



土木研究所資料

第 6 3 8 号

吸川水理模型実験報告書

昭和 4 6 年 3 月

建設省土木研究所

ま え が き

吸川放水路計画樹立に伴い生じた技術的な問題のうち、水理的な問題に対する検討を岩手県より土木研究所に委託され44年度より検討してきた。

44年度において行った検討結果については「吸川水理模型実験報告書」(土木研究所資料第594号)にまとめてある。

本報告書は前年度に引続き行った新山川分流点形状B案に対する検討結果についての報告であり、吸川放水路計画についての最終報告である。

本年度の検討では減勢池上流の河道部分の改修計画が樹立されたため、模型にはこの河道部分も含め、分流点形状とともに減勢池との取付け部の河道法線についても検討し、満足出来る結果が得られた。

目 次

まえがき	
第1章 前年度検討の概要	1
第2章 実験の目的および方針	2
2-1 実験の目的	2
2-2 実験の方針	2
第3章 模型製作	6
第4章 新山川分流点形状B案に対する検討	8
4-1 問題点と解決策	8
4-2 模型実験	10
4-2-1 第1回実験	10
4-2-2 第2回実験	26
4-2-3 第3回実験	29
4-2-4 第4回実験	43
第5章 新山川合流点への流入土砂量の推定	55
第6章 結 論	58
あとがき	58

1. 前年度検討の概要

本年度の検討結果について述べる前に前年度行った検討結果について述べることにする。

前年度の検討は

- 1) 放水路の敷高に関する検討
- 2) 吸川合流点に関する検討
- 3) 新山川分流点に関する検討

の3点について行った。

1) の敷高に関する検討は磐井川について北上川合流点から不等流計算を行い、放水路吐口地点の水位を求め、その値から計画案で採用している敷高 $T.P+22.200m$ が妥当かどうか検討した。その結果、計画外水位の設定は適当であったけれども計画水深の設定に問題のあることが解り、不等流隧道としないためには敷高を $T.P+22.733m$ にする必要のあることが解った。

次に 2) の吸川合流点においては放水路と現川が直交していることと吸川と放水路の間に約 $10m$ の落差があるため、エネルギーの減殺と流れの向きを変えるという2つの作業を行う必要があり、これをどのように処理するかが問題であった。そこで、模型実験(縮尺 $\frac{1}{4}$)により検討した結果、吸川合流点形状としては合流点に越流巾 $30m$ の自由落下式の堰を設け、放水路の流れをウォータークッションとして用い減勢し、流れの向きも放水路の流速を利用して変え、直接放水路に合流させる方法で処理出来ることが解った。しかし、計画案では考慮していなかったエネルギーロスに伴う水位上昇が1号隧道の出口で約 $50cm$ 程度生じ、この影響が新山川分流点までおよぶことが解り等流隧道として設計するためには敷高を上げる必要があることが解った。

3) の新山川分流点についても吸川合流点と同様に流れの向きを変えることとエネルギーの減殺という2つの問題があった。また、吸川合流点でのエネルギーロスにともない1号隧道出口で約 $50cm$ の水位上昇があり、この影響が分流点までおよび分流堰上流の水位が計画高水位を超えることが考えられた。

そこで、新山川分流点の分流方式としては

- a) 分流点に隧道法線に直交する堰を設け、最初に流れの向きを変え、次に減勢を行う方法。—— A 案
 - b) 吸川合流点と同様に隧道法線に平行に自由落下式の堰を設け分流する方法。—— B 案
- の2つの方法について検討した。

その結果、A案についてはかなり満足出来る結論が得られたがB案については問題が残さ

れた。そのため、新山川分流点については法線形状を定めるまでにいたらなかった。

そこで、本年度B案に対する検討を行い、新山川分流点の最適形状を定めることになった。

2. 実験の目的および方針

2-1 実験の目的

前年度の実験により放水路吐口の敷高および吸川合流点の形状については充分満足出来る結果が得られた。しかし、放水路の始点である新山川分流点形状についてはA、Bの2案について検討を行い、A案については満足出来る結果が得られたが、B案については隆道部入口における流線の乱れおよび分流堰対岸の側壁への流水の当りの強さについては問題が残され、新山川分流点形状についてはA、B両案のどちらを採用するか決定するまでには至らなかった。

そこで、本年度は新山川分点形状のB案について、分流堰の位置および堰上流の流向について模型実験により検討し、B案に対する最適形状を定め、新山川の分流点形状を定める。また、減勢池上流の河道部についても図-1に示したように改修計画が樹立されたので、模型にはこの河道の1部も含め減勢池と河道の取付け部の形状についても実験により検討し、実施設計の際の資料を得ることを目的としたものである。

2-2 実験の方針

前項の目的を達成するため、検討方針を次のように定めた。

- (1) 分流堰下流のエプロンから取水口にかけての流線の乱は堰対岸の側壁に当る流れが生じることによるものである。従って、エプロンから取水口にかけての流況を改善するためには側壁への当りを弱める必要がある。また、側壁への当りが弱いということは側壁の安全性を高めるとともに側壁附近の水位上昇の程度を減少させることにもなる。

そこで、減勢池内の主流の位置、分流堰の位置および分流堰への流入角度等について検討し、側壁への当りを弱めるようにする。

- (2) 前年度岩手県より示された計画縦断形は計画水深の設定および吸川合流点において生じる水位上昇を考慮していなかった等の問題があった。そこで、これらの問題を解決するため縦断形状を図-2に示したように変更した。従って、新山川分流点直下の敷高も前年度のT.P+27.100mからT.P+28.021mになった。そのため、本実

験における水路敷高としては新たに設定された縦断面に基づくものとする。

- (3) 河川局治水課、岩手県および土木研究所の3者の打合せの際、治水課より隧道断面は計画高水流量の3割の余裕を見込んだ断面を設定するよう指示があった。しかし、前年度に岩手県より示された断面ではこの条件を満足することが出来なかった。そこで、隧道断面も図-3に示すように変更した。

変更断面

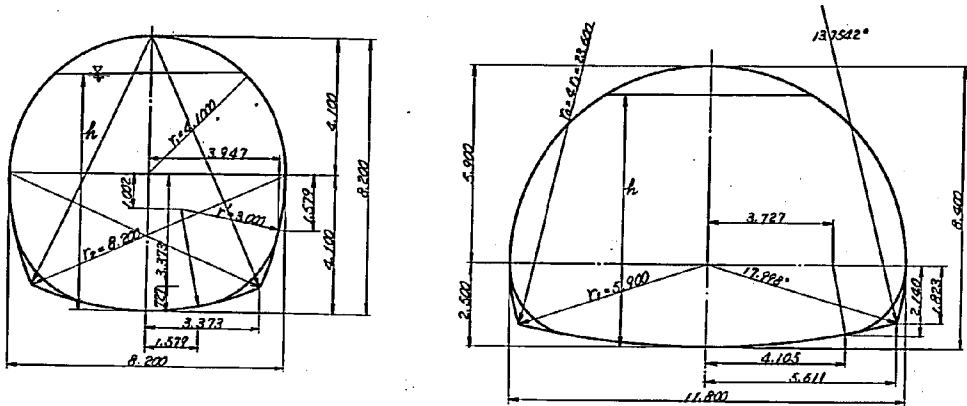


図 - 3

しかし、実験では前年度において製作した隧道部の模型は近似断面としていることと隧道部に関しては特に問題となるようなことはないことから隧道部模型としては前年度に製作した模型をそのまま使用する。

- (4) 減勢池から上流の河道部の改修計画が樹立された。そこで、本年度の実験にはこの河道の1部を含め、減勢池との取付け形状について検討し、法線形状を定める。
- (5) 模型縮尺は前年度に製作した模型を使用するため前年度と同様に縦横とも1/30とする。それにともなう各物理量の縮率はフルード則を適用すると表-1の通りとなる。

表 - 1

基本量	次元	縮	率
長さ、水深	L	n	0.0333
流速	$L T^{-1}$	$n^{1/2}$	0.182574
流量	$L^3 T^{-1}$	$n^{5/2}$	2.03×10^{-4}
粗度係数	$M L^{-1} T^{-2}$	$n^{1/6}$	0.5673

- (6) 吸川合流点でのエネルギーロスにともない1号隧道の出口で水位が計画高水位より約50cm

程度上昇した。この影響が新山川分流点までおよぶことが考えられるが、新山川分流点が国道4号線と東北本線の間位置していることおよび上流河道部との取付けを考えて分流堰附近におけるロスを出来る限り少なくし、堰上流部の水位を下げるようにする。

(7) 計画案によれば分流堰対岸の側壁は直壁として計画されているが施工の容易さおよび構造物としての安定性を考えた場合、少しでも法勾配の付いている方が有利となる。そのため、分流堰の位置および減勢池内の流向等についての検討が終った後、側壁に勾配を付けた場合の水面のはい上りおよび隧道部との取付け方法について検討を加え、側壁の形状を定める。

(8) 新山川流域からの流出土砂量は流域の状況から見てそれほど多いとは考えられない。しかし、一洪水でどの程度の流出土砂量があるか知っておくことも必要と考えられるので、計算により検討する。

以上のような方針にもとづいて検討を行い、最終形状を定めることにする。

3. 模型製作

減勢池および隧道部の模型については前年度に製作した模型を使用したため、本年度の模

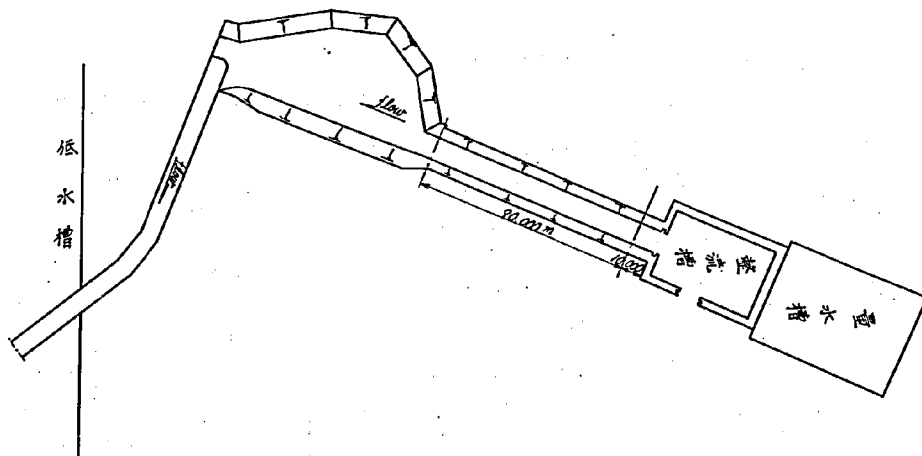
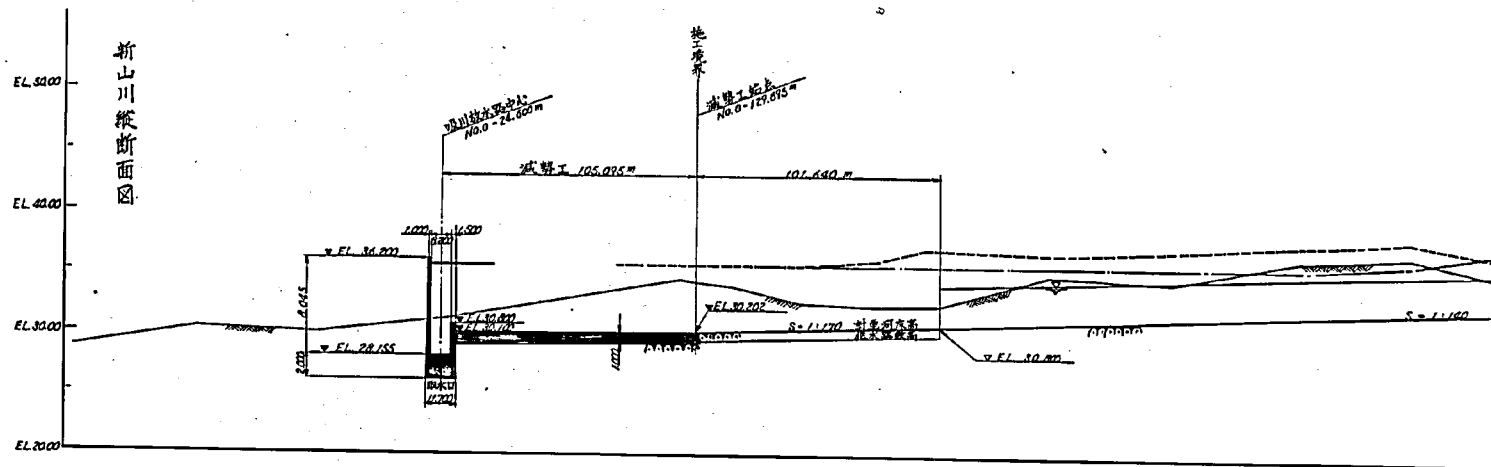


図-4 新山川分流点附近模型配置図



型製作は減勢池上流の河道部のみにについて行った。

材料は木材を使用し、材質としては実験中における変形および耐水性等を考慮して耐水ベニヤを用いた。

図-4は模型の配置を示したものであり、図-5は河道部の計画縦断を示したものである。

縦断図を見ると河道部の縦断勾配が $1/170$ と $1/140$ になっているが、これは新山川が国道を横切するため、この点の計画高水位が国道の地盤高から規制されるために生じたものである。

模型には河道部分として実験場所等を考慮して減勢池から上流90m間を含めた。

4. 新山川分流点形状B案に対する検討

4-1 問題点と解決策

図-6, 7は前年度実験を行ったB案の最終形状に対する流量 $170\text{ m}^3/\text{s}$ (計画高水流量)の場合の結果であり、図-6はその流況を示したものである。この図から明らかなように分流堰上流部の流れは左岸側に片寄り右岸には大きな逆流域が発生している。また、分流堰からの流れは堰対岸の側壁に当り、この流れが取水口の左岸に噴上げ流を発生させ、取水口附近の流線を乱している。

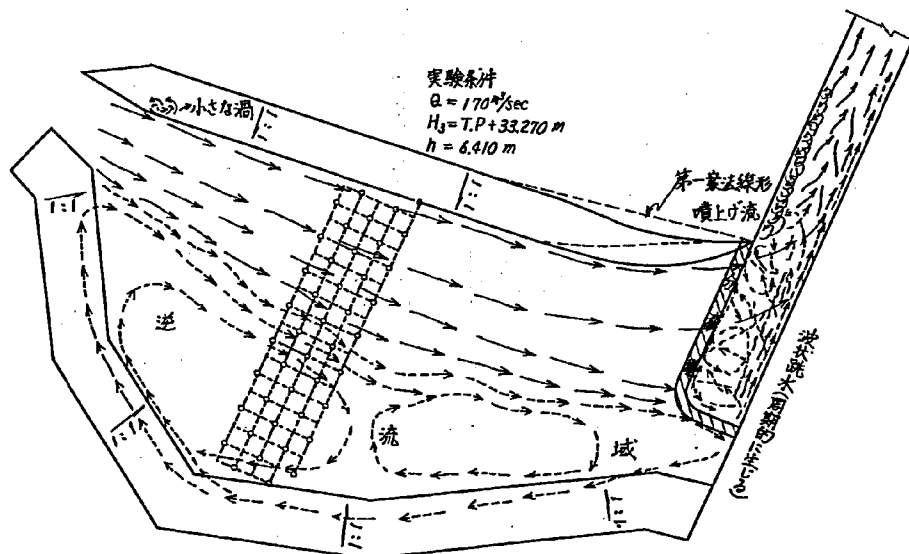


図-6 新山川分流点附近流況図

この原因としては

1) 図-6に示されてい

る通り分流堰を隧道の
左岸側壁の延長線上に
設けているため、分流
堰から対岸の側壁まで
の距離が8 m程度しか
ないことと、分流堰自
体がもぐり堰となっ
ているため、減勢池から
の流れは水面を走る形

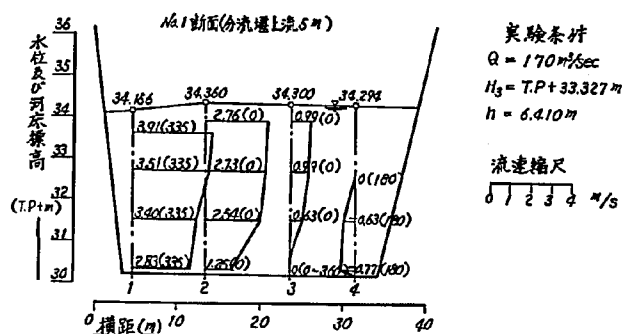


図 - 7

となり流速がてい減することなく対岸の側壁に当る。そのため、この側壁から反射した流れの流速も大きくなり隧道部入口附近に噴上げ流を発生させる。

- 2) 現川と分流堰上流の減勢池の取付け部が左岸側にあるため、堰上流部の流れも左岸側、すなわち、取水口側に集中している。そのため、分流堰を流下するさいの流れは殆んど堰に直角に流れることになり、上流からの流れが放水路に流入するためには、堰直下流で90°流れの向きを変えることが必要となる。

しかし、新山川分流点の場合には吸川合流点とは異なり上流からの流れがないため、吸川合流点のように流れの向きを変えることが容易ではない。そのため、分流点附近のエネルギーロスが大きくなり、取水口附近の流線も乱れる。

等が考えられるが、これを解決するためには、

- 1) 分流堰を減勢池の上流側に移動する。それによって堰と対岸の側壁の距離が長くなるとともに右岸側の堰巾も増加するため、右岸からの流入量が多くなり流れの向きを変え易くなる。
- 2) 減勢池上流の河道は計画では減勢池との取付け附近が直線となっているが、これを弯曲させて河道からの流入を右岸に向ける。それによって分流堰への流入角度を大きく取ることが出来るようになり、隧道部への流入がスムーズにゆくことになる。
- 3) 2と同じ理由によって減勢池と河道の取付附近に導流堤を出し、流れを右岸に向ける。

等が考えられ、各々について実験により検討を加え、改善することによって、満足出来る結果が得られるものと考えられる。

以上が前年度の実験により明らかにされた問題点とその解決法である。

4-2 模型実験

前項において述べたような考え方で新山川分流点形状のB案について実験を行った。表-2はその実験ケースをまとめたものであり、図-8は実験のさいに測定する水位および流速の測点を示したものである。

表-2 実験ケース一覧表

実験番号	実験条件		河道条件	測定項目			備考
	流量	出発水位		流況	水位	流速	
1	170 m ³ /s	T.P+33.738m	直線	○	○	○	
	170	32.338	"	○	○	○	
	85	31.488	"	○	○	○	
2	170	33.738	弯曲	○	○		
3	170	33.738	弯曲, 導流堤あり	○	○	○	
	170	32.338		○	○	○	
	85	31.488		○	○	○	
4	170	33.738	"		○		予備実験
	170	33.738	"	○	○	○	本実験
	170	32.338	"	○	○		"

次に各々の実験結果について述べることにする。

4-2-1 第1回実験

第1回実験は図-9に示したように分流堰と側壁までの距離を前年度の倍の16.5mにし、上流の河道は改修計画に示されている直線河道とし、堰を減勢池の上流側に移動した場合の影響について検討した。

実験流量は新山川の計画高水流量である170 m³/sとその1/2の85 m³/sの2種について行った。

出発水位についてはその実験の目的が何んであるかによって与え方が異ってくる。すなわち、吸川放水路の場合計画粗度として0.025を採用しているが、この値はコンクリート構造物の粗度としてはかなり大きな値である。これは放水路の大部分が隧道より構成されているため、安全率を見込んでいることによるものであり、当然、放水路完成当初の粗度はこれより小さな値となる。

従って、その実験の目的が水位について検討しようとするものであれば、出発水位と

図-8 水位および流速測定位置図

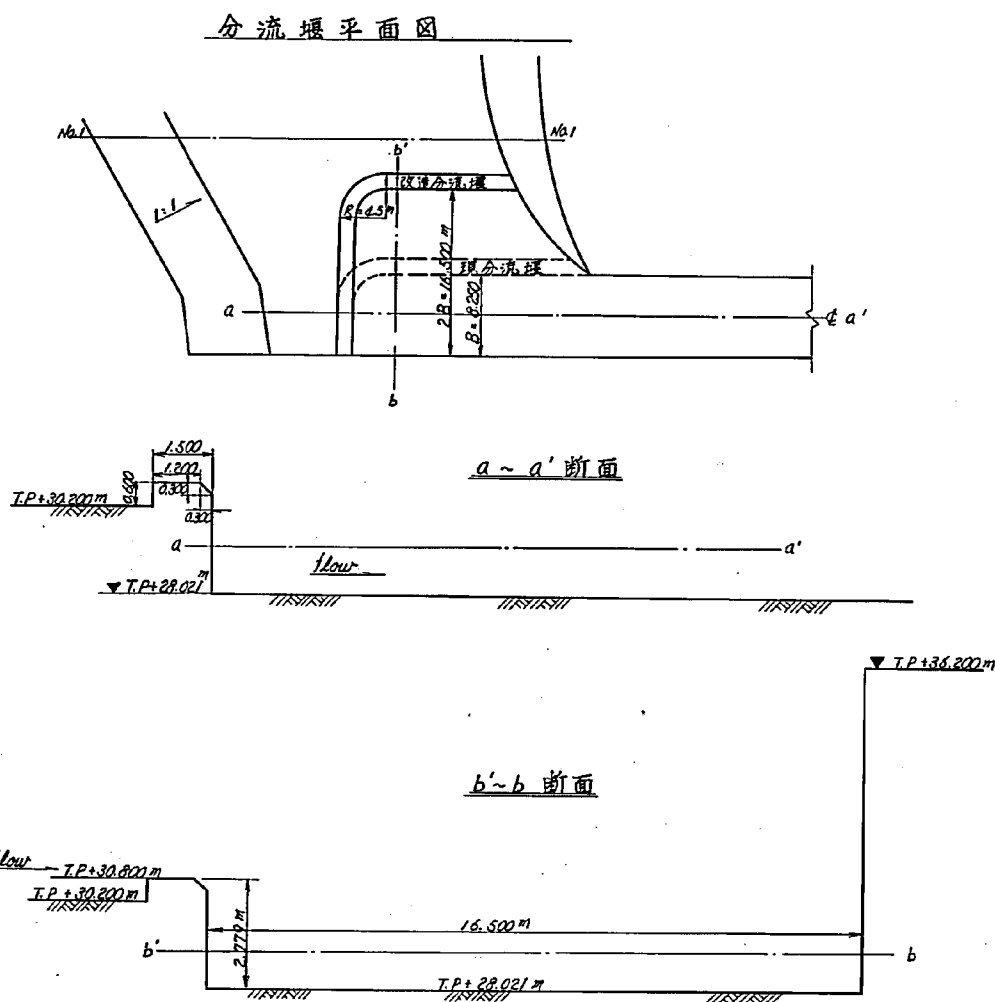


図-9 分流堰詳細図

しては計画粗度に対応する水位を与える必要がある。

しかし、減勢について検討しようとする場合には下流水位が低い方が危険であり、実験は放水路完成当初の粗度を想定して行う必要がある。

そこで、今回は流量が $170 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合について計画高水位（水深 5.90 m ）と粗度が 0.017 に相当する水位（水深 4.5 m ）の2種を、また、 $85 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合には計画粗度に対応する水位（水深 3.650 m ）を出発水位として与え実験した。

図-10～12はそれぞれの流況を示したものであり、数値は全て模型での値を現地

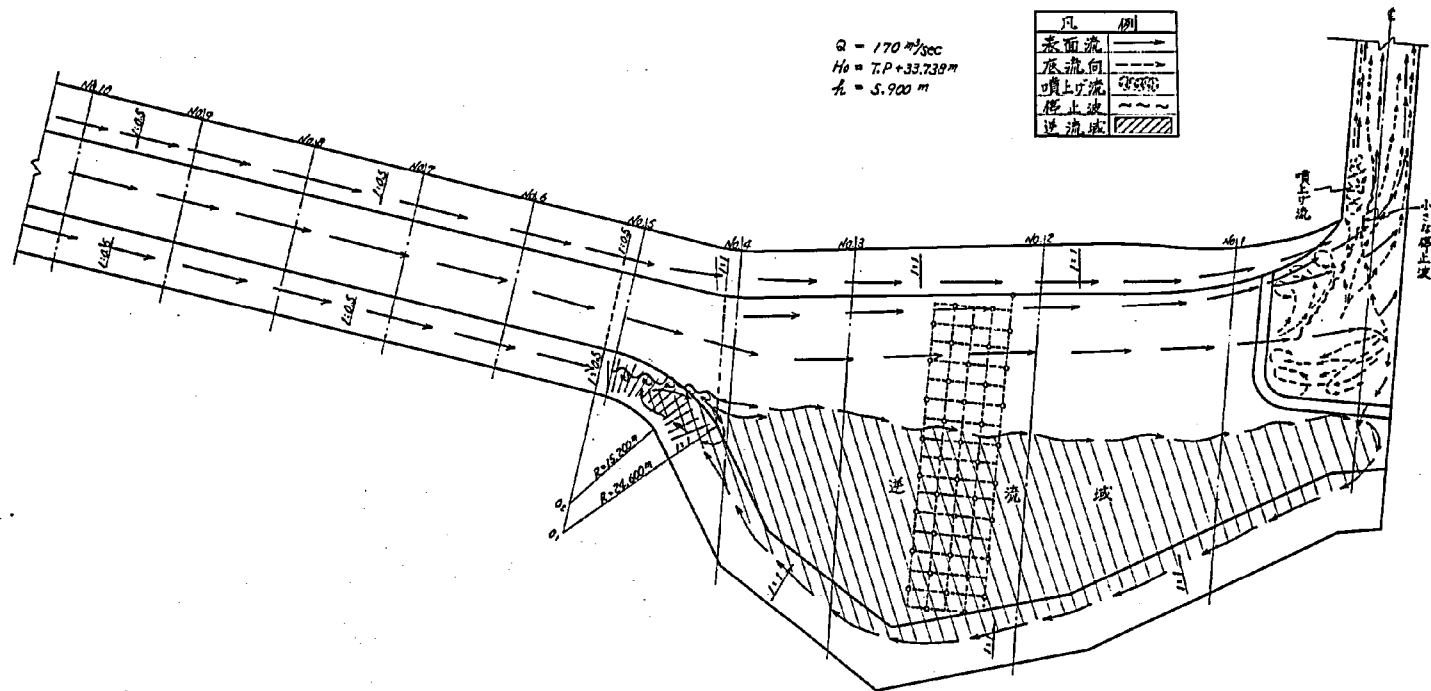


图-10 新山川分流点附近流况图

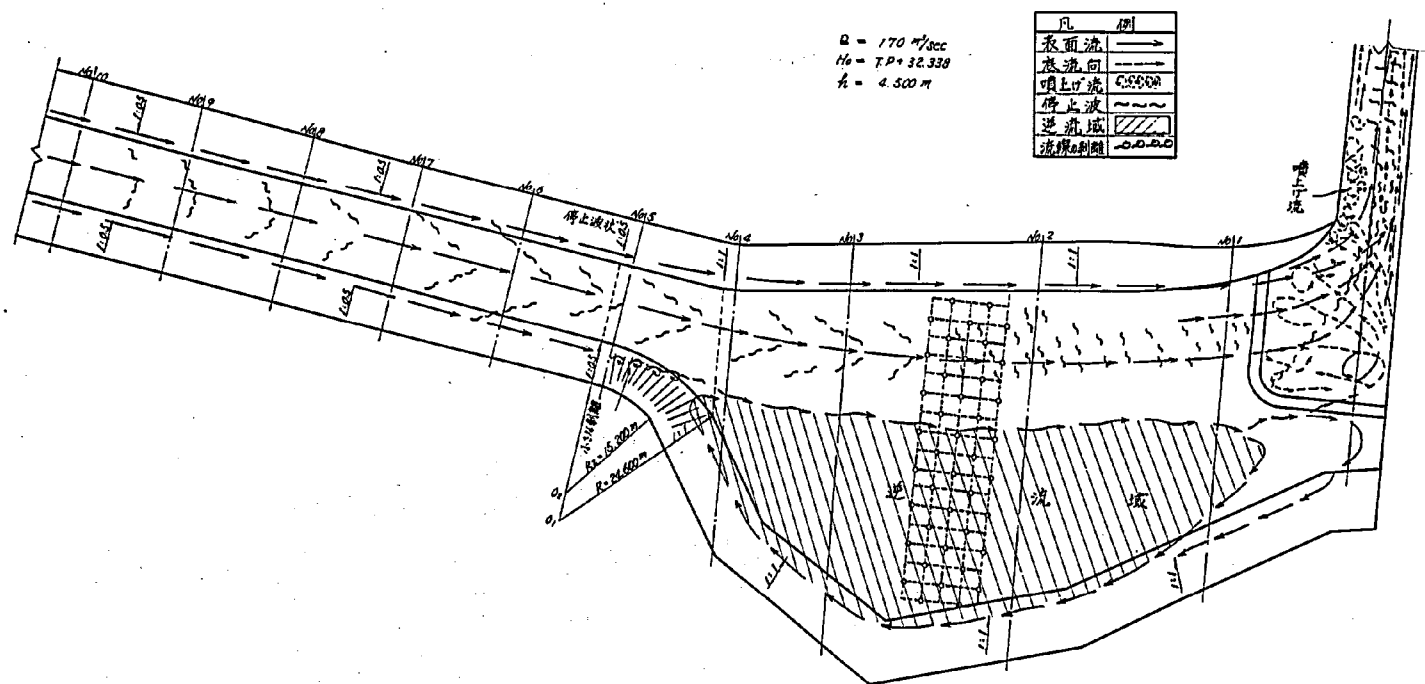


图-11 新山川分流点附近流況图

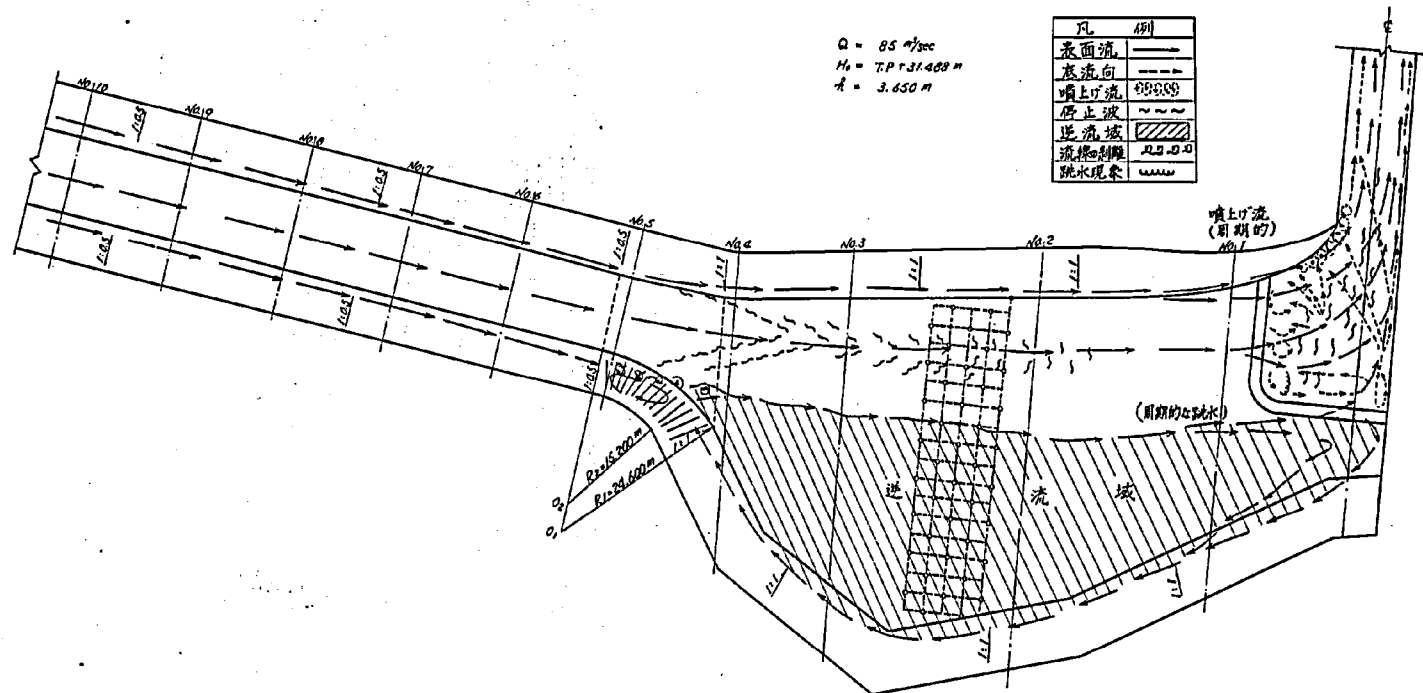


图-12 新山川分流点附近流況图

の値に換算して示したもので、本報告書に出てくる数値は特にことわらない限り全て現地の値に換算して示したものである。

図-10の流量 $170 \text{ m}^3/\text{s}$ 、出発水位 $T.P+33.738 \text{ m}$ (水深 5.90 m)のケースについてみると流れは前年度の実験結果と同様に左岸側に片寄っている。また、右岸側に発生している逆流域の大きさも前回と同様である。

分流堰下流の流況を見ると、堰附近から隧道部にかけて停止波が生じている。この停止波の始点より右岸側(減勢池より見て)の流れは水面附近では側壁に向って流れ、河床面附近では分流堰に向って流れ、逆流を呈している。

また、停止波の左岸側にはらせん流が発生し、主流は隧道の右岸側に寄っている。側壁に当たった流れが底面を走り、取水口の左岸側に周期的に噴上げ流を発生させている。この噴上げ流も入口より下流 10 m 程度の所では消滅し、以後は比較的安定した流れとなっている。

また、減勢池と河道の取付け部の右岸には、はく難が生じている。これは、河道部分の法勾配が $1:0.5$ であるのに対し、減勢池内の勾配が $1:1$ であるため、これを取り付ける際の法線が悪かったために生じたもので、法線を変えることにより解決出来るものと考えられる。

以上が計画高水時の流況であるが、全体的な傾向としては前年度の最終案と大差なく、分流堰を移設した影響は顕著には出ていない。写真-1に分流点附近の流況を示した。

しかし、取水口の左岸に発生する噴上げ流の大きさは前年度に比べ減少している。このことは、側壁への当りが前年度に比べ弱くなったことを意味している。

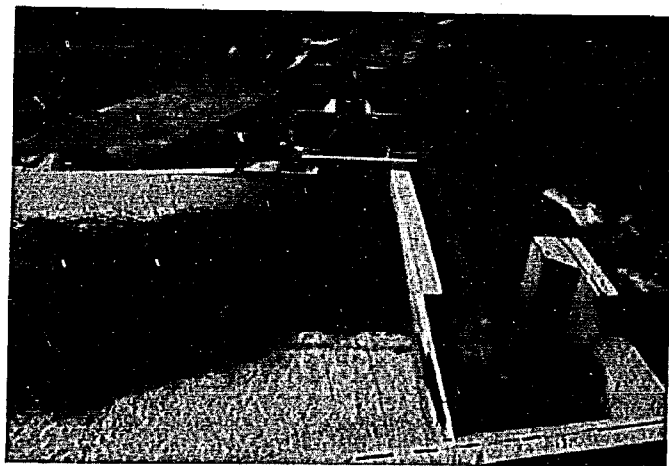


写真-1 第1回実験

$$Q = 170 \text{ m}^3/\text{s}$$
$$H_s = T.P + 33.78 \text{ m}$$

次に図-11

に示した流量 $170 \text{ m}^3/\text{s}$ 、出発水位 $T.P + 32.338 \text{ m}$ (水深 4.50 m) のケースについて見ると、流れは相変わらず左岸に片寄り、右岸には大きな逆流域が発生している。また、河道から減勢池にかけて水面が波打つようになり、この波は河道部ほど大きく、減勢池に入るにつれて減少する。これは出発水位として放水路完成当初の粗度に相当する水位を与えたため、前ケースに比べ水位が低くなり、そのため流速が増加し、水面が乱れる結果となっているものと考えられる。

また、堰下流の流況を見ると水面附近の流れは前ケースと殆んど同じである。しかし、河床附近の流れは前ケースに比べ逆流の程度が大きくなっている。これは、前ケースに比べ側壁への当りが強いことを示しているものであり、取水口附近に発生している噴上げ流の大きさが、前ケースに比べ大きくなっていることから側壁への当りが強くなっていることが解る。前ケースに比べこのケースの方の流況が悪くなっており、前にも述べたように減勢池に対しては下流水位の低い場合の方が危険であるということが実験結果にも出ている。

前年度においては水位が低い場合について実験を行っていないため、下流水位が低い時に堰を移設した影響を調べることは出来ないが、前ケースから考えてそれほど影響は無いものと考えられる。

また、河道と減勢池の取付け部分の右岸には前ケースと同様小さなく離が生じている。

次に $85 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合の流況を見ると主流の位置および逆流域の大きさについては前の2ケースに比べ殆んど変化がない。

堰下流の流況は前の2ケースに比べ河床底面での逆流の程度が減少し、分流点附近の水面は安定している。

また、隧道部入口の左岸における噴上げ流の位置も前のケースに比べ上流に移っている。

前年度の実験では減勢池入口から中ほどにかけて射流で流入し、分流堰の真上流で跳水を起していた。しかし、本年度の実験では図-12から明らかなように減勢池内で射流は発生していない。前年度の模型には河道部分が含まれていなかったため、減勢池内での流況が異なったものと考えられ、減勢池内の流況は前年度の実験結果より本年度の方が現実に近い現象が生じているものと考えられる。

図-13は分流堰上流と下流の水位縦断を示したものである。

分流堰上流の水位は出発水位が計画の $T.P + 33.738 \text{ m}$ の場合で $T.P + 34.50 \text{ m}$

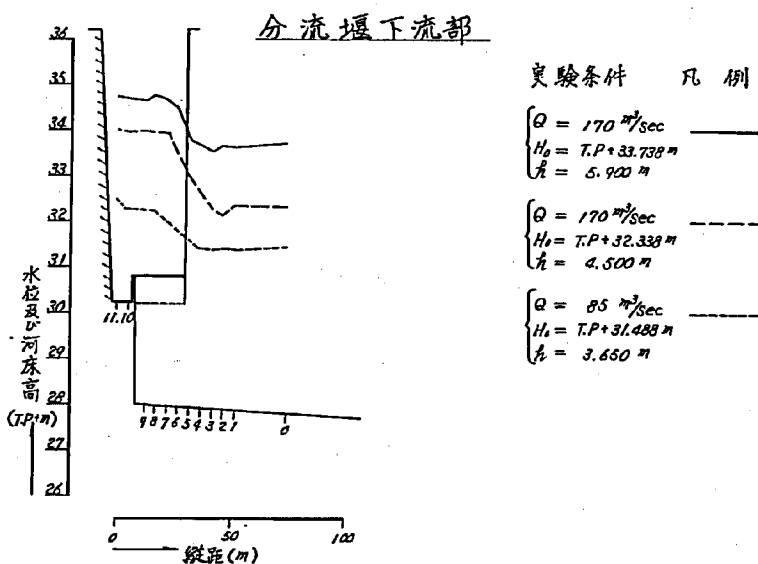
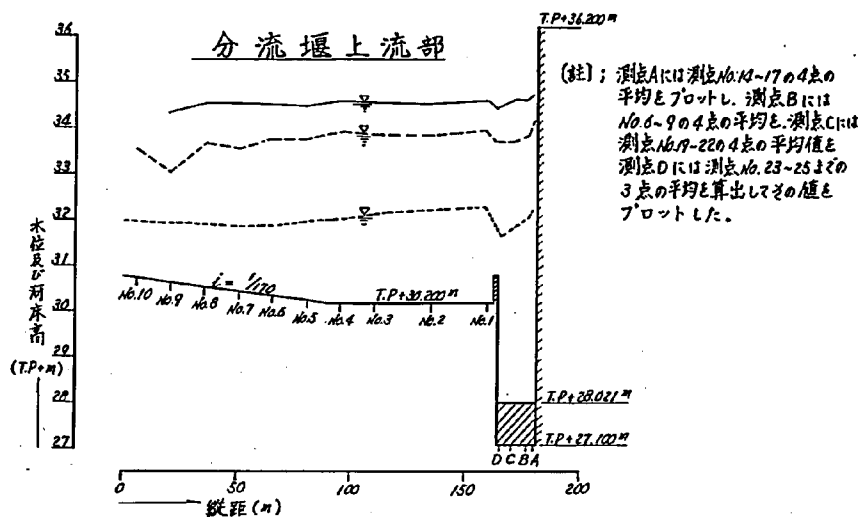


図-13 水位縦断面図

程度であり、計画高水位 T.P. + 34.900 m に対して約 40 cm の余裕があり 1 号隧道の敷高を上げて水位については条件を満足している。

河道部分の水面形を見ると計画時では模型範囲の減勢池の上流 90 m 間はせき上げ背

分流堰附近	实验条件 Q=170m ³ /s H ₀ =T.P +33.738m h=5.9m	测点番号	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	
		水位	33.618	33.654	33.525	33.675	33.768	34.473	34.653	34.731	34.671	34.701	34.728	33.828	34.275	34.728	34.785	34.704	34.698	34.338	
		测点番号	19	20	21	22	23	24	25												
		水位	34.077	34.521	34.638	34.728	34.425	34.374	34.578												
		实验条件 Q=170m ³ /s H ₀ =T.P +32.338m h=4.5m	测点番号	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
			水位	32.364	32.139	32.235	32.676	32.970	33.579	33.954	33.954	33.999	33.984	34.074	32.799	33.384	34.029	34.284	34.284	33.948	32.994
	测点番号		19	20	21	22	23	24	25												
	水位		33.369	33.519	33.969	33.984	33.654	33.699	33.762												
	实验条件 Q=85m ³ /s H ₀ =T.P +31.488m h=3.65m		测点番号	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
			水位	31.389	31.401	31.365	31.428	31.551	31.818	31.974	32.277	32.277	32.286	32.298	31.605	31.746	31.992	32.238	32.334	32.352	31.704
		测点番号	19	20	21	22	23	24	25												
		水位	31.704	31.755	32.019	32.151	31.761	31.674	31.611												

分流堰上游广场	实验条件 测点番号	Q=170m ³ /s H ₀ =T.P+33.738m h=5.9m										Q=170m ³ /s H ₀ =T.P+32.338m h=4.5m					Q=85m ³ /s H ₀ =T.P+31.488m h=3.65m				
		断面番号	1	2	3	4	5	平均水位	1	2	3	4	5	平均水位	1	2	3	4	5	平均水位	
	No. 1	34.671	34.533	34.605	34.638	34.611	34.611	34.029	33.909	33.969	33.924	33.894	33.945	32.322	32.355	32.184	32.154	32.127	32.228		
	No. 2	34.521	34.578	34.518			34.539	33.849	33.909	33.789			33.849	32.531	32.121	32.121			32.258		
	No. 3	34.593	34.578	34.551			34.574	33.984	33.909	33.849			33.849	32.058	32.148	32.181			32.129		
	No. 4	34.605	34.548	34.605			34.586	33.954	33.924	33.924			33.909	31.881	32.058	32.166			32.035		

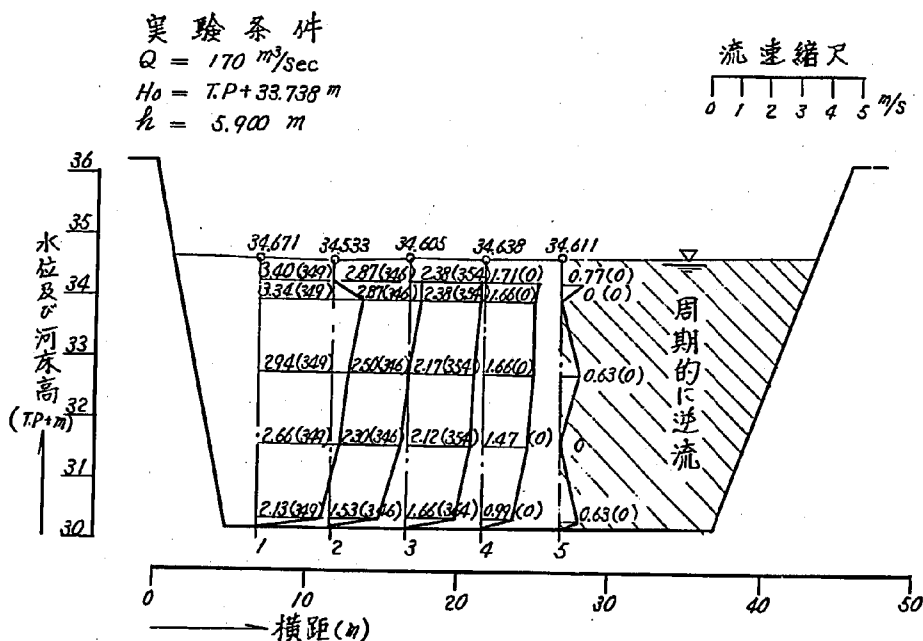
河道部	实验条件 测定断面	Q=170m ³ /s H ₀ =T.P+33.738m h=5.9m										Q=170m ³ /s H ₀ =T.P+32.338m h=4.5m					Q=85m ³ /s H ₀ =T.P+31.488m h=3.65m				
		水位	No.5	6	7	8	9	10	5	6	7	8	9	10	5	6	7	8	9	10	
	T.P+m	34.494	34.518	34.542	34.542	34.368		33.744	33.744	33.559	33.664	33.056	33.579	31.998	31.902	31.857	31.917	31.947	32.091		

水区間となっていることが解る。従って、計画高水位を設定する場合にはこの堰上げの影響を考慮しておかなければならないことになる。

次に出発水位 $T.P+32.338\text{m}$ の場合の水面形を見ると河道部分で一ヶ所水面が低下しているが、これは水面が波打っているため測定の際に波の谷を測ったことによるものであり、実際の水面がこのようになるというわけではない。減勢池内の水位は $T.P+33.900\text{m}$ 程度であり、出発水位が低下していない。すなわち、出発水位の差がそのまま減勢池の水位の差となっていない。これは、堰下流部の水位縦断を見れば明らかなように出発水位の低い方が分流点でのエネルギーロスが大きくなっていることが解る。

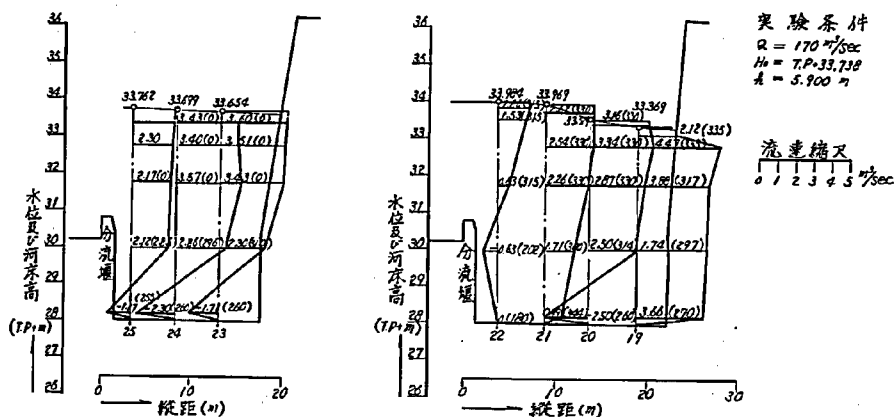
側壁での水位上昇を見ると出発水位の低い方が高い方に比べて大きく、側壁への当りの強いことを示している。これについては流況図にも表われていたが、前にも述べたように減勢について検討する場合には、水位の低い方を対象としなければならないことが、水位測定の結果にも表われている。

流量 $85\text{ m}^3/\text{s}$ のケースについては $170\text{ m}^3/\text{s}$ のケースと異なり、河道部に入るとして水位が除々に低下し、堰上げ背水の影響はそれほど顕著ではない。側壁への当りについてもそれほど強くないことが側壁での水位上昇量を見れば解る。

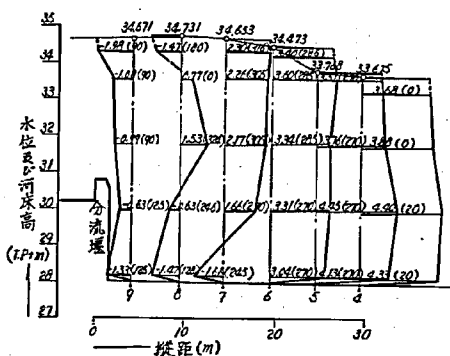


図一 14 流速分布図 (分流堰上流 5 m No. 1 断面)

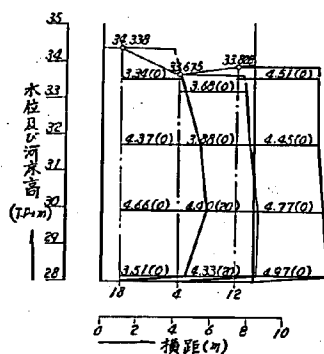
分流堰直下流



分流堰下流水路中央



取水口



分流堰下流側壁沿い

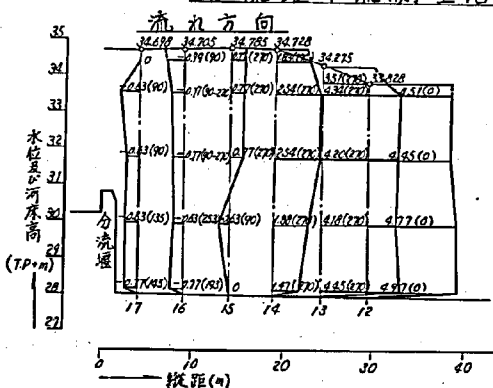


図-15 分流堰附近流速分布図

実験条件

$$Q = 170 \text{ m}^3/\text{sec}$$

$$H_0 = T.P + 32.338 \text{ m}$$

$$h = 4.500 \text{ m}$$

流速縮尺

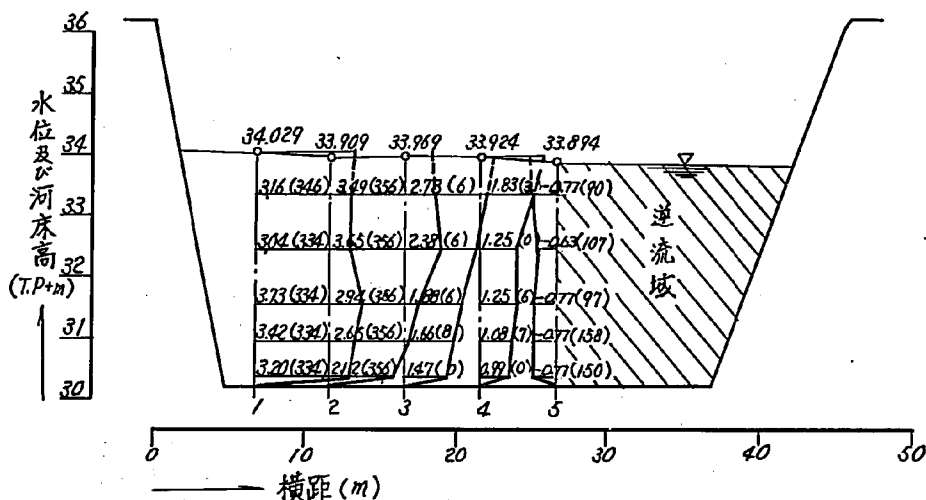
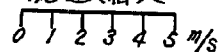


図-16 流速分布図(分流堰上流5m No. 1断面)

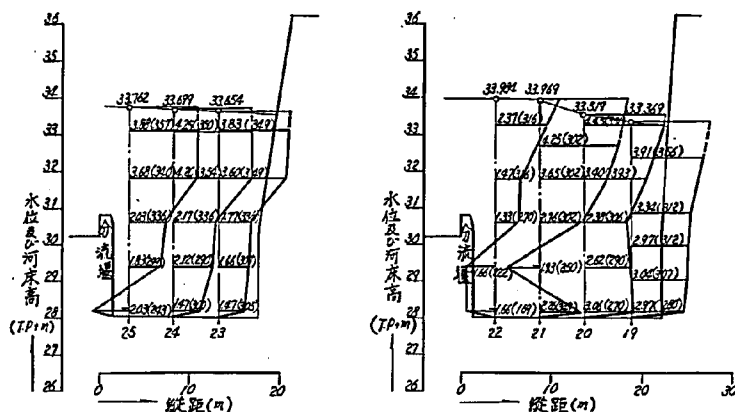
分流堰下流部の水位縦断を見るといずれのケースも隧道から分流点に移る際のエネルギーロスが大きいことが解る。

図-14～19は流速分布を示したものであり、いずれのケースについても減勢池内での流速は左岸側ほど速く、右岸に行くにつれて遅くなっていることが解り、速度分布にも流れが左岸に集中していることが示されている。

流量 $170 \text{ m}^3/\text{s}$ 、出発水位 $T.P + 33.738 \text{ m}$ のケースについて見ると、減勢池内での最大流速は 3.40 m/s であり、河床附近においても 2.13 m/s というかなり速い流れとなっている。

分流堰の下流においては、上流側には逆流が生じているが下流に行くに従って流速が大きくなっている。この傾向は前年度の実験結果と同じであり、放水路に直角方向の堰巾を拡巾した効果は出ていない。この原因については流況図を見れば明らかなように、右岸の逆流域が堰附近まで延びているため、堰巾を拡巾しても、ここからの流入量が前

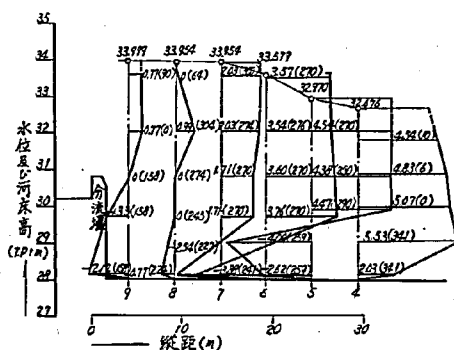
分流堰直下流



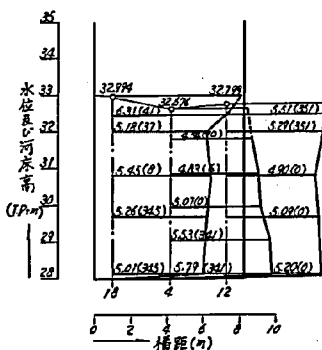
実験条件
 $Q = 170 \text{ m}^3/\text{sec}$
 $H_0 = T.P. + 32.333 \text{ m}$
 $h = 4.520 \text{ m}$

流速縮尺
 0 1 2 3 4 5 6 %sec

分流堰下流水路中央



取水口



分流堰下流側壁沿い

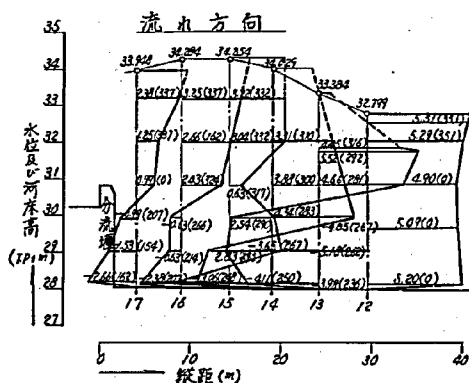


図-17 分流堰附近流速分布図

年度と殆んど変わっていないことによるものと考えられる。

取水口において測定した流速分布を見ると右岸側が早くなっており、流れが片寄っていることが解る。

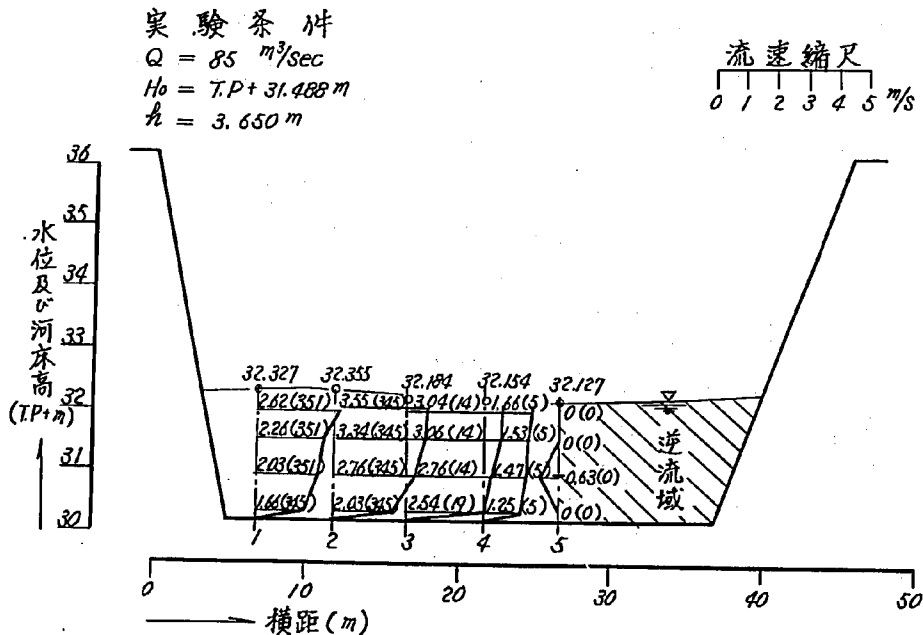
出発水位 T. P+32.338 m のケースについて見ると前のケースに比べ減勢池上流の流速が 40~50 cm/s 程度速くなっている。

堰下流の流速分布は前のケースと同じ傾向を示しているが、取水口での流れは、前のケースでは右岸に寄っていたが、このケースでは左岸に寄る傾向が見られる。

次に流量 85 m³/s の場合の流速分布を見ると、減勢池内では主流が前の 2 ケースと異なり減勢池の中央に寄ってきている。また、その流速は流量 170 m³/s、出発水位 T. P+33.738 m のケースと殆んど同じであり、流量が減っても流速はそれほど変化していない。

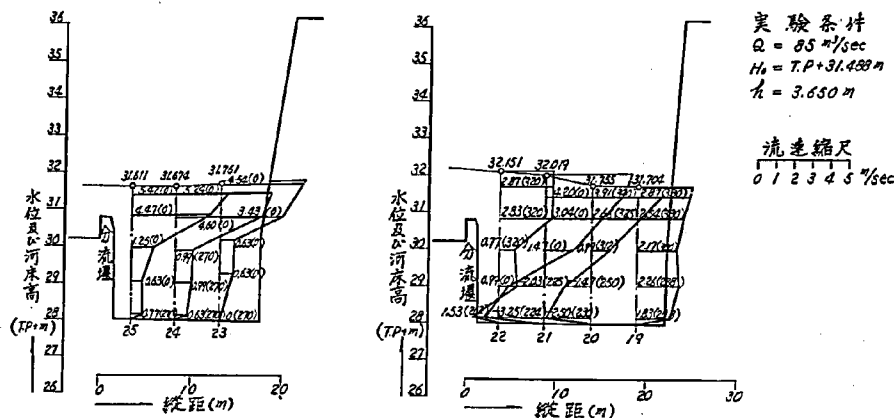
堰直下流の流速も測点 No 23~25 では表面附近に速い流れがあり、全体としても前のケースと大体同じ値となっている。

取水口附近の流れは流量 170 m³/s、出発水位 T. P+33.738 m のケースと同様に右岸に片寄る傾向を示している。



図一 18 流速分布図 (分流堰上流 5 m No. 1 断面)

分流堰直下流



分流堰下流水路中央

取水口

分流堰下流侧壁沿い

流れ方向

図 - 19 分流堰附近流速分布図

- 25 -

以上が第1回実験の結果であるが、分岐堰を上流に移設した効果は見られない。これは、前にも述べたように右岸に発生する逆流域が堰附近まで延びてきているため、堰移設に伴ない右岸の堰巾が拡大したけれども、ここからの流入量が前年度と変っていないことと、減勢池内の流れは前年度と同様に左岸に片寄っていることによるものと考えられる。

従って、堰の移設を効果的にするためには、減勢池内の流れを右岸に寄せ、右岸側の堰からの流入量を多くする必要があることが明らかになった。

4-2-2 第2回実験

第1回実験では河道部の法線を改修計画通りの直線とし、堰を上流に移動した場合の影響について検討した。しかし、この形状では減勢池内の流れは前年度の実験結果と同様左岸に寄り、堰下流のエプロンおよび取水口附近の状況も前年度と大差なかった。

従って、エプロンおよび取水口附近の流況を改善するためには、減勢池内の流れを右岸に向ける必要があり、その手段として河道を弯曲させる方法が考えられる。そこで、現地の状況から考えてNo. 6 地点を改修計画より約4 m東北線側に寄せることが可能

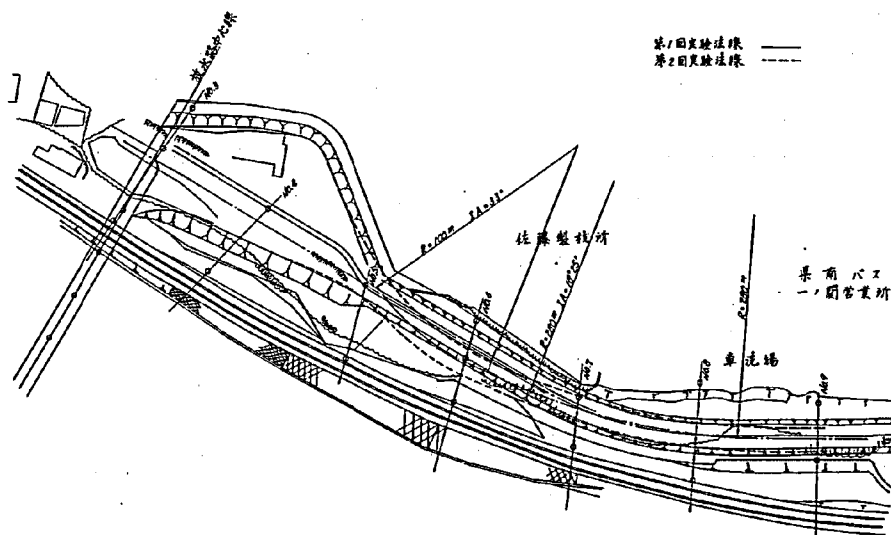


図-20 新山川分流量点附近平面図

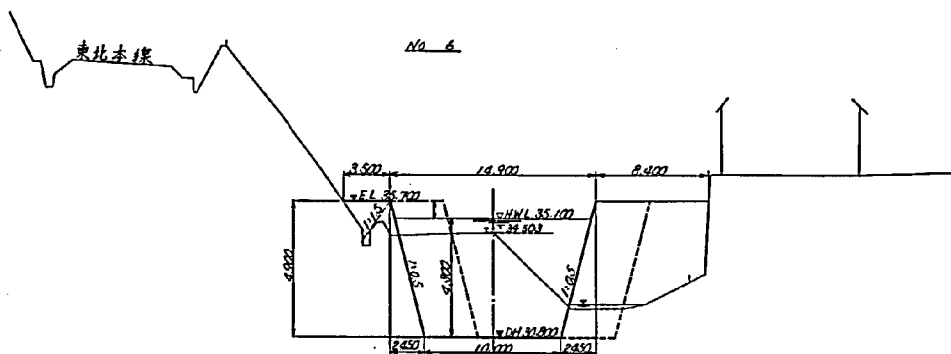


図-21 横断面図

であることが解ったので、河道部の法線を図-20に示すように変えた。また、図-21はNo. 6の横断面図を示したものである。

実験は流量 $170 \text{ m}^3/\text{s}$ 、出発水位 T.P + 33.738m の条件で行い、測定は流況および水位について実施した。

図-22, 23はその結果を示したものである。図-22に示されている流況を見ると河道部から流入した流れは、減勢池の入口付近では多少右岸に向いている。しかし、減勢池内に入るに従って左岸に寄るようになる。従って、主流は相変わらず左岸に寄っているが、河道を弯曲させたため、流れは前回に比べ右岸に寄るようになった。また、逆流域の大きさも前回よりは小さくなり、右岸側の分流堰までは延びていない。そのため、前回の実験では殆んど流入しなかった右岸の堰からも今回は多少流入するようになった。

次に分流堰下流のエプロン附近の流況を見ると、堰への流入が前回に比べ大きな角度で行われるようになったため、側壁への当りが前回より下流へ移った。

しかし、取水口の左岸には相変わらず噴上げ流が発生しており、分流堰下流の流況は前回の実験と大差ない。また、前回の直線河道の場合には右岸側に発生していた減勢池入口のはく離は今回は左岸に発生するようになり、その大きさも小さくなった。

次に分流堰下流の水位縦断を見ると水面形は直線河道の場合と似ているが、分流点附近の水位は直線河道に比べ約 10 cm 低下しており、分流点でのロスは少なくなった。

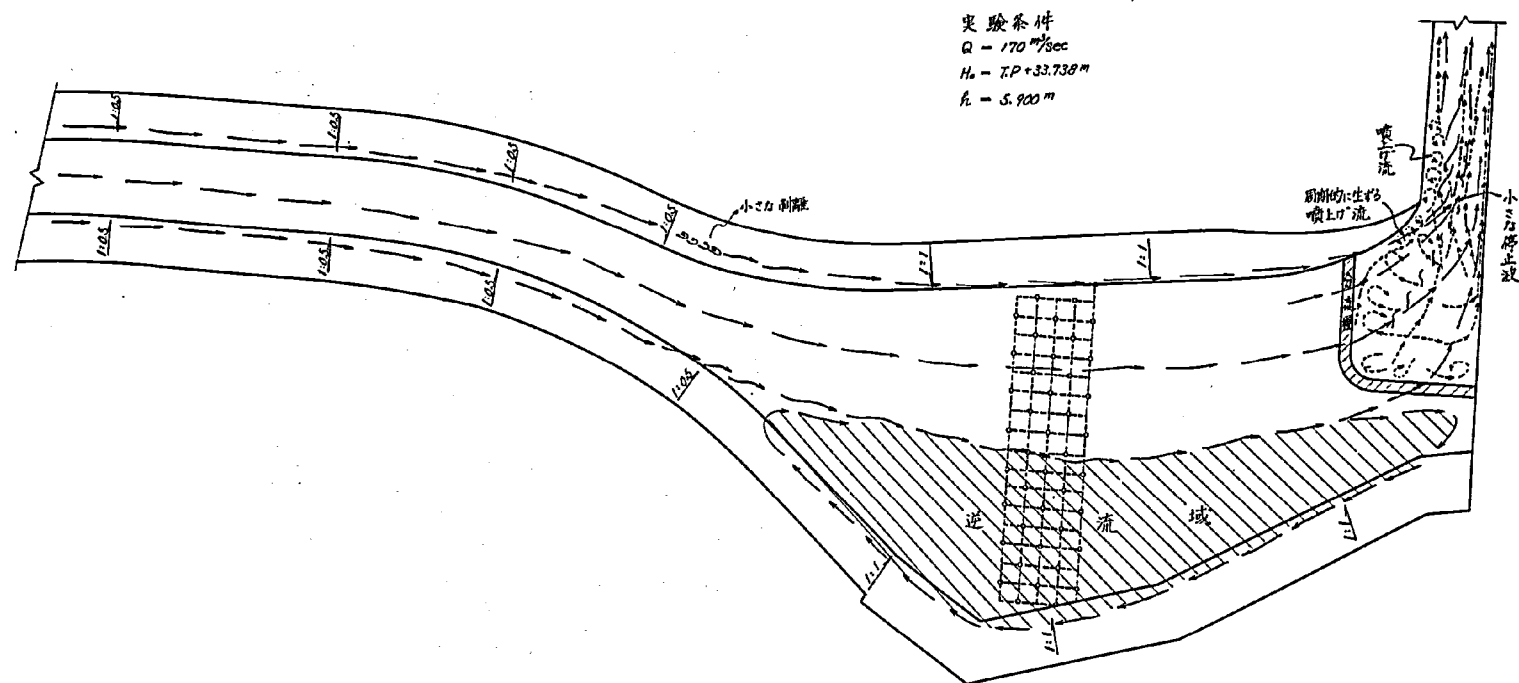


图-22 新山川分流点附近流況图

実験条件
 $Q = 170 \text{ m}^3/\text{sec}$
 $H_0 = 1P + 33.738 \text{ m}$
 $h = 5.900 \text{ m}$

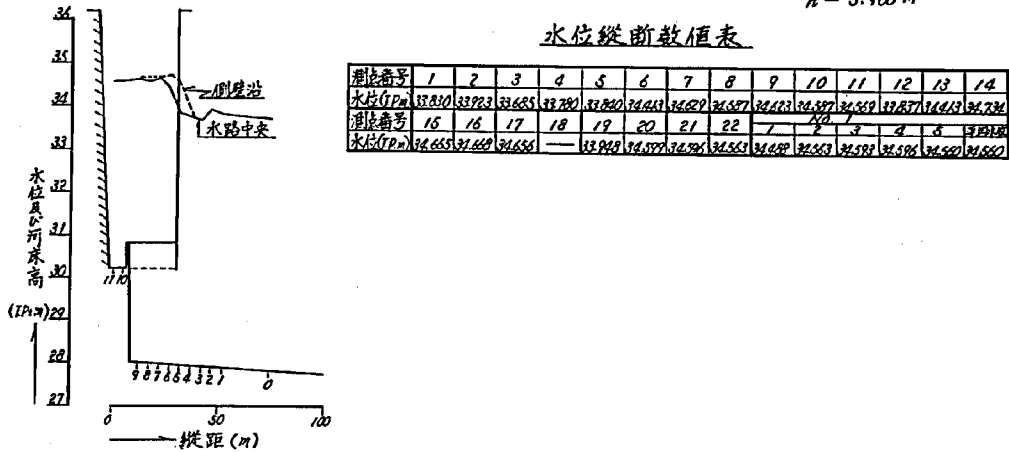


図-23 水位縦断図

以上が第2回実験の結果であるが、河道を弯曲させることによって、減勢池内の流れが多少右岸に寄るようになるとともに、分流点附近の水位が直線河道に比べ約10cm低下するようになった。しかし、減勢池内の流れは依然として左岸に片寄っており、右岸には大きな逆流域が発生している。また、分流点での流線の乱れも大きく、河道を弯曲させた効果はそれほど顕著に表われていない。従って分流点の流況を改善するためには今以上に河道を弯曲させるか、あるいは導流堤を出すかの方法を構じ、減勢池内の流れを右岸に向ける必要があるものと考えられる。

4-2-3 第3回実験

前回の実験により分流点附近の流況を改善するためには、河道の弯曲の度合を大きくするか、あるいは導流堤を設ける方法のいずれかに依らなければならないことが解った。

しかし、河道の弯曲の度合を大きくすることについては、図-21の横断図を見れば明らかなように、河道をこれ以上東北線側に寄せることは不可能であり、この方法を採用することは無理がある。

従って、導流堤を設ける方法を採用しなければならないことになる。

導流堤を設けた場合の効果については第1回実験中において検討した。その結果、導流堤はかなり長くなるとともに、角度も急になることから、直線河道に導流堤を設ける

ことは不利であることが解った。そこで、今回は、弯曲の効果も含める意味で弯曲河道に導流堤を出した場合について検討することにする。

導流堤はその長さおよび向きが不適当な場合には、対岸への当りを強めることになり、かえって逆効果を生む場合がある。従って、導流堤を設ける場合には、その長さおよび向きについて十分に検討しておく必要がある。

そこで、今回の実験では導流堤を減勢池と河道の取付け部に設けることにし、本実験に先立ち、導流堤の長さおよび向きについて検討し、形状を求め、これについて本実験を行うことにした。

その結果、導流堤としては、図-26に示したように長さ13.2mで向きは放水路法線に直角な線より 30° の角度で出し、その先端1m程度を約 6° の角度で曲げるものが一番良いことが解った。また、左岸の堤防法線も図-25に示したように変えた。

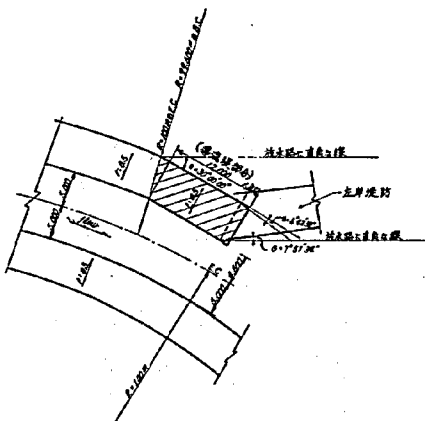


図-24 導流堤詳細図

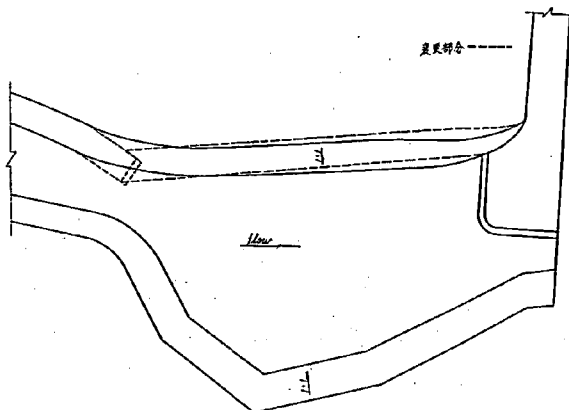


図-25 新山川分流点附近法線図

実験は第1回実験と同じ条件の3ケースについて行った。

図-26は流量 $170\text{ m}^3/\text{s}$ 、出発水位 $T.P+33.738\text{ m}$ のケースの流況を示したものである。

この図を見れば明らかなように、減勢池内の流れは導流堤を設けたことにより、右岸に寄るようになった。

そのため、前回の実験まで右岸に発生していた大きな逆流域は非常に小さくなったが、今度は左岸にも逆流域が発生するようになった。

また、減勢池内の流れを右岸に寄せたことにより、分流堰を流下する流れの流入角度

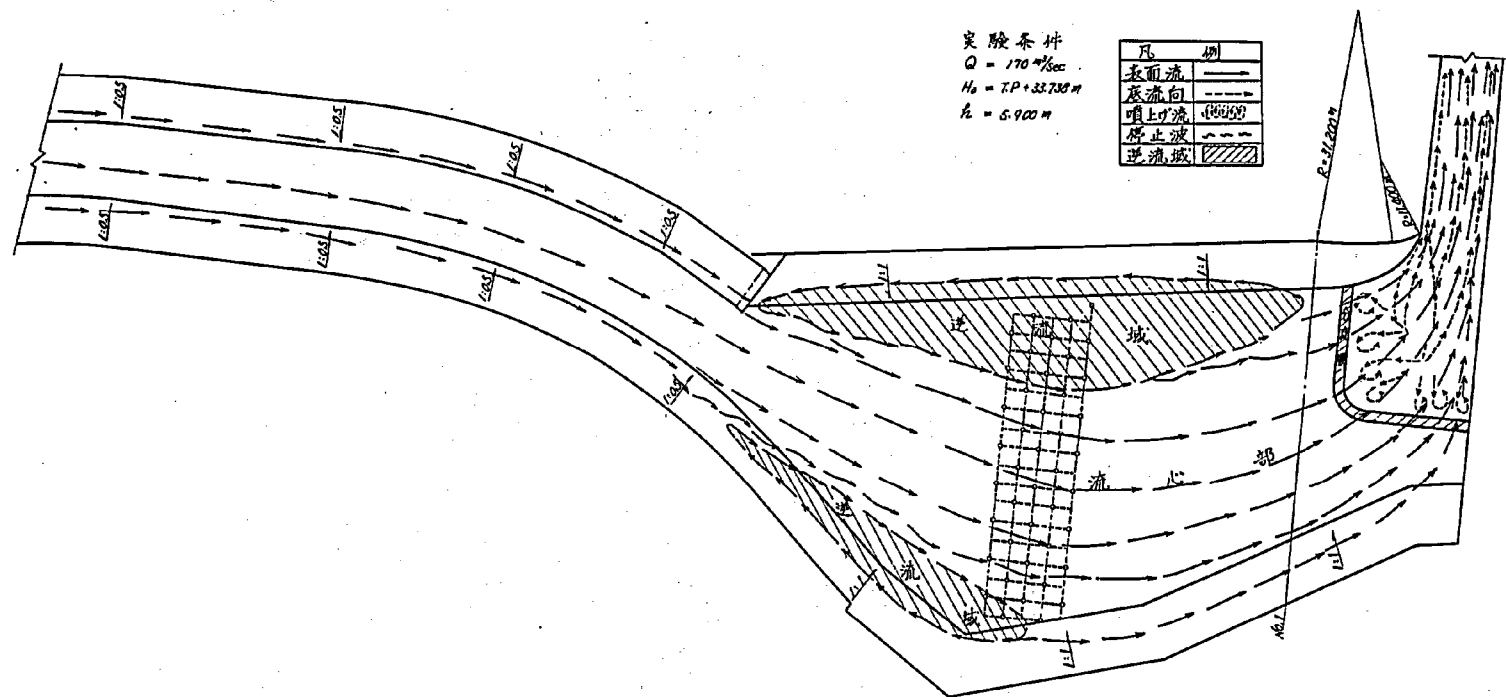


图-26 新山川分流点附近流况图

が大きくなり、前回までの実験のような側壁に当る流れは殆んどなくなった。

そのため、取水口の左岸に発生していた噴上げ流は無くなり、分流点附近は非常に良くなった。

また、右岸の分流堰からの流入量が前回までの実験に比べ増加したため、堰下流から隧道部にかけての流れはスムーズになった。写真-2は分流点附近の流況を示したものであり、写真

-1と比べると分流点附近の流況が良くなったことが解る。

次の図-27は流量 $170 \text{ m}^3/\text{s}$ 、出発水位 $T.P+32.338 \text{ m}$ のケースの流況を示したものであるが、前のケースに比べ、右岸の逆流域は大きくなり、左岸の逆流域は小さくなった。

そのため、減勢池内の流れは前のケースに比べ左岸に寄るようになり、主流は殆んどその中

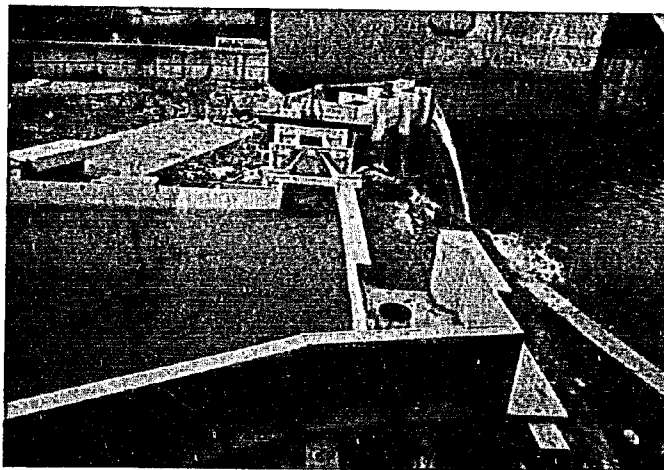


写真-2

第3回実験
 $Q = 170 \text{ m}^3/\text{s}$
 $H_s = T.P + 33.738 \text{ m}$

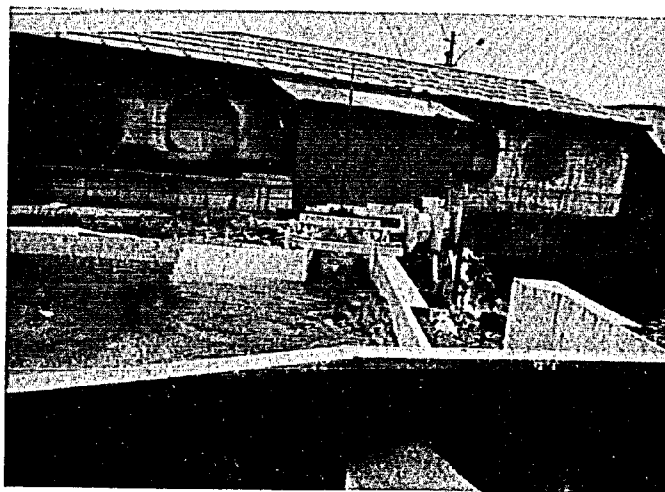


写真-3

第3回実験
 $Q = 170 \text{ m}^3/\text{s}$
 $H_s = T.P + 32.338 \text{ m}$

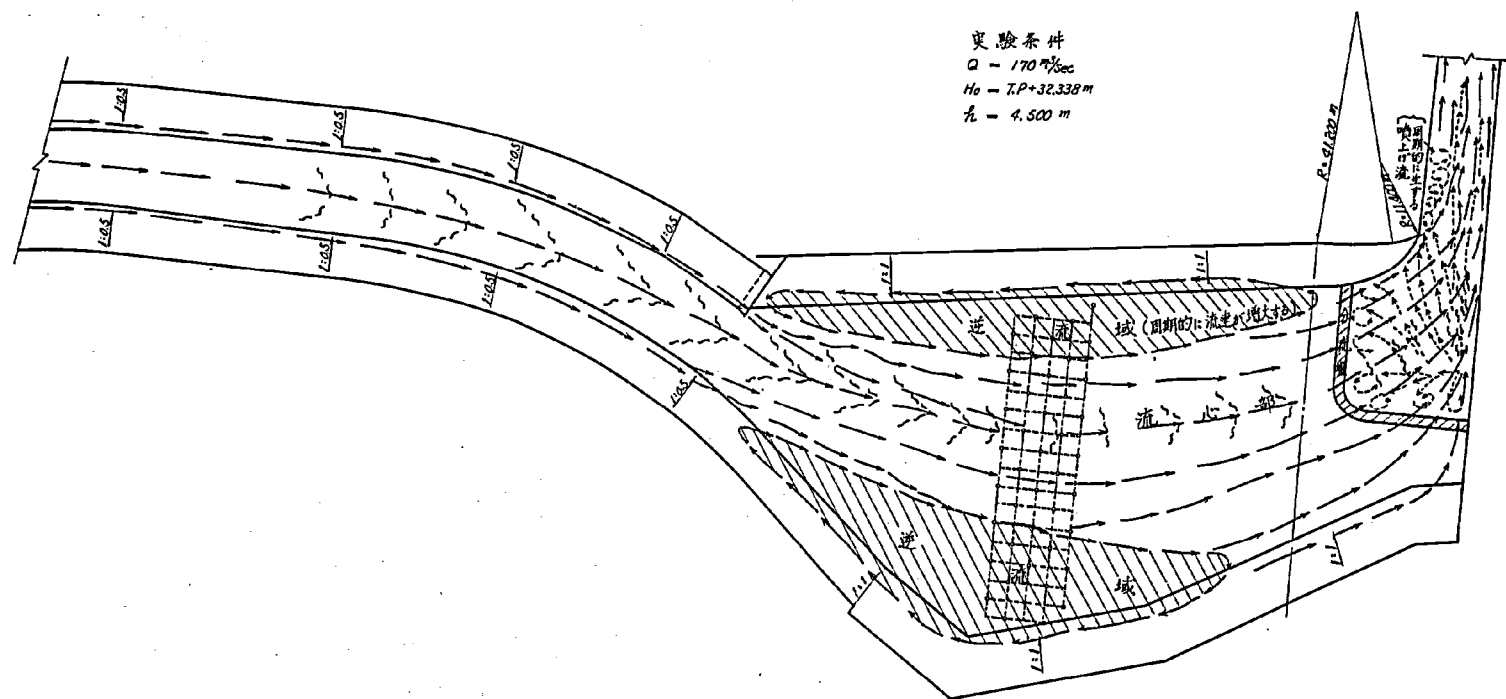


图-27 新山川分流点附近流况图

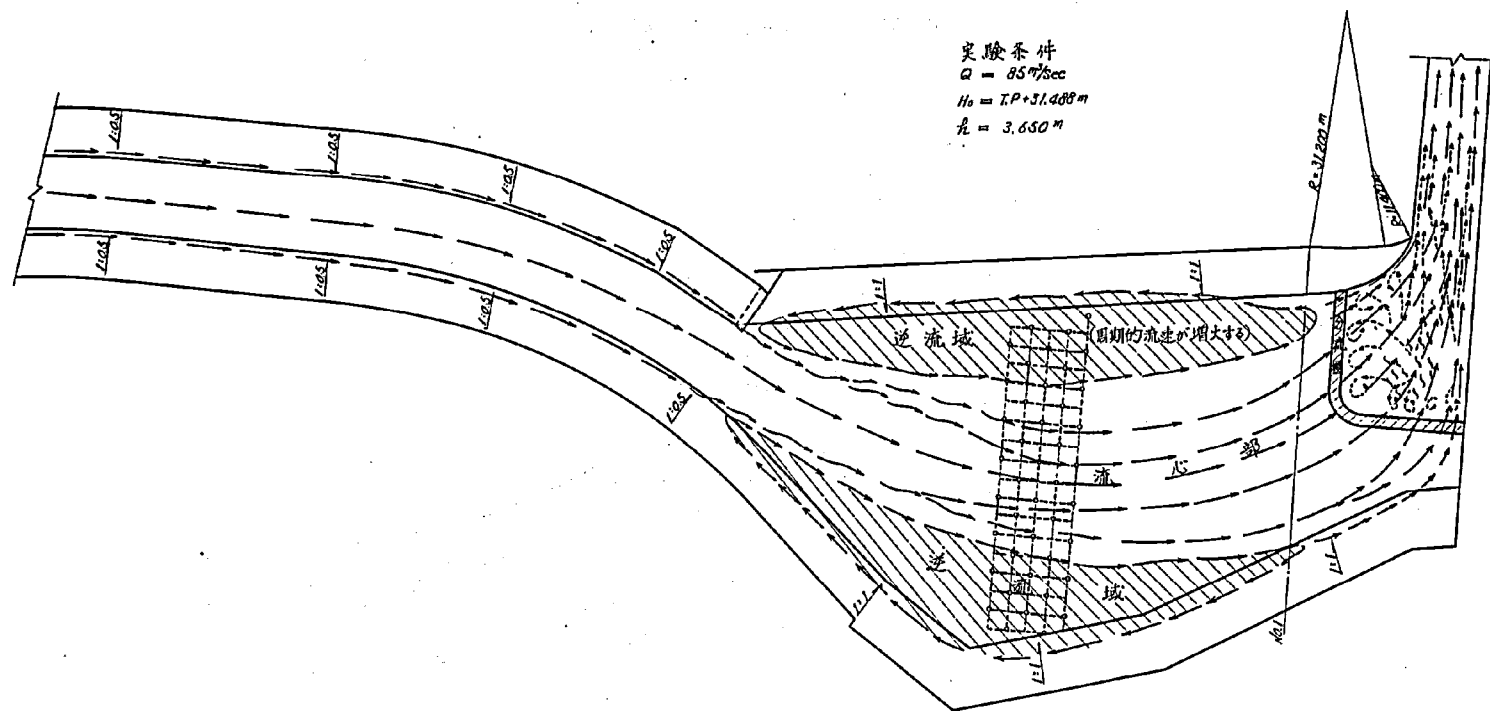


图-28 新山川分流点附近流况图

央を流下し、右岸の分流堰からの流入量も前のケースに比べ減少している。

従って、側壁に当る流れが生じ、分流点附近の流況も前の^{ケース}比べ乱れるようになった。

しかし、図-11の第1回実験の同じ条件での流況を比べると、流れが右岸に寄るようになったため、側壁への当りが減少していることが解る。そのため、取水口附近に発生している噴上げ流の大きさも減少するようになり、分流点附近の流況は良くなっている。

写真-3は右岸から見た分流点附近の流況を示したものであるが、側壁附近と隧道入口附近で多少乱れているが、隧道内の流れは安定していることが解る。

また、河道から分流堰にかけての流れは第1回実験と同様で、水面は波打っている。

図-28は流量 $85\text{ m}^3/\text{s}$ の流況を示したものであるが、左右岸の逆流域の大きさは前の出発水位 $T.P+3.2338\text{ m}$ のケースと同程度である。

しかし、前のケースに比べ流量が少ない関係で、側壁に当る流れは出ていない。従って、第1回実験では取水口附近に発生していた噴上げ流は今回は消滅している。

そのため、分流点附近の流況は第1回実験に比べ良くなっており、河床面附近では逆流があるが、水面附近の流れは安定している。

写真-4は右岸から見た分流点附近の流況であるが、分流下流のエプロン内で多少水面が乱れているが、隧道内は安定した水面となっていることが写真からも解る。

図-29は減勢池と分流堰下流部の水位縦断を示したものである。

導流堤を設けたことによって、減勢池から放水路への分流がスムーズに行われるようになった関係で、第1回および第

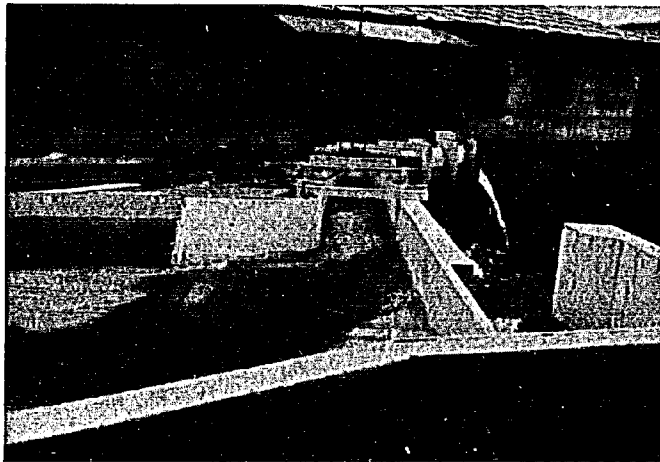


写真-4

第3回実験
 $Q=85\text{ m}^3/\text{s}$
 $H_s=T.P+3.1488\text{ m}$

表-4 新山川分流堰附近水位縦断測定値表

分 流 堰 附 近	実験条件 $Q=170\text{m}^3/\text{s}$ $H_0=T.P$ $+33.738\text{m}$ $h=5.9\text{m}$	測定番号	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
		水位	33.678	33.747	33.714	33.909	34.005	34.350	34.500	34.545	34.542	34.593	34.596	33.855	34.119	34.371	34.488	34.539	34.548	33.957
		測定番号	19	20	21	22	23	24	25											
		水位	34.365	34.322	34.461	34.455	34.464	34.445	34.419											
		測定番号	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
		水位	32.256	32.169	32.445	32.676	33.111	33.489	33.795	33.834	33.855	33.891	33.924	32.760	33.309	33.690	34.068	34.089	33.999	33.144
	実験条件 $Q=170\text{m}^3/\text{s}$ $H_0=T.P$ $+32.338\text{m}$ $h=4.5\text{m}$	測定番号	19	20	21	22	23	24	25											
		水位	33.480	33.675	33.822	33.870	33.783	33.654	33.849											
		測定番号	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
		水位	31.380	31.359	31.350	31.452	31.575	31.731	31.830	31.914	31.785	32.205	32.151	31.605	31.707	31.947	32.079	32.055	31.719	31.605
		測定番号	19	20	21	22	23	24	25											
		水位	31.821	31.824	31.641	31.527	31.698	31.500	31.665											
分 流 堰 上 流 広 場	実験条件 測定断面 $Q=170\text{m}^3/\text{s}$ $H_0=T.P+33.738\text{m}$ $h=5.9\text{m}$	断面番号	1	2	3	4	5	平均水位	1	2	3	4	5	平均水位	1	2	3	4	5	平均水位
		No. 1	34.494	34.395	34.479	34.479	34.518	34.473	33.819	33.801	33.750	33.846	33.849	33.813	31.965	31.965	31.926	32.085	32.097	32.008
		No. 2	34.251	34.293	34.479			34.341	33.384	33.615	33.813			33.604	31.689	31.845	31.929			31.821
		No. 3	34.338	34.395	34.461			34.398	33.564	33.756	33.798			33.706	31.770	31.791	31.974			31.845
		No. 4	34.425	34.455	34.449			34.443	33.549	33.666	33.819			33.678	31.830	31.800	31.971			31.867
		測定断面	$Q=170\text{m}^3/\text{s}$ $H_0=T.P+33.738\text{m}$ $h=5.9\text{m}$					$Q=170\text{m}^3/\text{s}$ $H_0=T.P+32.338\text{m}$ $h=4.5\text{m}$					$Q=85\text{m}^3/\text{s}$ $H_0=T.P+31.488\text{m}$ $h=3.65\text{m}$							
河 道 部	水位	No.5	6	7	8	9	10	5	6	7	8	9	10	5	6	7	8	9	10	
		T.P+m	34.350	34.380	34.290	34.304		33.999	33.675	32.805				31.677	31.794	31.686	31.920			

34.900mを40~50cm程度下まわっており、水位についても満足出来る結果が得られた。

分流点から河道にかけての水位縦断を見ると流量 $170\text{ m}^3/\text{s}$ で出発水位が $T.P+33.738\text{ m}$ のケースと流量 $85\text{ m}^3/\text{s}$ のケースについては、側壁での水位が減勢池内の水位と変わらないことから、流況図にも示されていた通り、側壁への当りが無いことが水位測定の結果からも解る。しかし、流量 $170\text{ m}^3/\text{s}$ 、出発水位 $T.P+32.338\text{ m}$ のケースについては減勢池内の水位と側壁での水位では約25cmの差があり、水位測定からも側壁に当る流れのあることが解る。

また、出発水位 $T.P+32.338\text{ m}$ のケースと流量 $85\text{ m}^3/\text{s}$ のケースについて、水面形に凸凹が見られるが、これは水面が波打っている関係で、測定の際、波の山を測るか谷を測るかによって生じたものである。

図-30~35は流速分布を示したものであり、減勢池とは異なり右岸の流速の方が多少速くなっている。

第1実験に比べ、水深方向および横断方向とも流速に大きな差がないことが解り、流れが一方に片寄ることなく、横断方向にかなり一様に流れており、前年度の実験と比較すると減勢池内への流れも非常に良くなっている。

次に分流堰附近の流速分布を見ると第1回実験では激しかった河床附近の逆流は非常に少なくなり、流速分布も水深方向にあまり差がなくなった。

流量 $170\text{ m}^3/\text{s}$ 、出発水位 $T.P+33.738\text{ m}$ のケースについて見ると、第1回実験では分流堰の直下において、水面附近に $3.5\sim4.0\text{ m/s}$ 程度のかかなり速い流れが存在したが、今度の実験ではその様に速い流れは無くなっている。

放水路の中央と側壁沿いに測定した流速分布を見ると、右岸の分流堰からも流入するようになったため、前回の実験では逆流域となっていた分流堰附近でも 2 m/s 程度の流速で流れるようになった。

また、取水口での流速分布を見ると3測点とも同程度の流速であり、隧道内を殆んど一様に流れていることが解る。

出発水位 $T.P+32.338\text{ m}$ のケースについては、流況図および水位測定の結果からも出発水位 $T.P+33.738\text{ m}$ に比べ分流点附近の流況が多少乱れていることが解ったが、流速分布にもこのことが表われている。

すなわち、前のケースに比べ河床附近での逆流の程度が大きく、流速分布自体も前のケースより均一性にかけている。

流速分布图 (分流堰上流 5 m No. 1 断面)

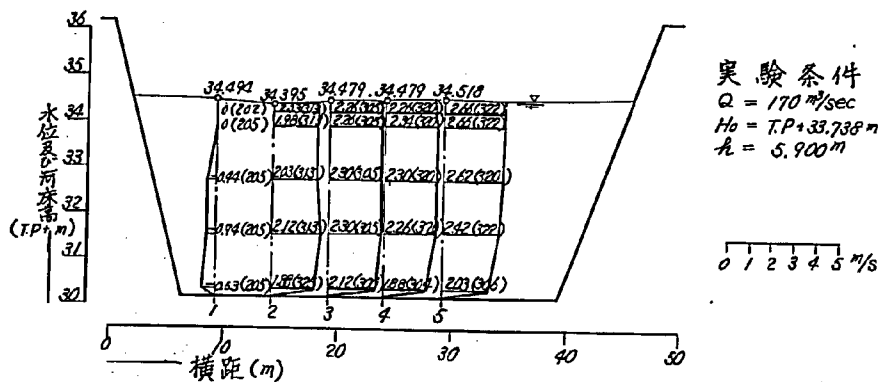


图-30

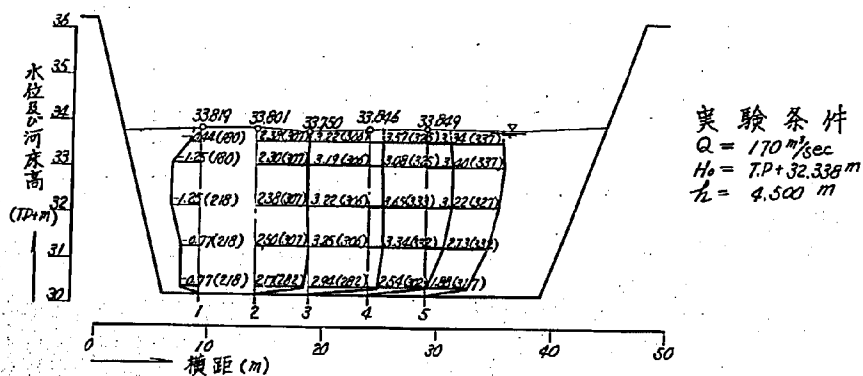


图-32

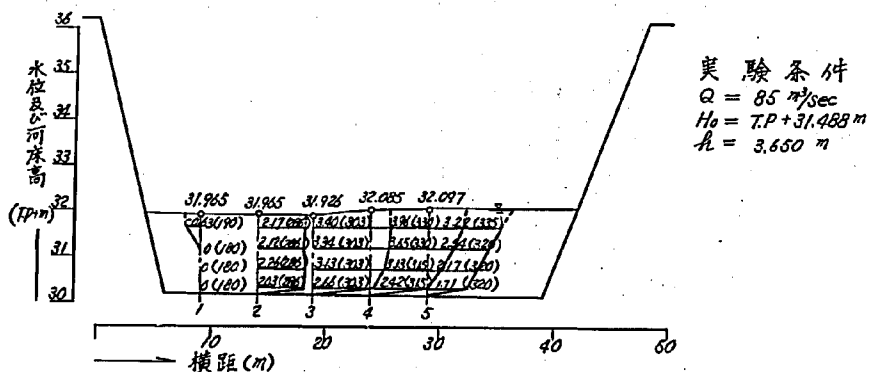
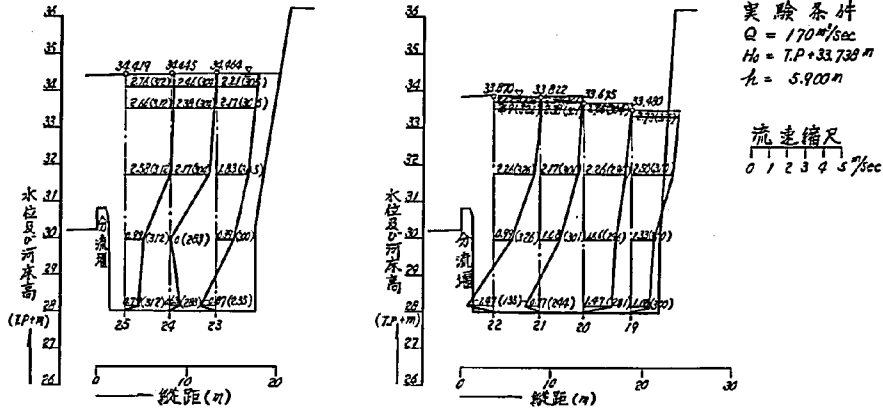
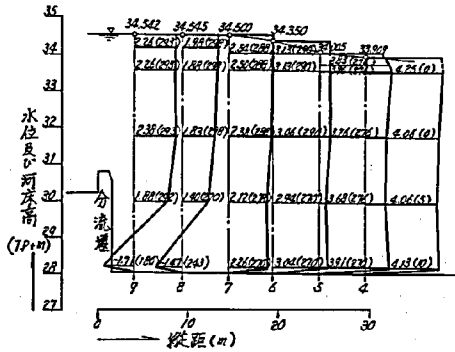


图-34

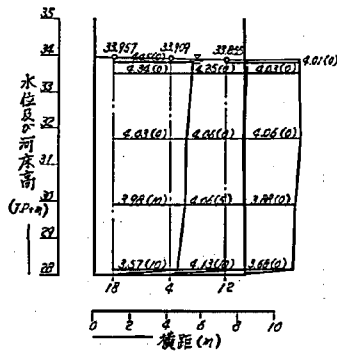
分流堰直下流



分流堰下流水路中央



取水口



分流堰下流側壁沿い

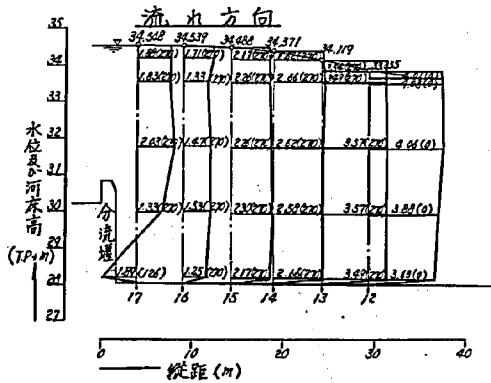
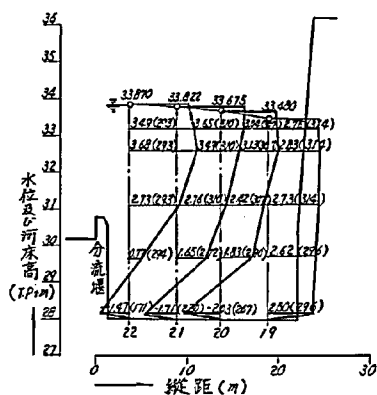
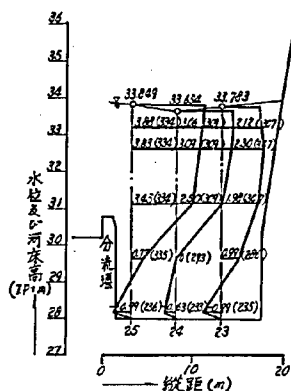


図-31 分流堰附近流速分布図

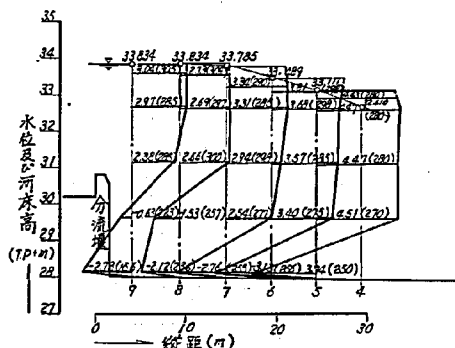
分流堰道下流



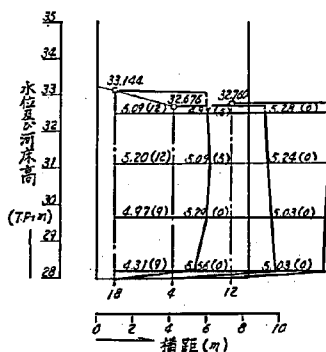
実験条件
 $Q = 170 \text{ m}^3/\text{sec}$
 $H_0 = T.P + 32.338 \text{ m}$
 $h_s = 4.500 \text{ m}$

流速縮尺
 0 1 2 3 4 5 %sec

分流堰下流水路中央



取水口



分流堰下流側壁沿い

流れ方向

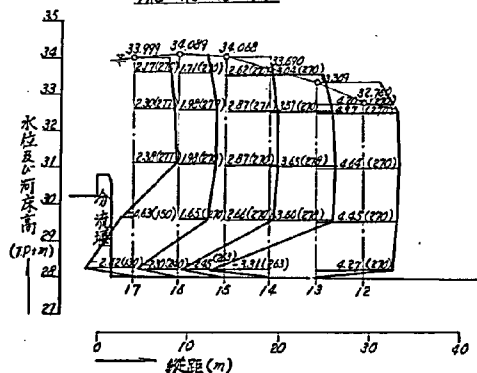
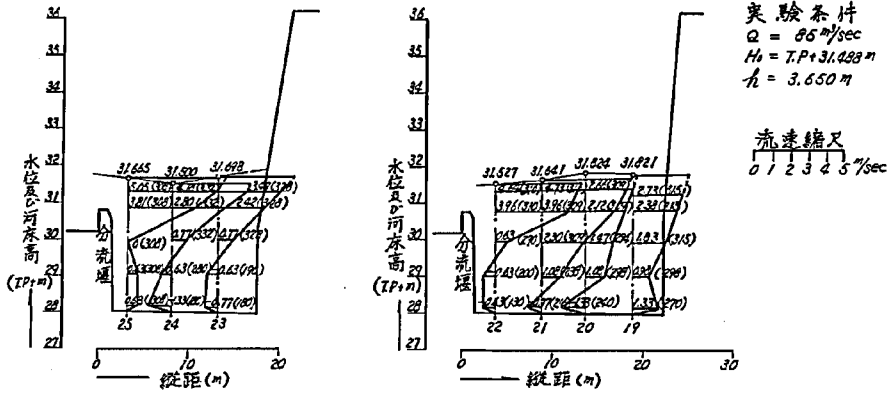
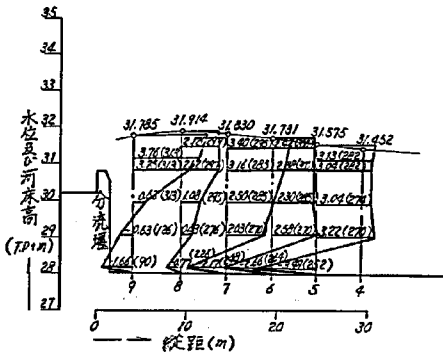


図-33 分流堰附近流速分布図

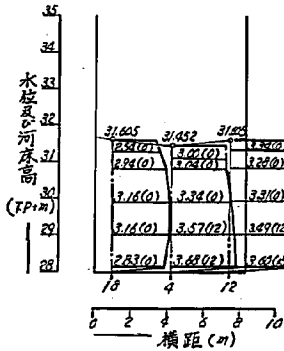
分流堰直下流



分流堰下流水路中央



取水口



分流堰下流側壁沿い

流水方向

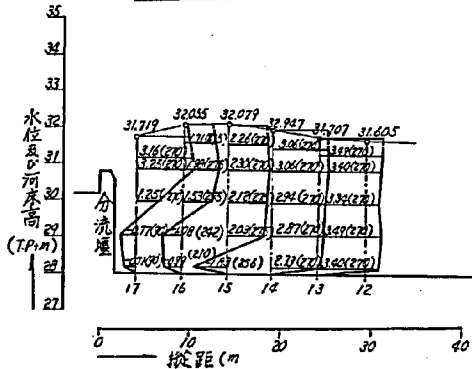


図-35 分流堰附近流速分布図

しかし、第1回実験のように河床附近を除いては分流堰直下が逆流域となるようなこともなく、隧道部についても断面全体を殆んど一様に流れ、流況は良くなった。

次に流量 $85\text{ m}^3/\text{s}$ の流速分布を見ると堰直下流の側線No. 2およびNo. 3については第1回実験の流速分布形とあまり変わっていないが、逆流の程度は減少している。

放水路中央と側壁沿いの流速分布については、他の2ケースと同様堰附近での逆流は河床附近のみである。

流量 $85\text{ m}^3/\text{s}$ のケースについて $170\text{ m}^3/\text{s}$ の2ケースに比べ流速分布は均一性に欠けているが、第1回実験に比べると分流点附近の流況は良くなっている。

以上が第3回実験の結果であるが、今回は導流堤を設けたことにより、減勢池内の流れが左岸側に集中することが無くなり、第1回および第2回実験では逆流域の影響により殆んど流下することのなかった右岸の分流堰からも流下するようになった。

また、放水路法線に平行な堰からの流入はこれまで殆んど直角となっていたものが、減勢池内の流れが右岸に寄るようになった関係で、その流入角度を大きく取れるようになり、側壁に当るような流れは殆んど無くなった。そのため、分流点附近の流況は前年度および今年度の第1回、第2回実験に比べ著しく改善された。

以上のように今回の実験で水位、流況とも十分満足出来る結果が得られた。そのため、B案については分流堰対岸の側壁についての問題を除いては今回の形状で良いものと考えられる。

また、分流堰と側壁までの距離を前年度の実験で採用した 8.25 m にした場合については実験中に検討した。その結果、分流点附近の流線の乱れは激しくなり、側壁までの距離を狭めることは不可能であることが解った。

また、減勢池内の左岸の堤防法線を逆流域をカットする形で削り出した場合には、主流が左岸側に寄るようになり、導流堤を出した効果は無くなってしまう。従って、工事の実施に当っては左岸の堤防法線は図-26に示されている通りとし、逆流域をカットすることのないよう十分注意しておく必要がある。

4-2-4 第4回実験

前回までの実験により、河道部の法線形状および分流下流のエブロン巾については一応満足出来る結果が得られた。

これまでの実験では分流堰対岸の側壁は計画案に示されていた通り直壁として考えていた。しかし、壁高が 8 m 程度であることから、構造物としての安定性および施工の難易さを考えた場合、多少でも法勾配の付いている方が有利となる。

そこで、今回は側壁に法勾配を付けた場合に懸念される水面のはい上りおよび隧道部との取付け方法について検討し、B案に対する最終形状を定めることにする。

まず本実験に先立ち、法勾配の程度および隧道部との取付け方法について検討するため予備実験を行った。

実験は側壁の法勾配を3分とし、隧道部との取付けは取水口とその下流16.5mの地点とを曲線的に変化させて取付ける方法とした。写真-5は隧道部との取付け形状を示したものである。なお、側壁の法尻は隧道の側壁と一致させることにした。

実験は流量
 $170\text{ m}^3/\text{s}$ 、
 出発水位 T. P
 $+33.738\text{ m}$
 の条件で行い、
 測定は水位に
 ついてのみ実
 施し、流況は
 実験時に観察
 するにとどめ
 測定は行われ
 なかった。

図-36は
 その結果を前

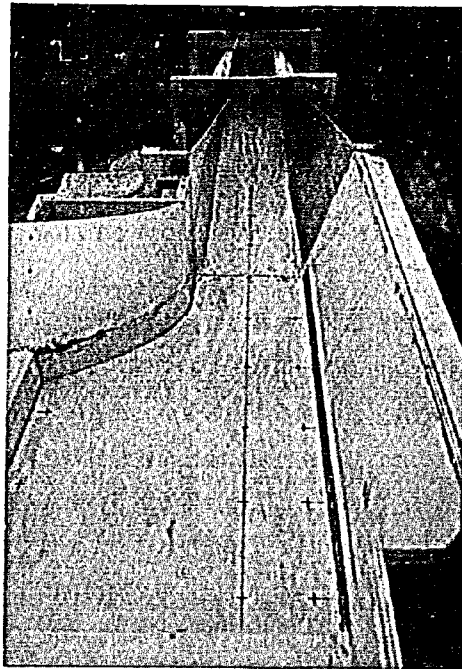


写真-5

第4回実験
 予備実験の隧道部との
 取付け形状

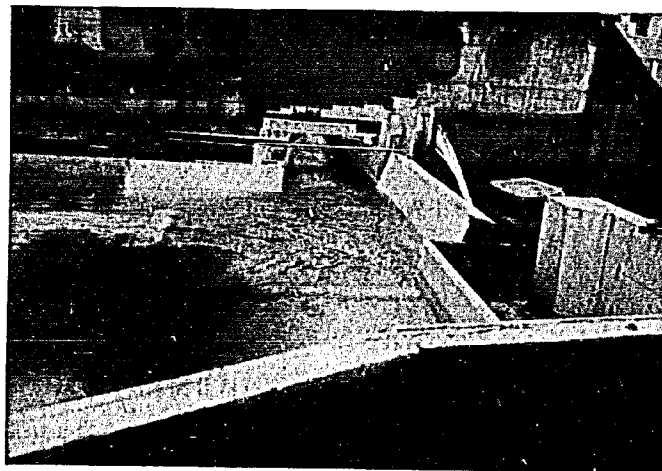


写真-6

第4回実験(予備実験)
 $Q = 170\text{ m}^3/\text{s}$
 $H_s = \text{T. P} + 33.738\text{ m}$

回の結果と対比させて示したものである。この図によると減勢池内の水位は前回と今回の実験では殆んど水位差はなく、側壁附近においても同様である。

また、側壁に勾配を付けることにより懸念された水面のはい上りも殆んど見られなく、

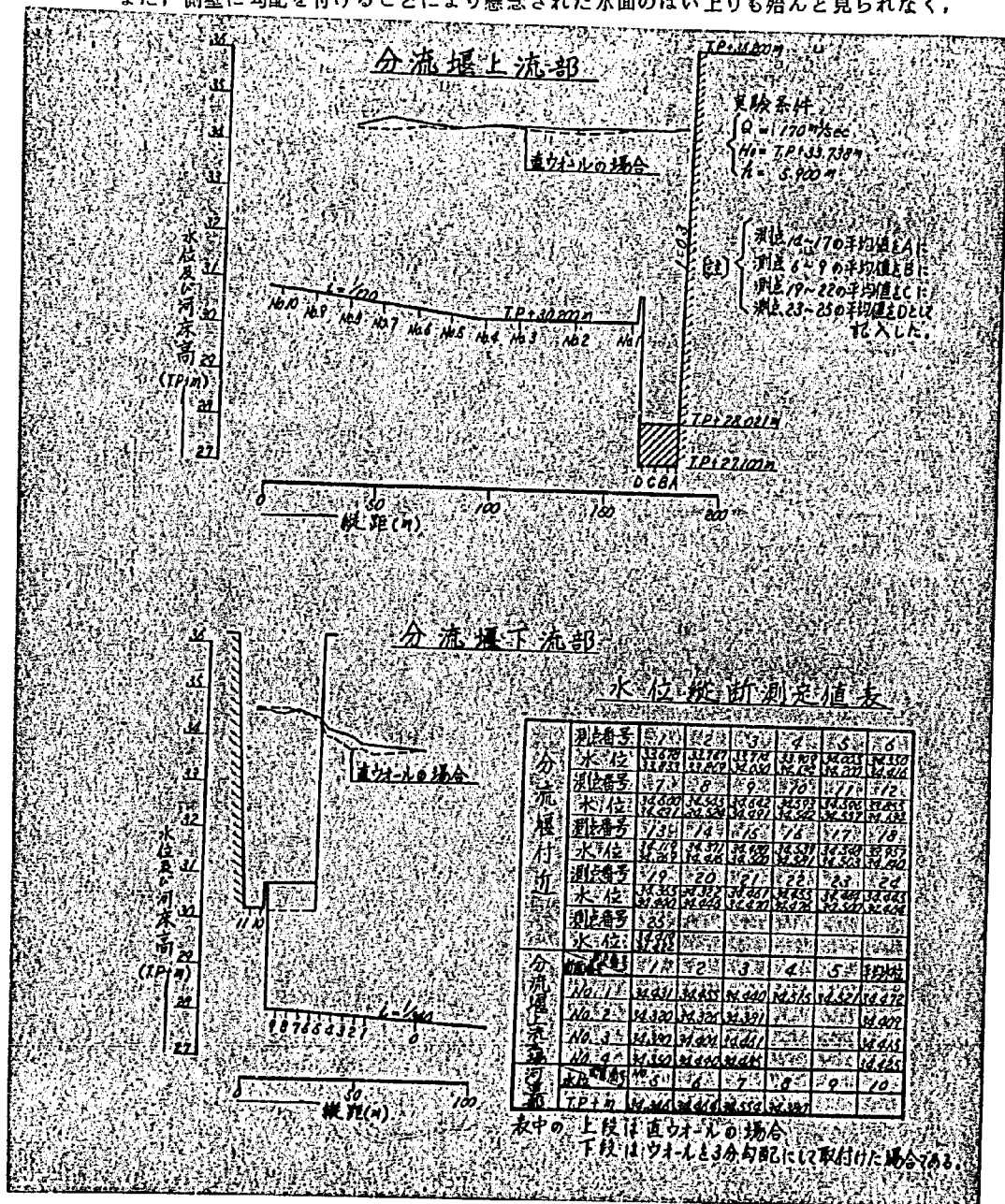


図-36 水位縦断図

側壁附近の水位は前回と同じ T.P+34.500m 程度である。

分流点から隧道部にかけての水位縦断を見ると、前回の実験では測点 No. 2 から No. 6 にかけての水面勾配はかなり大きかったけれど、今回の水面形を見るとこの勾配は小さくなり、分流点での水位は前回の実験に比べ少し下っている。これは側壁に勾配を付けたことにより取水口附近の断面が拡大し、前回までの実験に比べ急縮によるエネルギーロスが減少したことによるものと考えられる。

写真-6 は分流点附近の流況を示したものであるが分流堰から隧道部入口にかけては前回の実験と同様であるが、隧道部との取付け部分にははく離が生じている。

以上が予備実験の結果であり、側壁に 3 分程度の勾配を付けても、水面のはい上りは殆んど無いことが解り、

隧道との取付け方法についても資料を得た。

そこで、本実験はこの結果を参考にして、側壁は 3 分勾配とし、隧道との付け形状は図-37 に示した形状として行うことにした。写真-7、8 はこの取付け形状を見たものである。

実験は流量が $170 \text{ m}^3/\text{s}$ で出発水位が T.P+33.738m と T.P+32.338m の 2 ケースについて行い、測定は出発水位 T.P+33.738m のケースについては流況、水位、流速について行い、他のケースについては流速測定を省略し、流況、

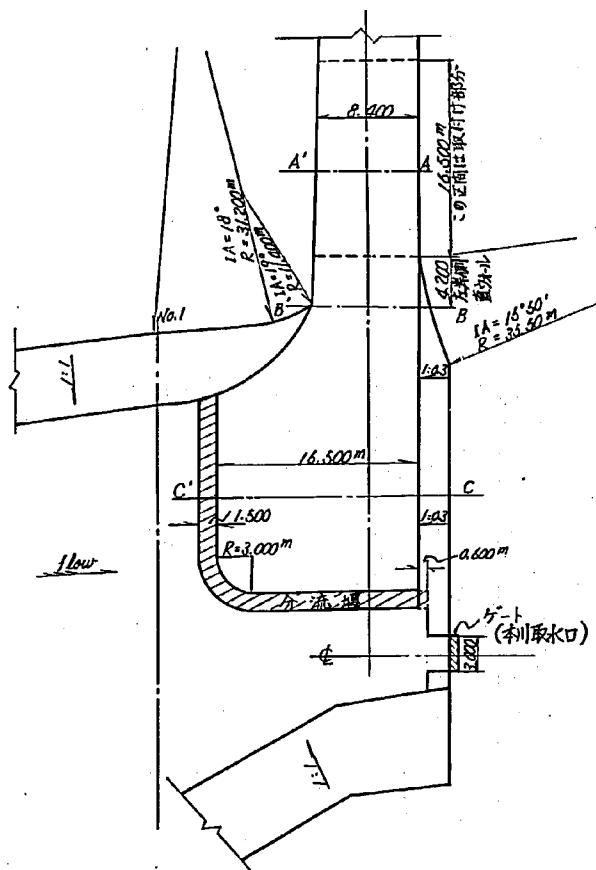


図-37 放水路取水口附近平面図

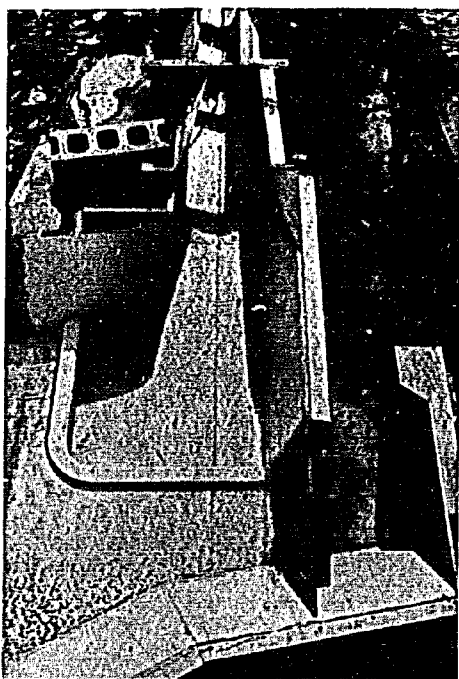


写真-7

第4回実験(本実験)
隧道部との
取付け形状

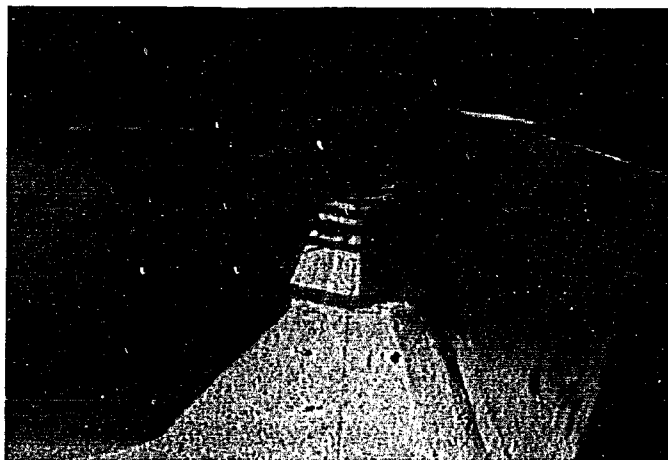


写真-8

第4回実験(本実験)
隧道部との取付け形状

水位について実施した。

図-38は出発水位 $T.P + 33.738m$ のケースの流況を示したものであるが、予備実験では隧道部との取付け部ではく離が生じていたが、今回の実験ではその様なこともなく、隧道内の流れは前回の実験と同様である。

また、図-39は出発水位 $T.P + 32.338m$ のケースの流況を示したものであるが、前のケースとは異なり取水口の左岸側に周期的なはく離が生じるようになったが、水位が低いため、問題はない。

また、隧道に発生している噴上げ流の規模は小さくなり、エ

ブロン内の流況は前回の実験より良くなっているが、これは側壁に傾斜を付けたことにより前回の実験に比べ側壁への当りが弱まったことによるものと考えられる。

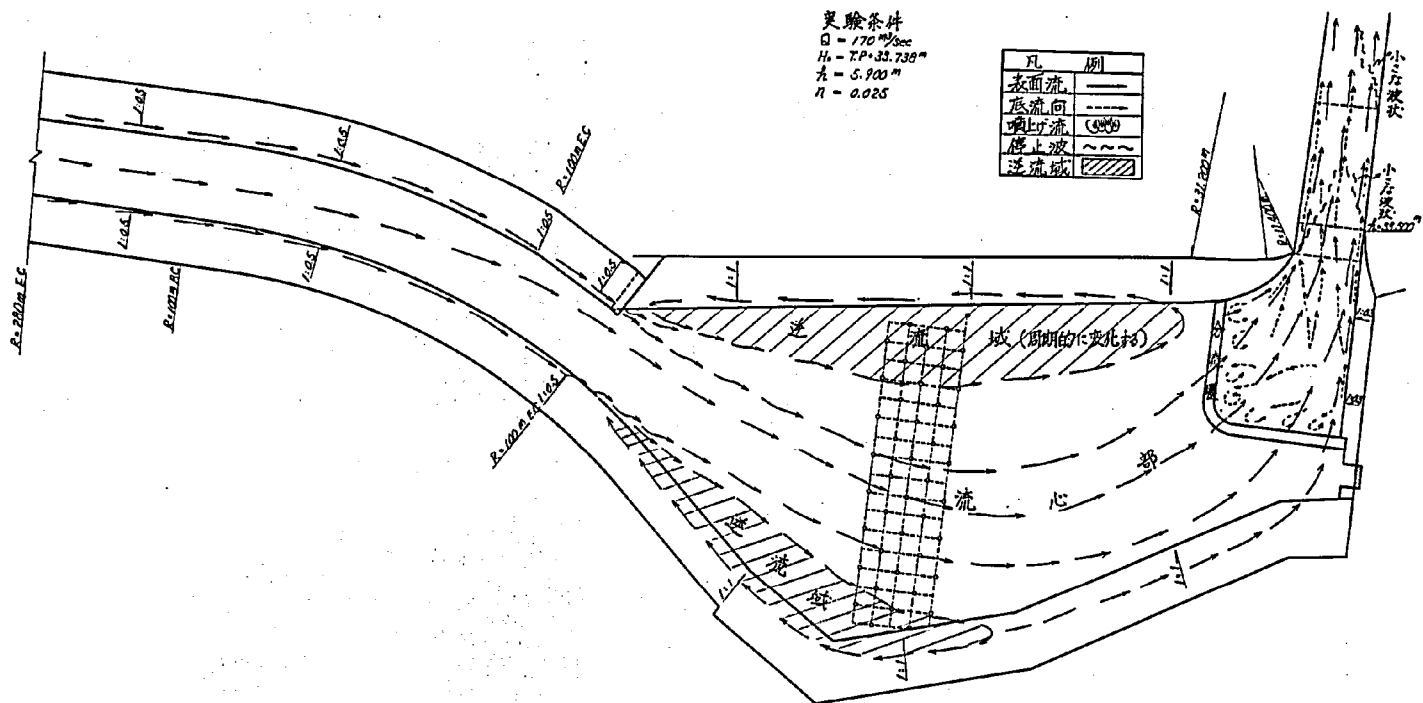
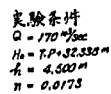


图-38 新山川分流点附近流况图



图一39 新山川分流点附近流況图

写真-9,
10はそれぞ
れの流況を示
したものであ
る。

図-40は
水位縦断を示
したものであ
り、出発水位
 $T.P+33.738$
 m のケースにつ
いては予備実
験の結果と殆
んど同じで、
減勢池内の水
位は $T.P+$
 $34.400m$ 程
度、側壁附近
では $T.P+$
 $34.500m$ 程
度となっている。

一方、出発
水位 $T.P+$
 $32.338m$ の
ケースについ

ては前回の実験結果に比べ減勢池内の水位は約 $30cm$ 程度低下し、 $T.P+33.400\sim$
 $500m$ 程度、また、側壁附近についても前回より $20cm$ 程度低下し、 $T.P+34.000$
 m から $T.P+33.800m$ となっている。

図-41, 42は出発水位 $T.P+33.738m$ のケースの流速分布を示したものであ
り、前回に比べ全体的に流速が小さくなっている。そこで、この原因について検討する

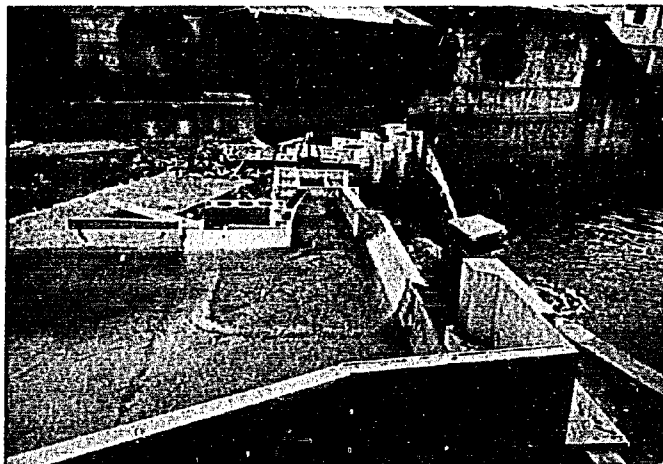


写真-9

第4回実験
 $Q=170m^3/s$
 $H_s=T.P+33.738m$

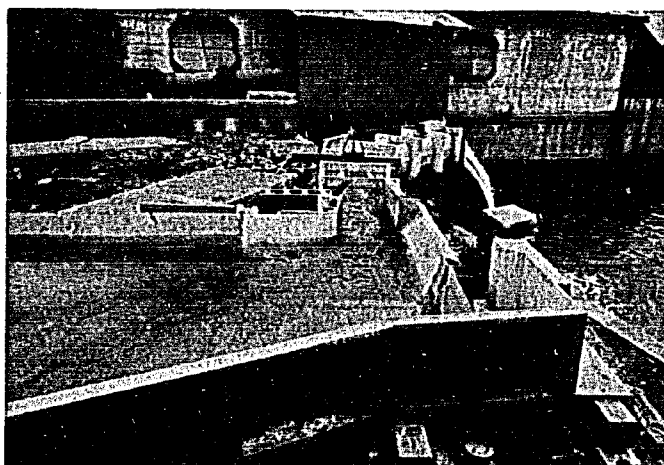


写真-10

第4回実験
 $Q=170m^3/s$
 $H_s=T.P+32.338m$

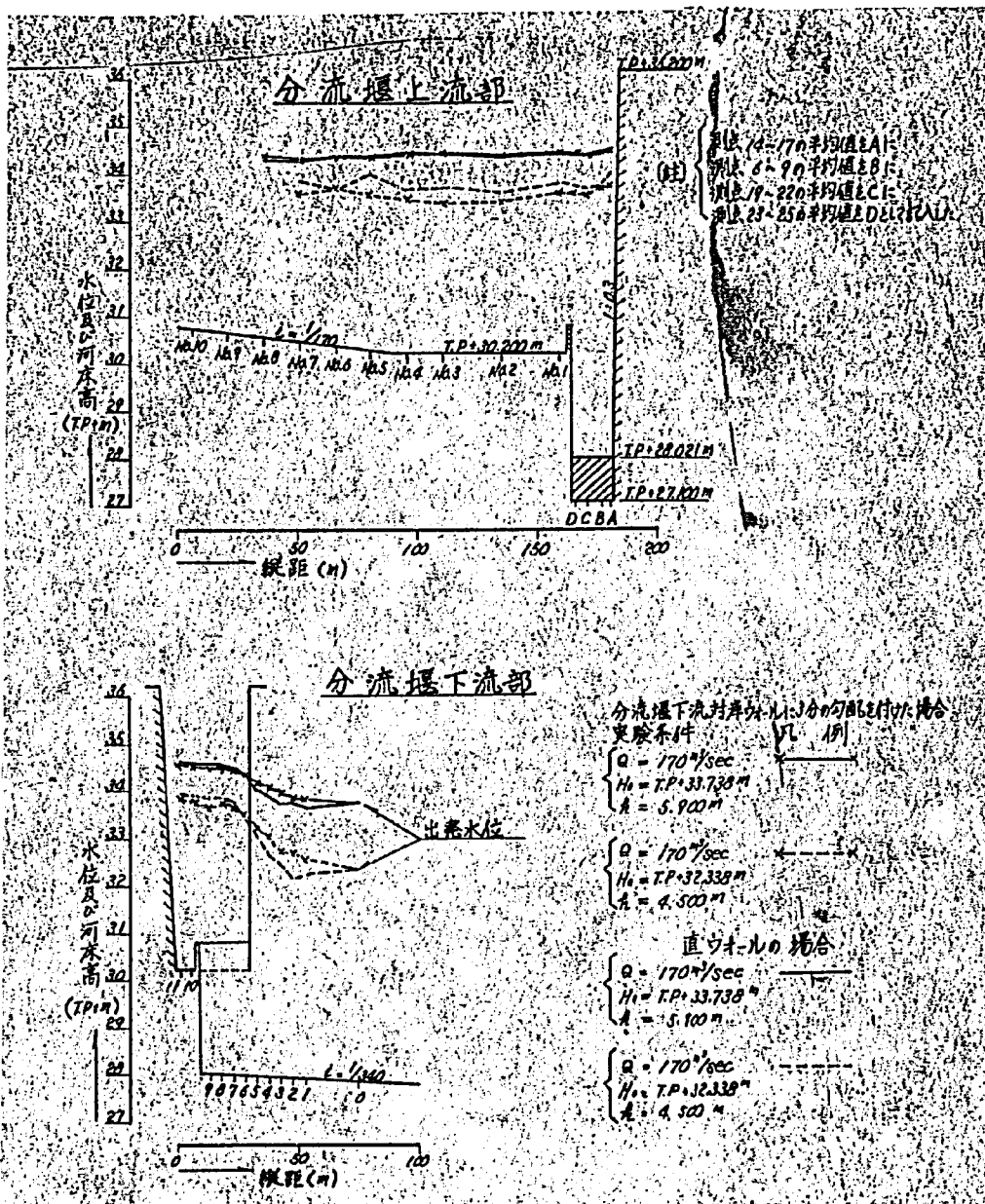


図-40 水位縦断面

表-5 新山川分流堰附近水位縦断測定値表

〔註〕：下表の上段は前報告時の弯曲河道を1部修正した場合、下段は分流堰下流ウォールを3分勾配にした場合。なお()内は水位差単位m。

1~11は水路中心、12~17はウォール沿い、19~25は分流堰直下流部にて測定したものである。

分 流 堰 附 近	実験条件 Q=170m ³ /s H ₀ =T.P. +33.738m h=5.9m	測点番号	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	
		水 位	33.678 33.819 (+0.141)	33.747 33.843 (+0.096)	33.714 33.954 (+0.240)	33.909 34.095 (+0.186)	34.005 34.170 (+0.165)	34.350 34.356 (+0.006)	34.500 34.449 (-0.051)	34.545 34.512 (-0.033)	34.542 34.473 (-0.069)	34.593 34.515 (-0.078)	34.596 34.545 (-0.051)	33.855 34.044 (+0.189)	34.119 34.290 (+0.171)	34.371 34.401 (+0.030)	34.488 34.491 (+0.003)	34.539 34.551 (+0.012)	34.548 34.521 (-0.027)	33.957 34.044 (+0.087)	
		測点番号	19	20	21	22	23	24	25												
		水 位	34.365 34.299 (-0.066)	34.322 34.413 (+0.091)	34.461 34.446 (-0.015)	34.455 34.464 (+0.009)	34.464 34.410 (-0.054)	34.445 34.425 (-0.020)	34.419 34.461 (+0.042)												
	実験条件 Q=170m ³ /s H ₀ =T.P. +32.338m h=4.5m	測点番号	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	
		水 位	32.256 32.536 (+0.280)	32.169 32.678 (+0.509)	32.445 32.736 (+0.291)	32.676 33.036 (+0.360)	33.111 33.216 (+0.105)	33.489 33.534 (+0.045)	33.795 33.624 (-0.171)	33.834 33.729 (-0.105)	33.855 33.624 (-0.231)	33.891 33.777 (-0.114)	33.924 33.834 (-0.090)	32.760 33.180 (+0.420)	33.309 33.351 (+0.042)	33.690 33.584 (-0.106)	34.068 33.816 (-0.252)	34.089 33.867 (-0.222)	33.999 33.849 (-0.150)	33.144 33.186 (+0.042)	
		測点番号	19	20	21	22	23	24	25												
		水 位	33.480 33.630 (+0.150)	33.675 33.666 (-0.009)	33.822 33.534 (-0.288)	33.870 33.557 (-0.313)	33.783 33.684 (-0.099)	33.654 33.615 (-0.039)	33.849 33.570 (-0.279)												
	分 流 堰 上 流 広 場	実験条件 Q=170m ³ /s H ₀ =T.P.+33.738m h=5.9m	断面番号	1	2	3	4	5	平均水位	Q=170m ³ /s H ₀ =T.P.+32.338m h=4.5m											
				1	2	3	4	5	1	2	3	4	5	平均水位							
No. 1		34.494 34.440 (-0.054)	34.395 34.386 (-0.009)	34.479 34.470 (-0.009)	34.479 34.470 (-0.009)	34.518 34.470 (-0.048)	34.473 34.447 (-0.026)	33.819 33.594 (-0.225)	33.801 33.564 (-0.237)	33.750 33.600 (-0.150)	33.846 33.609 (-0.237)	33.849 33.711 (-0.138)	33.813 33.616 (-0.197)								
		34.251 34.335 (+0.084)	34.293 34.290 (-0.003)	34.479 34.530 (+0.051)			34.341 34.385 (+0.044)	33.384 33.210 (-0.174)	33.615 33.469 (-0.146)	33.813 33.654 (-0.159)			33.604 33.444 (-0.160)								
No. 3		34.338 34.314 (-0.024)	34.395 34.404 (+0.009)	34.461 34.494 (+0.033)			34.398 34.404 (+0.006)	33.564 33.350 (-0.214)	33.756 33.370 (-0.386)	33.798 33.464 (-0.334)			33.706 33.395 (-0.311)								
		34.425 34.365 (-0.060)	34.455 34.446 (-0.009)	34.449 34.410 (-0.039)			34.443 34.407 (-0.036)	33.549 33.477 (-0.072)	33.666 33.456 (-0.210)	33.819 33.549 (-0.270)			33.678 33.494 (-0.184)								
実験条件 Q=170m ³ /s H ₀ =T.P.+33.738m h=5.9m		断面番号	Q=170m ³ /s H ₀ =T.P.+32.338m h=4.5m																		
			No. 5	6	7	8	9	10	5	6	7	8	9	10							
河道部		T.P.+m	水 位	34.350 34.356 (+0.006)	34.380 34.371 (-0.009)	34.290 34.410 (+0.120)	34.304 34.380 (+0.076)			33.999 33.579 (-0.420)	33.675 33.690 (+0.015)	32.805 32.574 (-0.231)									

実験条件

$$Q = 170 \text{ m}^3/\text{sec}$$

$$H_0 = T.P. + 33.738 \text{ m}$$

$$h_c = 5.900 \text{ m}$$

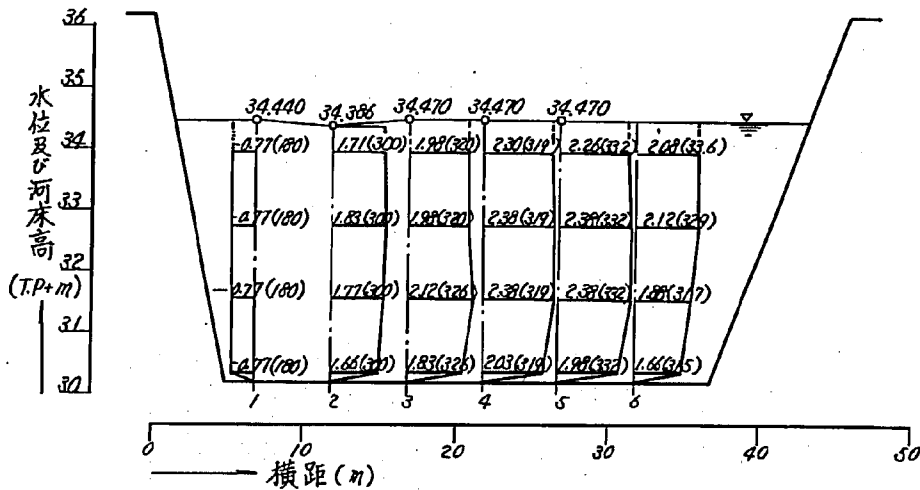
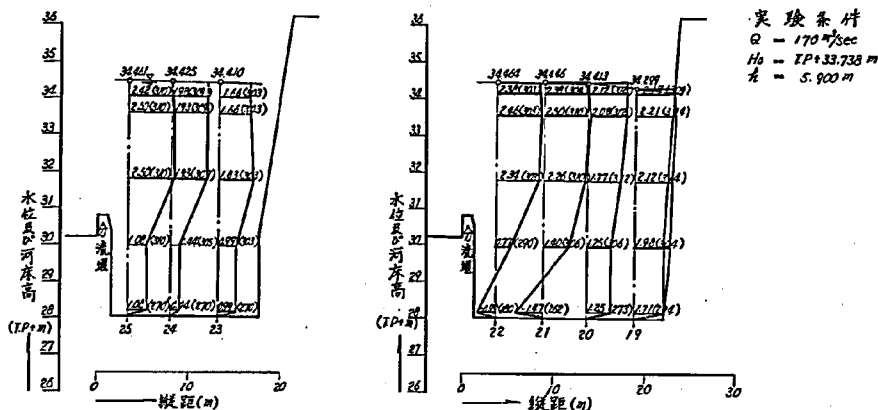


図-4.1 流速分布図(分流堰上流5m No.1断面)

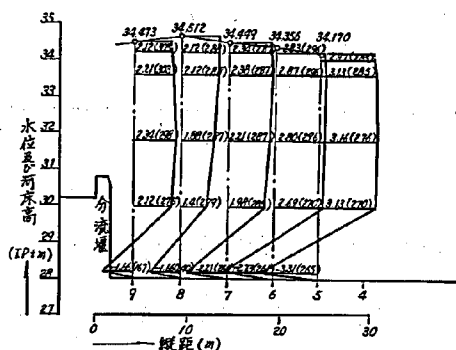
意味で分流堰上流5mの地点と取水口において測定した流速分布から前回と今回の実験流量を計算した。その結果、前回実験の流量は約195m³/s、今回のそれは約179m³/sであることが解り、流速に差の生じた原因は実験時の流量に誤差があったことによるものであることが解った。

以上が第4回実験の結果であり、側壁に勾配を付けても当初懸念された水面のはい上りも無く、隧道との取付けもスムーズにゆき、むしろ直壁の場合より水位は低くなっており、分流点附近の流況も良くなっている。従ってB案に対する最終形状としては今回実験した形状に決定して良いものと考えられる。

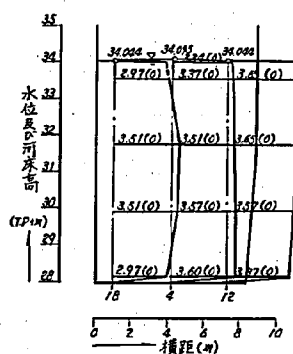
分流堰直下流



分流堰下流水路中央



取水口



分流堰下流側壁沿い

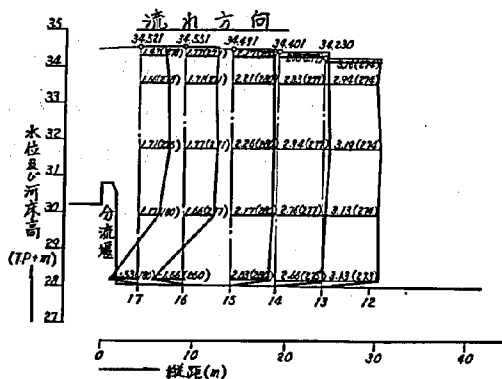


図 - 42 分流堰附近流速分布図

5. 新山川分流域への流入土砂量の推定

前年度の報告において述べたように吸川および新山川流域ともその上流部は潤樹林に覆われ、崩壊地なども無く、土砂生産の殆んど無い河川であり、減勢池や隧道内での土砂堆積に対する懸念は少ないものと考えられる。

しかし、減勢池内の維持対策等の見地から1つの洪水でどの程度の流出土砂があるか知っておくことは必要なことと考えられる。

そこで、現在提案されている流砂量公式を用い計算により、流出土砂量の推定を行うことにする。

流砂はその輸送形式により浮遊砂と掃流砂に大別され、特に土砂輸送が浮遊形式で行われる場合には、土砂濃度が大きくなることはこれまでの研究で知られている。土砂の輸送形式を判定する1つの指標として摩擦速度 U と粒子の沈降速度 W の比 U_s/W があり、この値が1を越えると土砂輸送は掃流形式から浮遊形式に変わる。

図-43は新山川分流域の上流約100mの地点において採取した河床材料の粒度分布を示したものであり、小さなものは0.07mm程度で大きなものは30mm程度であり、掃流砂の

試料採取場所 新山川筋 (国道4号線 上流約100m)

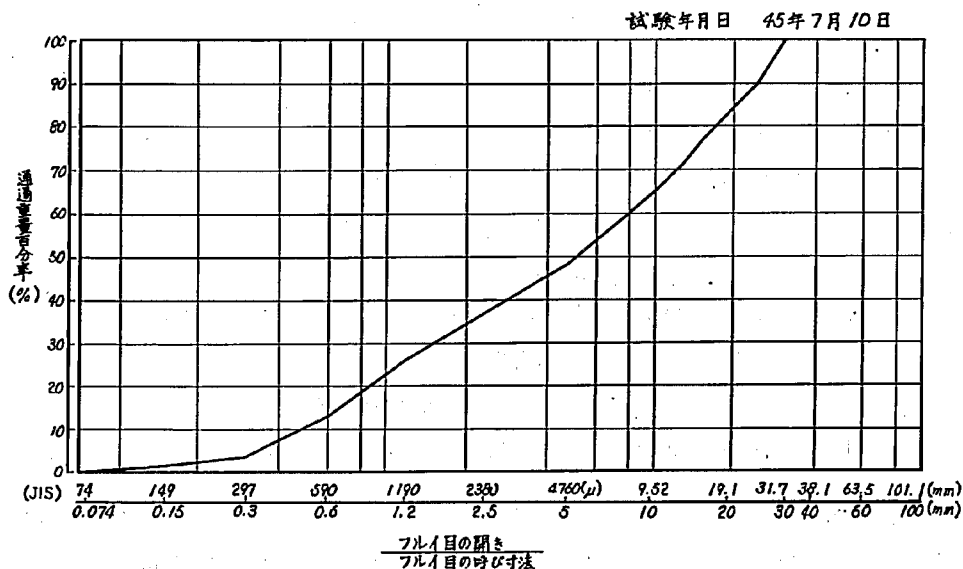


図-43 骨材ふるい分け試験 (粒径加積曲線図)

みを対象とした計算には無理がある。

そこで、今回の計算では U_* / W_* の比によって掃流砂と浮遊砂に分け計算することにする。

次に流砂量計算を行う場合に問題となるのが、現在提案されている流砂量公式としてどの公式を用いるのかということである。実測資料が整っている場合には、その資料を用いて流砂量公式の検討を行い、その河川に適合する公式を用いることが望ましい。しかし、今回は流砂量公式を検討するに足る実測資料も無いことから、これまで計算に良く用いられている公式を使用することにし、掃流砂については佐藤、吉川、芦田公式を浮遊砂については Laursen 公式を用いることにする。

佐藤、吉川、芦田公式

$$q_s = \frac{\varphi \cdot F}{(\sigma / \rho - 1) g} U_*^2 \quad \dots\dots\dots (1)$$

Laursen 公式

$$q_s = \frac{1}{265} \left(\frac{d}{h_*} \right)^{3/6} (\tau_*' / \tau_* - 1) \cdot f \cdot q \quad \dots\dots\dots (2)$$

$$\tau_*' = 0.017 V_*^2 \left(\frac{d}{h_*} \right)^{1/3} \quad \text{cm-sec 単位}$$

ここに、

q_s : 単位時間、単位巾当り流砂量

σ, ρ : 粒子および水の密度

φ : manningの粗度係数によって定まる係数

$$n \leq 0.025 : 0.623 \left(\frac{1}{40} \right)^{3.5}$$

$$n > 0.025 : 0.623$$

F : 流れの掃流力 τ_* と粒子の限界掃流力 τ_*' の比によって定まる値。

g : 重力の加速度, U_* : 摩擦速度

d : 粒径 h_* : 水深 τ_*' : 流れの有効掃流力

f : U_* / W_* の比によって定まる値 q : 単位巾流量

計算に用いた洪水波形は吸川放水路計画に対する水理調査(岩手県)に示されている計画高水流量に対する波形を図-44に示したように $170 \text{ m}^3/\text{s}$ に縮めて使用した。

図-43, 44から解るように粒径および流量とも大から小までかなりの範囲でバラツキ

ており、これらの全てについて計算するには大きな労力を必要とするため、計算に当ってはこれらを分割し、その代表値を定め、それらについて流砂量計算を行った。

表-5は図-44に示した波形での流砂量を流量別に掃流砂と浮遊砂に分けて示したものである。これによると掃流砂はともかくとして、浮遊砂は72万 m^3 と非常に大きな値を

示している。しかし、減勢池上流の河道は現状のままでは計画高水程度の出水があった場合には周りの田畑に冠水し、流速は小さくなり、これほどの量の浮遊砂があるとは考えられない。

また改修が進んだ場合にはこれだけの浮遊砂の出てくることは考えられない。仮りに浮遊砂があったとしても粒径から考えてその大部分は減勢池に堆積することなく、下流へ流送されるものと考えられる。

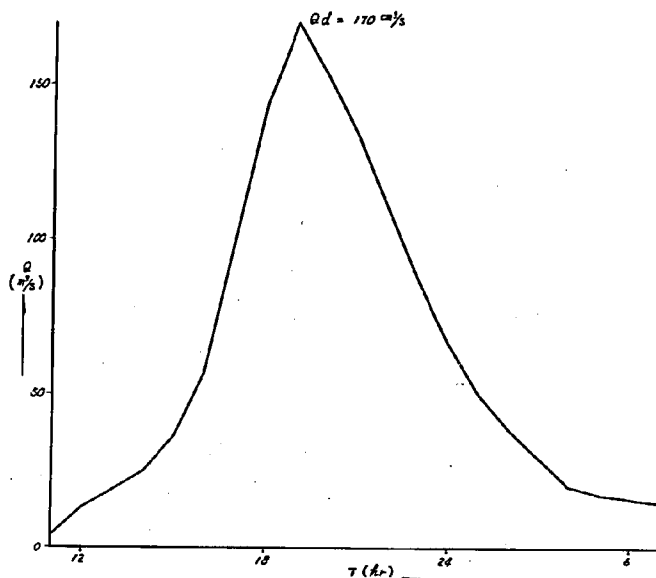


図 - 44

表 - 6

Q (m^3/s)	Δt (hr)	流 砂 量 (m^3)		
		掃 流	浮 遊	計
		$\times 10^3$	$\times 10^4$	$\times 10^4$
16	1.0	0.0743	0.0317	0.0324
22	1.0	0.1059	0.0485	0.0495
30	2.0	0.2828	0.1526	0.1555
46	1.0	0.1968	0.1537	0.1556
69	0.5	0.1337	0.1473	0.1486
88	1.5	0.4809	0.6534	0.6582
111	0.5	0.1542	0.3246	0.3262
133	1.5	0.5247	1.3270	1.3330
151	0.5	0.1911	0.5498	0.5517
165	1.0	0.4061	1.2840	1.2880
153	1.0	0.3859	1.1240	1.1280
110	1.0	0.3760	0.6330	0.6368
67	1.0	0.2614	0.2811	0.2837
51	1.0	0.2145	0.1797	0.1818
39	1.0	0.1723	0.1182	0.1200
21	1.0	0.1008	0.0457	0.0467
17	2.5	0.1986	0.0862	0.0882
計		4.2600	7.1410	7.1836

従って、減勢池内に堆積する土砂量としては掃流砂のみを対象としておけば良いものと考えられる。

6. 結 論

本年度は吸川放水路計画に関する水理的な検討のうち、前年度に引続き新山川分流点形状 B 案に対する検討を行ってきた。その結果を要約すると次の通りである。

- (1) 新山川分流点形状 B 案についての最終形状は図-38 に示したような、減勢池の上流端に放水路法線に対し約 30° の角度で長さ 13 m 程度の導流堤を出し、分流堰下流のエプロン巾は 16.5 m とした形状とする。
- (2) この形状で減勢池内の水位は計画高水時で T. P+34.400~50.0 m 程度であり、計画高水位 T. P+34.900 m に対して安全である。
- (3) 減勢池内の左岸の堤防法線は図-40 に示されている通りとし、これを変えないこと。
- (4) 分流堰対岸の側壁に 3 分程度の法勾配を付けても水面のはい上り等はなく、側壁沿いにおいても水位は減勢池内と同じ T. P+34.500 m 程度である。

また、堰下流のエプロンから取水口にかけての流況も直壁の場合よりスムーズである。

- (5) 新山川分流点形状としては A、B 両案のうち、減勢池および分流点附近の流況から判断して、B 案の方が適当である。
- (6) 分流堰下流のエプロン部分および堰対岸の側壁のコンクリートは摩擦に対して十分安全な厚さとすること。
- (7) 計画高水流量時に新山川分流点に堆積する土砂量は約 710 m^3 (見かけ容積) 程度である。

あ と が き

本検討は前年度に引続き土木研究所赤羽支所河川研究室において実施したもので、実験は株式会社建設技術研究所に委託して行った。

最後に本検討を行うにあたり、資料を提供していただいた岩手県河港課および同一関土木事務所の皆様に対し感謝の意を表します。

河川研究室長 土 屋 昭 彦
本 間 勝 一