

環境に配慮したダムからの土砂供給施設の開発及び運用に関する研究

研究予算：運営費交付金（一般勘定）

研究期間：平 23～平 27

担当チーム：水工研究グループ（水理）

研究担当者：箱石憲昭、宮脇千晴、海野仁、櫻井寿之

【要旨】

ダムが土砂を捕捉することにより、下流の河床の粗粒化など河床環境への影響が懸念されており、出水中にできるだけ自然に近い状態でダムから土砂供給することが求められている。また、想定を超える堆砂の進行により、恒久的堆砂対策が必要なダムがあるが、実用化されている排砂設備や土砂バイパスは適用条件が限られ、貯水池運用を変更せずに排砂する技術が求められている。さらに、堆砂対策は現在問題となっていないダムにおいても将来必ず直面する課題である。

そこで、本研究では、これまでに実用化されていない、貯水位を低下させずにダム堆積土砂を適切な量と質に制御しつつ下流へ供給可能な施設を開発すること、及び開発した施設によりダム下流河川の環境を回復させるための運用方法を提案することを目的としている。

24年度は、23年度に実施した潜行吸引式排砂管の室内実験を踏まえて、小規模な山地溪流の堰堤にて、現地実証試験を実施し、排砂管の実用化に向けた排砂特性の検討・課題の把握を行った。また、流量調節設備の既往技術の新しい土砂供給施設への適用性を検討した。

キーワード：ダム貯水池、堆砂対策、潜行吸引式排砂管、現地実証試験

1. はじめに

ダムが土砂を捕捉することにより、下流の河床の粗粒化など河床環境への影響が懸念されており、出水中にできるだけ自然に近い状態でダムから土砂供給することが求められている。また、想定を超える堆砂の進行により、恒久的堆砂対策が必要なダムがあるが、実用化されている排砂設備や土砂バイパスは適用条件が限られ、貯水池運用を変更せずに排砂する技術が求められている。さらに、堆砂対策は現在問題となっていないダムにおいても将来必ず直面する課題である。

そこで、本研究では、これまでに実用化されていない、貯水位を低下させずにダム堆積土砂を適切な量と質（粒径）に制御しつつ下流へ供給可能な土砂供給施設を開発すること、及び開発した土砂供給施設によりダム下流河川の環境を回復させるための運用方法を提案することを目的としている。

23年度には、22年度までの重点プロジェクト研究において提案した「潜行吸引式排砂管」^{1),2)}について、管径 200mm の排砂管を用いた室内実験により、実際の装置に近い規模での排砂特性を把握した。これを踏まえて、24年度には、管径 200mm の排砂管を用いて、排砂管の実用化に向けた知見を得るために、実際の小規模堰堤において、排砂の現地実証試験を実施した。その

結果、排砂管の設置・撤去については大きな問題はなく、比較的簡便に行うことができた。土砂濃度や管内圧力分布などの実用化のために参考となる排砂特性に関する知見が得られた。また、排砂管の土砂吸引部の堆砂への追従に関する課題を確認した。

2. 検討方法

2.1 潜行吸引式排砂管の改良

「潜行吸引式排砂管」とは、フレキシブル管をU字形状として一方を取水口とし、折返し部の管底面にシートを貼り、折返し部と上流部の管底面に穴を設けて土砂の吸引口としたものである。既往の室内実験による検討では、管の柔軟性を重視して比較的軟らかい管材を用いて排砂管を製作していたが、管径 200mm の実験において管が破断する問題が生じた³⁾。

そこで、管径 200mm の排砂管を用いて現地実証試験を行うにあたり、以下の改良を行った。①管材を強度の大きいものにする（ポリ塩化ビニル樹脂製のサクシオンホース、単位長さ当たり質量 9,070g/m、許容圧力 15.3m 水柱、許容曲げ半径 1050mm）。②管材の強度を高めた結果、柔軟性が低下するため、折返し部を図-1、図-2 に示すような鉄製で比重の大きいものとした。③従来は堆砂面に追従するために折返し部にシートを設



a) 排砂管上流側から撮影



b) 排砂管底面

図-1 潜行吸引式排砂管の概要

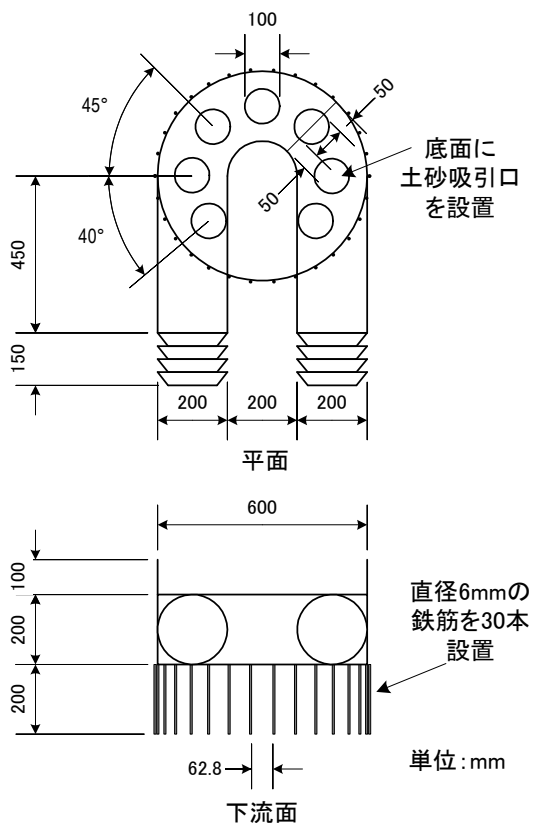


図-2 折返し部の形状

置していたが、折返し部上面に重り（鉄製 122kg）を設置することでシートの機能を代用することとした。
④塵芥による閉塞を防ぐために、直径6mm、長さ20cmの鉄筋棒を土砂の吸引口の直径10cmより小さい6cm強の間隔で折返し部底面に30本設置した。排砂管の土砂吸引口としては、室内実験の結果をもとに3~10%程度の土砂濃度が得られるように、折返し部底面に直径10cmの穴を7個、上流管底面に直径9cmの穴を50cm間隔で6個設置した。

2.2 現地実証試験の準備

現地実証試験は、ヒル谷試験堰堤において、管径200mmの排砂管を用いて2012年7月8日と11月29日~30日の2回実施した。ヒル谷試験堰堤⁴⁾は、京都大学防災研究所流域災害研究センター穂高砂防観測所の施設で、神通川水系蒲田川上流足洗谷流域にあり、流量や流出土砂量を観測するための堰堤である。

排砂装置の実用化のためには、装置をどのように貯水池へ設置するかが重要になる。そこで、今後の設置方法検討の参考に、想定される実物（管径300~600mm程度）よりはやや小さい管径（200mm）ではあるが、今回の現地実証試験における準備状況を記載する。

実験サイトのヒル谷試験堰堤は、岐阜県高山市奥飛騨温泉郷の山地溪流にあり（図-3、図-4参照）、平面形状は長さ14m、幅6.55mの長方形の貯水池である。堰堤の高さは下流の水叩きから天端まで4.65mあり、貯水池の中には、排砂用の放流口（排砂門）の標高まで人頭大の巨礫を含む締め固まった土砂が上流から傾斜して堆積している。堰堤では、穂高砂防観測所によって毎年堆積した土砂の排除が行われているが、上述の締め固まった土砂については、排除されておらず、この上に流域から流出してくるフレッシュな土砂が堆積する。

過去の観測により、例年7月初旬には梅雨等の出水によって、貯水池内への土砂の堆積が記録されてきた。そこで、当初の計画では、自然に堆積した土砂を対象に排砂実験を行う予定であった。しかしながら、2012年は出水が少なく、土砂の堆積がほとんどみとめられなかった。

そこで、7月の試験では、ヒル谷の下流の河川で採取された砂利を、クレーンを用いて貯水池内に、堤体左岸側の放流口から水を抜いた状態で投入した（図-4参照）。投入した土砂の粒度分布を図-5に黒丸で示す。土砂は粘土・シルトをほとんど含まず、粒径0.1~10mm程度を主体とする砂利で構成され、30mm程度の礫も少



図-3 ヒル谷試験堰堤（右岸側下流上方から撮影）

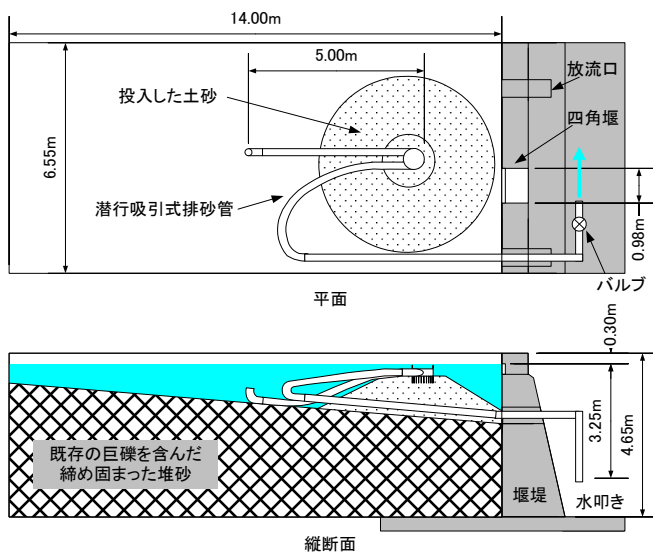


図-4 ヒル谷試験堰堤と実験装置の概要（2012年7月）

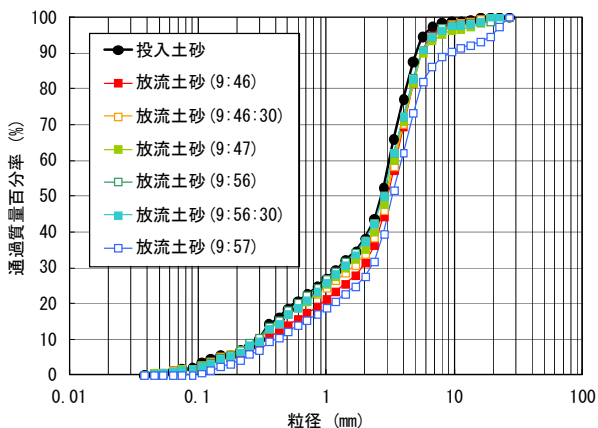


図-5 投入土砂及び放流土砂の粒度分布

量含む。30m³程度の土砂を投入し、堰堤付近に高さ1.2m程度の台地を形成させた（図-4参照）。

2回目の11月の試験では、7月の試験よりも多くの土砂を排出することを狙って実施した。この時期でも堰堤の堆砂は少なかつたため、締め固まった堆砂を2m弱掘削し、4cmメッシュのふるいで巨礫を除去した土

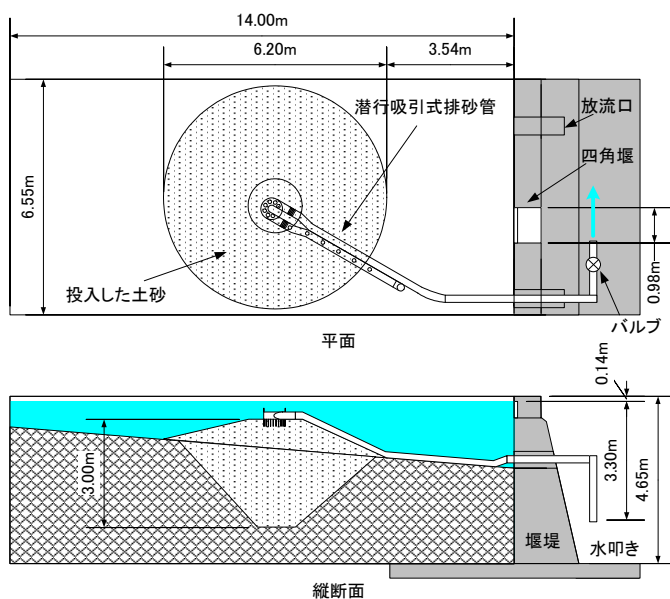


図-6 ヒル谷試験堰堤と実験装置の概要（2012年11月）

砂を埋め戻し、さらにその上に、7月に投入したのと同じ土砂を1m程度盛土した（図-6参照）。

排砂管、計測機器、その他機材等については、茨城県つくば市の土木研究所つくば中央研究所よりヒル谷試験堰堤まで運搬した。排砂管の重量は折返し部が約183kg（11月の試験では52.1kgの重りを加えた）、管路部が約80kgで、土砂を搬入したクレーンを用いて堰堤下流から貯水池内につり込んだ。堰堤には堤体の天端から1.8m程度下方を貫通する直径200mmの管が設置されており、排砂管の吐口側の管をこれに接続した。

排砂管の設置は、土砂の上に排砂管を置き、吐口管を接続すれば終了で、作業のうち設置のみに要した時間は30分程度であった。

排砂管の設置後、堰堤左岸側の放流口のゲートを閉めて湛水した。この際、排砂管の数点に排気口を設置し、管内の空気を抜きながら湛水を行った。

2.3 試験・計測方法

排砂の現地実証試験では、排砂管と接続された堰堤を貫通しているパイプの下流端のバルブを全開にして排砂管を通じた放流を行った。堰堤への流入量が比較的小さかつたため、放流によりある程度水位が下がったところでバルブを閉じ、水位を回復した後、再度バルブを全開にする操作を繰り返した。

計測を行った項目と計測方法を以下に示す。

- ① 貯水位：小型のメモリ式水位計（大起理工業製、ダイバー水位計）と大気圧計によって貯水位の時間変化を記録した。

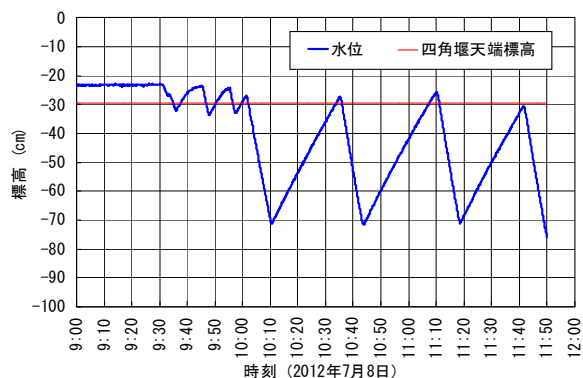


図-7 貯水位の時間変化 (2012年7月)
(標高の基準は堰堤天端とした。以降の図も同様。)

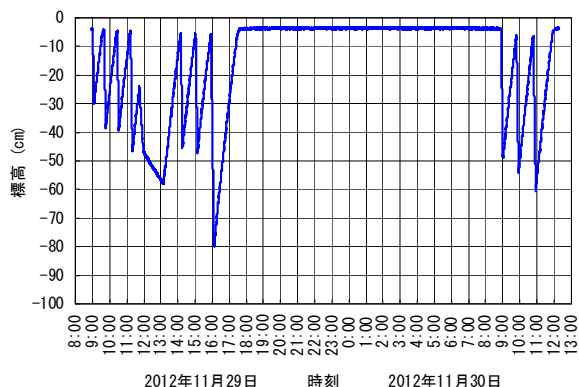


図-8 貯水位の時間変化 (2012年11月)

- ② 河床形状：実験の前後で河床形状を測量した。
- ③ 土砂濃度：放流バルブの下流で放流水を採水して土砂濃度を計測した。
- ④ 排出土砂の粒度：③で採取した土砂の粒度分布をふるい分け試験により求めた。
- ⑤ 折返し部の鉛直位置：折返し部上面の上流、下流、左岸側、右岸側（排砂管の上流から下流をみる方向を基準とする）の4箇所に貯水位の計測に用いたのと同様のメモリ式水位計を設置して各箇所の鉛直位置の時間変化を記録した。
- ⑥ 管内圧力：排砂管にピエゾ管を設置し放流水採水時の管内圧力分布を計測した。
- ⑦ 排砂状況：カメラとビデオカメラにより排砂状況を記録した。

3. 検討結果

3.1 貯水位・流量・管内流速

7月の試験中の貯水位の計測結果を図-7に示す。最初の排砂は9:30から開始した。9:57までは水位が大きく低下しないうちにゲートを閉めて水位を回復して、3回の排砂を実施した。初回は、バルブを50%の開度ま



図-9 排砂前の状況 (右岸側下流から、2012年7月)



図-10 排砂中の堰堤下流の状況 (2012年7月)



図-11 排砂・排水後の状況 (右岸側下流から、2012年7月)

で開けたが、土砂の吸引量が少なかったため、2回目以降ではバルブを全開にした。10:00以降は、排砂管が水面より上に出る直前まで放流を続けた後、水位を回復する操作によって排砂を4回実施した。放流時間は、合計で57分であった。

10:00以降の水位回復時の水位上昇速度はほぼ一定であり、この速度と貯水池の湛水面積から流入量を算定すると、26.5L/sであった。また10:00以降の放流時の水位低下速度もほぼ一定であり、流入量を考慮して算定される放流量は、113.4L/sである。このとき、排砂管の管内流速は、3.61m/sとなる。

11月の試験中の貯水位の計測結果を図-8に示す。11月の試験では、2日間で11回の排砂を実施し、放流時



図-12 湛水・排砂前の状況（上方から、2012年11月）



図-13 排砂・排水後の状況（上方から、2012年11月）

間の合計は78分であった。水位変化から流入量と放流量を算定するとそれぞれ、13.6L/s、116L/sであり、このとき、排砂管の管内流速は、3.69m/sとなる。

3.2 排砂状況・河床形状・排砂量

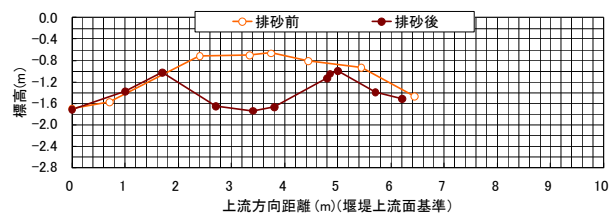
7月の試験の排砂前の状況を図-9に、排砂中の堰堤下流の状況を図-10に、排砂後の状況を図-11に示す。台地状の土砂は折返し部を中心に土砂が吸引され、頂部にすり鉢状のくぼ地が形成された。

7月の試験では、排砂管が土砂中に潜行することはなく、常に管が土砂の上にある状態で土砂吸引が進行した。潜行しなかったのは、管径と比較して土砂の厚さが小さかったこと、土砂が盛土形状であったことが要因として考えられる。

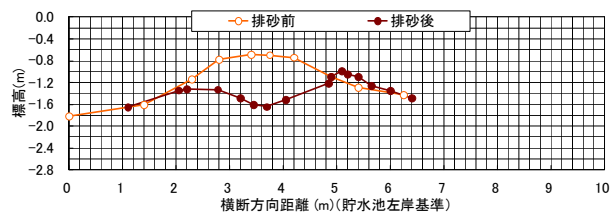
11月の試験の排砂前の状況を図-12に、排砂後の状況を図-13に示す。7月の試験より、ひとまわり大きなすり鉢状のくぼ地が形成された。

図-14に7月の試験の排砂前後の河床形状計測結果を示す。排砂により形成されたすり鉢は、おおよそ直径3m、深さ1.0mであり、縦断面図と横断面図より算定した排出土砂量（空隙込み）は3.45m³であった。

図-15に11月の試験の排砂前後の河床形状計測結果を示す。排砂により形成されたすり鉢は、おおよそ直

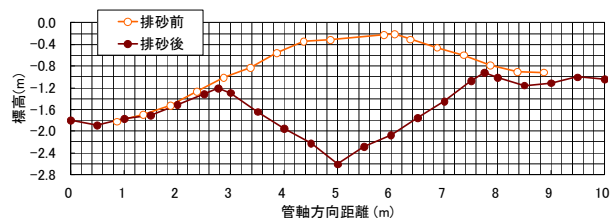


a) 河床縦断面形状

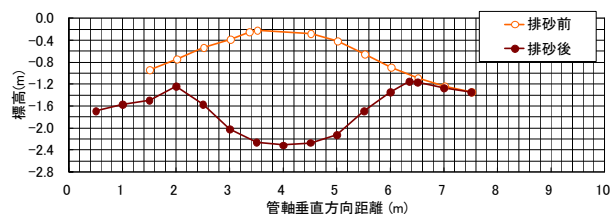


b) 河床横断面形状

図-14 排砂前後の河床形状（2012年7月）



a) 管軸方向縦断面形状



b) 管軸垂直方向縦断面形状

図-15 排砂前後の河床形状（2012年11月）

径5m、深さ2.2mであり、測量結果から算定した排出土砂量（空隙込み）は17.4m³で7月の試験の5倍程度の土砂量であった。

3.3 土砂濃度・放流土砂の粒度分布

図-16に7月の試験の貯水位の変化と放流水の採水を実施した時刻を、図-17に採水したサンプルを分析した土砂濃度の結果を示す。ここで、土砂濃度は、採取した水と土砂について「土砂体積 / (水体積 + 土砂体積)」から算定した体積濃度であり、土砂体積に空隙は含んでいない。

採水はバルブを全開にした2回目と3回目の放流時に各3回実施しており、図-17より2回目の方がやや

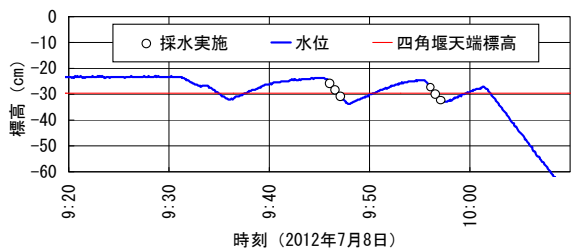


図-16 放流水の採水時刻 (2012年7月)

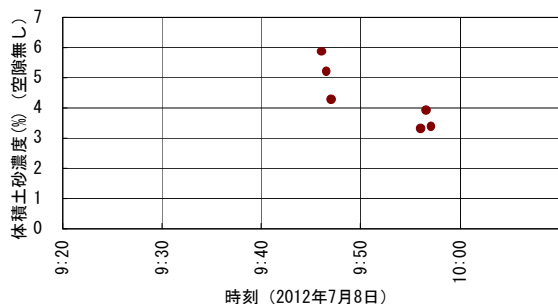


図-17 放流水の土砂濃度 (2012年7月)

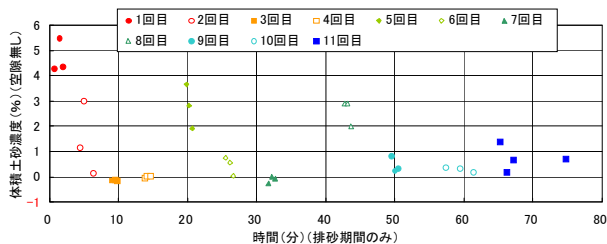


図-18 放流水の土砂濃度 (2012年11月)

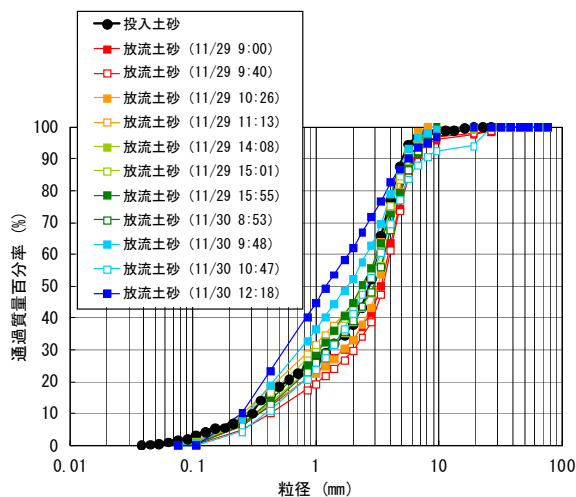


図-19 投入土砂及び放流土砂の粒度分布

大きな濃度を示しているが、3~6%の土砂濃度が得られた。

図-18に11月の試験で採水したサンプルを分析した土砂濃度の結果を示す。ここで、土砂濃度は、7月の

試験と同様に算定しており、横軸の時間は排砂した時間のみを繋げて示した。排砂開始直後に4~5.5%の土砂濃度を示しているが、その後土砂濃度が低下する。その後は3回土砂濃度の上昇と低減がみられる。土砂濃度の増減については、3.5節に示す課題により、土砂濃度が減少したため、排砂管の位置の修正を3回実施しており、修正後に土砂濃度が上昇しその後低減したものである。

出水時に数千から数万 m^3 の土砂を排出することを想定すると、土砂供給設備の土砂濃度は2~5%程度が必要と試算しており、試験の初期の放流において、目標とする土砂濃度が確認できた。

排砂時の放流量、排砂時間、排砂量から、空隙率を0.4として平均的な土砂濃度を算定すると、7月の試験で0.6%、11月の試験で1.9%であった。

採水したサンプルに含まれた土砂の粒度分布について、7月の試験の結果を図-5に、11月の試験の結果を図-19に示す。図-5より、放流された土砂は投入した土砂より若干粗めになっているが、ほぼ投入土砂と同様な粒度であった。サンプルの中には、最大のもので長径38mmの礫が含まれていた。図-19では、全体的に投入土砂と同様な粒度であるが、終盤の粒度はやや小さくなっている。これは、掘削して埋め戻した粒度の小さい土砂を吸引したためと考えられる。

3.4 エネルギー損失

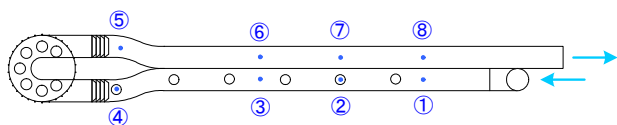
図-20に排砂管の管軸に沿って計測した管内のピエゾ水頭の分布の一例を示す。折返し部から上流の管の4箇所、下流の管の4箇所の上面にピエゾ管を設置し、放流水を採取した時点のピエゾ水頭分布を計測した。

折返し部上流の管では底面に吸引口があり²⁾、堆砂上に管がある状態では吸引口から水を吸い込むため、管内は土砂の通過が少なく、圧力の低下量は小さい。折返し部直下流では、折返し部を通過することで大きな圧力低下が認められ、その後の管内でも土砂の流下にともない上流管と比較して大きな圧力低下を生じている。

折返し部の上流及び下流のピエゾ水頭の圧力低下勾配(図-20参照)を用いて求めた体積土砂濃度とエネルギー損失係数の関係を図-21に示す。図には7月と11月の試験結果をプロットしている。エネルギー損失係数の算定には、以下の式を用いた。

$$f = \frac{h_L D}{L} \frac{2g}{V^2} \quad (1)$$

ここで、 f : エネルギー損失係数、 h_L : 圧力損失水



ピエゾ管設置位置

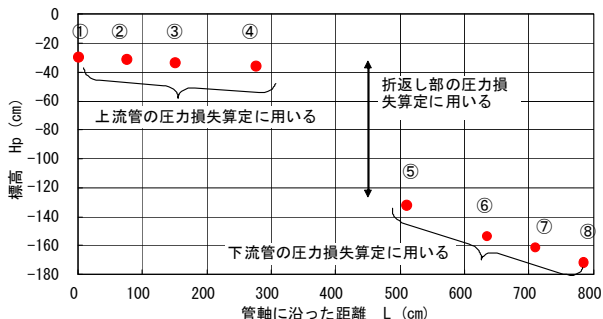


図-20 排砂管内のピエゾ水頭分布の例



図-23 折返し部の浮き上がり (2012年11月)

頭(m)、 D : 管径(m)、 g : 重力加速度(m/s^2)、 L : 管長(m)、 V : 管内平均流速(m/s)を表す。

図-21 より、上流管のエネルギー損失係数は概ね0.02以下である。下流管については、上流管よりかなり大きく、ばらつきも大きい。土砂濃度が大きいほど大きくなる傾向がみとめられる。今回の試験では、管が土砂中に潜行することがなかったため上流管の損失係数が小さいが、潜行した場合は大きくなる可能性があり注意が必要である。

折返し部上下流の圧力低下(図-20 参照) から求めた体積土砂濃度と折返し部のエネルギー損失係数の関係を図-22 に示す。折返し部エネルギー損失係数の算定には、以下の式を用いた。

$$f_B = h_B \frac{2g}{V^2} \quad (2)$$

ここで、 f_B : 折返し部エネルギー損失係数、 h_B : 折返し部の圧力損失水頭(m)を表す。

図-22 より、折返し部のエネルギー損失係数は、1.2 ~ 2.8 程度の値を示している。

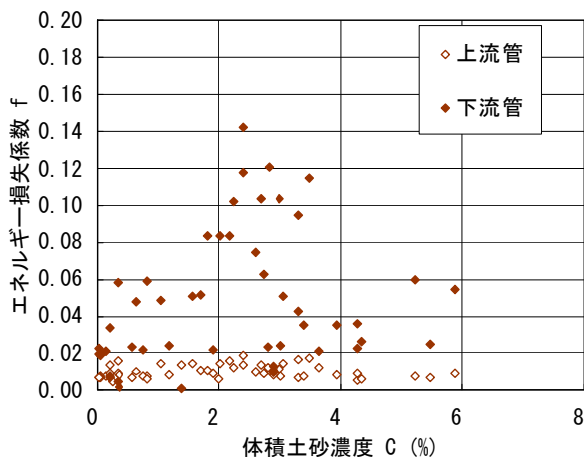


図-21 体積土砂濃度とエネルギー損失係数の関係

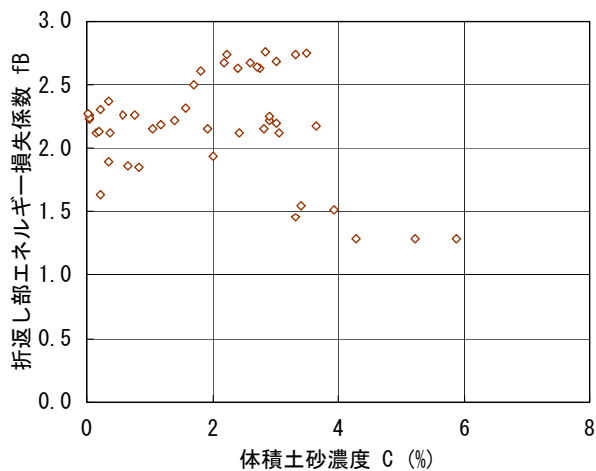


図-22 体積土砂濃度と折返し部エネルギー損失係数の関係

3.4 試験でみとめられた課題

7月の試験では、排砂管の下流側の管を途中で貯水池の右岸方向へ大きく曲げて配置したため、排砂が進むにつれて排砂管にねじれが生じた(図-11でも折返し部の傾きが確認できる)。排砂の後半では、折返し部の傾きにより、底部の吸引口から水を吸い込んでしまい、土砂の吸引力が低下して土砂吸引量が少なくなっていた。

11月の試験でもある程度土砂の吸引が進むと、折返し部が浮き上がり(図-23参照)、土砂濃度が小さくなった。排砂管を持ち上げて、再度土砂上に設置すると、土砂濃度が大きくなったが、またしばらくすると折返し部底面と土砂の間に隙間ができ、濃度が小さくなった。



a) 排砂前 (2012年6月27日)



b) 排砂直後 (2012年7月8日)



c) 排砂後1日経過 (2012年7月9日)

図-24 堰堤直下流の川の状況 (2012年7月)

折返し部のねじれや浮き上がりには、土砂が盛土形状になっていたことも要因と考えられるが、堆砂面に多少の凹凸があっても、堆砂面への追従性を確保することが望ましく、今後の課題と考えられる。

3.5 下流の川の状況

24年度の試験では、排砂した下流の川の状況について詳細な調査を実施していないが、図-24に示す排砂前、排砂直後、後日の堰堤直下流の川の写真から、簡単に状況を記載する。排砂前の下流の川は小さな溪流で、河床は数cm～人頭大の礫と石を主体とした材料から構成されていた。排砂直後には、排砂前には無かった砂の材料で、河床の大部分が覆われる状況となり、大きな石が砂から顔を出している状態であった。排砂後1日経過すると、河床を覆っていた砂はほとんど流

失し、流水に晒される領域は、ほぼ排砂前の河床の状態にもどり、両岸の一部に砂が残っている状況になっていた。

4. 流量調節設備の既往技術の適用性の検討

土砂供給施設には流量調節設備が必要になるが、通常の流水のみを対象とする設備と比較して、高濃度の土砂が流下するため、土砂の戸溝等への噛み込みや摩耗損傷等への対策が必要になる。そこで、既往の排砂設備に適用されている技術について、文献等^{5)~11)}及びヒヤリングによって調査を行った。

調査結果を表-1に示す。水位差を利用して土砂を吸引する形式の技術は、まだ実用化されておらず、既存の排砂施設は比較的大規模な排砂設備と土砂バイパス施設が挙げられる。

土砂バイパス施設では、流入部にゲート施設が設置され、作用水頭もそれほど大きくないため、ゲートの構成や基本的な構造については、通常のものとは大きな違いはないが、底部の保護が実施されている。

排砂設備では、堤体に設置され作用水頭が大きい(流速が大きい)ことから、通常の流水用の設備とは異なる工夫がされている。具体的には、確実に止水と保守点検を行うために、ひとつの水路に3つのゲートが設置されている。また、戸溝の損傷を防ぐために、保護枠の設置及びナロースロット形式のゲートが採用されている。また、維持管理を考慮して、各部分の特性に応じたライニングが採用されている。

本課題で検討している土砂供給施設に関しては、既存の土砂バイパスの事例よりは、排砂設備の事例が参考になると考えられる。ただし、排砂管の管径から、ゲート規模は0.3m×0.3m～1m×1m程度の小規模なものになることが想定されるため、今後規模の相違も考慮して、土砂供給施設に適した流量調節設備を検討していく必要がある。

5. まとめ

岐阜県高山市の山地溪流に設置された小規模なヒル谷試験堰堤(京都大学徳高砂防観測所)において、管径200mmの潜行吸引式排砂管の現地排砂実験等を実施した。その結果得られた知見を以下に示す。

- 1) 約3mの水位差で、1回目の試験で113L/sの流量を用いて52分間で3.45m³の土砂を排出でき、2回目の試験で116L/sの流量を用いて78分間で17.4m³の土砂を排出できた。排砂初期の土砂濃度は、概ね目標とする値が確認され、実用化のために参考となる

表-1 既存の排砂施設のゲート設備と摩耗対策

ダム名	管理者	施設区分	施設概要	ゲート設備	摩耗対策
出し平ダム	関西電力	排砂設備	水位低下して排砂設備から開水路流で土砂を排出	<ul style="list-style-type: none"> 幅5m×高さ5m×2条 1条につき、以下の3つのゲートを有する 上流ゲート(スライドゲート、保守点検機能) 中間ゲート(ローラーゲート、流水・流砂遮断機能) 下流ゲート(ラジアルゲート、止水機能、緊急遮断機能) 	<ul style="list-style-type: none"> 排砂路の底部と側部を鋼材によりライニング 中間ゲートに、脚(戸溝保護枠)、脚スロット、スロット内の掃流装置を設置
宇奈月ダム	国土交通省 北陸地方整備局	排砂設備	水位低下して排砂設備から開水路流で土砂を排出	<ul style="list-style-type: none"> 幅5m×高さ6m×2条 1条につき、以下の3つのゲートを有する 止水ゲート(高圧スライドゲート、幅5m×高さ9.927m、止水機能) 調節ゲート(ナロースロット型高圧スライドゲート、幅5m×高さ6m、土砂流の調節放流・遮断機能) 副ゲート(ナロースロット型高圧スライドゲート、幅5m×高さ6.2m、調節ゲートの代替機能) 	<ul style="list-style-type: none"> ゲートより上流は100年耐用を想定してステンレス材でライニング ゲートより下流は30年耐用を想定して鋼材でライニング 堤外開水路は石材で保護 止水ゲート底部の水密ゴムを二重化 止水ゲート戸溝に掃流装置を設置 調節ゲート、副ゲートは上流側ゴム水密
旭ダム	関西電力	土砂バイパス	流入土砂全部を対象に下流へバイパス	ローラーゲート1門	<ul style="list-style-type: none"> トンネルの呑口から10mは鋼材でライニング トンネルの補修にシリカコンクリート使用
美和ダム	国土交通省 中部地方整備局	土砂バイパス	ウォッシュロードを対象に下流へバイパス	<ul style="list-style-type: none"> 分流堰に主ゲート2門(5m×10.4m) 分流堰に副ゲート1門(7.5m×11.4m) 流入部にローラーゲート1門 	トンネルインバート部10cm、側壁部5cmコンクリートを増厚
松川ダム	長野県	土砂バイパス	浮遊砂とウォッシュロードを対象に下流へバイパス(建設中)	<ul style="list-style-type: none"> 分流堰に主ゲート1門(4.9m×9.6m) 分流堰に副ゲート1門(5m×9.9m) 流入部にローラーゲート1門 	トンネルインバート部20cmコンクリートを増厚
小渋ダム	国土交通省 中部地方整備局	土砂バイパス	掃流砂、浮遊砂、ウォッシュロードを対象に下流へバイパス(建設中)	<ul style="list-style-type: none"> クレスト予備ゲート2門 オリフィス予備ゲート2門 主ゲート2門 	呑口部底部の保護に鋼板入りのゴムプレートを設置

排砂特性に関する情報が得られた。

- 2) 排砂管の設置・撤去については大きな問題はなく、比較的簡便に行うことができた。
- 3) 堆砂への追従性が不足している課題があきらかになった。
- 4) 既存の排砂施設の流量調節設備のゲート構成と摩耗対策を整理し、水位差を利用した土砂供給施設への適用性を検討した。

24年度の実験では、自然に堆積した土砂を対象とした塵芥対策の検討ができなかったが、塵芥対策を含めて、今後の実用化に向けて検討を進めていきたい。

謝辞

実験サイトを利用させていただき、排砂現地実証試験にご協力いただいた京都大学防災研究所流域災害研究センターの藤田正治教授、堤大三准教授、宮田秀介助教、穂高砂防観測所の皆様、試験に際してご助言をいただいた電源開発株式会社の前田修一氏に謝意を表します。

参考文献

- 1) 櫻井寿之・箱石憲昭：貯水池排砂のための潜行式吸引排砂管の開発，河川技術論文集，Vol. 15，pp. 441-446，2009。
- 2) 櫻井寿之・箱石憲昭：大規模実験による潜行吸引式排砂管の開発，河川技術論文集，Vol. 17，pp. 311-316，2011。
- 3) 櫻井寿之・箱石憲昭：管径 200mm の潜行吸引式排砂管を用いた排砂実験，土木学会第 67 回年次学術講演会，II，pp. 67-68，2012。
- 4) 藤田正治・澤田豊明・水山高久：山地小流域における土砂動態のモニタリング手法，京都大学防災研究所年報，第 46 号 B，pp. 213-224，2003
- 5) 石橋毅：ダム排砂設備の流下砂礫による摩耗・損傷に関する水理学的研究，土木学会論文報告集，第 334 号，pp. 103-112，1983. 6
- 6) 竹林征三・高須修二：日本における排砂設備の歴史と設計法，大ダム，No. 152，pp. 55-62，1995. 6
- 7) 北村匡・斎藤俊三・中川毅志・堤雄生：宇奈月ダム排砂設備の構造について，ダム技術，No. 132，pp. 45-

51, 1997. 9

- 8) 森本浩: 旭ダムバイパス排砂システムの運用実績と効果について, 大ダム, No. 167, pp. 46-51, 1999. 4
- 9) (社) 日本大ダム会議技術委員会排砂対策分科会: 技術委員会分科会報告ーダム排砂対策の現状と課題ー, 大ダム, No. 176, pp. 56- 57, 2001. 7
- 10) 柏井条介: 宇奈月ダムの洪水吐き・排砂設備の水理設計, 取水と制水, No. 44, pp. 133-140, 2002. 9
- 11) (社) 日本大ダム会議技術委員会土砂管理分科会: 土砂管理分科会報告ー貯水池の土砂動態と土砂制御工法ー, 大ダム, No. 212, pp. 10-129, 2010. 7

A STUDY ON THE DEVELOPMENT AND THE OPERATION METHOD OF THE SEDIMENT SUPPLY MEASURES FROM A DAM RESERVOIR CONSIDERING RIVER ENVIRONMENT

Abstract: The construction of a dam can interrupt the transport of sediment through the river. Decreased sediment supply downstream causes environmental problems related to the riverbed such as degradation, armoring, and fewer opportunities to renew the riverbed material. Furthermore, sedimentation causes a reduction in the reservoir storage capacity. Therefore, measures are required for sediment supply from the reservoir. In the past, sediment flushing with water level drawdown and sediment bypassing were developed and used. However, the conditions for applying these measures are restricted. The purposes of this study are to develop a new sediment supply facility without water level drawdown operation and to propose the operation methods for the facility in order to restore the downstream river environment.

In 2012, in order to obtain knowledge for the practical application of the burrowing type sediment removal suction pipe, we carried out the sediment discharge field test using the 200 mm diameter suction pipe at the actual very small reservoir located in the mountainous area. As a result, we understood the hydraulic characteristics such as a relationship between velocity in the pipe and the sediment concentration, a water head energy loss of the pipe and so on. It is confirmed that the burrowing type sediment removal suction pipe could be applied to remove non-cohesive sediment material without debris in a small reservoir. We also examine an applicability of existing sediment flushing facilities techniques to new sediment supply measures.

Key words: dam reservoir, countermeasures for sedimentation, burrowing type sediment removal suction pipe, field test