

土研資料 1241 号

土 木 研 究 所 資 料

阿武隈川可動堰模型実験報告書

昭和52年 3 月

建設省土木研究所

篠崎試験所

土木研究所資料第一二四一号

阿武隈川可動堰模型実験報告書

昭和五十二年三月

建設省土木研究所篠崎試験所

Copyright © 年度 by P.W.R.I.

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

この報告書は、土木研究所長の承認を得て刊行したものである。
したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複写は土木研究所長の承認を得ずしてこれを行なってはならない。

は　じ　め　に

阿武隈川の下流部は、近年著しく河床の低下をきたしている。河床の低下は低水位の低下をまねき、上水・農業用水および工業用水等の取水に困難をもたらした。とりわけ、昭和47年夏期の渇水期には、異常な事態となり、各取水口地点においては、取水位を確保するため杭打ちおよび石積み等、治水上好ましからざる工作物が設けられた。

このため、阿武隈川の下流部に治水上の問題がなく、総合的にかつ安定した取水構造物として、低水路内に可動堰を構築する計画が提案された。検討の結果、建設位置は3里0丁(河口より10.5km測点No52)地点を予定し、概略設計が実施された。この可動堰の機能としては、洪水時には、門扉を開放して洪水を流下させ、低水時には取水位まで湛水させるが、現状の維持流量は放流する計画となっている。可動堰は、全体を4区画に分割した仮締切り工により、完全にドライにして施工され、第1期工事として最右区画から着手される計画となっている。工事は、非出水期の10月から翌年6月の間に、施工される予定である。

可動堰建設に伴う水理的諸問題の検討を、昭和48年度を初年度として、東北地方建設局より土木研究所に依頼された。土木研究所においては、48・49年度の両年度にわたり、篠崎試験所において模型製作および実験を実施し、その結果を50年度にまとめた。この検討作業に加わった土木研究所の要員は、下記のとおりである。

河川部長	土屋昭彦	
河川研究室長	須賀堯三	
鹿島試験所長	馬場享	
篠崎試験所長	藤本成	
河川研究室	西田祥文	(文責)

目 次

第1章 概 要

第1節 阿武隈川の概要	1
第2節 阿武隈川堰に関する概要	8
第3節 実験の目的	18
第4節 模型と相似律および実験の検証	19
第5節 実験の概要	27

第2章 設計条件の検討

第1節 現状断面による水理的現象	34
第2節 局所洗掘を支配する流量の検討	36
第3節 局所洗掘を防止する方法の検討	51

第3章 仮締切り工周辺の局所洗掘と洗掘防止工施工範囲の検討

第1節 第一区画仮締切り工について	55
第2節 第二区画仮締切り工について	63
第3節 第三区画仮締切り工について	71
第4節 第四区画仮締切り工について	82

第4章 その他の諸問題に対する検討

第1節 各区画の施工順序に関する検討	90
第2節 出水期における洪水が可動堰完成部に及ぼす影響	96
第3節 堰完成後の河床の動向	98
第4節 サンド・マットに関する実験	104

第5章 結 語

第1節 各区画洗掘防止工敷設範囲の結論	107
第2節 既設構造物に及ぼす影響と対策	110
第3節 その他諸問題に対する検討結果	114

あとがき	116
------	-----

図 版 索 引

図- 1. 1	阿武隈川流域図	2
図- 1. 2	阿武隈川下流部平面概要図	3
図- 1. 3	計画高水流量配分図	4
図- 1. 4	河道特性図	5
図- 1. 5	粗度係数・河床材料縦断面図	6
図- 1. 6	平均河床高経年変化縦断面図	9
図- 1. 7	代表断面河床高経年変化図	10
図- 1. 8	砂利採取許可量加積曲線	11
図- 1. 9	平均水位経年変化図	13
図- 1. 1 0	水理量等経年変化図	14
図- 1. 1 1	岩沼水位一流量曲線経年変化図	15
図- 1. 1 2	阿武隈堰一般平面図	17
図- 1. 1 3	仮締切り工区画配分図	18
図- 1. 1 4	河床材料縦断面分布図	23
図- 1. 1 5	石炭粉粒径加積曲線	24
図- 1. 1 6	実験結果粗度係数分布図	26
図- 1. 1 7	水位一流量相関関係図	29
図- 2. 1	流況・河床高変動量平面図 (No 1 実験)	37
図- 2. 2	河床変動縦断面図 (No 6, 7, 8 実験)	46
図- 2. 3	局所洗掘比較図 (No 6, 7, 8 実験)	47
図- 2. 4	河床材料補給・流出比較図	48
図- 3. 1	流況・河床変動平面図 (No 1, 2 実験)	57
図- 3. 2	第一区画隅角部周辺等深線図 (No 2 実験)	62
図- 3. 3	流況・河床変動平面図 (No 1, 3 実験)	65
図- 3. 4	第二区画隅角部周辺等深線図 (No 3 実験)	70
図- 3. 5	第二区画局所洗掘防止工の効果図 (No 4 実験)	70
図- 3. 6	第二区画局所洗掘防止工の効果図 (No 5 実験)	71
図- 3. 7	流況・河床変動平面図 (No 1, 1 2 実験)	75
図- 3. 8	時間一水位相関図 (No 1 2 実験)	77
図- 3. 9	第三区画局所洗掘防止工の効果図 (No 1 0 実験)	79
図- 3. 1 0	第三区画局所洗掘防止工の効果図 (No 1 1 実験)	80

図-3.1.1	第三区画局所洗掘防止工の効果図 (No. 12 実験)	82
図-3.1.2	水位縦断比較図	83
図-3.1.3	流況・河床変動平面図 (No. 1, 15 実験)	85
図-3.1.4	第四区画局所洗掘防止工の効果図 (No. 15 実験)	88
図-4.1	第四区画隅角部周辺等深線図 (No. 13 実験)	92
図-4.2	流速比較図	93
図-4.3	高水敷掘削の影響比較図	95
図-4.4	出水期における洪水の影響	98
図-4.5	河床変動縦断図	100
図-4.6	水位縦断図	101
図-4.7	流量別・水門各径間たい積相関	103
図-4.8	サンドマット概要図	105
図-5.1	第一区画仮締切り工洗掘防止工図	108
図-5.2	第二区画仮締切り工洗掘防止工図	108
図-5.3	第三区画仮締切り工洗掘防止工図	109
図-5.4	第四区画仮締切り工洗掘防止工図	109

表 索 引

表- 1. 1	里丁杭相関位置表	8
表- 1. 2	諸物理量縮尺比較表	21
表- 1. 3	移動床実験縮尺計算書	28
表- 1. 4	各項目測定位置表	31
表- 1. 5	実験ケース一覧表	32
表- 2. 1	補給・流出河床材料比較表	48
表- 3. 1	流速測定値表 (A1 1 実験)	73
表- 3. 2	完成水叩床版上への河床材料たい積表 (A1 2 実験)	77
表- 3. 3	第三区画洗掘防止工面積表	78
表- 5. 1	洗掘防止工面積比較表	107
表- 5. 2	高水数掘削表	109

写 真 索 引

写真-1.1	局所洗掘観察用仮締切り工壁	30
写真-2.1	河床の動向	39
写真-2.2	河床の動向	39
写真-2.3	流 況	41
写真-2.4	隅角部の洗掘状態	41
写真-2.5	砂洲の動向	41
写真-2.6	隅角部の洗掘状態	43
写真-2.7	大昭和製紙取水塔周囲の洗掘状態	43
写真-2.8	隅角部の洗掘状態	43
写真-2.9	隅角部の洗掘結果	44
写真-2.10	完成部水叩床版上のたい積状態	44
写真-2.11	砂洲の動向	44
写真-2.12	水衝部の局所洗掘	49
写真-2.13	サンドマットに砂詰め作業中	51
写真-2.14	サンドマットの敷設方法の検討	52
写真-2.15	局所洗掘防止工設置後の局所洗掘	53
写真-3.1	仮締切り工左側壁部沿いのはく離領域	59
写真-3.2	仮締切り工隅角部の流線	60
写真-3.3	仮締切り工隅角部の局所洗掘状態(第一区画)	61
写真-3.4	通水後の河床状態	61
写真-3.5	仮締切り工隅角部の局所洗掘状態(第二区画左隅角部)	68
写真-3.6	仮締切り工隅角部の局所洗掘状態(第二区画右隅角部)	68
写真-3.7	保護工の洗掘防止効果(第二区画)	69
写真-3.8	保護工の洗掘防止効果(第三区画・No.10実験)	79
写真-3.9	水叩床版上の状態	80
写真-3.10	保護工の洗掘防止効果(第三区画・No.11実験)	81
写真-3.11	保護工の洗掘防止効果(第三区画・No.12実験・左隅角部)	81
写真-3.12	保護工の洗掘防止効果(第三区画・No.12実験・右隅角部)	82
写真-3.13	仮締切り工隅角部の流況(第四区画)	84
写真-3.14	仮締切り工隅角部の局所洗掘結果(第四区画)	87
写真-3.15	保護工の洗掘防止効果(第四区画・No.14実験)	87

写真-3.1.6	保護工の洗掘防止効果（第四区画・No.15実験）	87
写真-4.1	仮締切り工隅角部の流況（第四区画）	91
写真-4.2	第四区画優先施工時の未着手部の河床変動	92
写真-4.3	高水敷の掘削状況	94
写真-4.4	出水後の水叩周辺の河床状況	97
写真-5.1	鉄道橋周辺の局所洗掘	111
写真-5.2	取水塔周辺の局所洗掘	112

第 1 章 概 説

第 1 節 阿武隈川の概要*

阿武隈川は、福島県白河市の西北西約 25 km にそびえる旭岳（標高 1,835 m）にその源をを発する。そして、阿武隈高地及び奥羽山脈から流出する社川・大滝根川・荒川・摺上川等の支川を合わせ、中通り平野を北流し県境の狭窄部を経て宮城県に入り、白川等の支川を合流して、大平洋に注ぐ東北地方有数の大河である。その流域は、福島・宮城及び山形の三県にまたがり、流域面積は 5,404.8 km²（内山地部 3,955.3・平地部 1,449.5 km²）に達している。また流路延長は、225.1 km におよび東北地方における社会・経済・文化の基盤をなしている。

阿武隈川の流域図を図-1.1 に、下流部平面概要図を図-1.2 にそれぞれ示す。なお流域の地質は、大きく分けると火山噴出物である第三紀層を主としている那須火山帯（安達太良山・吾妻山）と第四紀層からなる阿武隈山脈に大別され、前者は非常に荒廃が著るしく土砂流出地帯であるのに対し、後者は比較的安定しており樹木が多く繁茂している。

[1] 改修および計画高水流量の変遷**

治水事業の歴史は、下流部より上流部の方が古く、大正 8 年（1919 年）11 月 17 日に「阿武隈川改修事務所」*** は、福島市内に創設された。この時点における既往最大洪水は、明治 23 年 8 月の出水であった。この洪水は、沿岸の各地に大災害をもたらした。一方、事務所発足前の大正 6・7 年の 2 年にわたる現地観測の結果、明治 23 年の洪水流量が推定され、翌 8 年に福島において計画高水流量 3,900 m³/s を定め、改修工事に着手している。宮城県内に相当する下流部については、17 年後の昭和 11 年（1936 年）になって、岩沼における計画高水流量を 6,000 m³/s と決め、直轄事業は推進されてきた。

しかし、昭和 16 年 7 月に来襲した台風 8 号により、明治 23 年洪水に次ぐ出水にみまわれた。この時の雨量は、流域全般に対し 1 日最大 140 mm 強・継続 245 mm に達したと記録されている。このため、翌昭和 17 年に福島における計画高水流量を 4,400 m³/s に改訂した。そして、当初計画同様に、県境において 5,290 m³/s と決めた。

さらにその後、昭和 22 年 9 月のカスリーン台風および翌 23 年 9 月のアイオン台風によって

* 河川関係法令規集第 12 編工事実施基本計画

** 福島工事事務所管内図、阿武隈下流管内図

*** 阿武隈川上流改修史（大正 8 年～昭和 34 年）建設省東北地方建設局、福島工事事務所

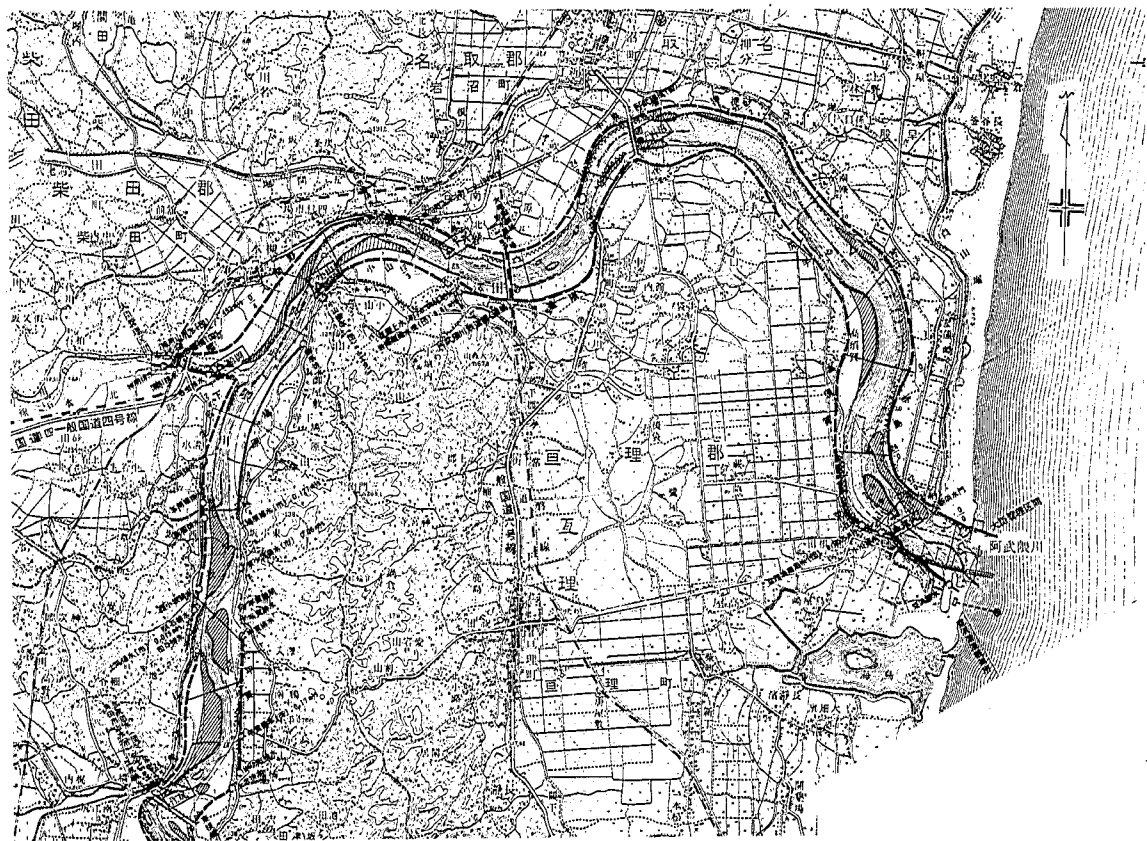


图-1.2 阿武隈川下流部平面概要图

全国的に大洪水にみまわれ各河川とも流量の改訂作業が進められた。阿武隈川においては、昭和16年以降、既往最大記録が書きかえられる出水はみられなかったが、昭和26年に福島において $4500\text{m}^3/\text{s}$ 、岩沼で $6500\text{m}^3/\text{s}$ に改訂された。

しかしながら、昭和33年9月の台風21号および昭和41年6月の台風4号によるその後の出水、ならびに流域内の開発状況等から、そのピーク流量を福島において $7000\text{m}^3/\text{s}$ とし、上流ダム群で $1200\text{m}^3/\text{s}$ 調節して、河道への配分流量を $5800\text{m}^3/\text{s}$ に改訂した。一方、下流の岩沼においては、岩沼上流域の対象雨量(2日雨量)を 252mm とし、基本高水のピーク流量を $10700\text{m}^3/\text{s}$ 、そのうち $1500\text{m}^3/\text{s}$ を調節流量として、計画高水流量を $9200\text{m}^3/\text{s}$ とする現計画が決定された。

現在の改修計画に対する主要な地点における計画高水流量は、次のようになっている。須賀川においては $2800\text{m}^3/\text{s}$ とし、釈迦堂川・大滝根川・荒川等の支川を合わせ福島において $5800\text{m}^3/\text{s}$ とし、さらに摺上川・広瀬川・白石川等の支川を合わせて岩沼において $9200\text{m}^3/\text{s}$ とし、河口まで同流量となっている。この流量配分を、図-1.3に示した。

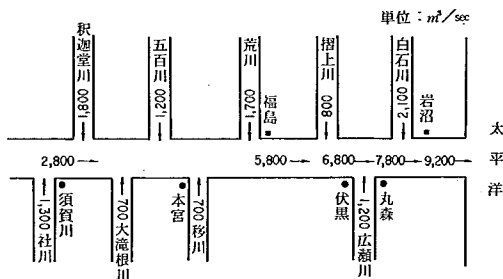


図-1.3 計画高水流量配分図

[2] 河道の概要

阿武隈川の河道特性図と称して、図-1.4に河床高・水位および川巾・低水路巾縦断面図を示した。この図によれば、阿武隈川の平均河床勾配が急なことがわかる。例えば、最も緩勾配と思われる下流部直轄区間-河口より約40km-でさえ、約 $1/2000$ に達している。またきわめて特徴的な点として、ほぼ等勾配区間として3区間に分割することができる。すなわち、河口から荒川合流点に至る間-約80km-の $1/2000 \sim 1/1250$ 区間、荒川合流点より二本松市に至る約20km-河口より100km-の狭さく部の $1/200$ 区間、そして二本松より上流の $1/800$ 区間となる。

次に、川巾および低水路巾についてみると、下流部における河巾は600~1000m、低水路巾は400~700m弱となっている。伊達崎橋より福島附近の間は河巾が200~400m・平均

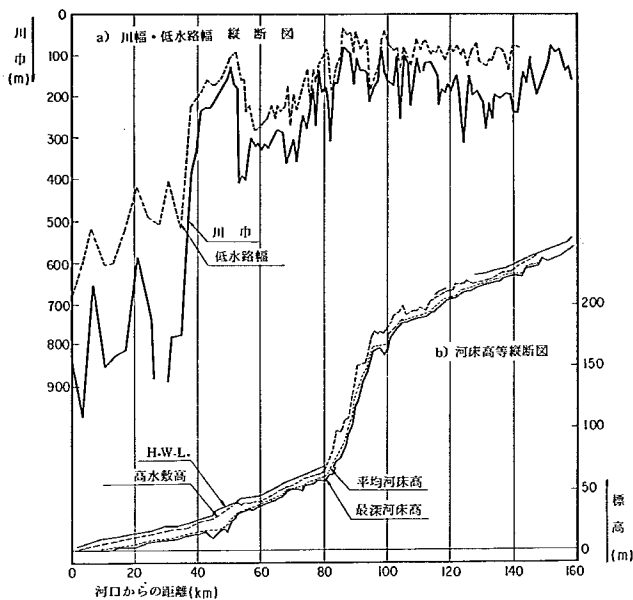


図-1.4 河道特性図

300m 程度にせばまり、河川・砂防技術基準に示される $5.000\text{m}^3/\text{s}$ 以上の場合は河巾 350～450m にも達していない。二本松市および福島市の境の狭さく部より上流にいたっては、低水路巾が約 100m で川巾は 200m にも満たない。

図-1.5 には、粗度係数の縦断分布^{*}を示した。粗度係数は過去の洪水痕跡を不等流の計算式に既知量として代入し、求めたものである。下流部における実績粗度は不足しているが、昭和 31 年 7 月・33 年 9 月および 37 年 7 月の洪水記録を参考にして、計画粗度を決めている。可動堰建設予定付近・No.3 里あたりの計画粗度は、0.030 という値になっている。また、建設省仙台工事事務所が実施した検討結果でも、0 里 0 丁～4 里 6 丁までは 0.030、4 里 6 丁～7 里 12 丁の間は 0.032、7 里 12 丁～10 里 18 丁では 0.035 を得ている。なお、この検討には、昭和 38 年測量の横断を使用している。

いっぽう、河床構成材料の縦断分布をみると、当然のことながら河床勾配の不連続点では、きわめて顕著な変化を示している。とりわけ、50km より上流区域、35km～50km 区間および 35km より下流区域の各分布状態は、きわ立った特徴をみせている。例えば、上記各区間における通過重量百分率、の 50 多粒径をみると、最上流区域では 20mm 程度、中間区域では 2.5mm、下流域で 0.6mm 強といったように、各区間で 4～8 倍の開きがある。

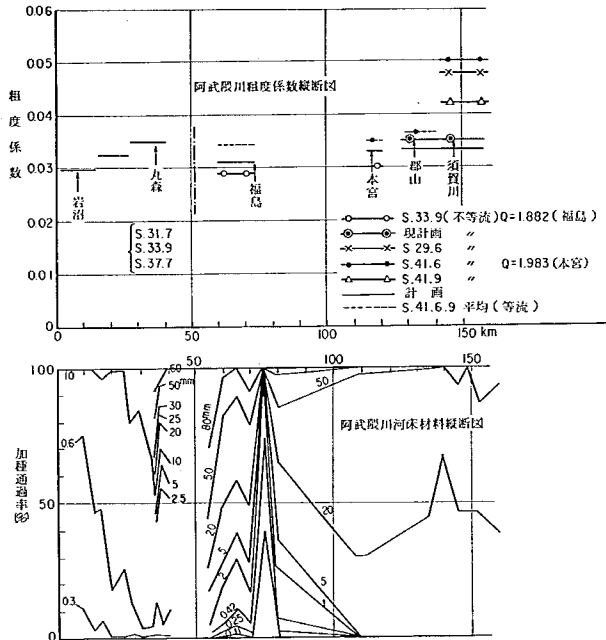


図 - 1.5 粗度係数・河床材料縦断面

[3] 利水の概況**

阿武隈川における利水の状況は、次のようになっている。まず、発電に関しては、白石川の8ヶ所を含め全体で33ヶ所で取水しており、使用水量は常時 $113.80\text{m}^3/\text{s}$ （内白石川筋 $19.55\text{m}^3/\text{s}$ ）、最大で $215.57\text{m}^3/\text{s}$ （内白石川筋 $34.78\text{m}^3/\text{s}$ ）となっている。参考までに記しておく、この結果生み出される年間電力量は、白石川筋の $144.862 \times 10^3\text{KW}$ を含み $524.056 \times 10^3\text{KW}$ となっている。

かんがいについては、白石川筋の $6,769\text{ha}$ を含め $42,689\text{ha}$ の面積をうるおすために、全体で $1,871$ ヶ所において $142.34\text{m}^3/\text{s}$ の水を取水している。この取水量の内訳は、慣行として $92.37\text{m}^3/\text{s}$ 、権利として $49.97\text{m}^3/\text{s}$ とされ、慣行取水ヶ所は $1,375$ ・権利取水ヶ所は 496 個所に至っている。

次に工業用水道は 35 ヶ所・ $7.10\text{m}^3/\text{s}$ - $5.920\text{m}^3/\text{day}$ となっている。 $7.10\text{m}^3/\text{s}$ のうち

* 全国河川粗度係数資料集 建設省技術研究会編、社団法人日本河川協会発行

** 昭和47年度河川現況調査 全国総括編調書 建設省河川局

0.01m³/sは、伏流水から取水されている。上水としては、22ヶ所（内白石川3ヶ所）で約1.87m³/s（内白石川の0.269m³/s）となっている。このうち、0.1287m³/sは伏流水として取水している。なお、給水基本計画として、給水人口62,770人（流域内総人口116,810人）で、207,382m³/dayを給水しようとしている。

一方、河川関係法令規集第12篇工事実施基本計画には、阿武隈川下流部の直轄区間最上流端に相当する縮矢間から下流の利水状況として、次のような数字を示している。農業用水として約21.5m³/s・上水道用水として約0.3m³/s・工業用水として約3.5m³/s、合計25.3m³/sとなっている。これに対し、縮矢間における過去9年間の平均濁水流量は36.3m³/s、平均低水量は57.8m³/sという値を得ている。そして、流れの正常な機能を維持するために必要な流量は、取水の現況・河口閉塞防止ならびに水質保全を考慮して、縮矢間においておおむね40m³/s程度といわれている。

〔4〕 河川の利用状況等

前掲の河川現況調査 全国総括編調査によれば河川敷の占用件数として1,218件・1,548.3km²の面積に達している。砂利等の採取件数は1,793件で、1,687.200m³となっており、また漁業権件数は6件で3,730人の組合員をかぞえるにいたっている。

主要な河川工作物は次のようになっている。まず、砂防ダムは多目的3を含み222基、洪水調節多目的ダム1・発電用ダム22・かんがい用ダム5・水道用ダム1の計29基となっている。固定堰は1,572箇所・可動堰15箇所、床固325箇所、揚排水機場は272箇所、サイフォン9箇所を数えている。橋梁は、道路橋として1,067（内木橋738）箇所、鉄道橋114箇所、水路橋等11箇所となっている。

〔5〕 河口の状況*

阿武隈川は古来より流送土砂が多く、加えて太平洋の波浪の影響を直接受けるため、漂砂の堆積および侵食が著しく、河口の位置・巾および方向はたえず変化している。江戸時代には、木材ならびに福島米の積出港として利用されていたが、河口の維持には相当の労力を要したようである。明治時代には、現在の河口より約1km南方にある鳥ノ海と繋がっていた。明治20・23年には、河口維持の沈床工事が実施されたが、その後においても完全閉塞にみまわれている。昭和に入ってから、河口は左・右に移動し、また近年における河口最狭巾は昭和36年5月に記録された14mである。

かつては河口港として非常に利用されたが、その後陸路交通の発達により2-10トン程度の小型漁船港として、昭和38年頃まで利用されていた。しかし、砂洲のため港への出入が困難とな

* 全国河川河口資料集(3)東北地区 昭和48年7月 建設省東北地方建設局

り、現在は島ノ海が漁船港となり河口は全く利用されなくなっている。昭和45および46年度の測量結果によれば、兩岸から張り出している砂洲の季節的变化は、それほど顕著にはあらわれていない。非出水期における河口は、平水水面下の通水断面積が90m²程度までにせばまり、9～10月頃の出水で広げられ、約200m²程度の断面が保たれているようである。なお、感潮区間は河口より4km程度の範囲といわれている。

第2節 阿武隈堰に関する概要

阿武隈川下流部では、近年河床低下が顕著なため、各種用水の取水に困難をきたしている。本節において、取水が困難になった原因を確認するとともに、阿武隈堰計画についてふれる。

表-1.1 里丁杭相関位置表

[1] 河床高の経年変化

建設省東北地方建設局仙台工事事務所が、実施している定期横断測量のうち、昭和44～47年の4年間の結果を、図-1.6および図-1.7に示すような内容でまとめた。

図-1.6は、河口から0/11*(Na 39.2 km)の間における平均河床高の縦断形を各年の測量ごとと比較したものである。したがって、下流部の直轄区間の全範囲を包含している。図-1.7は代表として測定した0丁断面における平均河床および最深河床高の経年変化を示したものである。

昭和44年以前の成果がないので、長期的な経年変化は不明であるが、図-1.6および1.7によって4年間の河床の動向を見ると、次のようになる。昭和44および45年は下流部全域にわたり、平均および最深河床ともほぼ変化は認められない。しかし、46年頃から低下傾向は顕著になり、47年にはさらに強調される。図-1.7の代表断面の経年変化図には、44または45年の河床高に対し、47年河床が1m以上低下している例は多くはないが、図-1.6の縦断図で

里 丁 杭	区 間 距 離 (m)	河 口 からの 追 加 距 離 (m)
0/0		0
0/1	3.189	3.189
0/2	3.419	6.608
0/3	3.870	10.478
0/4	3.775	14.253
0/5	3.986	18.239
0/6	3.312	21.551
0/7	3.311	24.862
0/8	3.615	28.477
0/9	3.265	31.742
0/10	3.376	35.118
0/11	4.080	39.198

注：阿武隈川下流管内図の縦断面図より

* 阿武隈川下流の距離標表示。分母が「里」、分子が「丁」をあらわす。

代表「里丁標」とキロ標の相関位置は表-1.1に示すとおり。

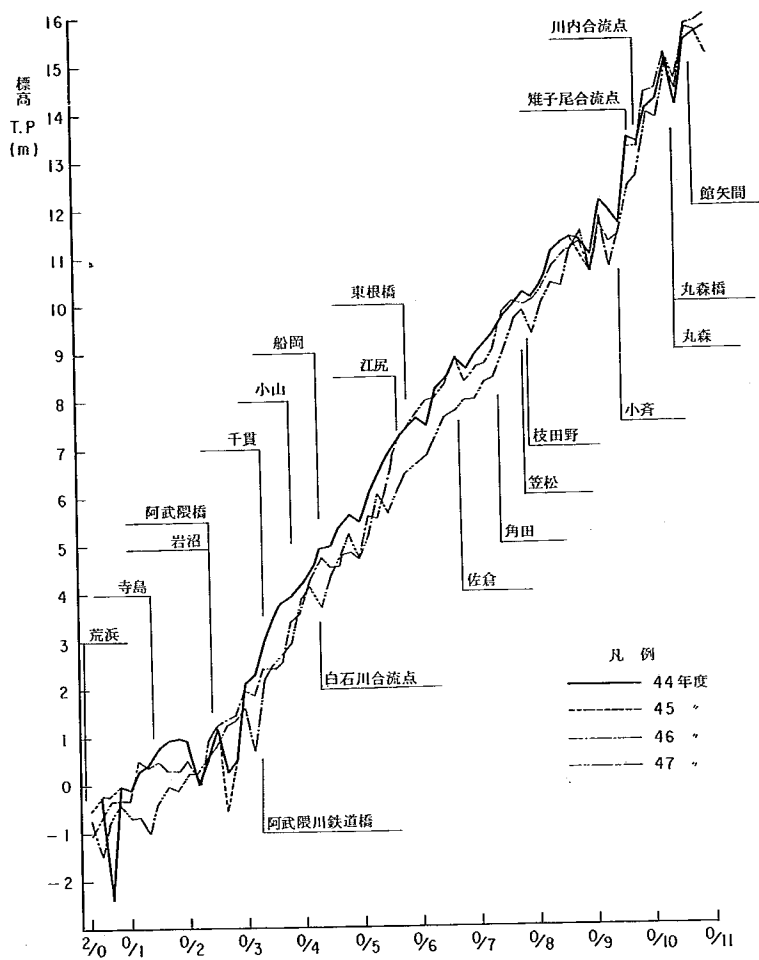


図-1.6 平均河床高経年変化縦断面図

は1 m以上の低下を示している個所は少なくない。縦断的に河床変化の特徴をみると、次のようなことがいえる。9里(No 3 1.7 km)より上流においては、比較的河床変動量が小さい。9里付近の方向が 180° 近くも急変し、河巾も数倍も広がり河床勾配の不連続な地点のため、扇状地を形成している。その下流の5里24丁(No 2 0.6 km)から8里24丁(3 0.4 km)の約10 kmの間では、44から46年の間はほとんど変動せず、その後の1年間で1 m近くも低下している。3里12丁(No 1 1.9 km)から5里12丁(1 9.3 km)の約7.4 kmの間は、逆に46および47年の間の変化量は小さく、45および46年の間の1年間の変化量が支配的となっている。その下流の5 km強の区間に相当する2里0丁付近までは、上流区間のようなある年に集中した河床低下現象はみられない。最下流区間にあたる約5.6 kmの間は、若干凸凹があるものの、全体とし、45～47年の2年間にわたる年間河床低下傾向は、ほぼ等速とみることができる。

これらの河床低下の主要な原因とされている河床の砂利採取の実態を図-1.8に示した。同図は昭和41年から47年の7年間に、採取許可量として記録されている数値を累計したものである。また、採取区間として5区間に分割した理由は、先の

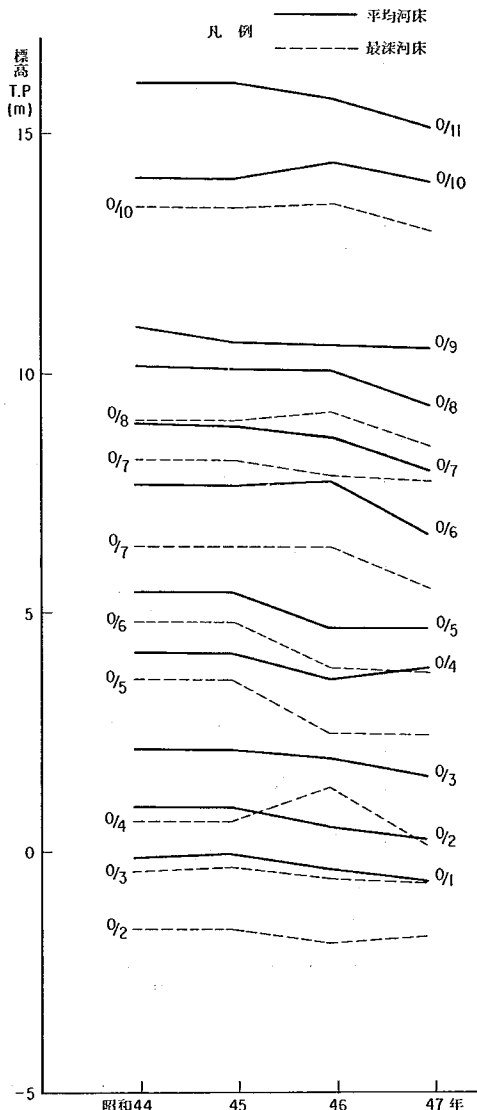


図-1.7 代表断面河床高経年変化図

図-1.6の経年変化縦断面図が示した変化特徴との関連をみるためである。したがって、採取区間は縦断面図に示した5区間と、ほぼ重複するように分割した。区間別の砂利採取許可量の特徴が、直接的に河床の経年変化にはあらわれていないものの、一定の影響はみられる。例えば、図-1.8に示す⑤区の45年以降のこう配は最も小さいことや、②区間は44年以降採取していないことが、縦断面図の同等区間の河床変化が特定年度に集中していない点、あるいは変化量も他区間に比較して小さいこと等にあらわれている。しかし、これらの原因以外にも、その区間に流入・流出する砂利の量が、河床変動量に作用することも否めない。

次にこの許可量が、図-1.4に示した低水路巾と各区間長の積であらわされる面積の範囲から均等厚に、しかも空げき率の要素等を考慮せず採取されたと仮定した場合、昭和47年におけるその厚さは次のようになる。まず区間別にみると、最小厚は④区間の約6cm、最大厚は①区間の26cm、他の区間は12~17cm程度にあつさとなる。そして、下流部全域から均等厚に採取されたとするならば約13cm程度となる。一般に、河川における砂利採取に対する許可量と実績の間には相当大巾な差があり、場合によってはその量の比が1:5程度になることもある。

砂利採取年間許可量の推移は、昭和41および42年が16~17万 m^3 、43年が29万 m^3 であるのに対し、44年以降は急増し毎年40万 m^3 をこえ、45および47年にいたっては50万 m^3 近くまで達している。そして、昭和47年までの間に、累積許可量は250万 m^3 にお

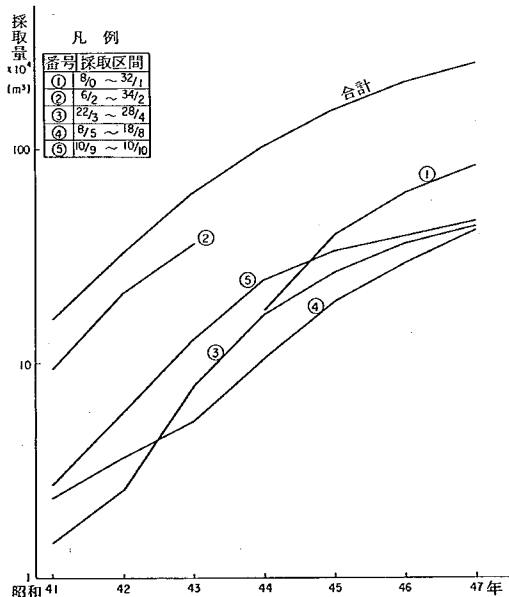


図-1.8 砂利採取許可量加積曲線

よんでいる。したがって、砂利採取に起因する河床の低下は、昭和43～44年以降に激化したと判断される。

[2] 水理量等の経年変化

昭和38年から46年にいたる9年間の日水位年表に基づき作成された阿武隈川下流部12観測所における月および年平均水位を図-1.9に示した。なお、各水位観測所の位置については、図-1.2および図-1.6を参照されたい。図-1.9には、取水に困難をもたらしたという昭和47年、さらにそれ以降の水位を入れてはいないものの、全体の傾向より47年以降の水位が、41年以前の標高にまで回復するとは考えられない。今、最下流観測所の荒浜水位と上流2観測所の館矢間および小斉水位は、前者が潮位の影響を直接うけるため、後者は扇状地内にある観測所であるという理由でそれぞれ除外し、中間の寺島から笠松に至る9観測所における平均水位を検討してみる。9年間で最も年平均水位の高かった昭和39年と46年の水位を比較すると、笠松で約40cm・佐倉で約30cm・岩沼で約90cm・寺島で約70cmと、それぞれ低下している。これで見ると、小山および千貫（河口より11～13km）付近の水面低下量も大きく、上流および下流ともこの付近から遠ざかるほど低下量が小さくなる傾向にあるといえそうだ。また、砂利採取許可記録（図-1.8参照）の初年度に相当する昭和41年と最新河床の46年を比較すると先の39年との比較値よりも、10～20cm程度平均水位の低下量が少なくなっていることがわかる。41年以降の比較においても小山および千貫の低下量90cmが最大で、この点から遠ざかるに従って低下量が小さくなっている。

これらの水位低下の現象が、河床低下のみに起因するかどうかを確認するため、諸水理量と下流部3里付近の主要な取水地点における河床高等の経年変化を図-1.10で比較した。諸水理資料記録に比べ、河床高経年変化の期間が短かすぎるくらいはあるが、河床低下が顕著化した期間を包含しているから検討はできる。水理資料としては、年間降雨量・統計流量^{*}および前掲平均水とした。雨量については、真船・金山・野地・梨平および塩倉の5観測所（図-1.1流域図参照）における昭和35～48年間の資料とした。流量については、岩沼観測所における豊水・平水・低水・潟水・最小および年平均流量とした。雨量の観測値には、若干の欠測期間も含まれているが、阿武隈水系の降雨傾向は判断できよう。野地は全般に他より大きな値を示しており、とりわけ昭和42・43年頃からは500～1,000mmも多く降っている。他の4観測所においては、降雨量の差は300～400mm程度の範囲内に分布している。ほぼ、全観測所の測定値は、3～4年の周期で増減している。一方、流量の経年変化についても、雨量記録と同傾向の位相を示している。これに対し、岩沼における年平均水位の経年変化は、雨量および流量が呈する傾向をそれほど示していない。例えば、昭和41年と46年の雨量および流量は、2周期を経てほぼ同規

* 雨量年表 建設省河川局編 日本河川協会

** 流量年表 建設省河川局

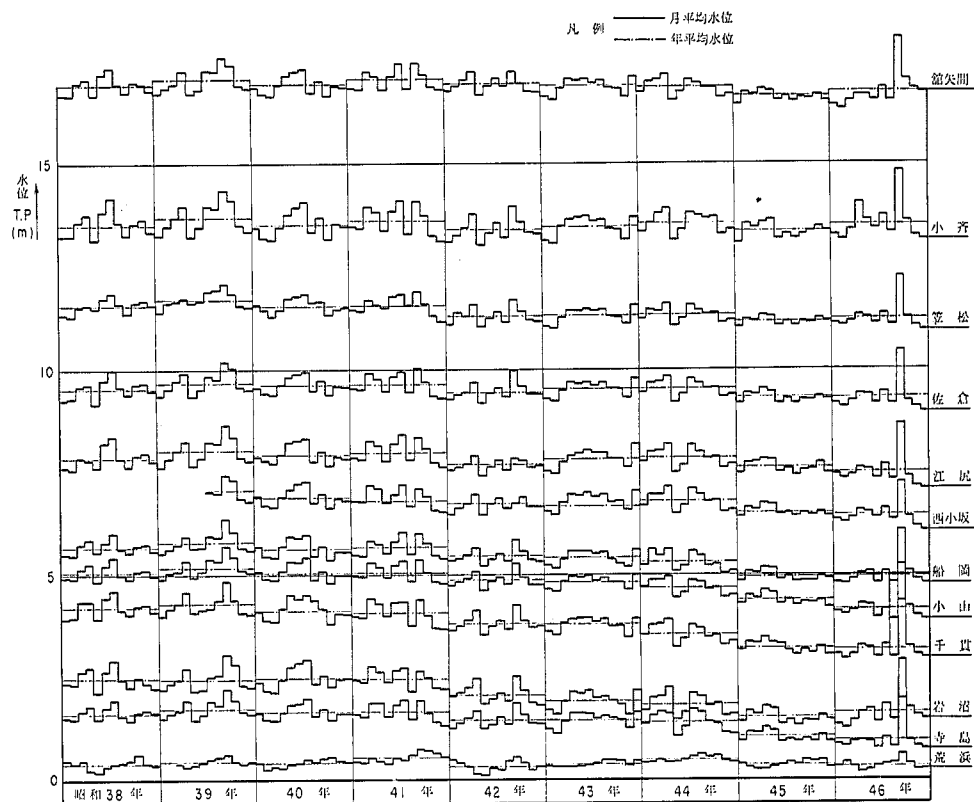


図 - 1. 9 平均水平経年変化図

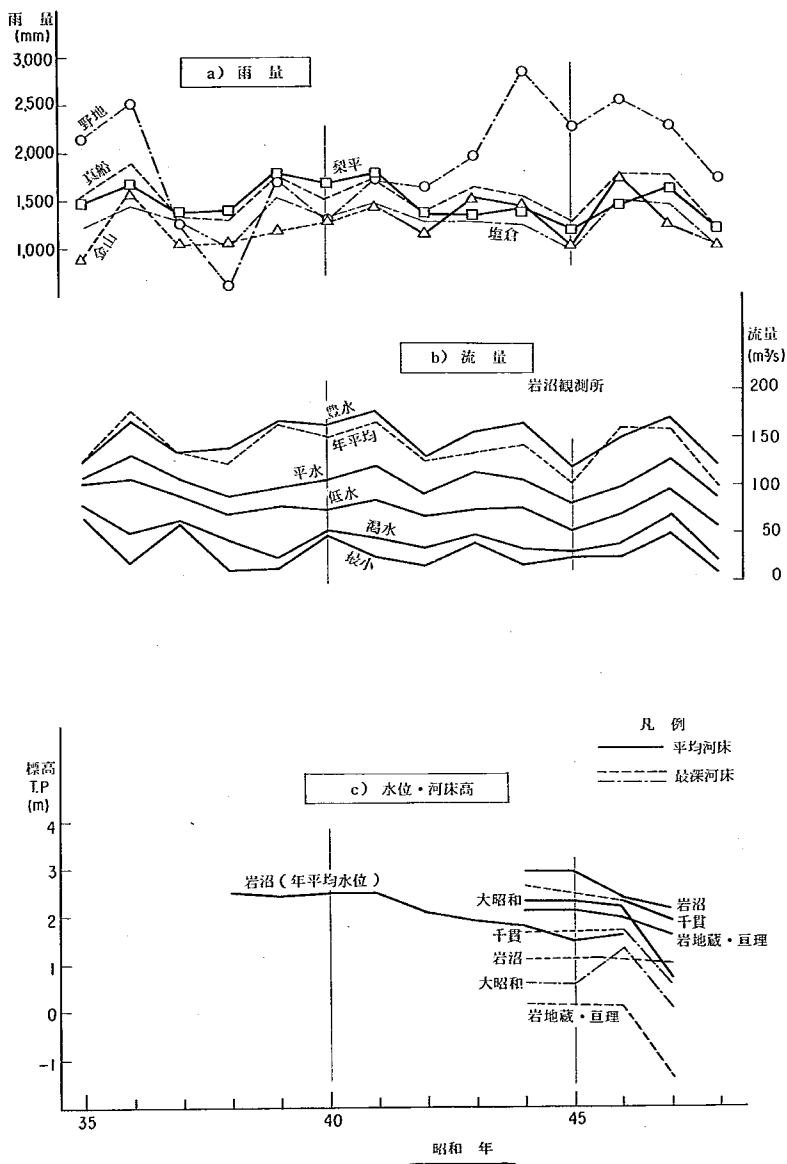


図-1.10 水理量等経年変化図

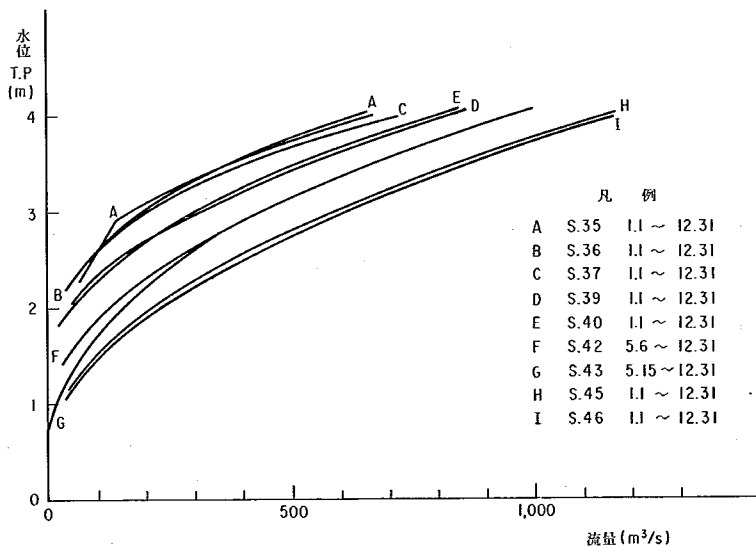
模であるのに、岩沼水位はそれほど顕著な起伏を呈さず、低下の一端をたどっており、その累計値は約90cmにも達している。したがって、この平均水位の低下は、河床低下によるものといえよう。とりわけ、取水にきわめて困難を生じたといわれる47年の状況をみると46年に対し、年平均を除く47年の各流量は20～30m³/s程度増加はしているものの、平均河床は25～150cm・最深河床は1.1～1.5m（岩沼は除く）と各取水口とも、きわめて大きく低下したことがわかる。

河床低下の結果、疎通能力にも変化が生じている。図1.11は、岩沼における昭和35年から46年にいたる間の水位—流量相関関係のうち、河床高の影響を強く受ける低い水位の部分と比較したものである。

図では数年分が欠けているが、これは近接する年の曲線にかさなるために除いた。この結果によれば、河床低下の影響は比較的緩和された状態であらわれている。すなわち、昭和35年のA曲線から46年のI曲線に至る間の変化は、部分的にはバラつきがあるものの、全体としてはほぼ等速で疎通能力の増大がみられる。例えば、この12年間ではT.P3mの水位で昭和35年当時の流量170m³/sの4倍近い流量を流しえるようになっており、500m³/sの流量を流す場合の水位は35年のT.P+3.75mから1m以上も低下している。

(3) 阿武隈堰計画の概要

阿武隈堰は、下流部の河床低下に伴う各種用水の確保および取水の悪化を解決する目的で、国



図—1.11 岩沼水位—流量曲線経年変化図

鉄幹盤線阿武隈川鉄橋の下流約400m(3里0丁断面の下流約150m)の位置に計画されている。その平面的概要は、図-1.12に示した。

まず、横断的には、ほぼ現状断面の低水路部に可動堰部分が配置され、ゲート部の純径間は43m×10門・堰柱幅4m×11基で堰両端堰柱中心線間距離470m、ゲート戸当り高および水叩高はT.P+0.600m・計画湛水位T.P+4.200m・管理橋桁下高T.P+11.100m、等というような規模である。高水敷部は兩岸側とも堤防から低水路方向に対して1:300の勾配を付け、低水路との境界は水叩面より4.882mの直壁で立上がりT.P+5.482mに計画湛水面より1.282m高く仕上げられる計画である。また、左岸側高水敷幅は70mで管理橋径間数は1径間右岸側のそれは約210mで3径間に分割され、それぞれに魚道を設ける予定となっている。一方、側面的にはオーバーハング部分を除く堰柱の長さは14.7mで、ゲート床版と称する堰柱支持の厚さ2mの床版を20mの長さにつくり、上流側にAと称する厚さ1m×長さ15m、下流側にはBおよびCと称して各厚さ1.5および0.7m・長さ20および15mの水叩床版を配置している。そして、これらの床版の上・下流には、規格の異なった2種類の十字ブロック敷設部分を種別ごとに各2区間-上流16m×2・下流40m+36m-設け、床版部分の安定をはかっている。さらに、十字ブロックの上・下流端部においては、局所洗掘対策として各々厚さ80cmで流水方向に3.5mの捨石工を考えている。したがって、ゲート床版中心線より捨石工の上下流端まで含めた長さは、上流側が60.5m・下流側124.5m、合わせて185mに達している。

このような規模の構造物の施工は、当然のことながらドライ・ワークで計画されている。ドライにするための工法は、5~8mの間隔を保って、二列に打込まれた鋼矢板間に土砂を詰めた仮締切り工の採用が予定されている。仮締切り工は、幅12.25m~17.4m・長さ約230~298m程度の規模で、可動堰部を4区画に分割し、10月より翌6月の非出水期に1区画ずつ着手する計画となっている。この規模の検討には、過去17年間の非出水期における最大実績流量 $2.050\text{m}^3/\text{s}$ を基本に、20年確立洪水として $2.300\text{m}^3/\text{s}$ を得て、仮締切り工計画の対象流量としている。その仮締切り工区画配分は図-1.13に示すとおりで、右岸側より順に番号を付しその番号を呼称する。 $2.300\text{m}^3/\text{s}$ を対称とした場合の仮締切り工天端高は余裕高を含めてT.P+7.200mで、この流量に対応した水位における各仮締切り工の流水面積減少割合は、図-1.13に示す第4区画が最大で約30%、第1区画が最小で約20%・第2および第3区画が25%となっている。第1区画(12.25m)に対し第4区画(12.7m)は仮締切り工幅で4.5mしか広くないのに、阻害河積として差があるのは堰予定断面の約1km上流右岸側にある岩地蔵突出部による水ハネ作用で、流心が左岸側に偏り、右岸側は岩地蔵の下流約2kmにわたり湾曲部の外側であるにもかかわらず大規模な洲が発達しているためである。また、昭和47年当時の3里0丁付近における平均河床はT.P+1.6m程度で、計画水叩面はそれより1m低下させたT.P+0.6mであり、加えて仮締切り工による阻害面積の代償のため、図-1.12に示す浚渫始点および終点からそれぞれに1:100こう配で、河床を切り下げる計画になっている。

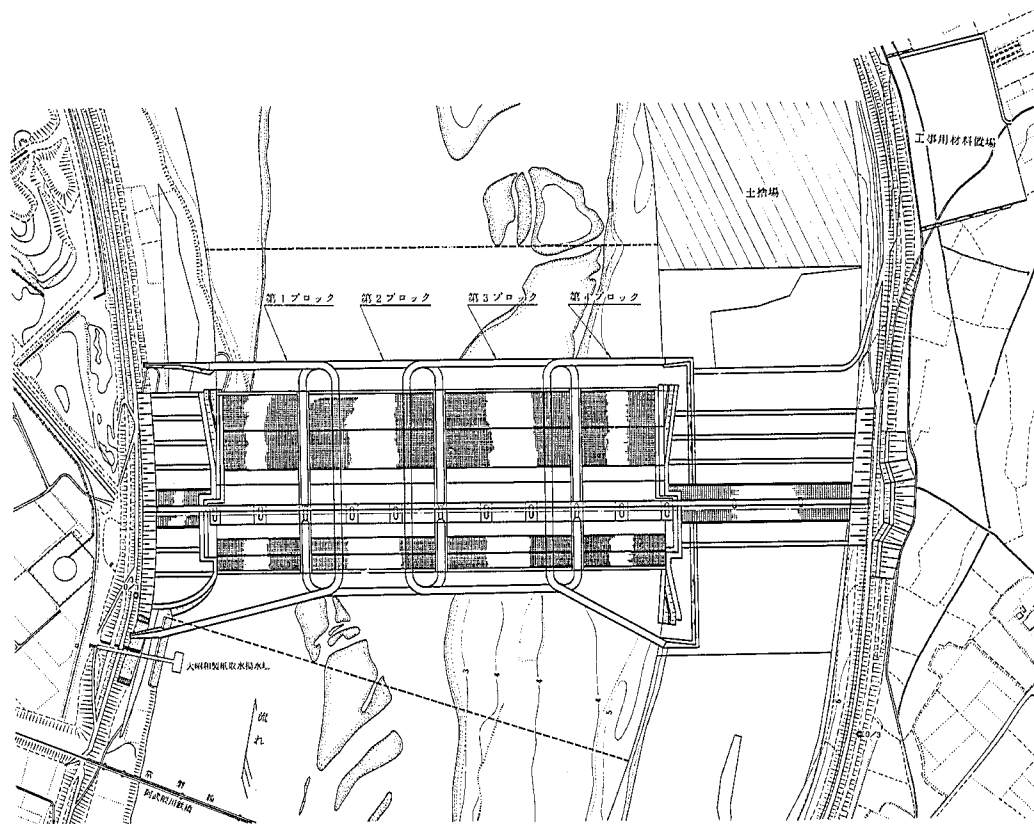


図-1.12 阿武隈堰一般平面図

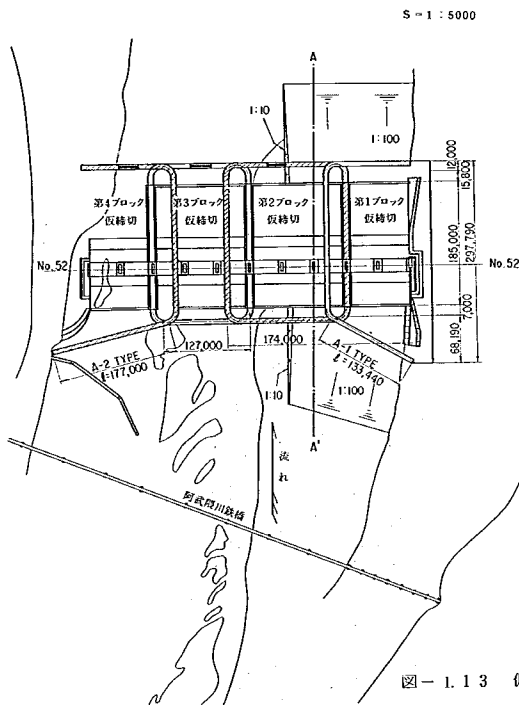


図-1.13 仮締切り工区画配分図

第3節 実験の目的

近年、阿武隈川下流部では各種用水の確保にすら困難をもたらすほど、河床低下が顕著になっていることは前節でふれたとおりである。このため、取水構造物として可動堰の建設が、河口より1.05km地点に計画された。このような大規模な河道構造物の新設や施工には、当然のことながら河床や流れに影響を及ぼすことになる。

本水理模型実験では、完成した可動堰や施工途中等に生ずる水理的諸問題の検討を行う。すなわち、新設可動堰が河道に及ぼす水理的な影響のは握および検討項目として、①長期的な河床変動へ及ぼす影響、②洪水流が受ける影響とそれが河道に及ぼす影響、③可動堰上下流護床工の妥当長さや堰自体の安全性等がある。次に、施工途中における問題点としては、ドライ工法としての仮締切り工の水理的影響力は堰と出水期における可動堰完成部分の維持に関する問題等がある。つまり、前者は仮締切り工が①洪水時に河道へ及ぼす影響、②仮締切り工周辺に生ずる局所洗掘現象のは握とその対策工法の検討がある。後者は可動堰が4区画に分割され、非出水期の間だけ締切られ、出水期には仮締切り工は撤去されるが、③可動堰完成部と末着手部の境界に生ずる水理現象のは握と、問題がある場合の対策工法の検討が必要となってくる。

第4節 模型と相似律および実験の検証

前節でみたような目的と規模で可動堰は計画され、仮締切工による完全ドライ・ワークが考えられている。したがって、これらの構造物が流れに及ぼす影響を把握し、諸問題に対する対処方法を検討するため模型実験を基本に実施することにした。この模型の概要と、模型と現地の水理的な相似性および相似性の検証についてふれる。

〔1〕 模型の概要

模型は、建設省東北地方建設局仙台工事事務所が、昭和48年8月に模型製作用に測量した横断を基本にして作製した。横断測量は、現地距離標の2里6丁から3里30丁に至る間を、50～130m間隔に106断面にわたって実施された。模型は、作製した土木研究所篠崎試験所の敷地の都合等もあって、ほぼ50m間隔に測量されているNo12(2里18丁)からNo95(断面(3里18丁))に至る約4kmの範囲を対象として、平面および垂直とも1/60の縮尺で作製した。したがって、模型の規模は河道部が約70mで上下流の付属水路を合わせれば100m近い長さになり、河道部の幅は平均10m強・投影面積700m程度となった。模型の製作方法は、現地測量断面を上記縮尺によりラワン合板に相似に造り、それを標高も考慮して設置した状態を「帯」(おび)と称し、その帯を平面的にも現地と相似に配置・固定し、帯間をモルタルで連結した。この帯間の連結に際しては、現地の洲や河床の状態を忠実にあらわすため、昭和47年10月の航空写真測量による平面図と航空写真を参考にした。

模型は一部固定床を含む移動床とした。固定床部は、河床を構成している砂礫の移動が無視または軽視できる主として高水敷部にとどめた。河床砂礫の移動を考慮した移動河床部の構造は、固定床となる部分に比較してあらかじめ低く仕上げられている。

模型に取り入れた既設河道構造物は、次に示す5種である。上流からみていくと、No84～76断面に至る間の左岸側に配置されている水制群、No60断面直下流の国鉄常盤線鉄道橋脚16基、その約130m下流No55断面左岸付近の昭和製紙取水塔、No38～No33断面間右岸の低水護岸およびその下流No31～23断面右岸の水制群等となっている。なお、岩地蔵および大昭和製紙各取水口の下流側で、取水を容易にするための「石積」および「杭打」と判断される構造物についても配置した。これらの構造物のうち、上部構を有する構造物はその上部構が、流れに影響を及ぼさないかぎり省略してある。

次に、仮締切工および可動堰の完成部分の設置については、実験目的に従い必要部分を配置した。設計仮締切工の隅角部は、いずれの場合でも半径15m程度の隅取円弧を挿入している。局所洗掘は上流側の隅角部に集中するから、この局所洗掘の進行過程を観察するため隅角部を透明なアクリル系合成樹脂で作成した。この観察用隅角部には、当所持ちの装置を代用したため、2つの装置のうち片方は規定の隅取円弧が挿入されていたが、もう一方にはそれが入っていない。隅取円弧が挿入されない影響は、仮締切工によるせき上げ量を大きくし、周辺の局所洗掘深お

よび範囲を拡大する方向に働く。したがって、生起しうであろう現象をより正しく呈さない
 くらいはあるが、諸問題に対する対処工法の検討結果は、現地の最低必要限度以上のものとなっ
 ている。なお、上部構造物はここでも省略している。

[2] フルードの相似則

一般に、相似関係は、現地および模型に働く主作用力によって決められる。重力の作用力が卓
 越している場合にはフルードの法則に従い、内部摩擦力が主作用力の場合にはレイノルズの法則
 に、表面張力が卓越している場合はウェーバーの法則に従うことになる。開水路のような自由表
 面を有する流れは、主として流質が重力の作用を受けて、より低い位置につこうとする。その結
 果、慣性力と摩擦力の影響が支配的となる。したがって、一般的には重力と慣性力が卓越してい
 る場合はフルード数を*を合わせるようになる。今、流れを支配している現象を一次元的なものとみ
 なせば、流れの運動方程式と連続式はそれぞれ次式で与えられる。

$$\frac{n}{g} \cdot \frac{\partial v}{\partial t} + \frac{\partial h}{\partial x} - i + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{v^2}{2g} \right) + \frac{n^2 v^2}{h^{4/3}} = 0 \quad (1.1)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = 0 \quad (1.2)$$

ここに、 n ；マンングの粗度係数 ($T/L^{1/3}$)、 g ；重力の加速度 (L/T^2)、

v ；流速 (L/T)、 t ；時間 (T)、 h ；水深 (L)、 x ；距離 (L)、 i ；河床勾配

Q ；流量 (L^3/T)、 A ；流積 (L^2)、

先の各式が現地と模型の間で成り立つならば、(1.1)式より次の関係が生じる。

$$\frac{v_r}{t_r} = \frac{h_r}{x_r} = i_r = \frac{v_r^2}{x_r} = \frac{n_r^2 \cdot v_r^2}{h_r \cdot R_r^{4/3}} \quad (1.3)$$

ここに、添字 r 付の各物理量は、現地と模型値の比をあらわす。

模型は、水平および垂直縮尺とも $1/60$ を採用した。したがって、(1.3)式において、 x_r
 $= h_r = 60$ となる。この結果より各物理量の縮尺は表-1.2に示すようになる。

移動床実験における流砂量および時間の相似は、模型実験における河床変動の状況を現地の現
 象に近似させればよい。そのためには、流砂の輸送形態と移動量を合わせればよい。

相似律の検討は、土研・ローレンセンおよびブラウン公式によって実施する。以下その3式を
 比較しやすいように整理して、上記の順で示す。

* 河相論 安芸皎一 岩波書店

表-1.2 諸物理量 縮尺比率表
(フルード法則)

諸元	次元	縮尺
距離	L	1/L
面積	L ²	1/L ²
体積	L ³	1/L ³
時間	T	1/L ^{1/2}
流量係数	TL ^{1/2}	1/L ⁰
流速	L/T	1/L ^{1/2}
加速度	L/T ²	1/L ⁰
勾配	L/L	1/L ⁰
流量	L ³ /T	1/L ^{5/2}
粗度係数	T/L ^{1/3}	1/L ^{1/6}
圧力強度	M/LT ²	1/L
力	ML/T ²	1/L ³
仕事	ML ² /T	1/L ⁴

$$Q_B = \frac{B \cdot U_*^3}{\rho^{1/2} \cdot (\theta - \rho) \cdot g} \cdot \varphi \cdot F \dots\dots\dots (1.4)$$

$$Q_T = \frac{Q}{265} \cdot \left(\frac{d}{h}\right)^{7/6} \cdot \left\{ \frac{\rho \cdot U_*^3 \cdot d^{1/3}}{(7.66n)^2 \cdot \tau_c \cdot g} - 1 \right\} \cdot f \dots\dots\dots (1.5)$$

$$Q_B = \frac{10 \cdot B \cdot \theta^2 \cdot U_*^2}{(\theta - \rho)^2 \cdot g \cdot d} \cdot R \cdot I_e \dots\dots\dots (1.6)$$

ここに、 Q_B ; 掃流砂量, Q_T ; 浮遊砂を含む全流砂量 (L^3/T),
 B ; 通水幅 (L), $U_* = \sqrt{\tau_o/\rho}$; 摩擦速度 (L/T),
 $\tau_o = \rho g R I_e$; 掃流力 (L^2/T^2), ρ ; 水の密度, θ ; 掃流砂の密度,
 φ ; マニングの粗度係数の関数, F ; τ_o/τ_c の関数,
 τ_c ; 限界掃流力 (L^2/T^2), I_e ; エネルギー勾配,
 d ; 河床材料の平均粒径 (L), f ; U_* / w_o の関数,
 w_o ; 河床材料の沈降速度 (L/T),

土研公式は掃流砂を対象にしており, ブラウン公式は $U_*^2 \times (6/p - 1) \cdot g \cdot d$ の値が大きく
 なると浮遊砂も含まれ, ローレンセン公式は浮遊砂も含めた全流砂を対象としてい
 る。その他, 浮遊砂を取扱っている公式としては, カリンスキおよびアインシュタイン公式等が
 あげられるが, これらの公式は河床近傍を流れる流砂の取扱いがやや仮定的なため, 今回の検討
 の対象からは除外した。

ここでは, 各々の諸元をあらわす文字に添字 r を付けて表現する。我々が日常的に取扱う模型
 実験においては, 一般に $g_r = \rho_r = 1$ である。また, 表-1.5であらわすように $x_r = h_r = l$ と
 すれば, 河床構成材料の間に, 次のような関係が成り立つ。

$$d_r = \frac{\ell}{(\delta - \rho)_r} \dots\dots\dots (1.7)$$

さらに、(1.4)～(1.6)式の現地と模型の比を、河床構成材料の平均粒径を用いてあらわせば、それぞれ次のようになる。

$$Q_{Br} = \ell^{3/2} \cdot d_r \cdot \varphi_r \cdot F_r' \dots\dots\dots (1.8)$$

$$Q_{Tr} = \ell^{4/3} \cdot d_r^{2/6} \cdot f\left(\frac{u_*}{w_o}\right)_r \cdot \left(\frac{\tau_o'}{\tau_o} - 1\right)_r \dots\dots\dots (1.9)$$

$$Q_{Br} = \ell^{3/2} \cdot d_r \dots\dots\dots (1.10)$$

次に時間縮尺は、次式の河床変動の連続式と(1.4)～(1.6)に示した流砂量公式より、求めることができる。

$$\frac{\partial z}{\partial x} + \frac{1}{(1-\lambda) \cdot B} \cdot \frac{\partial (B \cdot q_B)}{\partial x} = 0 \dots\dots\dots (1.11)$$

したがって、時間縮尺は(1.11)式より、次のようにあらわすことができる。

$$t_r = \ell^3 \cdot \frac{(1-\lambda)_r}{Q_{Tr}} = \ell^3 \cdot \frac{(1-\lambda)_r}{Q_{Br}} \dots\dots\dots (1.12)$$

ゆえに、土研・ロールセンおよびブラウン公式による時間縮尺は次式の形で与えられる。

$$t_r = \ell^{3/2} \cdot \frac{(1-\lambda)_r}{d_r \cdot \varphi_r \cdot F_r'} \dots\dots\dots (1.13)$$

$$t_r = \ell^{5/3} \cdot \frac{(1-\lambda)_r}{d_r^{2/6} \cdot f\left(\frac{u_*}{w_o}\right)_r \cdot \left(\frac{\tau_o'}{\tau_o} - 1\right)_r} \dots\dots\dots (1.14)$$

$$t_r = \ell^{3/2} \cdot \frac{(1-\lambda)_r}{d_r} \dots\dots\dots (1.15)$$

[4] 河床構成材料の検討

阿武隈川河床構成材料砂礫の土質試験結果より、河床材料の縦断分布を作成し、図-1.14に示した。試料の採取は、各採取断面とも右左高水敷および低水路の3箇所とし、各敷巾の中央付近でかつ低水路については河床面より30cm・高水敷は表面下40cmの位置から実施している。模型実験の範囲内に相当する採取測定はNo 15・34・52・73および95の5断面である。図-1.14には低水路だけしか入れていないが特徴としていえることは、①低水路内の粒度分布が高水敷のそれに比較して大きく、均等係数が小さい。②低水路内の縦断分布が堰予定断面のNo 52と岩地蔵突出部のNo 73断面で顕著に異っている。③No 52断面より上流において

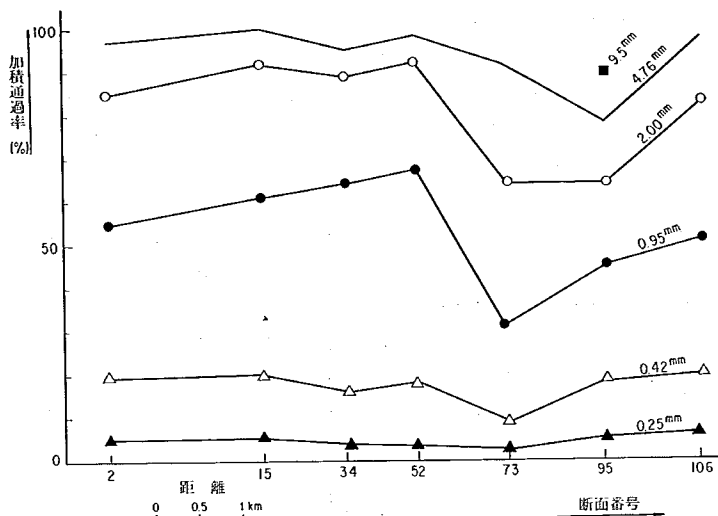


図-1.14 河床材料縦断分布図

は、左岸より右岸高水敷の粒度分布が大きく、下流では逆となっている等があげられる。このうち、②および③については、水理特性によるふるい分け効果の結果と推測される。また、比重試験の結果によれば、上記5断面低水路内のそれは2.62～2.68に分布している。この単純平均2.64となる。したがって、移動河床は原則として、低水路だけを対象とした。この5断面低水路内の60φ粒径は、単純平均値で1.2mmとなる。この粒径を幾何学的に縮小すれば、河床構成材料としての本質を失ってしまう。(1.7)式が成り立つものとして、粒子密度の小さい材料を用いることにより、河床材料の本質を失わない程度粒径を技巧的に確保することができる。(1.7)式を変形すれば、

$$d_p \cdot (\sigma - \rho)_p = \ell \cdot d_M \cdot (\sigma - \rho)_M \quad (1.16)$$

とあらわすことができる。ここに、添字 p は現地・ M は模型に対する量をそれぞれあらわす。現地における河床砂礫の平均粒径を1.2mm・粒子密度を2.64とし、 $\rho_p = \rho_M = 1$ とおけば、模型で使用する河床構成材料は、次式を満足させるような材料でなければならない。

$$\left. \begin{array}{l} d_M \cdot (\sigma_M - 1) = 0.0328 \\ \sigma_M > 1.0 \end{array} \right\} \quad (1.17)$$

このような条件を満足させたうえ、安価で多量に入手できる材料といえば、現実には皆無に等しい。そこで、上式を極力満足させ、現実に入手できる材料として石炭粉を選定した。

この石炭粉の特性試験の方法と結果は、次に示すとおりである。ふるい分け試験は、JIS A 1102 により、平均0.221mmを得た。また、比重測定試験は、JIS A1202による方法で実施し、平均値として1.399を得た。沈降速度の測定は、3回実測の平均値で0.98cm/secを得ており、ストークス公式による計画値より若干小さいが、粒子形状および動粘性係数等の相違を考慮すれば、ほぼ満足しえる値を示している。これらの試験値を用いて(1.17)式により、模型の河床構成材料の平均粒径を検討すると、現地平均粒径に対し、約2.5倍程度大きい。したがって、現地粒径の2.5倍に相当する河床構成材料を使用したとしても、諸現象を分離して極力現地に合わせるようにした。この方法については、次の検証実験の項でふれる。

この石炭粉の粒径加積曲線を図-1.15に示す。なお同図には参考までに、現地における河床砂礫資料も示しておいた。取り上げたものは、前掲5断面の低水路加積通過率の平均値である。したがって、60%粒径の平均値が1.2mmであることはすでに述べたが、通過率の平均では1.2mmに達していない。両者を比較すると石炭粉の均等係数が現地平均のそれよりも小さいことが目立つ。

(5) 検証結果

一般に、水理模型実験においては、先にふれたような相似関係が、現地と模型の間で成り立たなければならない。したがって、この相似関係の満足度を調べ、不充分さを補うことを検証実験という。この実験のような場合においては、水位および流速や河床の変動等の項目について、検

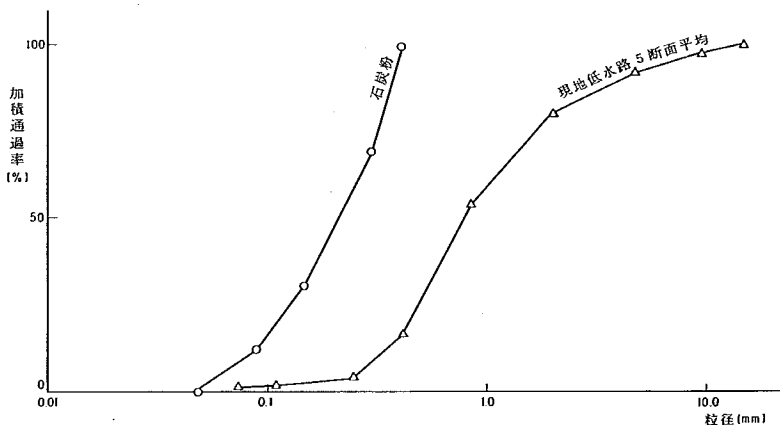


図-1.15 河床材料粒径加積曲線

証すればよい。水位および流速は粗度係数を、河床変動は掃流現象一流砂量および輸送形態一等を、現地の想定洪水に合わせればよい。しかし、河床構成材料の検討の中でふれたごとく、石炭粉の粒径は現地砂礫の2.5倍に相当するから、それだけ流れにくいことになる。とりわけこの実験のように、仮締切工周辺の河床構成材料の挙動に重点をおく場合には、それに焦点をあてるような検証と実験条件の設定をしなければならない。したがって、仮締切工周辺の局所洗掘および局所洗掘対策を含む河床変動実験に対しては、(1.18)式より模型流量を決定し、下流水位は決定した流量に対応したもので与えた。つまり模型の掃流力以外

$$\left(\frac{\tau_o}{\tau_c}\right)_p = \left(\frac{\tau_o}{\tau_c}\right)_M \dots\dots\dots (1.18)$$

はすべて与えられているから、現地における τ_o/τ_c の比に等しい模型掃流力を求め、その掃流力に対応する流量を決定した。このようにして求めた諸水理条件による実験結果を用いて、各要素に対する相似関係の満足度を調べてみる。

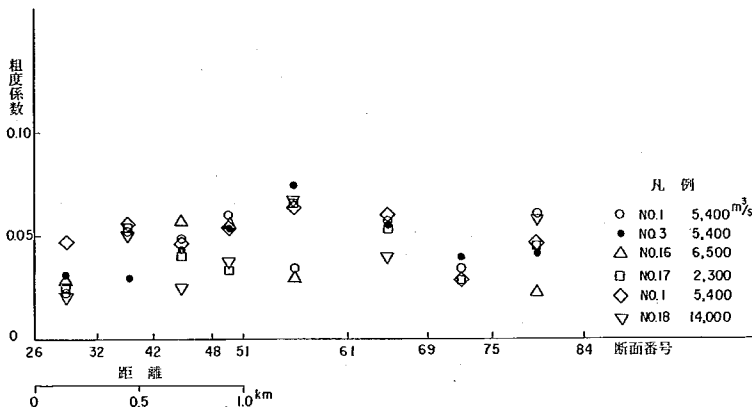
まず、粗度係数について検討してみる。粗度は直接測定できない量であるため、水位を測定し、次式により求めた。

$$\Delta h = h_2 - h_1 = Z_1 - Z_2 + \frac{\alpha Q^2}{2g} \left(\frac{1}{A_1^3} - \frac{1}{A_2^3} \right) + \frac{n^2 Q^2}{2} \left(\frac{1}{R_1^{4/3} A_1^2} + \frac{1}{R_2^{4/3} A_2^2} \right) \Delta x \dots\dots (1.19)$$

添字1は下流側・2は上流側の諸量を、 Δx は2断面間の距離を示し、 A および R は既知量 h の関数として与えられ、 α は1.1を使用した。したがって、粗度係数 n だけが未知数である。今、実験結果のいくつかのケースから逆算した粗度係数を、縦断分布図として図-1.16に示した。この結果を現地の計画粗度0.030と比較してみると、測点番号No 26~32断面間ではほぼ適正と思われる値を示している以外は、全域にわたり若干大きい傾向にある。とくに目立って大いのがNo 51~61断面間とNo 75~84断面間であるが、前者は仮締切工および鉄道橋脚の影響も含めた値であり、後者は河床構成材料の補給直下流の区間のため複雑な河床状態になっていること等がその原因と考えられる。加えて、死水域のとりかた等にもよるが、全体に0.030より大きい傾向にあることは否めない。したがって、この原因を調べるため、芦田^{*}が提案しているフルード数と相当粗度および平均粒径比 k_s/d_m の相関を、現地と模型の間で検討した。計算の結果は実験ケースによって相当大巾に分布しているが、現地における k_s/d_m は150~350程度であるのに対し、模型のそれは700~1,000にも達している。したがって、この k_s/d_m の値が現地の数倍の大きさとなっていることが、模型の粗度を大きくしているものと考えられる。

現地と模型の河床構成材料の間に、(1.16)式が成り立つとすれば、今回の実験で用いた石炭粉の粒径が2.5倍程度の大きさに相当することは、すでに述べたとおりである。したがって、河床構成材料の輸送形態と移動性について、その相似性をみておく必要がある。模型河床が移動

*河道の設計法(4)-河川の粗度について-昭和34年7月土木技術資料 芦田和男



図一 1.1 6 実験結果粗度係数分布図

しうる材料で構成されていても、流速が小さく底面に作用するせん断力が小さいうちは、流れは固定床と変わらない。掃流力 τ_c が限界掃流力 τ_{lc} を越えると、河床構成材料の移動が始まるが、 τ_c が τ_{lc} の3倍程度の範囲ならば、河床材料の移動は限界掃流力の影響を強く受ける。この実験においては、 τ_c / τ_{lc} が4倍強のケースもあった。一方、現地と模型の掃流力と限界掃流力の比 $(\tau_c / \tau_{lc})_r$ は、河床構成材料の活性性を示す指標になる。すなわち $(\tau_c / \tau_{lc})_r > 1$ の場合は、現地より模型の掃流現象が不活発であることを示す。このようにして求めた比は、6程度となっており、このことは模型の動きが現地の動きに対し1/6程度であることを示している。

次に、河床を構成している材料が、輸送されている状態の相似性は、局所洗掘の規模・洗掘およびたい積場所等に影響を及ぼす。一般に、このような河床材料の輸送形態をあらわす方法として、流れの摩擦速度と河床材料の沈降速度の比 u_* / w_o がある。 u_* はほぼ流速と比例関係にあり、 w_o は重力による静水中の沈降速度である。したがって、 u_* / w_o が大きいということは、河床材料粒子が水と一諸に動くことを意味し、浮遊状態に近づくことになる。計算の結果によれば、 $(u_* / w_o)_p$ は $1.2 \sim 1.3$ 、 $(u_* / w_o)_M$ は $1.6 \sim 4.3$ になり、 $(u_* / w_o)_r$ としては、0.75程度となる。このことは、現地より模型の場合の方が、深遊状態で流れやすいことを示している。

河床材料の粒子密度が1.40の石炭粉を使用した場合、現地の河床礫に相似な石炭粉の平均粒

径は、(1.16)式で求めると0.08mm程度となる。しかし、このような微粒子になると河床材料としての役割を失い、今まで述べてきたような相似性は成り立たなくなる。現実には、この理論値の3倍弱に相当する石炭粉を使用したため、河床構成材料の相似律は保障されていない。つまり、河床材料粒径の相似律をひずませ、流砂量や時間等の現象の相似を期した。したがって、土研・ロールセンおよびブラウン公式の構造について検討してみる。土研およびロールセン公式には、掃流力と限界掃流力の比の特性をあらわす項が存在する。さらに、土研公式は掃流砂に対して適用されるが、粗度をあらわす ϕ を u_*'/w によって変化する係数として扱うならば、濃度の大きくない範囲で浮遊砂の領域にまで適用できる。このような要素も考慮して、(1.8)～(1.10)および(1.13)～(1.15)式であらわしていた各公式の縮尺を変形し計算した。変形の型と計算結果は、表1.3に示すとおりである。計算値は、流砂量縮尺が約1/7,000～1/23,000、時間縮尺が1/15～1/50程度となる。

以上の検討の結果、移動床実験として次のような問題点を含んでいることが明らかとなった。
 ①河床構成材料の相似性を保障することができなかった。
 ②したがって、粗度係数が実際より大きくなっている。
 ③くわえて、河床材料の挙動が現地に比べて不活発である。ゆえに、実験結果に対する取扱いは、定性的には別にして量的議論は重視しない方がよいと判断した。

第5節 実験の概要

本節においては、実験の方法・概要および根拠等についてふれる。すなわち、流量および補給砂量、ならびに下流水位等の境界条件に関する事項・水位・流速・流況および河床変曲等に対する測定方法と測定位置に関すること・実施した実験ケースと考え方・等である。

(1) 境界条件

流量は模型流頭部に配置した量水槽により設定した。量水槽には鋭縁矩形せきを取り付けており、あらかじめ板谷・手島公式で求めておいた水位～越流量の相関関係により、必要な流量をバルブで調節しながら与えた。実験で設定した流量は、 $8.40\text{ m}^3/\text{s} \sim 1.4000\text{ m}^3/\text{s}$ の範囲内で6流量に達している。河床構成材料の補給は、現地における実態が明らかでなかったため、補給場所の掃流力に見合う供給が、上流からおこなわれるものと仮定した。その供給場所は、No 94～No 95断面間とした。したがって、この2断面間においては、初期河床の横断形状の維持がはかられたことになる。下流水位は、No 20断面におけるほぼ中央で与えるようにした。水位はせき上げ板と称する構造物で、各流量に対し特定の水位が自由に得られるようになっている。その水位は、下流岩沼自記水位観測所 (No 10断面付近の左岸) における水位～流量相関係を、不等流計算によって求めたものである。このNo 20断面における水位～流量相関関係は、図-1.17

表-1.3 移動床実験縮尺計算書

要素	記号	現地量	模型量	現地量 / 模型量	備考
河床材料平均粒径	d	0.12 cm	0.022 cm		
河床材料比重	σ	2.64	1.40		
沈降速度	w_o	10 cm/s	0.98 cm/s		
限界掃流力	τ_c	4.85 dyne/cm ²	0.44 dyne/cm ²		
空げき率	λ	0.39	0.62		
粗度係数	n	0.030	0.025~0.065		
	φ	0.623	0.623		
	F	1.0	0.97~1.0	1.03~1.0	
	$f(u_*'/w_o)$	25 ~ 80	30 ~ 90	0.83~0.89	
	$(\frac{\tau_o'}{\tau_c} - 1)$	6.0	1.2	5.0	

縮尺 公式	流 砂 量		時 間	
	計 算 式	計 算 結 果	計 算 式	計 算 結 果
土 研 公 式	$\ell^{5/2} \frac{\varphi_r \cdot F_r}{(\sigma - \rho)_r}$	6,800	$\ell^{1/2} \frac{(\sigma - \rho)_r (1 - \lambda)_r}{\varphi_r \cdot F_r}$	50
ローレン森公式	$\ell^{5/2} \frac{f(\frac{u_*}{w_o})_r \cdot (\frac{\tau_o'}{\tau_c} - 1)_r}{(\sigma - \rho)_r^{2/6}}$	23,000	$\ell^{1/2} \frac{(\sigma - \rho)_r^{2/6} (1 - \lambda)_r}{f(\frac{u_*}{w_o})_r \cdot (\frac{\tau_o'}{\tau_c} - 1)_r}$	1.5
ブラウン公式	$\ell^{5/2} \frac{1}{(\sigma - \rho)_r}$	6,800	$\ell^{1/2} (\sigma - \rho)_r (1 - \lambda)_r$	50

に示すとおりである。

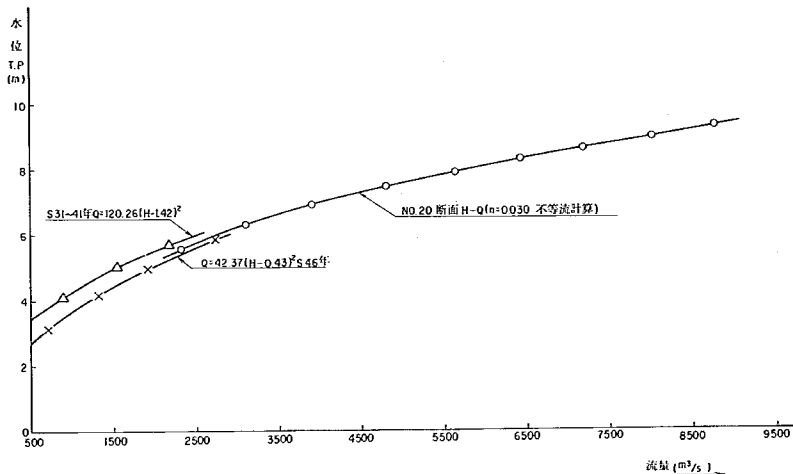


図 - 1.17 水位-流量相関関係図

[2] 測定方法

水位・流速および河床高の測定ならびに流況観察については、次のような手法によった。水位の測定は河床変動を伴うため、ほぼ同時刻の水位を必要とするから、各測定断面に測定者を配置しておき水準測量に準じて一斉に測定した。また、場合によっては、基準高よりポイント・ゲージと称する最小 1.0mm 目盛付で 0.1mm の測定器で水深を測定し、水位に換算する方法も併用した。流速の測定は、デジタル表示カウンターを使用し、計器個有の換算式により求めるプロベラ式流速計によった。流況観察のうち、流線の追跡は染料または浮子等を流し、写真撮影と目視によるスケッチを併用した。流況観察はその他、水衝部・はく離領域・死水域・射流部および局所洗掘等々の特異な水理現象に対しておこなった。

仮締切り工先端部周辺の局所洗掘については、透明アクリルライト板で仮締切り工壁の隅角部を製作・設置し、仮締切り工内側から観察・測定した。また、測定結果から等深線図が作成できる程度に水準測量した。河床変動の結果については、実験終了後に銅製スケールを用いてモルタル河床面から河床材料厚を測定する方法をとった。なお、河床構成材料の石炭粉は、実験前に仮

締切り工周辺は2.4 m、その他の範囲は6 mの均等厚に敷き詰め、湿潤状態にしたうえで同程度のかたさに締め固めた。したがって、仮締切り工周辺の2.4 mの河床材料厚の部分については、水準測量によらざるを得なかった。



写真-1.1 局所洗掘観察用仮締切り工壁
仮締切り工内側より上流右隅角部をのぞむ。
写真右側がブロック積の上流壁。折尺より左側 $\frac{1}{2}$ 程度の位置に、薄く見える縦線が、第2区画既設水叩上流端。写真上方に見える水平なアツが水面で、白色の一点鎖線(0と記入)が初期河床、その下方の黒い部分が河床となる。したがって、一点鎖線以下が局所的に洗掘されたことになる。
実験ケースNo. 8・第3区画約4.5分経過時。

(3) 測定位置

水位および河床高に対する測定位置は、表-1.4に示したとおりである。この位置は原則的なもので、河道条件や実験目的によっては変更したり省略した場合もある。なお、流況観察については、実験対象全域にわたって実施したが、とりわけ仮締切り工周辺に重点をおいた。

水位測定位置については、測量断面番号で2~10断面ごとに1断面の測定断面の割合で選択し、1断面につき横断方向上に3~5測定設定した。流速測定は、仮締切り工上流部および岩地蔵等の水衝部とした。仮締切り工上流部とは、上流部両隅角部より上流壁に対し 135° の角度で出した線上の各点をさし、この線上で6 m間隔に6点程度測定した。したがって、兩岸側の区画については1側線、中間の2区画については左右両隅角部からの2測線となる。一方、水衝部とは岩地蔵突出部の他に、No. 33~38断面間右岸低水護岸施工部およびその下流No. 23~32断面に至る水制配置区間、そしてNo. 49・50断面左岸低水路法線不連続部等をさす。これらの測定項目については、時間的な変化があるから、諸現象の変化の進行状況を考慮した間隔で測定した。

河床高に対する測定断面は表-1.4に示したとおりであるが、各測定断面上で原則として6 mピッチにその高さを測った。しかし、砂れんや砂たい等、河床の状態によっては、河床形状を忠実にあらわすため測定間隔を変えている場合もある。仮締切り工周辺の局所洗掘については、ほぼ仮締切り工の上流隅角部付近と特殊なケースとして下流部および既設水叩床版上・下流端部等にあられるので、それらについて測定した。その他の局所洗掘測定は、鉄道橋脚部および取水塔等の構造物の周囲、水衝部等の位置で実施した。

表-1.4 各項目測定位置表

a) 水 位

測定断面	横断上測点分布数
8 4 7 6 6 9	3
6 1 5 9 5 5	
5 1 4 8 4 2 3 4 2 6	
	5
	3

b) 河 床 高

測定断面	測定断面
8 8 8 4 7 8 7 5 7 3 7 2 7 0 6 9 6 7 6 6 6 8 6 3 6 1 6 0	5 7 5 3 5 2 5 1 5 0 4 9 4 8 4 2 3 6 3 2 3 0 2 6 2 4 2 0

[4] 実験概要

実験目的に従って、表-1.5に示すような条件と時間で実験は実施した。以下同表に示す分類番号を用いて、実験ケース・実験の経過および測定結果等についてふれる。なお、表-1.5に示す全実験に対し、水位・流速・流況・局所洗掘および河床変化等の項目を測定している。また、実験を実施した順序は、必ずしも表-1.5に示す順ではない。

実施した実験はその目的から、検証の実験も含め4通り程度に大別することができる。すなわち、予備的な実験・仮締切り工周辺の局所洗掘および洗掘防止工に関する実験・堰完成後の河床の動向実験およびその他の実験となる。まず、予備的な実験では検証実験の性格も含ませ、現状断面で新規構造物が一切ない現状実験、局所洗掘現象を最も強調する支配流量の検討実験、仮締切り工周辺の局所洗掘防止工法に関する実験等である。仮締切り工周辺の局所洗掘の位置および規模ならびにその防止工に関する実験は、各区分に対する洗掘の実態は握と、洗掘を防止するための保護工の検討に関する実験となる。せき完成後の将来河道に対する実験は、計画高水流量・年間支配流量・長期間平均の流量等を対象とした場合の、河床およびせき周囲に及ぼす影響を把握した。また、その他の実験とは、仮締切り工が上流の鉄道橋脚根入れ部や河岸に及ぼす影響さらには各区分の施工順序に関する実験、そして洗掘防止・サンド・マット工法の合理的な設計と施工の資料収集実験等である。

表-1.5に示す実験の測定結果は、極めて多量のデータとなっている。例えば、水位測定結果だけをみても測点数は11断面・39測点、実験条件が18河道または構造物形態・20水理条

表 - 1. 5 実験ケース一覧表

実験 ケース	仮締切り工 区画番号	流 量 (m^3/s)	実 験 目 的	通水時間 (分)	初 期 河 床 整 形 範 囲
1	———	5.400	仮締切り工なし、現状断面における河床変動状況の把握	各 90	全 川
2	第一区画	2.300	局所洗掘状態は握		
3	第二区画	5.400	局所洗掘状態は握		
4			保護工（原案）		仮締切り工周辺のみ
5			保護工（最終案）		
6	第三区画	840	仮締切り工周辺の局所洗掘および全川にわたる河床動態の把握	各 60	全 川
7		2.300			仮締切り工周辺のみ
8		5.400	局所洗掘防止工の基本方針の検討		
9			保護工（原案1）		
10			保護工（改良案）		
11			保護工（最終案）	120	全 川
12					
13	第四区画	5.400	局所洗掘状態は握	90	仮締切り工周辺のみ
14			保護工（原案）	60	
15			保護工（改良案）	各 120	全 川
16	———	6.500	出水期における堰周辺の局所洗掘		
17	———	2.300 5.400	堰完成時の河床変動と局所洗掘	各 300	
18	———	9.200 14.000	堰完成時の河床変動と局所洗掘	各 60	

注 仮締切り工区画番号欄で———の番号は、仮締切り工がないことを意味する。また、区画番号は右岸側からの順番である。

水理条件，時間的には5～15分間隔測定で4～12ケース/回となり，全ケースはこれらの諸要素の積であるが20ケース・延220断面・120時間隔で，延総測点数は 2×10^7 点をこえている。したがって，これらの結果のすべてを本報告書に掲載することはとてもできないので，全資料については別の方法で報告する。そして，本報告書に掲載する資料は，極力整理し必要なものだけにとどめた。

〔5〕 報告書の注意事項

実験成果を報告するにあたり，本報告の凡例的なことがらと注意事項等についてふれておく。まず，河道内の特定場所の表示に関しては，里丁標で表現するとはん雑になる上，距離標間距離が12丁間隔もあるとその間が1 km 以上にもなり正確性に欠けるし，模型製作用の横断測量の測点であると河相とも一致する等の理由により，原則として横断測量の測点番号であらわすことにする。また，仮締切りは全体を4区画に分割して施工する予定であるが，その区画の識別のため最右岸区画より順次番号を付し，付した番号で呼称する。仮締切り工の各部に対する呼称は，流心と直交する上流および下流側壁，流れに平行な左および右側壁さらにはこれらの各側壁が交わる隅角部は上・下および左・右を付し識別することにする。なお，仮締切り工の各部の名称に関する左右の基準については，河川横断図同様に上流側から下流方向をながめた状態におく。国鉄常盤線の鉄橋橋脚に対する番号は，国鉄が用いている称号のとおり右岸側より順に呼称することにする。次に，この実験で取り扱った河道の断面形状は，仮締切り工設置予定付近の河床を除き，すべてのケースとも現状断面であるが，特に仮締切り工および可動堰が設置されていないケースについては，その付近についても現状断面のため「現状断面」ケースと呼称する。このケースは，表-1.5の一覧表に示すNo 1実験である。

以上の事項は，河道や模型に関することがらであったが，次に実験の成果に関する事項について記す。実験の区別は原則として，表-1.5に示す番号によりあらわすものとする。また，測定成果は特にことわりがない限り，現地量に換算してある。ただし，時間に関しては，模型値のまままで報告する。くわえて，現地流量に対応する模型値流量は，前述のごとく掃流力を合わせるため増大させているが，流砂量が量的に議論できないので，増大させた流量を現地量に換算した値で示すことにする。

第2章 設計条件の検討

大型仮締切り工が、構築されてから撤去されるまでの間の出水に伴う諸問題の検討や、可動堰が完成した後の河床の変動等に関する検討を実施するにあたり、設計のための諸条件ともいべき基本的事項の検討を実施した。したがって、本来の実験目的に対する結果—いわば本論—に入る前に、その諸条件の検討結果について報告する。検討した基本的事項は、次の3点となる。まず、現状断面河道による実験は、相似律の検証と計画構造物が及ぼす影響を比較する目的で実施した。次に、仮締切り工周辺の局所洗掘を最も顕著にする流量の検討をおこなった。そして、局所洗掘に対する防止工法の基本的施工方針を実験した。

第1節 現状断面による水理的現象

模型実験と現地出水中における水理的現象の相似律および検証実験については、前章第4節で述べたとおりである。そして、この結論として、実験結果の量的な議論は重視しない方がよいと判定した。したがって、幾何学的に1/60に縮めた模型で、現地の2.5倍程度に相当する河床材料を使用した場合の実験が、現地現状河床をどの程度再現し、定性的に実験の成果を現地にどの程度適用できるか等の点について確認する。二番目に、次章で報告する可動堰および仮締切り工等の構造物の影響を見るため、計画構造物が配置されない場合の水理現象を把握しておかなければならない。このため、実験は現地の設計対象流量 $2,300 \text{ m}^3/\text{s}$ の掃流力に相当する $5,400 \text{ m}^3/\text{s}$ で実施し、模型時間で90分間通水した。時間縮尺を仮りに1/50と考えれば、90分間は75時間に相当し、もし1洪水24時間程度のものならば、3洪水分を継続して流したことになる。この実験は、表-1.5に示した一覧表のNo.1実験にあたる。

〔1〕 流況の特徴

実験を開始する前の移動床部分は、現状断面に合わせて整形し木ごと等で表面を仕上げている。このため、通水開始後20分程度の間は水面が上昇してくる。この水面上昇は、砂れんの発達に伴う相当粗度の増大に起因するものである。例えば、現地の $2,300 \text{ m}^3/\text{s}$ の掃流力に相当する $5,400 \text{ m}^3/\text{s}$ の流量を流した場合、砂れんが充分に発達するに必要な時間は25分程度であった。

水衝部における流速をみると、岩地蔵のNo.72断面右岸および水制群を配置したNo.32断面付近右岸低水路法線前面で、両地点とも 4.5 m/s とかなり早い流速になっている。これらの場所は、河道の湾曲部の外側にあたることに加え、いずれも法線型に不連続性がみられ、流れの幅をせばめている。このため、その突出部付近には、流れの集中*が生じている。一般に、流れの集中は、

* 水制の洗掘 土屋昭彦・石崎勝義 土木学会第10会水理講演会講演集

その点から離れるに従い、単位幅当りの流量が急速に減るものであるが、 $\#32$ 断面付近右岸低水路沿いの現象は、洗尻から40m離れても減せず、この間ではほぼ同程度の流量分布となっている。次に、可動堰の建設が予定されている $\#52$ 断面における流速は、左岸より120m・340mおよび440mの3地点の測定で、いずれも290m/s程度の値を得ている。ちなみに、 $\#1$ 実験の結果から各断面の平均流速を求めてみると次のようになる。もちろん死水域のとり方などで若干の差も含まれているが、 $\#51$ 断面で220m/s、 $\#69 \cdot 75$ および84断面等においては180~190m/sとなっている。したがって、建設予定断面付近では比較的速い流速が出ていることがわかる。なお、 $\#52$ 断面の右岸から300m程度のあいだは、死水域または流速の非常に小さい領域となっている。

一方、水衝部における河床の洗掘は、実験を開始した初期の段階で極めて旺盛に進行する。例えば、岩地蔵付近の $\#70 \sim 71$ 断面間では10分以内に、 $\#74 \sim 75$ 断面間で15分程度、さらに $\#71 \sim 74$ 断面間の60分間といった程度の所要時間で、6mの河床構成材料設定厚の限界まで洗掘され、移動床下層のモルタル面が露出してしまう。これらの所要時間は、時間縮尺を1/30としたら10分間は5時間・60分間は30時間に換算される。もっとも、現地における岩地蔵付近の地質は、岩が露出しているような状態と思われるので、洗掘される河床の厚さは洪水の減水時や平水時にたい積された砂礫だけになると思われる。また、実際に現地では、平水時においても水衝部付近は河床低下を来たしているため、洗掘は実験ほど急激な変化を伴う現象にならないと推測される。

[2] 河床の変動

現状断面における90分通水後の河床変動結果を図-2.1に示した。現地の洪水中における河床砂礫の実験対象区域内への流入量がよくわからないため、模型として設定した上流部の掃流力にあわせ、補給したことはすでに述べたとおりである。したがって、実験結果の河床変動の相対的な傾向についてみることにする。

河床の動向は全般に低下傾向にあるといえる。とりわけ、先にみた水衝部を有する断面である $\#72$ および30断面付近における平均河床の低下が目立っている。これらの地点は、相対的に低水路幅がせまくなっている上、湾曲部の内側に相当する左岸側に大規模な砂洲がそれぞれ形成され、水面および河床こう配とも急変している。しかし、岩地蔵の下流においては、右岸側が湾曲部の外側であるにもかかわらず、河床低下は局所的にしか見られず全般的に上昇傾向にある。そして、 $\#52$ および53断面では、逆に湾曲部の内側にあたる左岸側で局部的ではあるが、河床低下を生じている。これらの岩地蔵下流部における諸現象の原因は、岩地蔵突出部による水ハネ作用がもたらしたものと判断される。もちろん、この現象は流量の大きさによって変わってくることはいうまでもない。

次に、図-2.1には河床変動横断面図と合わせ、現地における流れの特性が形成した大規模な砂洲もあらわしているため、この兩者について比較してみる。まず、岩地蔵の下流にあたる $\#62$

～68断面間の右岸側に形成されている中洲上の3断面の河床は、この部分でたい積傾向にある。また、その下流のおなじ右岸側で鉄道橋付近より㈬44断面に至る大規模な砂洲上においても、河床高を測定した9断面はほぼ上昇傾向が卓越していると見て支障なからう。さらに、㈬47断面付近より下流に対して発達している左岸側の砂洲上でも、相対的に河床低下量は小さくなっている。したがって、現地の砂洲と実験の河床変動結果は、大局的にみて一致しているといえる。もちろん、現地において形成されている大規模砂洲は、 $2,300\text{ m}^3/\text{s}$ の現地掃流力に相当する $5,400\text{ m}^3/\text{s}$ のような洪水も含め、日常的に相対的上昇をきたしたものである。この日常的な作用を及ぼした流量として年平均流量を対象にすれば、岩沼において約 $150\text{ m}^3/\text{s}$ 程度となる。したがって、この15倍以上にあたる $3,230\text{ m}^3/\text{s}$ の掃流力で形成された河床形状や、みお筋をつくる小出水がないままの実験結果では、直接的な比較ができないことはいうまでもない。くわえて、河床材料の補給に関する相似性の問題点等も考慮すれば、実験結果の河床はこの流域の河道特性を充分表現しているといえよう。

ただし、岩地蔵の対岸にあたる左岸側・㈬67断面より上流に位置する砂洲に関しては、実験結果の河床が顕著な低下を呈しており先の規定はあてはまらない。この原因は、河床材料の補給量が実際にはどうあるのかという問題と合わせ、実験の河床材料補給方法の欠陥や模型範囲の設定のしかた等の問題点が考えられる。補給方法の欠陥とは、実際には水中で連続的に輸送されているのに対し、実験では模型上流部において水面上から補給したため、この付近における $U \cdot \Delta W$ が下流のそれよりも大きくなり、浮遊形態輸送区間が長くなっている。したがって、補給石炭粉の挙動が正常に復する範囲を、上流に余分に配置しておかなければならなかった。このことを逆にいえば、掃流力の大きい流量の場合の岩地蔵付近までの河床変動結果は、輸送形態の相似性に問題があるといえる。

第2節 局所洗掘を支配する流量の検討

一般に、構造物周辺の局所洗掘現象は、流量が大きいほど顕著であるとは限らない。本実験においても、設計対象流量の $2,300\text{ m}^3/\text{s}$ 以下で仮締切り工をより危険にさらす流量の存在を検討した。この検討は、第2区画までの可動堰が完成し、第3区画仮締切り工周辺の局所洗掘を対象に、 $840 \cdot 2,300$ および $5,400\text{ m}^3$ の3流量について実施した。 $840\text{ m}^3/\text{s}$ という流量は、低水路だけの最大疎通能力という条件を基本にし、水制等の河道構造物や石炭粉粒径等の模型設定条件も加味したものである。この流量規模は昭和35年の $604\text{ m}^3/\text{s}$ および同43年の $967\text{ m}^3/\text{s}$ の岩沼における年最大流量に、ほぼ相当するものである。各実験は表-1.5に示す実験一覧表の㈬6～㈬8にいたる実験である。

(1) 仮締切り工周辺の局所洗掘の機構

仮締切り工周辺における局所洗掘は、仮締切り工が流向となす角度・水深・フルード数および

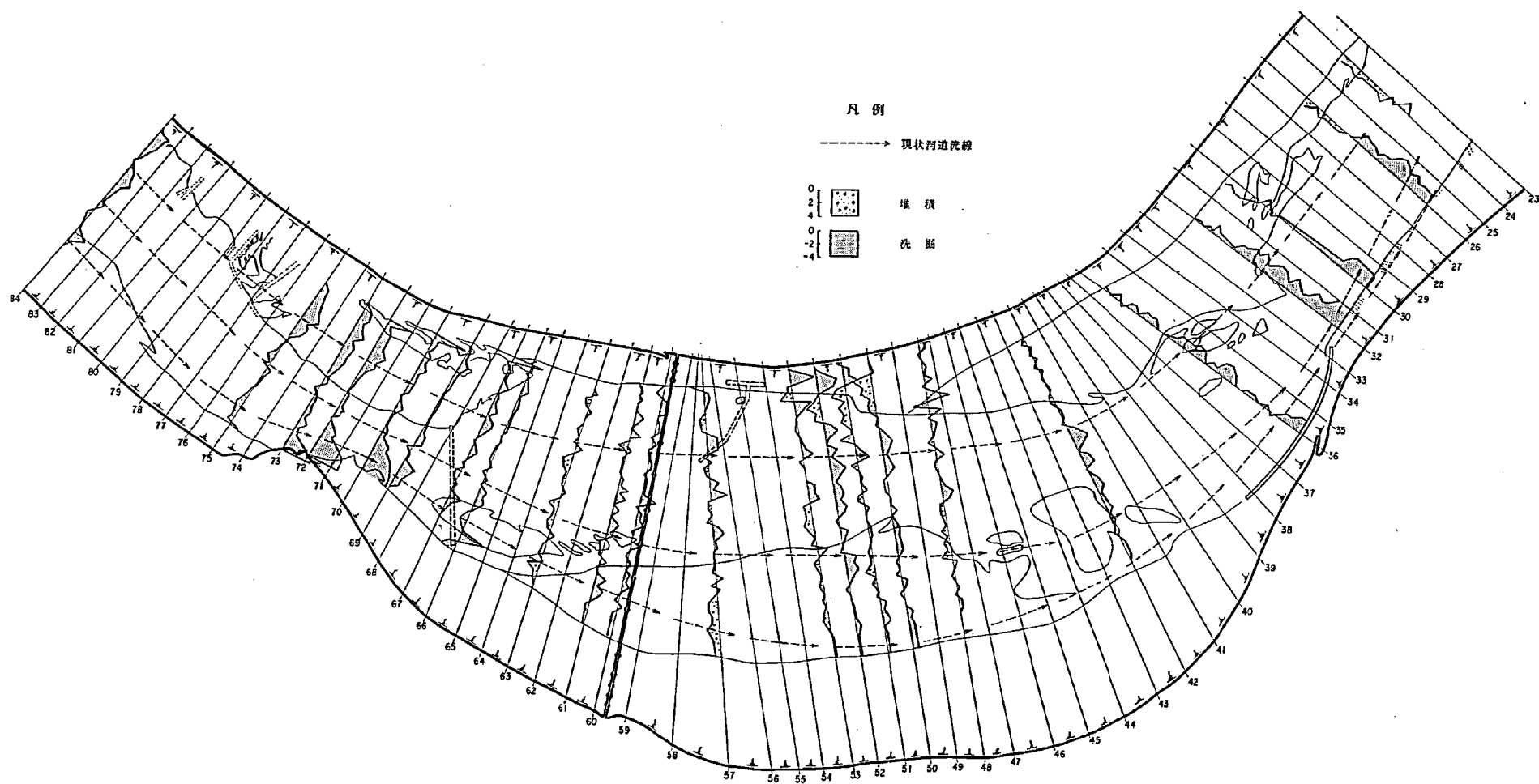


图-21 流況・河床高變動量平面圖(1/10000)



写真-2.1 河床の動向

No 61断面附近右岸より上流をみる。
実験ケースNo 1, 流量 $5,400\text{ m}^3/\text{s}$,
90分間過水後排水途中。岩地蔵突出部が
写真左上方にみえる。また、写真右側に鉄道
橋脚がみえる。この間の右岸高水敷は、モ
ルタルによる固定河床で設定されているが、
一面に石灰粉のたい積がみられる。また、対
岸の河床はまだ水面下にある。



写真-2.2 河床の動向

No 59断面付近右岸より下流をのぞむ。
実験ケースNo 1, 現状断面。実験終了後排
水途中。岩地蔵下流右岸側の大規模砂洲と
ともに、写真中央上方にNo 42断面附近より
下流左岸側の洲をみる事ができる。なお、
右岸側の河岸低下部はまだ完全に水面下に没
している。

河床形状等により異なるが、第3区画に対する $5,400\text{ m}^3/\text{s}$ 洪水の局所洗掘の機構に焦点を合わせ記す。

流下して仮締切り工に近づいた流れは、上流壁前面で左右に分かれる。そして、分流点と仮締切り工上流壁の間には、周囲より流速の小さい領域が生まれる。この比較的流速のおそい領域内の仮締切り工上流壁では、壁に沿った流れが生じ、仮締切り工の上流側両隅角部付近で上流からの流れに合流する。このため、隅角部付近では流れの集中と同時に、激しい下向流が発生し局所的な掃流力の増大をもたらす。とくに、含砂量の少ない上層の流水が下向流となり、河床を洗掘するため河床材料の補給がなく、河床の洗掘が著しく進行する。両隅角部の局所的な洗掘の進行に伴い、上流壁沿いの流れの流量は増大し、隅角部の局所洗掘位置に近い所から順次洗掘されていく。

いっぽう、隅角部より下流の側壁沿いには、はく離領域が生ずる。この領域内においては掃流

力が著しく低減し、上流で洗掘された河床材料がたい積される。たい積量は上流からの供給量およびその付近の掃流力に大きく左右されている。くわえて、はく離領域自体もこれらの要素に強く影響されている。

(2) 各実験の概要

各ケースは、いずれも河床が動的平衡に達するまで実験し、比較しやすくするため通水時間を90分間にそろえた。以下、各ケースに対する概要と特徴についてふれる。

① 840 m³/s 出水の流況

流れはほぼ低水路内におさまリ(写真-2.3参照)、実験対象範囲内で200~250 m程度の通水路におさまっている。このため、第3区画より右岸側のすでに完成している可動堰の約半分程度は、死水域の中に含まれている。また、岩地蔵の下流側にあたる低水路右岸側においても、70~80 m幅で $\Delta 61$ 断面付近にまで達し、長さ500 mくらいの大規模な逆流域が発生している。このように、洪水疎通能力に余裕があるため、 $\Delta 61$ の現状断面実験で局所洗掘が顕著であった $\Delta 72$ および $\Delta 32$ 断面付近の各右岸側でも、特に目立つほどの河床低下は呈していない。ただ、 $\Delta 70$ 断面右岸側が、平衡状態に達するまで局部的に3 mほど洗掘される。その他、顕著な洗掘や河床低下をきたす場所を列举すると次のようになる。まず、大昭和製紙の取水塔周囲は、局所洗掘保護工がない状態で約4 m程度ほられる。また、 $\Delta 50$ 断面左岸低水路不連続部前面でも、局所洗掘深は約9 mに達している。 $\Delta 61$ 実験の現状断面で540 m³/s出水では、この場所の洗掘はそれほど顕著ではなかったのに、その $\frac{1}{2}$ 強の流量に相当する出水でこれだけ強調される理由は、第3区画仮締切り工が配置されたためである。すなわち、 $\Delta 51$ 断面直下流の高水敷突出部と仮締切り工左側壁により、この部分の通水幅が急縮され、その下流の $\Delta 49$ 断面あたりが仮締切り工の下流壁に相当し急拡形状になるため、形状損失が大きく従ってエネルギー勾配も大きくなり、掃流力もまた増大するからである。また、仮締切り工の右側のすでに完成している水叩床版上流端においても、5~6 m程度の局所洗掘をうけている。いっぽう、仮締切り工右側壁沿いにははく離領域が生じ、領域内では上流で洗掘された河床材料が、水面近くまでの高さにたい積している。

問題の仮締切り工上流隅角部における局所洗掘の状況は、次のようになる。まず、右側隅角部の局所洗掘は、写真-2.4に示すような経過をたどって発達する。そして、T.P-5.0 m程度までほられると、洗掘深について洗掘孔の規模等も平衡状態に達する。これに対し、反対側の左隅角部における局所洗掘は、下流の通水幅急縮の影響を受けせき上げ背水になるため、掃流力が小さくほとんど進行しない。90分経過し充分な平衡状態に達した河床の動向は、 $\Delta 67$ ~ $\Delta 70$ 断面間で河床低下、それより下流の全域では局部的な低下もあるが大勢として上昇している。しかし、これらの河床低下または洗掘および上昇といった変化高は、先に述べた $\Delta 61$ の現状実験に比較すると極めて小さい。このことは、写真-2.5からもうかがえる。

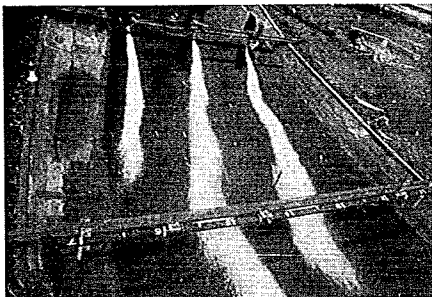


写真-23 流況

岩地蔵地点より上流をみる。

実験ケースNo 6, $8.40 \text{ m}^3/\text{s}$ 通水中。

洪水は高水敷の一部を冠水する程度。左岸側に配置されている透可水制をみる事ができる。白色に見える染料は同時に水面に注入している。したがって、各流線の相対的流速を知ることができる。

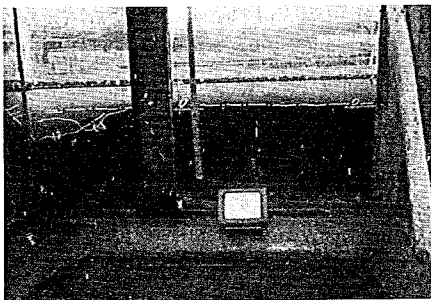


写真-24 隅角部の洗掘状態

上流右側隅角部の洗掘状態を、仮締切り工の内側からみる。

実験ケースNo 6, 約20分間経過時。

白濁している部分が水流の層で、黒く見える部分が河床層である。一点鎖線で0と記入した水平位置が初期河床。以下、一部交錯しているが2分および10分経過時の河床高を示す。

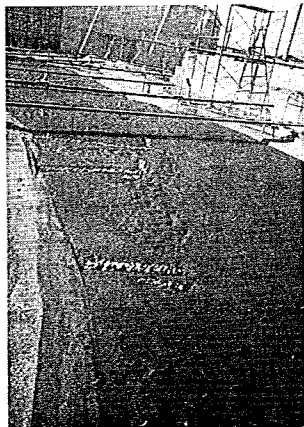


写真-25 砂洲の動向

No 83断面付近左岸より下流を見る。

No 6実験終了後の砂洲の状態。

一番手前の水制がNo 81および82断面間のもの。河床はほとんど変化していない。

② 2,300 m³/s 洪水の特徴

この境界条件による砂れんの発達には25分程度を要し、平衡状態に至る所要時間は約55分ほど費している。840 m³/s 出水の流況と比較すれば、死水域や逆流域等、有効でない河積の減少が目立つ。とりわけ、岩地蔵突出部から可動堰付近に達していた死水域は、流速こそ小さいがこのケースでは全くなくなっている。また、第3区画仮締切り工上流側の分流境界が、840 m³/s のケースより若干右岸側により、ちょうど左岸側壁延長線上を境界にして流れが分かれる。

河床変動の状況は、次のようになる。岩地蔵下流は14分経過で約6mの河床低下を来とし、移動河床下層のモルタル床が露出してしまう。ちなみに、この場所の60分経過時の流速は、2.5 m/s であった。その下流の $\#69$ 断面付近では40分頃まで河床低下が優勢であるが、その後は平衡状態に達している。 $\#50$ 断面左岸側高水敷突出部における60分経過時の流速は、840 m³/s 出水の1.6 m/s に対し2.5 m/s となっている。また、洗掘深は10分で9.6 m、14分で10.2 m といった経過で、その後は平衡状態に達する。いっぽう、仮締切り工上流右隅角部では、3 m/s 程度の流速を呈し20分で6.6 m、25分で8.4 m 洗掘され60分後にはT.P-8.0 m まで低下し、その後の低下は進行しない。この洗掘された河床材料の一部は、仮締切り工右側の完成している水叩床版上にたい積し、その高さは20分で4.2 m 60分で5.4 m に達している。

通水終了後の河床を初期河床に比較すると、840 m³/s 出水のケースのような単純な結果でなく、河床の上昇および低下場所がいろいろ組んでいる。しかし、堰建設予定の $\#47 \sim 56$ 断面間の河床変動の傾向は、非常に似ており840 m³/s との流量の相違分だけ、強調されたような結果を示している。

③ 5,400 m³/s 洪水の特徴

現地河道の2,300 m³/s 洪水の掃流力に見合う5,400 m³/s 洪水の流況の特徴は、次に示すような点にある。なお、この実験は表-1.5の一覧表の $\#8$ 実験である。

このケースは840 m³/s および2,300 m³/s 出水と異なり、高水敷のかなりの部分に冠水し流下洪水の有効河積となっている。高水敷上の死水域は、岩地蔵の下流から鉄道橋に至る間の右岸側の約80 m 幅程度の範囲である。もちろん、高水敷上は全般に水深も深くなく、低水路に比較して流速も小さい。しかし、 $\#76 \sim 84$ 断面間の左岸側に配置されている水制群の各下流側は、洗掘が進行し水制天端の沈下部分がかかなり見られる。また、仮締切り工の分流境界はさらに右側により、 $\#6 \cdot 7$ および8実験の各分流境界の相対的位置は、鉄道橋の横断上でそれぞれ30 m 程度ずつ、流量が大きいかほど右側に変化している。

河床変動の特徴的な現象を次に述べる。仮締切り工上流左隅角部の局所洗掘は、2,300 m³/s 以下のケースではほとんど洗掘されなかったのに対し、この程度の規模の洪水になると右隅角部のそれとほぼ同程度に洗掘される。例えば、60分経過時における左のT.P-11.0 m に対し、右隅角部のT.P-10.0 m といった具合である。また、局所洗掘深の増大に伴いその範

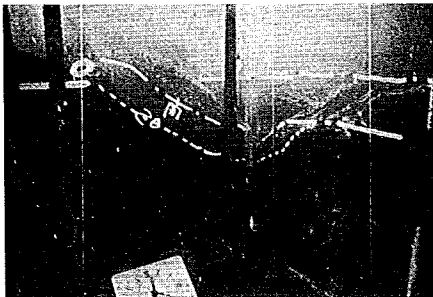


写真-2.6 隅角部の洗掘状態

上流右側隅角部の洗掘状態を仮締切り上の内側からみる。

実験ケースNo 7, 流量 $2.300 \text{ m}^3/\text{s}$ 20分経過時。

撮影角度が若干異なるが、ほぼ写真-2.4と同一条件である。比較してみると、No 6実験では50分経過時より洗掘がほとんど進行していないが、No 7実験ではこの時点で 6.6 m (11 cm) 以上の洗掘深に達していることがわかる。

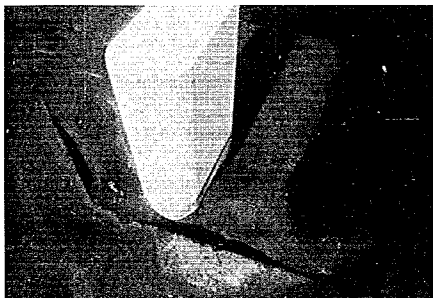


写真-2.7 大昭和製紙取水塔周囲の洗掘状態

取水塔の下流側より見る。

実験ケースNo 7, 90分間通水後。

取水塔の下流側に埋設して見える構造物は、水面をせきあげるためのもので、模型では不透可にしてある。取水塔の周囲とこのせきの上流側が洗掘されている。なお、取水塔からは、上部構および局所洗掘防止工を省略している。



写真2.8 隅角部の洗掘状態

上流右側隅角部の洗掘状態を仮締切り工内側からみる。

実験ケースNo 8, 流量 $5.400 \text{ m}^3/\text{s}$ 85分経過時。

この時点ではほぼ $T.P-1.0 \text{ m}$ 程度まで洗掘されている。折尺の左側で垂直に立上っているのが、既設水叩床版の上流端。



写真2.9 隅角部の洗掘結果

上流右側隅角部の洗掘結果を仮締切り工上流側からみる。

実験ケースNo 8, 90分通水後。

局所洗掘の進行は、写真-2.8とはほぼ変わらない。したがって、写真-2.8の状態は、水を落とすとこのようになっていることがわかる。

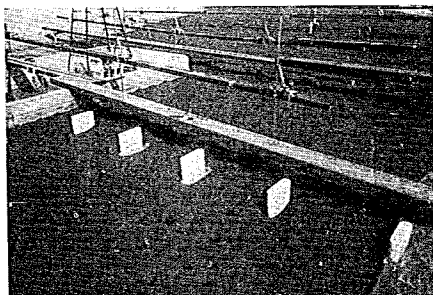


写真-2.10 完成部水叩床版上のたい積状態

No 55断面付近の右岸側より下流をのぞむ。

実験ケースNo 8,

写真左に、仮締切り工の一部が見える。

堰の上部構は省略しているから、堰柱だけしか見られない。河床材料は、水叩床版上は概2m厚にたい積している。



写真-2.11 砂洲の動向

岩地蔵付近より上流を向いて対岸をのぞむ。

実験ケースNo 8,

写真下側の水制がNo 76~77断面間のもの。写真-2.5の840m/sの実験結果と比較されたし。

間も広くなり、右隅角部では最大洗掘深に近い深さで、水叩床版上流端まで洗掘されていることが、写真-2.8および2.9にあらわれている。なお、60分経過時の流速は、左隅角部前面で 2.9 m/s 、右が 3.0 m/s 程度出ており、これ以降は平衡状態に達し流速および河床高ともほぼ変化しない。次に、他のケースより複雑な現象のいくつかについてふれる。まず、岩地葎突出部の移動河床設定厚の6mのすべてが、洗掘されモルタル床が露出するまでに25分を要しており、先の $2300\text{ m}^3/\text{s}$ 洪水よりも11分長くかかっている。流量が増大したにもかかわらず、河床低下現象が緩和するのは上流からの補給量が多くなる影響で、同様に $\#50$ 断面左岸側高水敷突出部前面においてもこの現象があらわれている。また、完成した水叩床版上のたい積は、ほぼ全域に達しているものの最高部でも3m程度で先の2出水よりも低くなっている。しかし、平均たい積厚になると他ケースの追ついを許さず、2mに達している。

出水終了時の砂洲は、岩地葎対岸のものが低下しやせた以外は、たい積し大きくになっている。例えば、堰建設予定地点で河積の確保のため掘削していたものの、実験終了後では低下させた河床の敷割に相当する部分が埋戻され回復している。また、 $\#23\sim49$ 断面間左岸の砂洲も2m近く上昇している。そして、取水塔上流から $\#51$ 断面に至る左岸側でも、全般に河床は上昇傾向にある。いっぽう、その下流の仮締切り工左岸壁と $\#50$ 断面付近の高水敷突出部にはさまれる部分の河床は、エネルギー勾配の増大のため低下傾向を示し、部分的には5m以上も掘られている所がある。さらに、河床低下の著しい場所を列挙すれば、岩地葎突出部および $\#32$ 断面より下流の右岸低水路法線沿い等をあげることができる。

〔2〕仮締切り工設計対象流量

局所洗掘を最も強調する流量の検討を目的とした3洪水実験の概要は、以上述べてきたとおりである。これらの実験結果より、次のような図を2.2と2.3に示した。図-2.2では、河床変化横断測定の結果より、測定断面における平均変化高を求め、その高さに変動河幅および断面間距離を乗じ仮想変動量を計算し、この変動河床高と仮想変動量の縦断分布を比較した。図-2.3では、仮締切り工周辺の河床変化高の測定結果から等深線図を作成し、3洪水結果を比較したものである。これらの図と先に述べた流況の概要より、局所洗掘支配流量の検討をおこなっている。

① 全体の河床変動の比較

図-2.2より、各ケースの結果の比較をしてみる。境界条件の影響が河床変動に直接的にあらわれる $\#70$ 断面より上流と、 $\#36$ 断面より下流を除けば、3洪水の河床変化高傾向はほぼ相似な結果を示している。この図は河床変動結果を平均しているため、局所的な現象が緩和されてしまう部分もある。例えば、特定断面の一部では上昇を他の部分では低下を呈していても、平均化してしまうと見かけ上は変化量が小さくあらわれる場合がある。図-2.2の比較図で、各計算値間に多少のバラツキがあるのは、このような要素も含まれていると考えられる。このため、上昇とか低下のいずれかの現象が卓越している断面に注目すると、次のような法則的な傾向があらわれている。すなわち、岩地葎下流の $\#70$ 断面付近は、水面こう配がせき上

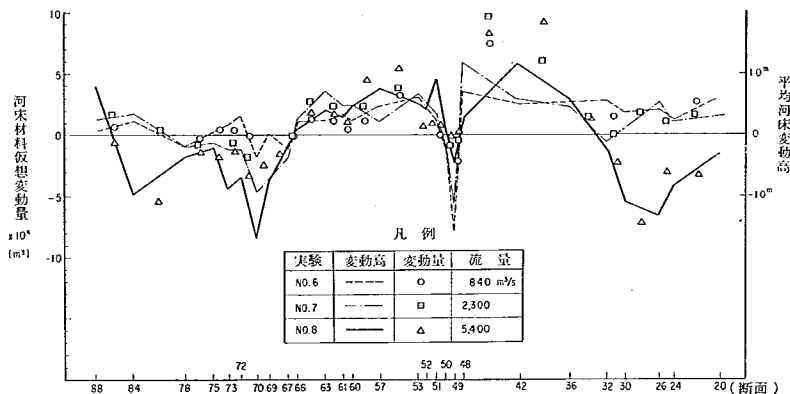


図-2.2 河床変動縦断面図 (No. 6, 7, 8 実験)

げ背水から低下背水に変化する地点のため、河床の低下が顕著である。このため、流量が大きいほどエネルギーこう配と径深が大きくなり、その結果として河床低下量も大きくなっている。いっぽう、No. 6 3断面ではこれは逆に水面こう配が小さくなる地点のため、全断面上にのいてたい積傾向にあり、流量に対応した河床上昇傾向を示している。また、No. 5 1断面およびNo. 4 9断面においては、もう少し複雑な現象を呈している。例えば、No. 5 1断面の仮締切り工右岸の水叩床版完成部においては、その断面の掃流力もさることながら、上流からの河床材料の補給が流量に支配されているため、流量の大きいケースほど河床の上昇高も大きくなっている。次に、No. 4 9断面は仮締切り工の左側だけの平均であるが、流量が小さいほど河床低下が大きい理由は、上流左隅角部の洗掘量との相関になる。つまり、左隅角部の局所洗掘は流量が大きいほど顕著な傾向を示しており、その洗掘河床材料が下流のNo. 4 9断面の低下部付近に輸送され、埋戻されて洗掘深の緩和作用を及ぼしている。したがって、流量が小さければ上流からの補給はほとんどなく、No. 4 9断面付近では供給なく洗掘されるため、小さい流量ほど河床低下は大きくなっている。

参考までに、各洪水における河床材料の上流からの補給量と、下流端からの流出量の比を表-2.1に示した。補給量とは給砂地点の掃流力に見合わせて石炭粉を補給した量で、流出量とは模型から流出した石炭粉の量の指標として、下流端の沈砂池内に沈でんしたものの測定値である。したがって、補給および流出量とも量的議論はあまり意味がないから、No. 6実験の840m³/s

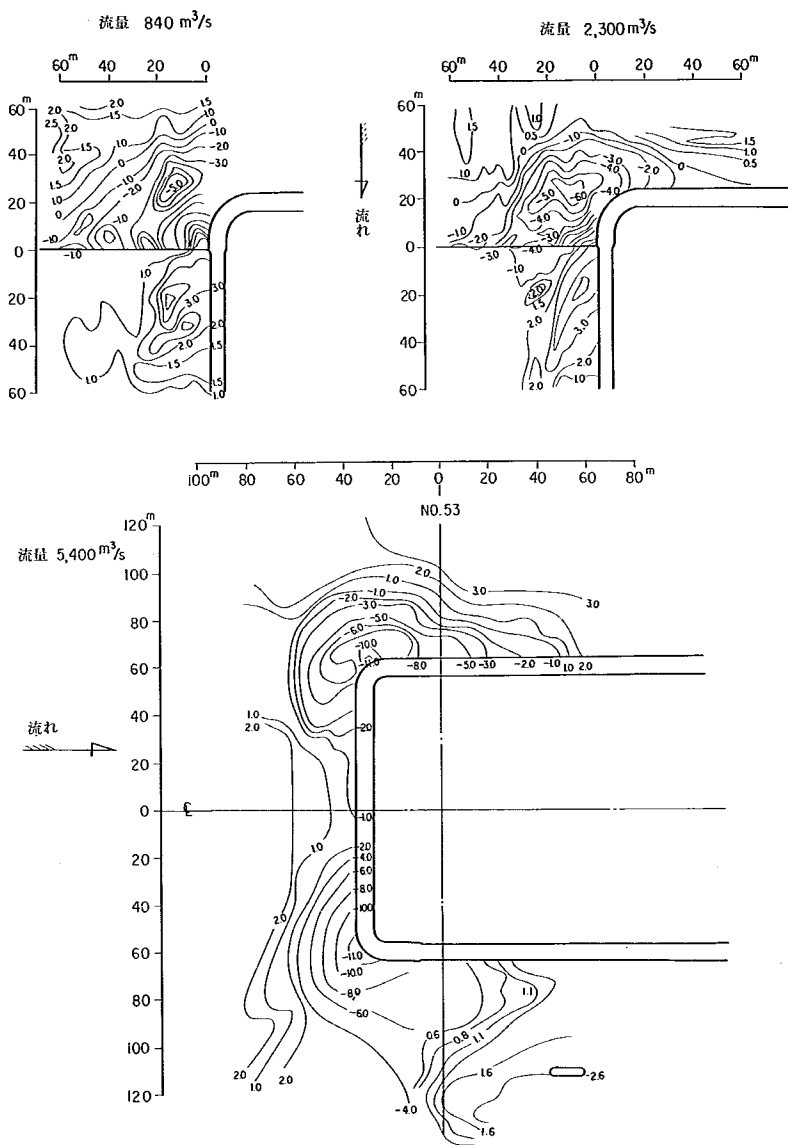
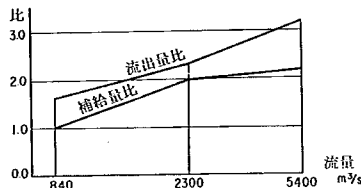


図-2.3 局所洗掘比較図 (No. 6. 7. 8 実験)

表-2.1 補給・流出河床材料比較表

実験番号	流量	補給	流出
№ 6	840 m^3/s	1.0	1.6
№ 7	2500	2.0	2.3
№ 8	5400	2.2	3.2

注：№6実験の補給量を1.0とした比率



注：№6実験補給量を1.0とした比較

図-2.4 河床材料補給・流出比較図

出水の補給量を基準とする比率で示した。同表を図化したものが図-2.4で、流量を横軸に対数目盛でとった。同図でみると、補給量に関しては補給者の判断の相違等があって重視できない。いっぽう、流出量については沈砂池にとどまらず、浮遊状態で流出した量も相当量に達していると思われるが、流量との相関関係を持つような沈でん比を示しているはずである。

(2) 水衝部における河床変動の比較

まず、岩地蔵における洪水後の河床変動の結果を比較するため、写真-2.12に№6・7および8実験の結果を示した。写真撮影角度をそろえていないため比較しがたい点もあるが、840 m^3/s における洗掘は№70断面付近の下流の一部に限定されている上、河床変動高の測定結果によれば№72および69断面右岸側ではたい積さえ生じている。また、最大洗掘も№70断面上の2m程度にとどまっている。これに対し、2300 m^3/s 洪水の場合の最大洗掘深は、局部的ではあるが移動河床設定限界厚の6mに及び、くわえて岩地蔵突出部周囲はほぼ全面的に河床低下を来たしている。これが5400 m^3/s になるとさらに低下現象が顕著になり、低下量の最も少ない点でも4mに達している。とりわけ、№73および71断面付近では相当広い範囲にわたって、河床材料がほとんど掃流され下底のモルタル面が露出している。なお、写真ではこの点が確認できないのは、減水時に浮遊していた石炭粉がたい積するためである。しかし、固定および移動河床境界のモルタル直壁天端の稜と河床面の差に注目すると、№7および8実験の河床高の差が明らかとなる。

次に、№32断面付近の右岸低水路法線沿いの水衝部についてみる。840 m^3/s の場合、洗掘よりもむしろたい積傾向にあり、河床は低水路の右岸側で次のような値を示している。№30断面ではほぼ±0mと相対的に変動していないが、№26断面では+30cm・№32断面で+50cmといずれも上昇している。ところが、2300 m^3/s に流量が増加すると主として法面沿いだけではあるが、№32断面で2.0m・№30断面で1.5m・№26断面で80cmの局所洗掘深に達している。さらに流量が増大して、5400 m^3/s になると様相は一変して低水路法面から充分離れた場所も含め、極めて顕著な低下現象を呈する。例えば、№32断面では横断方向に約80mで幅4~6m、№30断面では幅100m以上にわたって2~5

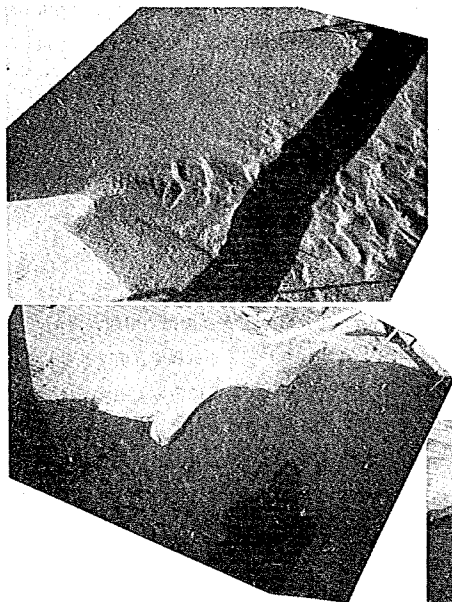


写真-212 水衝部の局所洗掘

岩地蔵における局所洗掘

左上は実験ケースNo 6, 流量 $840\text{ m}^3/\text{s}$

左下は実験ケースNo 7, 流量 $2300\text{ m}^3/\text{s}$

右は実験ケースNo 8, 流量 $5400\text{ m}^3/\text{s}$

No 6実験とNo 7実験の砂れんの形成および河床の高さに注目されたし。また, No 7およびNo 8実験の河床高の差が, No 72断面より上流で歴然としている。



m程度に, No 26断面でも 100 m 以上の幅を平均 3 m ほど, それぞれ河床は低下している。なお, No 32断面より上流で低水護岸が施されているNo 33~38断面間の区間の河床は, この範囲内の流量では見かけ上洗掘されなかった。

③ 仮締切り工および完成可動堰周辺の河床変動の比較

図-23はNo 6・7および8実験結果の比較図である。なお, No 6および7実験における左側隅角部の等深線図は, 局所洗掘が顕著でなかったため省略した。まず, 最深等深線値を見ると $840\text{ m}^3/\text{s}$ の場合でT.P-5 m, $2300\text{ m}^3/\text{s}$ でT.P-6 mであるのに対し, $5400\text{ m}^3/\text{s}$ では右隅角部のT.P-10 mと左隅角部のT.P-11 mと飛躍的に増大する。そして, 初期河床よりも低下した範囲の面積は, 実験の番号順に $1500\text{ m}^2 \cdot 2800\text{ m}^2$ および 6200 m^2 程度となり, はば次のような形状を示している。 $840\text{ m}^3/\text{s}$ の場合は, 水叩上流端を底辺とし, 右側壁およびその延長線を垂線とするはば直角三角形とみなすことができ, その規模は底辺で 60 m 程度, 垂線が 50 m ほどとなっている。 $2300\text{ m}^3/\text{s}$ になると低下範囲は右側壁右側ではほぼ四角形に近い形状になり, 合わせて上流壁上流側にも低下全面積の $4/5$ に相当する 700 m^2 が出現している。さらに, $5400\text{ m}^3/\text{s}$ のケースでは, 上流壁上流がNo 7実験の2倍以上でかつNo 6実験の全面積に相当する 1500 m^2 であり, 左隅角部周辺でも 1500 m^2 の範囲にわたっている。また, 仮締切り工右隅角部周辺における最深洗掘孔は, $2300\text{ m}^3/\text{s}$ 以下のケースで

は壁から離れた位置にあらわれているが、 $\#8$ 実験では隅角部に接している。くわえて、 $\#6$ および 7 実験においては複数の洗掘孔を有している上に、既設の水叩床版上流端の洗掘孔も最深洗掘孔から独立している。これに対し、 $5,400\text{ m}^3/\text{s}$ 洪水では洗掘深が大きいため単一の洗掘孔しか存在せず、水叩床版上流端における洗掘もこの単一洗掘孔の一部を、水叩が切断している結果になっている。

いっぽう、洗掘された河床材料の一部は、既設水叩床版上にたい積するが、このたい積形状も各洪水の流況の特徴を如実にあらわしている。例えば、 $\#6$ 実験の $840\text{ m}^3/\text{s}$ 洪水においては、最高部がT.P 5 mに達し、その位置は側壁から10 m以上も離れてあらわれていた。ところが、 $2,300\text{ m}^3/\text{s}$ の場合のたい積高は $840\text{ m}^3/\text{s}$ 洪水にほぼ等しいものの、位置については側壁に接するような場所である。さらに、 $5,400\text{ m}^3/\text{s}$ になると最高部は右側壁から60 m近くも離れた直近の既設堰柱に接して形成され、その高さはT.P + 2.6 m程度と前2流量に比較して低くなる。これらの原因は、流量の増加に伴って仮締切り工側壁に沿って生ずるはく離領域が縮小するため、 $2,300\text{ m}^3/\text{s}$ 以下の出水では最高部のたい積位置がはく離領域の境界の移動とともに、仮締切り工側壁に近づいてくる。 $5,400\text{ m}^3/\text{s}$ についてもこの法則は適用されるが、上流の洗掘量が飛躍的に増大し、このため水叩床版上のほぼ全域にたい積し、仮締切り工の右側壁よりはく離現象の顕著な既設最左側堰柱の右側にそれがあらわれる。この堰柱のはく離領域が大きくなる理由は、仮締切り工右隅角部に生じた流れの集中が広がりながら流下するため、この堰柱付近の流線は堰柱の左上流の隅角部の方から流れてくる。したがって、堰柱の右側にはく離領域が生じ、ここに河床材料がたい積する。また、 $5,400\text{ m}^3/\text{s}$ 洪水の最高たい積高は $2,300\text{ m}^3/\text{s}$ 以下の流量に比べ低くなっているが、水叩床版のほぼ全域にたい積するため、量としては最も多くなる。

仮締切り工左側の未着工部の左隅角部および $\#50$ 断面左岸高水敷突出部における河床変動は、すでに述べたように密接な関連がある。つまり、下流の高水敷突出部前面の河床低下箇所には、主として上流の左隅角部前面で生産された河床材料が補給される。したがって、流量が大きくなればもちろん掃流力も大きくなり、高水敷突出部における河床低下量も大きくなるが、それ以上の規模で上流隅角部の局所洗掘が進行し、見かけ上は河床低下量が小さくなる。

④ 妥当な設計流量

以上、水衝部および流れの集中する箇所における諸現象を観察するとともに、前記3規模の出水に対する比較をおこなってきた。この結果、部分的には $\#50$ 断面左岸高水敷突出部前面の河床低下量、仮締切り工右側の既設水叩床版上のたい積のように、見かけ上は大流量より小流量の現象が強調される場合があった。しかし、これらの現象はその場所のエネルギーが小さい場合に生じた結果であり、その周囲にそれらの現象を誘発する大きい流量ほど大きい現象が必ず存在し、両現象が一致になっていることが判明した。したがって、基本的には当然のことながら、大流量による河床の変動はその規模においても他に与える影響についても、それ以下の流量より大きいといえる。ゆえに、仮締切り工の設計対象流量としては、現地の $2,300\text{ m}^3/\text{s}$

洪水の掃流力に見合う流量 $5.400 \text{ m}^3/\text{s}$ を選定することにした。合わせて、局所的な設計対象流量以下の出水による現象についても、必要な場合にはそれに対応した措置を施した。

第3節 局所洗掘を防止する工法の検討

一般に用いられている仮締切り工周辺の局所洗掘防止工法としては、①導流堤または水制工法②サンド・マット等による表面被覆工法（以下サンド・マット工法と称する）等がある。阿武隈川の場合は、現地の工事施工上の要請からサンド・マット工法の採用を決定したが、各工法の構造や効果の概要と検討の過程についてふれる。

〔1〕諸工法の概要

導流堤工法は設置位置とその機能から次の2とおりに分けることができる。その1つは、仮締切り工の隅角部から突出させて、隅角部付近にあらわれる洗掘位置を遠ざけ、合わせて洗掘深の緩和を期する工法である。他の1つは、上流壁の中間部から突出させて、仮締切り工の両側を流れる分流量を調節し、流れの集中を操作する方法で、一般に河岸近くの区画に適用される。例えば、第3区画に適用することにより、 $\Delta 50$ 断面左岸高水敷突出部前面の河床低下量の規制を期することができる。隅角部に設ける場合は、流線に平行に突出させるとともに、天端上を越流させない構造を原則とする。流水に逆らったり越流させると流況が複雑になり、洗掘深が増大する場合が多い。また、導流堤を不透可構造にすると流れの反応は強く、導流堤先端部から発生する局所洗掘を避けるには、よほど長いものにしなければならない。これに対し、透過性の構造であれば流れに対する反応は柔軟性があり、強力な渦をも減殺する機能を有する。したがって、両方式の機能を有効に発揮し利用するため、両機構を組み合わせるとよい。

局所洗掘防止工法の考えかたとして、導流堤工法が仮締切り工から洗掘位置を遠ざける方法であるのに対し、サンド・マット工法は局所的に洗掘を受ける場所を一面に被覆してしまう方法である。被覆の方法として種々様々な工法が考えられるが、合成繊維産業の発達に伴いキャンバス材に長足の進歩がみられ、これを袋状にして砂を詰め移動を防ぐ方法が採用されるようになった。写真-2.13はマットに砂詰め作業を実施している状況で、数本の袋を連結して単体としている。

阿武隈川は将来河道として河床の掘削が考えられており、また仮締切り工周壁は矢板の打ち込

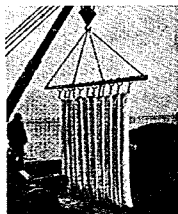


写真-2.13 サンド・マットに
砂詰め作業中

み構造となっている。したがって、このような事情のもとでは、導流堤工法の採用は困難となる。なぜならば、導流堤を構成するコンクリート・ブロック等の完全回収が保障されなければ、河床掘削および矢板の打ち込みに支障をきたす。これに対し、サンド・マット工法であれば、マットが連結されているため回収が容易であるうえ、マット上からの矢板

の打ち込みは可能である。このような理由から、局所洗掘防止工としてサンド・マット工法の採用が決定された。

(2) サンド・マットの敷設方法の検討

仮締切り工周辺の局所洗掘防止工法として、サンド・マットにより洗掘を受ける場所を被覆する工法を採用した。サンド・マットの合理的な敷設は、工費の節減ばかりでなく敷設期間の短縮にもつながることになる。サンド・マットの敷設形状および敷設範囲に関する検討は、河床を構成している石炭粉より限界掃流力の大きい砂礫を敷きめることにより、マットの代用として実施した。合理的な敷設方法に関する検討は、河床面对敷設面の相対的高さ・敷設位置および敷設形状等の項目について、第3区画仮締切り工で実施した。これらの敷設方法に関する方向づけの結論を得た後、敷設範囲の検討を各区画固有の流れの特性に対応させ実施した。この点については、仮締切り工周辺に洗掘防止工を施さない状態のもとの河床変動とともに、次の章でふれることにする。また、サンド・マット自体の安定性については、別に抽出実験を実施しているので後述する。

敷設形状が単純で面積を極力少なくしたサンド・マット敷設方法の第1案として、写真-2.14に示すような配置をした。これは模型値で25mmの砂礫を敷きつめることによりマットの代用とし、その敷設天端は周囲の河床高にすりつけてある。この場合の保護工の幅はいずれも1.5mとし、右隅角部の水叩床版上流端沿いには長さ5.0m・流れに平行する方向には3.0mの長さで、また左隅角部においても3.0mの長さで、各方向に張り出している。このような条件で保護されているもとでは、次のような現象を呈する。まず、左隅角部の流れの集中個所においては、最深洗掘のあらわれる場所が無保護の場合に比較し、流線上の下流方向に移動する。したがって、この位置は左側壁には接することなく、 $\phi 53$ 断面の直上流付近となっている。保護工の下流側に

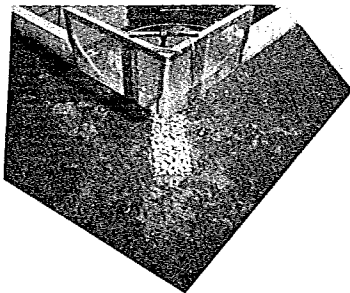
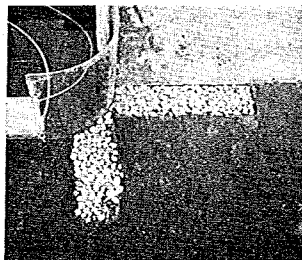


写真-2.14 サンドマットの敷設方法の検討



第3区画仮締切り工上流側両隅角部を上流側からみる。

写真右は右隅角部・左が左隅角部。

No.9実験開始前の保護工およびその周辺の状態。

保護工第1案として石炭粉より限界掃流力の大きい正石を敷設している。

あらわれている局所洗掘孔の発達に従って、保護工の代用にしていた砂礫の流下と沈下が顕著になる。流下とは、周囲の石炭粉が掃流されるため比較的長時間を要し、転動しながら洗掘孔に落下していくことであり、沈下とは砂礫の流下と合わせ石炭粉の吸い出しによるものである。しかし、洗掘孔は保護工の下流側だけにとどまり、無保護の場合のNo 8実験のように上流壁・上流側には及ばない。右隅角部においては、未保護部分が洗掘されるようになる。とりわけ、上流壁・上流は無保護の場合、最深洗掘孔の影響で洗掘されていたのに対し、このケースでは主流線に平行な保護工の左側で、上流壁沿いの流れの一部が保護工にあたって下降流に転じ、旺盛に洗掘する。このため、保護工として使用した砂礫が、上流壁沿い流れの上流側にあたる左側の洗掘孔にも転落する。また、水叩床版上流側に生じた洗掘孔にも砂礫は転落する。このため、右側壁延長の保護工は非常にやせていくが、もう一方の水叩上流端沿いのそれは上流部が沈下する程度にとどまっている。写真-2.15は通水終了後における保護工周辺の河床変動の状況であるが、洗掘孔にはまだ湛水しているため水面下の洗掘があらわれていない。なお、写真だけからでは判断しにくいだが、初期河床よりも低下した範囲は非常に小さくなり、右隅角部においては $2.300\text{ m}^3/\text{s}$ 以下の出水同様、河床低下部分の形状は、L字型保護工を底辺および垂線とするほぼ直角三角形に近い。したがって、保護工の効果はその範囲内で発揮されているものの、仮締切り工の安全性を保障するまでには至っていない。

保護工の敷設高の検討と右隅角部のL字型の改良案保護工の検討を、No 9実験で実施した。まず、保護工の敷設高に関する実験は、周囲の河床面よりやや高く敷設して比較してみた。この実験結果は、先に述べた周囲の河床高にすりつけた場合の結果と比べて、それほど顕著な差はあら

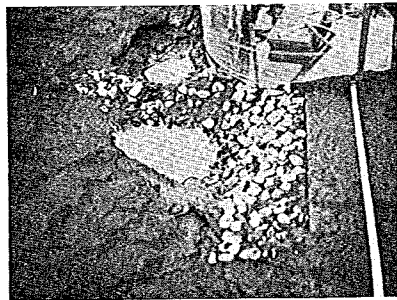
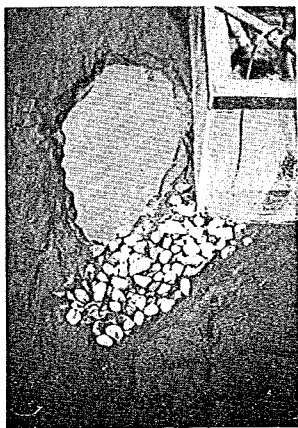


写真-2.15 局所洗掘防止工設置後の洗掘状態

写真工は第3区画左隅角部を上流から、写真右は右隅角部を右岸側よりみる。

No 9実験、 $5.400\text{ m}^3/\text{s}$ 通水後の河床変動状態（写真-2.14の状態で通水後）洗掘防止工として敷設した砂礫が洗掘のため、沈下したり移動・流失したりしている。

われなかった。しかし、保護工の崩壊・沈下は激しく、上流側の下降流現象もより活発になっていた。周囲の河床面より高くすることは、その上下流側で複雑な二次流を発生させることにもなるし、部分的には流速も大きくなり、局所洗掘範囲および深さを拡大する作用をもたらす。次に、L字型に配置した保護工の改良案として、その中間にさらに1本同規模の保護工を付けくわえた。したがって、3本の保護工は相互に45°の角度をもって、右隅角部より放射状に配置されたことになる。この方法による洗掘防止状態は、局所洗掘範囲および洗掘深がいずれも小さくなってはいるものの、無保護部分は洗掘を避けることができず、またサンド・マット自体の固定も困難になるものと判断される。

以上の検討結果より、仮締切り工各区画の局所洗掘防止工法としてのサンド・マットは、次のような方法で敷設することが妥当と判定した。まず、敷設の高さに関しては、周囲の河床と同程度以下の高さで設置することが、サンド・マットのまくれおよび流失防止に有効なうえ、マット上流側の洗掘も誘発しないといえる。次に、敷設形状に関しては、I型やL型等のいわば線状の配置では基本的に洗掘を防止しきれないので、面状に敷設しなければならない。

第3章 仮締切り工周辺の局所洗掘と洗掘防止工施工範囲の検討

仮締切り工各区画の局所洗掘位置および範囲のは握は、前章で検討した流量を原則として設計対象に実施した。その設計対象流量は、現地の $2300\text{ m}^3/\text{s}$ に相当する $5400\text{ m}^3/\text{s}$ である。次に、その局所洗掘から仮締切り工を保護するため、サンド・マットを敷設する範囲を検討した。ただし、実験ではサンド・マットの代用として、周囲の河床材料より限界掃流力の大きい砂礫を用いた。

河床変動に関する相似関係が厳密に議論できないため、サンド・マットの敷設範囲の妥当性に若干の不安を感じる。しかし、後述するようにサンド・マットの摩擦力や重力を大きくするような工夫をこらせば、以下に述べる敷設範囲だけで、まず仮締切り工に直接害をもたらすような事態には至らないと判断する。記述にあたり、右岸側の区画から順に番号をふし、仮締切り工を区別し呼称する。

第1節 第一区画仮締切り工について

第一区画仮締切り工の局所洗掘実験の条件は、次の2点が他の区画の場合と異なる。まず、第二区画以降においては、すでに完成している可動堰の水叩床版に河床をすりつけることと合わせ流積を確保するため、仮締切り工の上下流部の現状河床を掘削する。しかし、第一区画の実験においては、仮締切り工を設置した範囲以外の河床は、現状断面のままとした。次に、第二区画以降の設計対象流量は $5400\text{ m}^3/\text{s}$ として検討したのに対し、第一区画の実験においては $2300\text{ m}^3/\text{s}$ でしか実施していない。この点については、 $2300\text{ m}^3/\text{s}$ 洪水による実験結果と第一区画周辺の流れの特性を考えて、流量を増加したとしても他の区画程度の危険にはさらされないと判断した。流れの特性とは、第一区画仮締切り工が構築される場所は、岩地蔵突出部の下流の掃流力が大きくない範囲にあること等を意味する。

また、局所洗掘に対する防止工法の検討も行っていないが、この理由については保護工の範囲と合わせ後述する。この実験は、表-1.5に示す一覧表のNo.2に分類するものである。なお、図-3.1に流況と河床変動の傾向を図示し、仮締切り工設置が流況に及ぼす影響を見るため、No.1実験の現状断面の場合の流線も挿入しておいた。

(1) 水 位

検証実験の結果で述べたように、粗度が実際より大きいため水位の高さに対する議論は、あまり意味をなさないで相対的比較をしてみる。水位の時間経過に伴う動向は砂れんの発達とともに上昇し、動的平衡こう配に達したと判断できる時間も含め、30～45分間程度を要している。安定後の水面こう配は鉄道橋の上流で約1:2700、仮締切り工の下流部で約1:1700くらい

になっている。このよう配は $\Delta 1$ 実験の現状断面のケースより、緩こう配の傾向を示している。もっとも、 $\Delta 1$ 実験の流量は $5.400\text{ m}^3/\text{s}$ であるため、エネルギー損失等も異ってくるのは当然で、両者を比較して仮締切り工の影響を判断するのはむずかしい。

したがって、仮締切り工周辺の水位を抽出し比較してみる。仮締切り工の直上流に相当する $\Delta 55$ 断面においては、横断上の4測点で測定している。このうち、仮締切り工左側壁より左岸よりにある3測点は、いずれも同程度の高さを示しており、平均値で約 $T.P + 7.30\text{ m}$ 程度となっている。そして、上流壁の上流のほぼ中央付近の水位は、それより 40 cm 強上昇している。これに対し、仮締切り工上の $\Delta 51$ 断面では、3測点の平均値で約 $Y.P + 6.50\text{ m}$ 強となっており、このうち左側壁に近接している測点では流速が他の2点よりも大きいため、ほぼ 80 cm も水位低下をきたしている。したがって、この点を除いた2点の平均値は $T.P + 6.9\text{ m}$ 強である。さらに、その下流の $\Delta 48$ 断面においては3測点の平均値で $T.P + 6.9\text{ m}$ であるが、下流壁下流の逆流領域に含まれる測点を除けば 10 cm 強程度低くなる。これらの値のうち、仮締切り工各壁の直接的な影響を除いた各断面、 $\Delta 48$ および 55 断面間の水位差は約 50 cm 程度になっている。さらに、左岸低水法線の不連続性の影響を直接受けた測点も除いた場合の水位は、上流断面から各 $T.P + 7.4 \cdot 7.0$ および 6.3 m となっている。 $\Delta 48$ 断面の $T.P 6.3\text{ m}$ という水位は、上流の $\Delta 51$ 断面と比較して有効通水幅が 70 m ほど縮小され、 300 m 弱になっているため、流速が正常に復していないせいで低下していると判断される。通水幅がほぼ一定である $\Delta 42$ 断面においては、3測点ともほぼ $Y.P + 6.6\text{ m}$ 程度の値を示しており、各断面ごとに 40 cm くらいずつ低くなっている。ゆえに、この間の水面こう配は $1:500 \sim 1:1000$ の範囲内に分布しており、 $\Delta 42 \sim 55$ 断面間のこう配は $1:800$ 程度となる。この水面こう配は、先に述べた下流区間の2倍、上流部に対し4倍強も急になっており、第一区画仮締切り工および対岸の高水敷突出等による損失の存在を示している。

仮締切り工の天端は $T.P + 7.20\text{ m}$ で計画されている。すでにふれたが、この実験では河床材料の粒径に関する相似律等から、粗度係数が計画の 0.030 より大きくなっているため、水位が高くあらわれている。くわえて、この区画においては周囲の河床を低下させることなしに、実験を実施している。したがって、直接の比較はあまり意味をなさないが、仮締切り工周辺の水位を参考までに示しておく。まず、 $\Delta 48$ 断面の最右測点は下流壁の下流に相当しているが、 $T.P + 7.2\text{ m}$ を示している。次に、 $\Delta 51$ 断面の仮締切り工左側壁ぎわの測点水位は、流速が大きいため $T.P 5.7\text{ m}$ で計画天端高との間には 1.5 m の余裕があり、現地の水位はさらに低下するから、まず問題はなからう。 $\Delta 55$ 断面の最右測点は上流壁のほぼ中央に接近していることはすでにふれたが、この測点水位は $T.P 7.7\text{ m}$ 強を示している。

〔2〕 流況の特徴

流れは低水路内にほぼおさまっているため、低水法線の影響を強く受けた流線を示す。 $\Delta 72$ 断面付近の右岸に位置する岩地蔵から、第一区画仮締切り工を構築した右岸側の高水敷や大規模

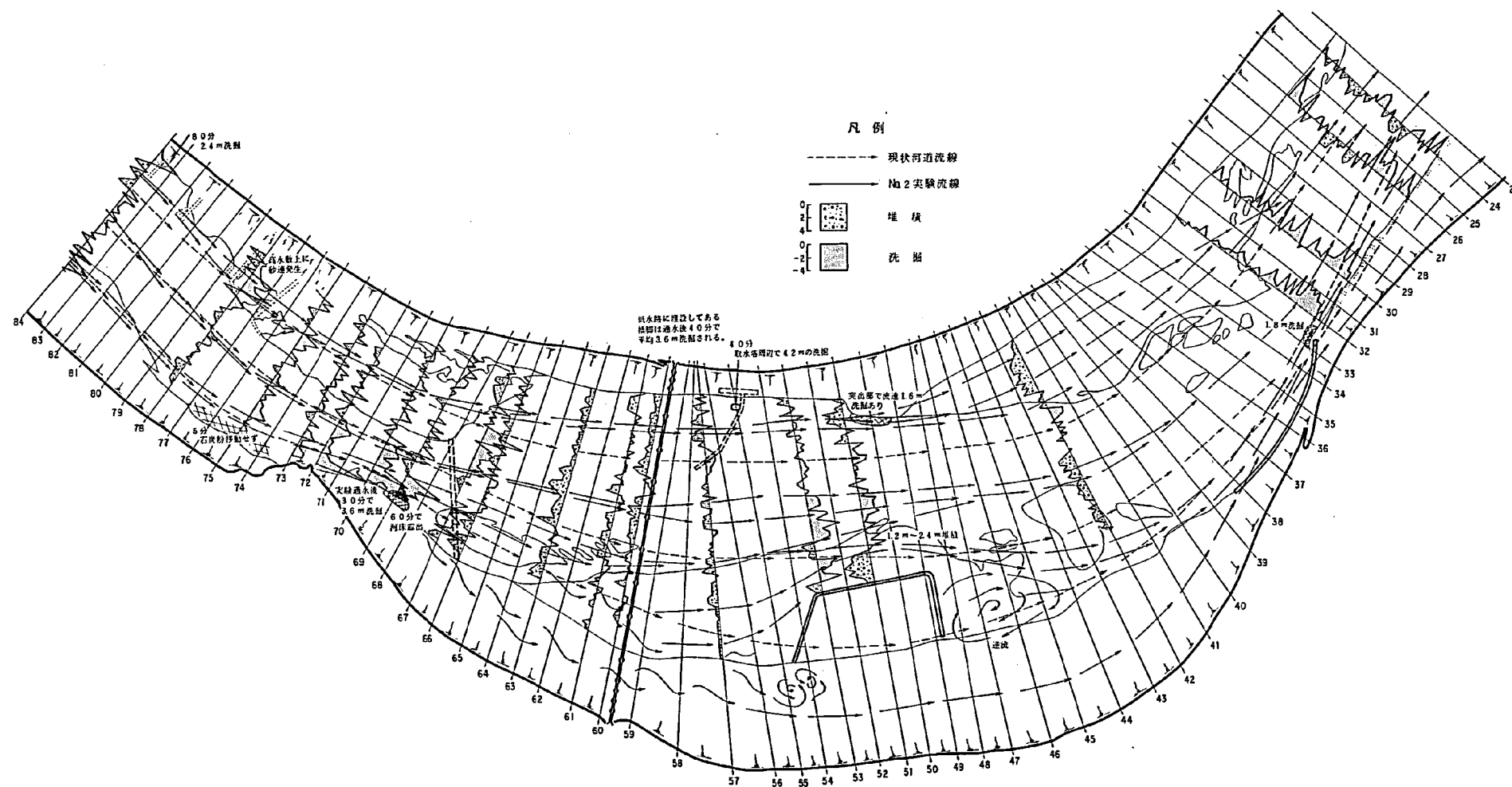


図-3.1 流況・河床変動平面図 (No. 1, 2 実験)

な砂洲上は、岩地蔵突出部の水はお作用に加え、仮締切り工によるせき上げが重なり死水域に近い流速となる。しかし、仮締切り工の上流右隅角部と下流壁の下流側には、渦流が生じたり逆流領域が発生している。これらの場所は、実験では固定床として取り扱ったため河床変動が見られなかったが、何等かの原因で各地点の下流側水位の低下が生じると流速が大きくなり、仮締切り工各壁沿いで局所洗掘をうけるおそれが考えられる。もっとも、実際には水位が大巾に低下し高水敷上に冠水しなくなったり、冠水したとしても水深が小さく河床の影響を受けて流速がほぼなくなるものと思われる。いっぽう、仮締切り工左側壁沿いには写真-3.1にも示すように、上流

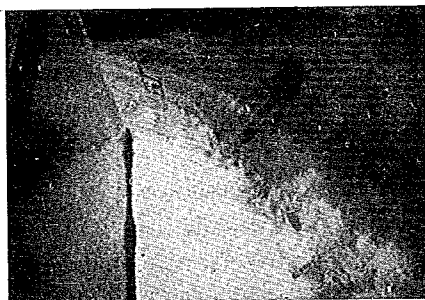


写真-3.1 仮締切り工左側壁部沿いのはく離領域

第一区画仮締切り工の左側壁上流部をNo52断面付近からみる。

No.2実験・流量 $2,300\text{ m}^3/\text{s}$

白濁状態により、死水域および順・逆流の境界領域をみることができる。

壁に沿った流れに押されてはく離領域が生じ、この領域内の河床材料のたい積は極めて旺盛で、河床は水面近くまで上昇する。この領域の形状は隅角部を起点とする放物線のような線形と、側壁にはさまれた部分であらわすことができる。

図-3.1により、仮締切り工が構築されたことによる流れへの影響を比較してみる。もっとも、No.1実験は $5,400\text{ m}^3/\text{s}$ の結果であり、No.2実験は $2,300\text{ m}^3/\text{s}$ の流量の相違がある。一般に、流量が大きくなると流れは慣性が強くなり、流れの直進性が顕著になるのに対し、小さければ低水法線等河床の影響を受けやすくなる。したがって、図-3.1においても流量の差が流れに及ぼす影響要素を、勘案しなければならないことはいうまでもない。仮締切り工は流れを左岸方向に強く押しつけている。その影響は岩地蔵の下流ですでにあらわれ、当然のことながら仮締切り工築造断面前後で最大となり、下流に下がるに従って小さくなっている。その影響が1 Km 近くも上流までに達している要因は、すでにふれたようにこの間の右岸側の高水敷等の一帯が、河積として有効でなくなったことに求められる。下流においても、仮締切り工による法線の左岸よりの移動は、模型取り入れの下流端近くまで及んでいる。このため、下流部左岸の低水法線沿いの掃流力は増大し、法面根入れ部付近の河床低下は顕著化している。

仮締切り工上流の流れは流速が小さいため、単位幅当り流量も少ないが上流壁に阻まれ、写真-3.2に示すように右隅角部前面に集中する。この領域内の平衡状態に達した後の流速は、実測

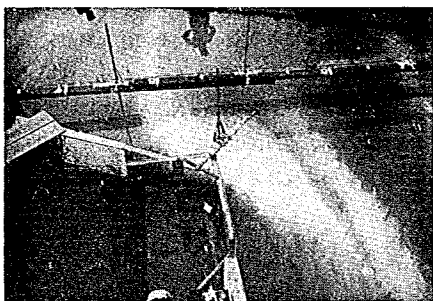


写真-32 仮締切り工隅角部の流線
第一区画仮締切り工から上流をみる。
No. 2 実験・流量 $2300 \text{ m}^3/\text{s}$
仮締切り工の上流から隅角部に至る流線が流れの集中状態を示している。

の結果次のような値を示している。まず、最大流速は約 2.5 m/s 程度の値となり、仮締切り工壁から 6 m くらい前面にあらわれている。壁の近傍および 1.2 m 程度離れた付近では、 $1.4 \sim 1.5 \text{ m/s}$ くらいの流速となっている。また、対岸の高水敷突出部付近では、突出部直下流の $\#50$ 断面で 1.9 m/s 強、 50 m 下流の $\#49$ 断面で 2.3 m/s と相当加速された流速となっている。

〔3〕河床の変動

実験結果は掲載していないが、仮締切り工が河床の変動に及ぼす影響を見るため、 $\#1$ 実験の現状断面による結果と図-3.1に示した河床変動図を比較し、その特徴的な現象について以下に示す。この両ケースの河床および水理条件の相違は、問題の仮締切り工の有無と流量の違いだけである。なお、変動図は初期河床に対する変動量を示しているから、低下をきたした場所が必ずしも標高で負になっているとは限らない。仮締切り工構築付近より上流の河床には、仮締切り工を配置したためと判断できるほどの、顕著な河床変動はあらわれていない。しかし、構築した付近より下流には、随所にその影響があらわれている。まず、構築該当断面である $\#53$ および $\#51$ 断面においては、はく離領域から右岸よりの仮締切り側壁までの間で極めて顕著なたい積が、そしてその左岸よりでは低下があらわれている。はく離領域内の平均たい積厚は、いずれの断面においても 1 m 程度に達している。いっぽう、通水幅の減少に伴う低水路のほぼ中央付近だけの河床低下量もまた、平均で 1 m 以上に及んでいる。さらに左岸高水敷を構成している砂礫が低水路に比べ、平均粒径が大巾に大きかったり植性の密性で相対的に固定されておれば、そう問題にはならないだろうが、もしそうでなければこの高水敷の侵蝕も避けられないと判断される。仮締切り工築造下流の $\#42$ 断面においては、はく離領域を延長したほぼ河道の中央より右岸側がたい積傾向にある。現状断面の実験結果では、流れの比重がこの部分におかれ、むしろ河床の低下傾向にあった。さらに、下流の $\#30$ および 26 断面の左岸高水敷前面においては、極めて顕著

な河床低下をきたしている。この場所は、仮締切り工がなければ河床の上昇がみられ洲のつくところであるので、保護工を施すか若しくは出水の後には、注意して河床の動向を監視しておく必要がある。

写真-3.3 には、70分を経過した時点における左隅角部の河床の状態を、仮締切り工の内側

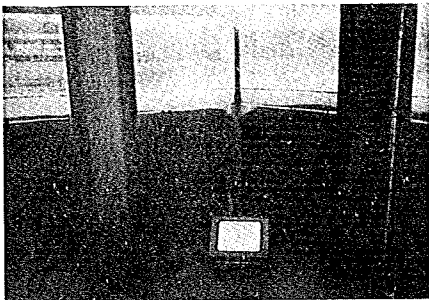


写真-3.3 仮締切り工隅角部の局所洗掘状態（第一区画）

仮締切り工内から上流および左側壁をみる。
No. 2 実験・流量 $2300 \text{ m}^3/\text{s}$ 70分経過時。
写真中央の折尺を設置している左側が、隅角部で1点鎖線が初期河床である。また、1点鎖線の上に黒く見える線が平行しているが、これが水面である。
河床は隅角部で低下、その下流および上流で上昇となっている。

から撮影して示している。これで見ると、壁沿いの最大洗掘深は、2mにも達していない。また、その左側に見られる上流壁および右側の左側壁沿いには、たい積や上昇がみられる。写真-3.4

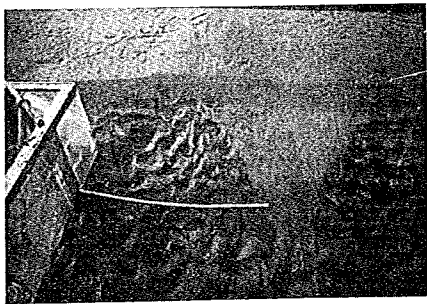


写真-3.4 通水後の河床状態

仮締切り工付近より上流をみる。
No. 2 実験・流量 $2300 \text{ m}^3/\text{s}$ ・90分通水
後河床上にあるものは模型値で1mの折尺。
上流部からの河床材料の移動状況に注目。

はその後、さらに20分間通水し水を落した場合の河床状態である。これらの写真だけからでは、詳細な河床変動を知ることができないので、隅角部周辺を高密度に測量し、その結果より図-3.2に示す等深線図を作成した。図-3.1の河床は初期河床に対する変動量を出していたのに対し、この図はT.P.を基準に標高であらわしているため、印象がまるで異なる。図示する範囲の現状断

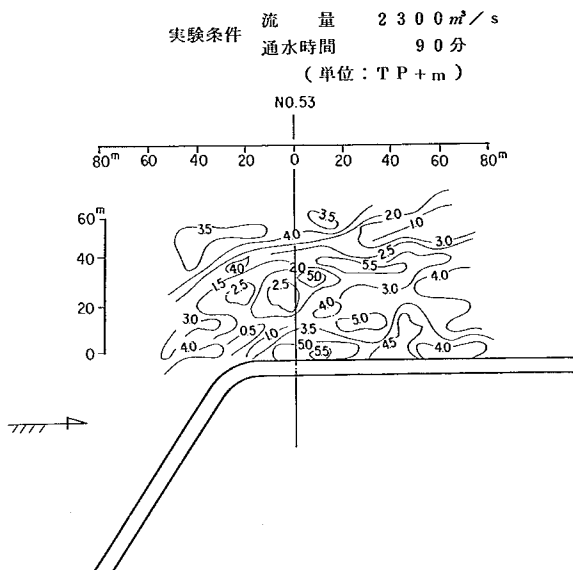


図-3.2 第一区画隅角部周辺等深線図 (No.2 実験)

面である初期河床は大規模な洲の上にあるため、全域にわたりほぼ T.P. 2 m 以上にある。したがって、初期河床より低下している範囲はごく限られ、左隅角部の周辺だけとなる。その部分においても、T.P. + 0.5 m 程度の河床低下にとどまっている。

〔4〕 保護工に関する考察

岩地蔵下流において、高水敷およびその前面の大規模な洲に冠水した水は、仮締切り工上流壁に阻まれた左隅角部付近に集中し左側壁沿いには、はく離領域が生じることはすでに述べたとおりである。このため、上流壁の下流端および隅角部にかけて洗掘は若干うけ、部分的に河床は低下するものの左側壁沿いは 1 m 以上のたい積を受ける。したがって、この実験結果だけを見れば、局所洗掘防止工の検討は不要なばかりか、洗掘防止工であるサンド・マットの敷設さえ必要なくなる。

これらの諸現象の特性から判断して、流量が大きく高水敷上を流過する流量が多くなるほど、仮締切り工左側壁沿いに発生するはく離領域内のたい積厚は大きくなることは、容易に判断される。ただし、この場合は上流壁沿いに接する局所洗掘は、範囲および深さも大きくなるものと思われる。しかし、以上の議論は定流実験や 1 洪水の結果であったが、例えば仮締切り工周辺の大規模な砂洲が小さくなるような流量または出水の後、文字通り低水路内だけで流過できるような洪水があると、右岸側の流線は仮締切り工左側壁付近を流れることになり、旺盛な洗掘を受け

ることは避けられないと判断される。このような可能性は確率的に小さいが、1洪水の中でも増水時と減水時に各々の作用を果すおそれもある。したがって、実験の結果では局所洗掘に対する保護工を施さなくても、仮締切り工が危険にさらされることはなかったが、出水流量の組み合わせによれば局所的な洗掘を受ける可能性もある。ゆえに、第一区画仮締切り工の施工に際しては、この砂洲を掘削しないことと合わせ万全を期して保護工を施すことが望ましかろう。その範囲は事務所の検討結果で充分であると判断される。

第2節 第二区画仮締切り工について

計画によれば、第二区画の仮締切り工を施工する段階では、第一区画の締切り工は撤去され、すでにその部分の可動堰は完成された状態になっている。そして、完成水叩床版高 $T.P + 0.6\text{ m}$ と上下流の現状河床の間は、計画どおり $1:100$ のこう配ですり付けてある。いっぽう、仮締切り工の左側については、現状河床のままの状態にである。

この第二区画は次期に着工する第三区画とともに、流れの主流ともいふべき位置に構築されるため、仮締切り工上流水位および河岸に及ぼす影響ならびに周辺の局所洗掘等、諸現象は比較的激しく反応している。第二区画に関する実験は、周辺を保護しない状態における局所洗掘の範囲および洗掘深はの握実験が1ケースと、その局所洗掘から仮締切り工を保護するための実験を2ケースについて実施している。保護工実験は原案だけでは不充分であったため、その保護形状を改良し最終案とした。河床の初期状態は、洗掘はの握実験では全川にわたって所定の状態に河床を整形しているが、保護工実験に関しては仮締切り工周辺の河床だけの整形にとどめている。

これらの実験は、表-1.5に示す一覧表の $\#3 \sim \#5$ に至る3ケースである。図-3.3は、現状および第二区画局所洗掘はの握のための $\#3$ 実験各疏線の比較、さらには $\#3$ 実験の河床変動を示したものである。なお、河床変動結果は図-3.1同様に、初期河床に対する変動量であって標高を示しているものではない。

〔1〕水 位

まず、第二区画の各実験に対する水位の概要についてみる。 $\#3 \sim \#5$ 実験の水位を比較してみると、平衡状態に達した場合の水位は局所的な河床高の相違があっても、大局的には一致している。したがって、明らかな錯誤と判断される測点および断面水位を除外し、平均して比較してみる。平均値によれば、仮締切り工直上流の $\#5$ 断面から $\#8$ 断面の間の水面形状は、ほぼ直線的な縦断形状を示し、そのこう配は約 $1:1800$ となっている。また、仮締切り工の下流部に相当する $\#26$ から $\#42$ 断面の間の水面こう配は、約 $1:1350$ を示している。なお、これらの水面こう配は実際より粗度係数が大きいため、摩擦損失も大きく、従って水面勾配も一般に急になる傾向を示している。

いずれの区画仮締切り工も構築されていない現状断面の水面こう配は、若干の凹凸があるため

不連続部も生じているが、大局的には1:1.300程度を示し、実験範囲内における摩擦損失は一定と判断できる。ところが、先に示した第二区画仮締切り工が配置された場合の水面こう配は、仮締切り工より下流ではほぼ一致するが、上流域については3割以上も緩くなっている。現状断面の水面こう配よりも緩くなった原因は、仮締切り工によるせき上げに求められる。設計対象流量 $2.300\text{ m}^3/\text{s}$ よりはるかに大きい流量ではあるが、参考までに第二区画仮締切り工によるせき上げ量を検討してみる。仮締切り工の直下流にあたる $\#48$ 断面およびその下流の $\#42$ 断面の水位は、現状断面実験のT.P 8.52および8.46 mに対し、第二区画が配置された各実験では、T.P 8.58および8.44 mであって、その差は2~6 cmでしかない。この程度の相違は、実験条件設定精度および測定誤差の範囲内にあるといえる。いっぽう、仮締切り工の直上流・ $\#55$ 断面においては現状断面のT.P 8.87 mに対し、第二区画を配置した場合の水位はT.P 9.13 mと、26 cmの上昇がみられる。そして、この上昇水位の影響は国鉄鉄道橋付近まで達し、ほぼ $\#61$ 断面で現状断面水位と一致している。

(2) 流況の特徴

表-1.5に示す $\#3\sim5$ 実験の第二区画仮締切り工に関する流線は、いずれの実験においてもほぼ同様の軌跡を描いている。この流線を現状断面の $\#1$ 実験と比較すれば、次の特徴的な現象を呈している。まず、右岸側流線を比較してみると現状断面実験ではほぼ低水法線に沿って流れていたのに対し、第二区画仮締切り工が配置されるとその付近で右におされ、可動堰が完成して流積が増加しているにもかかわらず、その一部が高水敷上を流下するようになる。そして、完成水叩上の堰柱付近における流速は、ほぼ 3 m/s 程度に達している。また、流線が仮締切り工築造付近で右側に押される影響は、下流側においては約500 m下流の $\#41$ 断面あたりまで、上流側は600 m程度離れた $\#64$ 断面付近にまで及んでいる。図-3.3に示す左岸側流線は右岸側流線ほど仮締切り工の影響が顕著でないものの、下流に下がるに従い現状断面における流線に比べ、河道の中央に寄ろうとする傾向が強い。また、河道のほぼ中央付近の流線は仮締切り工で左右に分けられるため、仮締切り工がなければ $\#33$ 断面右岸の高水敷突出部前面に集中していたが、はるかに左岸側に寄せられ図-3.3の左右両流線のほぼ中央を流れるようになる。このため、現状断面における $\#32$ 断面上の右岸低水法線前面・0~3.5 mの間の流速は、4点の測定値とも $4.3\sim4.5\text{ m/s}$ に達していた。これに対し、第二区画仮締切り工が構築された場合の流速は、いずれのケースにおいても $2.7\sim3.6\text{ m/s}$ と激減している。

いっぽう、堰軸線に近接する $\#52$ 断面上の流速は、左側壁から20 m左に位置する点で 3.5 m/s 強に達し、さらに左岸側の低水路内は $3.1\sim3.2\text{ m/s}$ 程度の速さになっている。また、仮締切り工の右側においては、完成水叩床版上および高水敷のほぼ中央付近とも 3.0 m/s 強の流速となっている。仮締切り工上流側隅角部における流速は、次のような値を得ている。まず、左隅角部の側壁直近部では 3.5 m/s 以上に達し、隅取円弧の中央および中心を結ぶ延長線上の40 m地点においても 3.2 m/s 強となっている。また、右隅角部の近傍においては 3.9 m/s

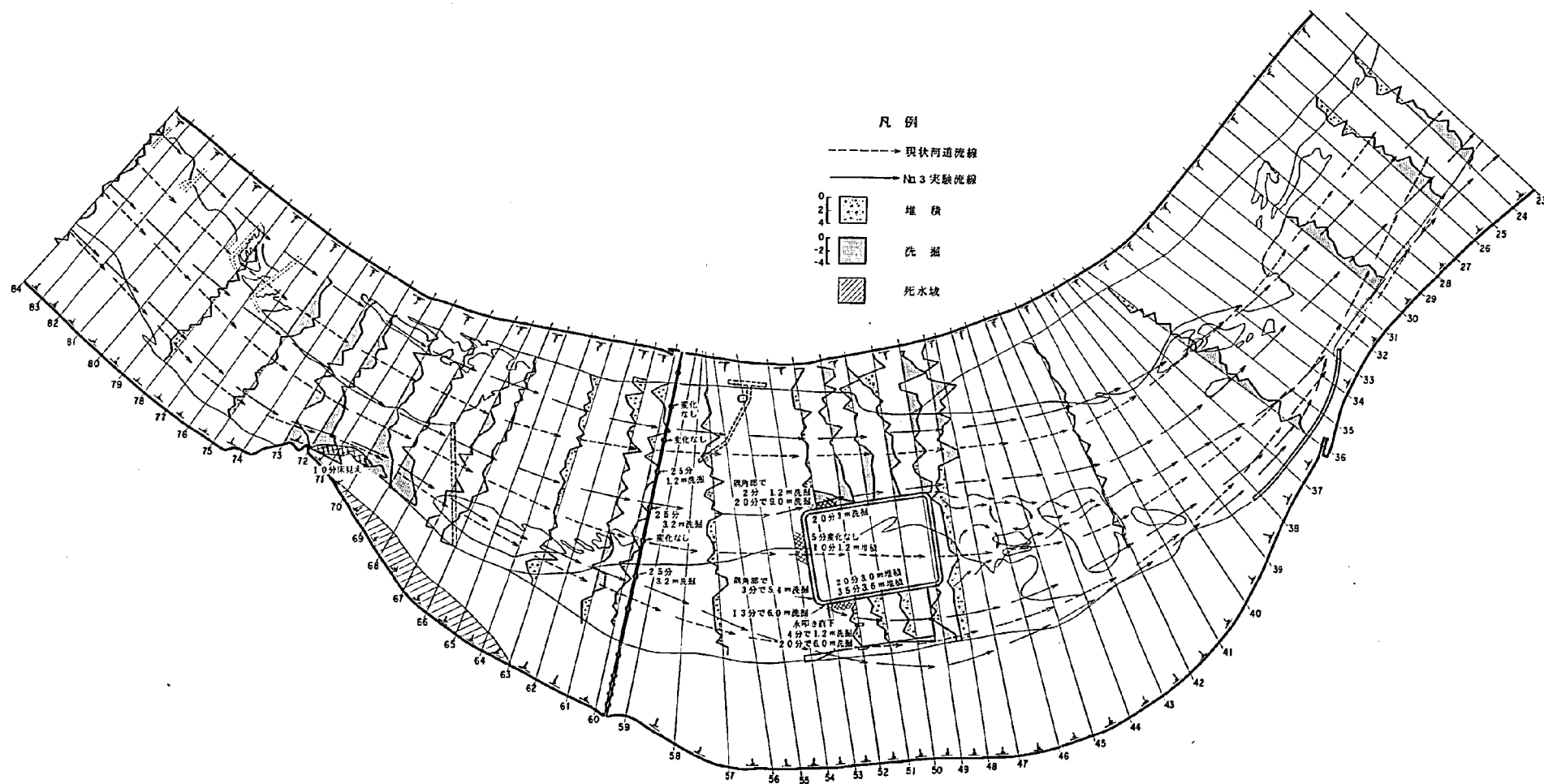


図-3.3 流況・河床変動平面図(No.1, 3 実験)

近くの値を、2.4 m離れた地点でも3.6 m/sの流速を示している。現状断面における $\phi 1$ 実験の $\phi 5$ 2断面上では、同じ5.400 m³/sの流量の流速が約2.9 m/sであったから、仮締切り工の左側では1割程度速くなっている。以上の流速は現地の設計対象流量より大きい流量に対する結果であり、実際にはもっと小さくなるものと判断される。

〔3〕河床の動向

図-3.3に示した河床変動平面図と現状断面におけるそれを比較してみると、仮締切り工左側の未着手部の河床低下が目立つ。また、仮締切り工より下流の右岸側低水法線付近の河床低下が、全般に緩和されている。これらの現象は流況の特徴でふれたような特性をうらづけたものといえる。なお、後述するが $\phi 5$ 0断面付近左岸の突出した高水敷を $\phi 5$ 3～4 2断面間で、不連続を生じさせない線形で掘削し、低水路と同様の石炭粉により河床を構成したため、低水法線近くの河床低下が顕著である。もし、現地においてもこの部分を構成する砂礫が、他の低水路と同程度の平均粒径ならば河床低下はまぬがれないと判断される。

仮締切り工周辺の河床の挙動は次のようになる。まず、左隅角部においては通水初期に旺盛な局所洗掘を受け、わずか2分経過で1.2 m・2.0分経過で9 mにも達する。その1.5 m下流の左側壁では、2.0分で3 mの洗掘深にとどまる。いっぽう、右隅角部前面においても洗掘は活発で、3分経過で5.4 m・2.0分経過で9 mに達している。また、さらにその右の完成水叩床版上流端部においても、4分で1.2 m・2.0分経過で6.0 m洗掘される。これらの現象は、写真-3.5および3.6にもあらわれている。左隅角部および左側壁部は流れとなす角から、はく離領域がほとんど発生しない。このため、隅角部は1.5分程度までに活発な洗掘を受け、その後の河床低下速度は著しく減退するが、隅角部より左側壁沿いに洗掘孔は拡大される。その最低高は隅角部の深さと大きな相違がない。右隅角部においても、ほぼ1.5分程度で平衡状態に達し、その後は主として完成水叩床版の上流端部前面の洗掘が進行する。そして、右側壁沿いにはく離領域が生じるため、2.0分で3.0 m・3.5分で3.6 mの厚さにたい積している。また、上流壁上流側においても中央線より左側はたい積傾向にある。実験結果の等深線図を図-3.4に示す。

〔4〕局所洗掘の保護範囲の検討

局所洗掘から仮締切り工を保護するための検討は、表-1.5に示す $\phi 4$ および5実験で実施した。 $\phi 4$ 実験においては、先の $\phi 3$ 実験で初期河床より低下した部分を単純な形状に修正して、その部分を砂利で被覆した。その規模および形状は図-3.5の洗掘防止工の効果図に合わせ記入してある。この防止工の面積は右隅角部およびその周辺が3.000 m²弱、左隅角部とその周辺が約4.600 m²となり、合計でほぼ7.600 m²程度に達する。この条件下における局所洗掘実験の結果は、写真-3.7および図-3.5に示すように基本的には初期の目的を達成することができた。とりわけ、右隅角部およびその周辺においては、ほぼ完全に初期河床以上の高さを維持した。また、仮締切り工中心線より左側においても、部分的な低下を生じているもののほぼ満足しえる

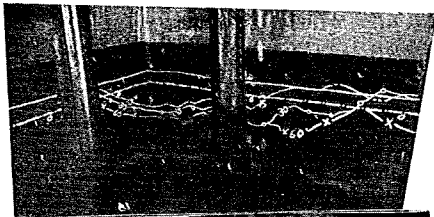


写真-3.5 仮締切り工隅角部の局所洗掘状態(第二区画, 左隅角部)

No. 3 実験流量 $5.400 \text{ m}^3/\text{s}$

写真上は80分経過時点で仮締切り上の中から、写真下は90分経過実験終了後・斜上流から、したがって写真の左が下流・右が右隅角部方向。

写真上の水面に平行な実線が初期河床(0と記入した一点鎖線は無関係)で、15分・30分および60分経過時点における河床高を記入している。河床低下は時間の経過とともに下流に移動していることに注目されたい。写真下では隅角部に直径および比重の大きい砂等がたまっている。また、水面であった高さに石炭粉が付着している。

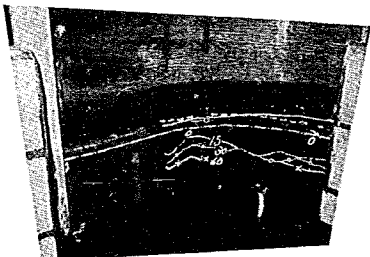
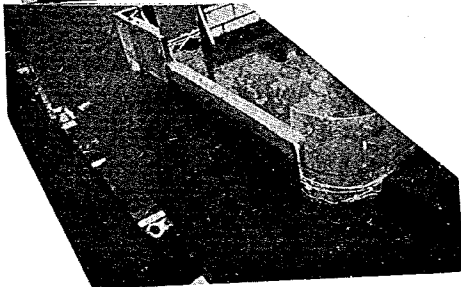


写真-3.6 仮締切り工隅角部の局所洗掘状態(第二区画右隅角部)

No. 3 実験・流量 $5.400 \text{ m}^3/\text{s}$

写真上は80分時点で仮締切り工の中から、写真下は90分経過実験終了後・右隅角部斜上流からみる。写真上は水面に平行な実線が初期河床高(0と記入した一点鎖線は無関係)初期河床高と同じ高さで左に完成した水叩版をみることができる。

写真下で水叩上流端の河床低下に伴う露出に注目されたい。



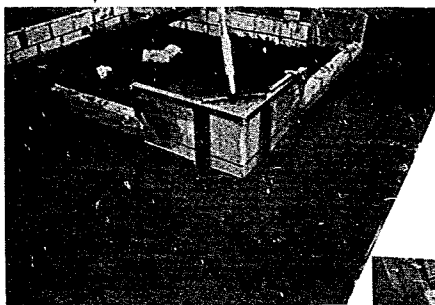
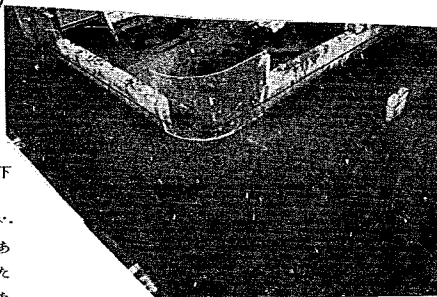


写真-3.7 保護工の洗掘防止効果
(第二区画)

No. 4 実験・流量 $5,400 \text{ m}^3/\text{s}$ ・90分通水
写真上は左隅角部を左岸上流側から、写真下
は右隅角部を右岸高水敷上からみる。
隅角部周辺の局所洗掘防止工として、サンド・
マットの代用に敷設した砂利の効果がよくあ
らわれ、局所洗掘を防止している。敷設した
砂利の周辺に河床が低下し、相対的に高くな
っていることと左隅角部保護工下流の河床低
下がよくわかる。また、完成した水叩床版上
のたい積に注目されたし。



状態である。部分的な河床低下は、左側壁沿いの防止工の外側で生じている。例えば、左側で 2 m 弱、防止工下流端の左下流側で 3 m 程度、左側壁沿いの No. 5 1 断面付近で 2 m 前後といった具合である。これらの河床低下は防止工の外側は別として、上流隅角部における局所洗掘が封じられたため、河床材料の補給が激減し加えて流れの集中によるエネルギーが減殺されていないせいである。局所洗掘防止工上および上流壁の上流側は、ほぼ全域にわたりたい積傾向にある。特に、中心線上付近には 3 m 以上たい積し、T.P. 4 m に河床は上昇している。また、完成している水叩床版上へのたい積も少なくなり、最高部でも T.P. 3 m 程度となっている。

局所洗掘防止工の敷設範囲の節減は、工費の節減にもなる。No. 4 実験における敷設防止工範囲の妥当性を検討するため、過大に保護したと思われる部分を削減して No. 5 実験を実施した。その規模および形状は図-3.6 に示すとおりであり、削減面積は右側が 180 m^2 で左側が $1,220 \text{ m}^2$ の計 $1,400 \text{ m}^2$ に達し、洗掘防止工全体の面積は約 $6,200 \text{ m}^2$ となる。No. 5 実験の結果によれば、次のような場所在河床低下傾向を示している。右側からみていくと、まず水叩上流端で No. 4 実験の防止工を削減した部分が 1.2 m、右隅角部保護上周辺の上流側が 2 m 強、左隅角部から左側壁部にかけての洗掘防止工の左周辺が 2~3 m、左側壁沿いの未保護部分が 2~3 m 程度低下している。図-3.6 には以上のような結果があらわれていないが、これは時間の経過とともに上流から輸送されてきた河床材料により、埋め戻されるためである。すなわち、みかけ上は安全であっ

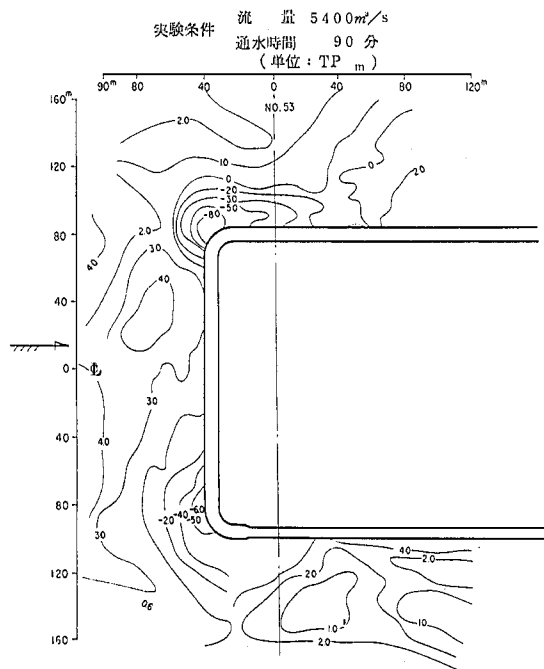


図-3.4 第二区画隅角部周辺等深線図 (No.3 実験)

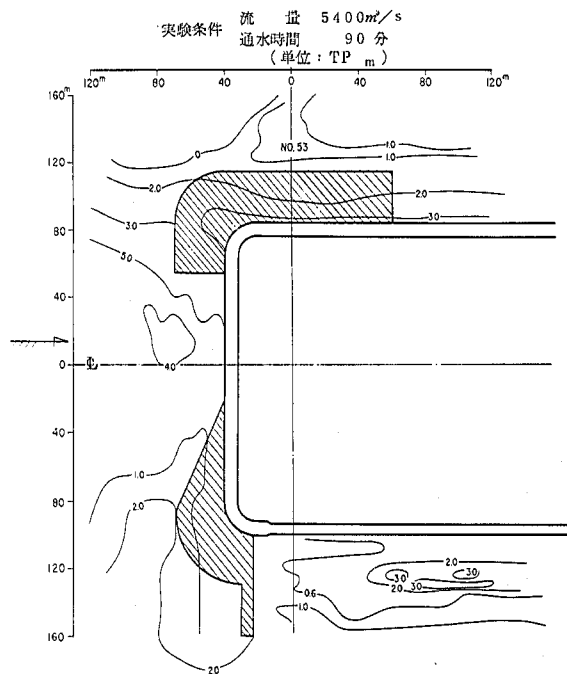


図-3.5 第二区画局所洗掘防止工の効果図 (No.4 実験)

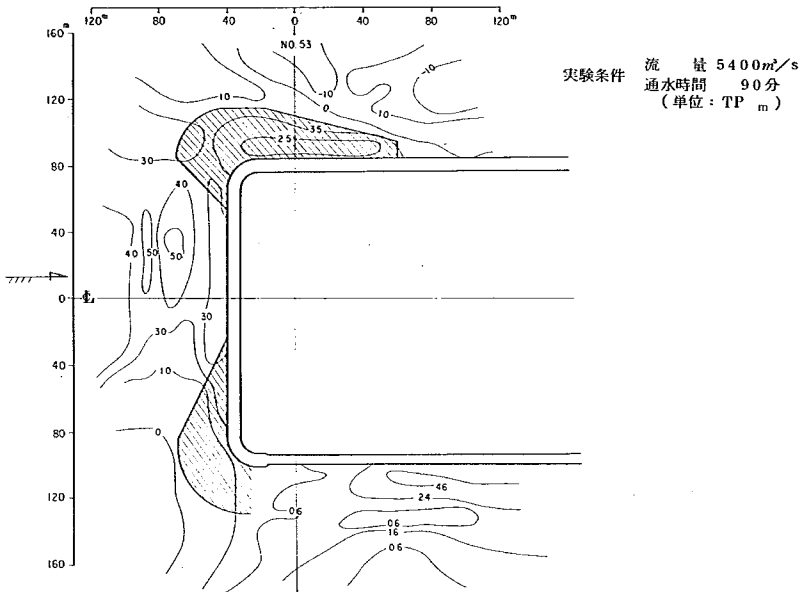


図-3.6 第二区画局所洗掘防止工の効果図 (No.5実験)

でも現象を時間的要素で見ると、危険な状態に置かれる時がある。しかし、構造物に近接した河床低下は問題があるにしても、洗掘防止工の外周における河床低下は、仮締切り工を直接危険にさらすことはまずないと判断される。

仮締切り工側壁を構成する矢板はT.P 7.2 mの天端に設定し、1.5 mの余裕高が見込まれ、さらに1.2 m近い根入れが計画されている。いっぽう、第二区画仮締切り工は流れに平行に配置されてないことと、主流が仮締切り工の左側にあるため、左側壁沿いの流れが存在する。この影響でこの左側壁沿いには保護工の下流で3~4 mの河床低下を生じている。この部分に対する洗掘防止工の検討は実施していないが、もし設計上の許容洗掘深をこえているならば、隅角部およびその周辺同様に保護工を施さなければならない。

第3節 第三区画仮締切り工について

すでにふれたように、この付近の河道の特性のため右岸側に凸の湾曲部でありながら、流心は湾曲部の内側の左岸にかたよる傾向が強い。したがって、第三区画仮締切り工が構築されている間の出水については、他の区画よりも問題は多く現象も顕著になっている。とりわけ、水位のせ

き上げおよび左岸高水敷や堤防に及ぼす影響は、無視することができない。このため、第三区画および第四区画の施工順序の検討が要請され、結論として“第三区画の優先”を得ている。その理由および優先のための条件については後述し、本節においては第三区画の右側の堰は完成し、左側については未着手という条件のもとでおこなった洗掘防止工の検討結果についてふれる。ただし、いずれの場合においても、 $\Delta 5.0$ 断面付近の高水敷突出部は、ほぼ現状河床高まで掘削した場合を想定し実施した。その高水敷掘削線形は、 $\Delta 5.4$ 断面で左岸堤防法線より $4.6\text{ m} \cdot \Delta 4.2$ 断面において 6.3 m とし、その間を堤防法線になぞってスムーズにするとともに、上下流の在来低水法線と不連続を生じないようにむすんでいる。

第三区画仮締切り工周辺に保護工を施さない場合の局所洗掘については、前章第2節の「局所洗掘を支配する流量の検討」ですでにふれている。したがって、本節においては主として局所洗掘防止工の検討結果について述べる。局所洗掘防止工の検討については、表-1.5に示す $\Delta 1.0 \sim 1.2$ 実験に至る3ケースである。これらの初期の河床状態は $\Delta 1.2$ 実験が全川を所定の断面形状に整形しているほかは、前のケースに引き続いて実施したため仮締切り工および可動堰完成部の上下流にとどめている。また、実験流量はいずれのケースについても、現地設計対象流量 $2.300\text{ m}^3/\text{s}$ に対応させた $5.400\text{ m}^3/\text{s}$ である。

〔1〕水 位

流量を $5.400\text{ m}^3/\text{s}$ に設定した場合の第三区画に関する実験の総数は、5ケースに達しこれらのすべてに対し水位測定を実施している。これらの測定値の中から錯誤を含み局所的に他とかけ離れた水位を除き、単純平均した値で仮締切り工の影響を考察する。ただし、これらのケースのうち全川整形は、 $\Delta 1.2$ 実験だけのため河床全体が低下しており、他の区画に対する水位と比べ低くあらわれる傾向が強い。したがって、他の区画との比較ではあまり意味をなさないが、せき上げの影響をみるには精度の高い値といえる。

仮締切り工より下流の水面こう配は、現状断面および第二区画仮締切り工実験の $1:1.300 \sim 1:1.350$ よりはるかに小さい $1:2.200$ 程度となる。これは先にもふれたように、河床低下に伴う水面低下を生じているが、境界条件としての下流端水位は一定としたためである。したがって、河床低下を来たしていない $\Delta 1.2$ 実験によれば、 $1:1.460$ 程度となり上記こう配と大きくは変わらない。仮締切り工より上流についてみると、第二区画の $1:1.800$ に対し $1:1.430$ 程度と若干急になっている。この水面こう配が大きくなっている原因は、仮締切り工右側の可動堰の完成に伴い、河積が大きくなって第三区画によるせき上げ量が小さくなったためと判断される。例えば、一つの目安として $\Delta 4.8$ および 5.5 断面間の水位差について比較すれば、仮締切り工が構築される前の現状断面においては 3.4 cm で、第二区画の場合のそれは 5.8 cm であるから仮締切り工によるせき上げ量は 2.0 cm 以上に達している。これに対し、第三区画の場合の水位差は 4.0 cm であるから、仮締切り工による損失は 1.0 cm にも満たない。

(2) 流況の特徴

現状断面による $\#1$ 実験と第三区画局所洗掘防止工の $\#12$ 実験の各流線、それに $\#12$ 実験の河床の変動結果について、図-3.7にそれぞれ示した。すでに述べているが、 $\#1$ および $\#12$ 実験の河道の相違は、仮締切り工の有無の差に加え、 $\#12$ 実験では可動堰の一部が完成し、その上下流の河床を切り下げ完成水叩床版にすりつけ、さらに仮締切り工左側の左岸高水敷の突出部が掘削されている。この図-3.7により、仮締切り工が設置されたことによる流況変化の特徴を列挙してみる。

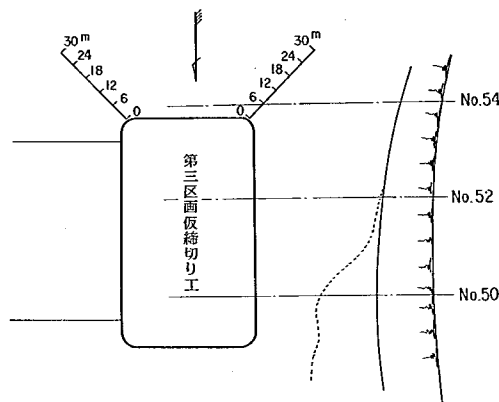
仮締切り工の築造に伴い流れが阻害されているにもかかわらず、その右側では河床を低下させたため、仮締切り工より上流における右岸寄り流線は大巾に左方向に寄せられている。しかし、仮締切り工より下流の流線は、現状断面のそれより右岸側に押されている。これは水深および単位巾当り流量の増大に伴い、流れが河岸の影響を受けにくくなったことと流勢が強まったため、上流からの流入流線の延長上に流れるからと判断される。いっぽう、左岸側流線は仮締切り工の設置に加え、左岸高水敷の前面掘削の影響もあって増々左岸側に寄ろうとする。この傾向は仮締切り工の下流においても維持され、全体の流れの比重は現状断面の状態ほど右側に寄っていない。このため、上流右隅部付近に集中した流れは、 $\#32$ 断面近くで大巾に左側に寄り、ほぼ河道の中央部を流れるようになる。

第二区画仮締切り工が配置されていた時期の右岸高水敷上の流速は、 3 m/s 程度にも達していたが、第三区画の場合には極めて小さくなり高水敷の洗掘は心配なくなる。また、流れが左に偏しているにもかかわらず、左岸高水敷上の流速も大きくはない。これは、低水路平均敷高の低下に伴い、流れが低水路内に集中したためと判断される。もっとも、高水敷上の流速については本来の設計対象流量ならば、全く問題にならないと思われる。次に、仮締切り工隅角部付近の流速を表-3.1で検討してみる。これは $\#11$ 実験の結果であり、隅角部は保護され局所的な河床

表-3.1 流速測定値表($\#11$ 実験)

		流 量 $5,400\text{ m}^3/\text{s}$ 単位 m/s					
場 所	測定距離 定時間	0 m	6 m	12 m	18 m	24 m	30 m
右隅部	15分	3.450(45)	3.925(45)	3.777(45)	3.623(45)	3.382(45)	3.488(45)
	45分	3.860(45)	3.728(45)	3.243(45)	2.910(45)	2.995(45)	2.933(45)
左隅部	20分	3.922(60)	3.468(60)	2.688(20)	2.949(20)	2.732(10)	2.685(10)
	50分	3.176(60)	3.132(60)	2.912(20)	2.889(20)	2.173(10)	2.208(10)

注：()内は各側壁の外側に対する流向角で単位は度



変化は抑制されているが、時間経過に伴う流速の変化は見られる。この変化は右隅角部に近接する測点以外の点のすべてが小さくなる方向に作用している。なお、流速と合わせ測定した各測点流向角をみると、右隅角部においては全測点とも側壁に対し 45° の角度で広がっている。他方の左隅角部の流向角は、仮締切り工に近い測点ほど側壁に対し大きい角度をなしているが、24および30m測点では側壁に平行に近い状態となっている。これは左岸堤防および高水敷による影響と判断できる。いっぽう、表-3.1に示す流速は、直接的な設計対象流速とはならないがその最大値をみると、両隅角部直近測点において 4 m/s 近い値となっている。

〔3〕 河床の動向

図-3.7に示した河床変動結果から、第三区画仮締切り工を築造したことによる河床への影響を、図-2.1に示した現状断面における河床変動と比較してみた。大局的な特徴としては、岩地底突出部より約300m下流の $\Delta 67$ 断面付近より、仮締切り工配置付近に至る間の河床の上昇が顕著になっている。この原因は仮締切り工による水位のせき上げが、掃流力の低下という型であらわれているためと考えられる。局部的には仮締切り工の左側で、かつては高水敷の突出部であった部分の河床低下が目立つ。したがって、掘削後にあらわれる河床構成砂礫の粒径のいかんによっては、新低水法面護岸根入れ部の保護が必要となるかも知れない。

仮締切り工右側における完成水叩床版上へのたい積も顕著であり、流積の確保および現状河床と水叩面のすり付けこう配の維持等の点で、その挙動は注目されるところである。したがって、その傾向をみるため、 $\Delta 12$ 実験結果の平均および最高河床高を初期河床と比較し、表-3.2で示した。水叩床版上には平均して $0.4 \sim 1.0\text{ m}$ 程度の厚さに河床材料がたい積し、その高さは

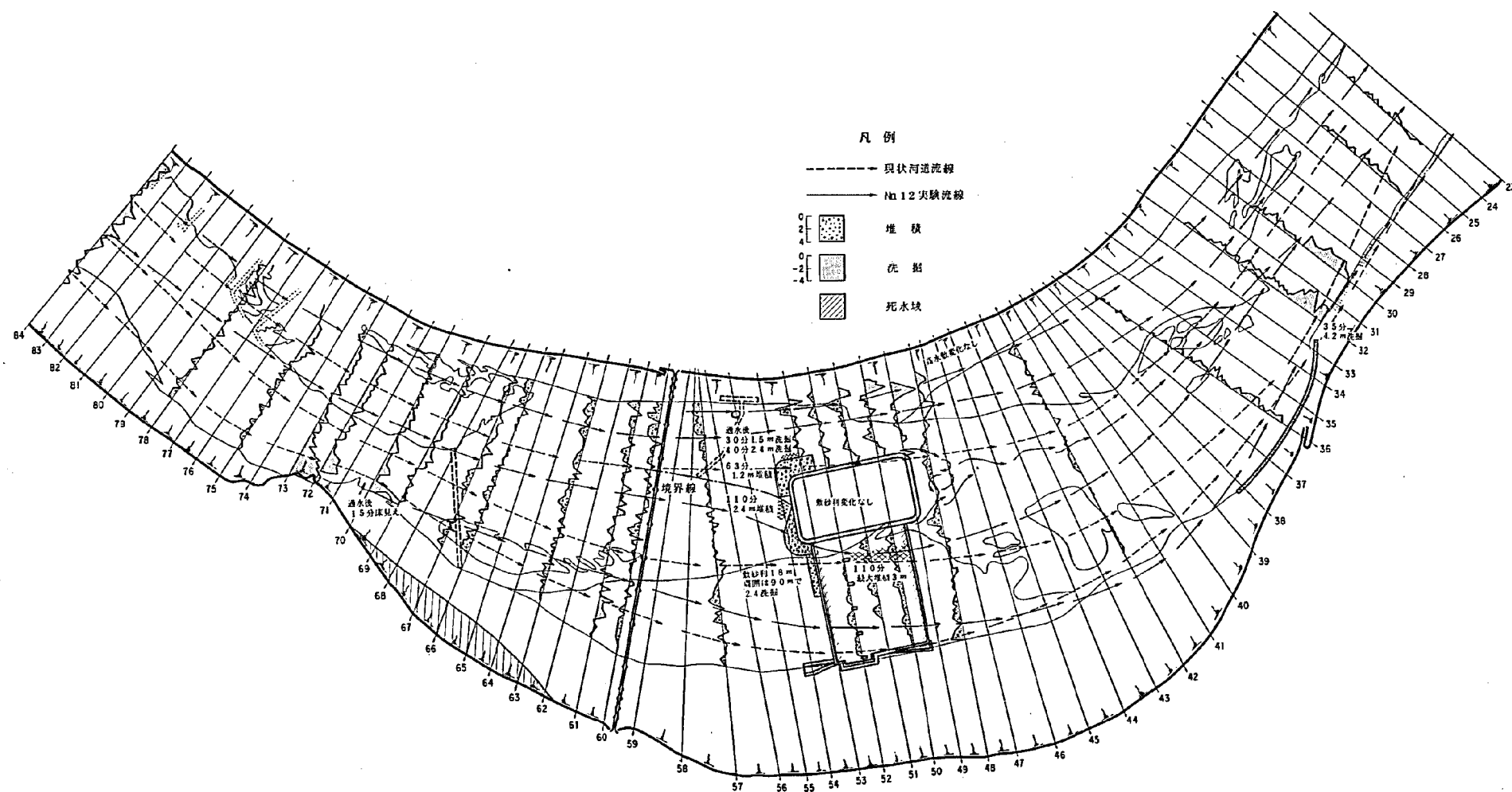


図-37 流況・河床変動平面図(No.1, 12実験)

表-3.2 完成水叩床版付近の河床高

(No.12 実験・仮締切り工右側)

数値は T.P

利 点	初期河床		実験終了後	
	最 高	平 均	最 高	平 均
No.57	4.9	4.0	6.3	4.4
No.53	0.6		3.7	1.6
No.52	0.6		2.6	1.0
No.51	0.6		2.4	1.5
No.50	0.6		2.6	1.5
No.49	0.6		—	—
No.48	2.2	1.5	4.3	2.2

T.P + 2.4 ~ 3.7 m の標高に達する。このたい積が水位に及ぼす影響は、水叩上の時間経過に伴う変化を把握していないため、相関関係を簡単には下せないが、図-3.8 に時間-水位相関図を示した。この相関図は仮締切り工より右側の測点到重点を置き、仮締切り工付近の水位について

その変化をみようとしたものである。

全体的な河床変動の動向は、およそ 20 分前後で砂れんが充分に発達し、相当粗度の増大に伴い水位も上昇する。その後、50 分程度で河床は動的平衡状態に達する。このような条件を考慮して各断面の水位に焦点をあてると、仮締切り工より下流の No.48 および 42 断面においてはほぼ 5 分以降に、鉄道橋直上流の No.61 断面では 8 5 分以後にそれぞれ一定の高さを維持するようになる。これに対し、No.51・55 および 59 断面の水位は、5 5 分以降上昇しつづけていることがわかる。そして、その上昇量は No.59 断面の 10 cm 強から No.51 断面の 20 cm 強となっている。したがって、水叩床版上への土砂のたい積とそれに伴う水位の

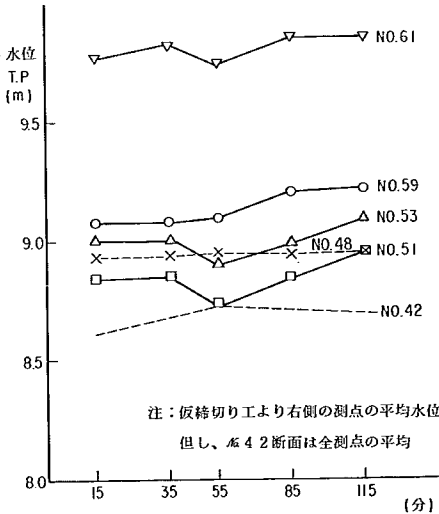


図-3.8 時間-水位相関図 (No.12 実験)

上昇は、避けることができないとみておくことが妥当と思われる。このため、大出水後の水叩床版上にたい積する土砂のフラッシュやしゅんせつ方法を検討し、計画の中に入れておくべきであ

る。しかし、その土砂を水叩床版の下流にたい積させるような方法では、水位上昇の抑制効果はあまり期待できない。次に、完成水叩面と在来河床のすり付けこう配の維持は、洪水規模および出水回数に直接的に左右されるが、堰完成後も上下流の河床がT.P 0.6 mより高い間の長期的な問題であり、困難とみなすことが妥当である。しかし、完成水叩床版上にたい積する河床砂礫の供給源は、 $\#56 \sim 57$ 断面間のしゅんせつ開始線付近だけに限られるのではなく、さらに上流を含めた長い区間にわたっている。ゆえに、 $\#57$ 断面の平均河床高は、 $\#12$ 実験の結果では上昇している。つまり、1:100のすり付け区間の相対的河床上昇速度が異なっており、水叩床版上のたい積を緩和するためには、もっと緩いすり付けこう配の方がよいと思われる。しかし、そうすればばう大な土工量となり工費も増大する点等と合わせ、洪水の出水ひん度を考慮すれば、仮締切り工構築期間中のたい積砂礫の排除という方法も妥当と思われる。なお、このすり付けこう配は出水により、安定こう配に調整されるだろう。

〔4〕局所洗掘防止工の検討

第三区画仮締切り工の隅角部周辺における局所洗掘防止工範囲の検討は、 $\#9$ 実験の結果を基本にし3回にわたり実施した。検討回数が多い理由は、他の区画に先立って実施し、試行錯誤をくりかえしたためである。各保護工案に対する洗掘防止工面積は、表-3.3に示して比較した。以下、実験番号に従い順次各案の洗掘防止効果および問題点等についてふれていく。

表-3.3 第三区画洗掘防止工面積表

実験番号	洗掘防止工面積 (m ²)		
	左隅角部周辺	右隅角部周辺	合計
$\#10$	1.800	2.050	3.850
$\#11$	1.600	2.060	3.660
$\#12$	3.100	2.060	5.160

$\#10$ 実験で検討した保護工の形状は、前章第3節でふれた「局所洗掘を防止する方法」の $\#9$ 実験の結果を検討し、発展させて決定した。この保護工案による洗掘防止実験の結果は、図-3.9および写真-3.8に示すとおりである。局所洗掘防止効果に対する評価は、これらの資料から判断して次のようになる。まず、右隅角部においては、すでに完成している水叩床版の上流側が洗掘を受けているのは、保護工の外周が若外低下する程度であり、基本的には目的を達成しているといえよう。しかし、左隅角部においては、保護工と仮締切り工の上流側が著しく洗掘されている。その最深部は4 m近く掘られT.P-3.0 m以下に達し、初期河床より低下している範囲は長径5.0 m×短径2.0 m程度になっている。したがって、右隅角部の保護工は敷設範囲の部分的な手直しで充分であるが、左隅角部においては大幅にその面積を広げなければならない。以上の議論は仮締切り工の上流側の問題であったが、写真-3.9に示すような右側壁近くの水叩下流

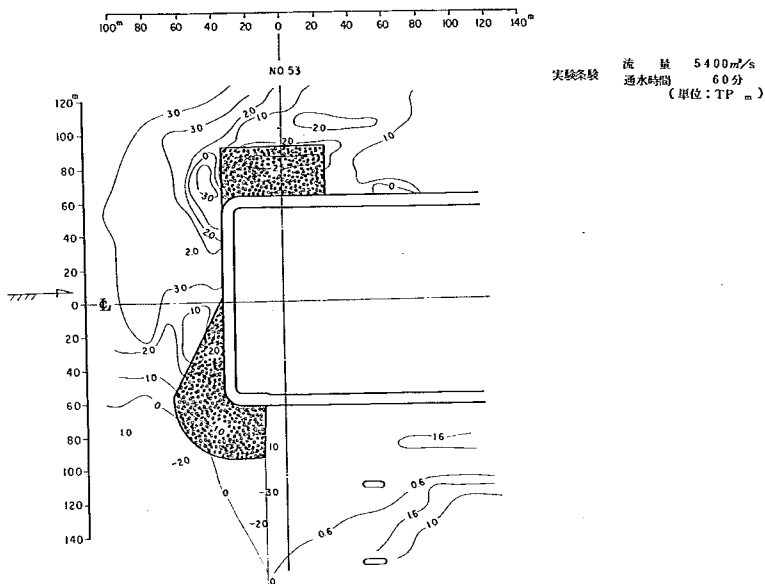


図-3.9 第三区画局所洗掘防止工の効果図(No 10 実験)

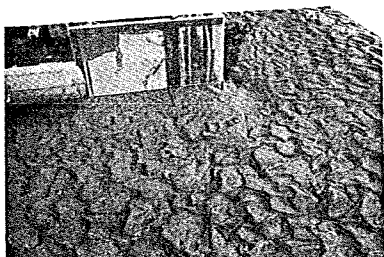


写真-3.8 保護工の洗掘防止効果
(第三区画)

No 10 実験・流量 $5400 \text{ m}^3/\text{s}$ ・60 分間通水
左隅角部を左岸よりみる。

保護工の上流端における洗掘が顕著で、T.P.
-3m以下になっている。また、左端沿いには
たい積している。

端も、条件によっては洗掘される可能性がある。その条件とは、上流からの河床砂礫の補給状態であり、もし流入量が少なければ洗掘深および範囲とも大きくなるものと思われるから、仮締切り工配置期間中の点検を実施することが望まれる。

以上の結論を受け、右隅角部においては保護工の円弧部の外周を5m巾で減少させ、水叩床版上流端の上流側に $6 \text{ m} \times 60 \text{ m}$ の規模で新たに敷設した。また、左隅角部の長方形保護工は30m巾から20mに削減するとともに、下流から30m程度の敷設部を撤去し形状も台形にしたうえ、上流壁の上流側に $20 \times 40 \text{ m}$ 広さで新設した。この結果は表-3.3で見てもわかるように、

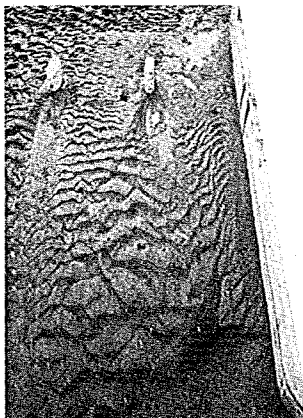


写真-3.9 水叩床版上の状態

No 10 実験, 流量 $5,400 \text{ m}^3/\text{s}$ ・60 分間通水
 仮橋切り工下流側壁付近より上流をみる。
 写真右端には仮橋切り工右側壁が見える。
 側壁に近い水叩床版上のたい積は、下流の方が顕著である。写真右下のくぼみは水叩下流端における局所洗掘である。

左右両保護工とも面積は前のケースに比較して大きくは増減していない。改良案が局所洗掘の防止効果をいかほど発揮しているか、図-3.10 および写真-3.10 でみると以下になる。
 右隅角部の保護工で円弧を挿入した外周は、保護工原案より 2 割弱も縮幅した影響とはいえない

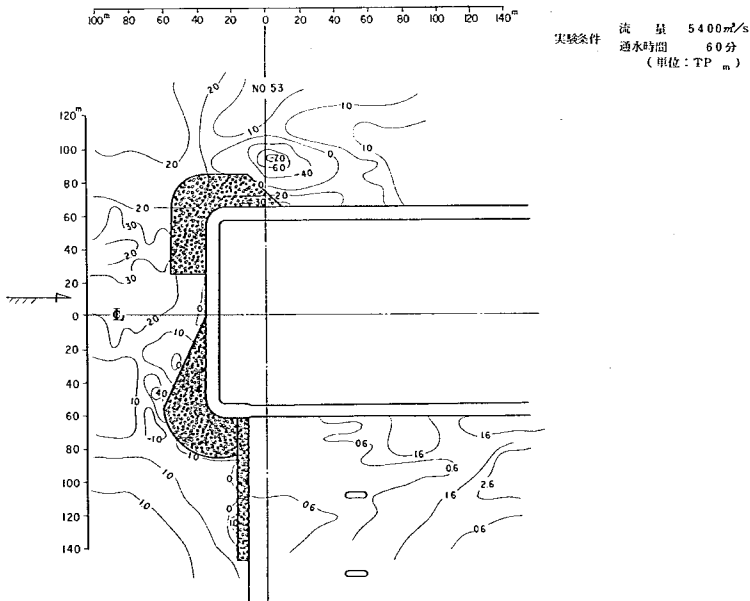


図-3.10 第三区画局所洗掘防止工の効果図(No 11 実験)

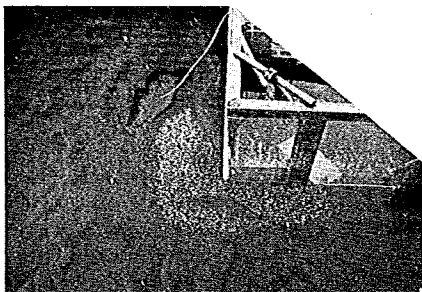


写真-3.10 保護工の洗掘防止効果
(第三区画)

No 11実験, 流量 $5,400 \text{ m}^3/\text{s}$ ・60分間通水
左隅角部を上流側よりみる。

保護工の下流端付近の洗掘が顕著である。
洗掘孔は急激に排水したため周囲が崩壊して
いる。洗掘孔周辺を除き全体にたい積傾向に
ある。

かも知れないが、若干低下傾向が顕著になっている。また、水叩上流端沿いの保護工の上流側でも最大1.6 m強の洗掘を受けている。しかし、洗掘の構造物からの位置および規模等と上流からの土砂の補給量が未知数であることを考慮すれば、出水後に点検することを条件とし、この程度の範囲でよいだろう。いっぽう、左隅角部においては $\phi 53$ 断面をまたぎ、洗掘深および規模ともかなり発達した洗掘孔を生じる。この洗掘孔は仮締切り工に接してはいないといえ不安を残す。上流壁の上流側はまず問題ないと思われる。

したがって、左隅角部の洗掘防止に不充分さが残るため、左側壁沿いの保護工部分を原案に復元して実験した。その結果は、写真-3.11に左隅角部・同3.12に右隅角部の各保護工の洗掘防止効果を示し、図-3.11に等深線図を掲載した。おのこの資料は、これらの範囲および形状の保護工で洗掘は防止できていることを示している。なお、右隅角部の保護工は $\phi 11$ 実験と全く変えていないのに、等深線図では相違が生じている。この違いはいままで強調してきた河床材料の供給条件の影響と思われる。ちなみに、 $\phi 11$ 実験における境界条件としての補給石炭粉の総量は模型値で318 ϕ で88 cc/sであり、 $\phi 12$ 実験のそれは312 ϕ で半分程度の43 cc/sとなっている。また、保護工の面積は右隅角部およびその周辺で約2,000 m^2 強、左側では3,100 m^2 で合計5,000 m^2 強となっている。もし、サンド・マットの面積を10 m^2 /枚とするならば、この区画を保護するために500枚以上を必要とすることになる。この面積を第二区画の場合と比較すれば、右側で約760 m^2 ・左側で280 m^2 程度せまいことになる。

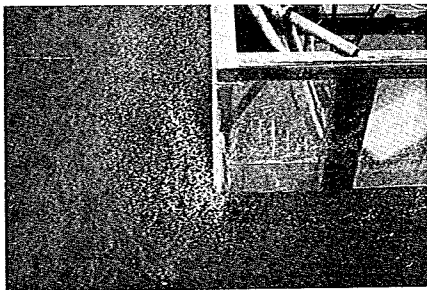


写真-3.11 保護工の洗掘防止効果
(第三区画)

No 12実験, 流量 $5,400 \text{ m}^3/\text{s}$ ・120分間通水
左隅角部を上流側より見る。

保護面積を拡大したため、ほぼ完全に洗掘を
防止している。

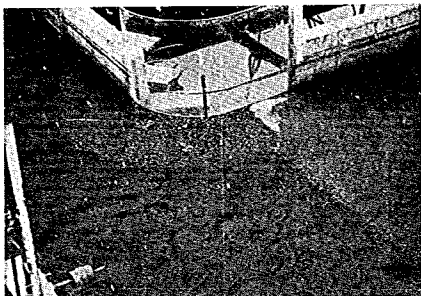


写真-3.1.2 保護工の洗掘防止効果
(第三区画)

No 12実験 流量 $5400 \text{ m}^3/\text{s}$ ・120分間通水
右隅角部をNo 55断面右岸よりみる。
保護工の周辺で若干低下傾向にあるが、ほぼ満足できる。

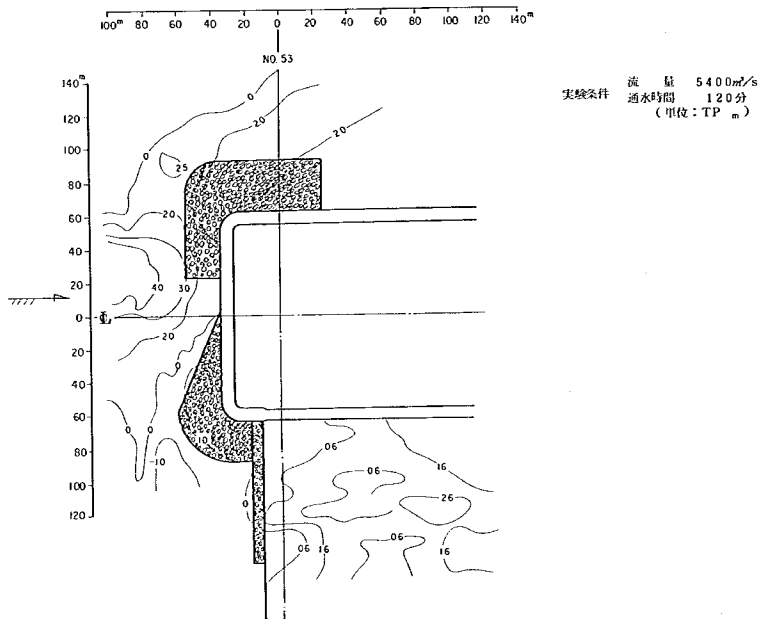


図-3.1.1 第三区画局所洗掘防止工の効果図 (No 12実験)

第4節 第四区画仮締切り工について

前節ですでにふれたように、各区画に対する着手の順序は、右岸側区画から順次施工する方が得策との結論を得ている。したがって、第四区画の仮締切り工に関する実験は、第三区画相当範囲の可動堰が完成している条件で実施することは当然である。ところが、仮締切り工周辺の洗掘

防止工が施されていない場合の洗掘は掘実験は、第三区画より第四区画を優先させた場合の実験結果で代用させることにした。ゆえに、本節においては洗掘のは掘結果についてはふれず、次章で述べることにする。

第四区画仮締切り工が構築されている間は、それより右側の可動堰が完成しているため河積に不足はなく、くわえて左岸高水敷上にかけて建設されるため、仮締切り工によるせき上げおよび河岸に及ぼす悪影響等、治水上に関する問題は第一区画について切実でない。しかし、河道の特性より堰建設予定付近における流心は左に偏する傾向が強く、仮締切り工の上流壁および隅角部に沿う流れが強い。つまり、仮締切り工の上流側に対する洗掘防止工の検討が、第四区画の重点課題となる。第四区画に関する実験は、施工順序の検討を含め、表-1.5に示す $\Delta 13 \sim 15$ 実験に至る3ケースをおこなっている。

〔1〕流況および河床の変動

第四区画に関する3ケースの平均水位と現状断面における水位を図-3.12で比較した。これで見ると、 $\Delta 32$ 断面より下流はほぼ一致しているが、 $\Delta 42 \sim 48$ 断面で10 cm程度・堰軸

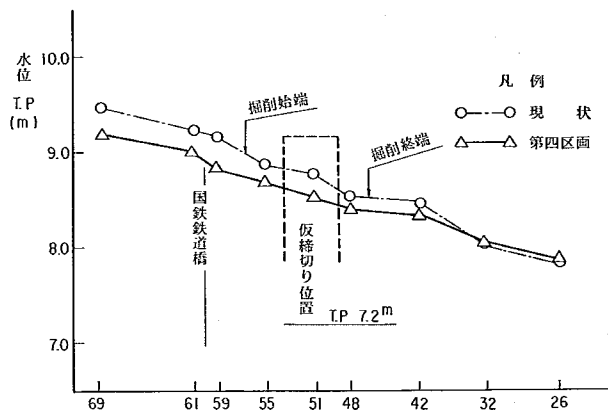


図-3.12 水位縦断比較図

の下流 $\Delta 51$ 断面および堰直上流の $\Delta 55$ 断面で15 cm程度、それより上流では20 cm以上も水位は低下している。低下量に関する議論はあまり意味のないところであるが、1区画相当分を除いて可動堰が完成したことにより、河床低下に伴い水位も低下することが確認できた。

流線および河床変動の結果については、他の区画同様の内容で図-3.13に示した。同図における流線は仮締切り工の影響で、可動堰の建設計画付近では右岸側に押され、その下流においては逆に左岸側による傾向があらわれている。仮締切り工の上下流の左岸側には大規模な死水域が発生し、とりわけ下流に対しては約400 mにわたりその影響があらわれている。また、右岸側

高水敷上においても、水位の低下に伴いあまり有効でない河積となっている。仮締切り工上流の流れは上流壁に近づく方向を変え、上流隅角部付近に集中する。その下流においては側壁沿いにはく離領域が生じ、その右側では大きな流速が出、左側では後流領域のような現象を呈する。

隅角部における流速は、上流壁上流の流れの集中に伴い壁から1.2mくらいの間で3 m/s以上、1.2~3.0 mの間で2 m/s以上となっている。いっぽう、完成している堰柱間の流速は、最左区間で1.3 m/s程度であるが第2区間になるとやや増加し2.7 m/sを示し右に移るほど小さくなっている。一般に堰柱の右側では堰柱にさえぎられ小さく、左側においては大きくなっている。しかし、水叩床版上の流速は河床材料のたい積により変化が著しい。

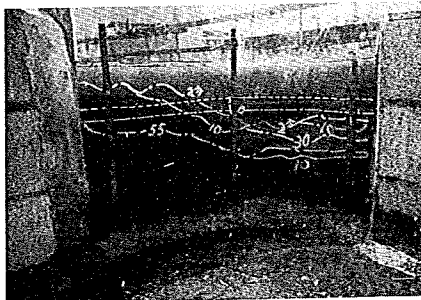


写真-3.13 仮締切り工隅角部の流況
(第四区画)

No 13実験 流量5,400m³/s・90分経過時
第四区画上流隅角部を仮締切り工内側よりみる。

2・10・30・55および90分を経過した時の河床表面線を観測装置に記入してある。
なお、初期河床は破線で示している。洗掘孔
底面付近の下層流を染料の濃淡で知ることができる。

図-3.13に示した河床変動平面図によれば、次のような特徴があらわれている。まず、いずれの区画の仮締切り工も配置されていない現状断面と比較すると、可動堰上流のNo 63断面あたりまでの間において、左岸側がたい積・右岸側が低下というように顕著な傾向を示している。たい積による河床の上昇は、現状断面低水路内に連続的にあらわれている砂洲の左側で生じている。いっぽう、河床低下は右岸高水敷に接する大規模砂洲上においてもあらわれている。仮締切り工の下流においては河床の上昇が極めて顕著で、その傾向は直下流のNo 48断面で特に著しく、最大上昇高は3 m以上に達している。次に、完成した可動堰付近の河床変動を第三区画の場合と比較すれば、水叩床版下流端における洗掘が非常に進行している。その範囲は側壁より第二区画相当部分の間で、第一区画で施工した部分では逆にたい積している。また、水叩床版上におけるたい積も第三区画構築中より著しく、とりわけ右岸側に強くあらわれている。

〔2〕局所洗掘防止工の検討

第四区画の上流隅角部における局所洗掘防止工の検討は、2回にわたる実験により実施した。なお、参考までに第三区画より第四区画を先行させた場合の隅角部周辺の局所洗掘状態を、写真

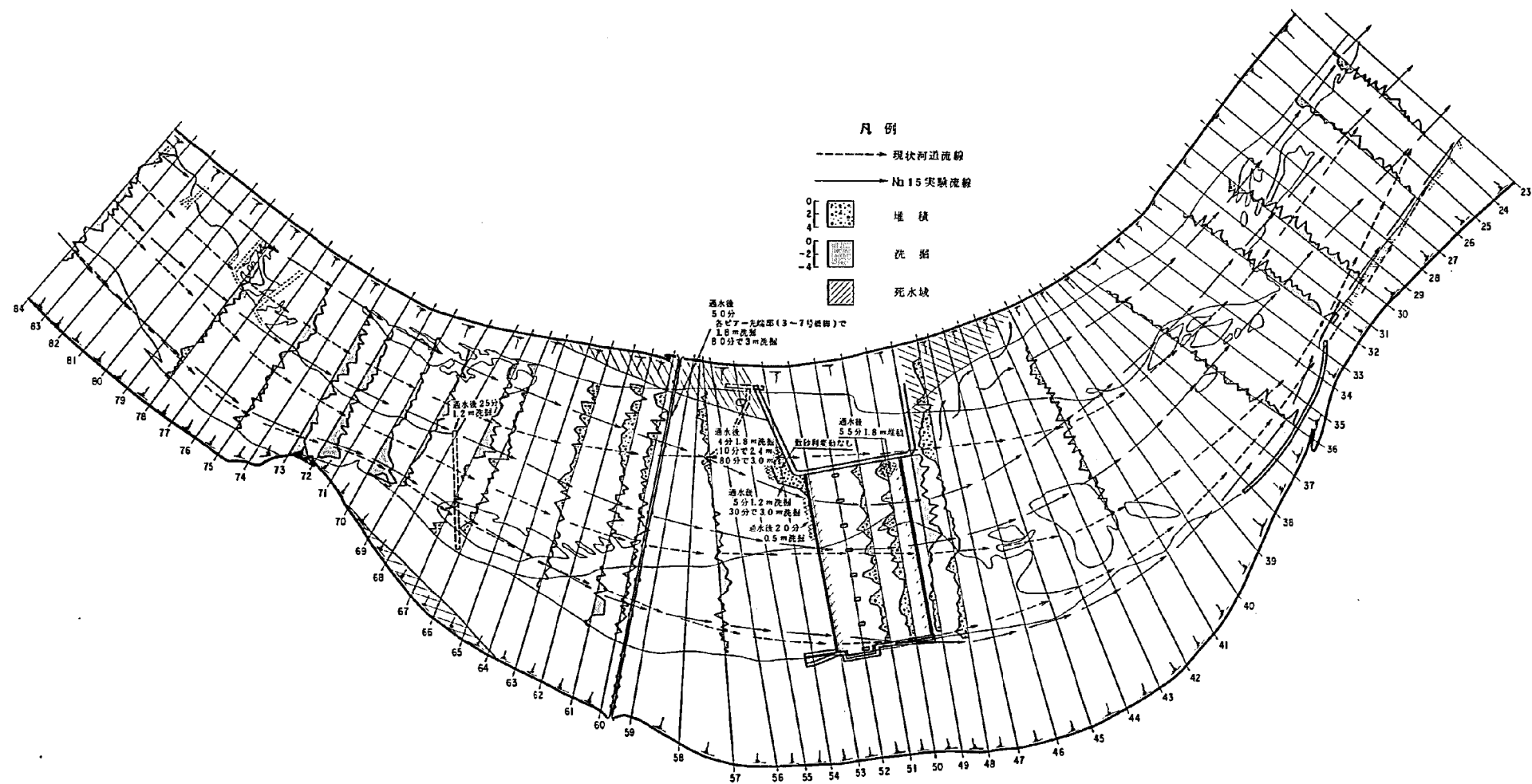


図-3.1.3 流況・河床変動平面図(No. 15 実験)

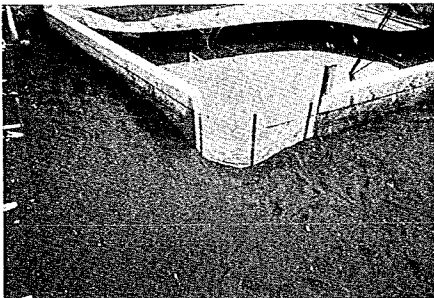


写真-3.1.4 仮締切り工隅角部の局所洗掘
結果（第四区画）

No 13実験 流量 $5,400\text{m}^3/\text{s}$ ・90分間通水後
第四区画上流隅角部をNo 55断面の河道中
央付近より見る。

写真-3.1.3状態で排水した時の洗掘孔およ
びその周辺の河床状態。55分から90分
の間は、文字どおり隅角部前面だけしか、低下
していない。

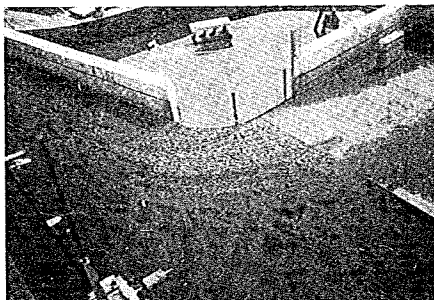


写真-3.1.5 保護工の洗掘防止効果
（第四区画・No 14実験）

No 14実験 流量 $5,400\text{m}^3/\text{s}$ ・60分間通水後
洗掘防止上の効果は基本的に満足できる。た
だ、保護工の外周および写真右にみえる水叩
上流端で一部河床低下がみられる。

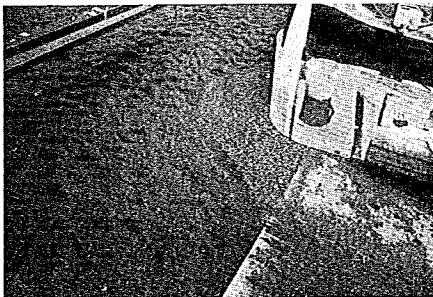


写真-3.1.6 保護工の洗掘防止効果
（第四区画・No 15実験）

No 15実験 流量 $5,400\text{m}^3/\text{s}$ ・120分間通水
水叩床版上流端および上流隅角度周辺を右岸
側からみる。

保護工はほぼ満足できる状態で洗掘を防止し
ている。水叩床版上にはく離領域の境界線が
あらわれている。また、たい積が全く見られ
ない部分は、他より流速が大きいくことに加え、
保護工上を流れる流れの含有河床材料が少な
いこともあって、水叩コンクリート面が露出
している。

あろう。計画によれば、上下流端とも巾 3.5 m で捨石が施される予定のようであるが、最深部で 4 m 以上・平均して 2 m 以上も洗掘されている。上流端側はともかくとして、下流端側の局所洗掘については、第四区画仮締切り工が配置されている影響だけとは断言できない。つまり、堰完成後においても河床材料の輸送状態によっては、この程度の洗掘を受けるおそれが充分ある。もっとも、各捨石工と水叩床版の間はブロックによる床版となるためくとう性が生じ、局所洗掘が直接床版の破壊には結びつかないものと思われる。この場合は、出水後の点検や観察に留意しておくことが望ましかろう。下流側は比較的点検が容易であるが、上流側は湛水するため困難を伴うかも知れない。

第4章 その他諸問題に対する検討

第3章においては、本実験の主要目的であった各区画仮締切り工における局所洗掘の位置と形状の把握、さらには局所洗掘を防止する保護工敷設範囲の検討の結果、等を中心にふれてきたところである。本章においては、それ以外に要請されている課題や、検討の過程で新たに提起された問題等の検討結果について報告する。その内容は、各区画の施工順序に関する検討、出水期における洪水が可動堰完成部に及ぼす影響、堰完成後の河床の動向およびサンド・マットに関する実験、等である。なお、現状断面および可動堰完成後における河床変動計算の結果は別に報告する。

第1節 各区画の施工順序に関する検討

一般に、仮締切り工が大型化した場合に治水上に波及する問題は、仮締切り工上流に対する水位のせき上げにくわえ、河岸に及ぼす影響がある。阿武隈川の場合は通年施工でないため、非出水期の洪水を対象とすればよいから、水位については余裕が充分ある。しかし、通水巾や河積の25～30%に達する仮締切り工の設置は、流速を増大させたり流線を変え河岸に影響を及ぼすことになる。河岸に及ぼす影響は仮締切り工の上下流も含めた広い範囲が対象となるが、この点に関してはすでに前章の各区画ごとにふれているので、本節においては仮締切り工設置付近の左岸だけの議論とする。

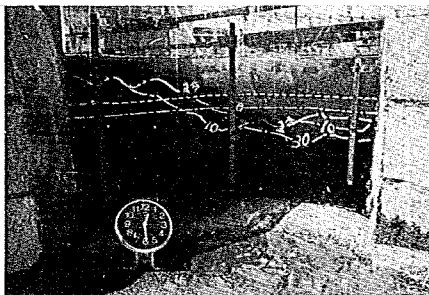
(1) 問題点の整理

すでに数回にわたり述べてきたように、可動堰の建設予定付近の河道は右岸側に凸の湾曲部であるにもかかわらず、岩地蔵突出部の影響で右岸高水数に接し、極めて大規模な砂洲が形成され流心は左岸側に寄る傾向が強い。このような河道特性と流れの傾向から、基本的には水当りの弱い右岸側から着手する計画は妥当といえる。しかし、第三計画に至ると左岸高水数前面における流速は加速されるだけでなく流況が複雑になり、加えて $\nabla 5.0$ 断面付近で高水数が突出しているため、仮締切り工の左側では水路巾が急縮され河床低下現象が極めて顕著になる。したがって、第三区画より第四区画を先に着手し左岸側の堰を完成させ、固定化した後残された第三区画の施工という案も提案されている。しかし、この場合は現場で一部手戻りが生じる可能性が強く、工事の手順は片方から押して施工した方が有利である。さらに、第四区画および第二区画までの相当範囲の水叩床版が完成すれば、残された第三区画相当部分は両側が固定化されるため、出水期の洪水により洗掘される可能性が強く、この間の出水期における河床低下防止対策等新たな問題が生じる。

〔2〕 第四区画を優先させ施工した実験

第三区画より第四区画を優先させた場合に生じる問題点は握のため、表－1.5の一覧表中のNo 13実験を実施した。この実験は各区画に対する局所洗掘は握および保護範囲検討実験と同様、 $5,400\text{ m}^3/\text{s}$ の流量で90分間通水している。

写真－4.1は隅角部における洗掘状況を仮締切り工の内側から撮影したものである。懸念して

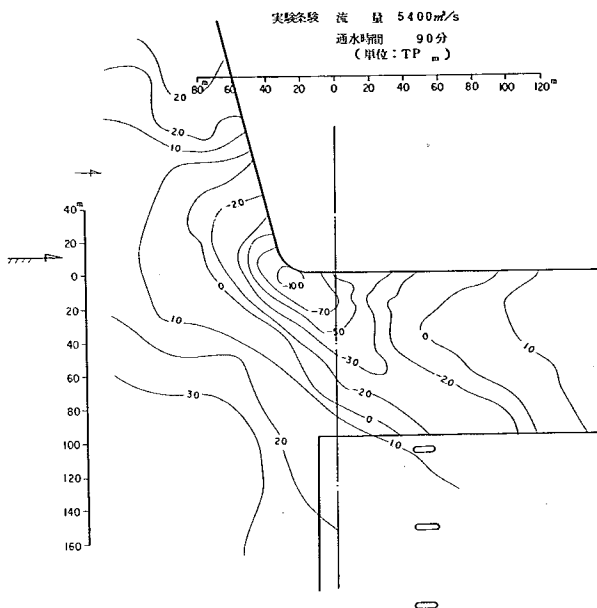


写真－4.1 仮締切り工隅角部の流況
(第四区画)

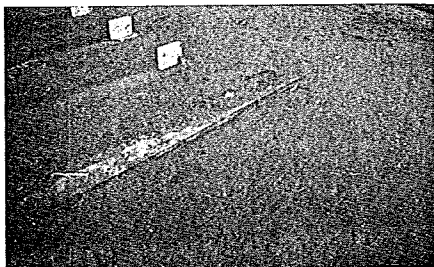
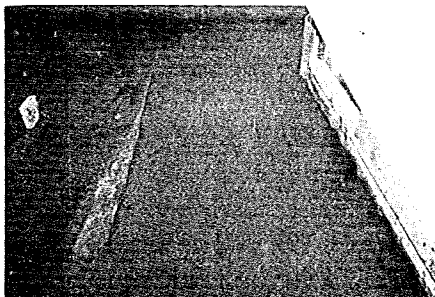
No 13実験、流量 $5,400\text{ m}^3/\text{s}$ ・90分間通水
仮締切り工隅角部の洗掘状況を内側よりみる。
初期河床は破線で示している。30分経過時

いたように周囲が固定化されているため、流れの集中に伴う局所洗掘は拍車をかけられたごとく進行する。90分間通水したが、約50分程度で最大洗掘深はほぼT.P－1.0mに達し、その後は洗掘孔の拡大に流れのエネルギーは作用する。その規模は最も顕著であった第三区画の最大洗掘深に1mほど及ばないものの、洗掘孔の大きさでは匹敵している。また、すでに完成している水叩の左端においても3m程度の洗掘を受けている。この洗掘深は隅角部の極めて旺盛な局所洗掘による河床材料の補給があった条件のもとでの現象であり、現実には局所洗掘の防止に伴い河床砂礫の補給が大巾に制限されるため、さらに洗掘は発達するものと推測される。

図－4.1は通水後における隅角部周辺の河床状態を等深線図にあらわし、示したものである。また、写真－4.2は未施工の第三区画の河床状態を撮影したものである。隅角部の局所洗掘孔は流勢が強かったため、流向の方向に長くなりその終端は完成水叩の側面にまで達している。また、これらの資料からは判断できないが、仮締切り工の下流端付近まで河床低下傾向が顕著であり、洗掘防止工は隅角部のみならず完成している水叩の側面にも施す必要がある。このような河床低下に伴い、ますます第三区画の未着工部に流れが集中するようになり、流れの集中がさらに河床低下を促進するといった悪影響を及ぼす。例えば、第三区画を先行した場合の左岸側流線と比較すれば、河床低下の影響が顕著にあらわれている。すなわち、第三区画優先の場合の流線は仮締切り工上流のNo 5.6断面近くで方向を隅角部先端に転じているのに対し、第四区画優先のケース



図一 4. 1 第四区画隅角部周辺等深線図
 (No 13 実験)



写真一 4. 2 第四区画優先施工時の未着手部分の河床変動

No 13 実験 流量 $5400 \text{ m}^3/\text{s}$ ・90 分間通水
 写真上は水叩床版の下流端付近より上流側を、
 下は仮締切り工の下流壁付近より上流左側を
 みる。

堰柱延長線上のやや下流の完成水叩側端部で、
 局所的な河床低下がみられる。

においては鉄道橋の上流で除々に内側に変化し、ほぼ直線的に隅角部先端を流下している。

以上のことは図-4.2に示した流速比較図においても証明されている。No.13実験は第四区画

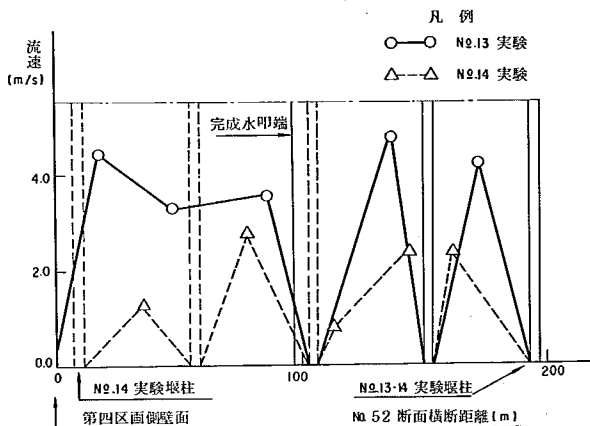


図-4.2 流速比較図

・No.14実験は第三区画をそれぞれ先行させた場合の実験である。流速は水深の各1/2付近を測定しているので、同一基準で比較できる。この図から、第三区画を先に着手すれば最大流速は堰柱第2区間の2.7 m/s強程度であるのに対し、第四区画先行ケースでは側壁近傍でも4.4 m/sも出ている。また、共通である第二区画相当範囲内の完成した水叩上においても、第四区画先行の場合の流速は第三区画優先の場合のほぼ2倍以上に達している。

〔3〕第三区画を優先させ施工した実験

第三区画を第四区画に優先させた場合の実験結果は、第2章の第2節「局所洗掘を支配する流量の検討」、および第3章第4節の「第四区画仮締切り工について」の中でふれてきたところである。若干重複する部分もあるが、優先順位の検討に必要なところを再度ふれ、検討してみる。

実験では掃流力の相似性を追求し5.400 m³/sの流量により検討したが、現地における設計対象流量は2.300 m³/sであるから、左岸高水敷上に例え冠水したとしても堤防が危険にさらされることは、まずないと判断してよからう。問題は高水敷の突出により、仮締切り工左側の水路巾の急縮に伴う低下背水のため河床の低下をきたすところにある。この低下現象は3流量のうち、最小の8.40 m³/sが上流からの補給砂礫が少ないため最も顕著で、No.49断面において6 m以上に達していた。したがって、この低下により高水敷の崩壊や側方侵蝕に発展し、堤防にまでその害が及ぶ可能性がある。

このため、写真-4.3に示すように、水路巾を急縮している左岸高水敷の突出部をあらかじめ

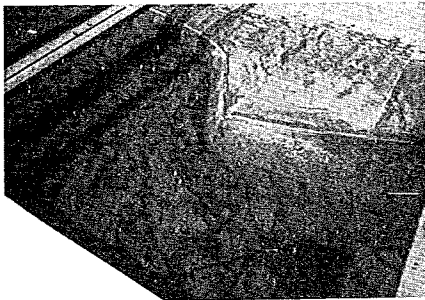
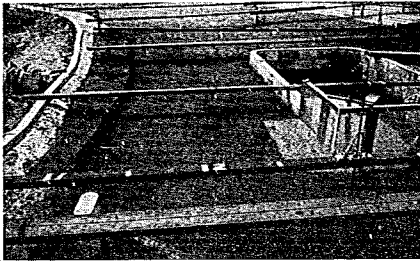


写真-4.3 高水敷の掘削状況

写真下はNo.50断面付近の左岸高水敷突出部を河道内よりみる。したがって、写真右が下流となる。写真上は、この突出部を掘削し、さらに左岸堤防尻付近まで移動河床に改造した状況を、大昭和製紙取水塔の上流側よりみる。なお、写真右に見える仮締切り工は第二区画で、局所洗掘防止工を施している。

掘削した。掘削は $\Delta 54$ 断面で左岸堤防法線より4.6 m、 $\Delta 48$ 断面で5.7 mおよび $\Delta 42$ 断面で6.3 mと下流に下るに従い広がっている。 $\Delta 54$ および $\Delta 42$ 断面の上下流においては、在来低水路法線にすりつけてある。掘削高は低水路の河床高に合わせているため、不連続となっている。また、高水敷が洗掘されるかどうかの実験であるから、堤防法尻まではモルタルで固め、掘削していない高水敷も低水路と同質の石炭粉により構成している。図-4.2に、高水敷突出部掘削による効果をみるため、 $\Delta 12$ および $\Delta 8 \sim 6$ までの実験の河床高を比較してみた。 $\Delta 12$ 実験はいうまでもなく高水敷掘削後の洪水であり、後者は掘削前における3流量出水後の河床高である。すでに第2章でふれたように、高水敷突出部掘削前の断面では上流の隅角部の局所洗掘量に支配されるため、 $\Delta 48 \sim 50$ 断面付近の河床高の低下量は大流量ほど大きいとはいえない。とりわけ、低下背水の顕著な $\Delta 49$ 断面では、小流量ほど大きい河床低下量となっている。図-4.3によれば、高水敷突出部の掘削効果は $\Delta 50$ 断面で、極めて顕著にあらわれており、同じ流量の $\Delta 8$ 実験と比べれば2 m以上も河床低下量は緩和されている。また、仮締切り工の終わった $\Delta 48$ 断面では河床低下量に大きな差は出てないものの、 $\Delta 49$ 断面における河床の低下は小さくなっている。これらの比較では、 $\Delta 8$ 実験が上流隅角部の洗掘防止工を施していないため、洗掘された河床材料が河床低下現象を呈する範囲に補給され、見かけ上河床低下が緩和されている。これに対し、 $\Delta 12$ 実験においては隅角部の洗掘防止工を敷設しているから、 $\Delta 49$ 断面前後への河床材料の補給量が相対的に少なくなっており、この相違を考慮して河床低下量を比較すれば、

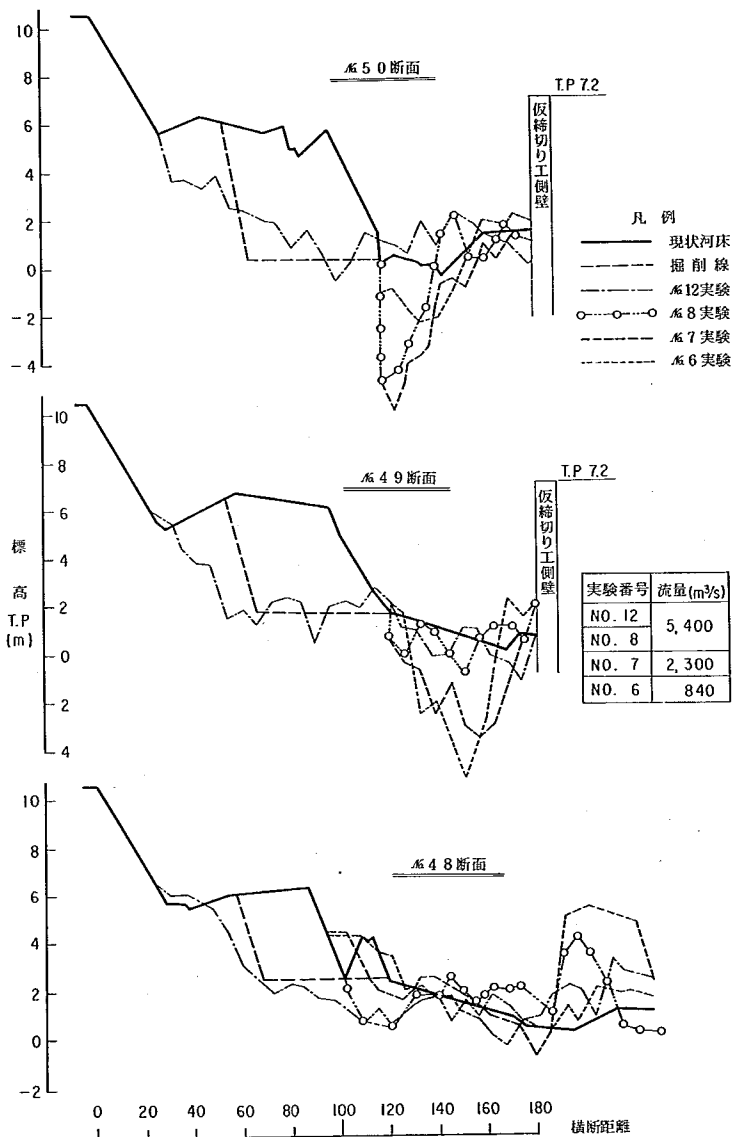


図-4.3 高水放流掘削の影響比較図

図-4.3にあらわしている以上の河床低下緩和効果が発揮されている。

次に、高水敷突出部の掘削後の処理について検討する。図-4.3によれば、高水敷も低水路と同質の石炭粉で構成し低水護岸は施さなかったこともあって、いずれの断面においても掘削しなかった部分の高水敷の崩壊や低下が目立っている。もし、現地においてこの部分を構成する砂礫の粒径が低水路のそれより大きければ、掘削法面を緩こう配にすることにより維持されるものと思われる。しかし、同程度の粒径であれば掃流されることはまずまちがいないだろう。くわえて、掘削後の時間の経過を考えれば植性の繁茂も期待できないから、掘削法面の保護を要すると判断する。

(4) 施工優先順位の結論

以上の検討結果より、次の理由と条件から第三区画の優先が有利と判断する。①工事の手順として、第三区画を優先させた方がよい。②第四区画を優先した場合は、洗掘防止工を施さなければならない範囲が拡大するとともに、完成している部分の可動堰の維持に費用を要する。③第三区画を優先させた場合には、左岸高水敷突出部を掘削すれば左岸堤に及ぼす弊害はほぼないと判断する。ただし、掘削高水敷法面は構成砂礫の粒径により保護を必要とする。

第2節 出水期における洪水が可動堰完成部に及ぼす影響

右岸側の第一区画から順次1区画づつ、毎年非出水期に可動堰を完成していくものとすれば、仮締切り工撤去後の出水期の洪水に対し第三区画までの各区画で完成した水叩床版の左端は、常に洗掘される可能性がある。各区画によって完成した床版の左側端部は、原則として次期仮締切り工の側壁を載せることもあり、上下流端の捨石工部分も含めた18.5mの全長にわたり1.5m以上のコンクリートによる床版となる。これらの床版はゲート床版部分を除き径40cmで長さ8mのP.C杭が、1.3~1.35m間隔に打込まれた上に建設される計画となっている。とりわけ、ゲート床版は2m厚とし、杭も径60cmで厚さ12mm・長さ12mの鋼管製で2.2m間隔に配置され、堰柱およびゲートの重圧に耐えるように設計されている。

ところが、非施工期間のいわゆる出水期においては、当然のことながら仮締切り工の設計対象流量 $2,300\text{ m}^3/\text{s}$ 以上の洪水にみまわれる可能性があり、すでに完成している床版の側端部の洗掘が進行すれば、床版下の砂礫の吸出しが考えられる。各側端部の床版の幅は1.4mで設計されているが、洗掘深が大きくなると十字ブロックの不等沈下や、AおよびC床版への被害の可能性もある。したがって、出水期の洪水により側端部における河床変動傾向を事前には握しておくため、次の条件で実験を実施した。側端部が洪水にさらされる機会は第三区画までの3回が考えられるが、第一区画仮締切り工撤去後の場合は、この区域の流れの特性から判断して、それほど厳しい条件下におかれることにはならないと思われる。流線から判断すれば、第二区画相当範囲の完成後が最もか酷な状態であるかも知れないが、仮締切り工隅角部における局所洗掘深は第三区

画の方が大きかったため、第三区画仮締切り工を撤去し第四区画相当部分未着手の状態を選定した。流量は出水期にあたるため設計対象流量を大幅にふくらませた $6,500 \text{ m}^3/\text{s}$ を対象としたが、このケースにおいては掃流力の相似律を考慮した流量増加操作は実施しなかった。この実験は、表-1.5に示す実験一覧表のNo.16実験である。

ゲート床版側端部が出水初期において旺盛に洗掘され、その最大洗掘深は3 m程度に達する。しかし、時間の経過に伴って、上流から河床材料が活発に流下してくるため、若干埋め戻される傾向が強い。図-4.4に示した初期河床に対する変動結果からもわかるように、No.51断面の完成側端部以外は極めて顕著なたい積傾向を示している。とりわけ、完成床版上のたい積は著しく、最大上昇量は4 m弱にも達し、平均しても3 m近くにもなっている。未施工の左岸側においても同様の傾向にあり、特に低水法線沿いには河床低下を来たしているものの、その右側においては最大で3.5 m程度も上昇し、河道中央に近づくに従い上昇傾向は緩和されている。したがって、No.51断面付近では図-4.4で見るとたい積傾向が顕著な場所が、左岸側と完成床版上の左側にあらわれ、各上昇量最大部から右岸方向に移るに従い上昇が少なくなっている。この河床上昇傾向が完成水叩側端部で不連続になっているのは見かけ上の現象で、図-4.4が初期河床に対する変動量をあらわしているためである。すなわち、初期河床が完成水叩床版上においては $T.P+0.6 \text{ m}$ に対し、未着手の第四区画相当部分は相対的に高いため、通水後の河床高に大差がなければ初期河床に比較した変動量に差が生じるのは当然である。

図-4.4の他に、この付近のたい積状況を写真-4.4に示した。実験と同様に、堰建設範囲に



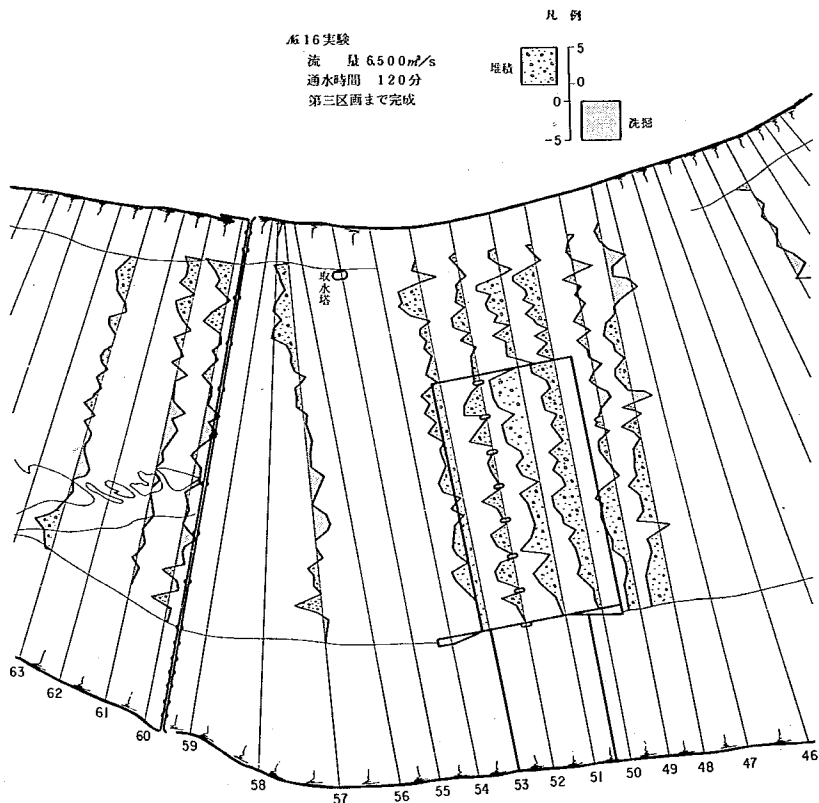
写真-4.4 出水後の水叩周辺の河床状況

No.16実験 流量 $6,500 \text{ m}^3/\text{s}$ ・120分間通水
No.57断面付近左岸側より、下流右岸方向をみる。

可動堰は第三区画仮締切り工相当範囲まで完成、第四区画未着手の状態。

実験結果、完成水叩面 ($T.P+0.6 \text{ m}$) 上に相当の厚さに土砂がたい積していることを示している。

対する流入土砂が流出土砂を上回れば、心配されるような側端部の洗掘は生じたとしても問題にはならない。しかし、出水の規模および組合せによっては、大規模な局所洗掘を受けることも充分ありうる。したがって、出水中の観察は別として洪水の減水後には点検し、側端部に重点をおいた河床の挙動に注目できるような措置を講じておくことがよからう。



図一 4.4 出水期における洪水の影響

第 3 節 完成後の河床の動向

模型は昭和48年8月に測量した横断面を基本に作製しているが、河床はその後も低下傾向にあると聞いている。堰建設予定地点付近における平均河床高をT.P+2mとすれば、水叩床版面はT.P+0.6mで計画されているから1m強の差がある。可動堰は将来河道改修計画のもとに策定されているが、工事の着手計画は10年近い先の日程の模様である。したがって、過渡的な段階として堰完成後のしばらくの間は、縦断的な河床は堰付近で低下することになる。当然のことながら、この河床掘削部分は埋め戻されるおそれがある。もし埋め戻されるならば、ゲートの開閉など可動堰の維持管理に支障を及ぼすことになる。したがって、完成水叩面上の土砂のたい積

および上下流掘削河床こう配の動向などのことからについて、予備的には握する目的で実験した。

検討のために流した流量は、仮締切工周辺の局所洗掘および防止工の検討で対象とした $2,300$ および $5,400\text{ m}^3/\text{s}$ と、計画高水流量の $9,200\text{ m}^3/\text{s}$ および異状出水の $14,000\text{ m}^3/\text{s}$ の4種類を選定した。実験は計画高水流量以上の2流量と他の2流量を組合せ、河床高などの必要項目測定時には水を止めたが連続的に流しているので、各組合せ中の大きい方の流量の諸現象は、おのおのの小さい流量の河床変動結果の影響を受けていることになる。しかし、通水時間は小流量グループが各300分・大流量グループが各60分であるから、実験終了後の段階ではそれほど心配することはない。計画高水流量および異状出水については、掃流力の相似律の不充分さを補整する増大操作はおこなわず、そのままの流量により実施した。初期河床条件は、 $2,300$ および $9,200\text{ m}^3/\text{s}$ 実験前にそれぞれ全川整形した。これらの実験は、表-1.5に示す一覧表の $\text{No.} 17$ および18実験である。

[1] 河床変動結果について

流量が、 $2,300$ ・ $5,400$ および $14,000\text{ m}^3/\text{s}$ についての河床変動測定結果を図-4.5に示した。同図では模型で移動床として取扱った河幅のみを対象に整理した。したがって、固定床として扱った高水敷部にも相当量がい積しているため、厳密な意味での収支ではない。まとめた内容は、平均河床高・対初期河床変動高および仮想変動量の縦断面である。また、写真-4.5には、各流量の通水後における可動堰周辺の河床変動状態を示している。

T.P + 0.6 mに仕上げた可動堰床版は、周囲の河床よりも平均して1~2 m程度切り下げられている。図-4.5の(a)に示した各流量出水後の平均河床高を見ると、この可動堰を含めた上下流部ではほぼ全面的に埋め戻されている。このことは、量的には判断できないものの写真-4.5からも知ることができる。したがって、可動堰床版上における土砂のたい積はまぬがれることができないため、洪水減水時にゲートを操作したい積土砂をフラッシュするなどの措置が必要となろう。なお、この点については後述する。

図-4.5の(b)には、各流量出水後の平均河床高を初期河床と対比させてまとめている。これで見ると、可動堰直下流の $\text{No.} 48$ 測点付近より $\text{No.} 66$ 測点付近までの間が河床の上昇をきたしているが、他の範囲はほぼ全域にわたり低下していることがわかる。もちろん、上流からの河床材料の補給量および補給方法や実験技術、さらには測定精度等の問題があるから厳密な議論はできない。しかし、可動堰周辺の河床を切下げたこともあって、この付近の河床は将来も低下することが予想され、河床低下に伴う河川構造物の維持と対策についても考慮しておくことが必要であろう。

さらに、河床材料の移動傾向を把握するため、図-4.5の(a)をまとめた。この図は、河床高測定断面間を1区間とし、各区間両端断面における初期河床に対する変動高および河幅の平均の積に区間距離を乗じ、各区間ごとの仮想変動量を求め、最上流端からの補給量も考慮した河床材料の収支計算の結果図である。なお、図は $5,400$ および $14,000\text{ m}^3/\text{s}$ についてまとめているが、

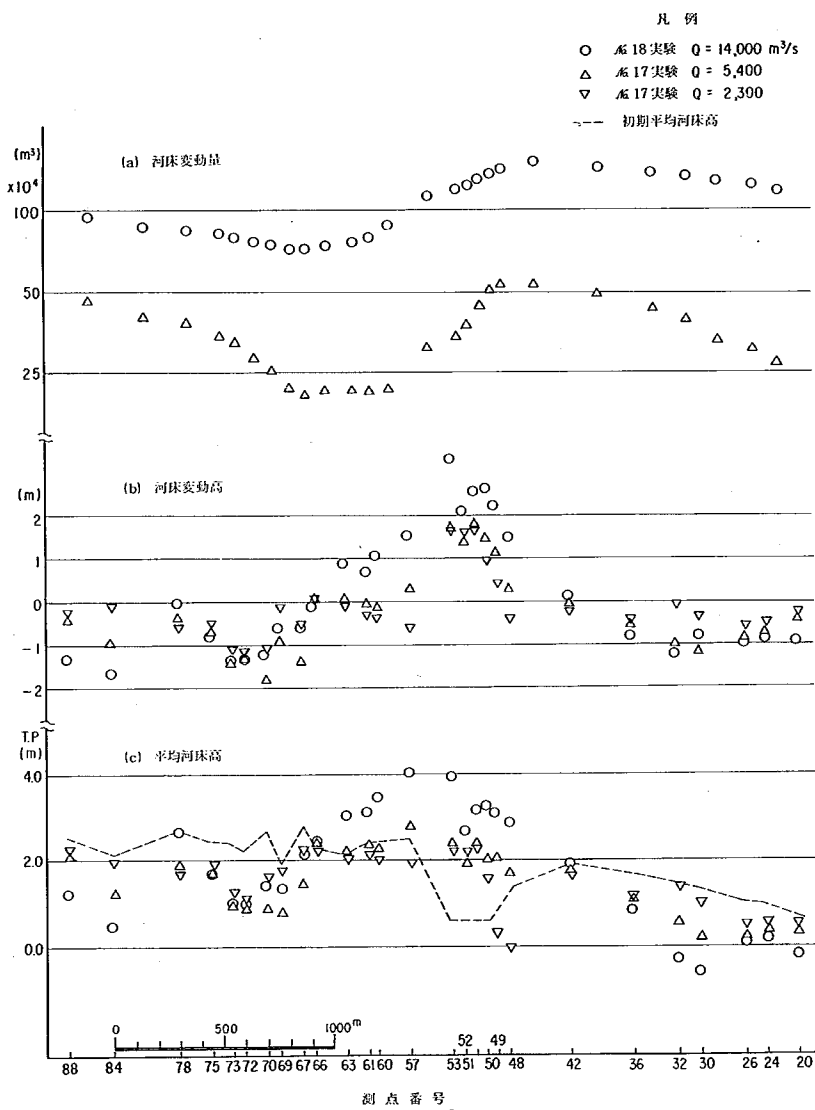


図-4.5 河床変動縦断面図

実験はその前に流した $2,300$ および $9,200 \text{ m}^3/\text{s}$ の変動量も含んでいることになる。量的な議論は別にし、 $\#18$ 実験では補給した量より模型内から流出した河床材料が小さく、 $\#17$ 実験では逆に流出量が補給量を上回っている。流量が増加すれば河道全体が水が流れるため、今回の計算から除外した高水数にもたい積している。したがって、 $\#18$ 実験の流出量より補給量が上回る現象については、この点を補正して考えるならば、河床材料の収支は $\#18$ 実験においては模型内に貯留され、 $\#17$ 実験では減少していることになる。

〔2〕 水位について

可動堰完成後における水位および出水後の平均河床高、さらには着手前の現状断面時の水位を図-4.6に示した。これらの水位は、最終的に安定した状態時の値であるから、河床は出水後の

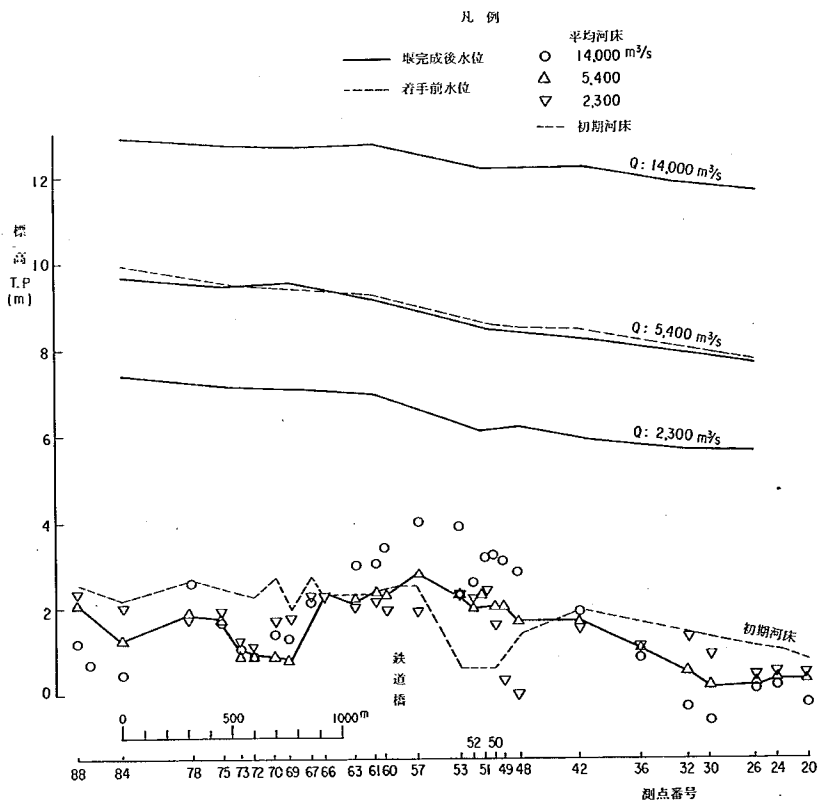


図-4.6 水位縦断面図

河床と見て支障なかろう。検証実験でもふれたように、堰完成後においても粗度係数が計画粗度より大きくなっており、実際には粗度係数の差だけ水位低下は期待できよう。

現状断面河道における水位と比較し、可動堰完成後の水位の変化について述べてみる。流量条件が等しい $5.400\text{ m}^3/\text{s}$ のケースと比較すると、わずかであるが全体的に低下傾向が目立っている。この原因は、可動堰完成による影響より、むしろ平均河床の低下におうところが大きいと判断される。なお、現状断面水位に対応する河床は、初期河床として図示した平均河床の $\Delta 4.8 \sim 5.7$ 測点間の掘削を実施していない状態である。したがって、平均河床としては $\Delta 4.2 \sim 6.6$ 測点間を除き 1 m 近くも低下しているのに対し、水位の低下量は緩和されてしまっている。この現象の原因として、いずれのケースにおいても下流端水位は等しく設定したことと、局部的な河床低下は水位の低下にそれほど有効に作用しないことなどが考えられる。これらの点より、可動堰建設後における洪水水位は現状断面と比較して大きくは変化せず、全体的な河床掘削を実施しない限り水位の低下は期待できない。

〔3〕たい積土砂のフラッシュについて

完成後の可動堰は、平時時は維持流量を放流しながら湛水させ、洪水時には開放するようなゲート操作がおこなわれる。もし、ゲート周辺に河床砂礫がたい積すれば、ゲート操作に支障を及ぼすことになる。例えば、平時時におけるゲート前面のたい積等は泥圧によりゲートの引上げ抵抗を増加させ、洪水時のたい積は出水後のゲート遮閉を不可能にする。ダム貯水池における砂礫のたい積機構から判断して、平時時における輸送土砂のたい積は湛水位の影響が生じている付近に集中するだろう。仮に、ゲート前面にたい積したとしてもわずかな量であると思われるから、ゲートの引上げ能力を大きく設計しておけばよい。しかし、洪水後のゲート遮閉操作は、戸当り部に多量のたい積物があるとこのような措置がとれないから、たい積土砂の排除が不可欠の条件となる。たい積物の排除方法の1つに、洪水減水時にゲートを部分的に開放し、ゲート下の流速を増大させ掃流させる方法がある。この方法は、排除に要する費用・時間および時期、さらには安全性等の点ですぐれている。しかし、ゲート周辺以外の排除に不十分さが残る。現実には、実験結果が示すような数メートルにも達するたい積厚になれば、フラッシュしきれなかったたい積土砂が波浪や水流によりゲートを埋め、必要な時にゲートの開放ができなくなるようなことも考えられる。このような問題点や現象を視点に、ゲート操作規則の策定資料となるよう、洪水減水時および平時におけるフラッシュの方法について検討してみた。

可動堰の10門の各径間に左岸側より順に番号を付し、 $\Delta 4.8 \sim 5.3$ 測点に至る6断面の河床高を、流量と各径間で整理し図-4.7に示した。なお、堰柱は $\Delta 5.2$ 断面をまたぎ流れの方向に 8 m 程度の長さしかないが、この6断面が堰柱により10等分されているものと仮定した。まず、ゲート操作が実施される直近の $\Delta 5.2$ 断面に注目してみると、上下流の $\Delta 5.3$ および 5.1 断面より平均河床高は低くあらわれる傾向にある。これは堰柱により加速された流れの掃流力が相対的に大きくなっているためで、ゲートを操作し人為的に流速を大きくすれば一層たい積厚の軽減を

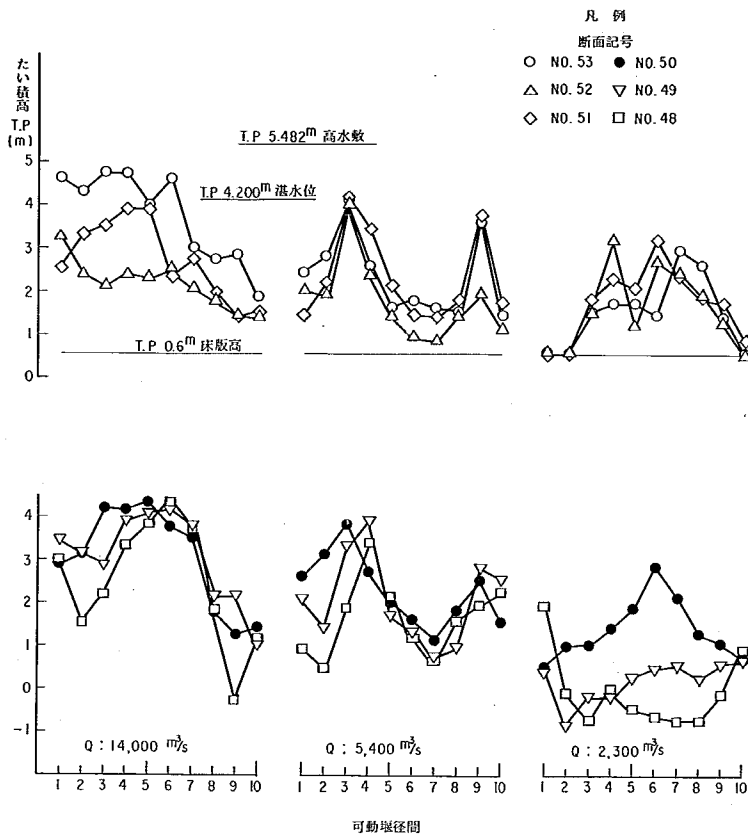


図-4.7 流量別・水門各径間たい積相関

はかることができるといえる。次に、流量別にたい積傾向をみると、 $14,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 洪水の場合は左岸側径間のたい積傾向が顕著で、中小洪水の場合は両側径間のたい積が相対的に少なくなっている。小流量の中央径間では増加し、中洪水においてはたい積ピークが第3および9径間付近にあらわれている。また、No. 52断面をはさむNo. 51および53断面においても、同様の傾向を示している。これらのたい積現象は、可動堰が建設されていない段階の横断的な輸送河床材料の分布特性が、直接的に反映されているものと解釈できる。いっぽう、ゲート下流の3断面にお

る河床変動傾向は、大局的に見れば先の3断面の現象とよく似ている。ただし、両側端径間に相当する範囲のたい積が相対的に進行しており、このため小出水の場合においては比較的起伏の小さい横断形状となっている。したがって、以上のたい積傾向をふまえると大洪水の場合は第1径間に重点を置いた全径間、中洪水の場合は第3および9径間に重点をおいた第6・7径間を除く他の径間、小洪水の場合は第1・2および10径間を除いた他の径間に重点を置いたフラッシュ方が合理的であろう。しかし、これらのゲート操作はあくまでも実験に対する結果であり、現地の河床変動傾向およびたい積状況等、実態にそくした操作規則の確立が望まれる。とはいっても、実態は握のためには出水後の横断測量が必要であり、くわえて河床低下現象がその後も進行しているためたい積土砂量も変化し、さらには出水ひん度の高い洪水では多量のたい積は不明であり、将来の河道掘削計画の日程等の点を考慮すれば、必ずしも上記の方法が妥当とはいえないかもしれない。フラッシュ用流量およびゲート操作の労力が確保されるならば、無差別に全径間にわたる同時フラッシュも可能であり、その効果も大きくなると考えられる。しかし、この方法は水位を高めるとともに水位低下時間を遅らせるから、可動堰上流の堤内漏水対策に万全を期す必要があらう。

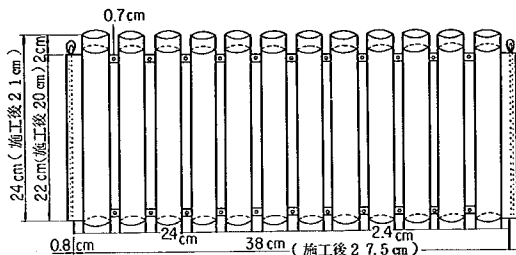
もし、河床掘削工事等による河床低下が進行していない段階で、実験したような規模の洪水にみまわれると、洪水減水時のフラッシュ効果はゲート周辺のみにとどまり、水叩床版全域あるいはその上下流に達するまでのフラッシュは期待できない。この場合、フラッシュされなかった砂堆が、波浪や平水時の水流で移動してゲートまで達し、ゲートに設計値以上の荷重をかける場合も考えられる。このような場合は可動堰より放流する維持流量を利用し、ゲート周辺に移動してくる砂堆をフラッシュする必要がある。放流は特定径間のみに固定せず、放流量に応じ部分開放径間数を決めておき、順次操作していけばよい。一般に、放流量が少ない場合やたい積土砂量が多い場合は、水のエネルギーを分散させて集中させてフラッシュする方が得策である。したがって、複数径間の同時フラッシュでも、それらの径間を連続させて放流したり、フラッシュ完了後は隣りの径間の実施等が有利である。

平水時におけるゲート前面のたい積は、たい積河床材料の粒径および比重が小さいから、維持流量の放流の際のフラッシュだけで充分と考えられる。

第4節 サンドマットに関する実験

(1) 実験条件および内容と理論的検討

実際には、長さ2.4m・幅0.6m・深さが0.65mの両面ガラス張り直線水路を使用した。水路床はモルタルで仕上げられているため、移動床実験の場合は平均粒径が0.77mmの砂を10cmの等厚に敷きつめて実施した。サンドマットのキャンバスには、一般に合成繊維が使用されているが実験では剛性が強すぎるため、木綿の布で作ったものを使用した。その規模は図-4.8に示し、砂を詰めた状態の重さは、大気中で800g・水中で500g程度のものを10枚用いた。



注. 施工後とは砂詰め後を示す

図-4.8 サンドマット概要図

流量を徐々に増加させ移動を始めたときの流量・水位および流速等を測定した。局所洗掘実験は、水路幅の $1/3$ に相当する 20 cm を締切り、サンドマットの敷設位置・配置および組合せを変え、各々の結果に対する河床変動量を測定した。

流水中におかれたサンドマットにかかる力を、今水の流れる方向の抗力と流れに垂直方向の揚力と考える。これらの力に抵抗する力としては、抗力に対する摩擦力と揚力に対する重力が働くものとする。そして、これらの力には、次式が成り立つものとする。

$$\left. \begin{array}{l} \text{抗 力} \quad D = C_D \cdot \Delta Z \cdot \frac{\rho v^2}{2} \\ \text{摩 擦 力} \quad F = C_F \cdot \Delta Z \cdot \ell \cdot \sigma \\ \text{揚 力} \quad L = C_L \cdot \ell \cdot \frac{\rho v^2}{2} \\ \text{重 力} \quad W = \Delta Z \cdot \ell \cdot \sigma \end{array} \right\} \dots\dots\dots (4.1)$$

ここに、添字付 C : 各係数, ΔZ : サンドマットの砂面からの高さ, ρ : 水の密度, v : 流速, ℓ : サンドマットの流れ方向の長さ, σ : サンドマットの密度, をあらわすものとする。

サンドマットが砂面から浮きあがらないための条件としては $L/W \leq 1$, 流れださないための条件としては $D/F \leq 1$ となる。ただし、流失しないための前提として、サンドマットが砂面上になければならない。

(2) 実験結果

サンドマットの配置について次のように称することにする。図-4.8で示すマットの砂を詰めた袋が流れに平行な場合を平行型、流れに直角に置く場合を直交型と呼ぶことにする。

サンドマットを敷設した面が固定床の場合は、マットの挙動は次のようになる。直交型に配置した場合はフルード数の増加に伴い、マットの上流端が不安定となり、うず巻き状にまくれ自重で安定する。しかし、さらにフルード数を増加させるとうず巻き状のまま、転がりながら流下す

る。平行型の場合はフルード数の増加に従い、マットの両側端の上流部だけがまくれる。さらにフルード数を増加させると、砂袋を連結している布だけの部分の下を水は流れ、ついには浮上して流れだす。平行型配置のマット上流端3個所に、自重の1割に相当する50gのウェイトをのせ押さえた場合、その効果は著しく発揮され3倍程度の流量で同様の現象を呈した。移動床にマットを敷設した場合は次のような挙動となる。直交型配置の場合は、固定床と比較し小さいフルード数で上流端がまくれ、マットの上流側および両側の河床の洗掘が進行する。フルード数が増加するとまくれと洗掘は激しくなり、マットの上流端は洗掘孔に落ちこむ。フルード数の増加に従い洗掘孔は拡大され、穴に落ちこんだマットの先端は二次流の影響で上下に波打ち、やがてマットの下に入った流れのために浮上するに至る。平行型の場合は、小さい流量に対して安定度は高いが、フルード数の増加に従いマットの下側に流れが入り、水中に浮いてしまう。

実験結果より求めた4.1式の各係数は、次のような値を示している。固定床の場合の摩擦係数 C_F は直交型で0.046、平行型で0.039と直交型の方が2割程度大きい。移動床においても同様の傾向を示しており、直交型で約0.040・平行型で0.036と移動床の場合の差は1割程度になっている。したがって、摩擦係数に関しては平行型より直交型に配置した方が有利といえよう。次に、揚力係数の場合は移動床と固定床による差はほとんどなく、直交型の 2.3×10^{-3} と平行型の 1.5×10^{-3} の差が目立っている。つまり、揚力の影響を小さくする配置は、平行型がすぐれているといえる。マット上流端をウェイトで押さえた場合の効果の大きさについては先にふれたとおりであるが、さらにウェイトの置き方を検討すればより大きな効果が発揮できるだろう。抗力係数については直交型と平行型の差はあまりなく、強いといえば平行型が有利な傾向を示している。また、固定床と移動床の比較では、移動床の方がはるかに流れやすくあらわれている。

〔3〕 サンドマットの改良点

以上の検討の結果、重来のサンドマットに関し次のような点を改良すれば、より経済的で洗掘防止効果のすぐれているものができるだろう。

経済的なサンドマットとしては、揚力と重力の比 L/W と抗力と摩擦力の比の D/F が同程度になるよう設計すればよい。このことにより、ムダをなくすることができるだろう。二番目に、抗力はサンドマットの砂面からの高さ H に比例するから、砂詰め用の袋を単円からだ円にするなどして H を低くした方が流れにくくなる。三番目としては、サンドマットの上流側および側端部の押さえに蛇かごを使用するならば、このカウンターウェイトに代わるマットを周囲に配し流れが下にもぐらないようにした方が効果があがるだろう。最後に、サンドマットを敷設する場合は、表面に凹凸を生じないようマット自体の改良と連結方法を検討したり、砂袋を連結しているキャンバスに孔をあけ揚力を小さくする方法がある。

第 5 章 結 論

以上、阿武隈堰の建設に伴う考えられる諸問題に対し、ほぼ全面的な検討をくわえてきたところである。この報告書を結ぶにあたり、すでにふれてきたところと一部重複する部分もあるが、結論としてのまとめと今後の問題点を整理しておく。

第 1 節 各区画に洗掘防止敷設範囲の結論

第一区画を除く 3 区画の仮締切り工周辺の局所洗掘防止工の検討は、第 3 章でふれてきたとおりである。局所洗掘は一般に仮締切り工の上流隅角部に集中し、それに伴い仮締切り工の上流壁および完成水叩床版の上流端などにもあらわれる場合がある。保護工を施さない場合の局所洗掘は図-3.3・3.4・2.3・(c)および 4.1 に示したとおりである。これらの局所洗掘を防止するための保護工の形状および規模は、図-5.1～5.4 に寸法もいれて示した。また、その面積は表-5.1 で比較した。ただし、第一区画に対する洗掘防止工については、実験的検討を実施していないため事務所案を採用している。

表-5.1 洗掘防止工面積比較表

保護場所 仮締切り工番号	左隅角部 及び周辺	右隅角部 及び周辺	合 計
第一区画	2.000		2.000
第二区画	3.380	2.820	6.200
第三区画	3.100	2.060	5.160
第四区画		2.400	2.400

これらの保護工による洗掘防止効果は、図-3.6・3.1.1 および 3.1.4 に示すところであるが、上流からの河床砂礫の供給状態が異なれば当然のことながら、その効果も変ってくるものと考えられる。したがって、サンドマット敷設直後の河床が安定していない期間および出水後は、敷設状態を点検し流失や周辺の乱れに対し有効な措置が望まれよう。以下、各区画の局所洗掘防止効果および問題点についてふれていく。

〔1〕 第一区画について

第一区画の洗掘防止工の実験は実施していないため事務所案を採用し、それを図-5.1 に示した。第一区画に対する実験は、設計対象流量の $2.300 \text{ m}^3/\text{s}$ よりはるかに小さい掃流力でしか実施していないせいもあるが、上流側隅角部は洗掘されるよりかむしろたい積傾向にある。したが

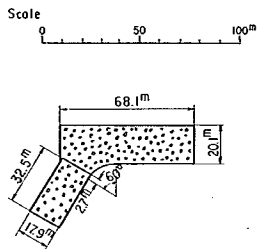


図-5.1 第一区画仮締切り工洗掘防止工図

っている。また、同様に下流側壁の下流においても逆流域のため、運動のエネルギーが位置のエネルギーに置換され、同様に1mほど高いT.P.7.2mに達している。したがって、実験値は現地の水位より高くなる傾向にあるとはいえ、仮締切り工の設計水位と天端高の差余裕高一は、決して1.5mも確保できそうもない。

(2) 第二区画について

局所洗掘防止範囲の検討は、 $\Delta 4$ および5実験の2通りでおこなっている。 $\Delta 4$ 実験では右の3,000 m^2 と左の4,600 m^2 の合わせて7,600 m^2 に達し、若干広すぎる傾向にあるためせめて $\Delta 5$ 実験を実施した。両隅角部についてはこの範囲ではほぼ目的を達成しており、その規模は図-5.2に示した。上流側の隅角部に対しては、図-5.2程度の保護面積で満足しているものと判断されるが、左側壁沿いの下流部で3~4mの洗掘を受ける。許容される洗掘深と比較しこの部分の保護についても検討した方がよからう。

(3) 第三区画について

局所洗掘防止範囲の検討は数回にわたり実施しているが、最終案として $\Delta 12$ 実験の結果を図-5.3に示した。なお、第三区画の実験については、 $\Delta 50$ 断面付近の左岸高水敷の不連続部を表-5.2に示す

ような線型で掘削している。現地においてもこの数値を満足させる範囲内で、極力スムーズな線型になるよう掘削されることが望まれる。その施工時期は、第三区画の仮締切り工着手前が妥当であるが、第二区画仮締切り工構築時ですでに影響をうけるから、できれば第二区画着手時がよ

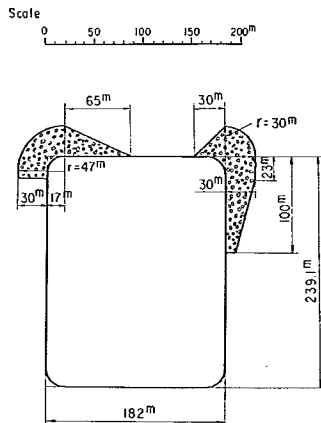


図-5.2 第二区画仮締切り工洗掘防止工図

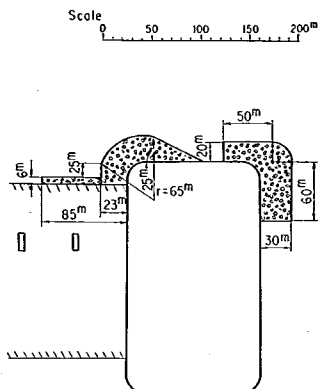


図-5.3 第三区画仮締切り工洗掘防止工図

表-5.2 高水敷掘削表

注：距離は左岸堤法線から

測定番号	距離
54	46
52	50
50	54
48	57
46	58
44	60
42	63

からう。また、掘削後にあらわれる砂礫の粒径が、現低水路にあらわれている平均粒径よりよほど大きくなければ、新法線沿いの護岸は必要となる。

〔4〕 第四区画について

第四区画仮締切り工の局所洗掘防止工の検討は2回にわたり実施し、改良した案について図-5.4に示した。この案による洗掘防止効果は図-3.14に示したところであるが、完成している水叩床版の上流端部および上流壁沿いにまだ不充分さがみられることと、保護工の形状が複雑なため現地における施工に困難を生じる問題等がある。したがって、現地の施工に対してはその形状を単純化すると共に、上記洗掘箇所の許容洗掘深との比較をおこない、必要ならばそれぞれの範囲にまで拡大するべきであろう。

〔5〕 その他の問題について

各区画仮締切り工の構築に伴う流線および水衝部の変化と、保護工の必要性については次節でふれる。ここで、各区画に共通していたり全般的な諸問題についてふれておく。

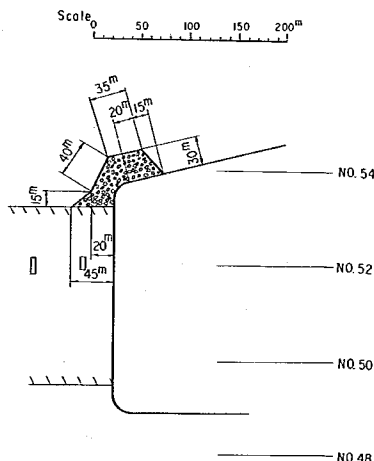


図-5.4 第四区画仮締切り工洗掘防止工図

各区画仮締切り工周辺の洗掘についてはすでに述べてきたところであるが、ふれた以外にも完成水叩床版の上下流端や仮締切り工側壁部沿いに洗掘される場所がある。これらの場所は出水ひん度や河床砂礫の輸送状況等を考慮した場合、最初から洗掘防止工を施していることが必ずしも妥当とはいえない。また、1回だけの出水で破壊的な被害も受けないと思われるから、平水時における定期的な巡視と出水後の点検が必要と思われる。

次に、各区画に相当する完成部分の可動堰の維持および管理の問題が、2点ほどある。その1つは、平水時における湛水の役割をどの段階で可動堰に課すことになるか、その時期によっては問題が生じる。次に、出水期および非出水期をとわず出水した洪水による水叩床版上に、たい積された土砂の処理がある。完成可動堰への土砂のたい積は、河積の減少とそれに伴うせき上げ水位の増加につながるため、放置しておくことができない。ゲートの部分開放によるフラッシュではあまり大きな期待はできないが、実施する場合は左側の未着手部の洗掘を促進させないよう、開始時刻および方法等に留意を要する。

第2節 既設構造物に及ぼす影響と対策

仮締切り工が及ぼす影響は相当広範囲にわたることが実験であきらかとなったが、その影響はその区画の仮締切り工が構築されている期間をみておけばよい。したがって、この影響に対する既設構造物の手当は局部的で短期間を対象にして考えればよい。しかし、長期的な見通しに立った場合、可動堰建設に伴う現河床とのすり付けのための掘削、さらには将来の河床掘削計画等がある。当面する仮締切り工の影響に対する手当については、手戻りがないよう計画することが合理的と思われる。ゆえに、このような観点で保護工の必要な場所についてふれる。

〔1〕可動堰より上流の構造物

可動堰建設不定位置より上流における既設構造物としては、大昭和製紙取水塔・国鉄鉄道橋・各水制群および各取水口の仮設的な構造物等がある。このうち、取水のための仮設的な構造物については可動堰がその機能を発揮しだせば不要になるし、おそらく長期間耐えるような構造でなく文字通り仮設的なものと判断し、検討の対象から除外する。また、岩地蔵の対岸の付近から上流にかけての水制群は、その機能を充分発揮しており全川にわたる大巾な河床低下が生じない限り、その周辺の大規模な砂洲の流失は考えられないので当面の課題とはならないであろう。

鉄道橋橋脚および取水塔周辺の局所洗掘は、結論からいえば仮締切り工の影響は受けないといえる。例えば、写真-5.1に示したように、すでに施されている橋脚周囲の根巻きを省略すると、 $2,300\text{ m}^3/\text{s}$ の流量でも40分経過後で3.6mほど洗掘される。ところが、既設の保護工を施すと流量が3倍近く増加しても橋脚の上流および側方は洗掘を受けず、 $14,000\text{ m}^3/\text{s}$ でも同様の傾向を示している。ただし、写真中および下では見られないが河床材料の移動の均衡がとられない段階においては、一部の橋脚の下流側が3.0および6.0m程度洗掘される。しかし、この洗掘現

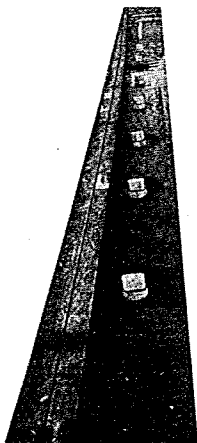
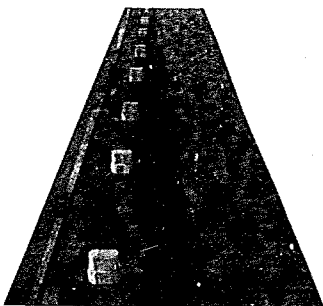


写真-5.1 鉄道橋周辺の局所洗掘

写真上は14号ビヤ- (低水路内左岸側より2番目) を上流からみる。実験ケースNo2実験, 流量 $2,300 \text{ m}^3/\text{s}$ ・90分通水後・第一区画仮締切工。

写真中は左岸堤よりみる。したがって, 右が上流左が下流となる。実験ケースNo16実験, 流量 $6,500 \text{ m}^3/\text{s}$ ・120分通水後。

写真下は左岸堤よりみる。

実験ケースNo18実験, 流量 $14,000 \text{ m}^3/\text{s}$ ・9,200 m^3/s を含め120分通水後。

写真上は $2,300 \text{ m}^3/\text{s}$ にかかわらず洗掘が目立つのは, 周囲に既存の根巻きを施していないためと, 上流からの輸送量が少なかったせいと考えられる。

橋脚周辺に根巻きを既設どおりに施すと写真中のように, ほとんど洗掘されない。また, 写真下は相対的に周囲の河床低下が目立つが, 初期河床の高さで維持されており, 周辺の河床が上昇している。

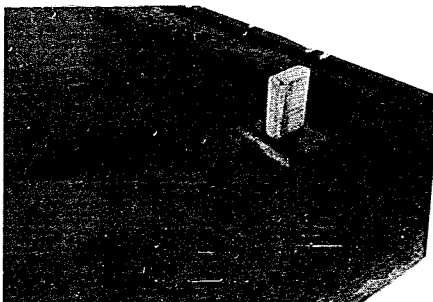
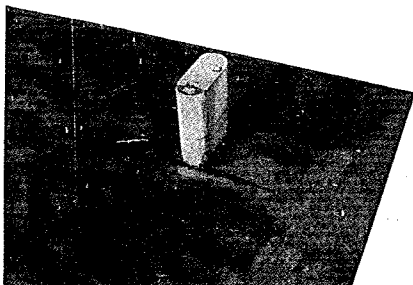


写真-5.2 取水塔周辺の局所洗掘

写真上は直下流からみる。実験ケースNo 2
実験、流量 $2300 \text{ m}^3/\text{s}$ ・90 分通水後・第一
区画仮締切り工。

写真中はNo 16実験、流量 $6500 \text{ m}^3/\text{s}$ ・
120分通水後。

写真下はNo 18実験、流量 $14000 \text{ m}^3/\text{s}$ ・
 $9200 \text{ m}^3/\text{s}$ を含め120分通水後。

象は仮締切り工が構築されていない現状断面においても、1.8～3.0 m洗掘されており当然の結果といえよう。したがって、 $\Delta 16$ および $\Delta 18$ 実験は $\Delta 1$ の現状実験よりも、下流の河床が掘削されていることと流量が増加している点で厳しくなっており、これらの要素を考慮すると仮締切り工および可動堰完成による影響とはいえない。いっぽう、取水塔についても同様の傾向を示していることが、写真-5.2からもうかがえる。もう少し詳細に見ていくと、写真上の $\Delta 2$ 実験では40分経過時で上流側が4.2 m洗掘され、 $\Delta 16$ 実験では15分で4.8 m・45分で6.0 m洗掘され、 $\Delta 18$ 実験の場合は $9.200 \text{ m}^3/\text{s}$ と連続的に通したため初期段階ですでに3 m程度洗掘されており、続く $14.000 \text{ m}^3/\text{s}$ 洪水の35分経過時に8 m程度洗掘されている。また、写真下に見られる取水塔下流の洗掘は、新設した可動堰左岸袖部の湾曲した取付の影響である。

以上の結果より、取水塔および鉄道橋に仮締切り工または完成可動堰が及ぼす直接的な影響は、ないと判断される。とはいっても、問題点が2点ほど存在する。その1つは、他でも述べてきたように各構造物周辺に対する上流からの砂礫の補給傾向で、実験結果は仮想供給量であったから必ずしもすべての現象を包含しているとはいえない。また、仮りに実験の条件が現地のそれと相似であったとしても、現に現地の河床は今も低下傾向にあり将来、この供給量に変化する可能性が大きい。他の1つは、現在施されている保護工を含めた構造物が、どの程度の外力や時間の経過に耐えられるか不明である。もし、工事着手後にこれらの構造物の破損が生じた場合、これらの因果関係を客観的に証明する作業は極めて面倒だろうし、トラブルの発生は未然に防ぐことが好ましかろう。くわえて、河床掘削計画が現実的な日程にのぼっている点を含めて考えると、いずれは補強しなければならないのだから、適切な時期に着手するよう検討することが妥当と判断する。

なお、可動堰建設工事とは無関係ではあるが、岩地戴突部における掃流力も流れが集中するため大きくなるから、底質の調査をまって必要な措置を施すことが望まれる。

(2) 可動堰より下流の構造物

上流に比較して下流は各区画仮締切り工の影響があらわれやすく、水衝部が変化するため対処工の検討を要する。各区画に対応する水衝部または局所洗掘部は次に示すが、計画検討に先立ち、10ヶ月にも消えない期間のしかも非出水期の洪水を対象にした保護工が、あるいは将来計画をも包含した構造物にするかの選択がせまれる。

仮締切り工の構築による下流へ及ぼす影響は、一般にはやい段階における区画ほど問題が多い傾向にある。つまり、可動堰の完成部分が大きくなるに従って、安全になってくるといえる。

第一区画仮締切り工の影響は、下流の $\Delta 26 \sim 30$ 断面左岸高水数および $\Delta 33$ 断面より下流の右岸高水数前面の洗掘が、顕著になる傾向であられる。とりわけ、左岸側は現状断面時にはたい積傾向にあり、大規模な砂洲の発生している場所でもある。また、仮締切り工を構築する右岸高水数およびその前面の砂洲上は、冠水しないものと思われるが冠水した場合は仮締切り工の周辺で洗掘される場所が、生じるかも知れない。

次に、第三区画仮締切り工構築時に弊害を生じる $\phi 50$ 断面付近の左岸高水敷突出部は、第二区画の実験結果から判断して、極力第二区画仮締切り工着工時に掘削するべきと思われる。その線型については、表-5.2に示す。掘削後の砂礫の粒度分布が、現状の河床砂礫のそれと変わらなければ、新法面の保護と根入れを要する。また、前節でもふれたところであるが、仮締切り工左側壁沿いには隅角部の洗掘防止工とは別に、保護工の必要性を検討しなければならない。

第三および第四区画仮締切り工構築時は、流線が右岸に偏る傾向が強く、現状では問題にもならなかった $\phi 45$ 断面付近より下流の、右岸低水法線沿いにも流れが集まるが、第一区画仮締切り工構築時に手を入れておけばよからう。

第3節 その他の諸問題に関する検討結果

その他の諸問題に関しては、可動堰建設途中の問題・建設後の問題およびサンドマットの改良について検討した。以下、その結果についてふれる。

(1) 可動堰建設途中の問題

4区画に分割した仮締切り工の着手順は、相対的に流勢の強くない右岸側から施工することが妥当である。しかし、第三および第四区画の施工順序については、それぞれ利害得失があり単純な比較はできない。第四区画を優先させると、隅角部の洗掘および完成水叩床版の左端沿いの洗掘防止工を拡大したり、新設しなければならない問題が生じる上、完成後においては未着手の第三区画相当部分の河床低下が心配され、さらには工事の手戻りなどが生じ経済的でないと判断した。これに対し、第三区画優先の場合の憂慮されていた左岸側に及ぼす影響は、 $\phi 50$ 断面付近の左岸高水敷突出部をスムーズな線型で掘削することにより、ほぼ解決できることが明らかになった。したがって、右岸側の区画より、順に着手することが望ましいと判断した。ただし、突出高水敷掘削後の新法面は、第四区画仮締切り工着手までの間、護岸および護岸根入れを必要とするものと判断する。

次に、第一区画相当範囲の可動堰完成後から、第四区画仮締切り工構築に至る3年間の出水期には、完成可動堰部分の左端沿いは常に洗掘されるおそれがある。各区画で施工される左端は原則として、次期仮締切り工の締切り堤を積載させることもあって、床版は厚く基礎に各種の杭が配置されており、少々の洗掘にも耐えられるものと思われる。したがって、出水期の洗掘を防止するための保護工を施すまでもなからうが、出水後の点検は必要とする。第三区画相当部分まで完成した後の実験結果は、3m程度洗掘されていた。

(2) 可動堰建設後の問題

現状河床高よりも低く仕上げられた水叩床版上は、放置しておけば埋め戻される。その埋め戻し土砂は、必ずしも直上流から供給されるとは限らず、上流の広い範囲の河床砂礫が対象となっている。平水時においては湛水しているため直接水叩床版上にはたい積しないだろうが、ゲート

を開放する洪水時にたい積する。

この土砂を排除しないとゲートの遮閉操作ができなくなるので、洪水減水時にたい積土砂をフラッシュする必要がある。しかし、フラッシュだけでは、たい積土砂の全面的排除は期待できず、残された土砂が平水時にゲートにも達し、ゲートの引上げに支障を来すことも考えられる。したがって、必要に応じて、平水時においてもフラッシュしなければならない。なお、河床が安定するまでの時間は、例えばポンプによってしゅんせつしたとしても、次の洪水で再び埋め戻されるだろう。

洪水減水時のフラッシュは全径間ゲートの同時操作が望ましいが、フラッシュ用流量とゲート进行操作する労力の確保が前提となる。この場合は水位低下時間を遅らせるから、上流の堤内漏水対策に万全を期す必要がある。また、上流水位が兩岸の高水敷高 T.P 5.482 m 以下で実施しなければ、高水敷部の被覆はこの越流する流れに耐えるような構造にしなければならない。平水時の維持流量放流に伴うフラッシュを実施する場合は、水のエネルギーを分散させず集中させる方法が得策である。つまり、複数径間の同時フラッシュは連続径間ゲート进行操作したり、フラッシュ完了後は隣りの径間を実施すること等が一般に有利である。なお、魚道の出入口のたい積土砂の排除は、フラッシュでは解決できないから別に考えておかなければならない。

〔3〕 サンドマットの改良

抽出実験および検討の結果、従来のサンドマットを次のような点で改良すれば、より経済的かつ洗掘防止効果の向上が期待できよう。

サンドマットがその効力を失う場合は、浮上するか流失する場合であるから、経済的なマットはそれらの力に抵抗する力の限界が、各現象の比として同程度のものが望ましい。つまり、マットに蛇かご等の押えを用いず単体として使用する場合は、サンドマットの揚力と重力の比および抗力と摩擦力の比が同程度になるよう設計する。換言すれば、砂詰め用袋の高さと流れ方向の長さの比と、マットの摩擦および揚力係数の積と抗力係数の比が同程度になるような規格のものをつくることになる。

次に、抗力はサンドマットの高さに比例するから、砂詰め用袋を単円からだ円等に改良する。また、敷設後のマットの表面に凹凸があると流れやすくなるから、砂詰め用袋を連結するキャンバスが表面にくるよう作製し敷設したり、キャンバスに揚力減少用の孔をあけたりする。さらに、マットの連結部でも凹凸が生じないように工夫する。

一般に、サンドマットの周囲を押ええると安定性は飛躍的に高まる。しかし、押える個所が少なければ、その間から流れがマットの下にもぐり効果は半減してしまう。したがって、同じ質量の押えでも分散した方が有利であるから、蛇かごに代わるようなマットを周囲に配する方法もある。

あ　と　が　き

阿武隈川可動堰に関する模型実験は、模型製作も含め3年近い年月を費し、土木研究所篠崎試験所で実施した。これに要した費用は、48年度に855万円・49年度900万円の合計1,755万円であった。現地における工事はこれからが本格的になるが、模型実験で取り扱った範囲の問題は水理的な部分に終り、漏水問題等多くの問題が、今後の課題として残されている。東北地方建設局および仙台工事事務所の要員の方々の地味な努力に敬意を表し、結びの言葉にかえたい。

模型実験は、主として建設技術研究所がおこない、またサンドマットの模型については太陽テント株式会社の協力を得た。最後に、この実験のために労をいとわれなかった関係各位に、感謝の意を表する。