

論文

水圧吸引土砂排除システムの排砂機能に関する研究

岡野 眞久¹ 俣野 文孝² 片山 裕之³ 田島 芳満⁴ 中川 一⁵

Studies on Dredging in a Reservoir using Multi-Hole Suction Pipe

Masahisa OKANO Fumitaka MATANO Hiroyuki KATAYAMA
Yoshimitsu TAJIMA Hajime NAKAGAWA

この論文は貯水位を低下させずに自然の営力により貯水池堆砂を排出する方策の一つである、水圧吸引土砂排除システムの実用化のための実験的研究に関するものである。ここではまず、筆者らが提案するマルチホールサクシオン排砂管を対象に、吸入圧損を考慮した一次元水理モデルと土砂混合水の管路流れの特徴から有効管長の存在とその延長など、流送機能の基本的な性質を明らかにした。次いで本排砂管の排砂模型実験結果の概要を示すとともに、吸入開始から終了までの過程のいくつかの段階を、この水理モデルを用いた土砂混合水の管路流れの定常解により表現できることを明らかにした。また、これらの考え方を用いた本排砂管の設計方法についても論じた。

キーワード：水圧吸引土砂排除システム、マルチホールサクシオン排砂管、有効管長、排出土砂濃度、ダム下流河川環境

1. 序論

(1) 貯水池流砂対策の必要性

わが国の近年のダムは概ね100年間の推定堆砂量等をもとに、あらかじめ貯水容量内に計画堆砂容量が確保されている。しかし、中部山岳地域等をその流域にもついくつもの大規模ダムでは、これまで種々の堆砂対策が講じられてきたが、年平均計画堆砂量を上回るペースで堆砂が進行している。このため、これらのダムでは上流河床の上昇、貯水容量の減少さらには取水設備の機能不全等の問題が生じ、流砂の連続性に関連してダム下流域でも河床の低下・粗粒化、流路形態の変化、あるいは海岸侵食等が懸念されている。

(2) 水圧吸引土砂排除システムの役割

わが国の河川では、一般に流出土砂の粒径別構成比は礫：砂：シルト・粘土＝(0～10%)：(35～40%)：(50～65%)程度といわれている¹⁾。ダム貯水池にはこ

の構成比をもつ土砂が流入し、図-1に示す貯水池のもつ堆積特性に応じて、粒径ごとに分級された堆砂デルトが形成される²⁾。岡野らはこの粒径別堆砂特性をもとに、費用と河川環境への影響の観点から、洪水バイパスやフラッシング以外の方法で、貯水位を低下させずに進行する堆砂対策として置土による下流土砂還元、水圧吸引土砂排除システムなど、いくつかの堆砂手法の組み合わせを示唆した³⁾。

本論文はこの中のひとつの方法である水圧吸引土砂排除システムについて論ずるものである。

(3) 水圧吸引土砂排除システムの構成

水圧吸引土砂排除システムはダムの貯水位と下流放流地点の水位差を利用して、貯水池内から堆積土砂を、パイプもしくは一部区間は開水路により、ダム下流側に排出しようとするものである。このように機械式ポンプを使わずに流水のもつ自然の営力により、貯

¹ (財)ダム水源地環境整備センター 理事, 工修

² 有限責任中間法人ダム水源地土砂対策技術研究会 技術委員 (五洋建設(株))

³ 五洋建設(株)土木設計部, 博(工)

⁴ 五洋建設(株)技術研究所, Ph. D.

⁵ 京都大学防災研究所 教授, 工博

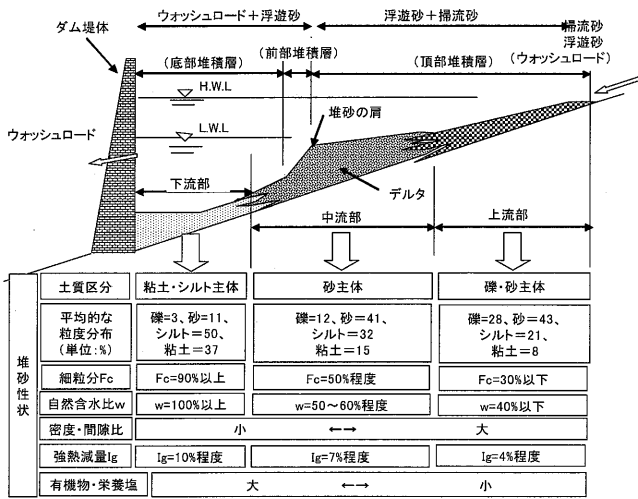


図-1 貯水池堆積土砂の性状²⁾

表-1 水圧吸引土砂排除システムの構成比較

	移動式	固定式	(参考)従来の機械浚渫
集泥	浮体 + サイフォン浚渫	沈砂池・デルタ肩付近などの堆砂集中域	ポンプ船 + 機械式ポンプ
吸入	Hydro-JT工法 SY工法など	離散スリット渦動管 Hydro-P工法 マルチホールサクシオン排砂管など	
流送等	パイプまたは船舶運搬	パイプまたは開水路	パイプまたは土砂運搬船
貯留・仮置き	直接湖外へ もしくは湖内仮置き	なし	湖外沈砂池
下流放流	- (洪水時放流)	濃度調整 洪水時放流	- (利用または処分)

水位を保ったまま貯水池内堆積土砂を除去するシステムを、HotchkissらはHSRSと名付け、それまでの研究をとりまとめている⁴⁾。

水圧吸引土砂排除システムは、筆者らの知るところでは組み合わせ利用は考えられるが、移動式と固定式に大別され、概ね表-1の構成となる。このシステムは自然のエネルギー（水位差と大量の洪水）を用いて初期投資と運転費用を小さくし、下流河川環境の受容の範囲でモニタリングしつつ排砂するものである。なお、本システムの対象土砂粒径は吸引する堆砂デルタ上の位置によってほぼ決まる。

(4) 本研究のねらい

本研究では、従来の研究に基づき筆者らが提案するマルチホールサクシオン排砂管（以下「MHSP」という）を対象に、水理モデルをもとに土砂混合水の管路流れの特徴を加味しつつ、有効管長の存在などその基本的特性を明らかにするとともに、排砂模型実験によ

り吸引・流下特性を確認する。次いで、これらのモデル等による考え方をもとにMHSPシステムの設計の考え方および必要な実験についても考察し、設計面からもその実用化を目指すものである。

2. 従来の研究

(1) 水圧吸引土砂排除システムに関する従来の研究

水圧吸引土砂排除システムの事例は多くはないが、移動式ではサイフォン浚渫は中国などで使われてきた実績はあるようである⁴⁾。移動式は排砂点を動力により移動させ、線状もしくは面状の排砂を行う。洪水時の排砂にはこの排砂点の安全な移動が課題になる。また、平常時の浚渫では下流河川にそのまま土砂を排出できないため一時貯留または処理用の空間を必要とし、処理費用の問題も生ずる。

橋本は、浚渫・輸送に関する Jacobsen により開発されたサクソホンタイプのサクシオンヘッドを有するサイフォンを紹介するとともに、佐久間ダム貯水池で行われた Hydro-J 工法をベースとした Hydro-JT 工法（貯水池に浮かべた台船から J 管を吊り下げ、水位を下げた土運搬船内に排送する方式）の適性実験結果を報告している⁵⁾。

また、サイフォン浚渫では、粘着性の高いシルト・粘土が卓越する堆砂の吸入などでは閉塞のおそれがある。これに対して横森らは、プラグ流と脈動流を発生させて閉塞を回避する試み (SY 工法) を行っている⁶⁾。

一方、固定式としては、同じく貯水位を保ったまま排砂する方法に、堤体底部のオリフィス型排砂管を用いる方式があり、筆者らはこれも水圧吸引土砂排除システムに含める。吉良は、オリフィス型点排砂法では、堤体付近の堆砂が部分的に排砂されるのみであるのに対し、貯水池底縦断方向に渦動管を用いた線排砂法を採用すれば、渦動管延長線上の堆砂の排出が可能になるとしている⁷⁾。

道上・小田は一様型スリット渦動管を対象に理論的な検討を行い、管内流れの基礎方程式について、通常の管路の定常流れに連続スリットからの流入があるものとして示している⁸⁾。また有効渦動管長を増加させるため、開口部が離散的に配置されているスリット管を提案した⁸⁾。中国電力奥津第2発電所ではこの離散

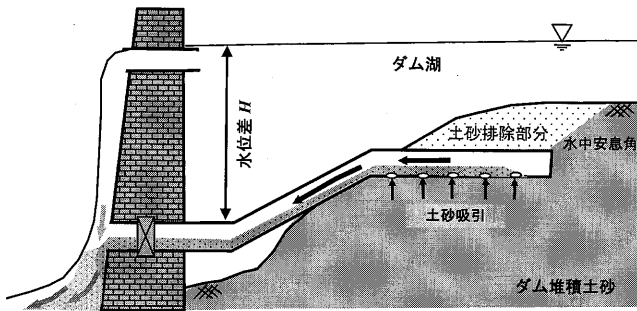


図-2 マルチホールサクシオン排砂管の概念図

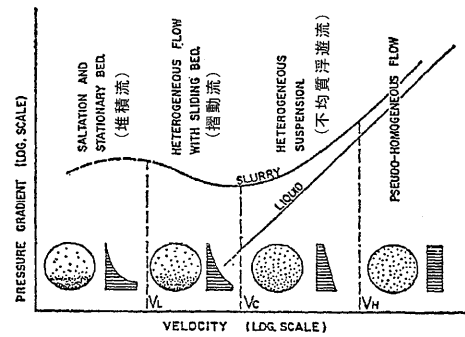


図-3 管内の流砂形態と管内流速の関係¹²⁾

型スリットを用い、スリットを下方に向けた渦動管が沈砂池等に試験活用されている⁹⁾。

なお、これより先に Jacobsen らは、湖底近くに設置し排砂するパイプ底に連続したスリット列を有する排砂管 (Slotted Pipe Sediment Sluicer, SPSS) を開発し、ネパールの Jhimruk 貯水池で試験しており Batuca らはその概要を紹介している¹⁰⁾。

岡野らは、離散型スリットを丸穴に変えた渦動管をマルチホールサクシオン排砂管と名付け、図-2 に示すような固定式の水圧吸引土砂排除システムを想定し、その土砂排出機能を、清水による模型実験と道上・小田の解析モデルから発展させた水理モデル解析によって論じている¹¹⁾。なお、図-2 では吸入ホールをパイプ底に設置しているが、堆積土砂の性状などに応じて必ずしもパイプ底でなくても良い。

本研究では、この水理モデルの改良とさらに土砂混合水の管路流れの特徴である、堆積限界流速の存在や、濃度とともに変化する土砂混合水の管路抵抗についても考慮して、MHSP の土砂流送特性を論ずるものである。

(2) 土砂混合水の管路内流送に関する従来の研究

a) 流れの形態と堆積限界流速

水平管路の流砂形態に関する奥田¹²⁾ の総括的な報告によれば、管内の流れと流砂形態は、模式的におよそ図-3 のように示される。一般に不均質流に属する3態は不均質浮遊流、摺動流そして堆積流もしくは沈床流と呼ばれている。

これらの限界速度については多くの研究者により実験的研究がされている。堆積限界速度は、管底に接している粒子層が摺動状態から堆積し始めるときの速度とされている。この速度から摺動層が消滅し浮遊流れ

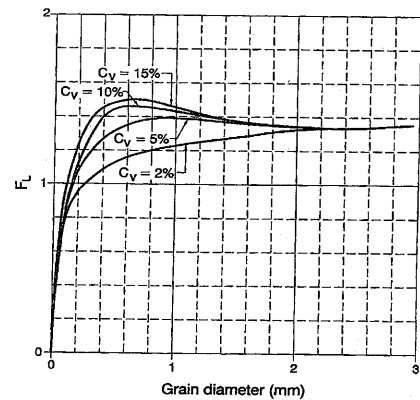


図-4 F_L と粒径および土砂濃度の関係¹²⁾

となる浮遊限界速度までの範囲は、管底に摺動層が存在する。堆積限界速度 V_c としては Durand 式 (1) が代表的である¹²⁾。

$$V_c = F_L \sqrt{2gD(s-1)} \quad (1)$$

ここに、 F_L : 限界速度係数、 D : 管径、 s : 土粒子比重である。係数 F_L の値は図-4 に示すように、対象とする土砂の粒径および管内土砂濃度 C_v によって変化する。たとえば管径 52 mm、土粒子の中央粒径 0.075 mm、 $s=2.64$ 、土砂の体積濃度 $C_v=5\%$ の条件では堆積限界速度は約 0.9 m/s となる。

土砂混合水を管路輸送する場合、堆積限界流速を目安に管内流速を変化させれば流砂形態を制御することができる。従来、浚渫における管路輸送では摺動流あるいは堆積流の領域に入らないようにすることが第一に考えられ、高速輸送が行われていたが、本システムでは比較的低流速での流送を考慮する。

b) 摺動層を伴う土砂混合水の管路抵抗

摺動層を伴う土砂混合水の水平管路の圧力損失の間

題についても、多くの研究者が Durand 型の圧損形式で実験値を公表している。圧力損失係数 ϕ は次式 (2) で定義される。

$$\phi = \frac{i - i_w}{i_w C} \quad (2)$$

ここに、 i ：土砂排出時の動水勾配、 i_w ：清水時の動水勾配、 C ：管内の土砂体積濃度である。

Kazanskij は、土砂の粒度分布を考慮した圧力損失式 (3) を提案している¹³⁾。

$$\phi = 180 D^{1/2} V^{-3} (\overline{Fr_{Xj}})^{0.5} \quad (3)$$

ここに、 $(\overline{Fr_{Xj}})^{1.5} = \sum (Fr_{Xj})^{1.5} X_n / 100$ で $Fr_{Xj} = w_n / \sqrt{gd_n}$ は土粒子の粒径 d_n とその沈降速度 w_n によるフルード数 (表-2)、 X_n は各粒径 d_j の百分率、 D ：管径、 V ：管内流速である。式 (2) より動水勾配比 i/i_w は濃度をパラメータにして式 (4) で表せる。

$$i/i_w = C\phi + 1 \quad (4)$$

ここで示した動水勾配比は管内流速を同一とした条件における比を表すので、それを摩擦係数のみによって表現すれば、土砂混合時の摩擦係数 f と清水時の摩擦係数 f_w との関係は式 (4) から式 (5) で表される。

$$\frac{i}{i_w} = \frac{fV^2}{2gD} / \frac{f_w V^2}{2gD} = \frac{f}{f_w} = C\phi + 1 \quad (5)$$

図-5 に、管径 52 mm、8号珪砂 (粒径 0.06~1.20 mm)、

表-2 粒径 d と Fr_{Xj} との関係

d (mm)	0.06-0.10	0.10-0.25	0.25-0.50	0.50-1.00	1-2	2-3	3-5	5-10	>10
$Fr_{Xj}^{1.5}$	0.020	0.098	0.404	0.755	1.155	1.50	1.77	1.94	2.00

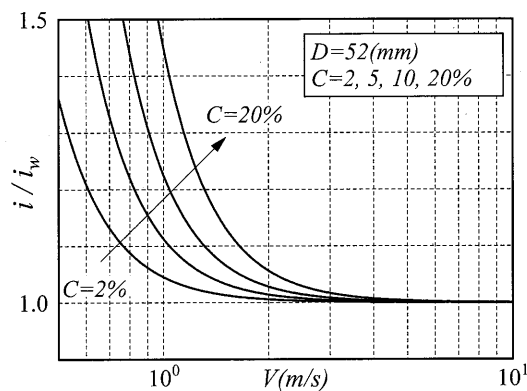


図-5 管内流速と土砂混合時および清水時の動水勾配比の関係 (Kazanskij)

の場合の土砂排出時と清水時の動水勾配比 i/i_w と管内流速との関係を示した。なお清水時の摩擦損失係数 f_w は管路の摩擦抵抗則¹⁴⁾ から算定する。たとえば管径 52 mm、管内流速 1.0 m/s、相当粗度 $k_s/D=0.007$ の条件では f_w は約 0.035 となる。

3. MHSP の水理特性

(1) 水理モデルの改良

図-6 に示す定常状態を仮定する。ここで v は吸入口における吸入流速、 V は管内流速である。管内流速 V には添え字 in および out を付して、吸入口前後の流速を区別した。質量保存則より管内流速 V と吸入流速 v の関係は次式 (6) で表される。

$$\frac{d}{dx}(VA) = \delta(x_h) va \quad (6)$$

ここで A ：管断面積、 a ：吸入口断面積、 x ：流下方向座標軸、 x_h ：吸入口位置である。 $\delta(x_h)$ はデルタ関数で吸入流量 va が吸入口地点でのみ与えられることを示している。また管内の圧力 p の変化はベルヌイ方程式を用いて次式 (7) で表現できる。

$$\frac{d}{dx} \left(\frac{V^2}{2g} \right) + \frac{d}{dx} \left(\frac{p}{\rho g} + z \right) + \frac{f_e}{2gD} |V|V + h_{SL} \delta(x_h) = 0 \quad (7)$$

ここで、 g ：重力加速度、 D ：管径、 p ：管内圧力、 ρ ：流体密度、 z ：位置水頭である。損失係数 f_e は管の曲がりなどによる損失係数 f_b と管内の摩擦係数 f との和で表される。 f_b はそれぞれのシステムに特有な条件などによって変化するので、実験などで事前にその値を算定する。管内の摩擦損失係数 f は Moody 図表により算定するが、管内流が土砂を含む場合には、土砂の混入による摩擦係数の増加分を前述した Kazanskij の式¹³⁾ により与える。 h_{SL} は吸入流の管内流への合流に伴う管内の損失水頭である。MHSP で

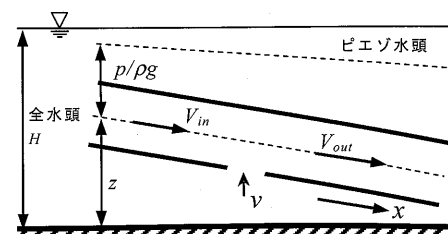


図-6 清水実験における吸入損失水頭

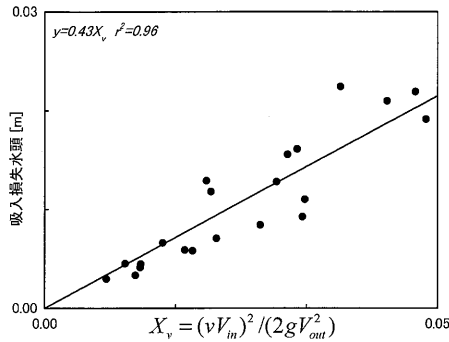


図-7 吸入圧損失水頭と管内・吸入流速の関係

は道上・小田⁹⁾の一樣スリット管とは異なり，吸入口が離散的に設置され吸入流と管内流がほぼ直角に衝突するので， h_{SL} の値が比較的大きくなることが予想される。本研究では，吸入による損失水頭は摩擦損失と同様に管内流速の二乗に比例し，かつ，その損失係数は管内流速に対する相対的な吸入流速の大きさに依存すると仮定した。この仮定に基づき，清水模型実験結果との比較を試みたところ，次式 (8) が実験結果と良い相関を示すことが分かった (図-7)。

$$h_{SL} = 0.43 \frac{v^2}{V_{out}^2} \frac{V_{in}^2}{2g} \quad (8)$$

式 (6)～(8) を用いることにより，吸入流速 v が分かれば任意地点における管内流速 V と管内圧力 p が求められる。最後の未知変数である吸入流速 v は道上・小田⁹⁾と同様の次式 (9) で与える。

$$v = k_c \sqrt{2g \left\{ H - \left(\frac{p}{\rho g} + z \right) \right\}} \quad (9)$$

ここで k_c は流入係数で，その値は堆積土砂の状況などによって変化するが，道上・小田⁹⁾によれば清水状態では $k_c = 0.8 \sim 0.9$ となる。

管内土砂混合水による摩擦損失係数は，前述の Kazanskij のモデルを援用して式 (5) で算定する (図-8)。管内土砂濃度 C の算定については後述するが，あらかじめ模型実験等で求めた管路内流速と土砂濃度の関係を用いる。

(2) モデルの数値計算方法

モデルの未知変数 V, v, p は式 (6), (7), (9) から繰り返し計算によって求められる。実際には式 (9) を非定常ベルヌイ式

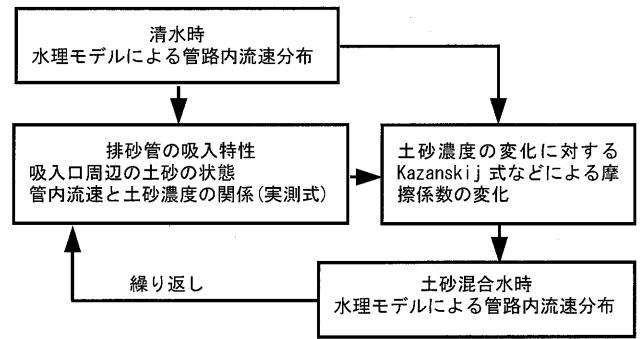


図-8 土砂混合水を水理モデルで扱う考え方

$$\frac{\partial v}{\partial t} = \frac{g}{L} \left\{ H - \left(\frac{v^2}{2g} + \frac{p}{\rho g} + z + \frac{f_{in}}{2g} |v|v \right) \right\} \quad (10)$$

に書き換え，式 (10) が定常状態に達するまで繰り返し計算を行う。ここで L は吸入口から十分に離れた管外で流速が無視できる地点までの距離を示すが，式 (10) の定常解 (式 (9)) は L に依存しないので， L の値は数値計算が安定に行われる範囲で任意に決定すればよい。 f_{in} は吸入口での吸入流の剝離などによる損失係数であり，式 (10) の左辺をゼロとして求めた v の定常解と式 (9) との比較から $f_{in} = (1 - k_c^2) / k_c^2$ で表される。式 (7) の境界条件は吐出口で $p = 0$ ，管外の圧力水頭を $H = \text{一定}$ とし，初期条件は $V = v = 0$ とする。

また計算時間を短縮する目的で式 (7) は等間隔メッシュで差分化するのではなく，各吸入口に挟まれた一樣管路部分をひとつの領域として差分化し，吸入口の直前・直後における管内圧力を算定する。式 (10) の吸入口における圧力 p にはここで求めた吸入口前後の圧力の平均値を与える。一樣管路部分では管内流速が一定であり，管内圧力 p は摩擦抵抗による損失のみから決定されるので，式 (7) から陽的に算定することができる。

(3) 管内流速および吸入流速の分布と有効管長

図-9 に排砂中の MHSP における吸入流速 v および管内流速 V の流下方向分布の計算例を示す。この図が示すように各吸入流速および管内流速は，ともに下流側で大きく上流側に向かって減少する。先端からの注水がない場合 (図中破線および□)，第6口より上流側では管内流速がゼロとなる。仮に堆積限界速度が 0.9 m/s 程度とすれば，せいぜい下流から第3口

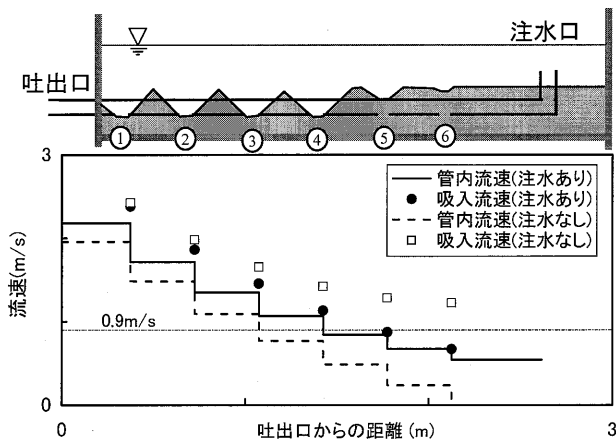


図-9 MHSPにおける管内流速と吸入流速の管路方向分布(全水頭0.6 m, 管径52 mm, 吸入口径23 mm, 吸入口間隔350 mm, 吸入口数6)の計算例

までが土砂輸送が可能な範囲(有効管長)である。

次に上流端を開放し、自由に流入できる状態(以下自然注水という)を考える。自然注水の条件では、注水口での吸入流速は最上流端に吸入口があると考え式(9)で表現する。自然注水により管内にベース流れが生じ、管内流速を全体に大きくできる(図中実線)。図-9の計算例では、下流から第4口までは管内流速が堆積限界速度0.9 m/sを上回る。この結果、有効管長を下流から第4口までに延長できると考えられる。一方、吸入口での吸入流速(図中●)は注水なしのケースに比べて全体に小さくなるが、砂を対象とする場合、吸入流速($v > 0.8$ m/s)は吸入口周辺の砂粒子を移動させるのに十分な大きさであり、土砂流送の制約にはならないと考えられる¹¹⁾。

(4) ホールの開閉による有効管部の移動

上述のように、MHSPでは上流に向かって吸入口が増えるに従い管内流速が減少し、堆積限界流速との関係から有効管長が定まると見られる。さらに土砂吸入可能領域を拡大するには、外部から吸入口の開閉制御をすれば良い。

図-10は4口ずつの開閉制御による吸入範囲の移動と水理モデルによる管内流速の計算結果である。Phase-1では有効管長である4口までが管内流速が堆積限界流速より大きくなる範囲であり、5口目より上流側では堆積限界流速より小さくなる。Phase-2では下流側の4つの吸入口を閉じ第5~8口を開くことに

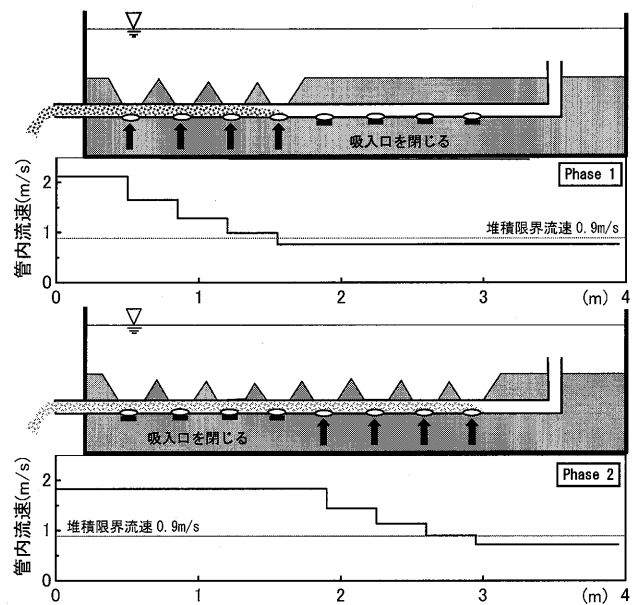


図-10 開閉制御による吸入範囲拡大と水理モデルによる計算結果

より5口目より上流側の管内流速を高め、5~8口の範囲でもPhase-1の1~4口にほぼ相当する管内流速を得ることができる。

4. 排砂機能の模型実験による確認

(1) 吸入・流下実験設備の概要

本排砂管による土砂吸入状況を把握・確認するために模型実験を行った。実験水槽の大きさは高さ0.7 m×幅1.0 m×長さ8.5 mであり、排砂管には管内径52 mmの塩化ビニルパイプを使用した。これは後述する想定実機(管径45 cm)の約1/12スケールに相当する。また、管内の流砂形態を観察できるように一部は透明なアクリル管を用いている。吸入口径は断面積が概ね排砂管断面積の1/5になるように23 mmとし、吸入口ピッチは道上・小田⁸⁾を参考に開口比が1:15程度となるよう350 mmとした。上流端の注水口では流入量を制御するために注水管の径を変えられるようにした。下流側はバルブ、管内圧力計、 γ 線密度計、流量計を通過後に気中開放とし、開放口の位置を上下させて水位差条件を変化させた。貯水池内の水位は変化しないように水槽上流側に越流部を設けた。実験の堆積土には入手しやすい最小粒径砂として8号硅砂を用いた。その土質性状を表-3に示した。実験

表-3 実験に用いた 8 号硅砂の土質性状

密度 (ρ_s) (g/cm ³)	2.642
湿潤密度 (ρ_t) (g/cm ³)	1.971
乾燥密度 (ρ_d) (g/cm ³)	1.563
間隙比 ($e = \rho_s / \rho_d - 1$)	0.69
透水係数 (cm/s)	1.12×10^{-3}
粒度分布	0~0.053 (mm) : 22.4 (%)
	0.053~0.075 (mm) : 26.0 (%)
	0.075~0.106 (mm) : 30.3 (%)
	0.106~0.150 (mm) : 16.8 (%)
	0.150~0.210 (mm) : 4.5 (%)

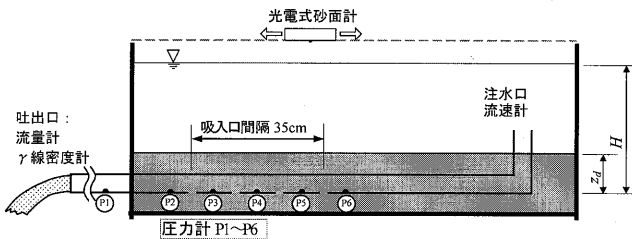


図-11 土砂吸入実験における排砂管部分の概要

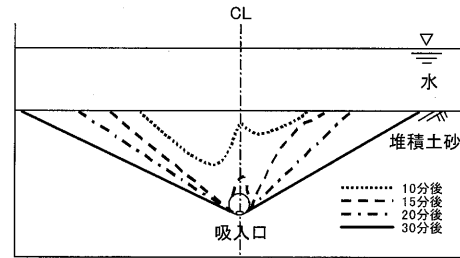


図-12 吸入時間と出来形 (吸入口 1 口)

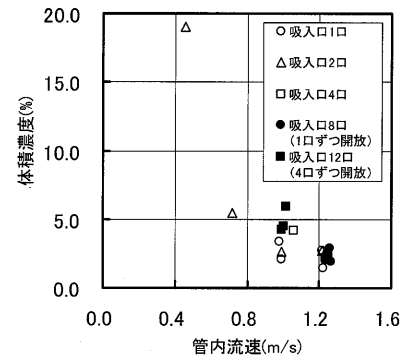


図-13 ピーク濃度 (体積濃度) と管内流速

では水中に敷き均していく程度で特別の締め固めはしていない。実験では、図-11 に示すように吐出口付近や吸入口の前後の合計 6 箇所に圧力計を、吐出口に流量計と密度計を、注水口に流速計をそれぞれ設置した。また、光電式砂面計も設置し、土砂の吸引によって変化する砂面の時間変化を観察した。これらの実験条件は岡野ら¹¹⁾に紹介されている。

(2) 吸入・流下の概況

目視観察による吸入・流下状況は概ね次のとおりである¹¹⁾。上流端に注水口がない場合は、下流側バルブを開放しても初めは流量が少なく、気中開放口や透明管の部分からは摺動状態と見られる流れも見られる。吸入口から堆積土砂表面へのほぼ鉛直の水みちとなる縦孔が一筋できると排出流量は増加し、この吸入流量に土砂は次々に巻き込まれ排出される。図-12 は排砂管断面方向で見た排砂出来形の時間経過を示した。排砂終了後のホール周辺の形状はほぼ水中安息角約 30 度のすり鉢状窪地となった。また、土砂の吸入は、吸入口が複数ある場合には下流から始まり徐々に上流に移動していく例が多い。

吸入初期は、下流側バルブ開放とともに吸入口より吸入された土砂は吸入流量が小さいため大きな流動抵

抗が生ずるようである。こうして部分堆積流れの状態になると吸入流量はさらに低下し、そのまま管内流速が増加しない場合は管内閉塞が生じると推定される。

閉塞回避のため排砂管上流端(注水口)を開放し、管内流量(流速)を大きくすることで、条件によっては管内閉塞の抑止効果が期待できることが実験で確認されている¹¹⁾。

(3) MHSP 排砂管による管内流速と排出濃度

これまで行ってきた管径 52 mm, 水位差 400 mm および 600 mm, 土厚 250 mm および 350 mm, 吸入口数を 1 口から 12 口までの実験結果をあわせて、ピーク濃度(体積濃度)発生時の濃度と吐出流速との関係を整理した(図-13)。

この結果からは、MHSP 排砂管の今回の実験条件における排出能力としては平均流速にして 0.8~1.2 m/s 程度、真体積濃度で 2~6% 程度であることが分かる。濃度 20% 付近にもデータがあるが、これは流速が小さいため摺動流れか堆積流れの状態になっている可能性が高い。

図-14 は吐出口付近に設置した γ 線密度計によって計測された吐出土砂体積濃度の時間変化を、吸入開始、ピーク濃度、吸入終了の 3 点で三角形分布に近似

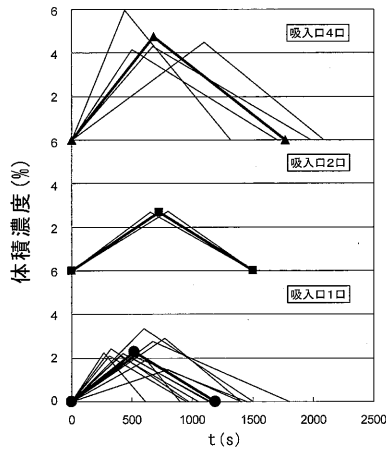


図-14 排出濃度（体積濃度）の時間変化（ピーク濃度と排出終了時刻で模式化）

して示したものである。ただし、図中の吸入開始時間 ($t=0$ s) は、吐出口での土砂濃度が高くなり始めた時点を示している。図-14 より開放吸入口数が多いほどピーク濃度は大きく、土砂濃度が減少し吸入が完了するまでの時間は長くなる傾向が見られた。

(4) 排砂管の土砂吸入・流下特性

a) 吸入口4口の実験ケース

図-15 (a) に示した吸入口4口（下流からそれぞれ第1, 第2, 第3, 第4吸入口と呼ぶ）の土砂吸入実験ケース（水位差：600 mm, 土厚：250 mm）を例に考察する。図-15 に、(b) 吐出口および注水口における管内平均流速, (c) 圧力計 P1~P6 で計測された管内圧力水頭, (d) 吐出口での土砂体積濃度, (e) P1~P2 間における管内摩擦係数の時系列変化を示した。なお、摩擦係数の実測値は、吐出口での管内流速と P2~P1 間の圧力損失の実測値から換算している。

実験による土砂吸入・流下特性は経時的に次のように示すことができる。

(1) 実験開始後 $t=300$ 秒あたりまでは上流端からの注水流速（量）は吐出口での管内流速（量）の約 80% を占めるが、排砂の進行とともにその占める割合は減っていく（図-15 (b)）。

(2) 実験開始後 $t=300$ 秒程度で、第3吸入口付近に水みちが形成された。この現象は注水口での管内流速や圧力計の実測値からも読み取ることができる。たとえば、第3吸入口からの吸入量が増加することで上流端注水流速は $t=300$ 秒を境に急激に減少している

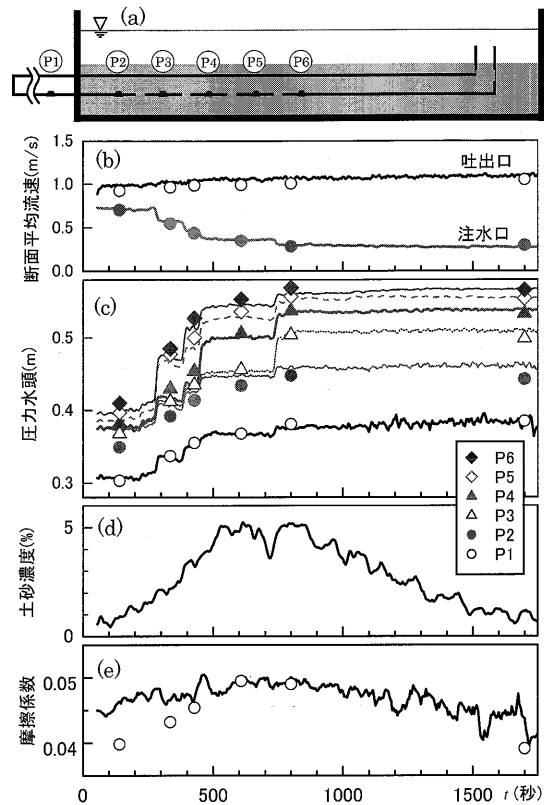


図-15 吸入口4口のケースにおける管内流速 (b), 圧力水頭 (c), 吐出口土砂濃度 (d), および P1~P2 間摩擦係数 (e) の各時間変化

(図-15 (b))。吸入流速の増加によって吸入圧力損失量も増加するので、第3吸入口前後の圧力計、P4 と P5 の圧力差は $t=300$ 秒付近で急激に大きくなっている（図-15 (c)）。

(3) 同様にして、 $t=400$ 秒, 450 秒, 700 秒付近では第4, 第2, 第1吸入口において順に土砂吸入が進行し、水みちが形成された。吸入流速は下流の吸入口ほど大きく、上流の吸入口ほど小さくなるので、吸入口の水みち形成は第1吸入口から順に上流側に移行する例が多いが、本実験では第3→第4→第2→第1吸入口の順に水みちが形成された。これには、吸入口周辺における土砂の堆積状態などが影響していると考えられる。

(4) 吐出口における管内の土砂体積濃度は $t=600\sim900$ 秒付近で最大値を記録し約 5% となった。

(b) 水理モデルによる説明

a) に示した経時的な断面平均流速, 圧力水頭の変化を6段階に分けて、水理モデルによる定常解析結果

を図-15に示した。このとき、管内流速と管内土砂濃度実測値から Kazanskij の式 (5) により、管内摩擦係数 f を求め、吸入口の流入係数 k_c を 0.8 と 0.1~0.2 で実験結果を統一的に説明できる値を試算している。なお、本実験では、注水管から排砂管部への直角曲がり部分と、吐出口近くの蛇腹状の曲がり管部における損失を f_b として、実験値から算定し考慮した。表-4 は図-15 に示した解析結果を導いた管内摩擦係数 f と吸入口の流入係数 k_c の一覧である。なおこの実験条件で Durand 式 (1) により、管内土砂濃度 5% 値を読み取ると、 $V_c=0.9$ m/s と算出される。解析値は管内圧力水頭を含め比較的よく実験結果を説明しているといえよう。なお本実験での清水条件における摩擦係数は 0.035 程度であり、流速 1.0 m/s および土砂濃度 5% 程度であれば摩擦係数が土砂混合によって 30% 強増加することがわかった。

(5) 有効管部の移動による排砂域の拡大

これまでの検討より、今回の実験条件における有効管長は吸入口 4 口相当と見られる。ここでは吸入口を開閉し排砂管有効管部を移動させ、有効管長ごとの吸入を繰り返し進めて排砂域を拡大する実験を行い、そ

の有効性を確認した。

土砂吸入実験では、図-11 と同様の計測器配置で吸入口を 12 口とし、土砂の吸引状況を見ながら吸入口を下流側から 4 口ずつ開閉した場合の管内流速や圧力水頭を計測した。図-16 はこの土砂吸入実験における、管内流速、圧力水頭、吐出口での土砂体積濃度の時間変化を示したものである。

最初に最下流側の 4 口のみを開放した (Phase-1)。吸入完了後 5 口目を開放しても吸入は進まない。次に 5~8 口の 4 口のみを開放し吸入を完了させた (Phase-2)。さらに 9~12 口のみを開放し、9~11 口の吸入ができた (12 口目付近は閉塞した) (Phase-3)。

表-4 吸入口 4 口の実験のモデルによる解析 (代表 4 段階)

経過時間 t (s)	土砂濃度 (%)	摩擦係数 f	吸入口の流入係数				各吸入口の吸入状態
			1	2	3	4	
150	1	0.040	0.15	0.15	0.15	0.15	全吸入口とも水みちができていない
350	2	0.043	0.15	0.15	0.8	0.15	第 3 吸入口に水みち
800	5	0.049	0.8	0.8	0.8	0.8	全吸入口に水みち
1700	1	0.039	0.8	0.8	0.8	0.8	全吸入口に水みち

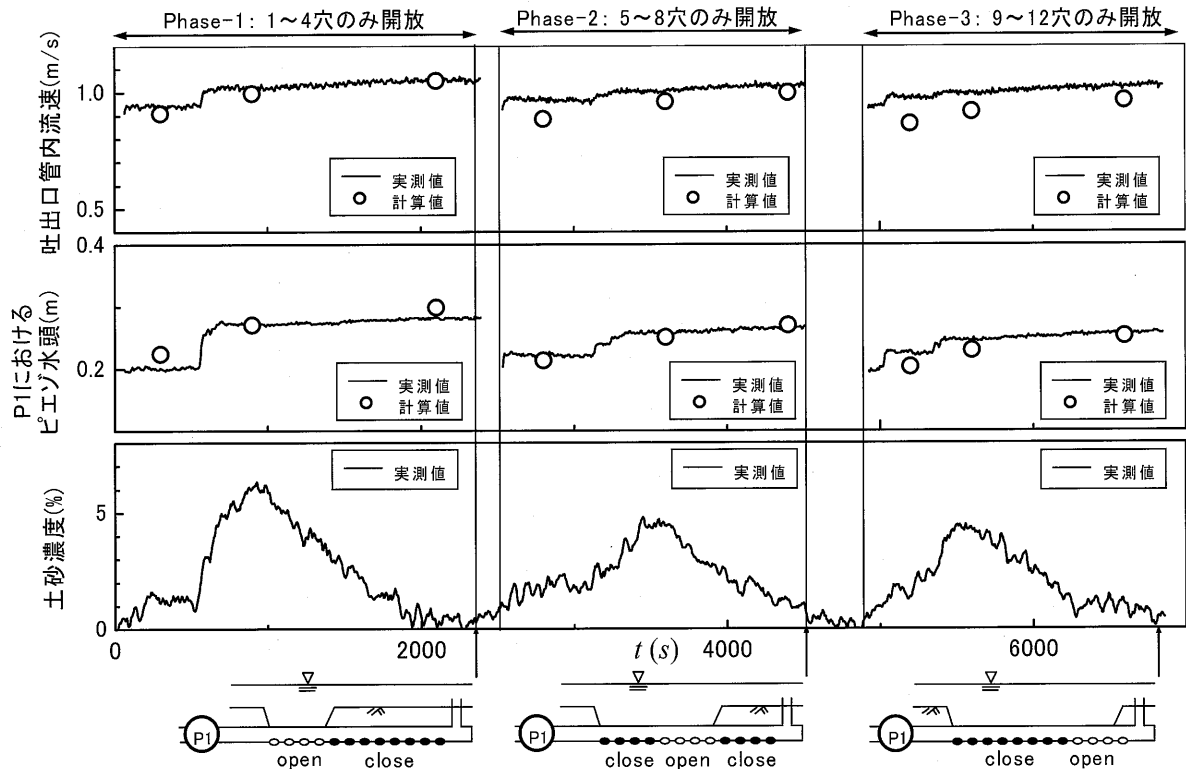


図-16 有効管長の線的拡大実験における管内流速、圧力水頭 (圧力計 P1)、土砂濃度の時間変化

本実験では、各 Phase における管内流速は 1.0 m/s 前後であったが、Phase が進み上流側に吸入範囲が広がると流速が少しずつ小さくなる。これは、吸入が上流に進むと排出側からの累積管長が長くなり、摩擦損失による水頭ロスが大きくなるためであろう。吐出口付近に設置した圧力計 P1 における圧力水頭は Phase が進むにつれて小さくなる傾向が見られた。これは実験中の全水頭 (0.6 m) が一定であったことから、P1 より上流側での管内摩擦損失は逆に Phase の進行とともに大きくなったことを意味する。Phase が進み上流側の吸入口を開放することで、土砂吸引後の流送距離が広がったことが原因であろう。また管内土砂濃度は、Phase が進むにつれてそのピーク値がやや減少する傾向が見られた。

水理モデルによる解析 (図中○) では、4 口 1 セットの吸入口を下流側から開放したそれぞれの状態 (Phase-1,2,3) を対象として実測濃度より Kazanskij の式 (5) をもとに管内摩擦係数を算出して、吐出口管内流速および P1 における管内圧力を算定した。さらにそれぞれの Phase を、(a) 土砂吸入初期 ($k_c=0.15$)、(b) 土砂吸入が進行し 4 口すべてで水みちが形成され、管内土砂濃度がピークに達した場合 ($k_c=0.8$)、(c) 吸入した土砂の流送が終了して管内土砂濃度がゼロに近づいた場合 ($C=0.8$)、の 3 段階で定常状態として解析した。水理モデルでは Phase の進行による管内流速の減少を若干過大評価するものの、実験で観察された諸現象をほぼ説明できた。

5. 排砂管部と流送部の設計の考え方

(1) 設計条件

水圧吸引土砂排除システムのうち、移動式は堆砂した土砂を求めて吸引点を移動させるのに対し、固定式は、土砂が流れてくるのを待ち受けなければならない。その点、沈砂池などの堆砂もしくは排砂領域が限定している場合には適用しやすい。しかし、ここでは比較的規模が大きい貯水池への適用も視野に入れ、貯水池内前部堆積層付近にほぼ水中安息角の法面勾配をもつトレンチを掘って、本排砂管を据えることを想定する。各トレンチへは上流に沈降・堆積した土砂が毎年の洪水および貯水池運用に伴う貯水位変動により再

移動してくる。これは、毎年のようにデルタ肩が下流に伸長していることをもって推測できる³⁾。そのように移動してきた土砂をトレンチで捕捉し洪水時に排砂するとして設計する。

比較的規模の大きいダムに MHSP を適用する場合には、土砂の流送部の設計にも注意を要する。流送部分の延長が長いと、この部分での損失水頭が大きく、全水頭差の大部分を流送部で消費する。

土砂吸入機能を確保する方策としては、中継槽によって吸入部と中継槽下流流送部を分離させる方法が、面的拡大への対応も含め効果的であろう。たとえば、排砂管から中継槽に気中放流させ、中継槽下流流送部については、中継槽内で想定される水位、ダム下流土砂排出地点までの高低差、および流送距離から想定される土砂を流送できるだけの流速が得られるような開水路を設計することが考えられる。

水理条件としては対象となる貯水池の水位差、流送距離が、洪水の生起と貯水池運用の面からは排砂可能時間と使用可能な流量が付与される。また、堆積土砂の粒径分布、固結度なども付与条件である。

(2) 水理モデルによる解析に基づく設計手順

図-17 に、本排砂管の設計フローの概略を示す。まず排砂管の諸元 (管径、吸入口径とピッチなど) を仮定し、付与の条件から上流端を開放した水理モデルにより管内流速を推定する。

具体的な手順としては、図-8 の考え方による。第一ステップとしては、ここに紹介した水理モデルおよび清水室内模型実験から得られた吸入圧損係数を用い、付与の条件と管路の抵抗則¹⁴⁾より得られる清水の摩擦損失係数や曲がりなど、管の形状による損失係数から清水時の管内流速分布を算出する。現地スケールに近い形で、清水実験により各種摩擦損失および管路内流速を測定し、解析値の適合度を確認しておく。

次にその管内流速と図-13、図-14 などの模型実験結果から平均濃度、ピーク濃度を得て、Kazanskij 式による土砂濃度に応じた摩擦損失係数を得る。これらの値と付与の条件から、水理モデルにより土砂混合水としての管内流速を算定する。

ここに紹介した水理模型実験は現地スケールより小さく、粘性による影響が相対的に大きいことが考えら

れるので、実験より得たこれらの係数は、現地スケールに比べ大きい値となっている可能性がある。

また、排出土砂濃度は堆積土砂の性状による影響が大きいので、水噴射などの補助機能を付加するなど、現地の状況や現地スケールに近い実験等により検討・設定することが望ましい。

なお、有効管長を決定する際の目安としての堆積限界流速は、Durand式(1)から求めれば良いが、対象土砂の性状等、厳しい条件での適用には現地スケールでの確認が必要になる。

単一管の有効管長が推定できれば、設計排砂量、運転可能時間、平均土砂濃度などから目標とする設計排

砂量に対し必要な管長を求め、単一管では管長が不足する場合は、吸入口の開閉による吸入範囲の線的拡大、あるいは複数の排砂管を面的に配置し、バルブにより制御する面的拡大などを検討する。この複数のバルブの空気中の操作を可能にするうえでも貯水池内の円筒状の中継槽の設置は有用になる。

概略設計事例を表-5、図-18に示す。付与の条件のもと、内径0.45mで、開放吸入口4口(間隔3m)で構成される単位吸引部(延長12m)を3つ有する排砂管(36m)を、貯水池内に12系統並列に設置(総延長432m)し、一度に3系統を同時運用する場合を想定した。堆積土厚4m、安息角30°の条件で各

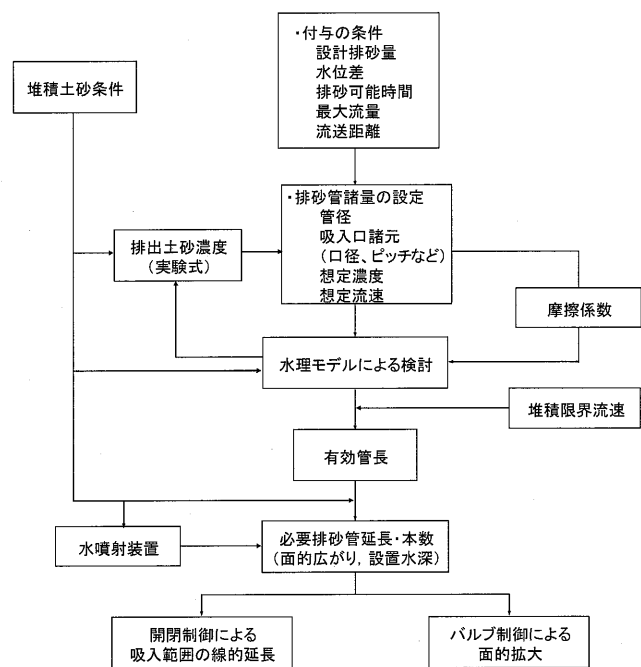


図-17 本排砂管の設計フロー概要

表-5 概略設計事例(単位吸引部12m排砂管の場合)

項目	概要	
排砂管設置位置	ダム下流放流先からの距離	約1.7 km
	総利用可能水頭差	51.1 m
利用可能水量	最大流量	6.0 m ³ /s
	流送時間(3洪水)	年間約70時間(=23時間×3)
目標排砂量	年間35,000 m ³ (堆砂量ベース)	
1系統排砂管部(中継槽に空中放流)	内径	0.45 m
	吸入口径	0.20 m
	吸入口数	4
	吸入口ピッチ	3.0 m
	土砂吸引部延長	12 m
	上流端・注水口管路	5.0 m
中継槽までの管路	中継槽までの管路	100 + 12×3吸引部 + 5 = 141 m
	排砂管水頭差	17.4 m 以上
	吐出流量*	1.0 m ³ /s
中継槽下流流送管(円断面開水路)	内径	1.3 m
	延長	1700 m
	計画流量	3.5 m ³ /s
排砂量	必要水頭差**(水路勾配)	約8 m 以上(約1/200)
	土砂堆積厚さ	4 m
	水中安息角	30°
	1系統当りの排砂量	約330 m ³ ×3吸引部 = 990 m ³
	平均土砂濃度	5.8% (みかけ濃度、真体積濃度2.5%)
12系統3系統同時運用吸引部合計432m	吐出流量	1.0×3=3.0 m ³ /s
	吐出土砂量	3.0×5.8% = 0.174 m ³ /s
	3系統の排砂時間	990 m ³ ×3系統 / 0.174 = 4.74 hr
	1洪水当りの運用可能ヶ所数	23 hr / 4.74 hr ≈ 4ヶ所
	1洪水当りの排砂量	990 m ³ ×3系統×4ヶ所 = 11,880 m ³
	年間排砂量	11,880×3 = 35,640 m ³

注) * 水理モデルによる計算値, **計画流量で円管路(φ=1.3m)が開水路となる条件で設定

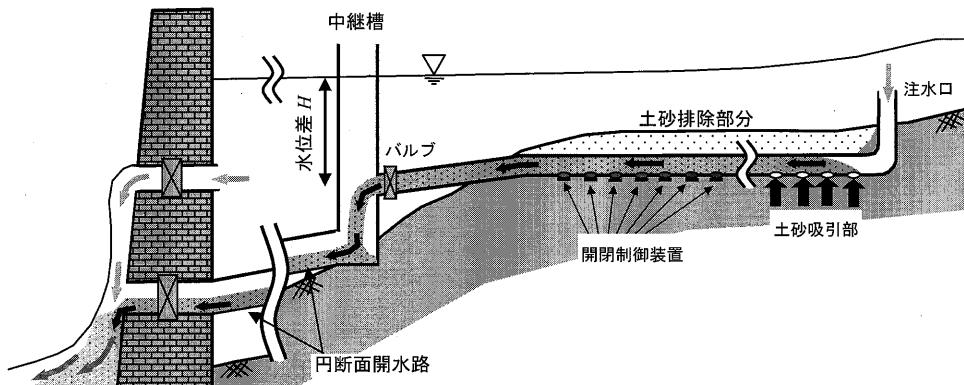


図-18 本排砂管を使用した設計の一例

単位吸引部上に吸引可能な土砂が 330 m^3 あるとすれば、3回の洪水時で年間目標量 $35,000 \text{ m}^3/\text{年}$ を排砂することが可能となる。なお管内の相対粗度は $k_s/D = 0.0005$ (Manningの粗度係数で $n=0.01$ に相当) とし、見かけの吐出土砂濃度は実験結果を参考に 5.8% (体積濃度で 2.5% に相当) とした。このときの吐出流速は 6.2 m/s となり、清水時および土砂混合時の平均摩擦係数はそれぞれ 0.0169 および 0.0171 であった。

中継槽下流における開水路の設計では、管径 1.3 m の円断面管路に対して計画流量 $3.5 \text{ m}^3/\text{s}$ を開水路条件で流送できる水路勾配条件を推算し、水路の相当粗度は美和ダムの土砂を対象として、その中央粒径を $d=0.05 \text{ mm}$ で与えた。また計画流量および土砂排出量に対して、開水路内の流速が堆積限界速度よりも上回り、土砂による水路の閉塞が起こらないことを確認した。最後に、この水路勾配が排砂管部に必要な水頭差やダムの高低差、開水路の流送距離と比べて妥当な値であることを確かめた。

6. 排砂管の運用

(1) 放流水質の制御

本システムは原則として洪水時、しかもゲートから洪水が放流されている間運用される。本システムから排出される高濃度SS水は、洪水吐から放流される低濃度SS水とダム直下で混合され、所定の水質に制御される。洪水時はもともと土砂濃度が高くなる時期であり、土砂の輸送能力は大きい。また、このような制御により自然の洪水時に近い土砂濃度の時間変化とすることもできる。

スイスやフランスおよび黒部川では、これまで貯水容量の維持を目的にした堆積土砂の周期的な排出が、下流河川環境に及ぼす影響検討のもとに実施されており、排砂が行われる諸条件が、排砂時期や頻度については水生生物のライフサイクルの観点から、流砂量や水質については浮遊土砂濃度の増加と溶存酸素量の低下による影響等を考慮し設定されている¹⁵⁾。

本システムが排出する堆砂が新鮮である保証はないが、運用可能な洪水のたびごとに排砂に努め、またDOなど水質モニタリングのもとで運用していく。

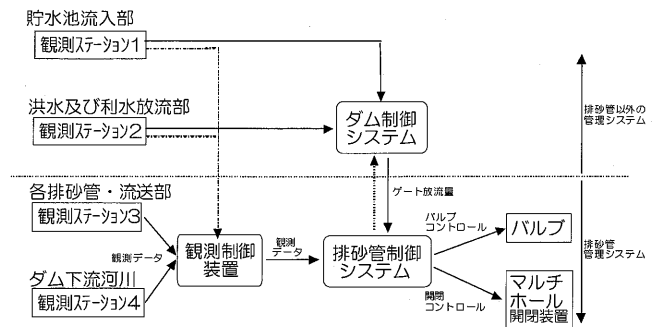


図-19 システム系統図

この一連の観測・制御システムの概念を図-19に示す。これは排砂管の運用に必要な観測データおよびダム本体の制御システムからゲート放流量等に関するデータを取得し、排砂管を制御するシステムである。

(2) 計測ステーションとその機器構成

基本的な観測ステーションの構成は図-19に示すように貯水池流入部と洪水および利水放流部に加え、複数の排砂管部および流送部、ならびにダム下流河川地点が必要である。基本観測項目はこれまでの経験から流量、SS濃度(必要に応じてその粒度構成)、溶存酸素濃度DO、水温が考えられる。その他、貯水池内の堆積土砂の状態をあらかじめ観測・把握することも課題となる。また、下流河川環境変化の確認のための観測項目も必要となる。河川の特성에依りてモニタリングをしていくことになる。美和ダムでは洪水バイパスの運用を控え、物理環境への影響を把握する「観測」と、生物への影響を把握する「生物調査」から成る事前モニタリングが始められている¹⁶⁾。

7. おわりに

マルチホールサクシオン排砂管の堆砂排除機能について実験的に研究し、以下の点を明らかにした。

1) 道上・小田の運動方程式に、吸入部の運動量拡散による損失を加えた次元水理モデルによる挙動解析に、土砂混合水の管路内流送特性を考慮する考え方を示した。このモデルは本排砂管の排砂の現象をいくつかの定常状態により実用上十分に表現できた。

2) 有効管長を堆積限界速度との関係で説明した。上流から注水し管内流速を大きくする方法は、有効管長の延長、管内の閉塞回避に有効であった。

3) 吸入口の開閉により有効管部分を移動し、吸入

可能範囲を線的に拡大可能であることを確認した。

4) 本モデルを用い、土砂混合水の管路内流送特性を考慮した解析結果をもとに排砂管を設計する考え方、および放流部の水質観測と水質制御システムの基本構成を整理した。

今後は、対象とする堆積土砂の適用範囲を確認するとともに、現地での適用性確認のための実験方法を明らかにするなど、引き続き実用化のための諸課題を検討していく必要がある。

参考文献

- 1) 藤田光一, 宇多高明, 服部 敦: 水系土砂収支分析のための「有効粒径集団」の考え方の提案, 土木技術資料, **37**(12), 33-39, 1995
- 2) 大矢通弘, 角 哲也, 嘉門雅史: ダム堆砂の性状把握とその利用法, ダム工学, **12**(3), 184, 2002
- 3) 岡野眞久, 梅田 信, 田中則和, 横森源治: 洪水時におけるダム貯水池流入微細粒土砂の挙動把握と貯水池堆砂管理への応用, 土木学会河川技術論文集, **9**, 73-78, 2003
- 4) Hotchkiss, R. H. and Huang, X.: Hydrosuction sediment-removal system: Principles and Field Test, J. Hydr. Eng., **121**(6), 479-489, 1995
- 5) 橋本 徹: ダムや堰などの貯水池に堆積した土砂を排出する Hydro 技術, 大ダム, No. 183, 85-89, 2003
- 6) 横森源治, 福本晃久, 土屋良明, 渋谷扔州: 美和ダム貯水池内堆積土砂の効率的な排出工法の開発, ダム技術, No. 205, 47-63, 2003
- 7) 吉良八郎: ダム堆砂とその防除, 森北出版, p. 349, 1982
- 8) 道上正規, 小田明道: 沈砂池の排砂工に関する研究, 鳥取大学工学部研究報告, **17**(1), 81-92, 1986
- 9) 今岡安則, 金元高志, 朝日 宏: 奥津第二発電所における効率的な流入土砂対策, 電力土木, No. 303, 30-34, 2003
- 10) Batuca, D. G. and Jordaan, J. M.: Silting and desilting of reservoirs, pp. 285-286, A. A. BALKEMA, 2000
- 11) 岡野眞久, 俣野文孝, 関本恒浩, 片山裕之: マルチホールサクション排砂管の水理特性に関する実験的研究, 水工学論文集, **48**, 1393-1398, 2004
- 12) 奥田教海: 円管内における粒体の水力輸送, 流体力学, **12**(12), 717-728, 1976
- 13) 野田佳六: スラリーの圧力損失, スラリー・カプセル輸送技術要覧, pp. 99-102, スラリー輸送研究会編, 1984
- 14) 土木学会水理委員会: 水理公式集 [平成 11 年版], 土木学会, pp. 373-374, 1999
- 15) 角 哲也: ダム貯水池からの排砂と排砂時の放流水質管理, ダム技術, No. 127, 30-38, 1997
- 16) 岡野眞久, 名波義昭, 田中則和, 榎村康史: 洪水バイパス運用に伴う下流河川環境についての考察, 河川技術論文集, **10**, 203-208, 2004

(2004年7月14日受理)

“Multi-Hole Suction Pipe (MHSP),” proposed by authors, is one of the Hydrosuction Sediment Removal Systems that utilize the water head difference to discharge sediments accumulated in a reservoir without lowering its water level. In this study, we first improve an existing one-dimensional numerical model so that the model accounts for the pressure loss due to the inflow from suction holes of MHSP and the increase of friction force due to suspended sediments in the pipe flow. Using the model, we examine the hydrodynamic characteristics of MHSP such as effective length of the pipe, which accommodates the sediment transport without blocking the pipe flow with sucked sediments. We next introduce the experimental study carried out by authors to investigate the actual time-varying features of MHSP and show that the improved numerical model reasonably explains these time-varying features of the suction processes as steady state solutions. Finally, we discuss how to apply these features of MHSP, observed in the experiments and predicted by the model, to design the entire system of MHSP.

Key words: hydrosuction sediment removal system, length of effective vortex tube, multi hole suction pipe, environmental impact on downstream river system, sediment concentration