

## 14.7 貯水池下流供給土砂の高精度制御に関する研究

研究予算：運営費交付金（治水勘定）

研究期間：平 18～平 22

担当チーム：水工研究グループ（河川・ダム水理）

研究担当者：箱石憲昭、宮脇千晴、櫻井寿之、星野公秀

### 【要旨】

貯水池下流河川の土砂環境保全のため、ダム貯水池において土砂量、質を制御する方法が求められているが、土砂フラッシングやバイパスなどの従来の堆砂対策手法では、操作条件や堆砂条件、土砂流入条件の影響を大きく受けるため、土砂量と質を高精度に制御することが困難である。本研究では、貯水池下流河川の環境保全と貯水池の持続的な利用を可能にすることを目的に、ダム放流量に応じて設定される下流河川への粒径別土砂供給を精度よく実施する方法を開発する。

19年度は、実際の置土侵食現象の把握及び侵食予測法の検証データを得ることを目的に三春ダム直下流における置土侵食の現地観測を実施した。土砂吸引施設については、エアバルブ方式について土砂の粒径と管内流速、サイフォン管のアスペクト比を変化させた場合の排砂特性を検討した。また、土砂を管路によって湖内輸送する場合のエネルギー損失の検討を実施した。その結果、現地スケールの置土侵食の進展を定量的に把握することができ、水理量と侵食量のデータが得られた。エアバルブ方式については、サイフォン管切り替え操作における排砂状況を確認するとともに、各種パラメータと排砂量、損失水頭の関係を明らかにした。また、土砂輸送管のエネルギー損失について管径、土砂粒径、土砂濃度、管内流速との基本的な関係を把握した。

キーワード：ダム貯水池、堆砂対策、置土、エアバルブ、湖内輸送管

### 1. はじめに

貯水池下流河川の土砂環境保全のため、ダム貯水池において土砂量と質を制御する方法が求められているが、土砂フラッシングやバイパスなどの従来の堆砂対策手法では、操作条件や堆砂条件、土砂流入条件の影響を大きく受けるため、土砂量、質の高精度の制御が困難である。本研究では、貯水池下流河川の環境保全と貯水池の持続的な利用を可能にすることを目的に、ダム放流量に応じて設定される下流河川への粒径別土砂供給を精度よく実施する方法の開発を目標としている。

土砂供給手法の一つに、ダム下流河道に貯水池堆積土砂を還元する手法（以下、「置土」という。）がある。ダム下流の河川管理者や利害関係者との調整がつけば比較的安価で順応的に実施可能な土砂供給手法であるが、置土の侵食・流送過程が不明確であり、置土による土砂供給量や土砂の質（粒径）を考慮した上で計画的に実施することができていないのが現状である。このため、置土による土砂供給量や土砂の質（粒径）を考慮した上で計画的に実施するためには、その侵食挙動を予測する必要がある。そこで、19年度は実際の置土侵食現象の把握及び侵食予測法の検証デー

タを得ることを目的に三春ダム直下流における置土侵食の現地観測を実施した。

貯水池から直接土砂を供給する手法については、貯水池の水位差を利用して、比較的簡単な操作で排出土砂量の調節が可能と考えられる土砂吸引施設として、シート排砂方式とエアバルブ方式の二つについて検討を行っており、19年度は、エアバルブ方式について水理模型実験により土砂の粒径と管内流速、サイフォン管のアスペクト比を変化させた場合の排砂特性を検討した。

また、各種対策を実施する上では、貯水池上流の堆積土砂をダム直上流等へ移動する必要がある場合も多く、効率的に土砂を管路によって湖内輸送する手法の検討を行っている。19年度は水理模型実験により、土砂輸送管のエネルギー損失について管径、土砂粒径、土砂濃度、管内流速との基本的な関係を検討した。

## 2. 置土侵食の現地観測

### 2.1 観測対象

観測対象としたのは福島県の一級河川阿武隈川

の支川大滝根川に平成9年に竣工した三春ダムの下流域である。三春ダムでは付着藻類の更新やよどみの解消等の下流環境改善の目的でリフレッシュ放流（最大で  $20\text{m}^3/\text{s}$  程度の放流量）を行っており、この際に置土による下流への土砂還元を試験的に実施している。観測を行ったのは2007年10月9日に実施されたリフレッシュ放流であり、設置された土砂量は約  $900\text{m}^3$  である。

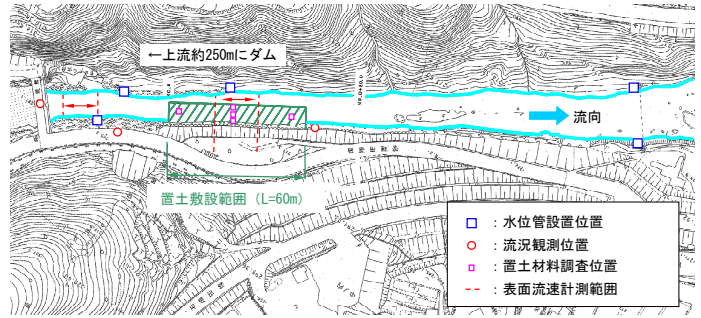


図-2.1 観測領域平面図及び観測地点

## 2.2 観測項目

観測項目は放流量、貯水位、置土上流・中央・下流の水位、表面流速、置土の侵食形状、フラッシュ放流後の横断地形、置土に用いた土砂の粒度分布である。図-2.1に現地の平面図と観測地点を示す。放流量と貯水位はダム管理所の観測データを入力した。水位については、図-2.1に示す置土上流両岸に各1点、中央左岸1点、下流両岸各1点に保護管の中にメモリを搭載した水圧式水位計を設置して計測した。表面流速については、上流から浮子を投入してその移動速度を計測した。置土の侵食形状については、置土表面に  $2\text{m} \times 2\text{m}$  の格子を白線で引き、観測位置からのスケッチで水際線を把握した。また、発泡スチロール製の浮子を置土内に埋めて、侵食により浮上する時刻から鉛直方向の侵食状況の把握を試みたが、侵食があまり進まなかったことと流れの乱れでうまく確認できなかった。その他に上下流のSS濃度の測定や侵食後の河床の状況及び横断測量を実施したが本稿では紙面の都合から割愛する。

## 2.3 観測結果

置土の粒度分布を図-2.2に示す。試料は先端部1点、中央部3点、末端部1点において、リフレッシュ放流の前日に採取した。この結果から、若干ばらつきはあるものの50%粒径が  $0.5\text{mm}$  程度、 $0.1\text{mm}$  以上の粒径が90%程度を占めており、細砂から礫で構成される土砂であった。間隙率は  $0.20 \sim 0.41$  までのばらつきが認められるが平均的には  $0.27$  であった。

図-2.3に各項目の計測結果と侵食量の時系列を示す。リフレッシュ放流は9:30から流量の増加を開始し、概ね11:30～15:00までの3.5時間の間  $20\text{m}^3/\text{s}$  の一定放流をした後、流量を減少させる操作が行われた。観測は9:30～15:30の6時間で行った。

河道の勾配はおおよそ  $1/2000$  程度でかなり小さいが開始時の水位をみると、置土の下流と置土上流及び中央では  $0.5\text{m}$  程度の大きな水位差がみられ、置土

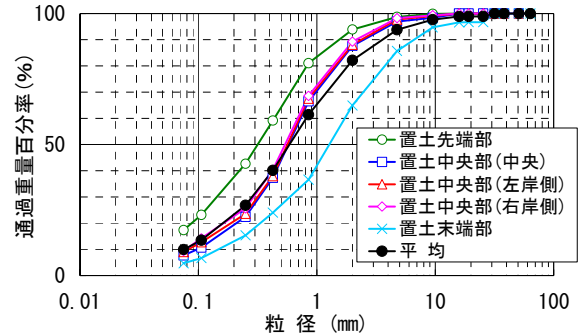


図-2.2 置土材料の粒度分布

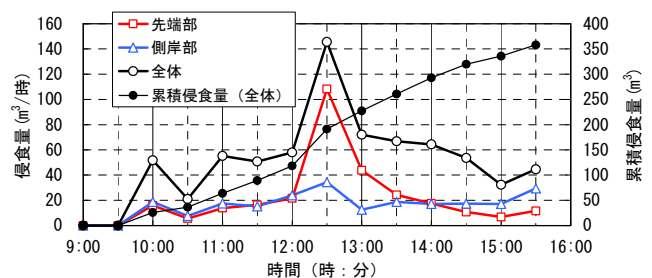
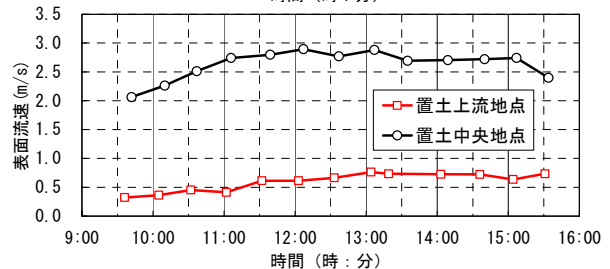
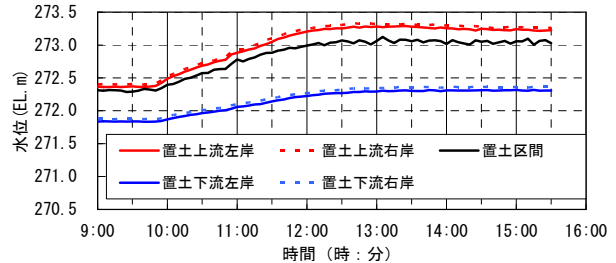
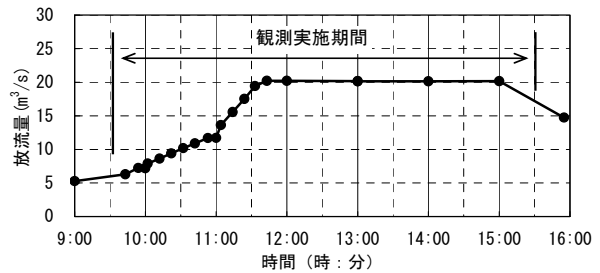


図-2.3 観測結果の時系列

により堰上げが生じている。流量の増加とともに水位は上昇し、 $20\text{m}^3/\text{s}$  に達してからの平均値では、上流で EL. 273.28m, 中央で EL. 273.05m, 下流部で EL. 272.33m となり、上流と中央で 0.23m, 上流と下流では 0.85m の水位差が生じている。

表面流速をみると、流量の増加に伴って増加がみられ、流量が  $20\text{m}^3/\text{s}$  に達してからの平均値は、置土上流で  $0.69\text{m}/\text{s}$ , 置土中央で  $2.78\text{m}/\text{s}$  であった。このときの平均的な河床高から求めた水深は、上流で 1.78m, 中央で 1.75m であり、この値と表層流速から得られるフルード数はそれぞれ上流で 0.17, 中央で 0.67 となり常流の流れとなっている。

図-2.4 に侵食状況の写真を、図-2.5 に置土侵食平面形状を示す。流量の増加に伴い 11:30 頃から上流端への越水が始まり、徐々に冠水領域が下流へ広がっていったが、越水した水の流れは弱く、落ち込み時の侵食や小さな滞筋の侵食以外には大きな侵食は認められなかった。

図-2.5 の面積の変化量に、平均的な置土堆積厚さである 1.5m を乗じて算定した侵食量の時系列を図-2.3 の最下段に示している。侵食量については、流況観察とスケッチから判断して、図-2.5 中に示すように先端部の侵食量と、側岸侵食が卓越している側岸部及び全体の侵食量の 3 つに分類した。なお、置土先端から 40m 付近より下流はやや侵食量が多いが、これは、通常時の小流量で置土が侵食されて濁水が発生しないように置土の外縁に巨石が配置されており、40m 付近に比較的大きな巨石があるため流況が乱されることによって生じたと考えられる。

侵食速度の移り変わりをみると、先端部については、流量がピークになって 30 分程度経過してから、水位がピークに達して侵食量が増加して、1 時間程度経過すると侵食量が安定している。一方側岸部については、放流期間中ほぼ一定の侵食量であった。

図-2.5 から求めた最終的な侵食量は 6 時間で  $358\text{m}^3$  であった。ただし、置土設置時期との関係で置土設置前の横断地形の精度の良いデータが得られなかったため、横断測量からの侵食量の算定ができなかった。リフレッシュ放流終了後の横断測量からは、水際線より外側で置土材料が残存している状況が認められ、実際の侵食量は前述の値より小さくなる可能性がある。

なお、この観測データを用いて、他の重点プロジェクトの課題「貯水池および貯水池下流の流れと土砂移動モデルに関する研究」において、平面 2 次元



図-2.4 置土の侵食状況

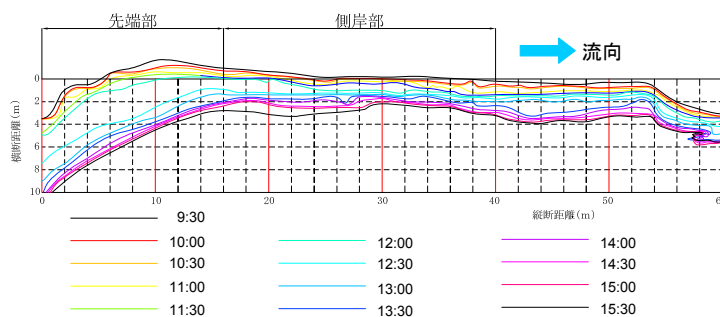


図-2.5 置土侵食平面形状（水際線のスケッチ）

河床変動モデルの検証を実施している。

### 3. 土砂吸引施設の検討

#### 3.1 検討の概要

総合土砂管理やダムへの堆砂対策および下流河川の河床環境保全の観点から、近年、貯水池内の土砂を下流へ供給する技術の開発が求められている。土砂供給手法としては、①貯水池の運用（貯水位の低下など）を変更しない手法、②土砂供給量、供給時期、土砂の粒径について制御できる手法、③施設規模が



比較的小さく経済的な手法が望ましいと考える。②の項目は自然の状態に近い土砂供給を行うことを想定した場合に求められる。

そこで、土木研究所では貯水池の運用条件にかかわらず広範囲な貯水池に適用でき、ある程度排出土砂の質・量を制御でき、施設規模が比較的小さく経済的な土砂供給手法として、底面を切り欠いたフレキシブル管と管の周辺に設置したシートを堆砂面上に配置した排砂設備（以下、シート排砂<sup>1)</sup>）およびダム堤体直上流などの位置に固定したエアーバルブ放流設備を利用した排砂設備（以下、エアーバルブ排砂設備）の開発<sup>2)</sup>を試みている。両手法とも、ダム上下流の水位差のエネルギーを利用して排砂を行うものであり、年間数万 m<sup>3</sup>程度の排砂量を目標としている。

18年度には、シート排砂方式については、施設のレイアウトの検討を行い、吸い込み口が1つの場合が有望であり、今後、吸い込み口が埋まる問題の解決が必要との知見が得られた。エアーバルブによる排砂方式については、水理模型実験により、連続した水路の切り替え時の土砂排出状況を把握した。

これを受けて 19 年度は、主にエアールブ排砂設備について、管内流速や土砂の粒径およびサイフォン管のアスペクト比を変化させた実験を行い、水理特性および排砂特性の把握を行った。

### 3.2 実験方法

### 3.2.1 実験模型

実験で用いた模型は、貯水槽、サイフォン管、取水槽、流量調節ゲートを有する放流管から構成されている(図-3.1)。貯水槽は鋼製水槽を用い、サイフォン管、取水槽、放流管はアクリル材で製作した。模型縮尺は、実機でサイフォン管の最大放流量を  $40\text{m}^3/\text{s}$ 、排砂時の管内流速を  $6.0\text{m/s}$  (断面寸法: 幅  $6.6\text{m}$ 、高さ  $1\text{m}$ ) と想定した場合、 $1/20$  に相当する。

①貯水槽

貯水槽は、幅 3m、長さ 4m、高さ 1.4m の鋼製水槽を用い、水槽下流壁面の底面から 0.26m の位置にサイフォン管（下段管の呑口下面）を設置している（図-3.2）。上流部からはポンプ給水を行い、整流板を通して供給している。また、側部には刃型堰（幅 0.6m）を設置し、刃型堰からの越流量を計測しポンプ給水量から差し引くことで、サイフォン管の清水時の放流量を算定している。

## ②サイフォン管

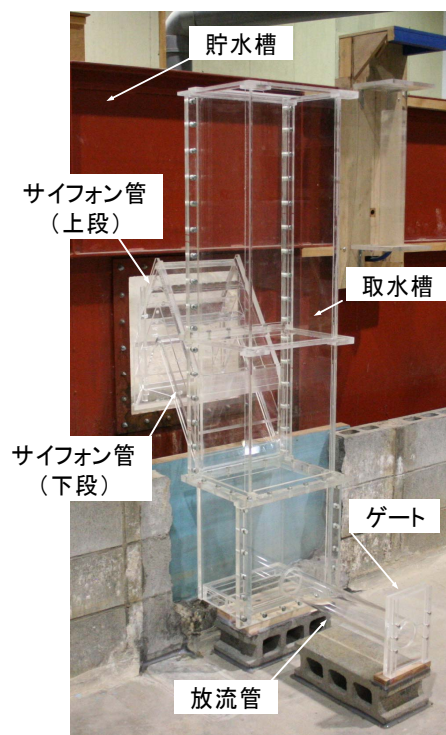


図-3.1 エアーバルブ排砂設備の実験模型

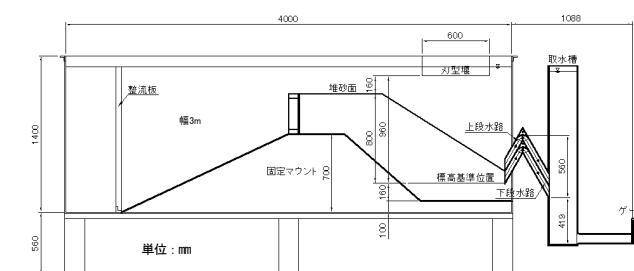


図-3.2 エアーバルブ排砂設備の実験模型縦断図

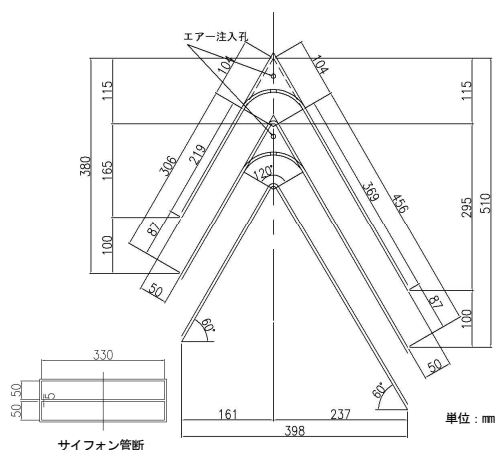


図-3.3 サイフォン管の形状

サイフォン管は、幅 0.10、0.20、0.33m、高さ 0.05m（管軸直角方向）の矩形断面とした逆 V 字形形状管を水深方向に上下 2 段連続して配置したものであり、頂部にはエアの注入孔を有している（図-3.3）。

サイフォン管長は、通水に伴う上下流（貯水槽と取水槽）の水位差を十分確保できるよう、下流部の管軸長を 0.41m、上流部の管軸長を 0.26m とした。貯水槽と取水槽の水位差は、通水時のサイフォン管全体の損失水頭に相当する。上下流管の傾斜角度は  $60^\circ$  とした。

### ③取水槽

取水槽は、幅 0.33m、長さ 0.25m、高さ 1.6m とし、幅については最大のサイフォン管幅と同じにした。水槽底面から 0.419m の位置にサイフォン管（下段管の吐口下面）を設置している。

### ④放流管

放流管は、直径 0.08m（内径）、長さ 0.5m の円形管とし、下流部に流量調節ゲートを設けている。

## 3.2.2 実験手順

排砂実験を行うにあたり、まず、清水時のサイフォン管の放流特性を把握した。サイフォン管の放流量は、貯水槽への給水量から刃型堰からの越流量を差し引いたものとした。

排砂実験は、貯水槽内に呑口部中心を頂点とした半円錐形状で整形した土砂を初期堆砂形状（堆砂高はサイフォン下段管の呑口下面から 0.8m）とし、サイフォン管上段管からの排砂を行い、排砂が終了した後、下段管からの排砂を行った。排砂実験の流れは次のとおりである。

- ①貯水槽内に呑口部中心を頂点とした半円錐形状で初期堆砂形状を整形する。堆砂高 0.8m、堆砂勾配（水中安息角） $30^\circ$  程度とし、サイフォン上段管の呑口が半分程度埋没した状態とした。
- ②サイフォン上段管からエアロックを解除（通水）し、下流の流量調節ゲートを所定開度で開き、上段管からの排砂を開始する。流量はエアロックが壊れない最大流量とし、管内平均流速 1.15m/s 程度とした。
- ③サイフォン上段管からの排砂終了後、一旦下流の流量調節ゲートを閉めて、貯水槽内の堆砂形状を計測する。
- ④サイフォン下段管のエアロックを解除（通水）し、上段管をエアロックした上で、下流の流量調節ゲートを所定開度まで開き、下段管からの排砂を開始する。
- ⑤サイフォン下段管からの排砂時の貯水槽および取水槽の水位、サイフォン管内の壁面圧力、排砂量を計測する。
- ⑥サイフォン下段管からの排砂終了後、下流の流量

調節ゲートを閉めて、貯水槽内の堆砂形状を計測する。

## 3.2.3 計測項目

排砂時の各計測項目の概要は次のとおりである。

### ①流量

サイフォン管からの放流量は、貯水槽への給水量から、水槽側面の刃形堰からの越流量を引いた値とした。

### ②貯水槽および取水槽内の水位

貯水槽および取水槽の水位は、サーボ式水位計を用いて連続計測した。また、実験開始直後は、排砂量が非常に多く、取水槽内の水位が急低下しサーボ式水位計の測定範囲以下になることも懸念されたため、測定範囲外では、補助的に取水槽に取り付けた圧力計の圧力水頭から水位に換算した。計測は 0.2 秒間隔で行い、整理は 15 秒間隔で前後 12 点（5 秒間）の平均値を用いた。

### ③サイフォン管内の壁面圧力

サイフォン管内の壁面圧力は、フラッシュダイヤフラム圧力計を用いて連続計測（5 箇所）した。計測は 0.2 秒間隔で行い、整理は 15 秒間隔で前後 12 点（5 秒間）の平均値を用いた。

### ④排砂量

排出土砂は、使用した土砂が通過しない網目（0.086mm）のネットで捕捉した。捕捉した土砂は水中体積を測定し、あらかじめ求めた水中重量と土砂の乾燥重量との関係より、排砂重量を算定した。

### ⑤流況

動画撮影、写真撮影により流況を記録した。

### ⑥排砂後の貯水槽内の堆砂形状

堆砂形状は 1mm 読みレベルにより、縦横断方向に 25cm ピッチで計測した。呑口付近は、横断方向に詳細に計測した。

## 3.2.4 実験条件

実験条件の一覧を表-3.1 に示す。サイフォン上段管からの排砂は、すべての実験ケースで、断面平均流速 1.15m/s 程度（これは清水時の値であり、以下では実験条件の断面平均流速については清水時の値を示す）とした。下段管からの排砂実験は、流量調節ゲート開度により断面平均流速の異なる 3 ケース（0.33、0.74、1.15m/s 程度）、堆砂材料は一樣粒径珪砂を採用し、平均粒径は 0.36、0.74、1.73mm の 3 種類を用いた。サイフォン管断面形状の幅 0.33m の場合については、3 種類の粒径で実験を行い、その他の形状では 1.73mm の粒径を用いた。なお、サイ

表-3.1 実験条件一覧

| ケース名  | サイフォン管形状<br>(高さ×幅)          | 粒径<br>(mm) | 上段管排砂<br>時放流量<br>(L/s) | 下段管排砂<br>時放流量<br>(L/s) | 下段管排砂時<br>管内断面平均流速<br>(m/s) |
|-------|-----------------------------|------------|------------------------|------------------------|-----------------------------|
| A-1-1 | 0.05m×0.33m<br>アスペクト比 1:6.6 | 1.73       | 19.00                  | 5.41                   | 0.328                       |
| A-1-2 |                             |            |                        | 12.18                  | 0.738                       |
| A-1-3 |                             |            |                        | 19.00                  | 1.152                       |
| A-2-1 |                             | 0.74       |                        | 5.41                   | 0.328                       |
| A-2-2 |                             |            |                        | 12.18                  | 0.738                       |
| A-2-3 |                             |            |                        | 19.00                  | 1.152                       |
| A-3-1 |                             | 0.36       |                        | 5.41                   | 0.328                       |
| A-3-2 |                             |            |                        | 19.00                  | 1.152                       |
| A-3-3 |                             |            |                        | 19.00                  | 1.152                       |
| B-1-1 | 0.05m×0.20m<br>アスペクト比 1:4   | 1.73       | 11.50                  | 3.30                   | 0.330                       |
| B-1-2 |                             |            |                        | 7.40                   | 0.740                       |
| B-1-3 |                             |            |                        | 11.50                  | 1.150                       |
| C-1-2 | 0.05m×0.10m<br>アスペクト比 1:2   | 1.73       | 5.75                   | 3.71                   | 0.742                       |
| C-1-3 |                             |            |                        | 5.75                   | 1.150                       |

注：放流量および断面平均流速は清水放流時の値を示している。

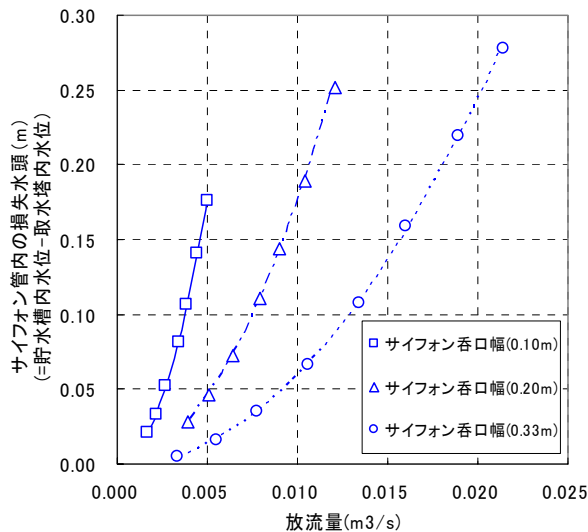


図-3.4 サイフォン管の放流特性

フォン管形状幅 0.33m、粒径 0.36mm、断面平均流速 0.727m/s の条件およびサイフォン管形状幅 0.10m、断面平均流速 0.333m/s の条件については実験を実施していない。

### 3.3 排砂実験の結果

#### 3.3.1 清水放流時の水理特性

実験結果から得られたゲート開度毎の放流量とサイフォン管内の損失水頭（貯水槽と取水槽の水位差）の関係から、清水時のサイフォン管の放流特性は管断面形状毎に以下の式で表される（図-3.4）。

$$Q = CA\sqrt{2g\Delta H} \quad (3.1)$$

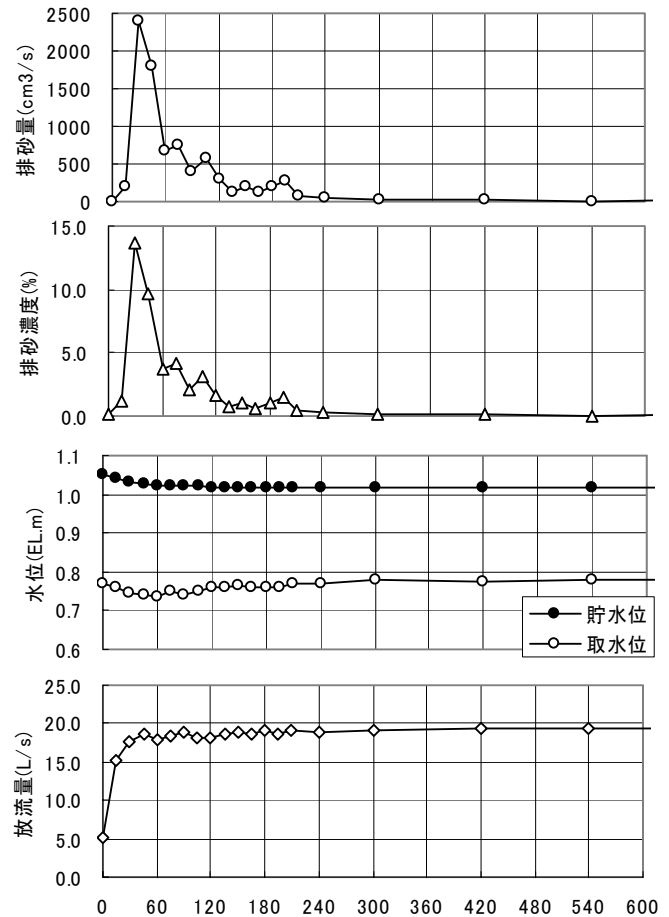


図-3.5 排砂実験結果（ケース A-1-3）

$$C = \sqrt{-a \frac{D}{\Delta H} + b} \quad (3.2)$$

幅 0.33m の場合：

$$a = -0.0141, b = 0.304$$

幅 0.20m の場合：

$$a = 0.0090, b = 0.293$$

幅 0.10m の場合：

$$a = 0.0017, b = 0.287$$

ここで、 $Q$ ：放流量（ $\text{m}^3/\text{s}$ ）、 $C$ ：サイフォン管の流量係数、 $A$ ：サイフォン管の断面積（ $\text{m}^2$ ）、 $g$ ：重力加速度（ $=9.8\text{m}/\text{s}^2$ ）、 $\Delta H$ ：清水時のサイフォン管の損失水頭（m）、 $D$ ：サイフォン管の高さ（ $=0.05\text{m}$ ）、 $a$ および $b$ ：定数を表す。

#### 3.3.2 排砂状況

排砂状況の例として、ケース A-1-3（水路幅 0.33m、粒径 1.73mm、管内断面平均流速 1.15m/s）の実験条件でサイフォン下段管の排砂を実施した場合の排砂量、排砂濃度、貯水槽および取水槽の水位、放流量の結果を図-3.5 に示す。

排砂開始直後に、貯水槽からサイフォン管内に土砂が急激に流れ込み（図-3.6）、排砂量のピークが現れている。また、サイフォン管内を通過した土砂は取水槽内に流れ込み、一時的に取水槽内の水位が大きく低下した。予備実験では、下流の流量調節ゲートの開度を瞬時に大きくすると、取水槽内の一時的な水位低下により、サイフォン上段管のエアロックが抜けてしまう様子もみられ（図-3.7）、運用時のゲート操作において留意する必要があると考えられる。

取水槽内に流入した土砂は乱れた状態になっており、水槽底面に堆積する様子もみられた（図-3.8）が、最終的には排出された。

排砂量のピーク時では、排砂濃度がかなり高い値を示す傾向が認められた。排砂量のピーク後は、急激に排砂量が減少する傾向となったが、減少する過程において堆砂面が急に崩れ、一時的に排砂量が増加する現象が繰り返しみられた。この現象は、排砂量の程度差はあるものの排砂完了時まで続いた。

実験模型では、サイフォン管頂部のエアの流入空間に、土砂が入り込む様子が確認された（図-3.9）ため、施設設計において留意する必要がある。

なお、本実験では、サイフォン管上段から下段に切り替える際に、上段管排砂終了時の堆砂形状を計測するため、流量調節ゲートを閉めて切り替えを行っているが、予備実験では、流量調節ゲートを開けたまま、上段管から下段管への切り替えを実施しており、切り替えに伴う排砂は可能であることを確認した。

### 3.3.3 排砂量

ケース A-1-1、A-2-1、A-3-1 および A-1-3、A-2-3、A-3-3（管路幅 0.33m、粒径 0.36、0.74、1.73mm、断面平均流速 0.33、1.15m/s 程度）の実験条件における排砂量と排砂濃度（土砂の空隙なしの単位時間の流下体積を土砂を含んだ放流量で割ることで求めた値、以下の排砂濃度も同様である）、累計排砂量（累計排砂量を総排砂量で除し、パーセント表示したもの）の結果を図-3.10、3.11、3.12 に、ピーク排砂量と粒径、放流量との関係を図-3.13 に示す。

排砂開始直後のピーク排砂量は、概ね 1 分以内に現れている。また、粒径の大きい方がピーク排砂量は多く、放流量が大きいほど粒径の違いによるピーク排砂量の差違が大きい傾向がみられる。断面平均流速 1.15m/s の条件では、排砂開始 3 分半程度で、総排砂量のうち粒径 1.73mm で 90%、粒径 0.36mm で

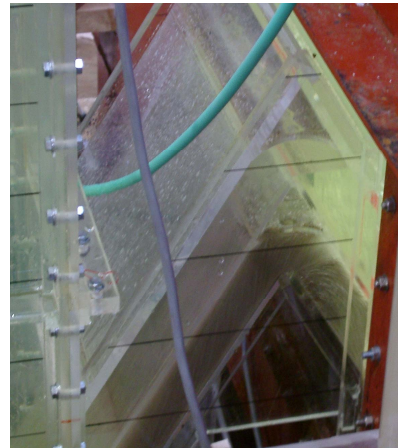


図-3.6 排砂開始直後のサイフォン管内の状況

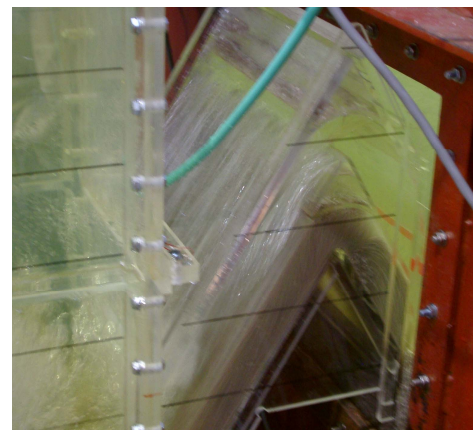


図-3.7 サイフォン上段管のエアロックが壊れた様子



図-3.8 取水槽底面の土砂の堆積状況



図-3.9 エア流入空間に土砂が入り込んだ様子



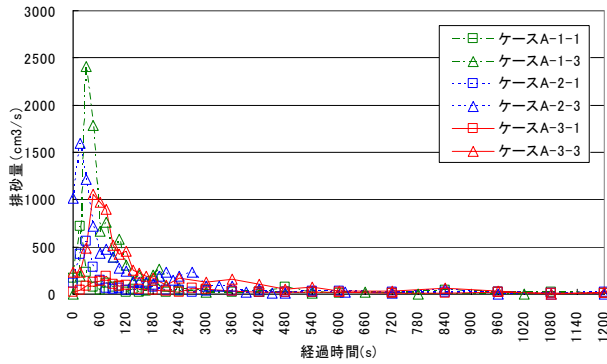


図-3.10 排砂量の推移（管路幅 0.33m）

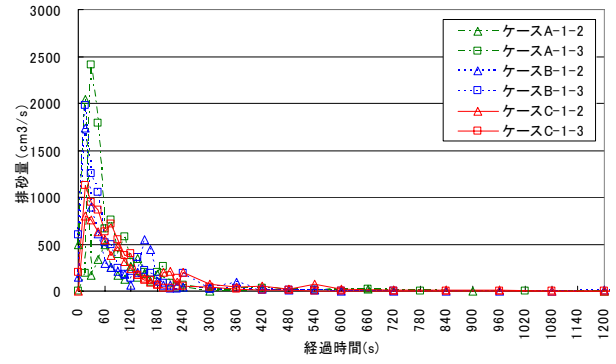


図-3.14 排砂量の推移（アスペクト比の影響）

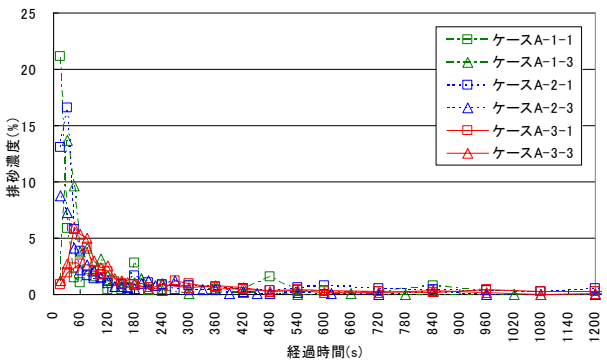


図-3.11 排砂濃度の推移（管路幅 0.33m）

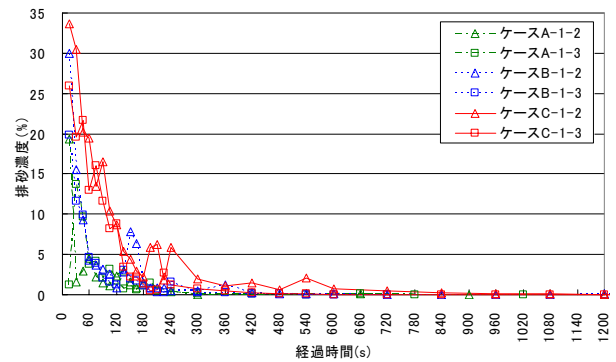


図-3.15 排砂濃度の推移（アスペクト比の影響）

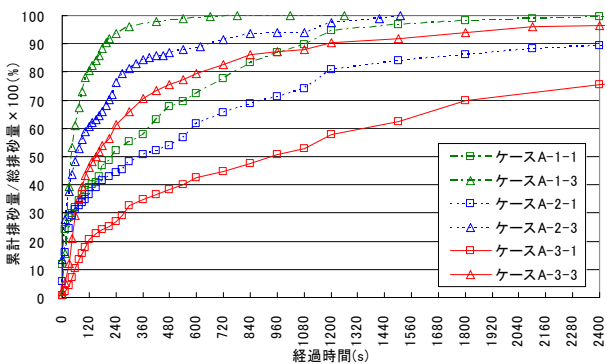


図-3.12 累計排砂量の推移（管路幅 0.33m）

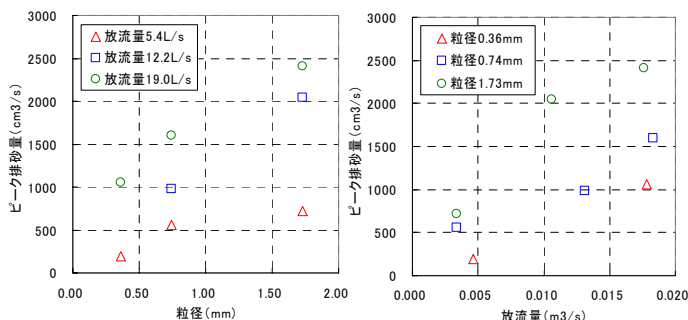


図-3.13 ピーク排砂量と粒径、放流量の関係（管路幅 0.33m）

55%の土砂が排出されており、粒径が小さいほど排砂量が低減するまでに要する時間が長い傾向がみられた。

ケース A-1-2、A-1-3、B-1-2、B-1-3、C-1-2、C-1-3（管路幅 0.10、0.20、0.33m、管内平均流速 1.15、0.74m/s 程度）の実験条件における排砂量と排砂濃度の結果を図-3.14、3.15 に示す。管断面の幅と高さのアスペクト比（幅／高さ）が小さくなると排砂量のピーク値は幅 0.20m の条件で幅 0.33m と比較して若干小さくなり、幅 0.10m とするとかなり小さくなる。一方、排砂濃度でみるとアスペクト比が小さいほど大きな値を示している。幅 0.20m では濃度が 10%を超える期間は 60 秒以下であるが、幅 0.10m の場合には、濃度が高い期間が長くなっている。実験では、取水塔と下流の放流管を通った土砂を測定しており、サイフォン管内部の土砂濃度はさらに高い可能性もあり、損傷や取水塔の水位変動等に留意する必要がある。

しかしながら、排砂量が低減するまでに要する時間はそれほど大きな変化は認められず、サイフォン管 1 段あたりの排砂のために必要な通水時間は大きく変わらないと考えられるため、アスペクト比を小



さくすることで、小規模な施設と少量の水量で同等の効果が得られそうである。

### 3.3.4 排砂時の損失エネルギー

幅 0.33m の実験結果（ケース A シリーズ）について排砂時の土砂の損失水頭と水の損失水頭との関係を図-3.16 に示す。断面平均流速 0.74m/s のケースでは、粒径の違いによりややばらつきがみられるものの、断面平均流速 0.33、1.15m/s のケースでは粒径の違いによらず、概ね土砂と水の損失水頭の関係は同じ傾向であった。

放流量が小さいケースでは、ピーク排砂量は小さいものの、排砂時間は長い傾向にあり、水の損失水頭に対して土砂の損失水頭が大きい期間が比較的長い傾向がみられた。

幅 0.33m の実験結果（ケース A シリーズ）について無次元排砂量と無次元掃流力との関係を図-3.17 に示す。無次元掃流力が概ね 0.5 より小さい領域では、粒径および放流量の違いによりばらつく傾向がみられた。排砂量の全体的な変動傾向は、実験開始直後にピークが発生し、それ以降は、急激に減少する傾向となるが、排砂量が減少していく過程で堆砂面が急に崩れ、一時的に排砂量が増加する現象が繰り返しみられるため、無次元排砂量と無次元掃流力との関係にばらつきがみられたものと考えられる。

そこで、一時的に排砂量が増加する期間を除く排砂初期の期間（100～200 秒程度）について無次元排砂量と無次元掃流力との関係を整理すると、両者との関係に概ね相関（相関係数 0.717）が得られた（図-3.18）。この結果を用いることで、排砂によるエネルギー損失を考慮したサイフォン管の水理設計がある程度可能であると考えられる。すなわち、最大放流量と最大排砂量および土砂の粒径を設定すると、損失水頭を求めることができ、必要な水位差を確保するためのサイフォン管形状を定めることができる。ただし、最大排砂量の設定法には課題が残る。

土砂の粒径 1.73mm の条件で、水路幅を 0.10、0.20、0.33m とした場合の排砂実験の結果について、無次元化排砂量と無次元掃流力との関係を図-3.19 に示す。

無次元掃流力が概ね 0.1 より小さい領域では、粒径および放流量の違いによりばらつく傾向がみられた。そこで、排砂が概ね完了した期間（総排砂量の 90% 程度）について無次元排砂量と無次元掃流力との関係を整理した結果を図-3.20 に示す。

アスペクト比（サイフォン管の幅）が小さい方が、

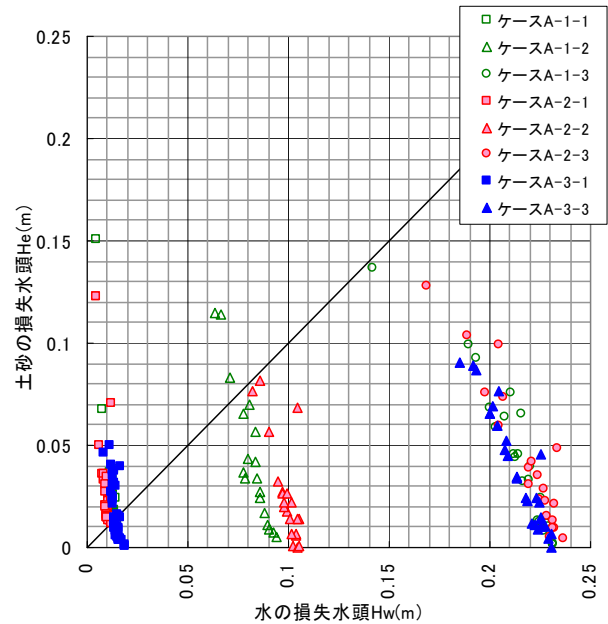


図-3.16 排砂時の土砂と水の損失水頭の関係（管幅 0.33m）

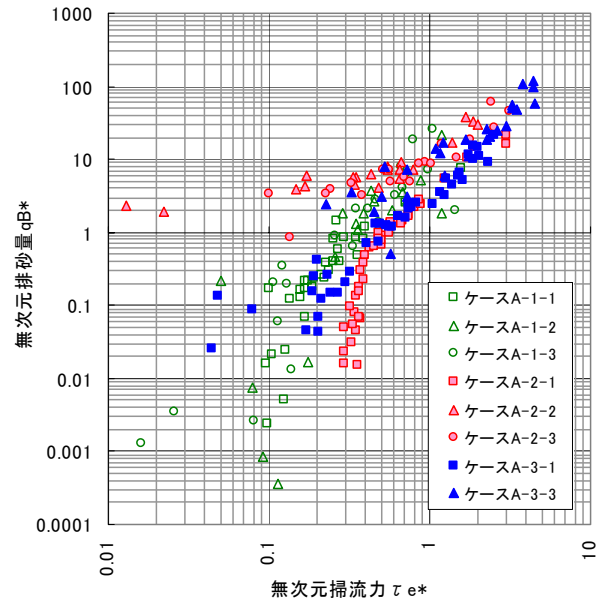


図-3.17 無次元排砂量と無次元掃流力との関係（管幅 0.33m）

無次元掃流力に対する無次元排砂量が多い傾向がみられる。排砂ピーク量を含む無次元掃流力が大きい領域では、アスペクト比による無次元排砂量の差は小さくなる傾向にある。

なお、図中の無次元排砂量、無次元掃流力は以下の式(3.3)～(3.11)より算定した。

$$q_B = \frac{Q_B}{B} \quad (3.3)$$

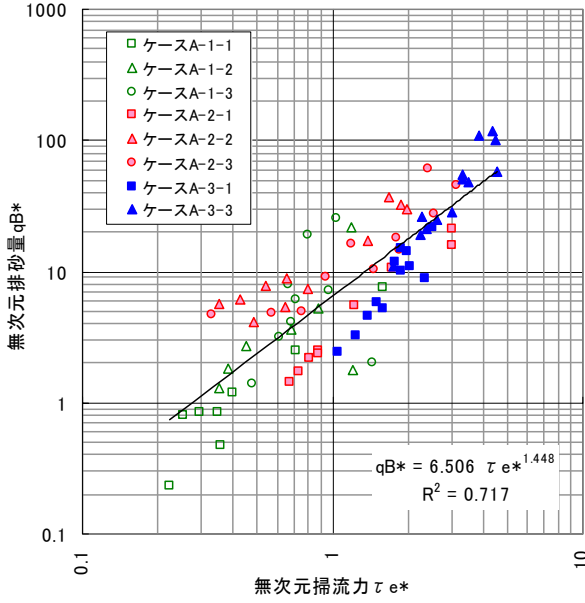


図-3.18 無次元排砂量と無次元掃流力との関係  
(排砂初期の期間)

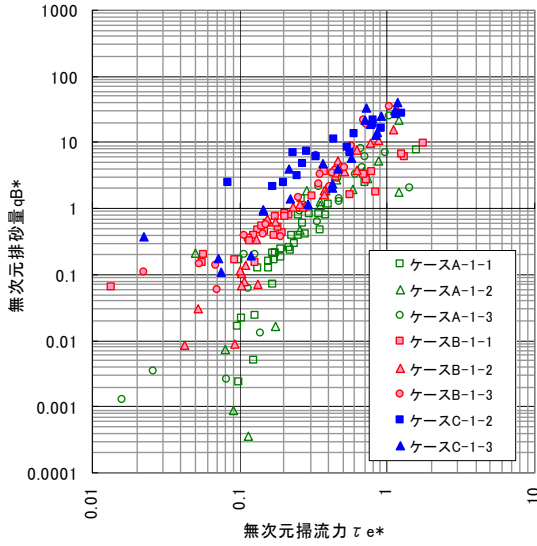


図-3.19 無次元排砂量と無次元掃流力との関係  
(管幅の影響)

$$q_{B*} = \frac{q_B}{\sqrt{\left(\frac{\sigma}{\rho} - 1\right)gd^3}} \quad (3.4)$$

ここで、 $Q_B$ ：排砂量 ( $\text{m}^3/\text{s}$ )、 $B$ ：サイフォン管の幅 ( $\text{m}$ )、 $q_B$ ：単位幅当たりの排砂量 ( $\text{m}^2/\text{s}$ )、 $\sigma$ ：土砂の密度 ( $=2600\text{kg}/\text{m}^3$ )、 $\rho$ ：水の密度 ( $=1000\text{kg}/\text{m}^3$ )、 $d$ ：粒径 ( $\text{m}$ )、 $q_{B*}$ ：無次元排砂量を表す。

$$u_* = \sqrt{gR \frac{\Delta H}{L}} \quad (3.5)$$

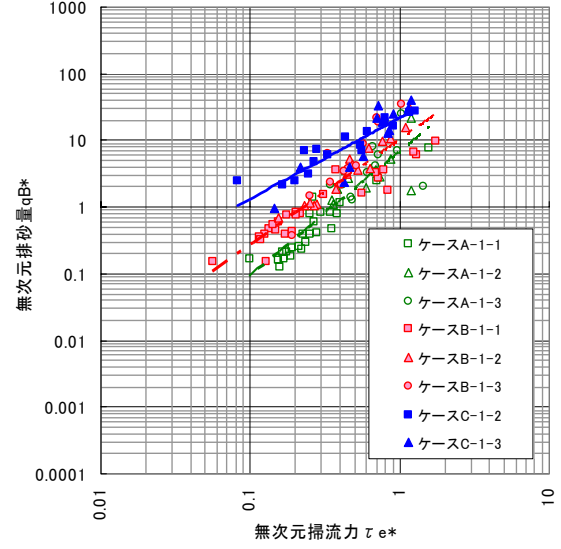


図-3.20 無次元排砂量と無次元掃流力との関係  
(排砂が概ね完了する期間、管幅の影響)

$$\tau_* = \frac{u_*^2}{\left(\frac{\sigma}{\rho} - 1\right)gd} \quad (3.6)$$

ここで、 $R$ ：径深 ( $\text{m}$ )、 $\Delta H$ ：排砂時（土砂＋水）の損失水頭 ( $\text{m}$ ※貯水槽と取水槽との水位差に相当)、 $L$ ：管路延長 ( $=0.749\text{m}$ ※管軸中心延長)、 $u_*$ ：排砂時（土砂＋水）の摩擦速度 ( $\text{m}/\text{s}$ )、 $\tau_*$ ：排砂時（土砂＋水）の無次元掃流力を表す。

$$\Delta H_w = \frac{1}{b} \left( \frac{Q^2}{2gA^2} + aD \right) \quad (3.7)$$

$$u_{w*} = \sqrt{gR \frac{\Delta H_w}{L}} \quad (3.8)$$

$$\tau_{w*} = \frac{u_{w*}^2}{\left(\frac{\sigma}{\rho} - 1\right)gd} \quad (3.9)$$

ここで、 $Q$ ：排砂時の放流量 ( $\text{m}^3/\text{s}$ )、 $A$ ：サイフォン管の断面積 ( $\text{m}^2$ )、 $\Delta H_w$ ：清水流下時の損失水頭 ( $\text{m}$ )、 $D$ ：サイフォン管の高さ ( $=0.05\text{m}$ )、 $u_{w*}$ ：清水時の摩擦速度 ( $\text{m}/\text{s}$ )、 $\tau_{w*}$ ：清水流下時の無次元掃流力を表す。なお、式(3.7)は式(3.1)、(3.2)より導出した。

$$\Delta H_e = \Delta H - \Delta H_w \quad (3.10)$$

$$\tau_{e*} = \tau_* - \tau_{w*} \quad (3.11)$$

ここで、 $\Delta H_e$ ：土砂流下により増加する損失水頭(m)、 $\tau_{e*}$ ：土砂流下により増加する無次元掃流力を表す。

### 3.3.5 排砂後の堆砂形状

ケース A-1-3、B-1-3、C-1-3 における堆砂縦断形状を図-3.21 に、堆砂横断形状を図-3.22 に示す。なお、堆砂縦断形状はサイフォン管呑口の中心位置を、横断形状は呑口直下の位置を示している。

ケース A-1-3 のサイフォン下段管からの排砂終了時の堆砂形状をみると、排砂前の半円錐形状が一回り大きくなった形状で安定しており、堆砂面の平均的な水中安息角度は  $33 \sim 35^\circ$  程度であった。呑口付近の堆砂形状をみると、排砂終了時の堆砂面が呑口下面付近まで低下しており、呑口中央部では両端部と比較して少し盛り上がる形状となった。両端部では、局所流による洗掘の影響でやや堆砂面が低下していると考えられる。上段管からの排砂終了時点では、下段管の呑口がやや埋没しているケースもみられたが、管内で閉塞することはなく下段管からの土砂の排出は可能であった。

サイフォン下段管からの排砂終了時の堆砂形状をみると、幅 0.33m のケース A-1-3、幅 0.20m のケース B-1-3 では呑口中央部で両端部と比較して少し盛り上がる形状となり、両端部では、局所流による洗掘の影響でやや堆砂面が低下しているが、概ね下段管の呑口下面まで排砂可能と考えられる。一方、幅 0.10m のケース C-1-3 では、下段管の呑口がやや埋没しており、呑口下面まで排砂されていない。実験では、呑口がやや埋没した状態でも下段管の排砂は可能であったが、実運用においては、管内で閉塞する可能性もあることから、設計する上で留意する必要がある。

## 4. 湖内輸送時のエネルギー損失の検討

### 4.1 湖内輸送技術に関する検討実験の概要

実験では、湖内輸送に関して必要となる砂スラリーでの流動特性を把握するために、管径  $d$ 、粒径 D50、土砂体積濃度  $C(\%)$  及び管内流速  $V_w (=Q_w/(\pi d^2/4))$  の違いによる圧力損失について調査するとともに、流動特性を把握した。

図-4.1 に実験装置を、表-4.1 に実験ケースを示

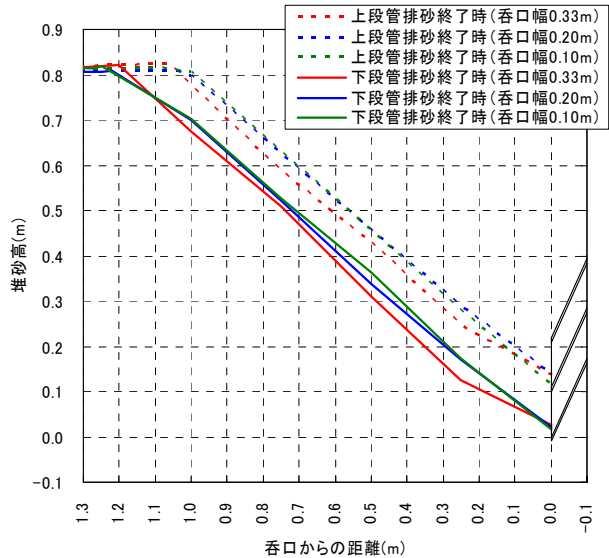


図-3.21 堆砂縦断形状(粒径 1.73mm、管内流速 1.15m/s)

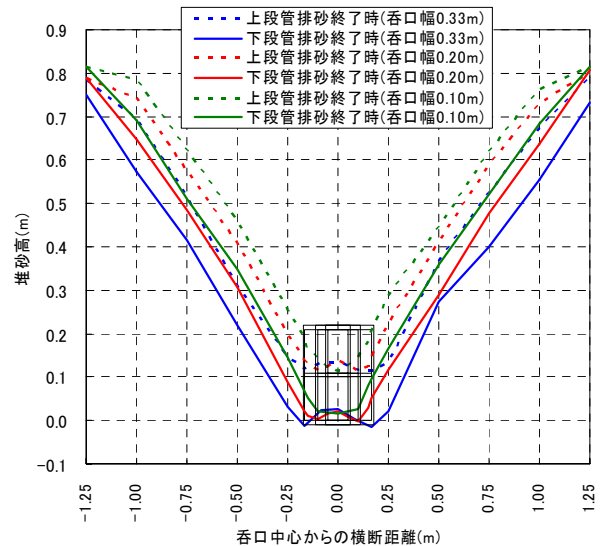


図-3.22 堆砂横断形状(粒径 1.73mm、管内流速 1.15m/s)

す。実験は、濁水水槽で表-4.1 に示すケースの濁水を作成して、循環用のサンドポンプにより上流側水槽に送水して、安定した状態になったら、圧力測定用管(管径  $d=0.03\text{m}$ ,  $0.10\text{m}$ )での圧力を測定した。なお、圧力測定前後と途中の3回下流端で採水して、流量と土砂量を測定し、体積土砂濃度  $C$  を算定した。各ケースとも、清水から実験を開始し、土砂を投入して土砂濃度を上げ、繰返し実施した。流速はバルブにより調節した。

## 4.2 実験結果

### 4.2.1 管内流況

管内流況は、 $d=0.10\text{m}$  のケースでは図-4.2 に示す

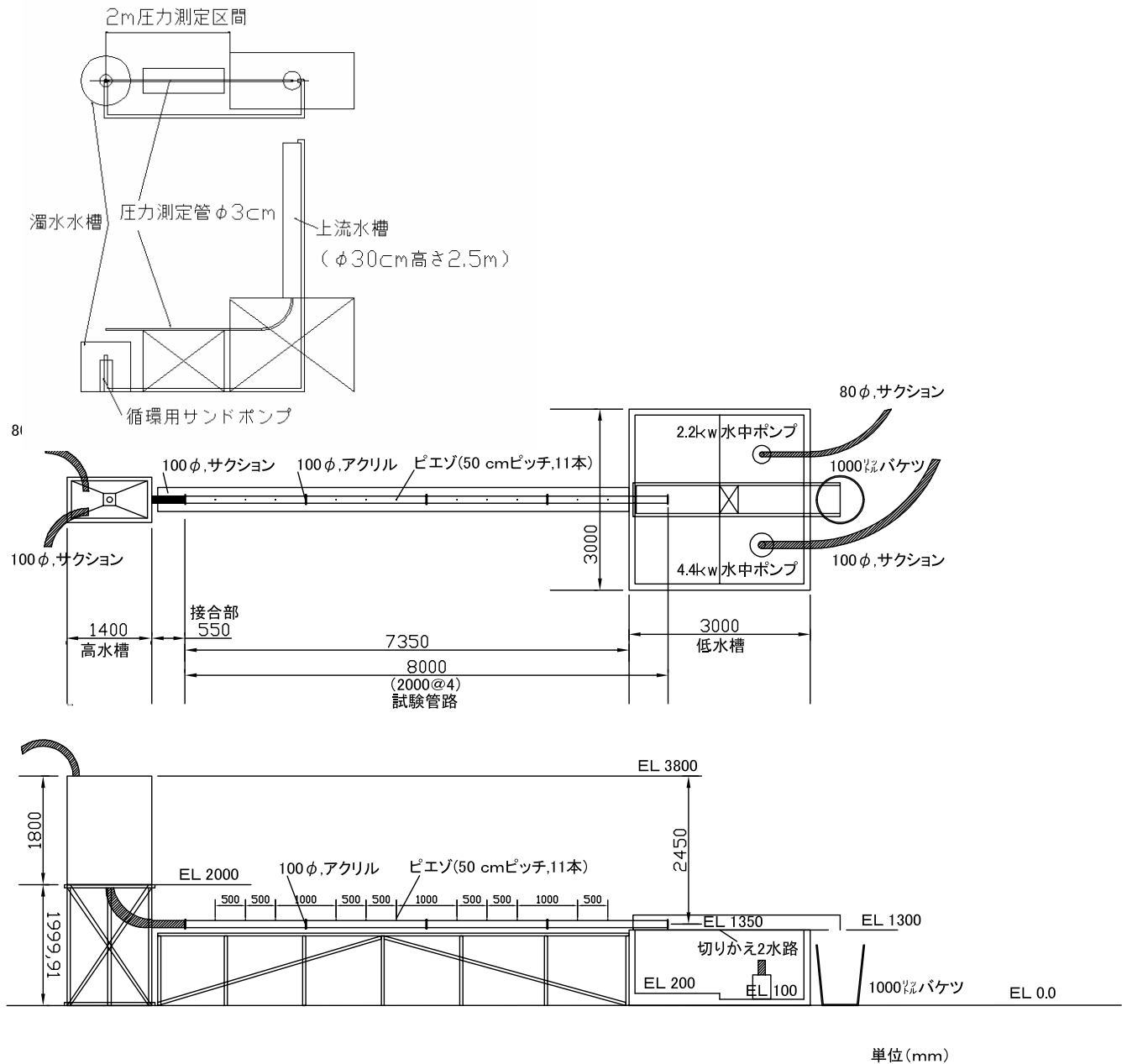


図-4.1 湖内輸送実験概要図

表-4.1 実験ケース

| Case | 管径(m) | C(%) | 実験珪砂 | D50(mm) | $V_w$ (m/s) |
|------|-------|------|------|---------|-------------|
| a    | 0.03  | 0~14 | 4号   | 1.030   | 2~3         |
| b    |       | 0~4  | 6号   | 0.348   | 3~4         |
| c    |       | 0~3  | 8号   | 0.090   | 2~3         |
| d    | 0.10  | 0~14 | 4号   | 1.030   | 2~3         |

ように流況A（土粒子が均一に動く）、流況B（底層付近の土粒子の一部が周期的に停止する）、流況C（明確な堆積層の上に土粒子が動いている）の3つが観測された。 $d=0.03\text{m}$ の場合明確に流況判断がで

きていないが概ね流況Aであると思われる。また、流況Cの条件は管内平均流速 $V_w$ よりD50から計算される沈降速度が大きくなる場合に観測されている。調査結果を図-4.3に示す。図-4.3より、湖内輸送で対象となる流況としては、流況Aの状況が必要と



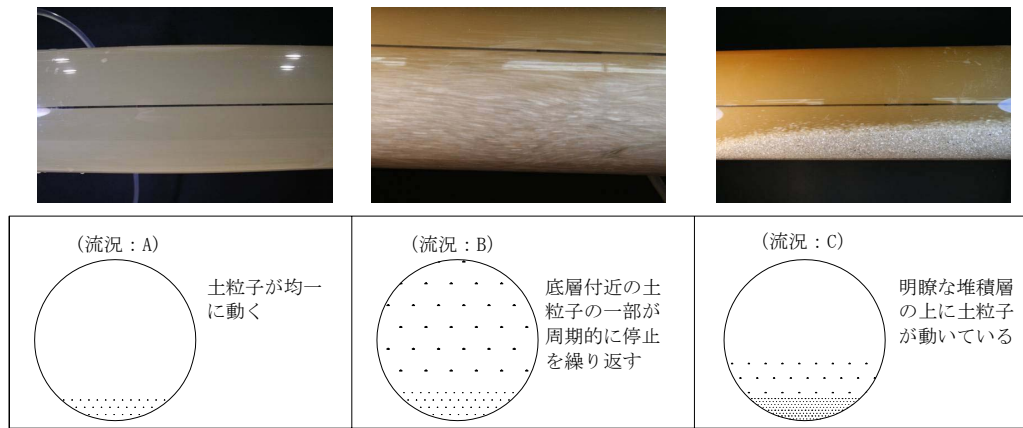


図-4.2 流況区分 (d=0.10m)

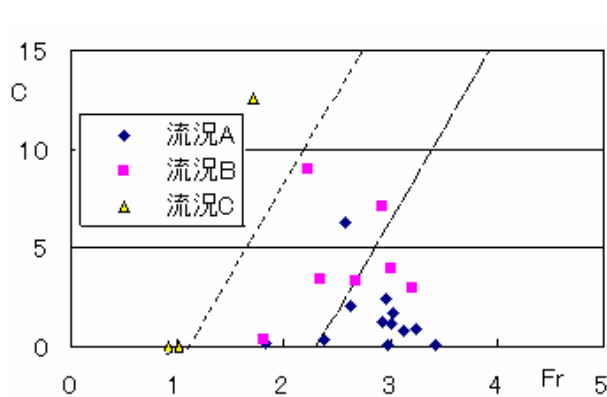
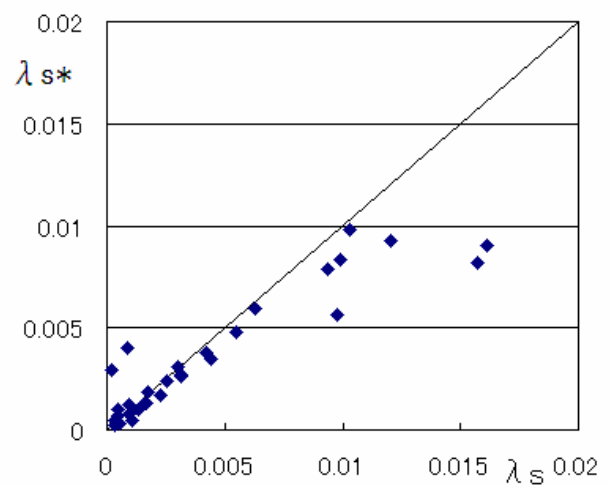
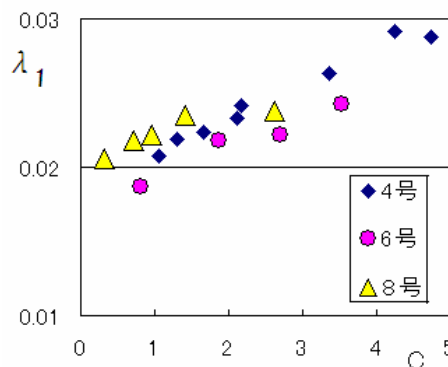
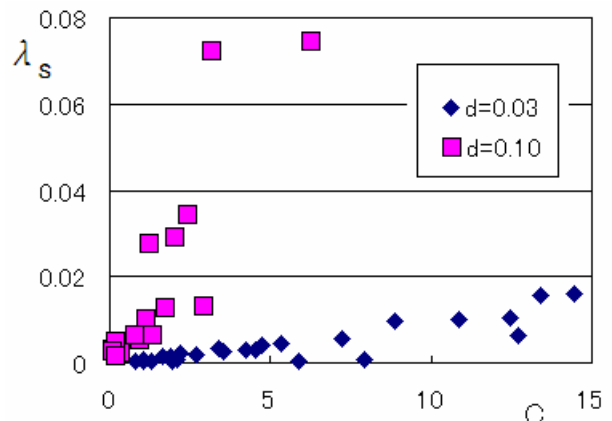
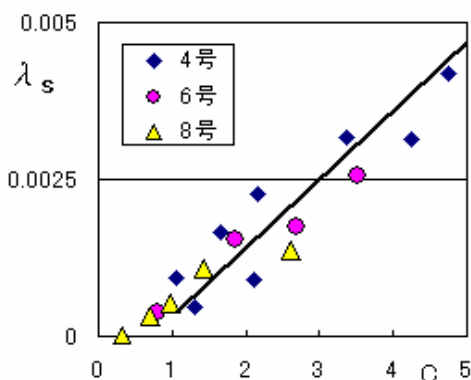


図-4.3 流況調査結果


図-4.6 換算値  $\lambda_s$  ~ 計算値  $\lambda_{s*}$  の関係

図-4.4  $C \sim \lambda_1$  の関係 (単一流体) d=0.03m

図-4.7  $C \sim \lambda_s$  (4号珪砂)

図-4.5  $C \sim \lambda_s$  の関係 (二相流) d=0.03m

なるため、以下の検討では流況 A を対象に実施した。

#### 4.2.2 損失係数

砂スラリーによる圧力損失  $\Delta P$  は①単一流体と考えた場合と②二相流とした場合次式で表される。

$$\textcircled{1} \quad \Delta P = \lambda_1 \cdot V^2 / 2g \cdot (L/D) \gamma_m \quad (4.1)$$

ここに、 $\lambda_1$ : 損失係数,  $V$ : 管内流速 (m/s),  $L$ : 管路長 (m),  $D$ : 管径 (=0.03m),  $g$ : 重力加速度

( $=9.8\text{m/s}^2$ ),  $\gamma_m$ :混合体の比重( $=\gamma_s \cdot C + (1-C) \cdot \gamma_w$ ),  $\gamma_s$ :砂の比重( $=2.6$ ),  $C$ :体積濃度(%),  $\gamma_w$ :水の比重( $=1$ )を表す。

$$\textcircled{2} \quad \Delta P = \Delta P_w + \Delta P_s \quad (4.2)$$

$$\Delta P_w = \lambda_w \cdot V^2 / 2g \cdot (L/D) \gamma_w$$

$$\Delta P_s = \lambda_s \cdot V^2 / 2g \cdot (L/D) \gamma_w$$

ここに、 $\Delta P_w$ :水による圧力損失,  $\lambda_w$ :水による損失係数,  $\Delta P_s$ :砂による圧力損失,  $\lambda_s$ :砂による損失係数を表す。

図-4.4、4.5に $d=0.03\text{m}$ の実験での①で得られた $\lambda_1$ と $C$ 、 $\lambda_s$ と $C$ の関係を示す。今回の実験範囲では、各ケースとも濃度の増加に伴い損失係数は大きくなり、その傾向は粒度が大きいものの方がより大きくなっている。図-4.5の二相流の方が単一流体としたものより、全体的に $C$ と $\lambda_s$ の相関が高くなっており、この関係は次式で表せる。

$$\lambda_s = 0.0011C - 0.0007 \quad (4.3)$$

$$(2 \leq V_w \leq 4, 1 \leq C \leq 5)$$

しかし、 $\lambda_s$ は濃度の他に平均粒径 $D50$ や流速 $V_w$ によっても変動しているようである。これらの影響を考慮して、無次元量として、 $F_{rw} = V_w / (gd)^{0.5}$ ,  $D50/d$ ,  $C$ を用いて、次式の関係で多重相関を求めてみる。

$$\lambda_s = a F_r^\alpha \cdot C^\beta \cdot (D50/d)^\gamma \quad (4.4)$$

次に重相関結果を、図-4.6に実験から得られた $\lambda_s$ と次式から計算される $\lambda_{s*}$ の関係を示す。

$$\lambda_{s*} = 0.000279 \cdot F_r^{0.908} \cdot C^{1.19} \cdot (D50/d)^{0.217} \quad (4.5)$$

$$(2 \leq F_r \leq 4, 1 \leq C \leq 12, D50/d = 0.003, 0.012, 0.034)$$

図-4.6より、 $\lambda_s$ が大きい領域で算定式が小さめになるが、それを除けば、(5)式で今回の実験範囲を比較的よく表していると判断した。

次に、管径の違いによる損失水頭の影響をみるために case a, d について $\lambda_s$ と $C$ の関係を図-4.7に示す。

図-4.7より、管径 $d$ を大きくすると $\lambda_s$ がかなり大きくなっている。これは、両実験で管内流速は同じであるが、管径が3.3倍違い、 $F_r$ の範囲が異なるためと考えられる。今後さらに管径を大きくして、管内流況と損失係数の関係を調査するとともに、実際に採取したダム貯水池内土砂を用いた実験を行い、最適な輸送速度と管径と平均粒径の関係を調査し、湖内輸送管設計に資する損失係数の調査を実施する。

## 5. まとめと今後の課題

三春ダム直下流の置土侵食現象の現地観測の結果から以下の知見が得られた。

- 1) 以下の条件における現地スケールでの置土侵食時の水理量を把握することができた。条件：最大放流量 $20\text{m}^3/\text{s}$ 、常流、置土が冠水しない、非粘性土。
- 2) 上記の条件で置土先端部の侵食は流量がピークに達した直後に増加するが、その後は一定となり、下流方向への進展は少なかった。
- 3) 上記の条件で置土側方の侵食は既往の実験<sup>3)</sup>で得られている傾向と同様に水理量の変化が小さい領域では、一定の侵食量であった。

今後は、今回詳細に測定出来なかった項目を再調査し、データの精度を上げるとともに観測事例を蓄積したい。また、得られたデータを基に侵食予測手法や置土計画手法の検討を実施していきたい。

エアーバルブ排砂設備について、管内流速や土砂の粒径およびサイフォン管のアスペクト比を変化させた実験による検討を行った結果、以下の知見が得られた。

- 4) サイフォン管断面のアスペクト比(幅/高さ)が異なる条件で清水流下時の放流特性を把握した。
- 5) 排砂開始直後のピーク排砂量は、概ね1分以内に現れ、粒径の大きい方がピーク排砂量は多く、放流量が大きいほど粒径の違いによるピーク排砂量の差が大きい傾向が確認された。
- 6) 断面平均流速 $1.15\text{m/s}$ の条件では、排砂開始3分半程度で、総排砂量のうち粒径 $1.73\text{mm}$ で90%、粒径 $0.36\text{mm}$ で55%の土砂が排出されており、粒径が小さいほど排砂量が低減するまでに要する時間が長い傾向が認められた。
- 7) 管断面のアスペクト比(幅/高さ)が小さくなると排砂量のピーク値は小さくなり、排砂濃度は大きくなる。
- 8) 管断面のアスペクト比(幅/高さ)による排砂量が低減するまでに要する時間の大きな変化は認められず、アスペクト比を小さくすることで、小規模な施設と少量の水量で同等の効果が得られそうである。ただし、排砂濃度が大きくなるため留意が必要。
- 9) サイフォン管幅 $0.33\text{m}$ の条件について無次元排砂量と無次元掃流力との関係を整理すると、両者との関係に概ね相関が得られ、排砂によるエネルギー

ギー損失を考慮したサイフォン管の水理設計がある程度可能であると考えられる。

- 1 0) サイフォン管幅を変化させた場合の無次元掃流力に対する無次元排砂量の関係については、アスペクト比（サイフォン管の幅）が小さい方が、無次元排砂量が多い傾向がみられる。
- 1 1) サイフォン下段管からの排砂終了時の堆砂形状の結果から管幅 0.33m、0.20m では吞口中央部で両端部と比較して少し盛り上がる形状となり、両端部では、局所流による洗掘の影響でやや堆砂面が低下しているが、概ね下段管の吞口下面まで排砂可能と考えられる。幅 0.10m では、下段管の吞口がやや埋没しており、吞口下面まで排砂されなかった。

今後は、サイフォン管吞口標高と堆砂面標高との関係等を調査してピーク排砂量の検討を行っていきたい。また、柔軟性を有する管路を用いた手法についても検討していきたい。

土砂輸送管のエネルギー損失について、水理模型実験により、管径、土砂粒径、土砂濃度、管内流速との基本的な関係を把握した。

今後さらに管径を大きくして、管内流況と損失係

数の関係を調査するとともに、実際に採取したダム貯水池内土砂を用いた実験を行い、最適な輸送速度と管径と平均粒径の関係を調査し、湖内輸送管設計に資する損失係数の調査を実施したい。

最後に、現地観測の実施において様々なご協力をいただいた国土交通省東北地方整備局三春ダム管理所各位に感謝の意を表します。

## 参考文献

- 1) 櫻井寿之、柏井条介、久保康夫：シートとパイプを用いた排砂装置、土木技術資料, Vol. 48, No. 12, pp. 30-35, 2006. 12
- 2) 箱石憲昭、櫻井寿之、泉谷隆志、久保康夫：新しい排砂技術の開発、取水と制水, No. 52, pp. 132-144, 2008. 3
- 3) 星野公秀・泉倫光・櫻井寿之・箱石憲昭：置土侵食実験における先端および側方侵食量推定式の提案、第 62 回土木学会年次学術講演会講演概要集, 2-204, pp. 407-408, 2007. 9

【英文要旨】

## A STUDY ON THE SEDIMENT SUPPLY MEASURES FROM A RESERVOIR CONSIDERING CONTROL OF A SEDIMENT DISCHARGE AND GRAIN SIZES

**Abstract:** Recently, in order to conserve an environment of river bed and sediment transport downstream of the reservoir, a control of quality and quantity of sediment discharge from a reservoir is required. However, it is extremely difficult to control them accurately by the conventional measures such as sediment bypassing and flushing, because they are greatly affected by the operational conditions, situation of a sedimentation and inflow conditions. Then, this study aims to develop sediment supply measures that are able to control sediment discharge and grain sizes with high accuracy according to the outflow discharge.

In 2007, in order to obtain field observed data for understanding of actual resettled sediment erosion phenomena and verification of prediction methods for erosion rate, field investigation on downstream area of Miharu dam was carried out. And hydraulic function of air valve sediment flushing was investigated by physical model test under the conditions of various parameter changes, such as sediment diameter, water velocity and aspect ratio of siphon pipe. In addition, energy loss of transport pipe in the reservoir was examined by physical model tests. As a result, the progress of actual resettled sediment erosion phenomena was revealed quantitatively and hydraulic data and erosion volume data were obtained. And the situation of sediment discharge during switching the siphon pipe of the air valve facility was confirmed. The relationships between various parameters and sediment discharge rate or water head energy loss of air valve facility were revealed. Furthermore, the basic relationships between energy loss and parameters: pipe diameter, sediment particle size, sediment concentration and water velocity of transport pipe was understood.

**Key words:** dam reservoir, countermeasures for sedimentation, sediment resettlement, air valve flushing, transport pipe in the reservoir