ＩＳＳＮ0386－5878
土木研究所資料第3159号

土木研究所資料

扇状地河川の河道特性と河道処理

平成５年３月

建設省土木研究所
河川部河川研究室

「Copyright © (1993) by P.W.R.I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Director General of P.W.R.I.

この報告書は，土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって，本報告書の全部又は一部の転載，複製は，土木研究所長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。

土木研究所資料
第3159号1993年3月

扇状地河川の河道特性と河道処理

河川研究室長　山　本　晃　一
主任研究員　高　橋　　晃

要　旨

本論は，我が国一級河川の扇状地河川（流域面積200 km² 以上，河床勾配1/60以下）の河道特性調査を通して，扇状地河川の種々の河道の特徴を抽出し，取りまとめ，その成果を踏まえて扇状地河川の河道処理，特に河道計画と河岸処理のあり方について論じたものである。

キーワード：扇状地河川，セグメント，粒径集団，アーマリング，分級作用，河道特性

ま え が き

河川技術者であれば，一度は扇状地河道と取り組んでみたいと思う。相手の力が強いのだから。

扇状地河川と取り組んだ我々の先輩には鷲尾蟄龍，安藝皎一，橋本規明等優れた河川技術者が多い。現在の扇状地河川の河道処理の考え方や工法は，これ等の技術者の成果に多くを負っている。

それ以来，我々は扇状地河川に対して新たな認識を生みだし，それを踏まえた扇状地河川の処理法を生みだしただろうか。先例主義に陥り，なぜという問を発しただろうか。

もう一度扇状地河川とは何なのか，その特徴を見てみよう。自然堤防帯の河川とその特徴が大きく異なるなら，扇状地河川独特の河道計画や河道処理工法を考えて見よう。

目　　次

まえがき

第1章　調査の目的と方法…… 1
　1．1　調査の目的…… 1
　1．2　本論の構成と内容…… 2
　1．3　調査の方法…… 2

第2章　扇状地河川の河道特性を規定する基本要素とその特性…… 4
　2．1　本章の課題…… 4
　2．2　扇状地河川の河道特性を規定する基本要素…… 4
　2．3　河床材料…… 5
　2．4　流　量…… 12
　2．5　河床勾配…… 13

第3章　扇状地河川の河道特性の実態…… 21
　3．1　本章の課題…… 21
　3．2　常願寺川の河道特性…… 21
　3．3　黒部川の河道特性…… 67
　3．4　手取川の河道特性…… 111
　3．5　富士川の河道特性…… 122
　3．6　安倍川の河道特性…… 130
　3．7　大井川の河道特性…… 139
　3．8　物部川の河道特性…… 143
　3．9　梓川の河道特性…… 160
　3．10　荒川の河道特性…… 175

第4章　扇状地河川の河道特性の共通性…… 199
　4．1　本章の課題…… 199
　4．2　河床材料と堆積環境…… 199
　4．3　河床の縦断形と小 segment の形成　…… 206
　4．4　洪水時の粗度と河床波…… 214
　4．5　河道の平面形状・砂州と深掘れ…… 216

4．6　高水敷の堆積物と高水敷の侵食…… 223
4．7　平均河床高の変化…… 226
4．8　左右岸の水位差…… 229
4．9　岩石の破砕・磨耗作用と河床材料…… 236
4．10　河川工学の視点から見た扇状地河川の分類…… 247

第5章　扇状地河川の河道処理…… 256
5．1　本章の課題…… 256
5．2　河道計画…… 256
5．2．1　河道計画の内容と扇状地河川での配慮点…… 256
5．2．2　計画対象河川の河道特性の把握…… 257
5．2．3　河道の縦断計画…… 257
5．2．4　河道の横断計画…… 259
5．2．5　河道の平面計画…… 260
5．2．6　今後の検討課題…… 263
5．3　河道の複断面化計画…… 263
5．3．1　複断面化計画の誘因…… 263
5．3．2　複断面化計画の問題点と対応策…… 264
5．4　河岸侵食防止工…… 265
5．4．1　河岸侵食防止工の課題…… 265
5．4．2　根継ぎ工法…… 266
5．4．3　低水路河岸侵食防止工…… 269

Appendix A 表層河床材料のサンプリング法と測定結果の意味について…… 272
Appendix B 混合粒径河床材料の移動限界掃流力…… 275
Appendix C 根固め水制の機能に関する検討…… 278
Appendix D 低水河岸侵食対策工に関する検討…… 297
Appendix E 根固め水制の流速低減効果の評価法…… 330
Appendix F 水制回りの洗掘深…… 334

あとがき

第1章　調査の目的と方法

1．1　調査の目的

扇状地河川は，自然堤防帯を流れる河川と種々の河道特性が異なり，河川構造物の設計施工，また河道計画の考え方も，自然堤防帯やデルタの区間を流れる河川と相違が見られる。

扇状地河岸の特徴としては，

i）河床勾配が急で，流速が速い。

ii）流送土砂が多い。

iii）河床の変動が激しく，河岸侵食量も大きい。

iv）川幅が広く，多列砂州が発生し，平水時網状流路となる。

v）洪水時同一横断面でも水面に凹凸があり，左右岸水位差が大きい。

等が挙げられる。

以上のような扇状地河川の特徴から扇状地河川では自然堤防帯の河川と強度や大きさの異なる河川構造物の設置や，霞堤の設置，単断面河道に代表される横断計画など独特な河道処理がなされてきた。しかしながら，扇状地河川の河道特性が定量的に十分に把握されていないこともあって，河川構造物の設計や河道計画の中に扇状地河川特有の現象が織り込まれているとは言えないところがある。たとえば，扇状地河川の河道計画の立案手法は基本的に自然堤防帯の河川と同一のものとなっている。扇状地河川特有の現象は現場技術者の経験を通して計画値の余裕や物理定数の中に包含される形でかろうじて治水安全度が確保されていると言える。

ところで扇状地河川は，1960年代後半から1970年代前半にかけて，我国の経済成長に伴なう活発な治水投資，河川からの骨材資源の採取によって大きく変貌し

① 河道全川において河床が低下し，既設の河川構造物の根入れが不足してきている。

② 河床低下及び上流域のダム貯水池の建設，砂防ダムの建設に伴なう洪水流量の減少，供給土砂量の減少によって，高水敷化した寄り州が発生し，河道横断形が複断面化しつつある。

のような状態が生じ，既設構造物の根継工法や補強工法の開発，河道の複断面化とその低水路河岸の維持対策工法の開発が強く求められている。

このような問題点，要望に答えるため，種々の河道特性の実態を多くの扇状地河川の河道特性調査を行うことによって把握し，次にこれを河道特性項目ごとに量的，質的に抽出取りまとめ，最後にこれらの検討結果を利用して，扇状地河川の河川構造物計画，河道計画のあり方や工法について検討することとした。

なお本論では対象とする扇状地河川は，我国の一級河川の指定区間外の河川を流れる河道区間の内扇状地上を流れる河道部分である。すなわち流域面積200km²以上，河床勾配1/60以下の扇状地河川である。

1．2　本論の構成，内容

本論の構成と内容は以下のとおりである。

第1章では，本調査が必要になった背景，調査の目的，内容，方法が示される。

第2章では，扇状地の河道特性を規定する要因とその特性について述べ，またそれが土砂の分級・堆積作用にどのような役割を演じているかについで取りまとめ，扇状地河川の河道特性把握の準備とする。

第3章では，個々の扇状地河川の河道特性を詳細に調べ，その共通性把握の準備とする。ここで取り上げる調査項目は以下のとおりである。

① 河床材料と堆積環境
　河床材料の粒度分布特性，河床材料と洪水時の掃流力との関係，洪水時の川幅，水深
② Segment 区分とその形成機構
　扇状地河川区間内での小 segment の区分とその形成要因
③ 洪水時の粗度・河床波，流砂形態
④ 河道の平面形状と横断形状
⑤ 砂州形状とそのスケール
⑥ 河岸物質と河岸侵食形状
⑦ 河床縦断形の変化特性
⑧ 洪水時の水位と水面形状
⑨ 景観・植生
⑩ 人的作用による河道特性変化

第4章では，第2章，第3章の調査結果より，扇状地河川の河道特性の共通性を抽出し，その共通性が生じた原因について論じる。

第5章では，前章までの調査結果を踏まえて扇状地河川の河道処理上の問題点とその計画論への織り込み方について論じ，さらに今後の課題を示す。

Appendix では，本論理解のための補足説明資料が取りまとめられる。

1．3　調査方法

本研究において最も重要な調査課題は，実際の扇状地河川の河道特性を調べ，その共通性，普遍性を抽出することである。

扇状地河川の河道特性は，筆者が行ってきたのと同様な調査手法（文献1)2)3)）を用いて調べる。ここでは河道を segment 区分し，その特徴を河道特性量を媒介として記述，分析・解析する。

具体的な調査手順は次のごとくである。

① 日本海側，太平洋側に流出する扇状地河川及び盆地を流下する扇状地河川を選ぶ。

選択の基準としては，すでに河道特性調査の一部を実施したもの，河川移動床模型実験を通して河道特性の把握がある程度実施されているものを優先する。

調査対象河川は，日本海側へ直接流出する常願寺川，黒部川，手取川，太平洋側に流出する富士川，安倍川，大井川，物部川，盆地に流入する梓川，埼玉平野に流入した後東京湾に流入する荒川である。

② 収集した資料より河道特性量（平均年最大流量時の川幅，径深，掃流力，川幅水深比，河床勾配等）を求め，河道をsegment区分し，各segmentの特性を河道特性量との関連から分析する。

③ 扇状地河川の種々の河道特性を項目ごとにその特徴を取りまとめる。

④ 以上の結果を踏まえて扇状地河川の河道計画の考え方，河岸侵食防止工のあり方について，現状の考え方の問題点を解消していく方向で考察し，提案を行う。

参 考 文 献

1) 山本晃一，1988；河道特性調査のすすめ，地質と調査，vol.88-4，pp.119～127.

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，土木研究所資料第1745号，pp.1～176.

3) 山本晃一，1980；河道特性論ノート〔Ⅰ〕——護岸論のために——，土木研究所資料第1625号，pp.217～300.

第2章　扇状地河川の河道特性を規定する基本要素とその特性

2．1　本章の課題

本章では，扇状地河川の種々の河道特性を規定する基本要素について説明し，またその基本要素が長時間のスケールで見れば，どのような要因によって影響を受け，また変化してきたかについて概説する。

2．2　扇状地河川の河道特性を規定する基本要素

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無く，相互に密接に関連し合っており，河道と言うシステムを作っている。

このシステムを規定する基本要素については筆者はすでに次のように述べた[1]。

“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。すなわち前述した河道特性は，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勾配を取れば，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。前述し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。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。”

本調査においても，同様な考え方を取るので，この三量の特性については，既報告書[1] [5] [10]に付加することは少ないが，扇状地河川は，河道区間が比較的短いこと，また山間部と堆積盆地の境目に位置し，上流山間部の土砂の供給条件の変化，流出土砂の質の影響を受けやすいので，前述

の三要素に及ぼす上流山間地の地形，地質の影響，地学的変動要因の影響について特に説明を加えることとする。

2．3　河床材料

扇状地河川の河床材料，河岸物質の特性は上流山間部から供給される土砂の量とその粒度構成に大きく影響される。この上流山間部の土砂の量と質は，土砂の生産量とその生産土砂の粒度構成に影響される。これはさらに岩石の風化作用，すなわち気候，岩質及び生産場での地形に支配される。

〔1〕　岩石の風化と生産土砂

この風化作用には物理的風化と化学的風化の二つの作用がある。

物理的風化は，岩石が地表にさらされ，気温の昼と夜の温度差や夏と冬との温度差による膨張・収縮をくり返し，表面にひびわれや割目が生じるもの。岩石を構成している造岩鉱物が熱に対する応答が異なるため，前述の温度差によって造岩鉱物間の結合がゆるみバラバラに崩れてしまうもの。さらに岩石の小さい割目等に入った水が氷って膨張し，割目を拡げたり，割目に入った水の毛管圧による割目の拡大，割目に入った木の根の生長によって岩石が破壊するもの。一度破壊されたものが，流水等の運搬作用にさらされ，その運搬中にまもう，こすれて破壊されていくもの等である。この物理的風化においては，もともと岩石が持っている節理や造岩鉱物の大きさ，堆積岩ではその堆積過程を反映している割れ易い面の存在及びその形成時間の長さによる固結度の違いによって形成される岩石の大きさが異なる。小出博は，この違いを表2．3．1のごとく示している[7]。また風化過程は徐々に大きなものから小さなものへ変化していくのでなく表2．3．1に示すように不連続的に風化していく。

化学的風化は，岩石にしみこんだ水の中に解けているO_2やCO_2等と化学的反応を通じて岩石が溶かされ，反応しやすい物質から溶脱していき，最後は粘土鉱物やSi, Al, Feなどの含水酸化物に変化するものである。

以上のように，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。この様な生産土砂は，山間部を流下するにつれて，磨耗や分割され，一部は河岸，渓床に堆積しながら運搬され，沖積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。なお扇状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，頁岩，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（→4．9）。

表２．３．１　岩質に対する岩石の物理的風化作用

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) (斑糲岩)	○→○ ○→○						斑糲岩は砂になりにくい。
	半深成岩	石英斑岩 (粉岩)	○→○→○ ○→○→○						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 粘板岩 砂岩	○→○→○→○ ○→○→○						平板状か厚めの基石状に割れる傾向があり，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。
		砂岩 (白亜紀)	○→○→○						砂利の原型は短い。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原型，砂利程度の大きさになる。
		砂岩	○→○						
		縞状構造の乏しい珪岩	○→○→○						珪岩はチャートとも呼ばれ，主として古生層に分布する。古生層のなかでは巨大な風化産物を作りやすい。
		縞状構造の顕かい珪砂	○→○→○						
		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 より建設省河川局作成による。

凡例　岩塊：人身大～以上　砂利：玉砂利～拳大

礫　：人頭大～手拳大　(砂　：粟粒大～碁石大)

次に生産土砂量について考えてみる。この問題については，我国では，ダム貯水池の土砂の堆積問題，河床材料の採取量の管理の面から活発に調査された。

図２．３．１は芦田・奥村[9]によって示された我国の代表的な水系におけるダム貯水池の土砂堆積量から評価した年平均比堆砂量と流域面積の関係である。ここで①群は我国で最大の流出土砂量を示す黒部・天龍および大井川の比堆砂量で，②～③群は流出土砂量が多いとされる只見川，庄川，吉野川，木曽川，耳川，十津川のもので，④～⑤群は中国地方のものである。その他の流域のものは③～④群に入るものが多いとしている。それぞれの直線は

$$qs \propto A^{-0.7}$$

の関係となるとし，さらに同一の水系についてはほぼこの直線上に乗るとしている。

完新世を通じて図２．３．１に示すような生産土砂量であったとは考えられないが，6,000年B.P.以降の気候変動はそれほど大きくなく平均気温で３℃程度の変動と考えられるので，完新世の流出土砂量の概略値の評価として参考になろう[注1]。なお図２．３．１は，ダム貯水池の土砂堆積量の変化より求めたものであり堆砂量は空隙率を考慮していない見かけの堆砂量である。

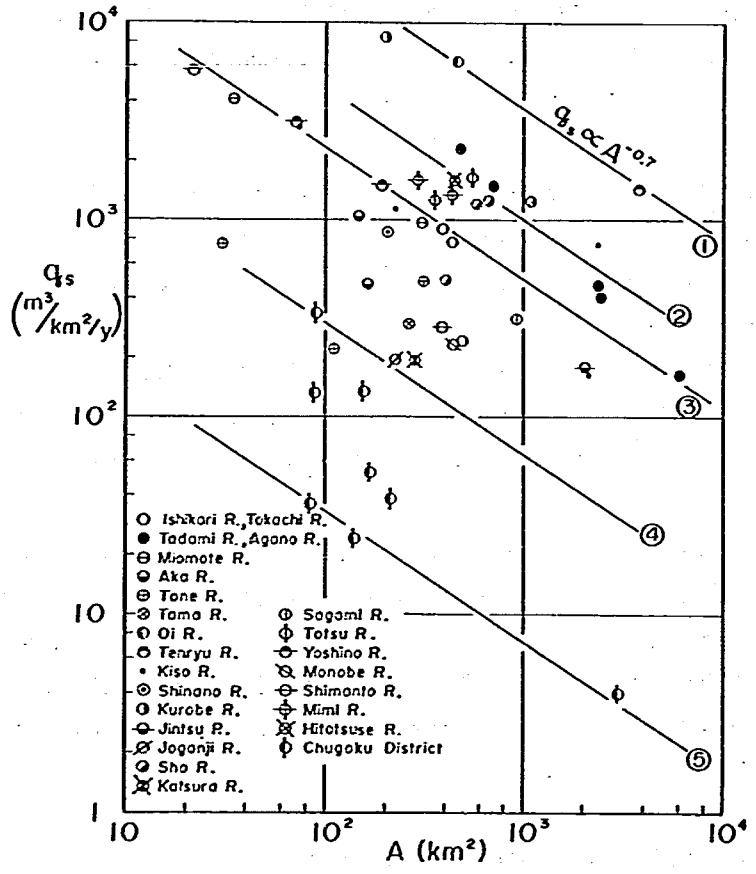


図2．3．1　流域面積と比堆砂量の関係[3]

山間部で生産された土砂は流水によってふるい分けられ，堆積環境に応じて堆積し，それに応じた地形や河川のsegmentを形成するので生産土砂中に占める各粒径集団毎の割合がどの程度であるかがsegment形成やそのスケールに大きく影響をあたえる。この粒径集団ごとの生産土砂に占める割合は，山間部の岩石の岩質と風化程度によって大きく異なるが，ダム貯水池の堆積物のボーリング調査[3),6)]やその他資料によると

シルト・粘土分　40～80%

砂　分　10～30%

礫　分　5～15%

程度である。生産土砂は，一般的には細粒分ほど多い。

〔2〕　扇状地河川の河床材料の特徴

扇状地は，山間部から平野の出口に形成される。従って出口から供給される土砂の質と量は，山間部で生産される土砂の量と質に大きく規定される。山間部に土砂の堆積空間がほとんど無け

れば，また渓流部で土砂の磨耗，分割が少なければ（軟岩で無ければ，1次谷の土石流区間，段落のあるような山間急流部のbed rockが露出している区間を除けば，磨耗，分割の作用はそれほど大きく無いと思われる。），山間渓流部で土砂の一時的貯留があるが，生産された土砂とほぼ等しい量と質のものが扇頂部に供給されることとなる。

供給される土砂の内，細粒分（粘土，シルト，細砂）は，洪水時にはウォシュロード的に輸送され，河床材料の主モードである砂利玉石のマトリックス材料として小量（数%以下）含まれるが，氾濫原上の水深の浅い所，窪地，植生の間に薄くトラップされる以外は下流のsegmentに移送されてしまう。小礫，中砂，粗砂は，砂利，玉石の間のマトリックス材料として10～40%を占めるが，河床材料の主モードの材料が20 cm程度以上となると，洪水時に河床に働く掃流力が大きいこともあって中砂がウォシュロード的に流送されるため，中砂が少なく小礫分が多くなる。山地の崩壊，火山活動等によって砂分の供給量が急増するとマトリックス材としての砂分の割合が増加する。

以上のように河床材料中の各粒径集団（→2．3〔3〕）は，洪水時の流水に対する応答が異なり，上流からの供給土砂中に占める各粒径集団の割合が変わると河床中に占める各粒径集団の割合も変化する。また河道内の砂州等による平面的な掃流力の差異によっても河床材料中に占める各粒径集団の割合が変化する。このように扇状地河川の河床材料は時間的にも空間的にも河床材料中に占める各粒径集団の割合が変わるため，河床材料の代表的粒径を定めるのに困難を覚えることが多い。

〔3〕　扇状地河川の河床材料粒度分布と粒径集団

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。堆積学では図2．3．2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釈したり，あるいは，その粒度分布形成要因を解釈することは，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，砂利成分をA集団とすると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い。A集団を2つあるいは3つに分けた方が良く，それぞれを大きい方からA′，A″，A‴集団と名付ける。

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，図2．3．3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

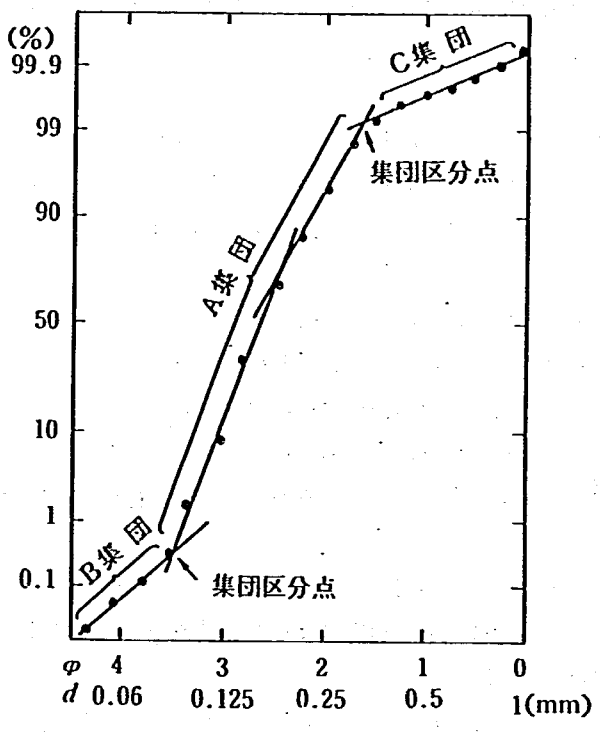


図2．3．2　河床材料の粒度分布，砂の場合

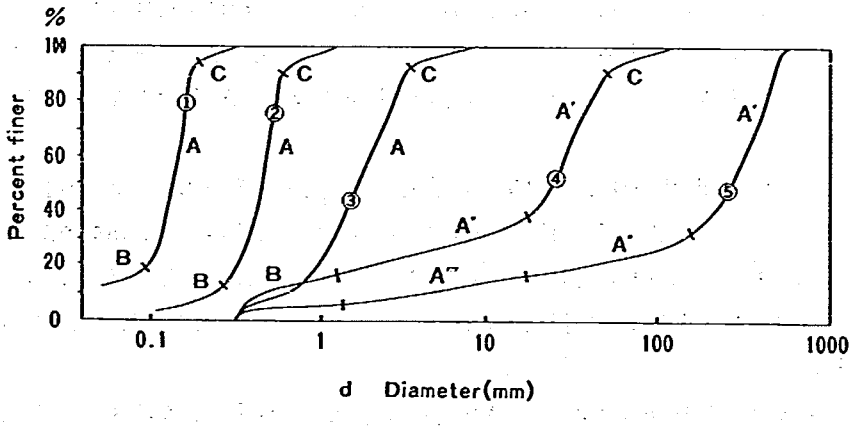


図2．3．3　種々の粒度分布形における集団区分点

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。

ところで河川工学の立場では，一般に粒度分布形を図２．３．３に示すように，片対数紙を使って示し，堆積学で使用されるφ尺度

$$\phi = -\log_2 d$$

を用いた対数正規分布で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川材料の分布形を片対数紙を使って表現することにする。この場合粒径集団区分粒径は図２．３．３に示すように，粒径加積曲線上での勾配の急変点の粒径とすれば良い。

ただし，扇状地河川の場合は，粒径の存在範囲が広く，勾配区分粒径の分け方に困難を覚えることが多い。この場合は次のように考えて，区分粒径を決めれば良いと考える。

① 各セグメント毎に各観測地点の河床材料の粒度分布曲線を描く。

② 大粒径集団でchannel lag depositであるC集団と河床材料の主構成材料であるA′集団は，通常，粒径加積曲線上で勾配の急変点が現れるので，そこの材料をC集団とA′集団の区分粒径とする。

③ 砂成分をB集団とする。この場合，粒径加積曲線上で勾配の急変点が生じていれば，それを区分粒径とする。通常1.0～2.0mm程度になることが多い。勾配の急変点が明確でない場合は，2.0mmを区分粒径とする。

④ A′集団とA″集団の区分粒径は，粒径加積曲線上で，勾配の急変点として評価し得ることが多いが，細粒分の多い河床材料分布の場合，勾配急変点が明確で無いことがある。この場合は，線格子法（→Appendix A）による河床表層材料の粒度分布（みお部の表層材料は，ほぼC集団とA′集団から成る。）から判断するか，混合粒径河床材料は，粒径が粗砂以上であれば，同一粒径集団として，同じような土砂の移動形態を持つものは，最大と最少の粒径の比で７～８程度であるので，C集団とA′集団の区分粒径の８分の１程度の粒径をA′集団とA″集団の区分粒径とする。

⑤ A′集団とA″集団の区分粒径とB集団の最大粒径の比γが８～10程度であれば，A′集団とA″集団の区分粒径とB集団の最大粒径の間の材料をA″集団とする。γが15を越える場合は，下流のsegmentの粒度分布形を参考にしながら，A′集団とA″集団の区分粒径とB集団の最大粒径の間の粒径成分を最大と最少の粒径比で８程度となるように区分し，大きな集団からA″，A‴，A⁗集団とする。

⑥ 最後に対象河川の各segmentの区分粒径が，上下流で一致するように区分粒径を微調整する。これは，河川の土砂収支の検討，河床変動計算等において，粒径集団ごとにその移動量の収支を把握するのが，工学的に有益であり実用的であることによる。

以上のように扇状地河川の表層下の河床材料は，混合粒径であり大粒径から小粒径のものを含んでいる。この内小粒径のものは大粒径の間に存在するマトリックス集団であり，河床変化に

は，あまり関係しない。河床変動に関係するのは主にC集団，A′集団であり，また河床材料の動き易さを規定するのもこの集団である。

A″集団以下の材料が20%以下であるような場合は，平均粒径d_mあるいは60%通過粒径d_{60}がC集団とA′集団の代表粒径（C集団とA′集団にのみから成る材料の平均粒径）とあまり変わらないが，河床材料中にA″集団以下の材料が40%程度占めるような場合には，河床材料の平均粒径d_mあるいは60%通過粒径d_{60}とC集団とA′集団の代表粒径との差異が大きくなり，河床の動き易さを示す指標として適切で無くなる。

そこで河床の動き易さ，河床変動に影響をあたえる代表粒径d_RをC集団とA′集団のみからなる河床材料の粒度分布より，その平均粒径あるいはその60%通過粒径を取ることとし，この代表粒径を用いて扇状地河川の河道特性を次章以下において記述，分析，分類する。

2．4　流　量

筆者は，河道特性を分析・把握するのに適した代表流量として，平均年最大流量を選んだ[1]。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（150年確率洪水）の３～４分の１程度，年１回生じる洪水流量の３倍程度である。代表例として黒部川の年最大流量の超過確率を1951年～1982年の資料を用いて図２．４．１に示す。

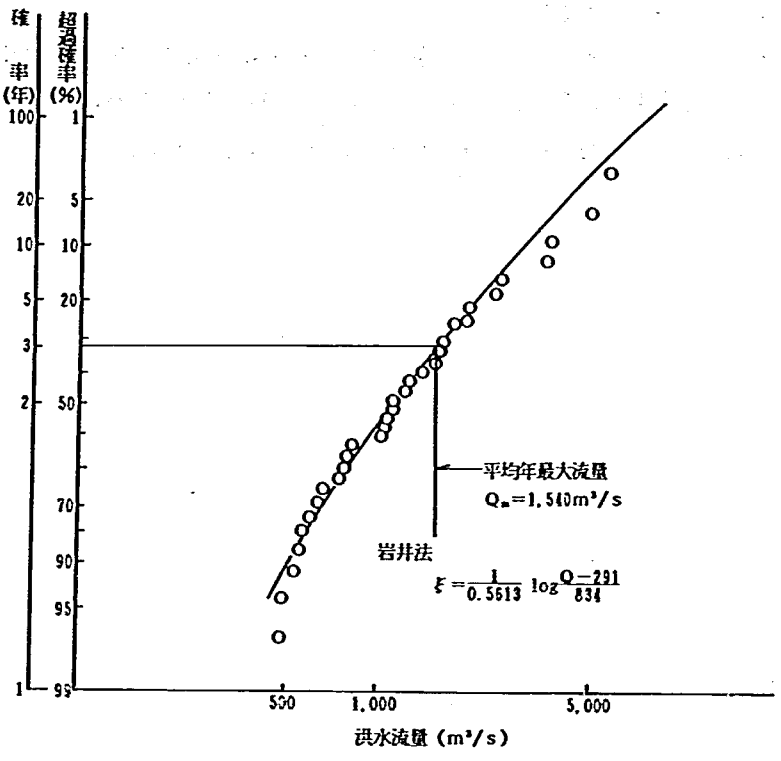


図２．４．１　黒部川愛本地点洪水流量超過確率図

この流量は，種々の河道特性を規定する支配流量と言うわけではなく，種々の河道特性を統一的に記述するに都合の良い代表流量として選ばれたものである。

完新世を通じて，この流量が一定であったわけでは無く，気候変化は河川の流出特性に影響を及ぼし，平均化年数を例えば50年で取れば，波動的及びトレンド的変化を持つことになる。この気候変化が及ぼす河川の流出特性に及ぼす影響を把握する方法としては，次の二つが考えられる[9]。

一つは過去の河川すなわち旧流路跡と考えられる河川の河幅，蛇行度，河床勾配，河岸材料，河床材料，自然堤防形状を沖積低地面に残されている微地形やボーリング資料より計測し，そのスケールと現河川のスケールと流量の関係に関する経験的法則性を過去の河川にまで外挿し，過

去の洪水特性を把握する方法である。

二つは，現河川の洪水特性すなわち現気候条件下で生じている洪水特性の位置的分布特性が，平均的な気温が変化した程度に応じて南北にシフトしたとして過去の洪水特性を把握する方法である。

この内前者の方法は，資料さえ揃えば良い方法であるが，現在の所十分な資料が無いこと，また現河川の河道の諸特性と洪水流量の関係が，洪水流量の数割の増減に対して十分な分解能力を持たないことにより，今の所難しく思われる。後者の方法は，資料があるので洪水特性の空間分布を把握することは，時間さえかければできるが，地形条件が，南北方向に同じでないので，概略的，参考資料程度的な情報としかなり得ないと判断される。

筆者[9]は後者の方法を用いて縄文海進後の気候変動が洪水特性に及ぼす影響に対して以下の判断を下した。

縄文最海進時は，日本において平均気温で2～3℃現在より高かったらしく，2000年B.P.以降は1℃前後の変動があったらしい[10]。この程度の変動は，大略的に見れば流出土砂量，洪水流量とも，それほど大きくは変わらないと仮定しても，縄文海進後の地形発達史に対する考察にはそれほど大きな問題を生じさせないと考えられる（→注1)）。ただし温暖期には多少洪水流量が大きく，逆に流出土砂量が多少小さいという傾向にあったものと推定される。

これ以前の氷河期については，気温が低く山間部は周氷河気候となる所が多く，従って土砂供給量が縄文海進後より多く，また洪水流量は小さかったと推定される。

2．5　河床勾配

ここでは，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。

〔1〕　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級河川の大臣管理区間では，上流部に土砂の一時的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。

なお中砂を河床材料に持つSegment 2－2の河道区間（→注2)）の河床勾配は，上流から供給される中砂の量をそのsegmentの中砂の輸送能力にほぼ対応し得るような勾配となっていることが最近明らかになりつつあり，動的平衡河床勾配と見なせる[12]。扇状地河川の河床勾配も基本的には河床材料の主モードの輸送能力が上流からの供給量に対応したものとなっていると推定されるが，河床材料の粗粒物質中に2つ以上の粒径集団を持つ場合があること，洪水時の無次元掃流力が限界掃流力に近く，C集団がアーマコートを作ってしまうこと等により，上流からの供給土砂量の変化に対する河床勾配の応答は，中砂のsegmentより複雑である。

〔2〕 流 量

河川の流量は，100年から1000年のオーダーで見れば，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扇状地河川の勾配は堆積空間が大きいこともあって変わることは無いと考えられる。河道の一部が天井川化することによって流路の変更が生じることはあるが，この場合においても扇面の勾配は，ほぼ河床勾配と等しいので，勾配はほとんど変化しない。

数千年の時間スケールで見ると2．4で述べたように気候変動の影響を受け，洪水特性が変化し，平均年最大流量も変化する。供給土砂量が変化しなければ，流量の増大は河床勾配の低下を，減小は河床勾配の増大をもたらす（→2．5〔5〕)。このような流量変化は，扇状地河川にその流量に対応した新しいsegmentの形成を生じさせる原因となる。

〔3〕 地殻変動

一般に，扇状地が形成される所は，上流山間地は第四紀を通じて地殻の降起帯，その下流は沈降帯にあたっていることが多い。顕著な所では年2mm程度の地殻の上昇及び下降が継続している。このように扇状地は増傾斜運動のある地盤の上に形成されているのが一般的である。

このような地殻変動は，扇面上で速い所と遅い所があり，時には扇面上を活断層が通ることもある。

扇面上の活断層は，扇面上に質の異なったsegmentの形成（粒径1cm以上の材料に分級堆積し得るような粒径差の大きい2つ以上の粒径集団がある場合）の要因となり得る可能性があるが，洪水による土砂の移動による堆積侵食作用の方が変動速度が1オーダー大きく，この地殻変動の影響を打ち消してしまうようで，活断層がsegmentの接合点となることは無いようである。ただし，活断層が，洪積扇状地を横切る場合は，洪積扇面上に小断層崖が形成されることがある（伊那谷西斜面に形成されている扇状地面)。

〔4〕 海水面変動

沖積低地（三角州）の発達過程，沖積低地河川の河道特性は，完新世（約1万年前から現在までの期間）を含む更新世末期以降の海水面変動の影響を大きく受けている。これを文献6)～9)より

まとめてみる。

今から20,000年前から18,000年前は，最終氷期の極期に当たり，最も氷河が拡大し海水面が低い位置にあった。海水面の高さは，図２．５．１に示すように現在より約120～140m 低い所であったと考えられている。その後，地球の温暖化が始まり氷河が後退し融けた氷の増加によって海水面の急昇が始まった。この急速に上昇する海面は，12,000～10,000年前に海水面の停滞および後退を伴いながら年間１～２cm 程度の速度で上昇し，今から6,000年ぐらい前に海水面は，日本では現在より３～６m 位高くなり（地盤の沈降上昇量の違いによって，図２．５．１に示す海水準変動曲線は，さまざまな曲線が提案されている。海水面高を決める絶対基準高が無いことと，地盤変動の影響をうまく取り除けないことが原因している。），その後海水面は，波動的変化を伴いながら現在の海水面高になったと推定されている。

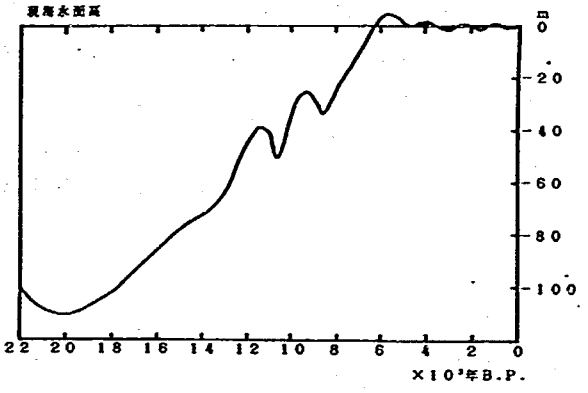


図２．５．１　概略海水面高の変化

このような海水面の変動は，デルタ地形，河川の縦断形，すなわちセグメントの形成や沖積地の地盤，土質に影響をあたえている。

内湾に流入する日本の大河川の下流部の沖積地の土質構造を見ると，一般に図２．５．２のごとくなっていることが多い[6][7][8]。沖積層の基底には最終氷期の海水面低下時の礫層が，埋没谷の底部に在る。この礫層は，現在の扇状地あるいは段丘化された扇状地とつながっている。この礫層は氷期の海水面高が低く，河床勾配が現在より急であったため，礫が運搬されるだけの掃流力をそのころの河川が持っていたためそこまで運ばれたのである。１万年前の海水面の下降期に堆積したと考えられる粗砂や礫層が，地下40～50m に細砂・泥質層に挟まれていることが多い。

今から5,000～6,000年前の最海進時には，現在より水面高が高かったため，現在沖積低地と言われている所は大部分が海の底であり，この海水面であった所とその上流では河川の性質すなわち河床勾配や河床材料が異なり[5]，segment の結接点となっている。

縄文海進以降における扇状地河川の河床勾配に及ぼす海水面変動の影響は，盆地に流入する所で形成された扇状地上を流れる河川，内湾に流入している扇状地河川では，海水面が直接扇端に

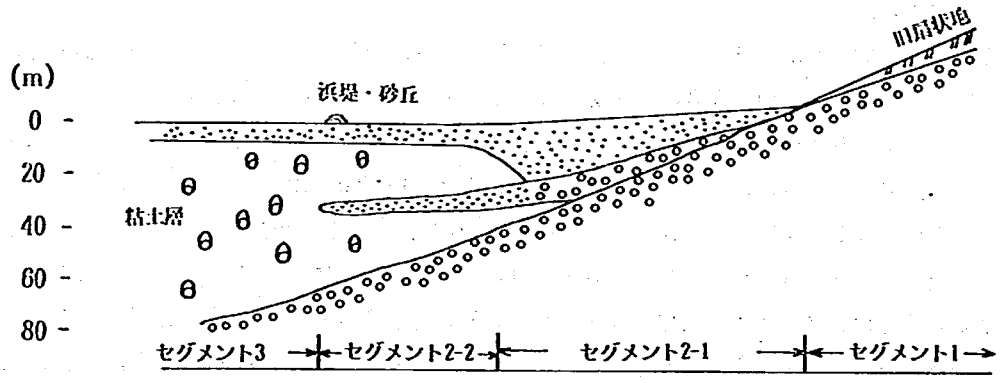


図2．5．2　沖積地の土質構造と一万年前のセグメント

接していないので，ほとんど無いと言って良い。扇端が直接海に接するような河川でも，縄文最海進時の高海水面時の海進距離は，扇面勾配が1/200としても，現河線から，1km以上とはならないので，この6000年間で，この海進時の影響は消去されていよう。

氷期において洪積扇状地の扇端がどこまで進み，深く下刻された下流の河道とどのように接続したのか，富山湾に見られる海底谷とどのようにつながっていたか興味のある所であるが，本題ではないのでここでは触れない。

〔5〕　土砂濃度と河床勾配

扇状地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，土砂を運ぶ力としての流量によってどう変わるか述べてみる。

次のような思考実験を行う[1]。扇頂に供給される土砂の内扇状地の河床材料となる主モードの土砂量をQ_s，流量をQ，および主モードの河床材料の代表粒径d_Rが，時間的に一定とすると，扇状地の流路部の無次元掃流力τ_{*R}はほぼ一定値となる。それをτ_{*c}とする（実河川の平均年最大流量時のτ_{*R}は0.06～0.07程度となること[1]が明らかにされている。）。扇状地の川幅Bは，勾配Iの等流流れとすると

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

となる。ここでφは流速係数，sは河床材料の水中比重，gは重力加速度である。ところで，Q_sは小規模河床波が発生しないので

$$Q_s \fallingdotseq f(\tau_{*c}) \cdot u_* \cdot d_R \cdot B \quad \cdots\cdots\cdots\cdots (2．5．2)$$

となる。また

$$u_* = \tau_{*c}^{1/2} \cdot (sgd_R)^{1/2} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots (2．5．3)$$

であるので，$Q_s/Q \fallingdotseq C$とすると（2．5．1），（2．5．2），（2．5．3）式より

$$I = \varphi \cdot \tau_{*c}/f(\tau_{*c}) \cdot C \quad \cdots\cdots\cdots\cdots (2．5．4)$$

となる。

上式は扇状地河川の河床勾配は，河床材料を構成する主モードの河床材料の扇頂への流入土砂濃度に大きく影響されることを示している。もちろん実際の河川は，流量，流砂量共時間的に一定でなく，その時間積分の現れが河床勾配となるものであり，また実河川の$f(\tau_{*c})$はτ_{*c}が0.04～0.02の範囲で動くので，τ_{*c}の変動のオーダーに比し，1オーダー変動量が大きく，上述したような簡単な形式とはならないが，すくなくとも粒径がほぼ同一である扇状地河川間では，扇状地勾配は主モードの土砂濃度C（主モードの河床材料は移動させることができる流量以上の流量の時間積分に対する主モードの供給土砂量の時間積分の比としておく。）が大きいほど，勾配が急になることはまちがいないと思われる。

日本の扇状地河川の勾配は，一般論として言えば，扇頂より上流の流域面積が大きいほど緩い[13] [10]。これは流域が大きいほど，流域面積が大きいため生産土砂の大部分を出す1次谷，二次谷の数が多くなるが，雨が流域に同一強度で降る割合が減少し，土砂の流出（山腹の崩壊・土石流）に寄与しない谷の数が多くなるため，土砂濃度Cが小さくなるためと考えられる。

また扇状地部で大きな支川が流入すると，そこから下流の扇面の勾配が上流より緩くなるが，この原因も土砂濃度Cがそこで小さくなるためと考えられよう（例，安倍川）。

注1）完新世における生産土砂量の変化

沖積層の堆積物の量と質は，ダム貯水池の堆積物による比生産土砂量及び現河川の平均的な土砂流送能力と調和的であることが，赤堀，山本，藤田[12]によって明らかにされている。

注2）

筆者は文献1)において日本の沖積地を流れる河川の縦断形は，ほぼ同一勾配を持つ区間（segment）が連続的に繋ながったものであること，1つのsegmentは河道特性を把握する場合の基本的な単位であること，segmentは土砂の堆積分級作用の現われであることを示し，また河川の縦断形とsegmentの関係について次のように述べた。

"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数は多くなる。）によって異なってくるが，単純な河川の場合（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，山間部から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たる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。木曽川の河床縦断図及び河床材料縦断図を用いてこれを示す。図2．T．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，図2．T．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42km地点より上流の勾配が急で河床材料の平均粒径が5cm程度のSegment 1，10～42km区間の勾配1/3,400で粗砂を河床材料に

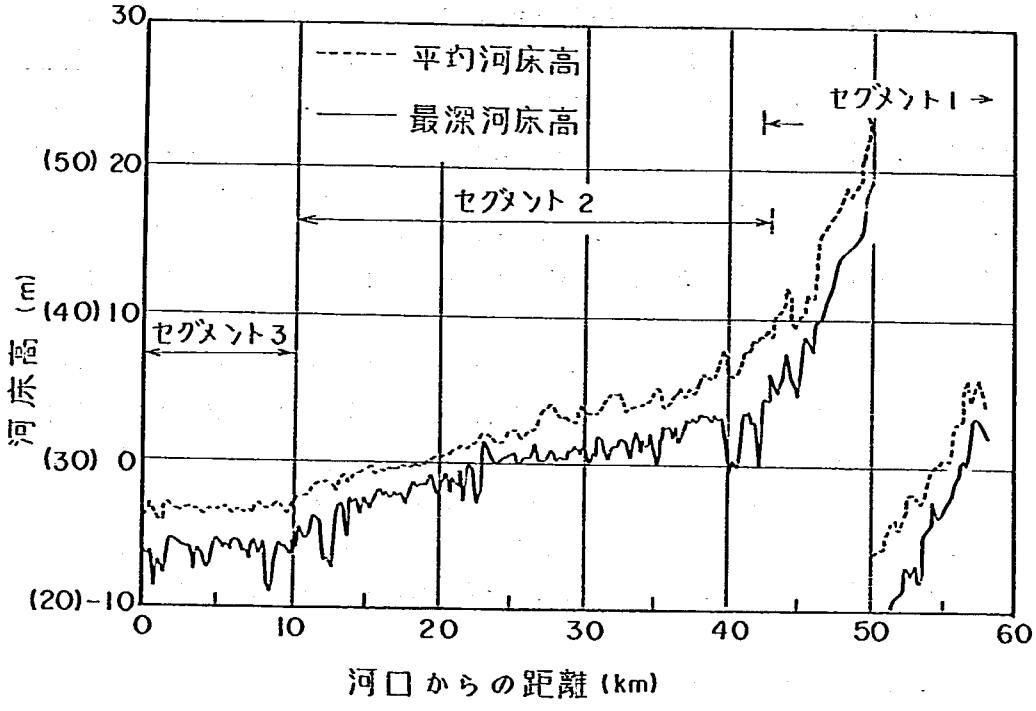


図2．T．1　木曽川平均河床高及び最深河床高縦断図[1]

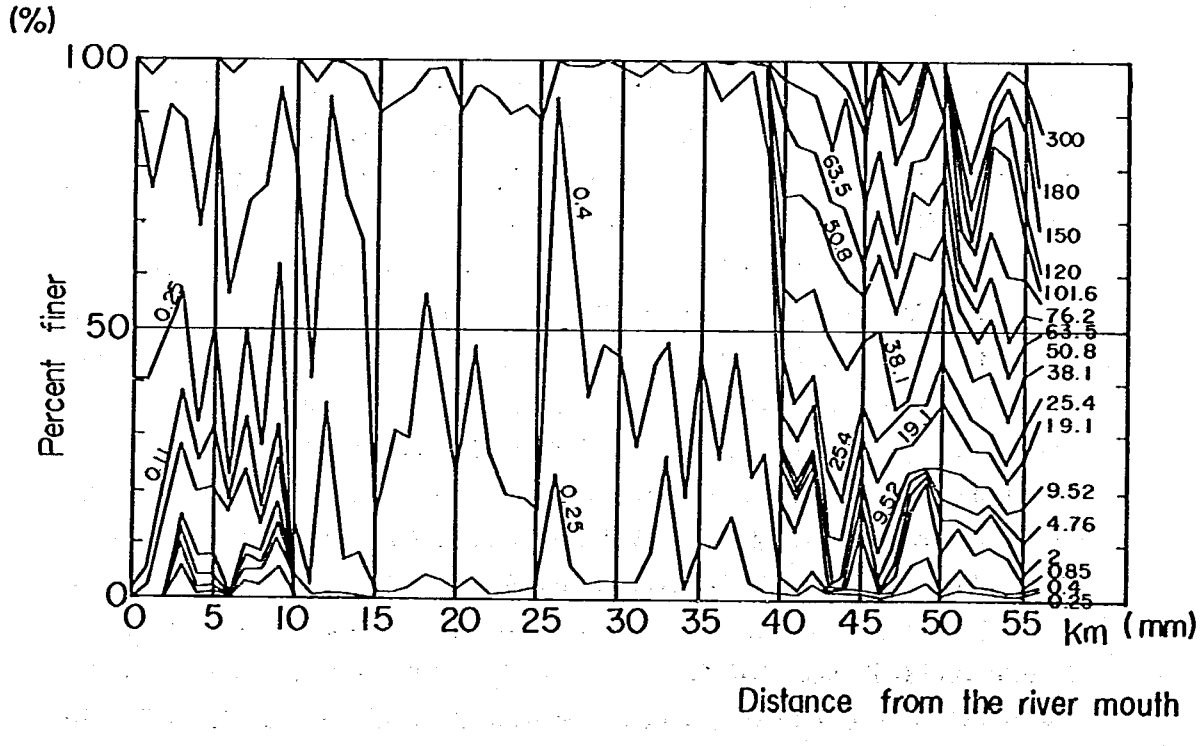


図2．T．2　木曽川河床材料粒度分布変化図[1]

持つSegment 2，0～10km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。表2．T．1には，各segmentと地形区分との関係，また各segmentの河床材料，河岸物質，勾配，蛇行程度，河岸侵食，水路の深さの一般的な関係を示した。

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つに分けた方が良い河川，

表2．T．1　各Segmentの特徴[1]

	SEGMENT I	SEGMENT II	SEGMENT III
地形区分	←扇状地→ ←谷底平野→	←自然堤防帯→ ←中間地→ ←移過帯→	←デルタ→
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，silt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	1/60～1/250	$\frac{1}{400}$～$\frac{1}{4000}$	$\frac{1}{5000}$～1 evel
蛇行程度	まがり少ない	蛇行が激しいが，川幅水深比大きい所では8字蛇行 or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	0.5～2 m	1～5 m	4～6 m

自然堤防地帯を流下する河川でも大きな支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良いこともある。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，また内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。

なお，このような沖積地河川の河床縦断形とsegmentの特徴は，気候帯の異なるインドネシアの河川でも同様である[19]。

参 考 文 献

1) 山本晃一，1988；河道特性論，土木研究所資料第2662号.

2) 小出博，1973；日本の国土（上），東京大学出版会，pp.59～64.

3) 芦田和男，奥村武信，1974；ダム堆砂に関する研究，京都大学防災研究所年報，第17号B，pp.555～570.

4) 石外宏，1966；貯水池における砕屑物の堆積作用に関する研究，電力中央研究所報告№66010.

5) 山本晃一，1991；沖積低地河川の河道特性に関する研究ノート――沖積低地河川の河道処理のために――，土木研究所資料第2912号.

6) 井関弘太郎，1972；三角州，朝倉書店.

7) 井関弘太郎，1983；沖積平野，東京大学出版会.

8) 遠藤邦彦，関本勝久，高野司，鈴木正章，平井幸弘，1983；関東平野の沖積層，Urban Kubota No.21, pp.26～43.

9) アーサーホームズ，1984；一般地質学Ⅱ，東京大学出版会，pp.444～467.

10) 山本晃一，1989；気候・地形・地質が河道特性に及ぼす影響に関する研究ノート，土木研究所資料第2795号.

11) 阪口豊，1989；尾瀬の自然史，中公新書.

12) 赤堀安宏，山本晃一，藤田光一，1992；河道供給土砂の質と量，土木学会第47回年次学術講演会講演概要集第2部 pp.108～109.

13) 戸谷洋，町田洋，内藤博夫，堀信行，1971；日本における扇状地の分布，扇状地――地域的特性――古今書院，pp.104～105.

14) 羽田野誠一，1982；河道平面型とS（傾斜）～A（集水面積）特性の関係について，昭和57年度日本国際地図学会大会，p.41.

第３章　扇状地河川の河道特性の実態

３．１　本章の課題

本章においては，扇状地河川の河道特性を筆者が行ってきた河道特性調査手法[1),2)]を用いて河川毎に詳細に調べる。

取り上げた扇状地河川は，日本海に面して扇状地を持つ常願寺川，黒部川，手取川，太平洋側の外海に面して扇状地を持つ富士川，安倍川，大井川，物部川，盆地に扇状地を持つ梓川，関東平野の山縁部に扇状地が発達した荒川である。

これらの個別扇状地河川の河道特性情報は，扇状地河川の河道処理のための理論的前提となる共通性抽出の基礎データとして使用される。

３．２　常願寺川の河道特性

〔１〕　常願寺川の概要

常願寺川は，その源を富山県上新川郡大山町北ノ俣岳（2,661m）に発する我国屈指の急流荒廃河川であり，右支川湯川，称名川，左支川和田川，小口川等を合わせつつ山狭を流下し，大山町上滝（約18km地先）において平野部に入り，扇状地をほぼ北流し，富山市東部を経て日本海に注ぐ流域面積361.8km²，幹川流路延長56kmの一級河川である（図３．２．１）。河床勾配は，河口

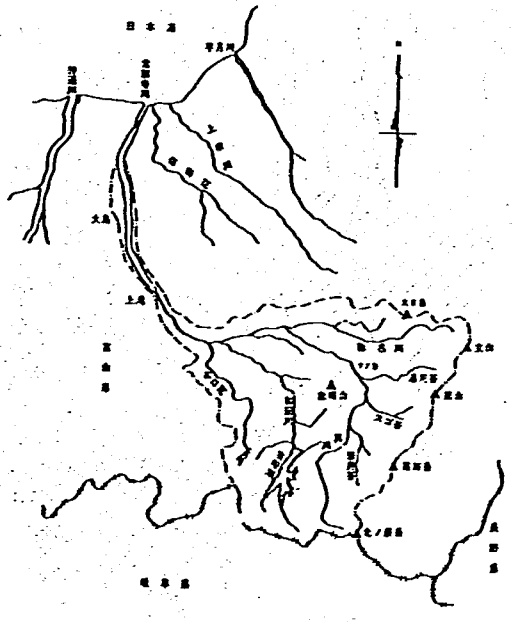


図３．２．１　常願寺川流域図

付近で1/477，6.6km～10.0kmで1/200～1/90へと変化し，その上流15.3kmまでは1/80～1/65となる。さらに上流においては1/59，山岳に至っては1/21の急流河川となっている。流域は南東側で立山山系を介して黒部川の大峡谷と接し，南西側は北ノ俣岳を基点とする山脈によって神通川と水系を分け，北は，立山から西に連なる大日岳，早乙女岳の分水嶺が早月川，上市川および白岩川の諸川と境界をなしている。流域面積，流路延長から見れば比較的小さな一級河川である常願寺川が広く世に知られているのは，土砂の流出の多い荒廃河川であり，かつ天井川を形成していたこと，さらに著しい急流勾配河川であるためである。

〔2〕　地形・地質

常願寺川の水源地帯は，北アルプス3,000m級の高峰が肩を並べて連なり，壮大な景観を呈している。この山岳地帯を形成するのは飛騨山脈の北半部で，南北に平行して走る立山連峰である。立山連峰は，三ツ俣連華岳から剣岳に至る壮大な綾線を形成し，常願寺川の東側分水嶺となっている。流域内の主要な高峰は，水源の北の俣岳（2,661m），薬師岳（2,926m），鳶山（2,616m），

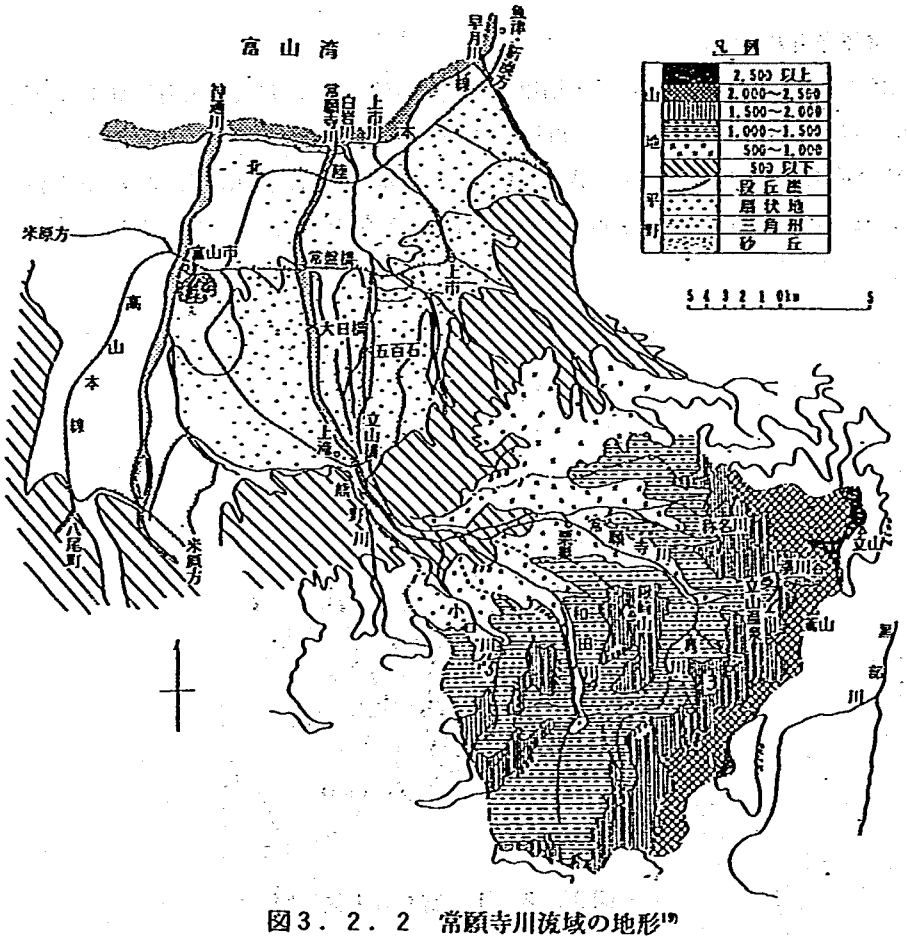


図3．2．2　常願寺川流域の地形[19]

鳶岳（2,625m），浄土山（2,872m），雄山（3,015m）である。この一帯は，壮年山地で典型的な高山地形を示し，しかも洪積世に氷食をうけて，一層急峻になっている。この大起状の壮年山地中には，局部的に小規模な平坦面がある。平坦面には２種類あり，１つは前輪廻の小起状面の遺物であって，薬師岳西面から太郎平にかけて保存され，美しい高原となっている。薬師岳はこの小起伏面上にそびえた残丘である。他は，洪積世の火山活動によって形成された溶岩台地で，五色ケ原，弥陀ケ原等を形成している。また，その他に火山地形としては湯川谷にある立山温泉を中心とした侵食カルデラや，立山の地獄谷，ミクリガ池，ミドリガ池等の旧噴火口がある。

東側の急峻な高山地形に対し西側の和田川，小口川流域は飛騨高原の北縁であり，起伏の緩やかな高原性山地で，山頂の高度も1,500～1,700mであって，東部山地のような高さや険しさはない。また，有峰，祐延のような広々とした高原性の盆地も開けている[1]。

流域の地質構成は，図３．２．３に示すように東側の飛騨山脈が古期花崗閃緑岩類，新期花崗岩類，ジュラ紀手取層群，第四紀安山岩により形成され，西側の飛騨高原北縁部にあたる中流部および和田川，小口川は，手取統，古期花崗閃緑岩類，飛騨変成岩類が分布している[19]。

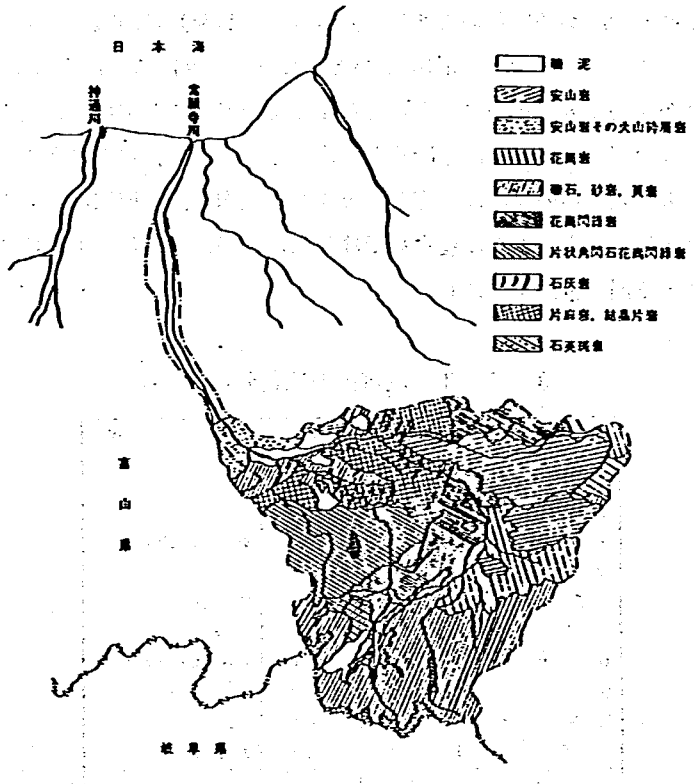


図３．２．３　常願寺川流域地質図[19]

常願寺川は，河口より18km 地点の上滝地点より沖積層の扇状地を流れる。これより上流では両岸は急に狭まり，村落は河岸段丘上のわずかな平坦面に散在する。

25km 地点で左支川小口川（流域面積37.3km²）を合流しその直上流26km で更に左支川和田川（流域面積104.3km²）を合流する。26km 地点から瀬戸蔵地先までは，両岸相迫る山峡を通過し32km 地点で右支川称名川（流域面積48.2km²）を合流する。

なお，上滝～瀬戸蔵間は平均勾配1/52で流下している。瀬戸蔵地点から上流の常願寺川は，峡谷をなし両岸所々に花崗閃緑岩，片麻岩の基岩が露出する。沿川山地は鬼ケ城地先右岸に崩壊地がある他は，河口から約40km〔常願寺川が左支川真川（流域面積79.3km²）と右支川湯川（流域面積25.0km²）とに分かれる〕までは崩壊地は比較的少ない。この間は平均河床勾配1/32で流下する。真川は平均河床勾配1/18で，河岸に崩壊がある他は比較的よく治っている。

湯川は平均河床勾配1/7で最も急勾配である。これは安政５年（1858）の大鳶，小鳶崩れに基づくものと考えられ，これらの崩壊堆積物が河谷の侵食作用により再崩壊を繰り返し，現在の常願寺川流域の主要な砂礫供給源となっている。

常願寺川が表３．２．２に示す他の河川に比べて急勾配の扇状地を形成した原因は，他の扇状地河川に比べて流域面積が小さいにもかかわらず，洪積世に活動した立山火山による多量の火山噴出物の崩壊土砂の補給が多いためである。安政５年（1758）の地震で鳶山が大崩壊し，４億１千万m³に達するといわれる土砂が鳶山を中心としたカルデラ内に崩れ落ち中を流れる湯川を随所でせき止めたが，約１カ月後の融雪を伴った出水で天然ダムが欠壊し，大土石流となって下流に押寄せ，中流部の河道に堆積し河岸段丘を形成するとともに，現在の富山市を含む扇状地を土石で埋めた。以来常願寺川の河相は一変し，カルデラ地内の湯川流域はもちろん，土石流々出時河岸に堆積した土砂は，出水の都度侵食を受け新たな河谷が刻まれ，上流部では現在100m 以上の高さで侵食による崩壊斜面が連続している[1]。

表３．２．１　流域内の地質分布の割合[1]

地　　質	面　　積	面積比	摘　　要
	km²	%	
片麻岩および花崗岩	173.0	47.1	
手取層(ジュラ系)	98.0	26.8	
安　山　岩	48.0	13.0	新第三紀以後の火山岩
沖　積　層	26.0	7.0	
緑色凝灰岩層	8.0	2.2	新第三紀
八　尾　統(中新)	6.0	1.6	〃
石英粗面岩	4.0	1.0	新第三紀以後の火山岩
ひ　ん　岩	2.7	0.7	〃
石灰岩礫質	2.0	0.5	
大　桑　統(鮮新)	0.4	0.1	新第三紀
計	368.1	100.0	

表３．２．２　北陸の急流河川

河川名	扇状地頂点の標高	頂点～河口の流路延長	半径10km地点の標高	落差	平均勾配
常願寺川	(上滝)170m	18km	19m	151m	1/66
黒部川	(愛本)138m	14km	21m	117m	1/84
神通川	(笹津)100m	27km	26m	74m	1/135
庄川	(青島)115m	25km	38m	77m	1/130
手取川	(鶴来) 90m	16km	20m	70m	1/143

〔3〕　水文特性

常願寺川流域の平均年降雨量は，富山（富山市石金84）で2,070mm，標高が高くなるにつれて多くなり，水源山地の千寿ケ原では3,000mmを越えている。月別平均雨量では，日本海側気候の特徴である年間を通して等分布傾向となっているが，しいて言えば春（３，４，５月）の降雨量が他に比べてやや少ない。

常願寺川における洪水の原因は，融雪期における出水，梅雨期の梅雨前線による豪雨および台風による豪雨の三つに分けることができる。昭和41年から昭和57年までの年最高水位の月別の発生状況を整理すると図３．２．４のようになり，７月および８月に大きな流量が発生する割合が高くなっている。表３．２．３は，昭和37年から昭和60年までの年流量状況を整理したものであり，図３．２．５は年最大流量の経年変化を示したものである。

瓶岩（22.6km）地点の各種流量を示すと以下のごとくである。

平均年最大流量	695 m³/s
豊水流量	16.79 m³/s
平水流量	6.24 m³/s
低水流量	3.22 m³/s
渇水流量	1.71 m³/s

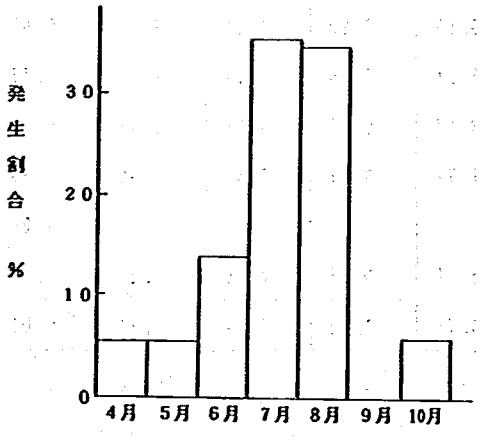


図３．２．４　最高水位の発生月

表３．２．３　年流量状況

水系	常願寺川		河川	常願寺川		観測所	瓶岩	
流量別 / 年別	最大流量 (m³/s)	豊水流量 (m³/s)	平水流量 (m³/s)	低水流量 (m³/s)	渇水流量 (m³/s)	最小流量 (m³/s)	年平均流量 (m³/s)	年総量 ×10⁶m³
３７年	204.2	7.4	3.1	1.6	1.0	0.5	16.2	509.98
３８	372.4	13.1	3.3	2.2	0.6	0.6	13.8	436.73
３９	1,020.0	10.0	3.4	2.1	1.7	1.4	15.1	477.63
４０	440.2	26.5	3.0	2.1	1.7	1.7	23.3	736.32
４１	582.4	26.87	6.8	3.37	1.3	0.8	18.9	597.14
４２	674.4	11.0	3.7	2.4	1.56	0.45	10.3	325.55
４３	553.52	8.95	4.56	2.72	1.68	1.48	8.09	255.84
４４	(2,764.02) 洪水痕跡より	43.50	22.04	6.01	2.55	0.83	37.15	1,171.61
４５	310.51	25.89	10.19	3.96	1.68	0.01	20.02	631.25
４６	763.36	16.39	5.56	3.07	0.53	0.06	19.76	623.30
４７	788.17	13.28	7.52	4.66	2.53	2.07	14.70	464.94
４８	218.96	9.27	4.37	3.58	2.34	1.81	7.83	246.91
４９	626.93	15.33	3.67	2.30	1.38	0.97	13.18	415.67
５０	542.42	13.82	5.89	3.00	2.00	0.42	12.19	384.33
５１	641.46	16.07	8.34	4.37	2.02	0.38	14.30	452.18
５２	167.87	10.96	3.77	2.32	1.73	1.51	8.98	283.78
５３	1,353.45	12.79	4.21	2.95	1.67	0.92	14.23	448.67
５４	469.10	12.82	6.83	3.76	1.72	0.80	11.28	355.66
５５	344.30	16.52	7.32	4.31	1.67	0.69	13.34	421.95
５６	1,059.76	25.04	6.79	2.77	1.97	0.46	23.87	750.04
５７	282.04	13.54	6.30	3.34	1.48	0.62	10.64	335.53
５８	711.42	21.71	6.81	3.85	2.06	0.79	23.13	729.50
５９	1,025.00	－	－	－	－	1.36	－	－
６０	755.53	15.11	5.96	3.18	2.41	1.63	19.72	622.01
平均	694.67	16.79	6.24	3.22	1.71	0.01	15.65	507.44

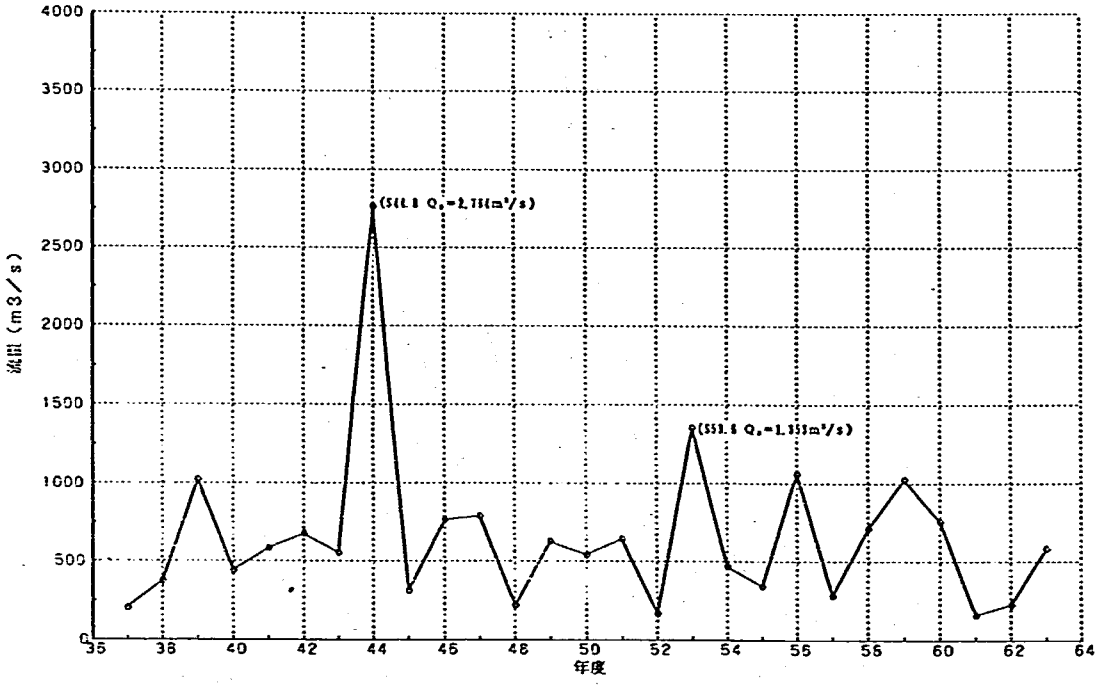


図３．２．５　年最大流量経年変化図

計画高水流量は，瓶岩地点で確率1/150年，4,600m³/s である。

〔4〕　河床材料

図３．２．６，３．２．７は，昭和39年～46年度の富山工事事務所で実施した河床材料調査成果より，平均粒径および最大粒径の縦断変化を経年的に比較したものである。これによると10.0 km 付近より上流河道は，粒径が大きく，かつその経年的な変化も大きい。これに対し，10.0 km付近より下流河道は，河口に向って粒径が小さくなり，その変化が小さい。さらに昭和44年調査以降の平均粒径は，全体に小さく，また縦断的な変化も小さくなっている。

平成元年度における調査資料の常水路左右岸の粒径分布図を示したのが図３．２．８，３．２．９である。大礫河道であるにもかかわらず粒径約15mm 以下の材料が30～40％含まれており，その割合が多い。d_{50}粒径は，10km付近より上流河道で約40～150mm，10km付近より下流河道が河口部を除いて約20～60mm 付近である。

図３．２．10は，1990年６月，筆者等が常願寺川の現地河道特性調査の際に，常水路部表層の河床材料を線格子法により中軸を測定して，粒度分布図（採取した石の個数分布累加関数，→ Appendix A）としたものである。表層は40mm以下の粒径が抜け出て粗粒化している。また，最大粒径は40～100cm のものが含まれている。各断面の調査位置は，特に大粒径箇所を測定したわけではなく，平均的な場所である。

富山工事事務所で実施した河床材料の採取方法は，北陸地方建設局調査部門共通仕様書に準拠

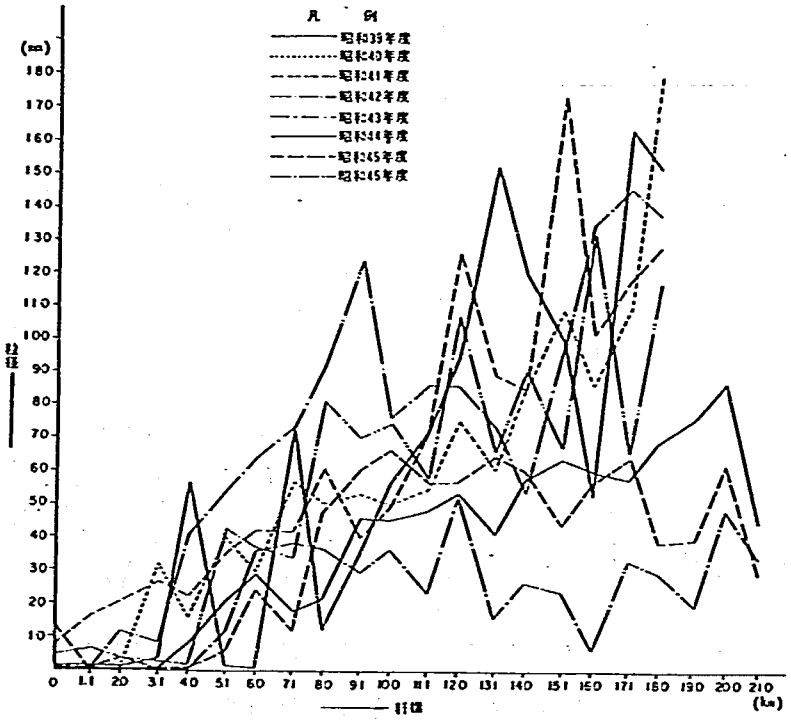


図3．2．6　平均粒径縦断方向変化図

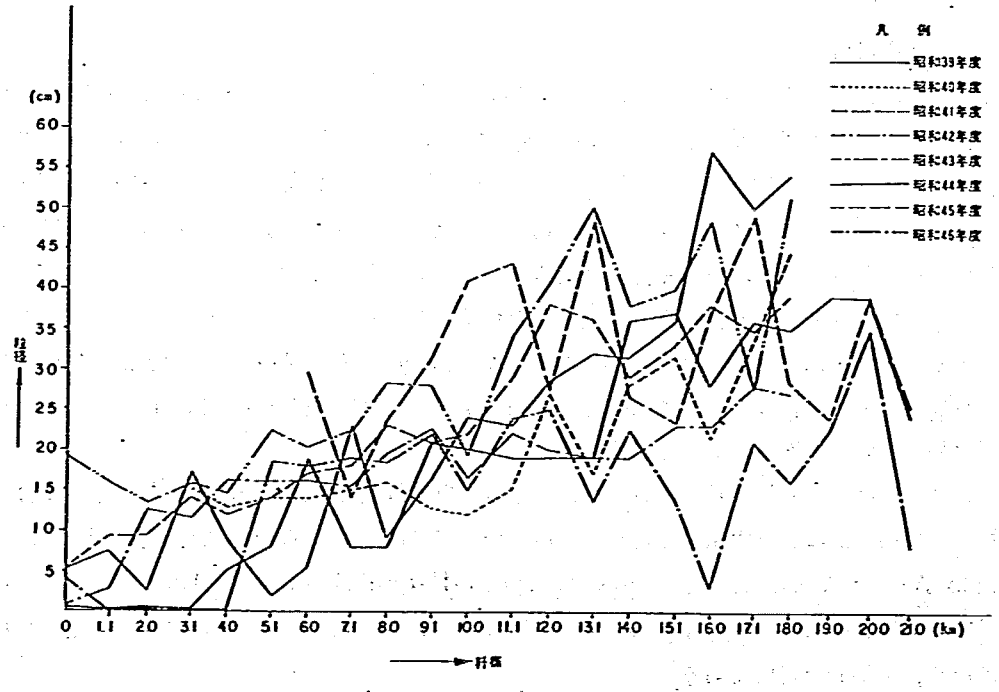


図3．2．7　最大粒径縦断方向変化図

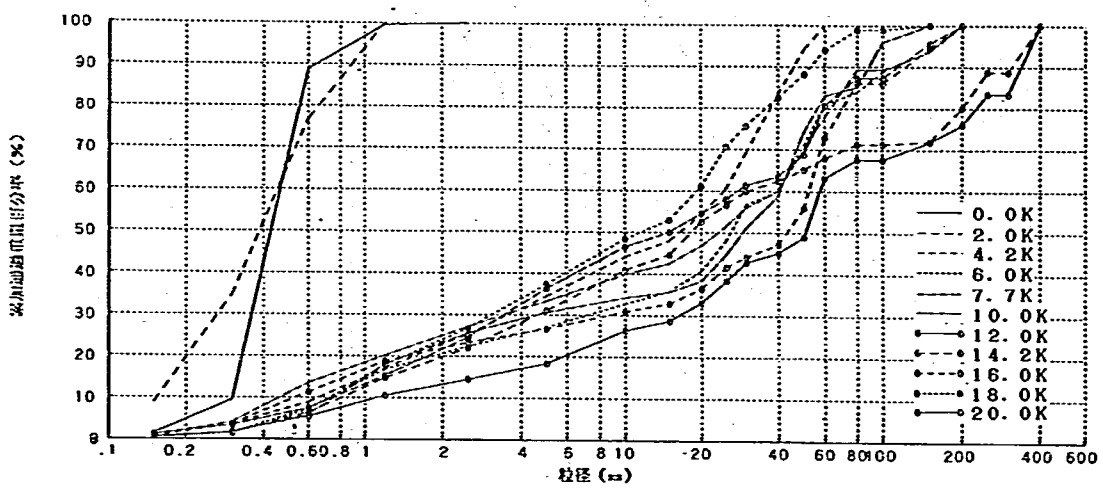


図３．２．８　粒度分布曲線比較図（左岸）平成元年（1989）調査

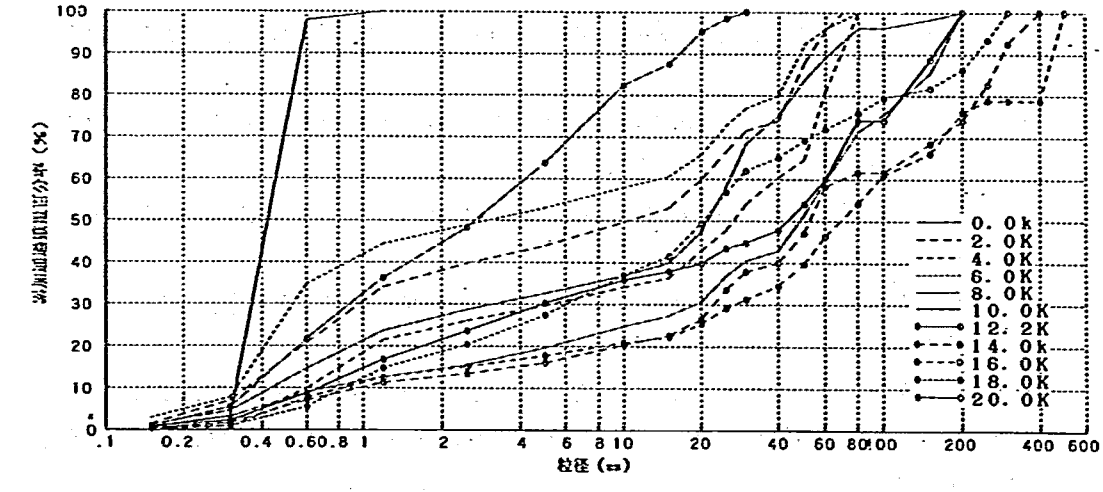


図３．２．９　粒度分布曲線比較図（右岸）平成元年（1989）調査

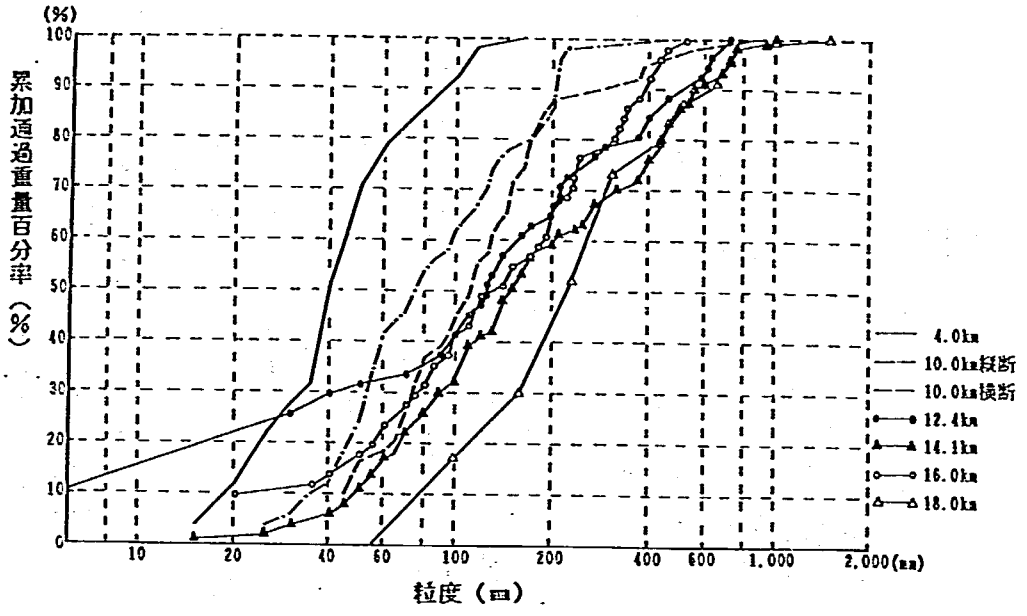


図３．２．10　平成２年調査粒度分布図（表層河床材料）

して行われている。この材料採取の方法は以下のようである。

・採取の方法

(1) 最大礫の中径（長径と短径の平均値）が1,000mm 以上の試料採取は，次によるものとする。

① 採取点を中心として４×４ｍの採取地を設定し，堆積面から浮いて孤立した礫とさらに表層から30cm 以上の深さの表層を取り除く。

② ４×４ｍの採取地の全表面に分布する中径1,000mm 以上の礫を採取し，各礫の中径を計算する。

③ 採取地を四等分した２×２ｍの区域内の表面に分布する砂礫のうち中径が500～1,000 mm の礫を採取し，各礫の中径を計算する。

④ 採取地を16等分した１×１ｍの区域内で深さ50cm 以内に存在する中径500mm 以下の砂礫を採取する。採取した砂礫のうち，中径が100～500mm の礫については，各礫の中径を計算する。

100mm 以下の砂礫は，その全重量を測定する。

(2) 最大礫の中径が500～1,000mm の試料採取は，次によるものとする。

① 採取点を中心として２×２ｍの採取地を設定し，堆積面から浮いて孤立した礫とさらに表層から30cm 以上の深さの表層を取り除く。

② ２×２ｍの採取地の全表面に分布する中径500mm 以上の礫を採取し，各礫の中径を計算する。

③ 採取地を4等分した1×1mの区域内で深さ50cm以内に存在する中径500mm以下の砂礫を採取する。採取した砂礫のうち，中径が100～500mmの礫については，各礫の中径を計算する。

100mm以下の砂礫は，その全重量を測定する。

(3) 最大礫の中径が200～500mmの試料採取は，次によるものとする。

① 採取点を中心として1×1mの採取地を設定し，堆積面から浮いて孤立した礫とさらに表層から30cm以上の深さの表層を取り除く。

② 1×1mの区域内で深さ50cm以内に存在する中径500mm以下の砂礫を採取する。採取した砂礫のうち，中径が100～500mmの礫については，各礫の中径を計算する。100mm以下の砂礫は，その全重量を測定する。

(4) 最大礫の中径が200mm以下の試料採取は，次によるものとする。

① 採取点を中心として1×1mの採取地を設定し，堆積面から浮いて孤立した礫とさらに表層から30cm以上の深さの表層を取り除く。

② 1×1mの区域内で深さ30cm以内に存在する中径200mm以下の砂礫を採取する。採取した砂礫のうち，中径が100～200mmの礫については，各礫の中径を計算する。100mm以下の砂礫は，その全重量を測定する。

この採取法は，採取量が小さく採取位置によって大きく河床材料が変わること，また表層を取り除くことによって，最大粒径が含まれない場合もある。図3．2．6，3．2．7に示した年度毎に大きく河床材料が変わっているという結果を，そのまま河床材料の変化とみなすのは問題があると考える。

写真3．2．1，3．2．2は9.5km右岸寄りの地点の表層下の河床材料と，その付近の表層材料の様子を撮影したものである。表層下の堆積物に粗粒の層と細粒の層があること，また河床表層は4cm以下の河床材料が抜け出ているのが良く分かる。

常願寺川の扇状地区間の河床材料は，上流の土砂生産域が火山成の噴出分が多く，粗粒物質を供給すると同時に細粒分の供給も多く，河床材料の均一性が悪い。洪水時に多量の砂分が浮遊輸送される河川と言える。

現地調査及び河床材料の粒度分布形より，河床材料は，粒径50cmの集団，約25～20cmの集団，4～1.5cmの集団，1～0.3cmの集団および0.05cmの中砂の集団からなる。河床材料は，これらの集団が流水によって分級堆積したものである。

〔5〕 常願寺川の河道特性量

1) 河道特性量の求め方

河道特性量を知るためには，洪水時の水理諸量を求める必要がある。ここでは不等流計算により，平均年最大流量規模（約700m³/s）とともに，既往最大流量とほぼ同程度で，かつ7.0km付近から上流18.0km間で高水敷以下の流下能力である3,000m³/sおよび計画高水流量4,600m³/s時の

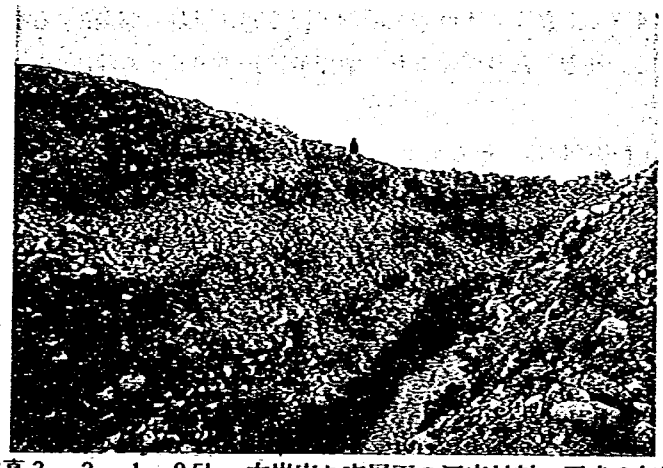


写真３．２．１　9.5km 右岸寄り表層下の河床材料，平成２年撮影



写真３．２．２　9.5km 地点流路表層の河床材料，平成２年撮影

河道特性量を求めた。河道特性量は，低水路部の河床縦断勾配および先に述べた河床材料粒径のほかに，不等流計算結果からの川幅Ｂ（水面幅），径深Ｒ，川幅水深比（B/R），掃流力等である。掃流力については，摩擦速度の２乗（$u_*^2 = gRI$）を算出した。なお，不等流計算は，昭和63年（1988）に行われた横断測量の結果を用いた。計算に使われた粗度係数は，昭和44年（1969）洪水の痕跡水位より逆算して設定されている表３．２．４に示す値を用いた。

2)　河道特性量の縦断変化

図３．２．11は昭和61年度の平均河床高縦断図であり，図３．２．12，３．２．13には $Q = 700m^3/s$，$3,000m^3/s$，$4,600m^3/s$ 時の川幅Ｂ，径深Ｒ，川幅水深比B/Rおよび u_*^2 を示した。

上滝地点から下流河道の河床勾配は，図３．２．11に示すように５つに区分することができ，

表３．２．４　計算に用いた粗度係数

区　　間	粗度係数
0.0 ～ 2.2km	0.030
2.2 ～ 6.2km	0.038
6.2 ～ 10.0km	0.055
10.0 ～ 21.5km	0.060

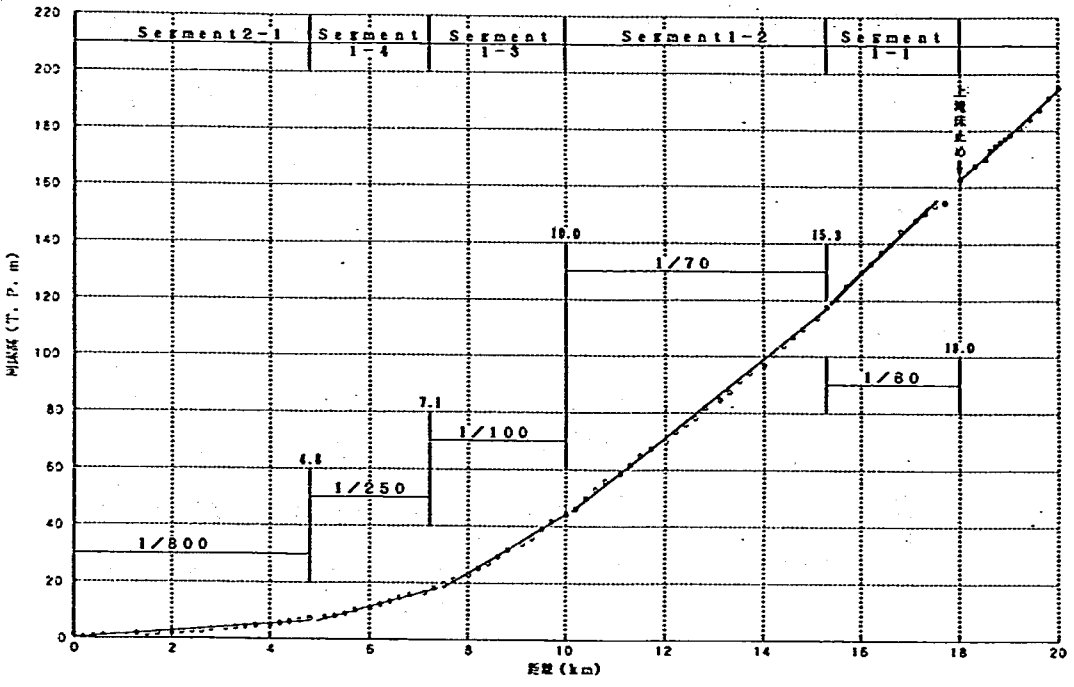


図３．２．11　常願寺川の平均河床縦断図

18.0km～15.3km間で約1/60，15.3km～10.0km間で約1/70，10.0km～7.1km間で約1/100，7.1km～4.8km間で約1/250，4.8km～0km間が約1/800である。上滝床止め地点は勾配の変化点となっており，この下流側が上流より多少急勾配である。

川幅Bは，各流量時とも5.0km付近から上流河道で縦断的な変化が大きい。Q＝700m³/s時の川幅は，18.0km～10.0km間の河道が200～300mで変化している。10.0km～7.0km間の河道は，約300m前後の川幅となり，その下流6.0km付近で約450mと川幅が広くなる。さらに5.0km付近から下流河道は再び200～300mで変化している。Q＝3,000m³/sおよび4,600m³/s時の川幅は，両者ともほぼ同じであり，18.0km付近が約300m前後の川幅で，その下流側の17.0km～14.0km間が約400m前後の川幅となる。13.0km付近では，再び約300m前後と狭くなり，その後12.0km～7.0km間が約350m前後，8.0km～6.0km間が約450m前後と広くなり，5.0kmより下流河道は，約350mとほぼ一様幅となる。径深Rは，18.0km～5.0km間がQ＝700m³/s時で約

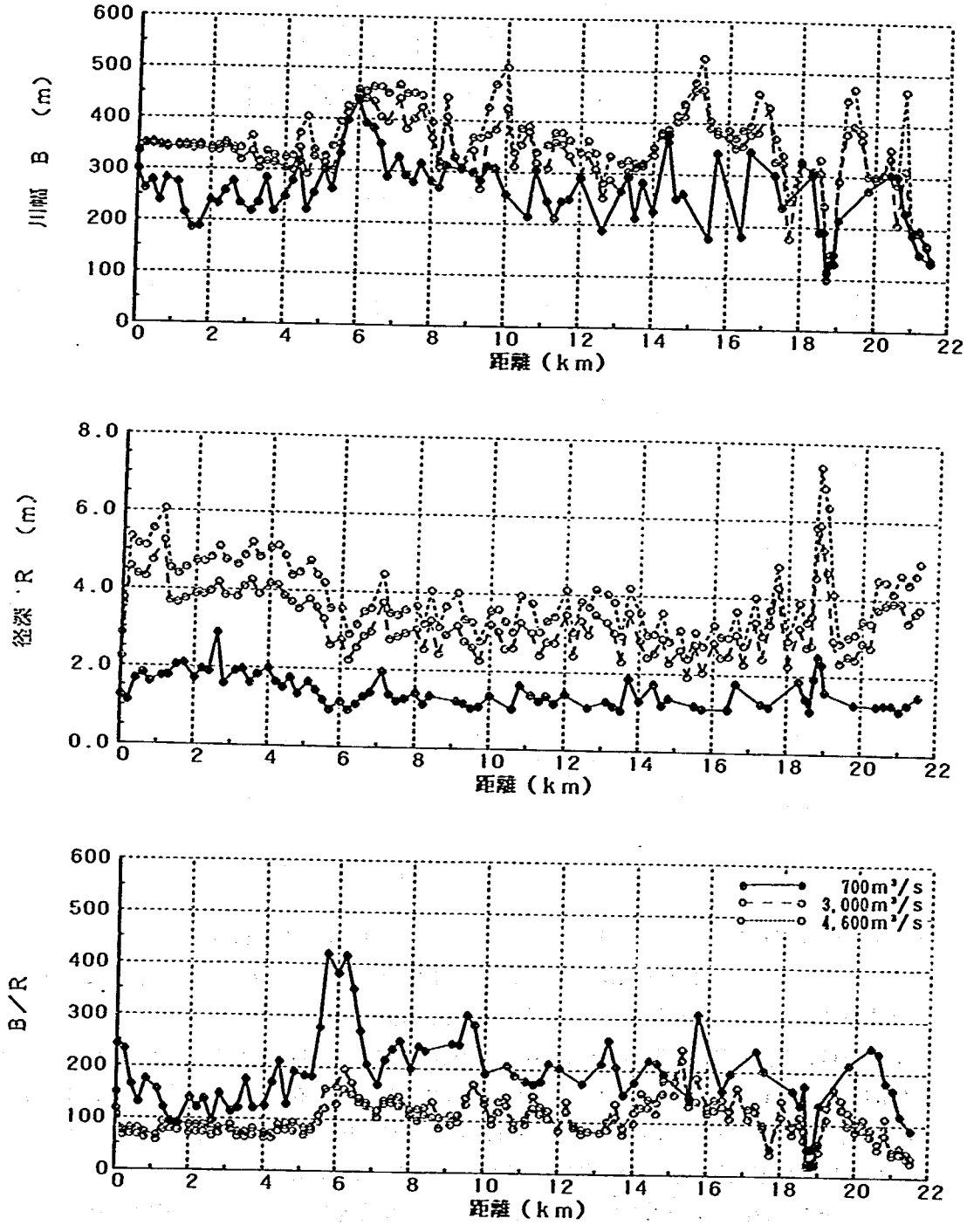


図3．2．12 常願寺川のB, R, B/Rの縦断変化図

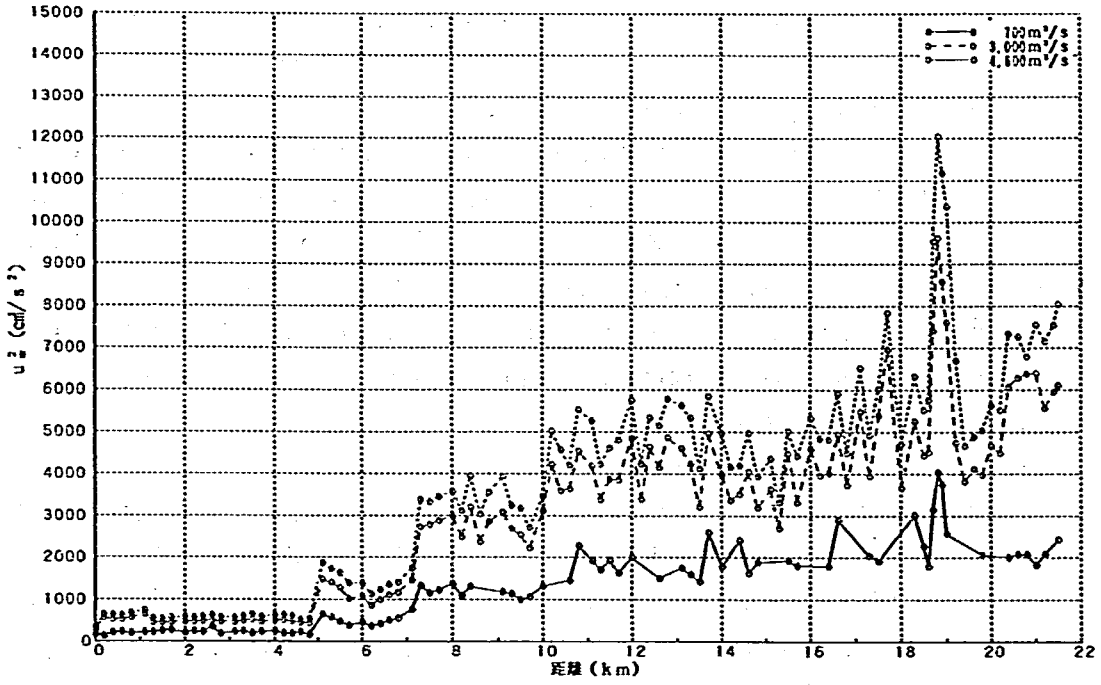


図3．2．13　常願寺川のu_*^2の縦断変化図

1.3m，3,000m³/sで約3.0m，4,600m³/sで約3.5m前後である。5.0km付近より下流河道は，Q＝700m³/sで1.5～2.0m，3,000m³/sで約4.0m，4,600m³/sで約5.0m前後である。

川幅水深比B/Rは，砂州形態を知るうえでの重要な指標となる。Q＝700m³/s時は，1.8km～10.0km間が約200，10.0km～5.0km間が約250前後であり，これより下流側は約150程度である。Q＝3,000m³/sおよび4,600m³/s時は，18.0km～5.0km間が100～150，5.0km付近より下流河道が約70前後である。

掃流力u_*^2の縦断変化は，Q＝700m³/s時の18.0km～10.0km間が約2,000cm²/s²前後であり，10.0km付近から下流に向って漸次小さくなり，5.0km付近から下流では約300cm²/s²以下となる。Q＝3,000m³/sでは700m³/s時の約2倍のu_*^2となり，さらに4,600m³/sでは700m³/s時の約2.3倍程度のu_*^2となる。

3)　セグメント区分

常願寺川扇状地のほぼ扇頂部にあたる上滝地点から下流河道の18.0km～0km間は，図3．2．11に示したように，大きく見れば7.0km付近を境に上下流の2つのsegmentからなるが，詳細に見ると次の5つに区分し得る。

(1)　Segment 1－1（18.0km～15.3km，I＝1/60）

このsegmentは，上滝床固め直下流河道で，床固め上流側より急勾配となっている区間である。川幅は300m前後であり，3列あるいは4列の砂州が発生している。粒径20～40cmのA′集団，2～20cmのA″集団が河床の主構成材料となっているが，平成2年の現地調査によると本

segmentの落筋の部分は，C集団である50～80cmの巨石がアーマ化され，表層を覆っている。平均年最大流量時のτ_*は50cmの粒径に対して0.022程度であり，C集団はほとんど動かないと判断される。

(2) Segment 1－2 (15.3km～10.0km, I＝1/70)

このsegmentは，河床掘削によって複断面化が図られており，現常水路は以前の河床であった高水敷より3～4m低い所を流下している。また常水路と高水敷の高低差は，大きい所で7mに達しているような箇所も見られ，高水敷上にはグミの木が繁茂している。川幅は200～300m，700m³/s時のB/R＝150～200程度であり，Segment 1－1と同様に3列あるいは4列の砂州が形成されている。河床材料の主モード（A集団）は，上流のsegmentとほぼ同じであるが，粒径2～20cmのA' Populationの割合が上流部より多い。落筋の部分や表層にはC集団である40～60cm程度の玉石が多数存在する。

(3) Segment 1－3 (10.0km～7.1km, I＝1/100)

このsegmentの川幅は約300m，平均年最大流量時の川幅水深比が約250，砂州の列数は4～6列程度である。高水敷上にはグミの木およびすすきが繁茂し，常水路部との高低差は上流のsegmentよりは小さくなっている。平均年最大流量時のu_*^2も上流より小さく，Segment 1－2に存在した粒径40cm以上の玉石はほとんど見られなくなる。粒径2～20cmの粒径集団が主となる。またマトリックスとしての砂分もかなり多い。

(4) Segment 1－4 (7.1km～4.8km, I＝1/250)

このsegmentは勾配が緩くなり，さらに洪水時の掃流力も小さい。河床材料は，粒径6.0～1.5cmの砂利と粗砂が主体であり，とくに高水敷化した河岸の表層は砂が層状に堆積し，底面は低水路部と同じ砂利層となっている。また，高水敷化した部分には柳やすすきが茂り，グミの木は生えなくなる。川幅は300～400mである。

(5) Segment 2－1 (4.8km～0km, I＝1/800)

この区間は砂利から粗砂を河床材料に持つ自然堤防帯に対応する。勾配がさらに緩くなり，掃流力も小さく2.0kmより下流は砂河道である。なお，4.4km付近（雄峰大橋下流）の河床は，沖積粘土と埋没していた大木の切り株が露出している。明治25年以前に白岩川に合流していたものを直接富山湾に流入させた開削箇所がこの付近であり，当時の地表面である沖積粘土が露出したものと思われる。

〔6〕 常願寺川の河道特性の経年変化

1) 河床高の変化

図3．2．14，図3．2．15は昭和35年，45年，55年，63年の平均河床高（堤防間の平均河床高）および最深河床高の経年変化図を示したものである。さらに図3．2．16．1～3．2．16．3は各距離標断面ごとの経年変化を示したものであり，図3．2．17．1～3．2．17．4は昭和24年と52年の横断形状の変化を比較したものである。

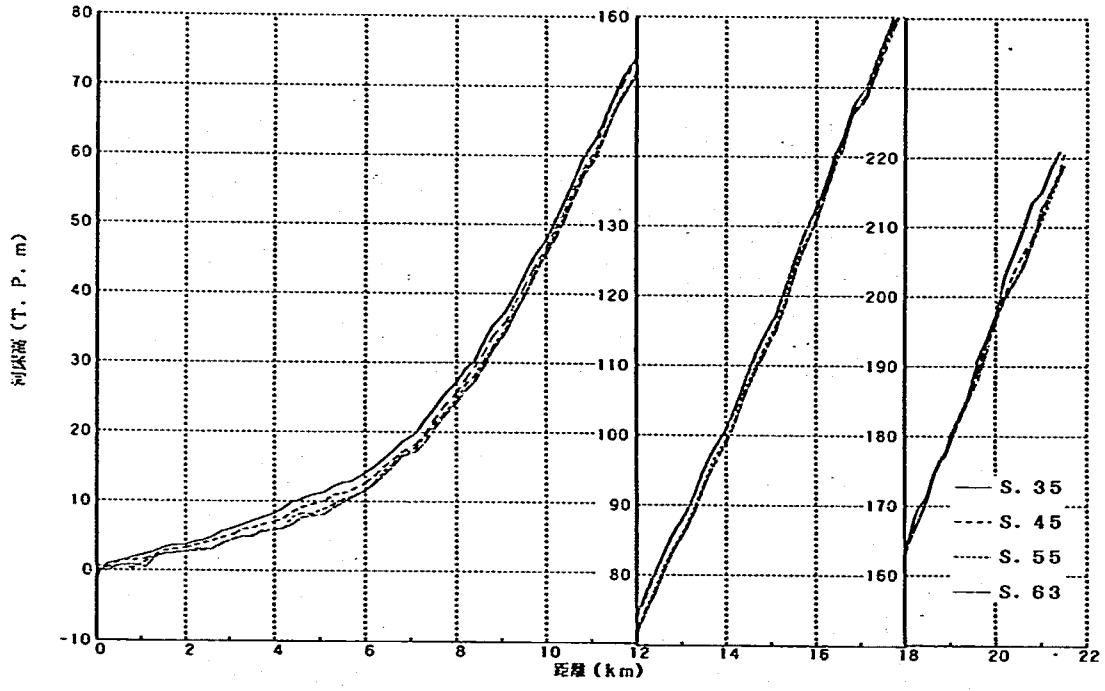


図3．2．14　平均河床高経年変化図

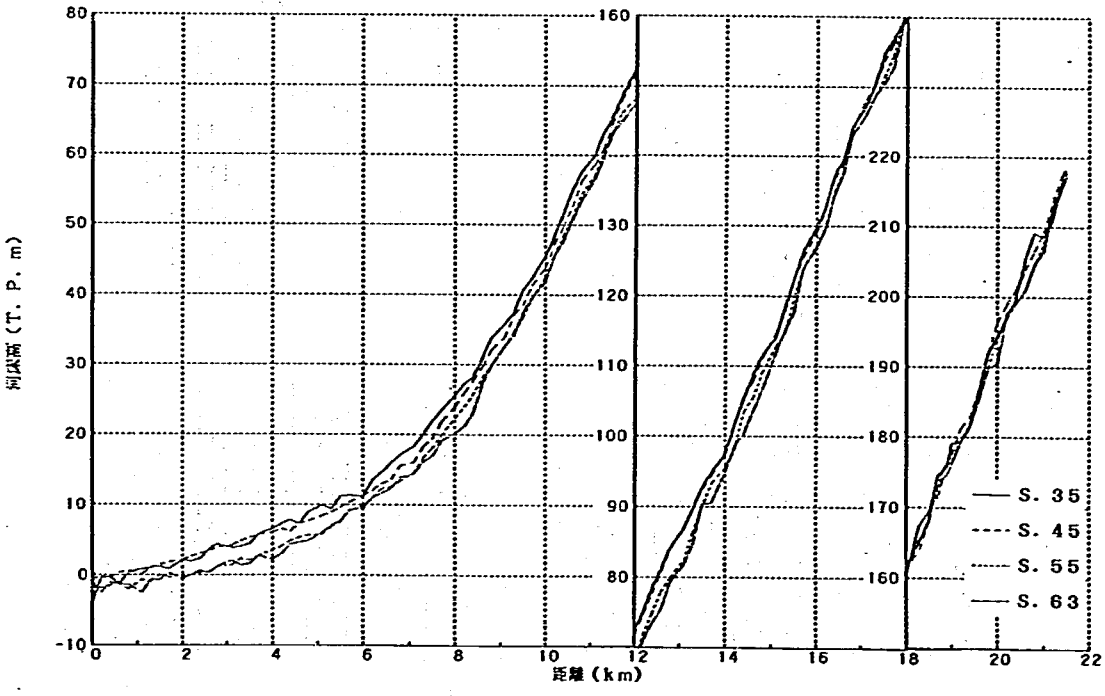


図3．2．15　最深河床高経年変化図

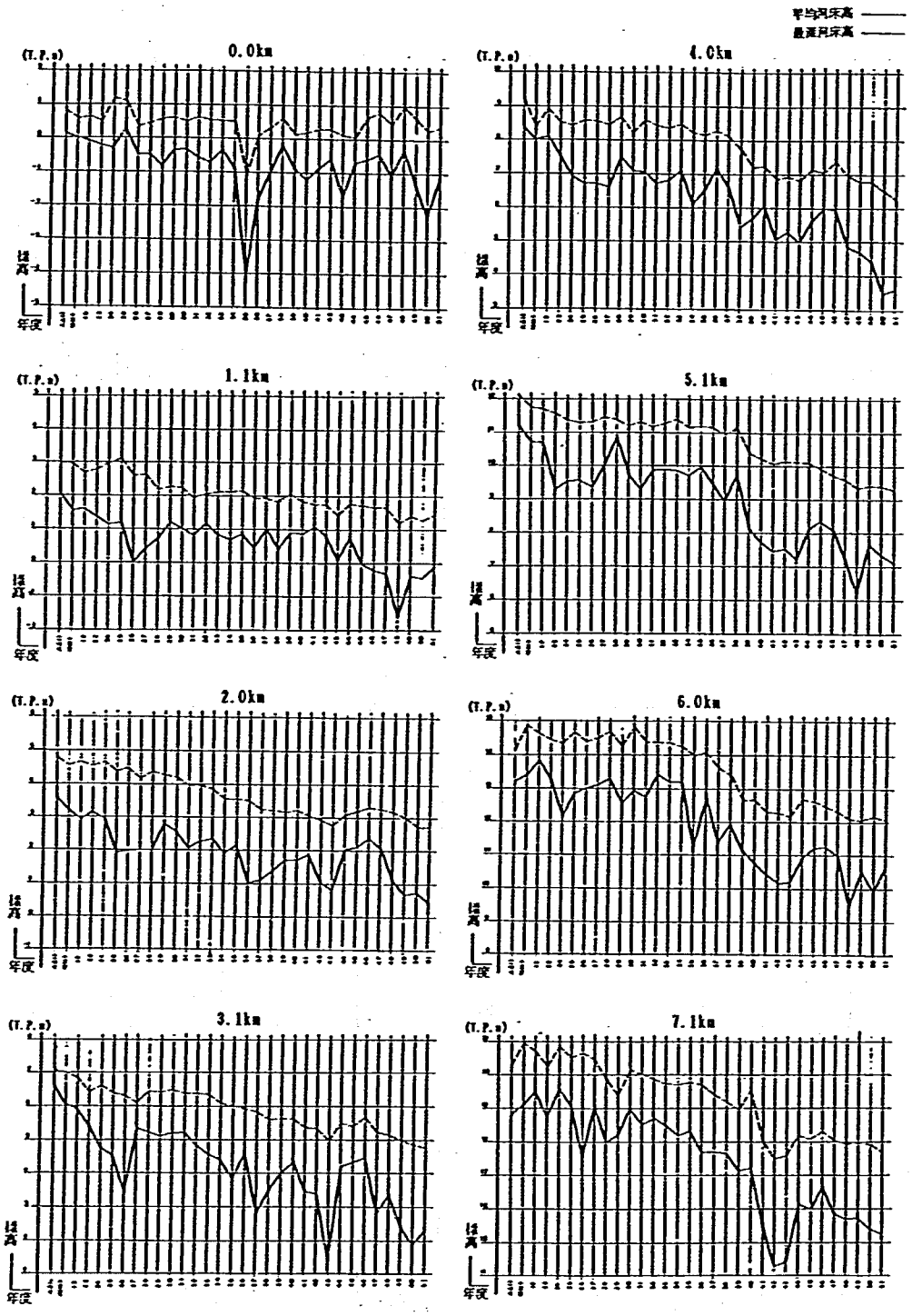


図３．２．16．１　常願寺川箇所別最深・平均河床経年変化図

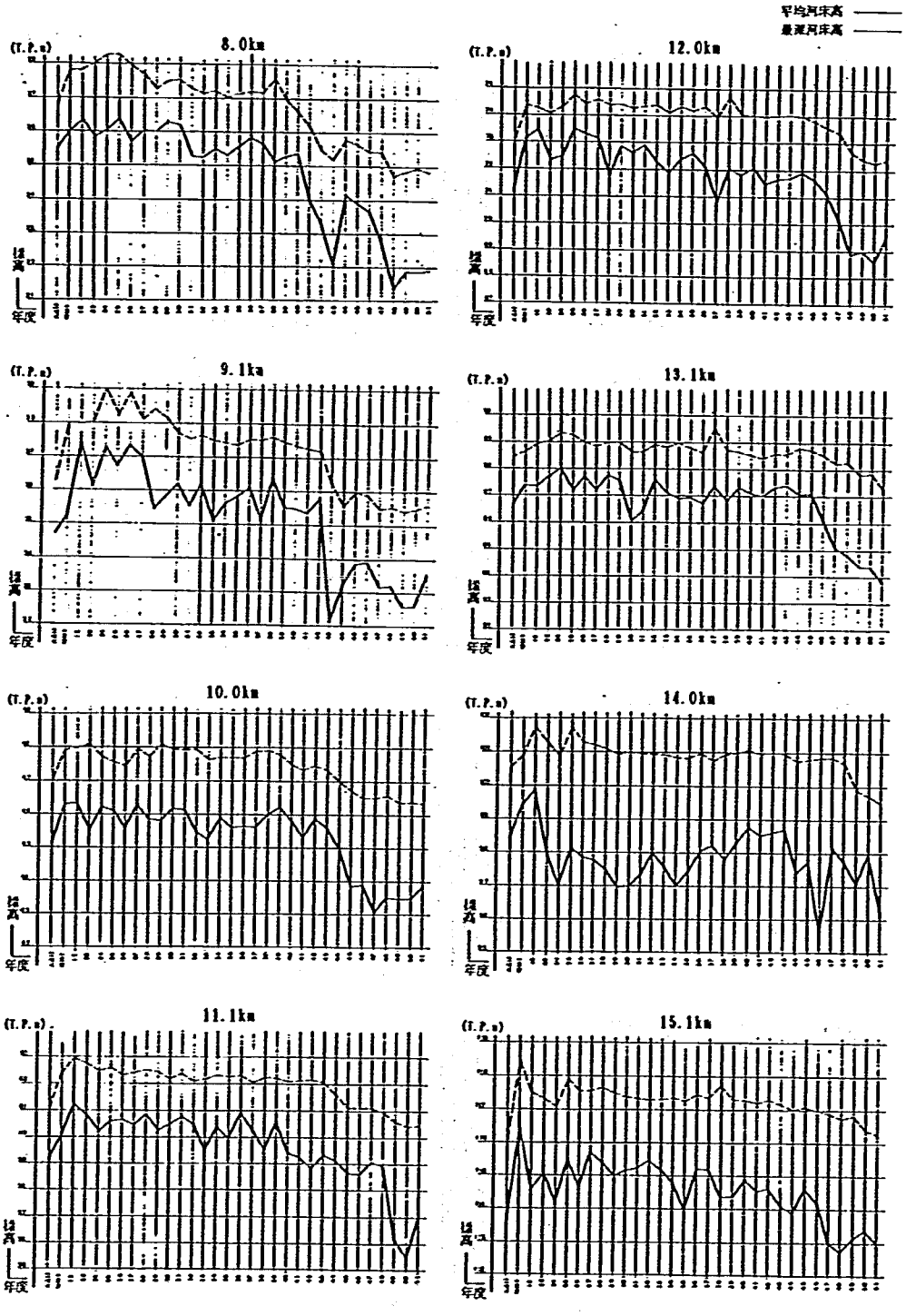


図3．2．16．2　常願寺川箇所別最深・平均河床経年変化図

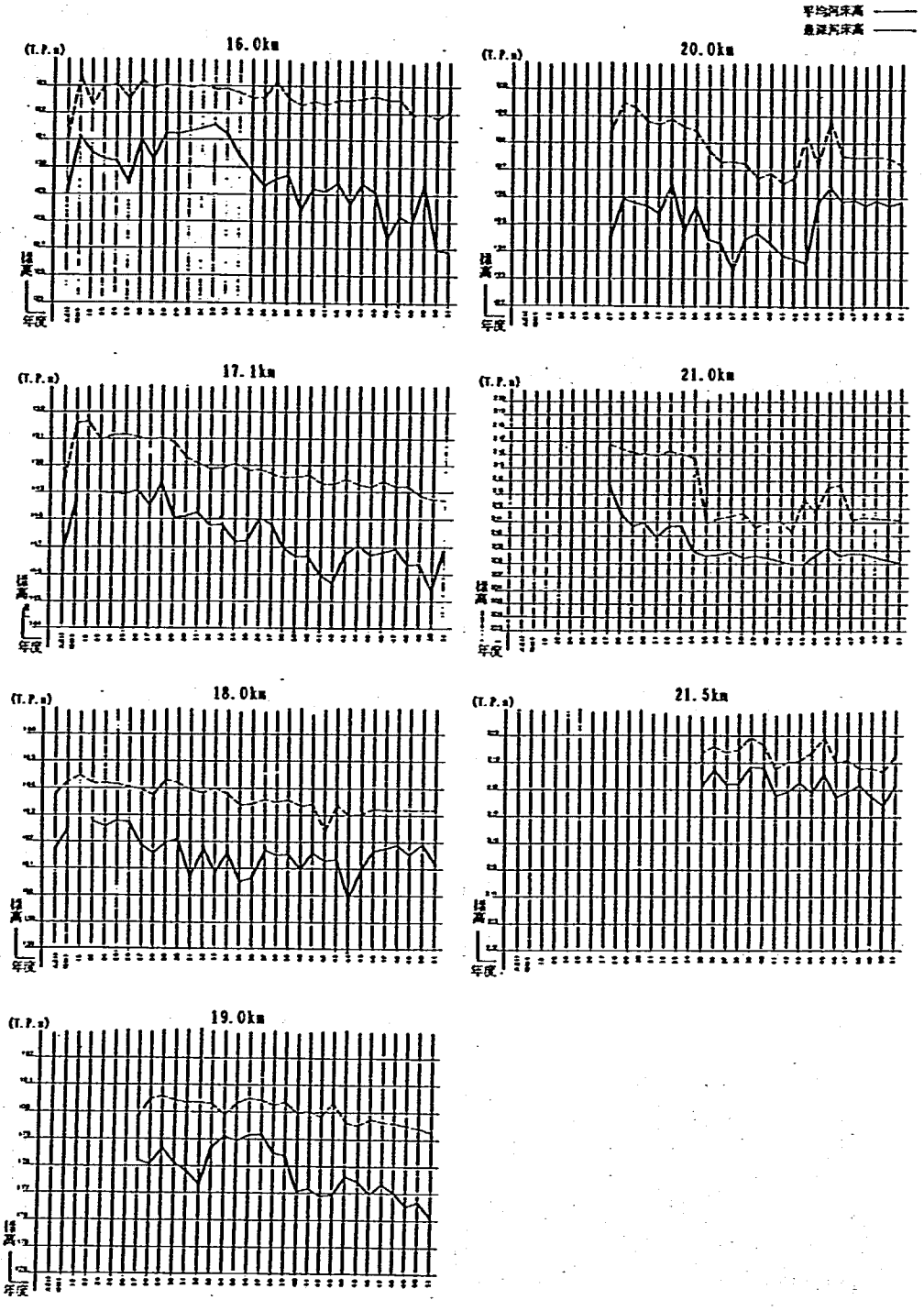


図3．2．16．3　常願寺川箇所別最深・平均河床経年変化図

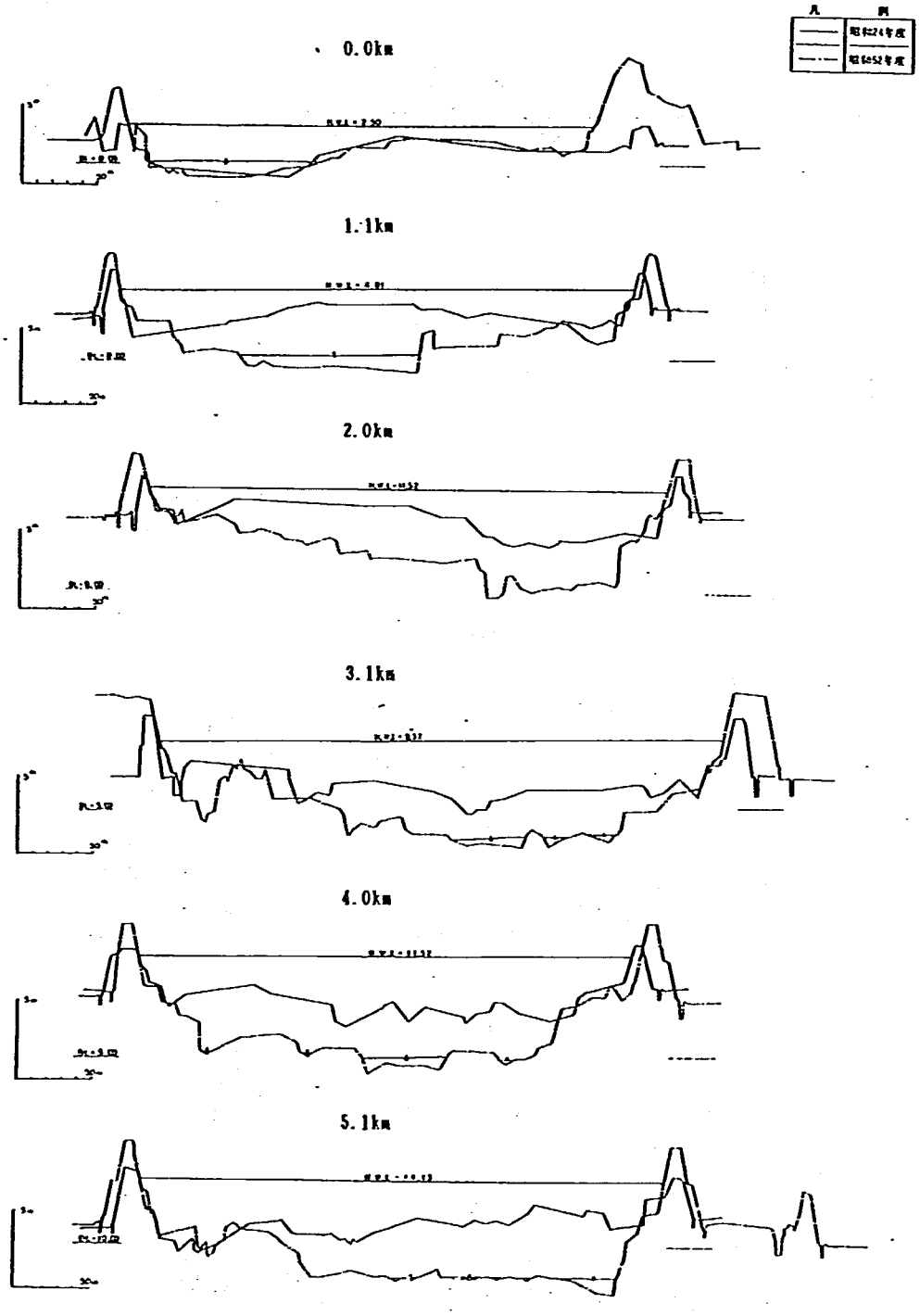


図3．2．17．1　横断形状比較図（昭和24年，昭和52年）

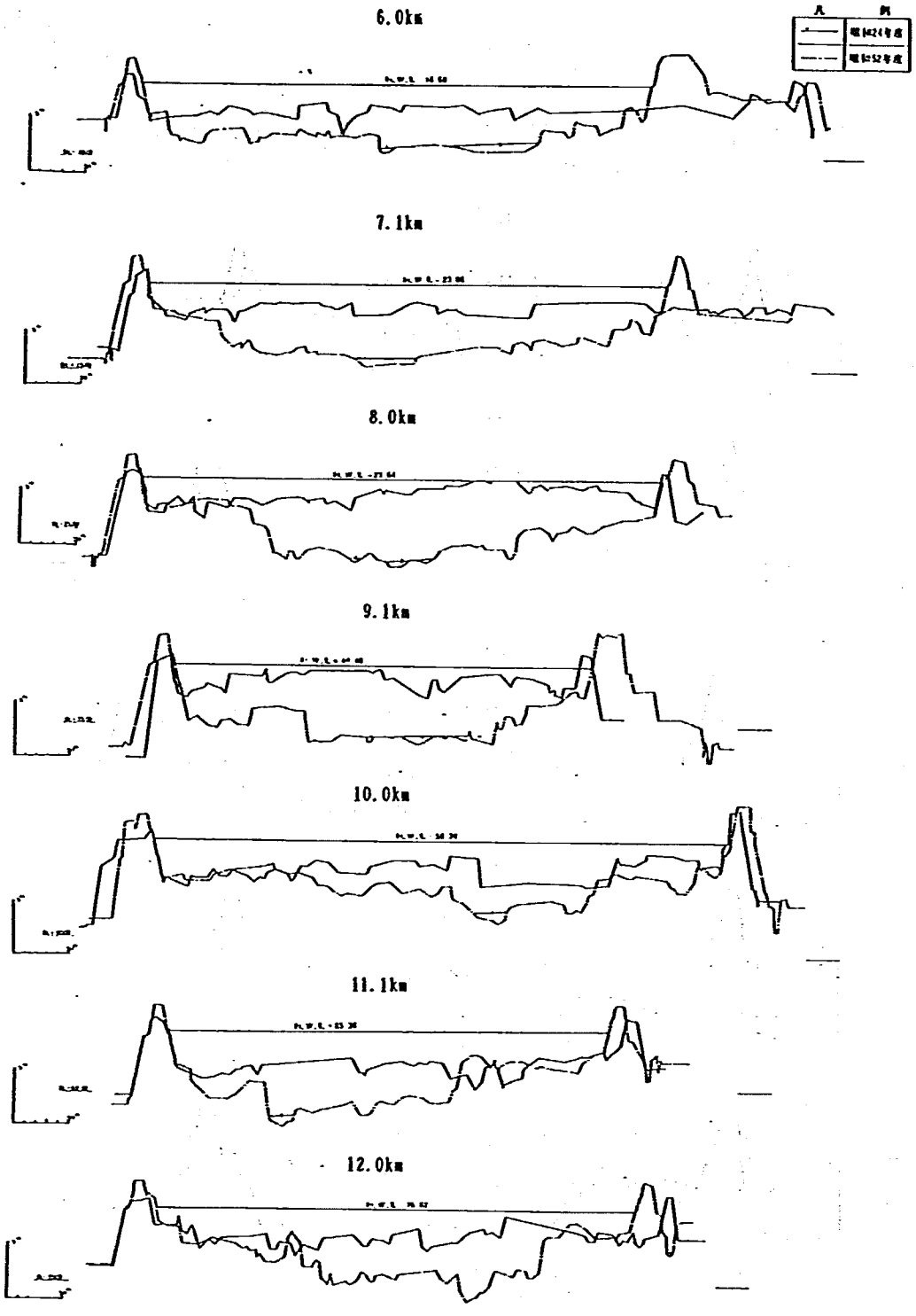


図3．2．17．2　横断形状比較図（昭和24年，昭和52年）

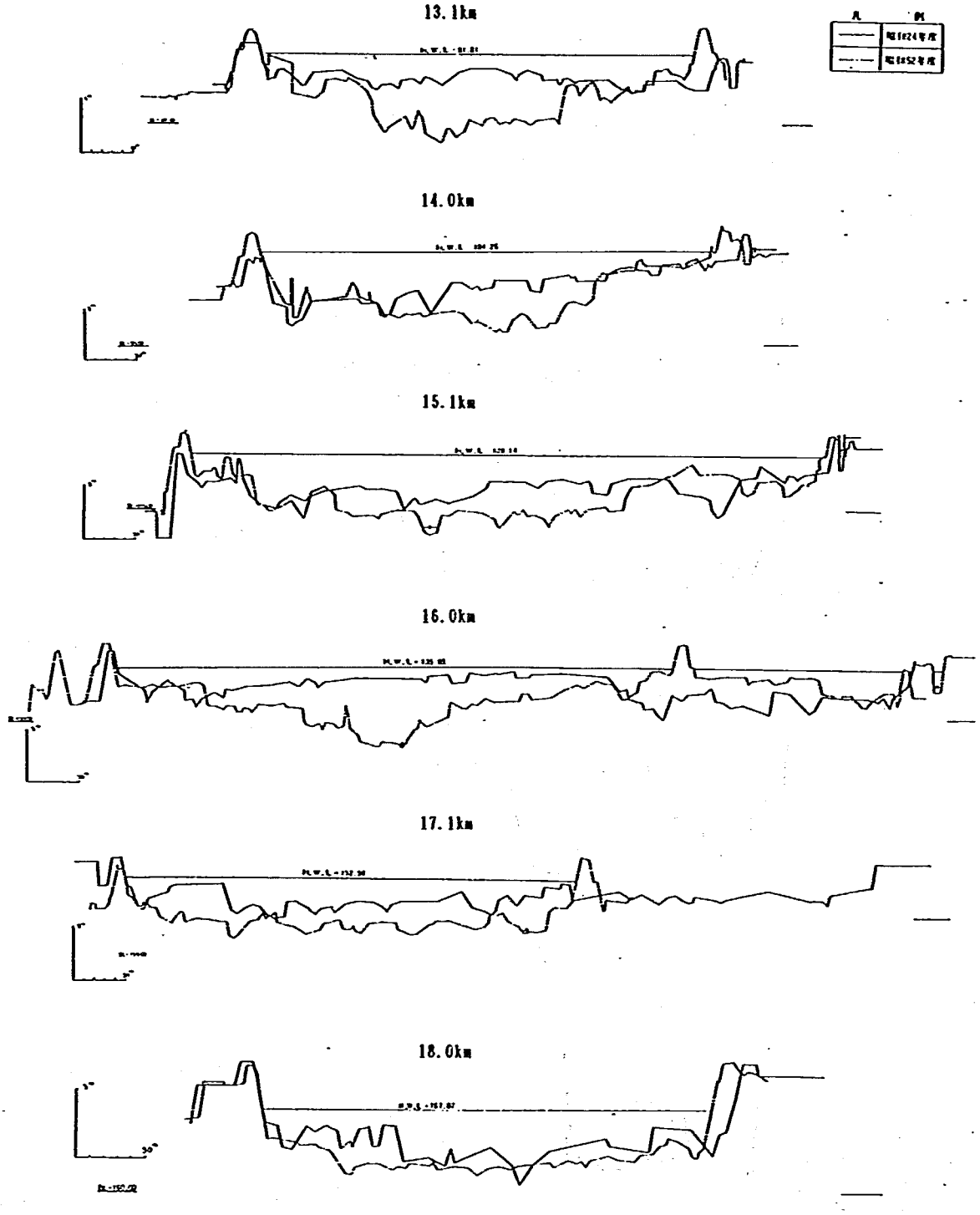


図３．２．17．３　横断形状比較図（昭和24年，昭和52年）

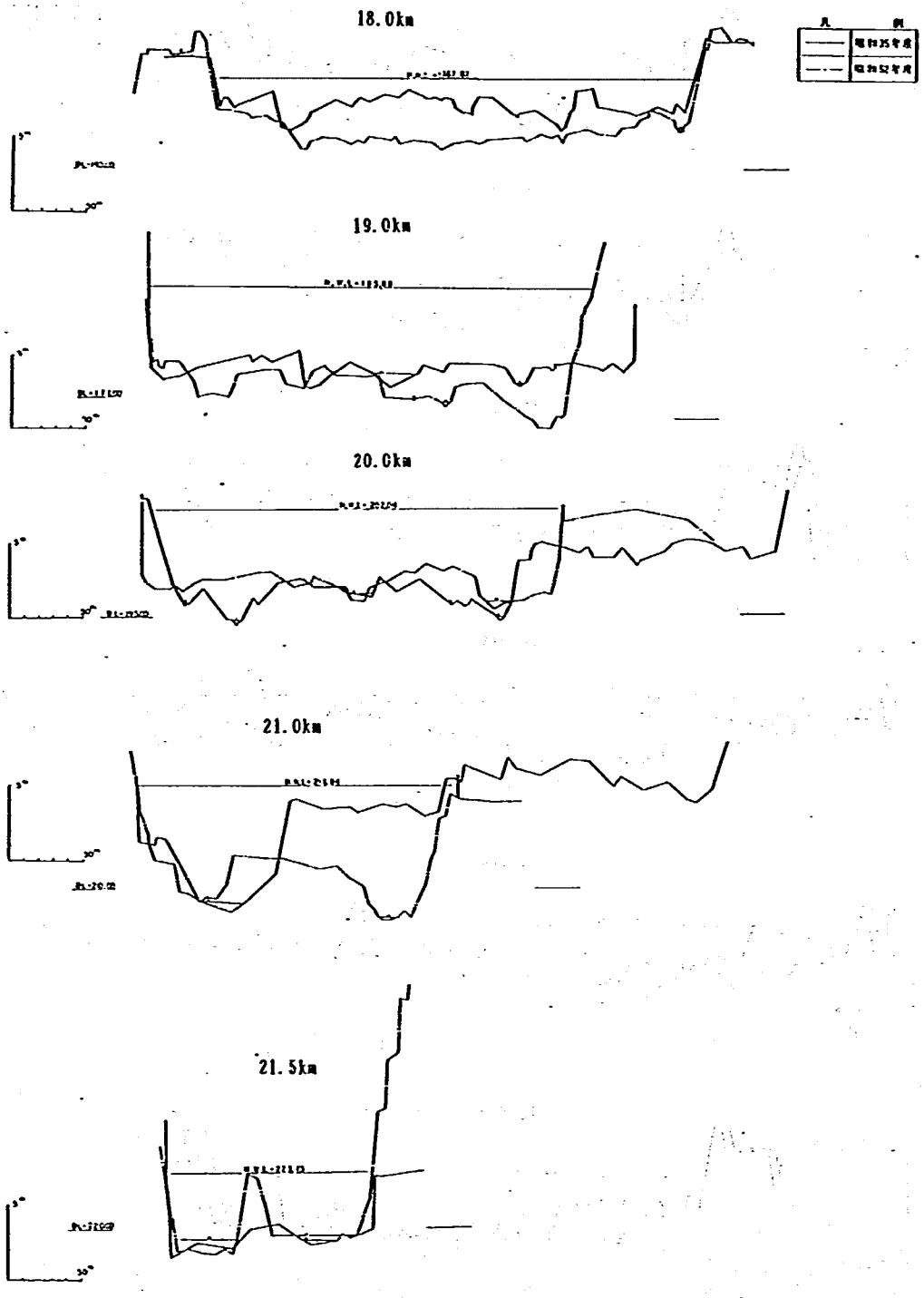


図３．２．17．４ 横断形状比較図（昭和24年，昭和52年）

これによると昭和24年以降より昭和63年までの低下量は，平均河床高で２～３m，最深河床高で３～４m程度であり，最深河床高の変化傾向は平均河床高の低下に追従的であることが読み取れる。この河床低下は昭和24年から42年にかけてタワーエキスカベーターおよび機械掘削により約450万m^3の河道掘削，その後昭和43年から59年の概ね30万m^3/年の掘削，近年（昭和60年～62年）の約23万m^3/年の掘削，昭和63年～平成２年度でのそれぞれ16万m^3，15万m^3，14万m^3の掘削によるものである。河口からの距離標区間別に河床変化状況を述べると次のとおりである。

- ０km～4.0km　：長期的に低下傾向にあったが，近年（昭和55年以降）は河床低下も止まり，ほぼ安定傾向となっている。
- 4.4km～9.1km　：平均河床，最深河床とも低下傾向にあり，とくに昭和38年～55年の低下が大きい。現在は河床低下が鈍化しているものの，依然として低下傾向である。
- 9.3km～10.6km　：昭和38年頃から河床低下が進行したが，昭和55年頃の低下を最後に平均，最深河床ともほぼ安定傾向にある。
- 10.8km～17.7km　：この区間は昭和45年以降に河床低下が急激に進行している。現在も低下傾向にあり，その低下度合いも大きい。
- 18.0km～19.0km　：上滝床固めの河床維持機能により，近年はほぼ河床が維持されている。

2)　常水路幅および高水敷幅の変化

大正12年あるいは昭和22年当時の河床高は，現在部分的に形成されている高水敷状の河岸高程度，あるいはそれより約２m程度高い位置にあり，堤間全幅でほぼ一様な河床高となっていた。その後昭和24年から始まった大規模な河道掘削と砂利採取とにより，常水路を形成しながら河床高は大きく低下し，その結果現在では各所に高水敷状の地形が形成されている。

これらの高水敷状河岸の高さは３～４m程度であり，あたかも複断面形と見なされる断面が各所に見られる。

現況河道に形成されている常水路幅（高水敷肩間）および高水敷幅の縦断変化図を図３．２．18に示す。ここでは常水路部と高水敷部が明瞭に見分けられ，さらに昭和44年の出水を含めて大きな変動が認められないものを高水敷と見なしている。現況河道（昭和60年）の常水路幅は，5.1kmより下流で約250m，5.5km～14.0kmで約400m～300m，14.6kmより上流で約400m前後，17.5kmで約250mである。この常水路幅は河床掘削による複断面化に伴って，昭和43年当時の常水路幅の７～８割程度となっている。高水敷が連続して形成されているのは，11.1km～16.0km間右岸側（幅約70m）および14.5km～16.5km間左岸側（幅60m～100m）であり，ほかの区間でも部分的にかなり見られる。

3)　流路の平面形と砂州形状の変化

図３．２．19．１～３．２．19．２は明治43年以降の地形図，空中写真より平水時の流路の位置を示したものである。

一般に，多列砂州は川幅と水深の比が大きい場合に形成され，それが大きくなるほど配列数が

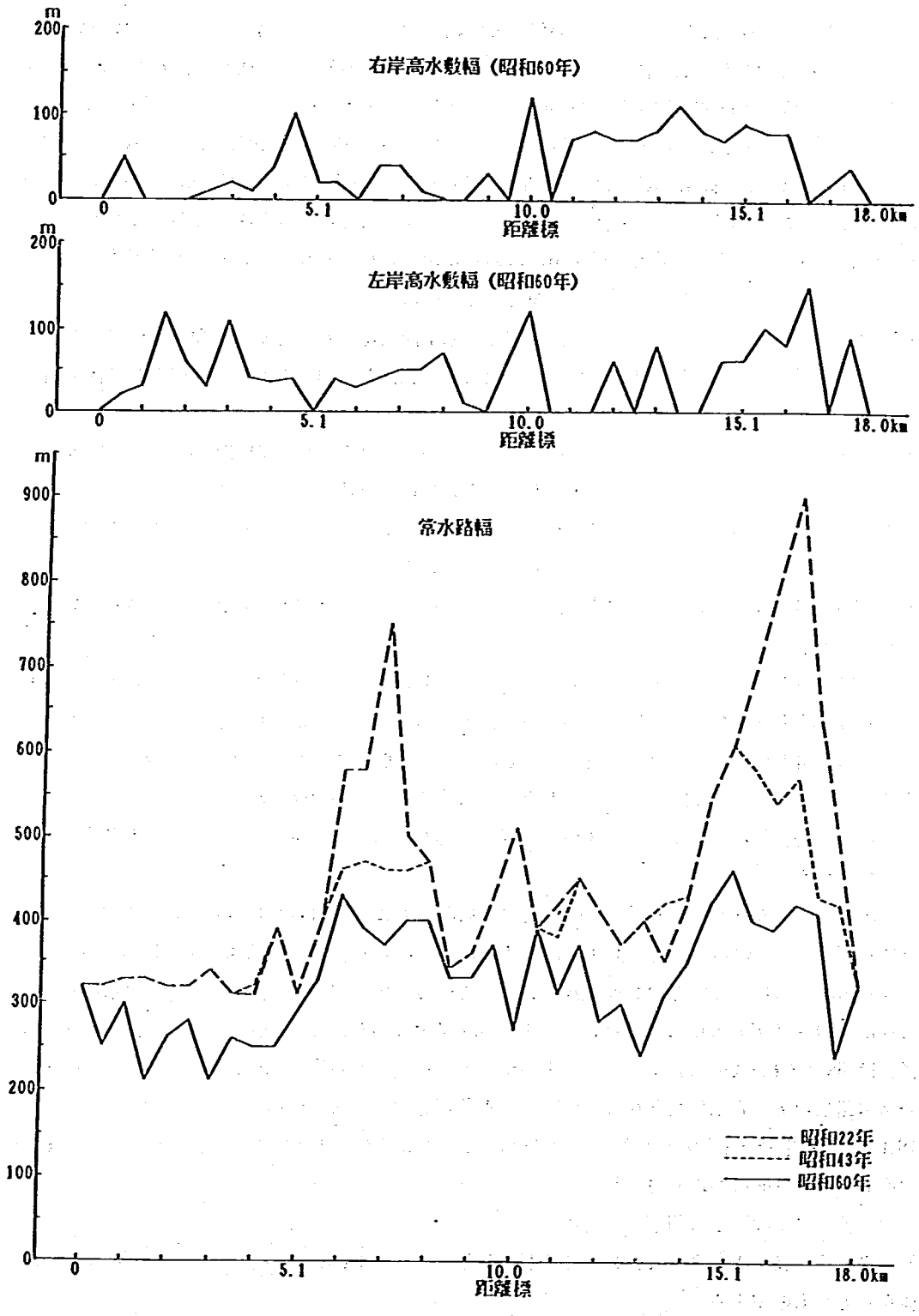


図３．２．18　常水路幅，高水敷幅の縦断方向変化図

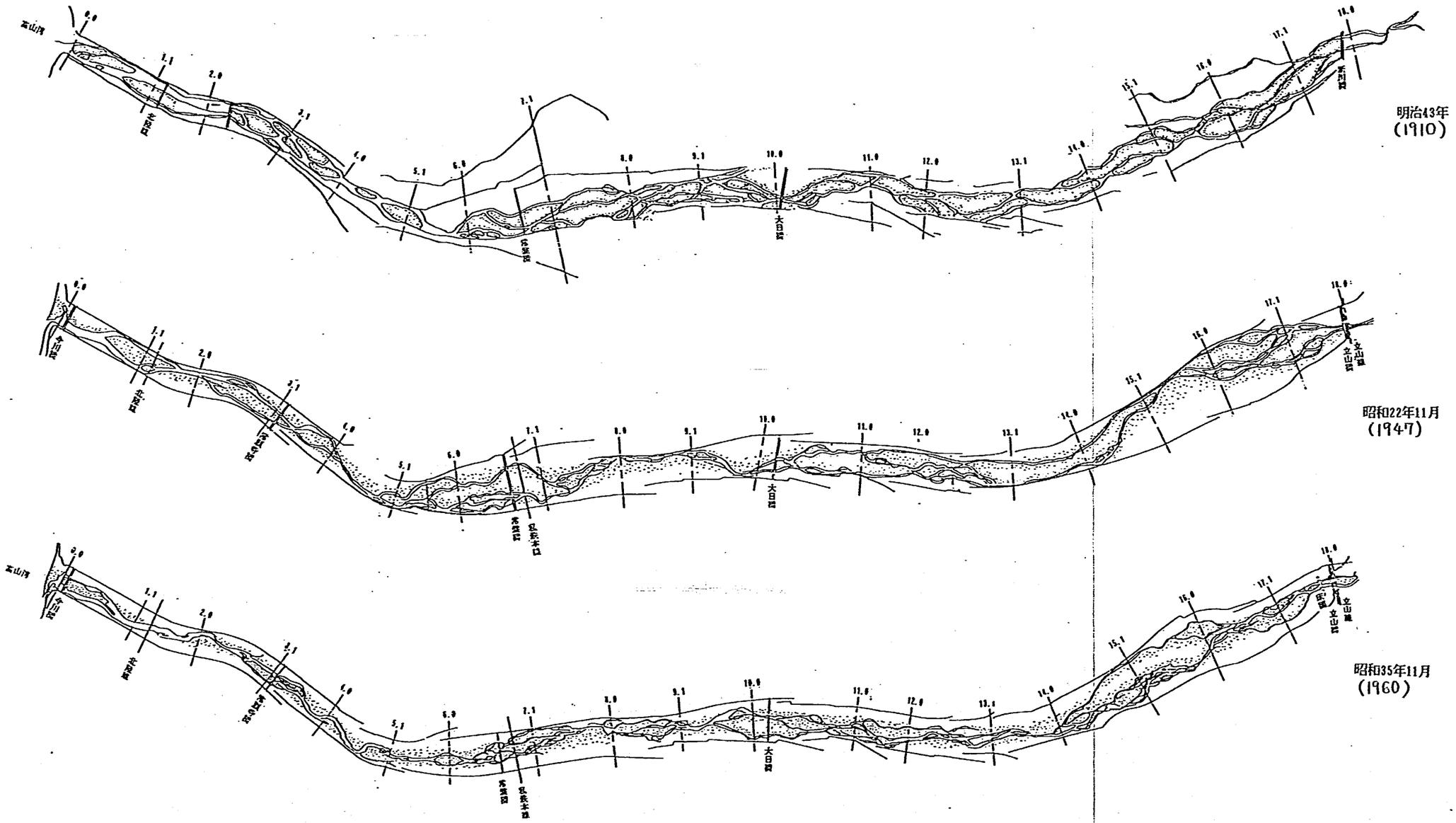


図3．2．19．1　流路変遷図

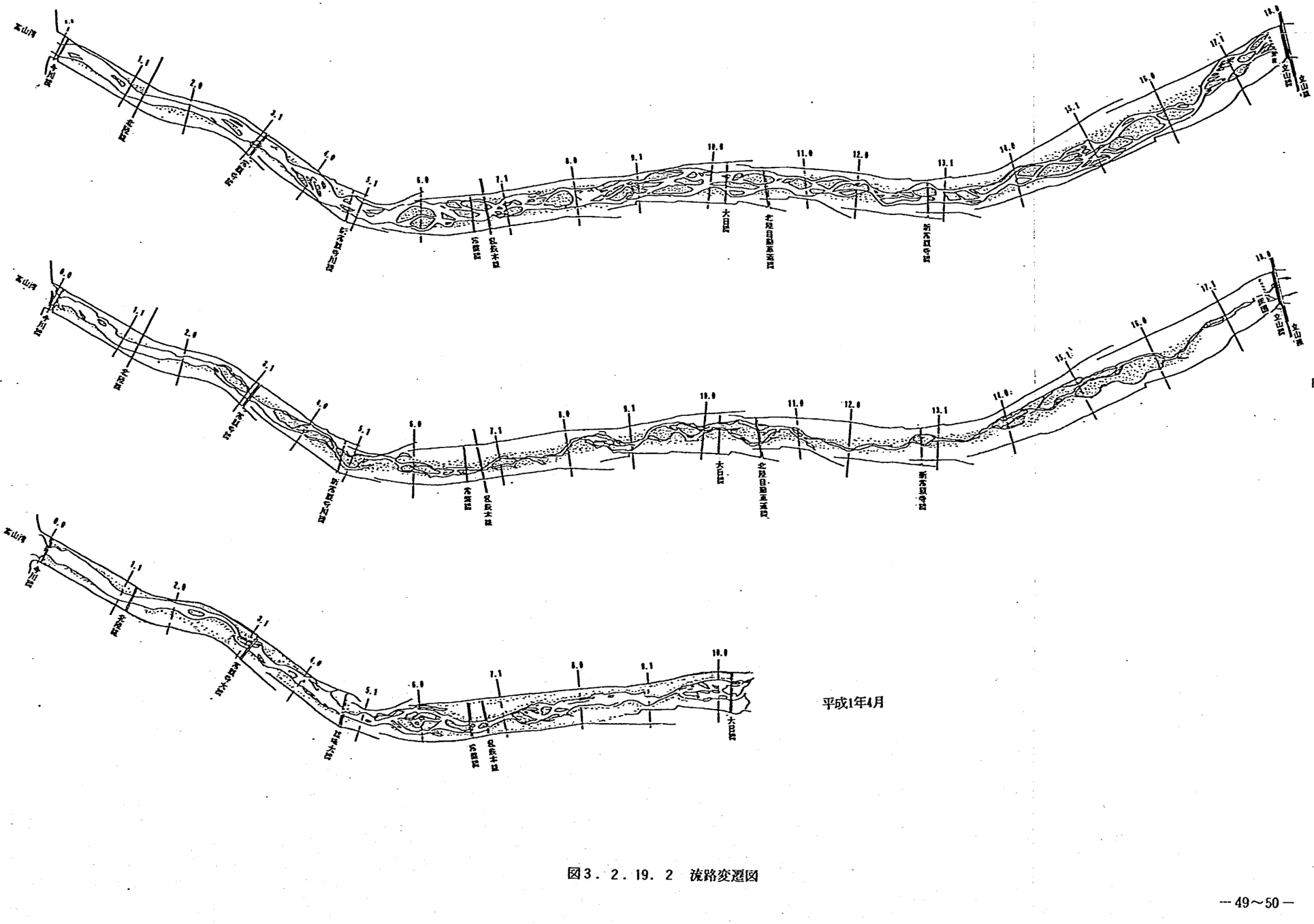


図3．2．19．2　流路変遷図

多くなる。常願寺川河道は，3～4列の砂州が多く形成されているが，場所によっては河道の曲りや，川幅の変化によって，3つから5つの砂州が統合されたような大砂州状の砂州形態も見える。

以下に各年度における流路形態の概要を記す。

・昭和22年当時

上流部河道の18.0km～10.0km間の流れは，基本的に網状で河道全幅が常水路である。18.0km～16.0km間および13.0km～12.0km間の流路は4～5本あり，この中間の15.5km付近左岸と14.0km付近右岸側に大きな砂州が形成されていて流れを規定しているようである。このため砂州の対岸側が水衝部となっている。10.0km～4.8km間河道も網状流路が形成され，9.1km～8.0km間付近で主流路の右岸への偏りが認められる。しかし，全体的に流路は，河道幅いっぱいに広がっている。

4.8km～0.0km間もまだ掘削が行われておらず，ほぼ堤間一杯に流れている。

・昭和35年当時

15.1km付近は網状の流路が形成されているが，その上下流は16.6km付近左右岸，14.0km付近右岸，12.0km付近左岸側の高水敷化によって，流路が集中する傾向となっている。また右岸側の16.5km付近から15.4km付近まで伸びてきた堤防により，河道幅が最大で700mから500m程度に狭められたため，また上滝床固めの完成（昭和27年）により，18.0kmから16.5kmは流路が集中，直線化した。

10.0km～4.8km付近河道は，昭和22年当時網状であったものが，タワーエキスカベーターによる大規模掘削の結果，2～3列の多列砂州となっている。また，7.5km付近から伸びてきた堤防により，7.1km付近の河道幅が約700mから500m程度に狭められたことにより，流路の広がりも少なくなっている。さらに9.1km～8.0km付近は，流路が河道中央に移動しており，掘削の効果と思われる。4.8km～0.0km間河道は，昭和22年当時見られた複列的流路は消滅し，単列的流路となっている。

・昭和53年当時

全体的に流路は河道の中央にあり，流路形状は4.0km以上は多列砂州による網状流路となっている。流路が全体に河道の中央にあるのは，河道掘削が，堤防沿いを掘り残して行われたためである。

・昭和60年当時

17.3km～10.0km間付近の河道は，河床掘削等によって，複断面化し，常水路内には3～4列の砂州が形成されている。10.0km～4.8km間付近も流路は複列的であるが，上流と同様に3～4列の砂州が形成されると考えられる。4.8km～2.0km付近は交互砂州が形成され，それより下流の砂州は明瞭でなく，流路は安定しているようである。

なお常願寺川の砂州は，他の扇状地河川の砂州に比較して前縁線の位置が不明瞭である。これ

は河床材料の均一性が悪く，流水に対して移動特性の異なる材料があるため，砂州が明瞭に形成されにくく，また洪水後も砂州が変形し網流化しやすいためである。

〔7〕　大出水（昭和44年）による河道の変化

前線の停滞により，8月8日夜より9日にかけて，断続的に降り続いていた雨は，10日から11日未明に次第に強まり，県東部は集中豪雨となり，時間雨量で千寿ケ原59mm，総降雨量455.2mmを記録した。この時のピーク流量は瓶岩で2,764m³/sとなり，直轄管理区域では近年にない大出水となった。この出水により，全川にわたって護岸根固め工の沈下や流失，水制の破壊，倒壊等の被害を被った。また立山町岩峅野地先（18.0km付近右岸側）で本堤が約150m破堤し，立山町三ツ塚地先（15.1km付近右岸側）で本堤が約30m決壊した。

44年洪水による常願寺川の立山温泉上流部（流域面積14.6km²）を除く白岩砂防ダム地点より上流（流域面積26km²）の土砂変動量は，空中写真測量によって表3．2．5のように求められている。これによると約190万m³の土砂が流出したことになり，立山温泉上流部からの土砂流出量をαとすると白岩砂防ダムからは約190万m³＋αだけ流出したことになる。

これより下流の河道容積の変動量を示したのが図3．2．20である。横江堰堤や本宮堰堤およびその上流の砂防ダム群によって66.7万m³の流出土砂が止められ堆積している。また河道内（0.0km～18.0km）への堆積土砂は約78万m³である。河道内は，8.4km付近より下流で堆積傾向を示し，それより上流では洗掘傾向である。ただし，短い区間で見れば，図3．2．21に示すように，全体的に堆積傾向にある区間でも洗掘箇所があり，逆に洗掘傾向を示す上流域においても堆積箇所がある。これらは河床勾配や川幅の変化を伴う掃流力の増減を反映していると考えられる。

表3．2．5　湯川流域土砂変動量

区間名	昭和42年11月～44年10月間の土砂変動量（m³）		
	総量	河床部	山腹部
多枝原谷左支川	-221,000		
多枝原本流	-1,317,000	+201,000	-1,518,000
泥谷	-72,000		
金山谷	+10,000		
湯川本流	-323,000	+333,000	-656,000
計	-1,923,000		

引用：常願寺川流域崩壊調査報告書総括編（昭和49年3月）

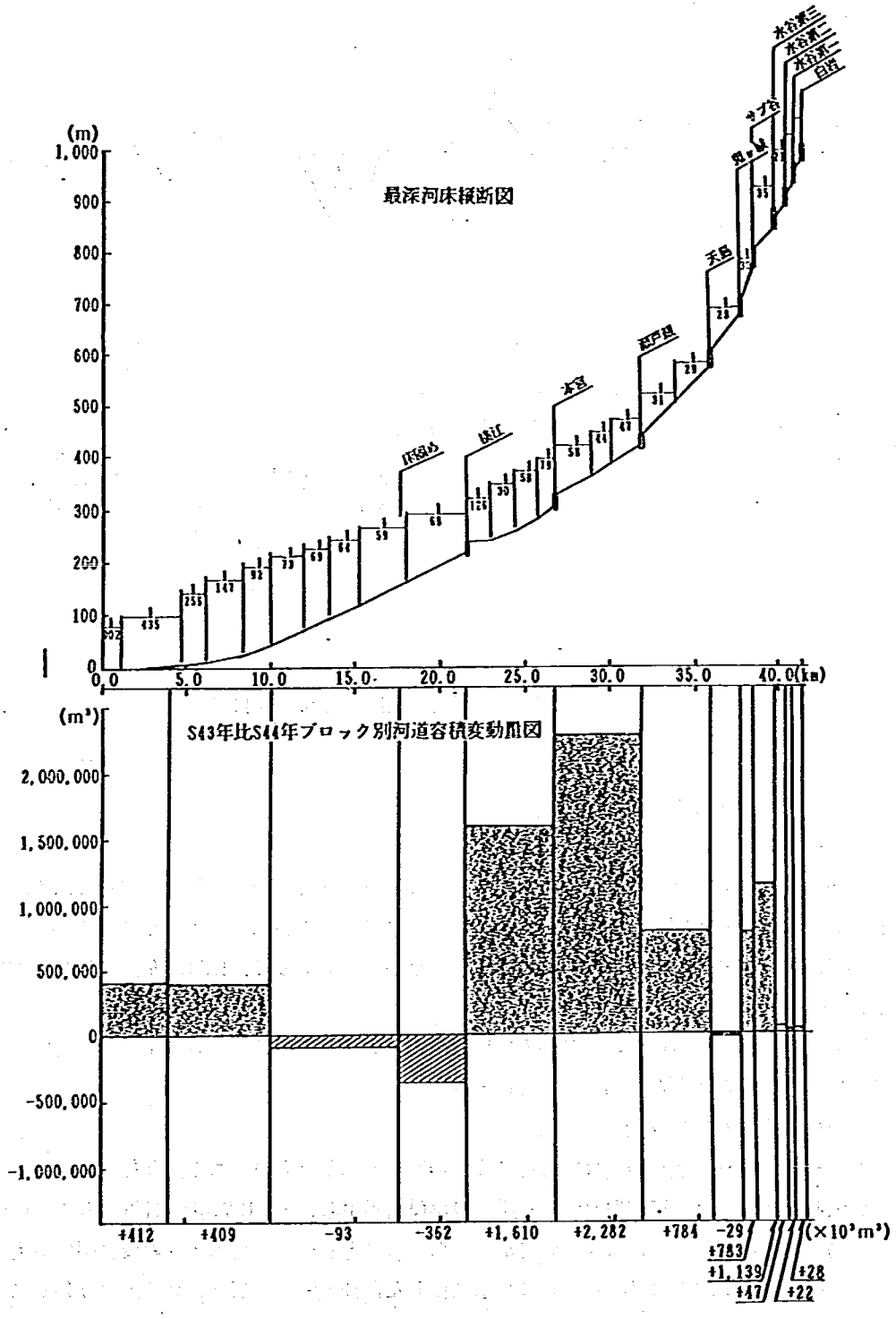


図3．2．20 昭和44年8月出水河道容積変動量図（事務所資料より）

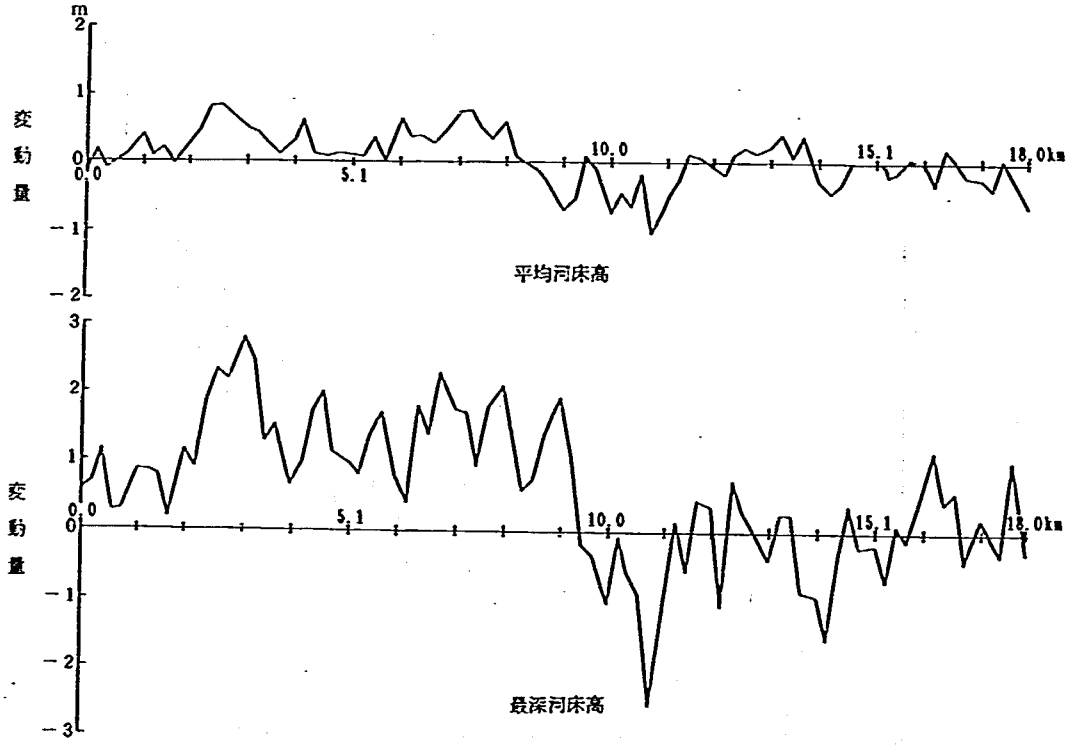


図３．２．21　河床変動量図（昭和43～44年）

〔８〕　河岸の侵食と深掘れ

1)　水衝部の変化

6.0kmより上流は，多列砂州が発生し，それが変形移動するので，顕著な固定的な水衝部は見られない。しいて言えば，15.0km～14.0km左岸側である。6.0km下流も同様であるが，多少自然堤防帯的特性を持つこと，水路形状が直線状でないこともあって，4.5km左岸，2.0km右岸，1.3km左岸に澪筋が寄ることが多い。

堤防の欠壊や河岸侵食位置は，この水衝部位置とは必ずしも一致しておらず，洪水時に発達する砂州に伴う偏流が大きな原因となっている。

2)　河岸侵食位置と侵食量

図３．２．22は高水敷部の侵食幅とその高さの関係を示したものである。既往最大の流量規模に近い昭和44年洪水は，河道内のいたる所で河岸侵食が生じ，とくに7.0km付近より上流側河道で河川構造物の破損や堤防に欠壊，破堤が生じた。このときの自然高水敷部の侵食幅は最大で約115m，平均で約90m前後である。当時は高水敷化した部分と常水路部との高低差すなわち高水敷高は2.0m前後であり，現在より小さい。近年は河床低下によって高水敷が相対的に高くなり，かつ出水規模も小さいため，河岸侵食幅は50m以下である。

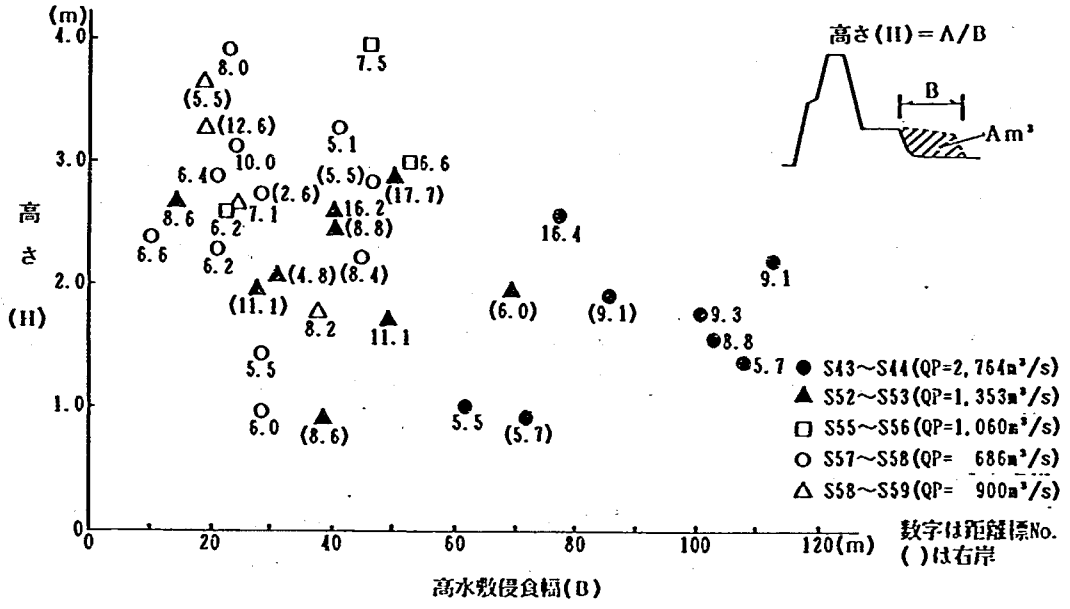


図３．２．22　出水による高水敷の侵食幅と高水敷高の関係



写真３．２．３　河岸の侵食形状，常願寺川 6.6K 付近，1983.8.3

侵食長は，侵食のスケールが砂州に規定されるため，砂州の形状と似たような孤状の形となるため，侵食幅の５～10倍程度である。

3)　深掘れの原因とそのスケール

常願寺川河道は多列砂州が形成されているので，河道が直線状の所では，局所洗掘深は砂州のスケールで主に規定され，平均河床高と最深河床高の差ΔＺは1.5～２ｍ程度であまり大きなものでない。ただし，河道の曲りによって流水が集中する所ではΔＺが３～４ｍに達している。

また水制の周辺や，床固めの上下流では流水が集中し局所洗掘深が大きい。

なお河床材料中に存在するＣ集団は，局所洗掘をアーマ化によって軽減する作用があり，Ａ′集団以下の河床材料から成る場合に比べて，構造物回りの洗掘深は小さい。

4) 河岸の侵食形状

高水敷（寄り州）の河岸形状について，ここでは河岸侵食面に重点をおいた著者らの1990年11月の調査結果について以下に述べる。調査した河岸侵食箇所は，左岸側が12.4km，9.5km，7.7km，4.0km付近の4箇所，左岸側が11.3km，10.8km，10.1km，4.5km付近の4箇所である。

• 12.4km付近左岸側

新常願寺橋下流の低水路左岸側に生じていた侵食箇所である河岸侵食長は約100m以上に及んでいる。侵食面は図3．2．23，写真3．2．4に示すように，高さ約2.5mで上層部（約1.7m）がほぼ垂直となっている。河床材料は，上層部がBおよびA集団の砂利と玉石と構成されており，それより下ではC集団の粒径約300～500mmの巨石で占められ，底面付近の斜面角度は約32°である。

• 9.5km付近左岸側

砂州形成に伴う偏流によって生じた河岸侵食箇所である。侵食長は，長さ約500mに及び，その高さは約1.6mである。侵食面は，図3．2．24に示すように上層部の約60cmがほぼ垂直と

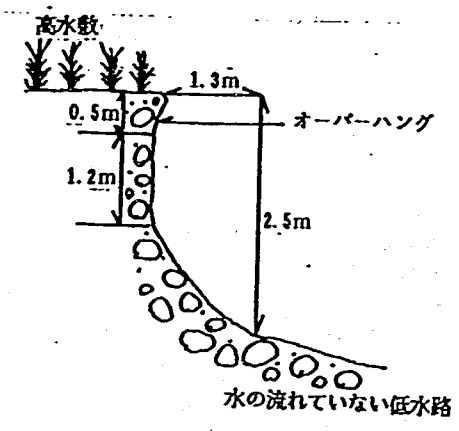


図3．2．23 河岸侵食部の形状（12.4km付近左岸側）



写真3．2．4 12.4km左岸付近の河岸状況

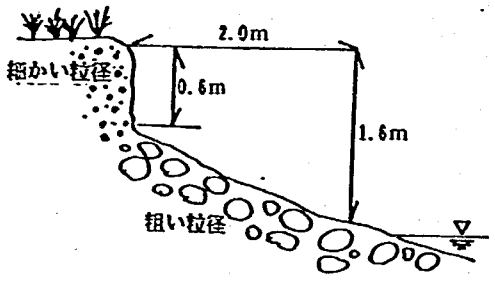


図３．２．24　河岸侵食部の形状（9.5km 付近左岸側）

なっており，その下の水際までの斜面の角度は約27°である。河床材料は，垂直面がＡおよびＢ集団で構成されており，下層の斜面部分は粒径の小さな材料が流送されて径10～20cm の玉石で占められている。

• 7.7km 付近左岸側

玉石張りの低水護岸とその前面に根固め水制が設けられ，根固め水制周辺はきれいに整正されており，洪水はまだ経験していないようである。この低水護岸前面の低水路内の澪筋部に生じていた侵食箇所である（写真３．２．５）。侵食防止のために六脚ブロックが水制状に２箇所投入されていた。侵食面は図３．２．25に示すように，先の9.5km 付近左岸側と同様に上層部の約60cm がほぼ垂直となっていて，その下の水際までの斜面の角度は約34°である。河床材料は垂直面が玉石混じりの砂利層となっており，底層は細粒部が抜け出し，径10～20cm の玉石で覆われている。

• 4.0km 付近左岸側

澪筋が左岸側に寄って湾曲した箇所の侵食面である。河床勾配が緩くなり，ここから下流では砂分がかなり多い。侵食面は図３．２．26に示すように，垂直面は砂と礫混じりの砂が層状になっていて，その下の斜面部分の表層は径５～10cm の砂利となっている。斜面の角度は約27°である。

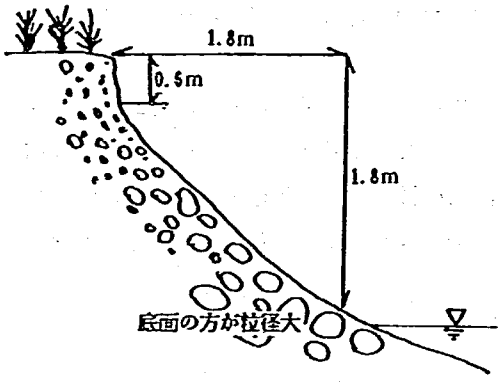


図３．２．25　河岸侵食部の形状（7.7km 付近左岸側）



写真３．２．５　7.7km 左岸付近の河岸状況

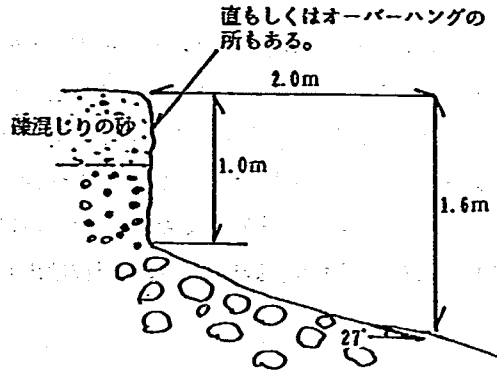


図３．２．26　河岸侵食部の形状（4.0km 付近左岸側）

• 11.3km 付近右岸側

図３．２．27に示すように，砂州による偏流で生じた侵食である。侵食面の高さは比較的小さく，侵食発生後かなりの期間が経過した状態の箇所である。侵食面より底面の河床材料粒径の方が大きく，径50cm 程度のＣ集団の材料も一部見られる。侵食面の角度は約31°である。

• 10.8km 付近右岸側

11.3km 付近の下流側に生じていたさらに規模の大きい侵食面である。図３．２．28に示すように上層部の約1.0m がほぼ垂直となっており，侵食面の高低差は約3.5m である。斜面の角度は約40°であった。侵食面の河床材料は上下層ともほぼ同じであり，径５～20cm 程度の礫が多い。河床面の表層材料は，この付近を境にして上流河道より小さくなり，10～20cmの均一粒径が目立つようになる。

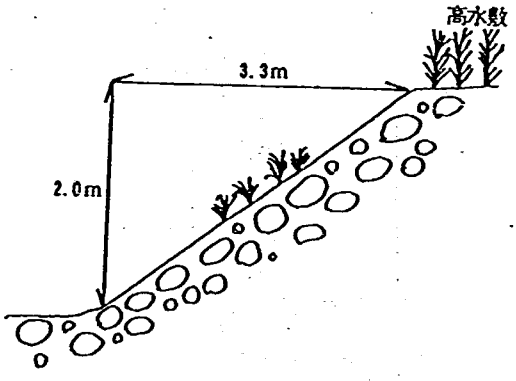


図３．２．27　河岸侵食部の形状（11.3km 付近右岸側）

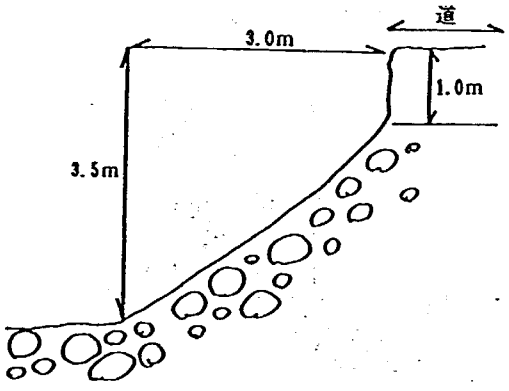


図３．２．28　河岸侵食部の形状（10.8km 付近右岸側）

・10.1km 付近右岸側

大日橋の直上流右岸側の高水敷化した部分の侵食面である。図３．３．29に示すように，垂直面は約3.0m あり，地表に生えている樹木の根が影響しているようである。垂直面の河床材料粒径は，表層の1.0～1.4mが20～50cmの巨石混じりの礫層となっており，その下の中層部分は粒径が小さくなり，砂混じりの砂利層となっている。底層は粒径が大きくなって２～20cm の礫で占められている。水際部の斜面は20～50cm の巨石が表層を覆っており，その角度は約27°である。なお，この侵食面の高水敷は周辺の高さに比べ，かなり高いことから，人工的に造成された河岸とも考えられる。

・4.5km 付近右岸側

低水路内の河床に，沖積粘土と埋没していた大木の切り株が露出している地点付近の右岸側の侵食面である。図３．２．30および写真３．２．６に示すように侵食面の表層は，径２～５cm の砂利で占められているが，底層付近は砂および粘土層となっている。水際付近は，粒径５～６cm の砂利で占められており，その斜面角度は約32°である。

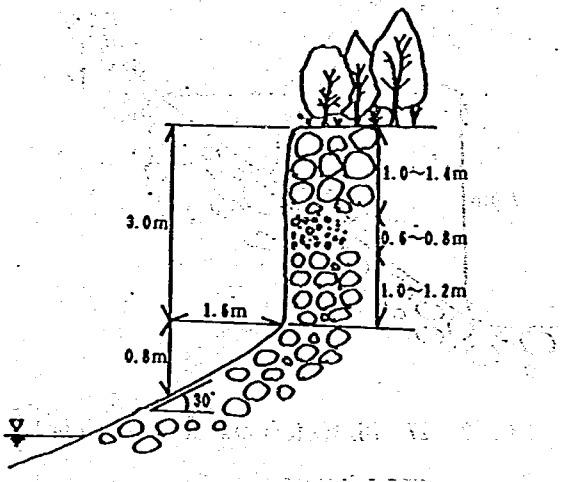


図３．２．29　河岸侵食部の形状（11.1km 付近右岸側）

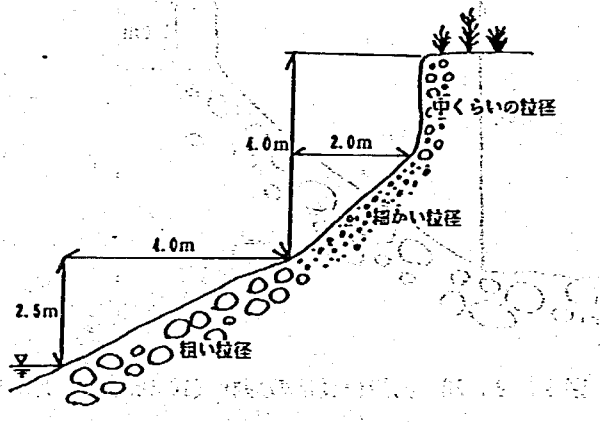


図３．２．30　河岸侵食部の形状（4.5km 付近右岸側）



写真３．２．６　4.5km 右岸付近の河岸状況

以上各調査地点の河岸侵食面の形状について述べたが，これらの高さや底面付近の斜面の角度等をまとめると表３．２．６のようである。これによると底面付近の斜面角度は30～35°である。侵食面の高さは，高水敷化した場所によっても異なるが，10.0km 付近から上流の segment 1－2 で約3.0～4.0m 程度，10.0km 付近から下流の Segment 1－3～1－4 及び 2－1 が約2.0m となっている。河床侵食部の底部は河床材料がアーマ化されて粒径が大きくなっている。このアーマ化は，河岸の侵食や洗掘を軽減していると思われる。

表３．２．６　河岸侵食面の高さ及び斜面の角度

調査地点	Segment 区分	高さ(m)	角度(底面)
12.4km左岸	1 － 2	2.5m	32°
11.3km右岸	1 － 2	2.0m	31°
10.8km右岸	1 － 2	3.5m	40°
10.1km右岸	1 － 2	4.6m	27°
9.5km左岸	1 － 3	1.6m	27°
7.7km左岸	1 － 3	1.8m	34°
4.5km右岸	2 － 1	6.5m	32°
4.0km左岸	2 － 1	2.0m	27°

〔9〕　高水敷の特徴

1)　植　生

常願寺川の高水敷部（寄り州）は，近年大きな出水がないことから冠水頻度も激減し，河岸沿いに植生がかなり繁茂している。とくに18.0km～16.4km間の左岸側，16.8km～10.6km間右岸側，15.4km～11.2km 間左岸側，10.0km～9.1km 間左右岸，8.0km～6.0km 間右岸側および5.1km付近から下流の左右岸の堤脚沿いに多く生い茂っている。これらの植生は約7.0km付近より上流河道の高水敷化した場所や砂州上の高水敷化されつつある場所でグミの木やすすきが生え，7.0km付近より下流河道になるとグミの木は少なくなり，柳やすすきが多くなる。また一部にニセアカシアなども見られる。このような植生分布は，河床材料粒径やその土壌に含まれる含水量等の特性の現れである。

2)　高水敷の材料

7.0km 付近から上流河道における高水敷の河床材料は，水制周辺の植生が繁茂した場所で局所的に砂が堆積している箇所もあるが，他は低水路部と同じ粒度物質である。ただし低水路内の表層は，細粒分が抜け出てアーマ化されているため，河床粒径が大きく見える。7.0km 付近より下流河道の高水敷は，粗砂や砂混じりの礫が層状に堆積した状態となっており，低水路内の河床材料より細かい。

〔10〕　洪水時の水面変動

急流河川では，河道内に発生した砂州による流水の偏流，跳水の形成，水制等構造物の影響によって，洪水時に大きな水位変動が生じ，また左右岸でも大きな水位差が生じる。したがって，河道計画上もこれらの水位変動を考慮する必要がある。

過去の出水時における痕跡水位記録のうち，既往最大の昭和44年８月出水（Q_p＝2,764m³/s）の痕跡水位縦断および左右岸水位差を示したのが図３．２．31である。これによると左右岸の水位差は，最大が約4.0m（11.6km 付近）あり，他は，22.0km ～9.0km 間付近で約2.0m ～3.0m，9.0km 付近より下流側が約1.0m 前後となっている。このような水位差は，流量規模，砂州の形成とその発達状況によって場所的にも変化する。黒部川の痕跡水位記録によると，流量規模が大きい場合はもちろん，流量規模が小さくとも水位差がかなり大きい結果が得られている。また，左

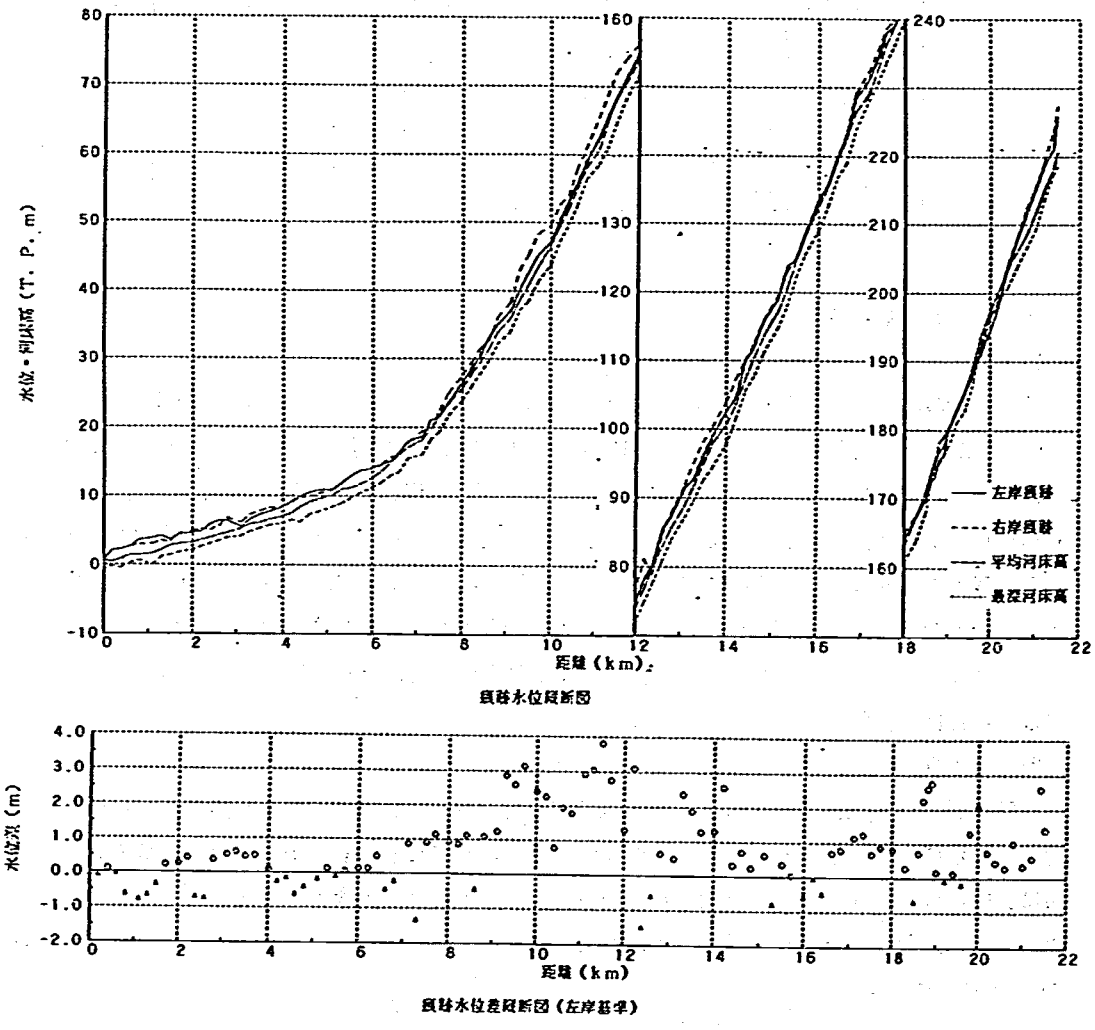


図３．２．31　痕跡水位および左右岸水位差縦断図

右岸水位の変化状況やその位置は洪水ごとに異なる。なお水制による堰上げによってその上下流でも大きな水位差が生じるため，これらの影響も左右岸水位差に含まれている。

〔11〕　粒径集団と小 Segment

常願寺川の河床材料は粒径約50cm の集団，約25～20cm の集団，4～1.5cm の集団，1.0～0.3 cm の集団，および0.05cm 程度の中砂の集団からなり，この集団の洪水時の動きが異なるので河床に働く掃流力の場所的違いによって分級現象が生じる。ここでは常願寺川の河床材料の各集団が segment 毎にまた砂州上でどのように分級（集団毎の割合の変化）されるか実態について述べることとする。

常願寺川の Segment 1－1，1－2 の代表的な粒度分布形は図３．２．32に示すようなものであり，平均年最大流量時の各粒径集団の平均の無次元掃流力 τ_* は，図中の（　）の数字程度である。これより，洪水時の小規模河床波は平坦河床あるいは反砂堆と推定され，平均年最大流量時ではＣ集団がほとんど動かず，A′集団は掃流砂，Ｂ集団は wash load，A″，A‴ 集団はそれぞれ掃流，浮遊と考えられるが，これらの各粒径集団は，河床に働く掃流力とその地点に輸送されてくる各集団毎の土砂量に応じて，各集団の河床に存在する割合を変化させる。同一掃流力であっても小礫成分の輸送量が少なければ河床材料は小礫成分が少なくなり粗粒化し，多ければ細粒化する。

砂利河川における小 segment の接合部での勾配の変化は，砂利から砂に変る地点の勾配の変化ほど急激なものでないので，粒径の変化は大きくないが，大略的には掃流力の変化に応じて各粒径集団の割合，またＣ集団，A′集団の粒径が変化している。小 segment ごとの各粒径集団の割

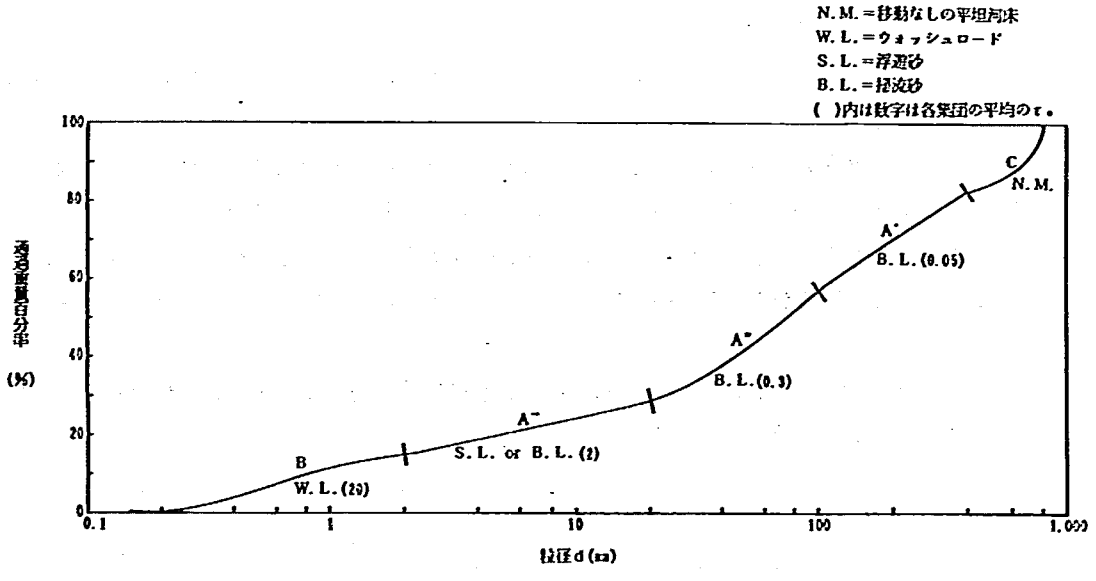


図３．２．32　平均年最大流量時の河床材料の運動形態

合を平成元年（1989）調査資料より求めると図３．２．33のようである。小segmentの河床材料の代表粒径d_Rと洪水時に河床に働く掃流力は，密接に関係し，各小segmentの平均年最大流量時のd_Rに対する無次元掃流力τ_{*R}は，0.05～0.08程度となっている。

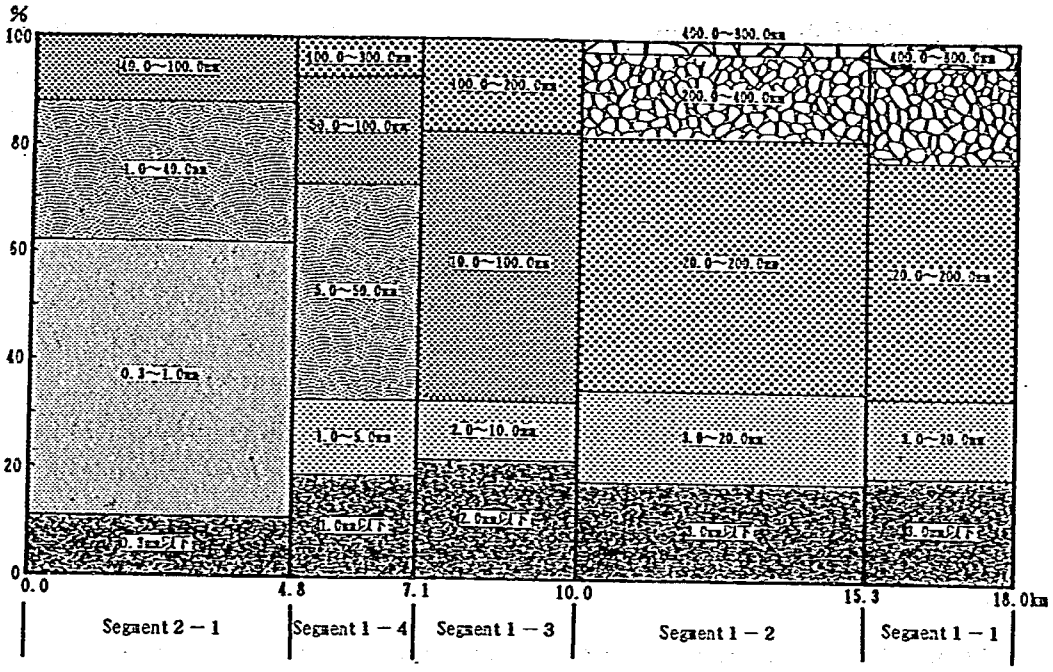


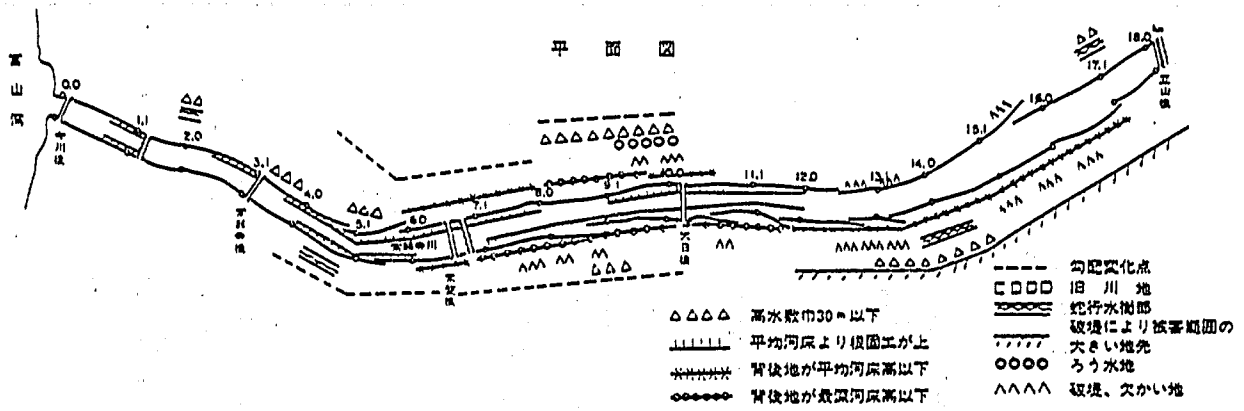
図３．２．33　粒径別河床材料構成図

〔12〕　災害形態とその原因

急流河川における災害の形態は，緩流河川に多く見られる越流による破堤とは異なり，侵食による災害という形態が多い。

常願寺川の被災事例は，図３．２．34に示すように，多列砂州の形成発達に伴う偏流が大きな要因になっており，河道の平面形による水衝部位置とは必ずしも一致していない。また過去の被災内容と流量規模の関係は，流量が約400m³/s以上になると護岸等の構造物に被災が生じ，約1,500m³/s以上では堤防が決壊し，さらに約2,000m³/s以上になると破堤するような災害が生じている。

また護岸・水制の破壊は，図３．２．35に示すように構造物周辺の河床洗掘に伴なう転倒，流出によるものが大部分である。



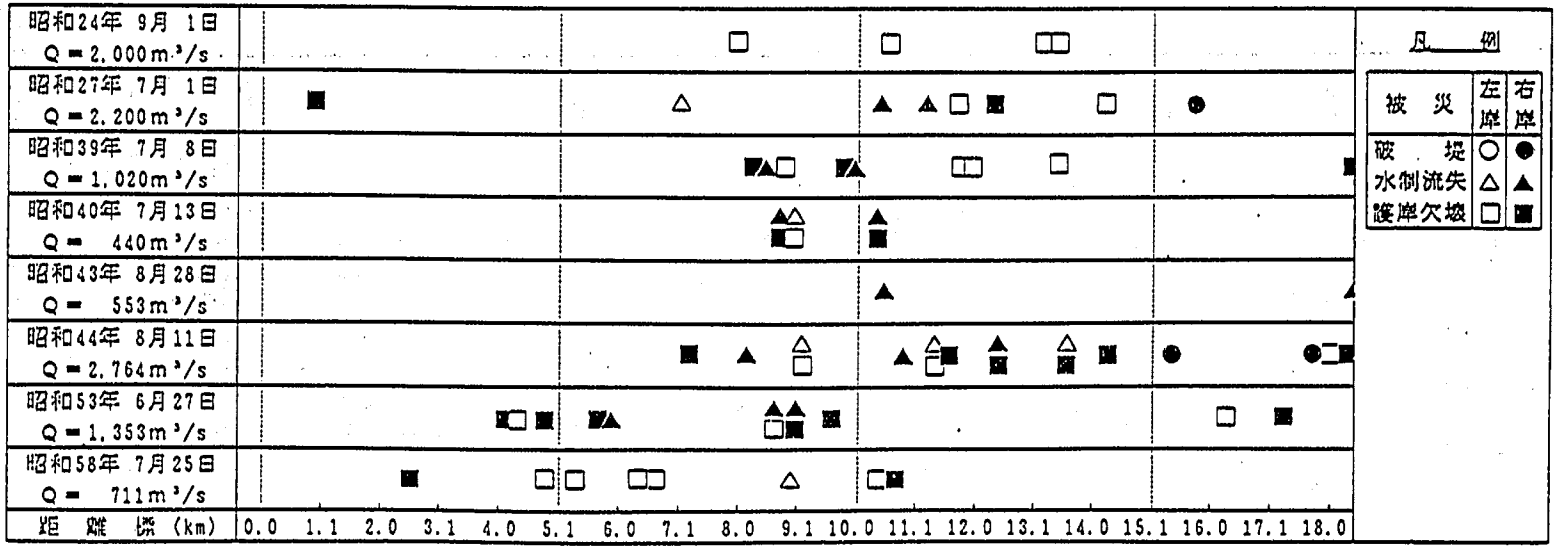


図３．２．34 常願寺川における昭和20年以降の被災状況（工務所資料より）

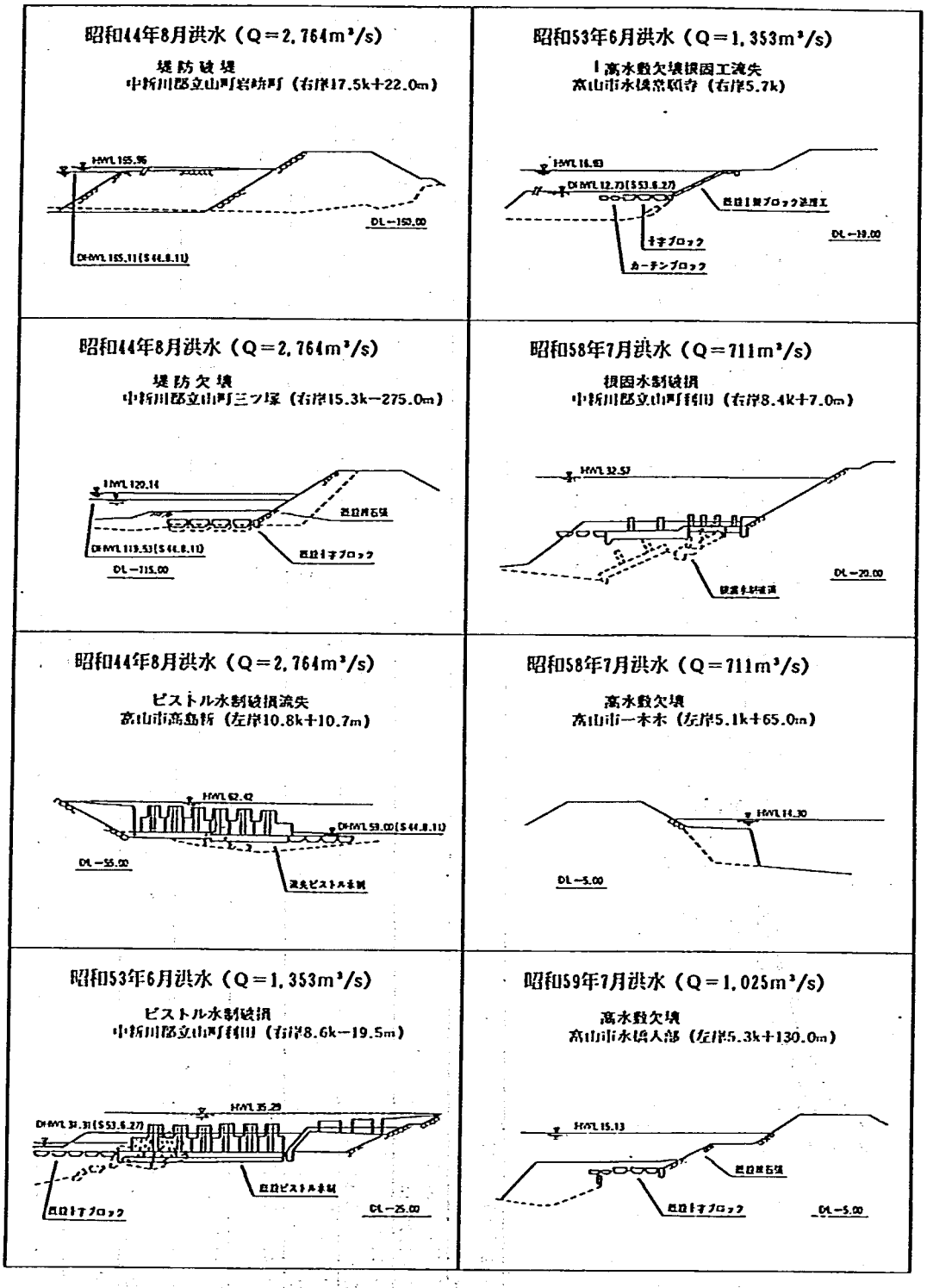


図３．２．35　主な侵食被災箇所横断図（事務所資料より）

3．3　黒部川の河道特性

〔1〕　黒部川の概況[9]

黒部川は北アルプス中央山地の一画を形成する鷲羽岳（2,924m）に源を発し，3000m級の山岳が連座する立山連峰と後立山連峰の間に壮大な峡谷を刻んで北流した後，黒部川扇状地へと入り，流路を北西にとり黒部川荒俣（左岸）および入善町飯野（右岸）地先で日本海に注いでいる我が国有数の急流河川である。その流路延長は約85km，流域面積682km²，山地部平均河床勾配1/5～1/80，扇状地勾配1/80～1/120である。

流域は図3．3．1に示すように，南北方向に弓形を成す典型的な羽状流域を形成し，薬師沢出合より上流の渓谷とその下流一体の壮大な峡谷帯，愛本橋より下流の扇状地に区分される。

黒部流域の年間降雨量は，3,000mm～4,000mmと多い。標高3,000m級の山岳に降った雪は万年雪となって残り，年間を通じて融雪水を流すことから，黒部川を流れる水は真夏でも平均水温10℃～15℃と冷たい。このため扇状地の水田では冷水害がしばしばおこり，その対策として温水溜池を設置し水温を上げる工夫がなされてきた。

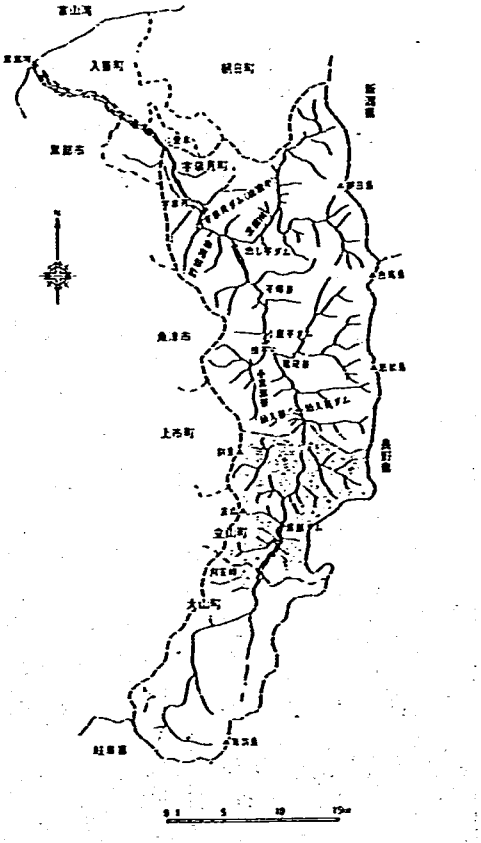


図3．3．1　黒部川流域図

また，降水量が豊富なこと，河川勾配が急なこと等から早くから電源開発がなされ，現在，黒部第四発電所をはじめとする15カ所に発電所が設置され，最大出力791,930Kw/H の発電力をもっている。

流域の地質は，約70%が火成岩（花崗岩類）であり，変成岩，水成岩はわずかである。風化作用等により崩壊が目立ち，黒部川流域では約7,000箇所（昭和44年現在），30.57km²の崩壊地が分布している。崩壊面積の流域面積に対する割合は４%にも及ぶ。

〔２〕　黒部川扇状地の特徴

黒部川扇状地は黒部川の山地流域面積667km²を有し，基準点愛本狭窄部下流から日本海へかけて展開する見事な臨海扇状地である。扇頂から扇端まで半径方向の最大距離13.5km，扇頂角60°，現扇状地の勾配は約1/100，扇状地面積120km²である。

現在の黒部川は，この扇状地を緩く蛇行し，西北に平均川幅700m，流路延長13.4km をもって，日本海に注いでいる。流路位置は図３．２．２の式正英[2]による地形分類図に示されるように，旧河道跡にみられる跡が，何本か見られ，流路位置が過去においてたびたび変化したことが分る。

黒部川扇状地を含む富山湾周辺一帯は地盤運動の激しい地域として知られている。富山湾には海底谷が発達しており，魚津や入善で発見された埋没林などこの地域において大規模な沈降運動があったことを物語っている。いっぽう，黒部川扇状地の背後にそびえる日本アルプス北部の山地は逆に隆起運動があったことが知られ，このような山地と海洋における対象的な地盤運動，加

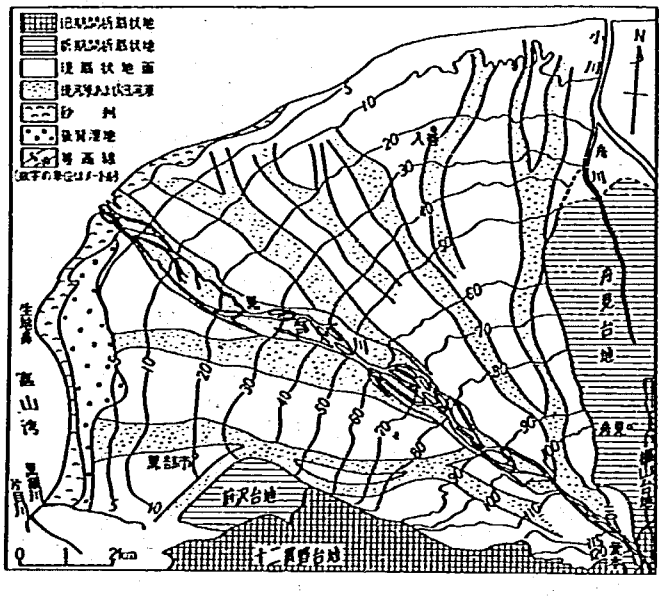


図３．３．２　地形分類図（式，1969）[2]

えて氷河期の海水面の昇降が黒部川扇状地の地形発達に大きな影響を与えている。

図３．３．３の地形概念図に見られるように[3]，黒部川の地形面は新旧の扇状地により構成され，それぞれ①棚山面（T），②十二貫野面（J_1，J_2），③前沢面（M_2），④浦山面（U），⑤舟見野面（F），⑥現扇状地面（G）などに明瞭に区分される。現扇状地面はさらに⑦小川面，⑧黒部川新扇状地面に分けられる。これらの地形の形成時期は，棚山面と浦山面については若干の問題があるが，古いと考えられる順に記述した。図３．３．４は各断面の縦断形を示したもの[3]であるが，古い面ほど地形面の傾斜は急となっている。したがって，現扇面が形成される以前には，舟見野面（最終氷期の扇面）が愛本を扇頂として広がっていたと考えられる。舟見野面縦断図は標高40～50m 付近で現扇面縦断線の下に潜る。したがって，現扇面が形成される過程において，標高40～50m より上部において，侵食が，下部においては堆積が生じたと考えられ，黒部川扇状地の一つの特徴を形成している。

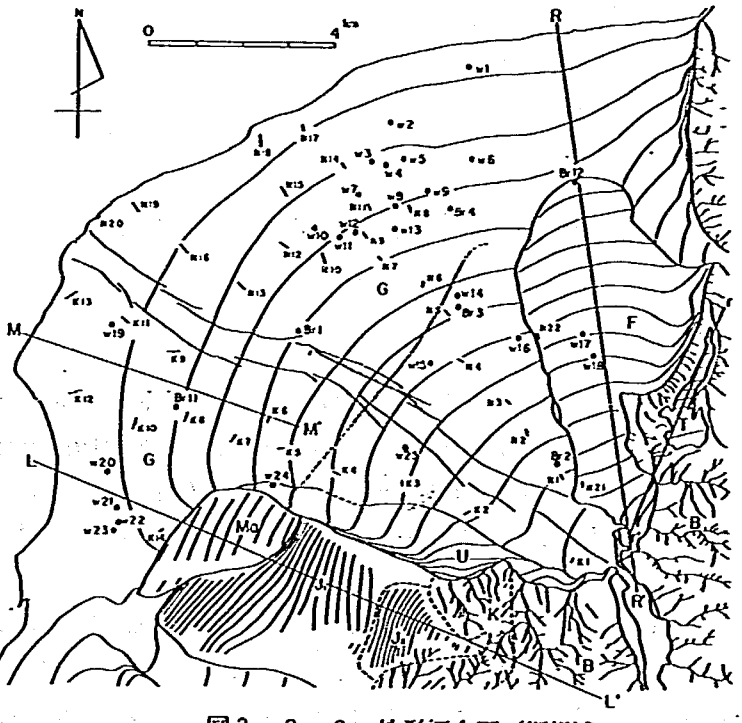


図３．３．３　地形概念図（概根）[3]

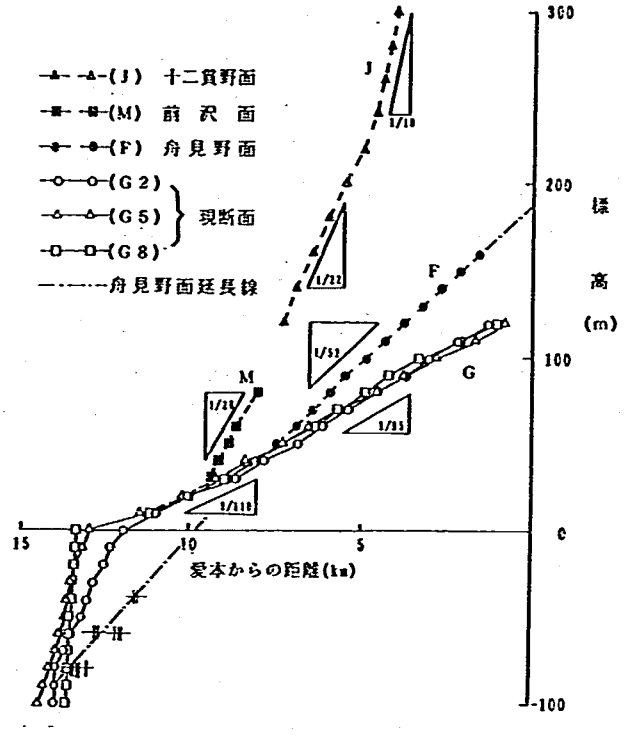


図3．3．4　黒部川扇状地縦断図（模根）[3]

〔3〕　水文特性

1)　降雨特性

黒部川流域の降雨量は年間を通じて多く，年降雨量は平野部で約3,000mm，山地奥地では4,000mm以上となる。また，積雪量は5m以上となり，日本でも屈指の豪雨，豪雪地帯である。

冬期においては，積雪量が多く融雪期まで残る。梅雨期となる6月～7月には梅雨前線の影響を強く受け，しばしば豪雨をもたらす。黒部川に大出水をもたらす洪水の約60%はこの期間に集中している。

日本は梅雨明けとともに本格的な台風シーズンに入るが，北陸地方は地形的特徴から台風による直接的な豪雨に見舞われることは少ない。しかし，当地方はシベリア気団と太平洋気団との競り合う前線帯に位置にしているために，この季節に前線が日本海側に停滞することが多く，台風の影響で刺激され，局地豪雨をもたらすことがある。

この典型的なものに黒部川既往最大洪水をもたらした昭和44年8月11日豪雨がある。これらの大きな降雨も9月末までで，秋も深まる10月以降には豪雨は少なくなり，黒部峡谷の奥地では10月中旬頃には早くも降雪を見るようになる。

2)　流出特性

黒部川流域面積の98%は山岳地帯であり，地形は急峻なうえ，河道も平均河床勾配約1/40と日

本屈指の急流河川である。

集水域の植生は極めて良好であるが，地質は全域にわたり，マサ化されていない新旧の花崗岩類で構成されているため，保水能力が小さく，流出率は極めて大きくなっている。また，黒部川は典型的な羽状流域であるため，支渓流の流水は短時間に本川に合流するため，洪水の規模は大きくなりやすく，洪水波形も極めてシャープとなるが，継続時間は，ほぼ24時間以内である。

黒部川の洪水の季節的特徴を見ると，4月～5月の季節融雪出水，6月～7月の夏期梅雨前線による出水，8月～9月の台風による前線性降雨の出水に分類され，その出水頻度は，6月～8月に集中し，全体の70%を示している。

3) 流　況

愛本地点（河口より13.2km）における昭和26年（1951）から62年（1987）の平均による各種流量は次のようである。

平均年最大流量	1,414 m³/s
豊水流量	83.9 m³/s
平水流量	61.9 m³/s
低水流量	42.3 m³/s
渇水流量	26.4 m³/s

なお，図3．3．5は過去の年最大流量の経年変化を示したものである。これによると昭和44年8月の大出水以降20年以上大きな出水は発生していない。

計画高水流量は愛本地点で6,200m³/s（150年確率流量相当）である。

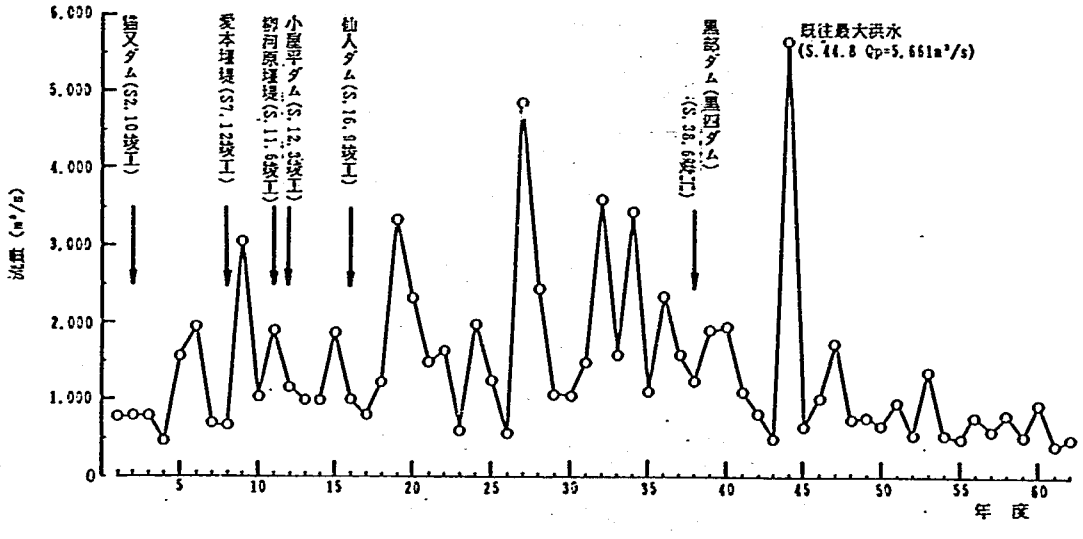


図3．3．5　最大流量経年変化図（愛本地点）

〔3〕　河床材料特性

図３．３．６は，昭和37（1962）年以降の河床材料調査成果より，平均粒径の縦断分布を経年的に比較したものである。このうち昭和57年（1972）の粒度分布を示したのが図３．３．７である。

これによると勾配の多少変化する6.0km付近より上流河道は，調査年度により粒径変化が大きく，6.0kmより下流側では変化は小さい。大出水後の昭和44年（1969）調査では，全区間に渡ってほぼ同じような材料であり，かつ，他の年度に比して粒径が小さい。

筆者等が1990年に行った現地調査によると，黒部川の河床材料は粒径約60cmの集団，約20cm集団，５～７cmの集団，0.5mmの中砂の集団から成り，この各集団の洪水時の動きが異なるので河床に働く掃流力の場所的違いによって分級現象が生じ，河床材料の時空変化が生じると考えられる。

各調査年度毎に河床材料が大きく異なる原因は，河床材料の採取位置の選定や採取量に原因する河床材料の代表性の少なさにある。この他にも大出水時に山地部での崩壊等によって細粒分が大量に供給されると小礫分が多量に輸送されてきて，それが一時的に堆積し，河床材料は細粒化することがあり，昭和44年の大出水直後は，このような場合に相当している。

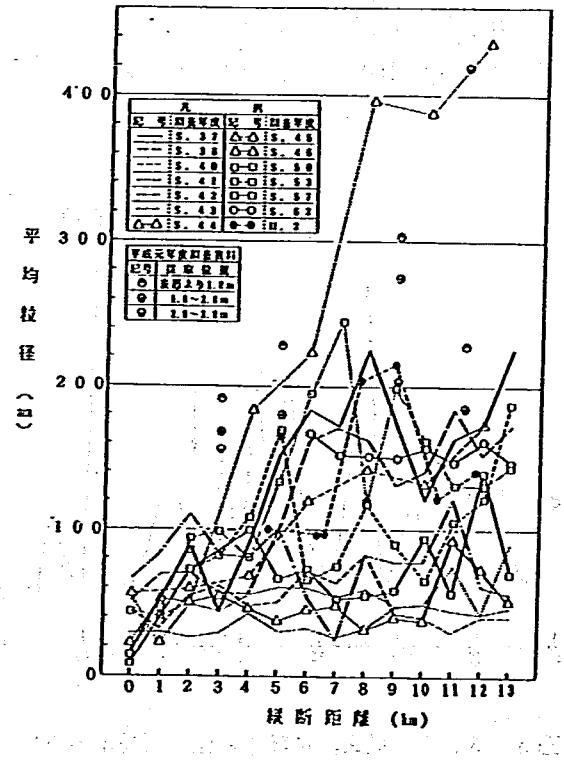


図３．３．６　河床材料平均粒径の縦断分布

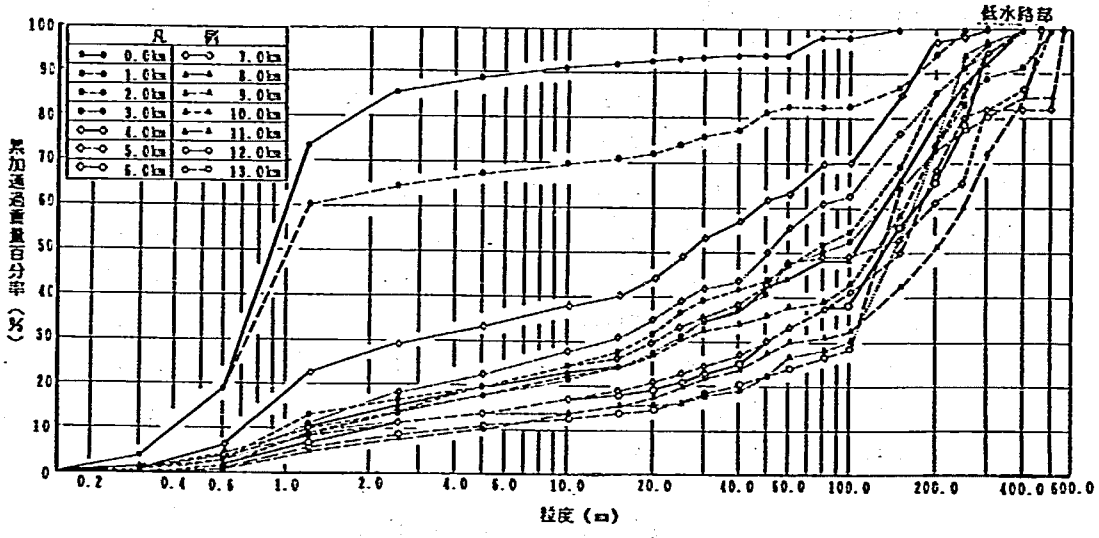


図３．３．７　粒度分布図（昭和57年調査）

河床材料の採取方法は，北陸地方建設局調査部門共通仕様書に準拠して行われている。３．２．〔４〕で示したように，この採取法は，玉石の存在する場合には，採取量が少なく問題があると考えられたので，平成元年度（1991）次のような河床材料調査を行った。これは，調査対象範囲を４ｍ四方とし，表層の礫分布を調べ，この結果1,000mm以上の礫が存在しなかったため，採取地を４等分した２ｍ四方の区域を選定し，2.0m ×2.0m ×1.0m（深さ）の試料を採取し，その全試料（10ton ～15ton）について粒度分布を行ったものである。この結果を図３．３．８に示す。深さ方向に材料の変化を１ｍの層ごとに調べたが，鉛直方向には，それほど大きな差が無かったが，従来の調査結果に比べ，粒径がやや大きい結果となっている。

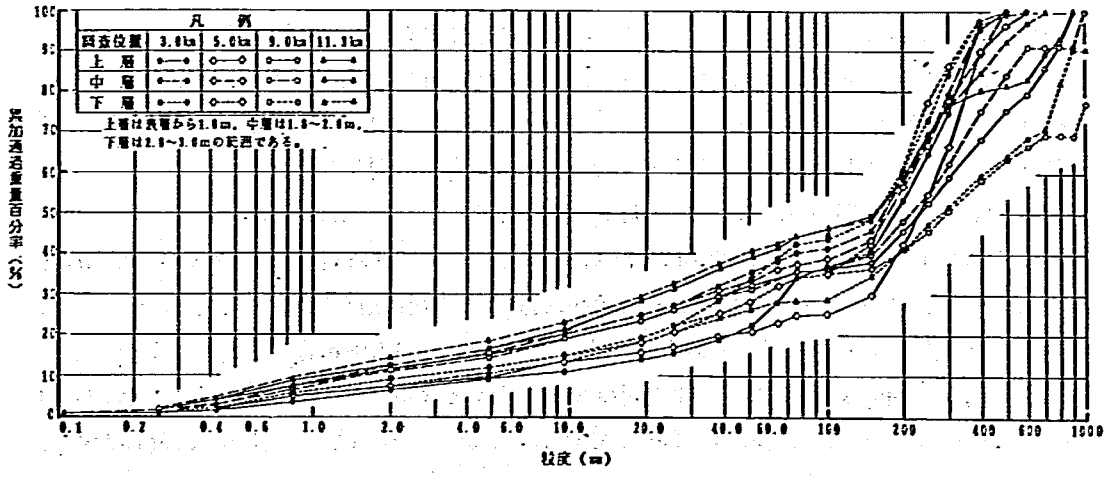


図３．３．８　粒度分布図（平成元年調査）

〔4〕　黒部川の河道特性量

1)　河道特性量の求め方

ここでは不等流計算により，平均年最大流量規模とともに，3,000m³/s（確率1/10年），6,200m³/s（計画高水流量）時の河道特性量を求めた。河道特性量は，低水路部の河床縦断勾配および先に述べた河床材料粒径のほかに，不等流計算結果からの川幅B（水面幅），径深R，川幅水深比B/R，掃流力等である。掃流力については，摩擦速度の2乗（$u_*^2 = gRI$）を算出した。なお，不等流計算は，昭和59年（1984）に行われた横断測量の結果を用いた。計算に使われた粗度係数は，痕跡水位より逆算して設定されている表3．3．1のような計画の粗度係数である。

なお，この粗度係数は，低水路の粗度係数としては，河床材料の粒径や河床勾配から考えられる値より1～2割大きすぎると判断され，不等流計算で得られた水深は，実際の水深より1割程度大きく評価されている可能性がある。

表3．3．1　計画粗度係数

区　　間	粗度係数 n
-0.2km ～ 1.0km	0.047
1.0km ～ 2.6km	0.053
2.6km ～ 4.0km	0.055
4.0km ～ 5.4km	0.058
5.4km ～ 6.6km	0.060
6.6km ～ 7.8km	0.061
7.8km ～ 14.3km	0.063

2)　河道特性量の縦断変化

図3．3．9は，昭和59年度の平均河床高縦断図であり，図3．3．10，3．3．11には，Q＝1,200 m³/s，3,000m³/s，6,200m³/s時の川幅B，径深R，川幅水深比B/Rおよびu_*^2を示した。

河床勾配は，図3．3．9に示されるように5つに区分することができ，13.2km～12.0kmで約1/121，12.0km～6.5km間で約1/90，6.5km～3.2km間で約1/107，3.2km～1.0kmで約1/142，1.0km～0km間で約1/254である。特に注目すべきポイントとしては，12.0km付近が勾配変化点となって，これより下流で急勾配となり，6.0km付近で勾配が再び緩くなることである。

川幅は，愛本狭窄部地点から11.6km間で急激に拡がり，Q＝1,200m³/sで約500m弱となる。その後10.5km～7.5km間付近で300m～350mの川幅となり，7.0km付近より下流が約450m前後の川幅である。Q＝3,000m³/sでは，約12.0km付近から下流河道が約500m前後の川幅であり，Q＝6,200 m³/sで500m～600mである。径深Rは，13.2km～12.0km間付近がQ＝1,200m³/s時で約2.5m，3,000m³/sで約3.5m，6,200m³/sで約4.5mとなる。12.0km付近より下流河道はQ＝1,200m³/sで約1.5m前後，3,000m³/sで約2.0～2.5m，6,200m³/sで約3.0～3.5m程度である。

川幅水深比B/Rは，砂州形態を知るうえの重要な指標となる。13.2km～12.0km付近が各流量時とも100以下であり，Q＝1,200m³/sで12.0km～7.0km間付近が約250，7.0km～3.0km間付近が約350，それより下流側で約250程度である。Q＝3,000m³/sになると1.2km付近より下流河道までB/Rが約200程度となり，6,200m³/sでは約150前後である。

u_*^2の縦断変化は，Q＝1,200m³/s時で約2,000cm²/s²以下であり，7.0km付近から下流に向かって漸次小さくなり，3.5km付近から下流では約1,000cm²/s²以下となる。なお，12.0km～10.0km間付近は上下流区間に比してu_*^2が小さい。Q＝3,000m³/s，6,200m³/sとも1,200m³/s時とほぼ同じ傾向であるが，6,200m³/s時では約2倍程度のu_*^2となる。

3) セグメント区分

愛本下流の13.2km～0km区間の河道は図3．3．9に示したように，大きく見れば6.5kmを境に上下流の2つのsegmentから成るが，詳細に見ると次の5つに区分し得る。

(1) Segment 1－1 (13.2km～12.0km)

このsegmentは愛本の狭窄部下流約1.2kmしかなく非常に短い。川幅が220mと狭く，単列あるいは2列の砂州が発生している。黒部川工事事務所による河床材料調査によると，このsegmentの河床材料は，上下流のsegmentの河床材料より大きく20cm程度の河床材料がA'集団となっているが，1990年の現地調査によると，本segmentの澪筋の部分は，C集団である粒径50～80cmの巨石がアーマ化され表層を覆っている。平均年最大流量時のτ_*は20cmの粒径に対して0.05程度であり，60cmに対しては0.017程度である。大出水時でもC集団はほとんど動か

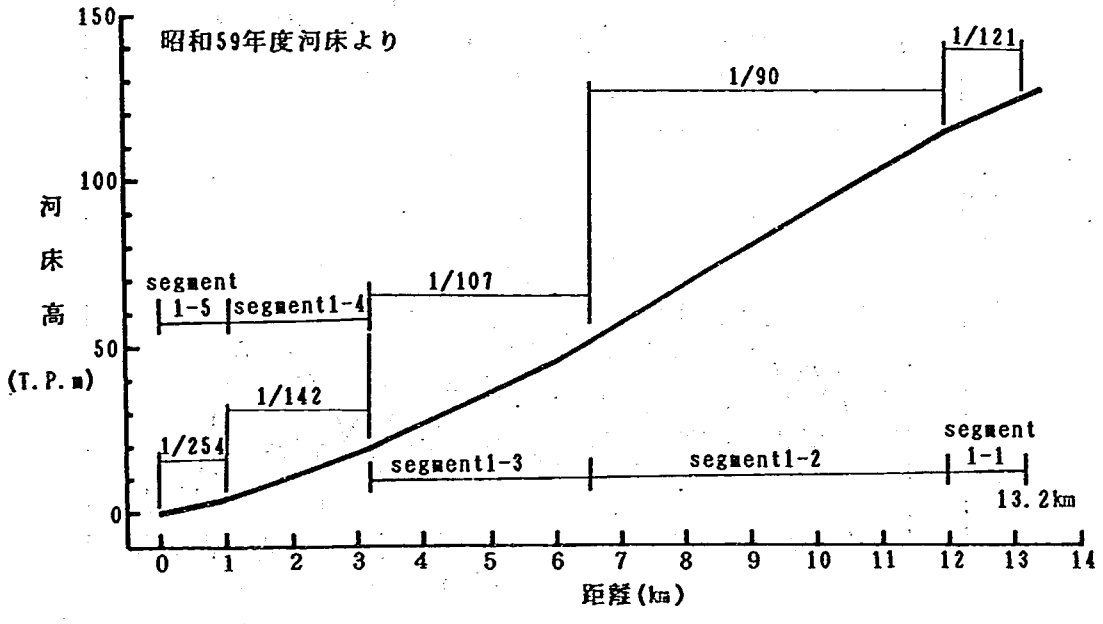


図3．3．9 平均河床高と河床勾配

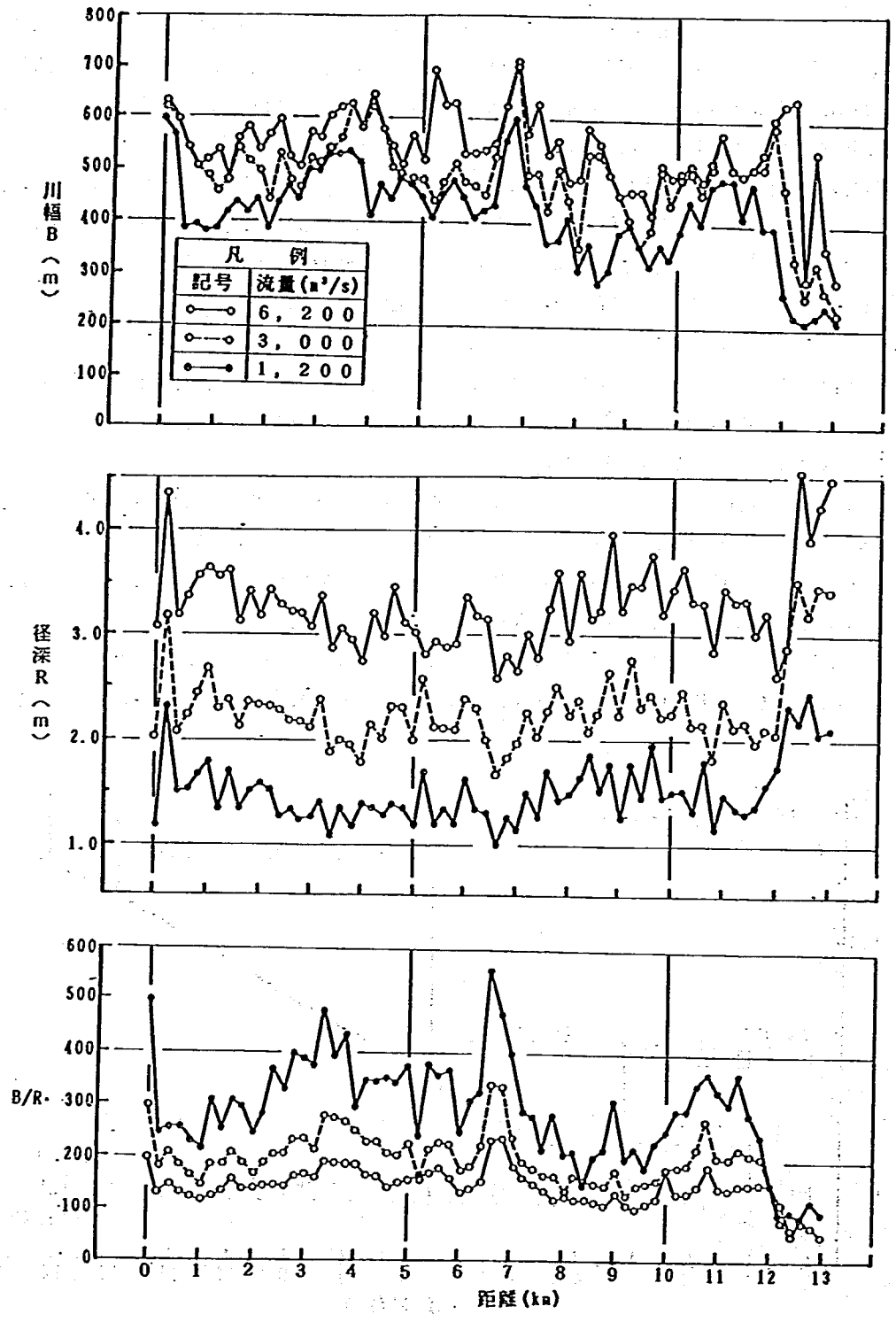


図3．3．10 黒部川河道のB, B/Rの縦断変化図

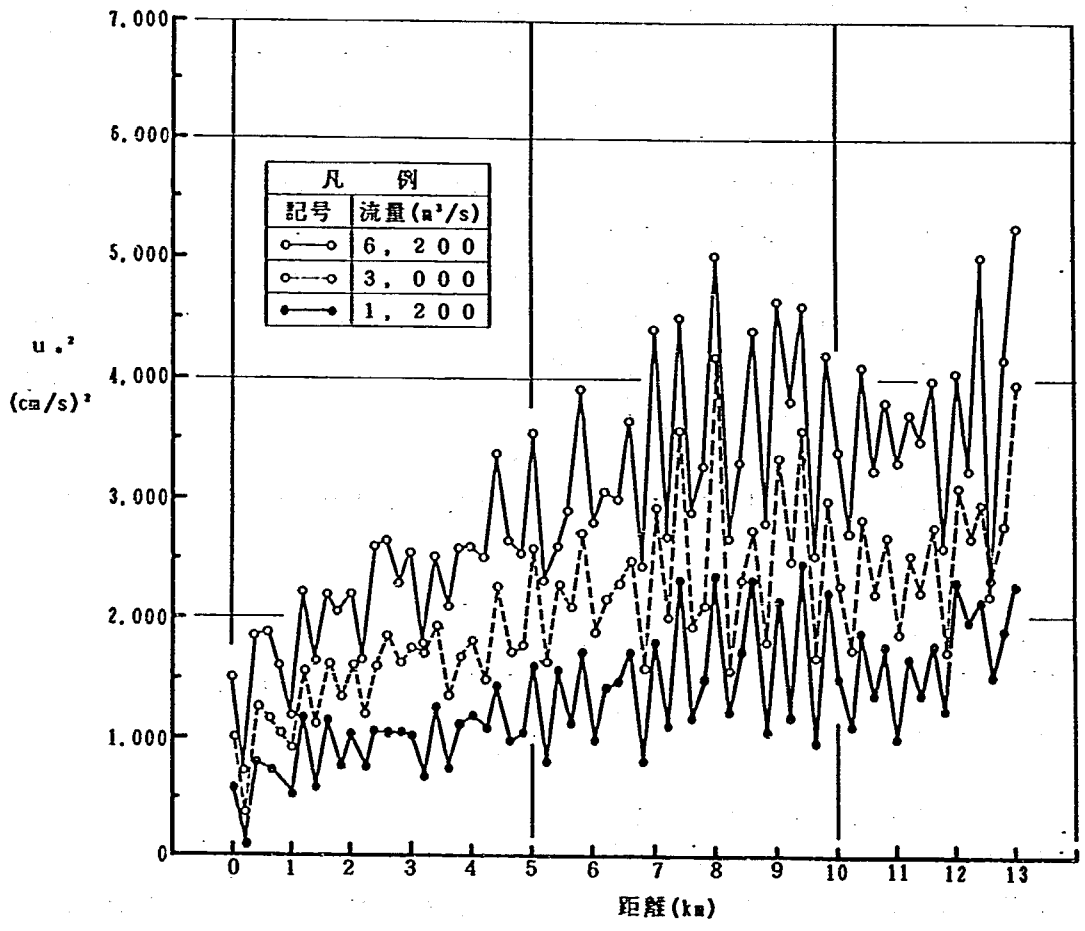


図3．3．11　黒部川のu_*^2の縦断変化図

ず，これ以上河床の低下はあまり進まないと判断される。河床勾配は上下流のsegmentに比べて多少緩くなっている。

以上のことは，このsegmentが下刻化の影響を受け，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す。現常水路は以前の河床であった高水敷より2～3m低い所を流下している。愛本堰の建設（1932年12月完成）の影響があったものと考えられる。

(2) Segment 1－2（12.0km～6.5km）

このsegmentは川幅300～400m，1,200m³/s時のB/R＝200～300程度であり4～5列の砂州が発生している。河床勾配は1/90程度で，河床材料の主モード（A集団）は，上流のsegmentとほぼ同じ20cm程度であるが，粒径5～7cmのA' populationの割合が上流部より多い。瀞筋の部分や表層にはC集団である50～60cm程度の玉石の多数存在する（昭和46年度の黒部工事事務所の調査では粒径50cm程度のものがA'集団となっている。）このsegmentの河床材料および種々の河道特性は，粒径50～60cmの玉石に大きく支配されているようである。

本segmentは，上流のsegmentに比べて川幅が1.5～2.0倍程度大きく，かつ川幅が急拡するため，Segment 1－1を通過した土砂が10～11.7kmに堆積する傾向にある。この区間は本segmentの内でも川幅が拡く，また洪水時に河床に働く掃流力も多少小さい。

(3) Segment 1－3 (6.5km～3.2km)

このsegmentの川幅は400～500mであり，平均年最大流量時の川幅水深比は350程度，砂州列数は6～8列ほどである。河床勾配は1/107でSegment 1－2の1/90と比べて2割ほど緩くなっているが急変と言うほどのものでない。しかしながらSegment 1－2に比べて平均年最大流量の時のu_*^2が小さく，Segment 1－2に存在した粒径50cm以上の玉石はほとんど見られなくなる。粒径7～8cmの粒径集団と15～30cmの粒径集団が主となる。マトリックスとしての砂分も増加する。

(4) Segment 1－4 (3.2km～1.0km)

このsegmentの勾配は1/142と緩くなり，さらに洪水時の掃流力および河床材料が小さくなる。川幅は400m程度である。

(5) Segment 1－5 (1.0km～0km)

本segmentは近年の河床掘削によって生じたものであり，若いsegmentである。海の影響を受けている区間であり，現在は河床掘削による河床低下のため，洪水時の掃流力が小さくなり砂分の割合が多くなっている。

〔5〕 黒部川の河道特性の経年変化

1) 平均河床高および平均河床高の変化

図3．3．12，3．3．13は平均河床高，最深河床高の縦断形状の変化を示したものである。ここで平均河床高は，平均年最大流量時のものとし，表示年次は，黒部ダム竣工昭和38年(1963)以前として昭和22年 (1947)，36年 (1961)，竣工後として昭和44年 (1979)，58年 (1983) 年とした。図3．3．14は同様に河床高の変化を河口からの距離程ごとに示したものである。

これによると昭和26年以降より昭和58年までの低下量は平均河床高で2～3m，最深河床高では3～4m程度であり，最深河床の変化傾向は平均河床の変化に追従的であることが読みとれる。昭和38年 (1963) 以降，河道の流下能力を増すため河床の掘削が大量に行われたのが，この河床低下の主因である。距離程ごとに河床高の変化傾向をまとめると次のとおりである。

- 0km付近 ：平均河床，最深河床とも掘削しているので低下傾向にある。
- 1.0km～3.0km ：昭和58年頃の低下を最後に平均河床，最深河床とも安定傾向にある。
- 4.0km～13.0km ：平均河床高は安定しているものの，依然最深河床の変動が激しく，昭和58，61年の洪水時に低下傾向が見られる。
- 10.0km付近 ：ここではまだ河床掘削が行われており，最深河床の低下度合いが依然大きく，平均河床も低下傾向にある。
- 12.0km～13.0km ：平均河床，最深河床とも低下傾向であったが，近年は川幅が拡くなった

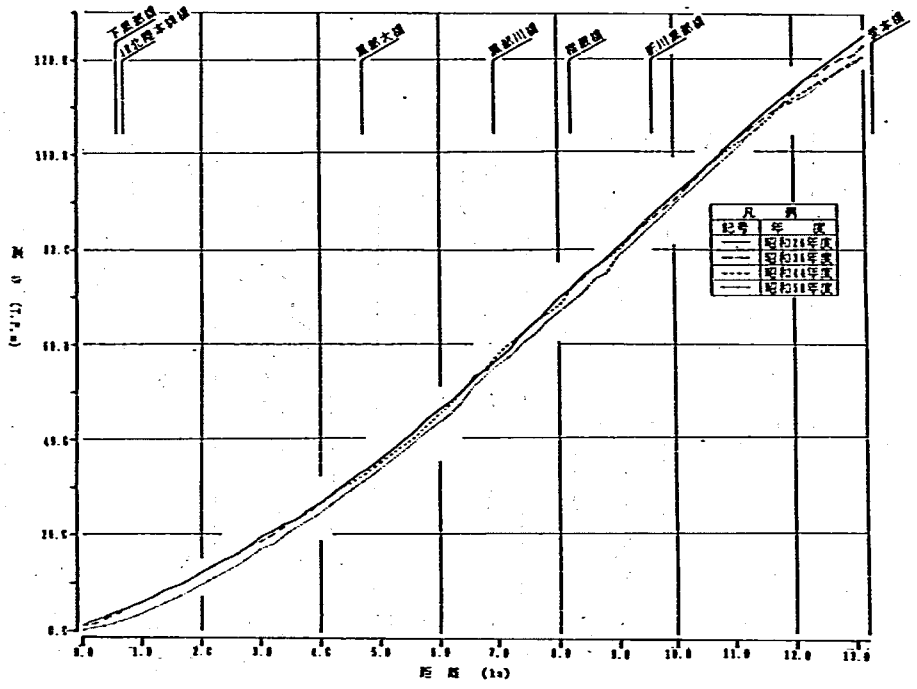


図３．３．12　平均河床高経年変化図

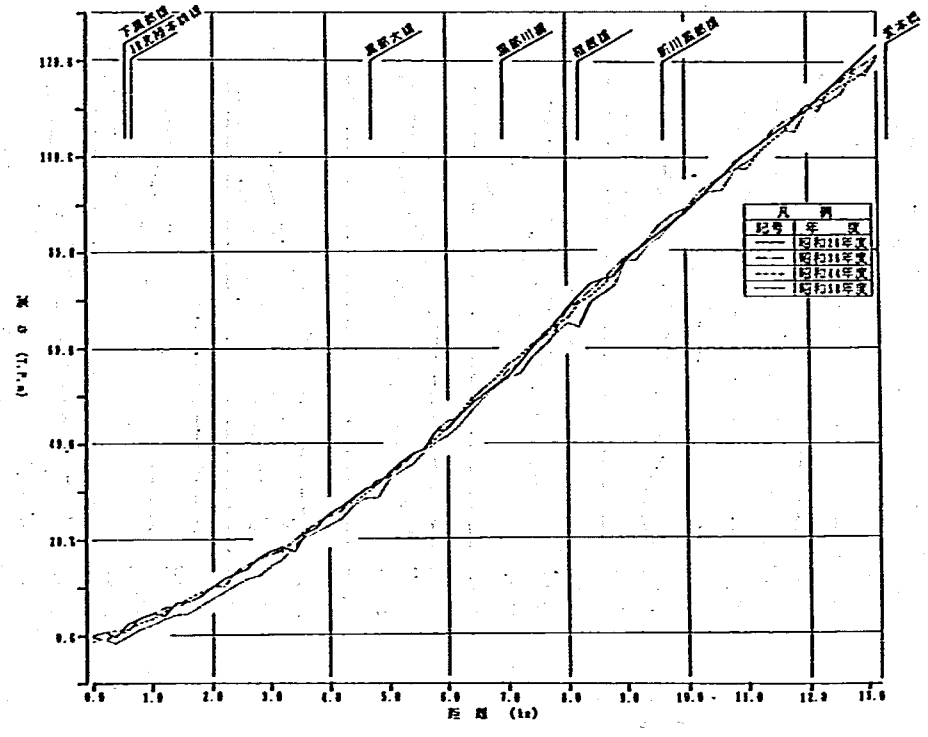


図３．３．13　最深河床高経年変化図

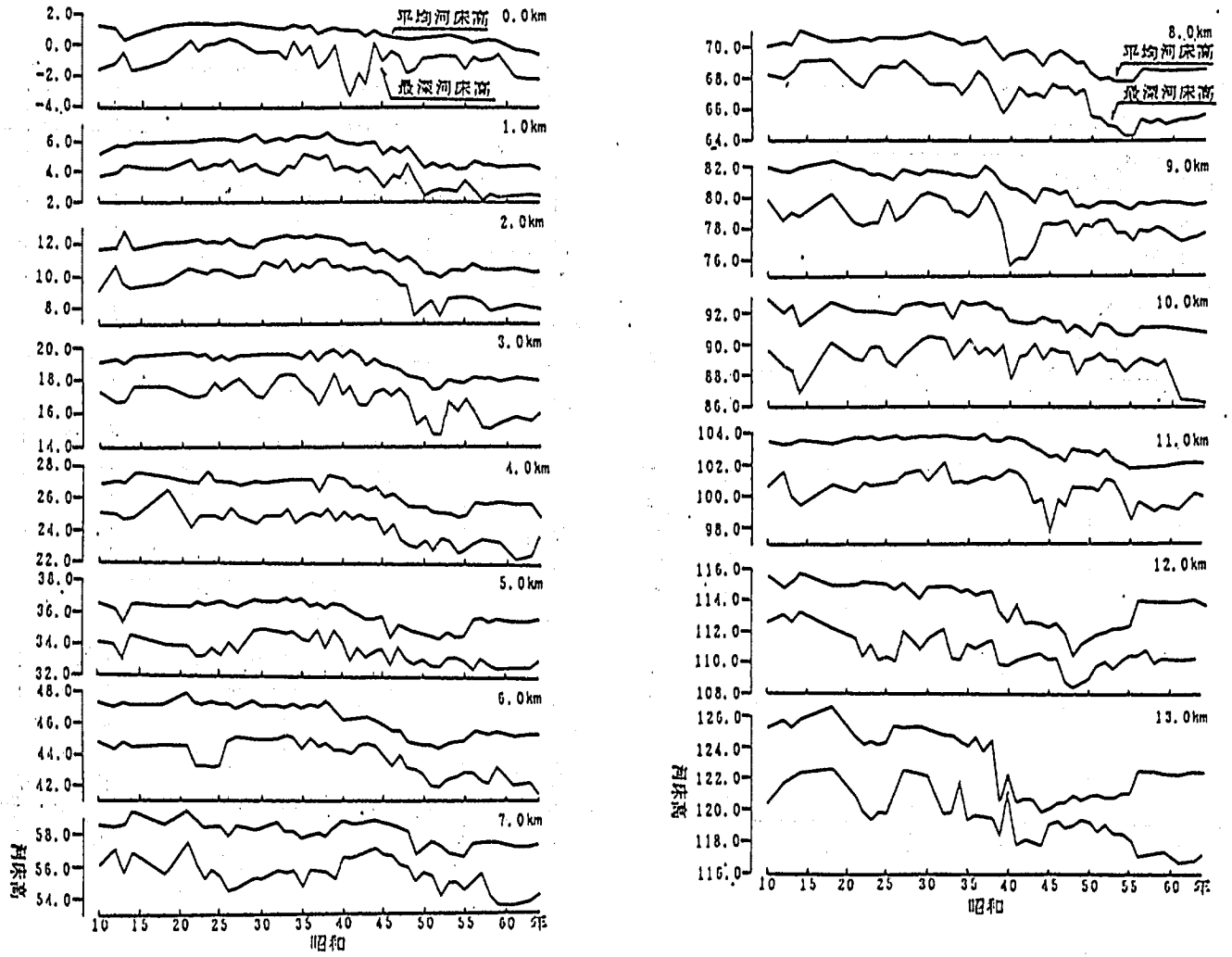


図３．３．14　黒部川河床高経年変化図

関係で河床が上昇した。

2) 川幅および川幅水深比の変化

黒部川の河道特性の変化に影響を与えた要因としては，先に述べた河床掘削の他に黒四ダムの建設がある。黒四ダムは，黒部川の洪水流量に大きく影響を与えるただ一つのダムであり，その集水面積は183.4km²で，黒部川の流域面積の３割に相当する。このダムは巨大な電力ダムであり洪水貯留効果は大きい。黒四ダムは昭和38年６月に竣工している。

黒四ダム竣工以前と以降で洪水の出現回数および平均年最大流量を愛本地点で見ると，表３．３．２のごとくであり，ダム竣工を境として，小洪水（500m³/s），中出水（1,200m³/s）とも減少し，平均年最大流量も４割ほど小さくなっている。この原因として降雨規模がたまたま小さくなったとも考えられるので，これをチェックするために，愛本地点洪水ピーク流量と仙人谷地点（愛本地点より上流流域のほぼ中央に位置している。）の10時間雨量の関係を調べてみると図３．３．15のごとくであり，ダム竣工後は，同一規模雨量に対し，竣工前の約３割程度ピーク流量が低減している。したがって洪水流量のピークは，黒四ダムの貯留容量が無くなるほどの大洪水を除けば，今後もダム建設前の洪水ピーク流量より２割程度小さくなると推定される。

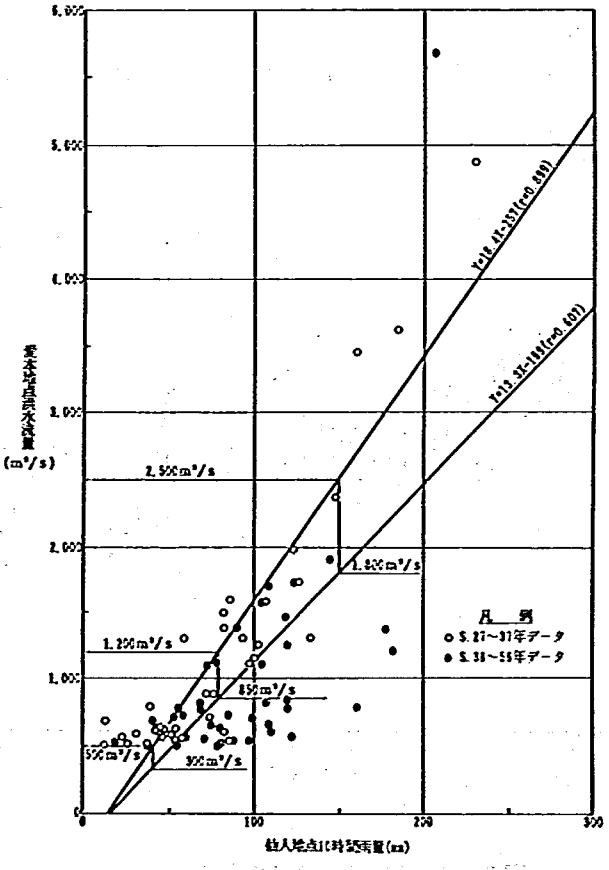


図３．３．15　愛本地点ピーク流量と仙人谷10時間雨量

表３．３．２　流量の出現回数の比較（黒四ダム竣工前後）

	昭和26～37年	昭和38～56年
500m³/s以上	5.4回／年	2.3回／年
1,200m³/s以上	1.4回／年	0.6回／年
平均年最大流量	2,100m³/s	1,200m³/s

ここでは表３．３．２に示すような平均年最大流量が流れる川幅を不等流計算（粗度係数nは，13.2km～7.0km間が0.04，7.0km～0km間を0.035とした）により求め，昭和26年，36年，44年，58年の川幅Bの変化の縦断図を示したのが図３．３．16である。川幅は狭くなる傾向にあり，昭和58年では，8.6km～7.0km間および3.0kmより下流の川幅が，以前に比べて７～８割程度となっている。同様に川幅水深比B/Hの変化を見たのが図３．３．17である。B/Hも全体に小さくなっており，12.0km～7.0km間では，以前350前後であったものが250程度に減少し，7.0km付近より下流では500程度であったものが300前後に減少している。したがって多列砂州の列数も減少した。

3)　流路の平面形と砂州形状の変化

図３．３．18．１～３．３．18．３は，昭和22年以降の砂州形態を航空写真より図化したものである。

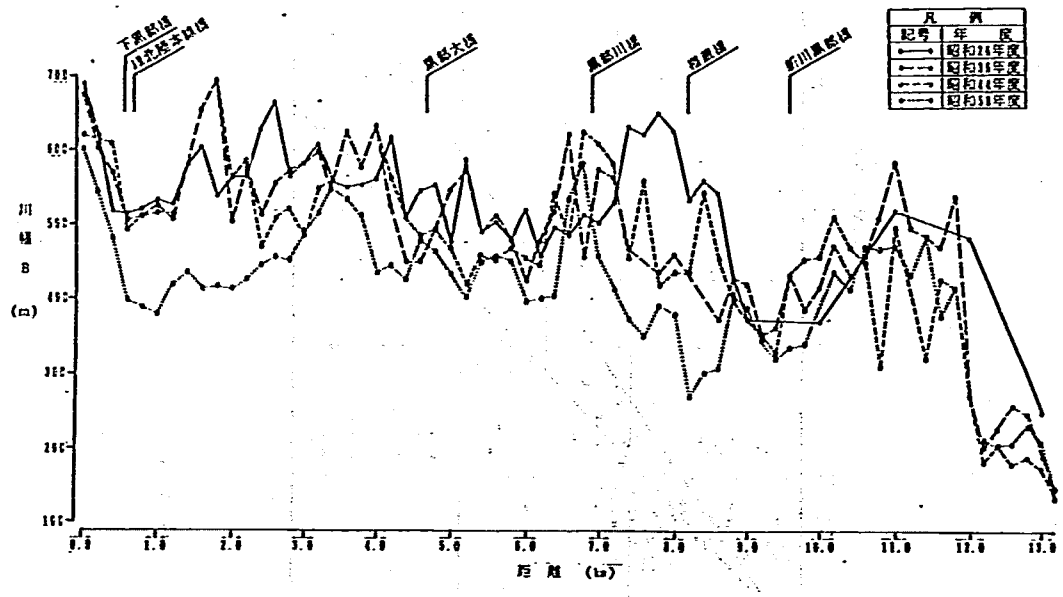


図３．３．16　川幅経年変化図

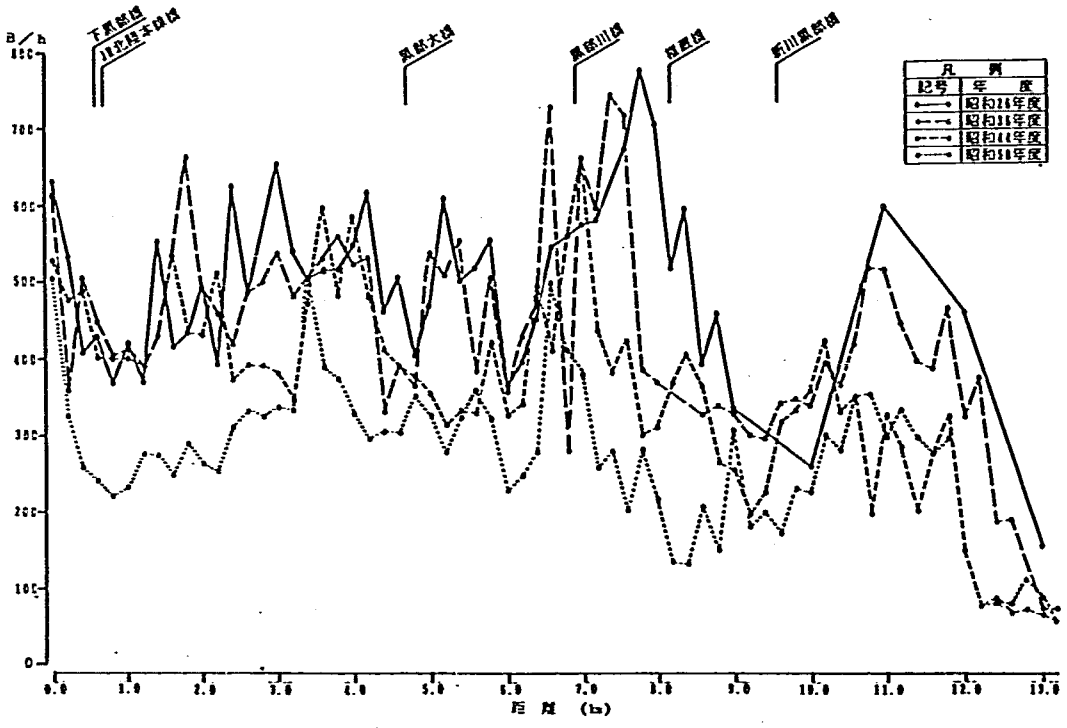
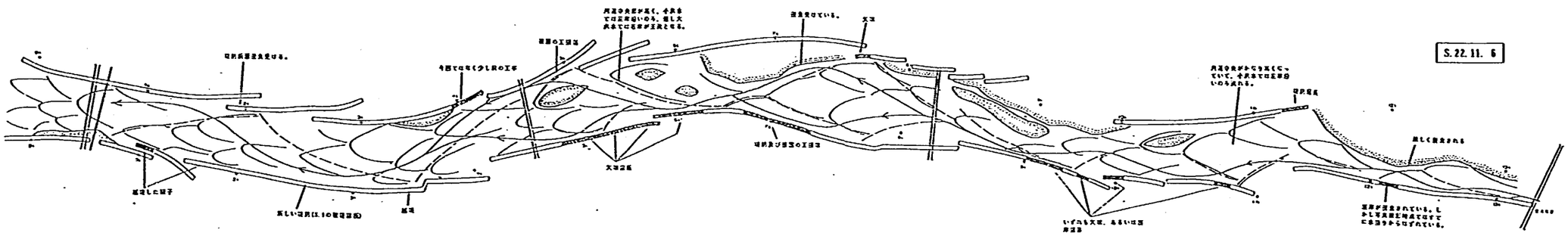


図３．３．17　B/H経年変化図

一般に，多列砂州は川幅と水深の比が大きい場合に形成され，それが大きくなるほど配列数が多くなる。黒部川河道は，３～４列の砂州が多く形成されているが，場所によっては流量が大きい場合に水深が大きくなって多列砂州がより列数の小さい砂州へ変形することがある。このような場合，前にあった砂州が消え去って，新たに異なる砂州が形成されるのではなく，砂州が統合される。平常時の流路は，河道の蛇行形状の影響等によってすべての砂州の前縁部を流れないので，多列砂州が大局的には単列砂州状に見えたり，ウロコ状砂州が二列砂州状見られることが多い。また，流路は，ほぼ直線であるが，波長５～６kmの緩い蛇行河道となっている。この蛇行は砂州の形態や平面パターンに影響を与えている。

図３．３．18によると，その年度毎に砂州の位置や平水時の流路位置が変化をしており，１つ１つの砂州の移動形態を追うことができない。この原因の一つとして砂利採取による砂州の破壊もあるが，扇状地河川の砂州，とくに黒部川のように５cm以上の河床材料粒径の中に粒径集団が２集団以上もある場合，土砂の動きが粒径集団ごとに異なるため，各粒径集団が分離して移動しやすく，その移動速度が各集団ごとに異なり，砂州の形状が不明確になったり，小出水で変形されやすいことも原因している。

砂州のスケールは，航空写真からの判読によると平均的には平均年最大流量時の水深の約100倍の砂州幅となっているが，これより小さいものもある。また，Segment 1－1（13.2km～12.0



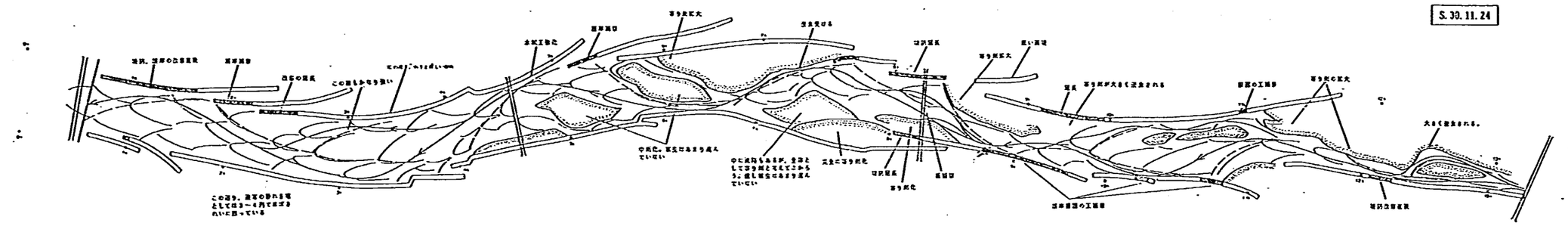


図３．３．18．１　砂州形状図(1)（黒部工事事務所資料より）

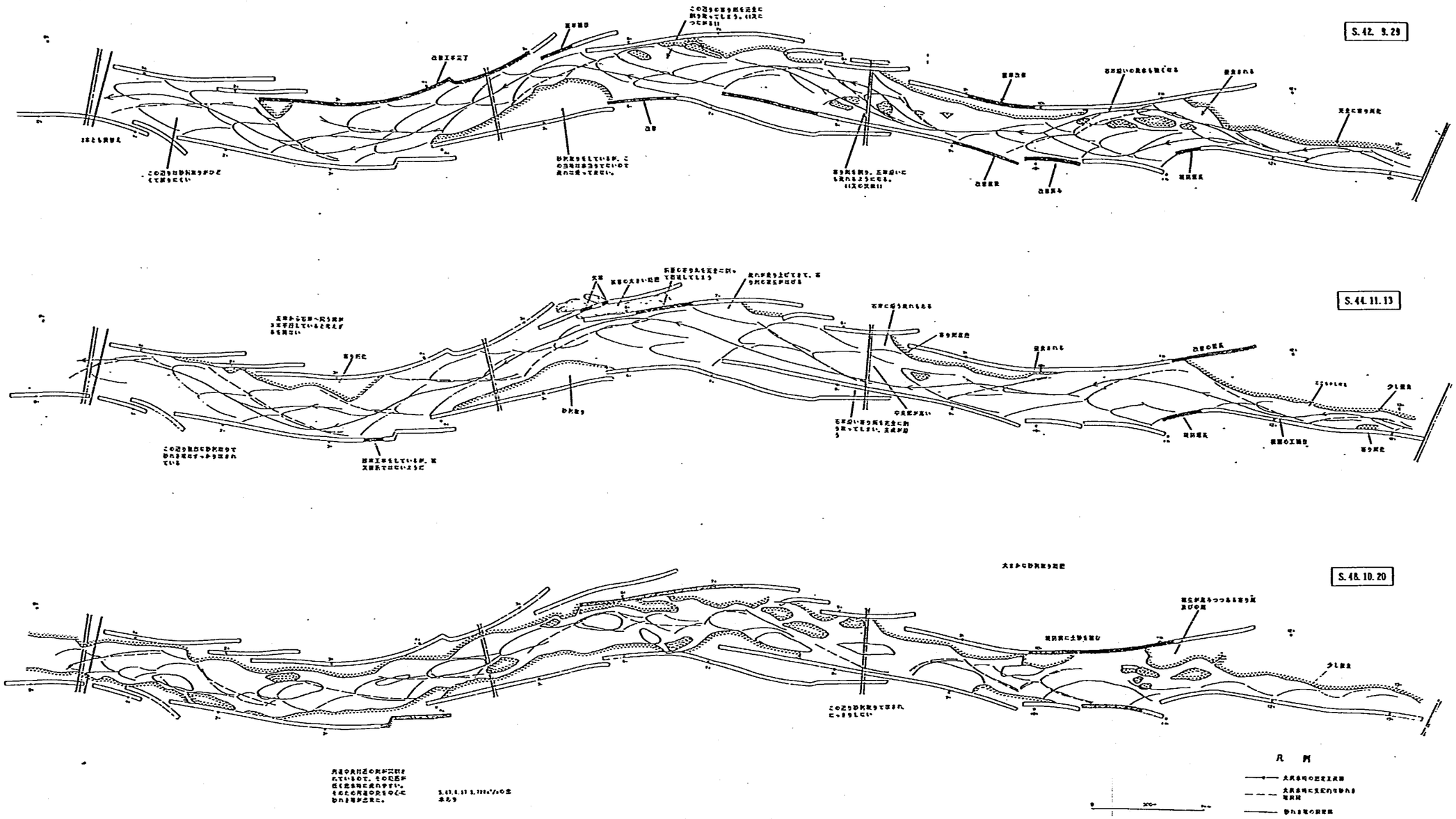


図3．3．18．2　砂州形状図(2)（黒部工事事務所資料より）

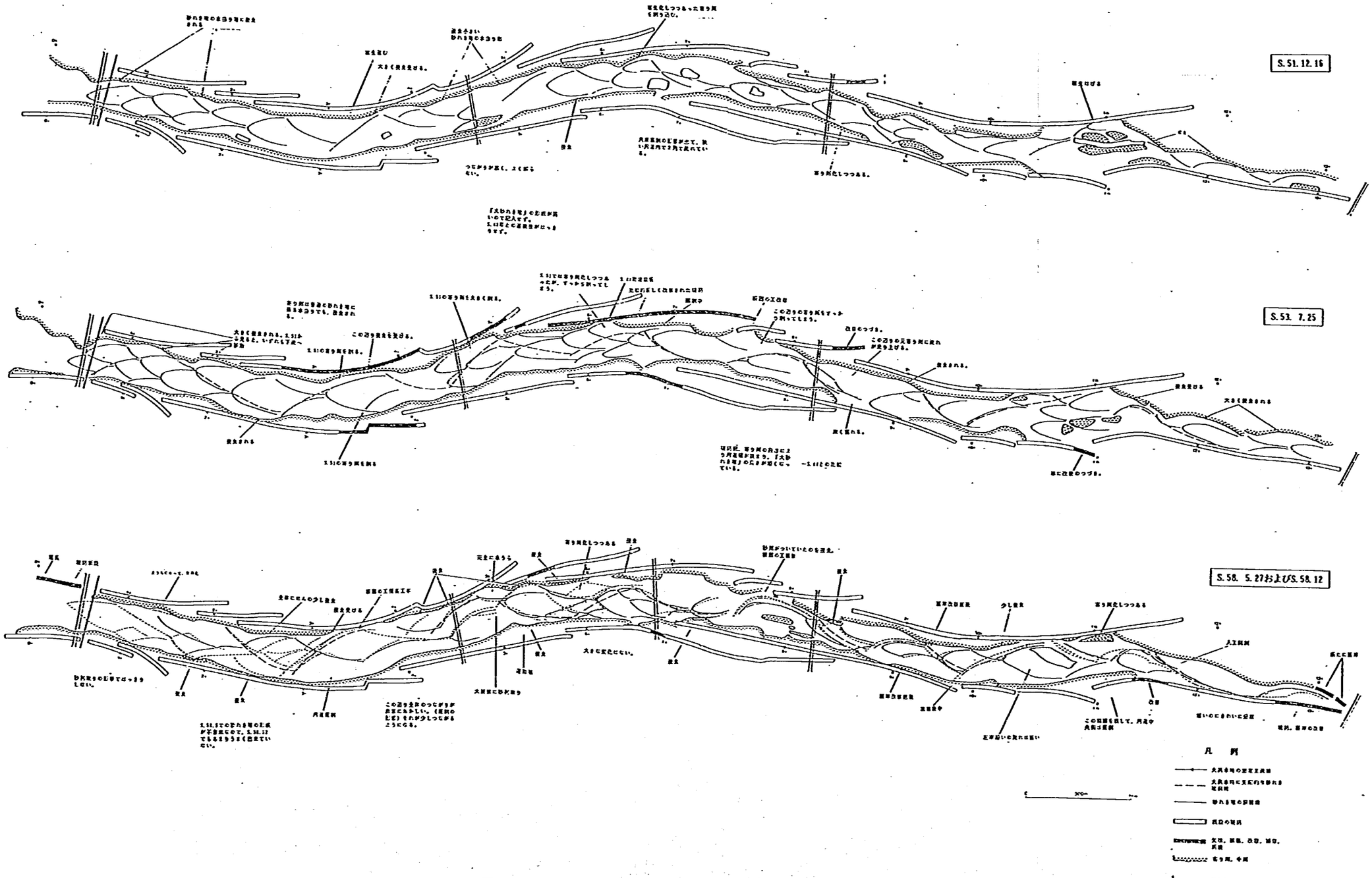


図３．３．18．３　砂州形状図(3)（黒部工事事務所資料より）

km）および1－2の区間（12.0km～6.5km）は，河道の平面形状が直線状でなく緩やかに蛇行しており，この蛇行形状に応じて，流水が集中し，強い水衝部が生じている。この11km右岸，9km左岸，8km右岸は，黒部七曲りと言われる上流から三つの水衝部であり，改修工事着手以来ほとんど位置が変っていない。6.6km左岸，5.4km右岸，3km左岸，2km右岸は，黒部七曲りの下流部の4つの水衝部と言われているものであるが，水路の曲りがあまり大きく無いことから水衝部の位置は，澪筋位置の経年変化を見ると上流部の水衝部と比べて固定的とは言えない。

〔6〕 大出水（昭和44年）による河道の変化

昭和44年8月の梅雨前線による出水は，8月11日に愛本地点でピーク流量約5,660m³/sの既往最大に達した。この洪水において黒四ダムでは貯水面下に約650万m³，貯水池近くの支川出口付近に約560万m³，計1,210万m³と実に計画堆積量5,000万m³の約1/4に相当する堆積があった。これより下流の祖母谷第1号堰堤でも28万m³，小黒部谷，不帰谷，猫又谷，黒薙等でもかなりの量にのぼる堆積があり，著しい河床変動が生じた。

図3．3．19は宇奈月より下流の土砂堆積量の1km毎の変化図である。音沢狭窄部および愛本狭窄部上流河道は，狭窄部による堰上げと川幅が拡いことから堆積量が多い。愛本狭窄部より下流河道で約70万m³の堆積があったが愛本狭窄部下流河道のSegment 1－1は，河道幅が狭く掃流

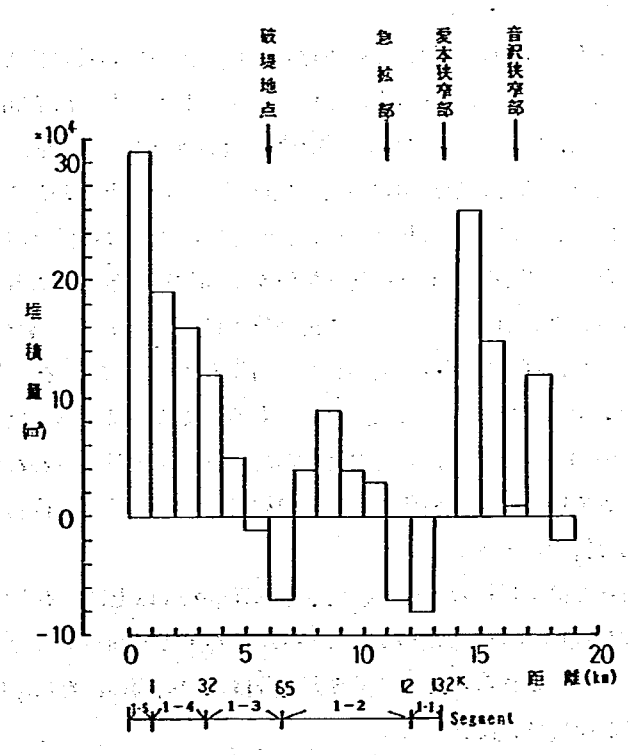


図3．3．19 昭和44年洪水による土砂の堆積状況

力も大きいことから，この洪水では河床が低下している。Segment 1−2の区間は，河道幅が上流のsegmentよりかなり広くなるため，上流からの流出土砂が堆積している。Segment 1−3は，4.0km～6.0km間左岸側に高水敷化した大きな砂州が形成されていて，実質的に川幅が狭くなっていた。この砂州の影響によって，流れが右岸側に向けられ，河床が低下すると同時に河岸侵食が生じ6.0km地点右岸の堤防決壊の原因となったと考えられる。4.0km～6.0kmの左岸側に砂州が発達した要因としては，先の図３．３．18．１，３．３．18．２に示すように，上流の7.0km～8.0km左岸の堤防延長が考えられる。これによって従来6.0km～7.0kmの右岸沿いに大きく発達していた砂州が侵食されて水衝部が変化し，これとともに4.0km～6.0km左岸沿いに砂州が発達したものと推察される。図３．３．18．２の昭和44年11月13日の砂州形状図は，８月11日の大洪水を経験した直後のものである。これによると5.0km～6.0km付近右岸に洪水主流部が沿い，その後3.0km～4.0km付近の左岸側に向かう。そして再び1.0km～2.0km右岸へ展開していくのであるが，河道の大きな右カーブの影響を受けて図のように左岸から右岸に向かう前縁線が一致し，線條構造となっている。

Segment 1−4，1−5は，河床勾配が緩くなって，掃流力も低下するため，かなり大量に土砂が堆積した。

〔７〕　河岸の侵食と深掘れ

1)　水衝部位置の変化

図３．３．20は，昭和９年以降の黒部川における堤防，護岸等の被災位置を示したものである。図から災害の発生箇所は，右岸に比べ左岸に多いことが分かる。とくに７km～５km間の左岸，13km～９km間および6.4km～５km間の右岸が被災件数が多い。先の図３．３．18の河道の平面形状と被災位置を対比すると，黒部川の被災事例は黒部七曲りと言われる水衝部に多く，逆に6.6km～13km間右岸で過去に水衝部となったことのない箇所では被災事例がない。これをより良く示すために，横断面，平面図をもとに澪筋位置を平面的に図示し，これと被災箇所，被災種別を示したものが図３．３．21である。ここで澪筋位置は，河床最深部をつらねた位置と定義し，水衝部位置（最深河床部）は河道中央部を０，右岸を＋0.5，左岸を－0.5とする無次元数（河道中央からの距離を川幅で除して無次元化したもの）で表している。経年的に見ると，澪筋の変化が著しいが，昭和45年以降は，河道中央部の河床掘削が大量に行われたことにより，澪筋が河道中央に寄ってきている。また昭和40年以降の被災箇所を見ると，澪筋が河岸に寄る箇所，すなわち大局的な蛇行特性と一致している。

また過去の被災内容と流量規模の関係は，流量が約750m³/s以上になると護岸等の構造物に被災が生じ，約1,500m³/s以上では堤防が欠壊し，さらに約3,000m³/s以上になると破堤するような災害が生じている。なお，これらの災害に至る大部分は河岸前面の洗掘に原因している。

2)　河岸侵食位置と侵食量，侵食形態

黒部川のように急流扇状地河川の河岸侵食の形状は，その河岸物質が河床材料と同じ粒度物質

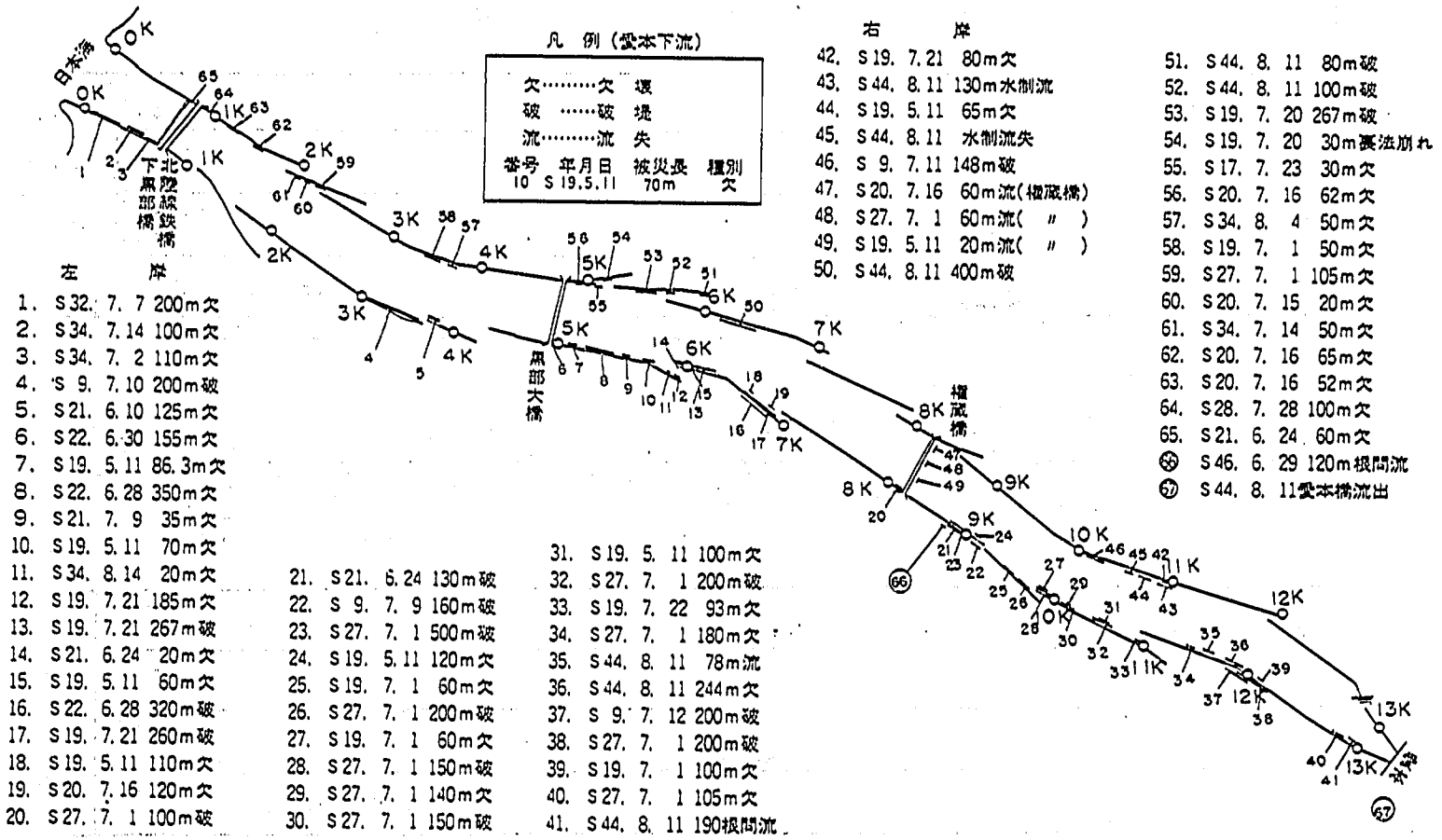


図３．３．20　黒部川堤防，護岸等の被災位置[4]

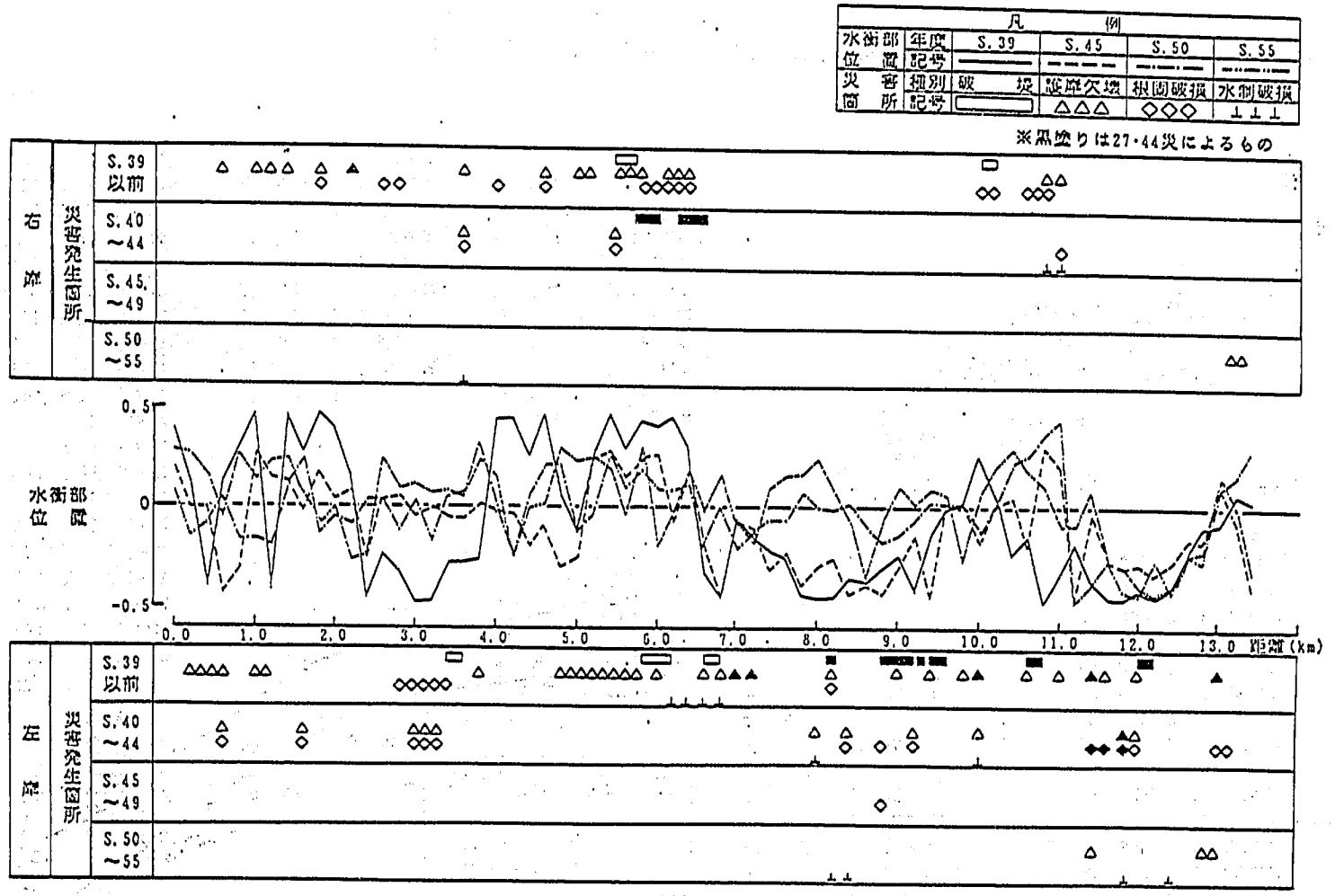


図３．３．21　水衝部，災害個所図（事務所資料修正）

からなっているため，河岸前面の洗掘，砂州の形成を伴いながら流水による掃流力によって侵食されるタイプ（受食型）である。

図３．３．22は，昭和53年６月洪水（Q_p＝1,370m³/s）による高水敷（寄り州）の侵食状況について，昭和52年と53年の洪水前後の航空写真より把握したものである。この洪水は，1,000m³/s以上の継続時間が19時間にも達し，急流河川としては継続時間の長い出水である。須賀等は図３．３．22より，各侵食箇所の侵食幅の度数分布を求め，図３．３．23に示した[5]。これより平均侵食幅は約55m，最大侵食幅が約85mとなる。さらに，0.2kmピッチの横断図より，同様に侵食幅の度数分布を求めたのが図３．３．24である[5]。これにより平均侵食幅が約37m，最大侵食幅約65mと航空写真より求めたものより小さな値となっている。これは横断測量断面が0.2kmであるための差異と考えられる。表３．３．３は，昭和44年の大出水以降の主要な出水に生じた河岸侵食幅を横断図より求め，その最大量を示したものである[5]。一洪水による最大侵食幅は，出水規模に係わらず70～85m程度であることが分かる。さらに侵食の発生位置は，水衝部および寄り州に主流が接近する箇所であり，場所的にはほぼ固定している。

図３．３．25は，洪水によって生じた河岸侵食幅と侵食長の関係である。河岸侵食幅は，侵食長の1/10～1/5となっている。また，この河岸侵食長は砂州長の約2/3程度，また侵食幅と侵食長の比は図３．３．26に示すように，砂州幅と砂州長の比の約半分であり，砂州形状に対応している。このことは河岸侵食形状と砂州の形状とが密接な関係にあることを示している。侵食は，黒部川で見られる砂州長L_sが600～800mより長いものがある。航空写真によると長いものは，図３．３．27に示すように砂州が３つから５つ集って一つの大規模な砂州となった長さに対応した侵食長となっている。

表３．３．３　１洪水での側方侵食幅（事務所資料より）

洪水名	洪水流量（m³/s）	最大侵食幅（m）
S 44．8	5，600	70
53．6	1，370	65
56．6	790	85
58．9	1，000	50

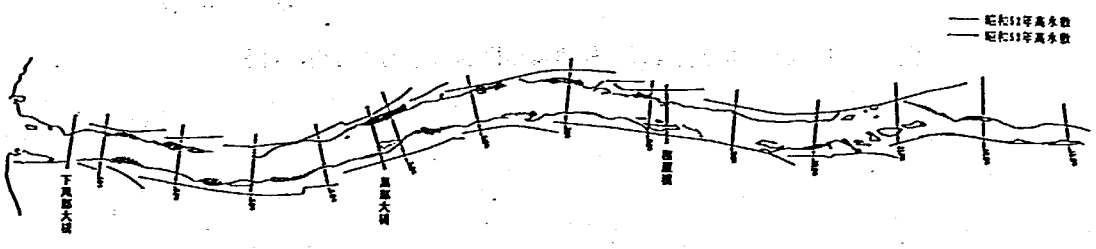


図３．３．22　昭和53年６月洪水の高水敷欠壊部位置図（事務所資料）

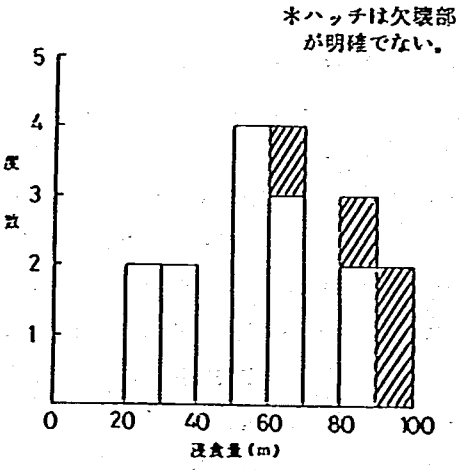


図3．3．23　昭和53年6月洪水の
高水敷欠壊幅度数分布図[5]

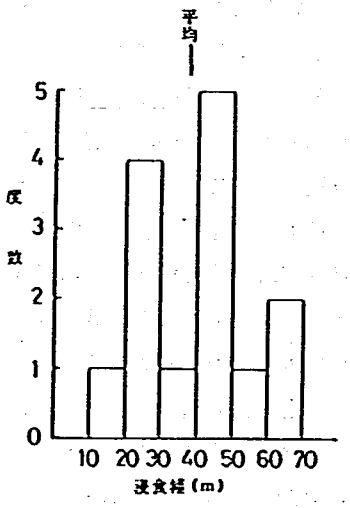


図3．3．24　昭和53年6月洪水の
高水敷欠壊幅度数分布[5]

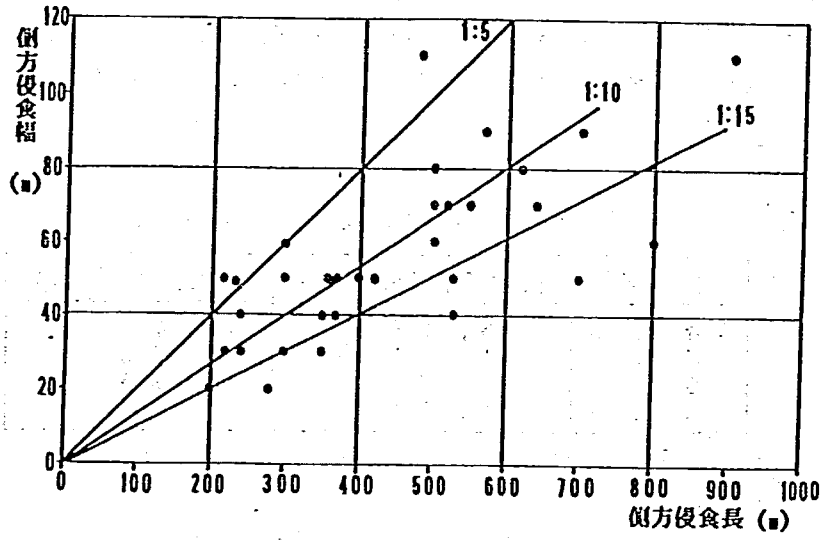


図3．3．25　側方侵食長と侵食幅の関係（事務所資料に付加）

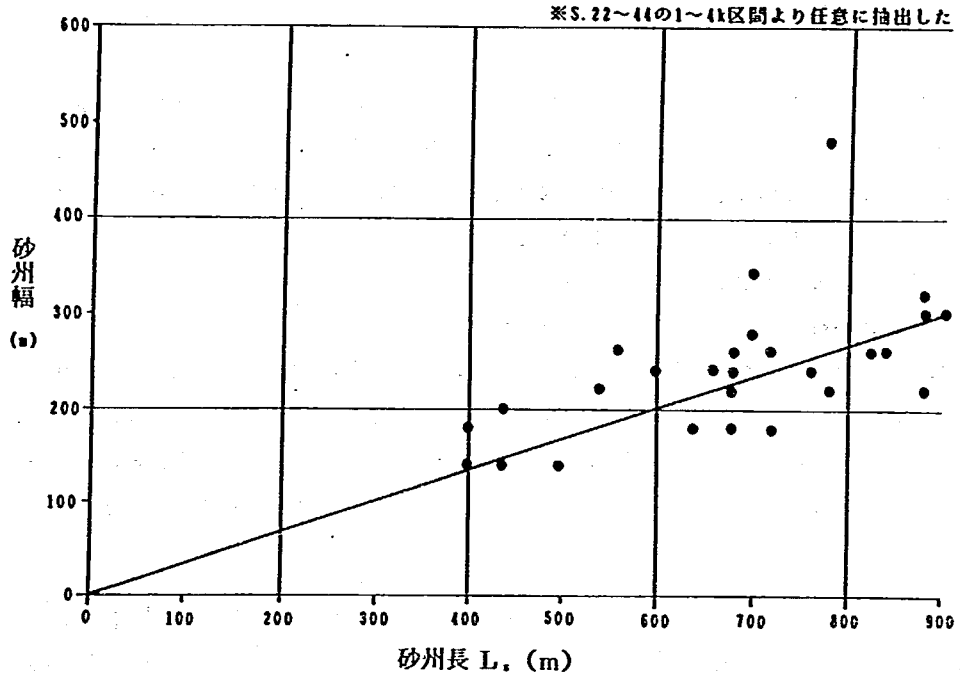


図3．3．26　砂州幅と砂州長の関係（事務所資料修正）

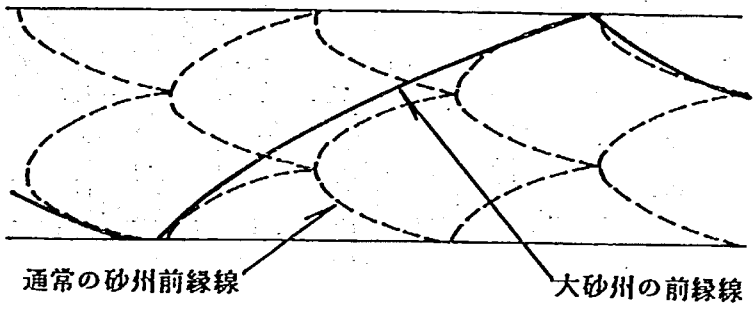


図3．3．27　通常の砂州前縁線と大砂州の前縁線

3)　深掘れの原因とその深さ

深掘れは，砂州，河川構造物，水路の曲り等によって発生する。黒部川において河道がほぼ直線状である0～7kmは，深掘れは砂州のスケールで規定され，約2.0m～3.0mとなっている。これより上流は曲りや，水路平面形状の急変のため，局所洗掘深が最大4～5mに達している所がある。またその深さは砂州の移動等によって年ごとに変化している。なお局所洗掘深，深掘れ深とは常水路の平均河床高と最深河床高の差である。

〔8〕 高水敷の特徴

1) 植 生

黒部川の高水敷部（寄り州）は，出水頻度の減少とともに，冠水頻度も激減し河岸沿いに植生がかなり繁茂してきている。とくに10.5km～7.0km間の右岸側，11.0km～6.0km間左岸側，5.0km付近から下流の左右岸堤脚沿いに多く生い茂っている。これらの植生は，高水敷化されつつある所でグミの木や草が生え，河岸沿いや巨大水制周辺の高水敷化した部分にはグミの木のほかに柳やニセアカシアの木が茂っている。

2) 高水敷の材料

高水敷部の材料は，水制周辺の植生が繁茂した場所で極所的に砂が堆積している箇所もあるが，高水敷化されつつある所では砂とシルトの堆積量は多くない。図3．3．28は高水敷化された所の材料を北陸地建制定の採取法によって調べたものであるが，高水敷と言われている所は，以前の河床であった所であるので，現低水路部とほとんど同じ材料から成っている。

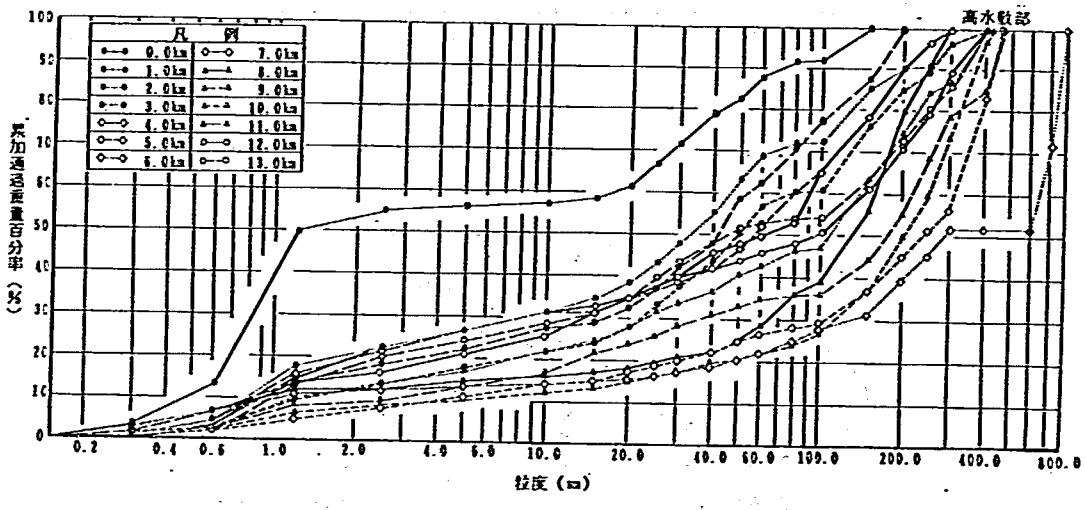


図3．3．28 高水敷材料の粒度分布（昭和57年調査）

3) 河岸の形状

高水敷（寄り州）の河岸形状について，ここでは河岸侵食面に重点をおいて著者らの1990年6月の調査結果について以下に述べる。調査した河岸侵食位置は，左岸側が12.8km，10.6km，9.6kmおよび8.0km付近の4箇所，右岸側が12.6km，7.6km，6.6km，5.2km，2.4km，1.1km付近の6箇所である。

・12.8km付近左岸側

この地点は，図3．3．29．1のスケッチ図に示すように約12.6km～12.8km間左岸側の水制前面に発達した砂州が侵食されたものである。侵食面の高さは，約3.0mで上層部がほぼ垂

直（約1.4m）となっている。河岸材料は，上層部がBおよびA集団の砂利と玉石で構成されており，それより下ではC集団の粒径約300～500mmの巨石で占められ，水際までの斜面の角度は約22°である。

・10.6km付近左岸側

この地点は，約10.6kmの左岸の澪筋沿いに形成されていた侵食面である。図3．3．29．2に示すように，侵食面上部は，玉石と砂利のかみ合わせで約0.4mが直になっており，その下の斜面の角度は約31°となっている。下層部は粒径の小さな材料が流送されてC集団の巨石で占められており，粒径500～1,000mmのものも見られた。

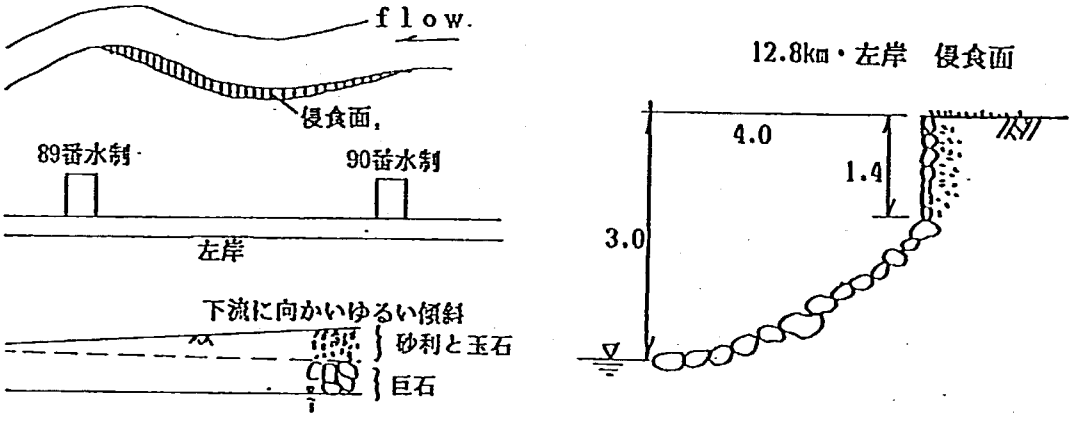


図3．3．29．1　侵食箇所の平面図および断面形12.8K左岸

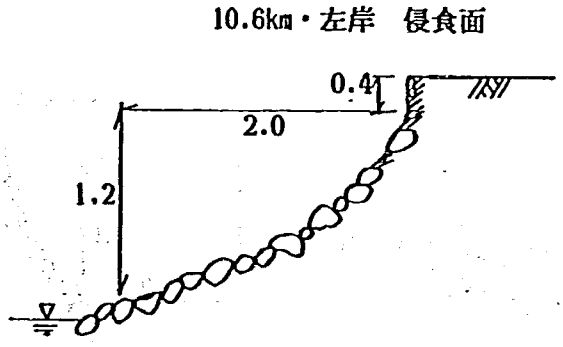


図3．3．29．2　河岸侵食部の断面形10.6K左岸

・9.6km 付近左岸側

この地点は，新黒部川橋下流の澪筋沿いに形成されていた100m を越える規模の侵食面である。図３．３．29．３に示すように水際からの高さが約2.0m あり，河床材料は，上層の粒径に対し，下層の水際が約２倍となっている。これは侵食された河床材料のうち粒径の小さいものは，下層の水際付近で流送され，アーマ化したためと考えられる。

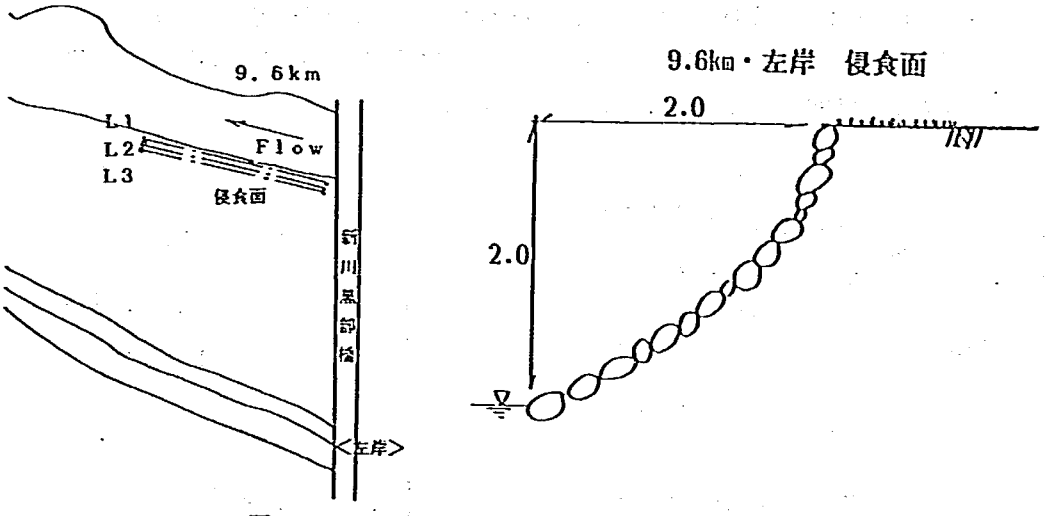


図３．３．29．３　侵食箇所の平面位置と断面形 9.6K 左岸

・8.0km 付近左岸側

この地点は，図３．３．29．４のスケッチ図に示すように，権蔵橋上下流の寄り州の侵食面である。この侵食面は，権蔵橋上流より（ここでは，澪筋沿いに発達している）連続しており，また草や木が生えていることから比較的古い侵食面と見られる。

河岸の構成材料は，侵食面上層部で巨石が見られ，中層部では砂利，下層部では約20～30 cm の材料で占められている。なお，侵食面の上部（寄り州上）においても巨石（大きいもので約75cm 程度）が見られた。

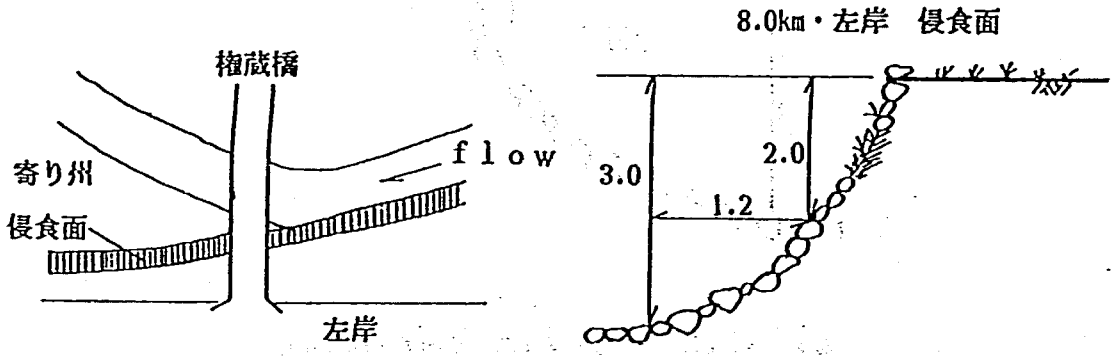


図３．３．29．４　侵食箇所の平面位置と断面形 8.0K 左岸

・12.6km 付近右岸側

この付近は，愛本狭窄部下流右岸側の川幅が狭い区間であり，段丘化した侵食面で約200mを越える侵食長となっている。侵食面上部は，玉石混じりの砂利で天端の植生の根やつるが見られる。上層は図３．３．29．５に示すように約1.2～1.6m が垂直で，それより下層の水際（1.4～1.9m）までの角度は約32°である。この斜面を形成している部分は20～80cm の玉石や巨石で覆われており，比較的小さな粒径は流送されて表面がアーマ化されているようである。

・7.6km 付近右岸側

この付近は現在水衝部となっている箇所である。侵食面は図３．３．26．６に示すように上層の約1.8m が垂直で，AおよびB集団の砂利層となっている。その下はかなり緩い斜面となっており，表面はC集団の巨石で覆われ，大きいもので粒径約40cm 程度のものがみられる。

・6.6km 付近右岸近くの砂州前縁

この地点は，北陸自動車道下流側に発達した砂州の水流部の侵食面である。図３．３．26．７に示すように，上層より約0.4m がほぼ垂直で，そこより約0.3m 下付近で，さらに勾配が，急変していた。

河岸面を構成する材料は，上層の直壁部で比較的大きな玉石まじりのA集団で占められ，中層部はAおよびB集団の砂利，下層部がC集団の巨石で占められていた。また，上層部は，簡単に礫の崩落が生じた。

・5.2km 付近右岸側

5.2km 付近右岸側は，砂州の前縁線によって河岸に侵食が生じている箇所である。侵食面は図３．３．26．８に示すように，上層の約0.6m が直でさらにその下約0.3m のところで，勾配が急変していた。

侵食面の構成材料は，上層（直壁部）で約10cm 大，中層が砂混じりの砂利で，下層が15～16cm の礫であり，最下層部の斜面の角度は32°である。

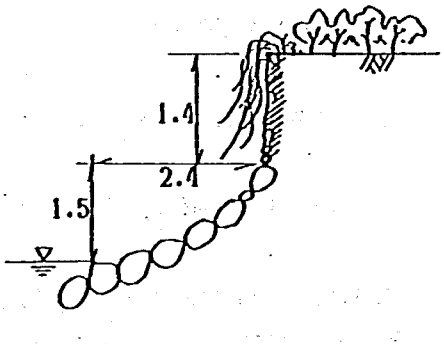


図３．３．29．５　河岸侵食部の断面形
12.6K 右岸

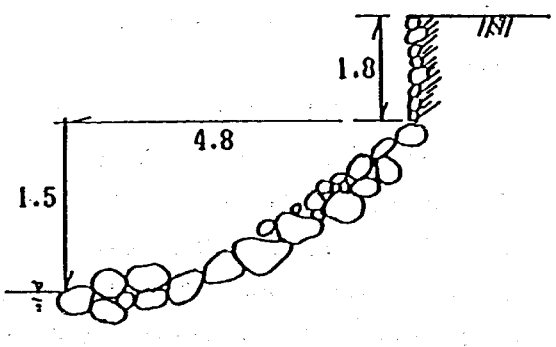


図３．３．29．６　河岸侵食部の断面形
7.6K 右岸

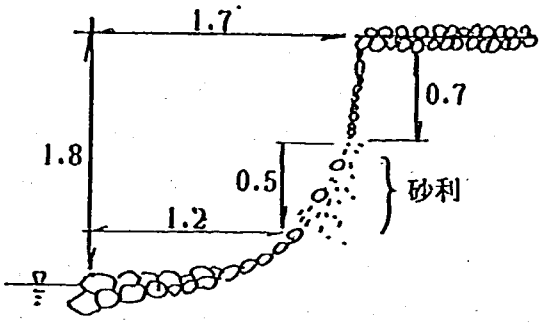


図３．３．29．７　河岸侵食部の断面形 6.6K 右岸

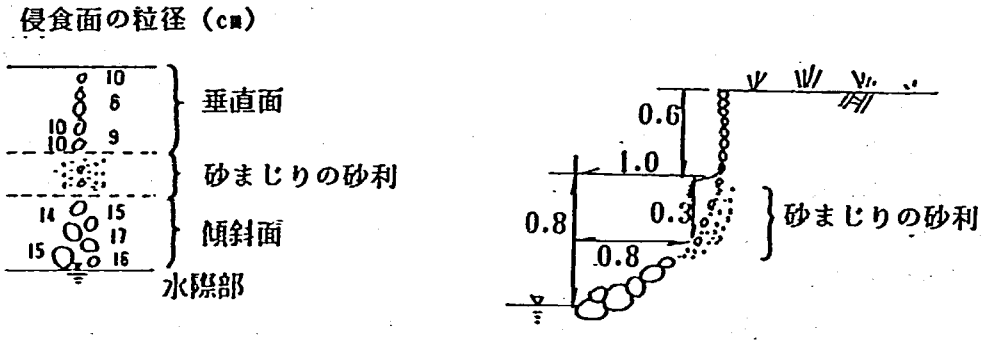


図３．３．29．８　河岸侵食部の断面形と粒径 5.2K 右岸

・2.4km 付近右岸側

この地点は，高水敷化した寄り州の侵食面であり，図３．３．26．９のスケッチ図に示すように３段の段丘構造をもっており，ここで示した断面形は，この２段目の部分である。河岸侵食面は，上層の約0.4m が垂直で，その下の斜面は安定していると思われた。構成材料は，約10cm 前後の礫でその間を砂が埋めていた。また，巨石（中径約35cm）も存在する。

・1.1km 付近右岸側

侵食面の高さは約1.1m である。斜面には植生がみられ，現在は侵食が進行しておらず，ほぼ安定した状態である。（図３．３．26．10）

以上，各調査地点の河岸侵食面の形状について述べたが，これらの高さや底面付近の斜面の角度等をまとめると表３．３．４のようである。

これによると底面付近の角度は約35°前後であり，侵食面の高さは，6.0km 付近より上流が約3.0m程度。下流側が約1.5～2.0mとなっている。また河岸侵食部の底面はアーマ化によって巨石で覆われているため，侵食がある程度防止されていると考えられる。

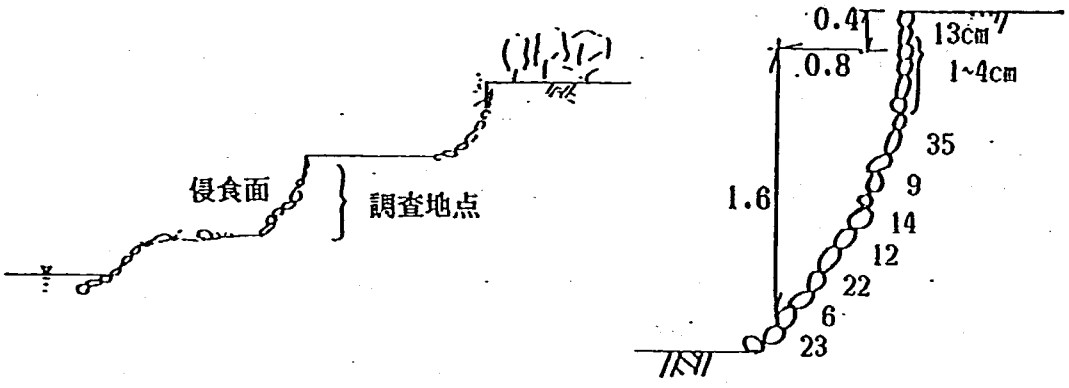


図３．３．29．９　河岸の断面形状 2.4K 右岸

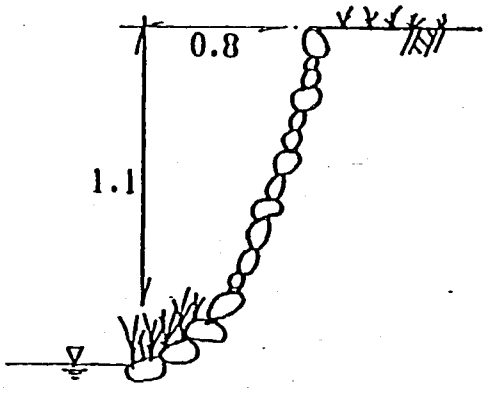


図３．３．29．10　河岸の断面形状 1.1K 右岸

表３．３．４　河岸侵食面の高さおよび斜面の角度

調査地点	Segment区分	高さ（m）	角度（底面）
12.8km左岸	1－1	3．0	22°
12.6km右岸+15m	1－1	3．0	32
12.6km右岸+10m	1－1	3．1	34
12.6km右岸	1－1	2．9	32
10.6km左岸	1－2	1．6	31
9.6km左岸	1－2	2．0	39
8.0km左岸	1－2	3．0	39
7.6km右岸	1－2	3．3	17
6.6km右岸	1－2	1．8	27
5.2km右岸	1－3	1．4	32
2.4km右岸	1－4	2．0	－
1.1km右岸	1－4	1．1	－

〔9〕　洪水時の水位変動

過去の出水時における痕跡水位記録のうち，既往最大の昭和44年８月出水（Q_p＝5,661m³/s）および平均年最大流量規模に近い昭和53年６月出水（Q_p＝1,370m³/s）の痕跡水位縦断およびその左右岸水位差を示したのが図３．３．30，３．３．31である。これによると流量規模が大きい場合は，左右岸水位差が大きいのはもちろん，流量規模が小さくとも水位差がかなり大きいことが分かる。

左右岸の水位差は，昭和44年８月出水時で最大が約4.0m（11.6km付近）であり，他は13.2km～4.0km間付近で約2.0m～3.0m，4.0km付近より下流側が約1.0m～2.0mとなっている。このような水位差は，流量規模とともに，砂州の形成とその発達状況によって場所的にも変化する。したがって，左右岸水位の変化状況やその位置は洪水ごとに異なるようである。なお，水制による堰上げによって上下流でも大きな水位差が生ずるため，これらの影響が左右岸水位差にも反映されているものと考えられる。

〔10〕　土砂の分級と河床材料

黒部川の河床材料は粒径約60cmの集団，約20cmの集団，５～７cmの集団，0.5mm程度の中砂の集団からなり，この集団毎に洪水時の動きが異なるので河床に働く掃流力の場所的違いによって分級現象が生ずる。ここでは黒部川の河床材料の各集団がsegment毎に，また砂州上でどのように分級（集団毎の割合の変化）されるか実態について述べることとする。

黒部川のSegment 1－2の代表的な粒度分布形は図３．３．32に示すようなものであり，平均年最大流量時の各粒径集団の平均の無次元掃流力τ_{*i}は図中の（　）の数字程度である。これより，洪水時の小規模河床波は平坦河床あるいは反砂堆と推定され，平均年最大流量時ではC集団はほとんど動かず，A′集団は掃流砂，B集団はwash load，A″，A‴集団はそれぞれ掃流，浮遊と考えられる。これらの各粒径集団は河床に働く掃流力とその地点に輸送されてくる各集団毎の土砂量に応じて，各集団の河床に存在する割合を変化させる。同一掃流力であっても小礫成分の輸送量が少なければ河床材料は小礫成分が少なくなり粗粒化し，多ければ細粒化する。

砂利河川における小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ないので，粒径の変化は大きくないが，大略的には掃流力の変化に応じて各粒径集団の割合，またC集団，A′集団の粒径が変化している。〔4〕で示した小segmentのC，A′，A″，A‴，B集団の粒径を昭和57年（1982）調査資料より求めると表２．６のようである。小segmentの河床材料の平均粒径と洪水時に河床に働く掃流力は，密接に関係し，各小segmentの平均年最大流量時の代表粒粒径d_Rに対する無次元掃流力τ_{*R}は0.05～0.06程度となっている。

次に砂州上の河床材料の粒度の変化について現地調査結果を用いて述べる。

黒部川の河道特性調査（1991年実施）の際に，図３．３．33に示す6.6～6.9kmの左岸付近の一つの砂州上の河床材料を，線格子法を用いて図中の地点において採取し，中軸を測定し，粒度分

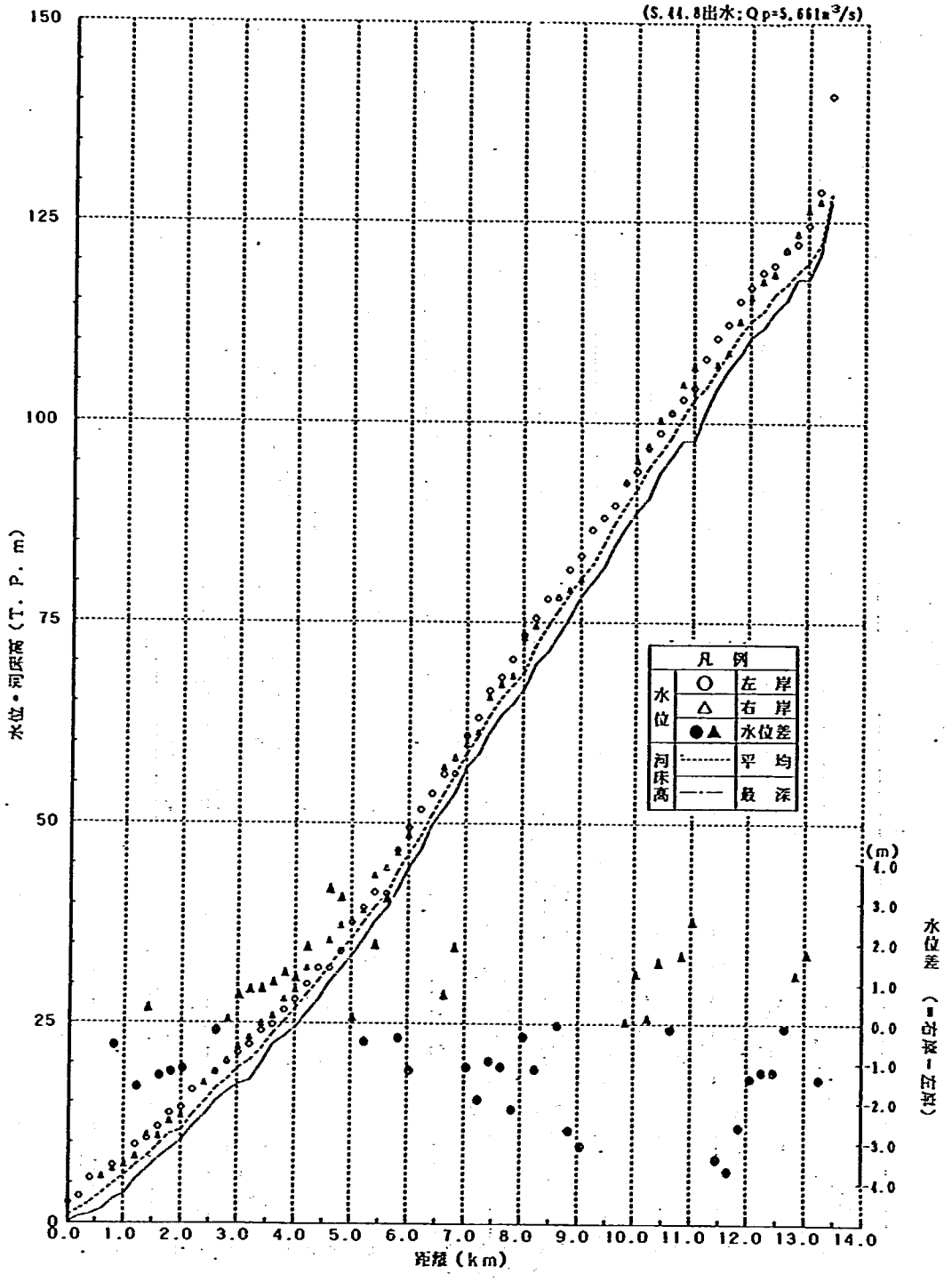


図3．3．30　痕跡水位縦断図（S44.8）

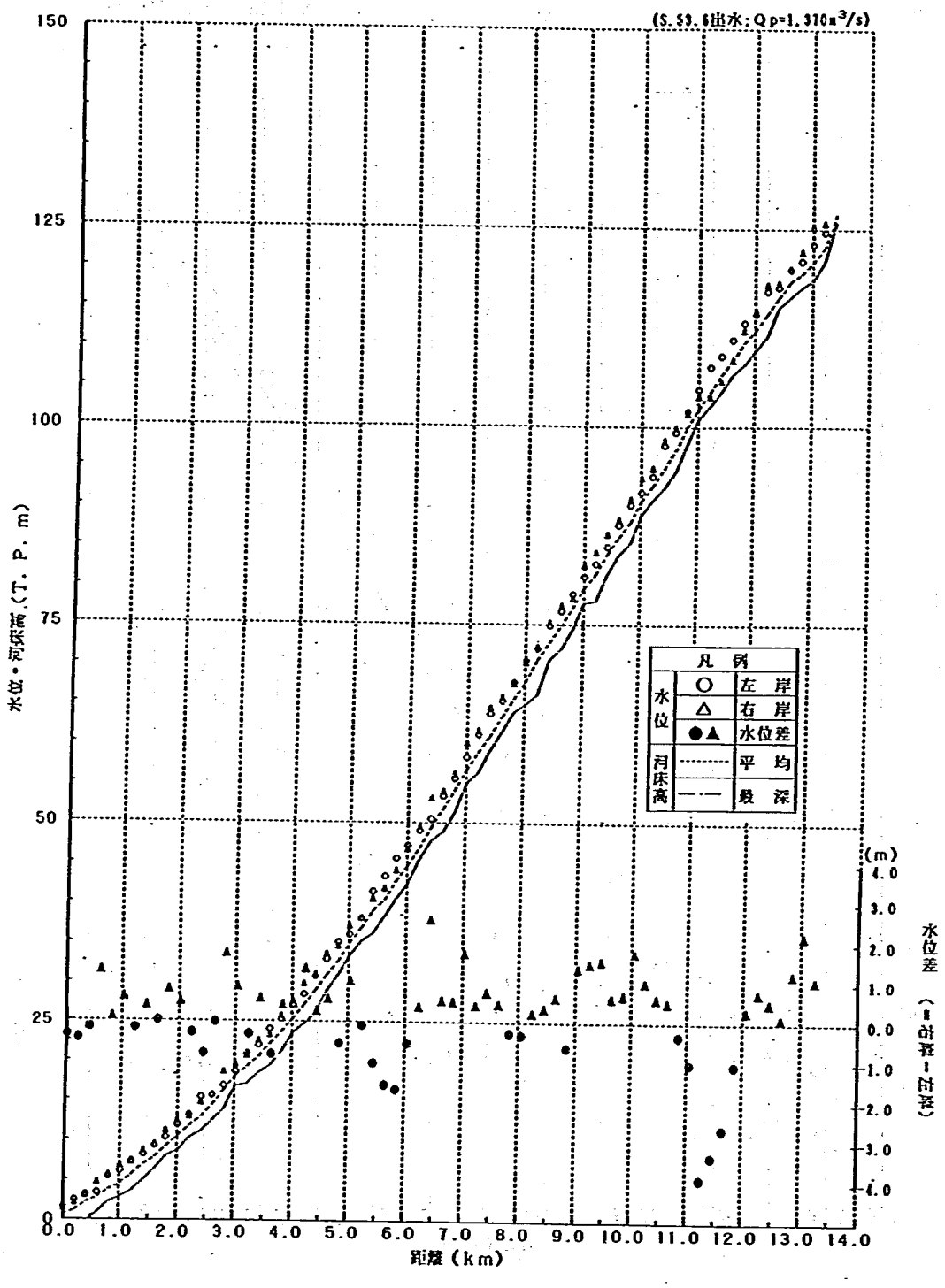


図3．3．31 痕跡水位縦断図（S53.6）

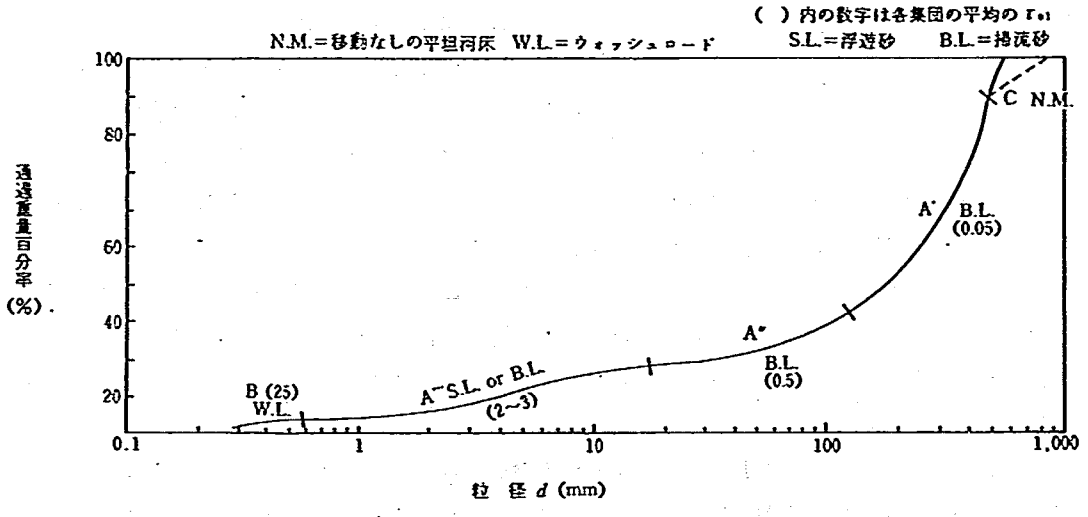


図3．3．32 平均年最大流量時の河床材料の運動形態

表3．3．5 Segment 区分と河床材料の関係

Segment	区 間	河床勾配	粒 径 (mm)				
			C 集団	A'	A"	A···	B
	km						
1－1	13.2～12.0	1/121	800～400	400～100	100～ 20	20～1.3	1.3～
1－2	12.0～ 6.5	1/90	800～400	400～100	100～ 20	20～1.3	1.3～
1－3	6.5～ 3.2	1/107	400～100	100～ 40	40～ 15	15～1.3	1.3～
1－4	3.2～ 1.0	1/142	300～100	100～ 40	40～ 15	15～1.3	1.3～
1－5	1.0～ 0	1/254	200～ 40	40～2.5	2.5～1.3	－	1.3～

布図（→Appendix A）を作成し，砂州上の粒度の変化を調べた。なお図中の点線が河岸線で，実線が測定時の水際線であり，これらの線が砂州の形状を示すものである。

調査結果を図３．３．34に示す。砂州の上流側（M５～M９）と下流側（M１～M４）を比較すると，上流側（流水の集中部，掃流力は比較的大きい。）が下流側（流水の拡散部，掃流力は比較的小さい。）に比較して大きい材料が多い。下流側に存在する大粒径は，小礫の上にころがって来て停止したような形で存在（浮き石となっている。）している。次に横断方向の粒径の変化を見ると，砂州前縁部に近い方が大きい値を示す。砂州上の河床材料は流水にさらされた履歴の違いによって，その構成材料が変化するので（洪水のピーク時と末期，大出水と小出水，また砂州上に乗らないような小出水があった場合では，表層の構成材料は変化する。）一概に言えないが，この調査時の観察によるとみお筋部の河床材料はアーマ化されて大きく，砂州の頂部は粒径が小さい傾向にある。

なお，この砂州の右岸すなわち現河岸寄りのみお筋部は観測時流水が無く，上流部はアーマ化されているが，下流側でみお筋幅の広がる所には小出水時に堆積したと考えられる砂が薄く，アーマコートの上に堆積していた。

図３．３．33に示す6.6km 付近の水際部の侵食面が生じている所で線格子法によって水際部（水面近く），中層部（侵食崖の中層，砂州構成材料であるが，上層との間に層序面があり堆積物の質が異なる。）及び上層部（侵食崖の上層，砂州の表層直下の構成材料）の粒径を調べた結果を図３．３．36に示す。これによると水際部では流水にさらされ小粒径が抜け出していることが良く分かる。また上層と中層では河床材料の構成材料が異なっており，異なった堆積環境下で堆積したものと判断される。

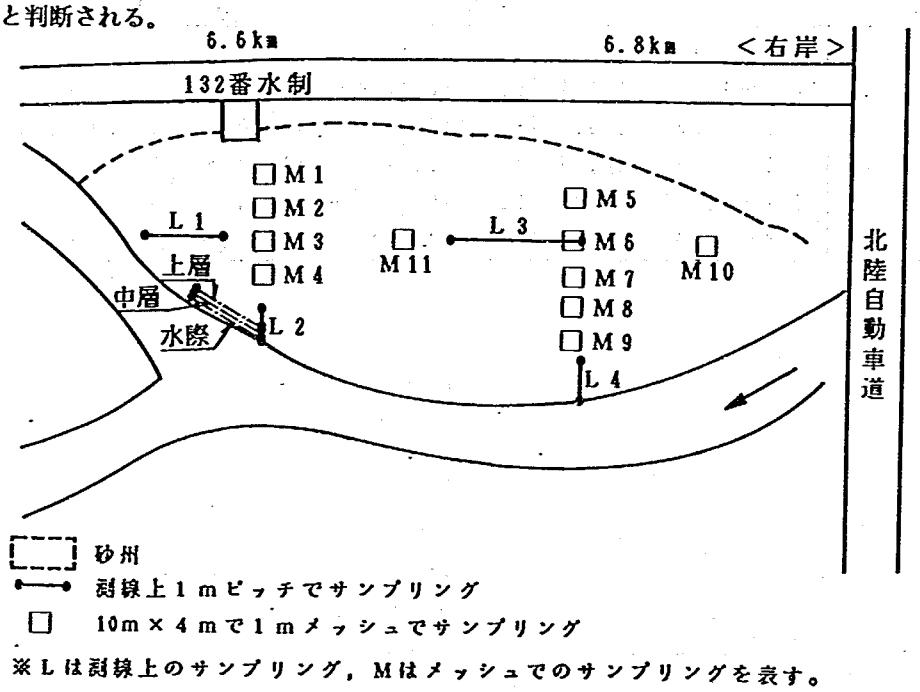


図３．３．33　砂州上の河床材料調査位置図

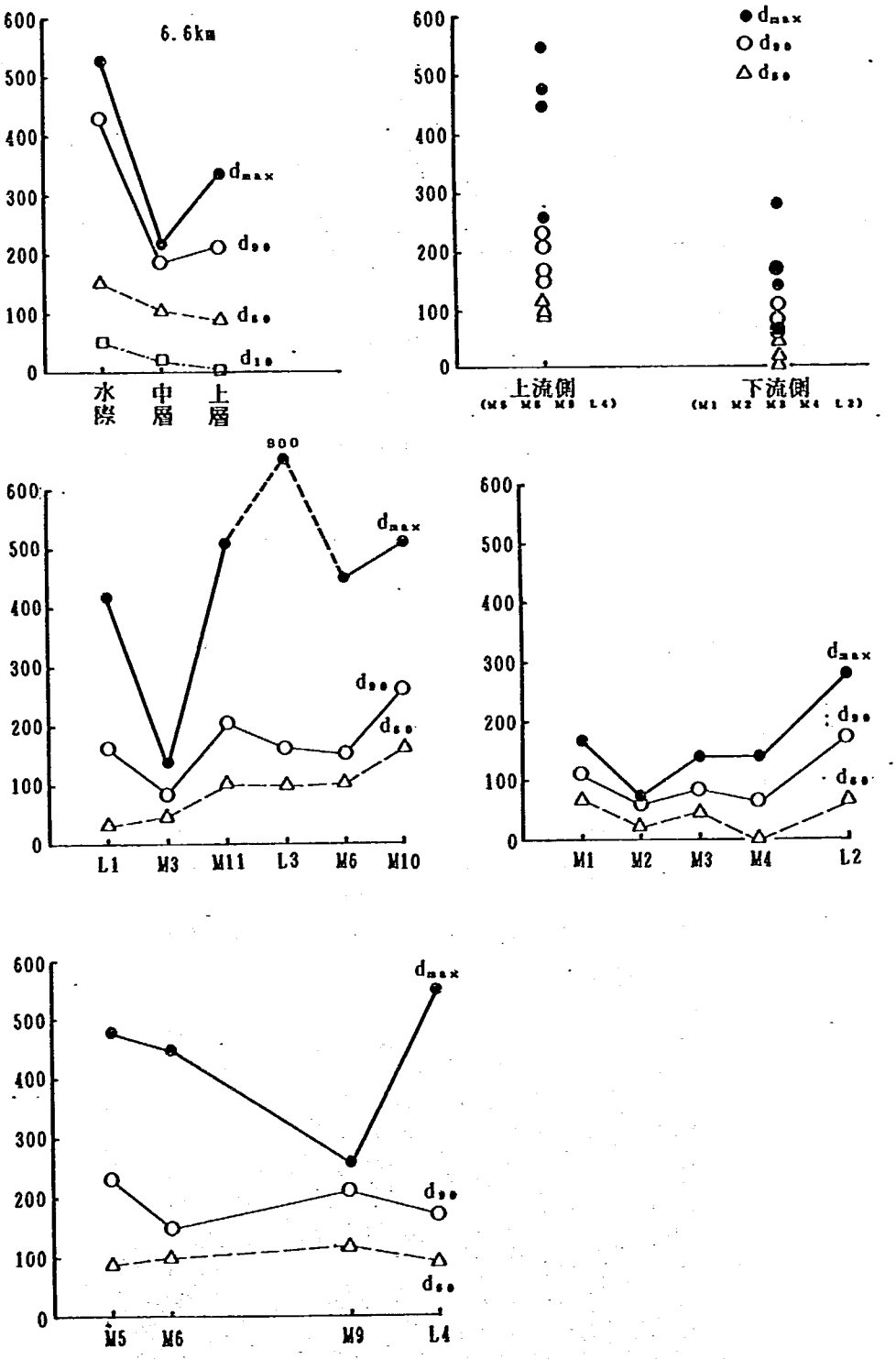


図３．３．34　砂州上の各調査地点の粒径比較図

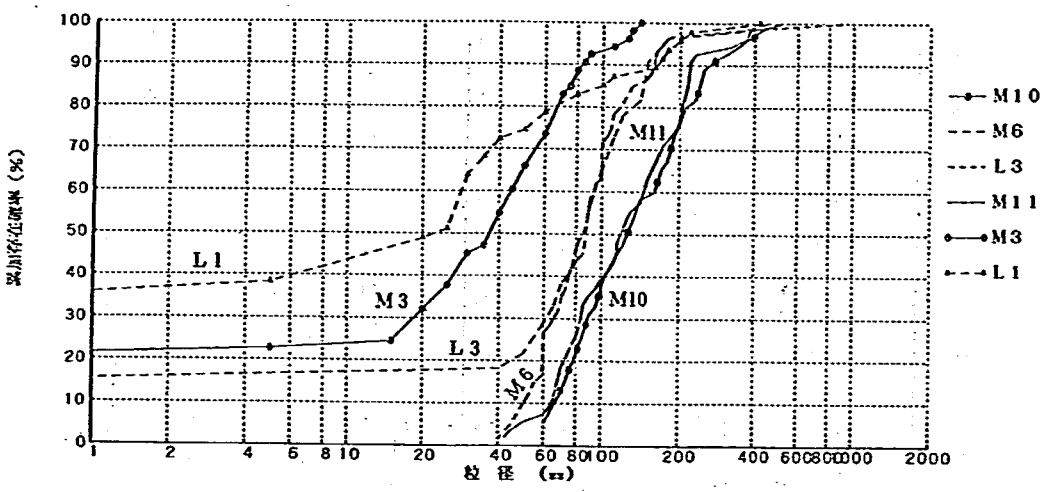


図3．3．35　表層河床材料粒度分布（砂州上の分級）

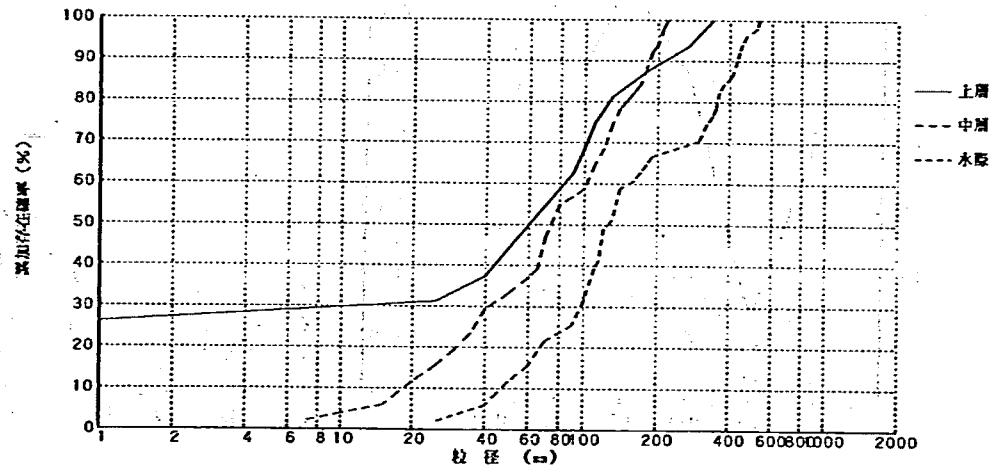


図3．3．36　水際部の層序の違いによる粒度分布の差



写真3．3．1　6.6km付近水際の状況

3．4　手取川の河道特性

本調査の対象とする河川は，石川県を流下する手取川で，調査対象区間は河口より17km の区間である。

〔1〕　河川の概要

手取川は白山大汝峰（2,702m）より発し，尾添川，大日川，直海谷川等の支川を合流し，鶴来地点に至り，これより扇状地上を直線的に約16km 流下し，美川にて日本海に流出する流域面積809km²，幹線流路延長72km の１級河川である。流域の地質は，日本最古の岩石と言われる飛騨変成岩，中世代の岩石である手取層群の砂岩，凝灰岩，礫岩，頁岩，第三紀層の砂岩，凝灰岩，泥岩，白山火山体を形成する第４紀火山噴出物（安山岩）など種々の岩質のものから成る。

流域の水源山地では，山腹崩壊が著じるしいため砂防事業が実施されている。また，大日川ダム，手取川ダム及び手取川第２，３ダムが建設されている。

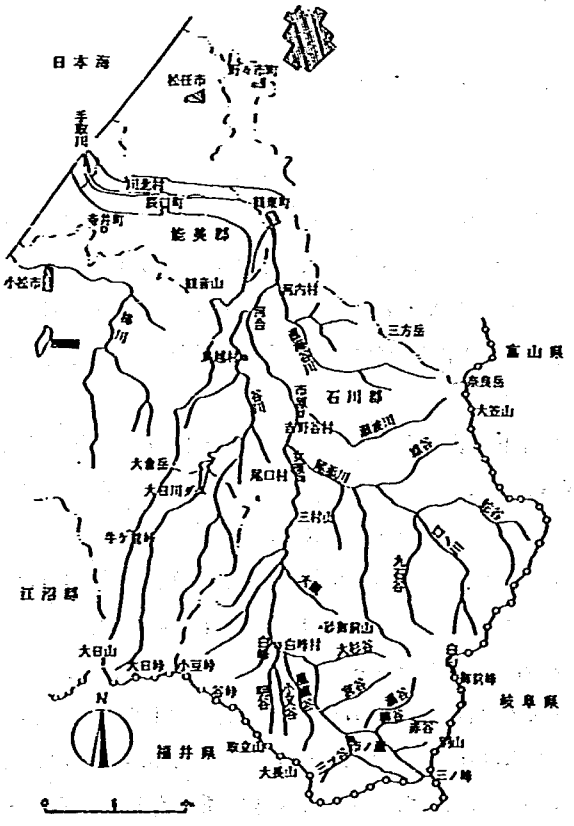


図３．４．１　手取川流域図

鶴来地点と河口間約16kmの河道は，平面形状としては，始点と終点でわん曲している他は全て直線流路であり，縦断形状としては河口部を除く区間がほとんど一様で，河床勾配は約1/170程度となっている。河状は，急流河川の特徴を示しており，主流路の変動が大きいために河幅が広く，堤防にはほとんどの区間で護岸，根固工が施こされている。

各種流量は以下のごとくである。

(1) 計画流量

$$計画確率年=\frac{1}{100}$$

計画高水流量＝5,000 m³/s

(2) 各種流量

鶴来地点の各種流量は，昭和26年から昭和42年の平均値で，

豊　水　量＝809 m³/s

平　水　量＝320 m³/s

低　水　量＝108 m³/s

渇　水　量＝0.35 m³/s

平均年最大流量＝1,537 m³/s

〔2〕 河道特性とSegment区分

1) 河道特性量の求め方

低水路部の平均年最大流量時の水理量は，次のようにして求めた。

昭和47年（1972）10月の横断測量結果を使った1000m³/s，2000m³/s時の不等流計算結果より，水路幅，平均河床高，径深，掃流力等を求め，これを図表化し，これより1500m³/sの概略の河道特性量を求めた。不等流計算結果によるとu_*^2の値が，個々の断面ごとに値の変動が大きいので，概略のu_*^2は各segmentの平均的な径深と河床勾配を用いて別途求めた。

2) 河道特性量の縦断方向変化

図3．4．2に径深R，深掘れ深ΔZ，平均河床高の縦断方向変化図，図3．4．3に川幅B，川幅水深比B/R，図3．4．4にu_*^2，昭和45年（1970）測定の河床材料の平均粒径，図3．4．5に平均年最大流量時の概略τ_{*m}，R/d_mの縦断方向変化図を示した。

また図3．4．6に，昭和37年（1962）から昭和40年（1965）に測定が行れた各距離位置の河床材料分布を平均化した粒度分布曲線より，各粒径ごとの通過百分率の縦断方向変化，また図3．4．7より代表地点の粒度分布形を示した。図3．4．4に示した平均粒径d_mと図3．4．6，3．4．7より求めた代表粒径d_RはA'集団以下のものが20～30%あるにもかかわらず，下流部の0～2km区間を除けば，ほぼ均しい。なお0～2km地点は，測定年度によっては中砂がA集団となることもあり，河床材料の変化の大きい所である。この0～2kmより上流の河床材料の粒度分布形の特徴は1.5cmから20cmのかなり幅広い粒径のものが，河床材料中に明確な粒径

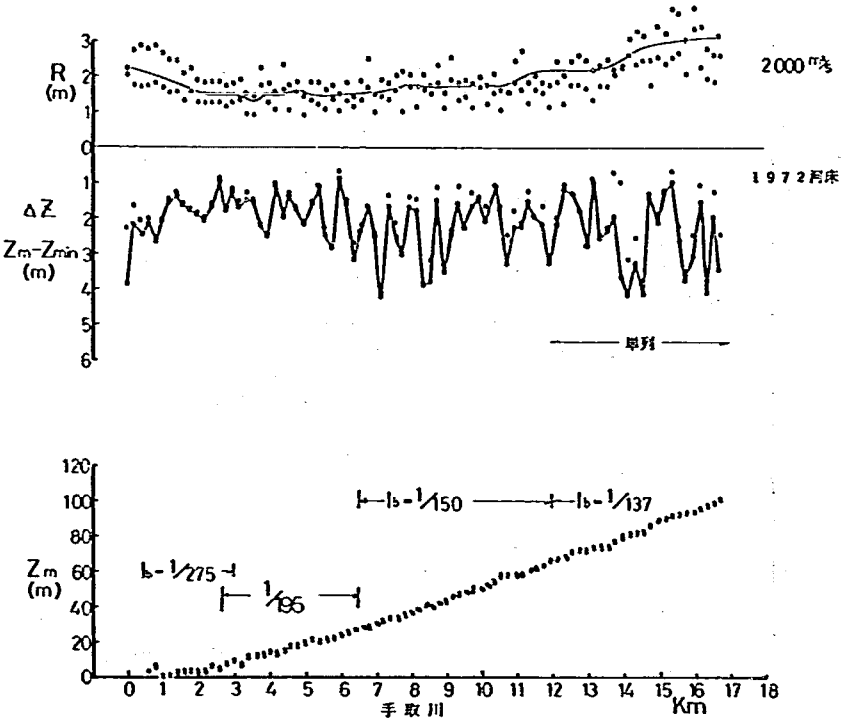


図3．4．2　手取川R, ΔZ, Z_m縦断方向変化図

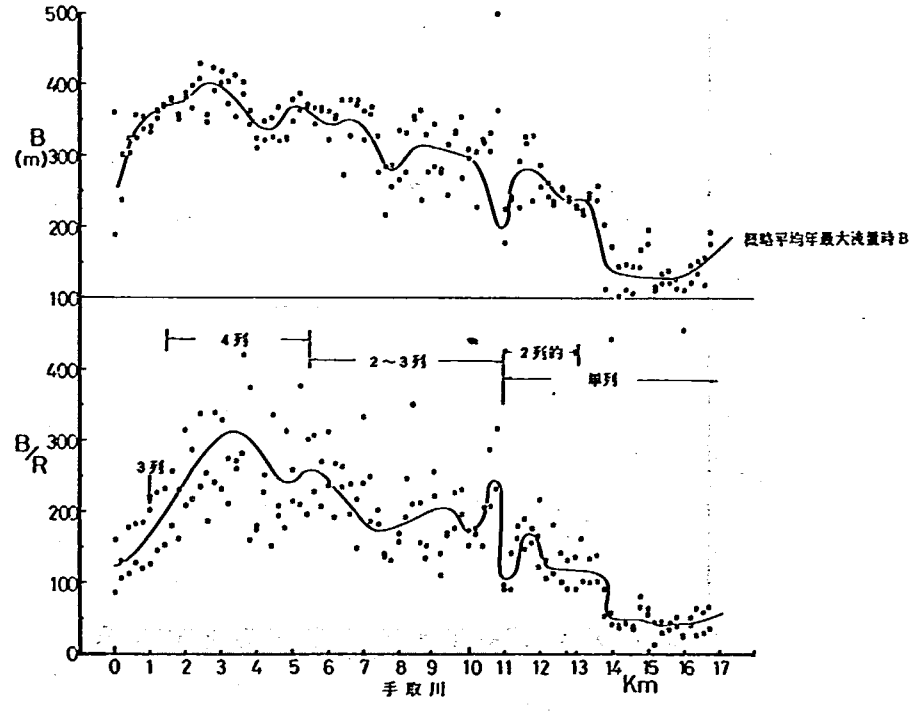


図3．4．3　手取川B, B/R縦断方向変化図

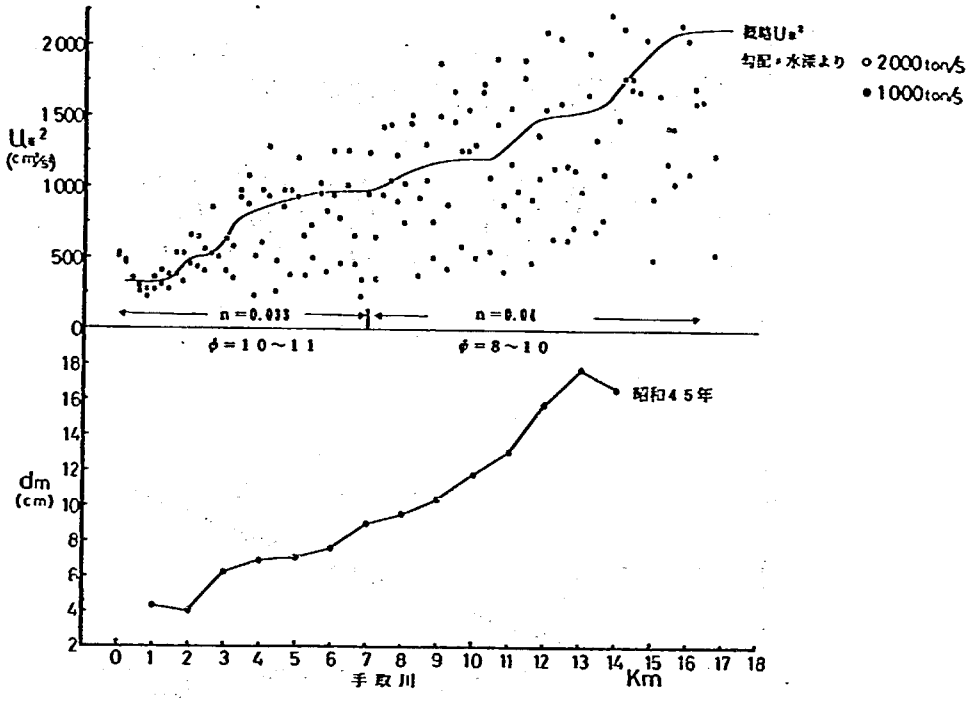


図3．4．4　手取川 u_*^2, d_m 縦断方向変化図

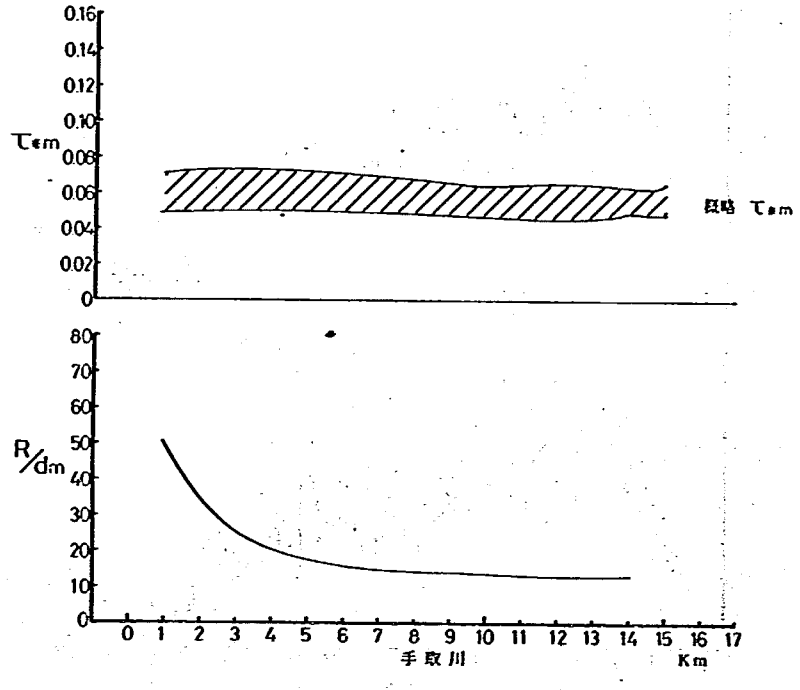


図3．4．5　手取川 τ_{*m}, R/d_m 縦断方向変化図

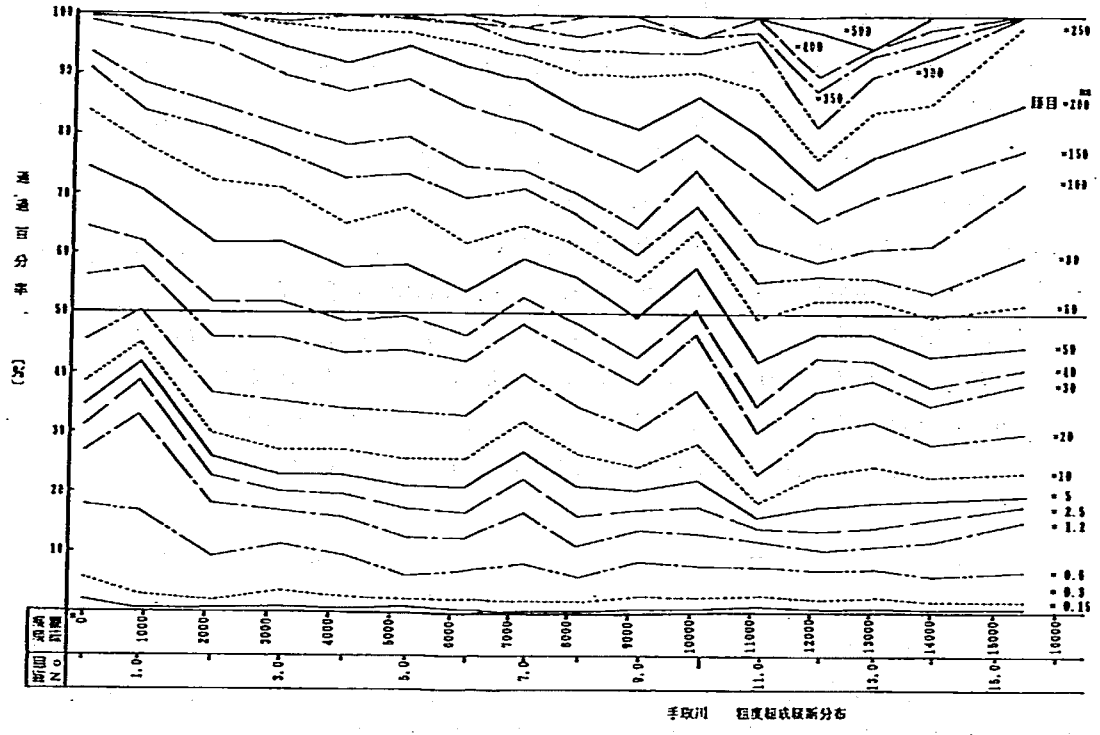


図３．４．６　手取川河床材料粒度組成縦断変化図

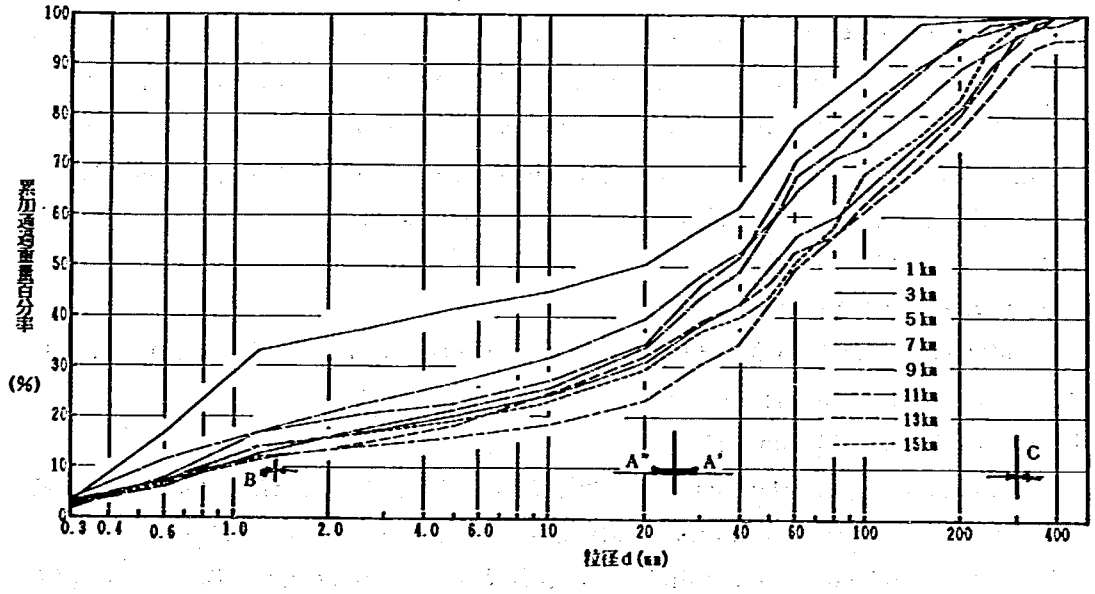


図３．４．７　手取川Ｓ37～S40年の平均粒度分布

集団を作らずに存在していることである。

河床勾配の縦断形をみると7km地点より上流は勾配1/150程度でほぼ一定勾配であるが，14kmより多少勾配が急となっている。7kmより下流は勾配が上流に比べて3割ほど緩く1/195程度であり，0～2kmはさらに緩く1/275程度となっている。

川幅は14kmより上流で狭く150m程度しかない。ここは河床に基岩が露出している。14km地点より川幅は急に拡がり13km地点で260m程度，7km地点で300程度，2km地点で400mと下流に向けて少しづつ川幅が拡がっているが，それより下流では急激に狭くなる。

平均年最大流量の水深は，3kmより上流は勾配があまり変わらないのにかかわらず，下流に向けて浅くなっている。これは川幅が下流に向けて徐々に広くなるためである。3kmより下流は，勾配と川幅が減少するため，水深が逆に下流に向けて大きくなっている。

u_*^2の値は下流に向けて緩くなる傾向であるが，13km付近，7km付近，3km付近で急変している。

平均年最大流量時の平均粒径d_mに対する無次元掃流力τ_{*m}及び代表粒径d_Rに対する無次元掃流力は，0～2km地点以外は0.06～0.07程度となっている。

3) Segment区分とその特徴

手取川は，河床勾配から見ると7km，2km地点に勾配の変化点があるが，他の河道特性量，特にu_*^2の値は，この勾配急変点間においても下流に向かって少しづつ小さくなる傾向があり，他の扇状地河川に比べて，同一segment内での河道特性量の変化が大きい。この原因として，図3．4．7に示したように河床材料の主構成材料の最大と最少の粒径の範囲が2～35cmと幅広く，この範囲内に明確な粒径集団を持たないことが一因と考えられる。すなわち上流山間部から供給される砂利成分の内，ある特定の粒径成分が多量に補給されるということが無く，種々の粒径成分のものが補給されるため，供給された土砂の分級堆積作用が，ある特性の粒径集団を持つ扇状地河川に比べて，明確に現れにくいと考えられる。さらに扇状地上流部の供給土砂量減少による下刻化，治水事業による川幅制御がこのような結果を生み出したのであろう。

以下にsegment区分を示す。

4) Segmentの区分とその特徴

手取川扇状地の河道は，大きく見れば一つのsegmentのみから成ると言えるが，細かく見れば，次の5つのsegmentを持っている。

(1) Segment 1－1 = 13.5km～17km

手取川扇状地の扇頂部は16kmの下流，和佐谷橋と考えられるが，上流からの流出土砂の減少のためか，この区間は，河床が低下傾向にあり，河床にはbed rockが露出している。河道の平面形は，左右に存在する岩質の山によって規制されて，かなりの蛇行度を持っている。河床が下刻化の傾向にあり，川幅が狭く，平均年最大流量時の川幅水深比は50程度であり，単列の強制砂州が発生している。

(2) Segment 1－2 = 7km～13.5km

河床勾配が$\frac{1}{150}$程度の区間で2～3列の砂州を持つ区間である。河床材料はこの区間で下流に向けて少しづつ小さくなり，また川幅も徐々に広がっている。

(3) Segment 1−3 = 2km～7km

この区間は川幅が最も広く，ほぼ4列の砂州が発生している。上流のsegmentより多少勾配が緩く1/195であり，また河床材料も小さい。

(4) Segment 2−1 = 0km～2km

この区間は勾配が急に緩くなり，河床材料が砂利まじり砂となるため平均粒径は小さくなる。また川幅も減少する。このsegmentの形成には人工的河床低下の影響が大きかったものと推定される。河床低下前の河床高を取ると本segmentはSegment 1−3とほぼ同一河床勾配となるので，河床掘削以前はSegment 1−3と同様な河道特性を持っていたものと推定される。

〔3〕 手取川の砂州の特徴

手取川の河口処理の検討のために0～4km区間の移動床模型実験が行われた。この実験を通して，また現地の航空写真の読み取りより手取川の砂州の特徴を記す[5]。

手取川移動床実験は，模型の底質材料として，現地の粒度分布に合わせた縮尺1/60の無歪の模型である。砂州の挙動，特性を決める支配無次元パラメーターは，無次元掃流力$\tau_{*m}=u_*^2/sgd$，川幅水深比B/H，水深粒径比H/dおよび粒度分布形である。本実験の場合，これらを現地と模型でほぼ同一とすることができた。そのため模型で生じた現象は現地でも同様なことが生じていると判断される。

・砂州のスケール

図3．4．8は，1947年11月6日撮影の空中写真よりみお筋の位置を示したものである。これは模型で1500m³/sを定流で通水した時の砂州のスケールと同程度となっている。また砂州の垂直スケールH，も現地とほぼ等しい。

・流量変化による砂州スケールの変化

砂州は流量増によってその水理量に対応する新しい砂州を生じるというものではなく，前の流量で生じた砂州をそのまま受けついでいく。流量が大きくなったからと言って砂州が大きくなるということではない。ただし砂州の前進速度を速くする。本実験においても1,500m³/sの砂州長L，と5,000m³砂州長/s時の砂州長L，のスケールはほぼ同一であった。ただ模型上流部の3～4km地点は5,000m³/sの洪水の場合，補給砂が追いつかず，河床低下域になったためかL，が大きくなりH，も小さくなった。ところが2～3km地点は補給砂が多いためか（堆積域）L，は1,500m³/sより多少小さくなった。砂州のスケールは，河床が堆積域か侵食域かによって多少スケールが変わるようで堆積域では短く，侵食域では長くなる。

・流水による河床材料のふるい分け

混合粒径の砂を用いて実験を行ったが，流れによるふるい分け作用が有り，流水の収れんする所では深く掘られ粒径も粗くなっていた。また収れんした流れが拡散する所，砂州前縁の手

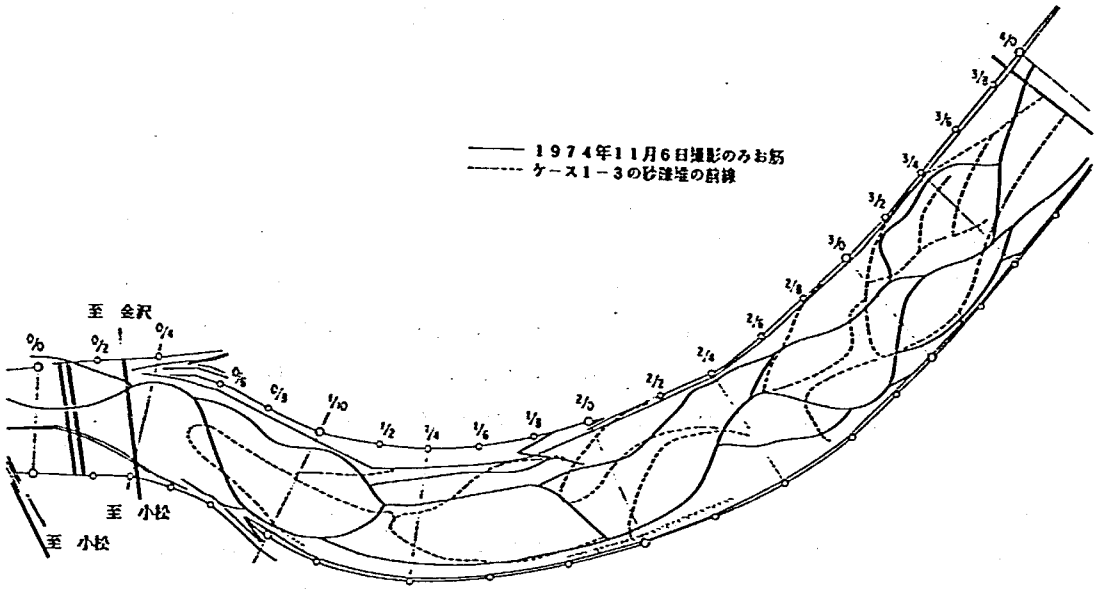


図3．4．8　砂州のスケール[6]

前側は，図3．4．9に示すように細砂となった。ただ流れの主流部の前縁は粗砂となっていた。なお細砂の部分では，Antidune および dune 河床が発生している所もあった。

・砂州の前進速度

砂州の前進速度 v_s を把握するため，1,500m³/s 定流時，砂州の先端位置の時間変化を調べてみた。その結果が図3．4．10である。相似律により模型時間を約7.75倍すれば現地時間に相当する。これによると上流の方が移動速度が速く，下流の方が遅い。これは無次元掃流力が上流の方が大きいためと考えられる。砂州の前進速度を図3．4．10より求めてみると

3 km 地点の砂州は　現地換算1,500m³/s で $v_s \fallingdotseq 6.5$m/h

2 km　〃　$v_s = 5.9$m/h

1 km　〃　$v_s = 4.4$m/h

となる。

この速度はあまり大きなものではなく，この川の通常の流況（年1回洪水が1,500m³/s前後）なら，砂州の基本的な位置は，それほど大きく変わらないだろうことを示している。しかし，出水が無いと小流量時の水路を生じ（小流量時の水路は，砂州の前縁の深掘れ部に生じる），これが砂州の形をくずし，さらに小流量時の水路幅に応じた新しい砂州を生じることがある（航空写真よりの判断）。

なお大出水時には流砂量が多くなるため，v_s が速くなる。

・手取川扇状地河道の砂州

手取河扇状地河道部16km の砂州パターンは基本的に二つに分けることができる。

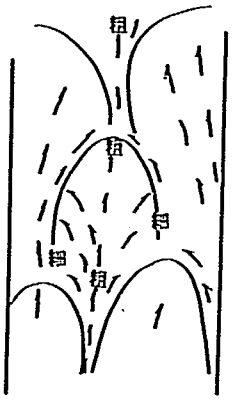


図３．４．９　砂州上の分級[6]

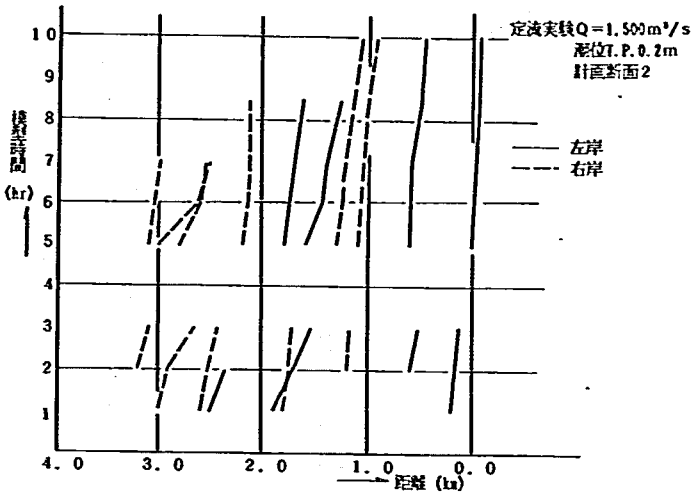


図３．４．10　砂州移動の時間変化図[6]

0～9km 地点の３～４列の多列砂州の区間

10～15km 地点の多少乱れるが安定的（砂州の移動しない）交互砂州区間

この変化は平均年最大流量時のB/R（川幅÷径深）の変化に対応し，B/Rが100以上なら交互砂州から複列砂州に変わる。

〔４〕　Segment の形成

手取川の河道は，扇状地の勾配等から判断すると，本来７～18km の河床勾配1/150，平均粒径10～12cm の segment と０～７km の河床勾配1/195，平均粒径６cm 程度の２つの segment から成っていたものと推定される。

下流の segment が２つに分かれたのは，近年の河床掘削による河口付近の緩勾配化が原因している。

上流の segment が２つに成ったのは，上流山間部からの供給土砂量の減少による河床材料の粗粒化，bed rock の露出による河岸，河床の洪水に対する耐力の増大とこれに伴なう河幅の減少に原因しよう。

今後，上流ダム群の完成もあって上流からの供給土砂の増加は見込めないので，Segment 1－1 の延進と川幅の狭少化が徐々に進もう。

表３．４．１　手取川の砂州と 2,000m³/s の水理量[6]

距離(Km)	川幅b(m)	平均水深	r_s(g/cm³)	B/R	r_*	d_m(cm)	R/d_m	L_s^* or λ^*	λ/B	河　状
0.0	356	2.23	1.32	159	0.229	3.448	63			↑
1.0	342	2.66	0.41	128	0.055	4.435	60			
2.0	388	1.87	0.65	207	0.096	4.076	46	300 ～500		H_s=3m
3.0	417	1.79	6.74	232	0.072	6.269	28			網状乱れる．3～4列
4.0	324	1.80	1.08	180	0.094	6.966	25			↓
5.0	380	1.46	0.79	260	0.068	7.063	21			↑
6.0	362	1.51	0.96	237	0.077	7.624	20			
7.0	362	1.51	0.94	239	0.062	9.055	17	500 ～600		8の字蛇行幾分乱れる．
8.0	334	2.09	1.57	157	0.099	9.547	22			2列から4列
9.0	345	1.55	1.44	222	0.099	10.757	14	1,750	5	↓
10.0	307	2.00	1.74	153	0.089	11.809	17	1,500	5	↑
11.0	224	2.43	1.73	92	0.080	13.116	19	1,500	7	多少乱れるが安定的蛇行
12.0	287	2.30	1.78	124	0.068	15.824	15	1,750	6	
13.0	230	2.45	1.68	93	0.058	17.847	14	1,600	7	H_s=6～7m
14.0	174	2.30	2.22	60	0.080	16.618	15	1,300	7	↓
15.0	196	2.45	1.97	57						
16.0	110	2.47	2.70	27						

＊蛇行波長　＊L，多列砂州の波長

〔５〕　河床変動

図３．４．11に昭和４年（1929）の河床高を基準とした昭和９年８月，昭和11年８月，昭和53年11月の平均河床高の変動量を示した。なお昭和９年７月に大洪水があり，有堤部10kmの内，僅か３kmの間に300～600mの大破堤が５ヶ所も生じた。ここから河床の土石を堤内に乱入させた。図３．４．12は本洪水の洪水侵入状況，堤堰の欠壊状況を示したものである。

鷲尾によると，本洪水による堆積土砂量は93万m³にすぎないが，もし破堤しなかったら200万m³ぐらい堆積するはずであったろうとしている[10]（この根拠は明らかでない。）。また昭和９年から10年間の掘削量200万m³と河積の増減より年々約10万m³の土砂が堆積しているとしている。これは比生産量で言うと125m³/km²年となり，砂利分が生産土砂の15%とすると生産土砂の比生産量は833m³/sとなる。多少少ないがほぼ妥当な値であろう。

昭和30年以降の河床変動状況を見ると以下のごとくである。

① 昭和４年と昭和30年を比較すると，河口部から9.0km付近まではほとんど変化がみられない。しかし，9.0kmから14.0km付近は平均１m低下している。

② 昭和30年から昭和40年の比較では，河口部から6.0km付近で２m前後低下している。これは，当時の改修計画の方針が掘削を中心にしていたためである。

③ 昭和40年以降においては，7.0km付近から14.0km付近の中・上流部で大きな変化がみられる。これは公共事業の発展に伴うコンクリート用骨材の需要に伴い河川砂利採取が行われ

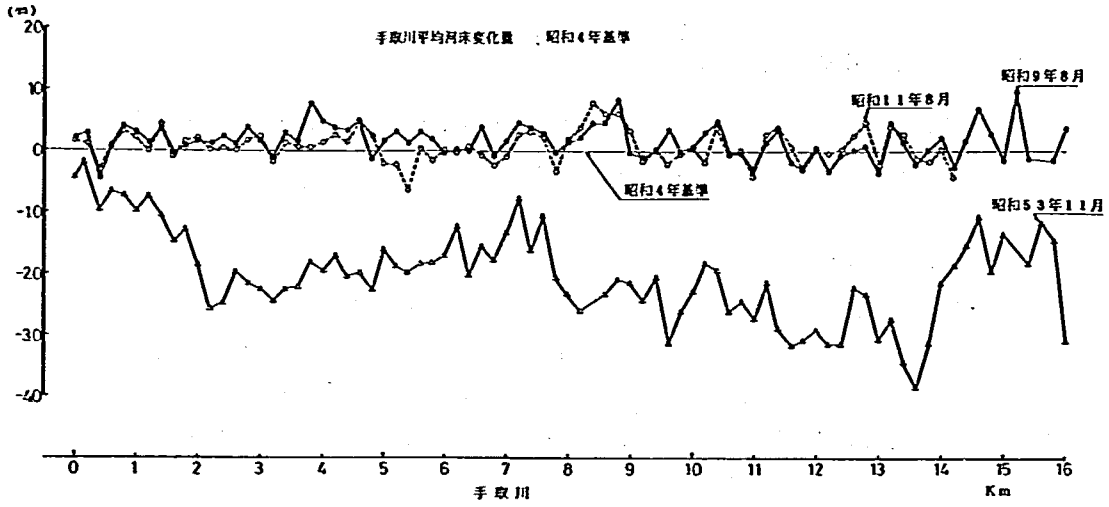


図3．4．11　手取川平均河床変化量，昭和4年基準

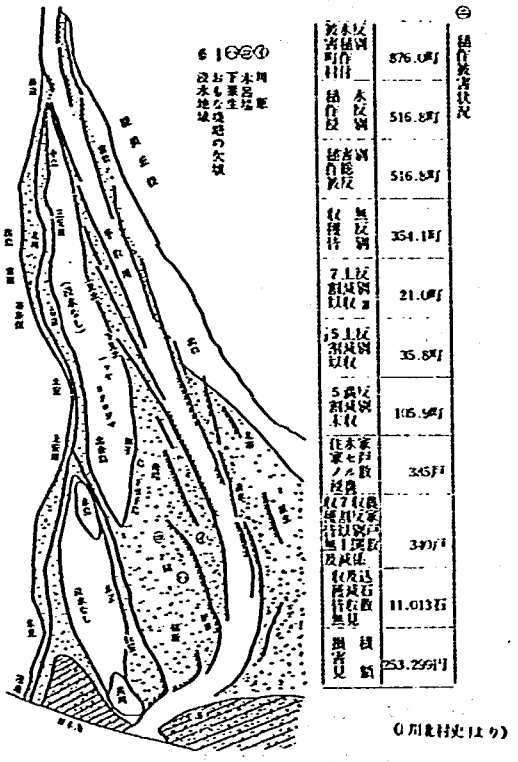


図3．4．12　昭和9年洪水侵入地域[7]

たことが一因である。但し，昭和50年以降は河床低下が進行したため，採取規制が行われ低下傾向が緩和されつつ現在に至っている。

④　河口部は河床低下量が少ない。これは掘削しても波，洪水によって土砂が堆積するためである。

3．5　富士川の河道特性

調査対象区間は河口より7kmの区間である。調査の目的は，河口近くの河床掘削が，富士川の河道特性にどんな影響をあたえたかを知ることにある。

〔1〕　河川の概要

富士川は，その源を山梨，長野県境の駒ケ岳（標高2,996m）に発し，甲信の境を一旦北流したのち流路を南東流に変え，八ケ岳裾野に横たわる一大断層をなす峡谷を流れ，大武川，八武川，塩川，御勅使川を合流し，山梨県中巨摩郡竜王町において甲府盆地に出て，これより盆地西部を南流し，西八代郡市川大門町において笛吹川を合わせて再び山間部に入り，早川，波木井川，芝川等を合わせながら曲折南流し，静岡県富士川市において駿河湾に注いでいる。

河川の概要は次のごとくである。

(1) 流域面積　　3,571 km²

(2) 流路長　　128 km

(3) 計画流量

北松野（河口より10.5km）における計画高水量＝16,600m³/s

流量確率年　$=\frac{1}{150}$

(4) 各種流量

北松野における昭和35年から45年の平均で

豊水量 ＝ 51.4 m³/s

平水量 ＝ 18.5 m³/s

低水量 ＝ 10.3 m³/s

渇水量 ＝ 6.7 m³/s

(5) 平均年最大流量

北松野における昭和35年から昭和49年の平均で3,250m³/sである。この流量に対する流量確率年は $\frac{1}{2.4}$ である。

〔2〕　扇状地部の地形と地殻変動

富士川扇状地は，図3．5．1に示すように河口より約5.2kmの岩王町付近を扇頂とし海岸に接する扇状地である。河川は図3．5．2の河道変遷図に示すように，もともと岩本（4.5km付近）と水神との間を東流し，河道変遷していたものを，江戸時代になり加島地方の氾濫原を新田開発するために古郡孫大夫三代が1615年から1681年までの間に水神上流の左岸側に雁堤を築き，富士川本流を水神社の西側に流すようにしたものである。雁堤は水神社が存在する左岸の小丘から堤防を拡げ，岩本地点の山裾で山付けしたものである。

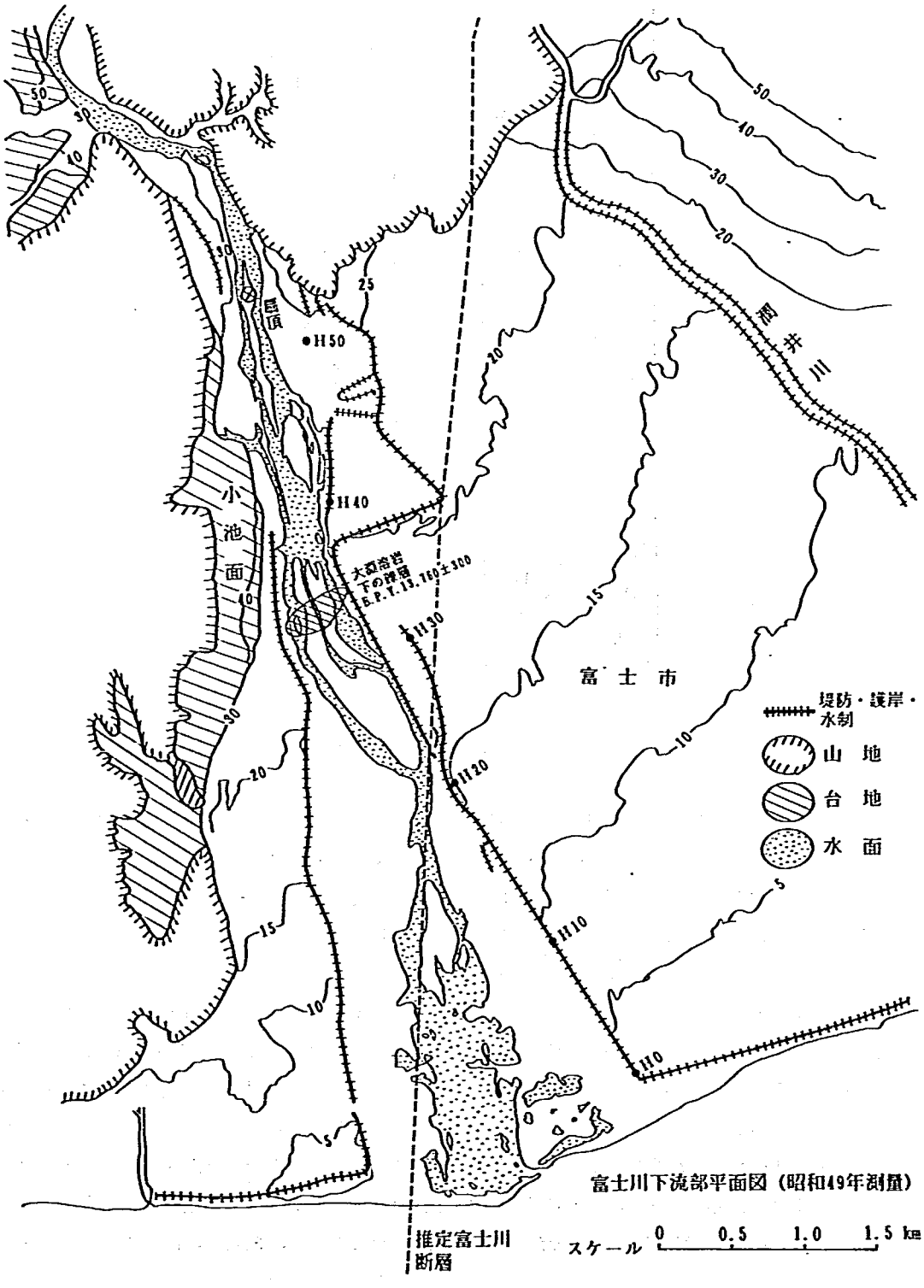


図3．5．1　富士川下流部の扇状地地形図

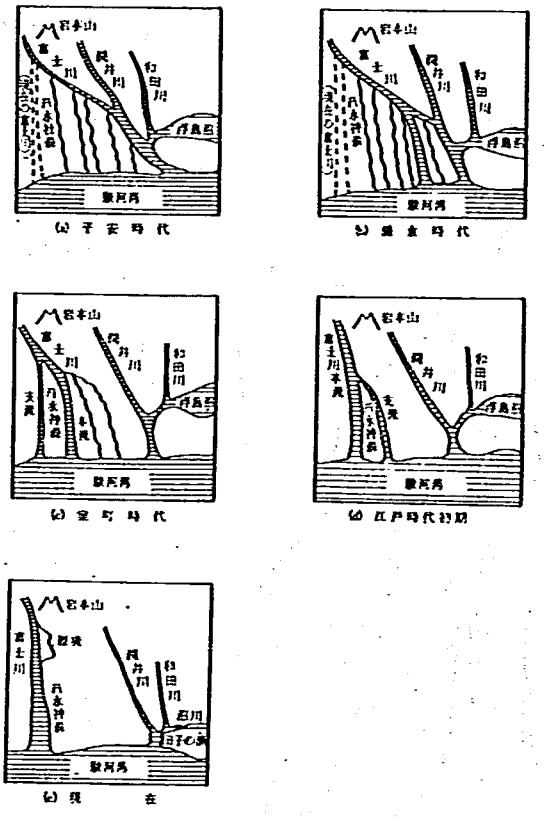


図３．５．２　河道変遷図（事務所資料より）

ボーリング調査や安政の大地震時の記録によると図３．４．２に示す位置に富士川断層が存在することが確実視されており西側が上昇，東側が下降する運動が認められている。

富士川下流の西方には蒲原丘陵が広がるが，この丘陵との境界部には河岸段丘が存在し高位段丘と低位段丘に分けられる。高位段丘は低位段丘より10m程高く，約30mの高さにあり小池面と言われ，6000年前の段丘と考えられている。

安政の東海地震（1854）時には，富士川西岸一帯は，木島まで最大３丈（９m）ほど隆起し，東岸では，水神の下，宮下境まで約700mが２尺（0.6m）程陥下し，そのため水神下の三番出（渡船場）より水流が逆落しとなって流れたという。さらに翌年６月の大風雨によって水神下の左岸堤が200間にわたって欠壊し，流域10ケ村の民家が流出した。

なお富士川断層は，現在は動いていないが，大地震によって（150年周期）平均150cm程度相対的変位が生じるだろうことが，約6000年前の旧汀線の高度や，大淵溶岩の富士川断層をはさむ相対的変位差（標高差104m）と，この溶岩下の木片の年代測定結果13,760±YBPから推定されている[9]。

〔3〕　低水路の河道特性量

低水路部の洪水時の水理量を求めるために，昭和50年（1975）に行われた横断測量の結果を使った不等流計算結果より，流量4,000m³/s時の計算結果を使って水路幅B，川幅水深比B/R，u_*^2，R，ΔZ，Zmを求めた。計算に使われたマニングの粗度は，0.031である。

図3．5．3にR，ΔZ，Zm，図3．5．4にB，B/R，図3．5．5にu_*^2とdmの縦断方向変化を示した。また河床材料の表面の粒度分布を図3．5．6に示す。この調査は，1980年2月に行ったもので，線格子法によるサンプリングを行ったものである。河床材料の代表粒径は7～8cmである。低水路の平面形状を図3．5．7に示す。ここには1947，1965，1975年の低水路の形状を航空写真を基にして描いたものである。

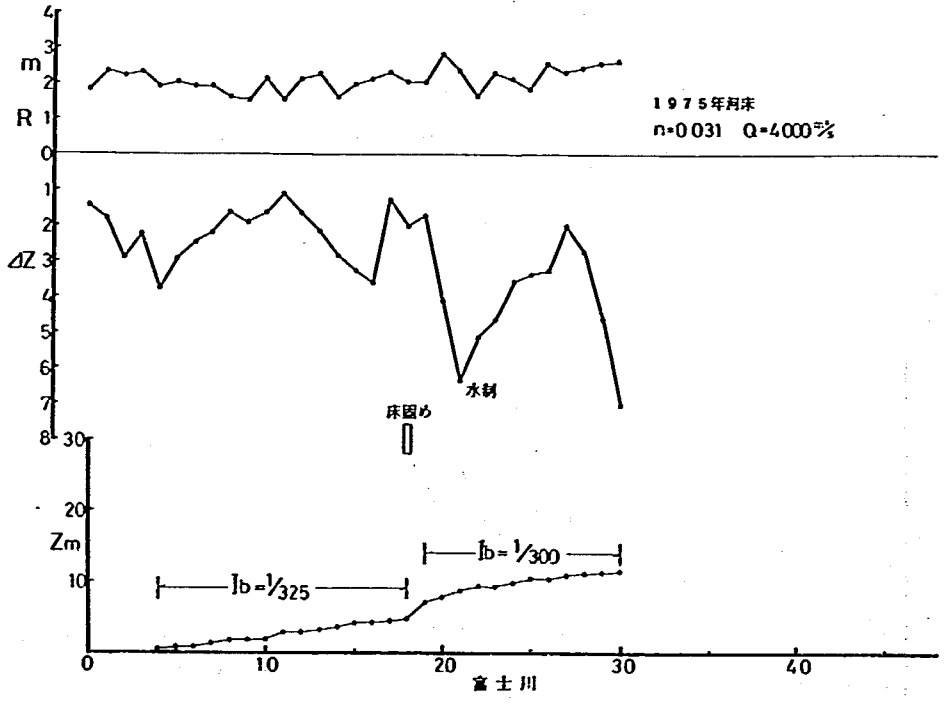


図3．5．3　R，ΔZ，Z_mの縦断方向変化図

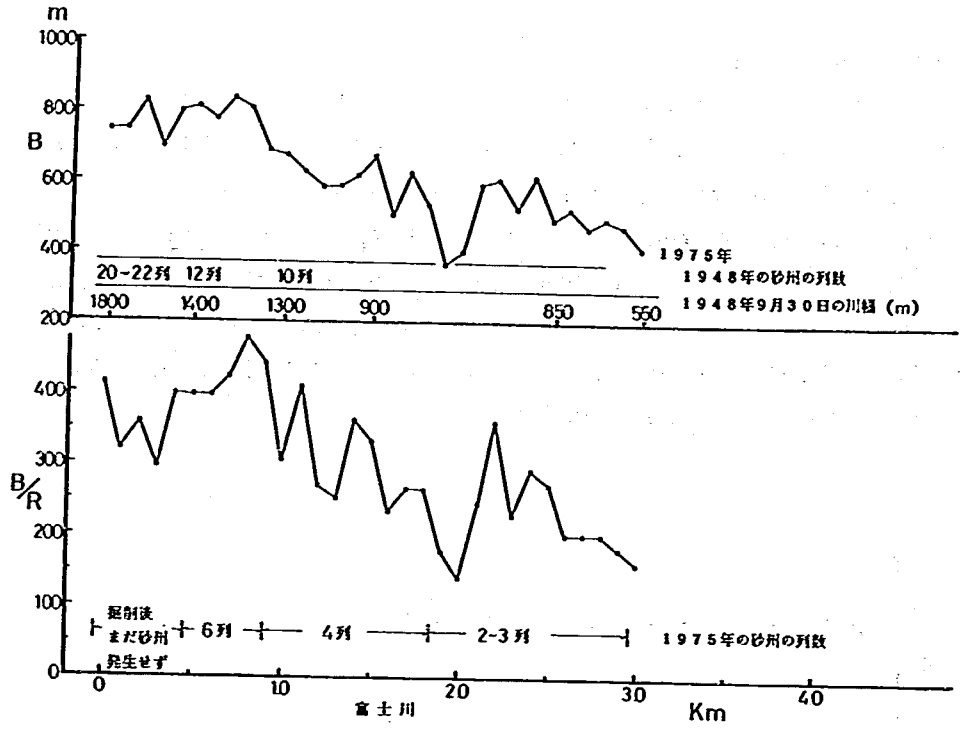


図3．5．4　B, B/R の縦断方向変化図

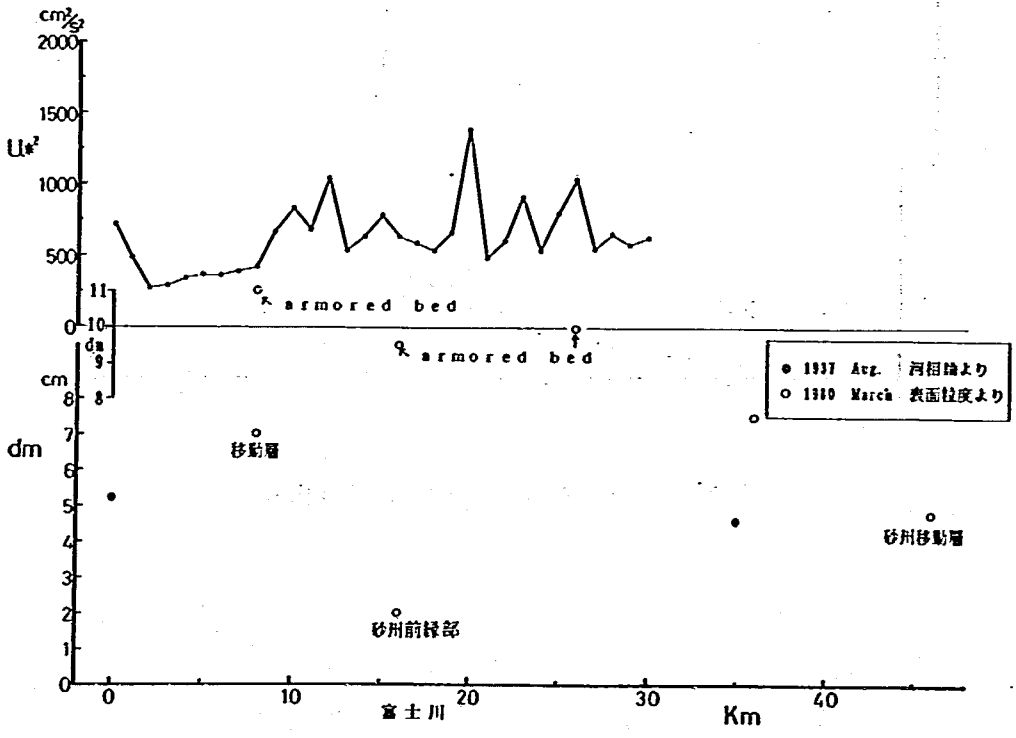


図3．5．5　u_*^2, $d_=$, d_{50} の縦断方向変化図

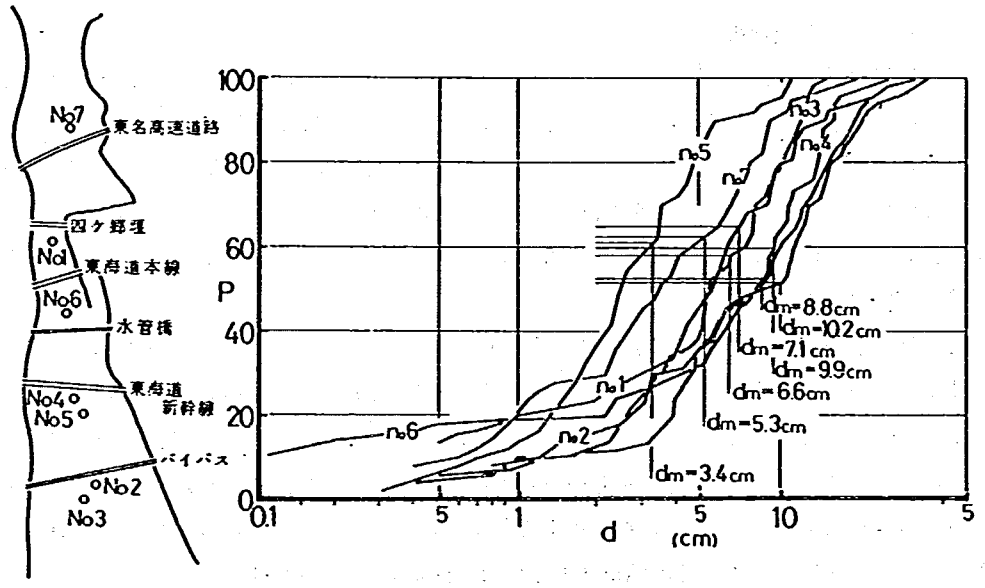


図3．5．6　河床表層材料粒度分布図[8]

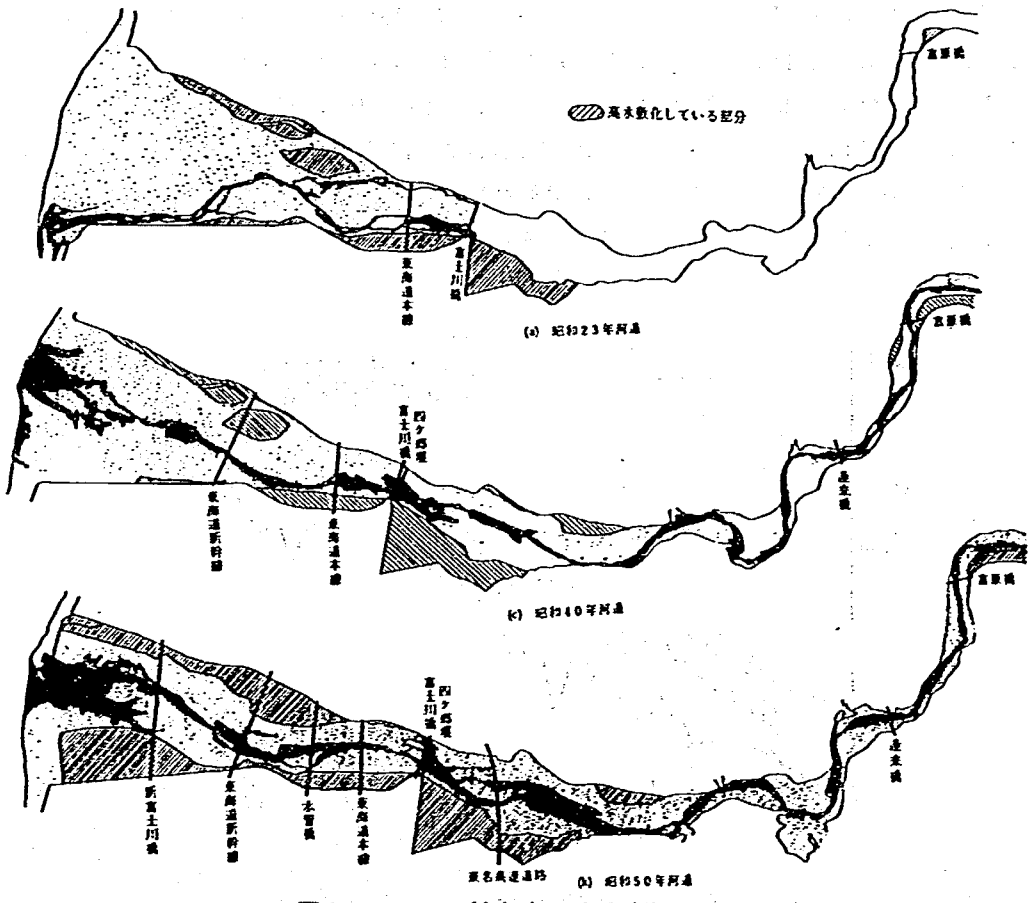


図3．5．7　低水路の平面形状の変化

〔4〕　川幅の変化の原因

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，図３．５．７で示すように０kmで1,800m，1.0kmで1,300m，1.5kmで900m，2.5kmで850m有り，下流に向ってラッパ状に拡がっていた。ところが1975年時においては０～１kmで800m，１～2.5kmで600m程度の川幅になり，その後現在まで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8,000m³/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。

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，０～1.5kmの区間の低水路の河床勾配は，図３．５．３及び図３．５．８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（→４．２）。現在0.5～1.5km区間の川幅は800mで維持し得るのは，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。なお図３．５．７に示すごとく0.5km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1,400m～1,800mであった川幅が現在の800mで維持し得るのは，この要因も影響しているものと考えられる。

２～３km区間の川幅が550m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３～3.5km地点に大渕溶岩が露出し（河床低下前はこの溶岸は露出していなかった），この溶岩の破砕物質が写真３．５．１のごとく河床面をおおい河床がアーマ化し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。

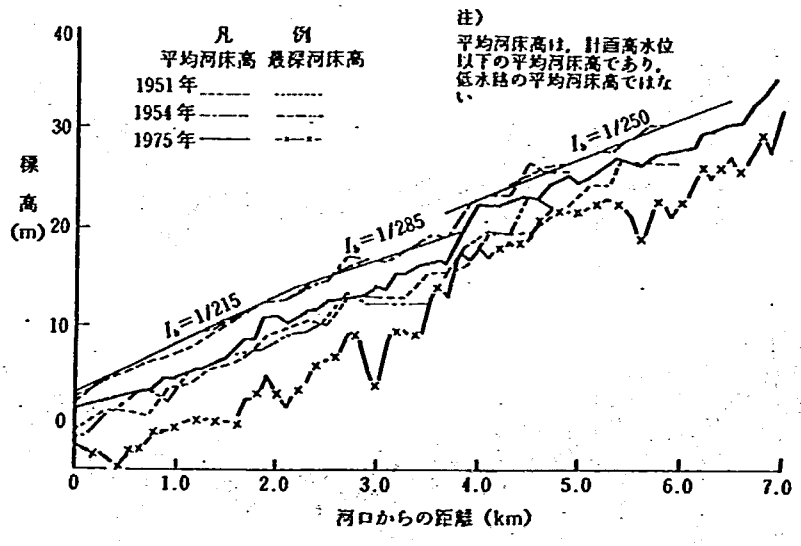


図３．５．８　堤防間平均河床高と最深河床高の変化

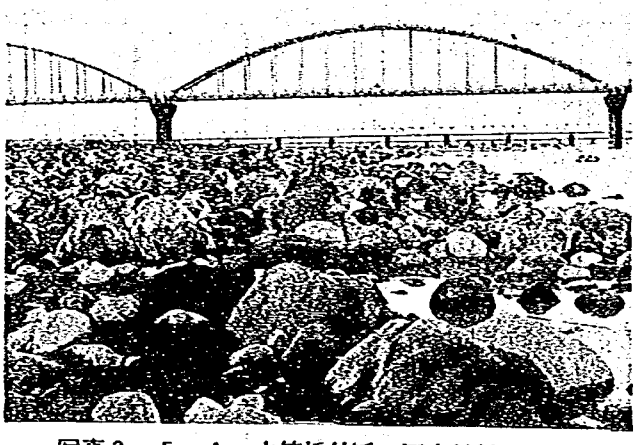


写真３．５．１　水管橋付近の河床材料（1980）

〔５〕　河床勾配と川幅

〔４〕で示したように，現在の川幅は，人工的河床掘削による河床勾配の変化，河床材料の変化に対応したものとなっており，上流から供給される土砂量に対応した勾配とはなっていない。

1951年時の河床勾配，川幅は，掘削を行っていないので，扇頂から流入する土砂量に対応したものとなっていると考えられる。この時点での河床勾配は，図３．５．７に示すように高水敷化された所が少ないので図３．５．８に示す計画高水位以下の平均河床高の縦断図より求めることができる。これによると河床勾配は，3.8kmに存在する四ケ郷堰で変わり，上流４～６kmが1/250それより下流が1/215となっており，下流の方が勾配が急である。

川幅は，四ケ郷堰（水神社）の小丘陵で川幅が狭められ，かつこの地点より上流は，７kmの山付きまで強固な護岸水制によって川幅が人工的に制御されている。四ケ郷堰下流は，流路幅がラッパ状に拡がっている。

流砂の連続条件すなわち動的平衡勾配となるように勾配が変化するとすると，川幅の狭い方が勾配が緩くなる（→４．３）。これが上流の方が勾配が緩である理由であろう。この他に富士川断層による増傾斜運動の影響もあろう。

〔６〕　河床変化

富士川は昭和30年代の後半から河口から掘削が始まったようで昭和38年ごろから，図３．５．９に示す最深河床高の経年変化図に示すように河床が急激に低下している。河床の掘削は河の中心部から成されたため，掘り残された所は高水敷化され低水路が形成された。これには，昭和49年，50年の田子の浦港の浚渫土を０～1.5km区間に埋立て処理して，その上に表土を敷き公園化したことも高水敷化に拍車をかけた。

昭和41年から昭和47年までの砂利採取許可量は約550万m^3で，河床低下，低水路形成の大きな原因となっている。昭和48年以降は四ケ郷下流の砂利採取は全面禁止となった。このため，その

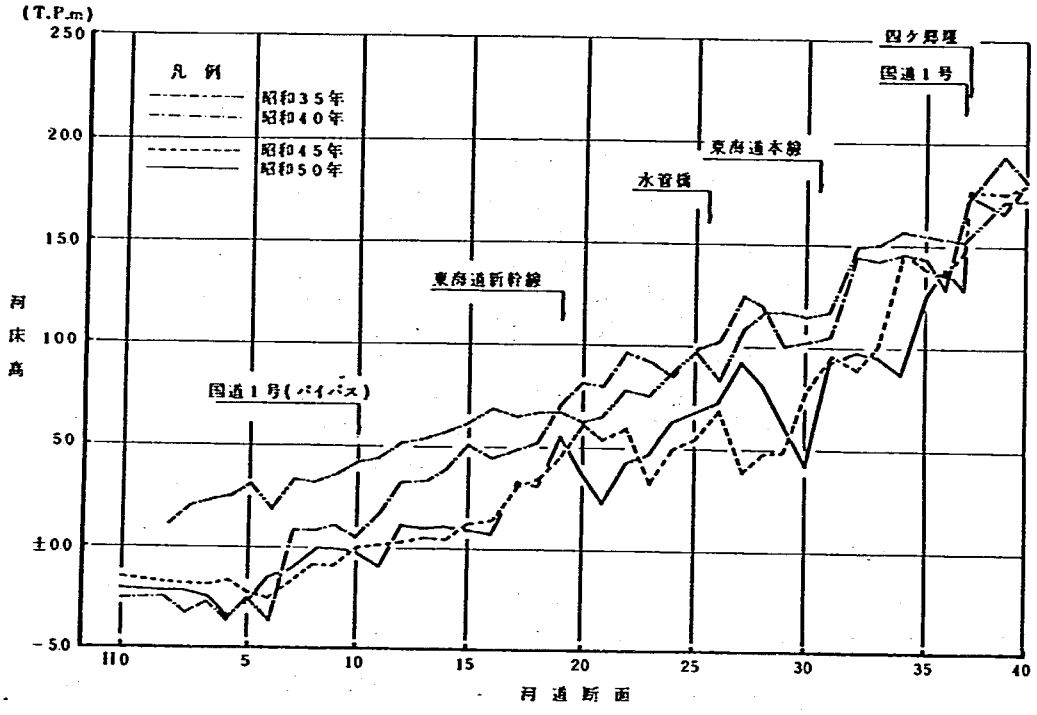


図3．5．9　河床縦断経年変化図（最深河床高）

後は河床低下が止まり，河口0～1.0kmは掘削されて水面下になった所に徐々に土砂が堆積しつつある。

3．6　安倍川の河道特性

安倍川は，静岡市の東側を流下する都市近くの急流扇状地河川である。調査の対象区間は，河口より22kmの区間である。

〔1〕　河川の概要

安倍川は，静岡市梅ヶ島，大谷嶺（1999.7m）に源を発し，途中に安倍中河内川（22km），久保川（13.5km）などの支川を合流し，山間部を流れ，約13km地点の所より沖積層を流下するが，8.5～9.5km，5km地点で東側に存在する山脚に接している。5.5km地点で支川としては最も大きな藁科川を合流する。

この流域の山体を構成する地質は，主に古第三系の粘板岩と砂岩の互層からなり，一部に輝緑凝灰岩層と塩基性火成岩層から成っている[19]。岩石の砕破作用が著しく，砕破帯地すべりが大谷崩れはじめ各所に発生している。

安倍川の概要は次のごとくである。

(1) 流　域　面　積　　567 km²

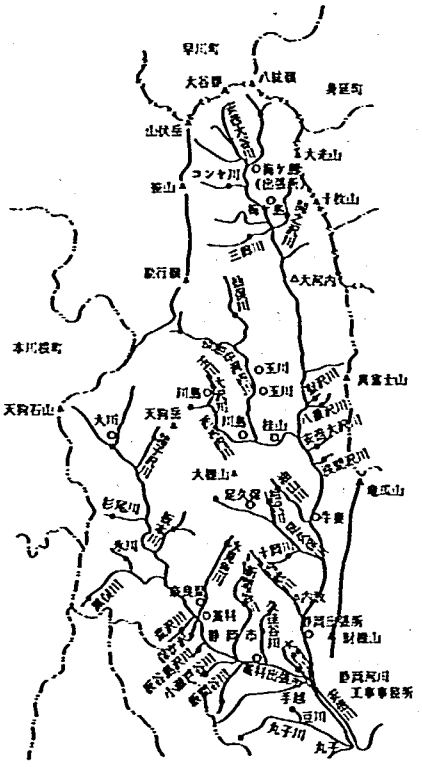


図３．６．１　安倍川流域図

(2) 流路延長　　53.3 km

(3) 計画高水流量

手　　越 (3.5 km)　5,500 m³/s

牛　　妻 (17.3 km)　4,500 m³/s

確率年 ＝ $\frac{1}{80}$

(4) 各種流量

昭和31年から昭和45年の平均値で

豊水量 ＝ 42.9 m³/s

平水量 ＝ 23.6 m³/s

低水量 ＝ 9.6 m³/s

渇水量 ＝ 1.9 m³/s

(5) 平均年最大流量

昭和31年から昭和49年の手越地点で平均で2,102m³/s である。

この流量は確率年で$\frac{1}{2.2}$である。

〔2〕　安倍川付近の地形の特徴

図3．6．2は巴川洪水氾濫予想地図解説書による静岡・清水平野の表層地質図である[11]。これによって安倍川付近の堆積地形を概観することができる。

安倍川は，河口より上流14km地点より上流は，左右岸から山脚が迫り，所々で山脚沿い（右岸22～19.5km，18k付近，14.7～15.9km，左岸21.3～21.0km，19.7～18km）を流れており，沖積谷の大部分は河川そのものである。

13.5kmで右支川足久保川が流入する地点から沖積谷は多少拡がるが，東側は北方から延びてきた賤機山の山並みによってはばまれ沖積谷は賤機山の南方先端（約6.5km地点）で2kmの幅しかない。右岸8.5～9.5km区間は山脚沿いを流れている。

扇状地状の地形は賤機山の先端あたりを中心に扇状に拡がっている，6.6kmで右支川藁科川（流域面積174.1km²）が合流する。合流点直前の藁科川の河床勾配は1/190，本川は1/180程度であまり変わらない。近世以前には，安倍川と藁科川と流路を異にし，現在の静岡用水に沿って静岡市の中心部を流れ，一方藁科川は安倍川の現流路を流れ海に注いでいた。中世末期から，今川氏の下で治水が本格化し，安倍川を西に追いやり，徳川家康以来続けられた治水工事によって安倍川は藁科川を経て海に注ぐ流路が固定された。しかしながら大古以来安倍川と藁科川が別の流路であったとは考えられず，合流していた時期の方が長かったと考えるのが自然であろう。

海浜沿いには浜堤（主に砂）が発達している。

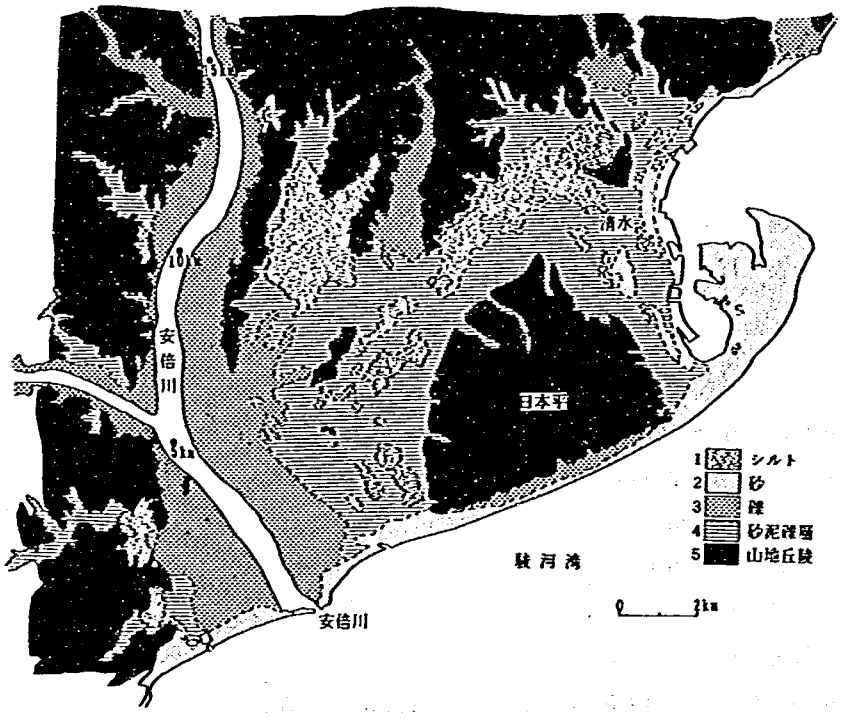


図3．6．2　安倍川付近の表層地質と地形（大矢原図，微修正）[11]

〔3〕　河道特性量と Segment 区分

1)　河道特性量の求め方

低水路の洪水時の水理量を求めるために，静岡河川工事事務所で行った不等流計算書（昭和50年1月に行った横断測量結果を使って断面特性を求めている。）より蓼科川合流点下流の0～5.5kmの区間は，1,800m³/s，および1,300m³/s，合流点上流は1,500m³/sおよび，1,070m³/s時の計算結果を使って，B，B/R，u_*^2，R，ΔZ，Zmを求めた。計算に使われたマニングの粗度係数は0.04である。実態の粗度は，n＝0.03～0.035程度と予測されるので，実際には1,800m³/s時の水理量は2,200m³/s，1,500m³/s時の水理量は1,800m³/s程度の水理量と推定される。

2)　河道特性量の縦断変化

図3．6．3に径深R，深掘水深ΔZ，平均河床高Zm，図3．6．4に川幅B，川幅水深比B/R，図3．6．5にu_*^2と昭和50年（1975）測定の河床材料の平均粒径d_m，図3．6．6に概略のτ_{*m}の縦断方向の変化を示した。

河床勾配は大きく分けると5km地点の蓼科川合流点を境に変化するが，10km，15km地点でも多少勾配の変化がある。

平均年最大流量時の川幅は，15km地点より上流では300m程度，そこから5kmにかけては500m程度，5kmより下流は600m程度となる。

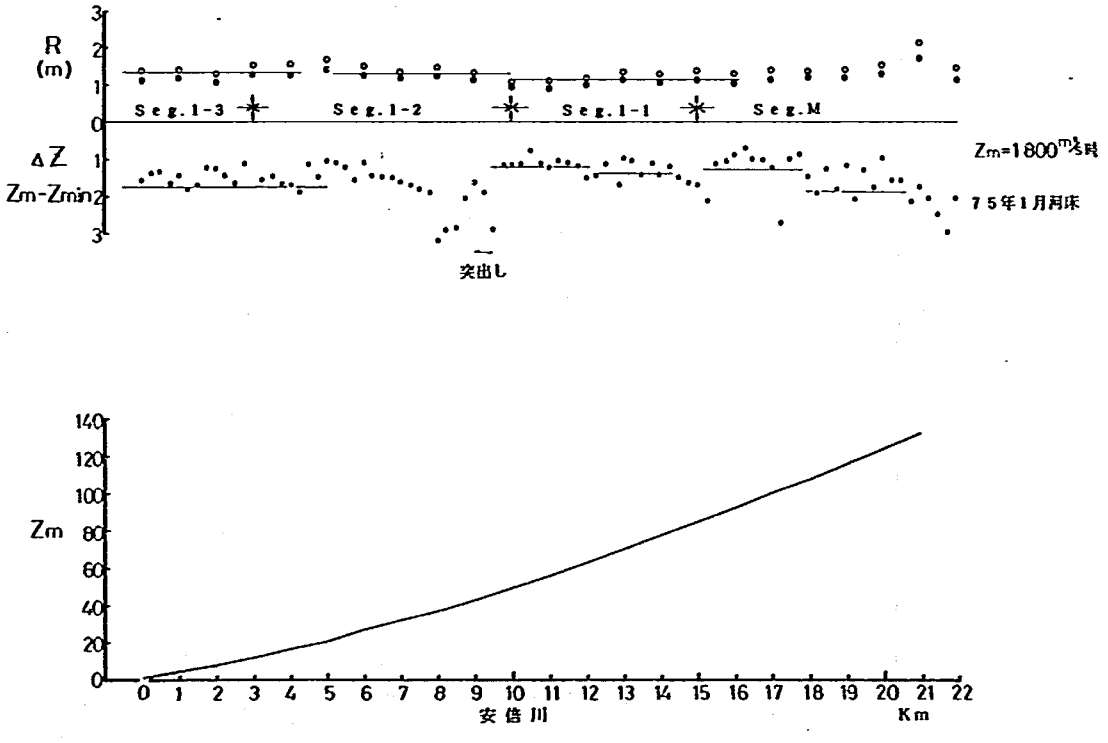


図3．6．3　R，ΔZ，Z_mの縦断方向変化図

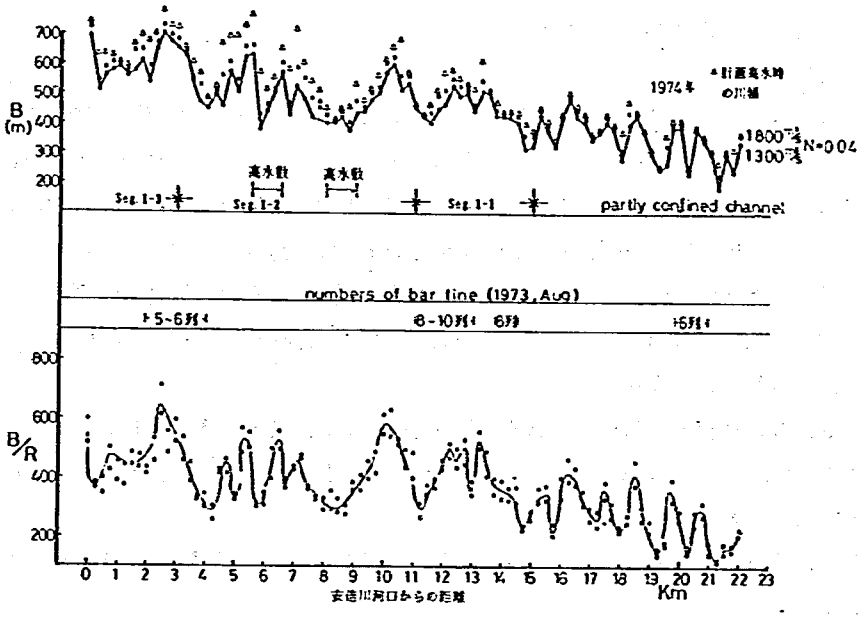


図３．６．４　B, B/R の縦断方向変化図

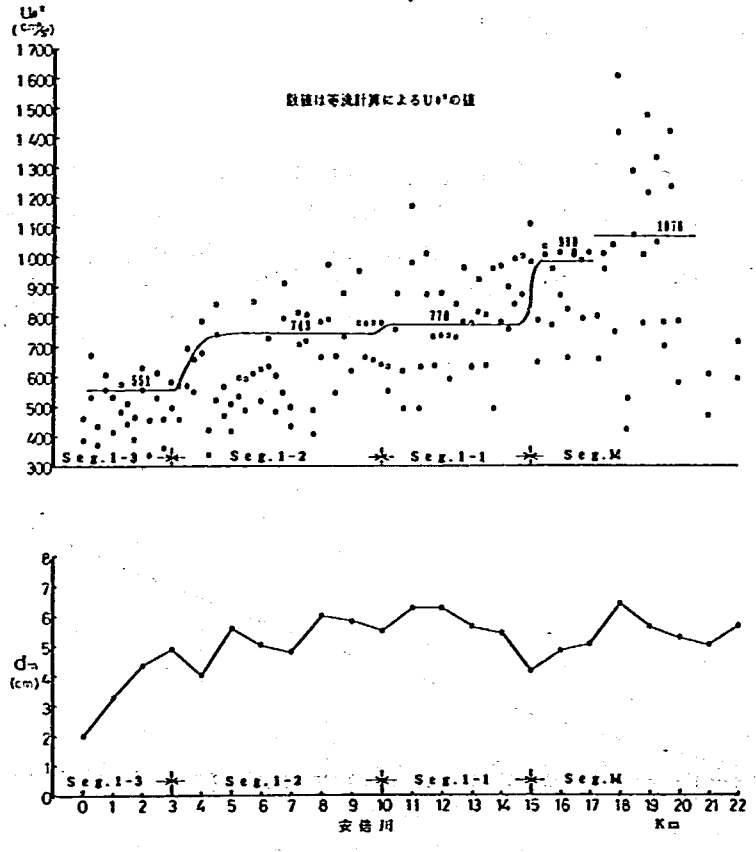


図３．６．５　u_*^2, d_m の縦断方向変化図

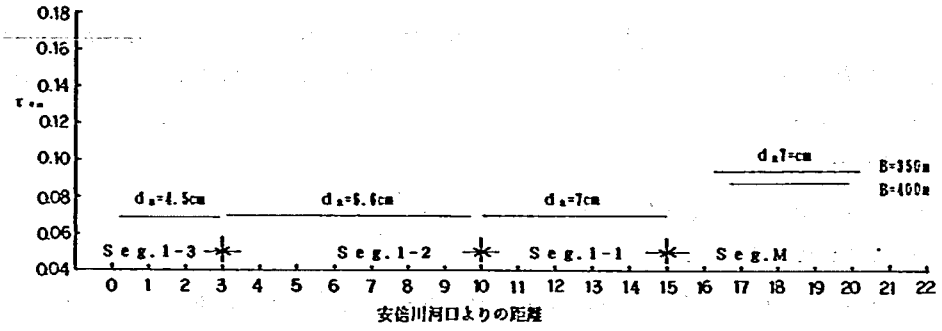


図３．６．６　概略 τ_{*m} の縦断方向変化図

河床材料の平均粒径は，５～22km 区間で，５～６cm であまり変化が無いが，５km より下流では下流に向かって小さくなる。

不等流計算結果による u_*^2 の値は，水深が小さいため，局所的な河床の凸凹の影響を受け非常にバラツキが大きいが，勾配の変化点を境に下流に向かって少しづつスラップ状に小さくなる。

河床材料の平均粒径は５km より上流で５～６cm，それより下流で４cm程度となっている。図３．６．７は，昭和50年（1975）測定の河床材料の粒度分布形を示したものである。B集団の割合が１km を除けば，15～30%でそれほど多くないので，A′集団の代表粒 d_R と平均粒径 d_m にそれほどの差はない。平均年最大流量時の河床に働く掃流力を d_R 及び d_m で無次元掃流力とするとそれぞれ0.065～0.07，0.075～0.085程度である。

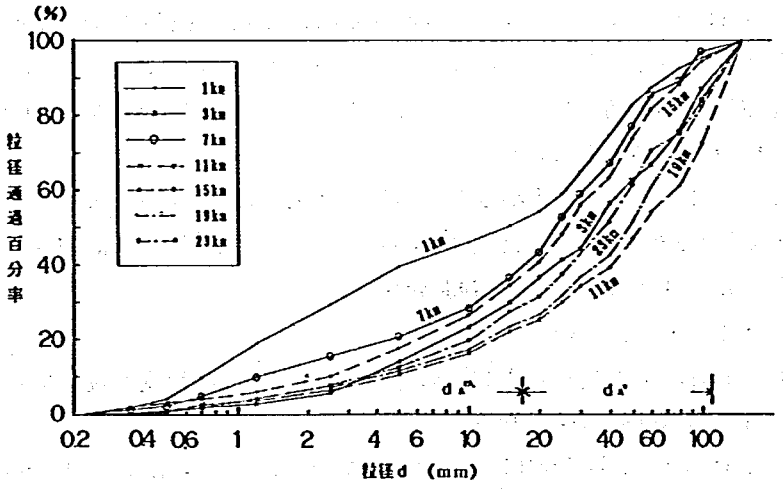


図３．６．７　安倍川河床材料粒度分布図

3) Segment 区分

安倍川 0～22km 区間は，次の 4 つの小 segment に区分し得る。この内，15～22km 区間は谷幅が狭く山脚に河道が制御されているので，この segment を Segment M とし，それ以下を扇状地河道とすることにした。

3) Segment 区分

安倍川 0～22km 区間は次の 4 つの小 segment に区分し得る。

(1) Segment M＝15～22km

この区間は，両岸から山地がせりだし，部分的に川幅が制限されている河道である。下流の segment より多少勾配がきつく，川幅も狭い。川幅が山脚によって狭められている所は，不等流計算結果によると u_*^2 が大きいが，幅の広い所（河岸は沖積層である。）では下流の segment と同程度の u_*^2 の値を持っている。河床材料は下流の segment と同程度である。本区間の平均年最大流量を手越と牛妻の計画高水流量の比に比例するとし1,740m³/s とし，I_b＝1/125，φ＝11，川幅400m及び350mの等流水深と u_*^2 の値を求めると，川幅400に対してH＝1.25m，u_*^2＝980cm²/s²，川幅350に対してH＝1.37m，u_*^2＝1,078cm²/s² となる。

(2) Segment 1－1＝10～15km

この区間は，川幅500m，河床勾配1/140～1/150程度である。河床材料は，平均粒径 6 cm 程度である。本区間の平均年最大流量を1740m³/s とし，川幅500m，I_b＝1/145として等流水深及び u_*^2 を求めるとそれぞれ1.14m，770cm²/s² となる。

(3) Segment 1－2＝3～10km

本区間は，川幅が Segment 1－2 より多少狭く，勾配も1/170多少緩くなっている。5.5～6.5 km と8.0～9.0km は人工的に左岸側に高水敷の造成を行い，川幅を狭めている。下流側の高水敷の影響は，その直下流で右岸側から蓼科川が入るため深掘れ深への影響が現れていないが，上流の高水敷の造成は，水はね効果を持ち，流れを右岸側に導き，8～9 km区間は流れが右岸山脚近くを走り，深掘れ深を大きくしている。

河床材料は，下流に向かって多少小さくなる傾向にある。この傾向は河床材料の下流に向かっての減少と洪水時の掃流力の減少と調和的である。Q＝1740m³/s，B＝450m，I_b＝1/170，φ＝11 として水深及び u_*^2 を求めると1.28m，743cm²/s² となる。

(4) Segment 1－3＝0～3 km

この区間は支川蓼科川の影響を受けている区間で，勾配が1/240程度と緩くなり，u_*^2，d_m とも，上流の segment に比べて小さくなる。

Q＝2100m³/s，B＝600m，I＝1/240，φ＝11として水深及び u_*^2 を求めると1.35m，551cm²/s² となる。

〔4〕 河床変動

図3．6．8は昭和4年（1929）を基準として，河道容積の変動量を見たものである。

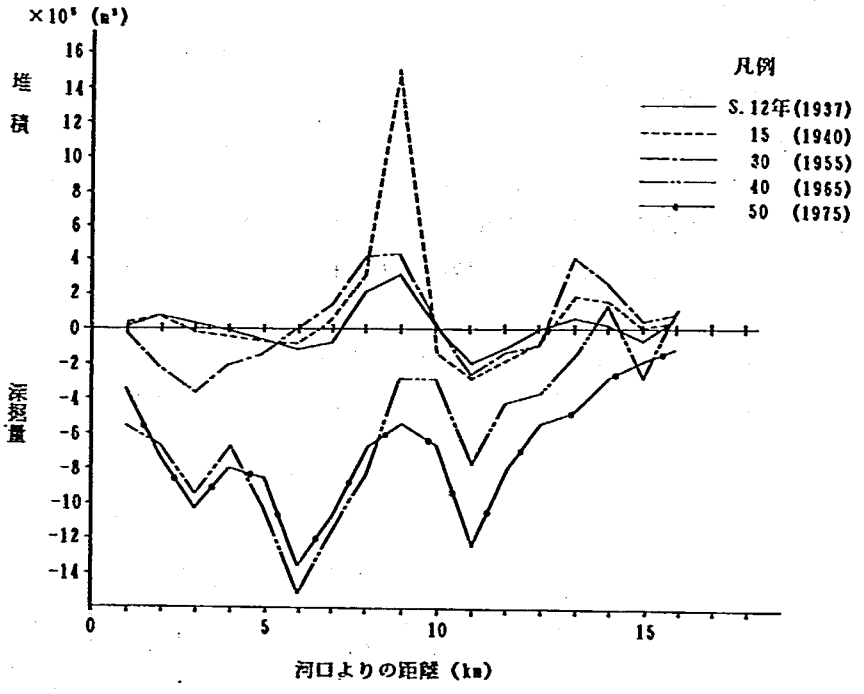


図３．６．８　河床変動量図[10]

昭和４年～昭和12年の間は砂利採取の影響が無いので，安倍川本来の堆積あるいは侵食空間がどの区間であるか同定することができる。これによると堆積空間は，０～３km，８～10km，13～17kmであり，侵食空間は，11～13kmとなっている。

13～17km区間は，川幅の狭い谷壁に制限されている河道が，やや川幅が下流に拡がる所であり，土砂が堆積しやすい所である。

11～13kmは侵食空間となっている。昭和50年度の河道特性量からはこの理由が読みきれない。

８～10kmは勾配が上流に比較して緩となっていること，８kmの堤間幅が狭いことが堆積の原因となっている。

０～３kmは河口部であり，勾配の緩くなる方向にある区間なので堆積するのは当然であろう。

４～５km区間は勾配が上流より緩くなるので堆積しそうであるが，堆積していない。藁科川の合流による影響であろうか。

砂利採取は昭和30年（1965）以前から始まっているようで，０～５kmの河床が低下している。その後急激な河床低下が始まり50年代には２～３m河床が低下している。昭和30年から砂利採取規制のかかる昭和42年までの採取許可量は63.2万m³/年である。昭和43年度以降は手拾採取（年8,000m³）を除き禁止（直轄区間）している。現在上流部の県管理区間で採取が行われている。

〔5〕 砂州形態

安倍川の川幅水深比は100を越えているので多列砂州が発生する。昭和48年（1973）12月撮影の航空写真より砂州の列数，形態を把握すると次のごとくである。

安倍川の砂州形態は網状流形態となっており，小出水によって砂州が変形してしまうので，砂州の列数を把握するのは簡単でないが，詳細にみると2～3kmで5～6列，11～13kmで8～10列，14km付近で8列，20kmで6列となっている。砂州の列数はほぼ平均年最大流量時の川幅水深を50で除した値となっている。従って砂州幅Bはほぼ平均年最大流量時の平均水深の100倍となっている。

図3．6．9に2～4kmの砂州形状及び平水時の流路を示す。平水時の流路は，水深の100倍のB，に対応した網状とならず，砂州を三つから六つ合わせたような流路を取ることが多い。

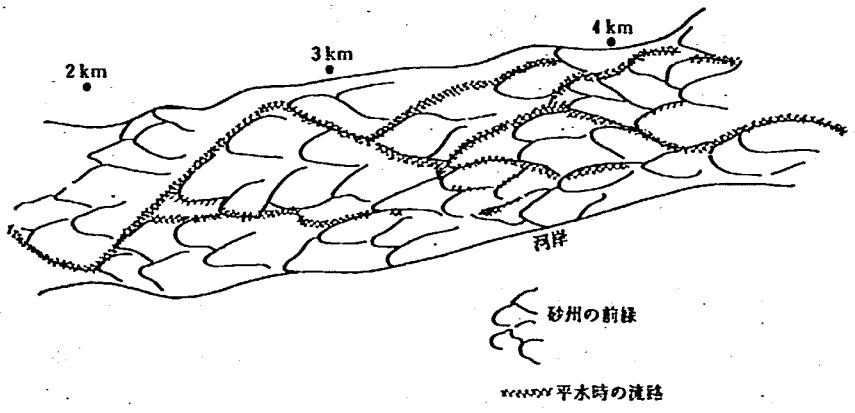


図3．6．9 安倍川の砂州形態（1973年12月）

〔6〕 左右岸水位差

昭和49年（1974）7月洪水（手越3,900m³/s），昭和57年（1982）8月洪水（手越4,000m³/s），昭和57年（1982）9月洪水時の左右岸の痕跡水位の差を左岸水位を基準として示すと，図3．6．10のごとくである。

左右岸の水位差は最大で2m弱となっている。左右岸の水位差の原因の一つとして弯曲部の遠心力によるものがあるが，安倍川の場合6列以上の多列砂州の発生している所が多いので，水路の平面形状は，それほど水位差の原因にはならないと考えられる。

水路の平面形状が水位差をもたらすとすれば，どの洪水に対して同じ傾向の水位差が生じるはずである。8～11kmと11～15kmにそのような傾向が読みとれる。もし川幅水深比が小さく，砂州が発生しないなら，河道の平面形状より，19.5km左岸，17.5km左岸，15km右岸，11.5km左岸，8.5km右岸，4.5km右岸，1.5km左岸付近が水位上昇となる地点と推定されるが，実態は，そのようにはなっていない。これは，多列砂州の存在による流向の変化の影響が強く，水路の弯

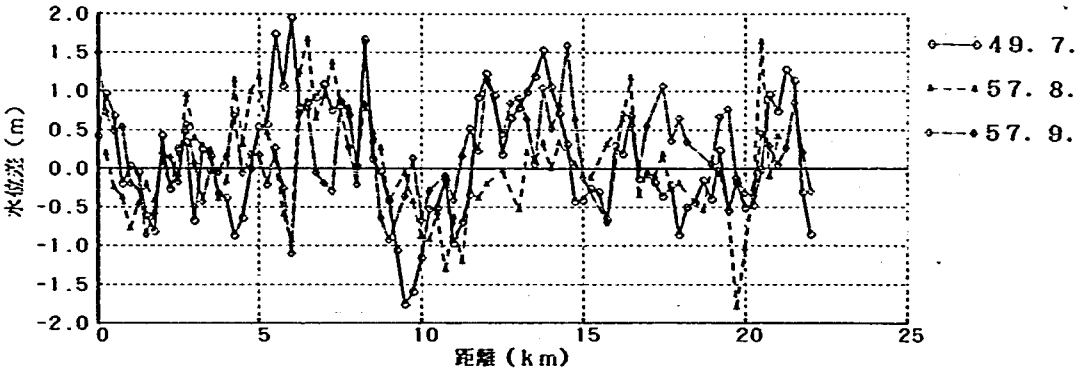


図3．6．10　痕跡水位左右岸水位差（左岸基準）

曲による二次流の発生や流向の変化を打ち消してしまうためである。なお昭和47年撮影の航空写真によると，8～10km右岸，11.5～13km左岸にみお部が寄る。昭和49年7月洪水は，この主流線が河岸の近づく所の対岸の方が水位が高くなっている。

3．7　大井川の河道特性

大井川は，静岡県島田市の東側を流下する河川で，調査対象区間は，0～24kmである。

〔1〕　大井川の概要

大井川は，静岡市井川，間ノ岳（3,189m）に源を発し，山間部を流下し，22km地点より沖積層を流下する。21～23kmは右岸側，17～19kmは左岸側で山脚に接して流下し，10～15km区間は右岸側は洪積台地に接して流下する。現成の扇状地は11km地点を扇頂としており，現河川は，その扇状地のやや東側を流下している。

大井川の概要は次のごとくである。

(1) 流域面積　　1,280 km²

(2) 流路延長　　172.2 km

(3) 計画流量

計画確率年 $=\frac{1}{100}$

計画高水量 ＝ 9,500 m³/s（神座）

(4) 各種流量

神座地点の昭和33年から44年の平均で

豊水量 ＝ 86.8 m³/s

平水量 ＝ 50.2 m³/s

低　水　量　＝　25.1 m³/s

渇　水　量　＝　9.1 m³/s

(5)　平均年最大流量

神座地点の昭和33年から49年の平均で2,329m³/s である。

この流量は，確率年＝$\frac{1}{2.0}$ である。

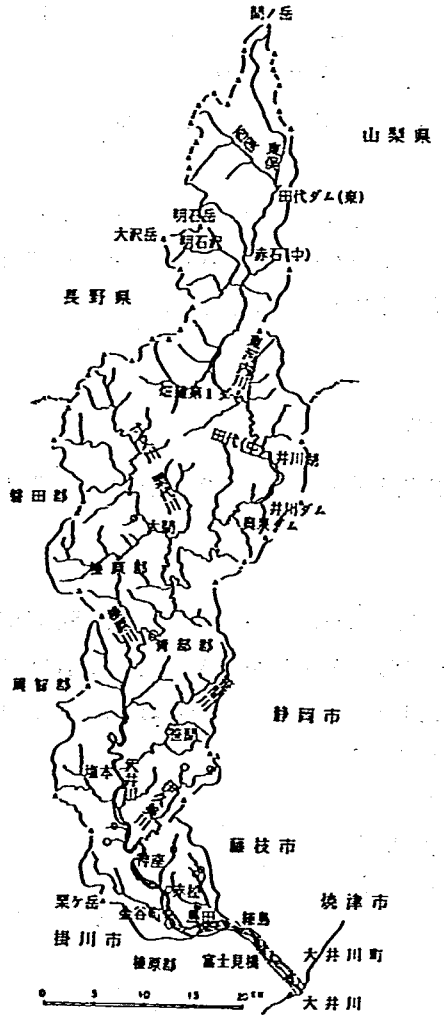


図3．7．1　大井川流域図

〔2〕　低水路部河道特性量

1)　河道特性量の求め方

低水路部の洪水時の水理量を求めるために，昭和49年（1974）に行われた横断測量の結果を使った不等流計算書（静岡河川工事事務所実施）より，1000m³/sおよび2000m³/s時の計算結果から，B，B/R，u_*^2，R，ΔZ，Zmを求めた。計算に使われたマニングの粗度係数は0.04である。実質の粗度は0.025～0.03程度と考えられるので，1,000m³/s の計算結果は，1,500m³/s程度，2,000m³/s の計算結果は，2,900m³/s に相当するものと推定される。

2)　河道特性量の縦断方向変化

図３．７．２に径深R，深掘れ深ΔZ，平均河床高 Zm，図３．７．３に川幅B，川幅水深比B/R，図３．７．４に u_*^2 と昭和42年（1967）測定の d_{50} の縦断方向変化図を示した。

河床勾配の縦断方向変化を見ると，19km より上流22km の勾配は1/230でその下流の11～19km の勾配1/185より緩くなっている。11km より下流はほぼ同一河床勾配である。

川幅は19km 地点の牛尾の狭さく部で280mと狭いが，その下流では800mと拡がり，９～10km が多少狭く500m，その下流で徐々に拡がり河口で800mとなっている。

砂州の列数は，18km 以下は８～14列の多列砂州となっている。

平均年最大流量時の u_*^2 は川幅の狭い19km の牛尾地区，22km 以上の山間部で大きい以外は，ほぼ同じような値を持つが，０～５km 区間では下流に向かって多少小さくなっている。

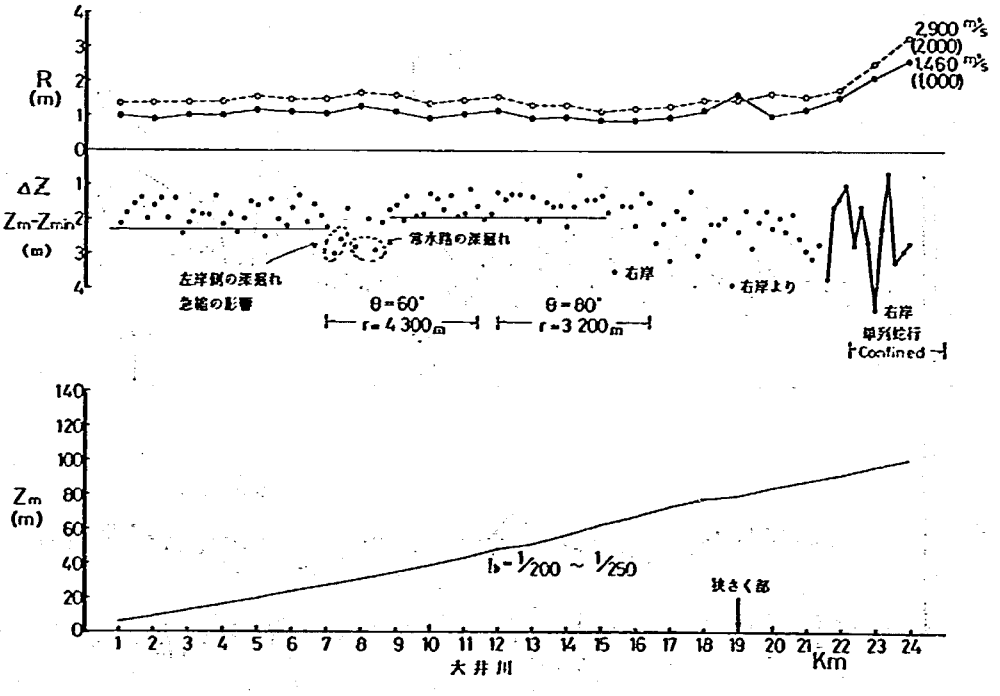


図３．７．２　R, ΔZ, Z_m の縦断方向変化図

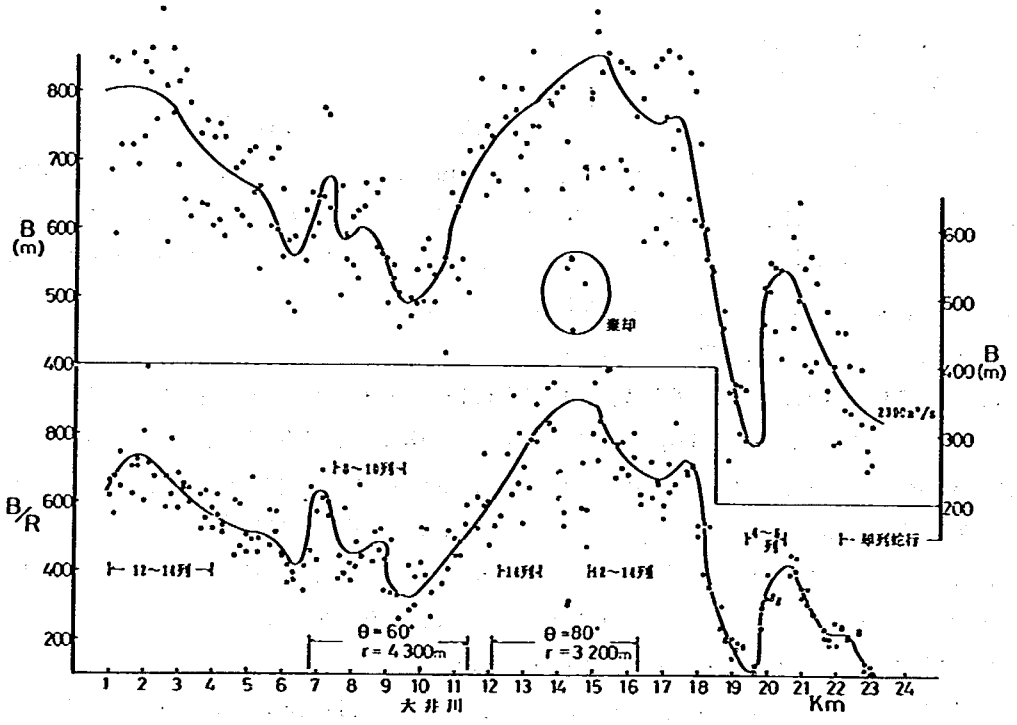


図3．7．3　B, B/R の縦断方向変化図

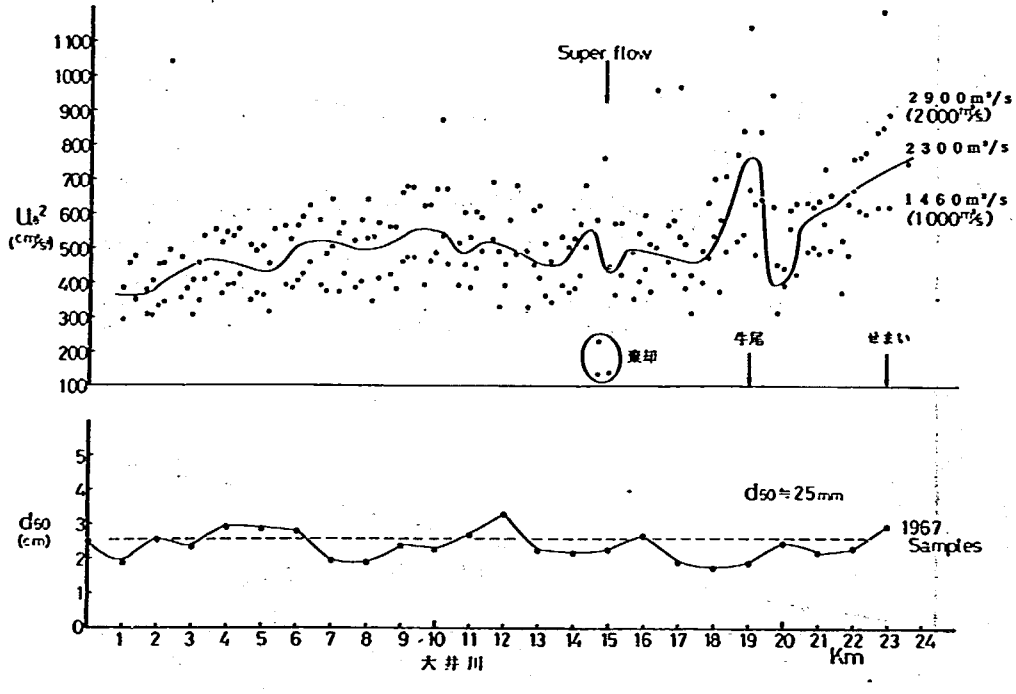


図3．7．4　u_*^2 と d_{50} の縦断方向変化図

河床材料の60%通過粒径は２～３cmで縦断方向に変化は小さい。

平均年最大流量時の平均水深は，１m強で浅い。

平均年最大流量時の河床材料のd_{50}に対する無次元掃流力τ_{*50}を評価すると0.011程度となり，かなり大きな値となる。図３．７．５は大井川の河床材料の粒度分布形の代表例を示したものであるが，1.5cm以下のA″集団とB集団が40%程度あり，この集団の材料の多さが，d_{50}を小さくしている。A′集団は50～60%を河床材料中に占めており，河床材料の動きやすさや河道のスケールを規定する材料と判断されるので，このA′集団のd_x（A′集団の60%粒径）5.5cmを用いて無次元掃流力$\tau_{*A'}$を評価すると0.05程度となる。

3) Segmentの区分

大井川０～23kmは河床材料がほぼ一定の平均粒径２～３cmであり，またC populationを持たず，分級度の良い河床材料から成っている。右岸山鼻の小丘と左岸の山脚によって狭さく部である19.5km地点を除けば22km地点より下流は１つのsegmentと考えて良いが，細かく見ると勾配の多少異なる３つの小segmentからなる。22kmより上流は山脚によって川幅が制限され川幅が狭く，平均年最大流量時のB/Rは200以下となる。河道の曲りのためか砂州は単列となっている。またu_*^2が沖積層を流下する河川より大きい。なおこの区間は下流より勾配が緩い。

- Segment １－１＝19～22km

本segmentは右岸は21kmより上流は山脚に沿って流れ，左岸側には狭い沖積面がある。19km地点の山鼻の狭さく部は幅300m程度しかない。本segmentの勾配は1/230程度で直下流のsegmentより勾配が緩い。平均年最大流量時の川幅は400～500m程度である。

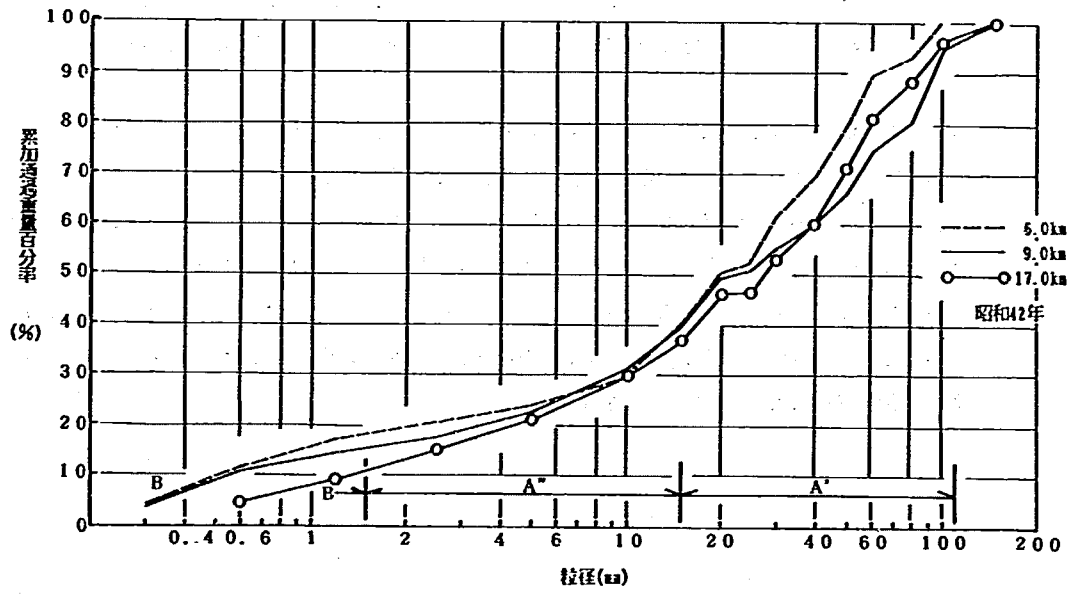


図３．７．５　河床材料の粒度分布形

◦ Segment 1－2＝9～19km

本区間は左岸は17～19km区間は山脚にほぼ沿って流れ，右岸は11～15km区間は，権現原の段丘崖に沿って緩く弯曲しながら流れている。このような段丘崖，及び山脚によって流路が規制されているため，本区間は，曲率半径3200m，弯曲角80°の緩い弯曲河道となっている。

本区間は，平均年最大流量時の川幅が700～800mとあり，川幅の一番広いsegmentとなる。河床勾配は，上流のsegmentより急で1/185程度となっている。

◦ Segment 1－3＝1～9km

10kmから大井川扇状地は大きく開け，大井川は扇状地のやや西寄りを流れている。堤間幅は800～1000mであるが，平均年最大流量時の流路幅は，上流約600mから下流800mに徐々に広がっている。勾配は1/255程度で多少緩くなっている。

〔3〕 砂州形状

図3．7．3に示すように川幅水深比が大きいため扇状地部の砂州形態は多列砂州となっている。砂州の列数は，平均年最大流量時の川幅水深比を約50で除した値となっており，砂州幅は，平均年最大流量時の水深の約100倍となっている。砂州長は砂州幅の2～4倍程度となっている。砂州形状や河床の横断形状に及ぼす12～17kmの大弯曲（弯曲角80°，曲率半径3,200m）の影響は，川幅水深比が800程度もあるため，見られない。

〔4〕 左右岸水位差

昭和57年（1982）8月洪水（神座3,700m³/s），昭和57年（1982）9月洪水（神座2,500m³/s）の痕跡水位を左岸水位を基準にして左右岸の水位差を示したのが図3．7．6である。

2つの洪水において顕著な水位差が同じ岸側で生じた所を示すと，19km，17kmが挙げられる。

19km地点は川幅が狭く，左岸側に流水が集中する河道線形となっている。ここでは集中部（上流から約45°で河岸に衝るような法線となっている。）の水位が高い。

12km地点はB/Rが700，r=3,200m，弯曲角80°の弯曲部の流入部に当り，昭和48年撮影の航空写真を見ると左岸側（大井神社）にみおが当っている。多列砂州では主流が寄る側の方が水位が低いことが多いが，このせいであろうか。この地点より下流の大弯曲は，左右岸水位に差を生じさせる原因となっていない。B/Rが500以上で10列以上の多列砂州が生じているので，この弯曲による流れの偏寄の影響は小さいのであろう。

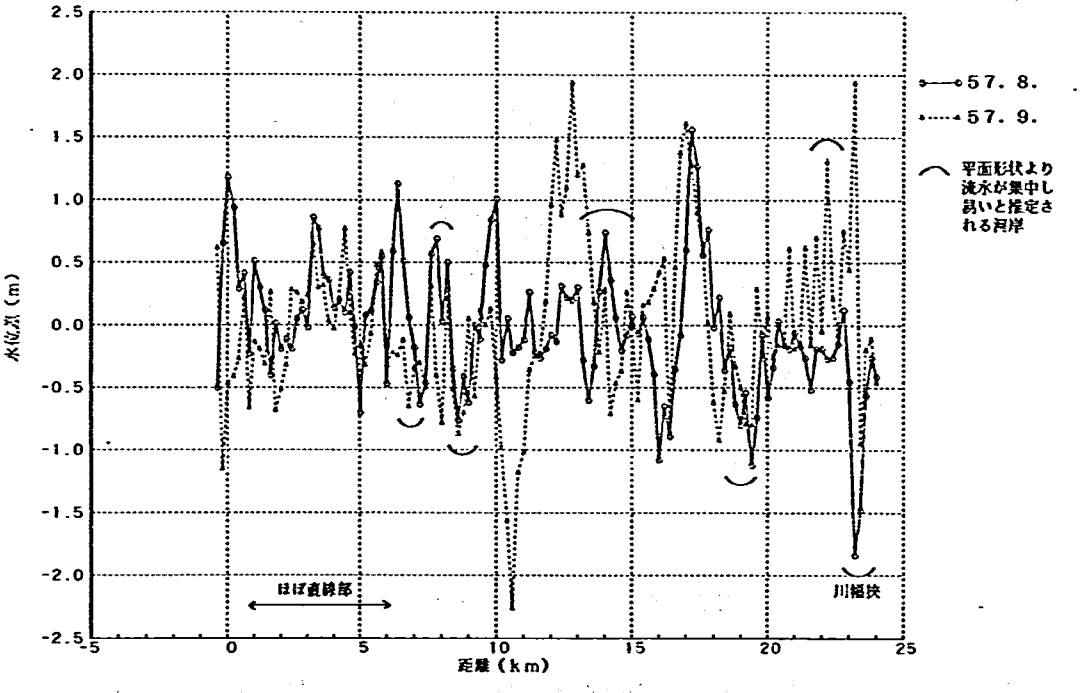


図３．７．６　痕跡水位左右岸水位差（左岸基準）

３．８　物部川の河道特性[13]

〔１〕　河川の概要

物部川は高知県の白髪山（標高1,770m）にその源を発し，峡谷を西流し，物部村大栃において右支川上韮生川と合流し，更に西流して香美郡土佐山田町神母木に至って初めて山地を離れ高知県最大の穀倉香長平野を南流して太平洋に注いでいる（図３．８．１参照）。

流域の形状は典型的な羽状流域であり，その面積は508km²である。その内訳は山地470km²，平地38km²であって山地の占める割合が多い。幹線流路延長は71kmであり，そのうち上流の約60kmは山地河道，下流の約10kmは扇状地河道である。直轄区間は下流の約10km区間，すなわち扇状地河道部である。

山地河道部では上韮生川，桑の川，則友川，舞川，久保川，川ノ内川など，多くの支川を合わせるが，直轄区間では0.0km右岸に新秋田川が流入するのみである。しかも新秋田川の規模は物部川に対して非常に小さいので，物部川の河道特性に与える影響は極めて小さい。

上流から中流にかけ急峻な山地に囲まれてＶ字型の渓谷をなして急流河川を形成しており，河床勾配は河口～神母木1/290，神母木～大栃1/180となっている。永瀬ダムから下流では川沿いに顕著な河岸段丘が発達しており，特に美良布付近の段丘はかなり広大である。神母木より下流は典型的な扇状地であり，砂州の発達が著しい。河道は扇状地河川として勾配が緩いせいか，比較的蛇行している。

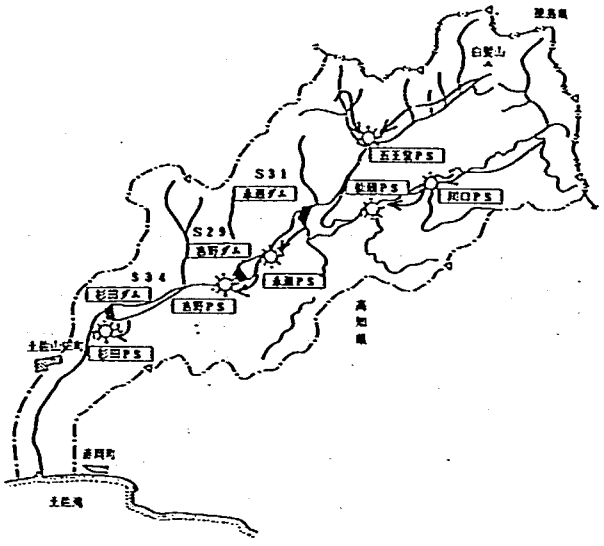


図３．８．１　物部川流域とダムの位置

各種流量は，深淵（3.5km）地点の昭和36年（1961）から昭和63年（1988）の平均で

豊　水　量	46.69 m³/s
平　水　量	27.12 m³/s
低　水　量	15.80 m³/s
渇　水　量	4.20 m³/s

である。

平均年最大流量は1,537m³/sである。図３．８．２に示すようにこの流量は確率年で2.6年である。

〔２〕　扇状地部の地形

図３．８．３に直轄区間の地形図を示す。直轄区間より上流部は山地である。直轄区間は扇状地と旧扇状地である台地からなる。直轄区間で最も特徴的なのは，沖積世に形成されたデルタがほとんどなく，扇状地河道が海に直接注ぐようになっていることである。

ここで地形の詳細に目を移し，上流部の山地，下流部の台地群および扇状地の特徴について記す。

1)　山　　地

(1)　間楽山地

間楽山地は，物部川により北と西を限られた低い低地で，間楽山368mが最も高い。山地の配列はNE～SW方向で，この方向に主要な谷である東佐古，逆川，間の諸谷が発達している。N～S方向，WNW～ESE方向の線状構造が認められ，山地は断片化している。開析が進み，

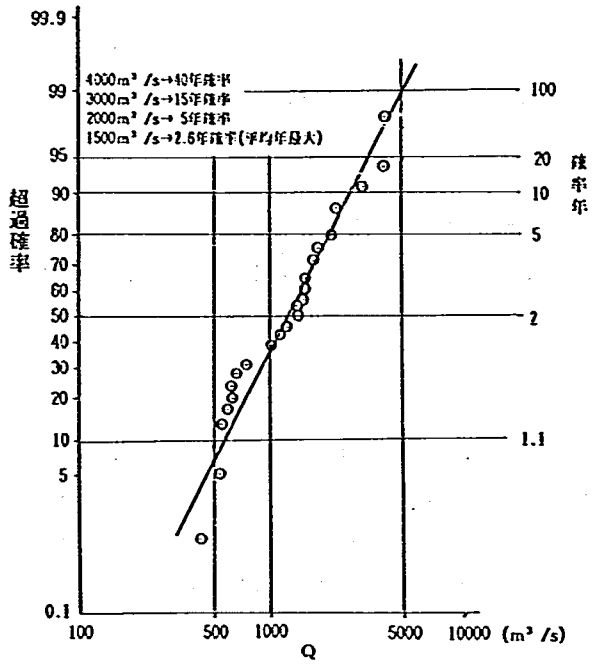


図３．８．２　年最大流量の確率分布（ハーゼンプロット）

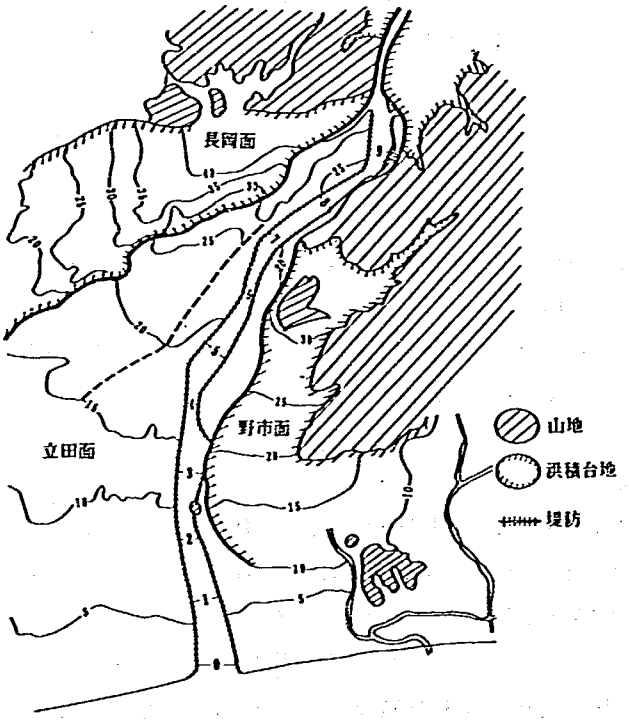


図３．８．３　物部川下流域の地形

谷密度が大きい。尾根は概して痩せている。山麓には棚田の開けているところが多い。鍾乳洞たる竜河洞の上には狭い谷底平野があり，ここの水は山体を構成する石灰岩中の割れ目をつたわって排水されている。杉田の東方2km，標高280m位の高さのところに傾起伏面が見られる。

(2) 大法寺山地

大法寺山地は，土佐山田町のすぐ北方，物部川と新改川とにはさまれた低い低地である。標高は最高峯で240m強である。開析が進み，細かく断片化している。山肌を刻む小谷は比較的幅が広く，棚田がある。

2) 台地群（旧扇状地）

(1) 山田台地（長岡面）

山田台地は物部川右岸側にある段丘で，北縁は国分川によって侵食され，急崖をなしている。現扇状地に比べ，急勾配となっており，南国市の後免町付近で沖積地下に潜っている。扇状地状で，旧河道たる微窪地が，山田堰付近を中心とする放射状に認められる。

流域の下流部に見られる台地群の多くはかつて物部川の形成した洪積扇状地のなごりである。

(2) 野市台地（野市面）

野市台地は物部川左岸側に広がる段丘で，山田台地と合わせて古い扇状地をなしている。扇央部に近い西側で高く，扇端部である東部へむかって漸次低くなっている。段丘面上に，旧流路たる微高地が，山田台地の場合と同様に放射状に認められる。

西縁は，急崖をなして現扇状地と境しているが，東縁は緩やかに下り，岸本低地に漸移している。

標高は，仁尾島付近で約30m，河口に近い吉原付近では約10mと，この段丘の勾配は現扇状地の勾配よりも大である。

(3) 神母木台地・佐野台地

山田台地，野市台地を上流に追って行くと漸次岩石段丘である神母木台地，佐野台地に移る。

3) 物部扇状地（立田面）

洪積世以降に作られた新しい扇状地である。物部川の右岸側に広く広がっている。上唐から王子にかけては旧河道が多く認められるが，それぞれ重なり合っていて，一本づつに分離するのは困難である。縦断勾配は1/270程度である。

〔3〕 流域の地質

図3．8．4に物部川流域の地質図を示す。四国地方の地質構造を見ると，物部川水系は秩父帯と四万十帯の境界付近に位置している。この地帯には地溝状に中生代白亜紀の地層が分布しているが，地質時代に激しい造山運動を受けているため地質構造は複雑である。

秩父帯は粘板岩やチャート，輝緑凝灰岩を主体とし石灰岩を伴うもので，地質構造は複雑である。四万十帯の地層は種々の厚さの砂岩およびひん岩の互層からなるものである。秩父帯と四万十帯の境界は仏像構造線と呼ばれる顕著な断層帯である。

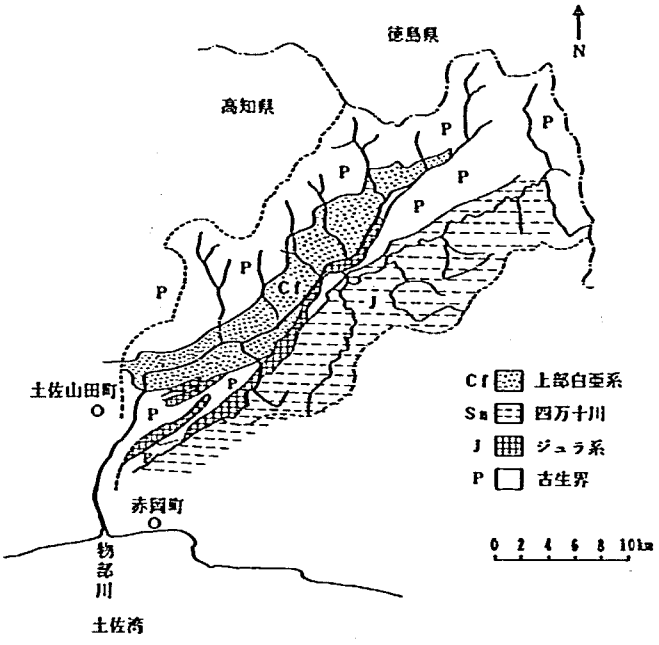


図３．８．４　物部川流域地質図（事務所資料簡略化）

白亜紀の地層は，仏像構造線の北側に沿って古代層に挟まれて地溝状に分布している。この白亜紀層は一般に土佐層群（その大部分は物部川亜層群）と呼ばれるものに相当する。土佐層群と古生層の境界はほとんど断層で接している。

ジュラ系は秩父帯南帯中に分布しており，いわゆる鳥の巣層群等と呼ばれる地層でひん岩や石灰岩を主体としているが，分布は限られている。

地域全体に第４紀の被覆は乏しいが，永瀬ダムより下流部の物部川沿いには段丘堆積物が広く分布する。また現河床堆積物の分布は永瀬ダム貯水池の直上流部を除いて一般に乏しい。

〔４〕　物部川河床下の地質構造

図３．８．５に物部川右岸近傍で行ったボーリング調査結果をもとに描いた地質縦断図である。地質の鉛直方向の構造は表層に洪水の氾濫原堆積物であるシルト層が，その下層に玉石を主体とする砂礫層が約20mの厚さで堆積している。この堆積物は洪積世，沖積世の扇状地堆積物である。扇状地扇端に近づくにつれて砂礫層は薄くなり，基岩である砂岩が河床に迫る。この基石は四万十帯の堆積岩であると推定される。

河口まで砂礫層で砂層を持つ自然堤防帯，デルタの区間が無いのは，外海に面し，沖浜勾配が1/60程度と急であり，砂は沖及び西側の漂砂としてすぐ移動してしまうためであろう。

なお2.4km左岸付近に岩山があり，この岩山につながる基岩が2.2km～2.4km区間の河床に露出している。

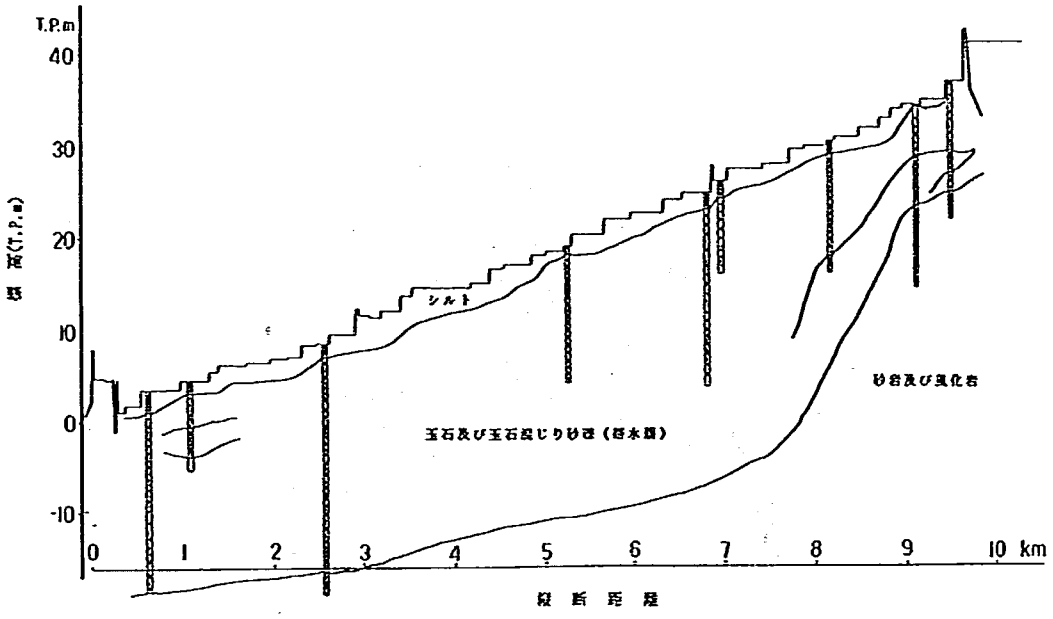


図3．8．5　物部川右岸沿い地質層序図

〔5〕　改修の歴史

地形図によれば，旧流路・島の名のつく地名の区域が現在の河道の右岸側に多く見られることから，流路は次第に左側の方向に移動してきたものと考えられる。記録の残る大きな変化としては1715年の亥の大変と呼ばれる出水がある。この出水は大規模なものであったらしく，全川にわたって堤防は決潰し，堰は流され，家屋・土地が流出し，河道が変化したと記録されている。

本格的な改修は，寛永16年（1639年）以降土佐藩執政の野中兼山が山田堰の建造等に着手してからである。事業は堰の建造，かんがい用水路の掘削など，利水事業が中心であったが，同時に堤防築造等の治水事業もなされた。この頃流路がほぼ現在の位置に固定されたようである。兼山の事業は香長平野を美田に変えるなど，地域開発等の大きな足跡を残した。

現在の形に近い改修が行われたのは昭和18年以降である。この改修は下流の日章村に建設されていた海軍の日章飛行場（現高知空港）を洪水から防御することが目的であったが，戦時中のため着工に至らず，戦後の昭和21年に至って相次ぐ災害を契機に旧河川法の告示を受け，建設省直轄河川改修事業に着手した。当初計画における計画高水量は，大正９年７月洪水他を対象に5,400m³/sと定められている。計画は従来の貧弱な堤防を拡幅し，嵩上げると同時に護岸を設けることに主眼を着いたもので，当時の事業区域は左岸香美郡旧片地村（土佐山田町神母木），右岸旧明治村（土佐山田町談議所）から海までの約10kmの区間であった。昭和25年度には大部分の築堤が完了した。

その後，昭和25年永瀬ダムの建設を機に流量改定を行い，基本高水量5,400m³/sのうち660m³/sを永瀬ダムで調節し，基準地点深淵における計画高水量を4,740m³/sとする現在の計画（生

起確率1/100）となった。

昭和35年度からは，事業は専ら左岸側吉川地先から下流の高潮堤を含む箇所の護岸工事が中心となり，昭和42年度には一部を除いて概成した。

また，総合開発事業により，永瀬ダム（昭和31年完成），吉野ダム（昭和29年完成），杉田ダム（昭和34年完成）の各ダムが建設され，治水，かんがい，発電に寄与している（表３．８．１）。

河道のあちこちにあった堰群は，治水上の障害となることから昭和40年の野市統合堰完成とともに久枝，吉原，物部，田村，野市下の堰が撤去された。昭和57年には山田堰も撤去されている。

表３．８．１　既設ダム諸元

ダム名	型式	事業目的	流域面積 (km²)	湛水面積 (km²)	ダムの規模			有効貯水量 (1,000m³)	完成年月
					堤高 (m)	堤巾長 (m)	堤体積 (m³)		
永瀬	G	F・N・P	295.2	2.06	87.0	208.0	384,000	(58,800) 45,300	昭和31年3月
吉野	G	P	343.4	0.32	24.4	—	21,000	(2,600) 500	〃 29年
杉田	G	P	440.0	0.94	44.0	—	66,000	(11,544) 5,800	〃 34年

〔６〕　河道特性量

1)　河道特性量の求め方

昭和61年（1986）の横断測量断面を用いて不等流計計算より各種河道特性量を求めた。粗度係数ｎは0.035とし，潮位は計画高潮位T.P. 3.85mとした。流量は平均年最大流量1,537m³/sと計画高水流量4,740m³/sとした。

2)　河道特性量の縦断方向変化

図３．８．６に水位縦断図，図３．８．７に水深縦断図，図３．８．８に移動床部平均河床高と水位との差を径深とした摩擦速度縦断図，図３．８．９にみお筋平均河床高と水位との差を径深とした摩擦速度縦断図，図３．８．10に川幅およびみお筋幅の縦断図を示す。みお筋の幅は河床横断図より河床の低い所をその幅とした。川幅縦断図の作成においては，高水敷化して流水が乗ることが極めてまれとなっているところを実質の川としての役割をもっていないと考え，航空写真・横断図をもとに判定し，川幅の読取りから除外した。また，みお筋幅の読取りに関して，みお筋が二股に分かれているところは両者の幅を足し合わせてその断図のみお筋幅とした。図３．８．11には川幅水深比を示す。

河道特性量は潮位・河口砂州の影響を受ける下流端を除いて上流までほぼ同一の値となっている。しかし，詳細に眺めてみると３km～４kmでわずかながら河道特性が変化しているのがわかる。水深縦断図に注目すると1,537m³/s時には上下流一貫して２m強であるのが4,740m³/s時に

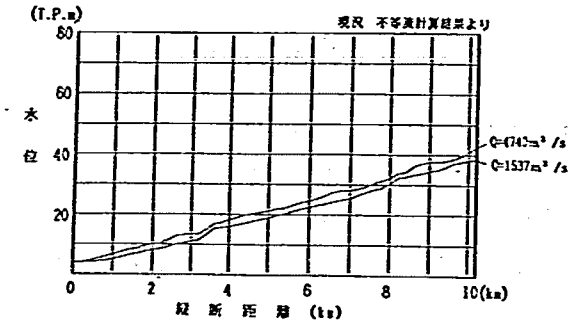


図３．８．６　水位縦断図

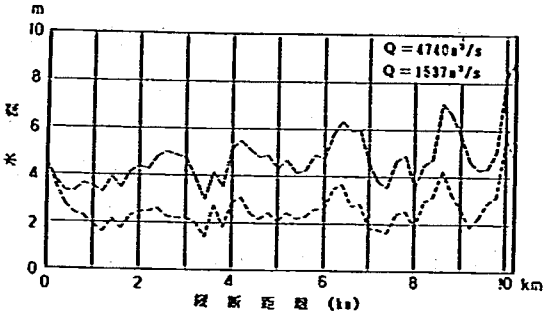


図３．８．７　水深縦断図

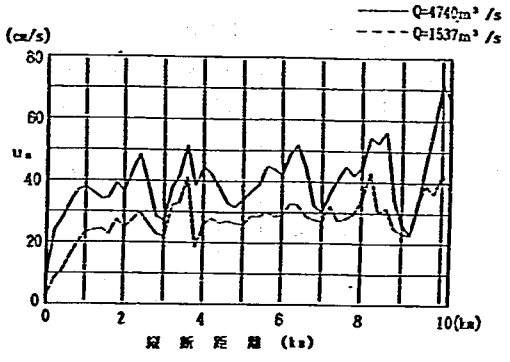


図３．８．８　平均河床高に対応する
摩擦速度縦断図

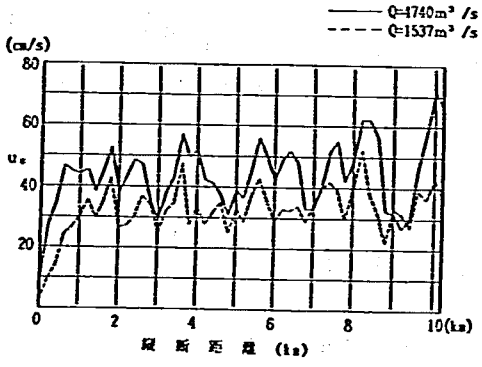


図３．８．９　みお筋部河床高に対応する
摩擦速度縦断図

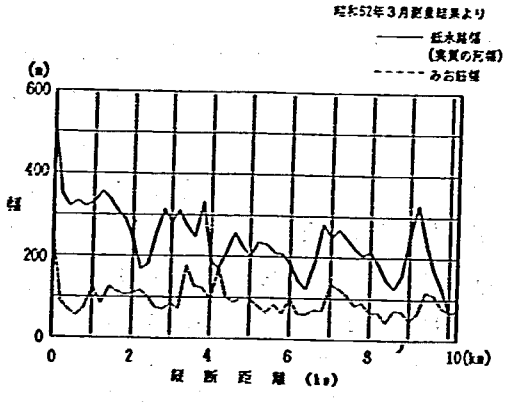


図３．８．10　低水路幅およびみお筋幅の
縦断変化

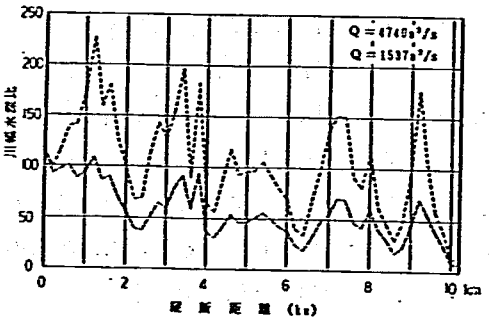


図３．８．11　川幅水深比縦断図

は3kmを境に上流では4.2m前後，下流では3.8m前後であることがわかる。また川幅水深比縦断図に注目すると，4,740m³/s時にはほぼ100以下の値となる。1,537m³/s時には4kmより下流では100～200程度の値になり，ところによっては複列砂礫堆が形成される川幅水深比となっている。

3) Segment区分

物部川0～10km区間は，勾配1/300の1つのsegmentとみなせる。

〔7〕 みお筋，砂州形状の変化

図3．8．12は航空写真を用いてみお筋の位置を把握したものである。

昭和23年はみお筋の位置が写真の解像度が悪く十分判明できないが，複列ないし単列的河道形状となっている。昭和27年には，上流から山田堰，野市堰，田村堰，物部堰，久枝堰があり，各堰の下流で流路が2分する形となっているが，主流となるなお筋位置は昭和23年と一致する。昭和44年では，物部川橋の下の所で複列的であるが，2kmより上流は基本的には単列的であり，そこより下流は2～3列の多列砂州となっている。昭和53年になると物部川橋上流では河道のみお筋が固定化しつつある。近年撮影された航空写真によると，砂州の頂部付近には草木類が繁茂している所が多く，高水敷化が進みつつある。

砂州位置，みお筋位置が6kmより上流では，戦後基本的に変化が無いのは，平均年最大流量時の川幅水深比が概略100程度で，かつ低水路の法線形の曲りが，砂州の進行を停止させる弯曲度

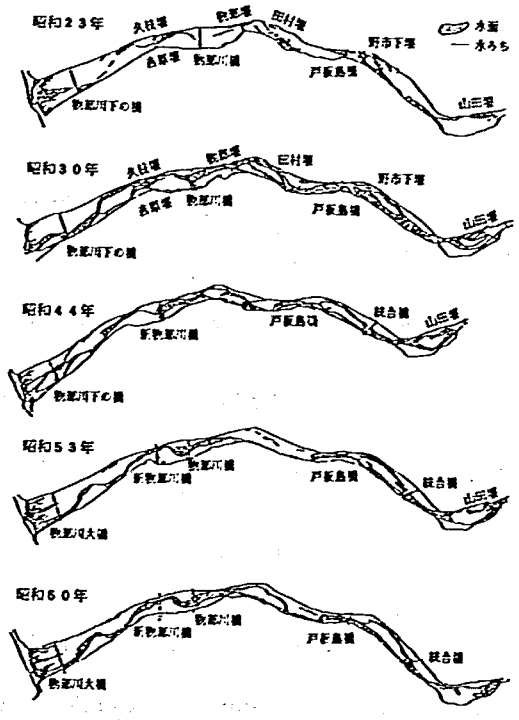


図3．8．12 物部川みお筋経年変化図（事務所資料修正）

20°以上となっていることによる。

また砂州の高水敷化が進みつつあるのは，上流にダムが建設され流出土砂及び洪水流量の減少による河床アーマー化，砂州高頂部の冠水頻度の減少に原因していよう。

〔8〕　河床変動状況

物部川には図3．8．1に示す位置に表3．8．1に示す諸元のダムが建設されている。

生産土砂の中心である流域上流の支川群からの土砂は永瀬ダムによって捕捉される。永瀬ダムより下流では支川の数は少なく，最下流の杉田ダムより下流では有力な支川の流入はない。したがって，生産土砂のほとんどはダム群，特に永瀬ダムにより捕捉され，直轄区間への土砂の供給はほとんどないものと推定される。

図3．8．13にダムの堆砂状況を示す。永瀬ダムの堆砂量は，昭和34年（1959）から47年（1972）の間は徐々に増加し，この間平均で約56,000m³の年間堆積量となっている。これは比堆砂量で1,800m³/km²/yearに相当する。昭和48年（1973）以降堆積量が増加しないのは，表3．8．2に示す砂利採取によるものである。

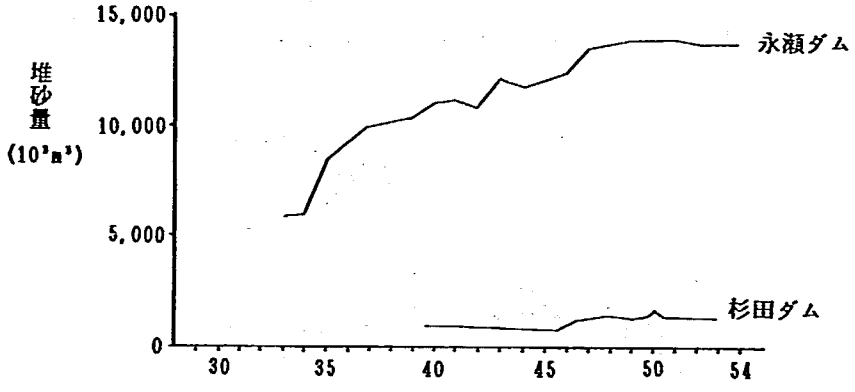


図3．8．13　ダム堆砂状況図

表3．8．2　物部川砂利採取量（単位㎥）

		42	43	44	45	46	47	48	49	50	51	52	53	54	55
採取量	直轄	17,092	———	———	———	禁		止	———	———	———	———	———	———	———
	指	———	不	明	———		99,000		88,000		75,000		57,000		66,000
								86,000		88,000		66,000		55,000	

直轄区間では昭和43年（1968）以降砂利採取は禁止されているが，指定区間では，年６～７万m^3の採取がなされている。

昭和30年代後半より上流山間地からの扇状地扇頂部への土砂補給量は，ほとんど無くなっていると判断される。

図３．８．14に物部川の最深河床経年変化縦断を示す。3.4km 地点及び上流側で変化が小さいのはこの地点に物部川橋があり，橋脚保護工が床止工の役目をしているためである。8.0km 地点については野市統合堰があり，変動量が小さい。

図３．８．15の平均河床高経年変化図を見ると，昭和34年河床に対して昭和38，44年河床の４km～8.6km 間について約１mの河床低下を生じている。この要因としては，出水による土砂移動，上流ダム建設による供給土砂量の減少及び砂利採取が考えられる。同じく昭和44年以降の河床低下については昭和45年・47年に4,000m^3/s 程度の出水があり，この間の野市下堰・田村堰・物部堰が撤去に近い状態になって来たためと，上流よりの供給土砂量の減少等によるものと思われる。昭和48年以降の河床変動量は少ないが，最深河床は昭和51年位まで低下している。

図３．８．16に横断形状の変化を示す。1.2km 地点を除けば，昭和29年（1954）年以降，大きくは横断形状が変わっていないが，みお筋部が1.6km，5.6km 地点では３～４m低下し，7.4kmでは１～２mの低下となっている。物部川のみお筋部は砂利採取を禁止した昭和43年（1968）以降も低下しているが，これは，上流からの供給土砂がほとんど無くなったことと，大きな出水が無いため，みおの部分に流水が集中し，掃流力が増し，河床が低下したものである。なお昭和53年以降は，みお筋部の河床が粗粒化しアーマー化されたため，みお筋部の河床低下は，ほとんど進行しなくなった。

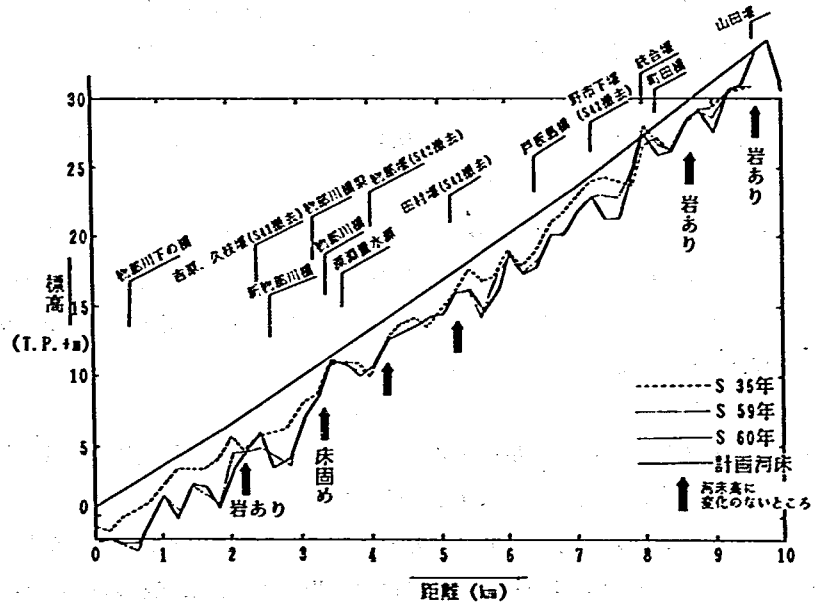


図３．８．14　最深河床高経年変化

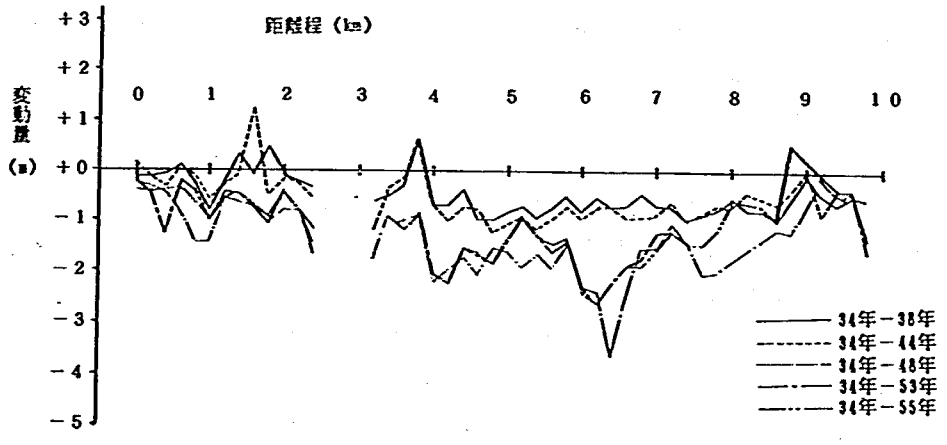


図３．８．15　平均河床高経年変動量図

〔9〕　河床材料のアーマー化

図３．８．17に，昭和54年（1979）年高知工事事務所測定の４km，６km，８kmの河床材料の粒度分布を示したものである。測定は基本的には，水際地点を選び，表層をはぎとり，その下の材料を採取し，乾燥したのちにふるい分け試験を行って粒度分布を測定したものである。河道縦断方向の変化は小さく，60%粒径は４～６cm程度である。この調査結果は昭和45年（1970）の測定結果と同様なものとなっている。

現地河床を見ると，以上の結果に比べて粒径が大きく感じられたので平成元年（1988）表層河床材料の調査を線格子法のサンプリングによって行った（→Appendix A)。図３．８．18に表層河床材料の粒度分布を，また図３．８．18には，表層河床材料をはがした後に同様にサンプリングを行って得た河床材料の粒度分布を示す。これによると表層の河床材料は，粒径６～30cmの粒径集団が主体となっており，15cmがその粒径集団の60%通過粒径となっている。最大粒径は30～60cm程度とかなり大きい。図３．８．19に示した表層直下の粒度分布を見るとA′集団は表層と同様であるが，B集団の砂分が10～20%含まれている。

地中の河床材料に比較して表層集団の粒径が大きくアーマー化されていることが分かる。

表層の河床材料のd_{50}を約15cmとして，平均年最大流量時の無次元掃流力を求めると0.033となり，この程度の洪水流量では河床はほとんど動かない。なお地中の河床材料のA′及びC集団の代表粒径d_Rを7.5cmとして無次元掃流力を評価すると0.066となる。

〔10〕　左右岸水位差

図３．８．20に昭和45年（1970）８月洪水（4,369m³/s)，昭和58年（1983）８月洪水（2,585m³/s）の左右岸の痕跡水位の差を左岸水位を基準にして示す。

水位は全体に右岸側が高い。河道の平面形状と水位差との関係はあまり相関が無い。

3.2km付近の右岸が２mほど高いが，ここには物部川橋また橋脚保存のための床止め工があり，これらの構造物の影響と思われる。

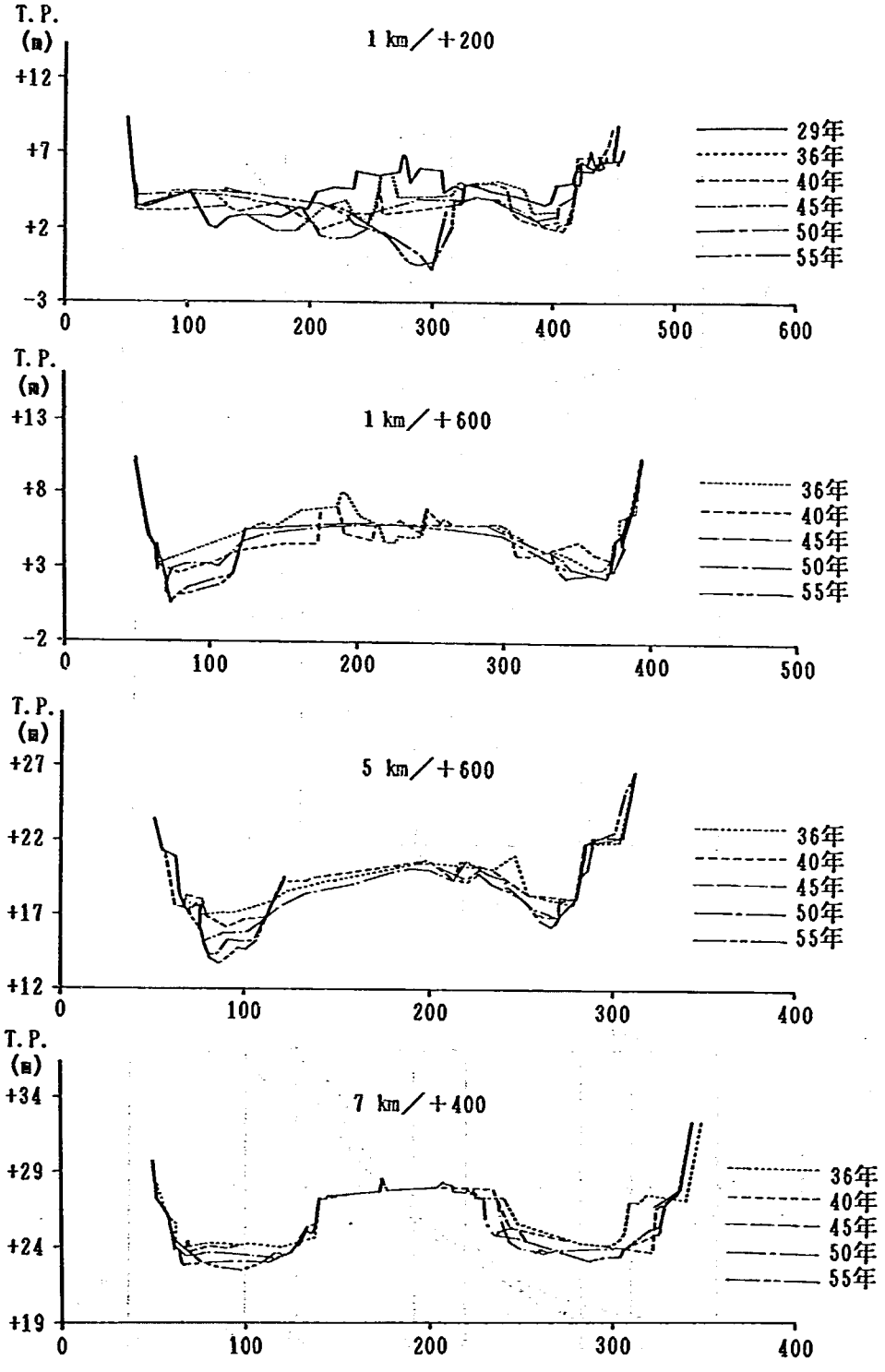


図3．8．16 横断形状の変化

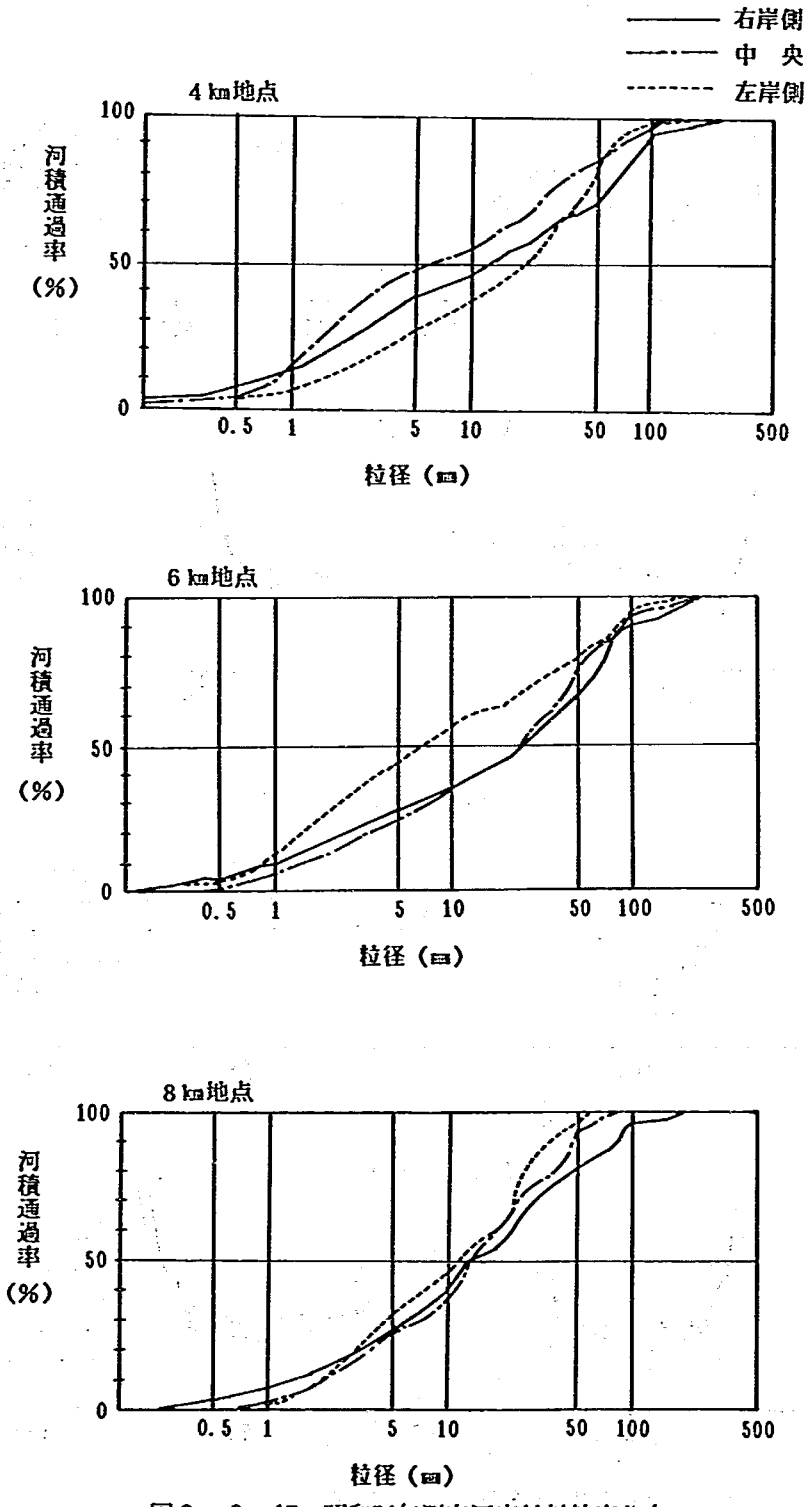


図３．８．17　昭和54年測定河床材料粒度分布

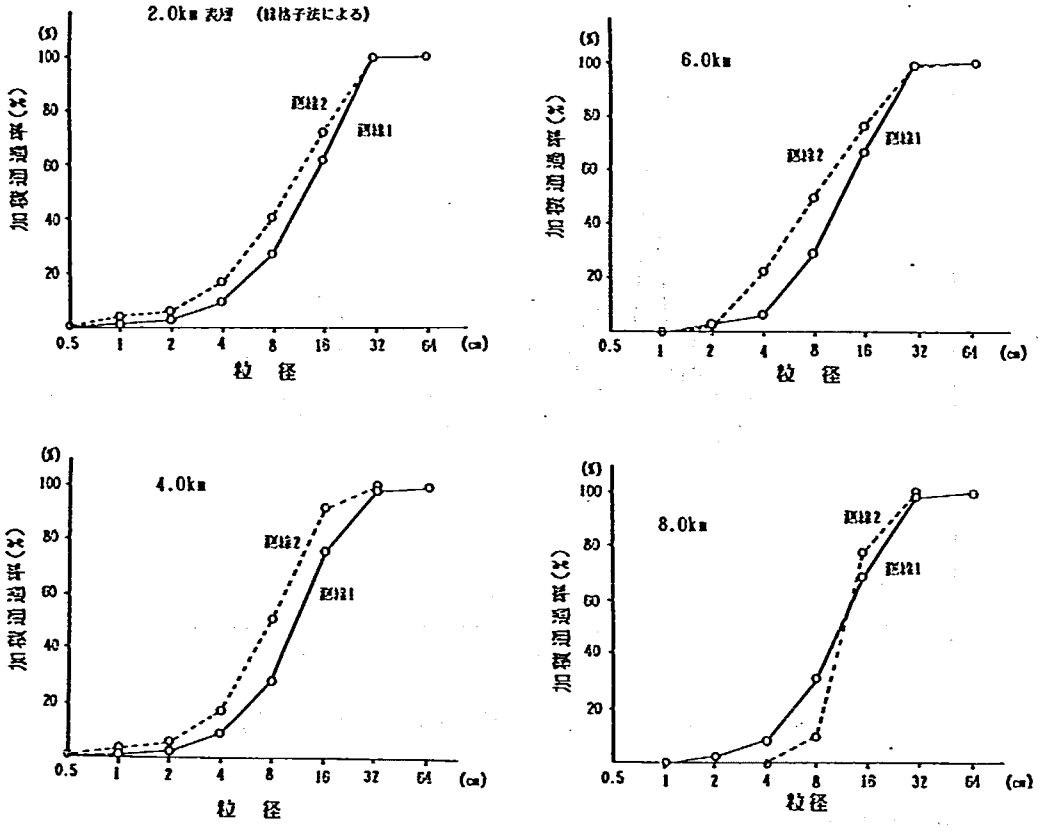


図３．８．18　表層河床材料の粒度分布（平成元年調査）

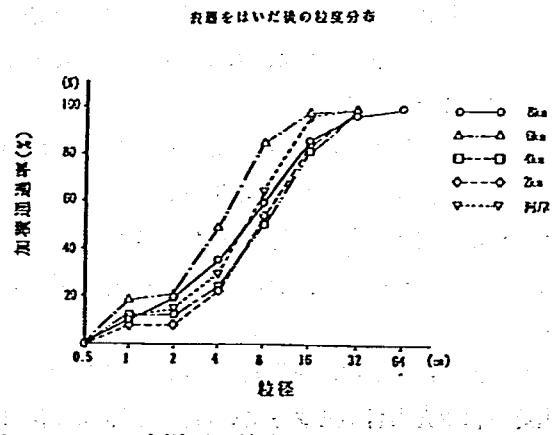


図３．８．19　表層下の粒度分布（表層をはがして線格子法）

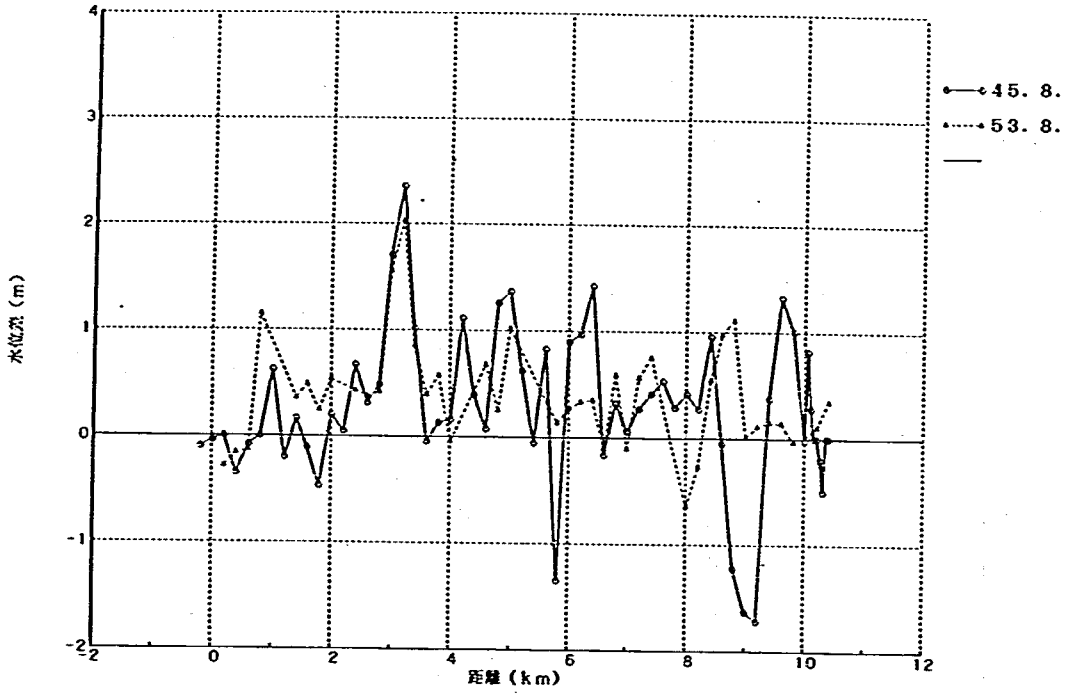


図３．８．20　物部川痕跡水位左右岸水位差（左岸基準）

３．９　梓川の河道特性

〔１〕　梓川の概状

梓川は飛騨山脈の乗鞍岳（標高3,026m）に発し，上高地を流れ下り，焼岳の東裾を通り，急峻な古世層からなる山の谷底を流れ，途中奈川渡，水殿，稲核ダム貯水池に土砂を堆積し，波田町にて梓川扇状地を流れ下だり，松本市下田にて木曽山脈の駒ケ岳（標高2,956m）に発する奈良井川と合し，松本盆地を北に向けて流下する。

奈良井川合流点直上流における流域面積は888km²であり，直下流は奈良井川の流域（662km²）を加えて1,551km²である。なお河川法上は梓川は犀川である。

ここで検討の対象とする梓川の扇状地部の河道区間（犀川70～86km）16kmの河床勾配は1/110～1/140，低水路幅100～280mの直線状の急流河川である。奈良井川の合流後は河床勾配が1/200～1/210程度に急減する。

流域の地質は，焼岳より上流は西部が主に花崗岩，東部は古世層のチャートから成り，焼岳の近くでは右岸側は，火山焼出物や火山岩がせまっている。これより下流は古世層の堆積岩が分布している。

梓川の概要は次のごとくである。

(1)　流域面積（奈良井川合流点）888 km²

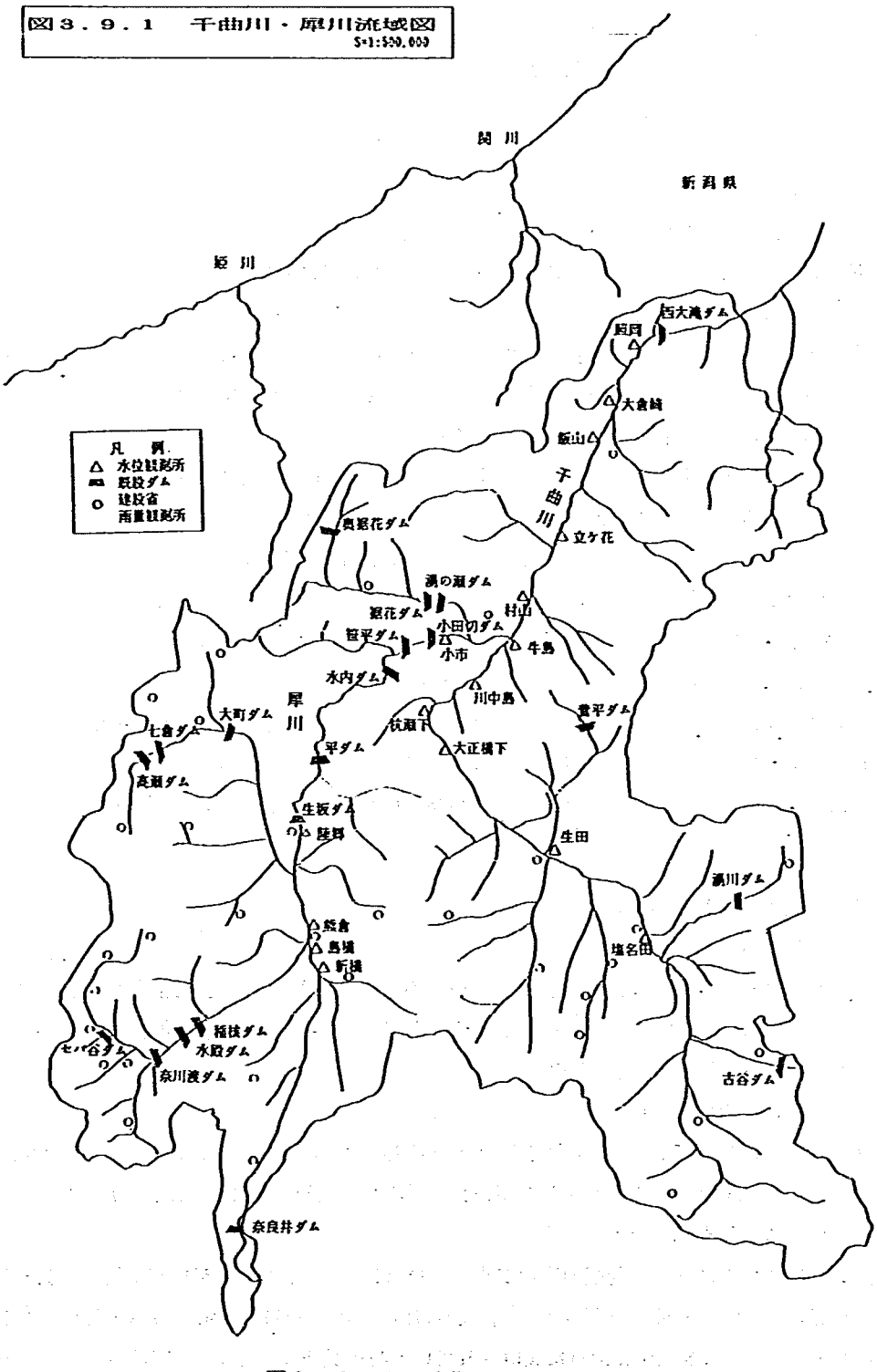


図３．９．１　千曲川・犀川流域図

(2) 流路延長（奈良井合流点） 90.7 km

(3) 計画高水流量 2,100 m³/s

(4) 平均年最大流量 推定値 540 m³/s

(5) 既往最大流量 1,570 m³/s

〔2〕 梓川扇状地の特徴

梓川の扇状地を航空写真を立体視して平坦面ごとに分けると図3．9．2のごとくなる。

洪積面は三面に分かれD_1面は波田面，D_2，D_3は森口面に対応しており，D_1面は3～4万年前の堆積層の面，D_2，D_3面は最終氷期の堆積層の面と考えられている。

沖積面も詳細に見るとA_1，A_2，A_3の三面に分かれる。A_1，A_2，A_3の順に高度が高く，堆積物の年代も古い。距離程80kmより上流では梓川はA_2面を下刻しており沖積段丘を形成している。82.7kmには左岸の沢からでた土砂による扇面が形成されており，この扇面の梓川下流側のA_2面は右岸に比べて2 mほど高いが，80.5km付近では左右ほぼ等しくなっている。すなわち80～82.5kmのA_2面の梓川流下方向の勾配は左岸側の方が急である。82.7km付近の小扇状地形と沢からの土砂の堆積が左右岸のA_2面の高さの差の原因であろう。

80km付近よりA_3面が生じるが，75～76km付近ではA_1面とA_3面の比高差はほとんど無くA_3面の幅も狭くなっている。これより下流の22.5～75kmの左岸側はA_1とA_3面の段差が明確であるが，他の区間では段差が不明確となっている。

なお図3．9．2には76～84km²区間について堤外地において植生（木本類）が侵入し，高水敷化されつつある所，また砂州の前縁線の位置を平成元年（1989）8月撮影の航空写真を基に示しておいた。この砂州位置の基本パターンは昭和48年10月撮影以来変わっていない。

〔3〕 河道特性量とsegment区分

1) 河道特性量の求め方

昭和58年（1983）測量の横断測量結果を用いて不等流計算を行い，その結果より河道特性量を求めた。計算に用いた粗度係数は昭和58年9月洪水（777m³/s）時の痕跡水位を用いてチェックしたマニングの粗度係数n＝0.050を用いている。

2) 河道特性量の縦断変化

図3．9．3は流量650m³/sの計算水位以下の河床の平均河床高$Z_=$縦断図であり，図3．9．4は2,100m³/s，650m³/s，420m³/s時の川幅B，径深R，川幅水深比B/R，u_*^2および$Z_=$と最深河床高との差ΔZ値を示したものである。

河床勾配は本検討区間は，勾配の変化が小さくほぼ1/120程度であるが詳細に見ると84～85km区間で1/127，77.5～83.5km区間で1/120，73～77km区間で1/115，69.5～72km区間で1/125程度となっている。また83.9km地点に設置されている波田見サイフォンが露出し床止め工の機能

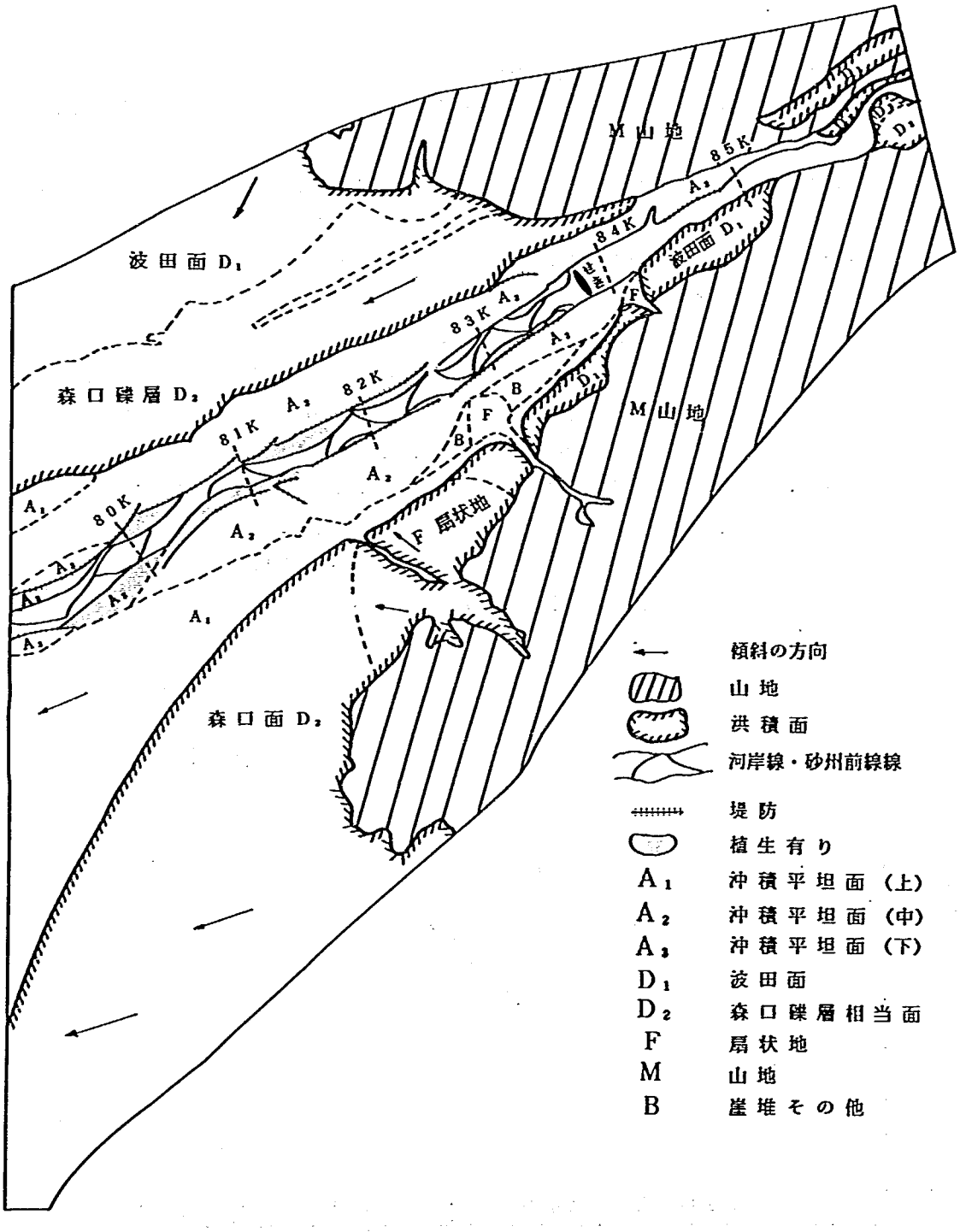


図3．9．2　扇状地地形区分

を持つようになり，そこで河床に段差が生じている。注目すべきことは，河床勾配が上流の方が多少緩くなっていることである。

平均年最大流量程度の流量時の川幅は，81km 地点より上流が狭く120m程度，81km から77.5 km 間は150m程度，77.5kmから72.5kmは200m程度，そこから奈良井川の合流点までは250m程度となっている。

平均年最大流量時の川幅水深比は，77.5km より上流は100以下であり，それより下流は100以上となっている。砂州の列数は77.5km より上流は単列でありそれより下流は複列である。B/R が100前後が単列と複列の境界となっており，他河川と同様である。

平均河床高 $Z_{=}$ と最深河床高の差 ΔZ は，川幅の変化が少なく，またアーマコートの発達していない70km ～72.5km 区間で1.75m程度である。これは多列砂州の標準的な $\Delta Z/R \fallingdotseq 1.6$ にほぼ均しい。78km ～82km 区間は緩い単列蛇行区間であるが ΔZ が1.5m程度しかない。通常の砂州によって生じる ΔZ より小さいのは，河床の最深部がアーマー化されているためと思われる。

83km 地点の ΔZ は2.7m，84km 地点の ΔZ =2.9mと大きい。図３．９．５は83km 地点及び84km 地点の横断図を示したものだが，みおが右岸に寄って流れが集中している所となっている。

u_*^2 縦断方向変化は，不等流計算によるとバラツキが大きいものとなっているが，77.5km 前後で差があり，これより上流で多少大きくなっている。平均年最大流量時の u_*^2 は77.5km より下流で1000cm²/s² 前後，これより上流で1600cm²/s² 前後と評価される。

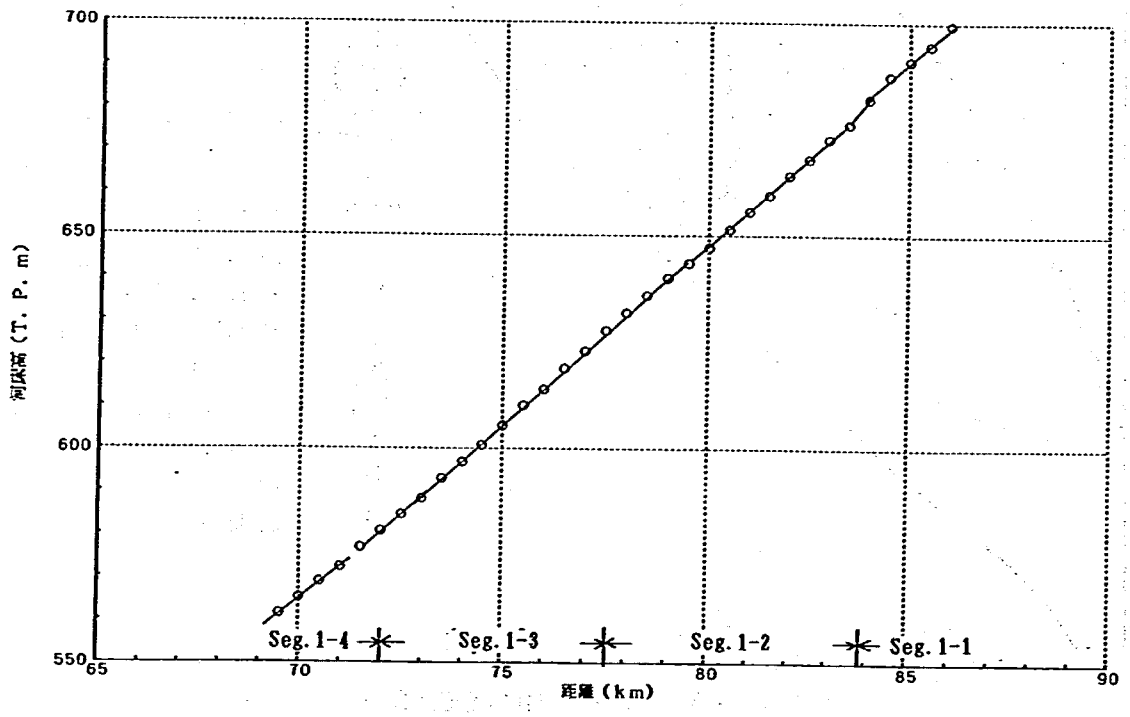


図３．９．３　平均河床高縦断図

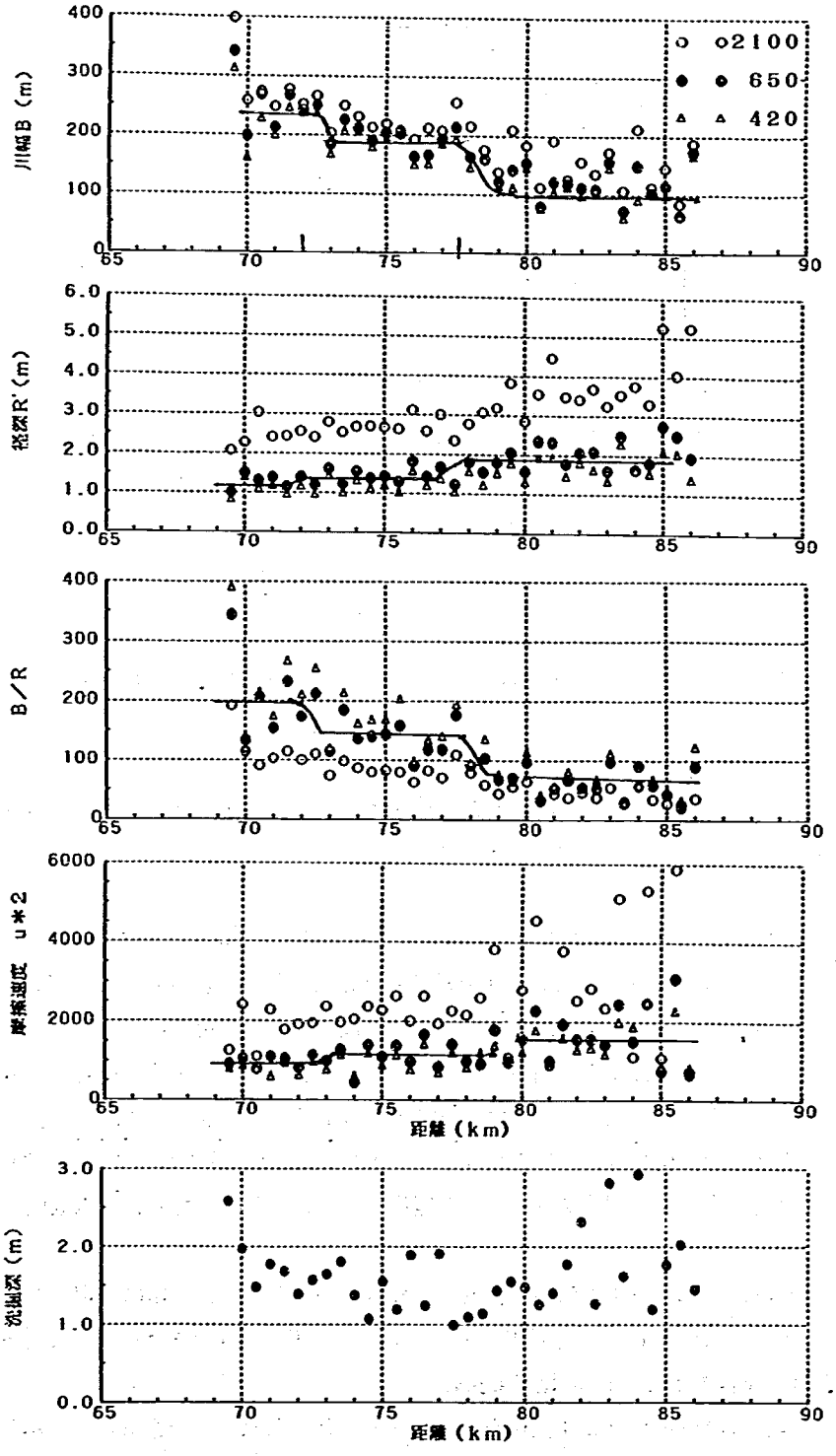


図3．9．4　B, R, B/R, u_*^2 ΔZ の縦断図

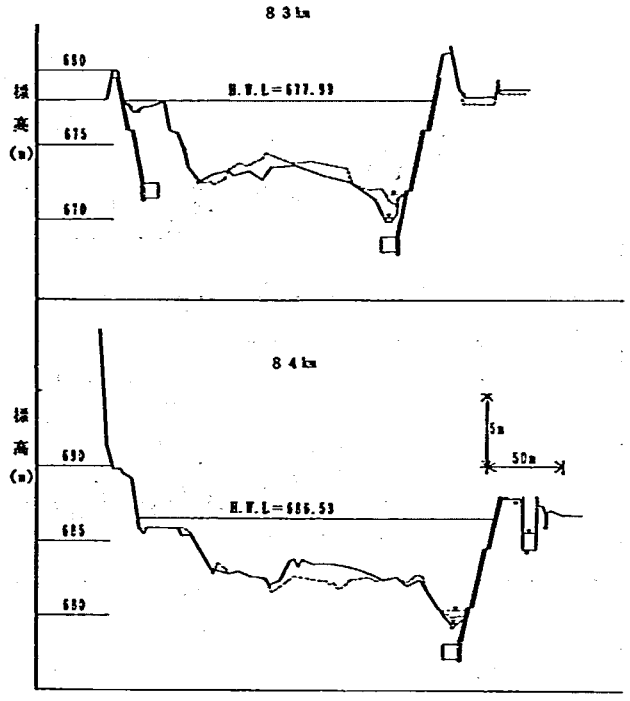


図３．９．５　83km, 84km 地点横断図（実線1984年，点線1979年）

3)　Segment 区分

神湯橋（86km）下流16km の区間は，大きく見れば一つの segment から成るが，河道特性量の縦断変化，河川の様子より次の三つに分けられる。

①　Segment 1－1（83.9～85km）

本区間は左岸は85.2km までは古世層の堆積岩の山脚に接し，85.2km，84km までは洪積扇状地（波田面）に接し，右岸は85.6km 付近より沖積扇状地面に接して流されているが，この沖積扇面は二面あり，さらに現河川は堤外地の中でさらに一段下がった所を流れている。

本 segment は段丘形状，沖積面の高さから上流ダム群完成以前に下刻化の傾向にあったと判断される。昭和44年に完成した上流ダム群は，扇状地への土砂供給を激減させ，本 segment の河床材料を表層からアーマー化させた。現在粒径30cm 程度のものが河床を覆っている。86～85km付近には所々に基岩（古世層の泥岩チャート）が露出し，それが転石となり，高水敷化された所に残置されている。

河岸は玉石がほぼ安息角以下の傾斜で存置し，侵食崖が見られず，河岸は安定している。84.4 km にある波田堰，83.9km にある花見川サイフォンは，河床高をコントロールしている。常水路幅は100m程度で下流の segment に比べて狭い。

以上のことは，この segment は下刻化を受けたアーマ化された河道であることを示している。

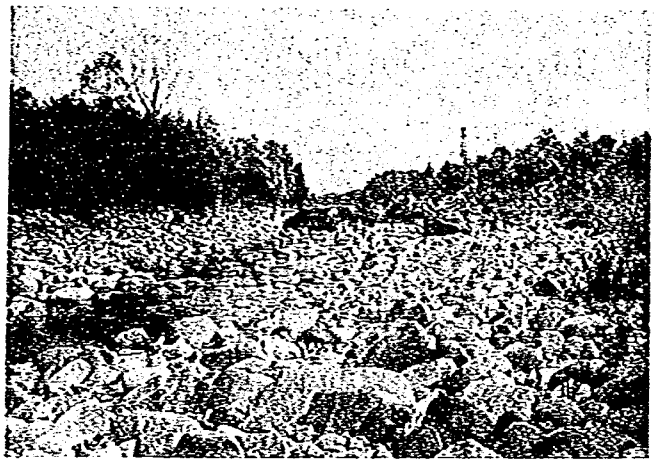


写真３．９．１　85km 付近の様子（1992年撮影）



写真３．９．２　85km 付近の河岸の様子（1992年撮影）

② Segment 1－2（77.5～83.9km）

この segment は平均年最大流量程度の時の川幅B120m，川幅水深比B/R60程度であり，砂州形状は一部複列的な単列となっている。河床勾配は1/120程度で下流の segment より多少緩くなっている。表層のみお部の河床材料は，20cm程度で，上流のsegmentより多少小さくなっている。

砂州の形状は上流のsegmentに比較してより明確で，アーマ化の程度は上流に比して小さく，みおが河岸に寄る所では河岸侵食された直立状の侵食崖も見られる。表層河床材料はみお筋部はアーマ化されているが，砂州上では粒径５～６cm の砂利となっている。

本区間の堤外地の河床高が堤内地とほぼ同じである所は林地化している。砂州の高い所は一部柳やニセアカシヤが侵入し，かつみお部が砂州を下刻した形で水路化されつつある。出水が無いと川幅が縮小し，かつ植生の侵入が進むことになろう。

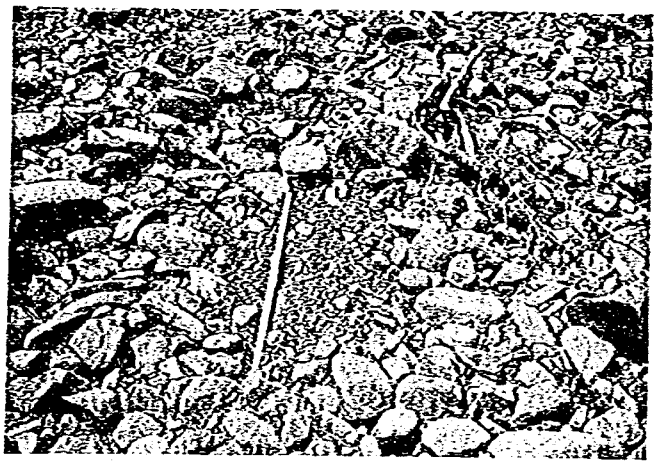


写真３．９．３　81.3km 表層材料と表層下の材料（1992年撮影）

③ Segment 1－3（72～77.5km）

このsegmentは堤防間がほぼ低水路となっているが，一部公園化されたため高水敷化された所（梓橋下流72.8km 左岸）もある。梓橋下流では，多列砂州でありながら主流部は半波長0.9～1.0km の大蛇行状を呈し，水裏部には植生が進入し，高水敷化しつつある。

平均年最大流量時の川幅200m程度，勾配1/115程度，B/R＝150程度である。河床の表層材料はアーマ化されている所は最大30cm，60%通過粒径d_{60}20cm程度と大きいが．砂州頂部には小礫や小砂利となっている。

(4) Segment 1－4（69.5～72km）

本区間は上流に比較して勾配が1/125程度と緩く，川幅も多少広い。本区間は河床材料の掘削が行われておらず，河床高が昭和38年以来あまり変化していない。もし上流のsegmentの河床掘削による河床低下が無ければ，本segmentは上流のsegmentと一体化したものとなっていよう。

〔４〕　ダム貯水池の建設と河床掘削の影響

梓川筋に建設されたダムは表３．７．１に示すセバ谷，奈川渡，水殿，稲核の４ダムである。

各ダムの堆砂量の経年変化を図３．９．８に示す。セバ谷ダムは堆砂量に変化が無く満砂状態であることが分かる。稲核ダム（流域面積490.4km²）より上流に堆積した堆砂量より，昭和44年から昭和62年の平均比堆砂量を求めると1,130m³/km²/year となる。この内10～15%が砂利成分（１cm 以上）として，梓川へは，５～６万m³/年の砂利成分が供給されていたことになろう。

河床の変動量を定期横断測量の得られている昭和45年と昭和62年の17年間の区間0.5kmごとに求めそれを図示しすると図３．９．７のごとくである。70～86km区間で280万m³の減少がある。流入砂利量の減少は，ダム堆砂量から推定し85～100万m³程度と推定されるので残り180万m³が，河床掘削量と70kmより流出した砂利量となる。この17年間の許可砂利採取量は25万m³となっており，収支上は205万m³が70kmから流下したことになる。しかし，洪水によって河床低下

表３．９．１　梓川流域ダム諸元

ダム名	河　川	完成年	ダム形式	ダム高(m)	総貯水量(千㎥)	計画堆砂量(千㎥)
セバ谷	梓川・セバ谷	昭和３年12月	重力式コンクリート	22.73	45.9	－
奈川渡	犀川・梓川	昭和44年５月	コンクリートアーチ	155.00	123,000	43,000
水殿	〃	昭和44年10月	〃	95.50	15,100	3,390
稲核	〃	昭和44年７月	〃	60.00	10,700	1,208

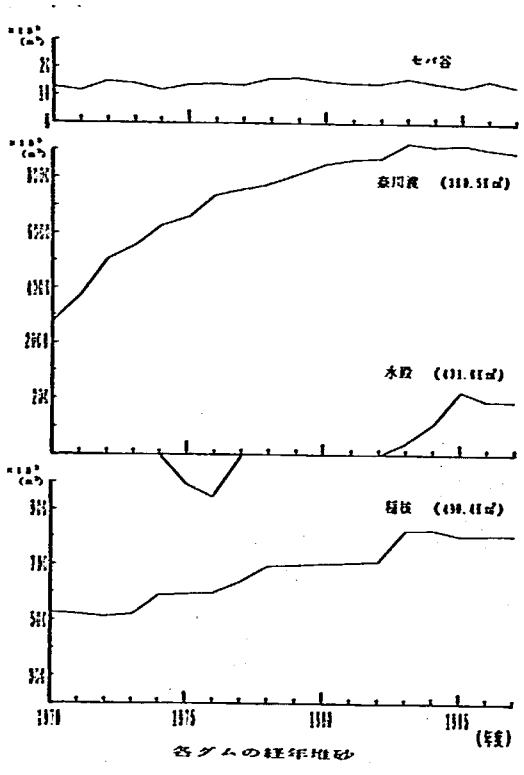


図３．９．６　各ダムの経年堆砂量変化

が生じたとすると，上流側から河床が低下する形となるはずであるが，全川的に河床が低下していることより，砂利採取量はもっと多いものと思われる。

図３．９．８は昭和38年を基準とした最深河床高の変化を示したものである。河床掘削の影響があるので梓三ダムの建設の影響を直接的には判断することはできないが次のことは言えよう。

①　83.9km 地点の波田見サイフォンは一種の落差工となって，これより上流の最深河床の低

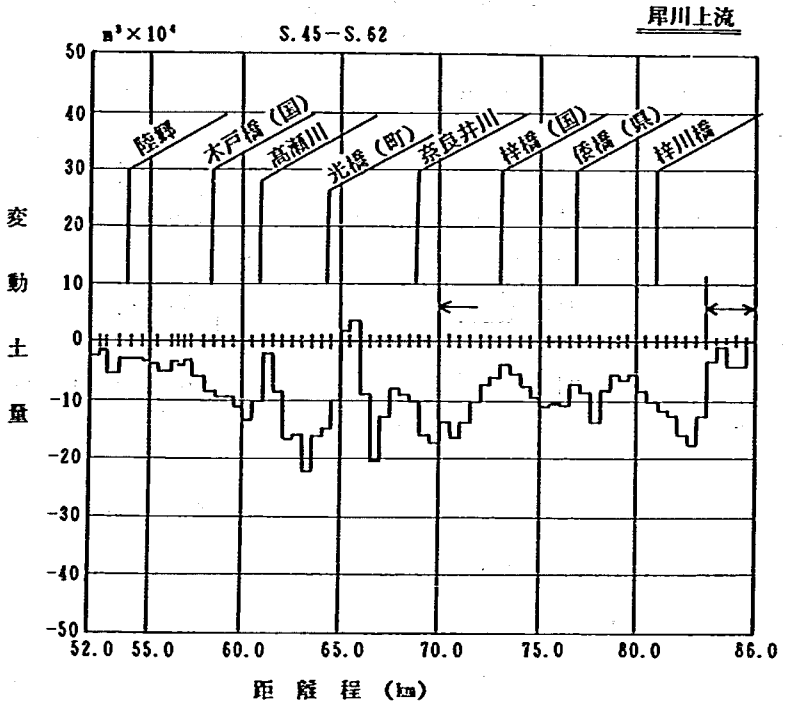


図３．９．７　河床変動量図

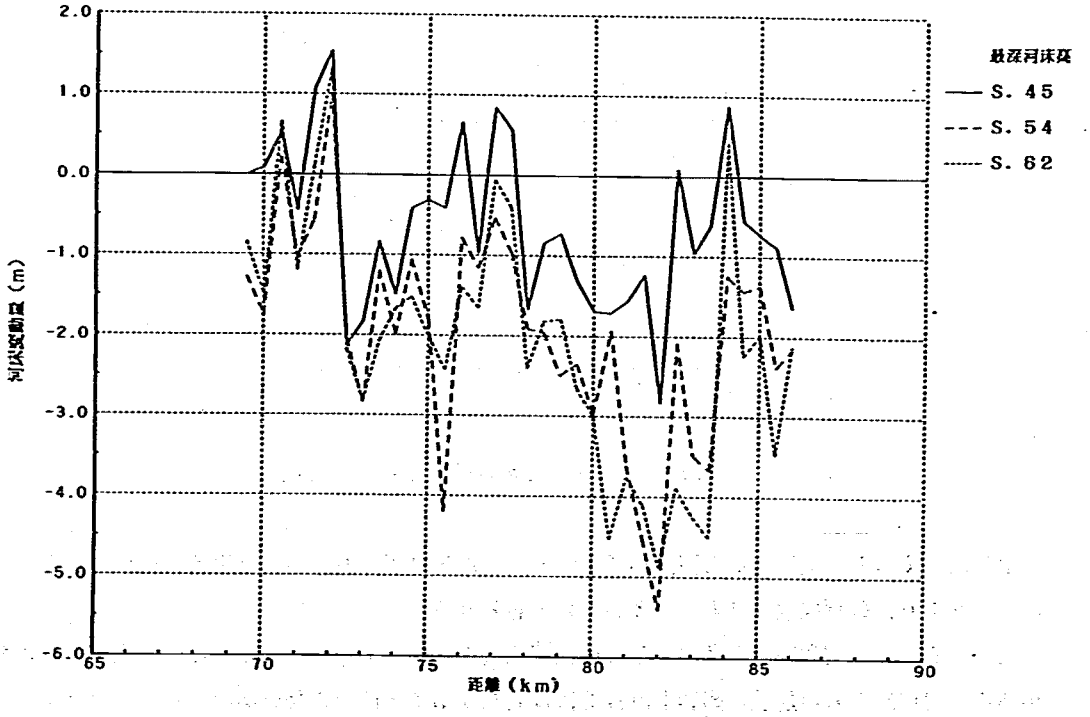


図３．９．８　最深河床変動量縦断図（昭和38年基準）

下を緩和しているようである。

② 83.9km下流，80kmまでは昭和38年より最深河床高は4～5m低下している。この区間の河床低下は，他の区間より大きい。

この原因は，河床掘削もあるが，梓三ダムの建設による供給土砂量の急減に伴なう河床低下，特に砂州のみお部の固定化とそれに伴なう流水の集中化が一因と判断される。

③ 80km以下は，昭和38年以来約2mの低下となっている。現在まだ砂州が生きていることを考えると河床掘削による平均河床高の低下が最深河床高の低下をもたらしたと判断される。

④ 昭和54年から昭和61にかけての河床低下は少ない。掘削量が減少したことにより河床低下が少なくなったものと判断される。

〔5〕 河床材料特性

各segmentの代表的な粒度分布形を図3．9．9～3．9．13に示す。ここで昭和49，52，平成元年の調査は千曲川工事事務所が，北陸地方建設局制定の仕様書に基づいて実施したものであり，太線は平成4年（1992）8月に土木研究所河川研究室（調査担当者山本，佐々木，深谷）

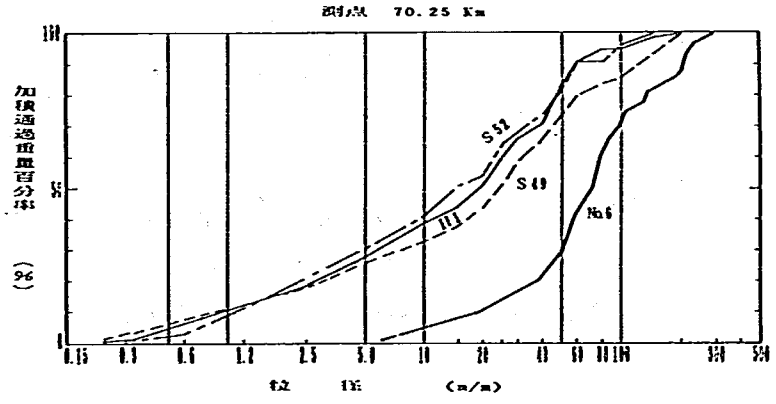


図3．9．9 70.25km地点河床材料粒度分布

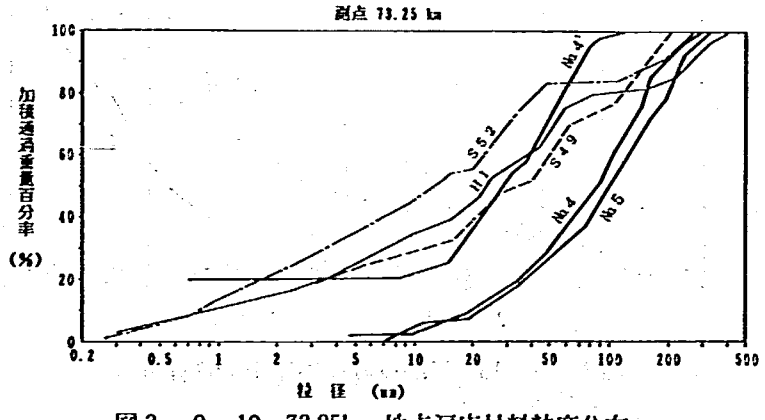


図3．9．10 73.25km地点河床材料粒度分布

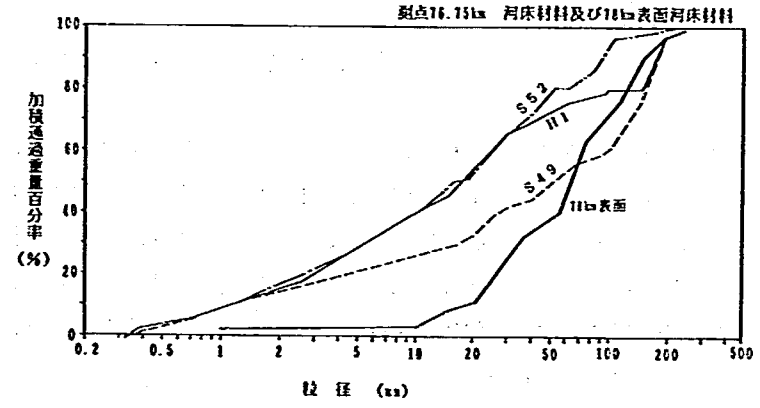


図3．9．11　76.75km 地点河床材料粒度分布

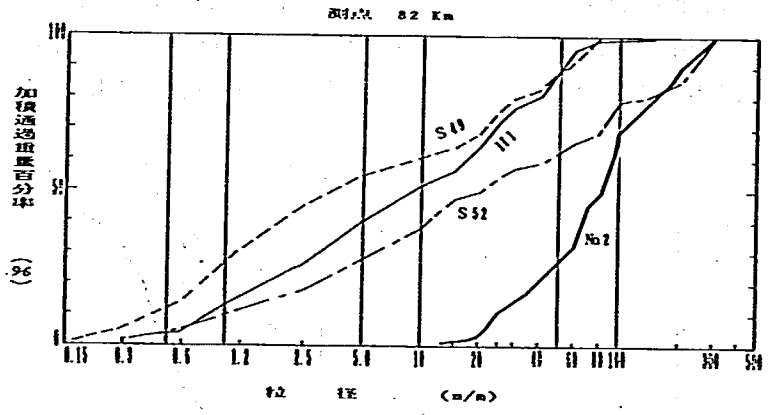


図3．9．12　82km 地点河床材料粒度分布

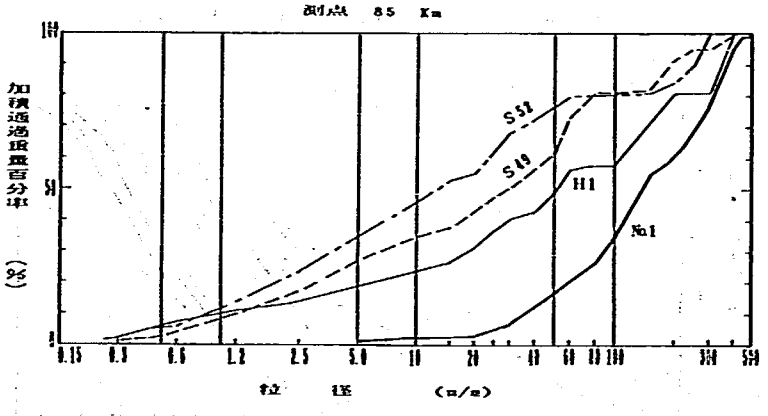


図3．9．13　85km 地点河床材料粒度分布

が，河床表面のアーマ化程度を把握するために，河床表層材料を線格子法で100個中軸を測定し，その個数分布累加曲線を示したものである。また図３．９．14は，これらの資料より，最大粒径と平均粒径の縦断方向変化，また各 segment の粒径集団の粒径範囲を示したものである。

梓川扇状地区間の河床材料の主モード材料A′集団（1.5～８cm）はSegment １－１，１－２，１－３にかかわらず同じであるが，C集団はSegment １－１で10～60cm，Segment １－２で10～40cm，Segment １－３で10～25cm となり下流に向けて d_{max} が小さくなっている。この d_{max} の縦断方向の変化は洪水時に河床に働く掃流力の低下と調和的である。

表層の河床材料の内，みお筋部のアーマ化された材料は，Segment １－１では，C集団が70%を占めC集団で河床の移動限界を評価し得るが，Segment １－２ではC集団が30%，A′集団が60～70%となっている。砂州の頂部付近を測定した75.0km，No.4′の表層河床材料はA′集団で80%を占めB′集団が20%となっている。

アーマ化された河床材料は，d_{84}/d_{16} ＝５～７程度と均一性が良い。この程度の均一性を持つ場合には，河床材料の移動限界は表層材料の平均粒径に対する無次元掃流力が0.05～0.06程度となると同時に働き出しアーマコートが破壊されることになる。

Segment １－１における計画高水流量時の河床に働く掃流力は，この移動限界掃流力を超えており，計画流量に対応するような大出水が生じるとアーマコートが破壊され，河床の低下が進む可能性がある。

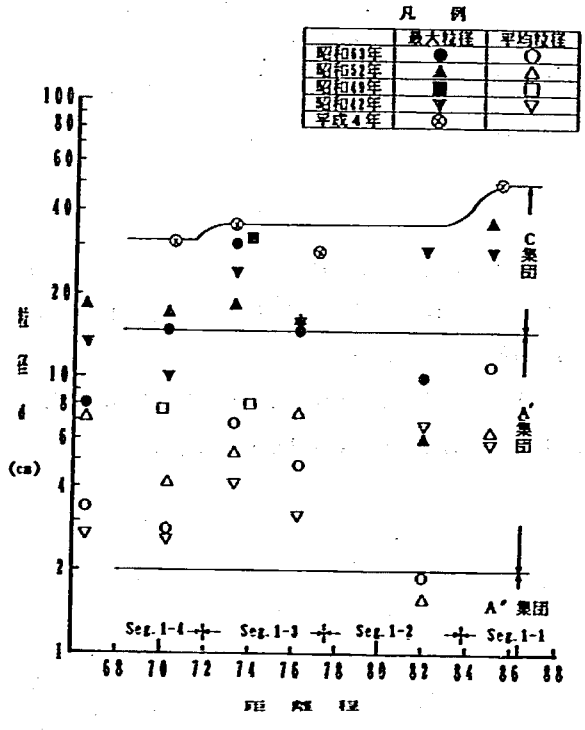


図３．９．14　河床材料の縦断方向変化

以上より完全にC集団で河床がアーマ化されているのはSegment 1－1である。Segment 1－2，1－3では，単にA'以下の集団すなわちマトリックス集団がみお筋から抜けでただけであり，完全なアーマ化河床と言えず，その粒度分布形はC集団とA'集団からなる粒度分布形に相当するものとなっている。

〔6〕 川幅と勾配・粒径の関係

梓川扇状地を流下する河道区間の河床勾配I_bはあまり変化が無く，またその間支川の流入も無いので，平均年最大流量Qもほとんど変化せず，QIは一定である。もし河床材料がこの河道区間ほとんど変化が無ければ，川幅は同じようなものとなるはずであるが（→4．2），川幅はSegment 1－1，1－2，1－3の順に大きくなっている。

この原因は，河床材料が上流のsegmentの方が下流segmentに比べてC集団の径が大きく，またその割合が多く，河岸の耐侵食力が上流のsegmentの方が大きいためである。特にSegment 1－1では河床及び側岸がC集団によってアーマ化され，また河床の一部には基岩が露出しており，空石積の水路のような状態となっており，川幅が狭くても十分に洪水時の流速，掃流力に耐えられる河道となっている。

距離程69km地点で梓川は奈良井川と合流し，河床勾配は1/125から1/200となりその比は1/1.6となっている。これは奈良井川の河床勾配が緩く，洪水時に合流点下流に存在するような粗礫成分を補給し得ず，河川水のみが合流するため，河床を構成する材料の洪水時の土砂濃度Cが急激するためである。合流後も河床材料が変わらなければ（2．5．4）式に示したように河床勾配は流量に反比例と考えられる。梓川の場合流域面積は合流点で約1.75倍となっており，ほぼ勾配の減少率の逆数となっている。

〔7〕 左右岸水位差

図3．9．15は昭和34年（1968）8月洪水，昭和58年（1983）9月洪水時の痕跡水位観測結果より，左岸を基準水位とした場合の右岸の水位の縦断方向の変化を示したものである。昭和58年洪水のピーク流量は777m^3/sと推定されている。

左右岸の水位差はSegment 1－1で0.4m，Segment 1－2で0.9m，Segment 1－3で0.4m程度以下である。Segment 1－4の72km地点は1.1m右岸が低い。

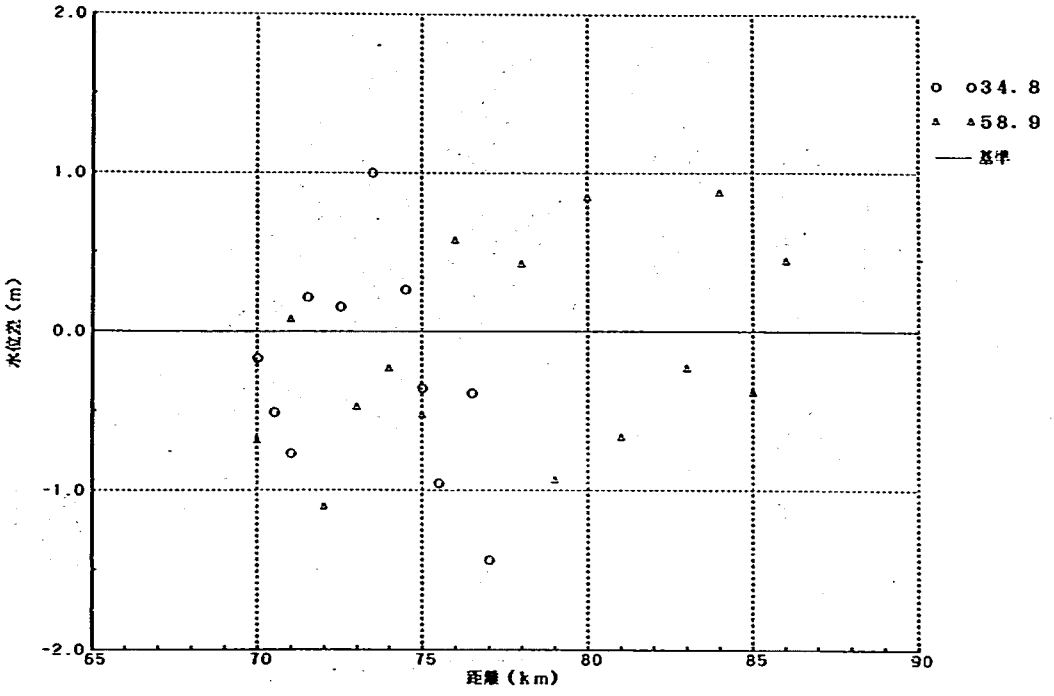


図3．9．15　痕跡水位左右岸水位差（左岸基準）

3．10　荒川の河道特性

荒川の26.6～88.8km区間の河道特性については，文献14)に詳しく報告した。ここでは荒川の扇状地河道部と扇状地河道との比較のため，その下流のsegmentの河道特性を抜き書きする。

〔1〕　荒川の概要

荒川は図3．10．1に示すように，その源を秩父山地の甲武信岳（標高2,483m）に発し，中津川，赤平川などの支川を合わせて秩父盆地を北流し，長瀞を経て熊谷市の西部で平野に出，東南に流向を変える。武蔵野台地，大宮台地にはさまれた低地帯を蛇行しながら流下し，東京都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，市野川，新河岸川，隅田川など120余りに達し，その80%以上は右岸側から合流している。流域は埼玉県，東京都にまたがり，流域面積2,940km²，流域内人口は約830万人（昭和50年）で，流域の人口密度は一級河川で最も高密度になっている。

荒川の全流域のうち，山地面積と平地面積はそれぞれ1,432km²，1,470km²で平野部がやや大きい。灌漑面積約は200km²，想定最大氾濫区域約は600km²に達している。

荒川の概要を示すと次のごとくである。

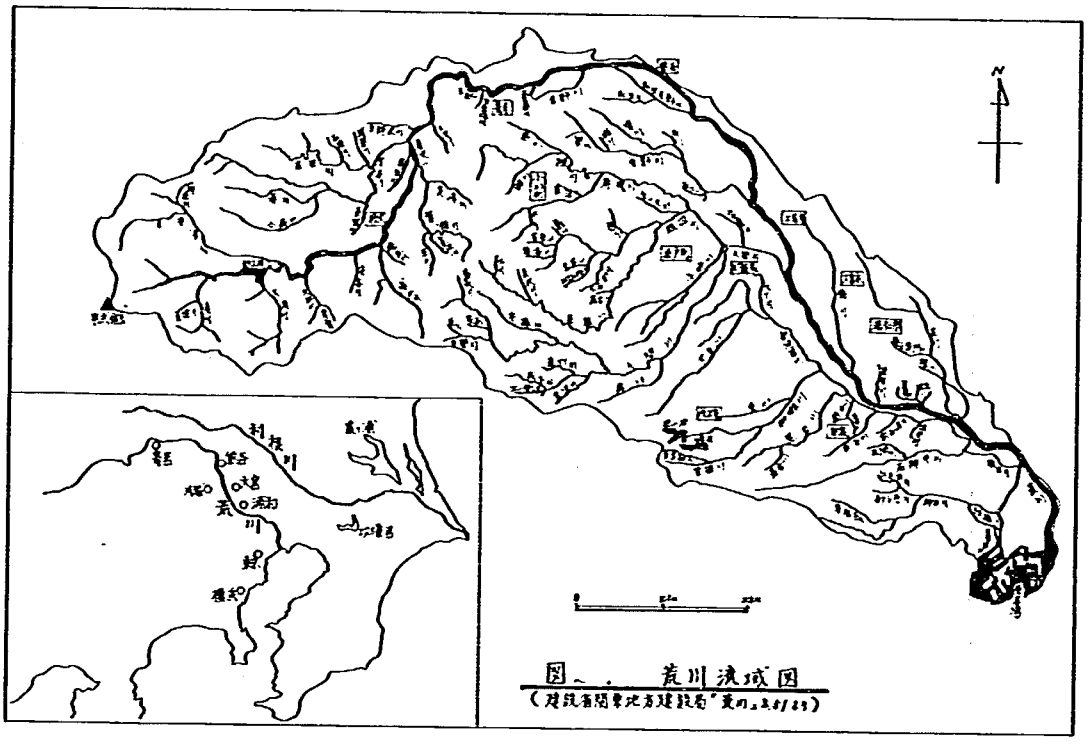


図3．10．1　荒川流域図

(1) 流域面積　　2,940km²

(2) 流路延長　　168.9km

(3) 計画流量　　計画確率年　1/200年

基本高水流量　14,800m³/s（岩淵地点）

計画高水流量　7,000m³/s（岩淵地点）

昭和48年に改訂された「荒川水系工事実施計画」の基本となる基本高水流量は14,800m³/sである。下流部では，大幅な引堤等により流過能力の増大を図ることが困難なため，東京都北区岩淵地先において計画高水流量を7,000m³/sとし，上流ダム群で3,500m³/s，中流部の河道を調節池化することにより4,300m³/s，合わせて7,800m³/sの洪水調節を行うことになっている。

〔2〕　流域の地形と地質

図3．10．2に扇状地部の高等線を示す。

荒川扇状地は，右岸側が静簡院台地，左岸側が櫛挽原台地の洪積扇状地の間に発達する。河口より84kmを扇頂とする幅5kmほどの扇型の形状となっている。荒川は熊谷付近において過去その流路を変えており，堤防の決壊もこの付近がもっとも多い。吹上付近（74km）より下流が自然堤防地帯である。

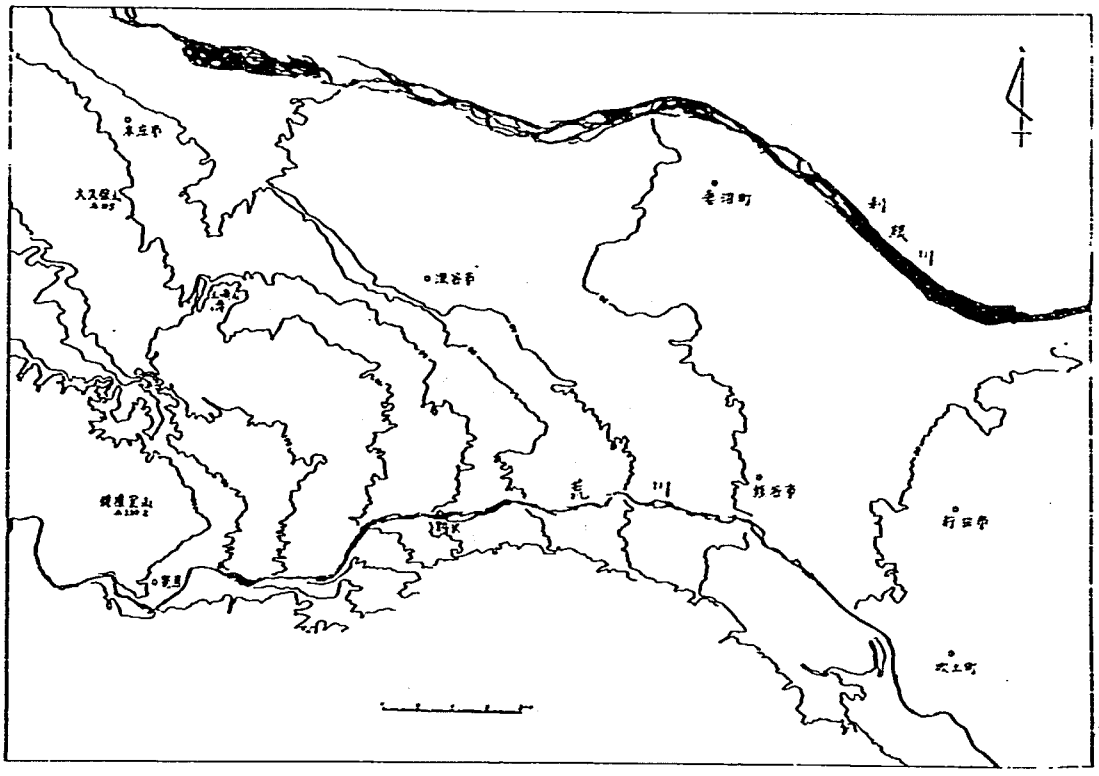


図3．10．2　荒川扇状地

荒川は縄文前期（5,000～6,000年前）は利根川と合わせて荒川沖積低地を流れていたが，関東造盆運動といわれる造盆地運動によって現利根川筋である加須低地が相対的に低くなり，土砂の堆積で次第に高まる利根川と荒川の河床と相まって，利根川と荒川の加須低地への流入が始まり，以後A.D.1629年の人工的河道の瀬替えまでは，荒川低地は，荒川及び利根川の本流となることはなかった。

歴史時代における荒川の流路は大出水によって変わったが，現荒川と利根川の間の低い洪積台地の谷地部を流れ，16世紀には今の元荒川が荒川の主流であった。

江戸時代に入って，寛永6年（1629）荒川の瀬替へ工事が行われた。これは，熊谷市久下の地先において元荒川の本流を当時入間川の支川であった和田吉野川の流路に落としたものである。この荒川附替の目的は，久下付近で乱流し，多くの派川を分岐していたのを整理し，あわせて江戸城下の治水，中仙道の治水そして舟運の発展をうながすためと言われている。

附替により入間川，市野川，和田吉野川の本川合流付近は逆流のためたびたび氾濫が起きるので，延宝8年（1681）に入間川，享保8年（1728）に市野川，さらに天保4年（1834）に和田吉野川の附替工事が行われた。

上流の流域では，川島領惣囲堤（比企郡川島町），吉見領の荒川大囲堤（比企郡吉見町）など各所に大囲堤（山地・堤防で領地を囲む一種の輪中堤）が築造され，洪水に備えた。

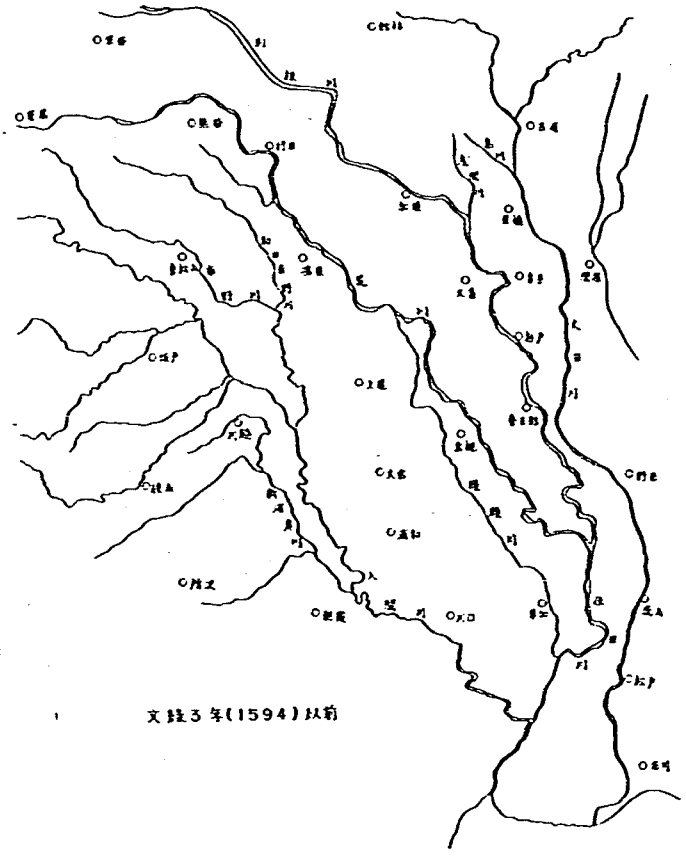


図3．10．3　文録3年（1594）以前の荒川

現在の荒川の堤防はこの時代に築造された堤防を基にしているところが多い。

〔3〕　水文特性

寄居の流況を表3．10．1に，年最大流量の経年変化を図3．10．4に示す。昭和29年（1954）～54年（1979）間の平均年最大流量は1,156m³/sである。

平水流量15.2m³/s，豊水流量35.7m³/sは，他の河川に比べて小さい。これは，水源地帯に積雪が少なく，融雪水による涵養量が小さいこと，夏季の台風による一時的な出水が年最大流量をもたらしていること，年降水量の総量が，関東地方では比較的少ない量になっていること等の特性が数えられる。また，流域には古生層の地質の部分が多く，保水性が悪いことも平水の流量を小さくしている原因となっている。流出率については，平均約66%である。この値は，他の一級河川の流域と比べて，ほぼ平均的なものである。

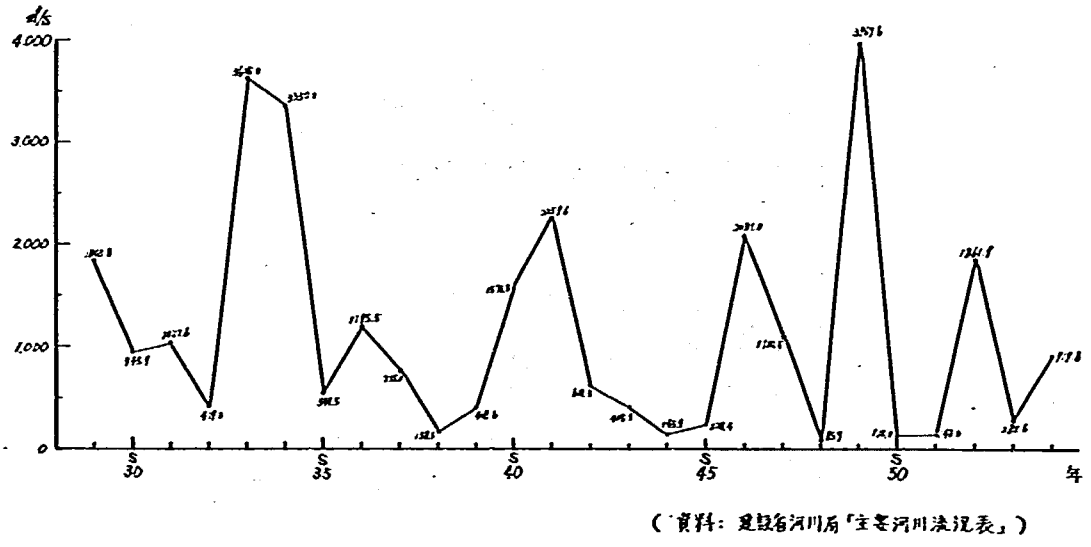
寄居地点の年最大流量の確率流量を推定すると，3年確率で1,150m³/s，10年確率で3,300m³/s，20年確率で5,000m³/sの流量となる。平均年最大流量程度の流量は3年確率くらいで生起する。

表３．10．１　寄居地点の流況

単位（m³/s）

年	最　大	豊　水	平　水	低　水	渇　水	最　小
S．36年	1,007.5	22.8	11.2	7.0	3.8	2.9
S．37年	380.0	23.3	9.7	6.9	5.1	4.2
S．38年	144.1	16.7	10.2	6.0	3.8	2.9
S．39年	291.4	22.8	12.8	9.3	2.7	1.8
S．40年	1,063.0	28.2	16.7	9.1	3.0	2.5
S．41年	2,735.4	174.2	43.0	17.3	3.3	0.6
S．42年	604.6	21.2	12.8	7.0	1.7	0.8
S．43年	405.1	31.5	17.7	11.5	7.2	6.5
S．44年	145.9	23.8	15.3	10.9	7.0	4.4
S．45年	172.3	15.2	10.2	8.0	6.5	5.1
S．46年	2,081.0	13.1	8.0	5.5	1.6	0.5
平　均		35.7	15.2	8.9	4.6	

（「荒川上流改修六十年史」Ｓ．54．荒川上流工事事務所）



（資料：建設省河川局「主要河川流況表」）

図３．10．４　寄居地点の年最大流量の経年変化

〔4〕　荒川扇状地部の河道特性と Segment 区分

1)　河道特性量の求め方

扇状地河道区間である76km上流は，平均年最大流量約1,200m³/s時の水理量を用いて河道特性量を評価した。それより下流は低水路満杯流量時の値を用いた。

2)　河道特性量の縦断変化

図3．10．5は径深R，平均河床高 Zm と最深河床高の差ΔZ及び平均河床高 Zm の縦断方向の変化図，図3．10．6は川幅B，川幅径深比B/R の縦断方向変化図，図3．10．7は低水路河床材料の粒径の縦断方向変化を，図3．10．8は低水路部のu_*^2とA集団粒径に対する無次元掃流力τ_{*A}を示したものである。

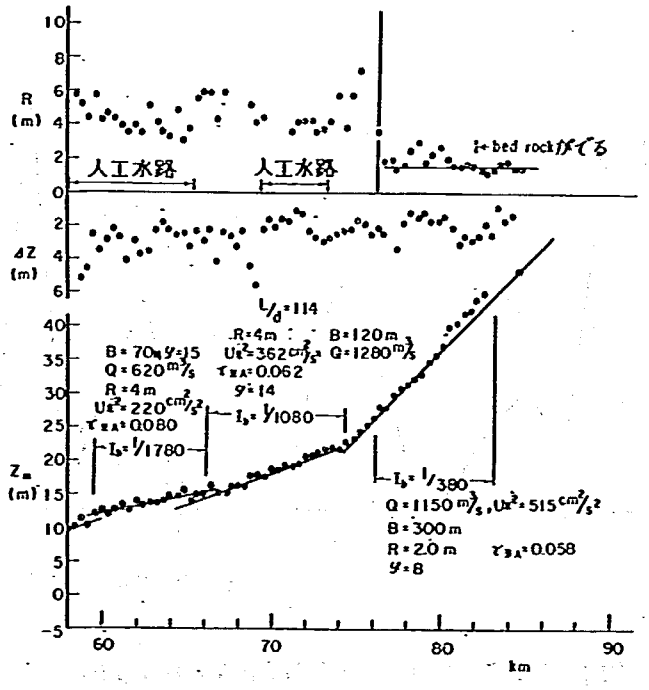
河口より67～84kmの区間の河床勾配はみごとに二つに分かれ，75kmより上流の扇状地河川の所は，勾配1/380，その下流は1/1080となっている。

川幅と水深は75km地点で急変し，上流は川幅300m，径深2m程度，下流はそれぞれ120m，4mとなっている。

川幅水深比は74kmより上流で200程度であるが下流では急減し，68kmでは25程度となる。

u_*^2の値は75kmより上流で520cm²/s²，下流で330cm²/s²となっている。

以上のように75km地点を境に河道特性量が急変し，明確なsegment区分点となっている。



荒　川

図3．10．5　R, ΔZ, Z_m 縦断変化図

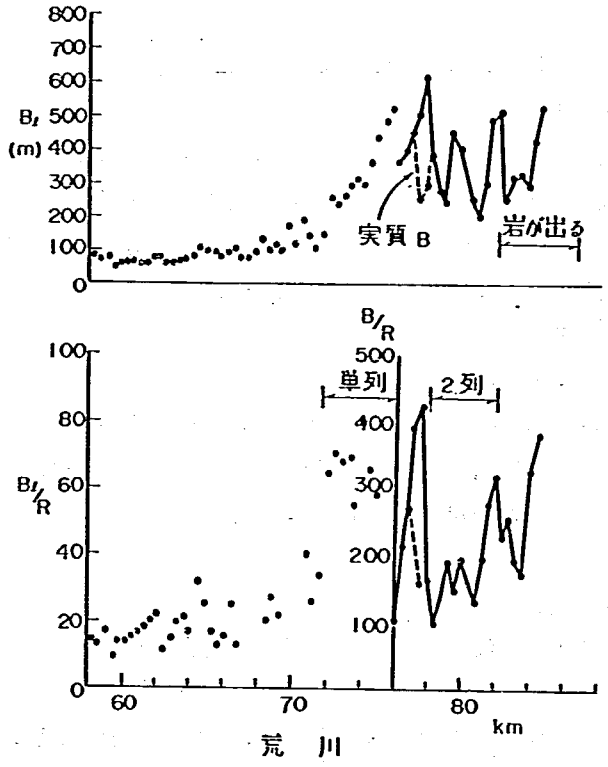


図3．10．6　B, B/R 縦断変化図

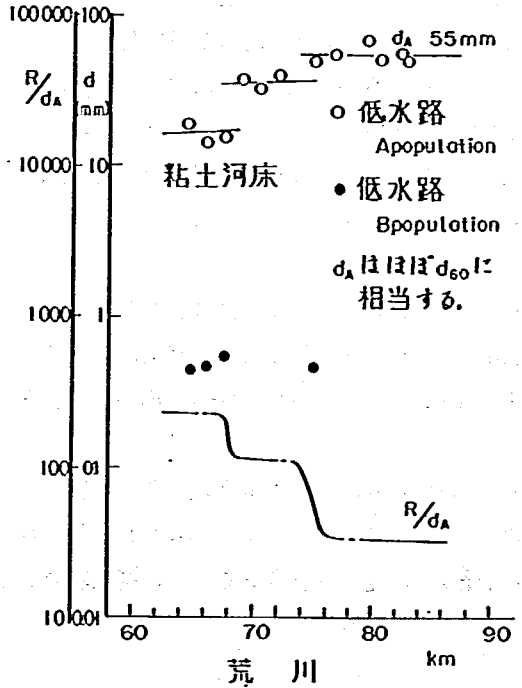


図3．10．7　d_A, d_B, R/d_A 縦断変化図

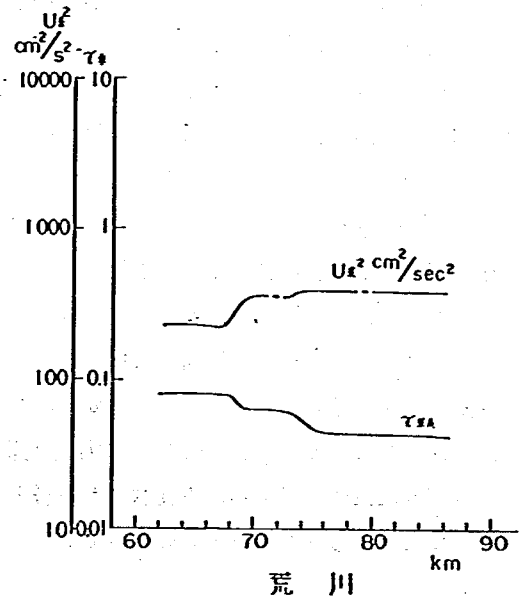


図3．10．8　u_*^2, τ_{*A} 縦断変化図

3)　Segment 区分

67～88.8km は明確に性格の異なる二つの segment とから成る。

①　Segment 1 (75～84km)

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。84km 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84km 地点を扇頂としていると考えて良い。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。83km より下流の低水路の砂州の列数は２～４列である，83km 以上では第三紀の砂泥岩が河床に露出し，河床低下がおさえられている。

②　Segment ２－１ (67～75km)

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３～４cm 程度の礫と砂から成っている。

〔５〕　高水敷の土質構造

低水路から約50m以内の高水敷のボーリング柱状図を図３．10．９に示す。

◦　Segment 1 (75～84km)

いわゆる扇状地に当る区間で，この区間の堆積層序は単純で，現低水路近くは，図３．10．10のＡ－27－１－２，Ａ－28－１－P16 の柱状図のように表層まで砂礫層となり，幾分地表面高の高い所は，出水時水深が小さいため，砂質シルトが１～２m堆積している。扇状地の堆積構造が単純であるのは，扇面の礫層は砂州を形成しながら堆積したものであり，河道が横に動いたり，あるいは河道コースの変更があると表層の細砂，シルトは再侵食されてしまうため，礫層の中に，砂質シルトを残すことが無いからである。高水敷上の表層の砂質シルトの厚さは，一般には河床材料の大きい河川，勾配の急な河川ほど薄いが，荒川の場合には扇面の勾配が1/380と緩く，他の扇状地河川に比較して砂質の堆積層が厚い。特に扇端付近は厚くなっている。

◦　Segment ２－１ (67～75km)

67km右岸，74km左岸のボーリング柱状図に見るように，表層下７～９mに砂礫層があるが，右岸と左岸で堆積物の質が異なり堆積構造が複雑である。これは1629年の久下瀬替えによって本河道区間が400年の歴史しか持たないことにより，瀬替え以前の堆積物やその後の河川掃流堆積物，浮遊性堆積物が複雑に堆積しているためである。

高水敷の地盤標高と右岸堤内地の地盤標高を見ると堤外地の方が３～４m高い。久下瀬替え後堤防が作られているので，年約１cmの浮遊性物質の堆積があったことになる。河岸には，久下瀬替え以前の地表面と考えられる腐植層が表層より５m程度下に見える所がある。この腐植層の位置は，堤内地の標高とほぼ等しい高さである。

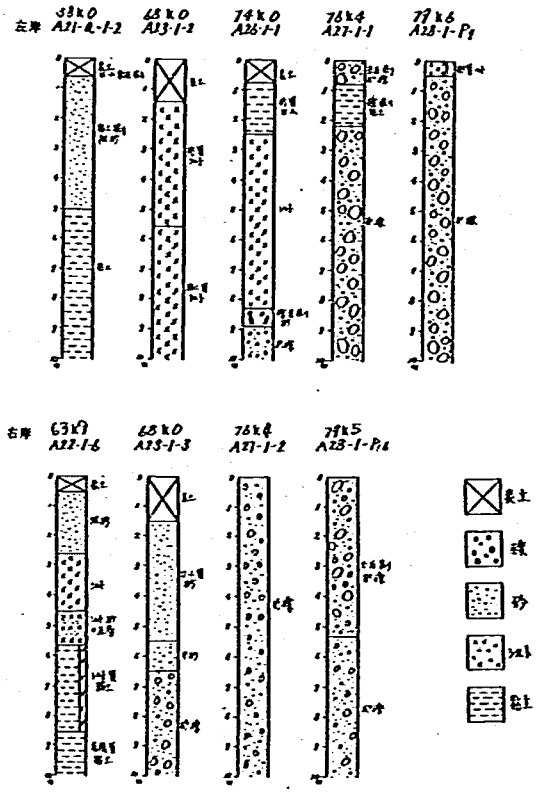


図３．10．９　高水敷の土質構造

〔６〕　河岸近くの表層堆積物と河岸物質

河岸近くの高水敷の堆積物は，冠水時の高水敷上の堆積環境（流速，土砂濃度，河岸よりの距離，水深等）の違いに応じて，堆積物の種類が異なるために極めて複雑な層構成を有する。

このような複雑な構造を持つ高水敷上の土砂の分級形態，堆積物の特性を把握するため，1981年４月に低水路水際あるいは河岸から30mの範囲において，堆積物の調査を行った。

◦　Segment １の区間＝84～75km

本segmentの内，82km地点より上流は，河床に三紀層の岩が露出し，河岸物質は，下層は岩から成り，その上部に右岸側は旧扇状地堆積物，左岸側は完新世の扇状地堆積物が乗り，その表層にシルト含みの細砂が乗っている。（写真３．10．１）

82kmより下流は，河床は砂利層となる。扇状地河川の区間であり，河岸は現河床と同様な砂利層から成るが，表層に薄く，シルト混りの細砂，粗砂が乗っている所もある。（写真３．10．２）

図３．10．11は80km地点の図３．10．10に示す地点の表層堆積物の粒度分布を示したものである。写真３．10．３に示すごとくP_1, P_2地点の細粒分は，礫と同時に堆積したものではなく，小出水時に植生によってtrapされたシルト，砂が礫のマトリックスの中に入りこんだものであろう。



写真３．10．１　荒川83km地点明戸サイフォン付近の状況

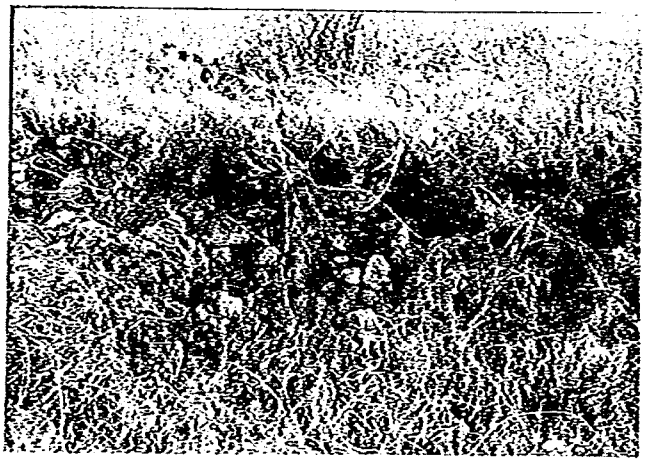
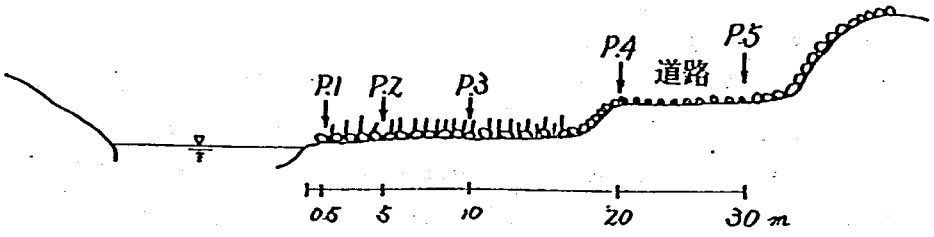


写真３．10．２　80km地点右岸，1981年３月



Ｐ１．	円レキにシルト～砂がマトリックス的に入っている。 レキ径は平均15cmでほぼそろっている。
Ｐ２．	表層より3cmくらいL層がのっている。 円レキにシルト～砂がマトリックス的に入る。
Ｐ３．	円レキにマトリックス的に小レキがまじる。
Ｐ４．	道路上，小石をしっかりとかためてある。
Ｐ５．	円レキにマトリックス的に砂が入っている。

図３．10．10　80km地点（右岸）の状況

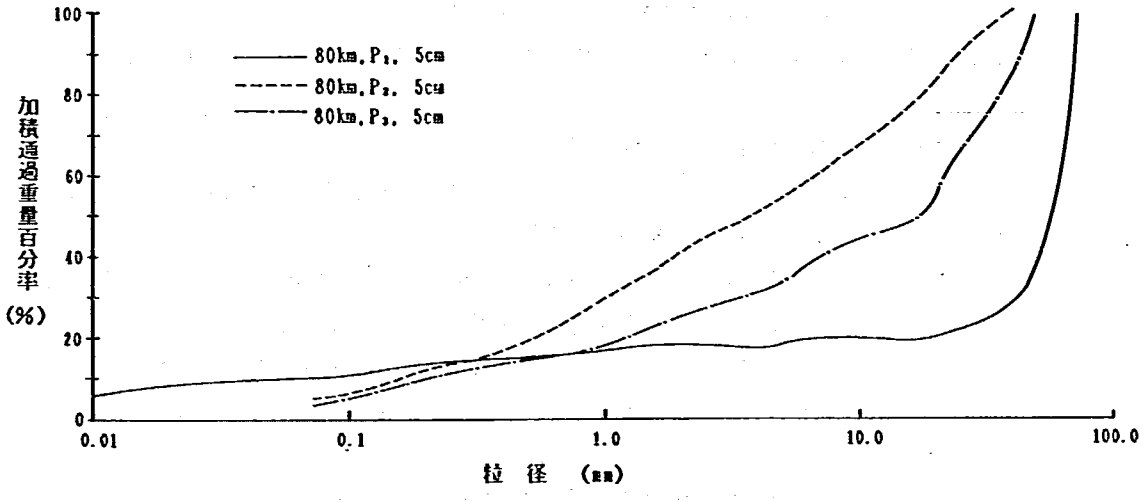


図3．10．11　80km 地点 P_1, P_2, P_3 の粒度分布



写真3．10．3　80km 地点の状況

写真3．10．4は荒川新大橋（79.5km）直上流の低水路内の砂州の堆積構造を見たものであるが，直径5cm 位の礫に粗砂がマトリックス的に入っているのが観察される。

◦ Segment 2－1＝67～75km

本区間の内70km より上流は，大正・昭和期の改修によってショートカットした所は無く，河床は平均粒径4cm 程度の礫と砂から成っており，河岸の下層は河床材料と同様な砂利層から成り，その上にシルト含み細砂を主体とする自然堤防堆積物が4～5m乗っている。写真3．10．5は71.6km の左岸側の水際近くの堆積層を写したものである。この砂利層のテラス幅は狭いも

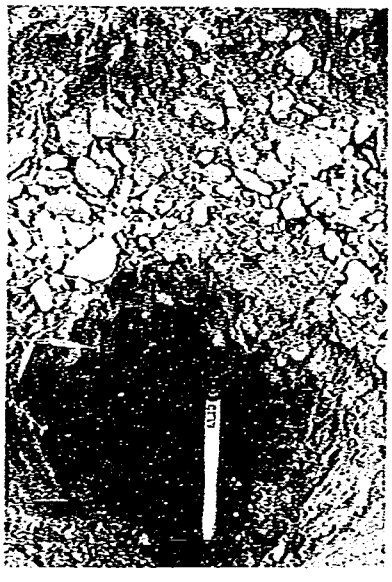
のであるがこのテラスの上に自然堤防堆積物が残っている。

図３．10．13は図３．10．12におけるP_1～P_3地点の表層堆積物の粒度分布を表わしたものである。

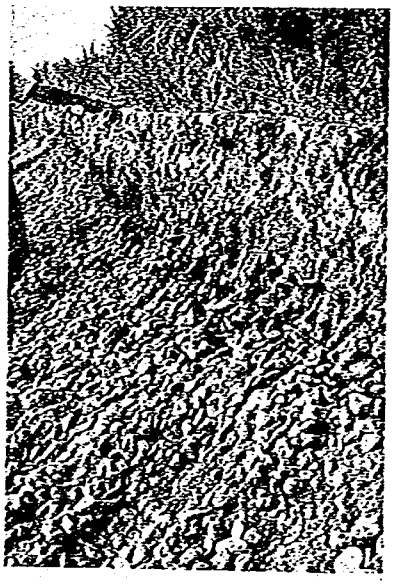
本 segment においては，低水路河床材料の B population の中砂（0.4～0.5mm）は，高水敷の表層にほとんど堆積していない（調査前には，河岸近くに，この中砂が河畔堆積物として堆積しているだろうと予測していたが，河畔堆積による微高地も見つけることはできなかった）。本segmentにおける低水路満杯流量より大きい洪水の時のu_*^2は350～500cm^2/s^{2}と評価される。粒径0.4～0.5mmの砂の静水中の沈降速度は６～７cm/s程度と考えられ，大出水時のu_*/w_oは２～４である。この値は，直径0.4～0.5mm の砂を浮遊させうる条件にあるが，荒川の場合のように，水深５～６ｍもある場合には，十分に表面近くまで浮遊砂として舞上らせることはできないようである。なお0.3mm 程度の砂は，高水敷上に堆積している。

高水敷上の河岸近くの堆積物は，主に粒径0.1～0.25mm の細砂を主体とし，シルト30～40%，粘土10～20%の分級度の悪い堆積物となっている。

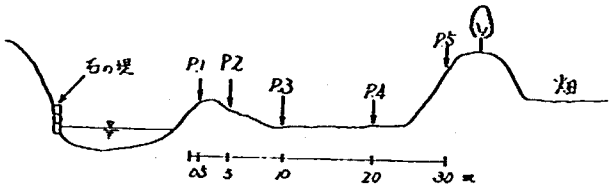
写真３．10．６は69.3km付近右岸を写したものである。この地点は，人工掘削部分に入る直前の所で，川幅が広く，河床に砂利州の有る所から，人工掘削部分の川幅の狭い所に入る所である。川幅の広い所の右岸および川幅の狭い所は，水際１～２ｍは粘土質で，粘土層の上部に黒色の腐植層が見える。その上に高水敷堆積物が５～６ｍ堆積している。

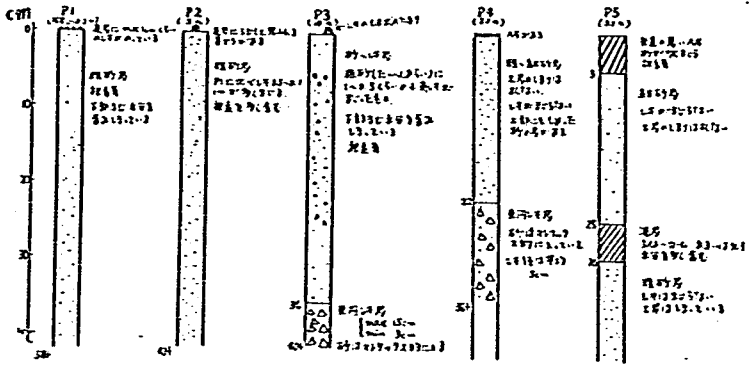


写３．10．４　荒川大橋低水路右岸沿い



写３．10．５　大芦橋上流 71.6km 左岸低水路際





＊ テラス上の堆積状況（つぶのそろった石の線状構造）

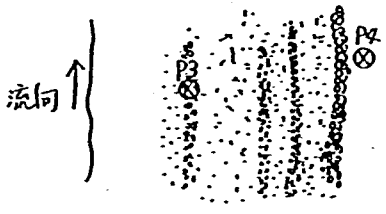


図3．10．12　70km 地点の状況

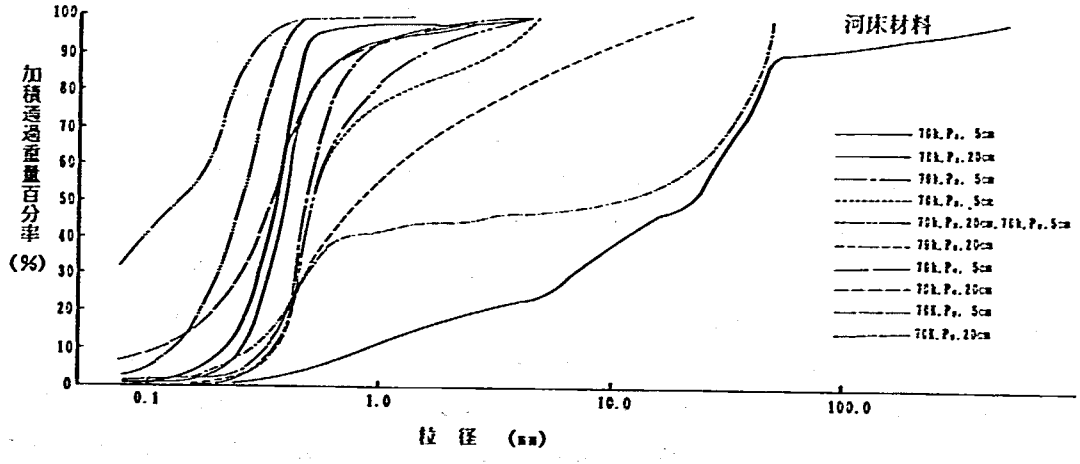


図3．10．13　70km, P_1～P_5 の粒度分布

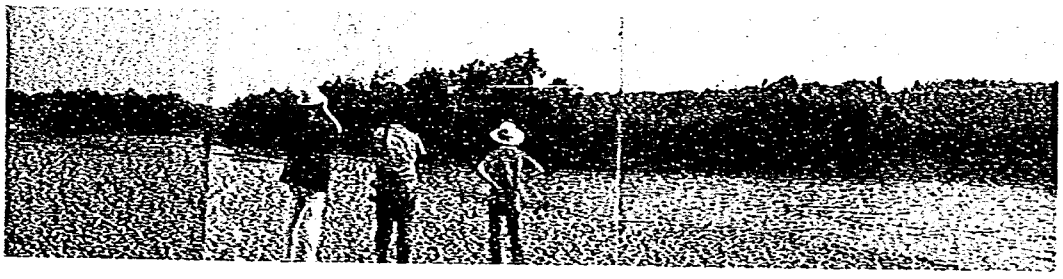


写真３．10．６　69.3km付近の様子

〔７〕　高水敷の微地形と堆積物

前節で河岸近くの表層堆積物について述べ，浮遊砂の高水敷上への分級堆積機構について考察を行った。この分級堆積機構の結果の集積（歴史性）は高水敷の微地形に現れるはずである。ここでは，荒川の河道横断図を通して，高水敷の微地形，特に自然堤防の発達形態について記載する。

◦　Segment １＝75～84km

通常の扇状地河川では，河道の横断形は単断面であり高水敷はほとんど無い。これは，人工的に高水敷を作っても，大出水時に高水敷上を水が走ると，そこを河原に変え，低水護岸は裏からも破壊され，高水敷の維持が難しいからである。しかし荒川の場合には，扇面の勾配（1/380），河床材料（dm＝４～５cm）とも大きくなく，洪水時の河床に働く掃流力が他の扇状地河川と比較して大きくないこと，砂利分の上流からの供給が少なく，扇頂部では下刻化の傾向にあること，また人工的河床掘削[注11]によって，ある程度明確な高水敷が存在し，維持しえている。高水敷の堆積物は，表層１～２m程度がシルト質細砂であり，その下は，現河床と同じ程度の大きさの粒径を持つ砂利層が存在する。

◦　Segment ２－１＝67～75km

本区間は，勾配が緩くなり，高水敷と低水路の平均河床高の差が大きく，４～５mにも達するようになる。扇状地では堆積しえなかった細砂以下の粒径の細かい土砂成分は，水位が高水敷高を越えると，これらの成分は低水路では浮遊しているため，高水敷に乗り上げた所，流速の遅い所に堆積する。一般には河岸に近い所ほど堆積物の粒径が大きく，堆積速度が大きい。図３．10．14の横断形状図に見るごとく，河岸近くの高水敷高が高く，河岸から離れるに従って高水敷高が低くなり，顕著な自然堤防が生じているのが良くわかる。図３．10．15は70.8km地点横断面の４地点のオーガボーリングによる高水敷堆積物の土質図を示したものである。No.51のように低水路河岸斜面の地点は，水位変動による堆積環境の変動による堆積物の質が複雑に垂直方向に変化するが，後背湿地ではより単純になることが分かる。

自然堤防の横断方向勾配は1/150～1/200程度であり，堤防（人工）に近ずくにつれて標高が低くなっている。また堤外地と，堤内地の高度差が大きく，堤外の堤防近くの標高と，堤内地の標高差が３～４mある。この標高差は，久下附替以後のこの地に人工堤防が築造されてからの堆積

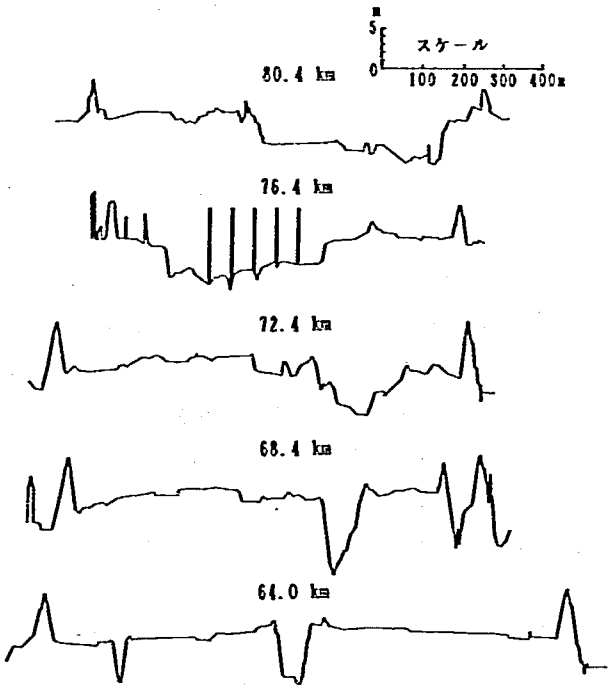
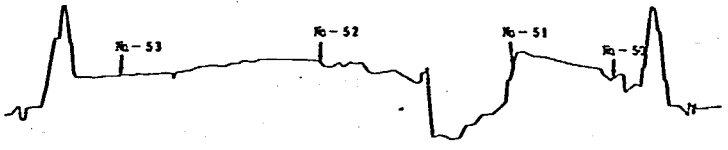


図３．10．14　代表横断形状図



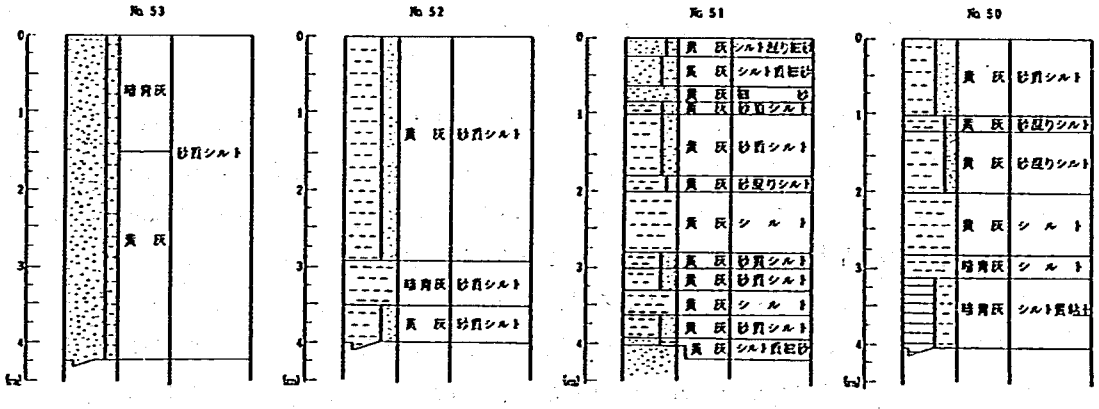


図３．10．15　70.8km 地点横断形状と土質

条件の差の現れであり，すくなくとも平均的に見て年1cm以上の高水敷上での堆積があったことを示している。

〔8〕 河道の平面形

荒川の平面形状の特徴を，昭和43年（1968），昭和46年（1971），昭和53年（1978）の航空写真より調べてみる。

◦ Segment 1（75～84km）

いわゆる扇状地河道に対応する区間であるが，荒川は，84km以上では寄居を扇頂とする旧扇状地（旧扇状地は二面に分かれ，武蔵野段丘面に相当する櫛挽台地と立川面に相当する面から成る。）を下刻して流下し，河床面には北西・南東方向の軸を持った第三紀中新統泥岩・砂岩が露出している。この区間は，川幅が100～150m程度しかなく，泥砂岩上を緩く蛇行しながら交互にみお位置を河岸に寄せている。水路の蛇行長λ,は800～1,000m程度である。川幅が上下より幾分広い所は，砂利が堆積し，砂州を形成している。この泥岩の存在のため，河床の深掘れは防がれている。

84km地点より，いわゆる沖積扇状地に入り，川幅が増加し，常水路幅は200～400m程度となる。なお82kmより上流では，まだ河床にはbed rockが露出している。このためか顕著な砂州が発生するのは82km地点より下流となる。砂州の配置パターンや，みおの位置，植生の状況，川幅は，1968，1971，1978年の航空写真によるとかなり違っており，土砂が移動していることが読み取れる。砂州の列数は，川幅および年度によって変化するが，川幅が狭い所で2列，広い所で4列の砂州となっている。

なお治水地形分類図[16]および籠瀬良明作成の地形分類図[17]によると，沖積扇面上に，旧河道跡が示されている。この旧河道として示されている河道跡の蛇行度および，その波長は，現河川のみお筋の蛇行度，蛇行スケールとほぼ同一である。旧河道跡と示されているのは，むしろみお筋の跡とするべきであり，洪水が扇面状を放射状に流下した跡と考えるべきではなく，各々のみお筋跡は形成時代が異なっていると解釈するべきであろう。

◦ Segment 2－1＝66～75km

本河道区間は，現河川（17世紀以降の河川）が作った堆積物上を流下すれば当然蛇行河川となり，また河岸侵食速度も速く，meander cut-offなどが生じやすい区間であるが，河岸の下層部には，久下瀬替え以前の川の氾濫堆積物（シルト，粘土）が露出し，また河床も，72km以下は，それ以前の河川の堆積物上に砂利層が薄く乗っているだけである。従ってこの区間は，氾濫による高水敷上の浮遊物質の堆積はさかんであるが，このsegmentの上流部を除けば，むしろ河床は下刻化の傾向にあるといえる。従って72km地点以下は，低水路満杯時のB/Hが20程度であることもあって，交互砂州の発生が見られるが顕著でなく，みお（深掘れ部）では旧堆積物が露出しているようである。

航空写真からの判断によると73～71km区間および，69.5～68km区間が河床侵食空間と判断さ

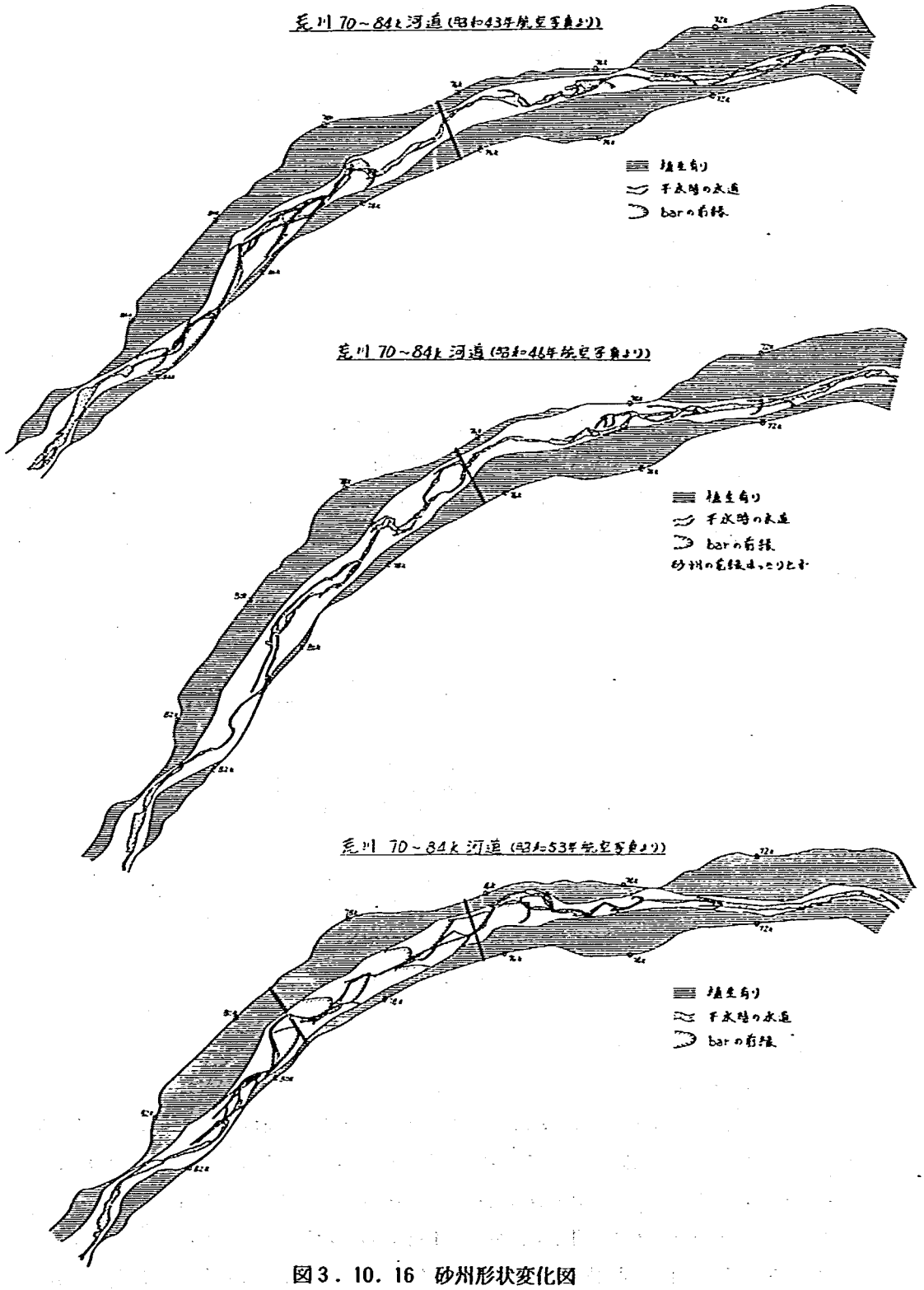


図3．10．16 砂州形状変化図

れ砂州の発生がほとんど見られない。

蛇行度は人工的に河道整正したため，ゆるやかな蛇行（波長3km）となっているが，大正8年（1919）発行の地図によると，71～68km区間は，波長800m程度の蛇行波長を持った蛇行度S＝1.20の河川であった。ほぼ川幅の10～15倍程度の蛇行波長となっている。

70.5km～66km区間において，平水時に河床に砂利が見え瀬となっている所は川幅が広い。この地点は，旧流部が掘削河道に入る直前の所で，河岸に砂利層が見える所である。

〔9〕　河岸侵食位置

河岸侵食の位置の変化を明確に示すことは困難であるが，過去に河岸が侵食されたり，あるいは侵食の可能性のある場所に護岸が施工されるとすれば，護岸の位置から河岸侵食の位置を間接的に把握することができよう。

護岸の設置状態を図3．10．17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とったものである。ここで1ケ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て崩れた場所，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。

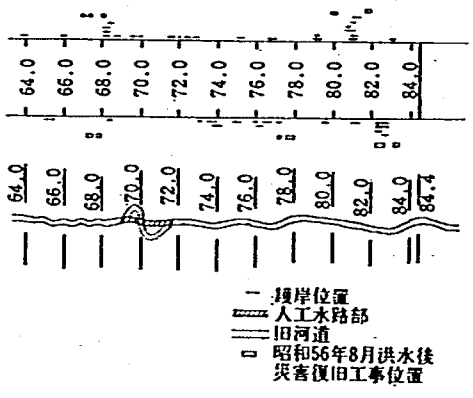


図3．10．17　護岸の分布

次に護岸の設置回数，護岸の設置密度の高い区間の理由を考えてみる。

◦　Segment 1 (75～84km)

この区間で護岸の設置回数の多いのは，82.5km付近左岸および81km地点右岸である。82.5km地点は，ちょうど，河床が，岩から砂利に変わる所であり，みお筋が左岸によった所である。

81km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だす。河岸侵食されやすい所は，84km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，護岸が破壊されやすいためである。

◦ Segment 2－1 (66～75km)

このsegmentでは，このsegmentの上流部の74～75km地点および，68km右岸に護岸の設置数が多い。74～75km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，また堆積空間でもあることもあって河岸侵食の激しい所でもあるので護岸の設置数が多いのであろう。68km右岸は，大芦橋の近くであり，人工掘削河道の直下流に当っている。なぜここで河岸侵食されやすいかは良く分らないが，68.8km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2.5m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（68.3～68.8km）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。

〔10〕 流砂の運動形態

荒川では流砂の観測資料がないため，流砂特性に関して実証的な検討をする事ができないがここでは流量，流速，河床材料，高水敷材料より各segmentでの流砂形態を評価する。

◦ Segment 1＝75～84km

このsegmentは平均年最大流量程度（1,150m³/s）の流量時のu_*^2は，520cm²/s²程度で，河床のA集団の平均粒径5.5cmに対して$\tau_{*A}=0.058$，$R/d_A=30\sim40$，B/Rは200程度である。この流量程度の時には，河床材料の主モードの材料は砂州を形成しながら動き始めるが十分なものではなく，動かない所もあろう。計画高水時（5,800m³/s）時には$\tau_{*A}=0.15$程度となり河床材料は全面的に動きだし，1時間に4,000～5,000m³程度のA集団の材料を動かそう。この量はそれほど大きなものではなく，扇端に多量の土砂が堆積し，河床上昇が急激に起り，それが治水上すぐ問題となるという量ではない。

Segment 2－1でB集団となる0.4～0.5mmの砂は，このsegmentで1,150m³/s程度の時$\tau_{*B}=5.6$程度となり，浮遊砂となって移動する。

◦ Segment 2－1＝66～75km

このsegmentでは，Q＝1,150m³/s程度の時のu_*^2は330cm²/s²程度で，河床の主モードの粒径3.5cmで，$\tau_{*A}=0.058$，$R/d_A=100$，$B/R=30$程度となっている。従ってこの区間では，A集団は掃流砂，B集団（$d_B=0.44$mm）は浮遊砂形式で動く。低水路満杯流量以上の出水の時は，B集団の一部は，低水路から高水敷に河水が乗り上げる所で堆積しうる水環境であるが，濃度が薄く，また$u_*/w_0=2\sim3$程度で十分に水面近くまでB集団の土砂をまき上げることができない。0.2mm以下の細砂はwash load的な運動形態を低水路では持つが，高水敷では流速が減少するため堆積し，自然堤防を形成していく。

〔11〕　河床変動特性

扇状地扇端である74.0km 地点は，図３．10．18に示すごとく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所である。なお扇状地部では，昭和37年度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。この間の砂利採取量についての正確な資料が無く明確なことは述べられないが，41年から45年の砂利採取許可量は年間20万m³である。実際の採取量はこの間40万m³位と思われる。なお昭和39年測量横断図および昭和44年度測量横断図より72.0kmから84.0km区間の河道容積の変動量を調べてみると約460万m³の容積増となっている。また昭和54年度には昭和46年度より24万m³ほど河道容積が減少している。年間平均３万m³の砂利の供給が有ったことになる。

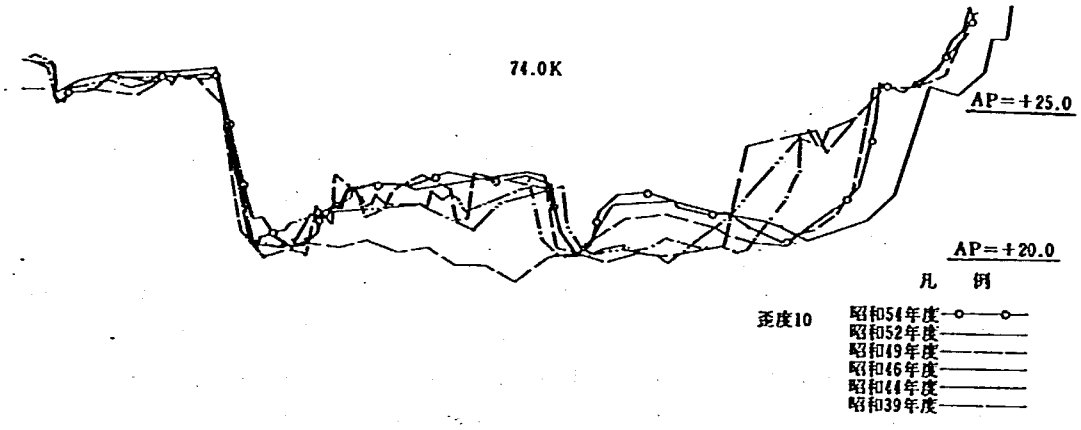


図３．10．18　74.0km 地点横断形状変化図

〔12〕　土砂収支

荒川の土砂収支を語ることは非常に難しい。沖積河道そのものが下刻化の傾向にあり，そこが土砂の供給源となっていること，高水敷の堆積土砂量を評価しなければならないこと，沖積層の圧密沈下による地盤沈下の急速に進んでいる所があること，また河道のsegmentごとに，河床材料およびはん乱原の土砂の質が変わり，土砂の分級機構についての知識が必要なこと等々，量的評価の困難な点が多いからである。ここでは荒川の土砂収支について主に測地学的視点から土砂の収支について概略的に述べる。

1)　土砂の生産量

ここでは寄居より上流を土砂の生産地とする。もちろん山地の解体や，河川によって侵刻された土砂は，寄居に直接運搬されるものでなく，寄居地点より上流にも堆積空間が有るが，秩父盆地を流下する区間を除けば，bed rockが露出している所が多く，堆積空間はそれほど大きなものではない。ただし崩壊地から出た土砂は，一旦，渓流に堆積するから，寄居より上流の河道区間での土砂流出の調節作用（土砂流出の均一化）は，かなり強いものがあると考えられる。

ところで図３．10．19は上流二瀬ダム（集水面積170km²）の堆砂量の推移を，示したものである。単位面積当り比流砂量はダム完成から13年後の昭和48年度で平均285m³/km²/year であったが，昭和49年の出水（最大流量681m³/s）によって892,000m³の土砂の堆積があり，平均比流砂量は，この洪水による土砂の流入によって急増することになり，昭和55年度で（経過年数20年）平均比流砂量は550m³/km²/year となった。このように生産土砂は毎年毎年平均的に流出するものではなく，ある量以上の降雨量があると，山腹急斜面の表層崩壊が急激に進み多量の土砂を流出させる。この二瀬ダム上流は古世層の地質であり，起伏量も大きい所であり，荒川の中で一番土砂生産量の大きい所と考えて良いと思われる。また堆砂面形状から考えて，全土砂生産量に支めるシルト，粘土分の割合は60%前後と考えられる。なお古世層の岩質は砂岩，粘板岩，チャート，輝緑ぎょうかい岩から成り，所々に石灰岩をはさんでいる。

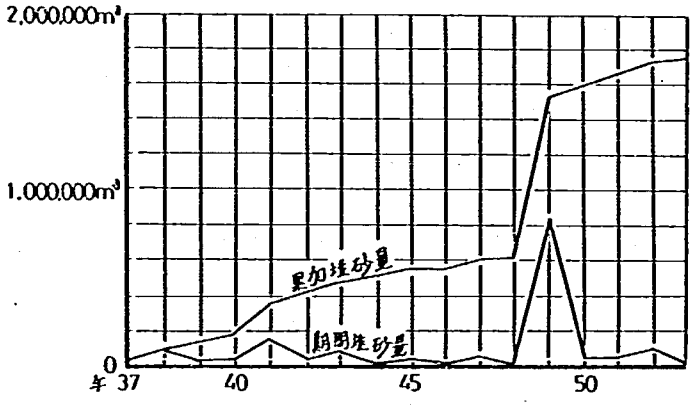


図３．10．19　二瀬ダム堆砂量変化

三紀層を流下する区間（秩父盆地）は，主に泥岩，シルト岩からなり固結度が低く，山地地形の起伏量も小さい。ここでは河川が三紀層を刻んで流れ主に河川による側刻作用によって土砂が供給されると考えられる。土砂の質は，固結度が小さいため，細砂，シルト，粘土にすぐに変化してしまい砂利成分はほとんど生産しない。なおこの区間は段丘地形の所が多く，段丘上に乗る礫層および三紀層の礫岩から多少の砂利成分の供給があろう。

秩父変成岩帯を流下する区間は，片岩状の岩質からなるが，周囲の山地の起伏量は大きくなく，生産土砂量は少ないようである。

寄居より上流の流域面積は約765km²であり，この内，三紀層の流域が120km²ほどある。前述した土砂生産形態より，単位面積当りの生産土砂量を，三紀層の流域で300m³/year・km²，その他の流域で400m³/year・km² と仮定し，また三紀層の流域では砂利５％，砂５％，シルト・粘土90%，その他の流域では砂利20%，砂20%，シルト・粘土60%の割合で土砂が生産されたとすると，砂利4.6万m³/year，砂4.6万m³/year，シルト・粘土20.6万m³/year程度の土砂生産量となろう。ところで45～74km 間の堤外地の高水敷の堆積速度は350年間の平均で１cm/year程度と推定される

ので，堤防間幅1,000mとすると，この区間で約30万m³/yearの堆積があることになる。この量は前述の生産土砂量よりかなり多いが，この間浅間山や富士山などの火山灰の降灰量などを考えれば，それほど間違った値ではあるまい[注]。

注）久下附替以降，浅間山の噴火（天明3年7月8日，1783）によって，埼玉県秩父郡において4～5寸，北部において2～3寸，南部において1寸程度の火山灰が降り積ったといわれている。今荒川の山地面積765km²に堆積高5cmとしても堆積量を計算すると，3,800万m³となる。これは100～200年分の荒川の流出土砂量に相当する。

〔13〕　高水敷の植生

図3．10．20は猶原による植物群落が縦断方向に消長していく様子である[15]。

84kmより扇状地の扇端付近までは，オオクサキビ－ヤナギタデ群集，アキエノコロ－コセンダングサ群集，ヤナギ類の群落が特徴的に出現している。前の2つの群落は一年生草本の群落で河原の円礫のあいだにたまったうすい砂地に生育する。ヤナギ類の群落は河川沿い好んで出現する木本群落で，河川域の指標植物ともいえるものである。荒川の低水路沿いには大きなヤナギ類の群落はみられないが，上流から下流までみられる。

扇端付近から下流まで普遍的にみられるのはオギ群集である。通常は冠水しない土砂のたまった立地に勢力をひろげる。オギ群集は扇面上の河川敷の円礫におおわれた場所では群落をつくらないようである。

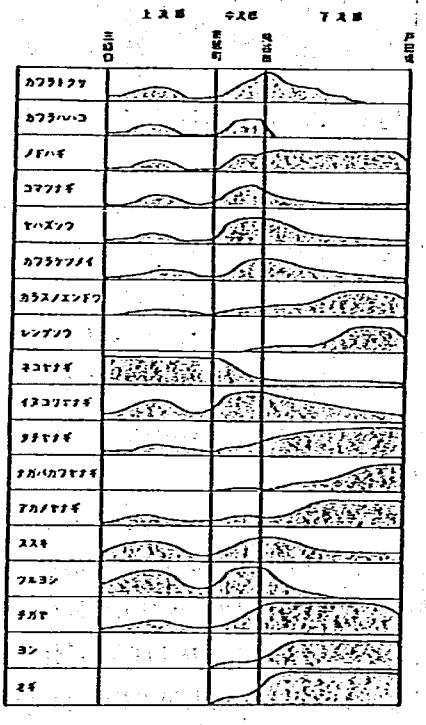


図3．10．20　河辺植物の分布[15]

サンカクイ群落，セリークサヨシ群落，ヨシ群落，ウキヤガラーマコモ群落，カサスゲ群落等は，泥がたまった水深の浅い水辺にはよく出現する多年生草本群落で，扇状地，沖積地という区分に関係なく適切な立地さえあれば生育するようである。ただし表５－２ではヤナギ群落がほとんどみられない32～50km の区間に多く出現している。

40km 以下の区間で好窒素性の植物であるヒメジョオンーヒメムカシヨモギ群落，イタドリ群落，クコ群落がみられるが，人為的影響が強いことをうかがわせる。たとえばクコ群落は畑や水田の端が直接低水路に接しているような場所の河岸肩に大きめのものがみられる。

次に河川の低水路わきに生育する木本群落について考察する。河川沿の木本としてはヤナギ類がほとんどであるが，その他にアカメヤナギ，オニグルミ，ヌルデ，ネムノキ，ヤマウコギ，ヤダケ，メダケなどがしばしば出現する。河川の縦断方向の変化は，草本群落ほどには明瞭でなく，立地の安定化にしたがい，生長もよく生育密度も大きくなるようである。

旧流路跡などの止水域の周辺にはヤナギ類の群落がよく発達しているのがみられる。

荒川の現地調査で実施した高水敷の特性調査の際に観察された高水敷植生の配列の様子を図３．10．21に掲げておく。水際から順次いくつかの植生帯が並んでいる状態が示されている。

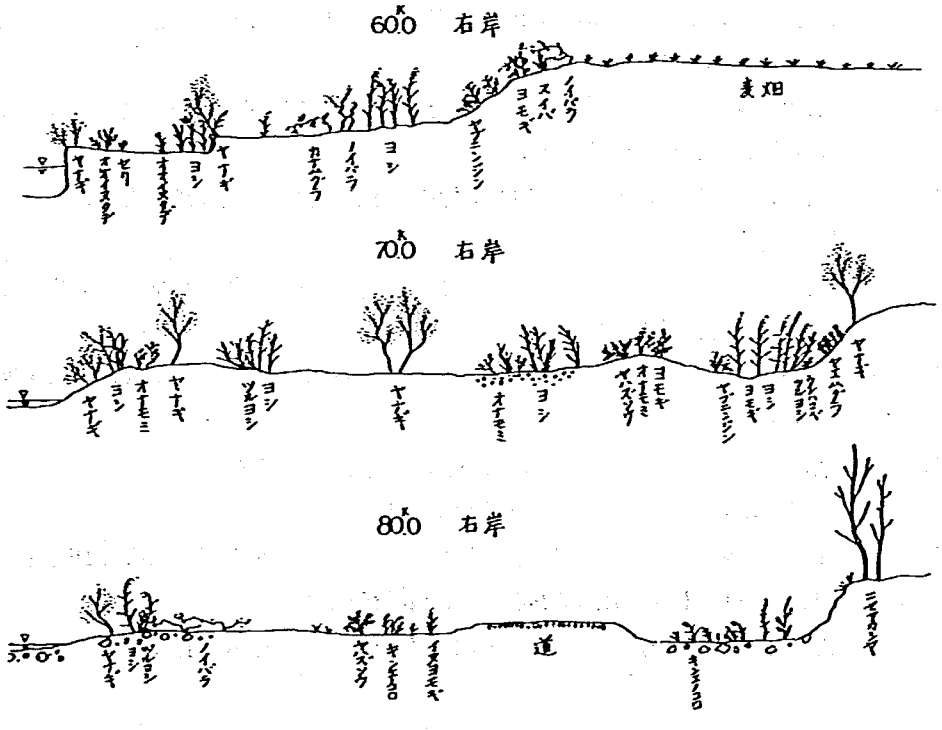


図３．10．21　荒川高水敷の植生の配列

参 考 文 献

1) 北陸地方建設局富山工事事務所，1979；常願寺川の急流河川工法，pp.10～13.

2) 式正英，1969；臨海扇状地，地理第14巻9号.

3) 榧根勇，山本荘毅，1971；扇状地の水循環.

4) 建設省北陸地方建設局黒部川工事事務所，1977；黒部川のあゆみ.

5) 須賀堯三，石川忠晴，林正男，1983，黒部川狭窄部水理模型実験報告書，土木研究所資料第1942号.

6) 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1926号.

7) 北陸地方建設局金沢工事事務所，1985；治水事業のあゆみ，北陸建設弘済会，pp.137.

8) 須賀堯三，山本晃一，佐々木重義，1982；富士川下流部河道水理模型実験報告書，土木研究所資料第1744号.

9) 甲府工事事務所，1979；富士川における地震断層への対応，昭和54年度河川関係調査実績報告会論文集，関東地方建設局，pp.157～171.

10) 藤枝政男，1982；安部川の河道特性について，第25回技術報告会論文集，中部地方建設局，pp.41～55.

11) 大矢雅彦，1977；巴川洪水氾濫予想地図解説書その4，2－2 巴川流域水害地形，土木研究所資料第1238号，pp.13～23.

12) 建設省治水課，土木研究所，1981；局所洗掘に関する研究，第35回建設省技術研究会河川部門指定課題付属資料，pp.46～57.

13) 山本晃一，平林桂，鈴木一考，1991；物部川床止め計画模型実験報告書，土木研究所資料第2984号，pp.7～42.

14) 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――，土木研究所資料第1745号，pp.1～176.

15) 猪原恭爾，1945；荒川河原植物群落の生態学的研究並に其の治水植栽と高水敷牧場化，資源学研究叢書8.

16) 建設省国土地理院・関東地方建設局，1978；関東管内地形分類図.

17) 籠瀬良明，1981；谷地田・台端・自然堤防，Urban Kubota 19.

18) 鷲尾蟠龍，安藝皎一，1942；討議；河相論 主として河相と河川工法との関連性に就いての研究（其の三），土木学会誌第28巻3号，pp.235～259.

19) 総理府資源調査会事務局；常願寺川の土地保全問題，資源調査会資料第42号，昭和30年3月.

第4章　扇状地河川の河道特性の共通性

4．1　本章の課題

本章においては，第3章の実態調査，また既往の扇状地河川に関わる調査研究成果より扇状地河川の河道特性の共通性を抽出し，その共通性の成因について考察を行い，扇状地河川の河道計画，河川構造物計画の設計論に資する。

4．2　河床材料と堆積環境

〔1〕　河床材料と洪水時の掃流力

河床材料を構成する各粒径集団は，洪水に対する応答特性が異なるので，各種河道特性にそれぞれの粒径集団が及ぼす影響程度も異なっている。

河床変動に関係するもの，あるいは河道のスケールを規定するはものは，主にC集団，A′集団であると考えられる。そこで3章で検討した扇状地河川の各 segment 毎の平均年最大流量時の u_*^2 とC集団とA′集団の代表粒径 d_R が密接な関係にあるか調べる。

表4．2．1は3章で検討した扇状地河川の各segmentの平均的な平均年最大流量時のu_*^2，河床材料の平均粒径 d_m あるいは60%通過粒径 d_{60}，代表粒径 d_R，表層材料の60%通過粒径 d_s，河床勾配I，川幅B，径深R，d_R 及び d_s に対する無次元掃流力 τ_{*R}，τ_{*s} をまとめたものである。この表の値を用いて d_R と u_*^2 及び d_R と τ_{*R} の関係を図示したのが，図4．2．1，図4．2．2である。なお梓川の場合は，通常のふるい分け試験による河床材料粒度分布の測定数が少ないので d_R との代わりに d_s を用いて図上にプロットしてある。

d_R と u_*^2 の関係は，ほぼ既往の調査結果（図中の実線[20]）と同様なものとなり，プロットされた点のバラツキは，各 segment の平均的な d_R と u_*^2 をプロットしたこともあって小さくなっている。

この結果は河床材料の内C及びA′集団の材料が河床の動き易さ，河道のスケールを規定する材料として重要であると言う考えを支持している。また平水時のみお部及び河岸侵食部の水際部の表層材料は，A′集団以下のものが抜け出し，C及びA′集団の材料が80%以上となっていることが多いことも，このことを支持していよう。

〔2〕　扇状地河川の河道のスケール

平均年最大流量Qの時の河道のスケール，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，河床材料の代表粒径d_R及び平均年最大流量Qの三量によって推定可能である。

表4．2．1　扇状地河川のsegment毎の河道特性量

河川名		距離程 (km)	u_*^2 (cm^2/S^2)	d_m or d_{60} (cm)	d_R (cm)	d_S (cm)	τ_{*R}	τ_{*S}	I	B (m)	H_m (m)	Comment
常圓寺	Seg.1－1	18.0 ～15.3	2,000	11	18.9 (d_m)	(16k) 20(d_{60})	0.065		1/60	270 (200 ～320)	1.2	
	1－2	15.3 ～10.0	1,800	10	16.6	17(d_{60})	0.067		1/70	250 (200 ～300)	1.3	
	1－3	10.7 ～7.1	1,300	5.1	9.2	10	0.087		1/100	300	1.3	
	1－4	7.1 ～4.8	500	4.1	5.9	4.5(d_{60})	0.052		1/250	350 (300 ～400)	1.3	
	2－1	4.8 ～0	250	26.8 or 0.55	2.7 or 0.055		0.057		1/800	250	2.0	
屋部川	1－1*	13.2 ～12.0	2,000	15	23.8 (d_m)		0.051		1/121	125	2.5	アーマ化・川幅小
	1－2	12.0 ～6.5	1,800	14	19.8	20(16k) 15(1k) (d_{60})	0.056		1/90	380 (300 ～450)	1.7	
	1－3	6.5 ～3.2	1,400	9.8	14.4		0.060		1/107	450	1.5	
	1－4	3.2 ～1.0	1,000	5.7	11.9		0.051		1/142	450 (400 ～500)	1.5	
	1－5	1.0 ～0	600		7.0				1/254	380	1.6	
手取川	1－1	17.0 ～13.5	2,000	18 (S45)	(S37～40の平均)				1/137	140	2.8	
	1－2	13.5 ～7	1,400	14 (S45)	15.5 (d_{60})		0.056		1/150	280	2.1	
	1－3	7～2	900	8	8.0		0.070		1/195	370	1.8	
	2－1*	2～0	300	4	5.5*		0.034					*砂となることあり
安宮川	M	22～15	1,078 /980	6.0	7.0 (d_{60})		0.095 /0.087		1/125	350 /400	1.37 /1.25	
	1－1	15～10	770	5.0	7.0		0.068		1/145	500	1.14	
	1－2	10～3	743	5.5	6.6		0.069		1/170	450	1.28	
	1－3	3～0	551	4	4.5		0.068		1/240	600	1.35	
大井川	1－1	22～19		S42 2.5 d_{60}	7.0 (d_{60})				1/230	400～500		上流はSeg. M
	1－2	19～9	510	d_m 2.5	6.6		0.049		1/185	700～800	0.98	
	1－3	9～1	450	d_m 2.5	4.7		0.059		1/255	600～800	1.2	
荒川		82～76	515		5.5 (d_{60})		0.058		1/380	300	2.0	
富士川		3～1	700		7.0* (d_{60})		0.062		1/300	580	2.1	*Armour部 d_R 10～11cm bed roch露出・アーマ化
梓川	1－1	85 ～83.9							1/120			
	1－2	83.9 ～77.5	1,570		1.0 (d_m)	20	0.098	0.049	1/120	100	1.9	A' 4～5cm C 25cm
	1－3	77.5 ～72	1,060		10	12	0.066	0.054	1/115	190	1.2	C集団の部分が少ないと d_R が小さい 測定数が少ない。
	1－4	72 ～69.5	880		6 (?)	9	0.090	0.060	1/125	230	1.1	
物部川		8～4	800	4～5	7～8	15	0.066	0.033	1/300		2.44	粗めの年の粒度分布 S.45 平成1年の試料

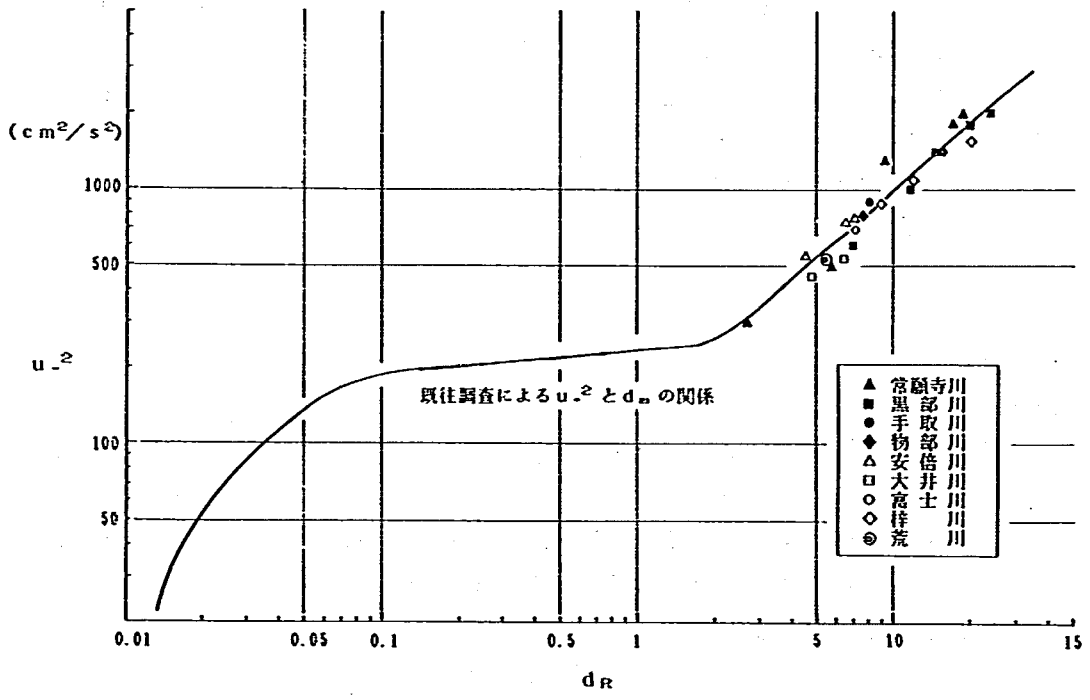


図4．2．1　各segmentのd_Rとu_*^2関係

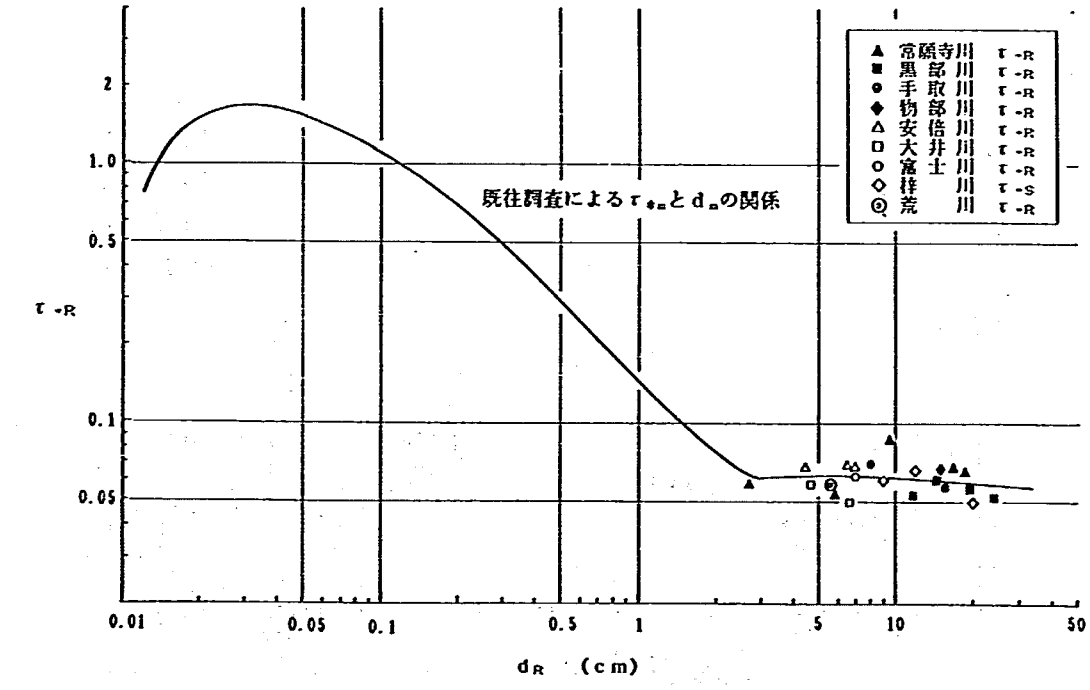


図4．2．2　各segmentのd_mとτ_{*R}の関係

平均年最大流量時の流速係数φは，図4．2．3に示すように平均粒径d_m（扇状地河川ではd_mをd_Rと読み換える。）及び河床勾配I_bによって定まるので[2]

$$\varphi = f_1(d_m, I_b) \qquad (4．2．1)$$

と表わせる。また平均年最大流量時の無次元掃流力τ_{*m}（扇状地河川ではτ_{*R}と読み変える。）は，図4．2．1に示したように平均粒径d_mとの関係であるので，

$$\tau_{*m} = f_2(d_m) \qquad (4．2．2)$$

と表わせる。

ところで

$$\tau_{*m} = HI_b/sd_m \qquad (4．2．3)$$

であるので

$$H_m = \tau_{*m} \cdot sd_m/I_b = f_2(d_m) \cdot d_m \cdot s/I_b \qquad (4．2．4)$$

$$F_r = \varphi\sqrt{I_b} = f_1(d_m, I_b) \cdot \sqrt{I_b} \qquad (4．2．5)$$

$$V_m = \varphi \cdot (\tau_{*m} \cdot sgd_m)^{1/2} = f_1(d_m, I_b) \cdot \sqrt{f_2(d_m)} \cdot d_m^{1/2} \cdot (sg)^{1/2} \qquad (4．2．6)$$

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

また低水路の川幅は

$$B = 1/\varphi \cdot (\tau_{*m} \cdot s \cdot d_m)^{-3/2} \cdot g^{-1/2} \cdot I_b \cdot Q = \frac{1}{\varphi} u_*^{-3} \cdot gIQ$$

$$= f_1(d_m, I_b)^{-1} \cdot f_2(d_m)^{-3/2} \cdot d_m^{-3/2} \cdot s^{-3/2} g^{-1/2} \cdot I_b \cdot Q \qquad (4．2．7)$$

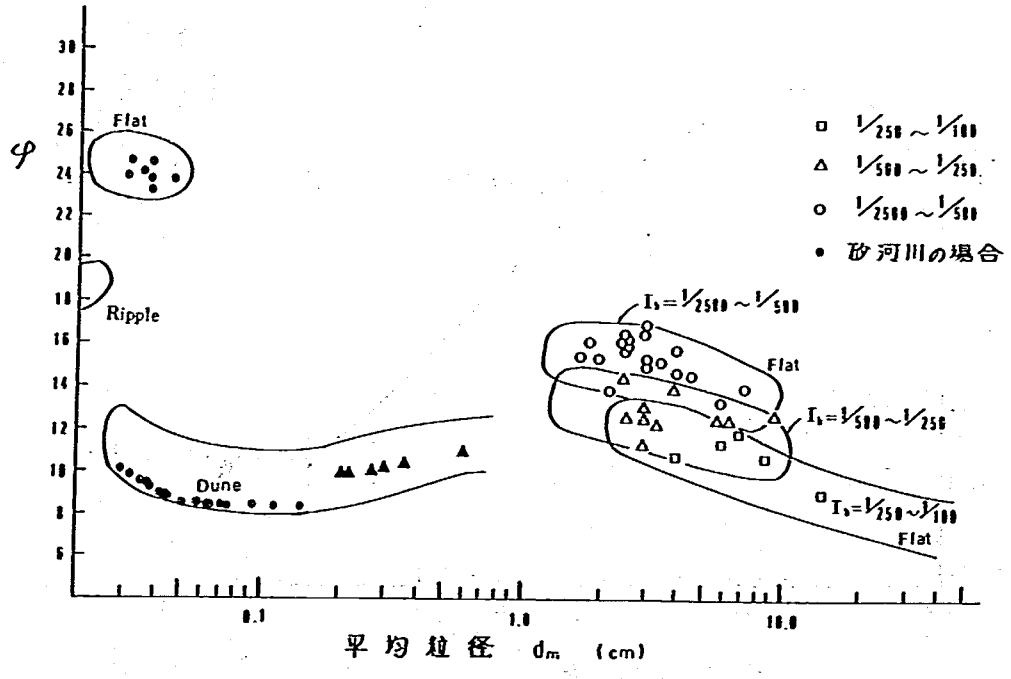


図4．2．3 平均年最大流量時のφとd_mの関係[2]

であるので，川幅Bは，I_b, d_m，Qの三量で概略評価することができる。

扇状地河川では，f_2はほぼ一定，φも8～12程度であるので，おおよそ

$$H_m \propto d_m/I_b, \quad V_m \propto d_m^{1/2}, \quad B \propto d_m^{-3/2} \cdot I_b \cdot Q \qquad (4.2.8)$$

となる。

図4．2．4には縦軸に平均年最大流量時の各segmentの平均的な水深H_mとd_R/I_bの関係を示したものである。図中には（4．2．4）式による$\tau_{*R}=0.05$及び0.06の場合のH_mとd_R/I_bの関係線を示しておいた。ほぼH_mはd_R/I_bと直線的関係にあることが分かる。

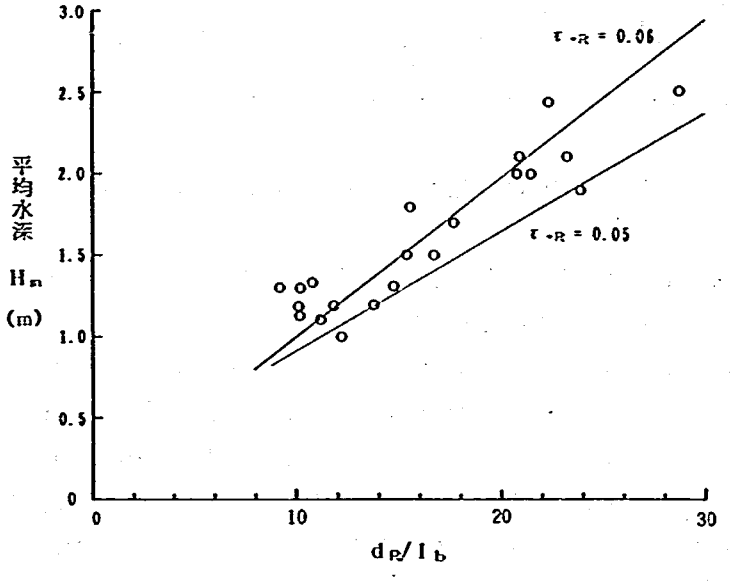


図4．2．4　平均年最大流量時の水深H_mとd_R/I_bの関係

〔3〕　各粒径集団の移動限界掃流力と粒径変化

扇状地河川におけるA′集団とC集団の代表粒径d_Rに対する平均年最大流量時の無次元掃流力は0.05～0.07程度であるので，ある程度以上の出水でないと河床全体は動き出さない。上流部に活火山や崩壊地が有り，小流量でも上流部から砂分を供給するような河川を除けば，洪水後，みお部の表層の砂分・小礫分が移動し，一部は下流へ，他は流れの弱い所や，砂州前縁沿い，砂州頂付近に写真4．2．1のごとく砂あるいは小礫集団となって堆積する。従って平水時の流路は，黒部川，常願寺川，梓川，物部川の例に示したように，表層のB，A″あるいはA″集団が抜け出し，C集団とA′が河床を覆い，他の場所より表層粒径が大きくなる。この場合の表層の粒度分布（面積支配確率）のd_{84}/d_{16}はC集団が少ない場合は3～4程度，C集団が多い場合は6程度である。

扇状地直上流にダム貯水池が築造され，砂分，砂利分の供給が急減するとB集団，A集団の河

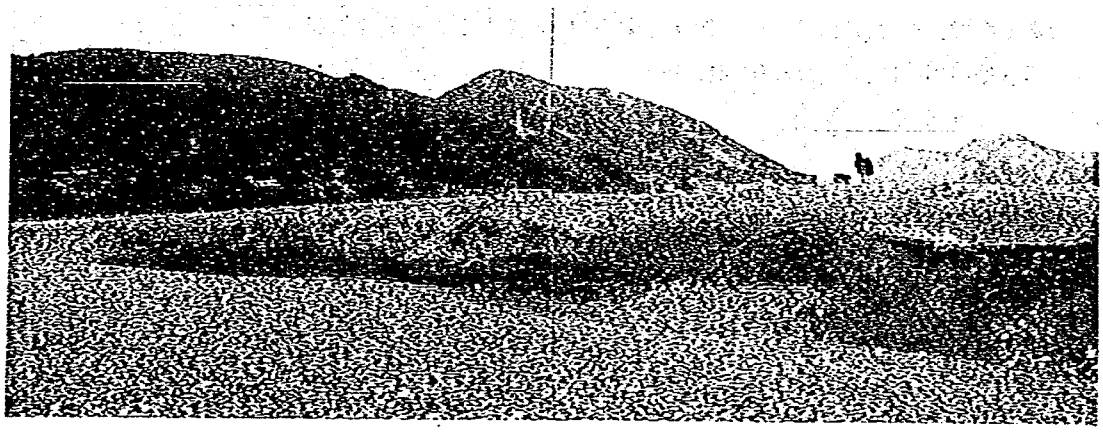


写真４．２．１　砂州前面の砂の堆積と砂州のスケール，富士川 4.5km 地点（1980）

床材料が表層から抜け出し，河床はC集団が60%以上を占める，いわゆるアーマ化した河床が生じる。

このように，各粒径集団ごとに流水に対する応答が異なるため，表層の河床材料の大きさ及び粒度分布形は，場所的にも時間的にも大きく変化する。

混合粒径材料を河床材料に持つ移動床実験によると，A′集団の最大と最少の粒径の比が６倍以下の場合は，移動する時にはほぼ同時に移動し，また停止する[1)2)]。A′集団が河床材料中に70%以上占めていれば，A′集団の平均粒径に対する無次元限界掃流力は，均一粒径の場合と比べて，多少小さく，0.05程度である。A′集団の均一度が悪いほど（最大と最少の比が大きいほど），またA″集団以下の集団の割合が多いほど，この無次元限界掃流力が小さくなる（→ Appendix B）[1)2)]。

C集団は，これより小さい集団の材料が70～90%を占めている場合は，C集団の中央粒径に対する無次元掃流力が0.01～0.02程度で動いてしまうが，アーマ化されC集団が60%以上占めると0.05程度以下で動かなくなる。従ってC集団で河床が覆われると計画洪水流量規模の洪水でも河床の大部分は動かない。

表層下の河床材料は，砂州の形成と移動に伴なって堆積したものであるので，砂州上の掃流力の違いによる土砂の分級作用を受けるが，平均年最大流量程度以上の流量の時しか材料は全面的に動かないので，表層材料に比べ，場所的また時間的な変化が小さい。

A′集団の粒径がほぼ同一で，平均年最大流量時の河床に作用する掃流力がほぼ同じ河川であっても，上流からのA′集団より小さい集団の供給量に差異があり，たとえば供給量が多い河川では河床材料中に占める小粒径集団の割合が多い。また同一河川でも火山活動や山地崩壊によって小礫分，砂分の供給量が急増すると洪水後河床材料中に占める小礫分、砂分が増加し、河床材料中に占める主モードが変化し，種々の河道特性が変わってしまうことがある。

〔4〕　洪水時の各粒径集団の運動形態

土砂の移動運動形態は，通常次の３つに分類することが多い。

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，混合粒径河床材料を持つ移動床の水理に関する基礎実験結果[1),2)]，前述した扇状地河川の洪水時の掃流力の実態より扇状地河川の河床材料の各粒径集団が，洪水時にどのような運動形態を持っているかを示すと図４．２．５のごとくなる。

河床勾配1/350～1/200程度の扇状地河川の代表的粒度分布である①のような河床材料を持つ場合，洪水時の小規模河床形態は，河床の一部に砂堆が生じることがあるが，大部分は平坦河床で，A集団は掃流砂，B集団である砂は浮遊砂，C集団は平均年最大流量時には動くか動かないかの限界位いであるが大出水時には掃流砂的に移動する。なお混合粒径を河床材料に持つ移動床

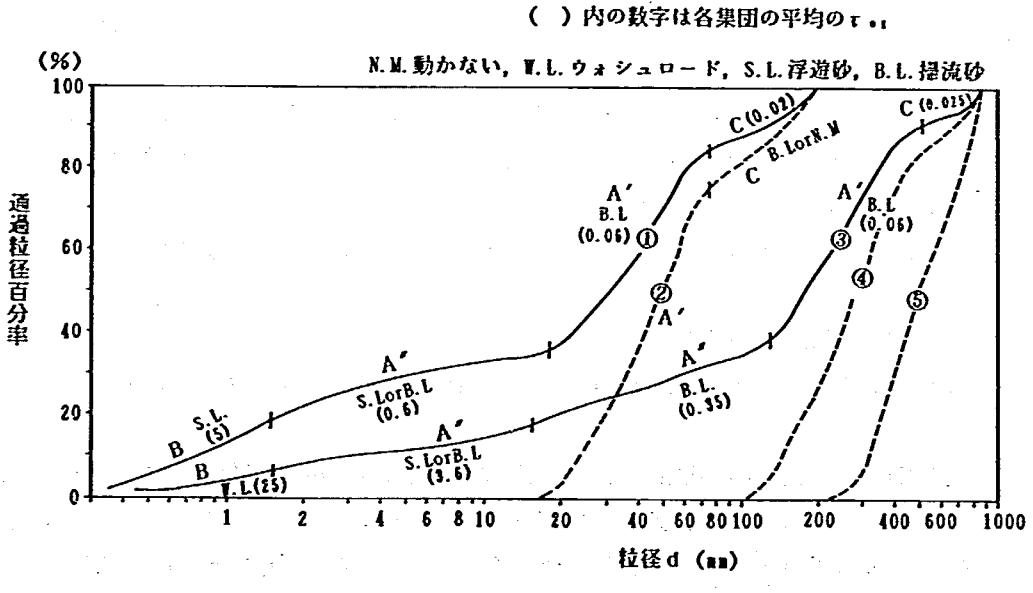


図４．２．５　平均年最大流量時の河床材料の運動形態

に関する実験結果によると，河床材料が0.3mm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，最大粒径と最少粒径の比で8程度までである[1]。A集団の粒径の広がり範囲が2～50mmであるので，この広がりの中で土砂の移動形態に差異が生じると考えられ，A′，A″の二つに分ける。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B，A″は表層から抜け出しアーマリングされ，②のような粒度分布となり，流れの弱い所，砂州の前縁部などにB集団が堆積する。

③に示すような大粒径河床材料をC集団に持つ勾配の急な扇状地河川では，洪水時の小規模河床形態は大部分が平坦で，一部反砂堆河床である。C集団は平均年最大流量程度の流量時は，C集団に対するτ_*が0.015～0.02程度であり動くか動かないかの限界に近い状態である。もしC集団が集合すると移動限界無次元掃流力が大きくなるので大出水でもほとんど動かない。A′集団は掃流砂，B集団はwash load的，A″は浮遊的に移動すると考えられる。

③に示す河床材料が小出水にさらされると表層の河床材料は，B集団，A″集団が抜け出し，④のような粒度分布となる。平均年最大流量程度の出水時には，動き出し，表層下の材料と混じりながら移動する。

②に示す河床材料が，上流からの補給土砂が無くアーマ化されると⑤のような粒度分布形となる。この場合は，d_{50}に対する無次元掃流力τ_{*50}が0.05程度以上とならないと，表層材料は移動しない。C集団がアーマコートの主材料となると計画高水流量時でも移動しないことが多い。

4．3　河床の縦断形と小segmentの形成

扇状地河川は，大きく見れば一つのsegmentと言えるが，第3章で見たように小かく見ると2つ以上の小segmentから成ることが多く，各小segmentごとに河床勾配，河床構成材料が少しづつ異なっている。

各小segmentの勾配は，下流の方が緩いのが普通であるが，下流の方が急となっているものもある。本調査で対象とした扇状地河川では，扇頂の直上流の谷部のsegmentの勾配は，扇頂に近い下流のsegmentの勾配より，多少緩くなっていることが多い。

ここでは，なぜこのような小segmentが形成されるのか，その原因別に考察することにする。

〔1〕　供給土砂の粒度分布形

Segment 1, 2, 3のような大segmentを形成する原因について筆者はすでに次のように述べた[2]。

"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も速いと，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を形成するものと考えられる。"

すなわち供給土砂に堆積空間で土砂の分級作用が生じるようなある程度の粒径の差異を持った粒径集団があり，かつその粒径集団の供給量がある堆積空間（segment）を作るだけの量がある場合にsegmentが形成されるとした。（実際に水理実験，河床変動計算によってこのような大segmentが形成されることが示されている[21)-23)]。）

扇状地河道の部分で上述のような原因で，顕著なsegmentが生じている事例は，粒径1cm以上の粒度成分の中に顕著な粒径集団を持ち，かつ各集団の上流からの供給土砂量が，別々の堆積地形を作れるだけの量（各集団の供給土砂量に1オーダ以上の差がある場合は，量の多い集団に対してマトリックスになるかC集団となり混ざ合ってしまおう。）であり，かつ各粒径集団の平均粒径が1オーダ程度以上の差（粒径集団の粒径差が小さいと，流水に対する応答に差異が小さく，土砂の分級が生じにくい[22)]。）がある条件の河川が少なく，第3章で示した扇状地河川では勾配及び粒径の大きく異なる二つのsegmentを持つ事例はない。

ここでは阿武隈川の支川である福島県の荒川の例を示す。図4．3．1は福島県の荒川の平面図であり等高線が示されている。同図と図4．3．2の河床縦断図に示されるように，合流点より上流6km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_{50}が50cm程度の安山岩の巨石，下流では河床勾配約1/150，河床材料のd_{50}が3cm程度の小砂利を持つ顕著な二つのsegmentを持っている[6)]。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A″集団は，下流のA′集団となっている。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。

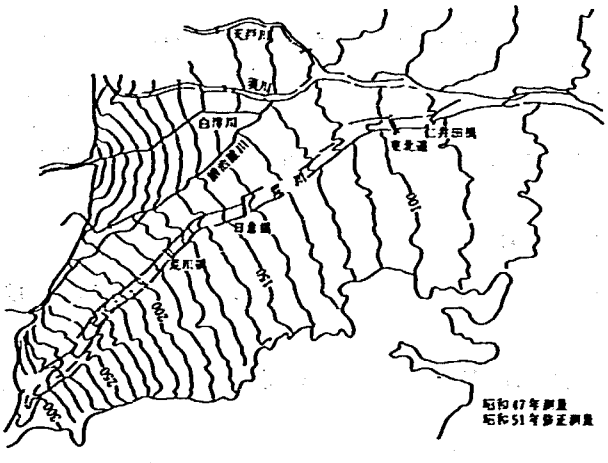


図4．3．1　荒川扇状地平面図

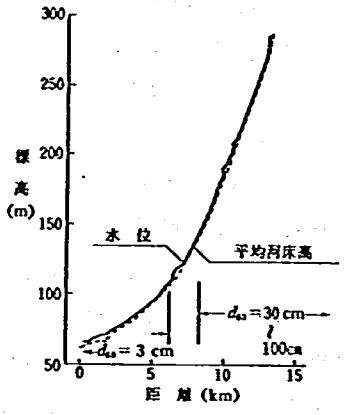


図4．3．2　荒川の河床高縦断図

〔2〕　川幅の制御

4．2〔2〕で示したように，扇状地の川幅は（4．2．7）式より，河床勾配I_b，河床材料の代表粒径d_R，平均年最大流量Qの三量にほぼ規定される。

ところで3章の大井川，富士川の例で示したように，谷壁や岩によって川幅が制御され，（4．2．7）式に相当するものより狭いと，その区間の河床勾配が緩いか，あるいは河床材料が大きく，かつ平均年最大流量時の平均粒径に対する無次元掃流力τ_{*R}が少し大きい。

大井川のように川幅が変化しても河床材料の粒径が変わらない場合，川幅の変化によって勾配，掃流力がどのように変わるか考察してみよう[2]。

粒径が変わらなければ，流砂の連続という動的平衡条件が成立する。動的平衡では，

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

$$\frac{\partial}{\partial x}(B \cdot q_s) = 0 \quad \cdots\cdots\cdots\cdots (4．3．2)$$

となる。ここでh：水位，Q：流量，H：水深，q_s：単位幅流砂量である。

φおよびq_sは

$$\varphi,\ q_s/u_* d_R = f(\tau_{*R},\ H/d_R) \quad \cdots\cdots\cdots\cdots (4．3．3)$$

と考えて良く，τ_{*R}，H/d_Rの値によって複雑に変化するが，ここでは，φは一定

$$q_s = Ku_*^P \quad \cdots\cdots\cdots\cdots (4．3．4)$$

と簡略化する。ここでPはτ_{*R}，H/d_Rによって3～10位に働く。

$$u_* = 1/\varphi \cdot Q/BH \quad \cdots\cdots\cdots\cdots (4．3．5)$$

であるので（4．3．4），（4．3．5）を（4．3．2）式に代入すると

$$\frac{\partial}{\partial x}(K \cdot \varphi^{-P} \cdot B^{1-P} \cdot H^{-P}) = 0 \quad \cdots\cdots\cdots\cdots (4．3．6)$$

となる。ところでK，φは川幅の狭い所とそうでない所で，τ_{*x},H/d_xが多少変わるので変化するが，その変化は大きくないので定数とみなすと

$$\partial H/\partial x = (1-P)/P \cdot H/B \cdot \partial B/\partial x \quad \cdots\cdots\cdots\cdots (4.3.7)$$

となる。今川幅の狭い所の水深，川幅，勾配をH_s，B_s，I_sとすると

$$H/H_s = (B/B_s)^{(1-\beta)/\beta} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots (4.3.8)$$

$$I/I_s = (B/B_s)^{\beta-3/\beta} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots (4.3.9)$$

$$HI/H_sI_s = (B/B_s)^{(1-\beta)(\beta-3)/\beta^2} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots (4.3.10)$$

となる。

扇状地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τ_{*x}が0.04～0.2の間であり，Pの値がτ_{*x}の値によって変わるので，このような単純な関係とはならないが，扇状地河川の土砂の移動形態から見るとPが５～７程度と推定されるので，河床材料が変わらなければ狭い川幅の所は，広い所に比べて水深が増し，勾配が緩くなり，洪水時に河床に働く掃流力は大きくなる。

大井川19～20kmの狭さく部，富士川３～3.8kmの狭さく部の河道の状態，また村田貞蔵が示したように，大扇状地の扇頂近くの河床勾配は上流の山間部の河床勾配（扇頂の標高より10m高い標高間の勾配）より急であるのは[3]，以上の説明を支持している。

扇状地河川の河道処理に当って，川幅を自然の川幅より狭くするような処理を行うと，前述の推論によると，河床勾配が緩くなるか，河床材料の粗粒化の方向で河道は応答することになる。

以上のように扇状地部に人工的あるいは自然的に川幅の狭い区間があると，その区間は河道特性が上下流と異なり小segmentとなる。

〔3〕 土砂濃度の変化

Segmentを構成する主モードの上流からの供給土砂濃度Cが増加すれば，勾配が増加する方向に，減少すれば勾配が減少する方向に変化するだろうことを２．５で述べた。

第４紀における気候変化に伴なう土砂濃度の変化は，段丘地形を作る原因の一つとなったが，ここでは，河川工学的に問題となるより短い時間タームの現象で生じるsegment形成について述べることとする。山間地におけるダム貯水池の築造，巨大砂防ダムの建設は，ダムの上流に土砂の堆積空間を作るため，ダム下流への土砂供給量を減少させる。特に貯水ダムの築造は，扇状地を構成する粗粒物質をその下流へほとんど流下させない。

供給土砂の減少は，扇頂から下刻化の始まりとなり，扇状地構成材料の内Ａ集団が河床から抜け出すが，Ｃ集団は河床表層に残る割合が多く，いわゆるアーマコートを形成し河床の低下量はそれほど大きくならないことが多い。Ｃ集団の河床に占める割合，またダム貯水地による洪水ピーク流量の減少割合にもよるが，２～３m程度の低下でとどまってしまうようである[5]。この原因は，アーマコート形成以前には，Ｃ集団の平均粒径に対する移動限界無次元掃流力は0.01程度であったものが，アーマコート化によってＣ集団が表層の主モードとなるため0.05程度となってしまい，大出水でもＣ集団は動かなくなってしまうからである。

扇頂近くにダムが築造されると，このアーマ化した区間と，まだアーマ化が進んでいない区間では，表層の河床材料，砂州形状が異なり，アーマ化された所は砂州の前縁線が明確でなくなり，凹凸が減少し，河床がのっぺりとした印象を受けるようになる。さらに川幅も減少し，河床勾配も少し緩くなる。このアーマ化された区間は，アーマ化がまだ進行していない下流の区間と河道特性が異なる一つの小segmentとなる。

巨大砂防ダム堰堤の築造は，ダムが狭窄部に作られることが多いこと，またダムの天端形状が，流水を絞りこむような形状となっていることが多いため，ダム直下流は，ダム築造後下刻化し，勾配が緩くなり，かつ川幅が狭くなる。ダムの満砂後は上流からの土砂の供給が回復するが，新しく形成された短い下刻化されはsegmentは，そのまま安定した形で残ることが多いようである。これはダム築造後下刻化に伴なう河床及び側岸のアーマ化及び川幅の減少によって，出水時の掃流力は下流より大きいにもかかわらず，河岸の安定度が高く，河幅が強制的に制限された山間部の河道と似たような性質を持つからであろう。

〔4〕 侵食基準面の変化

沖積世における海水面の変化が，扇状地の小segment形成に及ぼした影響は，扇状地が外海近くに存在していなければ，下流にSegment 2があるので，ほとんど無いと考えられる。扇状地が外海近くに存在する場合には，海水面水準の変化は，扇状地の地形発達に直接的な影響を及ぼすが小segmentの形成には以下に示すようにあまり影響が無いと考えられる。

海進の影響は，扇状地が外海に面しており，細粒物質を汀線方向に移動してしまうような条件が続けば，Segment 2を形成する空間が無いので，扇端位置が陸側へ後退するだけで海進そのものが直接小segmentを形成する要因とならないと判断される。縄文海進後の海退の影響は，元の海面下の勾配が扇面勾配より緩く，かつ海退の速度が扇状地扇端位置の前進速度より速ければ，その堆積空間の条件に対応する物質を堆積し，新しい小segmentを形成する可能性があるが，外海に面している扇状地河川の沖浜勾配は，扇面の勾配より急なので，このような事例は無いようである。

ところで昭和30年から50年代ごろの高度経済成長期に，扇状地河川の河床材料は骨材として利用され，河床は1～2m程度掘削された。外海に面した扇状地河川の河床低下は，図4．3．3に示すように，海進と同様な現象であり，実質的に侵食基準面が上昇したことになる。海進の長さlは河床勾配I_bに河床低下量ΔZを積したものとなる。この区間の勾配は，海水面の高さが変わらないので，勾配が緩となり，これより上流と河道特性が異なる短いsegmentが形成される。このsegmentの河床材料は，上流のsegmentに比較し，砂分が増加し，平均粒径が小さく，また川幅が小さくなる傾向にある。第3章で示した黒部川Segment 1−5（0～1km），手取川Segment 2−3（0～2km）の小segmentがこの例に相当する。

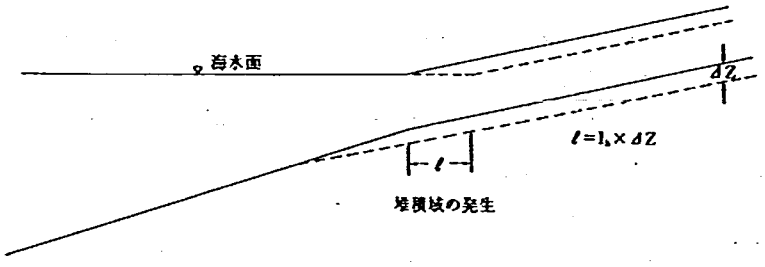


図4．3．3　河口近くの河床低下の影響

〔5〕　活 断 層

2．5〔3〕において活断層がsegmentを形成する要因となる可能性が少ないとした。ここではこれを再吟味してみる。

活断層は100年から150年に一回大きく動くと言われ，1回に1mのオーダーの垂直変動を示すことがある。この断層面は，断層活動によって上昇側に岩や洪積層が露出しないなら洪水によってならされるが，この活断層を境に地盤の傾斜運動の方向あるいは速度差が大きいと，洪水による土砂移動によってこれを打ち消し得ず，この活断層を境にして質の異なったsegmentを形成する可能性が残る。

富士川下流の扇状地では，河床掘削以前は富士川断層が通る約2.5km地点を境に下流側の勾配が急であり，かつ川幅が拡がっていたのは，この活断層活動の結果の可能性もあるが，水神の小丘による川幅の縮少の影響によつてそのようになっていたとも解釈できるので結論は差し引かえる。

〔6〕　支川の合流

本川に大支川が合流すると，そこで流量及び土砂量が増大し，合流点上流と下流で土砂濃度や河床材料の質が変化するので，合流点前後で河道特性が変化し，合流点は小segmentの結接点となる。

扇状地河川の場合大支川の流入することがまれであるので，このような事例は少ない。安倍川右支川藁科川合流点で，本川の勾配が，1/158から1/210に変化しているのはこの事例に当たろう。藁科川と安倍川は近世以前には分離して流れていたこともあるので，合流点下流は藁科川の扇状地の勾配とも考えられるが，藁科川の合流点直上流の河床勾配が1/186であるので，合流の影響を受けているとしても良いと思われる。

〔7〕　狭さく部

盆地を流下する河川では，盆地から山間部に入る所は，川幅が谷壁によって急減し，河床にも基岩が露出することが多い。このような河川では，出水時この狭さく部の存在によって，水位が

上昇し，大出水になればなるほど，水面勾配が緩くなる。このせき上げ区間の掃流力は上流より小さく，この掃流力に見合った粒径の土砂を堆積し，せき上げ区間は上流より勾配が緩い小segmentが生じる。一般に盆地部は沈降帯であり，それを取りまく山間部は盆地に対して相対的に地殻が上昇するから，この盆地域（堆積域）を一つのsegmentで埋めつくすことができないことも，この小segmentが持続的に存在できる理由である。

図４．３．４は甲府盆地の富士川（計画高水流量4,000m³/s，1975～1985年の平均年最大流量920m³/s）の不等流計算結果を示したものであるが，大出水時ほど水面形が水平になり，掃流力の急変が生じることが分かる。このせき上げ区間K－30～K－90は，勾配1/600程度で，河床材料のA集団は中砂であり，１～４cmの小砂利がC集団となっている。本区間の上流はA集団のd_{50}が３～５cmでB集団は中砂となっている。平均年最大流量時の掃流力は，笛吹川がK－50で合流すること，大流量時の水面勾配が河床勾配と平行とならないこと等により適切に評価できないが，流量1000m³/s時の不等流計算結果より本segment区間は140～200cm²/s²程度，上流部で500～700cm²/s²程度と推定される。河床材料は，ほぼ図４．２．１に対応した粒径となっている。

なお昭和34年（1959）の出水（5500m³/s）において，河床は図４．３．６に示すようにK－90の勾配の変化点およびその上流において，平均河床高で１～1.5m上昇している。笛吹川合流点のK－55から急変点K－90の間の河床はそれほど変動が無いが，その下流では１m程度上昇

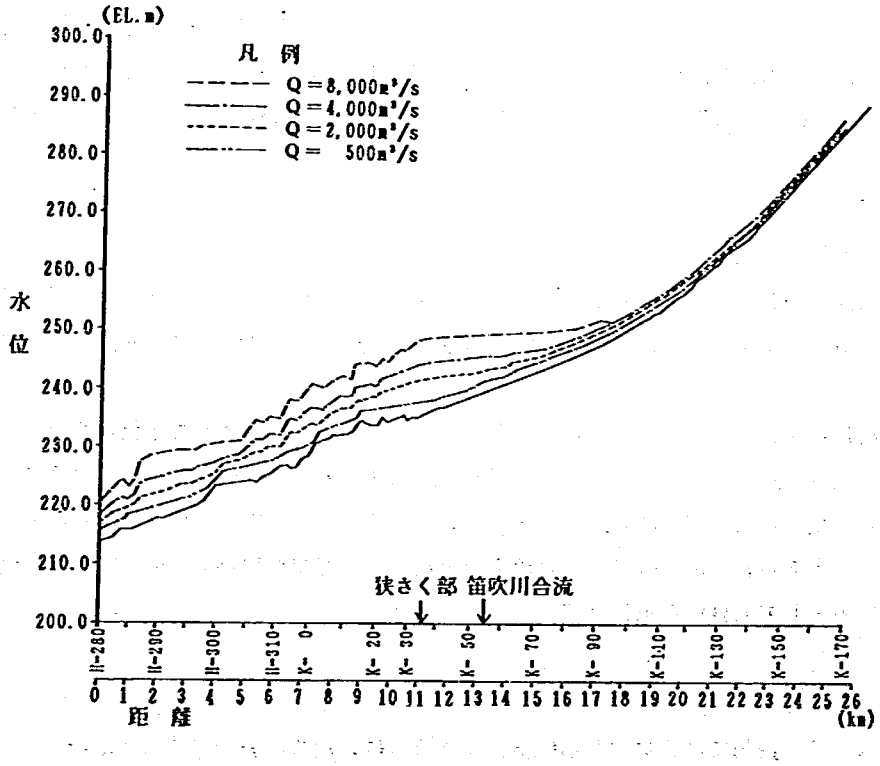


図４．３．４ 富士川の河床縦断と洪水時の水位（昭和57年断面）

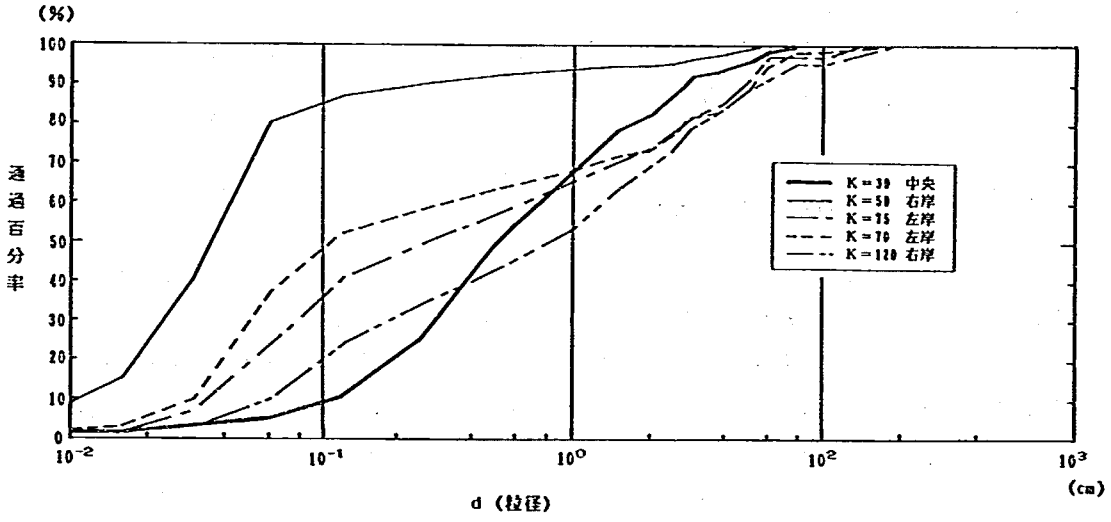


図４．３．５　富士川の河床材料粒度分布（昭和61年度甲府工事事務所調査資料より）

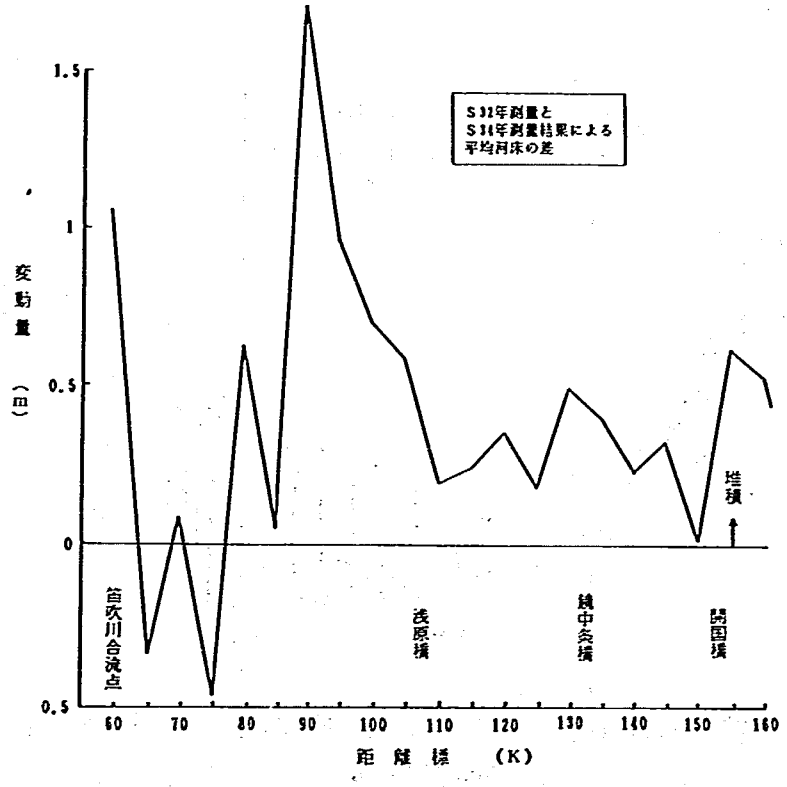


図４．３．６　昭和34年洪水による河床高の変化量

している。洪水後のK－55～K－90の河床変化量は大きくないが，この洪水の流量の大きい時には，B集団の中砂が多量に堆積したものと推定される。これらの砂は洪水終期の掃流力の増大によって下流に掃き出されたであろう。

4．4　洪水時の粗度と河床波

扇状地河川の洪水時の流れの抵抗については，洪水時河床が変化すること，水面勾配の測定が難しいこと，流速の測定が川幅が広く難かしいこと等があって明確にされていない。

扇状地で無い所での砂利河川の流量観測資料，移動床の水理特性に関する基礎資料，河川移動床模型実験結果，移動床の相似則を用いた解析等より，扇状地河川の実質的な流れの抵抗は以下のごとくと考えられる。

図4．4．1は，ほぼ均一粒径河床材料で，直線水路，砂州の発生が無い場合の流速係数φと無次元掃流力τ_*と相対水深H/dの関係を示したものである[1)2)]。ここでは粒径0.1cmの場合が示されている。流速係数φはτ_*，H/dの他に粒子レイノルズ数u_*d/νの影響を受けるが，その影響が小さいので，粒径が1cm以上でも，ほぼこの図を用いてφを評価し得る。

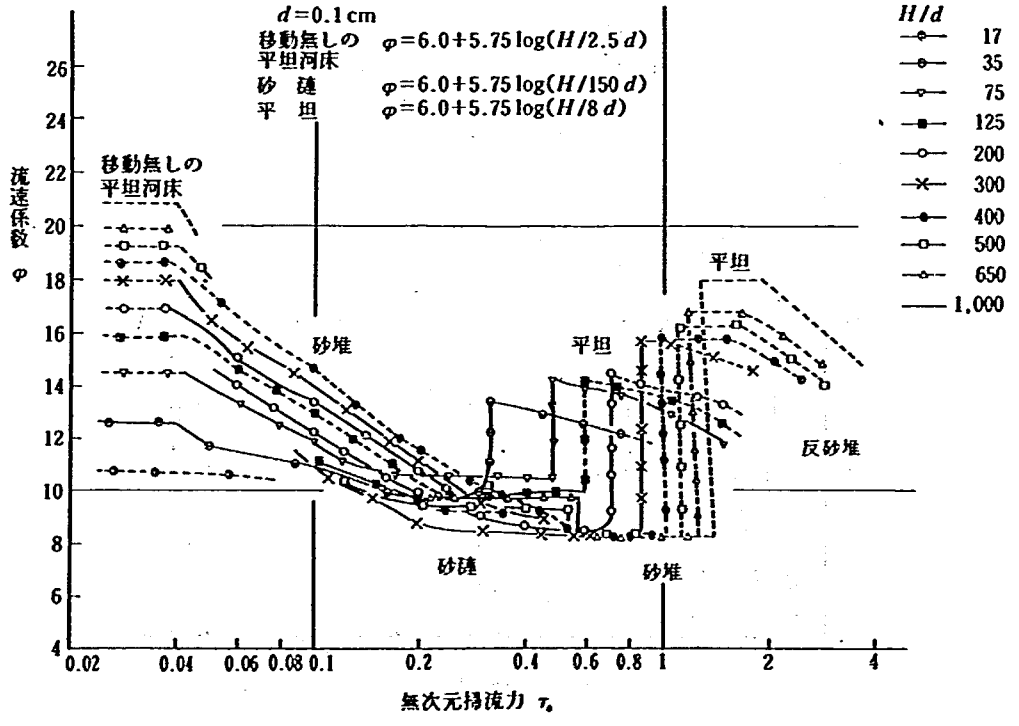


図4．4．1　φとτ_*，H/dの関係（d＝0.1cm）[2)]

図4．4．1によるとτ_*が0.05以下で河床が移動しない場合は

$$\varphi=6.0+5.75\log(H/2.5d) \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots (4．4．1)$$

である。H/dが20以下では河床材料が動き出しても砂堆の発生は見られないが，H/dが30以上では砂堆の発生を見る。さらにτ_*が大きくなると平坦河床となり，φの値が河床が移動しない場合とほぼ同程度となる。さらにτ_*が大きくなると反砂堆が発生しφの値は小さくなる。

実河川の流速係数φは，流量観測所の観測資料の解析データによると，τ_{*k}が0.07以下であれは，河床波の発生は生じないようで，φは$K_s=2.5d_k$として評価した値となっている[1]。

計画洪水流量時には，τ_{*k}が0.15程度となるので，小規模河床波の発生等により流速係数は，河床材料の粒径では決定できなくなる。勾配1/150以上の河川では，河床の一部に反砂堆が発生するが，河床の大部分は平坦で相当粗度$k_s=(3\sim6)d_k$程度，φの値にして9～10程度となろう。勾配1/250以下の緩流扇状地では砂堆が発生し，$\varphi=10\sim12$程度（混合粒径河床材料の場合，均一粒径の場合に比較して砂堆の波高が小さく，φの値は均一粒径に比し1程度小さいようである。）となろう。1/150～1/250の間は河床の状態がどのようになるか推察するのが難しいが，砂堆と平坦河床が混在しφの値にして10程度であろう。

なお扇状地河川では砂州が発生し，流れが蛇行する。この砂州による粗度の増加を評価する必要がある。この影響については十分な検討が進んでいないが，実験資料等より次のように考えられる[2]。

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，$\tau_*=0.01\sim0.3$，$H_m/d=5\sim40$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，10～15%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，図4．4．2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_F，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，

$$I_e=\frac{f_F}{8}\frac{1}{L_S}\frac{V_m^2}{g}+\frac{f_s}{8}\frac{1}{H_m}C\frac{V_m^2}{g} \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots (4．4．2)$$

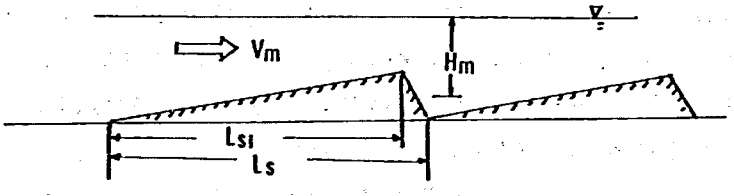


図4．4．2　記号の定義

である。$C=L_{si}/L_s$，$\varphi_s^2=8/f_s$，$\varphi_f^2=\frac{8\ L_s}{f_F H_m}$，$\varphi=\frac{V_m}{u_*}$ とすると（4．4．3）式は

$$\frac{1}{\varphi_2}=\left(\frac{1}{\varphi_f^2}+C\frac{1}{\varphi_s^2}\right) \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots (4．4．3)$$

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_f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，$C\fallingdotseq 1$，$f_F<0.5$と考えられるので$B/H_m=30$の場合には，$\varphi_f\geqq 44$，多列砂州の場合には$\varphi_f=\geqq 48$となる。$\varphi_s=14$，$f_F=0.5$の場合には，（4．4．3）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ないと思われるが，十分な砂州（ここではH_s/H_mが1.5以上を十分な砂州を定義しておく。なおH_sは砂州の波高）が発生する場合（ただし$\tau_*=0.04\sim 0.3$，$H_m/d=5\sim 40$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。

いずれにしても扇状地河川の流れの抵抗は，河床表層材料中に占めるB集団，C集団の割合が変わると変化すること，小出水時の流水の方向は，大出水時の砂州形状にコントロールされ蛇行網流すること等もあって，流量によって，また上流からの流入土砂の量，質によって変化するので，河川構造物設計のための流速評価，流下能力の評価に用いる流速係数は，その使用目的に応じて扇状地で生じるだろう状況を推定して，安全側に評価しておくべきであろう。

なおマニングの粗度係数nは

$$n=H_m^{1/6}/\sqrt{g}\cdot 1/\varphi \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots (4．4．4)$$

で評価し得る。

4．5　河道の平面形状・砂州と深掘れ

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。

〔1〕　砂州のスケール

図4．5．1は，日本の砂利，玉石河川で，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，その長さは川幅の5倍から15倍程度で，平均年最大流量時の川幅水深比B/H_mが50を越えると図4．5．2に示すように砂州が複列的性格を持つのでL_s/Bは小さくなる傾向にある[7][9]。なお，図4．5．2の実河川データは直線河道で無い資料が多く含まれている。また同図中の枠組みは，直線水路の基礎実験データよりデータの存在範囲を示したものである。

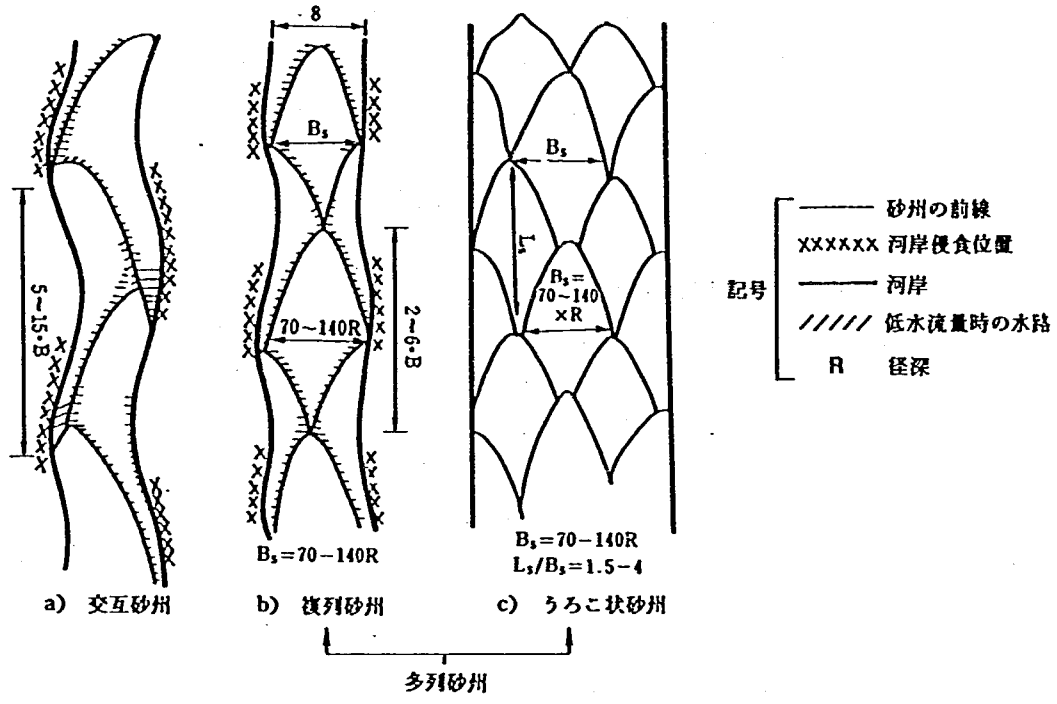


図4．5．1　典型的な砂州のスケール[7]

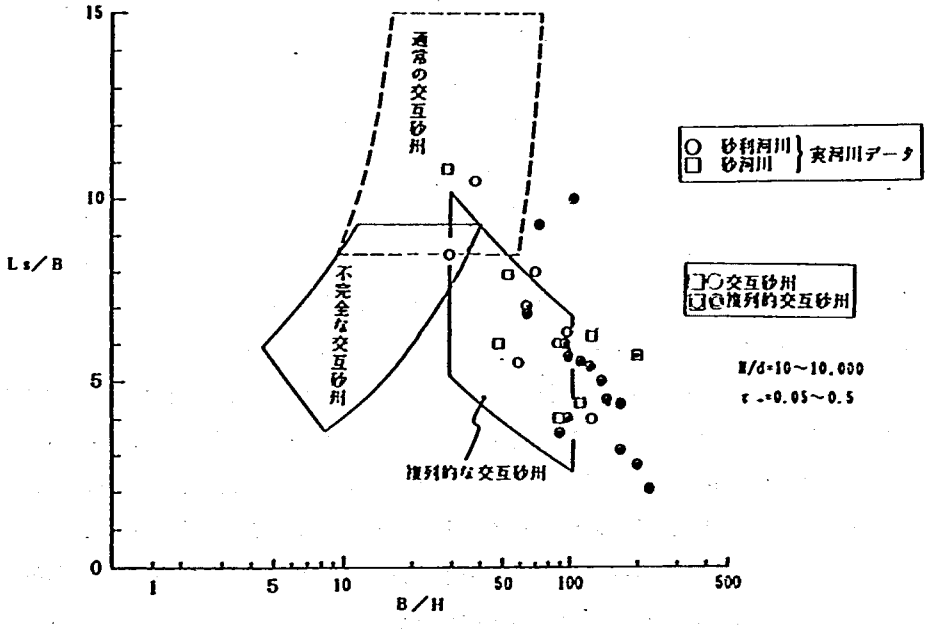


図4．5．2　実河川のL_s/BとB/Hの関係[9]

複列砂州の場合は，砂州長L_sは川幅の２倍から６倍でこれも非常にバラツキがある。これより列数が大きいと，砂州幅B_sは，平均年最大流量時の平均水深H_mの100倍程度であり，L_sはB_sの２～５倍程度となる。計画高水流量時には川幅水深比は平均年最大流量時の1/2～1/2.5となるが，砂州のスケールが大きいため，その水理量に対応した砂州スケールに変化しない内に洪水流量が減少してしまうため，砂州のスケールは大きくは変わらない。

〔2〕　水路の平面形状と砂州の配置

平均粒径２cm以上の砂利河川の場合には，小出水では河床材料のA集団は移動し得ないので，bankfull流量程度の出水によって形成された砂州や深掘れ位置は，小出水であまり変形されない。従って扇状地河川の砂州の配置や平面形状は洪水時に生じる土砂の動きに規定される。

日本の一級河川で現河川に単列砂州が発生している粒径１～４cm，河床勾配1/500～1/2000の河川は，沖積面上に旧河道のmeander loup（迂曲河道によって生じるloup状の形状，蛇行度Sは1.4以上になっていることが多い。Sは水路長を谷軸長で除したもの。）跡が多数残っており，蛇行の発達が良く，水路の側方移動が激しかったこと，現状河道が多列砂州形態である所は，meander loup跡の少ないことが，航空写真を用いた解析より明らかにされている[2]。

扇状地河川においても，平均年最大流量時のB/H_mが80程度以下で砂州の発生をコントロールする岩や崖が無ければ，蛇行が発生するが，河岸近くに砂や細砂を堆積する条件になく，かつ大出水時の河岸侵食や砂州の移動速度が大きいため，蛇行度Sは1.2以上にはならないと思われる。

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，図４．５．１ｂ）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，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３．３で詳述した黒部川では，河道の方向が大きく変わる５km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析された扇状地が，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わ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，図３．６．９に示した安倍川の例のように砂州を三つから六つ合わせたような流路を

取ることが多い。

〔3〕 水路の平面形状と砂州による深掘れ[1) 2)]

〔2〕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。これはとりもなおさず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。

(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 H_{max} 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，図4．5．3より H_s を求め

$$H_{max}/H_m = 1+0.8H_s/H_m \qquad (4．5．1)$$

として最大水深を評価し得るようである。

相対水深 H_m/d_m が100以下で多列砂州の場合は，図4．5．3より $H_s/H_m \fallingdotseq 2$ であるので，$H_{max}/H_m \fallingdotseq 2.6$ 程度となる。扇状地河川の例で示すと

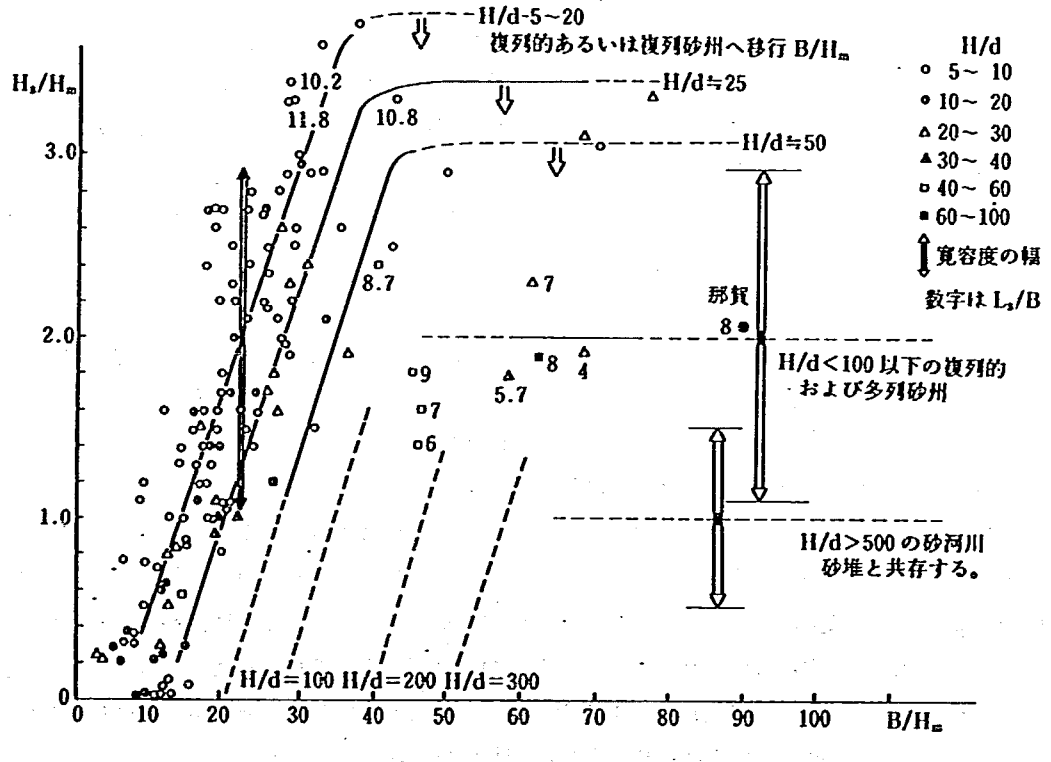


図4．5．3 交互砂州の波長 L_s/B と B/H_m の関係[2)]

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

となっており，ほぼ推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，平均水深そのものの定義，評価が難かしくなる。また流れが集中した所が局所的に深くなるようである。このような場合には（4．5．1）式では，H_{max}を評価しえない。

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，図4．5．3を使って次のように評価し得る。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，$B/H_{\equiv}$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。

図4．5．3より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$B/H_{\equiv}$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，$B/H_{\equiv}$が大きく，多列砂州が持つ場合には，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ろう。

(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，その内最大のものをH_{max}とすると，次元解析より

$$H_{max}/H_{\equiv} = f(\tau_*, H/d, u_*d/\nu, B/H, r/B, \theta) \qquad (4．4．2)$$

となる。ここでrは弯曲の曲率半径，θは弯曲角である。

単わん曲の深掘れは，弯曲部で慣性力によって直流してきた流水が集中し，流速が速くなり，河床砂の流送能力が増し，そこが掘れるのと，わん曲の後半部で流線が曲げられ，遠進力が生じ外わん部の水深が高くなるため水路横断方向に圧力差が生じ，底面近くでは内わんに向かう二次流によって河床砂が内わん部に移送されるのと二つが原因する。これに加えて直線部で砂州が発生する場合には，砂州による流れの片寄りや，流速の横断方向の偏りがあるので，砂州が弯曲部に進入してくると，砂州の配置状況に応じて深掘れ位置，深さが時間的に変化する。

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，θが22.5°～135°，B/H＝17～25の深見・坂野による実験結果[9]，模型実験結果お

よび乏しい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，θが22.5°～135°では，直線水路部の淵の部分の水深を$H_{max,s}$とすると

r/B＝2.5で　　$H_{max}/H_{max,s}$＝2.3～2.8

r/B＝4　　$H_{max}/H_{max,s}$＝1.5～2.3

r/B＝8　　$H_{max}/H_{max,s}$＝1.2～1.5

r/B＝12　　$H_{max}/H_{max,s}$＝1.05～1.2

r/B≧15　　$H_{max}/H_{max,s}$＝1.0～1.1

程度であるようである。図5．5．4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（4．5．1）式より推定しうる。

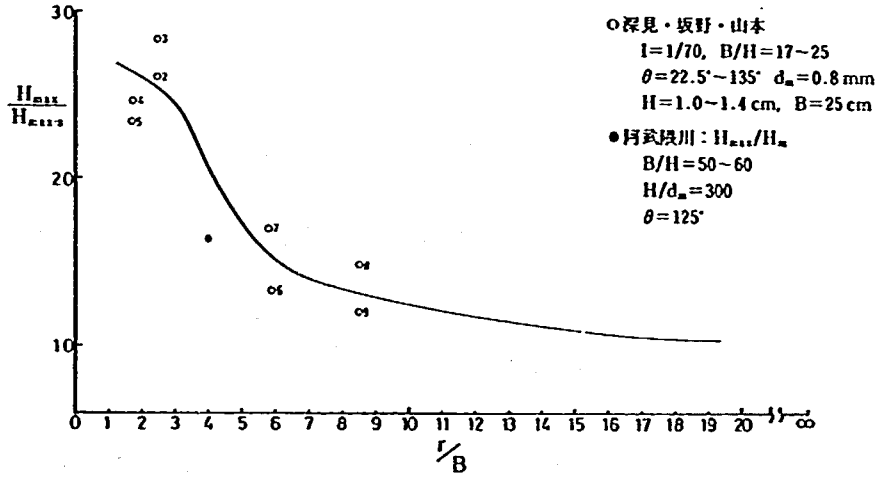


図4．5．4　わん曲部における$H_{max}/H_{max,s}$とr/Bの関係

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の影響は大きくなく，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14～16km（θ≒90°，r/B≒10.8m/4m＝2.7）

斐伊川模型実験によると，5列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の連帯性の強い所（線條構造）[7]の前面は，多少河床高が低い傾向にり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[6]。

○手取川模型0.5～3km（θ≒80°，r/B≒21.8m/6.6m＝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[9]。

○大井川12～15km（θ≒80°，r/B≒3200m/650m＝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深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6～11km（θ＝60°，r/B≒4300m/600m＝7.1）

横断測量結果によると，凹岸側である7.2km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＝α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図5．5．5のごとく仮定の水路の中の流れに生じた砂州とすれば，その水路の$r/B_1=\alpha_1\fallingdotseq\alpha\cdot n$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α_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＝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α_1＝13.5，手取川模型α_1＝12，大井川α_1＝60～70である。ただし，図4．5．6に示すようにわん曲による斜めの配列の連帯性が強く現れ，片側方向にのみ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。

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り，さらにわん曲があると，流れがより集中しやすく，そこの川幅が狭くなり，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。

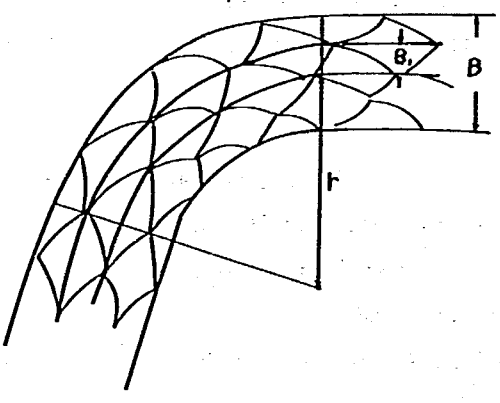


図4．5．5　記号の定義



図4．5．6　わん曲部における多列砂州の線條構造[7]

〔4〕　河岸侵食とそのスケール

河岸の侵食形態は，河岸の高さや河岸物質の材料によって，その侵食スケールや形が変わる。

扇状地河川のように河岸物質が河床材料と同様な粗粒物質からなる場合には，河岸前面の洗掘・砂州の形成を伴いながら，流水による掃流力によって侵食される受食型のタイプとなる。

侵食形態の特徴としては，河岸上部が切り立ち，下部が緩やかな形状をしている場合が多い。上部の切立った侵食面は直角に近い急角度である。下部の緩やかな侵食面はおおよそ河床材料の安息角程度である。河岸物質の中に小砂利や砂があり大礫とうまくかみ合わさると下部の緩やかな侵食面が無いこともある。侵食崖の肩線は滑らかである。この侵食は砂州の発達と密接に関係しており，その侵食長さのスケールは砂州のスケールに規定される。

図3．3．25で示したように洪水によって生じた河岸側方侵食幅は，側方侵食長の1/10～1/5となっている。側方侵食幅の2倍と側方侵食長の比は1：3～4程度であり，これは，図4．5．1に示す砂州幅と砂州長の比と同等である。このことは側方侵食形状と砂州の形状とか密接な関係にあることを示している[19]。

1回の洪水で生じた河岸侵食量は，過去の事例によると砂州幅B_sの半分以下のようで最大100m程度である。侵食幅が大きな理由は以下のごとくと考えられる。

自然堤防帯に属する河川では崩落型が多いが，ここでは一旦侵食が生じると，崩壊土砂によって深掘れ部が浅くなること，また河積が増加して，多少河岸沿いの侵食力が低下するが，扇状地の河川では，侵食が生じても上流より多量の土砂がただちに運搬され砂州が前進し，河岸前面で新たな侵食力が生じ，再度の侵食が起こり，侵食幅が大きくなる。

もう一つの理由は，河岸の耐侵食性の違いである。扇状地に属する河川では，河岸物質は河床材料と基本的に同じであり，耐侵食性は弱いため，流水の作用が続く限り連続して侵食が発生する。自然堤防帯に属する河川の河岸物質は，下層が河床材料とほぼ同様の粒度分布を持ち，上層が細砂，シルト等の細粒分からなる場合が多いので，洪水時河岸下層がまず侵食され，続いて上層が崩落する形態をとることが多くなる。この崩壊土砂は粘着性があり，そこにとどまっているかぎり河岸侵食を妨げる作用を持ち，連続的な河岸侵食とはならず，侵食幅を小さくする。

4．6　高水敷の堆積物と高水敷の侵食

扇状地河川は単断面河道として計画されることが多く，計画上は高水敷が無いが，堤防間には高水敷化された所が存在していることが多い。さらに近年は扇状地河川の広い河川敷を利用するため計画的に高水敷を造成し複断面化する河道計画や，洪水流量の減少や掘削で生じた堤防沿いの高敷化された部分を堤防の安全度を高める構造諸元と位置付け，この高水敷を保護する対策工法が検討されている。

そこで，洪水時に高水敷上にどのような土砂が堆積するのか，逆に侵食されるのかについて記すことにする。

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及び流向，浸水時間，低水路からの距離に関係する。

図4．6．1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$u_*/w_o \fallingdotseq 1$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，$u_*/w_o \fallingdotseq 2 \sim 3$程度が必要である（浮遊砂の濃度分布に関する理論，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。）またwash load的運動を行う条件は$u_*/w_o = 10 \sim 15$程度である。

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

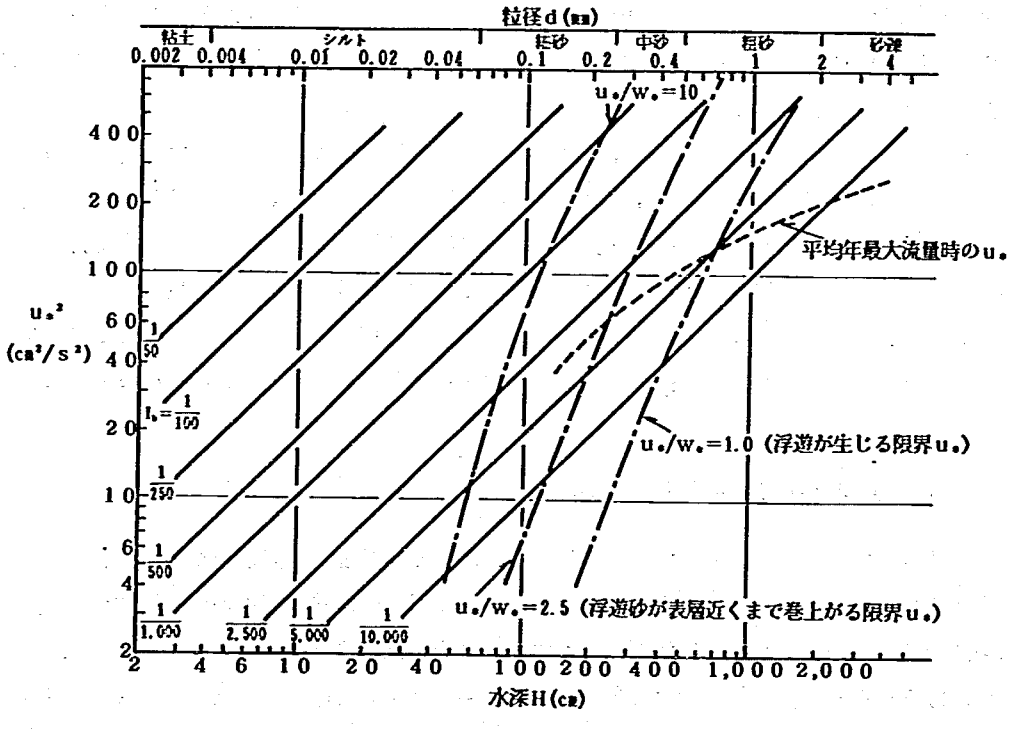


図4．6．1　高水敷上のu_*^2の評価，粒径と平均年最大流量時のu_*^2および河床材料の浮遊条件

砂的運動形態を持っている粒径集団は，掃流砂的運動に変わるような水理量の所で急速に堆積を始めると思われる。すなわち低水路部で浮遊砂的運動（$u_*/w_o>2.5$）であった粒径のもが，高水敷に乗り上げ，そこのu_*/w_oが１～２程度になった所から堆積すると思われる[2),11)]。

図４．６．１に示されるように，勾配1/100の場合，水深20cmであってもu_*が200cm²/s²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。いくらか勾配の緩い河川（I_b＝1/200～1/300）の扇状地では，高水敷上に中砂，細砂，シルトが堆積するが，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。

一般に高水敷上の堆積物（中砂・細砂・シルト）の厚さは，勾配の急な扇状地河川ほど薄い。勾配が1/100以上の扇状地河川では，０～20cm程度，1/200～1/300で50～100cm程度である。また高水敷化された年代が若いほど，薄い。

扇状地河川の高水敷堆積物の粒度分布の例として，図４．６．２に荒川の80.5km地点（I_b＝1/380，平均年最大流量時の低水路のu_*^2≒400cm²/s²）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0.2mm位の細・中砂が堆積している。

これらの高水敷堆積物は，砂利の河原に比べて水分の保水能力が高く，また栄養塩もあるので，出水が無いと数年の内には草本類が進入する。この草本類は洪水に対して堆積物を保護する

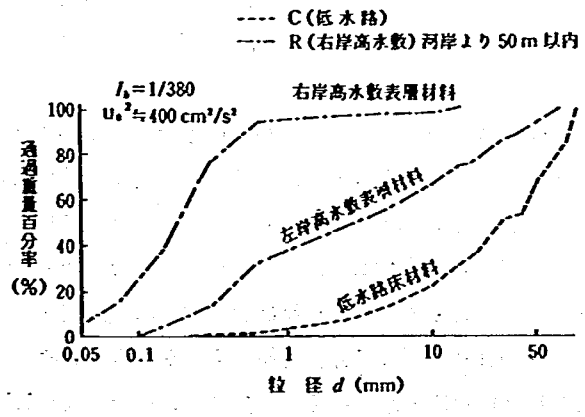


図４．６．２ 荒川80.5km地点の高水敷材料粒度分布

ので，高水敷は，流速1.5～2m/s程度まで侵食されないようになる。びっしり生えたつるよし群落はいくつかの観測事例によると3m/s程度まで耐えるようである。

4．7　平均河床高の変化

扇状地河川の河床は，昭和30年代から50年代に河積確保のため，また骨材資源確保のため掘削され，急速に低下し，全国的に見ると平均河床高で2m程度下がった。従って河川本来の土砂の運搬，堆積作用によってどのような所で，どの程度の速度で土砂が堆積するかについて，実河川の河床横断測量結果より検討するには，河床掘削が始まる以前の資料，河床掘削を停止した後の資料，河床掘削量及び場所が明確である資料を用いて検討しなければならない。

3章で検討の対象とした扇状地河川の河床縦断形の長期的な変化の一般的特性は以下のとおりである。

i）扇状地河川の上流部は，安定か幾分下刻ぎみである。扇頂部は山間部の谷部を流下してきた土砂が開放され，河床が上昇し，ここで流路変化が生じやすいと思われているが，3章で対象とした扇状地河川では，扇頂直上流の谷部と扇頂を上端とするセグメントの土砂流送能力は，ほぼ均しい状態にある。谷部の平均年最大流量時の河床に働く掃流力は，扇頂を上端とするsegmentの掃流力より多少大きく勾配はほぼ同じか多少緩くなっている。

ii）支川の流入が無い場合で扇面上に勾配の変化点があり，そこで勾配が緩くなる場合，この変化点付近は，河床上昇の傾向にある。ここでは平均年最大流量時に河床に働く掃流力が上流より小さく，河床材料も小さくなる。

iii）川幅及び勾配の変化の少ないsegmentの中間部は河床の変化が少ない。

iv）扇状地から自然堤防帯への移行点すなわちSegment 1からSegment 2の移行点は河床が上昇する。

大出水による河床高の変化については，次の特徴が認められる。

i）同一segment内では，移動床幅の広い所で堆積，狭い所で低下する。

ii）Segment 1とSegment 2の接続部に土砂が堆積し，河床が上昇する。平均河床高で1m程度の上昇の事例がある。

ii）扇状地が盆地部にあり，盆地から流出する所が山付きの狭さく部であり，その直上流に，この狭さくに原因するSegment 2相応のsegmentがあると，大出水時にこの部分の水面勾配が緩くなり（場合によっては水面勾配がほぼ水平，すなわち湖になってしまう。），ここにSegment 1からのB集団，A″集団が大量に堆積し，河床が1～2mのオーダーで堆積することがある。

以上のような長期的（10年～50年オーダー）及び短期的（時間・日オーダー）時間オーダーの河床変動は，一次元河床変動計算によって評価可能であるが，混合粒径河床における各粒径集団の流砂量，各粒径集団が相互に及ぼす影響程度が十分に明確になっていないこと，山間部からの扇状地への流入土砂の量と質の評価法が確立していないこともあり，まだ精度良く評価し得ない

所がある。なお扇状地上の河床変動計算においては，河床構成材料の骨格となるC，A′およびA″集団を計算の上流端に供給する条件とし，B，A″集団は扇状地を通過してしまうものとして良い[11) 12)]。

次に，流域及び河道に加えた人間の作用（ダムの建設，河床掘削等）に原因する河床変化について述べる。扇状地河川の一般的傾向として次のようなことが言える。

i）扇頂近くにダム貯水池が築造されると，土砂量，洪水流量共に減少する。この場合，扇頂付近から河床が低下するが，その低下量は大きなものではなく，2m程度である。

これは，河床に基岩が露出したり，C集団が河床を覆いアーマコートが形成されて河床が動かなくなるからである。C集団でアーマコートが形成されると大出水でも動かなくなる。ただしC集団が河床材料中にほとんど無いような場合には，河床は下刻され河床勾配は緩くなろう。

アーマ化に，伴なって川幅の縮少が生じる。

ii）扇状地河川の広い河原を都市的利用空間とするために川幅を狭め高水敷を造成すると，洪水時の低水路部の掃流力が増大し，土砂輸送能力が増すため，上流からの河床低下と河床材料の粗粒化が進むと推定される。高水敷高が低いと大出水時に高水敷が破壊され，元の河原にもどってしまう。

iii）河床掘削を現河床勾配を変えないように平行に河床を低下させた場合は，低下させた区間と元の河床とのすりつけ区間を除けば，掘削後の河床変化は少ない。ただし，扇状地が外海に面している所では，河口部の河床高及び水位は，海面及び波による土砂の河道内への持ち込みによって掘削後もあまり変わらないので，河口直上流の勾配が緩くなり，ここが堆積空間となり河床上昇場となると同時に河床構成材料が細かくなる。

人的作用による扇状地河川の応答の変化方向は，事例が少ないため，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，これまでの検討より，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，そこのsegmentの特性がどう変わるか示すと，表4．7．1のごとくである[7)]。これは，Segment 1で山間部からの供給土砂量Q_s，あるいは洪水流量Qが変化した場合，河道がどのように応答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，○は変化なしを示す。

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，次に土砂濃度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。

河岸の侵食を護岸等で防いでしまうと表4．7．1のような変化方向とは異なった反応を示す。そこで表4．7．2に人工的に河道のスケールを変えた場合の河道の変化方向を示した[7)]。

表4．7．1　Segment 1における河道の応答

地形 / 変化するもの	扇　　状　　地
Q_*^+	$C=Q_*/Q$ 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^-となる。 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^+となる。
Q_*^- 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^-となる。 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^+となる。
Q_*^- Q^+	Bの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_*^+ 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_*^+ Q^0	I_b^+ によるBの増加，河床上昇，V_m^-, H^-
Q_*^0 Q^+	Q^+による B^+ の要因あるが，d_m^+, I_b^- による減少要因もある。$V_m^\pm$, H^+

表4．7．2　人工的改変によるSegment 1の応答

地形 / 人工的変化	扇　　状　　地
B^+	低水路内にQ, Q_*に対応した河道幅を作ってしまう。
I_b^-	河口部の河床掘削は d_m^-, B_m^-, Z_m^+となる。 落差工群による I_b^- は d_m^{+-}, B^-, Z_m^{+-} となる。
B^-	低水路のアーマー化 dm^+, I_b^- の方向となる。
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。

4．8　左右岸の水位差

扇状地河川は，勾配が大きく，川幅が広いため，洪水時は反砂堆等の小規模河床波による水面波，砂州による平面的な水深や流向の変化に基づく水位偏差（ここで偏差とは河道横断方向の平均水位からのずれと定義する。），水制や河川構造物の周囲に生じる水位の局所的偏差，水路の曲りや弯曲による水位偏差が大きく，その偏差量も洪水流量によって大きく変化する。これらの実態については扇状地河川の水位の直接観測が難しいこともあって定量的には明確にされていない。しかしながら，堤防高の決定や河川構造物の設計のために必要な情報であり，これらの偏差量について概略値でも良いから，量的に評価して必要がある。

勾配の緩いSegment 2あるいは3の河川の場合は，弯曲部で無ければ横断方向の水位偏差が小さいので，量水標で測定した水位，痕跡水位を用いて，平均水位としても問題が少ないが，扇状地河川の場合は，水位偏差が大きく緩勾配河川の場合と同様な評価を行うことは問題が多い。扇状地河川で水位偏差を生じさせる原因ごとに，その偏差量を評価してみよう。

〔1〕　砂州による水位偏差

図4．8．1は左右岸の痕跡水位の差を河床勾配を横軸として示したものである。資料の選定

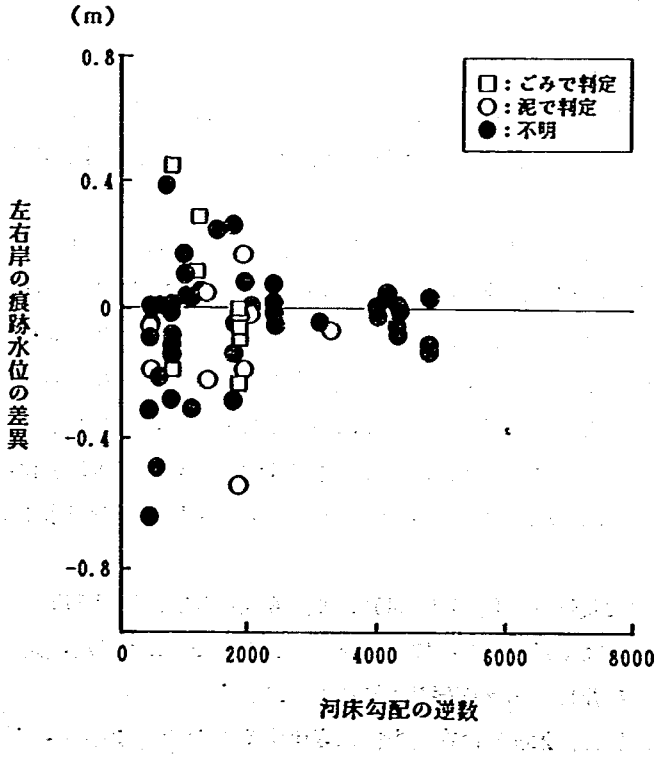


図4．8．1　左右岸の痕跡水位の差異と河床勾配との関係[19]

に際しては，わん曲部，わん曲部下流に連続する直線区間，支川等の流入，流出のある所などでは，水面横断形にわん曲や支川の影響を受けている可能性が高いので除いてある。図4．8．1には痕跡水位の測定に望ましい泥の跡より判定したデータだけでなく，参考のためゴミ等で判定したデータもプロットされている[15]。

この図より以下のことが読み取れる。

① 左右岸水位の差異は河床勾配が大きいほど大きい。

② 泥とごみ等で求めた痕跡水位との違いは特に見られない。

以上のように河床勾配の急な河川ほど左右岸の水位差が大きく，水位が横断方向に変化している。

直線河道部においても左右岸で水位差が生じるのは，砂州の垂直スケールが水深規模以上有り，これによって場所的に水深・流速・流向が変化し，これによって横断方向に水位偏差が生じるためである。

多列砂州が存在する河川で，水深が河床に存在する砂州を形成する水深程度（平均年最大流量程度の流水）である場合，砂州の垂直及び水平スケールは水深に比例するので，平均水深H_mを基準長とした河床形状の幾何学的相似が成立する。従って水面形状はフルード数がほぼ同一であれば，砂州上の横断方向の平均水位からの相対偏差$\Delta H_s/H_m$はほぼ同一の値を持つものと判断し得る。フルード数F_rは$\varphi\sqrt{\Gamma}$であるので，同一勾配の河川であれば，相対偏差$\Delta H_s/H_m$はほぼ同じような値を持つことになろう。

砂州による水位の偏差については，実験的検討が十分になされていないので，明確なことは言えないが，黒部川の移動床模型で生じた左右岸付近水位差は，現地の洪水後の痕跡水位の左右岸水位差と同程度あり[13]，実河川で生じた水位差は，測定誤差とは言えず，現実に洪水時生じていたものと判断される。

図4．8．2は，移動床水路長65m，川幅2.75m，勾配1/100に，図4．8．3に示す混合砂を敷き均し，流量78.3l/sを通水した時（$B/H_m=61$，$\tau_*=0.11$，$H/d_{50}=35$）に，下流から5m，15m，25m，35mの所の左岸，中央，右岸の水位と河床高の時間変化を示したものである。

図4．8．4は通水後（180分）の左岸，中央，右岸の河床変動高及び通水停止直前の左右岸の流速を示したものである。また図4．8．6は砂州の配置状況を示したものである。

これによると通水60分後位までは，砂州の発達が十分でないので水位変化は少なく，水深4.5cm程度となっているが，それ以降は，砂州の移動に伴なって水位が時間的にも横断方向にも変化している。

砂州は最終的には波長15m（$L_s/B=5.45$），波高8cm（$H_s/H_m=1.77$）となり，砂州の平面スケール，垂直スケールは多列砂州と同程度となっているので，この実験結果より，勾配1/100程度の多列砂州河道での砂州による水面偏差を評価しえる。

この実験結果によると，水面高は横断方向に変化するもののみならず縦断方向にも偏差があり，流水が集中し，流速が加速される所で水位が低く，拡散域で流速が遅くなる所で高くなる傾

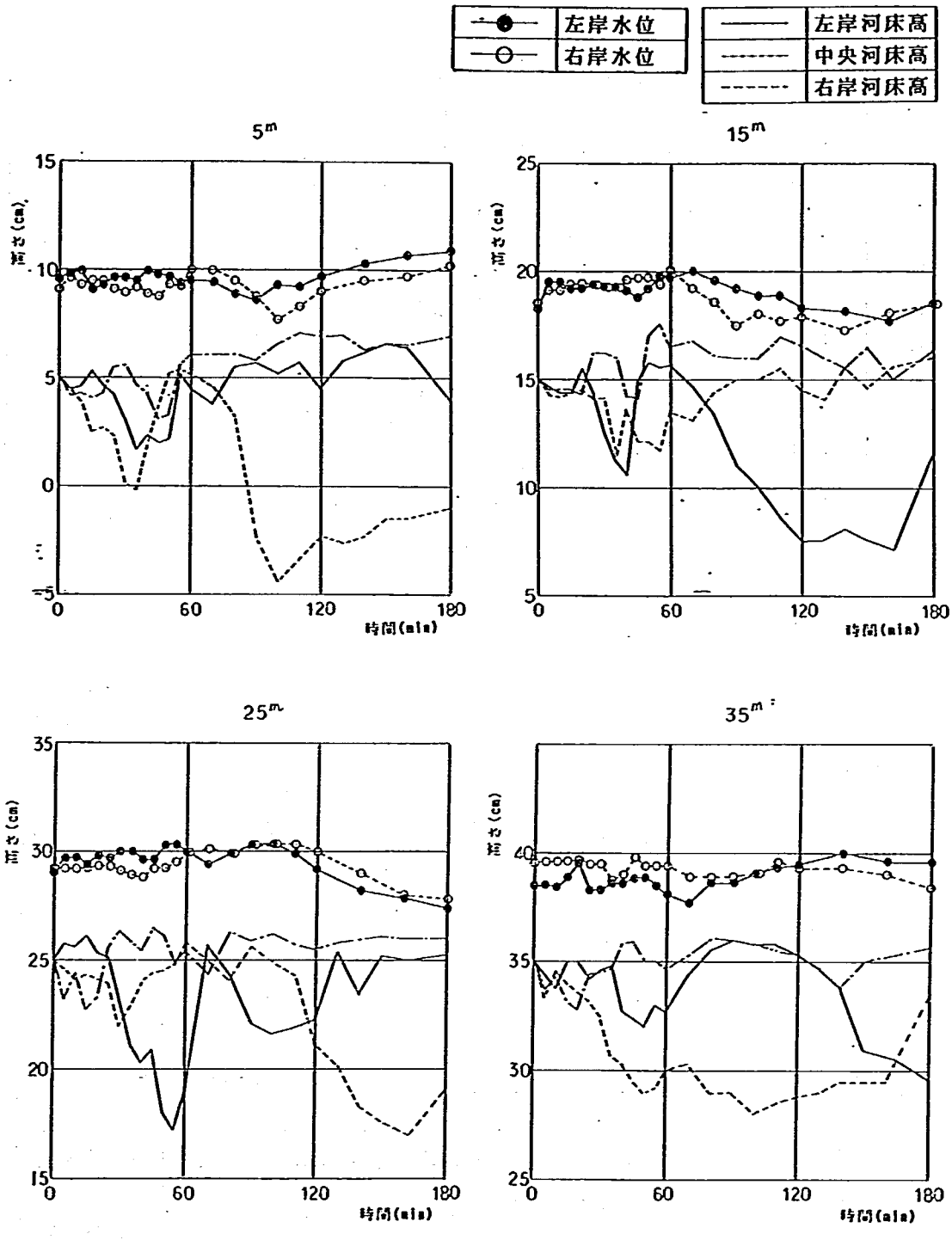


図4．8．2　水位河床高の時間変化図

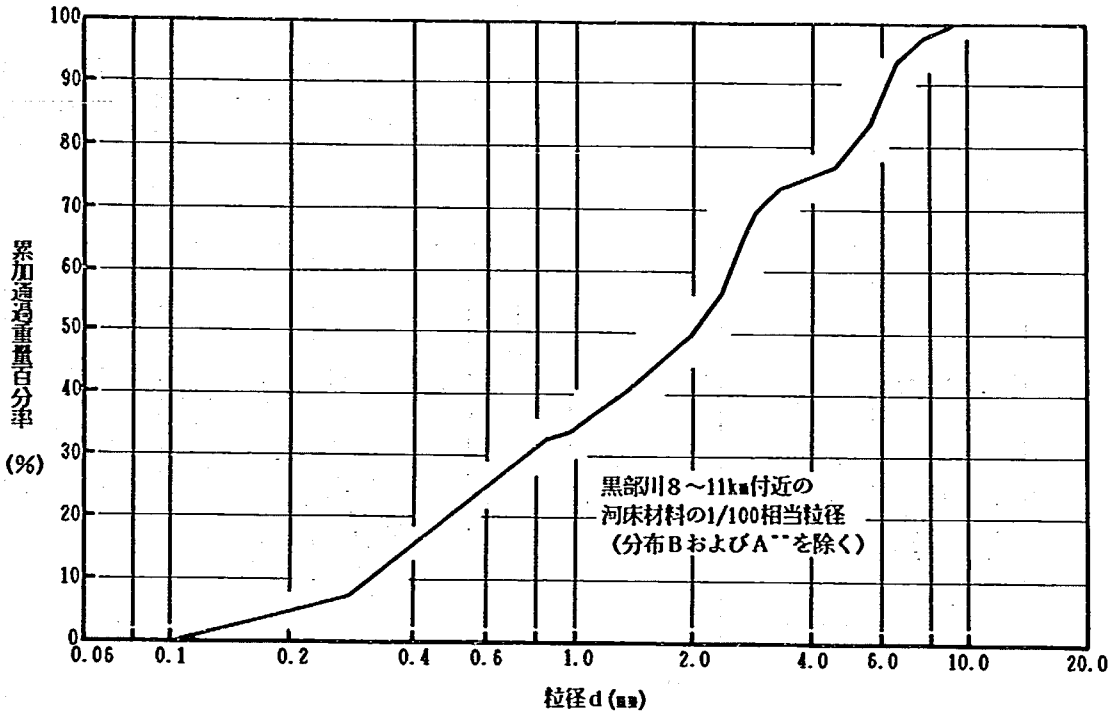


図4．8．3　実験用河床材料

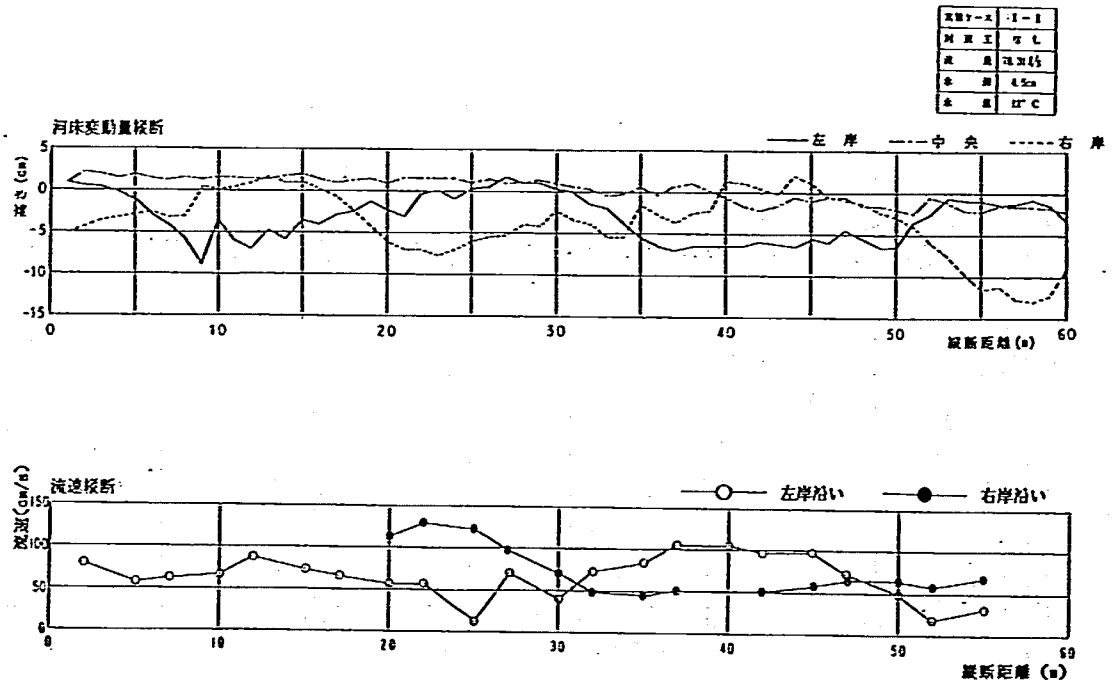
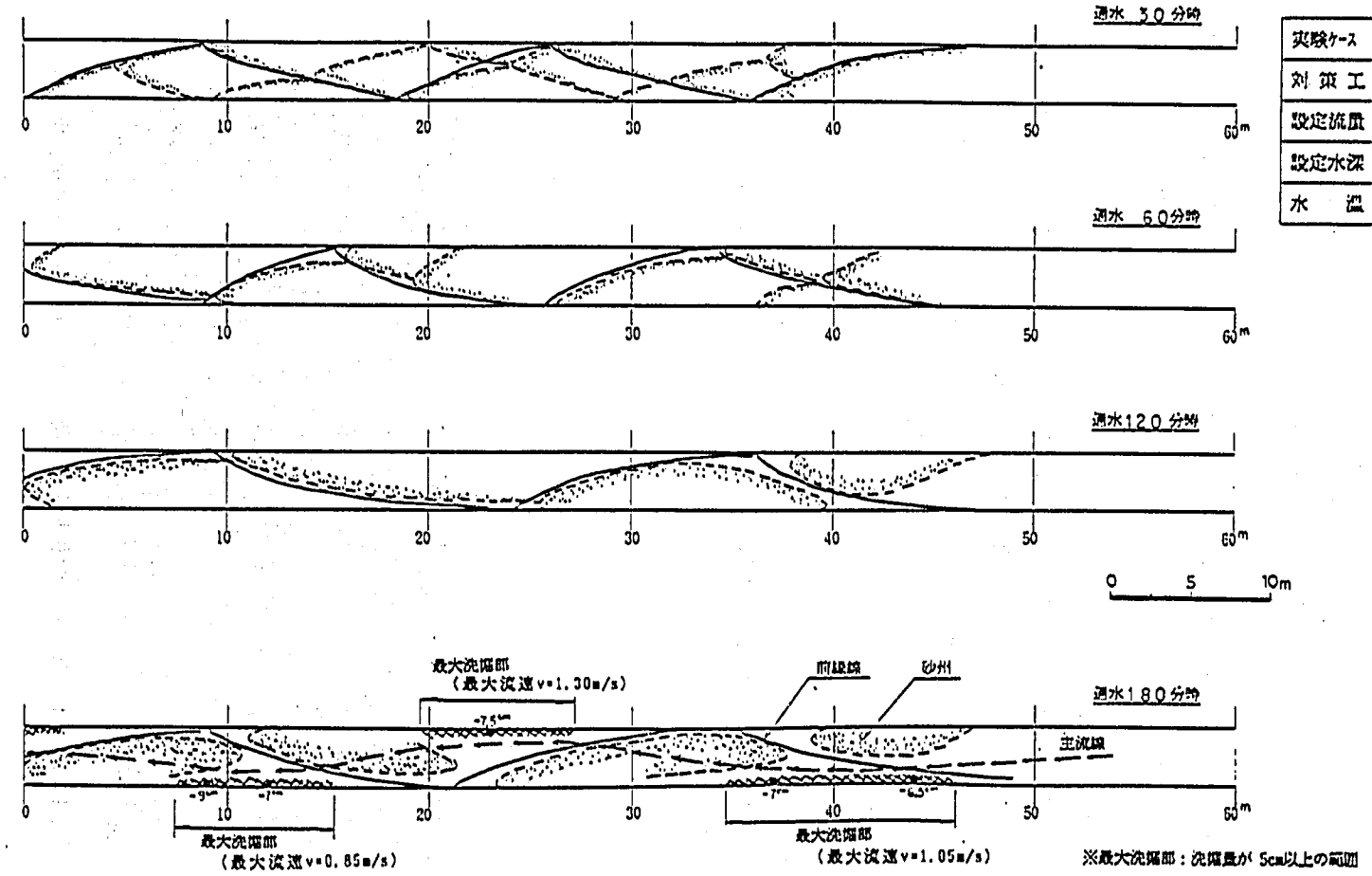


図4．8．4　河床高，流速縦断変化図



実験ケース	I－1
対 策 工	なし
設定流量	78.31 ℓ/s
設定水深	4.5cm
水 温	12 ° C

図４．８．５　砂州前縁線位置変化図

向にある。横断方向で最大1.6cm，時間軸方向（縦断方向と同じ意味を持つ）で最大2.6cmあり，横断方向より縦断方向の方が偏差が大きい。

以上より多列砂州の発生する勾配1/100程度の扇状地河川では，砂州の配置状況によっては，直線河道でも，その砂州を形成した支配流量相当水深の５～６割程度の左右岸水位差が，またB/H_mが50以上の単列砂州河道では，３～４割程度の左右岸水位差が生じる可能性があることになる。

洪水時のピーク流量が砂州形状を規定した流量より大きければ，平均水深に対する相対的偏差は小さく，流量が小さければ，大きくなろう。

〔２〕　水制による水位偏差

急流扇状地河川では堤防を守るために巨大水制を横工として堤防に直角に，かつ実質的に非越流水制を設置することがある。この場合流水は水制に直に衝ることになり，水制前面では最大接近流速の速度ヘッド$v_m^2/2g$，水位が上昇する。たとえば黒部川の移動床模型実験によると巨大水制の前後で水位差が１ｍ以上となっている。扇状地河川の計画高水位の設定に当っては，このような巨大水制を構築する可能性がある場合には，これによる水位上昇量を見込んでおく必要がある。

この上昇量については，非越流タイプの場合は，速度ヘッドを取れば良い。越流タイプについては，堰の越流公式を用いて評価すれば良いと思われる（水制上流の単位幅流量がそのまま水制上の乗り越えると仮定する）。



写真４．８．１　常願寺川昭和44年洪水時の状況（富山工事事務所提供写真）

〔3〕　水面波による水位偏差

扇状地河川は河床勾配が急なため，写真４．８．２に示すような河床に発生する反砂堆と関連した水面波が発生することがある。反砂堆は流れの方向に縦列となって発生することが多いが，落差工や帯工があると，そこに生じる水面形の急変をきっかけとして，川幅規模の連続した波峯を持った水面波が生じることもある。

反砂堆と関連したこの水面波の波長L_rは，流れのフルード数F_rと密接な関係があり，F_rが0.8程度で$L_r/H_=$は５程度，１で６～７程度である[16]が，波高については測定が難かしいこともあって明確にされていない。

この水面波を計画高水位の設定の中に取り込むかどうかは難しい所であるが，河川構造物による突起等に起因して発生するような特殊な場合を除けば，河岸近くには発生しにくいこと等より，今の所，考慮の対象にしなくても良いと思われる。

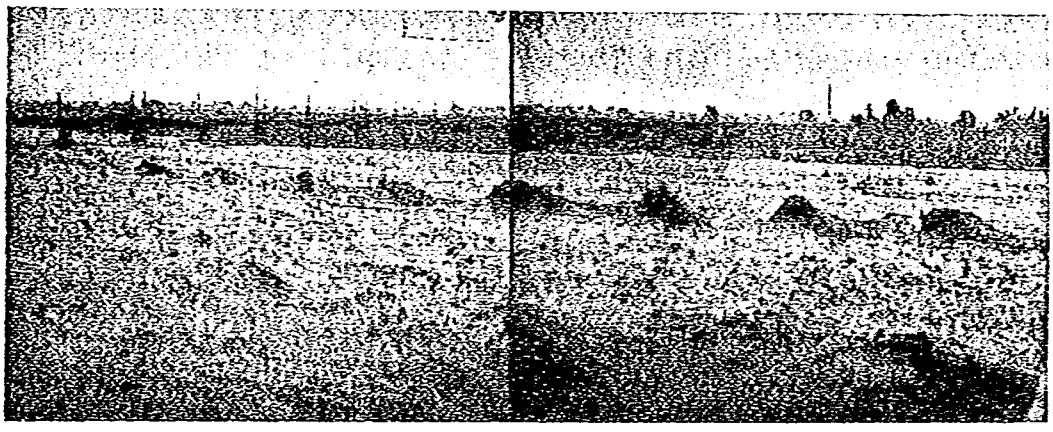


写真４．８．２　常願寺川昭和44年洪水常盤橋付近の状況（富山工事事務所提供写真）

〔4〕　河道の曲りに基づく水面偏差

扇状地河川は，多列砂州が発生する場合が多いこと，勾配が急なこともあって河道の平面形状は直線状のことが多いが，多少の曲りや，川幅の狭拡を繰り返すことがあり，これによって流水が堤防や河岸沿いに集中したり，また局所的に弯曲流的な水理現象が生じたりして水位が横断方向に変化することがある。

流水が集中する所（砂州の淵となる所）が水位が高くなるとは言えないが，すくなくとも，この流水の集中部の流れが曲げられたり弯曲するような水路形状となっているとそこで遠心力が発生し，外弯側の水位が上昇する。ただし上昇する横断方向範囲は，砂州幅スケール以下と考えて良い。

川幅の広くない固定床の弯曲水路の内・外岸の最大水位差Δhは

$$\Delta h = m \cdot \frac{b v_m^2}{g r_c}$$

ここでb：水路幅，r_c：中心線の曲率半径，v_m：断面平均流速，m：流れの状態に応じて変化する係数で評価し得るが，

扇状地の場合には，bに水衝部の幅程度（砂州幅の1/3～1/4），r_cに水衝部の曲率半径（河岸線の平均曲率から評価された水衝部の幅の半分を引いた値），v_mに水衝部の流速を取れば概略の水位上昇量を評価し得よう。mは1としておく。

たとえば3．3で示した黒部川11.5km右岸付近沿いの局所水位上昇量は，b＝80m，r＝300m，v＝6m/sとすると$\Delta h \fallingdotseq 1$m程度となり，ほぼ実測値に対応した値となる。

4．9　岩石の破砕・摩耗作用と河床材料

最近，小玉等（1989）は，河床材料の粒度分布の縦断的な変化を支配する要因として流送砂礫の砕波摩耗作用が重要だとし，渡良瀬川の桐生と岩井間の河床材料，粒度階別の河床材料の岩質を調べ，河床材料の破砕・摩耗作用が占める割合は，最少に見積もって約4割，場合によっては6～7割としている[15]。

もしそうであるなら，河道計画の検討として行れる河床変動計算の前提条件，すなわち，“河床材料は流下によっては，その粒径が変わらないとする”は，適切な仮定とは言えず，河床変動計算に破砕・摩耗作用の影響を組込まなければならないことになる。この問題を吟味する必要がある。

〔1〕　検討対象河道区間と課題の整理

検討の対象河道を一次谷，二次谷位の小流域を土砂の供給源とする土石流扇状地河川，山間部の谷底河道を流れる区間を除く大扇状地の河道区間とする。

山間部の谷部では，河床や河岸に基岩が露出したり，河床もアーマ化されたり，また一次谷の土石流的土砂の堆積空間となっており，沖積地と河床の縦断形の形成機構が異なっている。また土石流扇状地では，土砂の堆積分級機構，土砂の流送過程における土砂粒子間の相互作用や岩石同士の衝突による衝撃作用が，大扇状地と異なっている。従って別途違った視点から河床材料と河床の縦断形を論じる必要がある。

山間部から出た河川の河床砂礫の縦断的な粒度分布の変化を説明する説としては大きく2つに分類できる。

ⓐ　流水による砂礫の選択運搬作用が支配要因だという説

ⓑ　流送砂礫の砕波・摩耗作用が支配要因だという説

問題は河川の縦断方向の粒径の変化の原因として上述の二つの作用があると言うことを前提として，どちらが主要因であるかを明らかにすることである。

現在の河道計画では，①を前提として河床変動の予測や河道計画の検討が行われており，②の説による粒径変化が大きいとするとパラダイムの変換が必要となる。

〔2〕 渡良瀬川の扇状地区間の河床材料の粒径別岩種構成比の縦断変化はⓑの説を示唆しているという説とその評価

小玉，池田，伊勢屋（1989）は図4．9．1に示す渡良瀬川扇状地区間で9点（No.1～No.9）の河床材料の粒径と粒径階別の岩種構成を調べ，次のような結論を提示している[15]。

“渡良瀬川の扇状地河川区間において河床砂礫の粒径別岩種構成比の縦断的な変化を調べた。この区間は，上流から供給された礫（安山岩類・岩英斑岩類・砂岩およびホルンフェルス類・チャート類の4種類）が，長年の歳月をかけて区間の下流から流出していく砂礫流送システムとみなすことができ，ほぼ平衡状態にある。

この調査区間で約1～5kmおきに計9ヶ所の州を選んで，従来の方法に従って河床砂礫のサンプリングを実施し，それぞれについて1/2φ間隔で粒度分析を行った。そのうち−3.5φよりも大きな礫について，肉眼で4種類の岩種に分けた。

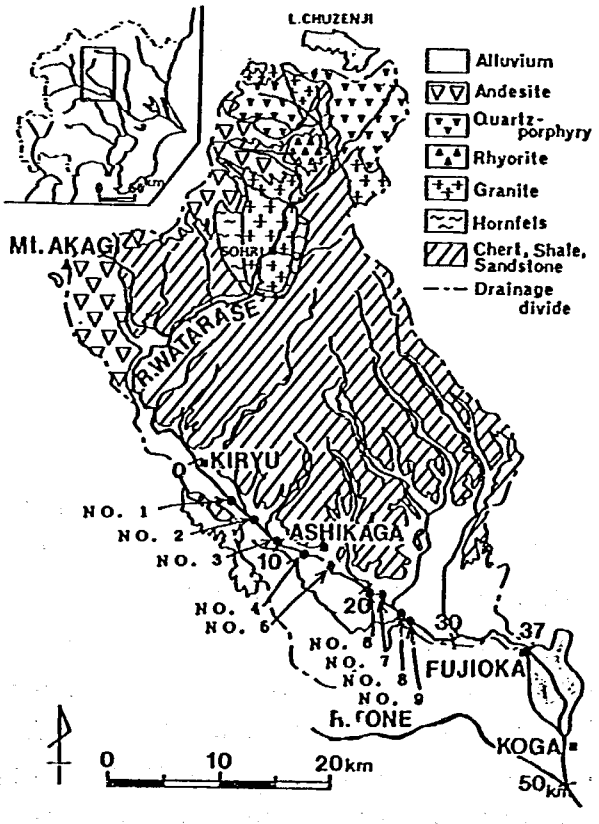


図4．9．1 渡良瀬川流域の地質図と測定場所（文献15）より）

調査の結果，約20km の間で河床砂礫の岩種構成比が急激に変化していることが明らかになった。つまり，上流では河床砂礫中の33%を占める安山岩礫は，下流ではわずか２%に減少する。それに代わってチャート礫の比率は６%から30%へと増加する。

さらに同一の粒径階級に属する礫毎に，岩種構成の縦断変化を調べたところ，やはり岩種構成は下流方向に変化していることが明らかになった。同一の粒径階級に属する礫は，岩種によらず一次近似的には，同じ動き易さを備えたものとみなすことができる。つまり，粒径別岩種構成比の下流への変化は，流水による砂礫の選択運搬作用では説明できない。すなわちこの事実は，沖積河川における礫径の縦断変化には，流送砂礫の破砕・摩耗作用が重要な役割を果たすことを示唆している。

渡良瀬川下流部の調査区間での粒径減少に占める破砕・摩耗作用の割合は，最小に見積っても約４割で，場合によっては６～７割占める可能性もあることが，概算結果から推定された。このように粒径変化に占める破砕・摩耗作用の割合は，従来考えられてきたよりも，ずっと大きいことが明らかになった。”

〈評　価〉

調査した事実関係，また“同一の粒径階級に属する礫は，岩種によらず一次近似的には，同じ動き易さを備えたものとみなすことができる。”についても同意するが，次の結論“粒径別岩種構成比への下流への変化は流水による砂礫の選択運搬作用では説明できない”はまだ検討の余地が残っているので“粒径変化に占める破砕・摩耗作用の割合は従来考えられてきたよりも，ずっと大きい”は，そのまま同意し得ない。

なぜならば，粒径階級別の岩種の内チャートが下流で増加するのは，図４．９．１に示すように本調査区間左岸（足尾山地）からチャート・頁岩・サンドストンを本川に供給する支川が何本も流入しており，これによって粒径階級別の岩種の割合（チャートの増加）の変化が生じたとしても良いからである。粒径階級別の岩種構成の変化によってⓑの説を支持するには，支川の流入の無い河川で岩種構成の変化を調べる必要がある。

そこで山本，平林は1990年２月鬼怒川を対象に次のような調査を行った[15]。

1)　調査の考え方

調査方法を立案するに際し，過去に行われた岩の磨耗試験などの結果をもとに，岩質が異なれば破砕磨耗し易さが異なるとの前提条件を設けた。この条件下では以下のような仮設が成り立つ。すなわち，河道縦断的に河床材料を採取し，ふるいにかけていくつかの粒径階層に分ける。さらに各階層ごとに岩質の組成割合を調べる。破砕・磨耗説が成り立つと仮定すると，ある特定の岩質の石は磨耗しやすいので川を流下するにつれて粒径を減じるが，別のある特定の岩質の石は流下してもなかなか磨耗しない。このため，河道縦断的に河床材料の粒径階層の岩質の組成割合を調べれば，破砕・磨耗しやすい岩質は下流に行くに従い大粒径階層での存在割合が減少し，小粒径階層での存在割合は増加するはずである。もし破砕・磨耗作用が河道上流部でおおむね終わっているならば，上下流を通じ各粒径階層における岩質の存在割合は一定になるはずである。

2) 調査対象河川の選定

以上の調査を鬼怒川を対象に行った。鬼怒川を選んだのは以下の理由による。鬼怒川の生産土砂の岩質は，かんらん石玄武岩，かんらん石安山岩，輝石安山岩，花崗岩，石英閃緑岩，流紋岩，石英斑岩，粘板岩，砂岩，チャートなど様々な硬度，破砕特性を持つ岩石からなっているために，調査原理のところで述べた岩質ごとに磨耗特性が異なるという前提条件によく合致する。また，河道縦断距離が非常に長く，急流であるので岩石の磨耗が起きやすい環境にある。支川の流入が比較的少なく支川から特定の岩質の給砂が少ないと判断できる。

3) 調査対象地点と調査方法

調査地点は上平（100km），宝積寺（83km），石井（75km），大沼（62km），大道泉（55km），川島（46km）の6地点であり，扇状地の扇頂から扇端にまで及んでいる。川島より下流では河道は自然堤防帯へと移行し，河床材料粒径が非常に小さくなるので岩質組成は判定できない。

河床礫のサンプリング方法は以下のごとくである。

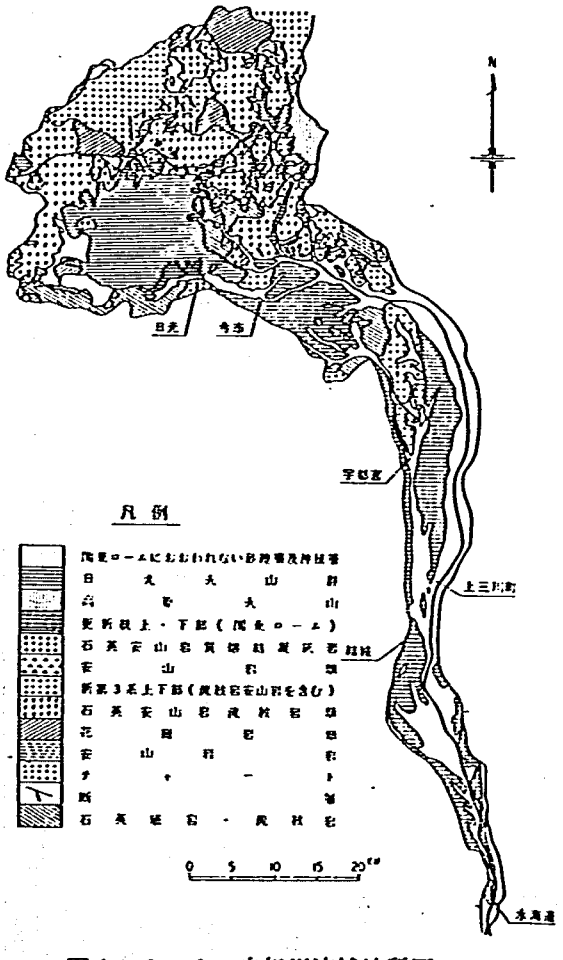


図4．9．2　鬼怒川流域地質図

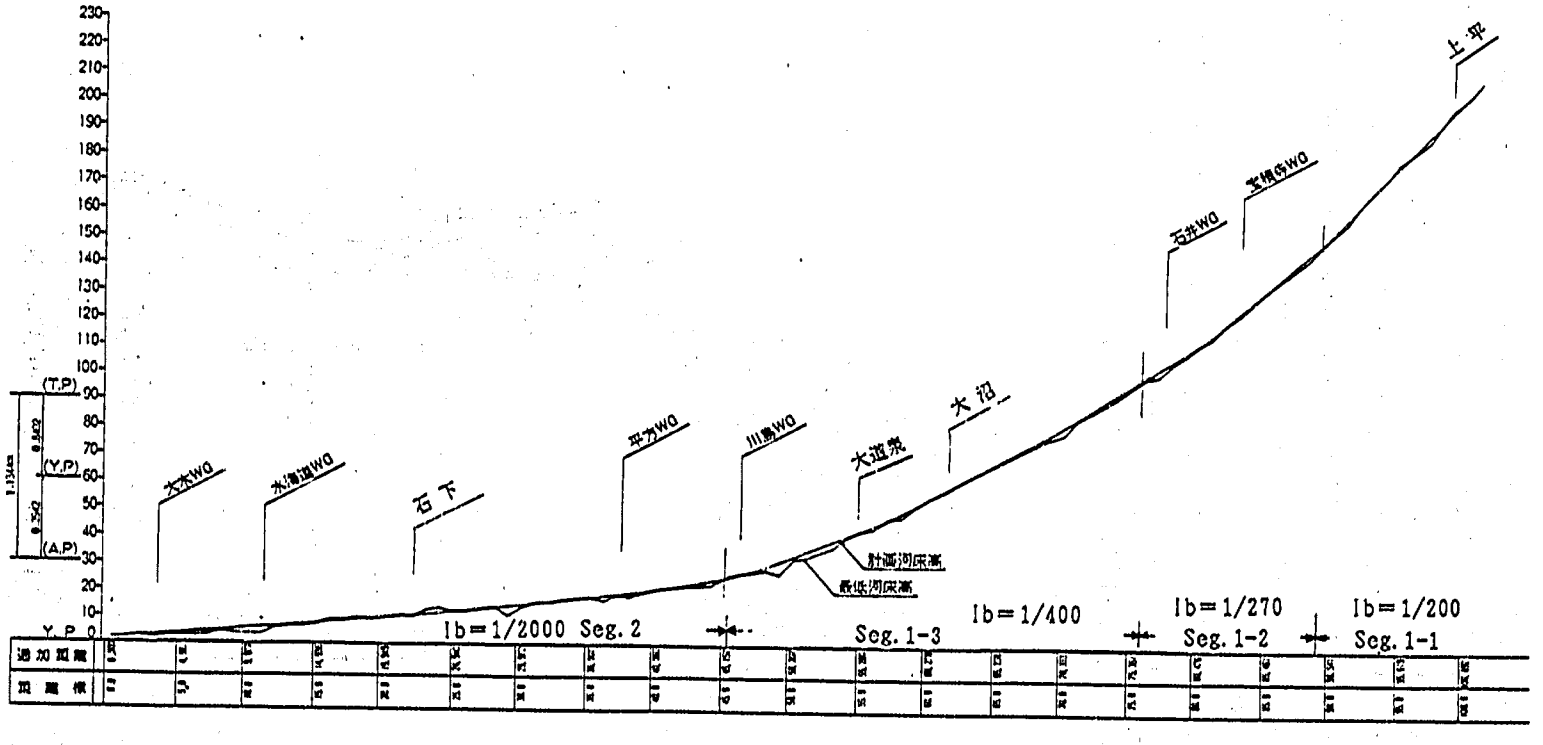


図４．９．３　鬼怒川河床縦断図

① サンプリング地点は，河床に存在する砂州の頭部付近で露地の所とし，砂礫のサンプリングは長軸が80mm 以上は面積格子法による表面礫のサンプリングを，それより小さい粒径は大礫を取り除いたサンプリング対象地点の表層の土砂を重量約100km 程度採取し（厚さは最大粒径以下）室内でふるい分け試験を行った。メッシュの大きさは，粒径に応じて10cm，20cm，30 cm とした。格子数は361点である。

② 格子点直下の石を表４．９．１各粒径階層別にその個数を調べる。粒径階は，長軸で判断し，その内50個を無作為に抽出する。50個より少ない場合は全量を採取する。

③ 次に採取した個々の礫の重量及び三軸を計測し，その礫の大きさｄを長軸長ａ，中軸長ｂ，短軸長ｃより$\sqrt[3]{abc}$として求めた。この粒径を再度表４．９．１の粒径階層別に区分しなおした。

④ ふるい分け試験より粒径２mm 以上の各階層については，各階層より100個の石を無作為に選んだ。

⑤ 次に岩質の判定を行った。

岩質の判定は，粒径9.52mm 以上の階層の石は個々の重量を測定したうえで，個々の石をハンマーで砕いて肉眼により観察した。

粒径4.76～9.52mm 及び2.0～4.76mm の階層の石に対しては，無作為に100個の石をサンプリングした後，100個の全重量を測定し，外見の色調から個々の石をグループ分けしてグループ毎の石の個数と各グループの全重量を測定した。

なお，粒径2.0mm 以下の階層については岩質調査の対象から外した。

表４．９．１　粒径調査における階層区分

粒径	640以上	320 | 640	160 | 320	80 | 160	50.8 | 80	38.1 | 50.8	25.4 | 38.1	19.1 | 25.4	9.52 | 19.1
区分	面格子法				ふるい分け試験				

4.76 | 9.52	2.0 | 4.76	0.84 | 2.0	0.42 | 0.84	0.25 | 0.42	0.105 | 0.25	0.074 | 0.105	0.074以下
ふ る い 分 け 試 験							

⑥ 岩質は次の通り区分した。

- G_r系 ……花崗岩，閃緑岩など
- P_o系 ……玢岩，斑岩など
- D_a系 ……石英安山岩，流紋岩など
- T_s系 ……石英安山岩（流紋岩質），溶結凝灰岩～凝結角礫岩
- A_n系 ……各種安山岩，玄武岩など
- C_h系 ……チャート
- S_s系 ……硬砂岩，ホルンフェンスなど
- S_l系 ……粘板岩

岩質の同定は，基礎地盤コンサルタント株式会社　主任技術者　三井誠之助及び技術者　斉藤謙次郎が行った。

なお本調査法では河床材料の粒度分布形及び縦断方向の変化が分からないので，別途1992年11月にほぼ1990年の調査地点で線格子法によって表面の礫100個を採取し，その中軸を測定し，それより河床表面礫個数分布加積曲線を作成した。なお石下地点は砂分が多いので，通常のふるい分け試験の結果（1990年２月調査）を河床材料の粒度分布曲線とした。

4) 調査結果

河床材料の表層河床材料の粒度分布形を図４．９．４に示す。これによると上平地点（100km）は，88km 以下の segment より勾配が急なこともあって，粒径20cm 以上の玉石が存在するが，54km ～86km 区間は20cm 以上の玉石が見られなくなる。この区間の粒度分布は，測定地点が砂

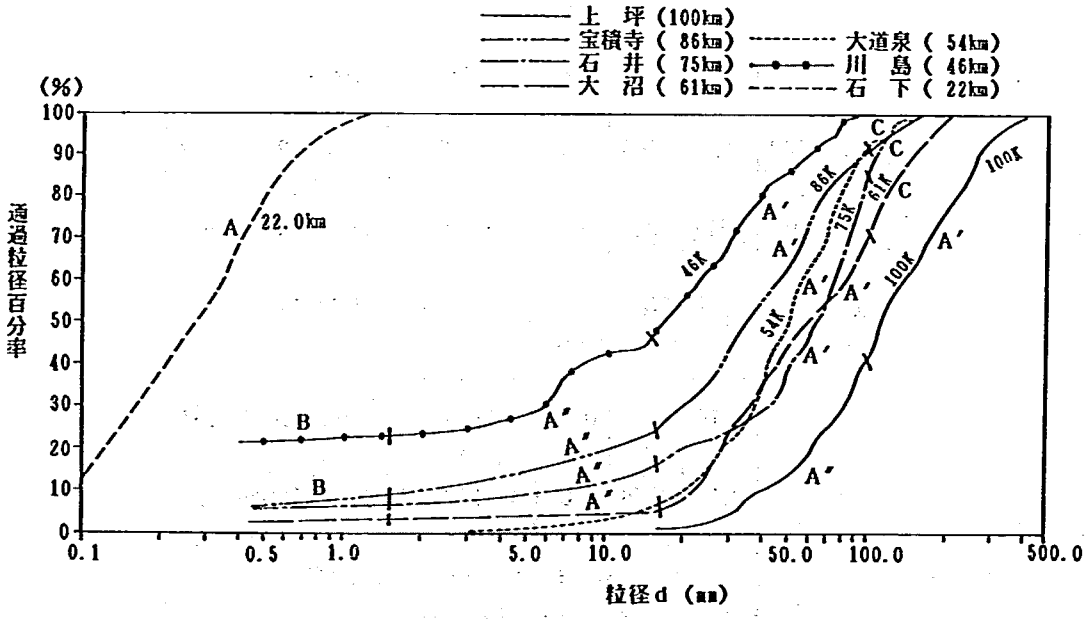


図４．９．４　表層河床材料の粒度分布

州上のどの位置であったかによって変化する。粒径2cm以下のA″集団の量が多いものは平均粒径が小さくなっている。ただし2cm以下のA″集団を取り除いた粒度分布形は，ほぼ似たものとなっている。川島地点（46km）は，扇状地と自然堤防帯の変化点であり，ここでは小砂利と砂となっている。

次に河床材料の各粒径階層ごとの岩質組成について記す。石礫の採取法はランダム的であり，採取個数が十分であれば岩質組成の割合の縦断方向の変化は，この河川の岩質組成の変化を表わしているものとみなすことができると判断される。

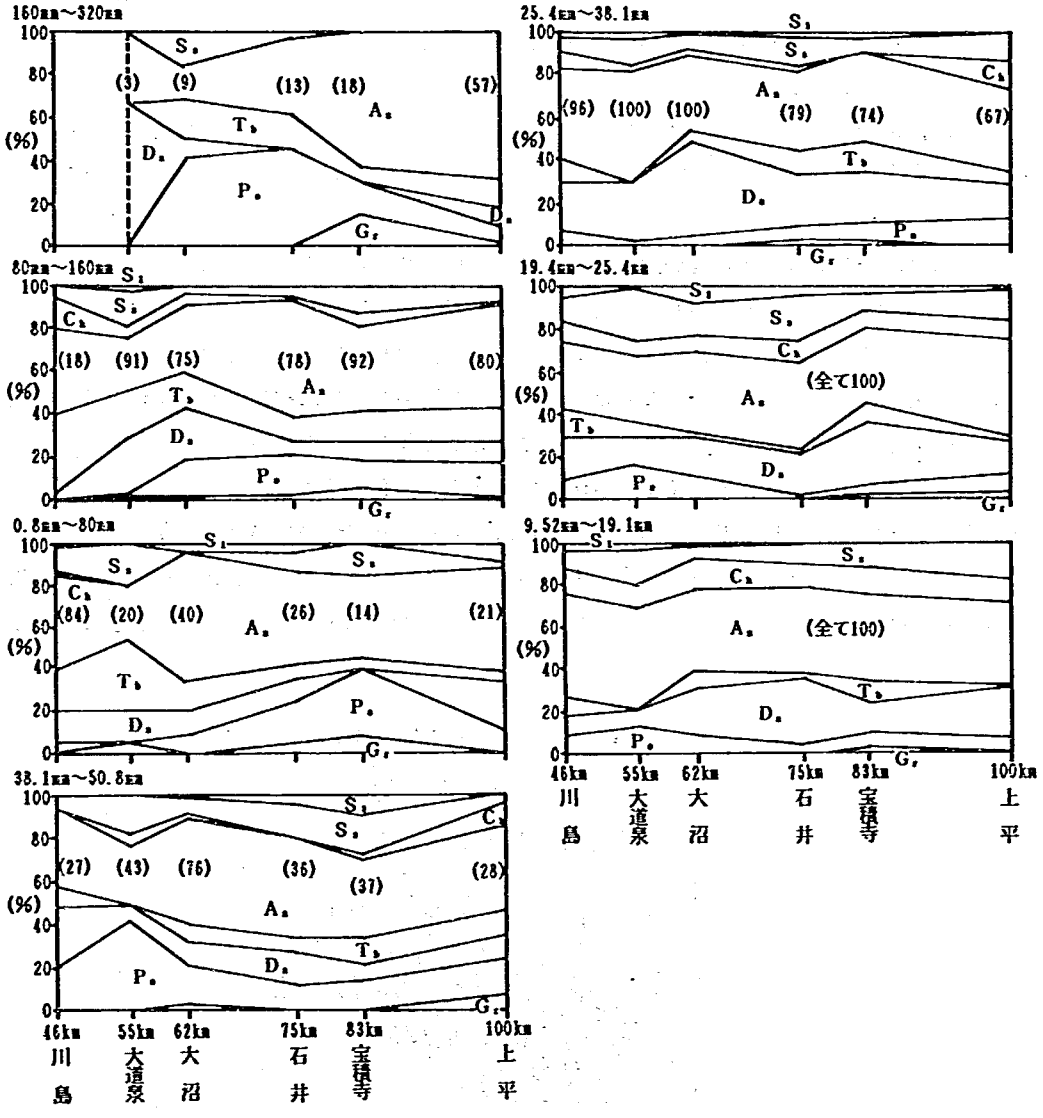


図4．9．5　粒径階層別岩質組成率の変化

各階層ごとの岩質組成の割合の縦断方向の変化図を図４．９．４に示す。図中の（　）内の数字は石質調査対象礫個数を示す。25.4mm 以下はほぼ100個の石が調査対象礫個数となっているが，320～160mm の粒径階は，採取サンプル数が上流から57，18，13，９，３個しか無く，下流３地点は統計的考察に耐え得い。

図４．９．４によれば，粒径320～160mm の階層を除けば，いずれの粒径階層においても岩質組成割合に大きな変化が変いことが分かる。

この結果は破砕・摩耗作用が河床砂礫の縦断的な変化の要因であると言う説を支持しない。

〔３〕 ERC-ABRASION-MIXERによる渡良瀬川の河床礫の破砕・摩耗実験結果は，主要な扇状地河川における礫径の減少率と調和的であり，破砕・摩耗作用で粒径縦断的変化を説明し得ると言う説の評価

小玉は，図４．９．５に示すようなERC Abrasion Mixer を製作し，渡良瀬川の河床材料から採取した安山岩とチャート礫を実験試料として破砕・摩耗の程度を調べ，次のような結論[15]を得た。

“出水時に生じる礫同士の衝突速度を実際河川に相似させた礫の破砕・摩耗実験（ERC-ABRASION-MIXER 実験）を行った。試料礫は渡良瀬川の現河床から採取した安山岩礫とチャート礫で，３つのサイズ（L，M，S）を用い，単一粒径実験及び粒径混合実験を実施した。

その結果，次の５点が明らかになった。①礫同士の衝突を野外に相似させた実験では礫は破砕し，礫径を急激に減少させる。②チャート礫は破砕して礫を生産するのに対して，安山岩礫は摩耗して，砂・シルトなどを生産する細粒化特性がある。③Lサイズでは，チャート礫は割れて急激に重量損失するのに対して，安山岩礫は割れにくくあまり重量損失がない。④Sサイズでは，安山岩礫はチャート礫よりも重量損失が大きい。⑤粒径が混合することが礫の細粒化に強く影響する。その際特にcrushing作用が重要である。以上の実験結果から渡良瀬川におけるpebbleサイ

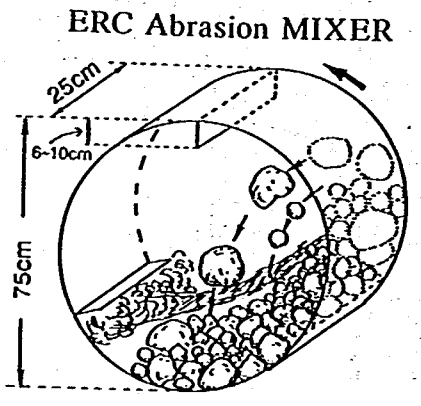


図４．９．６　ERC Abrasion Mixer（文献16)より）

ズの安山岩礫とチャート礫の縦断的な変化特性が定性的に解釈できた。

さらに，ERC-ABRASION-MIXER実験の結果から礫径の減少率を求め，従来の実験結果や日本の主要な扇状地河川での粒径減少率と比較した。その結果，①ERC-ABRASION-MIXER実験で得られた礫径の減少率は従来の実験のものよりも1～2オーダー以上大きな値を示していること，さらに②日本の主要な扇状地河川における礫径の減少率と，ERC-ABRASION-MIXER実験で得られた減少率とがオーダー的に一致することが明らかになった。すなわちERC-ABRASION-MIXER実験の結果は，礫の破砕・摩耗作用で充分に野外での粒径減少を説明できる可能性を示している。"

〈評　価〉

小玉の製作した回転ドラムは円周面上に3ケ所垂直な堰が設けられており，これが試料礫をすくい揚げ，礫を自由落下させ，ドラムの底部に位置する他の試料礫に浅い水中で衝突する。回転数は25回転/分である。これが他の回転ドラム実験と異なる所であり，本実験における石礫の破砕・摩耗作用が従来の実験結果より大きい理由となっている。

この装置によると石礫は，最大75cm，平均的には50～60cmの高さから落下することになる。衝突直前の石礫の落下速度は位置エネルギーが速度エネルギーに変わるとして3m/s程度となろう。

ドラムの底の位置は毎秒1m，互にこすれぶつかりながら移動し，上からは秒速3mの石礫が落下してくる。このような状態は，上流の土石流的，集合運搬的な区間の現象に相当しており，本実験結果を1次谷，2次谷，土石流堆積区域の破砕・摩耗現象の解釈に適用することは妥当と考えられるが，本検討で対象としている大扇状地河川にまで拡張して適用するのは問題が多いと思われる。

まず，大扇状地河川の土砂の運動形態について論じる。扇状地河川の河床を構成する主モードの材料の2～3年に一回生じる洪水流量時の無次元掃流力τ_{*2}は0.06程度であり，100年に一回生じる洪水でも0.15程度以下である。主モードの河床材料は掃流砂的に移動し，集合運搬型式とはならず，その移動速度は，せいぜい摩擦速度u_*の3～4倍程度である。最大粒径に相当する粒径はC集団となることが多く，2～3年に一回生じる洪水ではτ_{*c}が0.01～0.02程度で動くか動けないかの状態であり，動けば転動形式で移動する。

玉石が存在する黒部川のSegment 2－2の区間の平均年最大流量時のu_*^2は1600cm^2/s^{2}程度であり，転石は1～2m/s程度で転動しつつ移動すると評価し得る。この速度は小玉の実験による礫の落下速度より遅い。また実河川では石礫は石礫の半径方向に直すぐに衝突する確率は非常に少なく斜めに衝突するため，衝撃力はより小さくなると考えられる。小玉の実験による粒径減少率をそのまま実河川の河床材料の縦断方向の変化の解釈に使用するのはいきすぎだと思われる。

〔4〕　砕波・摩耗説では説明し得ない大扇状地河川の河床材料の縦断方向変化現象

以下の現象は破砕・摩耗説では説明し得ず，土砂の分級による現象とした方が説明し易すい。

① 砕波・摩耗が主要因となって河床材料の縦断方向の変化が生じているとしたなら，その変化は徐々に変化していくものとなるはずである。扇状地河道区間での粒径変化は，小segmentごとに急変している。小segment内での粒径の変化が破砕・摩耗によるとしても，この急変の理由が説明し得ない。

② 河口近くの河床掘削による小segmentの形成は，そのsegmentの河床材料を小さくする。これは土砂が分級堆積するものとして説明せざるを得ない。

〔5〕 結 論

以上，小玉等の論文[15) 16)]に対して評価を行い，岩石の破砕・摩耗作用が河床材料の縦断方向の変化が主要因であるという考えに対して疑問を呈した。

しかし⓪と⓫の作用がどの程度の割合で河床材料の縦断方向の変化に寄与しているかについては，定量的判断は行い得ていない。今の所，次のように判断しておく。

① 扇状地河道区間においても破砕・摩耗現象は存在する。小玉は，梓川扇状地河道区間で安山岩礫の中径で大きい方から50個採取し，割れ円礫の割合を調べ，割れ面の新しい礫が1～2割あることを示している。山本，平林も，1990年2月の鬼怒川大道泉（55km）地点で表層の石800個を対象に割れ具合の観測を行った。この結果割れた跡が新しいものが70個，割れた跡の角がとれたような石は53個あった。これは全標本に対してそれぞれ8.8%，6.6%に相当する。なお割れ石の判定基準としては，石のごく一部が欠けた程度のものは割れた石とみなしており，砕破作用を強調したものとなっている。また凝灰岩はぼろぼろにくずれた形に割れているものがあった。

割れた石は，両方がそこに存置しているものがあり，これは凍結融解作用（石礫中に存在している節理面に水が浸透し，それが凍結し膨張して割れる。）で割れたと推定される。凍結融解作用による礫の破砕は河床表層近くのみ生じ，またこの影響程度は気候，岩質，粒径によって変化する。鬼怒川の洪水時の流速程度で石を河床に衝突させても石が割れることは極くまれであり，礫の破砕原因に占める凍結融解作用の割合はかなり大きいのではないかと推定される。

凍結融解作用も含めて，この表層礫の10%程度の新しい破砕礫が河床材料の縦断方向の変化に及ぼす影響程度については，ある石径dについて時間tを関数とした河床表層への存在確率，表層での破砕確率，表層下での破砕確率（零で良いか？）とその石がある距離xを移動する移動確率等が分かれば，評価可能と考えるが，これを明らかにすることは不可能に近く，今の所は良く分からないと言うしかない。

② 一次元河床変動計算による洪水時の河床変動の予測計算には，河床材料の破砕・摩耗作用を考慮しない。洪水は数日であり，この数日間における河床材料の砕破・摩耗作用によるある粒径階の土砂の増加及び減少量は，その粒径階の土砂輸送量に比べれば少ないと考えられ，河床変動の予測には無視して良いと判断する。

③ 一次元河床変動計算による長期的な河床変動の予測に当って破砕・摩耗作用の影響をモデル

に組み込む必要があるかどうかの判断は難しい。今の所モデルに組み込まないこととする。影響程度が明確でなく，モデルに取り込むだけの情報が不足していること，破砕・摩耗作用をモデルに組み込むことは必然的に各粒径階ごとの土砂収支を河床の混合層を通して行う必要があるが，混合粒径河床材料の各粒径階別流砂量の評価法，砂州のある河床での混合層の考え方が十分に確立しておらず，実際上破砕摩耗作用を河床変動計算の中に組み込んでも意味あるものとならないことが一つの理由であるが，河川工学上の種々の問題の検討においては，破砕・摩耗作用を考慮しなくても十分に問題の評価が可能であることが大きい。。

4．10　河川工学の視点から見た扇状地河川の分類

扇状地河川の河道特性は，平均年最大流量Q，河床材料の代表粒径d_*，河床勾配I_bの三量で概略記載可能であるので，この三量を用いて扇状地河川を分類することができるが，ここでは，より直裁的な指標を用いて扇状地河川を分類してみる。

分類の指標としては，河川工学上の検討や判断の指標となる次の３つを取り上げる。

① 河床材料の粒径

② 河床勾配

③ 川幅水深比

〔1〕　河床材料の粒径による分類

4．2で確認されたように，C集団で河床表層がアーマー化されていない扇状地の小segmentの平均年最大流量時の河床に働く掃流力は，河床材料の代表粒径d_*にほぼ比例する。すなわち河床材料の代表粒径は，洪水時河床や河岸に働く外力の指標であり，河岸処理構造物の強度，構造，工法を選択する場合の基準となり得る。

河床材料の区分としては，表4．10．1で示されるAGUの分類の

- medium boulders (1024～512mm)
- small boulders (512～256mm)
- large cobbles (256～128mm)
- small cobbles (128～68mm)
- very coarse gravel (64～32mm)
- coare gravel (32～16mm)

が河川構造物，特に護岸工や根固め工の工種の選択，法覆工の厚さの基準，根固め工用のブロックの重量選択の基準の指標として適当であると判断される。

たとえば，medium boulders, small bouldersが，河床材料のA集団である河川では，護岸法覆工としては，C集団あるいはA'集団の材料を用いた玉石張が適当であり，cobblesでは，間知ブロック積工，コンクリートブロック積工，gravelではコンクリートブロック積工，コンクリート

表4．10．1　粒径の分類基準

日本で使用されている名称*		AGUの分類		粒径範囲 (mm)	φ尺度
巨　礫	巨　礫	boulders	very large boulders	4,096 ～ 2,048	−11
			large boulders	2,048 ～ 1,024	−10
			medium boulders	1,024 ～ 512	−9
			small boulders	512 ～ 256	−8
玉　石	大　礫	cobbles	large cobbles	256 ～ 128	−7
			small cobbles	128 ～ 64	−6
砂　利	中　礫 (pebbles)	gravel	very coarse gravel	64 ～ 32	−5
			coarse gravel	32 ～ 16	−4
			medium gravel	16 ～ 8	−3
			fine gravel	8 ～ 4	−2
	細　礫		very fine gravel	4 ～ 2	−1
砂	極粗砂	sand	very coarse sand	2 ～ 1	0
	粗　砂		coarse sand	1 ～ 0.5	1
	中　砂		medium sand	0.5 ～ 0.25	2
	細　砂		fine sand	0.25 ～ 0.125	3
	微細砂		very fine sand	0.125 ～ 0.062	4
シルト	粗粒シルト	silt	coarse silt	0.062 ～ 0.031	5
	中粒シルト		medium silt	0.031 ～ 0.016	6
	細粒シルト		fine silt	0.016 ～ 0.008	7
	微細粒シルト		very fine silt	0.008 ～ 0.004	8
粘　土	粗粒粘土	clay	coarse clay	0.004 ～ 0.002	9
	中粒粘土		medium clay	0.002 ～ 0.001	10
	細粒粘土		fine clay	0.001 ～ 0.0005	11
	微細粒粘土		very fine clay	0.0005 ～ 0.00024	

＊　主として河川工学の分野で使用されている。土質工学の分野では，礫（2.0mm以上），粗砂（2.0～0.42mm），細粒（0.42～0.074mm），シルト（0.074～0.005mm），粘土（0.005～0.001mm），コロイド（0.001mm以下）として分類している。

法枠工が適切であろう。

平均年最大流量時のまさつ速度の2乗 u_*^2 は，代表粒径に対する無次元掃流力 τ_{*R} が0.06程度であるので，粒径の単位をcmとすると，

$$u_*^2 = \tau_* / \rho_w \fallingdotseq 97 d_m \ (cm^2/s^2) \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots (4.10.1)$$

となり，平均流速 V_m は

$$V_m = \varphi u_* \fallingdotseq 9.8 \cdot \varphi \cdot \sqrt{d_R} \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots (4.10.2)$$

となる。ここで φ は粒径，河床勾配によって変化し，12～7程度である（φ は勾配が急で，粒径が大きいほど小さい）。

（4．10．1）及び（4．10．2）式によって概略の河床に働く掃流力や流速が評価し得る。なお計画高水流量時（1/100年確率程度）は平均年最大流量の3～5倍程度であるので，計画高水流量時の掃流力は，平均年最大流量時の2倍程度となり，流速は1.4倍程度となる。図4．10．1にその評価結果を示す。

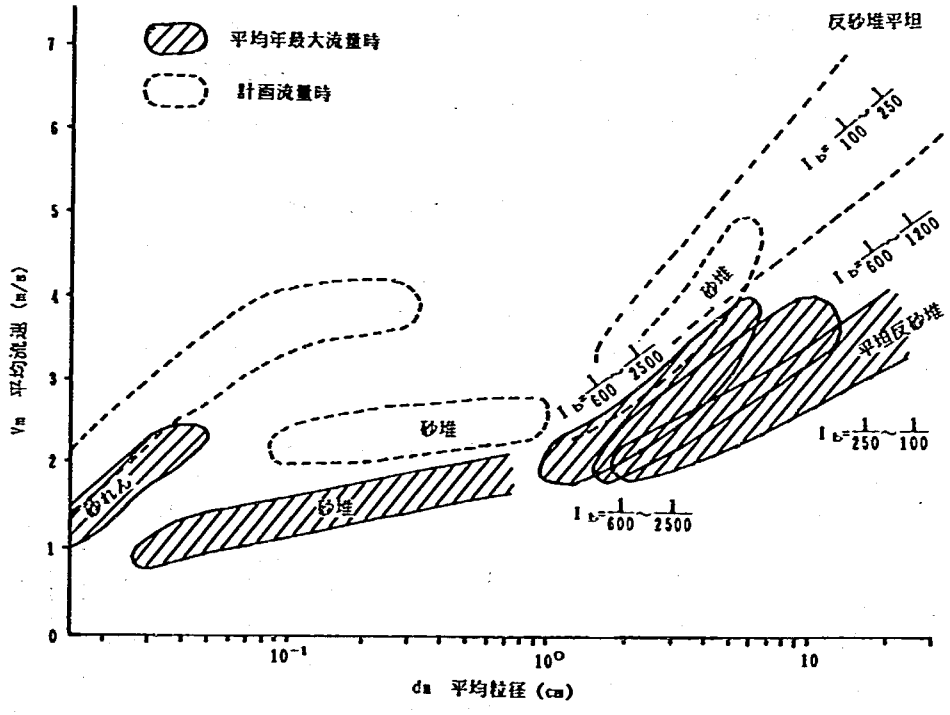


図4．10．1　平均年最大流量時及び100年洪水時の V_m

〔2〕　勾配による分類

扇状地河川を見た時の印象は河床勾配によってかなり異なる。あまり合理的根拠は無いが，次のように勾配によって扇状地河川を区分することにする。

- 勾配1/60～1/120の segment
- 勾配1/120～1/250の segment
- 勾配1/250～1/350の segment

勾配自身の水力学的意味は（4．2．5）式に示すように流れのフルード数F，と密接に関係している。

河床勾配が1/60～1/120程度以上の河川はフルード数が1程度となり，射流に近くなる。従って洪水時には河床の一部に反砂堆等が発生する。川幅が縮少する所や落差工付近では射流が発生し，不等流計算では水位が適正に求められなくなり，水位計算に当って人工粘性を取入れたりして水面のスムーズイングを行う等の処置を行う必要が生じる。

このように勾配が直接，扇状地の特性に関係する現象もあるが，〔1〕の河床材料との組合わせで，河川工学上の判断を行わなければならないことが多い。

なお粒径と河床勾配はある程度の相関関係があり，勾配の急な扇状地河川ほど粒径が大きい傾向にある。このことを踏まえて，河床勾配の区分ごとに種々の河道特性の違いを示すと表4．10．2のごとくである。河川工学上の技術判断に勾配が大きな役割を占めることが分かる。

表4．10．2　勾配I_bと河道特性

粒径が大きいとその量が増加　＋
減少　－

扇状地の勾配	平均年最大流量時の水深H_m		砂州によるΔZ		砂州の移動速度		最大河岸侵食量（大洪水）	高水敷の砂・シルト層厚		フルード数	土砂濃度 C		砂州のスケール		小規模河床波
1/60～1/120	小 0.5～2m	⊕	小 $1.6\times H_m$	⊕	大	⊖	砂州幅の 1倍程度	小 0～0.1 m	⊖	大 0.7～0.9	大	⑦	小 $B_m=100H_m$	⊕	平坦or 反砂堆
1/120～1/250	中 0.7～2.5m	⊕	中 $1.6\times H_m$	⊕	中	⊖	砂州幅の $\frac{1}{2}$程度	中 0.1～1 m	⊖	大 0.7～0.9	中	⑦	中 $B_m=100H_m$	⊕	平坦 一部反砂堆
1/250～1/350	大 1～3.5m	⊕	大 $1.6\times H_m$	⊕	小	⊖	砂州幅の $\frac{1}{3}$程度	大 0.5～1.5m	⊖	中 0.6～0.8	小	⑦	大 $B_m=100H_m$	⊕	平坦 一部砂堆

＊CはA集団の土砂濃度

〔3〕 川幅・水深比による分類

平均年最大流量時の川幅水深比B/H_mは，4．5で示したように，砂州の列数や河道の平面形状を規定する。河道内に発生する砂州の列数によって，砂州による局所洗掘位置やその深さを支配する要素が変わるので，河道の平面計画，護岸・根固めの配置や根止め工・根固め工の設置高の考え方を変える必要がある。

川幅・水深比による区分は以下の三つに分ける。

① 平均年最大流量時の川幅・水深比較が70以下の segment

河道には，単列砂州が発生し，その長さは川幅の10倍程度で，左右交互に川幅の約5倍の間隔で淵が生じる。

② 平均年最大流量時の川幅・水深比が70～120の segment

河道には，単列あるいは複列の砂州が生じる。河道の平面形が川幅の10倍程度の蛇行ピッチを持ち，蛇行度が1.2程度であると単列砂州的になるが，直線状であると複列になることの方が多い。

③ 平均年最大流量時の川幅・水深比が120以上の segment

河道には複列以上の砂州が生じ，いわゆる多列砂州となる。

一級河川の建設大臣管理区間の扇状地河川は，三番目の区分にほとんどが入ってしまうが，指定区間及び二級河川の扇状地河川では，洪水流量が小さく，川幅が狭いため一番目あるいは二番目の区分に入る場合が増加する。

以上三つの分類軸で扇状地河川を分類すれば，その分類区分ごとに河道計画や河岸保護工の工種・工法が似たものとなるはずである。

扇状地河川の河道処理に当っては，常にこの三軸を意識しておくことが大切であろう。

なお扇状地河川には，沖積層の非常に薄い河川がある。特に第三紀層のあまり固結していない地層を基盤に持つ扇状地河川では，最深河床部にこの基盤が露出してしまうような河川がある。例えば沖積谷が狭く扇状地状の地形となっていないが，河川そのものは扇状地的特性を持つ多摩川中流部，左支川浅川（図4．11．2参照）などである。このような河川の河道の縦断計画，河岸保護工の基礎工の考え方は，沖積礫層が最深河床高の位置以下の通常の扇状地河川と異なるべきであるので，別の分類とする（→ノート1）。

またC集団でアーマ化された segment についても河道処理の方針が異なるので，同様別の分類とする。

〔ノート1〕

新第三紀の堆積岩，凝灰岩を基盤に持つ河川では，上流からの供給土砂量と基盤の河道方向の勾配によって，次の三つの河川地形が生じる。

① 流域が新第三紀の軟岩から大部分が成る場合，山間部での砂利成分の供給が少なく，山間部の河道の河床には基岩が露出しする。この場合には側刻作用より下刻作用の方が卓越するので，基岩を嵌入し，嵌入蛇行河川となる。例としては千葉県の養老川がある。

② 流域から砂利分の供給があり，この供給量に見合う河床勾配が扇状地の河床勾配に相当し，かつ基盤の傾斜勾配とあまり変わらない場合は，河床の大部分が砂利で覆われ，河床の最深部に基盤岩が多少露出することになる。河岸は砂利成分で構成されているため河道の側方移動が早く，基盤の高い所を削るが，嵌入はできず，基盤面を平坦化し，かつ河道が谷壁に寄ると側刻を行ない，平坦面の幅を拡げる。多摩川支川浅川のように沖積層が河岸高程度しか無い薄層扇状地を形成する。これに気候変動，地盤変動等によって供給土砂量に対応する河床勾配より，基盤岩の傾斜勾配の方が急になると，河道の河床部分に基盤が露出する所が多くなり，基盤は下刻され，段丘上に砂利層を乗せた段丘地形が形成される。荒川の秩父盆地の区間がこれ

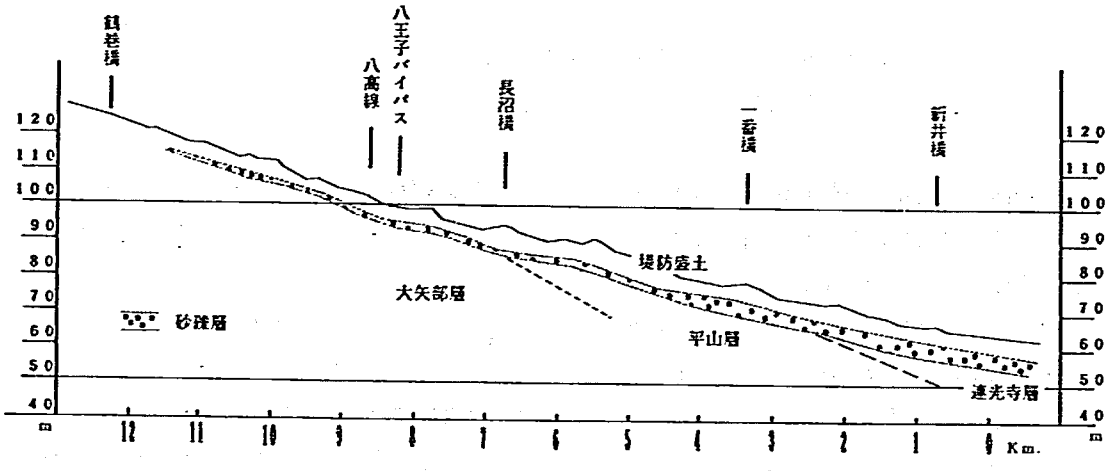


図4．11．2　浅川地質縦断図

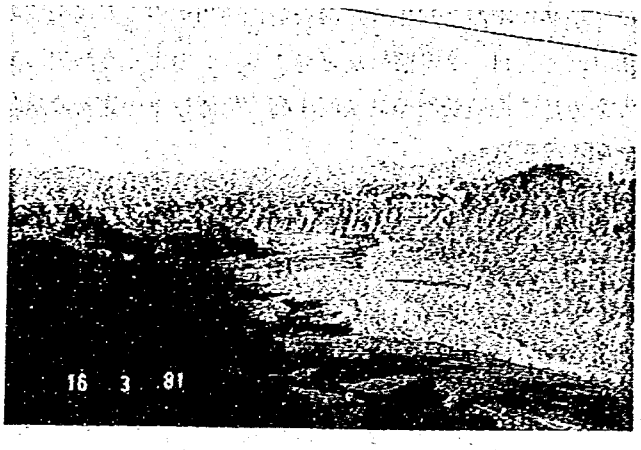


写真4．11．1　荒川秩父盆地

に相当する。逆に供給土砂量が増加すると砂利層の厚さが増加し，谷壁に河道に寄った時は側刻を行い，谷幅を増加させる。

③　流域から砂利分の供給があり，この供給量に見合う河床勾配が，Segment 2−1の河床勾配に相当し，かつ基盤の傾斜勾配とあまり変わらない場合は，河床の大部分が砂利で覆われ，河床の最深部に基盤岩が多少露出することになる。河岸は下部が砂利で中層が砂，上層がシルト混り細砂となり，基盤の高い所を削りつつ側方に河道を移動し，谷壁に寄ると側刻を行う。勾配が扇状地河川に比べて緩いため，側刻作用はそれほど強くないので，谷幅は，相対的に狭いが，基盤岩が平坦である面を形成する。これに気候変動あるいは地盤変動等によって土砂の供給量に見合う勾配より，基盤の勾配が急になると，河道内には基盤が露出する所が多くなり，下刻作用が卓越し，表層に河川堆積物を乗せた段丘地形が形成される。東北地方の最上川，雄物川の第三紀層を流下する所ではこのような地形が見られる。

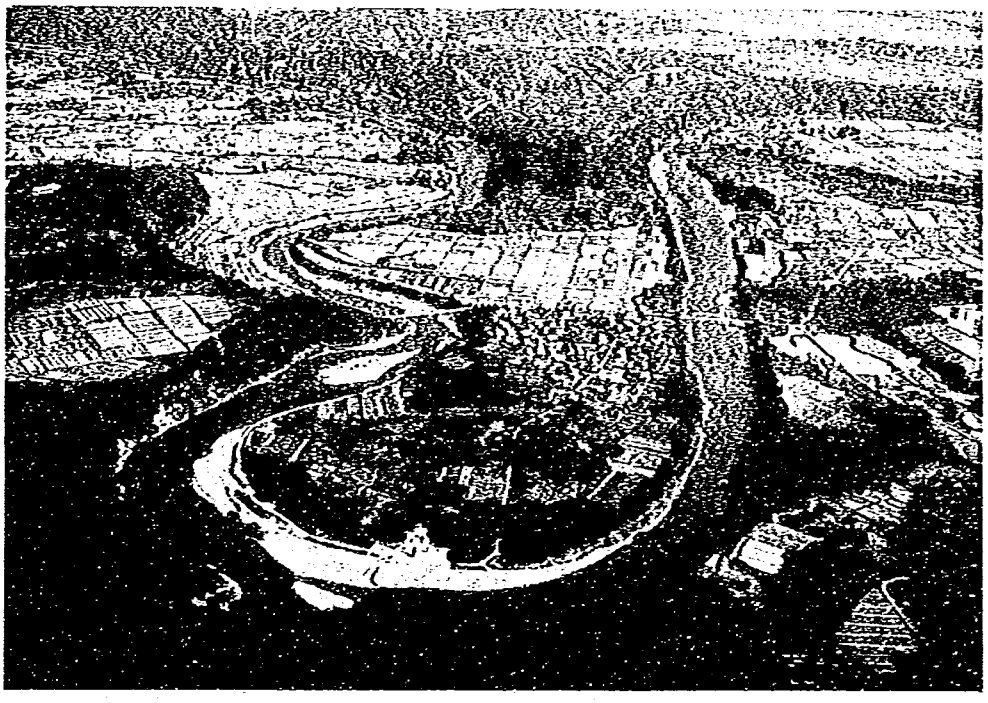


写真４．11．２　最上川岩石段丘・大淀地区河口より98㎞（山県工事事務所写真提供）

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，土木研究所資料第1416号.

2) 山本晃一，1988；河道特性論，土木研究所資料第2662号.

3) 村田貞蔵，1933；扇状地とその上流河谷との勾配関係に就て，地理学評論 9，pp.857-869.

4) 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.

5) 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.

6) 山本晃一，高橋晃，佐藤英治，1989；河道平面形状と砂州の関係に関する基礎調査——河道平面計画論のために——，土木研究所資料第2806号.

7) 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.

8) 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.

9) 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.

10) 山本晃一，1992；現代水制論——水制は生き残れるか——，土木研究所資料第3049号，pp.235-236.

11) 山本晃一，藤田光一，平林桂，小澤宏二，池内寛，1992；一次元河床変動計算法の改良，土木研究所資料第3099号.

12) 建設省治水課，土木研究所河川研究室，1992；河道特性に関する研究——河床変動特性と河道計画に関する研究——第46回建設省技術研究会 河川部門指定課題論文集.

13) 山本晃一，高橋晃，林正男，1992；黒部川の河道特性と河道処理，土木研究所資料第3139号.

14) 山本晃一，1975；相似律の観点から見た移動床流れの水理〔1〕，土木研究所資料第1059号，pp.33-34.

15) 小玉芳敬，池田宏，伊勢屋ふじこ，1989；渡良瀬川における粒径別岩種構成比の縦断的変化，筑波大学水理実験センター報告No.13，pp.13-25.

16) 小玉芳敬，1990；ERC-ABRASION-MIXERによる渡良瀬川の河床礫の破砕・摩耗実験，筑波大学水理実験センター報告第14号，pp.115-130.

17) 平林桂，山本晃一，1991；涸沼川における河畔堆積物調査，水工学論文集第35巻，pp.269-274.

18) 平林桂，1990；河川研究室資料，未発表.

20) 山本晃一，1991；沖積低地河川の河道特性に関する研究ノート，土木研究所資料第2912

号.

21) 山本晃一，藤田光一，赤堀安宏，1993；沖積河道縦断形の形成機構に関する研究，水工論文集第37巻，pp.681～686.

22) 山本晃一，1989；セグメントの形成について，ミニ河川講座〔5〕，FRICS ニュース第12号.

23) 山本晃一，藤田光一，赤堀安宏，太田知章，1993；沖積河道縦断形の形成機構に関する研究，土木研究所資料第3164号.

第5章　扇状地河川の河道処理

5．1　本章の課題

前章までに，扇状地河川の河道特性について記述してきた。これらは扇状地河川の河道処理のための基礎情報となるものである。ここでは，この基礎情報を基に扇状地河川の河道処理，すなわち河道計画，河道の複断面化計画，および河岸侵食防止工法のあり方について検討する。なお本章で述べることは，筆者の考え（提案）であって，技術指針として認知されたものではないことを付記しておく。

5．2　河道計画

5．2．1　河道計画の内容と扇状地河川での配慮点

河道計画とは，河川改修の対象と考えられた区域において，計画高水流量以下の流量を安全に流下させるようにし，かつ安定した河道を経済的に計画することであり，また河川の利用の増進，自然環境の保全及び河道に沿う地域の土地利用も配慮して定めるものである。

河道とは，河川の流水が流下する土地空間を言い，通常は堤防又は河岸と河床で囲まれた部分をさし，河道計画は，この河道を上述の目的に最も望ましい形に計画するものである。

河道計画の要素として考えられるものは，計画高水位，河道の縦横断形状，法線形であり，これを現実化するに必要な河川構造物の基本形も含まれる。

河道計画は次の手順によって進められる。

1．河道の計画高水流量を設定する。

2．改修を必要とする理由に応じて計画区域を設定する。

3．計画の法線を設定する。

4．河道の縦断形（計画高水位，計画河床高）を設定する。

5．河道の横断形を設定する。

6．改修効果の検討を行なう。

上記2以下の各段階においては，計画全体が均整のとれた計画となるように，見なおしを行い，必要な修正を繰り返す必要がある。

河道の平面形，縦断形，横断形は，それぞれ独立に仮定するものでなく，実際には，これらを仮の案として設定し，各部分をチェックしながら，この計画で設置される施設が水系を一貫して相互に技術的，経済的に調和がとれ，かつ，十分にその目的を達するような最良の河道計画を決定する必要がある。

扇状地河川として特に河道計画作成上考慮しなければならないこと，また計画の中に取り込んでいくべきことは，以下のごとくである。

① 土砂の移動量が多く，河床高の変動速度が大きい。Segment の結接点，川幅の急変部で

は，一洪水中の平均河床高の変化が１mのオーダーとなることがあり，これを適切に評価し，計画の中に位置付ける必要がある。

② 洪水時の水位は，同一横断面でも凸凹が有り，左右岸で２m以上の水位差が生じている河川もある。この水位差を適切に計画高水位に取り込む必要がある。

③ 流速が速いため河岸侵食力が大きい。また高水敷がある場合は，大出水時高水敷が表層侵食されることが多い。この侵食力及び侵食の程度を評価し，河道の横断形の設定，河岸侵食防止工の設計を行う必要がある。

④ 河道が直線状であることが多く，かつ川幅水深比が大きいため，多列砂州が発生し，みお筋が安定しない場合が多い。また，河道に曲がりがある場合には，流れが集中し局所洗掘深が大きくなることがある。これらのことを考慮した河道侵食防止工の配置を考える必要がある。

⑤ 河床掘削によって河床高を低下させる計画は，既存の河川構造物の手当てを行なえば，治水安全度を増し望ましいが，周辺の地下水位を低下させることがある。

⑥ 扇状地扇端が海に接している場合には，河床掘削は河口付近の河床勾配を緩くし，そこに土砂が堆積するので河口からの土砂流出を減少させ海岸侵食や河口砂州の後退となるので注意が必要である。

⑦ 上流山間部の大ダムの建設は，洪水流量の減少，A，B集団の供給量の減少となり，河道特性の変化（川幅の縮小，上流からの河床低下，河床材料のアーマー化，砂州の固定化）を生じることがあるので，このことに対する配慮が必要である。

5．2．2 計画対象河川の河道特性の把握

河道計画の策定に当たっては，対象河川の実態を捕え，その特性に合ったものとしなければならないが，今までの河道計画の策定に当っては，この調査が不足しているように思える。この原因は，対象河川の河道特性を捕える調査方法及びその調査によって得られた情報を読み取り，解釈していく理論（考え方）が十分でなかったことによる。

筆者は，対象河川の河道特性把握手法については荒川中流部の河道特性調査を通して実例（文献1)）を示し，また調査手法について概要（文献2)）を記した。詳しくはそれらを参照されたい。なお扇状地河川は，河床掘削や上流ダム群の築造等によって河道特性がここ30年で大きく変化している場合があるので，河道特性の空間変化（縦断方向の変化）の分析のみならず，時間変化の分析を必要とする。たとえば河床高の変化，河床材料の変化，表層材料のアーマ化程度の変化，川幅の変化，砂州パターンの変化等を調べ，その原因について分析し，各種河道特性の変化の相互連関性について分析，解析しておく必要がある。

5．2．3 河道の縦断計画

河川の縦断形計画に当っては，計画された河道が将来維持が容易であるように設定することが

肝要である。

河道の縦断計画においては，計画河床勾配，計画河床高，計画高水位が定められる。

〔1〕 計画河床勾配

計画河床勾配は，同一の河床勾配を持つ区間を設定し，その間の河床勾配を定めるものである。

計画河床勾配は，計画河床高と関連させて河床の維持，工事費を考慮して定めるが，一般には現状の河床高を重視して定める。河道特性調査によって河道をなるべく細かくsegment区分し，そのsegmentの勾配を計画河床勾配とすれば良い。

現在の河床勾配にならって定めるのは，現在の河床において局部的な変化が進行中で無いかぎり，この河床高が河道の維持上最も安全であり，工事費も少ないからである。

ただし，河道計画として川幅を大きく変えるような場合や，床止工群によって河床勾配を大きく変えるような場合には，現河道と洪水時の掃流力や堆積・侵食位置・砂州形状が異なってくるので，河床変動計算を行い将来の河床高を把握し，下流のsegmentへの影響等も検討し，計画河床勾配を設定する必要がある。

また上流山間部の砂防工事やダム築造が扇状地へ及ぼす影響についても検討しておく必要がある。

〔2〕 計画河床高

計画河床高は，計画河床勾配，計画高水位，計画横断形と関連させて堤内地盤高を考慮して定めるが，地下水位，用水の取水位，既設の重要構造物の敷高などにも考慮して設定する。

設定に当っては次のことに注意する。

① 計画高水位は治水上はできるだけ堤内地盤高に近付ける方が良い。再改修計画に立っては現河川の計画高水位を超えない水位を原則とするので，計画高水流量時にこの水位以下となるように計画河床高を設定する。

② 堰，床固め，橋脚等の重要構造物の敷高，用水の取水位，支川の河床高とのすり合わせ，基岩露出地点河床高，周辺地下水位等に配慮し，工事費が高くならない様，合流点の処理が容易なように河床高を設定する。

③ 河口部の計画河床高は，河口処理を行わないならば，なるべく現状の河床高を尊重する。河床高を現状河床高より大幅に低くする場合には，そこに土砂が堆積するので，河口から流出する土砂量（河床材料のA集団の土砂量）が急減すること，河床上昇速度が現状より速くなることが予想されるので，何が起こるか予測し，維持対策も含めて河道計画を策定する必要がある。

④ Segment 1からSegment 2の接合部，川幅が拡がる所では，洪水時必ず土砂が堆積し河床が上昇する。過去の洪水時の河床変動量を明らかにすると同時に，河床変動量計算等を行ってこの上昇量を把握しておき，河床の維持管理計画を立案する必要がある[3)4)]。

この河床上昇量による水位上昇に対しては，

- 河床上昇時の水位を求め，これを計画高水位の設定に取り込み，洪水後河床上昇に見合った土砂の維持掘削を行う。
- 計画高水流量が流下した時に河床高が計画河床高程度になるように，前もって河床を維持掘削しておく。

の二つの考え方がある。

洪水前の河床高を計画河床高とするか，水位ピーク時の河床高を計画河床高にするかの選択の問題であるが，前者の立場に立った方が河床の管理・監視と言う意味で望ましく思われる。

〔3〕 計画高水位

計画高水位は，計画高水流量，河道の縦横断形状と関連があり，それらの計画を行い定めるが，沿川の地盤高を上回る高さを極力小さくするものとし，できれば既往洪水以下にとることが望ましい。計画高水位をなるべく低くする理由は，内水排除，支川処理が容易であると同時に，万が一破堤しても被害が少ないためである。

計画高水位の決定に当っては，水位計算を行う必要がある。この場合河床高は，計画洪水流量時の河床高（河床変動計算等によって推定される河床高）を用いる。この水位計算結果に加えて，左右岸の水位偏差量を過去の実績等によって評価し，平均水位よりの上昇量を評価し，これに加える。さらに巨大水制等の河川構造物によって堤防付近の水位が上昇する場合は，その影響範囲については，これによる上昇量を加える。

〔4〕 河道の縦断計画のための河床変動計算法

扇状地河川の縦断計画のための河床変動計算は，一次元河床変動計算によって行う（この場合の上流端の土砂供給条件，河床変動計算手法については，文献3) 4) 5)を参照されたい。）。河床勾配が1/100程度である場合でも，扇状地河川の流速係数φが7～9程度であるので，通常は射流とならないが，川幅が狭い所等では射流となることがあるので，そこの近くは意味ある河床変動計算ができないので，注意が必要である。このような場合の適切な河床変動計算の考え方は，十分に検討が進んでおらず，今後の研究課題と言える。

5．2．4 河道の横断計画

河道の横断形は計画高水流量の疎通に十分な河積を持つように定められる。横断形の要素となる河幅，低水路幅，低水路河床高，高水敷高は，計画高水位，計画河床高，計画河床勾配と密接な関係があり，通常流過能力の計算によって定められるが，設定された横断形状は維持されやすいものとすることが重要である。

扇状地河川の計画横断形は単断面であることが多い。これは堤内地の面積を増化し，土地の生産力を高めようとしたこと，また高水敷の維持が難しいので，河岸侵食防止工を堤防前面に設置

して河岸侵食防止工の二線化を避けたことによる。

近年，扇状地河川の河床低下，洪水流量の減少に伴なって自然に高水敷が形成されだし，この高水敷化された部分を計画的に洪水防御機能を持ったものとして位置付ける例や，広い川幅の一部を高水敷化してそこを公園等の利用空間としようとする計画も見られるようになった。この場合には，低水路法線の設定，低水路河岸位置の保全工法及び高水敷そのものの保全手法を十分に検討し，工法，対策と一体として河道の横断計画を立てる必要がある。

〔1〕 河　幅

河幅は，計画高水流量を計画高水位以下で流下させる必要な川幅とする。従って河幅は，計画河床勾配，計画河床高，河道横断形状と関係あるのみならず，高水敷の粗度等とも関係する。更に既設堤防の状況，沿岸における家屋の密集状況，用地取得の難易によっても異なってくる。

〔2〕 低水路の水路幅及び高水敷高

低水路の水路幅及び高水敷の高さは，河道の維持，高水敷への冠水頻度及び高水敷の利用を考慮して定める。

低水路の水路幅及びその水深は，計画高水流量の疎通の点からは大きく取った方が有利であるが，現低水路の水路幅や水深は現河川が作ったものであり，これと大きく異なるような低水路とすると，土砂の堆積等が生じたり水衝部の位置が変化し，安定した河道を形成し得ないなど問題が生じることが多くなる。

従って低水路幅は一般に現状を重視して定める。高水敷の造成のため低水路幅を計画的に狭める場合は，掃流力の増大によって狭めた所の上流から河床低下が生じるので，予測される河床高に応じた縦断計画にするか，落差工を適切に配置し，河床勾配を緩和し，河床変動量を小さくする。後者の場合には，初期投資さらに落差工周近の河岸や河床の維持管理費が多くなる。

複断面化し，高水敷を造成する場合の高水敷の高さは，Segment 2や3の場合と異なって，なるべく冠水頻度が小さくなるように高くしたい。勾配が急なため浅い水深でも高水敷上の掃流力は大きく，高水敷が荒れてしまうので，なるべく水深を小さくして高水敷の荒廃を防ぐためである。できれば高水敷上の流速が1.5m/s 以下になるような高さとしたい。これが出来ない場合は，高水敷が計画高水流量の時に荒れることを前提とした高水敷の利用や高水敷の補修対策，侵食対策を考えておく必要がある。

5．2．5　河道の平面計画

〔1〕 改修する河道のルートの選定

改修する河道のルート（河川の基本的な位置）は，現河川位置に合わせた土地利用，水利用が

進んでいること，また用地取得の少なさ等から現河川沿いにルートが選定されるのが，一般的である。

〔2〕 堤防法線

堤防法線は，沿川の土地利用状況，河川の位置，既設堤防の位置・大きさ，工事費，用地費，地盤条件，計画洪水流量を流下させるに必要な川幅等を勘案し，できるだけスムーズな線形になるようにする。

この場合次の事項に配慮する必要がある。

① 現状の河川の堤防間隔が十分ある場合でも，遊水効果の保持．公共空間の確保，自然空間の保全等よりできるだけその幅を確保することが望ましい。

② 洪水時における流水の方向，水衝部の位置を検討し，できるだけ流水がスムーズに流下できるように定める。

③ 既設の霞堤は超過洪水対策，二線堤としてなるべく存置させ，計画上も河川構造物として位置付けるようにする。

〔3〕 低水路法線[9]

低水路とは低水路と高水敷との交点を結んだ線を言う。扇状地河川の法線を定める際には次のことを考慮する。

① 低水路の法線の決定に当っては，河道特性調査を行って，現河川の蛇行特性，水衝部位置，既設護岸等を調べ，低水路の位置を安定化させるための河岸侵食防止工の設置費用や維持管理費のかからないようにする。

このためには，低水路内にどのような砂州が発生するのか，また低水路の法線形が砂州の形状にどのような影響をあたえ，また深掘水深が低水路の曲り具合・砂州形状とどのような関係にあるか良く把握して低水路法線を設定する必要がある。

・単列砂州の場合

粒径が2cm以上の河川では，平均年最大流量時の川幅・水深比が約100以下であり，かつ川幅・水深比が10以上であれば，低水路内に単列砂州が発生する。低水路がある程度以上の蛇行度を持つ河川では水路内に強制砂州が発生し，砂州は移動しない。

水路を直線状とすると，水路内に砂州が発生し，それが下流に移動するので，アーマ化された河道でなければ河岸侵食防止工を水路両側に設置しないと水路の位置を固定し得ない。

低水路の法線形を蛇行角22°程度，蛇行波長 l を水路幅Bの10～15倍程度の緩やかな蛇行形状とすると，砂州の下流への移動は起こらず，水衝部の固定した強制砂州が発生する[5]。この程度の蛇行度の場合が，水衝部の洗掘深が大きくならず，河岸侵食防止工の維持が容易となる。これより蛇行角が大きい場合も砂州の移動は生じないが，水衝部の洗掘深が大きくなり，河岸侵食防止工に耐侵食力のある工法を取る必要と同時に維持管理が容易でなくなる。

なお砂州の移動が生じないような法線形であれば，河岸侵食防止工は，水衝部側に設置し，水裏側に設置しなくても水路位置を保全し得る。ただしB/Hが70程度の河川では，複列的砂州が発生し，みお筋が２本生じることがあるので注意が必要である[7]。

扇状地河川の場合，砂州の移動を止めるように低水路を緩かに蛇行させるべきか，直線上とするべきか難しい所であるが，侵食力が大きいので水裏側の侵食も生じる恐れがあることより，緩勾配扇状地（1/300以下）あるいは河床が下刻化傾向にありアーマー化しつつある所以外では，無理に河道を蛇行させることを避け，直線状としておくべきであろう。

・複列砂州の場合

川幅一定，直線水路で複列砂州が発生するような条件にある河川では，河岸が自然状態であれば，川幅の広狭を繰り返したり，島が発生したりする形状の水路となる。

これを整正するために低水路法線形を定め，かつこれを維持するために河岸侵食防止工を設置するのが河道整正工事である。

設定される川幅は，現状の平均水路幅を１割程度増した方が良い。自然状態では，水路が多少蛇曲しており，河道整理によって直線状とすると勾配が多少増加するからである。複列砂州の流下に伴なう局所洗掘位置の移動を止めるには，広狭を繰り返すだんご状の水路を作れば可能であるが，洪水のスムーズな流下をさまたげ，好ましい法線形とは言えない。基本的には直線状の法線形とし，両岸に河岸防止工を設置すべきである。

土地利用条件や地形条件から弯曲部を作らざるを得ない場合には，水衝部を自然の固定部（崖，岩）等にうまく誘導し，維持が容易となるように法線形を決定すると良い。この場合下流部は弯曲の影響により，水衝部位置が河岸に寄るので注意が必要である（川幅の15倍程度の下流までは要注意範囲である。）。

・多列砂州の場合

基本的には直線状とする。多列砂州であっても，蛇行度がある程度以上あったり，また川幅の急変があると水衝部位置が固定化する。この固定化位置は砂州のスケールより大きなスケールの水流の還流によって生じているので，対象河川の砂州形状の変化，水衝部の位置を精査し低水路法線形を設定することが肝要である。

② 低水路の法線形の設定に当っては，堤防の法線形との関係についても十分な検討を行う必要がある。検討の視点としては次の二点が重要である。

一つは，堤防と低水路の間の敷地すなわち高水敷を流水の流下断面としてのみ位置付けるのでは無く，堤防の安全度を高める構造諸元として位置付けるものである。この場合の高水敷の役割は，一洪水によって低水路河岸が侵食される量以上の高水敷幅を取り，たとえ河岸侵食防止工が破壊されても，堤防の安全性がそこなわれないようにするものである。

二つは，低水路に近い所の高水敷上の流速は，低水路の流速の方が速いので，流れの干渉作用を受け，低水路の影響の無い所より速くなるので，この影響によって堤防に悪影響が生じないように，ある程度の高水敷幅を取るというものである。その影響範囲は広くなく，自然堤防

帯の河川では高水敷幅が高水敷上の水深の10倍以上あれば，低水路部の高流速の影響は少ないと判断されるが[9]，扇状地河川では高水敷の流速そのものが早く，その流速によって高水敷が荒れることがあるので，別の観点から高水敷の保護，堤防法面の保護が必要である。

5．2．6　今後の検討課題

扇状地河道の河道計画の策定に当っては，その検討に必要な基礎的な知識が不足し，定量的，合理的な判断を下せず，最終的には計画者の総合的技術判断に頼らざるを得ない所が多々ある。今後次のような事項について研究し，知識を増していく必要がある。

(1) 混合粒径河床材料の流砂量評価の精度向上
- 各粒径集団毎の流砂量の評価を行いえるようにすること。この場合各粒径集団の存在割合がどのように流砂量に影響をあたえるか明らかにすること。

(2) 土砂の分級・堆積機構の精度良い評価法
- 小 segment 間の分級・堆積機構
- 砂州が分級・堆積に及ぼす影響
- 岩石の破砕・摩耗作用が土砂の分級・堆積に及ぼす影響程度

(3) 粗度の評価方法の改良

(4) 横断方向の水位差の合理的な評価法

(5) 平均河床高の変化予測手法の改良
- 射流と常流の混在する場合の河床変動計算手法
- 上下流の境界条件の設定法
- 交換層の考え方・あたえ方

5．3　河道の複断面化計画

5．3．1　複断面化計画の誘因

5．2．4において近年，扇状地河川の複断面化計画が見られるようになってきたことを述べた。

複断面化計画の誘因には次の二つがあり，それぞれ複断面化工法や対策が異なる。

① 日本の多くの扇状地河川は，1960年代から1980年代にかけて河積確保のため河床掘削され平均河床で約２mほど低下した。この急激な河床低下は，活発な骨材需要にささえられたものである。この掘削では堤防沿いが掘り残されたこと，さらにこの時期に上流山間地にダム貯水池が多数築造され，中小洪水のピーク流量が減少したこともあって，この掘り残された所が高水敷化され，その一部には，中小出水によって砂やシルトが薄く堆積し，草本類が侵入し，一部柳やニセアカシヤ，グミ，松などの木本類も繁茂し始めた。

このような過程で高水敷が形成され，かつ洪水流量の減少という河道の川幅を規定する外力要因の変化があり，高水敷がある程度安定的に存置されるような状況となった河川では，この

高水敷を堤防の補強，高水敷の高度利用のための空間と位置付けて，河道の複断面化を計画するようになった。

② 大都市近くに流れている扇状地河川は多い。扇状地河川の広い河原を整理し，低水路を形成し，高水敷を都市的利用（河川公園，運動公園）を図るようになった。

2つを大きく分けると，前者が事後的，後者が事前的・意図的と言える。

5．3．2 複断面化の問題点と対応策

複断面化に当っては，河道特性・河道の動態に合った，また人的作用を加えた場合に生じるだろう河道の変化に対応できるものである必要がある。ここでは前小節で述べた事後的高水敷化計画と事前的高水敷化計画の二つに分けて複断面化の問題点とその対応策について記す。

〔1〕 事後的高水敷化計画

1) 常水路の設定

高水敷化したということは，以前より常水路幅（移動床部分）が狭まったということである。この川幅で将来も常水路の平均河床高，常水路幅を維持し得るか検討しておく必要がある。

常水路幅については，高水敷化が生じた時期に出水が無くその幅が維持し得たのか，ダム築造によって，築造前の平均年最大流量が築造後どの程度減少するか評価し，その流量ピーク低減率程度の常水路幅の縮減率となっているのか等を検討する。

河床高については，設定常水路で一次元河床変動計算等を行って河床高の変動量を評価する。

以上の検討より河岸侵食防止対策工の容易さ，河床維持の容易さと高水敷造成のメリットを評価し，適切な常水路を設定する。

2) 高水敷の高さ

扇状地河川の複断面化に当って，次に検討が必要なことは高水敷の高さである。自然堤防帯の河川のように2～3年に1回生じる洪水が流下するような高さに高水敷高を設定すると，計画高水流量（確率年100年以上）時には，高水敷上の水深は，平均年最大流量時の常水路の水深と同程度となるので，高水敷上の掃流力は，平均年最大流量時に常水路に働く掃流力と同程度となる。このため高水敷の表層が，この掃流力に耐えられるもので覆われていない限り侵食され高水敷が荒れることになる。高水敷の河床材料が常水路と同程度の大きさのものであれば，計画高水流量時には，高水敷材料は動くか，動かないかの限界に近い状態となるので，河岸に近い所，水深の大きい所，突起物のある所では高水敷が荒れることとなろう。グランドや公園施設の破損はまぬがれない。

従って，高水敷の冠水頻度が小さくなるように高水敷の高さは高い方が望ましい。できるならば，高水敷高を計画高水流量時の水位程度としてしまうことが好ましく思われる。扇状地河川の洪水時の水深は大きくないので常水路の河床を多少下げることによりこれは可能である。

高水敷化された所は高い所や低い所もあるので低い所は盛土して大出水時の侵食を防ぐようにしたい。

3) 常水路の固定

常水路を固定する河岸侵食防止工は，高水敷の無い所，高水敷幅の狭い所は，既設護岸・水制・根固めの根継ぎ補強あるいは新設を行い，高水敷の幅が広い所は，河岸の侵食の恐れのある所に新たに設置する。この侵食防止工は，高水敷の役割，位置付けの違いによって，河岸侵食防止工の構造，強度を変えて良いと思われ，次のように考える。

高水敷の利用計画が無く，高水敷の幅を河岸侵食が堤防までおよばないようにする構造諸元と位置付ける場合は，河岸侵食防止工を，それが無い場合に比べて，その侵食量を大きく軽減あるいはほとんど侵食させないが，構造物回りの多少の侵食及び変形を許容するものとする。この場合は，河岸侵食防止工は屈とう性のある異型コンクリートブロック等を用い，洪水後それが変形しても容易に補修が可能なものとする。この構造諸元については，5．4で詳述することにする。

高水敷上を公園等の都市的施設の設置空間として利用し，かつ河岸近くまで利用計画があるような場合，また利用上，景観上，河岸線を固定したいような場合は，通常の護岸根固め水制を設置する。高水敷の高さは，大出水時の高水敷の表層侵食，利用施設の破損を小さくするためなるべく高くする。

〔2〕 意図的高水敷化計画

意図的高水敷化の場合は，川幅を意図的に狭めることになるので，河道の平衡がくずれ，河道の変化が生じる。この変化を事前に定量的に評価して，変化に対応し得る河道計画とすると同時に必要な河川構造物を設置することが必要となる。

川幅の縮小は，河床勾配の緩和化に向かうので，上流からの供給土砂を川幅縮少以前と同一として河床変動計算を行って河床の変化の時間変化を把握し，必要であれば，河床高を維持するために落差工のような横断構造物を設置する。横断構造物の直下は局所洗掘や高水敷を流れてきた河水の常水路への落ち込みによって河岸や高水敷が侵食され易いので侵食に対する保護工が必要である[6]。

高水敷の冠水頻度は，〔1〕で述べたような観点から少ない方が望ましい。

また川幅縮少区間の下流は，一時的に流下土砂量が増加するので河床の上昇が生じる。維持掘削が必要となる。

5．4 河岸侵食防止工

5．4．1 河岸侵食防止工の課題

昭和30年中ごろから，昭和40年代後半において，河川砂利の大量採取が行われ，河床低下によって橋梁，護岸等の基礎の浮き上がり，取水困難，河道の不安定等の障害が生じるようになった。これに対しては河川管理上の支障のない範囲で計画的に採取を許可する方針が取られた。す

なわち，流量改訂による計画流量の増大に対処するために，流下断面の拡大の計画がなされた河川ではこの計画に沿って河床掘削がなされた。さらに河川管理上支障が生じないよう砂利採取業者が対策工事を行うことを前提に砂利採取を許可する「特定採取制度」が昭和49年に設けられた。

このような河床掘削による河状の変化は，既設護岸・水制の再建設及び根継ぎが必要とされる一方，コンクリート製の治水機能重視の護岸根固めに対する環境面，景観面からの批判も強くなり，河岸処理の新しいあり方が問われるようになった。

また扇状地河川では，以前は洪水時堤防間一杯に流れ，高水敷のほとんどなかった河道が，河床低下，供給土砂量の減少，ダム貯水池の築造による洪水ピーク流量の低下によって，一部植生が生えた高水敷化した部分が生じ，この高水敷化された部分を，堤防堤脚保護対策として積極的に位置付け，かつこの高水敷化された空間を利用するため，この高水敷化された部分を保全する複断面化計画も企画されるようになってきている。

このように扇状地河川の変貌，社会意識の変化に応じた新たな河岸侵食防止工の開発が強く求められている。そこで，本節では，根継ぎ工法と河道の複断面化に伴なう河岸侵食防止工を取りあげ，そのあり方，工法についてコメントすることにする。

5．4．2　根継工法

根継工法のポイントは

① 既存の河岸侵食防止工を生かす。

② 根継工事後の河岸侵食防止効果が，河床低下以前の河岸侵食防止工の効果より弱体化されていないこと。

③ 建設コストが高くないこと。

であろう。

図5．4．1は，常願寺川で行れた昭和52年度右岸9.3Km付近利田地先の既設の堤防護岸と根固め工の根継工の設計図を示したものである。既設の根固め工の敷設位置より4m下げて新しい根固め工の敷設位置とし，既設の根固め十字ブロック1列を小段とし，その小段はコンクリートで練り込め平張としたものである。

これを批判的に検討し根継工法の考え方を示そう。

(i) 新設根固め工の敷設高

新設根固め工の敷設高は，設存の根固め工より4m下に敷設している。8～9 km地点の平均河床高が3m程度，最深河床高が3～4m程度低下していることを考えると，河床低下以前の根固め工より深掘れに対して安全度は多少高まったと言える。しかしこの安全度は，現状の平均河床高に対してのものであり，将来の河床高のものでは無い。

今後常願寺川の常水路部の河床高をどのように設定するか（常水路の平均河床高は，川幅を現状より大きく変えず，また勾配を変えないように掘削するなら掘削河床高の平均河床高程度と考えて良い。），また複断面化し，この護岸根固め前面に低水路線を設定し，その低水路河岸を河岸

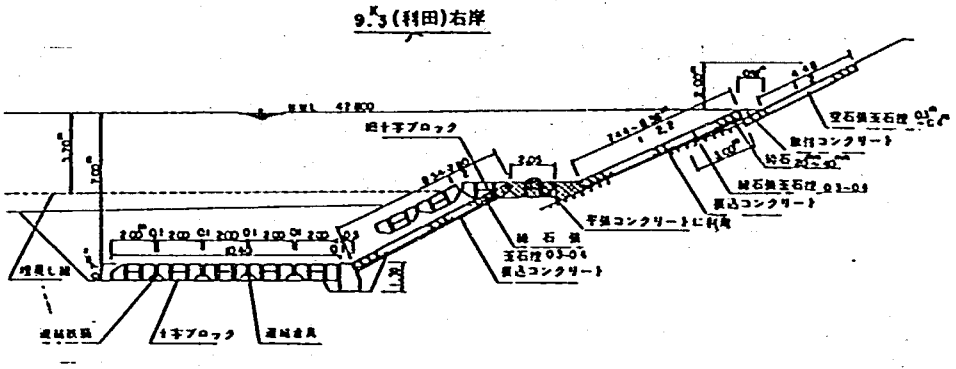


図５．４．１　常願寺川右岸9.3km付近の根継工

侵食から防ぐような工法を行うかによって根固め工の敷設高さ，また根継工法そのものの位置付けが変わってしまう。

複断面化を考えないのであれば，将来の常水路平均河床高に深掘れ高ΔZ（過去の常水路平均河床高 $Z_{=}$ と最深河床高 $Z_{=m}$ の差より水制や橋脚，床止め工などに原因する局所洗掘を除いたもの）を根固め工の敷設高設定のための河床高とするべきであろう。常願寺川の場合ΔZは２ｍ弱程度，最大でも３ｍ程度であるので，根固め工の敷設高は将来の平均川床高 $Z_{=}$（50年先ぐらいを目安とするべきであろう。）より２ｍとすれば安全度は格段に上昇するが，コストが高くなることより，現在北陸地建で標準とされている計画河床高 −1.5m すなわち将来の平均河床高 $Z_{=}$ より −1.5m 下がりでも良いと判断する。

(ii)　根固め敷設幅

根固め敷設幅は既設より一列増し，10.4mとなっている。この敷設幅で根固めが流出しないように連結されていることが保証されているならば，根固め工敷設幅の約４割程度の深掘れに対して根止め工直前の根固め工が低下しないと考えられるので，敷設高より４ｍ程度深掘れしても護岸・堤防の破損は防げると評価される。以上よりこの敷設幅は堤防を守るに十分な幅であろう。水路の平面形状より河岸が強い水衝部となる可能性のある所，他の原因で河岸に局所洗掘が発生すると予測される所以外では３列程度でも十分であろう。

(iii)　小　　段

法高が５ｍを越えており小段を設置したのは適切であろう。小段は河川へのアクセス，水防，見た時の安心感にも寄与する。

図５．４．２は常願寺で行れた昭和52年度右岸17.3km岩峅野水制の根継ぎ工法，図５．４．３は昭和53年13.1km付近近西の番水制の根継ぎ工法を示したものである。この工法を批判的に検討し水制の根継ぎ工法の考え方を示してみる。

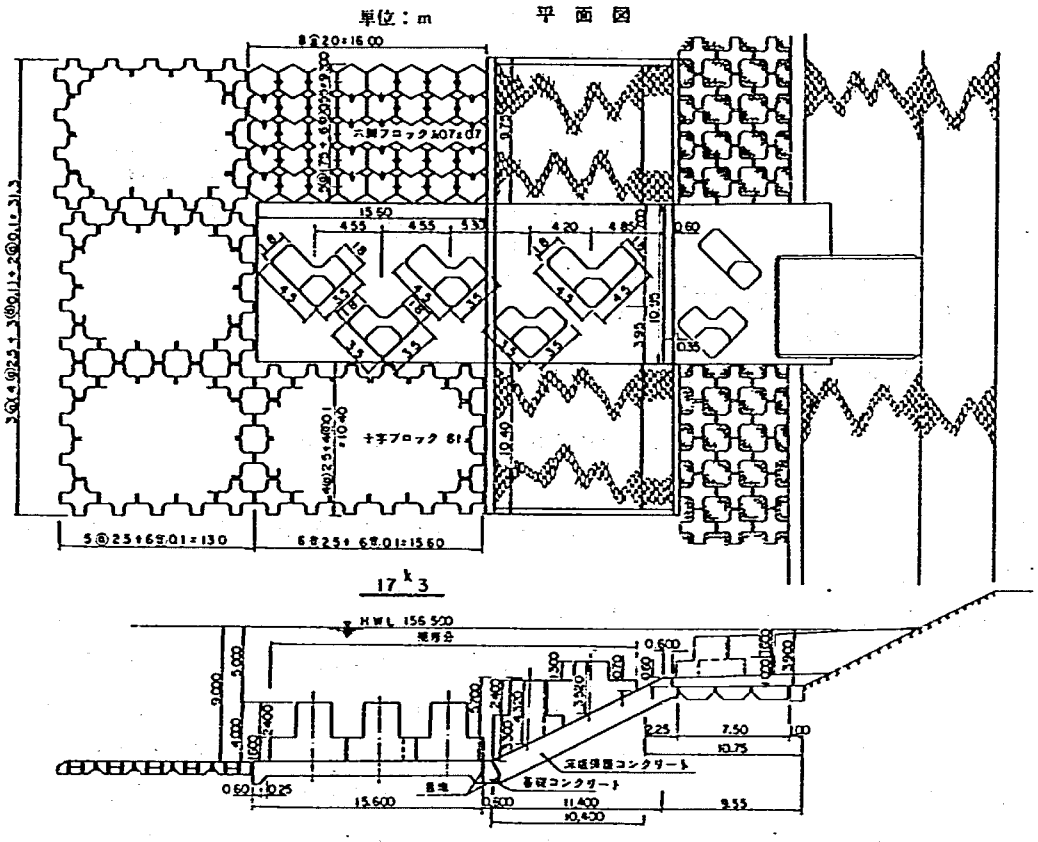


図５．４．２　常願寺川左岸 17.3km 付近の根継水制

ｉ）補強水制回りの根固め敷設高

17.3km の根継ぎ水制根固めの高さは既設根固め高さより 5.1m 下がり，13.1km の水制は３ｍ程度下がりの所にある。この低下量はこの付近の最深河床高の低下量より大きく，河床低下前の水制回りの根固めの機能が強化されたものと言える。ただし 17.3km の水制の既設の堤防護岸の根固め前面に設置した玉石張りの法覆工は小羽口の前後が保護されていないので，この護岸が連続的に接続されないと，この小羽口の前後が侵食され水制の破損，堤防の破損に進む恐れが残る。

なお水制回りの根固め工の敷設高は，護岸前面の根固めと同様な考えで設定し，堤防護岸の根固めと段差がつかないようにし，水制回りの局所洗掘に対しては根固めの敷設幅で対処するという考えを取る。

水制回りの根固めの敷設幅は，本根継工法の幅で妥当であろう（水制回りの洗掘範囲は過去の被災経験から学んだものである。）

ii）根継ぎ水制の位置付け

根継ぎ水制は，既設の水制と同様な機能，河岸付近の流速低減効果（根固め水制），転石の護岸への衝撃防止を機能したものと判断される。

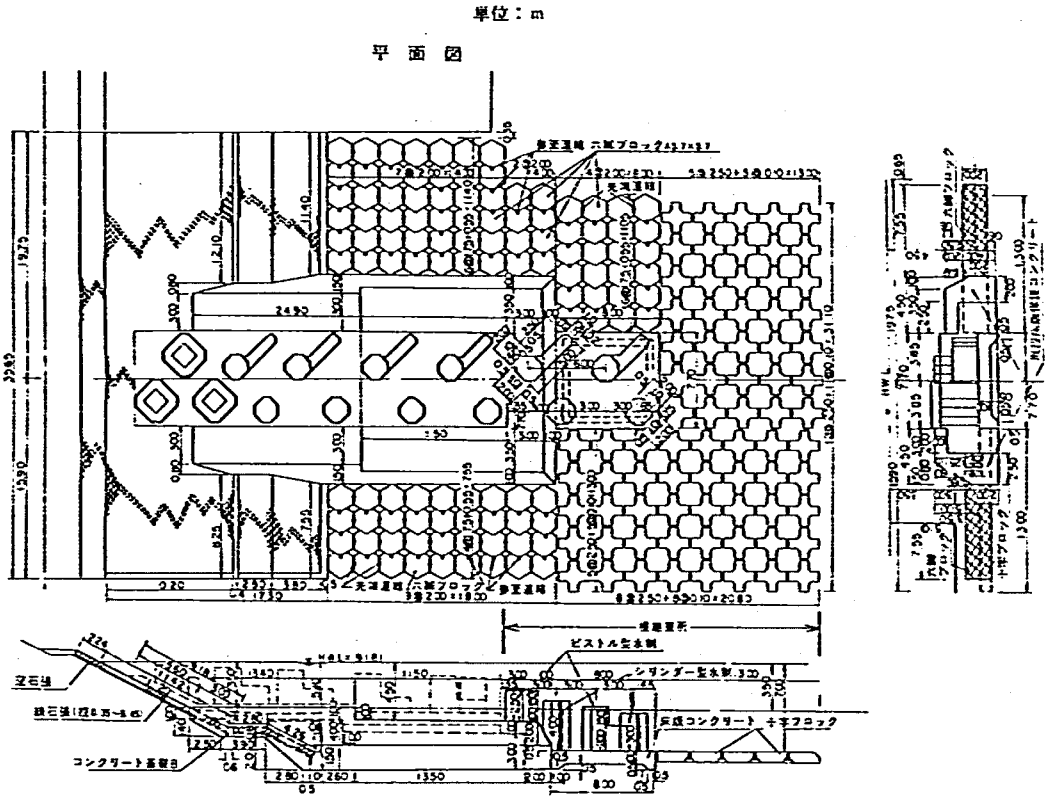


図５．４．３　常願寺川左岸 13.1km 付近の根継水制

ところで根継ぎ水制は，実質的に堤防から先端位置が延長したことになり，堤防に対しては安全度が大きく増したことになる。根継ぎ水制を設置せず，根継ぎ護岸と護岸及び既設水制回りの根固めの設置でも，河床低下前の堤防の安全度と同程度機能は持つと判断されるので，根継ぎ水制の設置は堤防にとってワンランクアップの工法と位置付けられる。

５．４．３　低水路河岸侵食防止工

扇状地河川の複断面化を企図する場合，高水敷をどのように位置付けるかによって低水路河岸侵食防止工の強度，構造は変えるべきであろう。

〔１〕　通常型の護岸・根固め工による場合

高水敷を公園や運動施設等の利用空間として位置付け，低水路河岸位置の変更，さらには高水敷の洪水による侵食を望まないならば，高水敷の高さを高くする。できるなら計画高水流量流下時の水位程度，これができないなら計画高水流量時の高水敷上の流速が，高水敷上の表層下の材料（通常河床材料と同一のものと考えて良い）を移動させないような水深以下となるように高水

敷高を設定する。護岸・根固めは，通常の堤防護岸・根固め工と同じような強度を持つ構造とする。

水制は水を跳ね高水敷路肩を侵食する恐れが強いので，低い根固め水制以外は設置しない。詳細はAppendix Cを参照されたい。

低水路肩付近は侵食されやすいので，天端工を2m程度施工し，さらに天端保護工として，ふとん籠や河床材料のC集団で天端工保護工を2m程度敷設する。

〔2〕 簡易型の低水路河岸侵食防止工による場合

高水敷があるが，河岸付近は高水敷の高度利用を行わない計画では，河岸侵食防止工の多少の変形さらに河岸近くの高水敷上の侵食も多少許すという条件で簡易な低水路侵食防止工を設置し，堤防の安全は確実に確保する工法として次のようなものが考えられる。

図5．4．4に示すように低水路に発生する砂州長L,の1/3程度の間隔に，異型コンクリートブロックは多少の変形は許容するものとし河岸法面に積み上げ，さらに異型コンクリートブロックで根固めを設置する。

このような工法で低水路河岸線の維持が可能であれば，自然河岸を残し，かつ建設コストが軽減され，また維持修繕が容易である。

このような異形ブロックを用いた簡易型水制の配置，構造の詳細についてはAppendix Dを参照されたい。

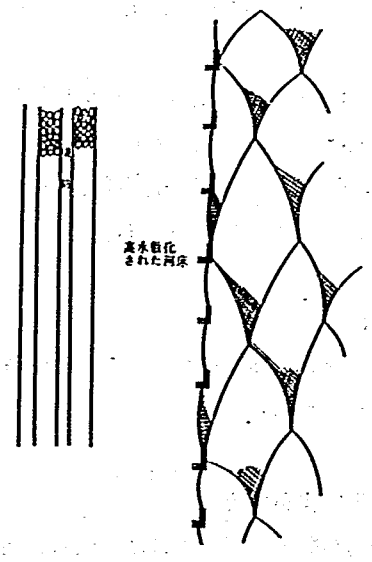


図5．4．4 簡易型L型水制工の配置

参 考 文 献

1) 山本晃一，1981：河道特性論ノート〔Ⅱ〕，第1編 荒川の河道特性と護岸工法，土木研究所資料第1745号，pp.1～176.

2) 山本晃一，1988；河道特性調査のすすめ，地質と調査88-4.

3) 山本晃一，藤田光一，平林桂，小澤宏二，池内寛，1992；一次元河床変動計算の改良，土木研究所資料第3099号.

4) 建設省治水課，土木研究所河川研究室，1992；河道特性に関する研究――河床変動と河道計画に関する研究――第46回建設省技術研究会，河川部門指定課題論文集.

5) 木下良作，三輪弐，1979；砂レキ堆の位置が安定化する流路形状，新砂防，94，pp.12～17.

6) 山本晃一，高橋晃，長谷川賢市，1989；床止め工に関する調査報告書，土木研究所資料第2760号.

7) 山本晃一，1992；現代水制論――水制は生き残れるか――，土木研究所資料第3049号.

8) 建設省河川局治水課，土木研究所，1990；河道特性に関する研究――その2――高水敷の機能に関する研究，第44回建設省技術研究会報告書，pp.785～787.

Appendix A　表層河床材料のサンプリング法と測定結果の意味について[1]

A．1　サンプリング法

従来，表面粒子のサンプリング方法として，

① 面積格子法

図A．1のように適当な大きさの木枠をもちいて，測定対象河床上の最大礫径間隔ぐらいに糸を張り，糸の交点下の石を採取する。

② 線格子法

図A．2のように河床上に，巻尺等で直線を張り，一定間隔（河床材料の最大径以上）に区分し，その直下にある石を採取する。

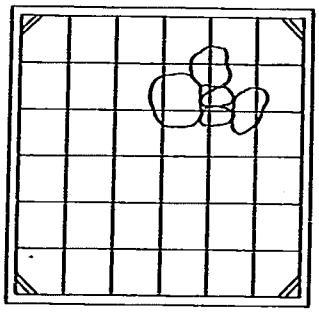
③ 平面採取法

一定表面積中にある表面に露出した全礫を採取する。

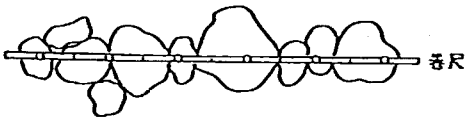
④ 写真測定法

河床面を写真に写し，それを読みとる。

これらの①，②，③，④のうち，②の線格子法は一番道具も少なく，また河床礫のランダムな標本抽出という面からも②がすすめられる。なお粒径の小さい場合は①の方法の方が正確であり，局所的な表面粒度の変化を把握できる。平面採取法は，すべての石を採取するから，一見優れているように見えるが，採取するべき対象の石を見分けられない欠点を持つ。特に小粒径では表層と表層下の石の区別がつかなくなってしまう。現場での石の採取に時間が取れない時には，河床の写真を取り，写真上で①の方法を取ると良い。



図A．1　面積格子法によるサンプリング



図A．2　線格子法によるサンプリング

A．2　サンプリング標本の統計的処理

さて，河床礫を採取したら，それをどのように処理したら良いか考えよう。

いま粒径dを確率変数として，それをXとしよう。

s(X) を X＝d の石が，河床面上に占める面積の支配確率密度，S(X) をその累加関数，つまり
s(X)＝dS(X)/dX

m(X) を X＝d の石が，河床面に存在する個数分布確率密度，M(X) をその累加関数

b(X) を河床面に存在する石の粒度分布密度（重量による。），B(X) をその累加関数

f(X) を河床面の石の粒度組成が，河床面下でも同じ組成を持っている時の河床面下に存在する石の粒度分布密度（重量），F(X) をその累加関数と定義する。

ところで「河床面にランダムに 1 点を決めた時，そこに礫径 d の石が存在する割合は，礫径 d の石が河床面上を支配する面積確率密度に比例する。」と考えて良い。この性質を利用することによって，s(X), m(X), b(X), f(X) は，お互いに次のような関係で結ばれることになる。

一定面積Cの中で考えて，X＝d を ΔX の小区間に分け，(n−1)ΔX ≤ X < nΔX にある礫個数を a(nΔX) とする。

$$C=\beta\cdot\frac{\pi}{4}\sum_{n=1}^{n=n_{max}}X_n^{\,2}\cdot a(n\Delta X) \qquad \cdots\cdots\cdots (A.\ 1)$$

ここで $X_n=\dfrac{2n-1}{2}\Delta X$, n_{max} は最大粒径に対する n，β は石の河床面での存在状態（かさなりぐわい）によって核粒径ごとに変るものであるがここでは平均値的な値としておく。

そうすると面積支配確率密度 s(X_n) は

$$s(X_n)\cdot\Delta X=\gamma\cdot\frac{\pi}{4}\cdot a(n\Delta X)\cdot X_n^{\,2}/C \qquad \cdots\cdots\cdots (A.\ 2)$$

γ もかさなりぐわいを表す定数

河床表面積礫個数分布密度 m(X_n) は

$$m(X_n)\cdot\Delta X=a(n\Delta X)\Big/\sum_{n=1}^{n=n_{max}}a(n\Delta X) \qquad \cdots\cdots\cdots (A.\ 3)$$

また表面に存在する石の粒度分布 b(X_n) は，

$$b(X_n)\cdot\Delta X=\frac{\pi}{6}\cdot\rho_s\cdot g\cdot a(n\Delta X)\cdot X_n^{\,3}$$

$$\Big/\sum_{n=1}^{n=n_{max}}\frac{\pi}{6}\cdot\rho_s\cdot g\cdot a(n\Delta X)\cdot X_n^{\,3} \qquad \cdots\cdots\cdots (A.\ 4)$$

$$=a(n\Delta X)\cdot X_n^{\,3}\Big/\sum_{n=1}^{n=n_{max}}a(n\Delta X)\cdot X_n^{\,3}$$

f(X) は次のように考えられる。河床面下を，どこの水平断面で切っても，そこに出現する石の粒度組成は，表面と同じであると考えられるから，単位体積中に占める X_n の石の重さは

$$\rho_s\cdot g\cdot\pi/4\cdot X_n^{\,2}\cdot a(n\Delta X)\cdot(1-\xi)/C$$

ここでは ξ 空隙比，どの粒径 X_n に対しても，空隙比は一定であるとは考えられないが，ここで近似的に一定とすると

$$f(X_n)\cdot\Delta X=\rho_s\cdot g\cdot\frac{\pi}{4}X_n^{\,2}\cdot a(n\Delta X)\cdot 1\cdot(1-\xi)$$

$$\Big/\sum_{n=1}^{n=n_{max}}\rho\cdot g\cdot\frac{\pi}{4}X_n^{\,2}\cdot a(n\Delta X)\cdot 1\cdot(1-\xi) \qquad \cdots\cdots\cdots (A.\ 5)$$

$$=X_n^{\,2}\cdot a(n\Delta X)\Big/\sum_{n=1}^{n=n_{max}}X_n^{\,2}\cdot a(n\Delta X)$$

(A．1)，(A．2) 式より $a(n\Delta X)$ を求め (A．3)，(A．4)，(A．5) 式に代入し，$\gamma/\beta\fallingdotseq 1$ を仮定すると

$$m(X_n)\cdot\Delta X\fallingdotseq s(X_n)/X_n^{\,2}\Big/\sum_{n=1}^{n=n_{max}}s(X_n)/X_n^{\,2} \qquad \cdots\cdots\cdots (A.\ 6)$$

$$b(X_n)\cdot\Delta X\fallingdotseq s(X_n)\cdot X_n\Big/\sum_{n=1}^{n=n_{max}}s(X_n)\cdot X_n \qquad \cdots\cdots\cdots (A.\ 7)$$

$$f(X_z)\Delta X\fallingdotseq s(X_z)\cdot\Delta X \qquad \cdots\cdots\cdots (A.\ 8)$$

となる。

ところで先に，礫河床の1点を決めた時，そこに出現する礫径dの石が存在する確率は，礫径dの石が河床面上に支配する面積割合に等しいことを述べた。つまりX＝dである確率はs(X＝d)に等しい。

よってランダムに石を十分採取してX＝dの個数分布密度d(X)を作れば，d(X)はs(X)の推定値となる。

$$d(X_n)\cdot\Delta X=e(n\Delta X)\Big/\sum_{n=1}^{n=n_{max}}e(n\Delta X) \qquad \cdots\cdots\cdots (A.\ 9)$$

$$\fallingdotseq s(X_n)\cdot\Delta X$$

$$E(X_n)=\sum_{n=1}^{n=n_{max}}d(X_n)\Delta X \qquad \cdots\cdots\cdots (A.\ 10)$$

ここで$e(n\Delta X)$は$(n-1)\Delta X\leq X<n\Delta X$にある採取礫個数である。このことは，線格子法，面積格子法によって採取した石の度数分布密度はs(X)の推定値になることを意味している。(A．6)，(A．7)，(A．8) 式によってm(X)，b(X)，f(X)も推定できる。

参考文献

1) 山本晃一；1971；礫河床のサンプリングと統計的処理，土木技術資料 vol.13-7, pp.354-358.

Appendix B　混合粒径河床材料の移動限界掃流力[3]

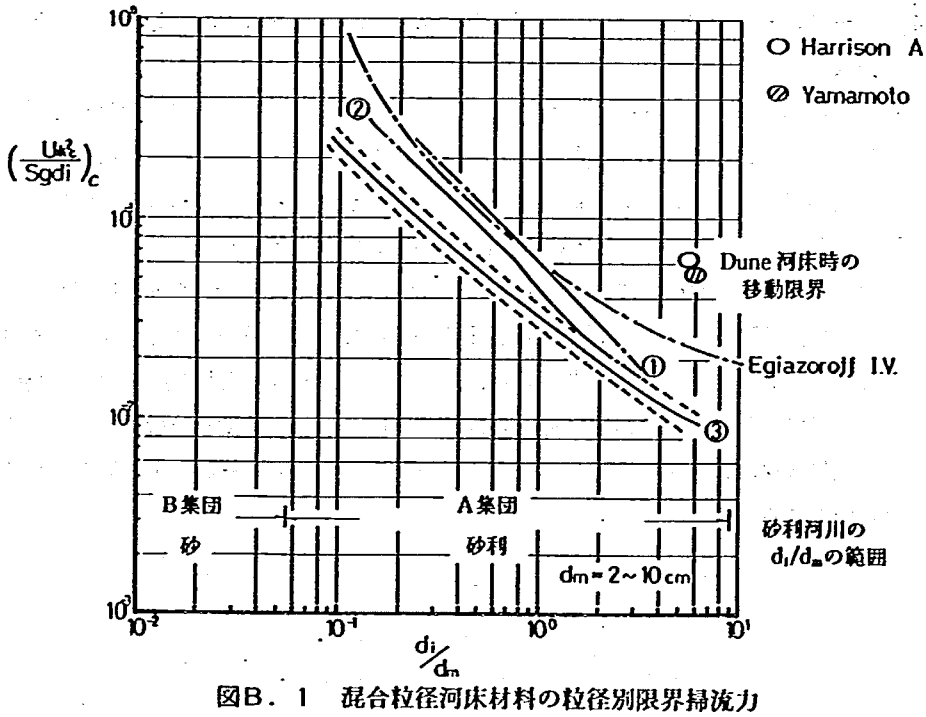
B．1　はじめに

混合砂の移動限界掃流力については，Egiazaroff[1]の理論的検討以来，日本においても浅田[2]，平野[3]，芦田・道上[4]，水山[5]，深見・葛西[6]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え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的な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_{84}/d_{16} で表し，d_{84}/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とする。

B．2　d_{84}/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図B．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_{*c}，横軸に平均粒径に対する相対粒径 d_i/d_m をとると，図B．1の①に示すごとく，ほぼ右



図B．1　混合粒径河床材料の粒径別限界掃流力

下がりに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_{*c}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），または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。

B．3　アーマコート形成前の河床材料d_M/d_{15}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[3]は平均粒径$d_m=1\sim1.3$mm，$d_M/d_{15}=5\sim7$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$q_B/(u_*d_ii_b)$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図B．1の中の②の曲線で示したごとくなる。なお曲線②は，平野[3]の実験資料を芦田等[4]が粒径別流砂量を評価し，それを$q_B/(u_*d_ii_b)-\tau_{*i}$平面上にプロットした図（文献4）のFig.3)より，②の$q_B/(u_*d_ii_b)=10^{-3}$に相当する平均的なτ_{*i}を筆者が目視によって求めたものである。ここで，q_B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_i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_i/d_mが0.8以上と以下では限界掃流力が多少異なり，d_i/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，$d_i/d_m=0.8$以上の粒径は，まだ移動し得ることになるるなお曲線②の適用範囲はd_i/d_mが0.2から2.5の間である。

B．4　アーマコート形成前のd_M/d_{15}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[5]は，初期河床材料として$d_m=3.3\sim4.5$mm，$d_M/d_{15}=12\sim25$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_M/d_{15}は8～15，d_mは5～7mm，H/d_mは10～20となっている。河床形態は平坦河床である。

図B．1中の曲線③は，粒径別無次元流砂量$q_B/(u_*d_ii_b)$を$q_B/(u_*d_ii_b)-\tau_{*i}$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_i/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。

参 考 文 献

1) Egiazaroff, I.V., 1965; Calculation of nonunifrom sediment concentrations, ASCE, Vol.91, Hy. 4 July, pp.224-247.

2) 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.

3) 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.

4) 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.

5) 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.

6) 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.

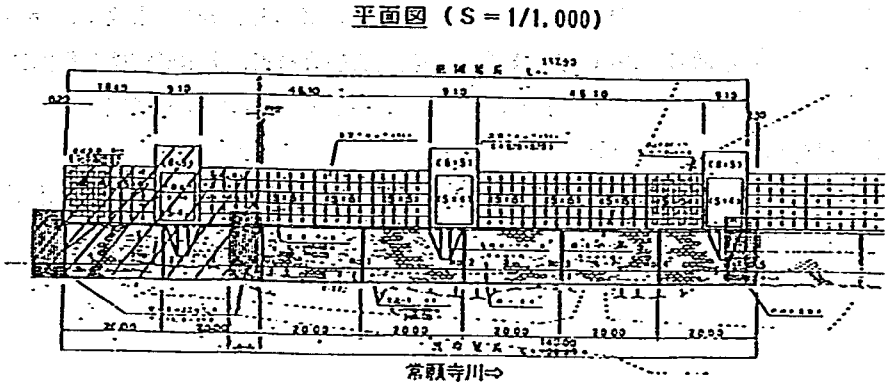
7) 山本晃一，深見親雄，1978；河川における土砂の移動機構に関する研究ノート，土木研究所資料第1416号，pp.18-151.

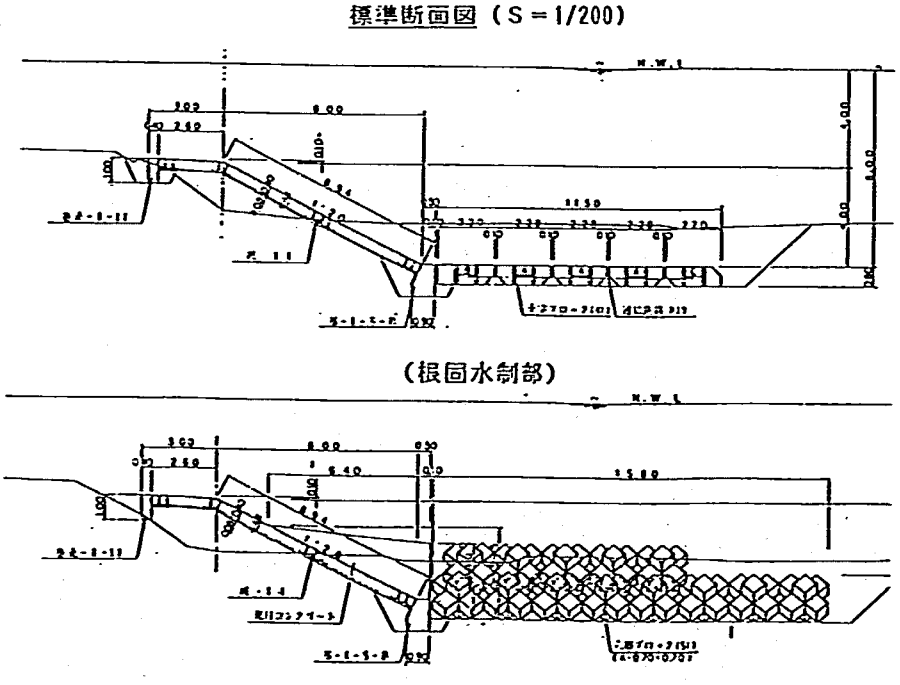
8) 山本晃一，1980；河川における土砂の移動機構に関する研究ノート〔Ⅱ〕，土木研究所資料1543号，pp.1-30.

Appendix C　根固め水制の機能に関する検討

C．1　検討の目的

黒部川，常願寺川では，昭和20年代後半から，大水制より小規模で護岸前面の粗度を増すために図５．４で示したような根固め水制が設置されている。また最近の根継護岸の設置に当っても図C．１のように根固めに一定間隙に異型ブロックを用いた横工根固め水制を設置している。



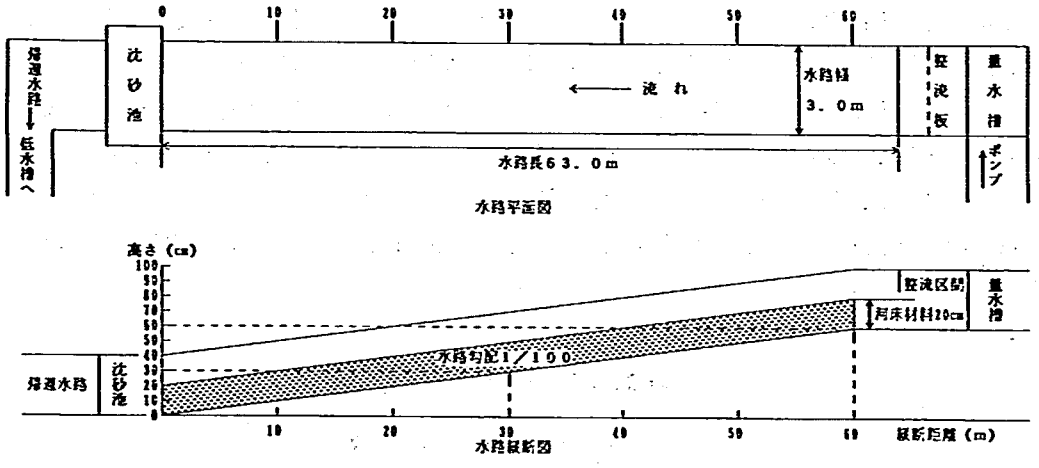


図C．１　常願寺川根固め標準構造図

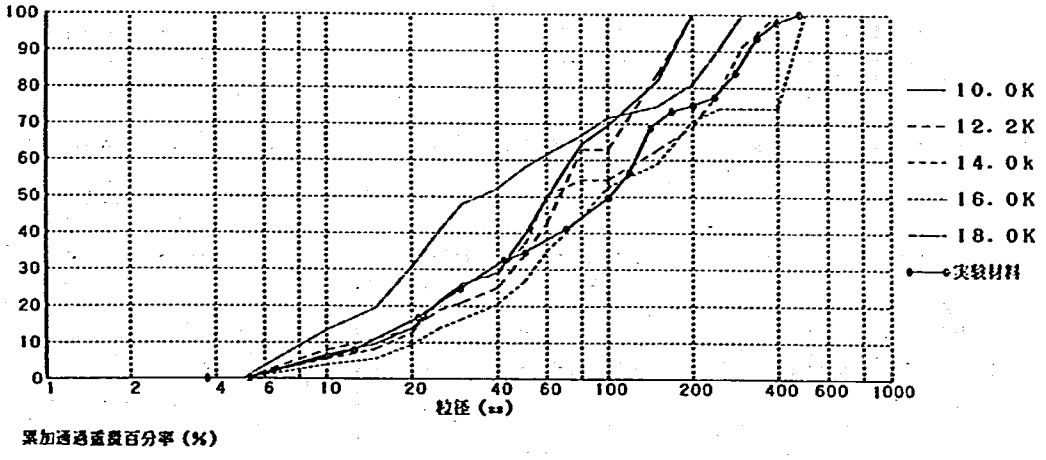
護岸・根固め加えて，さらに根固め水制が必要なのか，さらにこの根固め水制はどのような機能を持っているのかを実証的に検討する必要があると感じ，黒部川，常願寺川で生じるような水深条件で実験を行い，根固め水制の機能について検討することとした。

C．2　実験施設と実験方法

実験は，図C．2に示すような水路幅３ｍ，水路長63ｍの直線水路を作成し，図C．3に示す材料（平均粒径 $d_{=}$＝0.26cm）を勾配1/100に敷きならした移動床の水路で行った。水路内に設置した根固め等は，黒部川，常願寺川で用いられているものを1/50に縮尺したものを想定して作成した。水理条件等も黒部川，常願寺川の洪水時に生じるであろう状況を設定した。



図C．2　実験水路概要図



図C．3　実験河床材料粒度分布図と黒部川の河床材料

実験に用いた模型河床材料は，常願寺川の18.0km～7.1km間（Segment 1－1～1－3）の平均的な現地の河床材料の粒径分布形の内5mm以下の材料を除いたものを想定し，その粒径を1/50に縮尺した d_{*}＝2.6mmのものである。

模型の低水路河岸は，高さ6.0cmの2割勾配とし，河床材料をニスで固定して護岸に代用した。根固め工は，現地6tのコンクリートブロックに相当する5.0cm×4.4m×1.5cm（重量約50g）のモルタル製ブロックを用い，その敷設幅は15cmとした。根固め水制は，現地8t相当の異型ブロック層積み（模型約65g）を想定し，天端高を低水路河床高（初期河床高）より1.5cm高とし，天端幅を15cmとした。

実験に用いる水理量を決定するため，常願寺川の平均年最大流量（約700m³/s）および18.0km～7.0km間付近で高水敷以下の流下能力である3,000m³/s時における不等流計算結果の平均水深（それぞれ約1.5m，約2.25m）となるような流量を与えた予備検討を実施した。その結果，流量700m³/s相当では，砂州の形成移動があまり活発ではなく，流量3,000m³/s相当の方が現象がはっきりすることが明らかとなった。よって，砂州の形成，河床変動等が活発で対策効果等の差異が明確となる流量3,000m³/s規模の水深4.5cm（現地2.25m）を実験条件とすることにした。実験は表4．1に示す根固め水制配置および根固め工敷高について実施した。なお，水路の上流側約5.0m間程度は，補給砂区間として，とくに給砂は行わず，また下流端水位も自由流下とした。

表C．1　実験ケース一覧表

ケース	水理条件				川幅水深比	無次元掃流力	対策工諸元					通水時間	検討内容
							根固め工		根固め水制				
	水深 H	流量Q (ℓ/s)	低水路幅 B	高水敷高さ	B／H	τ_*	幅	敷設高	高さ	長さ	間隔		
1－1	4.5cm	78.3	2.75m	6.0cm	61.1	0.105						180分	無対策時の検討
1－2 A	4.5cm	78.3	2.75m	6.0cm	61.1	0.105	15cm	−2.0cm				180分	根固め工のみの検討
1－2 B							15cm	−2.0cm	+1.5cm	20cm	40cm		根固め水制の配置間隔と効果の検討
1－2 C							15cm	−2.0cm	+1.5cm	20cm	60cm		
1－3	4.5cm	42.7	1.5m	6.0cm	33.3	0.105	15cm	−2.0cm				120分	無対策時の検討
1－4 D	4.5cm	42.7	1.5m	6.0cm	33.3	0.105	15cm	−2.0cm				1－3に引き続いて120分	根固め工の敷設高さと洗掘深の検討
1－4 E							15cm	−4.0cm					

∴ 根固め工敷設高，根固め水制高は初期河床からの値である。

実験は，まず根固め工や根固め水制等の構造物を設置していない無対策の状態（護岸法尻工のみ）で所定の流量を通水し，砂州形成に伴う局所洗掘深や河床変動状況を調べ，対策工を設置したときとの比較資料としたのがケースⅠ－1である。ケースⅠ－2～Ⅰ－4は，根固め工や根固め水制を種々の配置諸元で設置し，その機能や効果について検討した。

C．3　実験結果

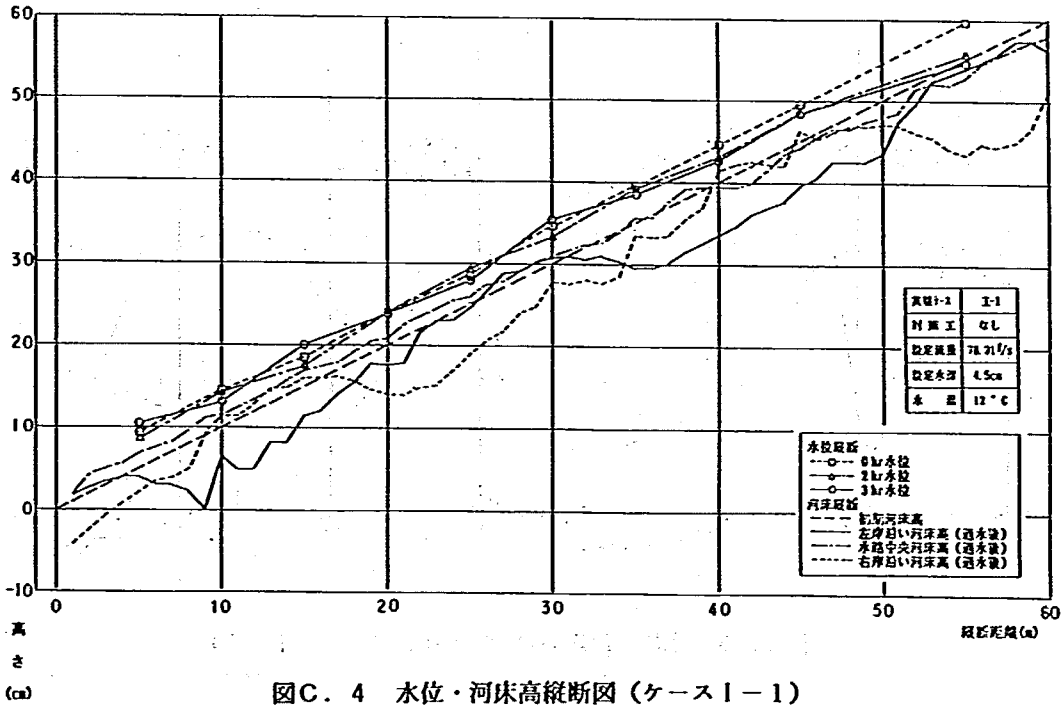
1)　ケースⅠ－1

本ケースは無対策の状態における砂州の形成，河床変動，洗掘深等を調べ，対策工を行った実験との比較資料とするものである。実験水路の断面形は法面1：2の中に初期移動床幅2.75m（勾配1/100）とした台形状である。実験は水深約4.5cmとなる流量78.3ℓ/sを与え，通水時間は砂州の形成および河床変動が安定する状況を見て180分とした。

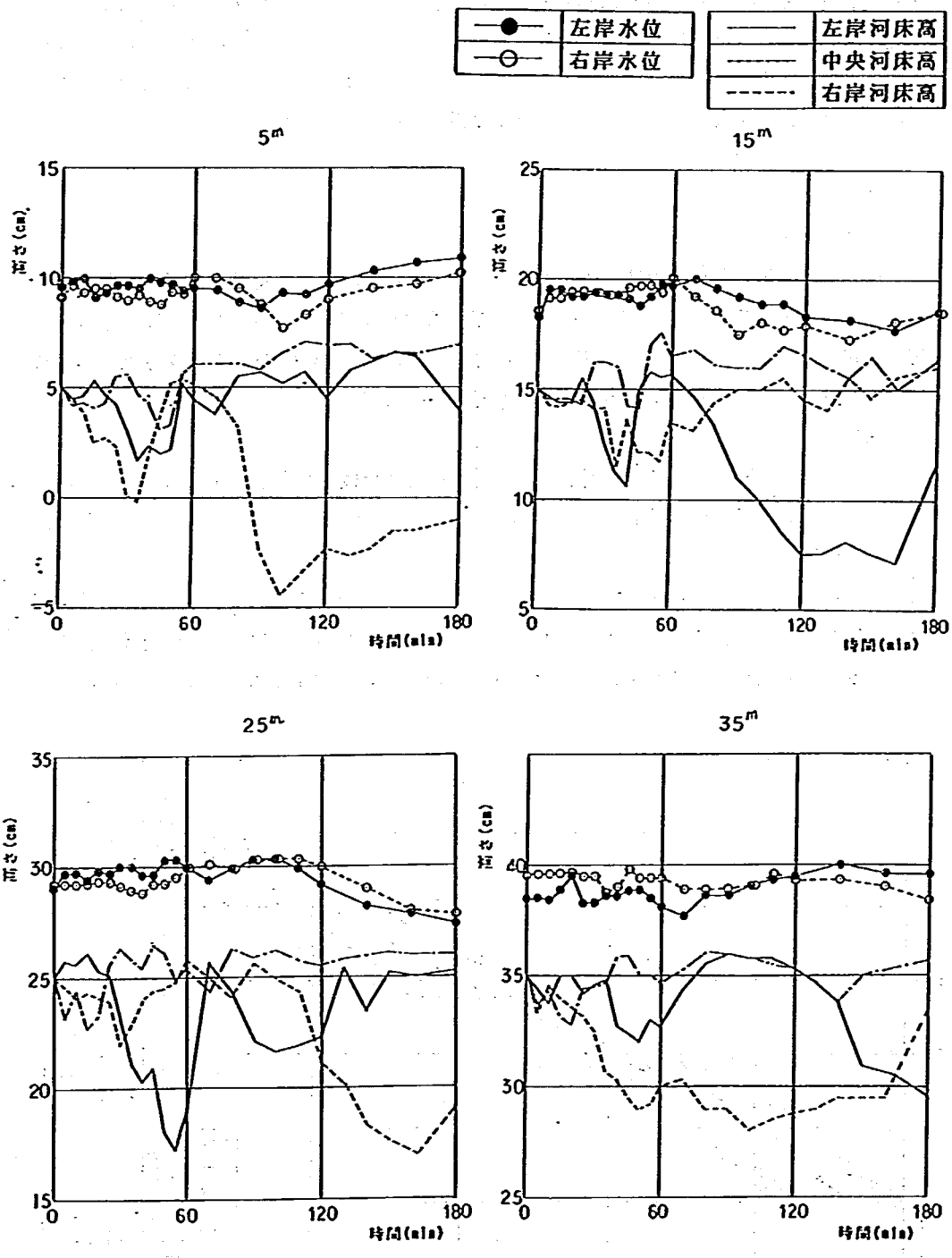
(1)　水位について

実験結果の水位縦断の時間変化（通水10分，120分，180分後）を通水終了後の河床高（左右岸は河岸から約15cm範囲の最深部）とともに示す。さらに5m, 15m, 25m, 35m地点の水位，河床高の時間変化図を図C．5に示す。

水路上流部は，河床低下傾向となり，これとともに水位も若干低下している。また水位は河床変動に追従して変動し，概ね河床が低い方が水位が低くなっている。砂州の形成発達に伴う同一地点での水位の変動量は，最大約2.4～2.6cm生じ，断面内の左右岸の水位差も最大約1.6cm生じ



図C．4　水位・河床高縦断図（ケースⅠ－1）



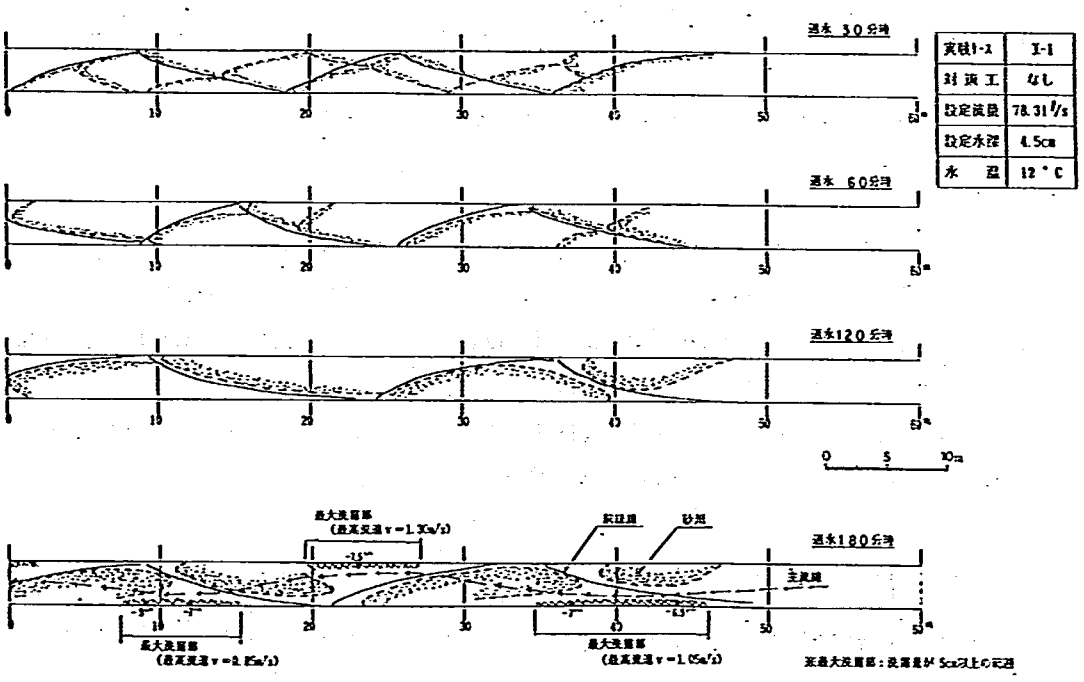
図C．5　水位・河床高の時間変化図（ケースⅠ－1）

ている。すなわち水位の変動幅は平均水深の５～６割も生じ，左右岸での水位差は平均水深の２～３割生じる結果となっている。

(2) 流況について

砂州の形成状況および流況図を図Ｃ．６に，通水終了時付近の左右河岸近傍の流速（河岸から約15cm範囲の最深部における６割水深の流速値）および河床高の縦断変化図を図Ｃ．７に示す。

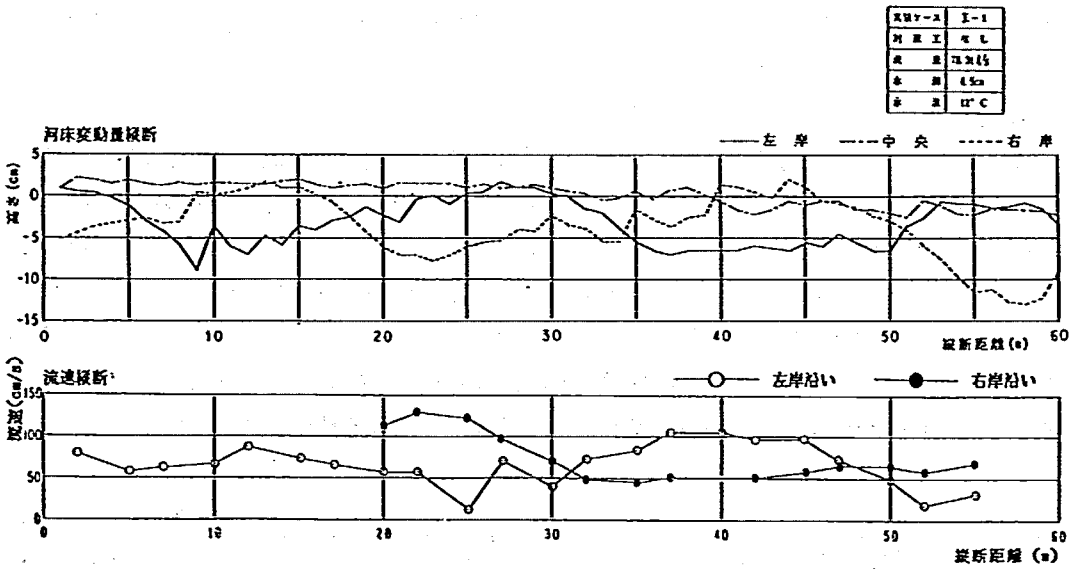
河床面は，通水約10分後付近から薄いウロコ状の河床波が形成され，その後徐々に波長が大きくなって複列の砂州へと発達する。さらに通水60分後付近では複列砂州が統合されて交互砂州へと発達する。通水120分以降は，河床変動も緩慢となり，水衝部箇所が37m付近右岸，22m付近左岸，10m付近右岸に形成され固定する傾向となる。このような水衝部箇所の流速は1.0～1.3m/sとなり，断面平均流速の約1.5～２倍の高流速となる結果が得られた。



図Ｃ．６　砂州の時間変化と流況図（ケースⅠ－１）

(3) 河床変動状況について

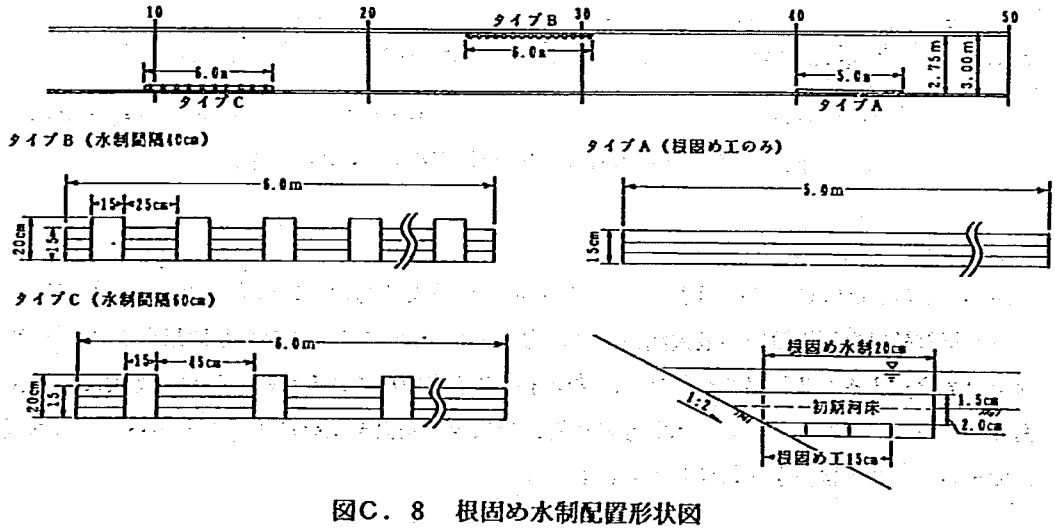
図Ｃ．４および図Ｃ．６に示すように，交互砂州の波長は約24～28mとなり，通水終了時における砂州前縁線の河岸沿いの最大洗掘深は，約７～８cmである。この交互砂州形成に伴う洗掘深を現地換算すると3.5～4.0mとなり，常願寺川の多列砂州によるものよりやや過大な洗掘深である。しかし，ここでは根固め水制等の機能，効果等の差異を明確にすることから，この水理条件で次のケースの検討を実施することにした。



図C．7　河床高変動量・流速縦断図（ケース1－1）

2)　ケース1－2

本ケースは，根固め水制を設置したときの流速低減および洗掘防止効果等について検討したものである。実験は，同一水路内に根固め工のみ（タイプA）の場合，根固め工に加えて長さ20cmの根固め水制を水制長の2倍の40cm間隔で設置（タイプB）した場合，水制長の3倍の間隔で根固め水制を設置（タイプC）した場合の検討を実施した。なお，根固め工敷高は初期河床−3.0cm，敷設幅はケース1－1で生じた洗掘深の約2倍の15cmとし，根固め水制の天端高は初期河床 +1.5cm である。これらの配置形状図を図C．8に示す。

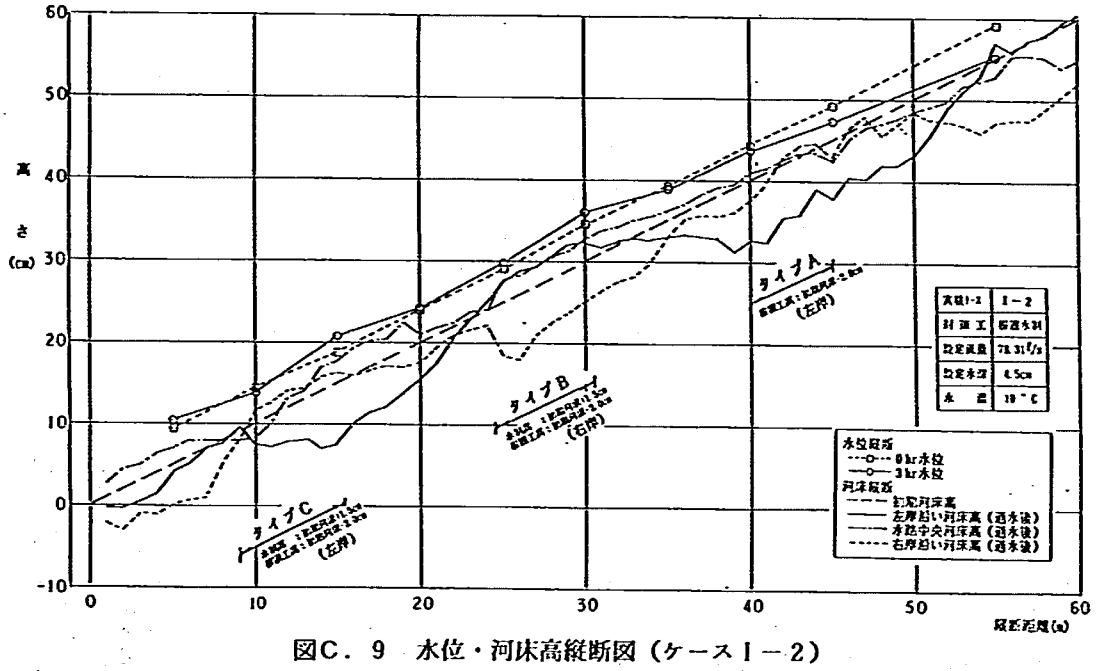


図C．8　根固め水制配置形状図

(1) 水位について

実験結果の水位縦断の時間変化（通水10分，通水180分後）および通水終了後の河床高縦断図を図C．9に示す。

水位は，根固め水制周辺で局所的な変動があるものの，全体的には無対策のケースⅠ－1と大きく変ることはなかった。水路上流では，河床低下に伴って水位が若干低下している。根固め水制付近では，水制によるせき上げ生じ，その直下流で水面に変動が見られる。根固め水制による水位のせき上げ高は約1.0～1.2cmである。



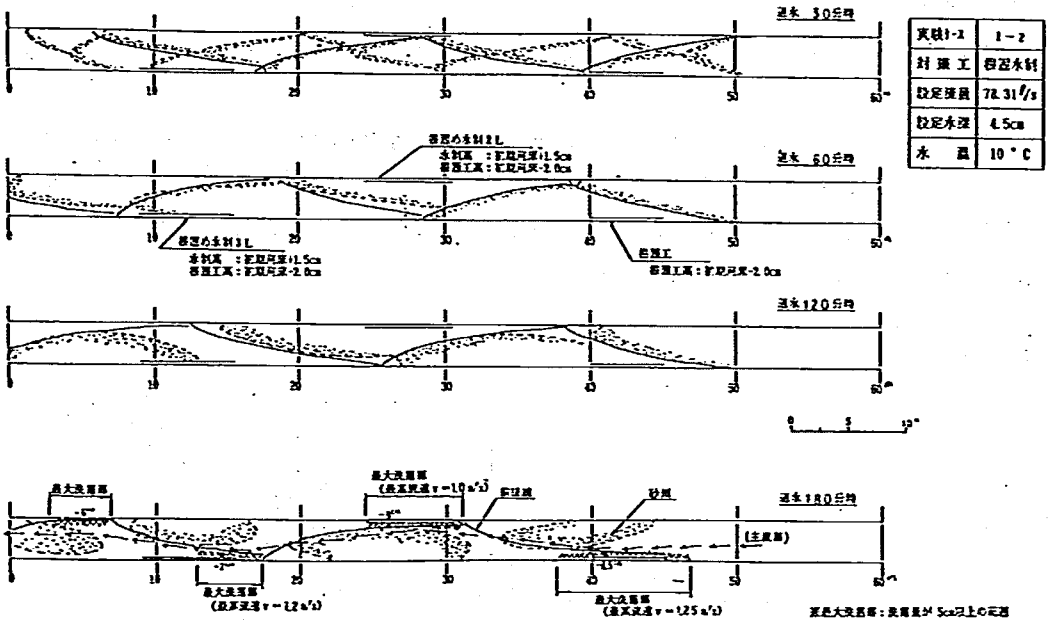
図C．9　水位・河床高縦断図（ケースⅠ－2）

(2) 流況について

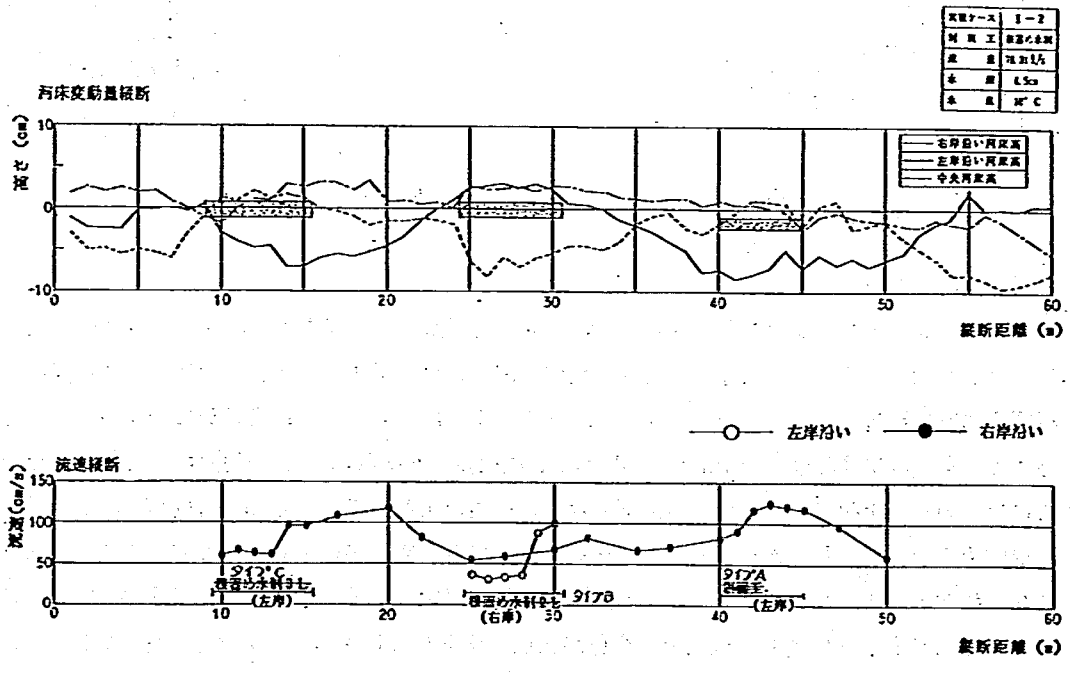
砂州の形成状況および流況図を図C．10に，通水終了直前の左岸近傍の流速と，根固め工上，根固め水制間の流速および河床高の縦断変化図を図C．11に示す。通水初期の砂州形成状況は，根固め水制の影響もほとんどみられず，ケースⅠ－1とほぼ同じように複列から交互砂州へと発達する。交互砂州は30分で約4m下流へ移動し，洗掘箇所もそれに伴って移動する。通水120分時では根固め水制を配置した箇所が水衝部となり，根固め工前面で6～8cmの洗掘が生じた。

根固め工のみ配置したタイプAでは，洗掘に伴って根固め工が露出し，その前面で洗掘が大きくなる傾向となる。洗掘深の増大により通水60分後で根固め工前面が屈撓し，通水120分後には最大洗掘深が9.8cmに達し，根固め工全体が屈撓，沈下してしまった。なお，根固め工上で約1.25m/sの流速が生じた。

根固め水制を配置したタイプB（根固め水制の配置間隔40cm）では，根固め水制の直上流で



図C．10　砂州の時間変化と流況図（ケース１－２）



図C．11　河床高変動量・流速縦断図（ケース１－２）

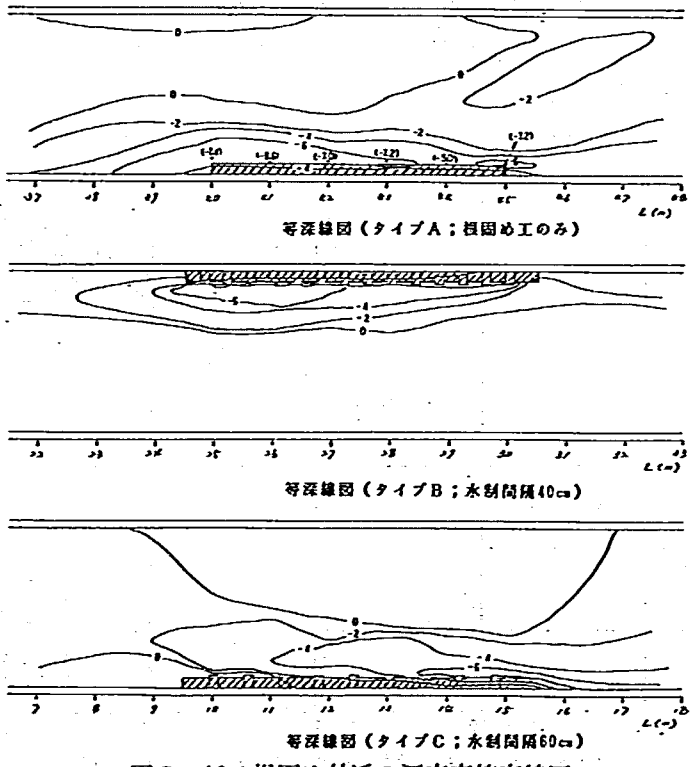
約1.0～1.5cmの水位のせき上げがあり，根固め水制の直下流では波状跳水状の水面変動が生じる。根固め水制間においては，流速が約35cm/sまで減勢され，根固め水制が流速低減に効果のある結果となっている。根固め水制は異型ブロックを層積みとしたが，連結しなかったために水制先端の洗掘に伴って崩落してしまい，また一部流出する状態であった。ただし，根固め工は，前面がわずかに屈撓した程度で維持される結果が得られた。

根固め水制の配置期間を変えたタイプC（根固め水制の配置間隔60cm）でも，根固め水制の直上流で約1.0～1.5cmの水位のせき上げが見られ，同様に直下流には波状跳水状の水面変動が生じていた。ただし，タイプBと比較して水位の変動は小さいようであった。タイプBと同様に水制先端のブロックが崩落，沈下して一部流出したものの，根固め工は上流端付近の前面が若干屈撓した程度で維持されていた。流速は根固め水制間で約60cm/sまで減勢される結果となった。以上より，流速の減勢効果は，根固め水制の配置間隔が狭いタイプBの方が大きいことが明らかとなった。

(3) 河床変動状況と根固め水制の効果について

先の図C．9および図C．11に示すように，交互砂州の波長は約24m程度である。通水終了時における河岸沿いの最大洗掘深は約8cmで，いずれも根固め工あるいは根固め水制の前面で生じている。ただし，この洗掘深は無対策のケース1－1とほぼ同じである。

タイプA～Cそれぞれの通水後の河床等高線図を図C．12(1)～(3)に示す。タイプAの根固め工



図C．12 根固め付近の河床高等高線図

のみの場合では，根固め工前面で洗掘が生じ，根固め工自体が屈撓，崩落している。しかし，局所洗掘の発生位置は根固め工の前面となり，河岸沿いから離れて水路中央寄りになる効果は得られている。タイプBでは水制が根固め工より突出していることから，洗掘位置がさらに水路中央寄りとなり，根固め工前面での洗掘も軽減されている。タイプCでは水制周辺の洗掘もタイプBと比べ小さくなっている。

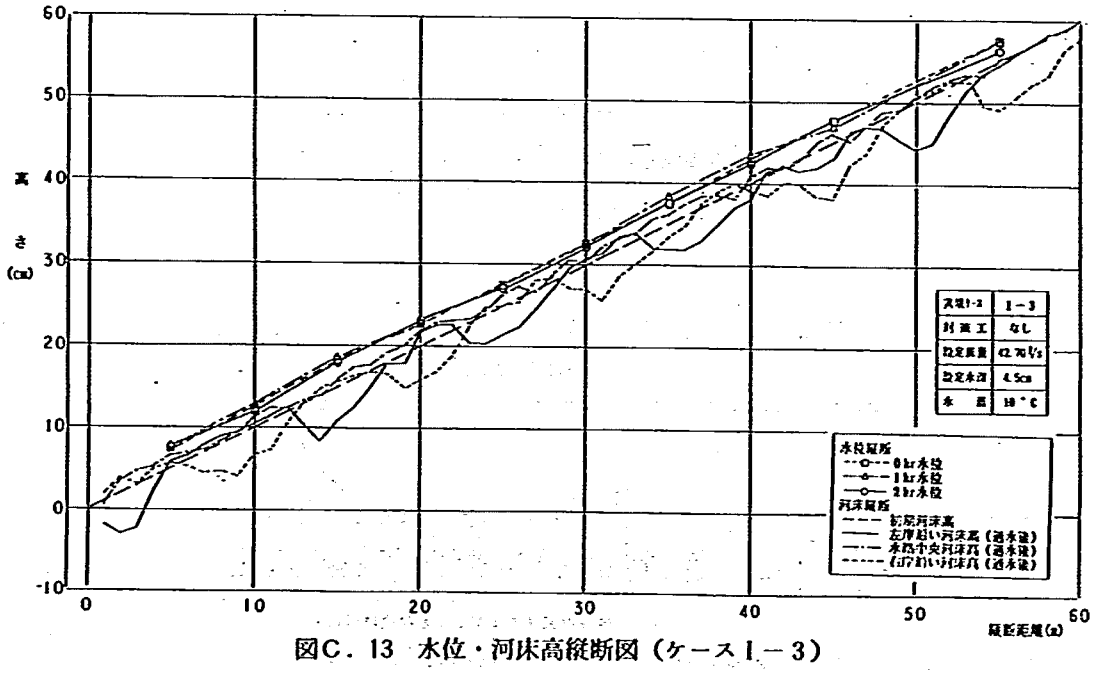
以上の結果より，根固め工のみの場合にはその前面が全体に洗掘されているのに対して，根固め水制を配置したケースはその下流側の洗掘が抑制されているようであった。ただし，根固め水制先端付近の最大洗掘深は両者ともほぼ同様であった。

3) ケースⅠ－3

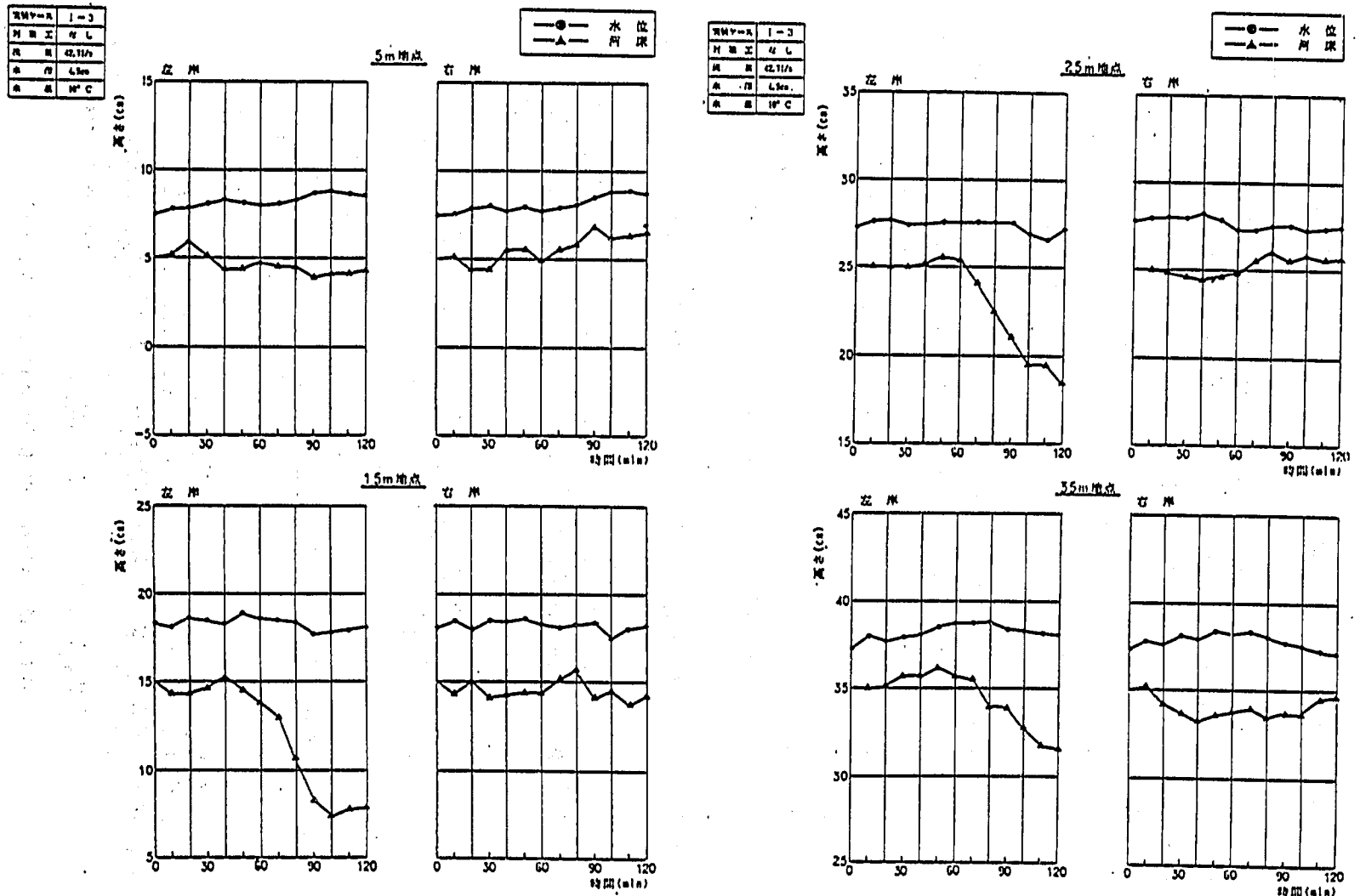
ケースⅠ－2の実験結果では，水衝部の洗掘規模が大きく，根固め工や根固め水制がいずれも崩落，沈下するような状態となった。このため本ケースでは，交互砂州の規模および洗掘深を小さくし，現地の常願寺川に形成されているような砂州の波長程度となるように低水路幅を変更することとした。法面は1：2の固定床で移動床幅を2.75mから1.5mに狭くした。1.5mの台形状では，水深は約4.5cmとなる流量42.7ℓ/sを与えて検討することにした。本ケースは，先のケースⅠ－1と同様に無対策の状態における現象把握の実験である。なお，通水時間は，砂州の形成および河床変動が安定する状況を見て120分とした。

(1) 水位について

実験結果の水位縦断の時間変化（通水10分，60分，120分後）を通水終了後の河床高縦断とともに図C．13に示す。さらに水路の5m, 15m, 25m, 35m地点断面における左右岸，中央地点の水位，河床高の時間変化を図C．14に示す。



図C．13 水位・河床高縦断図（ケースⅠ－3）



図C．14　水位・河床高の時間変化図（ケースⅠ－3）

実験は給砂を行っていないため，水路上流部は河床低下に伴って水位が若干低下する傾向となる。

砂州の形成発達に伴う同一地点での水位変動量は約 1.6cm であり，左右岸での水位差は約 0.8cm 生じている。水位の変動量は平均水深の3.5割程度であり，左右岸の水位差は平均水深の1.8割程度となっている。これは先のケースⅠ－1と比較するとかなり小さくなっており，水路幅を狭めたことによって，砂州規模が小さくなったためと考えられる。

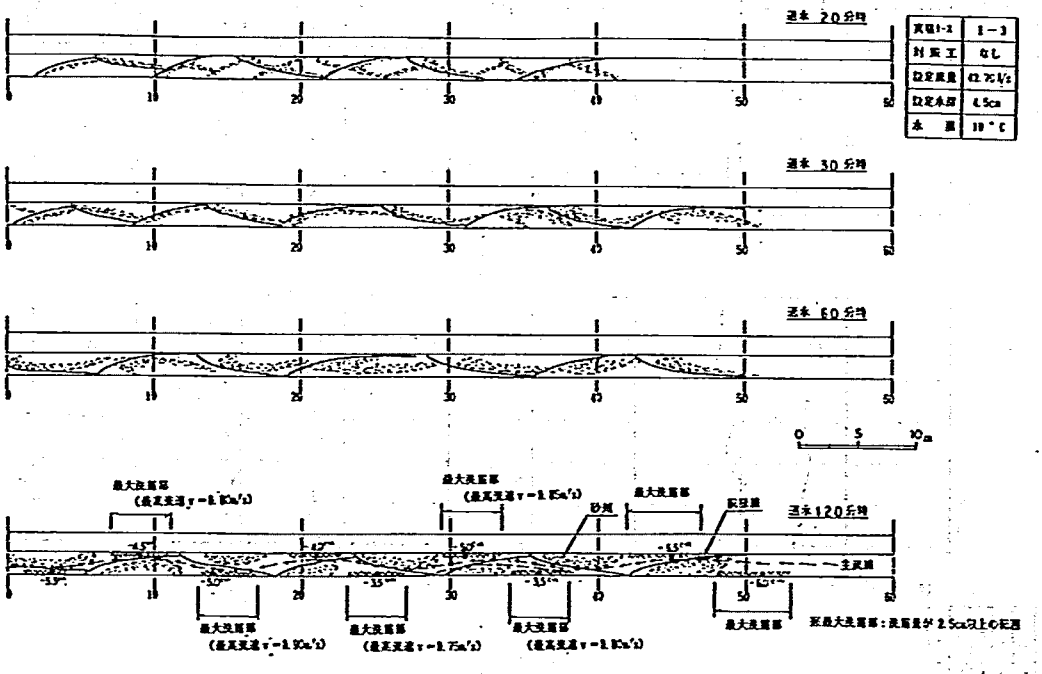
(2) 流況について

砂州の形成状況と流況図を図C．15に，左右岸の流速および河床高の縦断変化図を図C．16に示す。

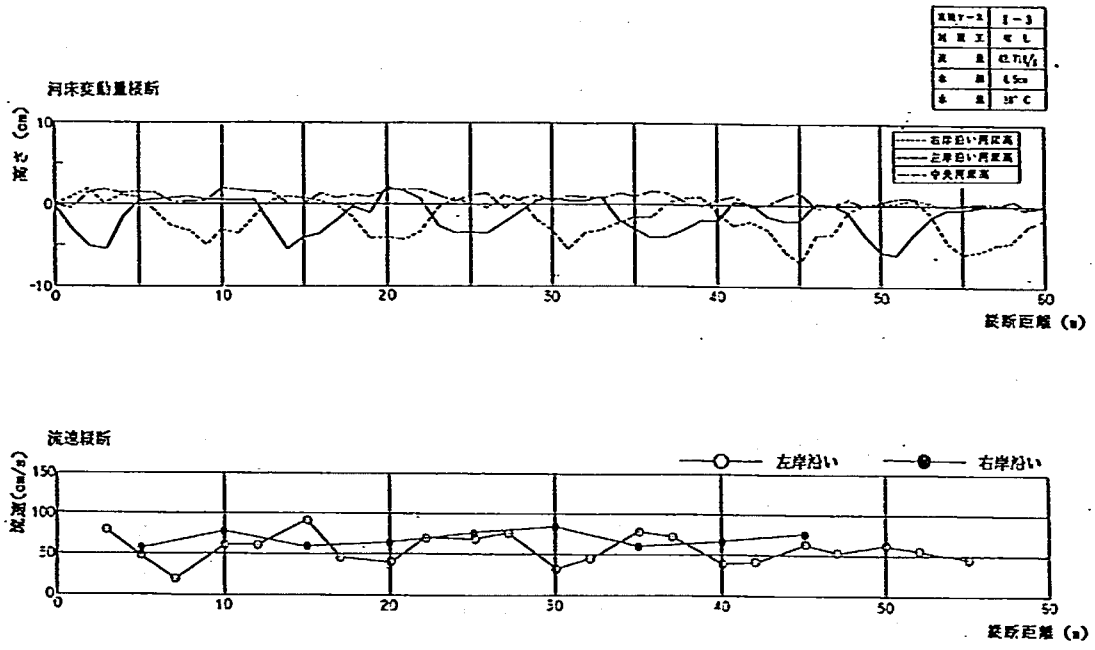
砂州の発達状況は，通水10分後から薄いウロコ状の河床波が形成され，その後徐々に波長が大きくなって，複列砂州へ，そして通水30分後付近から交互砂州へと発達する。さらに，通水60分以降は砂州の移動が緩慢となり，水衝部箇所は砂州前縁線の河岸沿い付近に固定される傾向を示す。この水衝部付近では約 90cm/s の流速となり，断面平均流速の約1.5倍の値となっている。

(3) 河床変動状況について

C．13および図C．15に示した河床高縦断，砂州形状図より水路内に形成された砂州の波長は10～12m程度であることが分かる。また，通水終了時における砂州前縁線の河岸沿いの最大洗掘深は 4 ～ 6 cm である。これより，現地の常願寺川に形成される砂州形態とは異なるものの，これらを現地換算すると砂州の波長が 250～300m，砂州の形成に伴う洗掘深は 2.0～3.0m となり，ほ



図C．15 砂州の時間変化と流況図（ケースⅠ－3）



図C．16　河床高変動量・流速縦断図（ケースⅠ－3）

ぼ現地に形成される砂州規模に対応する結果となった。

4)　ケースⅠ－4

本ケースは，護岸固め工の敷設高の違いによる洗掘防止および根固め工の安定性等について検討したものである。根固め工は，洗掘を防止するためにある程度の敷設幅が必要であり，さらにその敷高は低い方が効果的と考えられる。ここでは，ケースⅠ－3で形成された砂州前縁線の河岸沿いの洗掘箇所に図C．17に示すように敷設高を変えた根固め工を設置（初期河床－2.0cmおよび初期河床－4.0cm，敷設幅は両者とも15cmとし，周辺河床は敷設高に埋め戻した）し，ケースⅠ－3に継続してさらに120分通水した検討を行った。

(1)　水位について

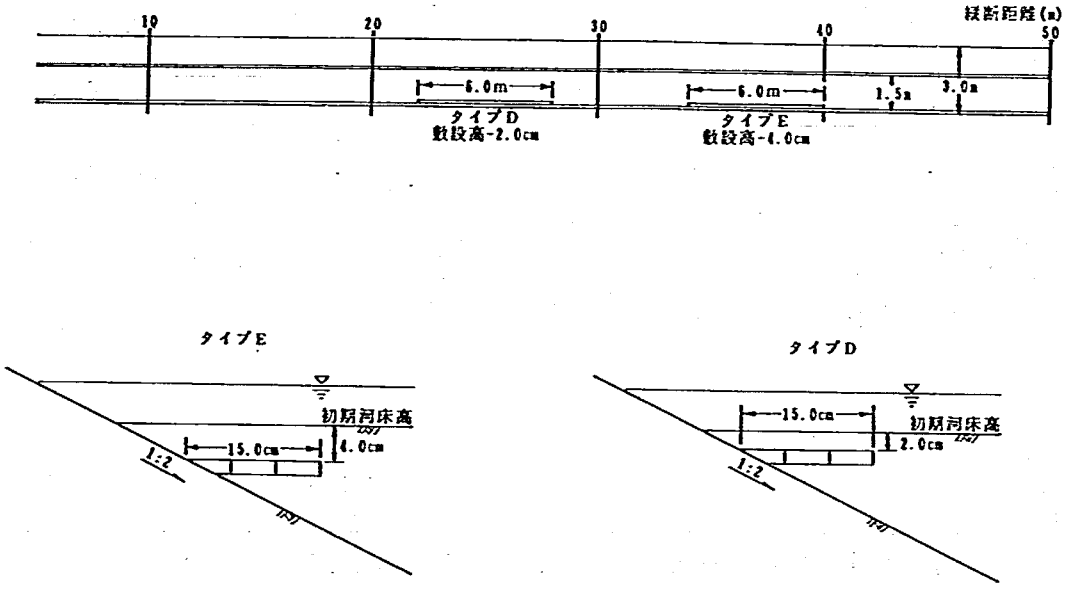
実験結果の水位縦断の時間変化（通水10分と60分後）および通水後の河床縦断図を図C．18に示す。

先のケースⅠ－3に継続して通水したため，水位の時間変化も少なく，とくに差異は見られなかった。

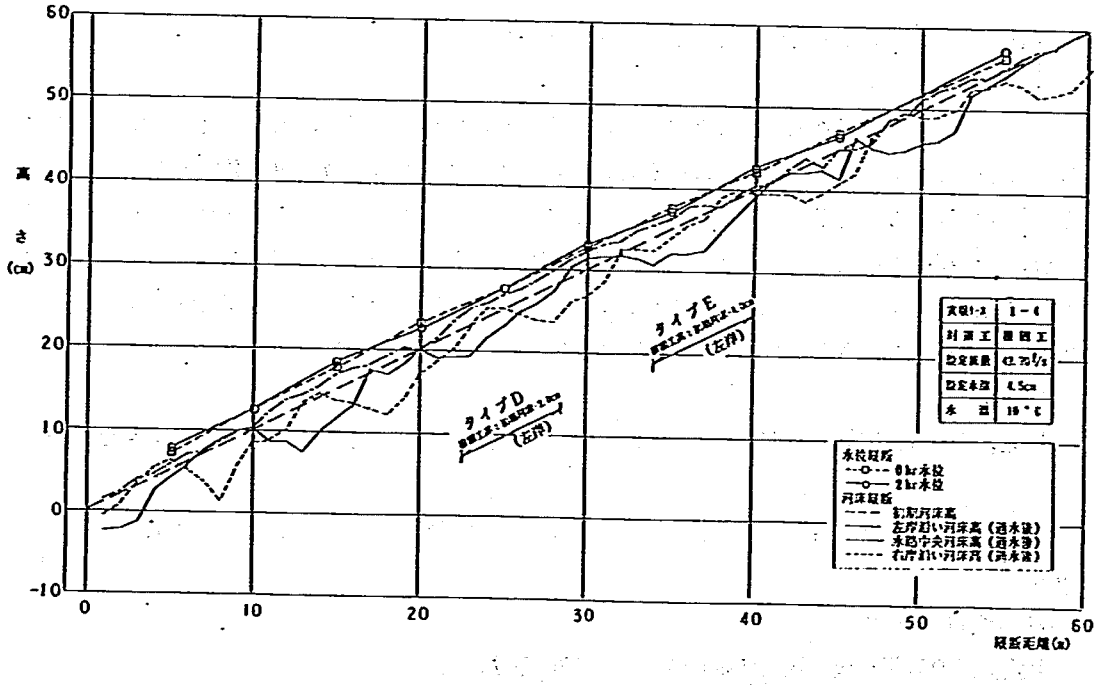
(2)　流況について

実験結果の砂州形成状況と流況図を図C．19に示す。

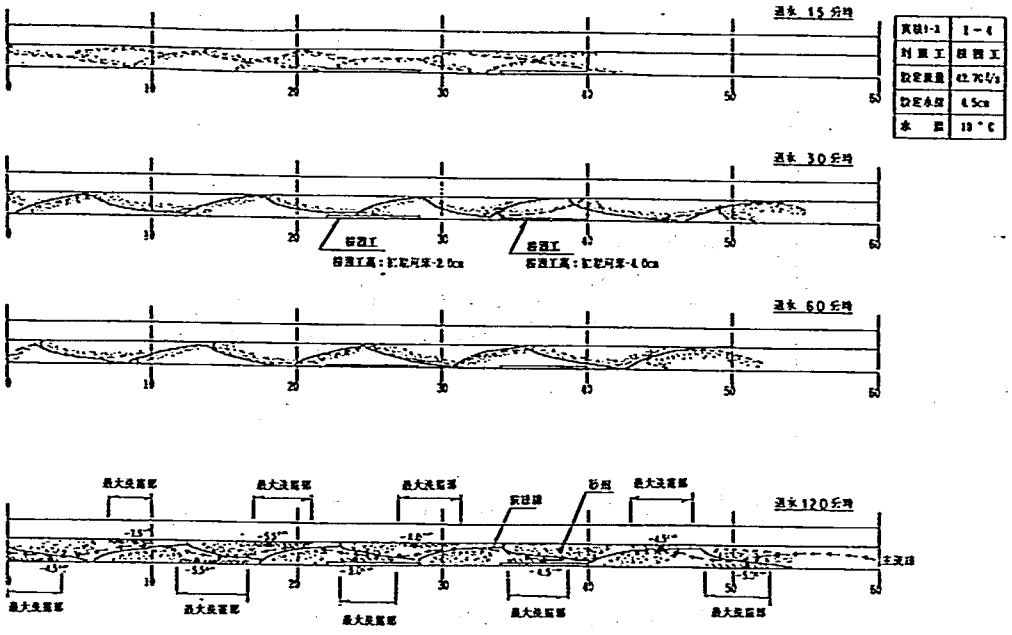
砂州は先のケースⅠ－3の通水後形状に対して若干下流に移動した程度で，あまり変化しておらずほぼ安定した状態となっている。したがって，根固め工設置箇所付近が水衝部であり，この根固め工前面で洗掘が進行する程度で，他は有意な違いは見受けられなかった。



図C．17　根固め工配置図



図C．18　水位・河床高縦断図（ケース1－4）



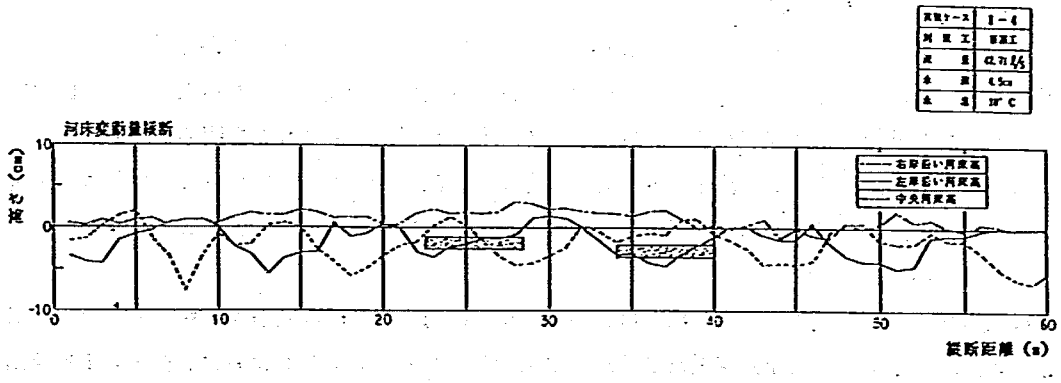
図C．19　砂州の時間変化と流況図（ケース１－４）

(3)　河床変動状況および根固め工の効果について

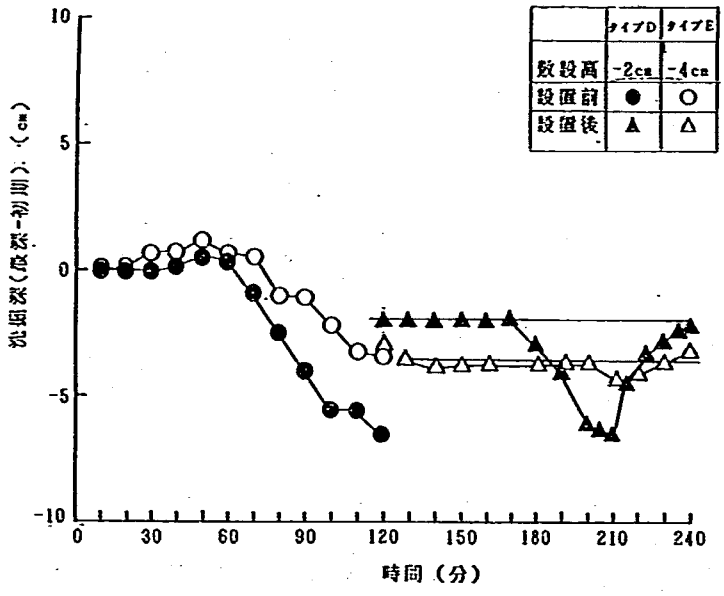
通水後の河床高変動量の縦断図を図C．20に示す。

形成された交互砂州の波長は約12m，初期河床からの洗掘深が約５～６cmである。これは根固め工を設置しないときと同じであり，根固め工敷設による影響はほとんどない結果となっている。

いっぽう，根固め工を設置した断面（25m, 35m）の洗掘状況を無対策時とともに図C．21に示す。



図C．20　河床高変動量縦断図（ケース１－４）



図C．21　洗掘量時間変化図（ケースⅠ－4）

これによると根固め工の有無や敷設高の違いによって洗掘深が異なるようなこともないようである。ただし，根固め工によって，洗掘位置を河岸から遠ざける効果は大きい。なお，通水中の最大洗掘深は，根固め工の敷設高が－2cm（タイプD）の場合約7.5cm，敷設高が－4cm（タイプE）の場合で約5.5cmとなっており，後者の方が洗掘深が小さい。しかし，これは無対策時と同じ洗掘深であり，元々後者の方の洗掘深が小さかったためで，敷設高の違いによる効果ではない。しかしながら，根固め工の安定性やその維持の面からも敷設高は低い方が有利である。

C．4　考察と結論

1)　根固め工の効果と役割

扇状地河川に発生する砂州は，砂州幅100m以上，砂州長300m以上あるのが普通であり，その淵部（深掘れ部）の深掘れが生じている幅は，根固め幅（10m程度以下）を越えており，根固め工の敷設高が砂州による深掘れ部の高さより高くても，砂州部の深掘れを根固め敷設幅より河川側に追いやる効果があるが，洗掘深そのものはあまり軽減できない。したがって，根固めは，護岸根固め工の敷設高さより河床が低下する場合の護岸および根固め工の保護工として位置付けられるものである。

根固めブロックが連接してある場合は，前面の洗掘に対して，ほぼ安息角で傾斜するので，根固め敷設高を基準として予想深掘れ量ΔZ_sの2倍程度の根固め敷設幅があれば，根止め工の破損は防げることになるが，多少の安全を考えてΔZ_sの2.5倍程度の幅とすべきであろう。

護岸前面の深掘れ深が正確に予想し得れば，根固め幅bは根固め敷設高Z_bの関数となるので，最適根固め幅は，根固め，護岸，根固め工全体としての建設コスト，全体としての強度を評価関数として根固め幅，敷設幅が決定されることになろう。しかし，護岸前面の深掘れ深の評価が難しく，またたとえ水路形状，河床材料，洪水時の水理量より，予想される深掘れ深の平均値が評価されても，個々の深掘れは同一条件でもかなり違いがあり，これが明確になっていないこともあって合理的に根固めの敷設高，敷設幅を決められない所がある。

これまでの護岸根固め工の設計の考え方をある程度踏襲するとすれば以下のごとくなろう。

深掘れ深ΔZの評価は，近い将来（施設のライフライム50年程度）の常水路の平均河床高Z_mを評価する。次に過去の横断測量結果より，測量時の平均河床高Z_mと最深河床高Z_{max}の差ΔZより，水制や橋脚，床止め工等に原因する局所洗掘を除いたものを砂州や常水路の平面形状によって生じる深掘れとし，これを根固め工敷設高設定のための河床高とすると良い。

根固め工の敷設高をΔZに対応した深さに設置すれば，予期し得ないような深掘れ，または深掘れの変動性に対する対処として根固めが位置付けられることになる。この場合の根固め幅としては6m程度（根固め前面で2.5m程度の深掘れが生じても安全な幅）としておけば十分であろう。

一般に根固めの敷設高は，計画河床高より1mから1.5mの下に敷設し，根固めの幅は6m～12m程度とすることが多い。扇状地河川の砂州によるΔZは2m程度であるので，この砂州に対しては一応の安全度は確保し得ていると言えるが，河道の曲がりや流れの集中するところでは，より深い深掘れが生じるので，このような場合には，根固め幅を増すか，根固め敷設高を下げる必要がある。

2)　根固め水制の効果と役割

根固め水制の効果と悪影響を実験結果からまとめると次のようになる。

- 根固め水制は粗度要素となり，護岸前面の流速を低減する。
- 根固め水制設置は，根固め前面の洗掘量の軽減にはあまり効果がない。根固め水制の周辺に水制周りの局所洗掘防止のための根固めを設置しないと水制による局所洗掘が生じる。
- 根固め水制によって水制前面の水位がせき上がり，流れを乱す。

以上のまとめより，根固め水制による侵食防止の役割をまとめると以下のごとくなろう。

根固め水制のない同幅の根固め工に比較して，根固め水制の効果は根固め上の流速を遅くすることである。しかし，流速を遅くすることの効用がどれだけあるのであろうか。根固め工および堤防は，根固め水制がない場合の流速に耐えられる強度を持っているので，根固め工の効用は玉石の護岸や根止め工への直接的な衝突を緩和することにある。あるいは根固め水制がある程度高く，また強度も十分にある場合は，非越流型の水制と同様な機能を持ち，深掘れ部を水制先端位置より追いやり，堤防に対して第一防御ラインとなると言うものであろう。

根固めが流水に対して移動しない大きさであれば，根固め水制を設置する必然性は少ないように思える。転石の護岸，根止め工の衝突対策等が必要であれば，根固め工付近に一列縦にブロッ

クを２段積みしておけば良いであろう（形の良いブロックを製作すれば景観的にも見苦しくはないであろう）。

3)　砂州による水位変動

根固め水制の設置による現象とは別であるが，交互砂州の形成，流下（現地の常願寺川に形成されるような波高，波長の砂州）に伴う同一地点の水位変動量は平均水深の３～４割も生じること。また，この交互砂州による左右岸の水位差は平均水深の２割も生じることが明らかとなった。

Appendix D　低水路河岸侵食防止工に関する検討

D．1　検討の目的

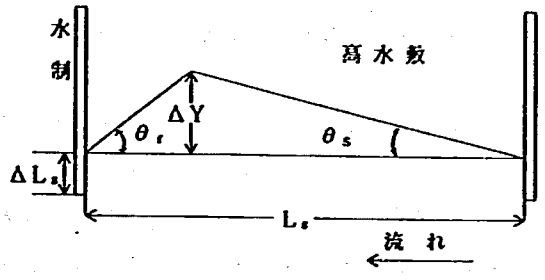
扇状地河川の河道中央部における河床掘削は，堤防前面の高水敷化を促進し，この高水敷が上流ダム群の建設による中小洪水のピーク流量の減少化もあって安定化しつつある。一方でこの高水敷化された部分が堤脚保護として重要な役割をはたしていることが過去の被災事例からうかがえる。そこでこの高水敷化された所を堤脚保護の機能を持つものと位置付け，その河岸侵食を抑制するための簡易な低水路河岸侵食防止工の開発が求められている。現在考えられているのは図5．4．4のように異型コンクリートブロックを用いて配置するものである。しかしこの縦工的侵食防止の長さや形状，配置間隙，構造について明確になって無い所があり，黒部川，常願寺川で生じるような水理条件で実験を行い，これらを明確化することとした。

D．2　低水路河岸侵食防止工の基本的考え方

水制の高さが河岸高程度あり，土砂が水制間に堆積し，高水敷化した場合，あるいは水制間の河床を埋め立てて高水敷化した場合，水制間の河岸線は次のようになる。

1)　砂州の影響の無い場合

水制間隔L_sが砂州長L_tに比べて十分短いか砂州の発生しない場合，河岸線はある角度を持って次の水制に向かい，次の水制の直前で河岸線は円弧を描いて河身側にもどるような形状となる。この河岸線を図D．1のごとく簡略化，θ_s, θ_t, ΔL_s, ΔY を定義し，これがどの程度であるか評価する。



図D．1　記号の定義

河岸線は，土砂の堆積も侵食も生じないラインであると考えて良いので，このラインは水制先端を通る流線が，水制背後に剝離を生じないように滑らかに流れるラインと一致する。すなわちθ_sは水路がある角度を持って拡がる時に剝離が生じないような限界角にほぼ等しいと考える。この限界角は，実験によると6～7°程度であるので，θ_sは6～7°程度と予想される。

実際に生じている砂河川の河岸線の堤防側への入れ込み角度は，利根川，淀川の例でいうと，

1°程度バラツキがあるが，11例で平均6.95°であった。

θ_tは突起前面に生じる死水域の形に対応し，45°程度である。

ΔL_sは水制の先端形状や高によって変わるが，水制高h_sの頂部の高さが水制間の土砂の堆積面高より高ければ，概略零として良い。

ΔYは　$\Delta Y = L_s \tan\theta_s / (1 + \frac{\tan\theta_s}{\tan\theta_t})$　　(D－1)

であるので，$\theta_s = 7°$，$\theta_t = 45°$とすると，

$$\Delta Y = 0.107 L_s \qquad (D-2)$$

となる。

2)　砂州が水制間の河岸線に影響する場合

砂州の長さL_sと水制間の長さL_sが同程度の場合，水制間の砂州が張り出すような形となりθ_sは砂州の影響の無い場合より大きくなる。

砂州L_sと水制間隔L_sが同程度の場合，砂州の形状から

$$\tan(\theta_s) \leqq \frac{B_s}{L_s} \qquad (D-3)$$

と考えられる。一般に砂州の砂州幅砂州長比B_s/L_sが3～5程度であるので，$\tan(\theta_s) = 1/3 \sim 1/5$となろう。

$\tan(\theta_s)$を小さくするにはL_sをL_sの1/2～1/3以下とし，砂州による河岸線の堤防側へのくい込みの影響を取り除くことが必要である。

なお交互砂州の場合，ΔYが大きくなると，急縮部が規則的に配置された水路形状となるため，砂州が複列的になったり，変形を受けたりすることがある。これに対してはL_s/L_sの値をより小さくしたり，水制頭部に縦工を配置し，河岸線の形状をコントロールし，砂州形態の変形が生じないようにすると良い。

以上のような水制高の高い水制による河岸線のコントロールの考え方を簡易型河岸侵食防止工（縦工）に応用する。すなわち，侵食防止工を横工の無い縦工のみの水制と考えて，その配置間隔を評価すると，その間隔は砂州の波長L_sの1/2～1/3以下の間隔に配置すれば良いことになる。侵食防止工の河岸方向への依入長は，予想される河岸線の高水敷の侵食量ΔYより長くすることが，侵食防止工背後からの侵食を防ぐために必要となる。

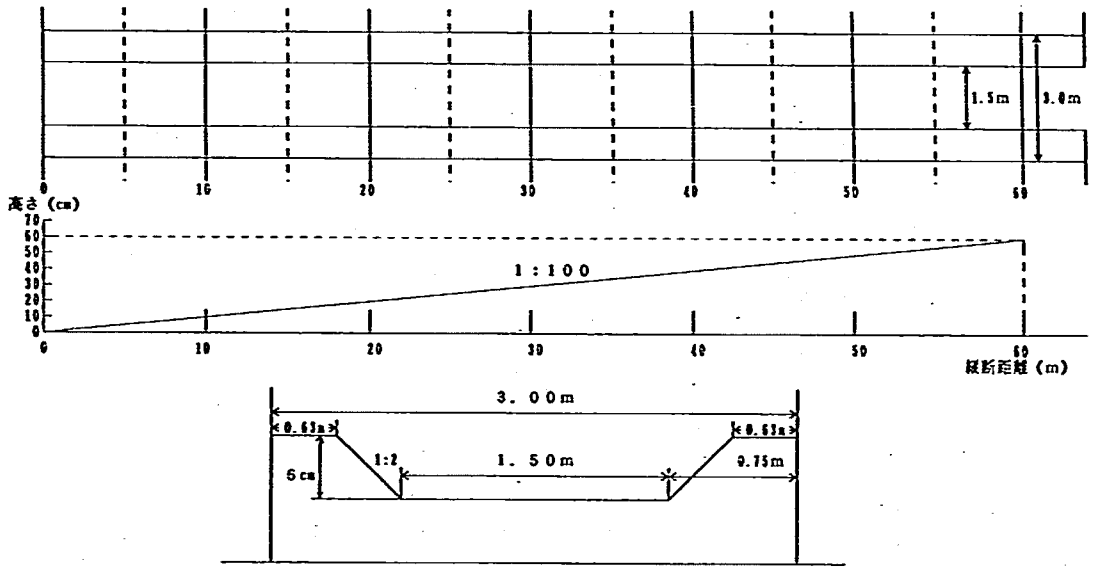
ただし，河岸高が低い場合には，大洪水時に高水敷上も流水が流れ，高水敷部が侵食される恐れがあるので本工法は適用し得ないと考える。

侵食防止工の縦工部の長さや横工部の長さ，さらに侵食防止工周辺の局所洗掘に対する防止のための根固め工幅，砂州長と簡易侵食防止工との適正配置関係の決定には，上述の理論だけでは不足であり，これらについては実験等によって詳細に検討することとした。

D．3　実験の概要と実験条件

扇状地河川の高水敷化した河岸の侵食を防止するための保護工の形状，配置諸元等について検討した。河岸侵食防止工は，低水路河岸に簡易型の護岸的（縦工）なものをある間隔で配置するものである。実験はこの縦工の長さ，間隔等の配置諸元と河岸侵食防止効果について，および縦工背後への侵食を防止するための縦工上流端の河岸側への嵌入長とその角度等について検討した。

Appendix Cの検討に用いた水路に，図D．2のように低水路幅1.5m，法勾配に1：2の複断面とし，両側に幅63cmの高水敷部を設けた。高水敷の高さは6.0cmとして，高水敷上へ流水が乗り上がらない状態で実験を実施した。ただしケースⅡ－6では長時間の通水による水位上昇を考えて高水敷高を7.5cmとした。



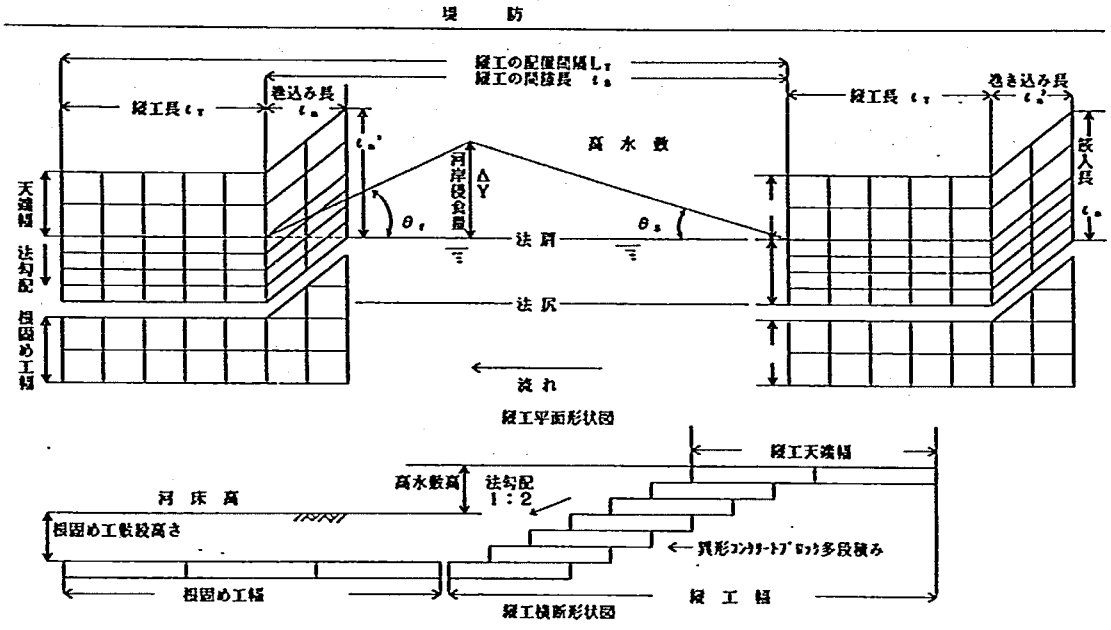
図D．2　実験水路概要図

縦工は図D．3に示すように異形コンクリートブロックを連接し，階段状に層積みにしたものを用いた。また，この縦工前面には，根固め工を敷設して洗掘を防止するものとした。縦工の模型は厚さ0.6cm，一辺5.0cmのタイルを法勾配1：2の階段状に接着したものを用い，縦工前面の根固め工は，現地6ものコンクリートブロックに相当する5.0cm×4.4cm×1.5cm（重量約50g）のモルタル製ブロックを敷設（一層），その敷設幅は15cmとした（縮尺1/50）を想定して水深，構造物形状を決定している。）縦工の配置諸元等は，図D．3に示すように縦工の長さℓ_T，縦工の間隔ℓ_s，縦工とその間隔の長さを含む配置間隔長L_T，河岸侵食量ΔY，嵌入長ℓ_mと定義した。流量は，常願寺川の3,000m³/sにおける水深の1/50の縮尺となる水深4.5cmとなる42.7ℓ/sを与えた。水路の上流側10mを給砂区間とし，下流端水位は自由流下とした。

表D．1　簡易型河岸侵食防止（縦工）に関する実験ケース

ケース	水理条件				水路幅水深比	無次元掃流力	河岸対策工条件						通水時間	検討内容
							根固め工		縦工					
	水深 H	流量Q (ℓ/s)	低水路幅 B	高水敷高さ	B／H	τ_*	幅	敷設高	間隔 L_T	長さ ℓ_T	間隔 ℓ_B	角度		
Ⅱ－1	4.5cm	42.7	1.5m	6.0cm	33.3	0.105							120分	河岸侵食特性の検討
Ⅱ－2－1	4.5cm	42.7	1.5m	6.0cm	33.3	0.105	15cm	−3.0cm	3.00m	1.00m	2.00m		120分	縦工の配置期間と侵食防止効果の検討
Ⅱ－2－2	4.5cm	42.7	1.5m	6.0cm	33.3	0.105	15cm	−3.0cm	2.00m	1.00m	1.00m		90分	
Ⅱ－2－3	4.5cm	42.7	1.5m	6.0cm	33.3	0.105	15cm	−3.0cm	4.00m	0.50m	3.50m		90分	
Ⅱ－3－1	4.5cm	42.7	1.5m	6.0cm	33.3	0.105	15cm	−1.5cm	4.00m	0.25m	3.75m	20°	120分	縦工の構造と侵食防止効果の検討
Ⅱ－3－2	4.5cm	42.7	1.5m	6.0cm	33.3	0.105	15cm	−1.5cm	3.00m	0.25m	2.75m*	20°	210分	
Ⅱ－3－3	4.5cm	42.7	1.5m	7.5cm	33.3	0.105	15cm	−1.5cm	2.50m	0.50m	2.00m*	20°	450分	

＊は縦工を千鳥に配置したケースである。



図D．3　縦工標準構造図及び記号の定義

D．4　実験の結果

1)　ケースⅡ－1

本ケースは，低水路河岸の侵食を防止する保護工（縦工）を設けない場合の砂州の形成状態と河岸侵食状況を調べ，縦工を配置した場合との比較資料とするものである。実験では，砂州の発達状況，河岸侵食状況を観察しながら，通水時間90分で河床高等の測定を行い，さらに引き続いて120分まで通水し，河岸侵食状況を観察した。

(1)　水位について

実験結果の水位縦断の時間変化（通水２分，通水45分，通水80分後）を通水後の河床高縦断図とともに図D．4に示す。

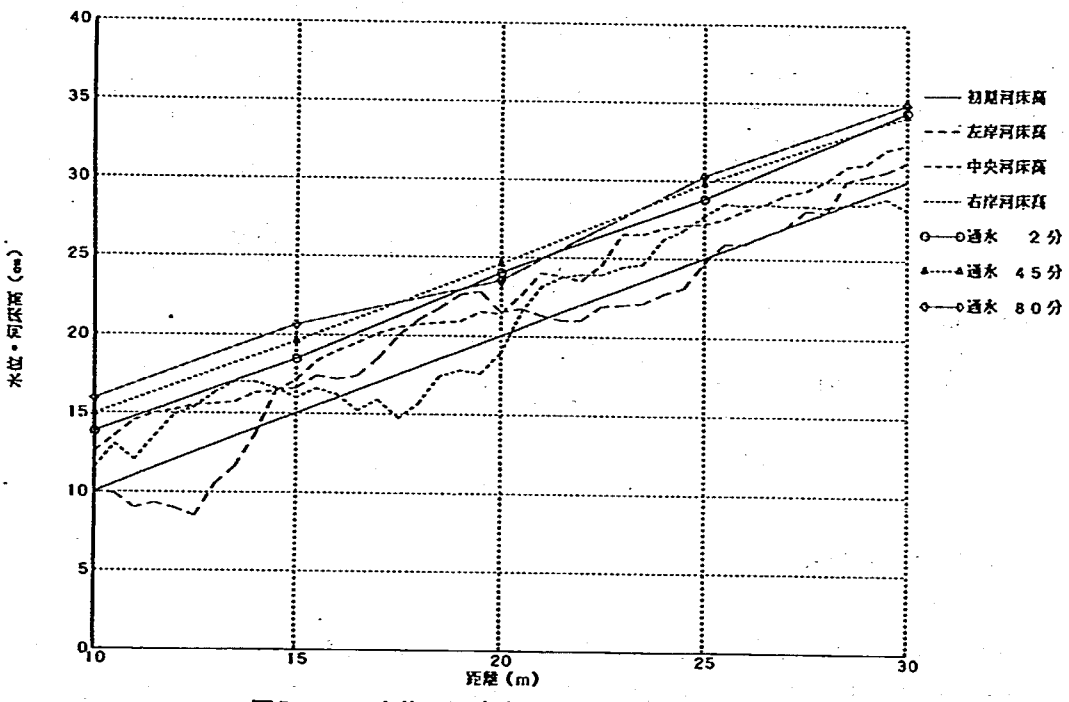
通水初期は，河床に砂州が形成，発達していないこともあり，その水深は約3.9cmと設定水深よりも小さかった。しかし，その後砂州の発達等により水位が上昇する傾向を示す。水位縦断の時間変化を見ると，水路下流部において，河床が上昇傾向となり，これに伴って水位も若干上昇している。

(2)　流況について

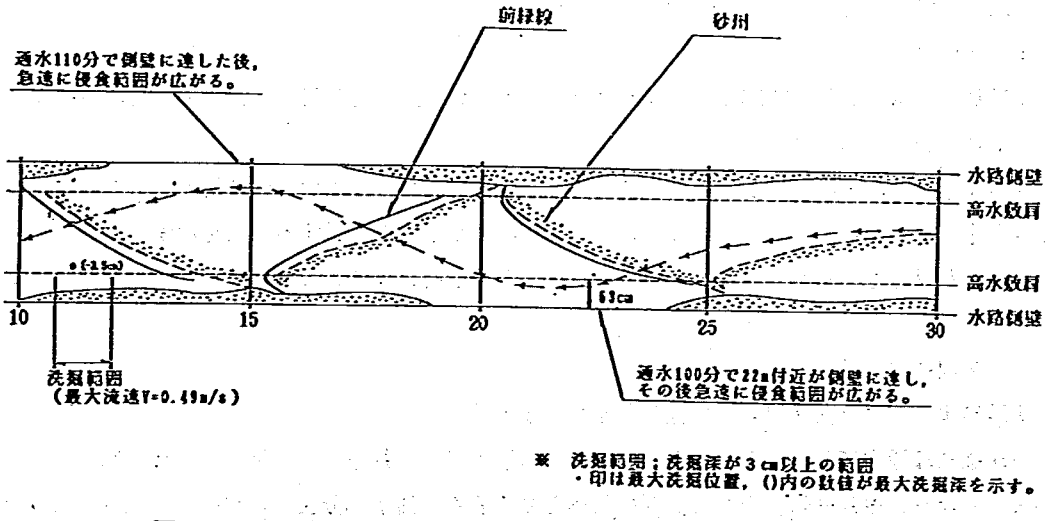
実験結果の河岸侵食状況および流況を図D．5に示す。

河床面には通水15分頃から薄いウロコ状の河床波が形成される。その後，河床波は徐々に波長が大きくなり，複列砂州，そして交互砂州へと発達する。通水90分後に水路内に形成された交互砂州の波長は12～14mである。このような交互砂州の形成によって，前縁線が明瞭となり，それ

とともに水衝部が形成され，河岸侵食が顕著となる。この侵食量は，通水時間の経過とともに大きくなる傾向を示す。通水90分では，水衝部箇所で30cmを越える河岸侵食が生じている。このような水衝部箇所での流速は最大約68cm/sであった。さらに引き続いて通水を行った結果，110分の通水で河岸侵食が水路側壁まで達する結果となった。河岸侵食による流路幅の拡大に伴って砂州の波長が大きくなる傾向を示し，通水終了時の砂州波長は約20mとなった。

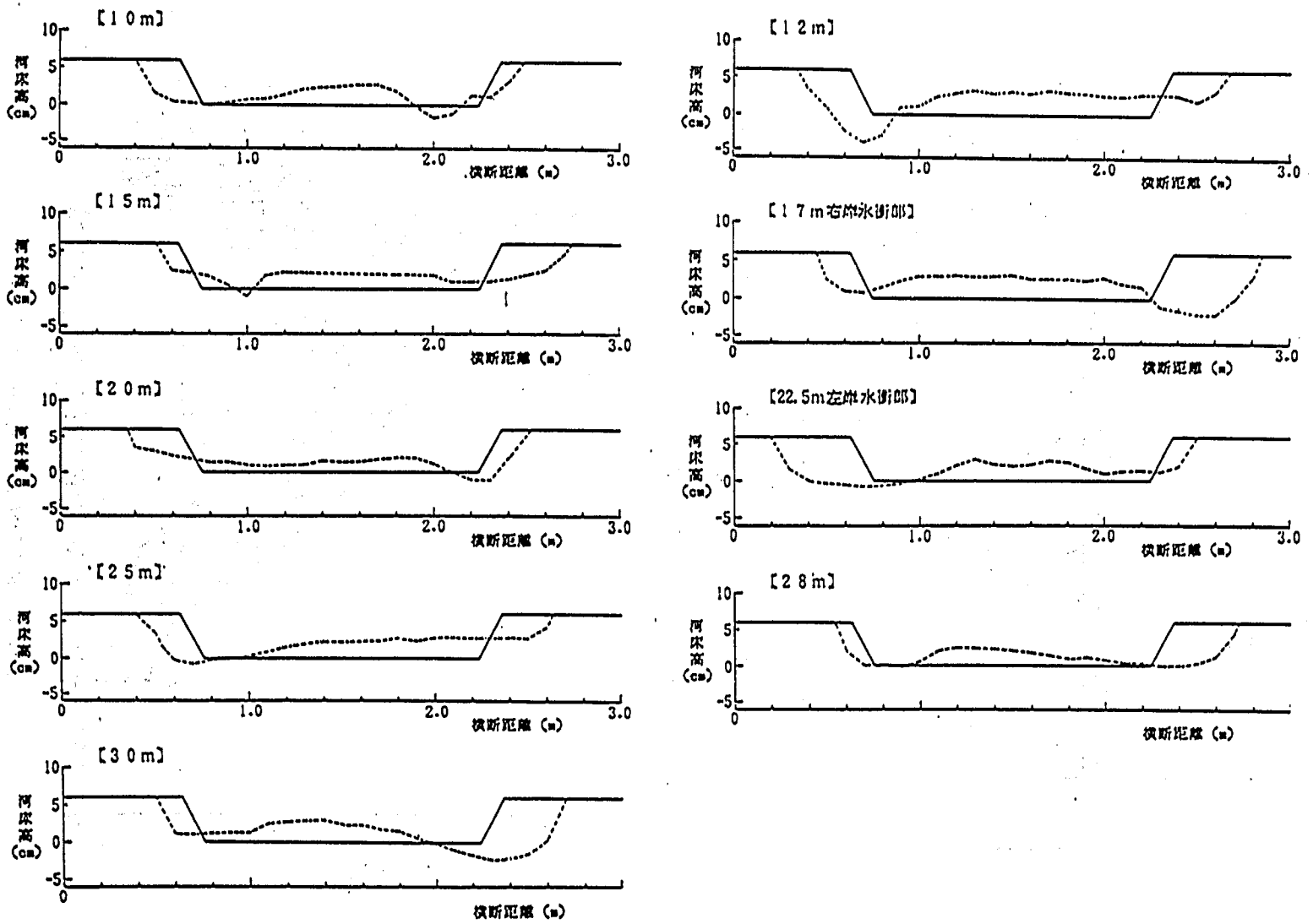


図D．4　水位・河床高縦断図（ケースⅡ－1）

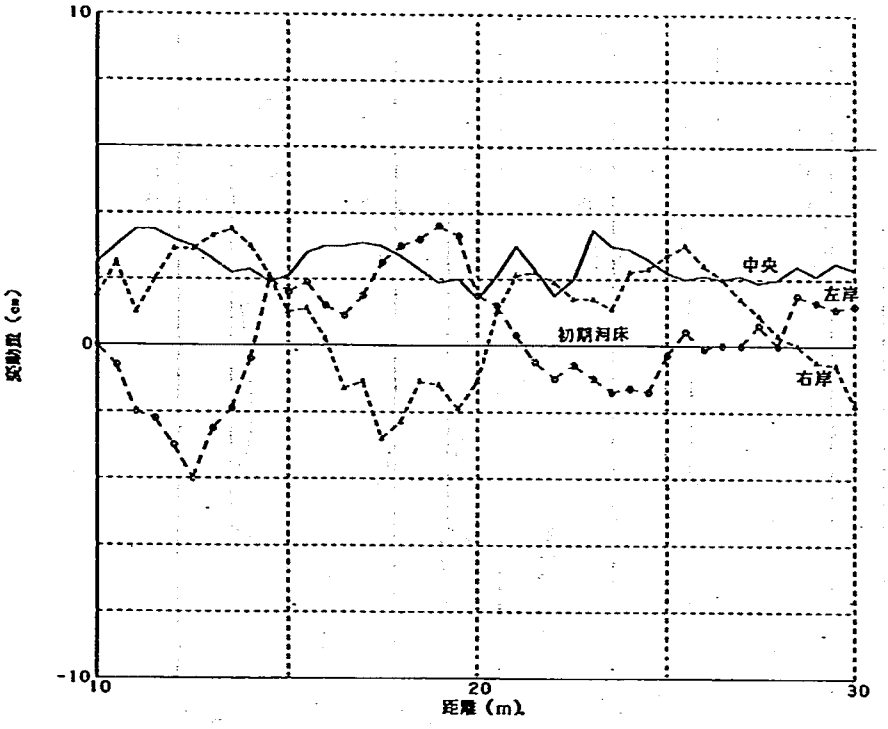


※　洗掘範囲：洗掘深が3cm以上の範囲
・印は最大洗掘位置，()内の数値が最大洗掘深を示す。

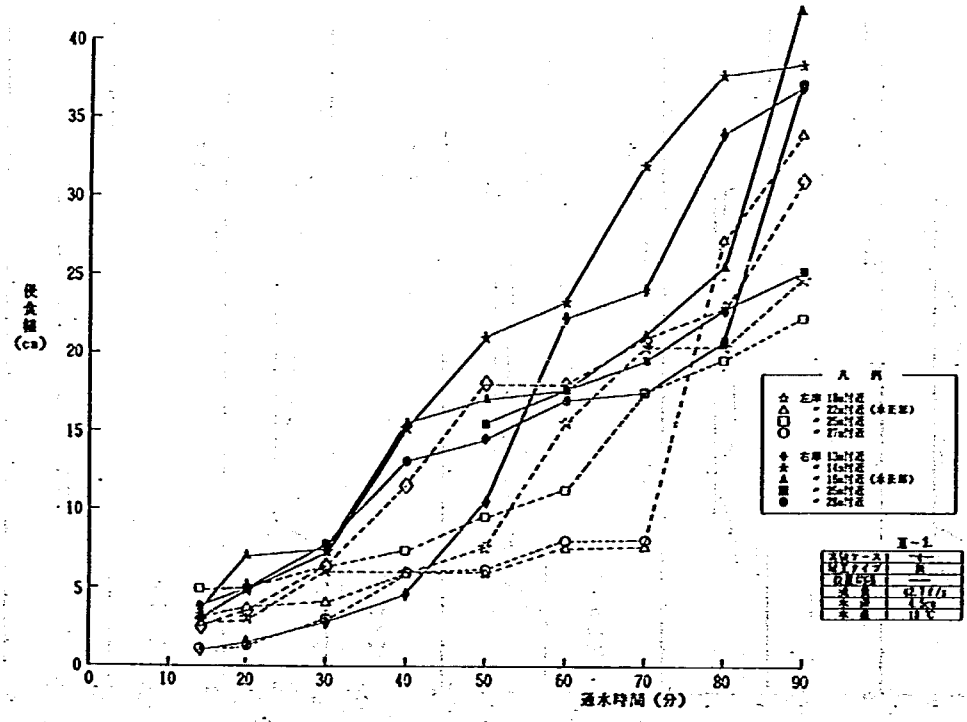
図D．5　河岸侵食状況および流況図（ケースⅡ－1，通水120分後）



図D．6　通水後河床横断図（ケースⅡ－1）



図D．7　河床変動縦断図（ケースⅡ－1）



図D．8　河岸侵食量時間変化図（ケースⅡ－1）

(3) 河床変動および河岸侵食状況について

通水90分後の河床高横断図を図D．6に，河床高の縦断変動方向の変化を図D．7に，そして河岸侵食の時間変化図を図D．8に示す。

砂州前縁線の河岸沿いの初期河床からの最大洗掘深は約2～4cmである。これは河岸が固定されず侵食が無い場合に比し小さいが（→Appendix C，図C．16），側方侵食によって河床が上昇したためで，砂州高そのものは，河岸の固定されたものとあまり変わらない。河岸侵食は，通水時間の経過とともに進行し，その侵食速度は10分間で約4.4cmであった。これを現地換算すると，1時間で約1.86mであり，3,000m³/s規模の洪水が24時間継続したとすれば，約45m侵食されることとなる。なお，実験結果の通水90分後の最大侵食量は42.5cmである。

2) ケースⅡ－2－1

本ケースは，ケースⅡ－1で形成された砂州波長L_1＝12.0mを基準とし，縦工の配置間隔長L_T＝1/4·L_1＝3.0mしたときの河岸侵食防止効果を検討したものである。

縦工の配置は，図D．9に示すように縦工の長さℓ_Tを1.0m，縦工の間隔ℓ_Bを2.0mとした。根固め工の敷設高は現地で施工されている高さ（計画河床高 −1.5m）を参考に，初期河床−3.0cmとした。通水時間は砂州の発達状況，河岸の侵食状況を見て120分とした。

(1) 水位，流況について

実験結果の水位縦断の時間変化（通水10分，54分，110分後）を通水後の河床高縦断図とともに図D．10に，河岸侵食状況および流況を図D．11に示す。

水位は，砂州の影響による変動はあるものの，縦工を配置したことによる有意な差は見られなかった。

また，砂州の発達状況も先のケースⅡ－1と変らず，通水40分後付近から交互砂州が形成発達し，砂州の波長は約12mである。砂州の発達に伴い流水も蛇行し，縦工前面が水衝部となった場合，根固め工天端（初期河床−3.0cm）が露出した。しかし，根固め工前面で洗掘が生じるようなことはなかった。縦工間の河岸侵食は，砂州の移動に伴って進行し，通水120分後には最大23.5cmの侵食が生じた。

(2) 河床変動および河岸侵食防止効果について

交互砂州の形成，流下に伴う河岸沿いの最大洗掘深は約4.0cmであり，これは先のケースⅡ－1より大きく，縦工前面の根固め工天端が露出した。洗掘深が増大した原因は，縦工によって河岸侵食が抑制されたためと考えられる。

各縦工の間で生じた河岸侵食量の時間変化を図D．12に示す。河岸侵食は，砂州の移動に伴って縦工の間が水衝部となったときに急激に進行し，それ以外のときはあまり進行していない。水衝部となった時の河岸侵食速度は10分間で約2.7cmであり，縦工を配置したことによって，無対策時よりかなり侵食速度を遅くさせることができる。さらに，通水120分後での最大侵食量は23.5cmであり，水路側壁まで侵食が及んだ無対策時のケースⅡ－1と比べ，大幅な河岸侵食防止

効果が得られた。

3) ケースⅡ－2－2

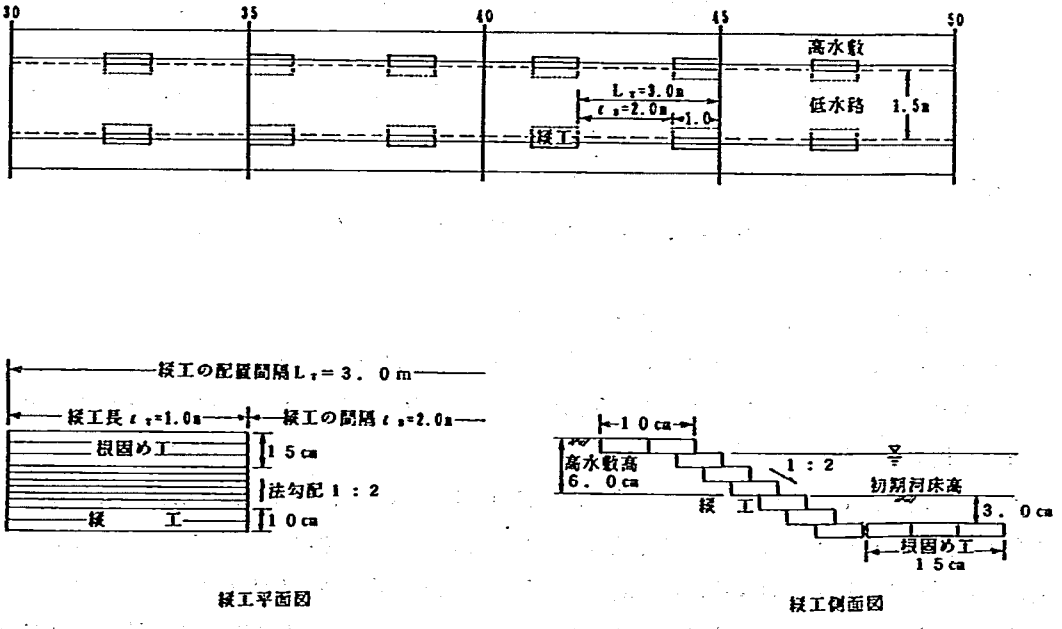
本ケースでは，縦工の配置間隔長L_Tをさらに狭くした場合の河岸侵食防止効果について検討を行った。縦工の配置は図D．13のとおりで，配置間隔長L_Tを砂州の波長の1/6の2mとした。縦工の長さはケースⅡ－2－1と同じであるが，縦工に小口止めを設けて改良を行った。通水時間は侵食が進行しなかったため，90分とした。

(1) 水位，流況について

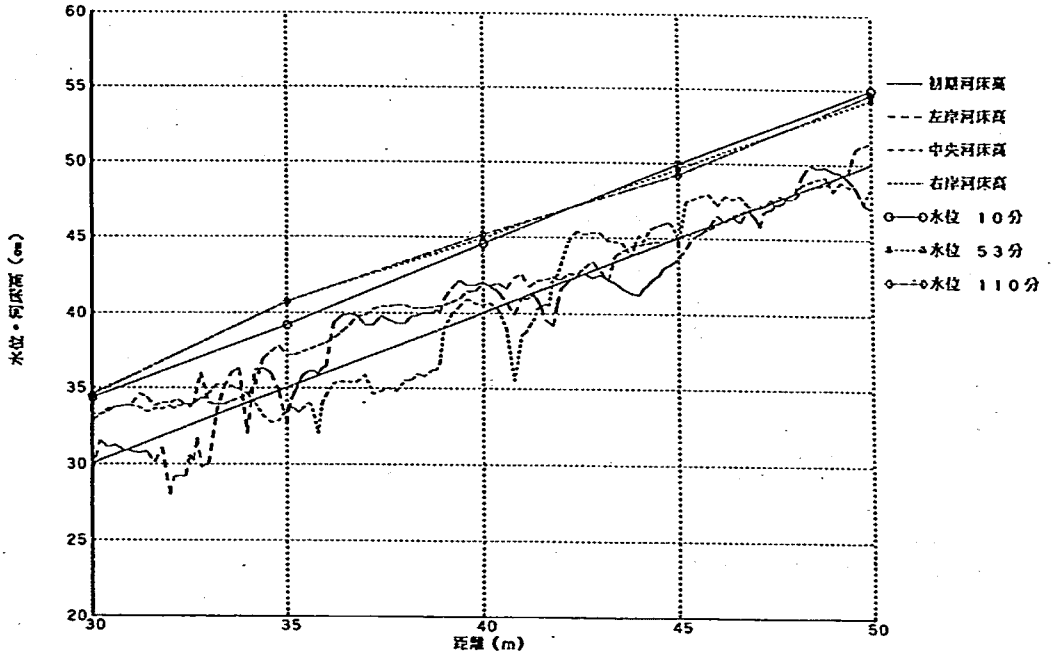
実験結果の水位縦断の時間変化（通水10分，45分，80分後）と通水後の河床高縦断図を図D．14に，河岸侵食状況および流況を図D．15に示す。

水位縦断の時間変化は少なく，また縦工による河岸侵食防止効果によって，河床変動（河床の上昇）が少ないためか，先のケースⅡ－2－1より水位は低くなっている。

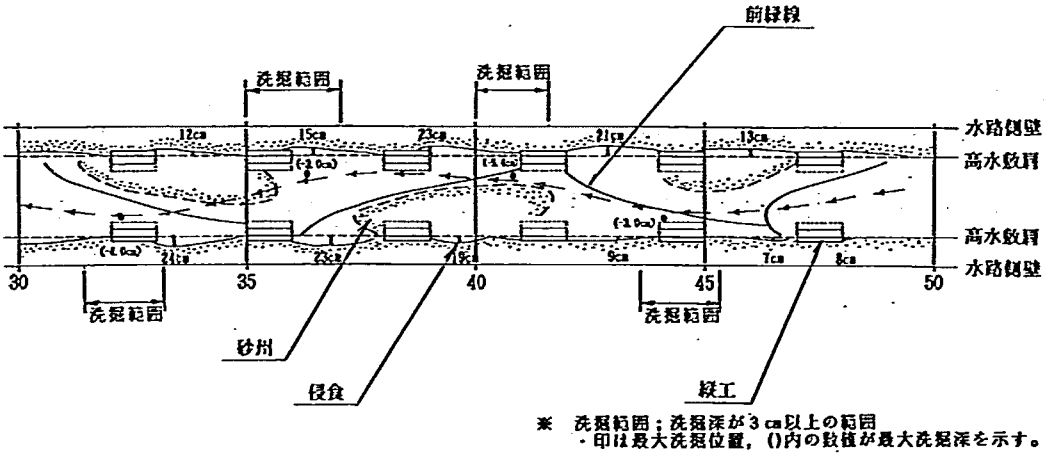
砂州の形成，発達状況はこれまでの実験と同様であり，通水10分ごろから薄いウロコ状の河床波が形成され，通水20分後で波長約2～3mの複列砂州に発達する。その後，この複列砂州が抜合されて交互砂州（波長約12～14m）へと発達する。砂州の形成発達に伴って流水は蛇行し，水衝部を形成する。通水90分後には47～42m右岸，40～37m左岸，32m右岸が水衝部となり，縦工前面の根固め工（初期河床－3.0cm）が露出した。河岸侵食は各縦工の間でいずれも生じ，その量は6～8cm程度であった。



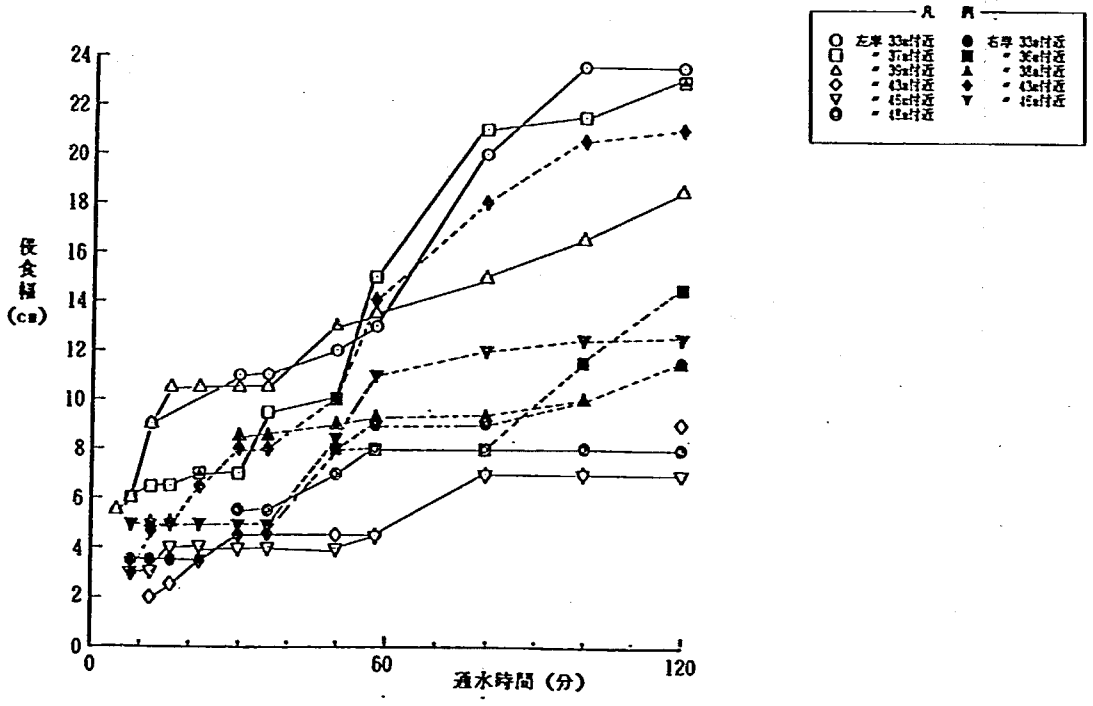
図D．9 縦工配置形状図（ケースⅡ－2－1）



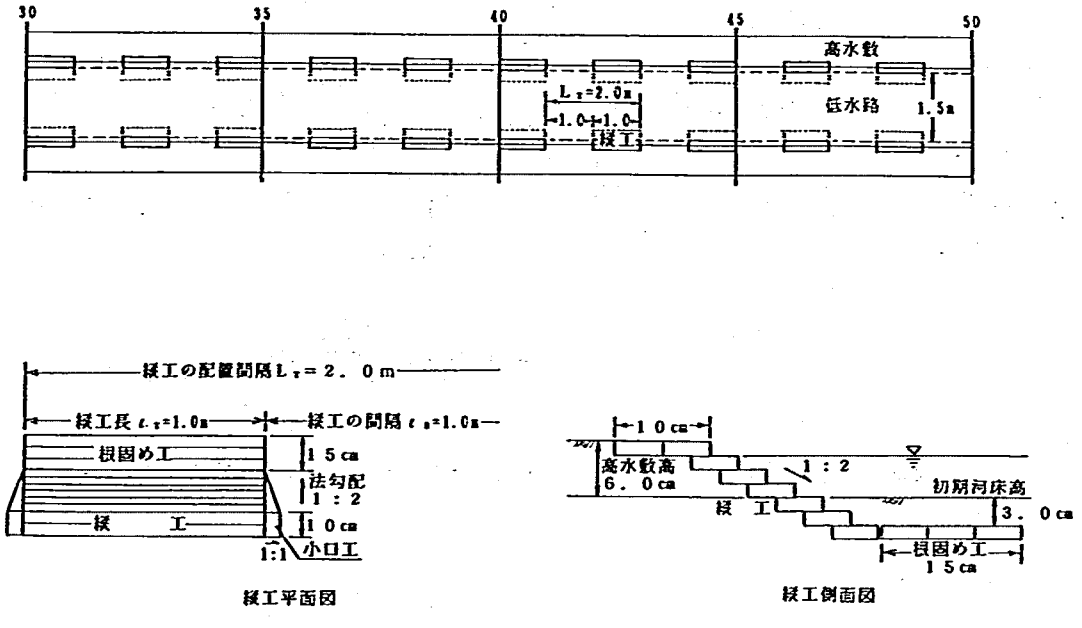
図D．10　水位・河床高縦断図（ケースⅡ－2－1）



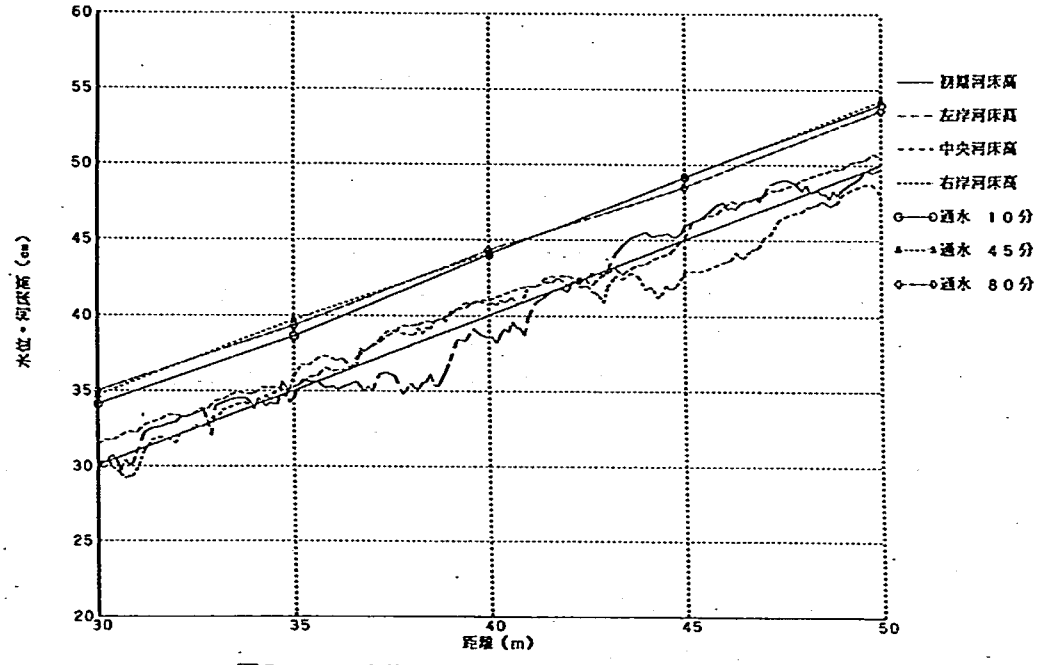
図D．11　河岸侵食状況および流況図（ケースⅡ－2－1，通水120分後）



図D．12　河岸侵食量の時間変化図（ケースⅡ－2－1）



図D．13　縦工配置形状図（ケースⅡ－2－2）



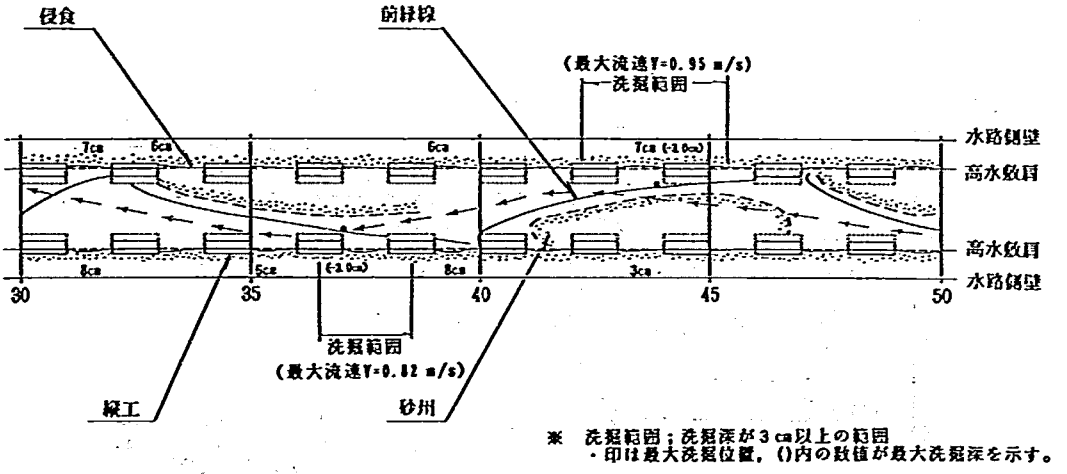
図D．14　水位・河床高縦断図（ケースⅡ－2－2）

(2)　河床変動および河岸侵食防止効果について

実験結果の河岸侵食量の時間変化を図D．15に示す。

通水終了時における砂州前縁線の河岸沿いの最大洗掘深は約3cmであり，先のケースⅡ－2－1とほぼ同じであった。

河岸侵食状況は，ケースⅡ－2－1と同様に縦工の間が水衝部となった時に進行し，それ以外ではほとんど停止する傾向となる。水衝部となった場合の侵食速度は10分間で約1.3cmであり，



図D．15　河岸侵食状況および流況図（ケースⅡ－2－2，通水90分後）

ケースⅡ－2－1の約1/2，ケースⅡ－1の約1/3である。また，通水90分後の最大侵食量は約8cmで，縦工の間隔を狭くしたことによって，さらに河岸侵食防止がある結果が得られた。

4) ケースⅡ－2－3

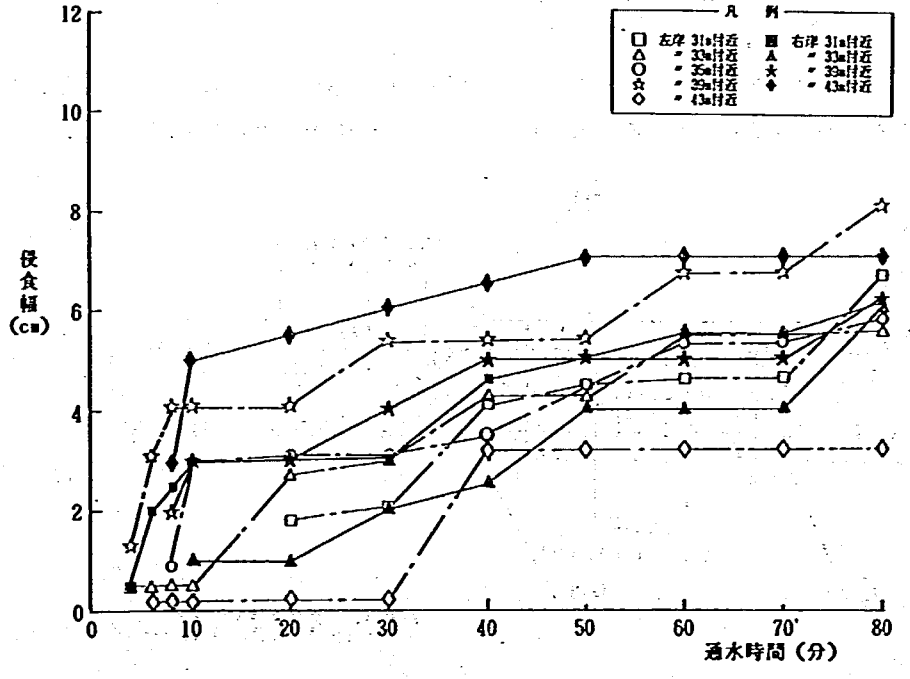
本ケースでは，縦工の配置間隔長L_Tを砂州波長L_sの1/3の4mとした場合の河岸侵食防止効果の検討を行った。縦工の配置は図D．16に示すように，縦工の長さℓ_Tを先のケースⅡ－2－1，Ⅱ－2－2の半分の0.5m，縦工の間隔ℓ_Bを3.5mとし，縦工の間隔・縦工長比ℓ_B/ℓ_Tを7とした。縦工の構造は図D．17に示すように，縦工背後への侵食を防ぐために上流端を河岸に嵌入させた横工を設け，縦工の上下流には蛇籠工を敷設した。また，縦工前面における洗掘があまり進行せずに根固め工敷設高程度であったことから，この根固め工の効果を把握するため，根固め工の敷設高を初期河床－1.5cm（敷設幅15cm）として検討を行った。通水時間はケースⅡ－2－2と同じ90分とした。

(1) 水位，流況について

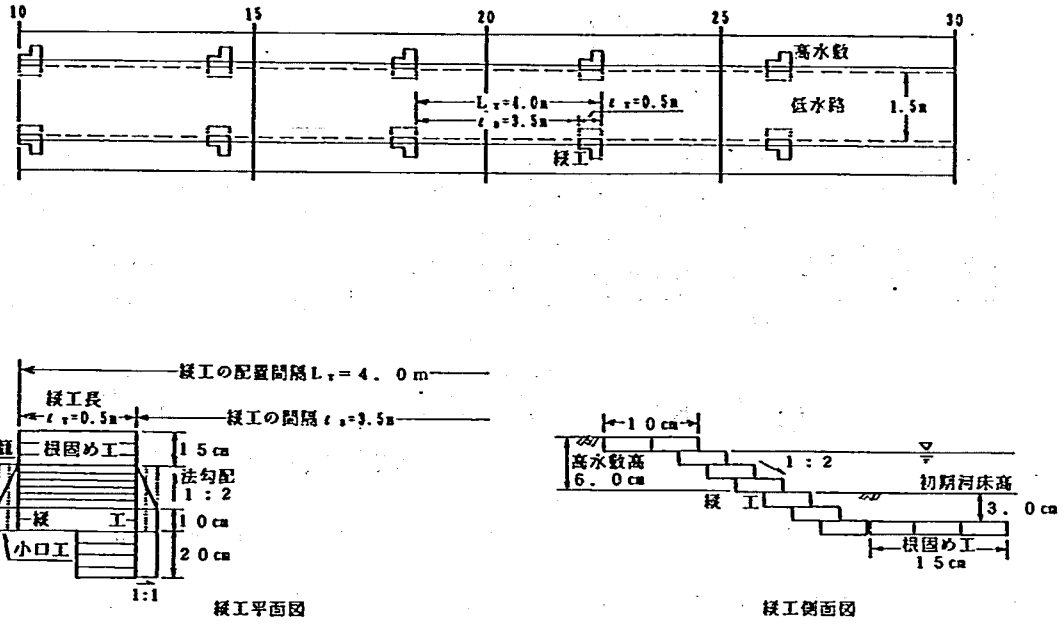
実験結果の水位縦断の時間変化（通水10分，45分，80分）と通水後の河床高縦断図を図D．18に，河岸侵食状況および流況を図D．19に示す。

通水10分後の水深は約3.8cmと小さく，これは河床波が未発達であったためと思われる。通水45分以後はほぼ水深4.5cmとなっている。

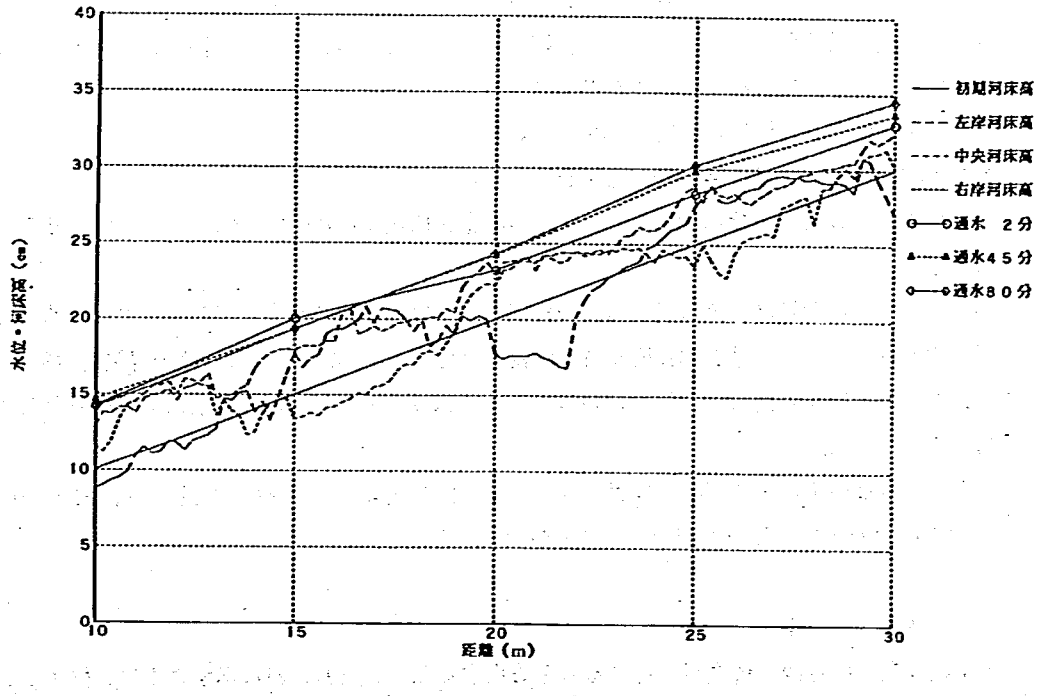
通水40分後に形成された交互砂州の波長は約12m程度であったが，その後時間の経過に伴って



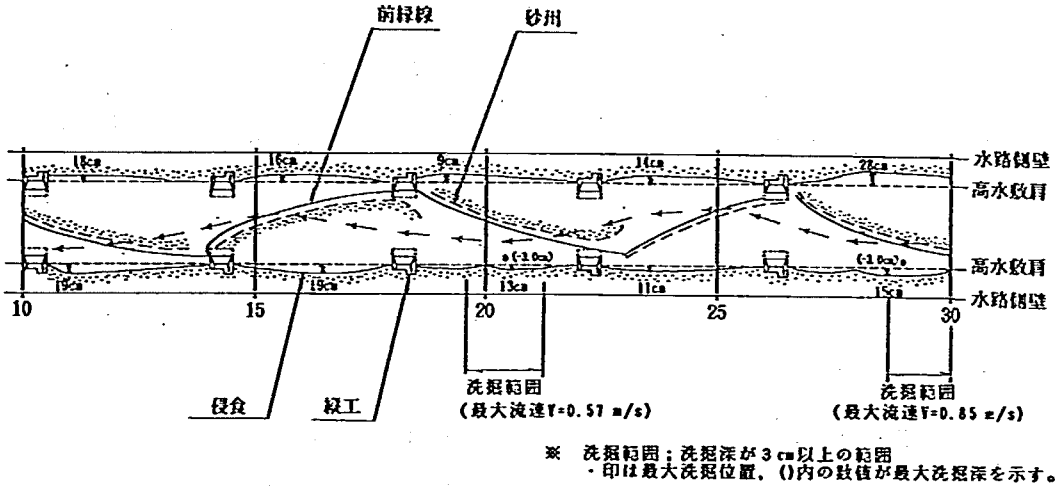
図D．16 河岸侵食量時間変化図（ケースⅡ－2－2）



図D．17　水工配置形状図（ケースⅡ－2－3）



図D．18　水位・河岸高縦断図（ケースⅡ－2－3）



図D．19 河岸侵食状況および流況図（ケースⅡ－2－3，通水90分後）

砂州波長が短くなる傾向を示し，通水終了時の90分後には約8～10mとなった。これは縦工の配置間隔が砂州の波長に対して広いために，水路が規則的に急縮する形となり，砂州の形状を変形させたためと考えられる。通水90分後では，ほぼ縦工の位置が水衝部となり，根固め工前面で4～5cmの洗掘が生じた。このような水衝部箇所の根固め工上の流速は約90cm/sとなり，断面平均流速の約1.5倍の値が生じる結果となっている。

縦工上下流に設けた蛇籠については，洗掘に対してある程度追従して屈撓し，縦工を保護する効果がある。また，蛇籠により流水が減勢されるようであった。

(2) 河床変動および河岸侵食防止効果について

各縦工間の河岸侵食量の時間変化を図D．20に示す。

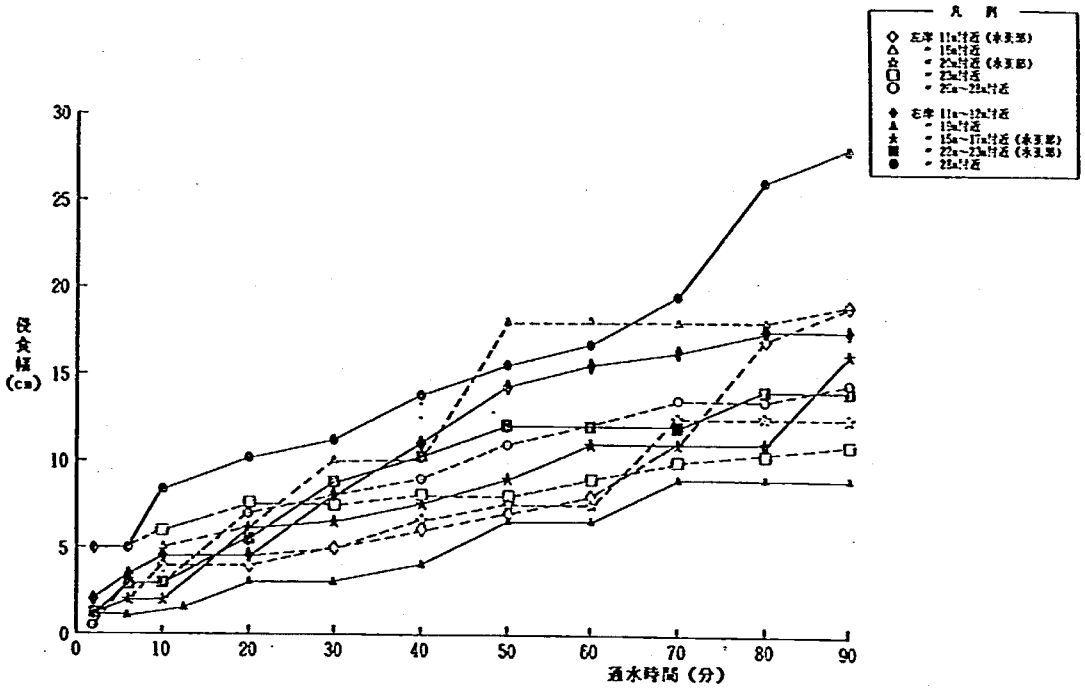
水衝部位置の最大洗掘深は約5cmとなり，根固め工が露出するとともに，その対岸で5～6cmの堆積が見られた。

縦工間の河岸侵食量は，ほぼ通水時間の経過とともに増加する傾向を示し，その侵食速度は10分間で約1.4cmである。通水90分後の最大侵食量は約28cmとなった。これは無対策時の約2/3であり，縦工の配置間隔長L_Tを砂州の波長の1/2まで広げても，河岸侵食防止効果が得られることが明らかとなった。

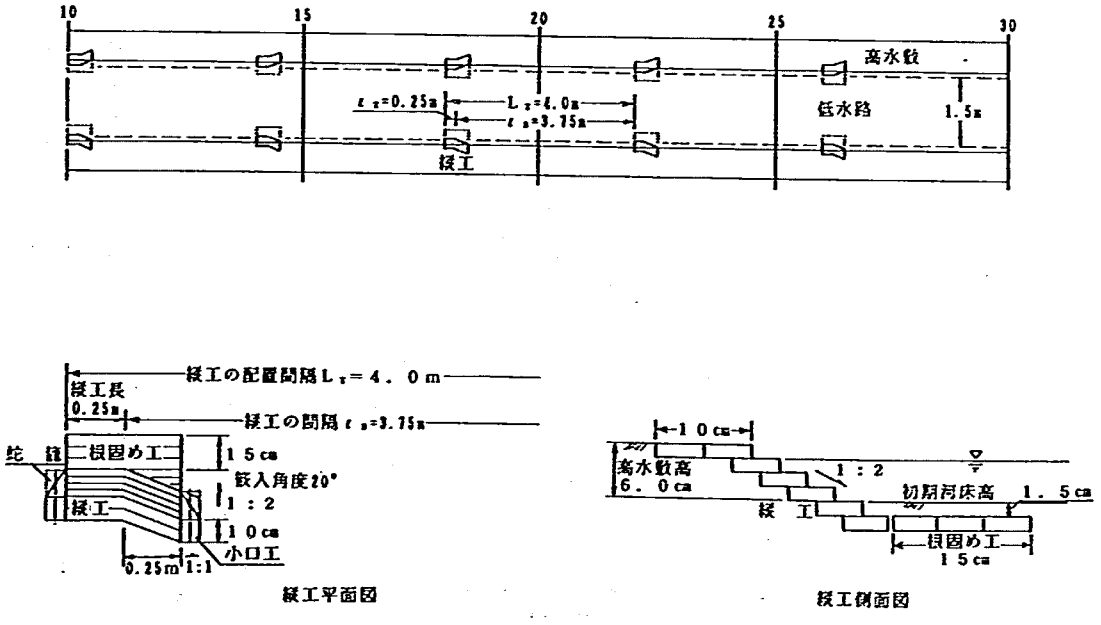
以上のような縦工の配置間隔の検討より，縦工の配置間隔長L_T，縦工の長さℓ_T，縦工の間隔ℓ_1と河岸侵食量ΔYは強い相関を持つことが明らかとなった。

5) ケースⅡ－3－1

本実験は縦工の背後に侵食が進行するのを防止するため，図D．21に示すように，縦工の上流側を河岸に嵌入させたときの効果について検討したものである。縦工上流側の嵌入角度は，先のケースⅡ－2の実験から得られた河岸侵食量と最大侵食発生位置との関係から最大侵食角度θ_1=



図D．20　河岸侵食量時間変化図（ケースⅡ－2－3）



図D．21　縦工配置形状図（ケースⅡ－3－1）

20°とした。縦工の配置間隔長L_Tは先のケースⅡ－2－3と同じと考えとした。ただし，縦工の長さℓ_Tはその1/2を巻き込み部（根入長ℓ_m）としたことからℓ_T＝25cmとなり，縦工の間隔ℓ_Bは3.75mとなった。

(1) 水位，流況について

実験結果の水位縦断の時間変化（通水初期，45分，80分後）と通水終了後の河床高縦断図を図D．22，河岸侵食状況および流況を図D．23に示す。

通水時間の経過に伴い水路下流で河床が上昇する傾向を示し，それとともに水位も上昇し，水面勾配が若干緩くなる傾向となった。

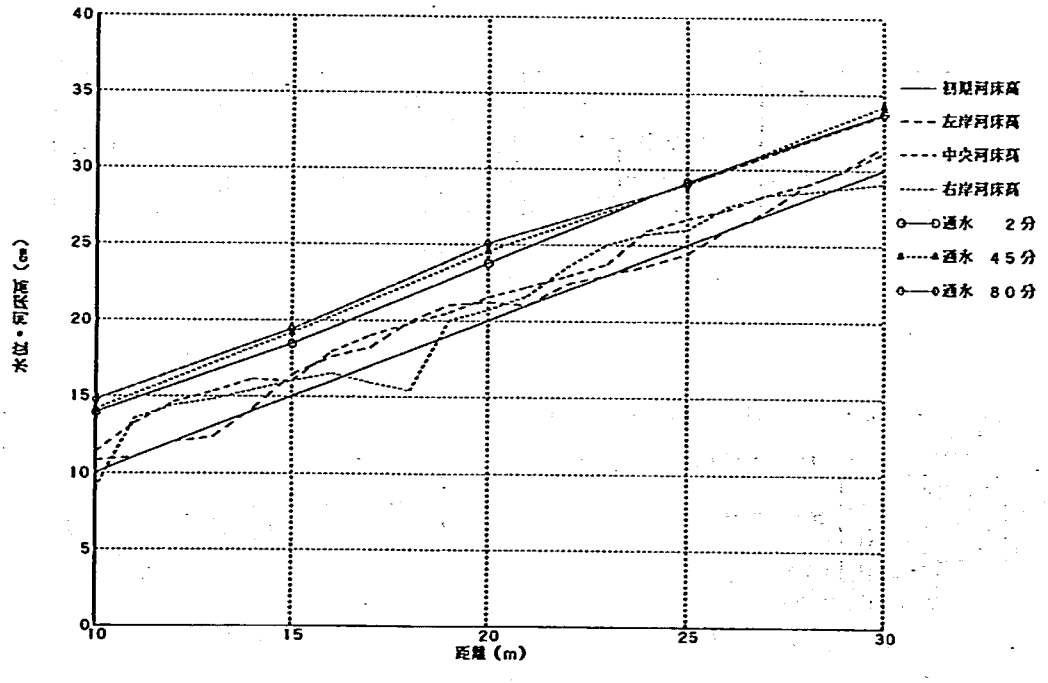
水路内に形成された交互砂州の波長は約8mであり，これまでの実験で形成された砂州波長よりもその規模が小さくなっている。これは縦工によって水路幅が規則的に急縮する結果となって，砂州を変形させたためと考えられる。砂州は10分間で約3m下流に移動し，砂州前縁線の河岸沿いの洗掘はあまり大きくならずにすぐに埋め戻される状況にあった。

通水90分後には，水衝部位置と縦工の位置がほぼ一致する状態となり，縦工前面の洗掘が最大約3.0cmとなったが，一部で根固め工が露出する程度であった。

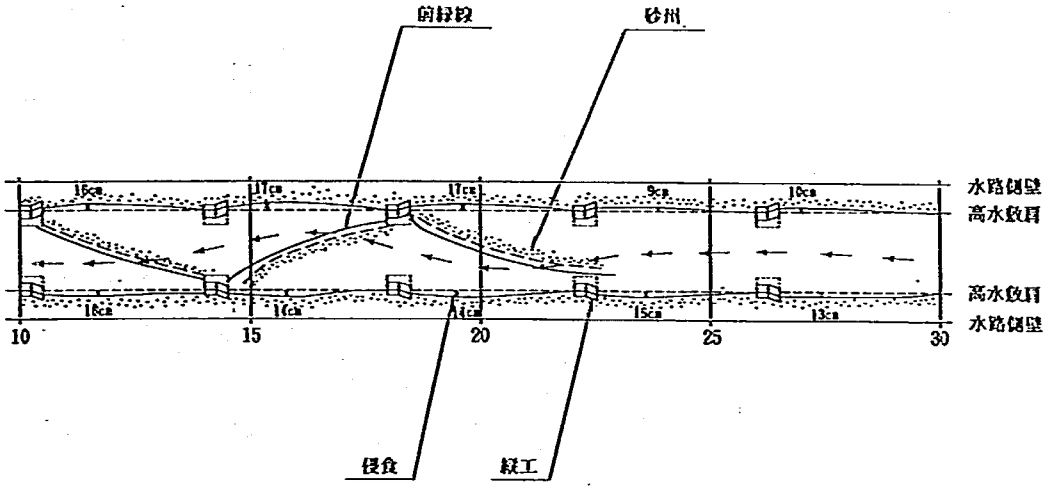
(2) 河床変動および河岸侵食防止効果について

各縦工間の河岸侵食量の時間変化を図D．24に示す。

河岸侵食は当初通水時間の経過とともに進行したが，通水50分以降は侵食がほぼ停止し，その



図D．22　水位河床高縦断図（ケースⅡ－3－1）



図D．23　河岸侵食状況および流況図（ケースⅡ－3－1，通水90分後）

後は比較的強い水衝部となった箇所のみで侵食が進行する程度であった。通水後50分までの河岸侵食速度は10分間で約2.2cmである。通水90分後の河岸侵食量は10～17cmで，先のケースⅡ－2－3に比べて縦工の間隔ℓ_sを大きくしたにもかかわらず軽減されており，縦工上流側に巻き込み部を設けたことによる効果と考えられる。

6)　ケースⅡ－3－2

本ケースは，これまでの検討で得られた縦工の配置間隔と侵食量との関係から得られた平均侵食角度$\theta_s=5°$，$\theta_t=11°$を用いて，侵食量を20cm（現地換算10m）以下に抑えるような配置間隔を設定し，その確認を行った実験である。なお，ケースⅡ－3－1では，水路の両岸に縦工を並列に並べた検討を実施した。並べ方が砂州の規模や局所洗掘，河岸侵食に対してどのような影響をあたえるかを把握するため，本ケースでは図D．25に示すように縦工を千鳥に配置して実験を行った。

縦工の構造はケースⅡ－3－1と同じとし，縦工の間隔を2.75m，縦工の配置間隔長L_Tを砂州波長L，の1/4の3mとした。

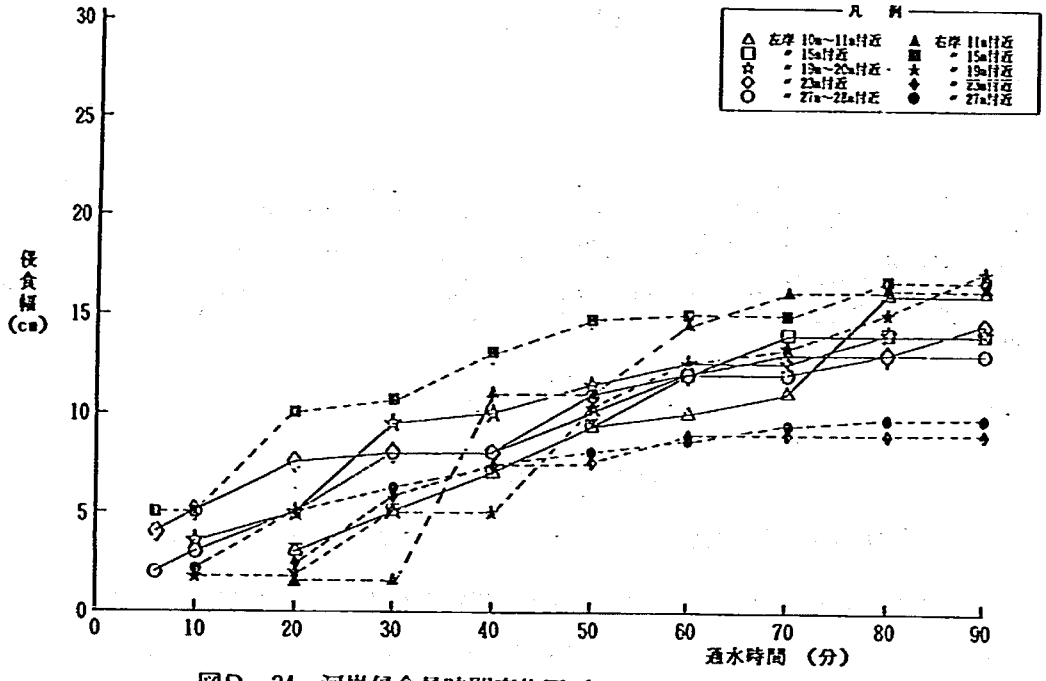
実験は長時間通水による縦工の侵食防止効果を確認するために210分の通水による検討を実施した。

(1)　水位，流況について

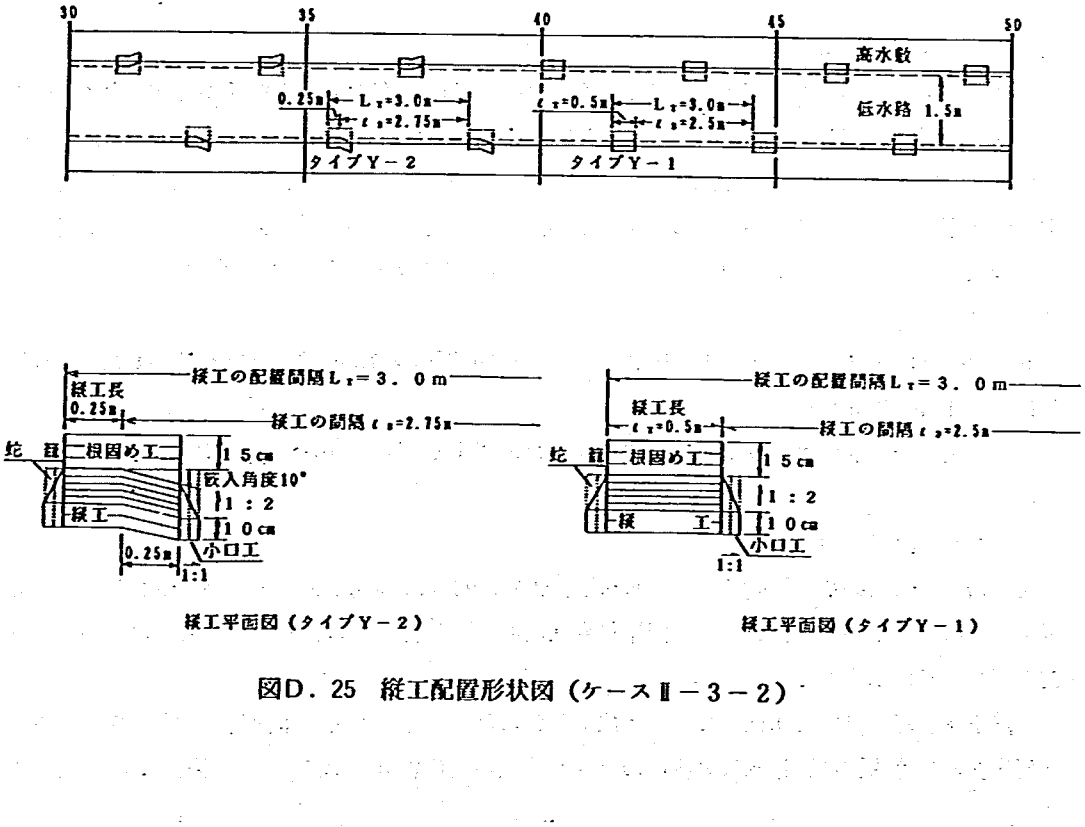
実験結果の水位縦断の時間変化（通水初期，50分，90分，150分，200分）と通水終了時（210分後）の河床高縦断図を図D．26に，河岸侵食状況および流況を図D．27に，さらに縦工周辺の流況を図D．28に示す。

水路下流の河床が堆積傾向となり，水位もそれに伴って上昇して，水面勾配が若干緩くなる。

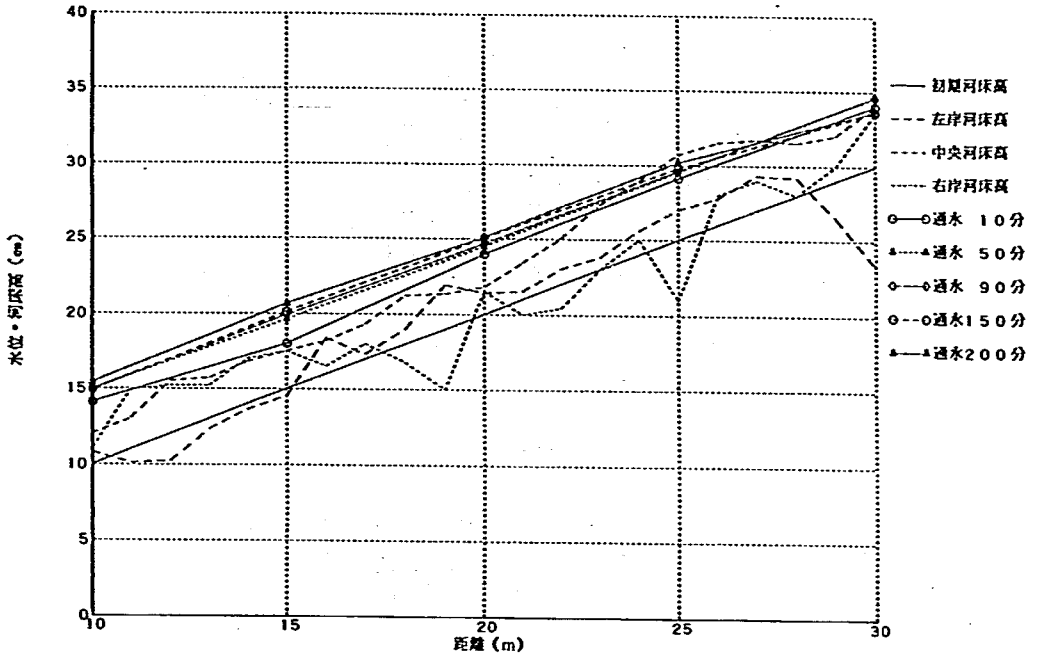
河床波の発達状況は，通水10分後に薄いウロコ状の河床波が形成し，その後，波長が大きく



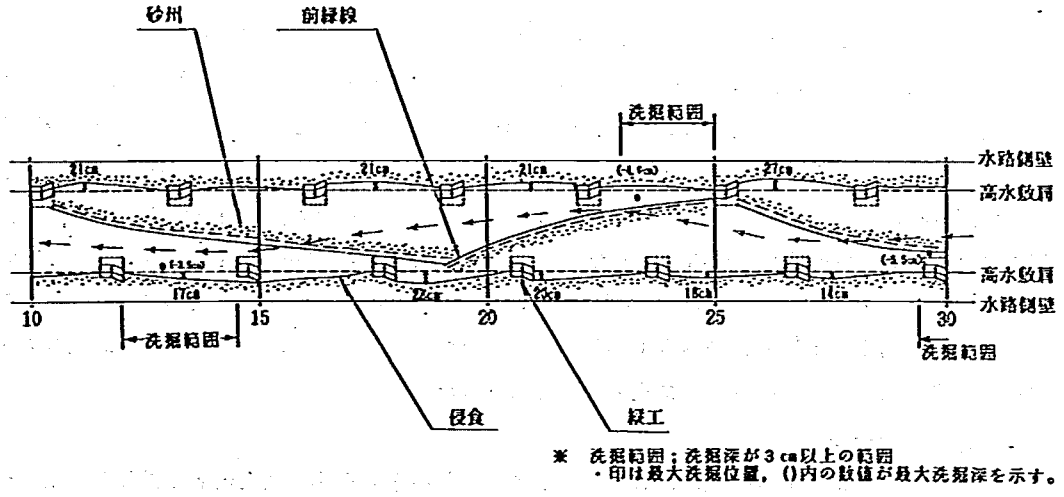
図D．24　河岸侵食量時間変化図（ケースⅡ－3－1）



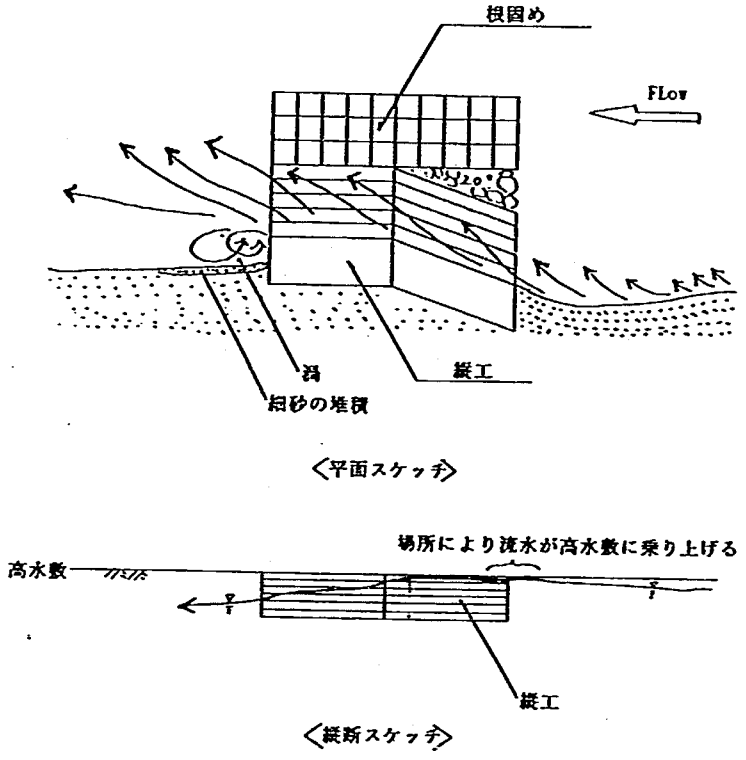
図D．25　水工配置形状図（ケースⅡ－3－2）



図D．26　水位・河岸高縦断図（ケースⅡ－3－2）



図D．27　河岸侵食状況および流況図（ケースⅡ－3－2，通水180分後）



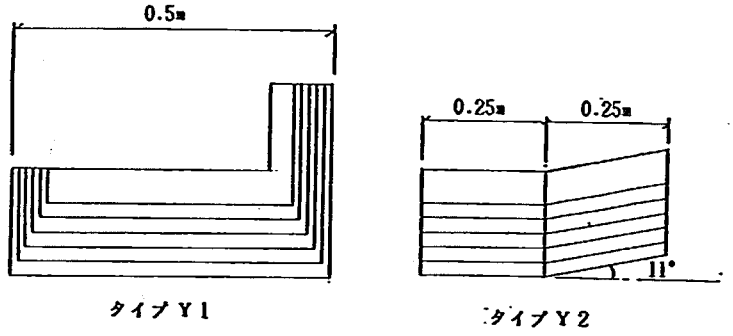
図D．28　縦工周辺の流れ挙動スケッチ図

なって複列砂州となる。通水30分から40分後には複列砂州が統合されて交互砂州へと発達する。砂州の形成発達に伴い，流水も蛇行し水衝部を形成する。縦工を両岸に千鳥に配置した結果，洗掘範囲が水衝部箇所から下流に広がるとともに河床変動等が大きくなる傾向を示す。砂州の波長は約8～12mで，その流下速度は10分間で約2～3mである。砂州の形成流下に伴い，左右河岸沿いに深掘れ部が残り，水路中央が高い横断形状となった。このため河岸沿いに流水が集中し，河岸侵食，局所洗掘が助長される結果となった。通水120分後には，26m付近右岸の縦工の根固め前面で10cmもの洗掘が生じ，根固め工が屈撓して，沈下する状態となった。その後，河岸侵食の進行とともに河床が上昇し，高水敷上へ流水が乗り上がってしまい，14m付近左岸の縦工背後まで侵食が進行し，縦工が孤立する結果となってしまった。

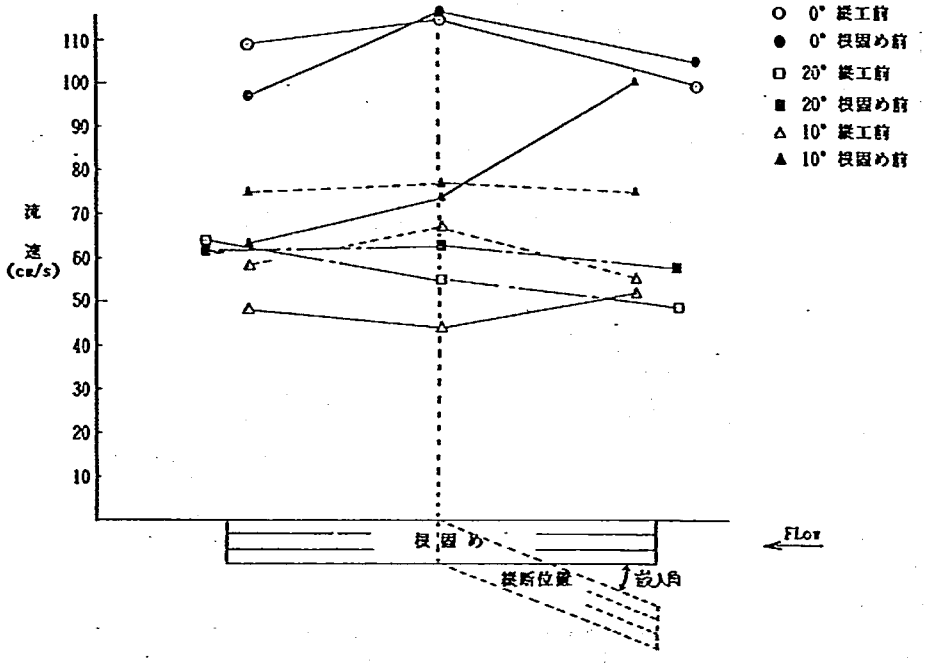
(2)　流速について

本実験では，水路の上流区間に図D．29に示すような巻き込み部の敷入角度の異なる縦工を配置し，縦工前面の根固め工周辺の流速分布を測定し，巻き込み部を設けたことによる効果を検討した。

図D．30にこの流速の縦断方向の変化を示す。ほぼ全てのデータにおいて根固め工上の流速が根固め前面の流速より遅くなる傾向を示している。ただし，敷入角度による差異は見られなかった。



図Ｄ．29　縦工構造図



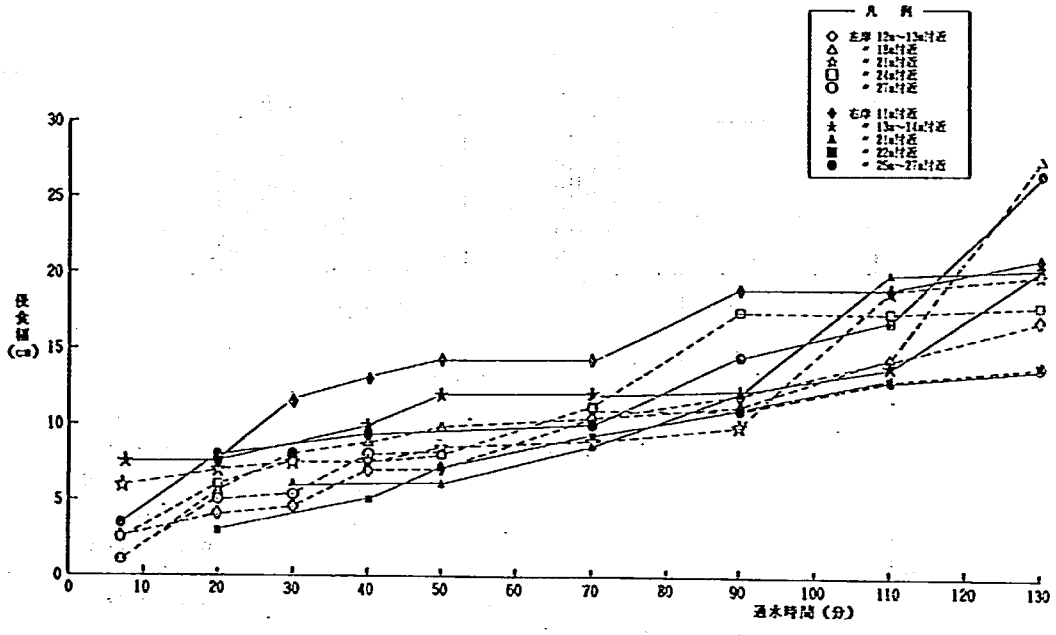
図Ｄ．30　縦工周辺の流速縦断比較図（ケースⅡ－３－２）

(3)　河床変動および河岸侵食防止効果について

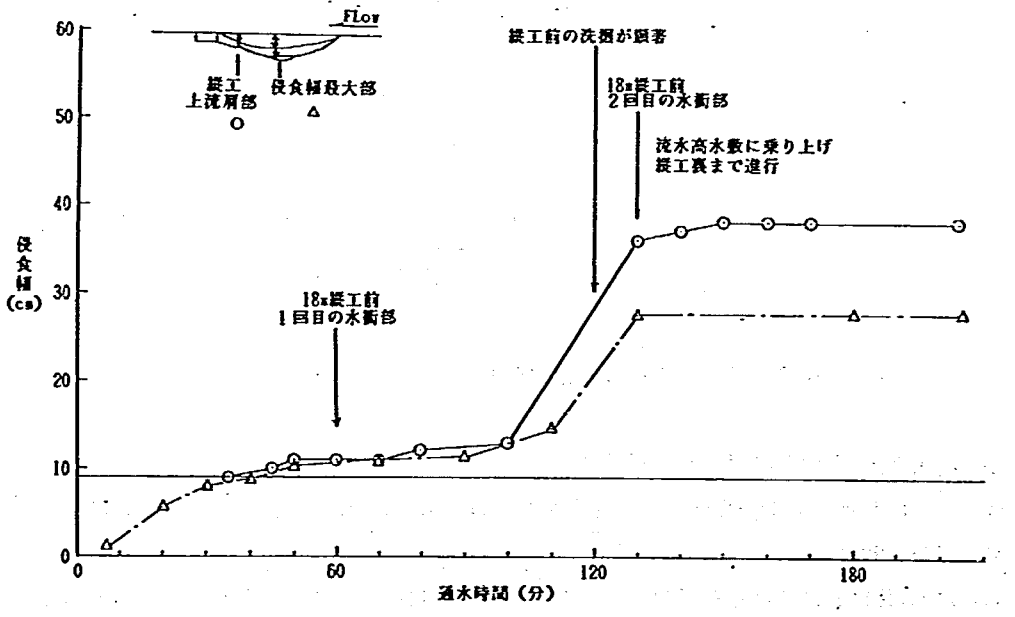
各縦工間における河岸侵食量の時間変化図を図Ｄ．31に，18m 付近左岸での河岸侵食の時間変化図を図Ｄ．32に示す。

通水210分後における砂州前縁線の河岸沿いの洗掘深は約２～４cm であった。しかし，通水中の観測では，縦工前面および下流で最大９～10cm もの洗掘が生じ，根固め工が屈撓し，沈下する状況となった。この原因は，縦工前面に流水が極端に集中し，一時的に局所洗掘が進行したためと考えられる。

河岸侵食は通水初期に１～７cm 程度生じた後，交互砂州の発達する通水30～40分後までは，



図D．31　河岸侵食量時間変化図（ケースⅡ－3－2）



図D．32　18m 付近の河岸侵食量時間変化図（ケースⅡ－3－2）

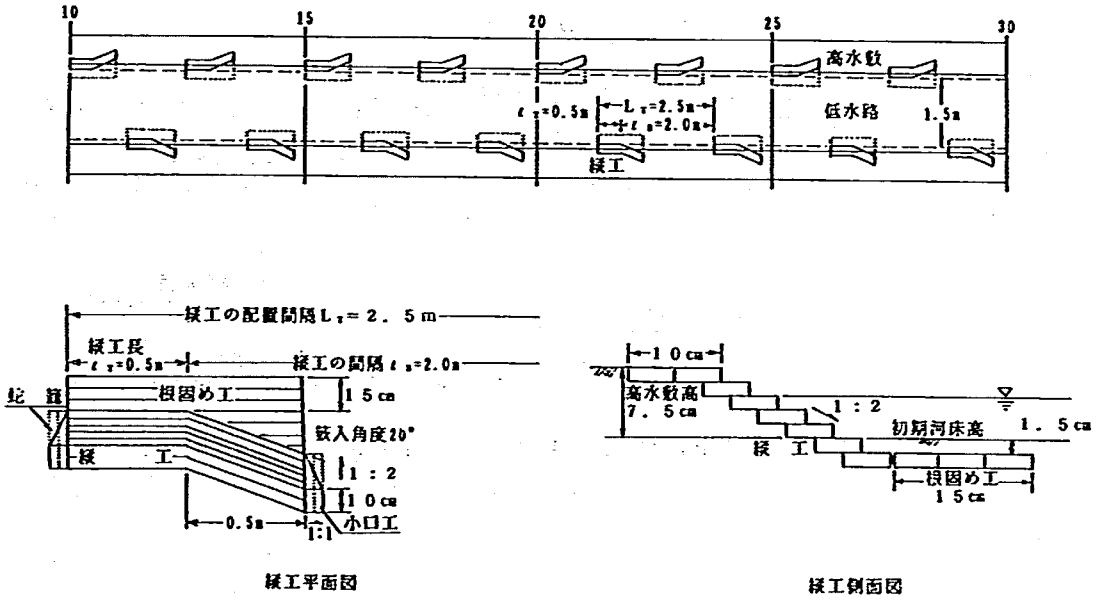
通水時間の経過とともに進行する。この時の河岸侵食速度は10分間で約2.2cmである。その後は交互砂州の移動に伴って縦工間が水衝部箇所となったときに急激に河岸侵食が進行し，他はほとんど侵食が進行しなかった。なお，水衝部箇所となった場合の河岸侵食速度は10分間で約4.5cmであった。通水90分時の河岸侵食量は10～19cmであり，当初設定したとおりの侵食量内に納まる結果となった。ただし，その後の長時間通水した検討では，巻き込み部の上流部まで侵食が進行し，通水130分後付近から高水敷上に流水が乗り上げてしまい，18m付近左岸で最大36.0cmの侵食となり，縦工背後まで侵食が生じた。

7) ケースⅡ－3－3

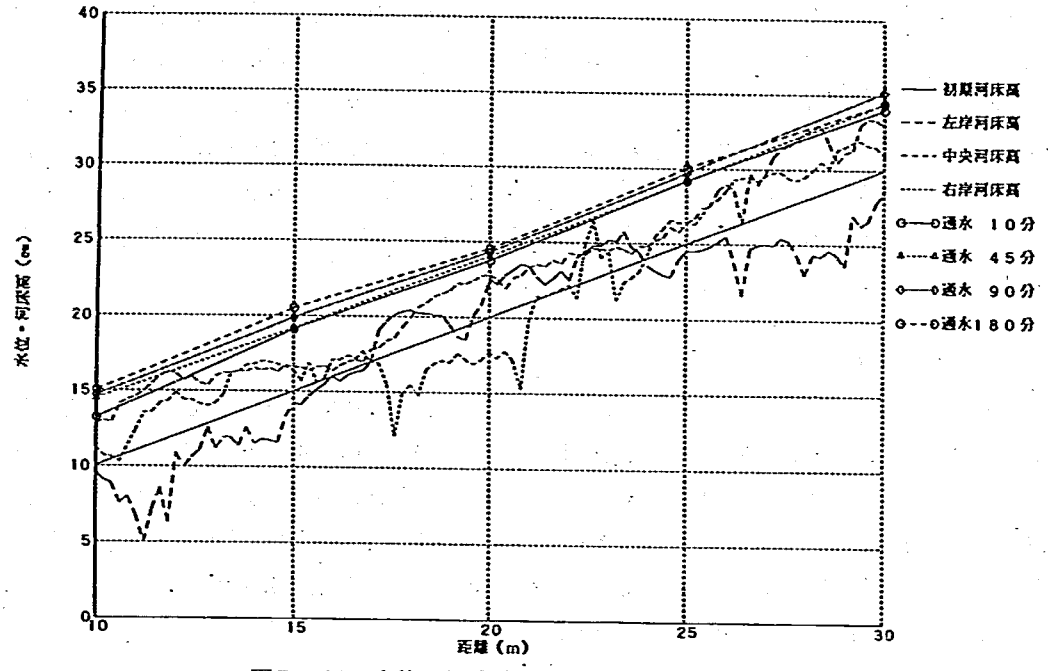
これまでの実験結果より，図D．33に示すように配置間隔長L_Tを砂州波長L_sの約1/5の2.5mとし，縦工の長さℓ_Tを0.5m，間隔を2.0mとした。縦工上流端の巻き込み部は，筋入角度20°とし，20cmまでの侵食量を防止できるように長さℓ_m'＝50cmとした。なお，本ケースでは，河岸侵食の進行による河床の上に伴う高水敷への流水の乗り上げを防ぐため，高水敷の高さを7.5cmとした。通水時間はケースⅡ－3－2の結果を考慮して通水180分まで計測を行い，その後さらに450分まで通水して河岸侵食状況を観察した。

(1) 水位，流況について

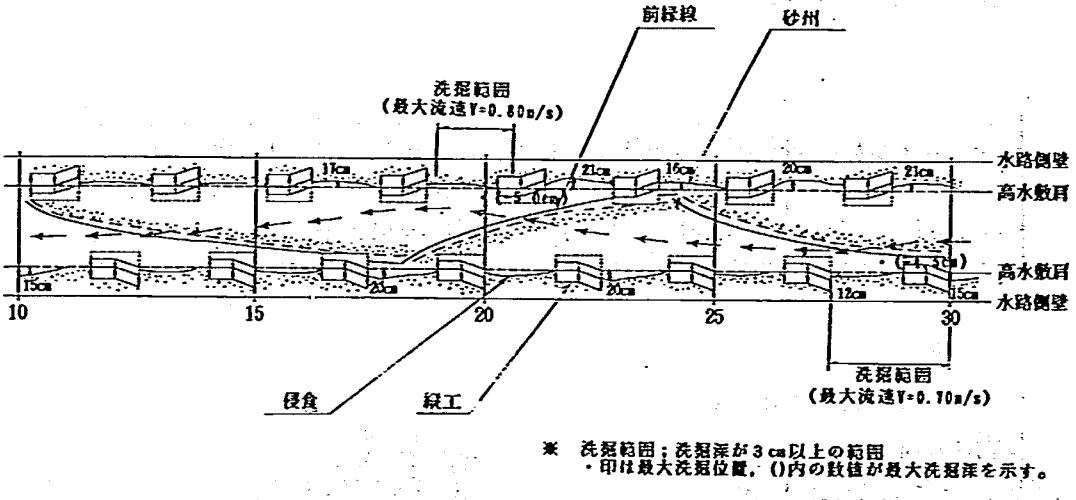
水位縦断の時間変化（通水10分，45分，90分，180分後）と通水180分後の河床高縦断図を図D．34に，河岸侵食状況および流況を図D．35に，さらに水衝部となった時の縦工周辺の流速平面分布図を図D．36に示す。



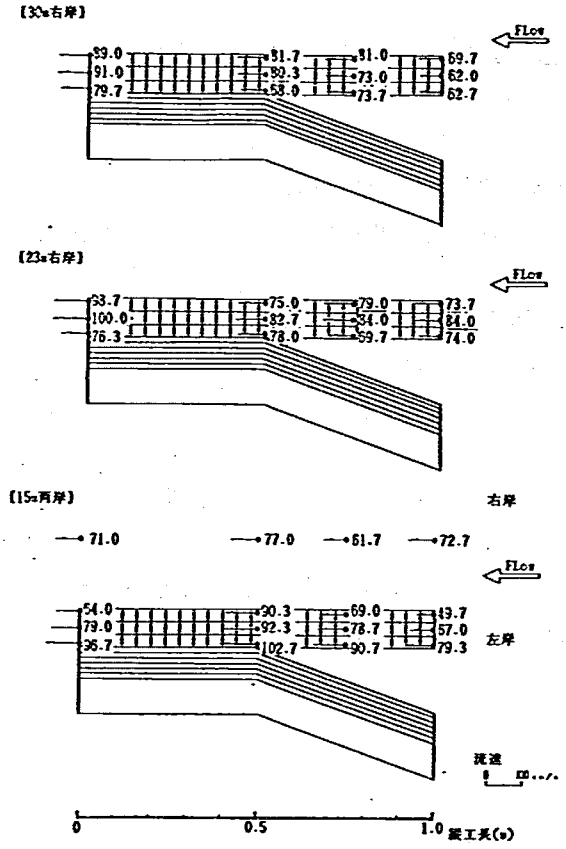
図D．33 縦工配置形状図（ケースⅡ－3－3）



図D．34 水位・河岸高縦断図（ケースⅡ－3－3）



図D．35 河岸侵食状況および流況図（ケースⅡ－3－3，通水180分後）



図D．36　縦工周辺の流速図（ケースⅡ－3－3）

水位は河床変動に追従して変動し，水路下流部では河床が上昇する傾向となり，通水180分後では約0.5～2.0cmの水位の上昇が生じた。

砂州の発達状況は，これまでのケースと同様に通水30分後付近より交互砂州の前縁線が明瞭となり，それに伴って流水が蛇行して水衝部が形成される。通水30分後の砂州波長は約8mと短く，10分で約5.5m下流へ移動する。水衝部となった縦工前面では，根固め工の天端（初期河床－1.5cm）が露出するが，砂州の移動によりすぐに埋め戻される。通水時間の経過に伴い，砂州の波長は徐々に長くなって，その移動速度は緩慢となる。通水40分後には根固め工前面で最大約5～6cmの洗掘が生じ，洗掘範囲が下流に広がる傾向を見せる。図D．35は通水180分後の状況であり，波長約12mの交互砂州が形成され，その前縁線の河岸沿いに深掘れ箇所が生じる。洗掘深は5～6cmとなり，根固め工の敷設高を高くした（初期河床－1.5cm）こともあり，洗掘に伴って根固め工が若干屈撓した。縦工前面が水衝部となったときには，根固め工上で約80cm/sから100cm/sの流速が生じる。さらに巻き込み部の下流では，流水が集中するため流速が大きくなり，縦工前面を走る傾向が見られる。各縦工の間の河岸侵食量は15～20cmである。縦工間の最大河岸侵食の発生位置は，ほぼ巻き込み部の上流端であり，巻き込み部により河岸侵食が抑制さ

れる結果となった。

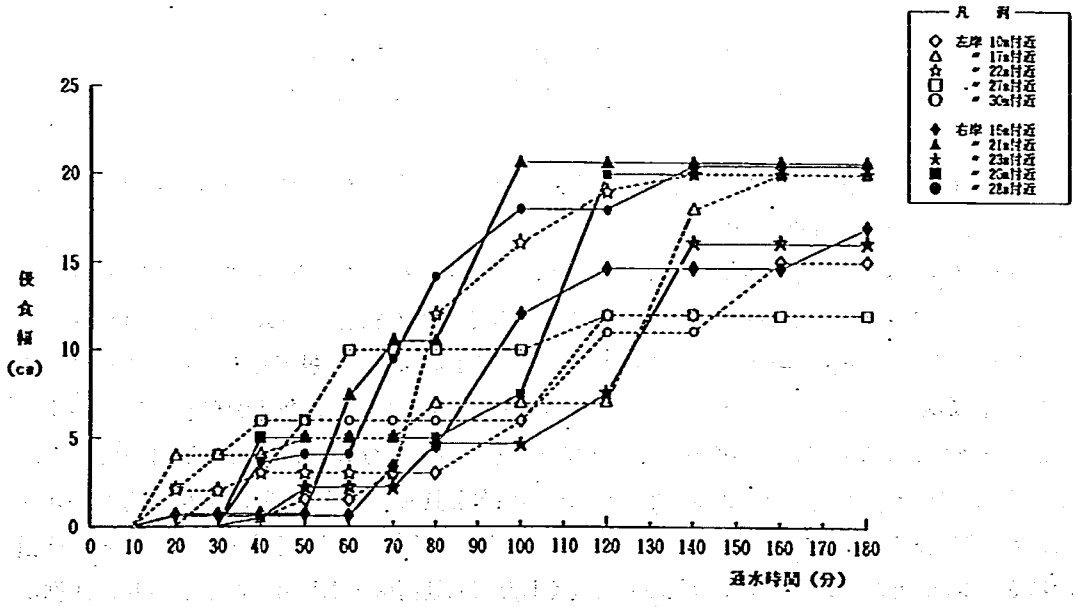
その後，継続して計410分通水して河岸侵食状況を観察した。この結果，通水180分以降の砂州の移動に伴う河岸侵食は5～10cm程度で，最低侵食量は24cmで止まり，縦工背後への侵食は生じなかった。根固め工前面での最大洗掘深は約7cmであり，根固め工の先端が一部屈撓した程度である。また，流水の高水敷上への乗り上げも生じなかった。

以上より当初予測した河岸侵食幅20cmに対して，実験結果の最大侵食量は若干大きいものの，ほぼ予測通りと判断される。

(3) 河床変動および河岸侵食防止効果について

各縦工の間の河岸侵食量の時間変化図を図D．37に示す。

高水敷高を高くしたことによって，通水初期の河岸侵食の進行が遅く，交互砂州が形成される通水40分から50分後までの侵食量は0.5～3.0cmである。その後砂州の発達，移動に伴い，水衝部箇所の河岸侵食が進行する。このときの侵食速度は10分間で5.5～6.5cmである。水衝部の対岸では堆積傾向となり，河岸侵食はほとんど進行しない。通水90分後の河岸侵食量は10～15cm，180分後は15～20cmとなり，通水180分後では当初予測した河岸侵食量以下となる結果が得られた。さらに410分の長時間通水した結果でも最大侵食量は24cmであり，縦工による河岸侵食防止効果が期待通り発揮された。



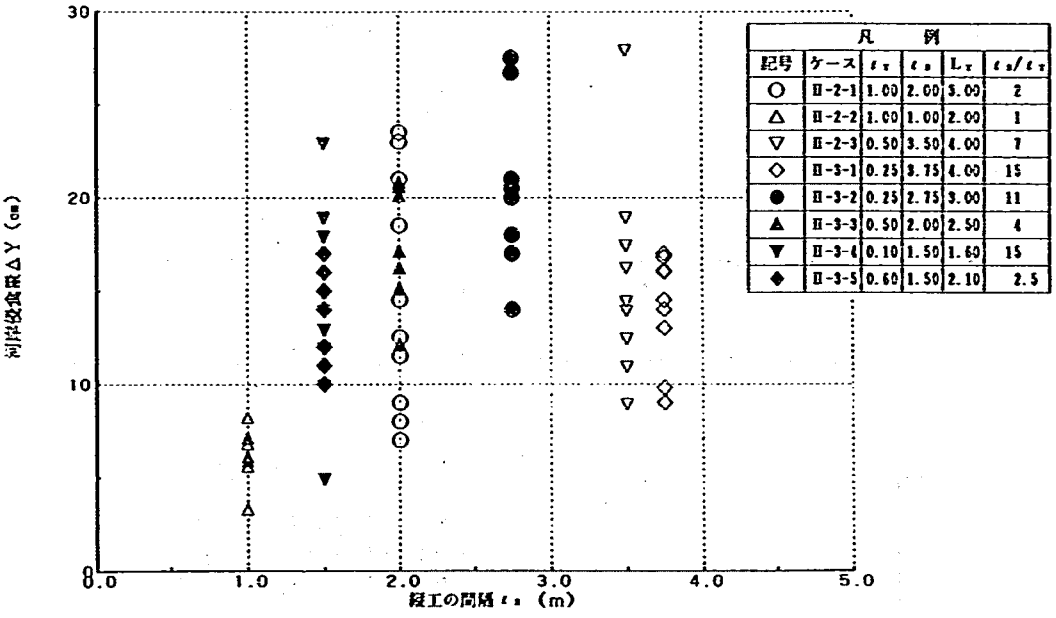
図D．37　河岸侵食量時間変化図（ケースⅡ－3－3）

D．5　考察と結論

河岸侵食防止工として縦工を配置することによって，河岸侵食防止効果が得られることが明らかとなった。実験結果全体の考察とまとめを行い，さらにこの実験結果等から，このような縦工の設置可能河岸，縦工の配置間隔，構造諸元等の考え方を以下に述べることとする。

1)　縦工の配置間隔と河岸侵食量について

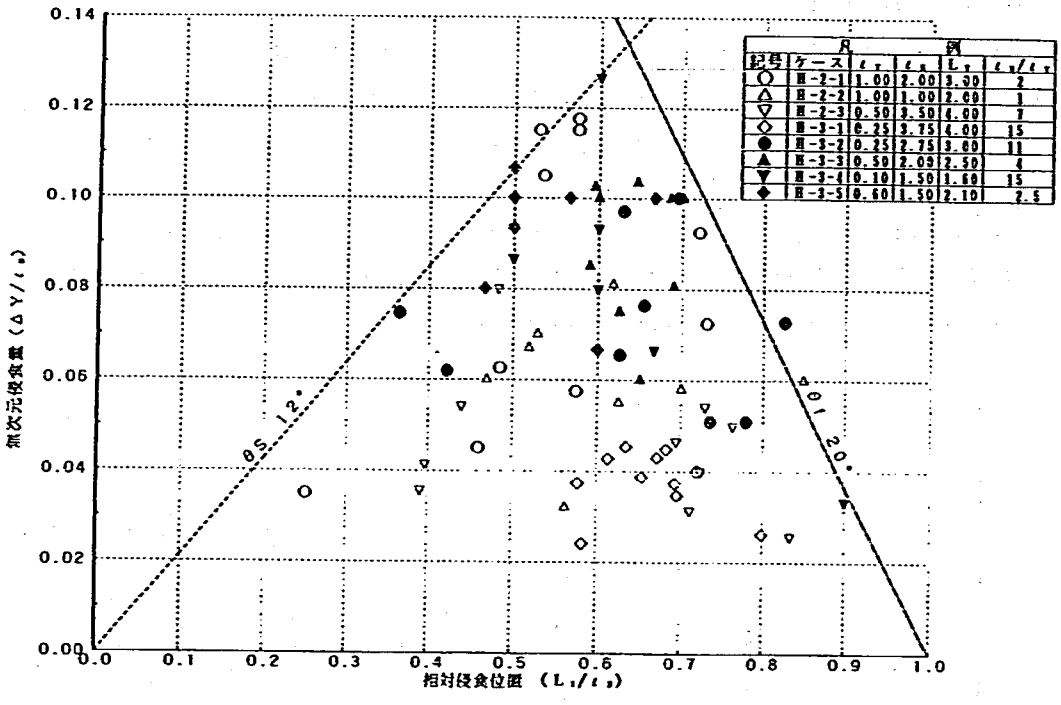
D．4で示した実験データおよび付加実験データ（ケースⅡ－3－4，Ⅱ－3－5，→別冊）より縦工の間隔 ℓ_B と河岸侵食量ΔYの関係を示すと，図D．38のごとくであり，最大侵食量は縦工の間隔が小さくなるほど小さくなることが明らかである。



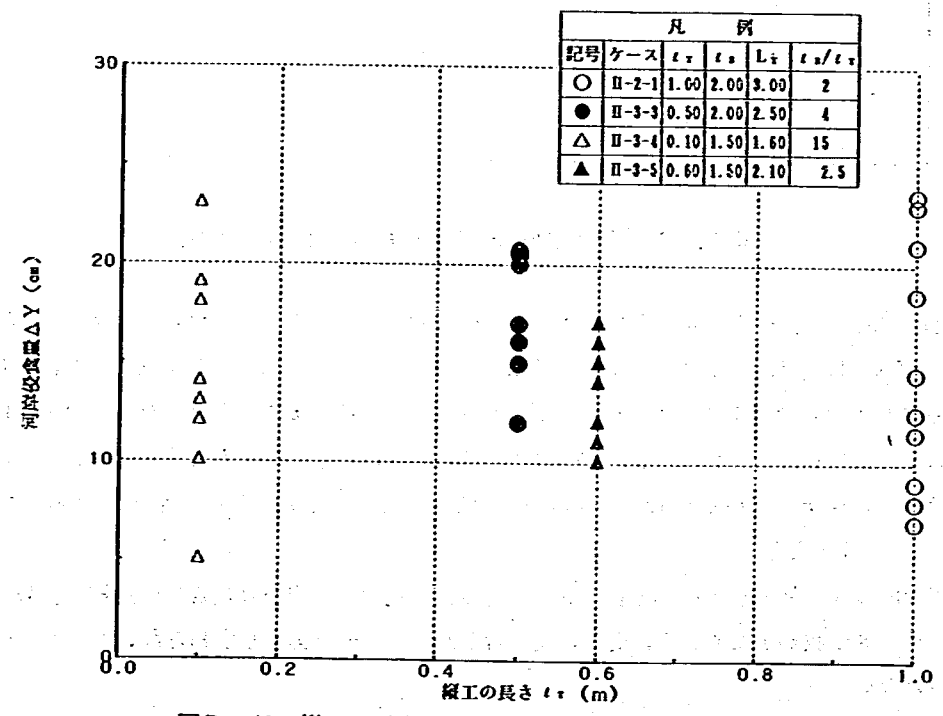
図D．38　縦工の間隔 ℓ_B と河岸侵食量ΔYの関係図

図D．39は，最大侵食量が発生した位置を上流縦工の下流端（直線部）よりL，とし，$\Delta Y/\ell_B$ を縦軸に，L/ℓ_B を横軸として全実験データをプロットとしたものである。これより最大侵食量の発生位置は縦工間の4割から9割の範囲に生じ，その多くが中央より下流の7割程度の位置に集中している。また $\tan(\theta_s)=\Delta Y/L$, $\tan(\theta_l)=\Delta Y/(\ell_B-L)$ として求めると，同図に示したようにほぼ全データが $\theta_s=12°$, $\theta_l=20°$ の領域内に入ることが分かる。全データの平均値は $\theta_s=5°$, $\theta_l=11°$ となっている。

縦工の間隔 ℓ_B を一定とし，縦工の長さ ℓ_T を変えた場合の河岸侵食量ΔYの比較を図D．39に示す。データの数が少なく，また縦工の長さも1.0mと0.5mとあまり変わらないことから傾向は読み取れない。



図D．39　相対侵食位置（L/ℓ_B）と相対侵食量（ΔY/ℓ_B）



図D．40　縦工の長さℓ_Tと河岸侵食量ΔYの関係

2) 縦工の上流部の形状と侵食防止効果について

縦工の上流部に河岸に依入した巻き込み部を設けることにより，流れをスムーズに導流し，縦工上流端での落込み流を解消し，流況を改善することが分かった。また，縦工の上流部が河岸に入ることにより，縦工背後への侵食を防止する効果が認められた。

3) 縦工の構造，配置諸元等の考え方

実験結果より縦工の設置可能な河岸，配置間隔，構造諸元等の考え方を以下に示す。

(1) 縦工の機能

縦工（簡易型河岸侵食防止工）とは，屈撓性を持つ異形コンクリートブロックを用いた河岸侵食防止工で，縦工本体と巻き込み部からなる。縦工は出水時の高水敷部の河岸侵食を許容範囲内にとどめ，もって高水敷を保護し，この高水敷に堤防保護の機能を持たせ，これによって堤脚前面の堤防護岸，根固め，水制の根継ぎ工に換えるものである。

(2) 縦工の設置可能な河岸について

本工法は，当面，高水敷幅が低水路の砂州幅の1/4程度以上（一洪水による河岸侵食幅以上）ある所で設置可能であるとする。さらに高水敷の冠水頻度が1/5～1/10年確率以上である所する。これより冠水頻度が低い場合は，計画高水流量時に高水敷上の流速がどの程度になるかを評価し，高水敷が単に表層侵食されるだけか，高水敷が移動床の場になってしまうかを検討し，高水敷の利用および高水敷の復旧費用のことを考えて設置が得策か，さらに低水路固定化計画が適切であるか再検討する。

(3) 縦工の間隔について

縦工の間隔長 ℓ_B は，低水路内に形成される砂州のスケールを調査し，短めの砂州の波長 L_s の1/2以下とする。また河岸侵食量ΔYが許容河岸侵食量内に納まるように求める。河岸侵食量ΔYの推定は，

$$\Delta Y = \ell_B \cdot \tan(\theta_s) / \left(1 + \frac{\tan(\theta_s)}{\tan(\theta_i)}\right) \qquad (D-3)$$

で評価し，実験結果から安全側を見て $\theta_s = 12°$，$\theta_i = 20°$ を用いると，次式のようになる。

$$\Delta Y = 0.134 \cdot \ell_B \qquad (D-4)$$

(4) 縦工部 ℓ_T の長さ

縦工部 ℓ_T の長さの考え方は十分に確立されていない。ℓ_T が長ければ確実に守れる河岸長が長くなるが，ℓ_T が長くなるほどコストが高くなる。

縦工部の最上流部は，河岸に入り込んだ流水が低水路側へ戻る所であり，構造物回りの流れの角の所に担当し，ここで流水は水面変化や流速の変化が生じる。この流れの急変が河岸に影響をあたえる区間を縦工部の最少必要長さとするという考えは，一つの考え方であろう。この長さについて十分な検討が無されておらず明確なことは言えないが，L型に縦工を配置する場合は水制回りの洗掘穴の大きさ，水制工回りの根固め範囲の実態より，平均年最大流量時の低水路の平均

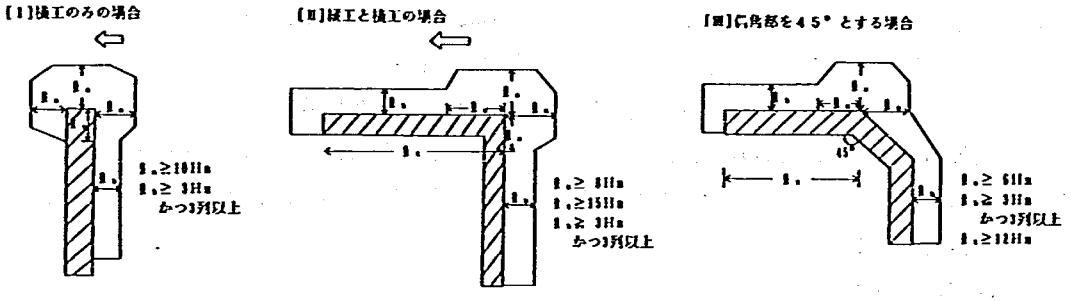
水深の15倍程度（砂州によるみお部の水深H_{max}を平均年最大流量時の平均水深H_mの2.5倍程度洗掘穴の深さはH_{max}の３倍とし洗掘穴の範囲はその２倍の円弧状として仮定した，かなり安全側の評価と判断される。）以上とする。

なお縦工部は短くして，横工（まき込みさを横工とする。）を主体し，先端部の洗掘して十分に耐える横工，及び根固めを周囲に十分な範囲に設置するという考えもあろう。

(5) まき込み工の形状と長さ

縦工の上流部に設ける巻き込み部の長さは，巻込み工の先端部の位置を，予想最大侵食量ΔＹより堤防側とすることとする。

巻き込み部の角度は緩い方が，縦工上流部の流速の低減，洗掘の防止に好ましいが，長くなりコストが高くなるので，図Ｄ．41のごとく根固めを十分に行う場合は河岸法線に対して直角あるいは隅角部を円弧状あるいは，45°程度の角度とする。



図Ｄ．41 まき込み工の形状

(6) 根固め工の敷設高さと敷設範囲

縦工前面の根固め工の敷設高さは，計画河床（近い将来の平均河床高とみなした場合）より１～1.5m下に敷設するのが一般的である。ここでは，河岸侵食調査，砂州形状調査，河岸線位置調査より，本工法設置地点の河岸が安定している場合は，通常の護岸，根固め工と同一の敷設高とする。河岸が侵食され易いと予測される所は，それより１m程度下げて敷設するものとする。

根固め工の敷設範囲は，黒部川，常願寺川のように既設の巨大水制の設置例のある場合は，縦工と巻き込み部の角の所は，既設水制と同程度の敷設幅とする。縦工と巻き込み部の交角が直角より十分に小さい場合は，これより小さくして良い。縦工の後半部は通常の護岸根固め幅程度とする。

巨大水制の実績の無い河川では，黒部川，常願寺川の巨大水制回りの根固め工の幅を参考とするものとし，縦工と巻き込部の角が直角に近い場合は，平均年最大流量時の平均水深の８倍程度（但し，流れの片寄りが生じ，河岸前面の深掘れが特別に大きくならないような場合）を敷設幅とする。

縦工天端の法肩工は，高水敷上に流水が乗ったときに縦工背後が侵食されないように保護する

ものである。その構造としては異形コンクリートブロックに換わるものとして河床材料中のC集団の材料を用いて表層を覆うことも考えられる。法肩工の敷設幅は高水敷上の水深の5倍程度以上（あまり根拠が無い，最少2m以上）とする。

(8) そ の 他

本工法は，高水敷高が高く，計画高水流量時においても，高水敷上の土砂が全面的には移動しないような河川で適用可能なものとする。

大出時に，巻き込み部末端（堤防側）が万が一局所洗掘が生じた場所（局所洗掘は静的洗掘状態での洗掘が生じる。）でも，その洗掘穴が堤防まで達しないように，堤防と巻き込み部末端との距離は，高水敷高と低水路河床平均河床高との差の4倍以上離す。あるいは，まき込み工を高水敷の中に多少埋め込む，高水敷に保護工を設ける等の対策を取るものとする。

ＩＳＳＮ　0386－5878
土木研究所資料 第3159号

土 木 研 究 所 資 料

扇状地河川の河道特性と河道処理

—Appendix D　低水路河岸侵食対策工に関する検討追加実験データ—

平成５年３月

建設省土木研究所
河川部河川研究室

Appendix D　低水路河岸侵食対策工に関する検討追加実験データーについて

Appendix Dに報告した実験に加えて次の２ケースの実験を行ったので報告しておく。

［1］　実験ケース

ケース	水理条件				水路幅水深比	無次元掃流力	河岸対策工条件					
							根固め工		縦工			
	水深 Hcm	流量 ℓ/s	低水路幅 B m	高水敷高 cm	B/H	τ_*	幅 cm	敷設高 cm	間隔 L_T m	長さ ℓ_T m	間隔 ℓ_s m	嵌入角度
Ⅱ-3-4	4.5	42.7	1.5	6.0	33.3	0.105	15	-1.5	1.60	0.10	1.50	90°
Ⅱ-3-5	4.5	42.7	1.5	6.0	33.3	0.105	15	-1.5	2.10	0.60	1.50	45°

［2］　実験結果

1）ケースⅡ－３－４

本ケースは，これまでの縦工による河岸侵食防止工に対し，既設の水制を河岸線に配置したようなかたちの横工による河岸侵食防止効果とその機能について検討したものである。横工の配置は，図－4.15.1に示すとおりであり，これまでの実験結果より河岸侵食量が18cm以下となるように，その間隔ℓ_sを1.5mとした。これは先のケースⅡ-1で形成された砂州波長L_s＝12.0mの1/8とした間隔となっている。横工の構造は，現地の水制を参考にして天端幅を10cm(現地5.0m)とし，異型ブロックを連結したものを想定して用いた。横工の長さは，この横工の背後まで河岸侵食が及ばないように，予測される河岸侵食量18cmを考慮して30cmとした。

本ケースでは，水路内の20～40m区間に横工を配置し，その上下流については河岸を固定した条件にて実験を実施した。通水時間は180分とした。

（1）水位，実況について

実験結果の水位縦断の時間変化(通水初期，60分，120分，180分)と通水終了時(180分後)の河床高縦断図を図－4.15.2に，25m，30m，35m地点断面における左右岸の水位，河床高の時間変化を図－4.15.3に示す。さらに河岸侵食状況および流況を図－4.15.4に，横工周辺の流況を図－

4.15.5に示す。

水位は，通水開始から120分後付近まで，河床波の形成発達に伴って上昇傾向となる。通水120分以降は，波長約12m程度に形成された砂州が不明瞭となり，かつ砂州の波長が増大し，さらに河床変動の進行とともに消滅する傾向となる。このような砂州の形成発達に伴う同一地点での水位の変動は，最大約1.7～3.0cm生じ，左右岸での水位差も最大約1.6cm生じている。これはケースⅠ-1の結果とほぼ同じであり，砂州の形成，移動に伴う水位の変動は平均水深の4～7割にも達し，左右岸での水位差も平均水深の４割も生じる。

砂州の形成発達に伴い，流水も蛇行し，弱い水衝部を形成する。水衝部箇所においては，横工先端の根固め工が露出するとともに，横工上流で水位の堰き上げが生じ，一部で越流する流れが見られた。通水120分以降では，みお筋部の河床が低くなった結果，越流は生じなくなった。しかし，水衝部箇所においては根固め工前面および下流側に局所洗掘が生じ，洗掘が大きい箇所では，根固め工が屈撓して沈下する状態となった。横工下流では，横工先端からのはく離渦が形成され，河岸侵食が進行するとともに，その後はく離領域に細砂を堆積させる。はく離渦による河岸侵食は，下流の20～30cm程度の範囲で生じ，侵食幅は約５～６cmである。すなわち，はく離渦の形成による河岸侵食への影響範囲は平均水深の５～７倍生じている。

通水160分後の左右岸の流速および通水後の河床高縦断変化図を図－4.15.6に示す。これによると水衝部付近では約80cm/sとなり，断面平均流速約60cm/sの３～４割大きい値となっている。

（２）河床変動および河岸侵食防止効果について

各横工間の河岸侵食量の時間変化を図－4.15.7に示す。

通水180分後の河床形状は，先の図－4.15.4に示したように，不明瞭ではあるものの波長約20mの交互砂州となり，28～30mより上流では右岸側が，下流は左岸側が水衝部となった。河床高縦断図からも明らかなように，砂州の前縁線の河岸沿いの洗掘深は約４～５cmである。しかし，通水中の観測では，先の図－4.15.3の35m地点右岸で見られるように約６cmの洗掘が生じ，一部で根固め工が屈撓した。

河岸侵食は通水初期から生じ，通水60分後まで通水時間の経過に伴って増大する傾向を示し，その平均侵食速度は10分間で約2.0cmであった。通水60分後の最大侵食量は19cmである。その後，横工間が水衝部となった時に河岸侵食が進行し，通水180分後では，最大で23cmの河岸侵食が生じた。この侵食量は当初予測した侵食量18cmに対して約３割程度大きい結果である。これは河岸を固定して洗掘を防止する幅が縦工に比べて狭いためと考えられる。また，河岸侵食形状は図－4.15.5に示したように，横工の直下流に生じるはく離渦によって河岸が侵食され，そのまま下流の横工まで到達しているような形状となっている。このため下流側の横工は河岸侵食によって突出した形状をなしており，そこに当った流れが，その下流でよりはく離し易くなる。

以上の結果より，自然景観に配慮した河岸侵食形状とするには，ケースⅡ-3-1～Ⅱ-3-3で検討したように，対策工の上流側河岸に嵌入させた巻き込み部を設けた方が良いことが明らかとなっ

た。

2）ケースⅡ－3－5

本ケースは，先のケースⅡ-3-4の横工による河岸侵食防止工に対し，これと同じ間隔1.5mで縦工を配置した場合の河岸侵食防止効果について検討したものである。縦工の形状配置は図－4.16.1に示すように，間隔1.5m，縦工部の長さはケースⅡ-3-4で見られたはく離渦の範囲をカバーし，かつ流れを整流させる効果を考えて，はく離渦の範囲の約2倍の60cmとした(平均水深の約13倍)。さらにその上流には嵌入角度45°で巻き込み部を設けた。通水時間はケースⅡ-3-4と同じ180分とした。

（1）水位，流況について

実験結果の水位縦断の時間変化（通水初期，60分，120分，180分）と通水終了後（180分後）の河床高縦断図を図-4.16.2に，25m，30m，35m地点断面における左右岸の水位，河床高の時間変化を図－4.16.3に示す。さらに河床高縦断変化と流速の縦断分布図を図－4.16.4に，河岸侵食状況を図－4.16.5，4.16.6に示す。

水位縦断の時間変化は，砂州の形成発達に伴って若干の変動が見られる程度である。ただし，これまでの結果と同様に，砂州の発達，移動に伴う同一地点での水位変動は1.5～3.0cm生じ，左右岸での水位差も最大1.5～2.5cm生じている。

砂州の発達状況は，ケースⅡ-3-4と同様に，通水30分後付近より交互砂州の前縁線が明瞭となった。通水30分後の砂州の波長は約8mである。砂州の形成発達に伴って流水が蛇行し，水衝部が形成される。縦工前面が水衝部となった箇所では，洗掘により根固め工天端（初期河床-1.5cm）が露出した。しかし，砂州の移動によって水衝部箇所が変化するとすぐに埋め戻される。通水時間の経過に伴い，砂州の波長が徐々に長くなるとともに，その移動速度は緩慢となる。通水120分後では砂州の波長が約16mとなり，その形状も不明瞭となってはっきりしなくなる。しかし，そのときの砂州の前縁線の河岸沿いに生じた深掘れがさらに進行する。水衝部となった縦工前面では，根固め工が露出するのみではなく，根固め工前面から下流にかけて5～6cmの局所洗掘が生じ，根固め工が屈撓して沈下した。このときの根固め工上では約0.8m/s～1.0m/sの流速が生じる。

縦工周辺の流況は，上流側に嵌入角度45°で巻き込み部を設けたことにより，縦工間を侵食した流れがここで河心方向に向けられ，先のケースⅡ-3-4の横工に比べ，対策工上流側での水位の堰き上げは軽減する。しかし，巻き込み部に沿った流れが縦工との接点で若干はく離する状態となり，縦工前面においてはく離渦を形成する。

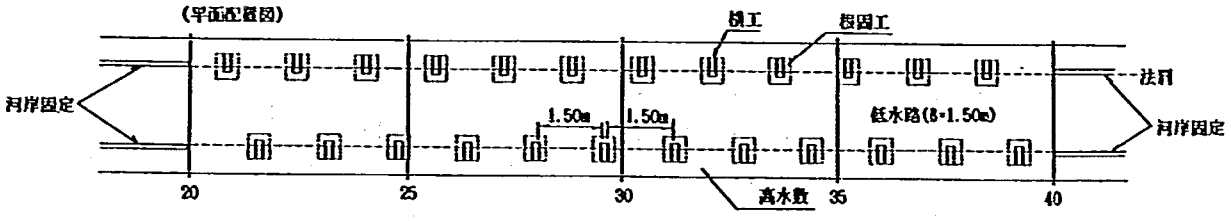
（2）河床変動および河岸侵食防止効果について

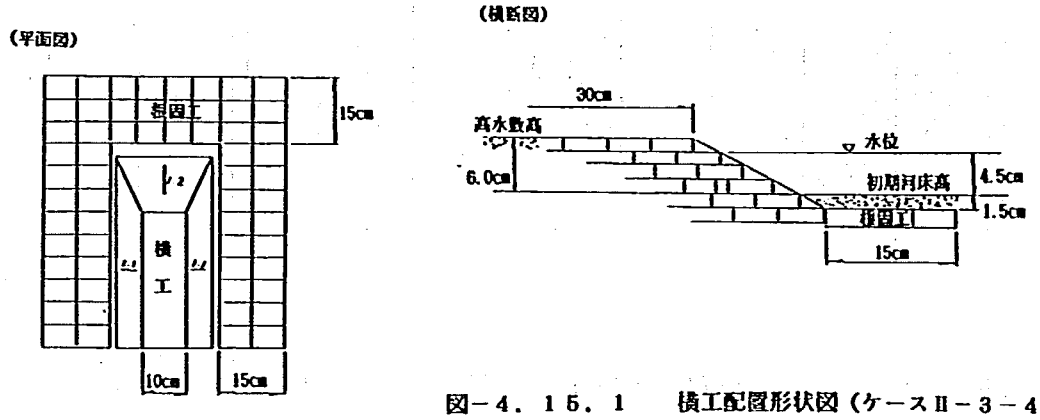
各縦工間の河岸侵食量の時間変化図を図－4.16.7に示す。

本ケースも通水120分後付近から砂州の形状が不明瞭となり，35～20m間は全体に左岸側が水衝部となって洗掘が進行した。縦工周辺では，根固め工前面から末端にかけて局所洗掘が生じ，砂州等の移動に伴ってその洗掘深も変動する。

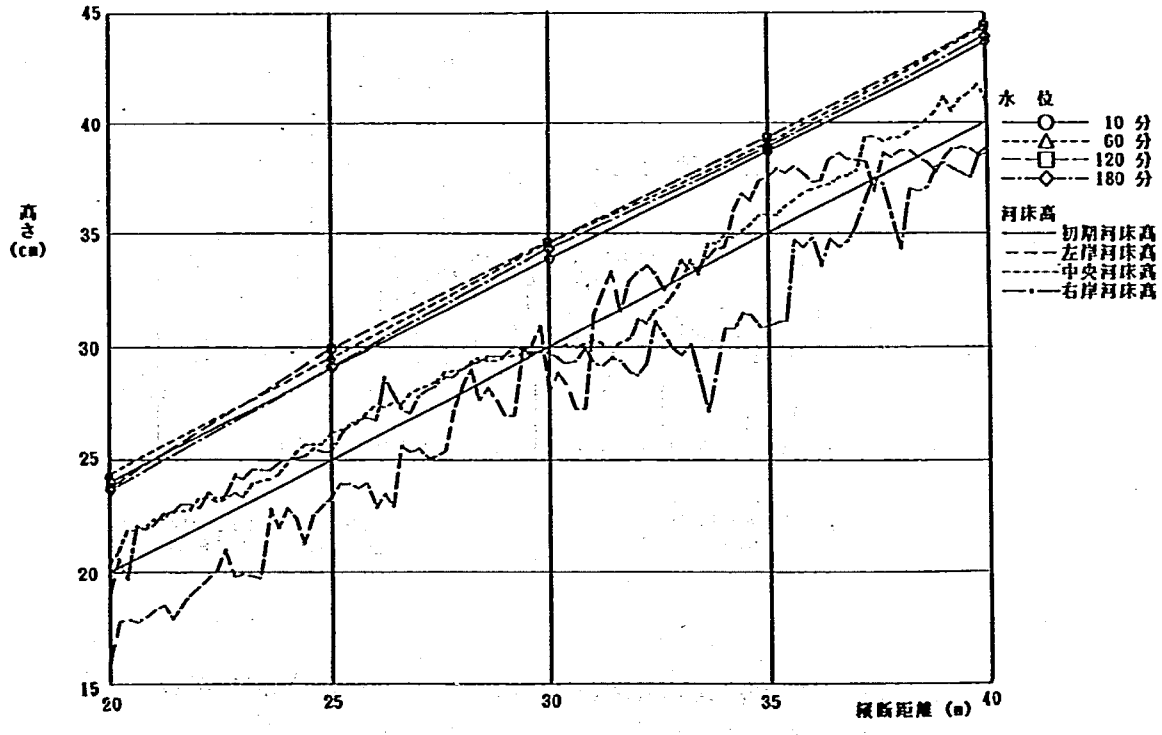
縦工間の河岸侵食量は，最大約17cmであり，当初縦工の設置に際し，ほぼ許容するとした侵食範囲以下であった。河岸侵食形状は，先のケースⅡ-3-3のようにきれいな円弧形状とはならず，下流側の縦工の巻き込み部まで達し，これに沿って戻る形状となっている。なお，先の横工を配置した結果に対し，河岸を保護する範囲が大きいため，その整流効果等によって，河岸侵食量は軽減している。ただし，巻き込み部は予想される侵食幅以上に河岸側に嵌入させる必要がある。

いっぽう，先のケースⅡ-3-4および本ケースの実験終了後，さらに高水敷上に乗る流れの状態（高水敷上の水深1.5～2.0cm，現地水深約0.5～1.0m）の流量を通水し，高水敷上の変化状況を調べた。この結果，高水敷上の縦工あるいは横工等構造物の下流側背後で洗掘が若干生じたが，構造物の維持や堤体に影響を及ぼすような状況ではなかった。高水敷上構造物背後にふとん籠や蛇籠等による保護，あるいは高水敷上が多少荒れることを許容すればとくに問題はないと考えられる。

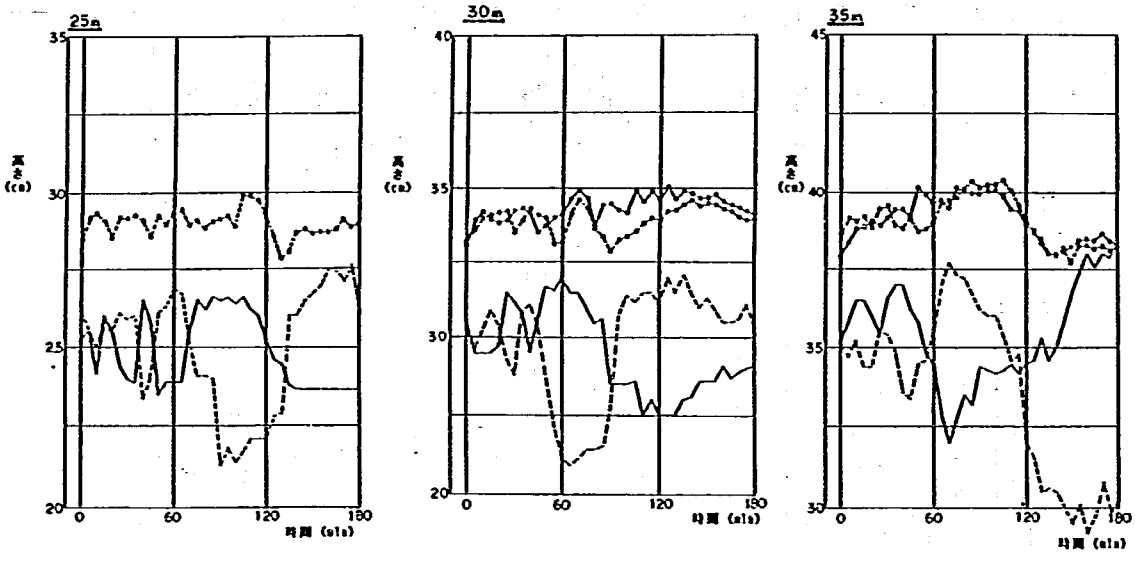




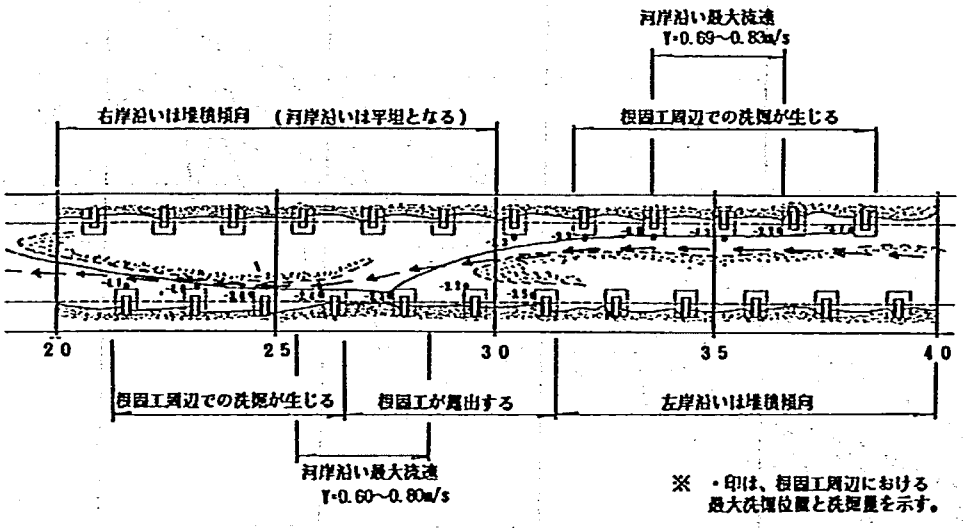
図－４．１５．１　横工配置形状図（ケースⅡ－３－４）



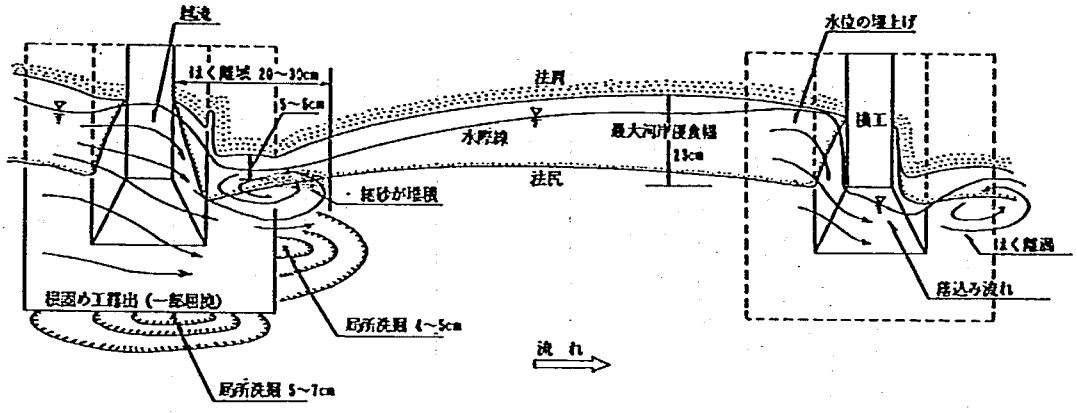
図－４．１５．２　水位・河床高縦断図（ケースⅡ－３－４）



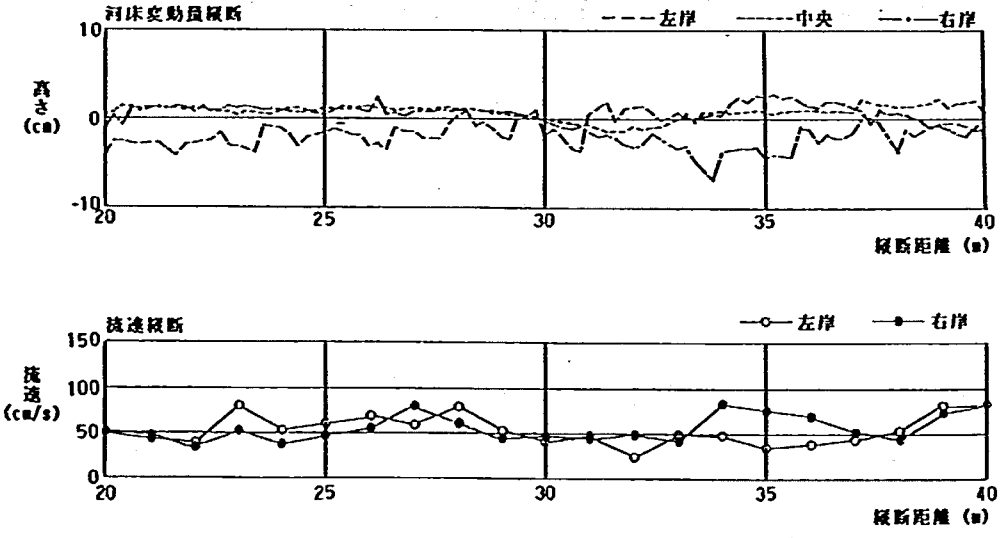
図－４．１５．３　　水位・河床高の時間変化図（ケースⅡ－３－４）



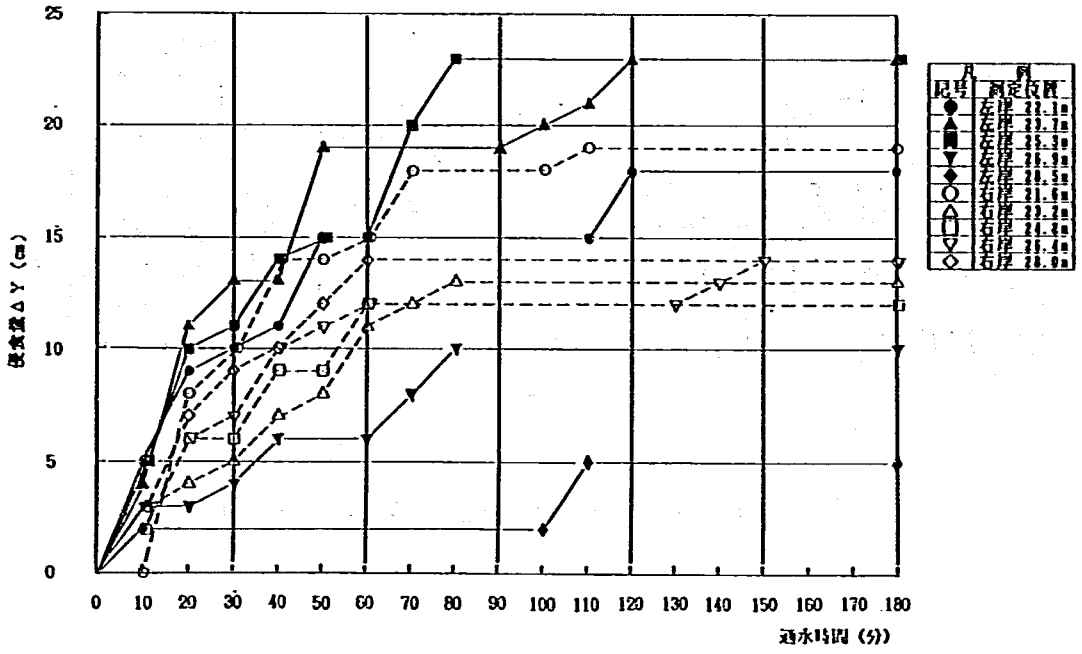
図－４．１５．４　　河岸侵食状況および流況図（ケースⅡ－３－４，通水180分後）



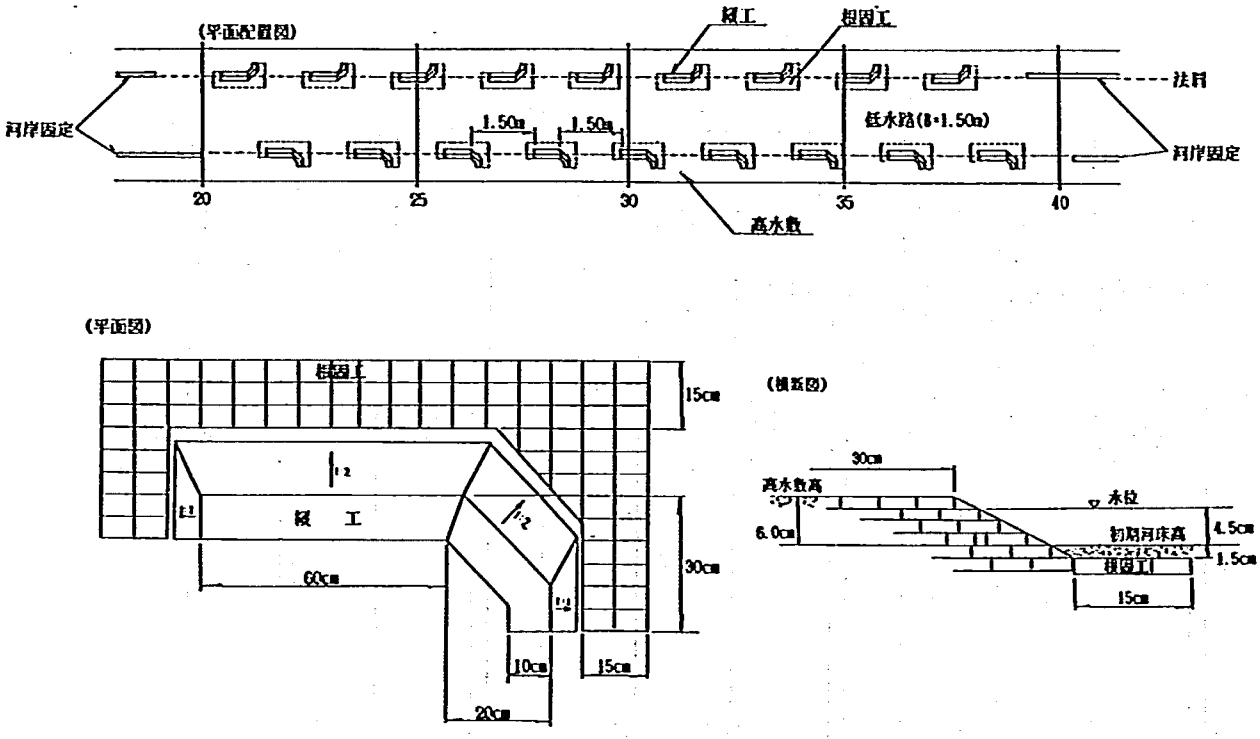
図－４．１５．５　横工周辺の流況図（ケースⅡ－３－４）



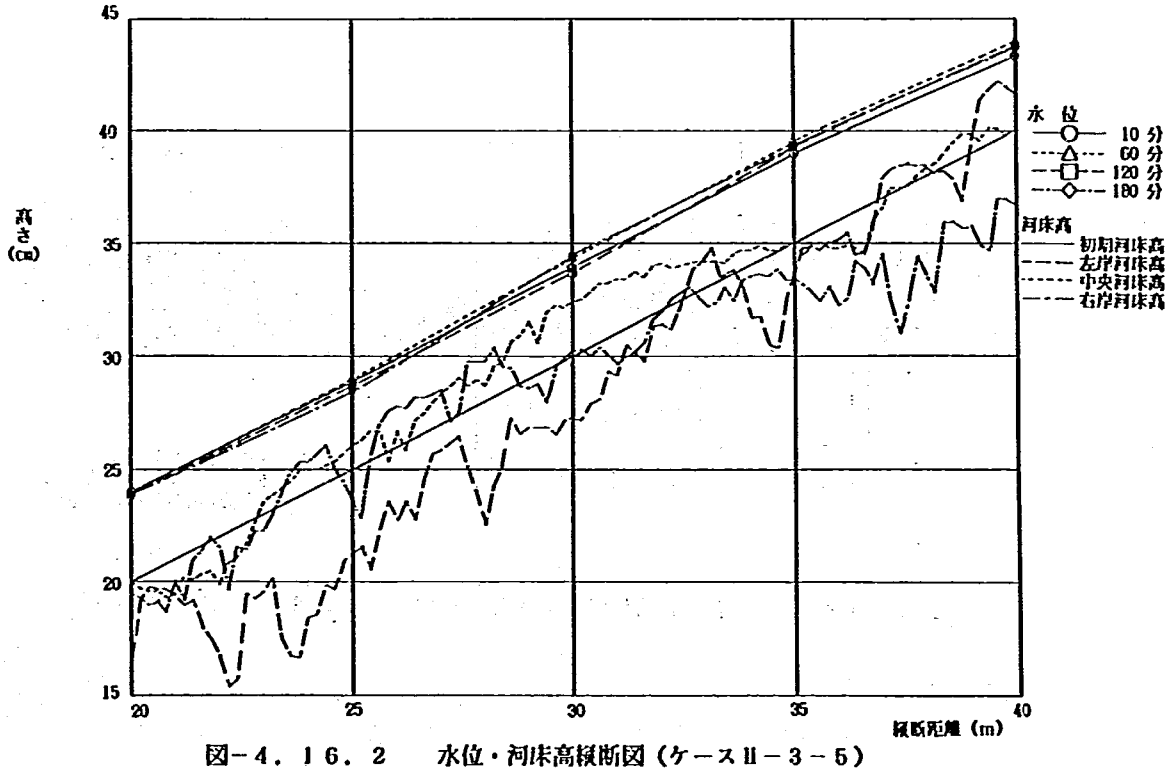
図－４．１５．６　　河床変動量・流速縦断図（ケースⅡ－３－４）



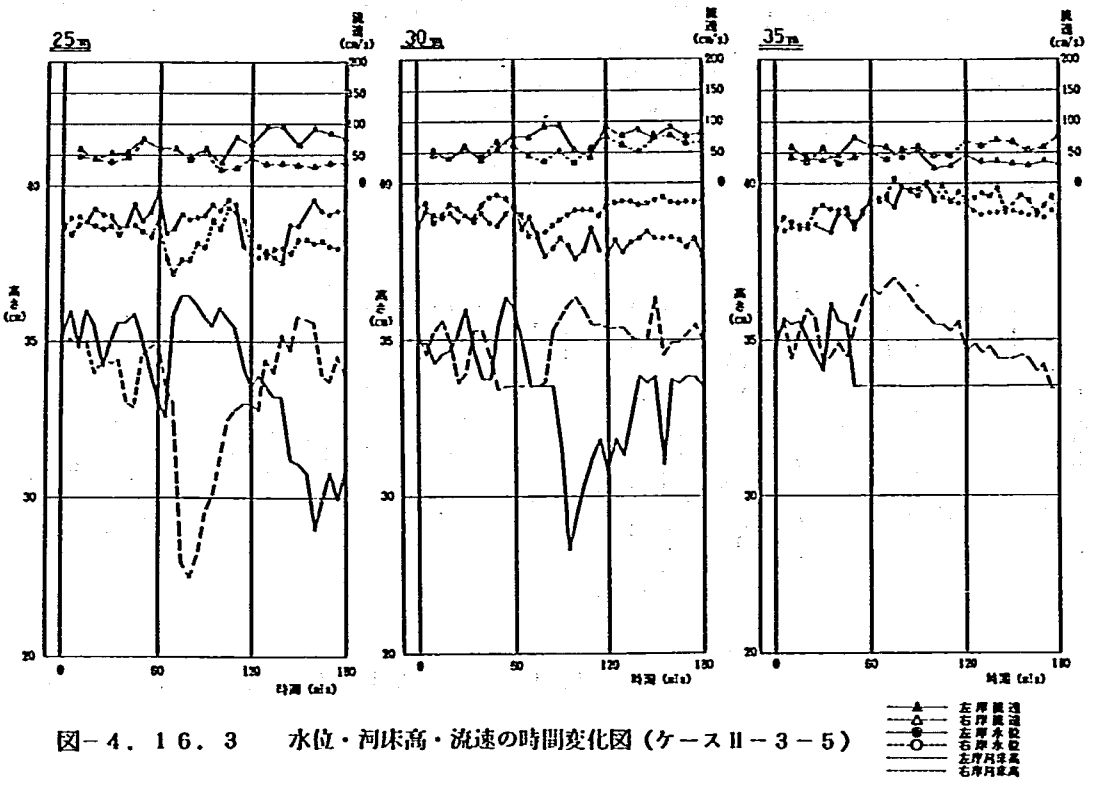
図－４．１５．７　　河岸侵食量時間変化図（ケースⅡ－３－４）



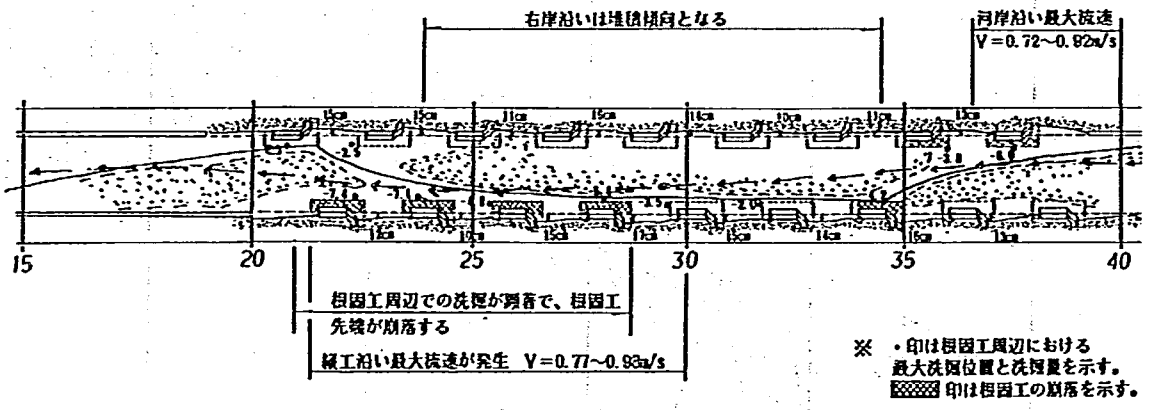
図－４．１６．１　　水工配置形状図（ケースⅡ－３－５）



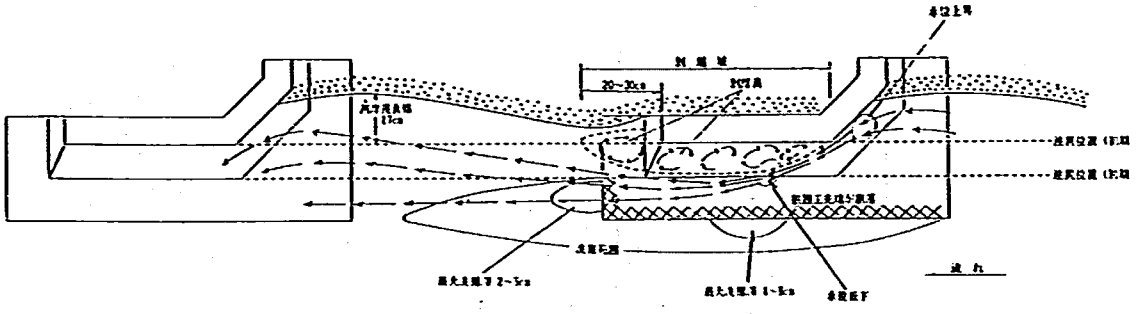
図－４．１６．２　　水位・河床高横断図（ケースⅡ－３－５）



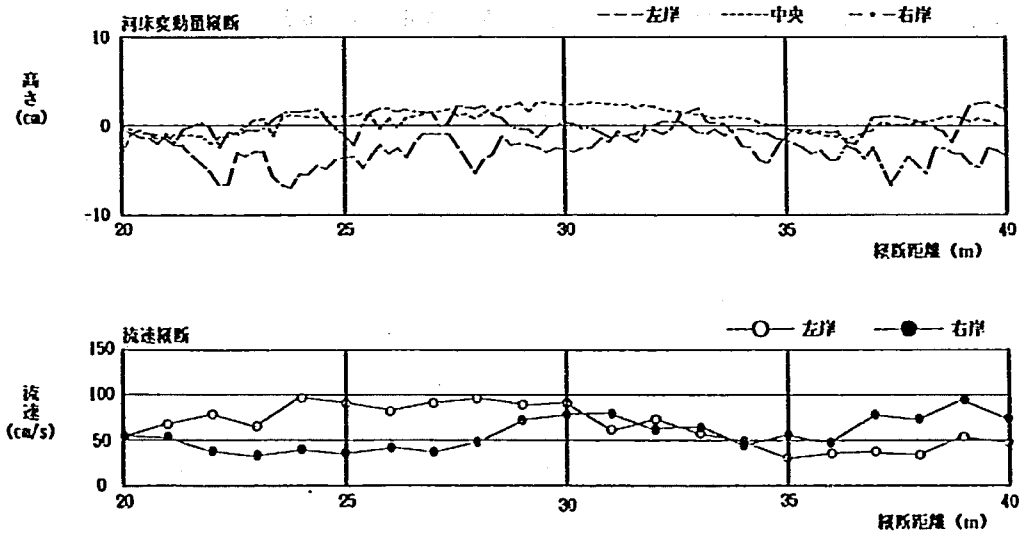
図－４．１６．３　　水位・河床高・流速の時間変化図（ケースⅡ－３－５）



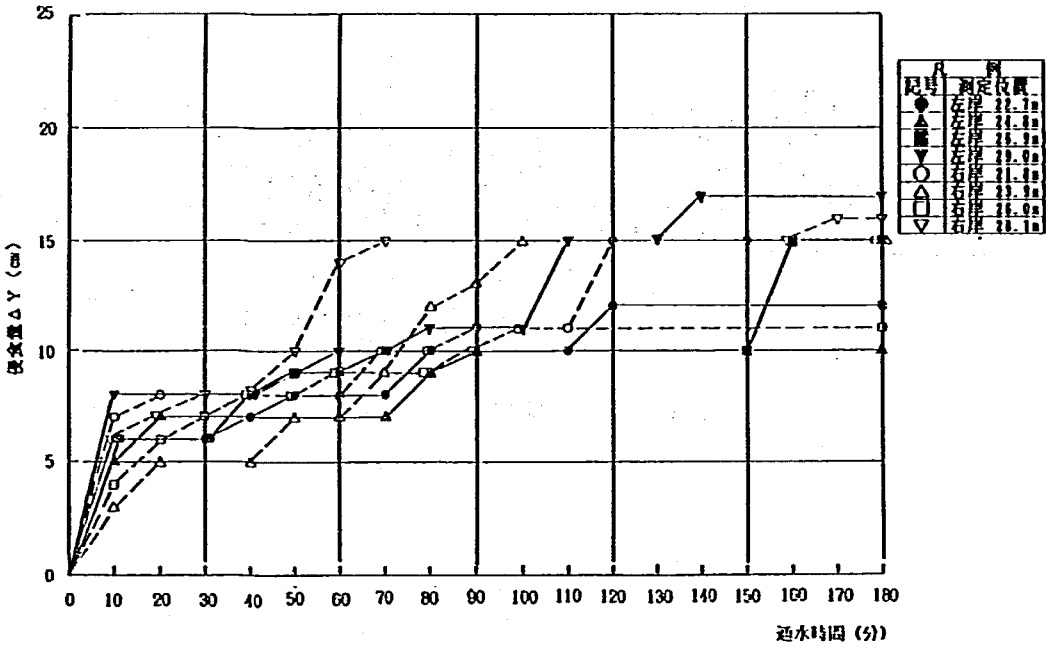
図－４．１６．４　　河岸侵食状況および流況図（ケースⅡ－３－５，通水180分後）



図－４．１６．５　　緩工周辺の流況図（ケースⅡ－３－５）



図－４．１６．６　　河床変動量・流速縦断図（ケースⅡ－３－５）



図－４．１６．７　　河岸侵食量時間変化図（ケースⅡ－３－５）

Appendix E　根固め水制の流速低減効果の評価法[5)]

E．1　はじめに

水制による流速低減効果については，秋草寺[1)]が詳しく論じている。そこでは，水制群を①相当粗度として評価する方法　②水制に働く抗力を算定して評価する方法の二つが述べられている。水制群による河岸沿いの流速低減効果は，基本的にはこの考え方に従って評価し得るが，

i）種々の形状の水制に対して，実験的な検討が行われておらず，水制形状が複雑なものは，理論中に含まれる種々の係数を実験を行って求める必要があること。

ii）水制域内と主流部との境界付近の流速の評価手法が提示されていないこと。

iii）水制の効果は，水制域の平均流速で評価し得るものでなく，水制群内での土砂の働きとの関連性で評価されるべきであるが，この関係が明確となっていないこと。

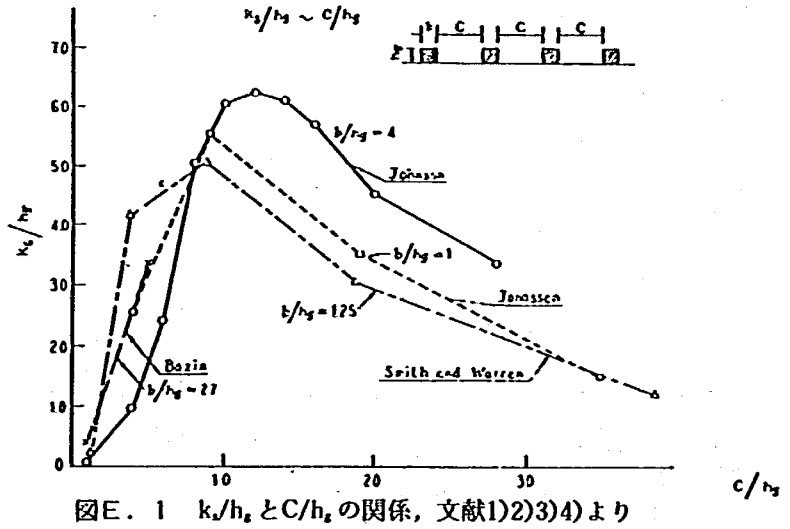
等の課題が残っている。

いずれにしても上述の問題を解決するには実験的な検討や，現地施工水制の事例研究が必要であるが，ここでは水制による流速低減効果の評価法を既往の文献から取りまとめ，それを用いて水制の配置，密度について検討し，水制論のための基礎情報とすることにする。

E．2　さん型粗度としての評価

横工水制で不透過越流型の場合は，さん型粗度に関する実験結果を利用して水制の流速低減効果を判定し得る。

さん型粗度については，Bazan[1)], Smith and Warren[2)], Jonassan[3)], Johnson[3)]などの研究によって図E．1のような関係が得られている[5)]。ここでh_sを水制の高さ，cを水制の間隔L_s，bを水制の幅 ℓ_sと見なせば，水制の配置によって，水制上を流れる領域の流れの粗度が求まる。



図E．1　k_s/h_sとC/h_sの関係，文献1)2)3)4)より

図4．4．1及び実水制のb/h_sは2～5程度であるので，C/h_sが10～15程度の場合が，粗度としても最も有効に作用することがわかる。ただし図E．1に示した関係はh_s/H＜0.1の範囲で求められたものであり，実際河川で設置されるh_s/Hがこれより大きい場合の関係を知る必要がある。これについては秋草等が実験的検討を行い[25]，h_s/Hの比較的大きい場合でも河床の位置を水制高h_sの半分の所に取れば同様な結果が得られることを示している。

C/h_s＝10～15程度に設置した場合の平衡領域（主流の影響の無い領域）の流速は相当粗度k_sがh_sの5倍程度であるので，平均流速V_sは，

$$V_s=\left[6.0+5.75\log\left\{(H-\frac{h_s}{2})/5h_s\right\}\right]\cdot\sqrt{g(H-\frac{h_s}{2})I} \qquad (E.\ 1)$$

で評価し得る。一方主流の流速は，

$$V_m=\varphi_o\cdot\sqrt{gHI} \qquad (E.\ 2)$$

で評価し得る。ここでφ_oは主流部の流速係数である。φ_oの値は，粒径dと無次元掃流力τ_*，相対水深H/dが分かっていれば評価し得る[6]。

今h_s＝1.0m，C＝10～15程度の水制を設置するとk_s＝5.0mとなるので，H＝5mの場合は，水制域の流速係数φ_sは

$$\varphi_s=6.0+5.75\log\left\{(H-\frac{h_s}{2})/5h_s\right\}$$

より5.7となる。主流のφ_oは建設省管理区間の河川では，小さくても9以上であるので，水制域の平均流速V_sは主流の5割以下になる。河床材料を動かす有効掃流力は$(\varphi_s/\varphi_o)^2$にほぼ比例すると考えられ，かつ，砂利河川では平均年最大流量時の平均河床材料に対する無次元掃流力τ_{*m}が0.06～0.1程度であるので，水制前面等や水制頭のように局所的に掃流力の強い所を除けば，平均年最大流量程度の洪水時では水制間の主モードの河床材料ほとんど動かないことになる。

中砂の河川では，平均年最大流量時の主流部のτ_{*m}は，1.2～1.7程度，小規模河床波は砂堆でφ_oは10～12程度大出水時にはτ_{*m}＝2～3となり小規模河床波は平坦でφ_o＝20～25となる。h_s＝2.0m，C＝10～15m，H＝10mとするとφ_sは5.7となる。これより水制域の流速は主流部の1/4程度となり，80～90cm/s程度となる。この流速は河床材料の主モードを十分に動かせる流速であるが，主流部に比較すると遅く，半分以下となる。これは水制域の河床低下量を軽減させる要因となる。さらに大出水時には主流部の河床材料が浮遊するので，この浮遊砂が水制域に拡散運搬されるので，水制域内の河床低下防止にもなる。

水制域の流速が80cm/s程度となると河床材料のB集団（細砂）が主流部より拡散によって水制域運搬され，それが掃流砂的運動になる水環境にあるので，このような場合は，水制の河岸寄りの所から高水敷化が進む可能性もある。

木曽川に設置されているような長大水制のようにL$_s$＝200m，h_s＝2.0m程度の場合はL$_s$/h_sが

100のオーダーとなり，水制をさん型粗度と考えるより，水制に作用する抗力の考え方を使って水制の効用を判定する必要がある。

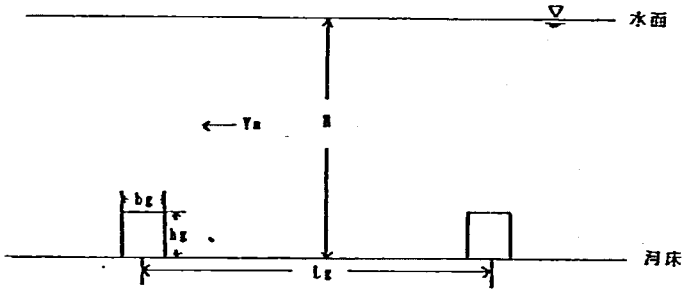
今図E．2に示すような水制が設置されているとするとbₓがLₓに比較して無視し得るので，力のつり合いより

$$\frac{\rho_w}{2}C_d h_g V_m^2 + \rho_w \frac{1}{\varphi^2} V_m^2 L_g \fallingdotseq \rho_w g I H L_g \qquad (E-3)$$

となる。これより，

$$V_m = \sqrt{\frac{g H I L_g}{\frac{1}{2}C_d h_g + \frac{L_g}{\varphi^2}}} \qquad (E-4)$$

となる。



図E．2　記号の定義

L_g＝200m, h_g＝2.0m, I＝1/5000, H＝7m, φ＝12とし，C_dを長方形の板の抗力係数に近いとし，1.6とすると（E－3）式の1項と2項の比は1：0.8となり，水制に働く抗力は河床に働く力とほぼ同程度となる。有効掃流力という考え方に立てば，水制の無い場合に比較して約半分の掃流力となる。水制領域の流速を（E－4）式より求めると約1m/sであり，主流部の流速V_mはu_*^2は137cm²/s²であるので，中砂の河川では，小規模河床波は，砂堆あるいは，平坦河床の状態となり，砂堆すれば，1.4m/s程度，平坦河床とすれば3.0m/s程度となる。

砂堆河床では，河床材料の主モード（A集団，中砂）は掃流形式で動いており，砂堆の波高も水深の3～4割あり，水制を乗り越えてしまうこと，また，L_g/h_gが100程度となると水制間の流速を（E－4）式で示したような平均流速で評価することが妥当でなく，水制間はより速い流速となっていると考えられるので，水制によって河岸沿いの洗掘を軽減することはあまり期待できないと思われる。

なお実際河川に設置されるケレップ水制タイプのものは形状が台形状であり，C_Dの値は0.3～0.8程度であると推定され，水制による流速軽減効果はより少なくなる。

参 考 文 献

1) Bazan.H., 1865; Recherches Hydrauliques, Mem, divers savansts, Sci, Math. of phys. paris.

2) Smith, C.A. and Warren, C., 1943; Friction losses in artificially roughened channels, B.S. Thesis in Civil Eng. Univ. of California.

3) Johnson, J.W., 1944; Rectanglar artificial roughness in open channels, A.G.V.

4) 秋草薫，吉川秀夫，坂上義二郎，芦田和男，土屋昭彦，1960：水制に関する研究，土木研究所報告第107号.

5) 山本晃一，1992；現代水制論，土木研究所資料第3049号，pp.288～295.

6) 山本晃一，1988；河道特性論，土木研究所資料第2662号.

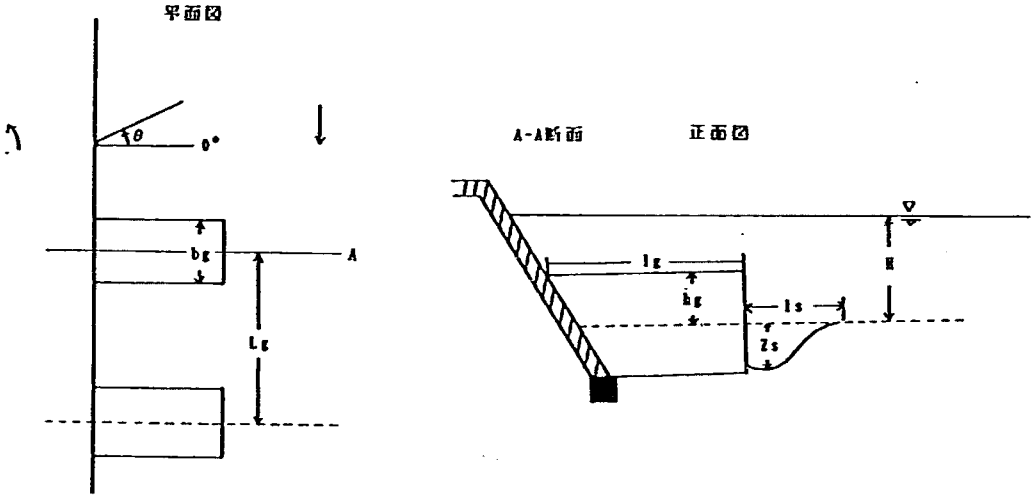
Appendix F　水制回りの洗掘深[5]

F．1　はじめに

水制は，河道内に設置され，流れに対して障害物となって，河岸寄りの流速を落とし，また水を舟ねるものである。このことは水制頭部に流水を集中させることになり，水制回りの洗掘を生じる。この洗掘は水制の破損原因となるので，水制回りの洗掘深がどの程度になるのか，洗掘範囲がどの程度であるのか前もって評価しておくことが必要である。

今川幅の広い水路に図F．1のような長方形の水制を設置した場合に生じる水制回りの洗掘深および洗掘穴の範囲 ℓ_s は，次のような要因に影響される。

$$z_s \text{ or } \ell_s = f\,(H, I_e, d, \nu, g, h_g, \ell_g, b_g, L_g, \theta, s) \qquad (F-1)$$



図F．1　水制の形状と記号

ここで，Hは洗掘の影響の無い所での水深，I_e は水制の影響の無い所でのエネルギー勾配，d_m は河床材料の粒径，ν は水の動粘性係数，gは重力の加速度，h_g，ℓ_g，b_g はそれぞれ水制の高さ，長さ，幅，L_g は水制の間隔，θ は水制の上向角，sは河床材料の水中比重である。これを次元解析の手法によって無次元量の関係にすると，

$$Z_s/H \text{ or } \ell_s/z_s = f\,(\tau_*, H/d, R_{e*}, s, \frac{h_g}{H'}, \frac{\ell_g}{H'}, \frac{b_g}{H'}, \frac{L_g}{\ell_g}, \theta) \qquad (F-2)$$

となる。

ここで右辺の第1項から第4項までが水制の影響の無い所の流れの状態量を示すパラメーターであり，流砂の運動形態や小規模河床波を規定する無次元量である。実河川ではs＝1.65程度で

一定値であるのsは消去し得る。またR_{*}の影響もあまり強くない。

5項から9項が水制の形状，配置が水制回りの洗掘深に及ぼす影響を示すパラメーターである。

なお水制回りの洗掘深は，河床材料の混合度の影響（河床材料のC集団が洗掘穴に存置集中し，河床低下を妨げる作用がある。）や水制の影響の無い所での砂州形状の影響も受けることを付記しておく。

（F－2）式の各項の影響程度については十分な研究調査が進んでおらず，各パラメーターの影響程度は明確になっていない。ここでは，既往の研究成果をレビュー再検討し，洗掘深評価のための参考とする。

F．2　非越流型でb_s/Hが小さい場合

この条件では（F－2）式は，影響の小さい項を無視すると，

$$Z_s/H \text{ or } \ell_s/Z_s = f(\tau_*, H/d, \ell_s/H, L_s/\ell_s, \theta) \qquad (F-3)$$

となる。

τ_*が0.06程度以下であれば，水制の影響を受ける領域の外では河床材料は移動しないので，水制によって流れの集中する所だけが洗掘されるClear water scour（静的平衡洗掘）となり0.06を越えれば，Scour with continuous sediment motion（動的平衡洗掘）となる。

円柱回りの洗掘深に関する研究や構造物周辺の洗掘深に関する研究によると，H/dが500程度以下ではτ_*が0.06以下においては，τ_*が増加するにつれて，相対洗掘深Z_s/Hは大きくなり，$\tau_*=0.06$程度の時に最大となり，τ_*が0.06を越えると逆にZ_s/Hが小さくなり一定値におちつく傾向にあることが分かっている。なおH/dが500を越えるような場合には，土砂が動きだすと河床に砂漣が生じるためか，H/dが小さい場合に明確に現れる$\tau_*=0.06$付近におけるZ_s/Hの最大化は，橋脚回りの洗深の実態より，生じないものと推定される。

ところで水平河床に非越流型の水制が置かれた時の流れは，完全流体と考えると等角写像を用いて円柱のまわりの流れから求められ，水制先端で無限大となるが，実際には粘性の影響により最大流速は，水制先端よりいくらか離れた点で生じ，その値は水制に接近する流速V_mの1.8倍となる[1]。

河床に働く掃流力は，ほぼ流速の2乗に比例するので，（F－3）式のτ_*が河床材料の移動限界無次元掃流力τ_{*c}の1/3～1/4以下では洗掘が見られないことになろう。

突状水制の洗掘深に関する実験は，ほとんどがclear water scourかそれを少し越えた状態でなされており，現地で生じる水理量の範囲から較べると非常に狭い範囲でなされている。これらの実験データより洗掘深を評価することは危険であるが，実河川で生じる水理量，橋脚回りの洗掘深，水制回りの流速分布等より，河道のsegment区分ごとに洗掘深の評価を行ってみる。

1)　Segment 1及びSegment 2－1（砂利を河床材料に持つ河川）

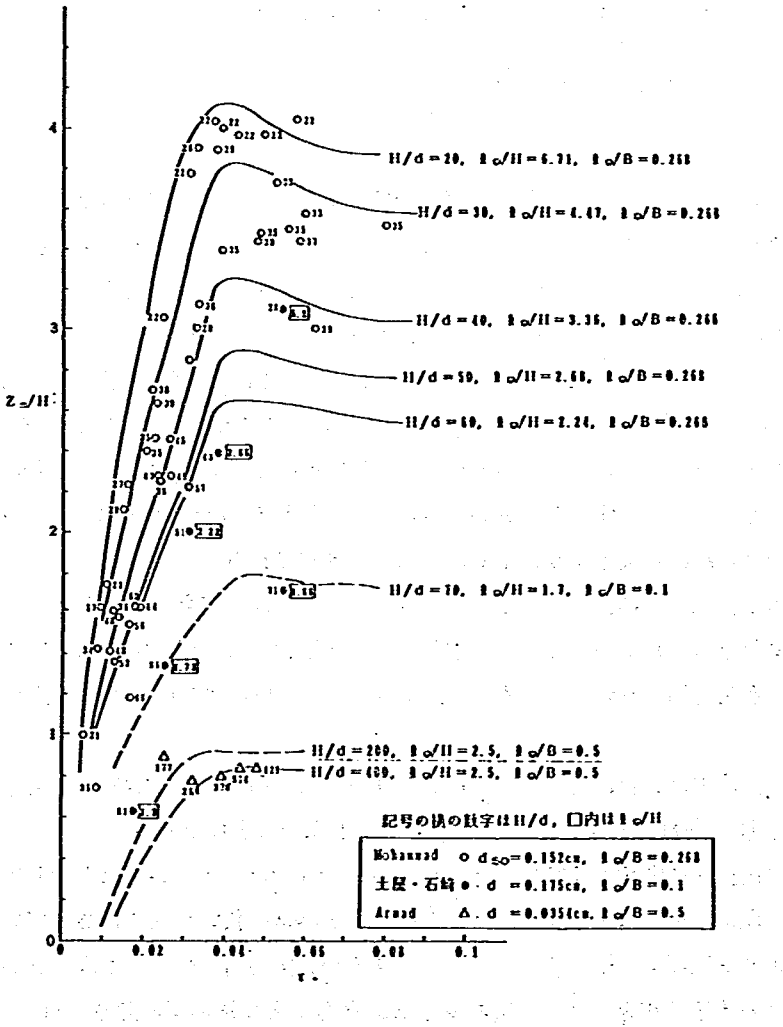
扇状地河川では，洪水時$\tau_*=0.06$～0.2，$H/d=10$～150程度であるので，実験室のデータを用

いて（F－3）式の関係をある程度，評価し得る。以下に説明を加える。

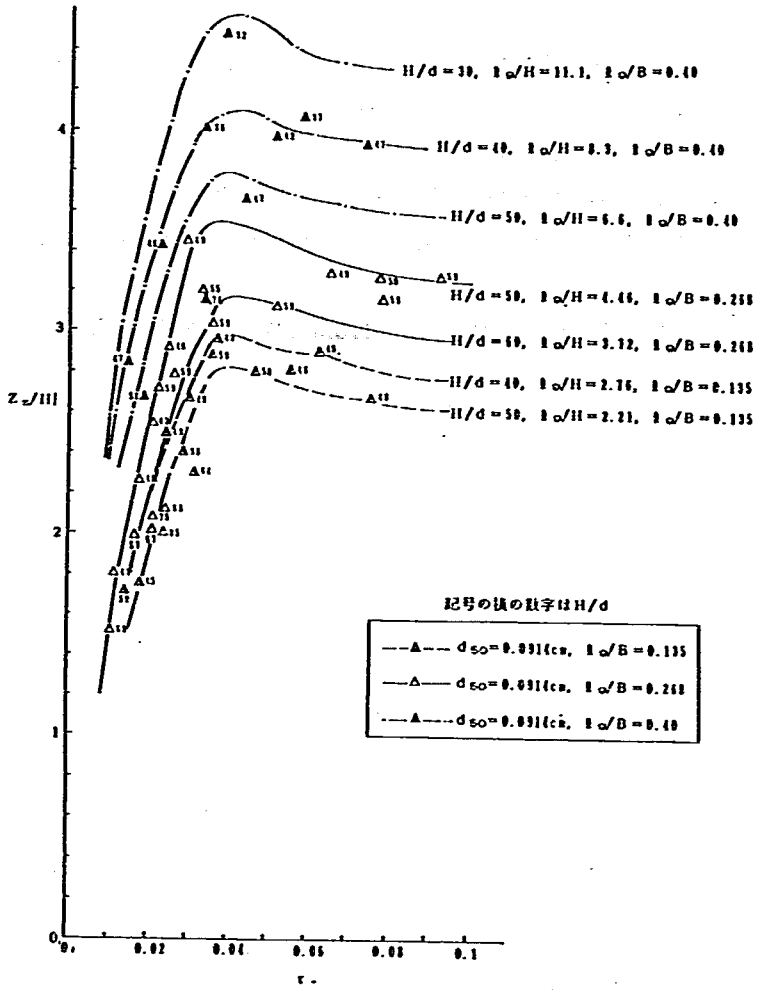
(1) 単独直角水制（$L_s/\ell_s=\infty$）の場合の洗掘深

Armad, M.[7]，土屋・石崎[5]，Mohamad, A.G.[6]は非越流型単独直角水制の場合の洗掘深に関する実験的検討を行っている。それらの実験結果を（F．3）式にのっとって整理した結果を図F．2，図F．3に示す。

Armad, M.，土屋・石崎の実験はclear water scour の状態及びそれを少し越える状態でなされているので ℓ_s/Z_s が2以上では ℓ_s/H の影響は少なく，Z_s/H は主に τ_*, H/d, ℓ_s/B に支配され，ℓ_s/Z_s が2以下では ℓ_s/H の影響を受けることになる。



図F．2　Z_s/H と τ_*, H/d, ℓ_s/H と ℓ_s/B の関係



図F．3　Z_∞/H と τ_*, H/d, ℓ_∞/H と ℓ_∞/B の関係

図F．2，F．3より次のことが言える。

① 同一τ_*, ℓ_∞/H, ℓ_∞/B であればH/dが小さい方がZ_∞/Hが大きくなる。これはフルード数がH/dの小さい方が大きく，水深Hに対する水制前面のもり上がり量が大きい水制先端部の加速度や下向流が強いからである。F_*が0.3程度以下では，H/dの影響は弱くなる。

② 同一τ_*, H/d, ℓ_∞/Bであれば，ℓ_∞/Hが小さいほどZ_∞/Hが小さくなる。ただし，ℓ_∞/Z_∞が2以上であれば，ℓ_∞/Hの影響はほとんど無いと考えられる。

③ 同一τ_*, H/d, ℓ_∞/Hであれば，ℓ_∞/Bが小さいほどZ_∞/Hが小さくなる。ℓ_∞/Bが0.2以下であれば，この頃の影響は実用上無視しても良いと考えられる。

④ 土屋，石崎の資料は（・印）はMohammadの資料に比べて同一H/d, ℓ_∞/Hに対してZ_∞/Hの値が小さい。これは，Mohammadが示したように静的平衡状態に達する時間が30～40時間にも達することより，土屋，石崎の実験値は，最終状態に達していない可能性がある。

参 考 文 献

1) 吉川秀夫，杉木昭典，芦田和男，1954：水制に関する研究(1)，土木研究所報告第107号．

2) Ahmad,M., 1953; Experiments on design and behavior of spur dikes, Proceeding of Internatinal Association of Hydraulic Research, p.145.

3) 土屋明彦，石崎勝義，1966：突堤状構造物の洗掘，土木技術資料 8 － 5，pp.220-225.

4) Mohammad. A.G. 1972; Erosion of sand beds around spur dikes, ASCE Hy. 9, Sep. pp.587-1602.

5) 山本晃一，1992：現代水制論，土木研究所資料第3049号，pp.277～287.

あとがき

河川研究室では，北陸地方建設局から依頼されて黒部川，常願寺川の河岸処理を含めた扇状地河川の河道処理のあり方について，ここ数年現地河道特性調査，模型実験を通して検討を行ってきた。扇状地河川の一般的特性，特徴が分かっており，扇状地河道の処理方針（理論）があれば，それを土台として個別河川の特殊性を考慮して答を出せば良いが，そもそもその土台となる基礎情報が不足し，理論が確立していない。そこで，他の扇状地河川についても河道特性調査を行い，扇状地河川の河道特性の共通性を抽出し河道処理方針の確立を図ることとした。

情報が不足し，また扇状地で生じる現象については分からないことも多く，結論を差し控えるべき所も多々あったが，現実に扇状地があり，何らかの対応を行わなければならないという河川技術の特異性を考えると，これを引延ばすことは無責任であろうと考え，かなり強引に結論付けた所もある。今後認識の増加に応じて手直しが必要であろう。

本論は，3．2，3．3，Appendix C及びDは山本，高橋が，他は山本が文責を負う。なお，本論に使用された多くの情報は，河川研究室での日々の仕事を通して得られたものである。それらを記すと以下のとおりである。

・常願寺川の河道特性調査

1990年11月現地調査を行った。参加者は，河川研究室；山本晃一，高橋晃，林正男，小池康雄，大森撤治，建設技術研究所；本間久枝，古賀興一，最上谷吉則である。河道特性の取りまとめは，高橋晃，本間久枝が当った。

・黒部川の河道特性調査

1990年6月現地調査を行った。参加者は，河川研究室；山本晃一，高橋晃，諏訪義雄，林正男，西尾正輝，建設技術研究所；古賀興一，最上谷吉則，古川弘和，関谷明である。河道特性の取りまとめは，山本晃一，高橋晃，最上谷吉則が当った。

・梓川の河道特性調査

1992年8月現地調査を行った，参加者は，山本晃一，佐々木克也，深谷渉である。

・物部川の河道特性調査

物部川床止め計画の検討のため，現地表層河床材料調査を行った。調査参加者は，平林桂，小池康雄である。河道特性の第一次取りまとめは平林桂が行い山本が補正した。

・Appendix C及びDの実験とりまとめ

本検討は山本の方針のもとに高橋晃，林正男が実験計画，とりまとめを行った。実験は建設技術研究所，最上屋吉則が主に担当した。

本論における図面の整理には当っては，田口久美子，岩田千恵の手をわずらわした。また建設省の関係工事事務所には資料の提供をいただいた。記して感謝したい。

1992年11月15日

扇状地河川の河道特性と河道処理

ＩＳＳＮ0386－5878
土木研究所資料第3159号
平成５年３月(1993)
河川研究室長　山本晃一
主任研究員　　高橋　晃

要　旨

本論は，我が国一級河川の扇状地河川（流域面積200 km² 以上，河床勾配1/60以下）の河道特性調査を通して；扇状地河川の種々の河道の特徴を抽出し，取りまとめ，その成果を踏まえて扇状地河川の河道処理，特に河道計画と河岸処理のあり方について論じたものである。

キーワード　扇状地河川，セグメント，粒径集団，アーマリング
分級作用，河道特性

郵便はがき

41円切手をはって下さい。

3 0 5 - □□

茨城県つくば市大字旭一番地

建設省土木研究所

河川研究室行

No.

配布先氏名　　○

配布先住所

No.

土木研究所資料第3159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3159号