床固めの形状とその影響に関する研究

佐々木八郎*

(昭和44年5月30日受理)

1. 流砂の多い流路工における床固めの形状の問題

1.1 床固めと河道の安定

1.1.1 河床の変動防止

一般河川においては，上流からの土砂の供給が絶えず変動し，また，河道内の土砂の運搬力を左右する流量もつねに変化している．さらに，河口近くでは，外洋からの波浪・潮汐の作用が加わり，上・下流いずこにおいても，流送土砂粒子が作用して，河床変動の原因になる[1]．こうした河床の変動は，河道の高水疏通能力を左右し，護岸の安全性を脅かしまた，利水面にたいしては取水・内水排除・地下水確保等で影響をおよぼす．したがって，河床変動の少ない河道を設計し，また，河床変動の予測をたてて，あらかじめ策案をほどこすことが河道計画上の重要な問題である．こうした場合に河床の変動防止の工法は，一般につぎのとおりである．すなわち，

(1) 土砂の生産源を扞止し，または，流下土砂の大きさを淘汰する砂防工
(2) 床固め工
(3) 浚渫および掘削工
(4) 水制工
(5) 河道の拡幅工・縮幅工
(6) 捷水路・放水路・河口導流堤の諸工，

である．

本文でとりあつかう床固め工は，河床の低下を防止するためによくもちいられる工法である．

一般に，流水と流砂を同時に顧慮して安定な河道を設計するのに，現在2通りの理念がある．その1はレジム説[2]にもとずくところの実験的追求であり，その2は流砂量理論にもとずくところの理論的追求である．前者に関する研究[3]~[4]を床固めをもつ河道にどのようにとり入れるかが本文の一つの課題である．

---

* 土木工学教室，教授

1.1.2 床固めの意義

床固め工は，いうまでもなく，河道の計画縦横断形状を維持する目的で河川を横断して設置される工作物である．わが国では，工事の経済性と河川利用の観点から，河床を固定し，築堤方式による洪水防禦工事を実施してきた．しかし，防災面からみれば，天井川のようなところは積極的に河床を低下させることが望まれ，築堤第一主義を再検討するとともに，床固め工の設置は水系全体から合理的に配分をする必要がある．こうした床固め工のねらいとする効果は，つぎの3項目である．すなわち，

(1) 河床勾配の緩和

(2) 河床洗掘の防止

(3) 偏流・乱流の防止と流向の固定，

である．

(1)は，急流河川において，階段状に床固めを設置し，河床勾配を緩和する場合である．落差工がこれに当る．これに築堤・護岸を併設し，渓流敷に生じやすい乱流を制限し，連続的に床固めを配置する場合が流路工である．流路工は，最近，山間や丘陵地帯が都市化をうけて開発されてきたために，ますます設ける必要ができて，都市防災の面で関係がきわめて深くなった．ところが，近年，この流路工に危険な現象として特種な偏流が発生するのが認められ，その機構の解明と防止の方法が重要になった[3)~5)](2.2)．

(2)は，新しく開削された捷水路や放水路[6)]，あるいはダム下流において，しばしば発生する河床洗掘の防止に適用する場合である．また，近年は河口部の河床低下を防止するためにも適用を考えるようになった[7)]．こうした場合に，床固めは河床の一部分を固持して流れを拘束し，河道全体の調和に影響をあたえるから，計画は慎重に行なう必要がある．

(3)は，床固めの形状をいろいろ工夫をして，これまでの偏流・乱流を防止し，また，流向を適切に固定しようとするものである．こうした場合は，床固めの平面形状や縦横断面形状と水工学的機能の関係を明らかにすることがとくに重要である(2.3)．そこで，まず床固めの形状に関する問題点をとらえてみたい．

1.1.3 床固めの形状と工法の問題

(1) 床固めの一般的形状と問題点

i 直線状直出し型

床固めの平面形は，直線状にして下流側の高水法線に直角にだすのが原則である．

ii 曲線状型

乱流を防止し，また流れを特定の方向に固定するために，曲線状のものをつくることがある．この場合は，平面および縦横断面の形状が問題であって，水理の理論面と実際面からよほど研究して定めないと，かえって失敗するおそれがある．

iii 扇 型

射流にたいする曲線水路の設計の要点は，水面傾斜と交叉波の乱れ模様を消すことである．こうした場合に，単曲線形の水路に緩和曲線を入れる方法がある．また，斜めの低い床固めや帯工を扇型に配置して同じ効果を期待する方法もある．後者の場合には，斜角の

研究が大切な問題である.[8]

iv 高　さ

床固めの高さをなくしたものが，いわゆる帯工である．この場合は，高水時[9]における効果の保持と上・下流の流れにおよぼす影響が問題である．これとは逆に，高さを高くした場合は，跳水現象[10)~12)]を顧慮して，これをどう処置するか，また，護岸の安全をどのようにはかるかが問題である(2.3)．

v 長　さ

床固めの長さは，緩流河川の場合は，全河幅をとるのが原則である．それは，低水路部にだけ床固めをつければ，元付け部から洗掘されて崩壊を起こすおそれがあるからである．急流河川の場合は，とくに護岸の崩壊が心配されるから，床固めに袖をつけることが多い．この場合は，流れにおよぼす袖の影響が問題である(2)．

(2) 床固め基礎の問題点

床固めが，沈下・洗掘・滑動・転倒にたいして安全であるために基礎工を施こすことはほかの畳積構造物と同様である．しかし，床固めは岩盤上に造られることはまれで，透水性の砂礫層のうえに造られることが多い，いわゆる floating dam の形態をとる．そのために，下流側洗掘と基礎部透水によるパイピング現象が，多くは破壊の原因になる．したがって，その防止のためには，矢板使用などによる遮水壁構造がだいじな問題である．こうした遮水壁は上・下流の水位差による浸透流動水のために，基盤下の最小粒子が移動しないだけの長さを持たなければならない．いま，床固め基礎の地下水浸透速度が Darcy 法則にしたがうものとすれば，*

$$v = kH/l_o, \tag{1}$$

ここに，

v：浸透速度 (cm/sec)

k：浸透係数 (cm/sec)

H：床固めの上・下流の水位差

l_o：浸透水路の長さ，

である．上式の中の k は，きわめて重要である．[13)~15)] この場合の安全なクリープ比 l_o/H の限界値は，Bligh や Lane らの経験をもとにすると，表-1 のとおりである．[16)~18)]

表-1　安全なクリープ比（床固めの遮水壁）[16)~18)]

基礎の構成材料	l_o/H	
	Bligh	Lane
シルト	18	8.5
細砂	15	7.0
中砂	—	6.0
粗砂	12	5.0
細砂利	—	4.0
中砂利	—	3.5
砂と砂利の混合物	9	—
栗石をふくむ粗砂利	4~6	3.0
栗石と砂利を少しふくむ石	—	2.5

床固め下流部の洗掘を防ぎ本体の安全を保つには，水叩きに効果的な構造と十分な長さを持たせなければならない．その構造は，流勢をよく減殺できる形状のものとし，鉄線かご，木工沈床，改良木床，異型種のコンクリートブロックなど

* 文献3)中4章「浸透に関する研究」pp. 115—158でくわしくのべている．

可撓性に富むものがよく，また，下流側に水叩き根固めなどの適用が大切である．したがって，こうした問題の研究が必要である(3)．

(3) 床固めの材料と工法の問題点

わが国で，床固めを設置するところで，きびしい寒さや土石流の激突などで，苛烈な自然の環境にさらされるところが多い．そのために，たんにセメントコンクリートだけでは十分に耐えにくい場合が多い．したがって，材料面では今後の課題としてアスファルト系あるいはプラスチック系のものの研究[19)~24)]が必要である．後者はいわゆる engineering plastics といわれ，たとえばＦＲＰ材[24)] (fiberglass reinforced plastics) などの新しい分野が期待できる．こうした革新的な物質および資材を開発し，それらの持つ不浸透性，耐衝撃性，強可撓性を適用して，止水*，防水，コンクリート品質改良，土質安定[22)]の能力を高めていくことが重要な課題である．たとえば，水叩きは土石の落下をうけるので，鋼材・石材・木材等で保護するような場合に，耐磨耗性・耐衝撃性・工費・施工の容易さなどの点で現在は十分に満足できるものがない．一報告[24)](1965年)によると，プラスチックコンクリートが耐磨耗ライニング材料として有望視される．これはソ連国 Сары-Курган ダムで，流下土石量 128,000m³/yr.，その平均粒径70mm(最大粒径 300mm)の場合に，これを受ける余水路に径 12mm の異型鉄筋を網状に配置し定着し，さらに 12～20cm 厚のプラスチックコンクリートのライニングを施した．その結果は，高強度のセメントコンクリートよりもはるかに耐磨損力が強いことが証明されて，工費もさほど問題ではないというので，実用化が期待されている．また，同国において，コンクリートや表土の凍結防止として発泡材で被覆することがこころみられている．以上は，たんに床固め工にだけでなく，一般の水工工作物に通ずる問題である．そこで，第１に水工工作物の水理機能を明らかにし，第２に工法を進歩させ，さらに新しい材料の開発を進めて，水理機能の強さと工作物の強度・耐久度を高めていく研究が，河道計画の合理化[3)]をはかるうえから大切な問題であると考えている．

1.2 床固め群を持つ流路工の流れの特質

緩流河川では，一般にあまり水位が変わらず，また，流送土砂も激しくないし暴流がないから，床固めに元付け工としての袖をつくらないですますか，または，その構造が薄弱な場合が多い (2.3.3)．しかし，河岸や堤防を決潰させる危険があるので，複断面方式の河川では，床固めを低水路から高水敷の全部に延長することが多い．すなわち，新信濃川や新北上川などにその例がみられる[6)]．一般に，こうした床固めの上流では水面形が一様な低下背水になる．そのために，床固め下流側だけでなく，上流側の河床も洗掘されて低下しやすく，崩壊の原因になりやすい．こうした問題をあつかった研究や報告はこれまで多い．また，最近は河口の床固めで，その上流側の河床低下の防止が問題になり，そうした面での研究もなされている[7)]．これにたいして，中小河川の上流部を対象とした場合は状態がちがってくるが，それについての研究はないようである．一般に急流河川では，勾配が急で流送土砂も多いし，そのために床固めを連続的に配置をして流路工方式にする場合が

* たとえば，止水板としては，水圧25kg/cm²に耐えるものがある．文献22）を参照．

きわめて多い．こうした流路工では，緩流河川の床固めにくらべるとかなり状態がことなり，およそつぎのような特徴をもっている．

a：連続的に床固めがあり，落差流をもつ，

b：一般に床固め部に袖をもつ，

c：一般にはげしい流砂が多い．

a，bは，流路工の構造に関するものであり，cは，流路工の環境に関するものである．このために，流路工の流れの機構には通常の河川とことなるものがあって，流状に特徴を生じている．これを示すために，通常の河川，水制をいれた河川，および流路工の3つの種類の河道の流れを航空写真で比較をしよう．

【Ⅰ】：通常の河川(例)

裾花(すそばな)川(長野市：犀川との合流口付近)，写真−1 (1962年)参照．

その蛇行状は，

$$p/B = 4 \sim 5,\ \text{裾花川下流および合流点付近の犀川本流} \qquad (2)$$

である．p/Bは，蛇行のピッチ比で[25]，流量・勾配・底質の影響をうけ，たとえば，木下[26]は$p/B = 2 \sim 4$が最も多く存在することを認め，立神[27]は常願寺川下流部でほぼ3，黒部川下流でほぼ5などを認めている．また，つぎに述べる夜間瀬川流路工から下流の通常の河道部では，p/Bは3〜5であるのが認められる(航空写真により測定す，掲載は省略)．

【Ⅱ】：水制を対称に入れた通常河川(例)

女鳥羽(めとば)川(松本市)，写真−2 (1956年)参照．女鳥羽川には水制に支配された典型的な蛇行流を生じており[25)28)]，この場合は，

$$p/B = 4, \qquad (3)$$

すなわち，

$$\text{蛇行度}^{3)25)}\ \ 1/N = 1/2, \qquad (4)$$

ただし，

$$L = 80\text{m},\ \ B = 40\text{m},\ \ i = 1/58,$$

である．写真の○印は水制の地点である．この水制設置区間の外にでると，流れが偏しているのが明瞭に見られる．

【Ⅲ】：流路工

夜間瀬(よませ)川流路工(長野県山ノ内町)，写真−3 (1951年)，写真−4 (1961年[5])．

床固め地点が分岐点になって，あるいは棒状の流れになり，あるいは輪状の流れになる．全体的にみると，鎖の形状をていする．これら2枚の写真は10年の間をおいており，その間に河床整理を行なって堆積土砂を除去して河床を敷き均らしたが，ふたたび鎖状の流れが形成されつつあるのがよくわかり，注目すべき現象である．以上は一例としてあげたが



写真-1　裾花川(長野市)合流口附近の蛇行流 $p/B \fallingdotseq 5$, (右端は犀川, 1962年)(水制工も床固め工もない場合)

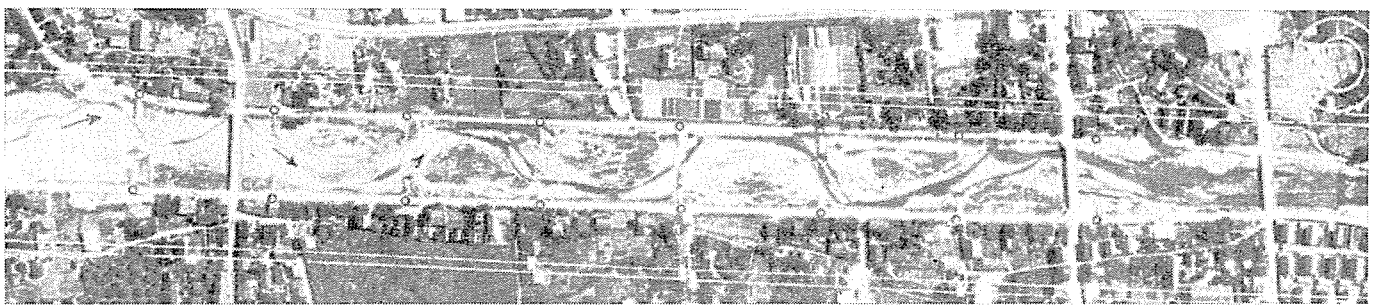
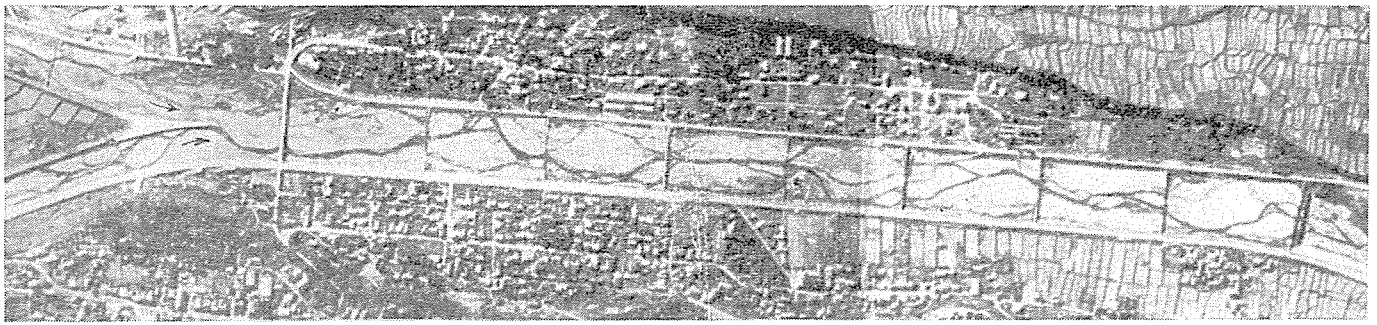
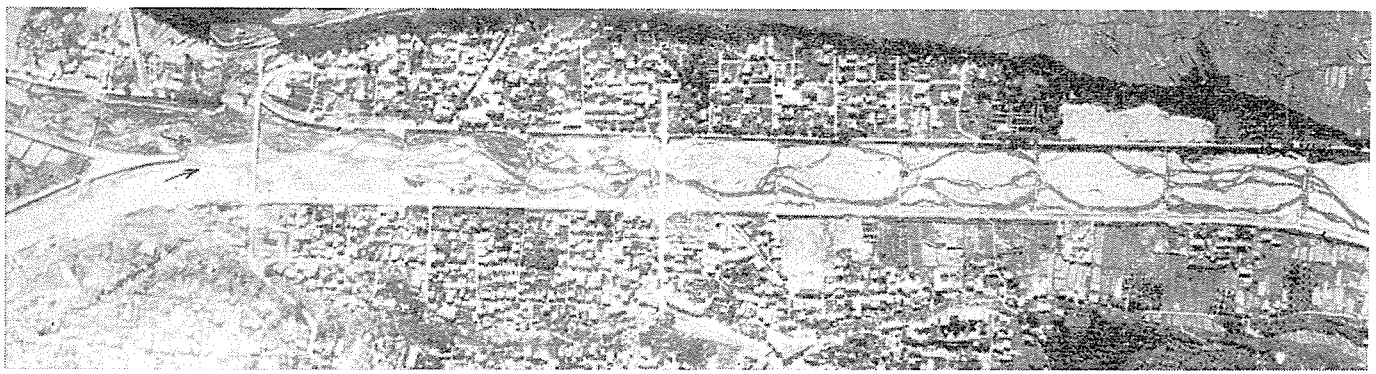


写真-2　女鳥羽川(松本市)水制区間に生じた典型的な蛇行流 $p/B=4$, 蛇行度$1/N=1/2$, (1956年)
∘印は水制設置個所 $L=80$m, $B=40$m, $i=1/58$ (水制工があって, 床固め工がない場合)[3][25]



写真−3　夜間瀬(よませ)川流路工（長野県）（その１：1951年）長野県土木部提供（連続する床固め工がある場合）
床固め地点が結び目になって鎖状の流れがみえる．上・下の太線は流路工施工以前の渓流敷のさかいである．上は穂波温泉，下は湯田中温泉市街，左端の上は左支角間川，下は右支横湯川，堤防は重要な交通路線になっている．

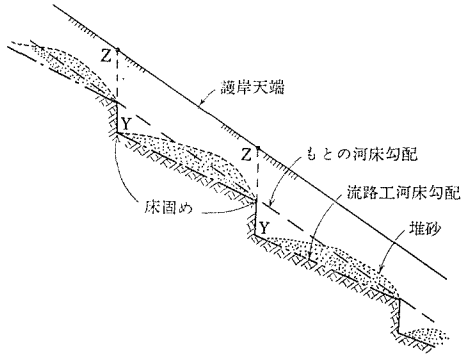


写真−4　同上(その２：1961年)河床整理の後であるが，新しくまた鎖状の流れができつつある．

流路工には，このように通常の水路とことなる特質が認められるので，これを明らかにする必要があると考える (2.2).

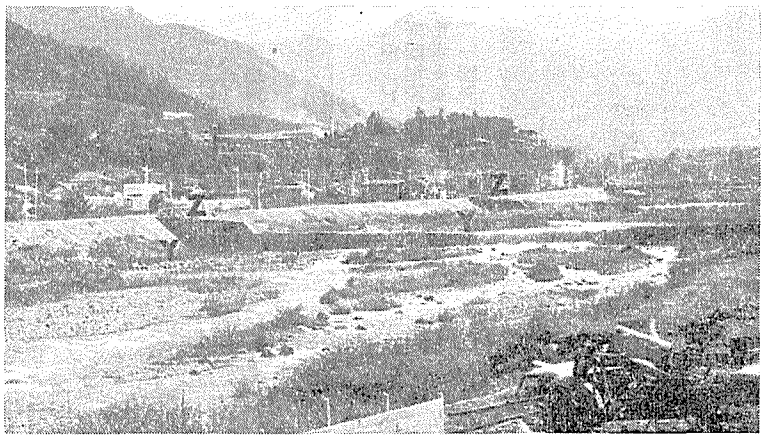
1.3 夜間瀬川流路工の問題点

ここに述べようとする夜間瀬川（千曲川支流）は，土砂の搬出がはげしい中小河川である．その溪流敷 (写真−3 参照) の乱流を治めるために，河幅を90m，築堤護岸高を 4 mとさだめて流路を規制し，この新河道内に床固め群を 180 m 間隔に配置して，従来の河床勾配が 1/25 であったものを 1/33 に緩和した．このための床固めは，高さ 2 m，水通し幅66 mの段落を持つ袖方式とし，両袖部それぞれ長さ12m の部分は，1対の水制のようになって流れを河心に圧縮している．このようにして，1932年以来，長年月と巨費を注いだ結果，荒廃河川は，護岸と床固めによって一変し，整然とした流路を形成し，両岸に接して住宅街・温泉郷が繁昌するにいたり数多いわが国の流路工のうちでも代表的なものとされてきた (写真−5 を参照)．ところが近年，出水時に著しい偏流が発生し，そのために中高水時においてさえも，床固め地点に著しい水位上昇が誘起されて越流破堤を起こしやすくなり，市街はしばしば水害をうけるにいたった．



図−1 流砂の多い流路工の縦断面

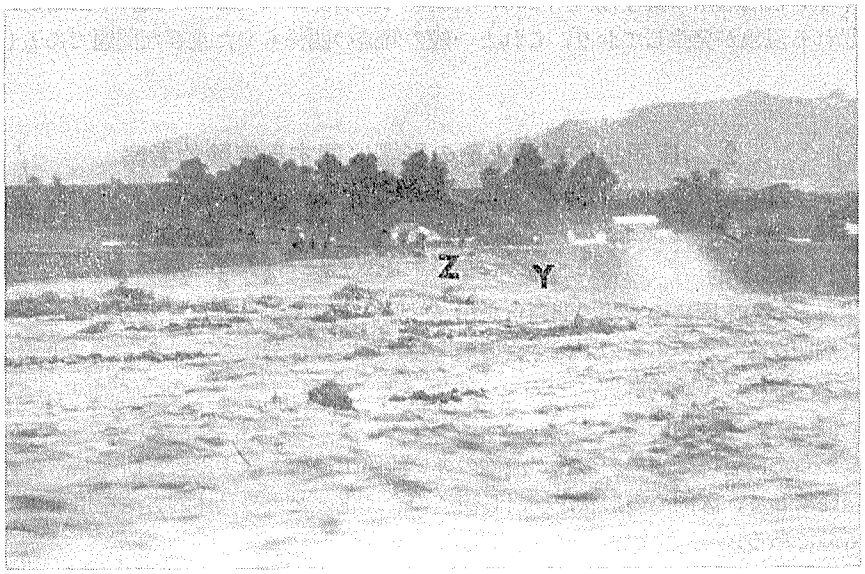
こうした流路工においては，図−1 および写真−5 でわかるように，Z 部(床固め袖上流隅部) が構造上もともと最も浅くできており，しかも，偏流を受けやい地点になっている．



写真−5 夜間瀬川流路工の低水時 (1963年) (Zは袖上流隅部；Yはその下流部)

そのために，Z部に越流を起こしやすく護岸部の最弱点になっている．写真−6，7は，その危険な状況の実際を示す好例である．

こうした偏流現象を解明するためには，



写真−6　流路工における偏流の実況(その1)
(長野県夜間瀬川(1958年)：同県土木部提供，写真は偏流をうけた側のZ点をしめす)



写真−7　同　　上（その2）
(写真は偏流をうけない側のZ点をしめす)

(1) 床固めの水理機能の問題　(2) 河積の幅と深さの均衡の問題,
を研究する必要があると考えている.

さらに,流路工上流の合流点の暴水現象も問題である.それは,勾配が急で土石流を起こしやすい夜間瀬川のような河川では,合流点で土石流が激突し,現地の人が暴水* と呼んで恐れる現象が発生しており,これと一般の偏流の関係もまた重要な問題である(2).

2. 床固めの形状とその影響に関する実験的考察

2.1 目的と対象

2.1.1 目　的

前章において床固めの形状の問題点を指摘した.本章はこのうち,形状と偏流の問題に関して解明をこころみるもので,考察の順序を次の2段に分ける.

1) 偏流機構の実験的解析,
2) 偏流防止の実験的追求.

すなわち,前者は床固めの形状が流砂の多い流路工におよぼす影響を研究し,後者はこれを基礎にして,床固めの形状を検討し河道の合理化のための具体的方法を追求しようとするものである.

2.1.2 実験の対象と相似律

本実験の対象は,前章で説明をした夜間瀬川の流路工である.この場合は,力学的相似を満足させるものとして,フルード数を一致させることが実際的であると考え,以下これにしたがうことにする.なお,移動床に関する相似律として,ほかにいろいろ考えられるが[29],このうち河村[30]の提示するものを示せば,一応つぎのとおりである.すなわち,

$$\text{横縮尺比}\ \lambda_x = \frac{\text{模型の水平長}}{\text{実物の水平長}}, \tag{5}$$

$$\text{平均粒径比}\ \lambda_d = \frac{\text{模型の平均粒径}}{\text{実物の平均粒径}}, \tag{6}$$

とおけば,その他の相似比は,

$$\left.\begin{aligned} &\text{勾配比}\quad \lambda_i = \lambda_x^{-1/4}\lambda_d^{1/4}\delta^{-1},\\ &\text{縦縮尺比}\quad \lambda_y = \lambda_x^{3/4}\lambda_d^{1/4}\delta^{-1},\\ &\text{平均流速比}\quad \lambda_v = \lambda_x^{3/8}\lambda_d^{1/8}\delta^{-1/2},\\ &\text{流量比}\quad \lambda_Q = \lambda_x^{17/8}\lambda_d^{3/8}\delta^{-3/2}, \end{aligned}\right\}$$

* 暴水とは,高水時に2つの川が合流をするさいに,両者が衝突奔騰し,その形を残しながらもぐらのように,もくもくと流下するありさまを土地の人が形容をする言葉をそのまま使用したものである.2つの川の出水の状況によって,堆砂が変わり暴水地点が変わる.

$$\left.\begin{array}{ll} \text{単位幅当りの流砂容量比} & \lambda_{qs} = \lambda_x^{5/4}\lambda_d^{1/4}\delta^{-5/2}\lambda^{-2(\rho_s-\rho_w)}, \\ \text{粗度係数比} & \lambda_n = \lambda_d^{1/6}, \\ \text{水理時間比} & \lambda_T = \lambda_x^{5/8}\lambda_d^{-1/8}\delta^{1/2}, \\ \text{流砂に関する時間比} & \lambda_{Ts} = \lambda_x^{1/2}\delta^{3/2}\lambda^{2(\rho_s-\rho_w)\lambda(1-p)}, \end{array}\right\} \tag{7}$$

になるものとする．

ただし，

$$\left.\begin{array}{l} \delta \equiv \lambda_R/\lambda_y, \\ \varepsilon \equiv \lambda_x/\lambda_y, \\ \delta = 1 + 2\varepsilon(h_p/W_p), \\ 1 - p = (2.00 - 0.229 d_{50}{}^{-0.21})/(\gamma_s\gamma_w), \end{array}\right\} \tag{8}$$

とし，また，

λ ：寸法比；一般に，それぞれの関係する添字をつけて，そのものの模型対実物の相似比を表わす，

R ：径深，

h_p ：実物の平均水深，

W_p ：実物の流水幅，

ρ_s ：底質の密度，

ρ_w ：水の密度，

p ：底質の空隙率，

d_{50} ：底質の粒度加積曲線の50%粒径 (cm)，

γ_s ：底質の比重，

γ_w ：水の比重，

である．

(1) 縮　尺

いま，模型の寸法は，縦・横ともに実物の1/100につくってある．そこで，寸法比λは，(5)～(8)式を参照すれば，

$$\lambda = \lambda_x = \lambda_y = 1/100, \tag{9}$$

となり，横と縦のλの比は，

$$\lambda_x/\lambda_y = 1.0, \tag{10}$$

となる．

(2) 流　量

いま，計画高水流量Q_pは，表-2に示すとおりである．ただし，Q_pは次の(11)式で計

表-2 夜間瀬川計画高水流量要素

夜間瀬川	A (Km²)	i (mm/hr)	C	Q_p (m³/sec)
本川	68.5			477**
横湯川(右支)	37.5	40*	0.50	229
角間川(左支)	29.0	40	0.70	248
その他の渓流	2.0			

* i=40mm/hr は，夜間瀬川に近い長野市ならば10年に1回の超過確率雨量強度に相当する．[31]

** 2支川のピークが全く合致したときの値である．本流路工はこれら2支川の合流点から始まる．

算をしたQに10%の土石混入を見込み加算をしたものである***.

$$Q = (1/3.6)\,CiA. \tag{11}$$

ここに，

Q：流出量 (m³/sec)

C：流出係数

i：降雨強度 (mm/hr)

A：流域面積 (km²),

とする．

上記によって計算をすれば，Q_p は 477m³/sec になる．

いま，現地(実物)に添字p，模型に添字mをつけて，フルード数を一致させれば，

$$v_p/\sqrt{gh_p} = v_m/\sqrt{gh_m}, \tag{12}$$

となる．以上によって，流量比 λ_Q は，

$$\lambda_Q = Q_m/Q_p = h_m^2 v_m/(h_p^2 v_p), \tag{13}$$

よって，

$$\lambda_Q = \lambda^{5/2} = 100^{-5/2}, \tag{14}$$

となる．この λ_Q の値は，底質の寸法比を考慮にいれた(7)式によっても，ほとんどこれと近似であるが，記載を省略する．

したがって，$Q_p = 477\text{m}^3/\text{sec}$ に対応するところの Q_m は，$Q_m = 4.77\,l/\text{sec}$ になる．しかし，現地で偏流が最もおそれられ，その対処が問題になる流量は，

$$Q_p = 100 \sim 300\text{m}^3/\text{sec}, \tag{15a}$$

であると判断されるから，実験で最も対象とすべき流量は，

$$Q_m = 1 \sim 3\ l/\text{sec}, \tag{15b}$$

* 文献3)中2章「降雨の強度と継続時間に関する研究」pp. 17—37を参照．

*** 土石混合率は，せいぜい10%ぐらいが妥当であろう．この値は，長野県当局の慣例にしたがったものである．

となる．

(3)　河床勾配

現地は，$i_p = 1/33$ である．

模型も，$i_m = 1/33$ とする．

(4)　護岸天端勾配

現地は1/25である．模型も同じく1/25とする．

(5)　平均粒径

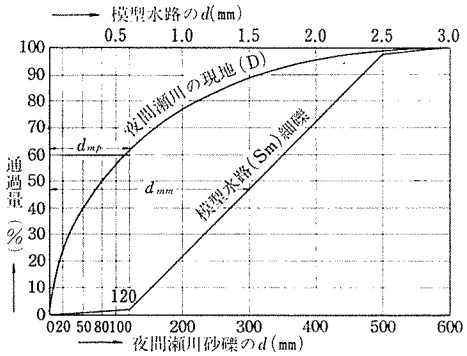
水路底質の粒度曲線を示せば，図−2 のとおりである．したがって平均粒径 d_m は，

$$d_m = \sum_{p=0\%}^{p=100\%} d \cdot \Delta p \Big/ \sum_{p=0\%}^{p=100\%} \Delta p \,, \qquad (16)$$

よりもとめれば，

$$d_{mp} = 120\text{mm}\ (\text{D曲線}) : \text{現地} \qquad (17a)$$

$$d_{mm} = 1.5\text{mm}\ (\text{Sm細礫}) : \text{模型} \qquad (17b)$$



図−2　粒径加積曲線(流路工の底質)

となる．

(6)　乱流と粗度にたいする検討

上の(2)，(3)，(5)各項を流れの状態と粗度について検討をする．模型水路での測定において，Sm 細礫を使用して，

$$B = 0.90\text{m},\ \text{水面勾配}\ I = 1/33,$$
$$Q = 0.0010\text{m}^3/\text{sec},\ \text{平均水深}\ h = 0.0043\text{m},$$

をえた．

1)　乱流状態にたいする検討

レイノルズ数 R_e を求めると，$\nu = 0.01\text{cm}^2/\text{sec}$ として，

$$R_e = vh/\nu = Q/(B\nu) = 1,000, \qquad (18)$$

となる．水路における限界レイノルズ数の上限は不確定であるが，500 をはるかに越えるこの場合は乱流域にはいるものと考えることができる．したがって，

$$\lambda_x = \lambda_y = 1/100, \quad \text{Sm 細礫}$$

を用いても差しつかえないと判断される．

2)　粗度係数にたいする検討

うえの実験の結果から，

$$n_m = Bh^{5/3}Q^{-1}I^{1/2} = 0.0178, \qquad (19)$$

となる．

べつに，たとえば Chang[32] によれば，

$$n = 0.0166 d_m^{1/6}, \quad (\text{ただし } d_m \text{ は mm}) \tag{20a}$$

であり，これから n_m を求めると，

$$n_m = 0.018, \tag{20b}$$

がえられ，実験の結果とよく一致することがわかる．

つぎに，原型の粗度係数と模型の粗度係数の関係は，フルード数を一致させれば，

$$n_m/n_p = \lambda^{1/6}, \tag{21}$$

である．これから n_p を計算すると，

$$n_p = 0.037, \tag{22}$$

をうる．この値は，現地の河状によって判断をすれば，きわめて適当した数値であることがわかる．以上をまとめると表−3になる．

すなわち，流れの状態ならびに粗度係数の点から検討をして，この実験の相似関係はほぼ満足されていることがわかる．

表−3 d_m と n ($\lambda = 1/100$)

	夜間瀬川底質 (D)	模型水路底質 (Sm細礫)
d_m (mm)	120	1.5
d_{50} (mm)*	80	1.5
n	0.037	0.018

* d_{50} は50%重量平均粒径である．Sm 細礫の場合は偶然に $d_m = d_{50}$ となっている．

(7) 時　　間

1) 流水にたいする時間比

フルード数を一致させるときは，次の関係を得る．

$$T_m/T_p = \lambda^{1/2}. \tag{23}$$

上式中，$\lambda = 1/100$ として，

$$T_m = (1/10) T_p, \tag{24}$$

となる．

いま，現地の状況を判断すると，$T_p = 5$ 時間および10時間を対象に選ぶのが適当であると考えられる．したがって，実験では T_m =30分および60分がこれに対応する．

2) 流砂にたいする時間比

流砂に関する時間比を λ_{Ts} とおいて，

$$\lambda_{Ts} = T_{sm}/T_{sp} = \lambda^{1/2}(2.00 - 0.229 d_{50m}^{-0.21})/(2.00 - 0.229 d_{50p}^{-0.21}), \tag{25}$$

となる．この式に実験の諸値をいれれば，

$$T_{sm} = (1/11) T_{sp}, \tag{26}$$

となる．

(8) 流砂量

流砂量(容量)比を λ_{Qs} とおいて,

$$\lambda_{Qs} \fallingdotseq 100^{-5/2}, \tag{27}$$

となる.

以上によって,現地と模型を対応させれば,表-4のとおりである.

表-4　現地と模型の相似的な対応(夜間瀬川流路工)

項　目	現　地	模　型
寸　法	1	$\lambda = \lambda_x = \lambda_y = 1/100$
流　量 Q	100～300m³/sec	1～3l/sec
勾　配 i	1/33	1/33
平均粒径 d_m	120mm	1.5 mm
粗度係数 n	0.037	0.018
時　間 T	5および10時間	30および60分
流砂に対する時間 T_s	1	1/11
流砂量 Q_s	1	10^{-5}

(9) 模型水路

流路工の模型水路は,図-3に示すとおりで,幅90cm,長さ16m,床固め8基とし,縮尺は縦,横ともに1/100である.

ここに,模型水路の諸値は同図を参照して,

Ⅰ, Ⅱ, ……Ⅷ：床固め番号(上流から順に示す),

B：水路幅　　$B = 90$cm,

B_o：水通し部の水路幅　　$B_o = 66$cm,

b：床固め袖の長さ　　$b = 1/2(B - B_o) = 12$cm,

H_d：床固め段落高　　$H_d = 1.8$cm,

L：流路工1区間の長さ　　$L = 180$cm,

i：流路工河床勾配　　$i = 1/33$,

d_m：敷砂の平均粒径　　$d_m = 1.5$mm (Sm 砂と称する),

である.

2.2 偏流発生機構に関する解析

2.2.1 段落と袖があって流砂の多い流路の形態

(1) 3種類の水路と流れの形態

【Ⅰ】：図-3の水路が,$b = 0$, $H_d = 0$, $i = 0$, すなわち,水平な通常の水路である場合(その他の諸値はそのまま).

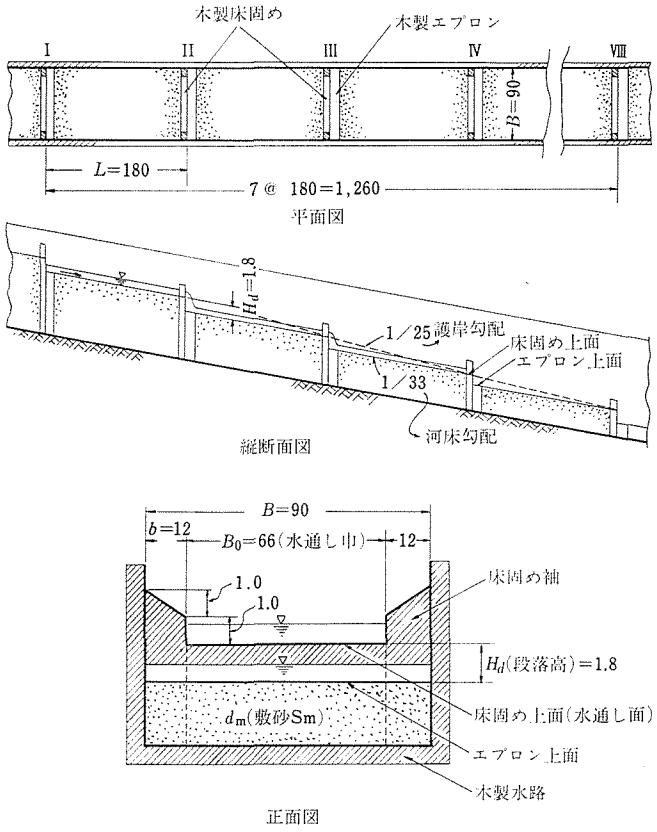


図-3 流 路 工 模 型 (単位 cm)

いま，この水路に写真-8のように直線溝 (溝幅5cm，深さ1cm) を開削し，通水を始めれば，次第に写真-9のように蛇行ができてくる．この形成状態は，Linsley[33] の示すところとよく似ている．

【II】：段落無し ($H_d = 0$) で，水制群 ($L/B = 1$) を対称に設置した場合．
写真-10は，$i = 1/33$，$Q = 2.0\,l$/sec，$T = 20$分の例で，

$$p/B = 4, \tag{28}$$

$$\text{蛇行度 } 1/N = 1/2, \tag{29}$$

の蛇行ができつつあるのを示す．なお，これを女鳥羽川の実際の流れを示す写真-2[3)25)] ならびに測定値と比較をすると，きわめてよく似ていることがわかる．

【III】 段落 H_d を設けて，流路工にした場合．

1) 通水前：写真-11参照．

2) $Q = 1.0l$/sec，$T = 120$分の通水後：写真-12参照．

流れは，手前からO・O・I・O……字型となり鎖状をていする．

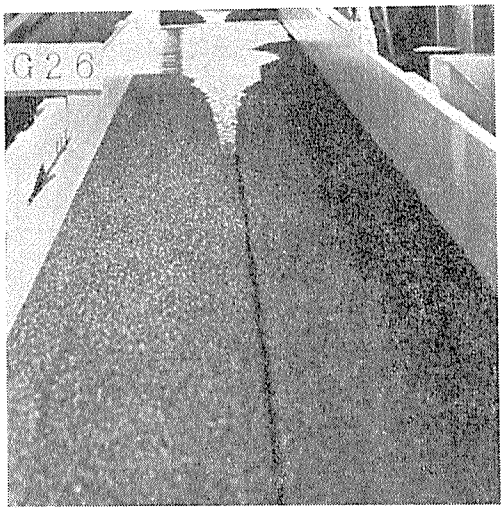


写真-8　直線溝の開削(その1)
$B=0.90$m, $b=0$, $H_d=0$, $i=0$,
敷砂 = Sm 砂.

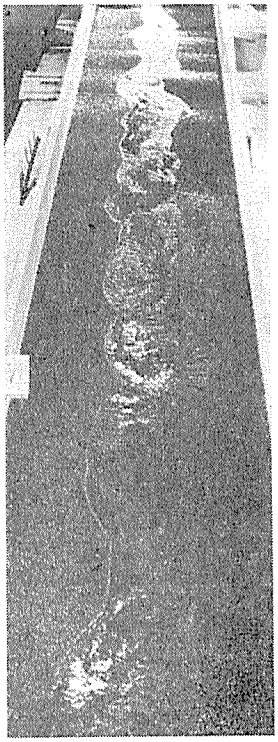


写真-9　直線溝の開削(その2)
通水後次第に蛇行ができる→
(下流より).



写真-10　水制区間に蛇行ができかけるところ
(段落ない場合). $B=0.90$ m, $L/B=1$,
$i=1/33$, $H_d=0$, 敷砂 = Sm 砂, $Q=2.0$
l/sec, $T=20$分, $p/B=4$ (下流より).

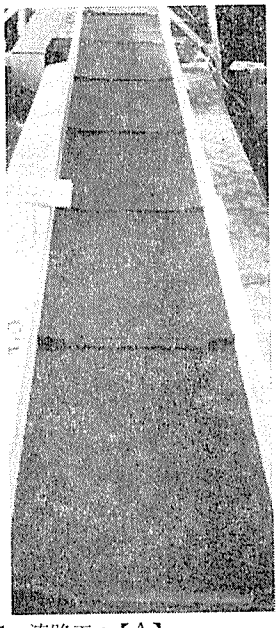


写真-11　流路工：【A】
$B=0.90$ m, $L/B=2$, $i=1/33$,
$H_d=1.8$ cm, 敷砂 Sm 砂
(通水前);(上流より).

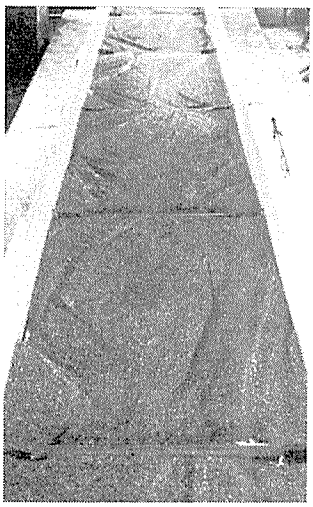


写真-12 流路工：【A】鎖流；手前から O・O・I・O，停水して撮影（上流より）．
$Q = 1.0l$/sec, $T = 120$分．

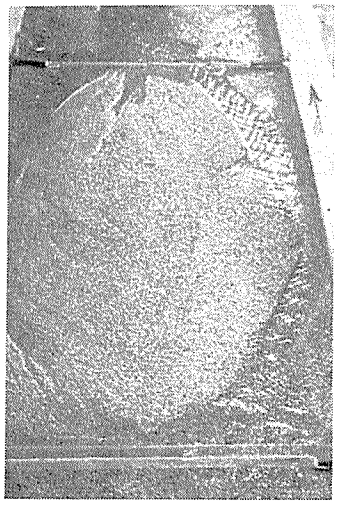


写真-13 流路工：【A】鎖流O型部；$Q = 1.5l$/sec, $T = 60$分，停水して撮影（上流より）．

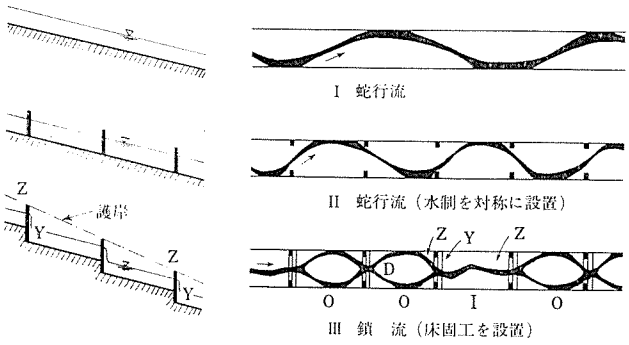


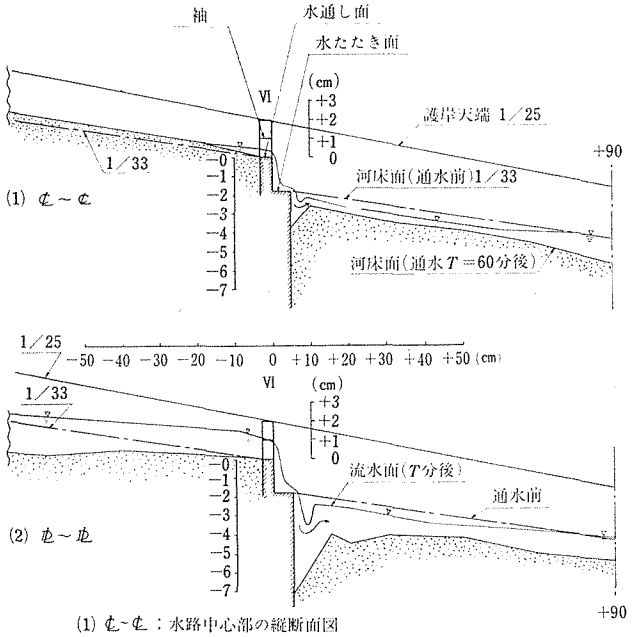
図-4 平行な護岸のある河道における蛇行流と鎖流（典型的に示す）[5]

$Q = 1.5l$/sec, $T = 60$分の場合：写真-13参照．とくにO字型の区間を示す．こうした模型水路内の流れを夜間瀬川の現地の流れとくらべると，きわめてよく似ていることがわかる（写真-3，4を参照）．

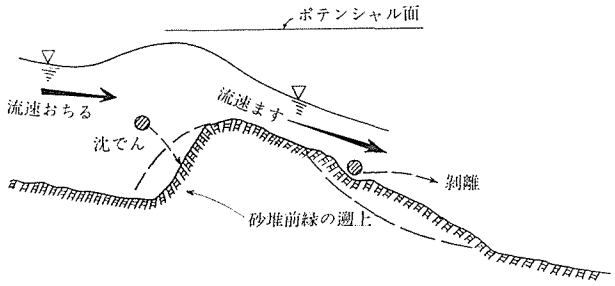
以上のように，3種の河道について実際および実験に現われた【I】，【II】および【III】の流れの型の特徴を，典型的にして表わせば，図-4のとおりである．これによれば，3者の相異を端的に知ることができる．こうした【III】の型の流れを，**鎖流 chain-flow**（仮称）と呼ぶことにする．

(2) 鎖流の形態

いま，模型水路，すなわち【III】型の床固め部の縦断図を示せば，図-5のとおりである．



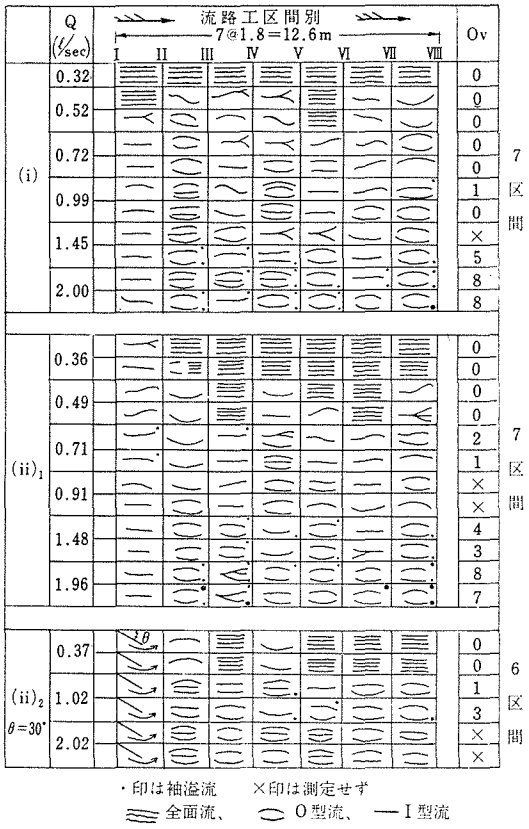
図−5　床固め部縦断面図(〔A〕：$Q = 1.0l/\mathrm{sec}$；T＝60分の場合)



図−6　勾配が急で浅い水路の遡上砂堆の場合の粒子の移動

これによれば，水路中心部とみおすじ部の洗掘と堆積の状態がよくわかる．ここで，比較的に浅く勾配が急な定常流における砂粒の運動を観測する．いま，これを図−6 の遡上砂堆の場合で観察をすると，土屋[34]の示すように，粒子は転動あるいは跳躍の２様の運動をしながら，砂堆の前面で沈澱し，後面で剝離するのがわかる．こうした場合は，河床面の昇降する脈動が，上流に向かってすすみ伝播していくのが認められる．したがって，床固めの段落部は，このリズミカルな脈動を分断する作用をおよぼすことになる．流路工におけるこうした分断作用は，遡上砂堆の場合だけに限らずに生ずるのである．この結果通常の水路で見られるような蛇行流とは形態を異にする流れができる[26]．ここには，８の字型によ

く似た流れが多く観測される．その形状は，まえの写真−3，4(現地)，写真−12, 13(模型)および図−4(典型化)を見ればよくわかるのである．そこで，これを狭義の蛇行流と区別をするために，鎖流と仮称したのである．鎖流も，もちろん広義の偏流の範囲にはいるものである．



註 1) 水路の真上より見た形を示し，左方Iが上流，右方Ⅷが下流
2) Qの上欄が通水30分後，下欄が通水60分後
3) (ii)はIの上流に「きっかけ」を置いたもの．

図−7　流　路　図(例)[5]

2.2.2 鎖流の特質とその機構

(1) 鎖流の特質

鎖流の特質をのべると，

i　鎖流は，床固め群を設けた河道にみられる特殊な流れである．

ii　鎖流の発生と深い関係をもつものは，

1) 段落，2) 両袖，3) 流砂の供給，

の3つである．

iii　鎖流の形態は，くさりの輪の連なりのようである．

iv　くさりの輪の結び目は，段落部に一致して不動である．(8の字流との相違)．

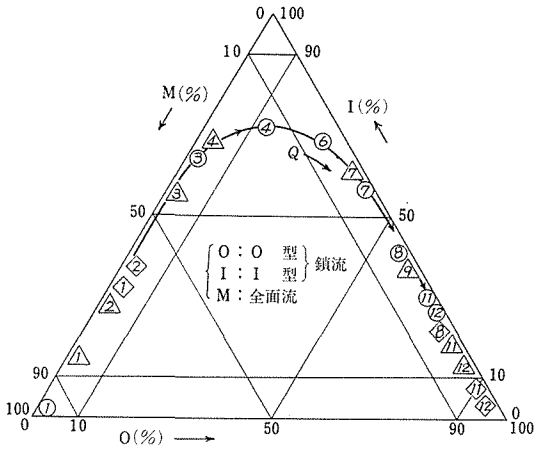
v　くさりの輪の連なりかたは，一例を示せば，O・O・I・O……(図−4 Ⅲを参照)である．このI型は，文字を象ったもので，1本に集束した流れである．O型は，2本に分れて彎曲した流れであって，図−4でわかるように，いくぶん卵型で，尖った方のD部を上流に向ける．こうしたO型は，3本流になることもあり，また，細いひだを派生することもある．

(2) 鎖流の機構

鎖流ができる機構を定性的に述べると，

i　OとIの発生比率は一定でない．同じ水路でも，時間と流量によって変化をする．時間と流量が増大すると，一般にO型が増える傾向が認められる．このことは，図−7によってもわかる．同図は，流路の変遷を簡潔に表わしたものである．

ii　I型は，砂の供給が減る場合，いいかえると運び去られる量が堆積する量よりも多く，それがある限度を越す場合に生じ，O型は，これと逆の場合に生ずるものと考察がで



番号	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Q(ℓ/s)	0.37		0.50		0.75		1.00		1.50		2.00	
T(分) 30	○		○		○		○		○		○	
T(分) 60		○		○		○		○		○		○

○ きっかけ無し
△ K_1 ｝きっかけ有り
◇ K_2 ｝

図−8　流路工における流量と3種類の流れの型

きる．この実験では，最上流端からの砂の補給を行なっていないが，流れをしばらく観察すると，両袖のためにしぼられた段落流が，水通し前面の河心部に多く洗掘を起こし，しだいにI型流へ発展しやすい．やがて，このI型流路自体の中にも砂堆の形成が始まり，蛇行流が現われる．いまもし，上流から流砂の供給が増すような場合には，こうしたI型流は，砂堆の前面で左右に開き2本に分かれる傾向を生じ，生成発展して，O型流へ変化するにいたるのがよく観測できる．

図−8は，三角座標にO型流とI型流および全面流の3つの流型をとったものである．この図とまえの図−7を検討すれば，Qが増すにつれてI型からO型へ変わるものが目立って多いことがわかる．これは，Qが増せば，一般に流砂量が増すことになり，堆積部を形成する機会が多くなるためであると解釈をしている．

また，時間Tの増加は，Qの増大と同様の効果をもつことが図−7から考察できる．

さらにまた，最上流に「きっかけ」を置いた場合にも，QおよびTの増す場合とやや似た効果をもつことが認められる．しかし，きっかけは，こうした流型を統一づける本質的なものでないことは，水制をもつ水路におけるきっかけの作用の場合と同様である．[3)25)]

つぎに，同じ区間でも時間的に，O型へ変わり，あるいはI型へ変わるのがわかる．この理由を考えると，長い流路工の一点に注目をした場合に，定常流の水路ではあるが，その地点の流砂の供給と供出のはたらきの上で脈動的に不均衡が現われ，これに対応して，2種類の流型がたがいに消長をするものであるとして理解ができる．

iii　O型流では，その速度のエネルギーがZ部(すなわち，袖上流側隅)において位置のエネルギーに変わり，いちじるしい水位上昇の形で現われやすい．測定の結果によれば，こうした水位上昇の高さは，現地における観測の値ときわめて相似していることを知った．

iv　O型流は，こうした水位の上昇をひき起こすから，もともと護岸の高さが流路工の中で最低であるZ部にたいして，いっそう越流を起こす危険をはらんでいる．写真−14は，実験室でえた状況で，太線は護岸天端に相当する．このときの流量は3l/secで，現地の300m³/secに相当する．計画高水流量は，477m³/secであるから，まだこれに達しないうちに早くもZ点に越流を起こしている．この写真を，現地の洪水時の写真−6にくらべると，

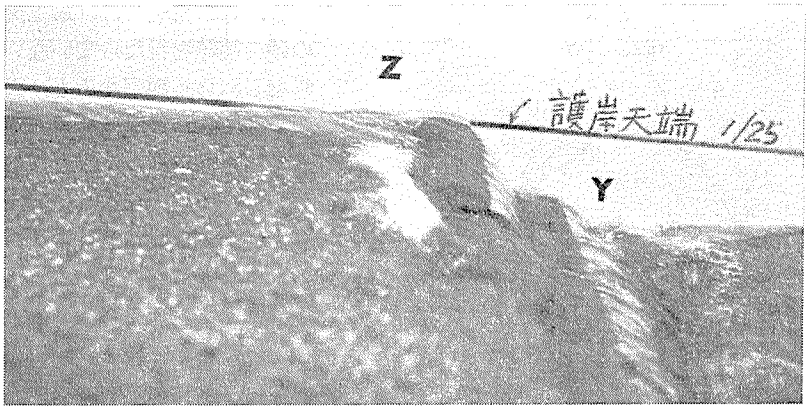


写真-14 床固め袖基部の水位上昇 ($Q = 3.0l$/sec).
黒線は，護岸天端(1/25)を示す（写真-6を参照).

両者は全くよく似ていることに気がつくのである.

(3) **鎖流と流量と時間および「きっかけ」**

いま，流路工に発生した流形を検討すれば（図-7参照)，

i Qが小さいときは，全面流下型が多い.

ii Qが大きくなるにつれて，まず，I型が現われ，しだいに鎖流の発生が認められる.

iii Qが大きい場合は，O型が多くなる.

iv 一般に通水時間が長いほど，ii，iii項がますます明瞭になる.

v 図-7の・印は，Z部に越流を起こしたことを意味する．図のO_vはそれの合計数を表わす．O_vの数は，$Q = 2l$/sec に達すると急激に増し，現地の中高水時の実態ときわめてよく相似することは興味がもたれる.

つぎに，図-8は，上記i，ii，iiiの各項の現象と時間の関係を理解させるのにべんりである．また，この図によって，増水時あるいは減水時の流型の変化をあるていどまで推察をすることができる．また，これらの図を通して，きっかけの存在は，流量の増大の場合と同じ効果をもつことがわかる．これによって，洪水時の現地の暴水現象をよく説明をすることができる．実験におけるきっかけの存在は，ちょうど実際河川の合流点における押しだし堆砂の存在と同様に，その下流の鎖流現象を強め，また，その形成時間を早める作用をするものであることがわかり，暴水が現地で恐れられ，水防上関心がもたれていることをよく理解することができる.

2.3 偏流防止に関する考察

2.3.1 偏流防止のための諸工法

前節では，偏流の機構を定性的に解明した．本節では，これをもとにして，どんな工法を施せば，偏流の危険をとり除いて床固め本来の機能を十分に発揮させうるかを研究することにする.

表-5　偏流防止の工法（流路工）

工法の符号	工法の内容
【A】	現在形（すなわち，図-3あるいは写真-11のままのもの）
【B】I	水制1対を現在の床固めの中間に設置
【B】II	帯工を現在の床固めの中間に設置
【B】III	三角護岸を袖部直上流に設置
【B】IV	袖部の除去
【B】V(1)	(1) 水通し一部低下 ｝現在の流路工内に低水路を設置
【B】V(2)	(2) 水通し全面低下 ｝現在の流路工内に低水路を設置
【B】V(3)	(3) 低水路を掘削 ｝現在の流路工内に低水路を設置
【C】	現在の流路工の幅を縮小（水路の断面を床固め水通し部断面に等しくする）．すなわち，$B(=90\,\mathrm{cm})$ を$B_o\,(=66\,\mathrm{cm})$ にせばめる．
【S】	現在の流路工に水制群を対称に設置（【B】Iは，【S】の1つの場合に相当する）

いま，数種類の工法をあげて実験的に考察を進めることにする．これらの工法は，表-5で説明をしている符号で表わす．すなわち，

【A】は，前節で述べた現在形の流路工である．

また，【B】，【C】および【S】は，本節で検討をするものである．このうちで，【C】，【S】は，実施面で最も有望視される工法である．

2.3.2　偏流防止と護岸高係数および浅川係数

一般に，計画高水流量にたいして河積が同じ大きさであっても，浅くて幅の広い河と，深くて幅の狭い河とが選択できるわけである．しかし，河の流れにはつねに土砂の運搬をともなうものであり，ことにそれが激しくて不規則な堆積を生じ，偏流を起こしやすい河況の河川においては，護岸の越流防止の上から選択できる水深（Hであらわす．ただし，Hを築堤護岸の高さと考えてもよい）には，おのずからある最小限度が要求されるはずである（ただし，ここでは潮位に関する顧慮は省略する）．このことは，河道計画の合理化に関連して重要な問題である．

すなわち，いま，

$$HB = Q/v, \tag{30}$$

$$B/H = \gamma, \tag{31}$$

ただし，

B：長方形断面と仮定した河川の幅

H：同上水深

v：平均流速

Q：計画高水流量

γ：浅川係数（文献3），4）を参照；γが大きいほど河幅に比べて浅い河で

ある)

$1/\gamma$：護岸高係数，

とおいた場合に，γをどう定めたらよいかが，実際的な問題である．そこで，ここでは，偏流防止の立場*から考えて，かりに，

$\gamma \leqq 30$，土砂の搬出が激しい急流小河川　　(32S)

$\gamma \leqq 40$，同上　中河川　　(32M)

……，…

などというように，土砂の搬出の激しさ，勾配，流量等に応じて区別し，γの大きさに制限をつけるべきであることを提言したい．ちなみに，この実験の対象の夜間瀬川流路工では，浅川係数の現況はつぎのとおりである．

$$\gamma = B/H_z = 90\text{m}/2\text{m} = 45, \quad (\text{最大値：Z部}) \qquad (32\text{AZ})$$

$$\gamma = B/H_y = 90\text{m}/4\text{m} = 22.5, \quad (\text{最小値：Y部}) \qquad (32\text{AY})$$

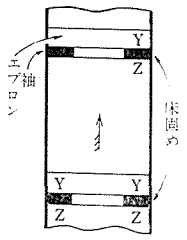


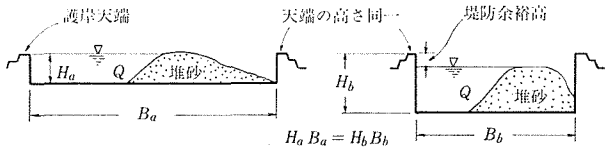
図-9　床固め袖部

ただし，H_zとH_yは，それぞれZ部とY部の護岸高である(図-9を参照)．

一般に，図-10において，

(a)は，γが大きい場合で，河積としては十分なはずであるが，偏流に弱い断面形状をもつ河川である．これにたいして，

(b)は，γが小さい場合で，河積は(a)と同大であるが，偏流による護岸の越流を防止する面からみると，(a)よりも安全な河川である．ただし，(b)の河川は水深が大きくなり，したがって，掃流力が大きくなるから，下流におよぼす鉄砲水と土砂の搬送の影響を顧慮する必要がある．また，流路工ならば，落水や落石のエネルギーが大きくなるから，床固めエプロン部の構造を強化することが必要である．以上の見地から，(a)型に属すると判断ができるところの本文の対象河川では，γ値を引き下げることが必要になってくる．そこで，このような考え方は果たして正しいものかどうかが検討を要する問題である．以下の工法実験は，こうした問題の解明をも含めて行なうものである．



(a)　γ値の大きい水路　　(b)　γ値の小さい水路

図-10　浅川係数γの大小と偏流地点の有効河積

* γについては，文献3),4)において，安定河道の合理的な形状の立場から全般的に論じている．

2.3.3　偏流の形態とその検討

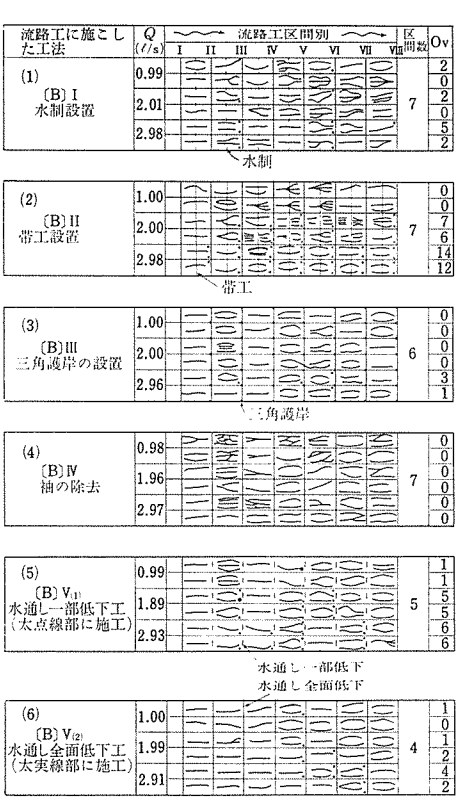
【B】,【C】および【S】の各工法を施した場合に発生した偏流の形状を実測して，これを簡潔な流線図で表わせば，図-11～15のとおりである．また，流路縦断図の一例を添えれば，図-5のとおりである．いま，こうした図を参照しながら検討をすすめる．

【B】Ⅰ：水制工(図-11(1)参照)

この工法は，O型流を河心方向にしぼる効果がいちじるしい．そのため，2本の流れは接近し，ちょうどピンセット状をていしやすい．とくに，Qが大きいときは，ついに1本に合流しⅠ型流になりやすい．したがって，Z部越流の危険度は減少することがわかった．

【B】Ⅱ：帯工(図-11(2)参照)

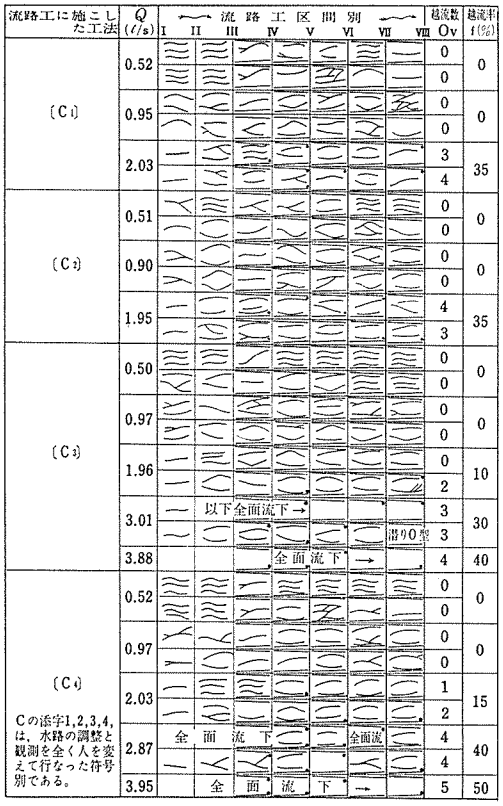
この工法は，上流側には床止めとしてはたらくが，下流側には洗掘を起こし，流路が乱



註：1)　水路の直上より見た形を示し，左方Ⅰが上流，右方Ⅷが下流：・印は袖越流地点

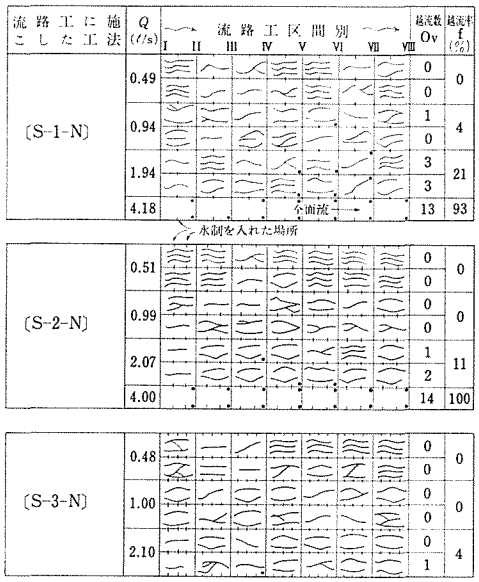
2)　Qの上欄が通水30分後(T_{30})，下欄が通水60分後(T_{60})(L = 180 cm, B = 90 cm, i = 1/33, Sm 細礫)

図-11　流　路　図　(〔B〕Ⅰ～Ⅴの場合)



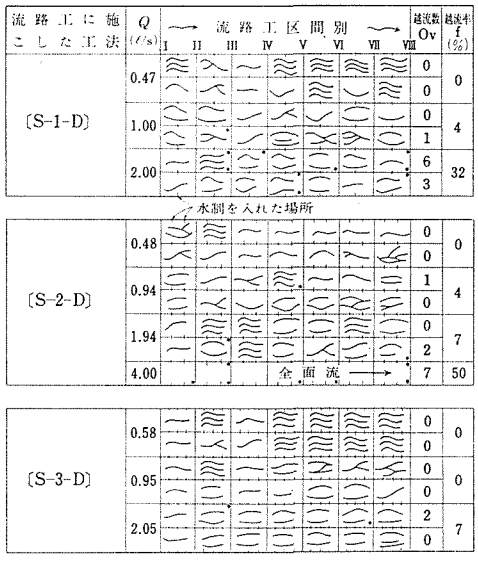
(B_0= 66 cm, L/B_0=2.7, i = 1/33, Sm 細礫)：・印は袖越流地点

図-12　流　路　図　(〔C〕縮幅工の場合)



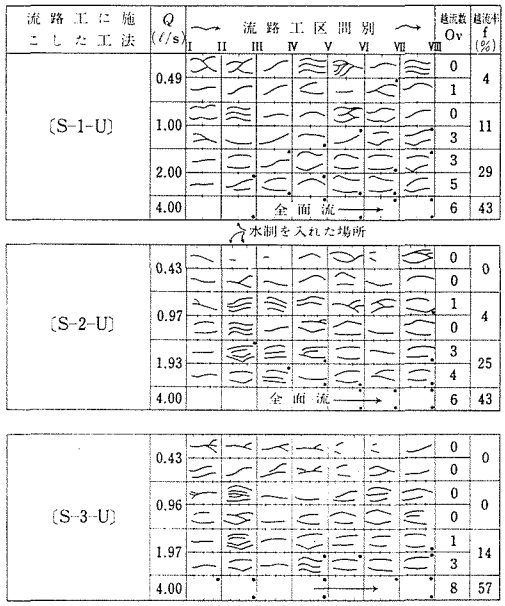
($B = 90$ cm, $L/B = 2$, $i = 1/33$, $H_d =$ 1.8 cm, S_m 細礫)　　• 印は袖越流地点

図-13　流路図(〔S N〕直出し水制工の場合)



• 印は袖越流地点

図-14　流路図(〔S D〕下流向け水制工の場合)



• 印は袖越流地点

図-15　流路図(〔S U〕上流向け水制工の場合)

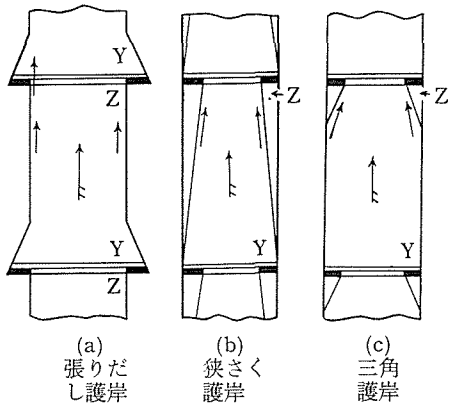


図-16　床固め袖部の改良方式

れ，一般に帯工を境にして，下流に多くの派流を生じやすく，ホーク状の流れをていする．これは，およそ乱流を治めて，いわゆる束水制砂の効果をはかるものとしては逆である．したがって，O_v(越流数)がきわめて多く，好ましくないことがわかった．

【B】Ⅲ：三角護岸(図-11(3)参照)

いま問題になっている床固めの袖方式のほかに考えられる方式は，図-16(a)～(c)の3つである．すなわち，

(a)：張りだし護岸方式；Y部を三角状にして，河幅の一部を張りだして拡大する．このように最初からつくられたものには，たとえば，加茂川流路工の例がある．

(b)：狭さく護岸方式；河幅を上流から下流へ向けて(Y→Z)じょうご状にしぼり，流れを水通し中央部へ誘導する(のちの【C】工実験を参照)．

(c)：三角護岸方式；直角三角形の護岸を加えて，流れを水通し部へ誘導する．

まず，(a)は，段落下流の護岸の保全のためにY部の拡幅が役立つものである．河中に突出物がないから，Z部の水位の上昇が避けられる方式である．護岸の線を1本通しにできない欠点がある．

(b)は，いまの対象河川の場合のように，築堤上がすでに重要交通路線として利用されているなど，一般に(a)の方式をとることができない場合に考えられる改良方式である．

(c)は，(b)の次善策として考えられる方式である[35]．こうした三角護岸は，実験の結果からみると，O型流が滑らかに誘導されて，O_vの数も少なく，流砂量も少ないことがわかった．なお，写真-15は，三角護岸の場合にできた鎖流の状態をしめしている．

【B】Ⅳ：袖部の除去

まえに述べたように，袖部の存在は，Z部の水位上昇の主因である．そこで，さらに一

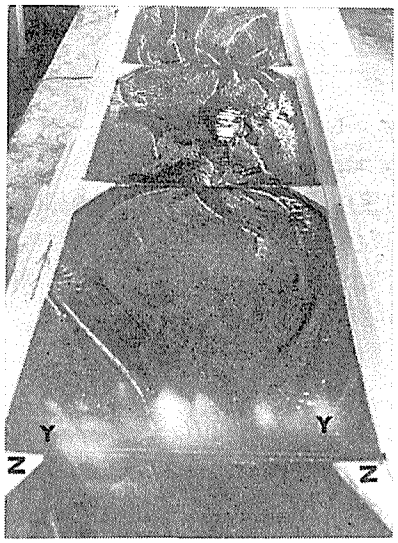


写真-15　流路工と鎖流(三角護岸の場合)
$Q = 1.0l/\mathrm{sec}$，$T = 60$分(停水撮影：上流より)

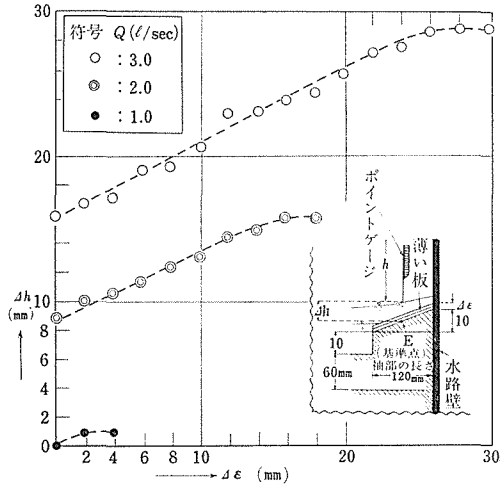


図-17　袖部かさ上げ量と水位上昇量

つの実験を加えてこのことを明らかにする．図-17は，袖部に薄い板を少しづつ重ね上げた場合に，このかさ上げの増分 $\Delta\varepsilon$ とこれに対応する水位せき上げの増分 Δh の関係を示している．これによってもわかるように，袖の存在は越流防止面からみて好ましくないことが明らかである．

こうした袖を除去した結果は，$O_v = 0$，すなわち，越流が全く発生しなくなった（図-11(4)参照）．しかし反面，鎖流の形態が明確でなくなり，図-18でわかるように，護岸に沿って2本の著しい溝流が現われやすく，Y部に著しい洗掘を発生する．したがって，こうした場合は，Y部の水叩き前面と護岸根入りをとくに堅固に改造する必要のあることを知った．

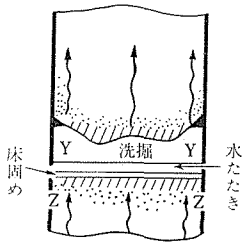


図-18　袖の除去
（床固め工）

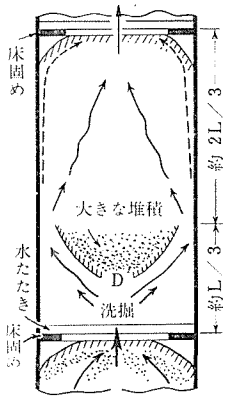


図-19　水通し一部低下工
（床固め工）

表-6　最大表面流速の比較

Q (l/sec)	最大表面流速 (cm/sec)	
	【B】の V(1) 工	【B】の V(2) 工
0.5	—	52
1.0	—	57
1.8	40	65
3.0	52	73

【B】V(1)：水通し一部低下工（図-11(5)参照）

この工法は水通し部を，

$$\text{高さ} = (1/2)H_d \qquad (H_d \text{ は段落高 } H_d = 1.8\text{cm})$$

$$\text{幅} = (1/3)B \qquad (B \text{ は水路幅 } B = 90\text{cm}),$$

だけ切り欠いたものである．こうした場合は，図-19からわかるとおり，水叩き前縁に著しい洗掘を，また，河心部Dに堆積を発生し，流れは左右に分れ，両岸へ激突し，さらに反射をする．O_v は増加し，流速と流深が局所的に増大して流砂量が多い．いわゆる鉄砲水の様相をていし，そのため，下流にたいする顧慮が必要であることを知った．

【B】V(2)：水通し全面低下工（図-11(6)参照）

この工法は，水通し全面（すなわち，幅 B_o）にわたって，高さ $(1/2)H_d$ だけ切り欠いたものである．すなわち，河床勾配は，もとの渓流敷勾配と【A】工の勾配の平均であるから当然に流速も流砂量も激増する（表-6，7参照）．このために，流路の乱れかたが，図-20と写真-16がよく表わしているように，V(1) 工の場合よりもいっそうはなはだしいことがわかった．

表-7　流　砂　量　の　比　較

水路単位幅当り流量 (l/sec/cm)	T = 60分で，流路工最下端までに流下堆積した水路単位幅当り流砂量 (kg/cm)		
	【A】工	【B】の$V_{(1)}$工	【B】の$V_{(2)}$工
0.022	0.31	0.58	1.19

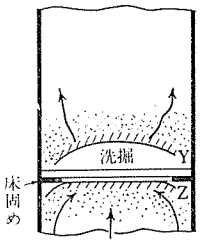


図-20　水通し全面低下工
(床固め工)

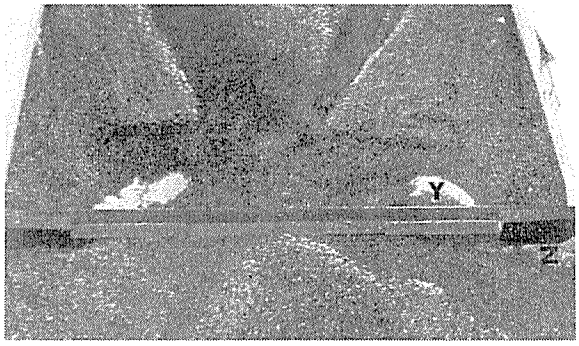


写真-16　床固め水通し部の全面低下工($V_{(2)}$)
床固め下流部の洗掘が著しい．白色は，床板が露出している部(上流より写す)．

本実験は，さきに述べたように，砂の供給を行なっていないので，流路工の最上流部には次第にI型流が増えO型流が減る．この傾向はQが大きいほど著しい(図-11参照)．こうした現象は，まえに説明をした鎖流の発生機構の解析に照らせば，容易に理解ができるところである．

【B】$V_{(3)}$：低水路掘削工(図-21参照)

この工法は，流路工の中央部に幅$B/3$，深さ$(1/2)H_d$の低水路を掘削して，木製護岸(図のG)を新設したものである．こうした場合は，Qが小さい間はよく低水路を保持できるが，Qがきわめて大きくなれば，図-21で示すようにE部に裏掘れを発生し，また，高水敷F部に新しくみおすじを発生し，このために高水護岸に根掘れを生ずるにいたる．写真-17は，この状況を示している．一般的にいって，流路工内に新しく低水路を掘削する工法は，むずかしい問題を生じ，好ましくないことがわかった．

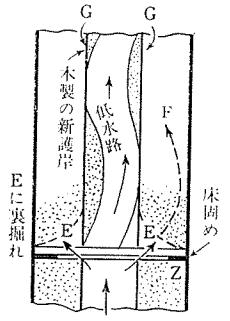


図-21　低水路掘削工
(床固め工)

【C】：縮幅工　(図-12参照)

この工法は，

$$L/B = 2.0,$$　　【A】工

であるものを縮幅して，

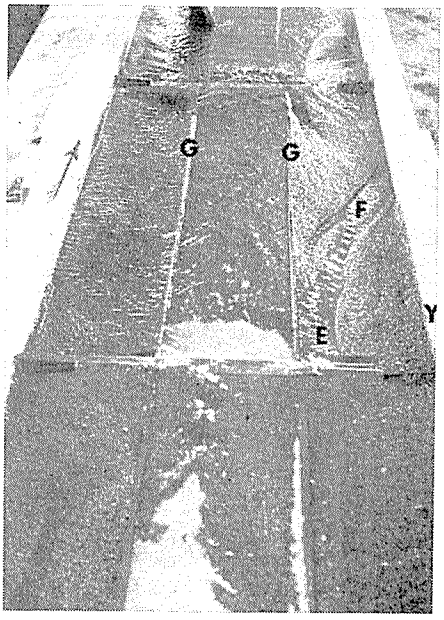


写真-17 低水路掘削工（$V_{(3)}$）
($Q=2.0l$/sec, $T=60$分，上流より）
高水敷にみおすじを発生し，また，新護岸に裏掘れを生ずる．白い部は洗掘が大きく，床版が露出している．

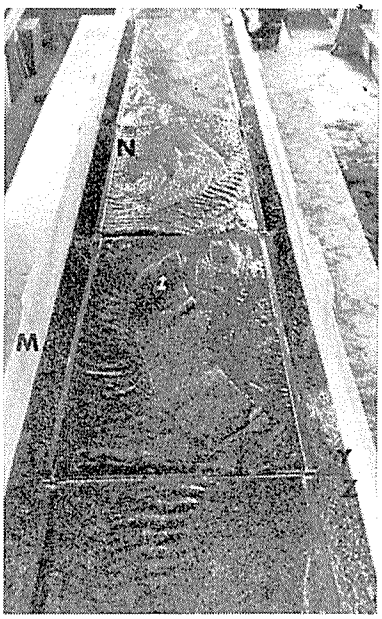


写真-18 【C】工(縮幅工)；($Q=1.0l$/sec, $T=60$分)
やや鎖流状が認められる．

$$L/B_o = 2.7,$$ 【C】工

にしたものであり，一区間の流路は，【A】工よりも細長い形になる．こうすると，袖部のしぼり作用がなくなるので，O型流の形は扁平になって，鎖流状にかなりの変化が見られる．写真-18はこれを示している．この工法については，のちにくわしく述べることにする．

【S】：水制群の対称的配置

著者はさきに，水制を両岸双方から適切に出し合うことを提言した[3]．それは，わが国のいわゆる水おもて式の理念と，欧米大陸に多く見られる水うら式のそれとを調和をし，統合をすることによって，偏流や乱流をたがいに河心方へ追い，その形状を変えて蛇行流の形態に整えて流路を固定し，さらにその蛇行のていどを和らげ，これによって護岸・堤防の保全と効果的な強化を確保するという考え方をのべたのであって，じっさいにその研究成果の適用例を通常の水路の場合についてしめしておいた*．そこで，流路工の場合におけるこうした水制群の対称的配置については，かんたんにふれるだけにとどめる．

水制工【S】は，SN（直だし90°），SD（下流向け60°），SU(上流向け120°）の3つの

* 文献3)中6章「水制の配置とその影響に関する研究」pp. 195～269でくわしくのべている．

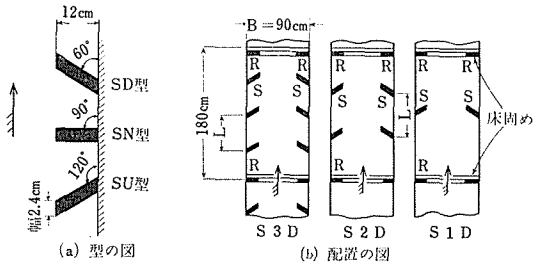


図-22　水制の型と配置

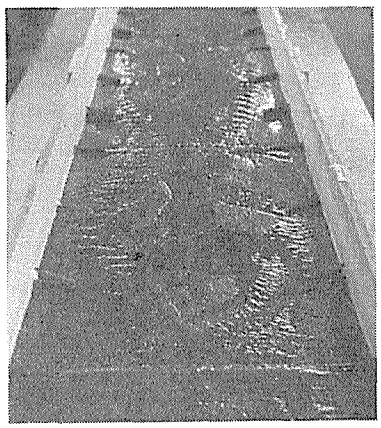


写真-19U 【S2U】($Q = 2.0l$/sec, $T = 60$分)

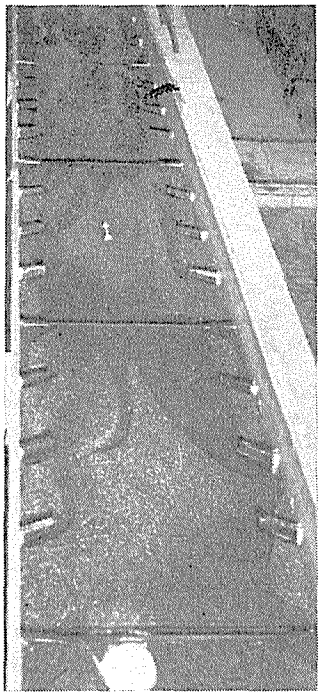


写真-19D 【S3D】($Q = 2.0l$/sec, $T = 60$分)

様式とし，水制数は流路工の一区間について１，２，および３対づつ配置して実験を行なった (図-22)．この工法においては，一般に，水制対数を増せば，対岸への刎ねは緩やかになる．したがって，偏流を平均的に河心へまとめる効果が認められる．各型の特徴を述べれば，

ＳＤ型は，下流方河心に向かって著しい三角形の砂嘴を形成しやすい (写真-19Dを参照)

ＳＵ型は，ＳＤおよびＳＮ型にくらべると，刎ねかたがゆるやかで，流水の一部は護岸沿いに流れ，流れを河心へ向ける効果が弱い (写真-19Uを参照)．そして，水制の下手に沿って寄洲が付着する状態は最も良好である．ただし，ＳＵ型は水制の上流側の基部に著しい水位上昇をきたし，また，先端部の洗掘もはなはだしい．したがって，天端面の高い不透過水制の構造にすると，基部護岸に越流を起こす危険がある．こうした機能は，通常の水路で確かめられたところの研究ときわめてよく似ていることがわかった[3)36)]．

2.3.4　床固め袖部の水位ならびに越流

(1)　偏流と袖先端部の水位

Ｚ部は，護岸越流の面からみると最弱点である．ことに，袖がある場合にはいっそう危険である．いま，現在形 (すなわち【A】) と，他の諸工法 (すなわち，【B】，【C】，【S】)

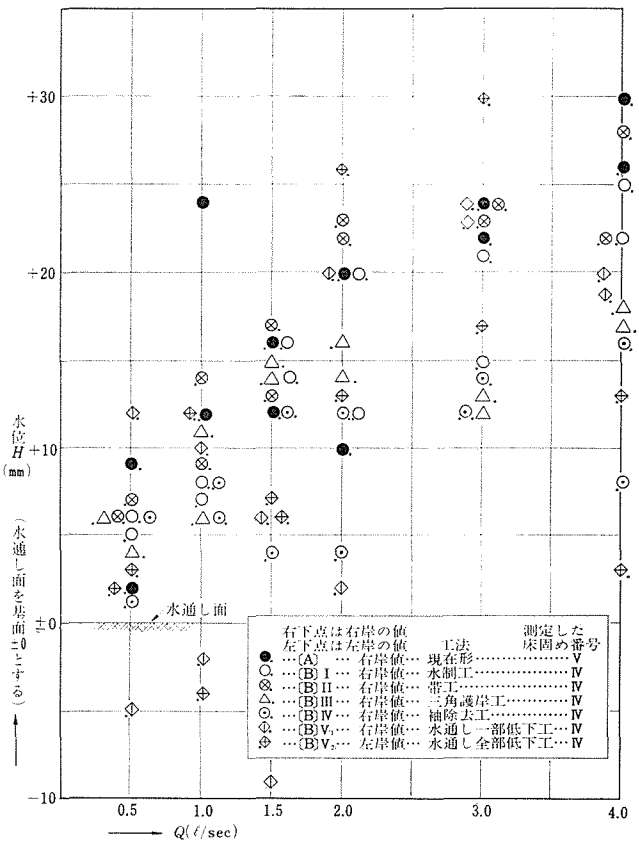


図-23 流路工の各種工法にたいする水位の比較（袖先端部）

について，Z部の水位を比較すると，図-23, 24のとおりである．この図で，符号の右下の・印は右岸の水位を，また，左下の・印は左岸の水位を表わす．【A】の場合は，Q が増せば水位も増す．ただし，左右両岸の水位差の開きは，$Q = 3 \sim 4$ l/sec に近づくと，むしろ縮少してくる．このことは，計画最大高水流量に近づけば，偏流はかえって減じ，またしばしば起こる中程度の高水の場合がむしろ偏流の影響を多く受けることを意味している．こうした模型水路における現象は，夜間瀬川の実際と全くよく一致する．そこで，この【A】にたいして，つぎの各工法をほどこして手をくわえるならば，問題の水位がどのように変化をするかを追求することにする．すなわち，

水制工（図-23○印）：もとの【A】にくらべて水位は10～15%低下する効果が認められる．

帯工（⊗印）：別段の効果が認められない．かえって，水位が上昇することもある．

三角護岸（△印）：水位が20～30%低下し，しかも左右がほぼ均等である．これは，左右のつり合いがとれたO型の鎖流が現われやすい証拠で，三角護岸には偏流を軽減する効果

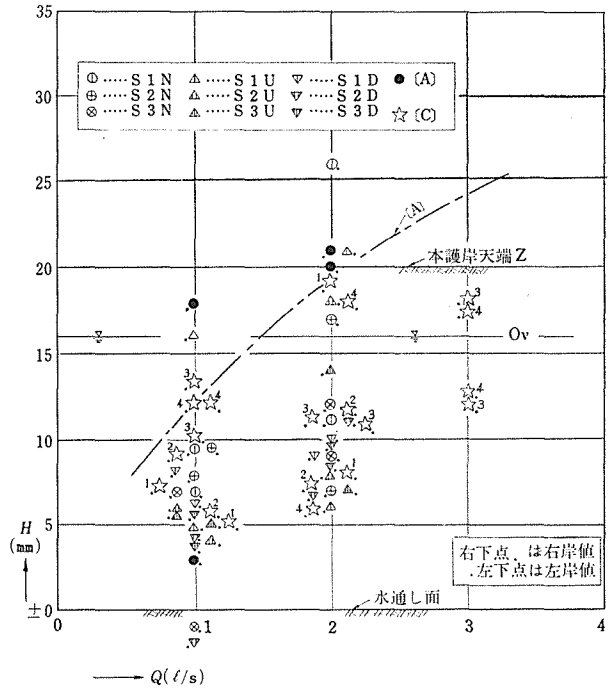


図-24　流路工の〔A〕工にたいする〔C〕工と〔S〕工の水位の比較
(IV号床固め工の袖先端部)

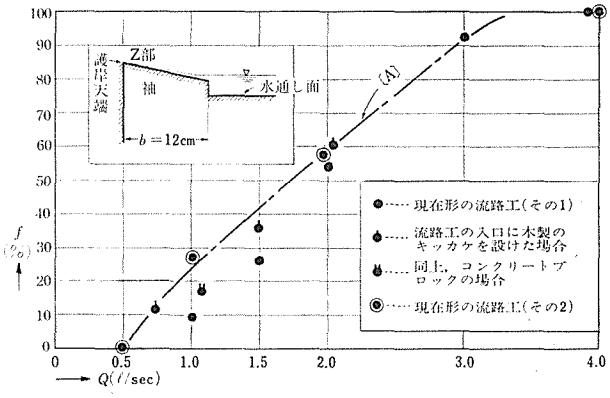


図-25　越　流　率（床固め袖部，現在形〔A〕）

が認められる．

袖除去(◉印)：Z部の水位が著しく低下をする．袖が，床固め基部の水位をせき上げることは，これによってみても明らかである．

低水路新設工：すなわち，水通し部の低下工であるが，これは，あまり効果を期待がで

きない．かえって，悪影響をおよぼす場合が見られる．しかも，左右両岸の水位差がきわめて大きいので，落ち口部の河床の変化が大きく，河道が不安定になり，下流へたいして偏流をいっそう激しくすることになりやすい．

【C】および【S】工：いずれも，水位は【A】よりも低下し，Z部の越流を防止するのに効果的であることがわかった．【C】工法は，とくに左右の水位が均斉である．このことは，偏流発生の少ないことを意味する．

(2) 袖部の越流

これまで，水流が袖のZ部を越流するのを O_v で表わして説明をしてきた．また，O_vが発生したZ部の数と，流路工全体のZ部の数の比を f で表わしたが，f を流路工の越流率と一応考えることにしよう．

いま，はじめに【A】工の場合に，こうした f とQ の関係を調べると，図-25 のとおりである．プロットの諸点は，だいたい曲線【A】で代表をさせることができる．これをみると

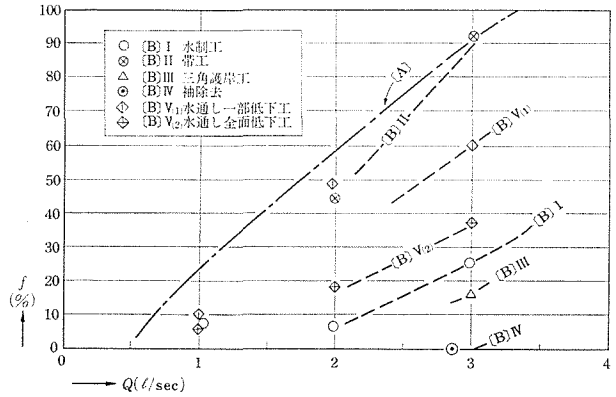


図-26 越流率 f(床固め袖部)(〔A〕にたいする〔B〕の諸工法の比較)

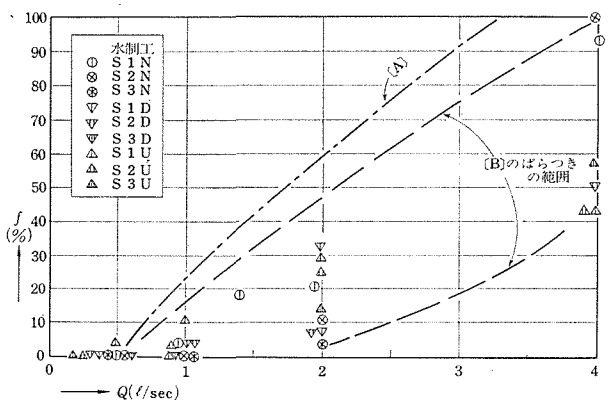


図-27 越流率 f (床固め袖部)(現在形〔A〕にたいする水制工〔S〕の比較)

Q が 0.5l/sec ならば，偏流のために袖部の越流がまだ起こらないが，1.0l/sec になると25%，2.0l/sec で58%，すなわち，半数以上のZ部に越流が起こる．こうした現象は，現地で，中高水ていどで早くも越流の危険が起こる状態ときわめてよく似ている．

つぎに，【B】工の場合を，うえの【A】にくらべると，図-26 のとおりである．これをみると，袖部の越流防止の観点からいえば，帯工をのぞいて他の【B】工はどれも，あるていどの効果を発揮することがわかる．

つぎに，【S】工の場合を【A】にくらべると，図-27 のとおりである．プロットが多少ばらついているとおり，効果に多少のむらがあることがわかる．水制の数を多くすれば，対岸への刎ねが緩やかになるから，こうした傾向がへって，f 値が減少してくる．

つぎに，【C】工の場合を【A】にくらべると，図-28 がえられる．すなわち，f 値が明らかに減少し，偏流が最も危険になる流量 ($Q = 2 \sim 3l$/sec) にたいして，その効果がきわ

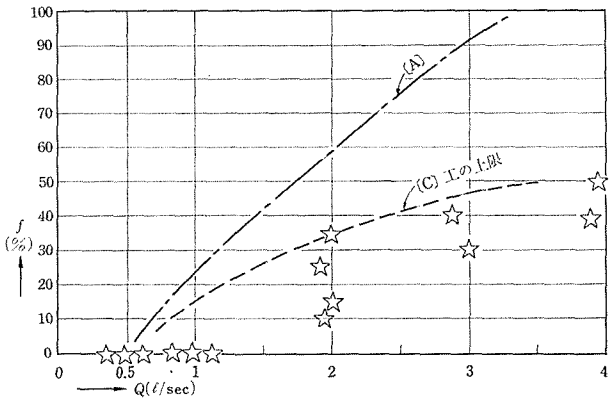


図-28　越流率 f (現在形〔A〕にたいする〔C〕の比較)

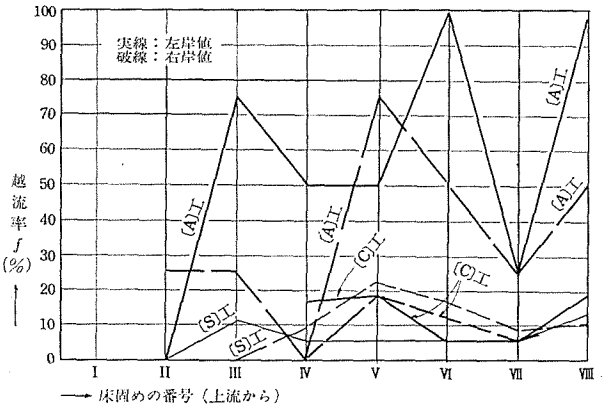


図-29　流路工の越流率と〔A〕，〔S〕および〔C〕の各工法($Q = 1$ および 2l/sec の場合)

めて顕著である．【C】工における偏流の振幅は，明らかに【A】よりも縮少されるし，そして，すみやかに全面流状をていしやすい．いいかえると，河積を有効に活かした流れかたをする．こうした傾向は，計画最大高水流量に当る $Q=4l/\mathrm{sec}$ のときにことに顕著で，横断面内の水深分布はかなり均等的であることがわかる．この場合は，【C】工の浅川係数はつぎのとおりである．すなわち，

$$\left.\begin{aligned}\gamma &= B_o/H_z = 33, \quad (\text{最大値：Z部})\ (32\text{CZ})\\ \gamma &= B_o/H_y = 16.5, \quad (\text{最小値：Y部})\ (32\text{CY})\end{aligned}\right\}\ \text{夜間瀬川【C】工}$$

となる．

以上の結果は，土砂の搬出が多い河川にたいして，偏流による悪影響を緩和し，護岸越流の危険を低下させるためには，γ 値をある限度の数値以下におさえることが必要であるというまえの提言を実験的に明らかに裏づけている．

いま，流路工全体について越流率 f を検討した結果は，図-29 のとおりである．これを説明すると，越流の危険率が最も高いのは，現在形の【A】である．その場合，左岸と右岸の f 値は，ある間隔をおいてだいたい平行していることがわかる．このことは，偏流が当たる危険な地点が左右両岸に交互にできやすいことを意味している．すなわち，鎖流のうちのO型流が発生して，その左岸流と右岸流のどちらかがとくに強く現われた場合である(写真-6，7を参照)．模型水路内のこうした現象は，現地の人びとが水防上で深く関心をもっているところの実際の偏流のうごきをよく説明している．そこで，これを改修することを考えた場合，【S】工は【A】工よりも f をかなり減らすことができる．また，【C】工は最も確実に f を減らすことができることを知った．したがって，【C】工，すなわち，河幅を現在よりもあるていど縮幅をする工が，むしろ，越流の危険を減少させる効果をもつことがわかったのである．

2.3.5 流路工における洗掘と堆積

(1) 床固め付近の洗掘と堆積

いま，床固め水通しの上流側に生じた最大洗掘深および最大堆積高を 図-30 に示す．符号の上の・印は堆積を，下の・印は洗掘を表わす．これによれば，流量が大きくなれば一般に洗掘は大きくなる．

水制の場合は，比較的に洗掘が少なく，堆積が多い．

三角護岸の場合は，みおすじが深く発達し流速が大きく水通し部へよく導流されるのがわかる．

袖除去の場合は，洗掘が少なくて流量による変化は少ない．

切り欠き工の場合は，堆積が少なくて洗掘が顕著で，しかも発生部が不安定である．

【C】工(縮幅工)は，【A】(現在形)よりも洗掘深が激減することが明らかである(図-31)．このために，【C】工では河床の安定性が向上している．

【S】工は，水制を入れたために，【A】よりも好影響が認められる．しかし，図-32 からわかるとおり，その効果には多少のむらがある．

(2) 河床の横断面形状

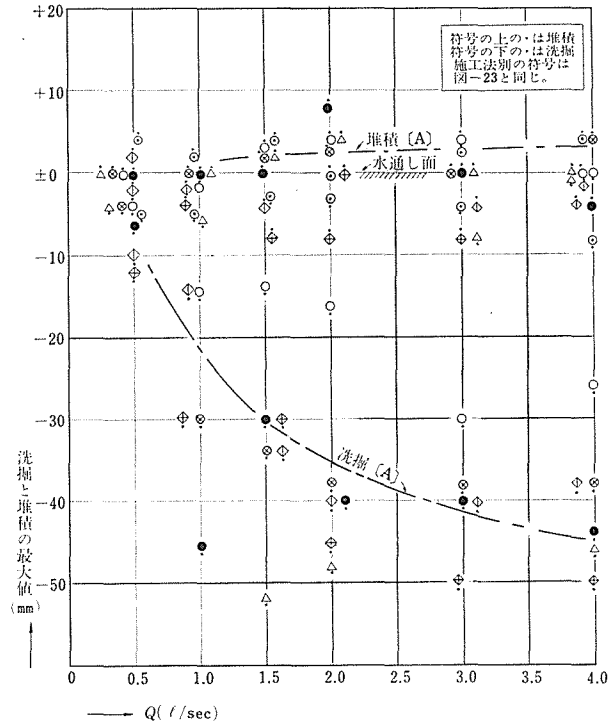


図-30　床固め部(上流側)の洗掘と堆積の最大値(〔A〕と〔B〕の比較)(水通し面を±0mmとす)

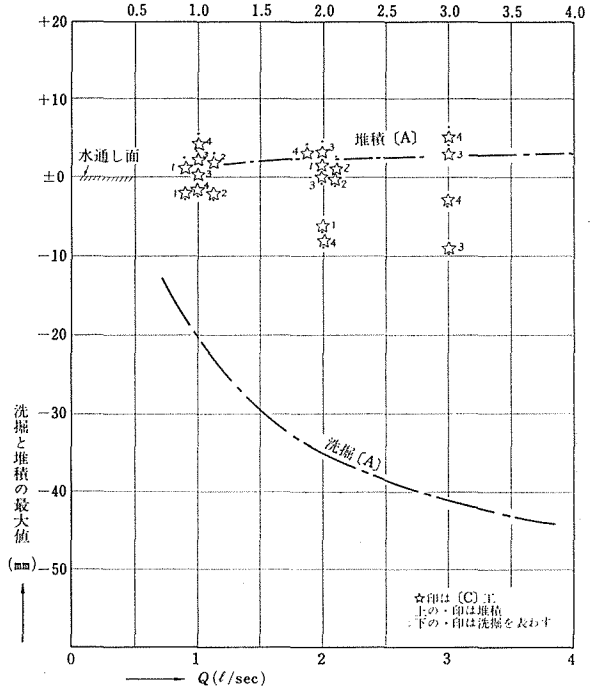


図-31　床固め部(上流側)の洗掘と堆積の最大値(〔A〕と〔C〕の比較)(水通し面を±0mmとす)

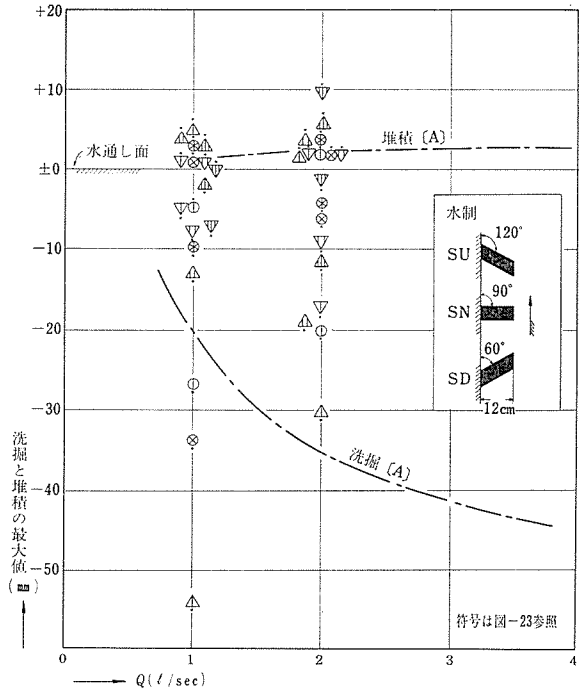


図-32 床固め部(上流側)の洗掘と堆積の最大値(〔A〕と〔S〕の比較)
(水通し基面を±0mmとす)

河床の横断面形状を，河床の凹凸値によって比較をする (図-33参照)．ただし，ここにいう凹凸値とは次式のように考えたものである．すなわち，

$$\Delta = \sum_{n=1}^{n} |y_n| , \tag{33}$$

または，

$$\overline{\Delta}_o = \frac{1}{nB} \sum_{n=1}^{n} |y_n| , \tag{34}$$

ここに，

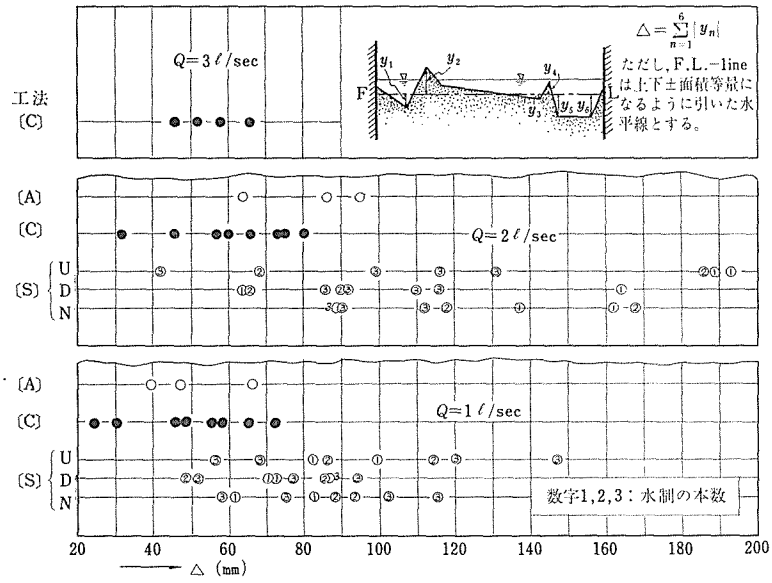
Δ ：河床の凹凸値(仮称) (mm)

$\overline{\Delta}_o$ ：河床の凹凸度(仮称)

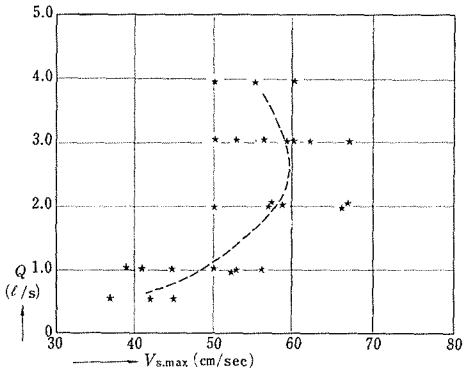
y_n ：図-33に示される F.L. 線からの河床の凹凸最大偏倚量 (mm)．ただし，F.L. 線は，その上・下の＋－の面積が等しくなるように引いた水平線

n ：凹凸の極点の数；n は多いほどよいが，ここでは，$n = 6$ である，

とする．



図−33　河床面の凹凸値 Δ の比較(〔A〕，〔C〕，〔S〕)
(床固め中間部：±90，±60および±45 cm 地点の測値)
(なお，〔S〕については図−22ならびに写真−19を参照)



図−34　最大表面流速 $V_{s\cdot max}$ (〔C〕工法)

以上によって比較を行なったところ，【A】は，袖部の洗掘が大きく，水位の上昇も著しい．

【C】工は，河床横断線上の凹凸が均等であるから Δ 値は小さい．したがって，偏流が減り平均流速が増し，Z部の水面が低下し越流率は減少する．この傾向は床固めの中間部(±90cm 地点)においても同様である．このために，O型流を観測すると，【A】では大きな中洲を生ずるが，【C】工では早期に中洲が潜没して，流量が増すにつれて全面流状をていし，護岸基部に発生する深い洗掘はかえって減少する傾向を認めることができる．

【S】工については，図−33 およびその他によって，[3] 十分に横断面形状の変化が判断できよう．

2.3.6　流路工における流速と流砂量

(1)　最大表面流速と流量

【C】工における最大表面流速を $V_{s\,max}$ で表わし，$V_{s\,max}\sim Q$ の関係を図に示す．すな

わち，$V_{s\,max}$ は，Q が増せば大きくなり，その最大値として 67cm/sec がえられたが，最大流量4l/sec の場合は，むしろこれよりも減少している．こうした現象は，ある流量を越えると偏流の度合いが減じて，流速が横断面内に均等にいきわたっていくために起こるものと解釈ができる．

$V_{s\,max}$ の大きさは，全般的に【C】→【S】→【A】の順に小さい．しかし，【A】は局所的には大きなものを生じ，$V_{s\,max}=73$cm/sec($Q=2.5l$/sec) の例も観測された．このように，【C】工は，【A】よりも河積を効果的に役立てて，流水を快疏できるということがきわめて明らかになった．

(2) **流砂量と流量**

いま，次式のようにおく．すなわち，

$$Q_{sT}=C_T V_{sT}, \tag{35}$$

$$V_{sT}=\omega_T V_R, \tag{36}$$

ここに，

Q_{sT}：流砂量 (kg)；通水開始からT分間に，流路工末端まで流下した bed-material load で，水飽和のうえ秤量したもの

V_{sT}：同上容積(l)

C_T：係数；この実験では $C_T=1.97$

V_R：流路工1区間の面積と段落高との積 (l)；$V_R=BLH_d=0.90\text{m}\times 1.80\text{m}\times 0.018\text{m}=29.2l$

ω_T：bed-material load の流下係数(仮称)，

とする．

いま，測定の結果から，$Q\sim Q_{sT}\sim T\sim\omega_T$ の関係を示せば図-35のとおりである．すなわち，【C】工は【A】工よりも流砂量 Q_{sT} あるいは ω_T がはるかに大きい．$Q=2l$/sec，$T=60$ 分でくらべると，98/37 = 2.6倍にも達する．この値は，まえの【B】V(1)工の場合よりも大きく，【B】V(2)工よりはやや小さい．また，水制を使用する【S】工は，【C】工よりも流砂量がきわめて少ない．

このように，流砂量については，【C】工(縮幅工)はきわめて大きく，しかも，Qが増大するにつれて著しく増大するから，流路工下流以遠にたいする対策が重要である．

いま，

$$Q_{sT}\propto(60T)Q^n, \tag{37}$$

とおく．

ここにnはQの指数であって，つぎの値が認められている．

$$\left.\begin{aligned} n&=1.9\sim 2.2\\ &\fallingdotseq 2.\end{aligned}\right\}\text{通常河川の suspended load}^{37)} \tag{38}$$

そこで，この実験の結果をみると，Q と Q_{sT} の関係は，

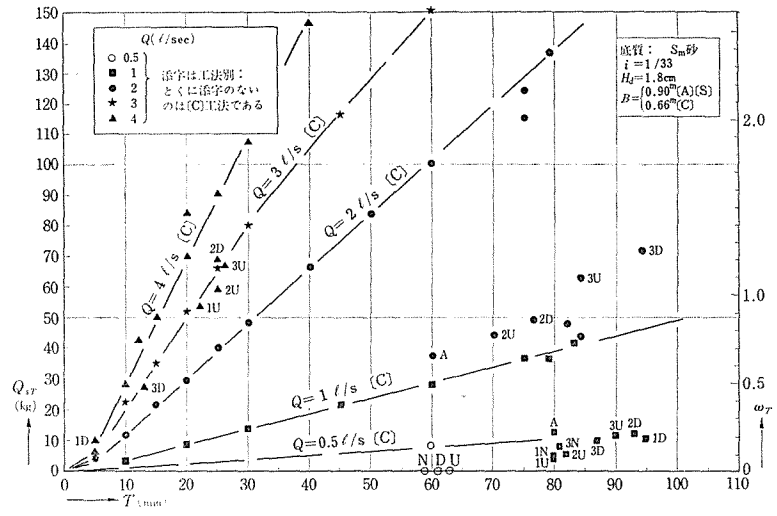


図-35　流砂量と通水時間（流路工）

Q (l/sec)	1.0	2.0	3.0	4.0
Q_{sT} の割合	1	3.5	5.5	10

になっている．これによれば，bed-material load の場合は，

$$\left.\begin{aligned} n &= 1.6 \sim 1.8 \\ &= 1.7,\ (\text{平均}) \end{aligned}\right\} \begin{matrix}\text{流路工【C】工における} \\ \text{bed-material load}\end{matrix} \tag{39}$$

となる．ただし，この場合は，

$i = 1/33$，$d_m = 1.5\text{mm}$ (S_m 細礫)，$B_o = 66\text{cm}$，
$H_d = 1.8\text{cm}$ (床固め段落高)，$Q = 0.5 \sim 4l/\text{sec}$，

である．

一般に，流路工における段落流は，土砂の輸送運動の脈動にたいして，まえにのべたとおり分断作用をおよぼすので，通常の水路とは機構がいくぶん異なるものと判断ができる．

3.　研究成果の適用

3.1　床固めを持つ流路工に生じやすい偏流とその防止

この研究は2段階に分けている．まず【A】工において，床固め群をもついわゆる流路工に生じやすいところの偏流の機構の解明をこころみ，つぎにこれを基礎にして【B】，【C】，

【S】各工を論じ，どうすれば偏流を除去できるか，あるいは偏流による危険を軽減できるかについて攻究を行なった．この実験によれば，一般に段落を設けない水路の場合には，水制の有る無しにかかわらず，蛇行流が生じやすく，また，段落を設けた場合には，鎖流が生じやすいことを説明した．こうした蛇行流や鎖流は，偏流の形態を区別する意味で使い分けたのであるが，本質的には，両者は同じ意義のものと考えてよいものである．すなわち，鎖流は広義の蛇行流の一つである．

鎖流の一つはI型で，これは河心部をまっすぐに流れる型で，護岸のうえからは望ましい形態である．また，他の一つはO型で，これは2つに分流して，ふたたび合流する型で狭義の単一の蛇行流にくらべると，ちょうど平行工でみられやすいひょうたん型流れと同様に，全体のエネルギーが2分される[38]．したがって，その分だけ，護岸のうける脅威が減少する．しかし，わが国で，土砂搬出が多い中小河川においては，袖方式にする床固め工や流路工がきわめて多数であるから，O型流であっても，狭義の蛇行流であっても，つまりは偏流であるから，流れがもつ速度のエネルギーを始めとし，副流や彎曲流の遠心エネルギーの総和されたものが，こうした場合には位置のエネルギーに変わって，接岸部で水位を上昇させやすい．ことに，流れを阻止するような袖があれば，袖の元付けの上流部，すなわち，Z部で越流を起こす危険が多い．そして，掃流作用のさかんな洪水時には，転動するはげしい石礫のもつエネルギーも加わって，Z部にあふれ上がる作用をともなうのである．こうした危険は，現地においてよく見られる現象である．このような意味合いからすれば，O型流は好ましくない流型である．

前章の【A】に関する模型実験の結果は，こうした現地の実態ときわめて相似的であり，偏流の発生の機構がかなり明らかにされたのであるから，その成果を適用すれば，護岸・堤防を重点的に強化するのに貢献ができるものと考えている．たとえば，鎖流のO型とI型の2種類の発生機構と底質の移動の関係，および流量・時間・きっかけ等に関する関係を定性的に明らかにできたが，これらは流路工の問題にばかりでなく，2川の合流点の処理の問題にたいしても有益な示唆にとんでいる．

一般に，鎖流の発生には，床固めの段落と袖ならびに掃流される砂礫の3者が要素となっていて，これらが組み合って，こうした偏流の発生と越流の危険に重大な役割りを演ずるものであることを明らかにした．したがって，こうした要素をへらすことができれば，偏流はかなりにさけられるわけである．たとえば，掃流される砂礫が少なくて水位があまり変わらず暴流がない緩流河川ならば，袖なし方式の床固めが望ましく，また，中小河川でも，なるべく袖なし方式にする工夫が望ましい．もし，やむをえず，袖方式をとる場合は，この研究の成果に照らして，偏流防止の方法を適用することが必要である．

3.2 偏流と合流点処理の実際

一般に，土砂の搬出がはげしい河川の合流点には，砂礫の堆積ができやすい．この堆積

物は，一種のきっかけのはたらきをすることを実験で明らかにしたが，その影響が下流側にばかりでなく，逆に上流側にもおよぶことが実際面で知られている[39]．したがって，こうした作用の緩和をはかる工夫が大切である．

この流路工の始端で，横湯川と角間川が合流をして夜間瀬川になるのであるが，合流のさいの両支川のピーク時は多少ずれるのがつねである．そのどちらが先になるか後になるかによって，合流点の押し出し堆砂の位置に変化を起こし，ひいては，本川の流路工内の偏流の伝播に微妙な影響をおよぼしている．すなわち，堆砂は，まえにのべた暴水現象のきっかけの役目をはたして，このために暴水は，ちょうど巨竜のようにその勢いを駆って跳ねかえり，偏流をくりかえしながら，いつもきまった地点にたいして，いちじるしい水位の上昇をもたらしている．その状景は，まえの写真-6，7のとおりである．こうした偏流は，実験水路に生じた鎖流と同じ機構によるものであることが，この研究で確かめられた．すなわち，鎖流のO型が発生した場合に，その左岸がわの流れと右岸がわの流れが，あるときは勢力が伯仲し，また，あるときはとくに一方が強く現われたり変化をして，そのたびに護岸の越流を見守る住民を心配させているのである．こうした危険個所は，現地と模型がよく一致していることを明らかにすることができた．

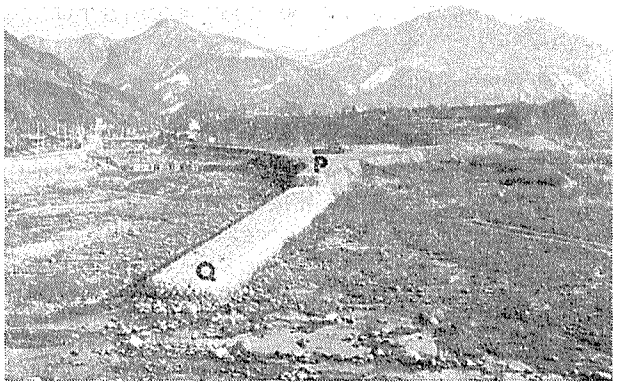


写真-20　延長された背割堤　P：従前の部；Q：延長された部
(左：横湯川，右：角間川，正面：志賀高原)

前章のきっかけをおいた実験は，合流点の堆積が，こうした偏流の強さを高め，また，暴水現象を時間的に早める作用があることを，よく理解させている．しかし，上流部に入れたきっかけには，偏流(蛇行流などもふくめて)を下流まで統一づける本質的なはたらきはない[3]．ただ，偏流を強め，また，その形成を促進して早めるはたらきがあるので，そうした意味から，現地の水防上でとくに重要な意義をもっているのである．

こうした意味から，写真-20でわかるように，これまでの背割堤(P)をさらに延長して(Qで示す；長さは100m)，合流の向きを調整し，また，角度を和らげて，水流ならびに堆砂が両川たがいになるべく相侵さないように本川へ導流をして，合流点の暴水現象とその下流への伝播の緩和が長野県当局によってはかられた．現在，その効果がきわめて顕著で

あることが確認されている．

3.3 流砂の多い河道の合理的な計画

一般に，河道は，幅が広いほど安心感が持てるというのが世の常識であろう．しかし本文の成果は，かならずしもそうはならないことを明らかにしている．

ここで対象にしたところの夜間瀬川流路工は，河幅にくらべるとちょうど皿状の観をていするきわめて浅い水路である．しかも，土砂の搬出が治まらない河川である．このように，深さにくらべて広すぎる幅を持ち，そして掃流される土砂が多い流れでは，もし，袖部の突出が存在するような場合には，計画の期待に相違して，現実にはかえって局所的に越流を起こして災害を発生しやすいのである．そこで，研究の結果，計画高水流量にたいして十分な河積をもつならば，これに適当な工法を施こしたうえで，いままでの冗大な河幅をせばめた方が，むしろ安全であることを明らかにすることができたのである．このために，護岸の越流を防止する立場から，土砂の搬出のはげしい河川にたいして，浅川係数(ないしは護岸高係数)というものを顧慮して，これに限度をつけ，これをある数値以下に保つ必要のあることを提言した．すなわち，この実験によって，対象河川の場合は，浅川係数が現状は $\gamma = 45$ であるが，これを $\gamma = 30$ ぐらいまで引き下げた方がむしろ安全であることを明らかにした．

一般に，こうしたγ値が適当に保たれなければ，たんに河積だけを大きくとっても，無意味になりやすく，また，かえって偏流をつくったり，これを増長させたりするもとにもなりやすい．近年，山地や丘陵地帯の方にも宅地開発などがどんどん進んで，こうした流路工のような性格をもつ中小河川とも関係が密接になったので，都市の防災面からもその偏流防止は大切である．

なお，この研究では，通常の水路で認められるところの水理現象とたびたび比較をして検討を行なってきた．したがって，流路工だけでなく，通常の河川の河道の偏流防止の工法にも，この研究の成果をあるていど適用ができるものと考えている．

わが国の河川の実状を大観したときに，端的にいって，土砂の搬出がさかんな上流部の中小河川にたいしては，むしろ縮幅工を計画し，また，下流部の大河川にたいしては，むしろ低水路の拡幅工を策案するのが合理的であると認められる場合が少なくない．そうした面から，前者については，本文で解明をこころみたものであり，そして，後者については別に研究をすすめて関係の事項を明らかにしたのである．[3)4)38)] この相反するような両様の考え方を，水系一貫的に調整をさせて，うまく釣り合いのとれたものにすることが大切であって，このようにしていくならば，わが国の河道計画の合理化のうえで少なからぬ貢献ができるものと確信をしている．

3.4 工法の選択と適用の実際

3.4.1 工法の選択と配慮

流砂が多い河道では，【C】工が【A】工よりも安全であることを明らかにした．すなわち【C】工は，袖部がなくなるていどに河幅を縮幅した工法であるが，【A】工よりも河積が活用されて遊休河床がかえって減少する．それは，流水部断面の左右両岸の水位が釣合いがとれて，偏流の度合いが緩和され，平均流速が増大し，問題の地点の水面が低下して越流の危険が減少するためである．なお，【S】工は，【C】工と同様の効果が認められるけれども，確実性において多少問題である．また，【B】V工，すなわち，流路内に低水路工を新しく掘削する工は，きわめて好ましくない現象を起こしやすい．

こうして見ると，【C】工は偏流防止上から適切な工法であるが，全般的な洗掘と流砂の増大をともなうから，下流部の条件をよく顧慮して適用をすることが大切である．そこで，【C】工の場合について，工法上の若干の問題点を指摘し，その対処案をつけ加える(図-36を参照)．

(1) Q が大きくなると，(a)図のN部に越流を起こして新護岸の裏を洗掘するおそれがあるから，この防護が必要である．このためには，E部の寸法を大きくするか，または，(b)，(c)図のような工法にする必要がある．(c)図の場合は，洗掘を防ぐとともに，流れを河心へ集めるのに効果的である．

(2) (d)図のように N_u 部に越流が起こりやすいから，ここを張石などにすることが必要である．

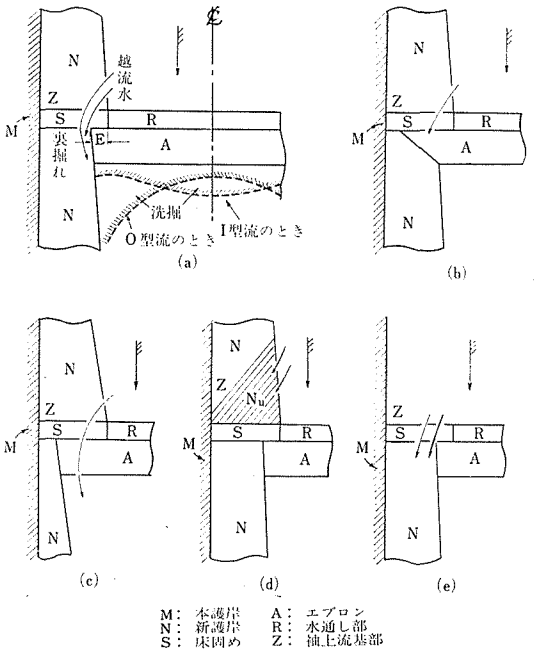


図-36　床固め部とその保護

(3) (a)図のO型流の場合を考えると，流路工の中間部の根固めが洗掘をうける．これは$Q=2\sim3l$/sec，すなわち，中高水時に著しいことがわかるので，ここを強化する対策が必要である．

(4) (a)図でエプロン直下g部は，O型流であるか，またはI型流であるかによって，洗掘状態がちがってくる．そこで，どちらにも対処できる防護策が必要である．

(5) (e)図は流路工の最上端部である．Z部から袖越流を起こさせないように，ここに三角護岸などの工法が必要である．

(6) N部には浸透流が存在するから，これにたいする顧慮が必要である．

このように，【C】工で注意すべき現象は，

i　水路の根掘れ現象(新護岸崩壊の危険),
ii　上流部の裏掘れ現象（新・旧護岸崩壊の危険),
iii　エプロン前面の床掘れ現象（床固め基部崩壊の危険),
である．こうした場合に，たとえば,
iにたいして：木工沈床，可撓ブロック沈床
iiにたいして：ふとんかご沈床
iiiにたいして：異型カーテンブロック沈床，などを適用することが考えられる.[3)]

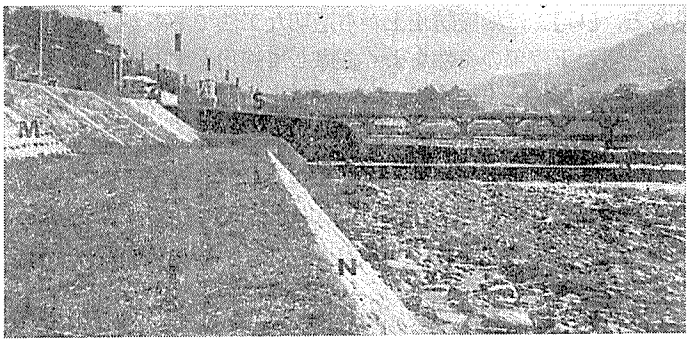


写真-21　夜間瀬川流路工に施こした【C】工による改修工事（1966年).
(その1)右岸下流より；Nが新護岸，Mが本護岸Sが床固めの袖部.

3.4.2　適用の実際

以上の成果にもとずいて，夜間瀬川流路工には，【C】工を適用することにし，長野県当局によって改修工事（1965年開始）が進行中である.[5)] これを，写真-21, 22で説明をすると，Mは従来の護岸である．Nは，【C】工を適用して竣工した新しい護岸で，図-36(c)のNにあたる．こうすれば，γ値は45から30にへって，偏流が起きにくくなることをねらったものである．Sは，もとの袖部であるが，今後は水位の上昇がなくなるはずである．なおAは，床固めの段落とエプロンである．写真でわかるとおり，段落の高さを今度は上・下の2段に分け，エプロンの長さを延長して，落水や落石のための衝撃と洗掘を緩和できるようにした．研究成果のこうした実際面への適用によって，今後は，偏流のために起こる越流が防止できて，この地域の安全が確保できるものと大きな期待がかけられている.

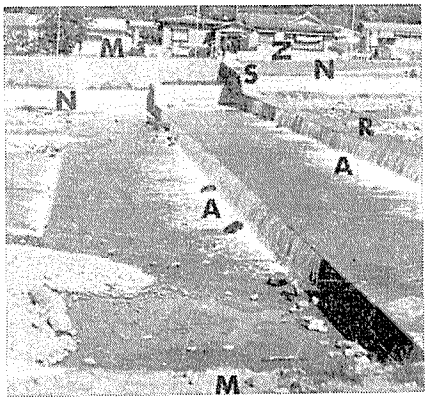


写真-22　同上（その2）床固め部
新しく段落高を2段に分け，また，エプロンAを延長して落水と落石の衝撃ならびに洗掘を緩和している.

4. 結　　論

本文は，床固めの形状とその影響に関する研究をとり上げたものである．この研究は，床固め工群を持つところの流路工のなかで，いちじるしい偏流が発生して防災上で危険な現象が起こるために，その機構と災害防止の問題を究明することをねらいとしたものである．ここでは，こうした偏流の発生の機構を実験的に解明をするとともに，それが，じっさいの場合とまったく一致することを明らかにすることができた．そこで，この成果に照らして，偏流の防止に効果的な床固めの形状を追求し，改修のための諸工法の効果のていどを比較し検討して，適切な工法をさだめることができた．さらに，一般的に，こうした偏流に対処できて，防災面で安全でありうるためには，たんに，河積の点を満足させるだけでは不十分であって，護岸高対河幅比をあるていど以上に大きく保つように顧慮をすることがともに必要である，ということをはっきりさせた．なお，この研究にもとずいて，夜間瀬川流路工の形状の改修が施工されていることを付記した．この研究の成果は，流砂がはげしい急流河川の床固めの形状を，合理的に計画するのに適用をすれば，きわめて効果的であると信じている．

本研究は，京都大学教授　石原藤次郎博士の懇篤な指導をうけたものである．また，信州大学教授　吉田俊弥博士，同助教授　草間孝志氏，同助教授　川上浩博士の多大の協力をうけたものである．さらに，長野県土木部の技術的協力をうけたものである．ここに厚く感謝の意を表するしだいである．

文　　献

1) 吉川秀夫：河床変動論，土木学会水工学シリーズ，64-03，pp. 1-22，(1964)．
2) Blench, T. : Regime behaviour of canals and rivers, London Butterworths Scientific Publications, (1957).
3) 佐々木八郎：河道計画の合理化に関連する諸問題の研究，京都大学審査学位論文，388 pp. (1968)．
4) 佐々木八郎：護岸の高さと河積に関する研究，信州大学工学部紀要，No. 26，pp. 107-169，(1969)．
5) 佐々木八郎・草間孝志・阿座上新吾：床固工群を有する急流河川の偏流防止に関する研究：土木学会第19回年次学術講演会講演概要II-16，(1964)．
6) たとえば，宮本武之輔：最新河川工学 (1939) 参照．
7) 鮭川登・矢島昭弘：床固め上流の洗掘，土木学会第12回水理講演会講演集，pp. 55-59，(1968)．
8) 石原藤次郎訳：Chow 著，開水路の水理学，II，曲線水路における流水，pp. 408-426，(1962)．
9) 吉川秀夫：護岸・水制・床固めの水理機能，土木学会水工学シリーズ，65-06，pp. 1-13，(1965)．
10) たとえば，石原藤次郎訳：Chow 著，開水路の水理学，II，跳水とその減勢工としての利用，pp. 363-407，(1962)参照．
11) たとえば，土木学会水理公式集：跳水と減勢，pp. 218-241，(1963)参照．
12) Rand, W. : Flow geometry at straight drop spillways, Proc. ASCE, Vol. 81, p. 791, (1955).

13) Sasaki, H. and T. Takasaki : A Study on Electrical Measurement of Percolating Velocity of Water through Sand-Bed, The Technology Repts. of the Tohoku University, Vol. 15, No. 2, pp. 26-44, (1951).
14) Sasaki, H. : A Study on Grading Curve and Effective Diameter of Soil, The Journal of Shinshu Univ. Vol. Ⅱ, pp. 119-129, (1952).
15) Sasaki, H. : On Coefficient of Permeability of Sand-Layers, The Journal of the Shinshu Univ. Vol. Ⅲ, pp. 1-9, (1953).
16) 古賀雷四郎：護岸・水制・床固めの工法と設計例，土木学会水工学シリーズ，65-09, pp. 1-17, (1965).
17) 吉川秀夫：河川工学，p. 248, (1966).
18) Terzaghi, K. & R. B. Peck : Soil Mechanics and Engineering Practice, p. 505, (1948).
19) Davis, E. I. & E. B. Lipscomb : Stabilizing the Lower Mississippi River, Civil Engineering, Vol. 35, No. 11, pp. 64-69, (1965).
20) 横道英雄：土木界これからの課題—土木構造物と材料，土木学会誌，Vol. 50, No. 1, pp. 157-159, (1965).
21) 山本　宏：構造物へのプラスチックスの応用，土木学会誌，Vol. 51, No. 5, pp. 27-35, (1966).
22) 松尾新一郎：高分子材料の建設工事への応用，土木学会誌, Vol. 50, No. 2, pp. 76-80 & No. 3, pp. 63-67, (1965).
23) 島村昭治：構造材料としてのＦＲＰ，機械学会誌, Vol. 65, No. 524, pp. 1260-1277, (1962).
24) ソ連水力建設の報告：水工施設におけるプラスチックコンクリートの利用，土木学会誌，Vol. 50, No. 8, p. 92, (1965)，抄録.
25) 結城朝恭・佐々木八郎・吉田俊弥・草間孝志：蛇行と水制に関する一実験，信州大学工学部研究報告，Vol. 3, No. 3, pp. 91-115, (1954).
26) 木下良作：河床における砂礫堆の形成について，土木学会論文集，No. 42, (1957).
27) 立神弘洋：急流河川の工法「水工学最近の進歩」土木学会編，p. 157, (1953).
28) 結城朝恭・佐々木八郎・吉田俊弥・佐藤健吉：女鳥羽川河床の砂礫について，信州大学工学部研究報告Vol. 2, No. 1, pp. 49-79, (1953).
29) たとえば，山口高志・松田芳夫：移動床水路の粗度について（移動床模型実験の相似律について)，土木技術資料，Vol. 4, pp. 469-477 (1962).
30) 河村三郎：移動床を有する河川模型の相似律と設計法，土木学会論文集，No. 80, pp. 31-41, (1962).
31) 佐々木八郎：本州内陸都市としての長野・松本・上田３市の降雨に関する研究，信州大学工学部紀要，No. 15, pp. 11-22, (1963).
32) Chang, Y. L. : Laboratory investigation of flume traction and transportation, Trans. ASCE, Vol. 65, No. 104, p. 1253, (1939).
33) Linsley, R. K., M. A. Kohler and J. L. H. Paulhus : Applied Hydrology, p. 344, (1949).
34) 土屋義人・角野　稔：水流による砂粒の運動機構に関する実験，土木学会第21回年次学術講演会講演概要，Ⅱ-5, (1966).
35) 矢野義男・谷口敏雄・谷　　勲：砂防施工法，pp. 155-157, (1960).
36) 秋草　勲・吉川秀夫・坂上義次郎・芦田和男・土屋昭彦：水制に関する研究，土木研究所報告，No. 107の6, pp. 61-153, (1961).
37) 石原藤次郎・本間　仁：応用水理学，中Ⅰ，p. 27, (1958).
38) 佐々木八郎：平行工の適用とその効果に関する研究，信州大学工学部紀要，No. 26, pp. 171-195, (1969).
39) 細井正延：河川急流部の粗度係数と河道計画との関連について，土木研究所報告，No. 115, p. 66, (1963).

Summary

On Form of Ground-Sill and Its Influence

Hachiro SASAKI

(Professor of Civil Engineering, Faculty of Engineering)

The problems of the mechanism of flow and the prevention from disasters in the river courses which have continuous consolidation works are studied by the author in this paper, because in them there is a very dangerous phenomenon which is liable to bring forth an eccentric and unstable current. He makes clear experimentally the mechanism of the current, which is applied similarly to some actual cases. This makes it possible for him to seek for an effective form of ground-sills and to decide the suitable work-method by investigating and comparing various forms of improving a river course with each other. He also shows that for the purpose of controlling an unstable current it is necessary not only to satisfy the condition of sectional area of a river but also to keep the ratio of a revetment-height to river-width higher than a certain limit. Besides, he shows the improvement of the form of the Yomase River as an example. The result of this research may be exceedingly useful when it is applied to the reasonable design of the form of ground-sills in the river transporting a heavy bed-material load.