

貯水池におけるウォッシュロードの平面2次元堆砂計算

鳥取大学工学部 正員 道上 正規
鳥取大学工学部 正員 藤田 正治
神戸市 正員○三木 敦史
広島県 正員 財満 文隆

1. はじめに 一般の貯水池は、湾曲部や狭さく部を有する場合が多く、それに起因して流況および濃度分布は3次元的な構造が作られ、流砂量は2次元的に変化する。したがって、堆砂量の分布も2次元となる。そこで本研究では、主としてウォッシュロードが流入するような貯水池を対象として、流れおよび濃度拡散過程の3次元解析に基づく2次元堆砂計算法を提案する。また、これを実貯水池の堆砂再現計算に適用することによって、その妥当性を検証する。

2. 基礎式 計算法は、流れおよび濃度分布の非定常3次元解析からなり、前者の基礎式は檜谷ら¹⁾の研究と同様である。濃度計算の基礎方程式は、以下に示す3次元拡散方程式を用いる。

$$\frac{\partial C}{\partial t} + u \frac{\partial C}{\partial x} + v \frac{\partial C}{\partial y} + w \frac{\partial C}{\partial z} = \frac{\partial}{\partial x} \left(\epsilon_x \frac{\partial C}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\epsilon_y \frac{\partial C}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(\epsilon_z \frac{\partial C}{\partial z} \right) + W_0 \frac{\partial C}{\partial z} \quad (1)$$

ここに、C：濃度、u, v, w：x, y, z方向の流速成分、 $\epsilon_x, \epsilon_y, \epsilon_z$ ：x, y, z方向の拡散係数、 W_0 ：沈降速度である。拡散係数は、最上流端の河幅、貯水池の平均勾配、流量、マンニングの抵抗則を用いて等流水深と摩擦速度を求め次式から計算する。

$$\epsilon_x = \epsilon_y = \epsilon_z = \kappa u_* h_0 / 6 \quad (2)$$

ここに、 κ ：カルマン定数($\kappa=0.4$)

u_* ：摩擦速度、 h_0 ：等流水深

境界条件は、以下に述べる。

水面および底面での境界条件：

$$\text{水面} : \epsilon_z \partial C / \partial z + W_0 C = 0 \quad (3)$$

$$\text{底面} : \epsilon_z \partial C / \partial z = -q_{s,u} \quad (4)$$

(4)式中の浮上率 $q_{s,u}$ は、芦田・藤田の式²⁾を用いる。

壁面での境界条件：壁面では、濃度勾配は0とする。

上流端での境界条件：上流からの流入土砂量 Q_s および流入濃度 $C_{i,u}$ は、次のように与える。 $Q_s = \alpha Q^2 \quad (5) \quad ; \quad C_{i,u} = \alpha Q \quad (6)$

ここに、 Q ：流入流量(m^3/s)、 α ：土砂生産特性に関する係数($\alpha=2.0 \times 10^{-6}$)

基礎方程式の解法は、道上らの研究³⁾と同様である。

3. 計算方法 以上の基礎方程式を、図1に示す貯水池の昭和57年～58年の

堆砂再現計算に適用する。ウォッシュロードの粒度分布は、図2に示すとおりであり、これを3つの代表粒径階で分割する。流入流量は該当洪水期間中の平均流量 $200m^3/s$ を与え、貯水池水位は、洪水期制限水位EL. 806mを計算中常に一定として与える。これらと、表1に示す計算条件を用いて定常状態の流れの下で洪水流量 $200(m^3/s)$ の濁水を10時間与え、その後に、流量 $100(m^3/s)$ の清水を12時間通水する。このようなハイドログラフを昭和57年～58年の流入土砂量の実測値と計算による流入土砂量が等しくなるように25回与える。ただし、河床変動は小さいものとして、それにともなう流速分布の変化は、全ての洪水期間中ないものとする。

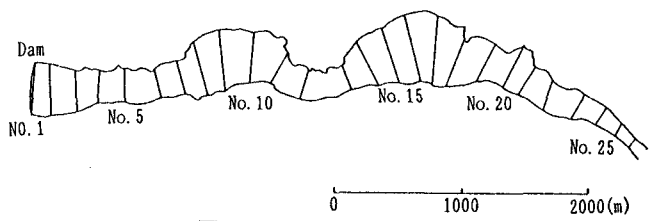


図1 貯水池平面図

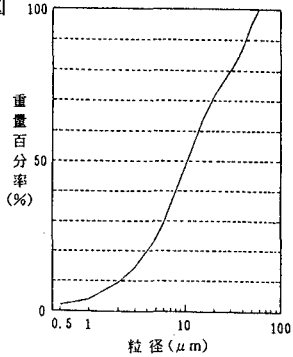


図2 粒径加積曲線

表1 計算条件

粒径(μm)	5	12.5	45
占める割合(%)	25	45	30
沈降速度(mm/s)	0.022	0.140	1.807
河床の空率率入	0.7		
Manningの粗度係数	0.04		
平均河床勾配	1/100		
流れの計算時間間隔(s)	0.5		
濃度の計算時間間隔(s)	0.5		

4. 計算結果 図3(a)～

(d)は、初期河床コンター図、表面流速ベクトル図、堆積高コンター図の計算値と実測値を示し、図4(a)、(b)は、図1中の断面No. 5およびNo. 9での堆積高の横断分布を示す。図3(b)を見ると、貯水池中央の狭さく部より上流は、等流区間であり流速が速くなっている。狭さく部直下流には、デルタ肩が存在し水深が急激に深くなるが、主流の流速はあまり減少していない。また、主流域の両側である狭さく部右岸側および湾曲部出口の左岸側においては逆流域が発生している。図3(c)、(d)を比較することより全体的な堆

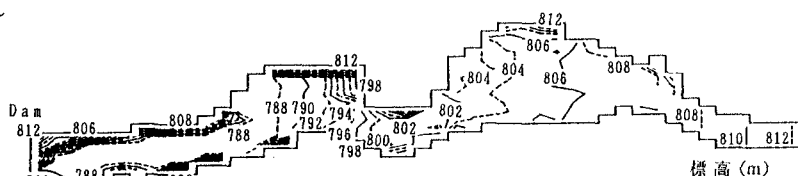


図3(a) 初期河床コンター図

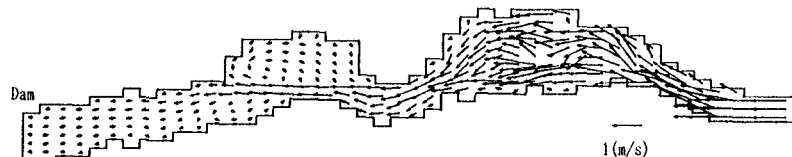


図3(b) 表面流速ベクトル図

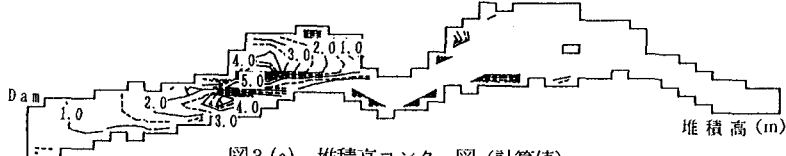


図3(c) 堆積高コンター図 (計算値)

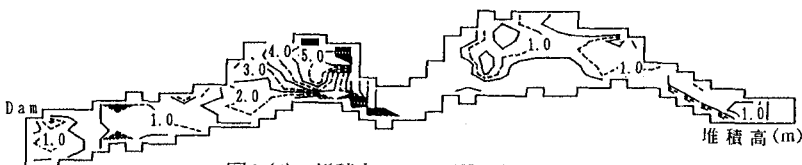


図3(d) 堆積高コンター図 (実測値)

砂形状を検討すると、堆積高が最大となる領域が下流にずれている。これは、貯水池水位の影響が大きいものと思われ、水位を低めに設定した結果主流域の流速がデルタの下流で減少しなかったためである。よって、水位の与え方には注意する必要がある。つぎに、流れが1次元となる湾曲部出口より下流のNo. 5断面と逆流域を含む狭さく部下流右岸域のNo. 9断面における堆砂横断形状の特性に注目して、本手法の妥当性を検討する。図4(a)よりNo. 5断面では、実際には横断方向に均一堆積しているが、計算値では蒲鉾型となり、主流に沿った堆積が起きている。堆積高については、若干計算値の方が高くなっている。図4(b)よりNo. 9断面では、実際には右岸側でより多くの堆積がみられるが、計算結果は、前述の理由により左岸から3メッシュ目の主流域で掃流力が高いため堆積が起きないが、右岸側の逆流域において、左岸側より多くの堆積が起きており、実際の現象を良好に再現している。また、堆積高についてもほぼ再現されている。以上のことより、横断方向の堆砂特性については実際の現象を十分に把握できており、本解析方法の妥当性が示唆される。

(参考文献) 1) 檜谷, 錦織: 第40回土木学会中国四国支部研究発表講演概要集, pp72-73 2) 芦田, 藤田: 土木学会論文集, 第375号/II-6, pp107-116 3) 道上, 檜谷, 三宅, 八木: 第42回土木学会中国四国支部研究発表講演概要集, pp190-191

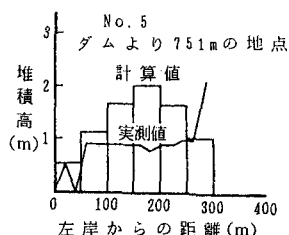


図4(a) 横断方向の堆積高 (No. 5)

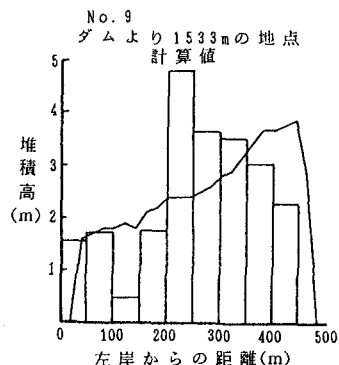


図4(b) 横断方向の堆積高 (No. 9)