

I S S N 0386—5878

土木研究所資料第2662号

土 木 研 究 所 資 料

河 道 特 性 論

昭和63年 8 月

建設省土木研究所
河川部河川研究室

土木研究所資料

第2662号1988年8月

河道特性論

河川研究室長 山本 晃一

要 旨

本論は、河道と言うシステムを支配する外力間の基本的な関係を明らかにし、それを使って河川の種々の姿、特徴を説明、記述し、河川管理に役立てようとするものである。そこでは、河川の種々の特徴が個々バラバラに存在するものでは無く、相互に密接に結びついていることが堆積環境を媒介として述べられ、また個別河川の河道特性把握手法が示される。

キーワード 河道特性, セグメント, 流速係数, 分級作用, 蛇行

は し が き

安藝皎一は、その著「河相論」において、河川の在るがままの状況を河相と名付け、その河相把握に要求されるものは、河川そのものに就いての経験であると強調されたが、その後の治水技術の研究においては、河川で起こる種々の現象をありのままにとらえ、それを河相として記述し、その共通項を抽出し、規則性を知り、それを工学的応用にまで高めるという姿勢はあまり見られなかったように思える。

筆者は、1972年に建設省土木研究所鹿島試験所で水理模型実験を通した河道計画（主に河口処理計画）に関する仕事に携わって以来、河道特性の違い、つまり現象の起る場の違いを明確に認識した上で、河川における種々の計画を立てなければならないと痛感するようになった。たまたま1978年より、河川事業費による「護岸工法の改良に関する研究」が始まり、筆者が主に研究を担うことになった。河川構造物として重要な護岸工を改良するには、護岸が設置される場の特性を明確にすることが、最も必要であると考え、河道特性の研究を意識的に行い、護岸工の改良に資することにした。この応用論としての護岸論は、1981年、総合治水に関する仕事を命じられたため手を付けた所で終ってしまったが、それまでの基礎的研究成果をまとめたものが本論である。

ここで述べたことの内には、私の考え方が十分に固まっていないものも多々ある。厳密な実証的立場から見れば、良く分かっていないものは記述すべきでないかもしれないが、筆者のような河川技術者にとっては、むしろその時々認識レベルに応じて対象を切る勇気が必要なのではないかと考えている。今後認識の増加に応じて、ここで述べたことも変わってこよう。

なお、本論で対象にしている河道は、日本の一級河川の大臣管理区間で沖積層を流下する河川である。土砂供給源に近い小扇状地河川、山間の谷底を流れる河川、所々に bed rock を持つ河川では、ここで述べたのとはまた別の視点から河道特性を記述しなければならないと考えている。

目 次

はしがき

序論	1
本編 河道特性論	5
第1章 河道特性研究の目的とその内容	7
1-1 河道特性研究の目的	7
1-2 河道特性に関する従来の研究と本研究の関り	8
第2章 河道特性を規定する基本要素とその特性	16
2-1 河道特性を規定する基本要素	16
2-2 河床材料	17
2-3 河床勾配	20
2-4 流量	22
第3章 洪水時の河床波と粗度	26
3-1 河床材料と洪水時の河床波・粗度の関係	26
3-2 洪水時の低水路の流速係数	32
第4章 河床に働く掃流力と河道のスケール	37
4-1 洪水時に河床に働く掃流力	37
4-2 平均年最大流量時の河道のスケールと流速	44
4-3 レジーム論との関連性	48
第5章 河道の segment と分級作用	51
5-1 河道の segment とその形成因	51
5-1-1 河川の縦断形と segment	51
5-1-2 Segment の形成因とその勾配	54
5-2 平均年最大流量時の流砂の運動形態	56
5-2-1 本節の課題	56
5-2-2 河床材料の粒度分布と粒径集団	56
5-2-3 現地観測資料による流砂形態の実態とその水理学的検討	57
5-2-4 河床材料の粒度分布形と平均年最大流量時の流砂形態	63

5-3 縦断方向の土砂の分級	64
5-3-1 本節の課題	64
5-3-2 砂利を河床材料に持つ segment と砂を河床材料に持つ segment の接合部での分級機構	64
5-3-3 粒径 0.3~0.5 mm の砂河川から 0.1~0.2 mm の砂河川に変わる地点の分級機構	65
5-3-4 河床材料が砂利である segment 同士の分級機構	65
5-3-5 1つの segment 内での分級機構	69
5-4 横断方向の土砂の分級	70
5-4-1 本節の課題	70
5-4-2 氾濫水による高水敷上の分級	70
5-4-3 水路の側方移動に伴って生じる分級	75
5-5 Segment と分級ユニット	77
第6章 河道の平面形状と河道特性	80
6-1 平面形状と砂州	80
6-1-1 河川が現世の河川堆積物で構成されている場合の蛇行度と砂州の配置形態	81
6-1-2 河岸が固いもので構成されている場合の平面形状と砂州の配置形態	86
6-2 平面形状支配要因	94
6-3 島の発生条件とその特徴	102
6-4 平面形状変動特性	104
第7章 深掘れ部の水深と河道特性	110
7-1 深掘れ部の水深に影響する要因	110
7-2 川幅はば一定の場合の深掘れ部の位置とその深さ	111
7-3 川幅はば一定の場合の洪水時の横断面形の変化	118
7-4 川幅変化, 小規模河床波による深掘れ深	119
第8章 人的作用による河道特性の変化	126
8-1 勾配の人工的改変	126
8-2 流量の減少	132
8-3 河床掘削	133
8-4 流送土砂量の減少	134
8-5 河道への人的作用とその応答の方向	135

第9章 河道特性調査の意義と方法—荒川中流部の河道特性調査を通じて—	140
9-1 河道特性調査の目的と意義	140
9-2 荒川の概要と地形	143
9-3 荒川の河道変遷史	144
9-4 荒川中流部の河道特性量と segment 区分	148
9-5 荒川中流部の低水路の変動形態	153
9-6 Segment の形成要因と今後の方向	153
9-7 荒川河道特性調査の護岸計画への応用	157
第10章 今後の課題	163
10-1 土砂の動態に関する調査	163
10-2 堆積土の特性に関する調査	164
10-3 河川における生態系に関する調査	164
10-4 河川景観に関する調査	165
10-5 河川に関する技術および計画への応用論	165
補助編 移動床の水理	167
第1章 一様砂からなる開水路移動床の流れの抵抗と流砂量	169
1-1 本章の課題	169
1-2 移動床流れを規定する物理量とその無次元化	169
1-3 河床波の分類とその特徴	170
1-4 資料の整理方法と図化の方法	172
1-5 流れの抵抗と河床形態	178
1-6 流砂量と河床形態	189
1-7 粒子レイノルズ数の効果（水温の効果）	197
1-8 実河川への適用性と利用法	199
第2章 混合砂からなる開水路移動床の水理	205
2-1 本章の課題	205
2-2 混合粒径河床材料の混合度の表現法と粒径集団	205
2-3 混合粒径河床材料の移動限界掃流力	205
2-4 混合粒径河床材料を持つ移動床の流れの抵抗と流砂量	212
第3章 砂州の特性	232

3-1 本章の課題	232
3-2 砂州の発生領域	232
3-3 砂州のスケール	241
3-4 砂州が流れの抵抗及び流砂量に及ぼす影響	246
3-5 交互砂州の移動特性	247
Appendix A 移動床の水理を規定する物理量について	253
あとがき	260

記号一覧表

A	;	河積
B	;	水路幅
B _s	;	うろこ状砂州の砂州幅
C	;	Chezy 係数 = $V_m/\sqrt{HI_e}$
d	;	粒径
d _m	;	平均粒径
d ₁₆	;	16%通過粒径
d ₅₀	;	50%通過粒径
d ₆₀	;	60%通過粒径
d ₈₄	;	84%通過粒径
d _l	;	粒径
F _r	;	フルード数 = $V_m/\sqrt{gH}$
g	;	重力加速度
H	;	水深
H _m	;	平均水深
H _s	;	河床波の高さ, 河床波のクレストの高さと底の高さの差
I _e	;	エネルギー勾配
I	;	水路の勾配
I _b	;	河床勾配
i _b	;	粒径 d _l のものが河床に占める割合
k _s	;	相当粗度
L _s	;	河床波の波長
n	;	マンニングの粗度係数
Q	;	流量
Q _b	;	低水路満杯流量
q _s	;	単位幅単位時間当り流砂量
q _{s1}	;	粒径 d _l のものの単位幅単位時間当り流砂量
R	;	径深
R _e	;	粒子レイノルズ数 = u_*d/ν
s	;	粒子の水中比重 = $(\rho_s - \rho_w)/\rho_w$
S	;	蛇行度, 水路長と谷長の比
u _*	;	まさつ速度 = $\sqrt{gHI_e}$

u_{*c}	: 土砂の移動限界時のまさつ速度
V_m	: 平均流速
V_s	: 河床波の進行速度
$u(z)$	: 河床面より距離 z の流速
w_o	: 沈降速度
ν	: 動粘性係数
ρ_s	: 粒子の密度
ρ_w	: 水の密度
τ_*	: 無次元掃流力 $= u_*^2 / sg d_m$
τ_{*1}	: 粒径 d_1 に対する無次元掃流力 $= u_*^2 / sg d_1$
τ_{*c}	: 無次元移動限界掃流力
τ_{*1c}	: 粒径 d_1 のものに対する無次元移動限界掃流力
φ	: 流速係数 $= V_m / u_*$
χ	: カルマン係数
λ	: 蛇行の波長, あるいは空隙率

序 論

河川は人間の生活にとって極めて密接な関係を持っている。歴史時代を通じて現在まで、河川は人間社会に大きな影響を与え続け、また河川も人間の生活環境をより良いものとしていく営為の中でさまざまに変化を受けてきた。

河川は地形学の立場からは、地表面上のほぼ一定した流路を通して下方に流れ、湖、海、他の河川に注ぐ水体とその河道を含めた総称であり、地表に降った降水や湧水等の陸水の排水路であるということができ、侵食・運搬・堆積の作用を営み、絶えず地表を変化させ、また河川自身も変化してやまない。現存する河川は、この三作用による自然史と人間が河川、流域に働きかけた歴史との相互関連性の具体的現われなのである。

河川を管理するというのは、この自然史と社会史の相互関連の結果である対象を、人間の生活にとって脅威となる可能性を順次とり除き、利用することによって、社会により良く役立てさせることである。したがって人間の側の都合を最大の根拠にしているが、対象が自然の法則性によって変化するものである故、この法則性に忠実に対応した対処をすることによって、その目的をより良く達成することができる性質のものである。河川の管理において最も基礎的に行われているのが、護岸、水制、堤防、堰などの河川工作物による河川の制御——究極的には流水と土砂のコントロール——である。これらの人間の営為（制御工作物の建設と維持操作）を通して河川管理が現実のものとなり、システム化されていく。

河川に関する知識、経験、法則性の集積は、河川学あるいは河川工学として河川を解析するひとつの領域を形成し、河川管理の支柱的な役割を担っており、河川管理という人間の行為を支える方法論的なものを提供している。優れた河川技術者は、自分の行う行為を支えるため、先達の知識・経験を学ぶと同時に、身ずから河川の特性和その法則性を把握しようと非常な努力を払ってきた。この様な努力、経験の蓄積が河川に関する普遍的な認識となり、現在の河川技術をささえている。この場合河川技術者の河川に接近する態度は、あくまでも自分の行為をささえるためであった。

今後も河川技術者は、自分が行為の対象としている河川の特性を調査し、その特徴を踏まえ、河川管理という行為によって変わる河川の姿を予測し、望ましい河川を形成していく努力が必要であろう。

本論における筆者の基本的立場は前述したごとくである。この立場は、河川に対する接近の仕方（研究の方法論）とその内容を規定することになり、また河川という対象を認識する際の対象把握の時間スケール、空間スケールも、当然河川管理という行為の場から規定されるスケールとなる。

この立脚点から見た実在する河川の種々の特徴を、筆者は河道特性という言葉で表わすことにした。この言葉の中に含まれる内容は河道の平均的なスケール（川幅、水深、勾配）、洪水

時の営力、洪水時の河床波および粗度、土砂の運動形態とその量、河道の平面形状とその変動形態、高水敷の特性、河道の横断形状、河道の縦断形変動形態、生態系、人的作用による河道特性の変動形態等々である。

本論は、前述の河道特性を支配している基本的な法則、即ち河道と言うシステムを支配する外力間の基本的な関係を明らかにし、それを使って河川の種々の姿、特徴を説明、記述し、河川管理に役立てようとするものである。そこでは、河川の種々の特徴が個々バラバラに存在するものではなく、相互に密接に結びついていることが堆積環境を媒介として述べられ、また個別河川の河道特性把握手法が示される。

本論の構成は、本編と補助編の2編からなる。

本編は河川の種々の特徴を河道特性として記述したもので本論文の主文に当たるものである。ここでは、河道特性を支配している基本的な法則性を示し、それを使って河道特性について記述している。また個別河川の河道特性調査手法を荒川中流部の河道特性調査を通して示している。ここでは、なるべく沖積河川の共通性、普遍性について記述することに心掛けた。河川は千差万別で特殊性が強いと言っても多くの共通性、普遍性が存在することがここでは示される。特殊性は、認識の深化につれて普遍性に変われるものだということ、また普遍性（共通性）の認識が無ければ特殊性は見えないのだという視点をここでは取っている。

補助編は、本編の論議に必要な移動床の水理に関する基礎的知識について述べたものである。これについて河川工学書に記載され、共通認識として、ほとんどの研究者、技術者にとって自明のものとなっていれば補助編は必要ないが、移動床の水理は戦後の河川研究の重要な研究対象でありながら、その全体像が明確になっておらず、本編の論議にどうしても必要なので、ここにまとめたものである。

本編第1章「河道特性研究の目的とその内容」では、河道特性研究の目的が河川技術体系を合理的なものにするための基礎的情報を提供することにあること、河道特性として表現されるべき項目、河道特性に関する従来の研究と本研究の関わりが示される。第2章「河道特性を規定する基本要素とその特性」では、河道特性を支配する基本的な要素として河床材料、河床勾配、平均年最大流量を用いることが適切であることが述べられ、各々の要素の特性について記述している。第3章「洪水時の河床波と粗度」では、洪水時の河床波と粗度が主に粒径と河床勾配によって分類し得ることを、実河川の資料を用いて示している。第4章「河床に働く掃流力と河道のスケール」では、平均年最大流量時に河床に働く掃流力は、河床材料の平均粒径がほぼ同じである河川間では、ほぼ同一の値を持つことを実河川の資料より示し、これにより低水路の川幅、河積、水深、低水路満杯流量時の流速が、河床材料、河床勾配、平均年最大流量によって評価し得ることを示している。第5章「河道の segment と分級作用」では、河道はほぼ同一河道特性を持つ segment の集まりであることが示され、個々の segment の形成要因

が述べられている。また、河床材料の粒径の違いによって河道における土砂の移動形態・分級形態がどのように異なるかを詳述している。第6章「河道の平面形状と河道特性」では、砂州と河道の平面形状の関係が示され、次に平面形状支配要因および河道内の島の発生条件が、平均年最大流量時の川幅水深比および河床材料によってほぼ規定されることを明らかにしている。第7章「河掘れ部の水深と河道特性」では、護岸の根入れ深等の河川構造物の設計において、もっとも必要である深掘れ部の水深について、それに影響をあたえる要因を分類し、深掘れ部の概略の水深の推定法を示している。第8章「人的作用による河道特性の変化」では、実例を通して、人的作用が河道特性をどのように変えるのか、またその変化の予測手法について述べている。第9章「河道特性調査の意義と方法」においては、河道特性量という具体的な量的指標を用いて個別河川の河道特性調査手法を、荒川中流部の調査事例によって示し、またこの調査結果を荒川中流部の今後の護岸計画にどのように反映させるべきかを述べている。第10章では、今後調査研究されるべき課題について記している。

補助編は、第1章「一様砂からなる開水路移動床の流れの抵抗と流砂量」、第2章「混合砂からなる開水路移動床の水理」、第3章「砂州の特性」の3章からなる。ここでは河川の実測資料と実験資料を集め、それを次元解析の手法を用いて整理し、実際の河川で生起する水理量の範囲の流れの抵抗、流砂量、小規模河床波の相互関係を均一砂と混合砂について明らかにし、評価し得るようにしている。また河道の平面形状と密接な関係にある砂州については、その発生領域とスケールを河川資料と実験資料を用いて検討し、評価し得るようにしている。

なお移動床の水理を解明する方法論として、ここでは次元解析の手法がとられている。この方法は、移動床の水理を規定する要因間の力学的因果関係については、説明しないが、資料さえ十分にあれば移動床の水理に関する物理量間の連関性を知ることができ、工学的には非常に有効な方法である。このような方法論を取ったのは、移動床に関する全体像を明確にするもっとも近道であると考えたこと、また筆者にとって移動床の相似性を知ることが工作上最も必要とされたためである。補助編の有効性は本編ではっきり示される。

本 編 河 道 特 性 論

第1章 河道特性研究の目的とその内容

本章においては、まず河道特性として表現されるべき事項を示し、本研究の内容と目的を明らかにする。次に既往の研究と本研究の関り及び研究の位置付けを行う。

1-1 河道特性研究の目的

実在する河川とは、与えられた自然的、人工的環境に対応した姿を採るものであり、個々の河川の特徴の違いは、環境の違いを反映したものにはかならない。従って、個別河川の特徴を理解するためには、その河川を取りまく環境と河川の種々の姿がどういう対応関係になっているのかという点についての理解を必要とする。この場合、検討の対象とする河川の種々の姿として、河道計画及び河道の維持管理上重要なものとして次のようなことが明確化される必要があろう。なお以降河川の種々の特徴を河道特性と呼ぶことにする。

- i) 河道の平均的なスケール
河道の川幅、水深、勾配
- ii) 洪水時の水理量
洪水時の流速、掃流力
- iii) 小規模河床波の形態と流れの抵抗
流量変化と小規模河床波の対応
- iv) 土砂の運動形態とその量
各粒径ごとの輸送形式とその河道形成に及ぼす役割
- v) 河道の平面形状
蛇行形態、砂州と平面形状との関係、河岸侵食位置と侵食速度、島の発生状況
- vi) 氾濫原（高水敷）の特性
高水敷堆積物の質、洪水時の高水敷の挙動
- vii) 河道の横断形
洗掘深、洪水による横断形変化
- viii) 河道の縦断形変動形態
変動速度、アーミング形態
- ix) 生態系
植物、動物
- x) 人的作用による河道特性変動形態
- xi) 河川の景観
河川地形・植生・構造物の総合的現れ

上述したような河川の種々の特性は、個々バラバラに存在しているものではなく、相互に密接に関連し合っており、河道という一つのシステムを作っている。

河道特性研究の目的は、人間が河川に合理的に対処し得るように、上述したような河道特性を分析・解析し得るようなまた、個々の河川の河道特性を把握し得るような河道というシステムを貫く基本的な法則性を明らかにし、それを使って河道特性の違い、その特徴を記述し、それらを踏まえて河に対する人間側の戦略・戦術論（技術体系）をより合理的なものに作り上げるための基礎資料を提供することにある。

1-2 河道特性に関する従来の研究と本研究の関り

1-1 節で述べた種々の河道特性は、それぞれが河川地形学、堆積学、水理学、河川工学の分野の重要な検討課題であり、これらに関する研究はおびただしい量に上る。しかしながら種々の河道特性の有機的関連性を貫ぬく基本的法則性を明確にするという立場で、調査研究を行ったものは少ない。ここでは本研究と密接な関係のある重要な研究について述べ、本研究との関り、また本研究の位置付けを明確にする。

河道の平均的なスケール、すなわち川幅や水深については、運河の建設に当って堆積も洗掘も起こさない安定な水路の設計指針として提示されたレジーム理論の実河川への適用という形で研究が進められた。Lindley, B. S.¹⁾ (1919) は「人工運河に濁水を流す時は、河床も河岸も洗掘と堆積を繰返すが、日時の経過と共に水深、川幅、勾配等が変化し、結局一種の安定状態に到達する」とし、これをレジームの状態にあるとした。その後、Lacey, G.²⁾ (1929, 1934), Inglis, C.³⁾ (1947), Blench, T.⁴⁾ (1939, 1957) によってレジーム理論として発展していった。一方、Leopold, L. B. と、Madcock, T.⁵⁾ (1953) は、実河川の川幅や水深等について、検討を行い、レジーム公式と同様、川幅は流量の $1/2$ 乗に比例するとした。これらのレジーム公式は、膨大な観測資料より帰納的に求められた経験式である。

水理学的及び水力学的な視点からの分析は、1926 年 Fortier, S. と Scolby, C. S.⁶⁾ (1926) による土質の運河での許容流速に関する調査報告以外は、ほとんどなされていなかった。第二次大戦後、Lane, E. W.⁷⁾ (1955) は、かんがい水路の設計に当って掃流力を考慮した手法を示し、安定した運河や河川のスケールの解釈に水理学的な視点を導入した。その後この方向からの研究は十分には進展しなかったが、近年になって Parker, G.^{6) 8)} (1978) によって河川のスケールについて水理学的な検討が加えられた。

今後河道に働きかける人的作用が河道のスケールにどのような変化を及ぼすかを評価する必要があると考えられ、河道のスケールの実態より共通性を把握し、それを水理学的視点から解釈することが必要となろう。

河川の縦断形については、Sternberg, H.⁹⁾ (1879) は、河床勾配が指数関数的に減少する原因として、堆積物の粒径が流下するにつれて摩擦作用によって減少することによると説明した

が、安藝⁹⁾(1944)は、河川縦断面形に急に折れ曲がる所があることを指摘し、この折れ曲がり
が周囲の条件によって河川がこのような形に余儀なくされているとし、河床材料はむしろ堆積
環境すなわち掃流力に応じた粒径を採るとした。谷津¹⁰⁾(1954)は、この折れ曲がりの理由と
して生産土砂の内粒径2~4 mmのものが少ないためであるという重要な指摘を行った。今
後、安藝、谷津の指摘をより水理学的視点から発展させる必要がある。

洪水時の小規模河床波と流れの抵抗については、沖積河川の水位・流量関係を知るために多
くの調査研究が為されている。これらの紹介と解釈は杉尾¹¹⁾(1971)、あるいはアメリカ土木
学会流砂委員会¹²⁾(1977)、日本土木学会移動床流れの抵抗と河床形状研究小委員会¹³⁾(1973)
で詳細に行われている。そこでの重要な研究を挙げれば Kennedy, J. F. と Brook, N. H.¹⁴⁾
(1963)による流れの抵抗を予測するのに必要な独立変量に関する考察、吉川・福岡¹⁵⁾(1971)
による流体抵抗に及ぼす流砂の効果を考慮した抵抗予測システムに関する研究、Engelund,
F.¹⁶⁾(1967)の粒子せん断力(有効せん断力) τ_* と河床せん断力 τ_b の関係に関する研究、岸・
黒木¹⁷⁾(1972)による Engelund 理論の修正と抵抗予測手法の提示が重要なものである。その
後、尾崎・石橋・白砂¹⁸⁾(1984)による実河川資料を含めた移動床の河川の粗度の検討が為さ
れている。また杉尾¹⁹⁾(1983)は長い間の研究成果の取りまとめを沖積河川の河相の研究にお
いて、レジーム型公式の現地河川への適応性と小規模河床波の関係について報告を行って
いる。また近年では玉井・河原²⁰⁾(1981)によって、複断面水路における高水敷上の流れと低水
路上の流れとの間に生じる河岸渦が流れの抵抗に及ぼす研究がなされている。しかしながら小
規模河床波がどのような水理量の場合で発生するのか、また河岸渦がどのような水理量の場合で発
生するか、また洪水時実河川ではどの程度の水理量となるのかが明確になっていないためこれ
らの流れの抵抗の評価手法は、河川計画における計画粗度の評価には、十分に利用されてい
るとは言えない。今後実河川で生じる水理量を明確にし、どのような小規模河床波が洪水時に発
生するかを明確にし得るようにしていく必要があると考えられる。

土砂の運動形態とその量については、米国では Einstein, H. A.²¹⁾(1950)、また日本におい
ては、佐藤・吉川・芦田²²⁾(1958)によって流砂量の評価式が提示され、実河川における流砂
量評価、河床変動の評価に使われた。その後日本においては流砂量に関する理論面からの研究
が、芦田・道上²³⁾(1972)、石川²⁴⁾(1978)、関根・吉川²⁵⁾(1984)等によって進んだが、実河川
の流砂量の予測という意味では、実河川の流砂観測の停滞ということもあって、それほど前進
が見られなかった。この間、米国においては米国地質調査所の実河川の流砂観測資料を基にし
た実用主義的な流砂量把握手法が Colby, B. R.²⁶⁾(1964)等によって為され、また Bagnold, R.
A.²⁷⁾(1966)の輸送効率(ストリーム・パワー、 $\rho_* g Q I_e$)の概念を実河川資料を基に適用した
Yang, C. T.²⁸⁾(1972)等の流砂量評価が為されている。ここで ρ_* は水の密度、 g は重力加速
度、 Q は流量、 I_e はエネルギー勾配である。この単位ストリームパワー $V_m I_e$ を指標とした流砂
量評価は、河床形態の変化による流砂量の急増を平均流速 V_m の変化の形で取りこんだ形と
なっており、実用的ではあるが、どのように V_m を評価したら良いのか、あるいは限界単位ス

トリムパワー（土砂粒子が動き出すのに必要な単位スリムパワー）をどの様に評価したら良いのかという重要な問題を残している。河床材料として混合粒径を持つ場合の流砂現象に及ぼす検討は、Egiazaroff, I. V.²⁹⁾ (1965), 浅田・石川³⁰⁾ (1968), 芦田・道上³¹⁾ (1971), 平野³²⁾ (1972), 水山³³⁾ (1977), 深見・葛西³⁴⁾ (1978) 等によって為されたが、河床材料の混合度の違いが流砂現象にどのように変化を与えるか等に関する検討が行われておらず、問題点として残っていた。このように多くの研究が為されたが、実河川の流砂量評価として十分に実用に耐える物とはなっていない。今後流砂量の評価精度を上げるためには、実河川で生じる水理量の範囲は、実験水路で生じる水理量の範囲を越えている所があるので、実河川の流砂観測を行うと同時に、小規模河床波が流砂量に及ぼす影響、河床材料の混合度が流砂量に及ぼす影響に関する実験的・理論的研究を発表させる必要がある。

河川の平面形態と密接な関係のある砂州の発生域とスケールについては、木下の研究³⁵⁾ (1961) 以来、鮭川³⁶⁾ (1971), 池田³⁷⁾ (1973), 村本・藤田³⁸⁾ (1978), 深見³⁹⁾ (1979) などによって実証的な視点から検討が為されたが、実河川で生じる水理量特に H/d が大きな場合の検討が十分でない。理論面からは、近年、砂州の発生領域に関する検討が、Parker, G.⁴⁰⁾ (1976), Fredsøe⁴¹⁾ (1978), 黒木・岸⁴²⁾ (1981) 等によって為されている。

河道の平面形状については、Leopold, L. B. と Wolman, M. G.⁴³⁾ (1957) が河道の平面形状を河床勾配と低水路満杯流量を指標として分類している。木下良作³⁶⁾ (1961) は河川の平面形状と砂礫堆（砂州）との関係を分析し、また沖積平野を扇状地地域、中間地域、デルタ地域に区分し、各地形区分ごとに河川の平面形状、平面形変動形態の特徴を述べている。その後池田⁴⁴⁾ (1975) は砂州の形態を $I_b \cdot B/H$ を指標として分類し、河川の上流から下流に向かったの砂州形状タイプの変化について述べている。ここで I_b は河床勾配、 B は川幅、 H は水深である。また、最近では、流路の変動形態を理論的に検討する試みが、藤田・村本⁴⁵⁾ (1980), 長谷川⁴⁶⁾ (1981), 福岡・山坂⁴⁷⁾ (1982) 等によって為されている⁴⁸⁾。

氾濫原の堆積物及び河岸物質の特性については、欧米においては地質学や堆積学の分野から Happs, S. C.⁴⁹⁾ (1940), Fisk, H. N.⁵⁰⁾ (1947), Visher, G. S.⁵¹⁾ (1969) 等多数の研究が為されている。日本においても数は少ないが東⁵²⁾ (1950), 森山⁵³⁾ (1978), 伊勢屋⁵⁴⁾ (1982), 木下⁵⁵⁾ (1984) 等による調査研究が行われている。これらの研究によって堆積物の特性と堆積地形との関係が明らかにされつつあるが、洪水時の水理量と堆積の機構の定量的な関係性については、ほとんど明らかになっておらず、今後、洪水時の水理量と堆積物の関係を現地調査や水理実験を通して、明確にしていく必要がある。

河道特性の変化、特に流量や流砂量の変化が河道の縦横断形の変動に及ぼす影響については、Mackin, J. H.⁵⁶⁾ (1948) が、graded river の概念の説明において流砂量や流量の変化が河川に及ぼす影響について地形学的視点から言及している。また Lane, E. W.⁵⁷⁾ (1955) は、多くの河川の調査より動的平衡状態にある河川においては

$$Q_s d_{50} \sim Q I_b$$

の関係が成立するとしている。ここで Q_s は流砂量、 d_{50} は 50% 通過粒径である。さらに Shumm, S. A.⁵⁹⁾ (1971) は、Lane, E. W. の研究を踏まえ、またレジーム公式を援用することによって、流量あるいは流砂量が変化した場合、河道の形態すなわち川幅、水深、蛇行度、勾配がどちらの方向に変化するかを推定している。河道のスケールや形態を支配する要因が明確になっていないこともあって、これらの方法によって定量的に河道の変化を推定し得ないが、今後土砂水理学的な方法と結び付けることによって研究を進展させる課題となっている。

このように個々の河道特性については、多くの調査研究があるが、種々の河道特性の有機的な関連性を基本的な指標を用いて、分析検討を行った調査研究はほとんど無く、河川の全体性を問題とする河川技術者の中に、二、三見られる程度である。

真田⁵⁹⁾ (1931) は、護岸水制の選択に当って河床勾配の重要性を指摘し、河床勾配と護岸水制工法の関連について言及している。河床勾配を河道特性の指標としたものと考えられる。

鷺尾⁶⁰⁾ (1955) は、河川工作物は常に川の荒さ $H \cdot I_b$ (掃流力に対応した概念) に応じたものであるべきことを指摘し、しかも I_b より H の方がウェイトが高いものとしている。また洪水の継続時間も重要な要素であるとし、継続時間を流域面積で代用している。真田よりも、より水力学的な指標が用いられている。

安藝⁶¹⁾ (1941) は、鬼怒川、富士川、笛吹川の河床材料と洪水時の掃流力及び河床材料の縦断方向の変化について検討を行い、河川が平衡状態にある場合には、河床に働く掃流力と砂礫の平均粒径 d_m と混合比 λ の積 λd_m との間には一定の関係があることを指摘した。ここで混入比 $\lambda = \frac{\sum_{P=0\%}^{P=100\%} d \Delta p}{\sum_{P=P_m\%}^{P=100\%} d \Delta p}$ と定義され、 p は河床材料のふるい通過重量百分率、 P_m は平均粒径に相当する p である。直接的な言及は行われていないが、河道特性を掃流力と河床材料から把握しようとする意図が読みとれる。

しかしながら、これらの指標を用いた河道特性の把握は、実際の河川工事や砂防工事の基本的な考え方として生きてきたが、その把握が定性的な段階にとどまっていたため、河川工事や河川工事における設計論の中には十分に反映されたものとはならなかった。

本研究は、個々バラバラに調査研究されていた河道特性を、また定性的・経験的認識の段階でとどまっていた河道特性を分析・解析し得るように、河道特性を生み出す基本的法則性すなわち河道というシステムを支配する外力間の基本的な関係を明らかにし、それが河道特性を把握するのに有効であることを示そうとするものである。

参考文献

- 1) Lindley, B. S., 1919; Regime channel, Proc. of Panjab Engineering Congress, Vol. vii.
- 2) Lacey, G., 1929; Stable channel in alluvium, Minutes of Proceeding of the Institution of Civil Engineerings, Vol. 229, pp. 259-292.

- 3) Inglis, Sir Claude, 1949; The behavior and control of rivers and canals, Research Publication No.13, Chapter 6, Central Waterpower Irrigation and Navigation Research Station, Government of India, Poona, Bombay, India.
- 4) Blench, T., 1966; Mobile-bed fluviology, T. Blench and Associates Ltd., Canada.
- 5) Leopold, L. B., and Madcock, T., Jr., 1953; The hydraulic geometry of stream channels and some physiographic implication, U. S. G. S. Professional Paper, No. 252.
- 6) Fortier, S. and Scolby, C. S., 1926; Permissible canal velocities, Trans., ASCE Vol. 89, pp. 940-984.
- 7) Lane, E. W., 1955; Design of stable channels, Trans. ASCE, Vol. 120, pp. 1234-1279.
- 8) Sternberg, H., 1879; Untersuchungen über Längenund Querprofil geschiebeführender Flüsse, Z. Bauwesen 25, pp. 483-506.
- 9) 安藝敏一, 1944; 河相論, 常磐書房, pp. 50-115.
- 10) Yatsu, Eiju, 1955; On the longitudinal profile on the graded river, Tran-American Geophysical Union, pp. 211-219.
- 11) 杉尾捨三郎, 1971; 移動床の抵抗法則, 水工シリーズ 71-A, 土木学会水理委員会.
- 12) The sedimentation committee of the hydraulics division, ASCE, 1977; Sedimentation Engineering, Chap. 2 F. Hydraulic relations for alluvial streams. ASCE, pp. 114-153.
- 13) 水理委員会移動床流れの抵抗と河床形状研究委員会, 1973; 移動床流れにおける河床形態と粗度, 土木学会論文報告集第 210 号, pp. 65-91.
- 14) Kennedy, J. F. and Brooks, N. H., 1963; Laboratory study of an alluvial stream at constant discharge, Proceedings of the Federal Inter-Agency Sedimentation Conference, Miscellaneous Publication No. 970, Agricultural Research Service, U. S. Department of Agriculture, pp. 320-330.
- 15) 吉川秀夫, 福岡捷二, 1971; Characteristic of open channel flow with sediment, 東京工大土木工学科研究報告, No. 10, pp. 99-173.
- 16) Engelund, F, 1967; Closure to "Hydraulic resistance of alluvial streams", ASCE, Vol. 93, No. HY-4, July, pp. 287-296.
- 17) 岸 力・黒木幹男, 1972; 移動床流れにおける河床形状と流体抵抗(1), 北大工学部研究報告, pp. 1-23.
- 18) 尾崎幸男, 石橋 毅, 白砂孝夫, 1984; 移動床流れの抵抗則に関する研究, 土木学会論文集第 342 号, pp. 15-21.
- 19) 杉尾捨三郎, 1983; レジム型流速式を応用した沖積河川の河相の研究, pp. A-5-1-A-5-27.
- 20) 玉井信行, 河原能久, 1981; 複断面開水路流れの特性と抵抗則に関する研究, 第 25 回水理講演会, pp. 119-124.

- 21) Einstein, H. A., 1950; The bed load function for sediment transportation in open channel flow, U. S. Dept. of Agriculture Tech. Bull. 1026.
- 22) 佐藤清一, 吉川秀夫, 芦田和男, 1953; 河床砂堆の掃流運搬に関する研究, 建設省土木研究所報告第 98 号, pp. 13-30.
- 23) 芦田和男, 道上正規, 1972; 移動床流れの抵抗と掃流砂量に関する基礎的研究, 土木学会論文集第 206 号, pp. 59-69.
- 24) 石川忠晴, 1978; 河川の流砂に関する基礎的研究, 東京工業大学土木工学科研究報告 No. 24.
- 25) 関根正人・吉川秀夫, 1984; 掃流砂の流送機構に関する研究, 土木学会論文集第 351 号, pp. 69-75.
- 26) Colby, B. R., 1964; Discharge of sands and mean velocity relationship in sand-bed streams, U. S. G. S. Professional Paper 462-A.
- 27) Bagnold, R. A., 1966; An approach to the sediment transport problem from general physics, U. S. G. S. Professional Paper 422- I.
- 28) Yang, C. T., 1972; Unit stream power and sediment transport, ASCE, Vol. 98, Hy. 10, pp. 1805-1826.
- 29) Egiazaroff, I. V., 1965; Calculation of nonuniform sediment concentrations, ASCE, Vol. 91, Hy. 4 July, pp. 225-247.
- 30) 浅田 宏, 石川晴雄, 1968; 混合砂礫の掃流限界と掃流量式, 技術研究所報告 No. 68045.
- 31) 芦田和男, 道上正規, 1971; 混合砂礫の流砂量と河床変動に関する研究, 京大防災研究所報告第 14 号 B, pp. 259-274.
- 32) 平野宗男, 1972; 混合砂礫の河床変動と平衡河床に関する研究, 土木学会論文集第 201 号, pp. 118-127.
- 33) 水山高久, 1977; 山地河川の掃流砂に関する研究, 京都大学学位請求論文, pp. 76-86.
- 34) 深見親雄, 葛西敏彦, 1978; 混合粒径砂の流送実験資料集, 土木研究所資料第 1390 号.
- 35) 木下良作, 1961; 石狩川河道変遷調査, 科学技術庁資源研究所資料第 36 号.
- 36) 鮭川 登, 1971; 直線河道における流れの蛇行現象に関する水理的研究, 科学技術庁資源調査所.
- 37) 池田 宏, 1973; 実験水路における砂礫堆とその形成条件, 地理学評論, 46-7, pp. 435-451.
- 38) 村本嘉雄, 藤田裕一郎, 1978; 中規模河床形態の分類と形成条件, 第 22 回水理講演会論文集, pp. 275-282.
- 39) 深見親雄, 1979; 砂礫堆と砂堆・砂捷の共存, 土木技術資料 21-10, pp. 27-32.
- 40) Parker, G., 1976; On the cause and characteristic scales of meandering and braiding

in rivers. J. Fluid Mech., Vol. 76. Part 3, pp. 457-480.

- 41) Fredsøe, J., 1978; Meandering and braiding of rivers, J. Fluid Mech. Vol. 84, Part 4, pp. 609-624.
- 42) 黒木幹雄, 岸力, 1981; 中規模河床形態の領域区分に関する研究, 第36回土木学会年講 II-261, pp. 519-520.
- 43) Leopold, L. B., and Wolman, M. G., 1957; River channel patterns: Braided, Meandering and Straight, U. S. G. S. Professional Paper 282-B.
- 44) 池田 宏, 1975; 砂礫堆から見た河床形態のタイプと形成条件, 地理学評論 48-10, pp. 712-730.
- 45) 藤田裕一郎・村本嘉雄, 1980; 流路形態の形成過程に関する研究, 京都大学防災研究所年報, 第23号 B, pp. 551-564.
- 46) 長谷川和義, 1981; 非平衡性を考慮した側岸浸食量式に関する研究, 土木学会論文報告集, 第316号, pp. 37-50.
- 47) 福岡捷二, 山坂昌成, 1982; 側岸の侵食・堆積による蛇行発達の理論, 土木学会論文集 第327号, pp. 73-85.
- 48) 土木学会水理委員会「洪水流の三次元流況と流路形態」小委員会, 1984; 洪水流の三次元流況と流路形態に関する研究, 土木学会論文集第345号, pp. 41-52.
- 49) Happs, S. C., 1940; Significance of texture and density of alluvial deposits in the middle Rio-Grande Valley. J. Sediment. Petrol. 10, pp. 3-19.
- 50) Fisk, H. N., 1947; Fine-grained alluvial deposits and their effects on Mississippi river activity, Corps of Engineering. Mississippi river commission. Waterway Experimental Station, Vicksburg. pp. 1074-1106.
- 52) 東 晃, 1950; 洪水堆積土の粒度分布, 水害の総合的研究, 農業物理研究所, 北海道大学, pp. 135-138.
- 53) 森山昭雄, 1978; 矢作川平野表層堆積物の粒度組成, 地理学評論 51-1, pp. 61-71.
- 54) 伊勢屋ふじこ, 1982; 茨城県, 桜川における逆グレーディングをした洪水堆積物の成因, 地理学評論, 55-9, pp. 597-613.
- 55) 木下良作, 1984; 航空写真による洪水流解析の現状と今後の課題, 土木学会論文集第345 II-1号, pp. 1-19.
- 56) Mackin, J. H., 1948; Concept of the graded river, Geol. Soc. America Bull. Vol. 59, pp. 463-512.
- 57) Lane, E. W., 1955; The importance of fluvial morphology in hydraulic engineering, ASCE, Proc. Vol. 81, No. 745. 17p.
- 58) Shumm, S. A., 1971; Fluvial geomorphology; Channel adjustment and river metamorphosis, River Mechanics, Chap. 5, pp. 396-421.

- 59) 真田秀吉, 1931; 日本水制工論, 岩波書店.
- 60) 鷺尾蟄龍, 1955; 河の荒さと護岸水制, 講演報文.
- 61) Parker, G., 1978; Self-formed rivers with stable banks and mobile bed. Part 1, The sand-silt river. J. Fluid Mech. 89, pp. 109-125.
- 62) Parker, G., 1978; Self-formed straight rivers with equilibrium banks and mobile bed. Part 2. The gravel river. J. Fluid Mech. Vol. 89, part 1, pp. 127-146.

第2章 河道特性を規定する基本要素とその特性

本章においては、1-1で述べた河道の種々の姿（河道特性）を支配する基本要素として、筆者が何を選んだのか、またそれがどんな特性を持っているのかについて記す。

2-1 河道特性を規定する基本要素

本論では対象とする河道特性を規定する基本要素として何を選んだのか、またその特性について述べる。

ところで、基本要素とは対象とする系に何らかの影響を生じせしめる系の外にある主要な変数と考えられるが、系の空間スケールの大きさによって考えるべき適切な変数は異なる。すなわち1-1で述べた河道特性は、種々の空間スケールの現象が複合的に現れたものであるので、これを分析・解析するに当っては、スケールの大きさごとに系を階層化し、あるスケールの系では、それより大きいスケールの系において規定されるものを、固定的な境界条件として、その内部の現象を規定する基本要素を用いて分析・解析せざるを得ない。

従って、河道特性として何を考えるかによって、それに影響を与える適切な基本要素が異なってくる。今河道特性として河川の河床を取れば、これを規定する基本要素として上流域の地質、地形、地殻変動、気候変化を取り、これに従属する植生、海水準面高の変化、生産土砂の量とその粒度分布形、流量を媒介として表現されなければならないが、洪水時の平均流速を取れば、これを支配する基本要素として、河床勾配、河床材料、水深を取るのが工学的には妥当であろう。

種々の河道特性を規定する基本要素は、それゆえ対象とする河道特性、またそれを調査する目的に応じて変わらざるを得ないが、本論においては、平均年最大流量、河床材料の平均粒径、河床勾配を種々の河道特性を規定する基本要素として検討を行うことにする。1-1で述べたような種々の河道特性の空間スケールから考えると、次章以下で示すようにこれを説明、分類する上で適切と考えられるからである³¹⁾。なお種々の河道特性の内には、この三量によっては規定されないものもあるが、その場合には適宜他の要素の影響について説明を行うこととする。

この三要素は、地形学的空間スケール及び時間スケールから見れば主要な変数とは言えないので、次節以下で、このスケールから見た場合、この三要素に影響を与える要因及び三要素の特性についてふれることにする。

2-2 河床材料

河床材料の粒度特性は、まず第一に、生産土砂の量とその粒度構成に影響される。量については、地形学者による山地解体速度の把握、ダム管理者や河川管理者によるダム堆積土砂量の予測、砂防工法の評価、骨材資源の量的把握という目的のため調査され、日本における土砂生産量の把握は、ある程度可能となってきたが、その質（粒度構成）については、ほとんど明らかにされていない。小出博¹⁾による岩質の違いによる物理的風化作用の相違に関する記述 (Table 2-1), Carroll, D.²⁾, Pettijohn, F. J.³⁾, Ctpaxob, H. M.⁴⁾等の地質学者による岩石風化物の粒度分布特性に関する記述等があるのみである。

Table 2-1 地質による岩石の物理的風化作用の相違

地 質			物理的風化過程						備 考
			基岩	岩塊	礫	砂利	砂	粘土	
火 成 岩 類	深成岩	花崗岩 (閃緑岩) (斑岩)	○	→	○				斑岩は砂になりにくい。
	半深成岩	石英斑岩 (玢岩)	○	→	○	→	○		基岩の節理の状態により異なる。
	火山岩	安山岩 玄武岩	○	→	○				礫程度にはなるが砂利以下にはなりにくい。
水 成 岩 類	古生層	頁岩 板岩 砂岩	○	→	○	→	○	→	平板状か厚めの蒼石状に壊れる傾向があり、大きな岩片になりにくい。
	中生層	頁岩 (白亜紀)	○	→	○				三畳紀の頁岩は古生層の頁岩に類似、時代が新しいほど砂になりやすい。
	中生層	砂岩 (白亜紀)	○	→	○	→	○		砂利の期間は短い、若い砂岩ほどその傾向が強い。
	第三紀層	頁岩	○	→	○				古第三紀の岩石は短期間、砂利程度の大きさになる。
	第三紀層	砂岩	○	→	○				
		塊状構造の 荒い珪岩	○	→	○	→	○		珪岩はチャートとも呼ばれ、主として古生層に分布する。古生層のなかでは粗大な風化産物を作りやすい。
		塊状構造の 細かい珪砂	○	→	○	→	○		
		石灰岩	○	→	○				
		緑色岩と 緑色凝灰岩	○	→	○				

小出 博：日本の国土(上) 東京出版会 1973. 8 pp. 59~64 より虫明功臣作成による。

凡 例 岩 塊：人身大～以上 砂 利：玉砂利～拳 大
礫：人頭大～半身大 (砂：粟粒大～基石大)

山地で生産される土砂の粒径は、山地の地質、岩質の違いと風化過程や風化作用の違いによって大きさが異なり、特定の粒径の所に粒度分布のピークを持っている。一般には化学的風化過程において生じる粘土、細かい岩片や岩石を構成する鉱物からなるシルト・砂、基岩の砕破物からなる岩塊や礫等、4つあるいはそれ以上のピークを持っている。このような生産土砂は、山間部を流下するにつれて、磨耗や分割され、一部は河岸、溪床に堆積しながら運搬され、沖積低地に入ると流水によってふるい分けられ、その流水の力（掃流力）に見合った粒度分布特性を持つことになる。なお沖積低地の河川区間でも岩石の磨耗作用や分割作用はあるが、それが粒径減少に及ぼす役割は、石灰岩あるいは第三紀の泥・砂岩地域を流下する区間が大きい河川を除けば粒度分布の縦断方向の変化の実態から小さいものと判断される。なお中山²⁾は礫の円形度の縦断方向の変化を調べ、磨耗作用の役割は小さいとしている。

Fig. 2-1 と Fig. 2-2 は、河床材料の粒度分布がどのような特性を持っているかを調べるために、日本の一級河川の 73 地点（ほぼ全国の河川をカバーしている）の粒度分布形を調べた結果である。Fig. 2-1 は縦軸に平均粒径を横軸に d_{84}/d_{16} を採り、河床材料の混合度（分級度）と平均粒径の関係を見たものである。Fig. 2-2 は縦軸に平均粒径 d_m を横軸に河床勾配を採り、どのような勾配の所にどのような河床材料が存在するか見たものである。また Fig. 2-3 には河床材料の分布形がどのような形となっているかを見るために典型的な粒度分布形を示した。また Fig. 2-1 及び Fig. 2-2 には、ある粒径の河床材料が存在する場所と地形との対応も示した。

Fig. 2-1 に示す平均粒径 d_m と d_{84}/d_{16} の関係、及び地形との関係より、河床材料を d_m が 10 cm 以上の玉石が大部分を占める場合、1~10 cm の礫が大部分を占める場合、及び砂分が大部分を占める 1 cm 以下の場合に分けて、河床材料の特性について述べる。

河床材料の平均粒径が 10 cm 以上の所では、そこに働く掃流力が大きく、小粒径（砂分）のものは下流側に輸送され、河床材料の大部分は礫質となり均一性が良く、砂分は有ったとしても 10% 以下となる。ただし大雨によって山地崩壊が多数発生する場合、砂分の生産量が急増し、洪水後、河床に砂分が増加し、それが 10% 以上になることもある（例：常願寺川、昭和 44 年洪水後）。

平均粒径 1~10 cm の河床材料は顕著な二峰性の粒度分布を持ち、砂利成分 70~80%、砂成分（0.5 mm 前後が多い）20~30% を持ち、 d_{84}/d_{16} が非常に大きい場合が多い。平均粒径 0.4~1 cm の河床材料を持つ所は、扇状地、山間部から沖積低地に変化する地点で、このような所では河床堆積物は、砂層と砂利層の互層となり易く、流量の変化に応じて河床材料が大きく変わり易い。これより粒径が小さい所は、砂利分（1 cm 以上）が上流で抜け落ちた後の河床堆積物であり、河床材料は均一性を増してくる。均一性が一番良いのは、河床材料が 0.3~0.4 mm 位の所であるが、これより細かい所（平均粒径が 0.02~0.2 mm）では河床材料は Fig. 3-3 に示すように再び細砂 0.1~0.2 mm とシルトあるいは粘土の二つの粒径集団を持つようになる。

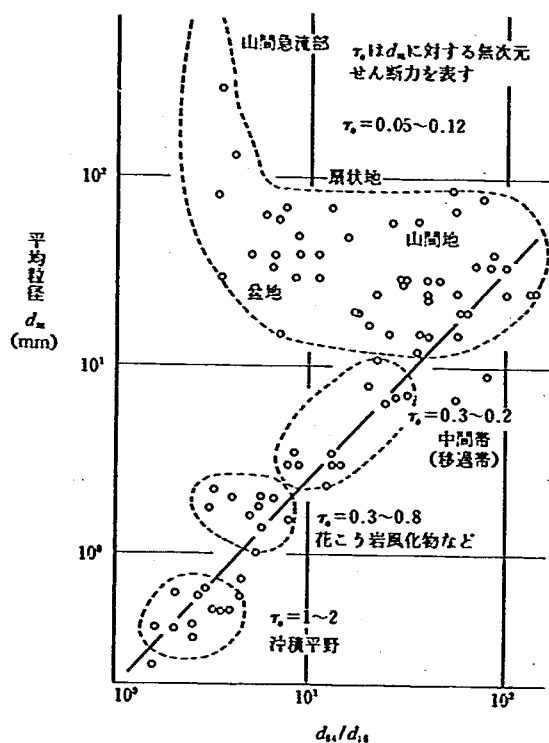


Fig. 2-1 全国一級河川の平均粒径 d_m と $d_{s,1}/d_{s,16}$ の関係

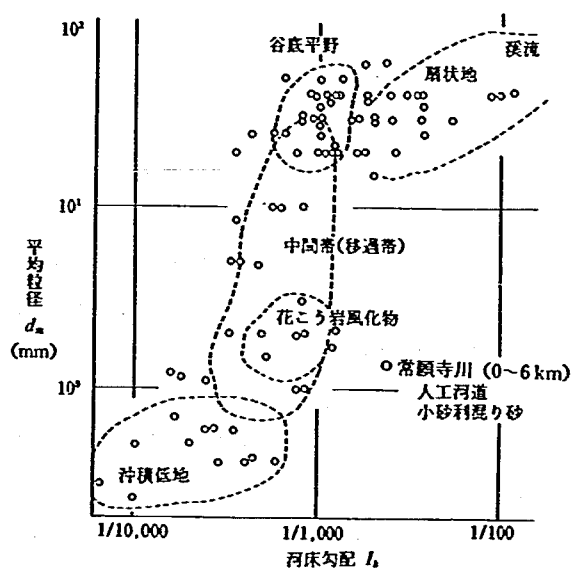


Fig. 2-2 日本の一級河川における河床勾配 I_b と粒径の関係

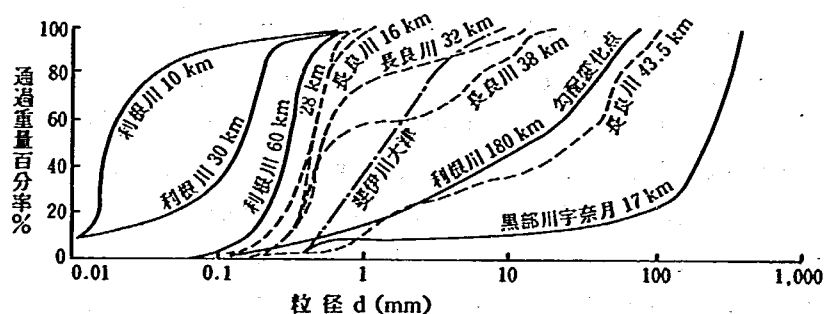


Fig. 2-3 典型的な河床材料粒度分布

河床材料とその分布特性を地形との関連性で述べれば、一般に次のごとくである。河床材料の平均粒径が20 cm以上であるような、急流の山間部の谷を流れるような河川、及び急勾配の扇状地で河床低下している所では粒径30 cm程度の玉石と粒径0.05 cm程度の砂分の2つの粒径集団を持つ黒部川宇奈月（河口より17 km）での河床材料分布に示されるように小粒径成分は少なく、大礫分の均一性が良い。通常の扇状地河川では、長良川43.5 km、利根川180 km地点のような粒度分布を持ち、扇状地から緩勾配の中間地（自然堤防帯）との勾配変化点直下流では、長良川38 km地点のように砂分が多くなり、砂利分が急減する。通常砂利分が抜け落ちた後の河床材料の縦断方向の変化は小さいが、河口近くの人口水路（川幅が上流より拡がっており、また水深も深い場合）の所では、河床材料が砂分からシルトに急変する場合もある。また利根川40 kmより下流のように、砂分内での分級があり、40~50 kmより上流の $d_m=0.03\sim0.04$ cmの砂から $0.015\sim0.02$ cmに変化する場合もある。なお利根川の場合は、40 kmより下流は汽水湖的性格が強い所である。

以上のことは、河床材料は、山間部で生産された土砂が、河川を流下するにつれて、洪水時に働く力（掃流力）に応じて分級・堆積したものであることを示唆する。このことは、本編の対象としている河道特性を河床材料の平均粒径を通して記述する十分な理由となろう。

2-3 河床勾配

本論では、河床勾配を河道特性を規定する基本要素としているが、本来、沖積河川の河床勾配というものは、少し広い系から見れば、山地の解体によって生じる生産土砂の質と量、それを運搬する流量、侵食基準面高の変化・地殻変動の従属変数と考えられる。それゆえ、それらが河床勾配に及ぼす影響についてふれる。

i) 生産土砂の質と量

生産土砂の質と量は、地形学的時間スケールで見れば、地殻変動、気候変動によって変化するものと考えられるが、本論で対象とするような1~100年の時間スケールでは、気候変動は無視し得る。ただし本論で対象としている時間スケールにおいても流出土砂量は毎年毎年同じように出てくるものではなく、大出水や地震、火山の爆発等による流出土砂量の急増が生じることがある。このような流出土砂量の急変は、山間部の谷底を流れる河川や、小扇状地河川では、河床勾配を大きく変える場合があるが、1級河川の大管管理区間では、上流部に土砂の堆積空間があるのが普通であり、勾配を急変させることはあまり無いように思える。ただし河床低下傾向だった砂利河川では、河床材料がアーマー化されていたものが、上流からの土砂流入によって河床材料が小さくなり、流送土砂量の増加、砂州形成の活発化等の河道特性変化を生じることがある。

砂を河床材料に持つ河道区間や、デルタ地帯の河川では、上流部の土砂生産量の急変が、河床勾配を大きく変えるということは、その堆積空間の大きさから勾配急変点近くを除けば、そ

れほど大きなものとは思われない。江戸時代の浅間山の爆発によって利根川中流部の河床が上昇したという報告があるが⁶⁾、河床勾配そのものを変えるようなものではなかった。本論で対象としている時間スケールでは、蛇行帯の河床勾配の変化は、河床の上昇及び下降という河床高の変動によるものは小さく、大出水による流路変更や人間による蛇行河川の人工的直線化によって生じるものの方が大きい。

一般には、土砂生産源と対象としている河道が離れているほど、堆積空間（沖積低地の面積）が大きいほど、つまり河川規模が大きいほど生産土砂量の偶発的な変動を調節し、河床勾配の変化速度は小さい。

ii) 流量

河川の流量は、100年から1000年の時間オーダーで見れば毎年毎年の周期的な波動性と数十年に1回起るような大出水という偶発的なものを含んでいる。この偶発的な大出水によって、一級河川が流下しているような大河川の沖積低地（氾らん原）の勾配が変わることは無いと考えられるが、河床勾配は流路の変更によって変わる場合がある。たとえば自然堤防帯を流下している河川が天井川化し、大出水時に今までと異なった場所に新たな流路を形成するような場合である。しかし、このような変化は数百年から数千年の時間スケールの現象と考えられ、本論の対象とする時間スケールでは直接的な考察の対象外の現象である。

iii) 侵食基準面高の変化

侵食基準面高（海水準面高）の変化は、河川の勾配を支配する重要な要因である。細砂・中砂を河床材料に持つ河川では、縄文最海進時（5,000～6,000年前）の海水面は現在より4～6 m高かったので、海水面下に有った所が多い。この縄文海進後の海水面の波動的低下は、沖積低地の微地形形成に大きな作用をおよぼしている。

この海退の影響が河川勾配にどのような影響と変化をおよぼしたかは明確では無いが、元の海面下の勾配が緩やかな所では海退の速度（海岸線位置の移動速度）が、扇状地扇端位置の前進速度より速く、扇端より下流では、そこのはんらん原勾配に対応する物質（砂・シルト）を堆積し、河道を作っていたものと考えられる。扇状地、中間地、デルタを含むような大スケールの縦断形の変化を考察する場合には、上流からの供給土砂量と質、流量のみによって沖積面が形成されていくと考えることはまちがいであり、侵食基準面高の変化、あるいは後で述べる地殻変動の方が、河川によっては運ばれた土砂によって1つの堆積空間を1つの堆積面（たとえば砂利を河床材料に持つ扇状地面）で埋め尽くす速度より速く、新たな二次的な堆積面（たとえば自然堤防地帯やデルタ地帯）を形成する要因となっている。

iv) 地殻変動

沖積層を流下する河川では、地殻変動そのものが河床勾配を決定する大きな要素ではないが、なぜそのような沖積堆積面ができたのか、盆地を流下する河川における、河道 segment（ほぼ同一勾配を持った河道の区間）の形成要因を考える場合、重要な要素となる。なお segment については6-1で詳述する。

以上のように、河床勾配を決める支配要因、segmentの形成要因を考える場合には、前述のような要因を考えなければならないが1-1で述べたような河道特性を分析・検討する場合には、河道のsegmentごとにその特性が変わることもあって、勾配を1つの基本要素とした方が、直接的であり、実用的である。

2-4 流 量

河川の流量はたえず変動している。このような変動している流量の内、どの流量が河道特性を分析・検討するのに最も適切な流量であるかについて考察する。

検討の対象としている河道特性によって、それに最も影響を与えている流量は異なるはずである。たとえば自然堤防を形成する流量や高水敷の堆積物の質を規定する流量は、低水路満杯流量より大きい、砂河川で通常見られるうろこ状砂州の形成流量は、それより小さい場合がほとんどである。しかし本論の目的が、河道特性を支配している基本的な法則性を明らかにし、それを使って河川の種々の姿、特徴を説明、記述することにあることを考えると、個々の河道特性をそれに最も影響を与える流量で記述することはあまり得策ではない。種々の河道特性を統一的に記述し得る最も都合の良い代表流量を定めた方が実用的である。

河道特性を分析・把握するのに適したものとして選んだ代表流量は、平均年最大流量である。平均年最大流量は、回帰年 (recurrence period) が2~3年程度であり、計画高水流量と平均年最大流量との関係は Fig. 2-4 に示すように計画高水流量 (100年確率洪水に相当しているものが多い) の2~4分の1程度である。

この流量を選んだ理由は、この流量が Fig. 2-5 に示すように (資料は Table 4-1 を用いた)、ほぼ低水路満杯流量に近いこと²⁾、また資料が得易いためである。なお低水路満杯流量は次のような理由により河道のスケールや平面形態を規定する流量としても適切なものと考えられる。

- i) 土木研究所で行われた河川模型実験の結果によると、ほぼ平均年最大流量に相当する流量を長時間通水すると、ほぼ実河川で生じるような砂州形状や平面形態が生じている。また砂利河川の砂州、砂河川の洪水時の砂州形態及び河道の平面形態をこの流量で整理すると実験室で生じる現象と整合している。このことは実河川の河道の平面形態が低水路満杯流量位の流量で規定されていることを示唆する。
- ii) Ackers, P.¹¹⁾は、蛇行波長と変動する流量との関係を、多くの実河川資料及び流量を変動させた実験室で生じた蛇行形態に関する資料を分析し、蛇行波長を支配する流量は、bankfull discharge (水路満杯流量) あるいはそれより多少小さい流量としている。また Neil, C. R.¹²⁾は、カナダの砂河川の川幅を bankfull discharge で整理し、Bray, D. I.¹³⁾は、砂河川の川幅を2年確率流量で整理し、良い相関を得ている。このように bankfull discharge 及びそれに近い流量によって川幅を整理すると良い相関を得るということは、こ

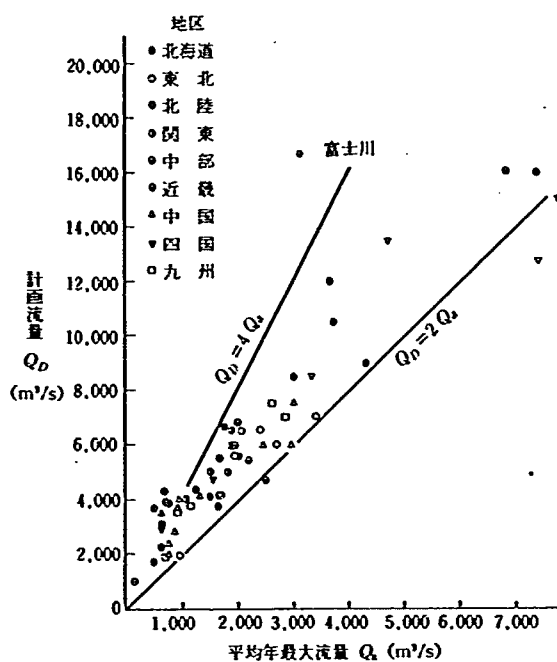


Fig. 2-4 平均年最大流量と計画流量の関係

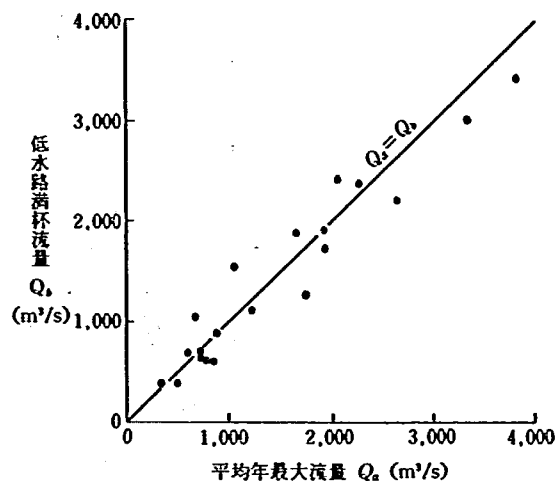


Fig. 2-5 平均年最大流量と低水路満杯流量との関係

の流量が河道の平面形態を規定する流量であることを示唆している。

- iii) Wolman, L. G. と Miller, J. P.¹⁰⁾は、河川の土砂移動量の最大生起密度が生じる流量を有効流量 (effective discharge) と定義し、実河川の流量と流砂量の変動を統計的手法を用いて検討し、その流量は1~3年に1回生じる流量に相当することを示した。ただし、土砂移動量としては浮遊砂を用いている。なお、Fig. 2-6は、有効流量の概念を示したものである。図中においてaの曲線は流量Q時の流砂量 Q_s を示すものであり、bの曲線は流量Qの年間の頻度分布曲線である。Cの曲線は流量Q時のaとbの値を乗じたものであり、最大値に相当するQの値が土砂移動量の最大生起密度が生じる流量である。

河村¹⁵⁾は、長良川で同様な計算を行い、1.43年洪水がこれに対応しているとしている。

また Andrews, E. D.¹⁶⁾は米国 Colorado, Wyoming 州を流れる Yanpa 川で流砂量として浮遊砂と掃流砂を含む全流砂量を用いて effective discharge を求め、これが、bankfull discharge とほぼ一致するとしている。

Effective discharge が河道形成支配流量であるということとはできないが、低水路満杯流量で河道特性を表わす一つの理由となろう。

- iv) 豊水流量や平均流量では、砂州が水面上に出てしまう河川が多く、河床材料をほとんど動かし得ず、この流量は河道形成流量として意味をなさない。

以上の検討より、平均年最大流量は河道の平面スケールや平面形態を規定する適切な流量と判断され、種々の河道特性を統一的に記述するのに都合の良い流量と推察される。なお平均年最

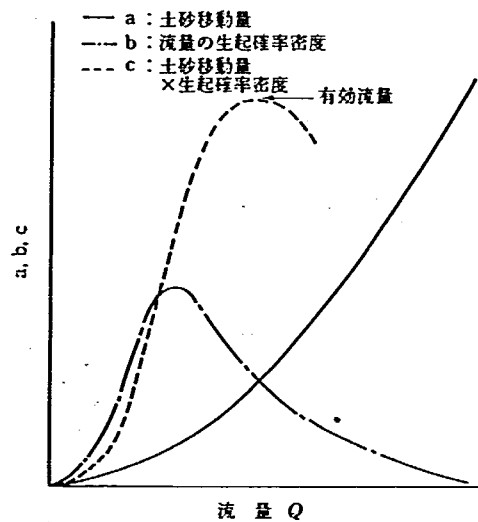


Fig. 2-6 有効流量の概念図

大流量で、分析、検討する場合がある河道特性については、適宜平均年最大流量との関係を説明することにする。

注1) 河川が海に接する所では、潮汐および波浪という他の要素の影響を受ける。このような所では、平均年最大流量、勾配、河床材料の平均粒径の三量で、その特性を記述しえないのは明らかである。しかしながら前述の要素は、日本の河川の場合有明海湾奥に流入し、潮汐作用の大きい六角川を除けば、河口の砂州形状、河口部の横断形状、河積、および底質材料等に影響をあたえるが³¹⁾、河口より多少でも上流の河道の河道特性は、洪水による影響の方が圧倒的に大きく無視して良い（但し、海水による密度流が関係する現象は除く。）。

注2) 種々の文献によると細砂（粒径0.2mm以下粒度）あるいはシルトを河床材料を持つ生長しつつあるデルタの河川では、毎年出水期に氾らんする河川が多い。日本の河川でデルタ的特性を持つ河川は利根川、江戸川、木曽川の下流部位しかなく事例が少ないので、デルタの河川が、自然堤防帯及び扇状地を流れる河川と、低水路満杯流量が平均年最大流量より大幅に小さいと決論をつけることはできないが、高水敷高がデルタの区間ではほぼ水平であることを考えると、低水路満杯流量は、平均年最大流量より小さいと考えておいた方が妥当であろう。

参考文献

- 1) 小出 博, 1973; 日本の国土(上), 東京大学出版会 pp. 59-64.
- 2) Carroll, D., ; 岩石の風化, pp. 101-108, 松尾新一郎監訳 ラライス社.
- 3) 中山正民, 三浦敏彦, 1964; 日本の河川平野部の礫の円形度について, 地理学評論 Vol. 37, pp. 115-130.
- 4) Pettijohn, F. J., 1956; Sedimentary rock, Second edition, Happer and Brothers, New York, pp. 498-524.
- 5) Wollman, M. G., and Miller, J. P., 1960; Magnitude and frequency of forces in geomorphic processes, J. Geol. 68, pp. 54-74.
- 6) 大熊 孝, 1973; 利根川における治水の変遷と水害に関する実証的調査研究, 3章 天明3年浅間山の噴火と幕末の治水問題, 東京大学学位請求論文.
- 7) Ctpaxob, H. M. 1963; 堆積岩の生成, (平山次郎等共訳, ラライス刊 pp. 53-58).
- 8) 山本晃一, 1978; 河口処理論(1), 土木研究所資料第1394号, pp. 47-84.
- 9) 山本晃一, 林 敏夫, 深見親雄, 坂野 章, 1978; 利根川河口処理に関する水理的検討, 土木研究所資料第1326号, pp. 22-36.
- 10) Dury, G. H., 1973; Magnitude frequency and channel morphometry, Chap. 7, Fluvial geomorphology, Pub. in Geomorphology, State University of New York.
- 11) Ackers, P., 1970; Meander geometry arising from varying flows, Journal of Hydrology 11, pp. 230-252.
- 12) Neill, C. R., 1973; Hydraulic geometry of sand river in in Alberta, Fluvial Process and Sedimentation, Proceeding of Hydrology Symposium, pp. 453-461.
- 13) Bray, D. I., 1973; Regime relation for Alberta gravelbed rivers. Fluvial Process and Sedimentation, Proceeding of Hydrology Symposium, pp. 440-452.
- 14) Wolman, M. G., and Miller, J. P., 1960; Magnitude and frequency of forces in geomorphic processes, J. Geol. 68, pp. 54-74.
- 15) 河川三郎, 1968; 支配流量の一計算法, 第16回水理講演会, pp. 79-84.
- 16) Andrews. E. D., 1980; Effective and bankfull discharge of stream in the Yampa River Basin, Colorado and Wyoming, Manuscript for Open-file report, U.S. Geological Survey.

第3章 洪水時の小規模河床波と流れの抵抗

沖積河川の流れの抵抗を予測することは、河道計画にとって重要な問題であるが、現状の河川の粗度評価は、実測値に多少の安全を考えて計画粗度としているのが実状である。この方法は工学的に間違っているわけではないが、基礎的な実験資料や実河川の資料を取り入れて、流れと河床の抵抗の間の法則性をつかみ、それを実際の河川計画に応用していく時期にきているのではなかろうか。

本章においては、沖積河川の低水路部の粗度が洪水中に変化することがあることを示し、その主原因は、河床に発生する小規模河床波形態の変化にあること、また沖積河川の流れの抵抗および小規模河床波は、主に河床材料の平均粒径によって分類し、その特徴を記述しえることを示す。なお流れの抵抗（粗度）は、通常マニングの粗度 n が使用されるが、ここでは物理的意味の明確である流速係数 ϕ を使用する。 n と ϕ の関係は $n = H_m^{1/6} / (\sqrt{g} \cdot \phi)$ である。

3-1 河床材料と洪水時の河床波、粗度の関係

移動床水路では、水理条件と粒径に応じて河床面に各種の河床波が発生し、河床の抵抗係数に大きな影響を与える。この水理条件と粒径と河床波の関係を調査するために、多くの実河川の洪水時の流れの抵抗を調べていた時に¹⁵⁾、洪水時の低水路の流れの抵抗および小規模河床波の変動形態は、同じような河床材料を持っている河川間では、同じような特性を持っていることに気づいた。ここでは河床材料の平均粒径を指標として、その共通性について記述する。

(1) 平均粒径 0.2 mm 以下の場合

粒径 0.2 mm 以下の河床材料を持つ一級河川は少ない。一つは利根川 0~40 km 地点のように、数百年前まで湖沼的性質を持っていた河川、また河口近くで治水のために人工的に河川を開削および掘削し、その河積がその直上流より大幅に大きい江戸川や鶴見川河口近くの河川である。

このような河川の洪水時の河床形態や、河床粗度の直接観測例は無い。また 0.2 mm 以下の河床材料を使った移動床水理実験による観測資料も少ない。それゆえ洪水時の実態は明確でないが、痕跡水位からの粗度把握によると、大きな出水時には河床は平坦河床と考えてよく $\phi = 25 \sim 30$ 程度 ($n = 0.01 \sim 0.015$) である。

ただし平均年最大流量時の平均流速は、粒径 0.015 cm 程度の利根川 (10~40 km) で 65~85 cm/s、粒径 0.007 cm 程度の鶴見川 (2~7 km) で 80 cm/s であり、もし平均年最大流量時に平坦河床であるとする、河床の平均粒径に対する無次元掃流力は、利根川で $\tau_{*m} = 0.4 \sim 0.5$ 程度、鶴見川で $\tau_{*m} = 0.8 \sim 1.0$ 程度となる。このことは、平均年最大流量時には、河床が平坦河床 ($\phi = 25 \sim 30$) で無く、砂礫 ($\phi = 18 \sim 19$) である可能性が強い。砂礫である

とすると、利根川で $\tau_{*m}=0.8\sim0.9$ 、鶴見川で $\tau_{*m}=1.57$ 程度となる（ ϕ と τ_{*m} の関係については、補助編参照）。

なお粒径が0.1 mm程度の細砂では、砂堆は発生せず、砂礫から平坦河床に直接移行し、砂堆に相当する粗度（ $\phi=12$ ， $n=0.03\sim0.04$ ）は生じないようである。

〔2〕 平均粒径0.2 mm～0.6 mmの場合

粒径0.2～0.6 mmの河床材料を持つ河道は、日本においては、沖積低地を流下する河道、盆地から再び狭さく部に入る直前の河道区間に限られている。

このような河床材料を持つ河川の洪水時の河床波、粗度を、利根川、川俣地点の例を通して述べてみる。川俣地点は河床材料の平均粒径 $d_m=0.42$ mm，河床勾配 $I_b=1/2500$ の地点である。流速観測の方法は、竹浮子による観測であり、エネルギー勾配は、川俣地点をはさむ2点間の水位観測所間9,464 mの水位差より求めた水面勾配を代用している。

Fig. 3-1は、昭和34年8月洪水時の低水路部平均水深と平均流速の変化図である。この図から、洪水初期には水面勾配が洪水ピーク後より大きかったにもかかわらず、同一水深で流速が遅く、流れの抵抗が大であり、水深4 mを超えた辺りから、急激に流れの抵抗が減少して流速が速くなったのがわかる。このような現象は河床粒径0.6 mm以下の一級河川では、ほとんどの河川で生じている¹⁾。Fig. 3-2は、前述した利根川、川俣地点の低水路平均の ϕ の値と $\tau_{*m}=u_*^2/sgd_m$ ， H/d_m の関係を示したものである。昭和38年8月13～15日洪水の資料については、矢印で ϕ の変化方向を示しておいた。 τ_{*m} が2前後で ϕ の値が10前後から24近くまで上昇し、洪水ピーク時には河床の抵抗が非常に小さくなったことがうかがえる。これは河床の状態が砂堆から平坦河床に変化し、それが洪水終期にまた砂堆に変化したものである。また

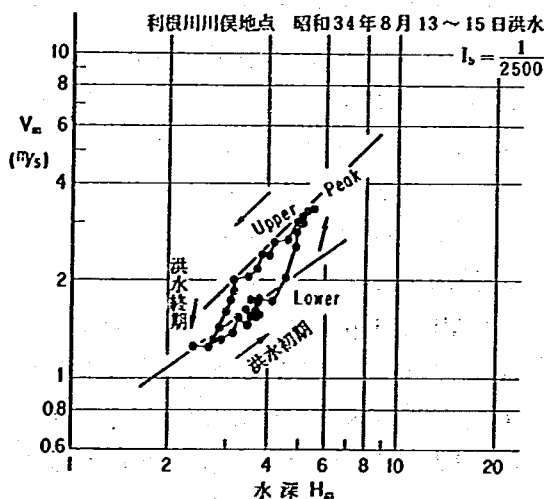


Fig. 3-1 利根川・川俣における洪水時の V_m と H_m の変化

洪水に対して河床波の応答は、水理量の変化にすぐ応答するものではなく時間的ずれが生じているのが読みとれる。

実河川での音響測深器による河床波形状の観測によると、砂堆の波長は河床勾配が大きく、従って水深および相対水深の小さい河では、

Middle Loup 川²⁾ ($I_b=1/1000$ ， $d_m=0.4$ mm， $H=0.6\sim0.8$ m) のごとく、水理実験結果とほぼ同一の水深の6倍前後の波長を持つが、勾配が小さく相対水深の大きい河川

江戸川³⁾ ($d_m=0.3\sim0.4$ mm， $H=6$ m)

Mississippi 川³⁾ ($d_m=0.2\sim0.4$ mm， $H=20\sim30$ m)

Wabash 川³⁾ ($d_m=0.3\sim3.5$ mm，

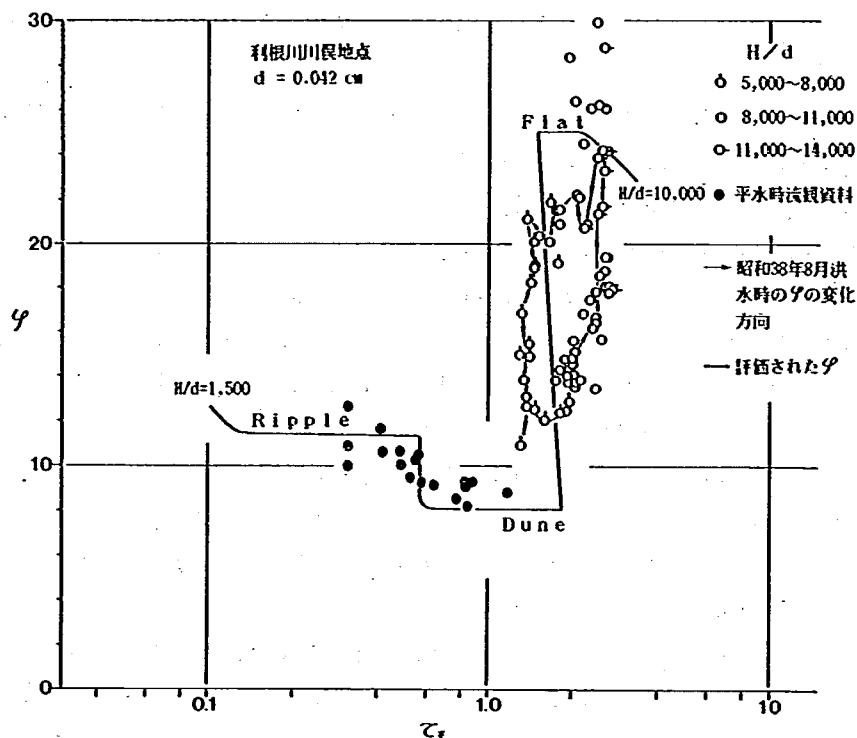


Fig. 3-2 利根川・川俣における ϕ と τ_0 , H/d の関係

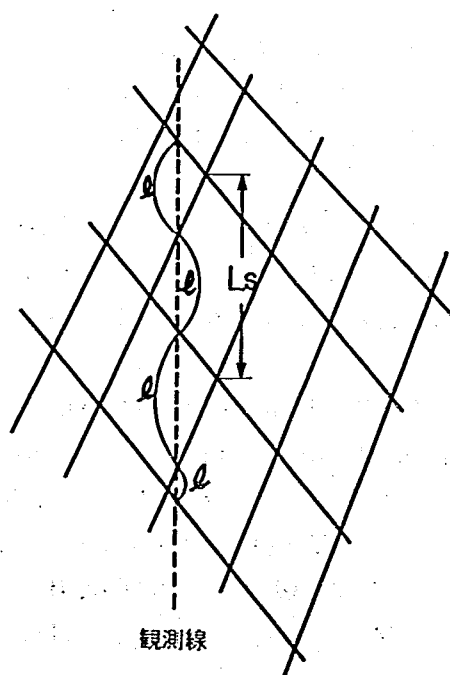


Fig. 3-3

$H=2\sim 8\text{ m}$)

などでは、水深の1~2倍程度の砂堆を持つことがある。これらの河川では、砂堆の形状は、うろこ状砂堆 (lingoid dune, lunate dune) と考えられ、音響測深器による砂堆波長の観測は、Fig. 3-3に示すごとく砂堆の代表波長より短く観測されることが一因と考えられるが、相対水深が大きい場合には、本質的に砂堆の波長が短いのかも知れない。なお Mississippi 川では水位が高くなると、水深 (25 m) の約6倍程度の河床波も発生する。この河床波の上に水深の1~2倍程度の河床波が共存している。波長の短い砂堆 (水深1~2倍程度) と、波長の長い砂堆 (Caray, W. C. と Keller, M. D.³⁾は sand wave と呼んでいる。水深の6倍程度の長

さ)との質的な差異は明確で無い。この差異を明確にするには、河床形状の三次元的把握が必要とされよう。

粒径 $0.4 \sim 0.6 \text{ mm}$ を河床材料に持つ河川の平均年最大流量時の河床波は、砂堆であり $\phi = 9 \sim 12$ 程度であるが、 d_m が $0.2 \sim 0.3 \text{ mm}$ の河川では平均年最大流量時に河床が平坦になる河川もある。大出水時には河床は平坦である。

(3) 平均粒径が $0.6 \sim 2 \text{ mm}$ の場合

このような粒径を持つ河道に、上流が花こう岩の風化物であるマサ土地帯を流下する河川、および上流の砂利河川から砂河川への移行河道区間で多い。このような河川の代表例として、斐伊川大津での観測例を示す。

斐伊川は河口より $8 \sim 20 \text{ km}$ 区間は、低水路幅 300 m 、河床勾配 $1/800$ 、河床材料の平均粒径 $1.5 \sim 2 \text{ mm}$ の河川である。Fig. 3-4 は斐伊川で観測された流速と水深、勾配より ϕ と τ_{*m} の関係を示したものである⁹⁾。なお勾配はほとんどの資料が 100 m 間の水位差より評価されている。図中に実線は、勾配がほぼ一定値なので τ_{*m} の増加につれて H/d が比例して増加することを考慮して補助線 Fig. 1-12 を用いて求めた ϕ と τ_{*m} の関係である。評価された ϕ の値と観測値はほぼ一致しており、実験室の結果はそのまま河川でも適用できることを示している。なお音響測深器による河床波の観測によると水深の 2 倍から 7 倍の河床波が観測されている。

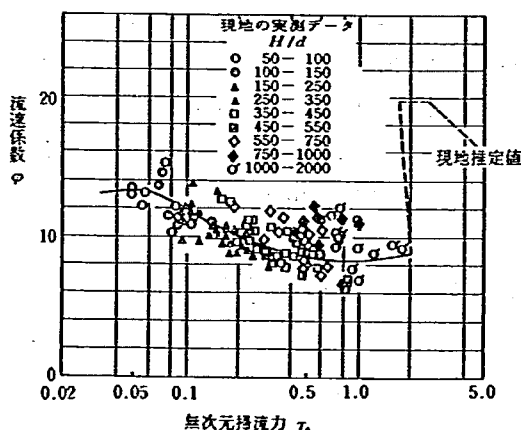


Fig. 3-4 斐伊川における ϕ と τ_{*m} 、 H/d の関係

(4) 平均粒径 $2 \sim 10 \text{ mm}$ の場合

このような粒径を持つ河川は、砂利河川から砂河川に変わる中間帯で生じるが、その河道区間は長いものではない。

このような地点の洪水時の河床形態は砂堆と考えて良い。たとえば豊川放水路（平均粒径 4 mm 位の砂利混り砂河床）で波長 25 m 、高さ 100 cm 前後の砂堆の観測例⁹⁾がある。

ただし、このような中間地的な河床材料を持つ所は、粒度分布の時間的変動が著しい所で、河床が砂で全面的におおわれたり、砂分が抜け砂利分が表面をおおうこともあり、水理量の変化に応じて砂河川的な性格の河川、砂利河川的な性格の河川に変わることがあるようである。

(5) 平均粒径が1 cm 以上の場合

平均粒径が1 cm 近くなると、河床材料の混合度が大きくなり、河床材料の粒度分布は砂利と砂に相当する所にピークを持つ二峰性となってくる。このような混合度の影響と川幅が広く B/H_m が大きくなるために、河床波の発生条件や ϕ の値が均一粒径と多少異った値となる。

i) 渡川、具同地点

渡川・具同地点は河口より9 km の地点であり、Fig. 3-5 のように、粒径0.5 mm 前後の砂20%と30 mm 前後の砂利という顕著な二峰性の河床材料を持つ河川である。また河床勾配は1/1400 程度である。

この観測所において、右岸より150~400 m 間の各測点の水深と流速、観測水面勾配、粒径を使って、 ϕ 、 τ_{*m} 、 H/d_m の関係を表わしたものがFig. 3-6 である³⁾。なお洪水時の水面勾配の測定精度は、流速に比較して悪い⁴⁾ため、水深と流速の関係をFig. 3-7 に示した。Fig. 3-7 には、エネルギー勾配を河床勾配1/1400 とし、河床波が発生していなければ平坦河床の相当粗度と考えられる $k_s = 2.5 d_m$ として求めた流速と水深の関係と、出水時の観測水面勾配が1/1000 程度となっているので、この水面勾配をエネルギー勾配とし、流速係数を河床に砂堆が発生していれば生じるであろう値 $\phi = 10$ として求めた流速と水深の関係を実線で示した。

これらの図より、水深4 m 前後から河床の粗度は、平坦河床の粗度から砂堆に相当する粗

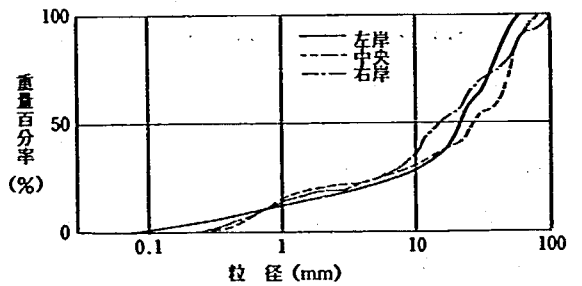


Fig. 3-5 渡川・具同における河床材料の粒度分布

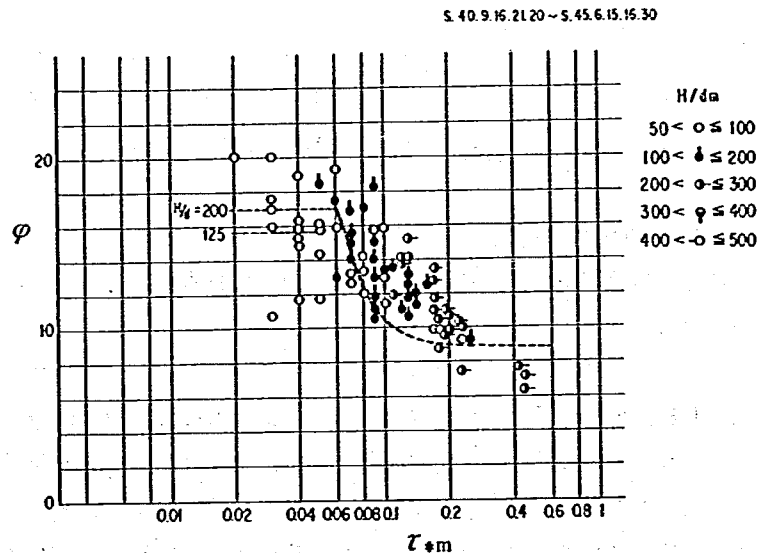


Fig. 3-6 渡川・具同における ϕ と τ_{*m} の関係

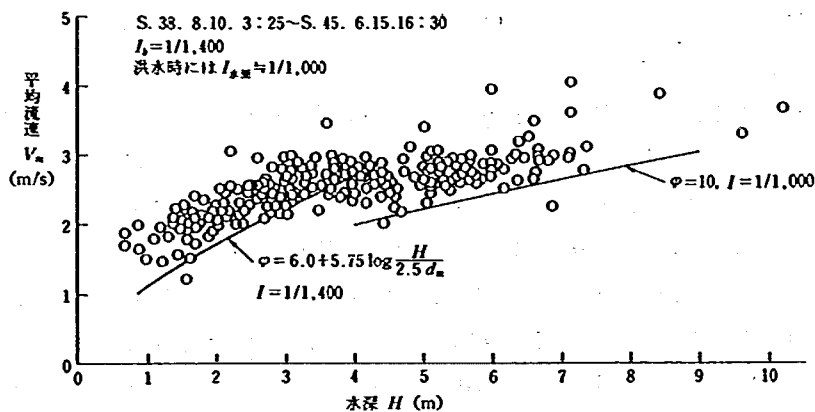


Fig. 3-7 渡川・具同における V_m と H の関係

度が変わったことが分る。なお砂堆の発生したす τ_{*m} は 0.08 前後であり、均一粒径の場合とほとんど同じ値である。

ii) 天竜川・宮ヶ瀬地点

天竜川宮ヶ瀬地点は河口より 160 km 地点であり、Fig. 3-8 に示すような河床材料を持ち、河床勾配は 1/180 程度である。この地点の平均流速と径深の関係を示したものが Fig. 3-9 である。同図は Fig. 3-7 と同様に $k_s = 2.5 d_m$ とした場合および $\phi = 10$ とした場合の流速と径深の関係が実線で示されている。径深 2 m 以下の低水流量観測時の資料は、瀬の移動のためか年度が異なると、資料のかたまり場所が異なっ

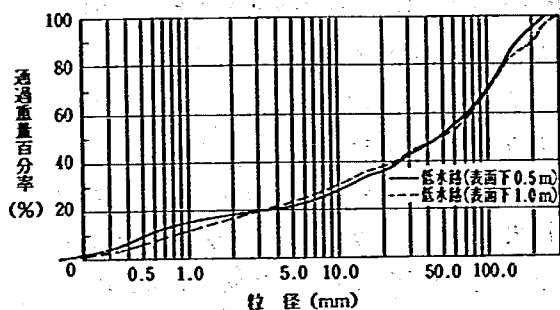


Fig. 3-8 天竜川・宮ヶ瀬における河床材料の粒度分布

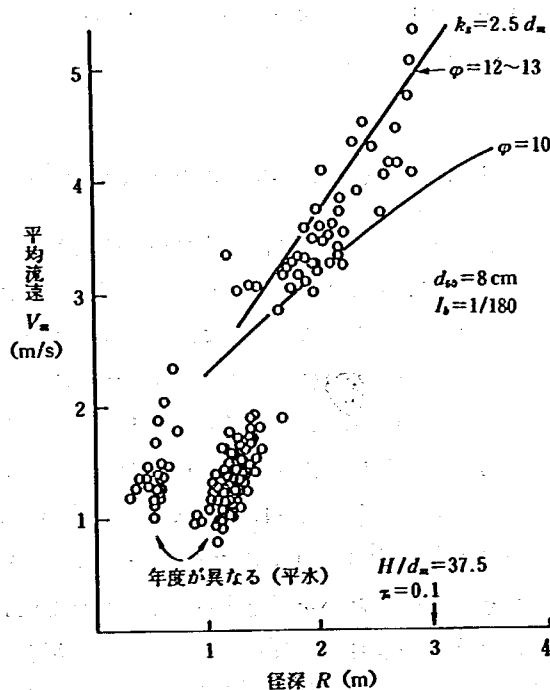


Fig. 3-9 天竜川・宮ヶ瀬における V_m と R の関係

ている。洪水時の ϕ は、河床材料の平均粒径の2~3倍の相当粗度 k_s に対応する ϕ となっており、洪水時の河床は平坦河床と考えられる。

以上2例を示したが、他の河川の観測資料の整理結果⁵⁾(Table 3-1)や移動床模型実験結果から推定すると、砂利河川においても河床勾配が1/500以下の河川では、 τ_{*m} が0.1を越えれば砂堆(砂澱?)が発生する。航空写真による河床形態の判読によると、吉野川20~25 km地点($d_m \approx 25$ mm, $I_b = 1/800 \sim 1/1000$)では、波長 $L_s = 30 \sim 50$ m(1972年11月3日撮影)が、木曾川40~42 km地点($d_m \approx 40$ mm, $I_b = 1/1300$ 及び長良川), 45 km($d_m = 30$ mm, $I_b = 1/1400$)では、それぞれ L_s が12 m, 30 mが、また由良川31.5 km地点($d_m = 20 \sim 30$ mm, $I_b = 1/1200$)では $L_s = 20 \sim 25$ mの河床波が写っている。勾配が1/250以上の急流扇状地河川では、フルード数が1に近いと、また中規模河床波が小規模河床波の発生をおさえるため、洪水時の小規模河床波は平坦、あるいは反砂堆となる。勾配1/500から1/250の間の河川は、観測例が無くはっきりしないが、大出水時には中規模河床波上に砂堆と平坦河床が混在する形となろう。

流速係数 ϕ は、十分に発達した砂堆の場合、9~12位であり、平坦河床の場合は対数流速分布式 $\phi = 1.0 + 5.75 \log H/k_s$ に $k_s = 2.5 d_m$ として求めた値程度にしておけば良い。ただし I_b が1/100以上の急流河川では、 F_r が1前後となり、反砂堆等が発生するため、砂防河川の観測例⁶⁾、実験値より判断すると $k_s = 6 d_m$ 位にしておいた方が良さそうである。

3-2 平均年最大流量時の低水路の流速係数

前節で述べたように、河床材料の平均粒径が同じような河川なら、洪水時に生じる小規模河床波の形態、流速係数 ϕ の値が、同じような値を持ち、そこで生じている現象に共通性があることが推測される。本節においては一級河川の平均年最大流量時の低水路部分の流速係数が河床材料の平均粒径とどのような関係にあるのかを示す。

Fig. 3-10は、縦軸は平均年最大流量時の流速係数 ϕ を、横軸には河床材料の平均粒径をとり、平均年最大流量時にとり得るであろう流速係数を実線の枠で示したものである。また図中にプロットされた点は補助綫1-8, 2-4及び前節の成果を用いて評価された平均年最大流量時の ϕ の値を示すものである。以下に本図をどのように作成し、平均年最大流量時の流速係数を評価したかを記述する。平均粒径2 mm以下の河床材料を持つ河川は、河床材料が、ほぼ均一砂と見なされるので、均一砂の場合の ϕ と τ_{*m} , H/d_m の関係をを用いて、流速係数を評価し得る。平均年最大流量、川幅、河床勾配、河床材料が既知であるので補助綫1-8(2)の手法を用いて評価された流速係数の値を黒丸で示した。小規模河床波が砂堆と推定される τ_{*} , H/d の水量領域($\tau_{*} = 0.6 \sim 1.5$, $H/d = 600 \sim 20,000$)では、相対水深によって ϕ の値がほとんど変化しないので、算出された ϕ は勾配の影響を受けず、粒径 d_m によって ϕ の値は定まった値となる。平均粒径が0.2~0.4 mmで平坦河床となるような河川では、相対水深が

Table 3-1 砂利河川の粗度

河川名地点	d_{90} (mm)	d_{90}/d_{10}	ストリックラー 公式による $n^{(1)}$	水深が小さい時の粗度		砂地と考えられる粗度		移行時の水理量		そ の 他
				n	ϕ	n	ϕ	τ_*	R/d_{90}	
大井川神座	35	70/1=70	0.027	0.02 ~ 0.026	14~16	移行起こらず				$\tau_{*max}=0.17$
信濃川小千谷	65	150/25=6	0.030	0.025~0.03	15	0.04	10	0.10	900	はっきりせず
雄物川椿川	6.5	17/0.7=24	0.020	0.02 ~ 0.025	16~20	0.035~0.04	11~12	0.15	570	明 確
米代川二ツ井	25	40/1=40	0.028	0.021~0.026	15~19	0.035~0.04	12~14	0.10	220	はっきりせず
石狩川伊納	60	80/3=26	0.03	0.025~0.03	10~13	移行起こらず				$\tau_*=0.02$ 以下
天塩川菅平	25	40/0.7=57	0.028	0.02 ~ 0.03	13~16	移行起こらず				$\tau_*=0.09$ 以下
阿賀川山科	25	70/0.7=100	0.028	0.02 ~ 0.025	16~18	0.035~0.04	12	0.10	100	
仁淀川伊野	15	25/3=8	0.025			0.035	10~12		150 以上	$\tau_*=0.17$ 以下の資料なし
物部川戸板橋	23	40/1=40	0.025	0.02 ~ 0.025	14~16	0.03	13	0.2	150	
川内川斧川	9	40/0.5=80	0.022	0.02	20	0.035	12	0.11	440	
球磨川渡	50	60/7=8.6	0.028	0.032	13.5	0.045	10	0.13	120	
球磨川前川	35	50/0.6=83	0.026	0.028	14	0.04 ~ 0.045	10	0.12	120	
大淀川嵐田	20	50/3=17	0.024			0.04	10			$\tau_{*min}=0.037$ 小さすぎる?
菊池川山鹿	15	40/1=40	0.023	0.02	20	0.035	12	0.09	250	
菊池川中富	40	50/10=5	0.027	0.027~0.030	12~14	0.04	10	0.03	75	移行 τ_* が小さすぎる?
菊池川玉名	3	8/0.6=40	0.018			0.035~0.045	10~12			$\tau_*=0.069$ 以上の資料のみ
筑後川恵蘇の宿	130	200/50=4	0.033	0.03	13	移行起こらず				$\tau_*=0.10$ 以下の資料のみ
重信川出合	30	51/1.7=29	0.026	0.025	13	0.035	12	0.05~0.08	40~60	
渡川具同	40	70/0.8=87	0.027	0.03	13	0.04	10	0.010	125	
吉野川中央橋	20	60/1=60	0.024	0.02	20	移行起こらず				$\tau_*=0.12$ 以下の資料のみ
猪名川小戸	20	50/0.8=63	0.024	0.02 ~ 0.025	15~20	移行起こらず				$\tau_*=0.01\sim0.02$ の資料のみ
紀の川船戸	20	35/2=17.5	0.024			0.03 ~ 0.04	10		100 以上	$\tau_*=0.1$ 以上の資料のみ
野州川中郡橋	30	55/1.8=31	0.026	0.02 ~ 0.025	16~20	移行起こらず				$\tau_*=0.115$ 以下の資料
野州川笠原	30	40/1=40	0.026	0.025~0.03		0.05	9	0.07	83	
由良川福知山	35	70/0.7=100	0.027	0.03 ~ 0.035	13	0.04	10	0.12	120	
鈴鹿川木田	8	20/1=20	0.021	0.02	20	0.035	10	0.2	220	

注) ストリックラー公式は $Ks=2.5 d_m$ とした場合の粗度に相当する。

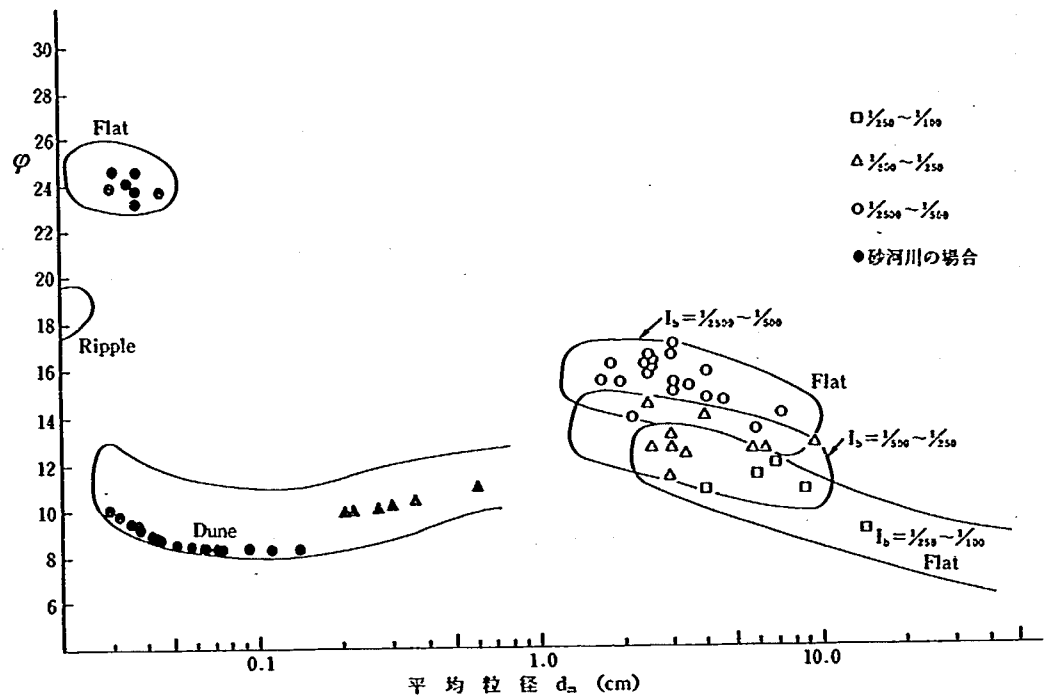


Fig. 3-10 平均最大流量時の ϕ と d_m の関係

河床勾配によって変化するので、 ϕ の値がバラツクが、このような粒径を河床材料に持つ河川の河床勾配は Fig. 2-2 に示すように、ある限られた勾配の範囲に在るため、そのバラツキは大きくなく、ほぼ粒径によって平均年最大流量時の流速係数が定まると考えて良いと思われる。なお日本の実河川の洪水時の流速係数の観測結果によると、洪水時の砂堆河床に相当する流速係数は、定常流の状態であれば生じるであろう流速係数より 1~3 程度大きい場合が多い¹⁾。これは砂堆の発達が水理量の変化にすぐさま追従し得ないためと考えられる。砂河川で平均年最大流量時の小規模河床波が砂堆と考えられる場合は、このことを考慮して平均年最大流量時にとり得る ϕ の値を Fig. 3-10 に実線の枠で示してある。平均粒径 2~10 mm の河床材料を持つ河川の河床材料は、河床材料中に粒径 1 cm 以上の砂利分を含むことが多く、また平均年最大流量時の水理量 (τ_{*m} , H/d_m) は砂堆が生じるような水理量であり流速係数の算定に当っては砂堆の形状に及ぼす河床材料の混合度の影響を考慮する必要がある。混合度の大きい河床材料を持つ河川で砂堆が生じている場合の流速係数は、大粒径の河床材料の存在によって砂堆の波形勾配が均一粒径の場合に比較して小さいので、水理実験結果²⁾及び実河川での観測結果³⁾は、均一粒径の場合の流速係数 $\phi=8\sim9$ よりも 1~2 程度大きくなっている。Fig. 3-10 には、このことを考慮して評価した流速係数 ϕ の値を $\blacktriangle$ 印で示した。

平均粒径が 1 cm 以上の河床材料を持つ河川（但し勾配 I_b が 1/100 以下）では、平均年最大流量時の τ_{*m} が 0.1 以下の河川がほとんどであるので、 $\phi=6.0+5.75 \log (H/2.5 d_m)$ の関係

が成立するとして、平均年最大流量、川幅、河床材料の平均粒径、河床勾配より、補助編 1—8〔2〕の手法を用いて、 ϕ の値を算出し、それを Fig. 3—10 に示した。ここでは勾配ごとに記号を変え、 $1_b=1/250\sim 1/100$ を□印、 $1/500\sim 1/250$ を△印、 $1/2500\sim 1/500$ を○印で示した。勾配によって記号を変えたのは、勾配の緩い河川ほど H/d_m が大きく、 ϕ の値が大きくなることと、平均年最大流量より大きな出水時の小規模河床波形態がこの勾配区分ごとに異なると推定されるからである。大出水時においても勾配 $1/250$ 以上の急流河川では、 H/d_m が小さく、また中規模河床波が砂堆の発生を抑えるので r_{sm} が 0.1 を越えても平坦河床の流速係数として推定し得るが、勾配 $1/500$ より緩い河川では砂堆が発生し ϕ が $10\sim 12$ 程度となること、実河川観測資料より分かっている⁹⁾。なお勾配 $1/500\sim 1/250$ の河川で r_{sm} が 0.1 以上の場合砂堆が発生するかどうかは実測資料が無く明らかにされていない。

平均年最大流量時に取り得る ϕ の値は、算出された ϕ の値を包絡するように勾配の区分ごとに実線で示した。以上平均年最大流量時の流速係数は粒径 1 cm 以下の場合には、ほぼ粒径によってほぼ定まった値を持ち、粒径 1 cm 以上の砂利河川は粒径と勾配によってほぼ定まった値を持つことが分かる。なお Fig. 3—10 を利用するに当たっては、次のことを考慮しておく必要がある。

① 砂利河川で勾配が $1/500\sim 1/2500$ の場合、平均年最大流量時の無次元掃力は $r_{sm}=0.05\sim 0.08$ 程度と考えられるので、砂堆の発生しない場合の流量係数 ϕ を示した。しかしながら r_{sm} の値は砂堆が発生するかしないかの限界に近い値であり、平均年最大流量時には、河水の一部あるいは全部に砂堆の発生している河川もあると考えられる。

② 粒径 $0.07\sim 0.2\text{ mm}$ の河床材料を持つ河川の平均年最大流量時の平均流速 V_m は $60\sim 80\text{ cm/s}$ 程度と考えられ、この流速時の河床は砂礫と予測されるが、確認されたわけではない。

③ 粒径 $0.2\sim 0.4\text{ mm}$ の河床材料を持つ河川では、平均年最大流量時の掃流力は、ちょうど、砂堆から平坦河床に移行するような水量である。同一河川の同一地点でも、砂堆であったり、平坦河床であったりすることがあろう。

④ マニングの粗度係数 n と流速係数 ϕ との関係は

$$n = \frac{R^{1/6}}{\sqrt{g\phi}}$$

である。Fig. 3—10 で示された ϕ を使ってマニングの粗度係数を計算すると、計画粗度係数とかなり異なった値を持つ所がある。特に急流扇状地河川では異なっている。これは安全度を増すために粗度係数を大きめに設定することと、粗度係数を痕跡水位より算定するためである。水位計画のためのマニングの粗度係数と、実体の粗度（流砂量計算や、洪水時の流速評価に使われる。）と分けて考えておく必要性があろう。

⑤ 本図は、大臣管理区間の河川を対象として図示された。一般に小河川ほど粒径が大河川と同一であっても、勾配が急であり、また川幅が狭いので河岸の影響もあり二級河川や一級河川の指定区間では Fig. 3—10 に示された ϕ と多少異なった値となると考えられる。

特に河岸に竹や柳等の植生があり、川幅水深が10以下となるような河川では、河岸の植生等の影響により、低水路部の ϕ の値は小さくなる。このような河川では、別途河岸植生の影響を考慮した粗度評価が必要である。

注1) 河床の抵抗係数を知るためには、エネルギー勾配を知らなければならない。エネルギー勾配 I_s と水面勾配 I_b 、河床勾配 I_e の関係は

$$I_e = I_s - F_r^2(I_s - I_b)$$

である。ここで F_r はフルード数である。低平地河川（粒径1mm以下の河川）では F_r は大きくても0.4程度であり、 I_s と I_b がかなり異っていても、 I_e の代わりに I_s を使って r_s や u_{*s} を求めてもそれほど誤差が生じないが、粒径が大きい急流河川では F_r 数が大きく I_e の代わりに I_s を使うと誤差が大きい。また河道内に瀬やふちが存在し、水深が場所的に大きく変わり、 I_b も場所的に変化が激しい。したがって、水面勾配と水深を使って河床の抵抗係数を求めると勾配の急な河川ほど、また流量の小さいほど誤差が生じやすくなる。また急流河川では砂州の存在によって流れの方向も場所的に変化することも誤差を大きくする。

参 考 文 献

- 1) 山本晃一, 1976; 相似律の観点から見た移動床流れの水理 [III], 土木研究所資料第1154号, pp. 16-18.
- 2) 須賀堯三, 1965; 河川の粗度に関する雑考, 土木技術資料 Vol. 7-6.
- 3) Carey, W. C. and Keller, M. D., 1957; Systematic changes in the beds of alluvial rivers, ASCE. Vol. 83. Hy. 4.
- 4) Jackson, R. G., 1976; Large scale ripples of the lower Wabash River, Sedimentology 23, pp. 593-623.
- 5) 山本晃一, 1978; 河川における土砂の移動機構に関する研究ノート — 混合粒径河床材料の移動特性 —, 土木研究所資料第1416号, pp. 117-151.
- 6) 池谷 浩, 伊巻幹雄, 1978; 急勾配河川における水理特性, 土木研究所資料第1309号.
- 7) Hubbell, D. W., and Matejka, D. Q. 1959; Investigation of sediment transportation, Middle Loup River at Dunning, U. S. Geological Survey Water Supply paper 1076.

第4章 河床に働く掃流力と河道のスケール

前章において洪水時の低水路部の流れの抵抗（粗度）が主に河床材料によって分類し得、その特徴を記述しえることを述べた。このことは、河床材料がそこに働く掃流力と密接な関係があることを示すものである。本章では、初めに洪水時に河床に働く掃流力と河床材料の関係を、堆積環境の視点から説明し、次にこの関係により河道のスケール（川幅、河積、水深）が、河床材料の平均粒径、河床勾配、流量の三量によってほぼ表わし得ることを示す。また、本関係と既応のレジーム論との相違とその原因について説明する。

4-1 洪水時に河床に働く掃流力

前章において、洪水時の小規模河床波及び流れの抵抗（流速係数）は、河床材料の平均粒径がほぼ同一河川では、同じような形態と値を持っていることを示した。このことは、河床材料の平均粒径と河床に働く掃流力の間には、密接な関係が存在することを示すものである。そこで洪水時に河床に働く掃流力と粒径の関係を日本の一級河川の沖積河川の資料を用いて検討する。

〔1〕 検討対象河道と代表流量、粒径

河道として、ここでは低水路の形状を検討の対象にする。低水路は洪水時に働く外力に応じた自己調整作用の中にあると考えられるからである。検討の対象とされた低水路は Table 4-1 に示された 73 の低水路及び縦断方向の低水路の形状変化と平均年最大流量時あるいは低水路満杯時の水理量との関係を調べた利根川中流部（河口より 120~180 km）、利根川下流部（河口より 0~100 km）、関川（河口より 0~9.5 km）、斐伊川（0~21 km）、手取川（河口より 0~17 km）、黒部川（河口より 0~13 km）、常願寺川（河口より 0~20 km）、安倍川（河口より 0~23 km）、大井川（河口より 0~24 km）、阿武隈川（河口より 30~50 km）、鶴見川（河口より 2~15 km）、荒川（河口より 26~88 km）の 13 河川である。この資料には北海道から九州までの河川資料が含まれ、ほぼ全国をカバーしている。なお日本の河川の低水路は、蛇行部の直線化や護岸水制による河道の制御等によって半人工的なものである。ここでは半人工的河川と考えられる河川も、人的作用がほとんど及んでいない河川も、本節〔2〕で述べる手続きで洪水時に働く掃流力と粒径の関係を求め、次に人的作用がこの関係にどの程度影響を与えているかを分析することによって人的作用の影響程度を検討する。河道を形成する代表流量としては、2-4 で説明した平均年最大流量とした。河床材料の特性としては平均粒径で代表させた。平均粒径は 2-3 で述べたようにある程度河床材料の粒度分布特性も表わしている。

Table 4-1 一級河川の河道形状と平均年最大流量あるいは低水路満杯流量時の水理量

No	河川名	河口からの距離(km)	Q (m³/s)	I_b	B (m)	d_{90} (cm)	R (m)	B/R	τ_b	R/d ₉₀	河床形状	U_b (cm/s)	砂州形状	低水路満杯流量(m³/s)	平均年最大流量(m³/s)	その他
1	天塩川	10~25	A 1,654	1/3,900	155	0.11	8.23	18.8	1.16	7,500	9 D	206	AI	1,560	1,654	
2	湧別川	2~4	A 364	1/750	150	2.20	1.32	113	0.048	60	14 f	152	AI	390	366	
3	天塩川	72	A 1,666	1/1,260	120	2.50	4.43	23	0.085	177	47 f	335	AI	1,893	1,666	
4	天塩川	165	A 698	*1/600	110	2.00	2.20	50.0	0.11	110	15 f	362	AI	1,043	698	・水面勾配
5	十勝川	4~7	A 1,249	1/5,500	202	0.06	6.41	31.2	1.17	10,600	9 D	113	AI		1,249	ほぼ低水路満杯
6	十勝川	21	B 1,260	1/5,500	210	0.6	5.50	38.2	0.101	916	12 D	98	AI	1,260	1,765	
7	十勝川	38	B 1,320	1/1,250	150	1.5	4.10	38.6	0.13	273	12 D	321	AI	1,320		
8	石狩川	20~30	A 4,300	*1/5,000	200	0.15	4.10	14.0	1.14	9,400	9 D	231	AI		4,600	・満水時勾配
9	石狩川	146	A 1,500	1/830	130	4.50	3.65	35	0.059	81	15 f	439	AI	861	1,500	
10	岩木川	1~4	A 755		100	0.14			0.340			78			755	
11	米代川	8~15	A 2,710	1/3,000	300	0.50	*5.58	53.8	0.23	1,116	12 D	182	AI		2,710	・高水敷に50cm位乗る
12	雄物川	10~15	A 1,950	1/3,200	270	1.00	3.59	75	0.068	359	18 f	110	AI		1,950	
13	雄物川	60~70	A 2,000	1/1,700	175	1.4	4.45	39	0.11	318	16 D	256	AI	1,750	1,950	
14	最上川	1~5	A 3,460	1/2,800	400	0.07	5.97	67	1.85	8540	10 D	209	AI		3,460	
15	赤川	0~12	A 980	1/2,300	150	0.15	4.97	30	0.87	3,330	9 D	211	AI		980	
16	馬淵川	2~5	A 440	1/1,000	130	0.35	2.27	57.3	0.39	649	10 D	222	AI		440	
17	北上川	33	B 2,390	1/5,800	330	0.07	7.26	45	1.09	10,300	9 D	122	AI	2,390	2,277	
18	阿武隈川	1~6	A 2,050	1/3,250	500	0.05	3.36	148.8	1.24	6,720	12 D	122	Br		2,050	
19	那珂川	5~10	B 1,110	1/7,800	200	0.06	7.50	26.67	0.97	12,500	9 D	113	AI	1,110	1,235	
20	利根川	60~80	*A 3,000	**1/6,000	250	0.03	5.19	48.2	1.75	17,300	25 f	85	AI		2,907	・同編年1.8年 ・洪水時勾配
21	利根川	104	B 1,930	1/5,500	220	0.035	4.10	53.7	1.29	1,700	24 f	73	AI	1,930	1,937	
22	利根川	150	B 3,030 (f)	1/2,440	450	0.042	2.70	166.7	1.60	6,400	9 D	108	Br→AI	3,030 f 1,136 D	3,337	
23	渡良瀬川	22	B 580	1/2,000	145	0.06	3.20	45.3	1.61	5,333	10 D	156	Br→AI	580	723	
24	江戸川	30~45	A 886 f	1/3,600	85	0.045	4.00	21.2	1.48	8,888	25 f	108	AI	880 f	886	
25	富士川	1~4	A 3,095	1/240	500	7.1	1.85	269	0.068	34	12 f	759	Br		3,095	
26	荒川	4~8	A 1,830	1/400	200	4.00	2.59	77.2	0.098	64	14 f	634	AI		1,830	
27	阿賀野川	5~10	A 3,718	1/4,000	670	0.06	5.00	135	1.25	8,270	10 D	120	AI		3,718	ほぼ低水路満杯
28	阿賀野川	30~35	B 3,418	1/757	210	3.00	4.50	46.7	0.11	225	15 f	582	AI	3,418	3,807	
29	黒部川	1~2	A 1,710	1/200	430	6.00	1.31	267	0.066	22	12 f	645	Br		1,710	
30	黒部川	5~13	A 1,710	1/100	480	15.0	1.26	381	0.051	8.5	8 f	1,240	Br		1,710	
31	常願寺川	1~6	A 630	1/500	300	0.21	1.31	299	0.75	623	10 D	256			630	
32	常願寺川	10~15	A 630	1/67	340	4.00	0.57	588	0.112	14	11 f	732	Br		630	
33	小矢部川	6~10	A 553	1/1,600	170	1.70	1.89	189	0.042	110	16 f	115	AI		553	
34	関川	7~10	A 515	1/2,300	75	2.50	3.50	21	0.046	175	16 f	149	Br	389	515	
35	平取川	5~10	A 1,854	1/162	350	9.0	1.66	211	0.069	18	10 f	1,008			1,854	
36	阿賀川	130~135	A 1,269	1/1,500	170	2.5	3.23	53	0.051	128	16 f	210	AI		1,269	
37	狩野川	0~4	A 770	1/2,660	100	0.2	5.48	18	0.62	2,700	10 D	177	AI		770	

Table 4-1 続き

No.	河川名	河口からの距離(km)	Q (m³/s)	I _h	B (m)	d ₉₀ (cm)	R (m)	B/R	τ _c	R/d ₉₀	評価φ	U ₁₀ (cm/s)	砂州形態	低水路満杯流量(m³/s)	平均年最大流量(m³/s)	その他
38	安倍川	0~3	A 1,675	1/311	600	3.0	1.12	536	0.073	37	13 f	354	Br		1,675	
39	大井川	0~3	A 1,879	1/288	900	2.5	0.91	989	0.077	36	13 f	310	Br		1,879	
40	菊川	1~3	A 155	1/1,620	65	0.07	1.85	32	1.09	3,020	10 D	127	AI		155	ほぼ低水路満杯流量
41	天竜川	2~7	A 602	1/1,040	800	1.80	2.65	302	0.086	146	16 f	250	Br		6,021	
42	矢作川	5~10	A 2,946	1/1,500	250	0.20	4.72	53.0	0.95	2,360	12 D	308	AI or Br		2,496	
43	木曾川	25~35	A 6,605	1/3,500	250	0.05							AI		6,605	
44	木曾川	51~55	A 7,347	1/540	300	7.6	5.19	57.8	0.077	68	15 f	941			7,347	
45	鈴鹿川	6~10	A 718	1/480	180	0.70	1.75	103	0.32	250	12 D	358		600	798	
46	揖斐川	25~30	A 2,060	1/6,000	175	0.035					25 f		AI		2,060	
47	木曾川	10~20	A 6,600	1/3,760	650	0.035	3.95	165	1.85	11,290	25 f	104	Br→AI			
48	九頭竜川	10~11	B 1,825	1/3,100	348	0.07	4.20	82.9	1.17	6000	12 D	132	AI	2,190	2,670	
49	由良川	33~34	A 1,932	*1/1,000	168	2.50	3.90	43.1	0.091	150	16 f	367	AI		1,932	・水面勾配
50	淀川	26	A 3,683	1/3,500		0.17					10 D			690	3,683	
51	天神川	1~4	A 630	1/890	260	0.28	1.75	147	0.43	625	10 D	187	Br		630	
52	日野川	2~5	A 630	1/280	300	3.50	1.23	290	0.077	35	12 f	430				
53	惣伊川	10~15	900	1/800	280	0.21	2.03	138	0.73	966	10 D	248	Br			
54	高津川	4~7	A 1,300	1/540	120	6.00	3.20	38	0.06	53	14 f	581			1,300	
55	佐波川	6~7	A 755	1/500	150	2.50	1.78	84	0.084	71	15 f	348	Br or AI	617	755	
56	芦田川	3~6	A 862	1/1,360	280	0.14	2.53	110	0.80	1,680	9 D	182	AI		862	
57	太田川	14.6	B 2,430	1/580	190	4.00	3.50	54.3	0.090	87	15 f	591	AI	2,430	2,073	
58	芦田川	9.5	B 585	1/1,330	180	0.15	2.6	69	0.78	1,730	9 D	205	AI	585	862	
59	宮井川	1~4	A 1,770	1/3,030	470	0.03	2.03	121	1.35	6,780	23 f	66	Br		1,770	
60	宮井川	24	A 2,980	1/1,330	300	3.50	4.10	73.2	0.053	117	15 f	302	AI		2,980	ショートカット地点
61	宮井川	75	A 740	1/400	90	6.50	2.51	36	0.053	35	13 f	517	AI		740	
62	宮野川	25~30	A 7,794	1/900	650	2.50	3.73	174	0.1	149	16 f	406		7,000	7,794	
63	宮野川	54	A 6,663	1/900	300	4.00	5.63	530	0.095	141	16 f	613	AI		6,663	
64	那賀川	5~10	A 3,370	1/700	300	3.00	3.42	87.7	0.099	114	15 f	479	AI		3,370	
65	物部川	2~10	A 1,544	1/255	250	3.00	0.60	414	0.048	20	11 f	234	Br		1,544	
66	渡川	5~10	A 4,735	1/1,470	280	3.00	5.76	48.6	0.079	192	15 f	383	AI		4,735	
67	重信川	2~7	A 627	1/345	175	3.00	1.39	126	0.099	46	13 f	391	Br→AI		627	
68	遠賀川	20~30	A 872	1/1,750	63	0.28	*6.55	9.62	*0.081		11 D	366			872	・3m位高水数に突る (水制による絞り)
69	筑後川	55~60	A 1,900	1/600	160	10.00	3.70	43	0.038	40	13 f	615	AI		1,900	
70	菊池川	5~10	A 1,178	*1/2,100	170	0.25	**4.63	136	0.53	1,850	10 D	216	AI		1,178	・洪水こん跡 ・高水数に1m位突る
71	大淀川	5~8	A 2,800	1/4,000	300	0.2	7.00	62	0.53	3,500	10 D	171	AI			
72	球磨川		A 2,182	1/550	210	3.0	2.99	70.2	0.11	100	15 f	533	AI		2,182	
73	肝属川	2~4	A 690	1/3,000	100	0.08	5.20	19	1.23	6,500	10 D	169	AI	610	690	

[記号] A: 平均年最大流量, B: 低水路満杯流量, D: 砂礫河床, f: 平坦河床, AI: 交互砂州, Br: 多列砂州

(2) 資料の収集・整理手法と無次元掃流力 τ_{*m} の求め方

河道のスケール・形状に関する資料は、全国河川粗度係数資料集²¹⁾に示されている河床勾配縦断面図、川幅縦断面図、河床材料縦断面変化図を基にしたが、必要な場合には、各河川の工事事務所で発行している河川管内図、また河川に関する調査報告書を手に入れた。流量に関する資料は建設省河川局による流量年表を基にした。

具体的な河道のスケールの算出法を以下に示す。

① 河床材料がほぼ同一である河道区間を選ぶ

主に全国河川粗度係数資料集で示されている河床材料縦断面変化図より選定した。

② その区間の平均的な低水路幅 B を求める。

勾配が $1/300$ 以下の河川は低水路の形状が明確であり、低水路幅の評価に誤差の生じる恐れは少ないので、低水路幅の評価は、主に全国河川粗度係数資料集²¹⁾の川幅変化図をそのまま用いて平均的低水路幅とした。勾配の大きい扇状地河川は低水路の不明確な場合があるので航空写真、河川横断面図等を見て定めた。扇状地河川においても植生等より低水路幅は十分に評価し得る。

③ その区間の河床材料の平均的な d_{60} を求め、平均粒径 d_m の代りとする。

④ その区間の河床勾配 I_b を求める（水面勾配を使ったものもある）。

⑤ 流量年表より、その区間に一番近い流量観測所の昭和40年（1965）から昭和49年（1974）の平均年最大流量を求める。

⑥ 高水数高の明確なものは低水路の平均水深 H_b （高水数高と低水路平均河床高の差）を求める。

主に全国粗度係数資料集に示されている高水数高縦断面図と低水路平均河床高縦断面図を基にして算出した。

以上が河床材料の平均粒径、河床勾配、平均年最大流量、河道の低水路幅、水深の算出手法である。平均年最大流量時に河床に働く掃流力は、以上の資料を使用して以下の手法によって算出した。

① 3-2「洪水時の低水路の流速係数」で検討した結果（Fig. 3-10）を用いて、また粗度の観測資料がある場合にはそれを基にして流速係数 ϕ を決める。

② 以上の水理資料より平均水深 H_m を次式より求める。

$$H_m = [Q / (\phi B \sqrt{g I_b})]^{2/3}$$

ここで Q は平均年最大流量、 g は重力加速度、 B は低水路幅、 I_b は河床勾配である。次に無次元掃流力 $\tau_{*m} = H_m \cdot I_b / (s \cdot d_m)$ 、 $u_*^2 = g \cdot H_m \cdot I_b$ 、 B/H_m 、 H_m/d_m を計算する。

Table 4-1には、検討の対象とした低水路区間と、上述の手法によって求められた各種河道特性量が示されている。なお、Table 4-1には低水路満杯流量が明確である河川では、低水路満杯時の各種河道特性量が示されている資料も含まれている。流量の所に B と記されて

いる資料がこれに相当する。A と記されている資料は平均年最大流量時の各種特性量が示されている。

この他に洪水時に河道に働く掃流力と粒径の関係をより詳細に知るため、さらに縦断方向にこの関係がどのように変化するかを知るために、平均年最大流量あるいは低水路満杯流量時の低水路の水深 H_m 、低水路幅 B 、平均粒径 d_m 、 B/H_m 、 H/d_m 、 τ_{*m} の値を、〔1〕で述べた 13 の河川について、工事事務所で測定した河床の縦横断面図を使用して不等流計算を行い、その結果を用いて求めた。次にこれらの値の縦断方向の変化図を作成した。なお荒川の場合は扇状地区間である 76 km より上流は不等流計算結果を用いて変化図を作成したが、下流は低水路満杯時の各種水理量を求め縦断図を作成した。

(3) 無次元掃流力 τ_{*m} と平均粒径 d_m の関係とその考察

〔2〕で詳述した手順によって求めた τ_{*m} と d_m の関係をプロットした結果を Fig. 4-1 に示す。同図の縦軸は平均年最大流量時の無次元掃流力 τ_{*m} 、横軸は河床材料の平均粒径を示すものである。図中の○印が〔2〕で述べた手順によって評価された τ_{*m} と d_m の関係を示すものである。ただし評価された平均水深が、低水路満杯流量時の平均水深より 1 m 以上となる場合には、Fig. 4-1 にはプロットしていない（低水路満杯流量が平均年最大流量より小さい理由については、以下の考察 v) で述べる。）。

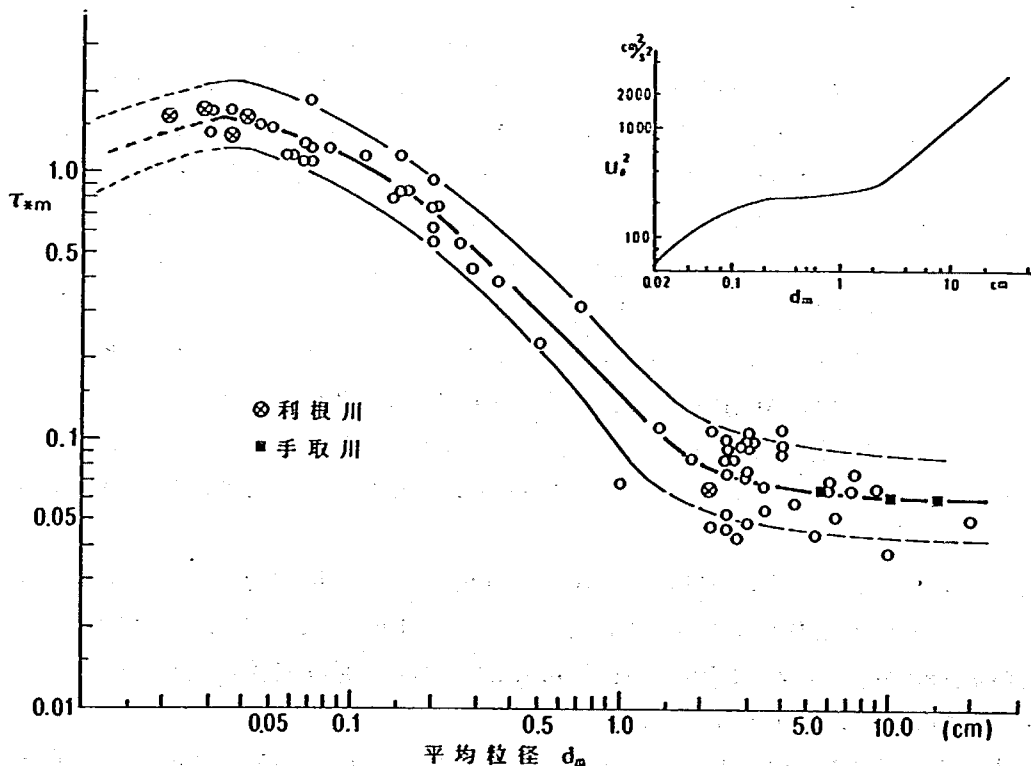


Fig. 4-1 平均年最大流量時の τ_{*m} と d_m の関係

なお、Fig. 4-1 の右上には、河床に働く掃流力の値と粒径の関係が直載に分かるように、また次節以降の検討のために、Fig. 4-1 に示される τ_{*m} と d_m の関係の平均的な関係（図中の太実線）に相当する u_*^2 と d_m の関係を示した。Fig. 4-1 より次のことが考察される。

i) Fig. 4-1 に示すように、河床材料の平均粒径と洪水時に河床に働く力（掃流力）は密接な関係がある。洪水特性（気候特性）の異なる日本海側河川（融雪出水がある。）と太平洋側河川とでは、洪水時の τ_{*m} と d_m の関係が多少異なると思われたが有意な差を認めることができなかった。しかし出水特性が大きく異なる米国 Middle Loup 川 ($d_m=0.025\sim0.04$ cm)、アフリカ Niger 川、Benue 川⁹⁾ ($d_m=0.05\sim0.08$ cm) の τ_{*m} と d_m の関係を見ると、日本の河川に比較して同一粒径に対して τ_{*m} が平均で 30% から 40% 程度小さくなっている²²⁾。これは気候が異なるため沖積層の土質が異なることが一因と考えられる。さらに前述の外国の河川は、洪水期が長期間であるため、大きな外力にさらされている期間が長く、同一河床材料の日本の河川に比して、低水路満杯流量時の掃流力が小さくなるように水路が形成されるものと考えられる。

日本の河川の場合、気候帯の影響が顕著に生じなかったのは、河道のスケールに違いを生じるほど、河道を形成するに有効な洪水時間の差が小さいためと思われる。

ii) 相対的に流砂量の多い砂利河川（河床が上昇する傾向にある河川）と流砂量の少ない砂利河川（河床が低下傾向にある河川）では τ_{*m} の値が異なると思われたが、本資料だけでは、その関係を明らかにすることができなかった。しかしながら、流砂量の多い河川と少ない河川では、河道内の砂州形態、水路内の河床の凹凸状況、表層の河床材料の粗粒化の程度等が、異なっていることは明らかであり（ダム下流の河道のように土砂補給の少なくなった河川では、河床表層が大粒径のもので覆われアーマコートを形成し、中出水でも河床材料は動かなくなる。川の様子や風景も変わり、水路が直線状であれば、砂州は消滅し、凹凸の乏しいのっぺりとした感じになる。）、河床低下の傾向のある河川では、河床が上昇あるいは平衡状態にある河川より、 τ_{*m} が小さくなるものと思われる。

北米の融雪出水が洪水となるような河川で、上流部に氷河を持たない砂利河川の平均年最大流量時の τ_{*m} は Canada, Alberta 州の河川資料²³⁾を整理した結果²⁴⁾では、0.02~0.04 程度となっており、日本の河川よりその値が小さい。この原因は氷河が存在していた時には、多くの土砂を生産したが、現在は、流量、生産土砂共減少し、河床はアーマ化しているためと考えられる。

iii) 平均粒径 2 cm 以上の河川では、勾配の急な扇状地河川 ($I_b>1/250$) でも、勾配の緩い自然堤防帯の特性を持つ河川 ($I_b<1/500$) でも、 $\tau_{*m}=0.05\sim0.1$ の間にある。粒径が大きい方が多少 τ_{*m} が小さくなる傾向が見られるが、ほぼ一定の移動限界掃流力より多少大きめの値である理由は次のごとくと考えられる。

扇状地河川 ($I_b>1/250$) の場合、河岸物質は河床材料とほぼ同一の物質であるので、洪水時の掃流力に耐え得る耐侵食力、河床材料が移動し得る限界の掃流力にほぼ等しいか、それよ

り多少小さい値と考えられる。従って、河床材料が働き得る位いの掃流力の状態まで河幅が広がってしまうものと思われる。実際河岸が河床と同一粒径の砂で構成された人工の小水路、実験水路に水を通水した場合¹¹¹⁾、最終状態の河床が平坦河床であれば、水路の τ_{*m} は0.04~0.08程度であり、また河床材料が細かく砂澱が発生する場合は τ_{*m} が0.2~0.3程度となっている¹¹⁾。

この最終状態の τ_{*m} は平坦河床、砂澱河床において、河床材料が移動し得る限界の掃流力に対応している。

扇状地河川が上述の平坦河床の場合に相当し、細砂を底質に持ち、河岸物質が非粘着性の安定したかんがい水路の持続流量 (sustained discharge, かんがい水路の設計通水量とほぼ均しい。) 時の τ_{*m} が0.2~0.3であるので¹⁾、この場合が砂澱河床に相当していることになる。

勾配が緩い ($I_b=1/500\sim1/2,500$) 自然堤防帯の特性を持つ河川の場合、河岸物質は下層は河床材料とほぼ同様な物質であるが、中層は小砂利、シルト混り砂などから成り、上層はシルト混り細砂である所が多い。このような地点の河岸侵食は、河岸近くの河床の深掘れによって、中上層の粘着力を持つ河岸の安定が崩れ滑落崩壊することによって生じる場合が大部分である。河岸物質は河床材料が移動し始める位の掃流力に対して粘着力があるため、ある程度耐えることができるが、河床材料が移動し始めると、深掘れ部の河床低下が生じ、河岸が崩れてしまい、河川の川幅は土砂の移動限界掃流力より多少大きな掃流力に対応するよう調節されるものと思われる。

iv) 粒径1.0 cm以下で、0.05 cm以上の河床材料を持つ河川では、 τ_{*m} は d_m にはほぼ反比例して大きくなる。これは河岸物質が粘土混りシルトや粘土混り砂となり、側岸の耐侵食力が河床物質を動かす力より強いいため、側岸の流水に対する耐侵食力に対応した河道を形成するためと考えられる。ただし、これは河岸が洪水に対して侵食されず、水路が側方に移動しないということを意味しているのではない。側方に移動しない河道は細かい土砂 (fine sediment) を河水中に多く含む運河 (canal) で安定な条件である $u_*^2=40\text{ cm}^2/\text{s}^2$ ⁵⁾、つまり $V_m=90\sim120\text{ cm/s}$ 位の流速を低水路満杯時に持つ河道と思われる。この流速は、また fine material が河床に堆積し得る条件と考えられる。蛇行河川の湾曲部の凸岸側の河岸近くでは、平均年最大流量時でも、この程度の流速となり、一方では河岸の侵食、他方では、堆積を同時に行っている。

v) 粒径0.05 cm以下0.02 cm以上の河川では、 τ_{*m} は d_m に反比例しなくなり τ_{*m} は d_m が小さくなってもそれほど増加しない。このことは Fig. 4-1 の右上の図に良く示されるように平均粒径が小さいほど、河床に働く掃流力が小さくなることを示している。

vi) 粒径0.02 cmより小さくなると急に河床に働く掃流力が小さくなり、 τ_{*m} は粒径0.02~0.05 cmの場合に比して小さくなる。このような河床材料を持つ河川は、河岸の耐侵食力が、河床に働く掃流力を規制するというのでは無く、fine material が浮遊砂的運動から掃流砂的な運動に変化するような条件にある空間に、fine material が分級堆積しているのだと

考えるべきであろう。

vii) 2-4 で述べたように、低水路満杯流量時と平均年最大流量はほぼ同程度の値であり、一般に言われている低水路満杯流量は2-3年に1回生じる流量であるということは妥当であるが、中には低水路満杯流量が平均年最大流量よりかなり小さいものがあった。石狩川146 km地点、木曽川25-35 km区間、揖斐川25-30 km区間、遠賀川20-30 km地点、淀川20-30 km地点である。このうち木曽川、揖斐川、遠賀川、淀川は航路維持のために長大水制によって川幅をせばめていることが原因していると考えられる。ただし、このように平均年最大流量時に高水敷に水が乗る河川でも平均年最大流量時の低水路の r_{*m} は、Fig. 4-1にプロットした r_{*m} と d_m の関係とはほぼ同様であり、Fig. 4-1のバラツキの中に入ってしまう。なお、水制によって人工的に川幅を300 m程度から130 mにせばめられた斐伊川1-8 kmの r_{*m} が、ほぼFig. 4-1の関係にあることが、平均年最大流量時の r_{*m} の縦断方向の変化を調べたものより確認されている²²⁾(Fig. 4-1に斐伊川5-8 km区間の r_{*m} と d_m の関係を▼印で示した。)。

以上、Fig. 4-1より考察されることを述べた。これによって平均年最大流量時に河床に働く掃流力と粒径の関係は、ほぼ一本の関係でまとまり、またその関係は土砂の堆積条件または河岸物質の耐侵食力との関係から説明可能であることが推察された。また、河川の縦断方向の r_{*m} と d_m の関係より求めた r_{*m} と d_m の関係は、Fig. 4-1に示す利根川・手取川のように、平均年最大流量時の r_{*m} と d_m の関係線の上に載っており、河川縦断方向の r_{*m} と d_m の関係は、Fig. 4-1の関係線上に沿って変化することが確認し得た。

4-2 平均年最大流量時の河道スケールと流速

平均年最大流量 Q の時の低水路のスケール、すなわち川幅 B 、河積 A 、平均水深 H_m 、及び低水路の平均流速 V_m 、フルード数 F_r は、河床勾配 I_b 、河床材料の平均粒径 d_m 及び平均年最大流量 Q の三量によって推定可能である。本節においてはこの推定法を示す。

平均年最大流量時の流速係数 ϕ は、Fig. 3-10に示したように平均粒径 d_m 及び河床勾配 I_b によって定まるので

$$\phi = f_1(d_m, I_b) \quad (4-1)$$

と表わせる。また平均年最大流量時の無次元掃流力 r_{*m} は、Fig. 4-1に示すように平均粒径 d_m との関係であるので、

$$r_{*m} = f_2(d_m) \quad (4-2)$$

と表わせる。

ところで

$$\tau_{*m} = H I_b / s d_m \quad (4-3)$$

であるので

$$H_m = \tau_{*m} s d_m / I_b = f_2(d_m) \cdot d_m \cdot s / I_b \quad (4-4)$$

$$F_r = \varphi \sqrt{I_b} = f_1(d_m, I_b) \cdot \sqrt{I_b} \quad (4-5)$$

$$V_m = \varphi \cdot (\tau_{*m} s g d_m)^{1/2} = f_1(d_m, I_b) \cdot \sqrt{f_2(d_m)} \cdot d_m^{1/2} \cdot (s g)^{1/2} \quad (4-6)$$

となり、 H_m 、 F_r 、 V_m は、勾配 I_b と平均粒径 d_m より評価することができる。

また低水路の川幅は

$$\begin{aligned} B &= 1/\varphi \cdot (\tau_{*m} \cdot s \cdot d_m)^{-3/2} \cdot g^{-1/2} \cdot I_b \cdot Q \\ &= f_1(d_m, I_b)^{-1} \cdot f_2(d_m)^{-3/2} \cdot d_m^{-3/2} \cdot s^{-3/2} g^{-1/2} \cdot I_b \cdot Q \end{aligned} \quad (4-7)$$

であるので、川幅 B は、 I_b 、 d_m 、 Q の三量で評価することができる。ただし、長大水制によって人工的に川幅を狭め、低水路満杯流量が、平均年最大流量より大幅に小さくなるような場合には、(4-7) 式によって川幅を評価することはできない。

Fig. 4-2 は、縦軸に平均年最大流量時の低水路の水深 H_m を、横軸に河床材料の平均粒径 d_m をとり、右上に示した河床勾配の区分ごとに記号を変え、日本の一級河川の資料 (Table 4-1) をプロットしたものである。同図には Fig. 4-1 の太実線の d_m と τ_{*m} の関係線を使って (4-4) 式によって評価した H_m と d_m の関係も I_b を指標として実線で示してある。ほぼ (4-4) 式による推定値に近い実河川の資料は存在する。なお水深 H_m は平均粒径 d_m 及び河床勾配 I_b が同じような値を持つ河川間では、平均年最大流量が異なってもほぼ同一の値を持つ。

Fig. 4-3 には、(4-6) 式及び Fig. 4-1 の太実線の d_m と τ_{*m} の関係、Fig. 3-10 の d_m と φ の関係を使って、平均年最大流量時における低水路の平均流速の推定値を示した。粒径 0.2~0.4 mm の河床材料を持つ河川は、洪水時河床が平坦河床となることがあるので粒径 0.5 mm 以上の粗砂を持つ河川より平均年最大流量時の流速は速いことがあることを良く示している。

(4-7) 式によると、河床材料がほぼ同じような平均粒径 d_m を持っている河川間では、川幅は $1/f_1 \cdot Q I_b$ に比例することになる。 d_m が 1 cm 以下の場合には、平均年最大流量時の流速係数 φ ($=f_1$) がほぼ定まった値になるので川幅は $Q I_b$ に比例する。ただし d_m が 0.02~0.04 cm の場合は、平均年最大流量時の小規模河床波が砂堆になるか平坦になるかによって φ の値が異なるため、小規模河床波が平坦である河川は、砂堆である河川に比べて川幅が小さくなる。 d_m が 1 cm 以上の場合は、 φ が勾配 I_b にも依存するので、川幅の評価には I_b 、 d_m 、 Q の三量で評価し

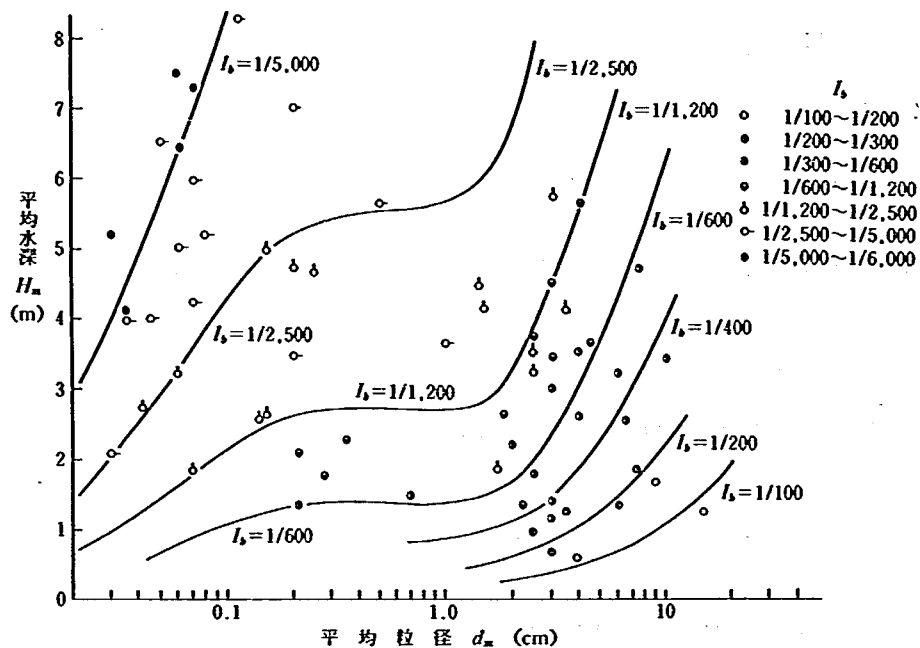


Fig. 4-2 平均年最大流量時の水深と d_m , I_b の関係

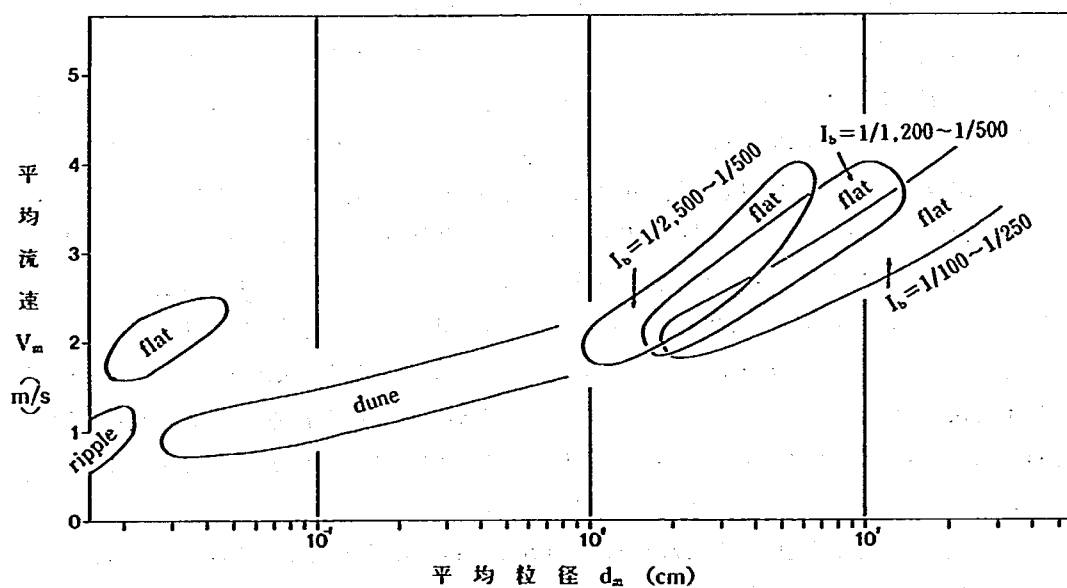


Fig. 4-3 平均年最大流量時の平均流速と粒度の関係

なければならないが、 I_b の変化に対する φ の値の変化はそれほど大きくないので、同じような d_m を持つ河川間では、川幅は大略 QI_b に比例する。

Fig. 4-4 は、日本の一級河川の資料 (Table 4-1) を使って B と $Q \cdot I_b$ の関係を示した。

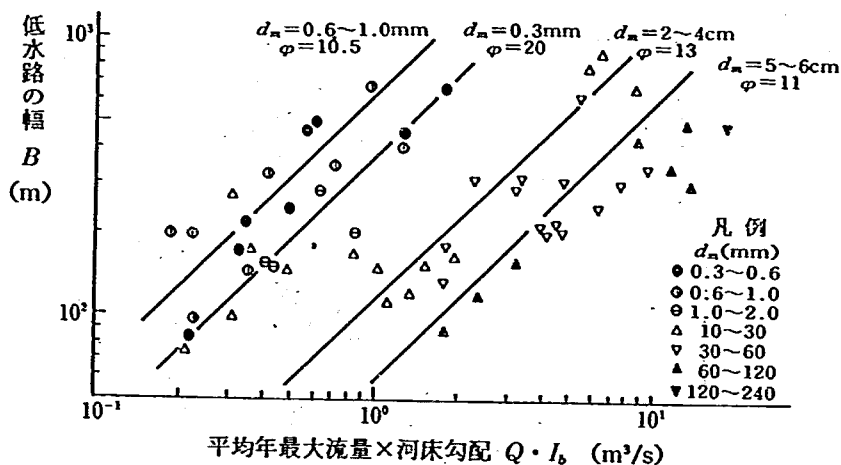


Fig. 4-4 日本の河川における低水路幅 B と $Q \cdot I_b$ の関係

ここで縦軸は川幅 B を、横軸は平均年最大流量 Q と河床勾配 I_b の積を示す。図中には河床材料の粒径ごとに記号を変えて B と $Q \cdot I_b$ の関係がプロットされている。なお同図には Fig. 4-1 の r_{sm} と d_m の関係、Fig. 3-10 の d_m と ϕ の関係を用いて (4-7) 式で評価した B と $Q \cdot I_b$ の関係を粒径 $d_m = 0.6 \sim 1.0$ mm, $d_m = 0.3$ mm (平坦河床の場合), $d_m = 2 \sim 4$ cm, $d_m = 5 \sim 6$ cm の場合について示した。 d_m が $1 \sim 3$ cm を除けば各粒径群ごとに B がほぼ $Q \cdot I_b$ に大略比例していること、また評価された直線と近い所にデータがプロットされていることが分かる。なお、 d_m が $1 \sim 3$ cm の場合、勾配の緩い河川 ($Q \cdot I_b$ の小さい河川) は、勾配の急な河川に比し、平均年最大流量時の u_*^2 が小さく、粗砂の河川に相当するような値 (r_{sm} では $0.04 \sim 0.06$ 程度となる。) を持つため、粗砂を河床材料に持つ河川と同程度の川幅となっている。このように d_m が $1 \sim 3$ cm の場合、勾配の違いによって r_{sm} の値が異なることが、Fig. 4-4 において点がばらつく原因となっている。

Fig. 4-5 は、日本の河川ではないがアメリカの中西部の砂河川、アフリカの Niger, Benue 川の川幅と $Q \cdot I_b$ の関係を示したものである。図中には3本の直線が示され、それぞれの ϕ と u_*^2 の値が記されている。大河川である Niger と Benue 川の河床材料は $0.5 \sim 0.7$ mm であり低水路満杯流量時の河床波は砂堆 (dune) と推定される。アメリカ中西部の $Q \cdot I_b$ が 0.5 m³/s 以下の河川は、同一 $Q \cdot I_b$ において、 B が小さい群の河川は、低水路満杯流量時は河床は平坦 (flat) であり、大きい方は砂堆 (dune) と推定される。二つの性質の違う群が現われたのは、平坦河床になった群の河川は浮遊砂 (粘土・シルト) が多いと記述されている河川が多く、河岸の物質の耐侵食力が大きく、より大きい掃流力に耐え得るためと推定され、また河床材料の平均粒径が $0.2 \sim 0.4$ mm のため、 $u_*^2 = 50 \sim 65$ cm²/s² で河床波が砂堆から、平坦河床に移行し、 ϕ が 10 から 20 前後に大きく変わることが、このように性質の違う2つの直線となった理由である。

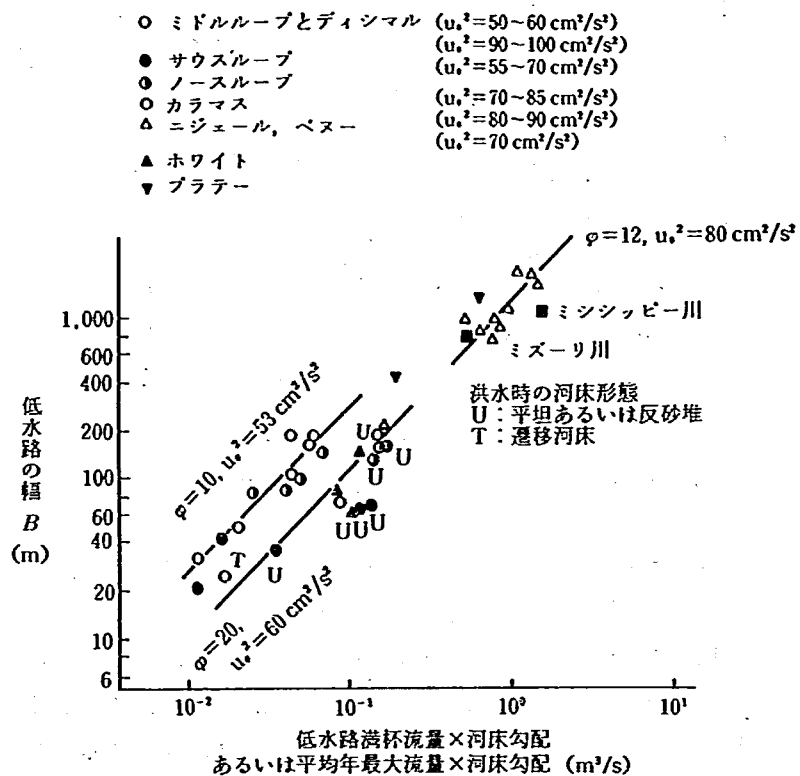


Fig. 4-5 砂河川における低水路の幅 B と $Q \cdot I_b$ の関係 (外国の河川の例)

4-3 レジーム論との関連性

多くの安定した canal (護岸がなされていない土質の水路で、河岸が侵食されず、また土砂の堆積侵食の生じないような水路) の水路幅、また実際の河川の水路幅は

$$B \propto Q^{1/2} \quad (4-8)$$

と言われている¹⁸⁾²⁰⁾。ところで (4-7) 式は、この式と形が全く異なっている。この相違の原因は次のごとく考えられる。

(4-7) 式は、 I_b 、 Q 、 d_m が独立の変数としているが、(4-8) 式においては、 I_b 、 Q 、 d_m が独立の変数となっていない。つまり Q が大きい所では、 I_b 、 d_m が小さいという河川の縦断方向の河道特性量の変化をも含んだ関係式となっている。つまり (4-8) 式には、水路の縦断方向の変化特性が含まれている。

このことが安定した運河 (canal) 設計論における二つの立場、レジーム論派と掃流力派の論点⁵⁾¹⁶⁾¹⁷⁾がかみ合わなかった理由であり、今でもレジーム論的運河設計論が残っている理由

である。

水路勾配が何によって決まるのかということが明確になれば、(4-7)式と(4-8)式は矛盾なく統一されるが、これが明らかになるのは今後多くの調査研究が必要と思われる。ちなみに Fig. 4-6 に、Fig. 4-4 と同一の資料を用いて B と Q の関係を示した。同一 Q に対して B のバラツキは大きく、今の所 (4-7) 式を基にして川幅を考えておいた方が河川工学上の問題と考えるには良いと思われる。

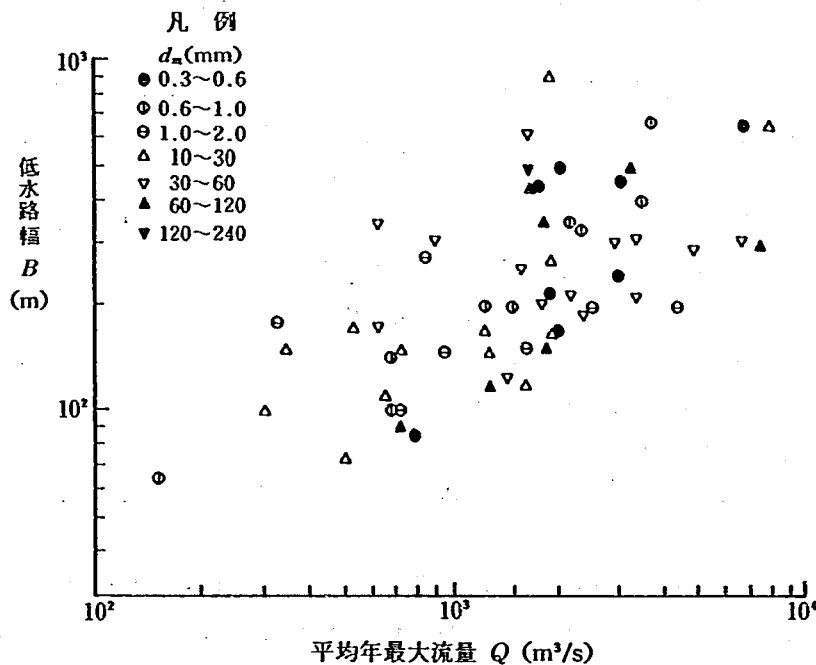


Fig. 4-6 低水路幅 B と平均年最大流量 Q との関係

参考文献

- 1) 山本晃一, 1978; 河川における土砂の移動機構に関する研究ノート, 混合粒径河床材料の移動特性, 土木研究資料第 1416 号, pp. 17-111.
- 2) Coleman, J. M., 1969; Brahmaputra River; Channel processes and sedimentation, Sedimentary Geology, Vol. 3, pp. 129-239.
- 3) Speight, J. G., 1965; Flow and channel characteristics of the Angabunga River, Papua, Journal of Hydrology 3, pp. 16-36.
- 4) Simons, D. B. and Albertson, M. L., 1960; Uniform water conveyance channel in alluvial materials, ASCE. Vol. 86, Hy. 5 May. pp. 33-71.

- 5) Lane, E. W., 1965 ; Design of stable channels, ASCE. Vol. 91, Hy. 7, July, pp. 1234-1279.
- 6) Nedeco, 1959 ; River studies Niger and Benue, North-Holland Publishing Company, 549p.
- 7) Brice, J. C., 1963 ; Channel patterns and terraces of the Loup Rivers in Nebraska, U. S. G. S. Professional Paper 422-D.
- 8) Schumm, S. A., 1968 ; River adjustment to a altered hydrologic regimen-Murrumbidgee River and paleochannels, Australia, U. S. G. S. Professional Paper 598.
- 9) 山本晃一, 1976 ; 急流河川の河床材料調査法と表面粒度特性, 土木研究所報告第 147 号, pp. 1-20.
- 10) Leopold, L. B. and Maddock. T., 1953 ; The hydraulic geometry of stream channels and some physiographic implications, U. S. G. S. Professional Paper 252.
- 11) 山本晃一, 1978 ; 河口処理論〔1〕, 土木研究所資料第 1394 号, pp. 53-56.
- 12) Brice, J. C., 1973 ; Meandering pattern of the White river in Indiana, An analysis, Fluvial geomorphology, edited by Morisawa. M., pp. 179-200.
- 13) Williams, G. P., 1978 ; The case of the shrinking channels, U. S. G. S. Circular 781.
- 14) Livesy, R. H., 1963 ; Channel armoring below Fort Randall Dams, Proc. of the Federal Inter-Agency Sedimentation Conference.
- 15) 君島八郎, 1941 ; 河工, 丸善, pp. 755.
- 16) Fortier, S. and Scobey, F. C., 1925 ; Permissible canal velocities, ASCE. Trans. Vol. 89, pp. 940-984.
- 17) Blench, 1969 ; Mobile bed fluviology, The University of Alberta-Press.
- 18) Myrick, R. M. and Lapold, L. B., 1963 ; Hydraulic geometry of a small tidal estuary, U. S. G. S. Professional Paper 422-B.
- 19) Wolman. M. G. and Brush, L. M., 1961 ; Factors controlling the size and shape of stream channels in coarse noncohesive sands, U. S. G. S. Professional paper 282-G.
- 20) Lacey, G., 1929 ; Stable channels in alluvium, Minutes of Proceeding of the Institution of Civil Engineers, Vol. 229, pp. 259-292.
- 21) 建設省技術研究会, 1974 ; 全国河川粗度係数資料集, 日本河川協会.
- 22) 山本晃一, 1981 ; 河道特性論ノート〔1〕, 土木研究所資料第 1625 号, pp. 217-300.
- 23) Kellerhals, R., Neill, C. R., and Bray, D. I., 1972 ; Hydraulic and geomorphric characteristics of rivers in Alberta, Research Council of Alberta, River engineering and surface hydrology report 72-1.
- 24) 山本晃一, 1980 ; 河川における土砂の移動機構に関する研究ノート〔II〕土木研究所資料第 1543 号, pp. 146-151.

第5章 河道の segment と分級作用

はじめに本章においては、河床の縦断形は、ある一定の勾配を持った segment の集まりであることを示し、この segment は、上流山間部で生産された土砂の分級堆積によって生じたものであることを各 segment での土砂の運動形態と分級形態、及び segment と segment の継ぎ目での土砂の運動形態の変化の実態を通して、分析し、segment は土砂の堆積分級の基本単位であること、また第4章で述べた河床に働く掃流力と粒径の関係は、この segment 形成作用の具体的な現われであり、沖積地河川の基本的な特性であることを示す。

5-1 河道の segment とその形成因

5-1-1 河川の縦断形と segment

河川の縦断形は上流から下流に向けて徐々に緩くなり、平衡に達した河川は、河床勾配が指数関数的に減少すると言われている。Sternberg はこれを河床堆積物の粒径が流下するにつれて、磨耗作用によって減少することによる¹⁾と説明したが、安藝は「河床構成砂礫は流水による自然選択作用によって次第にその地点の掃流力に対応する形態を採るもの」とした²⁾。また、上流の砂利の部分と下流の砂の部分で、勾配が急に折れ曲がることがあることを指摘し、「この点の掃流力と河床抵抗との関係がこの上下流部分において同じ状態にあるのではなく、周囲の条件によって河川がこのような形に余儀なくされており、その結果河床の移動状態が上下流部分において相当異なるものであることが考えられる。」と述べている³⁾。谷津は、この勾配の急変点が生じる理由として河床堆積物中に径 2~4 mm のものが少ないことに注目し、2~4 mm 程度の土砂の生産が少ないためであるとした³⁾。

本章での考え方は、河床材料が流水による自然選択作用によって、その地点の掃流力に対応する形態を採るものだという安藝と基本的に同じであるが、河床材料が距離の指数関数となるとして周囲の条件によって影響されない区間の河床勾配の変化を説明していることには同意し得ない。河床材料がなぜ距離の指数関数となったのか説明しない限り、逆に勾配の変化が河床材料として現われたと説明しても良いことになる。沖積層を流れる河川の河床材料は、本来的に上流で生産された土砂が、流水によって運ばれ、それを受け入れる堆積空間にその水環境に応じてふり分けられ堆積したものと考えるべきである。

ところで、第4章の検討のために多くの河川の縦断形と河床材料の縦断方向の変化図を見ているうちに、河川の縦断形は Mackin, J. H. が graded river の概念の説明において述べたように、ほぼ同一勾配を持つ区間 (segment) の集まりと考えた方が良く¹⁰⁾、また segment は土砂の分級作用の現われであると考えようになった。Segment が変わることと第1章で述べた種々の河道特性が変わり、逆に同一 segment 内ではその河道特性がほぼ同じであるので、

各 segment ごとに河道特性を分析・把握し、それを互いに比較することによって沖積地河川の特性が把握し得ると考えられる。1つの segment は河道特性を把握する場合の基本的な区間単位ともなるものである。

河川における segment の数は、河川によって、また河川を segment に区分する目的（河道特性の違いを細かく見れば見る程 segment の数は多くなる。）によって異なってくるが、単純は河川の場合（山間部から堆積空間に出て、そのまま海に入ってしまう河川で、大きな支川が入りこまない場合）には、山間部を出てからは通常次の三つの segment を持つ。

扇状地を持つ河川の場合は、扇状地上を流下する河道区間に当る segment 1、その下流で粗砂を河床材料に持つ中間地（自然堤防帯）に対応する segment 2、その下流で細砂を河床材料に持つ segment 3 である。木曽川の河床縦断面図及び河床材料縦断面図を用いてこれを示す。Fig. 5-1 は縦軸に河床高、横軸に河口からの距離を示したものであり、Fig. 5-2 は縦軸にある粒径以下のものが河床材料中に占める割合（%）を採り、横軸に河口からの距離を採り、図中に示す数字（mm）の粒径以下のものが河床材料に占める割合が縦断方向にどのように変わるかを示したものである。これによって木曽川は 42 km 地点より上流の勾配が急で河床材料の平均粒径が 5 cm 程度の segment 1、10～42 km 区間の勾配 1/3,400 で粗砂を河床材料に持つ segment 2、0～10 km 区間の勾配が非常に緩く、細砂を河床材料に持つ segment 3 から成ることが分かる。Table 5-1 には、各 segment と地形区分との関係、また各 segment と河床材料、河岸物質、勾配、蛇行程度、河岸侵食、水路の深さとの一般的な関係を示した。これによっても segment ごとに種々の河道特性が変化することが良く示されている。

沖積地河川の河道特性に関する研究

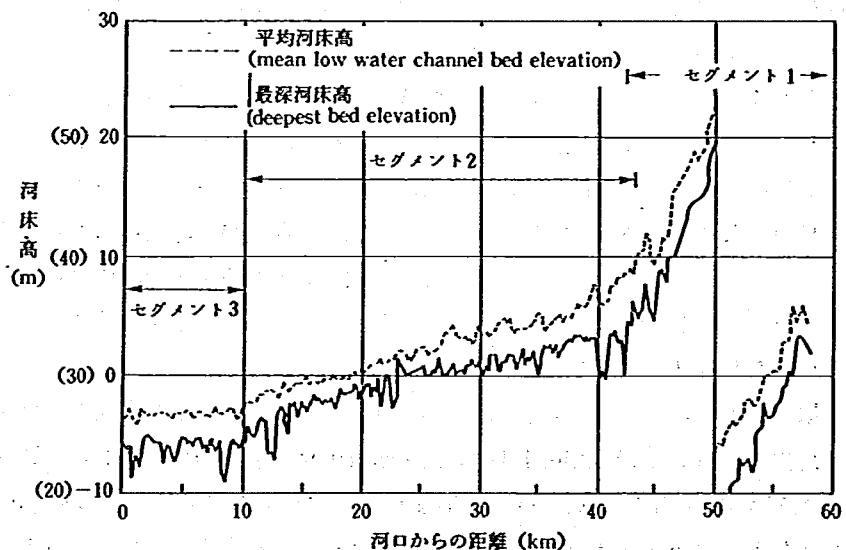


Fig. 5-1 木曽川平均河床高および最深河床高縦断面図

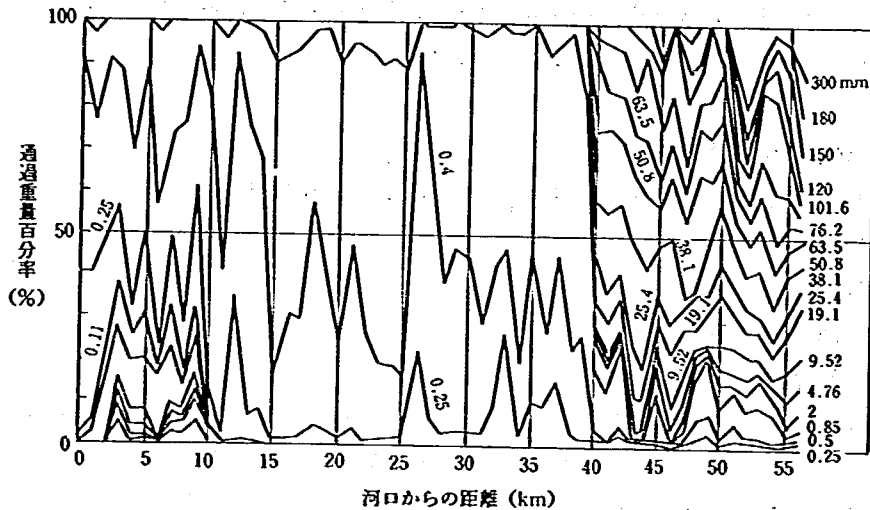


Fig. 5-2 木曽川河床高材料粒度分布変化図

Table 5-1 各セグメントとその特徴（1級河川の場合）

	セグメント1	セグメント2	セグメント3
地形区分	扇状地 ← 谷底平野 →	自然堤防帯 ← 中間地 →	デルタ ← 移過帯 →
河床材料の平均粒径 d_m	2 cm 以上	3 cm ~ 0.4 mm	0.3 mm 以下
河岸物質	表層に砂、シルトが乗ることがあるが薄く、河床材料と同一物質が占める。	下層は河床材料と同一、細砂、シルト、粘土の混合物	シルト・粘土
勾配	1/60 ~ 1/400	1/400 ~ 1/4000	1/5000 ~ 水平
蛇行程度	曲り少ない	蛇行が激しいが、川幅水深比が大きい所では8字蛇行又は島の発生	蛇行が大きいものもあるが無いものもある。
河岸侵食程度	非常に激しい	中、河床材料が大きい方が良く水路動く。	弱、ほとんど水路位置動かない
水路の平均深さ	0.5 ~ 3 m	1 ~ 5 m	4 ~ 6 m

扇状地を持たない河川では、山間部から出た河川は、直接自然堤防帯（中間地帯）に入るが、河床材料が砂利である segment 2-1、その下流の同じ自然堤防帯でありながら河床材料が粗砂である segment 2-2、その下流で細砂を河床材料に持つ segment 3 を持つ。

ただし、河川によっては、扇状地で segment 1 を 2 つあるいは 3 つに分けた方がよい河川、中間地帯を流下する河川でも大きな支川などが本川などに入ると河床勾配が変わり、segment 2 を 2 つあるいはそれ以上に分けた方がよいこともある。なお日本の河川は内海に流入する場合を除けば segment 3 を持たない例が多く、また外海に面して波浪が強く、前面に海盆がせ

まるような河川（たとえば大井川、安倍川、富士川、黒部川）では、砂分が波浪によって他の場所に運ばれてしまうために segment 2 さえ持たないことがある。

5-1-2 Segment の形成因

2-3 において河道の勾配（segment の勾配）を支配する要因として

- i) 生産土砂の質と量
- ii) 流 量
- iii) 侵食基準面の変化
- iv) 地殻変動

を挙げた。ここではこれらの要因が segment の形成にどのような作用を及ぼしているのか、また segment の勾配はどのような要因に主に影響されているのかを検討する。

(1) 2 つ以上の segment の形成因

5-1-1 で述べたように一つの segment は、また沖積地の堆積地形の単位であり、沖積地の単位堆積空間をも表わすものである。2 つ以上の segment の形成因を考える場合には、この単位堆積空間形成速度は、地殻変動や侵食基準面の変化速度より遅いのだという視点が必要である。

たとえば、第四紀完新世における気候変化に伴う海水面変動は、今までの研究成果によると次のように言われている。今から約 2 万年前が第四紀の最寒冷期に当り、海水面は現在より 120 m ~ 140 m 低い所にあった。その後徐々に温くなり、海水面は上昇し、約 1 万 2 ~ 3 千年前の小寒冷期をはさみながら約 4 ~ 6 千年前には縄文海進といわれる最海進期に達し、海水面は現在より 4 ~ 5 m 高く、日本の segment 3 のすべて、及び segment 2 の多くの部分は海面下に在った。その後海水面は波動的運動をしながら徐々に低下し現在の海水面に達した²⁴⁾。縄文最海進時後の海水面の低下に伴う離水速度は扇状地の扇端の前進速度より速い所が多く新たな segment の形成因となっている。また盆地を流下する河川の流送土砂量は、造盆地運動によって生じた堆積空間を 1 つの扇面で埋めつくしてしまうほどの堆積速度には無く盆地内で、扇状地地形に対応する segment 1 及びその下流で粗砂を河床材料に持つ segment 2 を持つことが多い。

従って 2 つ以上の segment を作る原因は、2-3 で述べたように山間部での生産土砂が 3 つ以上の非連続な粒径集団を持ち、かつ地殻変動と侵食基準面の変化によって生じる堆積空間形成速度が、堆積空間をある粒径集団のもので埋めつくすより速いために、堆積環境の違いを生じ、それに応じて土砂が分級堆積し、2 つ以上の segment を形成したものと考えられる。

なお、堆積空間が小さく、生産土砂の内、細粒のものの消滅空間がある場合には segment 1 しか生じない場合がある。たとえば前述の大井川などでは、河川の前面に深い海盆がせまり、堆積空間が小さく、また細粒のものは波による分級作用によって河口前面にはたまず²⁴⁾、沖及び横方向に移動してしまう。また河道の途中に土砂の補給点（支川の合流）、土砂の吸収点

(分流点)があると、そこで土砂の量や質が変わるため、そこが segment の結接点となることが多い。

(2) segment の勾配

河川の勾配は、外的営力としての気候、内的営力としての地殻変動、海水準面変化、それに
 応ずる岩質、地質の違いによって勾配が決まると考えられるが、ここでは沖積層を流下する河
 川の勾配が、山地における土砂生産量、およびその質（発生土砂の粒度分布）、土砂を運ぶ力
 としての流量の違いによって勾配がどう変わるか概念的に述べてみる。

まず初めに、山間部から出た土砂の第1次の堆積面である扇状地の勾配 (segment 1 の勾
 配) について考えてみる。次のような簡単な思考実験を行なう。扇頂に入る扇状地の河床材料
 の主モードの土砂量を Q_s 、流量 Q 、および主モードの平均粒径 d_m が時間的に一定とすると、
 扇状地では流路部の τ_* はほぼ一定となる。それを τ_{*0} とすると、扇状地の川幅は (4-7) 式よ
 り

$$B = 1/\varphi \cdot \tau_{*0}^{-3/2} \cdot s^{-3/2} \cdot d_m^{-3/2} \cdot g^{-1/2} \cdot I \cdot Q \quad (5-1)$$

である。ところで補助編 1-1-6 で示されるように、

$$Q_s = f(\tau_{*0}, H/d_m) \cdot u_* \cdot d_m \cdot B \quad (5-2)$$

である。扇状地では H/d_m が 50 以下であるので、 $f(\tau_{*0}, H/d_m)$ の H/d_m の効果は小さく

$$Q_s = f(\tau_{*0}) \cdot u_* \cdot d_m \cdot B \quad (5-3)$$

となる。また

$$u_* = \tau_{*0}^{1/2} \cdot (sgd_m)^{1/2} \quad (5-4)$$

であるので、 $Q_s/Q = C$ とすると、(5-1) (5-3) (5-4) 式より

$$I = \varphi \cdot \tau_{*0} \cdot s / f(\tau_{*0}) \cdot C \quad (5-5)$$

となる。上式は、扇状地の勾配は、扇状地を構成する主モードの河床材料の扇頂での土砂濃度
 に大きく影響されることを示している。もちろん実際の河は、流量、流砂量、 d_m も時間的に
 一定でなく、その時間積分の現われが扇状地の勾配となるものであり、また $f(\tau_{*0})$ は τ_* が
 0.06~0.1 であるので τ_{*0} の変動のオーダーに比し、1 オーダー変動が大きく、上述のような簡
 単な表現式とならないが、粒径が同一なものであれば、扇状地勾配を決める大きな要素が主
 モードの河床材料の土砂濃度であることはまちがいないと思われる。

ところで日本の扇状地河川の勾配は、一般論として言えば、扇頂より上の流域面積が大きい
 ほど小さい。これは、流域が大きいほど、流域面積が大きいほど生産土砂の大部分を出す一次

谷、二次谷の数が多くなり、雨が流域に同一の強度で降る割合が小さく、土砂の流出に寄与しない谷の数が多くなるため、土砂濃度 C が小さいためであろう。

二次の堆積面である砂河川においても、本質的には扇状地河川と同様、砂分の供給量と流量の比が、勾配を決める大きな要因となることはまちがいないと考えられるが、砂河川の場合には、 Q_s や、 Q の変化によって蛇行度 S が変わりうること、 f に H/d の効果が入ること、また堆積空間も大きいことにより、砂河川の勾配の考察に当っては地形発達史的な（時間を考慮した）考え方が必要であろう。

5-2 平均年最大流量時の流砂の運動形態

5-2-1 本節の課題

5-1 で述べたように河川の縦断形は、ほぼ同一勾配を持ったセグメントの集まりと考えられ、またセグメントの形成因の一つとして土砂供給源で補給された土砂の分級作用が重要な要因と推察された。このような特性が異なったセグメントの形成機構をさぐるには、第1に河床材料の粒度分布特性と洪水時にそれがどのように運動形態を持つかを調べる必要がある。本節においては、まず実河川の河床材料は均一粒径でなく、通常粒径の異なる3つ以上の集団から成ることを示し、次にそれらが洪水時どのような運動形態を持っているかを、河床材料の平均粒径の違いごとに、実際の観測例を用いて分析し、平均年最大流量時の流砂の運動形態を推測する。

なお、現地流砂観測は、建設省の各工事事務所、北海道開発局が測定⁷⁾⁸⁾したものである。

5-2-2 河床材料の粒度分布形と粒径集団

河床材料の粒度分布形は、対数正規分布形に近い、と言われているが、実際には、特性の異なる3つ以上の集団 (population) を持っているのが普通である。堆積学では Fig. 5-3 のごとく河床材料の主モードである集団を A 集団、それより細かいものを B 集団、A 集団より粒径の大きいものを C 集団と呼んでいる。

河床材料の粒度分布形は、A、B、C の各集団の粒度分布形を対数正規分布形とみなし、各集団ごとの粒度分布形の合成されたものと解釈されることが多い。確かに砂を河床材料とする場合には、各粒径集団ごとにその粒度分布を対数正規分布と仮定し、河床材料の粒度分布を解

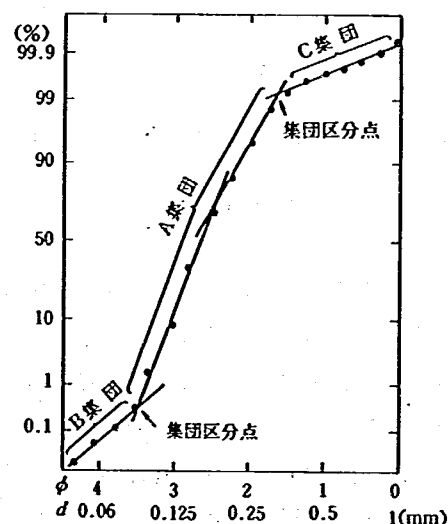


Fig. 5-3 河床材料の粗度分布 (砂の場合)

積したり、あるいは、その粒度分布形成要因を解釈することは⁹⁾²⁸⁾²⁹⁾³⁰⁾³¹⁾、経験的事実と合い、妥当性を持っているが、砂利を河床材料の主モードとする場合には、A 集団と見なされる粒径の存在範囲が広く、これを一つの粒径集団とみなすことは問題が多く、A 集団を2つあるいは3つに分けた方が良いことがある。

対数正規分布を持つ粒径集団を合成したものとして河床材料の分布形を解釈する場合には、各集団ごとに、粒径の存在範囲を決めることができないが、工学上は、Fig. 5-3 に示すように集団区分粒径 (diameter of population break) を決め、この区分粒径によって集団ごとの存在範囲を定め、その存在範囲ごとの粒径集団の移動特性と、移動量を評価した方が、河床変動の評価や土砂の分級機構を解明及び解釈する上で有効と考えられる。本章では、この立場で混合粒径河床材料の移動床の水理特性を解釈する。

ところで河川工学の立場では、一般に粒度分布形を Fig. 5-4 に示すように、片対数紙を使って表現するのが普通であり、土質工学あるいは堆積学で使用される ϕ 尺度

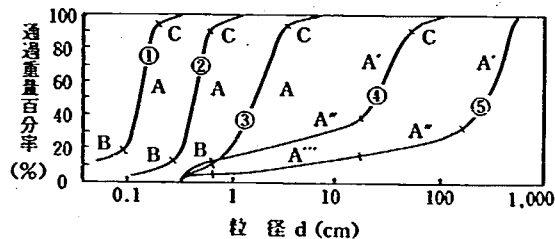


Fig. 5-4 種々の粒度分布形におけるポピュレーションブレイク

$$\phi = -\log_2 d$$

(5-6)

で粒径を表わすことはしない。ここで d の単位は mm である。本論においては、河川工学の通例に従って河床材料の分布形を片対数紙を使って表現することにする。この場合集団区分粒径は、Fig. 5-4 に示したように、粒径加積曲線上での勾配の急変点の粒径としておけば実用上は十分と思われる。

5-2-3 現地観測資料による流砂形態の実態とその水理学的検討

土砂の移動形態を論じる場合、通常次の3つの形態に分けることが多い。

掃流砂 (bed load) 河床近くを転がり、すべり、ジャンプしながら移動する流砂。

浮遊砂 (suspended load) 流れによって浮遊されながら流下する流砂、流れの流送能力に応じて河床から浮遊し、また沈降する流砂で、流れの流送能力以上の流砂が上流から流下すれば、過剰な砂分は沈積する。

ワッシュロード (wash load) 河床を構成する材料の中にはほとんど存在しないような細かい粒子からなる流砂。一般には河川の水理量とは一義的関係の無い流砂と理解されている。

3つの流砂形態は、河川における土砂の運動形態及び移動形態を論ずる場合、有効な概念であるが、互いに重なり合った部分があり、厳密に区分できるものではない。実河川のように流

量の変動に応じて掃流力が変化する場合には、ある粒径集団を取り出すと出水時には wash load 的であるが、流量の小さい時は浮遊砂的であるというように、流砂の運動形態が変化し、より運動形態を区分することが難しくなる。

ここでは、河床材料の平均粒径の違いによって各粒径集団の運動形態がどのように異なるかを観測資料を通して述べることにする。

(1) 砂河川における土砂の移動形態 ($d_m=0.3-0.6$ mm)

砂河川の河床材料は、上流の segment で砂利分が堆積し、そこから抜け出て来た材料であることもあって均一性が良い。そのため河床波形態の評価や河床変動の予測に当っては、均一砂とみなして評価しても問題は少ない。しかしこのことは河床材料の各粒径集団がすべて同一の運動形態を持つことを意味するのではなく、A, B, C の各集団は異なった運動形態を持っている。

砂河川の流砂形態の例として、Fig. 5-5 に示す横断形状を持つ天塩川・天塩大橋 (18.6 km) 地点の洪水時に観測された掃流砂・浮遊砂の観測結果を述べる。

昭和44年(1965)5月2日左岸より64m地点(水深7.25m, $V_m=1.5$ m/s)及び7月30日に左岸より58.5m地点(水深5.1m, $V_m=0.7$ m/s)で行われた浮遊砂の観測より求めた測深別の浮遊砂の粒度分布を、また同日に行われた掃流砂の粒度分布を Fig. 5-6 に示す。

なお5月2日の流量は約1000 m^3/s であり、7月30日は約300 m^3/s である。天塩川の平均年最大流量は約1650 m^3/s であるので、5月2日は中出水、7月30日は豊水流量が220 m^3/s であるのでこれより約4割大きい流量時の観測値である。

河床材料のA集団の平均粒径は0.6mm程度であるが、この地点は segment の変わり目に当りC集団である1mm以上の河床材料が河床表面を占め、平均粒径が2mm位にあることもある。

5月2日及び5月7日の小規模河床波形態は、流速から判断すると砂堆であり、7月30日は砂碕あるいは砂堆と推定される。

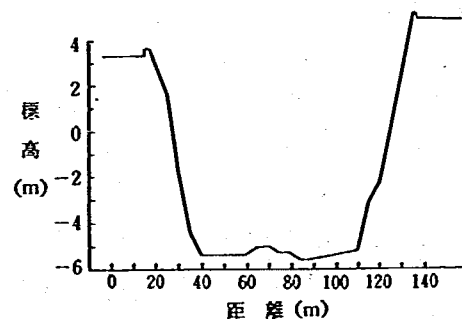


Fig. 5-5 天塩川天塩大橋観測所横断形状図

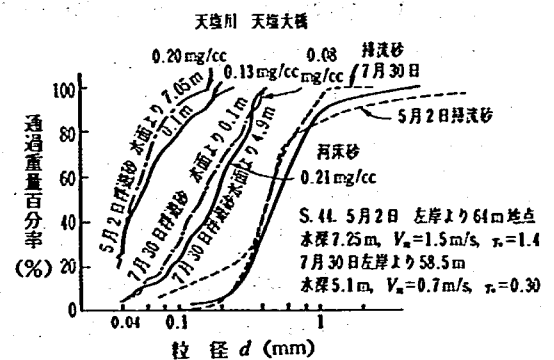


Fig. 5-6 天塩川大橋における浮遊砂・掃流砂・河床材料の粒度分布

掃流砂採取器に入った粒度分布は、河床砂より多少小さいが、ほぼ等しく、砂河川では掃流砂は河床砂粒度分布とほぼ等しいとして良いと思われる。なお浮遊砂の粒度分布を見ると、流速の遅い7月30日の方が粒径が大きいものが多く含まれている。また採砂器に入った土砂も0.1~0.3 mmの砂が多い。この原因は明確でない。

(2) 粗砂を河床材料として持つ河川の土砂の移動形態

平均粒径1~3 mmの粗砂を河床材料に持つ場合の浮遊砂、掃流砂と河床材料の関係を Fig. 5-7の横断形状を持つ斐伊川・源光寺橋(4.3 km)での観測結果²⁾より示す。

Fig. 5-8は昭和42年10月28日($H_m=1.6\sim 2.0$ m, $V_m=1.3$ m/s~1.6 m/s), Fig. 5-9は昭和43年3月1日($H_m=1.2$ m, $V_m=0.9\sim 1.2$ m/s)における採取器に入った掃流砂及び浮遊砂の粒度分布である。これを見ると採取器に入った掃流砂の粒度分布は河床材料に近いものもあれば、異なっているものもある。掃流砂採取器に入った土砂の量の少ない場合は粒径が小さく、多いものは河床材料に近い。なお斐伊川での土研式掃流砂採取器による掃流砂量の観測によると、河床材料の平均粒径($d_m \approx 2$ mm)に対する無次元掃流力 τ_{*m} が0.4以下では、観測された流砂量と実験室の資料より推定される流砂量とほぼ一致するが、 τ_{*m} が0.4以上(この場合、平均流速は1 m/s以上である。)になると流砂量が一致せず、斐伊川での観測流砂量が1オーダー小さい²⁾。これは流速が速くなると掃流砂採取器が河床面に正しく設置されず、正確に掃流砂が採砂できなくなるためと考えられる。従ってこの観測資料をそのまま掃流砂の実態とすることには問題があるが、流砂量の小さいものは河床近くを浮遊して流下するB集団(平均0.04 cm)の砂を採取し、大きいものは河床近くを移動する掃流砂及び浮遊砂の一部を採取したものと考えられる。

河床には砂堆が発生している水理条件であるので、 $\phi=8$ として昭和44年10月28日の観測時の u_* を求め、無次元掃流力 τ_* 及び u_*/w_o を評価すると

$$d=0.2 \text{ cm に対して, } \tau_* \approx 0.9, u_*/w_o \approx 0.6$$

$$d=0.04 \text{ cm に対して, } \tau_* \approx 4.5, u_*/w_o \approx 3.0$$

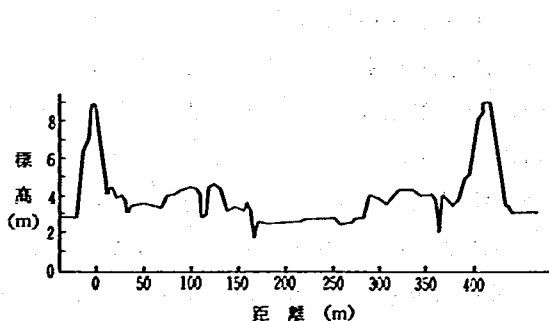


Fig. 5-7 斐伊川源光寺橋観測所横断形状図

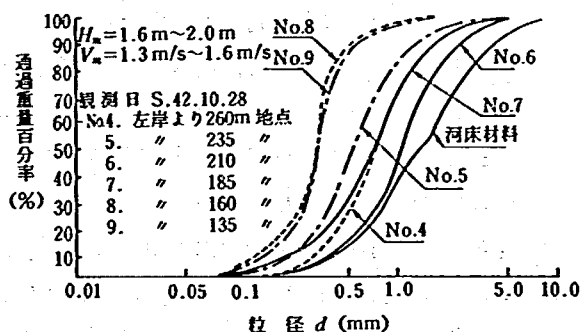


Fig. 5-8 斐伊川源光寺橋の掃流砂及び河床材料の粒度分布

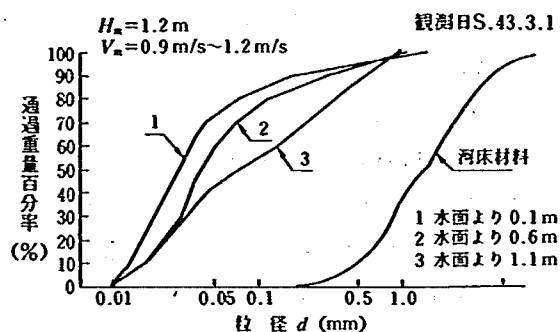


Fig. 5-9 浮遊砂及び河床材料粒度分布曲線，源光寺橋左岸より 160 m

程度となる。この τ_* 及び u_*'/w_o の値から、また Fig. 5-8, Fig. 5-9 に示す掃流砂、浮遊砂の粒度分布より、粒径 0.07 cm より粗粒の A 集団と、粒径 0.02~0.07 cm の B 集団の運動形態が異なり、粗粒は掃流砂として動き、細粒は浮遊砂として運動しており、両者を分けて流砂量等を把握していく必要があることが分る。

(3) 砂利河川 ($d_m > 1$ cm) における土砂の移動形態

砂利河川においては、A 集団はある程度以上の出水でないと移動しない。上流部に火山灰等の堆積物があり平水でも砂分を供給するような河川を除けば、一般に平水時には表層の砂分が移動し、一部は下流へ、他は流れの弱い所に堆積する。従って平水時の流路は表層の B 集団が抜け出し、アーマリングされ、他の場所より河床材料は大きくなる。ただし砂利河川に変わる直上流では上流から流下する砂分が堆積し、平常時の流路は、砂分で覆われることがある。

このように砂利を河床材料に持つ河川には、砂利分と砂分とで、その運動形態、流水に対する応答が全く異なるため、表層の河床材料の大きさは、流量変動による掃流力の変化に応じて場所的にも経年的にも変動するが、表層下の河床材料の大きさは、経年的にはそれほど大きくは変動しない。これは A 集団が全面的に移動する出水時の掃流砂は、表層下の河床材料とはほぼ同程度の粒度分布を持つことを示している。もし河床材料と掃流砂の粒度分布が、大きく変わるようなことであれば、河床材料の経年変化は非常に激しいものとなるはずである。ただし常願寺川や黒部川のような急流荒廃河川では洪水時の土砂発生源からの土砂の粒径成分ごとの供給量の変化に応じて洪水前後で粒度分布が変わることがある³⁶⁾。この変化は主に上流からの砂分の供給量に支配される。土砂供給源に近い所の河床材料は、大雨時の山間部の崩壊の程度と、その崩壊土砂の河道内への流入によって、一回の洪水によって変化してしまうことがある。一般に崩壊が多いと河床材料は細粒分が増加する。崩壊地から離れ、ある程度上流部で分級の進んでいる河川や、山が荒れていない河川および流域の岩質がほぼ同一で、特定の大きさの岩砕物を生産する流域を持つ河川では、河床材料の経年変化は小さい。

洪水時の河床堆積物と流送土砂の関係を、肱川、十勝川での観測例を通して述べる。

i) 肱川・肱川橋 18.8 km 掃流砂観測

昭和44年7月5日出水時, Fig. 5-10に示す横断形状を持つ肱川橋において, 土研式掃流砂採取器による掃流砂観測が行われた⁷⁾。その時の掃流砂の粒度分布は, Fig. 5-11に示されている。なお観測は繰り返し行われた。同図には, 一回ごとの観測された掃流砂の粒度分布が示してある。また同図左上の数値は観測資料番号を示している。この時の採砂地点の水深は3.6~3.65 m, $V_m=2.5\sim2.6$ m/sである。流速が大きく, 河床波が発生していると思われるので $\phi=12$ とすると, $u_* = 20$ cm/s, $\tau_{*m} \approx 0.13$, $H/d_m \approx 180$ の水理量下の掃流砂の観測と考えられる。採取器に入った土砂の粒度分布は採取器の形状のため底層近くを浮遊する浮遊砂も採取されるため, 砂分の割合が河床材料より多いものが多いが, 粗粒のものは河床材料と同程度の粒径となっている。なお粗粒分がほとんど採取器に入らなかった観測資料がある。この場合は採取量が少なく, 採取器が正しく河床に設置されなかったか, あるいは河床に発生していると推定される砂堆の谷部で採取を行った資料と思われる。

肱川橋での観測を通して全面的に土砂が動く時には, 河床面近くの土砂(掃流砂)は河床材料とほぼ同一の分布形を持っていることが推測されるが, これは全流送土砂量の粒度分布が河床材料とほぼ同一であることを意味しない。砂分は浮遊砂形式で流下していると考えられ, 砂分の割合はもっとも大きいものと考えられる。

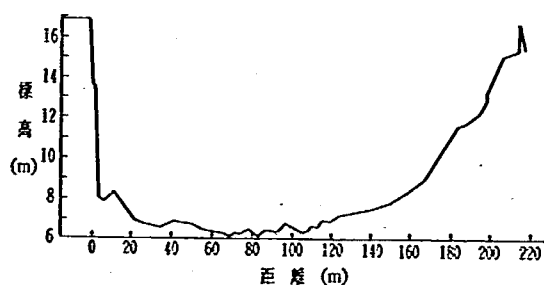


Fig. 5-10 流送土砂観測地点横断形状図 (肱川橋地点)

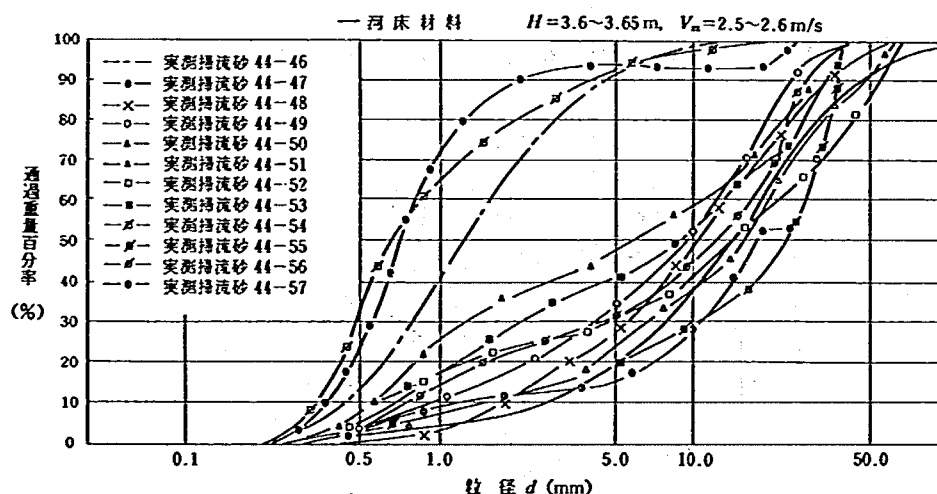


Fig. 5-11 肱川実測掃流砂・河床砂の粒度分布

ii) 十勝川茂岩地点、浮遊砂・掃流砂観測

砂利河川の浮遊砂の粒度分布形を Fig. 5-12 に示す横断形状を持つ十勝川茂岩地点 (23 km) の観測例⁹⁾を通して述べる。この観測地点は自然堤防帯を流下する segment の中に有り、河床材料はそれ程大きくない。Fig. 5-13 は、昭和44年 (1969) 6月7日、左岸より約 89 m 地点 (水深 4.55 m, 平均流速 1.4 m/s) で測定された浮遊砂の粒度分布形を測深ごとに

示すとともに、昭和44年6月19日の河床材料の粒度分布を示したものである。なお観測時の流量は約 530 m³/s であり、平均年最大流量約 1750 m³/s の 1/3 の流量である。

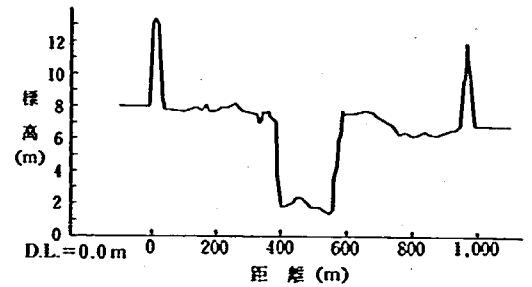


Fig. 5-12 十勝川茂岩観測所横断形状図

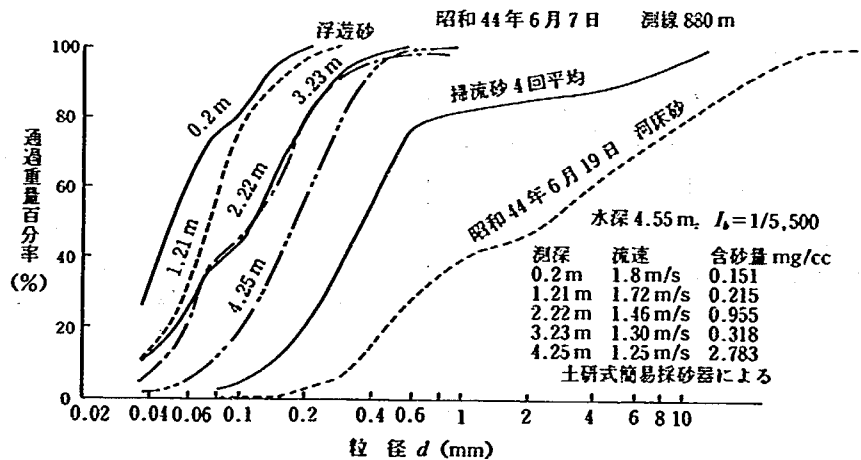


Fig. 5-13 十勝川茂岩における浮遊砂・掃流砂・河床砂の粗度分布

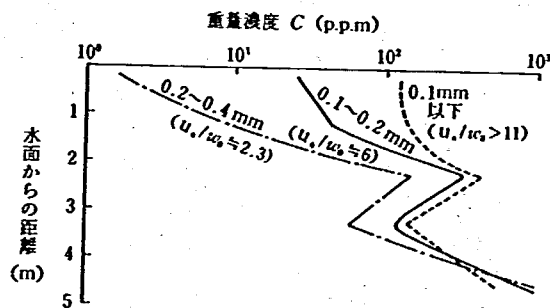


Fig. 5-14 十勝川茂岩における浮遊砂の水深方向の濃度変化

この観測時には水面勾配を測定していないが、河床勾配をエネルギー勾配とすると、 $u_* = 9$ cm/s となる。これによって無次元掃流力を求めると、粒径 0.3 mm に対して $\tau_* = 1.67$ 、河床材料の平均粒径 6 mm に対して $\tau_{*m} = 0.08$ となる。

Fig. 5-13 より粒径 1 cm 以上のものは移動せず、河床材料が全面的に移動しているのではないこと、河床近くでは河床材料の B 集団 (0.3~0.6 mm) が移動していること、また浮遊していることが良く分かる。

Fig. 5-14 はこの時の粒径別の浮遊砂の濃度の水深方向の変化を示したものである。これより、平均流速 1.4 m/s の条件で、0.1 mm 以下の浮遊物質 ($u_* / w_* > 11$) は、水深方向に濃度が大きくは変わらず wash load 的な運動形態を持っていること 0.2~0.4 mm の浮遊物質 ($u_* / w_* \approx 2.3$) は浮遊砂的運動形態を持っていることが分かる。

5-2-4 河床材料の粒度分布形と洪水時の流砂形態

実河川の土砂の移動形態は、前述したように、河床材料の大きさ及び粒度分布形ごとに異なる。他の河川の観測例¹⁷⁾¹⁹⁾、補助編第 2 章で示す混合砂からなる開水路移動床に関する検討結果、及び 4-1 で示した平均年最大流量時の平均粒径 d_m と τ_{*m} の関係より、洪水時の河床材料の運動形態は次のごとく結論付けられる。

粒度分布形が Fig. 5-15 の①に示すような河床材料を持つ非常に勾配の緩いデルタ地帯を流れる河川では、平均年最大流量時には、河床波は砂碛と考えられ、A 集団は掃流砂及び浮遊砂形態の移動であり、B 集団はワッシュロード、C 集団は掃流砂的に移動する。大出水時には、A 集団は浮遊砂となり、C 集団は一部浮遊砂となるが大部分は掃流砂である。平水時には A 集団は掃流砂的であるがほとんど動かず、B 集団は流速の遅い所に堆積して行く。

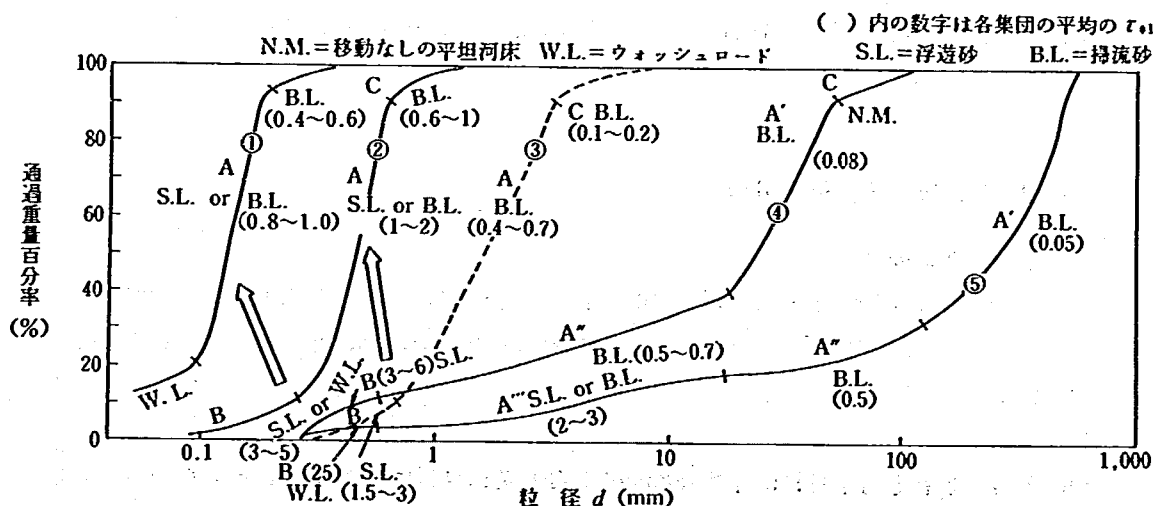


Fig. 5-15 平均年最大流量時の河床材料の運動形態

中砂を河床材料に持つ自然堤防地帯を流れる河川の代表的粒度分布形である②の場合は、平均年最大流量程度の洪水の時は、河床は砂堆あるいは平坦河床であり、A 集団は砂堆の場合は掃流砂、平坦河床の場合は浮遊砂、B 集団は浮遊砂あるいはワッシュロード的、C 集団は掃流砂的に動く。大出水時には A 集団は河床が平坦河床となるため浮遊砂的であり、C 集団は掃流砂である。平水時には河床波は砂澁であり、A 集団は掃流砂、B 集団は浮遊砂となる。

粗砂の河床材料を持つまき土地帯を流れる河川の代表的粒度分布形である③の場合は、洪水時に河床には砂堆が発生し、A 集団は掃流砂、B 集団は浮遊砂、C 集団は掃流砂である。平水時には河床は砂堆あるいは砂澁河床となり、A 集団は掃流砂、B 集団は浮遊砂あるいは掃流砂となり、C 集団は動かないと判断される。

砂利を河床材料に持つ自然堤防帯を流れる河川の代表的粒度分布形である④のような河床材料を持つ場合は、洪水時は砂堆あるいは平坦河床で A 集団は掃流砂、B 集団は浮遊砂、C 集団は年一回洪水程度では動かないが、大出水では掃流砂と判断される。なお混合粒径を河床材料に持つ移動床に関する実験結果によると、河床材料の粒径が 0.3 mm 以上のものからなる場合は同一運動形態を取り得る粒径の範囲は、最大粒径と最小粒径の比で 10 程度までである¹⁹⁾。A 集団の粒径の広がり範囲が 2~50 mm であるので、この広がりの中で土砂の移動形態が異なることが考えられ、A'、A''の二つに分けた方が良い。ただし、A''集団は、量が少なく無視しても良い場合が多い。平水時には C、A'集団は、動かず、流れの強い所はアーミングされ、弱い所に B 集団が堆積することがある。

⑤に示すように大粒径河床材料を持つ勾配の急な扇状地河川では、洪水時、河床は平坦河床であり、一般に C 集団を持たず、A'集団は掃流砂、B 集団は wash load、A''、A'''集団それぞれ浮遊、掃流と考えられるが、A''、A'''集団は河床の中に占める割合が小さく無視しえる場合が多い。なお、河床がアーミングされると B、A''集団が河床から抜け出て A'、A'''のみで河床表面をおおう。平水時には A'、A'''はほとんど動かず、B 集団は浮遊、A''集団は掃流で動く判断される。

5-3 縦断方向の土砂の分級

5-3-1 本節の課題

前節において、河床材料の各粒径集団の洪水時の流砂形態について論じた。それを踏まえてここでは、segment の接合点での土砂の分級機構、1 つの segment 内での土砂の縦断方向の分級機構について検討を行う。

5-3-2 砂利を河床材料に持つ segment と砂を河床材料に持つ segment の接合部での分級機構

砂利を河床材料に持つ segment から砂を河床材料に持つ segment に変わる遷移地点では、

平均年最大流量程度の出水時の u_*^2 は、Fig. 4-1 で示したように砂利を河床材料に持つ上流の segment では、河床材料の平均粒径 d_m の 120 倍程度（ここで d_m の単位は cm, u_*^2 の単位は cm^2/s^2 ）、粗砂を河床材料に持つ下流の segment で $120 \text{ cm}^2/\text{s}^2$ 程度である。粗砂を河床材料に持つ下流の segment で、この u_*^2 で移動し得る最大の粒径を求めると、A 集団が砂堆を形成して移動している場合、補助綫 2-2-3 [4] で示す様に移動し得る最大の粒径に対する粒径別限界掃流力 τ_{*lc} は 0.06 程度なので¹⁹⁾、約 1.2 cm となる。このように下流の segment では、粒径 1 cm 以上の河床材料つまり上流の segment の A 集団を十分に移動させ得る掃流力には無く、上流の segment で B 集団であった砂分を、下流で A 集団に変化させるような掃流力となっている。

5-3-3 粒径 0.3~0.5 mm の砂河川から 0.10~0.20 mm の砂河川に変わる地点の分級機構

利根川 40 km, 江戸川 15 km 地点で河床材料は 0.3~0.5 mm から 0.10~0.20 mm に変化する。0.10~0.20 mm の砂は、この地点より上流では B 集団でありワッシュロード的な運動形態であるが、この地点より A 集団と成り浮遊砂及び掃流砂的な運動に変わる。小規模河床波はこの地点より上流では小洪水時には砂堆、大洪水時は平坦河床であり、この地点より下流では利根川下流部の平均年最大流量時の流速から判断すると小出水時には砂礫、大出水時には平坦河床と推定される。

粒径が急変する理由は、平均年最大流量程度の出水時、この地点より u_*^2 が $80 \sim 120 \text{ cm}^2/\text{s}^2$ から $40 \sim 60 \text{ cm}^2/\text{s}^2$ と約半分に急変するためであるが、そこでの土砂の分級機構の実態については明確になっていない。掃流力からだけ判断すれば、下流部においても上流部の A 集団である 0.3~0.5 mm の砂は、この粒径に対する無次元掃流力 τ_{*s} が 0.7~0.8 程度であるので十分に移動し得る。

上流の segment の B 集団の流砂量が、下流の segment の A 集団の流砂量に相当するという条件にあるものと思われる。

5-3-4 河床材料が砂利である segment 同士の分級機構

砂利を河床材料として持つ segment と segment の接合部での勾配の変化は、砂利から砂に変わる地点の勾配の変化ほど急激なものではないが、勾配が多少変わり、また粒径も多少変化する。

例として黒部川を示す。Fig. 5-16~Fig. 5-18 は、黒部川の河床縦断面図、平均年最大流量時（約 $1,700 \text{ m}^3/\text{s}$ ）の川幅及び u_*^2 の縦断面図を示したものであり、Fig. 5-19 は昭和 44 年 8 月洪水前後の河床材料の平均粒径の縦断面方向変化、Fig. 5-18 は昭和 43 年、44 年、46 年度の河床材料の粒度分布形より、C 集団、A' 集団、A'' 集団、B 集団の概略平均粒径の縦断面方向を示したものである。河床材料は表層 30 cm を取り除き、そこより下層の粒度分布が調べられている。なお昭和 44 年 8 月に愛本地点（13.2 km）でピーク流量約 $5,700 \text{ m}^3/\text{s}$ の大出水が

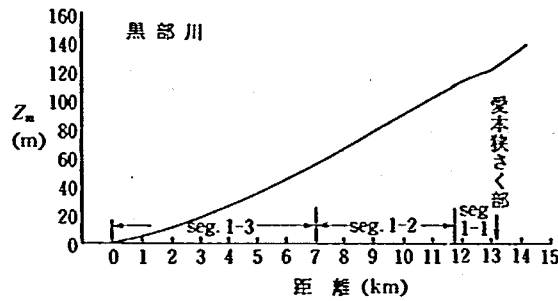


Fig. 5-16 Z_m の縦断方向の変化

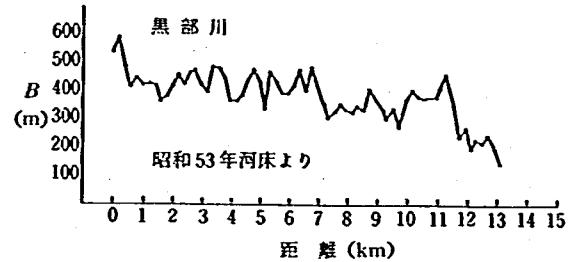


Fig. 5-17 Bの縦断方向の変化

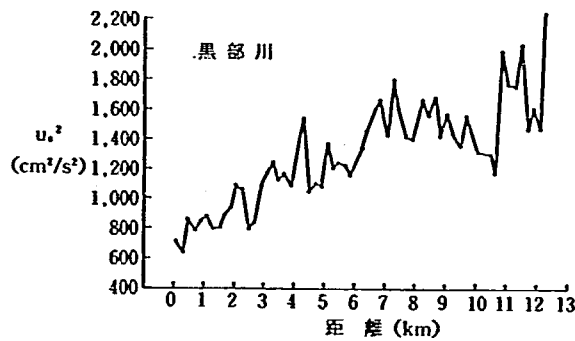


Fig. 5-18 u_*^2 の縦断列の変化

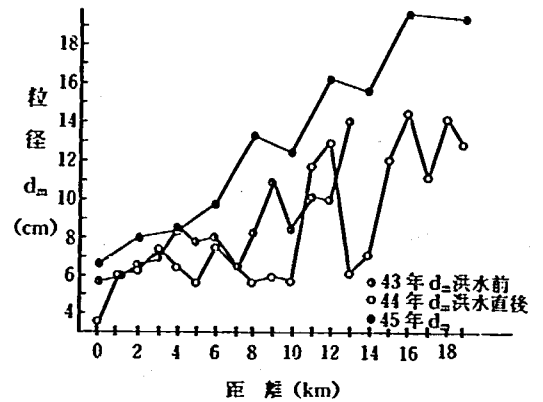


Fig. 5-19 平均粒径の縦断変化図

あった。

これより黒部川扇状地を流下する0~13.2 kmの区間は、以下に示す3つのsegmentに区分し得る。

i) Segment 1-1=11.7 km~13.2 km

このsegmentは愛本の狭さく部下流約1.5 kmの非常に短いsegmentである。川幅が220 mと狭く、単列あるいは2列の砂州が発生している。このsegmentの河床材料は、上下流segmentの河床材料より大きく、C集団を持たず、昭和43年、44年では20 cm程度の河床材料がA' populationとなっている。平均年最大流量時の τ_* は20 cmの粒径に対して0.052程度である。また河床勾配は上下流のsegmentに対して多少緩くなっている。

以上の結果は、このsegmentが河床低下の影響を受け、川幅が狭く、河床材料が大きく、勾配が緩くなったことを示している。現常水路は以前河床であったと考えられる高水数より2~3 m低い所を流下している。愛本堰の建設(昭和7年12月完成)の影響があったものと考えられる。

ii) Segment 1-2=7~11.7 km

このsegmentは川幅320 m、平均年最大流量時の $B/R=250$ 程度であり、4~5列の砂州を持っているsegmentである。河床勾配は1/85~1/90程度で、河床材料の主モード(A' popu-

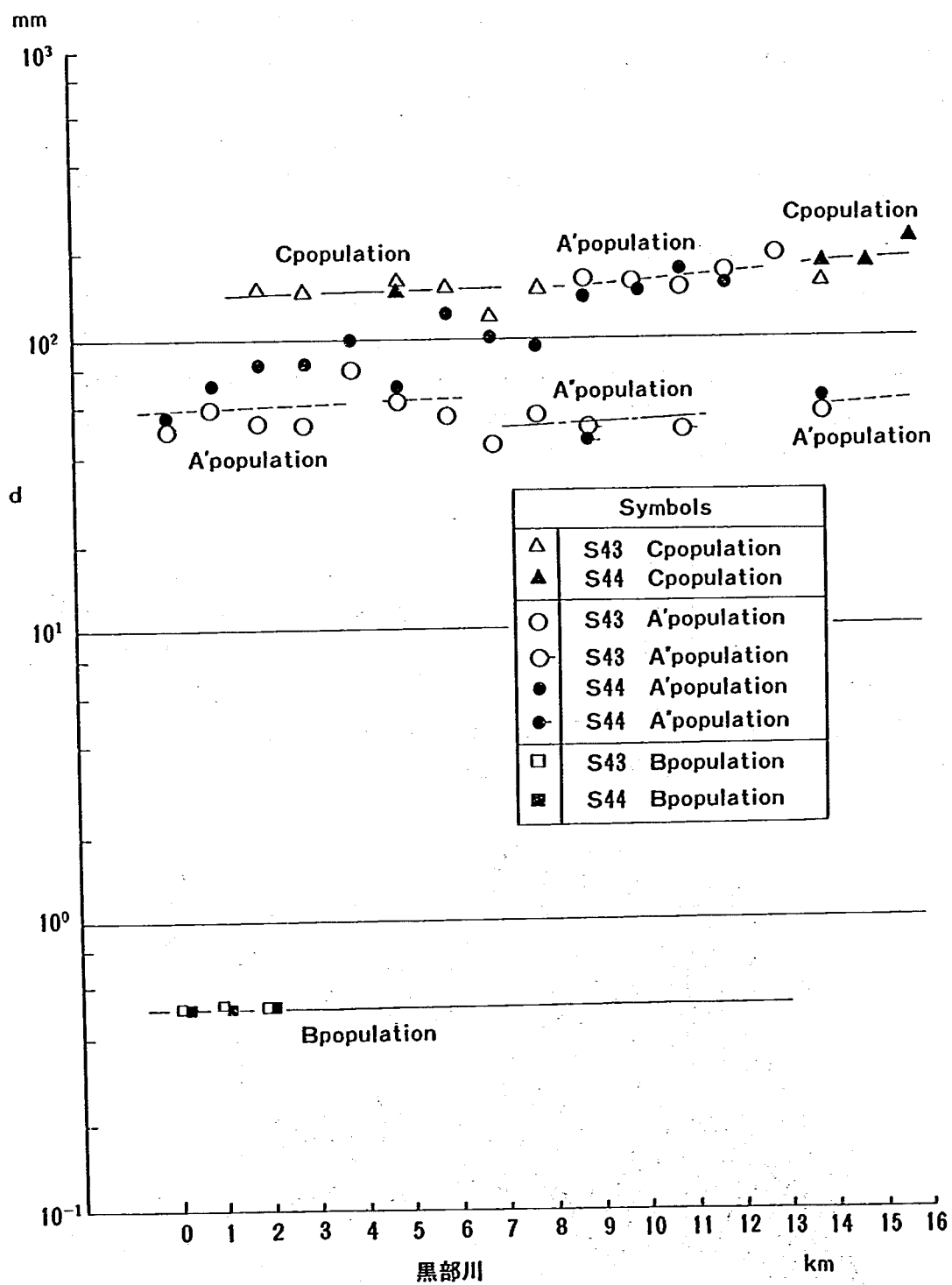


Fig. 5-20 各粒径集団の縦断方向変化図

lation) は上流の segment とほぼ同じ 20 cm 程度であるが、粒径 5~6 cm の A'' population の割合が上流部より多い。なお昭和 46 年度の河床材料調査結果によると粒径 50 cm 程度のものが A' population となっている。この 50 cm 粒径に対する平均年最大流量時の r_s は 0.019 であり通常の出水ではほとんど動き得ない粒径である。昭和 44 年から昭和 46 年の間に大きな出水がなく、河床材料がアーマ化したとも考えられるが、河床変動調査によるとこの間河床が特別に低下しているわけではなく、むしろ河床材料の測定点、測定法に問題があるように思える。

iii) Segment 1—3=0~7 km

この segment は、川幅 400 m、平均年最大流量時の B/R は 350 程度であり、4~6 列の砂州を持っている。この segment の河床材料は、上流で A'' population であった粒径ものが、A' population となり、A' population であったものが C population となっている。C population の割合は下流に向かって少なくなり、平均粒径は下流に向かって小さくなる。この傾向は下流に向かって u_{*c} が小さくなるのに対応している。

このように黒部川 0 km~13.2 km の区間は、多少勾配及び河床材料の異なる 3 つの segment からなる。

Fig. 5-18 に示すように u_{*c} は上流の segment から下流の segment に向けて小さくなっており、各 segment の河床材料は、この u_{*c} の変化に応じて平均粒径と粒度分布が変化している。このことは河床材料が砂利であるセグメント間の河床材料の変化も土砂の分級作用の結果であると推察される。

次に、日本の一級河川の大臣管理区間の扇状地では、このような例は無いが、扇面上での勾配、河床材料が大きく変わり、顕著な 2 つの segment が生じている例を示す。Fig. 5-21 は、

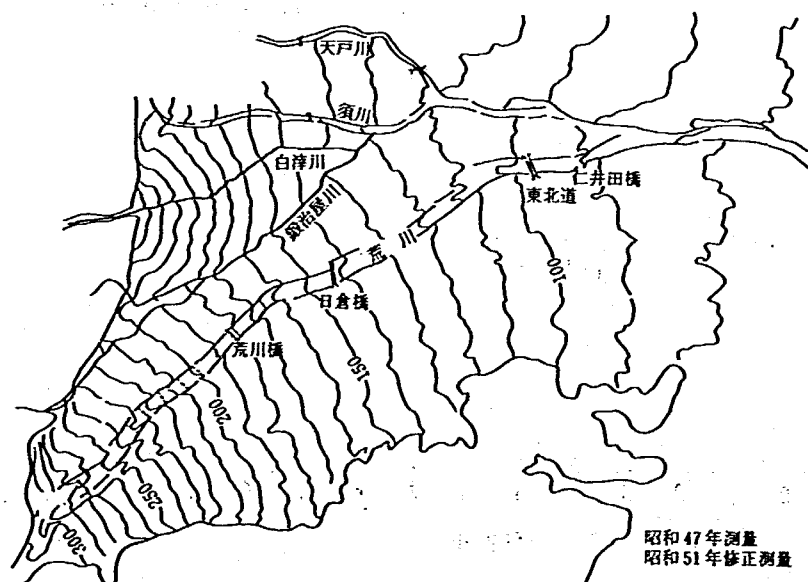


Fig. 5-21 荒川扇状地平面図

福島県の荒川の平面図であり等高線が示されている。同図と Fig. 5-22 の河床縦断面図に示されるように、合流点より上流 6 km を境にして勾配が変化し、上流の扇状地では河床勾配 1/40、河床材料の d_{60} が 30 cm 程度、下流では河床勾配約 1/150、河床材料の d_{60} が 3 cm 程度¹²⁾を持つ顕著な二つの segment を持っている。ここでは、上流と下流の segment の勾配が約 3~4 倍程度異なり、上流の segment の A 集団の河床材料は、下流の segment では、C 集団であり、上流の B 集団は、下流の A 集団となっている。また小扇状地では扇状地上で粒径が変わらなくても扇状地の山間部と扇状地の勾配が大きく異なり、上流山間部の河床材料の主モードの河床材料が下流の扇状地で C 集団になっている例は多い。なお大臣管理区間の扇状地河川で顕著な二つの segment を持つ例が無いのは、山間部の一次谷、二次谷の次数の小さい谷で、大粒径のものは止まってしまい、ある程度分級が進んだ後の堆積物であるためと思われる。

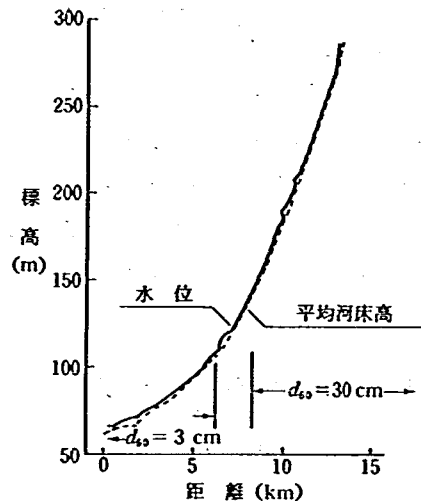


Fig. 5-22 荒川の河床高縦断面図

このように扇状地を流れる河川においても、勾配が異なる segment が生じる原因は、1 つには扇状地上流から運ばれてくる土砂の内、粒径 1 cm 以上の材料に粒径の違いが大きい 2 つ以上の顕著な粒径集団があり、かつ各々の粒径集団の流送土砂中に占める割合が多く、流水によって土砂が分級し各粒径集団に対応する segment を形成するものと、2 つには、他の地形形成要因によって segment の基本的な形態 (2 つ以上の勾配を持った堆積空間) が作られており、それに応じて土砂の分級が生じているもの、たとえば、扇面上を通る活断層が在り、その活動速度が土砂の堆積作用より速い場合とか、第四紀における気候変動に基づく生産土砂量の変動に伴って、扇面上に堆積と下刻作用の卓越する区間が生じ、その結果が扇面に残っている場合 (黒部川の segment 1-2 は開折扇状地の谷部を流下し下刻が卓越している区間に相当し、segment 1-3 は堆積が卓越している区間に相当している) などである。3 つには、黒部川の segment 1-1 のように近年における人間の河川への働きかけ、つまりダム、堰、河道整正等による勾配の変化によって土砂の分級が生じているものが考えられる。

5-3-5 1つのセグメント内での分級機構

1つのセグメント内での河床材料の変化は小さく、縦断方向の分級作用は強くない。A 集団では、分級作用はほとんど無く、また流砂量はセグメント内では下流に向かって多少減少するが、ほぼ同一と考えられる。B 集団が砂の場合には、大出水時に氾濫原 (高水敷) に一部堆積するため、低水路内での B 集団流砂量の連続性は成立しないが、通常の出水では、流砂量は

セグメント内ではほぼ同一と考えられる。C 集団は洪水時にも動くか動かないかの移動限界粒径に近いので、セグメント内での掃流力の微少の変化にも応答し分級すると思われる。一般には同一セグメントでも上流の方が多少掃流力が大きいことが多いので、下流に向けて C 集団の移動量は減少すると考えられる。

なお、河床材料の各集団ごとにその移動速度が異なっていることに注意を払っておく必要がある。B 集団、A 集団、C 集団の順にその移動速度は速い。従って上流のセグメントからの流入土砂量や、その質が変化すると、各集団ごとにそれに対する応答速度が異なる。たとえば上流からの土砂の流入が止まると A 集団は下流に移動していくが、C 集団は残り、アーマーコート (armour coat) を形成する。

5-4 横断方向の土砂の分級

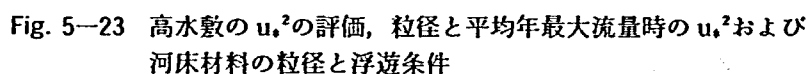
5-4-1 本節の課題

上流から流下する土砂は、生産土砂の各粒径集団に応じて segment を形成しながら運搬され、堆積しながら分級していくが、流下する土砂は単に縦断方向に分級するのみならず横断方向にも分級する。この横断方向の分級作用によって河岸や自然堤防が形成され、河岸物質の特性を支配する。本節において河岸堆積物の特性に密接な関係のある横断方向の分級機構を、流路の側方移動に伴って生じる分級と氾濫原（高水敷）上の分級に分け検討する。

5-4-2 氾濫水による高水敷の分級

流量が、低水路満杯流量を超えると、河水の一部は高水敷上を流下し、その流速が速い場合は、高水敷の表土を侵食し、遅い場合は、河水に含まれる土砂の一部を堆積し、自然堤防や、氾濫原の表層となる。どこにどのような物質がどれだけ堆積するかは、低水路を流下する河水中の浮遊物質の粒度構成とその濃度、氾濫原上の氾濫水の流速、浸水時間、低水路からの距離に関係する。ここでは、河道の各 segment ごとに、高水敷堆積物がどのようなものからなるか、なぜそのような堆積物が堆積するかを検討する。

Fig. 5-23 は、縦軸に u_*^2 を採り、下段横軸に高水敷上の水深を採り、高水敷上の流れ方向のエネルギー勾配（高水敷の流れ方向の地表面勾配とほぼ等しい）によって、どの位の u_*^2 の値になるかを示したものである。また同図には、河床材料の粒径（上段横軸）と平均年最大流量時の u_*^2 の関係を点線で、また河床材料の粒径とその粒径の材料が浮遊し高水敷に乗り上げられるのに必要な及び河床から浮遊するのに必要な低水路の u_*^2 の関係を一点鎖線で示してある。通常粒子の浮遊が生じる条件は $u_* / w_0 \approx 1$ といわれているが、この条件では粒子は、水面近くまで十分に浮遊し得ず、 $u_* / w_0 \approx 2 \sim 3$ 程度が必要である（浮遊砂の濃度分布に関する理論²⁾、また高水敷の河岸近くの堆積物の粒度構成と洪水時の河床に働く掃流力との関係からもこのように判断し得る）。なお Fig. 5-23 の一点鎖線は、 u_* / w_0 が 1 及び 2.5 の条件より求め



高水敷上にどのような粒径のものが堆積するかを推定するのは非常に難しいが、低水路で浮遊砂の運動形態を持っている粒径集団は、掃流砂の運動に変わるような水理量の所で急速に堆積を始められる。すなわち低水路部で浮遊砂の運動 ($u_* / w_* > 1 \sim 3$) であった粒径のものが、高水敷に乗り上げ、その u_* / w_* が $1 \sim 2$ 程度になった所から堆積すると思われる。

以下に Fig. 5-22 を利用して、各 segment の高水敷の分級特性について記す。

Fig. 5—22 に示されるように、勾配 1/100 の場合、水深 20 cm であっても u_*^2 が $200 \text{ cm}^2/\text{s}^2$ 近くになる。この値は細砂や中砂を十分に浮遊及び移動させることができる掃流力である。急勾配の扇状地では高水敷上であっても、中砂以下の材料は浮遊、移動し得る条件にあるため、表層堆積物は低水路と同様な砂利からなるが、局部的に河水が停滞するような所や、植生がある場合で水深が浅い場合には、中砂や細砂を表層に薄く乗せる。

大出水時には、これらの表層堆積物は侵食され、高水敷は一面の河原になってしまう。いくら勾配の緩い河川 ($I_b=1/200\sim1/300$) の扇状地では、高水敷上に中砂、細砂が堆積するが、その厚さは薄い。ただし扇状地の河道が河床低下しつつある場合には、冠水頻度が減るため、高水敷上に細砂、中砂が堆積し、富士川下流部のように畑地として利用されている場合もある。

以上のように扇状地河川では、水深が小さくても高水敷上の掃流力が大きく、細粒分が十分に堆積する環境にないため氾濫堆積物の厚さは薄く、自然堤防はほとんど発達しない。

Table 5-2 昭和49年(1974)9月洪水後 多摩川の状況

調査地点	地表の状況	地盤高	水位	水深	水面勾配	u_*^2	堆定の σ	V_m
丸子橋ゴルフ練習所 12.8 km	泥土の堆積 10 cm 程度	A.P. 40~50 m	A.P. 7.1 m	2~3 m	1/2560	95 cm ² /s ²	15	1.5 m/s
日野市営多摩川グラウンド 33.4 km	野球グラウンド表土の洗掘	A.P. 63 m	A.P. 64.3 m	1.3 m	1/320	398 cm ² /s ²	15	3 m/s
45 km 地点	野球グラウンド表土の洗掘、 礫露出、植生部分侵食されず	A.P. 86~86.5 m	A.P. 87 m	0.5~1.0 m	1/280	280 cm ² /s ²	15	2.5 m/s
43.5 km 中州中央	植生あり、侵食されず	A.P. 79.0 m	A.P. 82 m	3.0 m	1/320	918 cm ² /s ²	13	4 m/s
17.3 km 中州	植生破壊、土砂動く	A.P. 7.9 m	A.P. 11.1 m	3.2 m	1/1000	314 cm ² /s ²	15	3.3 m/s

扇状地河川の高水敷堆積物の粒度分布の例として、Fig. 5-24 に荒川の 80.5 km 地点 ($I_b=1/380$, 平均年最大流量時の低水路の $u_*^2 \approx 400 \text{ cm}^2/\text{s}^2$) の低水路の河床材料と高水敷の表層堆積物の粒度分布を示した。この河川は扇状地河川としては、非常に勾配が緩いため、左岸側は低水路より粒径が小さい中砂混りの砂利であるが、右岸側は粒径が 0.2 mm 位の細・中砂が堆積している。

(2) 砂利を河床材料に持つ蛇行河川 (segment 2) の場合

勾配が扇状地河川に比べて緩く、河床材料の平均粒径も 2~4 cm 程度であり、平均年最大流量時の u_*^2 は 200~600 cm²/s² 程度となる。Fig. 5-22 の粒径と浮遊限界の関係図に示すように、河床材料の B 集団である砂成分は表層近くまで十分に浮遊し得る。河水が高水敷に乗り上げると、この B 集団は河岸近くに堆積 (この堆積物は、シルトや粘土を含まず、分級度が良い)、その背後にそれより 1 モード粒径の小さい細砂やシルトを堆積する。氾濫した水が滞水するような場合 (谷底平野では河道の横移動が固定され、自然堤防によって氾濫水が滞留

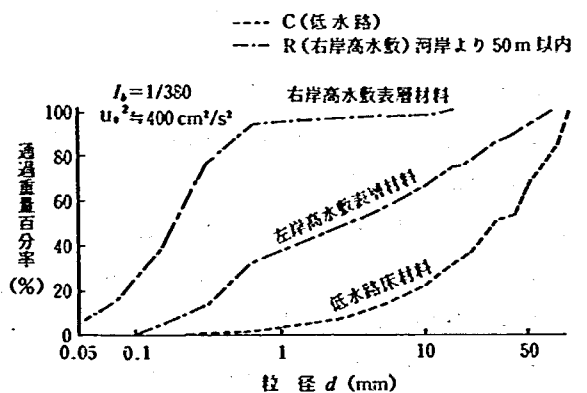


Fig. 5-24 荒川 80.5 km 地点の高水敷堆積物の粒度分布

する場合がある), そこが後背湿地となり, シルト混り粘土の堆積場所となる。

一般に砂利を河床材料に持つ蛇行河川は, 流路の側方移動が激しいため, 顕著な自然堤防は発達しないことが多いが, 谷底平野のように流路の側方移動が谷壁によって制限され, その移動が無いような場合には, 沿岸沿いに自然堤防が良く発達する。

Fig. 5-25 に荒川 66 km 地点 ($I_b=1/1600$, 平均年最大流量時の低水路の $u_*^2=230 \text{ cm}^2/\text{s}^2$) の河岸近くの高水敷堆積物の粒度分布を示した。これによると高水敷堆積物は, 中砂, 細砂, シルト及び粘土が混り分級度が悪い。なお粘土分が5%程度含まれているが, この粘土分は粗粒物質を結合させ堆積物に粘着力をもたらし, 洪水に対する耐侵食力を増加させる。

(3) 粒径 0.3~0.5 mm の河床材料を持つ河川 (segment 2) の場合

このような河床材料を持つ河川では, 100 年に 1 回起るような大出水時には低水路部の平均水深は, 平均年最大流量時の水深の 1.5~2 倍となる。Fig. 5-23 より, このような大出水時には河床材料の平均粒径 d_m が 0.3 mm の河川では u_*^2 が $120\sim160 \text{ cm}^2/\text{s}^2$ 程度, 0.6 mm の場合は $190\sim260 \text{ cm}^2/\text{s}^2$ 程度となると評価される。粒径 0.3 mm の粒子の沈降速度は水温 20° で約 4 cm/s , 粒径 0.5 mm の粒子が約 7.5 cm/s であるので, 平均粒径 d_m が 0.3 mm の河川では, 粒径 0.3 mm の粒子に対しては $u_*^2/w_*^2=2.7\sim3.1$, 粒径 0.5 mm の粒子に対して $1.4\sim1.7$ となる。平均粒径 d_m が 0.6 mm の河川では, 粒径 0.5 mm の粒子に対して $1.8\sim2.4$ となる。

大出水時の低水路部の u_*^2 は, 河床材料の A 集団のすべての粒径のものを表層近くまで浮遊させる値ではないが, 大部分の粒径のものを, 低水路の河岸の肩の高さの所まで浮遊させ得る値となっている。浮遊した A 集団は河水が高水敷上に乗上げた所で流速が低下するので Fig. 5-26 A に示すように堆積し, 伊勢屋の言う河畔堆積物となる。

川中に島がある場合には, 阿賀野川での堆積物調査及び微地形調査によると¹⁹⁾, Fig. 5-26 B 図のように島の上流側の縁の部分にこの河畔堆積現象が見られる。この中砂, 細砂からなる河畔堆積物の背後には, 粘土混り細砂, シルトから成る泥層が堆積する。

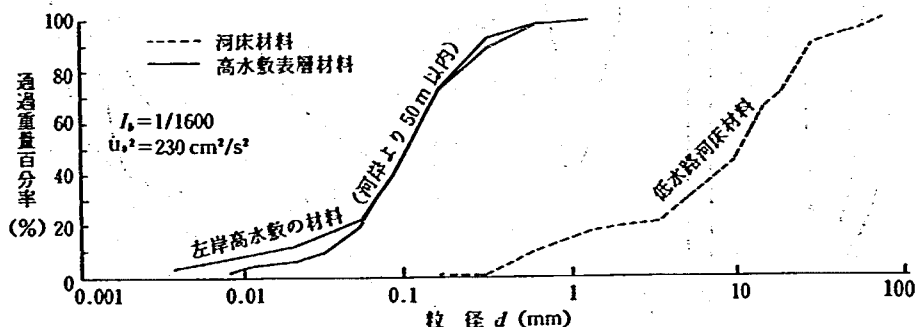


Fig. 5-25 荒川 66 km 地点の高水敷および河床堆積物の粒度分布

なお、前述したように砂河川では百年に1回起こるような大出水においても u_*^2 は $120 \sim 260 \text{ cm}^2/\text{s}^2$ 程度であり、粒径 0.5 mm の粒子に対して最大でも $u_*^2/w_o = 2.4$ であるので粒径 0.5 mm 以上の河床材料は水面近くまで十分には浮遊し得ない。これが高水敷上に粒径 0.5 mm 以上の堆積物がほとんどなく¹⁰⁾、また砂河川で水面近くの浮遊砂の中に 0.5 mm 以上の物質がほとんど観測されない理由である。

Fig. 5-27 は利根川 60 km 地点 ($I_b = 1/5,700$ 、平均年最大流量時の $u_*^2 = 90 \sim 95 \text{ cm}^2/\text{s}^2$) の河岸近くの堆積物の粒度分布を示している。左岸高水敷上の堆積物は河床材料の B 集団の粒径のものから主に成っており、また粒径 0.5 mm 以上のものは堆積していない。右岸高水敷上の堆積物はシルト・粘土が多く後背湿地成の堆積物となっている。

日本の砂河川では側方侵食による水路の移動があまり大きくなく、長い間同じ場所にとどまるために、一般に自然堤防の発達が良い。自然堤防の発達が良いと後背湿地よりその頂は $2 \sim 3 \text{ m}$ 高く、また水路横断方向の勾配は $1/150 \sim 1/300$ 程度である。この横断方向の勾配は一般に上流ほど大きくなるようである。

(4) 細砂を河床材料の主モードに持つ河川 (segment 3) の場合

細砂を主モードに持つ河川は、大出水時においても u_*^2 は $60 \sim 100 \text{ cm}^2/\text{s}^2$ 程度であり、粒径 0.3 mm ($w_o = 4 \text{ cm/s}$) 以上の物質は Fig. 5-23 の粒径と浮遊条件 ($u_*^2/w_o = 2.5$) の関係に示すように表層近くまで浮遊することができない。従って氾濫水による堆積物の中には、中砂以上の物質が見られない。また細砂分の土砂濃度も低いため、中砂を河床材料に持つ河川のよ

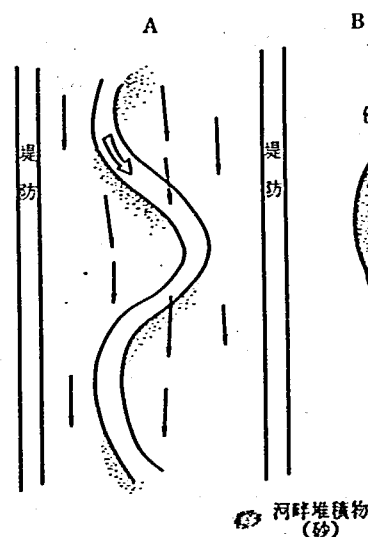


Fig. 5-26 河畔堆積位置

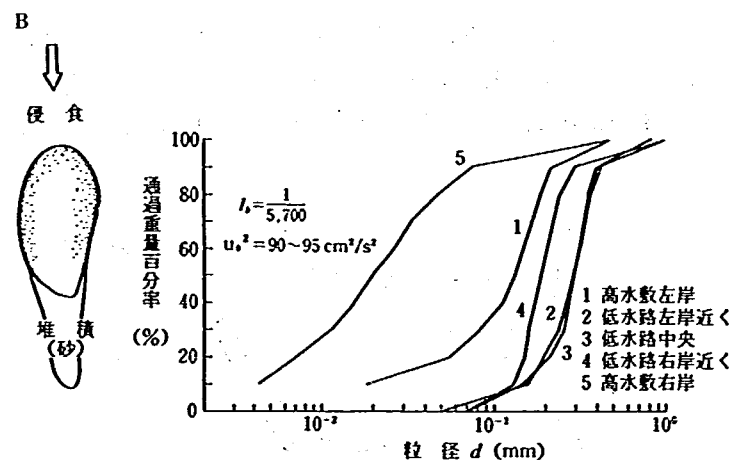


Fig. 5-27 利根川 60 km 地点の高水敷および河床堆積物の粒度分布

うに顕著な河畔堆積現象を生じることは少なく、河畔近くにA集団の細砂を薄く堆積することがある。粘土混りシルトが表層に堆積する場合が多い。

高水敷上（氾らん原上）での浮遊物質の粒径の違いによる分級作用がsegment 2に比べて弱いいため、またこのsegmentの形成時間が短いため顕著な自然堤防を持たない。

Fig. 5—28に利根川20 km地点の河岸近くの堆積物の粒度分布を示した。高水敷の堆積物の粒度分布型は前述のことを良く示している。

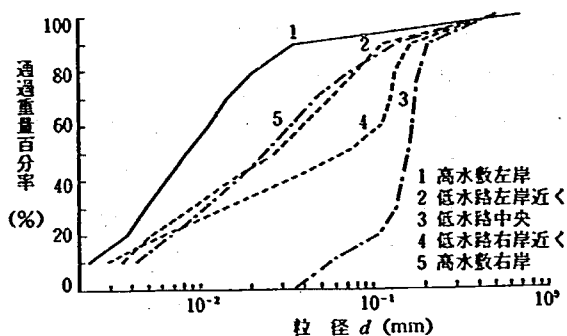


Fig. 5—28 利根川20 km地点の高水敷および河床堆積物の粒度分布

5—4—3 水路の側方移動に伴って生じる分級

沖積層を流下する河川は、護岸や、岩等の硬い河岸に流路が突き当らなければ、河岸を侵食し横方向に移動するが、ある程度時間が経過すると河岸侵食量に応じた分だけ水路内に堆積を生じる。この堆積を通じて河川の流下土砂は垂直方向に分級を受け、河岸物質は水深方向に質の異なった堆積物が生じることになる。この分級機構は、河道の各segmentごとに、洪水によって働く力が異なるため違ってくる。ここではそれらの違いを述べる。

(1) 扇状地河川 (segment 1) の場合

扇状地河川は、洪水時の水深が浅いにもかかわらず、勾配が急なため、河床に働く掃流力は大きい。また河床に発生する砂州の頂部は、平均年最大流量程度の洪水では、水面に近づくほどの高さを持っている（勾配が1/100以上の急流の扇状地では、平均年最大流量時にも、砂州の一部は水面に出てしまう場合もある。特に河床材料の分級度の悪い所、河床勾配の急な所ほど顕著である）。このような扇状地では、流路部の堆積が進むと天井化し、大出水時には流路変更し、扇面の内低い所を流下する。このような流路変更の繰り返し、結局扇面を作っていくことになる。とり残された流路は、そこが流路だった時の地形（砂州による凹凸面）をそのまま残す。その後とり残された流路跡には、新しい流路からの氾濫堆積物（細砂）が薄く乗る。従って扇状地河川の河岸物質は河床材料とはほぼ同様な構成物質からなる。河岸物質に層状構造が見られる場合には、河道内で発生する砂州上での分級作用¹⁹⁾²⁰⁾²²⁾の結果が河岸物質の層状構造に現れたと考えて良い。なお勾配が緩く ($I_b < 1/250$)、河床材料も大きい場合には、洪水時の水深も大きく、従って砂州のスケールが大きく、その移動速度が遅いため¹⁹⁾、上流からの土砂流入量が減少すると、河床が砂州頂部を残したまま低下して、島ができたり、あるいは砂州の高水敷化が進む。また砂州頂部付近に草や柳が生え、それらの植生によって土砂が補そくされ易くなり、細砂が沈積し、島ができたり、高水敷化していく場合がある。

(2) 砂利を主モードに持つ蛇行帯河川 (segment 2) の場合

平均粒径 $1\sim 4\text{ cm}$, 河床勾配 $1/500\sim 1/4,000$ の河川は, 平均年最大流量時の u_*^2 は $120\sim 300\text{ cm}^2/\text{s}^2$ 程度である。通常は, 水深も深く, B/H_m が小さく蛇行河川となる (B/H_m が 100 以上となり蛇行河川とならない場合もある)。この segment では, 河道の平面形の変化は, 河岸の側方侵食と, 侵食された河岸の対岸の堆積を通して進み, 扇状地河川のように流路の急変することは少ない。つまり河床の上昇速度よりも, 側方移動速度の方が速いと言っても良い。従って河岸物質は, この側方移動に伴う河床材料の分級と, 氾濫による氾濫原での浮遊土砂の分級という 2 つの違った作用による影響を受けている。

このような蛇行帯では, 水路内で流れが片寄り, それによって河床高も流れが寄った方が低く, 河岸侵食を生じ, 主流から離れた方は, 流速が遅くなり堆積が生じる。扇状地の河川と比べて, このような河川は, 洪水時の掃流力が小さく洪水時にも水深の浅い所では, 砂分が堆積し得るような水環境であるため, 一般には Fig. 5-29 に模式的に示されるように水深が浅い所ほど細粒のものが多くなる。またわん曲部での二次流の発生は, 砂分を水深の浅い方へ移動させ, この河床材料の分級を伴った堆積を助長させる。なお実河川の河岸物質は Fig. 5-29 に示されたような単純なものではなく, 洪水規模やその継続時間によって, 河床に働く掃流力と堆積時間が変動するため, 砂層の上に砂利層が乗ったり, 砂層の間にシルト層が挟まったりする²⁶⁾。

(3) 粒径 $0.3\sim 0.6\text{ mm}$ の河床材料を持つ河川 (segment 2) の場合

このような河床材料を持つ河川で, 現河川が流送している土砂によって生じる堆積物と同様な物質からなる河成堆積物上の流下する場合は, 米国 Mississippi 川の例で¹⁴⁾示されるように, 典型的な蛇行河川となり, (2)で述べたのと同様な河岸侵食と堆積を生じる。河岸物質は, 最下層は channel lag deposit である C 集団, 中層は河床材料の主モードである A 集団が, その上に B 集団, 表層には洪水氾濫堆積物という層序¹⁵⁾を示すが, 日本の一級河川の場合このような砂を河床材料に持つ segment の区間は, 縄文海進時に海面下にあった所が多く, このような所では, 航空写真及び水害地形分類図を見ると沖積低地上に残っている旧河道沿いの自然堤防の跡は, 長い区間とぎれることなくたどることが可能であり, 河道の側方移動が少なかったことを示している。ただし, 上流からの砂分の流入量が多かった河川では, 河床上昇速度が速いためか, 利根川中流部や木曽川中流部などでは河道コースの急変 (河岸侵食による流

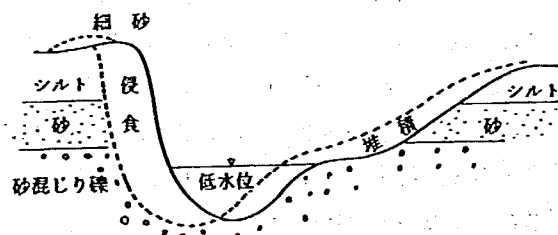


Fig. 5-29 河床および河岸物質の模式図

路の側方移動によるものではなく、大出水時に新たな河道コースが形成される。) によると考えられる網目状の自然堤防跡が残っている。逆に砂分の供給量の少ない川ほど(河床勾配の緩い川ほど)一つの流路に長い時間とどまっているため、旧河道沿いの自然堤防の跡は長い区間追跡可能であり、旧河道跡も少ない。

このように大陸の構造平野の沖積谷を流れる砂河川に比較して、河道の側方移動が小さいのは、この segment の形成期間が高々5千年程度と短かいため、側岸の下層の部分の堆積物が河川自身の運んだ粗粒の河床材料では無く、つまり河川が沖積谷の間を自由に動きまわったことが無いため、河床や側岸の下部に後背湿地堆積物や浅海成の堆積物(デルタ底置層、デルタフロント堆積物)が現れ、側方への移動を妨げるためである。したがってこのような河川では、側方移動に伴う土砂の分級作用は強くない。

(4) 粒径 0.2 mm 以下の河川 (segment 3) の場合

粒径 0.2 mm 以下の河床材料を持つ河川で顕著な segment を持つ例は、日本に於ては利根川しかない。利根川の場合な数百年前までは lagoon 的性格が強かった。このような細砂を持つ河川は、河岸は粘土混りシルトである場合が多く、また洪水時の掃流力も小さいため側方移動を生じない。従って側方移動に伴う土砂の分級作用は、ほとんど無い。

5-5 Segment と分級ユニット

前節までにおいて、まず沖積河道は、ほぼ一定の勾配を持った区間(segment)の集まりであることを示し、この segment ごとに河道特性を検討することが適切であることを述べた。

次に平均粒径の違いごとに、洪水時の土砂の運動形態がどのように異なっているかを実河川の事例によって示し、河床材料の A, B, C 集団が洪水時どのような運動形態を持ったかを代表粒度分布形ごとに洪水時に働く掃流力との関係から評価した。これを用いて segment の結合部での土砂の分級機構を河床に働く掃流力と河床材料の運動形態の上下流の segment での差異から説明し、上流の segment の A 集団は、下流の segment では C 集団、B 集団は A 集団に変化することを示した。

さらに土砂の横断方向の分級機構を、水路の側方移動に伴って生じる分級、氾濫による氾濫原上の分級の2つに分け、河床材料の違い、あるいは、segment の違いによって、それらの分級機構がどのように異なるかを、洪水時に河床に働く掃流力とそれに応じる河床材料の運動形態から説明した。

以上のことは、segment は上流山間部で、生産された土砂の堆積分級作用の現れであり、堆積分級の単位ユニットであることを示し、4章で述べた洪水時に河床に働く掃流力と平均粒径 d_m の関係は、各 segment 形成作用の具体的現れであり、沖積地河道というシステムを貫く最も基本的な関係であると結論できる。

参考文献

- 1) Sternberg, H., 1875; Untersuchungen über Längen- und Querprofil geschiebeführender Flüsse Z. Bauwesen 25, pp. 483-506.
- 2) 安藝皎一, 1944; 河相論, 常磐書房, pp. 50-115.
- 3) 谷津栄嘉, 1954~55; 平衡河川の縦断面形について, 資源研彙報 Vol. 33, pp. 15-24, Vol. 34, pp. 14-21, Vol. 35, pp. 1-6.
- 4) 山本晃一, 1976; 河床材料から見た河川の縦断面形, 第31回土木学会年次学術講演会概要集第2部, pp. 345-346.
- 5) 北陸地方建設局立山砂防工事事務所; 常願寺川における44・8月集中豪雨記録.
- 6) 山本晃一, 1976; 急流河川の河床材料調査法と表面粒度特性, 土木研究所報告第147号, pp. 1-20.
- 7) 建設省土木研究所, 1971; 建設省流砂観測資料集, 土木研究所資料第625号.
- 8) 北海道開発局, 1970; 河床変動に関する調査研究, 第13回北海道開発局技術研究発表会.
- 9) 井口正男, 目崎茂和, 1974; 沖積河川における河床砂れきの粒度組成について(II), 地理学評論 47-9, pp. 545-556.
- 10) Reineck, S., 1973; Depositional sedimentary environments, Springer-Verlag, pp. 114-119.
- 11) Sagoe, K. M. O. and Visser, G. S., 1977; Population breaks in grain-size-distribution of sand, a theoretical model, J. of Sedimentary Petrology Vol. 47, No. 1, pp. 285-310.
- 12) 吉野文雄, 1978; 荒川河道計画模型実験報告書, 土木研究所資料第1435号.
- 13) Wolman, M. G. and Leopold, L. B., 1957; River floodplains: Some observation on their formation, U. S. G. S. Professional Paper 282-C.
- 14) Fisk, H. N., 1951; Loess and quaternary geology of the Mississippi valley, Jour. of Geol. 59, pp. 333-356.
- 15) Fisk, H. N., 1947; Fine-grained alluvial deposits and their effects on Mississippi River activity, Mississippi River Commission, Water Way Experiments Station, Vicksburg.
- 16) Mackin, J. H., 1948; Concept of the graded river Geol. Soc. Am. Bull. 59, pp. 463-511.
- 17) 山本晃一, 1980; 河川における土砂の移動機構に関する研究ノート(II), 土木研究所資料第1543号, pp. 78-81.
- 18) 伊勢屋ふじこ, 1980; 砂床河床における自然堤防の形成, 1980年日本地理学会春季大会前刷.
- 19) 山本晃一, 1981; 河道特性論ノート(1)-護岸論のために-, 土木研究所資料第1625号, pp. 30-68. pp. 145-157. pp. 68-98.

- 20) 山本晃一, 林敏夫, 野積尚, 1975; 手取川河口処理に関する水理的検討, 土木研究所資料第 1069 号, pp. 169-172.
- 21) 山本晃一, 1977; 波による底質のふるい分け作用, 第 24 回海岸工学講演集, pp. 142-146.
- 22) 木下良作, 1961; 石狩川河道変遷調査, 科学技術庁資源局資料第 36 号.
- 23) 山本晃一, 1976; 相似律の観点より見た移動床の水理〔II〕, 土木研究所資料第 1074 号.
- 24) 貝塚爽平, 1964; 東京の自然史, 紀伊国屋書店.
- 25) 山本晃一, 1985; 河川における土砂の移動機構に関する研究ノート〔II〕, 土木研究所資料第 1543 号, pp. 1-27.
- 26) 山本晃一, 安田毅彦, 1981; 河道特性論ノート〔II〕—荒川中流部の河道特性と河川処理—, 第 1 編, 土木研究所資料第 1745 号, pp. 68-117.
- 27) Rouse, H., 1937; Modern conceptions of the mechanics of fluid turbulence, Trans. of ASCE, Vol. 102, Paper No. 1965, pp. 463-543.
- 28) Visher, G. S., 1969; Grain size distributions and depositional processes, Journal of Sedimentary Petrology, Vol. 39, No. 3 pp. 1074-1106.
- 29) Spencer, D. W., 1963; The interpretation of grain-size distribution curves of clastic sediments, Journal of Sedimentary Petrology Vol. 33, No. 1, pp. 180-190.
- 30) Klován, J. E., 1966; The use of factor analysis in determining depositional environments from grain-size distributions, Journal of Sedimentary Petrology, Vol. 36, No. 1, pp. 115-125.
- 31) Middleton, G. V., 1976; Hydraulic interpretation of sand size distribution, Journal of Geology, Vol. 84, pp. 405-426.

第6章 河道の平面形状と河道特性

河川には、扇状地を流下する河川のように、出水時にはほぼ直線状の流路となるが、平水時には分岐、結合を繰り返す網状の流路となる河川、中流部で典型的に見られるうねうね蛇のように曲がりくねった河川、また水路の中に島を持つ河川等、種々の平面形状がある。

本章においては、河道の平面形状は河道内の砂州の配置形態と密接な関係があることを述べ、砂州の形態を規定する川幅水深比 B/H が平面形状も規定する重要な要素であることを示す。

さらに平面形状の変動特性について論じる。

6-1 平面形状と砂州

河道の平面形状や、その変動形態は、砂州の配置形態や移動と密接に関係している。従って河道の平面形状特性を論じる場合は、砂州、別の言葉で言えば瀬と淵と河道の平面形状との関係を検討する必要がある。

Fig. 6-1 は補助編第3章“砂州の特性”を基に、日本の河川ではほぼ直線状の河道で生じる砂州の平均的なスケールを示したものである。交互砂州が発生している場合は、その長さ

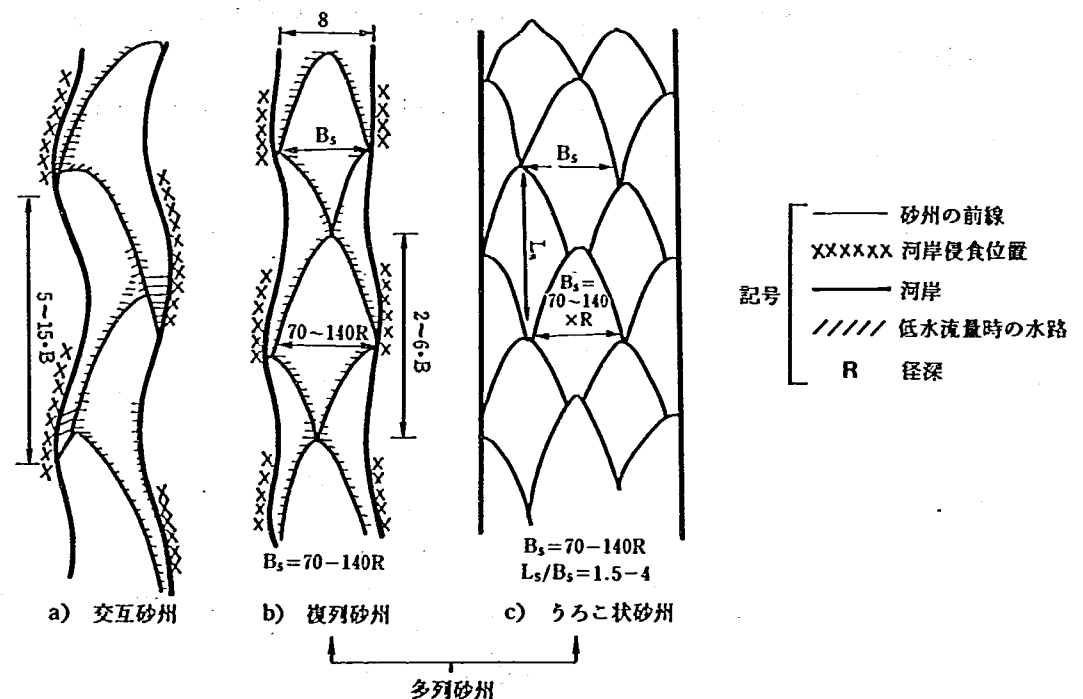


Fig. 6-1 典型的な砂州のスケール

L_s は川幅の5倍から15倍程度、複列砂州の場合は、2倍から6倍程度である。これより列数 (Fig. 6-1の交互砂州を列数を数える基本単位とし、これを1列とする。複列砂州は単位砂州が背中合せになったものとし2列となる。Fig. 6-1の右図の多列砂州は4列である。) が大きいと、砂州幅 B_s は、砂利河川では平均年最大流量時の平均水深の100倍程度であり、 L_s は B_s の2~5倍程度となる。なお砂河川では、砂州の B_s は水深の100倍程度となろうとするため、水深の小さい時と大きい時では砂州のスケールが大きく異なることがある。

以上のことは、河道の平面形状特性は前章までのように河床勾配 I_b 、平均年最大流量 Q 、河床材料の平均粒径 d_m によって説明記述するよりも、むしろ砂州の特性に最も影響をあたえている B/H_m を使用した方が良好だろうことを示している。そこで以下においては B/H_m を指標として砂州と平面形状の関係を記述することにする。

ところで、 B/H_m は (4-4)、(4-7) 式より

$$\begin{aligned} B/H_m &= 1/\varphi \cdot (\tau_{*m} \cdot s \cdot d_m)^{-5/2} \cdot g^{-1/2} \cdot I_b^2 \cdot Q \\ &= 1/\varphi \cdot (u_*^2)^{-5/2} \cdot g^2 \cdot I_b^2 \cdot Q \end{aligned} \quad (6-1)$$

である。よって河川がほぼ同一の気候帯を流下していれば、3-2、4-1で示したように φ 及び u_*^2 はほぼ河床材料 d_m によって定まる値を持つので、沖積地河川の、 B/H_m は、河床材料 d_m 、河床勾配 I_b 、平均年最大流量 Q の3量の関数となる。つまり B/H_m で砂州と平面形状の関係を分類、分析、記述することは、(6-1)を媒介することによって d_m 、 I_b 、 Q の三量を用いて分類、分析、記述したことになる。

6-1-1 河岸が現世の河川堆積物で構成されている場合の蛇行度と砂州の配置形態

河岸が現世の河川堆積物で構成されている場合は、河川は身ずから流れの強さに応じた平面形状を形成し、蛇行したり網状流路を作ったりする。ここでは、まず種々の平面形状をどのような指標で表現したら良いかを検討し、次に平面形状と砂州の配置形態との関係を示す。

平面形状 (蛇行形態) を分類するものとしては、Schumm, S. A.¹⁾による tortuous, irregular, regular, transitional, straight といった蛇行形態の分類、Chitale, S. V.²⁾や Kellerhals, R. 等³⁾による同様の分類、これらとは異なった視点、水路内に存在する砂州の配置形態の質的な差異より分類した木下⁴⁾の蛇曲 (一蛇行長内に2つの深掘れのある蛇行形態)・迂曲 (一蛇行長内に深掘れ部が3つ以上ある蛇行形態) という蛇行の形態区分、一蛇行長内の深掘れ部 (pool) の数によって蛇行形態を分類した Kondrat'yev, N. Y.⁵⁾等の分類など、さまざまな平面形状を区分する試みがなされているが、ここでは平面形状を特定の名称を付して分類分けすることは行わず、蛇行度 S (sinuosity) を平面形状を表わす指標として用いることにする。なお蛇行度は、谷長に対する水路長の比である。河道の曲りが Fig. 6-2 b) のごとく単純な場合には、蛇行度 S は1蛇行の水路長 l と蛇行波長 λ の比である。

次に蛇行度 S は、河道の平面形状の指標として適切であるかを検討する。蛇行程度の他の

指標として蛇行の波長 λ に対する蛇行帯 (meander belt) の幅 a (蛇行の振幅) の比 a/λ が、 S とどういう関係にあるかを見たのが、Fig. 6-3 である。これより蛇行度 S は、蛇行の波形勾配を一義的に決めてしまう指標であることがわかる。河道内に発生する砂州が単列であれば、その長さスケールは川幅 B に比例するので S がほぼ同一の河川間では、蛇行の波長、振幅も川幅に比例することになり、河川の規模によらず、ほぼ相似な平面形状を持つことになる。

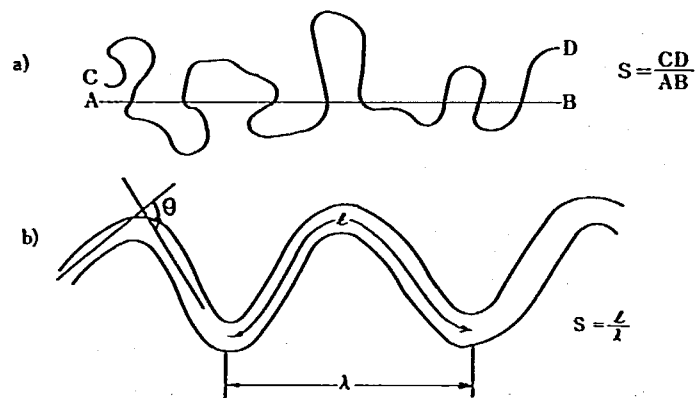


Fig. 6-2 蛇行度 S の定義

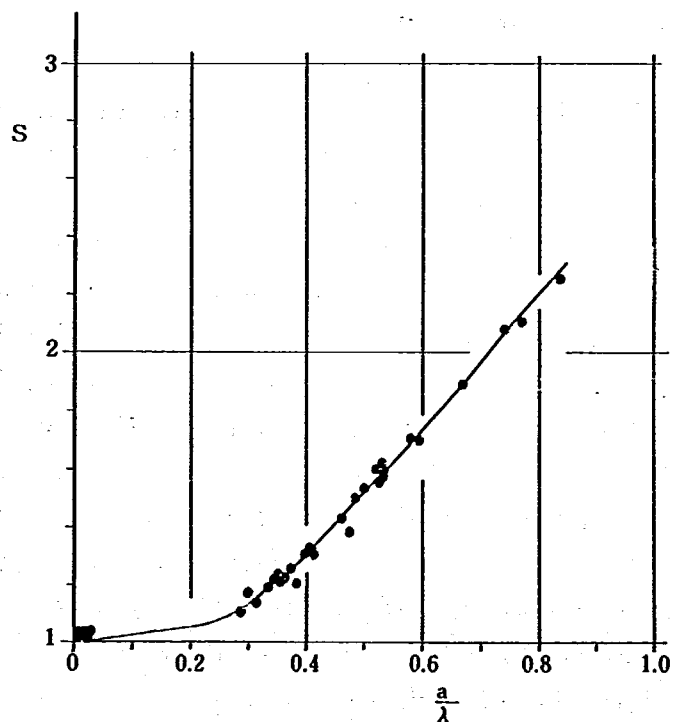


Fig. 6-3 Chitale²⁾の資料による蛇行度 S と a/λ の関係

河岸物質が現世の河川で運ばれた堆積物で構成されている場合、河岸侵食の位置が砂州による深掘れ部の位置と密接に関係しているため、蛇行度と砂州の配置形態も同様に強い関係にある。この関係を以下に述べることにする。なお粒径の細かい砂河川では、明確な前縁を持つ砂州が発生しない場合が多いが、河道内に砂州の淵に相当する深掘れ部 (pool) を持っていることが多い。また直線河道では砂州の発達しない小さい B/H_m であっても河道が蛇行している場合には、砂州の長さスケールに相当するような間隔で深掘れ部が生じている。以下ではこのような場合も含めて蛇行度と砂州の配置形態と呼ぶことにする。

(1) 河道内に発生する砂州が単列砂州の場合

蛇行度 S が 1.4 程度 (この時のわん曲角 θ は $140^\circ \sim 180^\circ$ である。 θ は、Fig. 6-2 b) に示すように 2 つの曲りの間の変曲点に接線を引き、その交点の交角である。) より小さい河道で、bankfull 流量程度の時の B/H_m が、多列の砂州が発生するほど大きくなければ、1 蛇行長内に 2 つの pool (淵) を持つ蛇曲河道になり、砂州は Fig. 6-4 a) に示されたような形で存在する。したがって蛇行波長 λ は、ほぼ砂州のスケールに相当する長さとなり河幅の 6~15 倍となる。なお勾配が $1/5,000$ 以上の砂河川では、流量が大きい時に水路内に多列の砂州が発生することがあるが bankfull 流量程度の時には、川幅に対応した砂州が発生し、蛇行の波長も川幅に対応したものとなっている (例 阿武隈下流部、江戸川中流部、鬼怒川下流部)。

蛇行度 S が 1.4 より大きい場合には、蛇行形状と砂州の関係が、 S が 1.4 より小さい場合

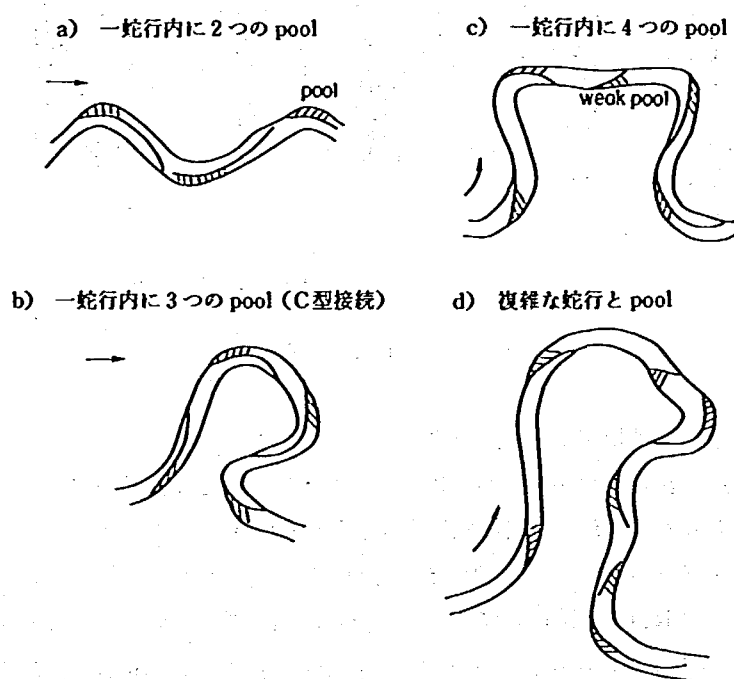


Fig. 6-4 蛇行形状とプール

と違ったものとなり、1蛇行長内に3つ以上の pool を持つ迂曲河道になる。つまり、蛇行の振幅が大きくなるにつれて、砂州はその長さを保つことができなくなり、分裂を始め、Fig. 6-5 に示す木下⁴⁾の言う C 型の接続の砂州が発生する。より蛇行度が増すと 1 蛇行長内に 4 つあるいはそれ以上の pool を持つようになり、水路の平面形は複雑なものとなり、蛇行波長そのものを定義しえなくなる。Pool と pool の間の距離は平均的に見れば川幅の 5~6 倍程度であり、蛇行の振幅が増し、pool と pool の間の距離が川幅の 10 倍程度となると分裂が始まり、新たな副次的な pool が発生するようである。

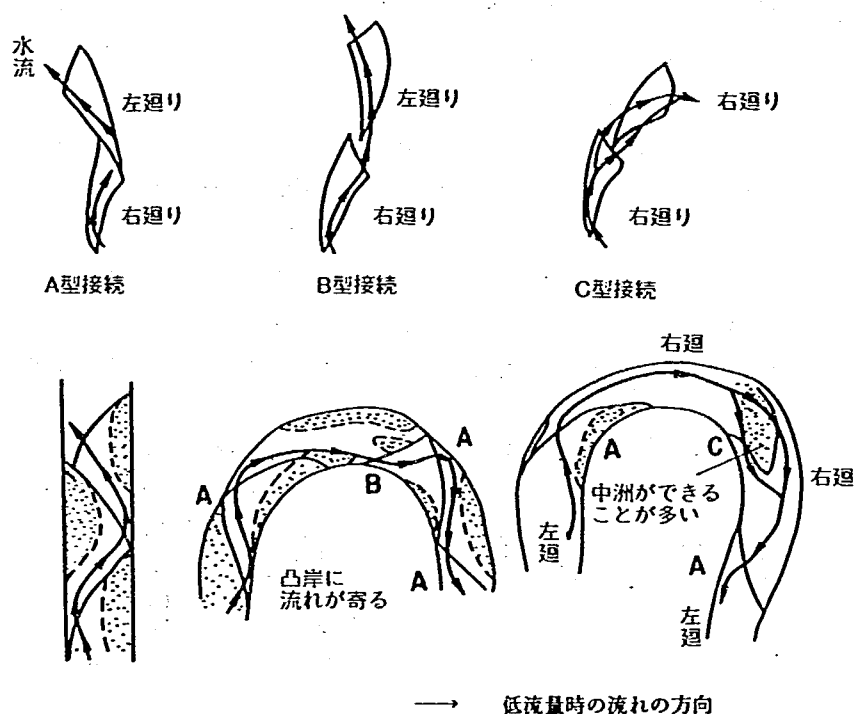


Fig. 6-5 砂州の接続型⁴⁾

(2) 河道内に発生する砂州が多列砂州の場合

Bankfull 流量程度の流量時の B/H_m が、100 以上になると多列の砂州が発生し、河道内に交互に pool が発生しなくなるため一般に蛇行度は小さく直線状の河道を持つ。

B/H_m が 80~150 程度で砂州の形成を制御する岩や、河川構造物が無い場合には、河道には複列の砂州が発生し、Fig. 6-1 b) に示すように水路幅が広い所、狭い所が繰り返すような水路となる。大出水時には狭い所が掘れ、拡幅部は堆積する。出水が無い場合や、河床低下傾向の河川では、拡幅部の砂州の高い所に草や柳が生え、島状になり大出水でも動かなくなることがある。

B/H_m が数百を超えるような多列の砂州を持つ河川では、河道はほぼ直線状であるが、Fig. 6-6に示すような川幅に比例するような緩やかな蛇行や、川幅の狭拡を繰り返すことがある。この理由として、大出水時に生じるであろう砂州のスケールが、この河道の平面形状を規定しているという考え方が有るが、扇状地を流れる河川では、100年に1回起こるような大出水においても、その時の水深は、平均年最大流量時の2倍程度で、単列の砂州を発生させるような条件には無く、正しい説とは思われない。谷壁などによる強制的な流路位置固定や、扇状地の扇面の発達史の影響を受けていると考えた方が妥当である。例えば Fig. 6-6 に示す黒部川では、河道の方向が大きく変わる5 km 付近は、扇面の勾配が多少緩くなる所であり、この地点はちょうど開折された扇状地が、現世扇状地の中に消えていく位置と扇頂間の距離を半径とし、扇頂を中心として描いた円弧が河道と交れる位置となっている。この位置は河床上昇しやすい位置であり、下流側の扇面の一時的な扇頂部と考えれば、そこで流路の方向が変化する理由が理解できる。

多列砂州が生じている砂利河川の平水時の流路は、水深の100倍程度の B_s に対応した網状流路を取らず、Fig. 6-7の安倍川の例に示すように砂州を三つ合わせたような流路を取ることが多い。

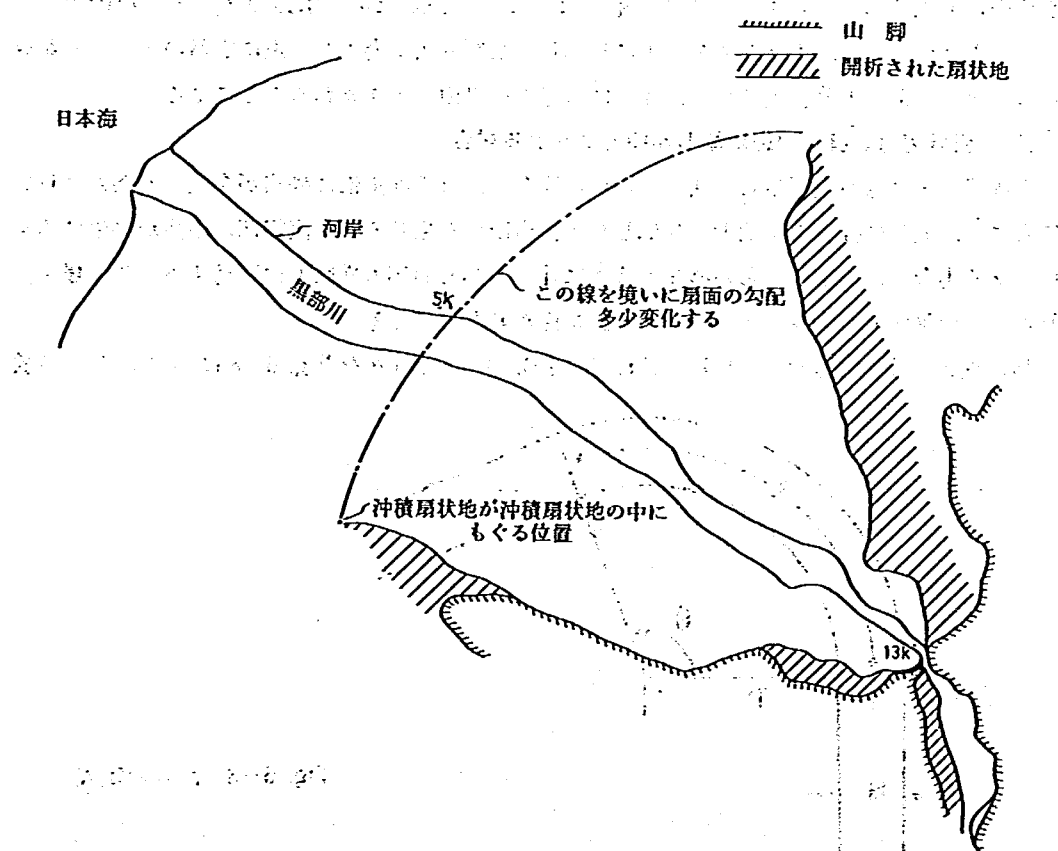


Fig. 6-6 黒部川の低水路形状 (1947 年 1 月)

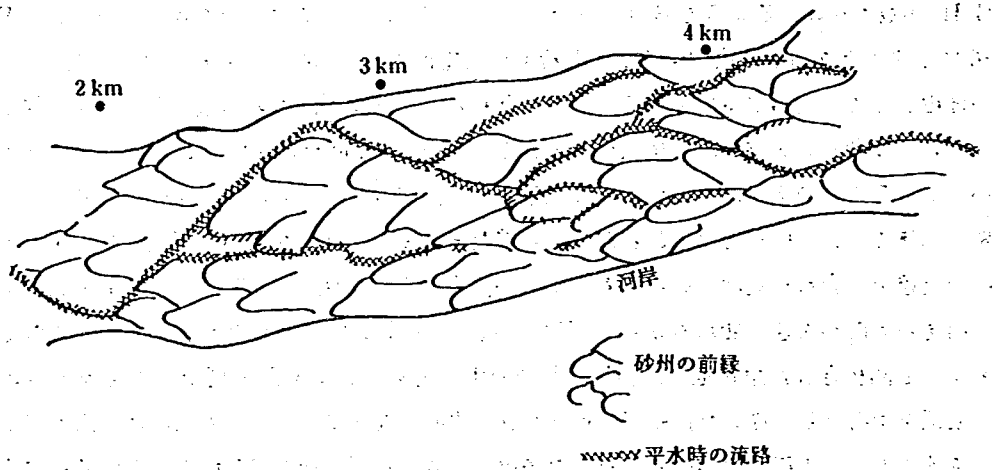


Fig. 6-7 安倍川の砂州形態 (1973 年 12 月)

6-1-2 河岸が固いもので構成されている場合の平面形状と砂州の配置形態

河岸が護岸や、岩、谷壁によって固定されている場合には、水路の平面形とそのスケールが水路内に発生する砂州のスケールに対応しないことがあるため、水路のスケールが砂州のスケールより小さいと、水路のスケールに対応した強制砂州が発生し、逆に水路のスケールが砂州のスケールより十分に大きいと、砂州は水路内で自由に動きまわることになる。

(1) 直線河道と直線河道が単わん曲でつながる場合

直線河道と直線河道が単わん曲でつながる場合で、直線河道部に砂州が発生する条件に無い場合には、流れの強さと平面形に対応した平衡横断形を生じるが、直線部に砂州が発生する条件にある場合には、上流からの砂州の流下に伴ってわん曲部の横断形は変動する。この場合、わん曲部の平面スケールによってその変動特性が異なってくる。

わん曲部の形状を表わす曲率半径 r 、川幅 B 、わん曲角 θ を Fig. 6-8 に示すごとく定義

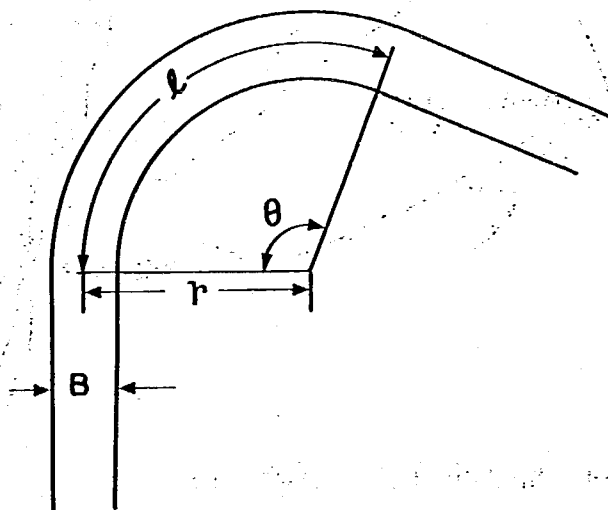


Fig. 6-8 記号の定義

し、このわん曲部における砂州の配置構造、横断形変動形態が、 r 、 B 、 θ の三量によってどう変わるか検討してみる。

単わん曲における砂州の配置構造、横断形変動形態 F は相似律より、次のような無次元量によって支配されと考えられる。

$$F = f(r, H/d, u, d/v, B/H, r/B, \theta) \quad (6-2)$$

なお、 l/B は、 r/B と θ が決まると一義的にその値が決まってしまう。これらの各項の F に及ぼす影響程度については、実証的な資料⁽⁸⁾⁽⁹⁾⁽¹⁰⁾⁽¹¹⁾⁽¹²⁾⁽¹³⁾が少なく、はっきりしたことは言えないが、実河川（直轄河川）で生じる水理量の範囲内では次のごとく推察される。

実河川における砂州の存在形態と平面形の関係から判断すると、直線部で砂州の発生し得る条件では、 r 、 H/d 、 $u, d/v$ がわん曲部での砂州の存在形態に及ぼす影響は大きくなく、水路の平面形状と砂州のスケールによって、つまり r/B 、 θ 、 B/H の三量によって、わん曲部の砂州の存在形態とその変動特性が決まってしまう。砂州のスケールが B によってほぼ決まってしまうため、 B/H の影響もそれほど大きくない。

初めに、直線部で単列砂州が発生するような条件の場合、 r/B と θ の違いによってわん曲部の砂州の形態がどう変わるか述べる。

l/B が 8 程度以下では、砂州の波長 L_s は川幅の 6~12 倍程度であるので、わん曲部に深掘れ部が一つでき、この深掘れ部は上流からの砂州の流下に伴って、その位置を Fig. 6-9 のように変化させる⁹⁾。これを木下、三輪⁹⁾は、「①わん曲部に砂州が入ると、②その砂州はそこで停止ぎみとなり、③砂州長を減少させ、④ある限界に達すると、上流から流下する砂州に突き出されるように進む。」という変動を繰り返すと述べている。

わん曲内の砂州の配置によっては凹岸より洗掘深は大きくないが凸岸側にも pool を作ることもある。 θ が小さい内は、流れの蛇行具合は、わん曲部においても砂州による流れの偏流が強く、砂州に応じて流れが波動する状態（I 型）を示すが、 θ が大きくなると水路平面形の影響が卓越し、砂州の状態が④であっても凸岸には主流が寄らなくなり凹岸側にそのまま主流が走るような形（II 型）になる。この I 型から II 型が現われる限界の θ は、十分に砂州が発達するような条件（今の所砂州の波高 H_s と H_m の比 H_s/H_m が 1 程度以上の砂州としておく。）では θ が 45° 前後であるようである。

l/B が 8~10 以上の場合には、わん曲部の長さが長いため、わん曲部に 2 つ以上の深れ部（pool）を持つようになる。 r/B がある値より大きいと、上流から流下する砂州は、そのままわん曲部をすり抜けていく。従って、砂州の L_s は B の 10 倍程度であるので、 B の 5 倍程度の間隔に左右交互に深掘れ部を発生させることになる。しかしながら r/B がある値以下では、水路の曲りの影響が強く、わん曲の凸岸側に流れを偏倚できなくなり、いわゆる Ctype の砂州の接続形式となり、pool は凹岸のみに発達し、その間隔は川幅の 5 倍程度となる。上流からの砂州の流下に伴ってこれらの pool がどう動くかは、実験資料が少なく、明確に述べる

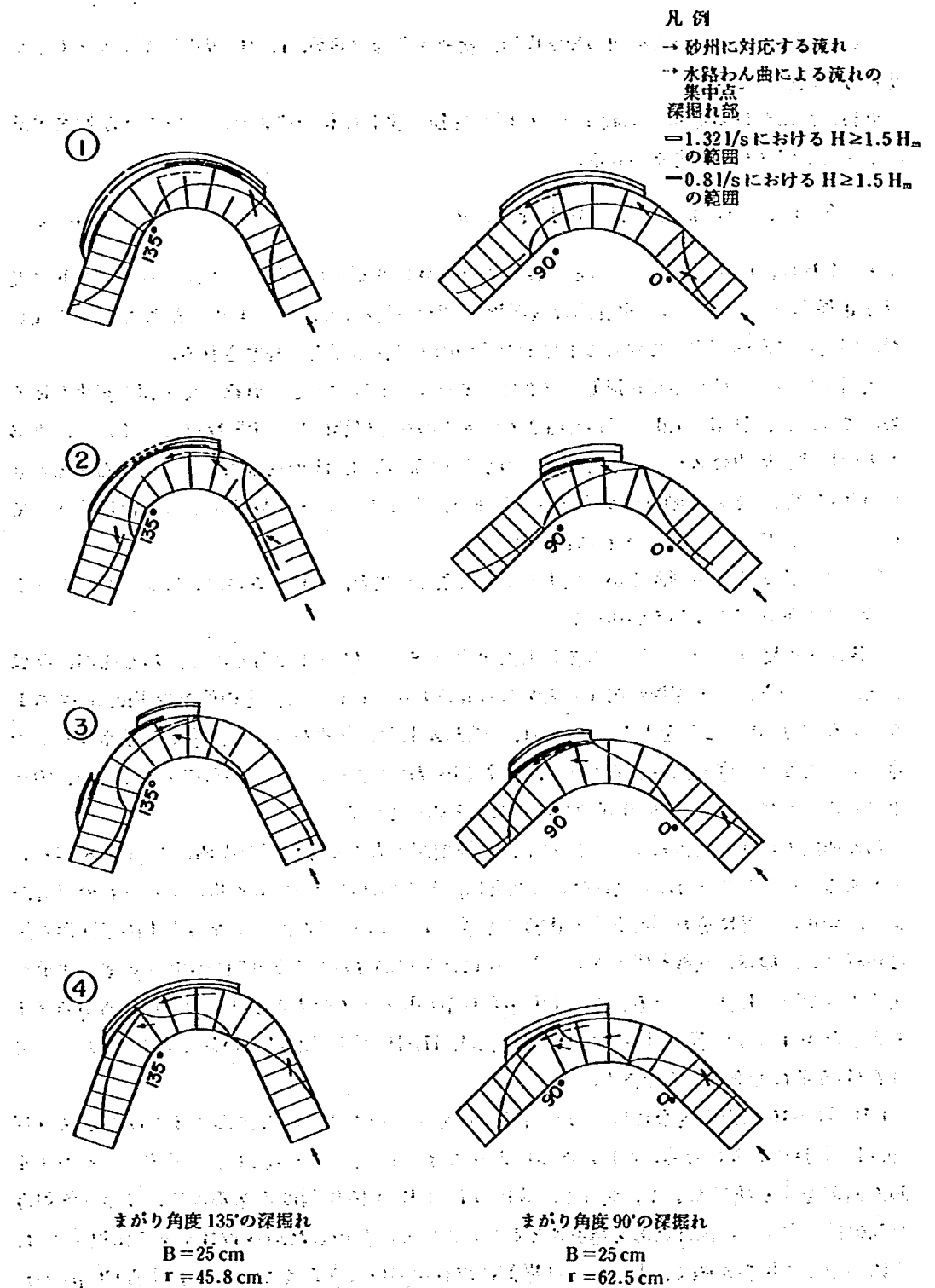


Fig. 6-9 深見・坂野の実験における砂州形態⁹⁾
 $(I_b = 1/75, d_m = 0.8 \text{ mm}, Q = 0.8 \text{ l/s or } 13.2 \text{ l/s})$

ことはできないが、 l/B が 10 程度の場合は実験結果を見ると、pool の位置は砂州の流下に伴って前後に動き、その深さも脈動するが大略的位置は動かないようである。 l/B がより大きな場合にどうなるかは資料が無いので良く分からない。

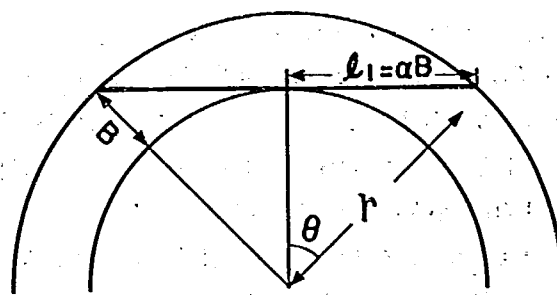
Fig. 6-5 に示される C 型と B 型（あるいは A 型）の砂州接続が、どのような r/B によって区分されるかは、これも資料が乏しく明確なことは言えないが、砂州が B 型から C 型の接続に変化する限界での砂州の形状は、Fig. 6-10 に示すごとく、砂州の前縁が丁度凸岸に接するような状態であるようである。前縁長を l_1 とし、 α を l_1/B とすると、 $\alpha=5, 4, 3$ に対して、 r/B はそれぞれ 12.5, 8, 4.5 となり、 l_1/B が小さいほど r/B が小さくなる。

Fig. 6-11 には、手に入った実験資料、実河川の資料を用いて I 型、II 型、および A 型、C 型接続の発生する領域を示した。なお図中の記号の右横に示す A, B, C 及び数字は、接続型のタイプ及び pool の数を示す。

直線部で多列砂州が発生するような場合の砂州の存在形態は、主に r/B , θ , B/H の三量によって決まると考えられ (H/d が 40 以下では、砂州のスケールが H/d にも影響を受けるため H/d の効果も入れる必要がある。)、前述の交互砂州の場合よりパラメーターが一つ増える。このような場合の実験資料は少なく、また実河川で沖積層を流下する所では河道が直線状となり、多列砂州を持つわん曲部は少ないので、 r/B , θ , B/H の組合せによってどのような砂州の形態を持つかは、ほとんど明らかになっていないが、少ない資料の範囲で述べれば次のごとくである。

木下良作¹¹⁾は、 $r=144$ cm, $\theta=20^\circ$, $B=80$ cm のわん曲水路 ($l_b=1/40$, $d_m=0.765$ mm, $Q=1.2, 0.8, 0.4$ l/s, 4~8 列の多列砂州が発生, $r/B=1.8$) において多列砂州の挙動について現象観察を行い次のように述べている (原論文の砂礫堆を砂州と変えた。)

- 1) 「このわん曲水路を Fig. 6-12 のような領域に分けると A 域までは直線水路と同様な挙動を示す。低流量の場合は、B 地域は遊休区域の如くなり、C 地域に集中した流れが、比較的大きな砂州を発達させながら D 域に向い、やがて A と同じような E 域に到る。極度に流量が少ない場合には、A 域で網流するとともに B 域にも網流が拡がり、C 域の岸寄りの集中化は、小部分で起るだけとなる。けれども満水面で多列砂州が十分に発達すると、A 域にまずウロコ状砂州が出来、進出してくるとともに、B 域にも発達し、共に活発に前進する。そして C 域には大きな砂州ができるが、A, B 域と C 域との段落は大きい。明確な境界線 (太実線) は前進し、やがて Fig. 6-12 の破線近くまで進出してくる。したがって C の大きな砂州と右岸の深掘れ位置も、下流側に移動するのであるが、やがて破線付近まで進出した斜めウロコ群はフラッシュされるように C 域を通過して D 域に出ていく。それとともに A, B と C との明瞭な境界線は、再び図の太線付近に戻り、また新たな前進を繰り返す。このようにわん曲部の存在が多列砂州の形態変化に影響を与えることは認められるが、その前進しつづける性質を阻むことは出来ない。」
- 2) 「単列砂州のわん曲部における動きに見られる砂州の停滞性の現象は、多列砂州が発生す



$$\cos \theta = \frac{r - \frac{B}{2}}{r + \frac{B}{2}}$$

$$\sin \theta = \frac{\alpha B}{r + \frac{B}{2}}$$

Fig. 6-10 砂州の形態と記号の定義

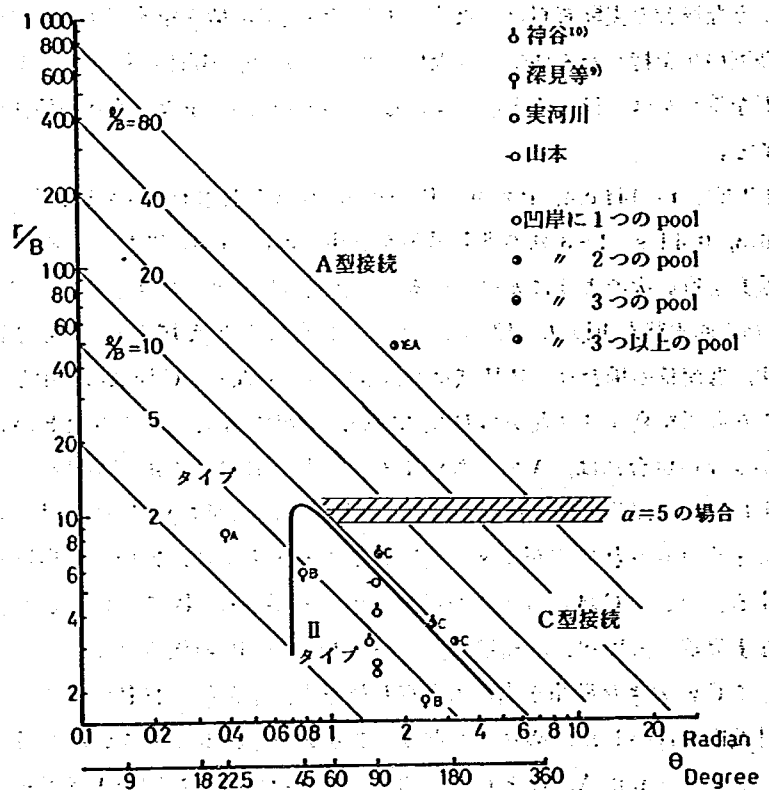


Fig. 6-11 砂州形態の分類

る今日の実験ではほとんど見出されなかった。うろこになり、多数の蛇行水流が並列するようになるとB域に砂州を停滞させようとするような力関係が無くなり、移動性が保たれやすいものと考察される。」

- 3) 「3番目の特徴として、このわん曲部では、Fig. 6-13のような平行せる斜めの線が形成されやすいということが見出される。直線水路においては、通水初期に現われる交錯する斜めの線の縞模様が「やがてウロコ状配列の砂州に発達してゆき、また十分に発達したのちにおいても斜めの配列の連帯性が強いが、Fig. 6-12のような場合、どちらか片側方向のみの線條形成が卓越するということは極めて注目される。」

木下のこのまとめに付け加えることは少ないが、筆者が行った河川移動床模型実験の内、多列砂州が発生した場合の実験結果（手取川¹²⁾、斐伊川¹³⁾¹⁴⁾）および航空写真による現地河川の砂州形態の読み取りによると次のようなことが付け加えられる。

- ① 流れが集中するような所C域の砂州のスケールは、多少大きめである所が多い。これは流れが集まる傾向の所であり、水深が大きく、それに応じて砂州のスケールも多少大きくなっているものと考えられる。このような傾向は、 r/B が小さく θ が大きく、また列数が小さいほど強くなる。
- ② 砂河川の多列砂州の方が、砂利河川の多列砂州より斜めの配列の連帯性が強い。この斜めの連帯性の強い所は、流量が増加し、水深が増し、砂州が統合される場合には、この連帯性の強い所は保存され、連帯性の弱い所が統合されると思われる。
- ③ 扇状地河川の平水時の流路は、この斜めの連帯性の強い所に出来やすいと考えられるが、小出水によって変形されてしまうためか明りょうな線條構造が見られる所は少ない。

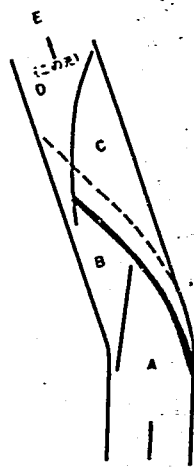


Fig. 6-12 木下¹²⁾によるA, B, C, D領域の定義



Fig. 6-13 わん曲部における多列砂州の線條構造¹¹⁾

(2) 水路が規則的に蛇行する場合

前述のように直線河道が単わん曲でつながっている場合には、上流から流下してくる砂州は、わん曲部で変形を受けるが、砂州の流下と言う波動性を下流にそのまま伝えていく。しかしながら水路が砂州のスケール程度の波長を持って蛇行し、ある程度わん曲角 θ が大きい場合には、砂州は移動を止めてしまう。三輪¹³⁾は、多数の航空写真を収集し、実河川の砂州の移動の有無と河道の曲りとの関係を調査し、単断面、単列砂州の形成河道で河岸が固定されている場合、砂州の移動と安定（移動しない）の関係を Fig. 6-14 のごとく示した。驚くべきことに、砂州の移動停止限界は、河道のわん曲角 θ のみによって決まり、河川の大小、勾配の緩急（1/70～1/500）などにかかわらず、つまり流れのフルード数に無関係に、停止限界の θ_c が一樣に20°前後ということを見出した。その後、木下と三輪¹⁴⁾は、種々の蛇行波長を持つ蛇行水路を作り、直線水路であれば砂州が発生するような水理条件で実験を行い、砂州の移動停止限界角を求め、水路の蛇行波長が水路幅の8～10倍の場合、 θ_c が20°前後となること、これより水路の蛇行波長が短かいと θ_c が大きく、長いと θ_c が小さくなることを見出した。また砂州の移動限界角 θ_c の状態では、Fig. 6-15 に示すように砂州の前線が水路蛇行と反対の形となるため、水路凸部の深掘れが小さくなることを見出した。

実河川の移動停止限界角 θ_c が、20°前後であるのは砂州の波長 L_s が水路幅の8～10倍程度であるからであり、実験結果とみごとに一致している。なお Missouri 川では最少の維持管理費で保持しうる蛇行形状は、川幅の10倍から20倍の曲率半径を持つ¹⁵⁾と述べられている。蛇行長 λ は川幅の10倍程度であるからこの時のわん曲角は Fig. 6-1 より $\theta=15\sim25^\circ$ となり、河

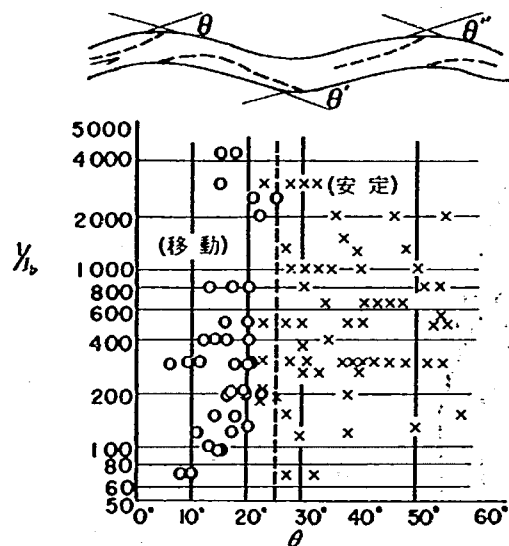


Fig. 6-14 蛇行水路における交互砂州の移動限界角（木下・三輪¹⁴⁾）

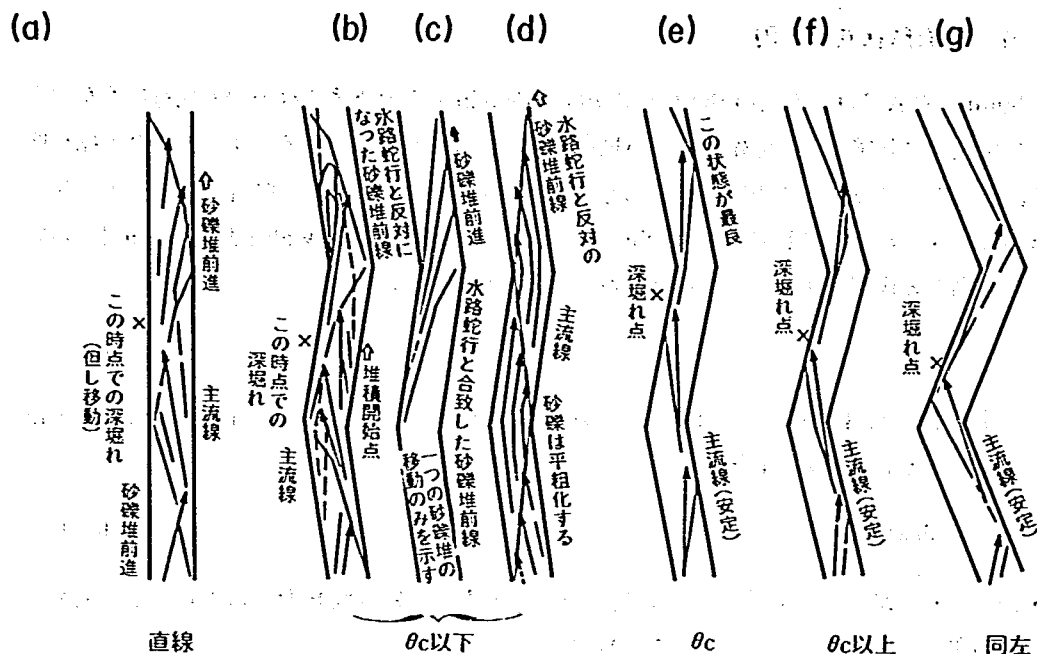


Fig. 6-15 蛇曲水路の形状と砂州の関係⁹⁾

道維持の観点からもこの限界角は重要な値と言える。

B/H_m が大きく、直線河道で多列砂州が発生するような場合には、たとえ θ が 20° 以上で規則的に蛇行しても砂州のスケールが水路のスケールより小さいので砂州は水路内を動くことになろう。

(3) 水路が規則的に広狭のある場合

水路の B/H_m が80~150程度で、直線水路であれば複列砂州が発生するような場合では、川幅に砂州のスケールに対応した狭拡の変化をある程度あたえると、砂州の移動は止まると考えられる。ただし、河幅を狭めたり、広げたりすることを、河川の平面計画として実施することは、他に害的側面が生じるため好ましくない。ただし砂防河川での流路工の帯工の間隔やそで部の長さの設計には重要な視点をあたえよう。

(4) 水路内における砂州の存在形態を決める水理量

(1), (2), (3) で述べたことは、水路内における砂州の存在形態は、水路の平面形状とその平面スケール、水路が直線状であった場合に生じるであろう砂州のスケールによってほとんど決まってしまうこと、つまり砂州の配置構造は、 τ , H/d (あるいはフルード数 Fr) の影響をあまり受けないことを示している。

6-2 平面形状支配要因

Schumm, S. A.¹⁷⁾は、米国の the Great Plain Province を流下する砂河川の蛇行形態を調査し、自由蛇行（谷壁によって蛇行形状が規制されない沖積層を流下する河川）の場合の蛇行度 S は流れによって運ばれる土砂の輸送の型（wash load と bed load の割合）によって支配されるのではないかと推測している。Schumm, S. A. は、蛇行度 S が width depth ratio F （川幅を河岸の高さと最深河床の差で割ったもの）と密接な関係があり

$$S = 3.5 F^{-0.27} \quad (6-3)$$

とし、また F が水路周辺の重み付きシルト粘土の割合 M （weighted mean silt-clay percent in the perimeter of the channel）と

$$F = 255 M^{-1.03} \quad (6-4)$$

の関係があり、 M が土砂の輸送形式の現われであるとし、蛇行度 S を決める真の独立変数は土砂の輸送形式であるとした。ここで、 M は

$$M = \frac{S_c \times W + S_b \times 2D}{W + 2D}$$

として定義される。 S_c 、 S_b は水路の河床および側岸のシルトと粘土の堆積物中に占めるパーセント、 W は水路幅、 D は水路の水深である。またシルトと粘土は 200 メッシュのフルイ（mesh sieve）を通過したものとしている。

しかしながら、前節で示したように河道の平面形状と砂州が密接に関係していることを考えると、蛇行度 S は、土砂の輸送形式を表わす M が規定していると考えより、 F が直接的に関連していると考えた方が妥当と思われる。

以下においては、自由蛇行河川における河道の平面形状は、川幅水深比 B/H_m に直接的に規定されるという立場で、平面形状の支配要因について検討することとする。

(1) 外国河川資料から見た S と川幅水深比の関係

Fig. 6-16 は Schumm, S. A.¹⁷⁾ の資料より S と F の関係を図示したものである。なお資料として使われた河川は米国中西部の河川である。 $F = (1.2 \sim 2) B/H_m$ と考えられるので B/H_m が 70~80 程度で河道は直線河道となり、30 以下では迂曲と考えて良い。なお水路周辺の重み付きシルト粘土の割合 M が 80% 近くあっても S が 1.2 程度の川もあり、 M が S を規定していると考えるのは無理がある。

Fig. 6-17 はインドネシアの砂河川で自由蛇行である場合の Bankfull 時の B/R と蛇行度 S の関係を見たものである。 S と B/R の関係は、米国中西部の河川と同様となっている。

Chitales, S. V.²⁰⁾ は、インドの河川の平面形状について検討を行っている。Fig. 6-18 は、そこで使われた資料を用いて S と B/H_m の関係を図示したものである（資料には河川と谷壁と

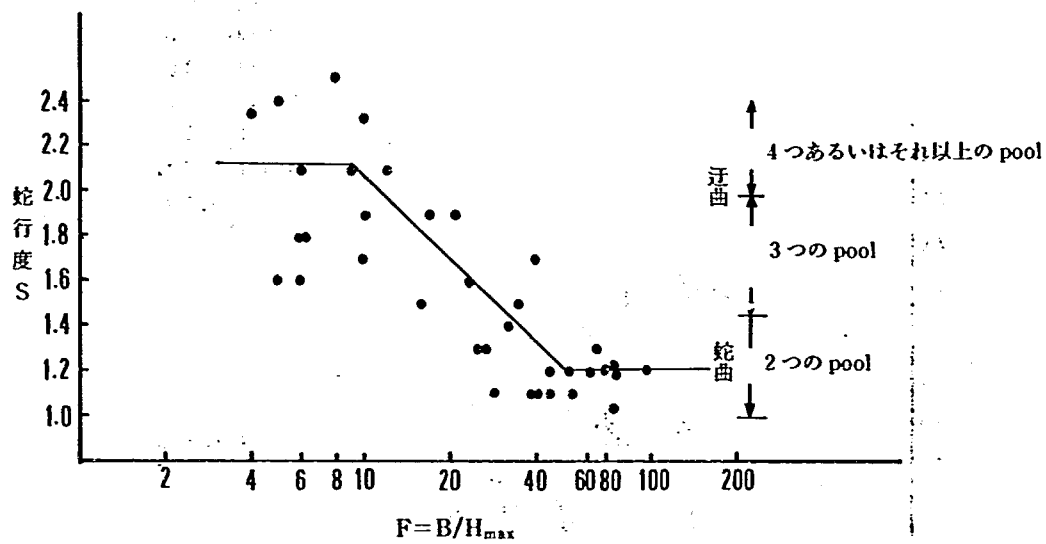


Fig. 6-16 S と F の関係, S. A. Schumn¹⁾の資料より

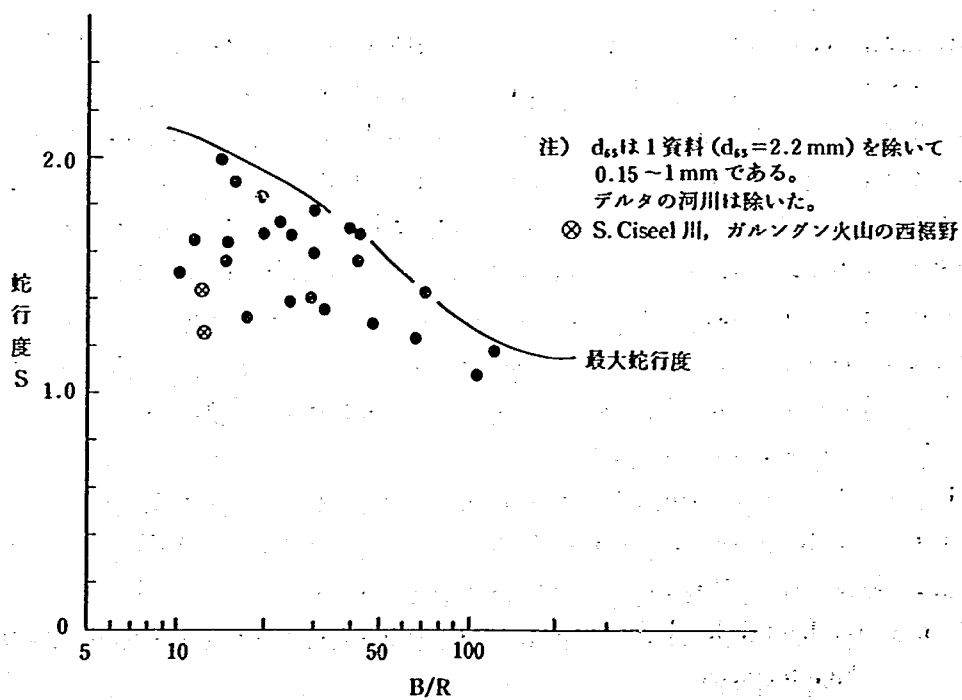


Fig. 6-17 インドネシアにおける砂河川の S と B/R の関係

田代洋一提供データ及び JAICA レポート資料より作成

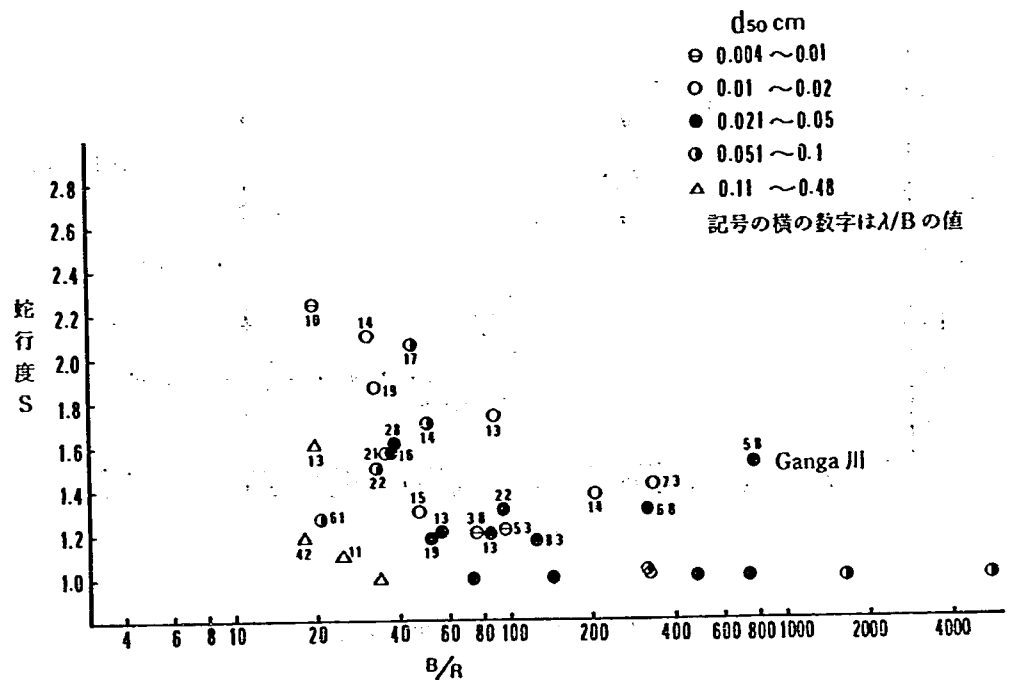


Fig. 6-18 インドの河川における S と B/R の関係, Chitale, S. V.²⁾の資料より

の位置関係に関する説明がなく自由蛇行なのか、強制蛇行なのか分らない。)。 B/H_m が小さくなると S が大きくなる河川が多いが、中には S が小さいものもある。本資料の中だけで言えば、粒径の大きい河川 ($d_m = 0.11 \sim 0.48$ cm) は、 B/H_m が小さいにもかかわらず S が小さいが、これを粒径の効果あるいはフルード数 F_r の効果（粒径の大きい河川は勾配が大きく、 F_r が大きい。）と見るべきではないと思われる。谷の形状と河道の位置に関する情報を待って結論づけるものであろう。なお Ganga 川では、 B/H_m が 773 であり網状河道としているにもかかわらず S が 1.53 と報告されている。この報告が正しいとすれば、原因は、沖積層堆積物中の土質の空間的質差（粘土プラグ等）に基因するものと、谷壁の存在に基因する平面形状の曲がりか考えられるが、地形図を見ると Ganga 川が、蛇行度 S が 1.53 であるような川とは思えない。むしろ直線状の川である。

Fig. 6-19 はカナダの Alberta 州を流れる河川の資料⁹⁾を用いて河道の蛇行度 S と、2 年確率洪水時の B/R の関係を示したものである。同図には、河床材料の d_{50} 粒径、また沖積谷と河道との関係に関する情報も記号を変えることによって示されている。ここで

free: the lateral development of meander is not restricted by the valley walls or by high terraces.

(谷壁や段丘崖によって蛇行の発達が制限されていない水路)

occasionally confined: the river is occasionally deflected by the valley walls or by a

high terrace.

(時々、谷壁や段丘崖によって移動が制限されている水路)
frequently confined: as above, more frequent.

(しばしば、谷壁や段丘崖によって移動が制限されている水路)
confined: the river is regularly deflected by the valley walls or by high terraces.

(谷壁や段丘崖によって規則的に移動がさまたげられている水路)
entrenched: reaches associated with a high valley flat or no valley flat.

(谷や段丘を嵌入して流れる水路)
partly entrenched: part of the reach is entrenched.

(部分的に嵌入して流れる水路)

である。

Confined channel と frequently confined channel は、蛇行度 S が谷壁によって影響されるので自由蛇行と言えず、また entrenched channel は、現在の河川が、その蛇行形態を作ったか疑わしい。よって沖積河道そのものが持つ特性を調べる資料としては、free or occasion-

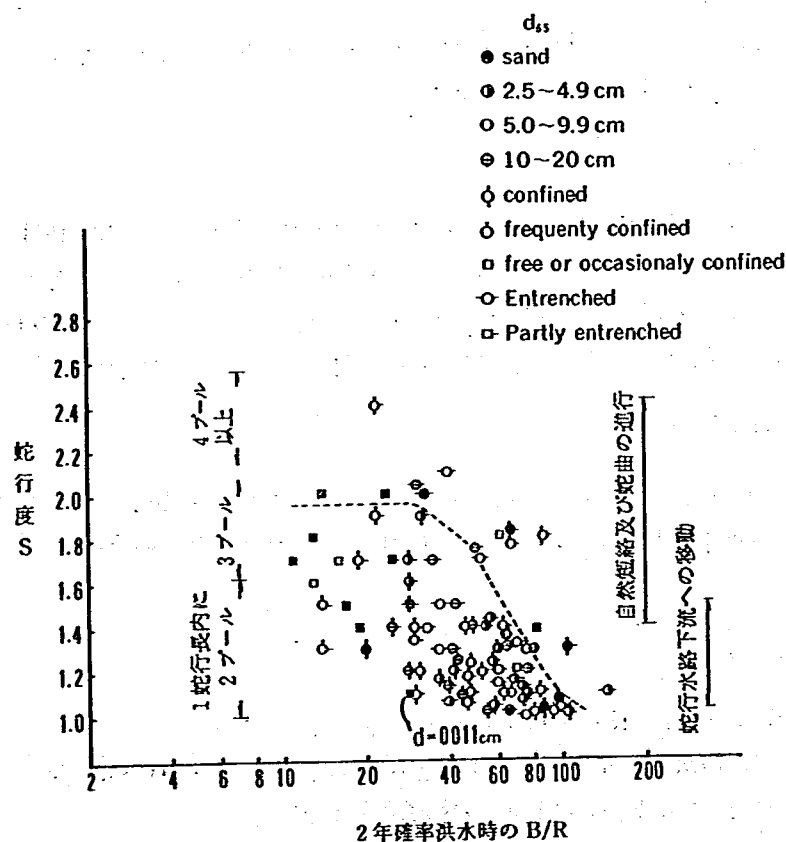


Fig. 6-19 カナダ、アルバータ州を流れる河川の S と B/R の関係

ally confined channel と partly entrenched channel の資料（正方形の印）で調べるしかない。

資料が少なく明確なことが言えないが、 B/R が 60 以下では、河床材料が砂であっても砂利であっても河道は 1 蛇行内に 3 つ以上のプールがある迂曲河道まで進みうるということが分かる。ただし B/R が 29 で河床材料が 0.011 cm の Bow 川 Lake Louise 地点は S が 1.1 にしかならない。この川は旧氷河湖の湖底を流下し、デルタ河川に対応している。このような河床がシルト粘土質の場合には小洪水時には河床の小規模河床波は砂礫、大出水時には平坦であり、また直線水路ならば中規模河床波は発生しない。さらに流れは河岸を侵食するほどの掃流力をもたない。これが S を小さくしている原因となっていると思われる²¹⁾。

(2) 勾配 I_b 、流量 Q 、粒径 d_m を変数とした場合の平面形状区分

(6-1) 式で示す B/H_m は、 PQ 以外の項は、定数及び粒径 d_m によってほぼ決まってしまう関数なので、河道の平面形状を Q と I_b で区分するとすれば、(1) で述べたように平面形状は B/H_m の値で決まってしまうので、 B/H_m 一定の条件より

$$I_b = f(d_m) \cdot Q^{-0.5} \quad (6-5)$$

で区分されることが予想される。

事実、Leopold, L. B. と Wolman, M. G.¹⁶⁾によると braided channel（網状河道）と meandering channel（迂曲）の河道との区分線は、

$$I_b = 0.06 Q^{-0.44} \quad (6-6)$$

である。ここで meandering の河川の定義は、水路の最深部を結んだ線 (thalweg) の長さ、谷の長さの比が 1.5 以上としている。また Q は bankfull discharge であり、 Q の単位は feet^3/s である。検討の対象とされた河川は、米国中西部の河川が多く、河床材料の平均粒径は 2~10 cm の河川が多い。さらに Henderson, F. M.¹⁹⁾は、(6-6) 式に粒径効果を入れて、

$$I_b = 0.06 d_m^{1.14} Q^{-0.44} \quad (6-7)$$

としている。（ d_m の単位は feet である。）4-1 によれば、粒径が 1 cm 以上であれば、 u_*^2 は d_m のほぼ 1 乗に比例すると考えられるので、(6-1)、(6-5) 式より予測される河道の平面形状の区分線は、

$$I_b \propto d_m^{1.25} \cdot Q^{-0.5} \quad (6-8)$$

であり、(6-7) 式の d_m と Q の乗数とはほぼ同一の値となっている。

以上のように、河道の平面形状を I_b と Q で区分したものは、 B/H_m が河道の平面形状を規定する重要な要素であるというのと同じ結果となっている。

(3) 日本の河川の平面形状と河道特性

(1)、(2) において河道の平面形状を支配する要因について、外国の河川の資料を用いて述

べたが、ここでは気候帯も異なり、また地形発達史の異なる日本の沖積河川でも〔1〕、〔2〕で述べたことが当てはまるのかを検討する。しかし、日本の現河川はあまりにも人工河道でありすぎ、現河川でその川が本来持つ平面形状を調べるわけにはいかない。そこで次のような方法を用いて、日本の沖積河川が本来持っている平面形状を調べることにした。調査対象河川は25の一級河川である²⁰⁾。

航空写真を用いて、そこに写っている旧河道跡の状態、現河道の状態を良く把握する。また治水地形分類図も参照し、旧河道跡を確かめ、その形状を把握する。現河道の特性（流量、河床勾配、川幅等）を収集する。以上の情報を基に、河道特性と平面形状の関係について気付いたことをメモ書きする。Table 6-1にその整理結果を示す。

以上の作業から得られた結果は次のごとくである。

- ① 現河道に複列以上の多列砂州が存在する場合、旧河道にも複列以上の多列砂州が存在し、水路はほぼ直線上である。
- ② 現河道が交互砂州を持っている場合は、旧河道は蛇行が良く発達している。特に粒径が0.5~3 cm、河床勾配1/500~1/2,000の河川では、自然短絡によって生じたと考えられる meander loup（迂曲河道の蛇行形態で生じる loup のこと）跡が沖積面に多数残っている。ただし、稲文海進時に海面下にあったと考えられる河川で砂河川の所（ I_b が1/3000以下で粒径 d_m が0.5 mm 以下の所）では、meander loup 跡が残っているが、その loup 跡は人工的にショートカットされた旧河道跡であるものが大部分である。また治水地形分類図を見ると旧河川の自然堤防跡は、長い区間追跡することが可能で、旧河道はかなり長い時間横方向には、ほとんど動かなかったことを示している。
- ③ 現河川が河道整正によってほぼ直線状で河床勾配が1/400程度のかんりの急流河川でも、現河川の砂州が単列的である場合、沖積面上には meander loup 跡が残っている。自然状態では迂曲河道まで蛇行が発達していることを示している。（羽越荒川）
- ④ 現状の河道の河床勾配が1/250以上の急勾配の河川では meander loup 跡を見つけることができなかった。ただしこの結果より勾配が急であれば、つまりフルード数が大であれば、meander loup が発達しないという結論を出すのは早急と思われる²¹⁾。勾配1/200以上の河川では B/H_m が100以上の所が多く、多列砂州になってしまうからである。

〔4〕 まとめ

〔1〕、〔2〕、〔3〕で述べたことを取りまとめれば次のごとくならう。

- ① 河道の平面形状は、水路内に発生する砂州と密接な関係にある。
- ② 河道の曲り具合（蛇行度 S ）は、河床勾配が1/250以下で、また河床材料が0.2 mm 以上の所であれば、平均年最大流量時の B/H_m によってほぼ定まってしまう。すなわち B/H_m が100程度となり、複列砂州が発生するような条件となると洪水による河岸侵食力が兩岸に分散されるため、河道は直線状となり、 B/H_m が40~100程度では、迂曲と蛇曲が混在し B/H_m が大きいほど S は小さい。 B/H_m が20~30程度では、迂曲蛇行の部分が大部分

Table 6-1 航空写真より求めた河川の平面形状

河川名	距離・場所	状 況
釧路川	45~51 km	旧 meander loop 跡多数, 1974 年時の $S=1.58$ $I_b=1/1050$ 1975 年時の $S=1.06$ (人工的 cut off の結果)
	36~38 km	1947 年時の $S=1.60$, $I_b=1/2250$
		46~51 km より下流は, 上流に比較して meander cut off の跡が少ない。河床材料は標茶 (46 km) で $d_{50}=7\sim 8$ mm
天塩川	20~31 km	旧河道 $S=1.68$, 1968 年の河道 $S=1.1$ (人工的 cut off の結果), 現河川の勾配 $I_b=1/4000$, 側方侵食が激しい河川, 現河川の低水路幅÷低水路高 $=180\text{ m}/2.5\text{ m}=72$, 河床材料 d_m は 1 mm あるいは $4\sim 5$ mm と変動が激しい。
	0~9 km	$d_m=0.6$ mm, 蛇行しない。川幅変化少ない。abandoned channel の跡あり。
	50 km より上流	所々複列になる。1~2 cm の砂利を河床材料に持つ, 川幅の変化激しい。
沙流川	0~10 km	meander loop 跡多数あり, 現河道 0~5 km 複列, 5~10 km 単列ほぼ直線状, 川幅は現河川の方が 2 倍程度広い, $I_b=1/637$, $d_m=10\sim 20$ mm。
湧別川	1~5 km	多くはないが meander loop 有り, $d_m=20\sim 30$ mm, $B=150$ m, $I_b=1/1000$
	6~10 km	meander loop 跡無し, $I_b=1/350$, $d_m=40$ mm 多列河道
後志利根川	10~20 km	meander loop 跡有り, $d_m=10\sim 20$ mm, $I_b=1/620$, $B=100$ m
石狩川	105~120 km 雨竜川~深川	meander loop 跡多数, $I_b=1/920$, $d_m=10\sim 20$ mm
	75~95 km 奈井江~滝川	meander loop 跡多数, $I_b=1/2100$, $d_m=10$ mm 前後
	60~75 km 月形~奈井江	meander loop 跡多数, $I_b=1/3800$, $d_m=5\sim 10$ mm
	60 km 以下	0.2~0.3 mm 砂, 河道の側方移動少ない, 旧河道の $S=1.8$ (40~60 km) あり蛇行度は大きい。袋達布 natural cut off
十勝川	0~10 km	泥炭地, 側方移動少ない。 $d_m=0.6$ mm
	40~57 km	網流, ほぼ直線状河道, $d_m=10\sim 20$ mm
	57~68 km	現河道は複列河道, ほぼ直線状, 旧河道は meander loop 無し, $I_b=1/700\sim 1/500$, $d_m=2\sim 3$ cm
雄物川	60~70 km	meander loop 跡多数有り, $d_m=20$ mm, $B=180$ m, $I_b=1/1600$
	83~88 km	meander loop 跡多数, 現河川はほぼ直線で, 単列が基本であるが複列部分有り, $I_b=1/900$, $d_m=20$ mm, $B=250$ m は現河川の方が十分に大きい。
最上川	川西市, 東根市 付近	meander loop 跡多数, 現河道は単列
阿賀野川	15~30 km	meander loop 跡多数, $d_m=20\sim 25$ mm, $I_b=1/800$ の単列河道, 現河川の方が川幅が十分に大きい。

Table 6-1 蛇き

河川名	距離・場所	状 況
荒川(羽越)	下流部	meander loup 跡有り, 現河道は単列, $I_b=1/500$, $d_m=40$ mm
渡良瀬川	15~35 km	1947 年以後, 河道が側方に動いていない。 $I_b=1/2000$, $d_m=0.45$ mm
荒川(関東)	33~68 km	改修前の $S=1.34$ 。現 58~70 km の堤内地に有史以前の meander の跡がある。この蛇行波長 $\lambda_s=2$ km, 川幅 200 程度である。
由良川	5~20 km	$d_m=10\sim15$ mm, $I_b=1/1700$, 蛇行度は小さい, 谷底平野で強制蛇行
	30~50 km	$d_m=30\sim50$ mm, 蛇行度は小さい, 谷底平野で強制蛇行
	0~5 km	砂河川, 川幅が上流より大きい。
木津川	15~22 km	砂州前縁位置が河道の曲りと対応(移動停止の状態), $I_b=1/1200$, $d_m=1\sim2$ cm
	0~10 km	蛇行跡あり, ただし loup を形成せず, 現河道は複列と単列の混在形, 旧河道の $S=1.27$
九頭竜川	20 km より上流	扇状地河川で網状河道
	20 km より下流	旧流路跡内に排水河川有り, 排水河川はその川幅に対応して蛇行している。
紀の川	13~16 km	複列河道 $L_s/B_s=3.4$, $I_b=1/600$, $d_m=10\sim20$ cm, $B=300\sim400$ m
加古川	6~11 km	1947 年堤防間は移動床とみなされるが, 1975 年には低水路が下刻し高水敷が形成されている。
野州川		南派川河口近くで水路が分かれる。河床材料は砂利まじり砂。
仁淀川	13 km より上流の沖積地	1947 年以來砂州の位置ほとんど変わらない, ただし 9~10 km 地点は変化している。強制蛇行
猪名川	8~10 km	meander loup 跡あり, 現河川は単列砂州, 一部複列, $d_m=30$ mm, $I_b=1/350$
阿賀川	14~19 km	1945 年ほぼ低水路全域移動床, 1975 年出水が無いことにする移動床部の減少(単列化へ), $I_b=1/313$, $d_m=50$ mm, $B=400$ m, 1972 年最大流量 2485 m ³ /s, 1973 年 214 m ³ /s, 1974 年 406 m ³ /s であった。出水が無いと数年で移動床部が草地化される。
球磨川	80~85 km	単列 $S=1.15$, $d_m=40$ mm 前後, $I_b=1/290$,
	65~72 km	meander の跡あり, ただし loup (迂曲) までには発達していない。 $d_m=25\sim30$ mm, $I_b=1/425$
筑後川	32~40 km	meander loup の跡あり, $I_b=1/2300$, $d_m=0.6$ mm, 現河川の $S=1.07$, 平水でうろこ状砂州発生する。
	44~51 km	旧河道の $S=1.3$, loup にまで発達した所有り。現河道は単列で河床低下, $I_b=1/1200$, $d_m=50\sim60$ 前後
白川	0~8 km	耕地整理化進み, 旧河道跡わからず。
	8~17.3 km	$I_b=1/1800$, 砂の中に砂利含む。沖積地に自然堤跡有り, 但し蛇行度は小さい。

を占め S は大きい。ただし、河床勾配が $1/250$ 以上の所で、 B/H_m が小さい場合、迂曲にまで蛇行が発達するかどうかは実証的資料がなく結論づけることができない（筆者は、自由蛇行の実験結果などから、河岸物質が河床物質と同一の非粘着性物質からなり、河床材料が洪水時に全面的に動く場合には、蛇行は迂曲にまでは発達しないのではないかと考えている。つまり扇状地河川では河道は迂曲河道にはなれないと考えている。）。勾配が緩く、河床材料が 0.2 mm 以下の場合も、 B/H_m が小さくても蛇行は迂曲にまで進まないことがある。

- ③ 気候帯が異っても、河道の平面形状を支配する流量として、bankfull 流量程度を考慮しておけば良い。
- ④ 日本の沖積河道で、縄文最海進時海面下にあり、現在の河床材料が 0.5 mm 以下の所で河床勾配が $1/5000$ 以下の所では、河道は河岸侵食による側方移動は少なく、移動は、大出水時の河道位置の急変による新河道コースの形成によるものであるようである。扇面での河道位置の変化による下流 segment での新たな水路形成と、その河川自身の天井化によるものとの二つの場合があろう。

6-3 島の発生条件とその特徴

日本の河川は、河岸の侵食を護岸等で防いでいるため、また河道内に発生する島を河道計画、障害物として人工的に取り除いてしまったため、河道内に島が発生している所は少ないが、改修以前は、もっと河道内に島が存在していた。

Fig. 6-20 は、Canada の Alberta 州を流れる河川（ほとんどが自然河岸）の河道形態³⁾を、川の中にどんな島（通常植生があり、大出水にしか冠水しない。）があるかを砂州の形態と共に、2年確率洪水時（return period 2 years）の B/R との関連において調べてみたものである。ここでは島の発生状況（発生、時折り発生、非発生）は記号の形状の違いで示し、水路内の砂州形態（中州、ポイントバー等）は記号の中の縦・横線によって違いを表わしている。本資料によると、 B/R が 40 以下の河川では、粒径によらず河道の中に島が存在しない。 40 以上では河道の中に時折り島が存在するようになり、 B/R が 80 前後では、中州（mid channel bars）が良く発生するようになる。このように島の発生状況も粒径によらず B/R によって決まってしまうことは、島の発生が砂州の発生と密接に関係していること、逆に砂州のスケールが、 B/R によって主に支配されていることを示している。

次に河道内にどのようにして島が発生するのか、またその島の生長、消滅速度は、segment の違いによってどのように異なるのかについて航空写真による河道形態の観察や河川の視察を通して気付いたことをまとめると次のごとくである。

- ① 勾配が非常に急で（ I_b が $1/100$ 以上）、平均年最大流量時の相対水深 H_m/d_m が 15 以下、川幅水深比 B/H_m が 100 以上の河川

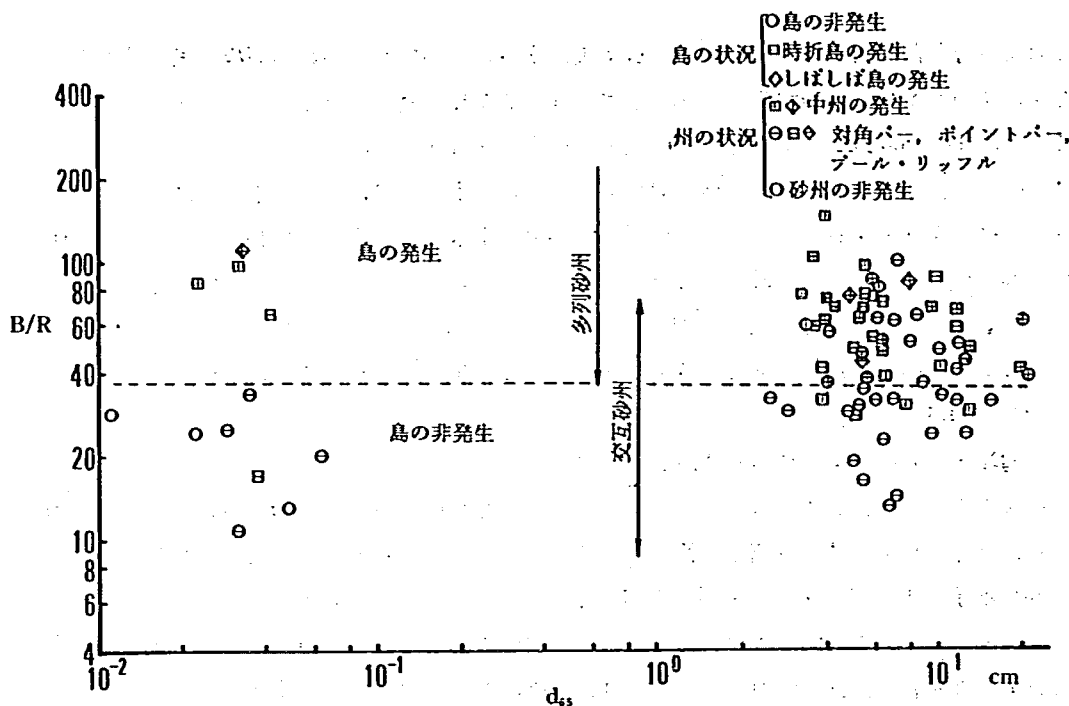


Fig. 6-20. Canada, Alberta 州を流れる河川の河道形態の分類

このような水理条件の所では、一定流量が流下していても、流れが網状化し中州が発生する。特に河床材料の分級度が悪い所では、中州ができやすい。しかしこのような所では中州の発生と消滅は非常に速く、固定的な中州（島）の発生までに進むことはあまり無いようである。

② 勾配が 1/100~1/400 程度の扇状地河川

土砂の移動が多い扇状地河川では、砂州の移動速度が大きく、固定的な島が発生することはあまりないようである。ただし上流からの供給土砂量が減り、砂州の移動があまりみられなくなった河川では、平水路が河床低下し、砂州の高い部分に草が生え、表層には砂、シルトが薄く堆積し、島状を呈するようになることがある。しかしこの島も計画高水流量程度の大出水時には、破壊されると考えられる。

③ 勾配 1/800~1/1500 程度の砂利河川

勾配が緩くなると、平均年最大流量時の水深も増し、従って砂州規模も大きく、また洪水時の無次元掃流力も扇状地河川より多少小さいため、砂州の移動速度が扇状地河川の砂州に比較して非常に小さくなる。複列砂州の発生するような所では、出水が無いと砂州の高い所に草が生え、小出水で砂、シルト、粘土等が堆積し、固定的な島になってくる。柳等が生え、大出水でも容易には破壊されない。

④ 勾配 1/1,500~1/3,000 の砂河川

このような勾配を持つ砂河川では、一般に大出水時と、小出水時の砂州規模が異なること、また小出水時でも砂が移動するためか、あまり固定的な島の発生を見ないようである。

⑤ 勾配 $1/3,000$ 以下で B/H_m が 100 以上で粒径 0.3 mm 以上の砂河川

洪水時の水深は大きく、従って砂州規模も大きい。平水時には掃流力が小さく洪水時に発達移動する砂州を變形することができない。島の発生は平水時に水面上に現われる砂州の高い所に草や柳が生え、シルト、浮遊砂がこれらにトラップされ、それが強固になっていくことによる。一度島状になると大出水でも容易に破壊されない。また島は出水時には上流側が侵食され、下流側に土砂が堆積し、それに草や柳が生え、島状化していくため、徐々に下流に移動する。(例、阿賀野川下流)

⑥ 勾配 $1/5,000$ 以下で粒径 0.2 mm 以下の河川

このような河川は、日本では河口近くのデルタの河川に限られる。このような河川での島の発達は、河道内に発生する砂州を起因とするものもあると考えられるが、河口から吐き出される土砂の堆積によるデルタの前進形態と密接な関係があると考えられる。

河口前面が浅く、洪水時吐き出された土砂が波浪作用および潮汐作用によってあまり移動されないような場合は、洪水時河口から出る河水は噴流的に拡がるので、流速の遅くなる地点で土砂を堆積し、浅瀬を作っていく。この浅瀬の部分が大きくなると、一部は水面に出るようになり、水路は二分するようになる。二つに分離された水路は潮汐作用による土砂の移動もあることによってある程度長い期間保存され、島状になる。島状になると浮遊砂である粘土まじりシルトが堆積し、植物が生え粘着力もあることによって、大出水でもほとんど動かなくなると考えられる。

6-4 平面形状変動特性

6-1で、水路の平面形状とその中に発生する砂州のスケールが決まれば、砂州の存在形態とその変動特性がほぼ決まってしまうことを述べた。ところで河岸が可食性の場合には、砂州の存在形態とその移動特性が逆に平面形を変化させ、変化した平面形は逆に砂州の形態を変え、平面形と砂州は相互に影響しあう関係にある。沖積河川の平面形の変動形態(蛇行の発達過程)を研究するに当たっては、この相互関連性についての十分な考察が必要であることを示している。ただし、可食性の河岸を持つ河川においても、ある時点における砂州の存在形態と平面形の関係は、河岸が固定されている場合とまったく同一であり、平面形の変動特性を記述あるいは土砂水理学的に調べていく場合には、種々の平面形と砂州の存在状況のパターン関係、そこでの流速分布形、深掘れ位置、河岸侵食位置、土砂堆積位置を調べ、それを時系列的に組立てることが必要であろう。

しかしながら、筆者はこの問題について十分な検討を行ったことがない。ここでは平面形状変動に関することについて、仕事を通して気付いたことを箇条書きに述べることにする。

(1) 河岸侵食速度

河岸の侵食速度は、洪水時に河床に動く掃流力と、その掃流力に河岸がどれだけたえられるか、また大出水時に高水敷が洪水に対してどう応答するかによって決まる。

i) 扇状地河川

扇状地河川の河岸侵食速度は非常に速い。特にそこが堆積空間であると河道は河幅を拡げようとする傾向にあるためより速くなる。このような地点で天井川化が進むと大出水時は流路を変更することがある。勾配の急な扇状地ほど流入土砂濃度が高く、また河岸高も低いため流路変更が起りやすい。また流路変更が無い場合でも、はんらん水は扇面を石の河原に変えてしまう。ただし、扇頂からの流入土砂が減少し、扇頂部から河床低下の傾向にある河川では、河床がアーマ化され、流路幅が減少する傾向にあり側方侵食力が小さくなる。このような場合でも、大出水あるいは流入土砂量の急増（山間部での大崩壊の発生）などの場合には側方侵食力は回復しよう。

側方侵食の生じる場所は、砂州の位置と密接な関係があり、砂州によって生じる流れの集中部が河岸に寄った所が侵食される。従って砂州の位置が推定されれば侵食される場所の推定は可能である。

一回の洪水による側方侵食量の極端な例を挙げると、常願寺川において、昭和53年6月洪水時に6km付近は左岸側が100mばかり侵食されている²⁰⁾。

ii) 砂利を河床材料に持つ中間地河道 ($I_b=1/400\sim1/3000$)

いわゆる自然堤防帯を流下する河道で、護岸や、河道の側方移動をさまたげる崖等が無ければ河道は蛇行、迂曲し、あるいは川幅の広狭を繰り返す複列河道となる。このような地点の河岸侵食速度は扇状地河川（河床低下している部分は除く）に比較すれば大きくないが、工学上問題としなければならないような側方侵食速度を持っている。ただしその移動量は、迂曲河道の自然短絡の場合を除けば、一度の出水によって100mのオーダーで動くことはなく、大出水でも10m程度のオーダーである。なお河岸侵食は、一般に河床がルーズな物質であり、河岸が粘着力を持つ氾らん原堆積物からなるため、河床の深掘れによって河岸の安定が崩れ、河岸崩壊の形で進む。従って河岸の侵食は間けつ的であり、また斜面の安定度が悪い水位低下時に崩壊しやすい。

iii) 砂河川の場合

砂河川の場合、河床の粒径が大きいほど側方侵食速度が大きいと考えて良いが、同じ粒径であっても河岸の堆積物によって移動速度がかなり異なるようである。河岸の堆積物が現世の河川の堆積物でなく、縄文最海進時の海成あるいはデルタの堆積物の場合は、側方移動は非常に小さいが、扇状地の直下流のように現河川によって運ばれたルーズな堆積物で河岸ができていような自然堤防帯では側方移動はかなりのものと考えられる。実際にこのような所では河岸侵食防止のための護岸水制が多く設置されている。粒径0.3mm以下の河川では河岸侵食速度は非常に小さい²¹⁾。

〔2〕 蛇曲から迂曲への発達過程と compound meander の発生

蛇曲から迂曲の発達過程の典型例については木下良作⁹⁾, Kondrat'yov, N. Y.⁵⁾によって, Fig. 6-21 及び Fig. 6-22 のごとくであると報告されている。水路の移動方向, 侵食位置を推定する場合, これに加えて考慮に入れておかなければならないことは, 次のごとくである。

- ① 砂州の分裂 (新たな pool の発生) は蛇行振幅が増加し, 流路長が長くなることによって生じる。その発生は, pool から pool の距離が 10 倍程度になると発生するらしい。この時の流路長と波行波長の比 S は 1.4 程度であり, わん曲角 θ は $140 \sim 180^\circ$ 程度である。また分裂直前の r/B は 2~3 程度である。

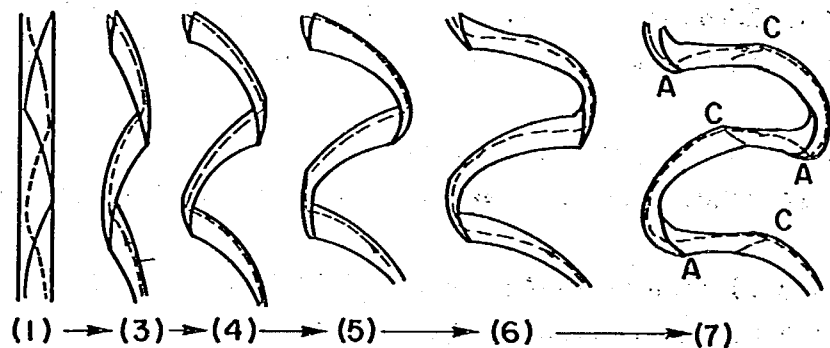


Fig. 6-21 蛇曲から迂曲への変化プロセス (木下⁹⁾)

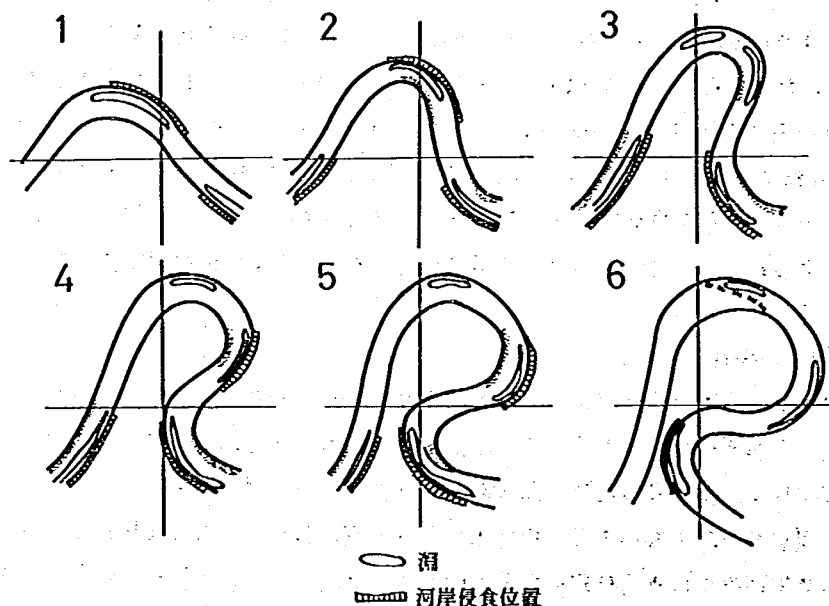


Fig. 6-22 蛇行の発達過程 (Kondrat'yov, N. Y.⁵⁾)

- ② 蛇曲から迂曲に変わった後の河道は、蛇行の下流への前進を止め、わん曲は、ますますその径をひろげてゆき、自然短絡が起らない場合には、新たな pool を発生させ、複雑な形 (compound meander) となる。
- ③ Pool の発生ごとに蛇行水路の移動方向、また移動速度が変化する。Pool の発生は蛇行の変動形態の質的变化点である。
- ④ 自然短絡は蛇行のネックが蛇行の進行に伴ってくっつく場合と、出水時にはらん水がネック間を流下し、新たな水路を作る場合がある。
- ⑤ 蛇曲河道は蛇行の前進的性質が強いが、迂曲河道では前進的性質が弱まり停滞する。
- ⑥ 蛇行水路の近い将来の移動方向は、水路内の pool の位置を平面形状から推定し、その pool の存在する側の河岸が侵食されるとすれば、概略予想しえる。pool の位置は、経験を積みれば平面形を見ただけで大略の位置を推定しえるようになる。Fig. 6-4 を参照し、また、プール位置は、平均すれば川幅の 4~6 倍程度ごとにあり、10 倍以上になることはあまりなく、このように pool 間が長くなると弱い pool がその中間に発生するというようなことを考慮しておけば、大略推定し得る。

(3) 平面形変動のコントロール点及び線

側方の物質が流れに対して対侵食力のある固い物質があると、水路の側方への移動が妨げられ、蛇行、蛇曲水路の発達に妨げられる。たとえば谷壁 (valley wall)、段丘崖 (terrace) は、直接的に水路の側方移動を規制する。また沖積層が浅く、水路内に埋没洪積層が露出したり、沖積層内に存在する海成の粘土層や旧川跡に堆積した粘土プラグが現われると河道の横方向の移動を妨げる。

注 1) 細砂を河床材料を持ち、かつデルタを形成しつつある堆積傾向のある河川では、 B/H_m が小さくても蛇行度が小さい場合がある。例えばアメリカの Mississippi 川の河口部、Colorado 川の河口部、イタリアの Po 川の河口部、インドネシアの Solo 川の河口部等である。このような河川の河床材料は河床は自分自身で運んだ河成の細砂、側岸は自然堤防堆積物である silty sands あるいは silty clays であり、その外側は marsh 成の堆積物や後背湿地成はんらん原堆積物である粘土分の多い堆積物から成る。また直線水路であれば、砂州が発生しない。

河岸が粘着性のある物質から成り、流速も大出水時においても、河水は自然堤防よりあふれてしまうので、低水路満杯時の流速よりそれほど大きくなり、河岸を侵食し得ず、さらに水路を蛇行させる要因も少ない。これが河口に近く河道の蛇行度が小さい理由であらう。

注 2) 軟岩上の流下する水路では勾配 1/100 以上でも蛇行している例がある。また筆者は、米国のロッキー山脈から流下する河川で、河床材料が砂利であり、表層に薄くシルト質の

堆積物（厚さ 10~20 cm 程度）が乗っている河川で、迂曲まで蛇行が発達している例を見たことがある。ただし bankfull 流量時でも河床の砂利はほとんど動いていなかった。このことは、蛇行の発達には、pool 位置の前進速度と横方向移動速度（河岸侵食速度）の比が、重要な要素となることを暗示している。

注 3) 外国の河川、例えば Brahmaputra²¹⁾ 川 ($d_m=0.15\sim0.25$ mm 程度と推定される。)、長江²²⁾ ($d_m=0.15\sim0.25$ mm)、黄河²³⁾²⁴⁾ ($d_m=0.1\sim0.3$ mm) では、河岸侵食の程度が激しい。たとえば、長江では年間 600 m という報告がある。日本の河川の場合とその河岸侵食程度が大きく異なる原因は、河川規模が大きく、洪水継続時間が長いことも一因と考えられるが、地形発達史の差が原因と思われる。すなわち日本の場合、粒径 0.3 mm の河床材料を持つ河川の segment は縄文海進時には海の底であり、河床の深い所には、この時代の海成堆積物である粘土層があり、横方向の移動を妨げているが、前述の外国の河川の場合には、深い所は河川自身の掃流堆積物（河床材料とはほぼ同一の粒径を持つ堆積物）であり、粘着力が無く、容易に深掘れを生じ、河岸の崩壊（河岸物質は浮遊性の堆積物であり粘着力は有る。）が進むものと思われる。

参 考 文 献

- 1) Schumm, S. A., 1963; Sinuosity of alluvial rivers on the Great Plains, Geological Society of America Bulletin, Vol. 74, pp. 1089-1100.
- 2) Chitale, S. V., 1970; River channel patterns, ASCE. Vol. 96, Hy. 1, January, pp. 201-221.
- 3) Kellerhals, R., Neill, C. R. and Bray, D. I., 1972; Hydraulic and geomorphic characteristics of rivers in Alberta, Research council of Alberta, River engineering and surface hydrology report 72-1.
- 4) 木下良作, 1961; 石狩川河道変遷調査, 科学技術庁資源局資料 36 号.
- 5) Kondrat'yev, N. Y., 1968; Hydromorphological principles of computations of free meandering, Trans. of the State Hydrologic Institute (Trudy GGI), No. 155 pp. 5-38. Soviet Hydrology に英訳がある. Issue No. 4 pp. 309-335.
- 6) Zmamenskaya, N. S., 1963; Experimental study of the dune movement of sediment, Trans. of the State Hydrologic Institute (Trudy GGI), No. 108 pp. 89-114.
- 7) Brice, J. C., 1974; Evolution of meander loops, Geological Society of America Bulletin, Vol. 85, pp. 581-586.
- 8) 木下良作, 三輪式, 1979; 砂レキ堆の位置が安定化する流路形状, 新砂防, 94, pp. 12-17.
- 9) 深見親雄, 坂野 章; 1978 年に行った実験資料より (未発表) 建設省土木研究所.

- 10) 神谷隆太郎, 1959; 湾曲部の深掘れについて, 第13回直轄技術研究発表会, pp. 519-524.
- 11) 木下良作, 1978; 大井川河床形態と洪水流に関する検討業務報告書, 建設省中部地方建設局静岡河川工事事務所委託調査報告書.
- 12) 山本晃一, 林敏夫, 野積尚, 1975; 手取川河口処理に関する水理的検討, 土木研究所資料第1069号, pp. 169-175.
- 13) 馬場洋二, 深見親雄, 坂野章, 1979; 水理模型実験による斐伊川分流計画の検討, 土木研究所資料第1447号, pp.
- 14) 山本晃一, 坂野章, 1981; 石炭粉を使用した模型実験の問題点, — 斐伊川移動模型を通して — 土木技術資料 Vol. 23-3, pp. 27-32.
- 15) 三輪式, 1974; 実際河川における砂レキ堆の移動と安定の限界角度, 昭和49年農業土木学会講演会
- 16) Dondurant, D. C., 1972; Sediment control methods: B. Stream channels, ASCE. Vol. 98, Hy. 7, July, pp. 1295-1323.
- 17) Schumm, S. A., 1960; The shape of alluvial channels in relation to sediment type, U. S. G. S. professional Paper 352-B.
- 18) Leopold, L. B. and Wolman, M. G., 1957; River channel patterns, braided, meandering and straight, U. S. G. S. professional Paper 282-B.
- 19) Henderson, F. M., 1963; Stability of alluvial channels, Trans. ASCE. Vol. 128 part I, pp. 659-720.
- 20) 建設省富山工事事務所, 1979; 常願寺川の急流河川工法, pp. 456-470.
- 21) Coleman, J. M., 1969; Brahmaputra River; Channel processes and sedimentation, Sedimentary Geology 3. pp. 129-239.
- 22) Pan Qingsheun, 1984; Artificial cutoffs the Middle Changjiang River, Reports for Japan-China by-lateral seminar on river hydraulics and Engineering experiences.
- 23) 福田秀夫, 横田周平, 1941; 黄河治水に関する資料, コロナ社.
- 24) Long Yuqian. Chen Zhilin, 1984; Analysis of erosion and deposition on the Lower Reaches under the influence of the operation of existing reservoirs along Upper and Middle reaches of the Yellow River, Reports for Japan-China by-lateral seminar on river hydraulics and engineering experiences.
- 25) 本論第8章.
- 26) 山本晃一, 1981; 河川特性論ノート〔I〕, 土木研究所資料第1625, pp. 178-189.

第7章 深掘れ部と水深と河道特性

河川は種々の平面形状を持ち、また洪水時には流量の変化に応じて深掘れ部の河床高が変化する。深掘れ部の水深を的確に評価することは難しく、工学的には検討対象河川の深掘れ部の実態調査を通じて深掘れ深を推測することが好ましいと判断されるが、平面形状を人工的に変えた場合、深掘れ深が増加するのかもしれないのか、またその深さが平均水深の何倍程度であるのかのおおよその値を知っておくことは必要なことであろう。本章においては、この深掘れ部の水深の概略的な評価法について論じることとする。

なお、ここで検討の対象としているのは、人工水路や実験室での湾曲に関する基礎実験のように B/H_m が 10 以下であるような場合ではなく、沖積層を流下している河川で B/H がこの値より大きいような場合である。

7-1 深掘れ部の水深に影響する要因

河川の深掘れ部の水深に影響する要因には種々のものがある。それらの要因を挙げれば次のようなものであろう。

① 水路の平面形状

水路の平面形状が深掘れを生じさせる原因としては、2つの要因を考えておく必要がある。1つは川幅が変化することにより、川幅の狭い所の水深が深くなるもの。2つは川幅はほぼ一定であるが、平面形状がわん曲あるいは蛇行しているため、流れの片寄りが生じ深掘れが生じるものである。

② 砂州

砂州の垂直スケールは、水深と同程度のスケールを持つため、これによる深掘れ深に対する影響は大きい。この中規模河床波と①の湾曲や蛇行の影響が重なると深掘れ深はより大きくなる。

③ 小規模河床波

小規模河床波のうち、その垂直スケールが大きく深掘れ部の水深に影響をあたえ、それを深掘れ深の評価に考慮しなければならないのは砂堆 (dune) と反砂堆 (antidune) である。砂堆の波高 H_s は十分に発達した場合平均水深の 4 割程度にもなることがある。

④ 構造物

流れの中に構造物があると構造物回りの流速が増大するため、局所的に深掘れが生じる。橋脚や水制回りの洗掘量は、構造物の規模、流れの強さ、構造物回りの河床材料にもよるが、水深規模のスケールを持っている。

河川では、これらの要因が重なって深掘れが生じ、河岸侵食あるいは護岸破壊のほとんどの原因となる。深掘れ水深の予測に当っては、これらの要因が相互に影響しあうため各要因別に深掘れ量を求め、それを線型的に和しても深掘れ部の水深が正確に求められるとは思われないが、第一近似としてはそれぞれの要因別の深掘れ量を評価して和することは妥当であろう。

次節以下では、多くの調査研究成果のある④構造物を除いて、①、②、③による深掘れ深の評価について述べる。

7-2 川幅がほぼ一定の場合の深掘れ部の位置とその深さ

第6章において河道の平面形状と河道内に発生する砂州が密接に関係していることを述べた。これは河道内に発生する深掘れ部の位置とその深さが河道の平面形状とそこに存在する砂州の配置形態と、密接に関係していることを示している。

本節においては、主に実河川資料と移動床の実験資料を基にして、平均年最大流量時あるいはbankfull流量時の深掘れ部の最大水深 H_{max} とその低水路部の平均水深 H_m の比 H_{max}/H_m がどの程度の値になるかを示す。

なお、実河川の資料には次のような問題があるので実河川の資料を用いるに当っては、以下のことについて十分に注意した。

i) 深掘れ深を求めるためには、河道の地形測量がなされなくてはならない。直轄河川の場合、河道の横断測量は、200 m～500 m の区間距離ごとになされている。従って、横断測量結果より求めた深掘れ深は、最も深い所を取らえていない虞れがある。

ii) 河川の地形測量は平水時に行われる。従って測定された深掘れ部は、洪水後堆積している可能性がある。砂利河川や、河口近くで勾配の緩い砂河川では堆積速度が遅く、測定された深掘れ深を洪水時の深掘れ深としても、それほど問題となることはないと考えられるが、勾配 $1/3,000 \sim 1/1,000$ 程度の砂河川では、流量が小さくても砂が移動し得るので、洪水時の深掘れ部がその後の小出水で堆積することがある。

iii) 洗掘深が大きくなると、深部の堆積物が、現河床を構成している河床材料と違った質のものが現われ、洗掘を防いでしまうことがある。また粘土層などがあると洗掘形態に大きな影響をあたえる。

iv) 洗掘部に大粒径の河床材料 (C 集団) が集まり、そこが洗掘されなくなることがある。

v) 水制、橋脚、せきなどによる局所洗掘と他の要因による洗掘との分離方法が明確になっていない。

(1) 直線河道の場合

ほぼ川幅一定の直線河道の場合、深掘れ部の水深は主に砂州の規模で決まる。

砂利河川の場合は、平均年最大流量時の水理量 (B/H_m , τ_{*m} , H/d_m) を使って補助編第3章 Fig. 3-10 より H_s を求め、

$$H_{max}/H_m = 1 + 0.8 H_s/H_m \quad (7-1)$$

として最大水深を評価しえるようである。相対水深 H_m/d_m が 100 以下で多列砂州の場合は $H_s/H_m \approx 2$ 程度であるので、 $H_{max}/H_m \approx 2.6$ 程度となる。扇状地河川の例¹⁾を示すと

利根川	170 km ~ 180 km	$H_{max}/H_m \approx 5 \text{ m} / 2 \text{ m} = 2.5$
大井川	9 km ~ 15 km	$H_{max}/H_m \approx 3.2 \text{ m} / 1.2 \text{ m} = 2.7$
安倍川	0 km ~ 5 km	$H_{max}/H_m \approx 3.0 \text{ m} / 1.3 \text{ m} = 2.3$
安倍川	10 km ~ 14 km	$H_{max}/H_m \approx 2.6 \text{ m} / 1.1 \text{ m} = 2.4$
黒部川	1 km ~ 4 km	$H_{max}/H_m \approx 3.8 \text{ m} / 1.3 \text{ m} = 2.9$
手取川	2 km ~ 5 km	$H_{max}/H_m \approx 3.5 \text{ m} / 1.5 \text{ m} = 2.3$

となっており、ほぼ堆定値と近い値となっている。なお勾配 1/100 以上の所では平均年最大流量時においても河道内に冠水しない島状の部分が発生し、流れの集中や片寄りが発生する場合があります、平均水深そのものの定義、評価が難しくなる。また流れが集中した所が局所的に深くなるようである。この傾向は河床材料の分級度が悪いほど強くなる。このような場合には (7-1) 式では、 H_{max} を評価しえない (常願寺川の扇状地部の河道がこのような河川の例に当る²⁾)。

粗砂、中砂を河床材料に持つ河川で、勾配 1/1,000 ~ 1/3,000 の河川では、一般に大出水時と小出水時の砂州規模が異なること、また小出水時でも砂が移動するため、横断測量結果を基にして、平均年最大流量時の深掘れ深を評価しえず、深掘れ深の評価に当っては、流量の変化 (不定流効果) の影響に対する評価が必要となる。但し、このような河川では定流時の砂州の発生限界やその垂直スケールについてさえ十分に明らかにされておらず、ましてこの不定流効果についてはほとんど分かっていない。ここでは、この不定流効果に関する二つの事例について述べ、今後の検討の参考に供することにする。

i) 斐伊川の例

筆者は、1980 年、斐伊川 ($I_b = 1/800$, $B = 250 \text{ m}$, $d_m = 2 \sim 3 \text{ mm}$) に関する模型実験を行った³⁾。この模型は縮尺 1/50 の無歪模型である。底質材料として石炭粉 ($d_m = 0.25 \sim 0.3 \text{ mm}$, $s = 0.5$) を使って模型で生じる中規模河床波を観測した所、定流 $400 \text{ m}^3/\text{s}$ (現地換算) では 3 ~ 4 列の砂州が発生し、その砂州の頂部は通水時間が長くなると水面ぎりぎりの所まで生長した。しかしながら実河川の横断測量結果 (1975 年 12 月測量) によると砂州の垂直スケールは小さく、たとえば $400 \text{ m}^3/\text{s}$ の水理量で評価した時の $H_{max}/H_m = 2 \text{ m} / 1.2 \text{ m} \approx 1.7$ 程度であり、平均年最大流量時 $900 \text{ m}^3/\text{s}$ の水理量で評価すると、 $H_{max}/H_m = 2.8 \text{ m} / 2 \text{ m} = 1.4$ 程度である。これは、斐伊川の 12 月時点の砂州はより小さい流量に対応したスケールとなっていることを示している。模型における不定流実験によると、斐伊川の砂州は流量増に応じて

大きくなるが、砂州の発達は、流量増に追いつかず、ピーク流量時の砂州の垂直スケールは、ピーク流量を定流とした場合に生じる砂州の垂直スケールよりかなり小さかった。以上のように勾配の比較的急な粗砂、中砂を河床材料を持つ河川では、砂州のスケールや深掘れ深に不定流効果が大きいことが推察される。

ii) 阿賀野川の例

河口近くのように勾配のより緩い河川では、平水時の土砂移動があまり活発でないため、洪水時の深掘れ深を平水時でもそのまま残しているようである。例えば潮位の影響を受け、小出水では砂州形状がほとんど変形されない阿賀野川下流部では、平均年最大流量時に複列以上の砂州が生じ、この砂州によると考えられる深掘れ深 H_{max} は、平均年最大流量時の平均水深の2倍程度となっている。この値は、低水路河岸法線の緩い曲りの影響を多少受けている値なので、直線河道の資料として重みは小さいが、洪水が長時間にわたる融雪出水のあるような河川では、河床勾配が $1/1000 \sim 1/3000$ であってもこの程度の砂州による深掘れは生じると考えておいた方がよいと思われる。

細砂 (0.2 mm 以下) を河床材料に持つ河川では、一般に砂州が発生しないようであり、直線水路なら深掘部は持たず、河道中央部寄りに最深線があり、河岸近くは浅い (例、利根川)。

(2) 単わん曲の場合

直線河道と直線河道が単わん曲でつながる場合の深掘れ部の最大水深は、わん曲部における砂州の配置状態によって変化するが、その内最大のを H_{max} とすると、(6-3) 式と同様に

$$H_{max}/H_m = f(r_s, H/d, u_* d/\nu, B/H, r/B, \theta) \quad (7-2)$$

となる。これらの各項の深掘れ部の最大水深に対する影響程度については、実証的資料が乏しく、明確には言えないが、深見・坂野による実験結果²⁾、模型実験結果および実河川資料から判断すると、直線部で交互砂州が発生する条件下では、直線部の淵の部分の水深を H_{max-s} とすると、

$$r/B = 2.5 \quad \text{で} \quad H_{max}/H_{max-s} = 2.3 \sim 2.8$$

$$r/B = 4 \quad H_{max}/H_{max-s} = 1.5 \sim 2.3$$

$$r/B = 8 \quad H_{max}/H_{max-s} = 1.2 \sim 1.5$$

$$r/B = 12 \quad H_{max}/H_{max-s} = 1.05 \sim 1.2$$

$$r/B \geq 15 \quad H_{max}/H_{max-s} = 1.0 \sim 1.1$$

程度であるようである。Fig. 7-1 にその概略関係式および実験結果を記しておいた。なお、 H_{max-s} は (7-1) 式より推定しうる。

B/H_m が 100 以上で多列砂州が発生する場合には、 H_{max}/H_{max-s} の値は、単列砂州の場合ほど r/B の影響は小さくなく、また列数が大きいほど r/B の影響は小さいものと考えられる。

二、三の実測例を示す。

○斐伊川模型 14~16 km ($\theta \approx 90^\circ$, $r/B \approx 10.8 \text{ m}/4 \text{ m} = 2.7$)

斐伊川模型実験によると、5 例の砂州が発生している時、木下の言うわん曲によって斜め

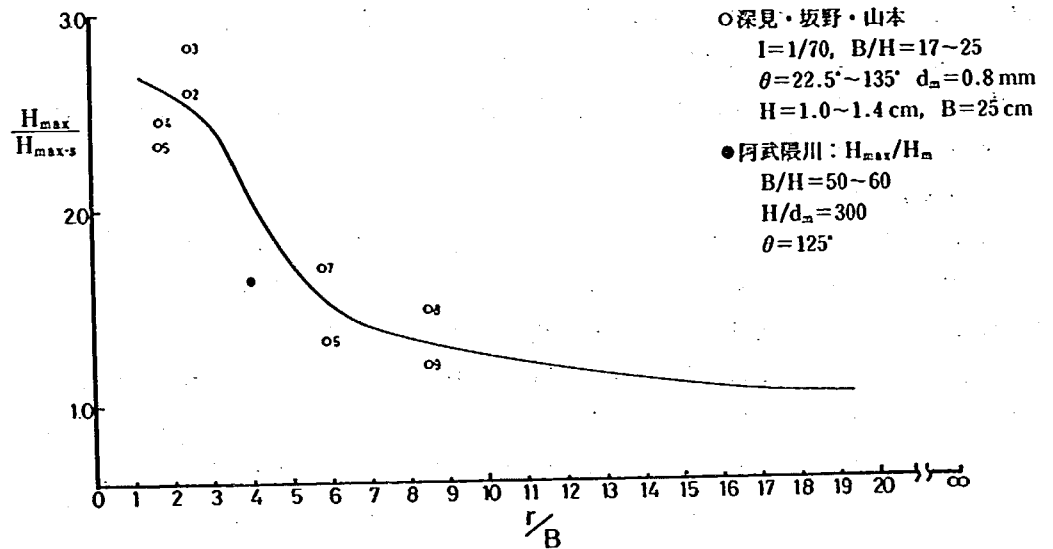


Fig. 7-1 わん曲部における $H_{\max}/H_{\max s}$ と r/B の関係

の連帯性の強い所（線條構造）¹⁰⁾の前面は、多少河床高が低い傾向にあり H_s が大きめであったが、わん曲の影響の無い所の砂州の H_s より特別大きいというほどでもなかった⁸⁾。

○手取川模型 0.5~3 km ($\theta \approx 80^\circ$, $r/B \approx 21.8 \text{ m}/6.6 \text{ m} = 3.3$)

手取川の模型実験によると、3~4列の砂州が発達している場合、わん曲による深掘れへの影響は、有意な差を認知しえるようなものではなかった⁷⁾。

○大井川 12~15 km ($\theta = 80^\circ$, $r/B \approx 3200 \text{ m}/650 \text{ m} = 4.9$)

大井川の横断測量結果によると、このわん曲による深掘れへの影響は認められない。なお平均年最大流量時の B/H は 700 程度である。

○大井川 6~11 km ($\theta = 60^\circ$, $r/B \approx 4300 \text{ m}/600 \text{ m} = 7.1$)

横断測量結果によると、凹岸側である 7.2 km 地点の左岸側は全体的に右岸側に較べ河床高が低いことが認められる。しかしながらこの地点は川幅が狭くなっていく所に有り、川幅の変化の影響も受けていると考えられる。

以上のように多列砂州が発生する場合には、 r/B が、かなり小さくても、わん曲の影響は顕著でなく無視しえるようである。

今多列砂州の発生するわん曲水路の $r/B = \alpha$ とし、そこに生じている砂州の列数が n の場合、水路中央部の砂州を Fig. 8-2 のごとく仮定的水路の中の流れに生じた砂州とすれば、その水路の $r/B_1 = \alpha_1 \approx \alpha \cdot n$ となる。例として $\alpha = 3$ とし、そこに生じている多列砂州の列数を 4 とすると $\alpha_1 = 12$ となる。単わん曲で列数が 1 の場合、 α が 15 程度より大きければ、砂州による深掘れ深にわん曲の影響がほとんどなくなることを考えると、 α_1 が 15 以上になれば (r/B

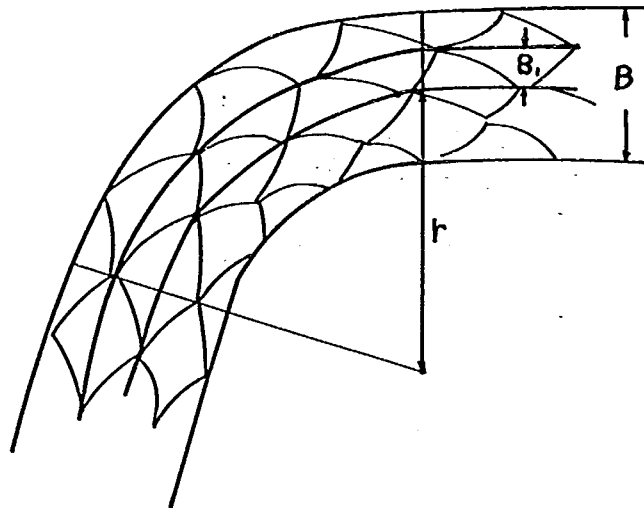


Fig. 7-2 記号の定義

$B=4$ の場合, $n>4$), わん曲の影響は少ないと思われる。たとえば前述の斐伊川模型では $\alpha_1=13.5$, 手取川模型 $\alpha_1=12$, 大井川 $\alpha_1=60\sim70$ である。ただし, 6-1-2〔1〕で述べたようにわん曲による斜めの配列の連帯性が強く現れ, 片側方向のみに線條形成が卓越する場合には, その影響が現われるはずであるが, 前述の場合, α_1 が大きいこともあってその線條形成が顕著でなかったということであろう。

ただし, 勾配が急で ($I_b>1/100$) で河床材料の分級度の悪い場合には, 直線部でも典型的な多列砂州が発生せず, 島状になったりし, 流れが局所的に集中することがあるので, わん曲があると, 流れがより集中しやすく, その川幅が狭くなり, 前述したような深掘れ深の予測は行い得ないようである。多列砂州が発生する場合のわん曲の影響程度の把握にはもう少し詳細な実験的検討が必要である。

逆に B/H_m が小さく, 直線部で砂州が発生しない場合には, わん曲度の大きい所の横断面形は, ほぼ三角形状と考えて良く $H_{max}/H_m=2.0\sim2.4$ 程度と考えておけば良いようである。

(3) 蛇曲河道の場合

河道内に単列砂州が発生し, 水路の蛇行波長が単列砂州のスケールと同程度の場合の深掘れ部の水深がどの程度であるか述べる。今河道の平面形を Fig. 7-3 のごとく定義すれば, 深掘れ部の水深 H_{max} は

$$H_{max}/H_m = f(r_s, H/d, r_s/B, B/H_m, \theta) \quad (7-3)$$

となる。ここで r_s/B と θ は, 自然河川では互に独立でなく, θ を落としても良い。(7-3) 式の関係は実河川の資料より以下のごとくと推定される。

Fig. 7-4 に, 利根川 25~70 km 及び関川 4~10 km の蛇曲河道のほぼ低水路満杯流量時の

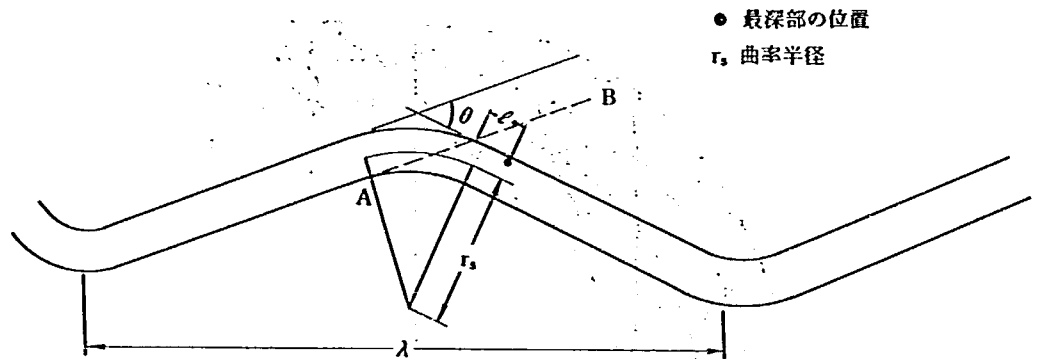


Fig. 7-3 記号の定義

平均水深に対する深掘れ部の水深の比 $H_{\max}/H_m$ と r_s/B の関係をプロットした。関川は直線河道であれば、砂州が生じないような B/H_m の河川であり、利根川は砂州が生じるか生じないかの限界に近い B/H_m の値と推定される河川である。

Fig. 7-5 は Konditerova, E. A. 等の報告⁹⁾よりソビエトの河川のわん曲部の川幅 B に対する深掘れ部の水深（河岸高と最深部の標高差）の比 $H_{\max}/B$ と r/B の関係を河川ごとに示したものである。 r/B が 15 以上であれば、ほぼ r/B の影響を受けないことが分かる（この r/B が 15 という値は、6-1-2 [2] で述べた砂州の流下を止める停止限界角 $\theta \approx 20^\circ$ 程度の場合の r/B の値であるのは興味深い。）。また $H_{\max}/B$ が 0.01 以下の河川の B/H_m は 130 以上と考えられるので多列砂州が発達していると推定される。このような河川では r/B が 4 以下において、 r/B の値の大きな場合より $H_{\max}/B$ が小さくなっている。同一河川においても r/B が小さい所と大きな所では、川幅がかならずしも同一とは言えないので、わん曲部の方が深掘れ部の水深が浅いとは言えないが、多列砂州が発生するような条件では、わん曲の影響が小さいことを示していよう。

以上、関川、利根川、ソビエトの 7 河川の資料および [2] で述べた実験結果を基にして、深掘れ部の最大水深を評価する関係式を、Fig. 7-4 に実線および破線で示してみた。ここで直線河道であれば、本来砂州が発生しない B/H_m 条件にある河川では、 $H_{\max}/H_m$ と r_s/B の関係式（破線）を使い、砂州が発生する場合には $H_{\max}/H_{\max-s}$ と r_s/B の関係式（実線）を使う。なお本図の適用範囲は、 B/H が 20 以上、河床材料が 0.25 mm 以上と考えている。

但し、蛇行水路において $r_s/B = 12 \sim 15$ 程度の場合は、 θ が 20° 程度となるため、水路の平面形が固定されていれば、砂州は Fig. 6-15 の (d), (e) のごとく配置され、砂州高 H_s が直線部での砂州高より小さくなるため、 $H_{\max}/H_{\max-s}$ は 1 より小さくならう。自由蛇行の場合には、砂州の移動に伴って水路の平面位置も移動するため $H_{\max}/H_{\max-s}$ は 1 より大きいと思われる。

粒径が細砂である場合やシルトになると蛇行度が大きくても深掘れが生じないことがある。たとえば Angabunga 川 (Papua) の下流部では、深掘れが見られず長方形の横断形状を

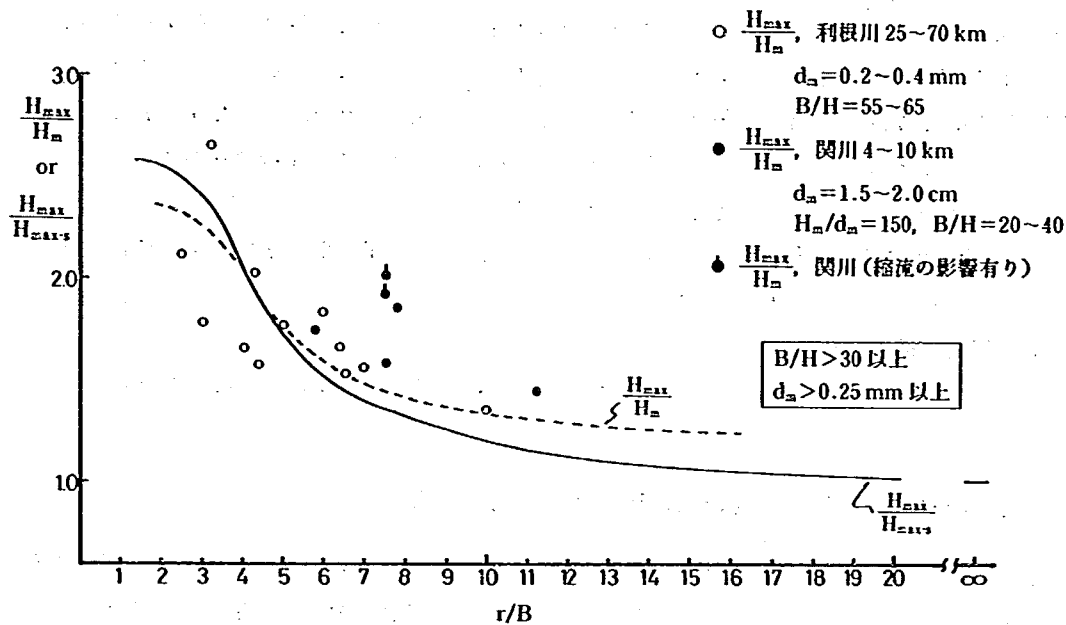


Fig. 7-4 蛇行水路での $H_{\max}/H_m$ あるいは $H_{\max}/H_{\max.5}$ と r/B の関係

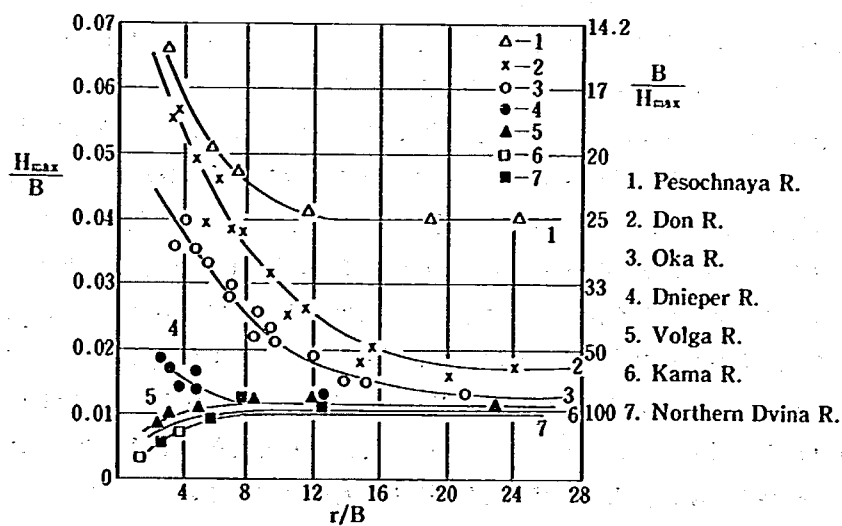


Fig. 7-5 $H_{\max}/B$ と r/B の関係
 (Konditerova, E. A.⁵⁾より)

持っている⁹⁾。この川は、1954年に洪水によって河道コースを変え、デルタ成堆積物上を流下しており、下層にデルタ底置層の粘土分の多い層が存在すると推定され、そこで下向きの侵食が止まっているものと考えられる。日本の河川の segment 3 (河床材料の平均粒径 0.3 mm 以下) の最深河床高は、流下方向にほとんど変化せず、ほぼ水平となっている。たとえば、江戸川 0~20 km で Y. P. -4 m, 木曽川 0~10 km で D. L. -6 m, 筑後川 0~15 km で D. L. -5 m などである。これもデルタ前面の堆積物である底置層堆積物である粘土層の存在によって、下向きの河床低下が妨げられているものと考えられる。

最大水深の生じる位置は、Fig. 7-3 に示すように、最大水深の生じる位置を AB 線と凹岸との交点を基点として 1 とすると、1 は川幅の 0.5~1 倍程度である。

(4) 迂曲河道の場合

最小曲率半径 r_s を使って Fig. 7-4 で評価すれば概略の最大水深を把握し得ると思われる。

7-3 河幅ほぼ一定の場合の洪水時の横断面形の変化

実際の河川の流量は一定では無い。流量の変化に応じて最深部の標高がどのように変化するかを示しておくことは必要なことであろう。特に工学的には通常の洪水で生じている深掘れ深が、計画規模の洪水によってどの程度変化するか予測しておくことは重要なことである。

(1) 直線水路の場合

直線水路で、砂州が発生する場合、流量の変化によって砂州の淵の部分の河床高の変化は、補助編 Fig. 3-10 によって予測しえる。今、河床に平均年最大流量に対応する規模の単列砂州が生じていたとする。この河床状態に計画規模 (確率年 1/100~1/150) の洪水が来襲すると、平均水深は平均年最大流量時の 1.5~2.5 倍程度となり、 B/H_m は、1/1.5~1/2.5 程度、無次元掃流力、および相対水深は 1.5 倍から 2.5 倍程度になる。

補助編 Fig. 3-10 によれば、このような条件では、砂州の高さ H_s は計画高水流量時の方が、平均年最大流量時より幾分小さくなる。特に計画高水時の B/H_m が砂州の発生限界に近くなれば砂州は消滅の方向に向う。このように通常の洪水で単列砂州である所は、大出水時には砂州の垂直スケール H_s はむしろ小さくなる傾向にあるが、 B/H_m が大きく、多列砂州を持つ場合には、砂州のスケールが水深に比例するため、大出水時には砂州が統合され、列数が減少する方向にある。そのための淵の河床高は統合されて消滅してしまう方向にある所では高くなり、統合して発達していく所では淵の部分は深くなっていくことになる。ただし砂利河川で勾配が 1/250 以下の所では、砂州のスケールが大きく、それを大きく変形させるには長時間必要であり、計画高水規模の洪水でも列数変化が生じる可能性は小さい。

なお直線状河道であっても、川幅の変化があると、洪水時には川幅の狭い所が掘れ、広い所に堆積する¹⁰⁾ので、砂州の淵の部分の洪水時の河床高評価に当っては川幅変化に対する考慮が必要である。

〔2〕 わん曲部の場合

一般には、流量増に伴って深掘れ部の最深河床高は低下すると考えて良い。ただし緩流部の砂を河床材料として持つ河川では、計画高水流量程度の出水であると、高水敷上の水深も深く、また高水敷の幅も広いので、流れの主流部が堤防法線に規制されたものとなり、低水路部の蛇行度が大きいと、そこが主流部でなくなることがある。このような場合には、むしろわん曲部の凹岸側に堆積が起ることがある。

7-4 川幅変化、小規模河床波による深掘れ深

本節においては、前述した以外の要因による深掘れ深について簡単に述べる。

〔1〕 川幅変化の影響

川幅の狭い所は、川幅の広い所に比較して出水時の平均水深は深くなる。この影響の評価は、7-2のように検討対象断面の最大水深 H_{max} とその断面の平均水深 H_m との比で評価することができず、検討対象地点前後の水深との相対評価で表わす必要がある。川幅の変化による平均年最大流量時の水深への影響は、川幅が大きく変化している資料がほとんど無いので明確なことが述べられないが、ここでは人工的に川幅を狭めた場合の水深についての調査結果を参考として述べておく。

筆者は導流堤によって河口の開口部を固定した時、その水深が、上流の水深とどういう関係かを調べたことがある⁹⁾¹⁰⁾。その結果が Fig. 7-6 に示されている。この図において A , H , B は、河口導流堤間の水路部の河積、水深、水路幅であり、 A_0 , H_0 , B_0 は、河口導流堤上流部の水路の河積、水深、水路幅である。現地河川の資料（大淀川、渡川、九頭竜川、利根川、淀川）は、導流堤があって導流堤先端水深が 4 m 以上の河川と波の影響の少ない河川である。なお先端水深 3~4 m 以上の場合は、波による漂砂の河口内への持ち込みは少ないと考えて良い¹⁰⁾。また水深は、平均年最大流量程度の洪水時の値である。Fig. 7-6 には流量一定の条件での河口導流堤による川幅変化の水深に対する影響に関する基礎実験、河口模型実験の結果も示してある¹⁰⁾。

Fig. 7-6 における H/H_0 と B/B_0 の関係曲線は次のようにして求められた。

洪水は不定流現象であり、河口水深 H は洪水時に変化するが、河口地形を支配する流量という概念を導入し、この流量によって流砂量の連続という動的平衡状態に近づくと仮定する。動的平衡では、

$$\partial h / \partial x + Q^2 / 2g \cdot \frac{\partial}{\partial x} (1/H^2 B^2) + 1/g \cdot Q^2 / (\varphi^2 B^2 H^3) = 0 \quad (7-4)$$

$$\frac{\partial}{\partial x} (B \cdot q_s) = 0 \quad (7-5)$$

となる。ここで h ; 水位, Q ; 流量, H ; 水深, $\varphi = V_m/u_*$, q_s ; 単位幅流砂量, B ; 川幅, φ

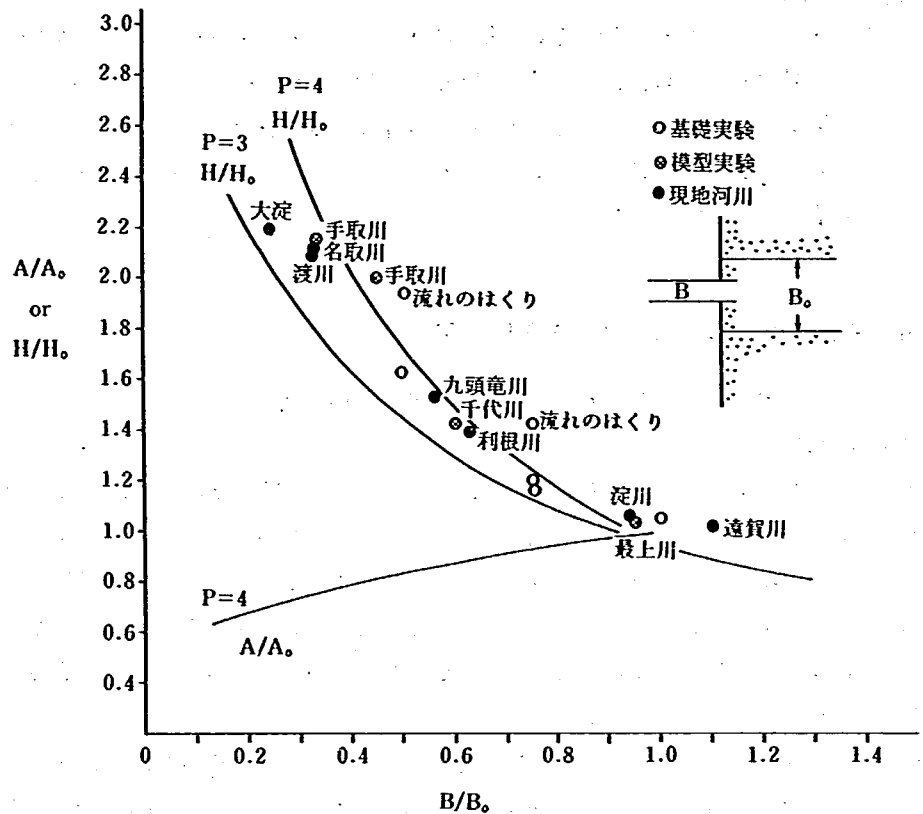


Fig. 7-6 川幅の変化による水深, 河積の変化¹⁰⁾

および q_s は,

$$\varphi, q_s/u, d_m = f(u_*^2/sgd_m, H/d_m, \frac{u_* d}{\nu}) \quad (7-6)$$

と考えると良く, $S=1.65$ の場合, $\varphi, q_s/u, d$ は, 補助編1-6で示すごとく, $u_*^2/sgd_m, H/d_m, u_* d/\nu$ によって複雑に変化する。この関係式をそのまま使うと, 以下の展開がはん雑になるし, 動的平衡断面の近似値さえ知れば, 実用上十分であるので $q_s/u, d$ と H/d_m の関係を次のように簡略化する。

$$q_s = Ku_*^p \quad (7-7)$$

ここで p は, $u_*^2/sgd_m, H/d_m$ によって 3~10 位に動く。

$$u_* \text{ は, } u_* = 1/\varphi \cdot Q/Bh \quad (7-8)$$

であるから, (7-7), (7-8) を (7-5) 式に代入すると;

$$\frac{\partial}{\partial x}(K \cdot \varphi^{-P} \cdot B^{1-P} \cdot H^{-P}) = 0 \quad (7-9)$$

となる。ところで、 φ , K は、場所的に変化するが、 B , H の変化に対し、河床の河床形態（河床波）が変わらないような場合には、その変化は大きくないから定数とみなすと、

$$\partial H / \partial x = (1-P) / P \cdot H / B \cdot \partial B / \partial x \quad (7-10)$$

今河口より上流の水深、川幅を H_0 , B_0 とすると (7-10) より、

$$H / H_0 = (B / B_0)^{(1-P)/P} \quad (7-11)$$

となる。同様に、河口の流水断面積 A は、

$$A / A_0 = (B / B_0)^{1/P} \quad (7-12)$$

となる。河口幅として $B = B_0$ とすると、(7-4) より、

$$H = H_0 = \varphi^{-2/3} g^{-1/3} B_0^{-2/3} I_b^{-1/3} Q^{2/3} \quad (7-13)$$

となり、等流水深である。

Fig. 7-6 より $p=4$ とすれば、ほぼ動的平衡の仮定と実際河川の資料が一致する。このように砂河川で、小流量時には河床材料が動かない所では、平常時に測定した河床高は平均年最大流量程度の洪水流量に対する動的平衡河床高に近いと推定されるが、勾配 1/3,000 以上の砂河川では、小出水でも河床材料が動くので、川幅の狭い所は、出水後埋めもどされていくと思われる、平常時の河床高は出水時より浅くなっている。

砂利河川ではアーマリング現象が生じることや、また洪水時の r_{sm} が大きくても 0.2 程度以下で、 p の値が r_{sm} の値によって大きく変化するので、砂河川ほど単純な関係とはならないと思われる。これらの影響程度については、精度の良い資料が無く良く分かっていない⁽⁸¹⁾。

なお出水時の川幅の変化のある所の平均河床高の変化は、その区間の前後も含めて河床材料が大きく変わらなければ、補助編 1-6 を参照して流砂量の評価式を適切なものとすれば、河床変動計算を行うことによってかなり正確に推定し得る。ただし河床変動計算に当っては、流速係数 φ を適切な値としておかなければならない。たとえば扇状地河川の計画粗度係数は、第 3 章で示した流速係数 φ より評価される粗度係数よりかなり大きくなっており、計画粗度係数をそのまま使うと r_{sm} を大きめに評価してしまう。

(2) 小規模河床波による深掘れ深への影響

十分に発達した小規模河床波の垂直スケール H_b は、実験資料による砂礫の場合は河床材料の粒径の 100 倍程度、砂堆の場合は、水深の 4 割程度、反砂堆の場合は、水深の 8 割程度であり、河川工学上考慮の対象にしなければならないほどの垂直スケールを持っている。ただし河川で生じる水理量 (r_{sm} , H/d) は、河床材料の粒径によって、ほぼその発生範囲が限定されて

いるため、どのような小規模河床波を考慮の対象にするか、またどのような流量時の水理量を考慮の対象にするかが河床材料の粒径ごとに異なる。これについて簡単に述べておく。

i) 砂河川の場合

河床材料の平均粒径が0.3~0.6 mmの河川では、平均年最大流量時には、小規模河床波は砂堆あるいは平坦河床であり、大出水時には平坦と推察される。小規模河床波による深掘れ深への影響としては砂堆を考えておけば良い。ところで砂堆の垂直スケール H_s を移動床の実験結果を使用して示せば Fig. 7-7 のごとくである。ここでは、Gay, H. P., Simon, D. B., Richardson, E. V. 等¹¹⁾の実験、Williams, G. P.¹²⁾の実験および Sten, R. A.¹³⁾の実験の内 B/H が3以上の実験結果より、 H_s/H_m と τ_* 、 H/d の関係が示されている。なおここでは、実線は、 d_m が0.4~0.6 mm の場合のを示し、破線は0.9~1.5 mm の場合を示している。

砂堆の波形は、ほぼ三角形形状であるので、平均河床 H_m に対して砂堆の底は、 $\frac{H_s}{2}$ だけ深いことになる。 d_m が0.3~0.6 mm の河川の平均年最大流量時の τ_{*m} は0.9~1.8 程度であるので、このような水理量の場合には、平均水深（砂堆による凹凸を平均した水深）の2割程度の深掘れが生じると考えておく必要があると思われる。

ii) 粒径1~3 mmの粗砂を河床材料に持つ河川

粒径1~3 mmの粗砂を河床材料に持つ河川は、洪水時には砂堆が発生する。洪水時の τ_{*m} は0.5~1.5 程度と思われるので、平均水深の1.5~2割程度の深掘れが生じよう。なお斐伊川での音響測深器による砂堆の波高 H_s の観測結果を Fig. 7-8 に示す。この結果は実験室資料に比較して波高が小さいものが多い。この原因は、波高 H_s を約100 mの区間で測定された波高を平均したものとしており、実際の砂堆は3次元的形態を持つことがあるので砂堆の最大波高を測定していないことによるものと思われる。観測されたものの波高の内最大なものを取ると実験値より大きく、Fig. 7-7 の $d_m=0.4\sim0.6$ mm の場合に相当する値となっている。

iii) 河床材料が1 cm以上の河川

砂利河川の場合、河床勾配が1/250以上の扇状地河川では、出水時には一部反砂堆が発生するが、その形態は、恐竜の背びれのような水面のもり上がりが流下方向に連続する形を取ることが多い。一般にこの発生場所は流速が速かつ幾分浅い所であり、河岸近くにはあまり発生しないようであること、また中規模河床波のスケールの方が大きいので河川工学的に（河岸侵食対策として）は、小規模河床波に対する配慮はそれほどいらないと思われるが、反砂堆は保存性が悪いので、その特性についてはまだ良く分かっておらず、今後の調査を待つ必要がある。

河床勾配が1/400以下の砂利河川では、大出水時に砂堆が発生すると考えておかなければならない。ただし大出水時でも τ_* は0.10~0.25 程度であるので Fig. 7-7 より砂堆の発生により平均水深の1割前後の深掘れ ΔZ が生じると考えておけば良いと思われる。

iv) 洪水の不定流の影響

日本の河川は流域面積が小さいため、洪水の流下時間は短く、小規模河床波のスケールが大

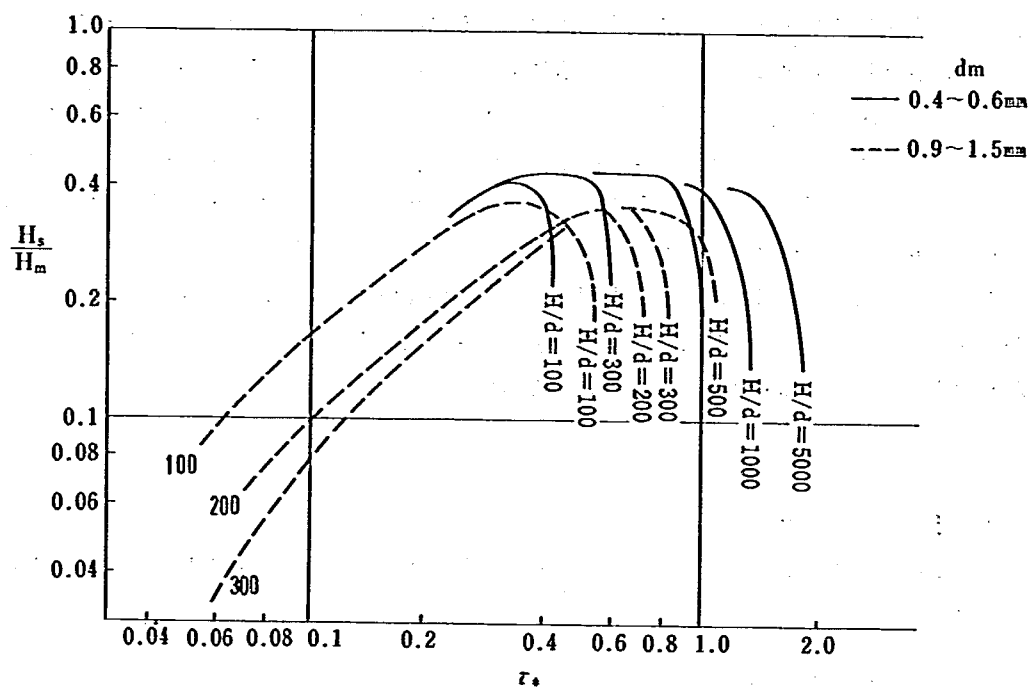


Fig. 7-7 砂堆の波高の詳細図

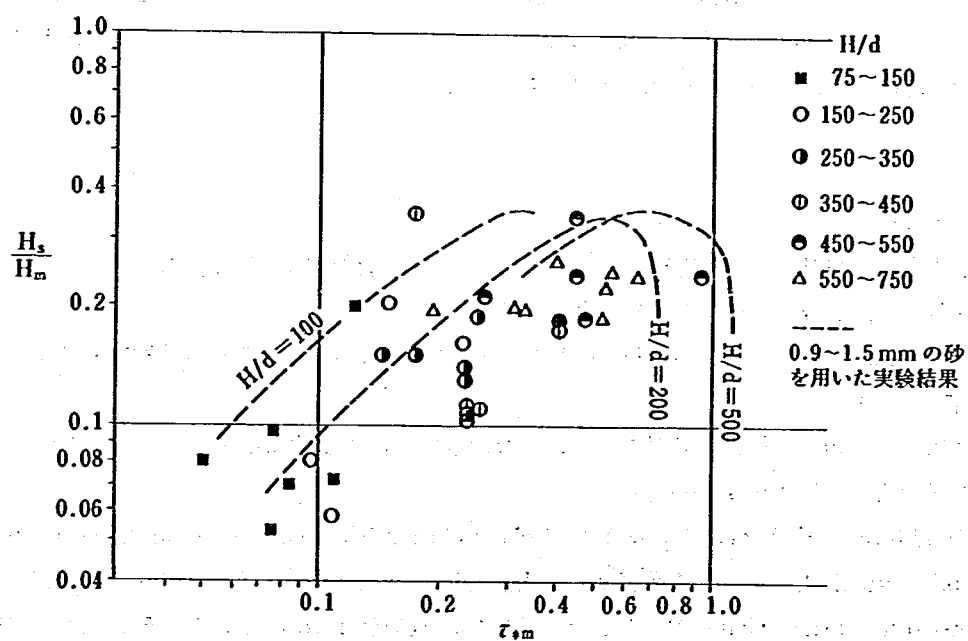


Fig. 7-8 斐伊川における砂堆の波高

きいと、洪水時の水理量に対して、それに対応する平衡な状態の小規模河床波にまで変化しないうちに水理量が変化してしまうため、水理量とそれに対する小規模河床波には応答遅れが生じる。従って洪水時に発生する最大の小規模河床波は、それを形成しようとした水理量に対応するものより多少小さめのスケールの河床波と思われる。砂堆の場合、河床材料が同一であれば、水深の深い河川（勾配の緩い河川）ほど、そのスケールが大きくなるので、水理量の変化に対する砂堆の応答遅れが大きくなる。

この応答遅れについては、ほとんど明確になっていないが、低水路満杯流量以上では掃流力が大きく、したがって流砂量も多いので、小規模河床波による深掘れ量を評価する場合、応答遅れをそれほど厳密に考える必要は無いと思われる。

注 1) 狭さく部の勾配

上流の河床勾配を I_0 、下流を I とすれば、動的平衡で、河床材料の粒径が変わらなければ、

$$I/I_0 = (B/B_0)^{\frac{P-3}{P}}$$

となる。 P は 3 以上であるので、川幅が狭くなると、その勾配は緩くなる。

大井川 19~20 km の狭さく部¹⁾、富士川 3~3.8 km の狭さく部 (Fig. 8-4 参照) は、狭さく部前後の河床勾配より緩くなっている。またこの 2 つの河川は扇状地部の河床勾配が、直上流の山間部より急である。山間部では山脚の存在によって川幅が下流扇状地に比較して狭いため、勾配が緩くなったと判断される。

参 考 文 献

- 1) 山本晃一, 1981; 河道特性論ノート (1), 土木研究所資料第 1625, pp. 217-300.
- 2) 深見親雄, 坂野章, 1979; 未発表実験資料.
- 3) 須賀堯三, 馬場洋二, 1969; わん曲部の河床変動について, 第 23 回建設省技術研究会, pp. 593-597.
- 4) 池田駿介, 1974; 移動床河川の弯曲部における二次流と動的横断平衡河床について, 土木学会論文集第 229 号, pp. 56-65.
- 5) Konditerova, E. A. and Popov, I. V., 1966; Relation between changes in the horizontal and vertical characteristics of river channels, Transactions of the State Hydrologic Institute (Trudy GGI), No. 136, pp. 214-230. Soviet Hydrology, No. 5 1966, pp. 515-526.
- 6) Speight, J. G., 1965; Flow and channel characteristics of the Angabunga river, Papua,

Journal of Hydrology 3. pp. 16-36.

- 7) 山本晃一, 野積尚, 林敏夫, 1975; 手取川河口処理に関する水理的検討, 土木研究所資料第 1069 号.
- 8) 須賀堯三, 山本晃一, 西田祥文, 高橋晃, 浅野富夫, 坂野章, 1983; 斐伊川放水路模型実験報告書, 土木研究所資料第 1926 号.
- 9) 山本晃一, 1976; 河口の断面特性, 第 23 回海岸工学講演会, pp. 284-290.
- 10) 山本晃一, 1978; 河口処理論 (1), 土木研究所資料第 1394 号, pp. 47-52.
- 11) Guy, H. P., Simons, D. B., and Richardson, E. V., 1966; Summary of alluvial channel data from flume experiments, U. S. Geological Survey Professional Paper 462-1.
- 12) Williams, G. P., 1970; Flume experiments on the transport of a coarse sand, U. S. Geological Survey Professional Paper 562-H.
- 13) Sten, R. A., 1965; Laboratory studies of total and apparent bed load, Journal of Geophysical Research, Vol. 70, No. 8, pp. 1831-1842.
- 14) 木下良作, 1978; 大井川河床形態と洪水流に関する検討業務報告書, 建設省中部地建静岡工事事務所.

第8章 人的作用による河道特性の変化

近年、河川、流域で行われる人間の諸活動は非常に大きなものとなった。特に流域の土地利用、水利用の高度化のために行われるダムの建設、河道掘削、河道整せい、放水路はその最たるものである。このような人間の河川に対する働きかけは、河道特性そのものを変えるほどになった。これらの人的作用が河道をどのように変えて行き、どこに影響を与えるかを予測し、その評価を行うことは重要な問題といえる。

ところで第5章において河道の各 segment での土砂の運動形態、河岸及び高水敷堆積物の質と、第4章で述べた洪水時に河床に働く掃流力と粒径の関数が整合することを述べた。このことは沖積地を流れる河川は、この関係になるように河道を形成していくものと考えられる。

本章においては、河道を人工的に改変した後に生じた河道の変化、及び流量の変化によって生じた河道の変化の実例を通して、このことを確認し、河川及び流域に加えられる人間の諸活動が河道に及ぼす影響の量的予測へのつなぎとする。

8-1 勾配の人工的改変による川幅の変化

蛇行河川 (segment 2 の河川) のショートカットは河床の勾配を変える。一般にショートカットの上流は河床低下、下流は河床の上昇と河幅の拡大が生じる⁹⁾。このようなショートカットを連続的に行うと、迂曲河道の河道距離は、 $1/1.5 \sim 1/2.0$ に短縮される。この場合、考えられる河道の応答は次の4つのケースが考えられる。1つはショートカットによって生じた河床勾配をそのまま維持し、河床材料もあまり変化せず、掃流力の増大を川幅の増大によって調整するケース、2つは河床勾配をそのまま維持し、また川幅もそれほど変化せず、河床材料の粒径が増大し、掃流力の増大を調整するケース、3つは、河岸侵食を生じ、蛇行度を元の河川と同様な値とすることによって掃流力の増大を調整するケース、4つは、河幅や河道位置はそれほど変化せず、河床低下が進行し、勾配を緩くすることによって、あるいは河床に耐侵食力のある物質がある場合には、そこが上流側に対して一時的な侵食基準面となり勾配が緩くなり、下流側に対しては、そこが一種の滝となってそこでエネルギー損失が生じ下流側の勾配が緩くなり、掃流力の増大を調整するケース。このようにショートカットの連続によって生じる河道の応答は種々のケースが考えられるが、新河道の河岸が旧河道の河岸物質とはほぼ同様な物質である場合には、河床の低下が急激に起こるということはないようである。確かに3つ目のケースである再度蛇行を始め、元の勾配に戻った Mississippi 川の場合⁹⁾のように蛇行度を变化させる傾向にあるが、河岸侵食を護岸等によって防いでも河床低下は急激には進まないようである。この原因は勾配の変化をケース1に示す川幅の変化によって流れの強さを調節することにある。以上のことを事例を通して詳述する。

肝属川4~12 km区間は、現在60%通過粒径 d_{60} が0.85 mmの粗砂を持つ河川である。この河は改修以前はFig. 8-1に示されるごとく迂曲河道を持つ蛇行河川であったが、改修によるショートカットの連続によって流路距離が短縮され1937年河床勾配1/2,000であったものが1/1,200に増加した。このショートカットによる肝属川河道の変化について荒木は次のように報告している¹⁾。

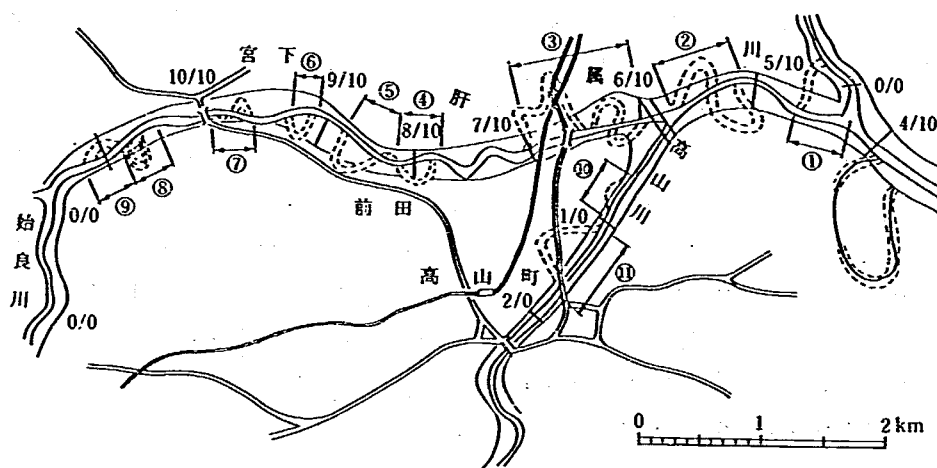


Fig. 8-1 肝属川捷水路要図

河床高の低下はほとんど進まず、安定であったが、川幅はほぼ勾配の変化に比例して大きくなった。つまり、改修後の勾配、川幅の変化量を ΔI_b 、 ΔB とすると

$$\frac{\Delta I_b}{I_b} = \frac{\Delta B}{B} \quad (8-1)$$

の関係がほぼ成立した。なお捷水路の掘削後、戦争のために兩岸を護岸で固めることなく放置され、川幅は自然に調節された。

ところで第4章において、河床材料の粒径がほぼ同一の河川間では、平均年最大流量程度の洪水時に働く掃流力は、ほぼ同一となることを述べた。今、改修前と後で、洪水規模及び河床材料も変わらなかったと仮定し、河床に働く掃流力が同一になるように河道を調節したとすると平均粒径が粗砂である河川では流速係数 ϕ が3-4で示したように勾配 I_b の影響を受けないので(4-7)式より

$$\frac{B + \Delta B}{I_b + \Delta I_b} = \frac{B}{I_b} \quad (8-2)$$

つまり

$$\frac{\Delta B}{B} = \frac{\Delta I_b}{I_b} \quad (8-3)$$

となる。この結果は肝属川の人工的ショートカット前後の河道の変化と一致している。つまり肝属川は勾配の変化をショートカット前の河床に働く掃流力とほぼ同一の掃流力となるように、川幅を調整したことになる。なお荒木の報告によると1951（昭和26年）年11月の河床材料調査では、4.5～7 kmの河床材料が現在より大きく1～2 mmとなっている¹⁾。河道整正の前後で粒径が1.5倍程度変化している可能性がある。ただしこの粒径変化の範囲では第4章で述べたように、 τ_{*m} が d_m にほぼ反比例し、 u_*^2 の値はほとんど変わらないので、たとえ粒径が変化したとしても、川幅の変化はほぼ(8-3)式に従うことになる。

迂曲河道の連続的ショートカットは、このほかにも多くの沖積河川において川幅を増加させる結果となっている。実際に航空写真に写っている旧河道の川幅と現在の川幅を比較してみると、川幅が1.5～2倍程度増加している。例として挙げれば天塩川20～30 km、沙流川0～10 km、利別川2～10 km、雄物川81～88 km、阿賀野川15～30 km等である。Table 8-1に航空写真から読み取った迂曲河道のショートカットによって生じた川幅の変化を示した。なお旧河道の典型的な迂曲したループの曲率半径 r も示した。 r と B の比は2～2.5であるので²⁾、これからも旧河道の川幅を推定し得る³⁾。

Table 8-1 河道の直線化による川幅変化

河 川 区 間	粒 径 d_m	現河道川幅	旧河道川幅	現河道の平面形	旧河道の平面形	現河床勾配	旧ループ曲率半径 R
網路川 38～45km	5～10mm	50～60m	30～40m	直線状	迂曲	1/1,200	50～70m
沙流川 0～10km	10～20mm	250m		直線状	迂曲	1/1,000	200～300m
利別川 2～10km	2～3mm	90～120m	50～70m	直線状	迂曲	1/1,400	150～200m
雄物川 81～88km	20mm	250m	100～120m	直線状	迂曲	1/900	250m
阿賀野川 15～30km	20～25mm	600～750m	200～300m	蛇曲	迂曲	1/800	430～660m
阿賀野川 4～11km	0.6～0.8mm	650m	200～250m	蛇曲	迂曲	1/4,000	450m
加古川 3～8km	30～60mm	300m		直線状	迂曲	1/970	250m
網路川 38～45km	5～8mm	50～65m	30～40m	直線状	迂曲	1/1,100	60～70m

勾配の人工的改变による河道の変化は、新河道の部分の堆積物が、旧河道の河岸物質とある程度似たような材質である場合には、縦侵食よりも側方侵食によって調節され、改变前の平均年最大流量時の τ_{*m} と d_m の関係とほぼ同じ関係になるように川幅を変化させる。

しかし、新河道部の堆積物が、後背湿地やデルタの粘性質の物質あるいは洪積世の堆積物などの場合は、これらの物質が耐侵食力を持ち、川幅が広がらないこともある。このような場合には、河床低下が進むと河床には泥層や洪積層が現われ、そこで河床低下が止まることが多い。一般にこれらの泥層は、床固めと同じ機能を持ち、上流部の侵食を防ぎ勾配を緩くする。

また、そこが段落となり下流の勾配も緩くする。このような例は、関東の荒川中流部で、また鬼怒川下流部で見ることができる。

次に砂利を河床材料に持つ河川で、河口近くを河道掘削し、河口近くの河床勾配が緩くなった場合の川幅の変化について、富士川（平均年最大流量約 $3,300 \text{ m}^3/\text{s}$ ）の例を述べる。

富士川河口部の河道は、1947年時において移動床と見なされる川幅は、Fig. 8-2で示すように0 kmで1,800 m、1.0 kmで1,300 m、1.5 kmで900 m、2.5 kmで850 m有り、下流に向かってラッパ状に広がっていた。ところが1975年時においては0~1 kmで800 m、1~2.5 kmで600 m程度の川幅になり、その後現在まではほぼこの川幅を維持している。1979年10月の出水、ピーク流量 $8,000 \text{ m}^3/\text{s}$ でもこの川幅はほとんど変化が無かった。なぜ川幅が減少しても、その川幅が維持し得たか検討する。

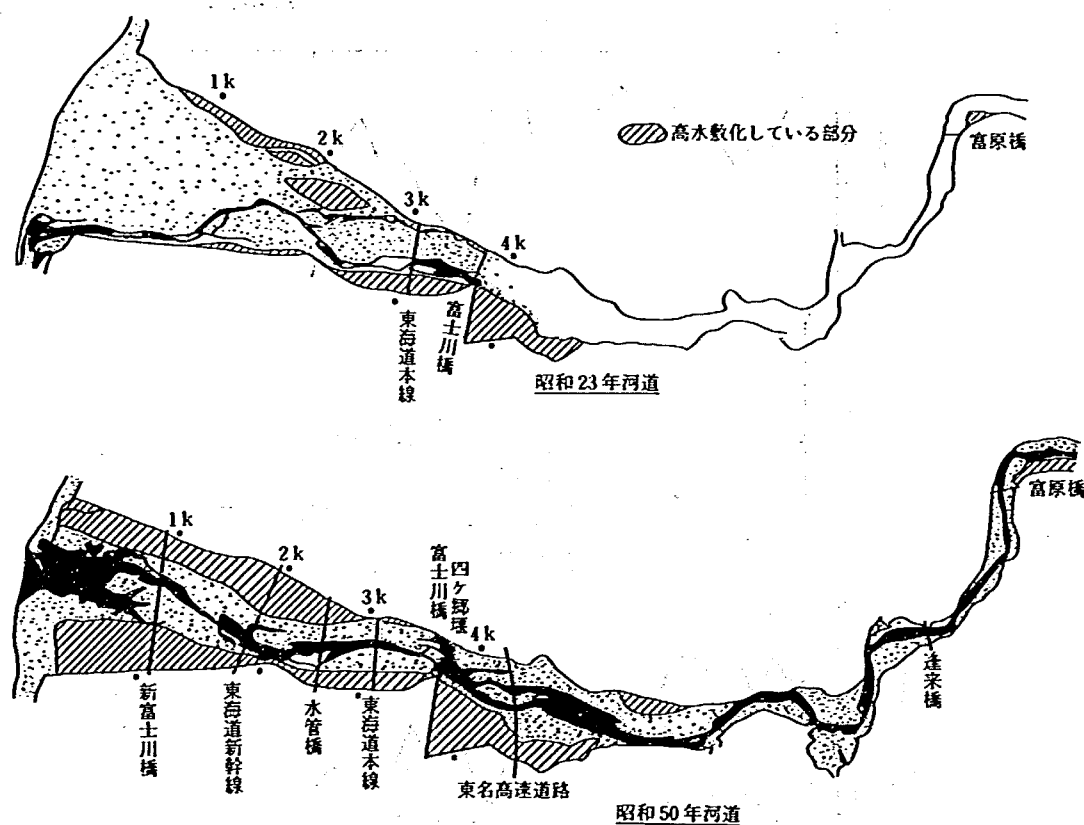


Fig. 8-2 富士川の1947年, 1975年の状況

1968年から1974年にかけて富士川河口部で大量の砂利採取が行われ、この採取によって、0~1.5 kmの区間の低水路の河床勾配は、Fig. 8-3及びFig. 8-4に見るように掘削前の1/215から現在の1/325に変化している。河床材料及び Q が掘削前と後で変わらないとすると(8-3)式より勾配の変化によって川幅は1/1.5でも維持し得ることになる。現在0.5~1.5 km区間の川幅は800 mが維持し得るのは、第一に掘削による勾配が緩くなったことに原因すると判断される。なおFig. 8-2に示すごとく0.5 kmより下流は、海水面の影響を受けて常時水面となっており、河口部は十分に土砂の堆積が進んでいない。さらに河口砂州の存在によるせき上げのため洪水時の実質的な水面勾配は1/325より緩いものと考えられる。1947年時1,400 m~1,800 mであった川幅が現在の800 mが維持し得るのは、この要因も影響しているものと考えられる。

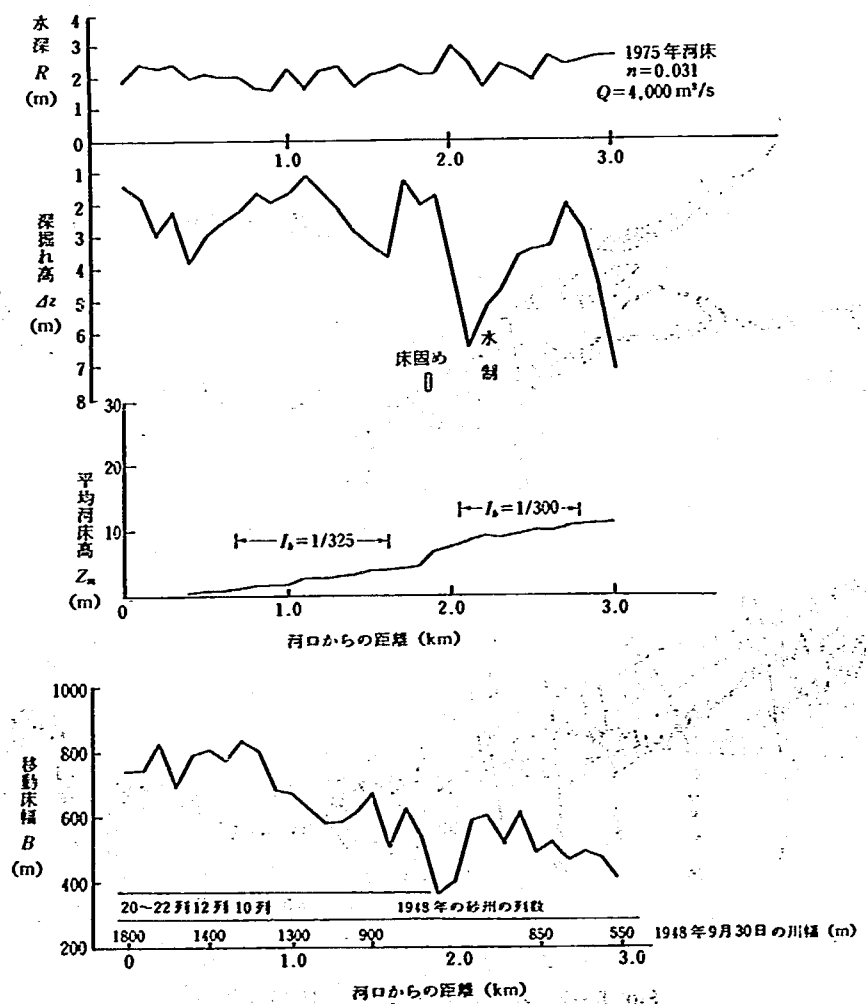


Fig. 8-3 富士川の R , ΔZ , Z_m , B の縦断方向の変化 ($Q=4000 \text{ m}^3/\text{s}$ 時)

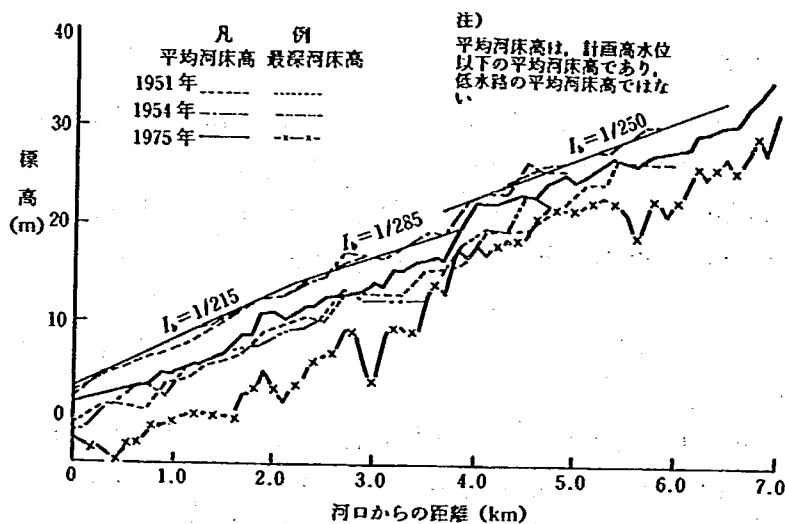


Fig. 8-4 堤防間幅平均河床高と最深河床高の変化

2~3 km 区間の川幅が 550 m 程度になったのは、勾配の変化によるよりも、河床低下によって 3~3.5 km 地点に大湧溶岩が露出し（河床低下前はこの溶岩は露出していなかった）、この溶岩の破碎物質が Photo. 8-1 のごとく河床面をおおい河床がアーマー化し d_m が大きくなり、より大きな掃流力に耐えられるようになったためである。

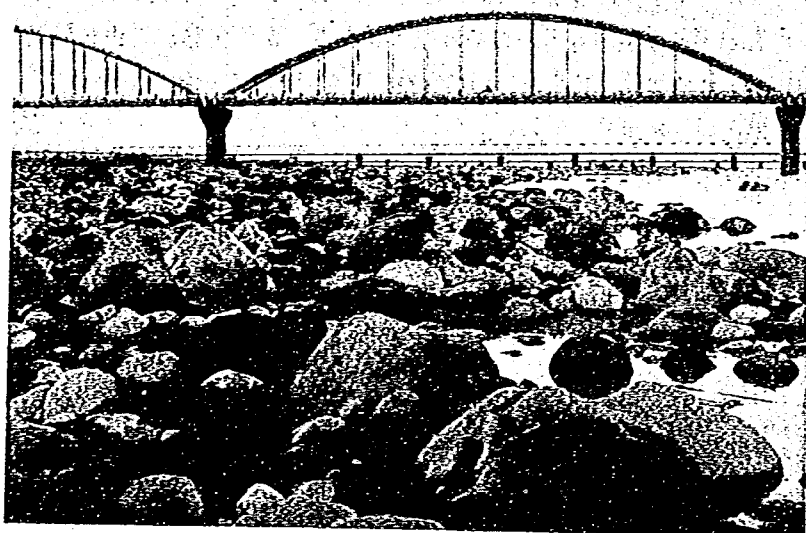


Photo. 8-1 水管橋 3~3.5 km 付近の表層河床材料

8-2 流量の減少

大ダムの建設は、下流の洪水流量を変えるが、日本のダムは上流部に作られるものがほとんどであり、集水面積も大きくないので、下流の平均年最大流量を大きく変えることがなく、流量減少により下流河道特性が、どう変化したかを定量的に判断し得る資料は無いが、上流に大ダムが建設された多摩川や相模川の現在の川幅は、ダムが無かった時代と比べてだいぶ減少している。

ここでは日本の河川ではないが、流量変化が川幅にどのような変化を与えたかを米国 Platte 川の例²⁾によって示す。

Platte 川は、Colorado 山脈を水源として Missouri 川にそそぐ河川であるが、上流部にダムが築造され、またかんがい用水として使われ、洪水流量が減少し、それに応じて川幅が減少した。たとえば Nebraska 州、Overton 付近のプラティー川 ($I_b=1/780$, $d_m=0.07\sim0.1$ cm) は、Fig. 8-5 に示すようにダム建設前の 1915 年から 1924 年間の平均年最大流量は $570 \text{ m}^3/\text{s}$ で、川幅は $1,300 \text{ m}$ であったものが、建設後の 1950 年から 1969 年の平均年最大流量は $160 \text{ m}^3/\text{s}$ に減少し、川幅は 400 m となった。この川幅は川幅水深比が大きく（平均年最大流量時の推定 B/H は 1915~1924 年で 2,200, 1950~1969 年で 730 程度である）、洪水時にはうろこ状砂州が発生し、低流量時には網状河道となる直線河道で、ダム建設によって河床勾配及び河床高もほとんど変化を生じていない。

(4-7) 式によれば、粒径、勾配が変化しなければ流量変化後の川幅は流量に比例する。Platte 川の流量変化に対する川幅の変化は、ほぼこの関係が成立し、河床に働く掃流力が流量減少によってもほとんど変わらなかったことを示している。なお流量減少によって川幅水深比が減少し、それが 100 以上のものからそれ以下になり、かつ流路が自由に蛇行し得る場合は、川幅水深比が 100 前後で、砂州の形態が複列的なものから単列的なものに変化し、河岸侵食が河道の左右岸に交互に生じ、河道の蛇行度 S （水路長を谷長で割ったもの）が増加し、河床勾配が、小さくなるため、川幅の変化率は流量の変化率より大きなものとなろう。

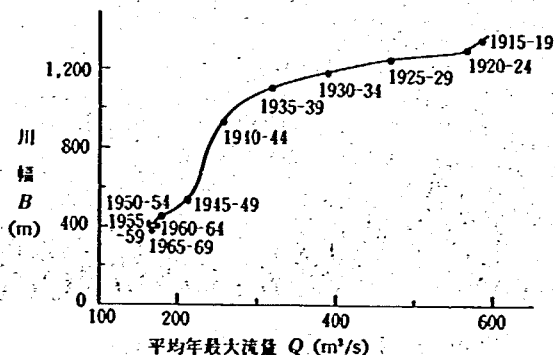


Fig. 8-5 5年平均の川幅と年最大流量の関係, Platte 川, Overton 地点

8-3 河床掘削

昭和35年から昭和45年ごろの高度経済成長期に、骨材として河床堆積物は利用され、河床が低下した河川は多い。この期間はまた上流の砂防工事やダム建設も進んだ時代でもあり、これらの影響が複合的に河道に現われ、河床掘削が河道の特性にどのような影響をあたえたかを実証的に検討することは難しいが、筆者の考えを述べておく。

ほぼ同一勾配を一つの segment の河床高を、低水路幅を変えることなくほぼ同じように低下させた場合には、セグメント内の勾配も変わらず、したがって、平均年最大流量程度の洪水時の河床に働く掃流力も変わらないので、その河道特性を大きく変えるものとは考えられない。ただし大出水時には低水路部の水深が増加するため、水衝部等の深掘れ深等は大きくなる。高水数は水がかぶる回数、水深が減少するため segment 2, segment 3 では高水数上の土砂の堆積速度（高水数高の上昇速度）の減少、堆積物の細粒化の傾向となろう。Segment 1 では、今まで砂・シルトが堆積しなかった高水数に砂・シルトが堆積する場合もあり、逆に高水数の堆積速度が上昇することもあり得ると思われる。

河床低下量に応じて下流の水面高が変わらず、掘削前と同様な水位を持つ場合（たとえば河口近くの河床掘削、頭首工上流の河床掘削）は、そこで侵食基準面が上昇したことになり、そこより上流部で土砂の堆積、下流部では土砂流出量が減少するため河床は低下する。特に砂利を河床材料に持つ所では、通常の洪水時の掃流力が限界掃流力程度の大きさしかないため、下流への砂利分の流送土砂量は一時的には零に近いものになる。砂利河川の河口部の河道掘削は、Fig. 8-6 に示すように河床勾配 I_b と掘削高 ΔZ の積の長さの堆積域が生じるため河口から砂利分の流出土砂量が激減する。河口からの流出土砂量が掘削前と同じ量だけ出てくるためには、河床高が掘削前の高さまでもどらなければならず、その回復にはかなりの時間がかかると考えておかねばならない。

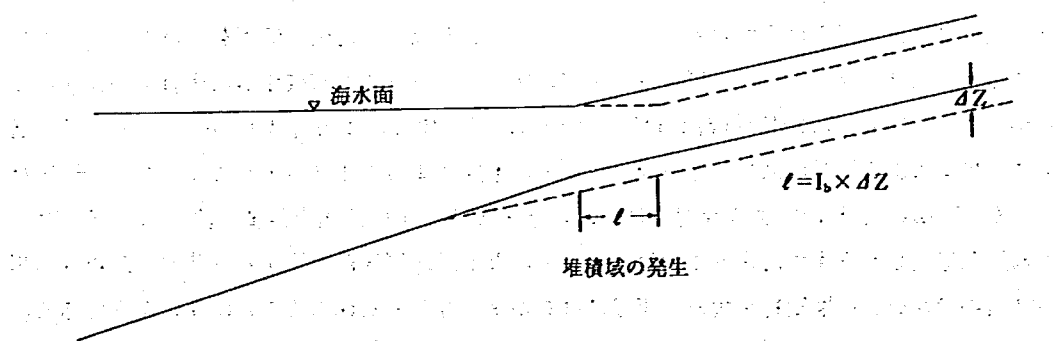


Fig. 8-6 堆積域の発生

河口部の河積を掘りすぎると、そこに働く掃流力が小さくなり、その掃流力に対応するような粒径成分の土砂を堆積し始め、今までの河道特性と異なった新たな segment を形成することもある。たとえば砂河川の河口近くの河積の大幅な増加は、今まで海に出ていってしまったような粒径 $0.05 \sim 0.2 \text{ mm}$ の砂を堆積する場合がある。河口部の河床掘削では無いが、河口近くの埋立てにより河道距離が延び、またそこが海であったこともあって河積が上流部より大幅に大きくなった河川がある。こういう河川では、そこにシルト、粘土分が堆積する。関東の都市河川である鶴見川（流域面積 235 km^2 、本川流路延長 42.5 km ）では、上流の丘陵地帯の宅地開発のため、関東ローム層の侵食が進み、それが河口部の河積の広い所にたまり、河床高の維持管理に苦しんでいる。

また河口近くの砂利河川の河床掘削は、河口近くの河床勾配を緩くし、8-1の富士川の例で示したように川幅を減少させることがある。

8-4 流送土砂量の減少

ダム建設は、下流への流送土砂を減少させ、下流の河床低下を生じさせる。しかしながら日本のダムは山地上流部に建設されるものが多く、途中で支川が入り、また山間部の河道は沖積層の厚さが薄く、河床低下してもすぐ基岩が露出してしまふことや、山間部から出た河川では人工的砂利採取があることによりダム建設による下流部の河道特性がどう変わったかについて、実証的資料を通じて明確に述べるということは難しい。ここでは、外国の河川の例をも引用して、流送土砂の減少が下流河道特性におよぼす影響について述べてみる。

山間部の谷底を流下している天龍川秋葉ダム（河口より 46.5 km 地点）下流および佐久間ダム下流のダム建設後の河床変動、河床表層および表層下の河床材料の調査によると³⁾、有力な支川の流入がなければ、ダム下流の河床は、ほぼ平行に河床が下がり（区間長としては秋葉ダムで 6 km 程度、佐久間ダムで 2.5 km ）、その平均河床高の低下量は $2 \sim 3 \text{ m}$ 程度で、ダム建設後 $4 \sim 5$ 年で河床低下が止まっている。これは河床材料の内、大粒径の移動しえない河床材料（C 集団）が河床表面をおおいアーモークートを形成し、河床の低下を防いでしまうからである。またアーモークートの厚さは、表層のアーモークートを形成する河床材料の粒径程度しかない³⁾。このように河床材料が砂利の場合にはダム建設による谷底河川の河床低下は、通常ダムによる洪水流量の減少とアーモークートの形成によって止まってしまう。ただし河床材料に C 集団が含まれないような場合には、流送土砂の減少は流送土砂量と流量に対応した平衡勾配が形成されるまで河床低下を進めることになるが、河床が低下すれば基岩や、現世河川の堆積物でない古い堆積物が現れ、実際にはこのようなことが起こることはないようである。

ダム下流の河床材料が 0.02 cm 前後の河床材料を持つ場合には、Missouri 川の Fort Randall ダムの下流部⁴⁾、Colorado 川の Hoover ダムの下流部の河床材料、河道特性の変化⁷⁾を見ると、まず初めに河床の主モードである 0.02 cm 前後の河床材料が急激に河床から抜けでて

しまい、河床は0.04~0.06 cmの砂を主モードにするものになってしまう。従って大きな出水時の小規模河床波も平坦河床から砂堆に変わり、流速係数 ϕ が小さくなっている。なおこの0.04~0.06 cmの砂も移動してしまえば河床は、基岩あるいは砂利、玉石で覆われていくことになる。

扇状地河川の場合には、扇頂部では上流からの流送土砂量の減少によって河床低下が進み、河床のアーマー化が進行し、砂州の移動が不活発となり、流路の固定化、河幅の減少が進むが、河床低下量はそれほど大きなものではないようである。これはダムによる洪水の平滑化と沖積層を流下する砂利河川では、洪水時の無次元掃流力が限界掃流力に近いためアーミングによって静的平衡断面にすぐ近づいてしまうためである。治水容量の大きいダムの下流ほど、また砂利成分の淘汰度の悪い（河床材料の均一性が悪いこと）ほど扇頂部の河床低下が小さいと思われる。扇端部では、扇頂、扇央で侵食された土砂が堆積するため、引続き河床は上昇傾向を続ける。なおアーマーコートが破壊されるような大出水時には急激な河床変動を生じよう。

扇状地下流の砂を河床材料に持つ segment 2 の河道区間では、砂分の供給低下によって、segment の上流部は河床の低下が進むが、これも砂の内に多少とも砂利分があれば、砂利分によって河床はアーマー化され、また古い堆積物（洪積層）などが現われ河床低下は止まり、河道の種々の特性が変わっていくことになる（川幅の減少、洪水時の流速係数の変化、蛇行特性の変化等が考えられる）。

以上のことは、流送土砂量の減少による下流の河道特性の変化を考える場合には、流送される土砂の内、どの成分のものが減少するのか、それが考察の対象にしている地点の河床材料のどの成分（粒径集団）に当たるのか、河床材料はどんな成分をどのくらいの割合で持っているのか、また、その地点が segment 内のどこに在るのかについての十分な検討が必要なことを示している。

8-5 河道への人的作用とその応答の方向

前節までに述べたように、Fig. 4-1 の粒径と掃流力の関係から大幅にずれるような河道の人工的改変を行うと、河道は、改変された状況を、同図の粒径と掃流力の関係にもどるように応答する（人工的改変に対する河床の応答を考える場合、対象とする現象の違いによってそれが現われてくる応答速度が異なることに注意しておかなければならない。たとえば河道掘削による水位変化は即時的であるが、掘削された河床の変化は、より時間がかかる。ここではスケール1~100年程度の現象、また空間スケールとしては、一つの segment の長さ程度と考えておく。）。ただし、そのもどり方には種々のケースが考えられるので、segment ごとにどのようなケースが生じ易いかを知る必要がある。

河道特性の変化に関する事例が少ないため、十分実証的にこの変化方向について述べること

ができないが、第5章～第7章の検討および少ないながら事例を踏まえて、河岸の侵食が許されている沖積河川で、流量 Q および対象としている segment の河床材料を構成している土砂の上流部からの流下量 Q_s が変化した場合、その segment の特性がどう変わるか示してみよう。

Table 8-2 および Table 8-3 は Q_s 、 Q が変わったとき、segment 1 (扇状地)、segment 2 (蛇行帯) で、河道がどう変化するかを概念的に示したものである。ここで+は増加、-は減少、0は変化なしを示す。なおデルタを流れる河川ではデルタ底置層の粘土層の影響や、堆積面の前進等の非平衡性をその segment 自身が持っていることにより、また河道特性の変化に関する事例も少ないので、 Q_s 、 Q が変わることによって、河道特性がどう変わるか予測していない。

Q_s 、 Q の変化に対して河道は、まず第一に川幅あるいは粒径（どちらが早いかは、河床材料の混合度やB、C集団の上流の segment からの流入量や河岸物質の特性によろうが、良くわかっていない）が応答し、それによって川幅水深比が変化し、次に蛇行度 S の変化が現われ、最後に土砂濃度 C (Q_s/Q) の変化による河床の上昇、あるいは低下が現われるようである。Table 8-2、Table 8-3の記述に当っては、このことも意識して記述している。このことを例によって詳しく説明してみる。

Table 8-2 セグメント I における変化方向

地形 変化 するもの	扇 状 地
Q_s^+	$C=Q_s/Q$ が変わらなければ、 B は Q に比例、 I_b^0 、 S^0 、 d_m^0 、 H^0 、 V_m^0 C^+ であれば、 B はまず Q によって増加、その後 I_b^+ による B の増加が加わる。 H^- 、 V_m^- C^- であれば、 B はまず Q によって増加、その後 I_b^- 、 d_m^+ による B の減少が加わる。 H^+ 、 V_m^+
Q_s^- Q^-	C^0 であれば、 B は Q に比例、 I_b^0 、 S^0 、 d_m^0 、 H^0 、 V_m^0 C^+ であれば、 B はまず Q に比例して減少するが I_b^+ によって B の多少の増加。 H^- 、 V_m^- C^- であれば、 B はまず Q に比例して減少するが I_b^- 、 d_m^+ による B の減少が加わる。 H^+ 、 V_m^+
Q_s^- Q^+	B は流量増による増加要因と、 I_b^- 、 d_m^+ による減少要因あり、どちらが強いかにによって川幅の変化が異なる。 扇頂河床低下、扇端河床上昇、 V_m^+
Q_s^+ Q^-	B は流量減による減少要因と、 I_b^+ による増加要因あり、河床上昇、 V_m^- 、 H^-
Q_s^+ Q^0	I_b^+ による B の増加、河床上昇、 V_m^- 、 H^-
Q_s^0 Q^+	Q^+ による B^+ の要因があるが、 d_m^+ 、 I_b^- による減少要因あり、 V_m^+ 、 H^+

Talbe 8—3 セグメント II における変化方向

地形 変化するもの	中 間 地 (蛇行帯)
Q_s^+ Q^+	$C=Q_s/Q$ が変わらず, B/H が 100 以上であれば B は Q に比例, $I_b^0, S^0, d_m^0, H^0, V_m^0$ であるが, B/H が 100 以下であれば, S が減少し, I_b^+ となり, B はより増加する。 C^+ であれば, C^0 と同様な現象がまず生じるが, C^+ による I_b^+ による B の増加がより加わる。 H^-, V_m^0 C^- であれば, C^0 と同様な現象がまず生じるが, その後 I_b^- による B の減少が, またアーマ化による d_m^+ の場合には, これによる B の減少も加わる。
Q_s^- Q^-	C^0 で, B/H が変化後で 100 以上であれば B は Q に比例, $I_b^0, S^0, d_m^0, H^0, V_m^0$ であるが B/H が 100 以下になるような場合には S が減少し I_b^- となり, B はより減少する。 C^+ であれば, C^0 と同様な現象がまず生じるが, C^+ による I_b^+ による B の増加が加わる。 H^-, V_m^0 C^- であれば, C^0 と同様な現象がまず生じるが, その後 I_b^- による B の減少が加わる。またアーマ化による d_m^+ の増加があればより B の減少が進む。
Q_s^- Q^+	B は流量増による増加要因と C^- による I_b^- による減少要因あり, まず Q^+ の現象が現われ, C^- による I_b^- が続く。河床低下によるアーマ化が生じる所では, これによる川幅減少もある。 S は, B が増加すれば S^- , 減少すれば S^+ となる。従って, I_b の変化方向は C^- にするものと S の変化量の 2 つの影響を受ける。
Q_s^+ Q^-	B は流量減による減少要因と C^+ による増加要因あり, まず Q^- の現象が現われ, これによる B^- による S^+ , I_b^- が続き, C^+ による I_b^+ , B^+ の要因が続く。
Q_s^+ Q^0	C^+ による I_b^+ , これによって B^+ , S^- , 河床上昇
Q_s^0 Q^+	Q^+ による B^+ の増加, $(B/H)^+$, S^- , I_b^+ がまず現われるが, C^- による I_b^- による B^- , $(B/H)^-$, S^+ , I_b^- の影響が続く。アーマ化による d_m^+ があると後者の影響はより大きくなる。

なお以下においては, ある量が増加する場合は+, 減少する場合は-, 変化しない場合は0を, ある量の記号の右上に付すことによって示してある。

(1) segment 2 において Q_s^+ , Q^+ の場合 (Table 8—2)

Q_s と Q が増加する場合, まず土砂濃度 C の変化に対する考察が必要である。 C が変化しない場合で, 変化前の B/H が 100 以上であれば, 河道の平面形はほぼ直線水路であり, また河床勾配は変化せず (河床勾配は 5—1—2 [2] で述べたように直線水路では C の関数と考えられる), 川幅は Q に比例して広がり, 水深, 粒径, 流速もほとんど変化が無いと思われる。しかしながら変化前の B/H が 100 以下であれば, 河道の平面形は蛇行しており, また河道の蛇行度 S は B/H が小さいほど大きいため, 蛇行度は減少し, I_b は増加, そのため川幅 B は流量に比例するより大きく拡大すると思われる。

C^+ の場合は, C^0 と同様な現象がまず生じるが, C^+ により河床勾配が増加し, それによって

Table 8-4 人工的变化に対するセグメントの応答

地形 人工 的变化	扇 状 地	中 間 地（蛇行帯）
B^+	低水路内に Q , Q_s に対応した河道幅を作ってしまう。	最終的には扇状地と同様であるが、河岸堆積速度が扇状地ほど速くないので、拡張に合わせた中規模河床が形成し、蛇行特性が変わる。特に単列の砂州発生条件であった所が、複列の条件に変わる場合には注意が必要である。
I_s^+		cut-off の連続は、 I_s^+ となり、 B^+ となる。河道が固定あるいは対侵食性が強い場合には、河床低下が進む。フーマー化による d_m^+ となることもある。
B^-	低水路のフーマー化 dm^+ , I_s^- の方向となる。	扇状地と同様の傾向、蛇行特性の変化。
A^+	河口近くで河床掘削、川幅の増加を行うと、粒径の急変（砂利から砂へ）が現われることあり、砂利分の河口からの流出の急減を生じる。	河口近くで河床掘削、川幅の増加を行うと、粒径の急変がまず第一に現われることあり。（新しい segment の発生）砂からシルトに変化する。河床は上昇の傾向。

河幅 B が Q に比例するより大きく拡大しよう。

C^- であれば、 C^0 と同様な現象がまず生じるが、その後 I_s が減少し、それによる B の減少が、また河床材料がフーマー化による d_m^+ となる場合には、これによる B の減少も加わろう。

以上のように Q_s および Q の変化に対する河道の応答は、非常に複雑と考えられる。また土砂供給源での土砂生産量の変化による河道特性の変化は、上流の segment から徐々に伝わってくるものではなく、各 segment の主モードの河床材料の上流からの伝播速度の差（シルト・砂・砂利ではその移動速度が異なる。）によって下流側の segment の方が上流の segment より先に変化することもある。

日本の河川は、横方向の河道の移動（河岸侵食となる）を護岸等によって防いでしまうため前述の Table 8-2, Table 8-3 のような変化方向を示さないことが多い。そこで Table 8-4 には、人工的に河道のスケールや勾配を変えるとどうなるかを示しておいた。

注 1) 曲り角 90° の管路においては、湾曲部の r/D が 2 以下になると曲りによる流れの損失が急増する。つまり 2 程度以下になると湾曲部の内湾側で流れがはく離する。ここで D は管路の直径である。

自然河川においては、流れがはく離するとそこに浮遊砂等が堆積してしまうので、迂曲したループの r/B の比が 2 以下にならないことが説明し得る。但し、このようなことは、

川幅が蛇行帯であまり変化が無く河岸線も滑らかな場合に妥当性があるが、川幅が湾曲部で変化するような河川、あるいは河岸線があまり滑らかで無い砂州の発達の顕著な河川では、 r/B が1程度になる場合もある。

参 考 文 献

- 1) 荒木正夫, 1952; 肝属川の河床平衡に関する考察, 第6回建設省直轄技術研究会, pp. 289-304.
- 2) Williams, G. P., 1978; The case of the shrinking Channels, U. S. G. S. Circular 781.
- 3) 山本晃一, 1976; 急流河川の河床材料調査法と表面粒度特性, 土木研究所報告第147号, pp. 1-20.
- 4) 安藝皎一, 1944; 河相論, 常磐書房, pp. 118-142.
- 5) 山本晃一, 1981; 河道特性論ノート〔I〕, 土木研究所資料第1625, pp. 174-187.
- 6) 山本晃一, 安田毅彦, 1981; 河道特性論ノート〔II〕, 第1編, 土木研究所資料1745号, pp. 58-147.
- 7) Leopold, L. B., and Wolman, M. G., 1960; River meanders, Geol. Soc. Am. Bull., Vol. 71, pp. 769-794.
- 8) Dury, G. H., 1964; Principles of under fit streams, U. S. Geological Survey Professional Paper 452-A.
- 9) Mackin, J. H., 1948; Concept of the graded river, Geol. Soc. Am. Bull. 59, pp. 463-511.

第9章 河道特性調査の意義と方法

— 荒川中流部の河道特性調査を通じて —

第2章から第8章までにおいては、河道特性の共通性について論じてきたが、本章においては、個別河川の河道特性の把握を河道特性量という具体的な量的指標を用いて行う方法を、荒川中流部の調査事例⁹⁾を使って示す。さらに個別河川の河道特性調査は、河川の処理に関する技術的な問題を解決していく基本的な調査であることを、荒川の護岸の考え方に応用した例を用いて示す。

9-1 河道特性調査の目的と意義

河道特性に関する知識は、個々の河川の調査を通して次第に一般化され、共通認識に練り上げられていくものである。従来、多くの河川について種々の調査が実施されてきており、その調査資料はおびただしい量にのぼる。個別の河川についての様々な調査は、その河川の河道特性の調査そのものではあるが、そこで得られた調査資料は、河道特性の特殊相を示すものと言える。

それらの調査を有機的に結びつけ、個別河川の全体像を浮かび上がらせ、かつ河道特性の共通認識を作り出していくためには、多くの河川についての情報の整理と比較検討が望まれる。河川を上流から下流まで一貫して捕らえた河道情報の解析が、全国の河川について行われることになれば、個々の河川の特殊相もまた、一層明確に認識されるものとなろう。

もしある程度共通の基準と形式をもって、全国の河川の河道特性調査がなされるならば、沖積河川に関する認識は急速に進展するものと思われる。また個別の河川の治水・利水計画等に当たっても、次のような利点を生むものとなろう。

i) 対象とする河川の河道特性を上流から下流まで調査することにより、その河川の全体像が浮かび上がり、上・下流一貫した河道計画、治水計画、河川総合計画等に役立てることができる。

ii) ある程度、共通の基準で河道情報が整理されるため、他の河川の河道特性の把握および相互の比較が容易になる。また他の河川の経験を利用したり、技術的な議論を行うことに共通の基盤を提供することになる。

iii) 人間活動のインパクトが河道に及ぼす影響について判断しやすくなる。また過去に行った河道の人工的改変や河川工事の影響がつかみ易くなる。

iv) 河川構造物の設計に当たっては、設計条件をつかみ易くなる。

v) 河道の地形情報は、はんらん原の情報として利用でき、はんらん原（洪水危険地域）管理計画を立て易くなる。

vi) 土砂の動態がつかみ易くなる。

このような個別河川の河道特性調査を通じて、河道特性の共通認識が整理されて行けば、また我々の河川に対する働きかけの方法論（技術体系）も提示されていくことになる。

上述したような目的のもとに、全国の河川の河道特性調査を進めるためには、調査の内容、収集すべき資料の種類及び記述の形式等の共通の基準を設定する必要がある。

河道特性調査の内容は、前章までに述べた内容を含み、河川の全体像が浮かび上がるものであれば良いわけであるが、ここでは個別河川の河道特性調査として行われることが望ましい項目を、目次の形で挙げておく。

目 次

〇〇河の河道特性

1 章 河川および流域の概況

1-1 河川の概況

河川の位置、流域面積、河川長等に関する記述

1-2 流域の地形、地質

1-3 流域の地形発達史

1-4 〇〇川の河道変遷史

1-5 流域の土地利用の変遷

1-6 河川の利用状況

2 章 水文資料調査

2-1 降雨特性

2-2 洪水特性

過去の洪水、はんらん形態の記述

2-3 流出特性

流出率、平水、豊水、平均年最大流量、計画高水流量、確率流量に関する記述

2-4 流量と水位

H-Q の関係、河道低水路及び高水敷の粗度に関する記述

3 章 洪水時の営力と河道

3-1 河床材料

3-2 低水路幅、高水敷幅

3-3 河床勾配と河床高

平均河床高は、低水路の平均河床高とする。

3-4 洪水時の河道特性量

洪水時の水深、流速、 τ_{bm} 、 u_*^2 、 H_m/d_m 、 B/H_m 、粒径、深掘れ高 $4Z$

平均年最大流量時（あるいは bankfull discharge 時）と計画高水時の水理量の縦断方向の変化記述、図表化

3-5 河道特性量から見た河道の segment 区分

4 章 高水敷の特性

4-1 高水敷の平面形

4-2 高水敷の土質構造

4-3 河岸近くの表層堆積物と河岸物質

4-4 高水敷の微地形と堆積物

4-5 高水敷の植生

4-6 計画高水時の高水敷の水理量

水深・流速等の評価

5 章 河道の平面形

5-1 低水路の平面形状と砂州およびみお筋

5-2 河岸侵食位置及び侵食形態

5-3 洪水時の流況と平面形

水衝り、航測写真解析

6 章 各 segment の流砂形態と河床変動形態

6-1 各 segment の流砂形態

6-2 縦断形変動形態

6-3 土砂収支

6-4 河床変化の方向

7 章 その他

河道の人工的改変とその影響に関する記述

大出水時の低水路、高水敷の変化及び堆積物、植生の破損状況

河川構造物の設置位置、特に護岸構造物の復旧箇所等の記述

水質と水生動植物に関する記述

治水・利水史の情報

基本的には河道特性調査を利用する目的に応じて調査項目を選定する。

なお以下に述べることは、筆者が実際に河道特性調査作業を通して、作業の能率化、また作業方針の統一化のためには、留意しておいた方が良く考えたことを記したものである。

(i) 洪水時の営力と河道の関係を調査する場合、代表洪水流量として、平均年最大流量程度の流量とすること。この流量が、河道形成流量と言うわけでは無いが、ほぼ低水路満杯流量に近いこと、またこの流量が河道特性を記述しやすいこと、資料が得られやすいこと、今までの河道特性調査資料をむだにしないためにも、今後も、この流量を使って行くべきであろう。なお、治水計画のためには、計画高水流量時の種々の水理量も求めておくことが望ましい。

(ii) 河道特性調査に当っては、あくまでも低水路の河道スケールを使って河道特性を記述すること。たとえば平均河床高は低水路の平均河床高とすること。また川幅水深比も、低水路幅

で求めておくこと。扇状地河川の低水路幅の決定は非常にむずかしいが、植生や横断面図、航空写真、不等流計算等によって総合的に判断すること。

(iii) 低水路の流速係数 ϕ を適確に判断すること、実測資料の解析や、本編3章、補助編第1、2章参照のこと、なお扇状地河川の計画粗度係数は、実質的な粗度係数よりかなり大きい。これは水位痕跡より粗度を求めたためであり、その中には砂州の存在による左右岸水位差や、表面波の影響を含んでいる。河道特性調査に当っては、実質的な粗度を使って水位等を計算したい。(水位計画のための計画粗度が実質粗度と違っても、それはそれで工学的な意味を持っている。)

(iv) 平面図に横断面図を書きこんだ図を必ず作成すること。これによって平面形状がおおよそ深掘れ位置や砂州形態等が明確になる。この場合の縮尺および横断面形の縦横比は次の値を基準にすると良い。

○川幅 100 m 以下の場合、平面図のスケール 1/2500、縦横比 10

○川幅 100 m ~ 500 m の場合、平面図 1/5000、縦横比 10

○川幅 500 m 以上、平面図 1/10000、縦横比 20

なお縦横比の違いによって横断面形状の印象が大きく異なるので歪度が有る横断面図を見る場合には、それを元の歪度 1 の横断面形状を想像する努力が必要である。

(v) 平面図に横断面図を書きこむ場合、横断面図は平面図上のその断面の測線がちょうど平均年最大流量時の水位の位置になることが好ましいが、計画高水位でも良からう。また必ずその測線位置が標高いくつに相当するか、図に記しておくこと。

(vi) なるべく一枚の平面図に多くの情報を書き込むこと。たとえば、横断面図、護岸位置図、最深線、砂州の平面位置図など。

(vii) 河道特性の縦横方向の特性値を図表化する場合には、すべての特性値を同一縦断方向スケールのグラフに描くこと。たとえばある特性値を区間距離 1 km をグラフ上の横軸で 1 cm として描いたら、すべてのグラフの横軸は区間距離 1 km は 1 cm とすること。

次節以下では、本節で述べた意図のもとに河道特性調査を行った関東の荒川中流部の検討結果より主要な所を述べ、個別河道特性調査の意義を示すこととする。

9-2 荒川の概要と地形

荒川水系は、関東平野の西部に位置し、利根川、多摩川水系に接している。わが国の政治、経済、文化の中心である首都東京をひかえ、治水、利水の役割は、極めて大きいものがある。荒川は、Fig. 9-1 に示すようにその源を秩父山地の甲武信岳（標高 2,483 m）に発し、中津川、赤平川などの支川を合わせ秩父盆地を北流し、長瀬を経てさらに、熊谷市の西部で平野に出て東南に流向を変え、武蔵野台地、大宮台地に挟まれた低地帯を通過して都内に入り、北区志茂町で隅田川を分派したのち、東京湾に注いでいる。支派川は、入間川、新河岸川、隅田川な

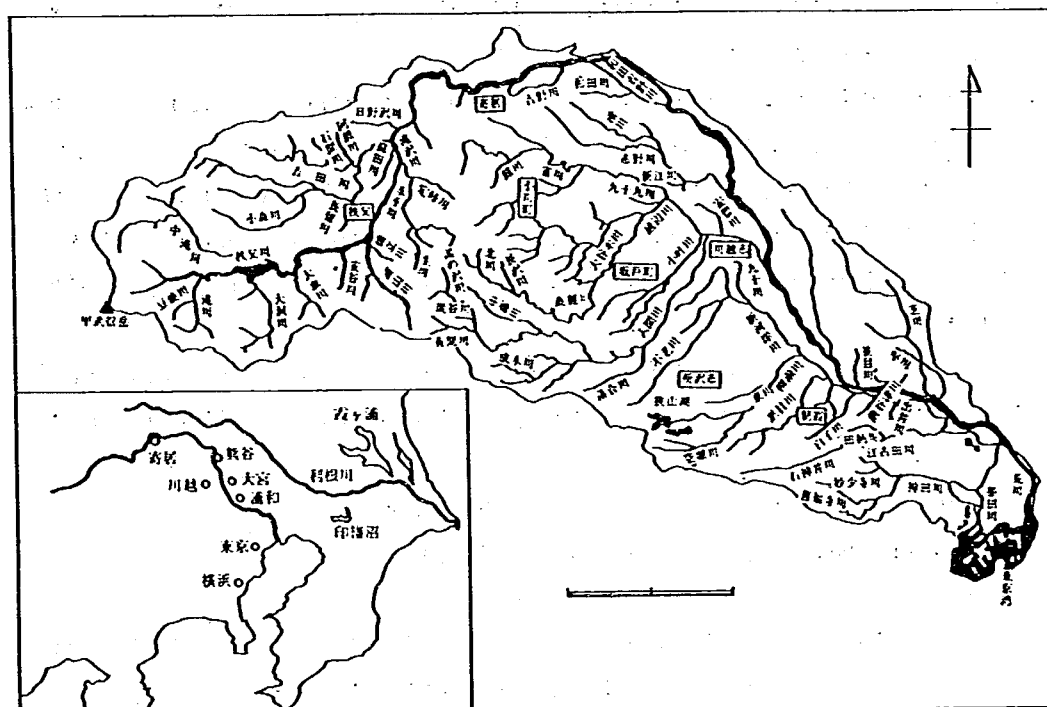


Fig. 9-1 荒川流域図

ど 120 余に達し、80%以上は右岸側から合流している。流域は東京都と埼玉県にまたがり、流域内人口は約 830 万（昭和 50 年国勢調査ベース）、流域面積 2,940 km²となっている。流路延長は 169 km、計画流量は岩淵で 7,000 m³/s（1/200 年確率）、平均年最大流量は、昭和 28 年から 49 年の平均で 1,320 m³/s（寄居）である。

本河道特性調査の調査区間である河口より 26～84 km の荒川は、Fig. 9-2 に示すように上流から 84～74 km の地区は旧扇状地面である左岸側撓挽原台地、右岸側静筒院台地を下刻した開析扇状地上を流下し、74～26 km は武蔵野台地および大宮台地間の沖積谷である荒川低地の間を流下している。なお約 5,000 年前の縄文最海進時には、Fig. 9-2 に示す荒川と入間川の合流点の直上流まで海水面が、この荒川低地に進入していた。

9-3 荒川の河道変遷史

荒川の河道特性を理解するためには、荒川の流路がどのように変遷したかを知る必要がある。本節ではこれについて簡単にふれる。

(1) 奈良時代以前の荒川の流路

奈良時代以前の荒川の流路位置は、地表面及び地下に埋没された旧河道の痕跡を通してしか明らかにされない。最近、菊池⁹⁾、平井⁹⁾は後期更新世以後の荒川の流路変遷史について述べ

ている。それ等をもとに最終氷河期以後の荒川の河道変遷を述べれば次のごとくである。

・18,000~20,000年前：この時期は最終氷河期に当り、海水面は現在より100mほど低く、利根川は荒川と合流し現荒川低地を深く刻みながら流下していた。

・5,000~6,000年前：約12,000年前の最海退時以後、海水面は河川による堆積作用をはるかに上回る急速度で上昇し、深く刻まれた谷は溺れ谷となり、水面下に沈んだ。

・約6,000年前：海拔5mの高度まで海面が上昇し、現入間川合流点付近まで海岸線が前進した。この時の荒川は利根川と合流し、荒川低地を流下し堆積作用を行っていた。この時の河道の跡が荒川低地に巨大な自然堤防跡を残した縄文時代の荒川南河道と思われる³¹⁾。

・3,000~4,000年前：一方、比較的堆積作用の進まなかった加須低地は、関東造盆地運動といわれる造盆地運動が継続される中で、相対的に低くなっていき、土砂の堆積で次第に高まる利根川、荒川の河床と相まって、加須低地への流入が始まり以後久下瀬替(1629)の人工的河道位置の変更までは荒川低地は荒川の本流となることはなかったと推定される。この河道位置の大変化が起きたのが約3,000~4,000年前の縄文中期と推定³²⁾されている。

(2) 奈良時代以降

奈良時代以降は、Fig. 9-3に示されるごとく、荒川河道は徐々に東に進路を変え、寛永6

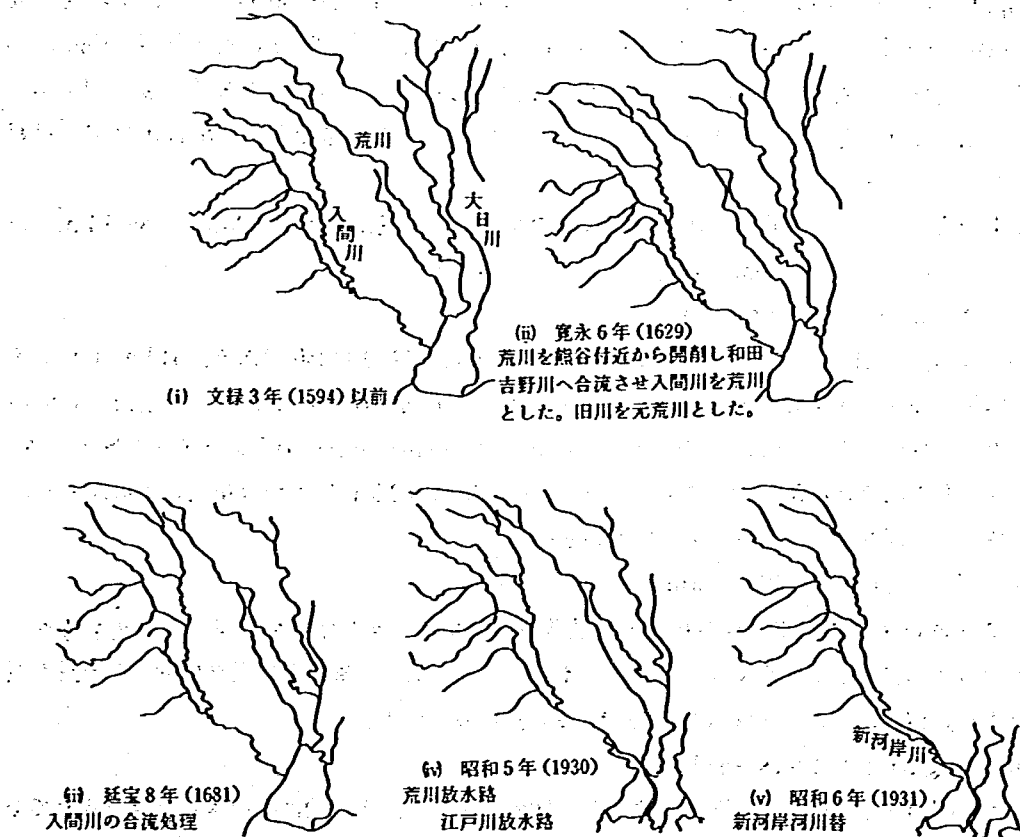


Fig. 9-3 歴史時代以降の荒川の流路変遷

年(1629)に荒川は、熊谷市久下の地先において元荒川の本流を和田吉野川の流路に落とす瀬替え工事が行なわれ、これ以後、荒川低地は荒川本流の流下場所となった。明治時代に入ると荒川の近代的改修が始まり、大正時代から昭和にかけて、堤防、横堤の築造、ショートカットがなされ、現在の荒川となった。ショートカットされた区間は、Fig. 9-4の人工掘削河道区間図に示すように荒川中流部の大部分に及び、現在の荒川の流路は人工河道といっても過言ではない。

9-4 荒川中流部の河道特性量と segment 区分

荒川中流部の河道の特徴と河道特性量(低水路満杯流量あるいは平均年最大流量時の低水路の各種水理特性量、通常、低水路満杯流量と平均年最大流量は、ほぼ近い値となる。)を通してながめてみる。

荒川中流部の河道特性量は河口より76 km 下流は、低水路満杯流量時の、それより上流は平均年最大流量約1,200 m³/s 時の水理量で評価した。76 km より下流の径深 R は、低水路兩岸肩から以下の河積 A を兩岸肩幅 B で除することによって求めた。

Fig. 9-5 に低水路の径深 R 、深掘れ高(平均河床高と最深河床高の差) ΔZ 、平均河床高 Z_m の縦断方向変化、Fig. 9-6 に川幅 B 、川幅径深比 B/R 、Fig. 9-7 に河床材料、Fig. 9-8 にまさつ速度の2乗 $u_*^2 = gRI$ 、および、無次元掃流力 $\tau_{*A} = u_*^2 / \text{sgd}_A$ の縦断方向変化図を示した。ここで I は勾配、 d_A は河床材料の主モードの材料の平均粒径である。なお d_A は河床材料の平均粒径とは等しい。

以上の資料および河岸物質、現地踏査などの結果より、荒川中流部(28.8 k~88.8 km)の河道は、次の6つの segment に区分しえると判断される。

i) Segment 1=74~88.8 km

いわゆる扇状地河川に相当する segment で、河床勾配は約1/380である。84 km より上流は、旧扇状地面を下刻化し段丘地形を作っている。現成扇状地は84 km 地点を扇頂としていえると考えて良い。本 segment への上流からの砂利分の供給は減少の方向にあると判断される。83 km より下流の低水路の砂州の列数は2~4列であり、83 km 以上では第三紀の砂泥岩が河床に露出し、深掘れの生じるのを防いでいる。

ii) Segment 2-1=67~74 km

この segment は河道特性量から見ると通常の河川では、自然堤防帯の河川の特性を持ち、蛇行の自然短絡などが起りやすい区間であるが、荒川の場合、横方向に活発に動いた形跡が見られない。河床は平均3~4 cm 程度の礫と砂から成っている。

iii) Segment 2-2=59~67 km

この区間の大部分は、大正・昭和期の河川改修によって、人工的に掘削された河道部分であり、河岸物質の下層は後背湿地堆積物である粘性土からなる。人工河川区間ではない65~68

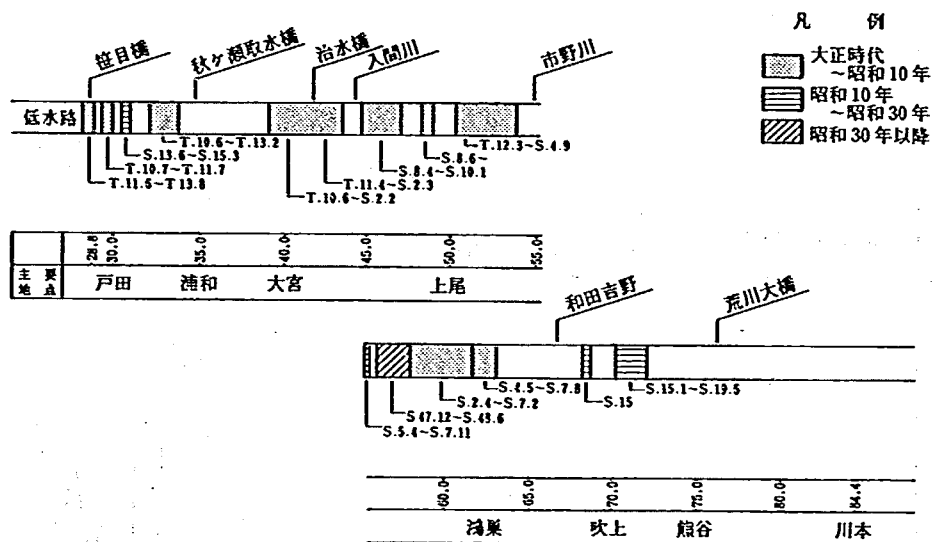


Fig. 9-4 人工河道掘削区間

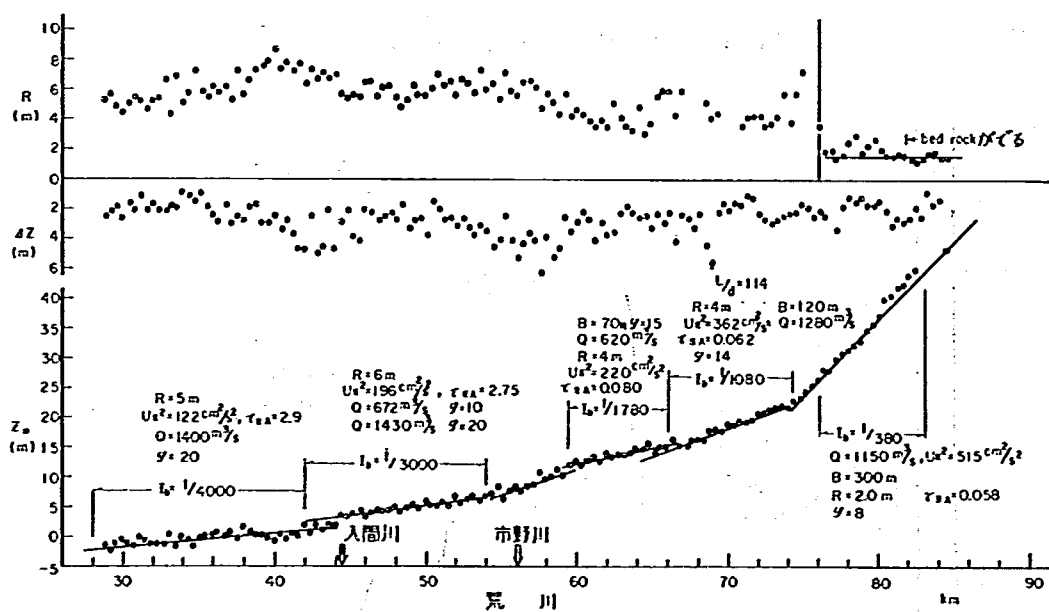


Fig. 9-5 R , ΔZ , Z_m の縦断方向の変化

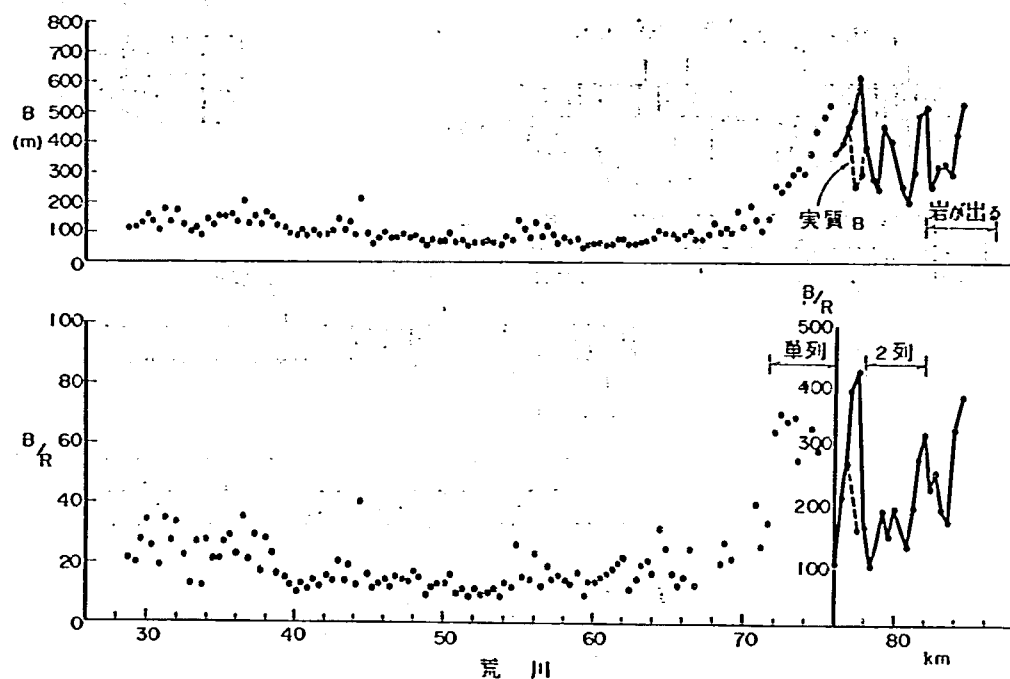


Fig. 9-6 B, B/R の縦断方向の変化

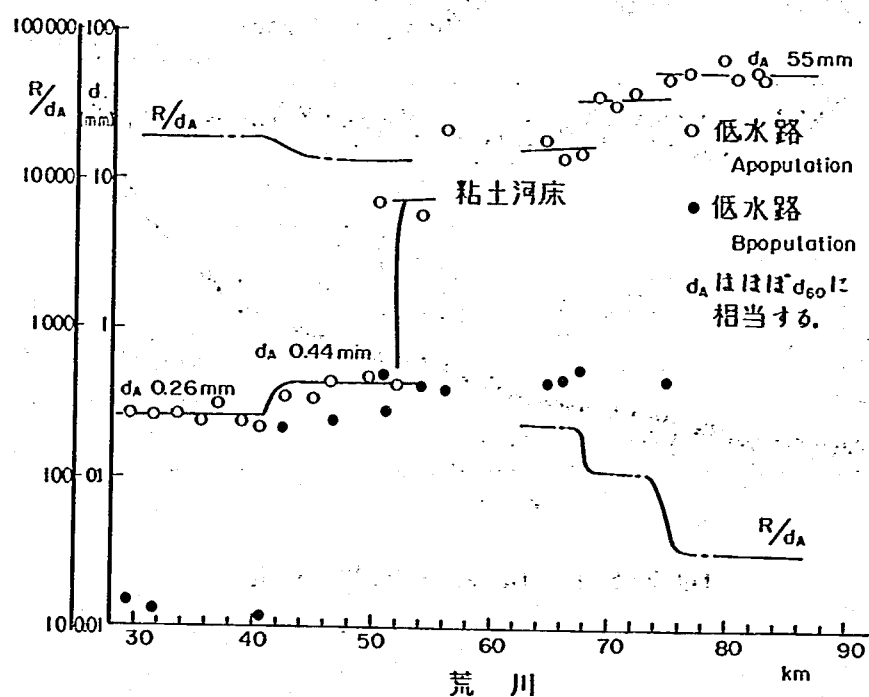


Fig. 9-7 u_*^2 , τ_{*A} の縦断方向の変化

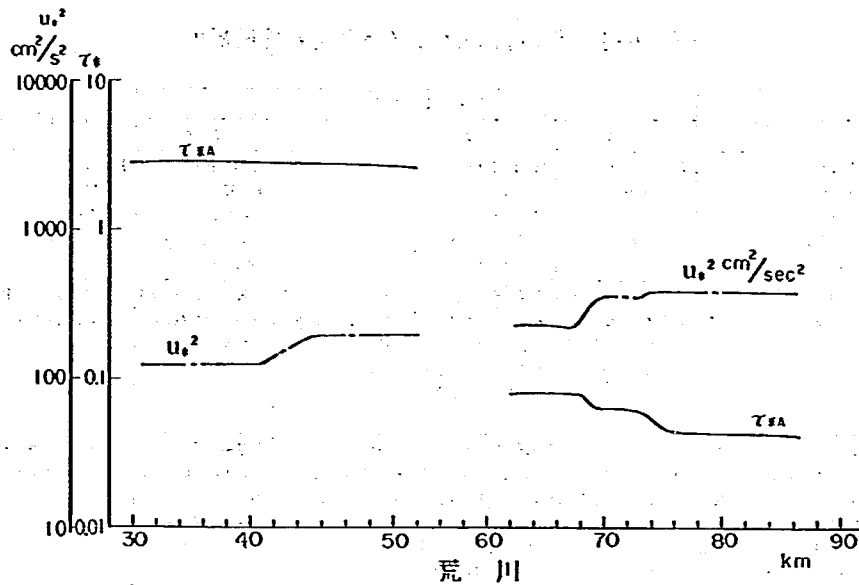


Fig. 9-8 R/d_A , d_A , d_B の縦断方向の変化

km 区間は、河川沿いに微高地が発達しており、自然堤防の発達が良いが、掘削河床区間ではほとんど発達していない。なお本区間の下流部は埋没洪積層上を流れている。

iv) Segment 2-3=54~59 km

この区間は、勾配が上流の segment に比し急である。河床は掘削河床部分は粘性質である。

v) Segment 2-4=44~54 km

この区間は荒川の有力な支川である入間川と市野川の合流点間の区間であり、河床材料は上流はまだ小砂利があるが、主に 0.4 mm の中砂からなる。

vi) Segment 3=28~42 km

この segment は勾配が緩く、また川幅も Segment 2-4 の 1.5~2 倍程度である。低水路満杯時のまさつ速度の 2 乗 u_*^2 は上流の segment で $190 \text{ cm}^2/\text{s}^2$ 程度、この segment で $120 \text{ cm}^2/\text{s}^2$ 程度に減少している。この掃流力の減少に応じて河床材料も 0.44 mm から 0.26 mm の砂に変化している。

以上の 6 つの segment は、各々が異なった特性を持っており、河川にかかわる種々の工事や計画に当っては、この特性を十分に踏まえておく必要がある。ここでは、Table 9-1 に各 segment ごとに各種河道特性を簡単に記載しておいた。本表によって河道を segment に区分する十分な理由が、また各種河道特性を平均年最大流量程度の時の河道特性量で説明、記述し得ることが理解し得ると思われる。

Table 9-1 名 Segment の各種河道特性総括表

	Segment 1 (扇状地)	Segment 2 (自然堤防帯)				Segment 3 (デルタ)
		2-1	2-2	2-3	2-4	
低水時満潮時水理量	$H_b=1/350$ $B=300\text{m}$ $R=2\text{m}$ $u_*^2=515\text{w/S}$ $r_{0.1}=0.058$	$H_b=1/1680$ $B=126\text{m}$ $R=4\text{m}$ $u_*^2=362\text{w/S}$ $r_{0.1}=0.062$	$H_b=1/1780$ $B=70\text{m}$ $R=4\text{m}$ $u_*^2=220\text{w/S}$ $r_{0.1}=0.06$		$H_b=1/3000$ $B=85\text{m}$ $R=6\text{m}$ $u_*^2=196\text{w/S}$ $r_{0.1}=2.75$	$H_b=1/4000$ $B=130\text{m}$ $R=5\text{m}$ $u_*^2=122\text{w/S}$ $r_{0.1}=2.9$
河床材料および河床物質	5~6mの砂利を主体として0.4~0.5mの砂がトップソス、70cm以上は三紀層露出	3~4cm程度の砂利が主体、70cm以下は泥層が河床に露出している所有り	泥層(縄文時代の河の堆積層)の砂利および泥層上に2~3cmの砂利を主とした堆積物が露出する	泥層が露出していると思われる。所々に砂利の堆積	泥層の上に小砂利53cm以下は0.4cm程度の中砂	0.2~0.3cmの砂、最深部はデルタ底層の粘土
河岸物質	82cmより上流は、下層は岩、その上に右岸側は扇状地堆積物、左岸側は沖積扇状地堆積物、表層はS&A含み粗砂、82cmより下流は砂利の上に表層に薄くS&A含み粗砂	70cmより上流は、下層に砂利の上にシルト含み粗砂、70cmより下流は下層は粘土、その上4~6mのS&A含み粗砂	下層は粘土その上にS&A含み粗砂4~6m、粘土層の上は黒色の腐植層、60cm付近より、下層は泥層の堆積物	下層粘土層、その上4~5mはS&A含み粗砂、腐植層みられず	下層粘土層、その上にS&A含み粗砂、54K左岸 Clean Sand 有り	下層粘土、上層、S&A含み、粗砂、粘土も有る。
高水時の河床地形と堆積物	人工堤防(400~500万 m^2)による河床の低下による段丘化(高水時の形成)表層1~2mのS&A含み粗砂	自然堤防の発達(2~3mの高さ、横方向勾配1/150~1/200)	田圃沿いの自然堤防(横方向勾配1/250~1/300)	堤防幅狭く、自然堤防の発達良くない	ゴルフ場が多く高水時の地形変化されている。あまり自然堤防の発達良くない	田圃沿いに自然堤防がある。入渠筋の土砂による堆積によるかもしれない。
堤内と堤外の地盤高差		2~3m高水時の平均上昇速度年1cm程度と推測される1600年代に堤防建造	2~3m1600年代に堤防建造			ほとんど無い新堤の建造(大正期)
低水時の平面形状	82cm以上は岩が露出し砂州の発達は、顕著でなく、それより下流よりでは、2~4列の砂州	砂州の発達 顕著でないが河幅の広い所にPoint bar発生、田流路は蛇行度S=1.20で河幅の10~15倍の蛇行波長であった。	人工堤防河道が大部分、砂州の発達は見られない田流路はS=1.1蛇行波長650m		人工河内が大部分砂州の発達は見られず、田流路S=1.3	砂州の発達見られず
計画高水時の高水時の水理量推定(7,000 w/S)		水深4~5m $V_m=2\text{m/S}$	水深4~5m 1.5~2.0 m/S	水深4~5m 1.5~2.0 m/S	水深5~6m 1.3~1.5 m/S	水深6m 1.2~1.6 m/S
低水時満潮時の河床波と粗度と平均流速	$\phi=8\sim10$ $n=0.03\sim0.035$ $V_m=2\sim3\text{m/S}$ $V_{max}=5\sim6\text{m/S}$	$\phi=13\sim15$ $n=0.025$ 程度	粘土層露出部分多し	粘土層露出 $\phi=13\sim16$ 程度 $n=0.025\sim0.03$	Flat bed or dune bed 一般に粘土層露出 $\phi=15\sim22$ $n=0.025$ 程度	Flat bed $\phi=20\sim25$ $n=0.02\sim0.022$ $V_m=3\sim3.5\text{m/S}$
洪水時の流砂形状	平均年最大流量程度(1300 w/S)の時は、河床のA集団(5.5cm)の $r\phi A=0.058$ であり、砂州を形成しながら動き始めるが十分なものはなく、動かない所もある。計画高水時(5800 w/S)には $r\phi A=0.15$ 程度となり1時間に4~5万 m^2 のA集団を動かそう。B集団(0.4~0.5mm)の砂は、1300 w/S 時には $r\phi B=5.6$ であり浮遊砂 0.2mm以下はWash load的運動形状	$Q=1300\text{w/S}$ 時の $r\phi A=0.058$ $R/d_A=100$ A集団(3.5cm)は浮遊砂 B集団(0.4~0.5mm)は浮遊砂しかし河床明までまき上がらず 0.2mm以下 Wash load	$d=4\sim5\text{cm}$ の砂利はここにはほとんど動かない 2cmの砂利に対して $r\phi A=0.063$ 0.4~0.5cmの砂は浮遊砂であるが高水時にまき上げられない。	土砂の通過区間 河床は粘土質らしい。	低水時満潮時 0.4~0.5cmの砂の $r\phi A=2.7$ であり浮遊砂として砂利砂利は動かない。 0.2mm以下は Wash load的	主モードの河床材料は、0.26mm、低水時満潮時の $r\phi A=2.9$ 0.45mmの砂は浮遊砂形式というより河床近くをSakateする。 0.1mm程度の砂は、高水時にまでまき上がっている。

9-5 荒川中流部の低水路の変動形態

ここでは河道計画や河川構造物の設計に当って、最も考慮しておかなければならない低水路の縦断形および横断形の変動特性を述べる。

荒川の河道縦断形の経年変化を示すものとして Fig. 9-9 に最深河床高の変動を、Fig. 9-10 に昭和 39 年から昭和 45 年の最深河床高の変動量を示す。最深部の変動量は最大 6 m 近くあるが (56 km)、ほとんど動いていない場所もある。最深部の変動量の大きい場所は 44 km, 56 km, 60 km, 66 km の付近で、いずれも 4~5 m 下降している。この深掘れは横断測量結果によると、ますます深くなる傾向にある。またこの変動量の大きい場所は、いずれも河床勾配の変化点に相当している。通常の沖積沖川であれば、勾配の変化点は河床に働く掃流力が小さくなる所であり、堆積傾向となる所であるが、荒川中流部の場合は、低水路の人工的直線化によって、低水路部の土砂の輸送能力より供給土砂量の方が少なく、全般的に下刻化しつつある河道であり、segment の結接点の直上流には泥層が存在し、この泥層が一時的侵食基準面となり、直上河道の下刻化を防ぎ、segment の形成因となっているため、ここでは土砂が堆積しないのである。河床勾配の変化点は、この泥層が破壊されつつある所であり、河床低下が進むのである。このことは、Fig. 9-11 に示す横断形状の経年変化に示されるように、河床の一部が急激に低下する形で河床低下が進むことによく示されている。逆に河床の低下の進まない所は、横断形状が台形状であり、河床は同一の侵食抵抗を持つ泥層の存在が暗示される。多少河床低下のある所は Fig. 9-12 に示すように質の違う堆積層が一枚一枚はがされていくような形態を取っているようである。ただし扇状地扇端である 74 km 地点は、Fig. 9-13 に示すようにいくらか河床が上昇傾向にある。ここは Segment 1 から運ばれてきた砂利が堆積するところである。なお扇状地部では昭和 37 年ごろから砂利採取が始まり、46 年度に砂利採取が禁止となっている。この間の 72~84 km 区間の河積は 400~500 万 m^3 増となっている。昭和 46 年から昭和 54 年では 24 万 m^3 ほど河積が減少しており、この間年平均約 3 万 m^3 の砂利の堆積があったことになる。

9-6 Segment の形成要因と今後の方向

荒川中流部の segment を形成した第一の要因は地殻変動である。すなわち、山地部の上昇的運動、低地部の下降的運動が、侵食空間と堆積空間を作る前提である。第二に、生産土砂の質とその量が問題とされなければならない。もし、生産土砂が単一の粒径のものであり、有力な支川が途中に流入しなければ、数多くの segment を作ることはできない。第三に、海水面の変化、つまり、気象変化に基づく氷河の消長が海水面の変化をもたらし、海面という侵食基準面を変動させた。この海水面の変化に基づく堆積空間の変化は、segment を形成する大きな要因となる。荒川の場合、縄文海進時海面下にあった所が Segment 3 となっている。第四

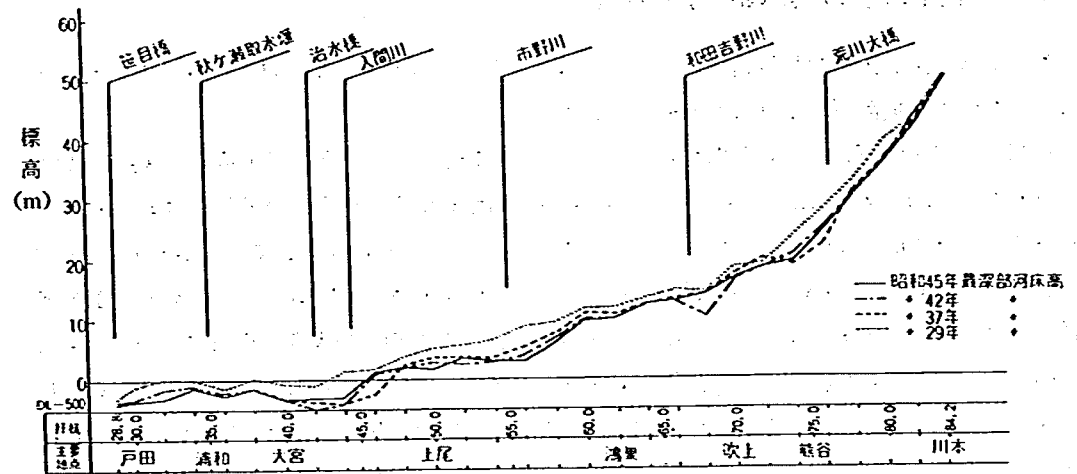
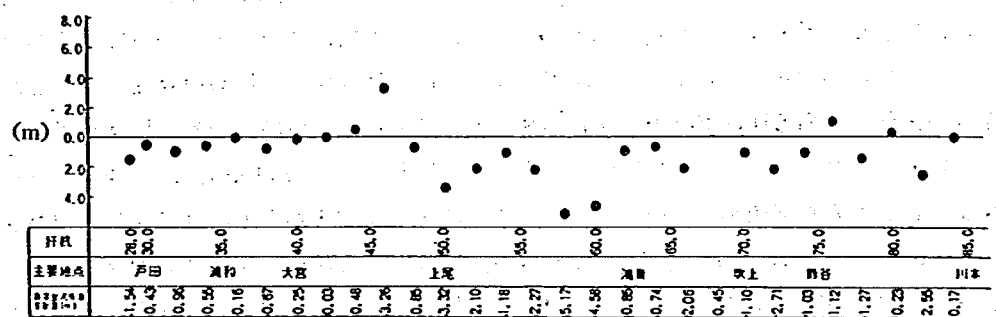
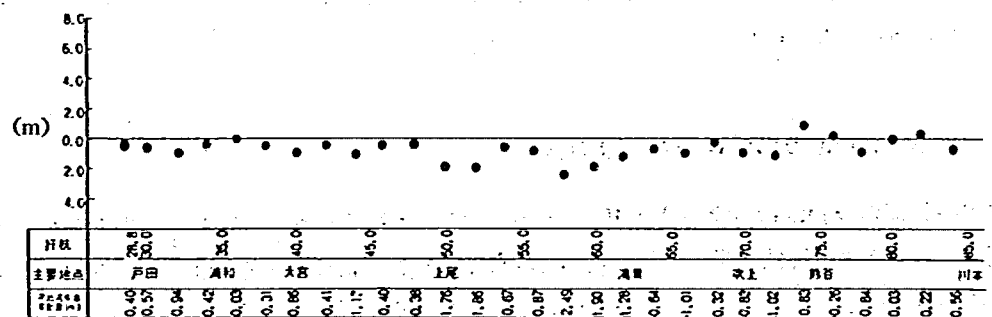


Fig. 9-9 最深河床高縦断面図, 昭和45, 42, 37, 29年



最深部河床高変動量 (昭和39年～昭和54年)



平均河床高変動量 (昭和39年～昭和54年)

Fig. 9-10 平均河床高及び最深河床高変動量
(昭和39年～昭和54年)

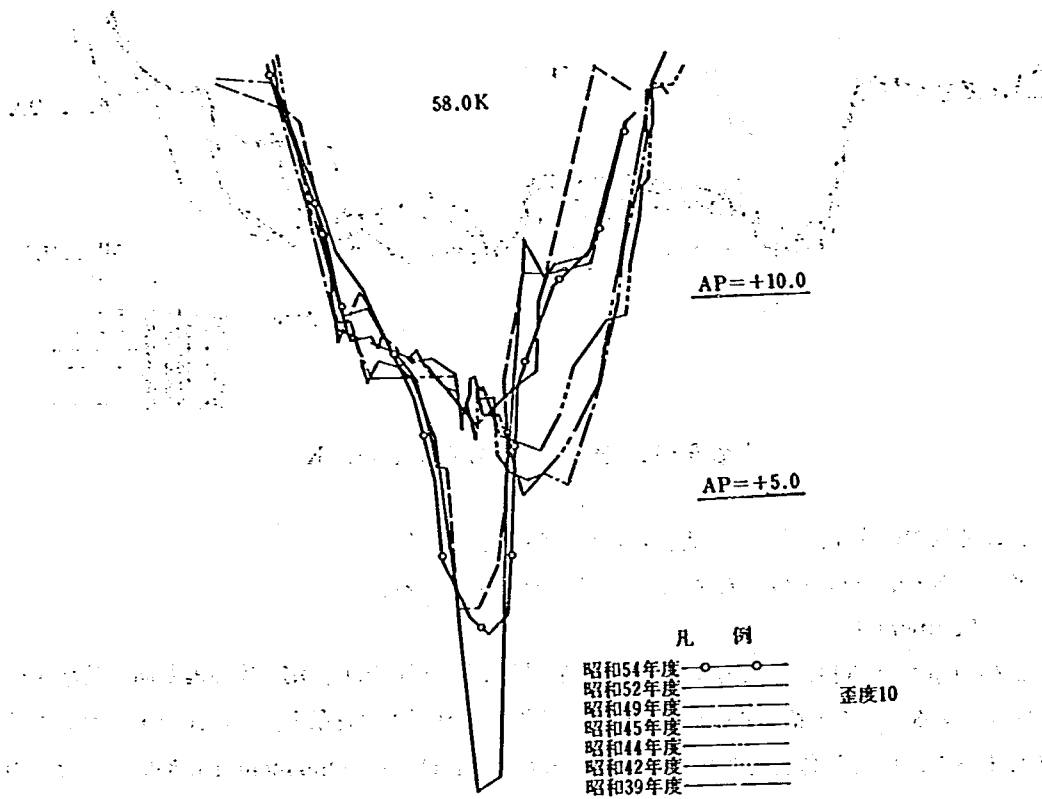


Fig. 9-11 横断形状の経年変化 58.0 K

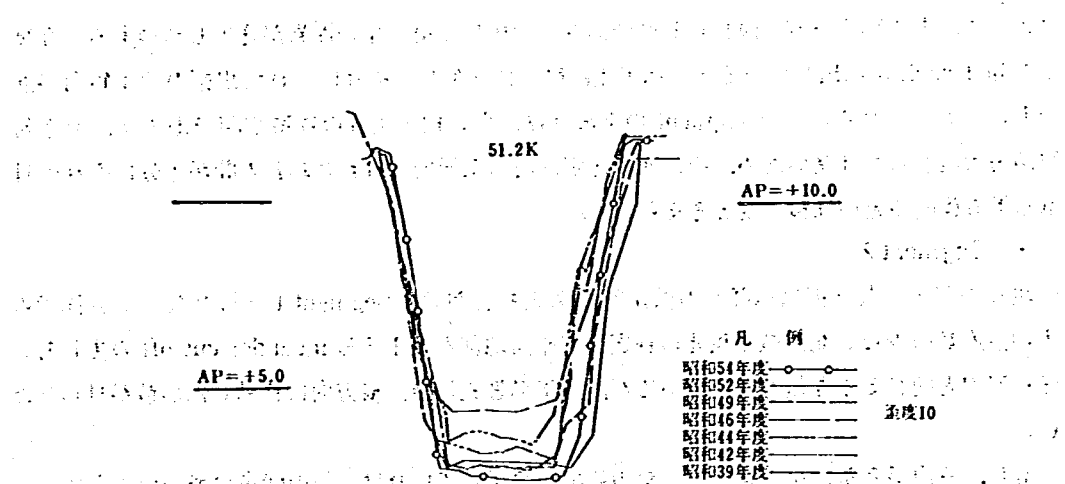


Fig. 9-12 横断形状の経年変化 51.2 K

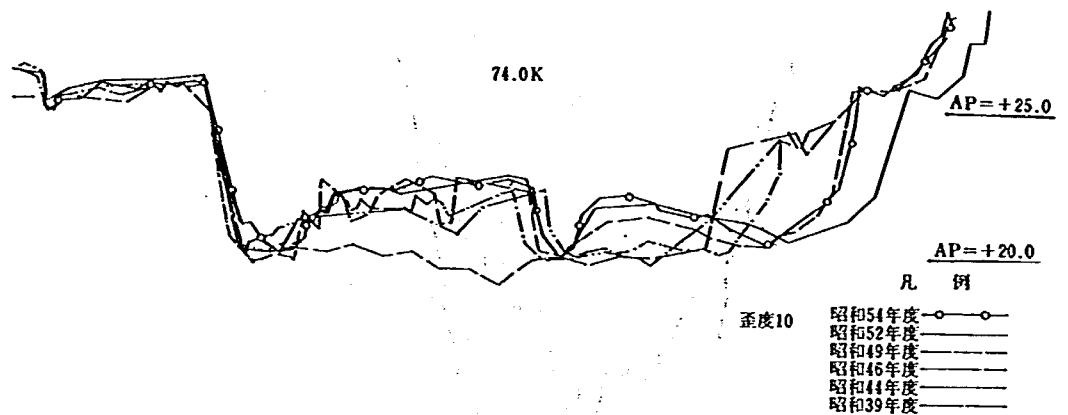


Fig. 9-13 横断形状の経年変化 74.0 K

に、流路位置の変化、第五に有力支川の合流が考えられる。

荒川の各 segment との形成因を、もう少し詳しく述べる。

・ Segment 1

この区間は、山間部の侵食空間から、堆積空間に出た所に当り、第一次の堆積面と見なされる区間である。この堆積空間の形成要因は、山間部の地殻上昇運動と、平地面の相対的下降運動であるが、地殻変動速度より堆積速度が速くなければ、この Segment 1 は形成されないもので、これに加えて、これに打ち勝つ十分な扇面を構成する砂利成分の供給土砂があったことによる。

現在、この segment は供給土砂量の減少（今後ダム建設によって、この傾向は強まろう）によって、上流部は下刻、段丘化しつつあり、河床には第三紀の泥岩が露出しつつある。今後この bed rock が露出している区間は下流に徐々に増加し、それにつれて川幅の減少傾向が進むものと考えられる。この segment の下流部は、引き続き土砂の堆積空間であるが、河床勾配が扇状地としては緩いため、その堆積速度は河川工学的にはわれわれ人間が十分にそれに対処し得る程度の遅い堆積速度と考えられる。

・ Segment 2

現在の河川（久下掘削以降）の洪水時の河道特性量は、Segment 1 を持たない上流部での土砂生産量の少ない北海道や東北の谷底河川や盆地部を流下する meander cut off の生じ易い蛇行河川と同じような値を持っているが、久下瀬替え以後、横方向に移動した形跡が見られない。

もし、荒川が完新世を一貫して、荒川低地を流下していれば、他の関東の河川のように、一次の堆積物で砂利成分を落とした後の砂分の堆積空間である粗砂を河床材料に持つ第二次の堆積面を作ったと思われるが、現在の河は、荒川からの粗砂の供給量が少ないこともあって、縄文前中期の利根川、荒川（この時の河川の勾配は、1/4000 より緩かったと思われる）の後背

湿地堆積物、デルタ成堆積物、及び、55~64 kmの埋没洪積台地を刻みながら流下している所が多い。洪水は、今狭い低水路を大きくしようとしている段階にあると考えて良い。したがって Segment 2の区間は、45~57 kmに存在する T. P. 2~3 m 及び 60~67 kmの T. P. 10~12 mに存在すると考えられる侵食に強い層が、一時的侵食基準面となり、この segment 2を四つの小さな segment に区分した要因となっているものと考えられる。

今後も、この segment は下刻化の傾向にあると思われ、下刻に伴い河岸崩壊によって徐々に川幅を拡げて行くことになろう。但し、この現象は、segment の変り目である 45~47 km, 57~60 km 区間を除けば、非常に遅い現象であり、河川工学的には後追的対処工法で十分に間に合うものと考えられる。

・ Segment 3

Segment 3の形状要因は、第一には縄文海進とその後の海退という海水面の変化、第二に海退によって十分な堆積空間を生じさせるような緩勾配の海床勾配であったこと。第三に波浪作用が強くなく、波による土砂の分級作用が弱いことが挙げられる。荒川の Segment 3の部分は、縄文海進時には海水面下であり、32~39 km 区間では、T. P. -2 m 前後に海成の粘土層、その上に海浜汀線近くの堆積物である海あるいは汽水成の砂層が 3~4 m, その上に、河成の氾濫堆積物である細砂及びシルトの互層や後背湿地堆積物である粘土層が存在している。

この T. P. -2 m ぐらいの所に存在する粘土、シルト層のためか、33~39 kmの最深河床高は、この区間の前後より浅くなっている。なお、この区間の下流の荒川放水路の部分の最深河床高は、T. P. -5 m で、ほぼ一定の値となっている。これは、いわゆる江戸川、江東地区の墨田粘土層（デルタ底置層）の上面の位置に当る。

9-7 荒川河道特性調査の護岸計画への応用

本節においては荒川河道特性調査結果を利用して、荒川の低水路護岸の設置位置の分布と護岸の被災原因をさぐり、今後の荒川護岸計画の基本的考え方を提示する。

(1) 護岸の分布と護岸の被災原因

護岸の設置位置は、通常河道の平面形や砂州の配置構造との関係で説明されることが多い。すなわち河岸侵食位置は、流水の集中（水衝部の発生）との関連性で説明される。しかし荒川の場合には 9-5 で述べた河床の垂直変動特性との関係から説明されなくてはならないことの方が多い。

護岸の分布状況を Fig. 9-14 に示す。この図は昭和 41 年から昭和 52 年までの工事記録から取ったものである。なお同図には昭和 56 年 8 月洪水後の災害復旧工事位置も示しておいた。ここで一ヶ所に多数の護岸位置が示されている所は、設置された護岸が破壊され、再度護岸が設置されたことを示す。現在の護岸はほとんどが災害復旧工事として施工されており、洪水等

によって河岸が侵食を受け崩れた場所、既存の護岸が破壊された場所を重点に順次施工されている。

護岸の設置回数、設置密度の高い所が生じた理由を考え、今後の荒川中流部の護岸工法はどうあるべきかのヒントとする。

Segment 1で護岸の設置回数の多いのは、82.5 km 付近左岸および81 km 地点右岸である。82.5 km 地点は、ちょうど河床が、岩から砂利に変わる所であり、みお筋が左岸に寄った所である。81 km 地点は、左岸によった水が右岸に寄ってくる所である。このみお筋位置はほとんど動いていない。この地点下流より、川幅が拡がり、4列程度の砂州が発生した。河岸侵食されやすい所は、84 km より上流の単列砂州の平面形態をこの地点まで持っており、川幅の狭いこともあって洪水時には流速が速く、また上流からの供給土砂量の減少もあって、河床が低下傾向にある所である。

Segment 2-1では、この segment の上流部の 74~75 km 地点および、68 km 右岸に護岸の設置数が多い。74~75 km 地点は扇面の直下流に当り、砂州の形態が多列から単列河道に変わり、また堆積空間であることもあって、河岸侵食が起こりやすい所である。68 km 右岸は、大芦橋の近くであり、人工掘削河道の直下流に当たっている。なぜここで河岸侵食されやすいかは良く分らないが、68.8 km 地点の河床横断形状の経年変化図を見ると昭和 39 年から 42 年にかけて最深河床が 2.5 m 低下しており、河床低下による河岸崩壊に原因しよう。この区間 (68.3~68.8 km) は、昭和 23 年 (1948) に開さくした人工河道の部分であり、昭和 39 年ごろ河床の堆積物が幾分侵食に強いものから、弱い堆積物の層に変わり河床低下が進んだものと考えられる。

Segment 2-2の区間は河岸侵食があまり生じていない。後背湿地成堆積物、洪積層を掘削した人工河道部分が多く、侵食に対して強い河床および側岸物質から水路が成るためであろう。

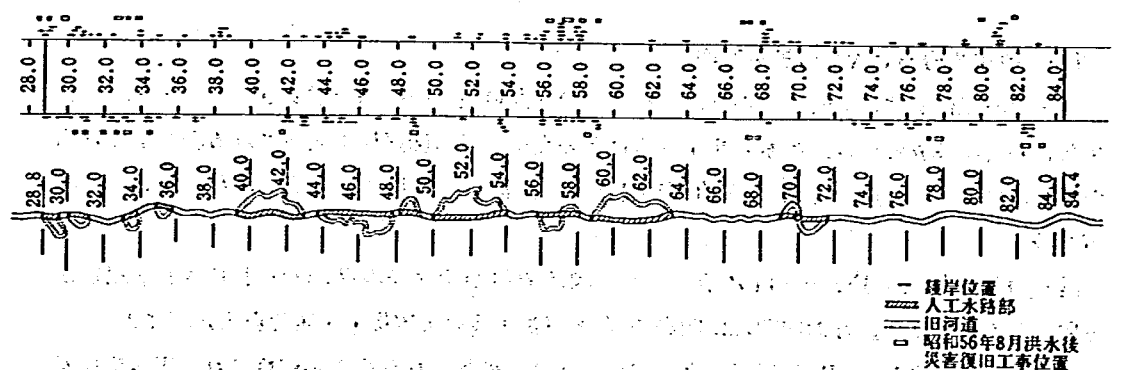


Fig. 9-14 護岸の分布

Segment 2—3 では 58~56 km 区間に於て多数の護岸が設置された。この原因は 9—5 節で述べたようにこの区間が河床低下区間に当り、河床低下によって引き起される河岸崩壊によって護岸の破壊が進むものと考えられる。

Segment 2—4 では、44~45 km 区間で護岸の設置数が多い。この区間の末端は入間川との合流点に当たる所で、segment の変わり目の所に当る。44.4 km (入間川合流点直下流) と 44.0 km 地点の平均河床および最深河床の差は 2~3 m も有り、ここで河床高に段差を生じている。44.0 km の河床には流れに対する侵食力に強い堆積物の層があるようで、44.4~44.8 km が上流の segment の一時的侵食基準面に当り、最深部の河床物質はその下流の 44.0 km とは異った質のものと考えられる。護岸の設置数が多いのは、入間川との合流点に当り、また国道 16 号が横断しており治水上重要地点であることが第一に原因すると考えられるが、segment の結接点であり、また合流点であるので洪水時の河床形態が複雑なことにもよろう。

Segment 3 では 38 km 右岸に護岸の設置回数が多い。ここは、わん曲部の外わん側に当り、流水が集中し、右岸沿いにみお筋がある。本堤と低水路との距離がほとんどないこともあって護岸が集中的に設置されている。38 km 以下は首都に近くなり、高水敷の利用度も高まることもあって、護岸の設置数が多くなる。ほほみお筋が河岸に寄る方に護岸が設置されている。なお横断面図の経年変化を調べてみると、この区間は、護岸の設置されている側の対岸が侵食されている所が多く、その侵食面も A. P. -1 m より上層が削られている。河岸物質は表面から A. P. 1~2 m は、泥層・シルト・細砂の互層からなる河岸近くに堆積する自然堤防成の堆積物の所が多く、+1~-2 m 間は海成・汽水成の砂層から成り、-2 m 以下は粘土層となっている。このような層序を持つ河岸が多いことが河岸侵食量が多い一因であろう。またこの segment では、夜間ポンプ船による盗掘があり、その取り締りに苦慮していることも河岸侵食の原因になっている。

(2) 今後の荒川護岸工法への留意点

ここでは、今後の荒川護岸工法はどうあるべきかについて、荒川の河道特性調査を通じて分かったことを考慮しながら記すことにする。

Segment 1 は扇状地河川の特徴を持つ区間であるが、扇状地河川としては勾配が緩く、また河床材料の主モードの粒径は 5 cm 程度で、それほど河岸処理に苦しむ河道ではない。上流からの砂利分の供給量低下、砂利採取の結果によって河道の横断面形は複断面化しつつある。この傾向は治水面からは悪い方向ではなく、むしろ積極的にこの事実を受け入れた方が良いと思われる。熊谷市という大都市もあり、河川空間(高水敷)への有効利用の欲求も強くなろう。河岸処理としては、現在ある護岸工位置を考慮した低水路法線計画をまず作っておくべきである。低水路幅は、現河川の状況を良く把握し、それより多少広めに計画しておくべきである。護岸の設置は、その計画法線位置まで河岸の侵食が進んできた時に行えば十分である。この場合、護岸の根止め工の高さは、最深河床高を目安とするべきであり、また根止め工の幅は

6 m 以上とするべきである。なお本 Segment の上流部は、河床に基岩が露出しつつあり、この基岩を利用した護岸工法を考えるべきであろう。扇央部は、砂利採取を禁止しているかぎり、それほど河床低下は進まないと思われ、前述した根止め工の高さで良い。扇端部は、大出水時には河床が上昇すると思われるが、土砂移動量の大きな河川では無く、その上昇量に対しては後追的対処で十分であろう。法覆工はコンクリートブロック積、コンクリートのり砕工等の A 級の法覆工が必要である。

Segment 2 の低水路は、全面的に下刻化の傾向にあり、この傾向がどこで落ちつくか予測することは非常に難しい。但し河岸侵食は、下刻に伴う斜面崩壊という形を取っており、横方向へ急激に動くという所ではない。低水路の下層はほとんどの区間が粘土質物質から成っており、これが横方向の水路の移動を防いでいる。また本区間は広大な高水敷を持ち、もし河岸侵食が起っても、治水上特に問題となる所は無い。

低水路河床高の今後の動向が良く把握しえないこと、また高水敷の広さから考えても、本区間に本格的な護岸は、重要河川構造物の近く以外は、ひかえるべきで仮設護岸で当面河岸処理をしておくべきであろう。この場合、接続ブロック、蛇籠のすそを十分に長くしておくこと、また斜面が急崖となることも多いので、十分に杭を打ち込み、法覆工がすべらないようにすることが肝要である。

なお本格護岸を設置する場合には河岸肩より 4~6 m は自然堤防堆積物から成り透水性が良く、その下の粘土層は透水性が悪いため²²⁾、水抜きを十分にしないと水圧によって法覆工が破壊されたり、法覆工下の土砂が吸い出される恐れがあるので注意が必要である。

58~60 km 地点の洪積層堆積物が露出している所は、segment の結接点となっており、上流の河床低下を防いでいる。この結接点は上流に移行する傾向にあり、河岸維持の観点から、人工的にこの層を保存した方が良いと思われる。59 km に床固め設置を考えた方が良いのかも知れない。

Segment 3 の区間も、Segment 2 と同様に下刻化の傾向にあるが、デルタ底置層（粘土層）によって最深河床の低下がほぼ止っている。洪水時の掃流力も上流の segment と比較すれば小さくなく、今後急速に下刻が進むことはあるまい。また感潮区間に当り、低水路河岸と平時時の水位との差がそれほど大きくないという特徴を持っている。低水路は右岸堤防寄りに位置し、また首都に近いこと、第一調節池工事の始まりということもあって、この segment は護岸工が今後増加していくものと思われる。この場合、護岸基礎工としては矢板基礎工が主流を占めるとと思われる。矢板前面の河床高は前述の粘土層上面高として、土圧や水圧の計算を行って矢板長や矢板の種類を決めていくことが必要であろう。根固めは当面必要無いと思われるが、矢板前面の河床が洗掘されだしたら捨石（粒径 10 cm 以上あればそれほど動くまい。）やブロック等を投げこんでおけば十分であろう。

法覆工は、本区間が急速に進む地盤沈下地帯であることや、デルタ前置層堆積物である砂層の地震時の流動化現象等も考えられることを考えると、あまり固い構造物とせず、屈とう性の

富む構造の方が良いと思われる。ただし重量の小さい平張ブロックのようなものは、本区間が、洪水時には、流速 3 m/s 以上になることを考えると、1個所破損すると次々に破壊が進むと考えられ、あまり適切であるまい。お互のブロックを鉄筋で接続しておくこと、またかみ合せの良いブロックを使うべきであろう。

なお本区間は首都圏に近く、高水数や河川そのものの水空間の利用価値は高まるとわれ、河川処理にも景観や、水際のアクセス方法、自然河岸の保全ということも考えておかなければなるまい。低水路の両岸に護岸を作る必要はないと思われる。

注 1) 荒川低地の自然堤防跡より見た荒川の平面形状²⁾

荒川低地の地形図、航空写真、治水地形分類図を見て驚かされるのは、巨大な自然堤防の跡である。その蛇行の振幅、波長は現河川とあまりにも違いすぎる。なぜこの違いが生じたのだろうか。

有史以来この自然堤防上を河川が流れたという記録は無く、この自然堤防を作った河川は縄文時代に荒川低地を流下した河川が作ったものである。

この自然堤防をもう少し定量的に記述してみよう。

自然堤防の形態を見ると、吹上町 (68 km 地点) から入間川合流点 (50 km) の区間は、荒川の右岸側に自然堤防が有り、その蛇行波長は約 $2000\sim 3000\text{ m}$ 、振幅 1500 m 、蛇行度 $S=1.65$ 程度の蛇行河川となっている。入間川合流点付近から下流には、大宮地沿いに流れた河川によって作られたと考えられる自然堤防が八潮市あたりまで、また現新河岸川沿いに形成された自然堤防が富士見市当りまで追跡しうる。この入間川合流点以下の自然堤防を作った河川 (大宮台地沿いの自然堤防) の蛇行度は上流部に比較して小さく、 1.3 程度であり、波長は 3000 m 程度である。

入間川合流点付近から蛇行形態が多少変わるのは、地形面の勾配がここで変わり、合流点から下流は Segment 3 (デルタ河川) に対応する河道特性量を持っていたためであろう。ところで、この自然堤防を作った河川は、なにゆえ現河川より、河川規模が大きいのだろうか。蛇行の波長、旧河道跡と考えられる平坦面の幅等から推定すると、吹上から入間川合流点の間の旧河道の川幅は、 $200\sim 250\text{ m}$ 程度と考えられる。河床勾配は、地平面の高さと、河道距離より $1/4000$ 程度である。河床材料を 0.4 mm (現在の利根川の河床材料) とし、この河川を作った低水路満杯時の河床に働く掃流力が現在の河川と同程度とすると、 u_*^2 は $125\text{ cm}^2/\text{s}^2$ と考えられるので、径深 $R=5\text{ m}$ 、 $B/R=40\sim 50$ 、低水路満杯時の流量は、河床が平坦河床とすると $3000\sim 3500\text{ m}^3/\text{s}$ 、砂堆とすると $1200\sim 1600\text{ m}^3/\text{s}$ 程度と推定される。現在の利根川の平均年最大流量が縄文時代も同程度とすると、この河道には $3000\sim 4000\text{ m}^3/\text{s}$ 程度の洪水流量が流下したものと考えられ、河床が flat と仮定した時の推定流量とほぼ一致している。

注 2) 粘土層の形成因

この粘土層の上面には黒色の有機物混りの土となっている。この面は縄文時代の利根川・荒川が加須低地に流入した時の地平面の高さと推定される。この黒色層は堤内地の地表面とはほぼ等しい。久下瀬替以降、堤外地高水敷は年 1 cm 程度の上昇速度となる。

参 考 文 献

- 1) 山本晃一, 1981; 河道特性論ノート〔I〕—護岸のために—, 土木研究所資料 1625 号, pp. 222-230.
- 2) 山本晃一, 安田毅彦, 1981; 河道特性論ノート〔II〕—荒川中流部の河道特性と河川処理—土木研究所資料 1745 号, pp. 1-176.
- 3) 菊池隆男, 1981; 先史時代の利根川水系とその変遷, Urban Kubota 18, pp. 2-5.
- 4) 山本晃一, 1982; 人的作用による河道特性の変化, 土木技術資料 24-4, pp. 33-38.
- 5) 関東地方建設局荒川上流工事事務所, 1979; 荒川上流改修六十年史。
- 6) 平井幸弘, 1983; 関東平野中央部における沖積低地の地形発達, 地理学評論 56-10, pp. 679-694.

第10章 今後の課題

前章で河道特性について記述してきたが、河川における種々の技術的課題を解決していくためには十分なものではない。今後、調査部門と現場部門の協働のもとに、実証的な調査を精力的に進めなければ、河道特性に関する認識の深化はありえないと思われる。ここでは今後どのような視点で、どのようなことを重点的に調査していかなければならないかを簡単に記し、今後の調査へのつなぎとしたい。

10-1 土砂の動態に関する調査

第8章で述べたごとく、人間の活動力は河川が本来持つ力を上まわるようになってきている。しかしながら、人間の力を過信し、我々の将来の子孫が常に維持管理に多大な労力を提供しなければならないような河川に関わる計画、工事をするとは、このましいものではない。人的作用による河道の変化の量的予測技術の向上は急務と言える。そのためには、次のような調査が必要とされよう。

(i) 混合粒径河床材料の土砂運動形態と各粒径集団の流砂量把握

○運動形態の異なった二つの粒径集団を持った土砂の移動形態調査

○A集団に対するB集団の影響程度及びB集団の流砂量を把握すること。

○勾配急変点上下流での土砂運動形態の現地観測

○河床材料の混合度の小規模及び砂州の形態に与える影響

○河床低下に伴うアーミング現象の量的把握手法

○粒径0.5mm以下の細粒粒子の土砂の分級機構

(ii) 土砂の堆積限界指標（流速あるいは掃流力）と土砂濃度との関係の明確化

○河口部の土砂堆積、ダム貯水池の土砂堆積、高水敷上の土砂のふり分け機構

○まず実態調査を行うべきである。

○水理実験による把握（循環水路の必要性）

(iii) 生産土砂の質と量の把握

○地質、風化度と生産土砂の質の実態調査

○発生土砂のepisodicな現象を工学的視点からどう把握し、それをいかに下流の決定論的視点による土砂動態論と結びつけていくのかに関する調査研究

(iv) 粒径減少におけるまもう作用の役割について量的評価

○岩質とまもう速度の関係、大臣管理区間では、まもう作用の役割が小さいかの検討

(v) 河道と平面形と砂州

○蛇行の発生論、平面形変動形態論は、日本の河川では重要な問題ではない。あたえられた平

面形の中で砂州の変形、配置構造の調査が必要である。

○水理量の変化に対する中規模河床波の追従性

(iv) 土砂の移動速度と粒径

○各粒径集団ごとに、その移動速度の把握を行う。

(v) 供給土砂量及び流量の変化による segment の特性の変化に関する調査

○放水路分流点下流の河道特性の変化の調査

○ダム下流部の河道特性の変化の調査

○放水路の河道特性の変化に関する検討

10-2 堆積土の特性に関する調査

河岸物質、高水敷堆積物が、洪水に対してどのように反応するかを知るためには、堆積土の物性に関する理解を必要とする。なぜなら堆積土は、河床材料と違って、粘着力を持ち、河床材料のように粘着力の少ない物質と違った反応を洪水に対して示すからである。

この場合、堆積土の物性を平均粒径、粒度分布形位いを指標として、他の物性（粘着力、まさつ角、透水係数、液状化程度、流れに対する耐侵食力と侵食速度）をある程度評価しえるようにしていくことが必要と思われる。堆積土の物性の調査は、その調査コストと、その調査目的（構造物の重要さ）に応じて必要な項目を選び、調査精度を決めていくべきだが、河川にかかわる種々の計画案を立案するためや、護岸工の設計には、対象地点の堆積土の物性に関する詳細な調査を必要するとは思えないし、また實際上そのような詳細な調査が行われる見通しも少ない。

調査の方法は、まず第一に今まで行われた調査結果を使って、土質分類ごとにその特性を抽出していくことが、なされなければならない。

特に土質分類ごとに流れに対する対侵食速度、河岸の崩壊特性に関する調査の必要性がある。

10-3 河川における生態系に関する調査

河川における種々の計画を考える場合、河川における植物および動物の生態系に対する配慮が必要であり、また、生態系そのものの保存が河川計画の目標となる時代である。河川管理者は、河道特性と河川の生態系に関する関連性について、今後調査研究していかなければならない立場に立たされることになろう。事実、高水敷の管理計画、植物・動物生態保存計画のために、河川での生態系の調査事例が増加しつつある。これらの機会を通して、河川生態に関する認識が徐々に増加していくものと思われるが、この場合、河川の水環境（河道特性）と生態系の関係が明らかになる方向で調査されるべきであろう。なお生態と河道特性の関連性を考察す

る場合、河川水の水質が重要な影響因子となり、本論で展開した考え方では、十分でないことを付記しておく。

ここでは土砂水理学的視点から調査が必要と思われることのみ記しておく。

(i) 各種植生の土壌侵食防止効果

芝、柳、竹等の植物がどの程度の洪水（流速・水につかっている時間）に耐えるのか明らかにしていくこと。これを水理実験的に明らかにしていくのはあまり得策ではない。洪水後必ず河道がどう変わったかの調査を行う習慣をつけ、その時に高水敷上の植生や土砂の堆積状況、侵食状況を記録記述していくことが一番の近道であろう。

(ii) 植生の粗度効果

高水敷に生える木や草は、河道の洪水疎通能力を低下させるとして知られているが、それがどの程度であるのか明らかにし、高水敷の侵食防止や河川景観として位置付けをしていく必要がある。

(iii) 植生による土砂トラップ効果

水害防備林の役割、土砂害防止の役割についての正当なる評価を行うこと。

(iv) 河道整理による砂州形態の変化予測、堆積環境の変化予測

これらの変化は、河川生態系に大きな変化をあたえる。これらの予測技術の高度化は今もっとも必要なことであろう。

10-4 河川景観に関する調査

河川が持つ種々の機能に対する社会的位置付けは時代と共に変わっていく。現在、河川景観（水辺空間）そのものが、資源的価値を持つとし、その効用を増す方向で河川の処理を行うということが、当然のことと考えられるようになった。

河川景観は、本論で述べた河道特性とこれに加える人的作用（河川構造物）との総合的現われであるので河川景観の分析や創造に当っては、本論で述べた個々の河道特性の構成要素を河川景観の分析や設計の道具とすることが可能であると思われる。各セグメントごとの河川微地形、河岸形態、砂州形態、蛇行形態、植生等の調査とその共通性の抽出と、それらの要素を河川景観として総合的に評価していく指標や評価方法を河川景観をどのような目的で利用するかを考えながら見つけていくことが必要となろう。

10-5 河川に関する技術および計画への応用

(i) 河川技術論への応用

河川技術は、自然の力と人間の持つ技術力・生産力とのせめぎ合いの場である現場の実践を通じた経験の蓄積によって発展して来たものである。したがって現在ある技術体系は、河道特

性の違いをその中に色濃く含んでいる。過去および現在行っている種々の河川技術体系を、もう一度河道特性との関連性から捕らえなおし、新たな技術体系を構築することが必要であろう。その場合、社会的制約性（技能、財政、制度、材料）についても考察を行うことが必要となろう。

なお河川構造物の合理的な設計のためには、河道の時間及び空間スケールの大きさごとに、それに対応する河道の変動要因が異なるため、各スケール毎の現象把握手法や分析手法を開発することが先決と思われる。

(ii) 個別河道特性の調査手法の応用

個別河道特性調査を総合河川計画の一部に組みこんでいく方向をさぐる。

一般に河川水理学、土砂水理学を基盤とした河川工学は、問題点のある所を局所技術論で解決していく方法論、つまり戦術論として使われている。しかしながら、河川に関わる種々の計画が、河川の特性及び動態、社会の動態に見合ったものでなければ、局所技術論は決して生きてこない。本河道特性調査を総合河川計画の中に位置付けていき、河川がうけ入れられる環境容量を踏まえた河川計画、地域計画の方向をさぐる必要がある。この場合本論では述べなかったが、流域の水循環の実態記述と、その動向を把握していく方法論を見つけていく必要がある。

補助編 移動床の水理

第1章 一様砂からなる開水路移動床の流れの抵抗と流砂量

1-1 本章の課題

種々の河道特性を水理学的視点から検討するためには、洪水時の各種水理量を求めなければならない。このためには洪水時の流れの抵抗、流砂量及び流砂形態が適確に評価される必要がある。本章においては、ほぼ均一砂を持つ移動床での流れの抵抗・流砂量と小規模河床波の関係を明確化し、実河川の洪水時の流れの抵抗・流砂量を評価し得るようにし河道特性研究の補助とする。

1-2 移動床流れを規定する物理量とその無次元化

移動床を持つ流れにおいては、流水の運動、土砂粒子の運動は河床面に生じる河床波に大きく影響され、逆に河床波は流水と土砂の運動によって形成され、河床波、流水の運動、土砂の運動は相互に作用をおよぼし合う。このような流れの場の状態量である河床波、流れの抵抗係数、流砂量を規定する物理量は、直線水路、長方形断面で側壁によって流れが拘束されている水路で底質材料がほぼ均一粒径で極端に偏平でなく、また流れの状態が定常流れであれば、次のような物理量によって規定されると考えられる。

水路の特性	水路幅 B , 勾配 I
流れの特性	水深 H
流体の特性	水の密度 ρ_w , 水の動粘性係数 ν
底質の特性	粒径 d , 密度 ρ_s
場の特性	重力加速度 g

従って移動床流れの状態量 λ は

$$\lambda = f(B, I, H, \rho_w, \nu, d, \rho_s, g) \quad (1-1)$$

となる。基本量として ρ_w, g, d を取り、 $u_* = \sqrt{gHI}$ の関係を使うと流れの場の状態流量 λ の無次元量 π_1 は、次元解析の手法より

$$\pi_1 = f(\sqrt{gd} \cdot d/\nu, u_*^2/sgd, H/d, B/d, s) \quad (1-2)$$

となる。ここで $s = (\rho_s - \rho_w)/\rho_w$ である。

各項の無次元量を乗じたり、あるいは除したりすることによって上式は良く知られた無次元量の形に表現することができる。たとえば、 λ として流砂量 q_s , あるいは流速係数 ϕ (平均流速 V_m を u_* で除した値) をとると、

$$q_s/u, d \text{ or } \phi = f(Re_s, \tau_s, H/d, B/H, s) \quad (1-3)$$

となる。ここで、 $Re_s = u_* d / \nu$ (粒子レイノルズ数)、 $\tau_s = u_*^2 / \text{sgd}$ (無次元掃流力) である。

もし、底質材料として通常の河川で見られる砂や砂利 (人工的に砕かれたものでない砂、および極端に偏平でない砂) を底質材料とし、水路の側壁が滑面であり、水路幅水深比 B/H が 3 以上、かつ砂州が生じるほど大きくなければ (1-3) 式における s , B/H を除くことができる。なぜならば、 s はほぼ一定 (1.6~1.7) であり、また側壁の影響も Williams, G. P.¹⁾ の水路側壁が流砂量に及ぼす影響に関する実験的研究より、 B/H が 3 以上であれば、側壁の影響はほとんど考慮しなくて良いことが分かっているからである。

この場合 (1-3) 式は次のようになる。

$$q_s/u, d, \text{ or } \phi = f(Re_s, \tau_s, H/d) \quad (1-4)$$

ただし、河床の三次元的形態 (砂州等) および、それが流砂量、流れの抵抗に及ぼす影響を知るためには、 B/H を除くことができない。

なお (1-4) 式の三量のうち、一般に認められているように、 $q_s/u, d$ 及び ϕ に影響を与える効果としては τ_s , H/d が第一義的であり、 Re_s はそれを多少変形する第二義的な量であるという基本的な立場を本論では採ることとする。

1-3 河床波の分類とその特徴

移動床水路では、水利条件と粒径に応じて河床面に各種の河床波が発生し、これが流れの抵抗係数や流砂量に大きな影響を与える。それゆえ初めに河床形態の分類と、各種の河床波の形態の特徴について述べる。

ところで河床波の形態区分の方法は、本来河床波を発生させる要因の違いの視点から区分されるべきであるが、現在種々の河床波の成因が明確になっておらず、各種の河床波をそのスケールと形態の差によって区分せざるを得ない状態である。

ここでは、基本的には土木学会移動床流れと河床形状委員会の定義²⁾した河床波の分類と名称を使用するが、砂澁と砂堆の区分だけは別の方法によった。水利委員会の定義に多少の修正を加えた河床波の形態と名称は以下のごとくである。

(1) 砂澁 (Ripples)

砂澁は河床面近傍の物理量によって支配される最も小規模な河床形態であって、その波長・波高は粒径と密接な関係があり、水深が砂澁のスケールより充分に大きい場合は平均水深のような物理量にはほとんど影響を受けない。砂澁の平面形状には、三次元的に不規則なものから頂と谷が流れと直角方向に一直線に並んだ比較的規則的なものまで各種ある。また縦断形状に

は、上流側斜面勾配が緩やかで下流側斜面勾配がほぼ水中安息角をなす三角形から比較対称的な形状まで各種ある。砂碕は平均流速に比して遅い速度で下流に伝播する。なお砂碕はその特性からして閉管路でも発生する。

(2) 砂堆 (Dunes)

砂堆は、砂碕よりも規模が大きく、その波長・波高が水深と密接な関係があり、河床波と逆位相の水面波を伴う河床形態である。砂堆は、砂碕に比べて一般に不規則であり、その縦断形状は、上流側斜面勾配が緩やかで、下流側斜面勾配が砂礫の水中安息角にほぼ等しい三角形をなす。砂堆は平均流速に比して遅い速度で下流に伝播する。なお砂堆は閉管路でも発生する³¹⁾。

(3) 反砂堆 (Antidunes)

反砂堆は、水面波（重力波）と強い相互干渉作用を持って形成され、河床波と同位相の水面波を伴う河床状態である。反砂堆には水流と砂れきの特性に応じて上流へ移動、下流へ移動、移動しないの三通りの場合がある。反砂堆は一般に非定常性が強く、河床波の発達と衰退を繰り返す。反砂堆の縦断形状には三角形から正弦波形状までいろいろあり、後者は前者に比し大きなフルード数の時形成される。シャープな頂を持った三角形の反砂堆は実験水路において観測されており、常に下流に移動する³⁾。反砂堆は、フルード数が大きくなると射流であるシュートと射流あるいは常流であるプールとを連結したような河床状態になるが、これを特にシュート・プールと呼んでいる。反砂堆は閉管路では発生しないと言われている⁶⁾。

(4) 平坦河床 (Flat Bed)

砂碕、砂堆、反砂堆及び砂州を伴わない平坦な河床形態である。

(5) 遷移河床 (Transition)

砂碕や砂堆と平坦河床との遷移領域における河床形態であって、砂碕や砂堆の部分と平坦河床の部分からなる。

(6) 砂州 (Bars)

砂州は、最も規模の大きい河床形態であって、その波長は水路幅あるいは水深と密接な関係がある。

砂州には湾曲部の凸岸などに見られる固定砂州 (Point Bars) や左右交互に周期的に現れる交互砂州 (Alternate bars)、川幅水深比の大きな時に現れるうろこ状砂州 (Maltple bars) などがある。

以上の河床の起伏を総称して河床波 (sand wave) と呼ぶ。また砂碕、砂堆、反砂堆の規模

は砂州に比べて小さいので、前者を小規模河床形態、後者を中規模河床形態と言う。なお小規模河床形態と中規模河床形態は、ある水理量の範囲では共存可能である。これをまとめると Fig. 1-1 のごとくなる。

ところで砂碛と砂堆の河床形態はかなり似ており、前述の形態の特徴から区分しようとする
と迷うことが多い⁷⁾⁸⁾。しかしながら砂碛と砂堆では、1-5, 1-6 で詳しく示すが、流砂量及
び流れの抵抗と水理量の関係がかなり違うので、本論では流砂量と流れの抵抗に関する資料よ
り、その資料が砂碛的特性を持つか、砂堆的特性を持つかによってその河床波を区分すること
にした。この方法によると Re_b が 20 以上であり、また波長も長いので従来なら砂堆と見なさ
れるものが砂碛と定義されることがある。

河床形態			形状・流れのパターン		移動方向	河床波の特性
			縦断面図	平面図		
小規模河床形態	低水流領域	砂碛		直線状 	下流	河床波の移動速度は、流水の速度よりも小さい。砂碛の波長は河床材料の粒径の約 500~1,500 倍である。
		砂堆		白線状 三日月状 舌状 	下流	河床波の上流側斜面は、通常勾配の急な下流側斜面に比べると緩やかに傾斜している。砂堆の波長は水深の約 4~10 倍である。
	高水流領域	遷移河床				発達初期段階にある小さな砂碛と砂堆が平坦河床の間に広がっている。
		平坦河床				多量の流砂が平坦な河床上を流れている。
		反砂堆			上流 停止 下流	河床波と同位相の水面波と強い相互干渉をもつ河床波。
中規模河床形態		交互砂州			停止 下流	水流は水路内を曲がりくねって流れる。交互砂州の波長は水路幅の約 5~16 倍である。
		複列砂州			下流	
		うろこ状砂州			下流	うろこ状砂州は B/H が非常に大きい領域で発生する。それは魚のうろこのように見える。

Fig. 1-1 河床波の特徴と定義

1-4 資料の整理方法と図化の方法

流砂量および流れの抵抗を示す (1-4) 式の関数関係を求めるために、内外の移動床に関する実験資料 (Table 1-1 参照) および実際の河川の観測資料 (Table 1-2 参照) を集め、それを (1-4) 式に従って無次元化し、(1-4) 式の関係が分かるよう後述の (1), (2) で示す方法で図化した。次にこの方法で作成された図表およびその図表の解析等を通じて得られた河床波と流れの抵抗および流砂量の関係、また既存の移動床流れに関する研究成果を利用して、粒

Table 1-1 実験データのリスト

No.	研究者名	d_{ss} 又は d_m	τ_s	H/d	参考文献
1	Guy, H. P. Simons, D. B. Richardson, E. V.	0.054 cm	0.03 ~ 4.5	330~485	9)
		0.047	0.12 ~ 1.6	200~719	
		0.033	0.06 ~ 3.2	440~480	
		0.032	0.04 ~ 6.0	480~704	
		0.093	0.02 ~ 1.1	108~337	
		0.045	0.03 ~ 1.8	180~575	
		0.027	0.04 ~ 6.5	435~1,117	
		0.019	0.04 ~ 6.0	480~1,700	
2	Gilbert, G. K.	0.0305	0.09 ~ 1.2	57~204	18)
		0.0506	0.3 ~ 1.3	70~187	
		0.0494	0.01 ~ 0.17	5~24	
		0.7010	0.05 ~ 0.21	7~22	
		0.317	0.07 ~ 0.19	7~27	
		0.494	0.08 ~ 0.32	9~34	
		0.171	0.08 ~ 0.45	13~100	
		0.0786	0.17 ~ 0.91	21~160	
		0.0506	0.22 ~ 1.3	30~330	
		0.0375	0.10 ~ 1.77	30~597	
3	U.S. Waterway Experimental Station	0.0586	0.025~0.139	29~167	11)
		0.0541	0.03 ~ 0.21	40~232	
		0.0523	0.03 ~ 0.23	43~360	
		0.0506	0.03 ~ 0.251	39~317	
		0.0483	0.03 ~ 0.286	38~350	
		0.0347	0.08 ~ 0.41	105~460	
		0.0304	0.03 ~ 0.41	48~390	
		0.0205	0.03 ~ 0.924	111~1,016	
		0.04077	0.05 ~ 0.082	14~38	
4	Sten, R. A.	0.04	0.28 ~ 3.26	228~762	12)
5	Williams, G. P.	0.135	0.045~0.71	18~166	13)
6	Nordin, C. F.	0.114	0.043~1.1	225~797	14)
7	吉川・福岡・馬場・河野	1	0.058~0.124	14~45	15)
		3	0.06 ~ 0.1	5~10	
		5	0.067~0.093	5~7	
8	木下良作	0.038	0.02 ~ 0.9	6~56	16)
		0.124	0.03 ~ 0.5	5~21	
		0.17	0.02 ~ 0.45	5~16	
		0.5	0.08 ~ 0.15	2~3	
		0.0765	0.08 ~ 0.34	8~12	
9	井口昌平	0.23	0.02 ~ 0.27	2.6~13	17)
		0.045	0.05 ~ 0.6	88~58	
		0.335	0.07 ~ 0.14	7~34	
		0.05	0.13 ~ 0.33	25~75	
10	池田 宏	0.055	0.063~0.21	5~23	18)
		0.033	0.17 ~ 0.42	16~41	
		0.029	0.02 ~ 0.34	4~89	

Table 1-1 実験データのリスト (つづき)

No.	研究者名	d_{ss} 又は d_m	τ_s	H/d	参考文献
11	佐藤・吉川・芦田	0.104 cm 0.221 0.262 0.376 0.458	0.03 ~ 0.25 0.03 ~ 0.32 0.03 ~ 0.231 0.03 ~ 0.16 0.03 ~ 0.093	186~306 48~179 74~193 48~125 42~92	19)
12	Willis, J. C. Coleman, N. L. Ellis, W. M.	0.01	0.80 ~ 3.2	1,000~3,700	20)
13	Laursen, E. M.	0.011 0.004	0.63 ~ 1.5 1.3 ~ 3.1	692~2,750 2,890~5,132	21)
14	安島敏一	0.022	0.006~0.552	50~681	22)
15	田中祐一郎	0.091	0.16 ~ 1.5	50~89	23)
16	玉井・長尾・三国	0.15 0.076	0.038~0.156 0.022~0.223	3.5~18 2~33	24)
17	深見親雄	0.031	0.19 ~ 0.38	125~293	25)

Table 1-2 野外資料のリスト

No.	研究者名	河川名	地点名	$d(\text{cm})$	τ_0	H/d	参考文献
18	Culbertson, J. K. Dawdy, D. R.	Rio Grande, R.	Calisteo Angestura Casa Colorado Rio Puerco San Antonio	0.04 0.039 0.024 0.024 0.020	0.6~8.7 0.1~1.2 1.06~3.5 0.75~5.2 0.60~2.4	244~3,600 1,300~1,550 2,080~6,300 1,240~7,900 1,800~7,200	26)
19	Hubbell, D. W. Matejka, D. Q.	Middle Loup R.	Dunning	0.03 ~0.04	0.4~1.7	250~1,050	27)
20	Jordan, P. R.	Mississippi R.	St. Louis	0.019 ~0.078	0.5~2.4	8,800~56,000	28)
21	Colby, B. R.	Niobrara R.	Cody	0.028	0.6~4.0	1,000~4,000	29)
22	Beckman, E. W. Furness, L. W.	Elkohorn R.	Waterloo	0.025	0.52~2.0	1,600~8,300	30)
23	Nordin, C. F.	Rio Grande R.	Bernalillo	0.019 ~0.037	0.55~2.39	1,200~4,700	31)
24	Shastri, V. A. Sayer, W. W.	Missouri R.	Omaha	0.02	1.3~2.1	9,000~24,000	32)
25	山本 晃一	利根川	川俣 目吹橋 布川	0.042 0.035 0.035	0.3~2.3 1.2~2.0 1.2~2.3	1,100~2,700 5,000~27,000 14,000~23,000	7)
26	同上	渡良瀬川	早川田	0.06	1.5~4.0	3,000~11,000	"
27	同上	小貝川	川又	0.055	0.8~1.9	5,000~11,000	"
28	同上	鬼怒川	平方	0.060	1.5~4.0	5,000~14,000	"
29	同上	北上川	登米橋	0.063	0.85~1.6	8,000~9,000	"
30	同上	揖斐川	今尾橋	0.03~0.05	0.95~2.3	8,000~23,000	"
31	同上	長良川	南渡	0.046~0.13	0.1~1.8	1,000~12,000	"
32	同上	斐伊川	大津	0.09~0.28	0.05~2.0	50~1,600	"
33	同上	信濃川	帝石橋	0.045	0.07~1.3	6,000~9,000	"
34	同上	阿武隈川	岩沼	0.07	0.05~1.3	600~6,500	"
35	同上	北上川	野田橋	0.10	0.1~0.42	390~1,280	"
36	同上	矢作川	日名 岩津	0.2 0.2	0.06~1.7 0.5~1.5	300~1,800 1,000~2,000	"
37	同上	淀川	枚方	0.16	0.3~1.0	1,800~4,300	"
38	Mahoney, H. A. 他	East Fork R.	Boulder	0.05~0.2	0.1~0.7	250~750	33)

No. 25~37のほとんどは浮子による測定

径 0.02, 0.03, 0.05, 0.1, 0.5 cm の砂礫に対する $q_s/u, d$ および ϕ と τ_* , H/d の関係図を実際の河川で生じる水理量の範囲をカバーするように作成した。なお河川で生じる水理量の範囲は τ_* — H/d の平面で示すと Fig. 1—2 のごとくである。ここで図中の資料は日本の一級河川の 69 地点の平均年最大流量時の τ_* と H/d の値を示したものである。また粒径を三区分けし、粒径の違いによって生じる水理量の範囲がどう異なるかも示しておいた。

ところで無次元流砂量 $q_s/u, d$, および流速係数 ϕ を規定すると考えられる Re_* , τ_* , H/d の三量の内、粒子レイノルズ数 Re_* は、

$$Re_* = \nu^{-1} (sg)^{1/2} \tau_*^{1/2} d^{3/2} \quad (1-5)$$

である。水温によって ν が変化するのでその影響を受けるが、 d と τ_* が定まれば、 Re_* はほぼ決まってしまう。そこで (1—4) 式の Re_* の影響を直接調べることをせず、粒径ごとに $q_s/u, d$ あるいは ϕ に対する τ_* と H/d の関係を調べることにし、 Re_* の影響は、粒径の違いによってそこで求められた関係がいかに異なるかを調べることにし、記述することにした。実用上もこの方が望ましいと思ったのもこの方法によった理由である。

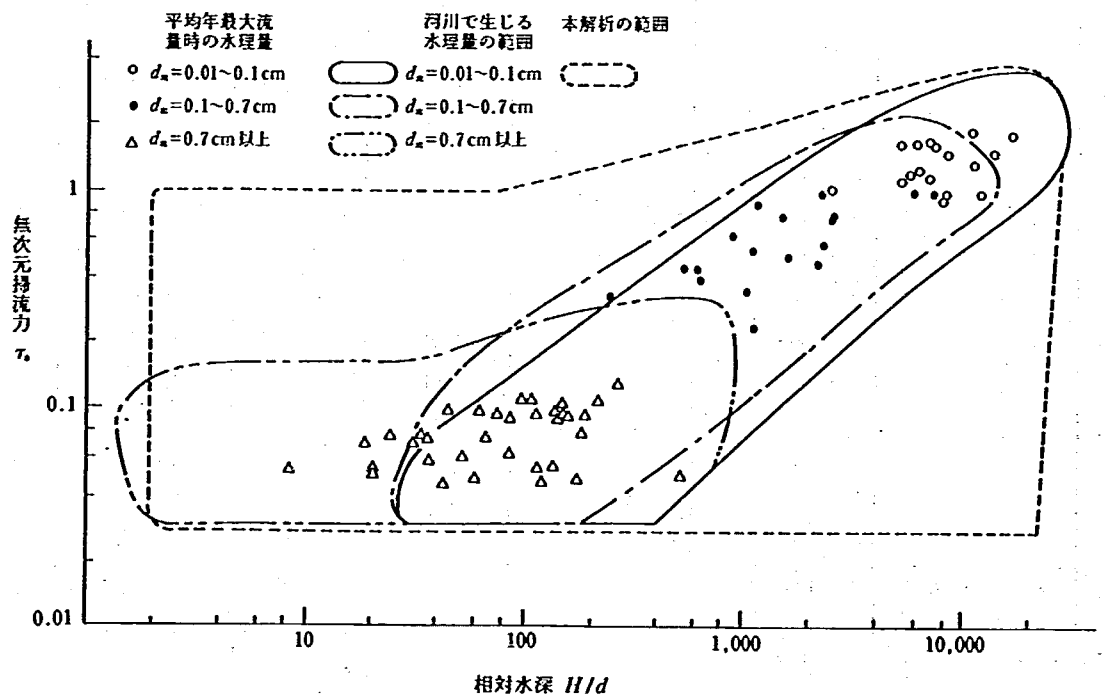


Fig. 1—2 日本の河川で生起する水理量の範囲

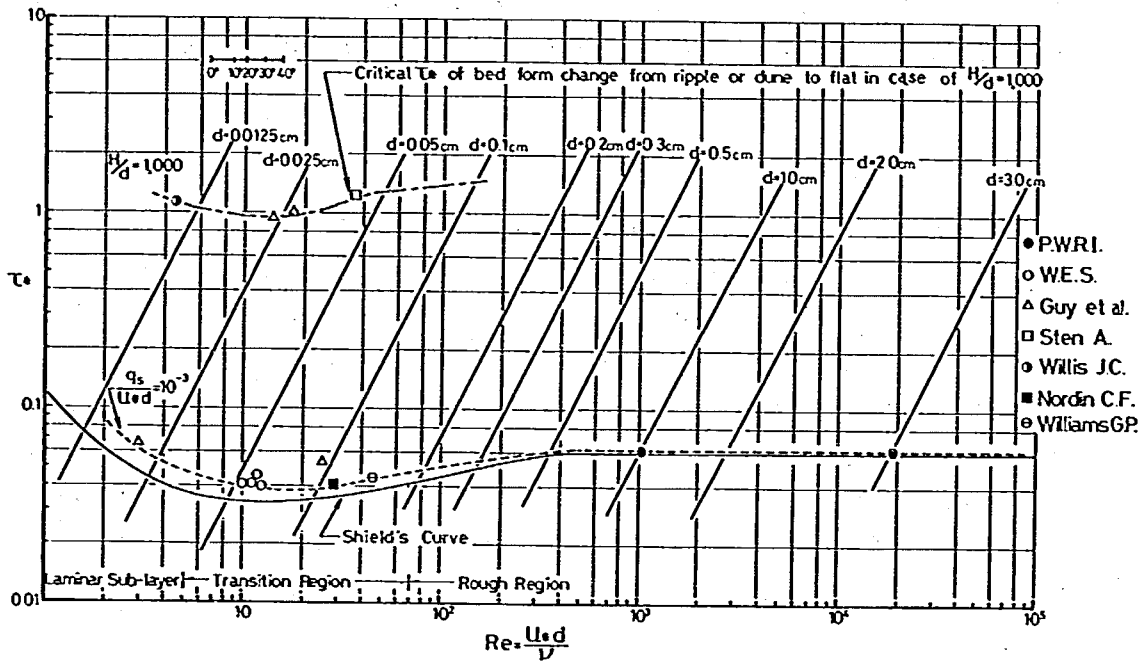


Fig. 1-3 Re , d , τ_0 の関係

なお Fig. 1-3 には $\nu = 0.01 \text{ cm}^2/\text{s}$ (水温 20°C)、 $s = 1.65$ とした場合の Re と d , τ_0 の関係を示しておいた。同図左上には、水温が異なる場合、図中の各粒径ごとの Re と τ_0 の関係線が、どれだけ横方向に位置がずれるかが分かるスケールを示しておいた。このスケールによって、水温が $t^\circ\text{C}$ の場合、 $t^\circ\text{C}$ に対するスケール上の位置と、 20°C の位置との距離を測り、 20°C の場合の Re と τ_0 , d の関係線を上述の距離だけ横軸方向にその関係線の位置をずらせば、 $t^\circ\text{C}$ の場合の Re と τ_0 , d の関係線が求まるものである。

ところで (1-4) 式の Re の q_s/u_*d および ϕ に対する影響は、底質が動くような水理量の場合であり、かつ Re が 150 程度以上 ($d > 0.3 \text{ cm}$) であれば、Fig. 1-3 に示すように無次元限界掃流力が 0.06 とほぼ一定となり、粒子の抗力係数、揚力係数が Re の影響を受けなくなること、また沈降速度 w も Fig. 1-4 に示すように $\sqrt{d}$

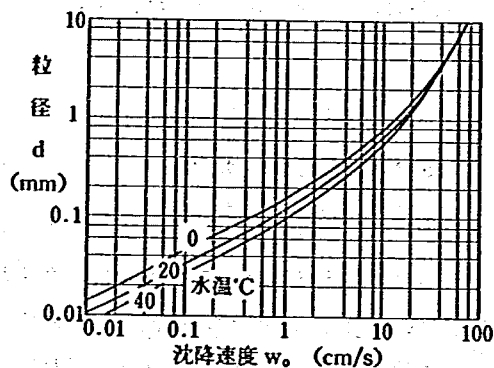


Fig. 1-4 砂粒の沈降速度と粒径の関係³⁴⁾

に比例し抗力係数が一定値となること、また底面の境界層も粗面乱流となること⁴⁰⁾等によって Re_s の影響はほとんど受けないものと思われる。これ以下の Re_s ($d < 0.3 \text{ cm}$) であれば、(2-4) 式の Re_s を無視し得ないと考えられる。

資料の図化の方法は以下のごとくである。

(1) 粒径ごとの q_s/u_*d と τ_* , H/d の関係を求めるための図化の方法

実験室の資料は、 q_s/u_*d と τ_* の関係に対する H/d の効果を見るため資料を $H/d = 5 \sim 20$, $20 \sim 50$, $50 \sim 100$, $100 \sim 150$, $150 \sim 250$, $250 \sim 350$, $350 \sim 450$, $450 \sim 550$, $550 \sim 750$, $750 \sim 1,250$ の群に分け、各群ごとに Fig. 1-5 に示すように q_s/u_*d と τ_* の関係をプロットした。この場合粒径の効果を知るために粒径の違いごとに記号を変え、また流れの抵抗と流砂量の関係を知るために、 ϕ の値をプロットした点の脇に記した。本解析に直接利用された資料は、Table 1-1 の No. 1, No. 2, No. 3, No. 4, No. 5, No. 6, No. 12, No. 13, No. 15 の内 B/H が 3 以上のものである。他の実験資料も Fig. 1-5 と同様に図化したが、中規模河床波が存在すること、実験精度が悪いと思われたので、単に (1-4) 式を評価する参考資料として使用した。

河川の資料は、実験室資料と同様に、各々の観測地点ごとに図示した。これらの図は、実験室資料より精度が悪い資料なので (1-4) 式を評価する材料としては直接使用せず、次のような使い方をした。河川資料は、実験室資料の τ_* , H/d の実験範囲を越えている資料が多くあり、実験資料から外挿的に類推しえる結論が正しいかどうかの判断等に使用した。

(2) 粒径ごとの ϕ と τ_* , H/d の関係を求めるための図化の方法

前述の Fig. 1-5 はプロットされた点の脇に ϕ の値が示されており、 ϕ と τ_* , H/d の関係を示すものであるが、このほかに [1] と同様に、 H/d の各群ごとの ϕ と τ_* の関係が分かるように Fig. 1-6 のごとく図示した。

河川の資料は、実験室資料と同様に各々の観測所ごとに図示し、流砂量の場合と同様の使い方をした。

1-5 流れの抵抗と河床形態

自由水面を持った移動床上には、流れの水理量変化に応じて種々の河床波が発生する。この河床波の形および大きさは、流れの抵抗と密接な関係がある。本節においては、中規模河床形態が生じない場合での小規模河床波と流れの抵抗との関係を記す。

ところで流れの抵抗、流砂量、河床形態は、移動床流れの三つの側面であり、流速係数 ϕ を予測するということは、同時に河床形態も予測することであり、 ϕ に関する (1-4) 式の関係係数が得られれば、その関係図は、河床形態をも示す図となる。このような関係を調べたもの

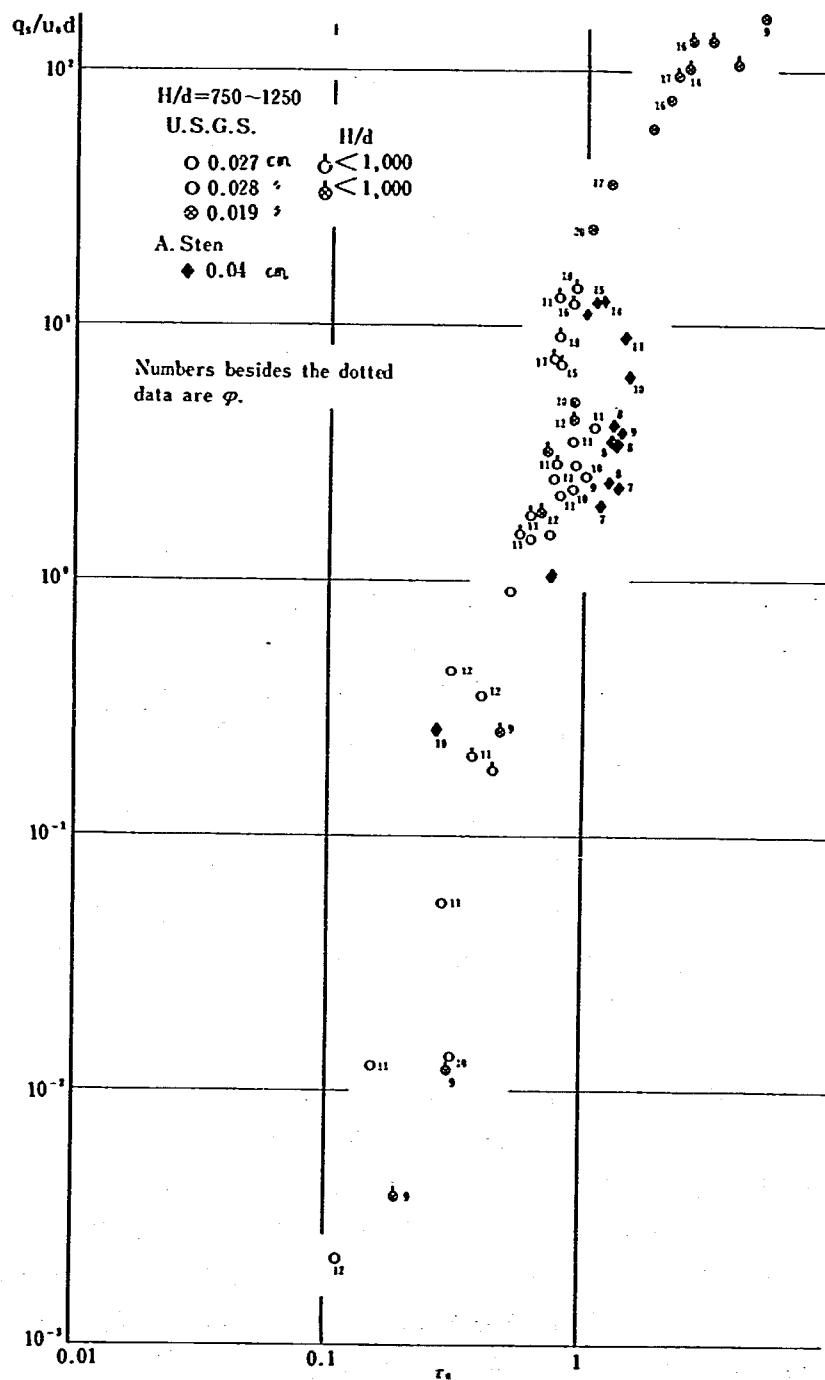


Fig. 1-5 q_s/u_d と r_s の関係, $H/d=750 \sim 1250$ の場合

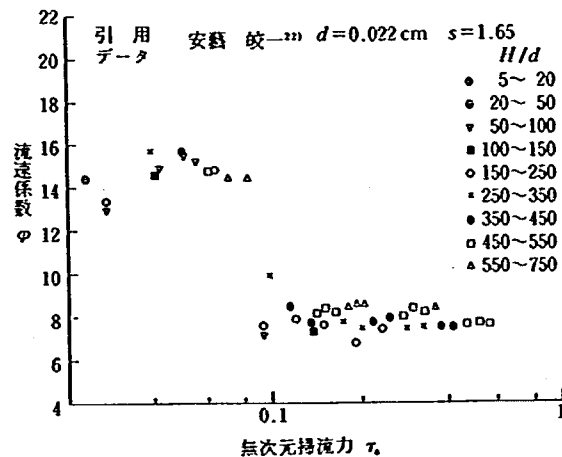


Fig. 1-6 ϕ と τ_* , H/d の関係

として岸・黒木³⁹⁾の研究がある。本節では、これをより詳細に分析し、精度良く流れの抵抗を評価し得るようにする。Fig. 1-7~Fig. 1-13は、粒径0.02, 0.03, 0.05, 0.1 cmの移動床材料に対して流速係数 ϕ が τ_* , H/d の変化に対してどう変わるかを河床形態が分かるように示したものである。ここで図中の実線の部分は1-4で述べた実測資料を基にして描いたものであり、点線の部分は、実測資料が無い領域での推定線である。推定線は実測資料がある所の河床形状と ϕ の関係、および各河床波ごとの ϕ と τ_* , H/d の関係を詳細に分析し、そこで分かった経験的法則性を資料の無い所にまで適用して描いたものである。

図の読み方を Fig. 1-10, 1-11の $d=0.05$ cmの ϕ と τ_* , H/d の関係図を用いて説明する。Fig. 1-10の同一のシンボルが付された線、および Fig. 1-11の数字が付された線は、相対水深 H/d がある値に固定された時、 τ_* の変化によって ϕ がどう変わるかを示したものである。また、図中 No Motion, Ripples, Dunes, Flat, Antidunesと記されているのは、その付近の曲線群の河床形態を示すものである。これをより明確にするために、例を使って説明する。

Fig. 1-10に示す $d=0.05$ cm, $H/d=125$ の場合は、 τ_* が0.04以下では τ_* が移動限界無次元掃流力より小さいため、河床は河床材料が移動しない平坦河床のままの状態で $\phi=16.2$ 位であるが、掃流力が大きくなると砂堆が発生し始め、抵抗が大きくなるため ϕ の値が徐々に小さくなる。さらに τ_* が大きくなり τ_* が0.45程度になると砂堆は消滅し始め遷移河床となり、ついには平坦河床となって ϕ は11程度から急に16程度に上昇する。さらに τ_* が大きくなると表面波が発生し始め、河床は反砂堆となり抵抗が増し ϕ が減少することを示したものである。なお τ_* が0.1~0.3では砂堆の変わりに砂礫が発生することがあり、この場合の ϕ は9程度となる(砂礫は H/d が小さい場合には発生しないが、この程度の値となると砂礫にもなりうるのである。より H/d が大きい場合には、逆に τ_* が0.5以下では砂堆は発生しな

い。)

Fig. 1-11 に示す $d=0.05\text{ cm}$, $H/d=1,000$ の場合は, τ_* が 0.04 以下では砂移動無しの平坦河床の状態であるが, 0.04 を越えるとこの場合は相対水深 H/d が大きいので砂澱が生じる。 τ_* が 0.55 程度になると砂澱は消滅し始め, 砂堆が発生し, ϕ は 11 程度から 8 程度に小さくなる。さらに τ_* が大きくなり $\tau_*=1.2$ 程度になると砂堆は消滅し始め, 平坦河床へ移行し, $\phi=8$ から 18 程度に急増する。さらに τ_* が大きくなれば反砂堆となり ϕ は減少していく。

同一河床形態の ϕ と τ_* の関係は, H/d によって異なるが, 同じような傾きを持った関係線であり, 逆に同じような傾きを持った関係線は, 同一の河床形態となっている。なお各河床形態の発生領域をより直截に分かるように, $d=0.05\text{ cm}$ の場合の領域区分図を τ_* - H/d 平面上に示せば, Fig. 1-14 のごとくである。 H/d が $80\sim 500$ で τ_* が $0.04\sim 0.4$ の範囲では, 砂堆と砂澱のどちらの河床波も生じる可能性があることが良く示されている。この領域区分図は, 粒径が異なると, 各河床波の発生領域が多少変化するもので多少違ったものとなるが, 基本的には, 同様の区分図となる。

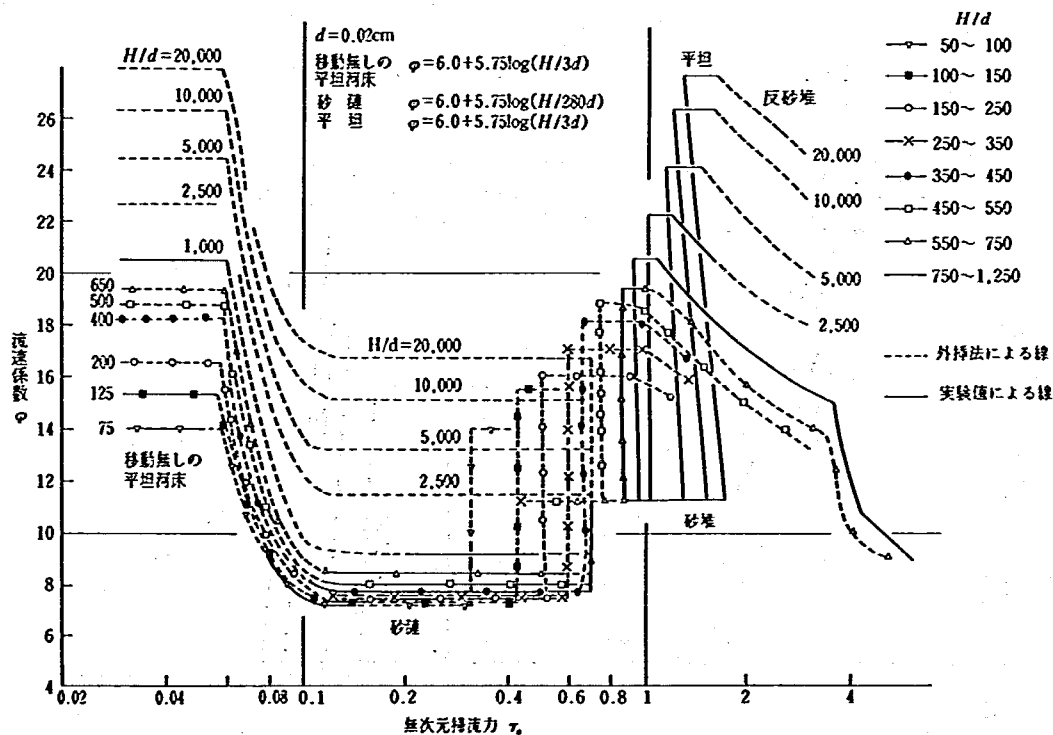


Fig. 1-7 ϕ と τ_* の関係 ($d=0.02\text{ cm}$)

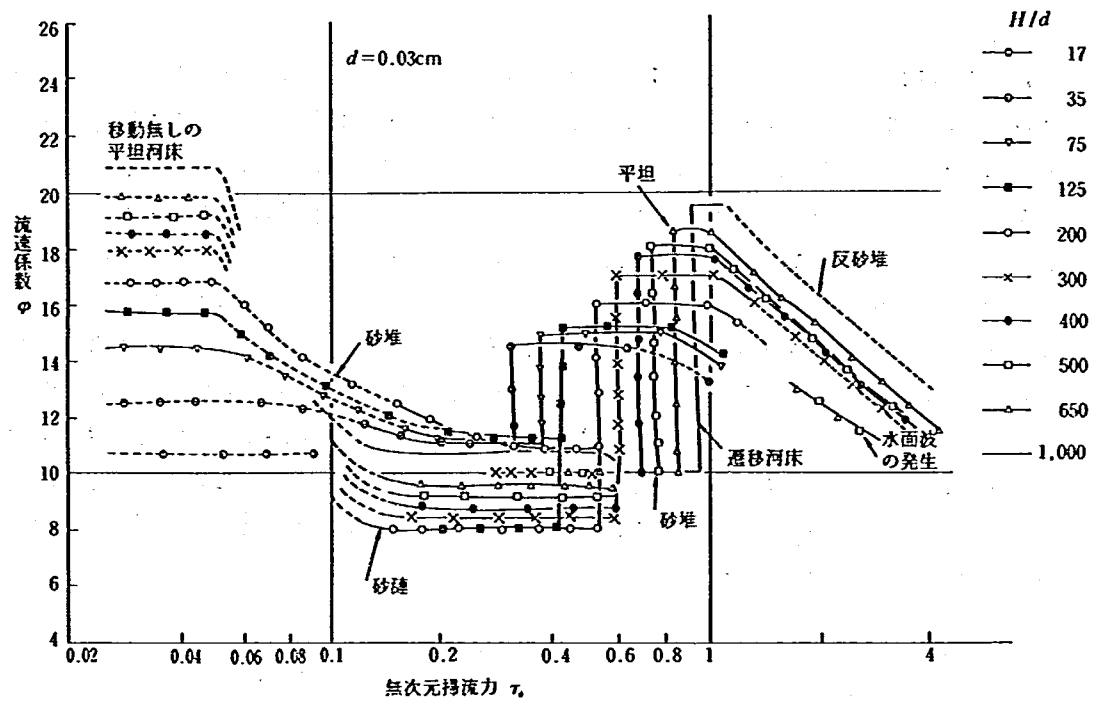


Fig. 1-8 ϕ と τ_* の関係 ($d=0.03$ cm, $H/d=10\sim1000$ の場合)

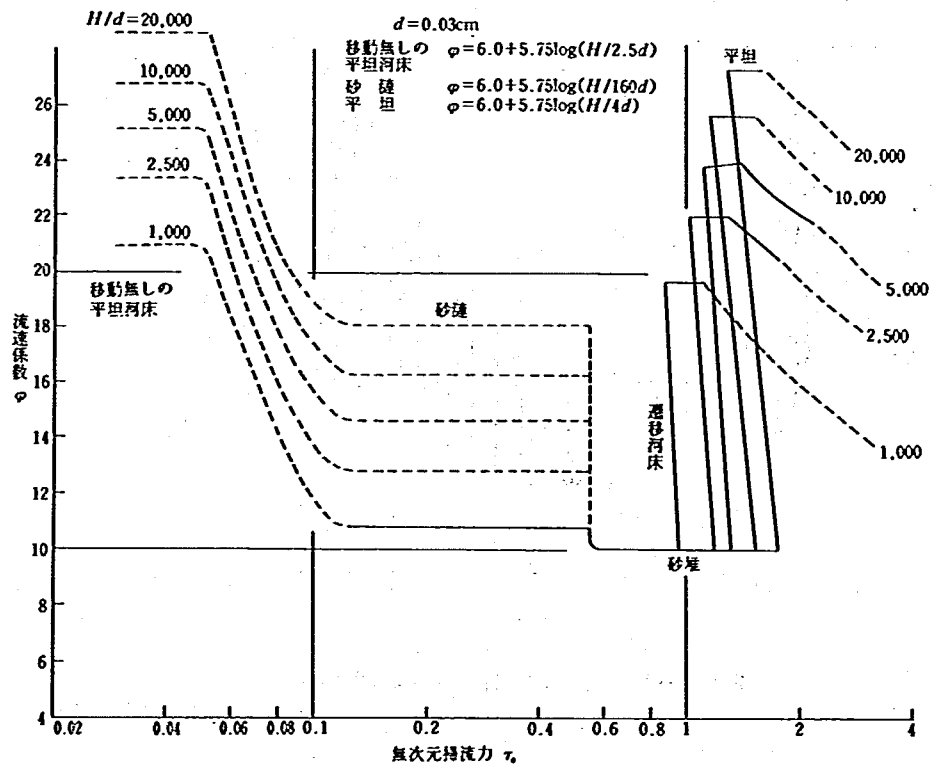


Fig. 1-9 ϕ と τ_* の関係 ($d=0.03$ cm, $H/d=1000\sim20,000$ の場合)

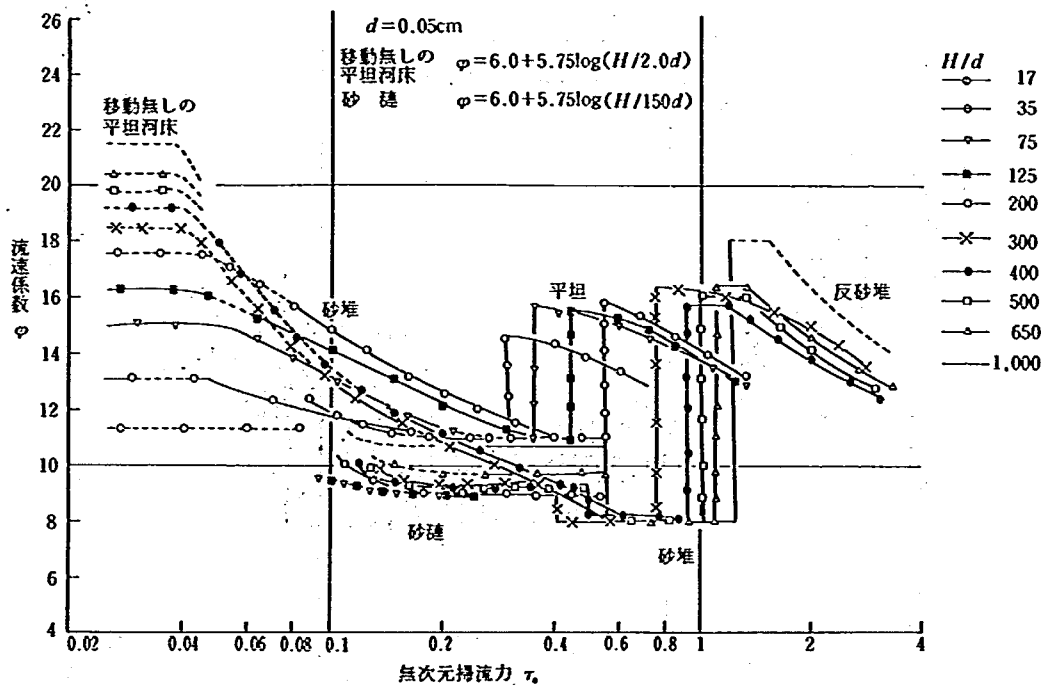


Fig. 1-10 φ と τ_* の関係 ($d=0.05\text{ cm}$, $H/d=5\sim1250$ の場合)

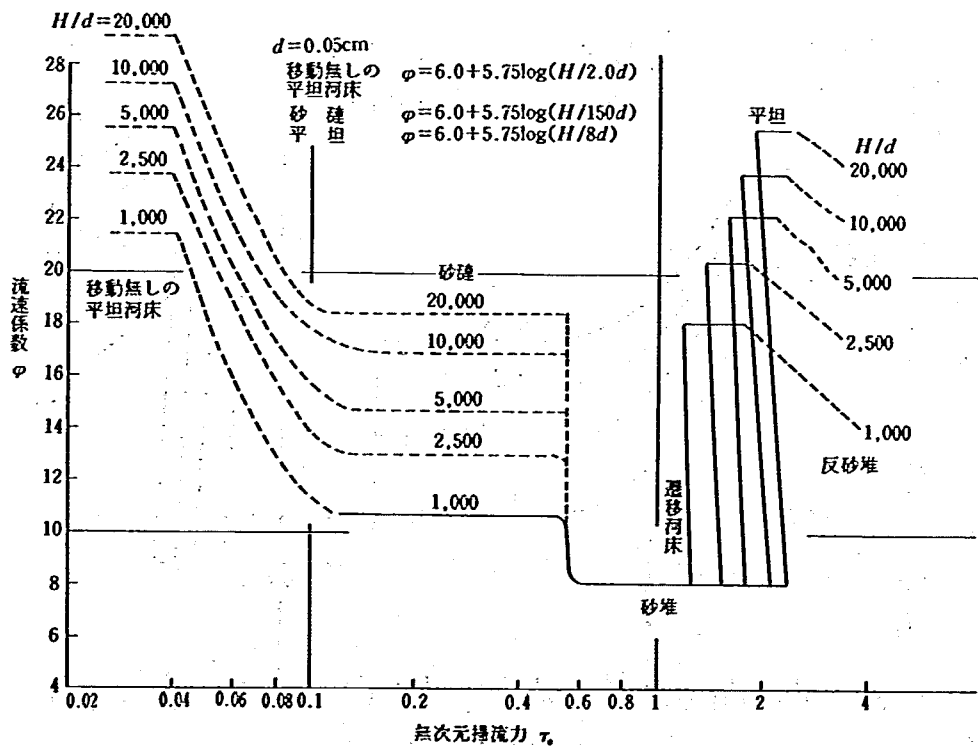


Fig. 1-11 φ と τ_* の関係 ($d=0.05\text{ cm}$, $H/d=1000\sim2000$ の場合)

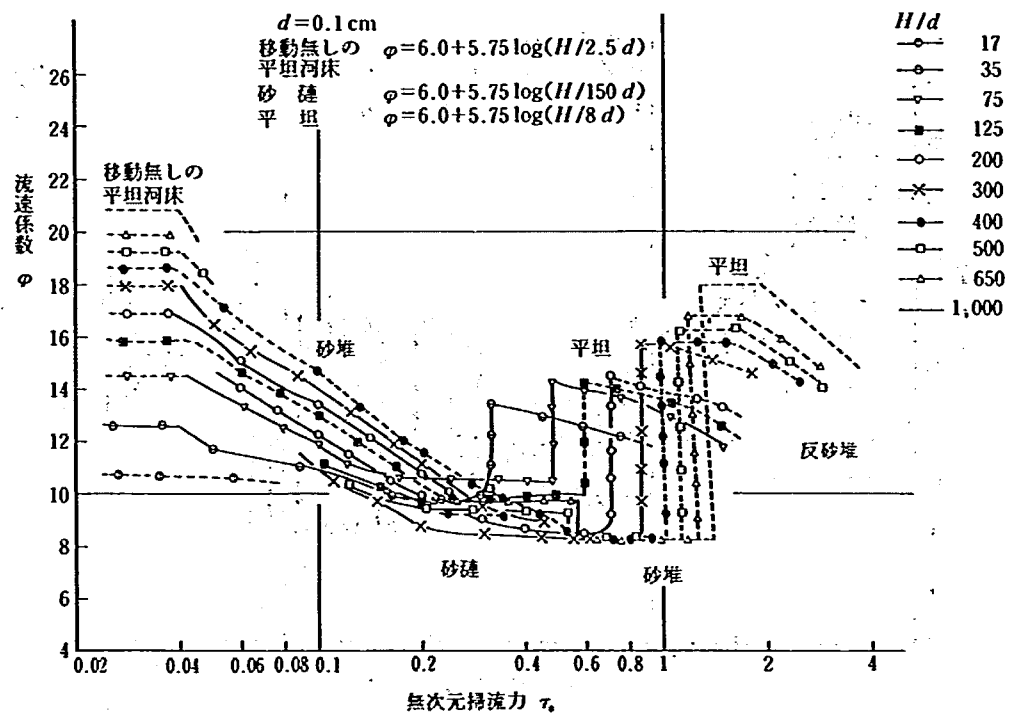


Fig. 1-12 ϕ と τ_* の関係 ($d=0.1\text{ cm}$, $H/d=15\sim1000$ の場合)

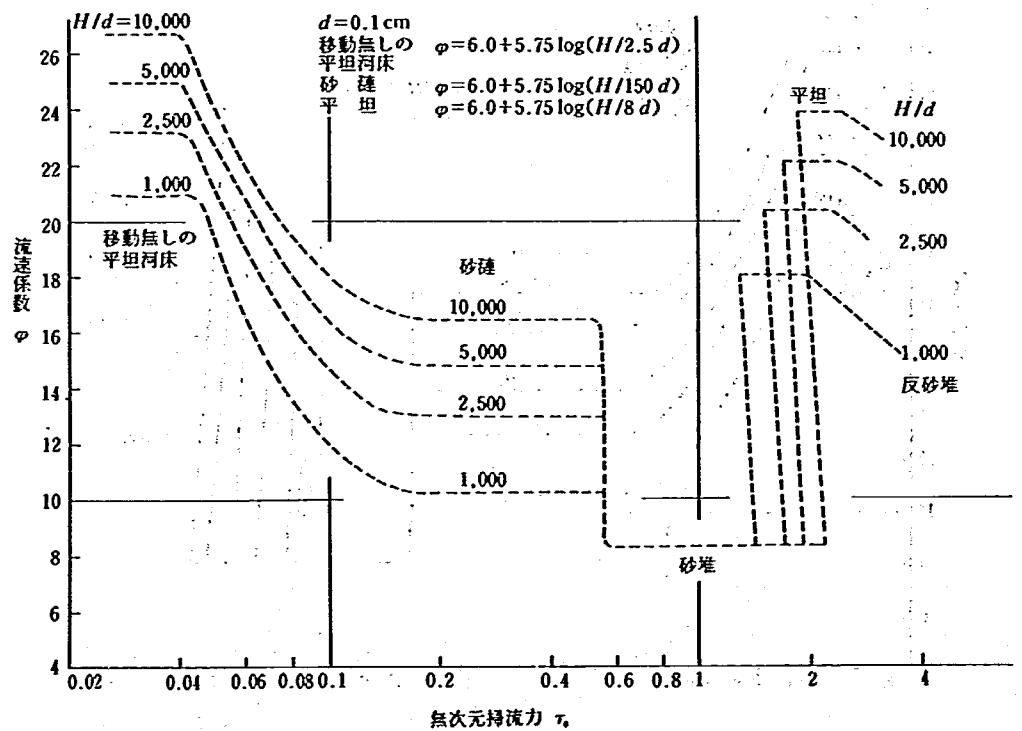


Fig. 1-13 ϕ と τ_* の関係 ($d=0.1\text{ cm}$, $H/d=1000\sim10000$ の場合)

ところで河床形態の発生領域区分図には、 F_r-H/d 平面で表わしたもの、 $I/s-H/d$ 平面で表わしたもの等多数あるが、 ϕ と τ_* 、 H/d の関係が分かれば、Fig. 1-14 は他の平面に変換しうる。Fig. 1-14 は、Garde, R. J.³⁹⁾ ($I/s-I/d$ 平面)、芦田・道上³⁹⁾ (τ_*-H/d 平面)、Cooper, R. H.等³⁹⁾ (F_r-H/d 平面) による領域区分と大略的には同様な結果をあたえるが、これらは粒径の違いの効果が入っていない。また H/d が 1000 以上の領域区分が明確になっていないこと、砂堆と砂礎の区分が成されていない等の欠点を持っている。なお F_r はフルード数で、 $F_r = V_m / \sqrt{gH}$ である。

参考のため Fig. 1-14 には、芦田・道上による τ_*-H/d 平面での領域区分図を一点鎖線で示した。U は Upper Regime, T は遷移河川, L は Lower Regime である。ただし F_r が 0.8 以上を Upper Regime としている。

次に流れの抵抗と河床形態との関係を述べ、実験資料の無い領域の ϕ と τ_* 、 H/d の関係をどのように推定したかをより詳しく説明する。

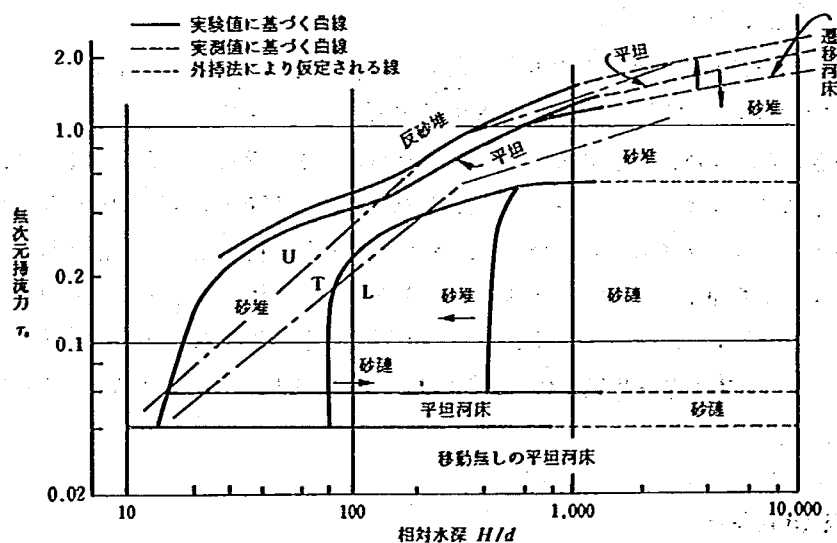


Fig. 1-14 小規模河床波の領域区分, $d=0.05$ cm の場合

(1) 底質材料の移動を伴わない平坦河床 (No Motion)

水路幅が十分に広く、流速の対数曲線型流速分布式が成立しえる場合には、Nikuradseの実験常数⁽⁹⁾を適用して

$$\varphi = 6.0 + 5.75 \log_{10} H/C_1 d \quad (1-6)$$

と考えられる。ここで C_1 は Re_s の数の関数である。ただし、粗面乱流の状態 ($u_* k_s/\nu > 70$) では C_1 は一定値となる。ところでこの C_1 の値は、Nikuradseの実験結果をそのまま適用し、 $k_s = d$ として φ を評価するよりも、移動床の実験結果を利用して評価した方が、より実態に近くなると考え、Table 1-1 の資料を使って求めることにした。

Table 1-1 の No. 3 の $d = 0.0541$ cm および、 $d = 0.0586$ cm の場合の φ の値は、河床の整形状態がよかったためか $C_1 \approx 1$ 程度とすると (1-6) 式に合うが、他の多くの資料では C_1 の値はこれより大きな値であった。資料の多さ等を総合的に判断して $\tau_* > 0.03$ で底質材料の移動の伴わない場合の C_1 の値は、

$d = 0.02$ cm に対して $C_1 = 3.0$

$d = 0.03$ cm に対して $C_1 = 2.5$

$d = 0.05$ cm に対して $C_1 = 2.0$

$d = 0.1$ cm に対して $C_1 = 2.5$

と一定値とした。粒径 0.3 cm 以上の場合は資料が少なく明確には述べられないが、一級河川の砂利を河床材料に持つ河川の流速係数の資料より $C_1 = 2.5$ とした。

粒径が小さいと、粒径が一定であっても τ_* の値が変わると Re_s 数が変化するため、 C_1 の値は多少変化するはずであるが、 C_1 を一定値としたのは、 τ_* が 0.03 から 0.06 の範囲では Re_s の変化は最大と最少で 1.4 倍しか異ならず、また水路床上に粘性底層⁽¹⁰⁾が存在している場合の Nikuradse の実験式によれば、 $C_1 \propto 1/Re_s$ であるので φ の値に寄与する Re_s の違いの効果は最大で 0.8 程度であり、 C_1 を一定値としても実用上問題が生じないからである。なお、水路床近くの流れの状態が遷移状態になるような Re_s の範囲では、 φ に対する Re_s の影響はより小さくなる。

(2) 砂漣 (Ripples)

H/d が 500 以上の場合の砂漣の波長 L_s および波高 H_s に対する粒径 d の比は

$$L_s/d \text{ or } H_s/d = f(\tau_*, Re_s) \quad (1-7)$$

であり、十分に発達した砂漣の場合、ある特定の粒径に対してこの比は、Yalin, M. S.⁽¹¹⁾ や土木学会水理委員会移動床流れの抵抗と河床形状研究小委員会⁽¹²⁾ で指摘しているように、ほぼ一定となる。従って、河床面付近の凹凸は粒径 d に比例するので、相当粗度高 k_s も d に比例し、

$$\phi = 6.0 + 5.75 \log (H/C_2 d) \quad (1-8)$$

と推定される。ここで C_2 はある特定の粒径に対しては一定である。H/d が 500 以上の実験資料より C_2 を求めると

d=0.02 cm に対して $C_2=280$

d=0.03 cm に対して $C_2=160$

d=0.05 cm に対して $C_2=150$

d=0.1 cm に対して $C_2=150$

である。H/d が 500 より小さい場合は、砂礫形状が水深の影響を受けるため、 C_2 の値は H/d の影響を受ける。H/d が 300 以下では Fig. 1-7, 1-8, 1-10 に示すように、 ϕ の値は H/d によってあまり変化しなくなり、d=0.02 cm および 0.03 cm に対して 8 程度、d=0.05 cm に対して 9 程度の値となる。

(3) 砂堆 (Dunes)

H/d が 300 以下で、 τ_* が 0.5 以下での ϕ の値は、Fig. 1-15 に示すように砂堆の H_s が τ_* が増加するにつれて大きくなるため、形状抵抗が増加し、 ϕ の値は小さくなるが、 τ_* が 0.6 より大きい場合は、 ϕ の値は H/d の値によってあまり変化しない。この理由は、この領域の砂堆のスケールが H/d によらず水深に比例し、その形状抵抗損失が表面まさつ抵抗損失より十分

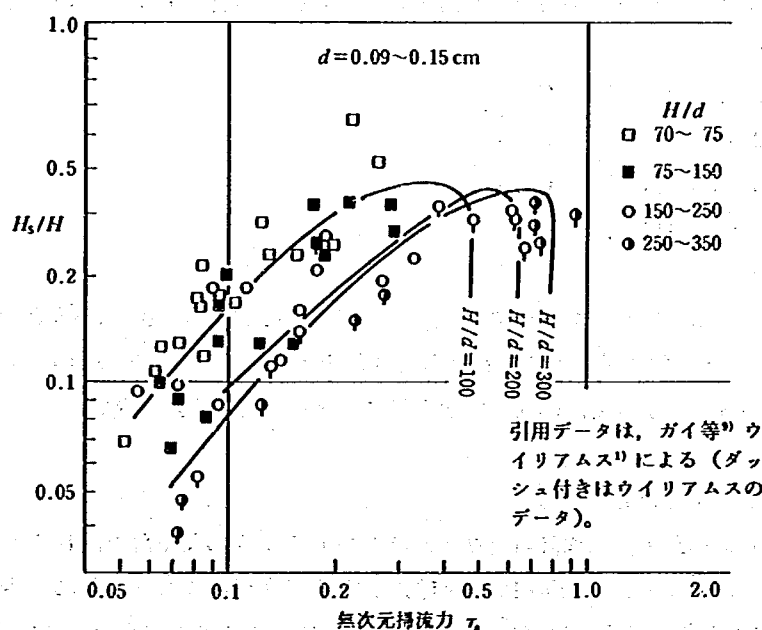


Fig. 1-15 砂堆の相対波高 H_s/H_m と τ_* の関係, $d=0.09 \sim 0.15$ cm の場合

に大きく、相当粗度 k_s が H に比例したものとなるためである。なお r_s が 0.6 以上での砂堆河床の ϕ の値は粒径によって多少変わり、 $d=0.02$ cm で 11.5, $d=0.03$ cm で 10, $d=0.05$ cm および 0.1 cm で 8 程度の値となっている。この原因は、粒径の小さい方が H_s/H が小さいためと言うより、波形勾配 H_s/L_s が小さいことによるらしい ($d=0.05$ cm の場合 $H_s/L_s=0.05$ であるが、 $d=0.03$ cm では $H_s/L_s=0.04$ 程度となっている⁷⁾)。

(4) 遷移河床 (Transition)

遷移河床における ϕ の値は、水深、粒径が分かっている、その値を正確には予測することができない。なぜなら、河床形態が砂堆から平坦河床の間で変化しうるからである。ある特定の H/d に対して平坦河床でもっとも小さな r_s は、砂堆河床でもっとも大きな r_s より多少小さい。このことは同一の水位、勾配において異なった単位幅流量を生じる可能性が有ることを示している。これが抵抗の多価性と言われる現象¹²⁾である。

(5) 平坦河床 (Flat bed with high sediment transport)

多量の土砂移動を伴った平坦河床の ϕ は、この土砂移動によって、土砂移動のない平坦河床の ϕ とは多少異なった値となる。

H/d の小さい場合の ϕ は実験資料より求め、 H/d が大きく資料の無い所は

$$\phi = 6.0 + 5.75 \log (H/C_3 d) \quad (1-9)$$

と仮定し、 H/d の大きな実験資料、また河川の実測資料も参考にして、 C_3 の値を求めた。評価された C_3 の値は

$d=0.02$ cm に対して $C_3=3$

$d=0.03$ cm に対して $C_3=4$

$d=0.05$ cm に対して $C_3=8$

$d=0.1$ cm に対して $C_3=8$

である。

なお、 C_3 は本来 Re_s によって変化するが、 H/d が 1000 以上で平坦河床の場合の r_s の範囲である 1.0~2.0 では、粒径が一定であれば Re_s は最小と最大で 1.4 倍しか異ならず、(1) で述べたのと同様の理由によって、 C_3 を一定値としても実用上問題は生じない。

(6) 反砂堆 (Antidune)

r_s が増加するにつれて、水面波の発達と碎波が生じるようになるため流れの抵抗は増加し、 ϕ は小さくなる。しかし、 H/d が 1000 を越える実験室資料は少なく、2000 を越える資料は Rio Grande 川の観測例²⁰⁾を除けば無いようである。 H/d の大きな場合の ϕ は前述の河川資料の整理結果⁷⁾を考慮しながら H/d が小さい場合の ϕ と r_s の関係が同様に成立するとして、 H/d

d が小さい場合の ϕ と τ_* の関係式の傾きをそのまま H/d が大きい場合にも適用した。

以上、河床形態毎に ϕ と τ_* 、 H/d の関係の推定法を示した。これより流れの抵抗と水理量の関係を河川で生じる水理量の範囲について、Fig. 1-7~Fig. 1-13 に示し、流速係数 ϕ を水深 H 、勾配 I 、粒径 d の三量で評価し得るようにした。

1-6 流砂量と河床形態

河床形態は流れの抵抗と密接な関係にあるのみならず流砂量とも強い関係がある。本節においては、この関係について述べる。

Fig. 1-16~Fig. 1-20 は、粒径 0.02, 0.03, 0.05, 0.1, 1.0 cm の移動床の無次元流砂量 q_s/u_*d が τ_* 、 H/d の変化に対してどう変わるかを、河床形態が分かるように図示したものである。ここで、図中の実線の部分は、1-3 で述べた実験室資料を基にして描いたものであり、点線の部分は、実験室資料の無い領域での推定線である。推定線は、実験室資料がある所の河床波形態と q_s/u_*d の関係を分析し、そこで分った経験的事実を資料の無い所まで extrapolate した、また粒径が異なっても同一の τ_* 、 H/d で河床形態が同じものであれば、 q_s/u_*d と τ_* 、 H/d の関係がほぼ類似のものになるだろうとして描いたものである。ただし、 H/d が 5000 以上の場合の推定線は Einstein の流砂量理論⁴⁾を援用して描いた。

図中の同一シンボルを付した線は、相対水深をある値に固定した時、 τ_* の変化によって、 q_s/u_*d がどう変わるかを示したものである。河床形態が異なると土砂の運動形態が異なり、 q_s/u_*d と τ_* 、 H/d の関係が変わるため、明確に曲線群が識別しえ、曲線の勾配がほぼ同じである曲線群は、同じ河床形態となっている。

各河床形態と流砂量の関係は次の如くである。

(1) 砂澁 (Ripples)

1-5 [2] で述べたように H/d がある程度大きいと、ある特定の粒径に対して十分に発達した砂澁の H_s/d はほぼ一定値となり、砂澁の相当粗度 k_s は $k_s = C_2 d$ となる、つまり、河床近くの流速や乱れの強さは、水深によっては変化せず、 u_* と平均河床面からの高さ y のみに依存することになる。このことは、砂澁では流砂は河床近くのみで動くので、ある特定の粒径に対する無次元流砂量 q_s/u_*d は τ_* のみに依存し、 H/d に影響を受けないことが推察される。事実 Fig. 1-16~Fig. 1-19 に示す如く

$d=0.02$ cm 及び 0.03 cm に対して	$H/d=300$
$d=0.05$ cm に対して	$H/d=450$
$d=0.1$ cm に対して	$H/d=600$

以上であれば、 q_s/u_*d は τ_* のみの関数となる。なお、 $d=0.1$ cm 場合には H/d が 600 を越える実験室資料が無く推定値であるが、米国 East Fork 川の掃流砂観測資料³⁹⁾ ($d=0.1\sim0.2$

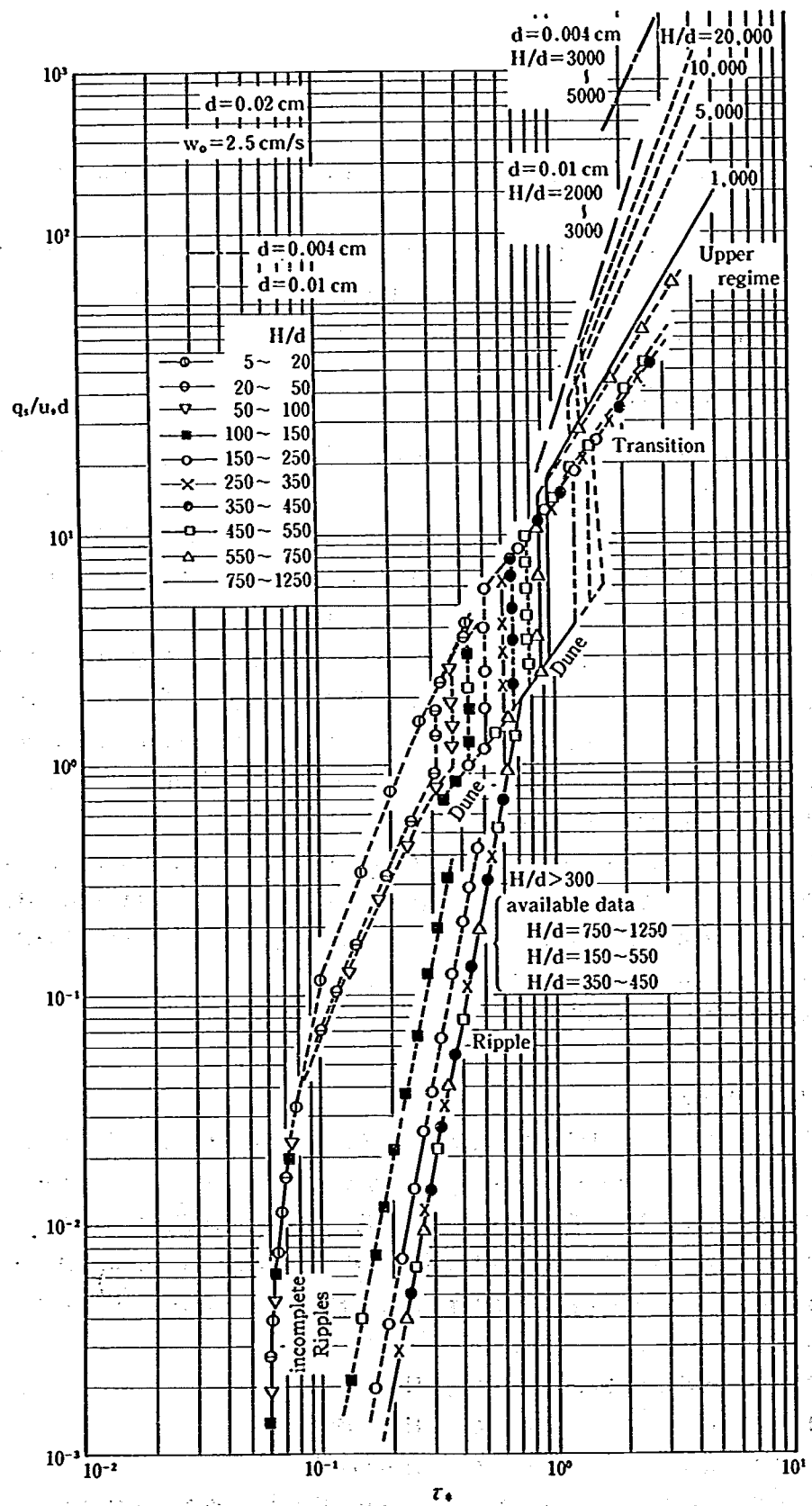


Fig. 1-16 $q_s/u, d$ vs. τ_* , $d=0.02 \text{ cm}$ の場合

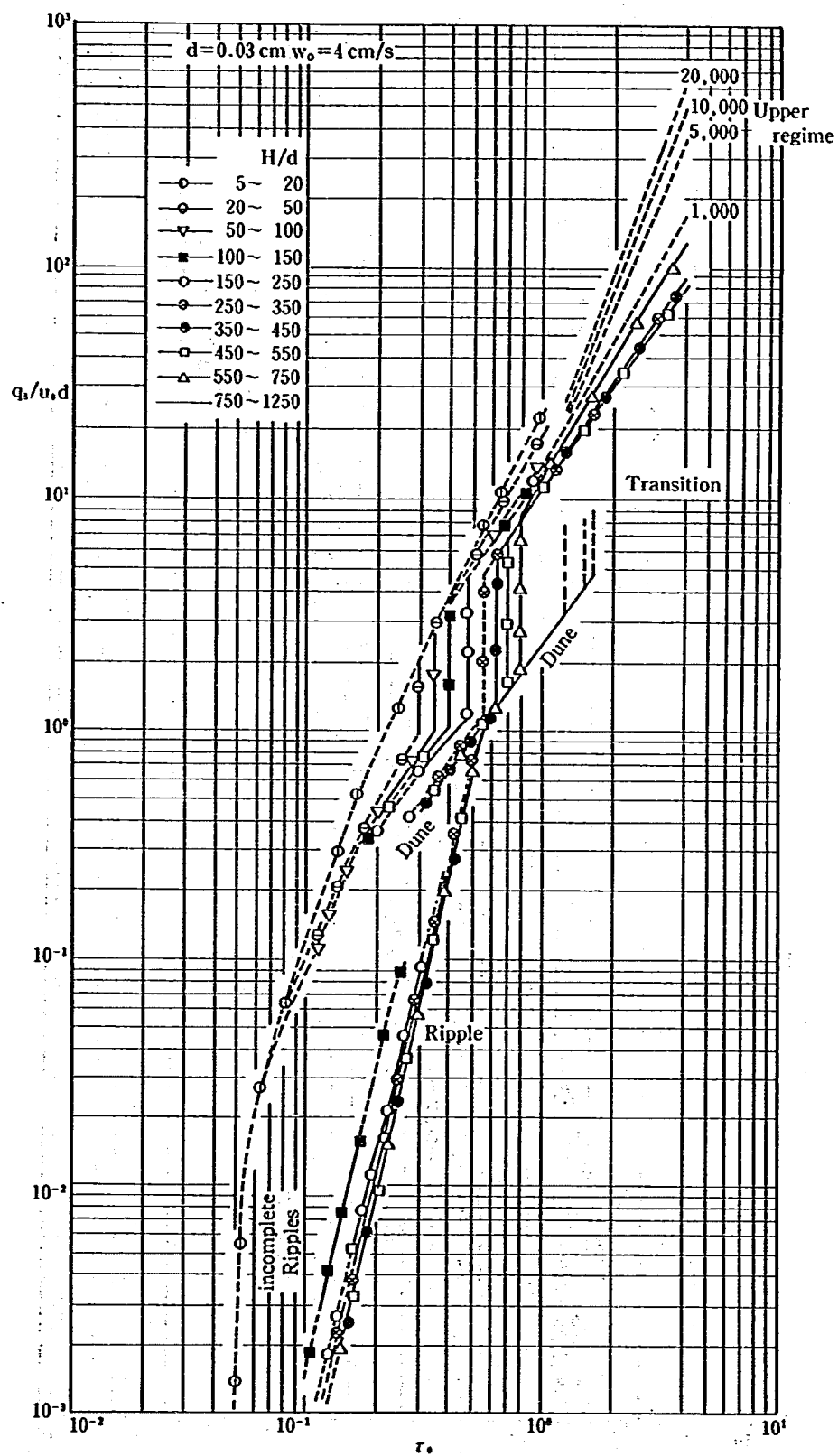


Fig. 1-17 $q_s/u_s d$ vs. r_s , $d = 0.03 \text{ cm}$ の場合

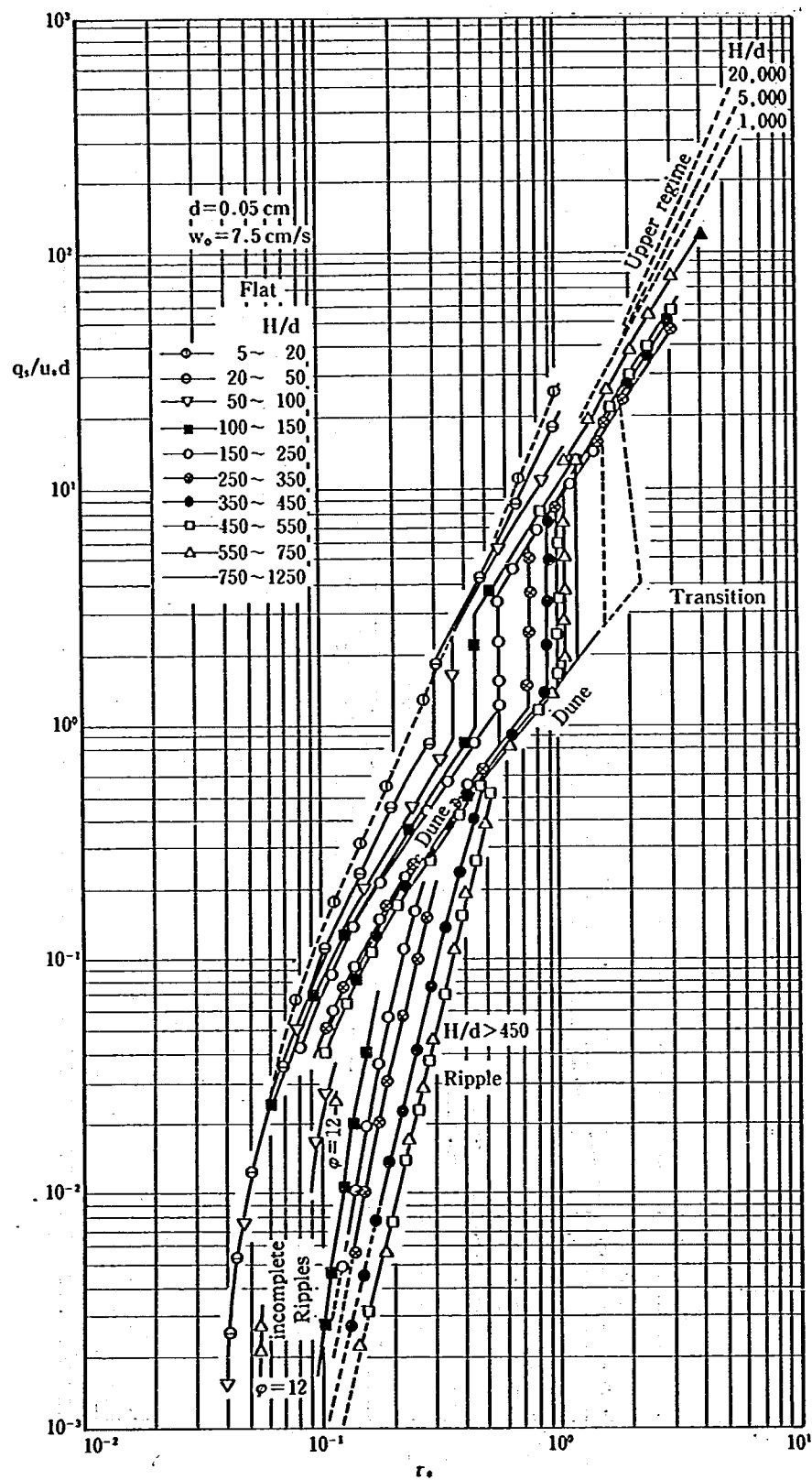


Fig. 1-18 q_s/u_*d vs. r_* , $d=0.05 \text{ cm}$ の場合

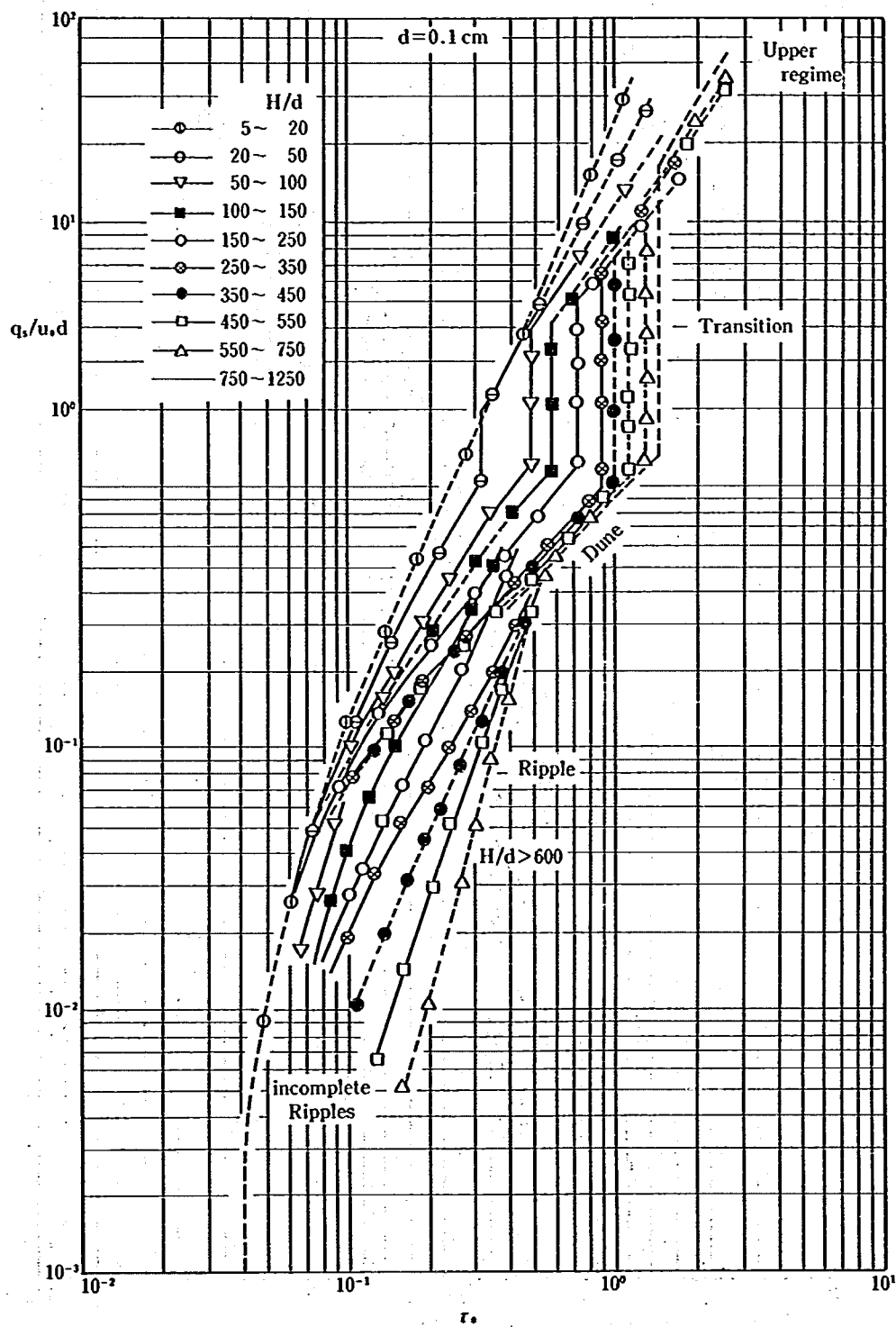


Fig. 1-19 q_s/u_*d vs. τ_* , $d=0.1 \text{ cm}$ の場合

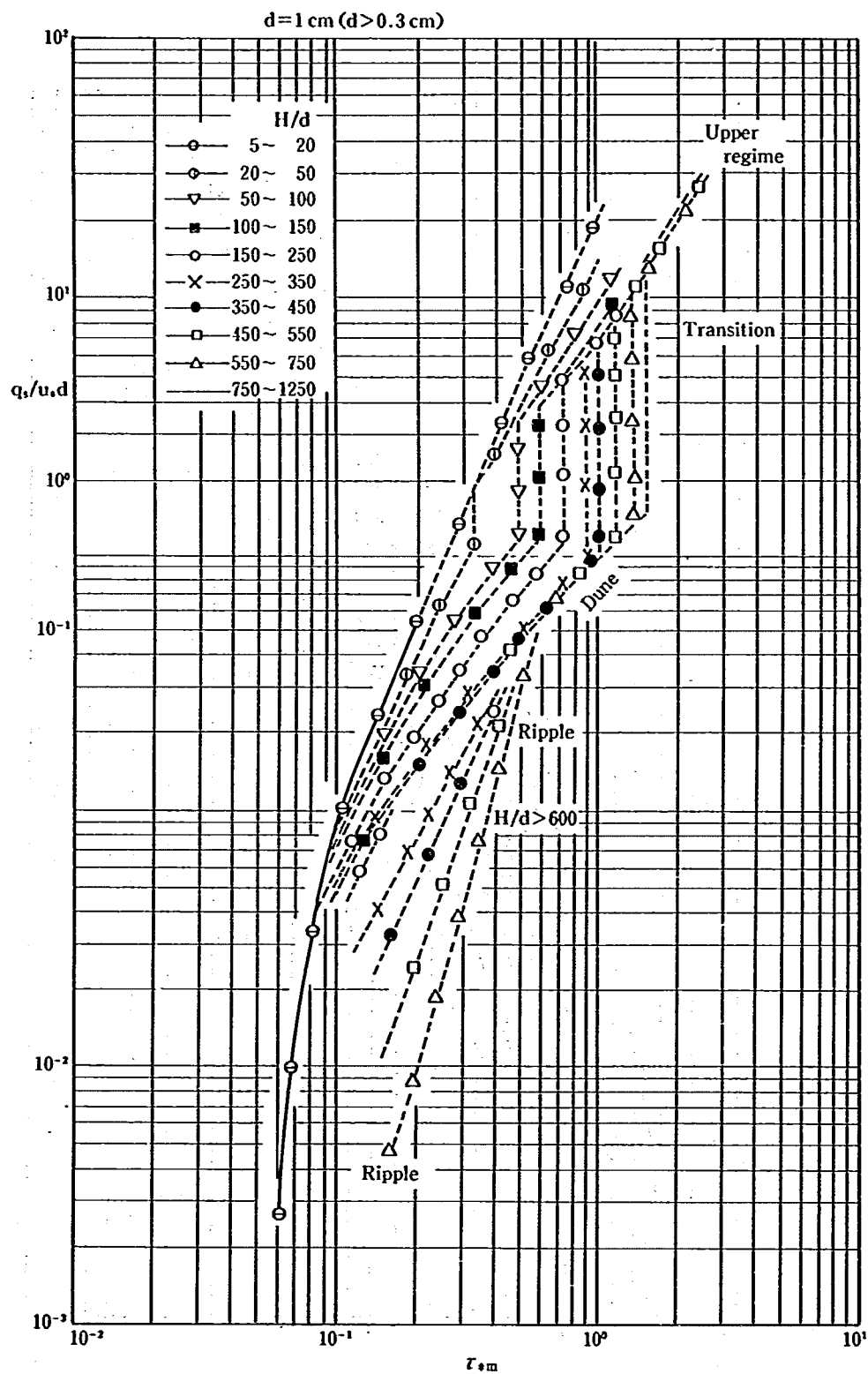


Fig. 1-20 q_s/u_*d vs. τ_* , $d=1\text{ cm } (d>0.3\text{ cm})$ の場合

cm) を整理解析した結果⁽⁴⁾は、Fig. 1-19 の H/d が 600 以上の $q_s/u, d$ と τ_* の関係線に近い値となっており、この推定線は十分に実用に耐えるものと考えている。

この H/d が大きい場合の砂礫河床の流砂量式は、資料が十分にある 0.02, 0.03, 0.05 cm に対して示せば以下の如くである。

$$\left. \begin{aligned} d=0.02 \text{ cm に対して } q_s/u, d &= 11.4 \tau_*^{5.4} \\ d=0.03 \text{ cm に対して } q_s/u, d &= 14.6 \tau_*^{4.6} \\ d=0.05 \text{ cm に対して } q_s/u, d &= 7.99 \tau_*^{4.25} \end{aligned} \right\} \quad (1-10)$$

H/d が小さい場合は、砂礫の形状が水深の影響を受けるので $q_s/u, d$ は τ_* , H/d の両方の影響を受けることになる。この場合 d が 0.05 cm 以下では、 H/d が前述した値より大きな場合の $q_s/u, d$ と τ_* の関係線と平行な関係線となり、その傾きは H/d が大きな場合とほぼ等しいが、 d が 0.1 cm になると傾きが緩くなる。なお d が 0.06 cm 以上になると Re_* が 10 以上となって砂礫が発生しない⁽³⁸⁾と言われるが、Fig. 1-19 に示すごとく流砂量から見ると $d=0.1$ cm の場合でも、 d が 0.06 cm 以下の砂礫の場合の $q_s/u, d$ の τ_* , H/d の関係と似たような関係となっている。今まで砂堆として分類されてきたもののうちには、砂礫と見なすべきものが含まれていると思われる。 $d=0.1$ cm の砂礫の波長は、 L_s/d が 1000 程度であるので 1 m にも達する。これが砂礫と見なされなかった大きな理由である。 d が 0.06 cm 以上の砂礫と砂堆の区分は形態だけで明確に分類しえず、 ϕ および $q_s/u, d$ の値から総合的に判断する必要がある。

τ_* が 0.06~0.15 で $q_s/u, d$ が 10^{-2} 以下の場合の砂礫河床の $q_s/u, d$ は、平坦河床より実験を行った場合、砂礫が十分に発達しないので、 τ_* が大きく砂礫が十分に発達した $q_s/u, d$ より大きくなることがある。この範囲の $q_s/u, d$ は砂礫の発達過程の履歴の影響を受け、明確に (1-4) 式の関係性を求められない。Fig. 1-16~Fig. 1-19 において incomplete ripples と示した領域がそれに当る。

[2] 砂堆 (Dunes)

τ_* が 0.6 より大きく、また H/d がある程度大きい場合 ($H/d > 300$)、 $q_s/u, d$ と τ_* の関係は、 H/d が大きくなると同一 τ_* に対して $q_s/u, d$ が多少小さくなるが、ほとんど H/d の影響を受けていない。このことは底質材料を有効に動かす掃流力は、表面まさつ力によるものと考えられるので、砂堆による形状損失と表面まさつ損失の比が水深によってあまり変わらないと解釈することができる。

H/d が小さい場合 ($H/d < 300$) には、 H/d が大きな方が同一 τ_* に対して $q_s/u, d$ は小さい値を持つ。これは H/d が小さいほど表面まさつ損失の割合が全損失に占める割合が大きく、 H/d が小さい方が有効掃流力が大きいことによると考えられる。

$d=0.05$ cm の場合に顕著に見られる現象であるが、 H/d が 200 前後で $q_s/u, d$ と τ_* の関係

が多少変わり、 H/d がこの値より小さい場合と大きい場合では曲線群の位置が多少ずれている。ちょうど $H/d=150\sim 250$ の場合は、どちらの曲線群の中にも入れる。Fig. 1-10 に示されるように、 $H/d=200$ 前後の φ と τ_* の関係線が 2 本有り、 φ の値の大きな場合が、Fig. 1-22 における q_s/u_*d と τ_* の関係において H/d が小さい曲線群 (q_s/u_*d の値が大きな曲線群に対応している。このことは $H/d=200$ 前後で砂堆の形状が多少性質の異なったものとなっていると思われる。

(3) 遷移河床 (Transition)

遷移河床における q_s/u_*d の値は、 τ_* 、 H/d が分かっている、河床形態が砂堆から平坦河床まで変化しえるので予測することができない。予測するためには、河床状態に関する情報量、つまり φ の値が必要である。

ただし、たとえ φ の値が分っている、流砂量に関する実測資料の不足のため、いかに q_s/u_*d を評価したら良いのかは、現在の所明確にし得ていない。

(4) 平坦河床及び反砂堆 (Upper Regime)

平坦河床および反砂堆での流砂量は、浮遊砂の占める割合が多いのでこれを考慮した考察が必要である。

H/d が 1000 以下の場合、実験室資料がある場合は資料を基に、無い場合は 1000 以下の平坦河床の流砂量および粒径の異なる場合の q_s/u_*d と τ_* の関係を基に類堆によって q_s/u_*d と τ_* 、 H/d の関係図を描いたが、 H/d が 1500 以上の実験室資料が少ないので、 H/d が大きな場合は、 q_s/u_*d と τ_* 、 H/d の関係を以下の如く評価することにした。

Einstein の流砂量理論⁽⁴⁾によれば、全流砂量 q_s は次式に示される。

$$q_s/u_*d = 23.2 \cdot Ca / \rho_s \cdot (Pr I_1 + I_2 + 1) \quad (1-11)$$

ここで u_* は Einstein によって定義された有効掃流力に対応するまさつ速度、 Ca は河床から $2d$ 離れた所の土砂濃度 (重量) である。 I_1 、 I_2 、 Pr は以下の如くである。

$$I_1(\eta_0 \cdot \beta) = 0.216 \frac{\eta^{*-1}}{(1-\eta_0)^2} \int_{\eta_0}^1 \frac{(1-\eta)^2}{\eta} d\eta \quad (1-12)$$

$$I_2(\eta_0 \cdot \beta) = 0.216 \frac{\eta^{*-1}}{(1-\eta_0)^2} \int_{\eta_0}^1 \frac{(1-\eta)^2}{\eta} \ln \eta d\eta \quad (1-13)$$

$$Pr = 2.3 \log \frac{30.2 \times H}{d} \quad (1-14)$$

$$\beta = \frac{w_0}{0.4 u_*} \quad (1-15)$$

ここで $\eta_0 = 2d/H$ 、 $\eta = z/H$ 、 X は $u_*d/11.6\nu$ の関数、 w_0 は底質材料の沈降速度、 z は河床か

ら垂直方向の距離である。

もし河床形態が平坦河床とすると、ある特定の粒径に対しては、河床近くの流速分布、乱れ
の特性は H/d の影響は少なく τ_* のみに関係すると考えられる。従って $u_*' = u_*$ と仮定し、
(1-11), (1-12), (1-13), (1-14), (1-15) 式を使って、 $H/d \approx 1,000$ の場合の q_s/u_*d と
 τ_* の関係線より、 Ca を求め、この Ca は H/d が大きくても、 τ_* が同じであるなら同じ値を持
つと仮定して、 q_s/u_*d を (1-11)~(1-15) 式より評価した。なお沈降速度は Rouse³⁴⁾ による
水温 20°C の値とした。評価された q_s/u_*d は形状損失や浮遊砂によるカルマン常数の変化等を
考慮していないので、精度良く流砂量を評価しているといえないが、河川工学上の種々の判断
に役立つものと考えられる。

なお Fig. 1-18 に見るごとく H/d が 300 以下では、同一 τ_* に対して H/d が大きくなるほ
ど q_s/u_*d が小さくなるが、これ以上は H/d が大きくなるほど逆に q_s/u_*d が大きくなる。 H/d
が小さい場合は、浮遊砂濃度が高く、これによって流速分布形の変化や土砂含みの流体の密
度の増加等によって流砂量が多くなるものと思われる。

1-7 粒子レイノルズ数の効果 (水温の効果)

前小節までにおいて、粒径の違いが、流砂量、流れの抵抗に及ぼす効果について述べたが、
粒子レイノルズ数 Re_s が及ぼす効果については直接述べなかった。本節においては Re_s が移動
床の水理に及ぼす影響について述べる。

(1-5) 式によると、 τ_* と d が定まっている場合、 Re_s は ν に反比例する。Fig. 1-4 の左上
の水温変化による影響スケールで示すように、水温が 20°C から 40°C に上昇すると Re_s が約
50% 増加、逆に 20°C から 0°C に下ると 50% 減少する。

良く知られているように、 Re_s は河床面近くの流速分布及び乱れ特性、境界層の厚さに影響
を与える。また河床に存在する粒子の抗力係数、揚力係数及び粒子の相対沈降速度 w_0/u_* にも
影響を与える。上述した要因が、移動床流れの水理にどんな影響を与えるか簡単に述べる。

(1) 限界掃流力

1-4 で述べたごとく、 d が 0.3 cm 以下であれば、河床面近くの流速分布形、粒子の抗力お
よび揚力係数等は Re_s によって変化する。それゆえ無次元移動限界掃流力は Re_s によって変化
する。本報告で使われた資料を使って無次元流砂量 $q_s/u_*d = 10^{-3}$ に相当する τ_* の値 (ほぼ τ_{*c}
に近い値である。) を定めたものが、Fig. 1-4 に点線で示されている。これは各粒径ごとに、
 q_s/u_*d が 10^{-3} 付近の q_s/u_*d と τ_* の関係を図示したものより、eye fitness によって $q_s/u_*d =$
 10^{-3} に相当する τ_* を求め、これを基にし、Shield の移動限界曲線³⁵⁾ 等も考慮して求めたもの
である。

同図より、Taylor, B. D.⁴³⁾ が述べたように、同一水深、勾配、また河床が平坦で土砂移動量

が多くない、つまり限界掃流力より多少 τ_* が大きい所では、無次元限界掃流力の Re_* 数による変化同様、水温の低下は Re_* が 13 より小さければ q_s の減少、 Re_* が 13 から 300 では q_s の増加、300 より大きければ影響が無いことが良く理解しえる。

(2) 平坦河床上の抵抗係数

粗面管の抵抗係数に関する実験結果によれば、 Re_* が 70 以下で主流が乱れていれば、ある特定の H/d に対する ϕ の値は、 Re_* によって変化する。 Re_* が 5 から 20 では、 ϕ の値は Re_* が 70 より大きい場合より、1.0~1.3 程度大きくなり、5 以下では Re_* が小さくなるほど ϕ は小さくなる。

本報告で使われた資料によると、平坦河床で土砂の多い場合（ただし $\tau_* = 0.8 \sim 1.5$ ）、特定の H/d に対しての ϕ の値は粒径の小さいほど、つまり Re_* が小さいほど（ただし Re_* は 10~100 の範囲）大きく、前述の傾向と一致するが、土砂移動の無い平坦河床では、 ϕ の値と粒径の間に明確な関係を見つけないことができる。これは河床の整形条件が異なり砂粒の河床面での存在状態が違っていたためと思われる。

(3) 砂澍における流れの抵抗と流砂量

砂澍河床における無次元流砂量 q_s/u_*d は、以下に述べる H/d 以上では H/d に影響を受けない。

粒径 0.02 cm 及び 0.03 cm に対して $H/d=300$

粒径 0.05 cm に対して $H/d=450$

粒径 0.1 cm に対して $H/d=600$

また粒径が小さい程、同一の τ_* 、 H/d という条件で q_s/u_*d 及び ϕ が小さい。このことは Re_* が小さい方が同一の τ_* 、 H/d という条件の下で ϕ 、 q_s/u_*d が小さくなることを示す。これは Franco, J. J.⁽⁴⁾ による実験結果（ $d=0.023$ cm, $s=1.65$ の底質材料を使った砂澍河床の流砂量は、同一 τ_* 、 H/d の条件下では水温の低下は ϕ と q_s/u_*d を減少させる。）と一致する。なぜこのようなことが起こるのか原因は良くわかっていない。

H/d が 500 以上の場合、砂澍から砂堆に移行する掃流力 τ_* は 0.6~0.7 であるが、粒径 0.01 cm の場合（ $Re_* < 5$ ）は、砂澍から直接平坦河床に移行し、砂堆は生じない⁽⁶⁾（筆者が行った粒径 $d=0.021$ cm, $s=0.5$, $w_o=1$ cm/s の石炭粉の実験（ $Re_* < 7$ ）においても河床形態は砂澍から平坦河床に直接移行し、砂堆は生じなかった⁽⁷⁾）。土砂の移動形態を見ると砂澍河床においても浮遊砂が多く、土砂の移動形態が 0.2 mm 以上の場合と異なっている。砂澍から平坦河床に砂堆を通さずに直接移行する原因は、このような土砂の移動形態の差によるものと思われるが、力学的な説明がついていない。

流砂量が小さい平坦河床（限界掃流力より多少大きい掃流力）の状態から砂澍が発生する限界の掃流力に及ぼす Re_* の影響は資料が少ないのでほとんど分っていないが、粒径が 0.3 mm

以下であれば Re_s の変化 (水温の変化) によってこの限界の掃流力は変化するものと思われる。

(4) Lower regime から Upper regime への遷移限界掃流力 τ_{*t}

砂礫あるいは砂堆から平坦河床に変化する時の遷移限界掃流力は、 H/d のみならず Re_s によっても変化する。 $H/d=1,000$ の場合の τ_{*t} を本報告に使われた資料より求めたものが Fig. 2-4 に一点鎖線で示されている。これより τ_{*t} は水温が高くなると、 Re_s が 10~20 以下では低下、 Re_s が 10~20 以上では増加するだろうことが推測される。

(5) Upper regime における流砂量

Taylor と Vanoni⁽⁴⁾ は浮遊砂を持った平坦河床における水温変化が流砂量に及ぼす効果を次のように述べている。"水温の変化が流砂量に及ぼす効果は、流砂量の少ない平坦河床 (限界掃流力より多少大きい掃流力の場合) における場合と同じである。つまり Re_s が 13 以下では水温の増加は (流速、水深は同じ) 流砂量を増加させる。 Re_s が 20 から 30 においては水温の増加は流砂量を減少させる等々。"

しかしながら、筆者はこの結論には全面的に同意しえないものがある (もし流砂量という言葉は河床近くの浮遊砂濃度、例えば河床から $2d$ 離れた所の浮遊砂濃度、におき変えるなら、正しいと思われる。)。 τ_{*t} が 1 より大きい場合の upper regime では、全流砂量に占める浮遊砂量は多く、水温の低下によって w_o が減少し、浮遊砂濃度の垂直方向の濃度勾配が減少する。これは Re_s が 13 以下においても水温の低下が全流砂量を増加させる一因になりうる。事実、 H/d が 1,000~2,000 で τ_{*t} が 1 より大きい場合では、 $d=0.01$ cm の q_s/u_*d は 0.02 cm の q_s/u_*d より大きい。つまり同一 τ_{*t} 、 H/d では Re_s の小さい方が流砂量が多いだろうことを推察させる。水温の低下によって流砂量が増加するかもしれないが、底面近くの浮遊砂濃度の変化と浮遊砂濃度の垂直方向の濃度勾配の変化のどちらの効果が強いかにによって決まるものと考えられる。前者 (底層濃度の変化) の効果は、小さい τ_{*t} 、 H/d では浮遊砂の全流砂量に占める割合が小さいので強いものと思われる。

1-8 実河川への適用性と利用法

流速係数 ϕ および無次元流砂量 q_s/u_*d と τ_{*t} 、 H/d との関係図を利用するに当たっては、適用条件をしっかりと踏まえておかなければならない。以下に関係図の適用条件について記す。

- ① 本関係図は、ほぼ均一な粒径からなる移動床の水理の予測に使用しえる。ほぼ均一な粒径とは、底質材料の d_{84}/d_{16} が 5 以下の場合であり、また流砂量は底質材料の主モード (A 集団) の流砂量の評価のみに使える。なおこれについては、次節 2-2 で詳述する。
- ② 関係図で示されていない H/d 、 τ_{*t} の領域の ϕ 、 q_s/u_*d は、実測資料がなく、また資料の

ある所から類推によってこれを評価するには、まだ十分に移動床の水理現象が把握されていない領域である。ただし河川で生じる水理量は本研究所成果ではほぼカバーしえていることを記しておく。

- ③ 本関係図は、定常流の状態での移動床の水理について述べたものであるが、実河川の洪水時の流れは定常流ではない。水理量の変化に対する河床波の追従性については、まだよくわからないことが多いので、本成果を使って実河川の ϕ , q_s を評価する場合には、対象河川の洪水時の水理量をなるべく多く集め、それらの解析を通してどのような現象が生じているのか、また本研究成果との違いがあるのかどうかを把握しておくことが望ましい。
- ④ Lower regime から upper regime に変化する時の τ_{*f} は、ある幅を持っている。特に実河川の場合は、 B/H が大きく河床に中規模河床波が発生するので水深等が横断方向に異なり、また流れも三次的になるので、平均の水深 H_m を水深の代表とすると、移行時の τ_{*f} の幅は大きくなる。実河川では、この変動の幅を本報告で示した τ_{*f} の 20% 位と考えておいた方がよい。
- ⑤ H/d が 2000 以上の upper regime における流砂量は、実証的な資料を使って示したものではない。そういう意味で、 H/d が 2000 以下の場合の流砂量の評価曲線より精度が悪い。このことに注意を払っておく必要がある。

次に、以上の適用条件を踏まえながら流砂量 q_s および流速係数 ϕ を Fig. 1-7~Fig. 1-13 および Fig. 1-16~Fig. 1-20 を使ってどう評価するかを述べておく。ただし、ここでは通常の河川の場合にも見られる $s=1.65$, $\nu=0.01 \text{ cm}^2/\text{s}$ との条件下で考える。

(1) 水深 H , 勾配 I , 粒径 d より求める方法

H , I , d より τ_{*f} , H/d を計算し、Fig. 1-7~Fig. 1-13 を使って ϕ , Fig. 1-16~Fig. 1-20 を使って q_s/u_*d を求めればよい。

(2) 単位幅流量 q , 勾配 I , 粒径 d より求める方法

水深 H の変わり単位幅流量 q が分かっている場合には、水深 H を仮定し、これより $u_* = \sqrt{gHI}$, τ_{*f} , H/d を求める。 ϕ と τ_{*f} , H/d の関係図よりこの仮定された H に対応する τ_{*f} , H/d の値より ϕ を求める。次に $V_m = q/H$ と ϕu_* を比較し、もし V_m の方が大きかったら、 H を大きくして同様のことを繰り返し、 $V_m = \phi u_*$ となった時の H を評価された H とし、この H に対する τ_{*f} , H/d を使って、 ϕ と τ_{*f} , H/d の関係図および q_s/u_*d と τ_{*f} , H/d の関係図より ϕ , q_s/u_*d を求めればよい。

(3) V_m , H , d の三量で求める方法

I の代わりに平均流速 V_m が分かっている場合には、 I を仮定し、これより $u_* = \sqrt{gHI}$, τ_{*f} ,

H/dを求める。 ϕ と τ_* , H/dの関係図より, この仮定されたIに対応する τ_* , H/dの値より ϕ を求める。次に V_m と ϕu_* を比較し, もし V_m の方が大きかったらIを大きくして, 同様のことを繰り返し $V_m = \phi u_*$ となった時のIを評価されたIとし, このIに対する τ_* , H/dの値を使って ϕ と τ_* , H/dの関係図および q_s/u_*d と τ_* , H/dの関係図より, ϕ , q_s/u_*d を求めればよい。

なお, 次のようにしても ϕ と q_s が求められる。

相対水深 H/d と V_m が分かっているれば, ほぼ小規模河床形態が推定しえるので, Fig. 1-7~Fig. 1-13 の ϕ と τ_* , H/d の関係図より, 推定された小規模河床形態に対応する ϕ を仮定する。これより $u_* = V_m/\phi$ を求め, τ_* を計算する。次に, ϕ と τ_* , H/d の関係図より, この計算された τ_* , H/d に相当する ϕ を求める。もしこの ϕ が仮定された ϕ と比較して小さかったら, 仮定する ϕ の値を小さくして同様のことを繰り返し, ほぼ同一の値となった時を推定された ϕ とする。この ϕ に対する τ_* , H/d を使って, q_s/u_*d と τ_* , H/d の関係図より流砂量 q_s が求められる。

注 1) $u_* z/\nu < 5$ 以下の場合, 水路床近くは層流状態となっており, この層流層を粘性底層と言う。ここでは y は河床からの距離である。

参 考 文 献

- 1) Williams, G. P., 1970; Flume width and water depth effects in sediment-transport experiments, U. S. Geological Survey Professional Paper 562-H.
- 2) 土木学会水理委員会移動床流れの抵抗と河床形状研究小委員会, 1973; 移動床流れにおける河床形態と粗度, 土木学会論文集第 210 号, pp. 65-91.
- 3) Laursen, E. M., 1956; The hydraulic of a storm-drain system for sediment-transporting flow, Iowa Highway Research Board.
- 4) 奈良井修二, 1970; 河床形態の変動特性に関する研究(2) 京大防災研年報第 13 号(B), pp. 285-298.
- 5) Task Force on Bed Forms in Alluvial channel of the committee on sedimentation, 1966; Nomenclature for bed forms in alluvial channels, Proc. of ASCE, Vol. 92, Hy. 3, pp. 51-66.
- 6) 白砂考夫, 1972; 河床波の発生について, 第 16 回水理講演会, pp. 76-81.
- 7) 山本晃一, 1975 and 1976; 相似律の観点から見た移動床流れの水理〔I〕, 〔III〕, 土木研究所資料第 1059 号, pp. 10-20, 第 1154 号, pp. 16-18.
- 8) 上野鉄男, 宇民正, 1982; 砂澁と砂堆の発達過程に関する実験的研究, 土木学会論文集

第 318 号, 1982. pp. 75-84.

- 9) Guy, H. P., Simons, D. B., and Richardson, E. V., 1966; Summary of alluvial channel data from flume experiments, U. S. Geological Survey Professional Paper 462-I.
- 10) Gilbert, G. K., 1914; The transportation of debris by running water, U. S. Geological Survey Professional Paper 86.
- 11) U. S. Waterway Experimental Station, 1953; Studies of river bed materials and their movement with special reference to the Lower Mississippi River, Paper No. 17, Vicksburg, Miss.
- 12) Sten R. A., 1965; Laboratory studies of total load and apparent bedload, Journal of Geophysical Research, Vol. 70, No. 8, pp. 1831-1842.
- 13) Williams, G. P., 1970; Flume experiments on the transport of a coarse sand, U. S. Geological Survey Professional Paper 562-B.
- 14) Nordin, C. F., 1976; Flume studies with fine and coarse sands U. S. Geological Survey Open File Report 76-762.
- 15) 吉川秀夫, 福岡捷二, 長場享, 河野二夫, 1975; 大粒径砂礫の掃流砂量に関する研究, 第 19 回水理講演会, pp. 1-6.
- 16) 木下良作, 1961; 石狩川河道変遷調査, 科学技術庁資源局資料 36 号, pp. 73-138.
- 17) 井口昌平, 1973; 昭和 47 年度文部省科研費による "水資源の存在状態におよぼす人的影響に関する研究" 報告書, pp. 26-39.
- 18) 池田宏, 1973; 実験水路における砂礫堆とその形成条件, 地理学評論 46-7, pp. 435-451.
- 19) 佐藤清一, 吉川秀夫, 芦田和男, 1953; 河床砂礫の掃流運搬に関する研究, 建設省土木研究所報告第 98 号, pp. 119-124.
- 20) Willis, J. C., Coleman, N. L., and Ellis, W. M., 1973; Laboratory study of transport of fine sand, Proc. of ASCE, Vol. 99, Hy. 3, pp. 489-501.
- 21) Laursen, E. M., 1958; The total sediment load of streams, Proc. of ASCE, Vol. 84, Hy. 1, pp. 1-36.
- 22) 安藝皎一, 1944; 河相論, 常磐書房
- 23) 田中祐一郎, 1970; Antidune に関する実験的研究, 京大防災研年報第 13 号 B, pp. 271-284.
- 24) 玉井信行, 長尾哲, 三国史雄, 1978; 直線水路における複列砂礫堆と網状流路の形成について, 第 22 回水理講演会論文集, pp. 264-274.
- 25) 山本晃一, 深見親雄, 1978; 河川における土砂の移動機構に関する研究ノート, 土木研究所資料第 1416 号, pp. 18-151.
- 26) Culbertson, J. K., and Dawdy, D. R., 1964; A Study of fluvial characteristics and

- hydraulic variables, Middle Rio Grande, New Mexico, U. S. Geological Survey Water Supply Paper 1498-F.
- 27) Hubbell, D. W., and Matejka, D. Q., 1959; Investigation of sediment transportation, Middle Loup River at Dunning, Nebraska, U. S. Geological Survey Water-Supply Paper 1076.
 - 28) Jordan, P. R., 1965; Fluvial sediment of the Mississippi River at St. Louis, Missouri, U. S. Geological Survey Water-Supply Paper 1802.
 - 29) Colby, B. R., 1955; Computation of total sediment discharge Niobrara River near Cody, U. S. Geological Survey Water-Supply Paper 1357.
 - 30) Beckman, E. W. and Furness, L. W., 1964; Flow characteristics of Elkhorn River near Waterloo, Nebraska, U. S. Geological Survey Water-Supply Paper 1498.
 - 31) Nordin, C. F., 1964; Aspects of flow resistance and sediment transport Rio Grande near Bernalillo, New Mexico, U. S. Geological Survey Water-Supply Paper 1498-H.
 - 32) Shastri Annambhotla, V. A., Sayer, W. W., and Robert H. L., 1972; Statistical properties of Missouri River bedforms, Proc. of ASCE, Vol. 98, WW4, pp. 489-510.
 - 33) Mahoney, H. A., Andrews, E. D., Emmett, W. W., Leopold, L. B., Meade, R. H., Myrick, R. M. and Nordin, C. H., 1976; Data for calibrating unsteady-flow-sediment-transport models, East Fork River, Wyoming, U. S. G. S. Open-file Report 76-22.
 - 34) Rouse, H., 1936-37; Nomogram for the settling velocity of spheres, Report of the Commission on Sedimentation.
 - 35) 岸力, 黒木幹男, 1972; 移動床流れにおける河床形状と流体抵抗(I), 北大工学部研究報告, pp. 1-23.
 - 36) Garde, R. J. and Raju, R., 1963; Regime criteria for alluvial streams, Proc. of ASCE, Vol. 89, Hy 6, pp. 153-164.
 - 37) 芦田和国, 道上正規, 1972; 移動床流れの抵抗と掃流砂量に関する基礎的研究, 土木学会論文集第 206 号, pp. 59-69.
 - 38) Cooper, R. H. and Peterson, A. W., 1972; Critical review of sediment transport experiments, Proc. of ASCE, Vol. 98, Hy 5, pp. 827-842.
 - 39) Shields, A., 1936; Anwendung der Ähnlichkeitsmechanik und der Turbulenzforschung auf die Geschiebewegung, Mitteilungen der Preussischen Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau, Berlin, Germany. 61.
 - 40) Nikuradse, J., 1933; Strömungsgesetze in rauhen Rohren: Versuchsanstalt Deutsche Ingenieurwirtschaft, Forschungsheft 361.
 - 41) Yalin, M. S., 1964; Geometrical properties of sand waves, Proc. ASCE, Vol. 90, Hy. 5, pp. 105-119.

- 42) Vanoni, V. A. and Brooks, N. H., 1957; Laboratory studies of the roughness and suspended load of alluvial streams, Rep. No. E-68.
Sedimentation laboratory, California Institute of Technology.
- 43) Einstein, H. A., 1950; The bed load function for sediment transportation in open channel flow, U. S. Dept. of Agriculture Tech. Bull. 1026.
- 44) 山本晃一, 1980; 河川における土砂の移動機構に関する研究ノート〔II〕, 土木研究所資料第 1543 号, pp. 1-30.
- 45) Taylor, B. D., and Vanoni, V. A., 1972; Temperature effects in low transportation, flat bed flows, Proc of ASCE, Vol. 98, Hy. 12, pp. 2191-2206.
- 46) Vanoni, V. A., 1974; Factors determining bed forms of alluvial streams, Proc of ASCE, Vol. 100, Hy. 3, pp. 363-378.
- 47) 山本晃一, 坂野章, 1982; 河川移動床模型実験材料としての石炭粉の移動特性と斐伊川模型への応用, 土木研究所資料第 1802 号.
- 48) Franco, J. J., 1968; Effects of water temperature on bed load movement, ASCE, Vol. 94, WW3.

第2章 混合砂を持つ移動床の水理

2-1 本章の課題

ここでは種々の粒径から構成される混合粒径河床材料を持つ移動床の水理について均一砂の場合と比較し、その違いについて述べ、混合粒径河床材料を持つ移動床の水理について明らかにする。

2-2 混合粒径河床材料の混合度の表現法と粒径集団

河川工学においては、一般に粒度分布形を片対数紙を使って表現するのが普通であり、土質工学あるいは堆積学で使用される ϕ 尺度

$$\phi = -\log_2 d \quad (2-1)$$

で粒径を表わすことはしない。本章においては、河川工学の通例に従って河床材料の粒度分布を片対数紙を使って表わすことにする。この場合集団区分粒径は、本編5-2-2同様、本編Fig. 5-4に示す粒径加積曲線上での勾配の急変点を区分粒径とする。

なお混合粒径河床材料の粒径分布特性を表わすものとしては、84%通過粒径 d_{84} と16%通加粒径 d_{16} の比 d_{84}/d_{16} を使用する。粒度分布が対数正規分布であるとすると ϕ 尺度での標準偏差 σ_ϕ は

$$\sigma_\phi = 1/2(\phi_{84} - \phi_{16}) = \log_2 \sqrt{\frac{d_{16}}{d_{84}}} \quad (2-2)$$

となり

$$\frac{d_{84}}{d_{16}} = 2^{-2\sigma_\phi} \quad (2-3)$$

となる。なお $\phi_{84} = -\log_2 d_{84}$ 、 $\phi_{16} = -\log_2 d_{16}$ である。 d_{84}/d_{16} で粒度分布特性を表わすのは、 ϕ 尺度での標準偏差 σ_ϕ で粒度分布特性を表わすのとまったく同等である。Table 2-1に d_{84}/d_{16} と σ_ϕ の関係を示す。

Table 2-1 d_{84}/d_{16} と σ_ϕ の関係

d_{84}/d_{16}	σ_ϕ
4	1
6	1.29
8	1.50
15	1.95

2-3 混合粒径河床材料の移動限界掃流力

混合砂の移動限界掃流力については、Egiazaroff⁵⁾の理論的検討以来、日本においても浅田⁶⁾、平野⁷⁾、

芦田・道上⁹⁾、水山⁹⁾、深見・葛西¹⁰⁾等によって検討されてきた。しかしながら、深見・葛西の検討以外は、河床材料の粒度分布形が移動限界掃流力にあたる影響等について考察が無いこと、また理論的検討も、各研究者の実験条件範囲において適合性を検証していることを考えると、それらの結果が実際の応用に使用しえるかとなると疑問とせざるを得ない。実際への利用という視点からは、むしろ理論的検討を詰めるよりも、多くの実験結果より、その実験条件の違いの位置付けを行いながら移動限界掃流力を把握した方が良いように思える。

ここでは河床材料の混合度を d_{34}/d_{16} で表わし、 d_{34}/d_{16} が変わると移動限界掃流力がどう変化するかを実験結果を通して述べることにする。

(1) d_{34}/d_{16} が 4 以下の場合の移動限界掃流力

移動限界時には、筆者等が行った多くの移動床模型実験から判断すると、主モード (A 集団) の底質材料はほとんど同時に停止し、また同時に動き出すと考えて良いようである。従って粒径 d_i の底質材料の移動限界掃流力は Fig. 2-1 のごとく縦軸に粒径 d_i の底質材料の移動限界無次元掃流力 τ_{*ic} 、横軸に平均粒径に対する相対粒径 d_i/d_m をとると、Fig. 2-1 の①に示すごとく、ほぼ右下がりの 45° の線となると考えられる (なお、ここでは $d_i/d_m = 1$ の時の τ_{*ic} が 0.06 の場合を示している)。ただし d_i/d_m が 0.3 より小さい粒径 (B 集団)、また 3 より大きい粒径 (C 集団) は、その流砂量が少ないこともあって実験資料より移動限界無次元掃流力を示すことができていない。

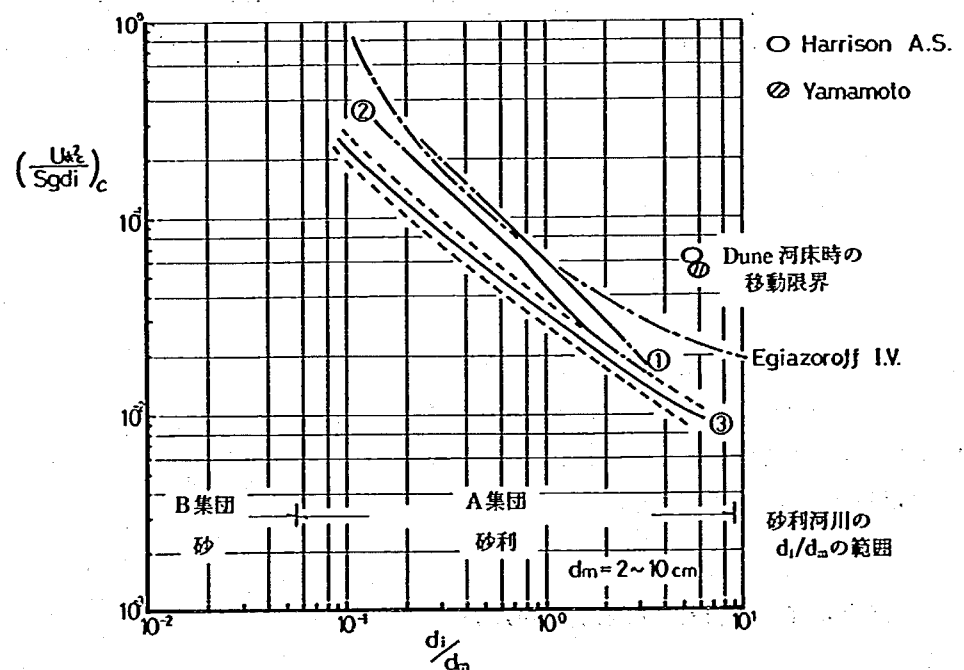


Fig. 2-1 混合粒径河床材料の粒径別限界掃流力

(2) アーマコート形成前の河床材料の d_{s1}/d_{1s} が 4~8 であり、河床低下時平坦河床の場合の移動限界掃流力

平野⁷⁾は平均粒径 $d_m = 1 \sim 1.3$ mm, $d_{s1}/d_{1s} = 5 \sim 7$ の河床材料を使い、混合砂の流砂量、河床変動形態について検討を行っている。この実験の流砂量の資料より掃流力の多少の減少によっても流砂量が急激に減少する各粒径毎の無次元流砂量 $q_{s1}/(u_* d_{1i_b})$ が 10^{-3} 程度の時の粒径毎の無次元掃流力を求め、これを移動限界掃流力とすると Fig. 2-2 中の②の曲線で示したごとくなる。なお曲線②は、平野⁷⁾の実験資料を芦田等⁹⁾が粒径別流砂量を評価し、それを $q_{s1}/(u_* d_{1i_b}) - \tau_{*1}$ 平面上にプロットした図 (文献 8) の Fig. 3) より、 $q_{s1}/(u_* d_{1i_b}) = 10^{-3}$ に相当する平均的な τ_{*1} を筆者が目視によって求めたものである。ここで、 q_{s1} は、流砂として存在する粒径の範囲を 7~10 程度に区分し、その区分された粒径の範囲の単位幅、単位時間内の流砂の量であり、 d_1 は区分された粒径の範囲の中央粒径、 i_b は区分された粒径の範囲の河床材料中に占める割合である。

これによると d_1/d_m が 0.8 以上と以下では限界掃流力が多少異なり、 d_1/d_m が 0.8 以下であればほぼ同一掃流力で移動停止の状態となるが、この状態の時には、 $d_1/d_m = 0.8$ 以上の粒径は、まだ移動し得ることになる。なお曲線②の適用範囲は d_1/d_m が 0.2 から 2.5 の間である。

(3) アーマコート形成前の d_{s1}/d_{1s} が 12~25 であり、河床低下時平坦河床の場合の移動限界掃流力

深見、葛西¹⁰⁾は、初期河床材料として $d_m = 3.3 \sim 4.5$ mm, $d_{s1}/d_{1s} = 12 \sim 25$ の河床材料を用いて実験を行い、混合砂の流砂量について検討を行っている。土砂の移動しなくなる状態は、アーマリングが進んだ状態であり、河床材料の最大粒径に相当する厚さの表層の材料の d_{s1}/d_{1s} は 8~15, d_m は 5~7 mm, H/d_m は 10~20 となっている。河床形態は平坦河床である。

Fig. 2-2 中の曲線③は、粒径別無次元流砂量 $q_{s1}/(u_* d_{1i_b})$ を $q_{s1}/(u_* d_{1i_b}) - \tau_{*1}$ 平面上にプロットした図より、粒径別無次元流砂量が 10^{-3} 程度に相当する平均の掃流力を目視によって求め、それを図示したものである。 d_1/d_m が 0.1 より小さい場合、7 より大きい場合は資料が無いので移動限界掃流力を示すことができない。なお図中曲線③の近くの点線は、測定精度及び資料のバラツキを考えれば、移動限界曲線は、2 本の点線で囲まれた太い線ぐらいの幅で評価しておいた方がよいことを示したものである。

(4) A 集団が砂堆あるいは砂澁で動く時の移動限界掃流力

次に河床の主モードの河床材料である A 集団が砂堆あるいは砂澁形態で動く時、粗粒子がどの位の無次元掃流力で動かなくなるかを実験資料より示す。

i) Harrison, A. S. の実験¹¹⁾

Harrison, A. S. は幅 30.5 cm の水路において、三種類の混合砂を使い混合砂の移動特性について論じている。実験は河床材料を水路に敷きならしたあと通水し、水路端で流砂を捕捉

し、その流砂を上流端のホッパーから給砂することを繰り返している。次に給砂と水路端の流砂の粒度分布が同一となり、また流砂量も時間的に変動しなくなった時を平衡状態とみなし、その時の河床砂の粒度分布、水理条件を調べている。その後、上流からの給砂を止め、河床を低下させ、アーマコートの特性を調べている。

Table 2-2 に実験条件と実験結果を示した。また Fig. 2-2 には、河床に砂堆が発生した実験 B (No. Beq) の河床材料等の粒度分布を示した。ここで Initial とは初期河床材料の粒度分布、bed load は流砂の粒度分布、surface layer は平衡状態での表層の河床材料の粒度分布、coarse layer は surface layer の下層にできた分級された粗砂の粒度分布、armor layer は給砂を止めた後の、アーマコートの粒度分布である。

なお水路幅が 30.5 cm であり、水深が 22~26 cm であるので側壁の影響がある。Harrison, A. S. は Einstein の方法¹¹⁾で側壁効果を評価しているが、この方法で評価すると、筆者の経験によると B/H が小さい場合、側壁の効果を過大に見積もってしまい、流砂量と掃流力の関係が B/H の大きく側壁効果を考慮しなくて良い場合の関係と一致しない（ただし B/H が 3 以上であれば、B/H が 3 の場合でも、側壁効果を取り除いた τ_{*c} と、取り除かない τ_{*b} は、大きくて 1 割しか異ならず、側壁効果をそれほど問題とする必要はない。）。したがって筆者は次の様にして流砂に係する有効掃流力を求めることにした。

Williams, G. P.¹⁰⁾は $d_{50}=0.135$ cm の粗砂を移動床材料とした側壁が平滑な水路において、流砂量におよぼす川幅 B と水深 H の影響について実験的検討を行っている (B=0.25, 0.5, 1.0, 2.0, 3.9 feet, H=0.1~0.7 feet の実験)。この実験結果によると、水深と平均流速が同一であれば、水路幅が異なっても単位幅流砂量 q_s はほぼ同一となる。つまり q_s は B によらず

Table 2-2 Harrison A. S.¹³⁾の実験結果の整理

No.	Q l/s	H cm	I _c	表層の d ₅₀ Surface layer cm	d ₅₀ /d ₅₀	q _b cm ² /s	B cm	V _a cm/s	計算した τ _* の値	L _s cm	u _* cm/s	τ _{*c}	q _b /u _* d ₅₀	H /d ₅₀	Δz cm	移動層厚 Active layer cm	河床形状
Aeq	77.02	26.3	0.00343	0.92	15/35=4.3	0.15	30.5	96.0	12		8.0	0.043	0.020	29			平坦
Beq	59.4	22.6	0.00393	0.14		0.66	30.5	87.2	10	12.0	8.72	0.34	0.54	161		2.19	砂堆
Ceq	59.4	22.6	0.00412	0.124		0.75	30.5	87.2	9.5		9.17	0.42	0.65	182		3.05	砂堆
Ade	77.0	26.3	0.00364				30.5	96.0	11		8.73				1.63		平坦
Bde	59.4	22.6	0.00356				30.5	87.2	12		7.27				3.35		平坦
Cde	59.4	22.6	0.00310				30.5	87.2	13		6.71						平坦

$\rho_s=2.68$

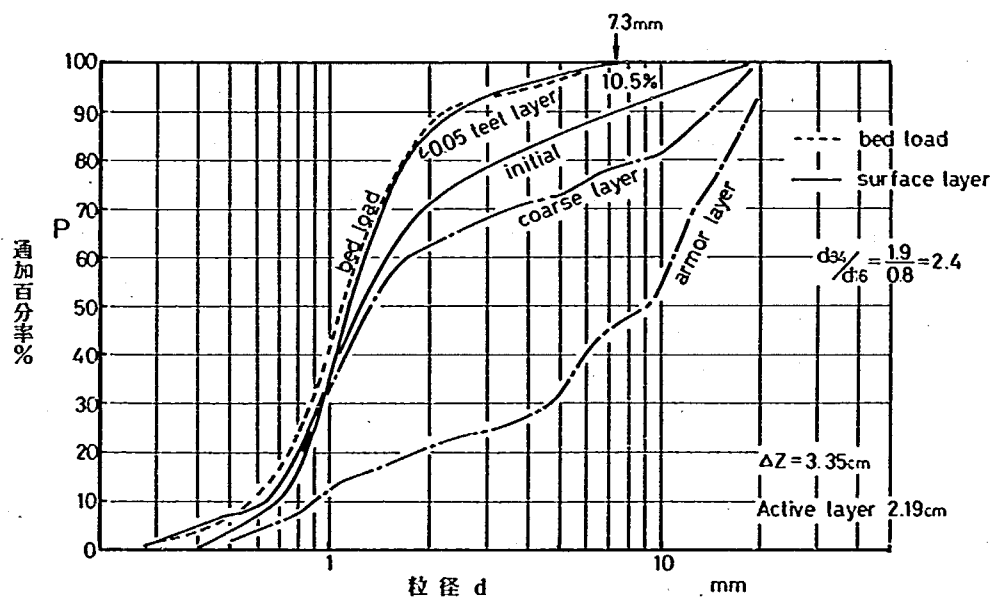


Fig. 2-2 実験 B の粒度分布

$$q_s = f(H_m, V_m)$$

(2-4)

である。このことは水路幅が異なっても、 H_m と V_m が同一であるなら、流砂量に影響をあたえる有効掃流力がほぼ同一であることを示している。従って水路幅・水深比の小さい場合 (B/H が 3 以下) の流砂量に影響をあたえる有効掃流力の評価を、同一 H_m , V_m を持つ川幅の広い水路で生じるであろう ϕ を推定し、推定した ϕ で V_m を除することによって u_* を求め、これを有効まさつ速度とすれば、川幅の広い場合の掃流力と流砂量の関係と同一の関係式が成立することになる。筆者は以後、川幅水深比の小さい場合この様にして有効まさつ速度を求めることにする (もちろんこの方法は、Williams, G. P. の行った実験の範囲で成立することであり、また水理学的な説明もされておらず、正しい評価法であると主張するものではないが、この方法で実験結果を整理すると、以後に示すごとくほぼ川幅水深比の大きい掃流力と流砂量の関係と同様な結果を得ることができる。)

実験 A の場合、平衡状態の河床材料の平均粒径は 0.92 cm であるが、流砂は 4~5 mm であり、また河床は、平坦河床である。粗粒の河床材料の上をそれより小さい粒径の材料が移動している。この状態は、前述した深見、葛西の実験条件に近い。移動限界粒径は 16 mm で、この粒径に対する無次元掃流力は約 0.025 である。この値は Fig. 2-1 で示す③曲線より求める $d_i/d_m = 1.7$ に対する移動限界無次元掃流力とはほぼ一致している。

実験 B と C は、初期河床材量成分の内 2 mm 以下のものが多く、河床には砂堆が発生している。平衡状態に向うにつれて、大粒径のものは砂堆の谷以下の河床高の所に集積し、粗粒層 (coarse layer) を作り、表層は、大粒径を分級した後の小粒径のものでおわれ、表層の河

床材料の粒径分布と、流砂の粒度分布がほぼ同一になる。流砂の最大粒径に対する d_1/d_m は 5~6 であり τ_{*1c} は 0.06~0.07 である。なおこの時の河床材料の d_{s1}/d_{16} は 2.4~3 である。河床材料の d_{s1}/d_{16} が 2~4 で砂堆が十分に発達した河床の場合は、 τ_{*1} が 0.06~0.07 以下の河床材料は動けなくなってしまうものと考えられる。なお表層材料の平均粒径を使って流砂量を評価すると、B 実験の場合、 $\tau_{*m}=0.34$, $H/d_m=161$, $q_s/u_*d_m=0.54$, C 実験の場合、 $\tau_{*m}=0.42$, $H/d_m=182$, $q_s/u_*d_m=0.65$ であり、Fig. 1—20 に示す均一砂の場合の流砂量評価曲線に一致している (d_{s1}/d_{16} が 4 以下の場合は、平均粒径を使って河床材料の主モード (A 集団) の流砂量を評価しうることを 2—4 で詳述する。)

ii) 山本, 深見, 葛西の実験¹¹⁾

1976 年 1 月~3 月, 筆者等は, 河床波発生時の混合砂の流砂量を把握するために建設省土木研究所赤羽支所において, 木製の水路を作り実験を行った。実験そのものは, 意図した結果を得ることができなかったが, 混合砂の分級現象に二, 三の知見を得ることができた。4 ケース実験を行ったが, ここでは代表例としてケース 4 を報告する。

水路は幅 60 cm, 長さ 13.87 m で, 下流部には沈砂池をもうけ, 流下してきた土砂をそこにため, 適当な時間ごとにそこにたまった土砂を全量測定した。なお沈砂池下流端にはゲートが在り, 水位をコントロールすることができる。通水前に勾配 $I_b=1/1000$ に Fig. 2—3 に示す粒度分布の河床材料に敷きならした。通水流量は 200 l/s であり, 水深は下流部で 40 cm になるように調節した。また水路上流端において毎分 5.2 kg (2000 cm³/min) づつ河床材料と同一の粒度分布を持つ土砂を投入した。

Fig. 2—3 に本実験時の河床高の変化図 (図中の河床高は基準高によりの深さを示す。), Fig. 2—4 に流砂の粒度分布図, Fig. 2—5 に通水後河床表面砂粒度分布図を示す。

通水後 89 分までは, 砂止め工より 4 m の区間には, 砂堆が発生していたが, それ以後は河

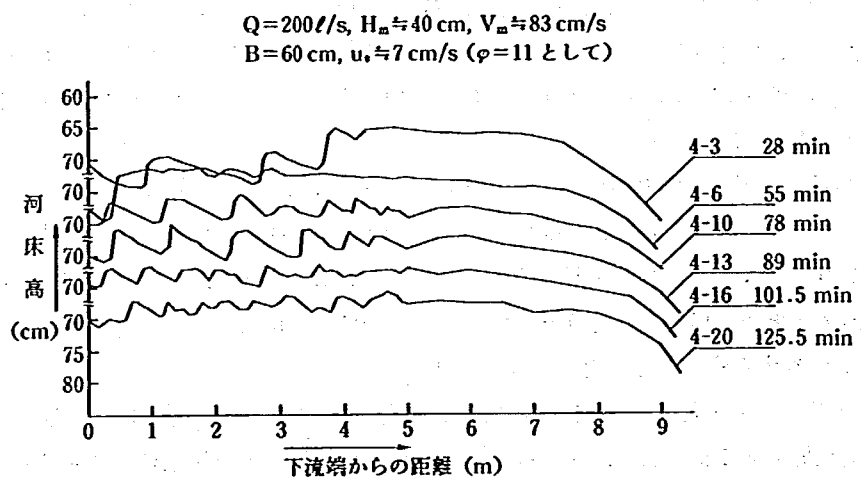


Fig. 2—3 ケース 4 通水中の河床高変化

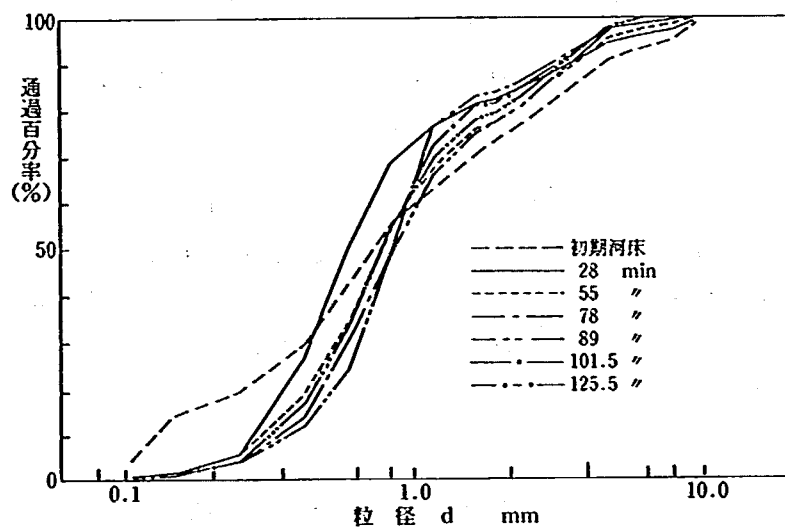


Fig. 2-4 流砂の粒度分布形

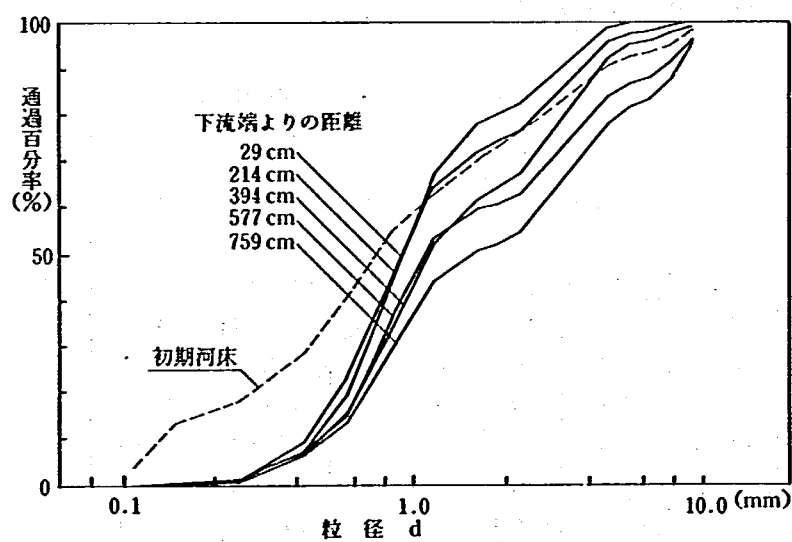


Fig. 2-5 通水後の河床材料の粒度分布

床砂の粒径が小さくなったためか波長 70 cm 程度の砂碕になったようである。最終状態の河床材料の粒度分布を見ると粒径 0.3~1.3 mm の砂が 60% 以上占めている所で河床波が発生している。

流砂の最大粒径に対する d_1/d_m は 5~6 であり、 τ_{*ic} は、0.05 程度である。なお投入された砂の内 0.2 mm 以下の砂は浮遊し、ほとんど水路末端のゲートから出てしまった。

iii) まとめ

以上、i) ii) の結果より、A 集団が砂堆あるいは砂碕で動く場合、動けなくなる粗粒子の移動限界無次元掃流力は Fig. 2-1 に示すごとく τ_{*ic} が 0.05~0.06 程度である。また移動限界粒径は、平均河床材料 d_m の 5 倍から 6 倍程度である。ただし、本結果は、粒径が小さくなると u_*d/ν の要素が、流砂の移動特性に影響（浮遊特性の変化等）を与えるため、 d_m が 0.5 mm 以上の場合にしか適用しえないと考えられる。

2-4 混合粒径河床材料を持つ移動床の流れの抵抗と流砂量

本節においては、河床材料が多粒の粒径からなる場合の流砂の運動形態、抵抗係数、流砂量が、河床材料の粒度分布の違いによってどう変わるかを述べる。ここでは河床材料の粒度分布特性を表わすものとして d_{s1}/d_{s6} を使い、 d_{s1}/d_{s6} を 2~5, 5~7, 7~10, 10~20 の 4 つの場合について d_{s1}/d_{s6} の違いが流砂の運動形態におよぼす効果を均一砂の場合と比較することによって論じる。Table 2-3 に本節で検討の対象とした実験の一覧表を示す。

Table 2-3 実験ケース一覧表

実験者	平均粒径 mm	d_{s1}/d_{s6}	水路幅 cm	移動床長 m	補給法	採砂法	表層位置の測定法	その他	文献番号
Gilbert	1.1, 1.3, 1.5	二粒径の場合	30.48	7.5	有	下流端流下量	無		21)
吉川・芦田・馬場	18	3.2	176		無	簡易採砂器	無		15)
山本・ケース 4 ケース 5	0.6~0.7	31	60	25	無	下流端流下量	有(各ケース)		11)
岸・坂倉・森・黒木	0.7	5~7	100	20	ホッパーより補給	下流端流下量	無		17)
山本・ケース 6	0.9~1.05	6~7	60	25	無	下流端流下量	有(各ケース)		11)
山本・ケース 7	0.67	6~7	60	25	無	下流端流下量	有(各ケース)		11)
山本 (S 実験)	1.3~2.1	7~10	60	24	無	下流端流下量	有(各ケース)		11)
阿部・上原	1.1	7~10	181			下流端流下量	無	移動床模型実験精度良くない	18)
深見・葛西	2.7 (初期)	17 (初期)	80, 52.5	18, 20	無	下流端流下量	有(各ケース)		10)
深見・葛西	4.76 (初期)	23 (初期)	80, 52.5	18, 20	無	下流端流下量	有(各ケース)		10)
浅田・石川	約 2 (A 砂)	10~25	100	32	回流水路	簡易採砂器	時々行う	dune の流砂量の測定に問題あり	6)
浅田・石川	約 3 (B 砂)	10~25	100	32	回流水路	簡易採砂器	時々行う		6)
安藤 B 砂	0.7	6.7	100	16	無		無	二峰性粒度分布	19)
山本 (B 実験)	4~6	20~30	30	24	無	下流端流下量	有(各ケース)	二峰性粒度分布	11)

(1) $d_{34}/d_{16}=2\sim5$ の場合

Fig. 2-6 に示す粒度分布を持った混合粒径河床材料を使った筆者¹¹⁾、及び吉川等¹⁵⁾の実験結果によると、河床波の発生域、流れの抵抗及び流砂量は、底質材料の平均粒径 d_m で評価すれば、ほぼ均一砂の場合と同様の結果となる。Fig. 2-7 には、平均粒径で整理した q_s/u_*d_m と τ_{*m} の関係を示しておいた。

筆者の実験結果より河床材料と流砂の粒度分布を比較すると、ほぼ同一の粒度分布であるが、多少粒径の大きい流砂の割合が多くなっている。同様な現象は、木下¹⁶⁾、水山⁹⁾の実験でも生じている。この原因は、表層に存在する粗粒子が細粒径砂の上に突出し、一度移動始めるとその移動速度が細粒径のものより速いことによると考えられている。ただし、このような現象は、どのような水理量、混合度でも普遍的に生じるということではなく、ある水理量の場合で正しいと言うべきである。

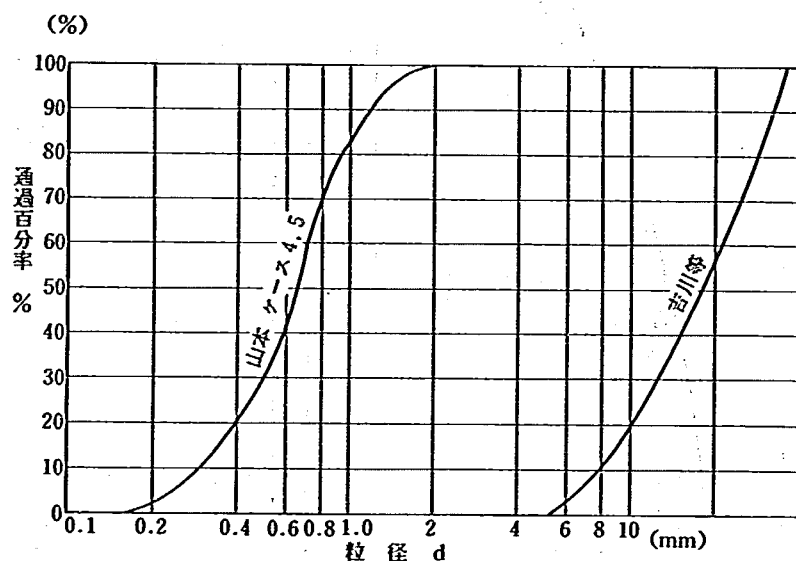


Fig. 2-6 $d_{34}/d_{16}=2\sim5$ の場合の粒度分布

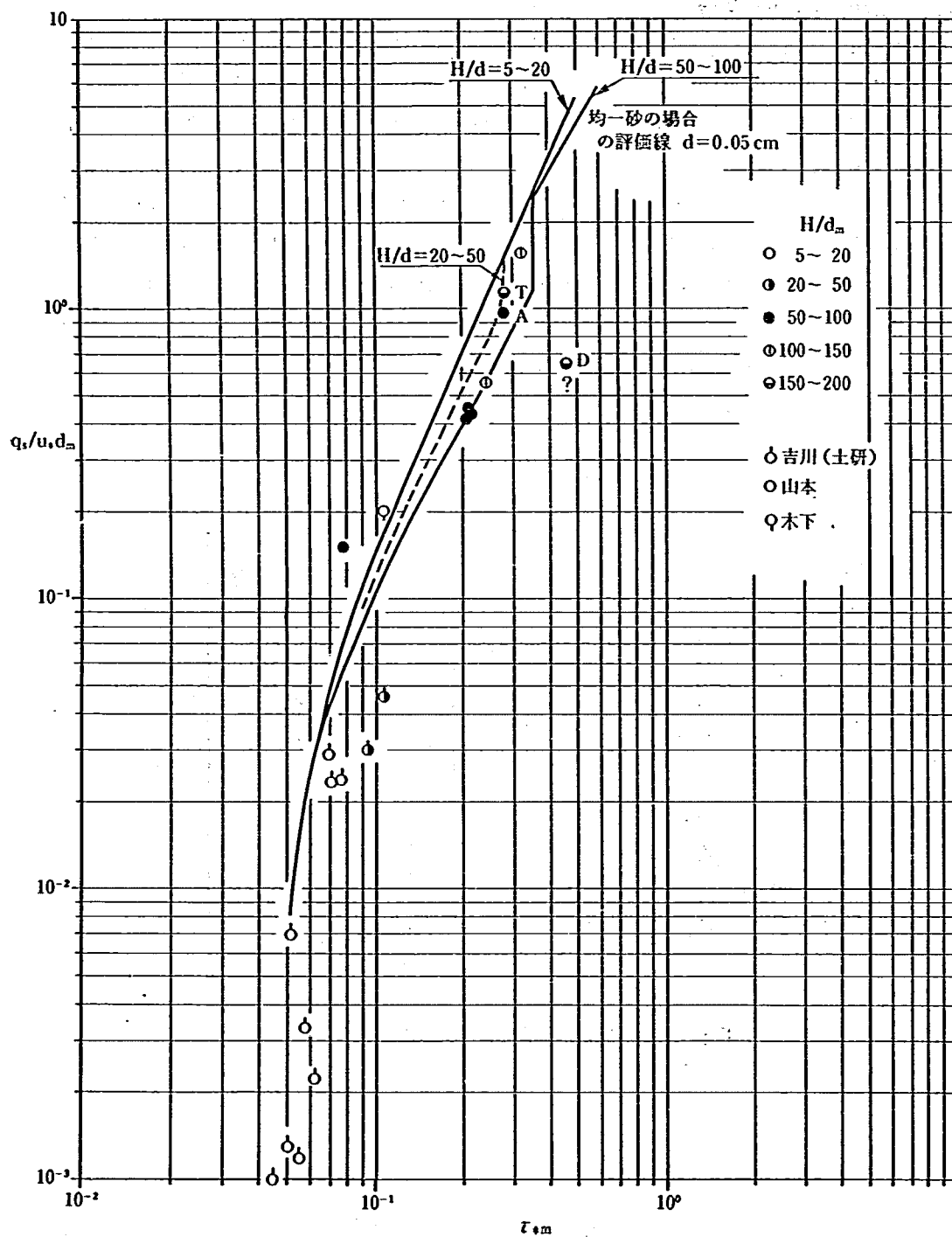


Fig. 2-7 $q_s / u_* d_m$ v.s. τ_* , $d_{s4}/d_{16} = 2 \sim 5$ の場合

(2) $d_{84}/d_{16}=5\sim7$ の場合

Fig. 2-8 に示す河床材料を持つ d_{84}/d_{16} が $5\sim7$ の場合の実験結果を筆者、および岸等の資料¹⁷⁾を通して述べる。なお岸等の資料は通水 1 ケースごとに河床の粒度分布を調べておらず、 τ_{*m} 、 H/d_m の精度は筆者の実験に比し悪いと思われる（原論文の河床波の写真を見ると土砂の分級の現象が見られ表層の河床材料は Fig. 2-8 に示したものとは異なっていると推測される。）。

Fig. 2-9 に無次元流砂量 q_s/u_*d_m と τ_{*m} の関係を示す。本図および実験結果の検討より

- ① 小規模河床波は、 H/d_m が 50 以上では、 τ_{*c} が 0.1 を越えると発生し、流速係数 ϕ は一様砂の場合より 1 程度大きい。
- ② Upper regime への移行 τ_{*m} は本実験結果の範囲では、一様砂とほぼ同じ値である。
- ③ 全流砂量は、平均粒径で評価すると Fig. 2-10 に示すごとく、50~100% 多い。流砂と河床波の粒度分布は、 τ_{*m} が 0.1 を越えていれば、ほぼ同一と考えて良いが、砂堆河床の場合は細粒分が砂堆の谷を通過してしまうため流砂の方が細粒分が多くなっている。ことが明らかになった。

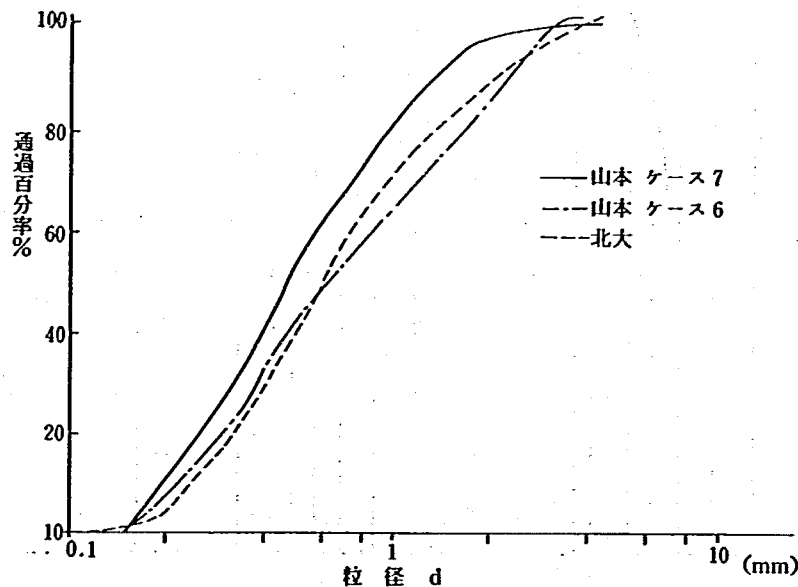


Fig. 2-8 底質材料の粒度分布、 $d_{84}/d_{16}=5\sim7$ の場合

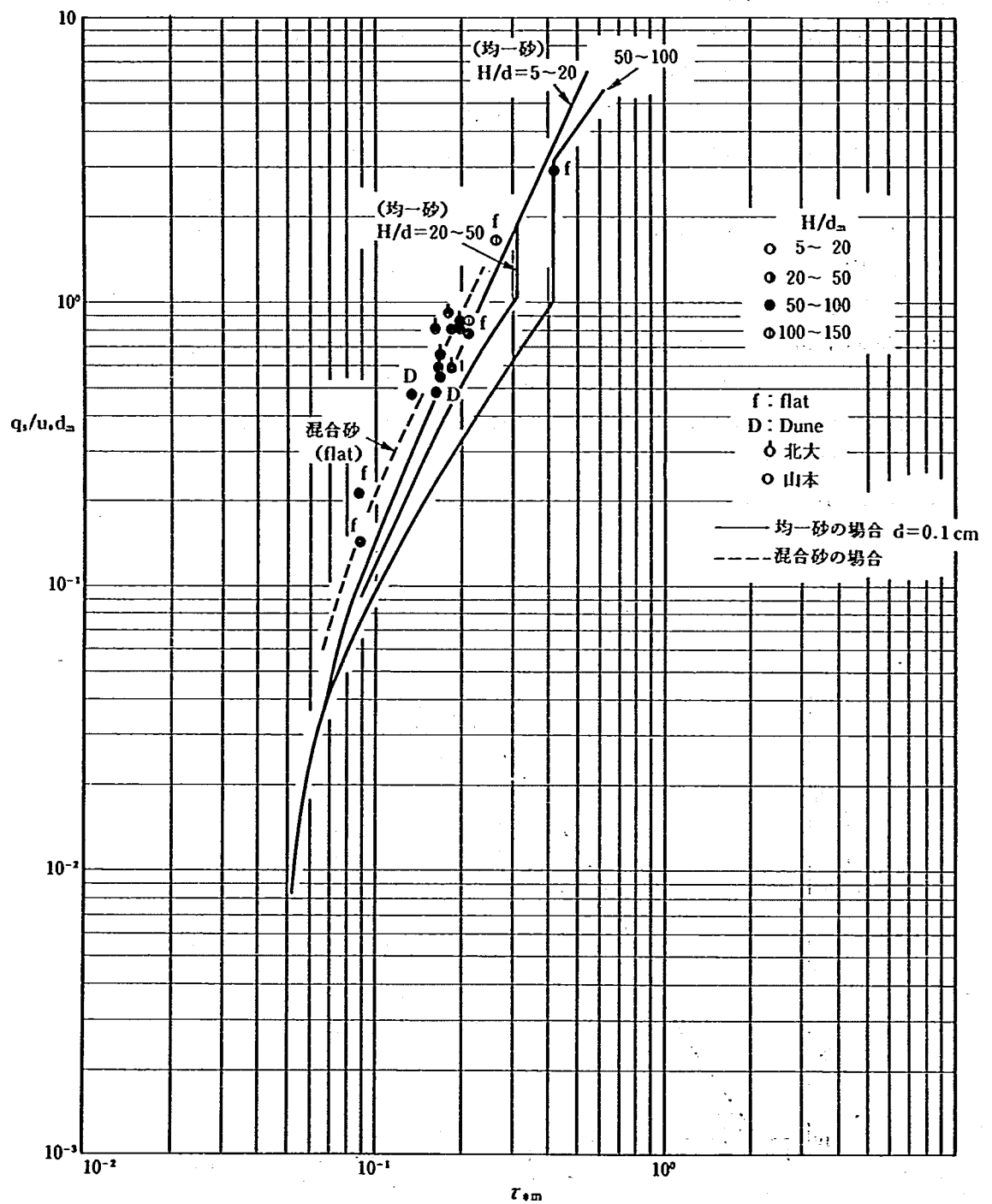


Fig. 2-9 $q_s / u_* d_m$ v.s. τ_* , $d_{84}/d_{16}=5\sim7$ の場合

(3) d_{34}/d_{16} が7~10の場合

Fig. 2-10に示す粒度分布の河床材料を持つ d_{34}/d_{16} が7~10の場合の実験結果を筆者¹¹⁾, 阿部¹⁸⁾の資料を通して述べる。なお阿部の実験結果は模型実験(蛇尾川)の結果であり精度はあまり良くない。

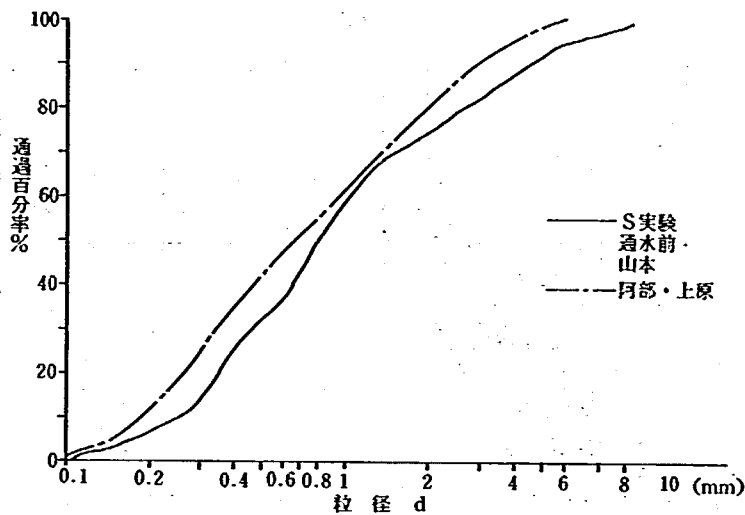


Fig. 2-10 底質材料の粒度分布, $d_{34}/d_{16}=7\sim10$ の場合

Fig. 2-11に ϕ , τ_{*m} , H/d_m の関係, Fig. 2-12に $q_s/u_* d_m$ と τ_{*m} , H/d_m の関係, Fig. 2-13に粒径別流砂量の関係図を示した。なお, 粒径別流砂量を単に $q_{s1}/(u_* d_{16})$ と τ_{*1} の関係

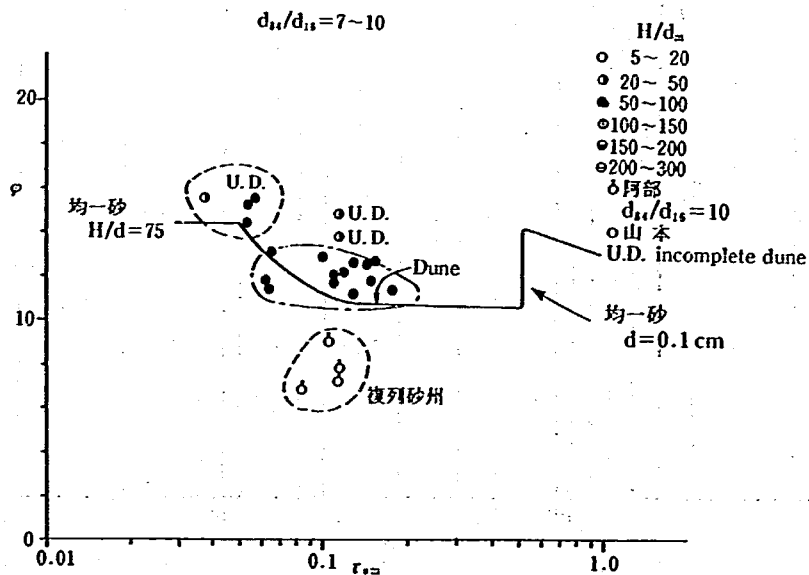


Fig. 2-11 ϕ vs. τ_{*m} , $d_{34}/d_{16}=7\sim10$ の場合

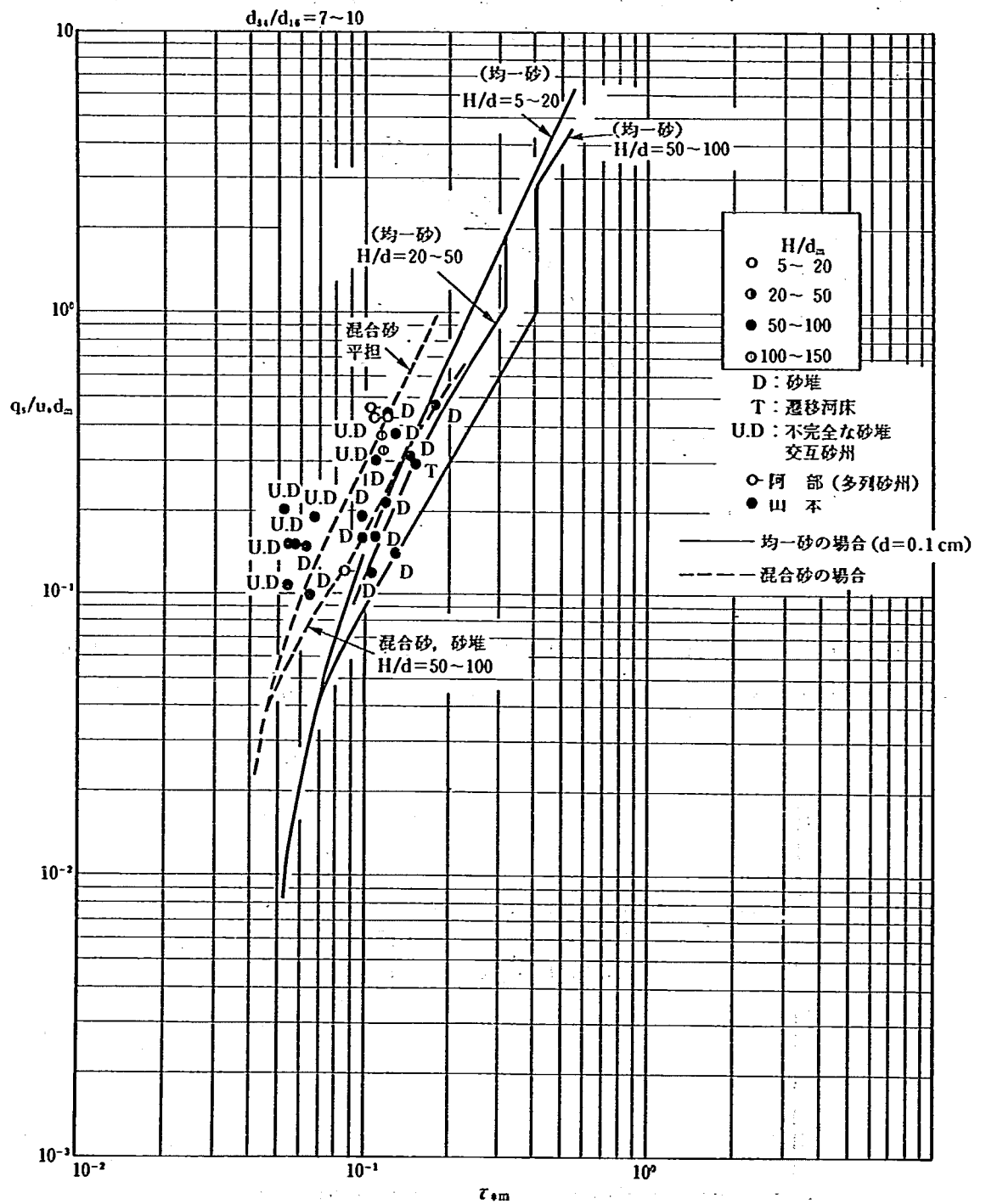


Fig. 2-12 $q_s / u_* d_m$ v.s. $\tau_* m$, $d_{84}/d_{16} = 7 \sim 10$ の場合

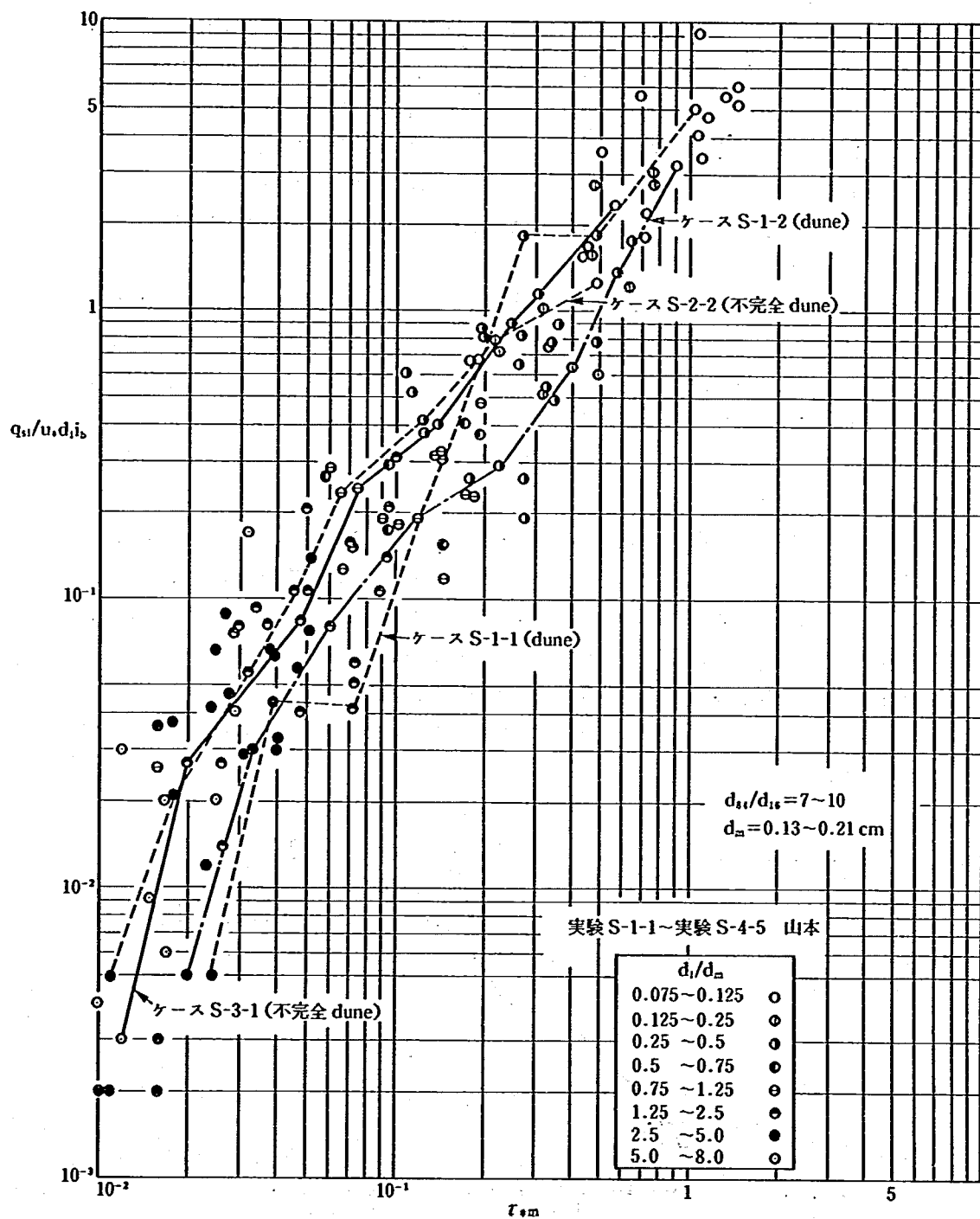


Fig. 2-13 $q_s / u_* d_{ib}$ v.s. τ_{*m} , $d_{s4}/d_{i6} = 7 \sim 10$ の場合

図上に図示しただけでは、河床材料と流砂の粒度分布の違いが明確にならない。特に r_{sm} が 0.1 以下では、各粒径別の限界掃流力を表示しているにすぎない。流砂と河床材料の粒度分布の関係を明らかにするには、各実験ケースごとに、粒径別流砂量と粒径別無次元掃流力の関係をプロットしたものを、Fig. 2-13 に示すように線で結ぶ必要がある。もしその線の傾きが、両対数紙上で右上りの 45° の線となれば、流砂の粒度分布と河床材料の粒度分布が同一であることを示し、45° より急であれば、流砂の方が細砂分が多いことを示している。

抵抗係数を見ると砂堆河床では $\phi=12$ 位であり、均一砂の場合より 2 程度大きい。この原因は、砂堆の谷に大粒径が多く、谷部の洗掘を妨げるため砂堆の河波勾配 H_s/L_s が均一砂に比較して小さくなるためである。

平均粒径で評価した流砂量は、Fig. 2-13 に示すように砂堆河川の場合には、均一砂に比較して 2 倍程度大きく、平坦河床および不完全砂堆河床（1 波および 2 波程度の砂堆が発生したが、河床の大部分は平坦河床である。）の場合にも 2 倍程度大きくなっている。粒径別流砂量について言えば、Fig. 2-13 に示すように、細砂分が河床砂より多く、大粒径砂は少ない。特に砂堆河床の場合は、細砂は砂堆の山の前縁を飛び越え、浮遊砂の運動形態を持っているため流砂に占める細砂の割合が多くなっている。

これを実験の観測結果を通して詳述する。Fig. 2-14, Fig. 2-15 は、平均水深 $H=13.5$ cm, $d_m \approx 0.15$ cm, $r_{sm}=0.15$, $H/d_m=90$ の水理量の実験で生じた河床波上での掃流砂の粒度分布と、表層および砂堆の中詰砂（河床波の構成している表層下の材料）の粒度分布を示したものである。ここで谷、山、中とは砂堆の谷部、頂部及びその中間部の位置を示す。これより砂堆の頂部表面で河床表層の粒径が小さく、谷部表面で粒径が大きいこと、また中間部の表層粒度は、砂堆の中詰砂の粒度分布とほぼ同一の粒度分布を持つこと、掃流砂は逆に谷部で細かいことが分る。

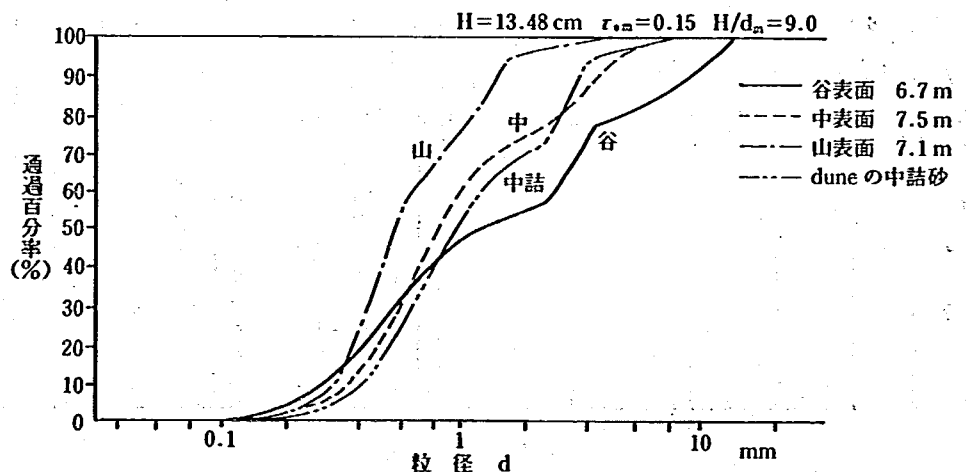


Fig. 2-14 底質材料の粒度分布, ケース 5-4-6

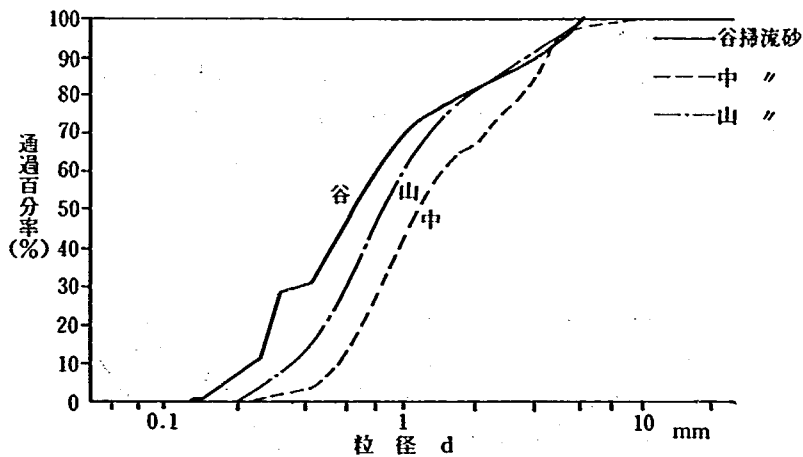


Fig. 2-15 掃流砂の粒度分布ケース 5-4-6

Fig. 2-16 は、水深 12.5 cm, $\tau_{*m}=0.13$, $H/d_m=60$ の水理量の実験において 20 秒の採砂を 30 秒ごとに 13 回行った結果より、各時間ごとの流砂の d_{65} , みかけ単位時間単位幅当りの流砂量 (空隙を含む。) の時間変化を示したものである。これより砂堆の谷部で流砂量が小さく、また粒径が小さくなることが分る。

以上より、砂堆が発生すると、河床材料の分級機構が、平坦河床の場合と異なった形態を持つこと、また河床波が発生すると、同一 τ_{*m} に対して発生した方が、平坦河床に比較して、移動限界粒径が小さく、河床材料の分級作用がより進むことが分る。

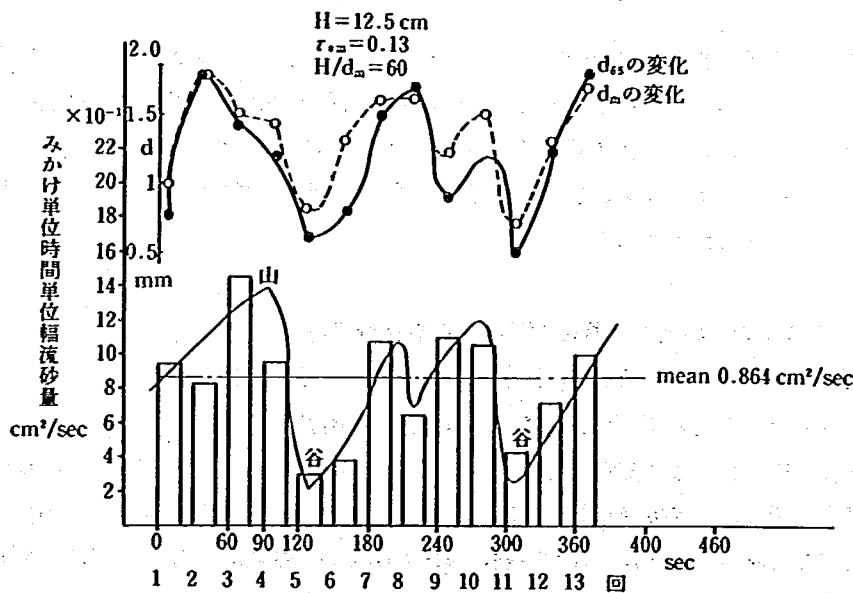


Fig. 2-16 5-4-2 ケースにおける掃流砂と粒径の時間変化

(4) d_{84}/d_{16} が10~20の場合

Fig. 2-17に示す粒度分布の河床材料を持つ d_{84}/d_{16} が10~20の場合を深見、葛西及び浅田、石川⁶⁾の実験結果を通して述べる。なお実験は H/d_m が23以下で行われ、河床はすべて平坦河床である。

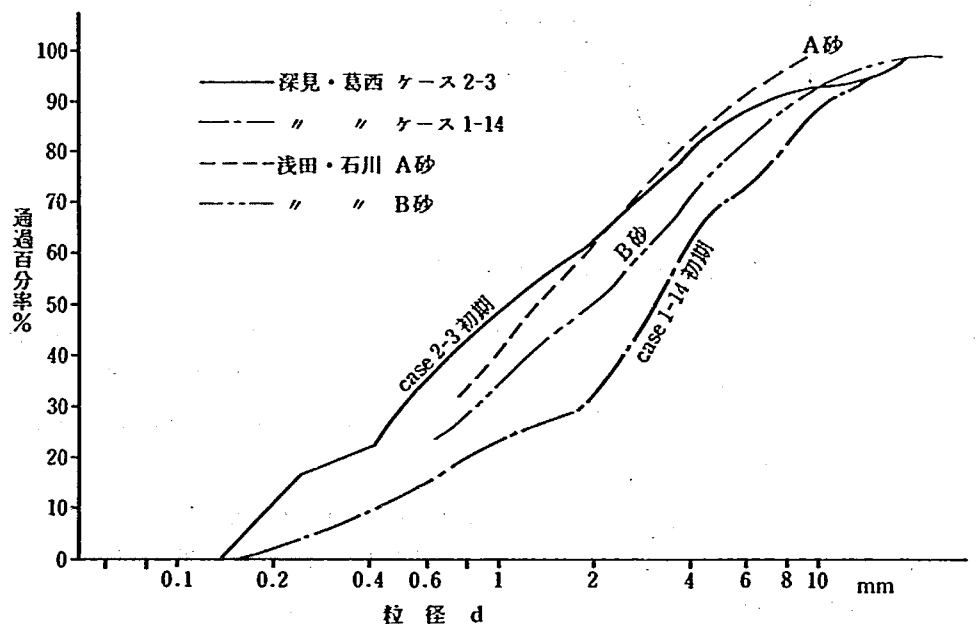


Fig. 2-17 底質材料の粒度分布, $d_{84}/d_{16}=10\sim20$ の場合

Fig. 2-18に無次元全流砂量 q_s/u_*d_m と τ_{*m} の関係を示した。均一砂の場合に比較し4倍程度流砂量が大きい。粒径別流砂量を見ると、流砂の中に粗粒子の占める割合は、河床材料の中に占める割合に比し小さい。これはFig. 2-1に示したように、 d_{84}/d_{16} が大きい場合には粗粒の材料の移動限界掃流力が小粒径より大きく粗粒の材料が移動限界掃流力に近いため、また細粒は浮遊砂的に移動するためである。

(5) 多粒からなるが、顕著な二峰性の粒度分布を持つ場合

ここでは河床材料は多粒からなるが、顕著な二峰性の粒度分布を持つ場合、どのような河床材料の移動形態を持つかを安藝¹⁹⁾及び筆者の実験を通して論じる。

Fig. 2-20は、Fig. 2-19の安藝B砂に示す粒度分布を河床材料として持つ移動床実験の結果より求めた ϕ と τ_{*m} 、 H/d_m の関係である。なお τ_{*m} の評価はすべてFig. 2-19に示す粒度分布の平均粒径を使って行った。なお実験は河床勾配をある値に設定し、その後、水深を増加させて掃流力を増していくという手順をとっており、各実験毎に表層の粒度分布を調べている訳ではない。従って河床波の発生している場合は、表層の粒度分布はFig. 2-19に示すも

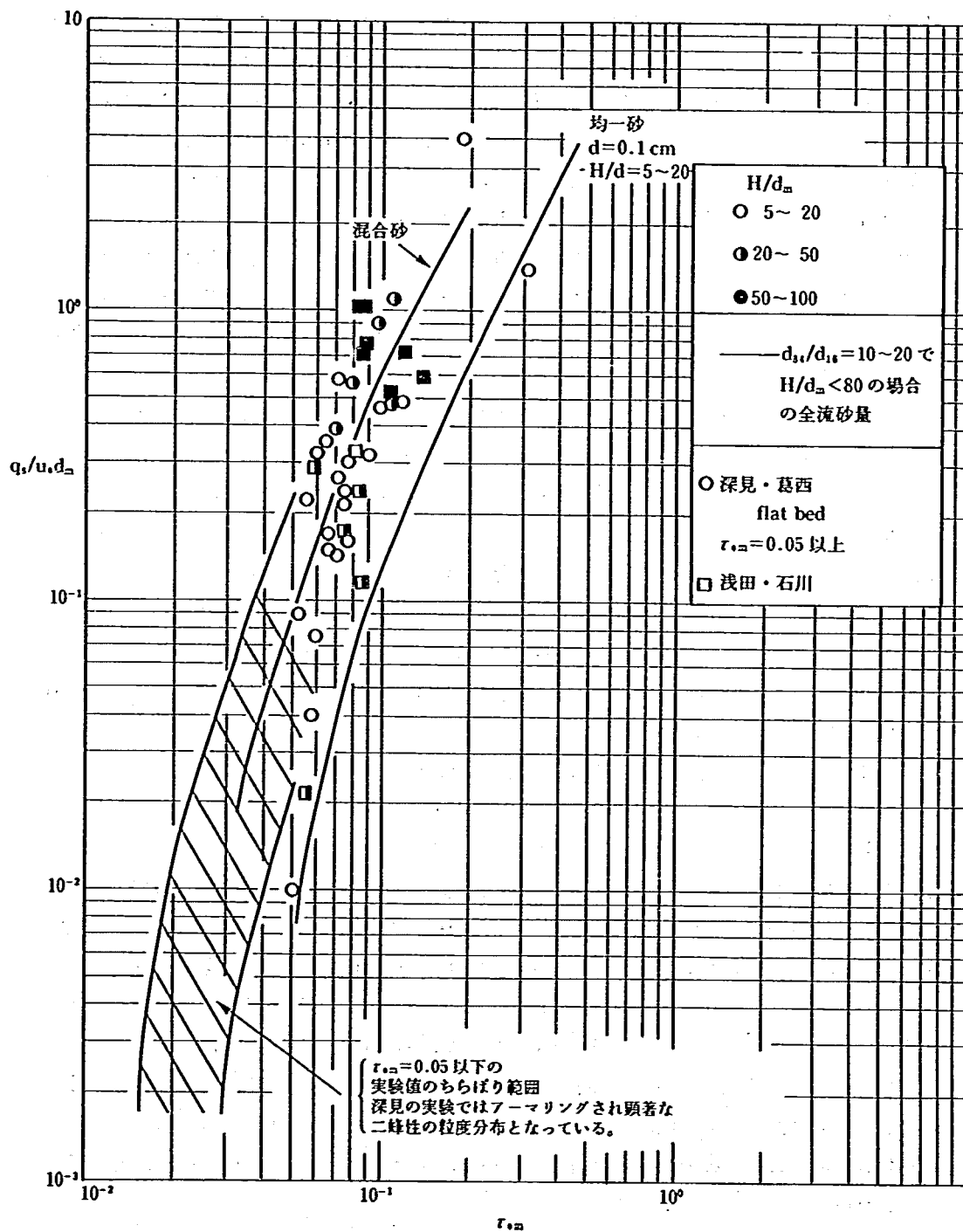


Fig. 2-18 $q_s/u_* d_m$ vs. τ_{*m} , $d_{84}/d_{16}=10\sim 20$ の場合

のとはかなり異なっているものと考えられる。

ϕ の変化を見ると、平坦河床の ϕ および砂澱河床の ϕ は、ほぼ均一砂の場合と同一で、砂澱の発生する r_{sm} もほぼ均一砂と同じだが、upper regime への移行 r_{sm} が均一砂に比較して非常に小さい値となっている。この原因は明確でないが、 $d=0.23\text{ mm}$ 程度の砂が河床材料の 50% 近くを占めており、砂澱を形成した河床材料のほとんどが 0.23 mm の砂で構成されていたのではないかと考えられる。もしそうだとすると upper regime への移行 r_{sm} は実質的に r_{sm} が 0.45 位となり、ほぼ均一砂の場合と一致する。なお安藝¹⁹⁾は、lower regime から upper regime への移行の現象を次のように記述している。

「G に至って砂澱の山は流水のために崩れ始め、ついに、H に至って河床面はあたかも箒で掃いたようになった。中粒以下の砂粒は粉雪の風に飛ばされるがごとくに浮遊、運搬され、比較的大粒のもののみが目まぐるしく河床を転動した。」なお G、H の生じた水理量は Fig. 2-20 に G、H の記号として示されている。

このように細砂分が 50% 近くも占めるようになると、その河床材料の移動形態は、細砂と粗砂と異なった移動形態を持つようになる。この実験の場合には細砂の運動形態の方が河床波の形態に強い影響力をあたえている。なお砂澱消滅後に非常に平坦な波長 50~150 cm 位の河床波が発生したことが報告されている。この河床波は砂堆であり、河床表層は細砂がふきとばされ、1 mm 前後のものが多くなって粗砂的性格が強くなったと考えられる。

次に逆に粗粒の方が 80% 近くを占め、細砂分が 20% 位である場合、つまり扇状地河川の粒度構成を持つ場合の土砂の移動形態を筆者の実験結果を通して述べる¹¹⁾。

実験は B₁ から B₉ までの 9 ケース行った。河床の状態は B-1 が反砂堆、B-6 が平坦、B-4 が平坦と砂堆の混在状態だった以外はすべて砂堆河床であった。

B-1 ($H=19.5\text{ cm}$, $r_{sm}=0.12$, $H/d_m=41$) の反砂堆が発生した時の水面は、河床の高まりに応じて水面も高まっているのが観測された。河床波の平均波長は 57.1 cm であった。砂堆河床の場合の波長は水深の 3 倍から 7 倍程度であった。

流砂の運動形態を見ると、砂分は浮遊砂形態で移動し、粒径 1 mm 以上のものは掃流砂形態で移動する。Fig. 2-21~Fig. 2-23 に B-8 ($H=26.1\text{ cm}$, $I_e=5.36\times 10^{-3}$, $V_m=126\text{ cm}$) のケースにおける流砂の粒度分布の時間変化、Fig. 2-24 に流砂の平均粒径の時間変化、流砂量の時間変化を示した。これによって河床波の進行にともなう流砂量の変化、流砂粒度分布の変化が良く読みとれる。通水時間 4 分ぐらいまで、砂分の流砂量が非常に多い。通水前の河床の砂分の割合が 20% 近くあり、この砂が通水初期に多量に移動していることがわかる。従ってこの実験は通水中に河床に占める砂分の割合が変化している。また通水後の河床の粒度分布を見ると場所ごとに砂分の割合が異なっている。また 1 cm 以上の底質材料はほとんど流下していない。

次に流砂量の評価について述べる。本実験の場合 B/H が 1~2 で非常に小さいため、側壁の影響を取り除いて u_s を評価し、 u_s と流砂量の関係を調べる必要がある。それゆえ、河床形

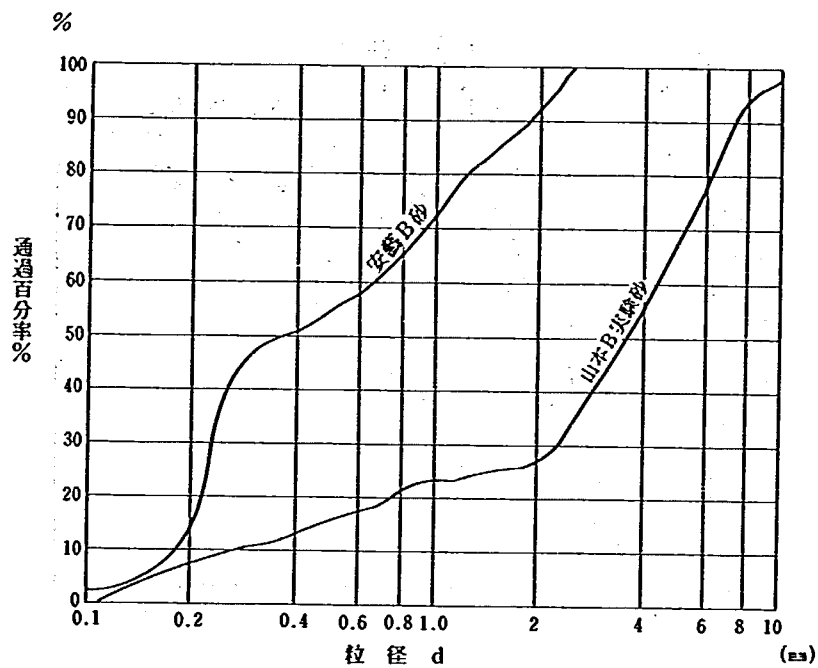


Fig. 2-19 底質材料の粒度分布，顕著な二峰性の粒度分布を持つ場合

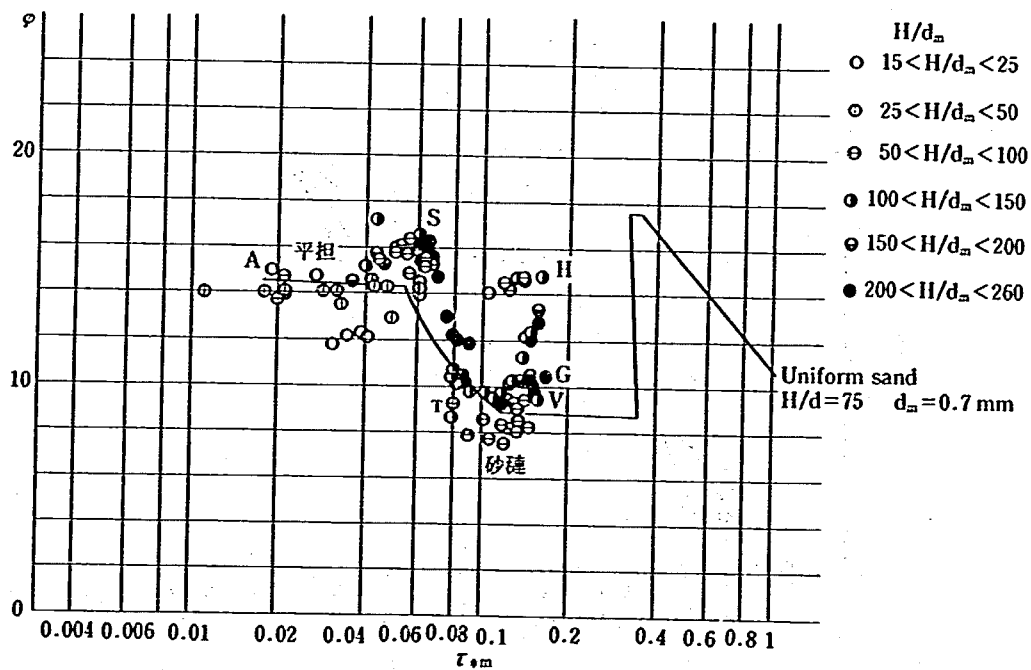


Fig. 2-20 安藝B砂 ($d_m=0.07$ cm, $d_{84}/d_{16}=7$) の ϕ と τ_m の関係

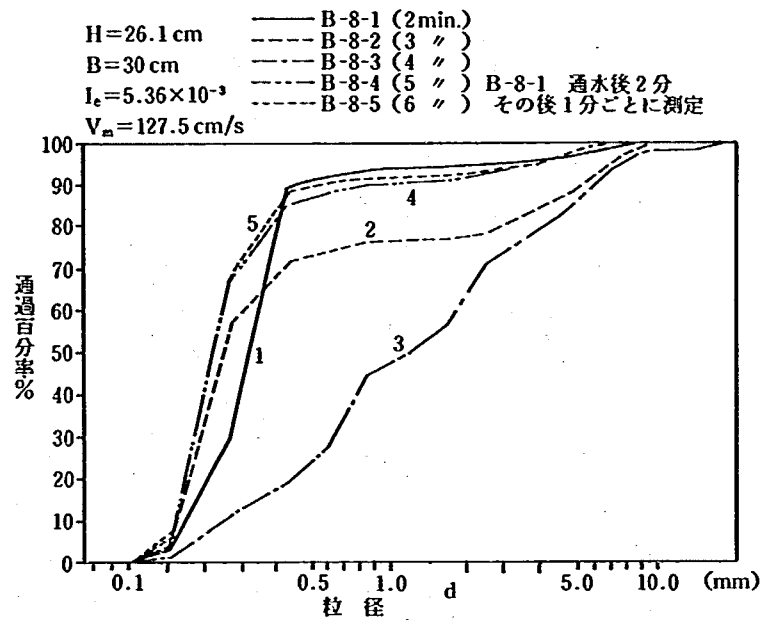


Fig. 2-21 B-8 ケースの送流砂の粒度分布 (1)

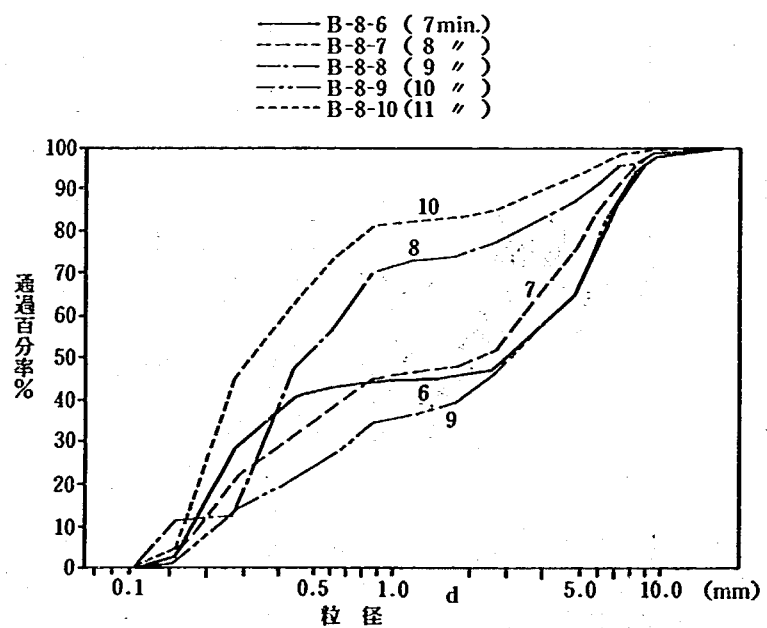


Fig. 2-22 B-8 ケースの送流砂の粒度分布 (2)

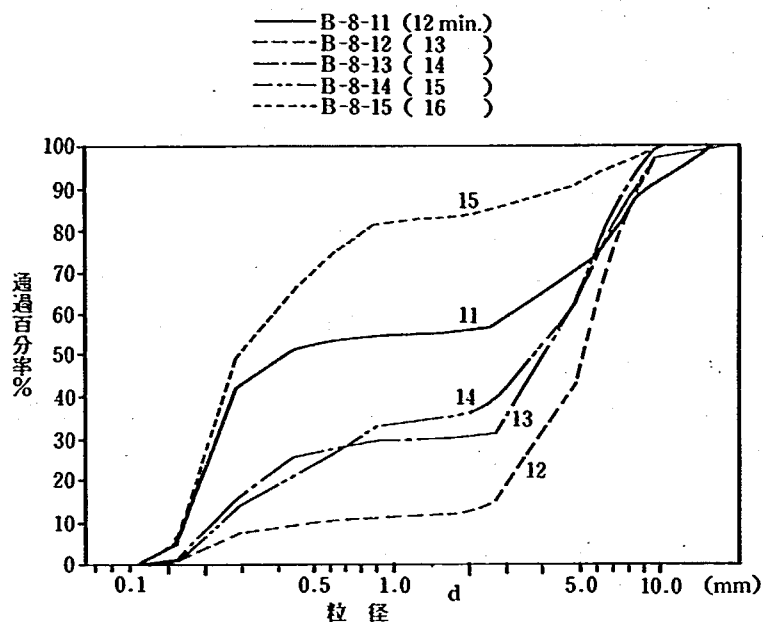


Fig. 2-23 B-8 ケースの送流砂の粒度分布 (3)

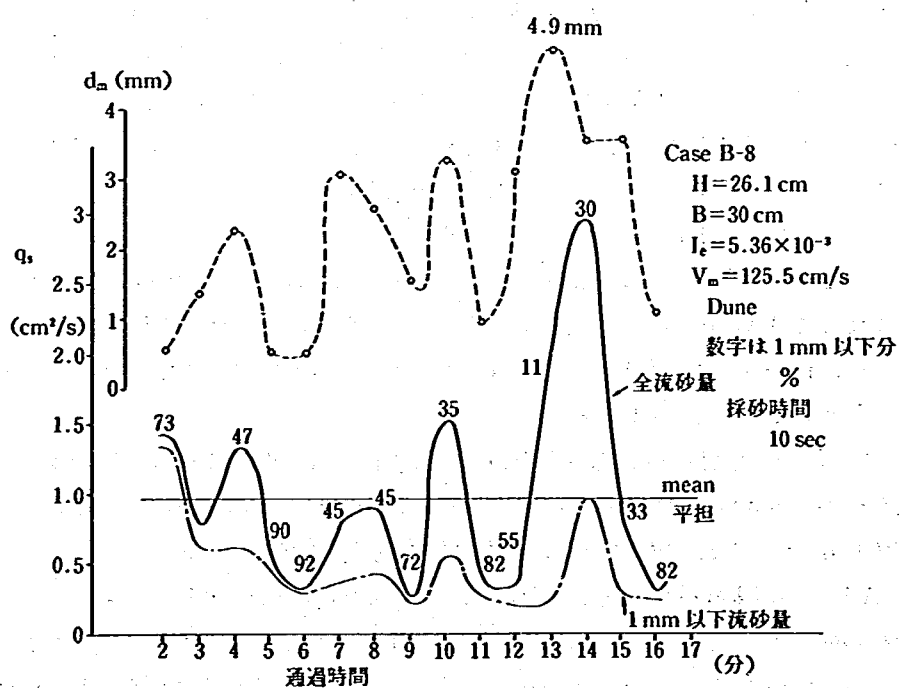


Fig. 2-24 B-8 ケースにおける d_m と q_s の時間変化

状、相対水深の値から、2-2[4]で説明した様に、筆者が ϕ を推定し、 V_m/ϕ より u_* を求め、この u_* を使って有効掃流力を評価した。Fig. 2-25に河床材料の平均粒径を使って求めた無次元流砂量 q_s/u_*d_m と τ_{*m} との関係、また河床材料の内1 mm以上の材料を用いて求めた平均粒径を使って求めた τ_{*m} と流砂の内1 mm以上の全量を用いて求めた無次元流砂量 q_s/u_*d_m の関係を示した。またEinsteinの方法によって評価した u_* を使って求めた全流砂量と、 τ_{*m} の関係も参考のために図示しておいた。

本図から結論を出すことはさしひかえるべきであるが筆者が推測した ϕ を使って評価した u_* を使い、粗砂のみで評価した q_s/u_*d_m と τ_{*m} の関係は、均一砂の場合とほぼ同一の関係となっている。なお細砂分の平均粒径を0.25 mmとして τ_{*s1} を求めると τ_{*m1} は2~3であり、また $q_{s1}/(u_*d_{s1})$ は2~40の間にちらばっている。

以上のように顕著な二峰性を持ち、粗粒の方が河床の大部分を占めるような場合には、粗粒の流砂量は細砂分を取り除いたA集団のみの平均粒径を使って τ_{*m} 、 H/d_m 、 d_{s1}/d_{16} を求め、これによって流砂量を評価すれば良いものと思われる。細砂分の流砂量は本実験結果からは、実験条件等の問題があり、評価することができない。

(6) まとめ

i) 主モードの河床材料(A集団)が河床材料の70%以上を占めており、その主モードの河床材料(A集団)のみの粒度分布の d_{s1}/d_{16} が5以下であれば、その主モードの平均粒径を用いて、均一砂の場合と同じようにしてA集団の流砂量を評価して良い。また河床変動計算のための空隙率は0.3~0.4程度として良いと思われる。なぜならB集団は単にA集団の空隙を埋めているだけであり、河床変動には大きな影響をあたえないと考えられるからである。なお、主モードの d_{s1}/d_{16} が5~7の場合は、 d_{s1}/d_{16} が5以下の場合と同様に考えて良いが、流砂量は均一砂の場合の1.5倍程度とすべきと思われる。

以上のことより、実河川での流砂量の評価に当っては、砂河川では均一砂の流砂量と掃流力の関係を使ってA集団の流砂量を評価して良く、また砂利河川においてもA集団が70%以上を占め、 d_{s1}/d_{16} が5以下であれば、均一砂の場合の流砂量と掃流力の関係を使ってA集団の流砂量を評価して良いと考えられる。

ii) A集団の河床材料が70%以上を占め、A集団の d_{s1}/d_{16} が7~10の場合で、主モードの平均粒径が1 mm以上の場合はその主モードの平均粒径を使って、Fig. 2-12に示す混合砂に対応する q_s/u_*d_m と τ_{*m} の関係をj用いてA集団の流砂量を評価すべきである。

iii) A集団の河床材料が70%以上を占め、A集団の d_{s1}/d_{16} が10以上の場合には、A集団内で運動形態の差が生じるので、A集団を二つ以上に分割し、各集団の流砂量を求めるという方向に持っていくべきである。具体的なA集団内の区分法は明確でなく、河床材料の粒度分布、河川の縦断方向の粒度分布変化を考慮して区分するべきである。本編Fig. 5-4④のような粒度分布の場合には2~10 mm程度を一つのA'集団、10 mm以上をA''集団とすれば良

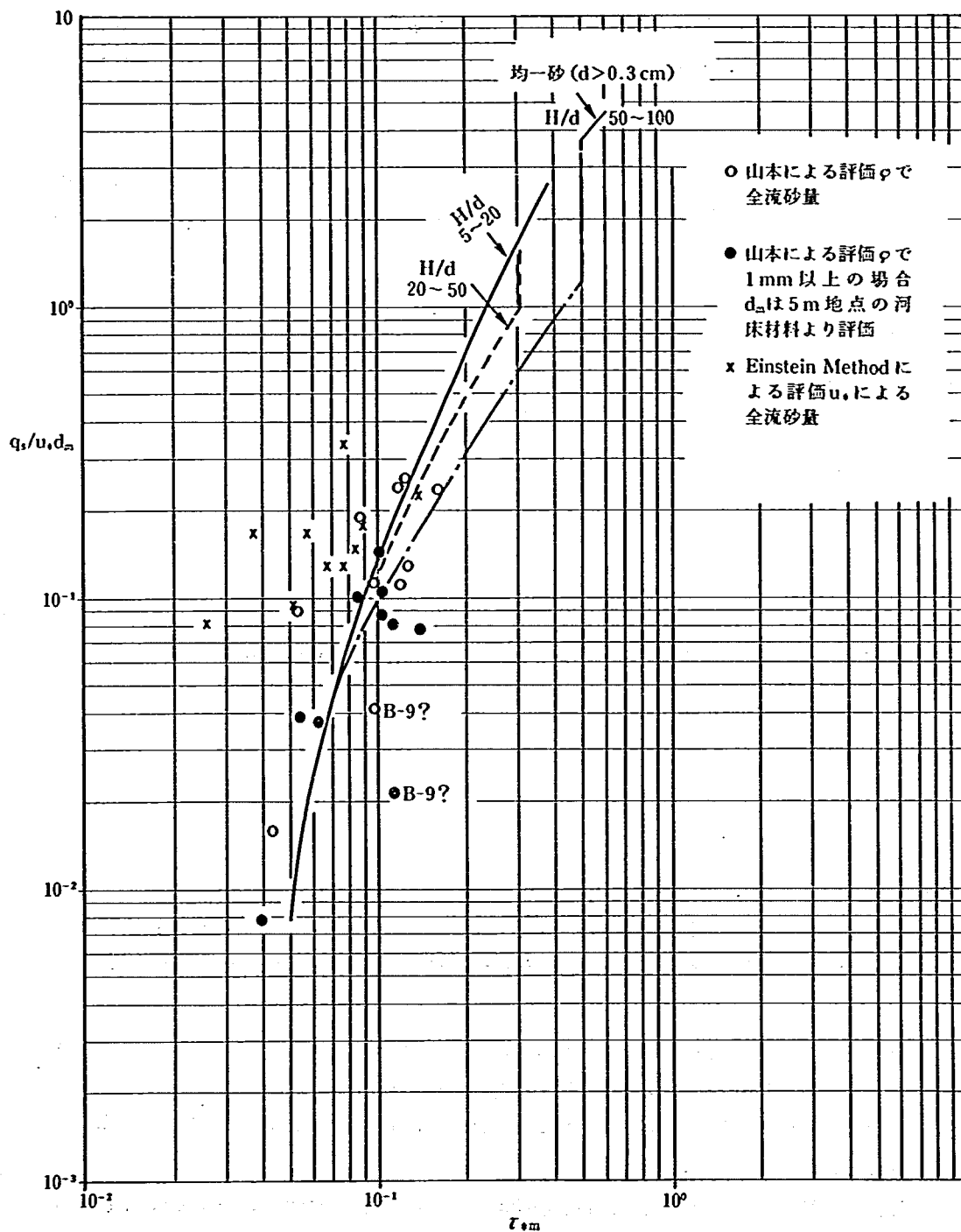


Fig. 2-25 $q_s / u_* d_m$ v.s. τ_{*m} , 実験 B の場合

いと思われる。ただし具体的な A', A'' 集団の流砂量評価方法は今後の課題である。河床が平坦で A 集団を区分しない場合は, A 集団の d_{84}/d_{16} を求め, Fig. 2-18 の流砂量評価のための曲線を使って A 集団の流砂量を求めれば良い。本編 Fig. 5-4 ⑤のような粒度分布の場合には A''' を無視して, A', A'' 集団の d_{84}/d_{16} を求め, Fig. 2-12 あるいは Fig. 2-18 に示した流砂量評価のための曲線を使って流砂量を評価すれば良いと思われる。

iv) C 集団, B 集団の流砂量評価は, 今の所, 適切な評価方法は無い。

v) 河床材料の平均粒径が 0.5 mm 以下の場合には, 流砂の運動形態の違いが生じる d_{10}/d_m の存在範囲が小さく, 上述したのと異なった分級機構を持っているようであるが, その機構は明確になっていない。

注 1) Einstein の方法²⁰⁾とは次のごとくである。

側壁の影響を除去した補正水深 H は, 平均水深 H_m とすると

$$H = H_m \left(1 - \frac{2R_w}{B} \right)$$

で

$$R_w = (n_w \frac{V_m}{\sqrt{I}})^{1.5}$$

である。ここで n_w は側壁のマニングの粗度係数である。一般には $n_w = 0.01$ が使用される。有効まさつ速度は

$$u_* = \sqrt{gHI}$$

で評価する。

参 考 文 献

- 1) Klován, J. E., 1966; The use of factor analysis in determining depositional environments from grain-size distributions; Journal of Sedimentary Petrology, Vol. 36, No. 1, pp. 115-125.
- 2) Visher, G. S., 1969; Grain size distributions and depositinal processes, Journal of Sedimentary Petrology, Vol. 39, No. 3, pp. 1074-1106.
- 3) Middleton, G. V., 1976; Hydraulic interpretation of sand size distribution, Journal of Geology, Vol. 84, pp. 405-426.
- 4) Spencer, D. W., 1963; The interpretation of grain-size distribution curves of clastic sediments, Journal of Sedimentary Petrology Vol. 33, No. 1, pp. 180-190.
- 5) Egiazaroff, I. V., 1965; Calculation of nonuniform sediment concentrations, ASCE,

Vol. 91, Hy. 4 July, pp. 224-247.

- 6) 浅田 宏, 石川晴雄, 1968; 混合砂礫の掃流限界と掃流量式, 技術研究所報告, No. 68045.
- 7) 平野宗夫, 1972; 混合砂れきの河床変動と平衡河床に関する研究, 土木学会論文集 201号, pp. 118-127.
- 8) 芦田和男, 道上正規, 1971; 混合砂礫の流砂量と河床変動に関する研究, 京大防災研究所報告第 14 号 B, pp. 259-274.
- 9) 水山高久, 1977; 山地河川の掃流砂に関する研究, 京都大学学位請求論文, pp. 76-86.
- 10) 深見親雄, 葛西敏彦, 1978; 混合粒径砂の流送実験資料集, 土木研究所資料第 1390 号.
- 11) 山本晃一, 深見親雄, 1978; 河川における土砂の移動機構に関する研究ノート, 土木研究所資料第 1416 号, pp. 18-151.
- 12) 山本晃一, 1980; 河川における土砂の移動機構に関する研究ノート〔II〕, 土木研究所資料 1543 号, pp. 1-30.
- 13) Harrison, A. S., 1950; Report on special investigation of bed sediment segregation in a degrading bed, Calif. Inst. Engi. Res., Ser. 33 issue No. 1.
- 14) Williams, G. P., 1970; Flume width and water depth effects in sediment-transport experiments, U. S. Geological Survey Professional Paper 562-H.
- 15) 吉川秀夫, 福岡捷二, 長場 享, 河野二夫, 1975; 大粒径砂礫の掃流量に関する研究, 第 19 回水理講演会, pp. 1-6.
- 16) 木下良作, 1961; 石狩川河道変遷調査, 科学技術庁資源局資料 36 号, pp. 73-138.
- 17) 岸 力, 板倉忠興, 森 明臣, 黒木幹男, 1976; 河床変動に関する調査研究 (47, 48, 49 年度), 河道維持に関する基礎的研究, 北海道開発局.
- 18) 阿部宗平, 上原信司, 1977, 蛇尾川流路工計画, 土木研究所資料第 1246 号
- 19) 安藝皎一, 1944; 河相論, 常磐書房
- 20) Einstein, H. A., 1950; The bed load function for sediment transportation in open channel flow, U. S. Dept. of Agriculture Tech. Bull. 1026.
- 21) Gilbert, G. K., 1914; The transportation of debris by running water, U. S. Geological Survey Professional Paper 86.

第3章 砂州の特性

3-1 本章の課題

砂州は、河川の平面形状、蛇行形状、河岸侵食等と密接な関係にあり、これらの河道特性を記述・分類・分析するためには砂州の特性に関する十分な知識がなければならない。ここでは水路の曲りや、河道内の島などによって流れが影響を受けないような、ほぼ直線的水路での砂州の特性について論じる。

3-2 砂州の発生領域

川幅水深比 B/H_m が大きくなると、直線水路においても砂州の発生のため、河床、流れとも三次元的形態を持つようになる。ここでは実河川の観測資料も取り入れて、砂州の発生領域を示す。

(1) 交互砂州 (Alternate bars) の発生領域

直線水路における砂州の発生条件を知るために、粒径 0.2 mm 以下の資料を除き、Table 1-1 の実験資料及び土木研究所で行った模型実験¹²⁾³³⁾⁴⁵⁾・基礎実験⁶⁾⁷⁾¹³⁾の資料を使って、Fig. 3-1, Fig. 3-2 のように B/H_m の値を 10 ごとに区切り、河床形態が分るように図示した。本来、粒径ごとにこのような図が描かれ、粒径の違い (Re_s の違い) による砂州の発生領域の違いを示すべきであるが、資料が少なくなり、事実上発生条件図が作れなくなること、また粒径が 0.2 mm 以上であれば、 τ_{*s} , H/d に比較して、 Re_s の砂州の発生条件に対する影響は大きくないと考えてこのようにしたものである。

このようにして作成した図より、 B/H_m が 30 以下の場合には交互砂州の発生する領域を示すことができるが、 B/H_m が大きい場合は Fig. 3-2 に示すように、 H_m/d の大きな資料が少なく、交互砂州の発生領域を適確に示すことができない。ところでこの発生領域を明確にするために H_m/d が大きく、かつ、 B/H_m が大きい実験を行おうとすると実験水路は巨大なものとなり、事実上実験は不可能である。たとえば、粒径 0.02 cm の砂を使い、 $H_m/d=1,000$, $B/H_m=50$ の場合には、水路幅 10 m , 長さ 300 m 以上の水路が必要である。またこのような実験を行う場合には、砂州のスケールが大きいので、それが十分に発達するのに何日もかかる。従って、 B/H が 30 以上でかつ H/d が 500 以上である場合の交互砂州の発生領域を示すためには、実河川で砂を河床材料に持つ河川の実態を調査する必要がある。

調査の方法としては、ほぼ直線河道である区間の砂州の形態を航空写真や、河道の縦横断面測量結果を用いて把握し、そこで生じる水理量との関係を分析した。Table 3-1 は交互砂州の

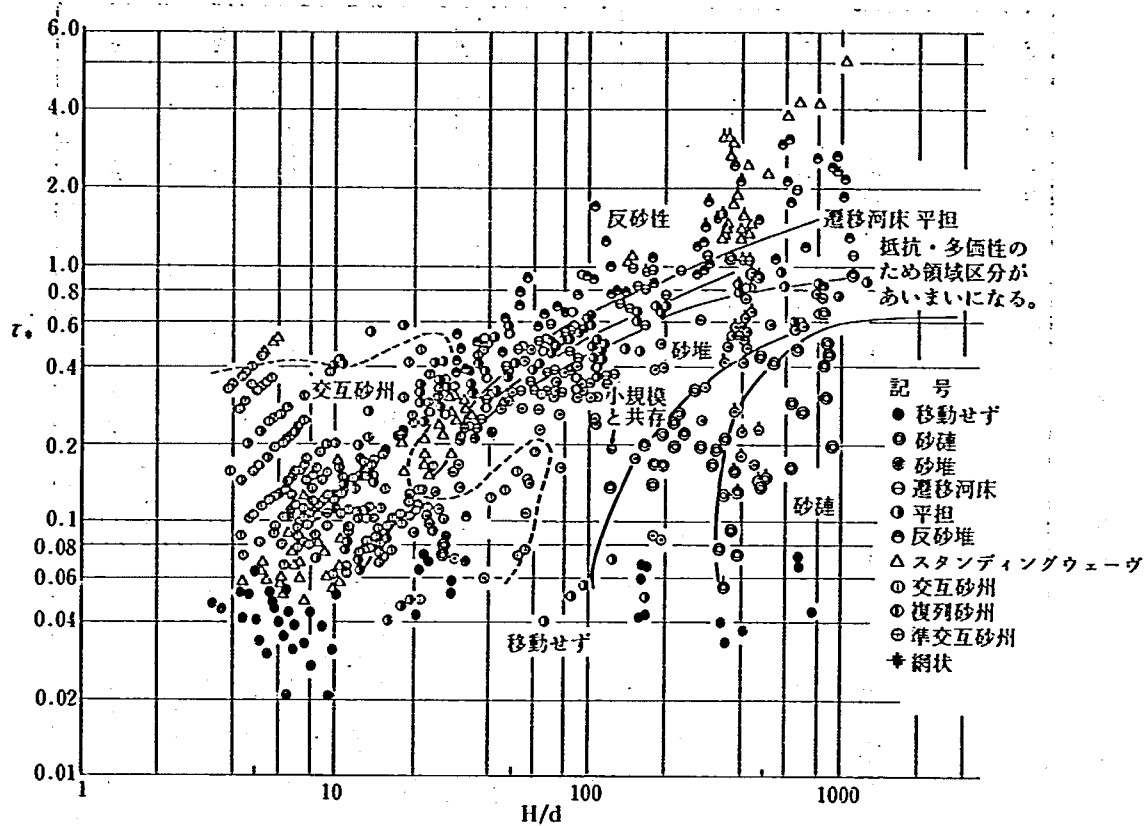


Fig. 3-1 中規模河床波の発生域, $B/H=10\sim20$ の場合

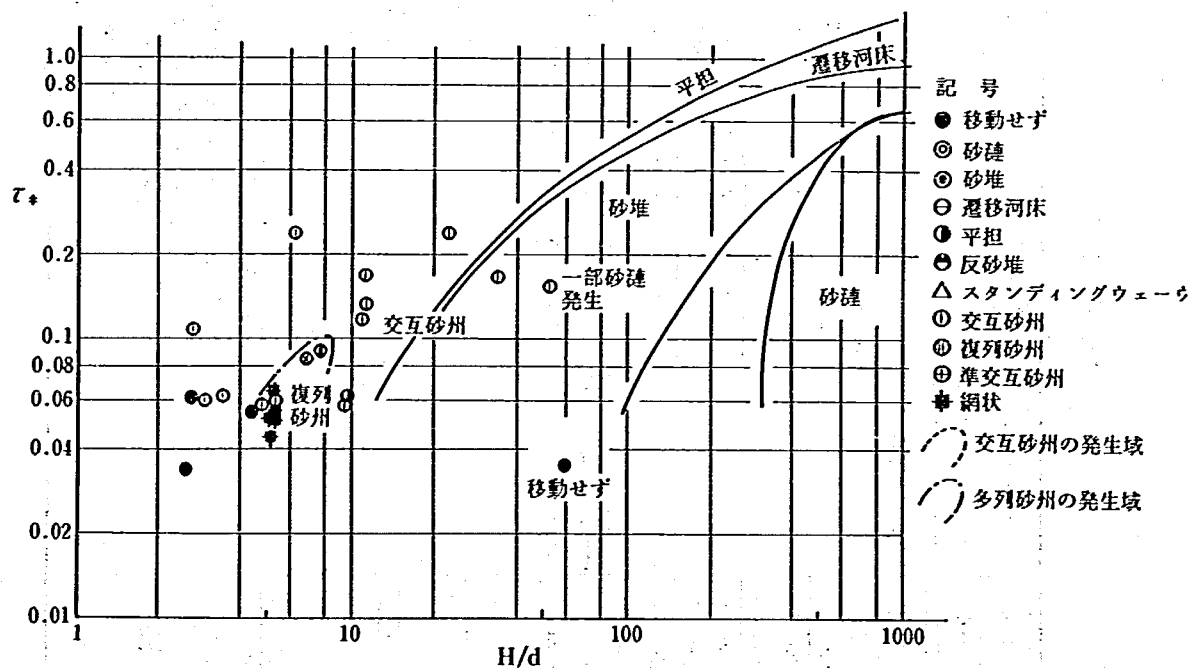


Fig. 3-2 中規模河床波の発生域, $B/H=50\sim60$ の場合

Table 3-1 H/d が 1000 以上の場合の中規模河床波の発生域判断のための材料

河川名	河岸の状況	中規模砂州形状判断方法	流量 m^3/s	河床の状況	その他	B_m	H_m	V_m	ϕ	B/H	τ_*	H/d
Rio Grande near El Paso, Tex.	護岸によって河岸が固定され、ほぼ直線状の河道区間											
• Vinton 100 March 13		観測時の横断面より	28.3 m^3/s	小規模 flat 中規模 no bars	推定河床材料 0.2 ~ 0.3 mm	35	0.62	1.32	21	56	0.98	2500
• Vinton 100 August 15		"	33.7 m^3/s	小規模 dune 中規模 no bars	"	35	1.19	0.81	9.7	29	1.7	4700
• Vinton 200 March 15		"	26.5 m^3/s	小規模 flat 中規模 no bars	"	61	0.45	0.95	17.4	135	0.74	1800
• Vinton 200 August 20		"	23.9 m^3/s	小規模 dune 中規模 bars	" $L_s = 304m, L_s/B = 5.0$	61	0.61	0.64	9.9	100	1.02	2700
斐伊川 • 3~4Km	護岸、水制によってほぼ直線河道	1970年8月27日の航空写真	8月27日 33 m^3/s 8月22日 292 m^3/s	$L_s = 300m$ の交互砂州	$Ib = 1/1063, d_m = 0.22cm$ $Q = 33m^3/s$ で $H = 0.52m, Q = 292m^3/s$ で $H = 1.8m$ $Q = 292m^3/s$ の水理量では	115						
• 4.5~5.5Km					$L_s = 300m, B_s = 100m$ で 2列の bars	120	1			64	0.46	727
• 11~12Km					$L_s = 160m, B_s = 80m, L_s/B_s = 2.0$ $Ib = 1/830, d_m = 0.25cm$ $Q = 33m^3/s$ の時の $H = 0.26m$ $Q = 292m^3/s$ の時の $H = 1.1m$ $H = 0.8m$ の時の水理量は	290						
							0.8			362	0.23	320
斐伊川 18~20K		1972年7月19日の航空写真	7月11日にピーク流量 2300 m^3/s の大出水日 流量 1600 m^3/s 7月19日は 160 m^3/s)	$L_s = 840m$ $L_s/B = 3.5$ の波長の短い単列砂州	$Ib = 1/830$ $Q = 160m^3/s$ 時の $H = 0.71m, Q = 1600m^3/s$ 時の $H = 3.3m$	240	33			72	1.0	1300
15~16K				$B_s = 100 \sim 120m$ $L_s/B_s = 2 \sim 2.5$ の 4~5 列の砂州	砂州が水深 1.2m の時生じたとなると $Q = 400m^3/s$	250	12			208	0.38	500

Table 3-1 (つづき)

河川名	河岸の状況	中規模砂州形状判断方法	流量 m^3/s	河床の状況	その他	B_m	H_m	V_m	ϕ	B/H	τ_*	H/d
阿武隈 8~12 K	蛇行河川	1961年5月14 日の航空写真	4月17日415 m^3/s 5月14日104 m^3/s	$B_s = 200m$ の4~ 6列の砂州	$I_b = 1/3300$, $dm = 0.07 cm$ 水深1m時の水面勾配 $1/8800$	500						
利根川 135~140 K	水制によって直線化 されている	横断面平面図 斜写真		基本的には2列砂 州であるが、中出 水によって変形さ れる	基本パターンが年最大流量時 ($Q =$ 2,610 m^3/s) に生じたとすると $dm = 0.04 cm$, $I_b = 1/3,500$	650	45	1.0	10	140	1.4	11200
江戸川 39~31.5 K	直線河道	横断面 航空写真		横断面よりbarsな し低水時にbarが 発生することあり	$dm = 0.54 mm$, $I_b = 1/4,300$ bankfull時にはbarsが発達しないと 判断される。満水時水深4m	98	4	0.95	10	245	1.04	7400
Benue 751~ 7781 mille	直線状河道	航空写真		交互砂州(複列的)	$dm = 0.7 mm$ bankfull discharge 5200 m^3/s 時の水理量 $I_b = 1/6600$	850	6~7m	1.0	10	120	0.85	9300
North Loup at Tayler	直線状河道	航空写真		3~5列 bars	$dm = 0.3 \sim 0.4 mm$ 推定 bankfull discharge 32 m^3/s $I_b = 1.33 \times 10^{-3}$	82	0.49			167	1.10	1400
Brahmaputra	直線状であるが島が 多数低水時 braided pattern		55,000 m^3/s 8月の流量 max		$dm = 0.2 \sim 0.3 mm$ 高水時に bars 発達, total 川幅 10~ 11 km 水深 10~20m							
阿賀野川 0~4 km	ほぼ直線河道	航空写真 1947年 1980年音響深 測器による観測	年最大流量 3500~4000 m^3/s	2~4列の bars	$dm = 0.06 cm$ 年最大流量時4~5 m 2000 m^3/s 以下では bars はほとんど動か ない。(1980年融雪期の2回の音響深 測器で確認, 観測者, 山本他)	800	45	1.0	10	177	1.03	7500
利根川 5~30 K	ほぼ直線河道	横断面	年最大流量 3000 m^3/s	no bars 小規模 ripples(推定)	$dm = 0.0015 cm$, みお筋は河道の曲り に応じて多少まがる	500	6	70~80	18	83	0.77	40000
鬼怒川 3~8 km	川幅に応じた蛇行河 川蛇行波長 1200m	1966年4月 撮影航空写真	年最大流量 970 m^3/s	8~6.5 k 3~4列 bars 4~3.5 k 単列 bars 6.5~4.5 k 4列 bars	$dm = 0.35 \sim 0.4 mm$, $I_b = 1/3000$ 8~6.5 k $B = 120 \sim 130 m$ 年最大流量 には bars に消滅すると思われる。 4~3.5 k $B = 80 \sim 90 m$							
木曽川 18 k~24 k	ゆるやかな蛇行 長大水制	1967年2月	年最大 6600 m^3/s	種々のスケールの bars 最小 $B_s = 70 m$, 最大 $B_s = 300 m$		600 ~700	4.0			165	1.85	11000
常願寺川 0~6 km	ほぼ直線状	1969年11月の 横断面	8月11日 peak 2760 m^3/s	前年に比較して河 床が平坦になった	$dm = 0.045 cm$	300	245	3.7	20	122	4.8	5400

発生領域を判断するために使用した実河川の資料⁸⁾⁹⁾¹⁰⁾¹¹⁾の一覧表である。ところで、河川の流量は、一定の流量が続くわけでは無い。航空写真や河床の縦横断測量で調べられた砂州はいつ生じ、それは、その流量の時点で発達していくものなのか、消滅していくものなのかの判断が必要となる。この判断は非常に難しいが、移動床模型実験を通しての経験、内外の文献の砂州の形態やその発達の特徴に関する記述、航空写真の読み取りより、次のような砂州の形態やその発達形態に関する共通性を描出し、実河川の砂州の形態とそれを生じしめたと推定される水理量を求めた。Table 3-1 には求められた水理量が示されている。

- ① 砂河川の場合、砂州のスケール (B_s, L_s) は水位によって変化する。小さい水位ほど小さい砂州になろうとするが、勾配の小さい所 ($I_b < 1/5000$) では出水時に出来た砂州は平水時にはほとんど動かず、中出水では多少変形するにとどまる。勾配 $1/5,000 \sim 1/3,000$ では、中出水に対応したスケールの砂州ができることがある。これより勾配の大きい所では、より小さい流量に対応する砂州が発生する。
- ② 砂州は、そのスケールが大きいために、水理量の変化 (水位の変化) に対して、すぐさまその水理量に対応したスケールの砂州が形成されず、水理量の変化に対して応答の遅れがある。
- ③ 粒径 0.2 mm 以上の河床材料を持つ河川では、 B/H_m が 100 を越えていれば複列の砂州が発達している。大出水時に河床の小規模河床波が砂堆から一部平坦河床に変化しても、砂州は発達を続ける⁹⁾ようである。なお砂州の列数は交互砂州の場合を 1 列とみなし、複列の場合が 2 列に当る。Fig. 3-3 の場合は 4 列である。
- ④ 粒径 0.2 mm 以下の河川で、 H_m/d_m が $10,000$ を越えるような所での砂州の発生の事例は無いようである。
- ⑤ 多列砂州の砂州幅 B_s は、砂州を形成したと考えられる水理量における水深 H_m の 100 倍程度である (これについては、本小節 (2) において詳述する。)

Fig. 3-4 には、Table 3-1 で示された資料の内、砂州の形態と水理量 (τ_* と H/d の値) の対応がかなりはっきりしているものを $\tau_* - H_m/d$ 平面上に砂州の形態が分かるように記号を変えてプロットした。またプロットした点の脇には、 B/H_m の値を記した。これだけの資料より B/H_m が大きい場合の交互砂州の発生する領域を明確にすることはできないが、次のようなことを読み取ることができる。

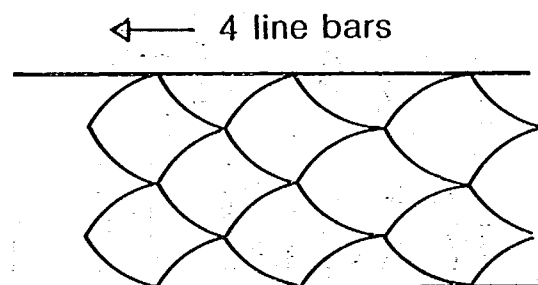


Fig. 3-3 砂州列数の考え方

- ① 多列砂州が発生するということは、その列数の数の単列砂州が組み合わさったものと考えられることにより、多列砂州の発生する場合と同じ τ_* , H/d で B/H_m が 50 以上であれば交互砂州が発生すると考えて良いと思われるので、 B/H_m が 50 以上で河床材料が 0.2 mm 以上（洪水時小規模河床波は、砂堆、遷移河床、一部平坦河床）の河川では、交互砂州が発生すると判断される。
- ② 河床が全面的に平坦河床になるような状態では、常願寺川 0~6 km において 1969 年 11 月の出水後の河床の凹凸が出水前より平坦になったという事実、Rio Grande 川の El Paso 地点において $\tau_* = 0.98$, $H_m/d = 2,500$, $B/H_m = 56$ の時に砂州が発生していないという事実⁹⁾より、平坦河床 (flat) で H_m/d が 5,000 以下では砂州が発生しないと判断される。なお、 H_m/d が 10,000 以上である Brahmaputra 川（河床材料 $d_m = 0.2 \sim 0.3$ mm）で発生している河床波⁹⁾（波長 180 m~900 m で水深 9~36 m の所に発生する。砂州のスケールに相当すると思われる。）の洪水時の状況を見ると、河床が平坦河床であっても、このスケールの河床波は、そのまま残っている。河床が砂堆である時に発生した砂州が、そのまま残っていると考えられるので、 H/d が 10,000 程度で平坦河床の時に砂州が発生するかどうかは判断し得ない。

以上の実河川の資料の解析および実験室資料の解析より不確かなものであるが、交互砂州の発生領域を Fig. 3-4 に B/H_m が 50 以下の場合について示した。ここで、点線が B/H_m 一定の線であり、この B/H_m を持つ水路では、この一定の線の内側（細い矢印の方向）の τ_* ,

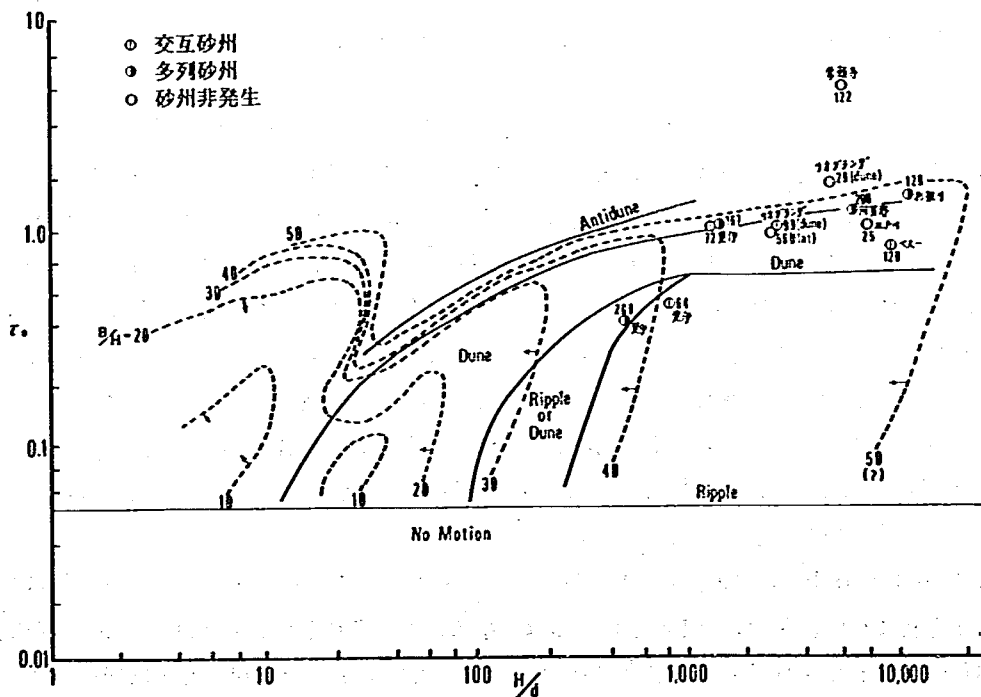


Fig. 3-4 交互砂州の発生領域, $d_m > 0.02$ cm の場合

H_m/d の領域で交互砂州が発生することを示している。なお、図中の実線は、小規模河床波の領域区分の概略値を示したものである（本来小規模河床波の領域区分は Re_s の影響を受け、粒径ごとに多少区分線の位置が変わるが、ここでは、 H_m/d が 1,000 以下は、Fig. 3-1 に示す $B/H_m = 10 \sim 20$ の d が 0.02 cm 以上の実験室資料すべてを用いて描いた区分図が示されている。 H_m/d が 1,000 以上は、実河川の砂を河床材料を持つ場合の実測資料より区分線が引かれた）。

(2) 多列砂州の発生領域

河床に発生する砂州が交互砂州であるか、複列砂州であるかによって河道の平面形状、平面形変動特性が変わる。従って、それらに応じて河道の平面計画は違ったものとなる。この限界の B/H_m を知ることは重要な意義を持つ。

交互砂州から複列砂州へ移行する B/H_m の値を、実験資料より交互砂州の発生領域を求めるために Fig. 3-2 のごとく B/H_m の値を 10 ごとに区切り河床形態が分かるように図示した。その結果が Fig. 3-5 に示されている。ここで一点鎖線が B/H_m が一定の線であり、この B/H_m を持つ水路ではこの一定の線の内側の τ_s 、 H/d の領域で複列砂州が発生することを示している。複列砂州の発生領域を示す一点鎖線で囲まれた領域の変化より、交互砂州同様、 H_m/d が小さくまた τ_s が小さい方が小さい B/H_m で複列砂州が発生する。ちなみに B/H_m が 60 程度の場合は H_m/d が 9 以下、 τ_s が 0.1 以下で複列砂州が発生し、 B/H_m が 70 程度となると H_m/d が 20 以下、 τ_s が 0.2 以下で発生する。 B/H_m が 70 以上の場合の複列砂州の発生領域は、 H_m/d が 60 以上の資料が無く実験資料だけでは、複列砂州の発生領域を求めることができない。

B/H_m が 100 以上でかつ H_m/d が 60 以上の実験を行なうことは、実験施設が巨大なものとならざるを得ず、事実上実験は不可能である。従って B/H_m が 70 以上の場合の複列砂州の発生領域は、実河川資料より判断せざるを得ない。Fig. 3-6 は日本の一級河川の平均年最大流量時（ほぼ低水路満杯時）およびアメリカの Middle Loup 川¹⁰⁾、アフリカの Niger, Benue 川¹¹⁾ の河道満杯流量時における水理量を使って、河床に発生している中規模河床波が交互砂州であるか複列あるいは多列砂州であるかを調べたものである（交互砂州であるか複列砂州であるかの判断は、航空写真、横断図、平面図等によって筆者が総合的に判断した。）。なお、実河川は、直線水路であるものが少なく、蛇行しているものが多い。交互砂州と定義されたものには、河道が蛇行しており、この蛇行によって生じた固定砂州も含まれている。また図中にプロットされた点の脇の数字は H_m/d の値である。

Fig. 3-6 より B/H_m が 100 以上であれば、粒径、河床勾配によらず河床に生じる砂州は多列砂州と考えて良い。なおこの 100 という値は、筆者が別の資料を用いて河口近くの河道形態を調べた時も¹²⁾ また深見が筆者とは別個に河川資料を用いて求めた結果¹³⁾ もほぼ同一の値となっている。ただし、この結論はどのような τ_s の値に対しても成立するものではなく、今の

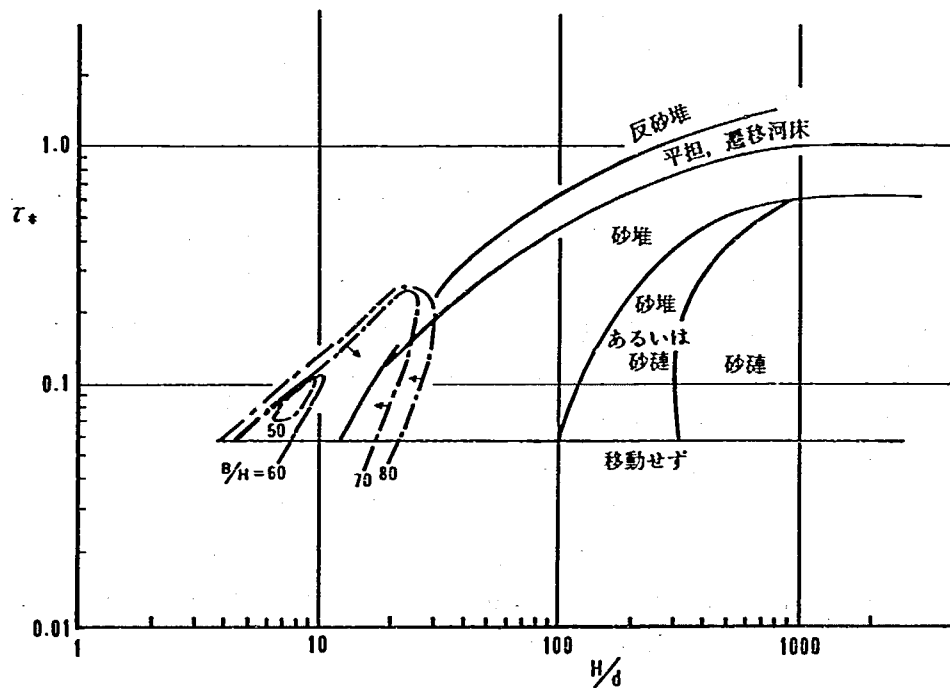


Fig. 3-5 複列砂州の発生域 (τ_* — H/d 平面)
小規模河床波の区分間は $B/H=10\sim20$ の場合

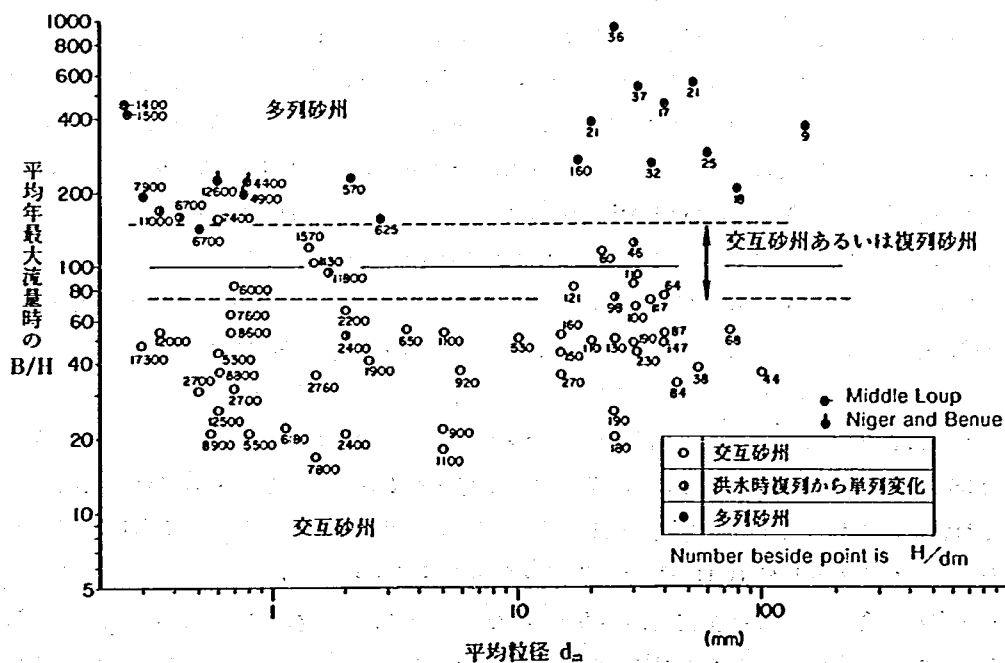


Fig. 3-6 日本における砂州の形態区分

所、実河川で生じる水理量の範囲で確認されたものにすぎない。つまり d_m が 1 cm 以上であれば τ_* が 0.05~0.15, H_m/d が 200 以下の範囲で, d_m が 0.1 cm 以下では τ_* が 0.8~2.0, H_m/d が 2,000~15,000, その中間の粒径では τ_* が 0.2~1.0, H_m/d が 500~2,000 の範囲で上述の結論は確かなものと考えられる。

ところで実験結果によると, Fig. 3-5 に示すように, τ_* が 0.15 以下で, H_m/d が小さく, 10~20 前後の場合, B/H_m が 60 前後で複列の砂州が発生している。これらの実験資料を基にした複列砂州の発生する B/H_m と実河川の $B/H_m=100$ という結果はどのようにつながるのか考えてみる。つまり H_m/d が大きくなるにつれて複列の砂州が発生する B/H_m が徐々に大きくなり, H_m/d がある値より大きいと B/H がほぼ一定値となるのか, また実河川の砂州のスケールが低水路満杯時の水理量に相当する水理量に対応しているのかを検討する。

Fig. 3-7 は土木研究所で行われた模型実験の結果¹¹⁾²⁾³⁾⁴⁾⁵⁾⁷⁾ (上向きダッシュが付したデータ), および木下良作の実験結果を解析した資料も加えて, $B/H_m-H_m/d$ 平面上に砂州の列数が分かるように実験資料をプロットしたものである。また実河川との比較のため, 砂利河川は荒, 利根, 大井, 手取, 黒部, 安倍川の平均年最大流量時の B/H_m , H_m/d と砂州の列数の関係をプロットし, 砂河川は Table 3-1 の内砂州の形態と水理量との対応がかなり明確な資料を用いてプロットした。下向きのダッシュと列数を示す数字が記されたものがそれに当る。本来砂州の発生領域は τ_* の値によっても変わるものであるが, H_m/d が 40 程度になると B/H_m が 100 程度で複列砂州が発生し, 実河川の資料とつながっている。これによって H_m/d が 50 以上では B/H_m が 100 前後で複列砂州が発生し, また年最大流量時の水理量を使って複列と単列を区分しても良いと思われる。ただし, 砂河川で勾配が 1/3,000 以上の場合, 小出水に対応した砂州が発生することがあり, 平均年最大流量時の砂州の列数より大きな列数の砂州が発生することがある。なお砂利河川の砂州幅 B_s は, 平均年最大流量時の平均水深の 70~140 倍程度である。砂河川においても B_s は水深の 100 倍程度と思われる。Fig. 3-7 における石炭粉と記された資料は斐伊川の模型実験時 ($s=0.5$, $\tau_*=0.41$, $H_m/d=166$, $B/H_m=251$) に生じた 4 列の砂州であり, この場合 B_s は水深の 120 倍程度となっている。このように τ_* が大きく, また H_m/d も 166 と大きい場合でも砂州のスケール B_s が水深の 100 倍程度であることは, 砂河川のように τ_* , H_m/d が大きな値を持つ河川でも, 多列砂州のスケール B_s は水深の 100 倍程度であろうと推察させるに十分である。

以上の検討より川幅 B の河川に何列の砂州が発生するかは H_m/d が 40 以上であれば, B を水深の 50 倍の値で割れば良い。Fig. 3-7 には, 予想される砂州の列数を実線に付した数字で示しておいた。また池田¹⁵⁾による $\tau_*=0.1$ の場合の交互砂州と複列砂州の区分 B/H_m を破線で示した (池田¹⁵⁾や銚川¹⁷⁾は $B/H_m \cdot I_b$ を砂州形態を区分する支配パラメーターとしているが, この考え方が適合しないのは明白であろう)。なお, 同図による列数の把握に当っては, 砂州の水理量に対する寛容度 (ある水理量に対して砂州のスケールは一定の値となるわけではなく平均値のまわりにばらついている。) に対する配慮が必要であり, 図中の線は, 同図の右上の寛

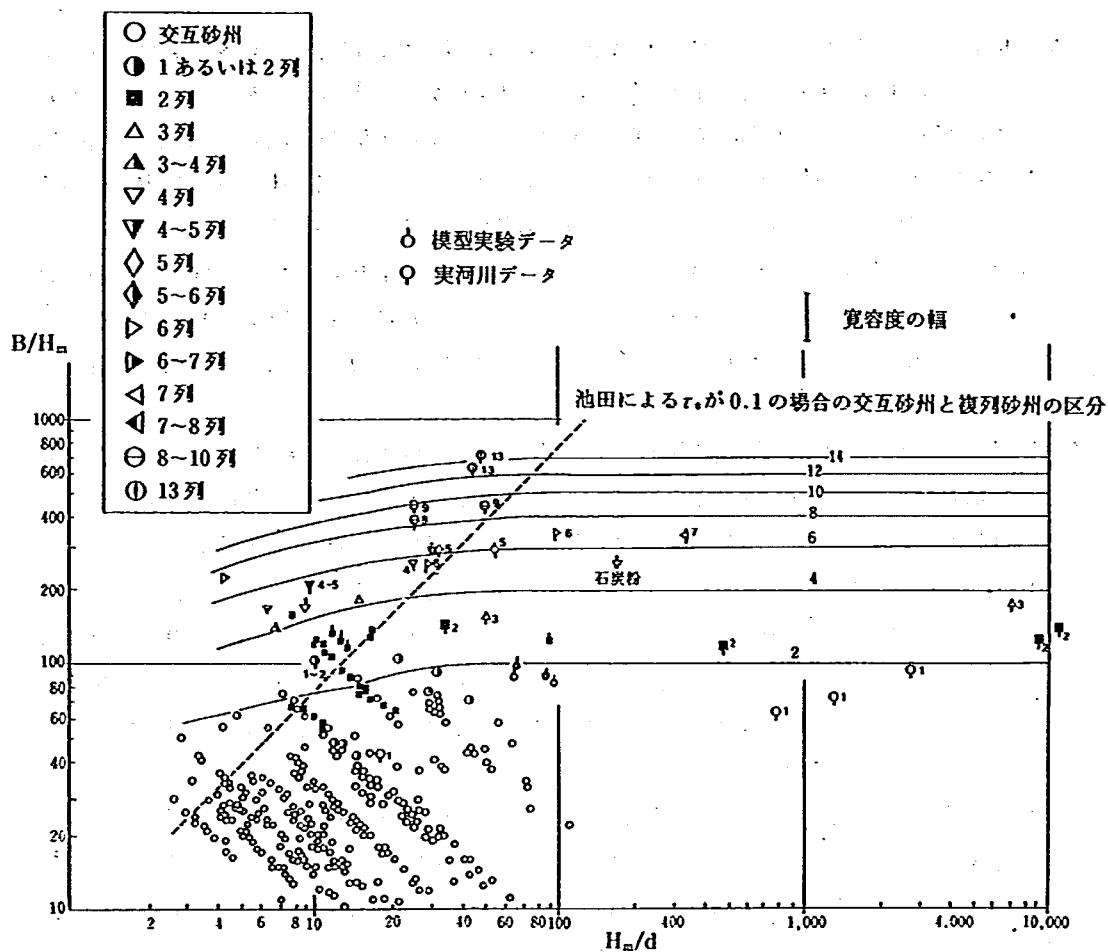


Fig. 3-7 多列砂州の発生条件

容度の幅ぐらいの太い線と覚えておいた方がよい。また河床材料の分級度が悪く、勾配の急な河川 ($I_b > 1/100$) では、 H_m/d が洪水時においても 20 以下であり、典型的なうろこ状砂州とはならず、定流量時でも砂州の一部が水面に出たり、砂州の形状も複雑な形（網状流路）となり、砂州そのもののスケールの定義がしえない場合がある。（例、常願寺川）

3-3 砂州のスケール

ここでは、河道がほぼ直線状の場合の砂州のスケールを、主に水理実験による観測資料を通して検討する。

Fig. 3-8 は、直線水路における交互砂州の川幅 B に対する相対長さ L_s/B が、 B/H_m 、 H_m/d によってどのように変わるかを調べたものである。なお、資料は 2 点を除いて τ_s が

0.03~0.4の実験結果である。この r_s の範囲では、 r_s は L_s/B にほとんど影響をあたえないことが、 r_s を0.03~0.1, 0.1~0.2, 0.2~0.4ごとに同様な整理を行って分かっている。これによると L_s/B は、4から25の間で散らばっているが、次のような特性を持っていると言える。

- ① B/H_m が20以下で H_m/d が50以下の場合（C領域）、同一の H_m/d に対して B/H_m が小さいほど L_s/B が小さい傾向にある。つまり、 B/H_m が交互砂州の発生限界 B/H_m に近いと交互砂州の波長が小さい傾向にある。このような場合には交互砂州の波高 H_s （交互砂州の頂部と谷部の高低差）も小さく流れの蛇行性も弱い。これは、交互砂州の形成実験を行うと、通水初期においては砂州長が短かく、それが成長するにつれて長くなる傾向と一致している。
- ② L_s/B が20程度と非常に長い交互砂州が発生することがある（A領域）¹⁰⁾。この場合交互砂州の前縁は不明瞭となりその移動速度は小さい。このような状態は交互砂州が最も延びきった状態と考えられる。河床低下傾向の所でこのようなことが起こりやすい。
- ③ B/H が、40程度の大きになると、つまりその水理量が復列砂州の発生に近いような状態（D領域）では L_s/B が4~8と急に小さくなる。これは交互砂州がFig. 3-9のように復列的な性格を持つためと考えられる。なお復列砂州の $2L_s/B_s$ （交互砂州の L_s/B に相当）は、実験室および実河川の観測資料とも4~9程度の範囲にあり、交互砂州の L_s/B のように10以上とはならないようである。
- ④ 交互砂州の長さは、その平均的な長さ（川幅の8~14倍）に対して個々の交互砂州は、その1/2から2倍の長さの交互砂州になりうる。あまり砂州長が長くなる（ L_s/B が20程度）と砂州の前縁線部が不明瞭となり、分裂し、短くなる（ L_s/B が4程度）と統合してしまうらしい。

次に砂州の垂直方向スケール H_s について論じてみる。Fig. 3-10は交互砂州の平均水深 H_m に対する無次元垂直スケール H_s/H_m が、 H_m/B , H_m/d に対してどのように変わるかを調べたものである。 r_s が0.03~0.4では、 H_s/H_m に対する r_s の影響がほとんどないことが、砂州長と同様の方法で確かめられている。なお図中の実線は、実験資料を基にして H_s/H_m と B/H_m との関係を H_m/d ごとに示したものであり、砂線は推定線である。 H_s/H_m は L_s/B と同様ばらつきが大きい、同図および実河川の資料等より次のことが言える。

- ① H_m/d が小さいほど B/H_m が小さい値で H_s/H_m が大きい。

また、 H_m/d 及び B/H_m が30以下では、

$$H_s/H_m = \alpha + \beta \cdot B/H_m \quad (3-1)$$

の関係がある。ここで、 α は H_m/d が小さいほど、小さく、 β は0.12程度である。このことは H_m/d 及び B/H_m が前述の値以下で交互砂州が発生し、かつ水深が同一の河川間では、川幅が大きい河川ほど H_s が大きくなることを示している。

- ② 交互砂州の発生限界 B/H_m に近いほど、その垂直スケール H_s/H_m は小さくなる、 H_m/d

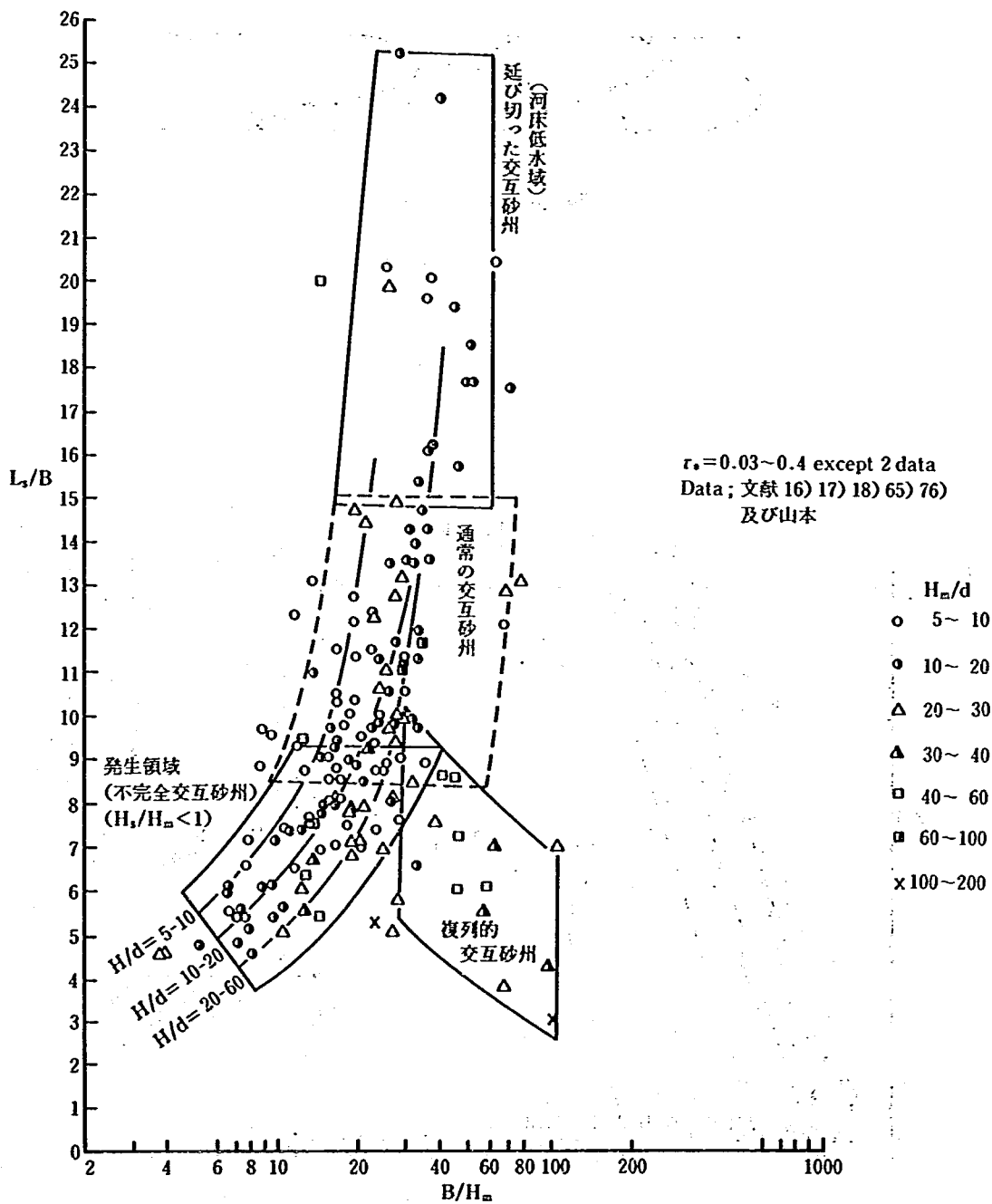


Fig. 3-8 交互砂州の波長 L_s/B と B/H_m の関係



Fig. 3-9 砂州の形状

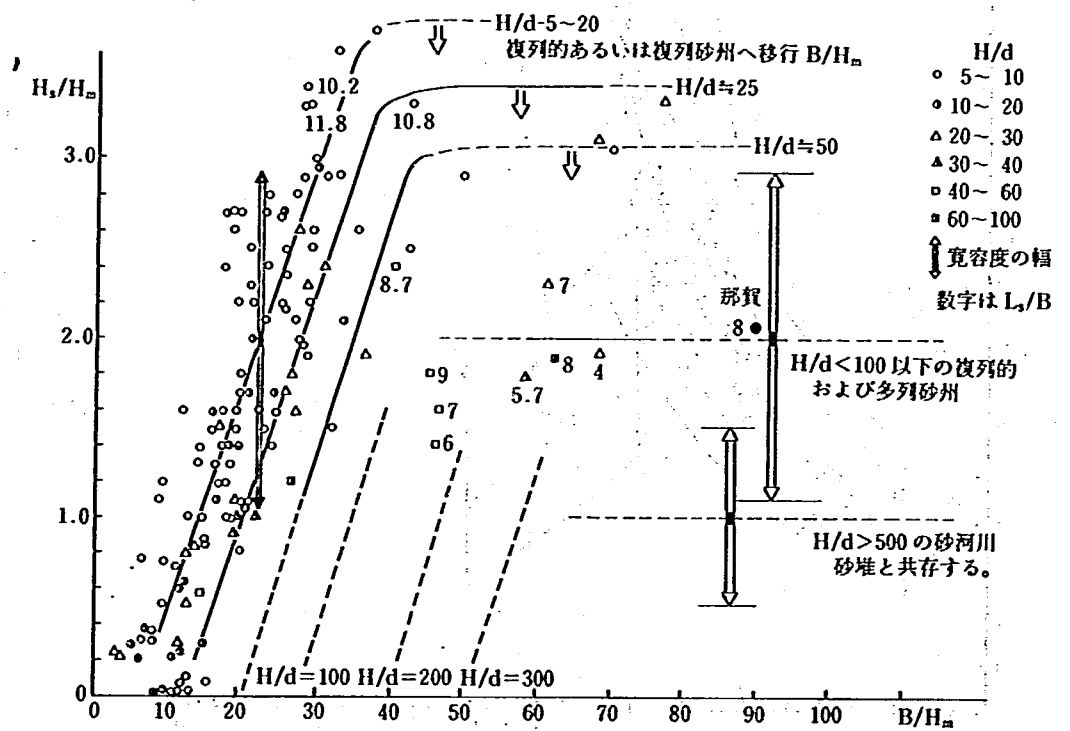


Fig. 3-10 H_s/H_m と B/H_m の関係, 但し τ_* は 0.03~0.4 の範囲 (Data 文献 17), 63), 76) 及び山本)

が100以上の場合の H_s/H_m は資料が少なく明らかで無いが、交互砂州の発生限界から推定すると、Fig. 3-10 破線で示す中の推定線上の H_s/H_m となろう。

- ③ H_s/H_m の値には限界があり、複列砂州の条件に入る B/H_m より多少小さい B/H_m で H_s/H_m が最大となるようである。 H_m/d が5~10では、 H_s/H_m の最大値は3.6程度、 H_m/d が20~30では3.2程度である。

B/H_m が複列の条件に近づくと交互砂州の形状がFig. 3-9に示すごとく複列の形態と似たものとなり L_s/B が6~8と半減し、 H_s も同様に急減し、 H_m/d が100以下で小規模河床波が発生しない条件では H_s/H_m は2前後の値となる。

なお、直線水路で多少複列的性格を持つ交互砂州の発生している那賀川4~9 kmの砂州高7~8 mが平均年最大流量程度の水理量($B/H_m=87$, $H_m/d=110$, $\tau_* = 0.1$, $B=300$ m, $d_m=3$ cm)で生じたとすると H_s/H_m が2前後となる。Fig. 3-10に●印でプロットされたように、ほぼ推定値と近い所に在る。

- ④ 最深部の生じる所の横断面の平均河床は実験結果を整理した結果によると最深部から H_s の7~8割程度の所にある。なお阿部等¹⁹⁾も実験結果の整理より同様な結論を得ている。実験は H_m/d が15以下で行なわれているので、この実験範囲を越える H_m/d での状態を外挿的に類推することには多少問題が残るが砂州上に小規模河床波が発生しないような水深条件では、最深部の水深 H_{max} は

$$H_{max}/H_m \approx 1 + 0.8 \frac{H_s}{H_m} \quad (3-1)$$

で評価される程度の値になると推測される。

- ⑤ H_m/d が大きい場合の H_s/H_m は、資料が無く、明確なことは言えないが、 B/H_m が十分に大きくて多列砂州の発生する実河川の H_s を音響測深機による河床高の調査結果から評価すると、 H_s/H_m が1程度であるようである。たとえば1971年7月24日、斐伊川での中出水($d_m=2$ mm 前後、水深1 m 前後、勾配1/800程度)に対して観測された河床形状を見ると、砂堆と砂州が共存し、砂州の H_s は水深程度のスケールとなっている。また、1980年3月27日および4月25日阿賀野川1~4 km区間($d_m=0.6$ mm)で、筆者等が行った音響測深機による河床波の観測によると、 H_s が3 m程度の砂州が存在することが確認しえた。4月7日に融雪出水のピークが2170 m³/sであり、その時の H_m は3 m程度であるので、 H_s/H_m が1程度の値となっている。さらにBrahmaputra川の砂州と思われる河床波の垂直スケール²⁰⁾も水深程度の規模を持っている。

なお、Simon, D. B. 等¹⁹⁾は、砂河川における砂州の垂直スケールは、 B/H_m が100以上なら H_s/H_m が1程度であるとしている。

- ⑥ B/H , τ_* および H_m/d が同一の値を持つ条件においても、波長 L_s 同様、 H_s も平均的な高さに対して、個々の交互砂州の波高 H_s は0.5から1.5倍の波高になりうると思われる。 B/H が20の場合、 H/d が5~30の H_s/H_m が0.8~2.8の間に実測資料が散らばっている

ことから理解しえる。

多列砂州の場合も、交互砂州同様、その垂直スケール H_m は、Fig. 3-10 に示した寛容度の幅として示された範囲に観測資料はバラックものと推定される。

3-4 砂州が流れの抵抗及び流砂量に及ぼす影響

ここでは砂州が発生した場合、第1章で述べた砂州の発生しない移動床流れの水理現象にどのような影響を与えるかを述べる。

粒径 d が 0.6 mm 以上で、 B/H_m が 20 以下の場合（すなわち H_m/d , τ_* が小さい場合）には、交互砂州の発生は、砂堆の発生を妨げるが、 B/H_m が $30 \sim 50$ になると H_m/d が 100 前後で、小規模河床波と共存し、河床の一部に砂堆、砂碕が発生する。なお、粒径が 0.4 mm 以下では、より小さい H_m/d でも小規模河床波と共存する。

砂州が流砂量、流れの抵抗に及ぼす影響は、実験資料の精度もあって、はっきりしないが、エネルギー勾配を二断面間のエネルギーの差を距離で割って評価した場合、 $\tau_* = 0.01 \sim 0.3$, $H_m/d = 5 \sim 40$ の範囲では、交互砂州を持つ場合の φ の値は、交互砂州を持たない平坦河床に比較して、 $10 \sim 15\%$ 小さく、また流砂量も小さい。この原因としては、主流が蛇行して、実質的な流下距離が増加すること、また中規模河床波の存在による形状損失が生じるためと思われる。

今、Fig. 3-11 のように L_s を砂州のボトム（谷）からボトムまでの平均の長さ、 L_{s1} をクレスト（頂）からボトムまでの平均の長さとし、この形状による損失を評価してみる。砂州による形状損失係数を f_r 、表面摩擦損失係数（小規模河床波による損失を含む。これは砂州が存在しない場合の流れの損失係数に等しい。）を f_s とすると、

$$I_e = \frac{f_r}{8} \frac{1}{L_s} \frac{V_m^2}{g} + \frac{f_s}{8} \frac{1}{H_m} C \frac{V_m^2}{g} \quad (3-3)$$

である。 $C = L_s/L_{s1}$, $\varphi_s^2 = 8/f_s$, $\varphi_r^2 = \frac{8}{f_r} \frac{L_s}{H_m}$, $\varphi = \frac{V_m}{u_*}$ とすると (3-3) 式は

$$\frac{1}{\varphi^2} = \left(\frac{1}{\varphi_r^2} + C \frac{1}{\varphi_s^2} \right) \quad (3-4)$$

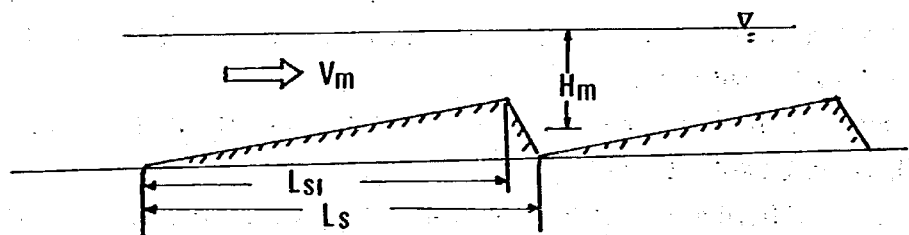


Fig. 3-11 記号の定義

となる。ここで ϕ_s は砂州が存在しない場合の流速係数、 ϕ_l は砂州の形状損失のみによって生じる流速係数、 ϕ は砂州が存在する場合の流速係数と定義される。

砂州の L_s は交互砂州の場合 $4B$ 、多列砂州の場合 $150H_m$ 程度であり、 $C=1$ 、 $f_f < 0.5$ と考えられるので $B/H_m = 30$ の場合には、 $\phi_l \geq 44$ 、多列砂州の場合には $\phi_l = \geq 48$ となる。 $\phi_s = 14$ 、 $f_f = 0.5$ の場合には、(3-4) 式を用いて評価すると ϕ は ϕ_s より 4% 程度小さくなる。一般には砂州の存在による ϕ への影響はそれほど考える必要は無いと思われるが、十分な砂州（ここでは H_s/H_m が 1.5 以上を十分な砂州と定義しておく）が発生する場合（ただし $r_s = 0.04 \sim 0.3$ 、 $H_m/d = 5 \sim 40$ の範囲）は、交互砂州の発生しない場合の ϕ に 0.9 位を乗じておけば良いと思われる。

なお、十分な砂州が存在する場合の流砂量（ただし $r_s = 0.04 \sim 0.3$ 、 $H_m/d = 5 \sim 40$ の範囲）は、エネルギー勾配を二断面間の距離で割った場合の u_* に 0.9 程度を乗じた値程度を有効な流速として、流砂量を評価すればよいと思われる。

3-5 交互砂州の移動特性

本節においては、ほぼ直線状の河道における交互砂州の移動特性について述べる。

交互砂州は、それが平坦河床から発達する場合には、発生初期には、平衡に達した交互砂州より短く、また平衡に達した場合でも長い交互砂州と短い交互砂州では 4 倍から 5 倍の長さの差がある。木下は交互砂州の移動状況の特徴をまとめており¹⁰⁾、そこから重要なことを取り出すと次のごとくである。

- ① 砂州の進行状態には大局的には、かなり一様な進行速度と、長さを持つように見られる。
- ② その中でも短い砂州の動きは速く、長い砂州はそれより遅い。
- ③ ある長さと速度で多くの砂州が安定状態を示した時に、上流側に短い砂州ができると、その動きは速く、長さがのびる。したがってその前方の砂州が押しちぢめられ、ちぢめられた砂州の動きは速くなり、長さがのびる。同様にして粗密波の伝播のように砂州の前進よりも速く、その一時的な短い砂州は前方に伝播移行する。
- ④ 砂州の長さには（速度にも）上限と下限があり、それ以上短くなると消滅し、長くなると分裂する。その場合砂州 1 個（ここで砂州 1 個とは L_s の長さに相当するものである）、水流の 1 蛇行が消滅したり新たに加わったりする。
- ⑤ 水路上流端の移動床部の起点を自然に洗掘させてゆくのにまかせ、砂州も自然に形成させるにまかせた場合には、最起点側の砂州が流下してゆくにともなって、また新たな砂州が、その上流側に形成されだす。それが必ずしもその前に流下していった砂州と、一定なへだたりが出来た時にできるとは限らないで、その起点における発生の長さのムラが、その後絶えず下流に伝播しはじめる。
- ⑥ 起点において砂を補給した場合、起点から生じる砂州は、短かく動きが速い。

以上のことは、砂州形状を把握する場合、ある一つの水理量に対して一つの砂州形状が生じるという考え方が危険なことを示している。砂州長は、上流部の砂州を発生させるかく乱の仕方や、河道中の砂州の進行を止めるような障害物によって大きく変わりうる。その最大波長と最小波長には限界があり、あまり短くなると消滅し、長くなると分裂するということである。砂州長のある水理量に対する長さのパラッキは、砂州の特性そのものと考えた方がよい。

前述のように砂州は大局的なスケールのまわりにパラッキを持ちながら下流に流下していく。この流下に伴って河岸付近の河床高や流速、水位は波動性をおびることになる。Fig. 3-12は砂州の流下に伴って横断面における左岸、中央、右岸の河床高、流速、水位がどう変化したかを調べたものの一例である。

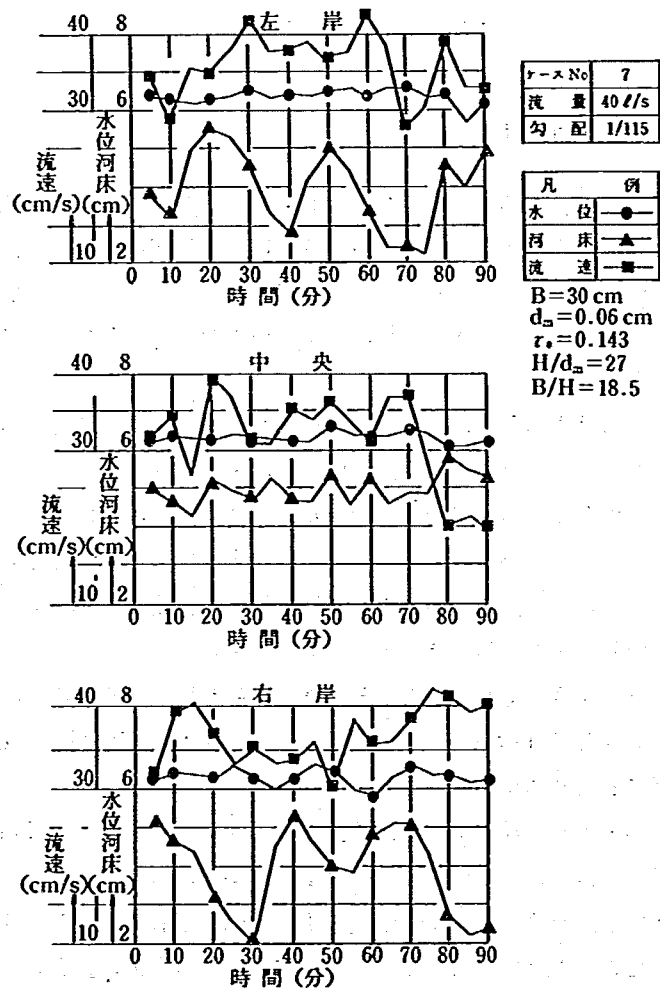


Fig. 3-12 交互砂州発生時の河床高、流速の時間変化

実験は、勾配 1/115、水路幅 30 cm、底質材料 0.06 cm の移動床水路に流量 2 l/s を通水した条件 ($\tau_{*m}=0.143$, $H_m/d=27$, $B/H_m=18.5$) で行っている。本事例で示すように、砂州の流下に伴って河床高、流速が変化するということは、河岸が可食性の場合には、侵食位置が下流に流下するということであり、砂州の流下速度を予測しておくことは工学的に大切なものとなる。砂州の移動速度については、実験資料が少なく移動速度を明確に評価しえないが、次のように考えればある程度の評価が可能であろう。

河床波の進行速度 V_s と流砂量の関係を Simon²¹⁾等は次のように示している。

流砂の連続式より

$$\frac{\partial Z}{\partial t} + \frac{1}{(1-\lambda)} \frac{\partial q_s}{\partial x} = 0 \quad (3-3)$$

$\delta = x - V_s t$ とし座標変換すると、上式は

$$-V_s \frac{dZ}{d\delta} + 1/(1-\lambda) \cdot dq_s/d\delta = 0 \quad (3-6)$$

上式を積分すると

$$q_s = (1-\lambda)V_s Z + C_1 \quad (3-7)$$

となる。ここで $Z=0$ を sand wave の谷間に取り、谷間位置の流砂量を q_0 とすると、

$$q_s = (1-\lambda)V_s Z + q_0 \quad (3-8)$$

となる。平均流砂量 q_{sm} は Z の平均値を h_{mean} とすると

$$q_{sm} = (1-\lambda) \cdot V_s \cdot h_{mean} + q_0 \quad (3-9)$$

となる。交互砂州の場合、 q_{sm} , h_{mean} とも横断方向に変化し、 h_{mean} は中央で小さく、水路壁で大きく、また q_0 も横断方向に変化があると考えられるが、水路壁近くを考え、また砂州が十分に発達し、河床に働く無次元掃流力が大きくなれば、($\tau_* < 0.3$ 程度か) $h_{mean} \approx 1/2 H_s$, $q_0 \approx 0$ と考えられるので、側壁近くの単位幅流砂量

$$q_{sm} \approx 1/2 \cdot (1-\lambda) \cdot V_s \cdot H_s \quad (3-10)$$

と考えられる。ところで水路幅で平均した平均流砂量 $\bar{q}_{sm}$ は q_{sm} と異なっており、 $\bar{q}_{sm}$ に対する q_{sm} の比を β_1 とすれば

$$\bar{q}_{sm} \approx 1/2 \cdot (1-\lambda) \cdot 1/\beta_1 \cdot V_s \cdot H_s \quad (3-11)$$

となる。従って q_{sm} , H_s と τ_* , H/d の関係が分っており β_1 が一定値であれば、(3-11) 式により V_s が推定しうることになる。

今 B/H が 30 以下、 τ_* が 0.3 以下、 H_m/d が 20 以下の場合で、砂州が十分に発達した場合

の砂州の進行速度 V_s が上述の考え方で評価しえるかを検討する。小規模河床波は flat であるので、流砂量式として、Fig. 1-18 の H/d が 5-20 の場合の曲線式

$$q_s/u_*d = f(\tau_*) \quad (3-12)$$

を使い (砂州の存在にする流砂量の減少を無視した。), 砂州高は H_s の評価式として、Fig. 3-10 より

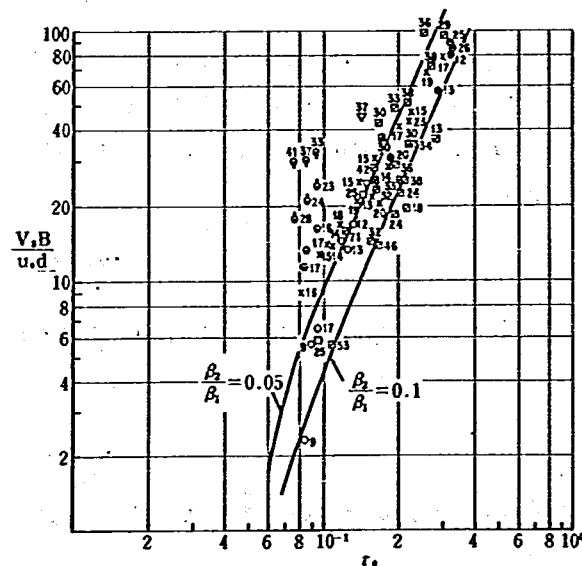
$$H_s/H \approx \beta_2 B/H \quad (3-13)$$

とすると

$$\frac{V_s B}{u_* d} = 3.33 \frac{\beta_1}{\beta_2} \cdot f(\tau_*) \quad (3-14)$$

となる。ただし $\lambda=0.4$ とした。Fig. 3-13 には $\frac{\beta_2}{\beta_1}=0.05$, $\frac{\beta_2}{\beta_1}=0.1$ の場合の曲線式を示しておいた。同図には、井口²²⁾、池田¹⁵⁾、木下²⁰⁾、筆者の実験結果も示してある。なお木下の資料は、交互砂州の移動速度の平均値が示されていないので、個々の交互砂州の前進速度と砂州長の関係を示した図より、砂州長の分布の存在範囲の中央に相当する砂州長の前進速度を代表的な V_s として評価している。評価曲線は τ_* が 0.15 以上の場合はほぼ実験値と合うが τ_* が 0.1 以下の川幅水深比の大きい木下の資料とは、かなりずれている。これは川幅水深比が大きくなり、砂州が複列的な性格を持ち β_2 が小さいためと考えられる。

今後 V_s を評価するためには、実験条件の範囲を広げ、 H_s の評価方式、 H_s のバラツキの範囲を明らかにしていくことと、 β_1 の評価のため砂州上の土砂の移動形態に関する詳細な観測が必要である。



d_{cm}	B_{cm}	H/d	
○ 0.23	15.31	7-12	井口 ²²⁾
● 0.045		25-17	
× 0.0765	13.2	7-13	木下 ²⁰⁾
○ 0.0233	30	7-9	"
○ "	45	"	"
○ "	65	"	"
□ 0.055	17	5-13	池田 ¹⁵⁾
□ 0.033	17	16-41	"
□ 0.029	17	8-42	"
▽ 0.06	30.60	27-28	山本

Numbers beside symbols are B/H

Fig. 3-13 交互砂州の進行速度

参考文献

- 1) 阿部宗平, 上原信司, 1977; 蛇尾川流路工計画, 土木研究所資料第 1246 号.
- 2) 山本晃一, 林 敏夫, 野積 尚, 1975; 手取川河口処理に関する水理的検討, 土木研究所資料第 1069 号.
- 3) 馬場洋二, 深見親雄, 坂野 章, 1979; 水理模型実験による斐伊川分流計画の検討, 土木研究所資料第 1447 号.
- 4) 馬場洋二, 深見親雄, 小川良一, 1979; 信濃川小千谷地区低水路計画に関する検討 (その 2), 土木研究所資料第 1446 号.
- 5) 馬場洋二, 葛西敏彦, 1978; 富山空港の拡張に伴う神通川河道計画模型実験, 土木研究所資料第 1379 号.
- 6) 永田二生, 1961; 貯水池内土砂堆積に関する研究, 土木研究所部内資料.
- 7) 深見親雄, 1979; 砂礫堆と砂礫・砂堆の共存, 土木技術資料 Vol. 21-10, pp. 27-32.
- 8) Fahnestock, R. K. and Maddock, T. Jr., 1964; Preliminary report on bed forms and flow phenomena in the Rio Grande near El Paso, Texas., U. S. Geological Survey Professional Paper 501-B pp. 140-142.
- 9) Coleman, J. M., 1969; Brahmaputra River: Channel processes and sedimentation, Sedimentary Geology 3, pp. 129-239.
- 10) Hubbell, D. W., and Matejka, D. Q., 1959; Investigation of sediment transportation, Middle Loup River at Dunning, Nebraska, U. S. Geological Survey Water-Supply Paper 1076.
- 11) Nedeco 1965; River studies, Niger and Benue, North-Holland Publishing Company, 549 p.
- 12) 山本晃一, 1975 and 1976; 相似律の観点から見た移動床流れの水理〔I〕, 〔III〕, 土木研究所資料第 1059 号, pp. 10-20, 第 1154 号, pp. 16-18.
- 13) 山本晃一, 深見親雄, 1978; 河川における土砂の移動機構に関する研究ノート, 土木研究所資料第 1416 号, pp. 18-151.
- 14) 木下良作, 1978; 大井川河床形態と洪水流に関する検討業務報告書, 建設省中部地建静岡工事事務所委託調査報告書.
- 15) 池田 宏, 1973; 実験水路における砂礫堆とその形成条件, 地理学評論 46-7, pp. 435-451.
- 16) 井口正男, 1980; 大型水路による細礫の流送実験, 昭和 53, 54 年度文部省科研費報告, 筑波大学水理実験センター.
- 17) 鮎川 登, 1972; 実験水路における交互砂州 (砂れき堆) の形成条件, 土木学会論文報告集第 207 号, pp. 47-50.
- 18) 阿部宗平, 鈴木浩之, 1983; 流路工計画の横工に関する実験的考察, 土木技術資料 Vol.

25-1.

- 19) Simons, D. B., 1971 ; River and canal morphology, River Mechanics II eclited by Shen, pp. 20-5.
- 20) 木下良作, 1961 ; 石狩川河道変遷調査, 科学技術庁資源局資料 36 号, pp. 73-138.
- 21) Simmons, D. B., Richardson, E. V., and Nordin, C. F., 1965 ; Unstedy movement of ripples and dunes related to bed-load transpert, I. A. H. R..
- 22) 井口昌平, 1973 ; 昭和 47 年度文部省科研費による "水資源の存在状態におよぼす人的影響に関する研究" 報告書, pp. 26-39.

Appendix A 移動床の水理を規定する物理量について

補助編 1-2 において移動床流れの無次元状態量 π_i を規定するものは, Re_* , τ_* , H/d , B/H , s の五つの無次元量であるとした。この内二次元的流れを考えれば B/H の影響を考えなくて良い。二次元的流れの無次元状態量を規定する他の 4 量の力学的意味とその影響程度を明らかにするために, また移動床流れの無次元状態量を規定するものとして上述の無次元量は正しいものであるかを検証するために, 移動床流れの部分現象を取り出して考察してみる。

(1) 流れの相似性

流れの運動方程式は, 流体が非圧縮性であれば, Navier-Stokes の運動方程式および連続式が成立する。直角座標で重力場で考えれば,

$$\left. \begin{aligned} \left\{ \frac{\partial u}{\partial t} + \frac{\partial(u^2)}{\partial x} + \frac{\partial(uv)}{\partial y} + \frac{\partial(uw)}{\partial z} \right\} &= -\frac{1}{\rho_*} \frac{\partial P}{\partial x} + \nu \nabla^2 u \\ \left\{ \frac{\partial v}{\partial t} + \frac{\partial(vu)}{\partial x} + \frac{\partial(v^2)}{\partial y} + \frac{\partial(vw)}{\partial z} \right\} &= -\frac{1}{\rho_*} \frac{\partial P}{\partial y} + \nu \nabla^2 v \\ \left\{ \frac{\partial w}{\partial t} + \frac{\partial(wu)}{\partial x} + \frac{\partial(wv)}{\partial y} + \frac{\partial(w^2)}{\partial z} \right\} &= -\frac{1}{\rho_*} \frac{\partial P}{\partial z} + \nu \nabla^2 w - g \\ \frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z} &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (A-1)$$

となる。ここで x , y は水平方向, z は垂直方向の座標であり, u , v , w は x , y , z 方向の流速である。

上式において, 長さスケールの異なった場合 (たとえば, 実物と模型) において流速分布が相似であるためには, それぞれの基礎式の各項の比が等しくなければならない。その条件は, 実物と模型の比をサフィクス r で表わせば,

$$\left(\frac{u}{t} \right)_r = \left(\frac{u^2}{x} \right)_r = \left(\frac{uv}{y} \right)_r = \left(\frac{uw}{z} \right)_r = \left(\frac{P}{\rho_* x} \right)_r = \left(\frac{\nu u}{x^2} \right)_r = \left(\frac{\nu u}{y^2} \right)_r = \left(\frac{\nu u}{z^2} \right)_r = g_r = 1$$

$$\left(\frac{u}{t} \right)_r = \left(\frac{vu}{x} \right)_r = \left(\frac{v^2}{y} \right)_r = \left(\frac{vw}{z} \right)_r = \left(\frac{P}{\rho_* y} \right)_r = \left(\frac{\nu u}{x^2} \right)_r = \left(\frac{\nu v}{y^2} \right)_r = \left(\frac{\nu v}{z^2} \right)_r$$

$$\left(\frac{w}{t} \right)_r = \left(\frac{wu}{x} \right)_r = \left(\frac{wv}{y} \right)_r = \left(\frac{w^2}{z} \right)_r = \left(\frac{P}{\rho_* z} \right)_r = \left(\frac{\nu w}{x^2} \right)_r = \left(\frac{\nu w}{y^2} \right)_r = \left(\frac{\nu w}{z^2} \right)_r$$

$$\left(\frac{u}{x} \right)_r = \left(\frac{v}{y} \right)_r = \left(\frac{w}{z} \right)_r$$

となる。上式より

$$\left. \begin{aligned} (y/x)_r &= (z/x)_r = 1 \\ (v/u)_r &= (w/u)_r = 1 \\ (u/\sqrt{gx})_r &= 1 \\ (ux/\nu)_r &= 1 \\ (x/tu)_r &= 1 \\ (P/\rho_w u^2)_r &= 1 \end{aligned} \right\} \quad (\text{A-2})$$

となる。よって流体を水とすれば $\rho_w = \nu_r = 1$ であるから $X_r = 1$ となり、縮尺を変えることができなくなる。つまりレイノルズ数 $(ux/\nu)_r = 1$ 、フルード数 $(v/\sqrt{gx})_r = 1$ を同時に満足させるためには、同一スケールの場合でのみ可能であることになる。なお (A-2) 式は 11 個の物理量が関係し、一次量が 3 つであるから π 定理より 8 個の無次元量は、おたがいに、一つの関係で結ばれる。よって (A-2) 式の 1 つは他の無次元量の従属関数となる。

このように粘性の影響のある流れでは本文 (1-3) 式の Re 項を無視して移動床流れの状態量を求められない。

流れのレイノルズ数 $V_m H/\nu$ が大きくなると流れは乱流場となり、(A-1) 式の粘性項の変わりにレイノルズ応力を考えなければならない。乱流場では、(A-1) 式は、

$$\left. \begin{aligned} \bar{u} \frac{\partial \bar{u}}{\partial x} + \bar{v} \frac{\partial \bar{u}}{\partial y} + \bar{w} \frac{\partial \bar{u}}{\partial z} &= -\frac{1}{\rho_w} \frac{\partial \bar{P}}{\partial x} + \nu \nabla^2 \bar{u} - \left[\frac{\partial \overline{u^2}}{\partial x} + \frac{\partial \overline{u'v'}}{\partial y} + \frac{\partial \overline{u'w'}}{\partial z} \right] \\ \bar{u} \frac{\partial \bar{v}}{\partial x} + \bar{v} \frac{\partial \bar{v}}{\partial y} + \bar{w} \frac{\partial \bar{v}}{\partial z} &= -\frac{1}{\rho_w} \frac{\partial \bar{P}}{\partial y} + \nu \nabla^2 \bar{v} - \left[\frac{\partial \overline{u'v'}}{\partial x} + \frac{\partial \overline{v'^2}}{\partial y} + \frac{\partial \overline{v'w'}}{\partial z} \right] \\ \bar{u} \frac{\partial \bar{w}}{\partial x} + \bar{v} \frac{\partial \bar{w}}{\partial y} + \bar{w} \frac{\partial \bar{w}}{\partial z} &= -\frac{1}{\rho_w} \frac{\partial \bar{P}}{\partial z} + \nu \nabla^2 \bar{w} - \left[\frac{\partial \overline{u'w'}}{\partial x} + \frac{\partial \overline{v'w'}}{\partial y} + \frac{\partial \overline{w'^2}}{\partial z} \right] - g \end{aligned} \right\} \quad (\text{A-3})$$

である。ここで $u = \bar{u} + u'$ で $\bar{u}$ は時間平均流速、 u' は乱れ速度で、 v, w についても同様である。上式において、右辺第二項が第三項より小さく無視しえれば、前に行った方法と同様に

$$\left. \begin{aligned} (y/x)_r &= (z/x)_r = 1 \\ (\bar{v}/\bar{u})_r &= (\bar{w}/\bar{u})_r = 1 \\ (\bar{u}/\sqrt{gx})_r &= 1, \quad (\bar{P}/\rho \bar{u}^2)_r = 1 \\ (\overline{u'^2})_r &= (\overline{u'v'})_r = (\overline{u'w'})_r = (\overline{v'^2})_r = (\overline{v'w'})_r = (\overline{u'w'})_r = (\overline{v'w'})_r = (\overline{w'^2})_r = (\overline{u^2})_r \end{aligned} \right\} \quad (\text{A-4})$$

が、長さスケールの異なった場で相似な流れの条件となる。

ところで、 $V_m H/\nu$ の大きな乱流場では (A-4) 式の上から三項が成立すれば、四項の乱れ特性の相似条件はおのずから成立すると考えられている。このことを二つの例によって示してみよう。

○開水路せん断流場の Reynolds 応力

開水路のレイノルズ応力 $-\rho \overline{u'v'}$ は $u_* k_s/\nu$ が大きければ

$$-\rho \overline{u'v'} = \rho u_*^2 (1 - \frac{z}{H}) \quad (\text{A-5})$$

であり、また Nikuradse によれば、粗面完全乱流場の開水路の流速分布形は、 $\bar{u}/u_* = f(z/k_s)$ であるから $(k_s/H)r=1$ なら、Reynolds 応力の相似性の条件が成立する。なお河床が平坦であれば $k_s \propto d$ であるので、 $(H/d)_r=1$ であれば、Reynolds の相似条件が成立することになる。

なお、平坦河床の流速分布は、Nikuradse の実験によって、
 $u_* k_s / \nu < 5$ なら、底面は粘性底層におおわれ、

$$\bar{u}/u_* = 5.5 + 5.75 \log(u_* k_s / \nu \cdot z/k_s) \quad (\text{A-6})$$

$$V_m/u_* = 3.0 + 5.75 \log(u_* k_s / \nu \cdot H/k_s) \quad (\text{A-7})$$

$u_* k_s / \nu > 70$ なら、完全粗面乱流状態で

$$\bar{u}/u_* = 8.5 + 5.75 \log \frac{z}{k_s} \quad (\text{A-8})$$

$$V_m/u_* = 6.0 + 5.75 \log \frac{H}{k_s} \quad (\text{A-9})$$

$5 < u_* k_s / \nu < 70$ なら底面の状態は滑面から粗面への遷移状態で

$$\bar{u}/u_* = f(u_* k_s / \nu, z/k_s) \quad (\text{A-10})$$

$$V_m/u_* = f(u_* k_s / \nu, H/k_s) \quad (\text{A-11})$$

となることが明らかにされている。なお $k_s \approx d$ と言われている。

以上、完全粗面乱流の状態であるような流れでは、流れの平均的な性質がレイノルズ数に影響を受けないことが、経験的に明らかになっている。

○自由な乱れの相似性

河床面は、河床波が存在し、これによって流れのはく離が生じる。このようなはく離によって生じる乱れの統計的性質は構造物による後流の相似性の問題と似ている。このような後流の乱流構造は VD/ν が大きければ、いわゆる自己保存の状態にあり、乱れが下流に移っていく場合には、単に乱れの運動の流さ、時間および速度の尺度が変化するだけの状態となる¹⁾。ここで D は流れの場の代表長さ（構造物の大きさ等）、 V は代表速度である。この場合、後流の流れの運動に関する長さ $l(x)$ 、速度 $\bar{u}(x)$ は、

$$l(x)/D \propto (X/D)^p, \quad \bar{u}(x)/V \propto (x/D)^{-q} \quad (\text{A-12})$$

で表わすことができる。たとえば円柱の背後では $P=1/2$, $q=1/2$ である。

このように後流の乱流構造は、自己保存の状態にあり、また流速分布形が、形状のみによって決まるという経験的事実は、河床波近傍の流れの構造は、(A-4)式の上から三項が成立すれば、四頂はおのずから成立するだろうことを推察させる。

以上、十分に乱れた乱流場であれば、流れの相似性は Re_s に直接的には影響を受けないと考えられる。

(2) 浮遊砂運動の相似性

浮遊砂の運動は流れの乱流場で生じている。よって個々の粒子の運動の相似性により、その運動の統計的特性の相似性が重要である。ここでは統計的特性の一つである浮遊砂の平均濃度 C の分布の相似性について考えてみよう。

二次元の等流の場で考えると、 x 方向、 y 方向の拡散と無視しえるので、浮遊砂の濃度分布に関する基礎式は次式で示される。

$$\frac{d}{dz}(\epsilon_z \frac{dc}{dz}) + w_0 \frac{dc}{dz} = 0 \quad (A-13)$$

水面および水底を通して物質の移動がないので、上式を積分すると次式となる。

$$\epsilon_z \frac{dc}{dz} + w_0 c = 0$$

底面から a の距離の点の濃度を C_a とし $\frac{z}{H} = X$, $\frac{a}{H} = X_a$ とすれば、

$$C/C_a = \exp\left\{-\int_{X_a}^X (w_0 H / \epsilon_z) dx\right\} \quad (1-14)$$

と表わされる。これより水深 H が異なった場合でも同一の濃度分布形になるためには、

$$(w_0 H / \epsilon_z)_r = 1, \quad (x_a)_r = 1 \quad (A-15)$$

でなければならない。今 ϵ_z として運動量の渦動粘性係数を用いると、

$$\epsilon_z = u_* \cdot \chi \cdot H \cdot X \cdot (1-X) \quad (A-16)$$

である。ここで χ はカルマン定数。これを (A-15) 式に代入すれば

$$(w_0 / \chi u_*)_r = 1, \quad (x_a)_r = 1 \quad (A-17)$$

が濃度分布の相似条件となる。ところで浮遊粒子の沈降速度 w_0 は、抗力係数を C_D とすると、

$$w_0^2 \propto \frac{1}{C_D} \text{sgd}$$

となる。よって上式は

$$\left(\frac{sgd}{C_D \chi^2 u_s^2}\right)_r = \left(\frac{1}{C_D \chi^2} r_s^{-1}\right)_r = 1, \quad (X_s)_r = 1 \quad (A-18)$$

となる。

補助編 Fig. 1-4 は粒径と沈降速度の関係を示したものである。0.3 cm ぐらいまでは $w_o \propto \sqrt{d}$ であり、 C_D は一定である。0.01 cm 以下では、 $w_o \propto d^2$ に比例し、いわゆるストークスの沈降速度式が成立する。0.01 cm から 0.3 cm は遷移領域である。

よって d が 0.3 cm 以上であるなら、濃度分布の相似のためには、 $(r_s)_r = 1$ 、 $(X_s)_r = 1$ であれば良く、 d が 0.3 cm 以下の場合には、 $(C_D r_s)_r = 1$ 、 $(X_s)_r = 1$ となる。

なお、 s が異なると、同一 w_o/xu_s でも粒径が異なるため、乱れに対する粒子の応答やまた仮想質量力の効果も異なるため、 s によって多少濃度の分布形に相違が生じると思われる。

(3) 底面を動く粒子の運動の相似性

底面近くを動く粒子の運動式は底面が平坦な場合、

$$\begin{aligned} \rho_s \frac{\pi}{6} d^3 du_s / dt = & C_D \frac{\rho_w}{8} \pi d^2 |u - u_s| (u - u_s) - [(\rho_s - \rho_w) \frac{\pi}{6} g d^3 - C_L \frac{\pi}{8} \rho_w d^2 |u - u_s| \cdot (u - u_s)] \mu_s \\ & - \frac{1}{2} \rho_w \frac{\pi}{6} d^3 \left(\frac{du_s}{dt} - \frac{du}{dt} \right) + \frac{\pi}{6} \rho_w d^3 \frac{du}{dt} \\ & + \frac{3}{2} \rho_w d^2 \sqrt{\pi \nu} \int_{t_0}^{t'} \left(\frac{du}{dt_1} - \frac{du_s}{dt_1} \right) / \sqrt{t - t_1} \cdot dt_1 \end{aligned} \quad (A-19)$$

となる¹⁾。ここで u_s : 粒子の移動速度、 μ_s : 粒子のまさつ係数、 C_D 、 C_L : 粒子の抗力および揚力係数である。

(A-19) 式の右辺第一項は、水粒子と砂粒子の速度差にもとづく抗力、二項はまさつによる抗力、第三項は加想質量を加速させるため力、四項は粒子のまわりの流体の圧力勾配によって生じる力、五項はいわゆるバセット項で非定常な運動をしている粒子に作用する抵抗と定常な運動をしている粒子に作用する抵抗との相違に基因する項を表わす。なお、本来底面近くでは流れは速度勾配を持ち、また粒子の存在状態によって μ_s 等も変わり、(A-19) 式は正確には底面近くの粒子の運動を表現していないが、ここでは単に粒子に働く力としてどんなものがあるかを考えるためと考え、そのままにしておく。

今代表速度として $y=d$ の所の流速 u_d を取り、 T を代表時間とし、 $u'_s = u_s/u_d$ 、 $t' = t/T$ 、 $t'_1 = t_1/T$ 、 $u' = u/u_d$ とすると、(A-19) 式は、

$$\begin{aligned} (\rho_s + \frac{1}{2} \rho_w) \frac{\pi}{6} d^3 \frac{u_d}{T} \cdot \frac{du'_s}{dt'} = & \frac{\rho_w}{8} \pi d^2 u_d^2 |u' - u'_s| (u' - u'_s) - [C_D - \mu_s C_L] \\ & + (\rho_s - \rho_w) \frac{\pi}{6} g d^3 \mu_s + \frac{3}{2} \rho_w d^3 \frac{u_d}{T} \cdot \frac{du'}{dt'} \end{aligned}$$

$$+\frac{3}{2}\rho_*d^2\sqrt{\pi\nu}\cdot u_d/T^{1/2}\times\int_{t_0}^{t'}\left[\frac{du'}{dt'_1}-\frac{du'_2}{dt'_1}\right]/\sqrt{t'-t'_1}\cdot dt'_1 \quad (\text{A-20})$$

上式より底面近くを動く粒子の運動の相似条件は

$$\left\{\frac{(C_D-\mu_s C_L)\cdot T\cdot u_d}{(\rho_s/\rho+1/2)d}\right\}_r=\left\{\frac{\rho_s/\rho_*-1}{\rho_s/\rho_*+1/2}\cdot\mu_s\cdot\frac{gT}{ud}\right\}_r=\left\{\frac{1}{\rho_s/\rho_*+1/2}\right\}_r$$

$$=\left\{\frac{\sqrt{\nu T}}{(\rho_s/\rho_*+1/2)d}\right\}_r=1$$

となる。ところで d を代表距離スケールとすると、 $T=d/u_d$ としえるので、上式は以下のごとくになる。

$$\left.\begin{array}{l} (C_D-\mu_s C_L)_r=1 \\ s_r=1 \\ (\mu_s g d/u_d^2)_r=1 \\ \left(\frac{u_d\cdot d}{\nu}\right)_r=1 \end{array}\right\} \quad (\text{A-21})$$

(1) より $u_d d/\nu$ が大きければ $u_d \propto u_*$ であり、また C_D , C_L , μ_s は $\frac{u_* d}{\nu}$ によってほとんど変化せず、バセット項の影響も無視しえるので⁶⁾

$$\left.\begin{array}{l} s_r=1 \\ (u_*^2/sgd)_r=1 \end{array}\right\} \quad (\text{A-22})$$

を満足させれば、ほぼ底面近くの運動の相似性が成立する。しかし $u_* d/\nu$ が小さい場合には $u_d/u_* = f(u_* d/\nu)$ であり、 C_D , C_L も $u_* d/\nu$ によって変化するので

$$\left.\begin{array}{l} s_r=1 \\ (u_*^2/sgd)_r=1 \\ \left(\frac{u_* d}{\nu}\right)_r=1 \end{array}\right\} \quad (\text{A-23})$$

が必要となる。

なお移動限界掃流力を考える時には (A-19) 式の右辺の二項および三項のみを考えることが多い²⁰⁾。この場合には、移動限界時の u を u_c とすると、

$$\left\{\frac{sgd\mu_s}{(C_D+\mu_s C_L)u_c^2}\right\}_r=1 \quad (\text{A-24})$$

となる。 $u_* d/\nu$ が大きければ、 C_D , C_L , μ_s は $\frac{u_* d}{\nu}$ によらず、 $u_c \propto u_{*c}$ であるから

$$\left(\frac{u_{*c}^2}{sgd}\right)_r=1 \quad (\text{A-25})$$

となり、限界状態で無次元掃流力 r_* は一定となる。なお、 s の効果は、 s が 1.06 から 5 ぐら

いまでは、あまり大きくないが、流体が空気の場合 $s=1000\sim 2000$ となり、この場合には s によって r_{*c} が変わることがわかっている³⁾。本来 s は独立の変数と考えるべきであり、2項、3項のみによって移動限界状態を表現することには問題が残ろう。

なお岩垣²⁾によれば、移動限界掃流力 r_{*c} は Re_* がほぼ 150 を越えれば一定値となり Re_* の影響を受けなくなる ($s=1.65$ の場合、 $Re_*=150$ で移動限界掃流力状態になる粒径は 0.3 cm 程度である。)。

(4) まとめ

以上総合すると、通常の川砂や砂利を底質材料とする場合、流体の運動、浮遊砂の運動、底面を動く粒子の運動の無次元状態量を規定する無次元パラメータとして、 r_* 、 Re_* 、 H/d の三量が必要であることがわかる。ただし Re_* が 150 以上 ($s=1.65$ の場合、 d が 0.3 cm 以上) であれば、 Re_* は無次元状態量を規定せず、 r_* 、 H/d の二量で表現しえることがわかる。

これより移動床流れの無次元状態量は、補助式 (1-3)、(1-4) 式で十分に表現しえるだろうことが推察される。

参考文献

- 1) Hinze, 1954; Turbulence, Mcgrow-Hill Book Company, pp. 355-359.
- 2) 岩垣雄一, 1956; 限界掃流力の流体力学的研究, 土木学会論文集第 41 号, pp. 1-21.
- 3) 土屋義人, 河田恵照, 1970; 飛砂による砂粒の運動機構, 京都大学防災研年報 13 号 B, pp. 217-232.
- 4) 栗原道徳, 1948; 限界掃流力に就いて, 九大流体力学研究所報告第 4 巻第 3 号.

あ　と　が　き

河道特性に関する認識の深化のためには、本編第11章で述べた課題について調査研究すると同時に、個別河川の河道特性の詳細な調査が必要であろう。本論をきっかけとして個別河道特性調査に取り組む人がでてくれば幸いだと思っている。この場合何も難しく考える必要はない。対象に対する愛情と興味、それに現地にでかける気楽さがあればできるのだから。幸い再び本論で問題とした課題を本来業務とする場に立たされたので、河道特性に関する検討を進めると同時に、本論を応用して河道計画や河岸侵食対策等の技術的課題の検討を行ってみたいと思っている。

本論は、私の学位請求論文の一部となっている。その際には、論文としての論理性や学問的体系について、早稲田大学吉川秀夫教授、東京工業大学日野幹雄教授、福岡捷二助教授、石川忠晴助教授には多くの有益な助言と示唆をいただいた。

建設省土木研究所河川研究室及び旧鹿島試験所の上司や同僚からは、本研究に当って種々の手助を受けた。特に宇都宮大学須賀堯三教授には、直接御指導いただいた。

また仕事の途中で先輩の河川技術者、友人達のはげましは、学的体系からは少しはずれた所で仕事をしていた私には、心のささえとなった。

末尾ながら以上の方々に深く感謝する次第である。

1988年7月

筑波山をみながら

河道特性論

ISSN 0386-5878
土木研究所資料第2662号
昭和63年8月(1988)

河川研究室長 山本晃一

要旨

本論は、河道と言うシステムを支配する外力間の基本的な関係を明らかにし、それを使って河川の種々の姿、特徴を説明、記述し、河川管理に役立てようとするものである。そこでは、河川の種々の特徴が個々バラバラに存在するものではなく、相互に密接に結びついていることが堆積環境を媒介として述べられ、また個別河川の河道特性把握手法が示される。

キーワード 河道特性, セグメント, 流速係数, 分級作用, 蛇行

○

郵便はがき

3 0 5 - □ □

四十円切手
をはって下
さい。

茨城県つくば市大字旭一番地
建設省土木研究所
河川研究室 御中

No. _____

配布先氏名

配布先住所

No. _____

土木研究所資料第 2662 号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名

㊟

土木研究所資料第 2662 号

○