

貯水池堆砂予測手法の研究

櫻井 寿之* 柏井 条介** 鈴木 伴征*** 鎌田 昌行****

Study on the Prediction Method of Reservoir Sedimentation

Toshiyuki SAKURAI Josuke KASHIWAI Tomoyuki SUZUKI Masayuki KAMADA

要旨

実際のダムにおいて堆砂対策を検討・実施するためには、各種対策を講じた場合の堆砂将来予測を行う必要がある。堆砂予測を行うためのツールとして数値シミュレーションモデルが有効だが、これまで、境界条件である流入土砂量を精度良く推定することが困難なことから、モデルの再現性が現地データを用いて検証された事例は少なかった。そこで、本稿では、流入土砂量の推定精度を高めるために、既設ダムの堆砂実績を用いた粒径別流入土砂量の推定手法について、微細粒子の捕捉率の推定等これまで手法として十分確立していない部分の開発を行うとともに、検討手順全体を体系化した。また、検討ツールとして、1次元の河床変動モデルに着目し、混合粒径を取り扱うことのできる非定常（不定流）モデルを開発した。新潟県の鯖石川ダムをケーススタディとして、粒径別流入土砂量の推定手法の有効性を示し、開発したモデルの堆砂・排砂現象の再現性について現地観測値を用いて検証した。その結果、提案した手法で推定した粒径別流入土砂量を境界条件とすることおよび微細粒子成分について現地底泥を用いた実験結果より同定した侵食速度式を用いることにより堆砂形状が精度良く再現できることを示した。

キーワード：土砂生産、堆砂、捕捉率、1次元河床変動モデル、混合粒径、粘性土の侵食速度

Synopsis

In order to plan and execute countermeasures for sedimentation problem in an actual dam, it is necessary to make prediction of reservoir sedimentation under the condition of various kinds of countermeasures. A numerical simulation is a useful tool for the prediction. However, it was difficult to know the information of the sediment discharge into reservoir with high accuracy, then, the reproducibility of the simulation has not been verified sufficiently by using field observed data. In this study, we propose an estimation method of non-uniform sediment discharge using actual results of dam reservoir sedimentation. The method includes developing a calculation technique for trap efficiency of fine sediment and systematizing estimation processes of field surveys and data analysis. We also developed the unsteady non-uniform particles one-dimensional movable bed numerical model. The validity of the method is confirmed through the case of Sabaishigawa Dam in Niigata Prefecture. We carried out calculation of the sediment accumulating and scoring phenomena in the reservoir by the model and conducted verification in comparison with the field measurement data. As a result, it was revealed that the sedimentation configurations were well predicted by numerical model with two important factors as follows. The first one is the input data of each sediment particle inflow volume estimated by proposed method. The second is the erosion rate formula of fine sediment calibrated by the result of physical experiments using the sediment materials collected at the reservoir.

Key Words: sediment discharge, dam reservoir sedimentation, trap efficiency, one-dimensional movable bed model, non-uniform particles, erosion rate of cohesive sediment

* 独立行政法人土木研究所 水工研究グループ 河川・ダム水理チーム 主任研究員

** 独立行政法人土木研究所 水工研究グループ 河川・ダム水理チーム 上席研究員

*** 独立行政法人土木研究所 水工研究グループ 研究員
(現 (株)アイ・エヌ・エー 企画本部総合技術部 課長補佐、博 (工))

**** 独立行政法人土木研究所 水工研究グループ 河川・ダム水理チーム 交流研究員
(現 (株)ドーコン 水工部)

貯水池堆砂予測手法の研究

目 次

1. 序論	4
1. 1 研究の背景と目的	4
1. 2 本論文の構成	4
2. 粒径別流入土砂量の推定手法	4
2. 1 粒径の区分	4
2. 2 粗粒分の流入土砂量の推定	6
2. 3 細粒分の流入土砂量の推定	6
3. 数値計算モデル（1次元混合粒径河床変動モデル）	6
3. 1 概説	6
3. 2 基礎方程式	7
3. 3 掃流砂の取扱い	7
3. 4 浮遊砂の取扱い	8
3. 5 微細粒子の侵食の取扱い	9
3. 6 数値計算法	10
3. 7 合流部のモデル化	10
4. 鯖石川ダムの堆砂現象への適用	12
4. 1 鯖石川ダムの概要	12
4. 2 検討に用いたデータ	15
4. 3 堆砂の粒度分布と粒径区分	15
4. 4 粗粒分流入土砂量の推定	16
4. 5 細粒分流入土砂量の推定	18
4. 6 微細粒子侵食モデルのパラメータ設定	23
4. 7 計算条件	26
4. 8 計算結果と考察	26
5. 結論	28

1. 序論

1.1 研究の背景と目的

日本の貯水池計画では、通常、100 年分に相当する堆砂容量を見込んでいるが、計画以上の土砂の流入及び管理年数の蓄積により、計画堆砂容量を超える、あるいは計画堆砂量に近づくダムが出現するようになっている。これらのダムでは早急に堆砂対策を検討、実施する必要があるが、堆砂対策には様々なものがあり（例えば、浚渫・掘削、土砂バイパス、フラッシング、スルーシング等）、ダムに適した堆砂対策計画を策定するためには、堆砂性状を正確に把握するとともに、得られた知見をもとに各種対策を講じた場合の将来の堆砂予測を実施する必要がある。堆砂予測を行うためのツールとして河床変動計算を基本とする数値シミュレーションモデルが有用であるが、精度の良い予測を行うためには、境界条件となる流入土砂量の推定精度を高める必要がある。

堆砂シミュレーションにおける境界条件としての流入土砂量の設定では、粒径別の流入土砂量を刻々の流入量と関係付ける必要がある。この作業を当該ダムに蓄積されている管理データと追加調査により得られるデータを用いて実施する訳であるが、そのための検討手法は確立されていないのが現状である。また、この境界条件の情報が無いこともあり、モデルの堆砂現象の再現性が現地観測結果を用いて検証された事例が少なく、数値シミュレーションの精度が明確でない。

こうした状況のもと、本研究は、以下の内容を目的として実施した。

- 1) 既設ダムの堆砂実績を用いた粒径別流入土砂量の推定方法を確立する。
- 2) 堆砂・排砂現象を精度良く再現可能な数値シミュレーションモデルを開発する。

1.2 本論文の構成

本論文の構成を要約すれば以下ようになる。

第1章「序論」では、本研究の背景として貯水池堆砂対策を検討する上で数値シミュレーションによる現象の予測が不可欠であるが、現状では、流入土砂量の条件が精度良く求められておらず、モデルの再現性が明確でない状況を示し、これらを踏まえた研究目的と全体構成を

述べる。

第2章「粒径別流入土砂量の推定手法」では、既設ダムの堆砂実績を用いて粒径別流入土砂量を推定する手法を体系的に示した。

第3章「数値計算モデル」では、堆砂・排砂現象を再現するためのモデルとして、1次元の河床変動モデルを採用し、開発したモデルの詳細を示した。モデル作成に当たっては、混合粒径の土砂移動現象、常流・射流が混在した流れ、浮遊砂の土砂移動の非平衡性、微細粒子の侵食現象を取扱えることに留意した。

第4章「鯖石川ダムの堆砂現象への適用」では、堆砂の進行が比較的速く、近い将来において何らかの対策が望まれている鯖石川ダム（新潟県）を対象に、2章で示した粒径別流入土砂量の推定手法を適用し、3章で示した数値計算モデルによって堆砂現象を計算した結果を検証した。堆砂ボーリングや出水時の流入・放流水の採水を実施し、粒径に関する詳細な情報を収集するとともに、貯水位運用実績データ及び毎年実施されている堆砂測量結果を用いて解析を行うことで、堆砂実績を良好に再現する粒径別流入土砂量と流量の関係が得られることを示した。また、鯖石川ダムでは微細粒子の貯水池通過量が大きく、数値シミュレーション等を用いた微細粒子捕捉率の推定法の開発を行った。さらに、河床変動モデルによる堆砂現象の再現計算では、現地底泥を用いた実験結果をもとに微細粒子の侵食を適切に評価することで、堆砂形状の変化を精度良く再現できることを示した。

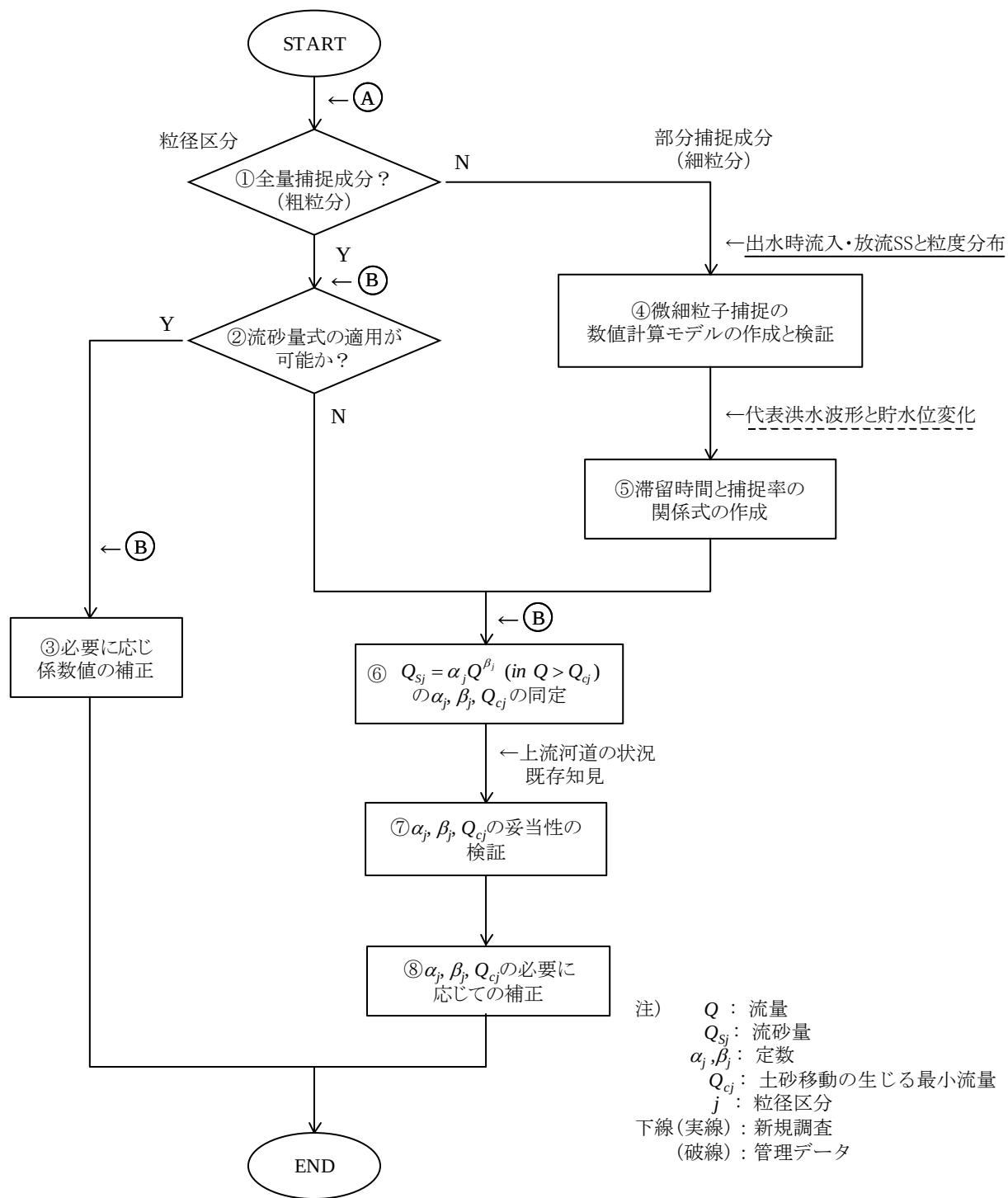
第5章「結論」では、本研究で得られた成果を総括した。

2. 粒径別流入土砂量の推定手法

図-2.1 に堆砂実績を用いた粒径別流入土砂量推定の流れの概要を示す。次節以降に、図中の各段階について、検討内容を示す。

2.1 粒径の区分

ボーリング調査等から堆積土砂の粒径の空間分布を明らかにし、堆積土砂を「粒径が粗く、貯水池に全量捕捉される成分」と、「粒径が細かく、貯水池に流入土砂量の



- (A) { 堆積土砂の粒径の空間分布(堆砂ボーリング)
堆砂面形状(堆砂測量) }
- (B) { 粒径別年間堆砂量 ← (A)
流入量, 貯水位変化 }

図-2.1 堆砂実績を用いた粒径別流入土砂量推定の流れ

一部が捕捉される成分」に区分し、代表粒径を設定する(①)。以下では前者を粗粒分、後者を細粒分と称することとする。区分された粒径はその貯水池に固有のものであり、従来用いられている掃流砂・浮遊砂、ウォッシュロード成分といった流砂の流送形態に基づく区分ではなく、貯水池の特徴を表す区分となっている。但し、以下では掃流砂成分は部分捕捉成分に含まれないことを前提としている。

2.2 粗粒分の流入土砂量の推定

粗粒分の流入土砂量について、まず上流河道の分析により代表断面、勾配を決定し、掃流砂、浮遊砂の流砂量式による適用性を検討する(②)。このとき土砂移動の最小流量(足切り流量 Q_c)もパラメータとする。なお、適用性の確認は堆積土砂の粒径の空間分布及び年毎の堆砂測量結果より求められる粒径別の年間堆砂量により行うものとする。流砂量式の適用が可能と判断される場合には、これがそのまま粗粒分の推定式となる。

上流河道に露岩やアーマータが顕著な場合、或いは、堆砂の粗粒分に細砂以下の微細成分が多く含まれている場合等、流砂量式により与えられる流入土砂量が堆砂実績と大きく乖離する場合には流砂量式による表現は意味をもたないものとなる。その場合には、粒径 j の流砂量 Q_{sj} と流量 Q との関係を次に示す簡便な指数関数式で与えるものとし、粒径毎のパラメータ α_j 、 β_j 及び Q_{cj} を堆砂実績(粒径別年間堆砂量)から同定する(⑥)。

$$Q_{sj} = \alpha_j Q^{\beta_j} \quad (Q > Q_{cj}) \quad (2.1)$$

上式はウォッシュロードの流砂量と流量の関係を表す形式として用いられているものであり、後述の細粒分についても同じ形式を用いている。得られた係数値及び足切り流量については、その妥当性を確認し、必要に応じて補正する(⑦、⑧)。

なお、貯水容量の大きいダムでウォッシュロードのかかり細かい成分まで全量捕捉される場合、図-2.1の推定手順に従うとウォッシュロード成分が粗粒分(全量捕捉成分)として取り扱われることになり、流砂量式の適用性を検討することになってしまう。このような場合、全量捕捉分を流送形態によって粒径区分し、掃流砂・浮遊砂成分については流砂量式の適用性を検討し、適用が困難であれば式(2.1)によって係数及び足切り流量を同定する。次に、ウォッシュロード成分については、最初か

ら式(2.1)を用いてパラメータ同定を行う。掃流砂・浮遊砂成分とウォッシュロード成分の区分はダム毎に異なると思われるが、堆砂肩の形成されている貯水池であれば、肩直上部と肩下流部の堆砂粒度分布を比較することである程度可能と思われる¹⁾。

2.3 細粒分の流入土砂量の推定

細粒分については、流砂量式の適用が不適当な場合の粗粒分と同様に式(2.1)を用い、係数値及び足切り流量を同定して求める。但し、細粒分では貯水池を通過している土砂量が存在していると考えられるので、式(2.1)で計算される流入土砂量から通過土砂量を差し引いた量(＝堆砂量)を用いて同定を行う必要がある。ここで、ある年 i における粒径 j の年間堆砂量 $[V_{sj}]_i$ は出水 k 毎の捕捉率 γ_{jk} を用いて次式のように計算される。

$$[V_{sj}]_i = \sum_{k=1}^{n_i} \gamma_{jk} \int_k Q_{sj} dt = \sum_{k=1}^{n_i} \gamma_{jk} \int_k \alpha_j Q^{\beta_j} dt \quad (2.2)$$

ここに n_i はその年 i の足切り流量以上の出水回数を表す。

捕捉率 γ_{jk} の推定は、洪水時SS調査の結果により検証された数値シミュレーションを用いて行うものとした(④、⑤)。その詳細は4.5節に説明するが、既往の全ての洪水を数値シミュレーションにより再現するのは時間と労力が掛かるので精度を維持しつつ簡便に求める方法を検討している。なお、 n_i は同定パラメータである足切り流量 Q_c により変化するので、 Q_c の変化に対応できるように求める必要がある。

以上の手順に基づく流入土砂量推定の具体的内容については、後述の4章にて鯖石川ダムを対象に説明する。

3. 数値計算モデル(1次元混合粒径河床変動モデル)

3.1 概説

数値計算モデルは、貯水池堆砂の検討の対象期間が通常数十年～100年と長期間となる場合が多いため、計算

負荷の少ない流下方向の 1 次元モデルとする。1 次元モデルは貯水池の平面形状が広く、堆砂形状が横断方向に大きく変化している場合には適用に問題があり、より高次のモデルによる検討が必要と考えられるが、日本の貯水池は河道に近い形状を有するものが多く、1 次元モデルが適用できる貯水池は多いであろう。貯水池の堆砂を対象としたモデルは、基本的に河川等で用いられる河床変動モデルと同様であるが、微細粒子の占める割合が高いので、浮遊成分の厳密な取扱いが要求される。具体的には、上流河川から貯水池に流入すると掃流力が大きく低下し、浮遊砂の浮上量と沈降量の差が大きくなるため、浮遊砂輸送の非平衡性を考慮する必要がある。また、流入河川は急勾配な場合が多いこと、水位低下が堆砂肩下方にまで及ぶ場合には、急勾配部が生じることから常流、射流の混在流れを再現する必要がある。

3.2 基礎方程式

基礎方程式は以下のとおりである。

(流れの連続式)

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad (3.1)$$

(流れの運動方程式)

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial(uQ)}{\partial x} = -gA \frac{\partial z_h}{\partial x} - gA \frac{\tau_{bx}}{\rho g R} \quad (3.2)$$

(流砂の連続式)

$$\frac{\partial A_s}{\partial t} + \frac{1}{(1-\lambda)} \left\{ \frac{\partial}{\partial x} \left(\sum_j Q_{Bj} \right) + \sum_j B_{su} (q_{sj} - q_{dj}) \right\} = 0 \quad (3.3)$$

(粒径別浮遊砂輸送方程式)

$$\frac{\partial(\bar{C}_j A)}{\partial t} + \frac{\partial(u \bar{C}_j A)}{\partial x} = B_{su} (q_{sj} - q_{dj}) \quad (3.4)$$

(交換層内における粒径別土砂収支式)

河床上昇時

$$\frac{\partial(P_{sj} A_{sa})}{\partial t} + \frac{1}{(1-\lambda)} \left\{ \frac{\partial Q_{Bj}}{\partial x} + B_{su} (q_{sj} - q_{dj}) \right\} = -P_{slj} \left(\frac{\partial A_{sb}}{\partial t} \right) \quad (3.5)$$

河床低下時

$$\frac{\partial(P_{sj} A_{sa})}{\partial t} + \frac{1}{(1-\lambda)} \left\{ \frac{\partial Q_{Bj}}{\partial x} + B_{su} (q_{sj} - q_{dj}) \right\} = -P_{oj} \left(\frac{\partial A_{sb}}{\partial t} \right) \quad (3.6)$$

$$q_{sj} = w_{sj} C_{Bej} \quad (3.7)$$

$$q_{dj} = w_{sj} C_{Bj} \quad (3.8)$$

$$\frac{\tau_{bx}}{\rho} = \frac{gn^2 u |u|}{R^{1/3}} \quad (3.9)$$

ここで、 A : 流水の横断面積 (m^2)、 Q : 流量 (m^3/s)、 u : 断面平均流速 (m/s)、 t : 時間 (s)、 x : 河道下流方向距離 (m)、 z : 基準位置からの鉛直上向きの高さ (m)、 g : 重力加速度 (m/s^2)、 z_h : 基準位置からの水位 (m)、 τ_{bx} : 路床に作用する応力ベクトルの x -方向成分 ($kg/(m \cdot s^2)$)、 ρ : 流体の密度 (kg/m^3)、 R : 径深 (m)、 A_s : 移動床横断面積 (m^2)、 λ : 堆積土砂の空隙率、添字 j は代表粒径の番号、 Q_{Bj} : 粒径別掃流砂量 (m^3/s)、 q_{sj} : 粒径別単位面積当り浮遊砂浮上フラックス (m/s)、 q_{dj} : 粒径別単位面積当り浮遊砂沈降フラックス (m/s)、 w_{sj} : 粒径別土粒子沈降速度、 C_{Bj} : 浮遊砂の粒径別底面濃度 (m^3/m^3)、 $\bar{C}_j$: 粒径別断面平均浮遊砂濃度 (m^3/m^3)、 C_{Bej} : 浮遊砂の粒径別基準面濃度 (m^3/m^3)、 P_{sj} : 交換層に占める各粒径成分の割合、 A_{sa} : 交換層断面面積 (m^2)、 A_{sb} : 交換層を除いた河床断面面積 (m^2)、 P_{slj} : Δt 前の P_{sj} 、 P_{oj} : 交換層直下の土質ブロックに占める各粒径成分の割合、 a : 交換層厚 (m)、 B_{su} : 浮遊砂の浮上・沈降が生じる川幅 (m)、 n : マニングの粗度係数 ($m^{-1/3} \cdot s$) である。

3.3 掃流砂の取扱い

掃流砂量の算定には、芦田・道上の流砂量式²⁾を用いた。粒径別掃流砂量 Q_{Bj} は次式で表される。

$$Q_{Bj} = q_{Bj} B_t \quad (3.10)$$

ここに q_{Bj} : は単位幅当たりの粒径別掃流砂量 (m^2/s)、 B_t : は掃流砂の移動が生じる川幅 (m) を表す。

q_{Bj} は芦田・道上によれば次式で表される。

$$u_* > u_{*cj} : \frac{q_{Bj}}{P_{sej} u_{*e} d_j} = 17 \tau_{*ej} \left(1 - \frac{\tau_{*cj}}{\tau_{*j}} \right) \left(1 - \frac{u_{*cj}}{u_*} \right)$$

$$u_* \leq u_{*cj} : q_{Bj} = 0 \quad (3.11)$$

ここに、 u_{*e} ：有効摩擦速度(m/s)、 d_j ： j 番目の代表粒径(m)、 τ_{*ej} ：粒径別無次元有効掃流力、 τ_{*cj} ：粒径別無次元限界掃流力、 u_{*ej} ：粒径別限界摩擦速度(m/s)、 u_* ：摩擦速度(m/s)、 τ_{*j} ：粒径別無次元掃流力である。 τ_{*ej} 、 τ_{*cj} 、 τ_{*j} は次式で与えられる。

$$\tau_{*ej} = \frac{u_{*e}^2}{(\sigma/\rho - 1)gd_j} \quad (3.12)$$

$$\tau_{*cj} = \frac{u_{*cj}^2}{(\sigma/\rho - 1)gd_j} \quad (3.13)$$

$$\tau_{*j} = \frac{u_*^2}{(\sigma/\rho - 1)gd_j} \quad (3.14)$$

ここに、 σ ：土粒子密度(kg/m³)である。

(3.11)式を計算するためには u_* 、 u_{*e} および u_{*cj} を求める必要がある。

u_* は次式により求められる。

$$u_* = \sqrt{\frac{\tau_{bx}}{\rho}} \quad (3.15)$$

u_{*e} は芦田・道上²⁾の提案した次式から求められる。

$$\frac{u}{u_{*e}} = 6.0 + 5.75 \log_{10} \left\{ \frac{R}{d_m (1 + 2\tau_{*m})} \right\} \quad (3.16)$$

ここに、 d_m ：交換層の平均粒径(m)、 τ_{*m} ：平均粒径に関する無次元掃流力を表す。 τ_{*m} は次式で与えられる。

$$\tau_{*m} = \frac{u_*^2}{(\sigma/\rho - 1)gd_m} \quad (3.17)$$

u_{*cj} は混合砂礫床における粒径別限界摩擦力であり、ここではEgiazaroffによって提案された式を芦田・道上²⁾が一部修正した修正Egiazaroff式を用いた。

$$d_j/d_m \geq 0.4 : \frac{\tau_{*cj}}{\tau_{*cm}} = \left\{ \frac{\log_{10} 19}{\log_{10} (19d_j/d_m)} \right\}^2$$

$$d_j/d_m < 0.4 : \frac{\tau_{*cj}}{\tau_{*cm}} = 0.85 \left(\frac{d_m}{d_j} \right) \quad (3.18)$$

ここに、 τ_{*cm} ：粒径 d_m の無次元限界掃流力を意味しており、以下に示す岩垣による一様粒径の実験式³⁾から求めた。

$$\begin{aligned} 671.0 \leq R_* & ; \tau_{*cm} = 0.05 \\ 162.7 \leq R_* \leq 671.0 & ; \tau_{*cm} = 0.00849 R_*^{3/11} \\ 54.2 \leq R_* \leq 162.7 & ; \tau_{*cm} = 0.034 \\ 2.14 \leq R_* \leq 54.2 & ; \tau_{*cm} = 0.195 R_*^{-7/16} \\ R_* \leq 2.14 & ; \tau_{*cm} = 0.14 \end{aligned} \quad (3.19)$$

$$R_* = \frac{\sqrt{(\sigma/\rho - 1)gd_m^3}}{\nu} \quad (3.20)$$

ここに、 R_* ：岩垣式のパラメータ、 ν ：水の動粘性係数(m²/s)を表す。

3.4 浮遊砂の取扱い

貯水池堆砂では、微細粒子の沈降・浮上過程が堆砂形状に大きな影響を及ぼすと考えられるため、浮遊砂の非平衡性を考慮する必要がある。浮遊砂の非平衡性は清水ら⁴⁾、井上ら⁵⁾を参考に(3.3)、(3.4)式によって表現する。

3.4.1 沈降フラックスの求め方

沈降フラックスの求め方は次のようになる。まず(3.4)式に示す平均浮遊砂濃度の輸送方程式を各粒径について解く。水深方向の濃度分布関数が与えられれば、平均濃度 $\bar{C}_j$ と底面濃度 C_{Bj} の関係式を得ることができ、浮遊砂沈降フラックス q_{dj} を計算できる。そこで浮遊砂の三次元移流拡散方程式にいくつかの仮定をおいて濃度分布関数を導く。

浮遊砂濃度の三次元移流拡散方程式において定常状態を仮定し、さらに水平方向の移流成分を無視できるとすれば、移流拡散方程式は次式のように単純化される。

$$\frac{\partial}{\partial z} \left(\varepsilon \frac{\partial C_j}{\partial z} \right) + w_{sj} \frac{\partial C_j}{\partial z} = 0 \quad (3.21)$$

ここに、 ε ：鉛直方向の渦動拡散係数、 C_j ：浮遊砂濃度で、ここでは z の関数である。

ε を鉛直方向に一定と仮定すると(3.21)式から次式が解かれる。

$$C_j = C_{Bj} \exp \left(-\frac{w_{sj}}{\varepsilon} z \right) \quad (3.22)$$

(3.22)式を z 方向に積分して平均濃度を算出すると、 $\bar{C}_j$ と C_{Bj} の関係は次式のように表される。

$$\bar{C}_j = \frac{1}{h} \int_0^h C_{Bj} e^{-\beta \frac{z}{h}} dz = \frac{C_{Bj}}{\beta} (1 - e^{-\beta}) \quad (3.23)$$

ここに、 h ：水深(m)、 β ： $w_{sj}h/\varepsilon$ である。(3.23)式に(3.4)式から得られる平均浮遊砂濃度を代入することにより底面濃度 C_{Bj} が算出される。なお、 ε については開水路における水深平均値を与えた。導出過程については例えば池田⁶⁾を参考のこと。

$$\varepsilon = \frac{\kappa}{6} u_* h \quad (3.24)$$

ここに、 κ ：カルマン定数(=0.4)である。

沈降速度の算定には、下記のRubeyの実験式を用いた。

$$w_{sj} = \left\{ \sqrt{\frac{2}{3} + \frac{36\nu^2}{(\sigma/\rho - 1)gd_j^3}} - \sqrt{\frac{36\nu^2}{(\sigma/\rho - 1)gd_j^3}} \right\} \sqrt{(\sigma/\rho - 1)gd_j} \quad (3.25)$$

3.4.2 浮上フラックスの求め方

(3.4)式右辺の浮上フラックス q_{sj} を求めるために基準面濃度 C_{Bj} を求める必要がある。基準面濃度を求める式も掃流砂と同様に従来多くの式が提案されているが、ここでは掃流砂と同様に芦田・道上の濃度式を用いた。詳細の説明は専門書⁷⁾に譲り、以下には最終的に導かれた濃度式のみを示す。

$$C_{Bj} = K_0 \left[g(\xi_{0j}) / \xi_{0j} - G(\xi_{0j}) \right] \cdot p_{sj} \quad (3.26)$$

$$g(\xi_{0j}) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \exp\left(-\frac{1}{2}\xi_{0j}^2\right) \quad (3.27)$$

$$G(\xi_{0j}) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{\xi_{0j}}^{\infty} \exp\left(-\frac{1}{2}\xi^2\right) d\xi \quad (3.28)$$

$$\xi_{0j} = \frac{w_{sj}}{0.75u_{*e}} \quad (3.29)$$

ここに、 K_0 ：定数であり実験結果との比較から0.025とされている。 C_{Bj} が求められれば(3.7)式から q_{sj} が計算される。

3.4.3 浮遊限界摩擦速度の設定

掃流力が強くなると、掃流砂として河床付近を移動していた土砂は河床を離れて浮遊するようになる。しかし、ある掃流力を越えると一斉に浮遊砂に変わるわけではない。程度の差はあれ徐々に掃流砂から浮遊砂へ移行すると考えられる。

芦田ら⁷⁾は浮遊限界として、粒子が浮遊し始める限界の摩擦速度と流水中に浮遊砂が無視し得ない程度存在するようになる限界の摩擦速度の2つを定義しており、両者を区別して用いる必要があると指摘している。しかし、芦田らが実験したところによると、2種類の摩擦速度は河床が滑面か粗面かによって変化し、さらに粒径によっても傾向が異なるため、理論的な取扱いとはほとんどなされていないようである。

本モデルでは後者の摩擦速度を粒径別浮遊限界摩擦速度 $u_{*st,j}$ と定義し、従来から経験的に有効とされている次式を浮遊限界の判定に用いた。

$$u_{*st,j} = w_{sj} \quad (3.30)$$

3.5 微細粒子の侵食の取扱い

貯水池の堆砂において、粘土、シルトに分類されるような微細粒子成分については、粘着性を有すると考えられ、その侵食量は従来の掃流砂・浮遊砂量式では評価できない可能性がある。そこで、現地底泥を用いて基礎的な侵食実験を実施して、微細土砂の侵食特性をモデル化することを試みた。侵食実験の詳細については、4.6節に後述することとし、ここでは、最終的に用いた侵食速度式を示す。侵食速度式としては、関根⁸⁾によって提案されている以下の式を用いた。

$$E = \alpha_E u_*^{\beta_E} \quad (u_* > u_{*cE}) \quad (3.31)$$

ここで、 E ：侵食速度(m/s)、 u_{*cE} ：侵食限界摩擦速度(m/s)、 u_* ：摩擦速度(m/s)、 α_E 、 β_E ：定数を表す(α_E は β_E の値に応じた次元を持ち、例えば β_E が3の場合 s^2/m^2 の単位を有する)。

3.6 数値計算法

常流と射流の混在した流れを再現するために、基礎式の各変数を、スカラー量を格子の中心に、ベクトル量を格子の境界に配置するスタッガード格子を用いて配置し、非定常項についてはオイラー陽解法、空間については有限体積法により離散化した。移流項の離散化には1次精度風上差分を用いている。この手法により、1次元の水面形計算において、常流と射流の混在する流れを扱うことができることが確認されている⁹⁾。以下に各基礎方程式を離散化した結果を示す。離散化において堆積土砂の空隙率は一定と仮定している。なお、以降では、添え字 n は過去の値(既知数)、 $n+1$ は次の時間ステップの値(未知数)を意味する。また添え字 i は空間位置を表し、 $i+1/2$ は i 番目の格子の中心位置を表す。

(流れの連続式の離散化)

$$\frac{A_{i+1/2}^{n+1} - A_{i+1/2}^n}{\Delta t} + \frac{Q_{i+1}^n - Q_i^n}{\Delta x_i} = 0 \quad (3.32)$$

(流れの運動方程式の離散化)

$$\begin{aligned} & \frac{Q_i^{n+1} - Q_i^n}{\Delta t} + \frac{u_{i+1/2}^n Q_{i+a}^n - u_{i-1/2}^n Q_{i-1+b}^n}{\Delta x_{i-1/2}} \\ & = -gA_i^n \frac{z_{hi+1/2}^n - z_{hi-1/2}^n}{\Delta x_{i-1/2}} - \left(gA \frac{\tau_{bx}}{\rho g R} \right)_i \end{aligned} \quad (3.33)$$

$$a = \begin{cases} 0: u_{i+1/2}^n \geq 0 \\ 1: u_{i+1/2}^n < 0 \end{cases} \quad (3.34)$$

$$b = \begin{cases} 0: u_{i-1/2}^n \geq 0 \\ 1: u_{i-1/2}^n < 0 \end{cases} \quad (3.35)$$

$$u_{i+1/2}^n = \frac{u_{i+1}^n + u_i^n}{2} \quad (3.36)$$

$$u_i^n = \frac{Q_i^n}{A_{i-1/2+c}^n} \quad (3.37)$$

$$c = \begin{cases} 0: Q_i^n \geq 0 \\ 1: Q_i^n < 0 \end{cases} \quad (3.38)$$

(流砂の連続式の離散化)

$$\begin{aligned} & (1-\lambda) \frac{A_{si+1/2}^{n+1} - A_{si+1/2}^n}{\Delta t} + \frac{\sum_j Q_{Bj+1}^n - \sum_j Q_{Bj}^n}{\Delta x_i} \\ & + \sum_j B_{sui+1/2} (q_{sj+1/2}^n - q_{dj+1/2}^n) = 0 \end{aligned} \quad (3.39)$$

(粒径別浮遊砂輸送方程式の離散化)

$$\begin{aligned} & \frac{\bar{C}_{ji+1/2}^{n+1} A_{i+1/2}^{n+1} - \bar{C}_{ji+1/2}^n A_{i+1/2}^n}{\Delta t} \\ & + \frac{u_{i+1}^n \bar{C}_{ji+1/2+a}^n A_{i+1/2+a}^n - u_i^n \bar{C}_{ji-1/2+b}^n A_{i-1/2+b}^n}{\Delta x_i} \\ & = B_{sui+1/2}^n (q_{sj+1/2}^n - q_{dj+1/2}^n) \end{aligned} \quad (3.40)$$

(交換層内における粒径別土砂収支式の離散化)
河床上昇時

$$\begin{aligned} & \frac{P_{sj+1/2}^{n+1} A_{sa+1/2}^{n+1} - P_{sj+1/2}^n A_{sa+1/2}^n}{\Delta t} \\ & + \frac{1}{(1-\lambda)} \left\{ \frac{Q_{Bj+1}^n - Q_{Bj}^n}{\Delta x_i} + B_{sui+1/2}^n (q_{sj+1/2}^n - q_{dj+1/2}^n) \right\} \\ & = -P_{s1ji+1/2}^n \left(\frac{A_{sbi+1/2}^{n+1} - A_{sbi+1/2}^n}{\Delta t} \right) \end{aligned} \quad (3.41)$$

河床低下時

$$\begin{aligned} & \frac{P_{sj+1/2}^{n+1} A_{sa+1/2}^{n+1} - P_{sj+1/2}^n A_{sa+1/2}^n}{\Delta t} \\ & + \frac{1}{(1-\lambda)} \left\{ \frac{Q_{Bj+1}^n - Q_{Bj}^n}{\Delta x_i} + B_{sui+1/2}^n (q_{sj+1/2}^n - q_{dj+1/2}^n) \right\} \\ & = -P_{0ji+1/2}^n \left(\frac{A_{sbi+1/2}^{n+1} - A_{sbi+1/2}^n}{\Delta t} \right) \end{aligned} \quad (3.42)$$

3.7 合流部のモデル化

貯水池内に合流部を有する場合には、合流を取扱える

Figure 10-10 consists of two parts: a plan view (平面图) and a cross-section (断面图).

The plan view (top) illustrates a bifurcation in a channel. The main channel (主水路) is on the right, with flow parameters Q_1 , U_1 , and h_1 . The branch channel (支水路) is on the left, with flow parameters Q_2 , U_2 , h_2 , and b . The deflection angle is θ . A dashed line indicates the 'peeling region' (剥离域) with a height B . The cross-section (bottom) shows the water level rising (水位上昇) at the bifurcation point, with a dashed line indicating the water surface profile.

図-3.1 合流部で生じる水理現象

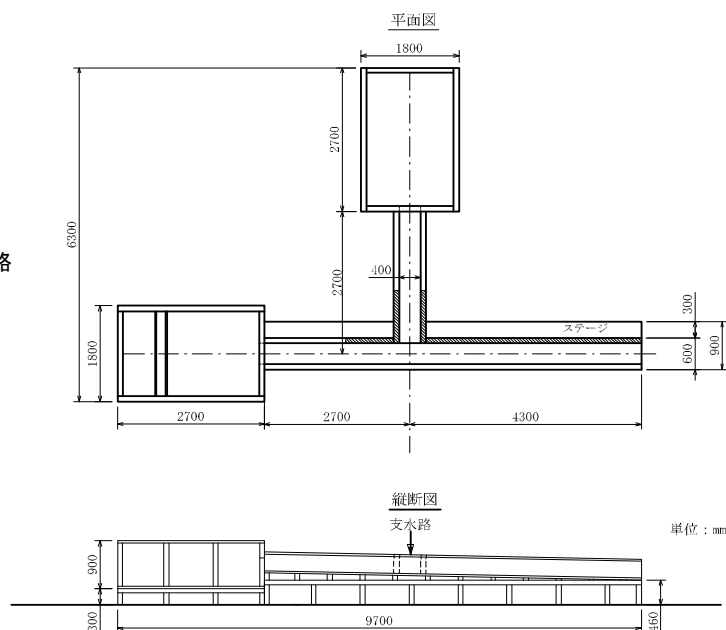


図-3.3 合流実験水路概要

表-3.1 合流実験ケース

常流実験

ケース	主流量 [L/s]	支流量 [L/s]	流量比	水路勾配
1-1	10	10	1.0	0
1-2	30	30	1.0	0
1-3	50	50	1.0	0
2-1	30	22.5	0.75	0
2-2	40	30	0.75	0
2-3	60	45	0.75	0
3-1	20	10	0.5	0
3-2	40	20	0.5	0
3-3	60	30	0.5	0
4-1	40	10	0.25	0
4-2	60	15	0.25	0
4-3	80	20	0.25	0

射流実験

ケース	主流量 [L/s]	支流量 [L/s]	流量比	勾配
5-1	30	30	1.0	0.01
6-1	34	25.5	0.75	0.01
7-1	40	20	0.5	0.01
8-1	48	12	0.25	0.01

図-3.2 合流部接続モデル

モデルとする必要がある。

合流部で生じる水理現象は、模式的に図-3.1 のように表される。合流点下流には、支水路からの流入によって剥離渦が形成され、それに伴うエネルギー損失が生じ、合流点上流では、合流による流水抵抗の増加により水位が上昇する。合流部で生じる水理現象は3次元的で複雑であるが、巨視的にはエネルギー損失、あるいは流水抵抗の増加（水位上昇）とみなすことができる。

合流をモデル化する場合、これらの合流形状損失を運動方程式に組み込む等の方法が考えられるが、今回開発

したモデルでは、アルゴリズムをシンプルにすることおよび計算を安定させることを考慮して、図-3.2 に示すように単純な手法で水路を接続している。なお、大規模な洪水時や水位低下時などは、合流に伴うエネルギー損失の影響が無視できなくなる可能性もあり、これらは今後の課題としたい。

今回の合流モデルについては、簡略化した取扱いと

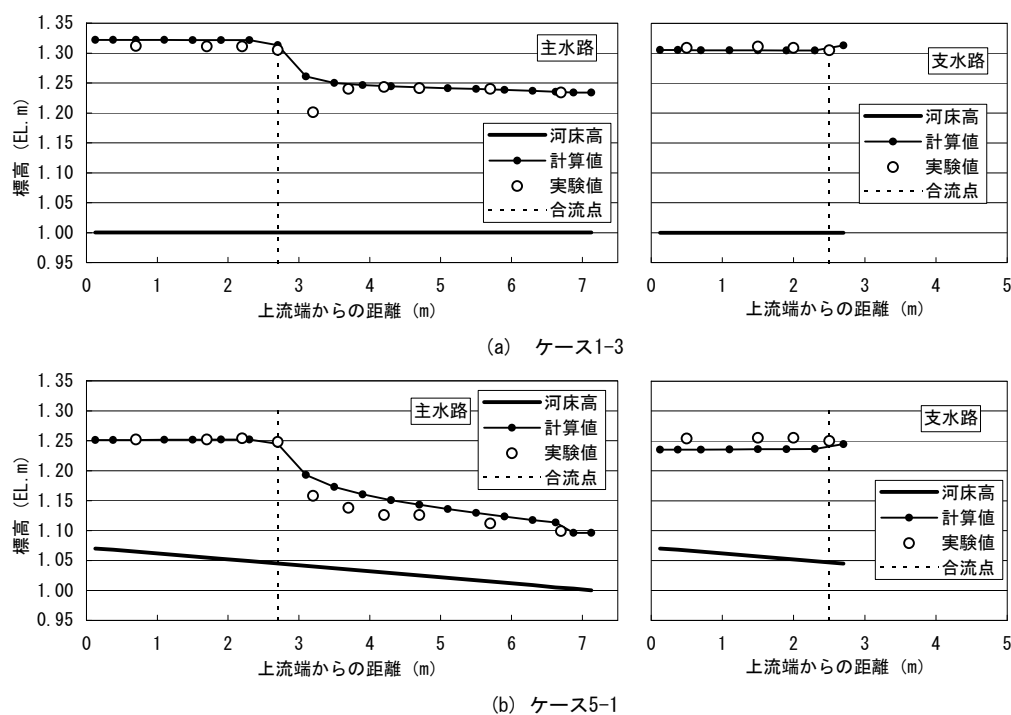


図-3.4 合流実験の計算結果

しているため、矩形水路を用いた基礎的な水理実験により、合流部の再現性について検証を行った。実験水路は主水路（長さ7m）と支水路（長さ4m）で構成され、いずれも幅は0.4mで、主水路上流端から2.7m下流地点で合流している。図-3.3に実験水路、表-3.1に実験条件を示す。

ケース 1-3（常流勾配）と 5-1（射流勾配）の水面形について、実験結果と計算結果を比較して図-3.4 に示す。常流勾配では、合流直後の局所的な水位低下は再現されないものの、それ以外の領域では良好に再現されている。射流勾配については、合流点下流と支水路において誤差が現れるが、主路上流側水位や合流部の水面低下に関しては比較的良好な再現がなされている。なお、他のケースでも同様な傾向が認められた。

なお、4章で述べる鯖石川ダムの場合、合流部は堤体から約500m上流であり、合流部ではほぼ常流域が形成されているものと考えられる。よって、今回用いた合流モデルが適用できるものと判断した。

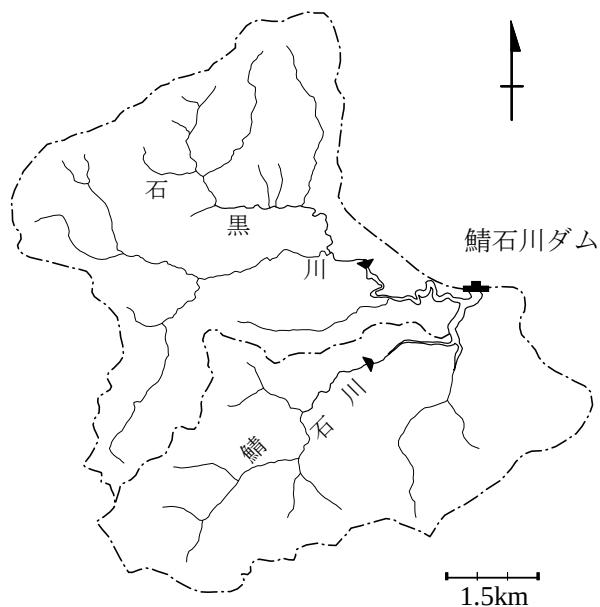


図-4.1 鯖石川ダム及びダム流域

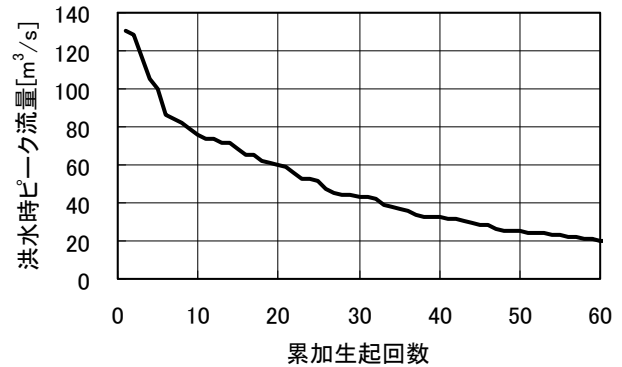
4.1 鯖石川ダムの概要

図-4.1に鯖石川ダムの流域平面図を、表-4.1にダム及び貯水池の諸元を示す。鯖石川ダムは新潟県柏崎市を流れる二級河川鯖石川に建設された、堤高37m、堤頂長170m、総貯水容量6,000,000 m^3 の重力式コンクリートダ

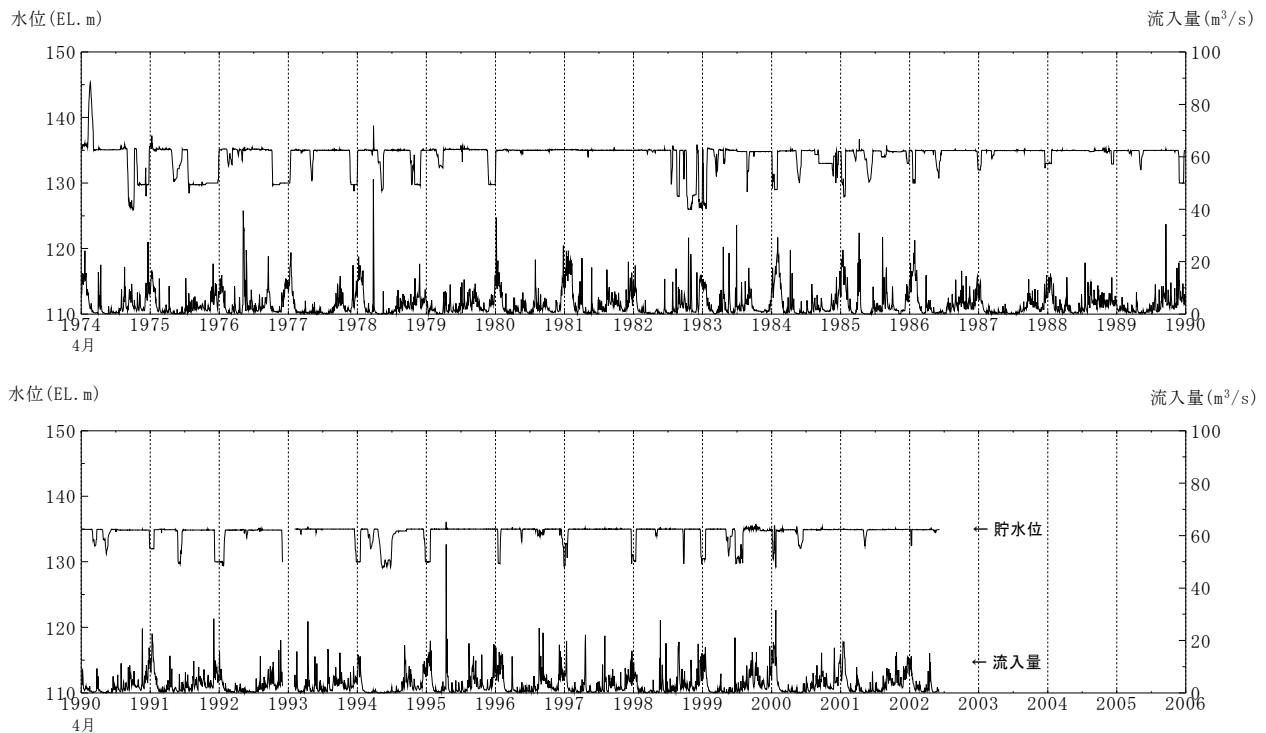
4. 鯖石川ダムの堆砂現象への適用

表－4.1 ダム及び貯水池諸元

ダ ム 名		鯖 石 川 ダ ム
河 川 名		鯖 石 川 水 系 鯖 石 川
位 置		新潟県刈羽郡高柳町大字田代
目 的		洪水調節・かんがい
ダ ム	集 水 面 積	km ² 46.00
	ダ ム 形 式	重力式コンクリートダム
	堤 高	m 37.00
	堤 頂 長	m 170.00
	堤 体 積	m ³ 87,500
	非 越 流 頂 標 高	ELm 147.00
	基 礎 岩 盤 標 高	ELm 110.00
貯 水 池	基 礎 岩 盤	泥 岩 及 び 砂 岩
	湛 水 面 積	km ² 0.56
	サ ー チ ャ ー ジ 水 位	ELm 140.50
	常 時 満 水 位	ELm 135.00
	最 低 水 位	ELm 129.75
	堆 砂 面 標 高	ELm 129.75
	洪水調節利用水深	m 10.50
	かんがい等利用水深	m 5.25
	総 貯 水 量	m ³ 6,000,000
	洪水調節容量	m ³ 4,100,000
	かんがい容量	m ³ 1,000,000
	堆 砂 容 量	m ³ 900,000
効 果	計 画 高 水 流 量	m ³ /S 410
	計 画 放 流 量	m ³ /S 160
	調 節 流 量	m ³ /S 250
	ダム設計洪水流量	m ³ /S 1,060
	かんがい補給面積	ha 1,645



図－4.2 1974～2002 年の期間の洪水累加生起回数
(春期の融雪出水は除く)



図－4.3 貯水池流入量及び貯水位時系列 (1974～2002)

ムである。洪水調整、灌漑用水の補給を目的とした多目的ダムであり、昭和46年(1974)に完成した。主要流入河川は鯖石川と石黒川であり、両川でダム集水域(46km²)

の85%を占める。貯水池は主に鯖石川・石黒川の旧河道から成り、貯水池内に合流部を形成する。

鯖石川ダムの流入土砂の多くは、夏から秋にかけての

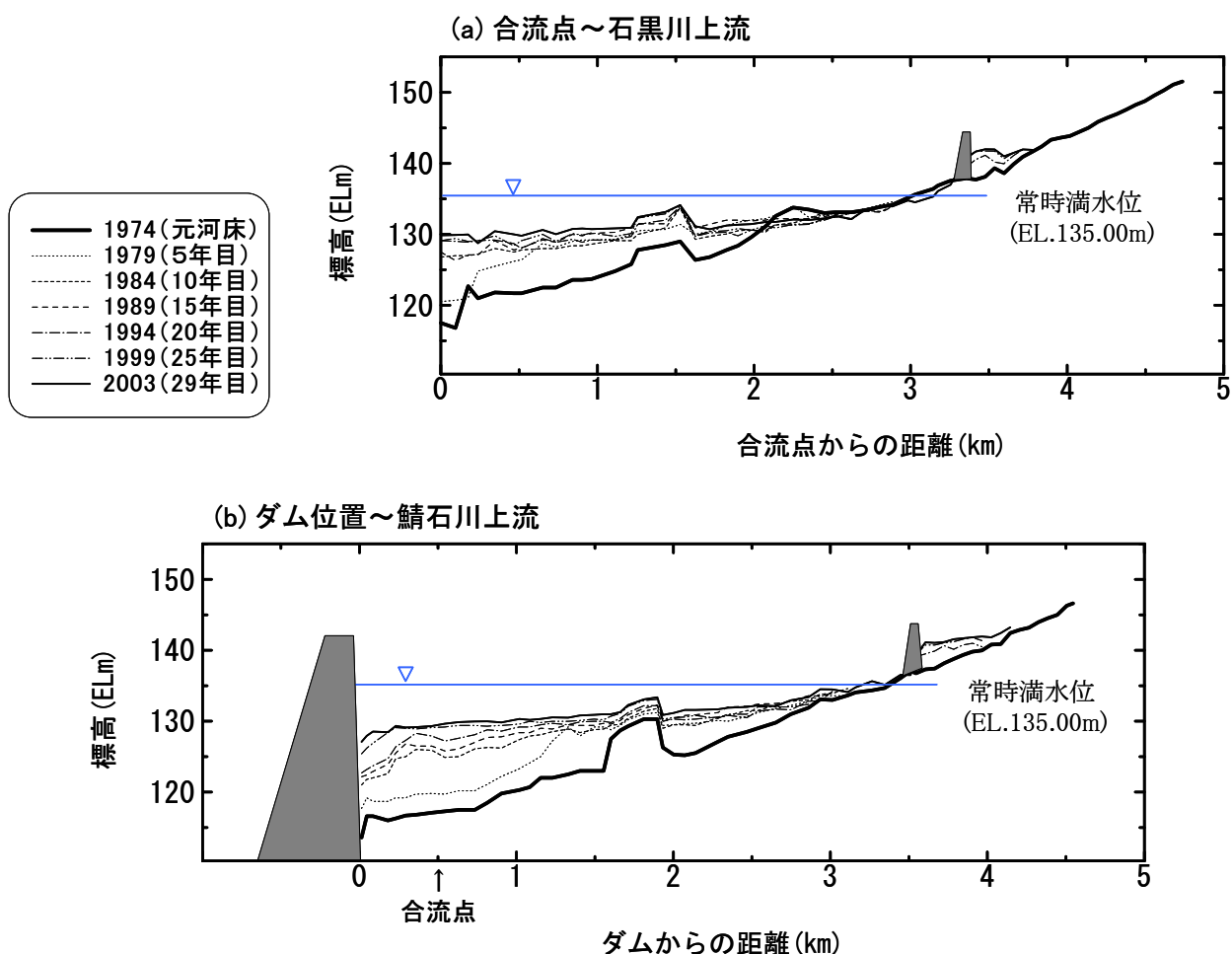


図-4.4 堆砂最新河床縦断形状の経年変化

表-4.2 検討で用いた調査・データ項目

調査項目	データ項目	主な使用目的	仕様(鯖石川ダムの場合)
ダム運用記録	流入量	捕捉率の推定, 堆砂実績の選定, 数値シミュレーション	10分～1時間ピッチ(ピーク $30\text{m}^3/\text{s}$ 以上の洪水時)
		捕捉率の推定, 堆砂実績の選定	日平均値(全期間)
	貯水位	堆砂実績の選定	日平均値(全期間)
		数値シミュレーション	10分～1時間ピッチ(対象洪水時のみ)
深浅測量	堆砂縦断形状	ボーリング地点の決定	1年ごと(全期間)
	堆砂横断形状	粒径別堆砂量の算定, 数値シミュレーション	
ボーリング調査	堆砂粒度分布	粒径別堆砂量の算定, 粗粒分・細粒分の区分	鉛直分布(1m間隔)を18地点
	堆砂空隙率		
洪水時SS調査	SS濃度	SS流入特性の把握, 数値シミュレーション, モデル検証, 推定された $\alpha \cdot \beta$ の検証	ピーク $90\text{m}^3/\text{s}$ 洪水時: 流入点と放流点で各12回
	SS粒度分布		ピーク $30\text{m}^3/\text{s}$ 洪水時: 流入点と放流点で各10回

降雨性の洪水と、春先の融雪出水によってもたらされる。図-4.2 に示す既往洪水の発生状況及び図-4.3 に示す流入量及び貯水位の時系列によれば、ピーク流量 $100\text{m}^3/\text{s}$ を越える洪水はダムが建設されてから29年の間に5回生じている。また、ピーク流量 $40\text{m}^3/\text{s}$ 程度以上の洪水は1年に1回程度の確率で生起していることになる。融雪出水の規模は年によって大きく変化するが、大規模な年に

は日平均流量 $20 \sim 30\text{m}^3/\text{s}$ の出水が約60日継続したこともある。なお、現地では融雪出水期に水位低下操作を実施する 경우가多く、このとき堆砂の一部がダムから流出していることが考えられる。

図-4.4 に堆砂の最深縦断形状の経年変化を示す。なお、堆砂がある程度進行している断面では、堆砂標高は概ね横断方向に一様になっていた。図-4.4(a)は合流点

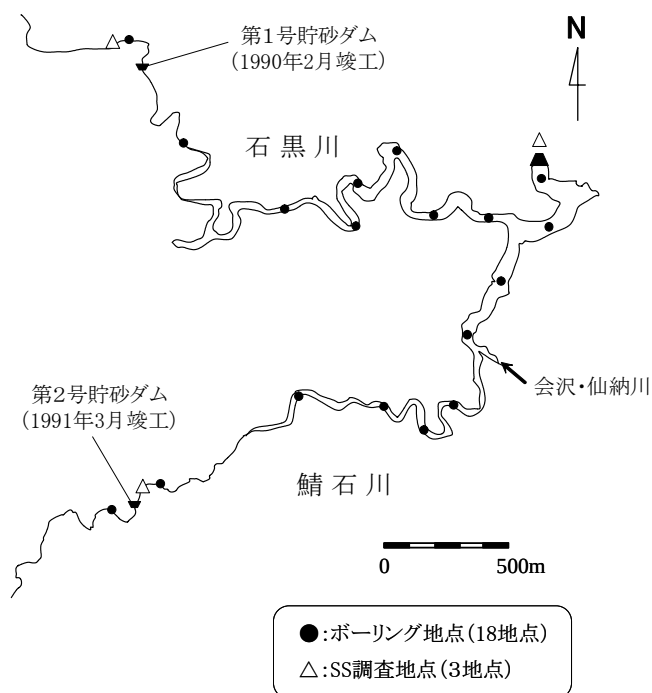


図-4.5 ボーリング地点及びSS調査地点

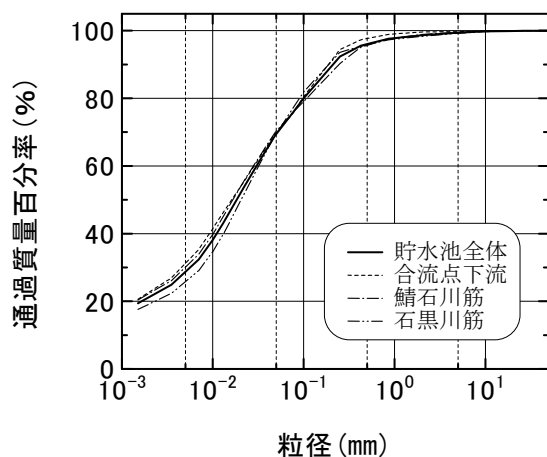


図-4.6 堆砂粒度分布(区間別)

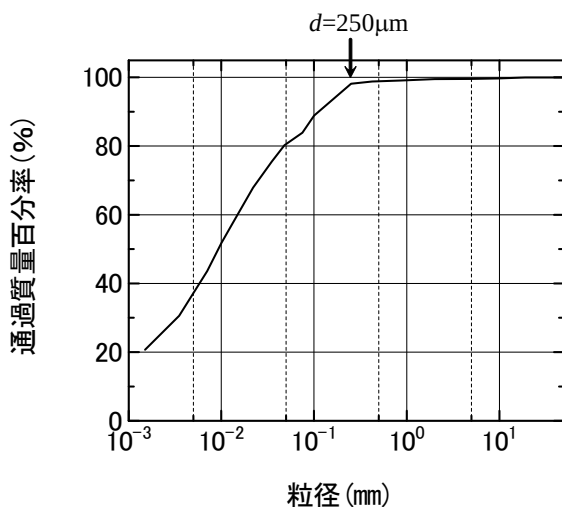


図-4.7 堆砂粒度分布(ダム直上流部)

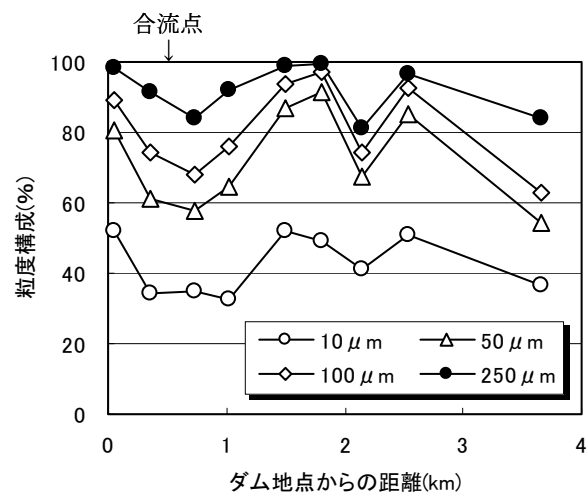


図-4.8 堆砂粒度分布の上下流報告分布(鯖石川)

～石黒川筋上流、図-4.4(b)はダム地点～鯖石川筋上流を表している。堆砂は貯水池全体で進行しており、鯖石川筋と石黒川筋で大きな違いは見られない。また、明確な堆砂肩も特に見られないが、この原因として微細粒子が多く堆積していることや、水位低下操作の影響が考えられる。

4.2 検討に用いたデータ

本検討で用いたデータの一覧を表-4.2に示す。表中、ダム運用記録及び深浅測量データはダム管理データとして蓄積されているものである。また、ボーリング調査、洪水時SS調査が、今回の流入土砂量推定のために新たに実施された調査であり、それぞれ2002年及び2003年の8、9月に実施している。図-4.5には貯水池内のボーリング位置及び洪水時のSS調査地点を示す。

4.3 堆砂の粒度分布と粒径区分

ボーリング調査から得られた試料の粒度分布の結果(各粒径区分の割合)を試料採取位置周辺の堆砂体積に掛けて積分することにより算定した堆砂の粒度分布を図-4.6に示す。図中の合流点下流はダム地点～合流点の間を、鯖石川筋は合流点より上流の鯖石川河道区間を、石黒川筋は合流点より上流の石黒川河道区間を意味する。同図より、鯖石川筋、石黒川筋、及び合流点下流部いずれの区間の堆砂もほぼ同じ粒度構成になっており、全堆砂量の8割が100 μm 以下の微細粒子によって占められていることがわかる。なお、堆砂のD60と空隙率の関係

表-4.3 堆砂の粒径区分

	粒 径 No	粒径区分 [mm]	代表粒径 [mm]
細 粒 分	1	～ 0.0035	0.0035
	2	0.0035 ～ 0.010	0.0059
	3	0.010 ～ 0.022	0.015
	4	0.022 ～ 0.048	0.032
	5	0.048 ～ 0.10	0.069
	6	0.10 ～ 0.25	0.16
粗 粒 分	7	0.25 ～ 0.85	0.46
	8	0.85 ～ 4.8	2.0
	9	4.8 ～ 19	9.5
	10	19 ～ 38	27

は全国のダムのそれ¹⁰⁾と同様であった。

図-4.7 にダム直上流部の堆砂粒度分布を示す。図より、粒径 250 μm 以上の土砂は 2% とほとんど存在しておらず、この粒径より大きな土砂はダム直上流地点まで到達しておらず、観測時点までの期間では貯水池にはほぼ全量捕捉されていると考えられる。

そこで次に、堆砂粒度分布の上下流方向の変化（鯖石川本川）を図-4.8 に示す。合流点付近に 250 μm 以上の成分の堆積がみられるが、ダム地点までは到達していない。また、合流点より上流では粗粒化と細粒化を繰り返しているが、極端な変動は見られず、ほぼ連続的に変化しており、同図は現地の堆砂粒度構成をある程度代表しているものと考えられる。よって、全量捕捉・部分捕捉の境界としてダム直上流の堆砂粒度分布の勾配変化点である 250 μm を設定した。この場合、鯖石川ダムでは細粒分の占める割合が全堆砂量の 90% 程度と大きく、粗粒分に比較して細粒分の推定が重要である結果となった。全堆砂量の粒度分布を適切に表現することを考慮して、以下の検討では表-4.3 に示すように、粒径 250 μm 以下の成分を細分化した 6 粒径、250 μm 以上を 4 粒径の合計 10 粒径を代表粒径とし流入土砂量を推定することとした。

なお、図-4.8 の 1km と 2km 地点付近において堆砂の粗粒化が生じているが、両地点とも明確な要因は今のところ不明である。しかし 1km 地点に関しては、粗粒化の要因の 1 つとして、直上流部の支川からの流入（図-4.5 参照）によって平均流速が増大することにより、細かい粒径成分の堆積が粗い成分のそれと比べて相対的に減少したことが考えられる。また、そのほかの要因として貯水池断面形状や流水断面積の河道縦断変化も考えられたが、これら因子と粗粒化の間には特に関係は見られなかった。

4.4 粗粒分流入土砂量の推定

粗粒分流入土砂量の推定方法としてまず上流河道の代表断面、勾配を選定し、流砂量公式（掃流砂：芦田・道上式²⁾；浮遊砂：芦田・道上式⁷⁾）による推定を試みたが、堆砂実績よりも数十倍大きな結果となった。これは河道への供給土砂量が河道のもつ土砂輸送力より遙かに小さいことを意味しており、流砂量式による表現に意味がないものと判断される。そこで式(2.1)を用いて係数 α_j 、 β_j 及び Q_{qj} の同定を行った。粗粒分では、まず次式で示す残差が最小になるように β_j と Q_{qj} を同定する。

$$\tilde{\varepsilon}_j = \sum_{i=1}^N \left| [\tilde{V}_{s0j}]_i - [\tilde{V}_{sj}]_i \right| \quad (4.1)$$

ここに N は同定対象年数、 $[\tilde{V}_{s0j}]_i$ 、 $[\tilde{V}_{sj}]_i$ は対象期間の

総堆砂量で無次元化された粒径 j の年堆砂量の実測値と推定値であり、次式で表される。

$$[\tilde{V}_{s0j}]_i = [V_{s0j}]_i / \sum_{m=1}^N [V_{s0j}]_m \quad (4.2)$$

$$[\tilde{V}_{sj}]_i = [V_{sj}]_i / \sum_{m=1}^N [V_{sj}]_m \quad (4.3)$$

$$= \sum_{k=1}^{n_j} \gamma_{jk} \int_k Q^{\beta_j} dt / \sum_{m=1}^N \sum_{k=1}^{n_m} \gamma_{jk} \int_k Q^{\beta_j} dt$$

ここに式(4.2)の $[V_{s0j}]_i$ はある年 i における粒径 j の年

堆砂量実測値であり、式(4.3)の捕捉率 γ_{jk} は粗粒分の場合

は 1 である。式(4.3)は $[V_{sj}]_i$ に式(2.2)を代入したもの

であるが、無次元化によって α_j が消去されている。よって、式(4.1)からは β_j と Q_{qj} が同定される。なお、 β_j の検索範囲については、既往の流砂量式や SS と流量の現地調査等で報告されている $\beta_j = 2 \sim 3$ 程度を参考とし、それらを十分包括できるように 1～5 とした。 Q_{qj} については 0～20 m^3/s の間で検索させた。 β_j 、 Q_{qj} の検索範囲とも現時点では便宜的なものであり、今後、調査事例の蓄積によって合理的な設定方法を考えていく必要がある。

次に α_j については、流入河川や粒径によって値がかなり大きく変化すると思われ、また実測データの入手も困難である。そこで、 α_j に関しては検索範囲を設定せず、同定された β_j 、 Q_{qj} を用いて次式のように総堆砂量が推定

表-4.4 α 、 β の推定結果（粗粒分）

粒径	代表粒径	鯖石川筋		石黒川筋	
No	[mm]	α	β	α	β
7	0.46	4.9×10^{-4}	1.0	3.1×10^{-6}	2.0
8	2.0	1.1×10^{-4}	1.0	8.5×10^{-7}	2.2
9	9.5	3.1×10^{-6}	1.6	1.7×10^{-8}	3.0
10	27	9.0×10^{-12}	5.0	2.8×10^{-12}	5.0
足切流量		$Q_c = 12 \text{ m}^3/\text{s}$		$Q_c = 12 \text{ m}^3/\text{s}$	

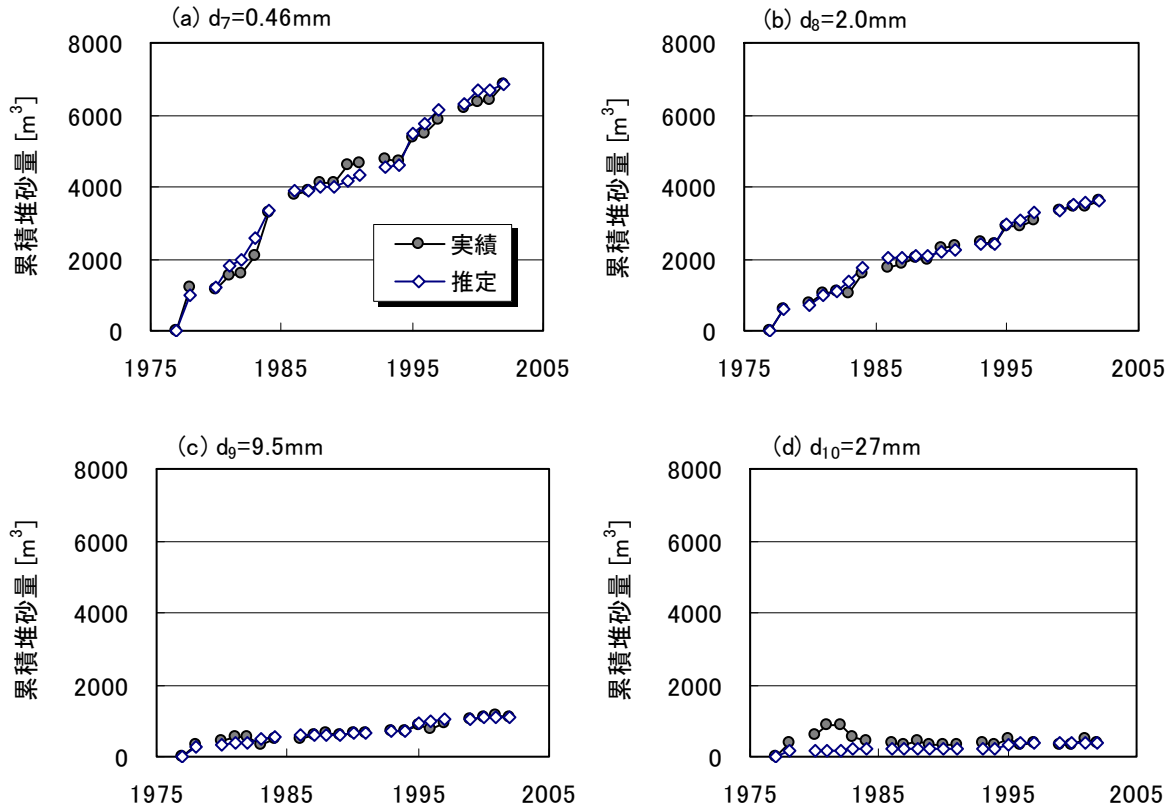


図-4.9 粗粒分の推定結果（例：石黒川）

と実績で一致するように α_j を逆算することとした。

$$\alpha_j = \sum_{i=1}^N [V_{s0j}]_i / \sum_{m=1}^N \sum_{k=1}^{n_m} \gamma_{jk} \int_k Q^{\beta_j} dt \quad (4.4)$$

同定に用いた実測データは式(4.2)に示す粒径別年堆砂量 $[V_{s0j}]_i$ であるが、大きな出水がないにも拘わらずやや大きい堆砂量が生じるなど、いくつかの年については流量との相関の認められない年が存在した。この原因は明確でないがボーリングや堆砂測量が堆砂域の一部に行

われているのみであり、年堆砂量の精度に問題があることなどが考えられるが、大部分の年では相関が認められており、これらの年のデータを用いてパラメータの同定を行うことで流砂量の推定精度を確保することができると判断した。そこで、年堆砂量の実測値と流量のべき乗 Q^m の年積分値($m=1 \sim 5$)を比較し、いずれの m においても相関がほとんどない年の実測データは同定に使用しないこととした。その結果、全29年分の実測データから21年分が選定された。なお、省略した年の堆砂は大きいものではなく、堆砂全体に占める割合は小さい。

年堆砂量の鯖石川と石黒川の分離は、合流点上流堆砂分については貯水池地形（鯖石川筋と石黒川筋）によっ

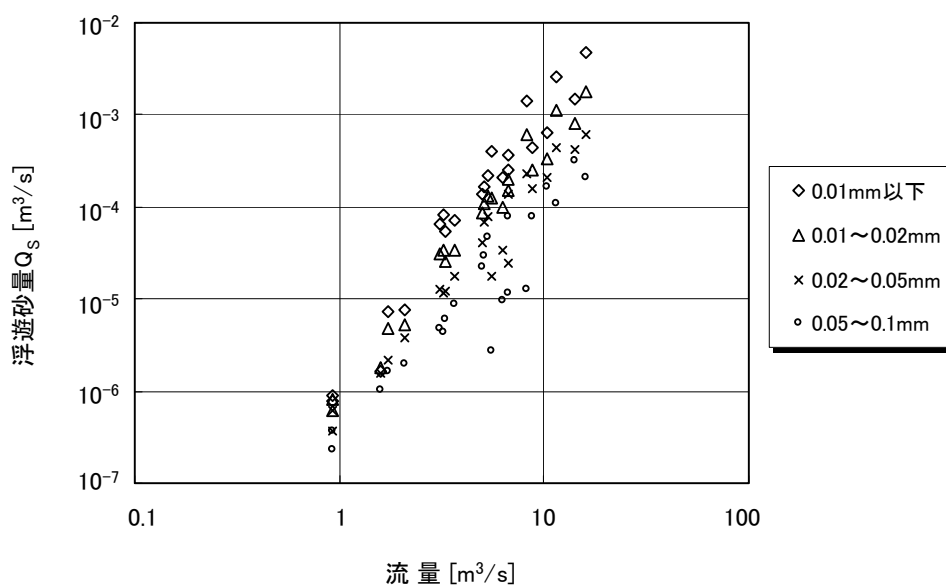
表－4.5 数値シミュレーションモデルの基礎式等

	基 礎 式	パラメータ値など
流れの連続式	$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0$	$\Delta x=30(\text{m})$
流れの運動方程式	$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q^2}{A} \right) = -gA \left(\frac{\partial H}{\partial x} + \frac{n^2 Q Q}{R^{4/3} A^2} \right)$	$\Delta t=0.1(\text{s})$ $n=0.03$
粒径別SS輸送方程式	$\frac{\partial (\bar{C}_j A)}{\partial t} + \frac{\partial (\bar{C}_j Q)}{\partial x} = B_{su} w_{sj} \bar{C}_j$	$B_{su}=A/h$

注) A :流水断面積, Q :流量, H :水位, R :径深, $\bar{C}_j$:粒径 j の断面平均SS濃度, h :水深, n :マンニングの粗度係数

表－4.6 洪水時 SS 調査から得られた係数 α 、 β

粒径区分 [mm]	鯖石川筋		石黒川筋	
	α	β	α	β
～ 0.01	1.2×10^{-6}	3.0	4.6×10^{-7}	3.3
0.01 ～ 0.022	9.2×10^{-7}	2.8	4.8×10^{-7}	3.0
0.022 ～ 0.048	5.7×10^{-7}	2.6	3.7×10^{-7}	2.9
0.048 ～ 0.10	3.4×10^{-7}	2.3	2.9×10^{-7}	2.7



図－4.10 粒径別浮遊砂量と流量の関係（例：鯖石川）

て、下流堆砂分については、合流点上流における各川筋の粒径別堆砂量比率によって配分して行った。

表－4.4 に同定されたパラメータを、図－4.9 に例として石黒川における粒径別の推定結果を示す。図は累積堆砂量の経年変化を比較したものである。グラフ中のブランクは選定によって除かれた年である。図より、 $d7(0.46\text{mm})$ 、 $d8(2.0\text{mm})$ 、 $d9(9.5\text{mm})$ の成分については堆砂実績をよく近似できていることがわかる。 $d10(27\text{mm})$

は実測値に累積堆砂量が減少する期間が生じており、こうした状況は再現できていないが、この粒径成分が全堆砂量に占める割合は約 0.1%と小さく、特に問題視することはないものと判断される。

4.5 細粒分流入土砂量の推定

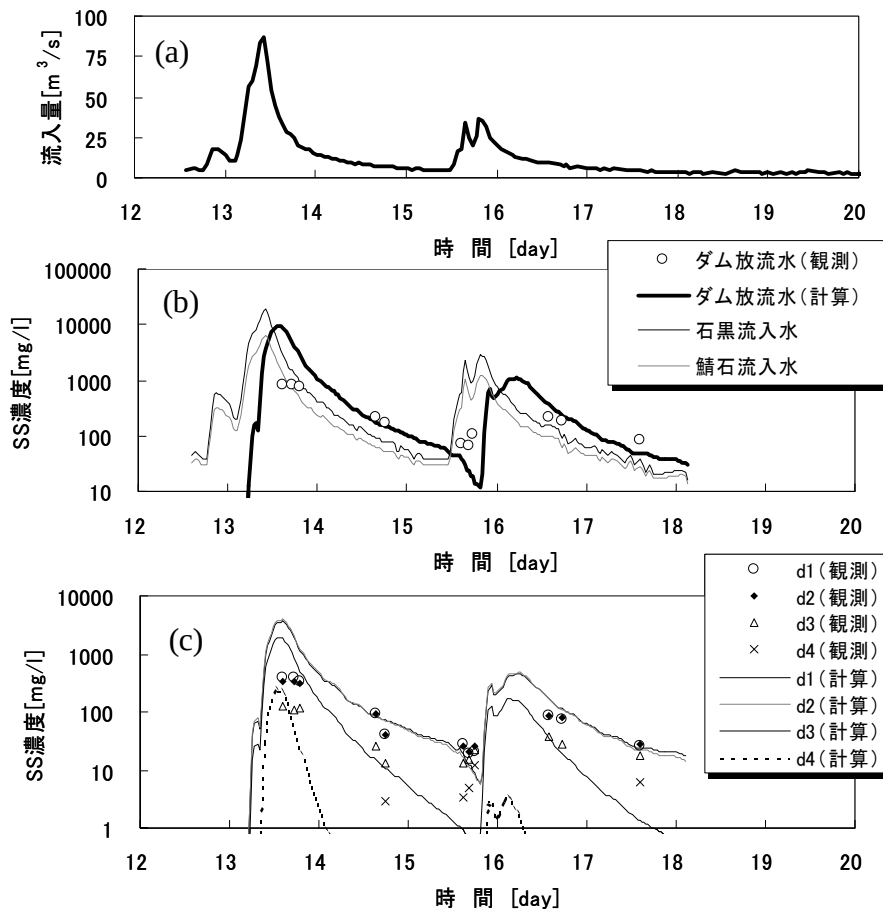


図-4.11 シミュレーションモデルの検証

4.5.1 数値シミュレーションモデルの作成と検証

細粒分についても式(2.1)により表現し、パラメータの同定を行うが、同定に当り捕捉率 γ_k の推定が必要になる。

γ_k の推定のため数値シミュレーションモデルを作成した。基礎式等を表-4.5に示す。モデルは1次元不定流モデルに粒径別SS輸送方程式を連立したものである。粒子の沈降速度はRubey式で与え、SSの再浮上は生じないものとした。計算スキームはMacCormack法である。

このモデルの有効性を調べるため、前述2003年9月洪水の再現計算を実施した。再現計算の際、上流端で代表粒径毎にSS濃度を与える必要があるが、ここでは同時に観測された流入SS濃度と粒度分布のデータを用いて、粒径区分毎の流砂量を算定し、各粒径の流砂量式 $\alpha_j Q^{\beta_j}$ を決定した。表-4.6に観測値から求められた粒径別の α_j 、 β_j を、図-4.10に鯖石川での流量と表-4.6の粒径区分に基づいて算出した流入土砂量の関係を示す。但し、ここでは傾向を見易くするために粒径区分は4区分としている。いずれの粒径も比較的良好な相関関係を示していることがわかる。

計算結果と観測結果の比較を図-4.11に示す。この計算では流砂量式の α_j 、 β_j を表-4.3に示す代表粒径によって求めている。図-4.11の(a)は流入量の観測値、(b)はダム放流水のSS濃度の観測値と計算値の比較、(c)は放流水SS濃度を表-4.3の代表粒径ごとに比較した結果である。なお、(b)には観測値から求めた流砂量式により計算した流入SS濃度の時系列も一緒に示してある。

(b)よりダム放流SS(○印)全体の良好な再現性(太実線)が確認される。また(c)の粒径区分ごとの濃度変化もSS濃度の低い領域を除けば比較的良好な一致をみており、実測、計算のいずれにおいてもd1~d4の全ての粒径において放流が生じている。

ここで用いたモデルは比較的单純なモデルであるが、以上の比較検証から鯖石川ダムにおける洪水時の細粒分の捕捉率計算には有効と判断する。

なお、図-4.11(c)の観測値において洪水後期に比較的に粗い粒径成分(d4)が放流されている様子が見られるが、これは鯖石川ダムのゲート運用の影響が原因の1つとして考えられる。当該ダムは放流設備としてクレストゲート(洪水吐; 越流頂標高EL135.00m)、ホロージェットバ

ルブ（常用放流管；呑口標高 EL129.75m）等を有しており、図-4.4 の堆砂縦断形状からも明らかなように、ダム直上の堆砂位は常用放流管の呑口付近まで到達している。したがって、常用放流管からの放流水は堆砂面付近に存在する比較的粒径の粗い成分を多く含んでいるものと思われ、洪水後期に常用放流管からの放流量が支配的になったときに粒度分布に粗い粒径成分が現れたことが考えられる。

4.5.2 捕捉率の支配因子

本研究で用いた数値シミュレーションモデルは前述のように比較的単純であるが、既往の洪水全てを計算対象とした場合、かなりの時間と労力を必要とする。そこで本手法では γ_k の主な支配因子として貯水地形状・洪水・ α_j ・ β_j を考え、これら因子を段階的に変化させて SS 計算を行い、 γ_k を推定するための簡易式を代表粒径（表-4.3）毎に作成することとした。

本節では具体的な推定手順の説明に入る前に、まず γ_k との関係がやや不明確な α_j ・ β_j について両者の関係を概略把握しておく。

ある洪水 k における粒径 j の捕捉率 γ_{jk} について考えてみる。まず、単位時間あたりの貯水池流入 SS 量 Q_{sj} は式(2.1)で表されるものとする。

次に貯水池形状を横断形状が一様な矩形水路に置き換え、上流端から SS 濃度 $\bar{C}_j$ の濁水が断面一様に流量 Q で流入する場合の水路区間長 L における土砂捕捉現象を考えてみる。ここで土砂捕捉は SS の沈降によってのみ生じ、流入水の SS 濃度は水路区間 L を流下する間に大きく変化しないものとする、水路区間 L における単位時間あたりの捕捉土砂量 ΔV_{sj} は次式で表される。

$$\Delta V_{sj} = A_0 w_{sj} \bar{C}_j = A_0 w_{sj} \alpha_j Q^{\beta_j - 1} \quad (4.5)$$

ここに A_0 は水路区間 L の底面積である。

ここで流入量 Q が時間的に緩やかに変化し、水路内の SS 濃度が空間的に一様状態を保ちながら時間的に変化するものとするれば、ある洪水波形 k による γ_{jk} は式(2.1)、(4.5)を用いて次式で表現できる。

$$\gamma_{jk} = \frac{\int_k \Delta V_{sj} dt}{\int_k Q_{sj} dt} = A_0 w_{sj} \frac{\int_k Q^{\beta_j - 1} dt}{\int_k Q^{\beta_j} dt} \quad (4.6)$$

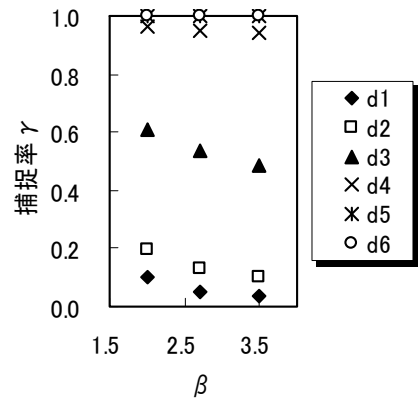


図-4.12 β による γ の変化

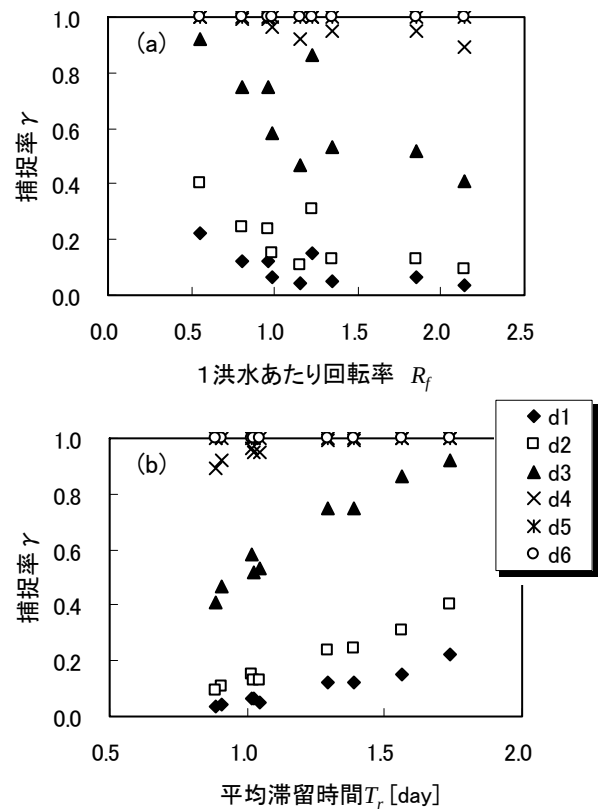


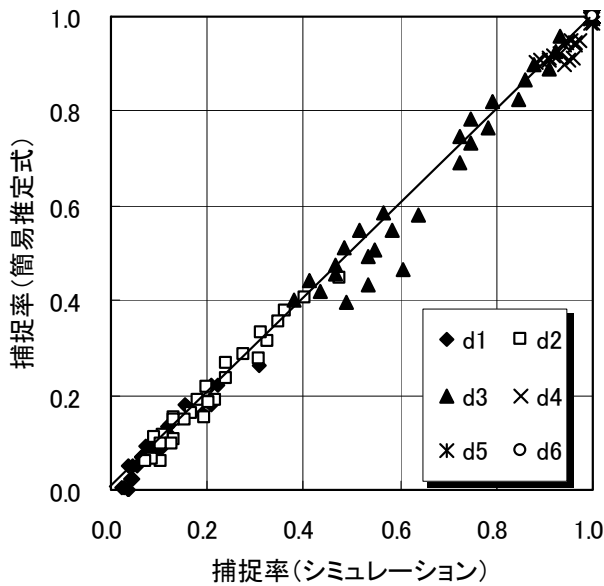
図-4.13 洪水規模による γ の変化 ($\beta=2.7$)

式(4.6)より、 α_j は定数のため消去されて γ_{jk} に影響を及ぼさないと考えられる。一方、 β_j については Q が定常であれば γ_{jk} に影響を及ぼさないことが考えられるが、 Q が洪水波形のように非定常の場合、 γ_{jk} は β_j によって変化するものと推測される。

なお、以上の検討では貯水池での土砂捕捉現象をかなり単純化して取り扱っており必ずしも一般性を有するものではないが、 α_j 、 β_j と γ_{jk} の因果関係を概念的にはある程度把握できるものと思われる。

4.5.3 捕捉率の計算

前節冒頭で述べたように、貯水池形状・洪水・ α_j ・ β_j



図－4.14 簡易推定式と数値シミュレーションの比較

表－4.7 捕捉率推定に使用した係数の一例(鯖石川筋)

係数	代 表 粒 径					
	1	2	3	4	5	6
<i>a</i>	-0.058	-0.062	-0.048	-0.007	0.000	0.000
<i>b</i>	0.200	0.340	0.580	0.110	0.000	0.000
<i>c</i>	0.024	-0.034	0.077	0.850	1.000	1.000

表－4.8 α 、 β の推定結果(細粒分)

粒径 No	代表粒径 [mm]	鯖石川筋 α	β	石黒川筋 α	β
1	0.0035	6.1×10^{-6}	3.3	5.6×10^{-6}	3.0
2	0.0059	2.0×10^{-6}	3.2	2.5×10^{-6}	2.9
3	0.015	3.4×10^{-6}	2.6	4.3×10^{-6}	2.4
4	0.032	3.0×10^{-6}	2.4	6.1×10^{-6}	2.1
5	0.069	1.4×10^{-6}	2.4	3.6×10^{-6}	2.2
6	0.16	2.1×10^{-6}	1.9	3.7×10^{-6}	2.1
足切流量		$Q_c = 4 \text{ m}^3/\text{s}$		$Q_c = 4 \text{ m}^3/\text{s}$	

を変化させて SS 計算を実施し、 γ_{jk} の簡易推定式を代表粒径毎に作成する。なお、 α_j については前節 4.5.2 の検討と同様、 γ_{jk} への影響がほとんど見られない計算結果となったので、検討結果については以下省略する。貯水池形状には対象年の堆砂測量データを用い、洪水についてはピーク流量の異なる 9 個の実洪水波形を用いて計算により捕捉率を算定した。 β_j は表－4.6 の観測結果を参考に 3 ケース設定した。以下では鯖石川筋を例として簡易式作成手順を説明する。

図－4.12 は、同じ貯水池形状・洪水波形条件下での γ_{jk}

と β_j の関係例である。図中の d1～d6 は表－4.3 のそれらと対応している。いずれの粒径も β_j の増加に伴って γ_{jk} は単調に減少する傾向が見られた。これは式(4.6)で示したように流入波形が非定常に変化したことによるものと考えられる。

図－4.13(a)、(b)は β_j を 2.7 に固定して計算した γ_{jk} と洪水の関係である。 γ_{jk} に対する貯水池及び洪水の特性を表す指標として、1 洪水あたり貯水池回転率 R_f が知られているが¹¹⁾、ここでは R_f の他、時間を内包するパラメータである平均滞留時間 T_r についても検討した。ここに、 R_f は 1 洪水あたりの総流入量を洪水直前の貯水容量で除したものであり、 T_r は洪水直前の貯水容量を洪水期間中の平均流入量で除したものである。図より、 R_f 、 T_r と γ_{jk} との比較的良好な関係を示しているが、 T_r の方がより高い相関を示しており、鯖石川ダムの場合は T_r を採用するものとした。

図－4.12、4.13 より、 γ_{jk} と β_j 、 T_r には直線的な関係があり、代表粒径毎の γ_{jk} は β_j と T_r の線形和によってある程度表現できると考えられる。そこで γ_{jk} の簡易推定式として次式を考え、最小自乗法によって各係数を求めた。

$$\gamma_{jk} = a \cdot \beta_j + b \cdot T_r + c \quad (4.7)$$

ここに、 a 、 b 、 c は粒径と貯水池形状によって定まる係数である。

図－4.14 に簡易推定式と数値シミュレーションによって計算された各粒径の捕捉率の比較を、表－4.7 に推定に用いた係数を示す。若干ばらつきの大きい粒径も見られるが、簡易推定式によって数値シミュレーションの捕捉率をよく再現できていると言える。以上が鯖石川筋に関するものである。なお、石黒川筋も多少の違いは見られたがほぼ同様の係数値が算出され、図－4.14 と同程度の推定精度が得られた。

4.5.4 対象年の選定

先に述べたように鯖石川ダムでは融雪出水期に水位低下操作が行われる場合があり、これらの年には水位低下期間中に堆砂の再浮上が生じ、多くの細粒分が流出していることが推察される。水位低下操作による堆砂の再浮上と流出は以上の検討では評価できないものであり、ここでは堆砂の再浮上が予想されるような水位低下操作が実施された年は同定対象年から除くこととした。その結果、6 カ年の堆砂実績が選定された。

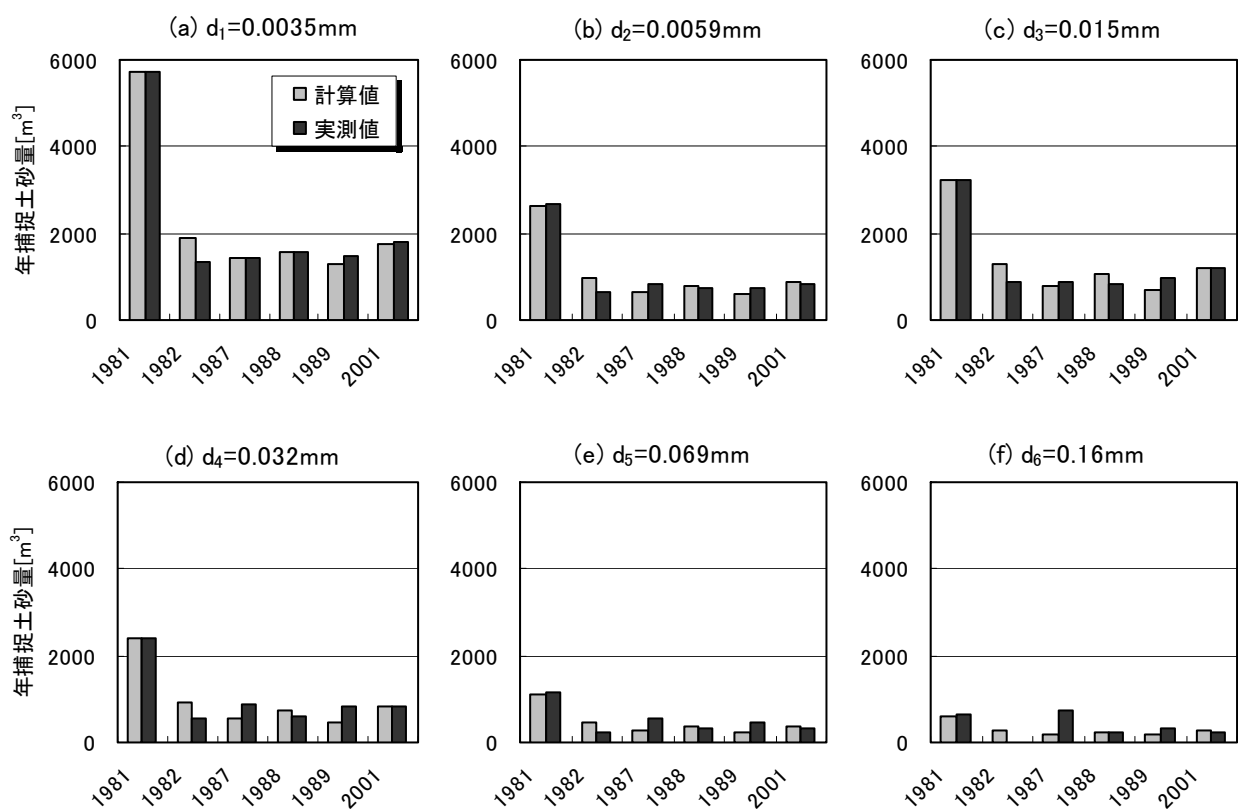


図-4.15 細粒分の推定結果（例：鯖石川）

表-4.9 細粒分の年間捕捉率（推定結果）

	鯖石川			石黒川		
	流入土砂量 (m³)	捕捉土砂量 (m³)	捕捉率	流入土砂量 (m³)	捕捉土砂量 (m³)	捕捉率
1981	5.2×10^4	1.6×10^4	0.30	7.7×10^4	2.8×10^4	0.36
1982	2.5×10^4	5.8×10^3	0.23	3.3×10^4	1.1×10^4	0.34
1987	8.0×10^3	3.8×10^3	0.48	1.4×10^4	7.8×10^3	0.54
1988	1.5×10^4	4.7×10^3	0.33	2.3×10^4	9.7×10^3	0.43
1989	6.0×10^3	3.5×10^3	0.58	1.2×10^4	7.4×10^3	0.63
2001	1.3×10^4	5.3×10^3	0.40	2.3×10^4	1.1×10^4	0.46

4.5.5 パラメータの同定方法

細粒分では次式の残差が最小となるように α_j 、 β_j 、 Q_{qj} を同定した。

$$\varepsilon_j = \sum_{i=1}^N | [V_{s0j}]_i - [V_{sj}]_i | \quad (4.8)$$

細粒分では、 α_j 、 β_j とも既往の調査報告や現地調査結果を参考として検索範囲を設定した。今回の場合、 α_j 、 β_j の検索範囲はそれぞれ $1.0 \times 10^{-7} \sim 8.0 \times 10^{-6}$ 、 $1.0 \sim 4.0$ とし、 Q_{qj} については $0 \sim 20 \text{ m}^3/\text{s}$ とした。なお、堆砂実績

の鯖石川起源と石黒川起源の分離は、合流点上流堆砂分については、粗粒分同様に地形にて、合流点下流堆砂分については、合流点上流における各川筋の粒径別年堆砂量比により配分して行った。

4.5.6 推定結果

式(4.8)により同定された細粒分のパラメータを表-4.8に示す。表より、同定された α_j 、 β_j は表-4.6の出水時SS調査から得た回帰式のパラメータと同程度の値となっており、妥当なものと考えられる。また、実測値では粒径が細くなるほど β_j が大きくなる傾向がみられて

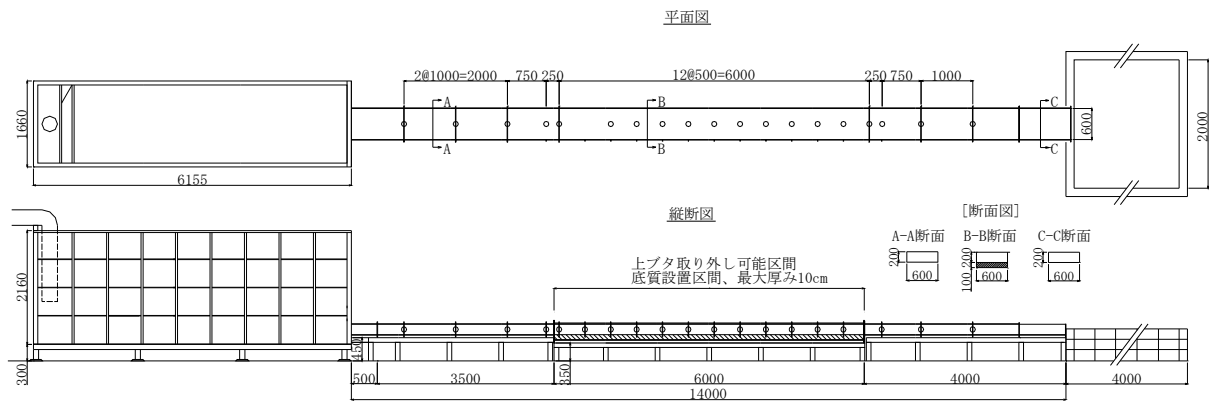
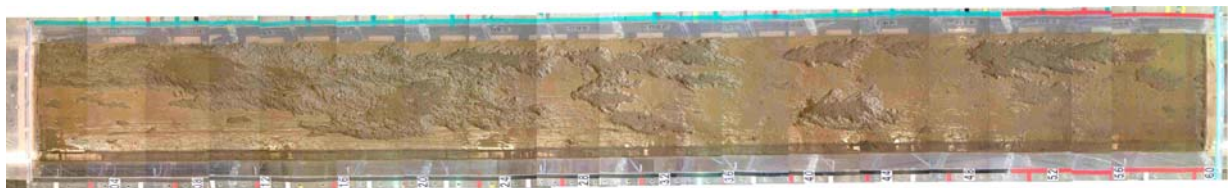


図-4.16 侵食実験水路概要



(a) 流量:210 l/s, 通水時間:2分01秒, 水温:24.5°C



(b) 流量:230 l/s, 通水時間:0分51秒, 水温:25.2°C

図-4.17 現地底泥試料の侵食状況（含水比 70%の場合）

いるが、同様の傾向は同定結果でも得られている。SS と流量の関係に関する既存の調査では粒径による影響が検討された例はなく、このような β の傾向が生じた理由は現時点では不明である。今後、他ダムでのデータ蓄積が期待される。また、足切り流量 Q_g は粗粒分より細粒分の方が小さくなった。粗粒分の多くはアーマーコートの破壊によって河道から供給されるのに対し、細粒分はそれに先行して降雨や表面流による斜面侵食からも生じることが考えられ、生産源の違いが Q_g に反映されたものと推察される。

図-4.15 に代表粒径毎の推定結果と堆砂実績との比較を示す。図には例として鯖石川筋の場合を示す。推定結果は年堆砂量の細かい変化までは表現できていないが、全体的には各粒径とも比較的良好に再現できていると考えられる。なお、各年の細粒分の捕捉率は表-4.9 に示すように2～6割で変動しており、微細粒子では捕捉率の影響が無視できないことが確認される。

4.6 微細粒子侵食モデルのパラメータ設定

鯖石川ダムの堆砂のほとんどは、0.2 mm 以下の微細土砂であり、粘着性を有すると考えられ、その侵食量は粘着性が考慮されていない掃流砂・浮遊砂量式では評価できないと考えられる。そこで、現地底泥を用いて基礎的な侵食実験を実施して、微細土砂の侵食特性をモデル化した。

侵食実験は、長さ 14 m × 幅 0.6 m × 高さ 0.2 m の透明アクリル樹脂製の矩形管路を、整流水槽に接続した模型を用いて実施した。管路の上流端から4～8 mの区間は、底面を 0.1 m 切り下げ、高さ 0.3 m としており、この落差 0.1 m 部分に供試体を敷き詰めて通水した(図-4.16)。実験では、含水比および砂との混合の影響をパラメータに、侵食限界流量および侵食速度を求めている。この実験では、微細土砂の侵食は粒径から計算される沈降速度よりはるかに大きな摩擦速度においても生じることとはな

表-4.10 侵食実験結果

実験ケース	粘土の含水比 (%)	砂混合率 (%)	流量 (L/s)	水温 (℃)	エネルギー勾配 I_e	摩擦速度 u^* (m/s)	侵食時間 (sec)	侵食速度 E (cm/s)	含水比 (%) (実験前、砂含む)	含水比 (%) (実験後、砂含む)
1-1	100	—	100	17.2	0.0021	0.0397	88	0.02402	103.1	95.6
1-2	100	—	120	17.0	0.0025	0.0428	281	0.00145	96.1	95.4
1-3	100	—	150	18.0	0.0068	0.0704	54	0.03942	100.4	95.8
2-1	80	—	180	24.0	0.0065	0.0689	258	0.03038	76.7	71.3
2-2	80	—	180	23.2	0.0051	0.0613	219	0.00033	81.7	80.7
2-3	80	—	190	18.7	0.0054	0.0632	241	0.00103	81.2	79.9
2-4	80	—	210	19.0	0.0079	0.0763	24	0.22792	80.7	74.3
2-5	80	—	210	22.2	0.0079	0.0763	26	0.00638	81.3	78.7
3-1	70	—	190	24.0	0.0062	0.0675	296	0.00182	69.8	73.1
3-2	70	—	210	24.5	0.0076	0.0749	121	0.00716	69.4	70.2
3-3	70	—	230	25.2	0.0076	0.0748	51	0.01303	71.3	67.6
4-1	100	20	130	23.8	0.0027	0.0443	96	0.01663	80.1	74.6
4-2	100	40	130	24.1	0.0032	0.0487	150	0.00534	62.5	55.4
4-3	100	60	130	23.0	0.0035	0.0506	1165	0.00069	37.3	34.8
4-4	100	80	130	23.5	0.0033	0.0493	600	0.00209	19.4	19.0

表-4.11 計算条件

説明	単位	値
計算時間刻み	sec	2
流下方向の空間刻み幅	m	60
流下方向の空間メッシュ数	個	129
横断面の鉛直方向分割厚さ	m	0.2
横断面の鉛直方向分割数	個	196
交換層厚	m	0.027
マンニングの粗度係数	$m^{-1/3} \cdot sec$	0.03
水の動粘性係数	m^2/s	0.000001
水の密度	kg/m^3	1,000
土粒子密度	kg/m^3	2,650
重力加速度	m/s^2	9.80665
カルマン定数	—	0.4
空隙率 (間隙率)	—	0.6

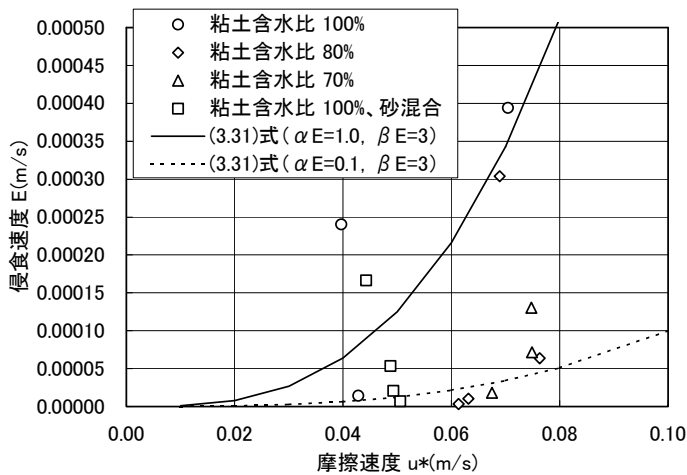


図-4.18 侵食実験結果の摩擦速度と侵食速度の関係

く、摩擦速度を徐々に増加させると、ある時点で急激に侵食が生じる状況が確認された。図-4.17 に侵食後の底泥の状態を示す。ある場所から侵食が始まると、その周辺が大きく侵食を受けるという極めて局所的な現象が生じている。表-4.10、図-4.18 に今回の実験における摩擦速度と侵食速度の関係を示す。摩擦速度は水路に設置したマノメータにより損失水頭を測定して求めた。侵食速度は侵食発生からの通水時間と実験終了後の侵食形状測定結果から求めた。実験結果は、かなりばらついており、このばらつきの原因としては、侵食が局所的かつ偶発的に発生していることが考えられる。このように、微細土砂の侵食現象は、かなり複雑で不安定である。

本研究では、3.5 節に示したように、関根⁸⁾の提案した式(3.31)を用いて侵食速度を評価し、侵食速度のモデル化を行った。関根はカオリン等を用いた実験により式(3.31)のパラメータとして、次式を提案している。

$$\alpha_E = \alpha_0 R_{wc}^{2.5} \quad (4.9)$$

$$\beta_E = 3 \quad (4.10)$$

ここで、 α_0 : 時季、粘土の質によって異なる係数、 R_{wc} : 水含有率(0~1) (粘土に対する含有水の重量比率、全て粘土の場合含水比と同じ) である。関根⁸⁾の実験結果か

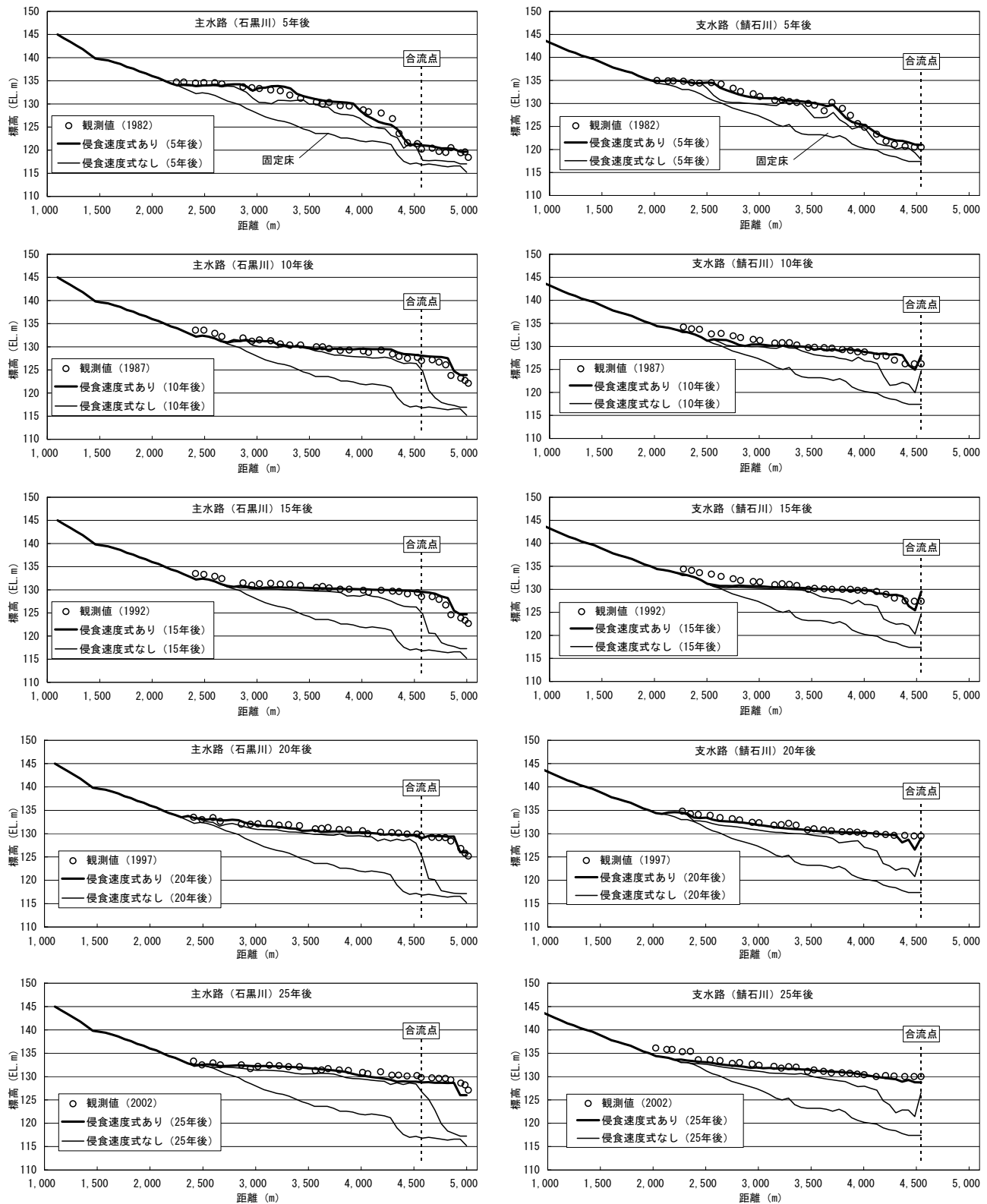


図-4.19 計算結果の堆砂縦断形状

らは、 α_0 の値として、試料 S. A. Clay に対して夏季で $3.89 \times 10^{-5} \text{ s}^2/\text{cm}^2$ 、冬季で $2.44 \times 10^{-5} \text{ s}^2/\text{cm}^2$ 、試料 T. A. Kaolin に対して夏季で $1.15 \times 10^{-5} \text{ s}^2/\text{cm}^2$ 、冬季で $0.788 \times 10^{-5} \text{ s}^2/\text{cm}^2$ の値が得られている。水含有率 R_w を $0.6 \sim 1.0$ まで変化させた場合、 α_E の値は $0.022 \sim 0.389$

s^2/m^2 の範囲で変化する。

本研究で対象とする土砂は、関根が用いた材料と異なるので、新たに定数の同定を試みた。図-4.18 には、式 (3.31) の定数 α_E の変化による影響を示すために、 $\alpha_E = 0.1$ および $1.0 \text{ s}^2/\text{m}^2$ ($\beta_E = 3$) の場合の式 (3.31) の値を

示しているが、実験値はこれらの α_E の範囲以上にばらついている。

そこで、実験値を参考に u_{*E} 、 α_E の値を $u_{*E} = 0.05 \sim 0.07$ m/s、 $\alpha_E = 0.1 \sim 1.0$ s²/m²の範囲で変化させ、水位低下による土砂移動が大きかった年を対象に再現計算を行い、 u_{*E} 、 α_E を同定することとした。

計算の結果、上述の範囲においては、計算結果に大きな差は見られず、観測結果の堆砂の進行がよく再現されていた。これらの値の堆砂計算に与える影響が小さかった理由は今後の課題としたいが、侵食時には微細土砂が交換層から急激に抜け落ち表面が粗粒化する影響等が考えられる。

これより、侵食実験の結果におけるばらつきの範囲内では、堆砂計算に与える影響は小さいものと考え、侵食速度式のパラメータについて $\alpha_E = 0.5$ s²/m²、 $\beta_E = 3$ 、 $u_{*E} = 0.05$ m/sを採用した。対象とする試料が異なるが、今回用いた α_E の値は、関根⁸⁾の値と比較するとやや大きめの値となっている。

4.7 計算条件

その他の計算条件を表-4.11に示す。交換層厚は、河床材料の最大粒径程度の値が与えられる場合が多く、ここでも最大粒径の値を与えた。貯水池形状については、60 m間隔で計算格子を作成し、測量結果から内挿して断面形状データを作成した。なお、鯖石川ダムには、ダム建設前に河道を田畑として利用するために作られた「マブ」と呼ばれる湾曲部をショートカットする手彫りの水路トンネルが存在しており、かなりの水量がこの水路を通過していると考えられる。このため計算用の貯水池形状についてもショートカットした形状を作成した。また、浮遊砂の浮上・沈降が生じる川幅 B_{su} には、流水断面積を最大水深で割ることにより求めた平均的な川幅を与えた。

4.6節で述べた底泥の侵食速度式については、粒径が0.1 mm以下の代表粒径1~5について浮遊砂の浮上量の算定に用いることとした。また、これらの粒径では、摩擦速度が侵食限界摩擦速度以下の場合、掃流砂量についても生じないものとした。

計算の対象とする期間は、建設直後の工事や初期の地形変化等の影響を受ける初期の数年を除いた1977年~2002年の25年間とした。なお、計算負荷の軽減のために、土砂流入および土砂移動への影響が大きい流入量、出水状況、貯水位低下状況を考慮して、計算期間の短縮を行った。境界条件として、得られた流入量と貯水位の

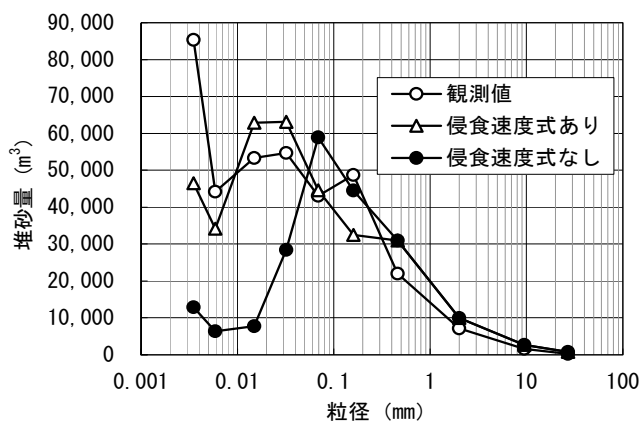


図-4.20 計算結果の粒径別堆砂量（2002年）

データを用いて計算領域の上流端に流入量と流入土砂量、下流端に貯水位を与えた。

計算は侵食速度式を用いた場合と用いない場合の2つの条件について実施した。

4.8 計算結果と考察

4.8.1 侵食速度式の影響

微細土砂の侵食速度式を導入した場合としない場合について、堆砂縦断形状の計算結果を観測結果と比較して図-4.19に、2002年の粒径別の堆砂量（空隙を含まない実質量）の結果について同様に図-4.20に示す。侵食速度式を考慮しない場合は、考慮した場合と比較して、初期には堆砂の全域で、それ以降では貯水池下流部での堆砂面上昇が小さく、全体的に堆砂量が少なくなっている。また、粒径別の堆砂量をみると、代表粒径4(0.032 mm)以下の細粒分が、観測値と比較してかなり少なく、実際より多く流出していることが分かる。これは図-4.21に示すように、侵食速度式を考慮しない場合、貯水池下流部においても摩擦速度が微細粒子の浮遊限界摩擦速度 u_{*c} 以上となるため、微細粒子の侵食が発生していることに起因すると考えられる。

このように、鯖石川ダムのように微細土砂を多く含む貯水池を対象とした堆砂計算においては、微細土砂の侵食特性を考慮することが重要であるといえる。

4.7.2 観測結果との比較による再現性の検証

図-4.19の観測値と侵食速度式ありの計算結果を比較すると、堆砂の進行していく過程がよく再現されている。観測値において、1982年~1983年の間に低下量の大きい水位低下が実施され、堆砂形状の変化がもっとも大きかったが、この期間後の1987年の堆砂形状も計算値と

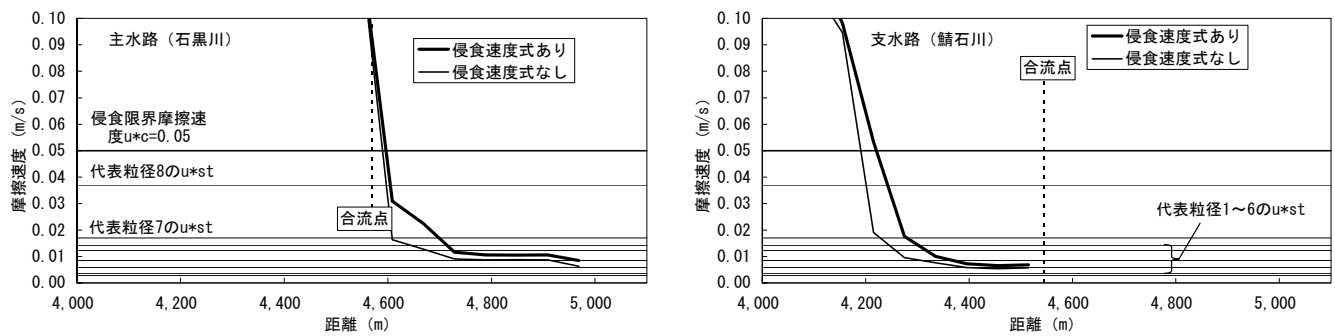


図-4.21 計算結果の摩擦速度（1982年の水位低下時、堤体付近）

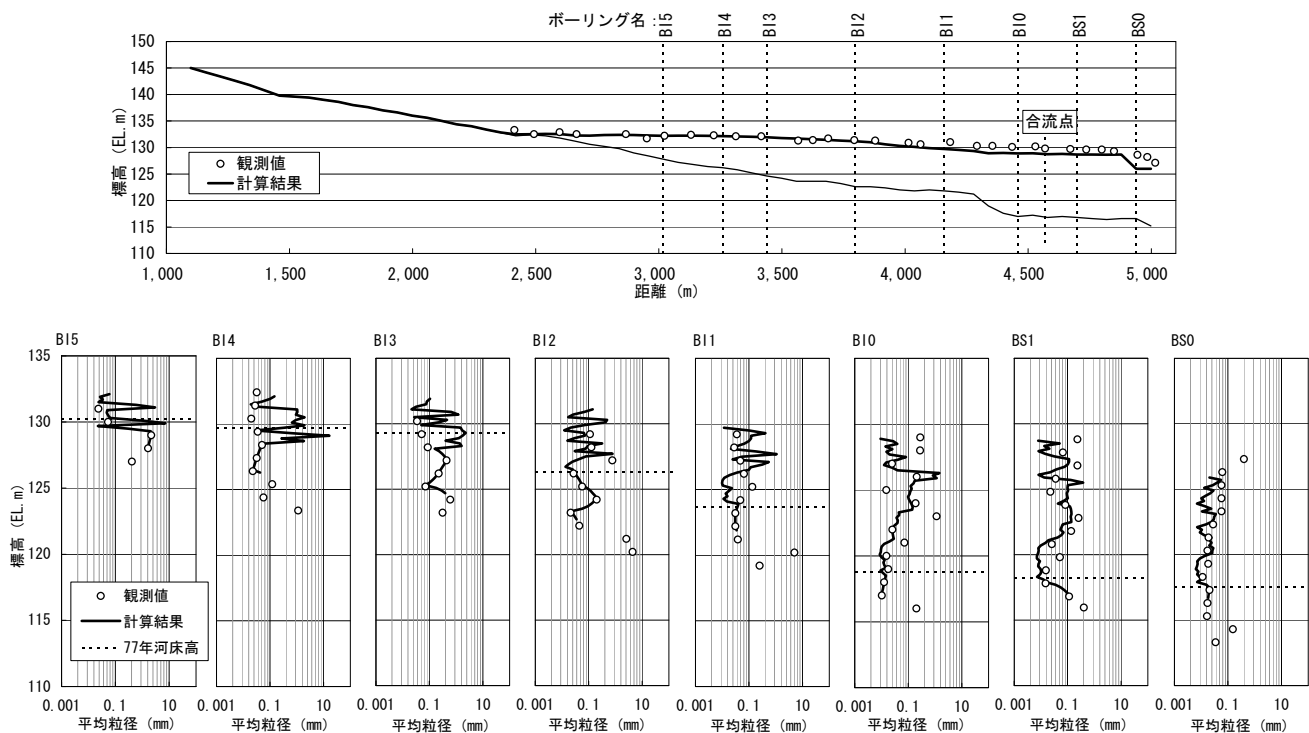


図-4.22 計算結果の鉛直方向平均粒径（2002年、石黒川）

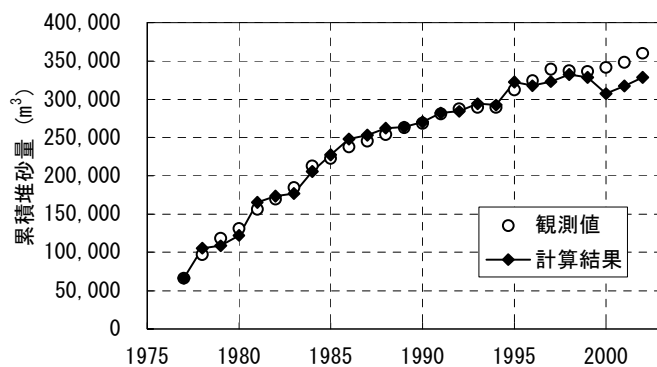


図-4.23 計算結果の累積堆砂量

観測値はよく似ている。しかしながら、鯖石川の上流部で計算値の河床高が観測値より小さくなっている年が認められる。粒径別堆砂量（図-4.20 参照）については、最も小さい粒径（0.0035 mm）で計算値が観測値より小さな値となっているが、全体的な分布傾向は、よく再現されている。図-4.22 に2002年の計算結果の堆砂の鉛直方向の平均粒径を、ボーリングによる観測値と比較して示す。全体的に下流へ行くほど平均粒径は小さくなり、計算結果は、観測値の傾向を比較的よく再現している。計算値では、堆砂の上流部で粗い土砂と細かい土砂が交互に堆積しており、水位の上下動と流入土砂量の多少により、細粒成分が堆積する期間と洗い流されて粗粒化する

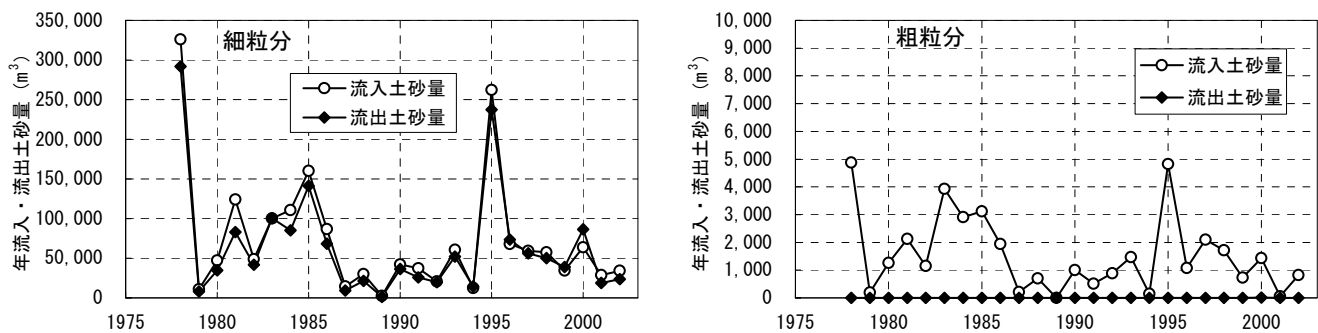


図-4.24 計算結果の年流入・流出土砂量

る期間が繰り返される現象が、再現されているものと考えられる。図-4.23 に計算結果と観測結果の累積堆砂量の比較を示す。堆砂の進行状況がよく再現されているが、2000 年にやや大きな差が生じている。これは 2000 年の水位低下時に比較的大きな出水があり、計算値では排砂効果が現れているが、測量結果ではそのような排出は認められないためである。他の排砂操作からは、こうした条件下ではかなりの土砂量が排出されると推察され、測量結果で排出が認められなかった理由は明らかにできなかった。

図-4.24 に細粒分（粒径 1～6：0.0035～0.16 mm）と粗粒分（粒径 7～10：0.46～27 mm）の年間流入土砂量と年間流出土砂量の計算結果を示す。粗粒分に関しては、流出土砂量がほとんどなく、ほぼ全量捕捉されている。また細粒成分については、かなりの部分が流出しており、流入土砂量の推定において捕捉率を考慮する重要性が改めて確認される。

計算結果より、鯖石川ダム貯水池の堆砂形状が精度よく再現されることが確認された。ただし、鯖石川堆砂上流部の堆砂形状から、本モデルによる計算結果がフラッシング時に実際より侵食が生じやすく、細粒成分が流出しやすい傾向が認められ、今後、計算例を蓄積し検証していきたい。

5. 結論

本研究は、貯水池堆砂予測手法に関して、以下の内容を目的として実施した。

- 1) 設ダムの堆砂実績を用いた粒径別流入土砂量の推定方法を確立する。

- 2) 堆砂・排砂現象を精度良く再現可能な数値シミュレーションモデルを開発する。

1) については、既設ダムの堆砂実績を用いた流入土砂量の推定手法について、捕捉率の推定手法等、従来手法として十分に確立していない部分での手法の開発を行うとともに、検討手順の全体を体系化し、鯖石川ダムの事例を通じてその有効性を示した。提案した推定手法の流れは 2 章の図-2.1 に示した通りである。

適用事例である鯖石川ダムでは比較的良好な推定精度を示したと思われるが、適用例はこの一例だけしかない。今後適用例を増やし、有効性を検証していく必要があると考えている。

また、今回示した推定手法は粗粒分だけでなく細粒分にも配慮しており、様々な粒径成分の推定に有効と思われる。堆砂に係わる粒径別の流入土砂量を流量と関係付ける試みは、これまでほとんど体系付けられておらず、今後本研究の手法が多くの既設ダムの堆砂対策検討や流域土砂管理に役立つものと期待したい。

2) については、1 次元河床変動モデルを開発し（混合粒径、非定常（不定流））、鯖石川ダムを対象に、堆砂データを基に推定した流入土砂量の条件を用いて堆砂・排砂現象を計算した結果、以下のような知見が得られた。

- ① 堆砂に含まれる微細粒子成分が多い場合、堆砂形状の再現性の精度を向上させるためには、微細粒子土砂の侵食特性について考慮することが重要である。
- ② 鯖石川ダムの事例では、現地底泥を用いた実験結果から、微細粒子土砂の侵食速度を設定することで、今回用いた混合粒径河床変動モデルによって堆砂形状の変遷を精度よく再現できることが、現地観測データとの比較により確認できた。

今回用いたモデルは、流れの非定常性・浮遊砂の非平衡性を考慮しており、合流も扱えることから多くの貯水

池に適用できるものと考えられる。特に既設ダムの堆砂対策では、堆砂実績という検証データがあり、モデルの信頼性を確保できるので精度の良い将来予測が可能になると考えられる。今後、本研究の知見が多くのダムの堆砂対策検討や流域土砂管理に役立てば幸いである。

- 13) 櫻井寿之・鎌田昌行・柏井条介・鈴木伴征：混合粒径河床変動モデルによる貯水池堆砂・排砂現象の再現、ダム工学、16 (1)、pp. 30-40、2006.

謝辞

解析を実施するにあたり、新潟県柏崎地域振興局地域整備部ダム建設課各位に鯖石川ダムの各種データおよび現地底泥試料を提供いただいた。ここに記して感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 芦田和男・高橋保・道上正規：河川の土砂災害と対策、森北出版、pp. 157、1983
- 2) 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、第 206 号、pp. 59-69、1972
- 3) 岩垣雄一：限界掃流力の流体力学的研究、土木学会論文集、第 41 号、pp. 1-21、1956.
- 4) 清水康行・板倉忠興・岸力・黒木幹男：昭和 56 年 8 月洪水における石狩川下流部の河床変動について、水理講演会論文集、第 30 巻、pp. 487-492、1986.
- 5) 井上卓也・清水康行：貯水池の水位変化を伴う貯水池の排砂に関する研究、水工学論文集、第 46 巻、pp. 791-795、2002.
- 6) 池田駿介：詳述水理学、技報堂出版、pp. 270-271、1999.
- 7) 芦田和男・高橋保・道上正規：河川の土砂災害と対策、森北出版、1983.
- 8) 関根正人：実河川に自然堆積した粘着性土の侵食機構の解明と現地侵食試験に関する研究、科学研究費補助金(基盤研究(C)(2))研究成果報告書、p. 7、2004.
- 9) 社団法人土木学会：常流・射流混在流れ、水理公式集例題プログラム集平成 13 年版、第 2 編河川編、例題 2-9、2001.
- 10) 櫻井寿之・柏井条介・大黒真希：ダム貯水池の堆砂形態、土木技術資料、45-3、pp. 56-61、2003.
- 11) 柏井条介：ダム貯水池における細粒成分の捕捉率に関する一考察、ダム技術、No. 181、pp. 21-28、2001.
- 12) 鈴木伴征・柏井条介・吉岡喜浩：鯖石川ダム堆砂実績を用いた粒径別流入土砂量の推定、ダム工学、14 (4)、pp. 257-259、2004.