

大きな空隙をもつ河床における浮遊砂の堆積と流出過程

鳥取大学工学部 正 員 道上 正規
 鳥取大学工学部 正 員 藤田 正治
 住友建設(株) 正 員 〇三村光太郎
 鳥取大学大学院 学生員 高尾 政史

1. はじめに 山地河川上流部において、河床が粒径の大きな礫で構成されている場合、図1に示すように、浮遊砂が礫の間にトラップされたり、堆積した土砂が表面流や礫の空隙をぬう流れによって流送されることが考えられる。本研究では、河床礫層への砂の沈み込みに関する検討を行うとともに、河床表面からの砂の流出と礫の空隙をぬう流れによる砂の流送について検討した。

2. 礫層への細砂の沈み込み 実験は、粒径 $d_r = 12.24, 7.23, 3.74, 1.56, 0.61\text{mm}$ の礫と粒径 $d = 0.17\text{mm}$ の細砂を用い、 d/d_r による細砂の礫層への沈み込み易さの違いについて調べた。その

結果、 $d/d_r < 0.021$ では層数に関係なく細砂は礫層の底面まで沈み込み、 $0.021 \leq d/d_r < 0.21$ では礫層のどこかで細砂は閉塞して沈み込まなくなり、 $d/d_r \geq 0.21$ では細砂はほとんど礫層内には沈み込まないことが分かった。したがって、 d_r が d の50倍程度であれば、図1のように浮遊砂が礫層中に堆積していく。

3. 礫層表面からの砂の流出 ここでは、礫層中の砂が与えられた条件に対して、最大どの程度の深さから流出されるかを実験的に調べた。実験には長さ15m、幅40cm、勾配1/80の水路を用い、河床材料に粒径12.24mmの礫を使用した。実験は河床表面が薄く覆われる程度に粒径0.17mmの細砂をまき、給砂なしで流量を変えて河床礫層からの細砂の流出がなくなるまで通水し、その時の細砂の堆積面の位置を測定した。図2は、無次元掃流力 τ_* と細砂の存在高さ Δs の関係を示したものである。ここに、細砂の存在高さ Δs は河床表面から細砂の堆積面までの距離、 d_r は河床粗礫の粒径である。 τ_* の増加にともなって Δs は大きくなり、本実験条件では最大で Δs は d_r の2.2倍程度であり、河床表面から2粒径下の位置からでも細砂は流出可能である。

4. 礫の空隙をぬう流れによる砂の流出 実験には、前述した水路を用い、河床材料には水路上流端から5m地点までは平均粒径3.74mmの礫、5m地点から7.5m地点までは平均粒径7.2cmの礫を用いた。実験は、粒径7.2cmの礫河床の空隙に平均粒径0.17mmの細砂を河床表面まで詰め込み、一定流量0.42l/secで礫河床下流端からの細砂の流出がなくなるまで通水した。通水後20分以降は細砂の堆積面が低下し、水面が礫層内に入った。実験中、表1に示す時間間隔で礫層内の細砂の堆積面と水面の形状、および礫河床下流端から流出する細砂の流砂量を測定した。なお、実験は2回行った。実験条件、および実験結果を表1に示す。表中の水理量は堆積区間の代表値として中央部付近の測定値を求めたものである。

最初に礫の空隙をぬう流れにおける径深 R と流砂幅 B について考察する。河床に粒径 d_r の礫が最密充填状態で敷かれたとき、横断面を流下方向にいくつかとり、それぞれの径深と流砂幅の計算を行った。その結果を平均すると、水深 h と R の関係は $R = \alpha d_r$ となった。ここに、 α は h/d_r の関数で、特に $h/d_r \geq 0.2$ では α は平均的に0.08であった。つぎに、流砂幅 B は全幅を B とすると、 $B_* = \gamma B$ で表され、 γ は0.282となった。これらの径深、流砂幅を使って芦田・道上の流砂量式を用いて流砂量を計算し、実験値との比較を

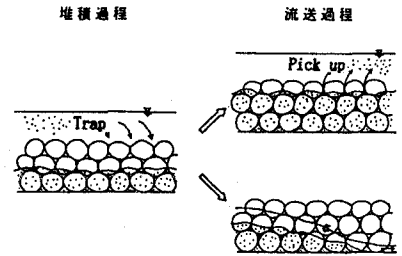
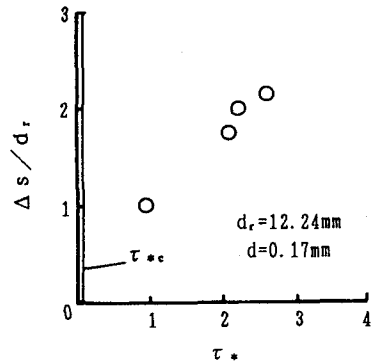


図1 研究の概要説明図

図2 τ_* と $\Delta s/d_r$ の関係

行った。結果を表2に示す。これより、実験値に比べて計算値がかなり大きいことが分かる。これは礫層内の形状損失による掃流力の減少を無視しているためと考えられるので、次に、有効掃流力の評価を行った。

今、長さLの区間の砂の堆積面の勾配がIの時、全損失水頭I

$$\cdot L \text{ は次式で表される。 } I \cdot L = i_e \cdot L + n \frac{\xi v^2}{2g} \quad \dots (1)$$

ここに、 i_e : 砂を動かすのに有効なエネルギー勾配、 n : Lの区間における損失個所の個数で L/d_r である。また、断面平均流速 v は粗面の対数則に従うものと仮定すると、

$$\frac{v}{\sqrt{g R i_e}} = 6 + 5.75 \log \frac{R}{k d_r} \quad \dots (2) \text{ で求められる。}$$

ここに、 k : 相当粗度高さについての係数である。式(1)、(2)

$$\text{より次式を得る。 } i_e = \frac{I}{(1 + \alpha \xi A^2 / 2)} = f_n(\alpha, \xi, k) \quad \dots (3)$$

ここに、 $A = 6 + 5.75 \log(\alpha/k)$ である。ついで、式(3)中の k 、 ξ について考察する。まず、実験で得られた流砂量を芦田・道上式で与えるような τ_* を求め、それを τ_{**} とし、これよりエネルギー勾配 i_e を求める。この i_e と v 、 R 、 I の実験値を用いて、式(1)、(2)から k と ξ を計算すると表1のようになり、 k は約0.1、 ξ は約2.0である。流速分布に対数則を用いたことや幅広い条件について調べていないので問題点もあるが、 k 、 ξ がほぼ一定値をとっているの、これらの値から i_e が評価でき、流砂に有効な無次元掃流力 τ_{**} が計算できるものと考えられる。図3は河床勾配を1/50、 ξ を2.0としたときの h/d_r と τ_* の関係を d/d_r をパラメータとして計算した結果である。図中の実線は τ_* 、点線は τ_{**} である。ただし、 $s = 1.65$ とした。礫の空隙を縫う流れでは、水深が大きくな

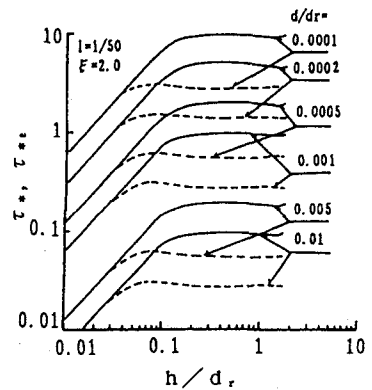


図3 h/d_r と τ_* の関係

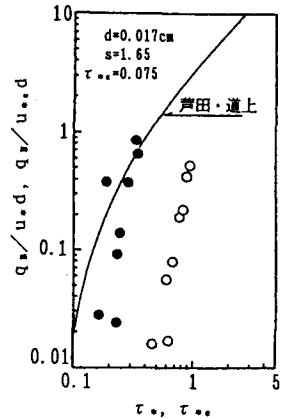


図4 τ_* と q_* の関係

表1 実験条件と実験結果

	t (min)	h (cm)	I	R (cm)	v (cm/sec)	τ_*	$q_{*...}$ ($\text{cm}^3/\text{cm} \cdot \text{sec}$)	$q_{*...}$ ($\text{cm}^3/\text{cm} \cdot \text{sec}$)	τ_{**}	i_e	F	k
1 回目	20~60	2.20	1/18	0.58	16.9	0.89	0.035	0.23	0.35	0.017	1.32	0.10
	60~150	2.86	1/33	0.58	13.0	0.76	0.015	0.18	0.24	0.012	2.12	0.12
	150~270	3.58	1/27	0.58	10.4	0.59	0.004	0.11	0.15	0.008	2.75	0.12
	270~690	3.61	1/39	0.58	10.3	0.45	0.001	0.06	0.11	0.006	2.16	0.08
2 回目	20~60	2.19	1/19	0.58	17.0	0.93	0.044	0.25	0.38	0.018	1.32	0.11
	60~150	2.41	1/22	0.58	15.5	0.82	0.018	0.20	0.26	0.013	1.63	0.09
	150~270	2.61	1/26	0.58	14.3	0.68	0.006	0.14	0.17	0.009	1.72	0.07
	270~690	2.40	1/28	0.58	15.5	0.62	0.001	0.12	0.12	0.006	1.44	0.03

ても掃流力はあまり変化せず、また、有効掃流力は見かけの掃流力よりかなり小さくなることが分かる。図4は本実験の τ_* と q_* の関係を示したものである。図中の○は、 τ_* をそのまま用いたもの、●は、表1中の k と ξ の平均値を使って τ_{**} を算定し、 τ_* の代わりに τ_{**} を使ったものである。ここで求めた ξ と k の平均値で全てのデータが芦田・道上式に良く適合している。この図より、有効掃流力を評価することによって実験値と計算値がある程度一致することが分かる。

5. おわりに 本研究では礫の空隙を縫う流れについて有効掃流力の評価を行ったが、今後、このような流れでの移動限界の検討が必要である。

参考文献 1) 道上正規・藤田正治：土木学会第46回年次学術講演会、PP570~571、1991。