

土 木 研 究 所 資 料

第 1 1 2 2 号

沖端川分流水理模型実験

昭和 51 年 3 月

建設省土木研究所
篠崎試験所



矢部川 13.7km 上空より下流を望む

九州地方建設局筑後川工事事務所 提供 昭和49年10月撮影

ま え が き

本報告書は九州地方建設局の依頼により、土木研究所が昭和47年度から昭和50年度までの4ヶ年間にわたって検討を行った矢部川派川、沖端川への流入規制を行うための水理模型実験の結果をとりまとめたものである。結論として、

- イ) 実験の結果、現状河道のままでは船小屋流量 $3,000 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合、沖端川に $400 \text{ m}^3/\text{s}$ の流入量があることがわかった。従って何らかの流入規制を行う構造物が必要である。
- ロ) 暫定的に沖端川への高水時の流入量を $200 \text{ m}^3/\text{s}$ 以下に規制することと、低水時の流量配分は現状を維持（この場合分流点付近の河床は大きな変動がないことが前提）することを前提にした場合、現状河道では沖端川への流入規制構造物として、穴あき固定せきが構造物の管理上すぐれている。
- ハ) 計画河道、現状河道の両面にわたって必要な沖端川への流入規制構造物の諸元などが明らかとなった。

この資料が筑後川工事事務所で樹立されている矢部川、沖端川の改修計画の基本的な資料となることを望むものである。

昭和51年 3 月

篠崎試験所研究員

折 敷 秀 雄

山 本 祐 二

目 次

1. 序 説	1
2. 矢部川の自然条件	2
〔 2-1 〕 流域の概要	2
〔 2-2 〕 流域と産業	5
〔 2-3 〕 流域の降雨	6
〔 2-4 〕 流 況	6
〔 2-5 〕 河床の変動	8
3. 河川の利用状況	16
4. 河川改修の経過と現況	18
〔 4-1 〕 藩政時代の改修	18
〔 4-2 〕 第1次改修より現在までの経過	18
5. 沖端川への分流規制構造物の基本的な考え方	20
6. 模型実験の相似律	22
〔 6-1 〕 相似律	22
〔 6-2 〕 沖端川分流模型実験における模型の縮尺	22
7. 実験ケースと実験方法	23
〔 7-1 〕 実験の施設	23
〔 7-2 〕 実験の概要	23
〔 7-3 〕 実験ケース	26
8. 実験結果と考察	34
〔 8-1 〕 低水時の分流	34
〔 8-2 〕 高水時の分流	39
(1) 沖端川における流入規制構造物がない場合の分流特性	39
(2) 高水流入規制構造物の種類と諸元	54
(3) 構造物下流の減勢	74
9. 結 論	84

1. 序 言

矢部川 13.3 km の瀬高町大字本郷より分派する右派川、沖端川（流域面積 $A = 26.7 \text{ km}^2$ ）は上流部が水田地帯であるが、約 7 km 流下すると、この地方の拠点都市、柳川市（人口 46,200 昭和 48 年 10 月 1 日現在）をひかえている。この河川は現在、県管理（福岡県）であり市街地を貫流している点もあって改修工事の進捗率はよくない。このため従来から洪水時に下流部の流下能力を上回る流量が沖端川へ流入することが懸念されていた。

たまたま昭和 47 年 7 月 4 日の洪水により本川の船小屋（河口より 15.2 km 地点）でのピーク流量 $Q_{\text{船小}} = 2,100 \text{ m}^3/\text{s}$ （水位記録より流量に換算）が発生し、ピーク時に沖端川へ $Q_{\text{沖}} = 250 \text{ m}^3/\text{s}$ （推定）が流入し、沖端川 5.6 km より上流では各所で堤防の溢水、法崩れを生じさせ、8.7 km の左岸では欠壊が生じた。

このため取急ぎ矢部川から沖端川への流入部に洪水時の流入規制を行う構造物を設置する必要性が生じたので、水理模型実験を行い総合的な検討をして方策を見い出そうとするものである。

2. 矢部川の自然条件

〔2-1〕流域の概要

矢部川は大分、福岡、熊本三県の県境、福岡県八女郡矢部村にある三国山（標高994m）に水源を発して、大分県との県境にある釈迦ヶ岳（標高1,231m）、御前岳（標高1,211m）などの主峰から流下する諸支川をあわせ、八女市において筑後平野に出て、星野川、辺春川、白木川等をあわせて、山門郡瀬高町において沖端川を分派し、柳川市大和町にて有明海に注ぐ、その幹川流路延長60km、流域面積は620km²（山地480km²、山地率77%）におよび、福岡県南部における社会経済の基盤をなしている。この水系の治水と利水についての意義はきわめて大きい。

流域の地形は、筑後平野に出るまでは、概略、東から西へ低くなり、東、北、南の3面の水を集めた矢部川が峡谷をきざんで西流している。この中間の中流侵蝕低地に出るところに黒木盆地



図-1-1 矢部川流域図

があり、筑後平野へ出たところで八女市の中心があるが、この地域は矢部川によって形成された扇状地にあたっている。さらに下流に下って筑後市あたりからは広大な筑後平野が一面に水平線のかなたまで続いている。

地質は上流部山地のほとんどが古生層の石英片岩を主とする結晶

表-1-1 矢部川の諸元

項 目	単 位	矢 部 川
水源 地		福岡県八女郡八影村三國山
流域 面積	km ²	618.3山地 435.9平地 182.4水路 7.3
流路 延長	km	206.7 幹川 61.0
灌溉 面積	ha	10,500 53,600
改修 延長	km	幹川 17.2 ~ 14.6 支川(3.8 派川)
計画 高水量	m ³ /sec	幹川 940 ~ 3,000 派川(沖達川) 300
河 幅	m	幹川 150 ~ 500
堤防 断面	m	幹川 5.0
法 勾 配	割	幹川及支川(表裏) 2
天堯 余裕高	m	幹川 1.50
計画 高水勾配		1 : 600 ~ 1 : 1,920

表-2-1(a) 黒木(気象庁)の豪雨記録

日雨量 200mm以上			2日雨量 300mm以上		
雨量	発生年月日		雨量	発生年月日	
1 241	明治 39. 6. 29	379	明治 38. 7. 25 ~		
2 216	昭和 3. 6. 26	319	昭和 3. 6. 25 ~		
3 203	10. 6. 29	313	10. 6. 29 ~		
4 200	17. 6. 13	360	21. 7. 7 ~		
5 316	21. 7. 7	344	24. 8. 16 ~		
6 213	24. 8. 14	450	28. 6. 25 ~		
7 340	28. 6. 25	341	44. 6. 30 ~		
8 207	40. 6. 19				
9 254	44. 6. 30				
10 234	47. 7. 4				

(b) 矢部(気象庁)の豪雨記録

日雨量 200mm以上			2日雨量 300mm以上		
雨量	発生年月日		雨量	発生年月日	
1 254	明治 35. 5. 4	325	明治 34. 7. 13 ~		
2 259	38. 7. 18	330	大正 3. 8. 24 ~		
3 280	大正 3. 8. 25	342	11. 7. 3 ~		
4 202	10. 6. 17	341	昭和 2. 8. 9 ~		
5 201	15. 6. 5	457	3. 6. 28 ~		
6 201	昭和 2. 6. 15	374	10. 6. 29 ~		
7 291	3. 6. 26	538	24. 8. 16 ~		
8 210	15. 9. 11	335	26. 7. 12 ~		
9 219	21. 5. 1	563	28. 6. 25 ~		
10 313	24. 8. 16	331	33. 8. 13 ~		
11 248	26. 7. 9	310	34. 7. 6 ~		
12 395	28. 6. 25	407	37. 7. 3 ~		
13 223	29. 6. 29	328	40. 6. 18 ~		
14 205	30. 6. 18	358	44. 6. 29 ~		
15 226	31. 8. 27	325	45. 9. 17 ~		
16 206	33. 8. 13	392	46. 8. 5 ~		
17 238	35. 6. 21				
18 222	37. 7. 3				
19 280	40. 6. 19				
20 232	44. 6. 30				
21 238	45. 9. 17				
22 370	46. 8. 5				
23 210	48. 7. 27				

片岩とこれを噴き破つて出た角せん安山岩、輝石安山岩および安山岩質凝灰岩などから成っている。黒木から16kmの奥地にある日向神ダム（多目的ダム）のある附近はダム完成前は“秘境の日向神狭”と呼ばれ輝石角せん安山岩（別名日向神溶岩地）と矢部川がきざんだ、巨岩絶壁、清流激たん、変化に富む景勝地で、新緑、紅葉の探勝や夏のキャンプ地としてにぎわったといわれる。今はこのダムによってできた人造湖と自然が溶け合つて新しい観光地となっている。

星野川流域の星野村や黒木町では古生層の砂質じょう土地に茶畑がある。

八女郡立花町、山門郡山川町あたりの丘陵地や山腹の傾斜地は、ほとんどの部分が秩父古生層の砂れき質ないしは粘土質土じょうでミカン園が広がっている。

そのほかの地域はほとんどが矢部川によって形成された広大なデルタである。

〔2-2〕 流域と産業

(1) 八女山地と矢部、星野の山村

矢部川の水源地付近の八女山地には高山が連なり、山頂にはジャクナゲ、イヌツゲ、ドウダンなどが自然林を形成している。矢部川流域の森林面積は県内の20%を占めており、木材の蓄積量では県内の30%にもおよぶと言われる。このうち杉が45%という、まさに杉の山地であり、年間降雨量2,500mmを超える雨量はこの森林がなかったら流域に水害のたえまがないことであろう。この地区の特産は杉材のほか峡谷に沿って存在する帯状の平たん地を利用して茶、コンニャクなどがある。また水の便が可能な場所ではこの帯状の狭い地に見事な棚田が開かれている。

(2) 黒木盆地

矢部川が深い侵蝕谷から侵蝕低地へ出るところに黒木がある。この地は元来黒木氏の城下町となりその後、矢部川上下流の物資の集散地として発達した。上流の矢部杉が運ばれて製材業がさかんである。またこの盆地は米作もさかんである。

(3) 八女茶と立花ミカンの産地

八女市（人口39,400 昭和48年10月1日現在）、筑後市（人口39,500 昭和48年10月1日現在）の八女台地は砂質じょう土で自然条件に恵まれ玉露やせん茶など良質の茶を産出する。八女郡立花町、山門郡山川町の一帯の霜の降りない標高200m付近の山腹はミカン山が広がり、宮川謙吉の改良による早生温州を主とした多量のミカンが収穫される。

(4) 農業地帯

筑後市より下流の平地部は一面に水田が広がり筑後穀倉地帯の中心部を形成している。三池郡高田町と大和町は“三池干拓”“大和干拓”の名で知られる干拓の町である。有明海に面した広大な水田が広がっている。

(5) 水の都柳川

柳川市は筑後川と矢部川の三角州に発達した町で背後に穀倉地帯をひかえ町の中には農事用の溝きよと、かつて軍事用であつたところが縦横に走り、さながら水郷の感を深くさせる。柳川は筑

後南部の政治経済の中心地として栄えていたが鹿児島本線が瀬高町を通った事により一時さびれた。しかし佐賀線の全通、西鉄大牟田線の開通によって再び活気を取りもどした。この町は水産業が主体で有明海を中心とした魚貝類やのりの養殖などの関連産業が多い。柳川市の西端にある沖ノ端は沖端川を通じての有明海方面最大の漁港で出漁する舟が川の两岸に無数にならんでいる風景や、引き潮で有明海にくんだり、満ち潮で貝類などを満載して帰ってくる多数の舟の動きは他の地方にない壮観さである。沖ノ端を通ると貝の佃煮工場や貝灰を製造する工場の前に積まれた貝がらの山に目をうばわれる。

〔2-3〕 流域の降雨

九州における洪水の原因としては、一般に北西部の九州の河川は梅雨性の降雨による出水が頻度も多く、かつ計画に支配的な雨量をもたらし、南東部の九州の河川は台風起因する出水が多い。図-2-1は各地の観測所の各年1位から3位の2日雨量の記録より、6月～7月上旬の降雨は梅雨、8月～10月の降雨はその原因

が台風であるとして区分されたものである。また表-2-1(a)と(b)は矢部川の上流部と中流部にそれぞれ位置する、矢部(気象庁)と黒木(気象庁)の2観測所の日雨量で200mm、2日雨量で300mmをそれぞれ超過した豪雨の発生年月日を取り出したものである。これらの資料によると矢部川の流域はおおむね梅雨性の降雨に起因する洪水が支配的のように見うけられるが、完全に梅雨性降雨のみに大洪水が起因しているとは言えず、まれに台風性の降雨に起因する大洪水があることがわかる。ちなみに矢部川の既往最大洪水は昭和28年6月26日梅雨性降雨によって生じたもので最大流量3,500 m^3/s である。

なお流域平均の年降雨量は2,150mmで九州の河川としては中間的なところに属する。

〔2-4〕 流 況

次に矢部川の流況を調べて見よう。矢部川は昭和45年5月1級河川に指定され、直轄の改修に着手したばかりで資料が少ない。このような状況の下で昭和47～49年3年間の船小屋(河

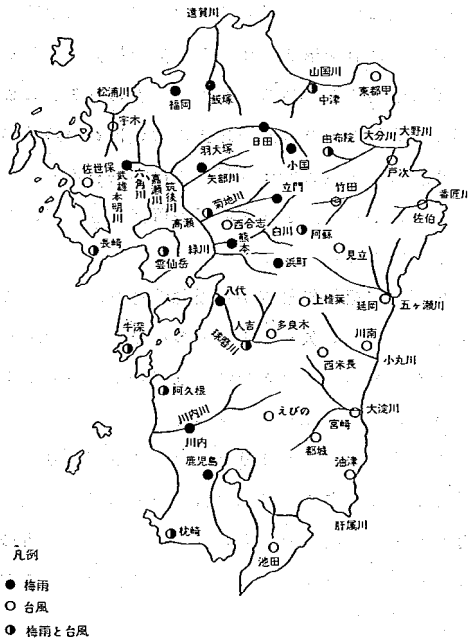


図-2-1 降雨原因図
(各年 1位～3位 2日雨量)

口より15.2km、流域面積445km²)での資料があったのでこれらを整理したのが表-2-2-(a)である。また、この流量を沖端川分派地点で分派量曲線式によって計算して得た沖端川の流況が表-2-2-(b)である。

表-2-2-(a) 船小屋の流況

(a)							
年度	最大	豊水	平水	低水	渇水	最小	年平均
昭和47	10749	108	104	100	94	91	27831
48	2522	87	71	62	49	25	18255
49	2298	100	63	49	14	14	11552
平均		98	79	70	52		

(b) 沖端川の流況(分派曲線よりの計算値)

(b)							
年度	最大	豊水	平水	低水	渇水	最小	年平均
昭和47	18439	761	740	719	686	669	12288
48	6888	646	551	488	409	242	107756
49	6532	719	481	409	160	160	77985
		71	59	54	42		

図-2-2は流量年表の資料を用いて九州の主要河川における流況と矢部川の流況と比較したものである。この中で矢部川を除く他の河川の値はすべて資料の存在する期間を通じての平均値(統計年は必ずしも統一されていない)を用いた。この中で見ると船小屋の流況は豊水量から渇水量まで非常に平均化され近接している。これは船小屋上流の流域面積の1/5(84.1km²)を占める日向神ダムの操作が影響しているものと思われる。

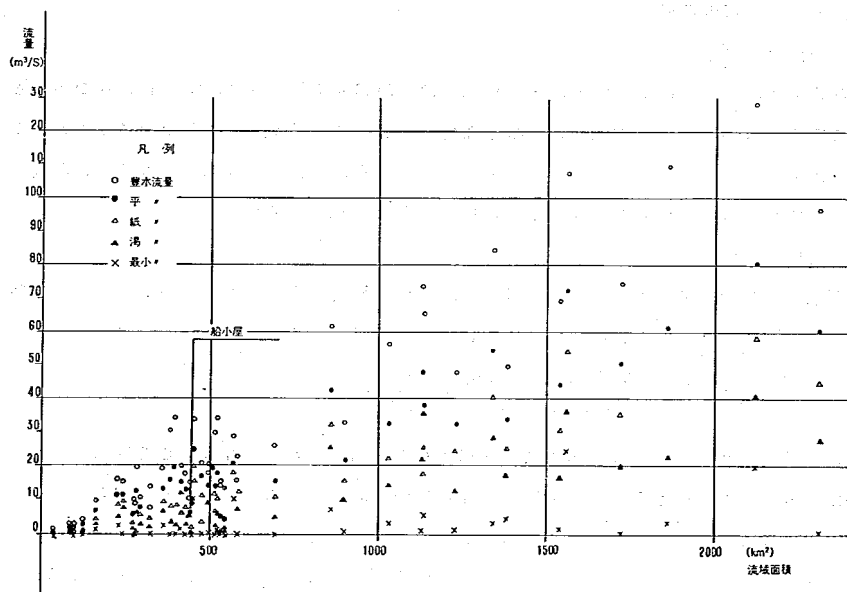


図-2-2 九州主要河川の流況

また、矢部川から分派した後の沖端川の流況は豊、平、低、渇水量がそれぞれ7.0, 6.0, 5.0, 4.0 m^3/s 程度である。

次に年雨量と年流出量の関係を第20回建設省技術研究会の報告から引用して表わしたのが図-2-3である。矢部川の値は昭和48年度のもので流域平均降雨量の算出は矢部川の流出解析に用いられたティーセンポリゴンに記入されている観測所のうち、データが存在し、かつティーセン係数で約

0.7を占める黒木と矢部の値を算術平均して求めたものである。九州の平均値としては2,000~2,500 mmの降雨では流出率は約60%である(参考までに全国の平均はこの値の降雨のとき78%であり九州地区の値より大である)。この図を見ると船小屋での流出率は特に大きくも小さくもない中程度の値であるが、船小屋が山の井川や花宗川への分派点を通じた後の地点であることを考えるとさらに流出率は大きな値をとるものと思われる。

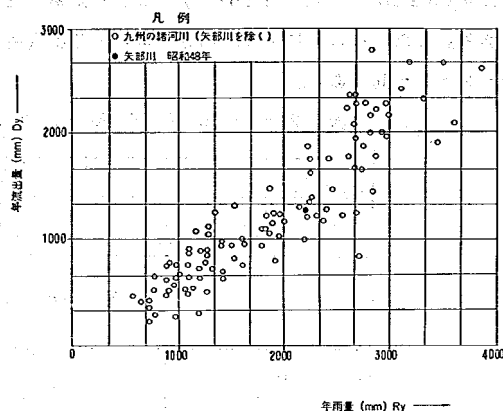


図-2-3 年雨量と年流出量

〔2-5〕 河床の変動

(1) 河床材料調査

矢部川および沖端川についての河床材料調査は、昭和47年10月に実施したものである。この時の調査結果から得た平均粒径の縦断分布を図-2-4に示す。この図の中で1.1 km, 1.2 km, 1.3 km地点では、平均粒径の値がかなり小さいがこれらはそれぞれ瀬高堰、大和堰、名鶴堰の影響を受けて相当に河床の勾配がゆるやかな場所にあたるとと思われる。

(2) 河床縦断図

定期横断測量の結果を用いて次の式により求めた平均河床高の縦断図は図-2-5および図-2-6のとおりである。(沖端川については最深河床高である)

$$\text{平均河床高}(H) = \frac{H.W.L. \text{より下の断面積}(A)}{H.W.L. \text{での河幅}(B)} \quad (2-1)$$

この横断測量は、矢部川については、昭和46年、昭和48年、50年の3回の値があるが、沖端川は直轄でない面もあって測量は昭和48年の1回のみである。しかしながら、その他に水理模型実験のために測量を行った、分派点から岩神堰付近までの昭和50年のデータがあるのでこれらを併記した。これらの縦断図で変動量がかなり表われている個所はせきなどの構造物の近辺である。

(3) 砂州の変動（航空写真による調査）

ここで長期にわたる砂州の変動を観察しようと思うが、前節のとおり横断測量はごく最近のものしか存在しないので、国土地理院発行の航空写真によって大まかに次のような点を調べた。

- イ) 長期的に見た河道全体の大規模な変動を見る。
- ロ) 沖端川への分派量に影響をおよぼすと思われる局部的範囲の砂州の変動傾向
- ハ) 航空写真から見た水源区域の状況（今後の土砂生産量の可能性）

なお使用した航空写真は次のような年度に撮影されたものである。

- | 番号 | 撮影年月 |
|----|------------|
| 1. | 昭和22～23年 |
| 2. | 昭和37年7月～8月 |
| 3. | 昭和42年6月～8月 |
| 4. | 昭和45年10月 |
| 5. | 昭和47年5月 |
| 6. | 昭和49年2月～3月 |

河道を全体的にながめたところ、昭和22、23年の写真では、かなり大規模な砂州があらこちに形成されており、変動性も相当にあると認められる。その後15年間写真がなく昭和37年に次の撮影がなされているが、この間に既往最大の出水が昭和28年6月に起っている

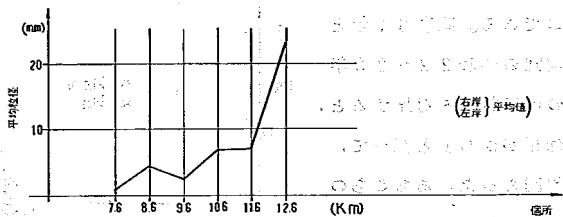
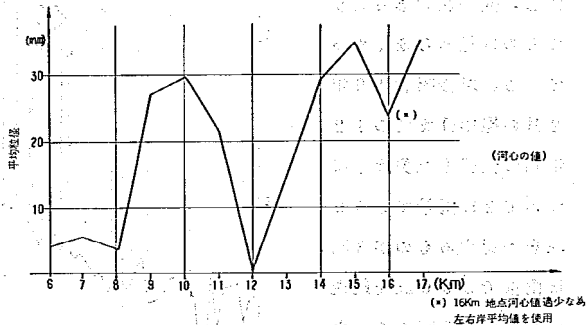


図-2-4-(a) 沖端川平均粒径縦断面



(b) 矢部川平均粒径縦断面

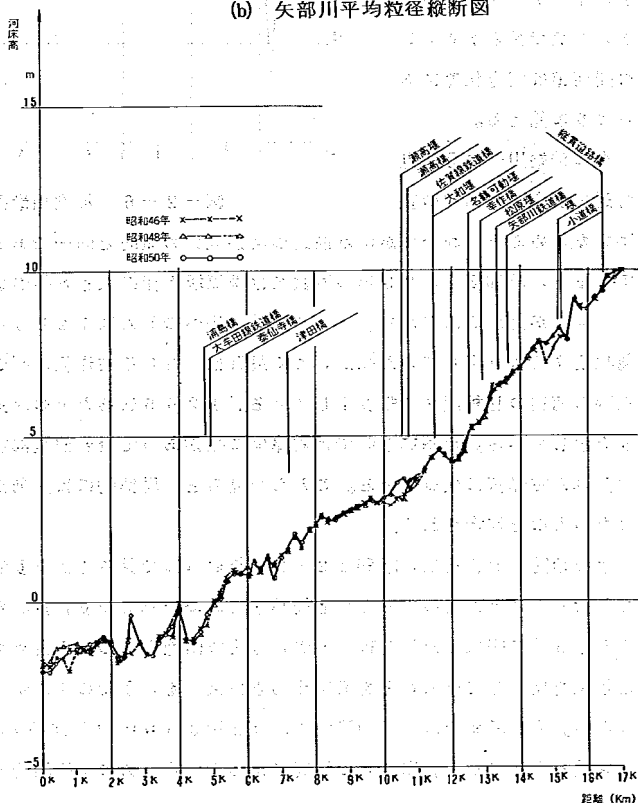


図-2-5 矢部川平均河床縦断面

のである。昭和37年と
 前回の昭和22~23年
 の河道状況を対比すると、
 様相ががらりと変って、
 前回あった、あちこちの
 大きな州がほとんど姿を
 消し、変動性のあるよう
 なものは見当らなくなっ
 ている。以後昭和49年
 2月の撮影分までの12
 年間に矢部（気象庁）に
 おいて2日雨量で350
 mmを超過するものが3回、
 日雨量で200mmを超過
 するものが6回もあった
 が、写真で見えるかぎりこ
 の間河道は安定状態にあ
 るように見える。

次に沖端川への分派点

付近に限定して河道の変

動をながめると、おおまかには前述の河道全体の傾向と同一である。（写-2-1~6）局部的
 に見ると、昭和22、23年の写真では松原堰下流に大きな州があるがごく最近はこのなくなり
 エプロンが見えるほどになっている。沖端川への流入部1.282kmあたりでは左岸側から河道の
 殆程度まで張り出していた州が、ごく最近は、むしろ右岸側に州がつき昭和47年ごろからは低
 水時の河道の殆程度まで張り出している。1.265kmあたりの河道中央部にあった州は最近では
 姿を消している。行基橋下流では右岸側に州があつて流れが全部左岸に寄っていたものが、近年
 は流れが右岸側に変っている。これを見ると、局部的には変動があつても全体的に大きな変動
 はないものと推定される。

水源地区域の状況は、昭和22~23年の写真で見るとかなり乱伐が行なわれているが、近年
 では行き届いた人工林（杉らしき樹林）でおおわれており、良好な管理状態にある。また、昭和
 35年5月に完成した日向神ダムが、全流域山地面積の1/5を占めていて狭谷を流下する土砂の貯
 留効果を發揮していることを考慮すると将来とも、多量の土砂が一時に生産されることは考えら
 れない。（参考までに矢部川流域の山地面積350km²（日向神ダム流域を除く）から年間の流出
 土砂量を求めてみる。須賀らの研究によると九州地方の年平均的な年間土砂流出量は600~

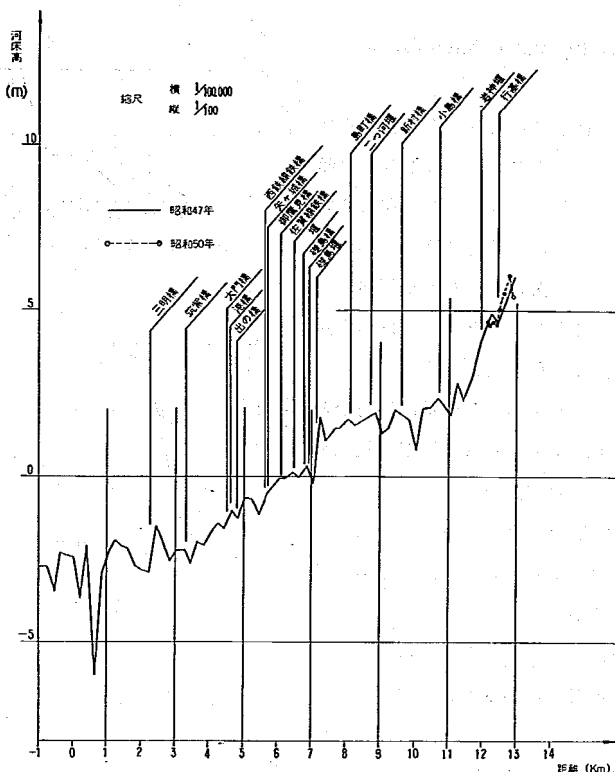


図-2-6 沖端川最深河床縦断面

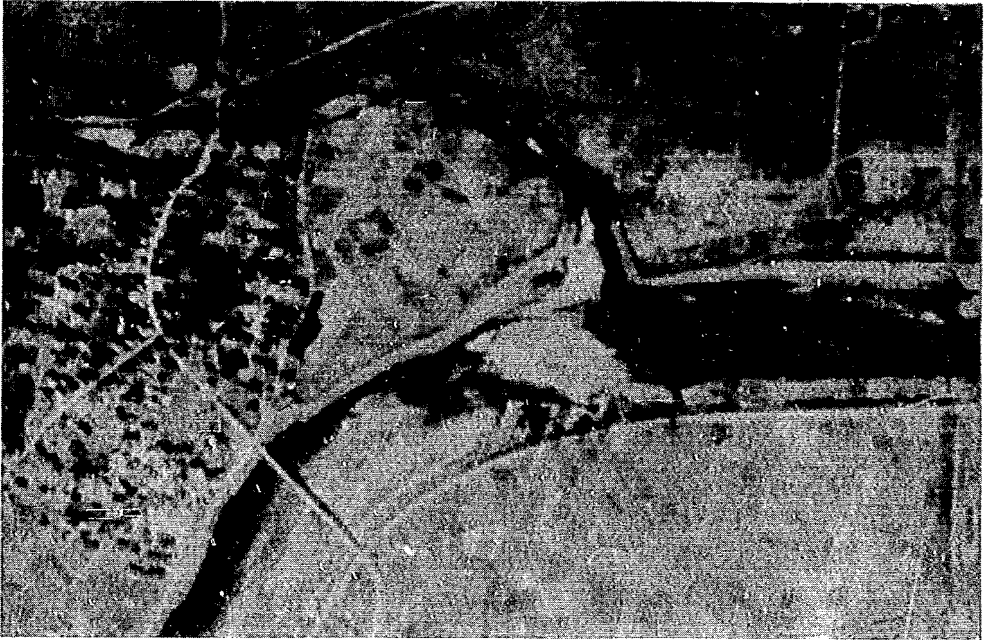


写真-2-1 ① 昭和22, 23年分の分流点

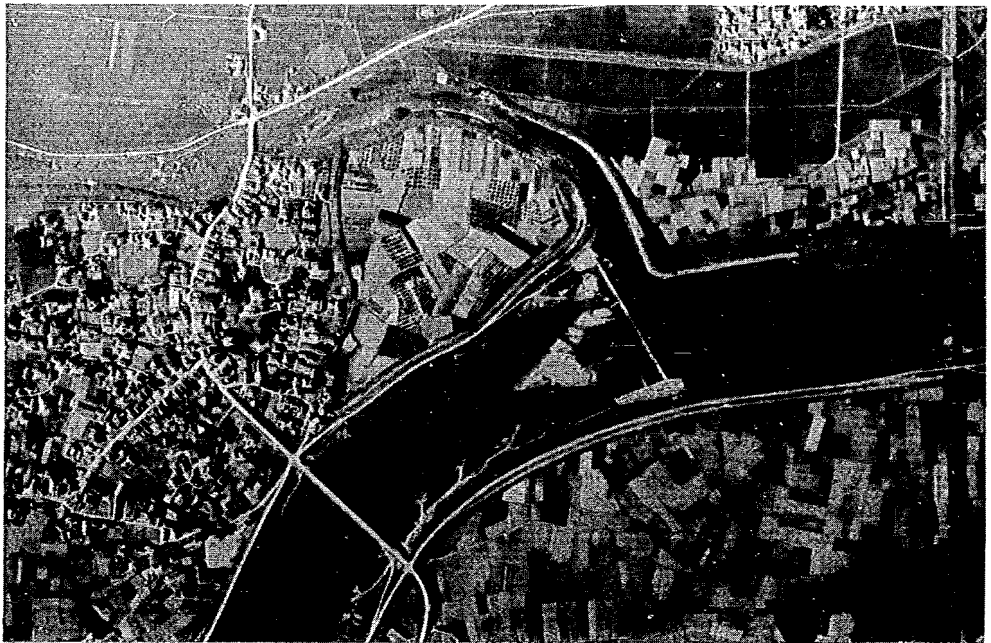


写真-2-2 ② 昭和37年7月の分流点

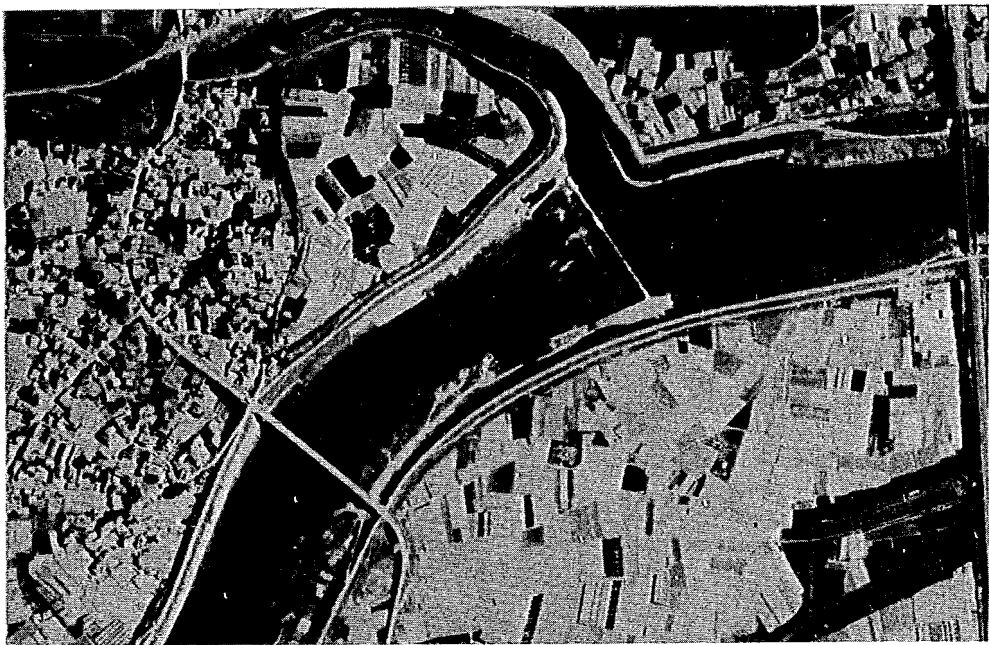


写真-2-3 ③ 昭和42年6月の分流点



写真-2-4 ④ 昭和45年10月の分流点

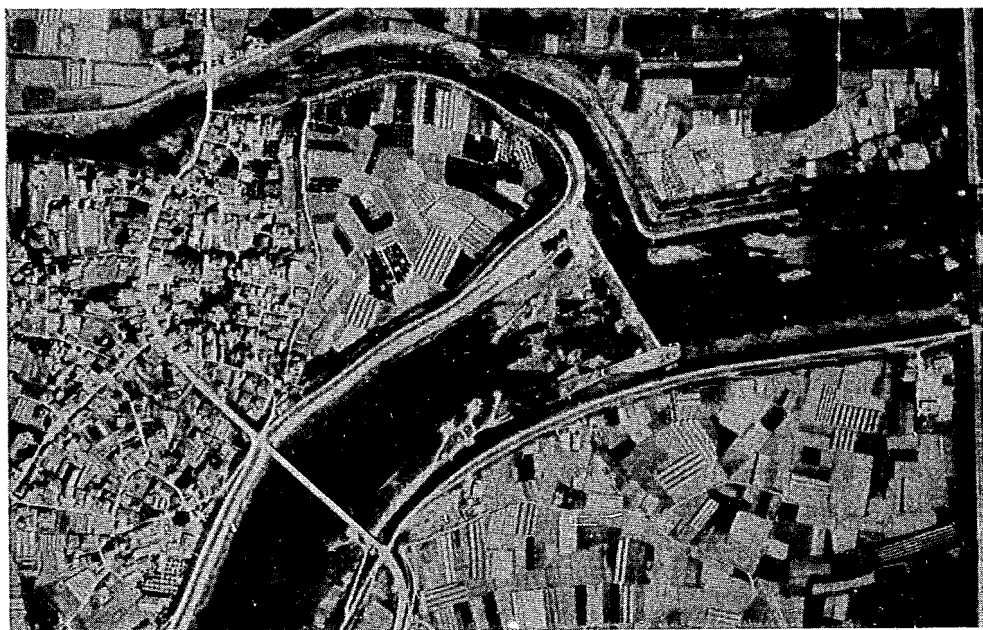


写真-2-5 ⑤ 昭和47年5月の分流点



写真-2-6 ⑥ 昭和49年2月の分流点

$700 \text{ m}^3/\text{km}^2/\text{year}$ となり約 $20 \sim 25 \text{ 万 m}^3/\text{year}$ 程度の土砂生産が見込まれる。

(4) 流砂量

沖端川への低水時の分派や流入規制構造物の減勢池の維持管理上、矢部川から沖端川への土砂の流入量と沖端川における流砂量の把握が必要であり、今ここで計算によって、概略の値を求めて見た。

流砂は輸送の形式として、浮遊砂と掃流砂に大別できる。ここではその大部分が流下してしまう浮遊砂は扱わず、掃流砂のみについて計算した。

計算にあたって、次のような仮定をした。

イ) 沖端川へ分派する直前の矢部川の掃流砂量を、流量、水位のデータが存在する 1.41 km とし、河床材料は最も近い 1.40 km のデータをそのまま 1.41 km に代用した。

ロ) 沖端川では 1.2625 km 地点の水位、流量データと 1.26 km 地点の河床材料データを用いて計算した。

ハ) 矢部川から沖端川への流入砂量は、流量の分派比と同じパーセンテージであるとした。

ニ) 対象の流量は既

往最大といわれる

昭和28年6月

26日の実積降雨

から計算され、ダ

ムカットされた後

のハイドログラフ

(ピーク流量、船

小屋で $Q=3000$

m^3/s)を用いた。

これを用いて模型

実験によって得ら

れた、流量の分派

特性から沖端川の

ハイドログラフも

求めた。このよう

にして得られたハ

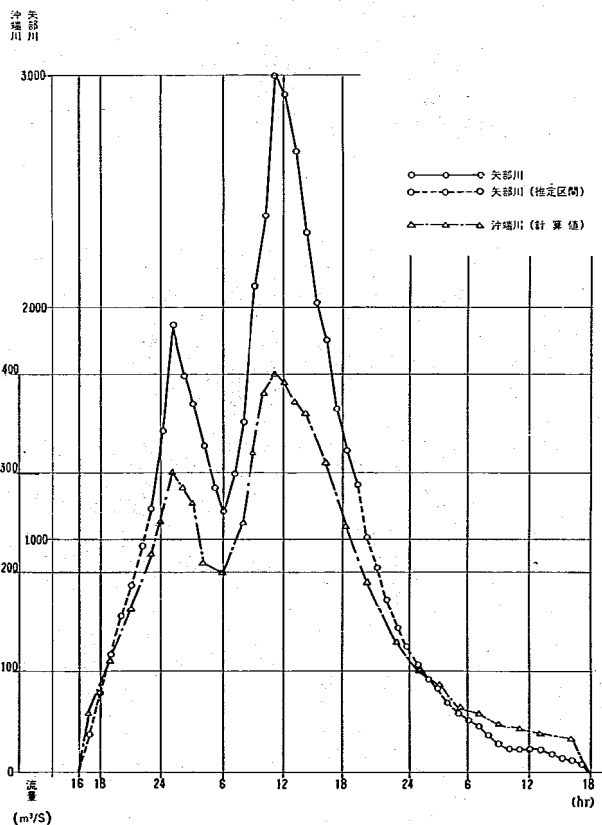
イドログラフ(図

一2-7)から、

流砂量計算を行う

場合に流量と流砂

量が大体比例関係



図一2-7 昭和28年6月降雨より求めた

ダムカット後のハイドログラフ

にあるとして、表-2-3のよう
な代表流量を用いクラス分けされ
た流量について計算を行った。

ホ) 各代表流量ごとの河床変動幅は、
おのおのの流量に対応する水面幅
全体を考えた。

ヘ) 流砂量公式としては次に示す佐
藤・吉川・芦田公式を用いた。

$$q_B = \frac{\varphi \cdot F}{(0/\rho - 1)g} U_*^3 \quad (2-2)$$

ここに

q_B : 単位時間、単位幅当り流
砂量

ρ : 底質粒子及び水の密度

φ : Manningの粗度係数 n によって定まる係数

$$n \leq 0.025 : 0.623 (40n)^{3.5}$$

$$n > 0.025 : 0.623$$

F : 掃流力 τ_o と粒子の限界掃流力 τ_{oc} の比によって定まる値

g : 重力の加速度 U_* : 摩擦速度

また、係数 F の算出にあたっては、流れの掃流力が小さい時でも河床材料のうち粒径の小さいものは動いていることを勘案して、粒径によってクラス分けを行い、各グループの占める割合を考慮して重みつき平均をとった。

計算結果を見ると沖端川への流入砂量と流出砂量は共に $400 m^3$ 程度でほぼ等しい値を示しているが、流砂の分派率の仮定などの問題も必ずしも明確なことは言えないので傾向を把握する程度にしたい。

また、沖端川の $12.625 km$ 地点の掃流砂量は流入規制構造物の減勢池にすべて堆積することではなく、流量が小さくても固定堰穴あき部の流速はかえって大きく、相当の土砂は下流へ流送されるものと考えられる。

表-2-3 掃流砂量

(a) (矢部川)

流量 (m^3/s)	水位 (m)	川幅 (m)	Δt (hr)	流砂量 (m)	沖端川への 流砂量
20	7.00	9.40	1.0	0	0
50	7.28	9.60	3.0	0.12	0.086
100	7.55	9.80	7.0	1.60	0.710
200	8.13	10.20	5.0	6.03	1.851
400	8.70	11.30	4.5	34.96	8.181
1000	9.85	13.50	17.0	985.66	183333
2000	11.23	14.20	9.5	34193	55051
3000	12.26	14.60	3.0	103600	151256
合計				240630	400468

(b) (沖端川)

流量 (m^3/s)	水位 (m)	川幅 (m)	Δt (hr)	流砂量 Q_{bo} (m)	沖端川への 流入砂量 Q_{bl}
20	6.85	2.00	2.0	0.55	
50	7.40	27.5	135	4948	
100	8.05	32.0	85	7209	
200	9.30	36.0	175	19379	
400	11.20	59.0	85	12561	
合計				44152	400468 m^3

3. 河川の利用状況

矢部川は古くから筑後南部の産業、経済に大きな役割を果たしてきた。水系のあちこちにゆい緒あるせきの碑が立ち、現在もその役割は受けつがれている。

図-3-1は矢部川水系の利水系統図を示したものである。この図にもあるように矢部川の水は幕藩時代より山の井川や花宗川を経て遠く筑後川の流域にまで導水され各所のせきにより取水されて利用されている。これは今でいう流域をこえて導水する広域利水の形態が古くから確立されていたことにはかならない。そして

本川、支川、派川を合せた取水堰の数は150にものぼっている。昭和47年度の河川現況調査（建設省河川局）によると流域内の人口は20万人で利水状況はおおまかにいうと表-3-1のとおりである。

また、河川数の利用は合計524件、面積にして31haが占用されている。なかでも鉛小屋地区の河川公園は17世紀末から18世紀中頃に矢

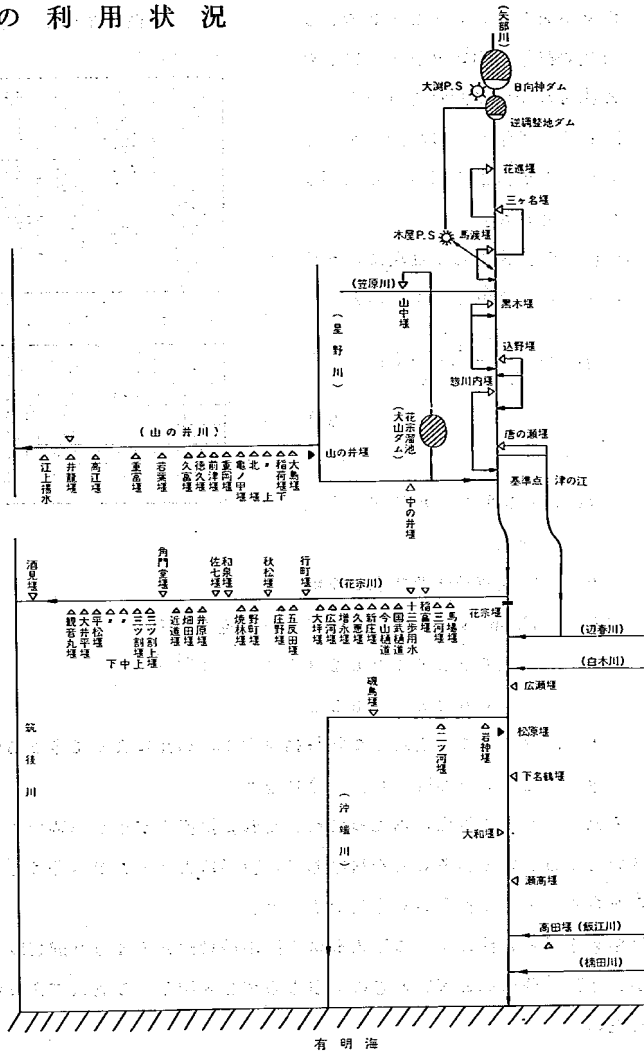


図-3-1 矢部川水系利水系統図

表-3-1 利水状況

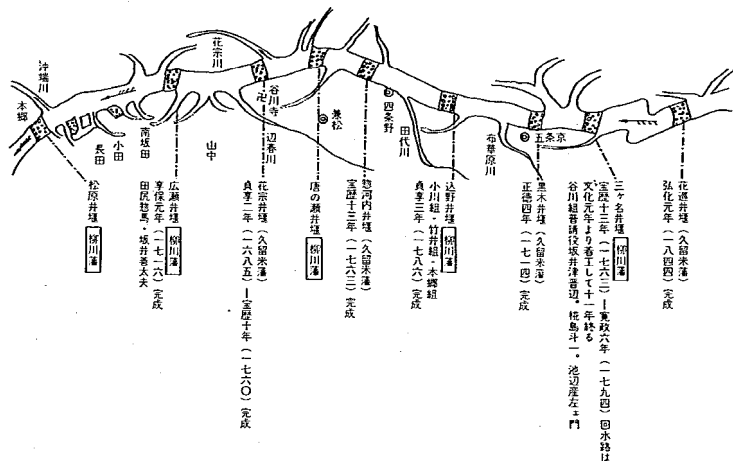
種別	項目	数量
電力	カ所数	3ヶ所
	使用水量(常時)	5.57 m^3/s
	出力(常時)	1,700 KW/h
かんがい	カ所数	150ヶ所
	取水量	129.87 m^3/s
鉱工業	カ所数	21ヶ所
	取水量	0.3 m^3/s

部川の治水のために植えられた楠の木の1部が残り、清らかな水と緑が調和し源氏ボタルの棲息地として有名で、運動公園やキャンプ場があり、しかも清流では水泳や魚つりのできる見事な公園として地域の住民に親しまれている。さらにこの公園の区域に限らず夏休みの時期ともなれば矢部川のいたるところが子供達の水泳場となり、まさに“ふるさとの川と共に”子供が育っている。

また河川全体で700余名の組合員を持つ河川漁業権の設定された漁業組合が存在し、沖端川の河口付近は有明海への漁業のため多くの漁船が往来する。

矢部川は古くから重要な河川で治水、利水に恵が注がれていたことが古書や昔日の面影をとどめている河川工作物によって容易にわかる。「旧柳川藩志」によると、この時代の河川改修は田尻総馬という技術者に負うところが大きであると述べている。「旧柳川藩志」の矢部川に関する部分の要点のみをいくつか紹介すると、「我が藩に田尻総馬あり。領内の水利総馬の手になれるものはなはだ多し。……中略……、これを九州土工の3傑と称する。……中略……、幼くして治水の大要に通ず。雨あれば庭先に出て雨水を川に掬し、堤防、せき、はねなどを築き木葉を上流より流して流域の状態をしらべる。……中略……、総馬の事業中もっとも著名なるものは矢部川の改修工事…

…、矢部川の本流をせき止め込野井堰を新設し……後略」さらにこの続きに惣河内堰、唐の瀬井堰、花宗井堰、広瀬井堰など



このような大規模な用水取入堰が約270～280年前にほとんど現在の骨組みをなしたと言え
 るのである。(図-4-1)

また、注目されるのは各種の“水はね”で今日もお数ヶ所に存在する。これは丁度矢部川をはさんで柳河藩と久留米藩が対立していた関係上、相手側に向って競って水はねを構築したものと思われる。

明治以降の主な水害をひろってみると表-4-1のようになっている。第1次改修工事は筑後市船小屋から下流河口まで延長13kmの間を大正3年着工し昭和2年にしゅん功した。この間大正10年6月に大洪水があったが、改修区域より上流で破堤したため改修区域は無事であった。第2次改修工事は昭和3年6月の洪水 $2,226\text{ m}^3/\text{s}$ （星野川合流点）を対象として、星野川合

流点から下流 9 km と第 1 改修区域の補修を合せて昭和 4 年着工し、昭和 14 年にしゅん功した。昭 3 次改修工事は昭和 21 年 7 月の洪水を対象として、白木川合流点における計画高水流量を $3,000 \text{ m}^3/\text{s}$ とし沖端川へ $300 \text{ m}^3/\text{s}$ 分派し本川は $2,700 \text{ m}^3/\text{s}$ を計画高水量として、白木川合流点より、下流河口に至る区間を昭和 25 年着工した。その後 28 年 6 月に発生した洪水は船小屋で $3,500 \text{ m}^3/\text{s}$ と推定された。そこで八女郡黒木町大字大瀬に多目的

ダムの計画がなされ、このダムによって高水量のカットを行い、基準地点、船小屋における計画高水流量を $3,000 \text{ m}^3/\text{s}$ とした。したがって昭和 25 年に着手した第 3 次改修工事の計画高水流量は改訂しなかった。(図-4-2)

このようにして矢部川は長年泉の手によって改修を行ってきたが、昭和 45 年 5 月 1 級水系に指定され、河口より 17.2 km の区間が大臣管理となった。直轄管理以後は、本支川とも堤防の腹付、かさ上、狭さく部の引堤、水衝部の護岸、堤防拡築に伴う既設樋管の改築等を行ってきたが、

表-4-1 明治以降の主な水害
(昭和 28 年以前は福岡県災害史より)

発 生 年 月 日	被害区域
明治 18 年 8 月 25 日	泉下全校
33. 7. 3~21	"
38. 7. 26	"
大正 3. 8. 25	泉下全校特に有明海岸
5. 7.	泉下全校、三池、朝倉郡
10. 6.17~19	矢部川、筑後川流域
昭和 3. 6. 23	"
5. 7. 18	泉下全校
10. 6. 28	"
25. 9. 13	矢部川流域、豊前海岸
26. 10. 14	泉下全校
28. 6. 26	"
44. 7. 1	"
47. 7. 4	"

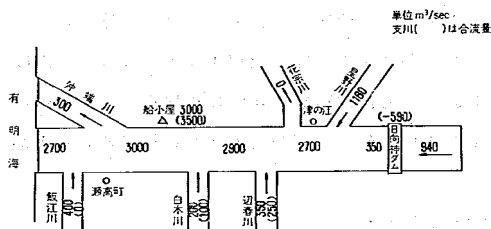


図-4-2 計画流量配分図

また昭和 47 年 6 月飯江川上流に豪雨があり、沿岸一帯に多大の被害を与えた。このためその後は本地区を重点的に改修工事を進めている現状である。

5. 沖端川への分流規制構造物の基本的な考え方

高水流量に対しては前章でもふれたように工事実施基本計画で、基準点船小屋の流量が $3,000\text{ m}^3/\text{s}$ のとき、沖端川へは $300\text{ m}^3/\text{s}$ の分派が計画されている。しかしながら沖端川下流部の流下能力は市街地をひかえていることもあって改修が進まず、現況では $200\text{ m}^3/\text{s}$ 程度がせいぜいの状態である。くわえて昭和47年7月に船小屋で $2,100\text{ m}^3/\text{s}$ の洪水があった。この時沖端川は $250\text{ m}^3/\text{s}$ と推定される流入量によって溢水破堤した事実がある。もし船小屋で $3,000\text{ m}^3/\text{s}$ の出水があれば、沖端川の流入部が現状のままならば $300\text{ m}^3/\text{s}$ を超える流量が流入しうるのである。これらの事実をふまえて当面、暫定的に無害流量とみられる $200\text{ m}^3/\text{s}$ の流入規制ができる構造物を現状河道に設置する案と、工事実施基本計画に基づいた $300\text{ m}^3/\text{s}$ の流入規制構造物を計画河道に設置する2つを基本として総合的な検討をしておく。

一方低水流量については台帳(市町村別井堰台帳)によると、船小屋で $Q=28.966\text{ m}^3/\text{s}$ のとき沖端川の水利権は $Q=22.259\text{ m}^3/\text{s}$ になっている。しかしながら現実には自然の河床は量の大小は別として刻々と変化しているし、松原堰の構造(堰のうち左岸側約半分は粗石を捨て込んだだけの透水構造であり、かつコンクリート固定堰部にも多くの穴があけられておりこれらの穴から常時水が漏れる構造になっている)から見ても管理状況の良否によって、低水の分派比はかなり変動するものと思われる。そこで今回の実験においては、昭和49年～50年にかけて現地で低水時の分派状況を流観によって把握し、できるだけ精確に現地の状態を拡大した抽出模型に再現し、現状を変えないように努める。(この場合河道の部分と大きな変動がないことが前提)

この2点を念頭において水理模型実験などの検討を進めた。

なお、この報告書で言う計画河道とは図-4-2に示す計画高水流量を流下させるために計画されている河道を言い、その計画河床高は船小屋から下流の本川ではほぼ現状の最深河床の凹凸を平均的に連ねた高さとなり、(13.8kmから上流 $i=1/600$ 、これより下流 $i=1/940$)沖端川の分流点では現在の最深河床から約1.5～2m下った高さである。

沖端川については、12.65kmより下流は現状のままで、これより上流の分流点までの間について同様に河床の掘削が行なわれた場合の河道であり、沖端川への流入規制構造物を築造する予定地点の12.65kmでは現在の最深河床から50～70cm程度下った高さとなる。

次に河川の分流点において2つ以上の河川に計画的に流量を分派させようとする場合には次のような分流方式が考えられる。

- a 分流点の堤防のり線形状、低水路、高水敷などを变化させる。
- b 固定ぜき、またはオリフィスを設ける。
- c 可動ぜき、水門を設ける。
- d 分流点下流の本川または派川もしくはその両方を改修する。

また b, c の場合には次の方式が考えられる。

- i) 本川にのみ、構造物を設ける
- ii) 派川にのみ構造物を設ける
- iii) 両川ともに構造物を設ける

以上のうちのいずれかの方式、または、いくつかを組み合わせた方式のなかで計画された流量配分をうるのに適当な方式をえらばよい。

今回の検討においてはこれらの中から表 7-1 に示すような 7 つのタイプについて調査した。

なお将来計画河道になった場合には今回の検討にはない本川に水門、派川に固定せきというような組合せも可能であろう。

6. 模型実験の相似律

〔6-1〕 相似律

模型における現象から実際の現象を量的に推定するには、模型における種々の水理量とそれぞれに対応する実物における水理量との間にある一定の関係がなければならない。これを与えるのが相似律である。相似律は、模型の現象と実際の現象を支配している方程式が同じものであり、かつ模型と実物においてはそれらの対応する方程式の対応する項の比が等しくなければならないという条件から求められる。

本実験において問題となるのは主として流水の運動であり、これを支配する方程式としては運動方程式、連続方程式、平均流速公式の3つを考えればよい。

$$\text{運動方程式} \quad -i + \frac{\partial h}{\partial x} + \frac{\partial v}{g \partial t} + I = 0 \quad (6-1)$$

$$\text{マンニングの平均流速公式} \quad V = \frac{1}{n} R^{2/3} I^{1/2} \quad (6-2)$$

$$\text{連続方程式} \quad \frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad (6-3)$$

模型と実物についてそれぞれこの3つの方程式をたて、対応する項の比を等しくおくことにより以下のような相似のための条件を得る。

$$\left. \begin{aligned} i_r &= X_r^{-1} \cdot h_r \\ V_r &= h_r^{1/2} \\ t_r &= X_r \cdot h_r^{1/2} \\ n_r &= X_r^{1/2} \cdot h_r^{2/3} \\ Q_r &= X_r \cdot h_r^{3/2} \end{aligned} \right\} \quad (\text{フルードの相似律}) \quad (6-4)$$

X_r : 水平方向の縮尺

h_r : 鉛直方向の縮尺

〔6-2〕 沖端川分流模型実験における模型の縮尺

模型は、全体模型（縮尺

表-6-1 水理量の縮尺

: 1/40) と抽出模型（縮尺: 1/10) を使用した。したがって、水理量の縮尺は前節の条件式から表-6-1 のようになる。

水 理 量	条 件	水 理 量 の 縮 尺	
		全 体 模 型 ($\frac{1}{40}$)	抽 出 模 型 ($\frac{1}{10}$)
長 さ	X_r 及び h_r	1: 40	1: 10
勾 配	$X_r^{-1} \cdot h_r$	1: 1	1: 1
流 速	$h_r^{1/2}$	1: 6.324	1: 3.162
時 間	$X_r \cdot h_r^{1/2}$	1: 6.324	1: 3.162
粗 度 係 数	$X_r \cdot h_r^{2/3}$	1: 1.849	1: 1.467
流 量	$X_r \cdot h_r^{3/2}$	1: 101.19	1: 31.62

7. 実験ケースと実験方法

〔7-1〕 実験の施設

模型は土木研究所篠崎試験所構内に製作した。一般に模型の縮尺は、精度上からなるべく大縮尺のものが要求されるが、実験場の制約から次のように決定した。なおこれらはすべてモルタル河床の固定床とした。

(1) 全体模型

模型は、昭和47年10月測量の横断面図に基づいて製作した。製作範囲は

矢部川 13.0 km ~ 13.9 km まで

沖端川 12.125 km (A20) ~

12.825 km (A0 分流点) までとした。

なお、横断間隔については次の通りである。

矢部川 13.3 ~ 13.4 km 間は 25 m

その他の区間は 50 m

沖端川 12.825 ~ 12.4 km 間は 25 m

12.325 km より下流は 100 m

全体模型においては、松原堰の石積み部分は固定（不透過）とし、その形状は固定部分の断面と同じに製作した。また沖端川の右岸に広がる遊水池は製作しなかった。（図-7-1、写-7-1及び写-7-2）

(2) 抽出模型

模型製作に使用した資料は、昭和50年6月測量の成果表に基づいて行った。製作範囲は

矢部川 沖端分流点附近

沖端川 12.125 km (A20) ~

12.825 km (A0 分流点) まで

とした。（図-7-2、写-7-3及び写-7-4）この場合における構断間隔は、次の通りである。

沖端川 12.825 km ~ 12.525 が 12.5 m

12.525 km から下流が 25 m

〔7-2〕 実験の概要

沖端川分流水理模型実験は、大略次の通り行った。(i)高水についての流入規制及び分流特性の検討は全体模型で行った。(ii)低水流量配分を現状の実績に合わせることを条件にした構造物の低水部分の形状検討を抽出模型で行なった。

全体模型で行われた実験の内容は次の通りである。

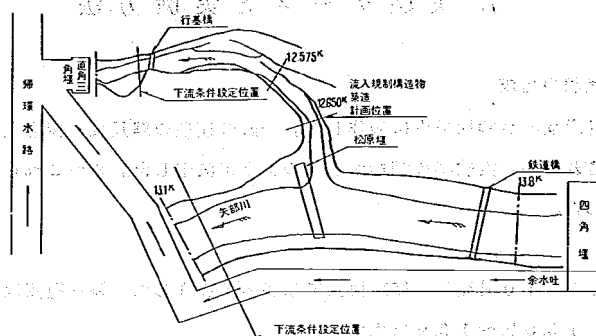


図-7-1 模型概要図 (全体模型)

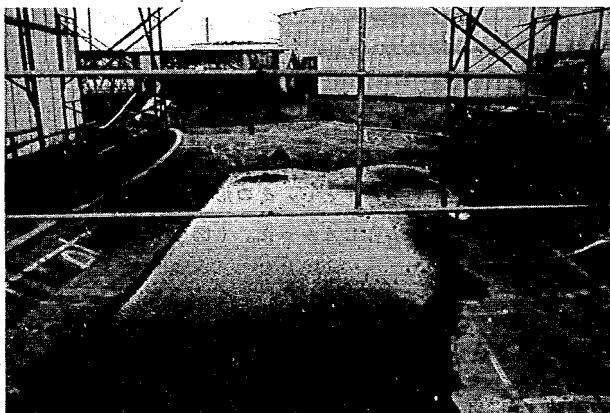


写真-7-1

矢部川

13.7kmより下流を見る

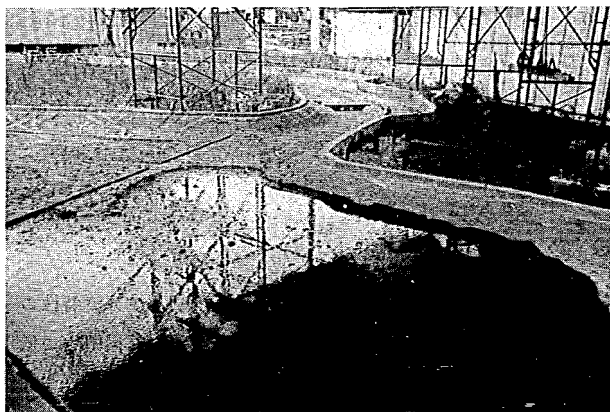


写真-7-2

矢部川13.45km(左岸)

より分流口を見る

- 遊水池の大部分を省略した模型であることがわかる

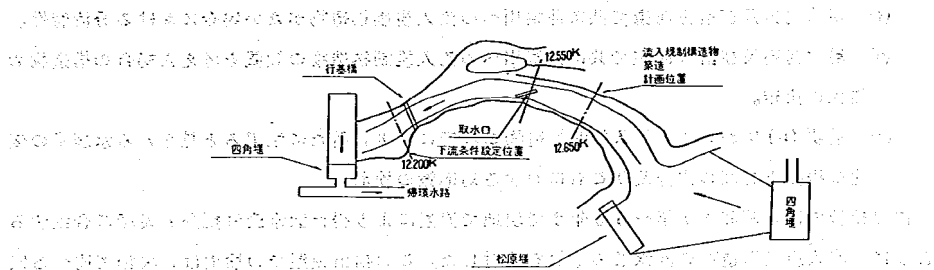


図-7-2 模型概要図 (抽出模型)

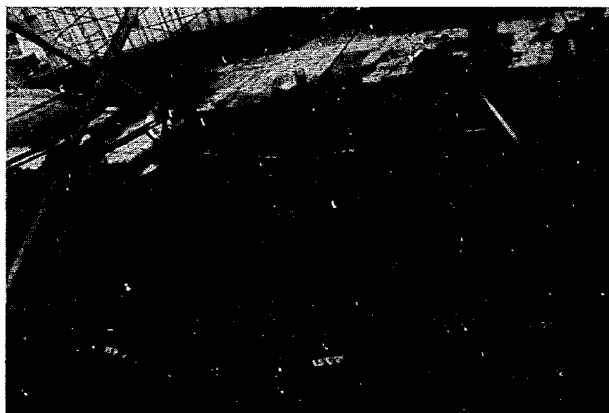


写真-7-3

沖端川 12.625 km

右岸より見る

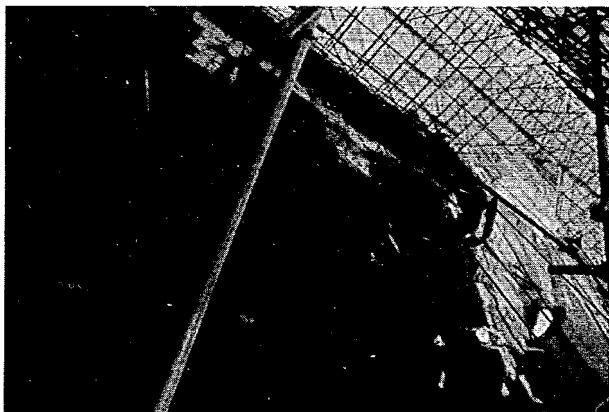


写真-7-4

沖端川 12.625 km

右岸より下流を見る

- (イ) 現状河道及び計画河道で共に沖端川への流入規制構造物が無い場合における分流特性。
- (ロ) 現状河道及び計画河道で共に沖端川への流入規制構造物の設置を考えた場合の構造物の諸元の決定。
- (ハ) 前項(ロ)において、流入規制構造物の設定により、新たに生ずると見られる水理量の変化の程度と範囲の調査及びこれに対する対応策の検討

抽出模型では、昭和47年～50年まで現地で流観により得た低水流量配分の実績に合致するように、流入規制構造物の低水部の形状を検討した。この抽出模型での検討は、次節で述べる穴あき固定ぜき(EⅡタイプ)についてのみ行った。

〔7-3〕 実験ケース

全体模型と抽出模型で行った実験ケースは、表7-1に示す通りである。検討を行なった流入規制構造物のタイプは、図7-3の通りである。

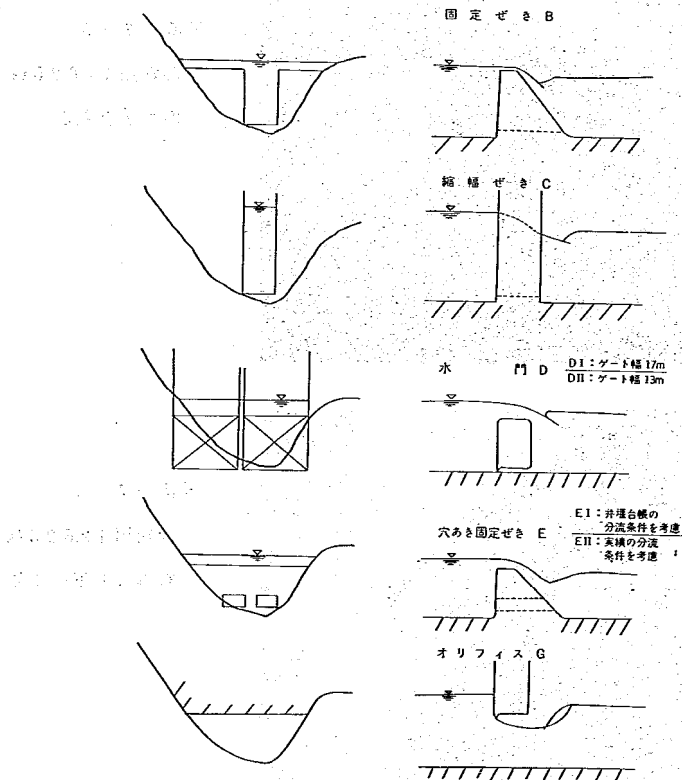
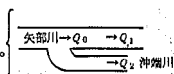


図-7-3 流入規制構造物概略図

表-7-1 実験ケース一覧表

構造物タイプ : 図-7-3参照
 分流方式 : 本文B案
 実験対象流量 : 特に記入のないかぎり Q_0 を表わす。



計号の説明

「構造物タイプ及び河道形状」

A: 現状河道構造物なし

B: 現状河道固定堰案

C: 現状河道堰案

D1・D2: 現状河道水門案

E1・E2: 現状河道穴あき固定堰案

Q: 現状河道リフイス案

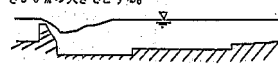
記号の直に「計画」としてあるものは、計画河道であることを示す。

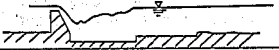
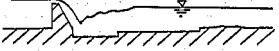
「分流方式」の欄で使した記号

- a: 分流点の地筋のり線形状、低水路、高水敷などを示す。
 b: 固定せき、またはオリフィスを設ける。
 c: 可動せき、水門を設ける。
 d: 分流点下流の本川または派川もしくはその両方を改修する。
 I): 本川にのみ構造物を設ける。
 II): 派川にのみ構造物を設ける。
 III): 両川ともに構造物を設ける。
 また、b、cの場合には次の方式が考えられる。

構造物タイプ 及び 河道形状	分流方式	実験区分	ケース 番号	測定項目				実験 対象流量	実験内容	実験結果	考察
				分流量	流向	水位	流速				
A 構造物なし (自然分流)		検証実験	1	○		○		2100	○昭和47年7月出水の指定分流量を模擬実験によって検証した。	○分流量については、現地こみ路から推定された値($Q_0 = 2100 \text{ m}^3/\text{s}$)のとき $Q_0 = 250 \text{ m}^3/\text{s}$ より大きく $Q_0 = 2100 \text{ m}^3/\text{s}$ のとき $Q_2 = 290 \text{ m}^3/\text{s}$ 、 $Q_0 = 2300 \text{ m}^3/\text{s}$ のとき $Q_2 = 310 \text{ m}^3/\text{s}$ の値が得られた。	○実験値の分流量(Q_0)が多くなったのは、神流川右岸に存在する遊水池の効果を考慮しなかった影響も考えられる。
			2	○		○		2300			
		本実験	3	○	○	○	○	3000	○現状河道の水理特性を把握した。 ○神流川隘入口右岸に大きな死水域を生ずる。 ○行基橋によるせき上げが $Q_0 = 200 \sim 3000 \text{ m}^3/\text{s}$ の範囲で $30 \sim 70 \text{ cm}$ である。 ○神流川12.625~12.700 kmの左岸沿いに $3 \text{ m}^2/\text{s}$ という速い流速を生じている。	○神流川右岸に発生する死水域には、土砂堆積の懸念がある。行基橋によるせき上げが大きいことは、行基橋自身が流入規制構造物の役目を果たしていると考えられる。自然分流方式では、神流川12.625 ~ 12.700 km区間の護岸を考えなければならない。	○神流川右岸に発生する死水域には、土砂堆積の懸念がある。行基橋によるせき上げが大きいことは、行基橋自身が流入規制構造物の役目を果たしていると考えられる。自然分流方式では、神流川12.625 ~ 12.700 km区間の護岸を考えなければならない。
			4	○	○	○	○	2000			
			5	○	○	○	○	1000			
			6	○	○	○	○	500			
			7	○	○	○	○	4000		○ $Q_0 = 4000 \text{ m}^3/\text{s}$ のときの分流量は、 $Q_2 = 530 \text{ m}^3/\text{s}$ 、 $Q_0 = 3000 \text{ m}^3/\text{s}$ が $Q_2 = 370 \text{ m}^3/\text{s}$ となり、石積みが流失したことによる変化は明確に表われなかった。	○石積みが流失したことによる影響は、高水流量のほかに低水流量についての影響を考えなければならない。
			8	○	○	○	○	3000			
			9	○	○	○	○	3000	○分流点において、2次流の存在を確認するために水深別(低流、中流、上層流線)の流向特性を調査した。	○水深別の流向は分流口付近でその違い(低層と上層流線の違い)がわずかに現われる程度であった。	○低層と上層流線の相違は一般断面水路の実験等で明確に測定されている。しかし、矢部川のような分流点でその違いが明確にされなかったのは、川幅/水深の比が一般断面水路の値と大きく違っているためと思われる。
			10	○	○	○	○	2000			
			11	○	○	○	○	1000			
			12					3000	○流砂実験により、分流点付近における洗掘・堆積の傾向を調査した。	○ $Q_0 = 3000, 850 \text{ m}^3/\text{s}$ について行った結果は、現在の河床形状に大体合っている。	○この実験の給砂法は、矢部川13.7 km断面において、運ばれただけ給砂したものであるから堆積の傾向程度しか判断できない。
			13					850			
			14	○		○		5	○低水流量を対象に、分流量および水面形の測定を行った。	○神流川への低水流量配分については $Q_0 = 5 \sim 35 \text{ m}^3/\text{s}$ の範囲で $0 \sim 10 \text{ m}^3/\text{s}$ である。	○この実験では低水時の水位・流量曲線を作成して、それから低水分流に影響を与えない水勘線と求めようとしたものである。しかし、配分率を見ると $0 \sim 1.6 \text{ m}^3/\text{s}$ (現地流量では $80 \text{ m}^3/\text{s}$ 前後)となっており、現地流量観測結果と大きく違っている。したがって抽出模範で検討の必要性がある。
			15	○		○		15			
			16	○		○		25			
			17	○		○		35			
			18	○		○		3000		○神流川流頭部の法線を改造して流入規制を行うことを試みた。	○分流点における流量配分は、分流点下流水路の水理条件によって決まり、流頭部の法線を変えたことにより、流量配分を大きく変えることはできなかった。
B	b-II	予備実験	19	○		○		3000			
			20	○		○		3000			
B	b-II	予備実験	21	○				3000	○ $Q_2 = 300 \text{ m}^3/\text{s}$ となるような固定堰の天端高さを求める。	○敷高 = TP+6.00 m、天端高 = TP+9.7 m、通水幅 = 9.5 m	○低水時は、市町村別排水台帳の配分に基づくことを原則にした。
			22	○				3000			

構造物タイプ 及び 河道形状	分流通方式	実験区分	ケース 番号	測定項目				実験 対象流量	実験内容	実験結果	考察
				分流通	流向	水位	流速				
B	b-II)	本実験	22	○	○	○	○	3000	○予備実験(ケース番号21)で決定した構造物を設置した状態で、水理特性を把握した。	○沖端川への流量配分率は、 $Q_0 = 500 \sim 3000 \text{ m}^3/\text{s}$ の範囲で8.8～10.7%である。 ○流線は、法線と平行になっている。又、沖端川流入口右岸に死水域を生ずる。 ○流入規制構造物上下流の水位差は、 $Q_0 = 500 \sim 3000 \text{ m}^3/\text{s}$ の範囲で1.3～1.5mである。 ○流入規制構造物下流の流速は、最大で5.2 m/sとなっている。	○この流入規制構造物の問題点は、構造物下流の減勢をいかにして行なうかである。
			23	○	○	○	○	2000			
			24	○	○	○	○	1000			
			25	○	○	○	○	500			
		予備実験	26	○	○	○	○	3000	○予備実験(ケース番号21)で決定した構造物を設置して最良の減勢工を検討した。	○減勢工(減勢池)の規模は、幅9.5m、深さと長さ深さ3.5mが長さ30m、その下流に深さ1.5mで長さ10mの大きさとする。	○減勢工の検討は、減勢工を通じた後の流速が、構造物が設置されない状態での流速に近づくように行なった。
			27	○	○	○	○	3000			
		本実験	28	○	○	○	○	3000	○予備実験(ケース番号26.27)で決定した減勢工の効果を調査した。	○減勢池内の流速は、高流速のままであるが、減勢池通過後は河床付近で3 m/s程度である。	
			29	○	○	○	○	3000			
		本実験	30	○	○	○	○	3000	○予備実験(ケース番号29)で決定した構造物を設置した状態で、水理特性を把握した。	○沖端川への流量配分率は、 $Q_0 = 2000 \sim 3000 \text{ m}^3/\text{s}$ の範囲で7.5～7.3%程度である。 ○流入規制構造物下流50m地点での流速は、5～6 m/sである。	○ $Q_0 = 300 \text{ m}^3/\text{s}$ 、規制構造物同様に、構造物下流の減勢をいかにして行なうかが問題である。
			31	○	○	○	○	2000			
		予備実験	32	○	○	○	○	3000	○予備実験(ケース番号29)で決定した構造物を設置して最良の減勢工を検討した。	○減勢池の規模は、幅9.5m、深さと長さについては深さ3.5mが長さ20m、その下流深さ2.5mが長さ30mの大きさとする。	○減勢工の検討は、減勢工を通じた後の流速が構造物が設置されていない状態での流速に近づくように行なった。
			33	○	○	○	○	3000			
			34	○	○	○	○	3000			
		本実験	35	○	○	○	○	3000	○予備実験(ケース番号32～34)で決定した減勢工の効果を調査した。	○減勢池内の流速は依然速いが、減勢池通過後は河床付近で3 m/s程度である。	
			36	○	○	○	○	3000			
		本実験	37	○	○	○	○	3000	○予備実験(ケース番号36)で決定した構造物を設置した状態で、水理特性を把握した。	○沖端川への流量配分率は、 $Q_0 = 2000 \sim 3000 \text{ m}^3/\text{s}$ の範囲で3.9～3.3%程度である。 ○構造物通過後の流水は、右岸に当たり、流速も構造物下流50m地点で4 m/s。	○ $Q_0 = 100 \text{ m}^3/\text{s}$ 、規制構造物は、通水部数をTP+6.00mに固定したならば、通水幅を5mとしなければならない。しかし、この通水幅と敷高では井堰台様の配分を満足することはできない。
			38	○	○	○	○	2000			
C	b-II)	予備実験	39	○	○	○	○	3000	○ $Q_0 = 300 \text{ m}^3/\text{s}$ となるような通水幅を求めた。	○敷高=TP+6.50m、通水幅=15.0m	○低水時は、市町村別井堰台様の配分に基づくことを原則にした。
			40	○	○	○	○	3000			
		本実験	41	○	○	○	○	3000	○予備実験(ケース番号39)で決定した構造物を設置した状態で水理特性を把握した。	○沖端川への流量配分率は $Q_0 = 500 \sim 3000 \text{ m}^3/\text{s}$ の範囲で9.7～13.6%である。 ○流線は法線に平行になっており、特筆すべき現象は見られない。 ○流入規制構造物上下流の水位差は、 $Q_0 = 500 \sim 3000 \text{ m}^3/\text{s}$ の範囲で1.3～2.7mである。 ○構造物より下流70m地点の流速は、速いところで、4.2 m/sとなっている。	○流入規制構造物の設置したことにより、その下流に高流速を生じる。したがって、この減勢をいかにして行なうかが問題となる。
			42	○	○	○	○	2000			
			43	○	○	○	○	1000			
			44	○	○	○	○	500			



構造物タイプ 及び 河道形状	分排水方式	実験区分	ケース 番号	測定項目				実験 対象流量	実験内容	実験結果	考察
				分流量	流向	水位	流速				
C	b-II	予備実験	44		○			3000	○予備実験(ケース番号39)で決定した構造物を設置して最良の減勢工を検討した。	○減勢池の規模は、幅1.5m、深さ長さについては、深さ2.5mが長さ2.5m、その下流深さ1mが長さ2.5mの大きさである。 	○検討された減勢池は、固定堰案の場合と同じく大規模なものであるため採用の際には、十分検討する必要がある。
			45		○			3000			
			46		○			3000			
		本実験	47		○	○	○	3000	○予備実験(ケース番号44~46)で決定した減勢工の効果を開示した。	○減勢池通過後の流速は3m/s程度となっている。	
		予備実験	48	○				3000	○ $Q_2 = 200 \text{ m}^3/\text{s}$ となるような通水幅を求めた。	○敷高=TP+6.00m 通水幅=9.5m	○低水時は、市町村別井堰台帳の配分に基づくことを原則にした。
		本実験	49		○	○	○	3000	○予備実験(ケース番号48)で決定した構造物を設置した状態で水理特性を把握した。	○沖端川への流量配分率は $Q_0 = 500 \sim 3000 \text{ m}^3/\text{s}$ の範囲で6.8~10.0%である。 ○流入規則構造物上下流の水位差は $Q_0 = 500 \sim 3000 \text{ m}^3/\text{s}$ の範囲で1.4~4.2mである。 ○構造物より下流70m地点の流速は7m/s程度となっておりほとんど減少していない。	○構造物下流の減勢に問題がある。
			50		○	○	○	2000			
			51		○	○	○	1000			
			52		○	○	○	500			
		予備実験	53		○			3000	○予備実験(ケース番号48)で決定した設置して最良の減勢工を検討した。	○減勢池の規模は、幅9.5m深さと長さについては、深さ1.5mが長さ20m、その下流深さ3.5mが長さ30mの大きさとする。 	○減勢池の規模は、300mの場合と同じく大きなものである。 したがって、採用の際には、十分検討する必要がある。
			54		○			3000			
			55		○			3000			
		本実験	56		○	○	○	3000	○予備実験(ケース番号53~55)で決定した減勢工の効果を開示した。	○減勢池通過後の流速は3m/s程度となっている。	
		予備実験	57	○				3000	○ $Q_2 = 100 \text{ m}^3/\text{s}$ となるような通水幅を求めた。	○敷高=TP+6.00m 通水幅=5.0m	○低水時は、市町村別井堰台帳の配分に基づくことを原則にしていたが、その条件を満足できなかった。
			58		○	○	○	3000	○予備実験(ケース番号57)で決定した構造物を設置した状態で水理特性を把握した。	○沖端川への流量配分率は $Q_0 = 500 \sim 3000 \text{ m}^3/\text{s}$ の範囲で4~6%である。 ○流入規則構造物上下流の水位差は、 $Q_0 = 500 \sim 3000 \text{ m}^3/\text{s}$ の範囲で2.2~4.8mである。 ○構造物より下流70m地点の流速は、速いところで4m/s程度である。	○構造物下流の減勢に問題がある。
			59		○	○	○	2000			
			60		○	○	○	1000			
			61		○	○	○	500			
D I	b-II	予備実験	62	○				3000	○ $Q_0 = 200 \text{ m}^3/\text{s}$ となるようなゲート天端高を求めた。	○天端高 TP+9.80m	○水門案のゲート操作は、高水時にオーバーフローで処理することと計画されている。したがって、固定堰及び縮部堰案はどの高流速は発生していないと考えてよい。
		本実験	63		○	○	○	3000	○ケース番号62で求めた構造物を設置した状態で水理特性を把握した。	○構造物上下流の水位差は、 $Q_0 = 3000 \text{ m}^3/\text{s}$ で2.6mである。	
		予備実験	64	○				3000	○ $Q_2 = 100 \text{ m}^3/\text{s}$ となるようなゲート天端高を求めた。	○天端高 TP+10.5m	
		本実験	65		○	○	○	3000	○ケース番号64で求めた構造物を設置した状態で水理特性を把握した。	○構造物上下流の水位差は、 $Q_0 = 3000 \text{ m}^3/\text{s}$ で3.8mである。	

構造物タイプ 及び 河道形状	分流方式	実験区分	ケース 番号	測定項目			実験 対象流量	実験内容	実験結果	考 察
				分流量	流向	水位	流速			
D II	C-II)	予備実験	66	○				3000	○ $Q_2 = 3000 \text{ m}^3/\text{s}$ となるようなゲート天端高を求めた。	○ 天端高 TP+8.30 m
		本実験	67 68 69	○ ○ ○	○ ○ ○	○ ○ ○		3000 2000 1000	○ ケース番号66 で求めた構造物を設置した状態で水理特性を把握した。	○ $Q_0 = 300 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合について述べると、構造物上下流の水位差は1.1 mとなっている。流速については、構造物下流40 m地点で3 m^3/s となっている。
		予備実験	70					3000	○ $Q_2 = 200 \text{ m}^3/\text{s}$ となるようなゲート天端高を求めた。	○ 天端高 TP+9.30 m
		本実験	71 72 73	○ ○ ○	○ ○ ○	○ ○ ○		3000 2000 1000	○ ケース番号70 で求めた構造物を設置した状態で水理特性を把握した。	○ $Q_0 = 3000 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合について述べると構造物上下流の水位差は、2.3 mとなっている。流速については、構造物下流40 m地点で2.7 m^3/s である。
		予備実験	74				○	3000	○ 試験工を設置して、構造物下流の流速を調査した。	○ 構造物下流30 m地点で、2.5 m^3/s の流速となっている。
			75	○				3000	○ $Q_2 = 100 \text{ m}^3/\text{s}$ となるようなゲート天端高を求めた。	○ 天端高 TP+10.20 m
		本実験	76		○	○	○	3000	○ ケース番号75 で求めた構造物を設置した状態で水理特性を把握した。	○ 構造物上下部の水位差4 mで、40 m地点での流速は、3 m^3/s である。
										○ 流速分布から検討すると、長さ25 m程度の水叩を設ければ十分である。
E I	b-II)	予備実験	77	○				3000	○ $Q_2 = 200 \text{ m}^3/\text{s}$ となるような天端高を求めた。	○ 天端高 TP+9.80 m
		本実験	78 79 80 81	○ ○ ○ ○	○ ○ ○ ○			3000 2000 1000 500	○ ケース番号77 で求めた構造物を設置した状態で水理特性を把握した。	○ 沖端川への流量配分率は $Q_0 = 500 \sim 3000 \text{ m}^3/\text{s}$ の範囲で10~7%である。 ○ 構造物上下流の水位差は、 $Q_0 = 3000 \text{ m}^3/\text{s}$ のとき2.2 mである。
			82		○	○		3000	○ ケース番号77 で求めた構造物を設置した状態で沖端川の水面形を調査した。	
		予備実験	83	○				3000	○ $Q_2 = 300 \text{ m}^3/\text{s}$ となるような天端高を求めた。	○ 天端高 TP+9.15 m
		本実験	84		○	○		3000	○ ケース番号83 で求めた構造物を設置した状態で沖端川の水面形を調査した。	○ 構造物上下流の水位差は、1.5 mである。
E II	b-II)	検証実験	85			○		$Q_2 = 1242$	○ 抽出模型の粗度調整	○ 粗度調整は、各断面の左右岸の水位実測値と模擬値が大体一致したところで止めた。
			86			○		3000	○ 全体模型の粗度調整	○ 0.03 を目標に調整した結果大体 ≈ 0.03 程度となった。
		本実験	87 88 89			○ ○ ○		$Q_2 = 4.41$ $Q_2 = 1242$ $Q_2 = 23.00$	○ 抽出模型により、低水部分の形状を決定した。	○ 敷高 TP+6.00 m 通水第2連、一連の通水幅7.50 m 堰柱幅2.0 m、通水部の高さ1.50 m
			90 91	○ ○				3000 3000	○ 構造物の天端高を求めた。	○ $Q_2 = 200 \text{ m}^3/\text{s}$ 規制構造物の天端高 TP+10.4 m ○ $Q_2 = 300 \text{ m}^3/\text{s}$ 規制構造物の天端高 TP+9.2 m
										○ 低水部形状の検討にあたっては通水幅だけを未知数として、その他のものは、設計条件として与えたものである。したがって、設計条件を達すれば通水幅も定ってくる。しかし、ここで与えた敷高堰柱幅については妥当なものと思われる。
										穴あき部から流出する横流をいかにして、減勢するかが問題である。

構造物タイプ 及び 河道形状	分流方式	実験区分	ケース 番 号	測 定 項 目				実 験 対 象 流 量	実 験 内 容	実 験 結 果	考 察		
				分流	流向	水位	流速						
E II	b-II)	本 実 験	92					3000	○減勢工なしの状態での流速測定を行い、減勢工の必要性を検討した。	○ $Q_0 = 200, 300 \text{ m}^3/\text{s}$ 規制構造物について及び構造物上流の水位が天端高と等しくなったときの状態で流速測定を行った結果、構造物下流 50 m 地点の流速が 4 ~ 6 m/s となっている。	○実験結果よりわかることは、構造物下流に減勢工を設けて、減勢後の流速が 3 m/s 程度以下となるようにしなければならないことである。		
			93					3000					
			94					3000					
			95		○	○	○	3000	○減勢池の規模を検討した。 流入規制構造物は、 $Q_2 = 300 \text{ m}^3/\text{s}$ 規制 $Q_2 = 200 \text{ m}^3/\text{s}$ 規制の 2 種類			流速縦断分布図…… 図-8-38 流速測定結果表…… 表-8-11	○本文〔8-2〕、(例)参照
			96		○	○	○	3000					
			97		○	○	○	3000					
			98		○	○	○	3000					
			99		○	○	○	3000					
			100		○	○	○	3000					
			101		○	○	○	3000					
			102		○	○	○	3000					
			103		○	○	○	3000	○減勢池にバップルピアーを設置したことの効果を調査				
			104	○		○	○	3000	○減勢池付近の法線形状を変えた状態で、減勢池には、バップルピアーを設けて減勢池の検討を行った。 $Q_2 = 300 \text{ m}^3/\text{s}$ 規制構造物を設けた状態 $Q_2 = 300 \text{ m}^3/\text{s}$ 規制構造物で、天端付近の水位 $Q_2 = 200 \text{ m}^3/\text{s}$ 規制構造物を設けた状態 $Q_2 = 200 \text{ m}^3/\text{s}$ 規制構造物で、天端付近の水位				
			105	○		○	○	3000					
			106	○		○	○	3000					
			107	○		○	○	3000					
			108	○		○	○	3000	○減勢池なしの状態で行った。 $Q_2 = 300 \text{ m}^3/\text{s}$ 規制構造物を設けた状態 $Q_2 = 300 \text{ m}^3/\text{s}$ 規制構造物で、天端付近の水位 $Q_2 = 200 \text{ m}^3/\text{s}$ 規制構造物を設けた状態 $Q_2 = 200 \text{ m}^3/\text{s}$ 規制構造物で、天端付近の水位				
			109	○		○	○	3000					
			110	○		○	○	3000					
			111	○		○	○	3000					
			112			○		4.41	○推出型により、減勢工を設けたことによる低水分流への影響を調査			○減勢池の影響は、模型上でほとんど確認できない。	○減勢池を設けたことによる影響はわずかなものであり、その影響も分流点迄へ全間で消散すると思われる。
			113			○		12.42					
			114			○		23.00					
115	○		○		3000	○ $Q_2 = 300 \text{ m}^3/\text{s}$ 規制構造物を設置した状態で、水理特性を把握した。	○沖堀川への流量配分率は 500~8000 m^3/s の範囲で 1.4 ~ 9.5 である。 ○構造物上下流の水位差は、500 ~ 8000 m^3/s の範囲で 0.6 ~ 1.3 m である。						
116	○		○		2000								
117	○		○		1000								
118	○		○		500								
119	○		○		3000	○ $Q_2 = 200 \text{ m}^3/\text{s}$ 規制構造物を設置した状態で、水理特性を把握した。	○沖堀川への流量配分率は 500 ~ 3000 m^3/s の範囲で 1.4 ~ 6.7 である。 ○構造物上下流の水位差は、500 ~ 3000 m^3/s の範囲で 0.6 ~ 2.4 m である。						
120	○		○		2000								
121	○		○		1000								
122	○		○		500								
123	○		○		3000	○計画河道においての $Q_2 = 200 \text{ m}^3/\text{s}$ 規制構造物を現状河道に設置して行った。	○ $Q_0 = 3000 \text{ m}^3/\text{s}$ のとき $Q_2 = 370 \text{ m}^3/\text{s}$ となる。						

構造物タイプ 及び 河道形状	分流方式	実験区分	ケース 番号	測定項目				実験 対象流量	実験内容	実験結果	考察	
				分流量	流向	水位	流速					
E II	b-II	本実験	124			○		3000	○行基橋付近の河床を掘削したことによる影響を調査した。 ($Q_2 = 200$ 及び $300 \text{ m}^3/\text{s}$ 規制構造物を設置して行った。)	○1 次改造 $Q_2 = 200 \text{ m}^3/\text{s}$ 規制構造物では、1.24km 付近で水位が 15cm 下がる。 ○ $Q_2 = 300 \text{ m}^3/\text{s}$ 規制構造物では、1.24km 付近で水位が 25cm 下がる。 ○2 次改造 $Q_2 = 200 \text{ m}^3/\text{s}$ 規制構造物では、1.24km 付近で水位が 45cm 下がる。 ○ $Q_2 = 300 \text{ m}^3/\text{s}$ 規制構造物では、1.24km 付近で水位が 45cm 下がる。	○1.24km 付近での水位差は、実験結果で示すように、明確に表われるが構造物直上流の水位は、改造前とはほとんど変わらない。したがって、行基橋を掘削したことによる分流量の変化もほとんどないと考えてよい。	
			125					3000				
			126					3000				
			127					3000				
								3000				
E II	b-II	本実験	128			○		4.41	○通水路を 2 連から 3 連にしたことによる、低水分流への影響を調査した。	○2 連から 3 連にしたことにより、分流点での水位が 4cm 程度上昇した。	○通水路の数を増すことによる影響は、通水路の総幅を 1.5m に保つことによりいくらかなくすることができるが、流量係数の変化による分流量へ減少についての対策は、通水路の前増しで対応することになる。	
			129					1242				
			130			○		23.00				
G	b-II	予備実験	131	○				3000	○ $Q_2 = 300 \text{ m}^3/\text{s}$ となるような開度を求めた。	○流入規制構造物下流 TP+8.88m	○低水時は、現状の分流実験に基づくことを原則にしている。	
		本実験	132				○	3000	○ケース番号 131 で求めた構造物を設置した状態で分流特性を把握した。	○沖端川への流量配分率は、 $Q_0 = 500 \sim 3000 \text{ m}^3/\text{s}$ の範囲で 12~10% である。 ○構造物下流 80~100m まで、3 m/s 以上の流速となっている。	○構造物付近の河床は、低水時の分流を現状の分流実験に合わせることを原則にしているため、保護工ができない。したがって、一回高水が出れば、その付近の河床は大きく変わり低水時の分流も現状の実験を満足することができなくなると思われる。	
			133	○				2000				
			134	○				1000				
			135	○				500				
		予備実験	136	○				3000	○ $Q_2 = 200 \text{ m}^3/\text{s}$ となるような開度を求めた。	○流入規制構造物下流 TP+7.52m		
		本実験	137				○	3000	○ケース番号 136 で求めた構造物を設置した状態で、分流特性を把握した。	○沖端川への流量配分率は、 $Q_0 = 500 \sim 3000 \text{ m}^3/\text{s}$ の範囲で 12~6.7% である。 ○構造物下流 120~130m まで 3 m/s 以上の流速となっている。		
			138	○				2000				
			139	○				1000				
			140	○				500				
計画 F	構造物なし (自然分流)	本実験	141	○	○			2000	○分流特性を把握した。 ○低水部 $n = 0.035$ 高水部 $n = 0.04$ として調整した。 ○ケース番号 144 により調整された河道において行った。 ○水位は、計画高水位より、1.2~1.5m 低くなっている。	○沖端川への流量配分率は、 $Q_0 = 500 \sim 2000 \text{ m}^3/\text{s}$ の範囲で、0~0.8% である。 ○低水部 = 0.0345~0.0357 高水部 = 0.0392~0.0403 の範囲内に調整した。 ○水位は、計画高水位より、1.2~1.5m 低くなっている。	○ $Q_0 = 3000 \text{ m}^3/\text{s}$ の時は、自然分流の状態では、 $Q_0 = 300 \text{ m}^3/\text{s}$ となる。 ○沖端川筋の流速は、河床付近で 2.5 m/s 前後である。 ○分流点では、前後の粗度付から判断して調整した。	
			142	○	○			1000				
			143	○	○			500				
			144			○		3000 1000				
			145			○	○	3000				
計画 D II	c-III	予備実験	146	○				3000	○ $Q_2 = 300 \text{ m}^3/\text{s}$ となるようなゲート天端高を求めた。(松原堰全開)	○ゲート天端高 = TP+8.50m	○低水時は、ゲートを開いて、沖端川へ分流する。	
		本実験	147			○	○	3000	○ケース番号 146 で求めた構造物を設置した状態で、水利特性を把握した。	○沖端川への流量配分率は、 $Q_0 = 500 \sim 3000 \text{ m}^3/\text{s}$ の範囲で 2~10% である。	○ $Q_0 = 200$ 及び $300 \text{ m}^3/\text{s}$ 規制の場合には、流入規制構造物下流 40m 地点まででだいたい 3 m/s 以下の流速になっている。この結果は、矢部川が現状河道の場合に測定した流速より速い。このことは、矢部川が増計画河道の場合においてのゲート天端高が現状河道の場合のそれと比べて低いため、天端から流水が落下したことによる損失は小さいことによると思う。したがって、計画河道水門案の場合には、小規模なエンドシールを設けることも考えられる。	
			148			○	○	2000				
			149			○	○	1000				
			150			○	○	500				

構造物タイプ 及び 河道形状	分注方式	実験区分	ケース 番号	測定項目				実験 対象流量	実 験 内 容	実 験 結 果	考 察
				分注率	流向	水位	流速				
計画DII	e-II)	予備実験	151	○				3000	○ $Q_2 = 200 \text{ m}^3/\text{s}$ となるようなゲート天端高を求めた。	○ ゲート天端高 $= TP + 8.40 \text{ m}$	
			152		○	○	○	3000	○ ケース番号151で求めた構造物を設置した状態で水理特性を求めた。	○ 沖端川への流量配分率は $Q_0 = 500 \sim 3000 \text{ m}^3/\text{s}$ の範囲で $0 \sim 6.7$ である。 ○ $Q_0 = 500$ 及び $1000 \text{ m}^3/\text{s}$ の時は沖端川へ分流しない。	
			153	○	○			2000			
			154	○	○	○		1000			
			155	○	○			500			
計画E I	b-II)	予備実験	156	○				3000	○ $Q_2 = 200 \text{ m}^3/\text{s}$ となる天端高を求めた。 ○ 試剪工の検討を行った。	○ 天端高 $= TP + 8.80 \text{ m}$	○ 低水時は、市村町別科塚台堰に基づくことを原則にした。
			157				○	3000			
		本実験	158		○	○	○	3000	○ ケース番号156, 157で求めた構造物を設置した状態で水理特性を求めた。	○ 沖端川への流量配分率は $Q_0 = 500 \sim 3000 \text{ m}^3/\text{s}$ の範囲で $0 \sim 6.7$ である。 ○ $Q_0 = 500 \text{ m}^3/\text{s}$ については沖端川へ分流しない。 ○ 構造物下流の流速は、 $20 \sim 30 \text{ m}$ 下流で整常な分布となっている。	○ 構造物下流の流速は、穴あき部から放流される流水と、天端から落下する流水とがぶつかることにより大きな乱流を発生することはないと思われる。
			159	○	○			2000			
			160	○	○	○		1000			
			161	○	○			500			

8. 実験結果と考察

〔8-1〕 低水時の分流

現況の低水流量配分を維持する為には、沖端川12.65kmに構造物を設けた場合に分流点(12.75~12.825km付近)まで構造物による水位の影響がないようにしなければならない。そこで、構造物を設けたことにより生じた背水が、どの程度まで影響しているかを調べ、背水の影響が及ばないような構造物の低水部の形状を検討した。

(1) 検証実験

沖端川の低水時の状況は、写-8-1、写-8-2のようである。



写真-8-1

沖端川12.600km

右岸より上流を見る

- 水草の密生状態がわかる

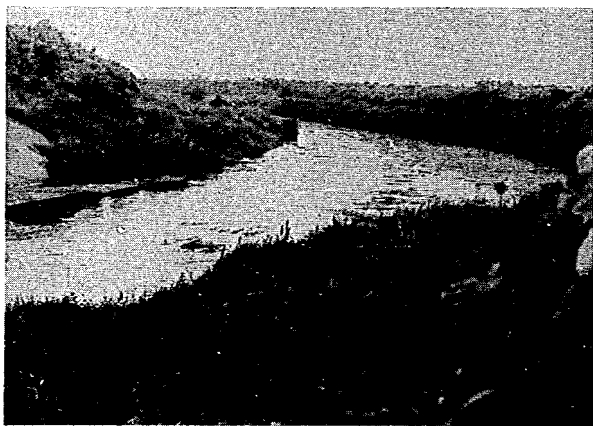


写真-8-2

沖端川12.700km

右岸より下流を見る

そして、この付近の粗度は現地の流観の値から逆算すると、 $n = 0.08$ にもおよぶところがある。このデータは、流量が約 $5 \text{ m}^3/\text{s}$ 程度、流速として 5.0 cm/s 内外水深が 1 m 程度の所である。このあたりに密生している水草の丈は、 2 m 程度はあるものと思われる。これらの条件を U.S. soil conservation service の資料 (図-8-1) に対応させてみると、平均流速と径深の積 $VR = \text{feet}^2/\text{s}$ で減速程度が非常に大という A の部類に属する。したがって、 $n = 0.08$ もうなづける値である。次にこの粗度を模型に再現する場合、従来行なわれている粗度付けの方法 (豆砂利による粗度づけ) では、粗度付けされた豆砂利の高さは模型上で数 cm にもおよび流水の特性が著しく変化して現象の再現が困難である。これから見ると低水部の水面幅の半分位まで藻が密生している。そのため今回の粗度付けは、新しい試みとして金網による方法を取り入れた。

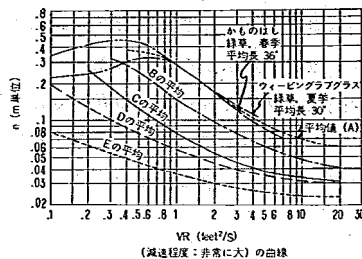


図-8-1 $n-VR$ の実験曲線
(U.S. Soil Conservation Service)

粗度付けの作業は検証実験対象流量を $12.42 \text{ m}^3/\text{s}$ として行い、現地の水位実測結果と比較しながら、模型上でその差が $\pm 1 \text{ mm}$ 以内に調整できるように目標をおいたが、許容誤差としていた $\pm 1 \text{ mm}$ に近づけるのが相当困難であったため、図-8-2に示すように $12.600 \sim$ 分流点 (12.825 km) まで (本実験で最も高い精度が要求される区間) が大体調整できた段階で打切った。

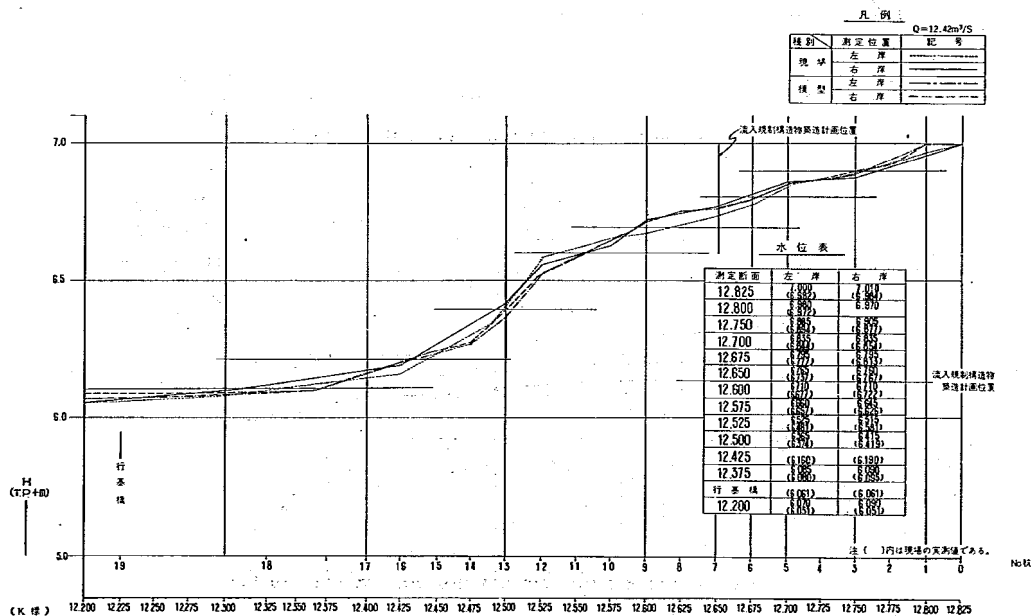
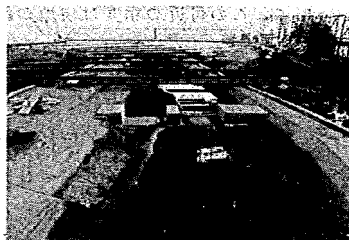


図-8-2 沖端川水位縦断面図 (抽出模型)

(2) 現状の分流比を維持するために必要な低水部の諸元
 1 2.6 5 km地点に写-8-3 (構造物は穴あき固定ぜきであるが抽出模型では上部を除いた構造物で行った) に示す形状の構造物を設けた場合に分流点へ水位の影響がないような敷高と通水幅を検討した。

沖端川 1 2.8 2 5 km地点の $H \sim Q$ は、現地流観の結果から図-8-3 のようになっている。構造物を設けた場合にこの断面での $H \sim Q$ に影響がなければ、現地においても現



写-8-3 穴あき固定ぜきの
 低水部形状および設置状態

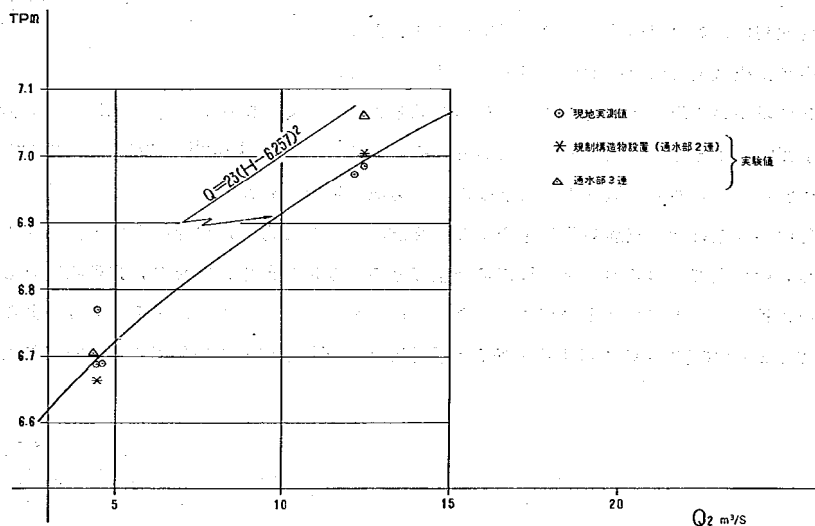


図-8-3 沖端川 1 2.8 2 5 km (No. 0) $H \sim Q$

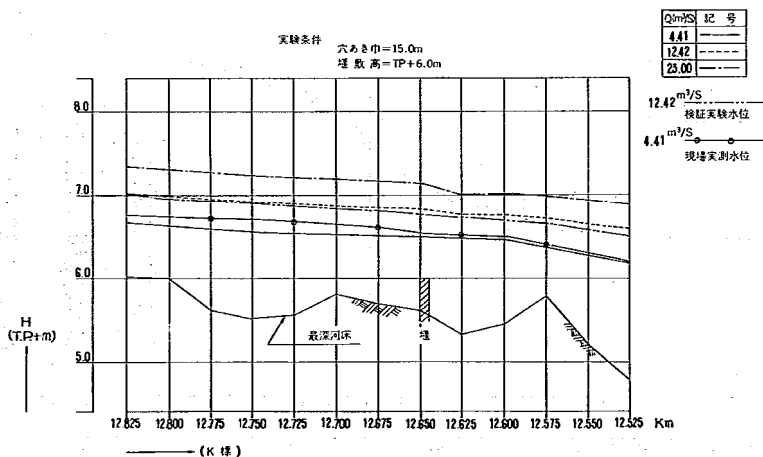


図-8-4 水位縦断図 (抽出模型)

状河道に大きな変動が生じない限り現状の低水流量配分をほぼ維持することができると考えられる。

実験対象流量は実測値が存在する4.41, 1.242 m^3/s 及び市町村別井堰台帳に登録されている沖端川筋の最大取水量、約23 m^3/s の3ケースを選んだ。

検討結果は、図-8-4及び表-8-1の通りである。

1.2825 m の水位測定値を図-8-3に*印でプロットすれば、粗度調整の対象流量である1.242 m^3/s については、構造物(数高6.00 m 通水部7.5 $m \times 2$)を設けた場合に、構造物がない場合の水位に大体一致する。また、その他2ケースの流量については、4.41 m^3/s についての検討結果は現地換算で4 cm 低く表われ、23 m^3/s についての検討結果は現地換算で8 cm 高く(外そうされたH~Q図に比べて)表われた。

これらの結果から12 m^3/s 程度の分流量については、実績に近い配分率で分流するが、4 m^3/s 又は23 m^3/s 等のように、粗度調整対象流量と違った流量になれば、やや実績と違った値となる。このことはすべての流量に対して満足できる粗度づけが不可能だったこと。そのため本模型上での4 m^3/s 及び23 m^3/s の流量に対応する粗度が現地と違い、実験値の信頼度が低くなって

表-8-1 水位側定結果数値表

抽出模型		実験条件			
河川名	断面測点	$\Sigma Q = 4.41 t$ 数高=TP+6m		穴あき巾=15.0m	
		1	2	3	平均水位
沖端川	沖	1.2825	6.660 (6.764)	6.660 (6.771)	6.663 (6.768)
		1.2800	6.619 (6.557)	6.613 (6.738)	6.615 (6.748)
		1.2750	6.550 (6.711)	6.547 (6.691)	6.552 (6.701)
		1.2700	6.513 (6.651)	6.520 (6.641)	6.517 (6.646)
	端	1.2675	6.498 (6.589)	6.449 (6.594)	6.496 (6.592)
		1.2650	6.515 (6.534)	6.477 (6.544)	6.493 (6.539)
		1.2625	6.448 (6.455)	6.454 (6.456)	6.453 (6.453)
		1.2600	6.455 (6.484)	6.456 (6.489)	6.453 (6.487)
	川	1.2575	6.423 (6.482)	6.309 (6.332)	6.354 (6.407)
		1.2525	6.164 (6.194)	6.163 (6.199)	6.165 (6.197)

注) () 内は現場実測値である。

水位測定結果数値表

抽出模型		実験条件			
河川名	断面測点	$\Sigma Q = 23 t$ 数高=TP+6m		穴あき巾=15.0m	
		1	2	3	平均水位
沖端川	沖	1.2825	7.330	7.335	7.340
		1.2800	7.310	7.310	7.310
		1.2750	7.220	7.225	7.240
		1.2700	7.180	7.185	7.195
	端	1.2675	7.150	7.155	7.160
		1.2650	7.100	7.220	7.065
		1.2625	6.980	7.000	7.020
		1.2600	7.010	7.015	7.005
	川	1.2575	6.990	6.970	6.990
		1.2525	6.880	6.870	6.870

実験条件		$\Sigma Q = 1.242 t$ 数高=TP+6m			
河川名	断面測点	$\Sigma Q = 1.242 t$ 数高=TP+6m		切あき巾=15.0m	
		1	2	3	平均水位
沖端川	沖	1.2825	7.010 (7.000)	7.010 (7.010)	7.012 (7.005)
		1.2800	6.970 (6.980)	6.985 (6.905)	6.977 (6.895)
		1.2750	6.900 (6.885)	6.900 (6.905)	6.907 (6.895)
		1.2700	6.860 (6.835)	6.862 (6.835)	6.861 (6.835)
	端	1.2675	6.830 (6.795)	6.835 (6.795)	6.835 (6.795)
		1.2650	6.805 (6.765)	6.880 (6.760)	6.818 (6.765)
		1.2625	6.731 (6.750)	6.740 (6.750)	6.750 (6.750)
		1.2600	6.750 (6.710)	6.750 (6.710)	6.750 (6.710)
	川	1.2575	6.670 (6.660)	6.690 (6.645)	6.697 (6.653)
		1.2525	6.570 (6.525)	6.680 (6.515)	6.575 (6.520)

注) () 内は検証実験値である。

いることに注意しなければならない。しかしながら $4 \text{ m}^3/\text{s}$ の附近でも実験水位と実績水位の差は模型上でわずか 3 mm (現地換算で 3 cm) という微小な値である。これは現地での流況の変動幅よりも小さい。

また〔2-4〕の表-2-2を見ると、低水分流で対象としなければならない流量は、豊水流量 (約 $7 \text{ m}^3/\text{s}$) から渦水流量 (約 $4 \text{ m}^3/\text{s}$) の範囲と考えられる。したがって、 $2.3 \text{ m}^3/\text{s}$ では 8 cm 高くせき上げた結果となったが沖端川の流量が $2.3 \text{ m}^3/\text{s}$ となるのはかなりの降雨があった場合の小洪水の状態であり利水上の問題にならないであろう、また $4 \sim 12 \text{ m}^3/\text{s}$ の範囲で大体実績どおりであるため、低水分流で対象となる流量については実績の分流を維持することができると考えられる。しかし、 $4 \text{ m}^3/\text{s}$ 付近より小さい流量については、模型縮尺の制限から検討することができなかったため明らかではない。

低水時の分流実験から、現状の分流実績を維持するという考え方で決定される流入規制構造物の低水部の形状は、図-8-5に示す通りである。

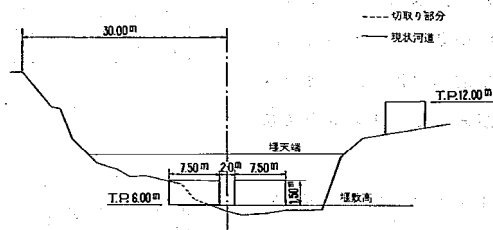
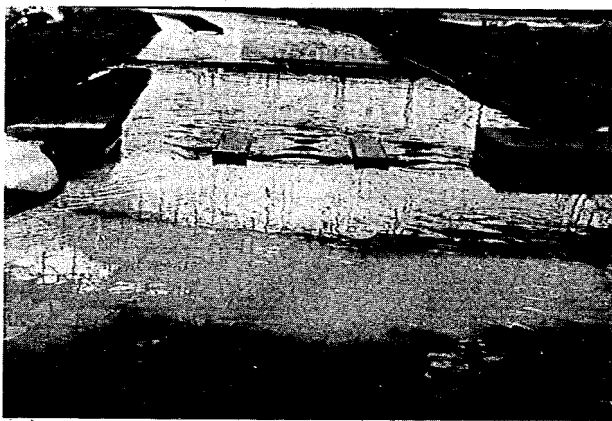


図-8-5

分流点付近 (沖端川 1.2825 km) への水位の影響について、これまで通水部2連 ($7.5 \text{ m} \times 2$ 連) の場合について検討を進めてきたが、ここで通水部3連 (約 $4.65 \text{ m} \times 3$ 連) に変えた場合の影響について調べた。

水位の影響は、通水部2連と通水部3連の水位縦断を比較した場合図-8-6のようになった。このとき、3連の場合が2連に比べて総通水幅が 1 m 狭く、かつ隔壁が1つ多い。したがって、



写-8-4 穴あき固定せきの通水部3連の設置状態

壁の数は増やしてもよいが、通水部の合計幅は 1.5 m 以上にしなければならない。(もちろん隔壁の数が増加すれば隔壁による入口、出口の損失も増加する。

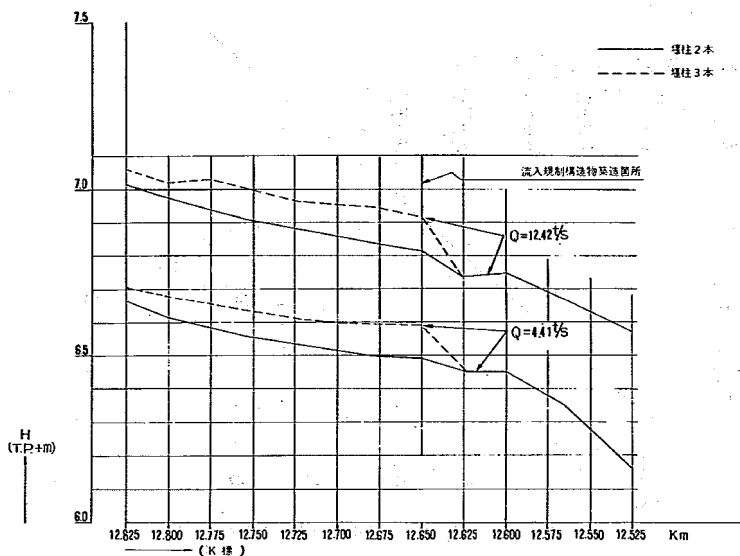


図-8-6 水位縦断面図

〔8-2〕 高水時の分流

(1) 沖端川における流入規制構造物がない場合の分流特性

(a-1) 現状河道で構造物のない場合

分流点の現状河道に於ける水理特性は、現状河道分流点の管理及び分流点改修計画の際にも必要である。

ここでは、実験によって得られた現状河道で沖端川に流入規制構造物がない場合の水理特性を順次述べる。

分流量 — 構造物がない場合の沖端川への流入率は、 $Q_0 = 2000 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合 14% 程度、 $Q_0 = 1000 \text{ m}^3/\text{s}$ 以下の場合 17% 程度である。(図-8-7)

昭和47年7月洪水では、船小屋地点で $Q_0 = 2100 \sim 2300 \text{ m}^3/\text{s}$ のとき、沖端川へ流入し、行基橋地点を通過した流量が $Q_2 = 250 \text{ m}^3/\text{s}$ 程度であったといわれている。しかし、実験結果によれば $Q_0 = 2100$ 及び $2300 \text{ m}^3/\text{s}$ のとき $Q_2 = 290$ 及び $310 \text{ m}^3/\text{s}$ となり、実験から得られた流量 (Q_2) の方が $40 \sim 60 \text{ m}^3/\text{s}$ 多くなっている。この差は、模型製作の際に敷地の都合上、沖端川分流点から矢部川1.5km付近の右岸に広がる遊水池(図-8-8)を模型に取り入れられなかったため、模型では沖端川へ流入した流量が遊水池に貯留されることなく全部下流に流れたためと思われる。

水位 — 矢部川の水位は、 $Q_0 = 3000 \text{ m}^3/\text{s}$ (計画流量) の実験水位と計画高水位を比較すると図-8-9のようになる。

沖端川については、行基橋によるせき上げが大きく、 $Q_2 = 395 \text{ m}^3/\text{s}$ の流量のときその影響が分流点まで及んでいる。行基橋橋脚によるせき上げ高は $Q_2 = 90 \sim 395 \text{ m}^3/\text{s}$ の範囲での実験において、およそ20～70 cmであった。この部分は、平面的にみて、図-8-10(a)のように非常に狭さくされており、もし、図-8-10(b)(c)のように河道拡幅をした場合の水位は図-8-10(d)のようになる。

このことから、行基橋の断面は、流入規制の役割も果たしていることが考えられる。もし、行基橋の橋脚部を上述した図-8-10(b)、(c)のように改築すればこのように水位が著しく低下することになり、右岸側に広がる遊水池への流入量が激減し、多大の流量が行基橋地点を通

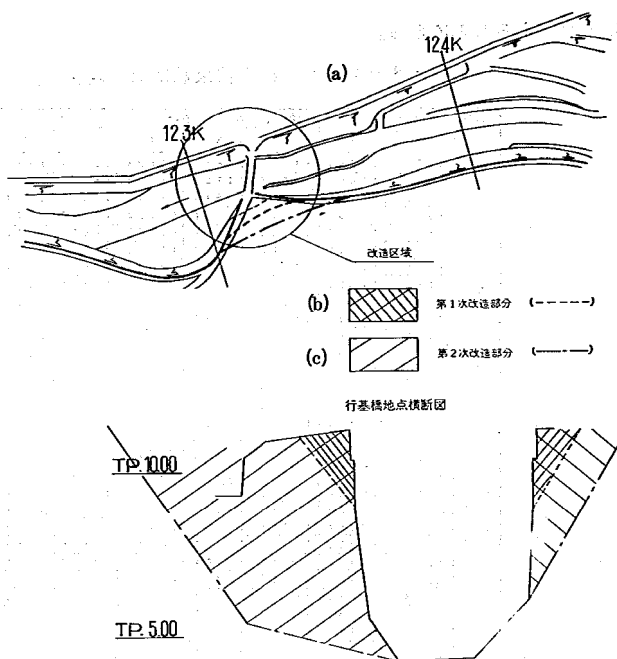


図-8-10 行基橋地点改造図

し、行基橋の橋脚部を上述した図-8-10(b)、(c)のように改築すればこのように水位が著しく低下することになり、右岸側に広がる遊水池への流入量が激減し、多大の流量が行基橋地点を通

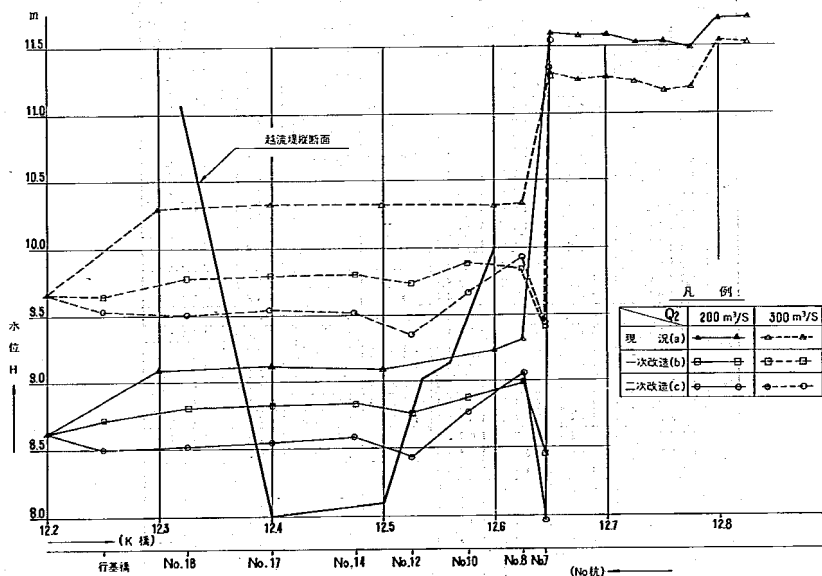


図-8-10(d) 沖端川水位断面図

過して流下することになる。

表-8-2 水位測定結果数値表(現状河道)

実験条件		$Q_0=3000 \text{ m}^3/\text{s}$ $Q_1=2665 \text{ m}^3/\text{s}$ $Q_2=395 \text{ m}^3/\text{s}$					平均水位	エネルギー高
河川名	断面点	1	2	3	4	5		
矢部川	13750	11.664	11.892	11.888	11.888	12.128	11.892	12.458
	13650	11.608	11.708	11.728	11.620	11.728	11.678	12.167
	13550	11.608	11.616	11.640	11.648	11.688	11.640	12.099
	13500	11.592	11.752	11.604	11.752	11.872	11.714	12.284
	13450	11.472	11.552	11.484	11.672	11.672	11.570	12.025
	13300	11.316	11.172	11.712	11.668	11.872	11.440	11.798
	13200	11.484	下流	11.508	水位	11.636	11.542	11.920
	13150	11.252	11.136	11.392	11.380	11.344	11.306	11.951
	12750	11.076	11.128	11.160			11.121	11.327
	12700	11.144	11.192	11.192			11.176	11.491
沖	12625	11.188	11.152	11.192			11.177	11.481
	12550	11.160	11.232	11.168			11.186	11.526
	12475	11.164	11.172	11.236			11.190	11.552
	12400	11.188	11.196	11.196				11.293
	12350	11.176	11.096	11.168				
	12200	10.352	10.452	10.332	下流	水位	10.378	10.476
矢部川	$Q_0=2100 \text{ m}^3/\text{s}$ $Q_1=1810 \text{ m}^3/\text{s}$ $Q_2=290 \text{ m}^3/\text{s}$							
	13750	10.680	10.968	10.940	10.940	10.900	10.885	11.395
	13650	10.800	10.840	10.760	10.800	10.792	10.798	11.209
	13550	10.728	10.680	10.680	10.760	10.728	10.715	11.110
	13500	10.681	10.616	10.684	10.664	10.671	10.663	11.049
	13450	10.564	10.524	10.612	10.440	10.512	10.530	10.945
	13300	10.252	10.572	10.556	10.644	10.876	10.580	10.832
	13200	10.420	下流	10.304		10.512	10.412	10.758
	13150	10.420	10.356	10.400	10.376	10.381	10.386	10.848
	12750	10.184	10.284	10.284			10.250	10.457
沖	12700	10.168	10.212	10.296			10.225	10.515
	12625	10.144	10.164	10.152			10.153	10.439
	12550	10.104	10.124	10.164			10.130	10.453
	12475	10.100	10.080	10.100			10.093	10.281
	12400	10.096	10.096	10.136			10.109	10.206
	12350	10.116	10.104	10.076			10.098	
	12200	9.416	9.412	9.428			9.418	9.506
矢部川	$Q_0=2000 \text{ m}^3/\text{s}$ $Q_1=1720 \text{ m}^3/\text{s}$ $Q_2=280 \text{ m}^3/\text{s}$							
	13750	10.640	10.880	10.920	10.940	10.860	10.848	11.317
	13650	10.780	10.740	10.880	10.820	10.820	10.808	11.177
	13550	10.716	10.692	10.620	10.740	10.700	10.693	11.053
	13500	10.720	10.680	10.720	10.720	10.720	10.712	11.053
	13450	10.580	10.640	10.592	10.556	10.640	10.601	10.964
	13300	10.368	10.480	10.520	10.712	10.800	10.576	10.804
	13200	10.420	下流	10.560	水位	10.636	10.538	10.834
	13150	10.388	10.420	10.360	10.400	10.440	10.413	10.825
	12750	10.260	10.272	10.320			10.284	10.472
沖	12700	10.164	10.248	10.312			10.741	10.942
	12625	10.160	10.168	10.240			10.189	10.450
	12550	10.100	10.120	10.160			10.126	10.428
	12475	10.120	10.080	10.080			10.093	10.269
	12400	10.100	10.120	10.160			10.126	10.215
	12350	10.120	10.160	10.120			10.132	
	12200	9.440	下流	9.420	水位		9.380	9.464
矢部川	$Q_0=2300 \text{ m}^3/\text{s}$ $Q_1=1990 \text{ m}^3/\text{s}$ $Q_2=310 \text{ m}^3/\text{s}$							
	13750	11.010	11.080	11.140	11.200	11.220	11.130	11.680
	13650	11.040	10.900	11.020	11.040	11.000	11.000	11.454
	13550	10.960	10.980	10.960	10.960	11.020	10.976	11.401
	13500	10.792	10.832	10.992	10.884	10.901	10.880	11.304
	13450	10.812	10.816	10.904	10.884	10.879	10.859	11.290
	13300	10.742	10.672	10.616	10.772	10.820	10.724	11.009
	13200	10.632	下流	10.724	水位	10.672	10.676	11.049
	13150	10.636	10.520	10.580	10.660	10.642	10.607	11.112
	12750	10.468	10.480	10.508			10.485	10.684
沖	12700	10.428	10.504	10.496			10.476	10.763
	12625	10.408	10.412	10.421			10.413	10.693
	12550	10.364	10.372	10.404			10.380	10.699
	12475	10.356	10.372	10.408			10.378	10.549
	12400	10.380	10.416	10.408			10.401	10.494
	12350	10.380	10.388	10.404			10.390	
	12200	9.756	9.696	9.672	下流	水位	9.708	9.793

河川名	断面点	実験条件					平均水位	エネルギー高
		1	2	3	4	5		
矢部川	13750	8.560	8.504	8.460	8.460	死水	8.501	8.621
	13650		8.440	8.464	8.460	8.428	8.448	8.533
	13550	死水	8.380	8.400	8.440	8.440	8.415	8.499
	13500	8.392	8.396	8.396	8.408	8.401	8.398	8.475
	13450	8.372	8.380	8.384	8.388	8.387	8.382	8.464
	13300	8.168	8.196	8.228	8.264	8.308	8.232	8.295
	13200	8.192	8.188	8.192	下流水位		8.190	8.256
	13150	8.156	8.168	8.168	8.156	8.160	8.161	8.251
	12750	8.180	8.172	8.172			8.174	8.337
	12700	8.020	8.056	8.068			8.048	8.200
	12625	7.892	7.900	7.932			7.908	8.097
	12550	7.804	7.808				7.806	8.012
	12475	7.680	7.544				7.612	7.897
	12400	7.532	7.532	7.536			7.533	7.650
神環	12350	7.532	7.544	7.544			7.540	
	12200	7.300	7.300				7.300	7.354
Q ₀ = 1000 m ³ /s, Q ₁ = 830 m ³ /s, Q ₂ = 170 m ³ /s								
矢部川	13750	9.520	9.552	9.520	9.520	9.500	9.522	9.751
	13650	9.440	9.472	9.440	9.480	9.460	9.458	9.632
	13550	9.400	9.400	9.432	9.368	9.420	9.404	9.572
	13500	9.456	9.444	9.432	9.416	9.472	9.444	9.596
	13450	9.360	9.396	9.416	9.396	9.396	9.392	9.554
	13300	9.196	9.736	9.256	9.316	9.432	9.788	9.397
	13200	9.216	下流水位	9.212	水位	9.216	9.214	9.349
	13150	9.128	9.156	9.168	9.156	9.188	9.159	9.343
	12750	9.116	9.096	9.132			9.114	9.306
	12700	9.028	9.036	9.076			9.046	9.267
	12625	8.876	8.876	8.936			8.896	9.138
	12550	8.752	8.756				8.774	9.060
	12475	8.696	8.676	8.708			8.693	8.952
	12400	8.680	8.736	8.756			8.724	8.818
神環	12350	8.680	8.716	8.716			8.704	
	12200	8.236	8.236		下流水位		8.736	8.783

水位横断（表-8-2）を調べてみると、矢部川13.3kmの右岸側水位が $Q_0=500\sim3000$ m³/s範囲の実験で10~50cm左岸側より高くなっている。この現象は、河道の湾曲と分流による偏流が原因とみられる。

昭和47年7月出水のこの跡縦断と実験水位縦断を比較してみると次のことが言える。矢部川

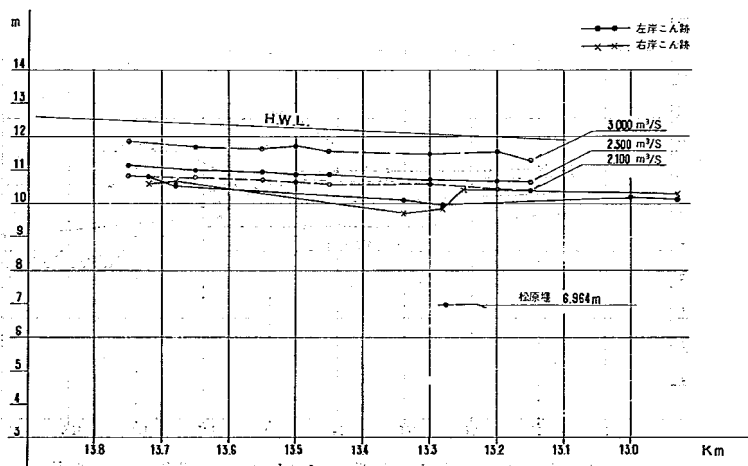


図-8-1-1 分流点付近水位の実験値と昭和47年7月出水痕跡比較（矢部川）

こん跡縦断（図-8-11）については、 $Q_0=2100\text{ m}^3/\text{s}$ の実験水位に近いものとなっている。
 また、矢部川こん跡縦断と、水位観測所の記録を比較するとき、各水位観測所（船小屋、幸作橋、瀬高、浦島橋）がすべて右岸側にあることを考慮して比較すると図-8-12のとおりで両者はよく一致している。沖端川こん跡縦断図（図-8-13）と実験によって求めた $Q_2=170\sim 280\text{ m}^3/\text{s}$ の実験水位から推定すれば、沖端川に流入した流量は $200\text{ m}^3/\text{s}$ 以上であったことは確実に

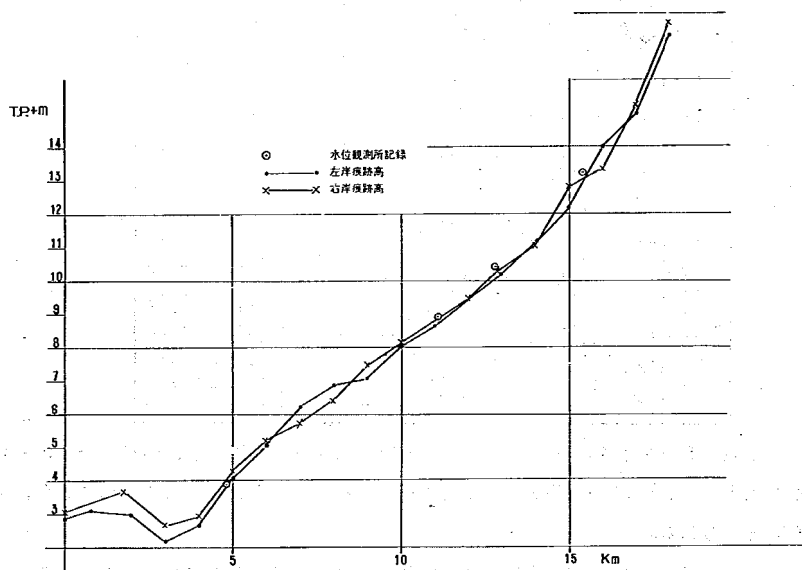


図-8-12 矢部川水位観測所記録と洪水痕跡高比較図

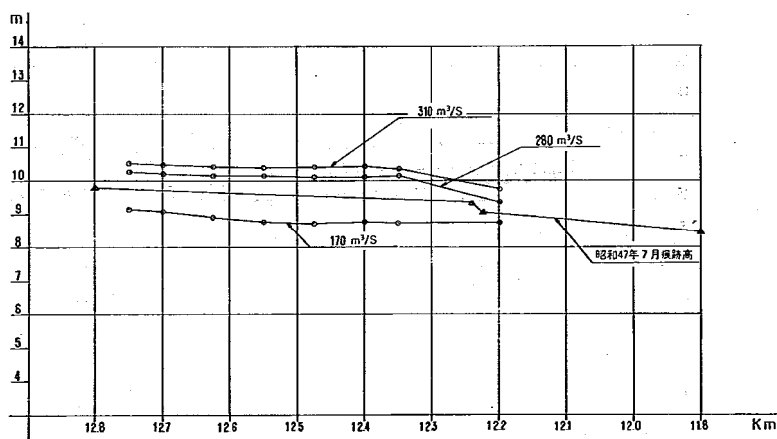


図-8-13 分流点付近水位の実験値と昭和47年7月
 出水痕跡比較（沖端川）

ある。

流速 — 流速測定は、後に減勢工の検討を行なう際に流入規制構造物がある場合とない場合の比較の目安とするために、沖端川についてのみ行った。

測定は、 $Q_2 = 280$ (このとき $Q_0 = 2000 \text{ m}^3/\text{s}$) 及び $395 \text{ m}^3/\text{s}$ (このとき $Q_0 = 3000 \text{ m}^3/\text{s}$) について行った。(図-8-14)

12.65~12.575 km の構造物下流となる区間内では、河床付近の最大流速が 2.8 m/s 程度である。

河床材料の平均粒径から限界摩擦速度を計算すると、12.65 km で $U_{*c} = 2.14 \text{ m/s}$ 、12.70 km で $U_{*c} = 3.99 \text{ m/s}$ である。

流速分布図を見ると、分流点から12.65 km 付近まで流心が左岸寄りで平均流速で約 3 m/s の速さである。また、12.6~12.575 km の付近では右岸に流心が移動し平均流速で約 3 m/s 程度の速さである。

流況 — 死水域及び逆流域の発生は、沖端川分流点右岸に広い範囲(沖端川12.825~12.75 km)で見られる。また、矢部川13.3 km 右岸には憩流点が存在し、その点から沖端川へ向って独特の逆流現象も見られる。

沖端川分流点右岸の死水域は、流量の変化により大きく変わるものでなく、大体同じ範囲と考えてよい。(図8-15)

松原堰付近では、限界水深が見られる部分もあり、これから下流の水面形は波状を呈している。

遊水池の越流状況は、 $Q_2 = 150 \text{ m}^3/\text{s}$ から越流を始める。沖端川12.5 km 付近での越流深は、 $Q_2 = 200 \text{ m}^3/\text{s}$ のとき80 cm、 $Q_2 = 300 \text{ m}^3/\text{s}$ のとき2 m程度となる。

分流点の流線 — 分流点での流線は、表層と底層では異なるといわれている。しかし、水深に比し川幅の相当大きな河川の分流点では大きな差異はないと思われる。

過去の分流実験でも前述のことが言われているが、矢部川についてこの点を調査する

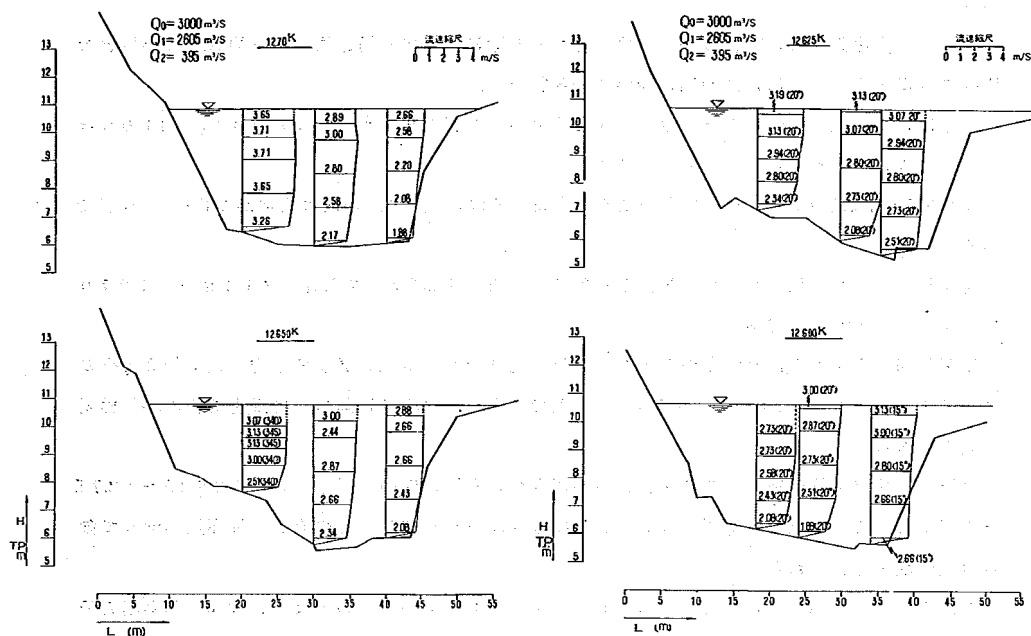


图-8-14(1) 冲端流速分布图

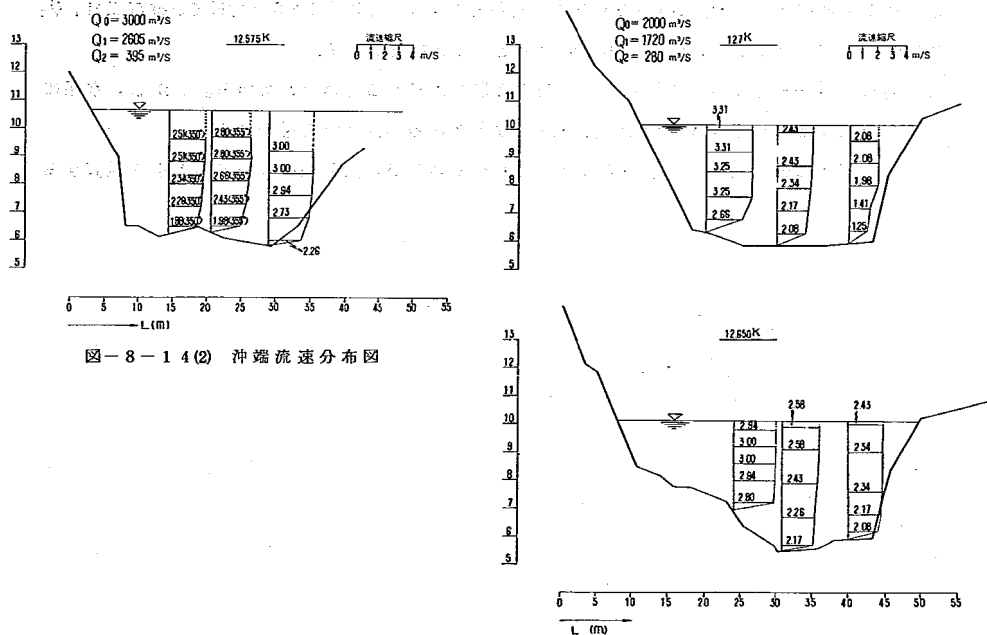


图-8-14(2) 冲端流速分布图

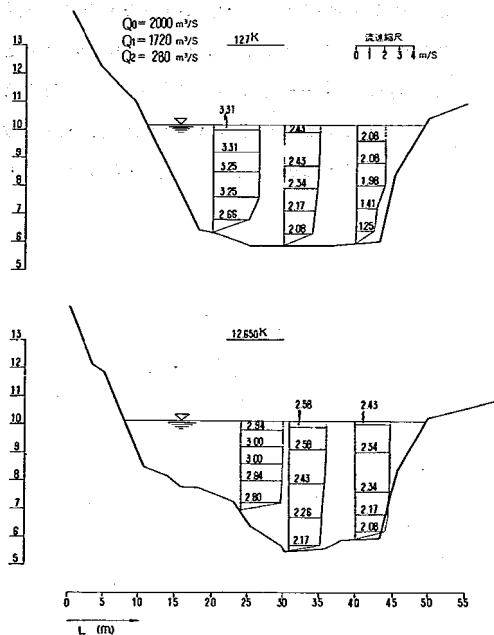


图-8-14(3) 冲端流速分布图

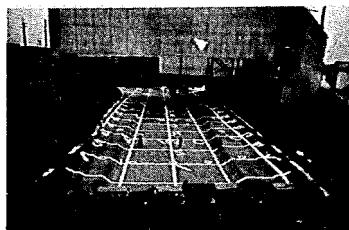


写真-8-10

矢部川横型流頭部(14k)より下流を見る

○ 計画河道改造後



写真-8-11

矢部川13.45k右岸より分流口を見る

○ 沖端川12.65kへ分流点までは計画河道
12.65kより下流は現況の可道

と次のようになった。

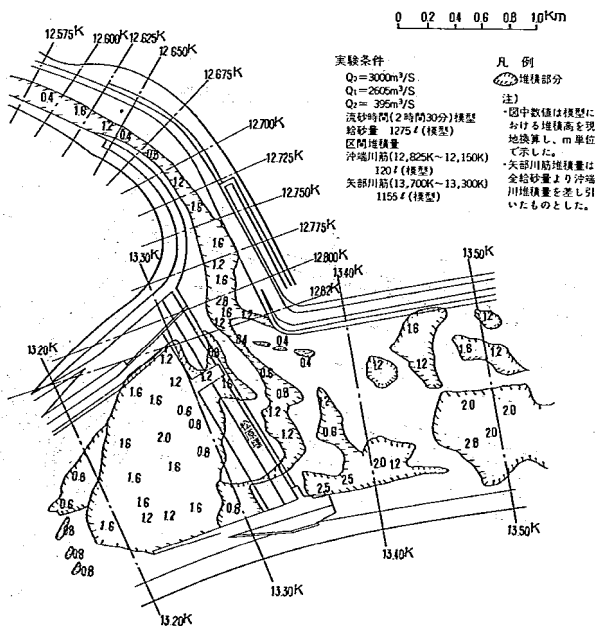
$Q_0 = 1000, 2000, 3000 \text{ m}^3/\text{s}$ について実験したところ、3ケースとも表層及び底層流線の流向の違いは沖端川12.825km付近でわずかに表われる程度である。

(図-8-19)

流砂実験 — 分流点付近において、概略の洗掘・堆積箇所を把握するため、流砂実験を行った。

実験対象流量は、 $Q_0 = 3000$ (計画高水流量) 及び $850 \text{ m}^3/\text{s}$ (年間2~3回生ずると思われる規模の高水) を選んだ。実験結果は図-8-18に示す通りである。(写真-8-8, 9)

実験方法として、2ケースとも上流端において河床の高さが一定に保たれるように給砂を行なった。堆積の傾向としては $Q_0 = 850 \text{ m}^3/\text{s}$ のケースにおいて、松原堰下流に形成された砂州の形状などは航空写真で見られる形状と驚くほど一致している。また、この2つのケースでは沖端川の12.825km~12.700km間ではごく最近の航空写真で見られるよう



に右岸よりに州が形成された。

分流点より上流の本川においては、いずれのケースにおいても1.3.3.5 km～1.3.4.5 kmあたりの右岸側には堆積が生じなかった。

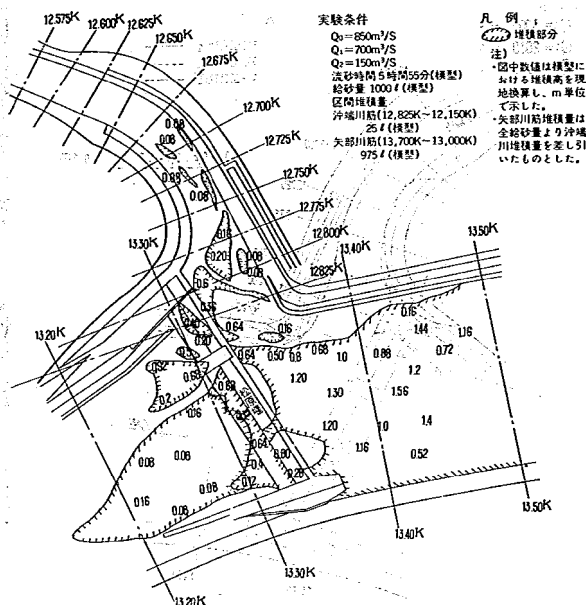


図-8-18(b) 洗掘堆積平面

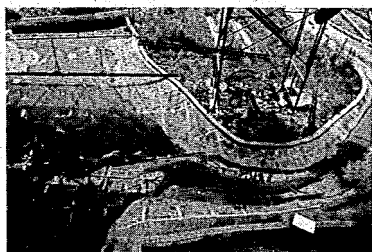


写真-8-8

$$Q_0 = 850 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_1 = 700 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_2 = 150 \text{ m}^3/\text{s}$$

沖端川1.2.4.5k右岸より下流を見る

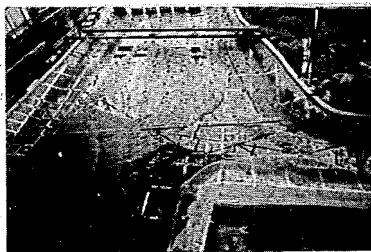


写真-8-9

$$Q_0 = 850 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_1 = 700 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_2 = 150 \text{ m}^3/\text{s}$$

沖端川1.2.4.5k右岸より下流を見る

(a-2) 現状河道で沖端川流頭部の法線改造をした場合

沖端川への高水の流入規制が、構造物を設けずに流頭部法線改造によって可能かどうかの検討をした。

流頭部の法線改造は、その平面図を図-8-16に、又改造後の状況を写真-8-5, 6, 7に示す。この改造区域は、あらかじめ1/40 模型で検討しておいた概略の低水時水ぎわ線をもと

実験条件

$Q_0 = 3000 \text{ m}^3/\text{s}$

$Q_1 = 2630 \text{ m}^3/\text{s}$

$Q_2 = 370 \text{ m}^3/\text{s}$

凡例

第1回目改造

第2回目改造

第3回目改造

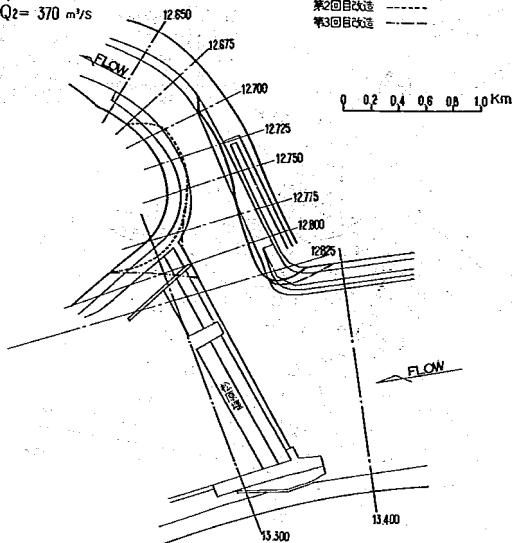


図-8-16 分流点付近法線改造図

に、低水分流に影響がないと思われる水ぎわ線より外側のみを改造した。

検討結果は、3回の流頭部法線改造による効果は表われず、どの場合においても $Q_2 = 370 \text{ m}^3/\text{s}$ (そのとき $Q_0 = 3000 \text{ m}^3/\text{s}$) が沖端川に流入した。

(a-3) 現状河道で松原堰石積み部が流失した場合

異常高水により、松原堰の石積み部が破壊された場合を想定して、この部分を撤去した状態で分流特性の変化を $Q_0 = 4000$ 及び $3000 \text{ m}^3/\text{s}$ について調べた。

$Q_0 = 4000 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合は $Q_2 = 530 \text{ m}^3/\text{s}$ となった。次に $Q_0 = 3000 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合には $Q_2 = 370 \text{ m}^3/\text{s}$ となり石積み部分を撤去しない場合に比べて沖端川への流入量がわずかに $25 \text{ m}^3/\text{s}$ 少なくなった。

$Q_2 = 530 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合の沖端川の水面勾配は、行基橋のせき上げの影響が著しく効いて緩やかなものとなっている。(図-8-17, 表-8-3)

(a-4) 計画河道

分流量 — 流入規制構造物がない場合は、図-8-20に示すように $Q_0 = 3000 \text{ m}^3/\text{s}$ の時 $Q_2 = 300 \text{ m}^3/\text{s}$ となるので、沖端川への流入規制構造物は必要としないことがわかった。(工事

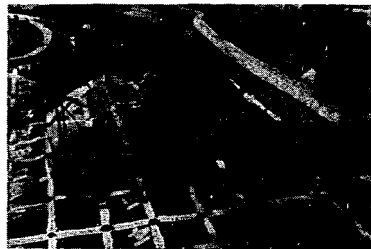


写真-8-5

沖端川流頭部 1次改造

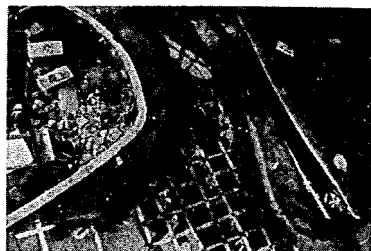


写真-8-6

沖端川流頭部 2次改造

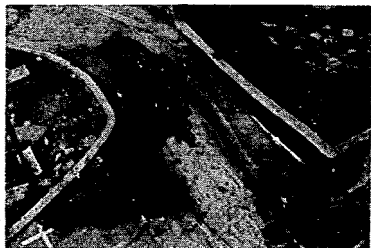


写真-8-7

沖端川流頭部 3次改造

表-8-3 水位測定結果数值表 (現状河道)

- 51 -

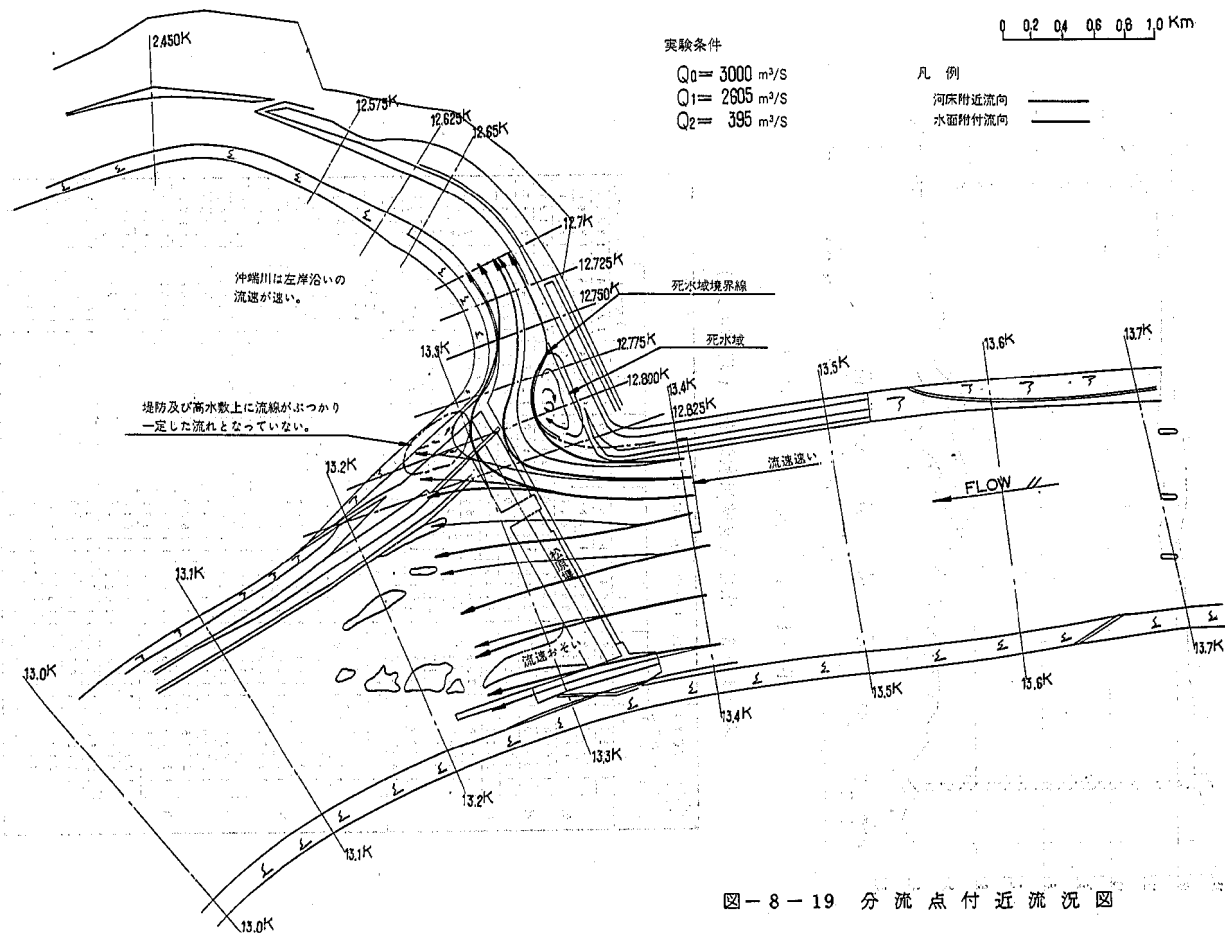


図-8-19 分流点付近流況図

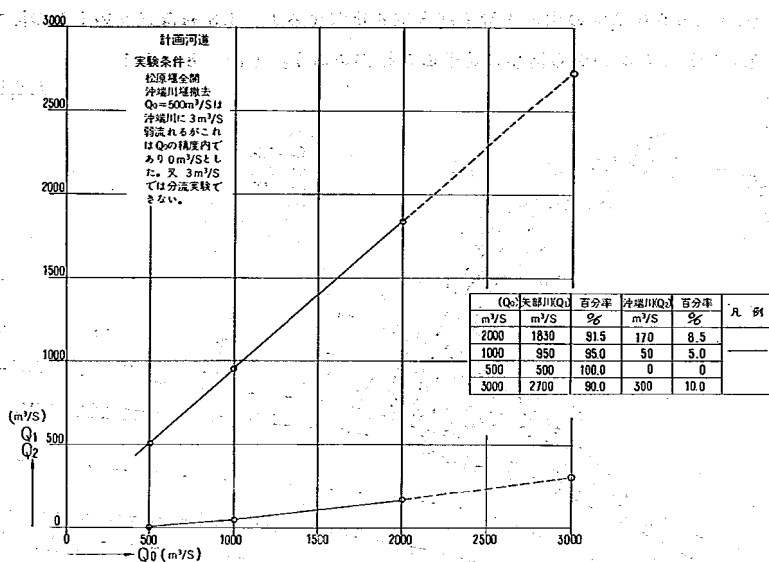


図-8-20 $Q_0 \sim Q_1, Q_2$ 曲線

実施基本計画にある $Q_2 = 300 \text{ m}^3/\text{s}$ 規制に対して) また、このケースにおいては、 $Q_0 = 1000 \text{ m}^3/\text{s}$ まで $Q_2 = 0 \text{ m}^3/\text{s}$ である。このことは沖端川 1.265 km より上流と矢部川のみを計画河道まで掘削 (2 m 程度下げた) したことによるものである。(沖端川 1.265 km より下流は現状のまま)

計画河道 $Q_0 = 3000 \text{ m}^3/\text{s}$ についての実験は低水数の粗度係数 ($n = 0.035$)、高水数粗度係数 ($n = 0.040$) 自然分流にて行った。

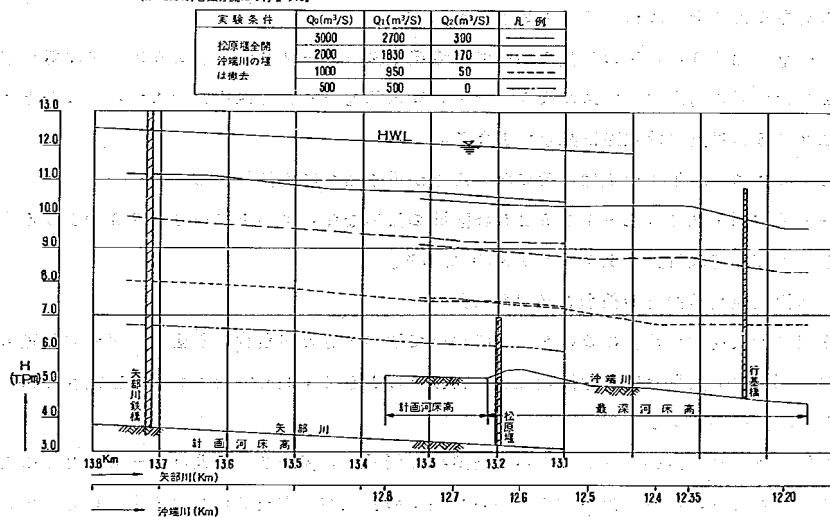


図-8-21 水位縦断面図

水位 — $Q_0 = 3000 \text{ m}^3/\text{s}$ の水位と計画高水位を比較すると、1.3 mほど低い（この区間は下流の計画河床と接続する必要から河積に若干の余裕がある）。（図-8-21）

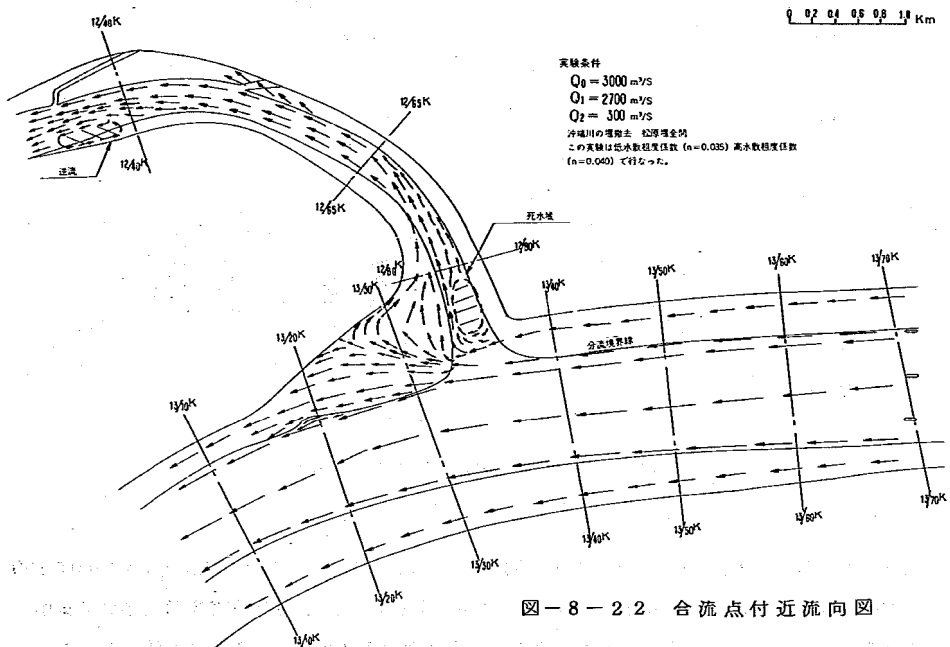


図-8-22 合流点付近流向図

水位横断を表-8-4からみると $Q_0 = 3000$ 及び $2000 \text{ m}^3/\text{s}$ について、1.3.3~1.3.150 km付近で右岸水位が30~40 cm左岸水位より高い。この現象は現況河道の時と同じく、分流及び河道の湾曲による偏流に起因するものと思われる。

流況 — $Q_0 = 3000 \text{ m}^3/\text{s}$ の流量についての流況は図-8-22に示すように、主流線が本川1.2.3.2.5 km付近の高水敷の先端に突き当たり、高水敷を流れ、沖端川に流入する。このとき沖端川1.2.8.2.5 km付近の低水路は死水域となる。

$Q_0 = 1000 \text{ m}^3/\text{s}$ 以下の流量は、そのほとんどが低水路だけを流下する。

流速 — 沖端川1.2.6.5.0~1.2.5.2.5 km区間の流速を測定すると図-8-23のような分布形を示し、流速は河床付近で1.7~2.7 m/sである。

(2) 高水流入規制構造物の種類と必要な諸元

前項までに流入規制構造物のないケースについて述べてきたが現状、計画、いずれの河道においても沖端川への流入量は船小屋流量 $3000 \text{ m}^3/\text{s}$ のとき $200 \text{ m}^3/\text{s}$ を上まわり暫定改修には何らかの構造物が必要である。

実験の結果得られた沖端川への流入規制構造物の諸元は、表-8-5及び図-8-24のとおりである。ここではこれらの構造物の中から現地での施工が有力視されている構造物として、DⅡ案（現状河道水門案）、EⅡ案（現状河道穴あき固定堰案）、計画DⅡ案（計画河道水門案）

表-8-4 水位測定結果数値表(計画河道)

実験条件		$Q_0 = 500 \text{ m}^3/\text{s}$ $Q_1 = 500 \text{ m}^3/\text{s}$ $Q_2 = 0 \text{ m}^3/\text{s}$					平均水位	エナジー高
河川名	断面点	1	2	3	4	5		
矢部川	13.750		6.740	6.748	6.720		6.736	6.913
	13.650		6.660	6.660	6.660		6.660	6.837
	13.500		6.520	6.520	6.500		6.513	6.730
	13.450		6.360	6.420	6.440		6.406	6.607
	13.300		6.140	6.160	6.700		6.166	6.371
	13.250		6.140	6.160	6.180		6.160	6.408
	13.150		6.028	6.028	6.100		6.052	
	13.100		5.908	5.960	下流水位		5.934	6.201
	12.750							
	12.700							
沖端川	12.625							
	12.550							
	12.475							
	12.400							
	12.350							
	12.200							
	12.175							
実験条件		$Q_0 = 3000 \text{ m}^3/\text{s}$ $Q_1 = 2700 \text{ m}^3/\text{s}$ $Q_2 = 300 \text{ m}^3/\text{s}$					平均水位	エナジー高
河川名	断面点	1	2	3	4	5		
矢部川	13.750	11.180	11.150	11.340	11.156	11.140	11.193	11.777
	13.650	11.176	11.136	11.076	11.144	11.116	11.133	11.703
	13.500	10.900	10.900	10.780	10.940	10.900	11.884	11.542
	13.450	10.720	10.680	10.780	10.780	10.800	10.744	11.376
	13.300	10.500	10.620	10.616	10.620	10.912	10.653	11.127
	13.250	10.450	10.400	10.720	10.700	10.700	10.596	11.175
	13.150	10.280	10.260	10.420	10.540	10.600	10.420	
	13.100	10.180	下流水位	10.380	水位	10.580	10.380	11.143
	12.750	10.440	10.460	10.400			10.433	10.612
	12.700	10.320	10.400	10.460			10.393	10.623
沖端川	12.625	10.200	10.320	10.340			10.286	10.569
	12.550	10.220	10.264	10.280			10.254	10.575
	12.475	10.260	10.240	10.276			10.258	10.434
	12.400	10.240	10.300	10.312			10.284	10.377
	12.350	10.244	10.260	10.300			10.268	
	12.200	9.612	下流水位	9.600	水位		9.606	9.690
	12.175	9.620	9.600	9.600			9.606	

実験条件		$Q_0 = 2000 \text{ m}^3/\text{s}$ $Q_1 = 1800 \text{ m}^3/\text{s}$ $Q_2 = 170 \text{ m}^3/\text{s}$					平均水位	エナジー高
河川名	断面点	1	2	3	4	5		
矢部川	13.750	9.880	9.960	9.960	9.960	9.920	9.936	10.375
	13.650	9.752	9.728	9.760	9.764	9.680	9.736	10.198
	13.500	9.600	9.564	9.580	9.660	9.580	9.596	10.130
	13.450	9.480	9.444	9.440	9.500	9.540	9.480	9.986
	13.300	9.124	9.180	9.400	9.400	9.440	9.308	9.740
	13.250	9.996	9.072	9.280	9.316	9.380	9.208	9.751
	13.150	9.996	9.160	9.080	9.196	9.360	9.158	
	13.100	9.084	下流水位	9.120	水位	9.180	9.128	9.739
	12.750	9.080	9.080	9.180			9.113	9.241
	12.700	9.960	9.008	9.060			9.009	9.188
沖端川	12.625	8.920	8.892	8.964			8.925	9.161
	12.550	8.760	8.780	8.820			8.786	9.070
	12.475	8.548	8.644	8.728			8.673	8.939
	12.400	8.688	8.684	8.820			8.730	8.823
	12.350	8.752	8.752	8.756			8.753	
	12.200	8.284	下流水位	8.320	水位		8.302	8.368
	12.175	8.284	8.300	8.350			8.314	
実験条件		$Q_0 = 1000 \text{ m}^3/\text{s}$ $Q_1 = 950 \text{ m}^3/\text{s}$ $Q_2 = 50 \text{ m}^3/\text{s}$					平均水位	エナジー高
河川名	断面点	1	2	3	4	5		
矢部川	13.750		8.040	8.060	7.968		8.022	8.321
	13.650		7.964	7.900	7.980		7.948	8.248
	13.500		7.764	7.784	7.784		7.777	8.156
	13.450		7.644	7.684	7.724		7.684	8.028
	13.300		7.404	7.444	7.424		7.424	7.768
	13.250		7.364	7.444	7.484		7.430	7.841
	13.150		7.292	7.368	7.444		7.368	
	13.100		7.204	7.264	7.364	下流水位	7.277	7.001
	12.750		7.524	7.532			7.528	7.566
	12.700		7.504	7.524			7.514	7.566
沖端川	12.625		7.292	7.364			7.328	7.472
	12.550		7.284	7.244			7.264	7.571
	12.475		6.984	7.004			6.994	7.253
	12.400		6.744	6.760			6.752	6.938
	12.350		6.764	6.768			6.766	
	12.200		6.732	6.728	下流水位		6.730	6.772
	12.175		6.728	6.724			6.726	

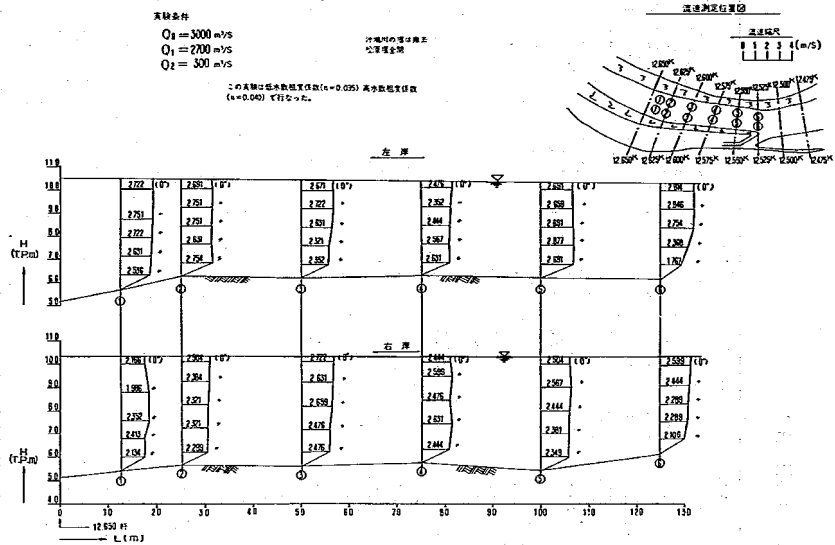


図-8-23 堰(12.650k)下流流速分布図

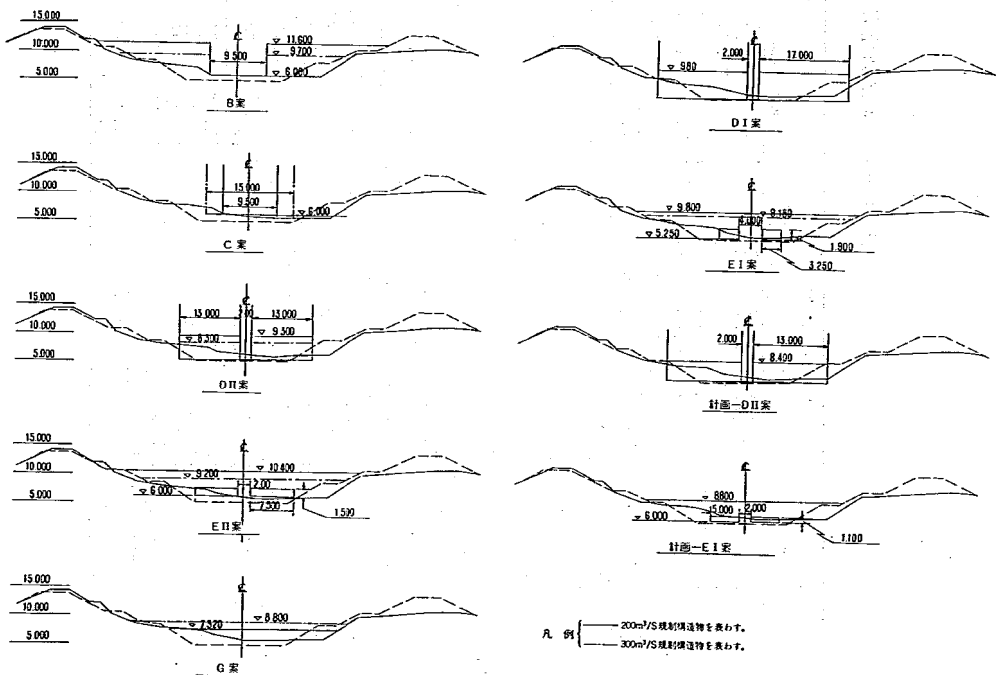


図-8-24 流入規制構造物諸元図

表-8-5 流入規制構造物諸元表

河 道	構造物存在否	構造物のタイプ	検討流量 (沖渡川分流量)	構 造 物 諸 元				備 考
				堰高(通水部)	天 端 高	幅	穴あきの高さ	
現状河道	あり	低水分流は 市町村別井 堰台帳によ る	100 200 300	TP_m	TP_m	m	m	
			固定堰	200 300	6.0 6.0	11.6 9.7	9.5 9.5	
			船 幅	200 300	6.0 6.5	11.6 12.0	9.5 15.0	
			固定堰穴あき	200 300	5.25 5.25	9.80 9.15	3.25×2 3.25×2	1.90 1.90
		水 門	17m×2 13m×2	200 200 300		9.80 8.30 8.30		天端高のみ
			オリフィス	200 300	下端7.52 8.88			
			流入部法線 改良	300を目標に				Q給=3000㎥/s どの場合も Q許=370 ㎥/s
			固定堰穴あき	#200 #300	6.0 6.0	10.40 9.20	7.5×2 7.5×2	1.50 1.50
		特殊な ケース	流向流砂 実験					Q給=3000 ㎥/s
			給小量 4000 3000 } ケース 松原堤右側部 増去					Q給=4000 ㎥/sのときQ許=530 流砂9.4多 =3000 25多
計画河道	あり	（市町村別井堰台帳による） 固定堰穴あき	300					300 は構造物不要
			水 門 13m×2	200	6.0	8.80	5.0×2	1.10
						8.40		天端高のみ

の3つについての水理特性をあげておく。

EⅡ案 — 写-8-12~13 (実験ケース一覧表のケース85~ケース130)

〔分流量〕~図-8-25, 図-8-26のとおり。

〔水 位〕~図-8-27, 図-8-28, 表-8-6, 表-8-7のとおり。

流況及び流速測定結果については構造物下流の減勢(4)で述べる。

DⅡ案 — 写-8-14~15 (実験ケース一覧表のケース66~ケース76)

〔分流量〕~図-8-29, 図-8-30

〔水 位〕~図-8-31, 図-8-32, 表-8-8, 表-8-9

〔流 速〕~図-8-33, 図-8-34

計画DⅡ案 — 写-8-16~17 (実験ケース一覧表のケース146~155)

〔分流量〕~図-8-35

〔水 位〕~図-8-36, 表-8-10

〔流 速〕~図-8-37

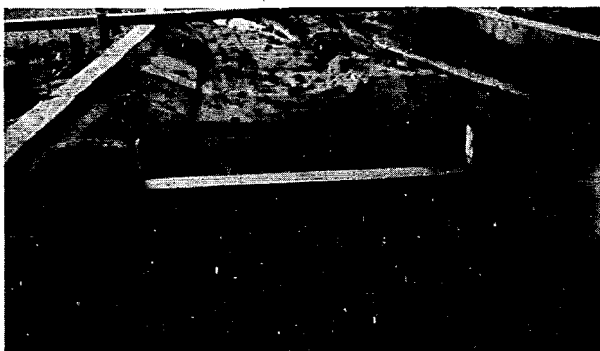


写真-8-12

EⅡ案(穴あき固定ぜき案)

○ 沖端川12.7kmより下
流の構造物を見る



写真-8-13

EⅡ案

○ 沖端川12.55kmより
上流の構造物を見る

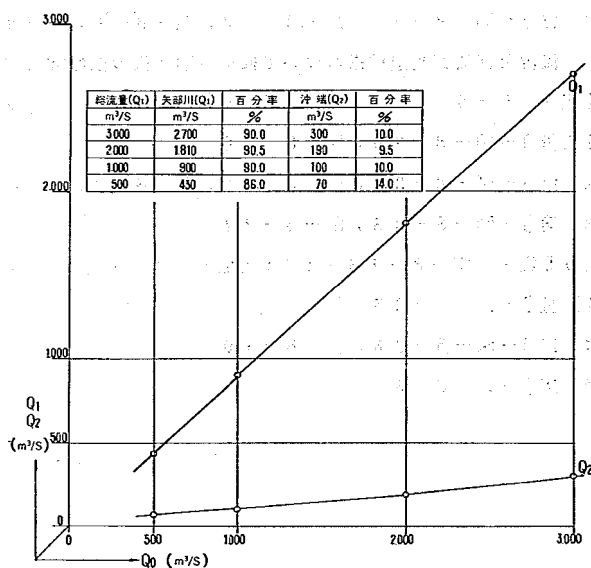


図-8-25 $Q_0 \sim Q_1, Q_2$ 曲線 (300 m³/s 規制)

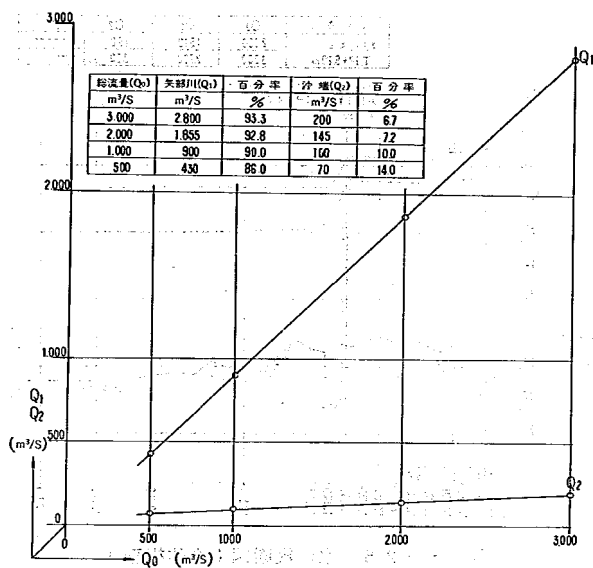


図-8-26 $Q_0 \sim Q_1, Q_2$ 曲線 (200 m^3/s 規制)

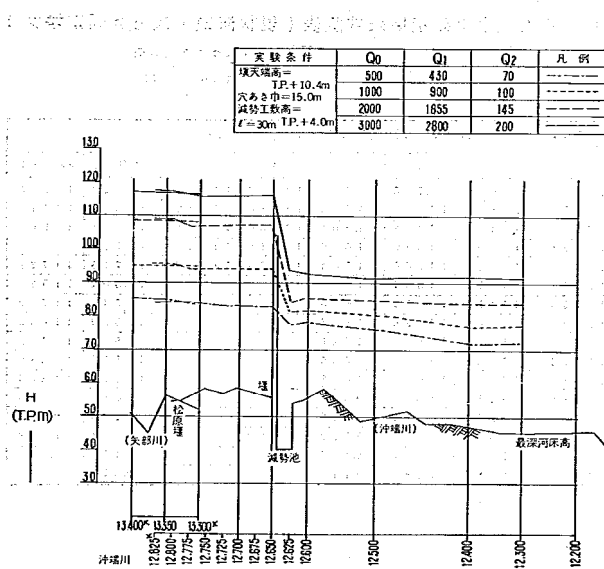


図-8-27 水位縦断面図 (全体模型)

実験条件	Q ₀	Q ₁	Q ₂	平均値
堰上水深=	2000	1810	190	-----
T.P.+8.20m	3000	2700	300	-----

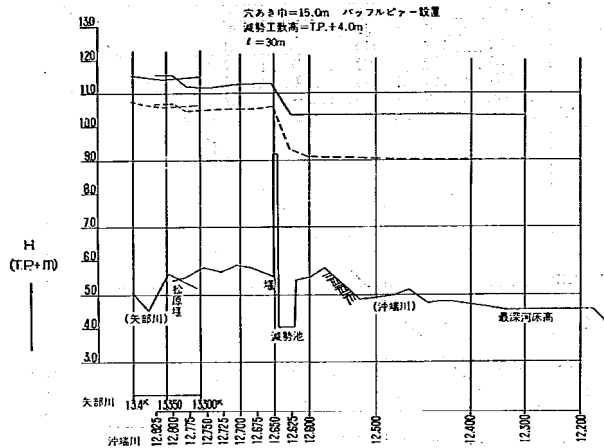


図-8-28 水位縦断面図(全体模型)

表-8-6(1) 水位測定結果数値表(現状河道・穴あき固定堰案)
(現状河道・穴あき固定堰案)
[200 m/s, 規制]

河川名	実験条件	Q ₀ =3000 m/s, Q ₁ =2800 m/s, Q ₂ =200 m/s					平均水位	エネルギー高
		1	2	3	4	5		
矢部川	13400	11.680	11.736	11.720	11.760	11.856	11.750	12.246
	13350	11.552	11.792	11.744	11.760	11.648	11.699	11.912
	13300	11.444	11.448	11.604	11.880	11.864	11.648	11.965
	12825	12.004	11.956	11.616	11.556	11.520	11.730	
	12800	12.604	11.960	11.584	11.480	11.488	11.715	11.721
	12775	11.472	11.504	11.528			11.501	11.523
	12750	11.472	11.576	11.600			11.549	11.579
	12725	11.480	11.528	11.608			11.539	11.633
	12700	11.584	11.592	11.620			11.599	11.649
	12675	11.568	11.580	11.636			11.595	11.638
	12650	11.624	11.616	11.608			11.616	11.666
	12625	9.256	9.352	9.344			9.317	9.556
	12600	9.264	9.224	9.216			9.235	9.489
	12500	9.080	9.056	9.152	9.088		9.094	9.378
	12400	9.100	9.112	9.136			9.116	9.208
	12300	9.088	9.080	9.112			9.093	

表一 8-6(2) 水位測定結果数値表 (現状河道・穴あき固定堰案)

		$Q_0 = 2000 \text{ m}^3/\text{s}$ $Q_1 = 1885 \text{ m}^3/\text{s}$ $Q_2 = 145 \text{ m}^3/\text{s}$					平均水位	工事レベル高
		1	2	3	4	5		
矢部川	13400	10796	10836	10848	10880	10916	10855	11227
	13350	10740	10900	10896	10808	10756	10820	10983
	13300	10712	10752	10648	10676	10960	10750	10994
沖	12825	11024	10976	10844	10760	10712	10863	
	12800	11072	11016	10812	10696	10688	10857	10863
	12775	10640	10704	10696			10680	10703
端	12750	10680	10720	10736			10712	10749
	12725	10704	10736	10764			10735	10848
	12700	10720	10760	10740			10740	10794
川	12675	10724	10736	10736			10732	10773
	12650	10724	10820	10768			10711	10763
	12625	8320	8516	8360			8399	8677
	12600	8488	8552	8516			8519	8755
	12500	8432	8448	8480	8328		8422	8728
	12400	8296	8304	8344			8315	8419
	12300	8312	8312	8312			8312	

		$Q_0 = 1000 \text{ m}^3/\text{s}$ $Q_1 = 900 \text{ m}^3/\text{s}$ $Q_2 = 100 \text{ m}^3/\text{s}$					平均水位	工事レベル高
		1	2	3	4	5		
矢部川	13400	9520	9560	9560	9540	9600	9556	9724
	13350	9500	9580	9560	9500	9436	9515	9593
	13300	9440	9380	9440	9476	9600	9459	9574
沖	12825	9600	9596	9516	9436	9400	9510	
	12800	9600	9608	9540	9440	9396	9517	9525
	12775	9432	9400	9396			9405	9435
端	12750	9380	9440	9436			9419	9469
	12725	9396	9436	9440			9424	9555
	12700	9400	9396	9420			9405	9464
川	12675	9376	9412	9380			9389	9432
	12650	9360	9440	9416			9405	9465
	12625	8124	8184	8152			8153	8325
	12600	8192	8184	8196			8191	8344
	12500	8012	8032	8064			8036	8262
	12400	7680	7644	7656			7660	7777
	12300	7680	7684	7680			7681	

表一 8-6(3) 水位測定結果数値表 (現状河道・穴あき固定堰案)

		$Q_0 = 300 \text{ m}^3/\text{s}$ $Q_1 = 430 \text{ m}^3/\text{s}$ $Q_2 = 70 \text{ m}^3/\text{s}$					平均水位	工事レベル高
		1	2	3	4	5		
矢部川	13400	8516	8520	8520	8520	8528	8521	8598
	13350	8456	8540	8516	8400	8408	8476	8517
	13300	8240	8244	8256	8312	8480	8306	8370
沖	12825	8340	8420	8440	8404	8360	8393	
	12800	8500	8460	8360			8440	8454
	12775	8420	8392	8360			8391	8425
端	12750	8324	8356	8360			8347	8425
	12725	8320	8340	8360			8340	8511
	12700	8296	8320	8352			8322	8391
川	12675	8276	8284	8316			8292	8341
	12650	8240	8368	8340			8316	8398
	12625	7785	7770	7775			7776	7913
	12600	7804	7796	7796			7799	7914
	12500	7620	7640	7676			7645	7828
	12400	7168	7160	7120			7149	7299
	12300	7160	7168	7200			7176	

表一 8-7 水位測定結果数値表 (現状河道・穴あき固定堰案)

(現状河道穴あき固定堰案)
(300 m^3/s 規制)

		$Q_0 = 3000 \text{ m}^3/\text{s}$ $Q_1 = 27000 \text{ m}^3/\text{s}$ $Q_2 = 300 \text{ m}^3/\text{s}$					平均水位	堰上水位
		1	2	3	4	5		
矢 部 川	13400	11420	11536	11608	11600	11700	11573	12063
	13350	11376	11504	11552	11508	11316	11451	11714
	13300	11312	11248	11388	11624	11788	11472	11852
	12825	11888	11832	11456	11360	11152	11538	
沖 端 川	12800	11960	11872	11548	11224	11192	11559	11574
	12775	11168	11216	11224			11203	11277
	12750	11048	11208	11280			11179	11294
	12725	11136	11280	11348			11254	11604
端 川	12700	11216	11280	11344			11280	11451
	12675	11192	11272	11320			11261	11398
	12650	11288	11344	11316			11316	11477
	12625	10344	10280	10384			10336	10611
川	12600	10312	10312	10312			10312	10602
	12500	10312	10344	10328			10328	10543
	12400	10312	10328	10360			10333	10424
	12300	10304	10280	10304			10296	

		$Q_0 = 2000 \text{ m}^3/\text{s}$ $Q_1 = 1810 \text{ m}^3/\text{s}$ $Q_2 = 190 \text{ m}^3/\text{s}$					平均水位	堰上水位
		1	2	3	4	5		
矢 部 川	13400	10700	10688	10776	10720	10800	10737	11110
	13350	10580	10804	10732	10720	10564	10680	10846
	13300	10568	10696	10632	10544	10876	10663	10905
	12825	10872	10836	10728	10612	10424	10694	
沖 端 川	12800	10952	10924	10716	10488	10464	10709	10721
	12775	10484	10480	10492			10485	10530
	12750	10480	10528	10560			10523	10596
	12725	10480	10560	10584			10541	10760
端 川	12700	10484	10560	10576			10543	10647
	12675	10496	10528	10560			10528	10602
	12650	10564	10612	10608			10595	10691
	12625	9280	9324	9320			9308	9525
川	12600	9140	9152	9156			9149	9393
	12500	8980	9020	9040			9013	9292
	12400	8984	8980	9036			9000	9092
	12300	8980	8960	8968			8969	

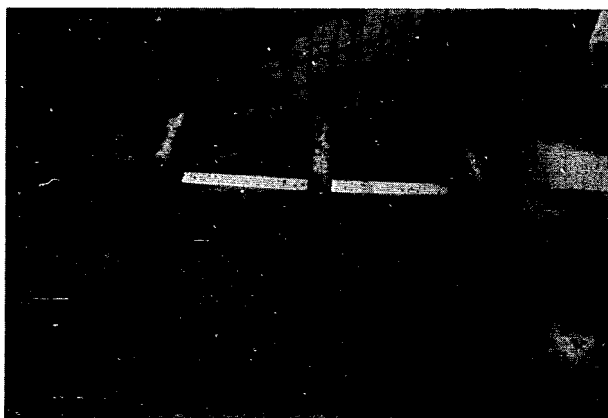


写真-8-14

DⅡ案(水門案)

○ 沖端川12.600 m

より上流の構造物

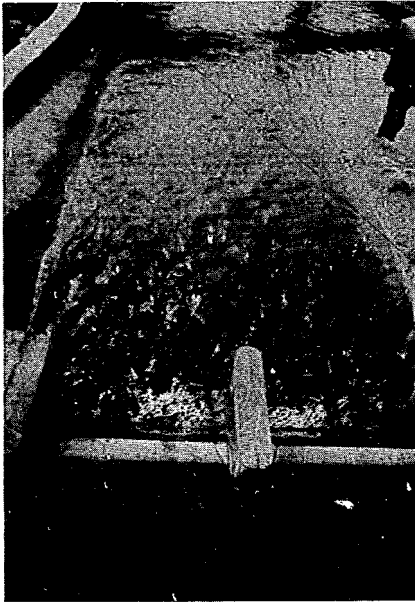


写真-8-15

DⅡ案(水門案)

越流状況を上流側から見る

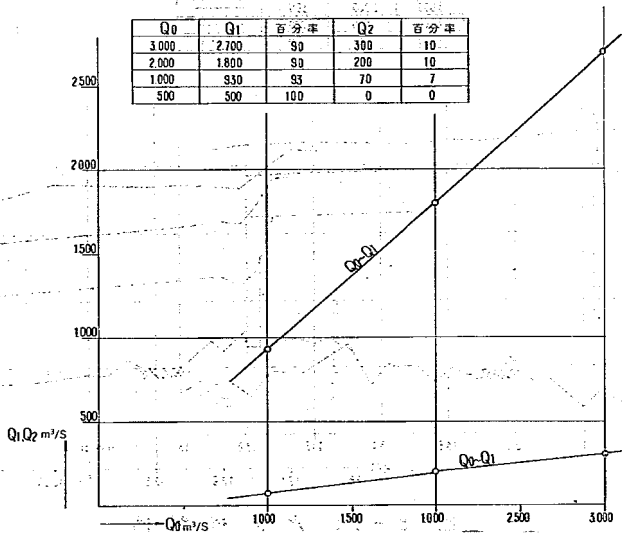


図-8-29 $Q_0 \sim Q_1, Q_2$ 曲線 ($300 \text{ m}^3/\text{s}$ 規制)

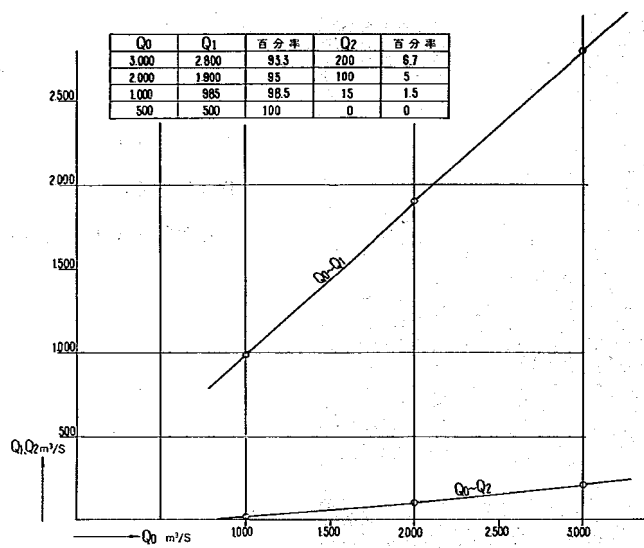


図-8-30 $Q_0 \sim Q_1, Q_2$ 曲線 (200 m^3/s 規制)

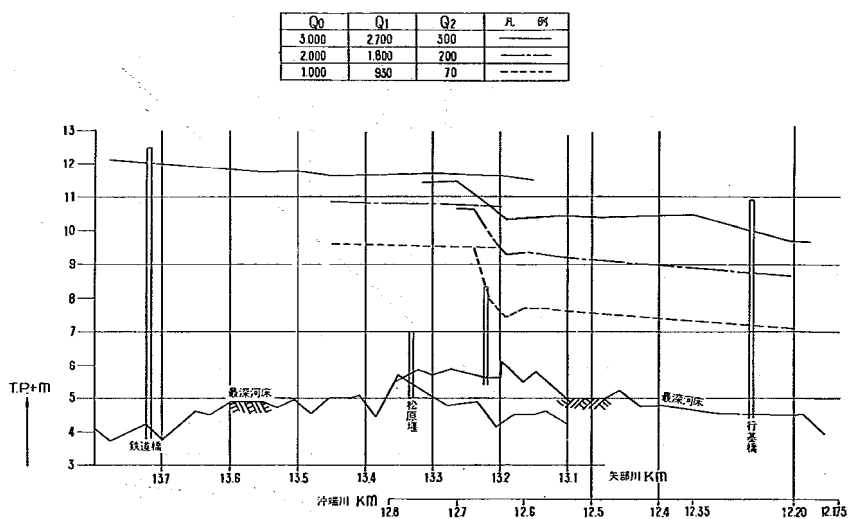


図-8-31 水位縦断面図

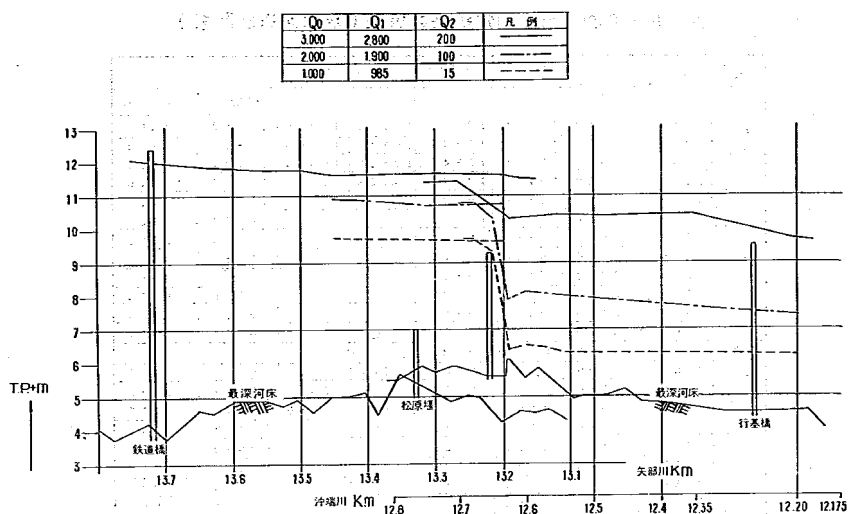


図-8-32 水位縦断面図

表-8-8(1) 水位測定結果数値表(現状河道水門案)
(現状河道水門案)
(300㍒/㍒, 規制)

		Q ₀ = 3000 ㍒/㍒, Q ₁ = 2700 ㍒/㍒, Q ₂ = 300 ㍒/㍒ ゲート					平均水位	エネルギー高
		1	2	3	4	5		
矢部川	13.750	12.160	12.120	12.040	12.080	12.200	12.120	12.681
	13.650	11.780	11.980	11.840	11.940	11.980	11.904	12.390
	13.550	11.760	11.760	11.760	11.760	11.720	11.752	12.226
	13.500	11.760	11.720	11.760	11.880	11.840	11.792	12.230
	13.450	11.640	11.560	11.600	11.640	11.720	11.632	12.110
	13.300	11.440	11.480	11.760	11.800	12.000	11.696	11.986
	13.200	11.560	下流	11.600	水位	11.680	11.613	12.009
	13.150	11.440	11.380	11.500	11.520	11.500	11.468	
	12.750	11.300	11.400	11.520			11.407	11.506
	12.700	11.440	11.440	11.520			11.467	11.622
沖路	12.625	10.160	10.360	10.400			10.307	10.586
	12.550	10.380	10.440	10.430			10.433	10.723
	12.475	10.340	10.440	10.400			10.393	10.552
	12.400	10.320	10.480	10.500			10.433	10.519
	12.350	10.400	10.448	10.480			10.443	
	12.200	9.680	下流	9.640	水位		9.660	9.741
	12.175	9.640	9.60	9.660			9.633	

表-8-8(2) 水位測定結果数値表(現状河道水門案)

		$Q_0=3000 \quad Q_1=1800 \text{ m}^3/\text{s} \quad Q_2=200 \text{ m}^3/\text{s}$					平均水位	工事前後高
		1	2	3	4	5		
矢部川	13450	10840	10760	10880	10900	10880	10852	11206
	13400	10800	10800	10840	10840	10800	10816	11173
	13300	10600	10700	10840	10820	10960	10784	11011
	13200	10680	10730	10732	10728	下流	10717	11016
沖燐川	12700	10600	10680	10720			10666	10773
	12675	10640	10680	10640			10653	10735
	12650	9640	9880	9900			9806	9983
	12625	9480	9120	9240			9280	9526
	12600	9280	9400	9368			9349	9583
	12575	9320	9320	9280			9306	9573
	12550	9140	9220	9280			9213	9496
	12200	8620	8620	下流	水位		8620	8691
実験条件		$Q_0=1000 \quad Q_1=930 \text{ m}^3/\text{s} \quad Q_2=70 \text{ m}^3/\text{s}$						
矢部川	13450	9600	9600	9620	9600	9620	9608	9786
	13400	9580	9600	9600	9600	9592	9594	9769
	13300	9500	9560	9520	9560	9560	9540	9157
	13200	9480	9500	9512	下流	水位	9497	9641
沖燐川	12700	9480	9520	9520			9506	9533
	12675	9512	9520	9520			9517	9536
	12650	8160	7832	7716			7902	8037
	12625	7460	7400	7344			7401	7650
	12600	7660	7700	7720			7693	7824
	12575	7688	7660	7660			7670	7821
	12550	7580	7600	7640			7606	7767
	12200	7080	7100	下流	水位		7090	7139

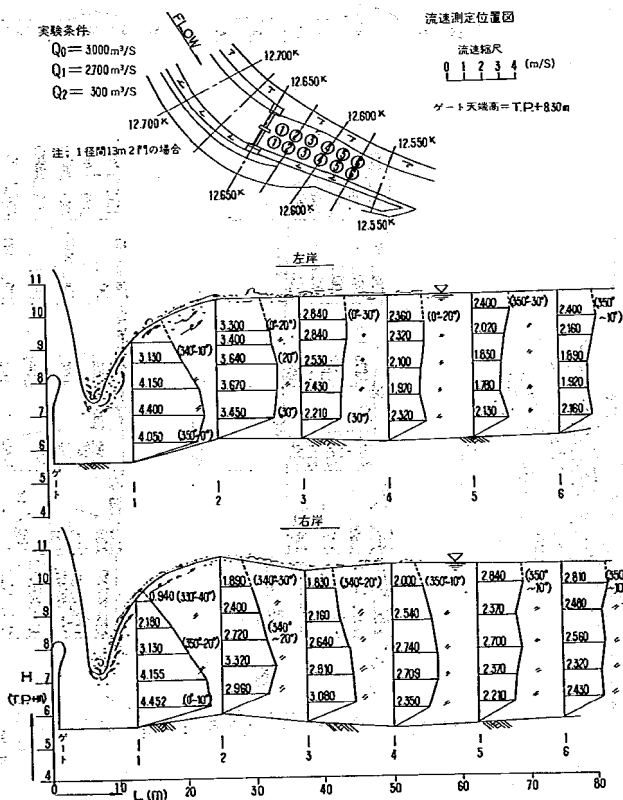
表-8-9(1) 水位測定結果数値表(現状河道水門案)

(現状河道水門案)
〔200m/s 規模〕

		$Q_0=3000 \text{ m}^3/\text{s} \quad Q_1=2795 \text{ m}^3/\text{s} \quad Q_2=205 \text{ m}^3/\text{s}$					平均水位	工事前後高
		1	2	3	4	5		
矢部川	13750	12240	12140	12100	12140	12300	12184	12773
	13650	11860	12020	12020	12140	12160	12040	12537
	13550	11840	11860	11820	11900	11980	11880	12366
	13500	11840	11863	11940	11980	11980	11921	12371
	13450	11780	11680	11740	11840	11860	11780	12266
	13300	11580	11388	11660	11900	12060	11717	12025
	13200	11620	下流	11500	水位	11720	11613	12038
沖燐川	13150	11440	11520	11420	11540	11620	11508	
	12750	11420	11520	11640			11526	11558
	12700	11480	11540	11640			11533	11587
	12625	9200	9320	9260			9260	9522
	12550	9140	9160	9180			9160	9469
	12475	9120	9160	9220			9166	9391
	12400	9220	9100	9120			9166	9259
	12350	9200	9260	9260			9240	
	12200	8680	下流	8620	水位		8650	8723
	12175	8628	8600	8560			8590	

表-8-9(2) 水位測定結果数値表(現状河道水門案)

		$Q_0 = 200 \text{ m}^3/\text{s}$ $Q_1 = 1900 \text{ m}^3/\text{s}$ $Q_2 = 100 \text{ m}^3/\text{s}$					
		1	2	3	4	5	平均水位 エネルギー高
矢部川	13.450	10.860	10.860	10.920	10.940	10.940	10.904
	13.400	10.800	10.900	10.900	10.900	10.900	10.880
	13.300	10.480	10.620	10.780	10.820	10.900	10.720
	13.200	10.740	10.780	10.780	下流	水位	10.766
	12.700	10.780	10.780	10.740			10.766
沖 鳩 川	12.675	10.780	10.784	10.788			10.784
	12.650	10.320	10.420	10.340			10.366
	12.625	7.900	7.860	7.940			7.900
	12.600	8.108	8.108	8.080			8.098
	12.575	8.060	8.060	8.020			8.045
	12.550	8.000	8.020	7.980			8.006
	12.200	7.440	7.400	下流	水位		7.420
							7.477
		$Q_0 = 1000 \text{ m}^3/\text{s}$ $Q_1 = 985 \text{ m}^3/\text{s}$ $Q_2 = 100 \text{ m}^3/\text{s}$					
矢部川	13.450	9.760	9.780	9.800	9.780	9.820	9.788
	13.400	9.720	9.760	9.760	9.720	9.760	9.744
	13.300	9.640	9.640	9.700	9.700	9.700	9.676
	13.200	下流	9.030	水位	9.640		9.635
	12.700	9.640	9.660	9.660			9.663
沖 鳩 川	12.675	9.680	9.700	9.700			9.693
	12.650	7.360	7.320	7.320			7.333
	12.625	6.680	6.380	6.240			6.433
	12.600	6.448	6.520	6.520			6.610
	12.575	6.520	6.404	6.420			6.448
	12.550	6.500	6.320	6.300			6.306
	12.200	6.240	6.244	下流	水位		6.242
							6.252



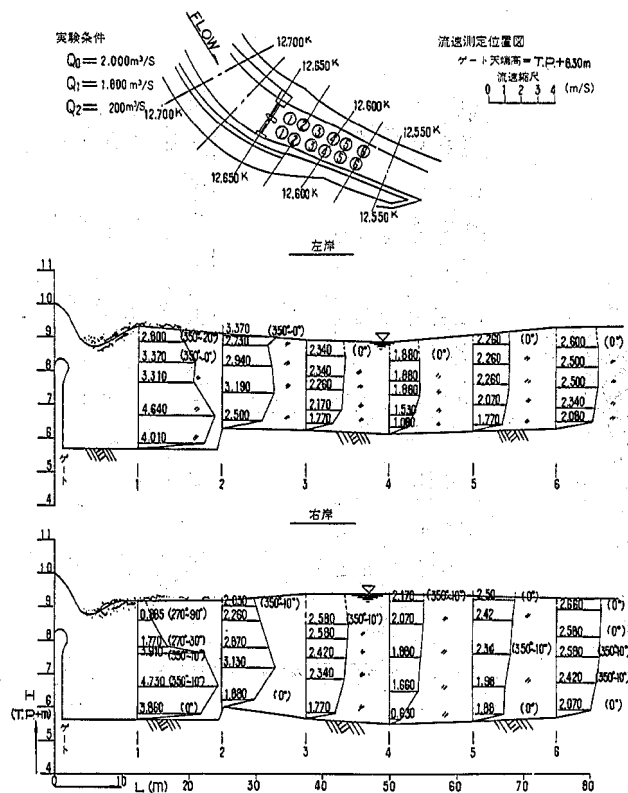


図-8-33(2) 堰 (12.650k) 下流流速分布図

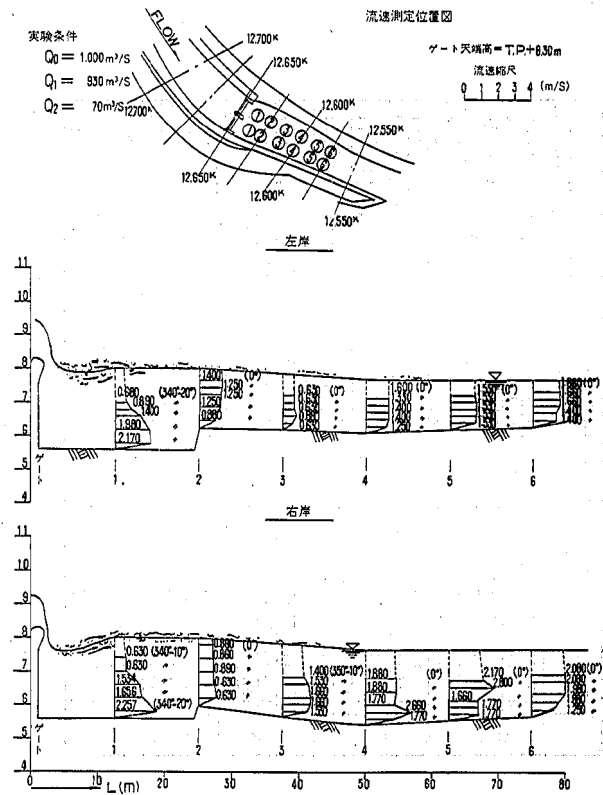


図-8-33(3) 堰 (12.650k) 下流流速分布図

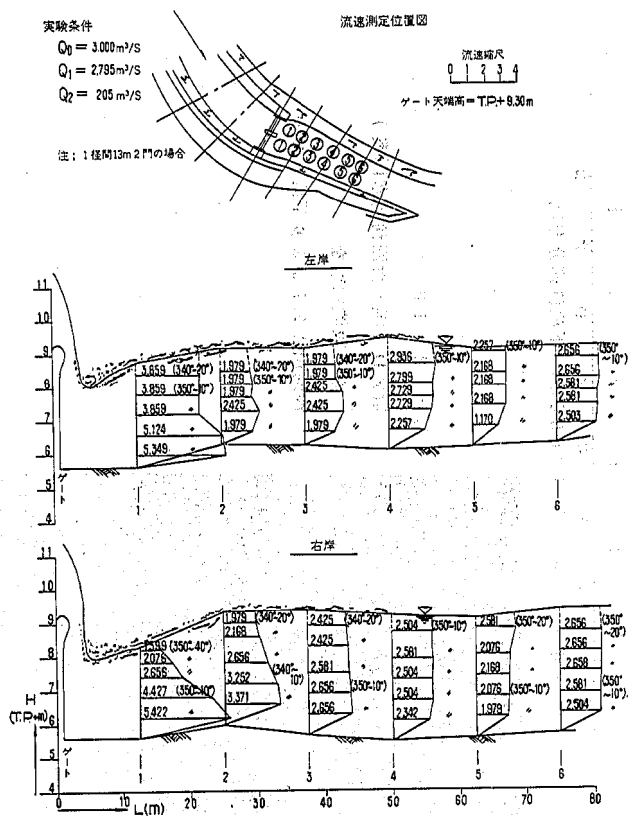


図-8-34(1) 堰 (12.650k) 下流流速分布図

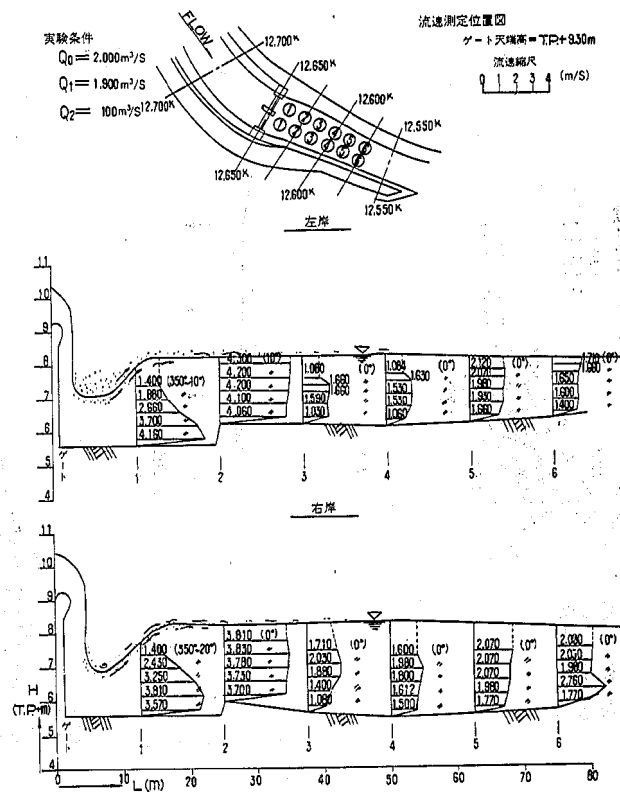


図-8-34(2) 堰 (12.650k) 下流流速分布図

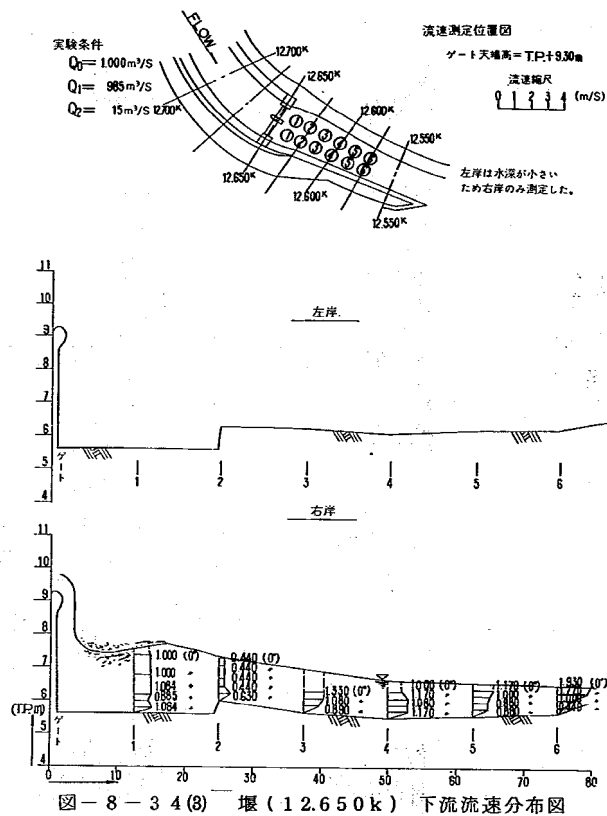


写真-8-16

計画DⅡ案(計画河道水門案)

水門設置状態を

沖端川12.7kmより下流に見る

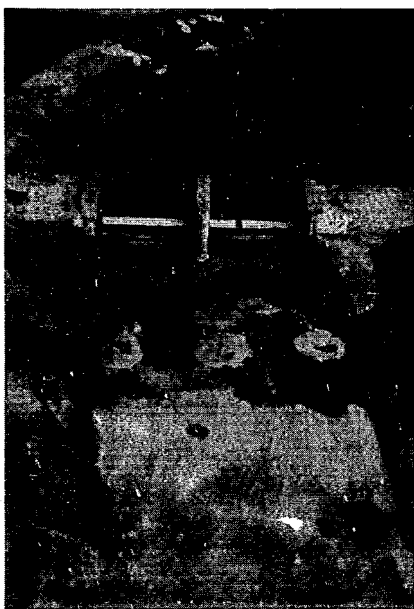


写真-8-17

計画DⅡ案(計画河道水門案)

水門設置状態を

沖端川1.26kmより上流に見る

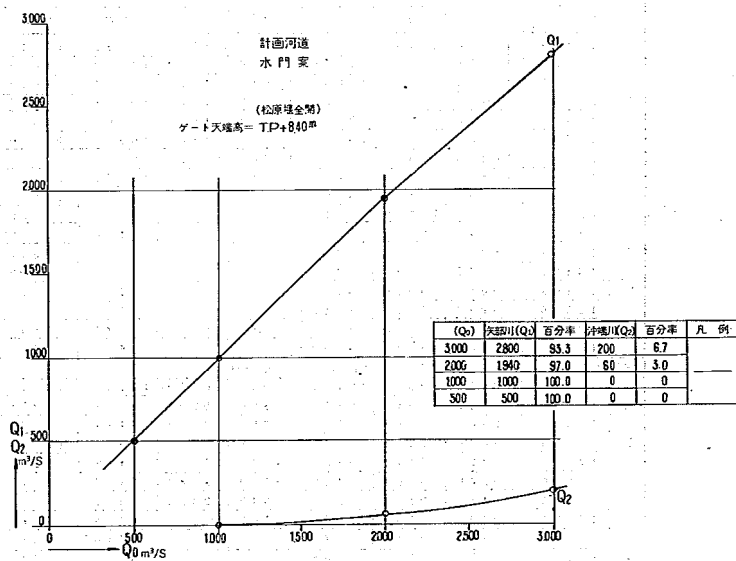


図-8-35 $Q_0 \sim Q_1, Q_2$ 曲線 ($200 \text{ m}^3/\text{s}$ 規制)

計画河道 水門案 松原堤全開

Q ₀	Q ₁	Q ₂	凡 例
3000	2800	200	-----
2000	1940	60	-----
1000	1000	0	-----
500	500	0	-----

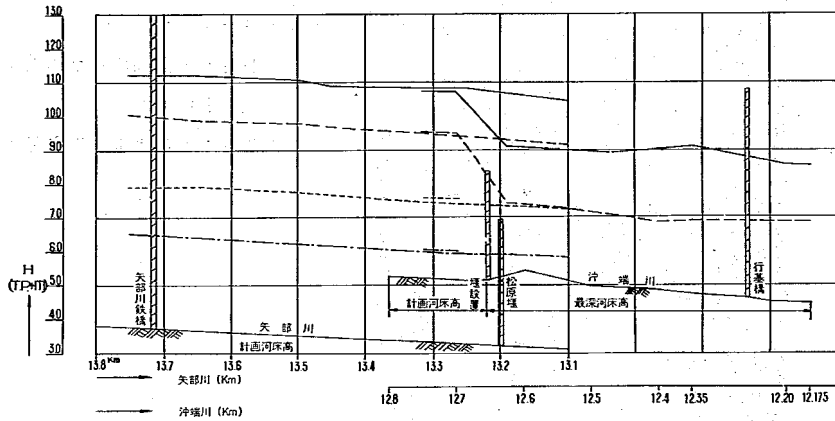


図-8-36 水位縦断面図

表-8-10(1) 水位測定結果数値表 (計画河道水門案)

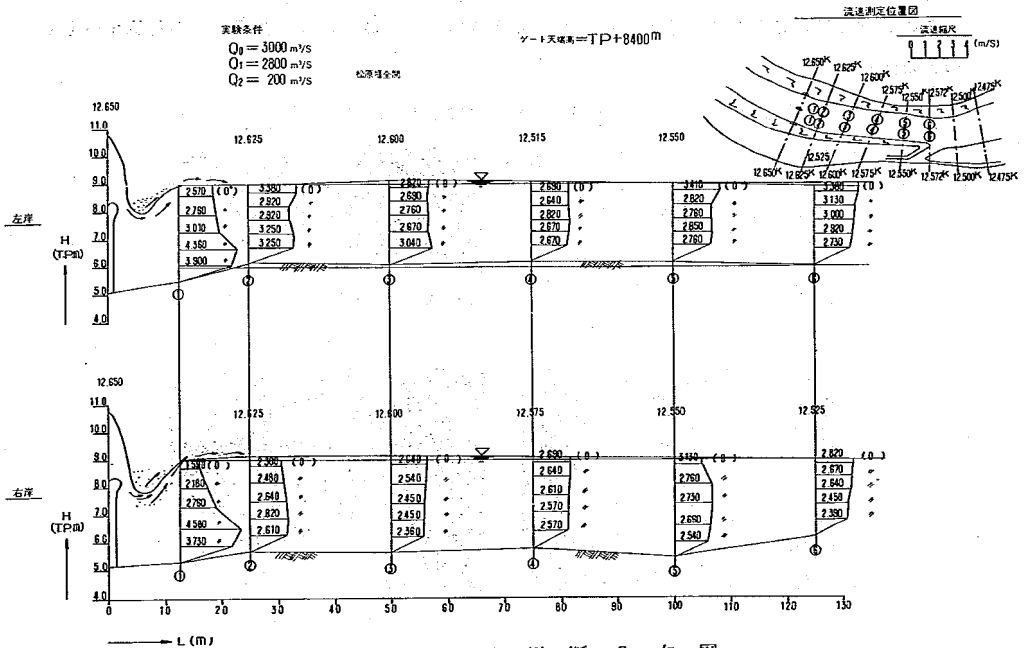
(計画河道水門案)

(2000 m^3/s 規模)

		Q ₀ = 3000 m ³ /s Q ₁ = 2800 m ³ /s Q ₂ = 200 m ³ /s						
		1	2	3	4	5	平均水位	工事平面高
矢部川	137.50	10.996	11.196	11.396	11.344	11.276	11.222	11.843
	136.50	11.256	11.276	11.276	10.956	11.284	11.210	11.805
	135.00	11.000	11.052	11.080	11.080	11.120	11.074	11.665
	134.50	10.756	10.900	10.920	10.980	11.000	10.911	11.548
	133.00	10.660	10.640	10.800	10.900	11.000	10.800	11.278
川	132.50	10.604	10.648	10.800	10.960	11.160	10.836	11.396
	131.50	10.460	10.476	10.600	10.600	10.720	10.579	
	131.00	10.623	10.500	10.560	下流 水位		10.561	11.325
沖端川	127.50	10.700	10.800	10.800			10.770	10.836
	127.00	10.740	10.760	10.710			10.753	10.836
	126.25	9.040	9.120	9.200			9.120	9.399
	125.50	8.980	9.000	9.036			9.005	9.337
	124.75	8.960	8.956	8.980			8.965	9.232
川	124.00	9.004	9.000	9.044			9.016	9.116
	123.50	9.032	9.000	9.040			9.120	
	122.00	8.600	8.560	8.600	下流 水位		8.587	8.660
	121.75	8.560	8.600	8.600			8.587	
	実験条件		Q ₀ = 2000 m ³ /s Q ₁ = 1940 m ³ /s Q ₂ = 60 m ³ /s					
矢部川	137.50	10.060	10.028	10.100	10.020	10.010	10.044	10.515
	136.50	9.900	9.940	9.856	9.860	9.900	9.891	10.375
	135.00	9.780	9.780	9.820	9.780	9.824	9.797	10.279
	134.50	9.660	9.600	9.700	9.700	9.740	9.680	10.239
	133.00	9.420	9.412	9.420	9.440	9.600	9.458	9.903
川	132.50	9.260	9.260	9.420	9.500	9.584	9.406	9.949
	131.50	9.180	9.180	9.200	9.340	9.452	9.270	
	131.00	9.120	9.100	9.220	9.100	9.452	9.135	9.819
沖端川	127.50	9.540	9.540	9.540			9.540	9.552
	127.00	9.532	9.540	9.508			9.527	9.543
	126.25	7.360	7.460	7.460			7.427	7.603
	125.50	7.368	7.300	7.340			7.336	7.512
	124.75	7.080	7.096	7.100			7.105	7.400
川	124.00	6.900	6.892	6.820			6.871	7.078
	123.50	6.920	6.900	6.900			6.907	
	127.00	6.840	6.860	6.860	下流 水位		6.853	6.901
	121.75	6.864	6.864	6.860			6.863	

表-8-10(2) 水位測定結果数値表 (計画河道水門案)

		$Q_0 = 1000 \text{ m}^3/\text{s}$					平均水位	エネルギー高
		1	2	3	4	5		
矢部川	1375.0	7.920		7.960		7.932	7.937	
	1365.0	7.920		7.920		7.940	7.937	
	1350.0	7.740		7.760		7.780	7.760	
	1345.0	7.640		7.700		7.712	7.680	
	1330.0	7.380		7.444		7.400	7.410	
	1325.0	7.300		7.380		7.480	7.390	
	1315.0	7.260		7.360		7.420	7.350	
	1310.0	7.184	下流	7.252	水位	7.296	7.244	
沖郷川	1275.0	7.600	7.580				7.590	
	1270.0	7.560	7.540				7.550	
	1262.5							
	1255.0	堰(12650k)下流には流れない。						
	1247.5							
	1240.0							
	1235.0							
	1220.0							
	1217.5							
実験条件		$Q_0 = 500 \text{ m}^3/\text{s}$						
矢部川	1375.0	6.520	6.520	6.520			6.520	
	1365.0	6.400	6.420	6.400			6.410	
	1350.0	6.220	6.240	6.240			6.230	
	1345.0	6.120	6.160	6.180			6.150	
	1330.0	5.760	5.980	5.940			5.960	
	1325.0	5.800	5.920	5.960			5.910	
	1315.0	5.840	5.900	5.920			5.890	
	1310.0	5.780	5.800	5.840	下流水位		5.810	
沖郷川	1275.0	6.050					6.050	
	1270.0	6.040					6.040	
	1262.5							
	1255.0	堰(12650k)下流には流れない。						
	1247.5							
	1240.0							
	1235.0							
	1220.0							
	1217.5							



(3) 構造物下流の減勢

これまで高水流入規制構造物の種類と諸元についてまとめてきたが、ここでは構造物を設けたことにより生ずる構造物下流の高速流をいかにして減勢するかを検討する。対象とした流入規制構造物のタイプは、暫定改修として現状河道に設置が有力視されている「EⅡ案（穴あき固定堰案）」である。

穴あき固定堰案では、穴あき部からの流れが高速流となるが天端からの越流水がある場合はその落下水脈によっていくらか減勢される。また、このタイプで $Q_2=300\text{ m}^3/\text{s}$ 流入規制と $Q_2=200\text{ m}^3/\text{s}$ 流入規制構造物を比較すると、構造物下流の流速は $Q_2=300\text{ m}^3/\text{s}$ 流入規制構造物のほうが小さくなる。（図-8-38, case 8）これは後者に比して天端からの越流量も多いし、流入量の増大によって下流水位が高くなっていることが原因とみられる。上述した2つの構造物について、おのおのの最大流量（ $Q_2=300\text{ m}^3/\text{s}$, $Q_2=200\text{ m}^3/\text{s}$ ）と穴あき部からの流出流速が最大と思われる条件、すなわち上流水位がおのおのの流入規制構造物の天端に達した場合について必要な減勢池の規模を検討する。

実験条件と構造物下流50m地点で測定された河床付近の流速を表-8-11にまとめた。この表から必要な減勢池の規模として、深さ約2m、長さ約30mが得られる。このとき減勢池の長さを増加させるよりも深さを増した方がより効果的である。また、減勢池内にバップルビアを設けることにより減勢池内の水深方向の流速分布を著しく改良することができるが土砂による埋没等も考えられるので、この選択にあたっては将来の管理面などを含めてさらに検討する必要がある。

この実験では、さらに減勢池のタイプとしてその他2, 3のものも取り扱ったが特筆すべきものはなかった。

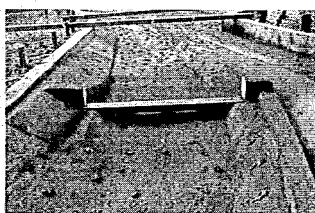


写真-8-18 減勢工なしの状態



写真-8-19 減勢池を設けた状態

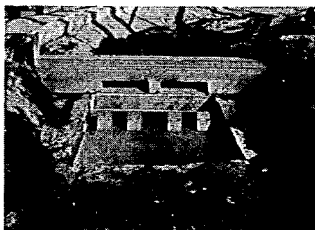


写真-8-20 減勢池内にバップル
ビアを設けた状態



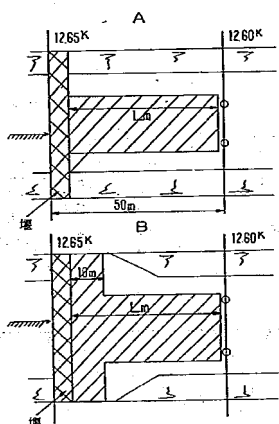
写真-8-21 構造物より下流10m
までは、越流幅と同じ40mの幅
をもつ減勢池とした状態

表-8-11 流速測定結果表

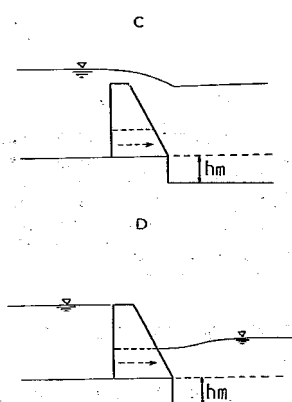
点	200m ² 規制構造物		300m ² 規制構造物		実験条件
	右岸	左岸	右岸	左岸	
1	m/s 3.04	m/s 3.44	m/s 2.39	m/s 2.69	下図 L=48m h=1m
2	2.61	2.70	2.28	2.00	AC L=48 h=2
3	3.21	3.00	2.50	2.04	AC L=30 h=1
4	2.75	2.58	2.43	2.31	AC L=30 h=2
5	2.27	2.45			AC L=30 h=2
6	2.40	2.52	2.65	2.21	AC L=30 h=2
7	1.64	2.21	2.15	2.78	AC L=30 h=2
8	4.43	3.54	3.29	2.85	BD h=0
9	5.31	2.53	3.67	1.71	BC h=0

注) ここで使った流速は、構造物下流50m地点で測定された河床付近の値である。

減勢池タイプ(平面)



越流状況



$$Q_0 = 3000 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$T.P. = 10.400 \text{ m}$$

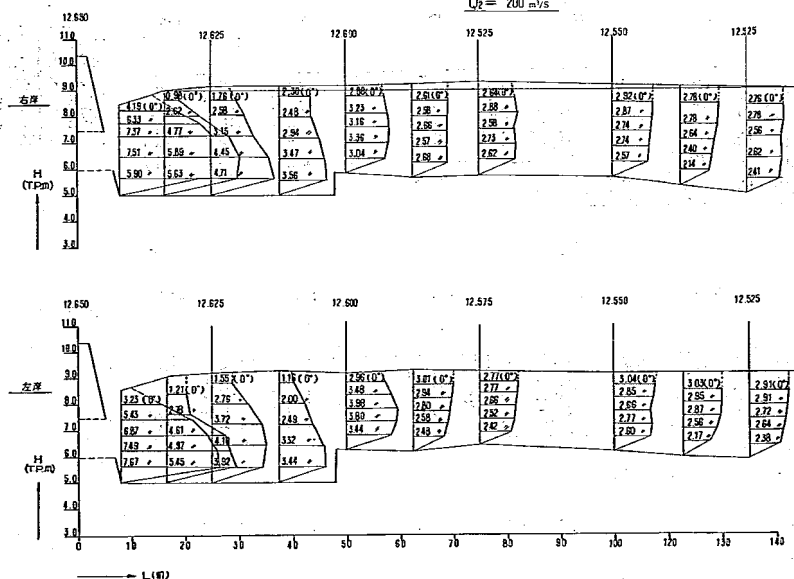
$$Q_1 = 2800 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$L = 48.0 \text{ m}$$

$$Q_2 = 200 \text{ m}^3/\text{s}$$

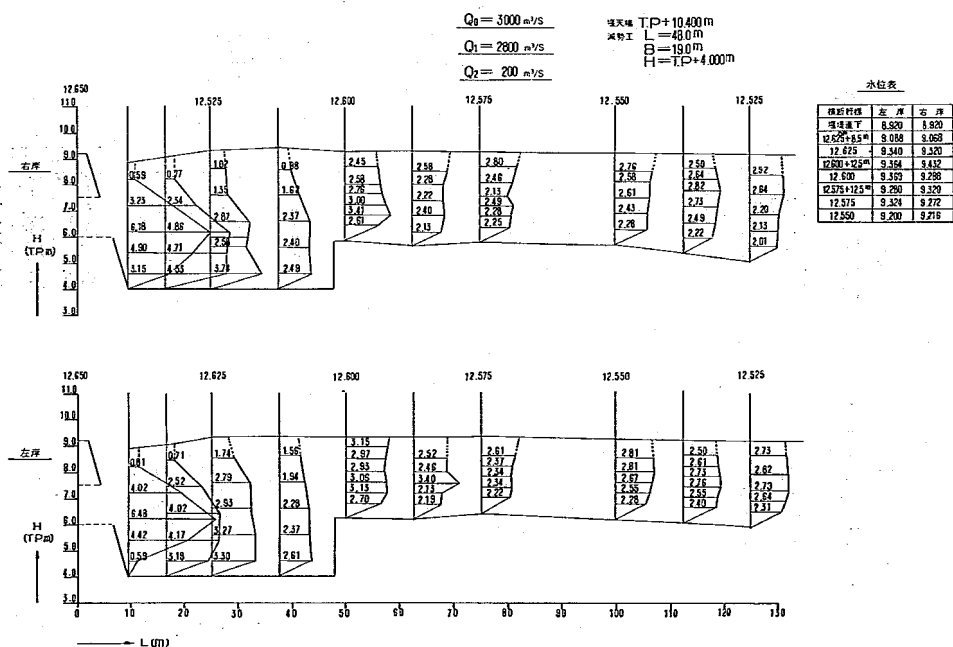
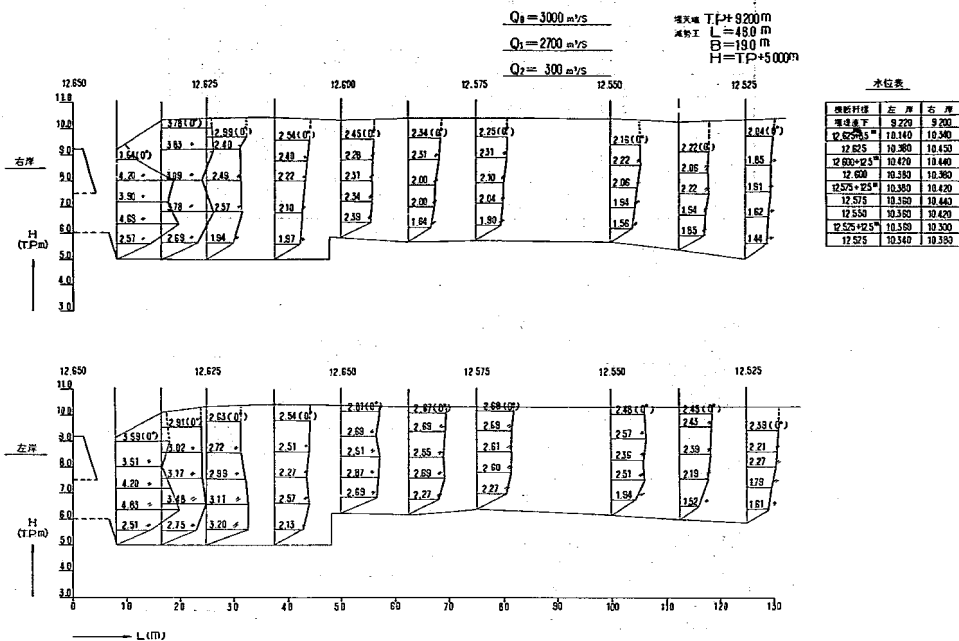
$$B = 18.0 \text{ m}$$

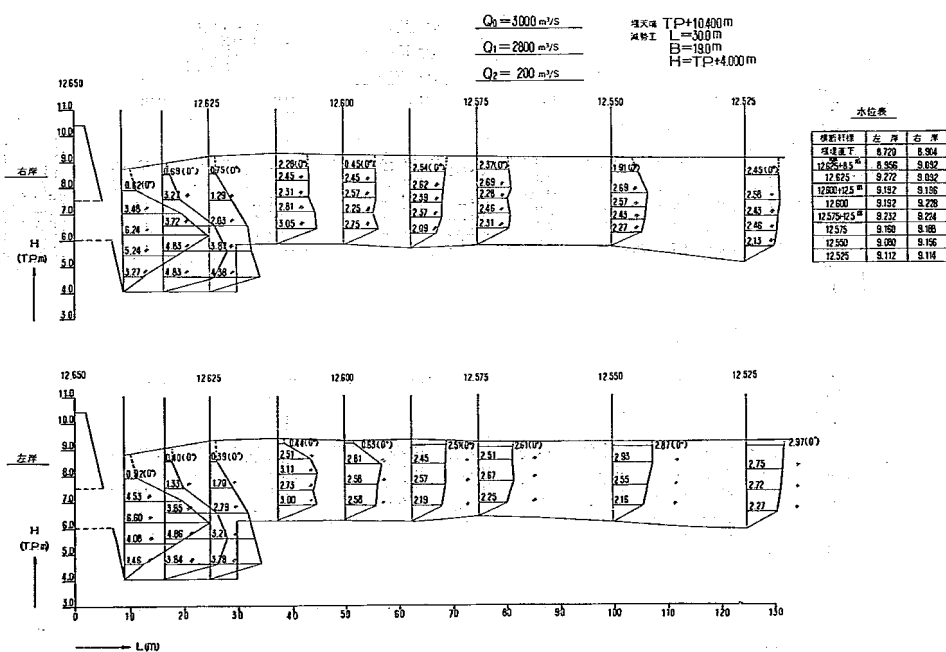
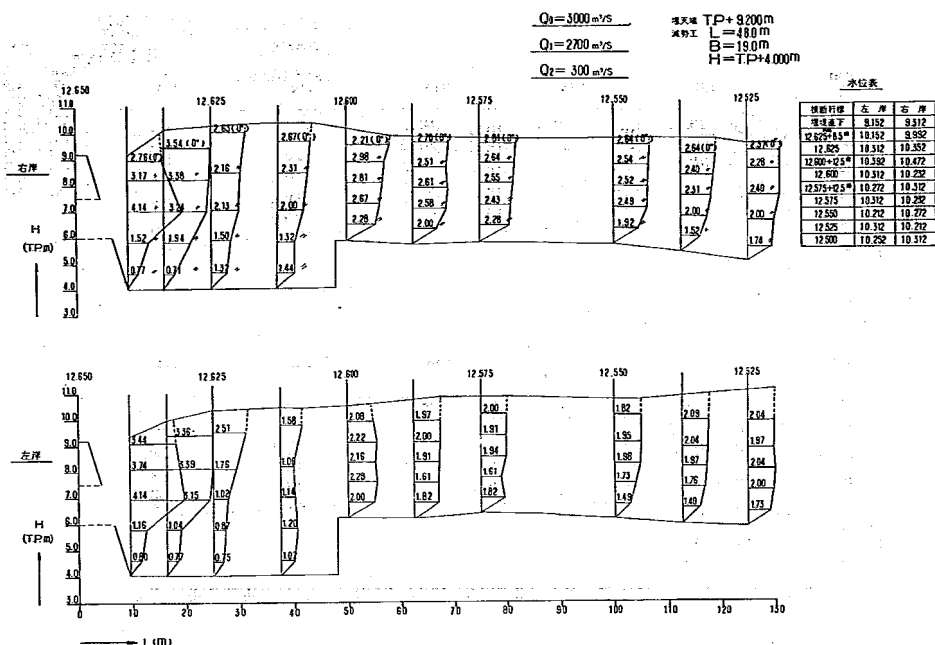
$$H = T.P. + 5.000 \text{ m}$$



断面位置	左岸	右岸
12.525	8.475	8.475
12.525+2.5	9.000	9.000
12.525	9.115	9.115
12.525+2.5	9.200	9.200
12.525	9.180	9.180
12.525+2.5	9.280	9.280
12.525	9.280	9.280
12.525+2.5	9.180	9.180
12.525	9.080	9.080

図-8-38(1) 流速縦断分布図





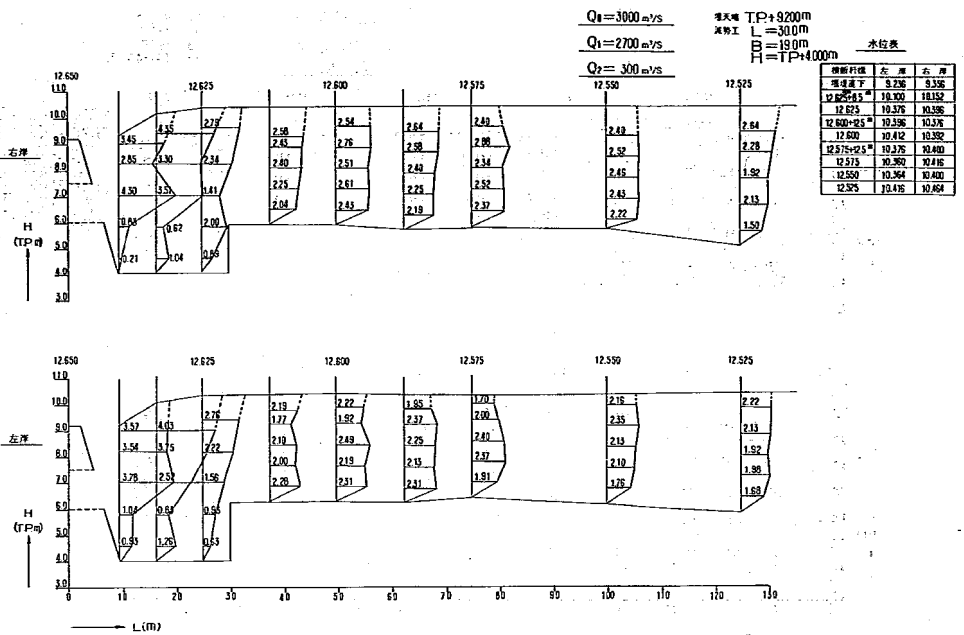


图-8-38(6) 流速纵断分布图

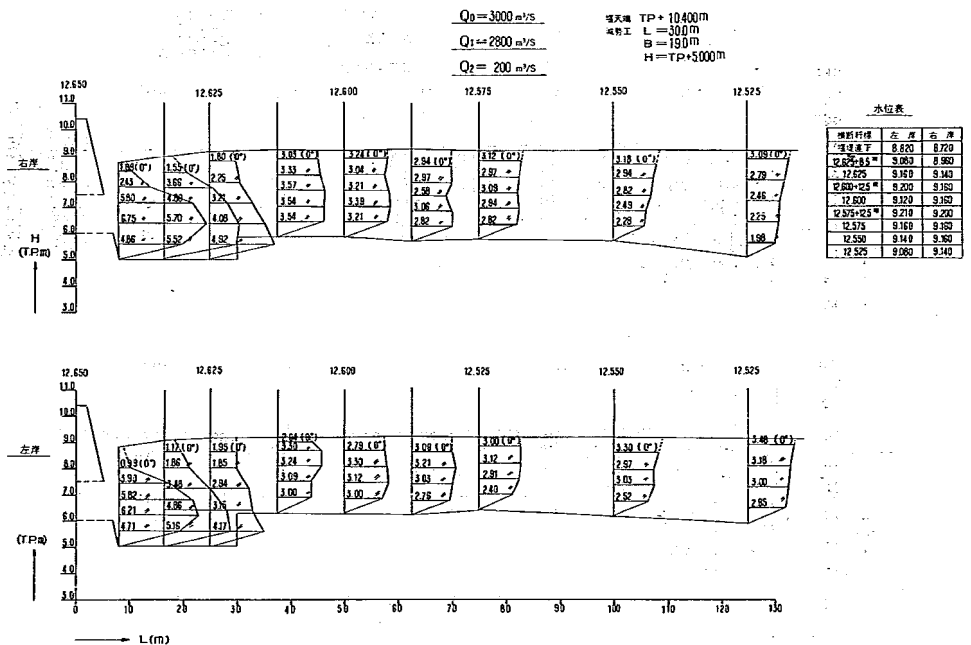


图-8-38(7) 流速纵断分布图

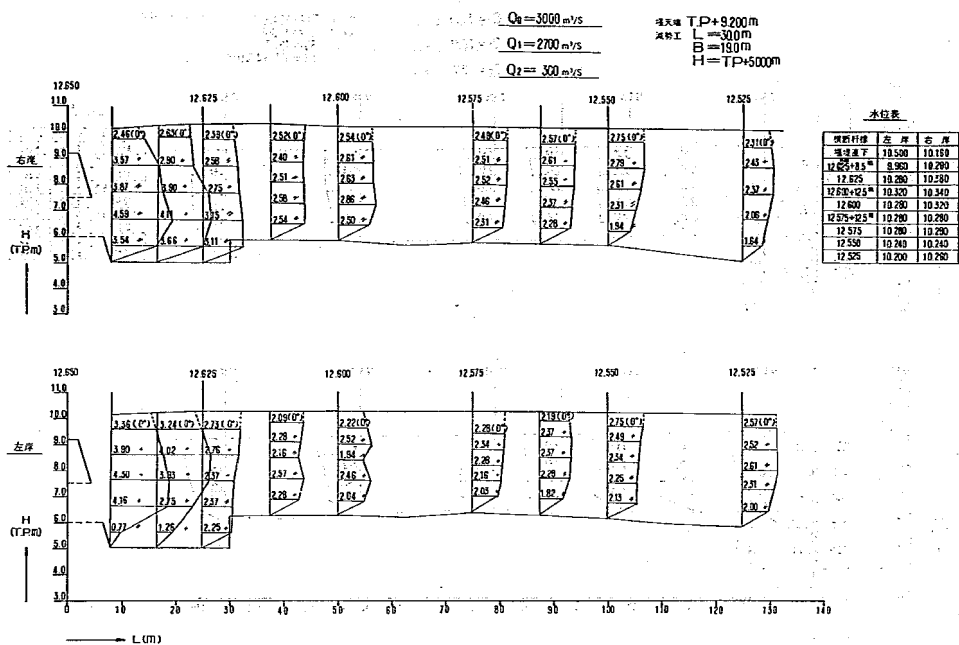


图-8-38(8) 流速纵断分布图

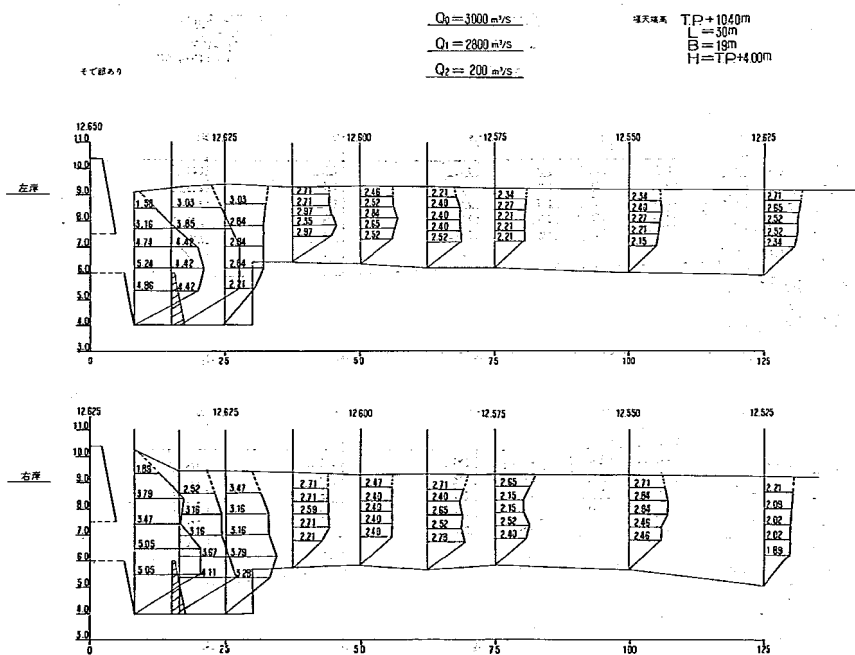
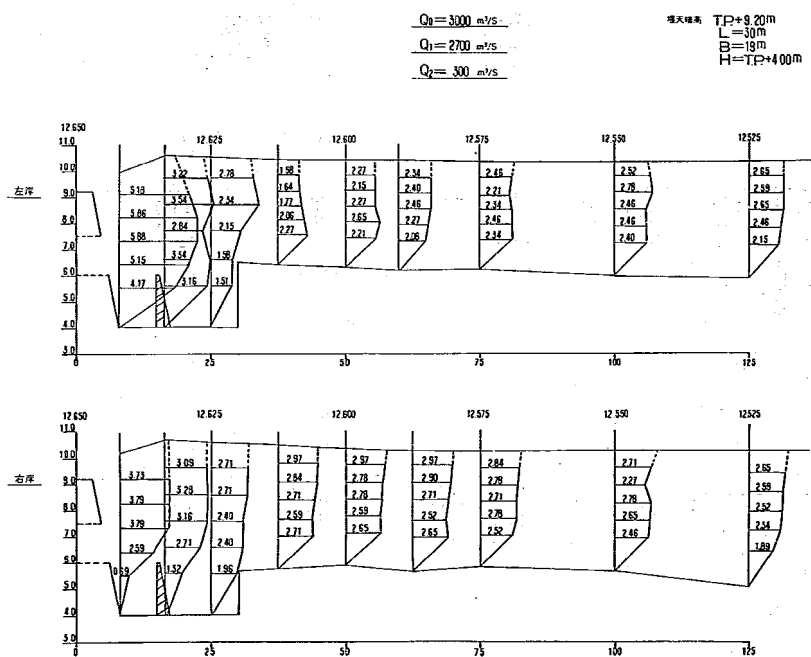
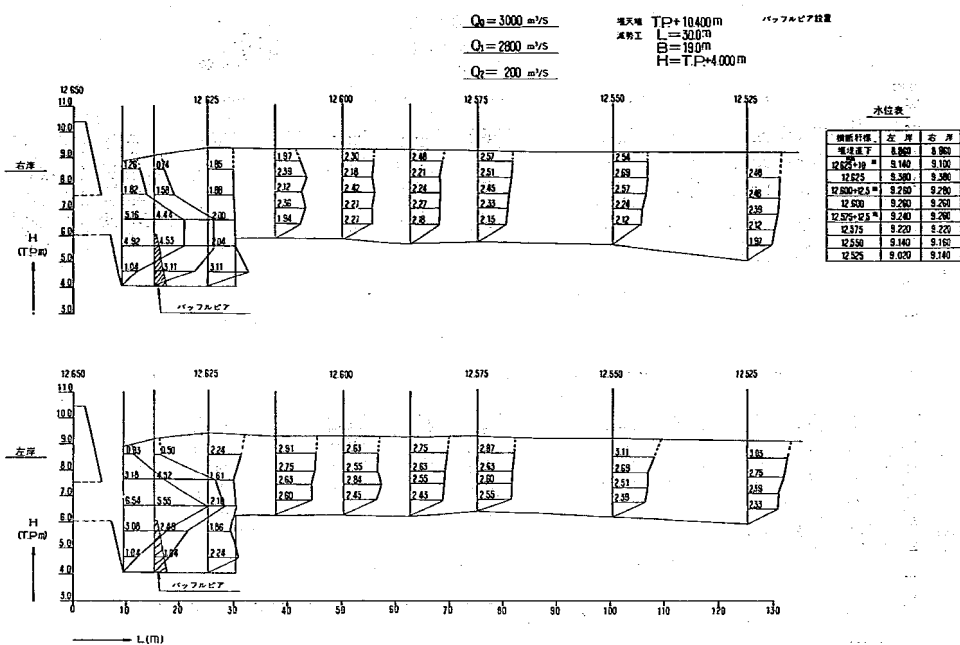


图-8-38(9) 流速纵断分布图



バツフルピア屋

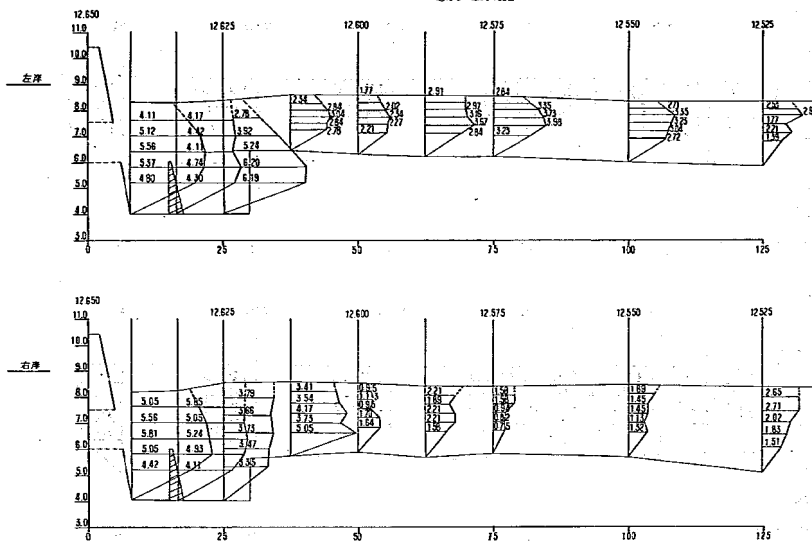


圖-8-38(12) 流速縱斷分布圖

堤顶超高 $TP+920m$
 减势工 $L=30m$
 $B=19m$
 $H=TP+4m$

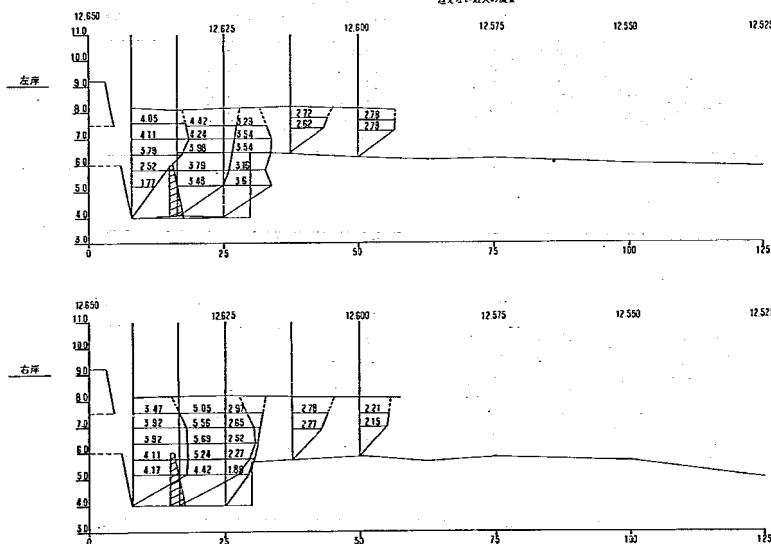


图-8-38(13) 流速纵断分布图

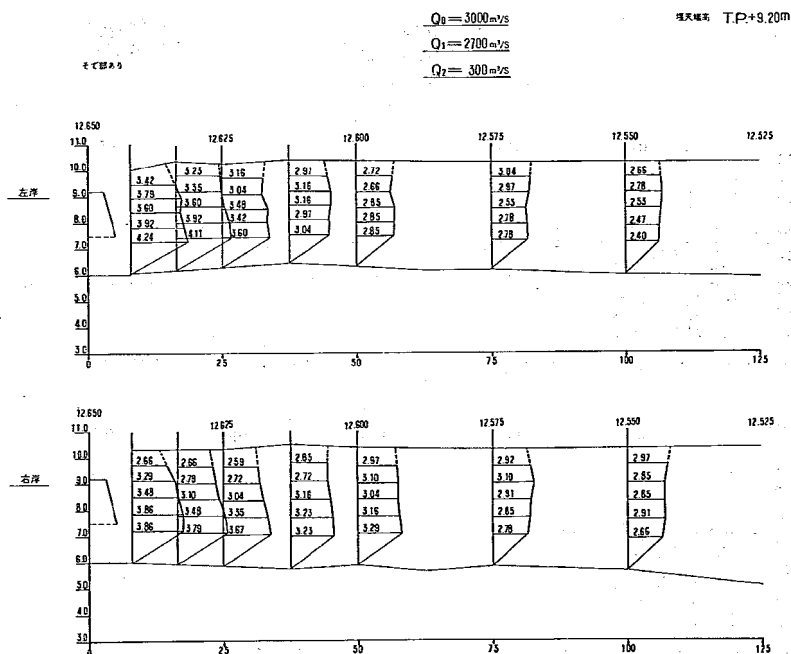
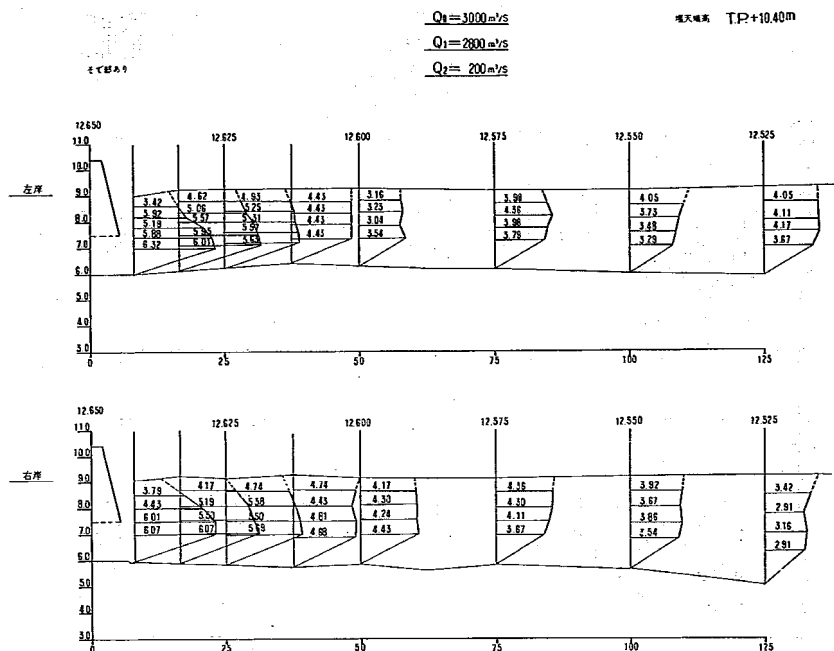


図-8-38(1) 流速縦断分布図

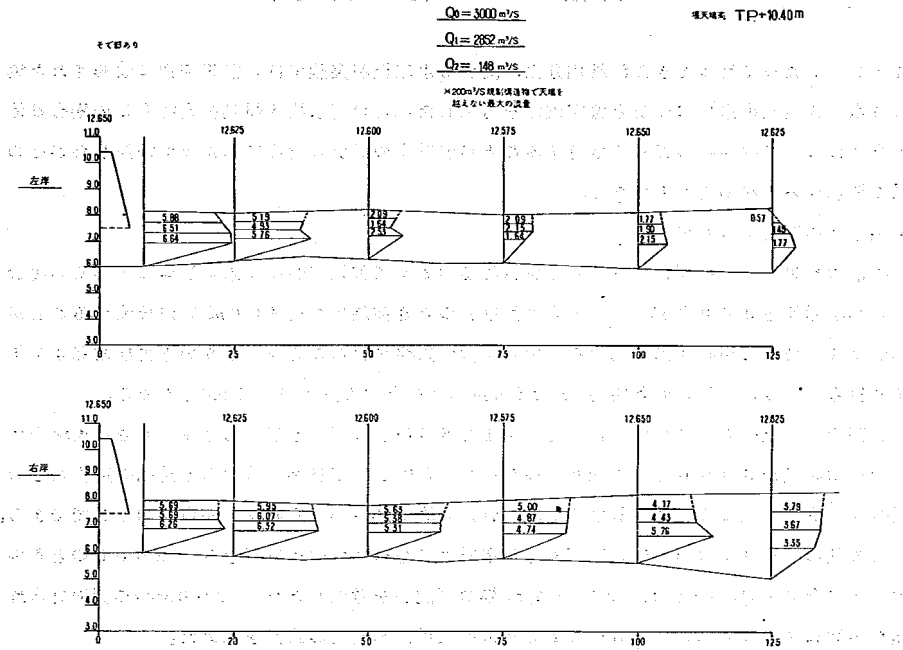


図-8-38(1) 流速縦断分布図

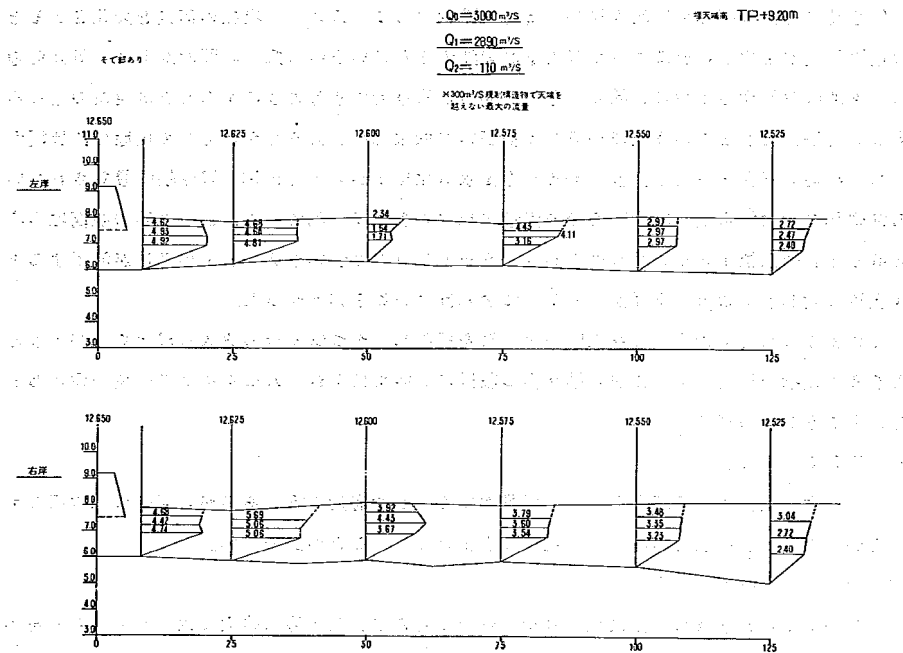


図-8-38(2) 流速縦断分布図

9. 結論 と そ の 他 の 問 題 点

4年間にわたって行ってきた沖端川分流に関する水理模型実験では、計画河道に改修された場合の高水流入規制構造物の設計と暫定改修を考慮した場合の高水流入規制構造物（この場合は低水の分流については現状の実績を維持することが前提）の設計の両面にわたって検討したがその結果を要約すると次のとおりである。

（洪水時の問題に関して）

- 1) 実験の結果から矢部川、沖端川とも現状河道のままでは沖端川への流入規制構造物がない場合は、船小屋流量 $3,000 \text{ m}^3/\text{s}$ （計画高水流量）のとき沖端川へ約 $400 \text{ m}^3/\text{s}$ が分流することがわかった。従って現状河道の場合には何らかの流入規制構造物を設置しないと再び昭和47年7月災害のように下流の流下能力（約 $200 \text{ m}^3/\text{s}$ ）を上回る流入が生じることになる。
- 2) 矢部川、沖端川ともに計画河道（沖端川12.65kmより下流は現状のまま）となった場合には船小屋流量が $3,000 \text{ m}^3/\text{s}$ のとき、沖端川へ $300 \text{ m}^3/\text{s}$ が自然分流する（規制構造物なしの場合）。従って工事実施基本計画に定められた分流（ $Q_2 = 300 \text{ m}^3/\text{s}$ ）が構造物なしでできる。
- 3) その他のケースについては、工事実施基本計画に基づいて船小屋流量 $Q_0 = 3000$ のとき沖端川への分派量 $Q_2 = 300 \text{ m}^3/\text{s}$ と、暫定改修の可能性を考慮した $Q_2 = 200 \text{ m}^3/\text{s}$ の両面を水理模型実験により検討し、表-8-5のように流入規制構造物の諸元を求めた。

（低水時の問題に関して）

- 1) 低水時の分流に関しては流入規制構造物を設置することによって現在の河道を変化させると、流速や流向が変化しこれによって流入量の変動するなどいろいろ難しい問題があり、計画河道に大々的に改修するまでは、低水の分流状態が現状維持できるようにすることが現在のところもっとも妥当であるという地建の意向に基づいて低水部の設計をした。そして現地の流量観測から実測地の存在する最小流量、 $4 \text{ m}^3/\text{s}$ （渇水量相当）から市町村別井堰台帳に登録されている沖端川の最大取水量 $23 \text{ m}^3/\text{s}$ までの流量が現状どおりに分流できるには低水部の敷高は $T.P. 6.00 \text{ m}$ 、通水幅 1.5 m 、通水部の高さ 1.5 m （これより低いと $23 \text{ m}^3/\text{s}$ の流量が流下すると上流に対し水位のセキ上げが生じる）にすればよいことがわかった。

このようにして沖端川への高水時の流入量を規制し、かつ低水時の流入は現状を維持できるような構造物を検討してきたが、構造物の設置についてはそれぞれのタイプに一長一短がある。その主なものをあげると

(イ) 流入部法線改良案

この案は改修上も管理上も、最も経費が安く、かつ有効な案であるが、河道の低水部に手をつけない限り高水時の流入量を現状より少なくすることが出来ない。

(ロ) オリフィス案（

この案では低水時の分流は現状維持が可能であるが、洪水時の強大な水のエネルギーを両

岸で支えなければならぬため構造上の問題と構造物の上下流と直下を高速の潜流が通過する際の河床の維持に難点がある。

(イ) 縮幅案()

この案は抽出模型の実験から求められたような低水時の必要通水幅 ($B = 15 \text{ m}$ 以上) を確保させると高水時には沖端川へは $300 \text{ m}^3/\text{s}$ の高水が流入するので暫定改修 (当面高水の流入を $Q_2 = 200 \text{ m}^3/\text{s}$ におさえる) には用いることができない。

(ロ) 水門案()

この案は経費の点で最も高価である。また、高水時の流入規制はゲートを降じた状態で行えるので、操作上難かしい問題はないが、水門の敷高は、 12.650 km の計画河床高にすることが望まれる。しかしながらこの地点での計画河床高は現在の最深河床高より 0.5 m 下になる。従ってこの高さに敷高を設定すれば沖端川はある区間 ($18.25 \text{ km} \sim$ 岩神堰) は現在の平均河床から 1 m 程度掘削が必要となりこの掘削を行うと新たに土砂堆積が生じることとなり、維持掘削等の必要がある。これらの点を考慮するとゲート案を採用した場合は当面敷高を暫定的に $T.P. 6 \text{ m}$ 程度まで上げておかなければならない。(ゲタをはかせておく) ともあれゲート案では流入量は操作において任意に規制できる。しかし反面、常時ゲートの操作が必要となるなど関連した問題点が多い。

以上のような理由から流入規制構造物のうち暫定改修としては、穴あき固定堰 (EⅡタイプ) が低水、高水の両面からの制約に対し最も妥当と思われる。なおこの構造物は河川管理施設等、構造令 (案) でいう第29条第10の2項に相当し、固定堰の固定部が河川計画横断面又は有効河積の中に入るが、派川や放水路等の分派点に設ける分流通堰であり、治水計画上の計画分流比を確保するために断面を計画的にしほらなければならない場合の例外規程に相当すると考えられる。またこれに必要な構造物下流の減勢池は長さ $L = 30 \text{ m}$ 、深さ $h = 2 \text{ m}$ 程度である。この減勢池への土砂の堆積については河床変動の場合にも少しふれたが低水時に土砂が堆積したとしても高水時のピークが現われるまでには穴あきの部分から生じる $5 \text{ m}^3/\text{s}$ にも達する高速流によりその大部分が流下するものと考えられる。

また、計画河道の場合に考えられる流入規制構造物は将来の低水管理も含めて総合的な検討が必要であろう。

沖端川分流水理模型実験は以上のように種々のケースにわたって検討されてきたが、実験場の制約、時間的制約等により取り上げ得なかった問題点も数多く残されている。それらの主な点は次のとおりである。

1. 一連の実験はすべて固定床実験のみで行われたこと。実際の河道においては河床状態は時々刻々と変動しており、これによって高水時の流況や低水時の少流量の分流に対し影響があるものと思われる。また計画河道となった場合の河道維持はどうなるかなどの検討は移動床実験を含めて将来の検討を待たなければならない。

2. 今回の実験では低水分流は現状を維持することに主眼をおいたが、この点において次のような問題点が残された。

(イ) 松原堰の石積部の透過状態はかなりの変動性を持っていること。さらにコンクリート固定堰部分にも多数の穴が設けられておりこれらの部分から流下する現象が模型に表現できなかった場合にはどうなるかというところまでは検討できなかった。

(ロ) 抽出模型で検討された低水時の河道には、水草が繁茂していて、これを再現するために金網を用いた粗度づけを行ったが、将来水質が変化するなどの影響があつて水草が繁茂しなくなった場合にはどうなるかというところまでは検討できなかった。

(ハ) 船小屋から下流の低水時の水収支実態調査によると収支が合わず河道を流下するに従つて総水量は増加している。従つて船小屋地点での流量を基準にして厳密に分流比を論じることが難しい。これらの問題は将来計画河道に改修される場合には合口取水形式を考えるなどの根本的な検討が必要と思われる。

3. その他検討された流入規制構造物のうち穴あき固定ぜき、縮幅ぜき、オリフィスなどを現地に築造した場合には高水時に流木等の流下物がひっかかつて流積を租害する可能性があり、穴あき固定ぜきの場合には穴が完全に塞がれると約 $130 \text{ m}^3/\text{s}$ 程度上まわる流量が流下するという特殊なケースも考えておかなければならないだろう。

以上今回の検討では沖端川への流入規制構造物の検討を主体に進めたものであつて、河道計画そのものの検討ではないことに注意されたい。

なおこの実験および検討は土木研究所土屋河川部長、須賀河川研究室長、松山前篠崎試験所長、藤本篠崎試験所長らの指導を得て馬場亨前研究員と折敷が指示し、資料の整理は山本が行つた。

1. 「河川現況調査」 昭和47年度 建設省河川局
2. 「流量年表」 建設省河川局
3. 「日本の河川」 昭和47年5月 日本河川資料調査会
4. 「福岡県の地理」 生爪二成 福岡光文館
5. 「読本旧柳川」 柳川山門三池教育会編
6. 「旧柳川藩志(上, 中, 下)」
7. 「河川関係法例規集(工事実施基本計画)」 第一法規
8. 「第20回建設省技術研究会報告」 建設省
9. 「日本の多目的ダム」(1963) 建設省河川局 山海道
10. 「水理公式集」 昭和46年 土木学会
11. 「吉野川河道計画に伴う河道安定の報告書」 土木研究所資料 438号
12. "Open channel hydraulics" Chow
13. 「全国河川上流部の流出土砂量」 須賀堯二ほか 土木技術資料 18-2
14. 解説・河川管理施設等構造令(案) 縄田照美 山海堂
15. 河川分流の設計法〔1〕 神谷隆太郎 土木技術資料 2-1

資 料

沖端川分流水理模型実験を行うにあたっては、九州地建築後川工事事務所と常時連絡をとりながら取行った。その内容の主なものは次の通りである。

昭和47年12月 事務連絡

◎ 実験内容について

- イ) 現状河道における自然分流の水理特性調査を行う。
- ロ) 矢部川および沖端川が計画断面のとき、分流量が $Q_2 = 300 \text{ m}^3/\text{s}$ となるような構造物の諸元を求める。
- ヘ) ロ) の構造物で河道が現況の時の分流量を調査する。

昭和48年6月 事務連絡

◎ 実験の具体的な方針

- イ) 実験ケースの考え方

(河道が計画断面のとき)

(固定堰) 船小屋地点流量 $Q_0 = 300.0 \text{ m}^3/\text{s}$ のとき、沖端川への分流量 $Q_2 = 100, 200, \text{ および } 300 \text{ m}^3/\text{s}$ の3種類の流入規制構造物の検討を行う。

(可動堰) $Q_0 = 300.0 \text{ m}^3/\text{s}$ のとき、 $Q_2 = 100, 200, 300 \text{ m}^3/\text{s}$ になるような3

種類の流入規制構造物の検討を行う。

(現状断面河道のとき)

(固定堰) 本川が $Q_0 = 3000 \text{ m}^3/\text{s}$ のとき、 $Q_2 = 100, 200, 300 \text{ m}^3/\text{s}$ となるような3種類の分流点処理対策を検討する。

ロ) 固定堰、可動堰ともに計画河道断面に対して施設を計画し、それぞれのケース(流量)ごとに現状断面において流入量を $Q_2 = 100, 200, 300 \text{ m}^3/\text{s}$ に規制するためにはどのような処置と工法が必要かを検討する。なお、この処置は固定部のみで考える。

ハ) 沖端川分派点の計画河床は、12k/000 付近に位置する岩神堰により左右される。当該堰付近は、河積的に余裕があり、分流規制を考慮すると現河床は下げる必要はないと考えられる。

ニ) 船小屋下流の市町村別井堰台帳による総取水量 $Q_0 = 28966 \text{ m}^3/\text{s}$ を流下させたとき、沖端川への分流量が $Q_2 = 22259 \text{ m}^3/\text{s}$ となる低水路の形状を考える。

ホ) 可動堰の水門は、維持管理および水門操作の複雑さ等を考慮し、オーバーフロータイプとする。

昭和49年9月 事務連絡

◎ 松原堰の改築計画について

イ) 松原堰の改築計画について事務所が計画をしているものは、以下の通りである。

計画位置 13k/200

ゲートタイプ ローラーゲート

水位調節 左岸側ゲートで行う

ゲート天端高 現在の松原堰天端高と同じとする。

ゲート数高 計画河床+3000m

魚道 右岸側に設置し、太田川の高瀬堰タイプを考える。

ただし、これらについては、水理的に検討を加えて支障のない構造物を検討する。

昭和49年10月9日 事務連絡

◎ 計画河道で流入規制構造物がない場合の粗度係数の取扱いについて

イ) 実験には、計画河道の場合に採用している粗度係数(高水路 $n = 0.040$ 、低水路 $n = 0.035$)を用いる。(計画流量を対象に)

昭和49年3月 打合せ

討議内容 — 昭和48年度実施した模型実験結果報告、昭和49年度の実験方針について協議

49年度実験方針

イ) 規制流量を1 Case に絞る

ロ) 流入規制構造物についてもタイプを決定する。

ハ) 行基橋橋脚による流積の減少で、せき上げ背水の高さが著しく大きい。したがって、橋脚の改築について、早急に検討する。

ニ) 松原堰の石積み部を模型にどう組込むか検討する。

ホ) 低水分流の現況を把握する。

* 以上の5項目についての協議結果

○イ) については、沖端川の計画流量である $Q_2 = 300 \text{ m}^3/\text{s}$ および河道の疎通能力を考慮した暫定改修に対応できるよう $Q_2 = 200 \text{ m}^3/\text{s}$ の2流量について実験を進める。

○縮幅案については、構造物築造に大量の土砂を必要とすることと 6 m/s 以上の高速流を減勢するために大規模な減勢工が必要となることなどの難点があり、流入規制構造物のタイプとしては、今後水門案と固定堰案について検討を進めることに決定。

○行基橋については、架替の計画がどうなされているかを事務所で調査する。

○抽出模型で低水分流の実験を行う場合は、石積み部からの透過水量を考慮する必要があるが、全体模型での実験においては、石積み部の影響による水利諸量の変動は誤差の範囲内であるとして考えない。

○低水分流の現況については調査する。

昭和49年10月22日 打合せ

概要説明 — まとめの段階にきている現在、暫定的な高水分流規制の具体案および新たに低水時の分流実績が把握されてきた問題について再検討する必要がある。

* 確認および協議結果

1) 流入規制構造物の基本的な考え方は、低水時に実績に基づいた分流が可能で、かつ、高水時に沖端川の流入量が $Q_2 = 300 \text{ m}^3/\text{s}$ と $Q_2 = 200 \text{ m}^3/\text{s}$ の分流量となるよう2種類の規制構造物を決定する。また、それに伴った減勢工の規模等についても検討する。

2) 昭和47年度～昭和49年度のかんがい期における沖端川への流入量は、市町村別井堰台帳のそれと大きく違っている。(台帳、船小屋地点 $Q_1 = 28.966 \text{ m}^3/\text{s}$ のとき、沖端川へ $Q_2 = 22.259 \text{ m}^3/\text{s}$ 、流量観測による実績ではこのとき、 $Q_2 = 17.5 \text{ m}^3/\text{s}$ 程度である。)したがって、実績に基づいた配分とするために、 $Q_2 = 17.5 \text{ m}^3/\text{s}$ までは、現状の分派状態が確得できるような構造物のタイプを検討する。

3) 現在までの実験に採用してきた構造物の低水部の形状は、市町村別井堰台帳に基づいて水利計算を行い、敷高および切欠幅を求め、高水時の分流は1/40 模型より形状を求めた。今後は、低水部については抽出模型により実験を行い、現状の分流実績が確保されるような形状の検討を進める。

昭和50年2月20日 打合せ(場所 筑後川工事事務所)

出席者: 九州地方建設局 — 笠木河川計画課長補佐

筑後川工事事務所 — 瀬戸調査課長

太郎良調査係長

江崎技官

土木研究所 — 須賀河川研究室長

折敷研究員

山 本

(敬称略 順不同)

イ) 沖端川改修の考え方についての討議

沖端川の現状流下能力…… $Q_2 = 200 \text{ m}^3/\text{s}$ 程度

工事実施基本計画における沖端川の計画高水流量…… $Q_2 = 300 \text{ m}^3/\text{s}$ (福岡県)

○ 沖端川の改修には、今後、まだ相当の長年月を必要とする。

○ $Q_2 = 300 \text{ m}^3/\text{s}$ に改修する場合は柳川市街地の引き堤が必要となる。

また、沖端川の高水時の流量を暫定的に $Q_2 = 200 \text{ m}^3/\text{s}$ にした場合には、

a. 県の改修計画に手戻りとなる箇所はないか。

b. 矢部川本川に $Q = 100 \text{ m}^3/\text{s}$ 増加させて、 $Q_2 = 2800 \text{ m}^3/\text{s}$ とした時の影響 (5 km ~ 7 km 間が流下能力不足) を検討する必要がある。

c. 本川筋の意識調査 ($Q_2 = 2800 \text{ m}^3/\text{s}$ とすることに対しての) 等の問題があり、慎重に対処する必要がある。

i) 流下能力の検討 (粗度)

現状河道で松原堰より下流の本川に $Q_1 = 2800 \text{ m}^3/\text{s}$ ($Q_1 = 2700 \text{ m}^3/\text{s} + 100 \text{ m}^3/\text{s}$)

の流量を与え、粗度を変化させて計画高水位となるような粗度を逆算して見る。

計画河道でも検証する。

ii) 河床移動

昭和46年と48年の横断測量結果より、分流量付近はほとんど変化はないと判断する。

iii) 実験の考え方 (高水部)

a. 流入規制構造物の実験は、暫定的な改修を考慮して、主として $Q_2 = 200 \text{ m}^3/\text{s}$ で行いが $Q_2 = 300 \text{ m}^3/\text{s}$ についても補足的に行う。

b. 矢部川本川断面 (河道、松原堰) は現況断面で行うが、計画河道についても検討する。

c. 異状洪水 ($Q_0 = 4000 \text{ m}^3/\text{s}$) についても検討しておく。

ロ) 今後の実験とスケジュール

流入規制構造物の低水部諸元を抽出模型 1/10 で決定し、全体模型 1/40 で高水分流に対する諸元を求める。

i) 低水部実験

a. 実測分流に合うような施設諸元を抽出模型 (1/10 程度) により決定する。

b. 実験において検討する沖端川低水分流量の最大は、井堰台帳による取水量 ($Q_2 = 22$

m^2/s) 程度とする。

- c. 河道については、沖端川分流口部分は現状のままとし、構造物はごく近い部分のみ整正する。
- d. 構造物のタイプは固定堰で行い、低水部の諸元を抽出模型で決定する。
- e. 上乗せ構造物（管理橋、水門等）が必要な場合については、事務所で検討する。
- f. 低水部実測 $H-Q$ のオーソライズ
 - 観測所の図面 写真等を整備する。
 - 船小屋と $\Delta 0$ （沖端分派点）の H と Q の相関を明確にする。
- g. 行基橋は将来の改修計画流量により改修することもある。
- h. 沖端川右岸の溢流堤箇所の遊水効果は、船小屋ハイドロを使って検討する。

50年9月23日 電話連絡

◎ 9月9日付で送付された実験対象構造物タイプと実験ケースについて

今回行なおうとする実験で、事務所では水門と固定堰あなき案を希望している。このことについて、確認した結果、次のことを考慮して進める。

固定堰あなき案 — 現状河道で低水の現状分流を保持できるよう設計し、高水の分派についても検討する。

水門案 — 河川管理設等構造令(案)の基準を満足しないゲート径間長について特例採用は慎重に検討しておく。（また、構造物の敷高のみが計画で、その他が、現状であるため、上流からの土砂流下等により管理に難点があると考えられる。

また、計画河道については両案とも低水時の分流に対しては、総合的に再検討する必要がある、合口取水を計画すべきであろう。

昭和51年1月23日 打合せ（場所—土木研究所赤羽支所）

出席者：筑後川工事事務所 — 河津副所長，瀬戸調査課長，太郎良調査第二係長，
平山設計係長

土木研究所 — 土屋河川部長，須賀河川研究室長，山本

（敬称略・順不同）

イ) 補足実験を次のごとく行う。

ⅰ) 行基橋の橋脚を拡幅することによる分流量の変動を調査する。

ⅱ) 穴あき固定せきで、低水部の中央にせき柱が1本あるが、せき柱を増した場合の分流量の変動を調査する。

ロ) 報告書の内容については、実施可能な構造物（現状河道の穴あき固定せき及び水門案）について、重点的にまとめる。