

網状流路の流路変動と流砂量

芦田 和男・江頭 進治・里深 好文・後藤 隆之

VARIATION OF BRAIDED STREAMS AND SEDIMENT DISCHARGE

By *Kazuo* ASHIDA, *Shinji* EGASHIRA,
Yoshifumi SATOFUKA and *Takashi* GOTOH

Synopsis

In mountain streams with very active sediment yields braided channels often form. In such regime, channel varies spatially and temporally, which results in the big variation of the sediment discharge. It is important to know the process of the variation of braided stream channels and sediment discharge.

Flume tests are conducted to investigate such channel process and relating sediment discharge under a constant discharge and sediment supply. Some interesting characteristics of the channel processes are clarified in braided regime. In the channel processes, merging and diverging phases of channels occur alternately and repeatedly in space and time. In merging phase in which only one channel is formed in a section, the channel is rather stable and it changes slowly. On the other hand, in diverging phase in which two or more channels are produced, the channels are unstable.

The width of channel varies periodically in accordance with the phase of the channel, which brings about the periodic change of sediment discharge. In order to estimate the sediment discharge averaged temporally, the average width of the channel should be known. A method predicting the width of channel is developed in terms of the concept of the self-formed channel which is similar to the criterion of the occurrence of alternating bars formation. Applicability of this method is verified by flume data.

1. 緒 言

河川の上流域において広い範囲に土砂が堆積しているところでは、複数の水みちが形成される網状流路となっている場合が多い。このような領域では、個々の流路が不安定で流路変動が起りやすく、流砂もその変動に伴って大きく変動する。流路・流砂の時間的・空間的な急激な変化は、局所的な洗掘や堆積を生み、災害の直接の要因となったり、あるいは災害ポテンシャルを時々刻々と変化させうる。河川沿いに増々社会的財産の集積が進んでいる今日、網状流路の変動特性を解明することは、流砂の不均衡から発生する災害を防止・軽減するための重要な課題となっている。本論では、網状流路と流砂の変動を対象とした解析を行い、流路変動の特性およびその変動と流砂量の変動との関係などを明らかにすることを目的としている。

従来、河道幅全体を流水が流れるような条件下での河床変動や流砂量に関する研究は数多く行なわれており、かなりの成果を得ている。しかし、土砂が広い範囲に堆積し、その規模に対し流量が小さいような

場を対象とした研究はあまりなされていない。そこで本論では、そのような場を対象とし、水路実験を行なう。

すなわち、幅の広い水路に非粘着性の河床材料を敷き、長時間にわたって上流端から給水と給砂を与え、水路幅規模の河床形状や水みちの形態、下流端流砂量等の測定を行なっている。ここで言う「水路幅」とは固定された側壁間の距離を指し、「水みち幅」とは流水が流れている部分の幅を指す。「水みち」とは水路内部に形成される個々の流れの筋のことであり、「流路」とは複数の水みちから構成される流れの系全体を指すものとする。使用する土砂はほぼ一様であり、流砂は掃流砂のみを考えている。得られた実験結果を基に、スペクトル解析¹⁾(最大エントロピー法)等を行なうことによって、流路変動のプロセスや流砂量変動と流路変動との関係等に関して考察を加えている。実験結果より、流路変動のプロセスの中で、流路が集中し変動が比較的遅い状態が存在することが明らかとなった。この時の流れの特性値を用いれば平均的な流砂量を評価できる。流砂の予測を行なう上で重要なパラメーターとなる水みち幅は、従来、レジーム則などで予測されてきたが、物理的な根拠に乏しく、次元を持っているため、適当な方法とはいえない。そこで、本論では、中規模河床形態の発生限界²⁾に基づく新たな水みち幅の推定式を提案した。この式の妥当性は水路実験の結果やレジーム式との比較から検証されている。

2. 実験条件と実験方法

実験は、Fig. 1 に示すように、幅 1 m、長さ 12 m の直線水路を用いた。長さ 8 m の区間に一様な砂を平坦に敷き詰め、上流端から一定量の給水と給砂を行なう。上流端での土砂の堆積を防ぎ、かつ、流入による洗掘の影響を軽減するため、水路上流端に Fig. 2 に示すスロープを取り付け、その中央部、幅 20 cm の部分から給砂と給水を行なった。この部分には使用した砂と同じものを張り付け、粗度を与えている。使用した砂の粒度分布を Fig. 3 に示す。実験条件は Table 1 に示されている。Q は流量、 Q_B は給砂量、 d_{50} は中央粒径、 i_0 は水路勾配、 i_* は後述する平衡河床勾配である。

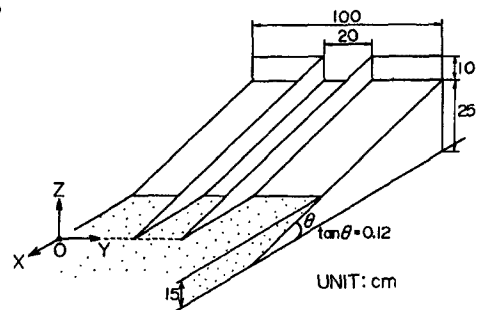


Fig. 2. Intraductory reach at the upstream end of the experimental flume.

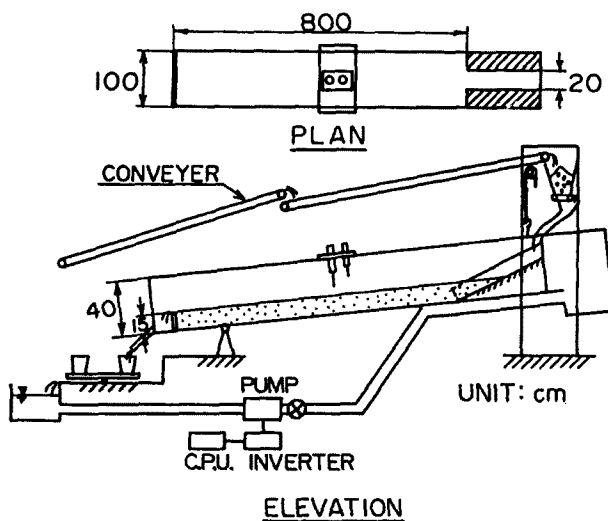


Fig. 1. Experimental flume.

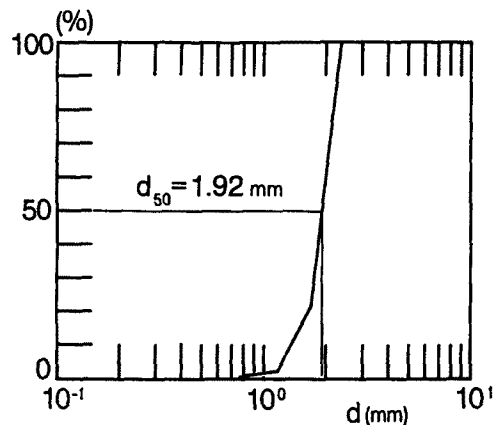


Fig. 3. Grain size distribution of sand employed for the experiment.

水路下流端における流出土砂を5分間隔で全量採取・計測し、それに基づいて下流端流砂量を求めた。その結果を Fig. 4 に示す。これを見ると、RUN-B で初期に

において流出量が給砂量を下回っているが、時間の経過とともに、RUN-A、RUN-Bとも平均的な流砂量が給砂量とほぼ釣り合うようになっている。すなわち、ある平衡状態が現われていると言える。

実験を通して流路の変動を記録するために、10分間隔で水路の上方から写真撮影を行なっている。この時、流水中に染料（ローダミン）を混入し、水際を鮮明に判別できるようにした。さらに、通水停止直前には、1 cm四方の蛍光色の浮子を流し、写真撮影を行なった。写真から移動距離を読み取るにより、表面流速を知ることができる。一方、約30分間隔で流況のスケッチをとり、写真では判断できない河床

Table 1. Experimental condition

	Q (cm ³ /s)	Q _B (cm ³ /s)	d ₅₀ (cm)	i ₀	i ₁
RUN-A	1000	5.38	0.192	1/20	1/19.6
RUN-B	3000	6.02	0.192	1/50	1/45.4

Table 2. Time table for measuring profiles of bed surface

RUN-A	RUN-B
15min	40min
3hr	4hr
6hr	10hr
9hr	16hr
14hr	
18hr	
22hr	

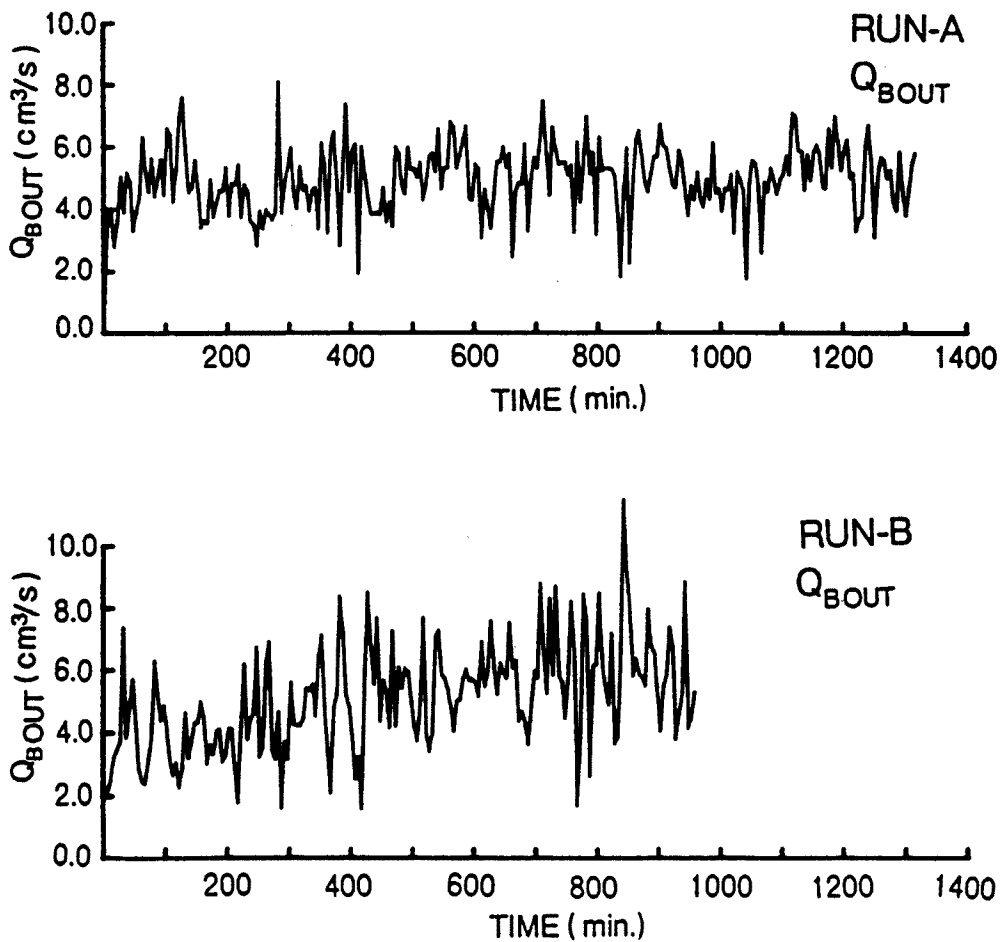


Fig. 4. Temporal variation in the sediment discharge at the downstream end.

の状態や流砂の状況の記録を行なっている。

河床位は、通水を中断して、連続式河床計を用いて横断方向に計測した。計測断面の間隔は、 x 軸方向に 20 cm である。これにより、 x, y, z 方向の各座標を記録し、河床の縦・横断形状、等高線などを作成することができる。河床を計測した時刻は Table 2 に示している。水位の計測は行なわず、横断面図に写真から計測された水面幅をのせることによって水深を求めている。

3. 流路変動に関する考察

3.1 水路幅規模の河床形状

Fig. 5 に各時刻における河床の等高線と流況を示す。等高線は、計測された横断河床形状を基に作成されている。等高線の間隔は、RUN-A が 1 cm, RUN-B が 0.5 cm である。流況は写真とスイッチを基に作成された。図中の矢印は流れの方向を示し、実線は水際線、破線は水没した砂州の前縁を示している。

RUN-A における河床形状の変動過程を概説する。通水開始直後は、ほんの薄い流れが水路幅全体を覆い、まもなく、複数の砂州が流れの中に形成される。その後、流水が集中し始め、河床の一部が水面上に現われる。やがて、水路内部には、水路幅の数倍の波長を持つ交互砂州状の形状が現われてくる。ただし、従来取り扱われてきた交互砂州は水路幅全体を流水が流れるような条件下で形成されるものであったが、この実験においては、流水が水路全体を流れたのは通水開始直後のわずかな時間だけであって、その時には水路幅内部に複数の砂州が形成され、単列の砂州の形態は認められなかった。しかし、通水を続ける内に、単列の交互砂州に似た河床形状が出現する。その形状は時間の経過とともに徐々に発達し、流れに大きな影響を与えるようになっていく。この発達過程は、水路内部に形成された水みちの変動に密接に関係しているものと思われるが、水みちの変動については次節で詳細に述べる。この交互砂州状の河床形状の発生機構や発達機構は従来の交互砂州とは異質のものと考えられるが、以後簡単のためこれも交互砂州と呼ぶ。砂州の形成過程において、浮き州が現われるまでは、流水と河床のインタラクションにより、砂州の形成・発達が起こる。これに対し、水みちが形成され、浮き州が現われた後には、水上に露出した浮き州と水みちとの相互作用によって、砂州は発達すると思われる。

交互砂州状の河床形状が発達する原因の一つは、砂州の上の水みちの変動が左右非対称であることだと思われる。上流端付近において、水みちは主として右岸から左岸へと側岸を侵食しながら振れていく。ここで注意すべきなのは、平均的にみて左岸の方が右岸より河床が高いということである。すなわち、流路は低い方から高い方へ振れているのである。この原因については、導流部分の影響かとも思えるが、スロープの横断方向への傾きなども認められず、流入部での流水の偏りも見られなかった。あるいは、後で述べる浸透流の影響であるかも知れないが、この問題については、今後課題を残している。交互砂州は水みちの変動にともなって、多少変化するものの、一定の方向に移動する様なことはなく、その規模・位置ともに大きく変化する事は無かった。

RUN-B における河床形状の変動過程も大筋では RUN-A と大差無い。違いとしては、形成される交互砂州の波長が若干長くなることが挙げられるが、流量が大きく、水みちの幅が広いことに起因しているかもしれない。

3.2 水みちの変動特性

通水を開始すると、流路内に複列砂州が形成され、その深くなった部分に水が集中する。これによって砂州の一部が水面上に現れ、水みちが形成される。水みちの本数や幅は時間的にも空間的にも大きく変化する。一定の給砂と給水が続けると、下流端の平均的な流砂量が給砂量と釣り合うような平衡状態が現われる。平均的に平衡状態における水みちの変動は次のようであるといえる。前節で述べた交互砂州の前縁

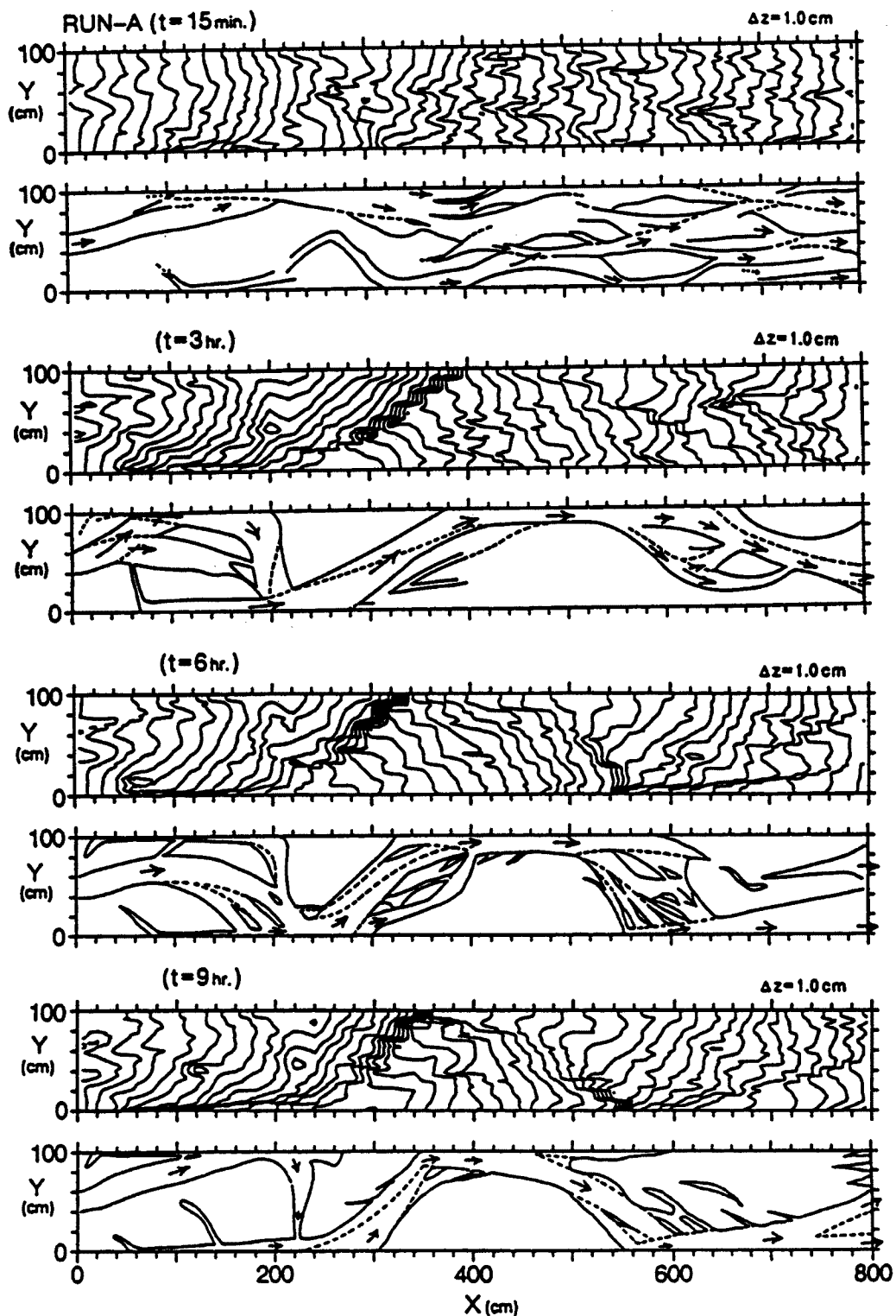


Fig. 5.(a) Contour line of bed surface and channel pattern (RUN-A).

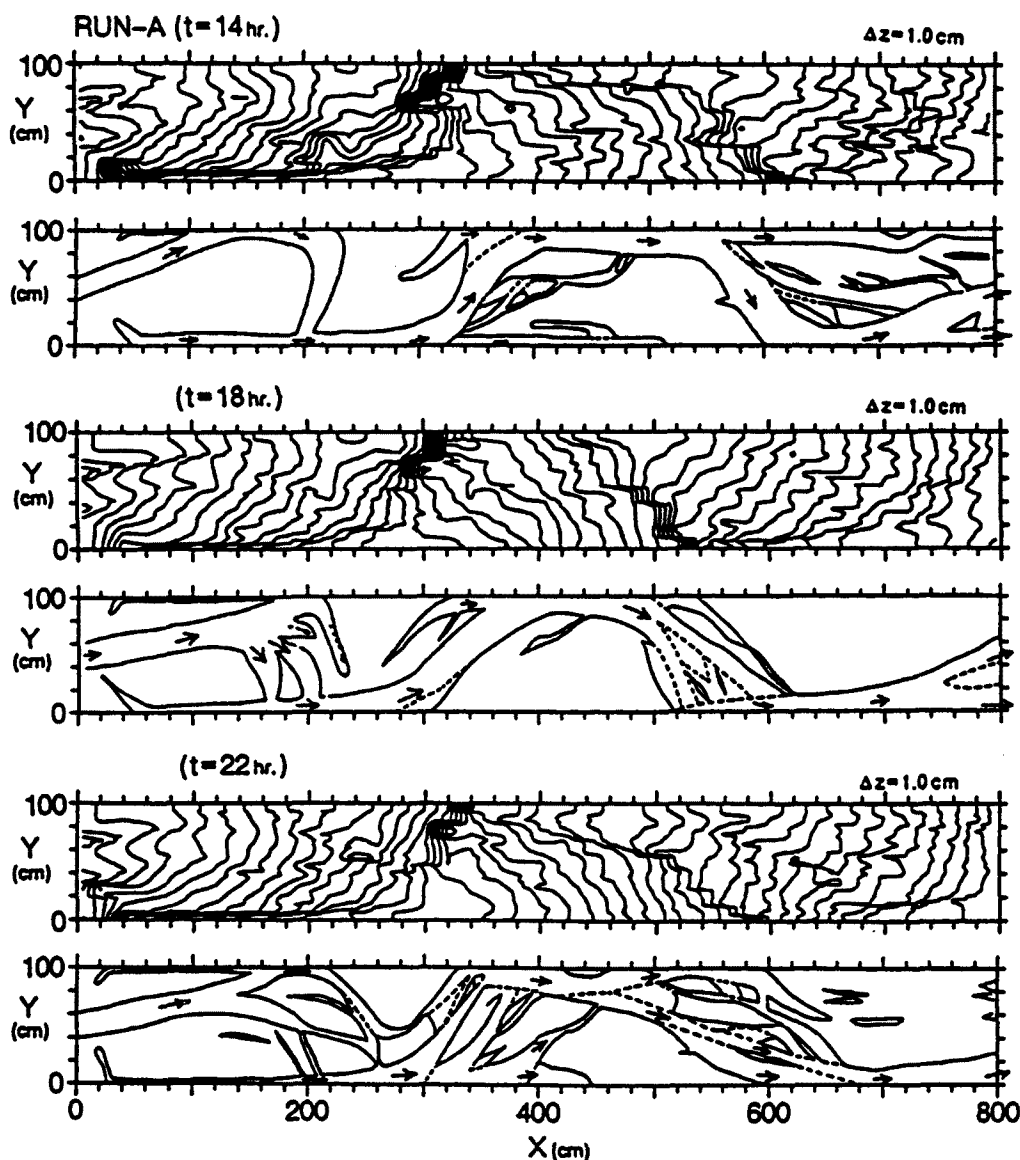


Fig. 5.(b) Contour line of bed surface and channel pattern (RUN-A).

部に沿って水みちが存在する場合、水みちは集中し易く、水深が大きくなり、その変動は比較的緩慢である。交互砂州の上に水みちが乗り上げている場合には、水みちは不安定で、水深は小さく、本数は幅は刻々変化する。その理由としては、砂州の谷線は集中したところでは掃流力が大きく、流入する流砂が比較的整然と輸送されるのに対し、砂州の高い部分の流れている場合には、勾配が緩いため堆積現象が起こり易くなり、局所的な堆積現象によって流路が変動し易くなることが挙げられる。

平衡状態における水みちの変動はある周期を持って繰り返されていると考えられるが、それを知るために、各断面における水面幅の時間的変化を調べた。その結果は Fig. 6 に示されている。ここで言う水面幅とは、写真から読み取られた、実験水路に直交する方向の水面の幅の合計のことである。従って、厳密には水みち幅を表わしているとは言えないが、水みち幅の変動周期を間接的に知ることは可能である。これを見ると、流量の大きい RUN-B においては全体的に水面幅が広いために若干曖昧ではあるものの、

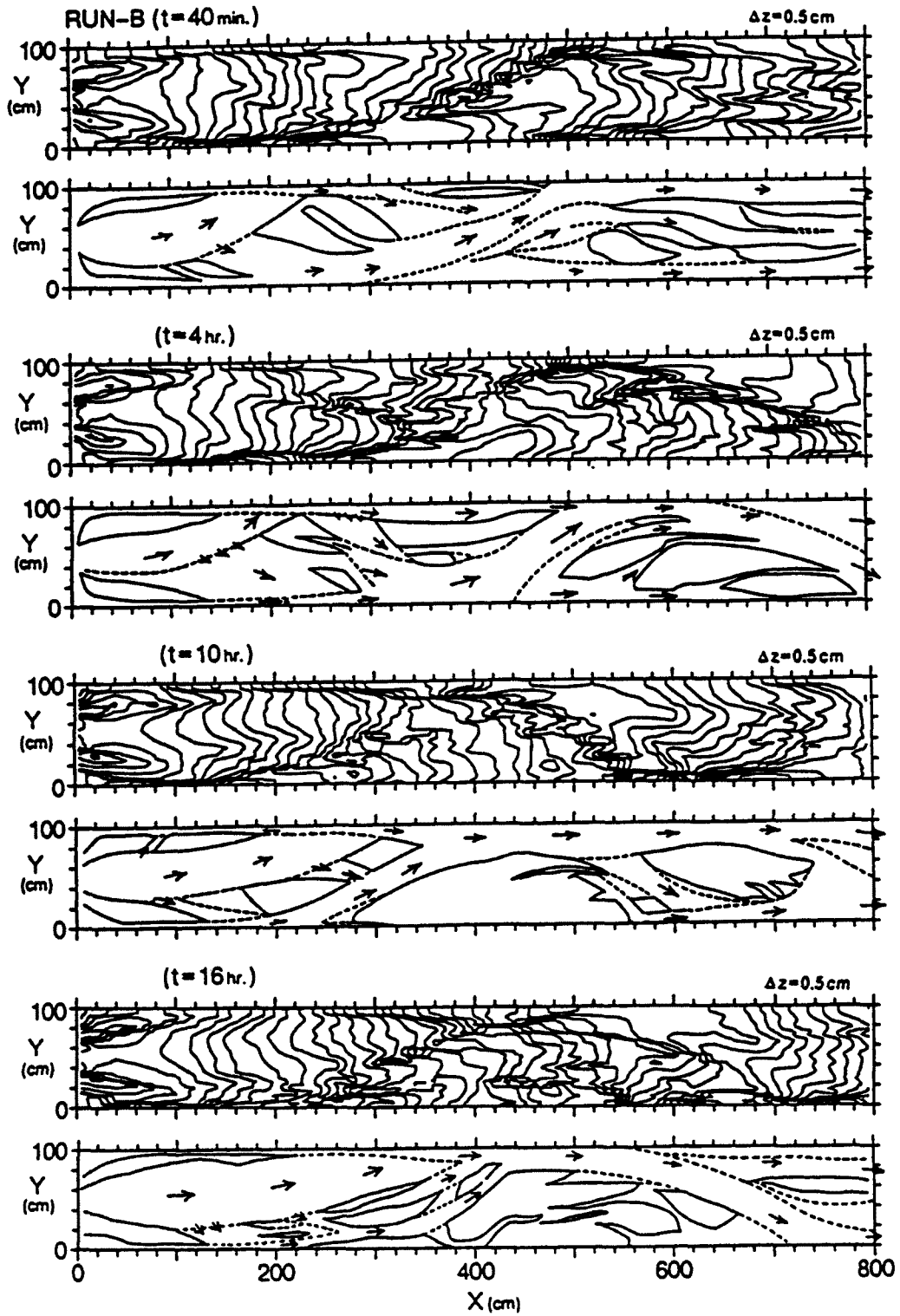


Fig. 5.(c) Contour line of bed surface and channel pattern (RUN-B).

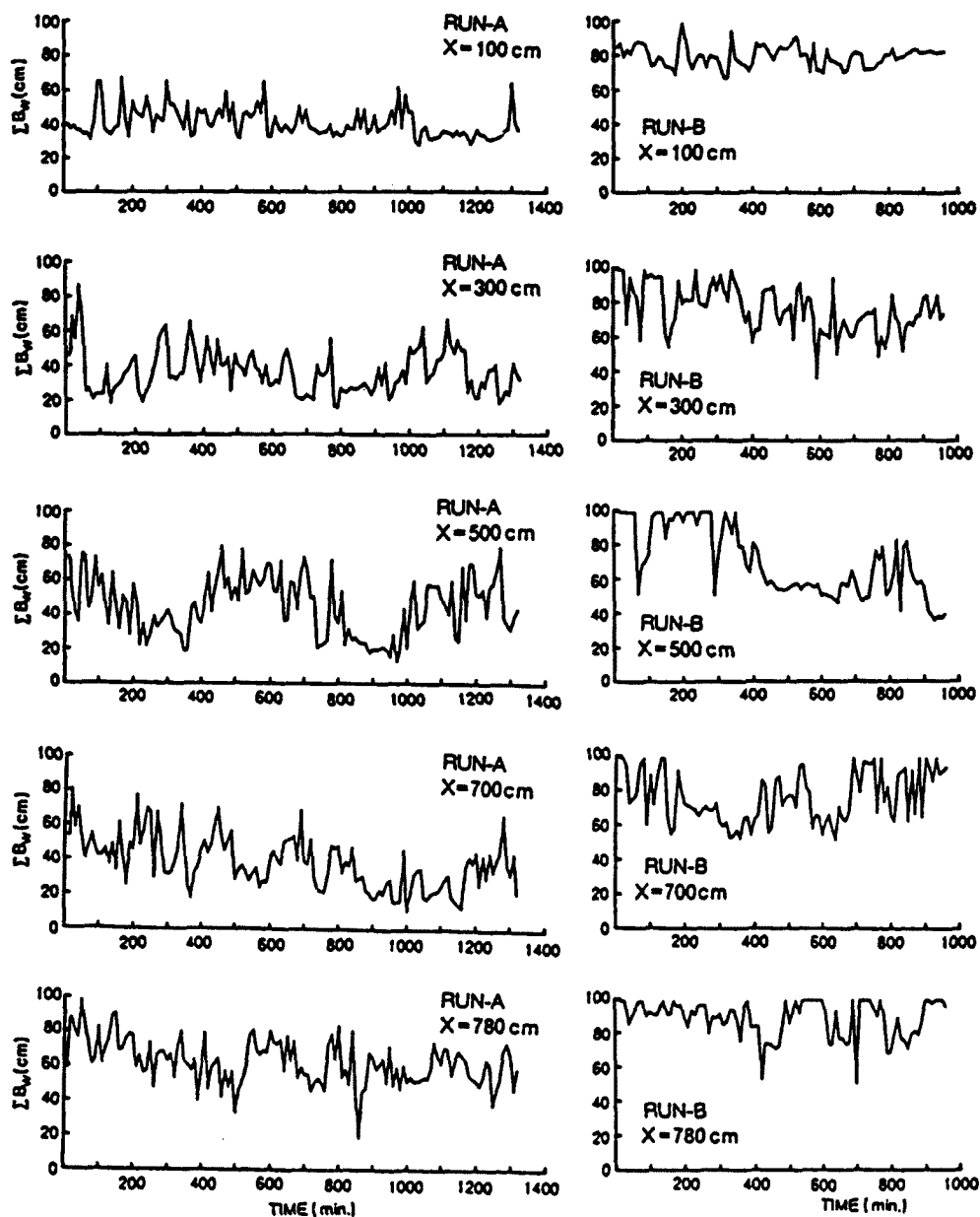


Fig. 6. Temporal variation in the width of water surface.

かなり周期的な変動が現われていることが分かる。この周期と流砂量変動の周期は対応していると思われるが、これについては後述する。

3.3 流路変動のプロセス

上述のような水みちの変動に着目した考察によれば、複数の水みちが形成される条件下での流路変動のプロセスは Fig. 7 のようである。すなわち、流水の集中が起こっている水みちにおいて、側岸における掃流力が限界掃流力を越えている場合には、側岸が侵食されて水みちの拡幅が起こる。拡幅が進むと、側岸から侵食される土砂量と、2次流等によって側岸に運ばれ堆積する土砂量とが釣り合う状態になる。このような流路の状態では、変動速度は小さく、水みち幅は流下方向にほぼ一様となる。やがて、流れの不

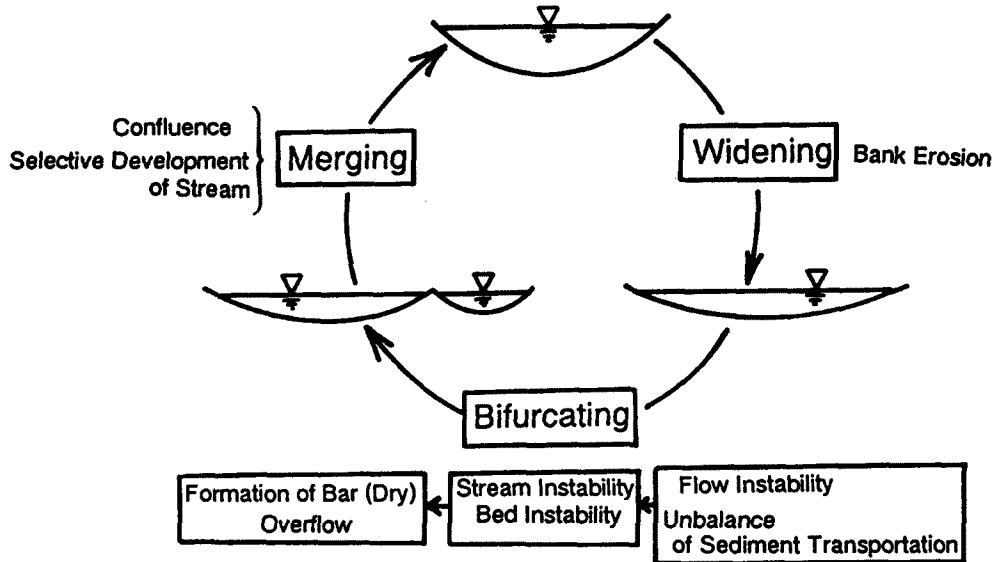


Fig. 7. Schematic processes of channel variation.

安定や流砂のアンバランスが発生し、流路・河床が不安定になるために、水みち内部に砂州が形成される。この砂州が発達すると、浮き州になったり、あるいは、側岸を流水が越流したりするようになる。これによって、水みちの分裂が起こる。この際、その断面に供給される土砂の条件が大きく影響する。流入する土砂が少なければ、不均質な堆積が発生しにくいために、水みちの分裂は起こりにくくなる。反対に、土砂の流入量が多いほど、水みちの分裂は起こり易くなり、急激な流路の変動が見られる。水みちの分裂が進むと、ある水みちの掃流力は限界掃流力以下となり、堆積により水みちそのものが消滅したり、複数の水みちが合流したりするようになる。このようにして流路の集中が起こる。

以上のようなプロセスを、時間的にも空間的にも繰り返しながら、流路は変動している。今後、各素過程やその遷移現象についてより詳しい研究が必要である。

3.4 浸透流の影響

浸透流が流路変動に与える影響は、実際には河床材料に微細粒子が含まれているために、それほど問題とはならないかもしれない。しかし、一様な粒子を用いた本論の実験において、浸透流の影響と思われる興味深い現象が見られた。これについて考察を行なってみよう。

浸透流は、勾配の大きいRUN-Aに特に顕著であった。Fig. 8はRUN-Aの上流側2m区間の流路の変動を示したものである。河床全体の傾向としては、交互砂州が形成されているため、右岸側(図の下側)が低く、左岸側(図の上側)が高くなっている。(a)の状態では流路は流入地点Aから左岸側のB地点へと流れ、側岸に衝突している。ここで大きく流向を変え、水路にほぼ直角な流れとなって、C地点へ向かう。この時、B点の標高が周囲に比べかなり高いために、浸透流が発生し易い。そのため、A点からB点を経てC点に至る間に水みち内部の流量がかなり減少する。そのために、B点周辺において堆積現象が発生し易くなっていると思われる。これは、前述の交互砂州の形成の要因となっている。浸透流の存在は、D地点からC地点へ向かう流れによっても明らかである。この部分では固定側壁に沿って深い水みちが形成され、その幅は流下方向に大きくなっている。流下に伴い流量が増加していることが目視でも明瞭にみられた。A点からD点へは表面流は存在しないから、D点からC点へ向かう流れはすべて、浸透流として主流部から失われたものが再び表面に現われたものであることが分かる。流量の比率は明確には判明していないが、浸透流は、主流部の流量の数%から10%程度であろうと思われる。(a)から

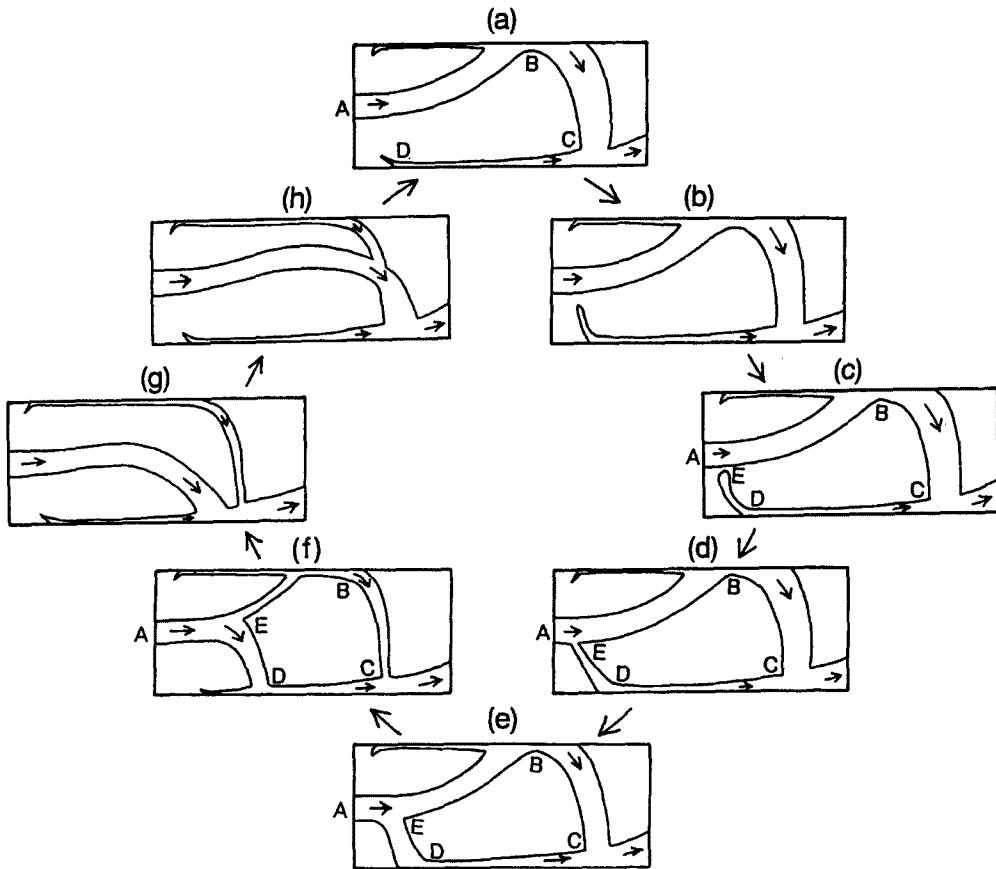


Fig. 8. Temporal variation of the channel pattern in the 2m reach at the upstream end of the experimental flume.

(c) にかけて、A 点から B 点を経る流れは殆ど変化せず、左岸側全体に堆積が進む。この間、E 点のガリの源頭部状の部分は浸透流によってゆっくりと侵食され、徐々に A 点へと近づいて行く。やがて、主流部の側岸が破堤し、流水は急激に E 点から D 方向へ流入する ((d) の状態)。E 点と D 点間の勾配は大きく、E 点から D 点への流量は急速に増加し、水みちは拡幅する。それに伴い、B 点の流量は減少し、枯渇する事もある。((e) から (f))。新しく形成された主流路は、左岸側を侵食しながら、(g) から (h) のように、左岸方向へ振れていく。この一連の過程の周期は数十分程度であり、通水中、常に繰り返されている。また、下流域についても、それほど顕著ではないものの、同様の現象が確認された。

主流路が常に左岸方向へ振れる理由については課題を残すものの、このように浸透流と係わりながら、水みちが水路幅の規模を持つ河床形状を形成して行くことは、たいへん興味深い。

4. 流砂量変動

実験において、任意の断面を通過する土砂量を計測することはかなり困難である。そこで、本実験では、下流端に流出する土砂量を計測し、Fig. 4 に示したような結果を得ている。これを見ると、各ケースにおける下流端流砂量は、平均的には給砂量とほぼ釣り合っているが、様々な周期の合成された波形を描いている。この変動は前述の流路の変動と深く関わっていると思われる。そこで、前述の下流端流砂量と各

断面における水面幅の時間的変動を対象として、最大エントロピー法を用いたスペクトル解析を行ない、それらの変動特性に関する考察を行なってみよう。

Fig. 9 にスペクトル解析を行なった結果を示す。流砂量の変動のスペクトルには、RUN-A で 220 分および 90 分程度の周期にピークが見られ、特に前者が卓越している。RUN-B では、100 分、50 分、40 分程度の所にピークがある。しかし、RUN-A ほど顕著ではない。

RUN-A の水面幅の変動のスペクトルについてみると、 $x=100$ cm、 $x=780$ cm においては顕著なピークはみられない。これは、上・下流端の影響によるものと思われる。中間の断面については、かなり顕著なピークが認められる。水路下流端から 1 m 上流の $x=700$ cm においては、下流端流砂量の変動の卓越周期 220 分とほぼ一致する明瞭なピークが確認される。このことから、流路変動と流砂量の変動が密接に関係していることが判明した。実験中の計測結果より、下流端で水面幅が大きくなったときに流出土砂量が増加することが分かっているので、流出土砂量の時間変化と、 $x=700$ cm における水面幅の時間変化とを比較することにより、 $x=700$ cm から下流端 ($x=800$ cm) まで砂州の位相が伝播するのに必要な時間を割り出すことができる。これによると、両者の変動は、約 100 分ずらすとよく一致した。したがって、この実験では流路変動の位相は 1.2 m/hr の速度で下流へ伝播しているものと思われる。これは大きな規模の河床形状の伝播速度と対応するものである。

次に、 $x=300$ m、500 m の断面についてみると、スペクトルに長周期のものが明瞭に現われている。これは、流路が集中・安定している時期と分裂している時期とが交互にかなり長い間隔で現われるという観測結果とも一致している。すなわち、水路幅規模を持つ交互砂州の挙動に対応する周期が現われていると言えよう。より短周期の卓越周期は水みちの内部に形成される小規模な河床波等によるものであると考えられる。

RUN-B では、流出土砂量と $x=700$ 、780 cm 断面との間にあまり明瞭な関係は見られない。これは、流量が大きいために、水面幅が水路幅全体にわたっている場合が多いために、流砂量と水みち幅との関係が不明瞭になっているためだと思われる。各断面についてみると、比較的長周期のスペクトルが卓越している。これらの地点では、大きな砂州が形成され、比較的安定した流路が形成されていた。

RUN-A では、RUN-B と比較して、各断面の水面幅や流出土砂の周期的な変動の関係が明確に理解できる。RUN-A は流量が小さいために、水面幅が水路全体にわたることは少なく、それぞれの水みちに対応した水みち幅が形成されている。それゆえ、土砂の輸送能力と水面幅との対応がつきやすくなっていると思われる。それに対し、RUN-B では水面幅が水路幅全体にわたっていることが多く、かつ、側岸に沿って流れている場合が多いために、流量に対応した水みち幅が形成されにくくなっている。したがって、水面幅と流砂変動との対応がつきにくいと思われる。

5. 流れの抵抗と流砂量

本研究では、河床材料の中央粒径が約 2 mm であるのに対し、水深がその数倍から 10 倍前後となっている。本章では、このような相対水深の小さい場における流れの抵抗や流砂量に対して、これまでに提案されてきた式がどの程度適用できるかを考察する。

5.1 抵抗則

前述のように、適当に抽出した地点において、写真から読み取った浮子の移動距離をもとに表面流速を求めた。それぞれの地点の河床面に垂直な方向の水深を河床横断面図と水面幅から算定した。同時に等高線図をもとに、流れ方向の河床勾配を測定した。

これらのデータをもとに、次の対数則を用いて、各地点における河床の相当粗度 k_s を算定した。

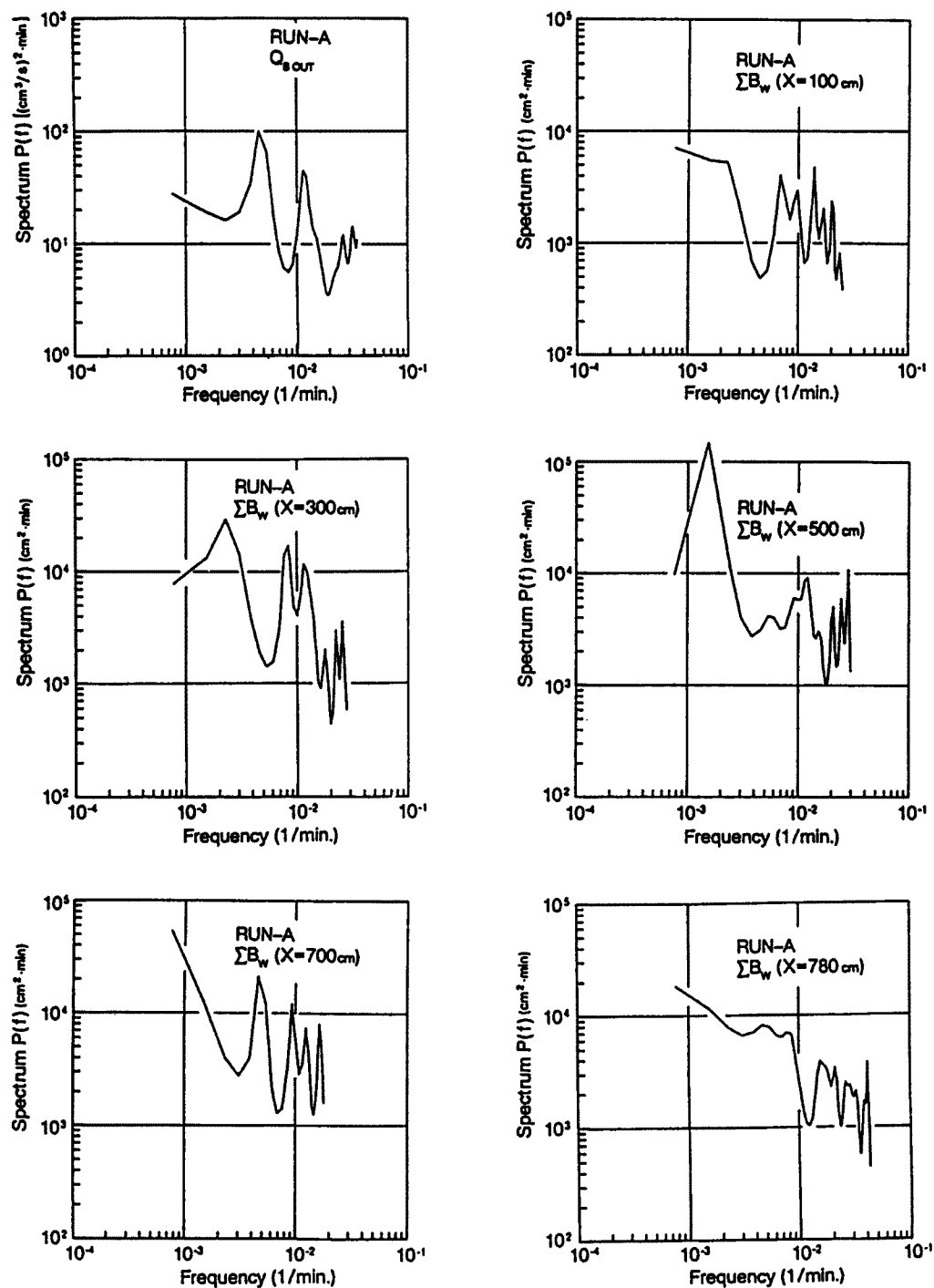


Fig. 9.(a) Spectrum of the temporal variation in the sediment discharge and the width of water surface (RUN-A).

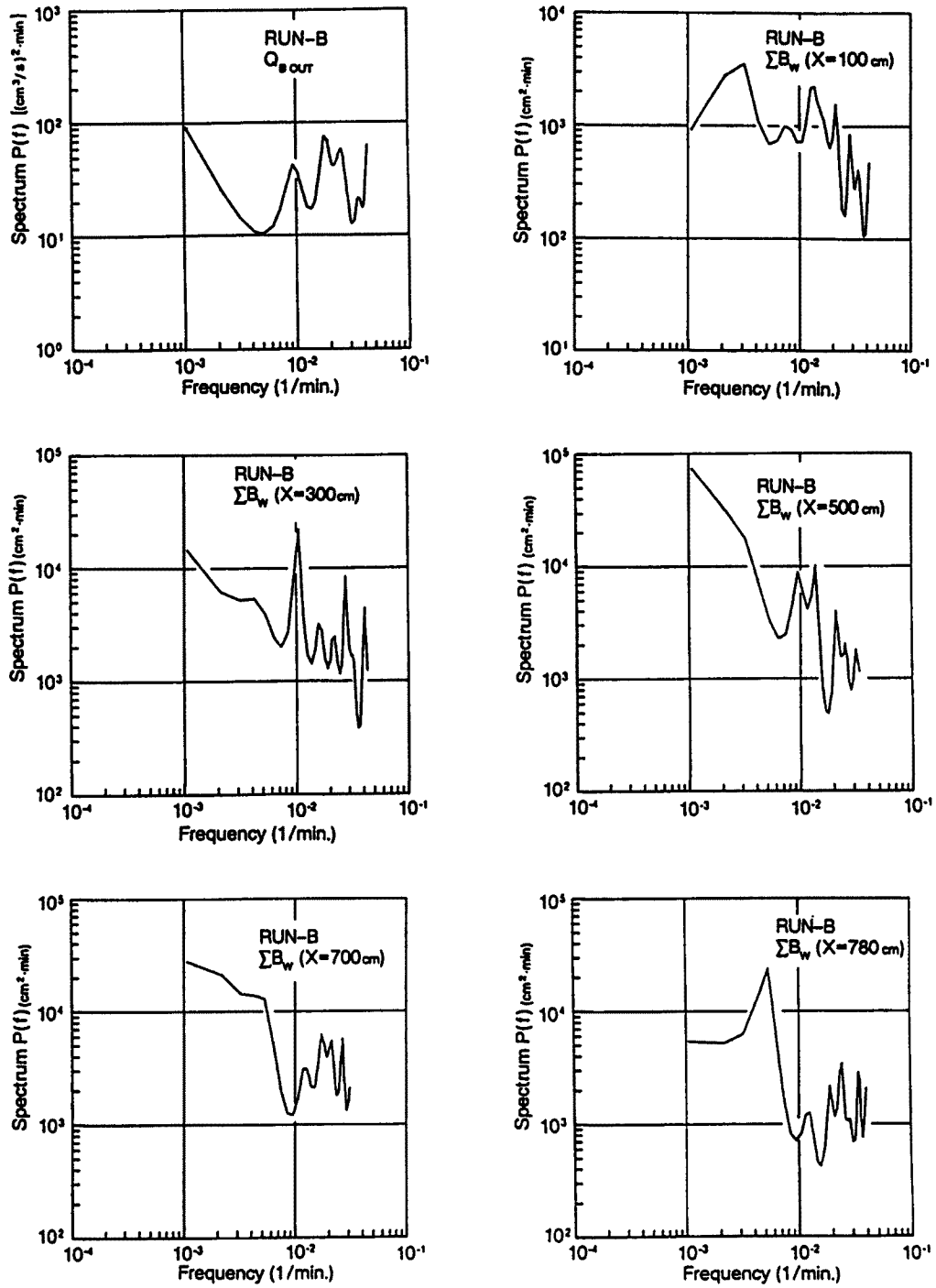


Fig. 9.(b) Spectrum of the temporal variation in the sediment discharge and the width of water surface (RUN-B).

$$\frac{u_s}{u_*} = 8.5 + 2.5 \ln \frac{h}{k_s} \dots\dots\dots (1)$$

ここに、 u_s : 表面流速, h : 水深, u_* : 摩擦速度 ($=\sqrt{ghi}$), g : 重力加速度, i : エネルギー勾配である。いま、エネルギー勾配は近似的に河床勾配で与えるものとする。

k_s/d と h/d との関係を Fig. 10 に示す。相当粗度は一般に粒径 d と同じオーダーであると言われているが、本実験においては全体に小さな値となっている。その原因について考察してみよう。

上述のように、本実験では相対水深が小さいために、水深のとりかたに留意する必要があると思われる。Fig. 11 に示すように、流動層内部には、水流層 h_w と掃流砂層 h_s とが存在し、実際的水深 (流動層厚) h_T は、 $h_T = h_w + h_s$ となっている。しかし、河床形状の計測時には、通水を停止しているため、水深は h' として計算され、実際的水深とはかなり異なっていると考えられる。従来、相対水深の大きい流れでは、掃流砂層に比べ、水流層が十分大きいために、 $h_T \approx h'$ として取り扱われてきた。しかし、本実験のように相対水深が小さく、かつ、活発な流砂が存在している場合には、掃流砂層が無視できなくなる。そこで、

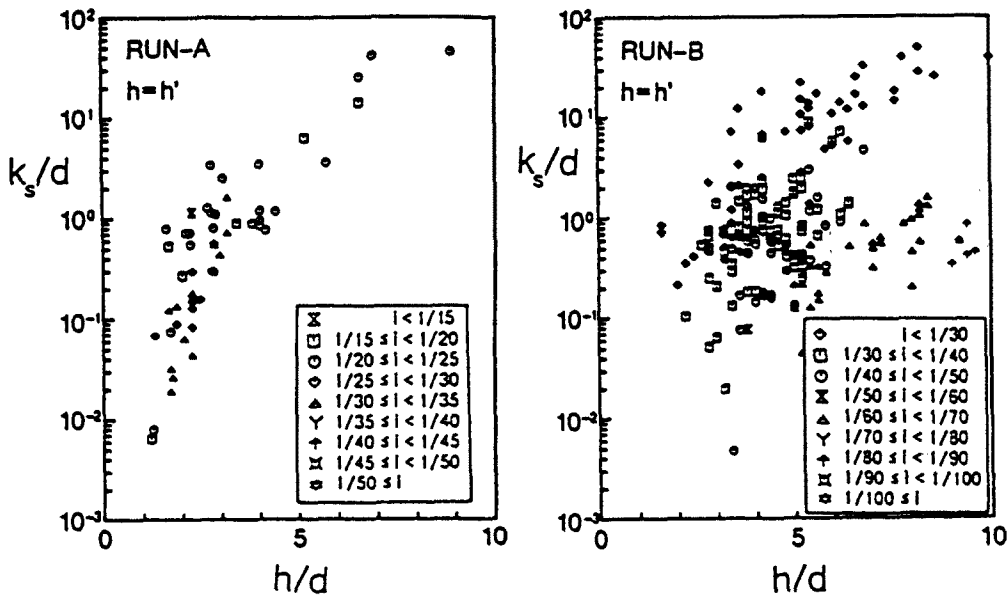


Fig. 10. Relative roughness obtained from flume data.

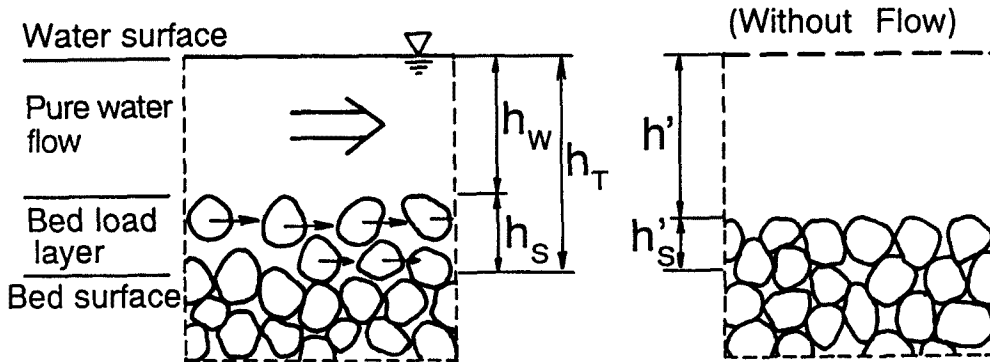


Fig. 11. Explanation of the difference between the real flow depth and measured one in the flow of small relative depth.

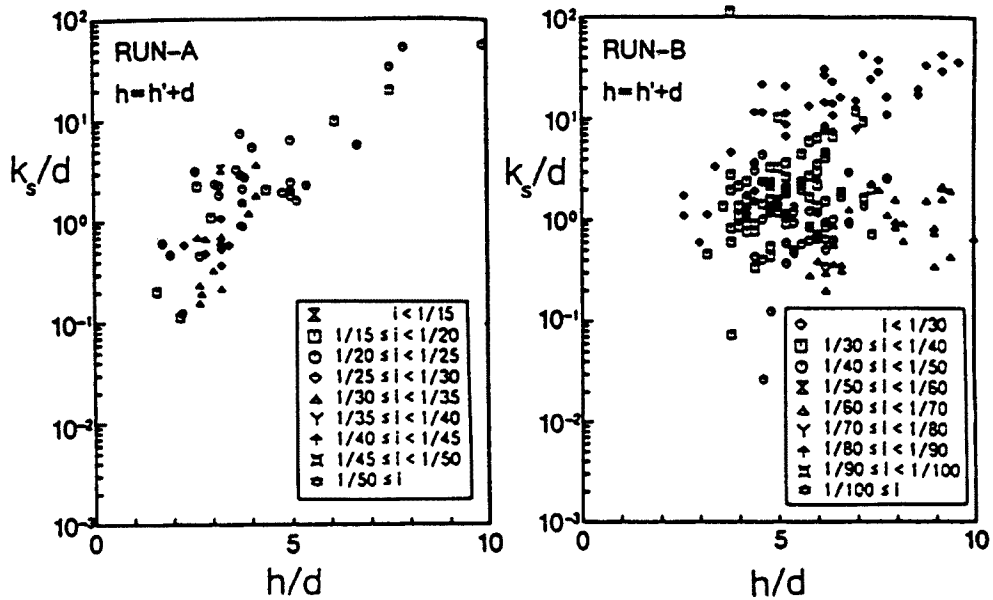


Fig. 12. Relative roughness obtained from flume data. (after the correction of flow depth)

水深を $h = h' + h'_s$ と仮定する。 h'_s を 1 粒径として、先と同様に相当粗度の算定を行なった結果が Fig. 12 である。まだかなりばらつきはあるものの、 k_s/d は 1 のまわりに集まってくるのが分かる。

このように、相対水深が小さく、かつ、活発な流砂が存在している流れに対して、従来の抵抗則をそのまま適用することは難しい。上記のように、水深の定義が難しくなる上、掃流砂層が大きくなるにつれ、掃流砂層内部で散逸されるエネルギーが無視できなくなることも考えられる。今後、掃流砂層のエネルギー散逸機構をも考慮した形の抵抗則が必要であろう。

5.2 流砂量

前節と同じ断面において、実験中計測した流砂幅をもとに単位幅流砂量を算定した。このとき、各断面の総流砂量は給砂量に等しいと仮定する。一方、流砂量式として次の芦田・道上の式³⁾を用いる。

$$\frac{q_B}{\sqrt{sgd^3}} = 17\tau_*^{3/2} \left(1 - \frac{\tau_{*c}}{\tau_*}\right) \left(1 - \frac{u_{*c}}{u_*}\right) \dots\dots\dots (2)$$

ここに、 q_B : 単位幅流砂量、 $s = \sigma/\rho - 1$ 、 σ : 砂の密度、 ρ : 水の密度、 d : 粒径である。無次元掃流力 τ_* は

$$\tau_* = \frac{u_*^2}{sgd} \dots\dots\dots (3)$$

である。限界掃流力 u_{*c} は、岩垣の式¹⁾を用いて算定した。

実験値と上述の式を Fig. 13 に示している。 τ_* が小さいところで、実験値が計算値をかなり上回っている。そこで、前節と同様に水深の補正を行なった。その結果を、 Fig. 14 に示す。これによれば、式(2)のまわりに実験値がばらつくようになっている。抵抗則の場合と同様に、相対水深の小さい流れにおいては、掃流力の推定に当たっては掃流砂層を考慮に入れる必要があると思われる。

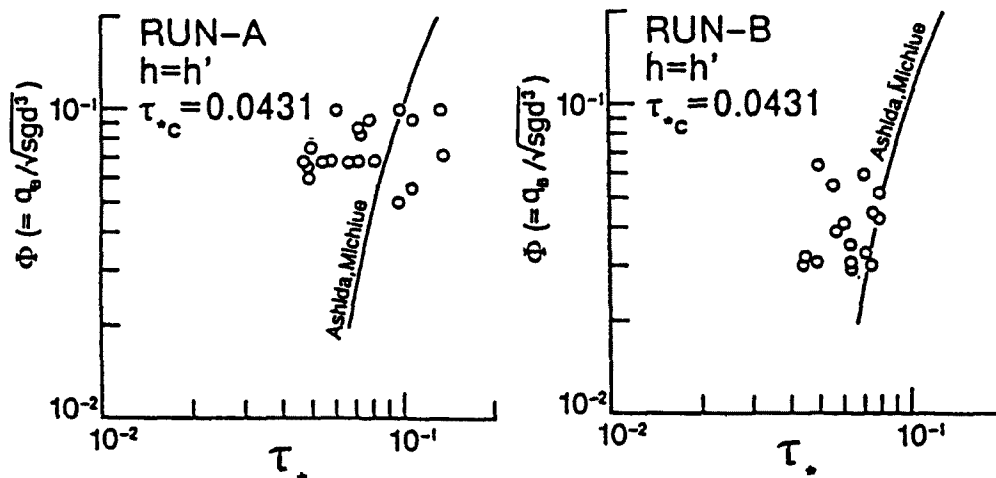


Fig. 13. Comparison of sediment discharge obtained by Ashida-Michiue theory and flume data.

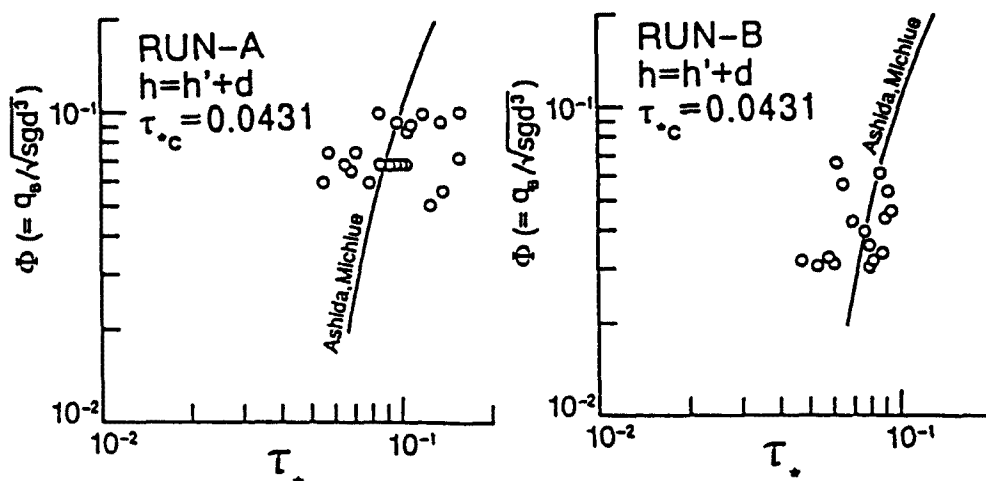


Fig. 14. Comparison of sediment discharge obtained by the theory and flume data. (after the correction of flow depth)

6. 水みち幅に関する考察

水みちを形成するような場における流砂量の予測は非常に困難である。流砂量を決定する要因、すなわち流量、勾配、水みち幅、河床材料などが時間的・空間的に相互に関係し合いながら変化していることがその原因である。しかし、流砂の時間的な変動までは予測できないものの、平均的な流砂量の予測については可能性がある。前述したように、水みちの変動プロセスの中で、流路が集中し、比較的安定な流路が形成される状態が現われる。したがって、このときの流れの諸量が予測できれば、平均的な流砂量が予測される。それらの諸量の中で、推定に特に困難を要するのが、水みち幅である。そこで、一本の水みちが形成される条件下での水みち幅の予測方法について検討する。

水みち幅の予測には、次のレジーム式がよく用いられる。

$$B = \alpha Q^{1/2} \quad (\alpha = 5 \sim 10, \text{ m-s系}) \dots\dots\dots (4)$$

ここに、 B は水みち幅、 Q は流量である。この式は簡便な上、多くの実験値、観測値によって検証されて

おり、広い適合範囲を持っている。しかし、次元を持った式であり、物理的な根拠に乏しいこともあって、合理的な方法とはいえない。

池田・Parkerら⁵⁾によると、動的平衡な断面の流路中心部での水深 D_{cu} は

$$D_{cu} = 0.0376 \, s d_{50} / i \dots\dots\dots (5)$$

で与えられる。さらに、水面幅 B は次式のように与えられる。

$$B = \frac{Q}{D_{cu} \sqrt{g D_{cu} i}} + \left[2.571 + \frac{2.066}{\ln\left(7.333 \frac{D_{cu}}{d_{50}}\right)} \right] D_{cu} \dots\dots\dots (6)$$

これは、比較的緩い勾配の流路に対して求められた式である。流路の横断形状は、平坦な底面とそれに連続的に接続する側岸からなっている。側岸において流砂は存在せず、底面のみを流砂が移動している。本研究が対象としている勾配は、この式の適合範囲を越えているために、 B/h が大きくなりすぎる。また、川幅が流量の1乗に比例するのは、多くのデータから検証されたレジーム則に一致しないなど、若干の問題があると思われる。

流れのスケールには、鉛直方向（水深）、横断方向（水みち幅、川幅）、流下方向（砂州の長さや蛇行波長など）があり、これらの間には、ある種のコヒーレントな構造が存在する。それらの構造は、Fig. 15 に示す交互砂州の流れに端的に現われている。交互砂州は、水深と幅、および流れの抵抗に関する粒径の間のある領域に限って存在する。これが流れのスケール間のコヒーレントな関係を表わすものであろう。

交互砂州の形成領域は、村本・藤田ら²⁾によると

$$0.15 < \frac{h/d}{(B/d)^{2/3}} < 0.45 \dots\dots\dots (7)$$

である。水路幅が (7) 式の範囲より広がると、Fig. 16 に示すような複列砂州が形成される。この場合、横断方向に複数の流路が形成されることになるが、一つ一つの流路幅については (7) 式が適用されることが知られている²⁾。

交互砂州が発達すると浮き州が生じ、水みち幅が流れによって変化する、self-formed channel が形成される。したがって、水みち幅、すなわち、この self-formed channel の幅は、交互砂州の幅にほぼ等しいか、それより若干小さいと考えられる。

(7) 式を変形すると

$$B/h = \beta (h/d)^{1/2} \quad (3.313 < \beta < 17.213) \dots\dots\dots (8)$$

となる。

流水の連続式を

$$Q = v B h \dots\dots\dots (9)$$

とし、抵抗則を次のような対数則で与える。

$$\frac{v}{u_*} = \sqrt{8/f} = A_r - \frac{1}{\kappa} + \frac{1}{\kappa} \ln \frac{h}{d} \dots\dots\dots (10)$$

ここに、 v ：断面平均流速、 u_* ：摩擦速度、 A_r ：実験定数 (= 8.5)、 κ ：カルマン定数 (= 0.4)、 f ：摩擦損失係数である。

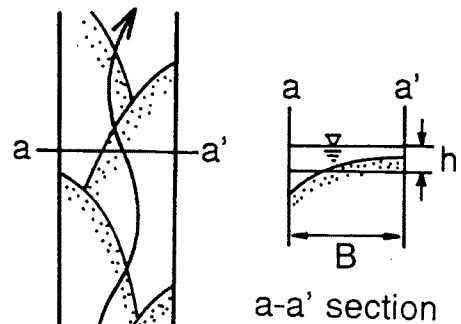


Fig. 15. Explanation of the flow on the alternating bar.

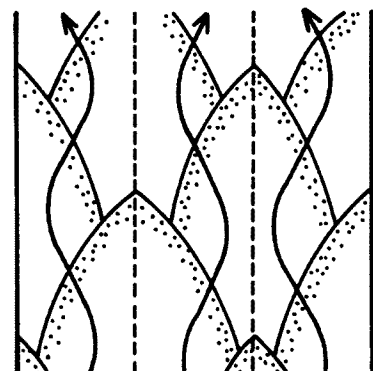


Fig. 16. Explanation of the flow on the multiple row bar.

(8), (9), (10)式を連立させて解くと、次式を得る。

$$B = \left(\frac{\beta}{\sqrt{8/f}} \right)^{1/2} \left(\frac{Q}{\sqrt{gdi}} \right)^{1/2} \dots\dots\dots (11)$$

式中の $(\beta/\sqrt{8/f})^{1/2}$ の値は多くの場合、1.0に近い値であるがこれを新たに α とおくと

$$B = \alpha \left(\frac{Q}{\sqrt{gdi}} \right)^{1/2} \dots\dots\dots (12)$$

となる。この式は次元的に正しい。

式(12)の妥当性の検討を行なうために、次のような実験を行なった。実験装置としては、前述の流路変動の実験に用いた水路の上流側3mの区間を使用している。上流端から一定の給砂と給水を行い、一本の流路を形成させ、その水みちの幅、水深、平衡勾配等を計測した。実験条件は Table 3 に示している。

これらのデータと、前述の流路変動に関する2つの実験における、上流端付近の等流に近い部分の水みちのデータとを、(12)式と比較したのが Fig. 17 である。図中の曲線は、 α をパラメータとして(12)式をプロットしたものである。(12)式を用いて

Table 3. Experimental condition

	Q (cm ³ /s)	Q _B (cm ³ /s)	d ₅₀ (cm)	i _s	B (cm)	h (cm)
RUN-C	1000	11.2	0.192	1/24.2	32.7	0.92
RUN-D	2000	22.5	0.192	1/25.6	48.7	1.02
RUN-E	1000	7.9	0.192	1/22.7	30.3	0.87
RUN-F	3000	6.8	0.192	1/56.6	70.4	1.60
RUN-G	2000	4.1	0.192	1/49.5	45.5	1.49

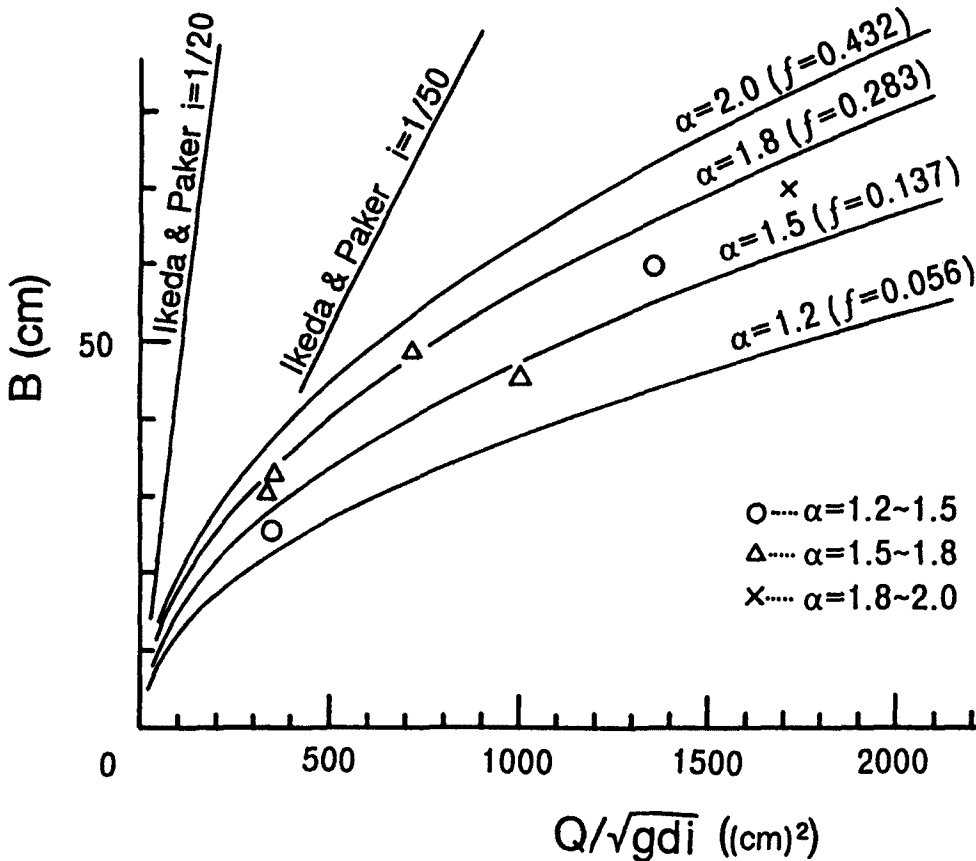


Fig. 17. Relationship between discharge and flow width predicted by the presented method.

各流量に対応する水みち幅を推定する場合、係数 α をいかに決定するかが大きな課題となる。係数 α は、抵抗係数の関数となっており、抵抗に関する十分な知見がまだ得られていない。そこで、本論においては、実験データを基に抵抗係数 f を算定し、これを用いて α の範囲を設定した。 β としては、最大値である17.213を用いた。

実験データは多少ばらつくものの、式(12)によってかなりよく説明されている。図中には池田・Parkerらによる式(6)も同時に示している。ただし、勾配の範囲は(6)式の適用範囲を越えている。これをみると、データの傾向は、明らかに新しく提案した(12)式に沿うものとなっている。

(12)式を用いれば、流量、勾配、河床材料が与えられた場合の水みちの幅を算定することが出来る。その結果、水深、流砂量も推定することが可能となる。ただし、この式の適用範囲は交互砂州が形成される条件下に限られている。すなわち、水みちが形成されたときに、流砂が存在しなければならない。本実験においては、いずれのケースもこの条件を満足している。

流量、粒径、流砂量を与えられた場合については、(12)式と(8)式および掃流砂量式を連立に解くことにより、水みち幅 B を算定することができる。ただ、流砂量式の精度の問題もあるため、これ以上の検討は行なわない。

以上のように、中規模河床波の形成条件を基にした水みちの推定式の適用性は、実験データによって検証された。ただ、根拠となっている(7)式の理論的な裏付け等の問題は残っている。断面内の流れと流砂の構造、たとえば、2次流による横断方向への土砂の輸送機構等に関して、より一層の研究が必要である。

7. 結 語

本論では、網状流路が形成される条件下における、流路変動と流砂量に関して、水路実験を中心とした解析を行なった。また、平均的な流砂量の大きな要素となる水みち幅の推定法に関して、交互砂州の形成領域をもとにした新たな方法を提案し、その妥当性を実験によって検証している。得られた結果を要約すると、以下のようなものである。

- (1) 比較的広い土砂堆積域に、上流から一定の給水と給砂を与えると、複数の水みちが形成され、それらが時間的・空間的にも激しく変動するような流路が形成される。そのような条件下においても、長い周期で見ると、上流からの流入土砂量と下流端での流出土砂量がほぼ釣り合った平衡状態が存在する。
- (2) (1)の様な場において、水路内には、水路幅の数倍の波長を持つ交互砂州が形成される。この砂州は、その上を流れる水みちの変動によって形成され、その位置や規模はあまり大きく変化しない。また、この砂州の形成・発達には、浸透流の影響もあると思われる。
- (3) 水みちの幅や本数は、時間的にも空間的にも大きく変化するが、(2)の交互砂州のどの部分を流れるかによって、変動の速度はかなり異なる。交互砂州の前縁を流れるときは流路は集中し、変動は穏やかである。それに対し、砂州の高い部分を流れる時には、流路は分裂・集中を繰り返す、活発な変動をみせる。
- (4) (3)とも関連して、堆積現象の激しいところでは、流路は不安定になり、侵食の卓越するところでは、流路は安定であることが確認された。
- (5) 水みちの変動のプロセスは、集中・拡幅・分裂の各素過程から構成されている。この変動は、時間的・空間的に繰り返されている。
- (6) 流砂量の変動は流路の変動と密接に関係していることが、スペクトル解析などにより明らかになった。
- (7) 相対水深の小さい流れの場においては、掃流砂層の存在が大きな影響を持つことが明らかになった。

従来の抵抗則や流砂量則をこのような場に直接適用することは難しく、水深の補正によって若干の改善はなされたものの、十分とは言えない。

- (8) (1) の様な場における平均的な流砂量は、流水が集中し、一本の水みちが形成される状態での流れの諸量によって予測され得る。このような状態の水みち幅は、中規模河床形態の形成条件、水の連続式および抵抗則を用いて推定できる。この式は流量の1/2乗に水みち幅が比例する関係を与えるとともに、次元的にも正しく、また、実験データともよく適合することから、有用性の高いものであると考えられる。

以上本研究により興味ある知見が得られたが、水みち変動プロセスの各素過程やその遷移現象についてより細かい検討が必要とされるほか、水みち変動の周期の決定機構や相対水深の小さい場における抵抗や流砂量などについても、より一層の研究が必要である。

最後に、実験などに際し京都大学防災研究所技官、吉田義則氏に御協力いただいた。ここに記して感謝する次第である。

参考文献

- 1) 日野幹雄：スペクトル解析，朝倉書店，1977，pp.210-225.
- 2) 藤田裕一郎・赤松秀樹・村本嘉雄：複列砂州と網状流路の形成過程に関する実験，京都大学防災研究所年報，第29号，B-2，1986，pp.451-472.
- 3) 芦田和男・道上正規：移動床流れの抵抗と掃流砂量に関する基礎的研究，土木学会論文報告集，第206号，B-2，1972，pp.59-69.
- 4) 岩垣雄一：限界掃流力の流体力学的研究，土木学会論文報告集，第41号，1956，pp.1-21.
- 5) 池田駿介・Gary Parker・千代田将明・木村善孝：直線礫床河川の動的安定横断形状とそのスケール，土木学会論文報告集，第375号，1986，pp.111-126.