reservoir, the distribution of the deposition depth is calculated in one or two dimensions using the presented methods. Of parameters in these methods, the entrainment rate of bed material is one of the most essential parameters in the calculation of the bed profile. So, firstly the validity of the equation of the entrainment rate was discussed with a 1-dimensional simulation of reservoir sedimentation. Secondly the 2-dimensional model was applied to a simulation of reservoir sedimentation in a field. The main and secondary flows in a non-uniform channel with bends were calculated precisely and the distribution of the simulated deposition depth was in good agreement with the observed data.

Key words : Reservoir sedimentation, Numerical simulation, 3-D turbulence model, 2-D bed variation model, Wash load, Entrainment rate

1 はじめに

貯水池堆砂は、わが国をはじめとして世界の多くの国々で重要な問題になっており、それに対して掘削、排砂門やバイパストンネルによる土砂の排出システムの開発など、いくつかの対応策が考えられている。このような堆砂の防止軽減策を策定するにあたって、堆砂形状や堆積物の粒度分布の予測が基本となることは言うまでもなく、これまで多くの堆砂の予測計算法が、主として1次元河床変動計算に基づき提案されてきた。^{1), 2)}しかし、効率的な堆砂対策を実行するにあたって、より詳細な堆砂形状を知りたいような場合には、2次元の河床変動計算が不可欠となるので、2次元堆砂計算法を確立する必要がある。

本研究では、1次元および2次元河床変動計算に基づくウォッシュロードの流入による貯水池堆砂の計算法を提示する。一般に、堆砂は掃流砂、浮遊砂およびウォッシュロードの非平衡性に起因して生じるので、これらすべての土砂輸送モードを考慮する必要がある。しかし、わが国の中部山岳地帯のように、生産土砂のほとんどが100 μm 程度の粒径の微細砂成分であるような場合、ウォッシュロードのみを考慮すれば十分である。また、ウォッシュロードのみを考慮した計算のフレームワークは、他の土砂輸送モードを考慮する場合に容易に応用できるので、計算法の一般性をなくすことはない。第2章では、定常流の1次元解析と定常および非定常1次元浮遊砂輸送方程式による1次元堆砂計算法について述べる。第3章では、非定常3次元流れの解析と非定常3次元拡散方程式による2次元堆砂計算法について示す。第4章では、本手法を現地の堆砂再現計算に適用し、それらの精度を検証する。

2 1次元堆砂計算法

2-1 1次元定常流の解析

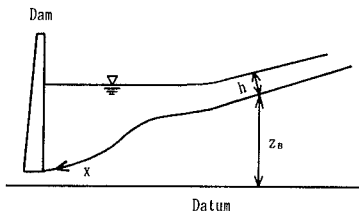


Fig.1 Coordinate system of 1-D model

Fig.1 に示すような座標系を使って、定常流の水面形はつぎの連続式およびエネルギー方程式を用いて差分計算される。

$$Q = u_m A = \text{const.} \quad (1)$$

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{\alpha u_m^2}{2g} + h + z_B \right) = -I. \quad (2)$$

また、抵抗則として次のマンニングの式を用いる。

$$u_m = \frac{1}{n} h^{2/3} I_e^{1/2} \quad (3)$$

ここに、 Q ：流量、 u_m ：断面平均流速、 A ：通水断面積、 x ：河床に沿う流下方向の座標、 α ：エネルギー補正係数、 g ：重力加速度、 h ：水深、 z_B ：基準面から河床までの高さ、 I_e ：エネルギー勾配、 n ：マンニングの粗度係数である。

2-2 1次元河床変動の解析

ウォッシュロードによる河床変動は次式で計算される。

$$\frac{\partial z_B}{\partial t} + \frac{1}{1-\lambda} (E-D) = 0 \quad (4)$$

ここに、 t ：時間、 E ：単位面積単位時間当たり河床から浮上する砂粒子の体積、 D ：単位面積単位時間当たり河床に沈降する砂粒子の体積、 λ ：河床の空隙率である。

浮上率 E は用いる式によって若干異なるが、摩擦速度 u_* と砂粒子の沈降速度 w の関数として、

$$E = f_n(u_*, w_0) \quad (5)$$

のように書ける。摩擦速度は、例えば抵抗則に式(3)を用いてエネルギー勾配を求め $u_* = \sqrt{ghI_e}$ で計算される。式(5)の関数型は次節で述べる。

沈降率 D はウォッシュロードの底面付近の濃度 C と沈降速度の積として、

$$D = C \cdot w. \quad (6)$$

と表されるが、ウォッシュロードの粒径は小さいので濃

度が水深方向に一定とすると、

$$D = C_m w. \quad (7)$$

と書ける。ここに、 C_m ：ウォッシュロードの断面平均濃度である。

平均濃度は定常状態および非定常状態を対象として次のような式から計算される。

定常の場合：

$$\frac{1}{B} \frac{\partial}{\partial x} (QC_m) = E - D \quad (8)$$

非定常の場合：

$$\frac{1}{B} \frac{\partial}{\partial t} (BC_m h) + \frac{1}{B} \frac{\partial}{\partial x} (QC_m) = E - D \quad (9)$$

以上より河床変動は、式(1)、(2)、(3)、(4)、(7)および(8)または(9)を連立して差分法によって解くことができる。式(4)、(8)、(9)の差分式は次のようである。

$$\frac{\Delta z_{B_i}}{\Delta t} + \frac{1}{1-\lambda} (E_i - C_{m_i} w_0) = 0 \quad (10)$$

$$\frac{QC_{m_i} - QC_{m_{i-1}}}{\Delta x} = B_i (E_i - C_{m_i} w_0) \quad (11)$$

$$\frac{B'_i h_i{}^{j'} (C_{m_i}{}^{j+1} - C_{m_i}{}^j) + Q^j C_{m_i}{}^j - Q^j C_{m_{i-1}}{}^j}{\Delta t} + \frac{Q^j C_{m_i}{}^j - Q^j C_{m_{i-1}}{}^j}{\Delta x} = B_{i-1} (E_{i-1}{}^j - C_{m_{i-1}}{}^j w_0) \quad (12)$$

ここに、添字 i ：河道上流端から数えたメッシュ番号、 j ：時間軸に切ったメッシュ番号、 Δx ： x 方向の差分間隔、 Δt ：時間間隔、 Δz_{B_i} ： Δt 時間における河床高の変化量、 $B'_i = (B_i + B_{i-1})/2$ 、 $h_i{}^{j'} = (h_i{}^j + h_{i-1}{}^j)/2$ である。

式(8)、(9)の貯水池入り口における境界条件は、

$$C_m Q = \alpha Q^2 \quad (13)$$

である。ここに、 α ：土砂生産特性に関する係数である。

2-3 河床砂の浮上率

浮上率 E の理論式は、芦田・道上³⁾、Itakura・Kishi⁴⁾らが提案しているが、微細粒子に対して浮遊限界付近で適合性の良い次のような芦田・藤田の式⁵⁾を用いる。

$$E = \frac{2}{3} K p_t \sqrt{\frac{6}{\pi} (s+1)} \int_{\eta_0}^{\infty} \frac{u_*}{\sqrt{g d}} \sqrt{c k^2 \eta - \frac{\pi}{8} C_{00} \xi_0^2} \times \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \exp\left(-\frac{1}{2} \eta^2\right) d\eta \quad (14)$$

ここに、 $K = 0.035$ 、 $\eta_0 = (\pi/8) C_{00} \xi_0^2 / (c k^2)$ 、 $C_{00} = 2 + 24\nu / (w_* d)$ 、 $\xi_0 = w_* / u_{*c}$ 、 $s = \sigma / \rho - 1$ 、 p_t ：粒径 d の粒子の河床表面における混合割合、 ν ：水の動粘性係数、 σ ：砂の密度、 ρ ：水の密度、 c ：揚圧力係数、 k ：遮蔽係数である。この式は、揚圧力によって河床砂礫が直接、浮遊砂になる場合を対象とし、礫の遮蔽効果の影響を考慮して求めたものである。 c および k は、それぞれ砂粒レイノルズ数 $u_* d / \nu$ および砂の存在高さの関数として求められるが、 $u_* d / \nu > 5$ に対する $c = 2.5$ と遮蔽のない状態に対する $k = 1.0$ を用いる。

なお、式(14)において $E = 0$ になる条件、すなわち、浮遊限界に対する摩擦速度は次式で表される。

$$\frac{u_{*so}^2}{(\sigma/\rho - 1) g d} = \frac{\pi}{6} \frac{1}{3 c k^2} \quad (15)$$

ここに、 u_{*so} は浮遊限界摩擦速度である。

3 2次元堆砂計算法

3-1 非定常3次元流れの解析

(1) 基礎方程式

基礎方程式は連続式と運動方程式で、運動方程式は、(i) 圧力が静水圧分布する、(ii) 分子粘性応力は Reynolds 応力に比べて小さい、(iii) 渦動粘性係数の概念を取り入れる、という仮定により簡略化する。

連続式と運動方程式は、Fig. 2 の座標系、すなわち x 軸を流下方向、 y 軸を横断方向および z 軸を鉛直上方向

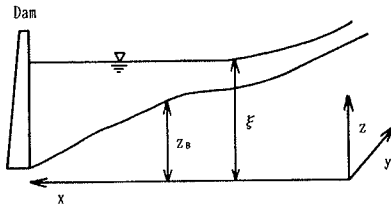


Fig. 2 Coordinate system of 2-D model

とする座標系を用いると次のようになる。

$$\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z} = 0 \quad (16)$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} + w \frac{\partial u}{\partial z} + g \frac{\partial \xi}{\partial x} \\ - \frac{\partial}{\partial z} \left(A_v \frac{\partial u}{\partial z} \right) - \frac{\partial}{\partial x} \left(A_h \frac{\partial u}{\partial x} \right) - \frac{\partial}{\partial y} \left(A_h \frac{\partial u}{\partial y} \right) = 0 \end{aligned} \quad (17)$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial v}{\partial t} + u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} + w \frac{\partial v}{\partial z} + g \frac{\partial \xi}{\partial y} \\ - \frac{\partial}{\partial z} \left(A_v \frac{\partial v}{\partial z} \right) - \frac{\partial}{\partial x} \left(A_h \frac{\partial v}{\partial x} \right) - \frac{\partial}{\partial y} \left(A_h \frac{\partial v}{\partial y} \right) = 0 \end{aligned} \quad (18)$$

ここに、 u 、 v 、 w ： x 、 y および z 方向の流速、 ξ ：水位、 A_v 、 A_h ：鉛直および水平渦動粘性係数である。式(16)を河床から水面までと河床から任意の高さまで積分すると次式を得る。

$$\int_{z_B}^{\xi} \left(\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} \right) dz + w \Big|_{\xi} - w \Big|_{z_B} = 0 \quad (19)$$

$$w \Big|_z = w \Big|_{z_B} - \int_{z_B}^z \left(\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} \right) dz \quad (20)$$

以上の式(17)～(20)の4つの式より3次元流れが数値計算される。

鉛直方向の渦動粘性係数 A_v は次式で与える。

$$A_v = \kappa u_* z' \left(1 - \frac{z'}{h} \right) \quad (21)$$

ここに、 κ ：カルマン定数、 z' ：河床からの鉛直軸方向の高さ、 u_* ：貯水池上流の等流領域における摩擦速度である。

また水平渦動粘性係数 A_h は、鉛直渦動粘性係数の平均値として次式で与える。

$$A_h = \kappa u_* h_0 / 6 \quad (22)$$

ここに、 h_0 ：貯水池上流の等流水深である。

(2) 境界条件

水面での境界条件は以下のようである。

$$A_v \frac{\partial u}{\partial z} \Big|_{\xi} = 0, \quad A_v \frac{\partial v}{\partial z} \Big|_{\xi} = 0 \quad (23)$$

$$\frac{\partial \xi}{\partial t} + u \Big|_{\xi} \frac{\partial \xi}{\partial x} + v \Big|_{\xi} \frac{\partial \xi}{\partial y} = w \Big|_{\xi} \quad (24)$$

河床ではNon-Slipとし、

$$u = v = w = 0 \quad (25)$$

とする。

上流端においては所定の流量に対する等流を与え、下流端では初期の貯水池水位と放流量を与える。

(3) 計算領域の変化

水位変動が大きいとき、流水部の領域すなわち計算領域が変化する。そこで河岸のメッシュの標高が隣接する河川内のメッシュの水位より30cm以上低くなった場合には流水部とみなし、逆に河川内のメッシュの水深が30cm以下になった場合には陸地であるとする。

(4) 基礎方程式の数値解法

基礎方程式を時間的に解く方法として、時間微分項を差分する際に2段階に分割するFractional Step Finite Difference Methodを用いる。また、空間的には、鉛直方向に有限要素法、水平方向に差分法を用いる。ただし、移流項には風上差分法を使用する。

3-2 ウォッシュロードの3次元拡散過程の解析

(1) 基礎方程式

ウォッシュロードの3次元拡散方程式は次のようである。

$$\frac{\partial C}{\partial t} + u \frac{\partial C}{\partial x} + v \frac{\partial C}{\partial y} + w \frac{\partial C}{\partial z} =$$

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(\epsilon_x \frac{\partial C}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\epsilon_y \frac{\partial C}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(\epsilon_z \frac{\partial C}{\partial z} \right) + w_0 \frac{\partial C}{\partial z} \quad (26)$$

ここに、C：濃度、t：時間、 ϵ_x 、 ϵ_y 、 ϵ_z ：x、y および z 軸方向の拡散係数、 w_0 ：沈降速度である。

拡散係数は流れの平均渦動粘性係数と等しいものとし、以下に示すとおりとする。

$$\epsilon_x = \epsilon_y = \epsilon_z = \kappa u_* h_0 / 6 \quad (27)$$

濃度分布が計算されると、式(4)、(6)、(14)より、2次元の河床変動が計算される。

(2) 境界条件

境界条件は次式のようなである。

貯水池入り口：

$$C_m Q = \alpha Q^2 \quad (28)$$

水面および底面：

$$z = \xi : \epsilon_z \frac{\partial C}{\partial z} + w_0 C = 0 \quad (29)$$

$$z = z_B : \epsilon_z \frac{\partial C}{\partial z} = -E \quad (30)$$

河床砂の浮上率は、式(14)より算定される。なお、数値計算法は流れと同様に、時間に関して Fractional Step 法、鉛直方向に関して有限要素法、水平方向に関して差分法を用いる。

4 堆砂再現計算への適用

4-1 現地の概要

以上のような計算法を長野県の美和貯水池の1982年12月から1983年12月までの堆砂の再現計算に適用し、その妥当性を検証する。ここでは現地の概要について述べる。

(1) 水理水文特性

水文資料によるとこの流域の3年確率、5年確率、15年確率および100年確率の流量は、それぞれ約300m³/s、500m³/s、1000m³/s および1300m³/s である。1983年の最大洪水流量は658.8m³/s であり、ウォッシュロードが流入する100m³/s 以上の洪水流量の平均は約200m³/s である。水位は、洪水期の6月1日から9月30日までは、ほぼ洪水期制限水位の標高806m、それ以外の期間では標高813m程度に操作されている。

(2) 堆砂形状と堆積土砂の粒度分布

Fig. 3 は1982年12月から1983年12月までの堆砂形状の変化を示したもので、この1年間で1,679,000m³ の土砂が貯水池内に堆積している。Fig. 4 は1989年に調べられた堆積物の材料組成を示したもので、上流部に粗砂、中流域に細砂およびシルト、堤体付近に粘土が主に分布しており、堆積物のほとんどが粒径100μm 以下の微細砂で占められている。Fig. 3 には、1982年から1983年に堆積した土砂に占める5μm、12.5μm、45μm を代表粒

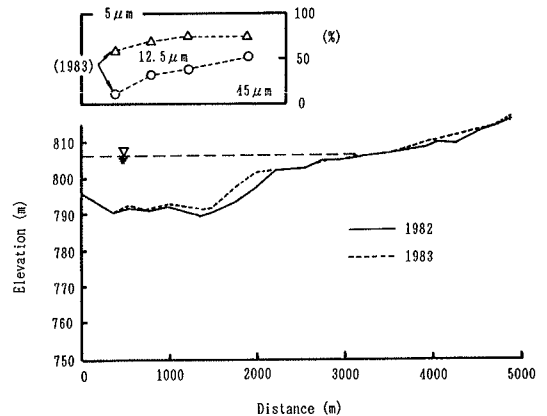


Fig. 3 Bed profile

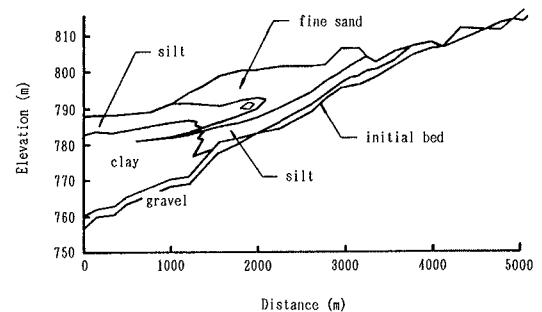


Fig. 4 Soil layer composition

径とする3つのグループの割合を示している。これらの図より、この貯水池の堆砂のほとんどは、ウォッシュロードの堆積で進行しているものと推察される。なお、堆積土砂の空隙率は現地の結果より $\lambda=0.7$ である。

(3) ウォッシュロードの粒度分布と流入量

Fig. 5 は流入土砂の粒度組成を示したもので、平均粒径は $17\mu\text{m}$ である。後述の堆砂計算において、ウォッシュロードの粒度分布を $5\mu\text{m}$ 、 $12.5\mu\text{m}$ 、 $45\mu\text{m}$ を代表粒径とする3つの段階に分割するが、この図よりそれぞ

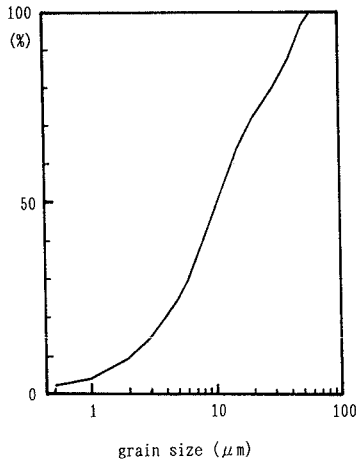


Fig. 5 Grain size distribution of wash load

れの割合は25%、45%、30%とする。

ウォッシュロードの流量は、式(13)に示すように流量の2乗に比例することが知られている。 α は観測によるとこの流域で $\alpha=2 \times 10^{-8}$ (m-sec単位)である。この関係を用いて、1983年の流入土砂量を推定すると約 $2.24 \times 10^6 \text{m}^3$ のウォッシュロードが流入したことになり、この年 $1,679,000 \text{m}^3$ が貯水池内に堆積したことを考慮すると、ダムは捕捉率は約69%である。

(4) 堆砂形状の2次元的特性

美和貯水池の1982年12月の河床位等高線および1982年12月から1983年12月までの堆積高分布をFig. 6およびFig. 7に示す。Fig. 6から1982年の段階では、ダム上流200m付近の狭さく部の下流にデルタの先端があることがわかる。ついで、Fig. 7から次のようなことが考察される。デルタ上ではせいぜい1m程度の堆砂が部分的に見られるだけで、土砂はあまり堆積していない。デルタの下流の堤体付近には横断方向に均一に1m程度の堆積が見られる。デルタの直下流、すなわち狭さく部下流の急激に川幅が拡大する部分では、左岸側より右岸側に多くの堆積がみられる。これは、狭さく部を通過した流速の速い主流が左岸側に片寄るために左岸側では堆積が起こりにくい、右岸側は流速の遅い滞留域となるため土砂が堆積しやすいと思われる。このように河道の平面的な幾何形状によって、堆砂形状が顕著に2次元的部分が生じる。

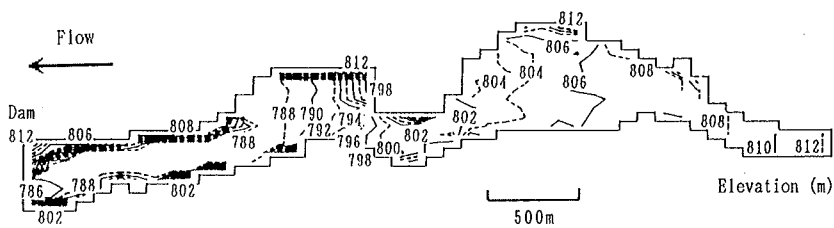


Fig. 6 Bed elevation in Dec., 1982

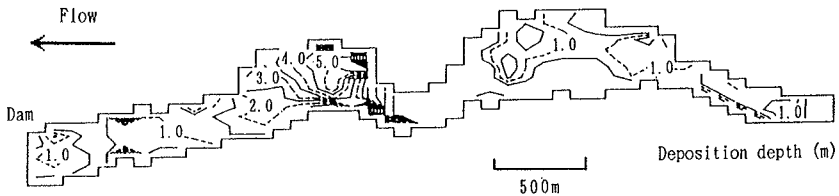


Fig. 7 Annual deposition depth in 1983

4-2 1次元堆砂再現計算

(1) 計算条件

計算は一定の流量および水位の条件で濃度を定常として行う。流量は1983年の洪水の平均流量 $200\text{ m}^3/\text{s}$ とし、下流端水位は洪水期の制限水位の 806 m を用いる。洪水時間は、ウォッシュロードの流入量が1983年の流入量に $2,245,000\text{ m}^3$ に等しくなるように逆算して250時間と決定された。底面条件には、浮上率の式に芦田・藤田の式を用いる。ただし、元河床が洗掘されるときは $E=C$ 、 w とし、河床が元河床以下にならないようにした。粒度分布は $5\mu\text{ m}$ 、 $12.5\mu\text{ m}$ および $45\mu\text{ m}$ の3つの階級に分割し、それぞれの割合を25%、45%、30%とする。マンギの粗度係数 n は0.04、河床の空隙率 λ は0.7とする。初期河床は、1982年に観測された平均河床を与える。差分のメッシュ間隔 Δx は 100 m 、時間間隔 Δt は、1時間とした。河幅はFig.6から読みとった。

ついで、ウォッシュロードを一様粒径で近似したとき、底面条件を次の(b)のように簡略化したとき、および浮遊砂の非定常性を考慮したときの計算精度について検討するために次のような3つの場合の計算も行った。

- (a) 平均粒径 $d=17\mu\text{ m}$ を用いる。
 (b) 浮遊限界摩擦速度を式(15)より求めて、
 $u_* < u_{*c}$; $E=0$ (浮上なし)
 $u_* > u_{*c}$; $E=C \cdot w$ (堆積なし)
 とする。

- (c) 実績の水位および流量の時系列のもとに流れを疑似定常計算、濃度を非定常計算する。

なお、(c)では、 Δt と Δx が $\Delta t < \Delta x / u_{max}$ と言う関係を満たす必要があり、ここではこの条件を考慮して Δt は5秒とした。ここに、 u_{max} : 流速の最大値である。

(2) 計算結果

Fig.8は、前述の計算条件を用いて計算した結果と観測値を示したものである。計算値は観測値を良く再現している。以上のことより、本手法の妥当性や、流量、水位、河床条件の与え方の妥当性が示された。また、同図には堆積物に含まれる $5\mu\text{ m}$ 、 $12.5\mu\text{ m}$ および $45\mu\text{ m}$ の粒径の含まれる割合の計算値と観測値も示している。計算値は観測値と少し異なるが、粒度の分級過程がおおよそ再現できている。

ついで、計算結果に及ぼす粒度分布の影響、河床条件の影響について検討する。Fig.9は、河床材料を平均粒径 $17\mu\text{ m}$ の一様粒径とした場合について計算した結果で

ある。一様粒径の場合は底部堆積層に過剰な堆積が見られ、良好な再現性が得られなかった。これは、微細な粒子では粒径のわずかな違いによって浮遊限界の条件が大きく異なるためである。

Fig.10は、摩擦速度が浮遊限界摩擦速度より大きいとき堆積なし、小さいとき全部堆積として計算した結果を示したものである。堆積形状は浮上率を考慮した結果とほぼ同様である。これは、微細な砂粒子の浮上率が、浮遊限界付近で急激に変わるために、浮上率を計算してもわずかな u_* の差で浮上しまたは堆積なしの条件になるためである。

以上のことを総括すると、底面条件には芦田・藤田の浮上率の式の適合性が良いことが確認され、さらに、微細な砂粒子を対象とする場合は、浮上率を計算しなくても浮遊限界を使って(b)のような底面条件を用いるこ

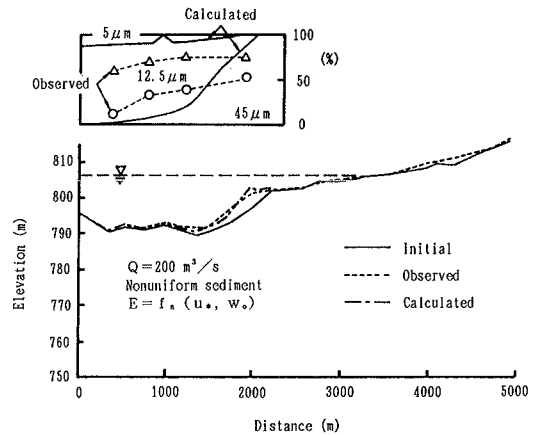


Fig.8 Comparison between the calculated and observed bed profiles

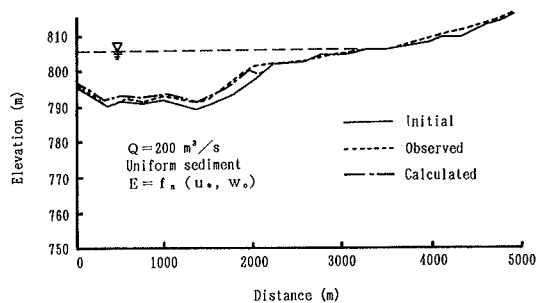


Fig.9 Comparison between the calculated and observed bed profiles

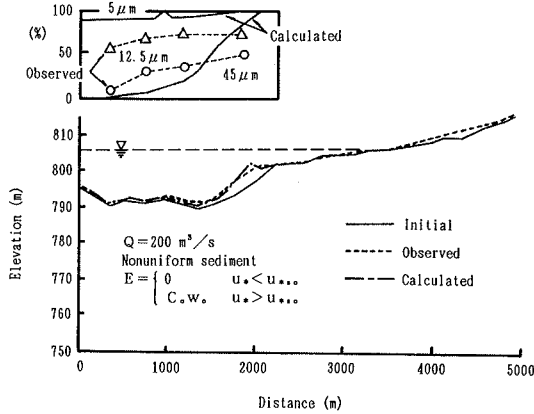


Fig. 10 Comparison between the calculated and observed bed profiles

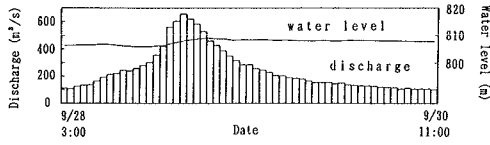


Fig. 11 Hydrograph of Sep. 27, 1983

とができることがわかった。

ついで、濃度を非定常計算した場合の結果を示す。Fig. 12は、1983年9月28日から30日にかけての洪水時の貯水池内における濃度の変化過程を粒径別に示したもので、図中の時間はFig. 11に示す同ハイドログラフの28日3時から経過時間である。流量の増加とともに流入濁度が増加し濁水が貯水池に進入し、流量の減衰とともに濁度が減少していく過程が詳細に計算されている。45 μmの粒子は堤体に到達しない内に全て沈降しているのに対し、5 μmの粒子はピーク流量時の21時間後には堤体に達し下流に流出している。Fig. 13は、堆積形状を示したもので、濃度を定常とした場合と違って、上流域にも堆積が見られ、その分下流域の堆積高は小さい。これは、流入した土砂が流量減衰時に沈澱しやすくなるため、定常計算の場合より比較的の上流に貯まったものと考えられるが、水位変動の影響もあるのでもう少し検討を要す。

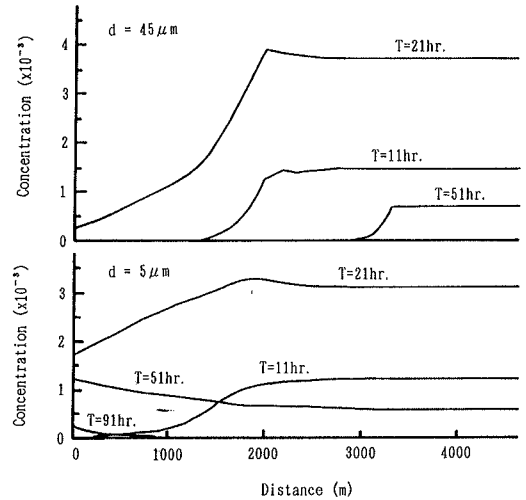


Fig. 12 Concentration of wash load in the reservoir

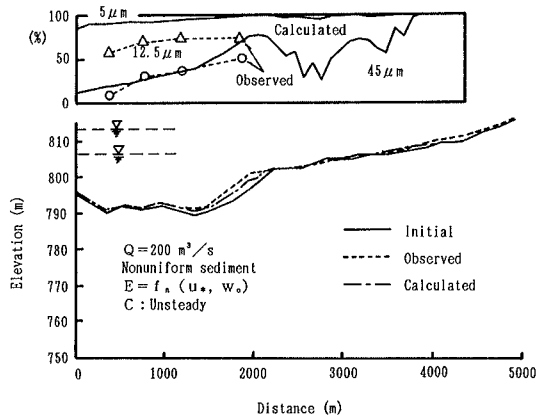


Fig. 13 Comparison between the calculated and observed bed profiles

4-3 2次元河床変動計算

(1) 計算条件

前節と同様の堆砂再現計算を2次元堆砂計算法を用いて行った。計算領域は、ダムから5000m上流の地点までとして、この領域を流下方向に100m、横断方向に50mの長方形メッシュを用いてFig. 14に示すような要素に分割する。河床高はメッシュ中央における値で代表した。計算に用いた諸定数、流量、水位は1次元計算と同様にしたが、洪水時間が250時間必要となり、計算時間上それが不可能であるため、次のように簡略化した。すなわち、

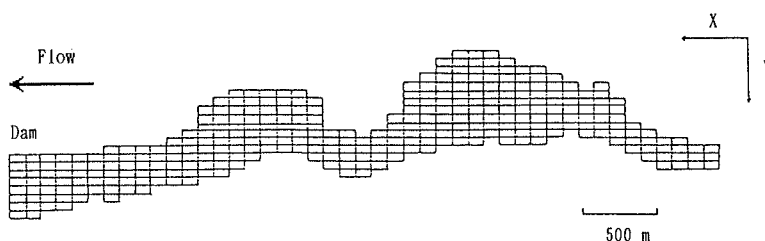


Fig. 14 Meshes of calculated area

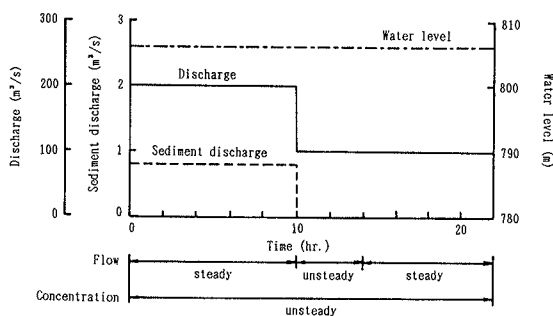


Fig. 15 Conditions for calculation

洪水時間を10時間にし、その間に全流入土砂量の1/25にあたる $96,000\text{m}^3$ を与える。計算は、Fig. 15に示すように10時間後までは流れを定常、濃度計算を非定常で計算する。その後清水を $100\text{m}^3/\text{s}$ で12時間通水するが、最初の4時間で流れはほとんど定常になるので、通水14時間後は流れを定常、濃度を非定常計算した。1年後の堆積高は、この洪水が25回発生するとして1洪水の堆積量を25倍することによって近似した。ただし、ダムの放流量は流入量に等しいものとした。

(2) 再現計算の結果

(a) 流況

まず、流量 $200\text{m}^3/\text{s}$ に対する定常流の水面での流速ベクトルをFig. 16に示す。これより、ダム上流2000m地点の狭さく部より上流では、湾曲部に沿った右岸よりの流れと、直進する左岸よりの流れの発生が見られる。これは、ダムより3000m付近に標高の高い河床が存在するためである。この領域の水深は、1m以下であり、流れはほぼ等流状態である。狭さく部の下流の断面が拡幅する個所では、主流が左岸側に偏り、右岸側に大きな逆流領域が生じている。これは、水位が低く設定されているた

め、狭さく部下流のデルタの先端で流速が速く、噴流のように直進したものと考えられる。図示していないが、水位を7m上げたとき、主流はもう少し右岸側に偏り、逆流領域も小さくなった。

(b) 濃度拡散過程

Fig. 17(a), (b), (c)は濁水流入後2、6、18時間における底面付近の濃度分布のコンター図である。流入濃度 4000ppm のウォッシュロードは、狭さく部までは等流区間であるため計算開始2時間以内で流送される。その後ウォッシュロードを含んだ濁水は10時間流入し、6時間後には貯水池全体に拡がった。この移流拡散過程は、狭さく部下流右岸の逆流による下流から上流へと流送される過程と、左岸の主流域に沿ってダムの方向に流送される過程に分けられる。

つぎに、洪水終了後(10時間後)上流より清水が流入すると、濁水塊は下流へ移動し、狭さく部より上流では急激に濃度が減少する。しかし、狭さく部下流の右岸では、濃度は18時間後でも少し希釈されている程度であり変化していない。これは、この領域の流れが循環しており、この流域からウォッシュロードが流出しにくいことと、 $5\mu\text{m}$ および $12.5\mu\text{m}$ の沈降速度が小さく沈殿しにくいことに起因している。これらの浮遊している細粒成分は、時間をかけて現在の位置に沈降堆積するものと思われるが、これに要する時間は、この領域の平均水深16mと沈降速度を用いて算定すると $12.5\mu\text{m}$ の土粒子の場合31.7時間、 $5\mu\text{m}$ の場合202.1時間となる。

(c) 堆砂高さ分布

Fig. 18に1年後の堆積高さ分布を示す。この図とFig. 7を比較すると2次元堆砂形状はほぼ再現できていることがわかる。とくに堤体付近の均一に堆積している領域や狭さく部下流の滞流域に多くの土砂が堆積している点はよく再現できている。しかし、狭さく部下流で堆積場所が下流へ流されている点が大きく異なっている。計算では、狭さく部下流で、Fig. 16に示すように主流が

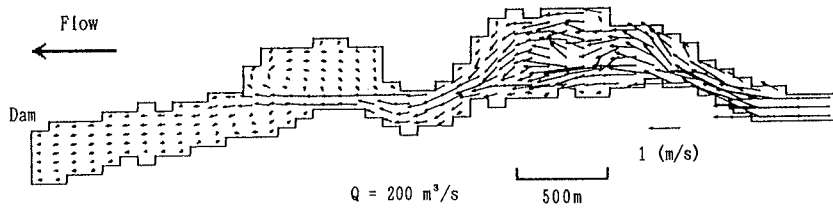


Fig. 16 Flow structure

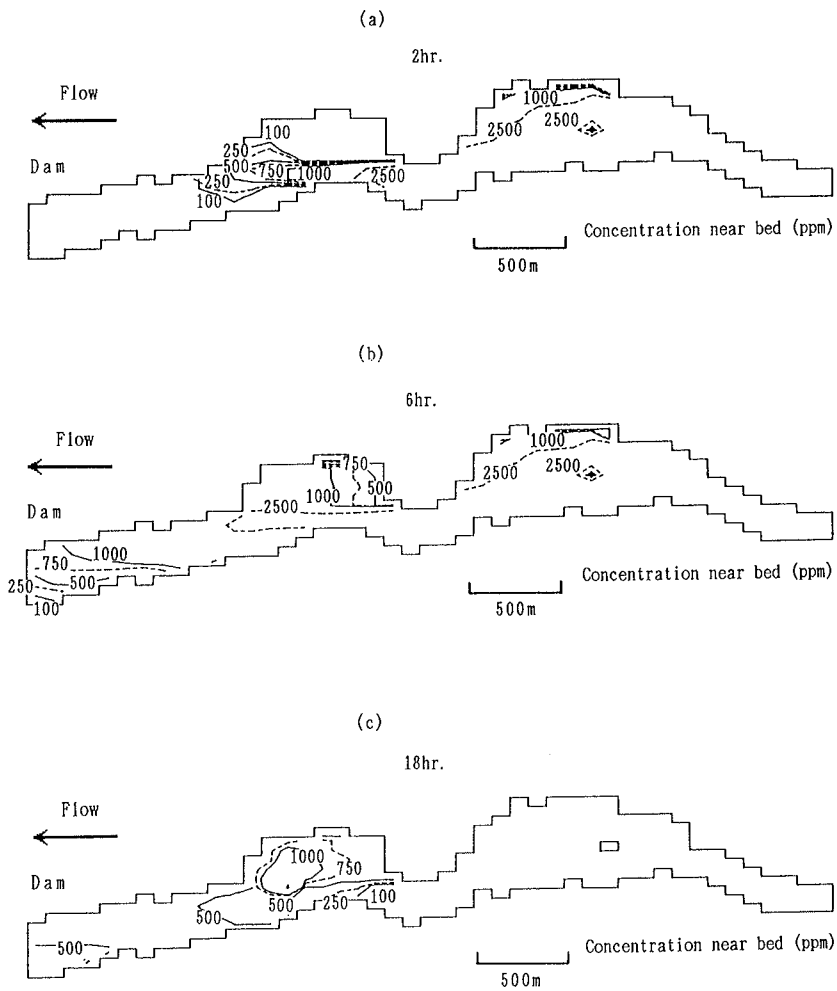


Fig. 17 (a)~(c) Concentration of wash load near bed

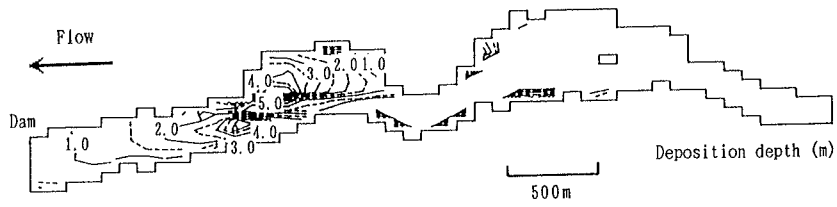


Fig. 18 Deposition depth

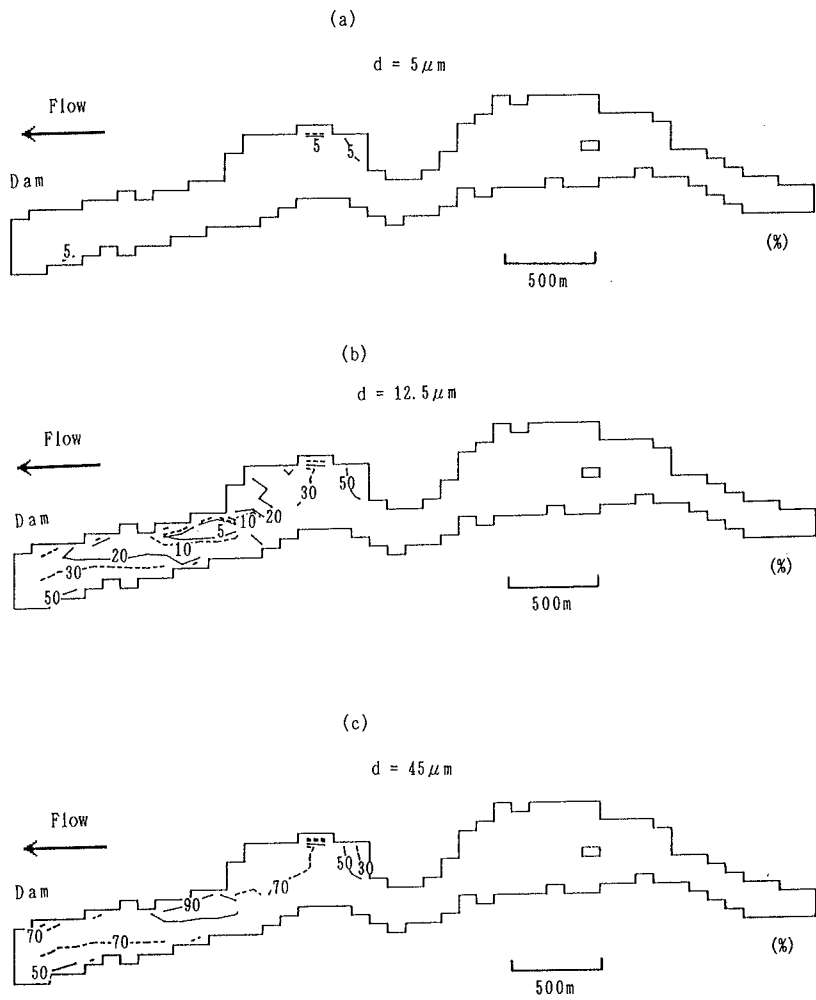


Fig. 19 (a)~(c) Percentage of each fraction of deposited sediment

左岸側に偏っており、この箇所での堆積量が少ない。これは、前述したように、本計算では、水位を806mに設定しているため、狭さく部下流の流れが噴流状で直進し、主流速が大きく評価されたためであろう。実際には、水位が806mより大きくなるときがあり、そのような場合、デルタ先端における水深が大きくなり、狭さく部下流の主流速も減少するので、このことを考慮するともう少し計算値が観測値に近づくものと思われる。

つぎに、粒径別の堆砂特性について考察するために、Fig. 19(a)、(b)、(c)に22時間後の粒径別の堆積割合についてのカウンター図を示す。これより、粒径 $5\mu\text{m}$ の土粒子は岸近くのわずかな部所で堆積するのみで、大部分は流出される。 $12.5\mu\text{m}$ については、狭さく部直下流右岸域とダム堤体付近での割合が高い。最も粗い粒径 $45\mu\text{m}$ の土粒子については、全域でその割合が70%以上であり、貯水池内に全て堆積している。

以上のように、ここで行った計算では、計算条件の設定の仕方に多少の問題もあり、局所的な堆砂形状が必ずしも良い精度で計算されたとは言いが、全体的な2次元堆砂形状の計算には、本2次元堆砂計算法は有効であると言える。ここで仮定したような計算条件の設定は、計算時間を少なくするためのものであり、計算精度向上のためには、計算時間の短縮化も今後の課題となるであろう。

5 おわりに

本研究は、1次元および2次元の堆砂計算法をウォッシュロードを対象として提案し、その精度を実貯水池の堆砂再現計算により検証したものである。以下に、得られた主要な成果を列挙する。

(1) 堆砂計算で、対象期間の平均流量および洪水期制限水位を用いれば、ハイドログラフや水位の時系列を与えなくても、十分な堆砂の再現精度が得られた。

(2) ウォッシュロードのような微細な土砂は、粒径のわずかな差で浮遊条件が大きく異なるため、粒度分布をいくつかの粒径階に分けて計算の方が計算精度がかなり向上する。

(3) 計算精度の向上のためには、河床砂の浮上率や浮遊限界を正確に予測することが肝要である。また、微細な粒径の場合、浮上率を計算しなくても、浮遊限界の条件式を使って、浮遊する条件の時は堆積なし、浮遊し

ない条件の時は浮上なし、として計算を簡略化できる。

(4) 非一様な河道では、湾曲部や狭さく部等において2次元的な堆砂形状がみられる。このような形状は、本研究で提案したような2次元堆砂計算によってある程度再現し得る。

参 考 文 献

- 1) 芦田和男・岡部健士：貯水池堆砂の数値計算法に関する研究、京都大学防災研究所年報、第25号B-2、pp. 389~400、1982.
- 2) 芦田和男・藤田正治：貯水池堆砂の数値シミュレーション、京都大学防災研究所年報、第30号B-2、pp. 457~474、1987.
- 3) 芦田和男・道上正規：浮遊砂に関する研究(1)、京都大学防災研究所年報、第13号B、pp. 233~242、1970.
- 4) Itakura, T. and T. Kishi: Open Channel Flow with suspended sediments, Proc. ASCE, Journal of the hydraulics division, HY8, pp. 1325-1342, 1980.
- 5) 芦田和男・藤田正治：平衡および非平衡浮遊砂量算定の確率モデル、土木学会論文集、第375号II-6、pp. 107~110.