

土砂による河川構造物の摩耗・損傷対策および維持管理に関する研究

研究予算：運営費交付金（一般勘定）

研究期間：平 27～令 1

担当チーム：水工研究グループ（水理）

研究担当者：石神孝之、宮脇千晴、櫻井寿之、中西哲、石田卓也

【要旨】

貯水池の長寿命化やダム下流の河川環境保全の観点から、ダムから土砂を流す施設として排砂設備・土砂バイパス・流水型ダムの洪水吐き等が設置され、運用されるようになってきている。これらの施設は、砂礫が高速で流下することによる摩耗・損傷のリスクがある。そこで、本研究では、ダム施設を主とした河川構造物の土砂による摩耗・損傷状況を把握し、その摩耗・損傷量の予測手法と対策および維持管理手法を提案することを目的として研究を実施した。以下、ダム施設を主とした河川構造物の土砂による摩耗・損傷状況、河川構造物の土砂による摩耗・損傷予測手法の検討、高速流中の粒径区分別礫流下量の推定手法に関する研究、土砂バイパストンネル内における摩耗損傷の進展過程に関する研究、高速流中の不陸により発生する負圧の実験的研究に分けて説明する。

ダム施設を主とした河川構造物の土砂による摩耗・損傷状況については、第1回土砂バイパストンネルに関する国際ワークショップに参加することで、世界の土砂バイパス施設の諸元等の概要が得られた。河川構造物の土砂による摩耗・損傷予測手法の検討では、高速流中を流下する礫のプレート型センサによる計測について基本的な知見を得た。高速流中の粒径区分別礫流下量の推定手法に関する研究では、プレート型センサを用いて、礫流下量を推定する手法を提案した。土砂バイパストンネル内における摩耗損傷の進展過程に関する研究では、小渋ダム土砂バイパストンネル運用後に取得された点群データを用いた水路の摩耗損傷に関する分析を行い、摩耗量が左右岸に偏ることや、縦断方向で摩耗深が数 m 単位で大きく変化すること等が分かった。高速流中の不陸により発生する負圧の実験的研究については、不陸により発生する負圧を抑制するためには、不陸の高さを流速に応じて抑えることが重要であること、キャビテーションで生じた不陸がさらに下流の負圧発生に繋がる可能性があるため不陸や損傷状況のモニタリングが重要であることが分かった。

キーワード：河川構造物、土砂バイパストンネル、摩耗・損傷

1. はじめに

貯水池の長寿命化やダム下流の河川環境保全の観点から、ダムから土砂を流す施設として排砂設備・土砂バイパス・流水型ダムの洪水吐き等が設置され、運用されるようになってきている。これらの施設は、砂礫が跳躍・転動・滑動しながら高速で流下することによる摩耗・損傷のリスクが高く、施設の機能への影響が生じる可能性も考えられる。そのため、摩耗代の事前設定と補修、ライニング材の設置と交換による維持管理等の対策が講じられているが、条件の限られた現地実験や模型実験等による知見に基づくものであり、摩耗・損傷対策の設計・維持管理手法は未だ確立していない。

そこで、本研究では、ダム施設を主とした河川構造物の土砂による摩耗・損傷状況を把握し、その摩耗・損傷量の予測手法と対策および維持管理手法を提案することを目

的としている。以下、ダム施設を主とした河川構造物の土砂による摩耗・損傷状況、河川構造物の土砂による摩耗・損傷予測手法の検討、高速流中の粒径区分別礫流下量の推定手法に関する研究、土砂バイパストンネル内における摩耗損傷の進展過程に関する研究、高速流中の不陸により発生する負圧の実験的研究に分けて説明する。

2. ダム施設を主とした河川構造物の土砂による摩耗・損傷状況

2.1 第1回土砂バイパストンネルに関する国際ワークショップ概要

ダム施設の土砂による摩耗・損傷状況に関する情報の収集を行う目的で、第1回土砂バイパストンネルに関する国際ワークショップ（International Workshop on Sediment Bypass Tunnels）に参加した。このワーク

表-1 ダム等及び土砂バイパストンネルの諸元

ダム名	国名	管理者	ダム及び貯水池						土砂バイパストンネル						
			完成年	目的	流域面積 (km ²)	貯水容量 (m ³)	型式	ダム高 (m)	完成年	延長 (m)	勾配 (%)	幅 (m)	高さ (m)	断面形状	最大流量 (m ³ /s)
布引ダム	日本	神戸市	1900	水道用水	9.8	759,521	重力式 コンクリート	33.3	1908	264	1.33%	3.00	3.00	幌型	39
旭ダム	日本	関西電力	1978	揚水発電 (下池)	39.2	15,470,000	アーチ	86.1	1998	2,350	2.94%	3.80	3.80	幌型	140
美和ダム	日本	国土交通省 中部地方整備局	1959	発電、灌漑、 洪水調節	311.1	29,952,000	重力式 コンクリート	69.1	2005	4,308	1.00%	7.80	7.00	馬蹄形	300
松川ダム	日本	長野県	1975	洪水調節、生活用 水、灌漑	60.0	7,400,000	重力式 コンクリート	84.3	2015	1,417	4.00%	5.20	5.20	幌型	200
小洪ダム	日本	国土交通省 中部地方整備局	1969	発電、灌漑、 洪水調節	288.0	58,000,000	アーチ	105.0	建設中 (2016)	3,982	2.00%	7.90	7.20	馬蹄形	370
Pfaffensprung ダム	スイス	国有鉄道会社 SBB	1922	調整池 (発電)	30.6	200,000	石積アーチ	32.0	1922	280	3.00%	4.70	4.85	馬蹄形	220
Palragnedra ダム	スイス	電力会社 Ofima	1953	発電	138.0	4,860,000	重力式 コンクリート	72.0	1977	1,760	2.00%	6.20	6.13	馬蹄形	250
Runcahez ダム	スイス	電力会社 TFB	1961	発電	—	480,000	重力式 コンクリート	33.0	1962	572	1.40%	3.80	4.50	幌型	110
Solisダム	スイス	電力会社 ewz	1986	発電	900.0	4,100,000	アーチ	61.0	2012	968	1.80%	4.40	4.68	幌型	170
石門ダム (Shihmen)	台湾	政府	1963	灌漑、生活用水、 発電、洪水調節、 レクリエーション	762.4	310,000,000	ロックフィル	133.1	2012年に発電用放流管を濁水排出用に改良 バイパストンネルについて検討中						
南化ダム (Nanhua)	台湾	Taiwan Water Co.	1993	生活用水	108.3	158,000,000	アースフィル	87.5	計画中 (2018)	1,287	1.85%	9.50	9.50	馬蹄形	1,000
Rizzaneseダム	フランス	電力会社 EDF-CIH	2012	発電	—	1,000,000	RCC	40.0	計画中	133	6.90%	4.20	4.20	円形	280
Chespiダム (Chespi-Palma Realプロジェクト)	エクアドル	—	—	発電	4500.0	4,400,000	ダブルカーブ アーチ	63.0	計画中	2,240	1.71%	6.60	6.60	—	400
Patrind 水力発電事業	パキスタン	—	2016 予定	発電	—	6,000,000	重力式 コンクリート	44.0	計画中	約150	—	9.00	9.00	円形	650

ワークショップは、2015年4月27日から29日にかけて、スイスのチューリッヒにて、スイス連邦工科大学チューリッヒ校 (ETH-Zurich) 水理・水文・氷河学研究所 (VAW) 主催のもと開催された。ワークショップでは、日本からの15名の参加を含み、ヨーロッパやアジアを中心に13カ国から合計90名が参加し、専門家やダム管理者によって、土砂バイパストンネルに着目した情報交換と議論が行われた。

ワークショップで報告されたダム等および土砂バイパストンネルの諸元を表-1に示す。日本とスイスの報告事例が多く、両国が土砂バイパストンネルに関して国際的に先進的な取り組みを行ってきている状況にある。

ワークショップで収集した施設の摩耗・損傷に関する知見の概要を以下に示す。

1) 旭ダム

旭ダム¹⁾では、1998年の土砂バイパストンネル建設当初は、圧縮強度30N/mm²のコンクリートでトンネル底面のライニングを行っていたが、補修の際に徐々に高強度(70N/mm²)のコンクリートに変更され、2003年以降は

高強度コンクリートが70%以上を占めている。土砂のトンネル通過量と摩耗量との関係が分析されており、図-1に示すように、コンクリートの強度毎に相関関係が認められている。

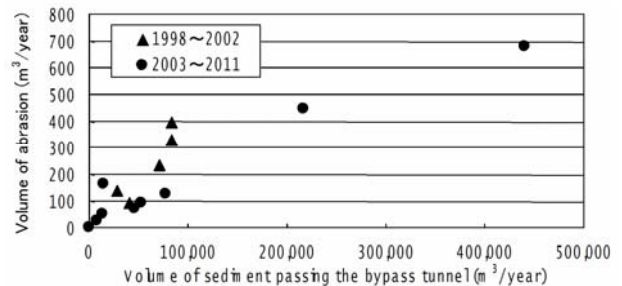


図-1 摩耗量とバイパストンネル通過土砂量の関係¹⁾

2) 美和ダム

美和ダムの土砂バイパストンネル²⁾は2005年に建設され試験運用が行われている。美和ダムでは粒径約0.2mm以下のウォッシュロードのみをバイパスする設計がなされており、試験運用の結果、これまでにトンネル内にほと

んど損傷がないことが確認されている。

3) 小渋ダム

小渋ダムの土砂バイパストンネル³⁾は2016年に試験運用が開始されている。トンネルの水路底面のライニングには、圧縮強度50N/mm²のコンクリートが用いられており、維持管理用の摩耗代として、160mmが設定されている。またバイパスの呑口部の表面には、ラバースチール（鋼板が入ったゴムパネル）による保護が行われている。

4) Pfaffensprung ダム

スイスの Pfaffensprung ダムの土砂バイパストンネル⁴⁾は1922年にダムの建設と同時に建設された。水路底面の損傷は湾曲部では内側で大きく、出水によっては30cm～50cmに達することもあった。近年では、花崗岩のブロックや高強度コンクリート、繊維補強コンクリート等のライニング材を設置して年間の損傷量の観測と研究が実施されている。

5) Paragnedra ダム

スイスの Paragnedra ダムの土砂バイパストンネル⁵⁾は1977年に建設されたが、翌年の1978年の大出水により、玄武岩のタイルでライニングされた水路底面が大きく損傷し、地山の岩盤まで侵食された。圧縮強度80N/mm²のコンクリートで補修が実施され、その後、レーザー計測による損傷のモニタリングが実施されている。

6) Runcahez ダム

スイスの Runcahez ダムの土砂バイパストンネル⁶⁾はダム建設の翌年の1962年に建設された。圧縮強度40～70N/mm²のコンクリートでインバートが作られた。1960年代後半に最初の損傷の報告があり、ほぼ毎年の修復が必要となっている。近年では、5種類のコンクリート材料を設置して損傷の検討が実施されており、1995年～2014年にかけての損傷について、図-2に示すような損傷量の結果が報告されている。

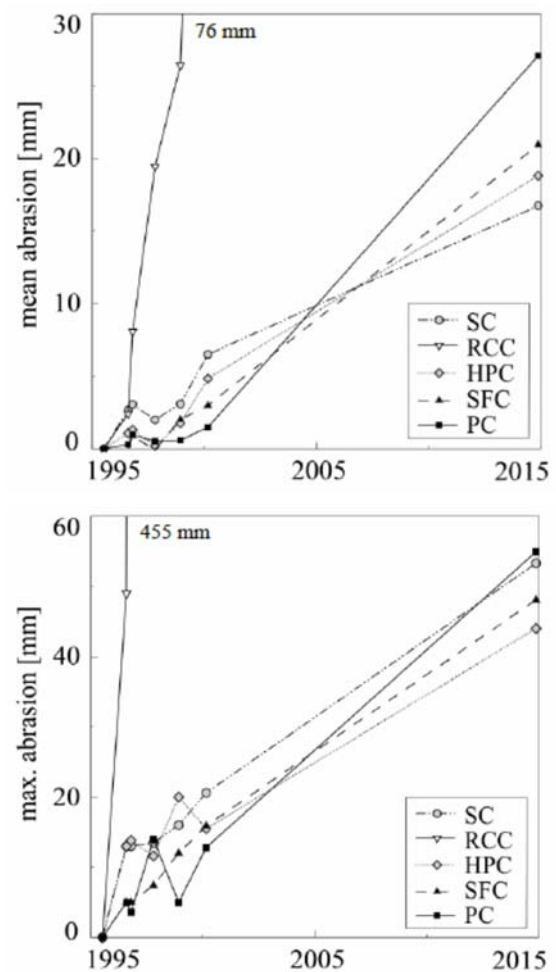
7) Solis ダム

スイスの Solis ダムの土砂バイパストンネル⁷⁾は2012年に建設された新しい施設である。トンネルの一部区間には、各種のライニング材料を設置した試験区間が設けられ、損傷の観測が実施されている。また、トンネル出口にはジオフォンを用いた土砂流下量の観測の試みがなされている。

2.2 ダム施設を主とした河川構造物の土砂による摩耗・損傷状況に関して得られた知見

第1回土砂バイパストンネルに関する国際ワークショップに参加することにより、世界の土砂バイパス施設の諸元等の概要を把握することができた。また、世界中

で日本とスイスが土砂バイパスの分野で先進的な国であることが確認され、日本とスイスの土砂バイパス施設の摩耗・損傷状況の知見を得ることができた。旭ダムの事例からは、コンクリート強度を大きくすることによって、損傷量が減少する傾向が確認され、スイスの Runcahez ダムの事例からは、コンクリートの種類による損傷状況が異なり、ローラーコンパクトドコンクリートと比較して各種の補強コンクリートは損傷量が大きく減少することが確認されている。



SC: Steel fiber concrete
RCC: Roller compacted concrete
HPC: High performance concrete
SFC: Concrete containing silica fume
PC: Polymer concrete

図-2 摩耗量の経年変化⁶⁾

3. 河川構造物の土砂による摩耗・損傷量予測手法の検討

3.1 土砂バイパスを通過する土砂（礫）のモニタリング手法の検討

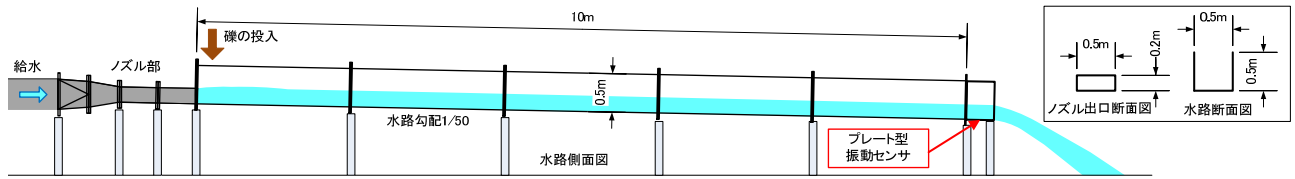


図-3 実験装置の概要

小渋ダム土砂バイパストンネルへの適用についても想定しつつ、土砂バイパストンネルを通過する土砂のうち2mm程度以上の礫が掃流形態で通過する量を把握することを目的として計測手法の検討を実施した。

掃流砂の計測手法の既往研究としては、京大徳高砂防観測所での観測など砂防分野で多くの検討が行われているハイドロフォン⁸やスイスでのジオフォン⁹などの研究事例がある。本研究では小渋ダム土砂バイパストンネルで想定されている高速流（最大15m/s程度）を考慮して、耐久性の高いプレート型センサ（プレートマイクロフォン）¹⁰を用いた計測の検討を行った。

3.2 検討方法

実験装置の概要を図-3に示す。給水用のポンプからの水流を高さ0.2m×幅0.5mの長方形の出口を持つノズルで整流し、高さ0.5m、幅0.5m、長さ10m、勾配1/50の鋼製水路（底面はステンレス製）に通水を行った。水路の下流端に図-4に示すプレート型センサを図-3において水路底面に対する反時計回りの角度を0°と10°の2条件で設置した。プレート型センサは、長辺0.5m×短辺0.36m×厚さ15mmの鋼製プレートと裏面に設置された3つのセンサから構成される。センサは、音響センサ（ハイドロフォン）と振動センサおよびジオフォン（スイスの土砂バイパストンネルで採用事例があるセンサ）の3つである。

実験では、通水を行った状態で上流端付近から単一の礫を水面付近から落下させる方法で投入し、センサから出力される電圧を20μs毎（50kHz）に記録した。

実験に用いた礫の材料は小渋ダム土砂バイパストンネルの流入部直上流付近の河床から採取した土砂をふるい分けし、表-2に示す6つの一様粒径とした。

実験ケースは、プレート型センサの設置角度と流量（流速）と粒径をパラメータに表-3に示す21ケースとし、各ケースの同条件で50回の計測を実施した。

3.3 検討結果

実験装置に通水をした状態で、水路中央の水面形（目視による時間平均）を計測した結果、水面形はおおむね安定しているが、流速10m/sの場合は、水脈の乱れや空気混入による水深の増加およびプレート設置角度が10°の場合に下流端の水面の上昇がみとめられた。水路の上流端から

の距離2m～8mの水深の計測値を平均して水流の平均流速を算定すると、上流端流速5m/sの場合で4.75m/s、10m/sの場合で8.62m/sであった。

礫を流下させた際の計測結果の例として、ケースB-2-4とケースB-2-6の計測結果を図-5に示す。時間軸は計測波形が立ち上がった時点を示している。ここに示した例以外の計測波形も確認した結果、波形の振幅と継続時間は、概ね粒径との相関がみられ、音響センサの結果にその傾向が顕著にみられた。振動センサは、小さい粒径にも反応し感度がよいが、小さい衝撃でも振幅が計測上限値に達してしまい、振幅から粒径の大きさを判別することは難しいと考えられる。ジオフォンは、振動センサの波形と似ているが、小さい粒径の場合の振幅が小さめになり、振幅の低減時間が長めとなる傾向がみられた。

50回の試行の中で、上記のような波形の変化が認められた回数の割合を検知率と定義して、図-6に各ケースの結果をまとめて示した。プレートの設置角度を10°とすると、全体的に検知率が増加している。また、同じプレート設置角度では、流速が小さいと検知率が大きくなる傾向がみられその傾向はプレート設置角度0°の方が顕著である。なお呼び粒径2mmについては、初めにプレート角度10°、上流端流速10m/sの条件で検討したところ、波形の変化がほとんど認められなかったため、他の条件では実施していない。しかしながら補足の実験で2mmの土砂を100g投入すると、波形の変化が確認されたため、今後詳細な検討を行いたい。

3.4 河川構造物の土砂による摩耗・損傷量予測手法に関して得られた知見

実験により高速流中を流下する礫のプレート型センサによる計測の基礎的な知見を得ることができた。プレート型センサは、粒径100mmの礫が10m/s程度の高速流中で流下した場合にも問題なく出力電圧の計測ができた。音響センサは粒径が大きくなるに伴い、出力電圧の最大値が大きくなる傾向がみられた。振動センサは、小さい粒径にも反応し感度がよいが、小さい衝撃でも振幅が計測上限値に達してしまい、振幅から粒径の大きさを判別することは難しいと考えられる。ジオフォンは、振動センサの波形と似ているが、小さい粒径の場合の振幅が小さめになり、振

幅の低減時間が長めとなる傾向がみられた。

プレートの設置角度を10°とすると、0°とした場合と比較して、検知率の増加がみとめられた。

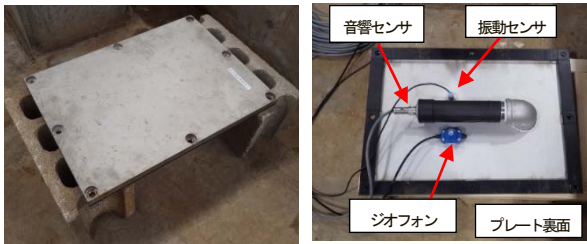


図-4 プレート型センサの概要

表-2 実験に用いた礫材料の諸元

呼び粒径 (mm)	ふるい目サイズの上限と下限 (mm)	平均質量 (g)(注)	質量の標準偏差 (g)(注)	平均密度 (g/cm ³)	一個当りの平均体積 (cm ³)	平均体積を有する球体と仮定した場合の直径 (mm)
2	2.00~2.80	0.019	-	2.72	0.0070	1.96
5	4.75~5.60	0.261	-	2.67	0.0976	4.72
10	9.52~13.20	2.765	1.02	2.68	1.0308	10.35
20	19.1~22.4	15.591	3.92	2.66	5.8690	18.47
50	45~63	251.453	79.64	2.66	94.6839	46.68
100	90~100	1670.423	295.50	2.67	625.2399	87.58

表-3 実験条件

実験ケース	プレート設置角度	流量 (L/s)	水路上流端流速 (m/s)	呼び粒径 (mm)	試行回数 (回)
A-1-1	0°	500	5	5	50
A-1-2				10	50
A-1-3				20	50
A-1-4				50	50
A-1-5				100	50
A-2-1		1000	10	5	50
A-2-2				10	50
A-2-3				20	50
A-2-4				50	50
A-2-5				100	50
B-1-1	10°	500	5	5	50
B-1-2				10	50
B-1-3				20	50
B-1-4				50	50
B-1-5				100	50
B-2-1		1000	10	2	50
B-2-2				5	50
B-2-3				10	50
B-2-4				20	50
B-2-5				50	50
B-2-6	100	50			

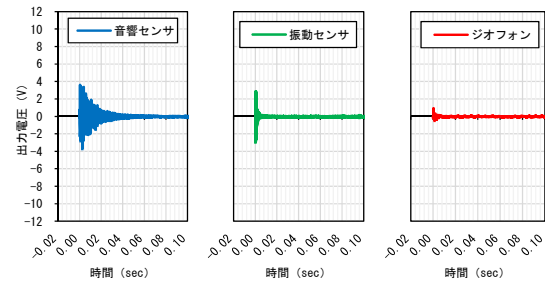
4. 高速流中の粒径区分別礫流下量の推定手法に関する研究

4.1 はじめに

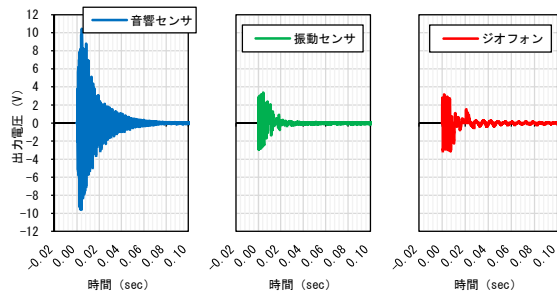
ダム貯水池の堆砂対策や下流河川への土砂供給に用いられる土砂バイパストンネルを通過する土砂量の把握は、施設の操作、施設の摩耗・損傷に関する維持管理と対策、下流への土砂供給状況の把握などにおいて重要でありニーズがあるが、特に礫等の掃流砂の推定手法が十分に確立されていない。

そこで、小渋ダム土砂バイパストンネルへの適用を想定しつつ、施設を通過する土砂のうち2mm程度以上の礫が

掃流形態で通過する量を把握することを目的として推定手法の検討を実施している。



(a) ケース B-2-4 の計測結果



(b) ケース B-2-6 の計測結果

図-5 礫を流下させた際の実出力電圧計測結果の例

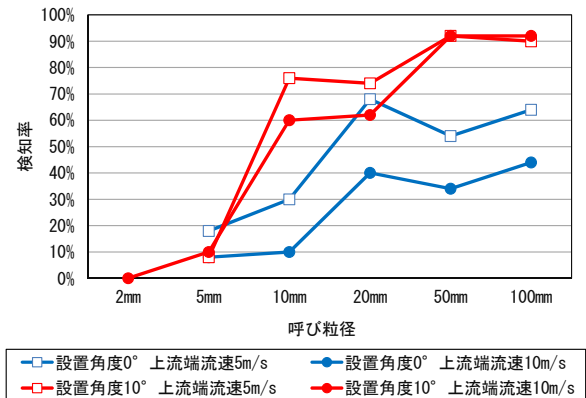


図-6 礫を流下させた際の実出力電圧による検知率

掃流砂の計測手法の既往研究としては、近年山地河川等で計測が盛んに実施されているハイドロフォンに関する多くの研究がある^{11),12)}。また、ハイドロフォンはパイプ型式で音響センサ(マイクロフォン)が用いられる場合が多いが、近年、耐久性を向上させるために、プレート型式の計測器が開発され^{8),10)}、センサについても、音響センサの他に、振動センサ(加速度センサ)、ジオフォン(スイス等で用いられている地盤振動センサ)⁹⁾が用いられるようになってきている。

ハイドロフォンによる流砂量計測では、センサーから得

られる音響信号の波形を整形する一次処理が実施され、パルス数や振幅の時間積分値をデジタル信号として記録し、それらを用いて二次処理を行って流砂量を推定する方法が用いられている¹¹⁾。

既往の研究では5m/s程度以下の流速場が対象とされている場合が多く、土砂バイパストンネルで想定されている高速流（小渋ダムで最大15m/s程度）への適用に課題がある。また、既往の研究では、砂礫の全粒径合計の流下量の定量的な推定^{9)~12)}や粒径区分別の礫流下量の定性的な検討⁹⁾が行われているが、定量的な推定を行うことが課題と考えている。そこで、本研究では、耐久性の高いプレート型センサを採用し、音響センサに加えて振動センサについても出力される信号波形をそのまま記録し、両センサの信号波形を粒径に応じて使い分けるとともに補正を行うことで、粒径区分別礫流下量を推定する手法について検討を行った。検討方法は、高速流を再現する水路実験を実施して、一様粒径礫を流下させることによりプレート型センサの礫流下時の信号を多数記録し、これらを分析して推定手法を考案した。考案した手法を一様粒径および混合粒径の流下実験に適用して、礫流下量の推定精度の検証を行った。

4.2 実験方法

実験方法の概要は、給水ポンプからの水流を水路と等幅の長方形の出口を有するノズルで整流し、高さ0.5m、幅0.5m、長さ10m、勾配1/50（小渋ダムバイパストンネルと同じ勾配）の鋼製水路に通水を行い、水路の上流端付近から計量した礫を水面付近から落下させる方法で投入するものである。水路の下流端に、水路底面と平行にプレート型センサを設置し、礫が鋼製プレートに衝突した際のセンサからの出力電圧を記録した。なお実験装置の詳細は文献¹³⁾を参照いただきたい。

出力電圧信号のデータは20μsec間隔（50kHz）で10秒間記録した。鋼製プレートは長辺0.5m×短辺0.36m×厚さ15mmであり、センサは、音響センサ（ハイドロフォン）、振動センサ、ジオフォンの3つで構成されるが、本研究では、音響センサと振動センサの二つを使用した。なお、音響センサの計測電圧範囲は±10V程度、振動センサは±3V程度である。

実験に用いた礫材料は、小渋ダム土砂バイパストンネルの流入部直上流付近の河床から採取した土砂をふるい分けし、表-4に示す6つの一様粒径とその混合とした。

実験ケースは、ノズルの出口高と流量で水理量を変化させた表-5に示す4ケースとし、それぞれのケースで、表-6に示す6つの一様粒径の礫と混合粒径の礫の投入を行っ

た。表-5中に示したセンサ位置断面平均流速については、Case1~3の流速をセンサ位置の水深の計測結果から算定した。Case4については、流速が大きくなり多量の空気を連行して水面の判別が困難な流況であったため、100mmの礫の流下状況を高速撮影し、流下速度を測定することで求めた値とした。実験での礫の投入は、データを多く記録するために同様の条件で表-6中に示すように複数回実施した。

4.3 礫流下量推定手法

(1) 礫流下量推定手法の考え方

図-7に例を示すようなプレート型センサで記録した出力電圧信号から礫流下量を推定する手法として、礫の衝突によって出力された波を包絡線に変換し、包絡線に表れた波のピーク電圧と数から礫流下量を推定することを基本的な考え方とした。このような手法を採用した場合に、以下のような項目が誤差の要因になると考えられる。

- ① 飛び越え：礫が跳躍し、プレートを飛び越えることによる礫流下量の過小評価。
- ② 波の重複：振幅と波長の大きな波と小さな波が重複することによる礫流下量の過小評価。
- ③ 衝突状況の変化：衝突角度の変化や礫形状による衝撃力の変化に起因する礫サイズの過小評価。
- ④ 粒子の複数回衝突：一つの礫粒子がプレートに複数回衝突することによる礫流下量の過大評価。
- ⑤ 反響：プレート周辺に礫が衝突した際の反響を検知することによる礫流下量の過大評価。

上記要因により、計測される波の大きさと数は、1個の礫が流下する場合にはばらつきが大きくなるが、多数の礫の流下によって生じる多くの信号の平均的な特徴を把握することで、以降で示すように、ある程度多数の波のデータから礫流下量を推定することが可能であると考えた。

一方、現地ではどのような粒度分布の礫が流入してくるのかわからないため、以降では、一様粒径の実験結果から、一つの推定方法を構築することとし、その推定方法を一様粒径と混合粒径の両方の実験結果に適用して検証を行うこととした。

(2) 出力電圧波の包絡処理と検知波の頻度分布計測した信号について、以下の操作を行った。

- ① 出力電圧値を絶対値に変換。
- ② ①のデータから包絡線データを作成。この際、ある時刻の絶対値のデータについて、前後1msecの範囲で最大値となるか否かで一つの波（検知波と称する）のピークになるか否かを判定。
- ③ 包絡線データの検知波の数とピーク電圧のデータ

を作成。なおこのとき、信号のノイズを除去するために、ピーク電圧が0.2V以下の検知波は除去した。

表-4 実験に用いた礫材料の諸元

呼び粒径 (mm)	ふるい目サイズの上限と下限 (mm)	平均質量 (g)	平均体積 (cm ³)	平均密度 (g/cm ³)
2	2.00~2.80	0.019	0.0070	2.72
5	4.75~5.60	0.261	0.0976	2.67
10	9.52~13.20	2.765	1.0308	2.68
20	19.1~22.4	15.591	5.8690	2.66
50	45~63	251.453	94.6839	2.66
100	90~100	1670.423	625.2399	2.67

表-5 実験条件

ケース名	上流端ノズル高さ (cm)	流量 (L/s)	上流端出口断面平均流速 (m/s)	プレート型センサ位置断面平均流速 (m/s)
Case1	20	500	5	4.7
Case2		1000	10	8.6
Case3	10	500	10	7.4
Case4		1000	20	16.3

表-6 投入礫の条件

粒径	呼び粒径 (mm)	試行回数 (回)	土砂量 (1実施当り) (粒子数)	土砂量 (実施合計) (粒子数)	土砂量 (実施合計) (全実施平均) (kg)
一様粒径	2	10	約26,500	約265,000	5.00
	5	10	約1,900	約19,000	5.00
	10	10	約360	約3,600	10.00
	20	10	50	500	7.08
	50	20	25	500	134.36
	100	40	10	400	667.66
混合粒径	混合	10	2mm: 約26,500 5mm: 約1,900 10mm: 約360 20mm: 50 50mm: 10 100mm: 5	2mm: 約265,000 5mm: 約19,000 10mm: 約3,600 20mm: 500 50mm: 100 100mm: 50	2mm: 5.00 5mm: 5.00 10mm: 10.00 20mm: 7.02 50mm: 25.95 100mm: 83.36 合計: 136.34

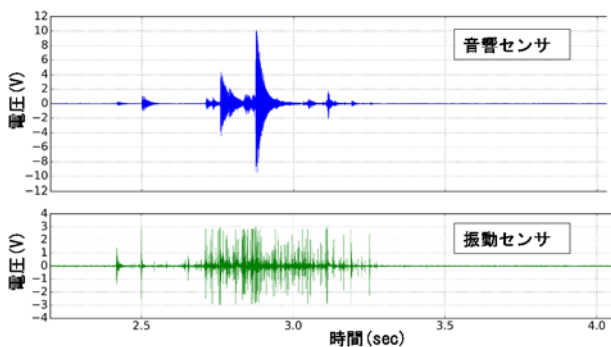


図-7 プレート型センサ記録信号例 (Case2、混合粒径)

各実験ケースの一様粒径の礫投入時の計測データに上記の操作を行い、礫投入実施合計の検知波数の頻度分布を作成した。頻度分布の特徴を考慮して、音響センサについては、0.6V、2V、10Vを境界として4区分し、振動センサについては、0.8Vを境界として2区分して検知波の数

を整理した結果を表-7に示す。表-7の検知波の数は投入礫量10kg当りの数に変換している。なおここで、振動センサについては、既往の検討から感度が高いが小さな衝撃で測定限界に達してしまうことがわかっており、小粒径の推定に利用することを想定した。そのため、大粒径の衝突による大きな衝撃が生じた場合に振動センサが検知する波を除去するために、振動センサの検知波がピークを示した時刻と同じ時刻の音響センサの包絡線データの値を確認し、その値が0.2V以上となった場合には該当する振動センサの検知波を除去する操作を加えた。検知波を整理した結果を表-7に示す。

礫量10kg当りの粒子の概数は粒径毎に、2mm:53万、5mm:3万8千、10mm:3,600、20mm:640、50mm:40、100mm:6である。これらを表-7の検知波の合計数と比較すると、2mmでは粒子数が波数の100倍以上であり、5mmでは10倍以上、10mmでは2倍程度である。20mm以上では、粒子数より波数の方が多く、複数回衝突や反響、大きな波の変動成分の検知などが生じていると推察される。また、2mmと5mmの場合は音響センサで検出される検知波は極端に少なく、10mm以上の粒径では、粒径が大きいほど音響センサの大きなピーク電圧の検知波の数が多くなっている。また、粒径20mm以上では、流速が大きいほど検知波の検知数が減少しており、礫粒子の跳躍距離が流速の増加によって大きくなり、プレートを飛び越える割合が多くなっていると考えられる。

表-7 一様粒径実験の計測結果から検知した波の数をピーク電圧区分毎に整理した結果 (投入礫10kg当りの検知波の数、青は音響、緑は振動の検知波数の大小を示す。)

ケース	センサ種類	検知波のピーク電圧の範囲 (V)	2mmの礫投入	5mmの礫投入	10mmの礫投入	20mmの礫投入	50mmの礫投入	100mmの礫投入	
			Case1	音響	0.2~0.6	0.0	0.0	196.9	489.9
		0.6~2	0.0	0.0	7.0	92.0	44.4	11.5	
		2~10	0.0	0.0	0.0	2.8	31.6	11.4	
		10以上	0.0	0.0	0.0	0.0	0.2	2.5	
	振動	0.2~0.8	1,028.0	1,958.0	814.7	298.7	48.8	42.5	
		0.8以上	22.0	308.0	378.9	277.5	40.2	15.7	
Case2	音響	0.2~0.6	0.0	6.0	192.0	263.1	24.7	3.5	
		0.6~2	0.0	0.0	15.0	64.7	28.8	6.1	
		2~10	0.0	0.0	0.0	0.0	30.7	10.0	
		10以上	0.0	0.0	0.0	0.0	0.7	2.2	
		振動	0.2~0.8	1,096.0	2,190.0	383.9	77.6	18.0	10.7
			0.8以上	30.0	386.0	516.9	192.7	21.6	5.9
Case3	音響	0.2~0.6	0.0	14.0	182.0	329.0	20.6	2.8	
		0.6~2	0.0	0.0	13.0	75.7	36.4	6.8	
		2~10	0.0	0.0	1.0	15.1	30.1	10.4	
		10以上	0.0	0.0	0.0	0.0	1.7	3.4	
		振動	0.2~0.8	1,612.0	2,280.0	436.9	85.3	12.6	8.9
			0.8以上	72.0	518.0	515.9	229.9	23.0	8.4
Case4	音響	0.2~0.6	0.0	22.0	384.9	163.2	13.7	2.3	
		0.6~2	0.0	0.0	28.0	96.5	17.0	2.5	
		2~10	0.0	0.0	1.0	11.4	28.5	5.3	
		10以上	0.0	0.0	0.0	0.0	2.4	2.5	
		振動	0.2~0.8	2,206.0	1,402.0	93.0	24.1	14.1	6.9
			0.8以上	114.0	818.0	342.9	102.2	11.2	3.9

(3) 礫流下量推定手法

表-7 の一様粒径実験の検知波の分布から、各粒径の礫流下量を求めるために用いる検知波数のセンサ種類とピーク電圧の範囲を「算出用範囲」と定義し、以降のように設定した。

- 2mm : 振動センサ 0.2~0.8V (V0.2 と表記)
- 5mm : 振動センサ 0.8V 以上 (V0.8 と表記)
- 10mm : 音響センサ 0.2~0.6V (A0.2 と表記)
- 20mm : 音響センサ 0.6~2V (A0.6 と表記)
- 50mm : 音響センサ 2~10V (A2 と表記)
- 100mm : 音響センサ 10V 以上 (A10 と表記)

検知波数を礫質量に変換するために一様粒径実験での投入礫質量を算出用範囲の検知波数で除すことによって求めた係数を「礫質量算出係数」と定義し、例として Case1 の値を表-8 に示す。この係数は、実験ケースにより異なるが、これを計測位置の断面平均流速をパラメータとして近似することとした。流速と礫質量算出係数の関係を図-8 に示す。図中には各粒径の礫質量算出係数の近似線を点線で示している。下記の式(1)を用いて、計測位置の平均流速と検知波のデータより、流下礫質量が算出される。

$$W_i = c_i n_i \quad (1)$$

ここで、 W_i : 粒径区分 i の流下礫質量 (kg)、 c_i : 粒径区分 i の礫質量算出係数 (kg/波数)、 n_i : 粒径区分 i の算出用範囲の検知波数を表す。 c_i は粒径区分毎に式(2)から求められる。

$$\begin{cases} c_{100mm} = 0.00500v + 0.801 \\ c_{50mm} = 0.00810v + 0.868 \\ c_{20mm} = \begin{cases} 0.0761v + 0.345 & (v \leq 8.6) \\ -0.0428v + 1.37 & (v > 8.6) \end{cases} \\ c_{10mm} = -0.0383v + 1.21 \\ c_{5mm} = -0.0473v + 1.13 \\ c_{2mm} = -0.0412v + 1.14 \end{cases} \quad (2)$$

ここで、 v : 計測位置の断面平均流速 (m/s) を表す。

大きい粒径の土砂が流下した場合には、上記手法で礫質量を算出する場合、算出用範囲よりも小さいピーク電圧の波が検知されており、実際には流下していない当該粒径より小さい礫が算出される。この影響を補正するため、礫流下量の推定では、大きい粒径区分から順に推定を行い、ある粒径区分を算出した後に次の小さい粒径区分の推定を行う前に一様粒径の実験結果から得られた検知波の数の割合で、算出用範囲より小さい範囲の検知波の数を差し引くこととした。この時差し引く検知波数を算出用範囲の波数に乗じて求めるための倍率を「波数除去倍率」と定義し、

例として Case1 の値を表-9 に示す。

波数除去倍率についても、礫質量算出係数と同様に実験ケースによって異なっているため、計測位置の断面平均流速をパラメータとして近似した。近似式には線形・対数・累乗の関数の中から相関の高いものを選定した。流速と波数除去倍率の関係を図-9~13 に示す。図中には各粒径の波数除去倍率の近似線を点線で示している。

下記の式(3)を用いて、計測位置の平均流速と検知波のデータより、各区分の検知波数から差し引く波数が算出される。

$$n^{c_{i,j}} = a_{i,j} n_i \quad (3)$$

$n^{c_{i,j}}$: 粒径区分 i の算出後にセンサ種類とピーク電圧の範囲 j の検知波数から差し引く波数

$a_{i,j}$: $n^{c_{i,j}}$ を求めるために用いる波数除去倍率

n_i : 粒径区分 i の検知波数

$a_{i,j}$ は式(4)~式(8)から求められる。

表-8 Case1 の礫質量算出係数 (kg/波数)

センサ種類	検知波のピーク電圧の範囲 (V)	2mmの礫投入	5mmの礫投入	10mmの礫投入	20mmの礫投入	50mmの礫投入	100mmの礫投入
音響	0.2~0.6	-	-	0.0508	-	-	-
	0.6~2	-	-	-	0.1087	-	-
	2~10	-	-	-	-	0.3165	-
	10以上	-	-	-	-	-	3.9275
振動	0.2~0.8	0.0097	-	-	-	-	-
	0.8以上	-	0.0325	-	-	-	-

表-9 Case1 の波数除去倍率

センサ種類	検知波のピーク電圧の範囲 (V)	2mmの礫投入	5mmの礫投入	10mmの礫投入	20mmの礫投入	50mmの礫投入	100mmの礫投入
音響	0.2~0.6	-	-	1.0	5.3	1.3	4.6
	0.6~2	-	-	-	1.0	1.4	4.5
	2~10	-	-	-	-	1.0	4.5
	10以上	-	-	-	-	-	1.0
振動	0.2~0.8	1.0	6.4	4.1	3.2	1.5	16.7
	0.8以上	-	1.0	1.9	3.0	1.3	6.2

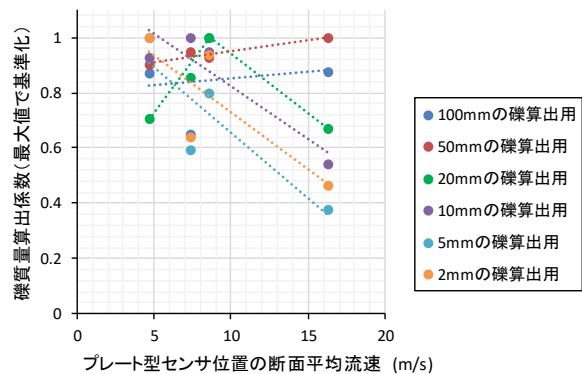


図-8 流速と礫質量算出係数の関係

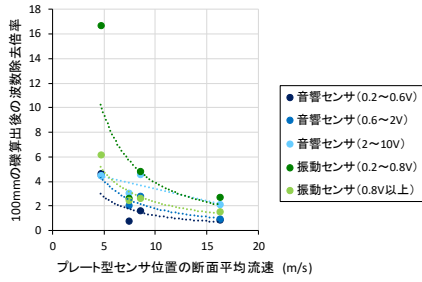


図-9 流速と 100mm の礫算出後の波数除去倍率の関係

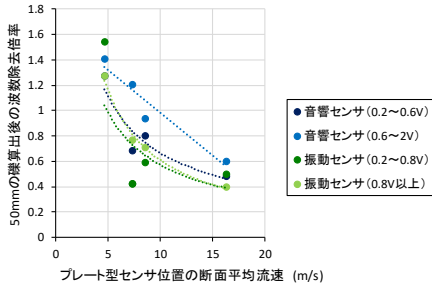


図-10 流速と 50mm の礫算出後の波数除去倍率の関係

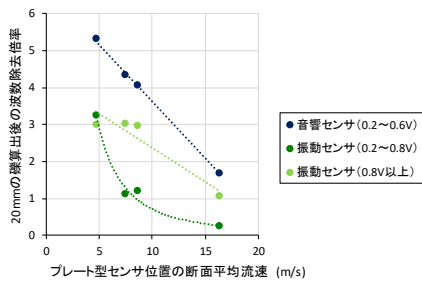


図-11 流速と 20mm の礫算出後の波数除去倍率の関係

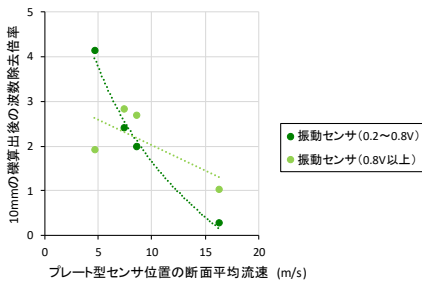


図-12 流速と 10mm の礫算出後の波数除去倍率の関係

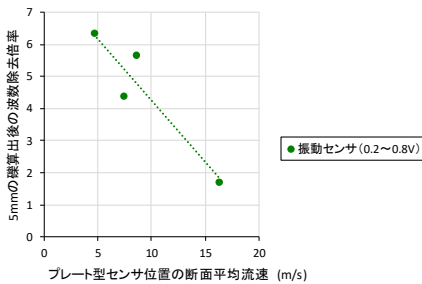


図-13 流速と 5mm の礫算出後の波数除去倍率の関係

$$100\text{mm の礫算出後} : \begin{cases} a_{100,A0.2} = 17.9v^{-1.16} \\ a_{100,A0.6} = 27.1v^{-1.18} \\ a_{100,A2} = -0.191v + 5.30 \\ a_{100,V0.2} = 74.3v^{-1.28} \\ a_{100,V0.8} = 26.2v^{-1.05} \end{cases} \quad (4)$$

$$50\text{mm の礫算出後} : \begin{cases} a_{50,A0.2} = 3.69v^{-0.743} \\ a_{50,A0.6} = -0.0675v + 1.66 \\ a_{50,V0.2} = 3.53v^{-0.791} \\ a_{50,V0.8} = 5.21v^{-0.932} \end{cases} \quad (5)$$

$$20\text{mm の礫算出後} : \begin{cases} a_{20,A0.2} = -0.310v + 6.72 \\ a_{20,V0.2} = 76.8v^{-2.03} \\ a_{20,V0.8} = -0.186v + 4.24 \end{cases} \quad (6)$$

$$10\text{mm の礫算出後} : \begin{cases} a_{10,V0.2} = -3.06 \ln v + 8.71 \\ a_{10,V0.8} = -0.115v + 3.18 \end{cases} \quad (7)$$

$$5\text{mm の礫算出後} : a_{5,V0.2} = -0.386v + 8.11 \quad (8)$$

なお、上記の礫流量推定手法を実施する場合に算出途中で検知波数が負値となった場合には、検知波数を 0 とする操作を行うこととした。

既往の研究では音響センサの出力を解析して礫流量を推定する手法が提案されているが、振動センサの出力も使用している点と粒径別の量を推定している点が本手法での新しい試みである。

4. 4 実験投入礫量を用いた推定手法の検証

実験で投入した礫量と礫流量推定手法によって算出した推定値を比較して表-10 に示す。両者の誤差を実験の合計投入礫量を基準に示した誤差の割合を表-11 に示す。

これより、一様粒径の結果をみると、流速の小さい Case1 では若干投入していない粒径区分の礫が算出されているが、投入した礫が最も多く算出されており、誤差も 18%以下となっている。Case2 の 5mm、10mm、50mm と Case3 と Case4 の 10mm~50mm の粒径区分については、投入していない粒径区分の礫がやや多めに算出されており、誤差も最大で 97%と大きくなっている。Case4 の 50mm の区分を除いては、投入した礫区分の礫質量が最も多く算出されており、ある程度の粒径区分の判別が達成されている。

混合粒径の結果をみると、Case1~Case3 では礫量が 0

と算出されている区分があり、Case3 と Case4 では大きめの礫が多めに算出され 20mm 以下の礫量が少ない。合計量では Case1 と Case2 の算出量は過小であり Case3 と Case4 は過大になっている。

表-10 実験値と推定値の誤差 (%、実験の合計値基準、青は推定値が投入量より過大、赤は過少であることを示す。)

ケース	呼び粒径	2mmの礫投入	5mmの礫投入	10mmの礫投入	20mmの礫投入	50mmの礫投入	100mmの礫投入	混合粒径の礫投入
Case1	2mm	-18	2	14	0	1	0	-4
	5mm	6	-9	0	0	0	0	-0
	10mm	0	0	-9	13	0	2	-7
	20mm	0	0	8	-4	2	0	9
	50mm	0	0	0	9	-2	1	2
	100mm	0	0	0	0	6	-5	-34
合計	-12	-7	13	18	7	-2	-34	
Case2	2mm	-27	30	0	0	0	0	-4
	5mm	7	-12	45	5	0	0	4
	10mm	0	3	-36	0	1	0	-7
	20mm	0	0	23	0	0	0	4
	50mm	0	0	0	0	-7	6	-2
	100mm	0	0	0	0	26	-16	-21
合計	-20	20	31	5	20	-9	-26	
Case3	2mm	0	0	0	0	0	0	-4
	5mm	18	23	46	0	0	0	2
	10mm	0	7	-34	30	0	0	-7
	20mm	0	0	17	-18	7	0	9
	50mm	0	0	3	49	-24	0	-18
	100mm	0	0	0	0	65	30	63
合計	19	30	31	61	48	30	45	
Case4	2mm	-9	0	2	0	0	0	-3
	5mm	13	-8	0	0	0	0	-2
	10mm	0	7	-7	2	0	0	-5
	20mm	0	0	29	-6	2	0	5
	50mm	0	0	4	40	-19	0	-12
	100mm	0	0	0	0	97	1	103
合計	4	-1	27	36	80	1	86	

全体的には、礫の合計量の誤差の絶対値は、最大値で 103%、平均値で 26% となっており、水深が小さい場合と流速が大きい場合に、大きめの粒径が過大に評価される傾向がみられた。

4.5 まとめ

15m/s 程度の高速流を再現した水路実験により、プレート型センサを用いて礫流量を推定する手法を考案し実験データによる検証を行った。推定手法には音響センサと振動センサの両方を用いて粒径区分別の礫流量を推定している点に特徴がある。

検証の結果、礫流量の総量としては、最大値で 103%、平均値で 26% の誤差で算出された。また、粒径区分についても一部課題はあるものの比較的良好な判別ができた。

実験条件によっては大きい誤差がみられているが、これらは礫質量算出係数と波数除去率のデータのばらつき等が影響していると推測され、今後、実験及び現地データの蓄積しパラメータの検討などを実施したい。また、粒度分布を変化させたり、土砂の供給方法を変化させた場合の検討や、現地で記録されたデータへの推定手法の適用等を行って、現地への適用を推進していきたい。

今回の実験では一つの河川の礫材料(比較的丸みのある形状)を用いたが、礫形状や地質の依存性については今後の課題と考えている。

表-11 礫流量(投入量)の実験値と推定値の比較(単位: kg)(赤は実験値、緑は推定値について示す。)

ケース	呼び粒径	2mmの礫投入		5mmの礫投入		10mmの礫投入		20mmの礫投入		50mmの礫投入		100mmの礫投入		混合粒径の礫投入	
		実験値	推定値	実験値	推定値	実験値	推定値	実験値	推定値	実験値	推定値	実験値	推定値	実験値	推定値
Case1	2mm	5.0	4.1	0.0	0.1	0.0	1.4	0.0	0.0	0.0	1.0	0.0	1.5	5.0	0.0
	5mm	0.0	0.3	5.0	4.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	5.0	4.7
	10mm	0.0	0.0	0.0	0.0	10.0	9.1	0.0	0.9	0.0	0.0	12.7	10.0	0.0	0.0
	20mm	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.8	7.1	6.8	0.0	3.1	0.0	0.9	7.1	19.8
	50mm	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.6	133.2	131.1	0.0	3.7	25.6	28.6
	100mm	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	7.5	667.7	634.9	83.6	37.3
合計	5.0	4.4	5.0	4.6	10.0	11.3	7.1	8.3	133.2	142.7	667.7	653.8	136.3	90.4	
Case2	2mm	5.0	3.6	0.0	1.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	5.0	0.0
	5mm	0.0	0.4	5.0	4.4	0.0	4.5	0.0	0.3	0.0	0.0	0.0	0.0	5.0	10.0
	10mm	0.0	0.0	0.0	0.1	10.0	6.4	0.0	0.0	1.7	0.0	0.0	10.0	0.8	0.8
	20mm	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.3	7.0	7.0	0.0	0.0	0.0	0.0	6.9	12.5
	50mm	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	133.4	123.8	0.0	42.7	26.0	22.6
	100mm	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	34.4	670.4	565.9	82.1	53.5
合計	5.0	4.0	5.0	6.0	10.0	13.1	7.0	7.3	133.4	159.9	670.4	608.5	135.0	99.5	
Case3	2mm	5.0	5.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	5.0	0.0
	5mm	0.0	0.9	5.0	6.2	0.0	4.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	5.0	7.8
	10mm	0.0	0.0	0.0	0.4	10.0	6.6	0.0	2.2	0.0	0.0	0.0	0.0	10.0	0.0
	20mm	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.7	7.3	5.9	0.0	9.0	0.0	0.0	7.1	19.6
	50mm	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.3	0.0	3.6	134.1	102.5	0.0	0.0	26.5	1.3
	100mm	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	87.3	667.5	665.5	84.0	170.8
合計	5.0	5.9	5.0	6.5	10.0	13.2	7.3	11.7	134.1	198.8	667.5	665.5	137.6	199.5	
Case4	2mm	5.0	4.6	0.0	0.0	0.0	0.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.5	5.0	0.4
	5mm	0.0	0.7	5.0	4.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	5.0	2.8
	10mm	0.0	0.0	0.0	0.4	10.0	9.3	0.0	0.2	0.0	0.0	0.0	1.0	10.0	3.5
	20mm	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.9	7.0	6.6	0.0	2.3	0.0	0.0	7.0	14.2
	50mm	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.4	0.0	2.8	136.7	111.2	0.0	0.0	25.7	9.7
	100mm	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	131.9	665.0	671.6	83.7	223.9
合計	5.0	5.2	5.0	5.0	10.0	12.7	7.0	9.6	136.7	245.5	665.0	673.1	136.5	254.4	



図-14 小渋ダム土砂バイパストンネル平面図

5. 土砂バイパストンネル内における摩耗損傷の進展過程に関する研究

5.1 はじめに

近年、日本国内においても恒久的な堆砂対策として土砂バイパストンネルが建設される例が増えており、今後、ダム堆砂の進行とともに更なる建設事例が増えると考えられる。既に運用されている土砂バイパストンネル内の底部インバートに顕著な摩耗損傷が発生することが報告されている¹⁴⁾。

コンクリートの摩耗損傷は古くから研究されており、堰堤、ダム洪水吐等の河川構造物ではその対策工法に関する研究がなされている^{15), 16), 17), 18), 19)}。しかしながら、摩耗損傷に関する力学的なメカニズムの複雑さや、流砂量計測の難しさから、理論的な摩耗量の予測に関する知見は少なく^{16), 19), 20)}、確定的なものは得られていない。

一方で、仮排水路トンネルにおける摩耗損傷に関する研究としては、福岡らの研究^{21)~23)}があげられるが、トンネル延長やコンクリート強度が大きく異なることから実際の土砂バイパストンネルにおける摩耗損傷の進展過程を

明らかにすることが重要である。本報告においては、平成28年より試験的に運用されている小渋ダム土砂バイパストンネルに着目し、摩耗損傷に関する時間的な進展過程について検討を行った。

5.2 小渋ダム土砂バイパストンネルについて

小渋ダムバイパストンネルの平面図、断面図をそれぞれ図-14、図-15に示す。平面的には呑口から3,400mが直線区間であり、その下流では右岸側に曲率半径1,000mの単曲線により曲がり、吐口に接続している。本報告の分析においては、トンネルの平面線形による影響を回避するために、呑口より3,000mの範囲を対象として議論する。

小渋ダム土砂バイパストンネルはNATM工法により建

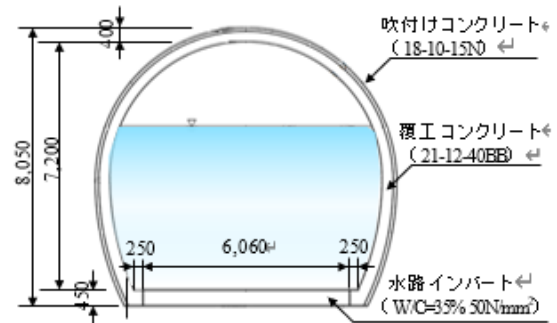


図-15 小渋ダム土砂バイパストンネル標準断面図

設されているため、地山の状況によって覆工やその構造が細かく変更されているが、基本的な構造は図示したとおりである。また、断面図に示す通り水路底面のインバートは、側壁に近い部分のみが異なる配合となっている。これは、覆工コンクリートと一体として打設を行う必要があったためである。小渋ダム土砂バイパストンネルの諸元を表-12に示す。計画放流量を放流する際に断面の8割水深となるように設計されており、縦断勾配は呑口・吐口を除き1/50で一定である。

試験運用時における吐口の状況を図-16に示す。小渋ダムの土砂バイパストンネルでは、表-13に示すように試験運用から3年間に計8回の出水に対し運用されており、砂礫を含む土砂が下流河川にバイパスされていることが示されている。なお、排砂量については推計値である。

小渋ダム土砂バイパストンネルモニタリング委員会資料²⁴⁾によれば、呑口付近において摩耗が著しく、運用開始3年後の時点において、最大15cm程度の損傷を受けていることが明らかとなっている。

表-12 小渋ダム土砂バイパストンネルの諸元

計画放流量	370m³/s
延長	3,999m
縦断勾配	1/50
最大流速	14.4m/s
コンクリート 強度	覆工 21N/mm² 水路部 50N/mm²
対象	ウォッシュロード、浮遊砂、掃流砂

表-13 土砂バイパストンネルの運用状況

年月日	最大放流量 (m³/s)	延放流時間 (時間)	排砂量 (千 m³)
H28.9.20~9.21	80	16	約 10.2
H28.9.23	60	5.8	
H29.7.4~7.5	117	3.1	約 1.4
H29.10.22~10.23	183	9.7	約 15.4
H29.10.29~10.31	86	48.8	約 16.8
H30.7.4~7.8	141	10.7	約 16.2
H30.9.4~9.6	170	44.2	約 115.1
H30.9.30~10.4	195	69.5	約 84.7



図-16 試験運用時の吐口の状況

小渋ダム土砂バイパストンネルでは、各年度の出水期後に MMS (Mobile Mapping System) によりトンネル内部の点群データが取得されている。この点群データからインバート部分のみを抽出し、2 cm 格子の数値標高データである DEM (Digital Elevation Model) を作成した。なお、点群データから DEM を作成する際には、オープンソースの点群処理ライブラリである PDAL を使用し、各画素内の点群データを平均化することにより DEM の標高を与えている。なお、トンネル内で MMS 測量を実施しているため、GPS 等による精度が低下しており、標高については年度間でその値を比較する際には誤差を含むことに注

意が必要である。また、摩耗損傷部に水が溜まっていた箇所や、土砂が堆積していたことにより正しいインバートの標高が計測されていない領域も存在する。

5.3 解析結果

(1) 面的な損傷状況について

DEM から作成した陰影図の一例を図-17 に示す。図示した区間は、バイパストンネル呑口の直下流および、呑口から 180m から 220m の区間であり、運用を行うごとに凹凸状況が表れていることが読み取れる。H30 年度の測量データでは、呑口周辺においては右岸側に偏っていることが確認できる。また、180m から 220m の区間では、横断方向に筋が表れており、縦断方向には小規模な波状の損傷を受けていることが確認できる。他の区間においても同様に損傷を受けていることが確認できた。

摩耗の分布状況をマクロな視点から確認するため、対象区間を 100m 毎に分割した場合における摩耗したコンクリートの体積を図-18 に示す。摩耗量については、設計値の標高を与え、その差分から計算を行い区間ごとの合計により算出している。後述の普通コンクリート部分における摩耗を含めないために、計算範囲をトンネル中央から左右岸に 2.8m ずつとした。また、以下の 3 点に留意が必要である。①完成後の標高が明らかでないため、摩耗体積が負値となっている区間が存在する。②H30 における 3,600m ~3,800m の区間においては、管理用トンネル内に堆積した土砂を仮置きしていたため摩耗体積の算出が不可能であったため表示を行っていない。③3,900~4,000m の区間 (呑口区間) における摩耗体積は、他の区間に比べ 1 桁大きく、H28 から順に 150.3m³、152.6 m³、189.2m³ であり図上に表示を行っていない。

図より、摩耗体積は縦断方向に対して一様ではなく、ばらつきが存在する。特に H29 から H30 の摩耗体積の増分が大きく、100m あたり 15m³ もの摩耗が発生している区間が存在する一方で、摩耗体積がほとんど増加していない区間もあることから、摩耗予測を構築する際には摩耗量が同様であると仮定することは難しいと考えられる。

(2) 横断方向の損傷状況について

横断方向における摩耗状況を図-19 に示す。参考までに計画時の標高を記載している。(a)、(b)、(c)のそれぞれの断面では、側壁付近の摩耗が顕著である。これは、前述のとおり、バイパストンネルの施工時に水路インバートと異なる配合のコンクリートが使用された影響であると考えられている。覆工コンクリートは高強度コンクリートと比較し圧縮強度が低く、摩耗量が多いことは既往の知見とも合致する傾向である^{10,25)}。また、H28、29 の 2 年間は、

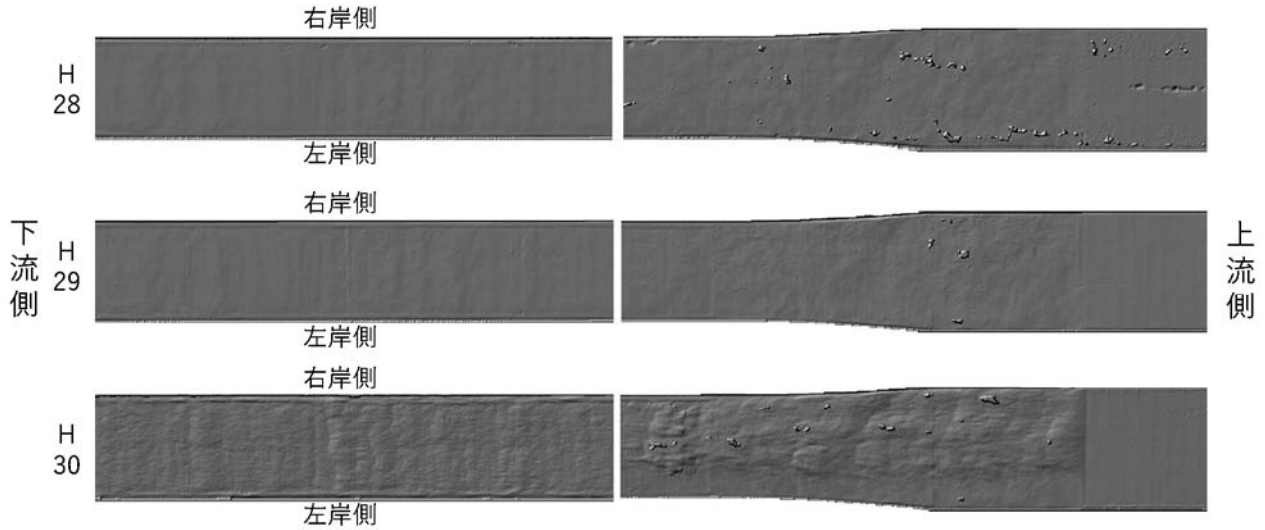


図-17 DEM から作成した陰影図の一例

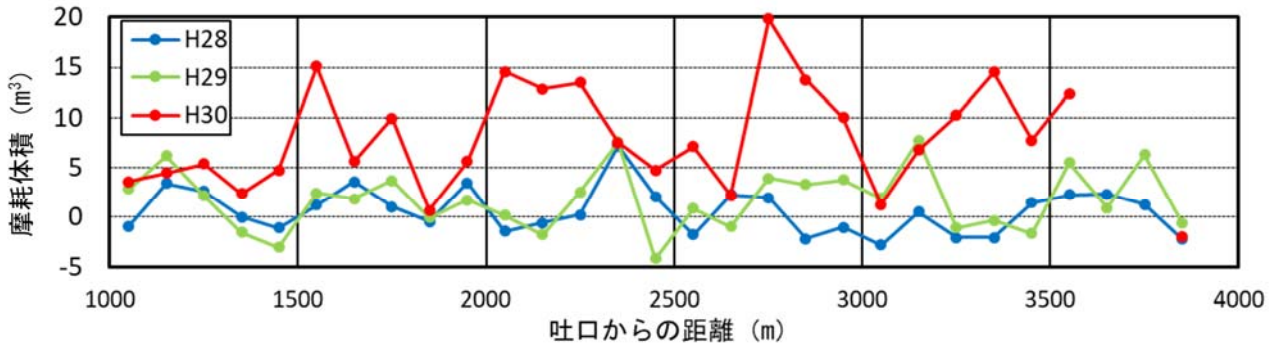


図-18 摩耗体積の縦断分布

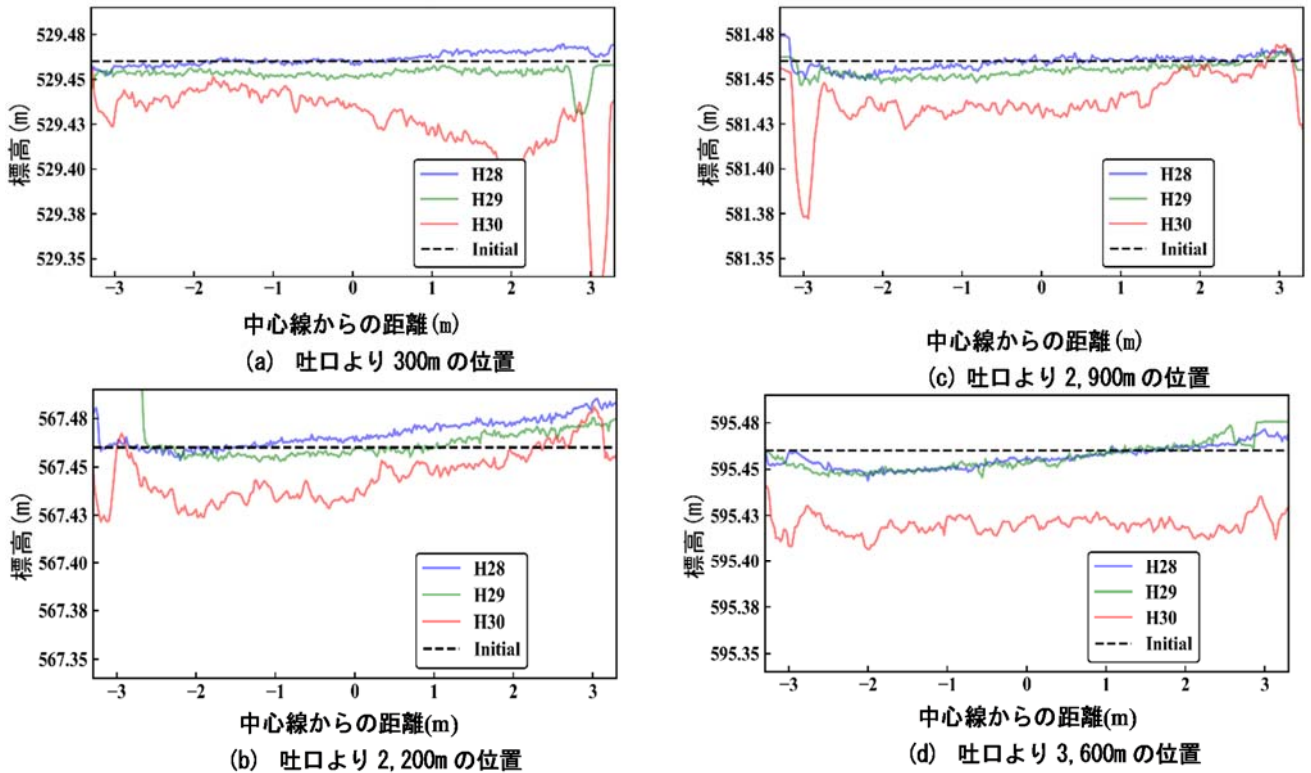


図-19 横断図

バイパストンネルを通過した土砂が少なかったことから、摩耗量も少ないことが表れている。H30 の断面を比較すると、(a)吐口付近では右岸側に損傷が偏り、(b)2,200m 地点および(c)2,900m 地点では左岸側に偏っていることが確認できる。トンネル内は直線であることからトンネルの線形が影響を及ぼしている可能性は考えにくい。

このような左右岸における摩耗量の差が継続すると、横断方向における通過土砂量の分布が変化し、掃流砂の内、とりわけ粒径の大きな礫が摩耗損傷を受けた箇所へ偏り、さらに摩耗損傷が加速する可能性が考えられる。

(3) 縦断方向の損傷状況について

バイパストンネルの中心線における標高縦断図および計測年ごとの標高の差分である摩耗量縦断図を図-20に示す。この図より、図-18で確認されたように摩耗の進展は縦断方向に対して、波打つような形状であることが確認できる。H29 の測量結果では、摩耗深の縦断方向に対するばらつきが小さいが、H30 では局所的に40mm 程度の大きく摩耗する区間が表れている。

(1)において考察したように、摩耗量が区間全体で一様であると考えるのは難しいが、さらに縦断方向では1m 単位で摩耗量が増減していることが明らかになった。このような局所的な損傷が進展すると、摩耗予測式の結果を基に策定された維持管理計画の修正が必要となる恐れがある。よって、局所的な損傷がどのようなメカニズムにより発生

するか明らかにする必要がある。

5. 4 縦断方向の局所的な摩耗損傷に関する分析

局所的な損傷箇所においては、摩耗量が大きくその要因を明らかにすることが、摩耗損傷対策において重要であると考えられる。図-20 に示した標高縦断図の一部分に着目し、拡大したものを図-21 に示す。ここで摩耗深が大きくなっている箇所について考察を行う。この局所的な摩耗損傷が発生している区間の上流側では、H28、29 の時点において、勾配が水平、もしくは流下方向に対して逆勾配になっていることが確認できる。これは、他の区間においても同様の傾向であった。

これを定量的に評価するために、次の式(9)により局所勾配 G_L を定義する。

$$G_L(i) = \frac{\sum_{k=-2}^2 \{h(i+k) - h(i+k-5)\}}{5l} \quad (9)$$

ここで、 $h(i)$ は標高縦断図の i 番目の標高、 l は各画素間の距離（本論文では 2cm）を示している。

図-20 に示した H28 と H30 を比較した摩耗深縦断図のうち、一部分を拡大した結果を図-22 に示す。なお、図中において強調した箇所は、表示した区間内における摩耗深の平均に標準偏差を加えた値を超えた区間である。

次に図-22 に示した摩耗深縦断図を対象として局所勾配を計算した結果を図-23 に示す。なお、図中において強調した箇所は、局所勾配が表示された区間内の平均値から標

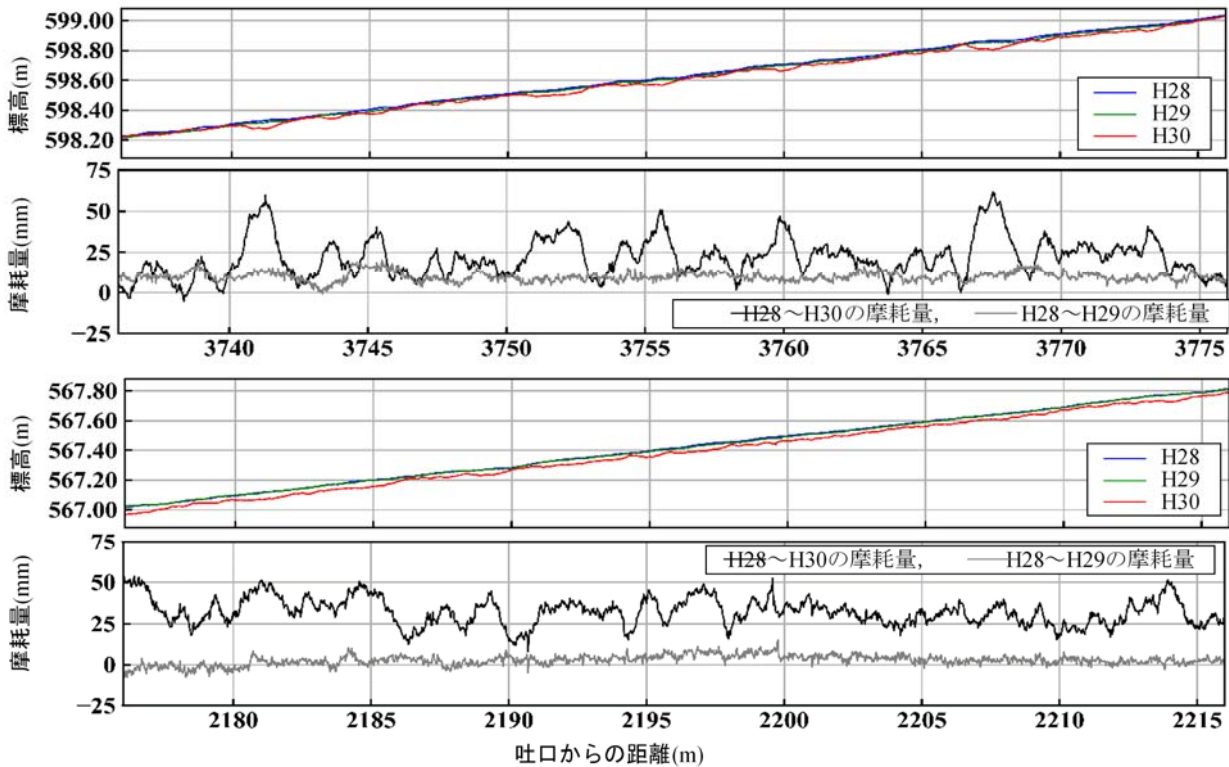


図-20 横断図

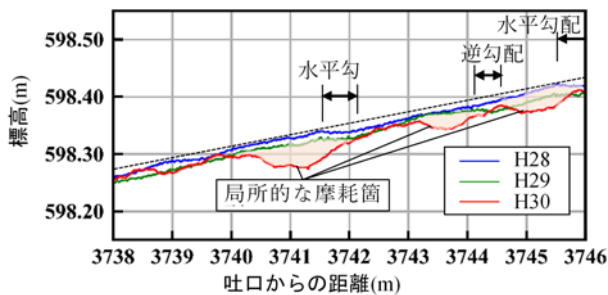


図-21 拡大した標高縦断面図

準偏差を引いた値を下回った区間である。H28 の標高を基に算出した結果であるが、3,736～3,776m を表示した図においては、局所的に摩耗した箇所と良い一致を示している。

このように、局所的な水路勾配によって摩耗損傷が進むと考えると、以下のように説明ができる。図-24 に水路インバートの摩耗損傷前後における礫の衝突状況の模式図を示す。礫が水路インバートに衝突する際の速度は、損傷前後で変わらないと仮定し、水路底面の方向及びそれに直行する成分に分解する。礫の速度ベクトルと衝突位置における水路底面の勾配の成す角を、それぞれ q_0 と q_a と表記すると、衝突速度の水路底面に垂直な方向の成分 V_y はそれぞれ、 $V \sin q_0$ と $V(\sin q_0 + q_a)$ と表せる。 V が等しいと仮定しているので、垂直方向成分は角度にのみ依存する。

また、小渋ダム土砂バイパストンネルの勾配は 1/50 であることから、局所的な水路インバートの勾配によって、垂直方向成分の大小関係が変化する。特に流下方向に対して勾配が小さい、もしくは逆勾配になると垂直方向成分が

大きくなる。

ここで石橋の成果¹⁹⁾を引用すると、底面に直交する方向の圧縮力の最大値 f_{max} は次の式(10)のように表せる。

$$f_{max} = \left(\frac{5}{2}\right)^{\frac{3}{5}} n_1^{\frac{2}{5}} \left(\frac{d}{2}\right)^{\frac{1}{5}} \left(\frac{mv_y^2}{2}\right)^{\frac{3}{5}} \quad (10)$$

$$f_{max} \propto v_y^{\frac{6}{5}} \quad (11)$$

ここで m は、衝突面と砂礫の特性で決定される係数であり、 d は砂礫の粒径、 m は衝突する砂礫の質量を示す。式(2)において垂直方向の速度に着目すると、圧縮力の最大値 f_{max} は式(11)のように表せ、 v_y の 6/5 乗に比例することがわかる。

ここで、図-24 に従い、損傷前後における衝撃力の最大値 f_{max} の変化倍率 a を式(12)により計算した。

$$\alpha = \left(\frac{\sin(\theta_0 + \theta_a)}{\sin \theta_0}\right)^{\frac{6}{5}} \quad (12)$$

計算した a を図-25 に示す。ここでパラメータとした角度は q_a であり、トンネルの縦断勾配 1/50 ($q_b = 1.146^\circ$) を含む形式である。損傷後もトンネルの縦断勾配が変化しない場合、すなわち q_a が 1.146° とした場合の変化倍率 α は q_0 にかかわらず 1 となる。

図より礫の水路底面への衝突角度 q_0 に関わらず変化倍率は 1 より大きくなっており、特に q_0 が小さいときには極端に大きな倍率となる。さらに、 q_a が負の値をとるような場合には、単位延長当たりの礫の衝突数そのものが減少すると考えられる。

これより、土砂バイパストンネルの運用初期に形成された凹凸が、その後の礫の衝突数および衝突時の損傷量の違いに大きな影響を与えている。

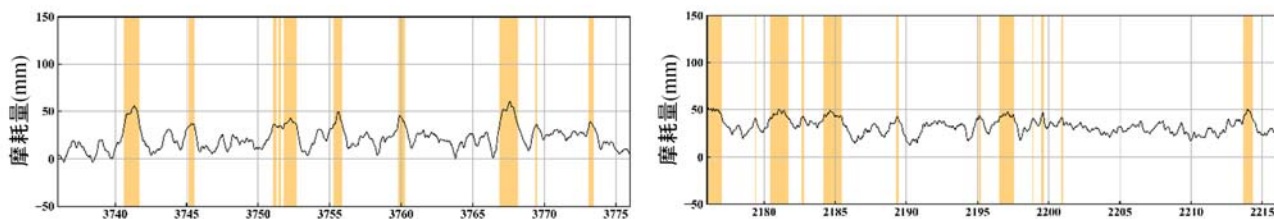


図-22 拡大した摩耗深縦断面図及び局所勾配

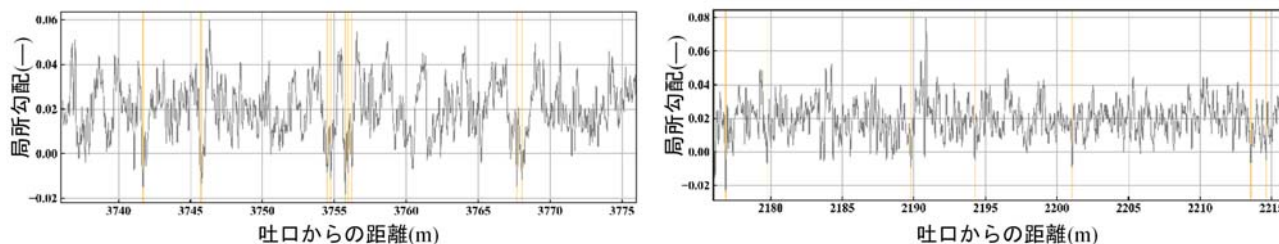


図-23 拡大した摩耗深縦断面図及び局所勾配

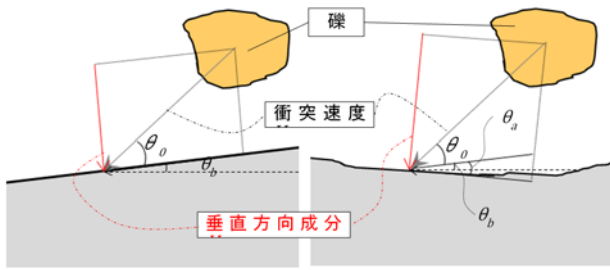


図-24 摩耗損傷による衝突状況の変化

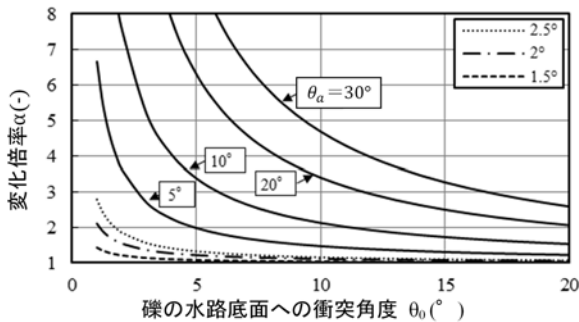


図-25 衝撃力の最大値の変化倍率

5.5 結論

本研究においては、土砂バイパストンネル運用後の点群データを用いて DEM 画像を作成し、水路インバートの摩耗損傷に関する分析を行った。その結果、以下のような結果が得られた。

- 1) 100m 単位における摩耗体積は縦断方向に一様でなく、呑口直下を除いた区間においては、最大で 15m^3 程度である一方で、摩耗量がほとんど増加していない区間も存在することが明らかとなった。
- 2) 横断方向については、摩耗量が左右岸に偏る箇所が存在することが確認された。また側壁付近の覆工コンクリート部における損傷が特に大きいことが確認された。
- 3) 縦断方向に対しては、摩耗深が数 m 単位で大きく変化しており、局所的な摩耗現象の存在が確認された。
- 4) 縦断方向に対する局所的な摩耗損傷のメカニズムとして、衝突角度に関する考察を行った。局所勾配を定義し比較することで、局所的な摩耗箇所と良い一致を示すことが明らかとなった。
- 5) 局所勾配に関する考察に加え、礫の衝撃力の変化倍率を計算することにより、縦断方向における局所的な摩耗損傷の発生メカニズムを提案した。

6. 高速流中の不陸により発生する負圧の実験的研究

6.1 はじめに

ダム洪水吐きや排砂バイパストンネル、発電用水車など、水が高速で流下する領域においては、古くから損傷を受ける事例が数多く報告されている。これらの損傷の原因は、高速流が流下する縦断方向断面における曲がりや不陸（縦断方向に生じる段違い）などにより、局所的に大気圧以下の負圧の作用を受けるため、もしくはキャビテーション（圧力低下により水分子が液体から気体へと相転移すること）が発生し、気泡の崩壊に伴い壊食を受けるためである²⁶⁾。不陸の発生要因としては、施工時の目地や、摩耗損傷等があげられる。

他方、ダム洪水吐きや排砂バイパストンネルのような土砂混じりの水が高速で流下する施設の場合には、砂や礫の摩耗作用により部材が損傷を受ける¹⁶⁾。砂礫による損傷対策として、ライニング工法があげられるが、ライニング材が剥離し期待された効果を発揮できない場合がある²⁷⁾。その要因として、ライニング材端部の不陸による負圧の発生が要因となっている可能性が考えられる。

しかしながら、高速流中の不陸による影響の評価としては、キャビテーションが発生しない圧力の評価は行われているが、定量的な圧力の計測は十分に行われていなかった。そのため、高速流中の不陸により発生する負圧を定量的に評価し、ライニング材の剥離対策に関する知見を得るための基礎的な実験を行った。

6.2 実験方法

ダム洪水吐き等では、流速 15m/s を超える高速流が発生する。また、キャビテーションは前述のとおり水分子の相転移に起因するため、水理模型実験で用いられる相似則を適用することができない。そのため、実験は現地スケールを再現できるよう実施した。

実験は、図-26 に示す水路において行った。水路は、厚さ 20mm のアクリル板を用いて製作し、木製架台に固定し給水設備と接続した。アクリル部の中間に図-27 に示すような段上りの不陸部分を設置し、不陸の高さは 10 、 5 、 3 、 2 、 1mm の 5 段階に設定した。水路断面は、図-28 に示すように不陸部より上流においては、幅・高さともに 0.2m の正方形であり、下流では不陸高さの分だけ高さを減じている。水路への通水に当たっては、流速の変化による影響を把握することを目的として、満管の状態下で、給水する水量を制御することにより不陸上流部の流速を変化させた。流量は $0.100\text{m}^3/\text{s}$ から $0.755\text{m}^3/\text{s}$ の範囲で与え、不陸上流部における流速を 2.5m/s から 18.8m/s の範囲で変化させた。流下させた状態において、上面ならびに側面から目視、写真、ビデオカメラでの撮影による流況観

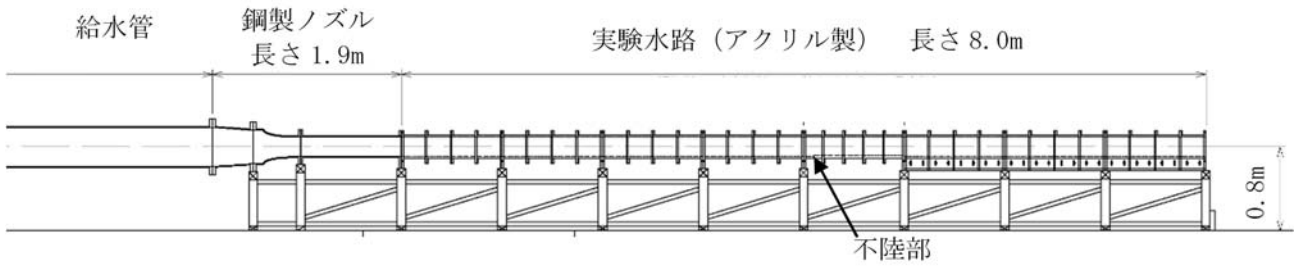


図-26 実験水路

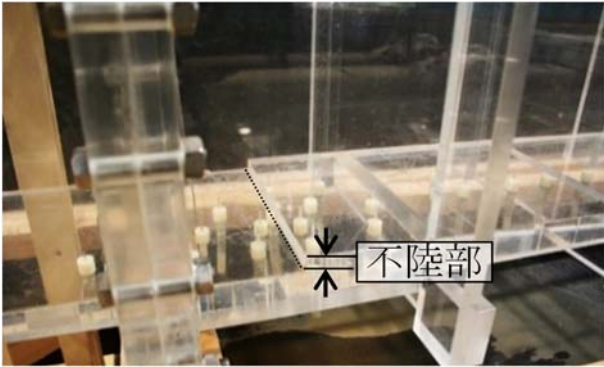


図-27 水路中に設置した不陸

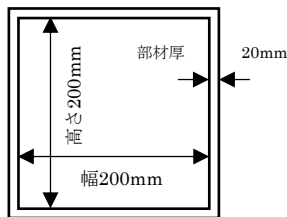


図-28 実験水路断面図

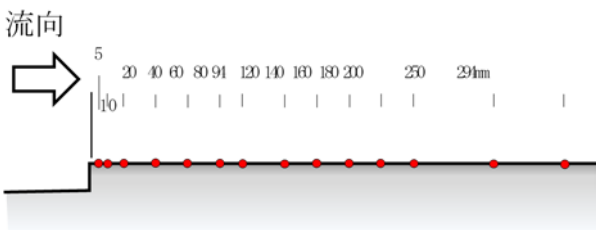


図-29 ピエゾ管配置

察を行うとともに、図-29に示す位置にピエゾ管を配置し、圧力計測を行った。圧力計測の際には大気圧を基準とし、サンプリング間隔を 1ms とし 32.8 秒間の計測を行った。なお、ピエゾ管の間隔が小さい区間では、千鳥配置とした。

6.3 実験結果

6.3.1 流況観察結果

流況の一例として、不陸高さ10mmの場合における流速 5.0、12.5、18.8m/sの側面観察結果、ならびに流速18.8m/sの平面観察結果を図-30に示す。流速が10.0m/sより大きくなると、不陸部下流において気泡が観察されるようになり、さらに流速が大きくなるにつれて気泡の発生範囲が拡大し、安定的に気泡が発生することが確認された。表-14に不陸高さと流速を変化させた場合の気泡発生状況を示す。今回の実験では流速を高めることにより、すべての不陸高さで気泡の発生を確認した。

この気泡について考察を行うと、流下断面の減少による断面平均流速の上昇と、不陸による局所的な高流速の発生により、流体中の圧力が低下したことによる脱気およびキャビテーション現象であると考えられる。また、平面観察状況 (図-30(d)) から、発生した気泡は、不陸より 50mm 程度下流でその大部分が消滅していることが確認された。

気泡の発生が顕著になると、不陸部付近から小さな発泡音が聞こえてくる。これは、発生した気泡が消滅した際に衝撃圧が発生するためだと考えられる。ダム・堰施設技術基準 (案) 28より、図-31に示す突起高さキャビテーション発生限界が提示されており、本実験の結果と比較すると、概ね同じ結果が得られている。

表-14 気泡発生状況

		不陸高さ(mm)				
		10	5	3	2	1
流速 (m/s)	18.8	○	○	○	○	○
	17.5	○	○	○	○	○
	15.0	○	○	○	○	—
	12.5	○	○	○	—	—
	10.0	○	—	—	—	—
	7.5 以下	—	—	—	—	—

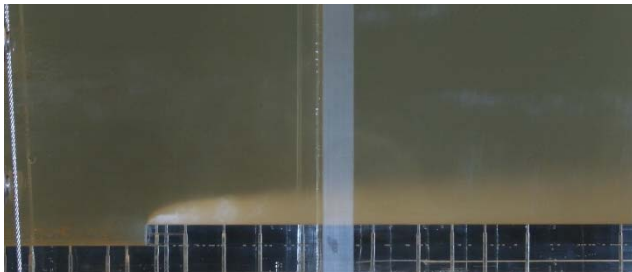
(気泡が発生する：○、気泡が発生しない：—)



(a) 流速 5.0m/s 側面観察状況



(b) 流速 12.5m/s 側面観察状況



(c) 流速 18.8m/s 側面観察状況



(d) 流速 18.8m/s 平面観察状況

図-30 流況観察結果

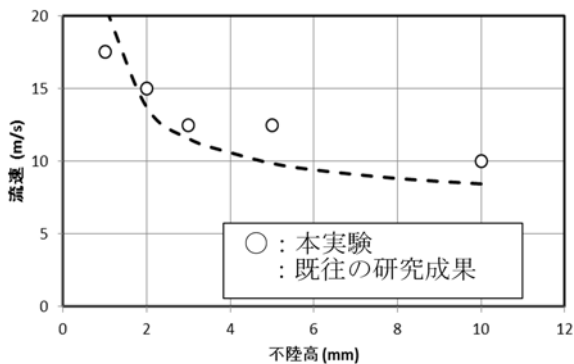


図-31 既往研究成果との比較

6.3.2 圧力計測結果

不陸高さ 3、10mm の水路に対し、計測位置を不陸部から 5、40mm とし、流速が 10.0、18.8 m/s の場合の圧力計測結果を図-32 に示す。

図-32(a)、(c)から、不陸部直下においては、いずれの流速においても負圧が計測されており、不陸高さが高い、もしくは流速が大きいほど圧力が低くなっていることが確認できる。

次に、不陸部からの距離が 40mm の地点において比較を行う。不陸高さ 3mm の場合 (図-32(b)) では、いずれの流速においても正圧であるが、不陸高さ 10mm の場合 (図-32(d))、流速 18.8m/s の条件において基本的に負圧のままであり、応力の変動幅が他の波形に比べて大きいことがわかる。

なお、不陸高さ 1mm では負圧は計測されなかったものの、不陸部では気泡の発生が確認されており、不陸直下のピエゾ管までの区間(5mm)で負圧から正圧に変化したと考えられる。

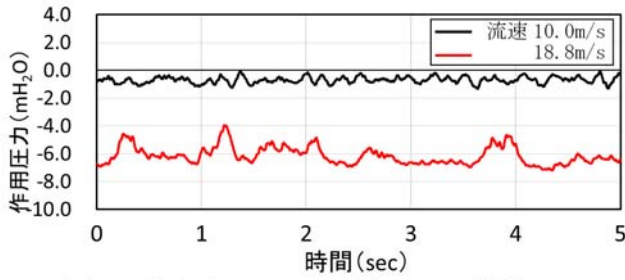
圧力の時刻歴波形を比較することにより、不陸高さおよび流速に応じて、負圧の範囲や大きさの傾向が異なることが確認された。これらを把握するために、図-33 に示す通り各計測位置における圧力の時間平均値の比較を行った。なお、平均値の算出に当たっては、計測された 32.8 秒間のデータを使用した。図-33 より、不陸部直下では、流速が大きくなるにつれて平均作用圧力が低下していることが確認できる。不陸高さ 10mm の場合における圧力の最小値は-8mH₂O (mH₂O は水柱メートルであり圧力の単位)で頭打ちとなり、流速を大きくすることで負圧の範囲が拡大していることが確認された。今回の実験においては、大気圧を基準としているため、-10.2mH₂O が絶対真空であることに起因していると推察される。

6.3.3 負圧の発生区間

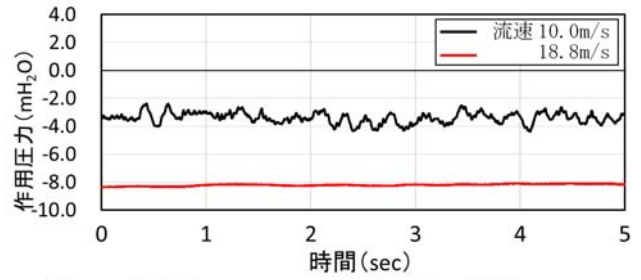
以上の結果より、不陸高さおよび流速を変化させることにより、負圧が発生する区間が変化することが示された。図-34 に示すように負圧区間長を定義し、図-35 に不陸高さ毎に流速を変化させた場合の負圧区間長を示す。なお、不陸高さ 1mm のケースにおいては、平均作用圧力が負とならなかったため、図中には示していない。不陸高さおよび流速に応じて負圧区間長が変化していることが明らかとなった。その変化は、不陸高さが 10mm の場合が最も顕著である。

6.4 まとめ

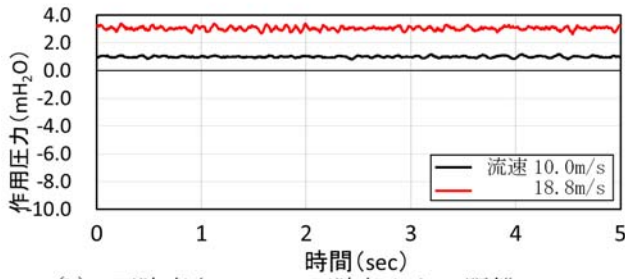
本実験では、不陸の直下に多くのピエゾ管を配置し、負



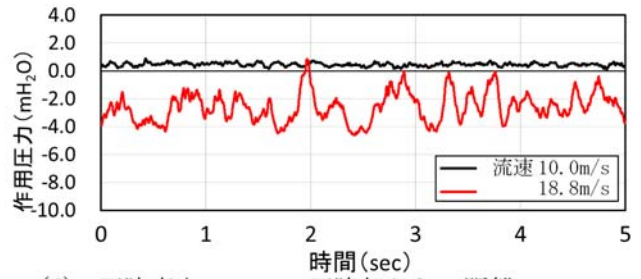
(a) 不陸高さ 3mm、不陸部からの距離 5mm



(c) 不陸高さ 10mm、不陸部からの距離 5mm

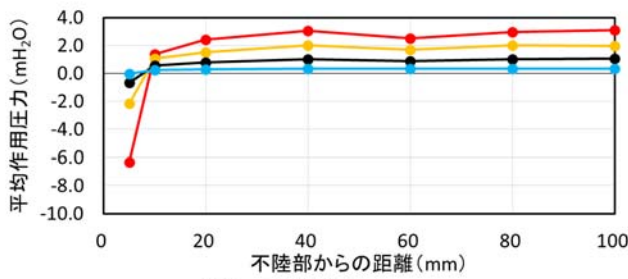


(b) 不陸高さ 3mm、不陸部からの距離 40mm

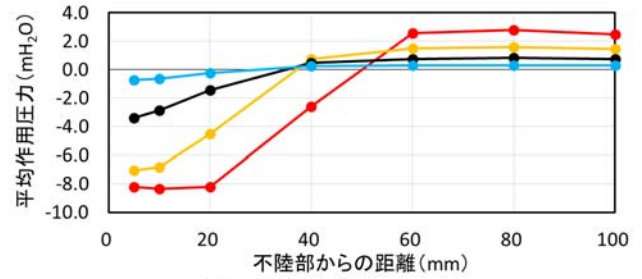


(d) 不陸高さ 10mm、不陸部からの距離 40mm

図-32 圧力計測結果の時刻歴波形の一例



(a) 不陸高さ 3mm



(b) 不陸高さ 10mm

図-33 各計測点における平均作用圧力

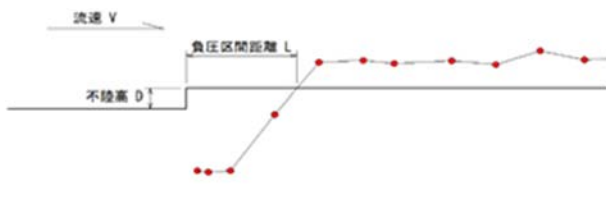


図-34 負圧区間長の定義

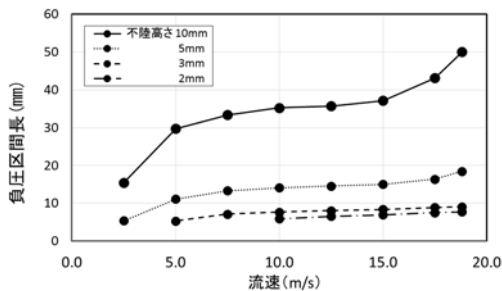


図-35 流速と不陸高さの違いによる負圧区間長

圧の発生状況について詳細に検討した。本実験において設定したすべての不陸高さにおいて、流速を高めることにより気泡の発生が確認され、流速を高くするほど気泡の発生範囲が拡大することが確認された。

圧力計測の結果から、不陸部下流において大気圧以下の負圧になることが確認された。不陸部直下流においては、流速を高くすると負圧の絶対値は頭打ちとなり、以後は負圧の範囲が拡大する傾向がみられた。その範囲は、不陸高さ 10mm、流速 18.8m/s の場合においても、たかだか不陸部から 50mm 程度下流であることが確認された。

以上の結果から、高速流中の不陸により発生する負圧を抑制するためには、不陸の高さを流速に応じて抑えることが重要である。

また、ライニング材の剥離については、設置直後の負圧区間長は短いものの、キャビテーションで生じた不陸がさらに下流の負圧発生に繋がる可能性があるため、不陸や損

傷状況のモニタリングも重要と考えられる。

7. まとめ

7.1 ダム施設を主とした河川構造物の土砂による摩耗・損傷状況に関して得られた知見

第1回 土砂バイパストンネルに関する国際ワークショップに参加することにより、世界の土砂バイパス施設の諸元等の概要を把握することができた。また、世界の中で日本とスイスが土砂バイパスの分野で先進的な国であることが確認され、日本とスイスの土砂バイパス施設の摩耗・損傷状況の知見を得ることができた。旭ダムの事例からは、コンクリート強度を大きくすることによって、損傷量が減少する傾向が確認され、スイスの Runcahez ダムの事例からは、コンクリートの種類による損傷状況が異なり、ローラーコンパクトドコンクリートと比較して各種の補強コンクリートは損傷量が大きく減少することが確認されている。

7.2 河川構造物の土砂による摩耗・損傷量予測手法に関して得られた知見

実験により高速流中を流下する礫のプレート型センサによる計測の基礎的な知見を得ることができた。プレート型センサは、粒径 100mm の礫が 10m/s 程度の高速流中で流下した場合にも問題なく出力電圧の計測ができた。音響センサは粒径が大きくなるに伴い、出力電圧の最大値が大きくなる傾向がみられた。振動センサは、小さい粒径にも反応し感度がよいが、小さい衝撃でも振幅が計測上限値に達してしまい、振幅から粒径の大きさを判別することは難しいと考えられる。ジオフォンは、振動センサの波形と似ているが、小さい粒径の場合の振幅が小さめになり、振幅の低減時間が長めとなる傾向がみられた。

プレートの設置角度を 10° とすると、0° とした場合と比較して、検知率の増加がみとめられた。

7.3 高速流中の粒径区別礫流下量の推定手法に関する研究に関して得られた知見

15m/s 程度の高速流を再現した水路実験により、プレート型センサを用いて礫流下量を推定する手法を考案し実験データによる検証を行った。推定手法には音響センサと振動センサの両方を用いて粒径区別の礫流下量を推定している点に特徴がある。

検証の結果、礫流下量の総量としては、最大値で 103%、平均値で 26% の誤差で算出された。また、粒径区分についても一部課題はあるものの比較的良好な判別ができた。

実験条件によっては大きい誤差がみられているが、これ

らは礫質量算出係数と波数除去率のデータのばらつき等が影響していると推測され、今後、実験及び現地データの蓄積しパラメータの検討などを実施したい。また、粒度分布を変化させたり、土砂の供給方法を変化させた場合の検討や、現地で記録されたデータへの推定手法の適用等を行って、現地への適用を推進していきたい。

さらに今回の実験では一つの河川の礫材料(比較的丸みのある形状)を用いたが、礫形状や地質の依存性については今後の課題と考えている。

7.4 土砂バイパストンネル内における摩耗損傷の進展過程に関する研究に関して得られた知見

土砂バイパストンネル運用後の点群データを用いて DEM 画像を作成し、水路インバートの摩耗損傷に関する分析を行った。その結果、以下のような結果が得られた。

- 1) 100m 単位における摩耗体積は縦断方向に一様でなく、呑口直下を除いた区間においては、最大で 15m³ 程度である一方で、摩耗量がほとんど増加していない区間も存在することが明らかとなった。
- 2) 横断方向については、摩耗量が左右岸に偏る箇所が存在することが確認された。また側壁付近の覆工コンクリート部における損傷が特に大きいことが確認された。
- 3) 縦断方向に対しては、摩耗深が数 m 単位で大きく変化しており、局所的な摩耗現象の存在が確認された。
- 4) 縦断方向に対する局所的な摩耗損傷のメカニズムとして、衝突角度に関する考察を行った。局所勾配を定義し比較することで、局所的な摩耗箇所と良い一致を示すことが明らかとなった。
- 5) 局所勾配に関する考察に加え、礫の衝撃力の変化倍率を計算することにより、縦断方向における局所的な摩耗損傷の発生メカニズムを提案した。

7.5 高速流中の不陸により発生する負圧の実験的研究に関して得られた知見

不陸の直下に多くのピエゾ管を配置し、負圧の発生状況について詳細に検討した。本実験において設定したすべての不陸高さにおいて、流速を高めることにより気泡の発生が確認され、流速を高くするほど気泡の発生範囲が拡大することが確認された。

圧力計測の結果から、不陸部下流において大気圧以下の負圧になることが確認された。不陸部直下流においては、流速を高くすると負圧の絶対値は頭打ちとなり、以後は負圧の範囲が拡大する傾向がみられた。その範囲は、不陸高さ 10mm、流速 18.8m/s の場合においても、たかだか不陸部から 50mm 程度下流であることが確認された。

以上の結果から、高速流中の不陸により発生する負圧を抑制するためには、不陸の高さを流速に応じて抑えることが重要である。

また、ライニング材の剥離については、設置直後の負圧区間長は短いものの、キャビテーションで生じた不陸がさらに下流の負圧発生に繋がる可能性があるため、不陸や損傷状況のモニタリングも重要と考えられる。

謝辞

本研究の実施に際して、京都大学防災研究所の角哲也教授、小柴孝太氏のご助言、ご協力をいただき、また、実験に用いる石礫材料の採取においては、天竜川ダム統合管理事務所の皆様には実験材料の採取や計測データの提供等多大なご協力をいただいた。ここに、謝意を表します。

参考文献

- 1) Hiroshi Nakajima, Yusuke Otsubo, Yuji Omoto: Abrasion and corrective measures of a sediment bypass system at Asahi Dam, Proc. Int. Workshop on Sediment Bypass Tunnels, VAW-Mitteilung 232 (R. Boes, ed.), ETH Zurich, Switzerland, pp. 21-32, 2015
- 2) Toshiyuki Sakurai, Keiji Kobayashi: Operations of the sediment bypass tunnel and examination of the auxiliary sedimentation measure facility at Miwa Dam, 1)と同様, pp. 33-44, 2015
- 3) Josuke Kashiwai, Shuji Kimura: Hydraulic examination of Koshiibu dam's intake facilities for sediment bypass, 1)と同様, pp. 45-53, 2015
- 4) Bärbel Müller, Martin Walker: The Pfaffensprung sediment bypass tunnel: 95 years of experience, 1)と同様, pp.247-258, 2015
- 5) Andrea Baumer, Riccardo Radogna: Rehabilitation of the Palagnedra sediment bypass tunnel (2011-2013), 1)と同様, pp.235-245, 2015
- 6) Frank Jacobs, Michelle Hagmann: Sediment bypass tunnel Runcahez: Invert abrasion 1995-2014, 1)と同様, pp.211-221, 2015
- 7) Christof Oertli, Christian Auel: Solis sediment bypass tunnel: First operation experiences, 1)と同様, pp.223-233, 2015
- 8) 堤大三、野中理伸、水山高久、藤田正治、宮田秀介、市田兎太郎：掃流砂観測におけるプレート型ジオフォンとパイプ型ハイドロフォンの比較、京都大学防災研究所年報(57)、pp. 385-390、2013
- 9) Michelle Hagmann, Ismail Albayrak, Robert M. Boes: Field research: Invert material resistance and sediment transport measurements, 1)と同様, pp. 123-135, 2015
- 10) 小柴孝太、角哲也、堤大三：プレート型振動センサを用いた掃流砂量計測手法に関する研究、土木学会論文集 B1(水工学) Vol.72、No.4、I_925-I_930、2016
- 11) 長谷川祐治、宮田秀介、今泉文寿、中谷加奈、堤大三：流砂の衝突回数を考慮したハイドロフォンデータによる解析手法の提案と現地への適用、土木学会論文集 B1 (水工学) Vol.73、No.4、I_523-I_528、2017
- 12) 鈴木拓郎、内田太郎、岡本敦、高橋健太、山下伸太郎、小菅尉多、福本晃久：音圧データを用いたハイドロフォンによる掃流砂観測手法の現地適用性の検証、砂防学会誌、Vol.66、No.1、pp.4-14、2013
- 13) 櫻井寿之、小柴孝太、角哲也、宮脇千晴、石神孝之：プレート型振動センサを用いた高速流中を流下する礫の計測手法に関する研究、土木学会第71回年次学術概要集第II部門、pp.69-70、2016
- 14) 西川亨、山根雄一、大本雄二：旭ダム排砂バイパスにおけるトンネル摩耗量とその対応策について、第4回APGシンポジウム&第9回EADC、pp.80~85、2016
- 15) Michelle Mueller-Hagmann, Christian Auel, Ismail Albayrak and Robert M. Boes: Bedload transport and hydro-abrasive erosion at steep bedrock rivers and hydraulic structures, River Flow, 2018
- 16) 柏井条介、井上清敬、箱石憲昭：排砂による直線コンクリート水路の摩耗・損傷量の推定、ダム技術、No.27、pp.36-51、2009
- 17) 豊田高司、高須修二：排砂水路の摩耗対策、大ダム No.138、pp.61-66、1991
- 18) 鈴木裕一、涌井国宏、岩本順：塩郷えん堤エプロン摩耗対策材の検討と施工、電力土木、No.299、pp.39~43、2002
- 19) 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
- 20) Christian Auel, Robert M. Boes & Tetsuya Sumi : Abrasion prediction at Asahi sediment bypass

tunnel based on Ishibashi's formula , Journal of Applied Water Engineering and Research , Vol. 6, No. 2, pp.125-138, 2018

- 21) 福岡捷二、森田義則、藤原博昭、萬矢敦啓：大量の砂礫を伴う洪水流による仮排水路トンネルインバートの浸食蛇行、河川技術に関する論文集、第5巻、pp.183-188、1999
- 22) 福岡捷二、篠原康寛、正木丈也、重村一馬、藤堂正樹、岡田将治、斉藤一正：排砂水路底面の摩耗進展機構の実験的検討、水工学論文集、第48巻、pp.1135-1140、2004
- 23) 重村一馬、福岡捷二、篠原康寛、斉藤一正：排砂水路を流下する礫群の運動と水路底面の磨耗進展機構、土木学会第59回年次学術講演会、pp.227-228、2004
- 24) 国土交通省中部地方整備局天竜川ダム統合管理事務所、バイパストンネルモニタリング委員会、<https://www.cbr.mlit.go.jp/tendamu/dam/monitoring/index.html> (参照：2019.3.31)
- 25) 杉田英明、永松武教、大竹竹史：小水力ダムコンクリートの耐摩耗性評価に関する一考察、第8回コンクリート工学年次講演会論文集、pp.885-888、1986.
- 26) 山崎卓爾：キャピテーション工学、日刊工業新聞社、p.123、1979
- 27) 西川亨、山根雄一、大本雄二：旭ダム排砂バイパスにおけるトンネル摩耗量とその対応策について、第4回APGシンポジウム&第9回EADC札幌発表論文テーマ2、pp.80-85、2016
- 28) ダム・堰施設技術基準委員会：ダム・堰施設技術基準(案)(基準解説編・マニュアル編)、一般社団法人 ダム・堰施設技術協会、pp.383-384、1999

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

Budgeted : Grants for operating expenses (General account)

Research Period : FY2015-2019

Research Team : River and Dam Hydraulic Engineering
Research Team (Hydraulic Engineering
Research Group)

Author : ISHIGAMI Takayuki

MIYAWAKI Chiharu

SAKURAI Toshiyuki

NAKANISHI Satoru

ISHIDA Takuya

Abstract : From the viewpoint of lengthening the life of the reservoir and conserving the river environment downstream from the dam, sediment flushing facility, sediment bypass facility, flood discharge facility of stream type flood control dam (dry dam), and so on are installed and operated as a facility to supply sediment from the dam to downstream. These facilities are at risk of abrasion and damage due to gravel flowing down at high speed. Therefore, in this research, we aim to grasp the abrasion and damage situation of river structures mainly dam facility due to sediment and to propose methods of predicting abrasion and damage amount, measures against damage and maintenance method. In FY2015, we gathered information on the abrasion and damage situation of river structures and organized their knowledge. And we investigated the measurement method aimed at grasping the amount of bed load about 2 mm or more particle size flowing down the river structure at high speed.

Key words : river structure, sediment bypass tunnel, dam reservoir, abrasion and damage, plate type sensor