

# FRP 側溝とコンクリート側溝による 細粒土砂輸送能力の比較

## COMPARISON OF WATER FLOW AND FINE-GRAINED SEDIMENT TRANSPORT CAPACITIES BETWEEN FRP AND CONCRETE GUTTERS

杉保 生尚<sup>1</sup>・家久 侑大<sup>1</sup>・内田 龍彦<sup>2</sup>  
鈴木 啓之<sup>1</sup>・藤岡 博邦<sup>3</sup>・西田 直也<sup>3</sup>・井上 卓也<sup>2</sup>

Minari SUGIYASU, Yukihiko IEHISA, Tatsuhiko UCHIDA  
Hiroyuki SUZUKI, Hirokuni FUJIOKA, Naoya NISHIDA, and Takuya INOUE

<sup>1</sup>正会員 株式会社ダイクレ 技術本部 技術開発課 (〒737-8513 広島県呉市築地町 1-24)  
E-mail: sugiyasu@daikure.co.jp

<sup>2</sup>正会員 広島大学准教授 大学院先進理工系科学研究科社会基盤環境工学  
(〒739-8527 広島県東広島市鏡山 1-4-1)  
E-mail: utida@hiroshima-u.ac.jp

<sup>3</sup>正会員 中日本ハイウェイ・エンジニアリング東京株式会社 経営企画部 技術開発課  
(〒160-0023 東京都新宿区西新宿 1-23-7)  
E-mail: n.nishida.aa@c-nexco-het.jp

**Key Words:** *sediment transport capacity, smooth bed, roughness, hysteresis, fine sediment*

### 1. はじめに

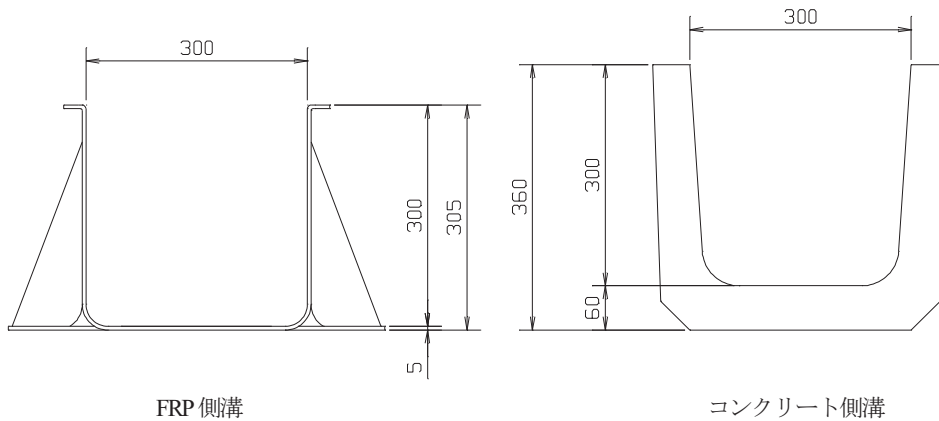
近年の我が国では、気候変動等の影響を受けて、雨量が増加しており、自然災害が多く発生している<sup>1)</sup>。特に高速道路など幹線道路における法面についても、斜面崩壊発生リスクが高まっており、発生要因の約半数が排水施設が起因しているとされている<sup>2)</sup>。法面で斜面崩壊が発生すると、交通アクセスなどのライフラインにも甚大な被害をもたらすこととなり、大きな課題となっている。

排水施設が起因となる斜面崩壊についてはいくつかのケースがある<sup>3)</sup>。例えば、1) 局所的大雨により、雨量が排水施設の能力を上回り溢水が発生するケース、2) 排水施設の老朽化、地山の変状により排水施設が破損し、漏水するケース、3) 昨今の人手不足により清掃が行き届かず、土砂が堆積し排水機能不全となり、溢水が発生するケース、等が挙げられる。特に、人手不足に関しては、現在、今後においても広い分野で問題視されており、対策が必要である。

以上より、斜面崩壊を抑止するためには、排水施設の能力を長期維持させることが重要である。このためには

排水施設の通砂能力を把握する必要がある。排水施設は一般に土砂粒径よりも粗度が小さいため、いったん土砂が堆積すると底面抵抗が増大し、流砂量が急激に低下する。したがって、排水施設の通砂能力を評価するにはなめらかな固定床を通過する流砂機構を明らかにする必要がある。

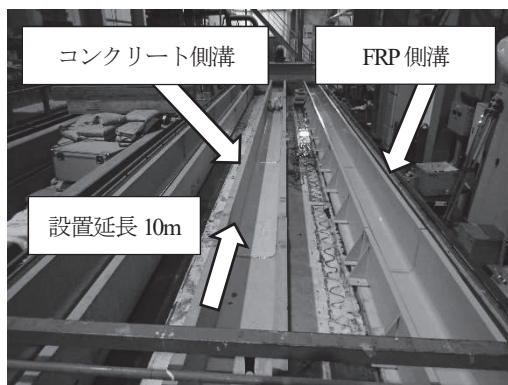
これまでの固定床上の流砂運動の研究では、固定床の粗度によって、土砂の供給量に対する堆積傾向が変化することが明らかにされている<sup>4)</sup>。固定床の粗度が大きい場合、土砂の堆積に従い、河床の合成粗度が低下するため、土砂供給に対する土砂の堆積厚の平衡解が存在する<sup>5)</sup>。一方、固定床の粗度が小さい場合、ある一定の土砂供給量までは、流砂は殆ど堆積を伴わずに流下するが、土砂供給がその固定床流路の流しうる最大流砂量を超えると、急激に堆積が始まり、瞬間に完全な砂礫床へ移行する *Runaway alluviation* が発生する<sup>6)</sup>。したがって、固定床から砂礫床へ移行する土砂供給量と、砂礫床から固定床へ移行する土砂供給量に差が生じ、土砂供給量と土砂堆積面積の間にヒステリシスが生じる<sup>7)</sup>。このような流砂運動の解析のためには従来の平衡流砂量に基づく考え方では十分でなく、粒子、水流、河床の相互作用<sup>8)</sup>を



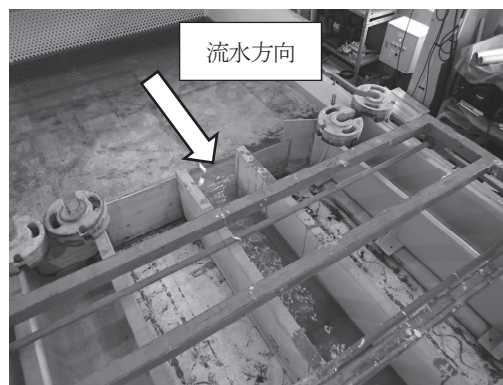
FRP側溝

コンクリート側溝

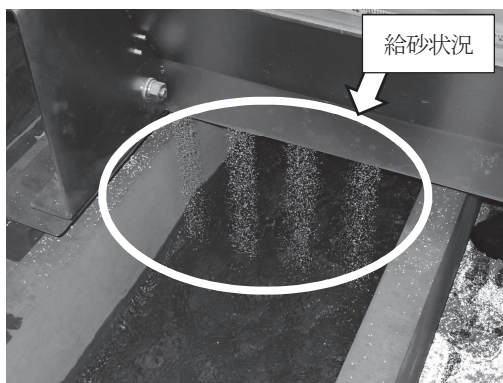
図-1 検討対象の断面図 (単位: mm)



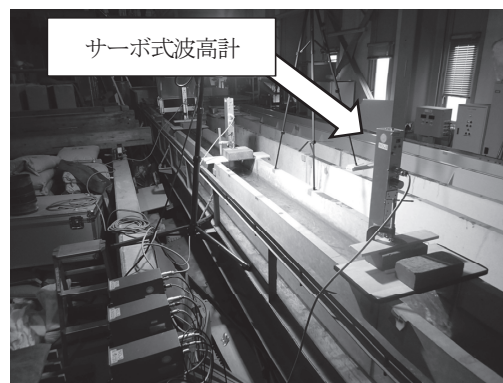
側溝設置風景



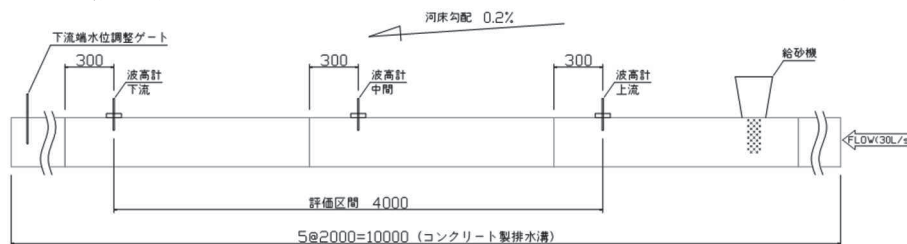
側溝上流側 流入口



給砂の様子



サーボ式波高計



供試体全景 (単位: mm)

図-2 実験装置の概要

力学的に評価する必要がある。

本研究は、コンクリートと比べ表面が滑らかなFRPを用いることで土砂堆積を緩和させることを目的とし、土砂堆積傾向確認実験を行った。また、設計計算と土砂堆積傾向確認実験の相関性を確認するため、理論値の算

出及び補足実験として動摩擦係数の測定を行った。

## 2. 実験装置及び実験条件

### (1) 実験装置

表-1 30g/sにおける上流サーボ式波高計の水深変化量(cm)の比較(給砂後)

水深変化量	秒	1200	1320	1440	1560	1680	1800	1920	2040	2160	2280	2400	平均
FRP		0.49	0.58	0.83	0.99	0.84	0.92	0.87	0.52	0.33	0.24	0.02	0.60
コンクリート		1.10	1.28	1.10	1.16	1.32	1.37	1.34	1.51	1.42	0.84	0.59	1.18
比率(コンクリート/FRP)		2.24	2.21	1.33	1.17	1.57	1.49	1.54	2.90	4.30	3.50	29.50	1.97

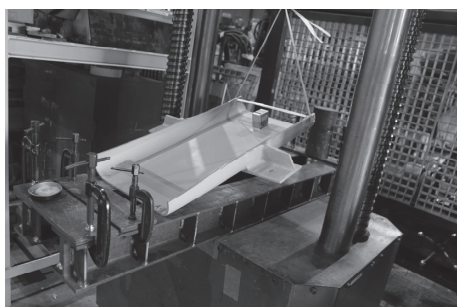


図-3 動摩擦損失係数実験の様子

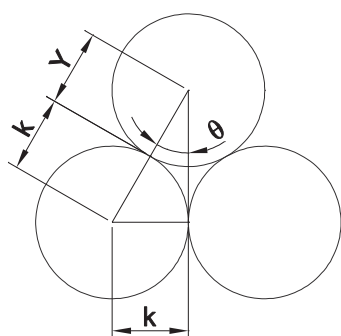


図-4 2粒径円の移動限界角度

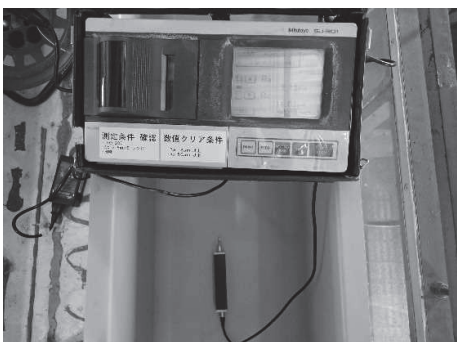


図-5 表面粗さ計による表面粗さ測定の様子

実験に用いた側溝を図-1に示す。FRP側溝は、内幅300mm、内高さ300mm、1ユニットの延長2000mm、比較対象であるコンクリート側溝は、内幅300mm、内高さ300mm、1ユニットの延長2000mmであり、道路用側溝(300A、美建工業社製)である。図-2に示すように、直線水路に検討対象となるFRP側溝、コンクリート側溝のユニットを5つ接合し、水路勾配は1/500に設定した。また、側溝上流側には、定めた流量が流れるように木材で仕切りを設けた。

## (2) 実験条件および実験方法

流量は30ℓ/sとし、土砂を想定したガラスビーズ(直

径0.6mm、比重2.5g/cm<sup>3</sup>)を、5、10、20、30g/sの4通り変化させて上流から給砂した。側溝内における堆積傾向は目視にて確認した。また、サーボ式波高計を用い、水深の時間変化を測定した。なお、給砂前の水深と給砂後の水深の差を水深変化量とした。くわえて、給砂時間は1200秒、サーボ式波高計による測定時間は2400秒とし、給砂前の水路状態を等流条件にて実験を実施した。

同時に表面凹凸の評価をするために、動摩擦係数の測定、表面粗さ計による測定、表面粗さの算定を行った。動摩擦係数の測定方法(図-3)は、FRP側溝、コンクリート側溝、それぞれにてデジタルクロノメーターで角度を設定後、供試体から50mm離れた位置からガラスビーズ(直径0.6mm)を1粒ずつ30回落とし、30回全て転がりきった角度を動摩擦角とした。なお、いずれの供試体も、土砂堆積実験にて使用した側溝と同様の材料である。動摩擦係数は次式より算出する。

$$\mu = \tan\theta \quad (1)$$

ここに $\theta$ は実験にて計測した勾配である。

動摩擦係数 $\mu$ と相当粗度 $k_s$ や表面粗さ $R_a$ を比較するため、測定した動摩擦係数 $\mu$ が、2粒径円の移動限界角度(図-4)と同じと仮定し、次式より推定表面粗さを算出する。

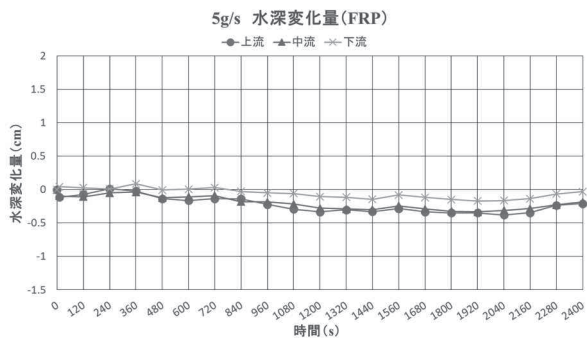
$$\mu = \frac{k}{\sqrt{Y^2 + 2Yk}} \quad (2)$$

ここに、 $Y$ は粒子径、 $k$ は表面粗さである。

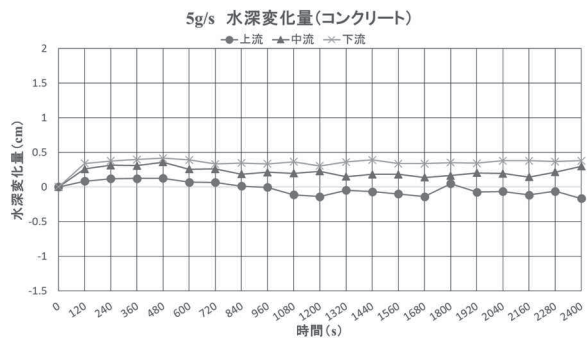
表面粗さの測定(図-5)には、表面粗さ計(サーフテストSJ-301、Mitutoyo社製)を用いた。FRP側溝、コンクリート側溝において、それぞれ流水方向にて $R_a$ を3回計測し、その平均値を評価値とした。なお、 $R_a$ は測定区間凹凸の平均値を表す。

## 3. 実験結果

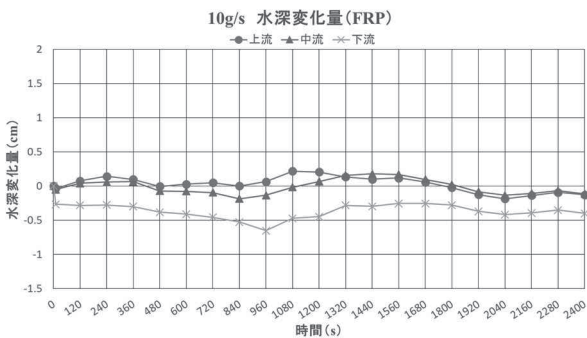
各給砂条件の各点水位時間変化の測定結果を図-6に示す。5、10、20g/sにおける水深変化量について、明確な差は確認できなかった。これは、流砂そのものの抵抗はコンクリート側溝とFRP側溝の場合でほとんど差は無く、土砂が堆積する給砂量になるまでは側溝全体の抵抗に大きな違いがないためと考えられる。しかし、30g/sについては、コンクリート側溝の方がFRP側溝よりも上流、中流の水位上昇量が大きく、給砂後も低下していない。



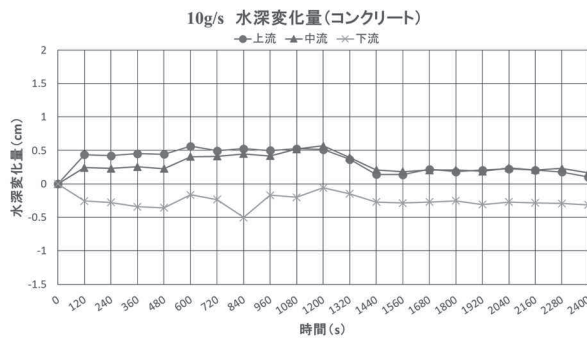
5g/s 給砂時における FRP 側溝の水深変化量の推移



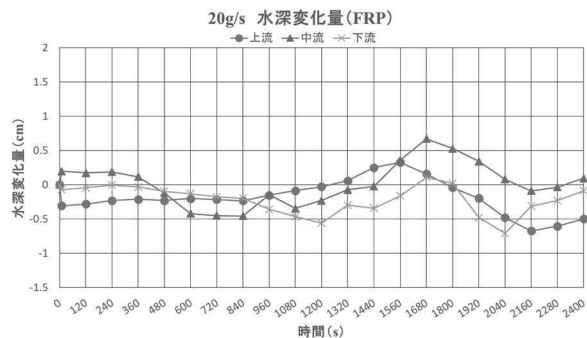
5g/s 給砂時におけるコンクリート側溝の水深変化量の推移



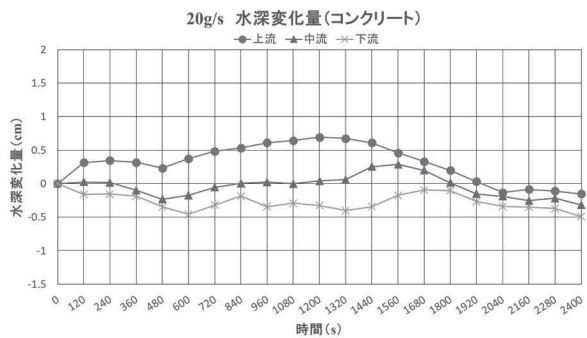
10g/s 給砂時における FRP 側溝の水深変化量の推移



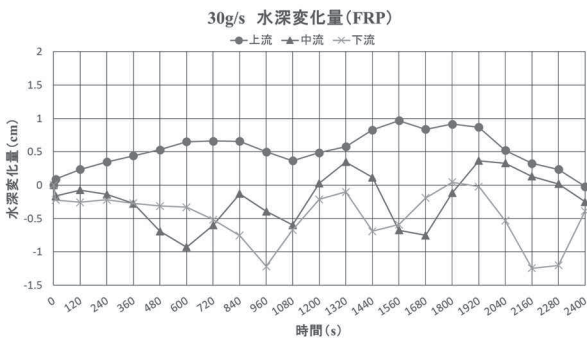
10g/s 給砂時におけるコンクリート側溝の水深変化量の推移



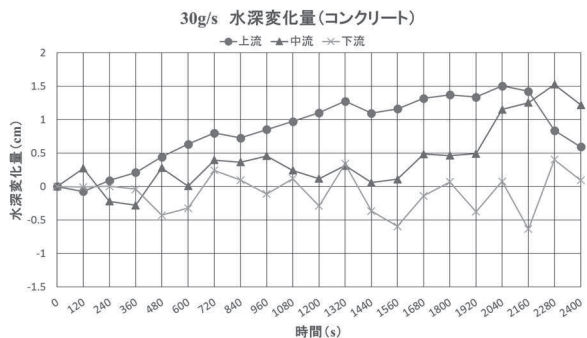
20g/s 給砂時における FRP 側溝の水深変化量の推移



20g/s 給砂時におけるコンクリート側溝の水深変化量の推移



30g/s 給砂時における FRP 側溝の水深変化量の推移



30g/s 給砂時におけるコンクリート側溝の水深変化量の推移

図-6 各側溝の水深変化量測定結果

両側溝の本水理条件における通砂能力は 30g/s より小さいために、側溝内に土砂が堆積したことを表している。この現象は既往の粗度が小さい固定床の研究結果と同様

である<sup>9)</sup>。すなわち、ガラスビーズが通砂能力を上回り側溝内に堆積すると、水深が上昇し、給砂停止後に掃砂されると、もとの水位に戻ると考えられる。実験より得

表-2 表面凹凸に関する各種値一覧

	相当粗度(cm) $k_s$	粒子速度(m/s) $U_s$	動摩擦係数 $\mu$	推定表面粗さ(cm) $k$	表面粗さ( $\mu\text{m}$ ) 平均値 Ra
FRP	0.131	0.149	0.249	0.019	0.36
コンクリート	0.303	0.146	0.287	0.022	2.49
比率	2.31	1.02 <sup>**</sup>	1.153	1.157	6.92

※粗さの比率を表すためにFRPの粒子速度をコンクリートの粒子速度で除した。

られた、経過時間と水深の変化量のグラフより、2400秒経過後に注目すると、FRP側溝では水深変化が0cm付近まで戻っているのに対し、コンクリート側溝は水深が上昇したままであり、堆積土砂が残っていることがわかる。これはFRP側溝の方が早くガラスビーズを流送したということであり、土砂の輸送能力に優れ堆積しにくいことを示している。また、給砂後の比較では(表-1)に示すとおり、コンクリートの方が、平均で1.97倍水深が変化していることがわかる。

#### 4. 粒子速度の算定

前章の実験におけるFRP側溝とコンクリート側溝の通砂能力の差が力学的、水理学的に妥当であるかどうかと両者の差の定量的な評価のために、材料特性値と水理条件から粒子速度 $U_s$ を算定し、検討する。

##### (1) 表面粗さの比較

粒子速度( $U_s$ )に先立ち、FRPとコンクリートの表面粗度について検討する。まず、断面平均流速 $v$ は式(3)より算出する。

$$Q = Av \quad (3)$$

ここに、 $Q$ : 流量 (実験条件より 30 l/s),  $A$ : 断面積である。なお、断面積 $A$ は、実験条件である等流水深 $h$ 及び排水溝幅 $B$  (300mm)を用いる。等流水深はそれぞれ実験的に求めた。

次に開水路の摩擦損失係数 $f$ を式(4)より算出する。

$$I = f' \frac{1}{R} \frac{v^2}{2g} \quad (4)$$

ここに、 $I$ : 水路勾配 (実験条件より 0.2%),  $R$ : 径深,  $v$ : 流速であり、 $v$ は式(3)で算出した値を用いる。開水路の摩擦損失係数 $f$ は式(5)より円管路の摩擦損失係数 $f'$ に変換する。

$$f = 4f' \quad (5)$$

相当粗度 $k_s$ は、FRP、コンクリート表面は比較的滑らかであるために、次式の粗滑遷移域の式より算出する<sup>9)</sup>。

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = 1.74 - 2.0 \log_{10} \left( \frac{2k_s}{d} + \frac{18.7}{Re\sqrt{f}} \right) \quad (6)$$

ここに、 $k_s$ : 相当粗度,  $d$ : 直径,  $\nu$ : 水の動粘性係数,

$Re$ : レイノルズ数である。

相当粗度 $k_s$ の算出結果と表面粗さの比較を表-2に示す。一方、表-2の通り粒子移動から見た表面の粗さを表す動摩擦係数では、FRPはコンクリートに比べて約87%であった。粒子移動から見た推定表面粗さ $k$ が相当粗度 $k_s$ よりも小さいことについては三次元形状である凹凸を円で想定したことと、動摩擦係数は静止摩擦係数よりも小さいことから説明できる。また、表面粗さ計を用いて測定した表面粗さについては流体や粒子運動から見たスケールよりも2オーダー程度小さい値となった。これは評価値Raが凹凸スケールの平均値であるためと考えられる。これらの比については、それぞれ異なっており、定量的な関係については今後さらに検討する必要があるが、いずれの場合においてもFRPはコンクリートよりも有意に小さく、水流や粒子運動に対してもFRPは材料特性的にコンクリートよりも滑らかであると言える。

##### (2) 粒子移動速度の比較

前節で得られた物性値を用いて実験の水理条件から粒子の移動速度を求め、前章の土砂堆積実験結果を検討する。

まず、摩擦速度を式(7)より算出する。

$$U^* = \sqrt{gRI} \quad (7)$$

ここに、 $I$ : 水路勾配であり、 $R$ は、式(4)で算出した値を用いる。次に流速分布は粗滑遷移域の対数分布則として、粒子高さの流速を式(8)より算出する。

$$\frac{U_b}{U^*} = \frac{1}{\kappa} \ln \frac{Y}{k_s} + Ar \quad (8)$$

ここに、 $U_b$ : 流体速度,  $\kappa$ : カルマン定数,  $Y$ : ガラスビーズ径,  $Ar$ : 対数分布式定数であり、次式で与えられる<sup>9)</sup>。

$$Ar = As + \frac{1}{\kappa} \ln \frac{k_s^+}{1 + k_s^+/3.4} \quad (9)$$

ここに、 $k_s^+ = k_s U^*/\nu$ ,  $\nu$ : 動粘性係数である。

一方、表-2に算定した粒子速度を示す。粒子速度の比はFRPの方が大きいもののその差は2%と凹凸スケールの比に比べるとわずかであった。図-5の砂が流出する時間の差からはもう少し有意な速度比があるものと想定された。これは摩擦速度がFRPの方が小さいために、式(8)で算定される河床近傍流速がFRPの方がかえって小さく

なったためである。このため、定量的に通砂能力を調べるためには、粒子速度を直接計測し、作用流速の補正を検討するなどが必要である。

## 5. おわりに

本研究では、移動床実験を行い、水路の土砂輸送能力を超える給砂によって土砂堆積が起こり水位が上昇することを確認した上で、FRP側溝の方がコンクリート側溝に比べて土砂輸送能力が高いことを明らかにした。FRP表面粗さについて、粒子、流体運動を考慮した種々の方法で調べ、FRPの方がコンクリート表面よりも有意に滑らかであることを明らかにした。土砂輸送能力についての粒子移動速度の評価について、粒子移動に関わる代表流速の高さに課題があることを明らかにした。定量的評価にはさらなる検討が必要であるがFRP側溝はコンクリート側溝と比べ、通水能力、通砂能力ともに優れていることを示し、清掃頻度の低減、及び排水機能の維持が容易となることが示された。

## 参考文献

- 1) 泉 典洋, 内田 龍彦, 赤松 良久, 鈴木 善晴, 森口周二, 及川 康: 特集『平成 30 年西日本豪雨災害特別企画』, 土木学会論文集 B1 (水工学), Vol.75, No.1, pp.138-142, 2019.
- 2) 横木 裕宗, 内田 龍彦, 赤松 良久, 瀬戸 心太, 音田 慎一郎, 山田 朋人, 西村 聡, 手計 太一, 藤山 知加子, 榎原 弘之, 嶋原 良典, 横嶋 哲: -Editorial- 特集『令和元年風水害報告特別企画』, 土木学会論文集 B1 (水工学), Vol.76, No.1, pp.153-158, 2020.
- 3) 横木 裕宗, 内田 龍彦, 稲垣 厚至, 塚井 誠人, 瀬戸 心太, 横嶋 哲, 吉川 泰弘, 椿 涼太, 齊木 功: -Editorial- 特集『令和 2 年 7 月豪雨災害特別企画』, 土木学会論文集 B1 (水工学), Vol.77, No.1, pp.230-233, 2021.
- 4) 田山 聡: 高速道路斜面における大規模修繕の状況とリスクマネジメントの課題, 地盤工学会誌, Vol.67, No5, pp.8-11, 2019.
- 5) Mishra, J., & Inoue, T.: Alluvial cover on bedrock channels: Applicability of existing models. *Earth Surface Dynamics*, 8(3), 695–716, 2020.
- 6) Chatanantavet, P. and Parker, G.: Experimental study of bedrock channel alluviation under varied sediment supply and hydraulic conditions, *Water Resour. Res.*, 44, W12446, 2008.
- 7) Uchida, T. and Fukuoka, S.: Quasi-3D two-phase model for dam-break flow over movable bed based on a non-hydrostatic depth-integrated model with a dynamic rough wall law, *Advances in Water Resources*, Vol.129, pp.317-327, 2019.
- 8) Schlichting and Gersten: *Boundary Layer Theory*, 8th edition, Springer, 2003

(2022. 5. 30 受付)