



HOKKAIDO UNIVERSITY

Title	溪流砂防の工法に関する基礎的研究
Author(s)	金, 永模; KIM, Yongmo
Citation	北海道大學農學部 演習林研究報告, 40(1), 49-99
Issue Date	1983-02
Doc URL	https://hdl.handle.net/2115/21079
Type	departmental bulletin paper
File Information	40(1)_P49-99.pdf



溪流砂防の工法に関する基礎的研究*

金 永 模**

Fundamental Study on Method of Sabo in Stream*

By

Yongmo KIM**

目 次

緒 言	50
I. 研究方法	51
1. 研究小史	51
2. 河床形態と土石の分散	53
II. 実地溪流における横工の機能	54
1. 調査地概要	54
2. 流況と土石移動範囲	55
3. 横断起伏と土石の分散状況	57
1) 土石の集中度合	57
2) 横工間隔の広狭	58
3) 勾配の緩急	58
III. 土石分散に関する模型実験	59
1. 模型水路実験の意義	59
2. 実験方法	59
1) 模型水路と溪床材料	59
2) 実験諸元	60
3) 実験操作	61
3. 実験結果	62
1) 横断起伏度の位置的变化と土石集中度	62
2) 土石集中度の増減	65
(1) 横工間隔	65
(2) 給水量	65
(3) 給砂	65
(4) 勾配	68
IV. 横工群の土石拡散機能	68
1. 分散規制要因	68
1) 横工間隔	68

* 1982年8月31日受理 Received August 31, 1982.

** 北海道大学農学部林学科砂防工学研究室

** Laboratory of Erosion Control Engineering, Faculty of Agriculture, Hokkaido University.

2) 流 量	68
3) 流入土石	72
4) 勾 配	74
2. 拡散機能と抑止機能	74
V. 横工群の配置	76
1. 局所洗掘	76
2. 砂礫堆の高さと横断起伏	77
3. 横工の配置間隔	81
VI. 溪床安定と流域防災	83
1. 貯砂方式と溪床土石	83
2. 土石移動のコントロール	85
摘 要	87
文 献	89
Summary	91
写 真	94

緒 言

近年、人口の都市域への集中が活発化し、都市周辺山地は、住宅進出によって日増しに市街地化されている。日本国土は、自然災害に対して安全である平野部がきわめて狭いために、市街地の土石災害危険地への進出は不可避となっている。このため、集中豪雨等による土石災害の危険性が、とくに都市週辺部では、一層増大している。

土石災害には、地すべり、山腹崩壊および土石流（土砂流、泥流を含む）によるものがある。溪流砂防工事は、これら土石災害のうち、土石流による災害の対策に焦点をあてたものである。同工事は、溪流内の突発的かつ大規模な土石移動による下流域住民の被災と山地の荒廃を防止し、さらに道路、貯水池等の経済施設および農地を保全することを目的として実施される。現在のところ、溪流内の不安定土石対策の一般的な方法は、可能な限り溪流狭窄部に貯砂能力の大きい砂防ダムを設置して、大規模移動時に狭窄部で抑止する⁹⁾ものである。

集中豪雨等によって、毎年のように土石災害が発生している。溪流砂防工事が防止・軽減を目的としている土石流災害に注目すると、実際に被害をもたらした土石は、災害時に崩壊して流出したものでなく、以前から溪床に堆積していたものが大部分を占めることが指摘されている^{18,42,48)}。

溪流砂防工事の本来の目的は、「土石流区域を順次上流へ縮めてめき、終にはなくする」¹⁶⁾ことであり、このことは、流下土石の供給源となる大規模土石堆積地において、その再移動を防止すること、換言すれば、堆積土石を抑止する^{5,9,30,39,48)}ことを意味している。

今後、高ダム設置用のダムサイト確保、景観の保護、地震によるダム破壊対策等の要求から、不安定土石対策としては、土石を待ちうけて貯める方式ではなく、積極的に既存堆積物の再移動を防止する床固工群、さらに溪流拡幅部で土石を氾濫堆積させる低ダム群^{13,14)}のような

溪床固定方式が重要視されると考える。

床固工群を設置するときには、それら相互の間隔と勾配・溪幅の関係が解明されなければならない。このためには、間隔決定基準の確立が要求されるが、本研究では、その基準を横工(床固工と帯工の総称)の土石拡散機能に求めて、同機能の量的表現を試みた。まず、現地溪流において同表現方法を適用し、次に模型実験によってその表現方法の有効性を検証し、さらに実験条件を種々変化させることによって、一定値以上の土石拡散効果が期待される横工間隔のうち最も広い間隔を明らかにしようとした。

本論文作成にあたって、北海道大学農学部砂防工学教室の東三郎教授には、指導教官として御世話になり、また、同新谷融助教授からは多くの助言と御批判をいただき、同小野寺弘道助手にも御世話になった。さらに、北海道大学農学部造林学教室の武藤憲由教授と同学部森林経理学教室の大金永治教授には、御多忙にもかかわらず種々御指摘をいただいた。現地調査に際しては、砂防工学教室の学生諸君に御協力をお願いし、また、北海道札幌土木現業所寒寒川砂防工事事務所の関係各位には、資料提供等で御世話になった。以上の方々に深く感謝します。

なお、本論文は、北海道大学審査学位論文である。

I. 研究方法

1. 研究小史

高さの低い横工は、溪流各所で施工されている。例えば、溪流上・中流部において縦浸食を防止するために床固工を連続的に設置したものは、階段工⁹⁾と呼ばれている。また、下流堆積(扇状)地においては、流路の固定を目的とする流路工の中心的な工種として、床固工・帯工が用いられている。前者は、階段ダム⁵⁵⁾とも呼ばれ、ダム相互の間隔は、主として勾配によって決定されている^{11,46,67)}。しかし、その間隔決定について実証的に研究²⁰⁾したものは少なく、理論的に明らかにされたとはいえないのが現状である。

一方、流路工における床固工・帯工の間隔については、現地模型実験^{4,53,62,69)}によって研究されてきた。これらの実験では、局所洗掘深、流況、流入土砂量に対する流出土砂量の割合、河床変動量を間隔決定基準とし、これらのなかからどれかに注目して適正間隔について論じているが、基準の優先順位が統一されていないためもあって、客観性に乏しい。

しかし、流路工の横工間隔を求めるための経験式が柿²⁹⁾、関東地方建設局³¹⁾、その他によって提案されている。また、田畑⁶²⁾は、現地流路工のデータを集計して、横工間隔と水路幅の関係を論じている。

流路工内の横工間隔について、間隔の広狭が砂礫堆の動向に及ぼす影響に注目した研究が阿部ら^{1,2,3)}によって模型水路を使用して行なわれている。流路工内に単列砂礫堆が形成されると、河積が減少し、河道内災害が発生することがある。阿部らの研究の内容は、横工間隔を変化させて、砂礫堆の規模と局所洗掘深の動向を把握しようとするものである。

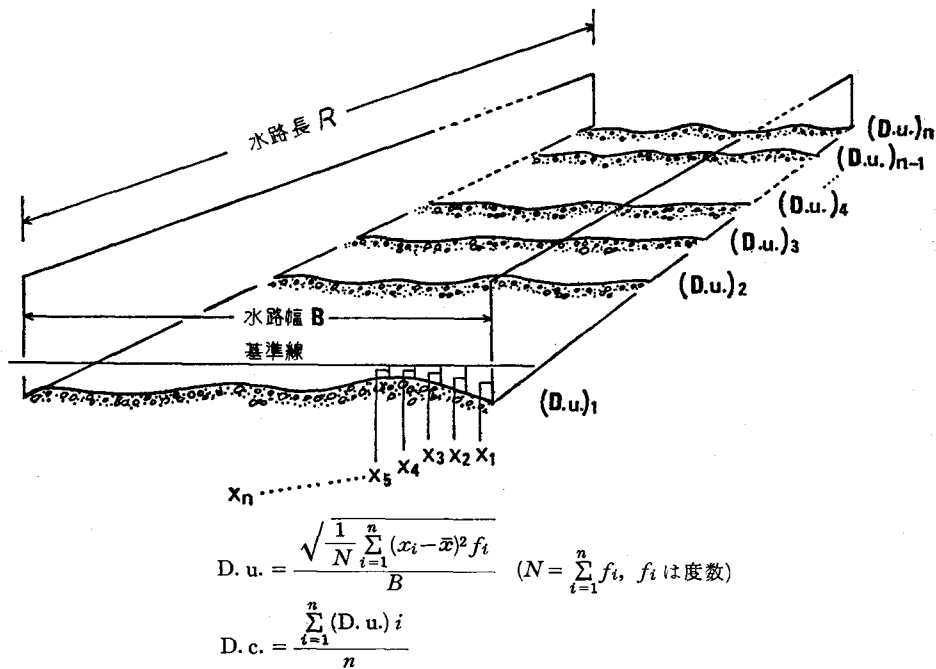
横工の機能には、溪床高の維持（扞止機能とする）と整流（流水拡散機能と流心固定機能）がある。整流機能の一部である流水拡散機能を流水中に含まれる土石の側からとらえると土石拡散機能となる。砂礫堆の横断方向の高さは、横工の土石拡散機能のあらわれであり、局所洗掘は拡散機能と扞止機能が組合わさったもののあらわれである。

横工配置間隔の基準は、護岸の損壊防止に関連する局所洗掘深と洪水通過断面積の確保にかかる砂礫堆の規模（高さ）であろう。従って、横工の土石拡散機能は、間隔決定のための2基準いずれをも規制しているといえる。このことから、横工の配置間隔を考えるときには、その土石拡散機能に注目することが適切と考える。

横工群の拡散機能は、横工相互の間隔が狭くなるほど強くなると推測されるが、間隔の広狭と拡散機能の強弱を関連させて考えるときには、間隔以外の勾配、単位幅流量、平面形状などの条件が等しいことが前提となる。この要件を満足するものとして、勾配および水理条件がほぼ等しくなる流路工施工区間の溪流をあげることができる。

流路工は、護岸工と床固工（帯工を含む）の組合せによって、流路を整形、固定するために設けられる。流路工における横工群の目的は、主として溪床高の規制であり、前述した階段工のそれと同一である。

本研究の対象は、流路工における床固工とこの機能を補助するものとして設けられる帯工を合わせた意味での横工間隔とした。



図—1 横断起伏度 D. u. と土石集中度 D. c.

Fig. 1. Degree of cross undulation (D. u.) and Degree of concentration of bed load (D. c.).

2. 河床形態と土石の分散

河床では、局所的な洗掘と堆積の結果、凹凸が形成されている。この凹凸は、河川中・下流域において河床形態と呼ばれ、縦断方向の波長、波高等によって、砂漣、砂堆、砂礫堆などに分類されている^{60,65)}。

河床形態の任意の横断面における起伏の激しさは、土石の分散・集中堆積度合をあらわし、また、流水分散度合の指標となる。本研究では、横断起伏の度合を水平な任意の基準線から溪床までの距離 x_i (実験では通水停止後に測定) の標準偏差値として表現した³⁵⁾ (図-1)。なお、木下⁴⁰⁾ は、流水の分散・集中と密接な関係をもつ水流蛇行の本質について、「水深分布が平均水深に対し、局所的に如何に異なるか」を明らかにすることにあると提言しているが、これは偏差の概念と一致するものである。

本研究のように起伏度合を標準偏差値として表現する方法は、野口⁴⁹⁾ によって溪床の縦断方向の起伏度合を量的に表現するために用いられている。しかし、この場合は土石の分散堆積度合とは無関係である。また、Peguy C.H.P. は、地形学で用いられる起伏量の1指標として、対象区域内におけるメッシュの交点の高度から得られる標準偏差値を用いることを提案している。

前述した x_i の散らばり度合を横断(水路)幅 B で除したものを横断起伏度 D.u. (Degree of cross undulation とした(前図-1)。D.u. は、起伏が激しいほど大きくなり(図-2)、このことは、土石が局部に集中堆積していることを意味する。

D.u. は、横断幅全長を何等分するかによって、すなわち単位幅の大きさによって変動するが、適切な単位幅は、横断測量時に起伏として記載する最小規模の起伏の波長である。本研究における野外調査では、波長 1.0 m, 模型水路では同 1.0 cm 以上の起伏を記載したので、単位幅をそれぞれ 1.0 m, 1.0 cm に設定して D.u. を求めた。

これまでは任意の1測線における土石の集中堆積度合を数値として表現することについて述べてきたが、さらに一歩進んで横工の土石拡散機能の量的表現を考えた。

水路内に横工を設置すれば、対象水路の上流端から下流端までの全区間に拡散の影響を及ぼす。従って、横工の拡散機能を量的に表現するためには、水路全体における D.u. の平均値を把握しなければならない。この D.u. の平均値は、一定空間内における土石の集中堆積度合

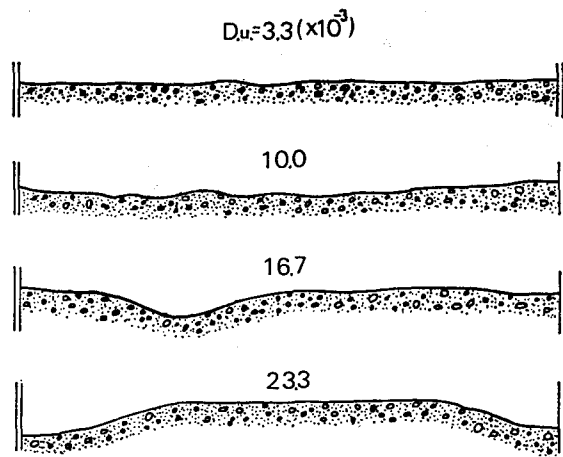


図-2 D.u. と土石の集中

Fig. 2. D. u. and concentration of bed load.

をあらわしていると考え、これを土石集中度 D.c. (Degree of concentration of bed load) とした。すなわち、

$$D.c. = \frac{\sum_{i=1}^n (D.u.)_i}{n}$$

となる (前図-1)。

D.c. は、対象とする水路の全区間における横断起伏度合、すなわち土石の集中堆積度合をあらわす量であり、値が小さいほど土石はより分散堆積していることを意味する。

II. 実地溪流における横工の機能

1. 調査地概要

札幌市西部に位置する発寒川流路工 (図-3) は、1958 年より施工が開始され、以来数度の洪水を経験している。実地溪流の任意区間における土石の分散堆積度合を把握し、横工間隔の広狭および勾配の緩急と土石の分散堆積度合の関連を知るために、発寒川流路工の3区間を選び、横断測量による D.c. の把握と木本調査による溪床の土石移動範囲の推定を行った³⁴⁾。

調査目的の第1は、同一勾配条件下での横工間隔の広狭と土石の分散堆積度合の関係である。このことをI, II 区の土石の分散堆積度合を対比させて考えた。I, II 両区の勾配は等しく

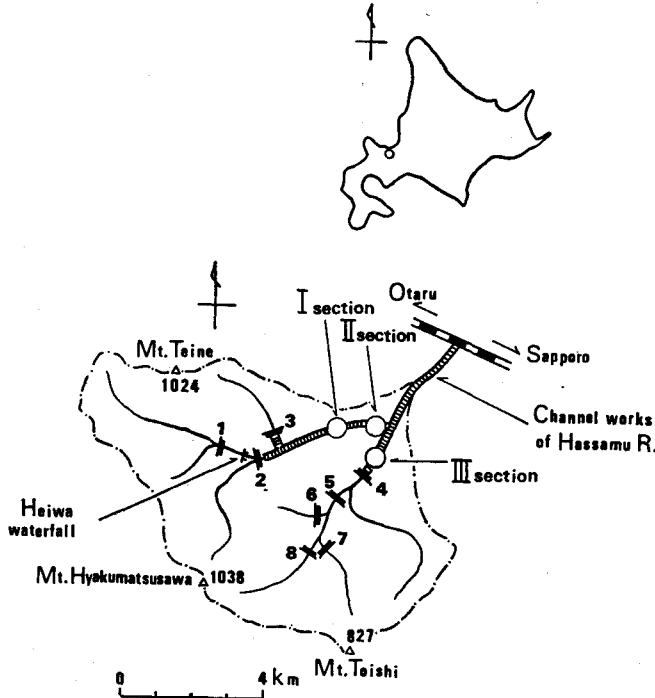


図-3 調査対象地

Fig. 3. Location of investigated area.

表-1 調査対象区の諸条件
Table 1. Conditions of the investigated areas

条件	対象区		
	I	II	III
竣工年	1972	1965	1974
計画溪床勾配	1/50	1/50	1/80
横工間隔 L (m)	50	240	80
水路幅 B (m)	20	23	25
L/B	2.5	10.4	3.2
水路長 (m)	290	240	240
最大洪水流量 (m ³ /sec)	250	250	250
平面形状	ほぼ直線	ほぼ直線	わん曲 R=400m
土石流入量	極少	極少	極少

(表-1), 平面形状もほとんど変わらない。また, II区はI区の約1km下流に位置している(前図-3)ので, 両対象区の水路幅が若干異なっても, 単位水路幅の流量は, ほぼ等しいと考えた。さらに, 流路工竣工年は7年相違するが, 2区間いずれも1975年8月に台風6号による洪水を経験しているので, それまでの小規模な出水の有無は無視できると考える。以上のことにより, I区とII区における土石の集中堆積度合が異なるならば, その原因は, 横工間隔の相違(I区50m, II区240m)にあると考えられる。

第2の調査目的は, 勾配の緩急が土石の分散堆積度合に与える影響を明らかにすることである。このことをI, III区を対比させて考えた。I, III区における土石の分散堆積度合を規制する条件のなかで大きく異なるものは, 勾配と横工間隔である(前表-1)。I区流路工の竣工は, III区よりも2年早い, どちらも1975年8月の洪水を経験している, 竣工年の相違が土石の分散堆積度合の大小に大きな影響を与えることはないと考え。計画上の最大洪水流量は等しいので, 水路幅が5m違っても単位幅流量はあまり変わらないと考える。

I, III区の横工間隔は, それぞれ50m, 80mである。両区のD.c.を求めた結果, 仮に

$$I \text{ 区の D.c.} \approx III \text{ 区の D.c.}$$

となれば, III区の80m間隔を50mに狭くしてI区のそれと等しくした場合,

$$I \text{ 区の D.c.} > III \text{ 区の D.c.}$$

になると推定できるから, 結局, 勾配が緩なる(I区1/50→III区1/80)と土石はより分散堆積すると考えられる。

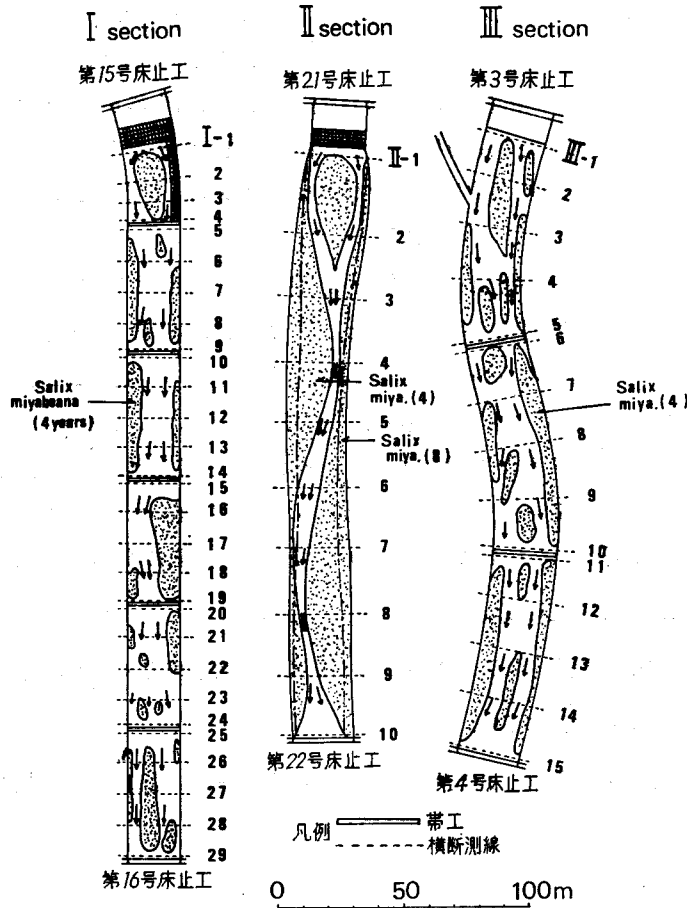
2. 流況と土石移動範囲

土石の分散堆積度合は, 流況すなわち, 流水の分散度合を観察することによってほぼ把握できる(ただし, 流量が少ない場合)。このため, まず各対象区間の流況を調べた。なお, 調査時の流量は, 3区間すべて $2 \text{ m}^3/\text{sec}$ 程度であった。

I区では, 上流側に大きな砂礫堆が形成されており, 横断水面幅は狭くなっているが, 最上流帯工より第16号床止工までの区間では, 水面幅は水路幅の $1/2 \sim 1/3$ 程度になり, かなり分散しているといえる(図-4)。II区では第21号床止工からその下流40m付近にかけて大規模な砂礫堆が存在し, この区間では2本の流路の水面幅を合わせても5~6mと狭く, 同床止工の下流50m付近で1本の流路にまとまっても依然として水面幅は狭い。そして, この状態が第22号床止工まで続いていた。III区では, 全区間を通じて水面幅は水路幅の $1/2$ 程度であり, 比較的分散していたといえる。

流路工内溪床への侵入木本調査(1979年8月実施)の結果からも各区間の洪水後における土石の分散堆積度合を推測することができた。

I区では, 溪床に侵入していた主な樹種であるエゾノカワヤナギ(*Salix miyabeana*)の最高樹令は4年生であった。この理由について, 以下のように推測した。1975年8月の洪水(推



1979年8月調査

図-4 調査対象区の流況

Fig. 4. Condition of running water in the investigated sections.

定流量、水深はそれぞれ $200 \text{ m}^3/\text{sec}$, 2.0 m は、単位幅流量のほとんど等しい状態で流下した。そして、溪床のほとんどの部分が洗掘されたので、同洪水時まで存在していたのであろう木本群落は全て破壊され、洪水の翌年(1976年)の春にエゾノカワヤナギが侵入した。

II区では、水路中央部(図-4)の1点鎖線で狭まれた部分には、最高樹令4年生のエゾノカワヤナギ、ケヤマハンノキ (*Alnus hirsuta*) が、また両護岸脇には、8年生(推定)の同種の木本が侵入していた。以上の事実によって、同洪水時に、流水は中央部により集中したため、両岸付近では溪床があまり洗掘されず、以前から存在していた木本は生き残ったものと推測される。

III区の溪床への侵入木本の最高樹令は、4年生であった。このことから、同洪水時の流況、溪床洗掘程度に関して、III区はI区と同様、相当分散して流下し、溪床もかなり広範囲に洗掘されたと考えられる。

3. 横断起伏と土石の分散状況

1) 土石の集中堆積度合

各対象区の測線から代表例 (I, III 区では各横工間の中央) を選び, その横断を図-5 に示した。

I 区の横断起伏は, 横工直下において比較的大きかったが, その他の測線では, I-2, 7, 12, 17, 22, 27 のようにきわめて小さかった。しかし, II 区では I 区と比べると, 明らかに起伏の激しい測線が連続していた。III 区では, I 区と同様, 横工直下流数 m の部分の起伏は大きかったが, その他の測線においては, III-3, 8, 13 のように小さな起伏であった。

各測線の起伏度合の相違を客観的に表現

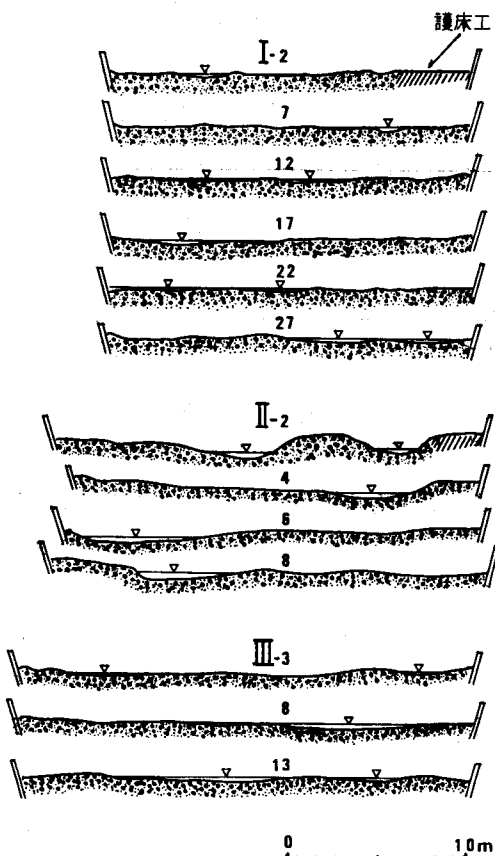


図-5 対象区の横断 (代表例)

Fig. 5. Cross sections in the investigated channel works.

表-2 発寒川流路工における D.u. ($\times 10^{-3}$)

Table 2. D.u. in Hassamu Channel works

測線 No.	対 象 区		
	I	II	III
1	6.3	20.0	8.0
2	6.3	26.0	8.0
3	6.3	14.0	4.0
4	5.0	18.0	12.0
5	10.0	13.0	4.0
6	5.0	14.0	8.0
7	5.0	8.0	4.0
8	5.0	13.0	4.0
9	5.0	8.0	4.0
10	10.0	4.0	4.0
11	5.0		8.0
12	10.0		4.0
13	5.0		4.0
14	5.0		8.0
15	10.0		4.0
16	5.0		
17	10.0		
18	10.0		
19	5.0		
20	5.0		
21	5.0		
22	5.0		
23	5.0		
24	5.0		
25	5.0		
26	5.0		
27	5.0		
28	5.0		
29	5.0		

するため、横断全長を1.0 m単位に等分して横断起伏度 D.u. を求めた(表-2)。なお、測線 I-1, 2, 3 および II-1, 2, 3 の左岸あるいは右岸数 m の部分は、溪床洗掘防止用の蛇カゴ、護床工が施工されているため、D.u. 計算の対象外とした。この結果、I, II, III 区の各測線の D.u. ($\times 10^{-3}$) の範囲は、それぞれ、5.0~10.0, 4.0~26.0, 4.0~12.0 となった。

さらに、対象区間全体における土石の集中堆積度合を把握するため、D.u. の平均値すなわち、土石集中度 D.c. を求めた。なお、横直下流では、急激に D.u. が変化すると考えられるので、D.c. を各測線の D.u. の算術平均としてでなく、重みつき平均として求めた(III 章 3 節)。

各対象区の D.u. の変動状況を見ると、II 区では大きな D.u. が連続しているが、I, III 区の D.u. は小さいものが多いことがわかる(図-6)。

結局、D.c. ($\times 10^{-3}$) は、I 区 5.4, II 区 14.4, III 区 5.5 となった。

2) 横工間隔の広狭

I 区と II 区における侵入木本樹令と分布位置の違いから、洪水時に I 区では II 区よりも分散して土石が移動したものと推測された。このことは、平水状態における溪床横断起伏を D.c. の手法を用いて量的に表現した結果、より一層明確に認識された。

I 区と II 区の土石集中度 D.c. ($\times 10^{-3}$) は、それぞれ 5.4, 14.4 であった。これは、II 区の平均的な横断起伏度合が I 区のそれぞれの 2.6 倍であったことを示している。土石分散の観点から換言すると、I 区では II 区よりほぼ 2.6 倍土石が分散して堆積していたことになる。

I 区と II 区の土石分散堆積度合を規制する条件は、横工間隔の相違 (I 区 50 m, II 区 240 m) を除くと、ほとんど等しいことはすでに述べた。従って、土石の分散堆積度合が、このように相違した原因は、横工間隔の広狭であり、間隔が狭いと土石はより分散するものと推測された。

3) 勾配の緩急

I 区と III 区の溪床における侵入木本の最高樹令は、ともに 4 年生であり、また分布範囲もよく似ていた。この理由は、先に述べた洪水時に両区間では、単位幅流量がほとんど等しい状態で流れ、溪床はほぼ全面にわたって洗掘されたからであろう。

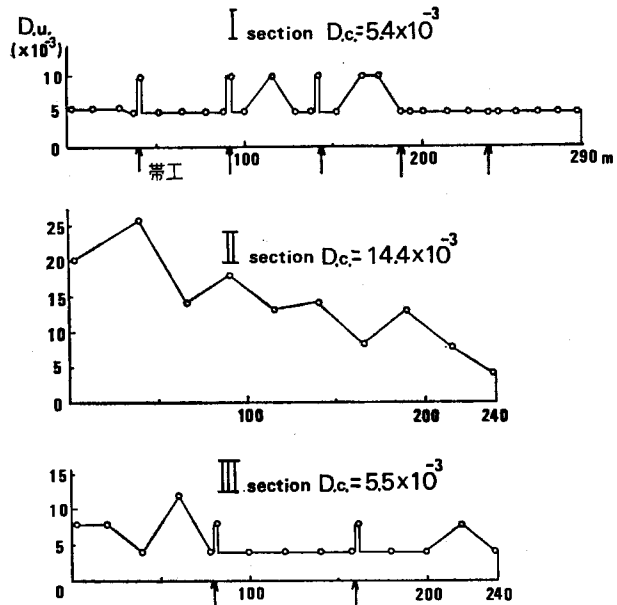


図-6 各対象区における D.u. の変動
Fig. 6. Change of D.u. in each sections.

平水流量下における D.c., すなわち平均的な横断起伏度を求めたところ, I 区 5.4×10^{-3} , II 区 5.5×10^{-3} となった。これは, 50 m 横工間隔の I 区と 80 m 間隔の III 区では, 間隔が異なるにもかかわらず, 勾配の相違 (I 区 1/50, III 区 1/80) によって, 結果的に土石は同程度分散して堆積していたことを示している。

前述したように, III 区の横工間隔 80 m を 50 m (I 区の間隔) に狭くした場合, D.c. はさらに小さくなると考えられるから, 結局, 勾配が緩くなると, 土石は, より分散するものと推測された。

III. 土石分散に関する模型実験

1. 模型水路実験の意義

II 章では, 実施溪流において, 横工間隔の広狭および勾配の緩急が土石の分散堆積度合にどのような影響を与えるかについて推測した。

土石分散堆積度合の指標である溪床横断起伏を規制する因子として, a 単位幅流量と同継続時間, b 溪床材料の粒径, c 勾配, d 水路の平面形状, e 横工間隔があげられる。a と b は, 人為によってコントロールすることはほとんど不可能であり, c と d も流路工施工予定溪流の原状を尊重して決められるものであるから, 自由に調整することはできない。しかし, e の横工間隔については, 最低限横工を設置しなければならない個所がわかっているものの, それに加えて自由に増設することができるので, 間隔の人為コントロールが可能である。従って, 土石の分散堆積度合を規制するためには, 横工間隔条件を変化させて対応することになる。

しかし, 実地溪流では, 種々の条件が複雑に絡み合っているため, 間隔と分散堆積度合の関係を厳密に論じられない。例えば, II 章で述べた I 区と II 区 (互いに勾配は等しい) の分散堆積度合が相違した原因を単純に横工間隔の広狭にだけ求めることはできない。つまり, 間隔条件以外の前述した a, b, d, また, 流路工竣工直後の溪床起伏と同高さの相違が, I 区, II 区の分散堆積度合に影響を与えたかもしれないのである。

以上のような複雑な条件に制約されずに, 間隔の広狭と分散堆積度合の関係のみを抽出して考察するため, 模型水路を用いて実験を行なった。実験では, 水理条件, 溪床材料の粒径等を同一にして, 間隔条件だけを自由に変えることができるので, 横工間隔と土石の分散堆積の関係を詳細に検討することができる。

2. 実験方法

1) 模型水路と溪床材料

実験対象とした水路の全長, 全幅は, それぞれ 150 cm, 30 cm である (図-7)。水路上流端には, 水叩工 (長さ 8.0 cm) を備えた落差 1.5 cm の床固工 T_1 を, 下流端には床固工 T_2 を固定した。

溪床材料としては, 礫混り砂 ($d_m = 1.2$ mm) を用いた (図-8)。

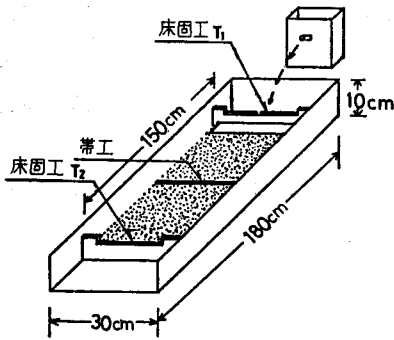


図-7 模型水路

Fig. 7. Model channel works.

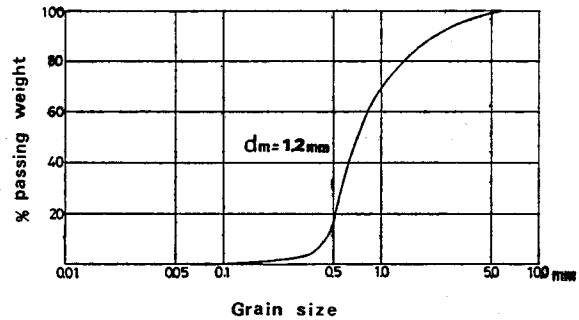


図-8 溪床材料の粒径加積曲線

Fig. 8. Grain size curve of material in stream bed.

2) 実験諸元

(1) 横工間隔と勾配

T_1 , T_2 間に帯工を1~5基等間隔に設置したので、横工間隔は、帯工を設置しない場合も含めて6種類となる。以下、横工間隔 L の大きさを表わす指標として、 L を水路幅 B で除した $L/B=5.0$ (設置帯工0基), 2.5 (1基), 1.7 (2基), 1.3 (3基), 1.0 (4基), 0.8 (5基) の量を用いる。

また、勾配は、1/50 と 1/100 の2種類とした。

(2) 給水量

0.1 ℓ /sec (10分間通水) では、横断起伏はほとんど認められず、また、0.2 ℓ /sec でも起伏は不明瞭であったが、0.3 ℓ /sec にふやすと容易に起伏を観察することができたので、本実験では、0.3 ℓ /sec を第1段階の給水量として採用した。さらに、給水量の多少と横断起伏の関係を検討するために給水量を0.5 ℓ /sec, 0.7 ℓ /sec にふやした。0.3 ℓ /sec, 0.5 ℓ /sec, 0.7 ℓ /sec 条件下における水路内の表面平均流速は、それぞれ0.3 m/sec, 0.5 m/sec, 0.6 m/sec (1/50勾配) であった。

(3) 通水時間

横断起伏は、通水状態の継続とともに激しくなる。しかし、一定の通水時間を過ぎると、勾配がほぼ水平になる(ただし、任意区間の洗掘量が堆積量を大きく上回る場合)ので、溪床はほとんど洗掘されなくなる。従って、横断起伏の発達も停止すると思われる。このことから、横断起伏の時間的変化の全過程を把握するためには、横断起伏度合が一定値に落ち着きはじめるまでを観察すればよい。

以上の理由によって、まず90分という長時間の通水を実施し、通水開始より何分後に横断起伏度合が一定値に達するかをみようとした ($L/B=1.7$)。横断起伏度合は、通水時間の延長とともに大きくなるが、30分を過ぎるとほぼ一定値に落ち着くか、逆に平坦化されて小さくなる場合もあることが観察された。このことを確認するため、30分、60分、90分後にそれぞれ横断測量を行ない、D.c. を求めた結果、それらはほとんどかわらなかつた(表-3)。

また、30 分間の通水によって、溪床の一部が激しく洗掘されて水路板が露呈しないための溪床材料の厚さは、予行実験 (0.3 ℓ/sec, $L/B=1.7$) の結果から 3.5 cm 以上と判明したので、3.5 cm の厚さの礫混り砂を水路床に敷いた。

(4) 給 砂

実地溪流においては、とくに洪水時、集合運搬あるいは各個運搬形式によって、流水中に土石が含まれているのが通例である。このため、本実験では、まず第 1 段階として各個運搬に注目し、 $2,400 \text{ cm}^3/30$ 分の砂礫を土砂混入率が常に一定となるように給水水中に投入した。

(5) 実験ケース

給水量を変化させ、給砂を実施したのは、1/50 勾配についてのみである。勾配条件を中心に、変化させた諸条件について整理した (表-4) が、実験ケースは計 6 種類となった。

(3) 実験操作

土石集中度 D.c. は、通水状態の継続とともに変化するが、この変化過程を把握することができれば、横工の土石拡散機能が一層鮮明になると考えた。このため、本実験では 30 分間の通水を 10 分ずつ 3 回に区切り、通水 10 分、20 分、30 分後にそれぞれ横断測量を行なった。

その他、最大洗掘深も測定したが、整理のため、実験の操作手順を以下に述べる。

① ジョーロの散水によって溪床面の凹凸をなくし、基準溪床面 (T_1 水甲工上面と T_2 水通し天端を含む面) を設定した。

② 0.3 ℓ/sec の通水を 10 分間実施した。

③ 同通水後における溪床の洗掘状況を等深線を用いてスケッチし、所定位置 (III 章 3 節)

表-3 D.u. ($\times 10^{-3}$) および D.c. ($\times 10^{-3}$) の時間的变化

Table 3. Change of D.u., D.c. in process of Time

T_1 からの距離 (cm)	通水時間 (累計)		
	30 min.	60 min.	90 min.
10	13.3	13.3	13.3
20	10.0	13.3	10.0
30	10.0	10.0	10.0
40	10.0	10.0	10.0
48	6.7	6.7	6.7
52	23.3	23.3	23.3
60	13.3	16.7	16.7
70	13.3	13.3	13.3
80	13.3	10.0	13.3
90	10.0	10.0	10.0
98	6.7	3.3	6.7
102	13.3	13.3	13.3
110	10.0	10.0	6.7
120	10.0	13.3	10.0
130	10.0	10.0	10.0
140	13.3	10.0	10.0
148	6.7	6.7	6.7
D.c. ($\times 10^{-3}$)	11.1	11.1	10.8

(註) 通水前の D.u., D.c. は 0 である。

表-4 実験ケース

Table 4. Experimental Case

勾 配	給水量 (ℓ/sec)	給 砂	実験 Case
1/50	0.3	なし	I
		あり	II
	0.5	なし	III
		あり	IV
1/100	0.7	なし	V
	0.3	なし	VI

の横断測量を行なった。

④ ②と③の操作，作業をくりかえし，総計30分間通水後における溪床面のスケッチと横断測量を行った。

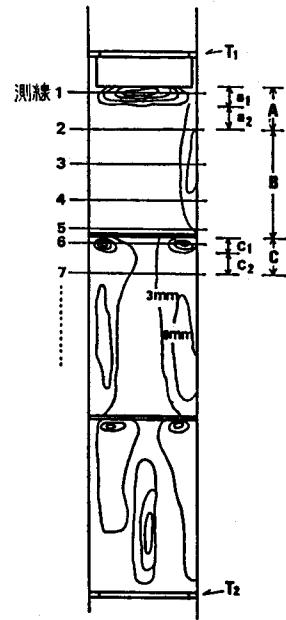
3. 実験結果

1) 横断起伏度の位置的变化と土石集中度

本実験では，通水前に溪床面をできるだけ平坦にして，縦横断方向の最大比高を1.0 mm 以下におさえた。通水量が少ない場合，流水は，起伏の比高が1.0 mm という小さなものであっても明らかに凹部への集中する。このため，任意の位置の掃流力が異なり，横断起伏度合は一層大きくなっていく。

通水開始後の横断起伏度合は，測線が横工群の存在する水路内のどの位置にあるかによって変わってくる。30分間の通水終了後の溪床起伏のスケッチから，縦断的位置の違いによってD.u. が変動すること，および横工直下では激しく洗掘されることを読みとることができる(図-9)。

予行実験によって，横工直下流では激しい乱流のためにD.u. は大きくなり，とくに横工下流2.0 cm 近辺において最大になることがわかった。この理由から，水路内におけるD.u. の変動状況を把握するため，10 cm 間隔に横断測量を行った他に，横工下流2.0 cm cmの位置を加えた。また，横工によってD.u. が小さくなることを確認す



(註) 等深線の間隔は3 mm

図-9 通水後の溪床起伏の事例 ($L/B=1.7$)

Fig. 9. Undulation of stream bed after water supply ($L/B=1.7$).

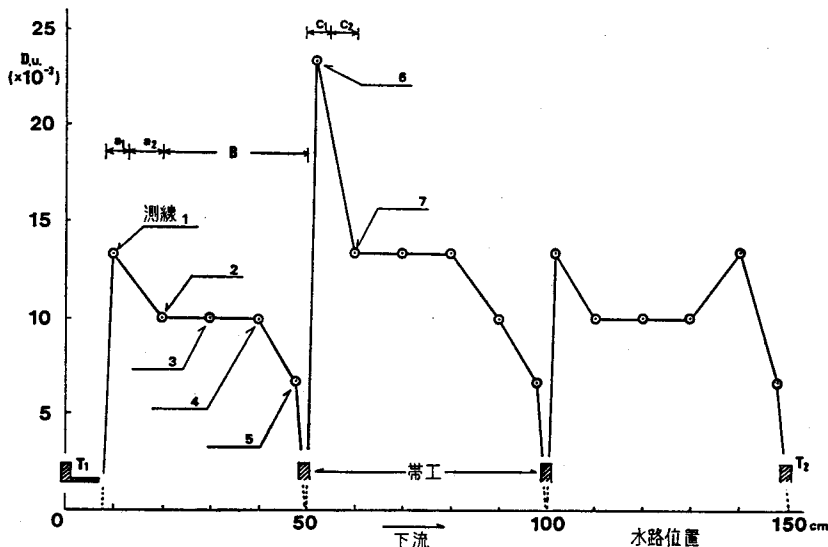


図-10 D.u. の縦断位置の変動 ($L/B=1.7$)

Fig. 10. D.u. in each point of Model channel works ($L/B=1.7$)

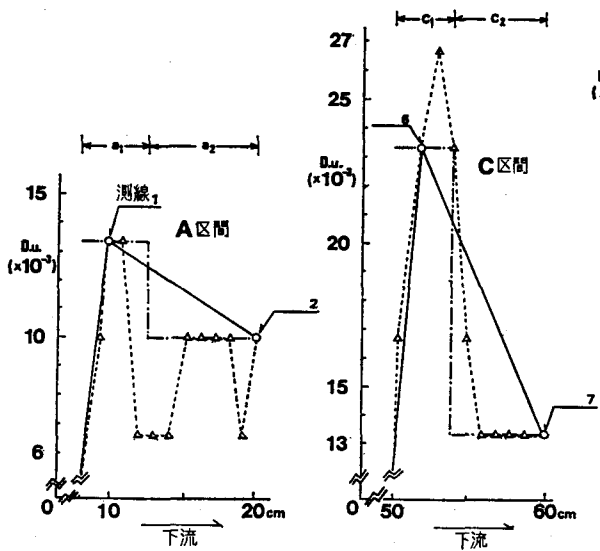


図-11 横工直下流の D.u.
Fig. 11. D. u. right under Cross-dyke.

るために、横工上流 2.0 cm の位置を選んで測量を行なった。

この結果、横工直下の洗掘激基部 (図-9 における a_1, c_1) では、D.u. ($\times 10^{-3}$) がほぼ 13.3~23.3 の間で変動しており、また同直上流部では 6.7 程度、さらにその他の区間では、10.0~13.3 となっていた (図-10)。横工直上・下流以外では、比較的長い区間にわたって D.u. があまり変動せず、また局所洗掘の激しい直下流部の D.u. は、同直上流部のその 2~3 倍となった。

D.u. の変動が激しいと考えられた横工直下流の A および C 区間 (前図-9) において、1.0 cm ごとの D.u. を求めてみた (図-11 の Δ 印)。A 区間の D.u. ($\times 10^{-3}$) は、6.7~13.3、C 区間では、13.3~16.7 の範囲で増減していた。すなわち、前図-9 に示した測線 1 と 6 の近辺では、D.u. が顕著に変動するといえる。

次に、土石集中度 D.c. について考えた。B 区間 (前図-9) では、D.u. があまり変動しないことから、D.c. は個々の D.u. の平均値として容易に求められる。しかし、A および C 区間のような横工直下流では、D.u. が大きく変動するため、同区間の D.c. は、A 区間を例にすると、測線 1 の D.u. を洗掘激基部である a_1 区間の、また測線 2 の D.u. を a_2 区間の平均値と仮定し (図-11, 1 点鎖線)、重みつき平均として求めた。すなわち、A 区間の D.c. を $(D.c.)_A$ とすると、

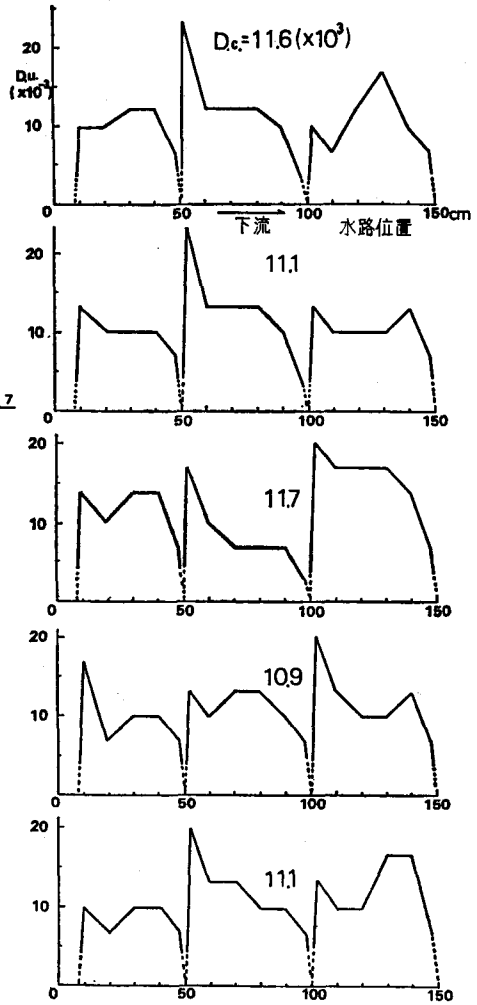


図-12 $L/B=1.7$ における D.c.
(反復回数 5)

Fig. 12. D. c. in $L/B=1.7$
(5 repetition).

$$(D.c.)_A = \frac{(D.u.)_1 \times a_1 + (D.u.)_2 \times a_2}{a_1 + a_2}$$

〈註〉 $(D.u.)_1, (D.u.)_2$ は測線 1, 2 の D.u. である。

となる。以上の結果、この実験例 ($L/B=1.7$) の水路全体における D.c. は、 11.1×10^{-3} となった。

D.c. の値は、通水前に溪床起伏を小さくし、またその高さを一定にすることによって、かなり信頼度が高くなる。例えば、 $L/B=1.7$ の条件で5回実験をくり返した結果、これらの D.c. ($\times 10^{-3}$) の範囲は、 $10.9 \sim 11.7$ となり、ばらつき度合が小さくなることを確認した (図-12)。このため、通水前の溪床高と起伏度合をできるだけ同一にして、他の横工間隔については、各3回の実験を行なった。

横工間隔の相違によって、通水後における任意位置の D.u. は、大きく増減し、D.c. は明らかに異なってくる。6種の横工間隔について、各3回 ($L/B=1.7$ は5回) の実験から D.c. が中央値となったものを選出し、D.u. の縦断位置的な変化状況を示した (図-13)。 $L/B=5.0, 2.5$ の水路上流部を除くと、ほぼ横工直下で D.u. が最も大きく、下流の横工へ接近するに従って、

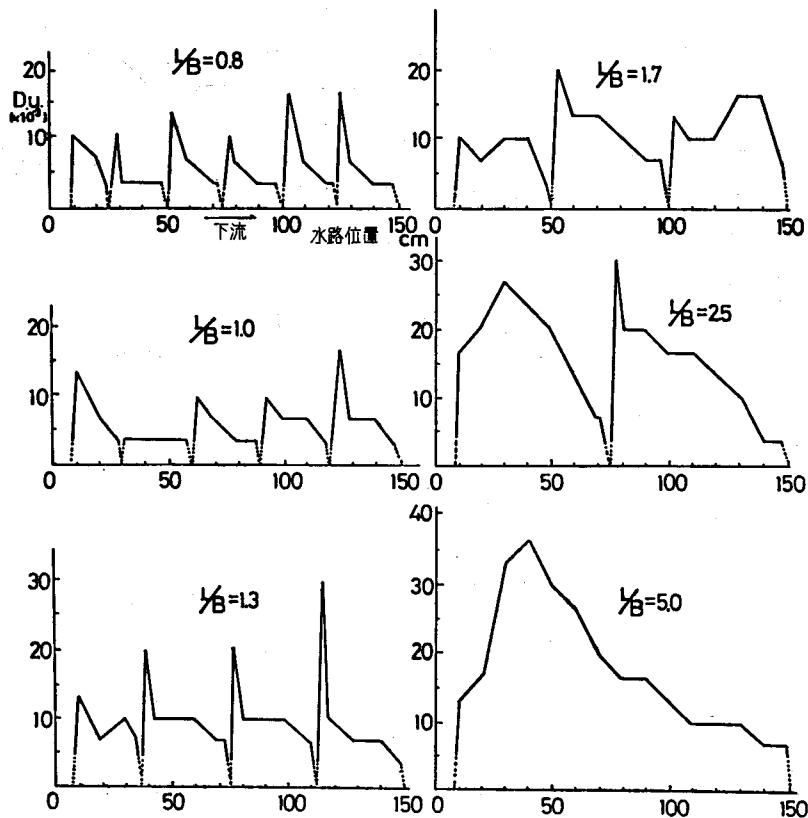


図-13 各横工間隔における D.u. の縦断位置的な変動

Fig. 13. Longitudinal change of D.u. in each interval of cross-dyke.

徐々に小さくなった。各横工間隔における D.c. の相対的大小は、D.u. 曲線と横軸で囲まれる面積の大小として容易に理解できる。

2) 土石集中度の増減

(1) 横工間隔

それぞれの横工間隔における通水後の D.c. について考えた。帯工を設置しない $L/B = 5.0$ の D.c. ($\times 10^{-3}$) は、18.0 (3 回平均) であったが、帯工を 1 基入れる ($L/B = 2.5$) と、D.c. は 16.2 になり、さらに $L/B = 1.7$ (帯工 2 基) では、11.2 に減少した (図-14)。 $L/B = 1.3$ (帯工 3 基) の D.c. は 9.9 となり $L/B = 1.7$ のそれとあまり変わらないが、 $L/B = 1.0$ (帯工 4 基) になると 6.1 まで小さくなる。そして、さらに横工間隔を $L/B = 0.8$ (帯工 5 基) に狭くした D.c. は 6.1 となり、 $L/B = 1.0$ のそれと等しくなった。帯工を設置しない $L/B = 5.0$ の D.c. と 4 基の帯工を設置した $L/B = 1.0$ のそれを比較すると、後者の D.c. は、前者の約 1/3 に減少したことになる。このことは、

$L/B = 1.0$ における土石の集中堆積度合は、 $L/B = 5.0$ のそれのほぼ 1/3 であり、換言すると、 $L/B = 1.0$ では、 $L/B = 5.0$ よりも土石が約 3 倍分散して流下・堆積したことを示している。

(2) 給水量

給水量 Q の大きさが D.c. に与える影響をみるために、 Q を 0.3 l/sec (Q_1 とする)、0.5 l/sec (Q_2)、0.7 l/sec (Q_3) の 3 種類に変化させ、それぞれ 30 分間通水した。なお、 Q_3 については、横工間隔が最も狭い $L/B = 0.8$ と逆に最も広い $L/B = 5.0$ およびそれらのほぼ中間である $L/B = 1.7$ についてのみ実施した。

実験の結果、それぞれの横工間隔における D.c. は図-15 に示すようになり、 Q_1 時の D.c. を基準にした増減傾向は、以下に述べるように 3 つのタイプに分類できた。

- <Type I> $L/B \leq 1.0$ の場合、 Q が変化しても、D.c. はほぼ一定になった。
- <Type II> $L/B = 1.3, 1.7$ の場合、 Q_1 より多くなると、D.c. は概略小さくなった。
- <Type III> $L/B \geq 2.5$ の場合、 Q_1 より多くなると、D.c. も大きくなった。

(3) 給砂

本研究では、前述した無給砂条件下の実験に加えて、 $2,400 \text{ cm}^3/30 \text{ 分}$ の給砂を行ない (実

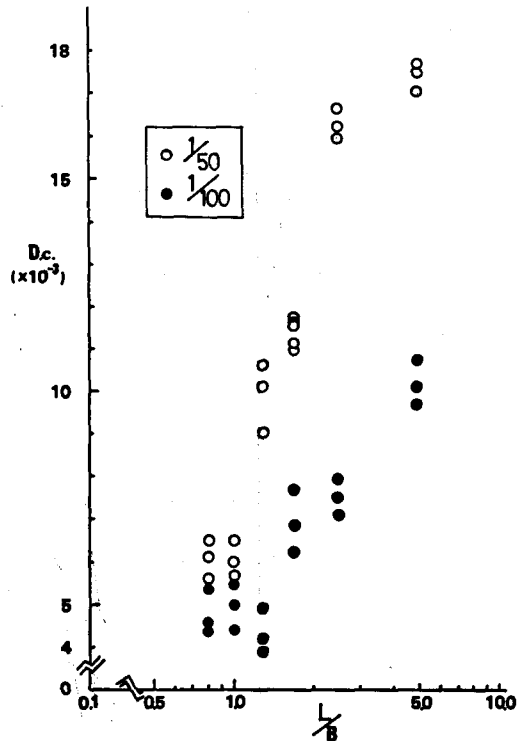


図-14 横工間隔と土石集中度 D.c.

Fig. 14. Relation between Interval of cross-dyke and D.c..

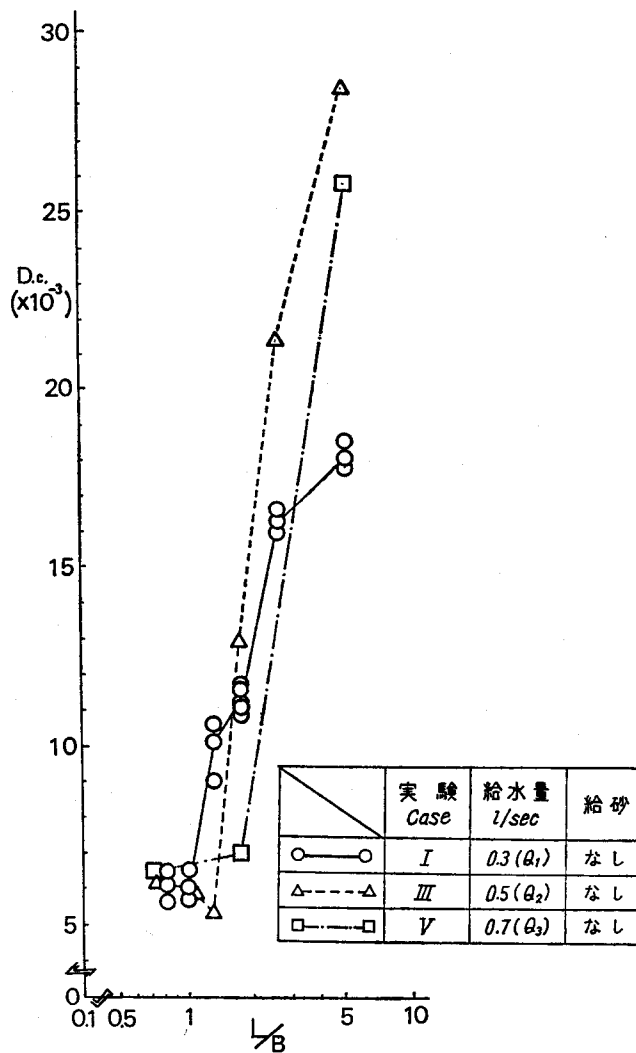


図-15 給水量変化と D.c.

Fig. 15. Relation between change of quantity of water supply and D.c..

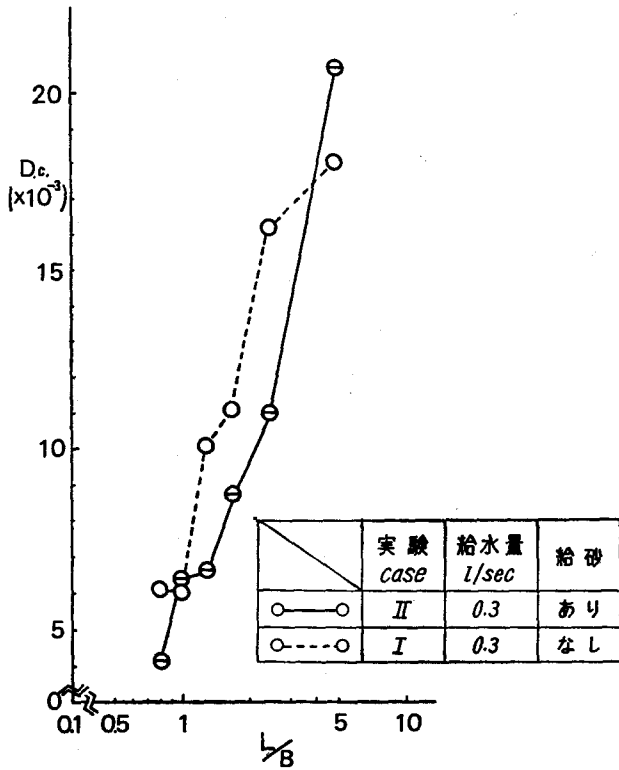
験ケース II, IV), 横工間隔と土石の分散堆積度合の関連をみようとした。

給砂による分散度合の変化を以下に示した(実験ケース II)。

- ① $L/B=5.0$ では、無給砂時より D.c. が約 2.5 大きくなった(図-16)。
- ② $L/B=0.8\sim 2.5$ では、D.c. が無給砂時よりも 2.0~5.2 小さくなるか、あるいはほとんど変らなかった。

Q を 0.5 l/sec にふやして給砂 ($2,400 \text{ cm}^3/30 \text{ min}$) した実験ケース IV における D.c. の動向は以下ようになった。

- ① 全体的に、IV ケースの D.c. は、I, II ケースのそれよりも小さい(図-17)。



〈註〉 Case I については、各 3(5) 回のデータのうち中央値になったものをプロットしてある。

図-16 給砂による D.c. の変化 (実験 case I と II)

Fig. 16. Change of D.c. in case of sand supply (Case I and II).

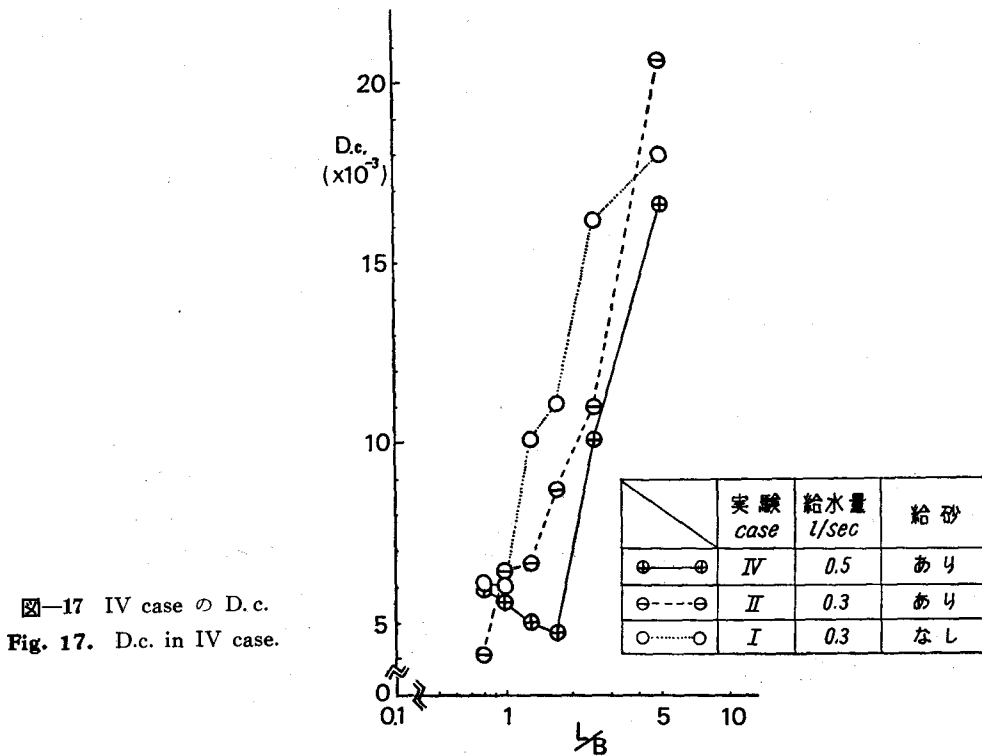


図-17 IV case の D.c.
Fig. 17. D.c. in IV case.

② $L/B=1.0$ 以下になると, I, II, IV ケースの D.c. は, 相互に差異が認められない。

③ IV ケースでは, $L/B=1.7$ 以下になると, D.c. はほぼ一定となる。しかし, $L/B=5.0$ から 2.5, および同 2.5 から 1.7 に変るときの D.c. 減少率はかなり大きい。

(4) 勾配

勾配変化が, 土石の分散堆積度合に及ぼす影響をみるため, 前述した 1/50 勾配の実験ケース I に対応させて, 1/100 勾配の実験ケース VI を実施した。

$L/B=5.0$ の D.c. は 10.3 となり, 1/50 勾配のほぼ 1/2 に減少した (前図-14, ●印)。また, $L/B=2.5$ の D.c. は 7.6 であり, やはり 1/50 勾配の 1/2 程度になった。 $L/B=1.7$ の D.c. は, 7.0 であり, $L/B=2.5$ の場合とあまり変わらないが, L/B を 1.3 に設定すると, 4.8 に減少した。しかし, $L/B=1.0, 0.8$ と間隔がさらに狭くなっても, D.c. は小さくならなかった。

IV. 横工群の土石拡散機能

1. 分散規制要因

1) 横工間隔

III 章 3 節 2)-(1) において, 設置帯工数を多くして, 横工間隔を狭くするほど, D.c. は小さくなることを確かめた。すなわち, 横工間隔が狭いほど横工群の土石拡散機能は強くなり, 土石は分散して流下するが, 間隔が広い場合には, 拡散機能は弱くなるため, 結果的に, 集中流下するものとする。

2) 流量

給水量 Q が増減すると, $L/B \geq 1.3$ の場合, D.c. も変化することが確認された (III 章 3 節 2)-(2))。D.c. は, 水路全体における土石の集中・分散堆積度合を意味しているのだから, 視覚的に認識の容易な砂礫堆の発達と密接な関連をもっている。従って, 個々の L/B における砂礫堆の時間的な発達過程をとらえれば, D.c. が任意の Q に対して増減する理由を明らかにできると考えた。具体例としてとりあげる横工間隔は, III 章 3 節 2)-(2) で述べた 3 つのタイプからひとつずつ選び, $L/B=0.8, 1.7, 5.0$ の 3 種とした。また, 対象する流量は, $Q_1 (0.3 \text{ l/sec})$ と $Q_3 (0.7 \text{ l/sec})$ である。

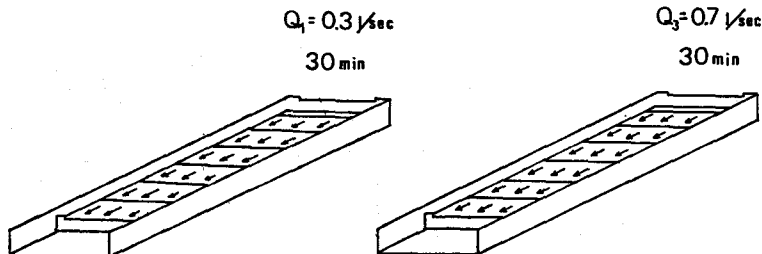


図-18 $L/B=0.8$ における流況

Fig. 18. Condition of running water in $L/B=0.8$.

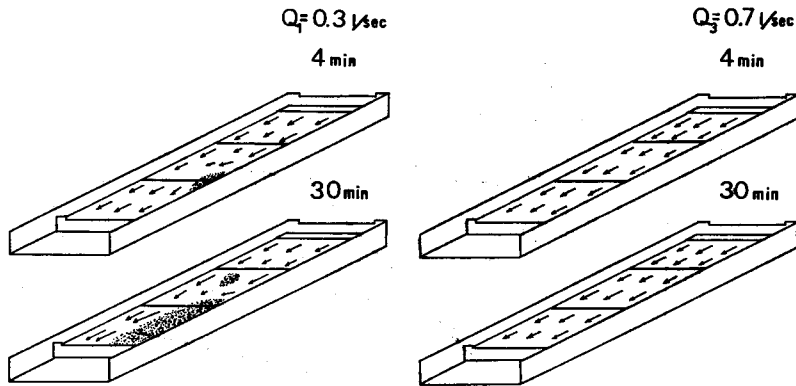


図-19 $L/B=1.7$ における流況

Fig. 19. Condition of running water in $L/B=1.7$.

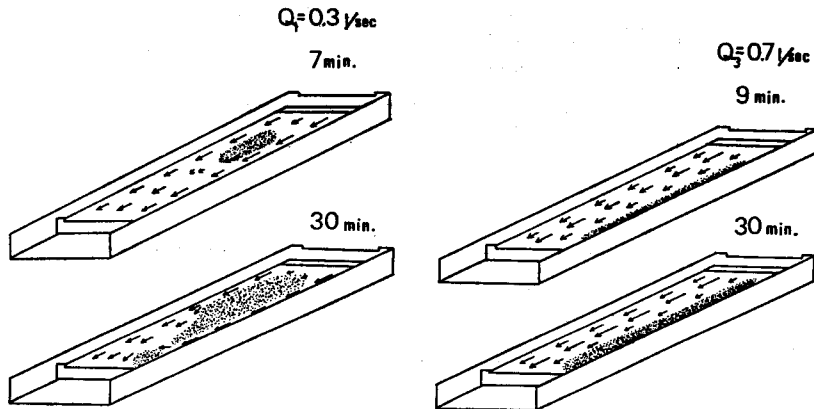


図-20 $L/B=5.0$ における流況

Fig. 20. Condition of running water in $L/B=5.0$.

$L/B=0.8$, すなわち最も狭い横工間隔の場合には、 Q の大きさに影響されず、通水開始より同終了まで、流水は水路いっばいに広がっていたため、砂礫堆は水面上に突出しなかった(図-18)。 $L/B=1.7$ の場合には、通水(Q_1)開始4分後に砂礫堆が左岸中央付近において水面より突出し、実験終了まで発達していった(図-19)。しかし、 Q_3 にふやすと、4分後はもちろん、30分経過しても、砂礫堆は水面上に突出しなかった。最も横工間隔が広い $L/B=5.0$ の砂礫堆発達をみると、 Q_1 では7分に砂礫堆は水面上に突出したが、 Q_3 にふえると少し遅れて9分に突出した(図-20)。

以上に述べた砂礫堆の水面上への突出現象をD.c.の時間的変化と関連させて考えた。まず、 $L/B=0.8$ の場合、 Q_1 、 Q_3 条件下でのD.c.の時間的変化は、互いにほぼ同一の軌跡となった(図-21, 実線)。従って、 $L/B=0.8$ におけるD.c.の時間的変化過程は、たとえ Q が異なっても、互いに等しくなるものと推測される。次に、 $L/B=1.7$ における Q_1 、 Q_3 条件下のD.c.の時間的変化過程をみると、20分から30分までの平均変化率は、明らかに Q_1 のほうが大きく、ま

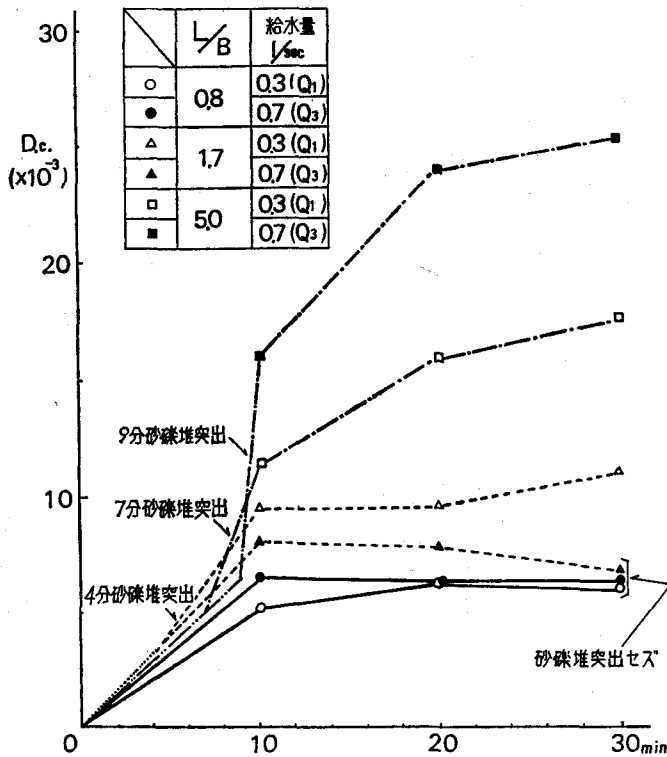


図-21 D.c. の時間的变化

Fig. 21. Change of D.c. in process of time.

た、各時刻における D.c. も常に Q_1 のほうが大きい (図-21, 破線)。さらに、10 分以前の変化過程を以下のように推測した。すなわち、4 分に砂礫堆が水面より突出するまでは、 Q_1 と Q_3 の D.c. 軌跡は等しく (同, 点線)、 Q_1 の場合、4 分に砂礫堆が突出したため、それ以降は通水終了まで砂礫堆全体が流水に覆われていた Q_3 の場合よりも大きな変化率で推移した。 $L/B=5.0$ の場合、10 分以降はどちらもすでに水面上へ砂礫堆が突出しているが、このときの D.c. の変化率をみると、10 分から 20 分までの平均変化率は、 Q_3 のときのほうが大きい (同, 1 点鎖線)。通水開始より 10 分までの D.c. の変化過程を以下のように推測した。7 分までは、どちらも同じ過程で推移し (同, 2 点鎖線)、 Q_1 では 7 分に砂礫堆が突出するため、それ以降の変化率は、以前のものより大きくなる。他方、 Q_3 の場合、9 分に砂礫堆が突出し、急激に D.c. は大きくなる。このときの変化率は、 Q_1 時のそれよりも明らかに大きくなった。

給水量が変化する場合の D.c. の動向には、0.3 l/sec 時の D.c. を基準にすると、横工間隔に応じて、3 つのタイプが認められた。各 L/B における砂礫堆突出と D.c. の関係をより一般化すると以下ようになった。

① L/B がどのような値であっても、砂礫堆が水面上に突出しない場合、D.c. の時間的変化過程は同一になり、D.c. の値も小さい (前図-21)。

② 砂礫堆が突出する場合、その直後における D.c. 変化率は、突出前より大きくなる。その結果、本実験では通水中に砂礫堆が突出した場合の D.c. は、それが通水終了まで水面下に存在した場合の 2~4 倍となった。

③ 砂礫堆が突出する場合、給水量の多いほど突出は時間的に遅れる。

④ 砂礫堆突出直後の D.c. の変化率は、給水量の多いほど大きい。

本実験における Q は、0.3, 0.5, 0.7 ℓ/sec の 3 種のみであるが、 Q 変化による D.c. の動向をより一般化するため、 Q が Q_1 よりも少ないか、あるいは Q_3 よりも多い場合の D.c. を推定した。

$L/B=0.8$ の場合、どのような給水量条件下においても砂礫堆が突出せず、結局、任意の Q に対する D.c. の最大値 (限界値) は、6.5 ($\times 10^{-3}$) 程度になると考える (表-5)。 $L/B=1.7$ の場合、 Q_1 より少なくとも砂礫堆は突出するが、変化率は、 Q_1 のときより小さくなるので、30 分通水後の D.c. は、12.9 より小さくなるであろう。また、 Q_3 より多くすると、砂礫堆は突出しなくなり、7.0 程度にとどまると考える。従って、任意の給水量条件下 (30 分通水) における D.c. の最大値は、 Q_2 時の 12.9 程度であろう。 $L/B=5.0$ の場合、 Q_1 より少なくとも砂礫堆は突出するが、その変化率は、 Q_1 時よりも小さくなるので、30 分通水後の D.c. ($\times 10^{-3}$, 以下同様) は、18.1 よりも小さくなるであろう。また、 Q_3 より多くなると、 Q_2 と Q_3 の関係からわかるように、ほぼ Q_2 を超えると 30 分の通水時間内に溪床勾配がほとんど水平になるため、下方浸食が停止し、側方浸食が進行する。このため、横断起伏変化過程は、水平 (通水直後) → 起伏大 → 起伏小 (30 分通水後) となり、D.c. は小さくなっていく。以上述べたことよって、 $L/B=5.0$ のときの任意の流量に対する D.c. の最大値は、28.4 (Q_2) 程度になると考えた。

表-5 給水量変化と D.u.

Table 5. Relation between change of supply water's quantity and D.c.

L/B	D.c. ($\times 10^{-3}$)			砂レキ堆の水面上への突出の難易
	0.3 ℓ/sec (Q_1)	0.5 ℓ/sec (Q_2)	0.7 ℓ/sec (Q_3)	
0.8	6.1	6.1	6.5	Q の多少にかかわらず、砂レキ堆は水面上に突出しない。
1.7	11.3	12.9	7.0	Q がほぼ Q_2 より多くなると、砂レキ堆は突出しなくなる。
5.0	18.1	28.4	25.8	Q が Q_3 より多くなっても、砂レキ堆は突出する。

$L/B=5.0$ の横工間隔から、帯工を 2 基設置した $L/B=1.7$ になると、任意の流量に対する D.c. の最大値が前者の 1/2 程度になる。さらに、本実験では、 Q がほぼ 0.5 ℓ/sec より多くなると、砂礫堆が突出しなくなり、急激に D.c. が小さくなることを確認した。この $L/B=1.7$ と同じ傾向をもつものに $L/B=1.3$ がある。横工配置間隔においては、できるだけ少ない横工 (広い間隔) で一定値以上の効果を発揮することが要求される。従って、実験ケース I, III, V の結

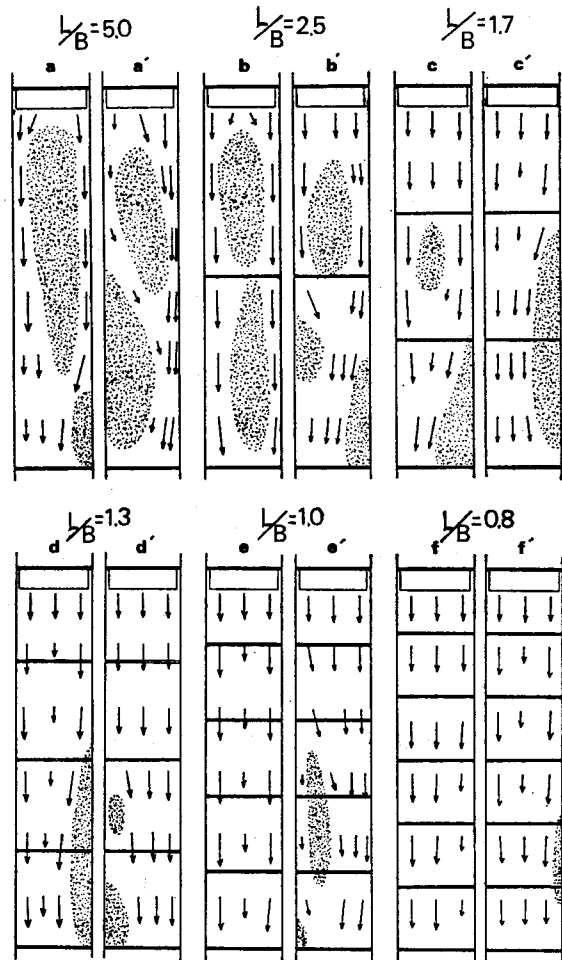
果, D.c. を間隔決定基準にした場合の適切な横工配置間隔は $L/B=1.7$ 近辺であると考えられる。

3) 流入土石

III章3節において, 給砂を実施すると D.c. が小さくなった(ただし, $L/B=5.0$, $Q=0.3$ l/sec を除く)ことを述べた。ここでは, 対象水路区間への土石入量の増大(実験では給砂)が溪床横断起伏に与える影響について, 砂礫堆の発達と水面上への突出に焦点をあて考えた。

実験ケース II を例にすると, 砂礫堆の動向と土石移動範囲は, 以下のように変化した。 $L/B=5.0$ の場合, 無給砂では, 水路両側壁にそって2本の流路が形成されていたが, 給砂すると流路はほぼ1本にまとまり, 土石移動範囲がより集中した(図-22)。 $L/B=2.5$ では, 水面上へ突出した砂礫堆の大きさの違いからわかるように, 給砂するとより分散して流下した。 $L/B=1.7$ の場合, 給砂すると中・下流部で若干分散が助長された。 $L/B=1.3$ では, 給砂すると水面上へ突出する砂礫堆が小さくなり, 明らかに分散度合が大きくなった。 $L/B=1.0$ の場合, 給砂の結果, 砂礫堆が突出した。しかし, 無給砂時の水路中央部では, 流速が遅く(水深が浅く)なっていたので, 分散度合は両者あまり変わらないと思われた。 $L/B=0.8$ では, 給砂すると砂礫堆の突出が認められたものの, 流速の平面分布から給砂時のほうが分散して流下したと考えられた。

以上のように, 給砂を実施すると土石の分散が促進され($L/B=5.0$ は除く)たが, ここで給砂が洗掘・堆積に与える影響について考えた。水路流路方向の単位区間を想定し, 同区間に流入する土石量を V_1 , 同区間での堆積量を V_2 , 洗掘量を V_3 , 同区間からの流出量を V_4 とす



a, b, ..., f 給砂なし

a', b', ..., f' 給砂あり

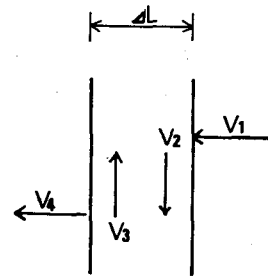
〈註〉 無給砂実験については, それぞれの横工間隔について3(5)回の実験を行なったが, ここに示したものは, そのうち D.c. が中央値となったものである。

図-22 給砂による流況の変化(通水終了前)

Fig. 22. Change of condition of running water in case of sand supply.

る¹⁰⁾(図-23)。給砂の実施は、 V_1 がふえることを意味し、この影響を受け、 V_3 は多くなる。しかし、 V_3 は V_1 の多少に左右されず一定であるため、単位区間の掃流砂量(V_3-V_2)は、給砂によって少なくなり(図-24)、給砂量が一定の量に達すると、洗掘量と堆積量が等しいいわゆる平衡河床⁵⁶⁾が形成されるといわれている。まとめとして、堆積量の増加とD.c.の減少の関係について、以下のように考えた。水路内において、流路が固定されると、同一部分の溪床が洗掘され続けるため、横断起伏は激しくなり、D.c.が増大する。 $L/B=2.5\sim 0.8$ では、給砂によって単位区間の堆積量が多くなると、無給砂時よりも流路が固定されにくくなり、また最大水深も小さくなった。このため、給砂時のD.c.は、無給砂時よりも小さくなった。

給砂が基本的に流路の固定化を阻み、流水・土石を分散させるものであることを述べてきたが、とくに、実験ケースIVでは、 L/B が2.5から1.7に小さくなると、D.c.は急激に小さくなった(前図-17)。



- V_1 : 流入土石量
- V_2 : 堆積土石量
- V_3 : 洗掘土石量
- V_4 : 流出土石量

$$V_4 = V_1 + V_3 - V_2$$

図-23 水路単位区間における土石収支

Fig. 23. Bed load transfer per unit interval of waterway.

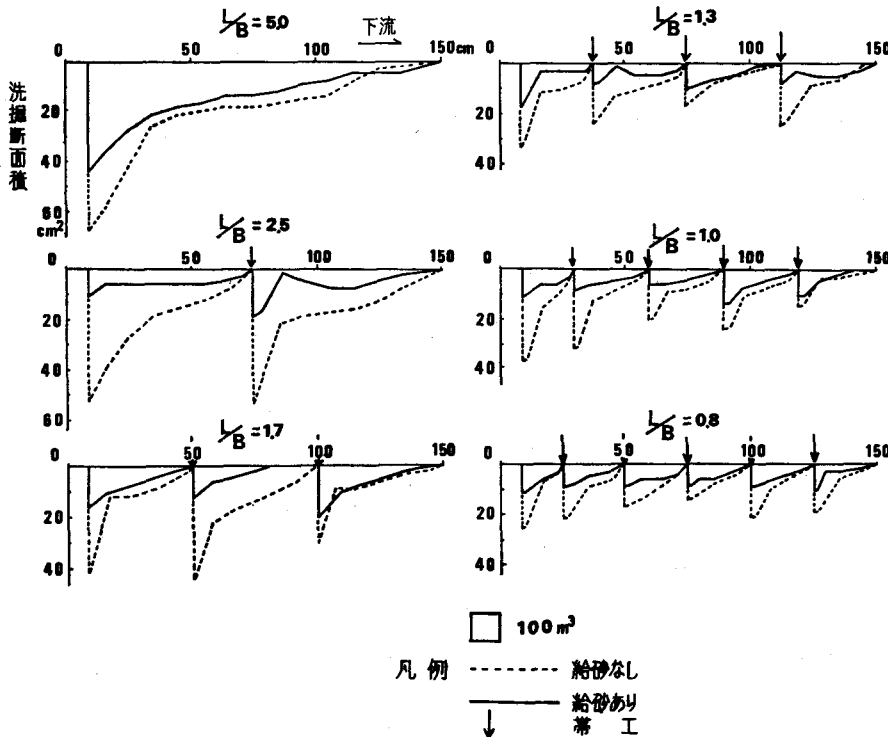


図-24 各横工間隔における掃流砂量
 Fig. 24. Quantitative change of bed load by sand supply in each interval of crps-dykes.

4) 勾配

III章3節2)-(4)において、勾配が緩くなると、横工間隔の広さにかかわらず、とくに $L/B \geq 1.3$ の場合、土石はより分散流下することを確認した。土石の分散は、水の分散によって促進されるものであるから、結局、勾配が緩くなると、水自体の分散能力も増大するといえる。ここでは、水の分散能力と勾配の関係を力学的な観点から考察した。

一定体積の水塊が水平面上におかれたとする(図-25)。水塊内の単位水塊に重力が作用し、その結果、水塊は高さを減じようとする。しかし、水塊の体積は一定であるから、水塊の中心を通る垂線 h から遠ざかる方向に力が働け、水塊は水平方向に広がっていく。この力 f が分散力であり、 h から任意の距離にある $|f|$ は、水塊がたとえ斜面上におかれたとしても変わらない。次に、水平面と $\theta_1, \theta_2 (\theta_2 > \theta_1)$ の角度をもつ

斜面上に水塊がおかれたときの $P_1 \sim P_4, P_5 \sim P_8$ の各点における重力と分散力の合成を考えた。 $P_1 \sim P_8$ の $|f|$ は等しく、各点における2つの力を合成すると、 θ_1 の場合は P_2 と P_4 、 θ_2 では P_6 と P_8 の単位水塊が最大の分散能力をもっていることになる。結局、 θ_1 のときの最大分散角度は $2\alpha_1$ 、 θ_2 のそれは $2\alpha_2$ となり、 $\theta_1 < \theta_2$ ならば、 $2\alpha_1 > 2\alpha_2$ になる。

以上のことから、勾配が急になるほど、流水の分散能力は減少し、局部へ集中しやすくなる。本実験によって、このことが確認されたと考える。

2. 拡散機能と扞止機能

横工(床固工と帯工)の機能には、溪床高の維持(扞止)、整流がある^{4,19,47,62,64,68,70}とされている。なお、整流とは、流水が護岸脇に集中しないように中央部に固定するか、また、拡散させるという意味である。本研究の中心テーマとなっている土石拡散機能は、整流機能の一部をとりだして、これを流水中に含まれる土石の側からとらえたものであることは、I章1節で述べた。ここでは、上記2つの機能の関係を本実験結果に即して明らかにしようとした。

前図-13に実験ケースIの各横工間隔におけるD.u.の縦断位置の変動状況を示した。すでに述べたように、 $L/B=5.0, 2.5$ の水路上流部を除くと、D.u.は横工の直上流で最も小さく、そこから上流へ遠ざかるに従って徐々に大きくなっていった。

次に、横工の扞止機能の縦断位置的变化について考えた。扞止機能とは、溪床高の維持の

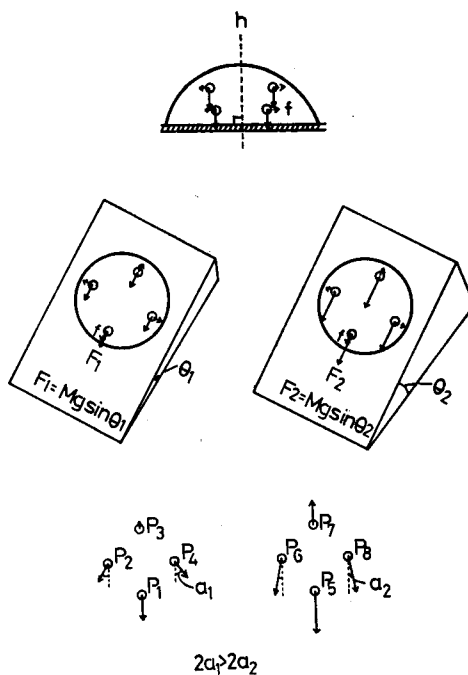


図-25 勾配と分散能力

Fig. 25. Relation between slope and ability of dispersion.

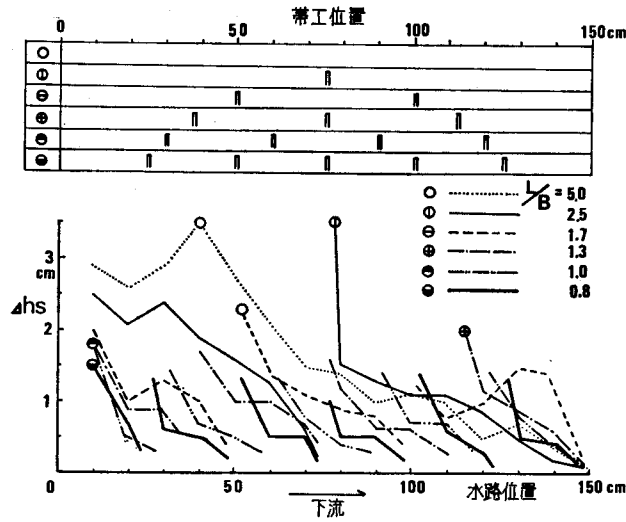


図-26 水路各位置における洗掘深 (実験 case I)
 Fig. 26. Depth of scour in each point of Model channel works (I case).

ことであるから、同機能の強さは基準溪床高からの洗掘深によって代替できる。図-26 に実験ケース I における水路各位置の横断測線における最大洗掘深 Δh_s を示したが、これより Δh_s はほぼ横工直下において最大となり、横工から下流へ遠ざかるにつれて徐々に減少し、同直上流で最小となっていることがわかった。

扞止機能の強さの縦断位置的变化について以下のようにモデル的に考えた。通水前、一定の勾配をもつ基準溪床面 (図-27 の破線はその最大傾斜線である) が設定されていたとする。この基準溪床面が通水によって洗掘され、水平面 (図-27 の実線は側方からみたもの) に変化したと仮定する。このとき、両平面の高低差 h が横工の扞止機能の相対的強度をあらわしている。 h の縦断位置的変動状態から、横工の扞止機能は、横工直上流において最も強く、そこから上流へ遠ざかるに従って徐々に弱くなり、同直下で最も弱くなることが理解される。

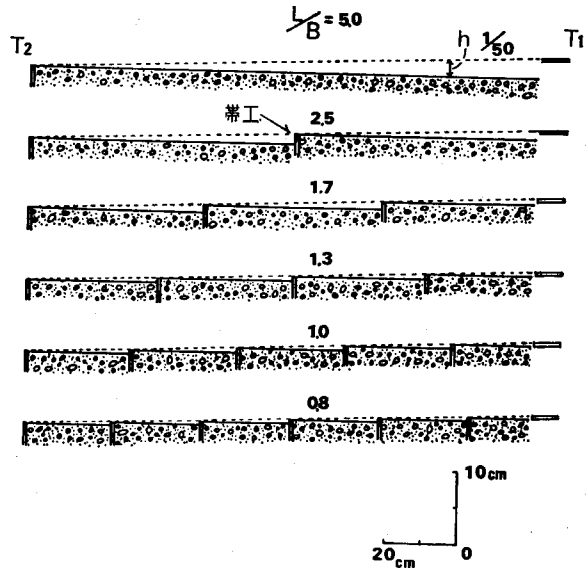


図-27 横工の扞止機能の位置的变化
 Fig. 27. Fixing function of cross-dyke in each point of channel works.

以上述べたように、D.u. の水路内における縦断位置的変動傾向と横工の扞止機能の間には、明らかに比例した関係が認められる。このことを実験結果から確かめるため、実験ケース I における水路各位置 (T_1 より T_2 まで 10 cm 間隔および横工の上・下流 2 cm) の D.u. と洗掘深 Δh_s の関係を示した (図-28)。 $L/B=5.0$ の水路上流部の 2 測線を除くと、 Δh_s が大きくなるほど D.u. も増大する傾向が認められる。これは、扞止機能が弱くなるほど土石が集中流下することを意味している。

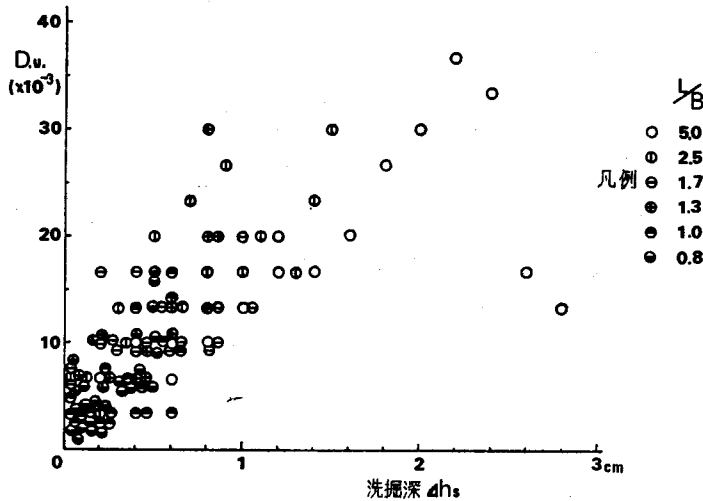


図-28 拡散機能と扞止機能 (実験 case I)

Fig. 28. Diffusing function and Fixing function (I case).

従って、横工の扞止機能と拡散機能の2つのうち、どちらか一方を量的に表現できれば、自動的に他方の機能の量的表現をも行なったことになる。

V. 横工群の配置

1. 局所洗掘

前章まで、種々の条件下における横工群の土石拡散機能の量的表現を行なうことによつて、 $L/B=1.7$ 近辺に適切な横工間隔が存在する (1/50 勾配) らしいことを述べてきた。しかし、現場における横工群の設置を計画するときには、護岸の底抜けを防止する観点から、局所洗掘深の大きさが横工間隔の広狭によって、どのように変化するのかについても考慮しなければならない。

本実験では、それぞれの実験ケースにおける局所洗掘深 Δh_s を測定し、横工間隔との関連を調べた。なお、すでに阿部ら³⁾によつて横工間隔が狭くなるほど Δh_s は小さくなることが明らかにされている。本節では、このことを踏まえたうえで横工間隔と Δh_s の関係をより詳細にみようとした。

実験ケース I における $L/B=5.0, 2.5$ の場合、通水によって両者とも水路底板が露出し、 Δhs は 3.5 cm (溪床材料の厚さは 3.5 cm) 以上となった (前図-26) が、帯工を 2 基設置した $L/B=1.7$ になると、 Δhs は上流側帯工直下の 2.3 cm に減少する。ケース III における $L/B=5.0, 2.5, 1.7$ の Δhs は、水路底板が露出し、 3.5 cm に達した (図-29) が、 $L/B=5.0, 2.5$ の底板露出の範囲は一定の長さの区間であるのに対し、 $L/B=1.7$ の洗掘激甚部は T_1 水叩工直下に限られている。そして、横工間隔が $L/B=1.3$ 以下になると、 Δhs も一層小さくなった。ケース V では、 $L/B=5.0, 1.7, 0.8$ の 3 種の間隔しか実験を行っていないが、 $L/B=5.0$ の場合、水路位置 8 cm より 50 cm までの 40 cm 余りの区間にわたって底板が露出した (前図-29) が、 $L/B=1.7$ の底板露出は、 T_1 水叩工直下の一部に限られた。給砂を実施した

ケース II では、任意の横工間隔の Δhs は、ケース I より小さくなり (図-30)、例えば、 $L/B=5.0, 2.5$ の Δhs は 2.5 cm 、 $L/B=1.7$ では 1.8 cm に減少した。ケース IV では、ケース III と給水量を等しくして給砂したが、このときの Δhs は概略ケース III よりも小さくなり (図-29, 30)、とくに $L/B=1.7$ の Δhs は、 3.5 cm 以上 (ケース III) から 2.7 cm (IV ケース) に減少した。勾配を $1/100$ に緩くしたケース VI では、 $L/B=5.0$ における 1.2 cm が Δhs の最大であり、ケース I ($1/50$ 勾配) と比べると全体的にかなり Δhs は小さくなった (図-31)。

これまで述べてきたことによって、本実験では、 L/B が 2.5 から 1.7 に変化すると Δhs の値が急激に減少し、洗掘激甚部の範囲も狭くなることが明らかになった。このことは、とくにケース I において顕著に認められた。

2. 砂礫堆の高さと横断起伏

本研究で対象としている横断起伏は、中規模河床形態である砂礫堆⁶⁵⁾を横断的に観察した

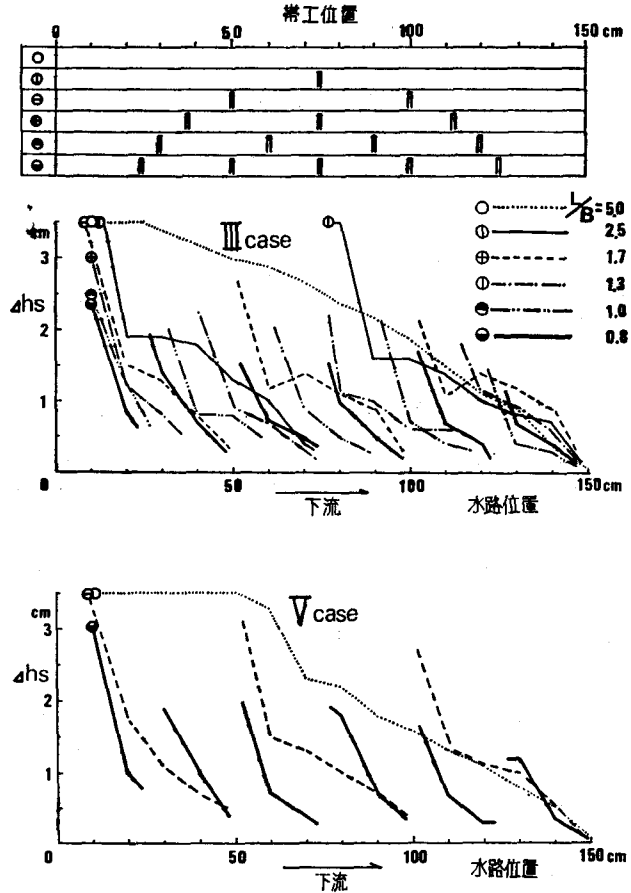
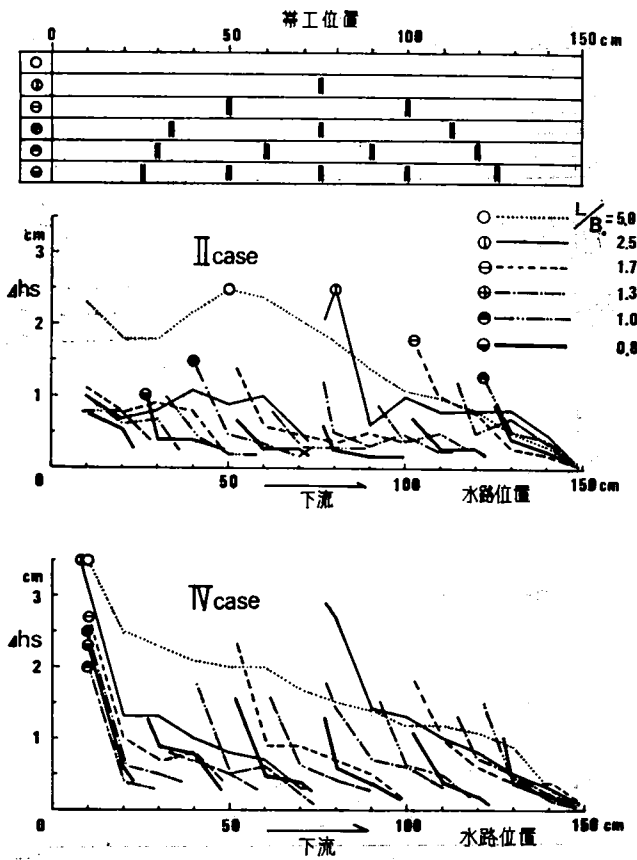


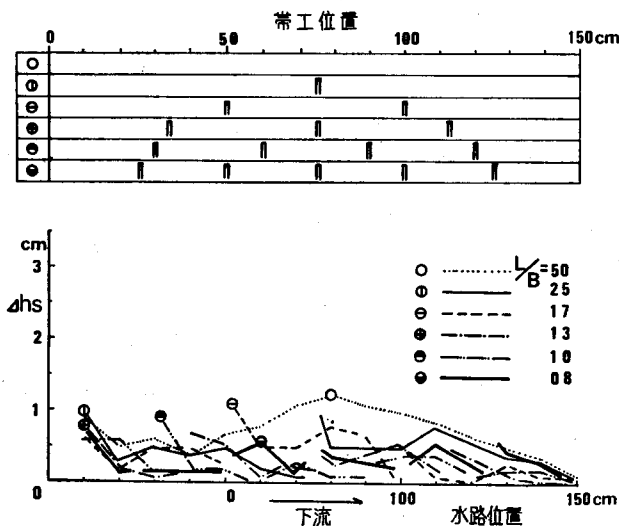
図-29 水路各位置における洗掘深 (実験 case III, V)

Fig. 29. Depth of scour in each point of channel (III, V case).



図—30 水路各位置における洗掘深 (実験 case II, IV)

Fig. 30. Depth of scour in each point of channel (II, IV case).



ものである。砂礫堆の形成、発達、制御に関する研究は、いくつか行なわれているので、以下に既存の砂礫堆研究と本実験の関係を明らかにした。

模型水路を使用した砂礫堆の研究から最近10年以内に発表されたもの^{1,2,3,20,23,28)}をとりだし、実験諸条件等をまとめた(表-6)。本実験では、溪床横断起伏を横工の土石拡散機能の指標とし、同機能の量的表現を行なった。そして、実験条件を種々変化させることにより、できるだけ広い間隔で一定値以上の拡散機能を発揮する間隔を明らかにしようとした。さらに、局所洗掘の観点からも同横工間隔の有利性を検討した。従って、前述した砂礫堆研究のなかで本実験目的と関連があるのは、砂礫堆自体の形成条件について考察したものではなく、横工を設置し、横工の土石拡散機能の指標である砂礫堆の高さ hs と洗掘深 Δhs (図-32)を測定しているものである。この3条件を満足しているのは、阿部らの研究報告^{1,2,3)}である。

しかし、本実験と阿部らの実験を比べると、その条件において、以下の点が明らかに相違する。

図—31 水路各位置における洗掘深 (実験 case VI)

Fig. 31. Depth of scour in each point of channel (VI case).

表-6 砂レキ堆実験一覧

Table 6. List of Experiments on bars

文 献	水路幅 B (m)	水路長 R (m)	R/B	溪床材料 dm (cm)	勾配 tan θ	横工間隔 L 水路幅 B	給水量 Q (ℓ/sec)	給砂	通水 時間 (min.)	無次元諸量			内 容
										単位幅流量 q/d√dgI	水深 B/H _m	掃流力 U _{*²/sqd}	
池田 宏 ¹⁹⁾ (1973): 実験水路における砂レキ堆とその形成条件	0.17	8.0	47.1	d ₅₀ =0.055 0.033 0.029	0.044~ 0.0028	/	0.114~ 1.12	あり	—	—	6.5~6.3	—	破レキ堆形成条件
泉・池谷・伊巻 ²⁰⁾ (1978): 急勾配水路における砂レキ堆について	0.4	12.0	30.0	0.2~0.4	0.01~ 0.05	/	1.25~ 10.0	あり	40~ 120	—	5~600	—	砂レキ堆形成条件 hs と H _m V ₀ と砂レキ堆移動
池谷・伊巻 ²²⁾ (1978): 急勾配河川における砂レキ堆について	0.4	12.0	30.0	—	—	/	—	—	40~90	—	5~700	0.015~ 1.00	同 上
阿部・池谷・伊巻・泉 ¹⁾ (1979): 同上 一帯工の効果について一	0.4 1.0 2.0	12.0	30.0	0.104	0.017~ 0.033	—	20.0	あり	—	—	10~130	0.06~ 0.25	砂レキ堆形成に対する帯工の影響 帯工と hs, Δhs 帯工と V ₀
阿部・伊巻・北山 ²⁾ (1980): 同上 一床固工の効果について一	0.5 1.5 2.0	20.0	40.0 13.0 10.0	0.1~0.2	0.008~ 0.033	2.0 4.0 6.0	—	あり	—	100~1,000	10~40	0.04~0.4	hs と H _m hs と単位幅流量 Δhs と単位幅流量
阿部・鈴木 ³⁾ (1981): 同上 一護岸計画への適用一	0.4~2.0	20.0	10.0~ 50.0	0.10~0.32	0.008~ 0.033	1.5 2.0 3.0 6.0 8.0	1.25~ 30.0	あり	—	30~1,000	15~150	0.04~0.3	hs と H _m hs と Δhs
本 実 験	0.3	1.5	5.0	0.12	0.01 0.02	0.8 1.0 1.3 1.7 2.5 5.0	0.3 0.5 0.77	あり	30	54~127	75~100	0.014~ 0.010	横工の拡散機能の量的表現 Δhs と H _m

(註) q: 単位幅流量 g: 重力加速度 I: 水面勾配 H_m: 平均水深 U_{*}: 摩擦速度 s: 砂レキの比重 hs: 砂レキ堆の高さ
V₀: 流出土砂量 Δhs: 洗掘深

溪流砂防の工法に関する基礎的研究 (金)

- ① 本実験では、水路長 R が短い ($R/B=5.0$).
- ② 本実験では、水路幅が固定されている。
- ③ Q が少ないため、 B/H_m (H_m : 平均水深) が1実験中に変化する。

これら3点のうち、最も重要な相違点は③である。平均水深 H_m を無次元化するときには、一般に水路幅 B を H_m で除した B/H_m が用いられる。このときの B は、横断的にみた水面幅 (b とする) の大きさである。前述した阿部らの実験では、 Q の大きさ (前表-6) から推定して、どのような L/B であっても常に水路幅いっぱいに流れる ($B=b$) から、 B/H_m は時間的、場所的に変化しない。一方、本実験では、 L/B が1.3以上の場合、給水量が少ないため、通水中に水路内のある場所では偏流が発生して、流水は水路幅いっぱいに広がらなくなった (表-7)。すなわち、同所では $B > b$ となり、また、任意位置の b は異なるため、 b/H_m が場所的、時間的に相違した。

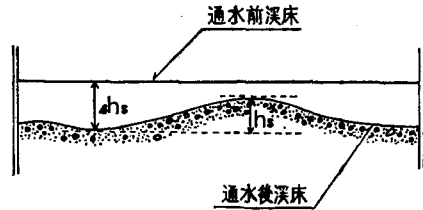


図-32 砂礫堆高さ h_s と洗掘深 Δh_s
Fig. 32. Height of bars (h_s) and Depth of scour (Δh_s).

表-7 全幅流下の有無
Table 7. Width of cross water surface

勾配		1/50			1/100
Q (l/sec) case No.		0.3 (case I)	0.5 (case III)	0.7 (case V)	0.3 (case VI)
L/B	5.0	×	×	×	○
	2.5	×	×	—	○
	1.7	×	×	○	○
	1.3	×	○	—	○
	1.0	○	○	—	○
	0.8	○	○	○	○

○=30 cm ×<30 cm

従来の砂礫堆実験では、砂礫堆は水面下において発生、発達するとされ、通水中に無冠水溪床面が露出するようなことがあってはならないと考えられてきた。給水量が少ないと、どうしても流水は凹部に集中し、無冠水溪床面が発生しやすいので、これらの実験では給水量をなるべく多くしたと考える。

一方、本実験は、水面下に存在する砂礫堆の形成、発達をみようとしたのではなく、横工間隔の広狭による横断起伏度合の違いを把握しようとしたものである。従って、通水前に溪床起伏をできるだけ小さくすることによって、通水開始直後に水路幅いっぱいに流すことができるならば、通水中に無冠水溪床面が露呈しても差支えない。重要なことは、少ない給水量 Q という限られた条件下でも、 Q を変化させることによって得られる結果から、任意の Q に対する $D.c.$ を推定できればよいのである。

また、本実験では、既存のものに比べて R が短い、このことについても短い R の条件下で得られる結果から、 R をさらに長くした場合の D.c. が推定できればよい²⁴⁾ と考える。

土石分散度合の 1 指標である砂礫堆の横断方向の高さ (比高) hs と単位幅流量 q の関係についてまとめた (図-33)。阿部ら²⁾ によって q が多くなるほど、 hs/H_m は、小さくなるとされているが、本実験結果からもその傾向を確認した。このことは、本実験において、例えば $L/B=1.7$ の場合に $Q=0.5$ ℓ/sec から 0.7 ℓ/sec に増やすと D.c. が小さくなった事実によって、一層信頼度が高くなったと考えられる。すなわち、阿部らの実験では、横断起伏の比高という溪床の最高、最低の 2 点だけの差を基準として拡散機能を量的に表現しているのに対し、本研究で提示した D.c. は、溪床横断起伏を多数の溪床高さの散らばり度合としてとらえ、これを標準偏差を用いることによって安定した数値として表現したことである。

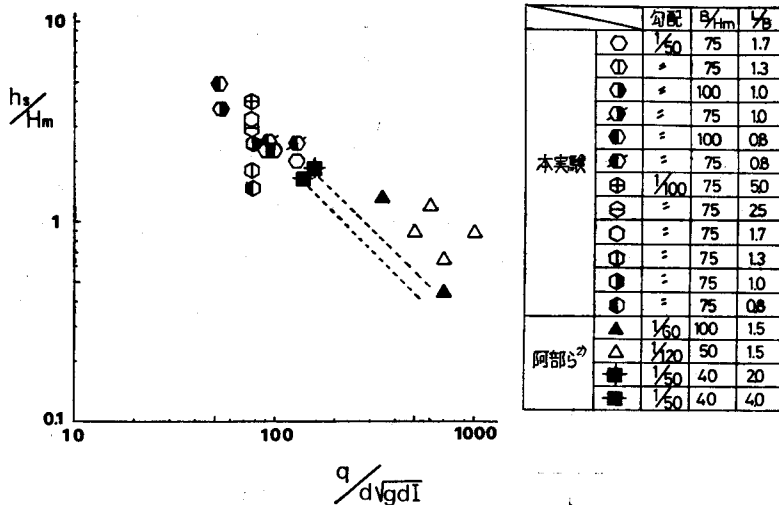


図-33 hs/H_m と $q/d\sqrt{gdI}$ の関係

Fig. 33. Relation between hs/H_m and $q/d\sqrt{gdI}$.

また、阿部ら²⁾ は、床固工を流路幅の 2 倍に設置した場合の hs が H_m 、勾配に関係なく一定値をとること、およびそれより広い間隔における hs に比べて大きく減少すると述べている。この傾向は、IV 章 1 節 2) で明らかにした $L/B=1.7$ (ただし帯工設置) の有利性によって一層信頼度の高いものになったと考える。

3. 横工の配置間隔

本実験における横工間隔条件は、 $L/B=0.8, 1.0, 1.3, 1.7, 2.5, 5.0$ の 6 種である。任意の給水量に対して、D.c. を小さくすることのできる横工間隔のなかで、最も広い間隔が $L/B=1.7$ であったことはすでに述べた (IV 章 1 節)。また、給砂を実施すると $L/B=1.7$ では、他の横工間隔 ($L/B=5.0$ は除く) 同様、D.c. が小さくなることも明らかになった (IV 章 1 節)。さらに、V 章 1 節において L/B と局所洗掘深 Δhs の関係を調べたが、 L/B が 2.5 から 1.7 に変ると、

Δhs はそれまで ($L/B=5.0, 2.5$) よりも急激に小さくなることを確認した。

本実験条件下 ($1/50$ 勾配, $B=30$ cm) での $L/B=1.7$ の有利性から, $L=50$ cm を合理的な横工間隔と仮定する。 $1/100$ 勾配に緩くすると, D.c. および Δhs は小さくなった (III章3節, V章1節) ことから, 水路幅一定の条件のもとでは, 勾配が緩くなるほど合理的間隔は広くなると考える。

流路工における横工間隔を算出するための経験式には,

$$L = (1.5 \sim 2) B^{29)} \quad (1)$$

$$L = (2 \sim 6) B^{31)} \quad (2)$$

がある。しかし, これらの数式では, 間隔を規制する因子を水路幅だけに限定して, 勾配は捨象されている。

また, 階段ダム群の横工間隔を求める際に勾配を主な規制要因とした経験式として,

$$L = \frac{m \cdot n}{m - n} \cdot h \quad (3)$$

$$\left(\frac{1}{m} : \text{計画勾配}, \frac{1}{n} : \text{原勾配}, h : \text{床固工の高さ} \right)$$

がある。(3)式には, (1), (2)式とは反対に, 水路幅の因子が全く含まれていない。本実験の $1/50$ 勾配では, $L/B=1.7$ が合理的な間隔であった。しかし, 水路幅 B が変化する場合, 常に $L/B=1.7$ が合理的間隔であると断定できない。筆者は, 水路幅 B が広がるほど L が狭くなるものと考えている。

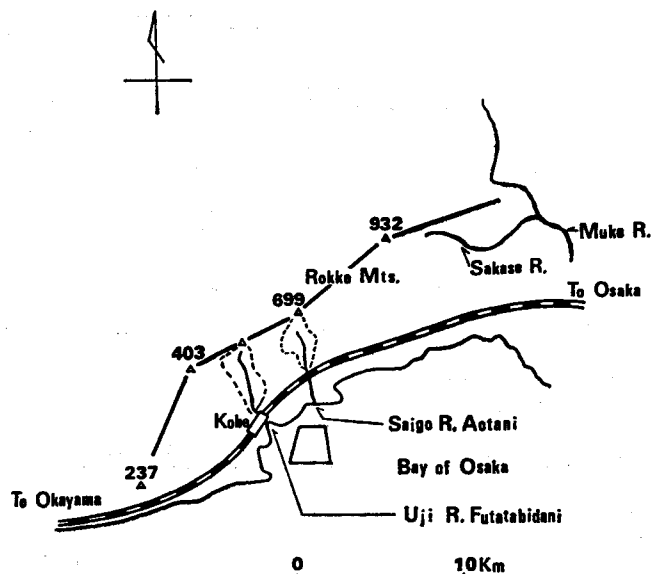


図-34 神戸市と六甲山地
Fig. 34. Kobe and Rokko Mts..

以上のことより、最終的に横工間隔の算出式を提示するときには、勾配と水路幅の両因子が加味され、さらに水路幅の値によって係数が変わるものになると考える。

VI. 溪床の安定化と流域防災

1. 貯砂方式と溪床土石

現在、溪床内の不安定土石対策の一般的方法は、貯砂能力の大きい高ダムによる流下土石の抑止であることは緒言で述べた。溪流に巨大なコンクリートダムを設置すると、周辺地形等に種々の変化をひき起こす。

本節では、その変化のひとつである流域内の土石分布の推移に焦点をあて、この変化が砂防計画上の土石対策にどのような意味をもっているのかについて、現地溪流を例にとり述べようと思う。

東西に延びる六甲山地と瀬戸内海に挟まれた神戸市(図-34)では、1938年7月に梅雨前線のもたらした豪雨によって死者462名、全半壊家屋10,914戸という大規模な土石災害が発生した^{25,41)}。同災害の発生後、砂防ダム、流路工等の砂防工事が重点的に行なわれ、今日、六甲地区は、都市砂防の最も典型的な地域となっている。

六甲地区では、上記のように他の地区と比較して砂防工事の歴史が古い(例えば北海道で

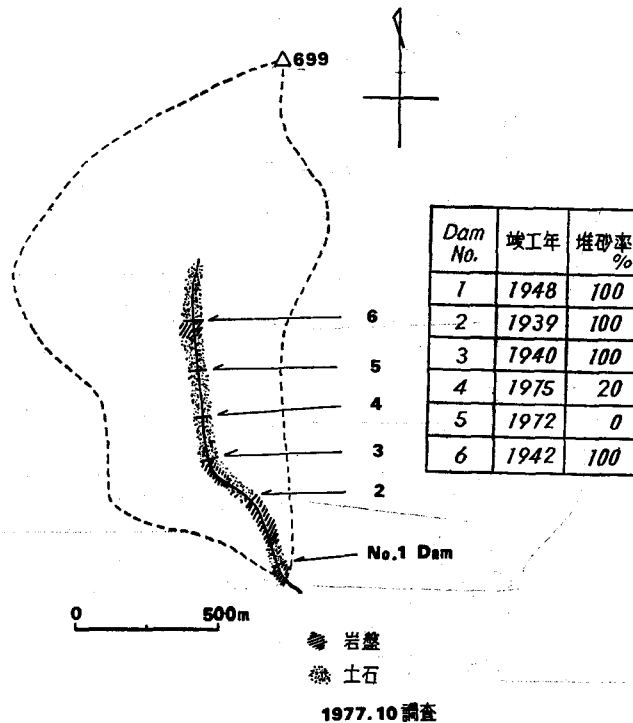


図-35 西郷川青谷本流の土石分布

Fig. 35. Distribution of bed load in Aotani of Saigo R.

本格的な工事が開始されたのは1950年代後半である) ため、貯砂を目的とする砂防ダムの設置が、溪流の土石分布に与える影響を観察するには、適当な地域といえるだろう。

溪床の土石分布状態が推移する具体例として、竣工年の古いダムが設置されていることを基準に、六甲諸溪流から2つの溪流を選出した。西郷川青谷本流では、No. 4と5のダムを除いては、いずれもダム下流では洗掘されて岩盤が露出し、とくに1939年に竣工したNo. 2の下流は、200 mにわたって岩盤露出が続いていた(図-35)。宇治川再度谷では、No. 2を除いた他は、すべて竣工より20年以上経過している(図-36)。本溪流でも、ダム下流の洗掘・溪床低下現象は認められ、とくにNo. 3(1939年竣工)の下流では顕著であった。

ダム下流の洗掘と溪床低下現象は、貯砂ダムにとって不可避的な問題である。前述した六甲の2溪流におけるダムほど年数が経過していなくても、洗掘・溪床低下が認められることを

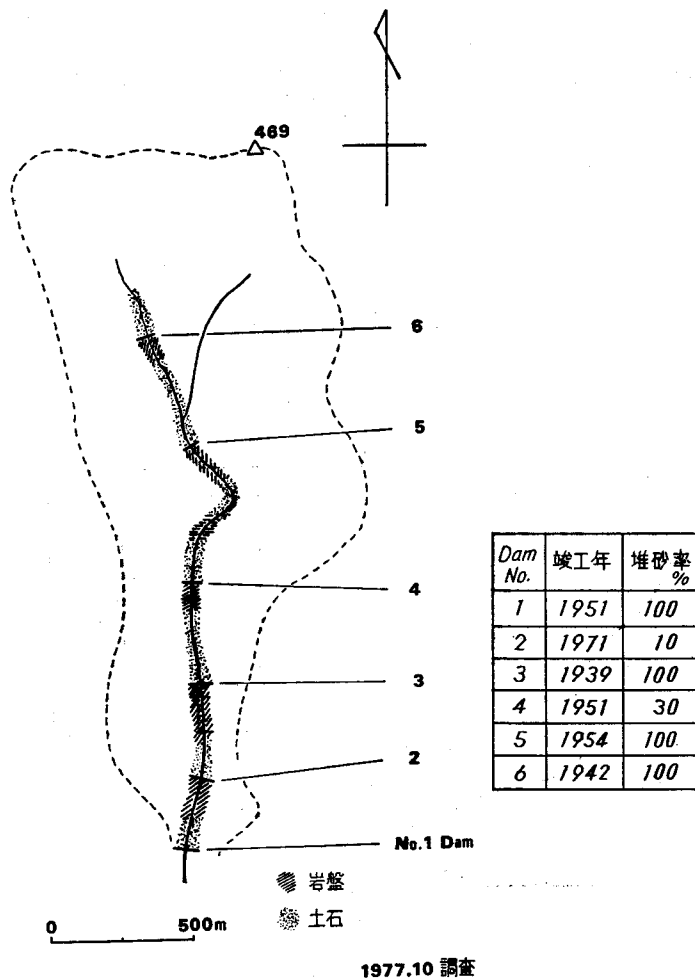


図-36 宇治川再度谷の土石分布

Fig. 36. Distribution of bed load in Futatabidani of Uji R..

札幌市発寒川の例をとりあげて述べよう。本流域における砂防工事の歴史は、六甲地区に比べると新しく(1955年開始)、また、集中豪雨による洪水の経験も少ない。しかし、手稲山えん堤、常次の沢ダム、福井えん堤の下流を調査した結果、とくに福井えん堤と手稲山えん堤では、明らかに大規模な溪床低下と岩盤露出が認められた³³⁾(図-37)。

以上に述べたような溪床低下による岩盤露出は、結局、側方浸食(例えば図-37の常次の沢ダム下流)を助長し、砂防計画上の土石処理の観点から好ましくない(図-38)。この溪床の異状な低下は、ダムが満砂するまで下流へ土石を供給しないことによって、引きおこされたものである。

貯砂ダムによる下流への土石供給の停止が、溪床の異状な低下を招くことは、本実験によっても確かめられた。例えば、実験ケースIIでは、給水量0.3 l/secに混入率0.4%の砂礫を投入(給砂)しただけでも、水路内の洗掘量は、 $L/B=5.0, 2.5, 1.7, 1.3, 1.0, 0.8$ のとき、それぞれ、無給砂の場合の $3/4, 1/3, 1/3, 1/3, 1/3, 1/2$ 程度に減少した(前図-24)。

対象区間の上流に貯砂ダムが存在する場合、本無給砂実験のように溪床低下が著しくなるが、一方横工群が設置されていると、この工法は、適度の土石移動(流下)を許容するため、給砂した場合のように、同区間では、溪床低下がかなり緩和される。

2. 土石移動のコントロール

現在、溪流内の不安定土石処理方法の主流となっている高ダムは、以下の3点において否定的な側面をもっている。

① ダムへの流入・堆積土石の位置エネルギーが大きくなる⁵⁷⁾ため、地震時にダムが破壊された場合、急激かつ多量の土石流出が懸念される。

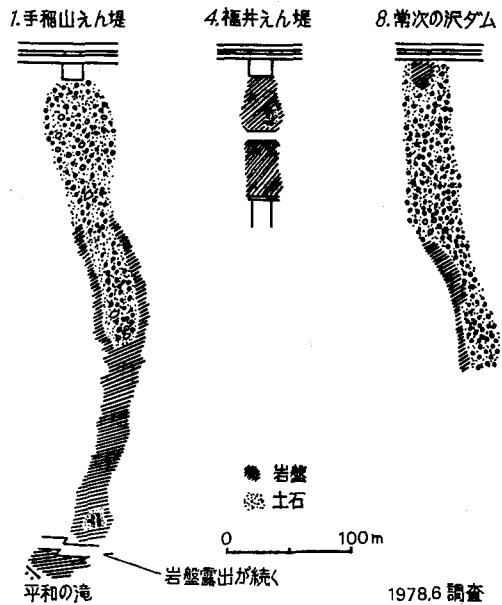


図-37 発寒川における砂防ダム下流の溪床低下

Fig. 37. Lowering of stream bed in downstream of sediment control dam of Hassamu R..

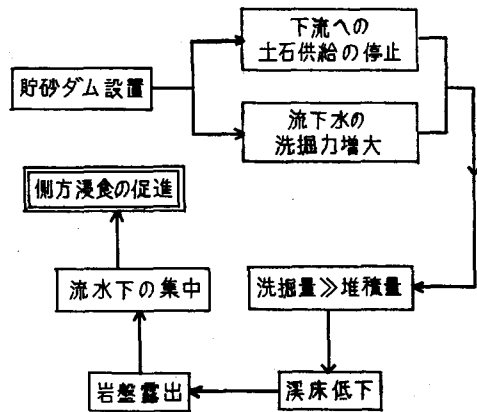


図-38 貯砂ダムによる溪床低下

Fig. 38. Lowering of stream bed by setting check dam.

② ダム満砂まで下流へ土石を供給しないため、下流では洗掘量が堆積量を大きく上回り、結果的に溪床は低下する。さらに、この溪床低下が側方浸食を助長する。

③ とくに都市近郊では、ダム設置によってその周辺は立入禁止になることが多く、結局、溪流と住民が切り離されることになる。

本来、土石は山腹で生産され、溪流において堆積と洗掘をくり返し、最終的に海・湖へ流出するものである。山腹崩壊と表面浸食による土石の生産そのものを抑止することは、事実上不可能であるから、砂防工事の目的は、豪雨等による土石の一時的大量移動を制御することになる。

土石流による災害時、下流域住民に被害を与えた土石の流出源は、新規の崩壊土石ではなく、以前より存在していた溪床堆積物であることが多いと指摘されている^{16,17,18,42)}。この事実を考慮して、砂防計画実行においては、既存堆積物の再移動をコントロールする必要性が強調されている^{6,17,32,38,39,48,57,59)}。

『溪流砂防工事の基本的理念として、「溪床の安定化」あるいは「土石収支のバランス」をとるといふ共通の広場が存在する。』¹⁰⁾ 砂防技術には、長期に亘って埋積された溪床土石が縦浸食によって再移動することを制御する⁴⁸⁾ ものとして、高さの低いダム(床固工)を群として設ける方法がある^{9,12,38,48,57)}。また、この横工群を発展させて、溪流拡幅部に床固工群を設置して、土石流の越流堆積を狙ったものとして、東^{13,14,15)}の提唱する低ダム群工法がある。

このような横工(床固工)群による土石処理においては、以下のような効果が期待できる。

① 既存堆積土石の主なものを固定するため、一時的大量移動を防止できる。

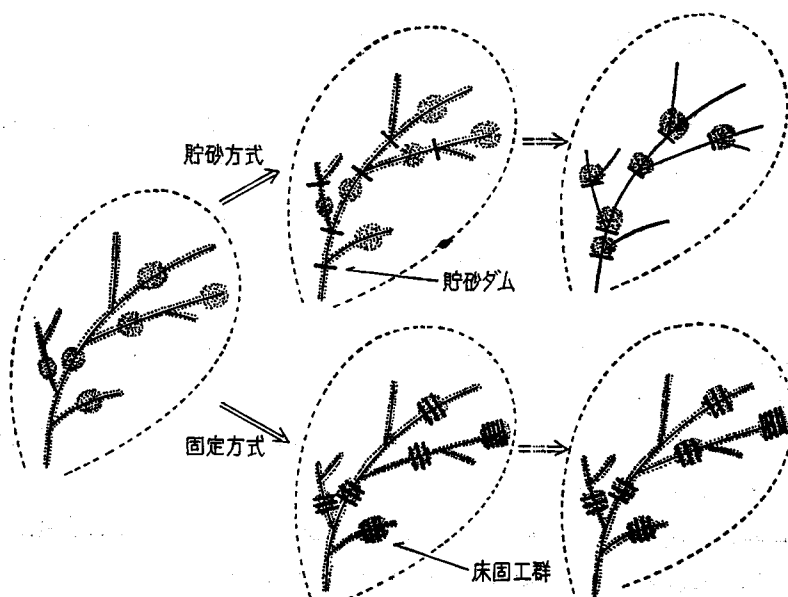
② 溪流の任意区間が洗掘あるいは堆積のみに終始することを防ぎ、両者が短い波長で時間的に交互にあらわれる⁷⁾ ようにする。これは、側方浸食を規制することになる。

③ 砂防基準点における年平均流出土砂量⁵¹⁾を半永久的に低減することができる³²⁾。

溪流における不安定土石の処理方法を横工群による溪床固定方式と高ダムによる貯砂方式に大別すると、それぞれの土石処理方式によって、溪床の土石分布の時間的変化は明らかに違ってくる。

両方式による土石分布の時間的変化の相違について、これをモデル化した(図-39)。砂防ダムを設置する前には、溪流各所にとりわけ拡幅部に多量の土石が存在したと仮定する。貯砂ダム設置後は、同ダムが満砂するまで下流へ土石を供給しないため、この区間では、洗掘量が堆積量を大きく上回り、結果的に、溪床は低下する。さらに、この溪床低下によって側方浸食が助長され、同区間の洗掘(浸食)量は、貯砂ダムを設けなかった場合よりも多くなるだろう。以上のように、一定の年月が経過すると、人為介入前には、溪流各所に散らばって存在していた土石が局所に偏って分布するようになる。

一方、横工(床固工)群による固定方式は、拡幅部における既存堆積土石を固定(扞止)することによって、土石の一時的大量移動を防止し、さらに、土石の一貫した流出過程を基本的



図—39 貯砂方式と固定方式による土石分布の変化

Fig. 39. Change of distribution of bed load by method of check dam and groundsel.

に保持し、床固工群下流の溪床低下と側方浸食を未然にくい止める。従って、固定方式により不安定土石を処理した溪流における土石分布状態は、数十年という時間が経過しても、横工群設置直後とあまりかわらないものになるだろう。

以上のように、固定方式は貯砂方式と違って、土石収支のバランスを基本的に維持しつつ、土石の一時的な大量移動を防止するという利点がある。しかし、砂防計画に、横工(床固工)群が高ダムに全面的にとって代ることは不可能である。例えば、流域全体の山腹が非常に崩壊しやすく、また、大規模な既存堆積地が存在せず、しかも流域下流端直下に被災対象がある場合は、溪流出口に貯砂ダムを設ける以外、土石流による被災対策は考えられない。結局、個々の溪流の性格に応じて、また、溪流各所の諸条件に照らして、上記2種の工法を使いわけなければならないだろう。

砂防工事の最終目的は、すでに述べたように、一時的な大量移動を防止すると同時に、溪流における洗掘と堆積のバランスを破らないものでなければならない。従って、これらの条件を満足させる砂防工種は、自然に逆らわない高さの低い横工(床固工)が中心になるべきものと考えられる。

摘 要

今後の砂防計画においては、横工(床固工)群による溪床不安定土石の固定方式が注目されると考えた。その具体的課題として、横工相互の配置間隔に焦点をあて、間隔決定基準として

提示した横工の土石拡散機能の指標である溪床横断起伏を量的に表現することを試みた。

まず、現地溪流において上記表現方法を適用し、次に模型実験によってその有効性を検証しようとした。現地調査および実験の結果、同表現方法の有効性が確かめられ、あわせて実験では、任意の給水量に対して、特異な変化を呈する横工間隔が明らかになった。

また、現地調査を行なって、現在不安定土石処理方式の主流を占めている貯砂ダム方式が、溪床低下・岩盤露出を引き起こしている実態を明らかにし、このメカニズムを実験によって確かめた。

さらに、横工群による溪床固定方式が土石収支のバランスを崩さず、土石災害を軽減・防止できることについて述べた。

1) 横工間隔決定基準として、横工の土石拡散機能に注目し、溪床における横断起伏度合が土石の分散・集中堆積度合をあらわしていると考えた。

2) 横断起伏度合を水平な基準線からの標準偏差値として表現し、これを横断(水路)幅で除したものを横断起伏度 $D. u.$ (Degree of cross undulation) とした。

3) さらに、水路全区間における土石の集中堆積度合をあらわすものとして、 $D. u.$ の平均値である土石集中度 $D. c.$ (Degree of concentration of bed load) を提示した。

4) 札幌市発寒川流路工の勾配と横工間隔の異なる3区間において土石の集中堆積度合を調べた。横断起伏の度合を $D. u.$ 、 $D. c.$ を用いて表現したところ、上記3区間における土石の集中堆積度合の相違を量的に表現できた。この結果、横工間隔の狭いほうが、また、勾配の緩いほうが、土石はより分散して堆積するものと推測した。

5) 実地溪流において把握した横工間隔および勾配と土石の集中堆積度合の関係、すなわち、集中度合が間隔の広狭と勾配の緩急によって変化するかどうかを検証し、さらに、種々の条件下での土石の集中堆積度合の動向を詳細にとらえるため、模型水路を用いて実験を行なった。

6) その結果、 L/B (L : 横工間隔, B : 水路幅) = 5.0 から 0.8 に小さくなると、土石の分散堆積度合はほぼ3倍になり、また、勾配を $1/50$ から $1/100$ に緩くすると、 $L/B=1.3, 1.7, 2.5, 5.0$ では、分散堆積度合がほぼ2倍になった。

7) $L/B=1.3, 1.7$ では、 $Q=0.3 \ell/\text{sec}$ あるいは $0.5 \ell/\text{sec}$ より多くなると、土石がより分散するようになり、また、任意の Q に対する $D. c.$ もかなり小さくなった。

8) 給砂を実施すると、 $L/B=5.0$ から同 2.5 、あるいは $L/B=2.5$ から同 1.7 に狭くなると、土石の分散が急激に促進された。

9) 局所洗掘深 Δh_s を調べた結果、 L/B が 2.5 から 1.7 に小さくなると Δh_s は、急激に小さくなった。

10) 7), 8), 9) より本実験条件(水路幅 30 cm, 勾配 $1/50$) 下では、 $L/B=1.7$ 近辺に合理的横工間隔が存在すると考えた。

11) 従来の砂礫堆実験と本実験の関係を整理したが、両者の重要な実験条件の相違は、給水量 Q の大きさであった。従来の実験では、溪床の凹凸を砂礫堆としてとらえ、溪床全体が常に水面下になくならないとしている。このため、 Q を多くしたと考える。一方、本実験では、溪床の凹凸のうち横断方向の起伏を横工の拡散機能のあらわれとしてとらえたので、 Q が少ないために通水中に溪床の一部が、無冠水状態になっても差支えないと考えた。

12) 従来の実験では、 $L/B=2.0$ の特異性が断片的に述べられているが、本実験によって確認された $L/B=1.7$ の有利性は、一層信頼度の高いものである。すなわち、従来の実験では、起伏の最高、最低という2点の差(砂礫堆の高さ)によって横工の拡散機能が表現されて安定性がないのに対し、本実験では、標準偏差を適用することによって、より信頼度の高い数値として提示した。

13) 6) より合理的横工間隔は、勾配に左右され、勾配が緩くなると、その間隔は広くしてもよいと考える。

14) 横工の機能としては、溪床維持(扞止)機能と拡散機能の2つが考えられる。両者は、密接な関係にあり、拡散機能は扞止機能の指標になると考えた。

15) 神戸市六甲地区の2溪流および札幌市発寒川における砂防工事の結果から、貯砂ダム下流部では、溪床が異常に低下していることを確認した。

16) 本研究では、溪床低下が側方浸食を助長し、下流へ大量の土石を流送するものと考えた。

17) 給水中に砂礫を混入し、土砂含有率を高めることによって、異常な溪床低下は防止できることが実験によって確かめられた。

18) 溪床低下による既存堆積地の破壊、地震による被災防止、また美観上から高ダムによる不安定土石処理(貯砂方式)に対し、床固工群による既存堆積地の固定(扞止方式)が、今後重要視されるべきと考えた。

19) 横工群による固定方式を実施するときの問題となるのは、個別溪流の勾配、溪幅に応じて、横工相互の適正な配置間隔を決定することである。本研究で提示した溪床起伏度の考えは、上記課題を解明するための重要な基準になると考えた。

文 献

- 1) 阿部宗平・池谷 浩・伊巻幹雄・泉 岩男(1979): 急勾配河川における砂礫堆に関する研究(第2報) 一帯工の効果について一. 昭和54年度砂防学会研究発表会概要集, pp. 36-37.
- 2) 阿部宗平・伊巻幹雄・北山滋基(1980): 急勾配河川における砂礫堆に関する研究(第3報) 一床固工の効果について一. 昭和55年度砂防学会研究発表会概要集, pp. 140-141.
- 3) 阿部宗平・鈴木浩之(1981): 急勾配河川における砂礫堆に関する研究(4) 一護岸計画への適用一. 昭和56年度砂防学会研究発表会概要集, pp. 60-61.
- 4) 阿部宗平・上原信司(1978): 蛇尾川流路工水理模型実験報告書(II). 土研資料, No. 1392.
- 5) 新谷 融(1971): 荒廃溪流における土石移動に関する基礎的研究. 北大農演研報, Vol. 28, No. 2, pp. 250.

- 6) 新谷 融 (1976): 荒廃溪流における溪床土石の固定と土石移動形態. 日林北支講, 第25号, pp. 100-102.
- 7) 新谷 融・坂本知己・長 栄作 (1980): 十勝岳ヌッカクシフラノ川における溪床変動. 昭和55年度砂防学会研究発表会概要集, pp. 126-127.
- 8) CHORLEY, R. J. (Ed.) (1972): Spatial analysis in geomorphology. pp. 23-41, Methuen & Co.
- 9) 遠藤隆一 (1958): 砂防工学. 共立出版, pp. 75-83.
- 10) 伏谷伊一 (1970): 溪流工学. 地球出版, pp. 101.
- 11) 蒲 孚 (1937): 砂防工学. 工業図書, pp. 70.
- 12) 橋本規明 (1956): 新河川工法. 森北出版, pp. 223.
- 13) 東 三郎 (1970): 流動土石の分散処理に関する考察. 新砂防, Vol. 22, No. 3, pp. 1-6.
- 14) 東 三郎 (1971): 治山計画論. 林野庁林業講習所北海道支所, pp. 118-123.
- 15) 東 三郎 (1973): 沖積扇状地の土石分散工法に関する研究. 北大農演研報, Vol. 30, No. 2, pp. 233-295.
- 16) 平尾公一 (1969): 砂防調査のまとめ方. 土木技術資料, Vol. 11, No. 5, pp. 11-13.
- 17) 平尾公一 (1970): 砂防計画その1, 土砂の生産および移動. 土木技術資料, Vol. 12, No. 4, pp. 47-48.
- 18) 平尾公一・大久保駿 (1970): 昭和42年7月豪雨災害について一呉市浜田川の土砂流出一. 新砂防, Vol. 22, No. 3, pp. 17-24.
- 19) 伊吹正紀 (1955): 砂防特論. 森北出版.
- 20) 池田 宏 (1973): 実験水路における砂礫堆とその形成条件. 地理学評論, Vol. 46, No. 7, pp. 435-451.
- 21) 池田 宏 (1980): フィールドワークと室内実験. 地理, 右今書院, Vol. 25, No. 5, pp. 63-70.
- 22) 池谷 浩 (1977): 砂防流路工の計画と実際. 全日本建設技術協会.
- 23) 池谷 浩・伊巻幹雄 (1978): 急勾配河川における砂礫堆について. 昭和53年度砂防学会研究発表会概要集, pp. 74-75.
- 24) 池谷 浩・伊巻幹雄 (1978): 流路工に関する研究(4)一砂礫堆に関する研究一. 土研資料, No. 1408.
- 25) 稲見悦治 (1976): 都市の自然災害. 古今書院, pp. 94-118.
- 26) 泉 岩男 (1965): 床固工の溪床侵食防止効果について. 新砂防, Vol. 18, No. 3, pp. 24-28.
- 27) 泉 岩男 (1970): 砂防計画その3, 砂防工事の効果. 土木技術資料, Vol. 12, No. 6, pp. 46-52.
- 28) 泉 岩男・池谷 浩・伊巻幹雄 (1978): 急勾水路における砂礫堆について. 新砂防, Vol. 31, No. 2, pp. 9-19.
- 29) 柿 徳一 (1941): 治水砂防工学. 土木技術社.
- 30) 建設省河川局監修 (1976): 建設省河川砂防技術基準(案)計画編. 山海堂, pp. 162.
- 31) 建設省関東地方建設局 (1971): 流路工計画設計基準(案).
- 32) 建設省河川局砂防課 (1957): 砂防基本計画樹立について. 河川, 昭和32年8月号, pp. 2-10.
- 33) 金 永模 (1978): 発寒川流域における砂防ダム下流部の洗掘状況に関する考察(I). 日林北支講, 第27号, pp. 99-101.
- 34) 金 永模・東 三郎 (1979): 発寒川流路工における横工間隔と横断形の関連. 日林北支講, 28号, pp. 72-74.
- 35) 金 永模 (1980): 流路工の横工間隔に関する実験的考察. 昭和55年度砂防学会研究発表会概要集, pp. 132-133.
- 36) 金 永模 (1981): 溪床横断起伏と横工の流水拡散機能に関する実験. 昭和56年度砂防学会研究発表会概要集, pp. 62-63.
- 37) 金 永模 (1982): 横工の土石拡散機能に関する実験的研究. 新砂防, Vol. 34, No. 4, pp. 20-25.
- 38) 木村弘太郎 (1969): 砂防計画発展のあゆみ. 土木技術資料, Vol. 11, No. 5, pp. 3-8.
- 39) 木村弘太郎 (1951): 砂防計画樹立に対する構想. 河川, 昭和26年5月号, pp. 11-13.
- 40) 木下良作 (1980): 大井川牛尾狭窄部開削の影響に関する「砂レキ堆相似」による模型実験. 建設省中部地方建設局静岡河川工事事務所, pp. 25.
- 41) 神戸市 (1939): 神戸水害史.
- 42) 小出 博 (1955): 日本の水害 一天災か人災か一. 東洋経済新報社, pp. 127-129.
- 43) 駒村富士弥 (1978): 治山・砂防工学. 森北出版, pp. 152.

- 44) 三輪 式 (1978): 砂レキ堆の形成と移動に及ぼす床固工の影響について. 昭和53年度砂防学会研究発表会概要集, pp. 76-77.
- 45) 三輪 式 (1979): 床固工が砂レキ堆の形成と移動に及ぼす影響. 新砂防, Vol. 32, No. 1, pp. 19-24.
- 46) 水原邦夫・遠藤隆一・武居有恒 (1968): 急勾配野溪の水工学的研究. 新砂防, Vol. 21, No. 2, pp. 1-17.
- 47) 中村二郎 (1978): 砂防・地すべり防止・急傾斜地崩壊防止施工法. 山海堂.
- 48) 新沢直治 (1952): 砂防計画試案. 新砂防, No. 10, pp. 16-25.
- 49) 野口晴彦 (1963): 砂防ダム水叩部の洗掘実験に関する一考察. 東京農工大学演習林研究報告, 第3号, pp. 15-20.
- 50) 鮎川 登 (1971): 直線河道における砂礫堆の形成条件について. 土木学会第26回年次学術講演会講演集, II, pp. 189-190.
- 51) 大久保駿 (1970): 流出土砂量について—従来の研究の紹介—. 土木技術資料, Vol. 12, No. 7, pp. 34-39.
- 52) 大田原幸亘・阿部宗平 (1975): 太田切川流路工水理模型実験報告書 (第2報). 土研資料, No. 1021.
- 53) 大田原幸亘・阿部宗平 (1975): 加勢蛇川流路工水理模型実験報告書. 土研資料, No. 1010.
- 54) 尾張安治・駒村富士弥・早川嘉一 (1964): 青田川の流路工計画について. 新砂防, Vol. 17, No. 2, pp. 1-6.
- 55) 尾張安治 (1956): 実用砂防工学. 朝倉書店, pp. 89.
- 56) 砂防学会 (1976): 砂防用語集. 全国治水砂防協会.
- 57) 砂防学会シンポジウム (1969): 砂防ダムについて. 新砂防, Vol. 21, No. 4, pp. 43-47.
- 58) 砂防設計公式集編集委員会 (1980): 砂防設計公式集. 山海堂, pp. 61.
- 59) 笹賀一郎 (1979): 扇状堆積地の土砂害防止に関する基礎的研究. 北大農演研報, Vol. 36, No. 2, pp. 369.
- 60) 水理委員会移動床流れの抵抗と河床形状研究小委員会 (1973): 移動床流れにおける河床形態と粗度. 土木学会論文報告集, 第210号, pp. 65-77.
- 61) 田畑茂清・阿部宗平 (1973): 流路工に関する研究 (I). 土研資料, No. 822.
- 62) 田畑茂清 (1974): 流路工に関する研究 (III). 土研資料, No. 944.
- 63) 田畑茂清 (1970): 砂防計画その2, 砂防工作物の機能. 土木技術資料, Vol. 12, No. 5, pp. 46-52.
- 64) 高瀬信忠 (1978): 河川水文学. 森北出版, pp. 245.
- 65) 高山茂美 (1974): 河川地形学. 共立出版, pp. 240.
- 66) 鳥山武雄 (1967): 新砂防工学. 理工図書, pp. 149.
- 67) 山本三郎 (1958): 河川工学. 朝倉書店, pp. 334-335.
- 68) 矢野義男 (1973): 山地防災工学. 山海堂, pp. 99-107.
- 69) 横田周平 (1955): 緩流河川工法. 森北出版, pp. 207.
- 70) 横田知昭 (1962): 沼尾川下流流路工模型実験. 新砂防, Vol. 14, No. 4, pp. 1-9.

Summary

In future Sabo-plan, Group of cross-dykes which makes deposit firm will be watched with keen interest. When it will be planned, mutual interval of cross-dykes becomes one of important problems.

The author considered degree of cross undulation index of cliffusing function of cross-dyke. Therefore Degree of cross undulation seems to become standard for determination of interval. And the author tried to express Degree of cross undulation quantitatively.

First the above-mentioned method was applied to the streams in the field. Secondly the method was tried to examine by the model experiment. As the result of field surveying and experiment, efficiency of that method was confirmed.

By surveying in the field it became clear that the method of check dam brought about

lowering of stream bed and exposure of bed rock. That mechanism was confirmed by the model experiment.

Moreover the author discussed that the method of fixing stream bed by cross-dykes prevented disaster of Debris flow without breaking balance of transfer of bed load.

The contents of this study were summarised as follows.

1) The author considered that degree of cross undulation in stream bed became index of concentrated accumulation of bed load.

2) Degree of cross undulation was represented as numerical value by making use of standard deviation. And this numerical value divided by cross breadth was named as Degree of cross undulation (D. u. in short).

3) Degree of concentration of bed load (D. c. in short) in arbitrary length of channel was exhibited as average of D. u..

4) The author surveyed D. u. in three sections of Hassamu channel works. Slope of streams and interval of cross-dykes of those sections were different each other. Representing degree of cross undulation of the sections by D. c., those different degree of concentrated accumulation of bed load could be exhibited quantitatively.

As a result, it was confirmed that the bed load in narrow interval of cross-dyke dispersed broader than in wide one and it dispersed broadly when slope became gentle.

5) By making use of the model channel works, the author experimented on concentrated accumulation of bed load for the purpose of proving that D. c. was changed by interval of cross-dyke and slope.

6) As experimental consequence, D. c. in $L/B=5.0$ (B : Breadth of channel works, L : interval of cross-dyke) became three times as much as that in $L/B=0.8$. And when the slope of model turned from $1/50$ into $1/100$, D. c. decreased to $1/2$ approximately in $L/B=1.3, 1.7, 2.5, 5.0$.

7) Becoming much than $0.3 \ell/\text{sec}$ or $0.5 \ell/\text{sec}$ in $L/B=1.3, 1.7$, the bed load dispersed more broader. And D. c. in arbitrary quantity of water supply became little.

8) In the case of sand supply, the bed load dispersed definitely when L/B changed either from 5.0 into 2.5 or from 2.5 into 1.7 .

9) Depth of scour distinctly decreased when L/B turned from 2.5 to 1.7 in all experimental case.

10) Judging by 7), 8), 9) the author considered that $L/B=1.7$ is rational interval under this experimental conditions.

11) Adjusting the relation between the former experiment on bars and this, important difference of experimental condition in both was quantity of supplying water.

Regarding undulation of stream bed as bars in the former experiment, it has been considered that whole bed should have been under water. Therefore quantity of water supply became large. But in this experiment the author thought undulation of stream bed to be index of diffusing function of cross-dyke. Accordingly the author considered it to be nontrouble that part of stream bed came out of surface of water owing to little quantity.

12) In the former experiment peculiarity of $L/B=2.0$ has been mentioned, but that of $L/B=1.7$ confirmed in this experiment has high reliability. In the former study diffusing function of cross-dyke has been represented by only difference between the highest point of cross and the lowest. And so the representation is unstable. But in this experiment the function

was showed as numerical value which is reliable by making use of standard deviation.

13) Depending on 6) the rational interval seemed to be under influence of slope. Then the interval may be wider.

14) There are two functions for cross-dyke. One is fixing function and the other is diffusing that. Both functions seemed to relate closely with each other and diffusing function could become index of fixing one.

15) In consequence of setting check dams in streams of Hassamu and Rokko, it was recognized that stream bed lowered in downstream of check dams.

16) In this study, the author judged that lowering of stream bed promoted side erosion and sediment yield became much.

17) It was confirmed that abnormal lowering of stream bed was prevented when concentration of sediment was made thick by putting sands into supplying water in this experiment.

18) There are following problems in method of check dam. One is destruction of existing deposits. Two is danger of disaster which is due to destruction by earthquake. And the other is defiling beauty of natures. In order to overcome above mentioned difficulties the author thought method of groundseals which makes deposit firm better.

19) Taking method of groundseals, There is a practical problem. That is reasonable interval of groundseals which accords with slope and width of individual streams. D. u. and D. c. which were showed in this study were judged to become one of effective methods for the purpose of solving the above mentioned subjects.



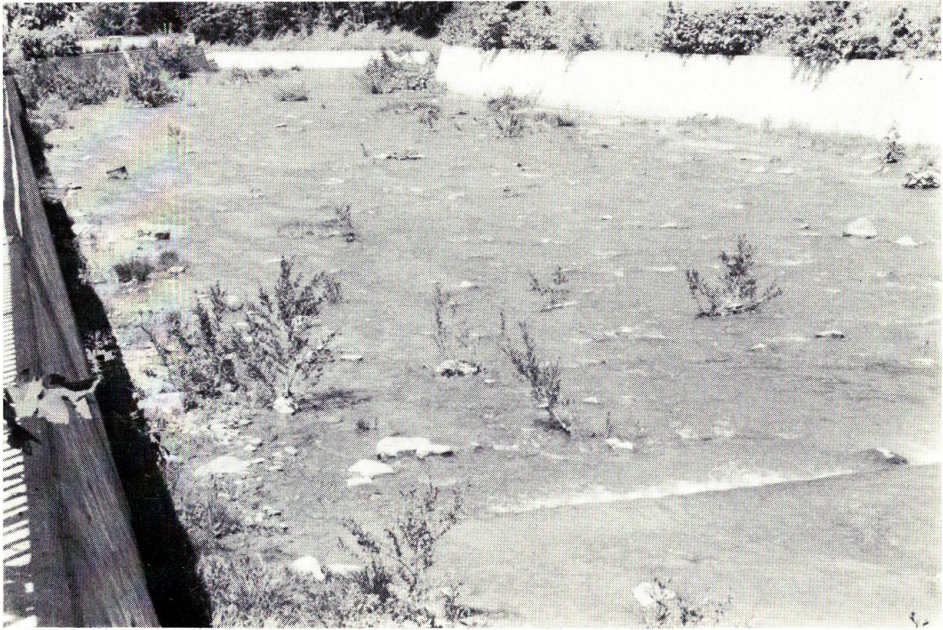
写真—1 発寒川流路工 I 区の流況。分散して流下している。
土石集中度 $D. c. = 5.4 \times 10^{-3}$

Photo 1. Condition of running water in I section of Hassamu channel works.
Water runs broadly. $D. c. = 5.4 \times 10^{-3}$



写真—2 同 II 区の流況。偏流が著しい。 $D. c. = 14.4 \times 10^{-3}$
(侵入木本は伐採されている)

Photo 2. Condition of running water in II section of the above channel.
Water runs partiality. $D. c. = 14.4 \times 10^{-3}$ (Woody plants which invaded in the past have been cut.)



写真—3 同 III 区の流況。分散して流下している。D. c. = 5.5×10^{-3}

Photo 3. Condition of running water in III section of the same channel. Water runs broadly. D. c. = 5.5×10^{-3}



写真—4 実験ケース I。L/B=5.0 の流況。大規模な砂礫堆の水面上への突出。
D. c. = 18.0×10^{-3}

Photo 4. Experimental case I. Condition of running water in $L/B=5.0$. Large bar came out of water surface. D. c. = 18.0×10^{-3}

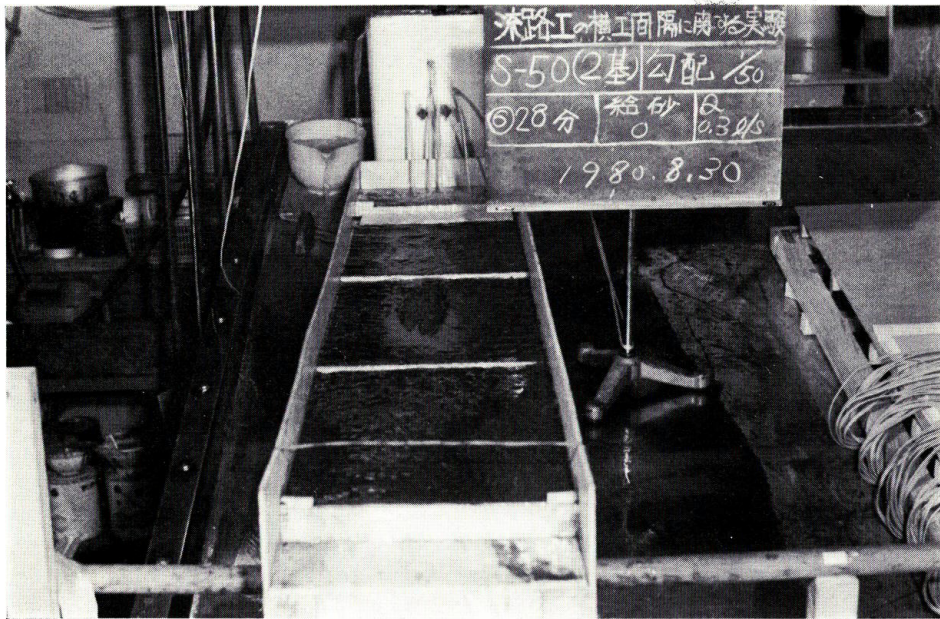


写真-5 実験ケース I。 $L/B=1.7$ の流況。水面上へ突出している砂礫堆は小さい。
D. c. = 11.1×10^{-3}

Photo 5. Experimental case I. Condition of running water in $L/B=1.7$.
Bar which came out of water surface was small. D. c. = 11.1×10^{-3}

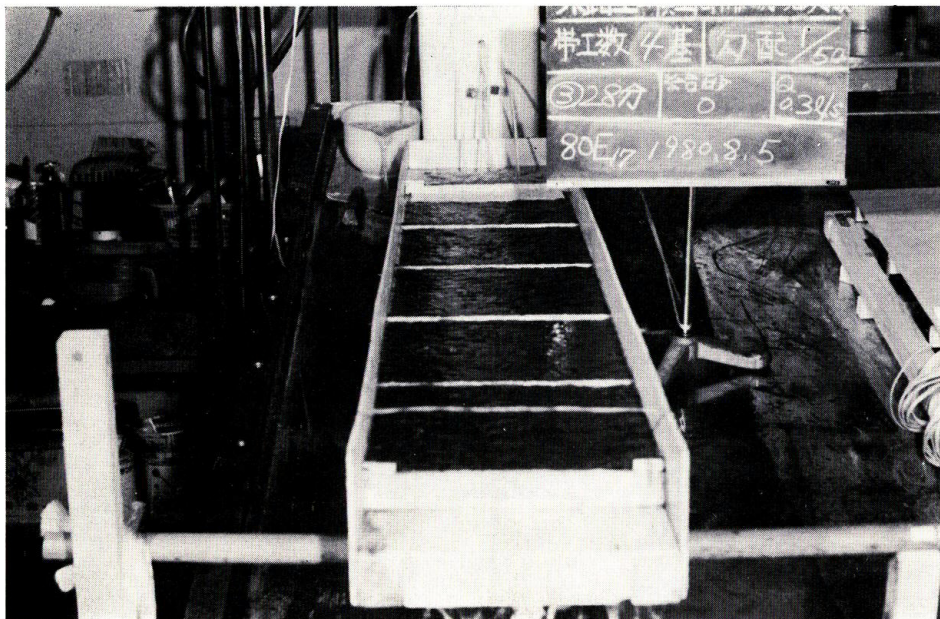
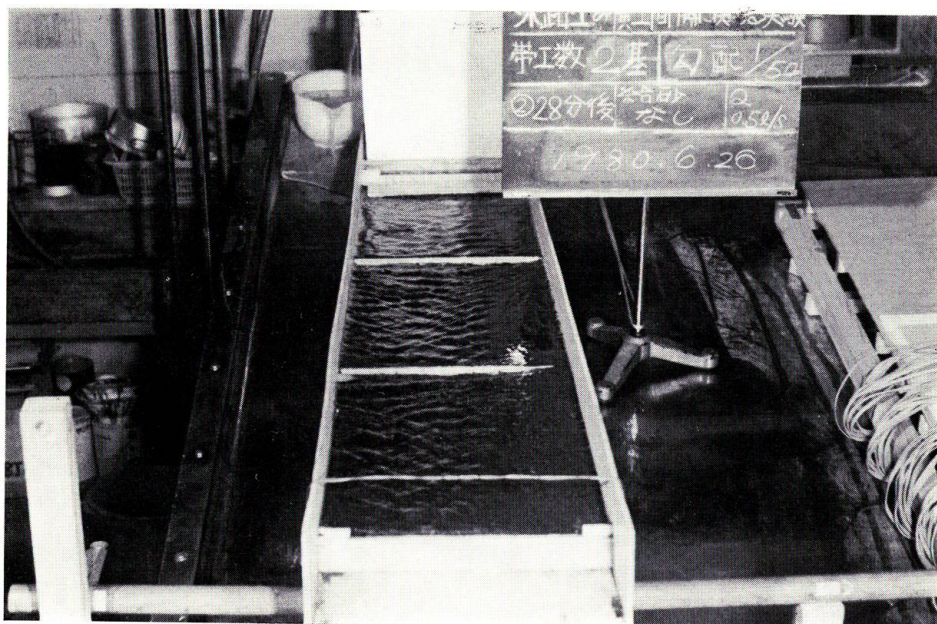


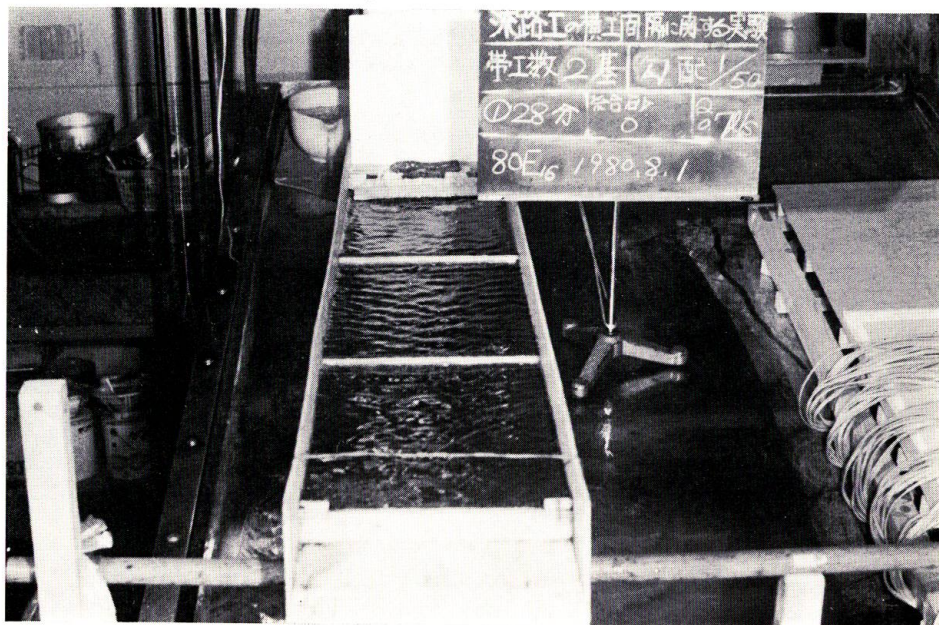
写真-6 実験ケース I。 $L/B=1.0$ の流況。砂礫堆は水面上に突出せず。
D. c. = 6.0×10^{-3}

Photo 6. Experimental case I. Condition of running water in $L/B=1.0$.
Bar did not come out of water surface. D. c. = 6.0×10^{-3}



写真一七 実験ケース III。 $L/B=1.7$, $Q=0.5$ ℓ /sec。水面上へ突出した砂礫堆の大きさは、 $Q=0.3$ ℓ /sec の場合 (写真-5) とほぼ等しい。 $D. c.=12.9 \times 10^{-3}$

Photo 7. Experimental case III. $L/B=1.7$, $Q=0.5$ ℓ /sec. The size of bar which came out of water surface was nearly equal to the case of 0.3 ℓ /sec (Photo 5). $D. c.=12.9 \times 10^{-3}$



写真一八 実験ケース V。 $L/B=1.7$, $Q=0.7$ ℓ /sec。砂礫堆は水面上へ突出せず。 $D. c.=7.0 \times 10^{-3}$

Photo 8. Experimental case V. $L/B=1.7$, $Q=0.7$ ℓ /sec. Bar did not come out of water surface. $D. c.=7.0 \times 10^{-3}$



写真—9 六甲山系西郷川青谷における亀の滝堰堤 (図-35, ダム No. 2)
下流の岩盤露出状況。

Photo 9. The state of exposure of bed rock in downstream of Kamenotaki dam (Figure-35, Dam No. 2) of Saigo R. Aotani of Rokko Mts.



写真—10 同宇治川再度谷における再度谷堰堤 (図-36, ダム No. 3)
下流の岩盤露出状況。

Photo 10. The state of exposure of bed rock in downstream of Futatabidani dam (Figure 36, Dam No. 3) of Uji R. Futatabidani of Rokko Mts.



写真—11 同逆瀬川 (図-34) 中流部における溪床固定横工群。

Photo 11. Group of cross-dykes which makes deposits firm in the middle reaches of Sakase R. (Figure 34).