

発電用導水路に混入した土砂の効率的分離・排出法に関する実験的研究

Experimental Study on Diversion and Discharge of Suspended Load in a Headrace

小久保鉄也¹・上坂薫¹・大本雄二²

Tetsuya KOKUBO, Kaoru KAMISAKA and Yuji OMOTO

¹正会員 関西電力(株) 土木建築室 土木調査グループ (〒530-8270 大阪市北区中之島 3-3-22)

²正会員 博士(工学) (株)ニュージェック 河川・海岸部 (〒542-0082 大阪市中央区島之内 1-20-19)

We are proposing a new sediment removal system using existing headraces as a countermeasure against reservoir sedimentation. This is a method in which sediments which flowed into the headrace are removed and discharged from the large density sediment layer at the bottom of the pipe flow before they reach the turbine. In order to rationally design the bypass system, vertical sediment concentration distribution and diversion ratios of sediment at the diversion pipe have been studied experimentally. In this paper the formula of vertical sediment concentration distribution is expressed under the conditions in which the experiment was carried out and also it is shown that the shape of the diversion point we proposed efficiently separates sediment from turbid water.

Key Words : reservoir sedimentation, sediment control, headrace, diversion ratios of sediment

1. はじめに

日本国内外でダム貯水池の堆砂問題が議論¹⁾される中, 日本において先駆的な試みとして, 筆者らは, 本格的なフラッシング排砂システム(黒部川水系出し平ダム)^{2), 3)}やバイパス排砂システム(新宮川水系旭ダム)^{4), 5)}を実用化してきており, これらは, 個別の地点の土砂問題の解決に大きく寄与している。しかし前者は, 堤体完成後の貯水池運用が始まってからでは排砂設備(排砂ゲート)の設置が難しく, 既設ダムに適用するのが困難であること, バイパス排砂システムは, 堤体完成後でも比較的制約なく設置することが可能であるが, 多くの場合長距離のトンネルを新たに掘削する必要があるなど, 一般に初期投資が大きくなる欠点もあり, より汎用性のある安価な排砂システムが望まれる。

こうした背景のもと, 筆者らは, 発電用導水路を一部改造してダム排砂を実施するシステムを提案している^{6), 7)}。このシステムは, (a)貯水池式水力発電所の貯水池において微細土砂の排砂を実施する機能, および(b)発電関係設備の摩耗等の問題に対して, 水車に土砂が入る前に, 導水路に混入した土砂を発電しながら連続的に分離・排出する機能を有する(図-1参照)。(b)は, 導水路に混入した土

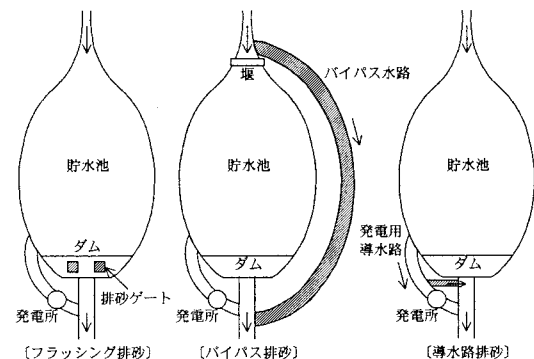


図-1 発電用導水路を用いた貯水池排砂のイメージ

砂を, 発電用水車に混入する前に, 管路内の土砂濃度が大きい層から効率的・連続的に土砂を分離・排出することを意図したものである。

研究では, ①任意の水利条件・土砂条件下での土砂濃度鉛直分布を知ること, ならびに②鉛直濃度分布既知の状態(推定された状態)での分派効率, 分派特性を知ることにより, ③合理的な分岐形状を見出すことを目標にしている。

ここでは, 上記①, ②を念頭に置き, 上述(b)の機能の検討を主目的とした管路内の土砂濃度分布を知るために行った水利模型実験結果を基に, 土砂濃度分布の定式化を行った結果と, 分岐部を有する管路流を対象とした土砂分派特性について実験的

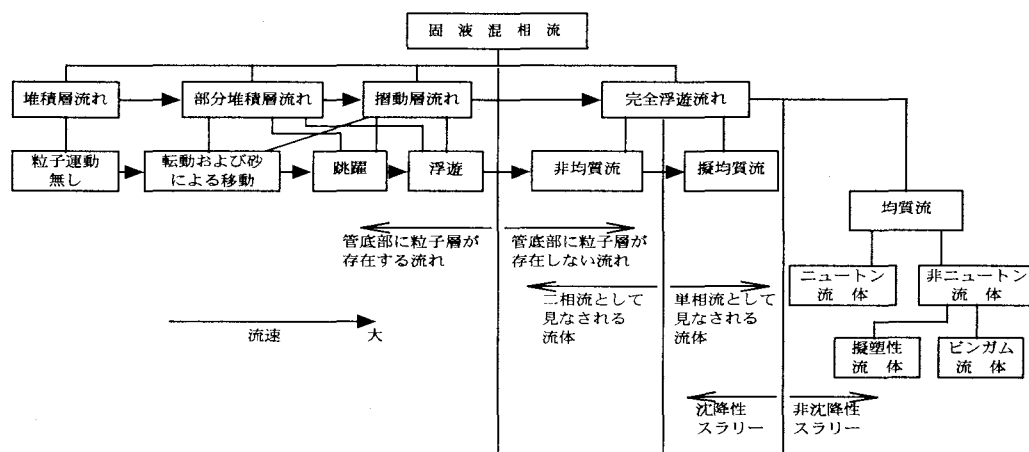


図-2 スラリーの流動状態の変化の過程⁸⁾

に検討した結果について報告する。

2. 対象とする現象及び水理実験の相似則

(1) スラリー輸送と対象とする現象

本研究の対象は、発電用導水路内において土砂が浮遊する流れである。これは流体として水、固体として土砂に限定した固液混相流の分野において、いわゆるスラリー輸送と呼ばれるものである。スラリー流動状態は、大きくは土砂粒径と土砂濃度、管内流速等によって変化する。野田⁸⁾は仮に粒径が同一として、管内の流速が大きくなった場合の流動状態の変化を図-2のように整理している。これらの中で本研究で対象とする現象は、発電所で通常通り発電を行っている状態を想定している。すなわち図-2の分類では、管の鉛直方向に土砂濃度差が発生すると考えられる非均質流あるいは擬均質流に相当する現象である。

(2) 水理実験の相似則

スラリー輸送の実験において考慮しておくべき相似条件は種々ある⁹⁾が、ここでは、円管内で鉛直方向の土砂濃度分布が生じるものの、管底に土砂が堆積することはない状態を扱う。また、粒子の沈降速度 w_f と固液の平均速度である断面平均流速 V の比をモデル地点と実験で相似させることに重点を置いて以下の相似条件を適用する。

$$\frac{w_{fp}}{V_p} = \frac{w_{fm}}{V_m} \quad (1)$$

ここに、添字 p, m は実物値と模型値の意を表す。

なお、一般に土砂の浮遊限界などにおいて、(1)式の断面平均流速ではなく摩擦速度が用いられるが、ここでは現地へ適用する際の指標として簡便である断面平均流速を用いた。

(3) 模型縮尺と実験に用いる粒子

一般に、発電用水車などの摩耗損傷を避けるため、沈砂池を用いて 0.5 mm～1 mm の土砂は水路内に流入させないように設計される¹⁰⁾。このような粒径だけに依存した沈砂池等の設計については実態を反映していないとの指摘もあり¹¹⁾、必ずしも明確な対象粒径の判断材料とはなり得ないが、ここでは、実物値で 0.5 mm～1 mm 程度の土砂を除去することを想定する。またモデル地点では流量 100 m³/s、トンネル径 5.0 m、トンネル内流速 5.1 m/s の諸元を想定しており、模型はフルード則に従った縮尺 1/25 を設定した。ここでこれらの条件下で、(1)式を満足する粒子として、比重 1.46、粒径 0.3 mm～0.4 mm 程度を主体とした石炭粉と、現象比較のために 0.5 mm～0.7 mm 程度を主体とした石炭粉の 2 種を用いることとした。(前者を「0.4 mm」、後者を「0.6 mm」と呼称する。)

3. 実験概要

(1) 実験装置

図-3 に実験装置を示す。

実験装置は、上流水槽の乱れの影響に対する整流区間 9.5 m (管径 200 mm、塩ビ製) の下流に濃度分布の計測等を行う管径 195 mm、長さ 8 m の水平管 (アクリル製) を接続した。水平管の上流には、水平管に土砂と水がスムーズに流れ込むように、かつ上流端水位が安定するようにするためのヘッドタンクを設置し、流水の循環使用が可能な給排水設備を設けた。分派特性を調べる実験では、図-3 の「拡幅対象区間」の位置に、分岐管を設置し、分岐後の枝管の下流端にもバルブを設けるとともに、本管と枝管の流量、土砂量が別々に計測できるよう、沈砂池を兼ねた流量検定水槽をそれぞれ設置した。

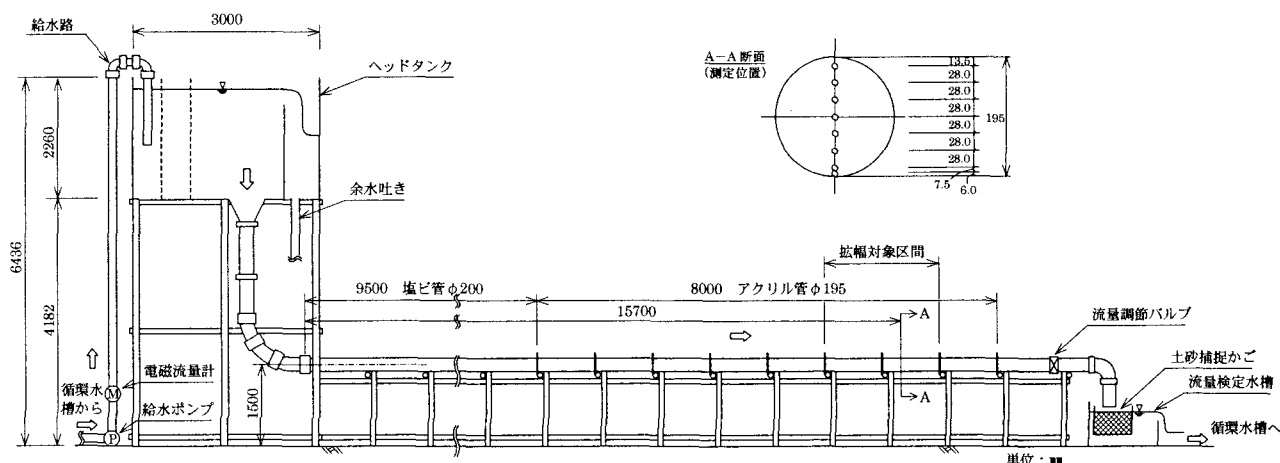


図-3 実験装置概略図

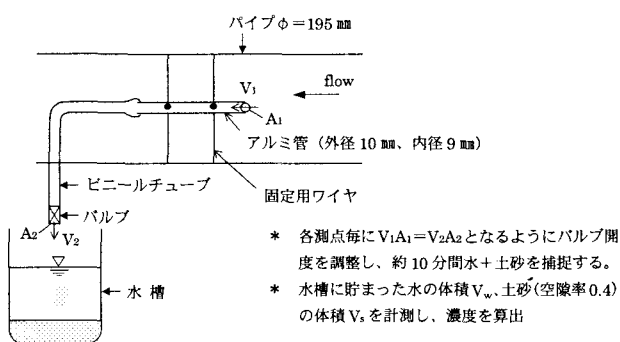


図-4 土砂濃度の計測方法

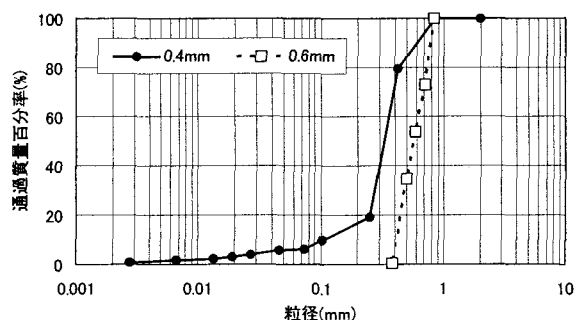


図-5 実験に用いた石炭粉の粒度分布

(2) 実験方法

濃度分布を計測する場合には、分岐管のない実験装置に対して、ヘッドタンクに水を流入させ、ヘッドタンク水位が安定した状態で、所定の土砂量をヘッドタンクへ給砂した。下流端からの単位時間あたりの排出土砂量が、給砂量とほぼ同じであることを確認した後、図-3のA断面位置で流速、土砂濃度を計測した。流速は二次元電磁流速計を用いて、20Hz、30秒間の計測の時間平均値を求めた場合とピトー管を用いて求めた場合がある。その際流速計センサーの流積阻害がみてとれたので、計測値に対し補正を行った。土砂濃度は図-4に示すように直接採捕し、濃度を算定した。

分派特性を調べる実験では、前述した濃度分布を計測する場合と同様に、水を流入させ、本管、枝管の流量配分は、それぞれ下流端に設けたバルブで所定の流量となるようにバルブ開度を調整した。給砂はヘッドタンクから行い、本管、枝管から排出される土砂量が給砂量と同程度になったのを確認した後、約30分間通水し続け、通水後に沈砂池の土砂捕捉かごで捉えた土砂量を計量して土砂分派量を算定した。

(3) 実験条件、実験ケース

表-1 実験条件一覧（土砂濃度実験）

土砂濃度 流量(流速)	0.10%	0.05%	0.01%
15.0 l/s (0.5m/s)	*1	*1	*1
22.0 l/s (0.7m/s)	×	○	×
30.0 l/s (1.0m/s)	○	○	○
33.0 l/s (1.1m/s)	×	○	×
45.0 l/s (1.5m/s)	○	○	○
49.5 l/s (1.7m/s)	×	○	×
66.0 l/s (2.2m/s)	×	○	×
99.0 l/s (3.3m/s)	×	○	×

*1 管底に土砂が堆積するので計測は実施せず
○:実施 ×:実施せず

図-5に実験に用いた石炭粉の粒度分布を示す。表-1は土砂濃度の鉛直分布を計測した実験条件の一覧である。これらのうち、15l/sでは管底に石炭粉が堆積するので計測を行わなかった。

図-6、表-2は、分派特性を調べた実験の実験ケース、実験条件の一覧である。

分岐形状のタイプとしては大きく分けて、本管に枝管が直結して、その枝管が鉛直下方に分岐するタイプ（「非拡幅分岐」、枝管の径は62mmと100mmの2種）と、拡幅形状を経てから枝管に至るタイプ（「10°漸拡」、「20°漸拡」の2種）に分類される。各形状に対して本管と枝管の流量比を変えて土砂量を計測した。漸拡タイプの分岐形状としたのは、断面を拡大することにより断面平均流速の低減により、高濃度土砂層が、管底部に形成されやすくな

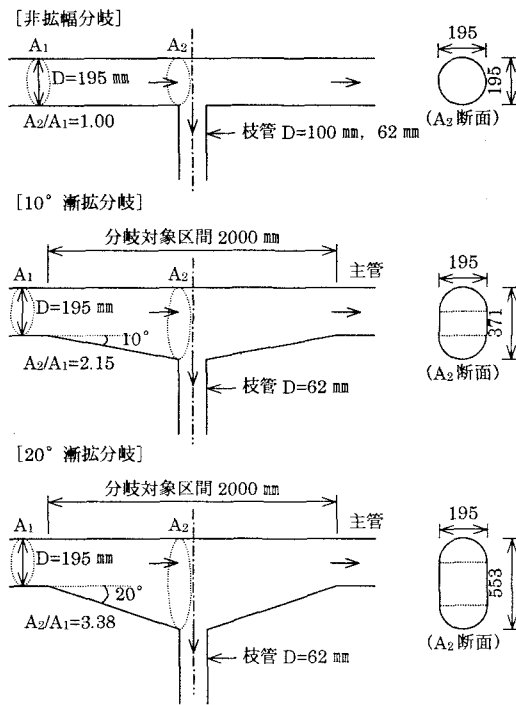


図-6 実験ケース（分派特性実験）

表-2 実験条件一覧（分派特性実験）

土砂濃度 C (%)	分岐前 (l/s)	流 量		
		分 岐 後		分流量比
		本 管 (l/s)	分岐管 (l/s)	
0.10	33.0	30.0	3.0	10:1
0.05	33.0	31.4	1.6	20:1
0.05	33.0	30.0	3.0	10:1
0.05	33.0	28.9	4.1	7:1
0.05	33.0	26.4	6.6	4:1
0.05	33.0	22.0	11.0	2:1
0.05	49.5	47.1	2.4	20:1
0.05	49.5	45.0	4.5	10:1
0.05	49.5	39.6	9.9	4:1
0.05	22.0	20.0	2.0	10:1

り、土砂をより効率よく分岐させることを意図したものである。

拡幅形状については、既往の研究を参考にした。植松¹²⁾は、管路の急拡実験により、管の軸に沿った圧力水頭の変化を求め、細管から太管に至る際の乱れの影響範囲は、細管の径の約10倍程度（管径の比は約1:2、細管径 D_1 は約32mm、細管流速 V_1 は約5m/s、フルード数 $V_1/\sqrt{gD_1}=8.9$ （ g ：重力加速度））であるとしており、今回の場合、漸縮であること、フルード数 $V_1/\sqrt{gD_1}$ が設定した条件の中の最大値で1.2であることを考慮して、漸拡区間を細管の5倍程度の1mとして、同じ距離の漸縮区間を設けて、元の管径に戻る形状とした。漸拡の角度は、漸拡の損失係数が円形の場合 $5^\circ \sim 6.5^\circ$ で最小値をとる^{13), 14)}ことから、下向きに 10° と断面拡幅による断面平均流速の低減が大きくなる 20° の拡幅とした。

4. 管路内土砂濃度分布特性

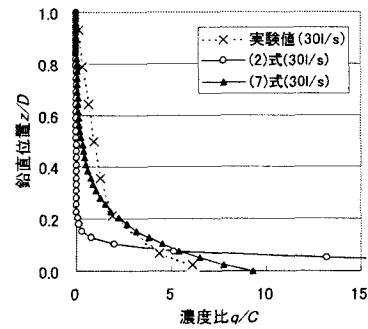


図-7 鉛直濃度分布 ($d=0.4\text{mm}$)

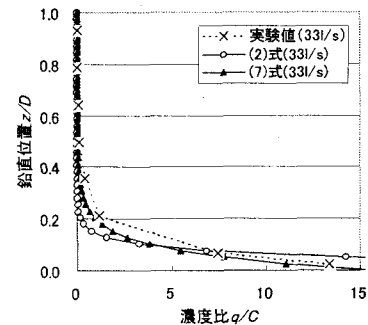


図-8 鉛直濃度分布 ($d=0.6\text{mm}$)

(1) 実験結果

図-7、図-8に鉛直土砂濃度分布の実験結果の一例を示す。鉛直濃度分布は、横軸に断面平均濃度（ C ）に対する各測点の濃度（ q ）の比（ q/C ）を、縦軸に管径 D で無次元化した管底からの距離 z を用いて整理した。流速分布からは、土砂の混入による流速分布の変化はほとんどないことを別途確認しており⁷⁾、我々の扱っている現象は、Durandによる擬均質流⁸⁾に分類されるといえる。

(2) 土砂濃度分布に関する考察

管内の土砂濃度分布を推定する式として是石¹⁵⁾らは次式を提案している。

$$q/C = \left(1 + 54.7\psi_w^{-1.38}\right) e^{-\frac{26.5}{\psi_w}(z/D)} \quad (2)$$

$$v/v_w = 1 + \left(\xi \psi_w^{-1.25}\right) C \quad (3)$$

$$\psi_w = \frac{\bar{v}_w^2}{gD(s-1)} \sqrt{C_d} \quad (4)$$

$$\xi = 30 + 871 \log(z/D) \quad 0 < z/D \leq 0.5 \quad (5)$$

$$\xi = 15 + 36.6 \log(z/D) \quad 0.5 \leq z/D < 1 \quad (6)$$

ここに q ：濃度、 C ：吐出平均濃度、 z ：管底から鉛直方向の任意の点までの距離、 D ：管径、 v ：流速、 v_w ：流体のみの流速、 $\bar{v}_w$ ：流体のみの断面平均流速、 s ：粒子の比重、 C_d ：抗力係数

今回の実験条件で濃度分布等を計算した結果を図-7、8に実験結果とともに示す。既往提案式か

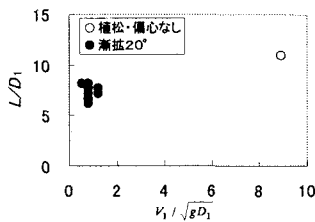


図-9 断面変化による乱れの影響範囲

ら, z/D が 0.2 より小さい領域で極端に濃度が大きくなり, 管の上半分にはほとんど土砂が含まれていないという結果が得られ, 実験とずれがみられた. この原因について式を導く際に行われた実験の条件が, 今回のものとは大きく異なる (例えば, 供試材料の比重は 2.66, 土砂濃度は 1~10% 程度, 管内流速は 2~3m/s 程度) ことが主因と考えられる.

そこで, 今回の実験値を表現できる濃度式の定式化を行う. 浮遊砂の濃度分布は, 等流の場合で, 拡散係数が渦動粘性係数に等しいと仮定し, なおかつ拡散係数が一定とすると次式を得る¹⁶⁾.

$$\frac{q}{q_a} = e^{-\frac{W_f}{\varepsilon}(z-a)} \quad (7)$$

ここに, q : 濃度, W_f : 粒子の沈降速度, ε : 渦動粘性係数, z : 管底からの距離, a : 濃度の基準高さ, q_a : $z=a$ での濃度.

ここで ε として, ε の断面平均値を用いる.

$$\varepsilon = \bar{\varepsilon} = \frac{\kappa}{6} u_* \left(\frac{D}{2} \right) \quad (8)$$

ここに, $\bar{\varepsilon}$: ε の断面平均値, κ : カルマン定数, D : 管径, u_* : 摩擦速度 (ここでは対数則の成立を仮定して, 実験の流速分布を用いて評価), q_a として次式を用いると (7), (8) 式から濃度分布を求めることができる. a は管底から 6 mm のデータを用いた.

$$\frac{q_a}{C} = \alpha \left(\frac{W_f}{V} \right)^\beta \quad (9)$$

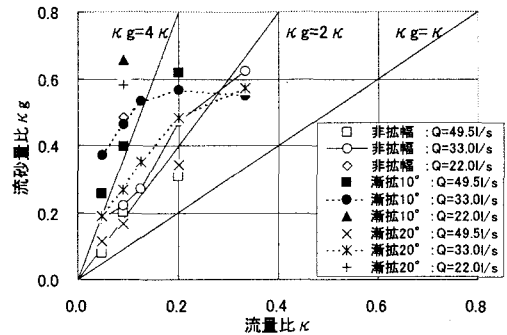
ここに, C : 吐出平均濃度 (断面平均濃度), V : 断面平均流速, α, β : 実験から求まる定数. (回帰分析により $\alpha=113.8$, $\beta=0.68$, 相関係数 0.91)

既出の図-7, 8 に (7) 式による濃度分布式も併せて記入してあり, (2) 式に比べて, 管の上半分での濃度の再現性には若干の違いが見られるが, 管底部での濃度の再現性が向上していることがわかる.

5. 分岐管路流の土砂分派特性

(1) 流況と乱れの影響範囲

漸拡分岐の場合, 断面拡大による流速の低減効果


 図-10 流量比 κ , 流砂量比 κg の関係
(濃度 $C=0.05\%$, 分岐 $D=62\text{mm}$)

と, 乱れの発生による土砂浮遊の助長との兼ね合いで, 適切な分岐形状が決まってくるものと考えられる. 10° 漸拡の場合は, おおよそ分岐形状に沿った流れとなるが 20° 漸拡の場合, 管底部の流れは管壁から離れて流れ, 段落ち流れという再付着点の位置が, 設定した条件の大半で枝管位置より下流となる. 図-9 は, 20° 漸拡を対象に, 断面変化する前の断面平均流速 V_1 と管径 D_1 で定義されるフルード数 $V_1/\sqrt{gD_1}$ と, 乱れの影響長さ L (今回の実験は, 再付着点で定義) を D_1 で無次元化した L/D_1 の関係を示したものである. 比較のため植松¹²⁾の実験結果も掲載している. 今回の結果は植松の結果に比べて小さいフルード数の範囲での実験であるが, $V_1=0$ で, $L=0$ であると考えると, フルード数の割には L/D_1 が大きくなる傾向が認められる. これは今回の漸拡形状が水平方向の拡大を含んでいないためと推察される. いずれにしても合理的な分岐形状の設計にあたっては断面変化による乱れの影響範囲の明確化が重要であると考えられる.

(2) 流量比と流砂量比

図-10 に, 流量比 κ と流砂量比 κg の関係を整理した. ここで $\kappa, \kappa g$ の定義は以下のようなのである.

$$\begin{aligned} \text{流量比 } \kappa &= \text{分岐 (枝) 流量} / \text{分岐前流量} \quad (10) \\ \text{流砂量比 } \kappa g &= \text{分岐 (枝) を通過した土砂量} \\ &\quad / \text{給砂量} \quad (11) \end{aligned}$$

図には $\kappa = \kappa g$ 等の線を併記しているが, 実験結果がこの線より上方にあれば, 流量比より流砂量比のほうが大きく, 効率よく土砂が排出できていることになる. そのような観点から図を見れば, いずれのケースでも効率よい土砂の分派ができていることがわかる. また κ が 0.2 までの範囲では 10° 漸拡が最も効率よく土砂を分派させることができおり, 拡幅に伴う通水断面積の拡大, 断面平均流速の低減を意図して, 10° 以上の拡幅としてもあまり効果のないことがわかる. ただし, κ が 0.2 を越え

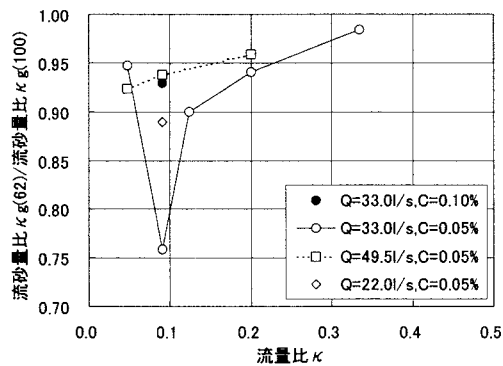


図-11 分岐管径と流砂量比の関係 ($d=0.4$ mm)

るとその限りではなく、適切な形状とそれに見合った適切な分派量比が存在することがうかがえる。

(3) 管径の違いによる分派特性の差異

図-11 は縦軸に $D=62$ mm の流砂量比 $\kappa g(62)$ と $D=100$ mm の流砂量比 $\kappa g(100)$ の比をとり、管径による分派特性の差異を見たものである。

今回の実験条件では、すべての結果が $\kappa g(62)/\kappa g(100)$ が 1 を下回り、同じ流量比であれば分岐管の径が大きいほうが効率よく土砂を分派できることがわかる。分岐形状を考えるにあたっては、水平方向の動きが卓越しているような流況を対象とした場合、流下方向に長い分岐断面を設けるのが得策であるといえる。

6. おわりに

得られた主要な知見は以下のようなものである。

- (1) 水力発電所の導水路を想定した構造物規模、水理条件、土砂濃度を対象に、水平一様円管における鉛直土砂濃度分布の定式化を行った。
- (2) 水力発電所の導水路に流入した土砂を効率よく排除するには、導水路管底部に分岐管を設けることは有効であることを示した。
- (3) 更に、分岐に至るまでの形状として、適切な水理条件下では、漸拡区間を設けることで更にその効果が増す。
- (4) 漸拡の距離・程度は、細管径の 5 倍、下向き 10° 程度が 1 つの目安になるとの結果を得た。ただし、漸拡距離については更なる検討が必要である。
- (5) 土砂の排除効率を高めるためには分岐管の径はできるだけ大きくとるほうが有利である。

今後は、更なる実験データの蓄積によって、合理的な分岐部の形状設計のための基礎資料を提示し

ていく予定である。

謝辞：本研究を実施するにあたり、(株)日本工業試験所の協力を得ており、関係者に謝意を表します。

参考文献

- 1) Gregory L. Morris : RESERVOIR SEDIMENTATION MANAGEMENT : WORLDWIDE STATUS AND PROSPECTS, The 3rd World Water Forum Challenges to the Sedimentation Management for Reservoir Sustainability Proceedings of the Session, pp.97-108, 2003.
- 2) 小久保鉄也：出し平ダムの排砂実績と黒部川の土砂流送に与える影響，貯水池土砂管理国際シンポジウム ワークショップ 論文集，pp.99-115，2000.
- 3) 手塚昌信，大東秀光，加藤雅広：ゲート排砂設備の設計と運用実績，大ダム，No.174，pp.121-130，2001.
- 4) 原田稔，小久保鉄也，出野尚：貯水池のバイパス排砂システムにおけるトンネル内土砂水理特性，土木学会論文集，No.600/II-44，pp.69-84，1998.
- 5) 片岡幸毅：旭ダムにおける貯水池の土砂管理について，第3回世界水フォーラム流域一貫の土砂管理(貯水池土砂管理に向けた挑戦) 論文集，pp.87-96，2003.
- 6) 高道孝幸，小久保鉄也，大本雄二：分岐管路流の土砂分派特性，土木学会第 58 回年次学術講演会概要集 II-178，pp.355-356，2003.
- 7) 大本雄二，小久保鉄也，高道孝幸：管路流内微細土砂濃度分布特性，土木学会第 58 回年次学術講演会概要集 II-179，pp.357-358，2003.
- 8) 野田佳六：土砂の管路輸送，第 22 回水工学に関する夏期研修会講義集，pp.A-3-1 - A-3-16，1986.
- 9) 森川敬信：流体・固体二相流—空気輸送と水力輸送一，日刊工業新聞社，p.224，pp.233-234，1979.
- 10) 千秋信一：発電水力演習，pp.250-252，1967.
- 11) 野崎次男：水車の摩耗を考慮した沈砂池の容量および断面の決定について，電力土木，No.218，pp.143-152，1989.
- 12) 植松時雄：管路断面の偏心急拡大に依る水流の損失水頭，日本機械学会論文集 2-7，p.254，1926.
- 13) A. H. Gibson : Hydraulic & its Applications, p.84, 1925.
- 14) 本間仁，安芸咬一：物部水理学，p.138，1962.
- 15) 是石昭夫，八木得次，奥出律：細砂流送時における濃度分布及び流速分布について，港湾技術研究所報告 第12巻 第3号，pp.245-259，1973.
- 16) 社団法人 土木学会：水理公式集—昭和 60 年版一，p.226，1985.

(2003.9.30 受付)