

大型水路による細礫の流送実験 (1)

—掃流砂量に及ぼす限界ストリーム・パワーの影響—

Experiments on the Transport of Fine Gravel in 4-Meter-Wide Flume (1)

—Effect of Threshold Stream Power on Sediment Transport Rate—

池 田 宏*

Hiroshi IKEDA

I 問題の所在

水流によって河床上を輸送される掃流砂量については、従来、多数の予測式が提案されている (Graf, 1971)。それらの中には、矩形断面をもつ直線水路に一樣粒径の砂礫が定常状態で流送されているといった水路実験結果に対しては、たとえば Yang の式 (Yang, 1973) のように、きわめて適合性の良いものもある。しかし、近年、実際河川における掃流砂量の精度良いデータ (たとえば Leopold & Emmett, 1976) が得られるにつれて、従来の予測式によっては、実際河川における掃流砂量の算定が困難であることが、ますます明らかになりつつあるのが現状である (Nordin, 1980)。

実際河川における掃流砂量の予測が十分にできない原因としては、実際河川の河床砂礫が混合粒径であることによって生ずる混合効果に加えて、不定流による履歴性のほか、供給土砂量や流量の経年変化を含めた非定常効果が指摘されており (Nordin, 1980)、さらに、大きな実際河川と小規模な実験水路との間に生ずる縮尺効果も考えられている。実際河川における掃流砂量や、流砂の結果としての地形変化を定量的に予測するためには、掃流砂現象に及ぼすこれら各種の効果それぞれについて、その重みを定量的に評価する

ことが必要である。

本研究では、それら問題点の中から、いわゆる縮尺効果について検討する。具体的には、「一定幅の水路に、掃流力あるいはストリーム・パワーが等しい水流が流れる時、水深が大きいほど、いかにいえば、勾配が小さいほど、掃流砂量は減少する」という実験事実をとりあげる。この事実は古くから知られてきたにもかかわらず、その原因が掃流砂機構の本質にかかわることによるのか、そうではなく、単に水路側壁の影響によるのかは不明であった。従来の流砂実験の多くは、小型の水路でなされたため、水流の幅/深さ比が小さく水路側壁の影響が結果に強く表われることから、この現象は水路側壁の影響と考えられてきたようである。

ところが、Bagnold (1973) は、Williams (1970) の実験データによって、水路側壁の影響を除いてもなお、ストリーム・パワーが同じ水流では、水深が小さい流れほど掃流砂量が多いことを確かめた。Bagnold (1973) は、この実験事実から、水深が掃流砂輸送に本質的に重要な役割を果たしていると解釈し、Bagnold (1966) の考えを修正し平滑床上を砂礫が躍動して流送される場合を対象として、水深の効果を新たに取り込んだ掃流砂量式を導いた。

さらに、Bagnold (1977) は、Williams (1970)

* 水理実験センター

の実験データに、Emmett (1976) と Leopold & Emmett (1976) によって得られた実際河川における精度の良い掃流砂観測データを合わせて、掃流砂量を与える経験式を導いたが、ここでも、水深の効果を強調している。

Bagnold は、これら一連の研究において、ストリーム・パワーが一定でも水深が小さいほど掃流砂量が増す原因としては、水流によって輸送される砂礫が、水深が小さいほど大きな流速の影響を受けて、移動速度が大きくなるためであると考えており、結局、水深が小さくなるほど、ストリーム・パワーのうちで砂礫を輸送するために消費される割合が大きくなること、すなわち、流砂の観点からすれば、効率が良くなると考えている。

もし、以上述べた Bagnold の考えが正しければ、実験水路の水流と比較して大水深の実際河川における掃流砂量を予測するためには、何よりもまず、流砂現象に及ぼす水深の効果を定量的に明らかにすることが必要となる。

そこで筆者らは、これまで、Bagnold の考えについて、いくつかの検討を行ってきた。第1に Bagnold (1973) が掃流砂量を予測するための理論式を導く過程で行なった、「水底面近くを流送される粒子は、その場所の流れと粒子の水中沈降速度にほぼ等しい相対速度 (slip velocity) をもつ」という仮定について調べた。これについては滑面上を転動する種々の大きさの球形粒子の移動速度を実測して、その仮定が不相当であることを指摘した (池田ほか, 1979)。

第2に、「掃流砂量の多い河川ほど幅/深さ比が大きくなるのは、水深が小さくなるほど掃流砂効率が良くなるためである」という説明、すなわち、「ストリーム・パワーが同じ水流なら、幅が大きくなって水深が小さくても掃流砂効率が良くなる」とした説明 (Bagnold, 1977) に対しては、ストリーム・パワーを一定に保って水路幅を変えた実験を行なった結果に基づいて、これを否定した (池田, 1978)。すなわち、水深が小さくなるほど掃流砂量が増すのは、幅を一定として勾配を大きくした場合であって、勾配を一定にし

たまま、水路幅を増すことによって水深を小さくすれば、Bagnold の説明とは逆に、かえって掃流砂量は減少する。

第3に、Williams (1970) の実験データから、Bagnold の主張を確かめるためには水路側壁の影響が小さいというばかりではなく、水深あるいは勾配がちがいながらも、河床形の類似した実験データを得ることが必要であることを指摘した (池田・井口, 1979)。なぜなら、Williams (1970) による実験データは、水路側壁の影響は確かに除かれていたものの、実験用砂礫として粗砂を用いたために、水深によって河床形も大きく異なってしまったからである。したがって、ストリーム・パワーが等しい水流でも、水深によって掃流砂量のちがいが生じた原因は、Bagnold の解釈したように水深そのものの影響によるものとも考えられるが、一方、河床形が異なるために掃流砂量に差が生じたとも考えられるからである。

起伏の大きな河床形が生ずると、それに対応して水流のストリーム・パワーが河床の凹凸によって生ずる乱れによって消散されてしまうことのために、掃流砂量が減少するということは広く認められており、むしろ、河床形の影響を除去した有効掃流力をいかに算定するかということが、Einstein (1950) の研究以来、掃流砂量研究の主流となってきたといえよう。有効掃流力の算定は、現在でも掃流砂研究の最も重要な課題とされている (水山, 1977)。

掃流力やストリーム・パワーが同じ水流でも、水深の小さいほど掃流砂量が増大するのは、Bagnold の考えのように、効率が良くなるためなのか、あるいは河床形が変化するためなのか、それとも他に原因があるのか。この間に答える実験データは、世界各国で膨大な実験がなされてきたにもかかわらず、未だなお得られていない。これは従来の流砂実験が、多くの場合、幅の小さな小型水路で、しかも砂を用いて行なわれたためである。

本実験の目的は、上記の問に対する答えを求めするために、水路側壁の影響が小さく、しかも河床

形の類似した掃流砂量データを入手することである。そのために、幅の大きな水路により、しかも砂れんや砂堆のような河床微地形の形成されにくいようにと、径5～10mmの細礫を用いて掃流砂実験を行なった。

II 実験装置と実験方法

1) 水路

用いた実験水路は、筑波大学水理実験センターに1976年度に建設が開始され、1978年度にほぼ完成した流砂実験を目的とした大型水路施設で、その施設の基本的な構想は池田(1977)に、また施設の諸機能の詳細は、池田ほか(1980)にまとめられている。水路本体は幅4m、深さ2m、長さ160mの鋼製勾配固定水路である。その水路床は1/100の勾配をもっている。この水路の特色は、水ばかりでなく、砂礫も水路システム内を循環することである。すなわち、水路下流端から水とともに流出して沈砂槽に沈澱した砂礫は、砂礫掻き上げ装置によって水と分離されて連続的に回収され、ベルト・コンベヤーによって水路上流端へ返送され、給砂装置によって再び水路内へ給砂されるという循環式水路の機能を備えている。

2) 給水量の制御

この水路施設の最大給水能力はφ500mmのポンプ3台により、毎秒1.5m³である。給水量は高水槽(幅4m、深さ3.5m、長さ12.5m)の直角三角堰(高水槽底面から切欠き底面までの高さ2m)からの越流水頭を高水槽に設けられた余水吐の堰高を変えることによって精度良く制御される。

3) 勾配の制御

この水路は、1/100の勾配固定水路であるが、移動床実験の場合には、水路システム内での砂礫の循環機能と水路下流端に付設されている砂止め堰高を操作することによって、砂床面の勾配は最大1/50までの範囲に可変である。すなわち、水路システム内の全砂礫量は一定としたままで、砂止め堰を下げ、水路システム内で砂礫を循環させれば、砂床面の勾配は大きくなり、逆に、砂止め

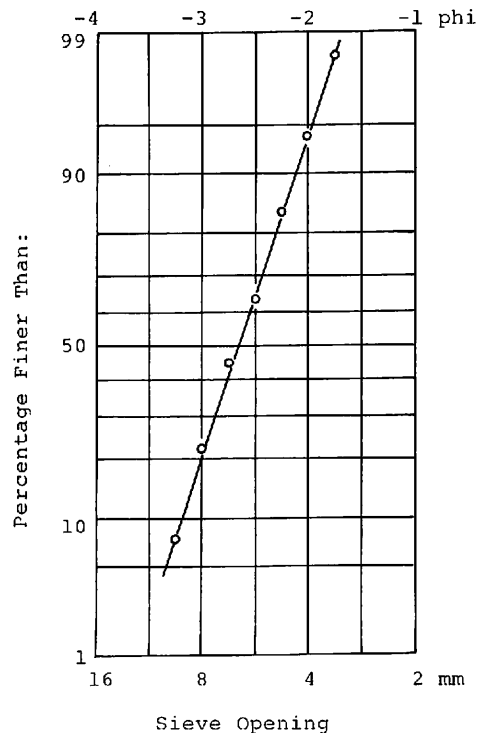
堰を上げれば、砂礫は水路の下流部に堆積して勾配は緩くなる。したがって砂床面の勾配は下流端の堰高によって決定され、給水量は関係しない。

実際の勾配の調整は、水路側壁に沿って、上・下流にわたり、ほぼ30m毎に設けられた6本の水位検出筒内の水位の縦断分布から求められる縦断勾配の値が、設定したい値と等しくなるように、下流端の砂止め堰高を上・下させることによって行なわれる。

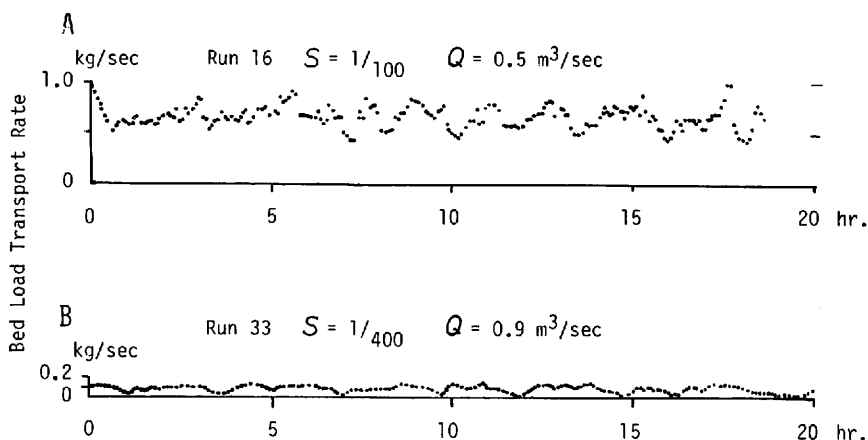
4) 実験用砂礫

実験用砂礫としては第1図に示すような粒度組成をもつ細礫を使用した。これは茨城県南西部の筑波台地と真壁台地間の古里川低地下から採掘された古鬼怒川起源の陸砂利で、篩い分けられて、径5～10mm礫として市販されているものである。ふるいによる中央粒径は6.4mmで、径4～9mmの礫が80%を占める分級の良い($\sigma_0(\phi) = \frac{1}{2}(\phi_{16} + \phi_{84}) = 0.42$)細礫である。

分級の良い細礫を用いた理由は、水路から流出



第1図 実験用砂礫の粒度組成



第2図 流出砂礫量の変動

する砂礫の性質が、水路中に敷いた砂礫と、実験条件によって著しく異なることがないためである。いくつかのRunについて、流出した砂礫を採取し、篩い分けた結果、その粒度組成は、分級の良い細礫を用いてはいても、Runにより異なり、しかも採取時毎のばらつきとみなしうる以上に流れの強度と対応した系統的变化もうかがわれた。とはいえ、流出砂礫の中央粒径は5.6~7.0mmの範囲内にあり、水路床に敷いた砂礫の中央粒径(6.4mm)とさほど大きく相違しなかった。それゆえ、後の議論において、掃流砂の粒径は一樣として扱った。

なお、実験用砂礫の平均的な比重は2.7である。礫の形状は亜円礫~亜角礫で、水中での沈降速度は、水温10℃の時、100粒子の平均は30cm/secであった。

実験用砂礫として細礫を用いた理由は、研究目的からして、河床に砂れんのようないわゆる小規模河床波が生じて、実験条件によって河床形の著しい差異が生じないように、すなわち、どのRunでも河床形が類似したものとなることを目指したためである。

5) 掃流砂量の測定

水路システム内を循環する砂礫量は、沈砂槽から掻き上げられて水路の上流端へ返送される途中で

計量誤差5%以下の精度をもつ計量コンベヤー(コンベヤー・ウェイヤー)によって連続的に自動計測される。返送される砂礫は水を含んでいるため、適時サンプリングして含水率を測定して、砂礫の乾燥重量を求めた。なお含水率は4~5%であった。

計量コンベヤーは荷重が0.2kg/sec以上の場合には±0.01kg/secの計量精度をもつが、0.2kg/sec以下では計量精度が不十分となる。そこで、とくに少流砂量の場合には、コンベヤー上を返送されてゆく砂礫を短時間について採取して、その実重量を測定し、後には採取時間を長くして計量精度を高めた。とはいえこのようにしても、サンプリング時間は一般に数10分程度であった。したがって、少流砂量のデータについては、十分な精度は期待できない。

なぜなら、水路から水とともに流出する砂礫量は、第2図に例を示すように、長周期の変動をするからである。このような変動が、河床に形成される砂礫堆の移動に対応して生ずることは小型水路による実験によってすでに指摘されており(たとえば木下, 1962)、大型水路における今回の実験においても同様であることが確認された。それゆえ、信頼しうる掃流砂量データを得るために、ある給水量に対して流出砂量が定常になった後、とくに給水量が多い場合を除いては、複数の砂礫

堆が水路から流出するように、数時間～数10時間間の流出砂礫量の平均を求めて掃流砂量とした。

なお、給水量の変化に対する流出砂礫量の応答性は、給水量を増す場合ばかりでなく、減少させる場合にも、きわめて良かった。たとえば、勾配1/100で一定の場合、ある給水量に対して流出砂礫量が安定になるまでの時間は、給水量0.155 m³/secで30～35分、0.345 m³/secで20～25分、0.5 m³/secで10分、1.0 m³/secではわずか5～10分といった程度であった。

6) 水深・流速・水温の測定

水深は、水路両側壁上に設置されたレール上を走行する測定台車のトラバースーに取り付けた砂面計により、水深の横断分布を適時測定して求めた。後述するように、河床形は三次元性が強く、信頼しうる水深データを得ることは困難であった。

流速については、表面流速をパンチ屑や発泡スチロールの薄片を用いて浮子法により、また平均流速は水性ペイントを用いた色素流下法により一定区間（水路起点から85m地点以下20～50m）の流下時間を測定して求めた。流速の測定は3回以上行ない、その平均を求めたが、水深と同様、水流のもつ三次元性のために、浮子や着色水はとくに流速の大きな部分を通ることが多かった。

水温は水路下流にある沈砂槽中に取り付けた抵抗温度計により連続的に計測記録した。ひとつのRunの中では水温はほとんど変化しなかったが、実験が長期間にわたって行なわれたため、季節によりRunによって16.6℃～26.6℃の差が生じた。

7) 河床形の観察

河床形や流況は、水路建屋の天井に懸垂して自走する天井走行撮像用電車上から観察し、VTRや35mmカメラによる記録を行なった。また、測定台車のトラバースーに取り付けた砂面計によって、河床形の断面形状を測定した。

III 実験結果

1) 実験の概要

水路床全面に、人力により実験用砂礫を50cmの

厚さに平滑に敷きならし、1/100の勾配をもつ移動床とし、勾配を1/100に制御しつつ、給水量を段階的に増して、最大1.5 m³/secとし、各給水量に対する掃流砂量を求めた。これらをCase 1とした。その後、勾配を1/100から1/200へ、さらに1/200から1/400へ減少させ、それぞれの勾配についてCase 1と同様な実験を行なった。それらを、それぞれCase 2, Case 3とする。

これらの実験にあたっては、前のRunの停水後の河床形を平滑にせず、凹凸のあるままで次のRunを行なった。これは砂床面を1/200や1/400の勾配に平滑に仕上げることが容易ではないという理由によるのではなく、実際河川の特長——履歴性——を水路に取り込むことを意図したためである。

なお、水路側面のガラス壁からの観察によれば、砂礫の運搬様式は転動や躍動という掃流形式に限られていた。

実験結果をCase別に第1表に示す。河床形の平面形状には履歴性が明瞭に現われるが、掃流砂量にはそれが現われなかったため、各データは給水量の小さいRunから順に配列しなおしてある。

2) Case 1 (勾配 1/100)

勾配1/100のケースについては、給水量を段階的に増したRun 1～9の後、再びRun 10～19を繰り返して行ない、実験の再現性のきわめて良いことを確かめた。Run 54～58は、掃流砂の発生限界を求めるために、とくに行なったものである。

給水量が小さいRunでは、河床は第3図に示すような複列砂礫堆をなし、舌状砂礫堆(linguoid bars)が形成されて、ときに水面上に州として現われ、水流は網状流を呈するなどしたため、水深や流速は測定していない。

給水量0.36 m³/secのRun 15で、複列砂礫堆と単列の交互砂礫堆(alternate bars)の移行形がみられる(第4図)。この砂礫堆上には波状跳水(線状跳水)が生ずるが弱く、砂礫堆の背面は比較的平滑である。給水量0.5 m³/secでは、すべての州は冠水して交互砂礫堆となり、しかもその背面の

第1表 大型水路による細礫の流送実験結果

Case 1

Run	給水量 m ³ /sec	水温 ℃	勾配 ×10 ⁻²	水深 m	表面流速 m/sec	河床形 1)	掃流砂量 (乾燥重量) kg/sec ₂)	掃流砂量 (水中重量) kg/sec	ストリーム ・パワー kg/sec ₃)
58	0.075	26.1	0.969			A	*0.0061	0.0038	0.724
57-2	0.088	26.6	0.914			"	*0.0032	0.0020	0.802
57	0.090	25.5	0.970			"	*0.0013	0.00082	0.870
56	0.115	23.5	0.958			"	*0.049	0.031	1.10
7	0.122	20.1	0.977			"	*0.026	0.017	1.19
12	0.125	20.2	0.922			"	*0.044	0.028	1.15
11	0.145	21.0	0.938			"	0.075	0.047	1.36
55	0.147	22.5	0.961			"	*0.074	0.060	1.41
1	0.155	16.6	0.984			"	0.175	0.110	1.53
13	0.175	20.9	0.948			"	*0.100	0.063	1.66
54	0.200	23.1	0.972			"	0.142	0.089	1.94
5	0.235	19.3	0.981			"	0.284	0.179	2.31
14	0.245	21.1	0.975			"	0.367	0.231	2.39
10	0.285	21.0	0.974		1.10	"	0.442	0.278	2.78
2	0.345	19.0	0.961			"	0.672	0.423	3.32
15	0.358	23.3	0.962	0.084	1.23	A→B	0.648	0.408	3.44
16	0.500	24.2	0.948	0.120	1.30	C	1.06	0.667	4.74
3	0.500	19.0	0.968			"	1.25	0.787	4.84
6	0.690	20.0	0.980			"	1.88	1.18	6.76
17	0.730	24.4	0.981			"	1.88	1.18	7.16
4	0.980	19.0	0.982			E	3.00	1.89	9.62
53	1.04	23.6	0.982			"	2.69	1.70	10.2
18	1.05	25.1	0.997	0.178	1.75	"	3.00	1.89	10.5
9	1.18	21.0	0.974			"	3.83	2.41	11.5
8	1.39	21.0	0.985			"	5.01	3.15	13.7
19	1.47	25.0	0.975	0.246	1.75	"	4.38	2.76	14.3

Case 2

52	0.150	24.7	0.480			A	*0.00028	0.00017	0.722
51	0.180	23.6	0.491			"	*0.0016	0.00099	0.881
50	0.216	23.7	0.485			"	*0.020	0.013	1.04
49	0.262	23.0	0.475			B	*0.025	0.016	1.24
24	0.356	25.5	0.485	0.135	1.07	"	0.066	0.042	1.73
25	0.500	25.7	0.515	0.159	1.14	"	0.308	0.194	2.57
26	0.710	25.1	0.472	0.179	1.36	C	0.517	0.326	3.35
46	0.944	20.6	0.509			"	0.764	0.481	4.80
27	1.01	24.2	0.494	0.198	1.52	E	1.01	0.634	4.99
20	1.04	26.0	0.544	0.219	1.37	"	0.978	0.616	5.66

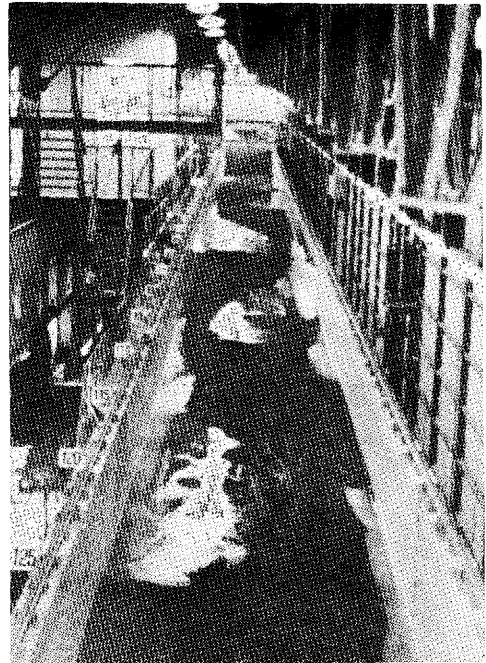
Case 3

44	0.522	22.0	0.218			B	*0.000097	0.000061	1.14
38	0.522	24.0	0.247	0.154	0.99	"	*0.0010	0.00064	1.29
42	0.600	—	0.213			"	*0.00063	0.00039	1.27
37	0.622	24.0	0.250	0.171	1.06	"	*0.0061	0.0038	1.56
43	0.705	22.8	0.221			"	*0.0099	0.0062	1.55
32	0.714	23.5	0.228	0.186	1.05	"	*0.015	0.0092	1.63
36	0.744	23.5	0.241	0.189	1.08	"	*0.012	0.0076	1.79
41	0.802	23.2	0.228			"	*0.027	0.017	1.82
33	0.856	23.0	0.248	0.211	1.17	"	0.134	0.084	2.12
45	0.927	21.5	0.240			D	0.131	0.083	2.21
29	0.980	22.7	0.254	0.248	1.21	"	0.183	0.115	2.49
40	1.11	24.0	0.255			"	0.196	0.123	2.82
34	1.24	24.2	0.261	0.278	1.33	"	0.374	0.235	3.24
35	1.54	24.3	0.269	0.313	1.37	"	0.669	0.421	4.14

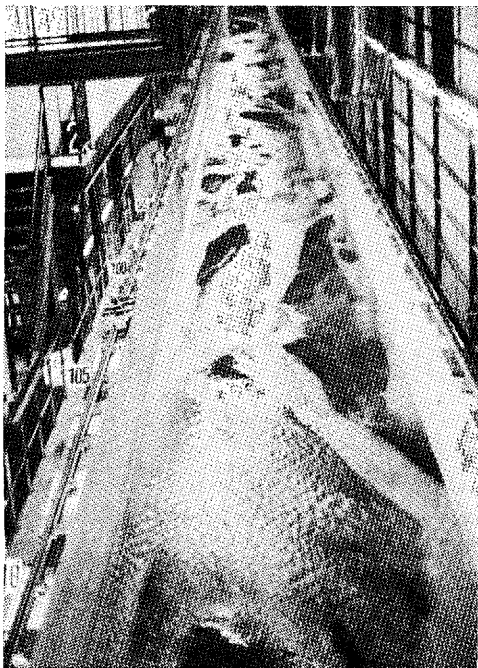
- 1) A: 複列砂礫堆, B: 交互砂礫堆, C: 線状跳水 (trains of antidune waves) を伴う交互砂礫堆, D: 砂礫堆は不明瞭で, 低起伏の砂堆が発達する。E: 砂礫堆は不明瞭で, 波状跳水 (standing waves) が顕著に生ずる。
- 2) a: 流出砂礫量を数10分以上の長時間捕砂して求めた値
b: 流出砂礫量を数秒間捕砂して求めた値
- 3) $\Omega = \rho g Q S$ ここで Ω : 水路の全幅についてのストリーム・パワー (Stream power per total width), ρ : 水の密度, g : 重力の加速度, Q : 給水量, S : 勾配

線状跳水は顕著となる (第5図)。砂礫堆の波長は水路幅の3倍程度といった短かいものも生じ、盛んに流下する。

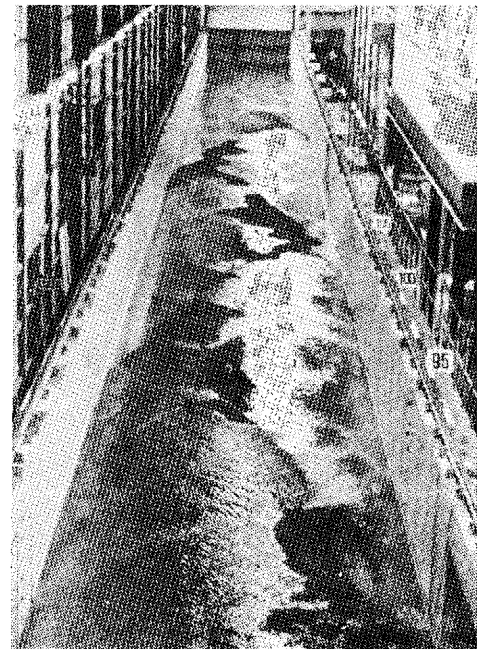
さらに給水量を増すと、水面は全面で跳水し、時おり碎波する。河床には大局的にはなお交互砂礫堆が形成されているが、その背面には、水面の跳水と対応した反砂堆 (antidunes) が発生する。給水量の増大につれて跳水はますます強まり (第6図)、砂礫堆の形成は次第に弱まる (第7図)。



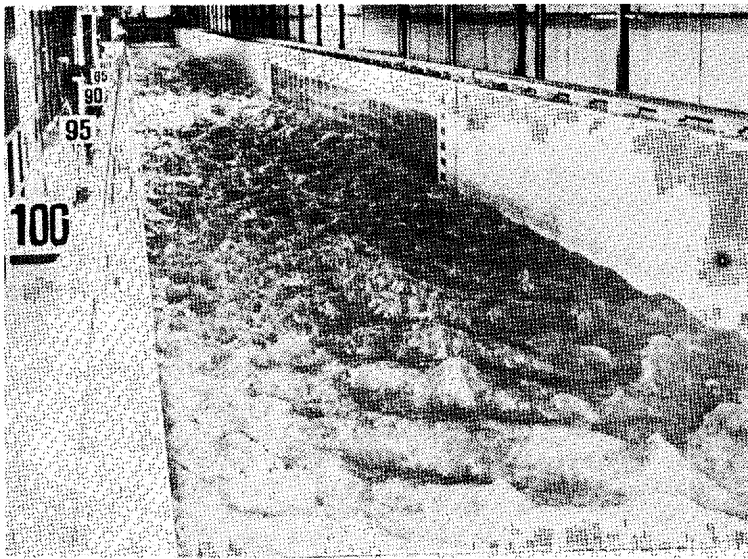
第4図 複列 (二列) 砂礫堆から交互砂礫堆への移行形 Run 15. 勾配 1/100, 給水量 0.36 m³/sec. 停水後, 下流から上流を見る。



第3図 複列砂礫堆と網状流 Run 13. 勾配 1/100, 給水量 0.175m³/sec. 通水中, 下流から上流を見る。



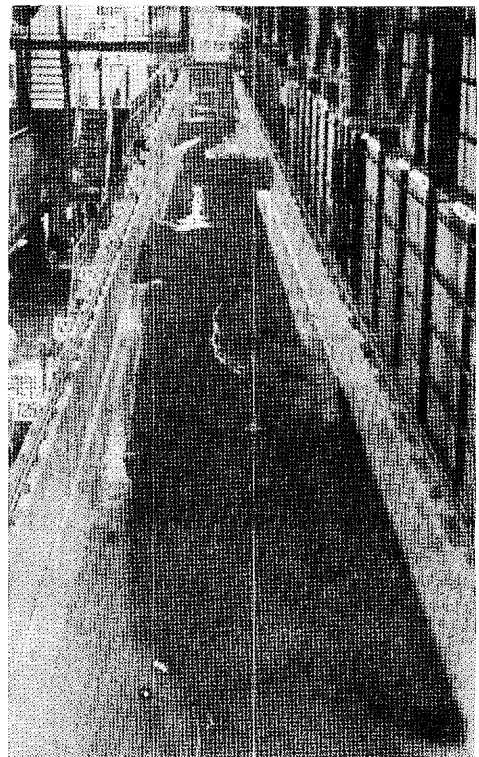
第5図 交互砂礫堆 Run 16. 勾配 1/100, 給水量 0.5m³/sec. 停水後, 上流から下流を見る。



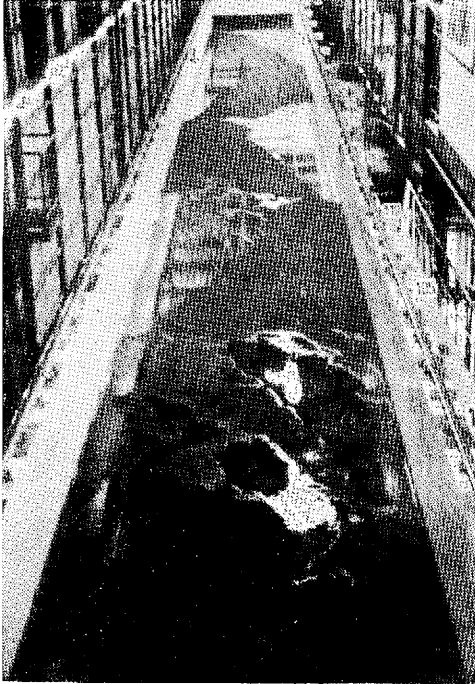
第6図 水面の跳水 Run 9. 勾配1/100, 給水量 $1.2 \text{ m}^3/\text{sec}$, 通水中, 下流から上流を見る。



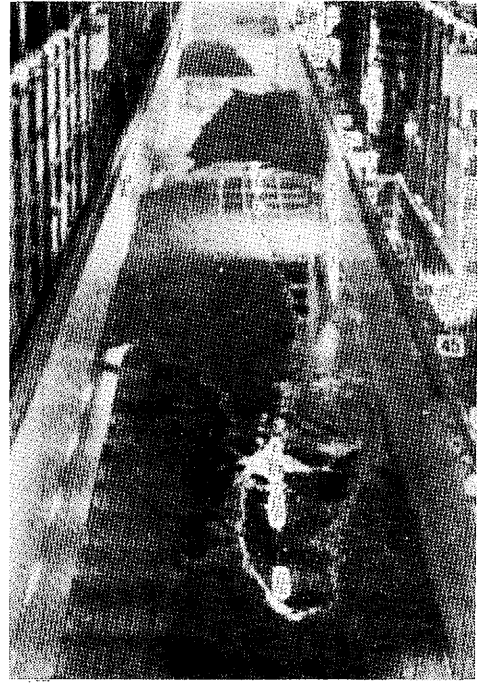
第7図 反砂堆, 交互砂礫堆は不明瞭 Run 19. 勾配1/100, 給水量 $1.5 \text{ m}^3/\text{sec}$, 停水後, 下流から上流を見る。



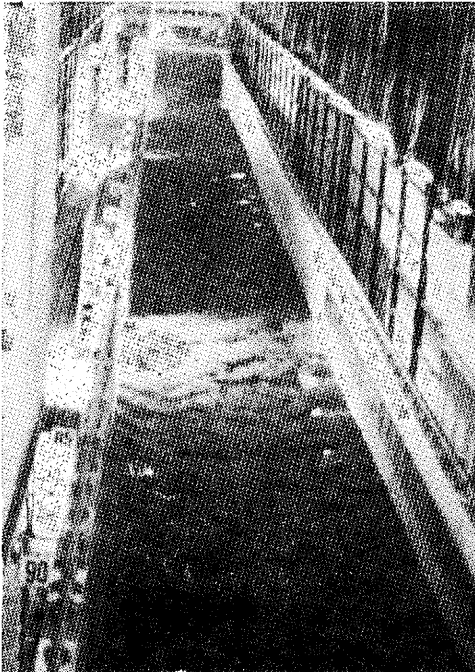
第8図 交互砂礫堆 Run 25. 勾配1/200, 給水量 $0.5 \text{ m}^3/\text{sec}$, 停水後, 下流から上流を見る。



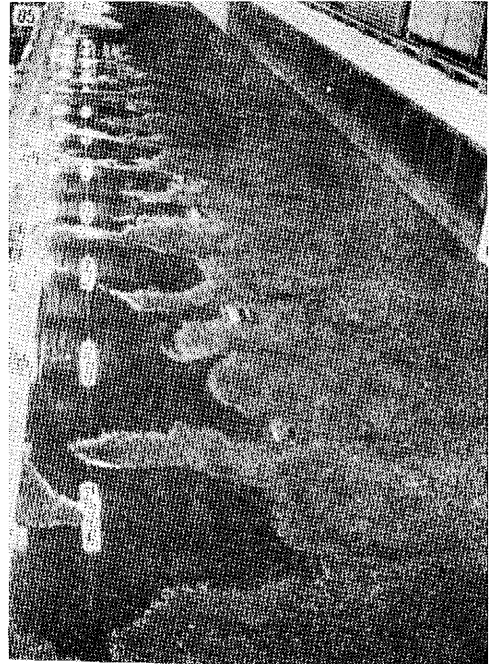
第9図 短波長の交互砂礫堆 Run 20. 勾配 1/200, 給水量 $1\text{ m}^3/\text{sec}$. 停水後, 上流から下流を見る。



第11図 交互砂礫堆 Run 37. 勾配 1/400, 給水量 $0.7\text{ m}^3/\text{sec}$. 停水後, 上流から下流を見る。



第10図 不明瞭な交互砂礫堆と反砂堆(砂堆) Run 28. 勾配 1/200, 給水量 $1.5\text{ m}^3/\text{sec}$. 停水後, 下流から上流を見る。



第12図 低起伏の砂堆 Run 29. 勾配 1/400, 給水量 $1\text{ m}^3/\text{sec}$. 停水後, 下流から上流を見る。

3) Case 2 (勾配 1/200)

勾配1/200のCase 2では、第1表に示したように10のRunについて掃流砂量のデータを得た。給水量が $0.22\text{m}^3/\text{sec}$ 以下では、大局的な河床形態は変化せず、流砂に伴って小規模な舌状砂礫堆が生じた。給水量 $0.25\sim 0.5\text{m}^3/\text{sec}$ では、河床は水路幅の5.5倍前後の波長をもつ交互砂礫堆をなし、給水量が多い場合、一部で水面に波状跳水が弱く発生するが、全体的に穏やかであった(第8図)。

給水量が $0.5\text{m}^3/\text{sec}$ を越えると、交互砂礫堆の波長は水路幅の9倍前後にのび、水面は多少波立つようになって、線状跳水が弱いながら明瞭に発生する。給水量を増すほど、Case 1と同様、交互砂礫堆の形成は不明瞭となる。給水量 $1\text{m}^3/\text{sec}$ では、不明瞭ながらきわめて短波長の交互砂礫堆が生じた(第9図)。給水量を増すほど水面の跳水は顕著になって、河床には跳水に対応した反砂堆(または砂堆)が発生する(第10図)。

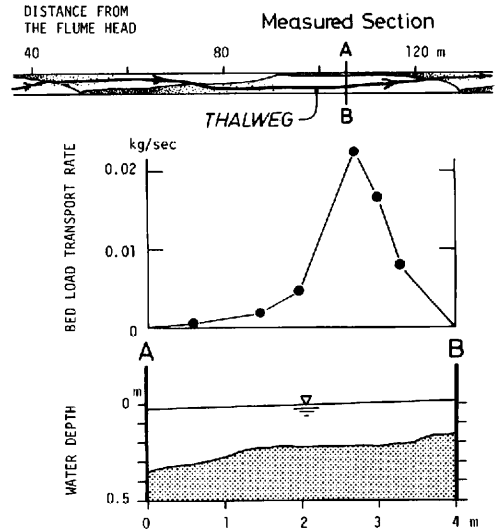
4) Case 3 (勾配 1/400)

勾配1/400のCase 3としては、第1表に示す14のRunについて掃流砂量のデータを得た。給水量が $0.5\sim 1\text{m}^3/\text{sec}$ では、河床は水路幅の7.5~10倍もの長さをもつ交互砂礫堆となる。その背面は全体的に平滑であり、しかもこの砂礫堆はほとんど変形・移動しない(第11図)。

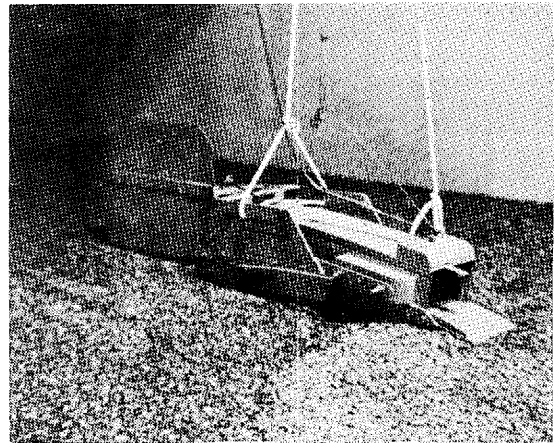
給水量が $1\text{m}^3/\text{sec}$ を越えると、砂礫堆は次第に不明瞭となり、かえって河床の砂堆が顕著となる(第12図)。ただし、砂堆は、波長 $1.5\sim 2\text{m}$ 、波高 $2\sim 4\text{cm}$ といった低起伏のもので、その上を流れる水流には跳水は発生せず、全体に水面の乱れはきわめて小さい。

IV 掃流砂量とストリーム・パワーの関係

河床に砂礫堆が形成されている場合の掃流砂量の横断分布の1例を第13図に示す。掃流砂採取は現地観測用の土研型掃流砂採取器1型(採取口径:幅15cm,高さ10cm,自重30kg)を用いた(第14図)。これにみられるように、河床に砂礫堆が形成されている場合には、水深の大きい部分で必



第13図 掃流砂量の横断分布, 勾配0.00264, 給水量 $1\text{m}^3/\text{sec}$.



第14図 掃流砂採取器(全長1.6m)

ずしも流砂量が大きくない。

水深は小さくとも、主流線の走る部分で流砂量がとくに多い。水深が小さいにもかかわらず、掃流砂量が多いのは、その部分でエネルギー勾配が大きくなっているためと考えられる。しかしながら、現実には水路の中でのエネルギー勾配の分布を測定することは困難である。それゆえ、今回の実験結果のように二次元的の強い流砂現象を、二次元的な流砂現象と同様に取り扱うことは、水深

や流速の値も精度良く求めることができないことから、適当ではないと考える。

そこで、ここでは、Bagnold (1977) にならい水路をひとつの輸送機械とみなして全水路幅についてとらえることにする。水路内における水流による掃流砂強度は、そのシステム内へのエネルギー供給率に依存しているはずであると考えられる。水路への単位時間あたりのエネルギー供給量は、Bagnold (1960) によって、ストリーム・パワーと呼ばれ、次式で表わされる。

$$\Omega = \rho g Q S$$

ここで、 Ω ：水路全幅についてのストリーム・パワー（エネルギー供給率） Q ：流量、 S ：エネルギー勾配、 ρ ：流水の密度、 g ：重力の加速度。各 Run についてストリーム・パワーを算出し、第1表に示した。

2) ストリーム・パワーと掃流砂量との関係

第15図に、各 Run のストリーム・パワー Ω とそれに対応する単位時間あたりの掃流砂量（水中重量） I_b の関係を、各 Case 毎に示した。これにみられるように、 I_b と Ω との関係は各 Case 毎にきわめて密接な関係があるが、各 Case とも2～3の領域に分けられそうである。Iは $I_b \propto \Omega^{10}$ で表わされる領域で、この領域では流砂量はきわめて小さく、河床形の変化もほとんど認められず、河床の砂礫堆背面は平滑である。IIは $I_b \propto \Omega^{5/2}$ で表わされる領域で、流砂量はやや大きくなるが、水面は全体的に穏やかで波立ちは小さく、Case 3のように砂堆が形成されても、その起伏が小さく、水流の乱れが小さい領域である。これに対し、IIIの領域は $I_b \propto \Omega^{4/3}$ で表わされ、Case 1と2のみに認められ、水面に強い跳水が発生し河床には反砂堆が形成される範囲である。

各 Case 毎の Ω と I_b との関係を比較すると、 Ω が同じ場合でも、 I_b は Case 毎に明らかに異なり I_b の値は Case 1 > Case 2 > Case 3 となっている。このように、 Ω が同じ場合、勾配が大きいほど、すなわち給水量が小さいほど、 I_b は大きい。この原因としては、水路の幅が水深の10～数10倍と大きいことから水路側壁の影響とは考えられず

また少なくともIとIIの領域では各 Case とも背面が平滑な砂礫堆という類似の河床形であったので、この原因が河床形の差異によるとは考えにくい。したがって、Bagnold の考えのように、水深のちがいがそのものがこの結果を生ぜしめているのか、あるいは別に他の原因があるのかのどちらかであろう。

V 掃流砂量に及ぼす限界ストリーム・パワーの影響

1) 限界ストリーム・パワー

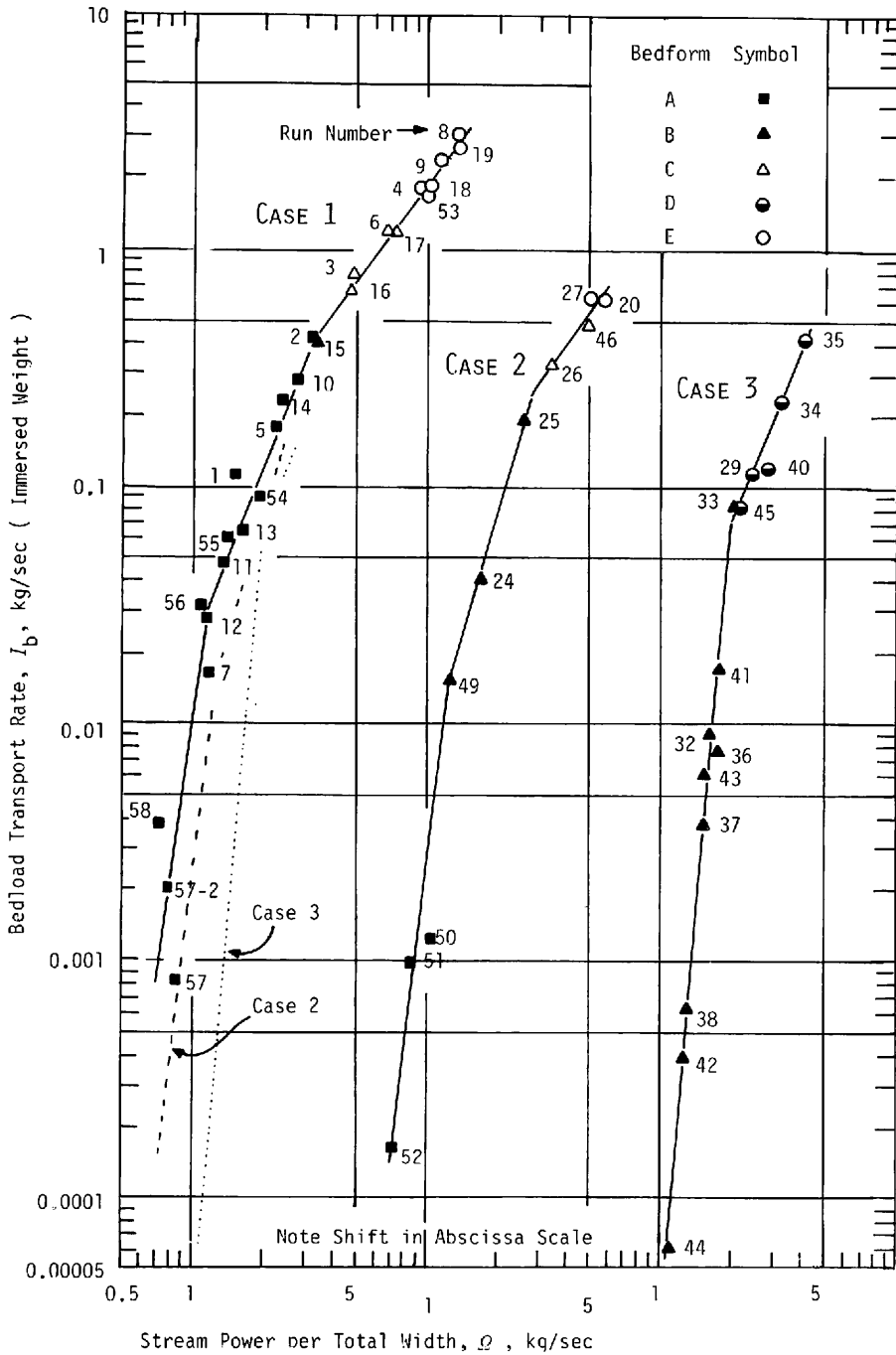
第15図のように I_b と Ω の関係を向対数グラフ上で表わした場合、 Ω がある値以下になると I_b が極端に小さくなってグラフの勾配は著しく急になる。これは Ω がある値以下では流砂が生じないためにはかならない。Bagnold (1977) は、流砂を生じさせるために水路システムに加えなければならないストリーム・パワーの最小値すなわちしきい値を限界ストリーム・パワー (threshold stream power) と呼んだ。

Bagnold (1977) は、限界ストリーム・パワー Ω_0 の値は勾配によって異なることから移動限界摩擦速度 U_{*c} のように、その値を見積ることは困難であるとして、実際には I_b と $\Omega - \Omega_0$ の関係が向対数グラフ上で直線となるように Ω_0 の値を試行錯誤によって求めた。

筆者も、はじめ、この Bagnold の考えを採用し、 $I_b = a (\Omega - \Omega_0)^b$ 、ここで a 、 b は定数、と仮定して Ω_0 を求めて次式を導いた (池田, 1980, Ikeda, 1980)。

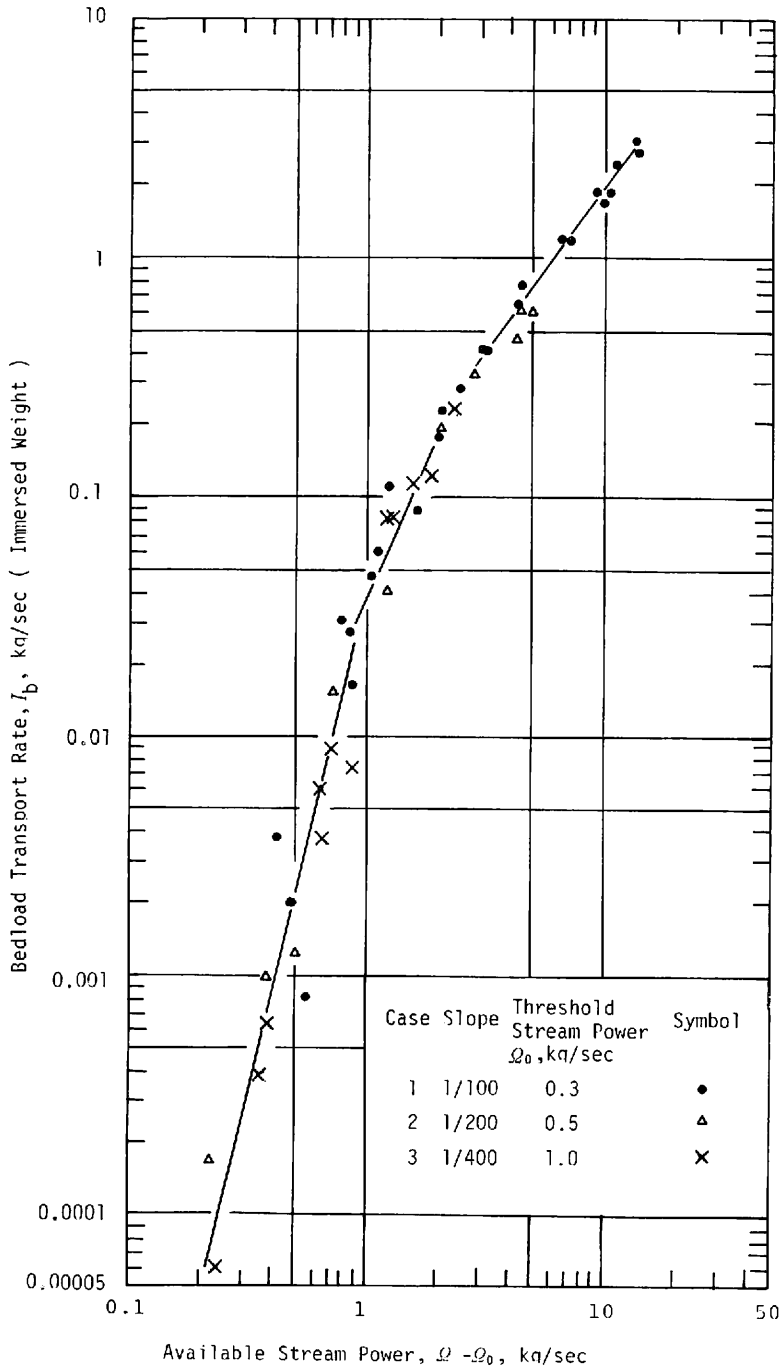
$$I_b = 0.13 (\Omega - \Omega_0)^{6/5} \Omega_0^{-1/5}$$

しかしながら、 Ω_0 の大きさについてのデータを得るために Ω を減少させた実験を追加した結果、 Ω_0 の値は予想をはるかに下まわることが明らかになった。すなわち、第15図から、 Ω_0 の値は Case 1と2では $\Omega_0 < 0.7 \text{ kg/sec}$ 、Case 3 では $\Omega_0 < 1.1 \text{ kg/sec}$ 、また3つの Case を比較すると、Case 1と2の場合の Ω_0 の差は 0.2 kg/sec 、同様に Case 2とCase 3の差は 0.5 kg/sec ほどであることが判る。すなわち、 Ω_0 の値は Case 1 で $0 \sim 0.4 \text{ kg/sec}$



第15図 ストリーム・パワー Ω と掃流砂量 I_b との関係

A : 複列砂礫堆, B : 交互砂礫堆, C : 跳水を伴う交互砂礫堆, D : 砂礫堆不明瞭。低起伏の砂堆が発達,
E : 砂礫堆不明瞭。顕著な波状跳水発生。



第16図 有効ストリーム・パワー $\Omega_0 = \Omega - \Omega_0$ と掃流砂量 I_b との関係

したがって Case 2 で 0.2~0.6 kg/sec, Case 3 で 0.7~1.1 kg/sec の範囲にある。

ここに得られた Ω_0 の値は、平滑床上での値とは著しく異なる。幅30cm, 長さ5.5 mの水路に実験用砂礫を平滑に敷きならした場合は Ω_0 は、勾配によって多少変動するものの、およそ0.5~0.56 kg/sec・m, すなわち4 m幅の水路に換算して2~2.24 kg/sec, 限界摩擦速度 U_{*c} は6~8.4 cm/sec (平均7.5 cm/sec) であった(井口, 1980)。一方、大型水路においても、実験開始時に1/100の勾配をもつ平滑床で Ω が2 kg/sec 以下では砂礫が移動しないことを確かめた。なお、平滑床上における底質の移動限界条件を与える岩垣公式によると、実験用砂礫の中央粒径6.4 mm に対する移動限界摩擦速度 $U_{*c}=7.2$ cm/sec であり、予測値と実測値とは比較的良い一致を示した。

以上述べたように、 Ω_0 には2通りの値があることが明らかである。ひとつは平滑床上で得られる限界値で、局所的な攪乱を極力おさえるように努力しても、流砂が生じてしまう限界にあたる。その意味から、これは上限限界値と呼ぶことが適当と考える。従来一般に限界値として追究されてきたのは、この上限限界値である。

一方、今回の実験で認められた凹凸のある河床上で得られる限界値は、河床にあらかじめ起伏を与えて擾乱を与えても、流砂が生じない Ω の最大値である。これは前者に対して、下限限界値と呼ぶことが適当であろう。履歴性のある河床上での流砂現象に対しては、この下限限界値が重要な意味を持っている。

2) 有効ストリーム・パワーと掃流砂量の関係

上述のように、大型水路システムにおいて、掃流砂が発生するしきい値(threshold)——限界ストリーム・パワー Ω_0 ——が Case により異なることが判ったので、ここでは、水路システムに外から加えられるストリーム・パワー Ω から Ω_0 を差し引いた残余 ($\Omega - \Omega_0$) の一部が実際に掃流砂の輸送に向けられるパワーとみなし、これを Bagnold (1966) にならって、有効ストリーム・パワー (Available stream power, $\Omega_a = \Omega - \Omega_0$) と称す

る。第16図に Ω_a と I_b との関係を示す。なおここでは Ω_0 の値として、Case 1 : 0.4 kg/sec, Case 2 : 0.6 kg/sec, Case 3 : 1.0 kg/sec とした。これをそれぞれ 0.3, 0.5, 0.9 kg/sec としても結果は大差ない。これにみられるように、 I_b は Case (勾配) にかかわらず、 Ω_a の大きさによって、少なくとも I と II の領域については、決められることが明らかである。

すなわち、今回の実験の範囲内で、 Ω が等しい水流では、勾配が大きいほど I_b が大きい原因は勾配が大きいほど Ω_0 が減少するために、その結果として掃流砂輸送に用いられる $\Omega_a = \Omega - \Omega_0$ が増加するためであると結論される。

VI 結 び

以上、幅4 mの大型水路において、中央粒径6.4 mmの細礫を用いて、勾配を1/100, 1/200, 1/400の3通りに変えた一連の掃流砂実験を行ない、水路側壁の影響が小さく、しかも勾配が異なるにもかかわらず河床形の類似したデータを入手した。

そのデータに基づいて、水路システムに外から加えられるストリーム・パワーと水路から流出する掃流砂量との関係に、勾配がどのような影響を及ぼしているかを検討した結果、幅一定の水路にストリーム・パワーが同じ水流が流れる時、勾配が大きい場合ほど、すなわち、水深が小さいほど掃流砂量は大きいことを明らかにした。

その原因は、掃流砂を生じさせるために水路システムに加えなければならないストリーム・パワーの最小値すなわちしきい値(threshold)——限界ストリーム・パワー——が、勾配が大きいほど小さくなるため、結果的に、掃流砂輸送に向けられる有効ストリーム・パワーが増大することによる。

今回の実験は大型水路によるとはいえ、実際の礫床河川に比べても、水深が数分の1~1/10 小く、一樣粒径に近い細礫を用いているため、この結果は、ただちに実際河川における掃流砂量算定に結びつくものではない。とはいえ、より水深・緩勾配の実際の礫床河川の流れても、勾配が

小さいほど限界ストリーム・パワーが大きくなって、結果的に有効ストリーム・パワーが減少し、掃流砂量が小さくなるという現象が起るものと予想される。したがって、ここに新たに提案した、砂礫の移動が生ずる限界ストリーム・パワーについて、とくに河床に凹凸がすでに存在する場合の値である下限限界値についての理解をさらに深めることが望まれる。

謝 辞

本研究を行なうにあたり、御指導をいただいた井口正男教授に心より感謝いたします。実験にあたっては、水理実験センターの小野有五助手、泉耕二・川又良一（現在日本テトラポッド株式会社）・小島豊盛各技官その他多くの院生・学群学生の協力を得た。実験データのとりまとめにあたっては甲斐朋美さんにお手伝いいただいた。これらの方々に厚く御礼申し上げます。なお、本研究は昭和53・54年度の文部省科学研究費試験研究(2)「大型水路における乱流測定法の開発と流砂機構の研究（代表者井口正男）課題番号388027」および昭和54年度の筑波大学学内プロジェクト研究費奨励研究「大型水路による掃流砂機構に関する研究（指導教官井口正男）」を使用した。

文 献

- 池田 宏 (1977) : 大型水路施設計画, 筑波大学水理実験センター報告, (1), 79~84.
- 池田 宏 (1978) : 水路幅と掃流砂量との関係について, 筑波大学水理実験センター報告, (2), 1~7.
- 池田 宏・井口正男 (1979) : 掃流砂量式について, 筑波大学水理実験センター報告, (3), 1~5.
- 池田 宏・小野有五・泉耕二・川又良一 (1979) : 水路床上を転動する固体粒子の移動速度, 筑波大学水理実験センター報告, (3), 7~15.
- 池田 宏・小野有五・泉耕二・川又良一 (1980) : 筑波大学水理実験センター大型水路施設, 筑波大学水理実験センター報告, (4), 55~87.
- 池田 宏 (1980) : 大型水路による細礫の流送実験, 地理予, 18, 50~51.
- 井口正男 (1980) : 『大型水路による細礫の流送実験』昭和53・54年度文部省科学研究費（試験研究2）報告書, 63p.
- 木下良作 (1962) : 石狩川河道変遷調査・参考篇, 科学技術庁資源局資料, (36), 174p.
- 水山高久 (1977) : 山地河川の掃流砂に関する研究, 96p.
- Bagnold, R. A. (1960) : Sediment discharge and stream power, a preliminary announcement. *U. S. G. S. Circular*, 421, 1-23.
- Bagnold, R. A. (1966) : An approach to the sediment transport problem from general physics. *U. S. G. S. Prof. Pap.*, 422-1.
- Bagnold, R. A. (1973) : The nature of saltation and of bed-load transportation in water. *Proc. Roy. Soc., Ser. A*, 332, 473-504.
- Bagnold, R. A. (1977) : Bed load transport by natural rivers. *Water Resources Research*, 13, 302-312.
- Einstein, H. A. (1950) : The bed load function for sediment transportation in open channel flows. *U. S. Dept. Agr., Soil Conservation Service, Tech. Bull.*, 1026, 1-71.
- Emmett, W. W. (1976) : Bedload transport in two large gravel-bed rivers, Idaho and Washington. *Proc. 3rd Inter-Agency Sedimentation Conf.*, 1100-1115 U. S. G. S., Denver, Colorado.
- Graf, W. H. (1971) : *Hydraulics of Sediment Transport*. MacGraw-Hill, 513p.
- Ikeda, H. (1980) : Experiments on the transport of a fine gravel in 4-meter-wide flume. *24th I. G. C., Abstracts* 1, 24-25.
- Leopold, L. B. and Emmett, W. W. (1976) : Bed-load measurements, East Fork River, Wyoming. *Proc. Nat. Acad. Sci. U. S.*, 73(4), 1000-1004.
- Nordin, C. F., Jr. (1980) : Data collection and analysis. In *Application of Stochastic Processes in Sediment Transport* (Shen, H. W. and Kikkawa, H., Ed.), Water Resources Publications, Littleton, Colorado, 2-1~2-25.
- Yang, C. T. (1973) : Incipient motion and sediment transport. *Proc. ASCE.*, 99, HY 10, 1679-1704.