



# 土木研究所資料

第 5 9 4 号

吸川水理模型実験報告書

昭和 4 5 年 3 月

建設省土木研究所

吸川水理模型実験報告書

第五九四号

昭和四十五年三月

建設省土木研究所

## 目

## 次

|                         |    |
|-------------------------|----|
| まえがき .....              | 1  |
| 第1章 吸川の概要 .....         | 2  |
| 第2章 実験の目的及び方針 .....     | 3  |
| 2-1 実験の目的 .....         | 3  |
| 2-2 実験の方針 .....         | 3  |
| 第3章 模型製作 .....          | 7  |
| 第4章 放水路の敷高に対する検討 .....  | 9  |
| 第5章 吸川合流点に関する検討 .....   | 11 |
| 5-1 吸川合流点における問題点 .....  | 11 |
| 5-2 合流方式の決定 .....       | 11 |
| 5-3 模型実験 .....          | 16 |
| 第6章 新山川分流点に関する検討 .....  | 37 |
| 6-1 新山川分流点における問題点 ..... | 37 |
| 6-2 分流方式の決定 .....       | 37 |
| 6-3 A案に関する実験 .....      | 39 |
| 6-4 B案に関する実験 .....      | 50 |
| 第7章 結 論 .....           | 60 |
| あとがき .....              | 61 |

## ま え が き

本報告書は土木研究所が岩手県より依頼をうけ、44年度において実施した、吸川放水路計画に対する検討結果の報告である。

吸川合流点に関しては計4ケースの実験を行い満足出来る結果が得られた。

また、新山川分流点については2種の形状について実験を行い概略の結論が得られた。なお、45年度において比較実験を行い最適形状を定める予定である。

## 1. 吸 川 の 概 要

吸川は岩手県一関市の南西蔵五沢に源を発し、北東に流下して一関市内で北上川の右支川磐井川に合流する。その流路延長は8.6 Km, 流域面積は19.2 Km<sup>2</sup>である。

流域の上流部は潤樹林に覆われ、崩壊地など見られず、土砂生産も殆んど無い。

又、地質は上流及び、南西部は第三紀中新統殿美層、中下流部は下黒沢層より成り、河岸沿いは沖積層で上流には局部的に鮮新統、有賀炭層が見られる。

図-1は流域の概要を示したものである。

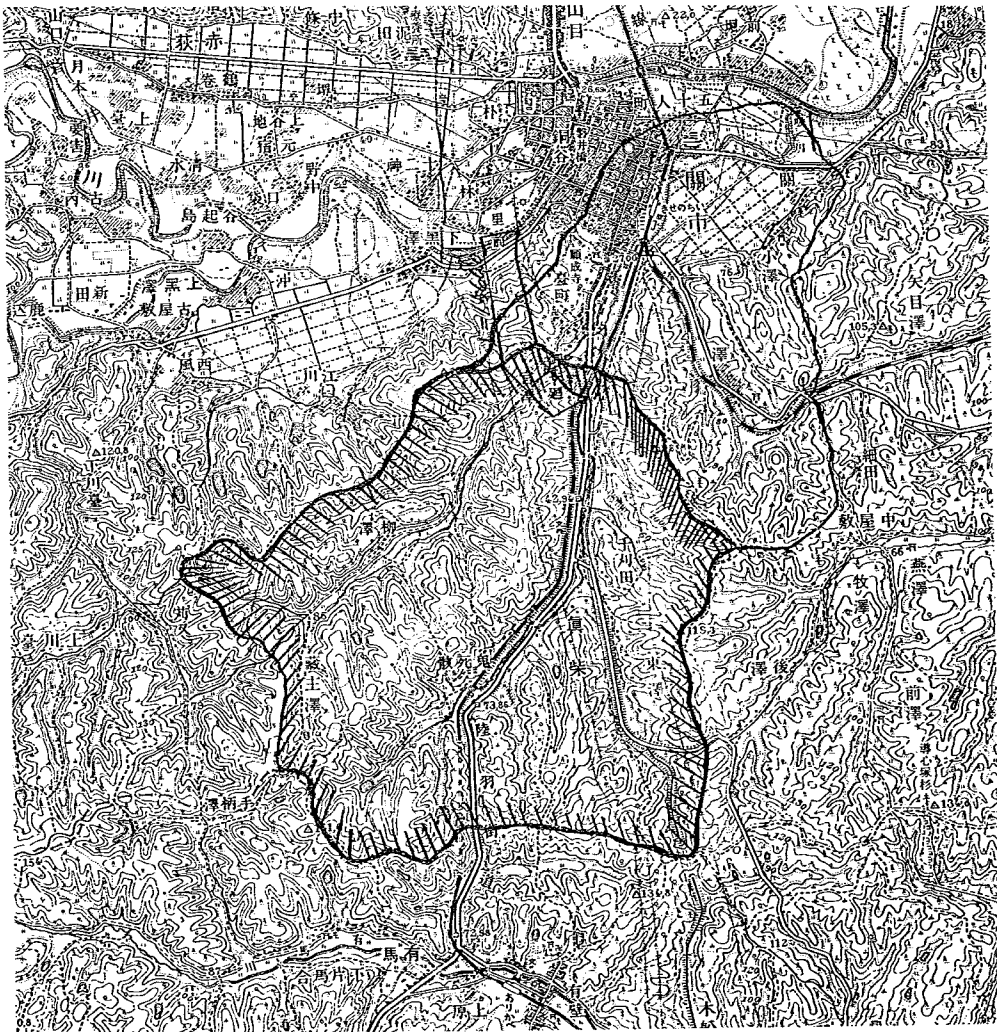


図-1

## 2. 実験の目的及び方針

### 2-1 実験の目的

吸川は一関市内で磐井川に合流している為、市内はその背水の影響区域に入る事及び吸川自体の河積が不足している為、洪水時にはこれまでたびたび氾濫を起こし、市内は浸水の被害を受けてきた。

そこで、これを解決する為、低水時の維持流量のみを現川に流し、洪水時には、その全流量をカットし、市内を迂回し磐井川に放流する延長1560mの放水路計画が樹立された。

図-2, 3は、岩手県より示された吸川放水路計画に対する計画平面図及び縦断図である。この計画案によれば新山川及び吸川の計画高水流量はそれぞれ $170\text{ m}^3/\text{S}$ 、 $110\text{ m}^3/\text{S}$ であり吸川合流以後は $280\text{ m}^3/\text{S}$ （比流量20）となり磐井川に合流する。隧道部の計画粗度係数は0.025である。縦断図によると放水路の河床勾配は全川 $1/340$ で通っており、吐口地点における磐井川の計画高水位は $T.P+28.700\text{ m}$ 、計画放水位は $T.P+28.800\text{ m}$ となつている。

この磐井川の水位は等流計算により求めたものである。また、放水路の計画高水位は水深 $6.60\text{ m}$ で全川通っており、分、合流点でのエネルギーロスに基因する水位上昇については考慮していない。この水深 $6.60\text{ m}$ という値は計画高水流量に対する等流水深ではなく、隧道断面の8割水深を用いているもので、実際の等流水深はこれより低くなる。また、本放水路はその延長の殆んどが隧道であることから、吸川合流点および新山川分流点上流部には流木止めが設けられている。

そこで本検討は、この放水路計画に伴ない生ずる水理的な問題について模型実験により検討を行い、構造設計の際の資料を得る事を目的とするものである。

### 2-2 実験の方針

前項の目的を達成する為実験方針を次の様に定めた。

(1) この計画によれば河床勾配は $1/340$ 、粗度係数 $n=0.025$ 、又、流量は吸川合流前で $170\text{ m}^3/\text{S}$ 、合流後で $280\text{ m}^3/\text{S}$ となつている。この場合流速は $n=0.025$ 、 $Q=170\text{ m}^3/\text{S}$ で約 $3.8\text{ m}/\text{S}$ 、放水路完成当初の粗度係数を $n=0.013$ と仮定すると流速は $6.0\text{ m}/\text{S}$ 程度となる。又、吸川合流後でもそれぞれ $4.2\text{ m}/\text{S}$ 、 $7.0\text{ m}/\text{S}$ である。

コンクリート水路に於ける流速としては電力等で $50\text{ m}/\text{S}$ という設計例もあるが、土砂が流入する河川においてはこのような高速で設計することは困難である。しかし、今回の場合には最大流速が $7.0\text{ m}/\text{S}$ 程度でありそれ程速くはない。その為、多少土砂の流入があつたとしてもそれ程問題

はないものと考えられ、隧道部に関しては特に模型実験により検討する必要もないものと思われる。

そこで今回の計画案について問題となると考えられるところは新山川分流点、吸川の合流点及び磐井川の合流点の3箇所となる。このうち磐井川合流点についてはその法線形状及び吐口の敷高が問題となる。敷高に対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実施して行なうことにし、法線形状については現地の状況等を考慮して検討することにする。そこで、模型実験により検討する必要があるのは新山川分流点附近および吸川の合流点附近となる。

(2) 模型縮尺は構造物の規模を考慮して縦横とも  $1/30$  とする。それに伴う各水理量の縮率はフルード則を適用すると表-1の通りである。

| 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    | $L^3 T^{-1}$      | $n^{5/2}$ | $2.03 \times 10^{-4}$ |
| 粗度係数  | $M L^{-1} T^{-2}$ | $n^{1/6}$ | 0.5673                |

(3) 今回の構造物が全てコンクリート造りであることから実験は固定床で行なう。

(4) 河川の計画高水位は出来る限り低い方が望ましい。特に新山川の分流点は国道4号線と東北本線に隣接している関係上、水位は出来るだけ下げる。

(5) 分、合流点附近でのエネルギーロスに基因する水位上昇は出来る限り少なくし、隧道部に流入する際には等流水深に近づけ、流れを安定した状態にしておく。

(6) 新山川および吸川の越流頂のエレベーションは維持用水の関係上変更しない。

(7) 新山川流域と吸川流域は隣接していることおよびその面積も小さいことから出水の比率は計画高流量比とする。

(8) 隧道内に流木等の流入を防ぐ為分、合流点の上流部に流木止めを設ける。

以上の様な方針に基づいて、最適と思われる形状を設定し実験を行い最終形状を定め、その最終形状についても必要であれば実験を行い検討することにする。

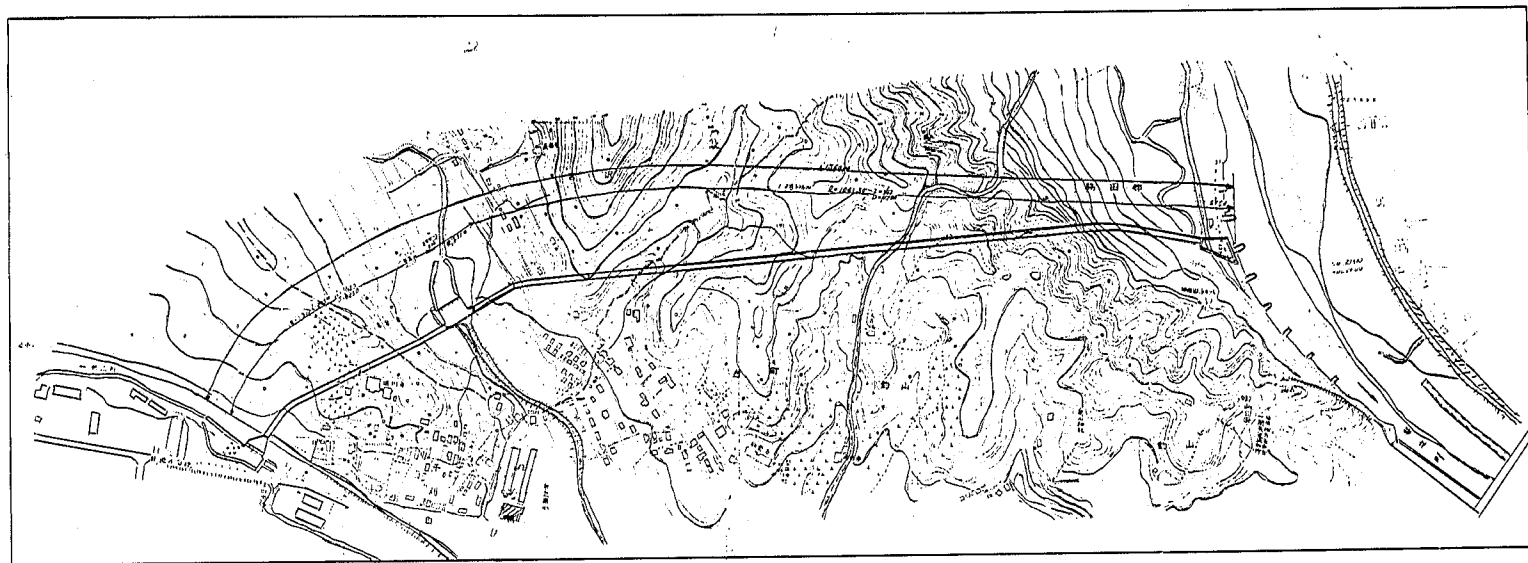


図-2 吸川改修計画平面図 S = 1 : 3,000

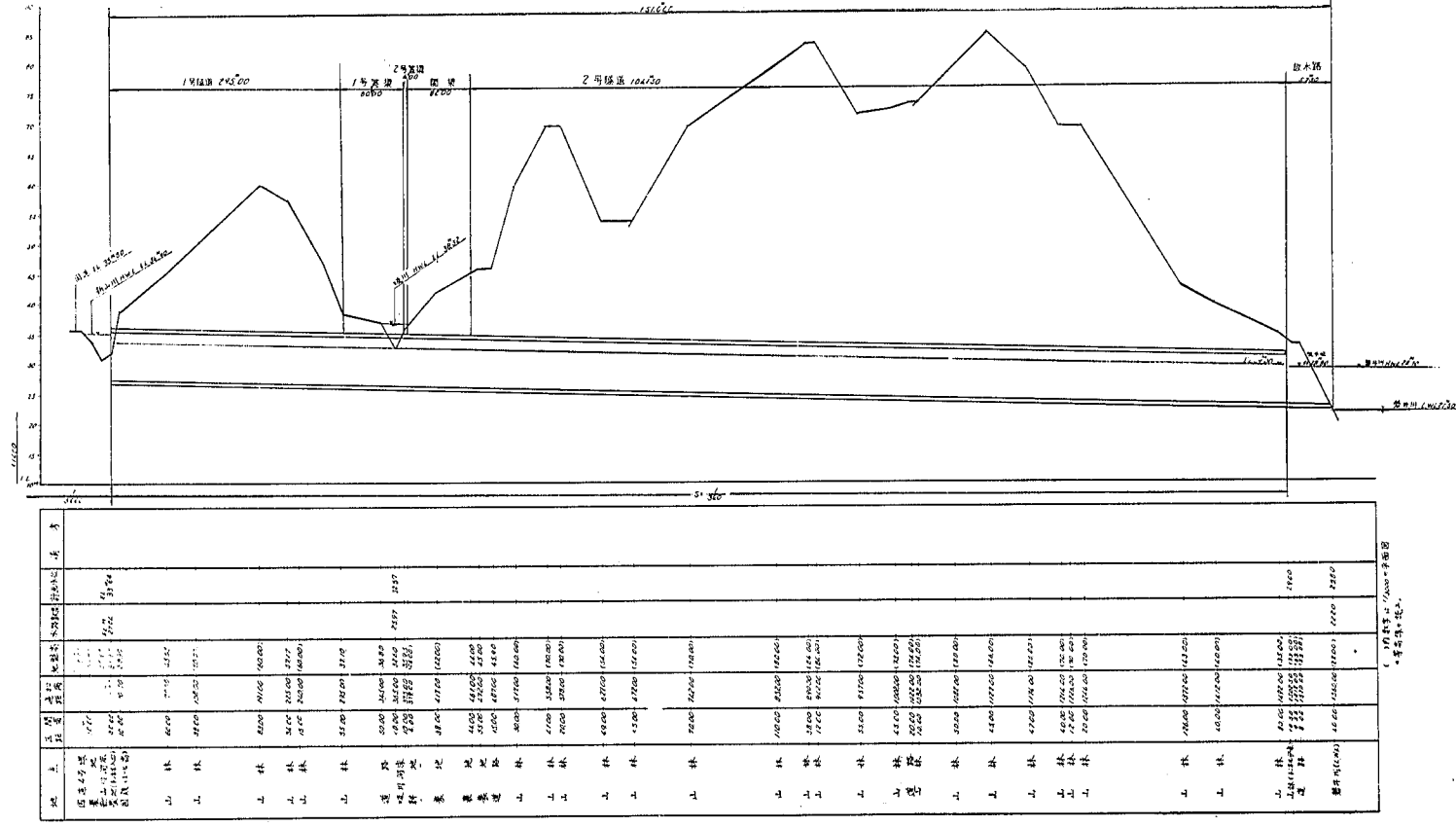


图-3 计画縦断面图

### 3. 模 型 製 作

模型は木製とし、実験中に変形しない様に耐水ベニヤおよびラワンを用い製作した。

模型実験に於いては下流側の長さは模型下流端にある堰上げ板の影響が消えるに足るだけ充分の長さを有すれば実験上は支障がない。

そこで、実際には新山川分流点と吸川合流点は隧道により結ばれているけれど今回は前述の様な理由および実験場所、量水槽の位置等の関係上図-4に示す様に新山川分流点附近と吸川合流点附近をそれぞれ分割して製作した。

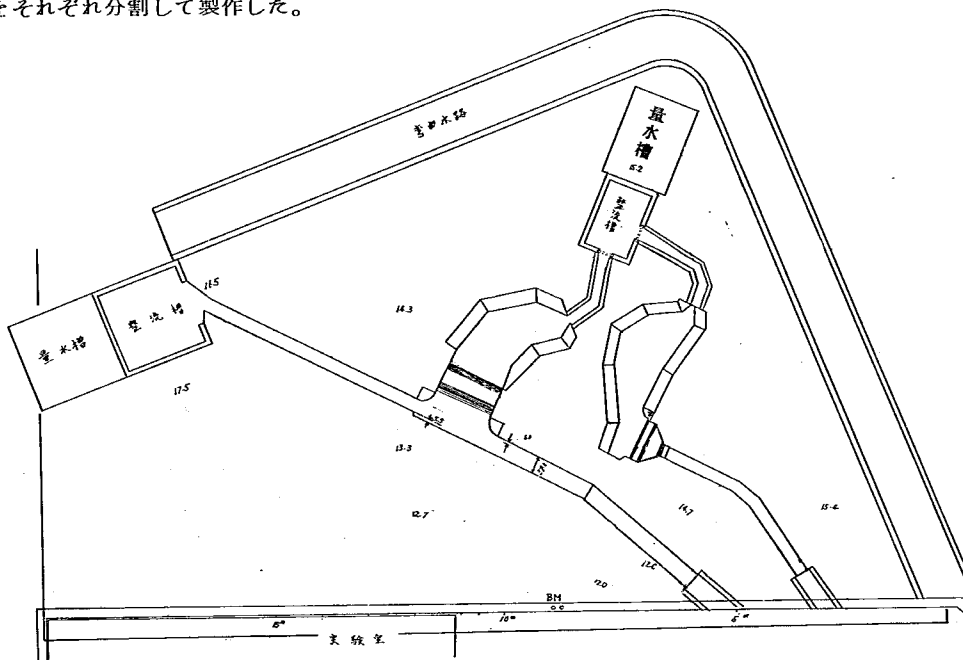


図-4 新山川分流, 吸川合流模型平面図  $S=1:50$

模型範囲は新山川については、分流堰上流の現川との取り付け部から堰下流部 130 m, 吸川については堰上流の現川取り付け部までと合流点から上, 下流にそれぞれ 150 m と 158.85 m である。

隧道部および新山川, 吸川の堰上流の断面についてはその面積が等しくなる様に近似的に直線変化とした。

図-5は隧道部について計画断面と模型での断面を示したものである。

新山川分流点下流と吸川の合流点下流で放水路法線がカーブしており、模型では図面よりスケールアップして製作した。模型の全景を写真-1に示す。

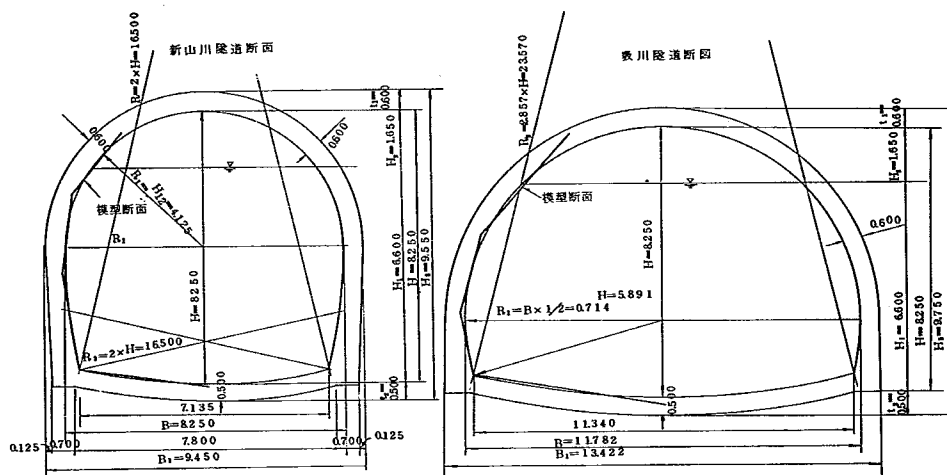


図-5 吸川及び新山川隧道断面図  $S = 1 : 100$

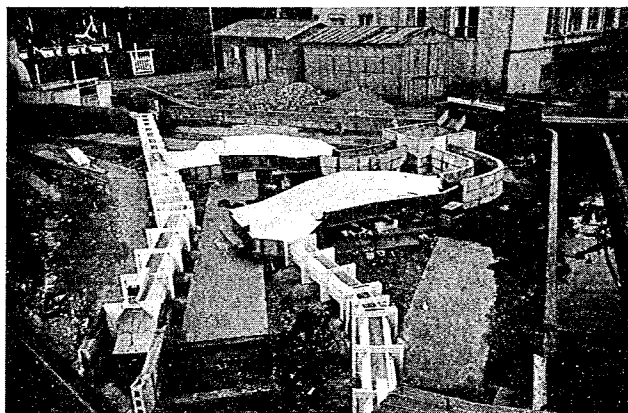


写真-1 模型全景を下流部より

#### 4. 放水路の敷高に対する検討

放水路計画を立てる場合の手順としてまず最初に吐口の敷高が決定される。この敷高が低い場合に放水路は本川のせき上げ背水の影響を受けることになり合流点附近では上流部に比べ大きな断面が必要となる。反対に高すぎる場合には放水路全体の勾配が緩くなり放水路全体として大きな断面が必要となる。このように敷高の是非は放水路に大きな影響を与えるものである。

今回の計画案によれば吐口の敷高は $T.P + 22.20$  m であり計画放水位は $T.P + 28.80$  m となっている。これに対して磐井川の計画高水位はこの地点で $T.P + 28.70$  m である。

そのため放水路は磐井川のせき上げ背水を受けることはない。

しかし、磐井川の計画高水位は等流計算により求めた値である。吐口附近の磐井川の河床勾配は約  $1/450$  であり等流計算と不等流計算ではそれほど差が無いものと考えられるが前述のように放水路の敷高は大変重要な意味を持つものであるから一応不等流計算を行い磐井川の水位を求め敷高に対する検討を行うことにする。

##### (1) 計算区間

北上川合流点から磐井川~~迄~~ 6.58 地点までの約 6.1 km 間とする。

##### (2) 河道条件

北上川の合流点より 2 km 上流までは現河道ではなく計画河道を用いることにする。

##### (3) 流量

流量は磐井川の計画高水流量  $3000 \text{ m}^3/\text{S}$  について行なう。

##### (4) 出発水位

磐井川は北上川の背水の影響を受けるため、出発水位としては磐井川合流点における北上川の計画高水位  $T.P + 26.00$  m を用いる。

##### (5) 粗度係数

粗度係数は低水路および高水敷で同じ値を用いることにし、計算は 0.02 から 0.035 の範囲で 7 種類について行つた。

その結果が図 - 6 である。これによれば粗度係数 0.035 の場合でも吐口地点における磐井川の水位は  $T.P + 28.60$  m 程度であり計画放水位より低く放水路がせき上げ背水を受けることはない。

また、現地の河状から判断すると粗度係数は 0.025 から 0.030 程度と考えられ、これらに対応する水位はそれぞれ  $T.P + 27.440$  m と  $T.P + 28.100$  m である。

これらの値はいずれも計画放水位よりは低いから計画水深として 6.60 m を採用する場合、敷高と

しては計画通り  $T.P + 22.20m$  で良い。

しかし、この計画案に対する等流水深は  $6.067m$  であり計画水深  $6.60m$  より低くなる。従つて計画高水時には不等流隧道となり、上流と下流で隧道の安全率が異なるという不合理が生ずる。

そのため、等流隧道として設計するために敷高を  $T.P + 22.733m$  にする必要がある。

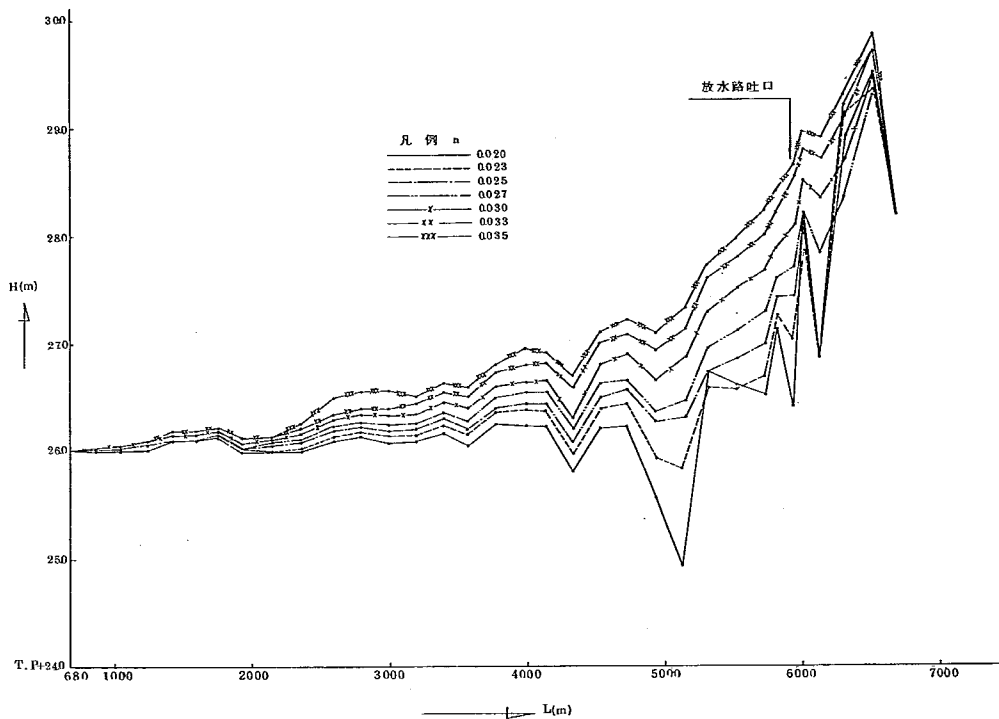


図-6 磐井川不等流計算

## 5. 吸川合流点に関する検討

### 5-1 吸川合流点における問題点

今回の放水路は図-2の計画平面図に示されている通り現川に直交するような形で計画されている。従つて吸川の流れが放水路に流入するためにはその向きを変える必要がある。

また、吸川の越流頂のエレベーションは平水時の維持用水確保の関係上  $T.P. + 363.20\text{ m}$  となっている。一方、放水路はその延長の殆んどが隧道となつており吸川の合流点においては、吸川と放水路の間に約  $10\text{ m}$  の落差が生ずる。そのため、流入点での流速は約  $14\text{ m/s}$  程度となり吸川を放水路に合流させるためにはエネルギーの減殺を行なう必要がある。

このように吸川を放水路に合流させるためには、流れの方向を変えることとエネルギーの減殺という2つの作業を行なう必要があり、これをどのように処理するかが問題となる。

### 5-2 合流方式の決定

合流点において前節で述べたような減勢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る場合の合流方式としては、次に述べるような3つの方法が考えられる。

- (1) 最初にエネルギーの減殺を行ない吸川の流れを等流状態にし、その後流れの向きを変え放水路に合流させる方法。
- (2) (1)とは反対に最初に流れの向きを放水路の方向に変え、その後エネルギーの減殺を行ない流れを等流状態にし合流させる方法。
- (3) (1)および(2)の方法のように特に減勢工を設けてエネルギーを減殺したり流れの向きを変えることはせず放水路の流れをウオータークツ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。

以上3つの方法のうち吸川合流点でどの方法を採用するかということは最も基本的な問題であり以後これについて検討する。

まず、(1)および(2)の方法は吸川からの流れと新山川からの流れの流速を等しくした状態で合流させるため、(3)の方法に比べ合流点でのエネルギーロスが少ないものと考えられるが詳しくは実験によらなければならない。しかし、吸川からの流入流速は約  $14\text{ m/s}$  程度であるから(1)、(2)の方法の場合減勢工には十分な配慮が必要となる。また、下流水位によつては跳水を起さず潜流となることが予想され、一般に潜流の処理は難しいとされている。

(3)の方法では新山川からの流れが無い場合に不安が有るが前にも述べたように吸川流域と新山川

流域は隣接しているため流出は同率と考えられるので心配は無いものと考えられる。

また、土砂が流入した場合の合流点附近のコンクリートの摩耗については3方法とも同様と思われる。

一方、吸川合流点附近の河床には岩が露出しており施工の点を考えた場合掘削量は少ない方が望ましい。

従つて吸川の合流方式を決定する場合の指標としては合流点でのエネルギーロス程度の程度と工事量の大きさが考えられる。このうち、合流点でのエネルギーロスによる水位上昇はいずれの方法でも避けがたい。

そのため、水位の上昇する区間については開水路にする（現地の状況から可能である）等の対策を講ずれば解決出来るものと思われるので掘削量の大小から吸川の合流方式を決定することが可能となる。

図-7は吸川合流点に関する計画案を示したものである。この案では合流点に堰を設け流れの向きを変えその後減勢を行う(2)に述べた方法が採用されており減勢工としてバツフルピアーを用いている。しかし、この場合には堰下流部の掘削量は多くなる。

また、(2)の方法の場合には合流点より上流に堰を設けそれより下流、合流点までの河床を掘削する必要があるこの場合でも掘削量は多くなる。

(3)の方法は前の2方法とは異なり合流点に堰を設けるため掘削量は殆んどない。

従つて吸川の合流方式としては(3)に述べた合流点に自由落下式の堰を設け放水路に合流させる方法を採用することにする。

図-8, 9はこの合流方式による吸川合流点の平面図および縦断図を示したものである。



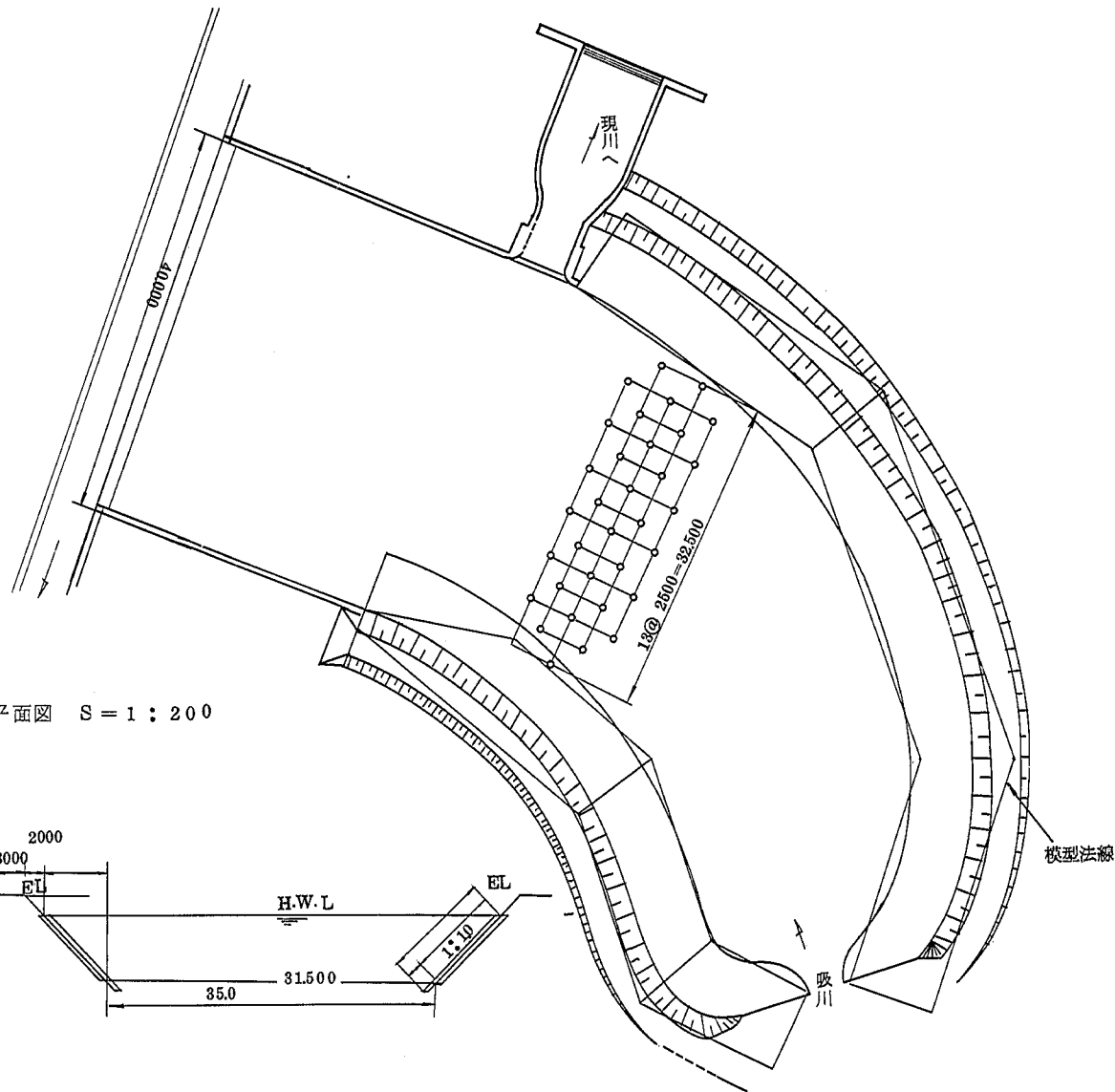


图-8 吸川合流点附近平面图 S = 1 : 200

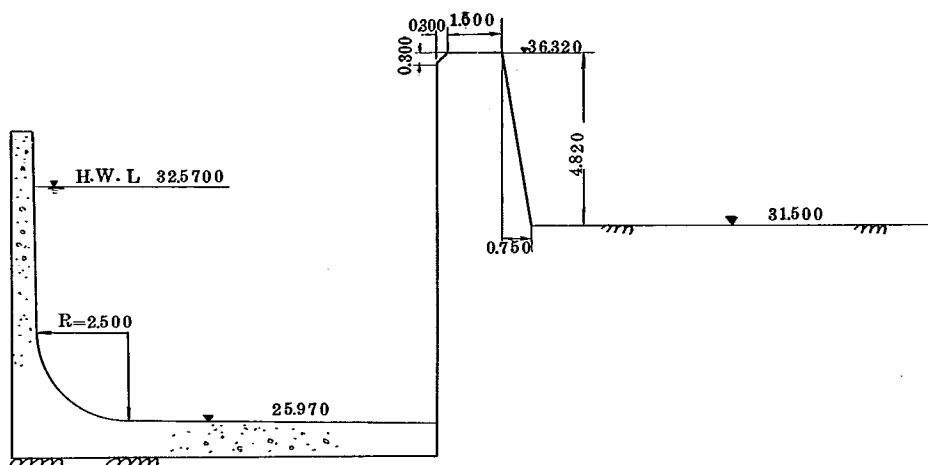


図-9 吸川合流点縦断面図

### 5-3 模型実験

図-8, 9に示した形状を吸川合流点形状についての第1案として模型実験により検討を加え合流点の最適形状を求めることにする。表-2は吸川合流点に関する実験ケースの一覧表である。

第2表 吸川分流点に関する実験ケース一覧表

| 実験番号 | 実 験 条 件                    |                        |                         |                                                    |
|------|----------------------------|------------------------|-------------------------|----------------------------------------------------|
|      | 総流量 $\Sigma Q$ ( $m^3/s$ ) | 吸川流量 $Q_s$ ( $m^3/s$ ) | 新山川流量 $Q_s$ ( $m^3/s$ ) | 出 発 水 位                                            |
| 1    | 2 8 0                      | 1 1 0                  | 1 7 0                   | T. P+3 2.3 5 0<br>T. P+3 2.1 5 0<br>T. P+3 1.9 5 0 |
| 2    | 2 8 0                      | 1 1 0                  | 1 7 0                   | T. P+3 1.8 1 7<br>T. P+3 0.6 6 2<br>T. P+2 9.9 9 5 |
| 3    | 2 8 0<br>1 4 0             | 1 1 0<br>5 5           | 1 7 0<br>8 5            | T. P+3 1.8 1 7<br>T. P+3 0.6 6 2<br>T. P+2 9.2 3 4 |
| 比較実験 | 2 8 0                      | 1 1 0                  | 1 7 0                   | T. P+3 2.3 5 0<br>T. P+3 2.1 5 0<br>T. P+3 1.9 5 0 |

#### 5-3-1 実験方法

図-10は実験の際の測点を示したものであり出発水位は吸川については $\Delta 5$ , 新山川については $\Delta 3$ で与えた。

実験は規定流量を流し, 下流端にある堰上げ板を調整して出発水位を合せ, その後水位, 流速,

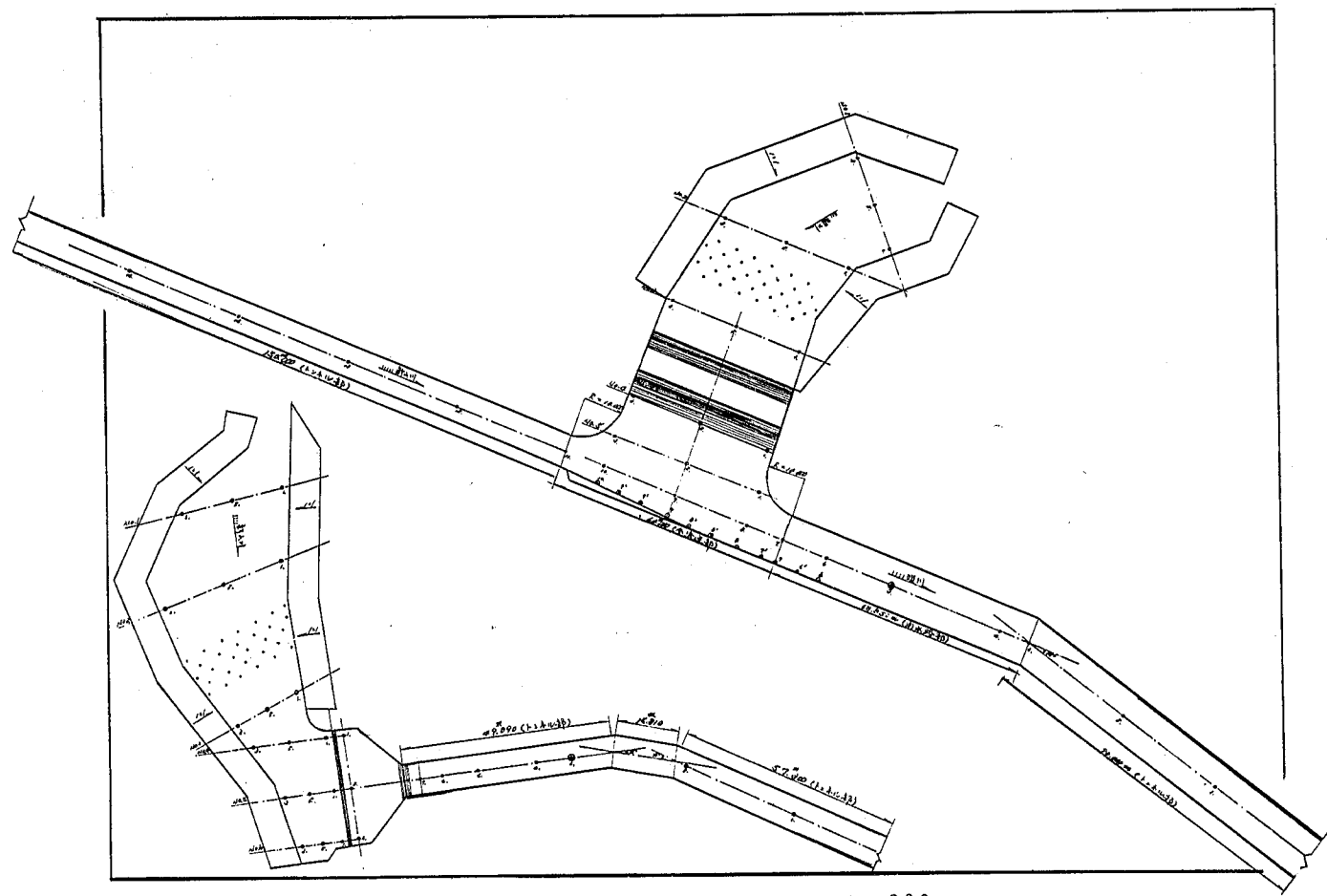


図-10 吸川水位及び流速測定位置図  $S = 1 : 800$

流況を測定した。測定に用いた器具はそれぞれ次の通りである。

水位…………… ポイレットゲージおよびレベル。

流速…………… ビトー管。

流況…………… カマンガン酸を用いスケッチした。

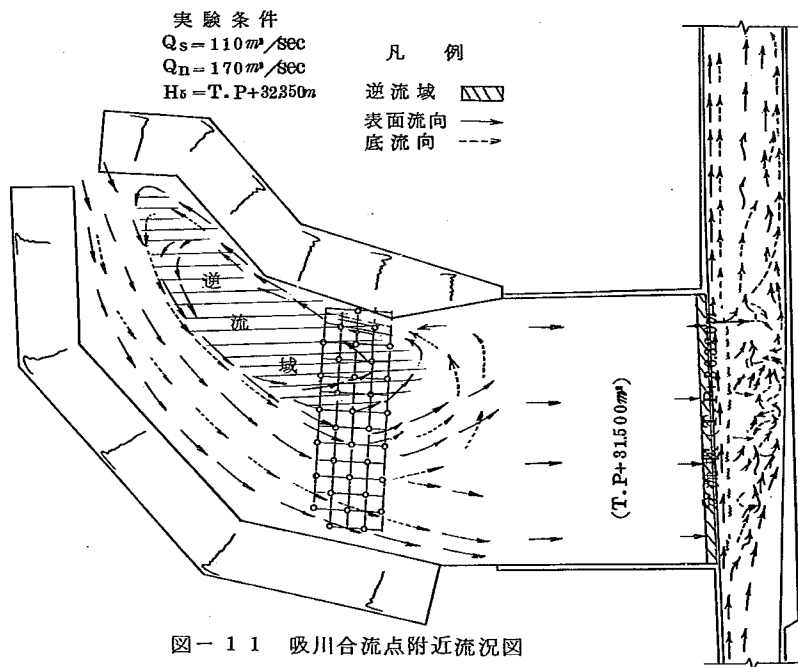
流量…………… 四角堰

### 5-3-2 第1回実験

第1回実験は第1案について、流量が計画高水流量の $280\text{ m}^3/\text{s}$ （新山川 $170\text{ m}^3/\text{s}$ ，吸川 $110\text{ m}^3/\text{s}$ ），出発水位 $\text{T.P} + 32.350\text{ m}$ （計画高水位で水深 $6.60\text{ m}$ ）， $\text{T.P} + 32.150\text{ m}$ および $\text{T.P} + 31.950\text{ m}$ の条件で行った。なお、これらの数値は模型での値を現地の値に換算して示したものであり本報告書に出てくる数値は特にことわらないかぎり全て現地の値に換算したものである。

測定は出発水位 $\text{T.P} + 32.350\text{ m}$ のケースについては水位，流速，流況について行い，他の2ケースは放水路完成当初の粗度係数の小さい場合を想定したものでありこれについては水位のみにとどめた。

図-11は流況を示したものである。これによると堰下流部での流れは表面附近では殆んど流心に向つて流れており流線に大きな乱れはない。一方，河床附近においては吸川からの流れが潜流となり右岸の側壁に当り渦が発生する。そのため堰の中央から末端附近にかけて流れは表面附近に比



また、堰上流部においては流れが右岸に片寄り左岸側は死水域となつている。しかし、これは堰上流部の断面が洪水時に流木等が隧道内に流入することを防ぐ目的で流木止めを設けるために拡巾されていることにより生ずるものである。従つて洪水時に流木止めに流木等が掛つた場合には現在死水域となつている部分が有効となつてくる。そのため、断面拡巾の目的を考えた場合、堰上流部の形状については問題がないものと考えられる。

また、水路中央と右岸壁沿いの水位を比較すると壁沿いの方が出発水位が計画高水位の場合で約10cm高くなっている。これは流況を見ても明らかのように吸川からの流れが右岸の側壁に当たるために生ずるものである。

合流点より下流の №3 地点で水位が低下しているがこれは図-10 からも明らかなように水路が彎曲しているために起るものである。

### 水位测定值表

| 試驗條件                                                                    |   | 凡 例    |        |        |        |        |        |        |        |        |        |        |        |        |        |        |        |        |        |        |
|-------------------------------------------------------------------------|---|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
|                                                                         |   | 1      | 2      | 3      | 4      | 5      | 6      | 7      | 7'     | 8      | 8'     | 9      | 9'     | 10     | 10'    | 11     | 12     | 13     | 14     | 15     |
| Q <sub>1</sub> = 1100<br>Q <sub>2</sub> = 1700<br>Q <sub>3</sub> = 2350 | ○ | 32.170 | 32.155 | 32.125 | 32.380 | 32.349 | 32.185 | 32.665 | 32.650 | 32.635 | 32.890 | 33.085 | 33.145 | 32.550 | 32.295 | 33.180 | 33.145 | 33.190 | 332.35 | 332.05 |
| Q <sub>1</sub> = 1100<br>Q <sub>2</sub> = 1700<br>Q <sub>3</sub> = 2350 | × | 31.975 | 31.945 | 31.765 | 32.200 | 32.148 | 32.265 | 32.320 | 32.500 | 32.565 | 32.695 | 32.875 | 32.995 | 33.160 | 33.115 | 32.935 | 32.965 | 32.980 | 32.995 | 33.085 |
| Q <sub>1</sub> = 1100<br>Q <sub>2</sub> = 1700<br>Q <sub>3</sub> = 2350 | ○ | 31.760 | 31.855 | 31.720 | 31.975 | 31.950 | 32.230 | 32.305 | 32.350 | 32.276 | 32.615 | 32.665 | 32.875 | 32.815 | 32.995 | 32.815 | 32.820 | 32.875 | 32.875 | 32.965 |

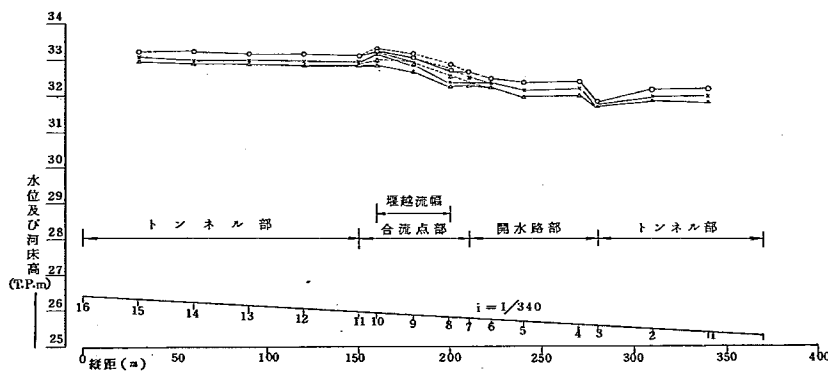


圖-12 吸川合流点附近水位縦断図

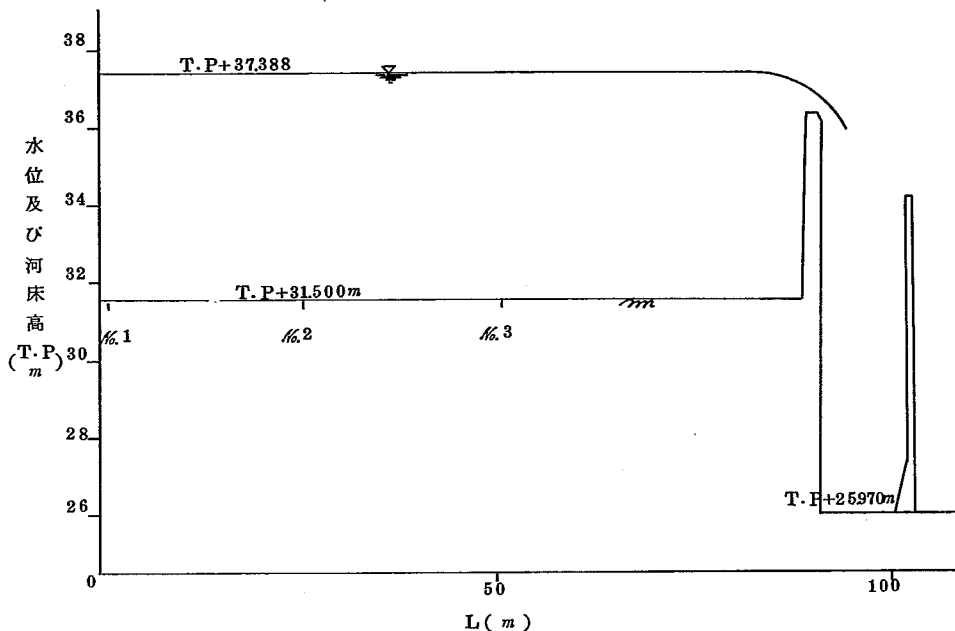


図-13 吸川堰上流水位縦断面図

図-13は堰上流部において横断方向に3点測定した水位を平均して示したものである。今回の越流巾が計画案の2倍となつてゐるため計画高水位T.P.+38.320mより約1.0m程度低いT.P.+37.388mとなつてゐる。

図-14, 15は水路中央と右岸壁沿いでの流速分布を示したものであり、水路中央と壁沿いでの流速はそれほど差がないことが解る。これは減勢が良く行われていることを意味するものである。堰上流部については流木止めの関係上断面を大きく取つてゐる。そのため、ここは遊水池状態となり流速も遅く特に問題がないと思われるので流速測定は行わなかつた。

以上が第1回実験の結果であり合流点では十分にエネルギーが減殺され、また合流以後の流れも安定していることが解つた。しかし、合流点では計画高水位より約50cm水位が上昇しており、この影響が新山川隧道部まで及び隧道部出口ではT.P.+33.130mとなり計画高水位より約46cm高く、水位については問題がある。

今回の実験では出発水位として計画高水位を用いたが減勢については下流水位の低い方が危険である。

従つて吸川合流点についての出発水位の与え方はその実験が水位について検討することを目的とするかあるいは減勢について検討することを目的とするかにより異なつたものになる。

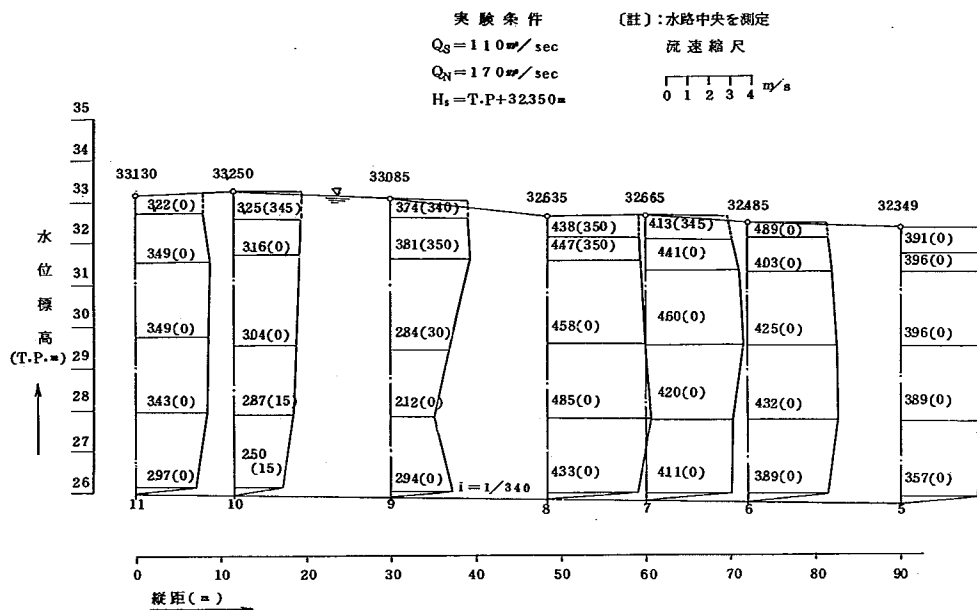


図-14 流速分布図

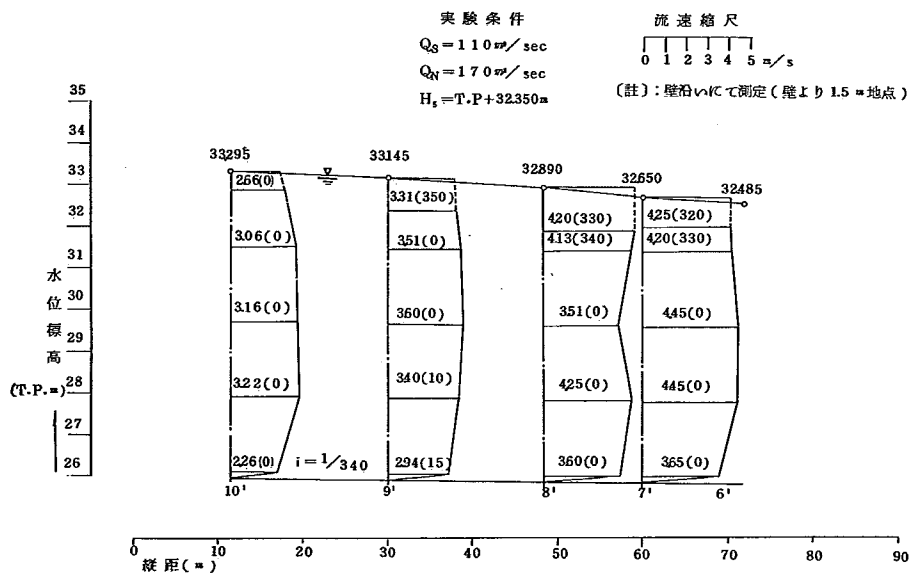


図-15 流速分布図

すなわち、水位に対する検討を行う場合には出発水位としては計画高水位を与える必要があり減勢に対しては低い水位の場合について検討しておく必要がある。

そこで今回の実験によつて合流点での水位上昇についての資料は得られたので以後の実験では出発水位としては等流水深を用いることにする。

また、堰上流の水位は今回の越流巾が計画案のその2倍となつているため計画高水位より約1.0 m程度低くなつていたので越流巾を狭めることが可能と思われる。

そこで、次の実験では越流巾に対する検討と下流水位が計画高水位より低い場合の減勢についての検討を行うことにする。

#### 5-3-2 第2回実験(越流巾に対する検討)

越流巾を狭めた場合、合流点附近には次のような問題が生ずる。

- (1) 越流巾を狭めることは堰上の単位巾流量の増加を意味する。そのため、堰の越流水深が大きくなり堰上流の水位が上昇する。
- (2) 越流水深が増加するため堰からの流入流速が大きくなり対岸への当りが強まり大きな乱れが発生する。また、越流巾を極端に狭めた場合には合流点で十分な減勢を行なうことが不可能となる。

従つて越流巾としては堰上流の水位が計画高水位を越えないこと、合流点で十分に減勢を行なうことが可能なことおよび新山川隧道出口での水位上昇が出来るだけ少ないことの3つの条件を満足するものでなければならないことになる。

そこで越流巾を20 m, 25 m, 30 mとした場合について実験を行ない検討した。

実験は流量 $280 \text{ m}^3/\text{s}$ で出発水位が $T.P + 31.817 \text{ m}$ と粗度係数0.02に対応する水位 $T.P + 30.662 \text{ m}$ の2ケースについて行ない水位および流況を測定した。

なお、流況測定は堰上で限界水深が生じ下流水位の影響が堰上流部には及ばないことから堰上流部については省略した。

図-16~21は各堰巾に対する合流点附近の流況を示したものであり、これによると堰巾の狭いもの程合流点の乱れが大きくなり、堰巾40 mの場合に比べいずれも表面および河床附近の流線の乱れが大きくなつてゐる。これは堰巾の狭いもの程流入流速が大きくなり、対岸への当りが強まることを示しているものである。

図-22は堰上流の水位縦断を示したものであり、この図から明らかなように堰巾20 mの場合には計画高水位を越えていることが解る。表-3は越流巾40 mの場合の堰上流水位を0として水位上昇の程度を比較したものである。

図-23, 24は合流点附近の右岸壁沿いの水位縦断を示したものである。

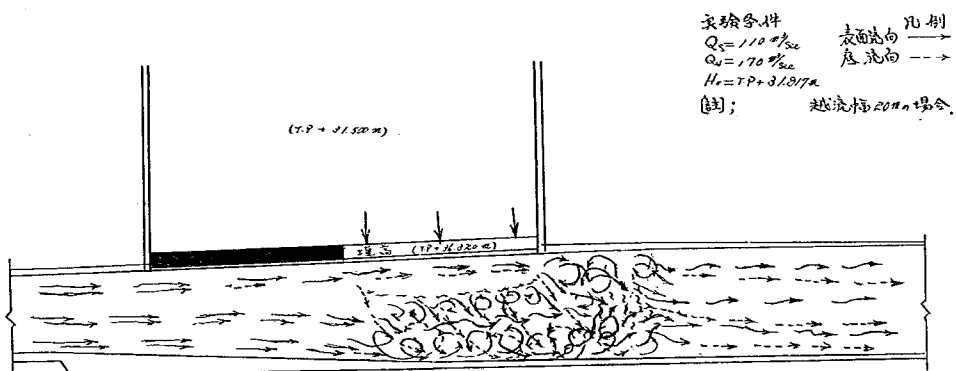


图-16 吸川合流点附近流況図

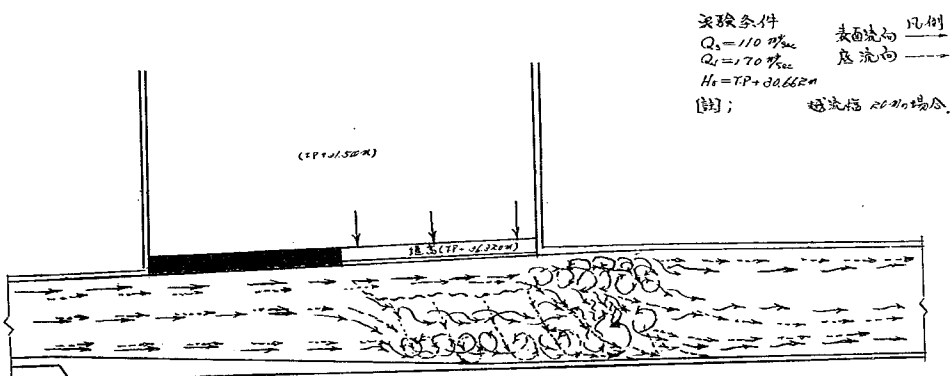


图-17 吸川合流点附近流況図

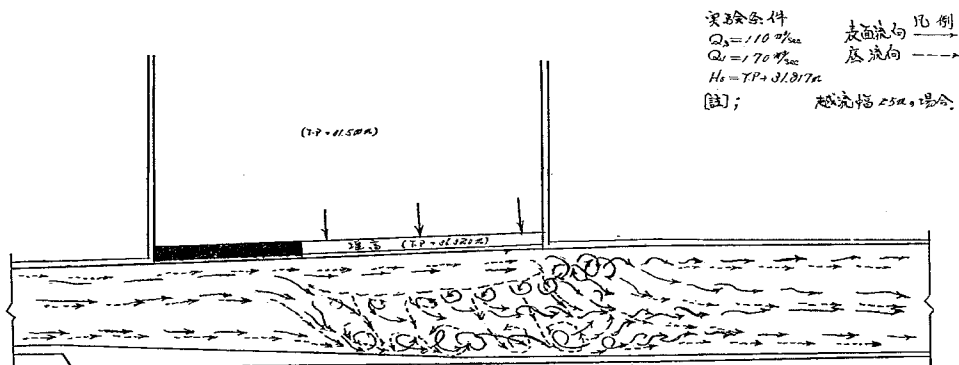


图-18 吸川合流点附近流況図

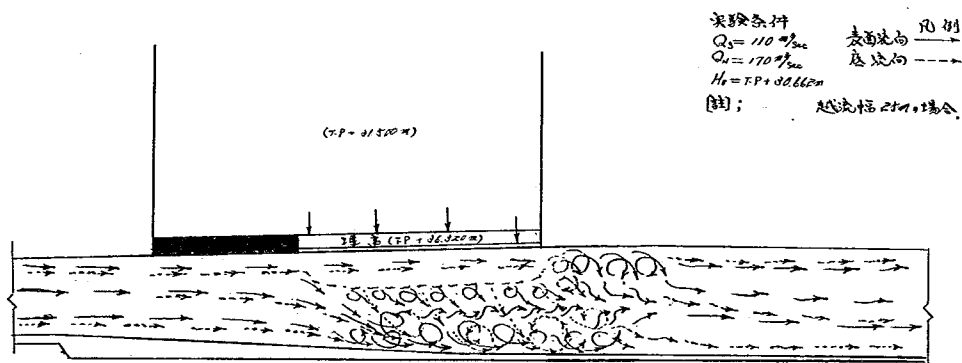


图-19 吸川合流点附近流況図

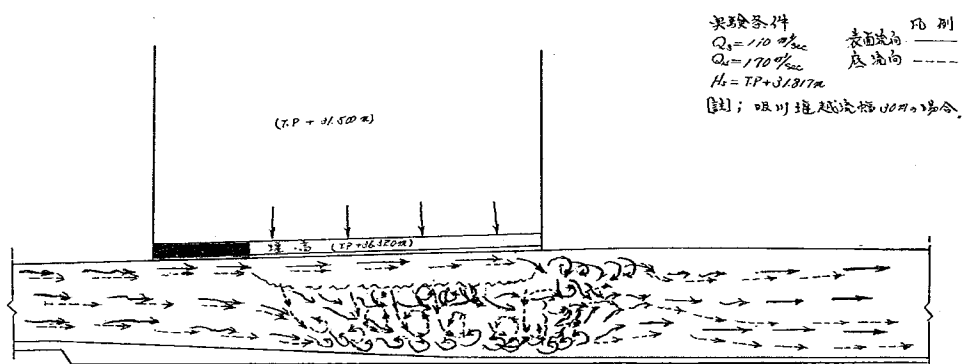


图-20 吸川合流点附近流況図

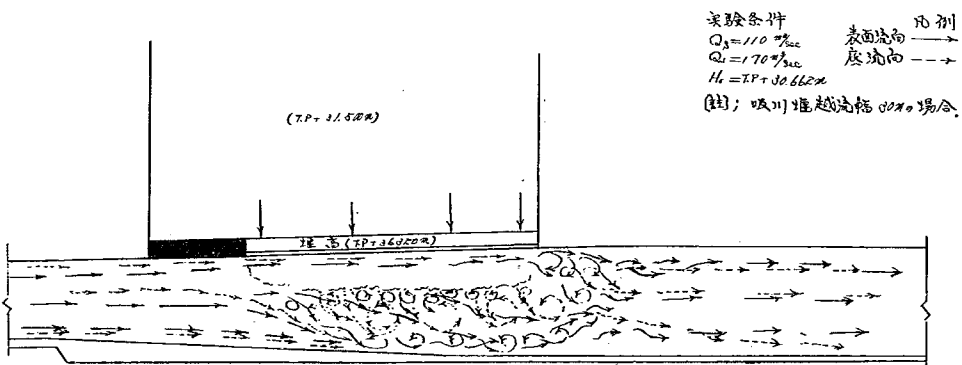


图-21 吸川合流点附近流況図

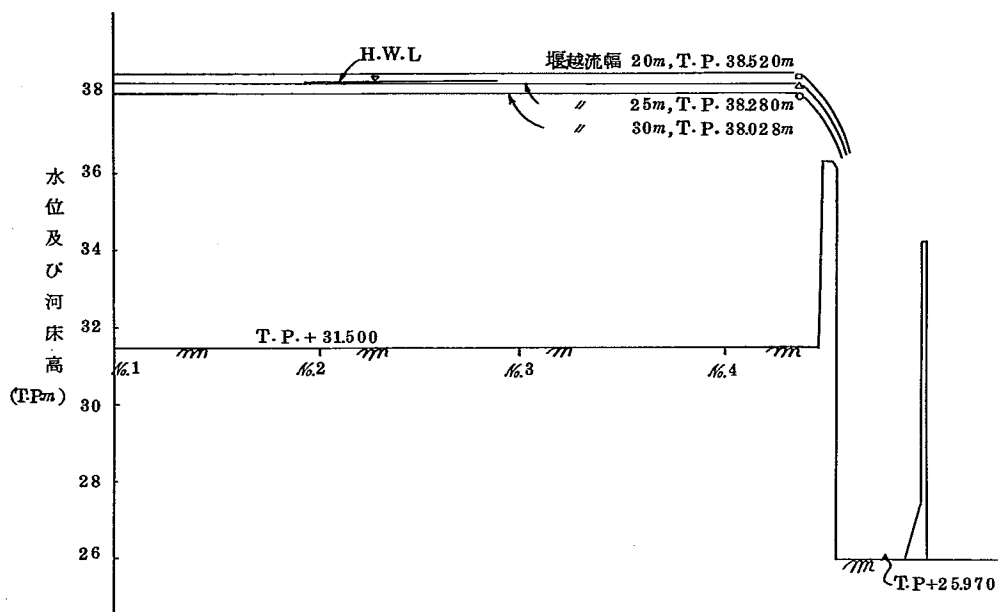


図-22 吸川堰上流水位縦断面

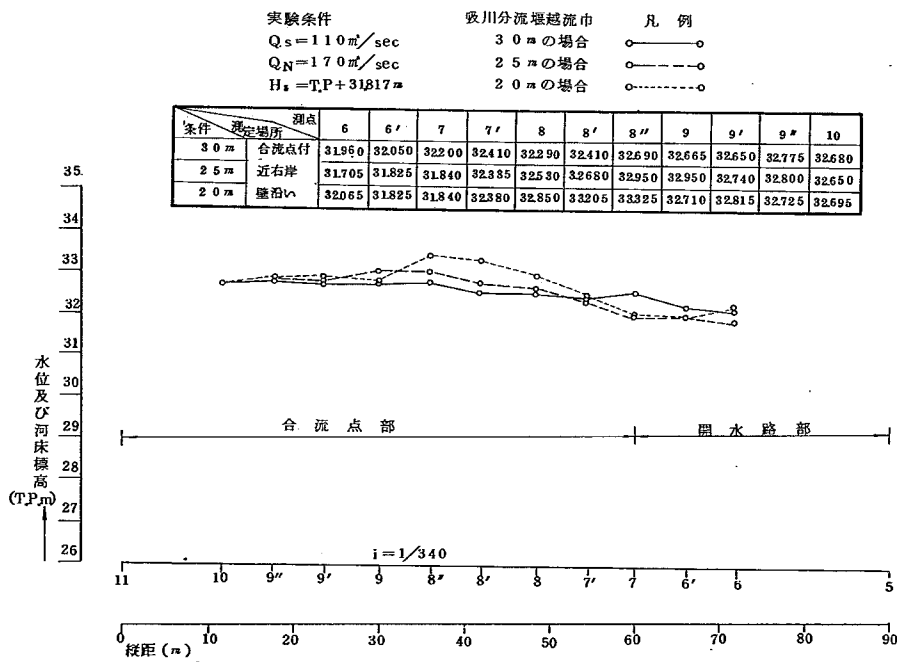


図-23 越流巾を変えた場合の水位縦断面変化状況図

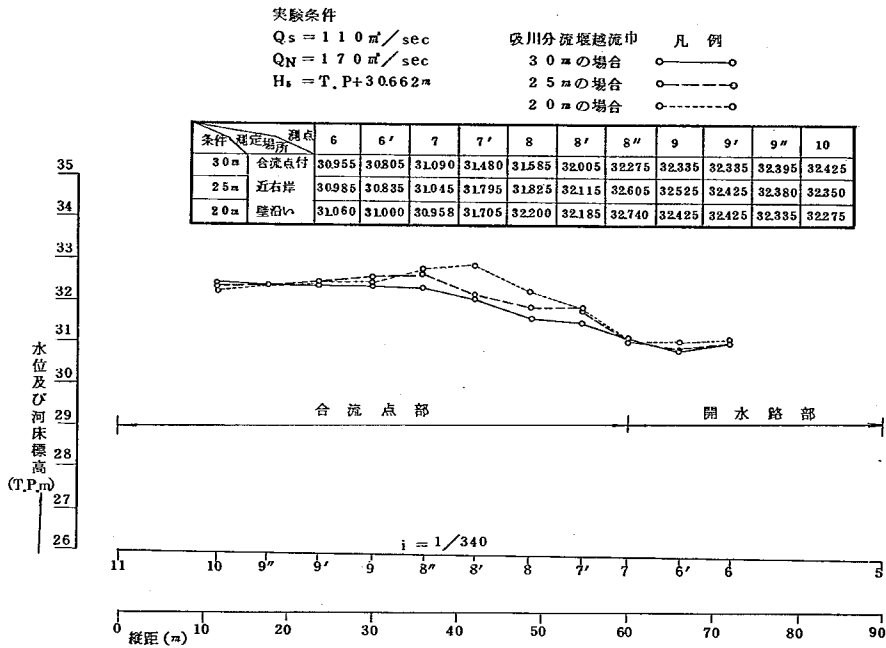


図-24 越流巾を種々変えた場合の水位縦断変化状況図

表-3 越流巾に対する堰上流の水位

| 越流巾  | 堰上流水位 (T.P.) | 堰巾40cmとの比較 (m) |
|------|--------------|----------------|
| 40 m | 37.388       | 0.0            |
| 30 m | 38.028       | +0.64          |
| 25 m | 38.280       | +0.894         |
| 20 m | 38.520       | +1.132         |

これによると合流点での水位上昇は越流巾の狭いもの程大きく堰巾40mの場合と今回の実験では出発水位が違うため比較することは出来ないが堰巾20mと30mの水位を比較すると20mの方が約80cm高くなっていることが解る。これは流況図にも示されている通り堰巾の狭いもの程流入流速が大きくなり、そのため対岸への当りが強まるために生ずるものである。

しかし、堰巾による水位の相違は測点No10で殆んどなくなり計画高水位と大体等しくなっている。

以上が越流巾に対する検討結果である。

そこで越流巾として20, 25, 30, 40mのうちのいずれを採用するかということになる。

まず、20 m の場合には堰上流の水位が計画高水位を上廻るため採用することは出来ない。

次に25 mとした場合、堰上流の水位は計画高水位以下となるが合流点での対岸の当りが強く、流線の乱れが激しいため採用することは困難である。

従つて、越流巾としては30 mと40 mのうちいずれかを採用することになるが、30 mと40 mでは合流点の流況もそれほど変化がない。また、堰上流の水位についても計画高水位以下であり、 $\#10$ 地点の水位も他の越流巾のものと大体等しい。

そこで吸川合流点の越流巾としては工事量の少ない30 mの方を採用することにする。

#### 5-3-4 第3回実験（最終案に関する実験）

これまでの実験結果から吸川合流点の堰の形状として越流巾30 mの自由落下方式を採用することになった。

そこでこの形状について流量が計画高水流量の $280 \text{ m}^3/\text{s}$ とその $1/2$ の $140 \text{ m}^3/\text{s}$ の2ケースについて実験を行った。ただ出発水位の与え方は計画粗度係数0.025と放水路完成初期の粗度係数が異なることから実験を行う場合との状態を想定するかにより違つたものになる。

そこで今回の実験では流量 $280 \text{ m}^3/\text{s}$ のケースについては計画粗度0.025に相当する水位 $T.P + 3.1817 \text{ m}$ と0.020に相当する $T.P + 3.0662 \text{ m}$ の2ケースについて行い、 $140 \text{ m}^3/\text{s}$ のケースについては0.025に相当する $T.P + 29.234 \text{ m}$ を与えることにした。

$280 \text{ m}^3/\text{s}$ の2ケースについては先の実験で流況測定を行つていたので今回は省略し流速および水位について測定を行い $140 \text{ m}^3/\text{s}$ のケースについては水位、流速、流況について測定した。

図-25は流量 $280 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合の水位縦断を示したものであり新山川隧道出口での水位は出発水位が $T.P + 3.1817 \text{ m}$ の場合 $T.P + 3.2525 \text{ m}$ となつており計画高水位 $T.P + 3.2610 \text{ m}$ よりいくぶん低くなつてゐる。また、水路中央と壁沿いの水位は $\#8$ 地点で28 cmの差があるが $\#6$ 地点で等しくなつてゐる。この値は堰巾40 mの場合と殆んど同じであり対岸への当りも40 mの場合と変わらないことを示している。

図-26から29は水路中央と壁沿いの流速分布を示したものであり、中央と壁沿いでの流速にはそれほど差がないことが解る。

図-30から33は $140 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合の水位、流速、流況を示したものである。

水位については $280 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合と同様に合流点で壁沿の方が高くなつておりその差は最大で77 cmである。

流速は中央と壁沿いではそれほど差がなく最大 $4.5 \text{ m/s}$ 程度である。

流況については $280 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合より合流点附近における乱れが大きくなつてゐるが特に問題となるようなことはない。

以上が吸川合流点の最終案に関する実験結果であり、計画高水流量の場合でもその半分の流量の場合でもこの方式で合流点の処理が可能なのが解つた。

また、この実験中新山川からの流れが無い場合でも安全であることが確かめられた。

写真-2, 3は合流点附近の流況を示したものである。

#### 5-3-5 比較実験

これまでの実験により吸川合流点について満足出来る形状が得られた。そこでこの形状と比較する意味で5-2において述べた合流方式のうち模型の関係上(1)の合流方式について実験を行うことにする。

図-34は越流堰の断面を示したものでありこの合流方式は初めに減勢を行い、次に流れの向きを変えるという方法のため堰は合流点より約31m上流に設けた。

実験は流量 $280\text{ m}^3/\text{s}$ で出発水位 $T.P+32.350\text{ m}$ (計画高水位)、 $T.P+32.150\text{ m}$ および $T.P+31.950\text{ m}$ の条件で行つた。このうち、出発水位 $T.P+32.350\text{ m}$ のケースについてのみ水位、流速、流況について測定し、他の2ケースについては水位測定のみ行つた。

図-35はその流況を示したものであり、新山川からの流れは合流点で断面が急拡状態となるため堰下流のエプロン内に流れ込み大きな逆流が生じていることが解る。また、吸川からの流れは河床附近をほう潜流となり対岸の側壁に当つて渦が発生している。

図-36は放水路の水位縦断であるが合流点附近では断面の急拡に伴うエネルギーロスのため水位が上昇している。その値は $\#9$ 地点で $T.P+33.249\text{ m}$ となつており計画高水位 $T.P+32.570\text{ m}$ より約68cm高くなつており、第1回実験の結果と比較しても今回の方が約15cm高くなつてゐる。

図-37は測点 $\#4$ および5で測定した流速分布であるがこの図からも合流点附近での逆流の状態が良く解る。

また図-38は放水路の流速分布であるが合流点附近で流速が減少していることが解る。

以上が比較実験の結果であるが合流点では断面の急拡に伴うエネルギーロスに基因して水位が上昇し、その量は自由落下方式によるものより大きいことが解つた。また、合流点附近の流況を見ても前回のものに比べ乱れが大きくなつてゐる。

従つて今後の実験により合流点附近の流れを改良することも可能であると考えられるが工學量を考慮した場合比較案が優れているとは思われなゐ。

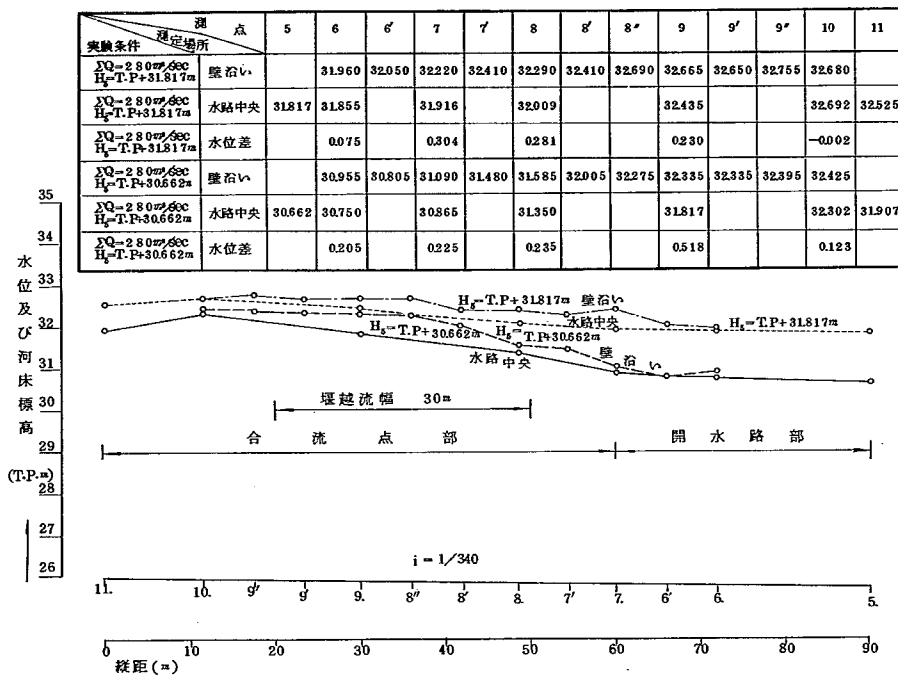


図-25 吸川合流点附近における水路中央及び水路右岸壁沿い水位縦断比較図

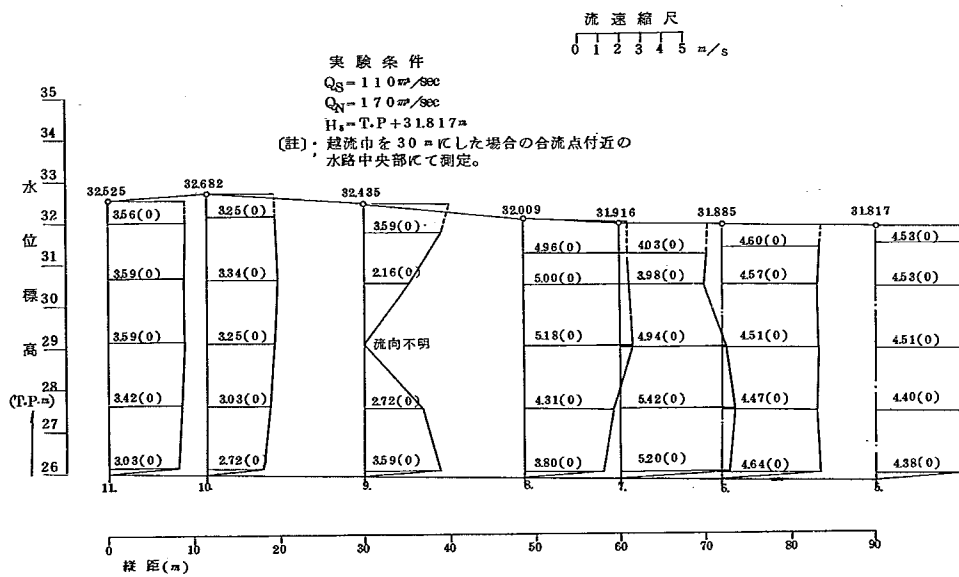


図-26 流速分布図

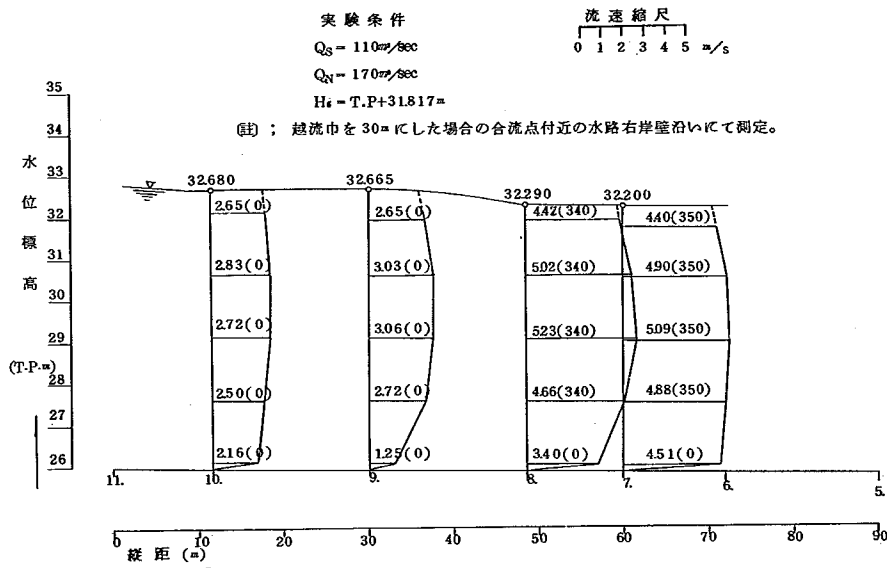


図-27 流速分布図

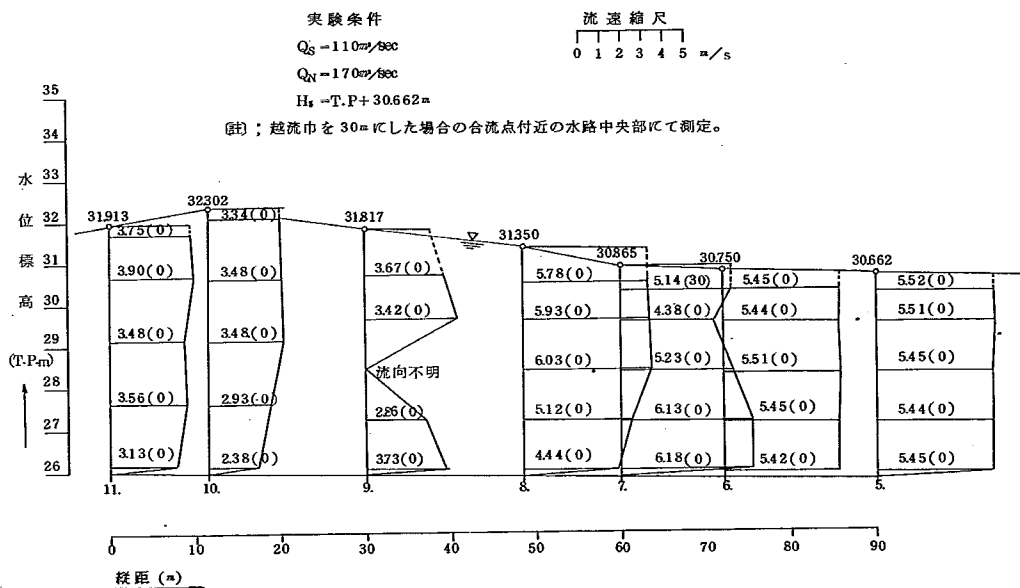


図-28 流速分布図

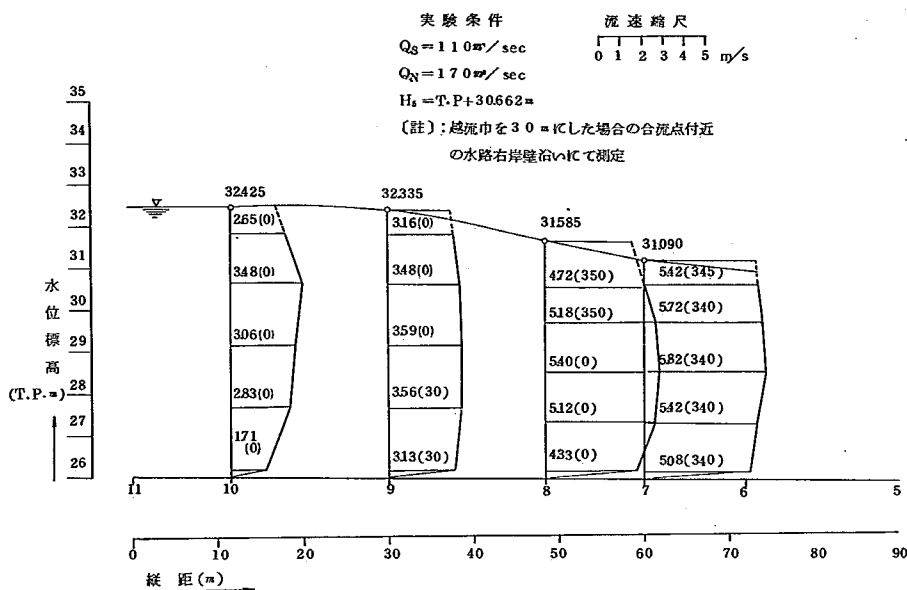


図-29 流速分布図

| 実験条件                                                                                                        | 測定場所 | 測点 | 5      | 6      | 7      | 7'     | 8      | 8'     | 8''    | 9      | 9'     | 9''    | 10     | 11     | 凡例    |
|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------|----|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|-------|
| $Q_S = 110 \text{ m}^3/\text{sec}$<br>$Q_N = 170 \text{ m}^3/\text{sec}$<br>$H_s = T.P. + 30.662 \text{ m}$ | 壁沿い  |    | 29.110 | 29.140 | 29.185 | 29.425 | 29.935 | 30.295 | 30.355 | 30.655 | 30.325 | 30.160 | 30.115 |        | ———   |
| $Q_S = 140 \text{ m}^3/\text{sec}$<br>$Q_N = T.P. + 29.234 \text{ m}$                                       | 水路中央 |    | 29.233 | 29.185 |        | 29.265 | 29.515 |        |        | 29.880 |        |        | 30.070 | 29.995 | ----- |
| $Q_S = 140 \text{ m}^3/\text{sec}$<br>$H_s = T.P. + 29.234 \text{ m}$                                       | 水位差  |    |        | -0.075 |        | -0.030 | 0.420  |        |        | 0.775  |        |        | 0.045  |        |       |

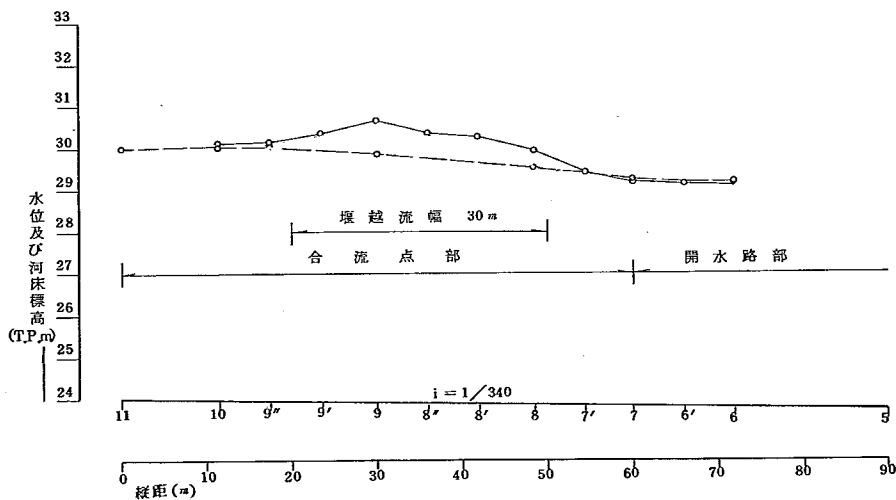


図-30 合流点附近における水路中央及び水路右岸壁沿い水位縦断比較図

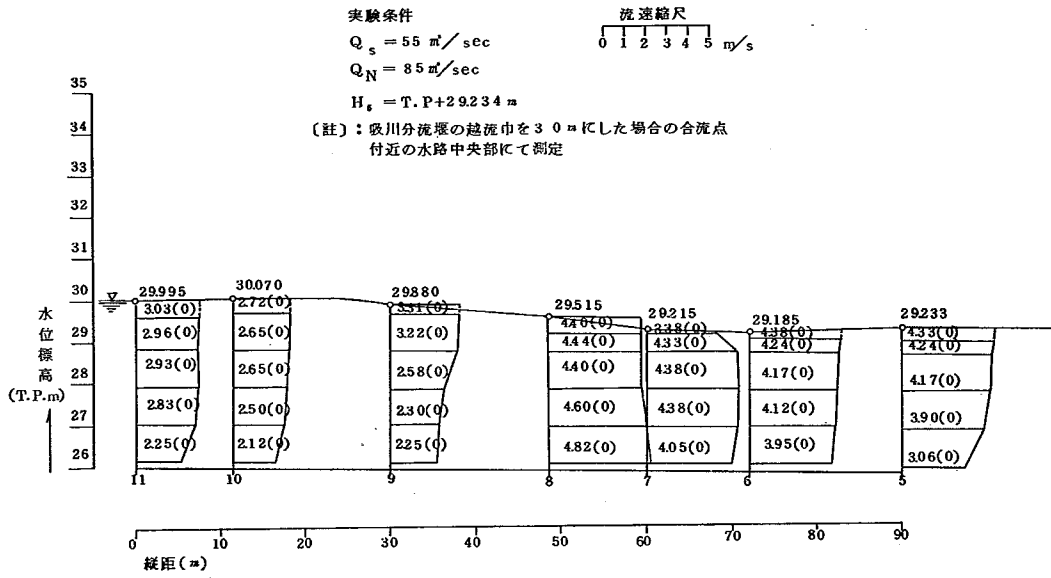


図-31 流速分布図

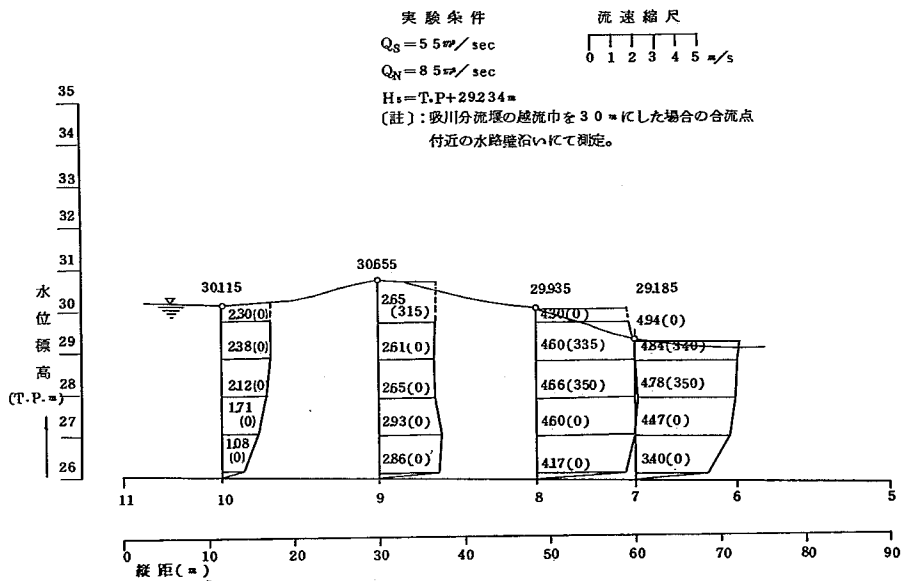


図-32 流速分布図

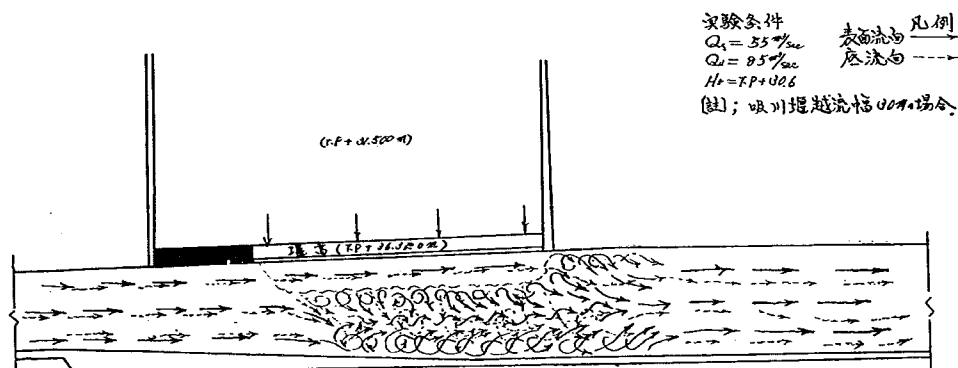


图-33 吸川合流点附近流況図

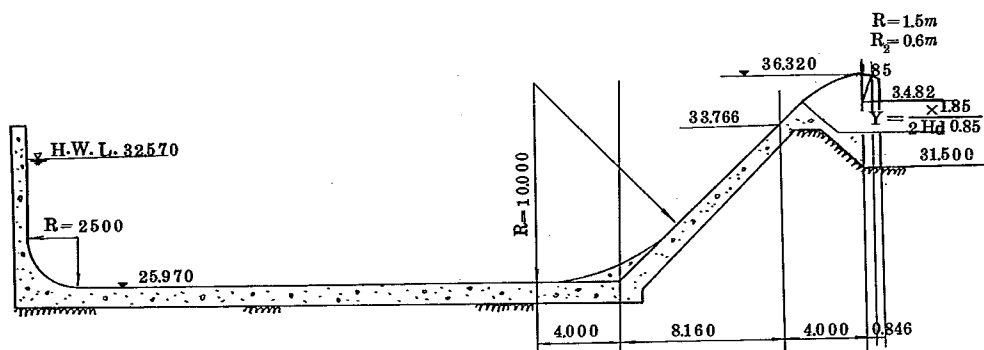


图-34 吸川合流点縦断図

实验条件  
 $Q_1 = 110\%$   
 $Q_2 = 170\%$   
 $H = TP + 0.350m$

凡例  
 总流向  
 表面流向  
 底流向

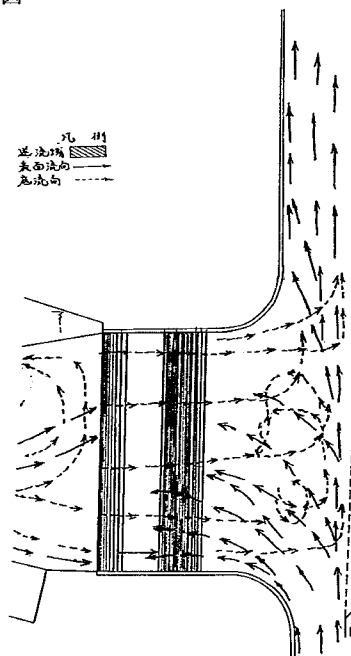


图-35 吸川合流点附近流況図

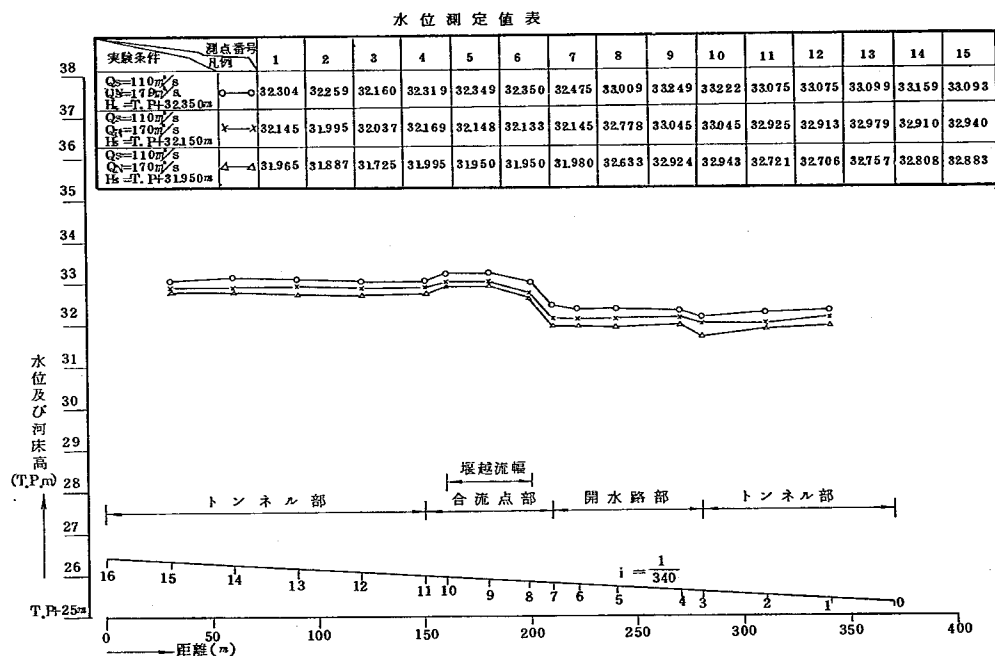


図-36 吸川合流点附近, トンネル, 開水路水位縦断面図

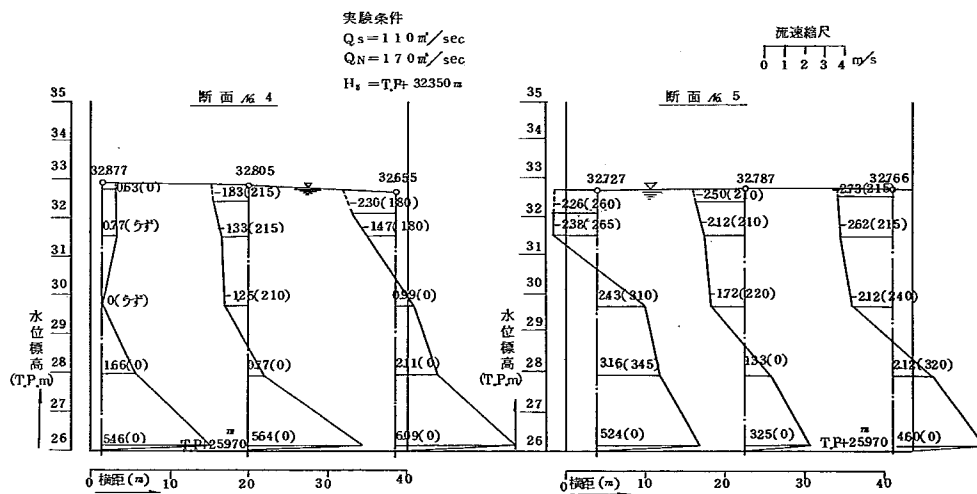


図-37 流速分布図  $S = \begin{cases} V1: 100 \\ H1: 50 \end{cases}$

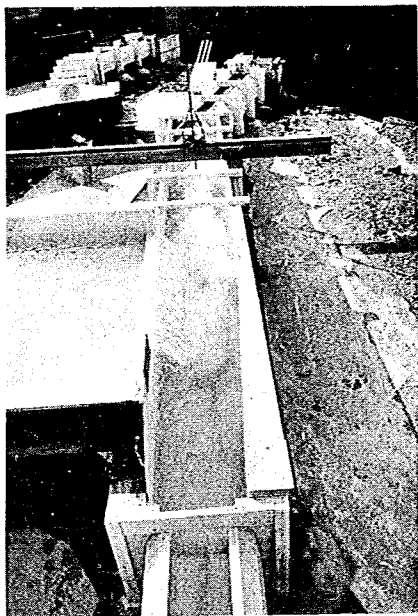


写真-2 吸川, 新山川合流点附近の流

況状態を上流部より実験条件

$$\Sigma Q = 280 \text{ m}^3/\text{sec} \quad Q_s = 110 \text{ m}^3/\text{sec}$$

$$Q_N = 170 \text{ m}^3/\text{sec}, \text{ 堰越流幅 } 30 \text{ m}$$

$$H_s = T.P + 3.1817 \text{ m} \quad n = 0.025$$

$$h = 6.067 \text{ m}$$

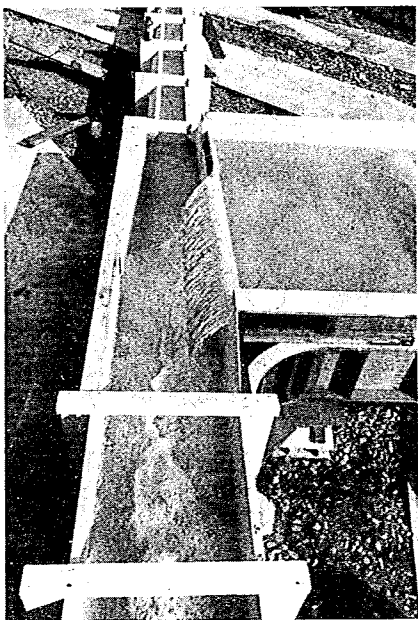


写真-3 吸川, 新山川合流点附近の

流況状態を下流部より

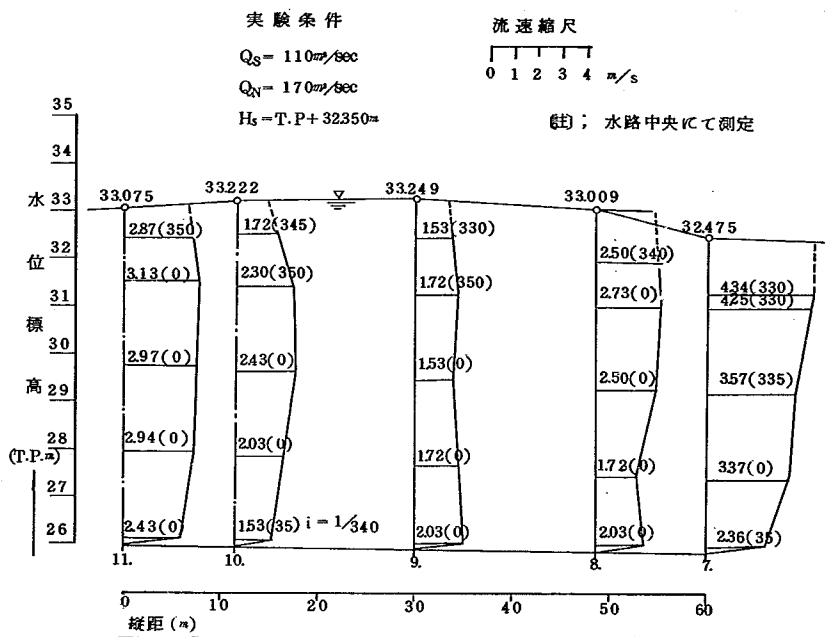


図-38 流速分布図

## 6 新山川分流点に関する実験

### 6-1 新山川分流点における問題点

新山川分流点においては分流堰上流河床と放水路河床で約3.7 mの差が有ることからエネルギー減殺を行う必要がある。また、現川と放水路が直交しているためここで流れの向きを変えなければならぬ。

従つて新山川を放水路に分流させるためには吸川合流点におけると同様に流れの向きを変えることとエネルギー減殺の2つの作業を行う必要がある。

図-39および40は分流点の計画平面図および縦断図であるがこの図を見れば明らかなように計画高水時にはもぐり越流となることが解る。

しかし、流量が少ない場合には堰上で限界水深が生じ、その下流で跳水を起す可能性がある。特に放水路完成当初の粗度係数は0.013～0.015程度と推定されるから下流水位が低くなり跳水を起す可能性が大きい。エネルギー減殺の点から言えば跳水の起きた方が処理し易い。しかし、新山川の場合には計画案によれば分流点からすぐ隧道に入るようになっているため、跳水が起きた場合には問題がある。

また、吸川合流点の実験結果から計画高水時には、新山川隧道出口での水位が計画高水位より約4.6 cm上昇することが解つた。

従つてこの影響が分流点まで及び分流堰上流の水位が計画高水位を越えることも考えられるが新山川分流点が国道4号線と東北本線に隣接している関係上計画高水位を越えることは出来ない。

以上が新山川分流点における問題点である。

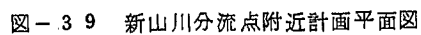
### 6-2 分流方式の決定

新山川分流点の形状についても吸川合流点と同様に5-2で述べた3つの方法が考えられる。

まず、(1)の最初にエネルギーの減殺を行い、その後流れの向きを変えて分流させる方法の場合には堰から分流点までの河床を掘削する必要がある。新山川の場合にも吸川と同様に分流点附近の河床に岩が露出しており施工上掘削量が多いことは不利となる。そのため(1)の方法を採用することは困難である。

従つて新山川の分流方式として考えられるのは比較的掘削量が少ないと考えられる吸川合流点で採用した(3)に述べた方法と(2)の最初に流れの向きを変え、次に減勢を行う方法の2通りが考えられる。

そこで新山川分流点については、A案として計画案、B案として図-41および42に示されて



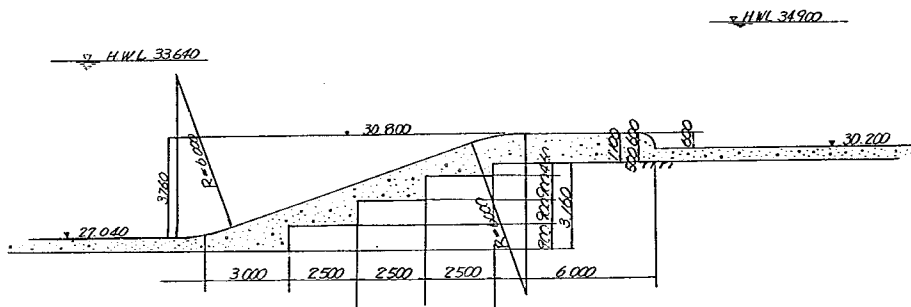


図-40 新山川分流堰縦断面図  $S = 1 : 100$

いる2つの形状について実験的に検討を行い、最終案を求めることにする。

### 6-3 A案に関する実験

#### 6-3-1 第1回実験

第1回実験は第1案について流量  $170 \text{ m}^3/\text{s}$ 、出発水位  $T.P + 33.314 \text{ m}$  の条件で行った。

第4表 新山川分流点A案に関する実験ケース一覧表

| 実験番号 | 実験条件                         |                                                                  |
|------|------------------------------|------------------------------------------------------------------|
|      | 流量 ( $\text{m}^3/\text{s}$ ) | 出発水位 (m)                                                         |
| 1    | 170                          | T. P + 34.032<br>T. P + 33.314<br>T. P + 33.231<br>T. P + 32.913 |
| 2    | 170                          | T. P + 33.314                                                    |
| 3    | 170<br>85                    | T. P + 34.124<br>T. P + 31.518                                   |

測点は図-10に示されている通りである。

測定は水位、流速、流況について行なったが水位測定についてのみ  $T.P + 34.032 \text{ m}$ 、 $T.P + 33.231 \text{ m}$  および  $T.P + 32.913 \text{ m}$  の3ケースについても測定した。出発水位は堰下流の隧道部測点163で与えた。

その結果を示したものが図-43から45である。

堰下流の水位縦断面図をみると166地点で水位が低下している。これは隧道部入口における測点であり、断面変化に伴ない生ずるものと思われる。また、162地点においても水位が低下しているがこれはその下流で水路が弯曲しているためと思われる。

堰上流部の水位は横断方向に3点測定した値の平均値を示したものである。これを見ると出発水

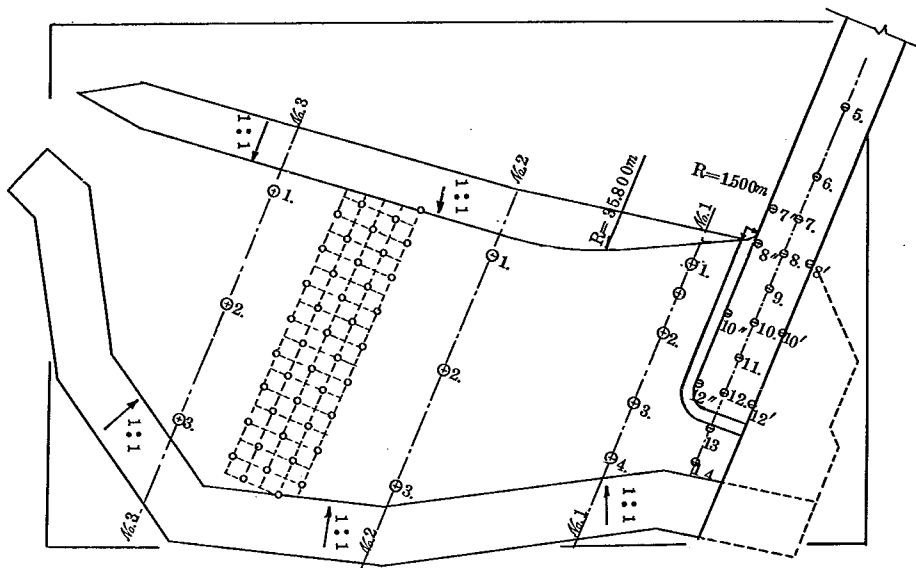


图-4 1 新山川分流点B案模型平面图

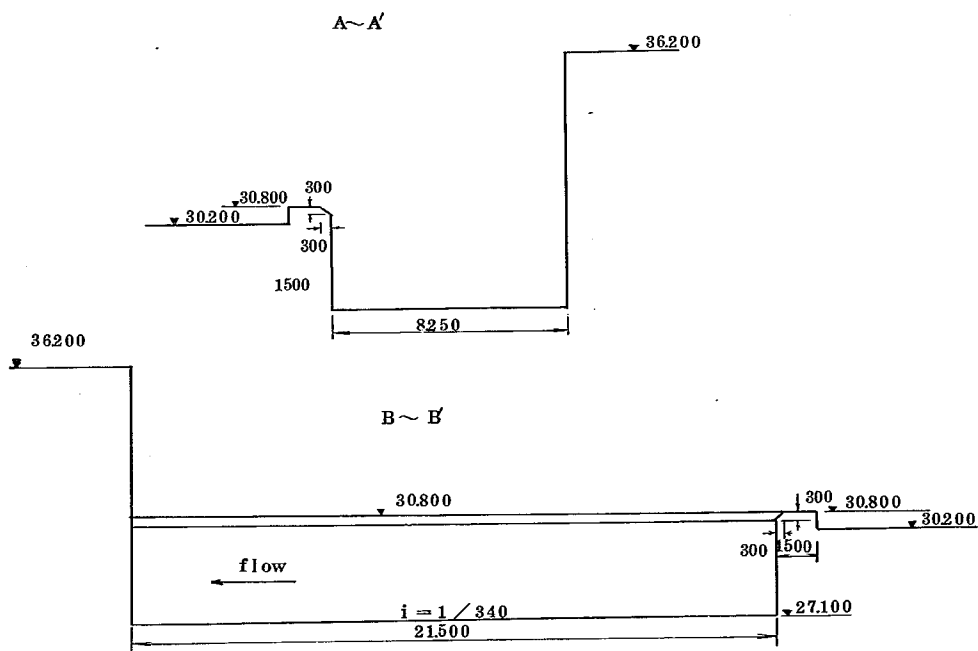


图-4 2 新山川分流点B案堰断面图

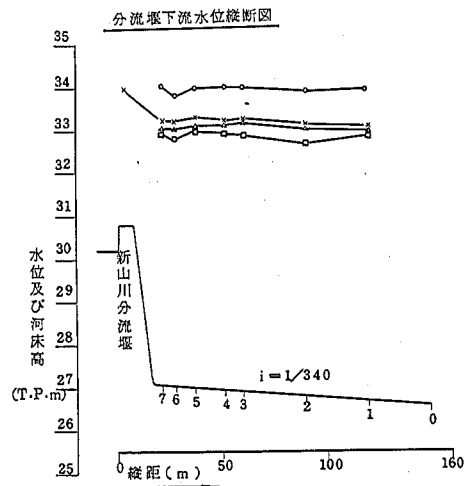
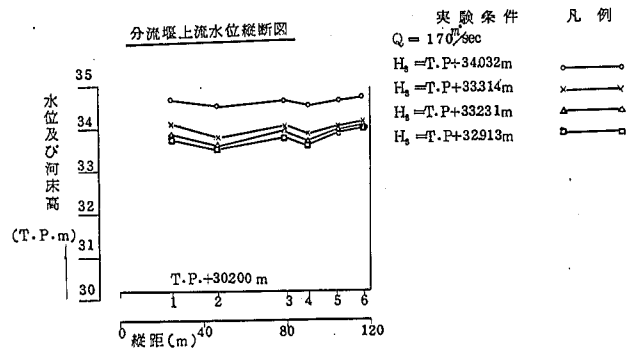


図-43 新山川分流点附近水位縦断面図

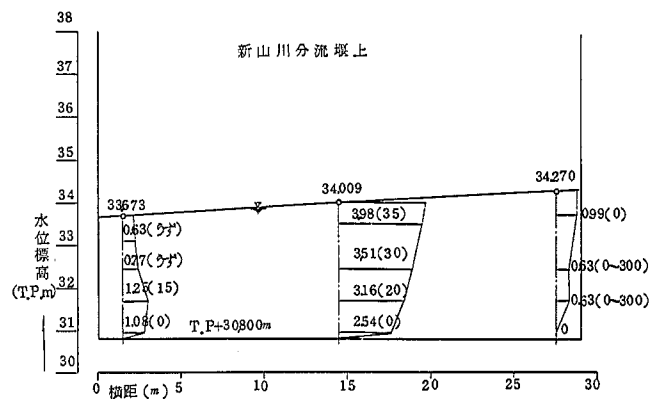
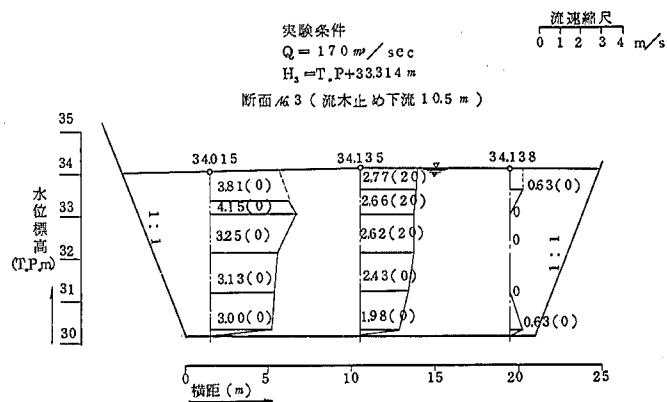


図-44 流速分布図  $S = \begin{cases} V & 1:100 \\ H & 1:25 \end{cases}$

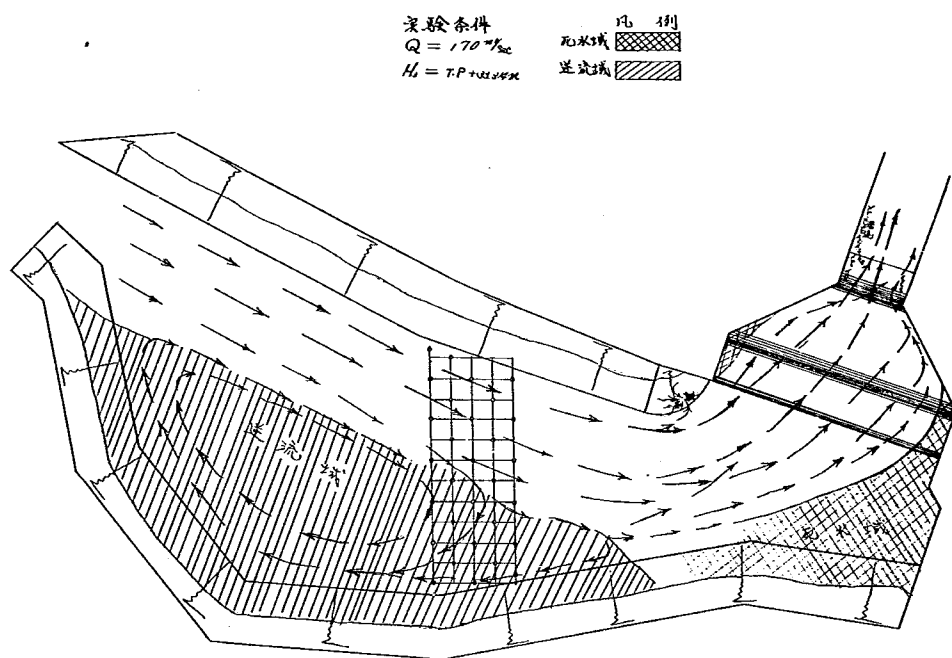


図-45 新山川分流域附近流況図  $S = 1:400$

位の影響がそのまま堰上流に及んでいることが解る。

また、 $\#6$ 地点では約30cm程度の水位上昇が見られるがそれほど大きなものではなく全ケースとも計画高水位  $T.P. + 34.900 \text{ m}$  以下であり水位については満足出来る。

流速分布の測定は堰上とその上流 $\#3$ 地点で測定した。 $\#3$ 断面に於ては流れが左岸側にのみ集中し、最大流速が  $4.2 \text{ m/s}$  となっているが右岸側は殆んど死水域となつてゐることが解る。また、堰上においても流れは中央付近のみに集中し、左右岸での流速は非常に小さい。

分流域附近の流況をみると堰上流部での流れは左岸側にのみ集中し右岸側は死水域となつておりこれが堰上まで延びている。堰の上流左岸の隅角部にははく離が生じその下流は死水域となつてゐる。

また、隧道入口附近では左岸に噴上げ流が発生している。堰上流部の流木止めの附近には吸川と同様大きな逆流域がある。

#### 6-3-2 第2回実験

次に前回の実験結果を参考にして第1案の堰上流の左岸隅角部と左岸の堤防法線を図-46のよう改造して実験を行なつた。

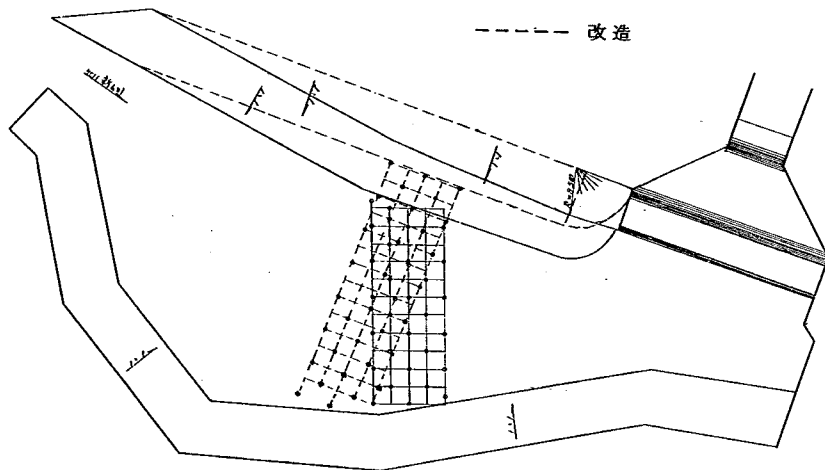


図-46 新山川分流堰付近模型改造図

実験条件は流量  $170 \text{ m}^3/\text{s}$ ，出発水位  $T.P+33.314 \text{ m}$  である。測定は前回と同様水位，流速，流況について行なった。

その結果は図-47から49の通りである。

水位については堰下流の隧道部において前回と殆んど変わらない。しかし，堰直下流の $\#6$ 地点における水位の低下は左岸の隅角部を改造したことによつて前回よりは少なくなつた。ただ，堰上の左岸における水位の低下は前回より大きくなつた。

また，堰上流の水位については $\#4, 5, 6$ 附近については第1案より多少上昇するが，断面を拡巾したため水面は全体として前回よりは安定しており， $\#6$ 地点の水位も計画高水位よりは $6.5 \text{ cm}$ 程度低くなつている。

流速分布の測定は前回と同じ地点で行なつたが $\#3$ 断面においては断面が広がつたため左岸寄りに1点追加した。これによると $\#3$ 断面では流れは第1案より更に左岸側に集中する傾向が見られ最大流速は約  $4.1 \text{ m/s}$  となつている。また，右岸側は流速  $1.0 \text{ m/s}$  程度の逆流が起こつている。

堰上では第1案においては堰中央に流れが集中していたのに比べ，今回は中央から左岸寄りに集中するようになつた。しかし，右岸については前回と殆んど変わらない流速となつている。

流況については死水域，逆流域およびはく離点等の全体的な傾向は前回と大差ないが左岸の法線を後に引いたことにより左岸側の流況が変化し，第1案よりも更に流れが左岸に集中してきた。従つて右岸側に生ずる死水域，逆流域はかえつて小さくなつた。

堰直上流左岸隅角部においては今回のはく離を生じ、その下流には相変わらず小さな死水域が出来ている。写真-4は堰附近の流況を右岸から写したものである。

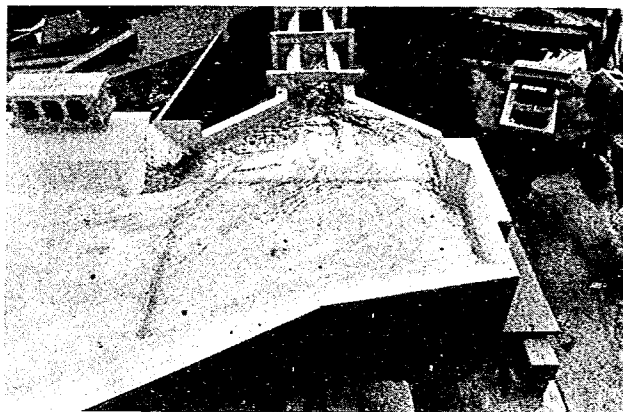


図-4 分流点附近の流況状態を右岸側より

第2案でも堰上流部の流れは左岸側に集中しており、右岸の逆流域については第1案と同様であった。しかし、左岸側の流速も最大  $4 \text{ m/s}$

程度であるからそれ程早い流れではなく特に問題はないものと思われる。逆流域についても吸川の場合と同様に洪水時に流木が流木止めに掛り、左岸の流積が減少した場合には有効となってくるものである。また、この逆流域が他に悪影響を与えているようなこともないので水理的には問題はなく、むしろ洪水時の流木等を考慮した場合にはあらかじめこれだけの断面を確保しておくことは好ましいものと考えられる。

### (3) 第3回実験

第2案についても堰の左岸においてははく離が生じ、右岸の流速は左岸に比べ極端に小さくなっている。

また、堰上での流れは中央から左岸寄りに集中している。そこで今回の実験では堰上での左岸への流れの集中を防ぐため第2案を図-50に示したように改造した。また、流木止めの方角も変更した。

実験条件は流量  $170 \text{ m}^3/\text{s}$  と  $85 \text{ m}^3/\text{s}$  の2ケースで出発水位はそれぞれ  $T.P+33.327 \text{ m}$  および  $T.P+30.721 \text{ m}$  である。なお、今回の出発水位としては吸川の合流点で水位が上昇しているため、新山川隧道出口より $\#3$ 地点まで不等流計算を実施して求めた値である。

水位測定の結果は図-51に示した通りで、堰下流については流量  $170 \text{ m}^3/\text{s}$  についてのみ粗度係数  $0.02$  に相当する水位  $T.P+30.062 \text{ m}$  と水路下流端にある水位調整板を全倒伏した状態での水位  $T.P+29.977 \text{ m}$  についても測定した。

流量が  $170 \text{ m}^3/\text{s}$  の場合の堰下流の水位は出発水位が  $T.P+33.327 \text{ m}$  の場合には、分流堰はもぐり堰となるが他のケースは全て堰上で限界水深が生じ、下流の影響が堰上流には及ばない。

出発水位が  $T.P+32.062 \text{ m}$  の場合には、堰直下流で跳水を起している。同様に出発水位  $T.P+29.977 \text{ m}$  の場合についても跳水が起り堰下流 $\#6$ 地点での水位は出発水位が  $T.P+32.062 \text{ m}$  の場合と大体同じである。また、堰上流部の水位は流量  $170 \text{ m}^3/\text{s}$  の場合には $\#6$ 地点

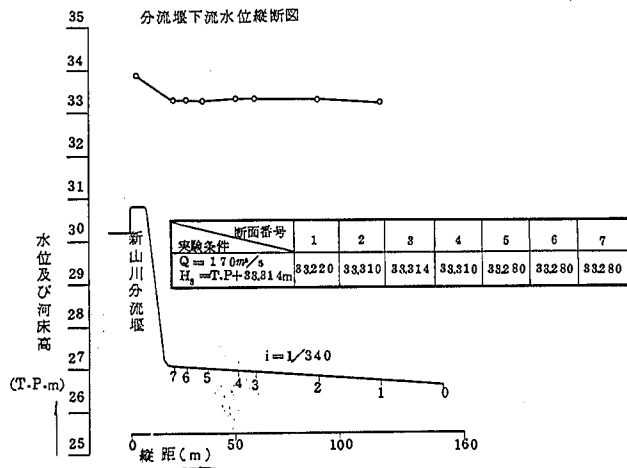
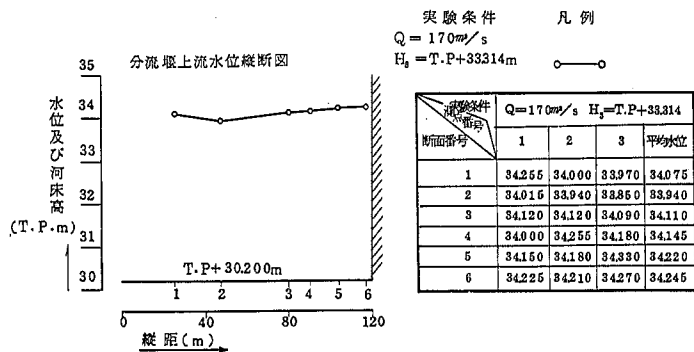


图-47 新山川分流点附近水位断面图

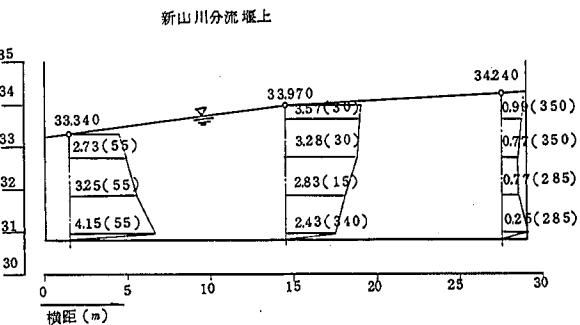
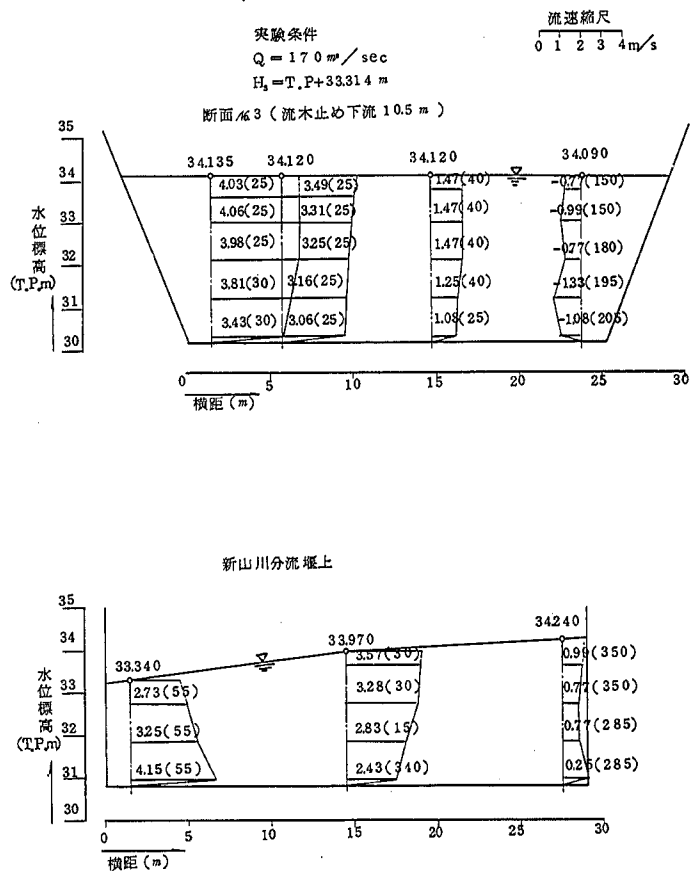


图-48 流速分布图  $S = \begin{cases} V & 1:100 \\ H & 1:25 \end{cases}$

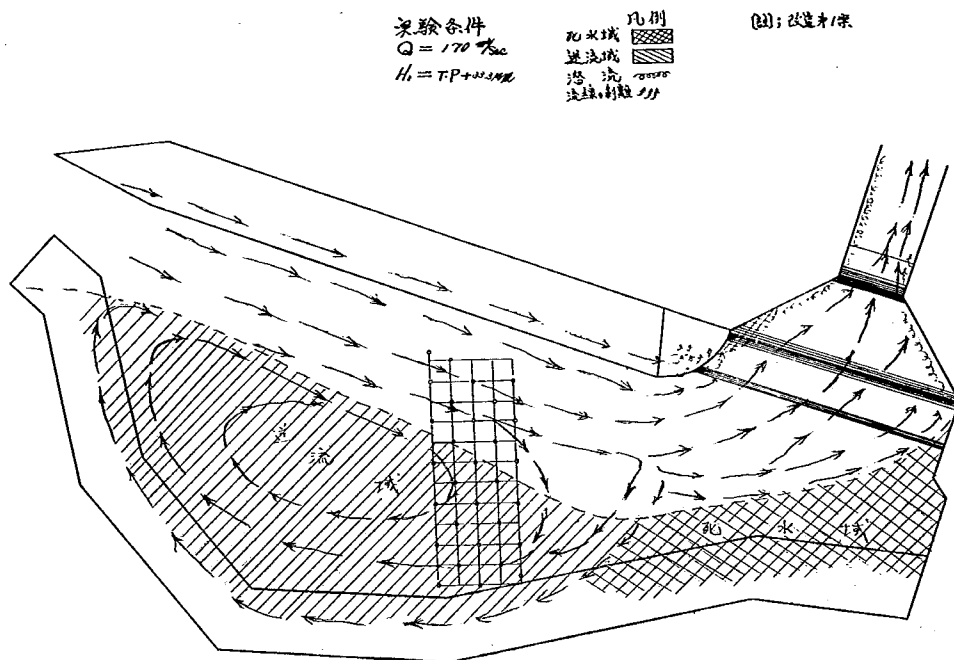


图-49 新山川分流点附近流况图

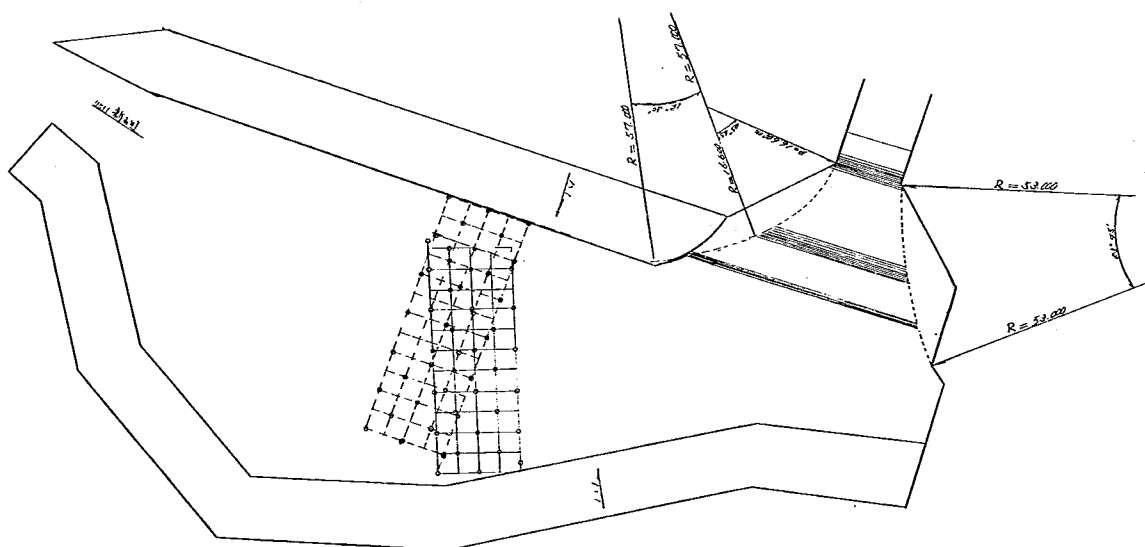
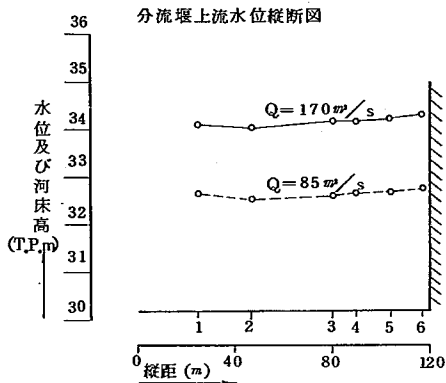


图-50 新山川分流堰附近模型改造图



| 実験条件<br>流量 (m³/s)                     |        |        |        |        |
|---------------------------------------|--------|--------|--------|--------|
| 断面番号                                  | 1      | 2      | 3      | 平均水位   |
| 点 1                                   | 34.103 | 34.102 | 34.166 | 34.124 |
| 点 2                                   | 34.055 | 34.062 | 33.933 | 34.001 |
| 点 3                                   | 34.212 | 34.144 | 34.094 | 34.150 |
| 点 4                                   | 34.071 | 34.240 | 34.185 | 34.165 |
| 点 5                                   | 34.186 | 34.234 | 34.330 | 34.250 |
| 点 6                                   |        | 34.294 | 34.330 | 34.314 |
| 堰上                                    | 33.367 | 33.682 | 34.036 | 33.695 |
| Q=85m³/s H <sub>3</sub> =T.P.+30.721m |        |        |        |        |
| 点 1                                   | 32.716 | 32.644 | 32.623 | 32.661 |
| 点 2                                   | 32.545 | 32.554 | 32.590 | 32.563 |
| 点 3                                   | 32.606 | 32.632 | 32.650 | 32.629 |
| 点 4                                   | 32.560 | 32.686 | 32.689 | 32.645 |
| 点 5                                   | 32.659 | 32.721 | 32.701 | 32.694 |
| 点 6                                   |        | 32.749 | 32.809 | 32.779 |
| 堰上                                    | 32.416 | 32.644 | 32.623 | 32.561 |

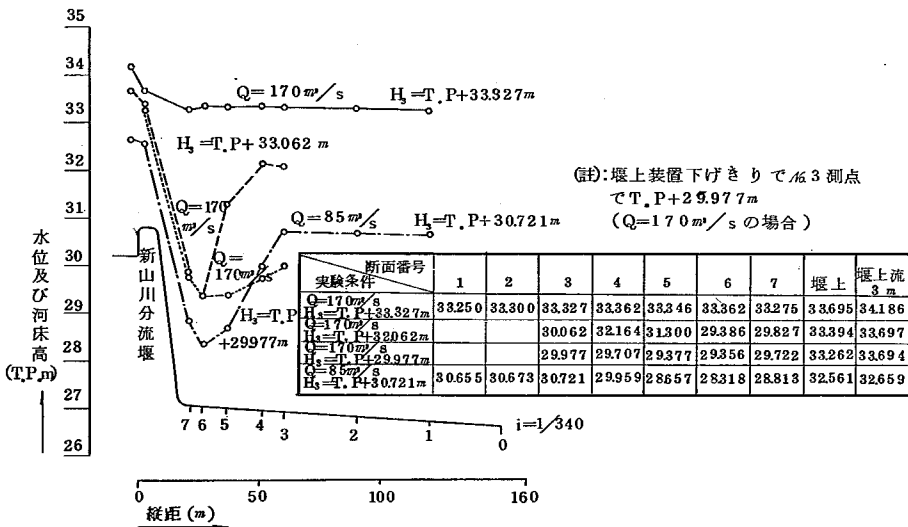


図-51 新山川分流点附近水位縦断面図

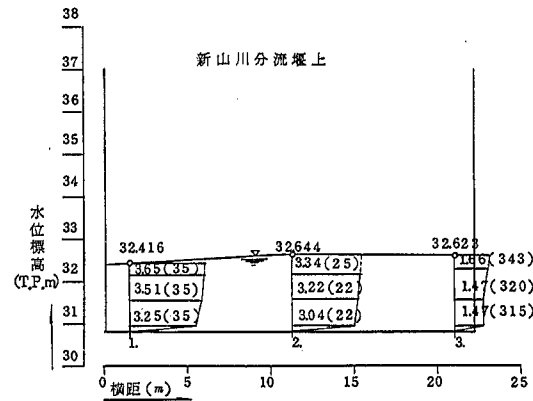
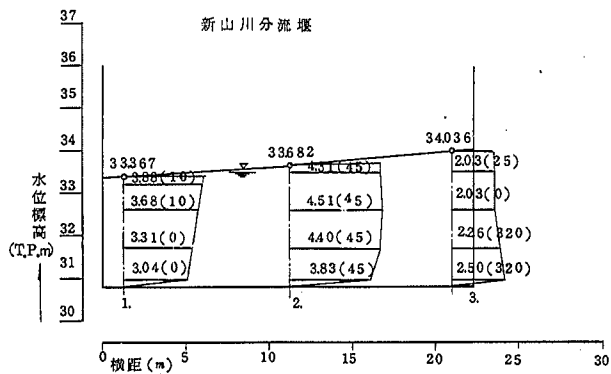
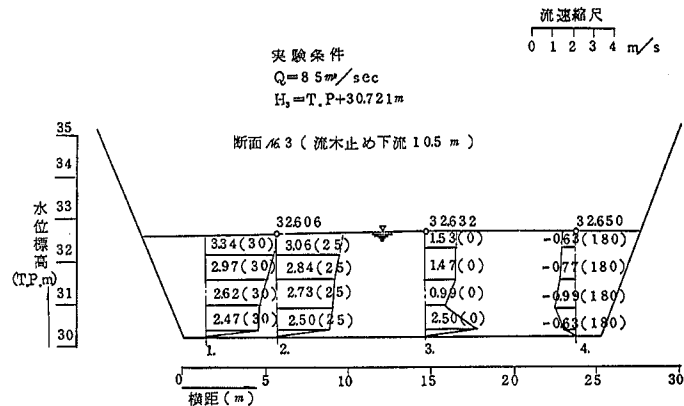
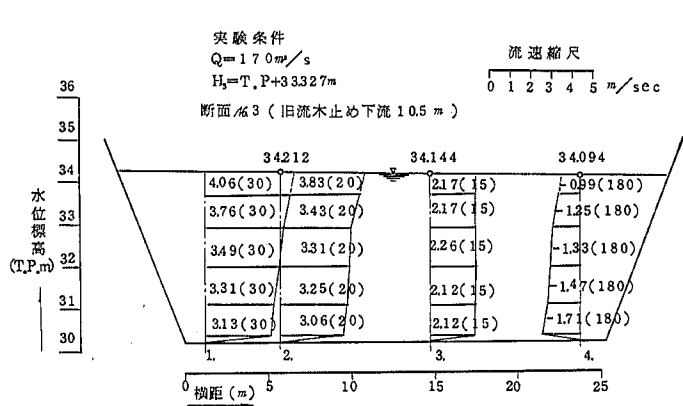


図-52 流速分布図  $S = \begin{cases} V & 1:100 \\ H & 1:25 \end{cases}$

図-53 流速分布図  $S = \begin{cases} V & 1:100 \\ H & 1:25 \end{cases}$

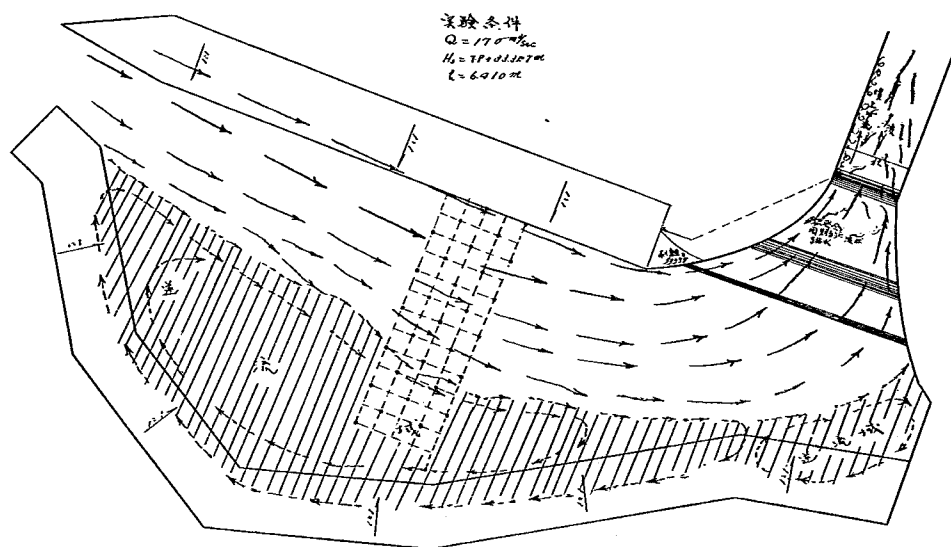


图-54 新山川分流点附近流況図

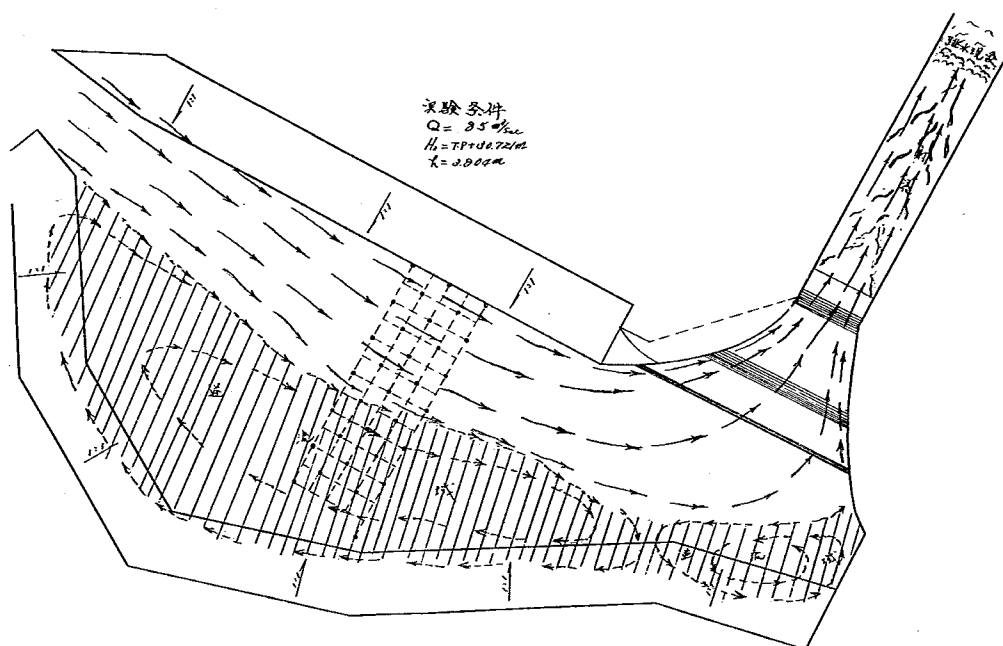


图-55 新山川分流点附近流況図

で最大となりその値は $T.P+34.33m$ で計画高水位より $5.7cm$ 程低い。

流量が $85m^3/s$ の場合には堰下流 $\#5$ 附近で跳水を起こしている。堰上流での水位も $170m^3/s$ と同様な傾向を示し $\#6$ 地点の水位は $T.P+32.779m$ となつている。

図-52は流量 $170m^3/s$ の場合の流速分布図であり、堰上での流れは前回に比べ右岸の流速が2倍程度になり改造の効果が出ている。また、流れは全体として堰中央に集まるようになり、最大流速は $4.5m/s$ 程度である。

$\#3$ 地点の流速分布はこれまでのものと殆んど変化がなく流れは左岸に集中している。

一方、流量が $85m^3/s$ の場合には堰上の流速は左岸側が大きくなり、流れが左岸に寄つている。

$\#3$ 地点における流速分布も $170m^3/s$ の場合と同様な傾向を示している。

図-54は流量 $170m^3/s$ の時の流況を示したものである。堰上での流れは左右岸の側壁に沿ってスムーズに流れるようになった。ただ堰直上流左岸において流線は多少、はく離するが前回までのものに比べその程度は小さい。

堰下流の水面は波立ち、周期的に波状跳水が生ずる。

また、隧道部入口の左岸側には噴上げ流が生じている。

分流堰上流の逆流域、死水域についてはこれまでと同様である。

図-55は流量 $85m^3/s$ の場合の流況を示したものであるが堰下流の隧道部を露出射流が走り $\#4$ 地点で跳水を起こしているが跳水以後の水面は水位縦断面図をみても明らかに安定している。また、堰上流の流況については $170m^3/s$ の場合と同様である。

写真-5は $170m^3/s$ の場合の流況であり写真-6は $85m^3/s$ の場合の流況である。

以上のように第3案について分流堰上での流れの集中および左岸のはく離については前回までのものに比べ良くなつた。また、下流水位が低い場合には隧道内で跳水が起こることも解つた。しかし、跳水が起こつても水面の動揺が下流に行くに従つて大きくなるという現象は起こらなかつた。また、跳水が起こるのは下流水位が低い場合であり、跳水のために圧力隧道となるような心配はない。

以上がA案に関する実験結果である。

#### 6-4 B案に関する実験

##### 6-4-1 第1回実験

第1回実験は図-39及び40に

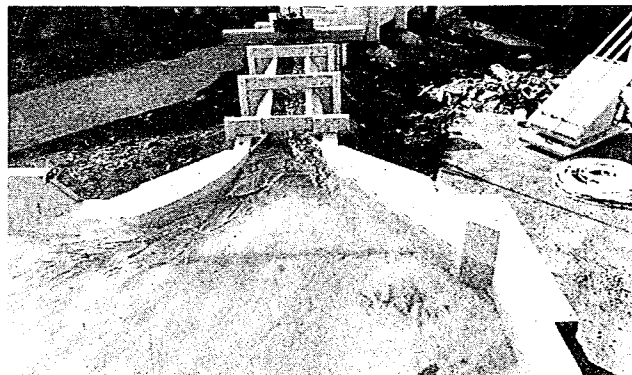


写真-5 分流点附近の流況状態を上流部より

示した第1案について、流量  $170 \text{ m}^3/\text{s}$ ，出発水位  $T.P+33.327 \text{ m}$ （吸川より不等流計算して求めた値）の条件で行った。

測定は水位、流速、流況について実施し、測点は図-39に示されている通りである。なお、B案では流木止めの位置をA案より上流に移した。

図-56はその流況を示したもので堰上流の流況についてはA案と同様に流れが左岸に集中し、右岸側には大きな逆流域が発生している。

又、堰の対岸へ当たった流れは堰下流左岸側の隧道部入口で噴上げ流を発生させ、水面が動揺する。この影響も約  $2.5 \text{ m}$  下流では殆んど消え、

以後は、比較的安定した流れとなつている。全体としては、吸川合流点の流況に似ているが、新山川の場合には、吸川と異なり上流からの流れが無いため、堰中央より上流部の流れは遅く、渦が発生している。

図-57は、水位を示したものであるが、堰上流については、A案と殆ど等しく堰の対岸での水位上昇もそれ程大きくはない。これは堰上流からの流れの当りがそれ程強くない事を意味するものである。

又、堰下流の水位を見ると、堰左岸側に発生した噴上げ流の影響により測点464附近まで水面が動揺しており隧道部入口附近での乱れはA案より大きくなっている。

図-58は、流速分布を示したものである。

分流堰上流部は、A案と同程度の越流巾を確保する意味で、左岸堤防を引堤した為、流速もA案に比べ、全体的に遅くなっている。

堰下流の流速は、上流部では逆流が生じ、下流に行くに従い加速され、流速が大きくなる傾向を示している。

以上が第1回実験の結果であるが、隧道部入口附近の流れはA案に比べ、乱れが多少大きい。し

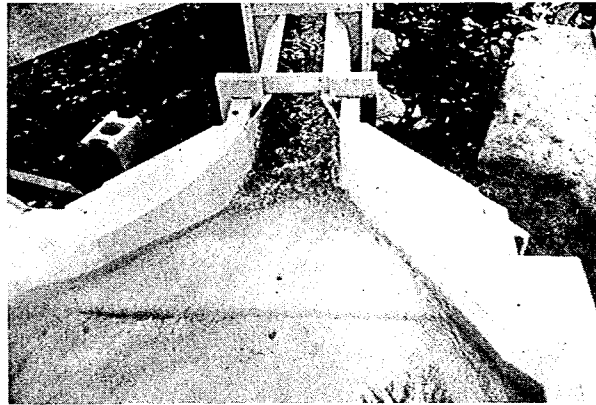


写真-6 分流点附近の流況状態を右岸側より

第5表 新山川分流点B案に関する実験ケース一覧表

| 実験番号 | 実験条件                         |             |
|------|------------------------------|-------------|
|      | 流量 ( $\text{m}^3/\text{s}$ ) | 出発水位 (m)    |
| 1    | 170                          | T. P+33.327 |
| 2    | 170                          | T. P+33.327 |
|      | 170                          | T. P+31.690 |
|      | 85                           | T. P+30.721 |

かし、この乱れは、左岸側に発生する噴上げ流の影響によるものであり、この大きさは、堰上流部の左岸の法線を改良する事により緩和する事が出来るものと考えられ、これにより入口附近での乱れも小さくなるものと思われる。

そこで左岸の堤防法線を図-59の様に变えて実験を行うことにする。

#### 6-4-2 第2回実験

第2回実験は、流量  $170 \text{ m}^3/\text{s}$  で出発水位  $T.P+33.327 \text{ m}$ 、流量  $85 \text{ m}^3/\text{s}$  で出発水位  $T.P+30.721 \text{ m}$  の条件で行った。なお、出発水位については、前回同様吸川合流点より不等流計算により求めた値である。

図-60及び61は、夫々の流況を示したものである。流量  $170 \text{ m}^3/\text{s}$  の場合を見ると、堰上流部の流況は前回と変らない。又、堰下流についても全体として前回とそれ程変化がない。しかし、左岸の堤防法線を変えた事により、左岸での噴上げ流の大きさは、前回に比べ小さくなり、従つて隧道部入口附近の乱れも減少した。

この噴上げ流の影響も前回と同様に入口より  $20 \text{ m}$  程度下流では消え、流れは比較的安定する。

次に流量  $85 \text{ m}^3/\text{s}$  の場合を見ると、模型上流端からの流れは射流となつて流入し流木止め下流では波状跳水を起している。しかし、模型では、河道部分が含まれていない為、実際に現地でもこの様な現象が起るとは断定できない。堰直下流部は上流の跳水の影響を受け、水面は多少乱れる。又、堰附近では、 $170 \text{ m}^3/\text{s}$  の場合と同様に、渦流が発生している。しかし、 $85 \text{ m}^3/\text{s}$  の場合には  $170 \text{ m}^3/\text{s}$  の場合の様に隧道部入口附近での噴上げ流は発生しない。

図-62は水位を示したものであるが、 $170 \text{ m}^3/\text{s}$  のケースについてのみ、模型下流端にある堰上げ板を全倒伏した状態での水位  $T.P+31.690 \text{ m}$  の条件についても堰下流部の水位を測定した。

まず、 $170 \text{ m}^3/\text{s}$  のケースについてみると堰上流については前回と殆んど変らない。しかし、堰下流附近の水位は左岸の法線を改造した事により、前回よりかなり安定しており、水位測定の結果からも噴上げ流の大きさが前回より小さくなつたことが解る。

側壁沿いの水位は水路中央に比べ、 $0.3 \sim 0.5 \text{ m}$  上昇するがこの程度であれば、それ程問題はないであろう。

出発水位が、 $T.P+31.690 \text{ m}$  のケースは隧道部入口附近の水面が  $T.P+33.327 \text{ m}$  のケースに比べ乱れる。また、 $A_3$  地点より下流で水位が急激に低下するがこれは下流端の影響によるものであろう。

次に  $85 \text{ m}^3/\text{s}$  のケースについて見ると、堰上流部の水位が、A案に比べ約  $0.8 \text{ m}$  低下し、 $T.P+31.800 \text{ m}$  となつている。これは、流れが集中している左岸の堤防を引堤した為、有効断面が増加し、その結果生じたものである。

堰上流と下流では、約  $0.5\text{ m}$  程度の落差が生じ、その結果、流況図にも示してある様に波状跳水が生じる。

堰下流から隧道部にかけての水面形は、 $170\text{ m}^3/\text{s}$  のケースと同じ傾向を示している。

$170\text{ m}^3/\text{s}$  のケースについては、左岸側を第1回実験より狭めた為、多少流速が大きくなり、最大  $3.9\text{ m/s}$  程度となつている。また、堰下流においては、左岸法線を改造した事により、測点  $\#6$ 、 $\#7$  の水衝部の流速が  $0.5 \sim 0.8\text{ m/s}$  程度前回に比べ減少し、 $4.3\text{ m/s}$  となつている。

水路中央の流速分布は、前回と殆んど変らない。

次に、 $85\text{ m}^3/\text{s}$  のケースについて見ると、堰上流部の流速は、A案よりも水位が  $0.8\text{ m}$  低下しているにも拘らず、流速は、 $0.2\text{ m/s}$  増加した程度であり、最大流速が、 $3.5\text{ m/s}$  となつている。この事からも、水位の低下は有効断面の増加によるものであることが解る。

堰下流の流速分布は、 $170\text{ m}^3/\text{s}$  のケースと大体同じ傾向を示しており、 $\#6$  地点の流速は  $3.9\text{ m/s}$  程度となつている。写真-7 は  $170\text{ m}^3/\text{s}$  のケースの堰附近の流況である。

以上が第2回実験の結果であり、前回に比べ、隧道部入口の左岸に発生した噴上げ流の大きさは左岸の法線を改造した事により減少し、入口附近の流れも安定する様になり、かなり満足できる結果が得られた。

しかし、分流堰の形状及び位置等についてはまだ改良の余地があるものと考えられ、それによつて側壁への当り、及び左岸側の噴上げ流の大きさを減少させる事が可能と思われる

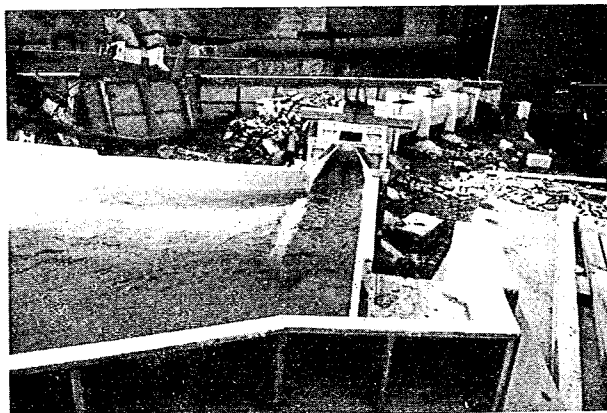


写真-7 分流堰附近の流況状態を右岸より

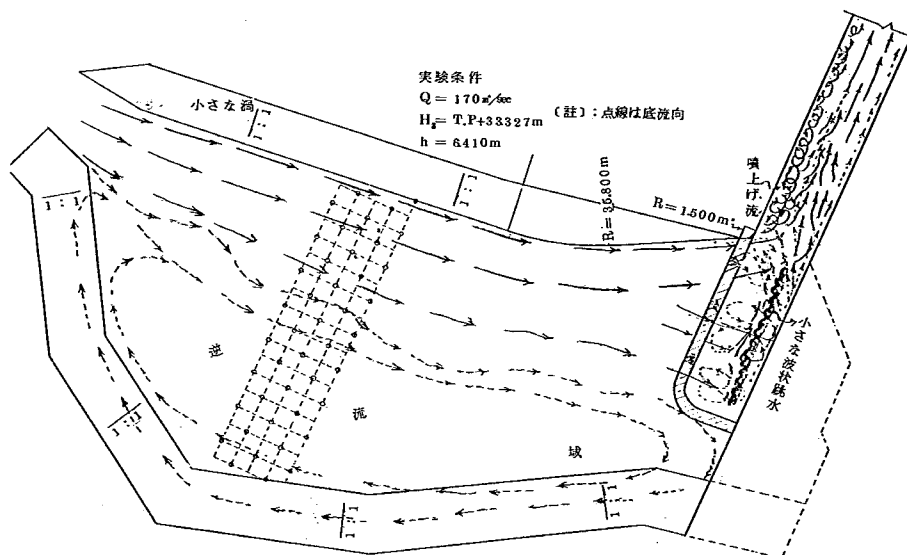


図-56 新山川分流点附近流況図

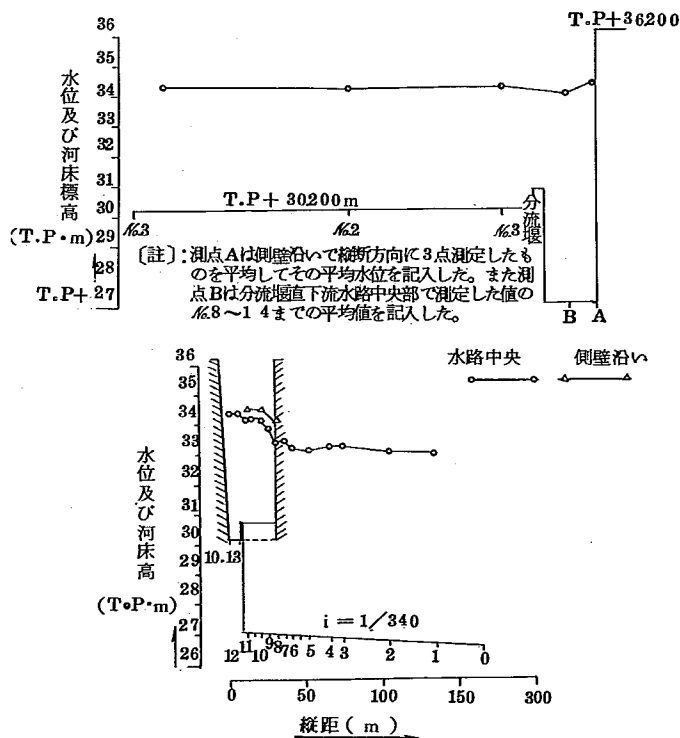


図-57 新山川分流堰附近水位縦断面図

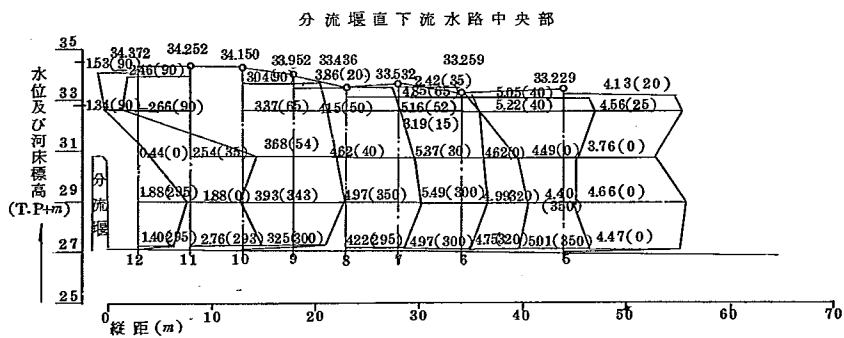
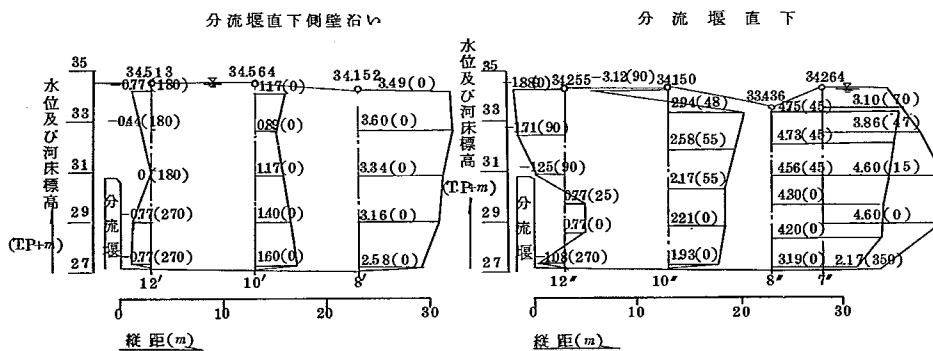
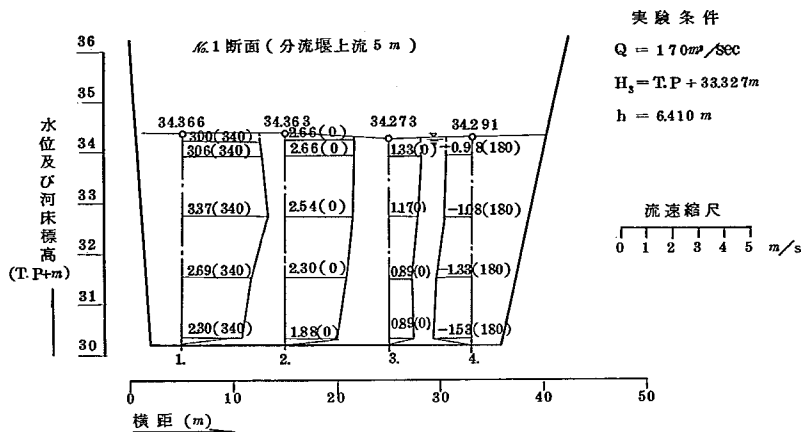


図-58 流速分布図



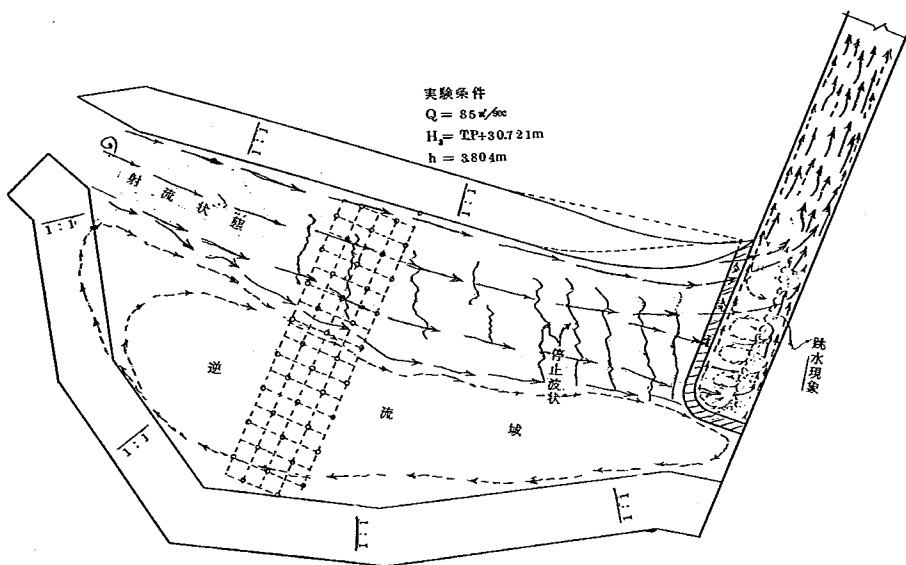


図-61 新山川分流点附近流況図

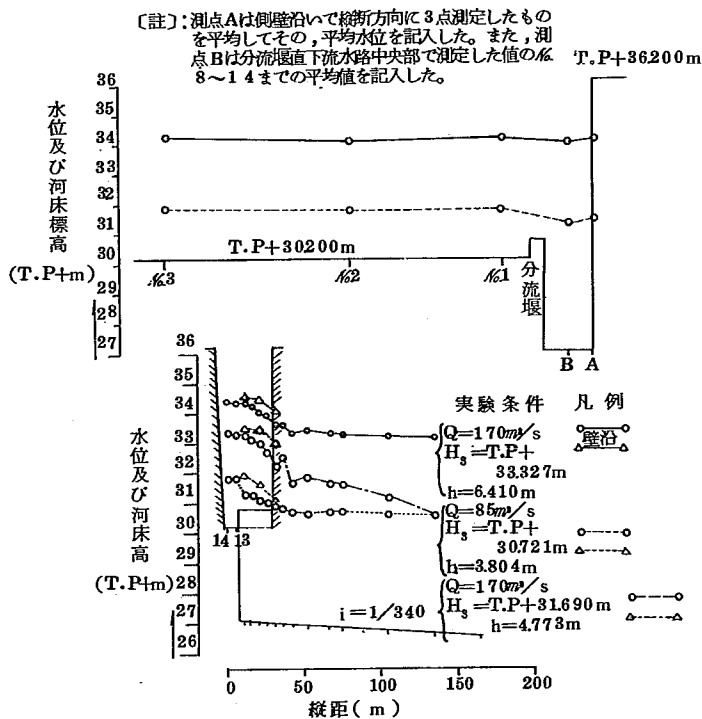


図-62 新山川分流堰附近水位縦断図

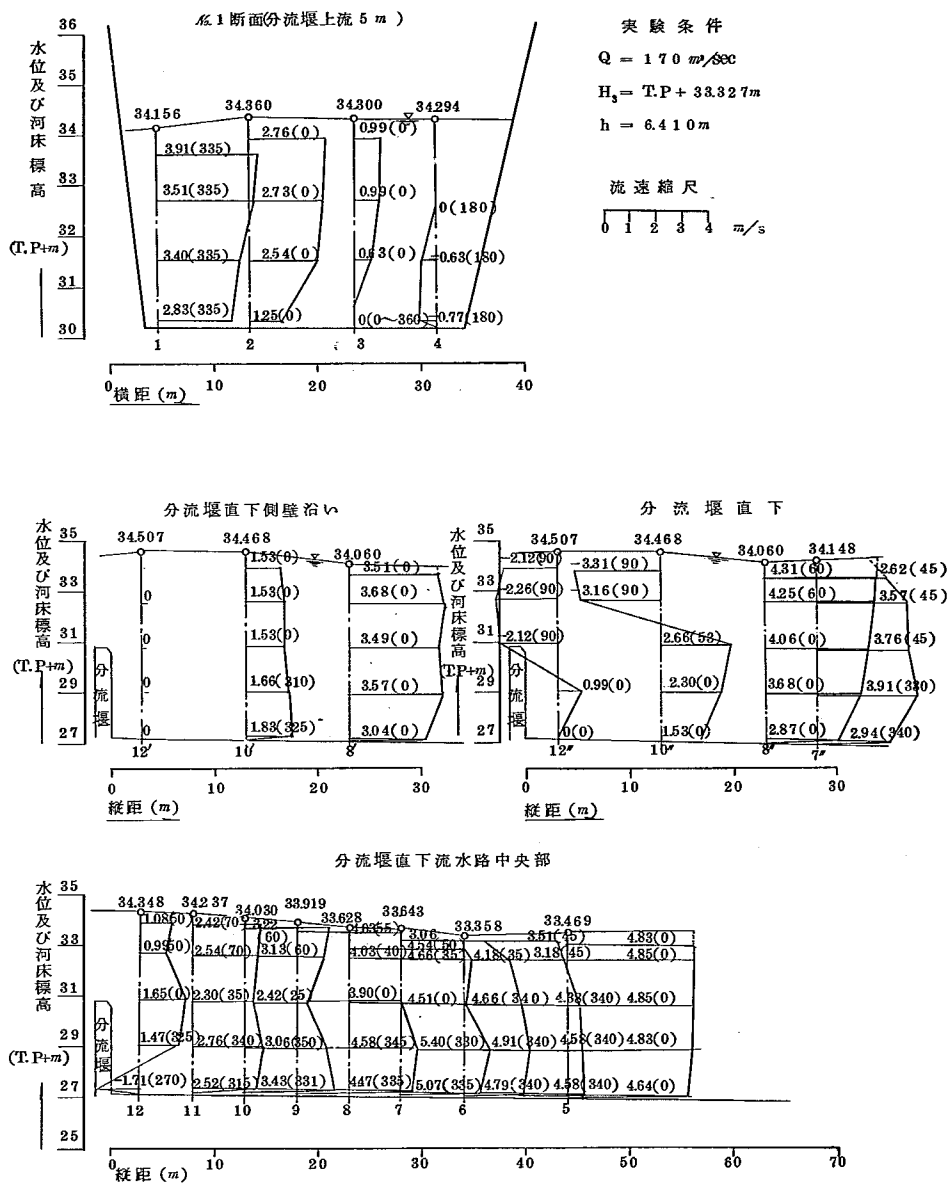


図-63 流速分布図

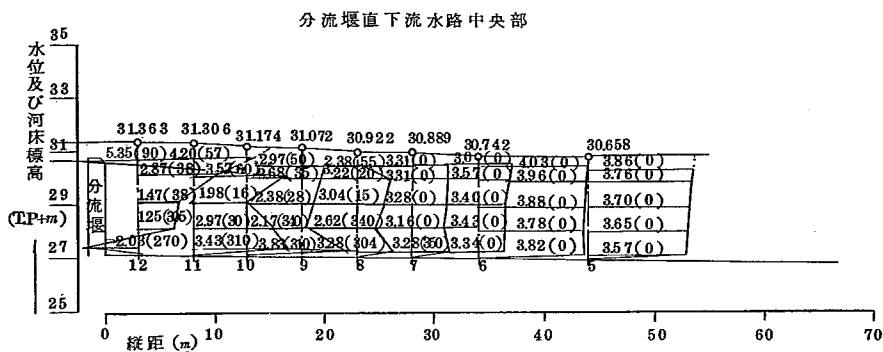
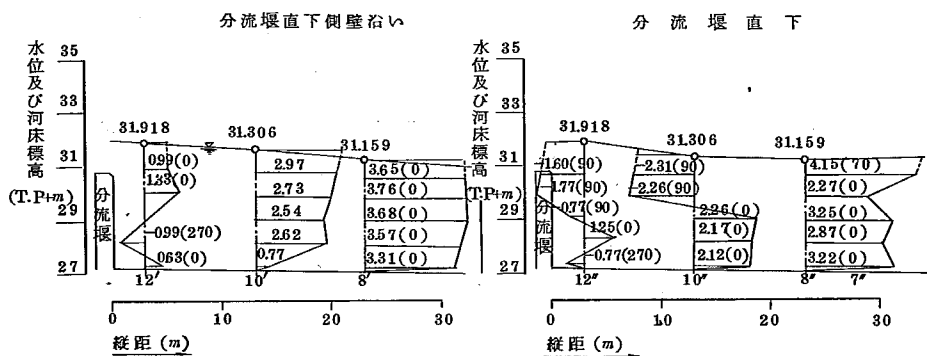
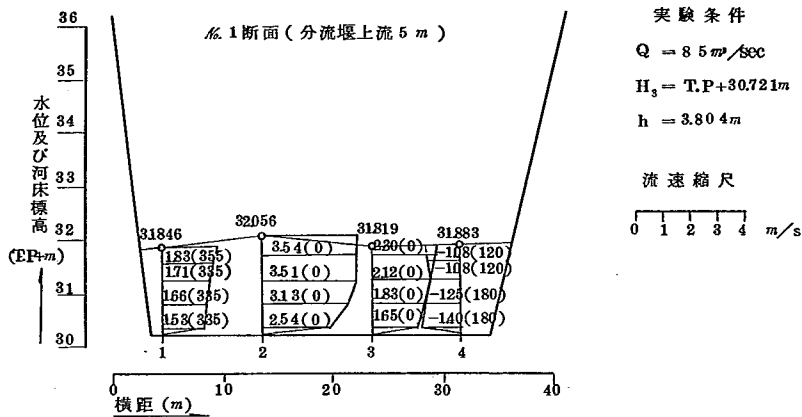


図-64 流速分布図

## 7 結 論

これまで吸川放水路計画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) 磐井川合流点の敷高は  $T.P+22.733\text{ m}$  とする。
- (2) 磐井川合流点附近の法線形状は計画案通りとする。
- (3) 2号隧道（磐井川合流点から吸川合流点まで）断面は  $H=0.7B$  の馬蹄形断面とする。
- (4) 吸川合流点形状は堰巾  $30\text{ m}$  の自由落方式とする。また、新山川からの流れがない場合でもこの方式で安全である。
- (5) 吸川合流点上流の水位は  $T.P+38.028\text{ m}$  であり計画高水位  $T.P+38.320\text{ m}$  に対して安全である。
- (6) 吸川の堰直下の床版コンクリートの厚さは  $1.0\text{ m}$  以上とする。
- (7) 吸川合流点およびその下流  $50\text{ m}$  程度は長方形断面とする。
- (8) 吸川合流点におけるエネルギーロスに伴い1号隧道（吸川合流点から新山川分流点まで）出口では計画高水位より水位が上昇し、 $T.P+33.130\text{ m}$  となる。そのため、等流隧道として設計するために、1号隧道出口の敷高を  $T.P+27.405\text{ m}$ 、新山川分流堰直下の敷高を  $T.P+28.375\text{ m}$  とする。
- (9) その結果、新山川分流堰直下の水位は  $T.P+34.100\text{ m}$  となる。
- (10) また、新山川分流堰上流部の水位は  $T.P+34.800\text{ m}$  程度であり計画高水位  $T.P+34.900\text{ m}$  に対して安全である。
- (11) 1号隧道の断面は  $H=B$  の馬蹄形断面とする。
- (12) 新山川分流点形状についてはA、B両案の実験により概略の結論が得られたが、なお、45年度において比較実験を行い決定する。
- (13) 流木止めは洪水時の流木に対して十分安全なように考慮する。

## あ　と　が　き

本検討は44年度に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ある。その実験および解析には下記のものがあった。

|        |         |
|--------|---------|
| 河川研究室長 | 土・屋　昭　彦 |
| 研究員    | 星　畑　国　松 |
|        | 本　間　勝　一 |