

臺灣省立中央圖書館

第 47 卷 3 期

臺灣省立中央圖書館
標 時 價 處 所

三滝川分流模型実験 報告書

三滝川分流模型実験

昭和 47 年 3 月

建設省土木研究所
篠崎試験所

目 次

まえがき

(I) 概 要

(II) 実 験 の 目 的

(III) 模 型

(IV) 相 似 律

(V) 水 理 計 算 に よ る 検 討

(1) 目 的

(2) 条 件

(i) 粗 度 係 数

(ii) 出 発 河 口 水 位

(iii) 流 量

(3) 河 道

(4) 計 算 方 法

(5) 計 算 結 果

(i) 三 滝 川

(ii) 海 蔵 川

(iii) 分 水 路

(6) 分 流 臭 の 概 略 設 計

(VI) 実 験 に よ る 検 討

(1) 実 験 条 件 お よ び 測 定 方 法

(i) 条 件

(ii) 測定方法

(2) 実験ケースと分流量

(3) 実験その 1 (河道条件 1 次案)

(i) 分流量測量

(ii) 水位測定

(iii) 流向測定

(iv) 分流開始流量の測量

(v) 高水敷にのる限界流量の測定

(4) 実験その 2 (河道条件 2 次案)

(i) 模型改造

(ii) 分流量測定

(iii) 水位測定

(iv) 流向測定

(5) 実験その 3 (河道条件 3 次案)

(i) 模型改造

(ii) 分流量測定

(iii) 水位測定

(iv) 流向測定

(6) 実験その 4 (河道条件 4 次案)

(i) 模型改造

(ii) 分流量測定

(iii) 水位測定

(iv) 流向測定

(7) 実験その 5 (河道条件 5 次案)

- (i) 模型改造
- (ii) 分流量測定
- (iii) 水位測定
- (iv) 流向測定
- (v) 分流開始流量の測定

(8) 実験その6 (河道条件第6次案)

- (i) 分流量測定

(9) 実験その7 (河道条件第7次案)

- (i) 分流堰の改造
- (ii) 分流量測定

(10) 実験その8 (河道条件第8次案)

- (i) 分流堰の改造
- (ii) 分流量測定

(11) 実験その9 (河道条件第9次案)

- (i) 分流堰の改造
- (ii) 分流量測定
- (iii) 水位測定
- (iv) 流向測定
- (v) 流速測定

[Ⅳ] 最終案計画河道 (第10次案)

(1) 水理計算による検討

- (i) 分流量
- (ii) 水面形

- (iii) 掃 流 力
- (iv) 流 砂 量
- (v) 河 床 変 動 量

(2) 実 験 そ の 10 (河道条件才10次案)

- (i) 分 流 量 測 定

(3) 実 験 そ の 11 (河道条件才11次案)

- (i) 模 型 改 造
- (ii) 分 流 量 測 定
- (iii) 水 位 測 定
- (iv) 流 向 測 定
- (v) 流 速 測 定

[Ⅷ] 結 論

はじめに

本報告書は三重県の依頼により、昭和45年、46年度に土木研究所において実施した三滝川の水利設計検討、水利模型実験についての検討結果をとりまとめたものである。

河川研究室室長	土屋 昭彦
篠崎試験所所長	松山 宣信
篠崎試験所研究員	馬場 享
河川研究室技官	浜辺 年明
篠崎試験所技官	野瀬山 昇

(I) 概 要

三滝川は、その源を三重、滋賀県境鈴鹿山脈の主峰御在所ヶ嶽（標高1,200m）に発し、東流して右支川金溪川、矢合川を合流し、四日市市の中央部を貫流して伊勢湾にそそぐ、流域面積59.4km²、流路延長20.5kmの二級河川である。

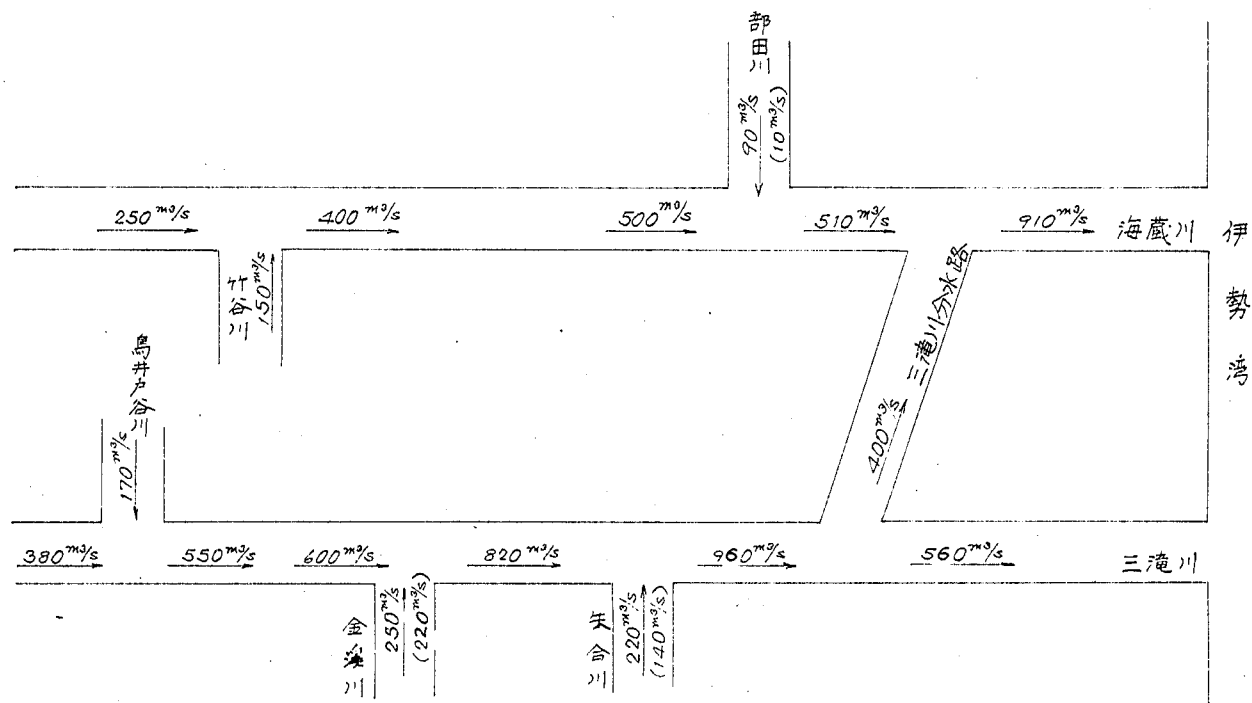
地勢は上流部においては急峻であるが、全般的には比較的ゆるやかな河川で、中、下流部はそのほとんどが平地または丘陵地帯である。

年降水量は2,000～3,000mmで山岳地帯では、平野部の約5割多くなっている。

計画流量は基準地奥野田において960m³/sとなっており、野田より下流河口までは、四日市の市街地を流下し、河積が小さく、流過能力がないために野田町附近に分流工を設け、約0.5kmの放水路で北隣海蔵川に計画流量960m³/sのうち400m³/sを分流し、下流域の洪水防御を行うもので、三滝川、分水路、海蔵川の河道の形状を水利計算および模型実験により検討するものである。

流量配分図を図-1に示す。

図-1 三滝川、海蔵川流量配分図



(II) 実験の目的

前述したように、三滝川計画流量 $960\text{m}^3/\text{s}$ のうち $400\text{m}^3/\text{s}$ を三滝川 $3\text{K}400$ 附近から約 0.5km の分水路で北隣海蔵川 $2\text{K}400$ に分流させるため、三滝川、分水路、および海蔵川の河道形状を水理設計することにある。

(Ⅲ) 模 型

模型は下記の条件により製作した。平面図を図-2の1, 2の2に, 縦断図を2の3~5に示す。

縮尺: 水平, 鉛直方向とも $1/30$

範囲: 三滝川 — $2\text{K}800 \sim 4\text{K}200$ 約 1400m

分水路 約 500m

海蔵川 — $1\text{K}900 \sim 2\text{K}900$ 約 1000m

河床: 固定河床, モルタル仕上げ

水位調節方法: 模型末流部(三滝川 2.8km ,

海蔵川 1.9km)にせき上げ板を設け,

これにより調節する。

(IV) 相 似 律

開水路の実物と模型との流れが、力学的に相似になるためには次の関係がある。原形を添字 P 、模型を m で表わすことにする。

$$V = L^{1/2}, C = 1, \quad \mathcal{E} = L^2 \cdot V = L^2 \cdot L^{1/2} = L^{5/2}$$

ただし、

$$\begin{aligned} L &= L_P / L_m, \quad L_P, \quad L_m \text{ は実物と模型との長さに関する量} \\ V &= V_P / V_m, \quad V_P, \quad V_m \quad \text{ " " " 流速 " } \\ C &= C_P / C_m, \quad C_P, \quad C_m \quad \text{ " " " Chezy 係数} \\ \mathcal{E} &= Q_P / Q_m, \quad Q_P, \quad Q_m \quad \text{ " " " 流量に関する量} \end{aligned}$$

模型と実物との換算率

長さの換算率	$L_P / L_m = 30$
流速 — " —	$V_P / V_m = 5.4772$
流量 — " —	$Q_P / Q_m = 4929.5$

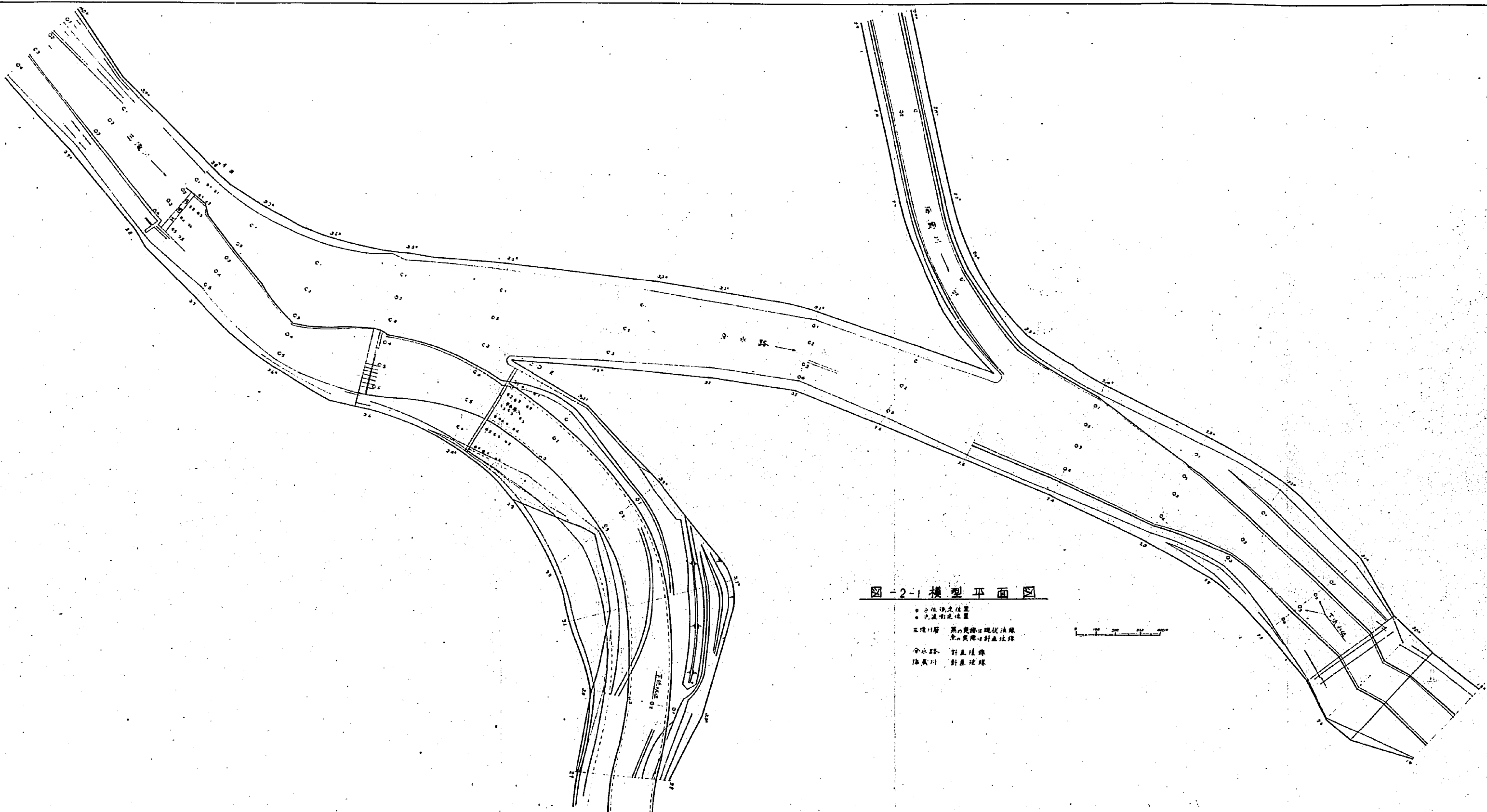
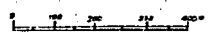
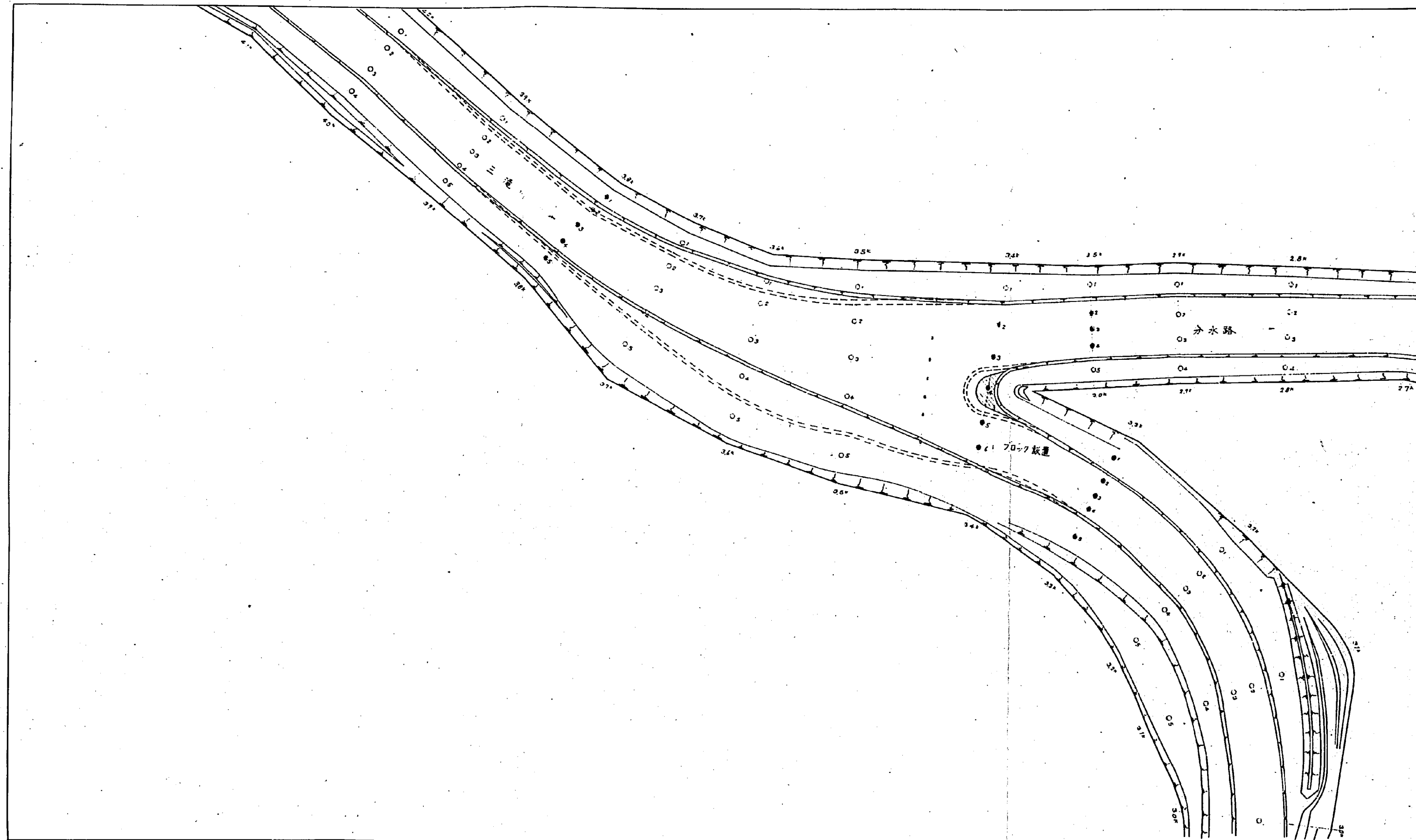


圖-2-1 模型平面圖

- 水位測量位置
- 流速測量位置
- 五龍川 點位變遷及現狀記錄
- 三門灣 點位變遷及現狀記錄
- 分水嶺 針孔記錄
- 臨城川 針孔記錄





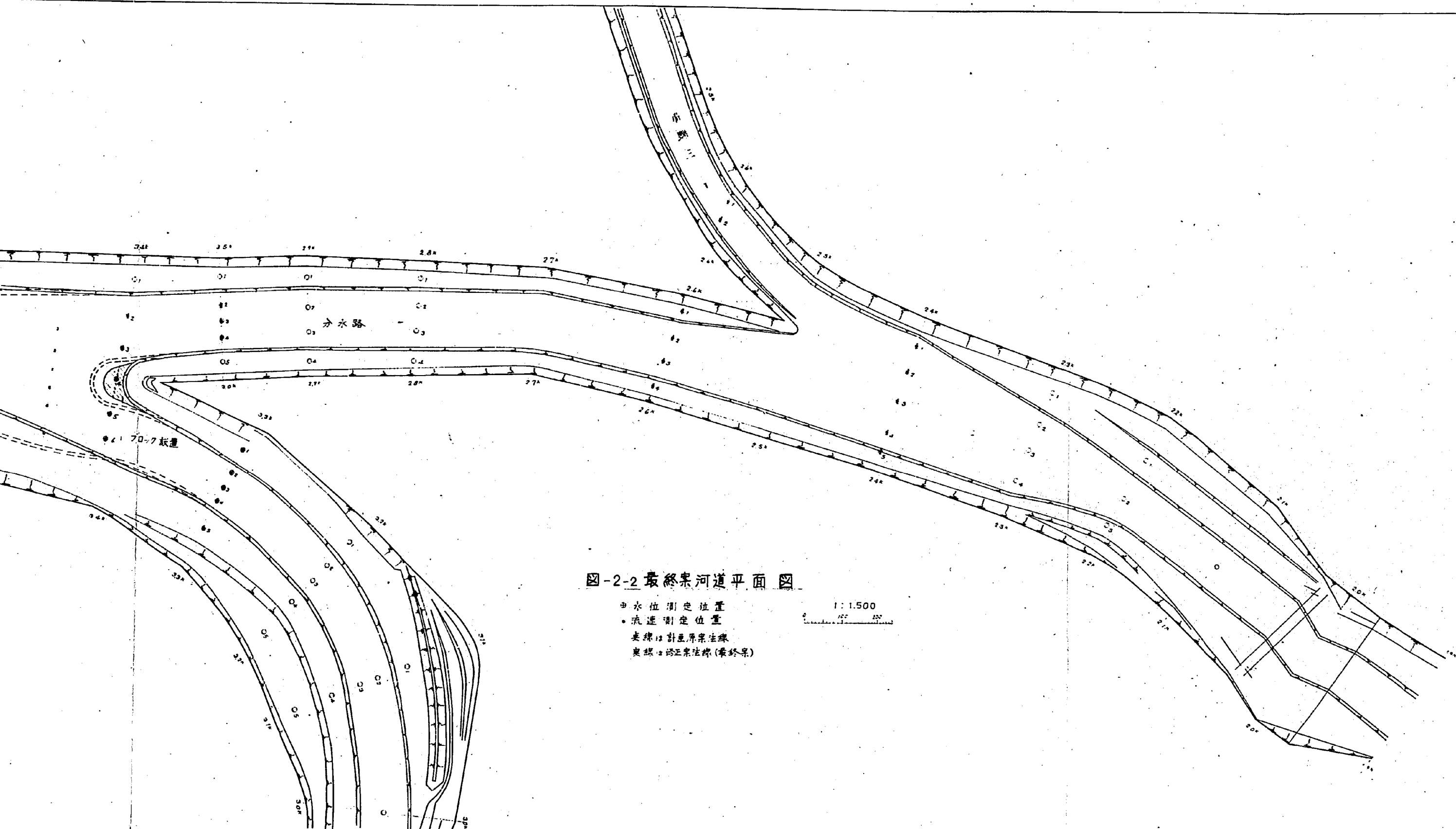


圖-2-2 最終案河道平面圖

- 水位測定位置
- 流速測定位置
- 計畫原案法線
- 修正案法線(最終案)

1:1,500
0 100 200

图-2.3 三潼川 縱断图

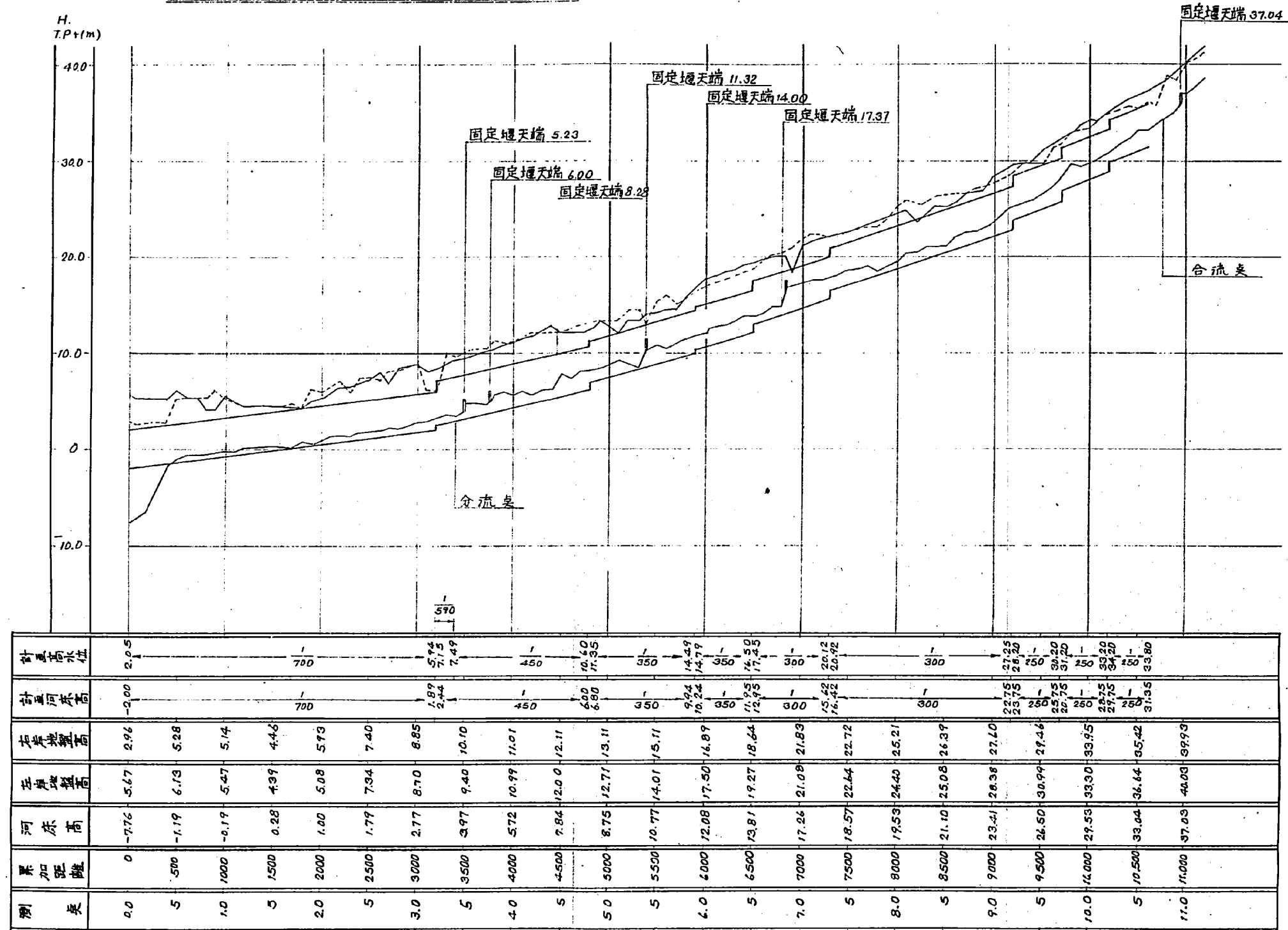


図-2の4 海蔵川縦断面図

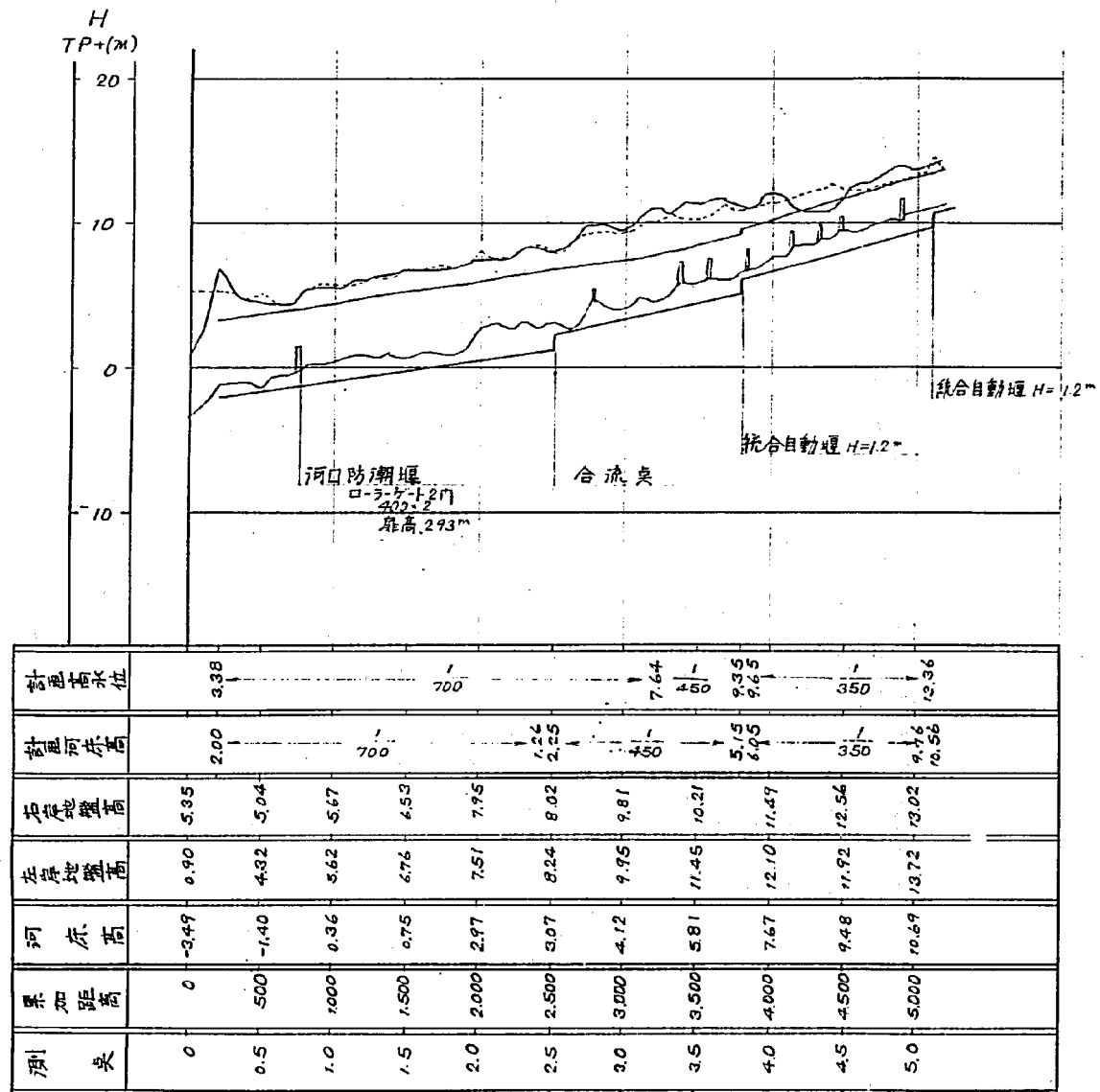
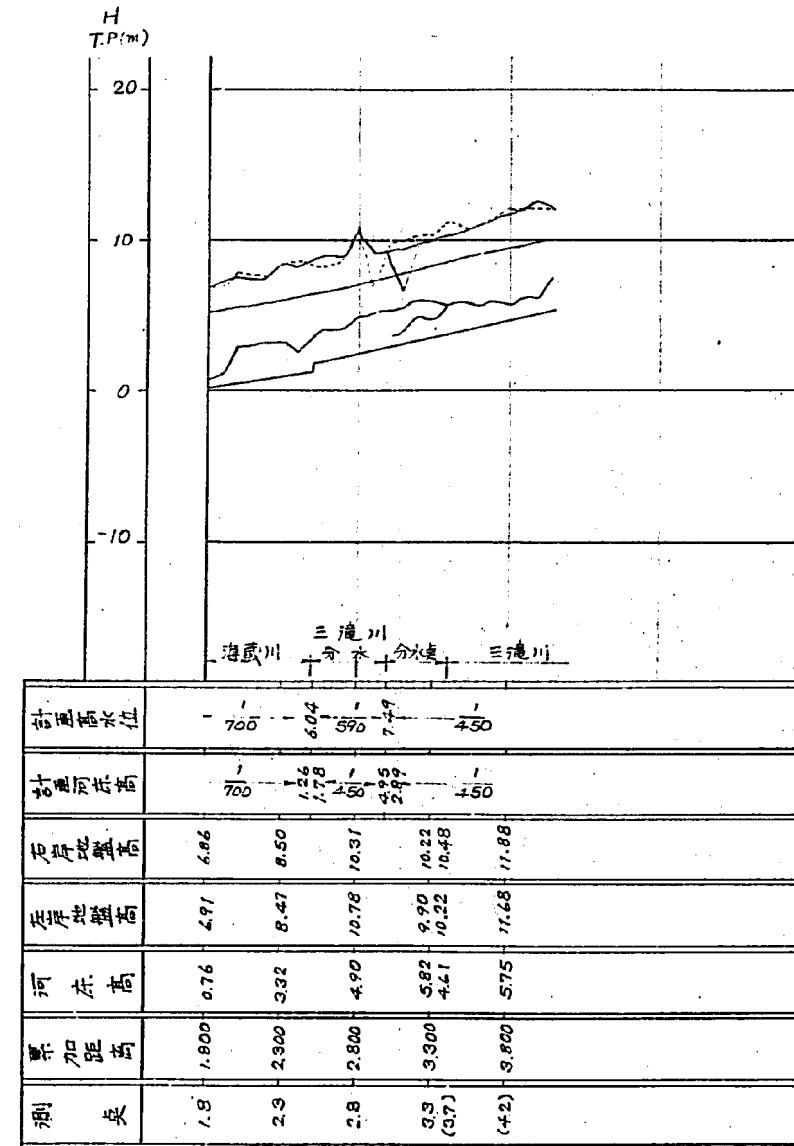


図-2の5 分水路縦断面図



(Ⅶ) 水理計算による検討

(1) 目的

模型実験に必要な水理資料、および分流臭の概略設計を得るために行う。

(2) 条件

(i) 粗度係数

実測資料がないので、河床材料より推定して0.030を用いた。

(ii) 出発河口水位

三滝川 朔望平均満潮位 T.P 1.31 m

海蔵川 朔望平均満潮位 T.P 1.31 m

(iii) 流量

三滝川 800, 600, 400, 200, 150, 100 m³/s

海蔵川 1000, 800, 600, 400, 300, 200, 150, 100 m³/s } 各ヶ-ス

(3) 河・道

昭和40年実測の100毎の横断面を用いた。

三滝川 現状断面, 計画断面

海蔵川 計画断面,

分水路 現状断面, 計画断面

(4) 計算方法

次式の標準逐次計算法により不等流計算をおこなった。

$$H_1 - H_2 = \frac{\frac{V_1^2 + V_2^2}{2}}{\frac{R_1^{4/3} + R_2^{4/3}}{2}} \cdot n^2 \cdot \Delta x + \frac{\alpha}{2g} (V_2^2 - V_1^2)$$

H_2 : 上流断面水位

H_1 : 下流断面水位

V_2 : 上流断面流速

V_1 : 下流断面流速
 R_2 : 上流断面径深
 R_1 : 下流断面径深
 n : 粗度係数
 Δx : 2断面間距離
 α : 流速分布係数 1.0
 g : 980 m/sec^2

(5) 計算結果

(i) 三滝川

計算は、河口より分流臭 3.4Kまで計算した。結果を図-3の1, 3の2に示す。

図-3の1は現状断面における水位縦断面図である。

これによれば 1.2K~1.4K, 2.4K~2.8Kの間は水位が急に低下しているが、この区間が狭さく部になっているのでその影響かでているものと思われる。

図-3の2は、計画断面における水位縦断面図である。

分流臭 3.4Kまでの計画流量は、 $560 \text{ m}^3/\text{s}$ であるから計画高水位を越える個所はみられないが、2.8K~3.2Kの区間は計画高水位に沿った計算結果になっている。

これは、2.7K地臭の川幅かせまいのために、堰上げられた結果と思われる。

図-4は、図-3-1, 3-2の計算結果から水位-流量曲線を求めたものである。

この結果を模型実験の下流端水位の条件として与える。

計画断面では、3.2K地臭が0.6mの段落ちになっているため、その影響を考慮して計算した結果を実線で、考慮しないのか臭線であらわしてある。

図-3の1 三滝川水位縦断面図

現状河床

$\gamma = 0.030$

—— 左岸地盤高

---- 右岸地盤高

10.0

7.0

5.0

0

$Q = 800 \text{ m}^3/\text{s}$

600

400

200

1.0

2.0

3.0

3/4

断面K標

図-3の2三滝川水位縦断面図

計重河床

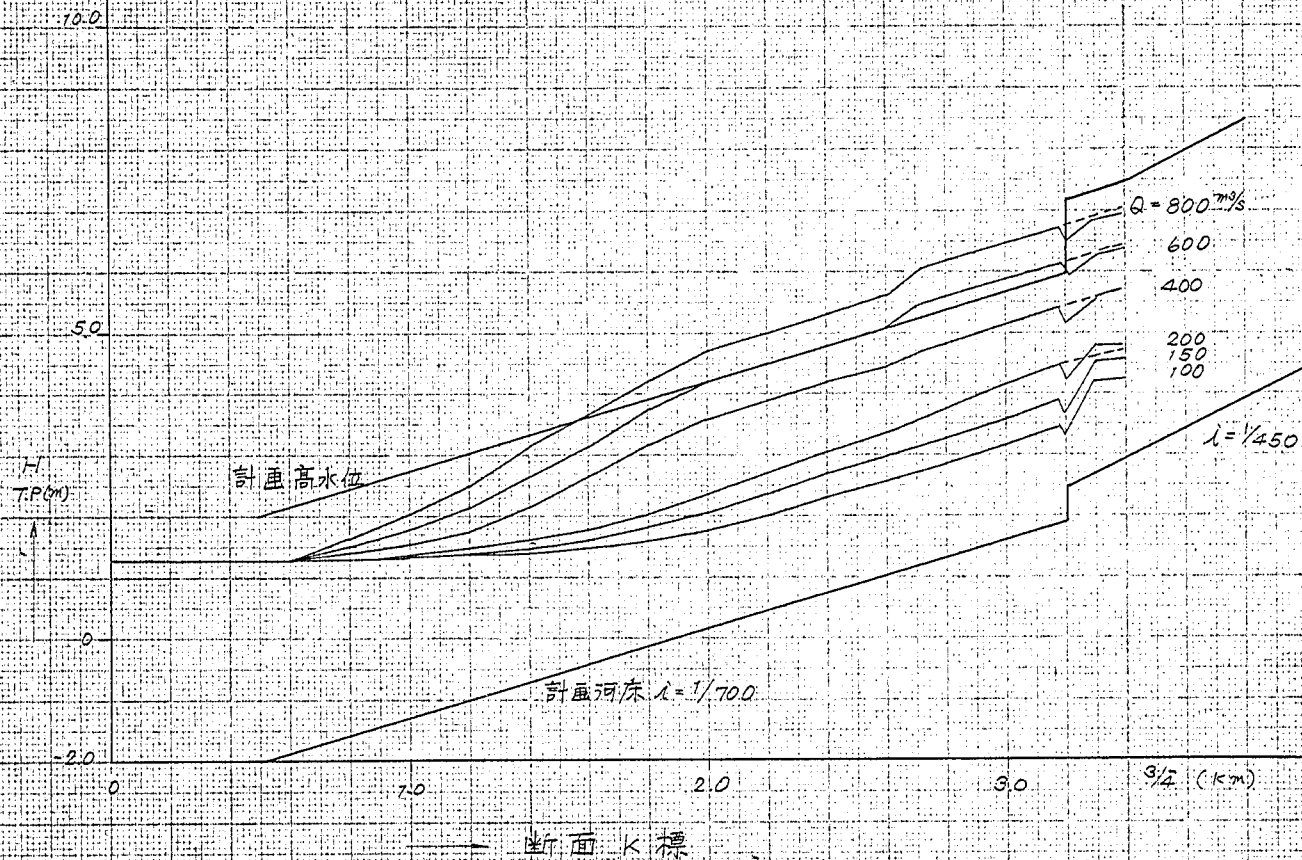
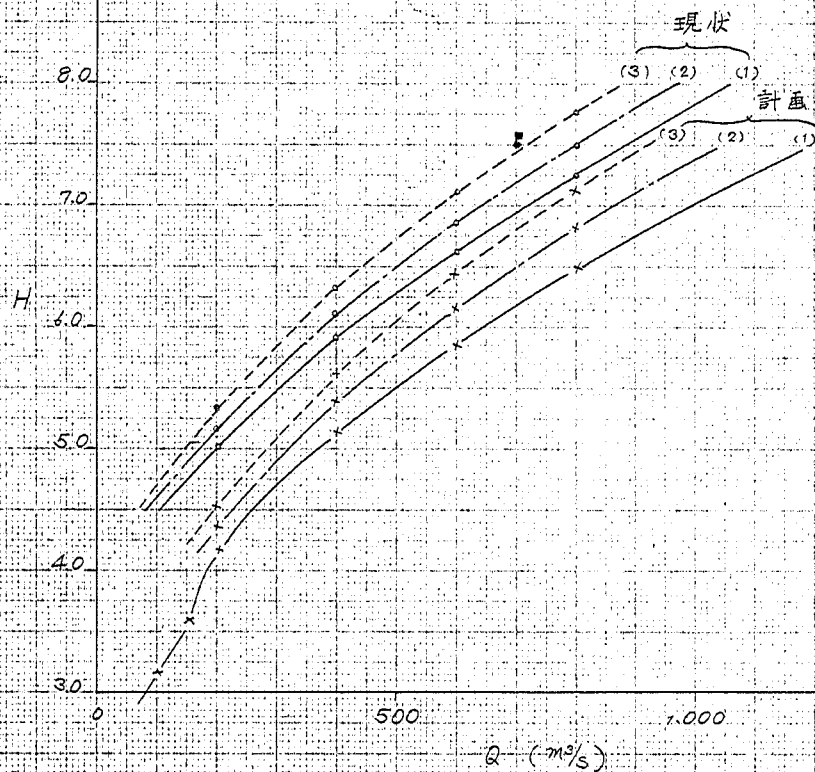
$$n = 0.030$$


図-4 三滝川 3.0K 水位～流量曲線

T.P.M



H-Q表

河道	$Q(m^3/s)$	n 値		
		(1) 0.030	(2) 0.035	(3) 0.040
現状	200	5.004	5.168	5.325
	400	5.914	6.122	6.327
	600	6.622	6.862	7.098
	800	7.234	7.493	7.756
計画	200	4.175	4.367	4.550
	400	5.143	5.390	5.620
	600	5.865	6.163	6.437
	800	6.479	6.810	7.123

(ii) 海蔵川

計算ははじめに河口より合流点 2.4K まで行い、合流点より上流は、2.4K の断面を計畝流量比により断面を分割し、出発水位は 2.4K 地点の計算水位を用い、流量も計畝流量比に分割して、2.9K まで、分水路は分流点である 3.4K までを計算した。

図-5 に水位縦断面図を示す。0.8K~1.0K 付近に急激に低下しているが、これは 0.8K に水内があるためその影響と思われる。

図-6 は水位-流量曲線である。この結果を模型実験の下流端水位の条件として与える。

図-5 海蔵川水位縦断面図

$\eta = 0.030$

Q	Q_1 (海)	Q_2 (分)
400 $\frac{m^3}{s}$	250 $\frac{m^3}{s}$	150 $\frac{m^3}{s}$
600	340	260
800	450	350
1000	560	440

--- 海蔵川
— 分水路

H
T.P.(m)

計画高水位

放水路

$i = 1/450$

海蔵川

0

1.0

2.0

2.4

2.9

(海蔵川)

計画河床 $i = 1/100$

26.31

34

3.8 (分水路)

断面 K 標

図-6 海蔵川 2K100 水位～流量曲線

計重断面

H
T.P.(m)

8.0

7.0

6.0

5.0

4.0

3.0

0

500

1,000

1,500 (m³/s)

Q

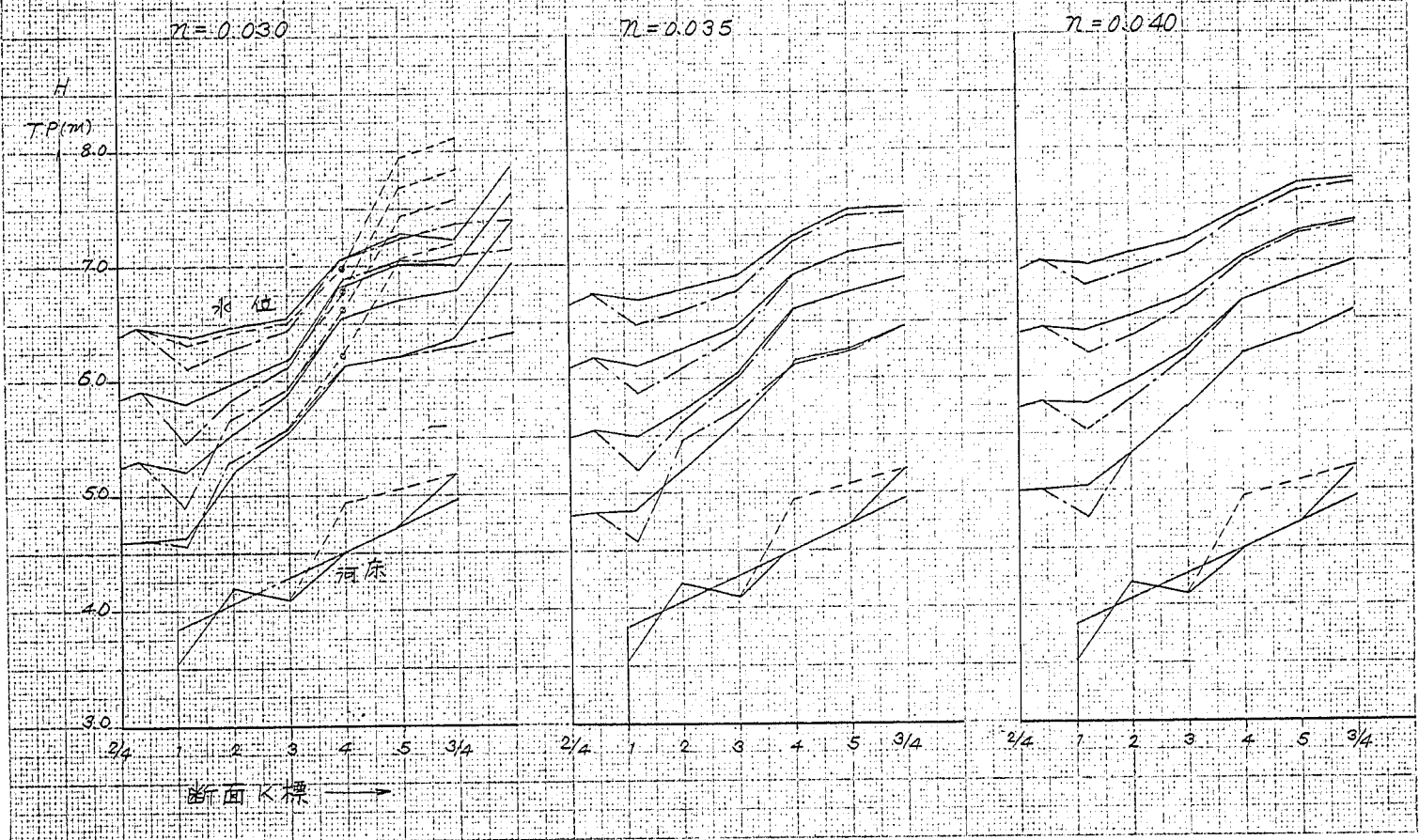
Q(m ³ /s)	η 値		
	(1) 0.030	(2) 0.035	(3) 0.040
400	4.242	4.469	4.670
600	4.914	5.315	5.506
800	5.554	5.891	6.102
1000	6.044	6.392	6.623

(iii) 分水路

計算の条件を表-1に示し、結果を図-7に示す。2.5K地奥の段落ち部分は、分水路のみについて行い。三滝川と同じ方法で計算した。その結果、現状断面ではNO.4(仮称断面)で射流となる。

圖-7 分水路水位縱斷圖

- 1. 計畫 (橫型製作)
- 2. (改善考慮)
- 3. 現狀
- 限界水深



断面K標

No. 401E

表-1. 2K400 合流桌
流量～出発水位～断面特性の条件

Q	Q海	Q分	出発水位
400 ^{m³/s}	250 ^{m³/s}	150 ^{m³/s}	T.P + 4.599 ^m (河口出発水位 3.00 の結果を用いた)
600	340	260	5.264 (" ")
800	450	350	5.847 (" ")
1000	560	440	6.393 (" ")

断面特性表 全断面

水位	断面積	幅
T.P 1.51 ^{+m}	36.16 ^{m²}	91.13 ^m
2.61	137.25	94.24
2.70	145.99	102.64
2.89	166.19	112.94
4.00	291.61	117.04
5.00	407.81	120.64
6.00	527.01	124.34
7.00	649.26	127.94
(海蔵川)		
1.51	20.26	51.07
2.61	76.92	52.82
2.70	81.82	57.52
2.89	93.14	63.30
4.00	163.43	65.59
5.00	228.55	67.61
6.00	295.35	69.68
7.00	363.87	71.70
(分水路)		
1.51	15.90	40.06
2.61	60.23	41.42
2.70	64.17	45.12
2.89	73.05	49.64
4.00	128.18	51.45
5.00	179.26	53.03
6.00	231.66	54.66
7.00	285.39	56.24

(6) 分流臭の概略設計

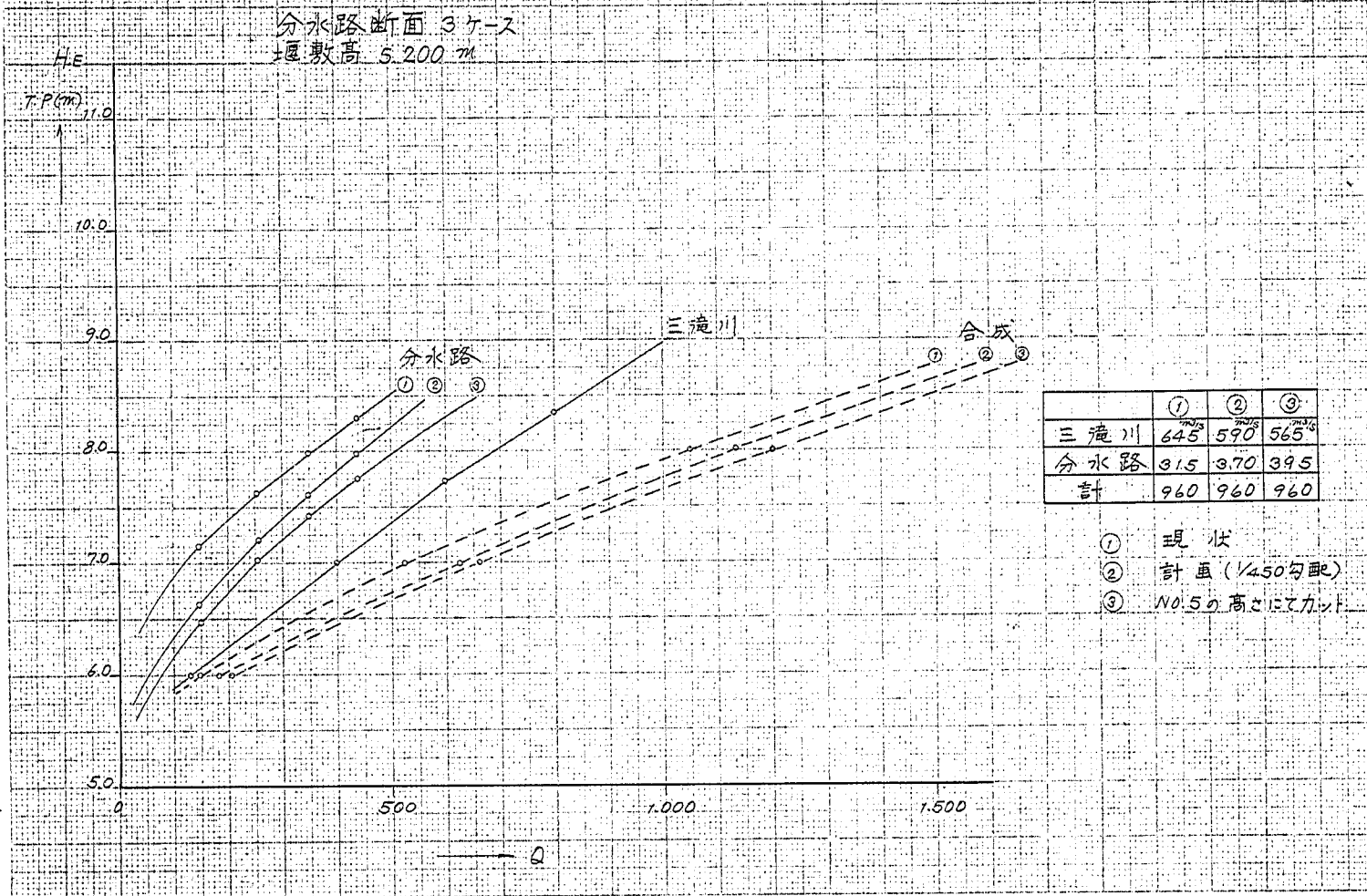
分流臭より上流 3.512K と 3.744K に 2 つの床固工があるため、分流臭 3.4K で水位を合わせることができないので、3.51K の床固工の上流で水位を合わせて分流量を求めることにした。三滝川は 3.5K まで不等流計算をおこない、3.51K の床固工はもぐり堰の流量公式である本間公式により、堰上流の水位を求め、分水路は 3.51K まで不等流計算をおこなった。なお分流臭 3.4K ~ 3.51K 間の三滝川と分水路の断面境界は、現締切り堤とした。

分流量の算出は、3.51K でエネルギー水頭 $(H + \frac{V^2}{2g})$ により分流量を求めた。

分水路の各口数高は、締切堤を三滝川の高水敷でカットした場合、分水路の計画勾配 1/450 でカットした場合、および分水路の NO.5 の計画高でカットした場合の 3 ケースについて、計算し、それぞれの分流量を求め、図-8 にその結果を示した。

いずれのケースも、計画分流量には達しなかったが、かなり近似しているケースが算出されたので、模型実験で確かめながらさらに検討を加工することとした。

図-8 3.5/K 水位～流量曲線



(Ⅵ) 実験による検討

(1) 実験条件および測定方法

(i) 条件

下流端水位

先の水理計算の結果を用い、三滝川 3.0K
海蔵川 2.1K、において下流端水位を与える。

流量

下記の流量の組合せとした。

三滝川	★ 960 m ³ /s	600	300	★印は計画高水 流量である。
海蔵川	★ 510 m ³ /s	330	200	

粗度係数

水理計算で用いた 0.030 とする。

(ii) 測定方法

分流量

測定方法として、ある流量に対し三滝川、海蔵川の下流端水位は、分流後の三滝川流量、および、海蔵川流量と分水路分流量を加えた流量が、それぞれの流量に対する計算水位と一致しているという事が必要なる条件である。

この条件を同時に満足させるためには、実験が長時間にわたるので、次の方法で測定した。

(1) 海蔵川 2.1K 断面の水位と分流量の肉係は、計算水位—流量曲線に常に合致した状態に保つ。

(2) 任意の流量に対して三滝川 3.0K 断面では計算水位を含んだ上、下にまたがる仕

意数種類の水位を手える。

3. 前記 3.0K 断面における人為的各水位に対応する三滝川への分流量を流末せきで測定する。

4. さらに 3.0K 断面で計算水位～流量曲線と実測水位～流量曲線を重ねあわせる。

以上の方法で、各総流量 Q_0 に対する三滝川 3.0K 断面における実験水位～流量曲線を求めれば、同断面の計算水位～流量曲線との交点が三滝川流量 Q_1 である。したがって、分水路分流量は $Q_2 = Q_0 - Q_1$ で求められる。

水 位

測定は、 $\frac{1}{10}$ mm 読みのポイントゲージにより測定した。

流 向

測定は、分流点、および合流点附近を重点に行った。

測定方法は、あらかじめ、河床に 1 m 間隔の方眼を設け、上流より過マンガン酸カリウムを投入し、その流線を追跡した。

流速分布

プロペラ式小型流速計を用いて、分流点および合流点附近の断面を測定した。なお、流速分布図で流速数値の後の()内の数字は横断の直角方向に対する流向角をあらわす。

(2) 実験ケースと分流量

実験ケースと実験項目を表-2, 各ケース
における分流量を表-3に示しておく。

表-2 実験ケース一覧表

河 道	実験条件 流 量 (m/s)	測 定 項 目			
		分流量	水 位	流 向	流 速
才1次案	$Q(\equiv) = 960, 600, 300$ $Q(\text{海}) = 510, 330, 200$	○	○	○	×
才2次案	$Q(\equiv) = 960$ $Q(\text{海}) = 510$	○	○	○	○
才3次案	$Q(\equiv) = 960$ $Q(\text{海}) = 510$	○	○	○	×
才4次案		○	○	○	×
才5次案	$Q(\equiv) = 960$ $Q(\text{海}) = 510$	○	○	○	×
才6次案	$Q(\equiv) = 960$ $Q(\text{海}) = 510$	○	×	×	×
才7次案	$Q(\equiv) = 960, 600, 300$ $Q(\text{海}) = 510, 330, 200$	○	×	×	×
才8次案	$Q(\equiv) = 960$ $Q(\text{海}) = 510$	○	×	×	×
才9次案	$Q(\equiv) = 960, 600, 300$ $Q(\text{海}) = 510, 330, 200$	○	○	○	○
才10次案	$Q(\equiv) = 960$ $Q(\text{海}) = 510$	○	×	×	×
才11次案	$Q(\equiv) = 960, 600, 300$ $Q(\text{海}) = 510, 330, 200$	○	○	○	○

○ 印は実験したもの
 × 印は実験しなかったもの

表-3 計重高水流量時の各案分流量対比表

河 道	分水路	三 滝 川	海蔵川 総流量	河 道 状 況
才1次案	278 ^{m³/s}	682 ^{m³/s}	788 ^{m³/s}	現 状 河 道 分水路各口敷高を現高水敷高とした。
才2次案	332	628	842	3.8k左岸高水敷部をT.P+5.84mとし、 $i=1/450$ で分水路3.3kの河道敷高T.P+4.73mに取付けた。
才3次案	348	612	858	3.8k~3.3kの左岸高水敷部をT.P+4.73mでカットした。
才4次案	428	532	938	3.5k床固工の天端をT.P+6.00mに嵩上げた。
才5次案	405	555	915	左岸高水敷部分を才1次案に復元、床固工の右岸側に幅10m敷高T.P+4.82mの平水取入口を設けた。
才6次案	346	614	856	三滝川と分流先附近3.4kから下流を計重河道に改造
才7次案	405	555	915	3.5k床固工を現状に復元、3.3kに分流堰を設置し、中央部に幅10m、敷高T.P+4.15mの平水取入口を設けた。
才8次案	412	548	922	平水取入口の敷高をT.P+4.75mに嵩上げた。
才9次案	397	563	907	分流堰の平水取入口幅を15mに広げた。
才10次案	350	610	860	三滝川、分水路、海蔵川を計重河道にした場合。
才11次案	400	560	910	才10次案の分流先附近の低水路法線形状と流頭部の形状を改造（図-2の2参照）

(3) 実験その1 (河道条件第1次案)

本実験は、まずはじめに三滝川分流の基礎資料を得るために現状河道の状況を調べた。
なお河道は、

三滝川 …… 現状断面 海蔵川 …… 計画断面
分水路 …… 現状断面

で、分流点附近の締切堤は三滝川高水敷の高さでカットした。

(i) 分流量測定

測定は三滝川 $Q = 960, 600, 300 \text{ m}^3/\text{s}$ 、海蔵川 $Q = 510, 330, 200 \text{ m}^3/\text{s}$ の3種の組合せによって行った。分流計画は、計画高水流量 $Q_0 = 960 \text{ m}^3/\text{s}$ 時に、三滝川 $Q_1 = 560 \text{ m}^3/\text{s}$ 、分水路 $Q_2 = 400 \text{ m}^3/\text{s}$ としているが、実験の結果、分水路への分流量は、 $Q_2 = 278 \text{ m}^3/\text{s}$ で計画の70%程度であった。

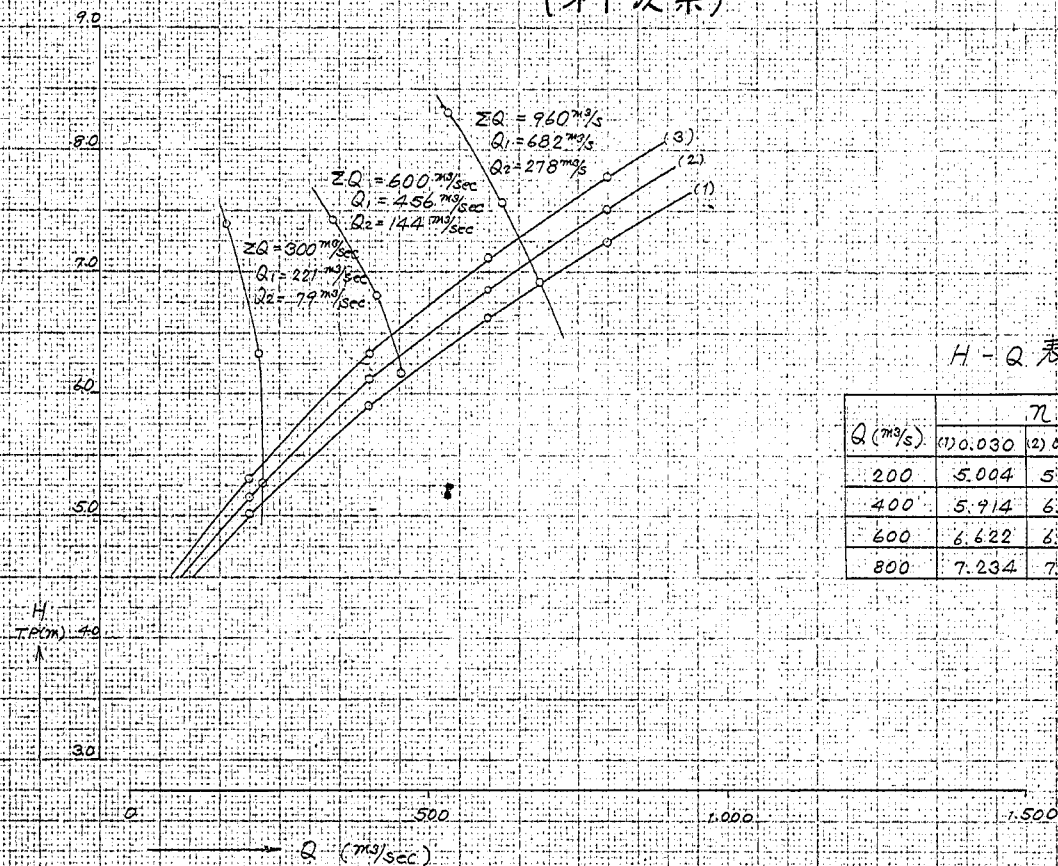
また600、300 m^3/s の分流量は次表に示す通りである。

総流量	三滝川	分流比	分水路	分流比	海蔵川合流
960 m^3/s	682 m^3/s	71.0%	278 m^3/s	29.0%	788 m^3/s
600	456	76.0	144	24.0	474
300	221	73.6	79	26.4	279

これによると分水路への分流量は流量によって多少の差異はあるが、約24%~29%分流となる。

図-9の1、9の2に示す。

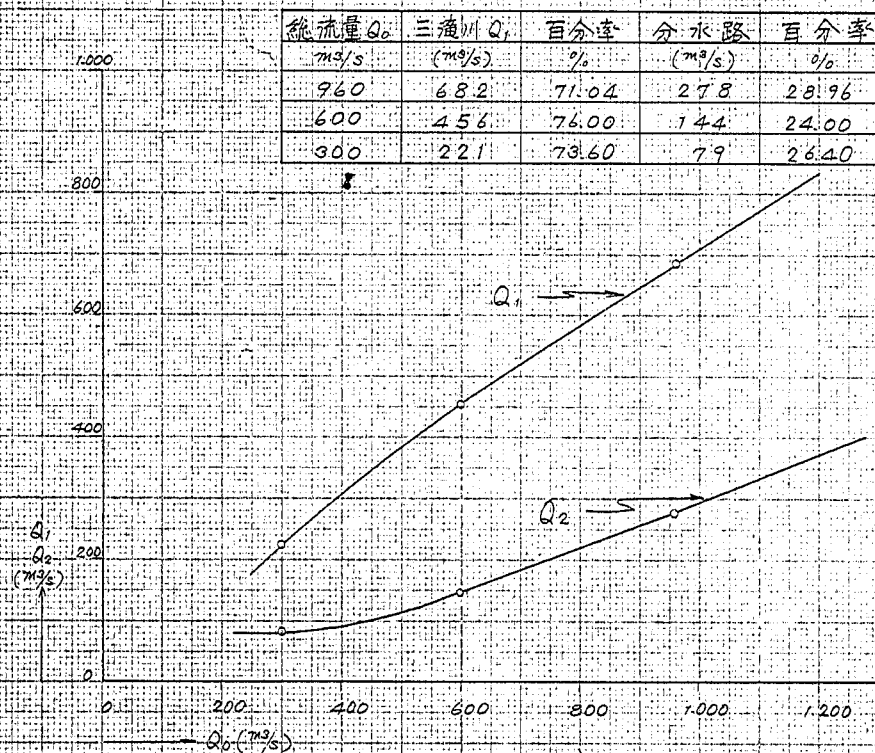
図-9の1三滝川3.0^K水位-分流量関係曲線
(第1次案)



H-Q表

Q (m³/s)	η 値		
	(1) 0.030	(2) 0.035	(3) 0.040
200	5.004	5.168	5.325
400	5.914	6.122	6.327
600	6.622	6.862	7.098
800	7.234	7.493	7.756

図-9の2 総流量(Q_0)と三滝川(Q_1)及び分水路(Q_2)流量との関係図
(第1次案)



(ii) 水位測定

測定流量は、分流量測定と同様の3種流量について行った。

結果を図-10, および表-4, に示す。

水位は、各流量とも4.0K~3.7K間で、水位が低下し、特に計画高水流量時にはこの区間で約3.0mも低下する。そのため、この区間での水面勾配は $1/100$ という急勾配となる。これは4.0Kmにある野田橋によって堰上げられたのが、3.8K断面から分流点に向って断面が拡幅していくために、3.7K+74mの床固工による堰上げ効果が現れずに、連続的な水位低下を示す。

分流点より下流は三滝川、分水路とも安定した水面形になっているが、海蔵川の合流点部より上流は、河床勾配が急で流速も大きいために、水面形は急勾配を示している。

また、合流点部で水面勾配がかわっているのはこの地点が1mの段落ちの河床になっていて、河床勾配が緩くなっている結果と思われる。

分流点附近の水位横断をみると、3.4K断面では三滝川の右岸と分水路の左岸との水位差は約0.5mとなっており、主流は右岸沿いに流れ、分流しにくい状況になっていることを示している。

图-10 水位縦断图 (第1次案)

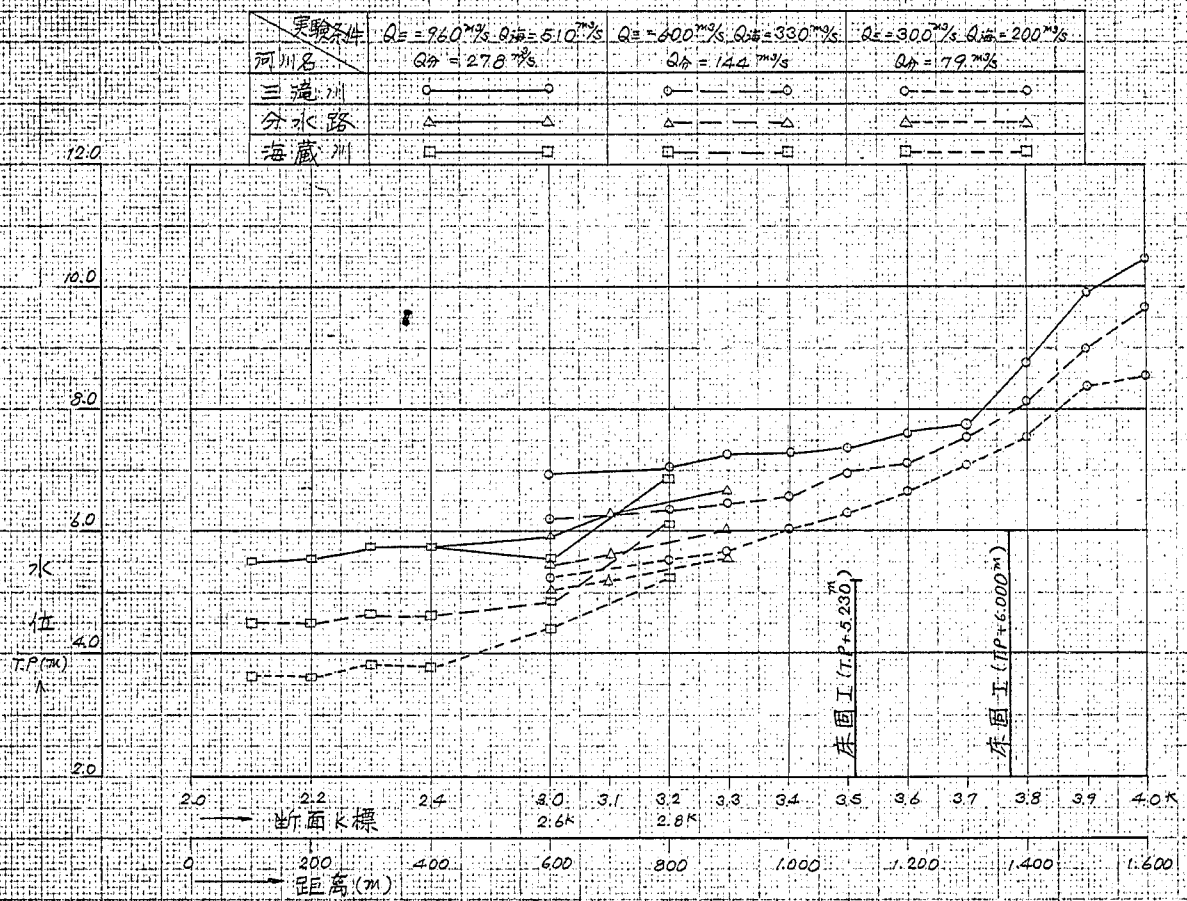


表 4 水位測定値表

実験条件		第 1 次			第 2 次	第 3 次	第 4 次	第 5 次
三滝川総流量		960 ^{m³/s}	600	300	960	960	960	960
分水路分流量		278	144	79	332	368	428	405
三滝川下流流量		682	456	221	628	612	532	555
海蔵川流量		510	330	200	510	510	510	510
海蔵川合流量		788	474	279	842	858	938	915
河川名	断面 K 標	①	②	③	①	①	①	①
三 滝 川	T.P.(m)							
	4.0	10.440	9.653	8.457	10.550	10.443	10.443	10.443
	3.9	9.910	8.989	8.333	9.907	9.841	9.841	9.841
	3.8	8.709	8.049	7.531	8.149	7.954	8.129	8.218
	3.7	7.770	7.533	7.197	7.686	6.986	7.524	7.625
	3.6	7.600	7.115	6.680	7.332	7.119	7.581	7.667
	3.5	7.373	6.917	6.307	7.090	7.040	6.917	6.778
	3.4	7.245	6.599	6.042	7.138	7.058	7.135	7.135
	3.3	7.327	6.468	5.059	7.074	6.939	6.784	6.805
	3.2	7.072	6.321	5.541	6.930	6.820	6.599	6.661
	3.0	6.906	6.156	5.286	6.700	6.650	6.425	6.525
分水路	3.3	6.659	6.022	5.537	7.041	6.961	7.170	7.167
	3.1	6.234	5.654	5.236	6.415	6.419	6.693	6.676
	2.6	5.966	5.468	5.068	6.325	6.214	6.399	6.308
海蔵川	2.8	6.952	6.130	5.281	6.924	6.878	6.853	6.807
	2.6	5.528	6.881	4.434	5.622	5.727	5.979	5.973
	2.4	5.752	6.600	3.801	5.893	5.944	6.209	6.154
	2.3	5.753	6.686	3.821	5.887	5.949	6.169	6.124
	2.2	5.567	4.502	3.623	5.743	5.772	6.021	5.952
	2.1	5.500	4.490	3.680	5.660	5.700	5.900	5.830

(iii) 流向測定

分流奥附近

測定結果は図-11の1~11の3に示す通りである。

分流奥上流の三滝川には2つの床固工があるため、計画流量 $960\text{m}^3/\text{s}$ 流下した場合、3.8Kの床固工附近で大きな波状跳水を生じ、左岸側の高水敷上においては射流状態が生じている。流心は三滝川の低水路に沿って流下し、3.512K床固工の下流では流心部で波状跳水を生ずる。

3.6Kの低水路岸附近は、急に弯曲しているために、高水敷上からの落込み流によって跳水状態や流線の剥離を生ずる。

また3.8K下流左岸高水敷と3.6Kと高水敷上には射流状態が現れ、好ましくない流況を示している。分流後の三滝川、分水路は、安定した流況となっている。

分流境界線は高水敷上にある。なお図面には分流境界線は太線の1奥鎖線、流速の速い部分は太線、流速の遅い部分は細線で記入した。

$Q = 600, 300\text{m}^3/\text{s}$ の場合も計画高水流量時の流況とほぼ似た傾向を示す。流況を写真-1~3, 7~10, 13~16に示す。

図-11の1分流点付近流向図

実験条件 (1次案)

総流量 = $960 \text{ m}^3/\text{sec}$

三滝川 = $682 \text{ m}^3/\text{sec}$

分水路 = $278 \text{ m}^3/\text{sec}$

$H_{3.0} = T.P. + 6.906 \text{ m}$

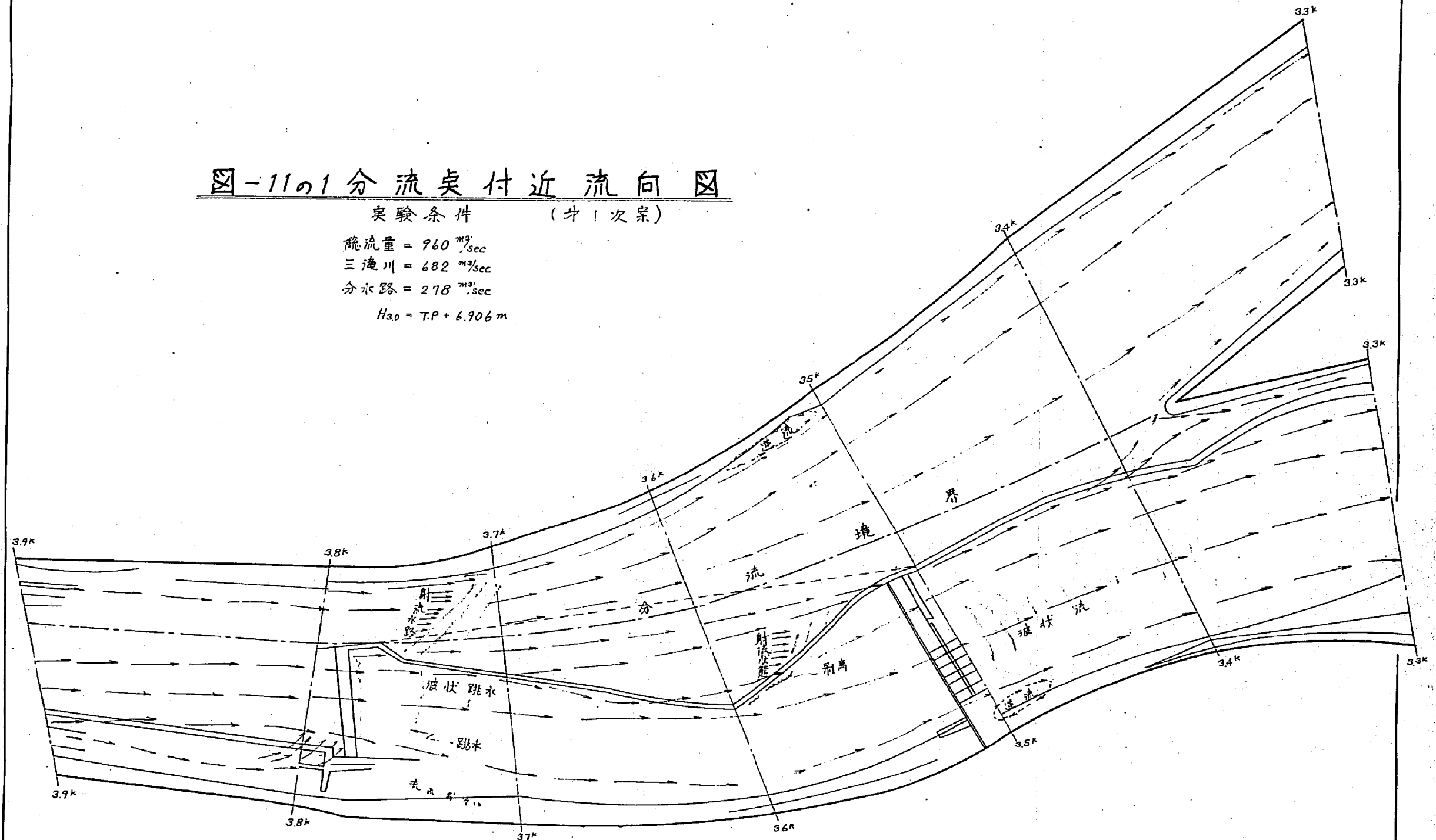


図-11の2 分流桌付近流向図

実験条件 (第1次案)

総流量 = 600 m³/sec

三滝川 = 456 m³/sec

分水路 = 144 m³/sec

H_{ao} = T.P. + 6.156 m

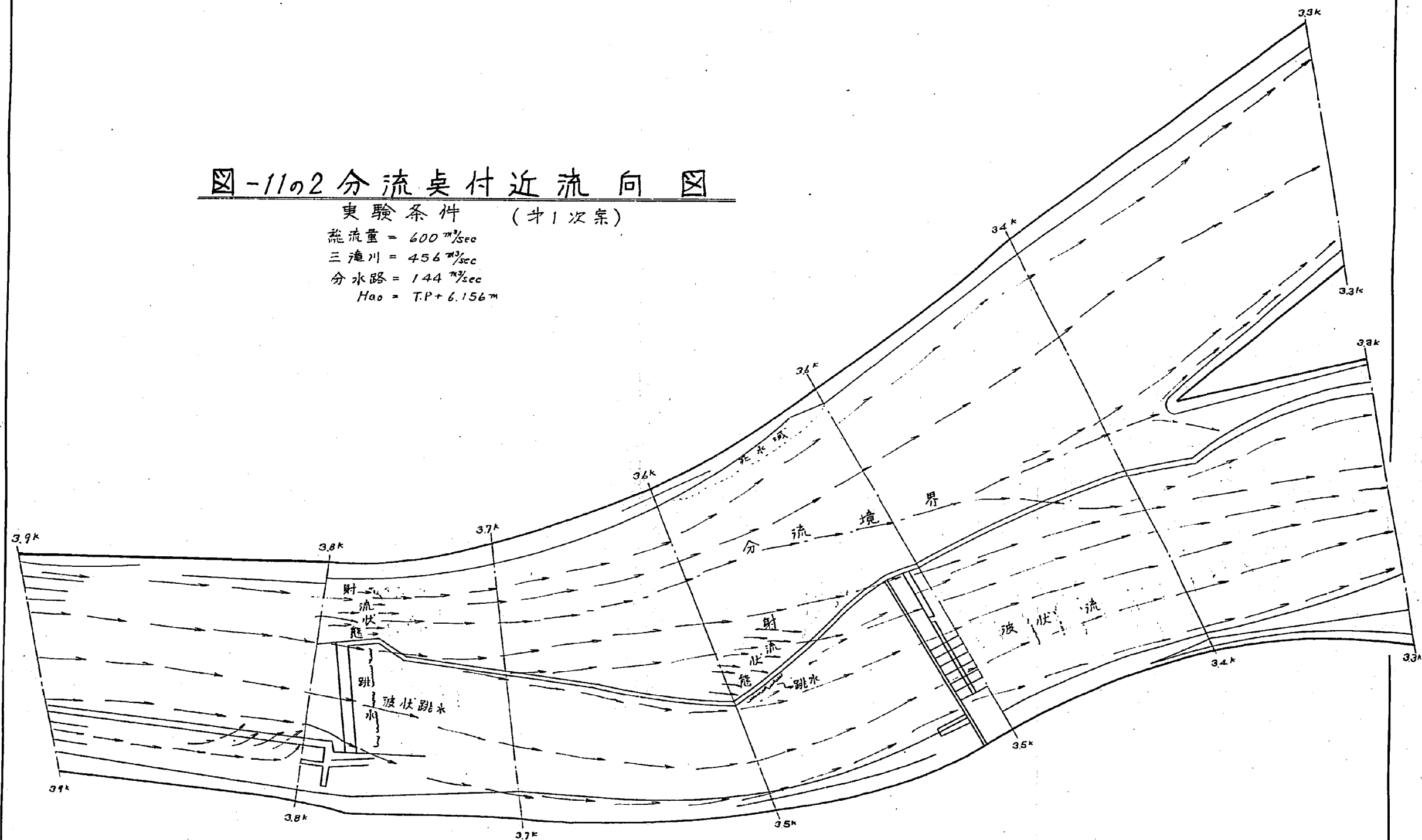


図-17の3分流臭付近流向図

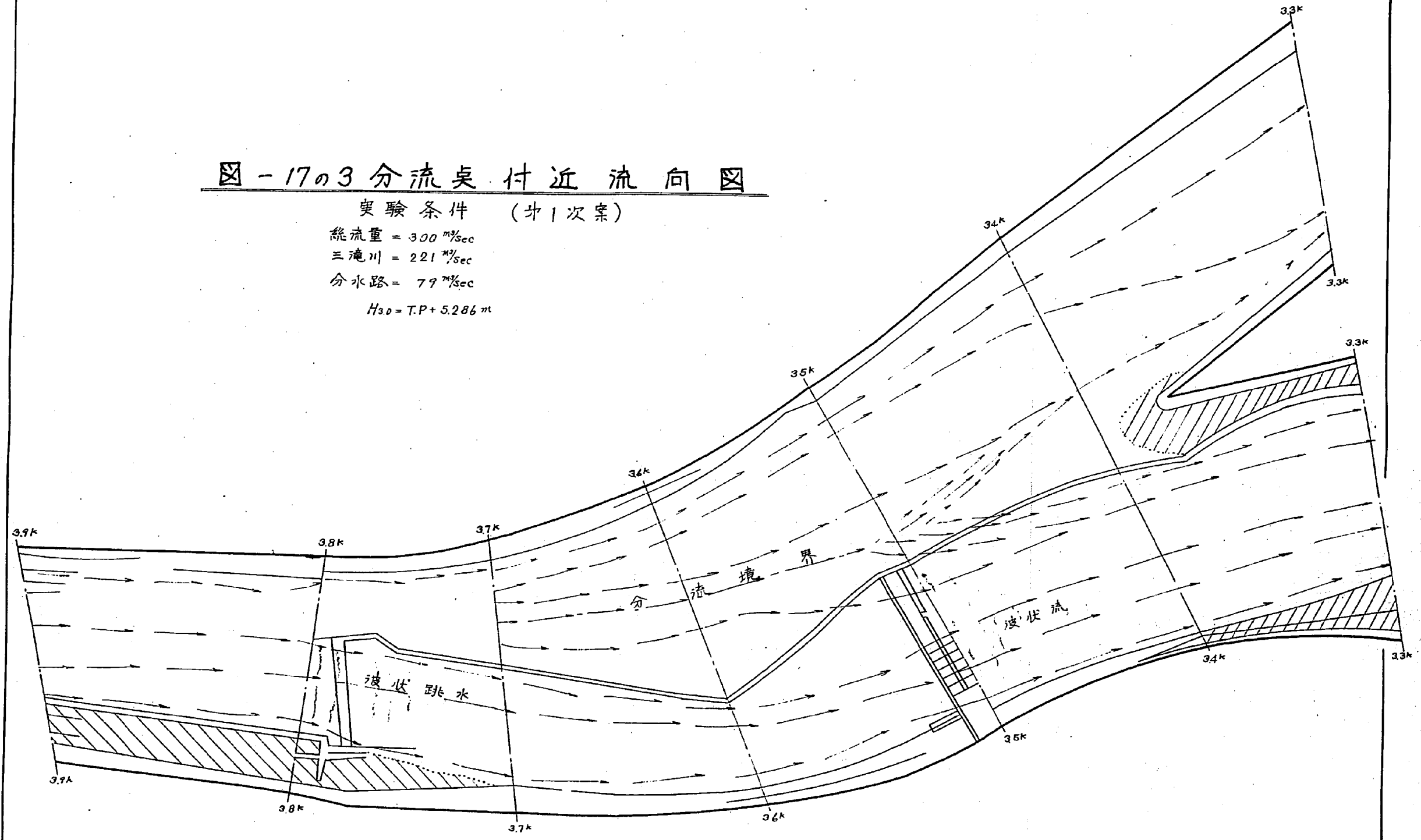
実験条件 (第1次案)

総流量 = 300 m³/sec

三滝川 = 221 m³/sec

分水路 = 79 m³/sec

$H_{30} = T.P + 5.286 \text{ m}$



合流点附近

流況状態は各ケースともほぼ同様の傾向を示し、全体に分水路の流速が小さく、海蔵川からの流速が大きいため、合流後は左岸側の弯曲部に沿って流れることができません。2.3K～2.5K附近の左岸側は逆流域となる。そのため合流点部においては河道のほぼ中央部にのみ流れが集中するか、2.2K附近から下流はほぼ断面全体に均一な流れとなる。

この様に合流点部では、左右両岸に、後流域や流速の小さい領域が発生するので、土砂堆積が懸念される。

結果を図-12の1～12-3、写真-4～6, 11, 12, 17, 18に示す。

図-12の1 合流点付近流向図

実験条件

(才12 次案)

三滝川 流量 = $960 \text{ m}^3/\text{sec}$

$H_{3.0} = T.P. + 6.906 \text{ m}$

三滝川 流量 = $682 \text{ m}^3/\text{sec}$

$H_{2.1} = T.P. + 5.500 \text{ m}$

分水路分流量 = $278 \text{ m}^3/\text{sec}$

海蔵川 流量 = $510 \text{ m}^3/\text{sec}$

海蔵川合流量 = $788 \text{ m}^3/\text{sec}$

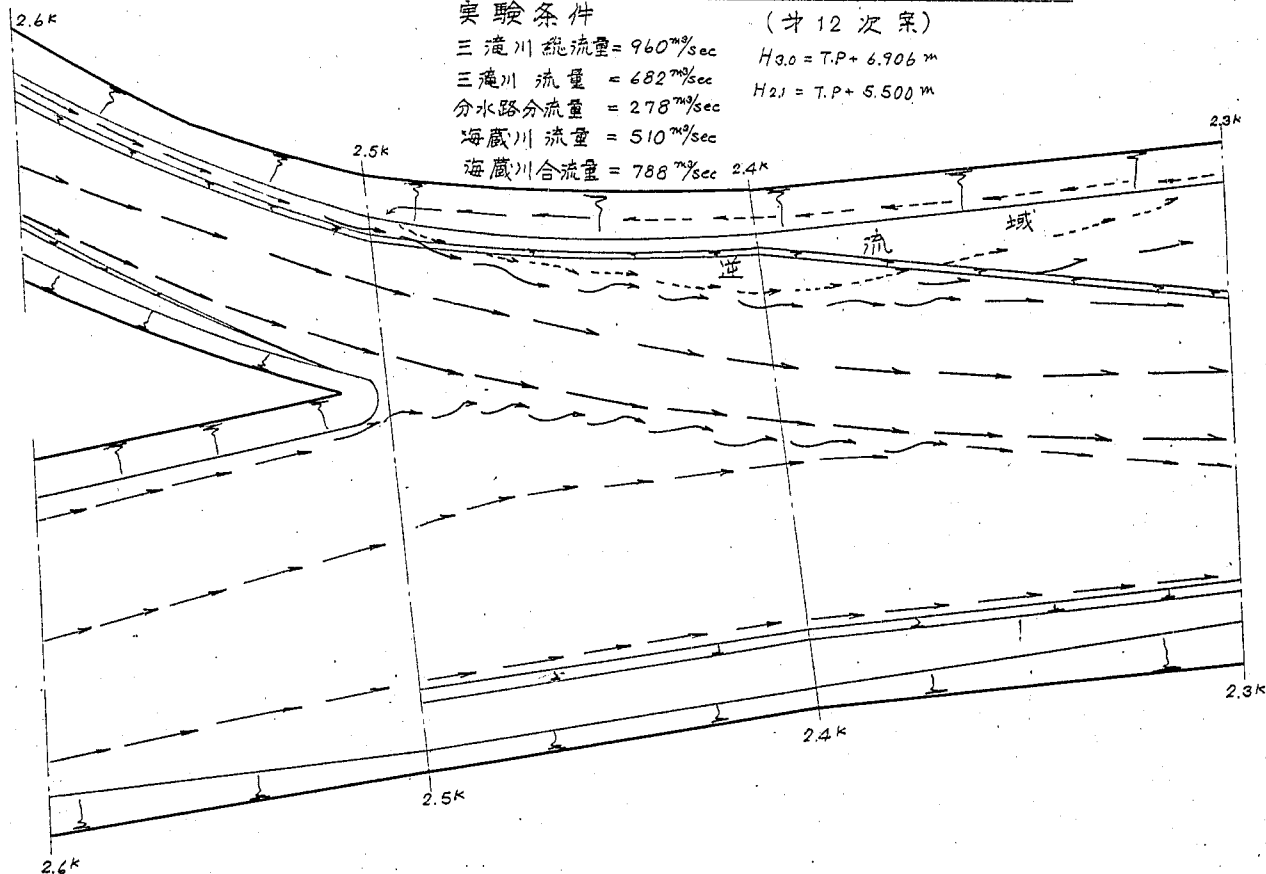


図-12の2 合流点付近流向図

実験条件 (第1次案)

海蔵川合流量 = $474 \text{ m}^3/\text{sec}$

海蔵川 = $330 \text{ m}^3/\text{sec}$

分水路 = $144 \text{ m}^3/\text{sec}$

$H_{2.1} = T.P. + 4.490 \text{ m}$

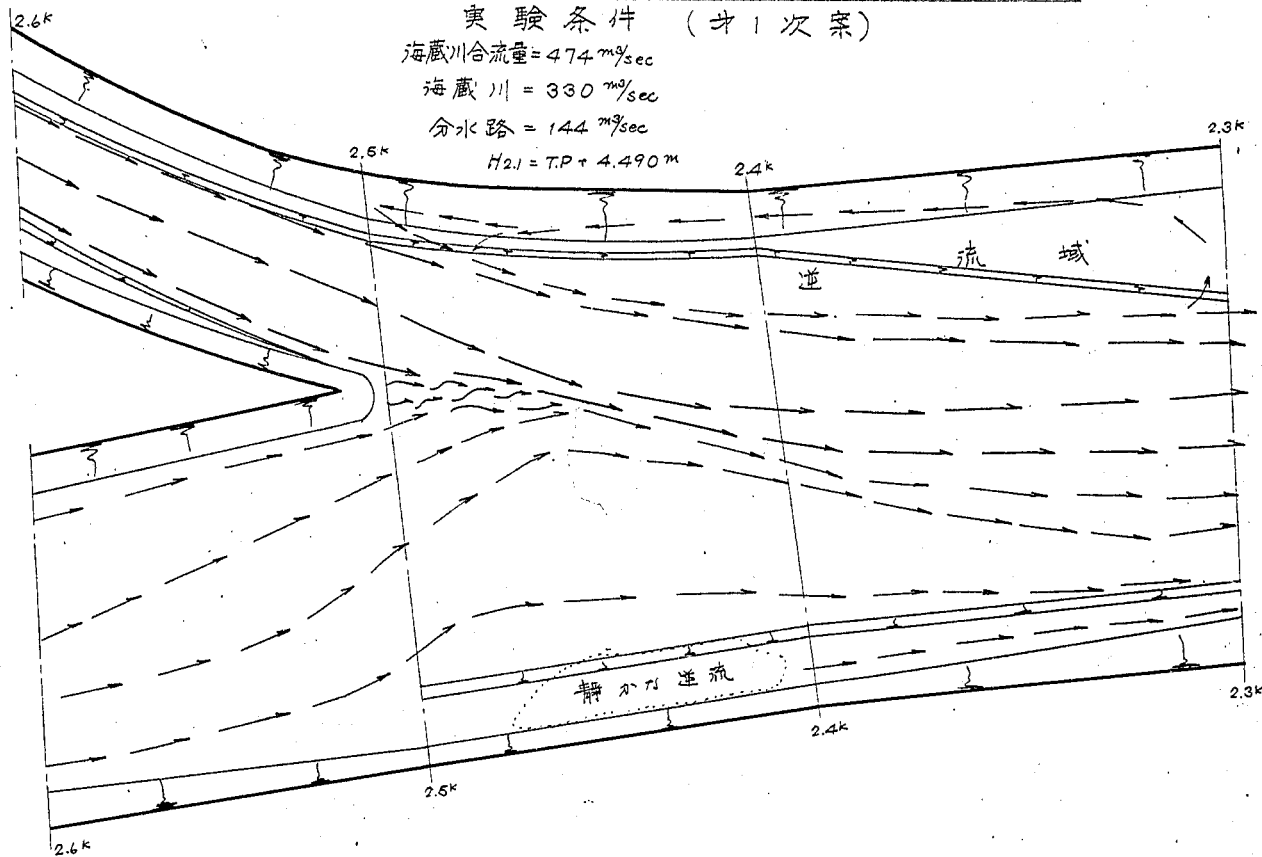


図-12の3 合流点付近流向図

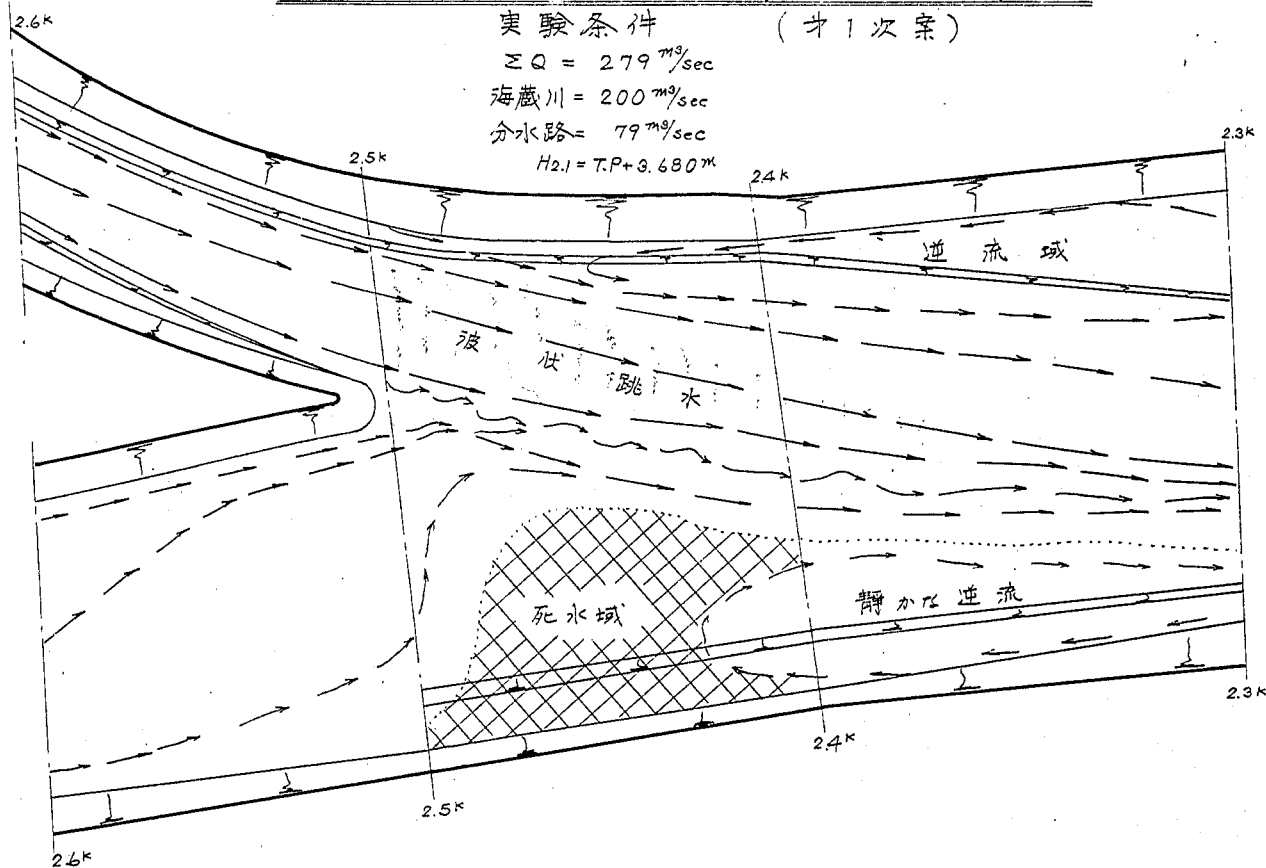
実験条件 (才1次案)

$$\Sigma Q = 279 \text{ m}^3/\text{sec}$$

$$\text{海蔵川} = 200 \text{ m}^3/\text{sec}$$

$$\text{分水路} = 79 \text{ m}^3/\text{sec}$$

$$H_{2.1} = T.P. + 3.680 \text{ m}$$



(iv) 分流開始流量の測定

分流開始流量は、3.8K附近の左岸高水敷部（床固工の袖部）を越流するか否かによって左右されることかわかった。

この袖部の敷高は $T.P + 6.00m$ のため、3.8K附近の水位が $T.P + 6.00m$ 以上になると分流しはじめ、この分流開始限界流量は $Q = 35 m^3/s$ になる。流況と写真 - 19.20 に示す。

(V) 高水敷にのる限界流量の測定

三滝川と海蔵川の高水敷上に設けられる緑地利用のために、管理上必要な水位と流量との関係を調べた。

三滝川は現状河道としているので、高水敷高は判然としないが、分流後の流量が $288 m^3/s$ に達すると、大体限界となり、3.0K断面での水位は $T.P + 5.80m$ となる。

海蔵川は計画河道としているので、三滝川より正確に求めることができた。

海蔵川合流点下流での流量は $132 m^3/s$ の場合に限界に達し、2.1K断面の水位は、 $T.P + 2.50m$ となる。流況は写真 21, 22, に示す。

したがって、三滝川、海蔵川両川が同時に限界となる流量は、三滝川が $Q_0 = 375 m^3/s$ の出水があった場合で、その中、 $87 m^3/s$ を分流するので、海蔵川からの出水は、 $Q = 45 m^3/s$ となる。

(4) 実験その 2 (河道条件 2 次案)

(i) 模型改造

実験その 1 (現状河道の場合) では、三滝川計画高水流量 $Q_0 = 960 \text{ m}^3/\text{s}$ が流下した場合、分水路に $278 \text{ m}^3/\text{s}$ しか分流せず、計画の分流条件を満足しなかったために、1 次改造として、分流点附近の 3.8K から分水路 3.3K 区間の左岸高水敷部 (呑口) を改造した。

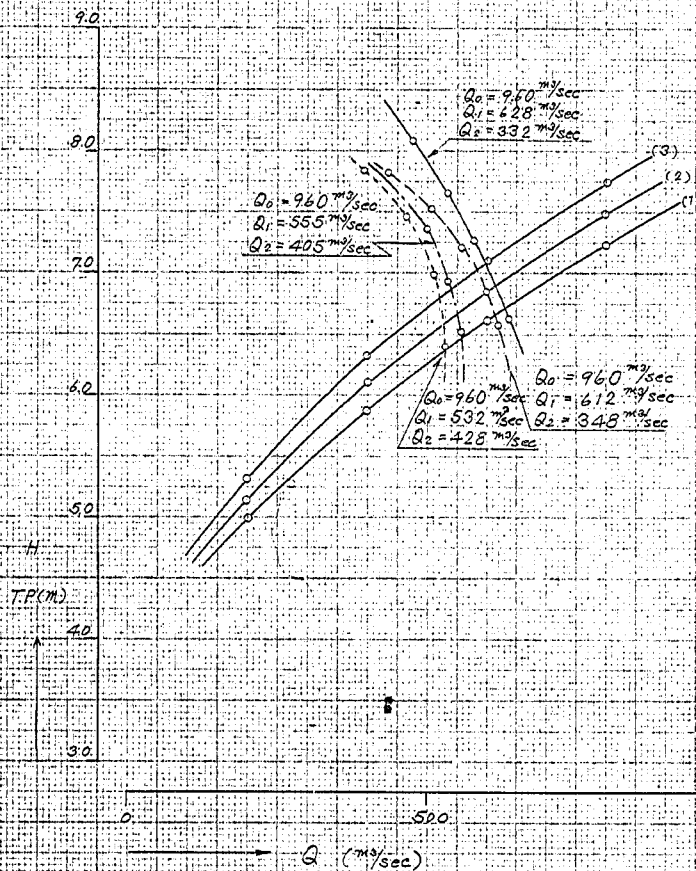
敷高は 3.8K を $T.P + 5.840 \text{ m}$ とし、河床勾配 $1/450$ で分水路 3.3K の河道敷高 $T.P + 4.730 \text{ m}$ に取付けた。

(ii) 分流量測定

三滝川計画高水流量 $Q = 960 \text{ m}^3/\text{s}$ を流下した場合、分水路に $332 \text{ m}^3/\text{s}$ しか流入しない。実験その 1 に比べ $54 \text{ m}^3/\text{s}$ 増加したが、計画の $400 \text{ m}^3/\text{s}$ にはまだ $68 \text{ m}^3/\text{s}$ 足りない。

結果を図 - 13 に示す。

図-13 三滝川 3.0^{km} 水位と分流量関係曲線



改造岸	凡例
才2次	○—○
才3次	○—○
才4次	○—○
才5次	○—○

H-Q表

Q (m³/s)	凡 値		
	(1) 0.030	(2) 0.035	(4) 0.040
200	5.004	5.168	5.325
400	5.914	6.122	6.327
600	6.622	6.862	7.098
800	7.234	7.493	7.756

(iii) 水位測定

測定は計画高流量時のみについて行った。左岸高水敷部分を切下げたことによって、分流奥附近の水位が全体に低下し、サ1次案の場合より約0.3m低下する。

特に、床固工上流の3.8Kでは約0.55mほど低下するが、その上流は殆んど変化しない。

図-14 および表-4に示す。

図-14 水位縦断面図

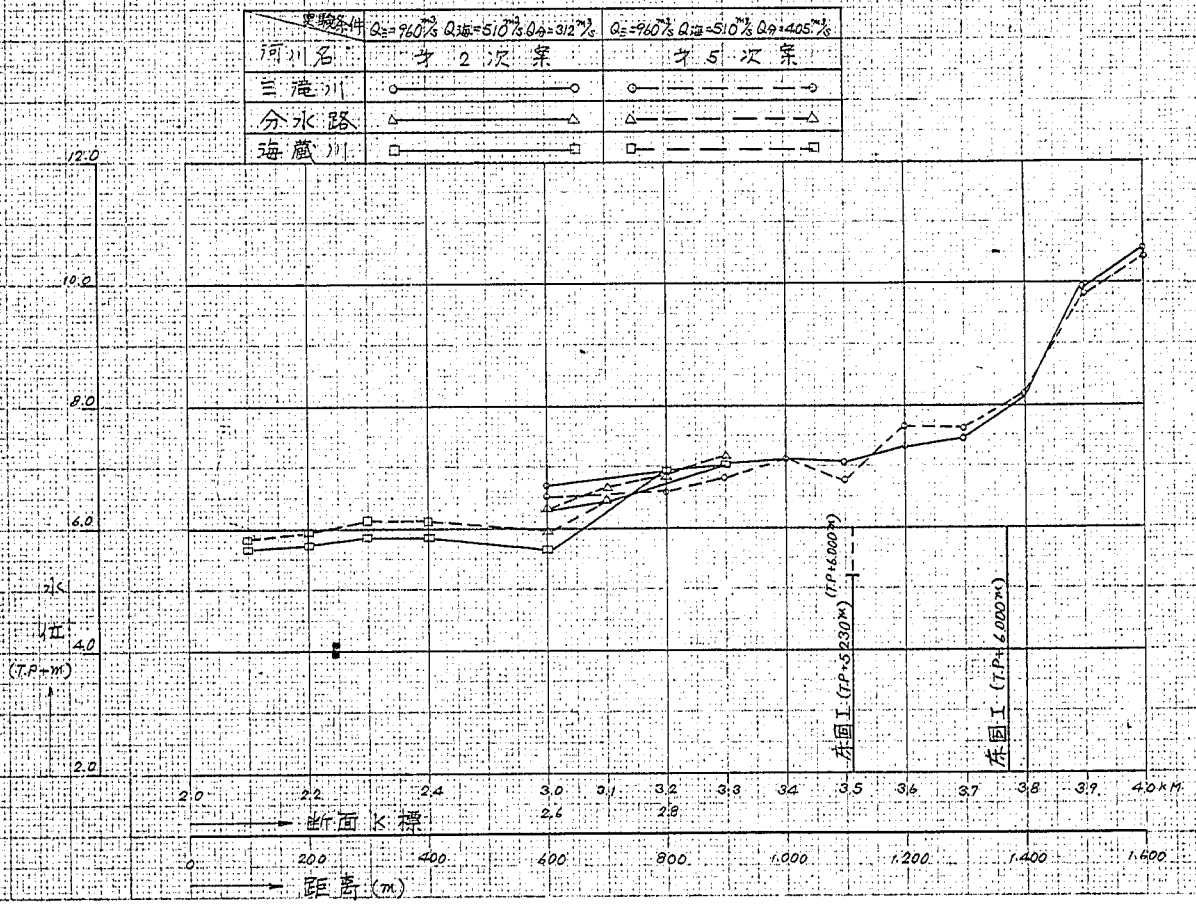


表 4 水位測定値表

実験条件		第 1 次			第2次	第3次	第4次	第5次
三滝川総流量		960 m ³ /s	600	300	960	960	960	960
分水路分流量		278	144	79	332	368	428	405
三滝川下流流量		682	456	221	628	612	532	555
海蔵川流量		510	330	200	510	510	510	510
海蔵川合流量		788	474	279	842	858	938	915
河川名	断面 K 標	①	②	③	①	①	①	①
三滝川	T.P.(m)							
	4.0	10.440	9.653	8.457	10.550	10.443	10.443	10.443
	3.9	9.910	8.989	8.333	9.907	9.841	9.841	9.841
	3.8	8.709	8.049	7.531	8.149	7.954	8.129	8.218
	3.7	7.770	7.533	7.197	7.686	6.986	7.524	7.625
	3.6	7.600	7.115	6.680	7.332	7.119	7.581	7.667
	3.5	7.373	6.917	6.307	7.090	7.040	6.917	6.778
	3.4	7.245	6.599	6.042	7.138	7.058	7.135	7.135
	3.3	7.327	6.468	5.059	7.074	6.939	6.784	6.805
	3.2	7.072	6.321	5.541	6.930	6.820	6.599	6.661
	3.0	6.906	6.156	5.286	6.700	6.650	6.425	6.525
分水路	3.3	6.659	6.022	5.537	7.041	6.961	7.170	7.167
	3.1	6.234	5.654	5.236	6.415	6.419	6.673	6.676
	2.6	5.966	5.468	5.068	6.325	6.214	6.399	6.308
海蔵川	2.8	6.952	6.130	5.281	6.924	6.878	6.853	6.807
	2.6	5.528	6.881	4.434	5.622	5.727	5.979	5.973
	2.4	5.752	6.600	3.801	5.893	5.944	6.209	6.154
	2.3	5.753	6.686	3.821	5.887	5.949	6.169	6.124
	2.2	5.567	4.502	3.623	5.743	5.772	6.021	5.952
	2.1	5.500	4.490	3.680	5.660	5.700	5.900	5.830

(iv) 流向測定

分、合流点と重畳に計画高水流量時について行った。

分流境界線は、才1次案の場合に比較して全体に右岸側に寄る傾向を示し、流心も全体に河道の中心部に寄り、分流点への水衝りかやや強まる。また、前案の場合は、3.7K+74mの床固工下流には、ほとんど波状跳水状態で部分的、同期的に完全跳水を生ずる程度であったが、改造後の床固工下流の跳水位置は全体に床固工に接近し、完全跳水を生ずる部分が多くなった。

前案では高水敷の突出している3.6K付近で流線の剥離を生じ、その附近の高水敷上は射流状態となって流下していたが才2次案で高水敷を全体に切下げたことによって、この現象は解消された。

3.7Kから下流左岸側の弯曲部に発生する逆流域は、前案の場合より広がる傾向を示している。

次に合流点部の流況は、全体的な傾向としては実験その1と殆んど変化はなく、多少分水路の流入量が、増加したことによって、分水路側の流線が幾分左岸に寄る傾向を示し、2.5K断面下流の右岸側高水敷上には死水域も、生ずるようになる。

また合流点部の左岸には、前案同様、2.5K～2.3K付近の弯曲部は逆流域となっている。

図-15の1、15の2、写真-23～26に示す。

図-15の1次案分流臭付近流向図

実験条件

$$Q_1 = 960 \text{ m}^3/\text{sec}$$

$$Q_2 = 628 \text{ m}^3/\text{sec}$$

$$Q_{分} = 332 \text{ m}^3/\text{sec}$$

$$H_{30} = T.P. + 6.700 \text{ m}$$

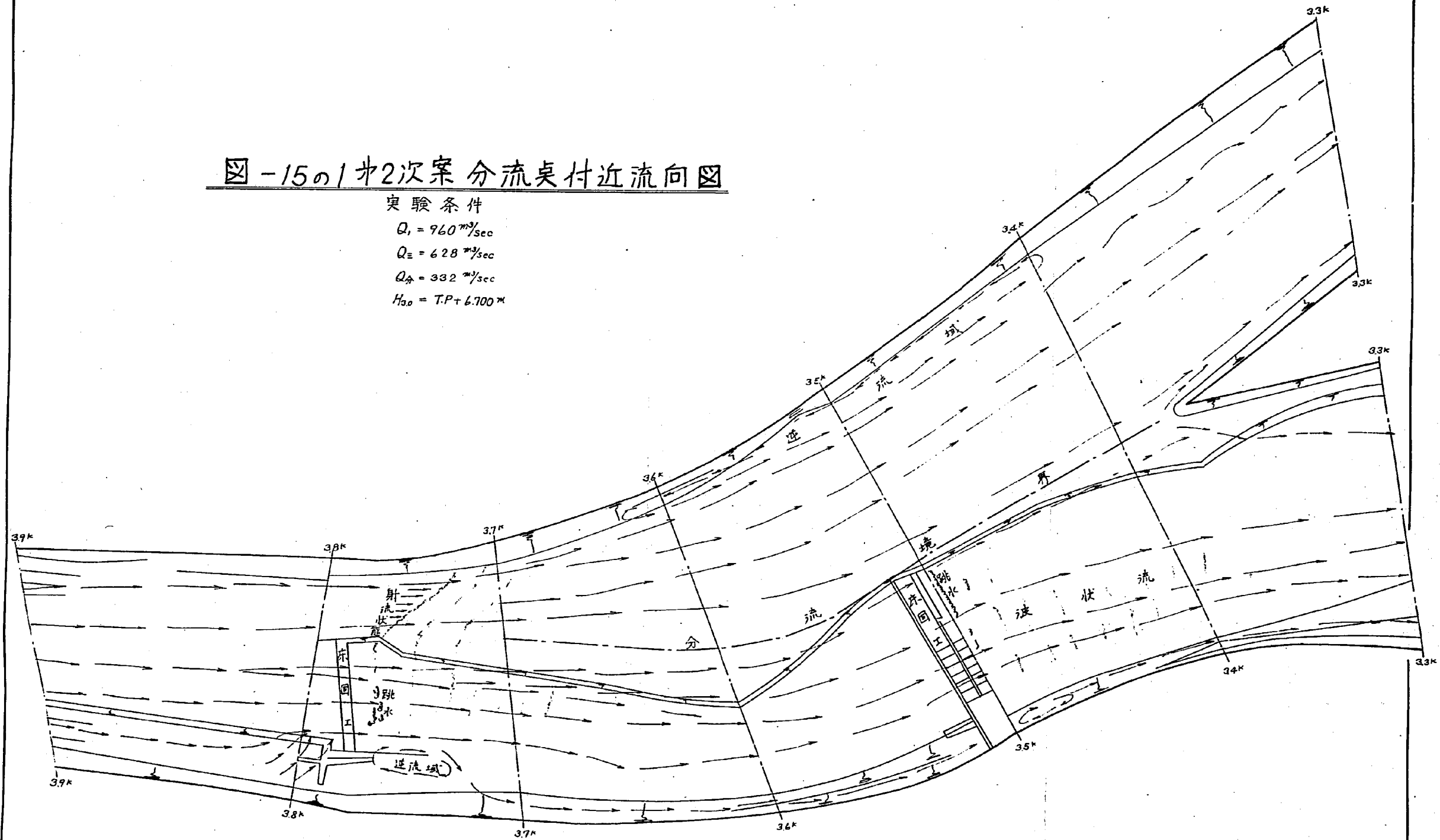


図-15の2才2次案合流桌付近流向図

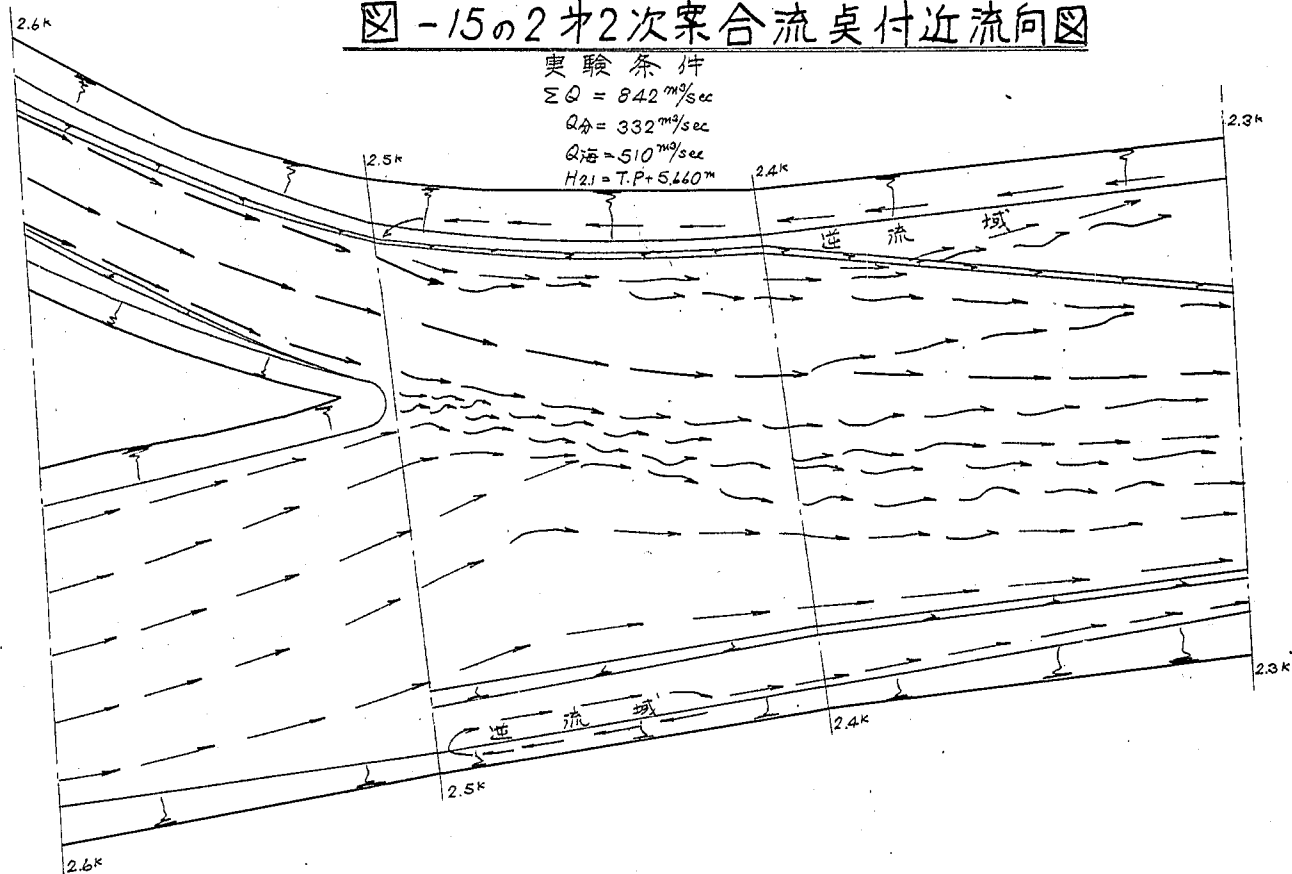
実験条件

$$\Sigma Q = 842 \text{ m}^3/\text{sec}$$

$$Q_{\text{分}} = 332 \text{ m}^3/\text{sec}$$

$$Q_{\text{海}} = 510 \text{ m}^3/\text{sec}$$

$$H_{21} = T.P. + 5.460 \text{ m}$$

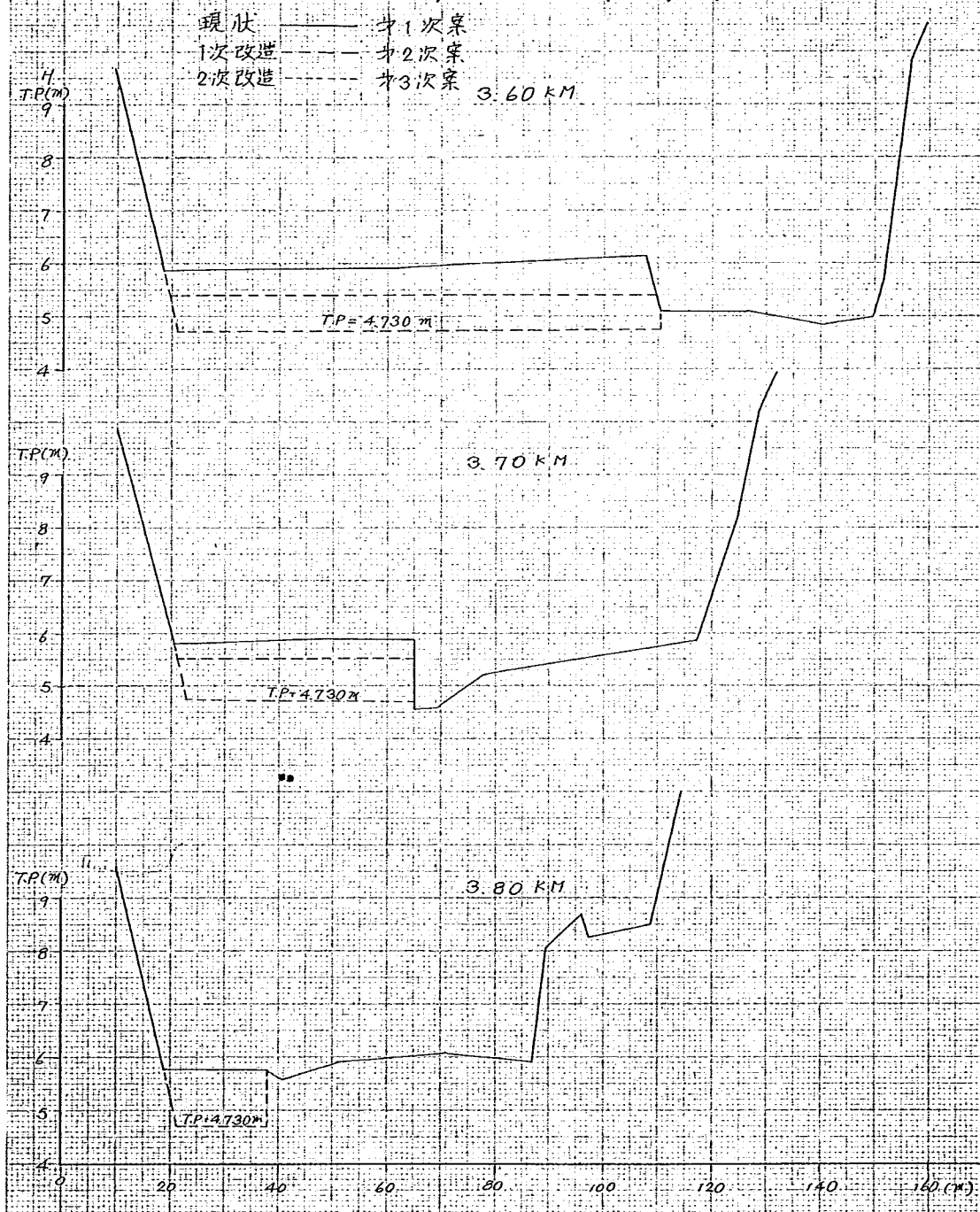


(5) 実験その3 (河道条件が3次案)

(i) 模型改造

が2次案に改造後も、分水路への流入量が400 m^3/s に達しなかった。そこで、低水路法線を修正しても分水路への分流量が増えることは期待出来ないため、が3次の改造では、三滝川3.8Kから分水路の3.3K間の高水敷を更に切下げ、分水路の3.3Kの河床高と同じ $T.P + 4.730m$ にした。詳細は、図-16の1, 16の2に示す。

図-16の1 河床横断形状



MAP SIZE 180 × 230 × 10

DATE  YEAR

No. 461E

図-16の2 河床横断形状

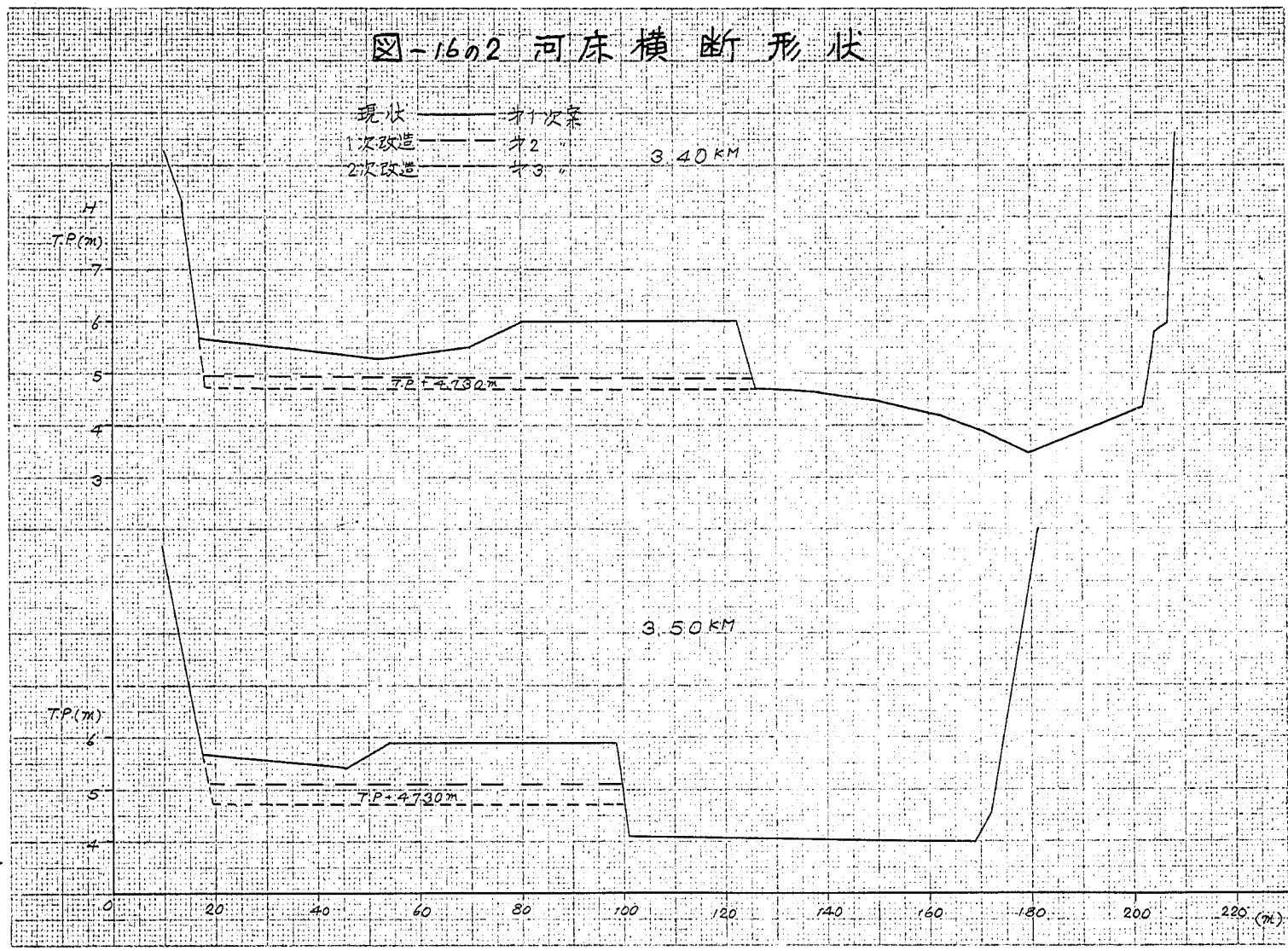
現状 ——— 才1次築
 1次改造 ——— 才2
 2次改造 ——— 才3
 3.40KM

H
 T.P.(m)
 7
 6
 5
 4
 3

T.P.(m)
 6
 5
 4

3.50KM

0 20 40 60 80 100 120 140 160 180 200 220 (m)



(ii) 分流量測量

分水路への流入量は 348 m^3 となり、 Δ 2 次案より 16 m^3 ほど増加したものの、計画よりまた 52 m^3 少ない。結果を図-13 に示す。

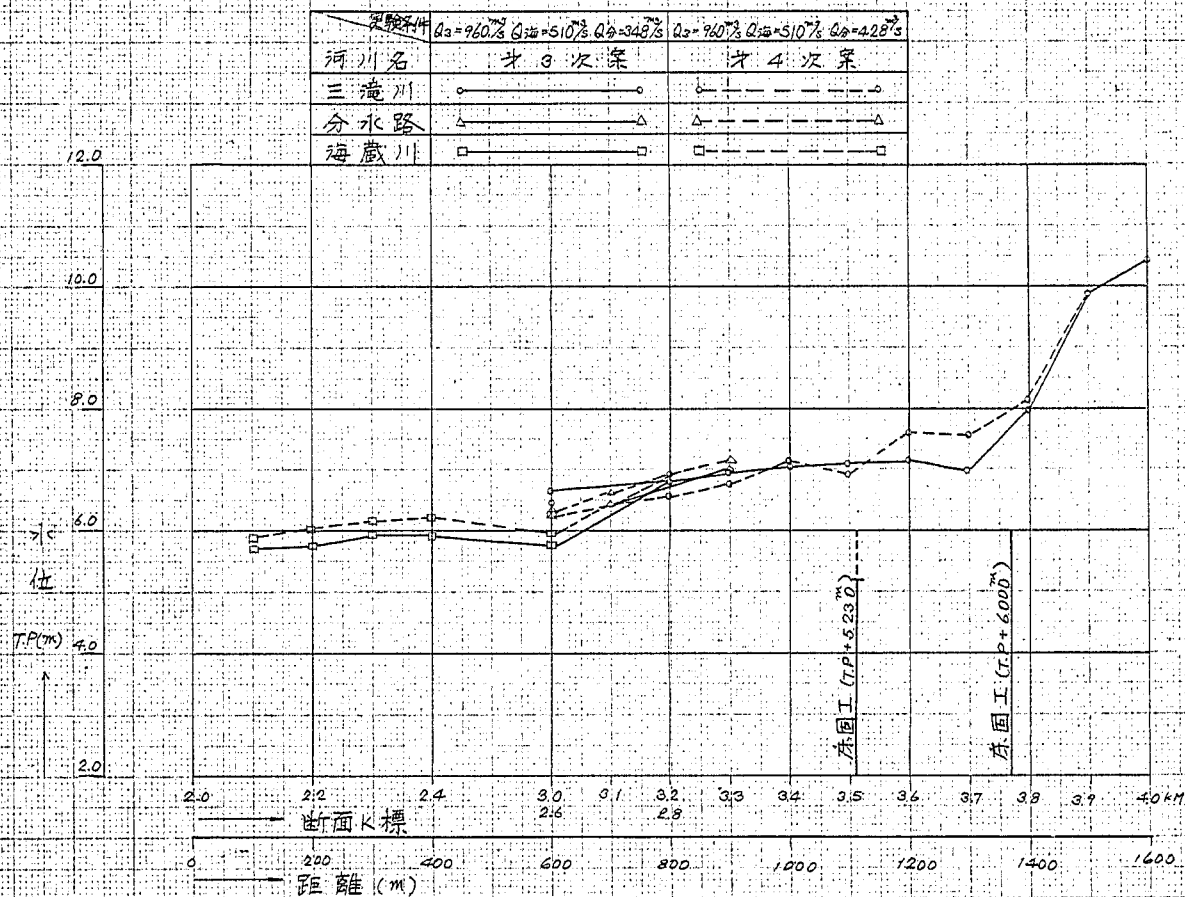
(iii) 水位測定

分水路の呑口の敷高を、分水路 3.3K 断面の低水路高さ (T.P+4.730m) まで切下げたことによつて、分流奥付近の水位が全体に低下し、特に 3.8K~3.6K 付近の水位低下が著しく、約 $0.4\sim 0.8\text{ m}$ となったが、上流の 3.9K, 4.0K には殆んど影響していない。

分流後は、分流比の変化によつて左右され、三滝川への流入量が Δ 1 次案よりも 70 m^3 減つたことにより約 0.3 m ほど水位が低下し、逆に増水した分水路や海蔵川 (合流後) は、全体に $0.2\sim 0.3\text{ m}$ 水位が上昇した。

結果を図-17, 表-4 に示す。

図:- 17 水位縦断図



(iv) 流向測定

分流口の敷高を切り下げたことにより、流勢は河道のほぼ中央に集中するようになり、分流点への水衝りは強まり分水路側に剥離を若干生じさせている。

分流口の左岸側には、3.7K断面からの剥離のために大きな後流域をつくり流水幅を狭めている。このことは呑口の流水断面積だけを大きくしても、後流域の影響で分流量の増加は期待できず、計画流量配分への接近は困難であることを示している。

分流点付近の水位が全体に低下したことにより、3.7K + 74mの床固工の下流に発生する跳水位置が下流に移り、3.5K + 12mの床固工下流部にも同期的に完全跳水となる部分が現れる。なお、合流点部の流況は歩2次案の場合と殆んど変化はない。

図 - 18の1 ~ 図 - 18の2、および写真 - 27 ~ 31に示す。

図-18の1と3次案分流臭付近流向図

実験条件

$$Q_0 = 960 \text{ m}^3/\text{sec}$$

$$Q_{\Sigma} = 612 \text{ m}^3/\text{sec}$$

$$Q_A = 348 \text{ m}^3/\text{sec}$$

$$H_{3.0} = T.P. + 6.650 \text{ m}$$

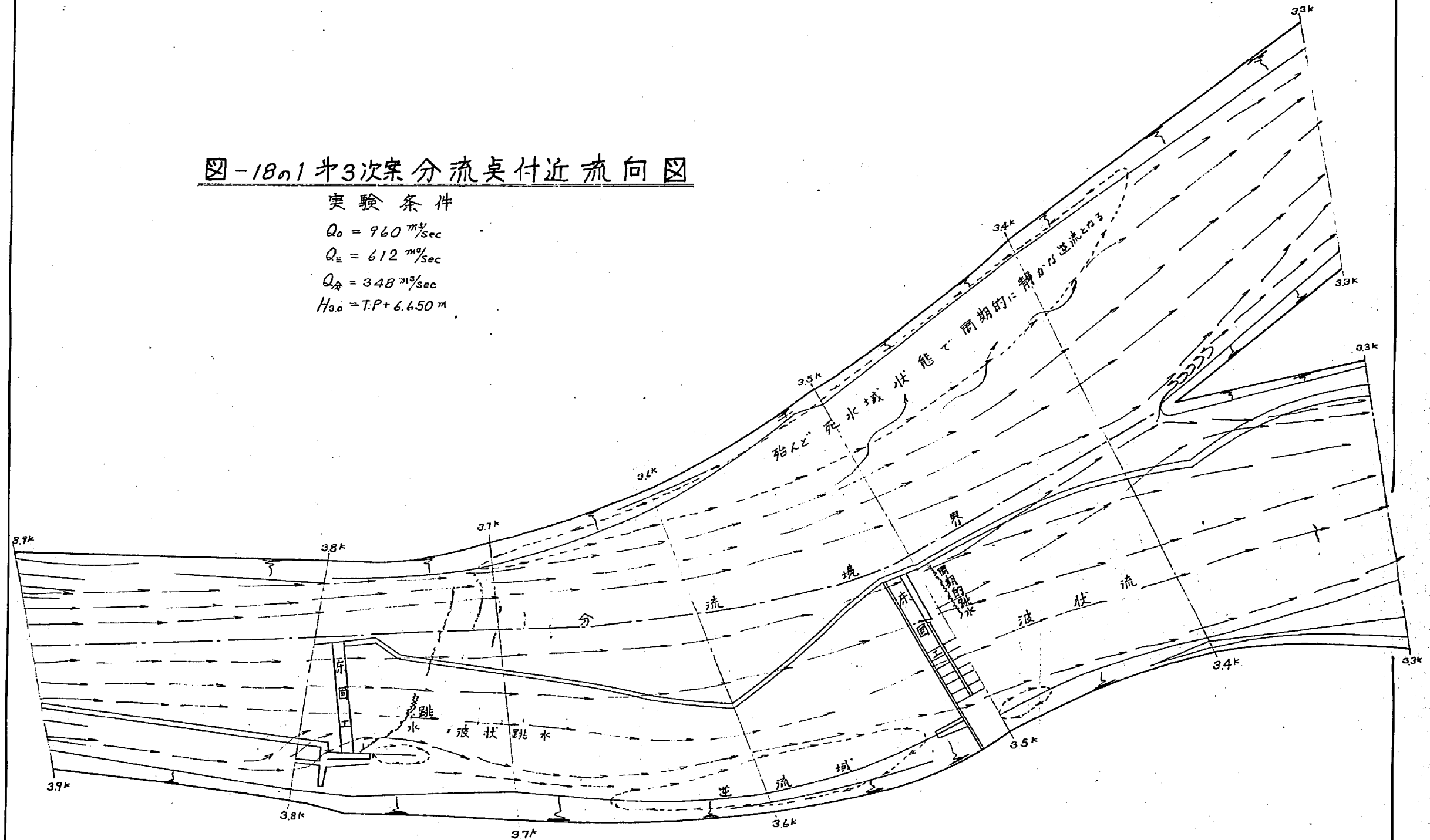


图-18の2と3次案合流点付近流向图

実験条件

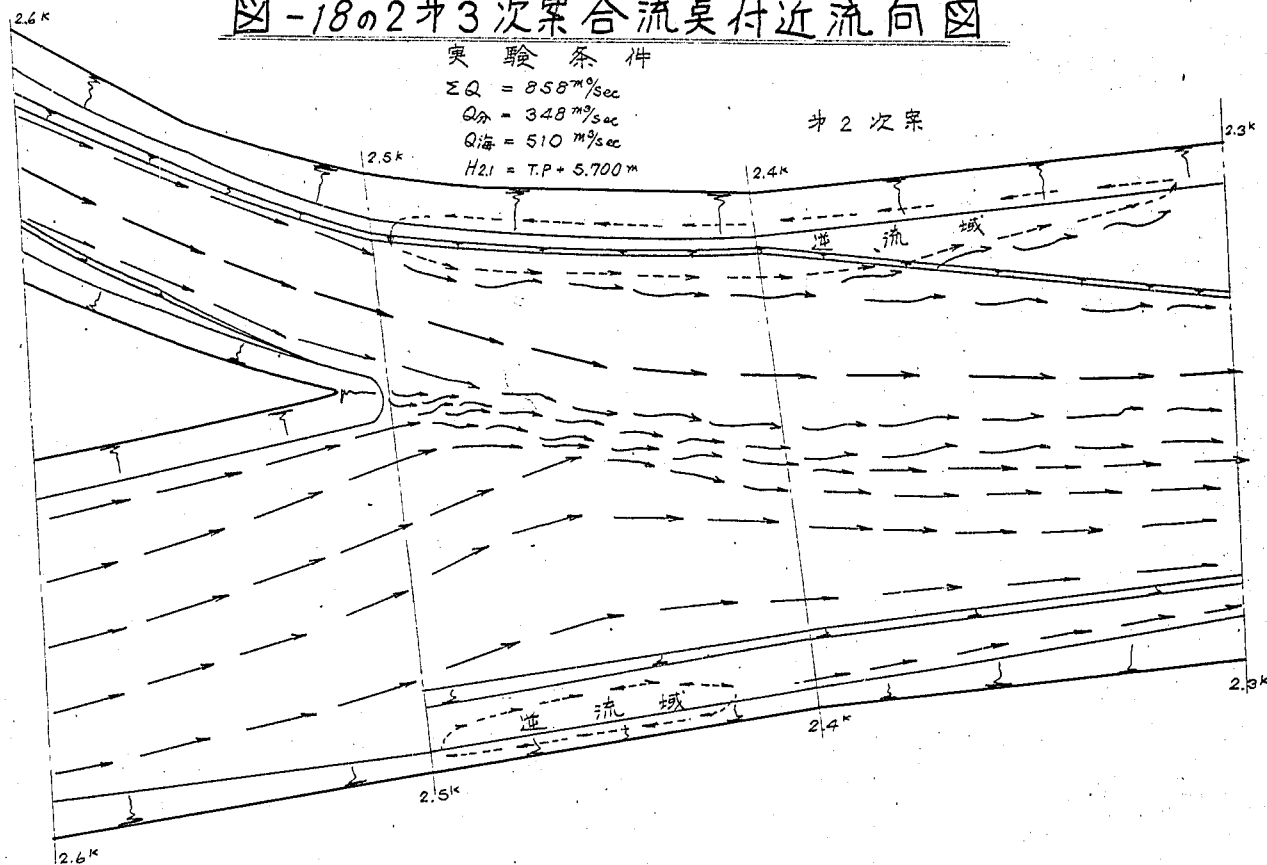
$$\Sigma Q = 858 \text{ m}^3/\text{sec}$$

$$Q_{\text{分}} = 348 \text{ m}^3/\text{sec}$$

$$Q_{\text{海}} = 510 \text{ m}^3/\text{sec}$$

$$H_{2.1} = T.P. + 5.700 \text{ m}$$

2次案



(6) 実験その4' (河道条件第4次案)

(i) 模型改造

第3次案でも分流量が348%で、計画より52%少なかった。さらに分流口の敷高だけを改造しても分水路への流入量の増加は期待できないので、第4次案では、3.5K+12mの床固工を嵩上げして、分水路への流入量をコントロールしようと試みた。

改造は現在の床固工の平均高さT.P+5.23mのものを、T.P+6.00m(0.77mの嵩上げ)に嵩上げると同時に、3.7K+74mの床固工(T.P+6.00m)を左岸堤まで延長した。

(ii) 分流量測定

3.5K+12mの床固工を嵩上げしたことによって、分水路への流入量が増加し、428%と計画分流量400%に対し28%多い結果となった。

(図-13)

(iii) 水位測定

分流口の敷高はT.P4.73mで、第3次案の場合と同じであるが、3.5K+12mの床固工を0.77m嵩上げし、T.P+6.00mに改造したことによって、第3次案の場合よりも3.6K~3.7K付近で水位が約0.4~0.6m上昇するが、3.9Kより上流の水位には影響しない。

分流後の水位は、増水した分水路および海蔵川では全体に約0.3m程度上昇するが分流後の三滝川は逆に0.2~0.3m水位が低下する。結果を図-17、および表-4に示す。

表 - 6 最大流速測定値

(才 9 次 案)

	3.7K+74m 东园工下流		分流堰下流			合流臭
	4.5m 臭	15m 臭	6m 臭	15m 臭	30m 臭	2.4K
$Q_{\text{平}} = 960 \text{ m}^3/\text{s}$ $Q_{\text{海}} = 510$	$V_{\text{max}} = 8.63$ (低水路) $V_{\text{河床}} = 0.42$	773 (左岸高水敷上) 6.96	8.16 (低水路) 7.71	(右岸高水敷上) 5.00 (低水路) 3.02	5.03 (右岸高水敷上) 3.62	2.35 2.02
$Q_{\text{平}} = 600$ $Q_{\text{海}} = 330$	$V_{\text{max}} = 6.96$ (低水路) $V_{\text{河床}} = 6.58$	6.38 (左岸高水敷上) 5.90	8.05 (低水路) 8.01	5.99 (低水路) 5.99	4.02 (低水路) 3.28	2.56 2.14
$Q_{\text{平}} = 300$ $Q_{\text{海}} = 200$	$V_{\text{max}} = 5.33$ (左岸高水敷上) $V_{\text{河床}} = 5.33$	3.92 (左岸高水敷上) 2.79	4.87 (低水路) 4.87	4.07 (低水路) 3.80	3.13 (低水路) 1.86	2.43 2.18

表 - 7 各断面, 最大流速測定値

(才 11 次 案)

	断面 K 標	$Q_{\text{平}} = 960 \text{ m}^3/\text{s}$ $Q_{\text{海}} = 510$		$Q_{\text{平}} = 600 \text{ m}^3/\text{s}$ $Q_{\text{海}} = 330$		$Q_{\text{平}} = 300 \text{ m}^3/\text{s}$ $Q_{\text{海}} = 200$	
		V_{max}	$V_{\text{河床}}$	V_{max}	$V_{\text{河床}}$	V_{max}	$V_{\text{河床}}$
三 滝 川	3.8	5.85	4.51	5.80	4.00	6.59	4.24
	3.45	6.98	3.80	3.10	2.80	2.01	1.70
	3.4	4.42	2.70	3.58	3.19	2.50	2.10
	3.3	4.25	3.09	3.15	2.20	3.90	2.62
分 水 路	3.0	4.18	3.70	3.92	3.20	4.63	4.06
	2.6	2.08	1.54	2.01	1.48	1.72	1.24
海 蔵 川	2.6	4.56	3.40	5.39	4.31	4.92	3.88
	2.6	2.56	2.11	5.45	2.32	2.78	2.08

(iv) 流向測定

分流点付近の流れは、 $3.5K + 12m$ の床固工を嵩上げしたことにより、流心が全体に左岸側に寄り、三滝川低水部は流速も全体に弱まり、特に $3.5K + 12m$ の床固工直上流より $3.7K$ までの右岸側は、殆んど死水域状態となる。また才3次案の場合は、 $3.7K$ より下流の左岸弯曲部一帯が広い死水域となっていたが、床固工の嵩上げによるせき上げ背水の影響のために、その範囲が全体にせばまり、 $3.5K$ の直下流から $3.35K$ 付近の左岸沿いとなった。

分流境界線は幾分本川側に寄り、 $3.5K + 12m$ の床固工の左端部を通り分流点に達する。

分流境界線付近は、床固工の影響を受け波状流を生ずる。床固工下流は、直下流で跳水となるが、大体河道に沿って一様流で流下し、三滝川筋には高流速を発生させない。

次に合流点部の流況は、分水路の流量が増加したとによって、流心が多少左岸に寄るため、 $2.5K \sim 2.3K$ の弯曲部に生ずる逆流域部が多少せばまる。また、 $2.5K$ 直下流の分水路側（右岸側）高水敷上の逆流域は消えるが、右岸側は全体に流れが遅い。

海蔵川からの流れは分水路の増水によって、全体に左岸側に押され、流路がせばまった状態となり、河床勾配のゆるくなる合流点段落ち部付近には波状流を生ずるようになる。

図-19の1～図-19の2、および写真-32～36に示す。

図 -19 の1才4次案分流臭付近流向図

実験条件

$$Q_0 = 960 \text{ m}^3/\text{sec}$$

$$Q_1 = 532 \text{ m}^3/\text{sec}$$

$$Q_2 = 428 \text{ m}^3/\text{sec}$$

$$H_{30} = TP + 6.425 \text{ m}$$

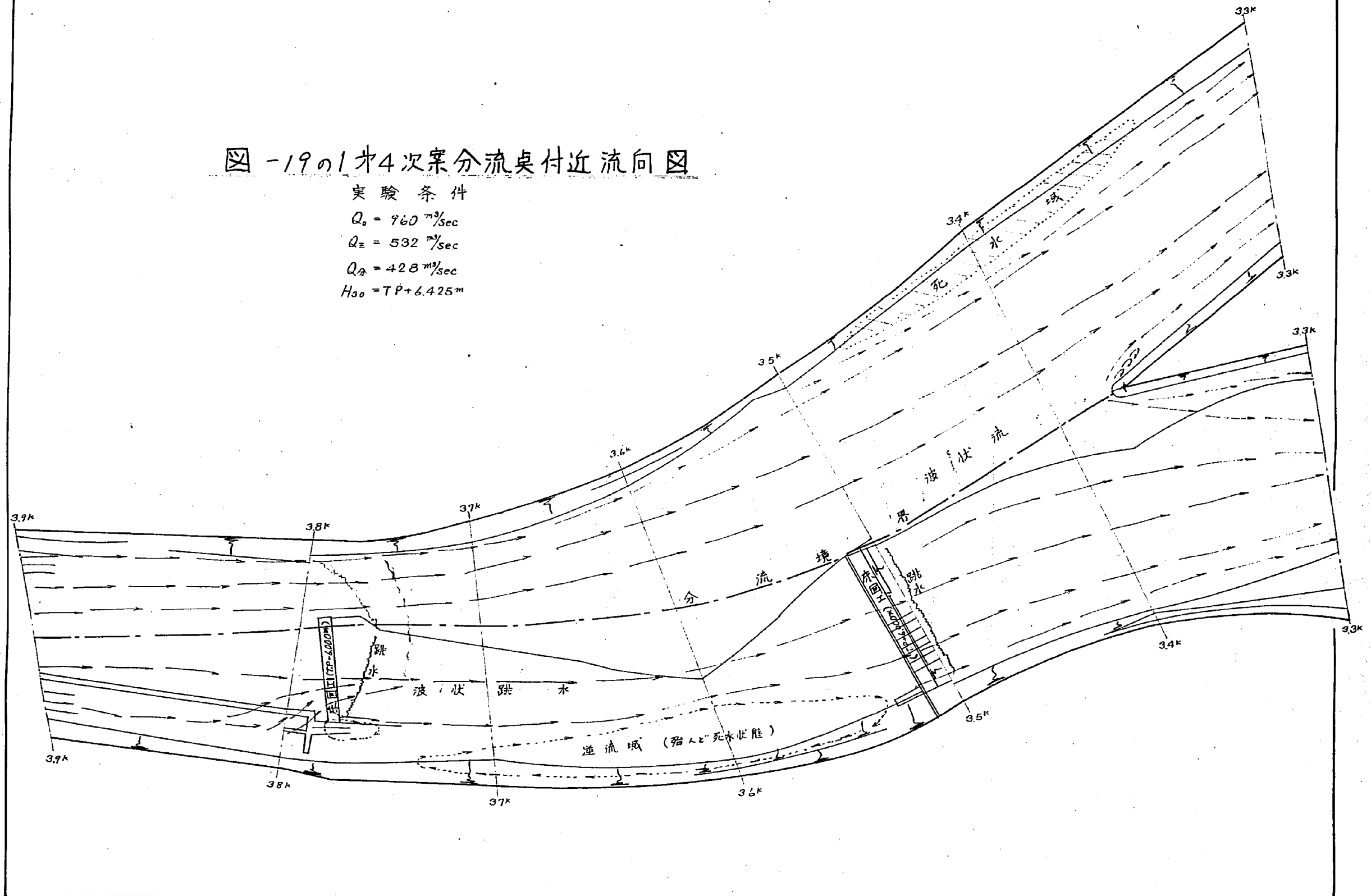


図-19の2才4次案合流点付近流向図

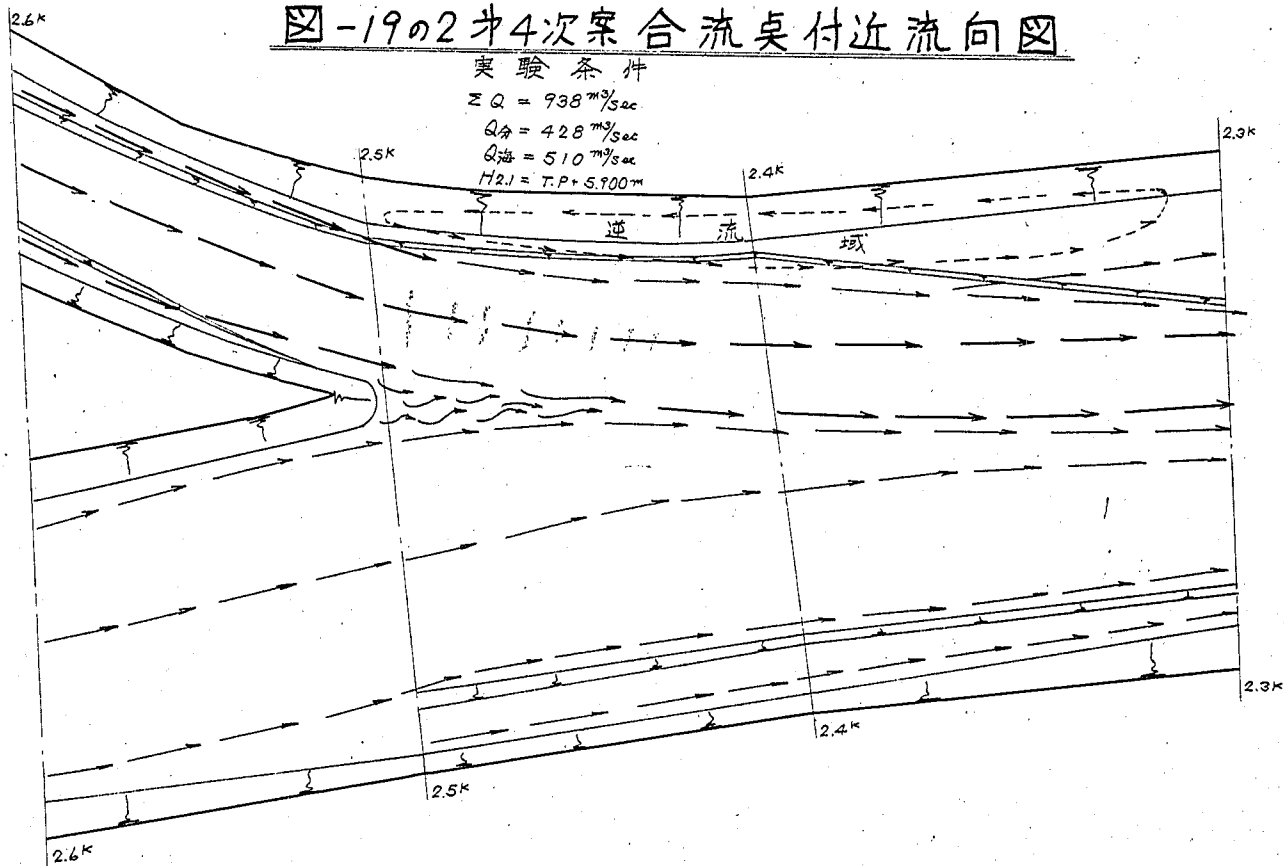
実験条件

$$\Sigma Q = 938 \text{ m}^3/\text{sec}$$

$$Q_{\text{分}} = 428 \text{ m}^3/\text{sec}$$

$$Q_{\text{合}} = 510 \text{ m}^3/\text{sec}$$

$$H_{2.1} = T.P. + 5.900 \text{ m}$$



(7) 実験その5 (河道条件を5次案)

(i) 模型改造

三滝川 3.8K から分水路の 3.3K 断面の左岸高水敷呑口を 2 次案同様の敷高および勾配 ($1/450$) にすると同時に, 3.5K + 12m の床固工を 4 次案で, T.P. + 6.00m に嵩上げたのを, その右岸側に平水通水口を設けた。

平水通水口は, 3~5‰ を流下させるものとし, 切欠き幅を 10m と仮定すると, 切欠き部の越流深 $h_v = 0.15 \sim 0.35$ m になる。このことから, 平水時に 3~5‰ を三滝川に流下させるためには, 左岸高水敷との関係から, 平水通水口の敷高は少なくとも 3.5K の左岸高水敷高 (T.P. + 5.17m) より 0.35 m 以下としなければ, 三滝川に 3~5‰ の平水を流下することが出来ないで, 敷高を T.P. + 4.82 m とした。

(ii) 分流量測定

三滝川の計画高水流量 $Q_0 = 960$ ‰ に対して, 分水路への流入量は $Q_2 = 405$ ‰ となり, ほぼ計画分流量に一致した。

測定結果は 図-13 に示す。

(iii) 水位測定

3.6K ~ 3.7K 間の水位は, 2 次案の場合より床固工が嵩上げられていることによって, 約 0.2~0.4 m 上昇するが, 3.8K より上流は殆ど変化しない。3.5K の水位低下は, 床固工によって生ずる射流部を測定しているためである。

分流量より下流部は, 2 次案の場合よりも分水路への流入量が 73‰ も増加し

たことによって、分水路および海蔵川の
水位は約 0.3mほど上昇するが、三滝川は
逆に流量が減り全体に水位が低下してい
る。

結果を図-14、および表-4に示す。

(iv) 流向測定

分流奥付近は、断面全体にわたり比較的一様な流れを示すようになり、3.5Kから分流奥の間、分流境界に沿った流れは床固工の影響によって波状流を生じるが、分流奥の水当りはあまり強くない。前案で生じていた左右岸の死水域はかなり範囲が小さくなった。

合流奥部の流況は分水路への流入量が、4次案よりも多少減少しているが、4次案と殆んど変化はない。

図-20の1～図-20の2および写真-37-41に示す。

図-20の1才5次案分流臭付近流向図

実験条件

$$\Sigma Q = 960 \text{ m}^3/\text{sec}$$

$$Q_1 = 555 \text{ m}^3/\text{sec}$$

$$Q_2 = 405 \text{ m}^3/\text{sec}$$

$$H_{90} = T.P. + 6.525 \text{ m}$$

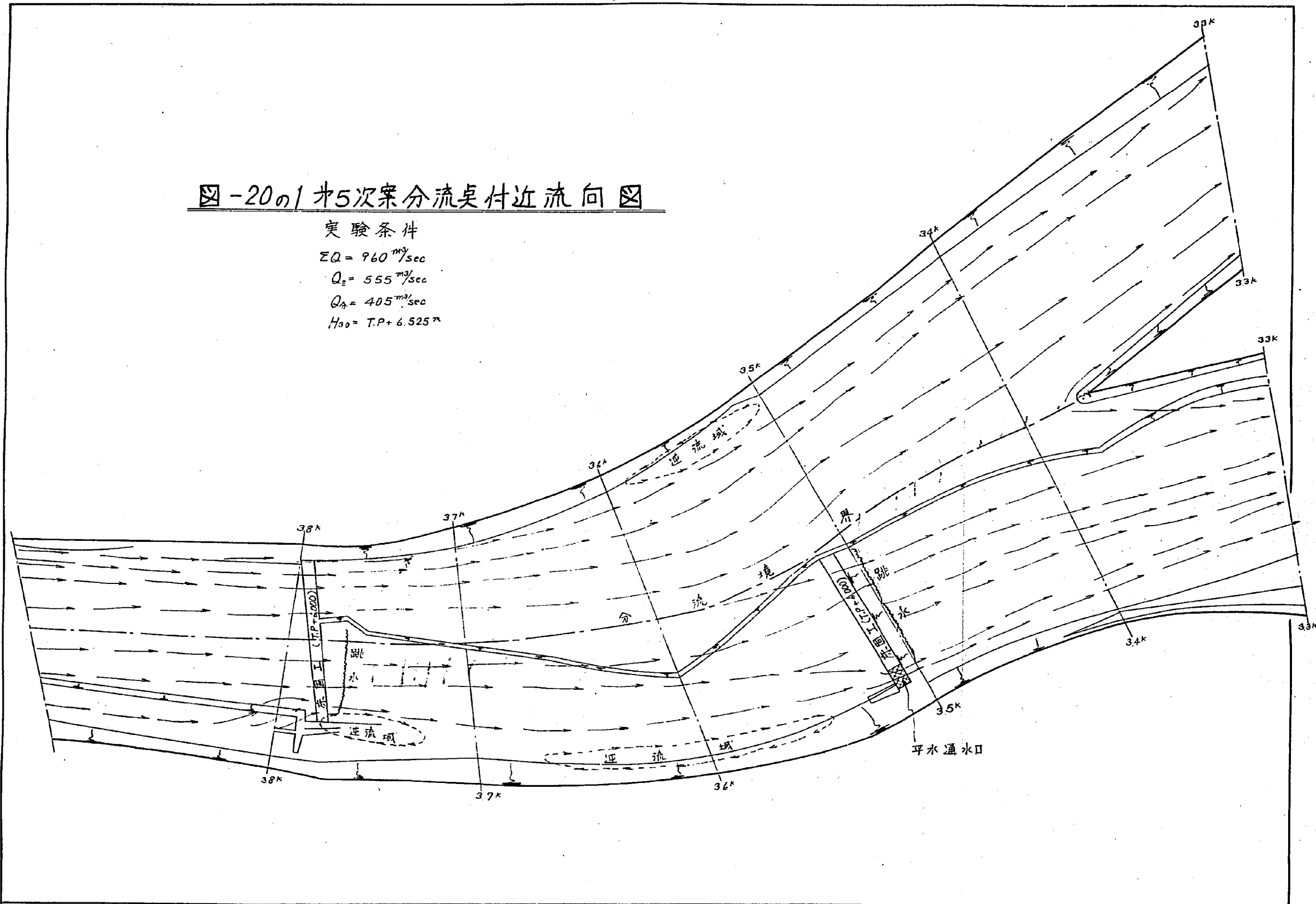


図-20の2才5次案合流点付近流向図

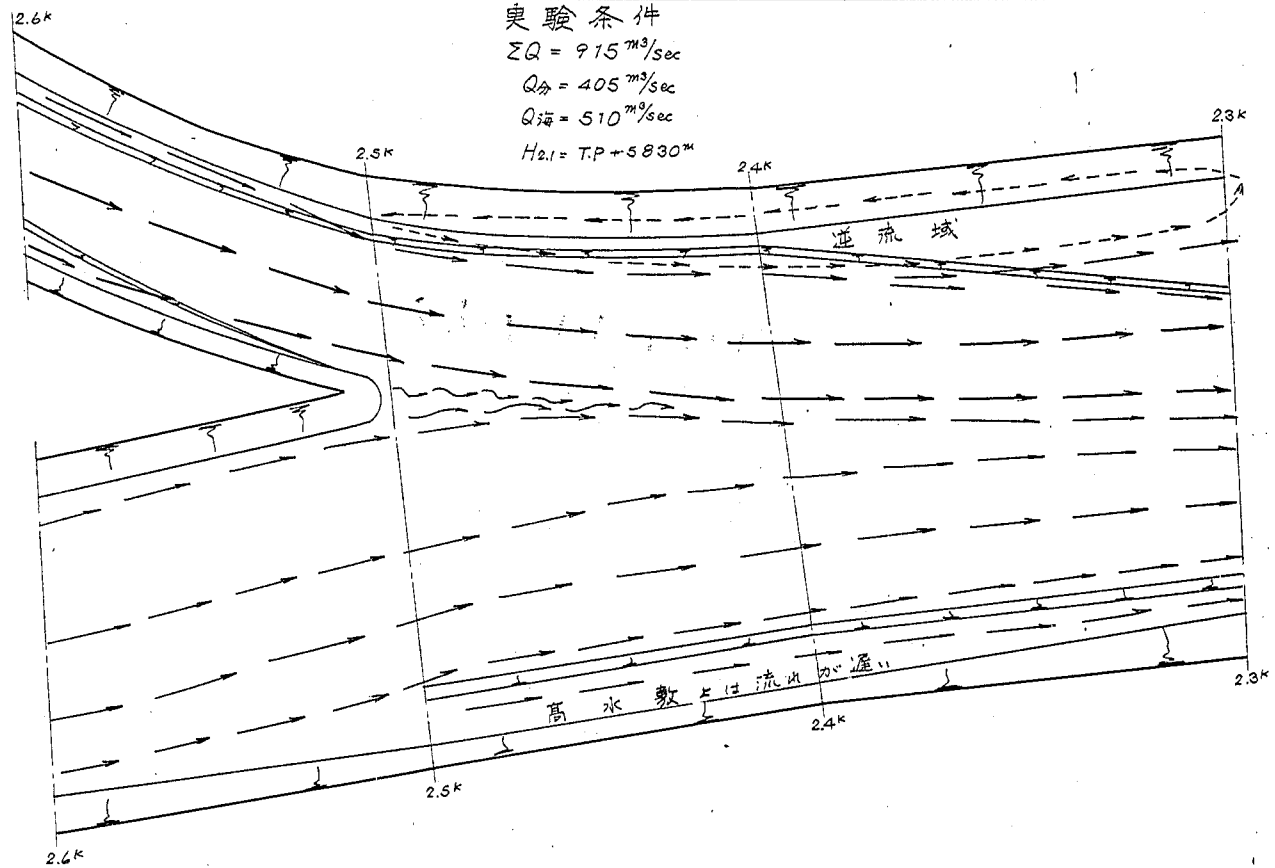
実験条件

$\Sigma Q = 915 \text{ m}^3/\text{sec}$

$Q_{\text{分}} = 405 \text{ m}^3/\text{sec}$

$Q_{\text{海}} = 510 \text{ m}^3/\text{sec}$

$H_{2.1} = T.P. + 5830 \text{ m}$



(V) 分流開始流量の測定

測定は三滝川流頭部流量を除々に増加して行うことにした。

その結果、3.8K真下流の床固工(T.P+6.00m)を越流する場合は、どんな小さい流量の場合でも、一部は分水路に流入する。

なお、3.5K+12mの床固工から分流する限界を求めると、約5.5 m^3/s となる。

この場合の平水通水口からの流量は、3.5 m^3/s であった。流況を写真-42, 43に示す。

(8) 実験その6 (河道条件その6次案)

三滝川分流付近 3.4K から下流 2.8K の区間を計画河道に改造した。図 - 2 に示す。

図 - 21 の 1 ~ 21 の 2 の横断面図にも示すように、計画河道の場合は、低水路部が現状河道の場合より約 1.5m 低くなるため、3.4K (計画) と 3.5K (現状) とでは、低水敷で約 1.10m の高低差があり、この間でのとりつけ河床勾配は約 $1/100$ と他の区間より急勾配となる。

また、3.2K 断面では 0.6m の段落部を設けてある。

図-21の1 現状断面と計画断面との比較図

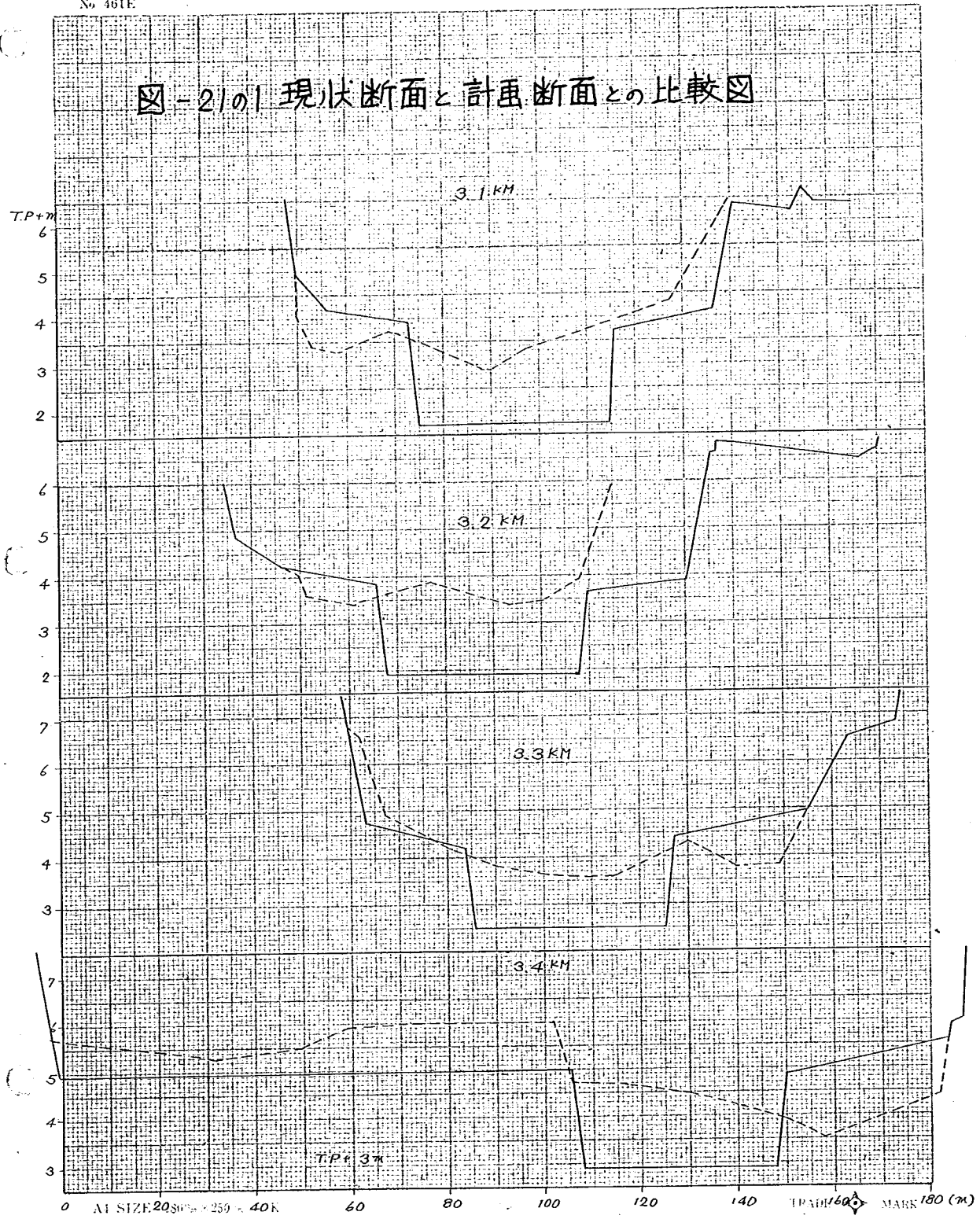
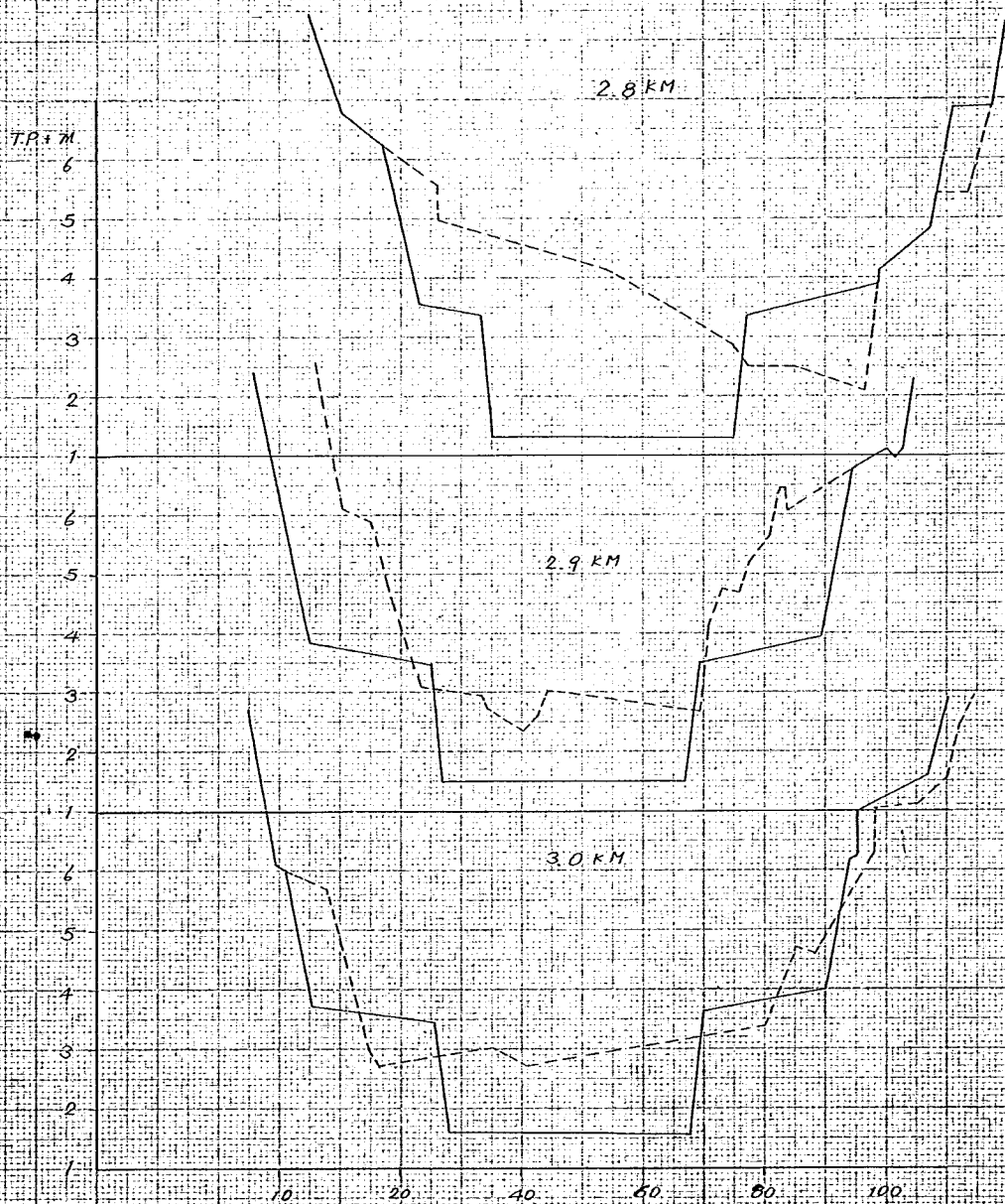


図-21の2 現状断面と計画断面との比較図



(i) 分流量測定

3.5K+12m 床固工の形状は， α 5次案のままとし，計画高水流量の場合についてだけ測定した。

その結果は，三滝川へは614 m^3/s ，分水路に346 m^3/s ，が流入し，計画分流量400 m^3/s に対して54 m^3/s 少なくなった。

分流量が減少したのは，3.5K+12m 床固工で分水路側流量は一旦増加するが，三滝川を計画河床としたために下流水位が低下し，分水路側の流れが，床固工と分流点の間で，三滝川側へ落ち込んでしまい，床固工の嵩上げ効果がなくなるためである。

(9) 実験その7（河道条件 α 7次案）

(i) 分流堰の改造 (I)

3.5K+12m，床固工の嵩上げ部分を取りこめし，現状の床固工（平均高T.P+5.23m）にもどすとともに，3.3K+70.5m地奥に図-22に示すような分流堰を設けた。

分流堰は高さT.P+6.00m，矢端幅2.0mとし，上流面は2:1，下流面1:1の勾配の台形堰とした。

また，低水路の中央部には幅10m，敷高T.P+4.15mの平水通水口を設けた。

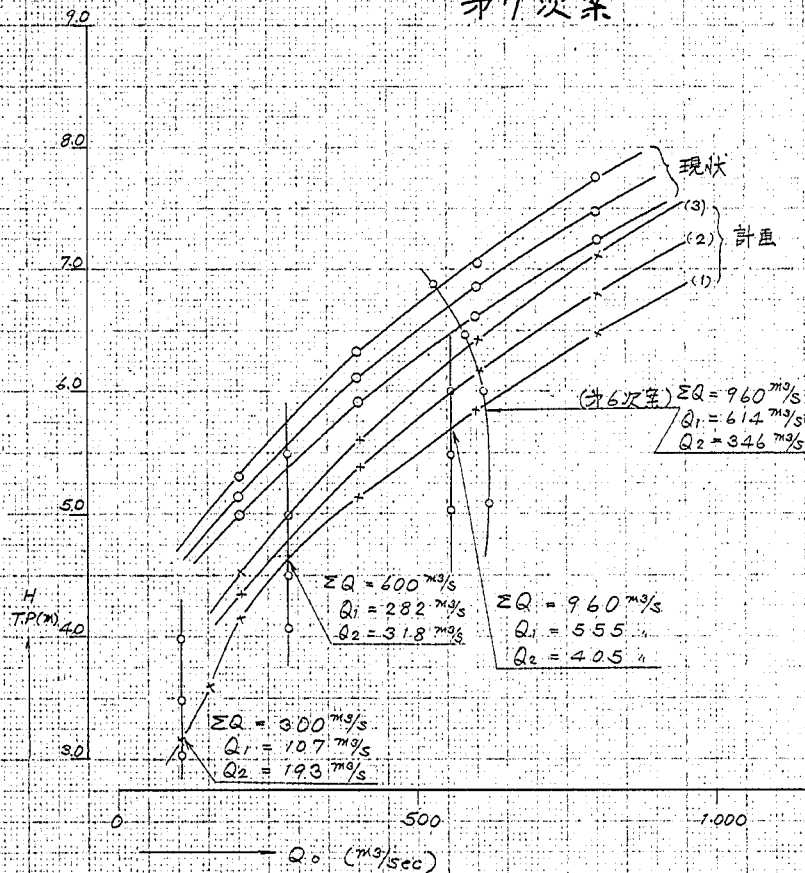
(ii) 分流量測定

まず計畝高水流量は、三滝川に $555 \text{ m}^3/\text{s}$ 流入し、分水路に $405 \text{ m}^3/\text{s}$ と計畝分流量とほぼ一致する。また $600 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合は三滝川に $282 \text{ m}^3/\text{s}$ 流入するのに対し、分水路に $318 \text{ m}^3/\text{s}$ 流入し、分水路の流入量が三滝川の流入量よりも多くなる。 $300 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合は三滝川に $107 \text{ m}^3/\text{s}$ 、分水路に $193 \text{ m}^3/\text{s}$ 流入し、総流量の約 64% が分水路に流入する。結果を図-23の1、23の2に示す。

以上のように流量が小さくなるにつれ分水路への分流比が増加するのは、本川側に設置してある分流堰の平水通水口からの流下流量が、三滝川下流流量を支配することになり、堰上げ効果を大きくするため、河床高の低い分水路へ流入する比率が大きくなっていくからである。

図-23の1 三滝川30KM水位と分流量関係曲線

歩7次案

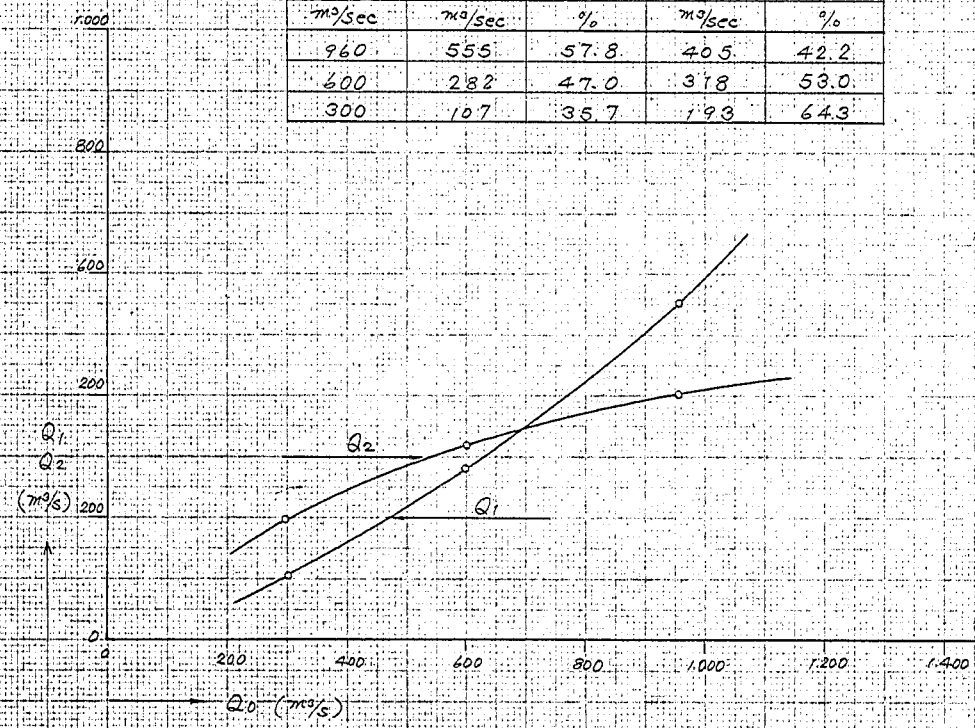


H - Q 表

Q (m^3/s)	n 値		
	(1) 0.030	(2) 0.035	(3) 0.040
200	4.175	4.367	4.550
400	5.145	5.390	5.620
600	5.865	6.163	6.437
800	6.479	6.810	7.123

図-23の2 総流量(Q_0)と三滝川(Q_1)及び分水路(Q_2)流量との関係図
 7次案

総流量(Q_0) m ³ /sec	三滝川(Q_1) m ³ /sec	百分率 %	分水路(Q_2) m ³ /sec	百分率 %
960	555	57.8	405	42.2
600	282	47.0	318	53.0
300	107	35.7	193	64.3



(10) 実験その 8 (河道条件才 8 次案)

(i) 分流堰の改造〔Ⅱ〕

分流堰上流部 (3.4k) の計画河床高は、 $T.P. 2.90m$ で、平水通水口敷高 $T.P. 4.15m$ (前実験) に比して、 $1.25m$ 低くなっているが、分流堰の上流河床は、現状または平水通水口敷くらいまで、あるいはそれ以上の河床上昇が、土砂堆積によって生ずるものと考えられる。

切欠き部が低い位置にあった場合には、堆積土砂で埋もどされ、分流量に影響するおそれもあるので、分流堰の切欠き部はなるべく高くすることにした。

平水流量 $Q = 3\%$ 程度が流下可能な高さを求めると越流深は $h = 0.15m$ が必要となるので、分流央の吞口敷高 ($T.P. 4.95m$) および高水分流を考慮して、前実験での切欠き部敷高より $0.6m$ 高い $T.P. 4.75m$ とした。 図 - 22

(ii) 分流量測定

切欠き部 (平水通水口) 敷高を上げたことによって、計画高水流量の場合、分水路への流入量が 7% 増加し、計画分流量より、 12% 多い 412% となった。

(11) 実験その 9 (河道条件才 9 次案)

(i) 分流堰の改造〔Ⅲ〕

分流堰形状および高さは前タイプと同様であるが、分水路への流入量が 12% 多かったため、平水通水口幅を $15m$ に広げた。

詳しくは図 - 22 に示す。

(ii) 分流量測定

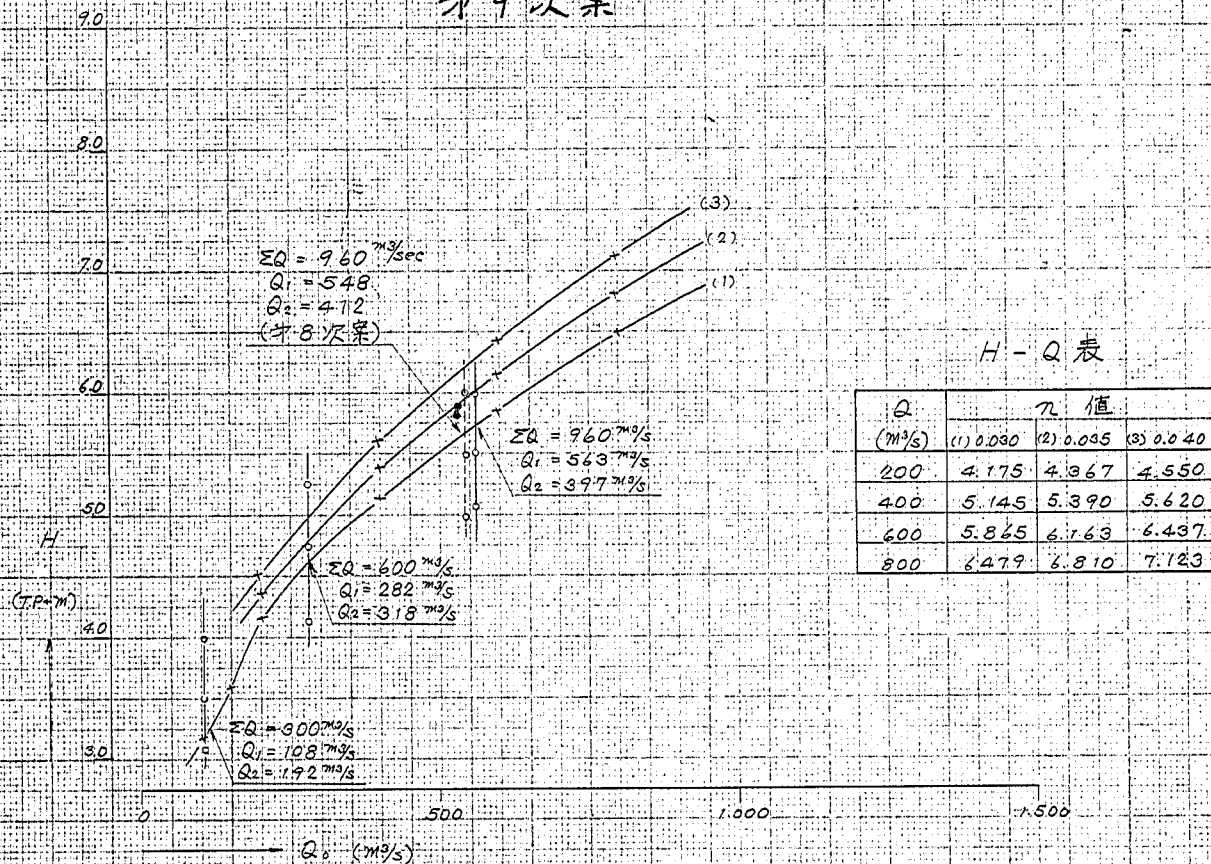
計画高水流量時の分流量は、三滝川に $563 \text{ m}^3/\text{s}$ 、分水路に $397 \text{ m}^3/\text{s}$ 流入し、計画分流量にほぼ一致した。

また、 $600 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合は、分水路に $318 \text{ m}^3/\text{s}$ 、三滝川に $282 \text{ m}^3/\text{s}$ 、 $300 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合は、分水路に $192 \text{ m}^3/\text{s}$ 、三滝川に $180 \text{ m}^3/\text{s}$ 流入する。

流量の小さい場合は先に述べたように、分流堰によって堰上げられ三滝川への流入量が急減し、分水路への流入量が増加する。 $600 \text{ m}^3/\text{s}$ 、 $300 \text{ m}^3/\text{s}$ の分流量は先の分流堰形状、平水取入口幅 10 m 、敷高 $T.P + 4.15 \text{ m}$ の場合と殆んど変らない。

結果を図-24-1, 24-2に示す。

図-24の1 三滝川3.0KM水位と分流量関係曲線
才9次案



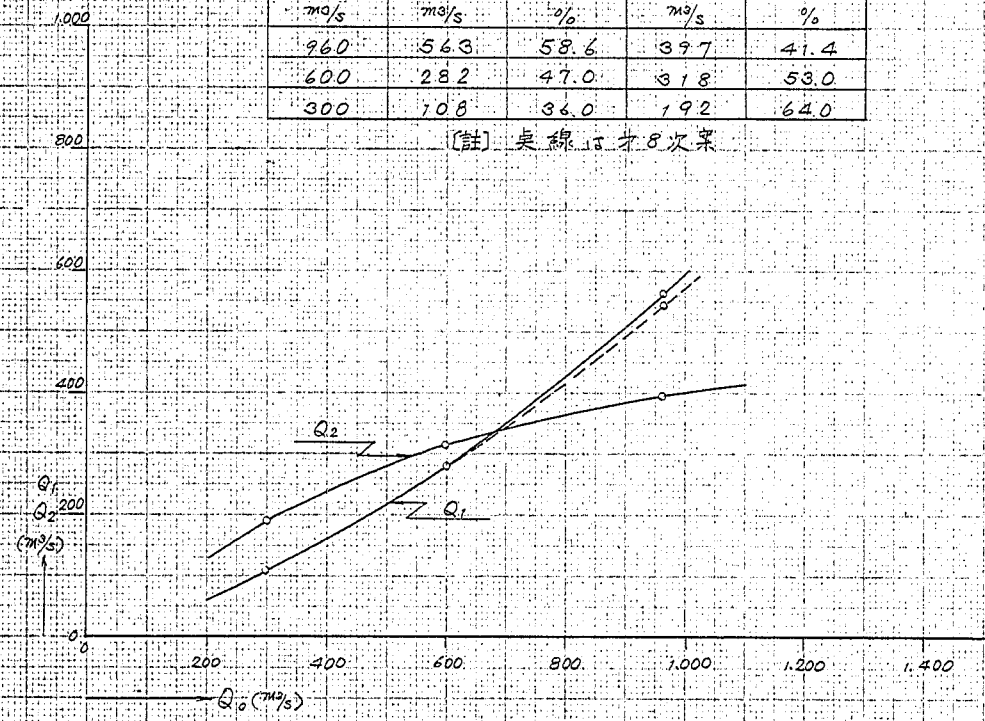
H-Q表

Q (m³/s)	π 値		
	(1) 0.090	(2) 0.095	(3) 0.040
200	4.175	4.367	4.550
400	5.145	5.390	5.620
600	5.865	6.163	6.437
800	6.479	6.810	7.123

図-24の2 総流量(Q_0)と三滝川(Q_1)及び分水路(Q_2)分流量との関係図
才9次案

総流量(Q_0)	三滝川(Q_1)	百分率	分水路(Q_2)	百分率
m^3/s	m^3/s	%	m^3/s	%
960	563	58.6	397	41.4
600	282	47.0	318	53.0
300	108	36.0	192	64.0

[註] 実線は才8次案



(iii) 水位測定

測定は三滝川 960, 600, 300 m^3/s と海蔵川 510, 330, 200 m^3/s を流下した場合について行った。結果は図-25, および表-5に示す。

図から知られるように、各流量とも、3.7Kと4.0K間における水位差が特に大きく計画高水流量 960 m^3/s の場合は約3mの水位差を生じこの間の水面勾配が特に大きくなっているが、その下流の分流奥付近は各断面とも大きな水位差を生ずることはなく、分流堰直上流の3.4K断面では分流堰の堰上げの影響を受け各流量時とも上流3.5K断面より幾分高くなっている。また、分流奥付近の水位を横断的に見ると、各流量時とも分流堰が設置されている三滝川筋の水位が、分水路側し左岸側より高くなっている。

分流堰下流の三滝川は、分流堰のため1.7m~2.5mの落差をもち、その流心は左岸低水路岸に沿って流下するが、左右岸の水位差はほとんどなく、跳水地奥より下流はほぼ一様勾配を示している。

分水路の水位は、3.4K水位が分流堰によってある程度規制されるため、960, 600, 300 m^3/s と総流量の変化に比して、分流量はそれほど減らず、従って分水路における水位の変化は少く、一様勾配で流下する。

海蔵川の水位は合流奥より上流部は各流量時とも河床勾配とほぼ等しい状態(等流状態)で流下し、合流奥附近では、2.3K~2.6K間で、逆勾配の水面形を示す。

その下流は流量の多い場合幾分水面勾

配が急になるか、ほぼ河床勾配 ($i = 1/700$)
に等しい水面勾配となっている。

図-25 水位縦断面図

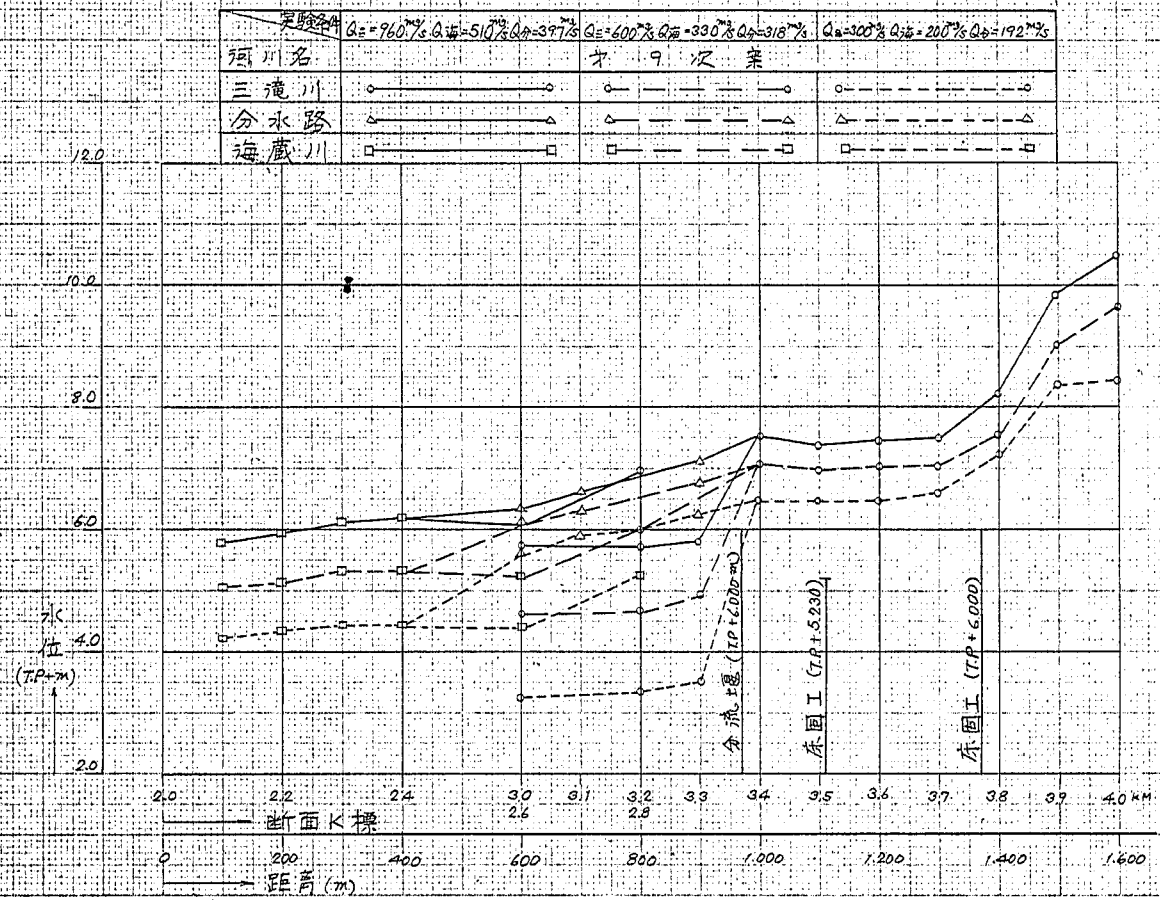


表 5 水位測定表

実験条件		第 9 次			第 11 次 (最終案)		
三滝川 総流量		m ³ /s 960	600	300	960	600	300
分水路流量		397	318	192	400	297	153
三滝川下流流量		563	282	108	560	303	147
海蔵川流量		510	330	200	510	330	200
海蔵川合流量		907	668	392	910	627	353
河川名	断面 K標	①	②	③	①	②	③
三滝川	T.P.(m)						
	4.0	10.443	9.653	8.657	8.510	7.665	6.565
	3.9	9.841	8.985	8.333	7.687	7.215	5.831
	3.8	8.184	7.507	7.226	6.887	6.140	5.396
	3.7	7.485	7.069	6.608	6.513	5.760	5.086
	3.6	7.475	7.033	6.481	6.077	5.400	4.746
	3.5	7.398	6.991	6.466	6.203	5.503	4.746
	3.4	7.515	7.081	6.456	6.174	5.569	4.755
	3.3	5.861	4.913	3.495	5.701	4.847	3.840
	3.2	5.769	4.667	3.358	5.884	4.783	3.753
	3.0	5.740	4.620	3.240	5.810	4.690	3.525
分水路	3.3	7.116	6.791	6.260	6.091	5.394	4.504
	3.1	6.650	6.315	5.881	6.134	5.357	6.494
	2.6	6.359	6.076	5.618	1.125	5.289	4.344
					6.039	5.217	4.265
海蔵川	2.8	6.938	6.026	5.281	6.888	6.049	5.293
	2.6	6.027	5.265	4.425	6.070	5.306	4.317
	2.4	6.201	5.356	4.428	6.137	5.332	4.355
	2.3	6.148	5.318	4.435	6.075	5.242	4.285
	2.2	5.968	5.133	4.310	5.901	5.120	4.176
	2.1	5.800	5.070	4.200	4.810	5.000	4.030

(iv) 流向測定

流況を圖-26の1~26~6および写真-44~67に示す。

3.9K~3.5K間の流れは、大部分が低水路に沿って流下し、3.5K付近から分流堰の影響を受け、床固工によって波状流を生じながら流速を減少させ、3.4K付近から流れが急激に曲流して分流奥に向う流線が現れる。この現象は総流量が小さくなるほど顕著になり、分流奥での水衝りが斜め方向となるため分水路側に流線の剥離を生じ、その下流3.3K付近まで右岸沿いに後流域を生じる。

また、流量が大きいは本川低水路沿いに流下するため、3.7K~3.4Kの左岸弯曲部は、流線が法線に沿って流下することができず、かなり左範囲にわたる後流域を生じる。

3.7K+74m床固工下流には、各流量とも跳水現象を生じ、その下流の水面が乱れる。また、この床固工下流の左岸高水敷上3.8K~3.7K付近にかけては射流状態となって流下し、波状跳水を生ずる。

分流堰下流は、分水堰を越流した流れが低水路部で跳水現象を、その左右両岸の高水敷上で露出射流を伴う跳水現象を呈し、低下路からの流れと、高水敷上から低下路に落ち込む流れとが合流する低水路護岸沿いには、左右両岸とも螺旋流を生ずる。3.3Kより下流の三滝川の流れは、全体に左岸低水路岸に沿って流下し、3.1K~3.2K間の右岸高水敷上は死水域となる。

合流奥の流況は、才5次案とほとんど

変らない。

左岸側には海蔵川の流勢によって、2.5k附近から剥離が生じ、かなり大きい後流域をつくるが、疎流能力に支障を来たすことはない。

右岸側には、分水路での流心が左側にやや偏るため死水域を発生させ、ことに小流量 ($Q_{海} = 200 \text{ m}^3/\text{s}$ $Q_{分} = 192 \text{ m}^3/\text{s}$) の場合は、落差工で支配断面が生じ、跳水した下流では低水敷内にも大きな死水域を発生させる。

圖-26 1号9次案分流桌付近流向圖

實驗条件

$$\Sigma Q = 960 \text{ m}^3/\text{sec}$$

$$Q_{\Sigma} = 563 \text{ m}^3/\text{sec}$$

$$Q_A = 397 \text{ m}^3/\text{sec}$$

$$H_{ao} = T.P. + 5.740 \text{ m}$$

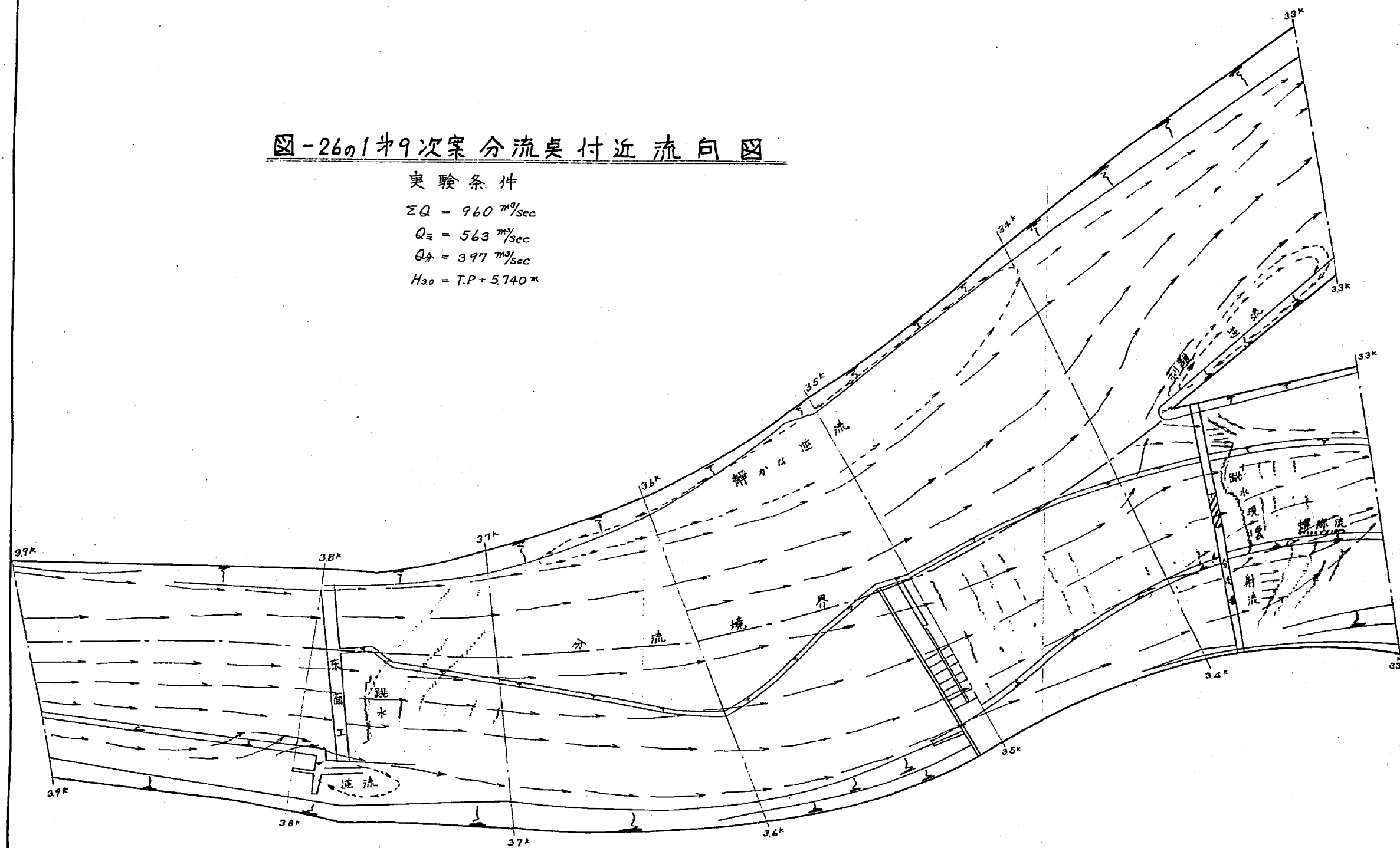


圖-26の2才9次案 分流点付近流向図

実験条件

$$\Sigma Q = 600 \text{ m}^3/\text{sec}$$

$$Q = 282 \text{ m}^3/\text{sec}$$

$$Q_{分} = 318 \text{ m}^3/\text{sec}$$

$$H_{30} = T.P. + 4.620 \text{ m}$$

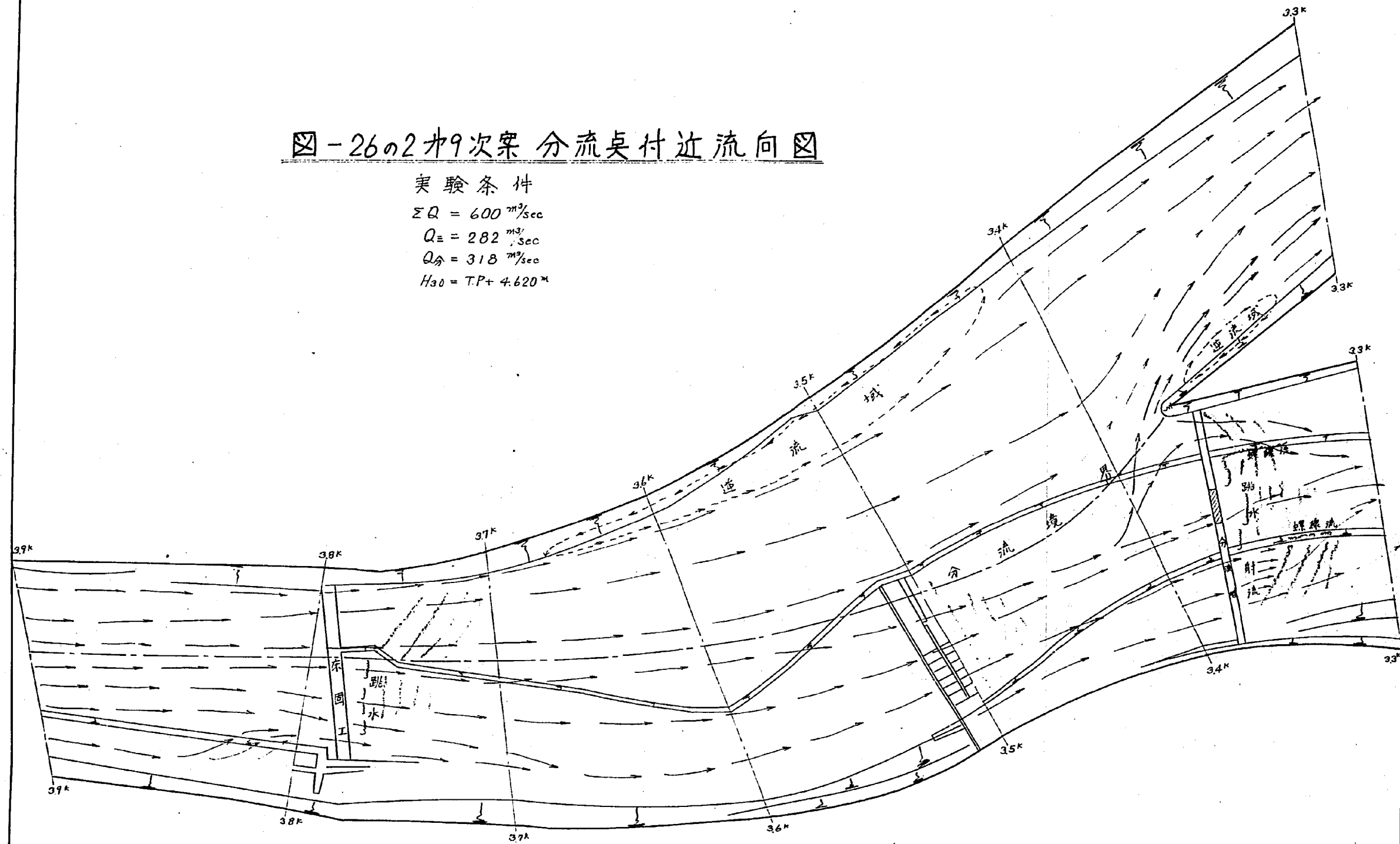


図-26の3才9次案分流臭付近流向図

実験条件

$$\Sigma Q = 300 \text{ m}^3/\text{sec}$$

$$Q_1 = 108 \text{ m}^3/\text{sec}$$

$$Q_2 = 192 \text{ m}^3/\text{sec}$$

$$H_{3.0} = T.P. + 3.240 \text{ m}$$

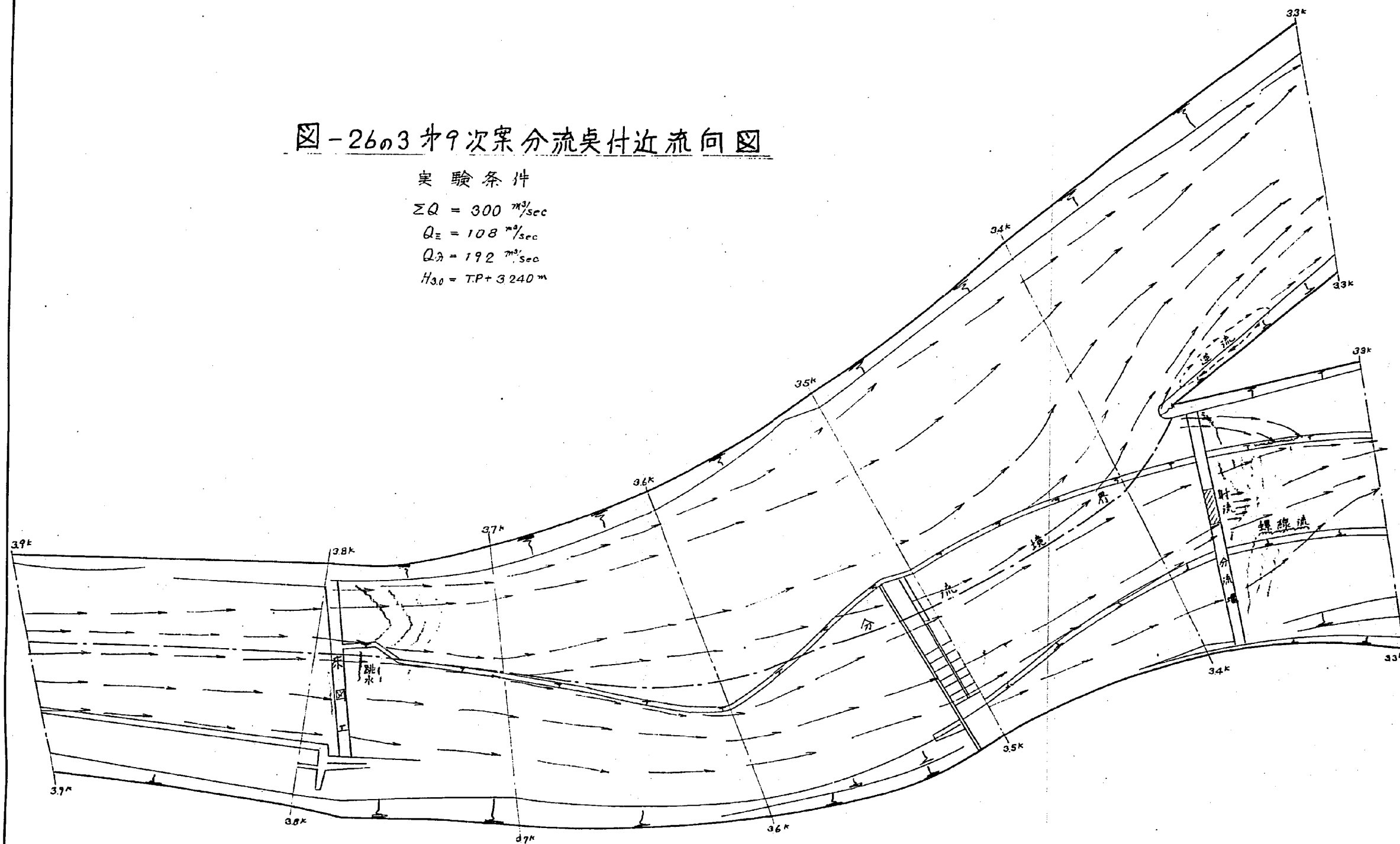


図-26の4才9次案合流点付近流向図

実験条件

$$\Sigma Q = 907 \text{ m}^3/\text{sec}$$

$$Q_{\text{分}} = 397 \text{ m}^3/\text{sec}$$

$$Q_{\text{海}} = 510 \text{ m}^3/\text{sec}$$

$$H_{2.1} = T.P. + 5.800 \text{ m}$$

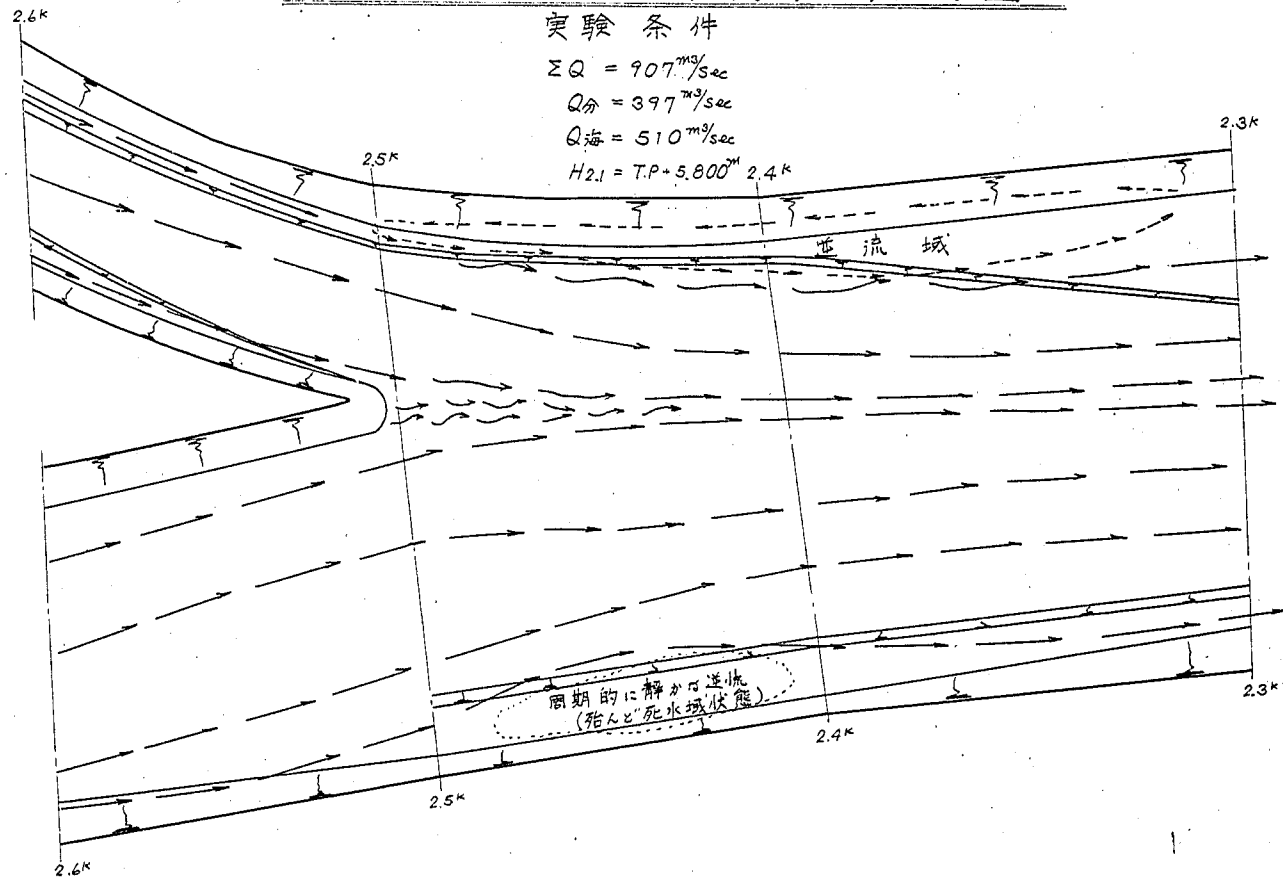


圖-26の5次9次集合流桌付近流向圖

実験条件

$$\Sigma Q = 648 \text{ m}^3/\text{sec}$$

$$Q_{分} = 318 \text{ m}^3/\text{sec}$$

$$Q_{海} = 330 \text{ m}^3/\text{sec}$$

$$H_{2.1} = T.P. + 5.070 \text{ m}$$

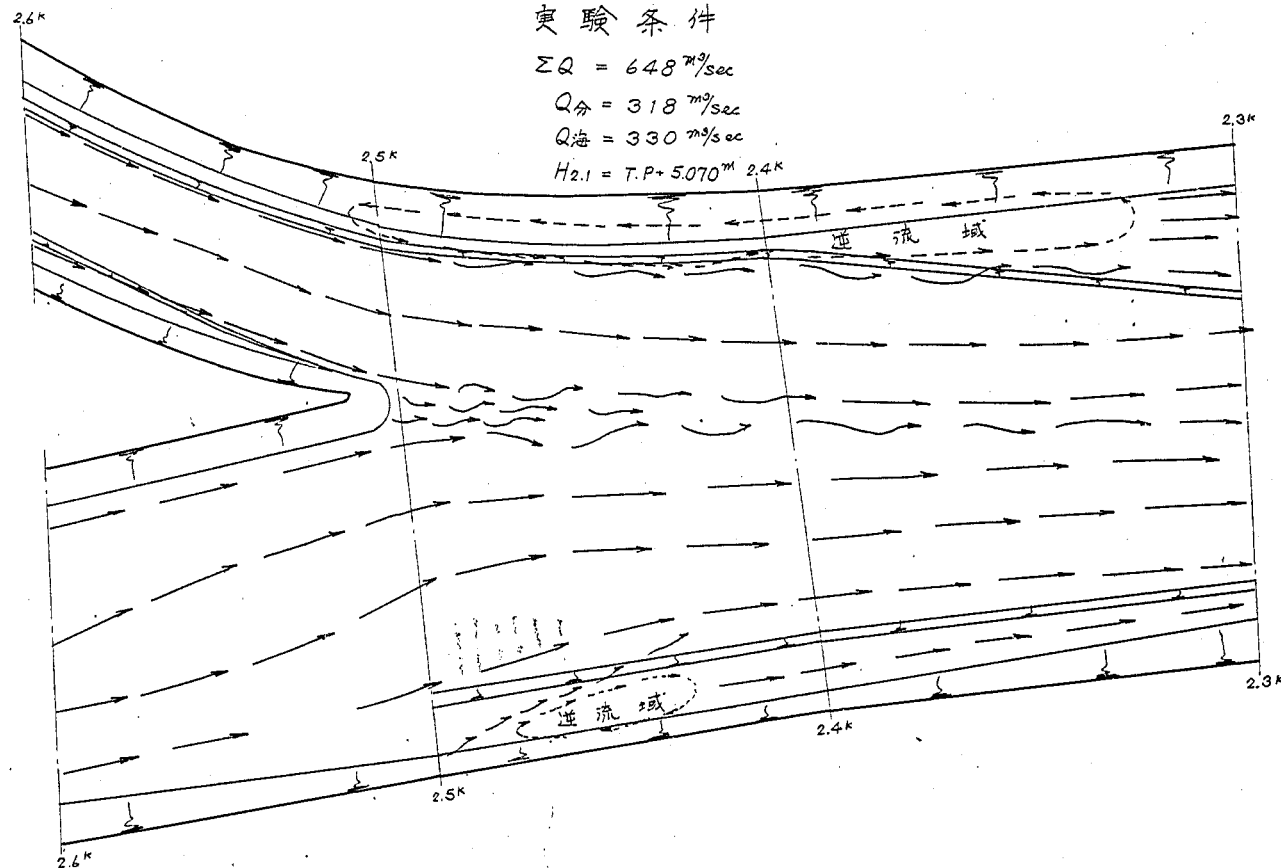


图-2606 第9次案合流桌付近流向图

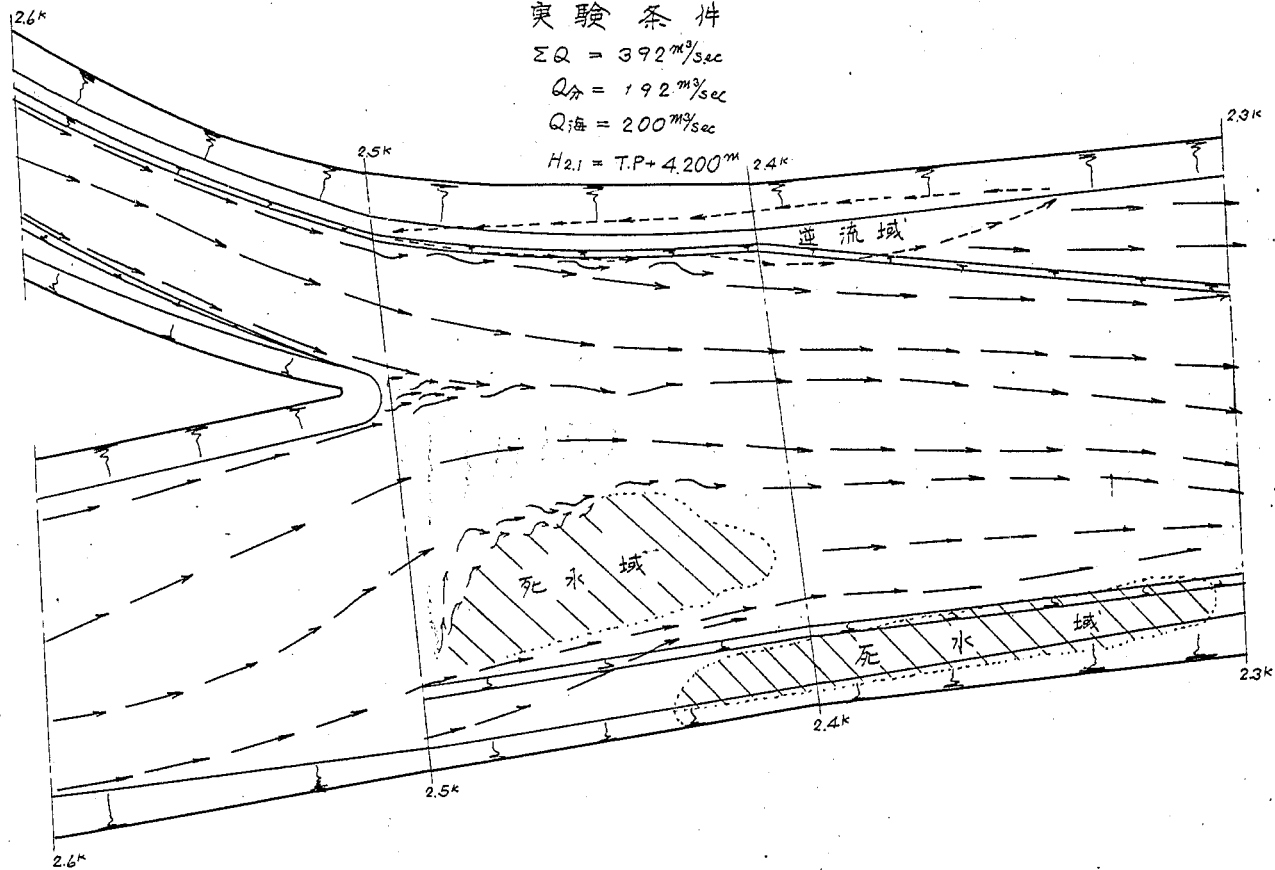
实验条件

$$\Sigma Q = 392 \text{ m}^3/\text{sec}$$

$$Q_{分} = 192 \text{ m}^3/\text{sec}$$

$$Q_{海} = 200 \text{ m}^3/\text{sec}$$

$$H_{2.1} = T.P. + 4.200 \text{ m}$$



(V) 流速測定

測定は、3.7K + 74m 床固工下流部で2断面と分流堰下流で3断面、および合流点部の2.4K断面の計6断面について行った。その結果は図-27の1~27の3、表-6に示すとおりである。

図および表から、3.7K + 74m 床固工下流において左岸高水敷上で最大流速を生ずるケースが多く、特に計画高水流量時には床固工下流15m地奥で $v_{max} = 7.7 \text{ m/s}$ となり、河床近くでも $v = 6.96 \text{ m/s}$ を示しているの、この附近の流床維持は非常困難であると思われる。

分流堰下流においては平水通水口下流部の流速が特に大きく、計画高水時に、 $v_{max} = 8.16 \text{ m/s}$ となり、河床近くでも $v = 7.7 \text{ m/s}$ となっている。

$Q_0 = 600 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合は下流水位の影響を受けて跳水位置が後退し、射流区間が伸びたことによつて、計画高水流量時の流速と殆んど変らない。しかし、分流堰下流30m地奥では、不規則分布となっているが、河床への影響がない程度に減衰している。

高水敷上は、 $Q_0 = 960, 600 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合、河床附近で $2.5 \sim 5.5 \text{ m}^3/\text{s}$ となり、分流堰下流30m地奥でも3%程度を示しているの、分流堰下流の河床保護工は、低水路高水敷ともに、最低必要長50mが考えられる。

合流点部においては、それほど高流速で流下することはなく、流量が小さくなつても、流速はそれほど減少しない。

2.4K断面の流速は $v_{max} = 2.5 \text{ m/s}$ 程度で、

あまり問題にはならないとみられる。

しかし、海蔵川の合流点上流の右岸側は弯曲流によって二次流が発生しやすい箇所であるから、低水護岸は充分に施す必要がある。

図-27の1 沖9次案 流速分布図

実験条件

$$Q_{0\pm} = 960 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{0\text{海}} = 510 \text{ m}^3/\text{s}$$

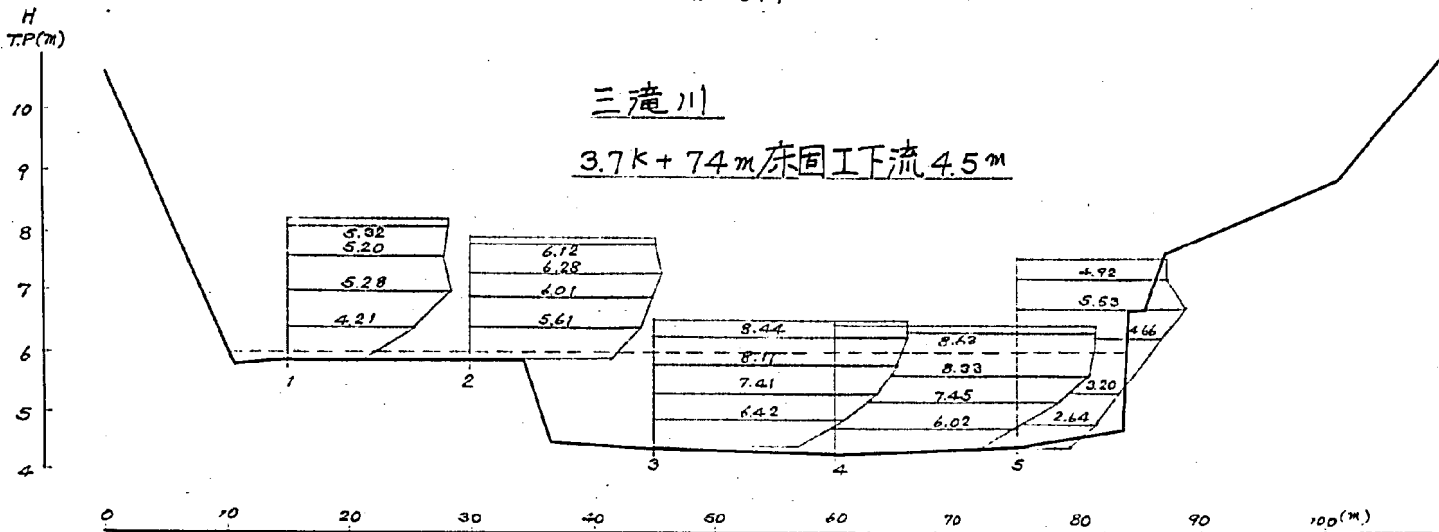
$$Q_{\pm} = 563$$

$$Q_{\text{海}} = 907$$

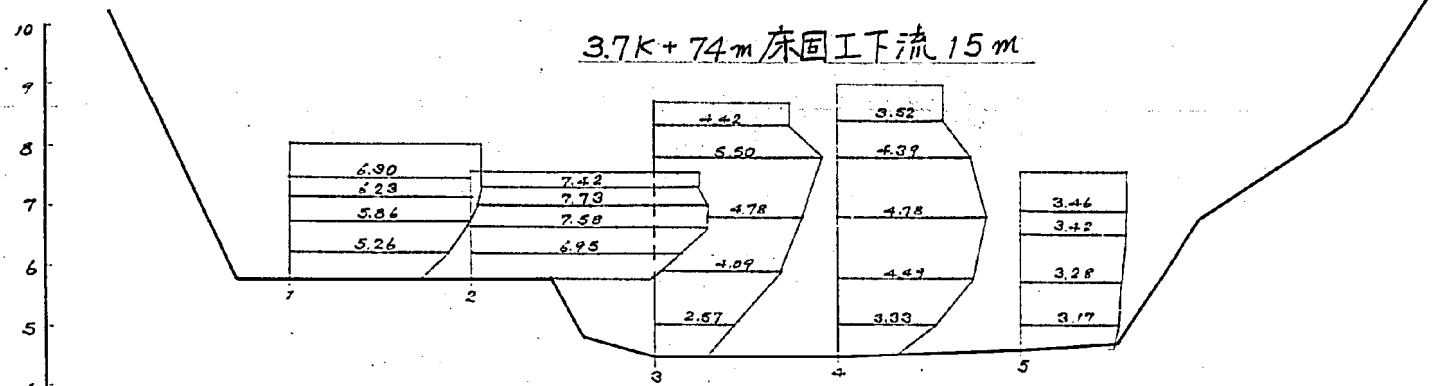
$$Q_{\text{分}} = 397$$

三滝川

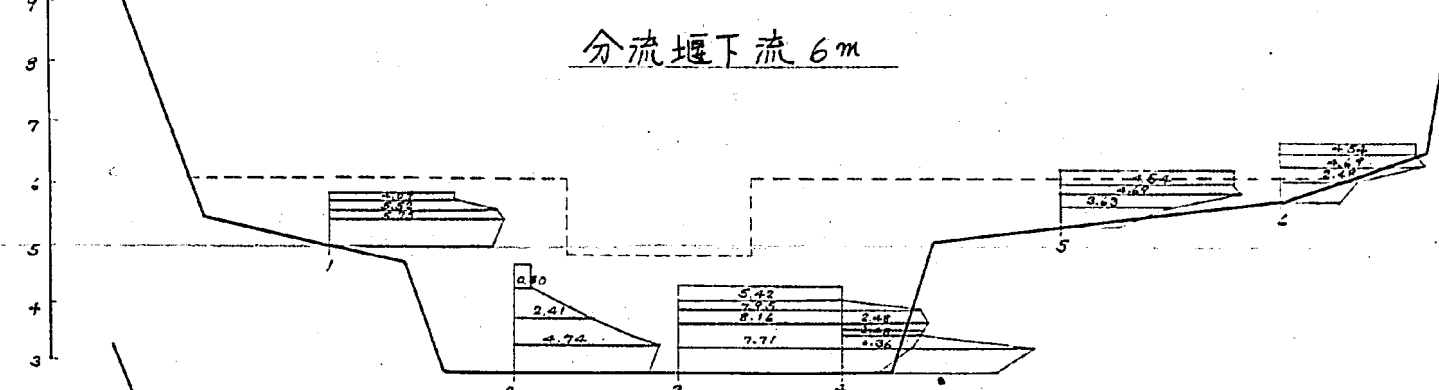
3.7K+74m 床面工下流 4.5m



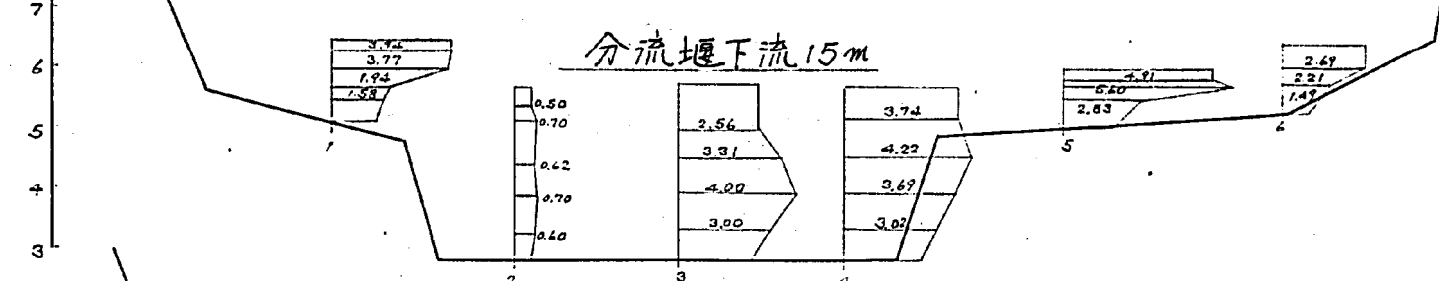
3.7K+74m 床面工下流 15m



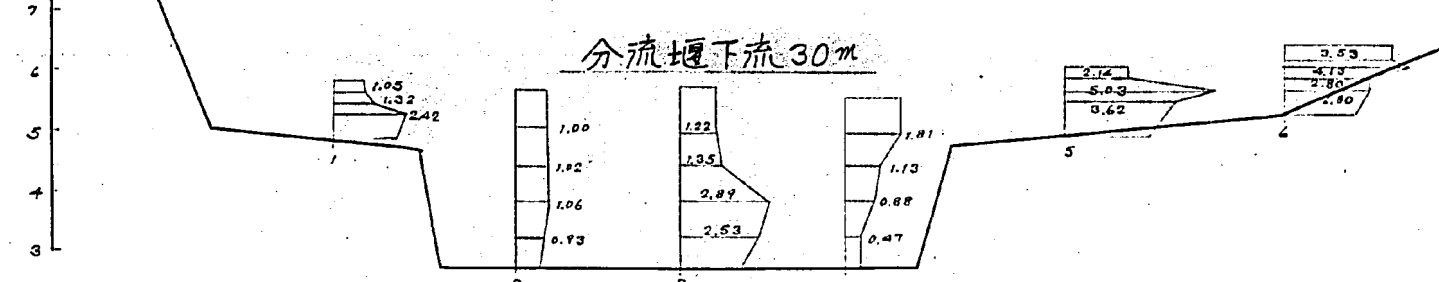
分流堰下流 6m

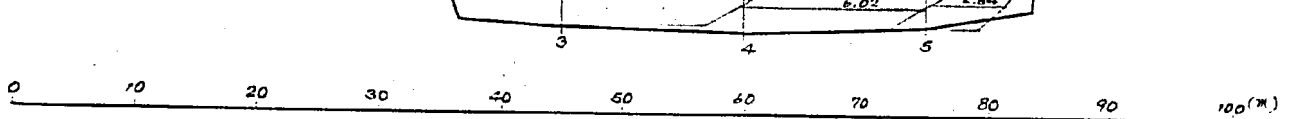


分流堰下流 15m

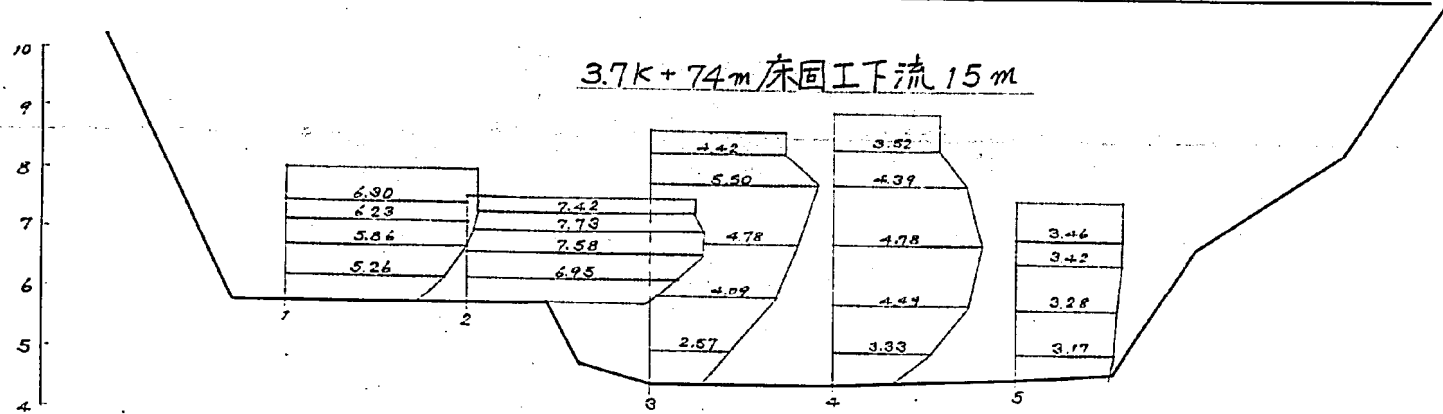


分流堰下流 30m

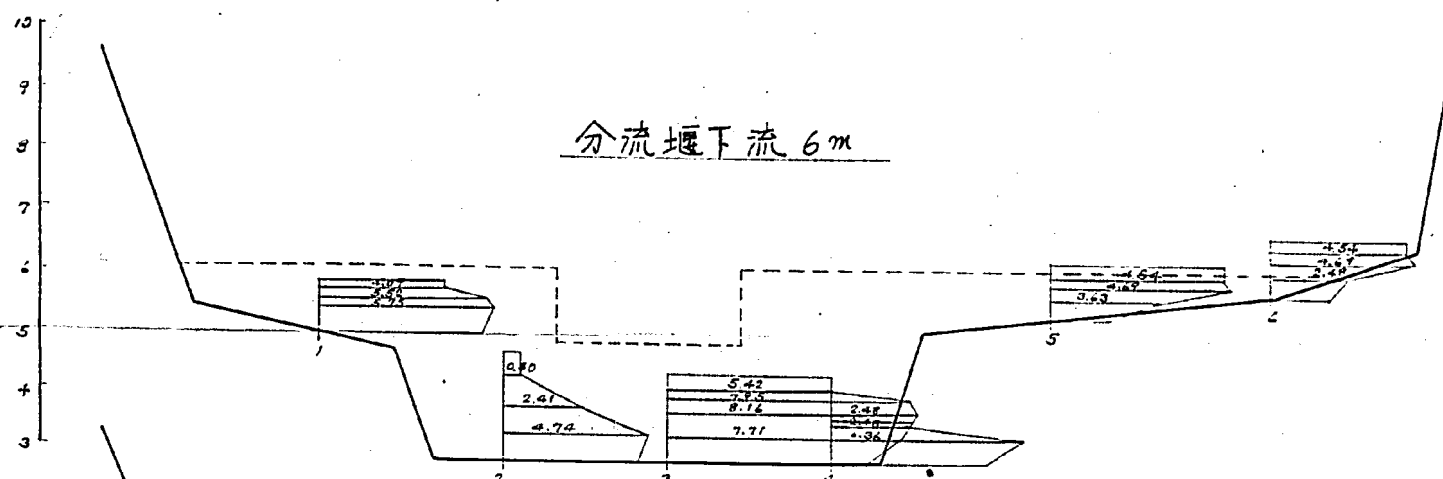




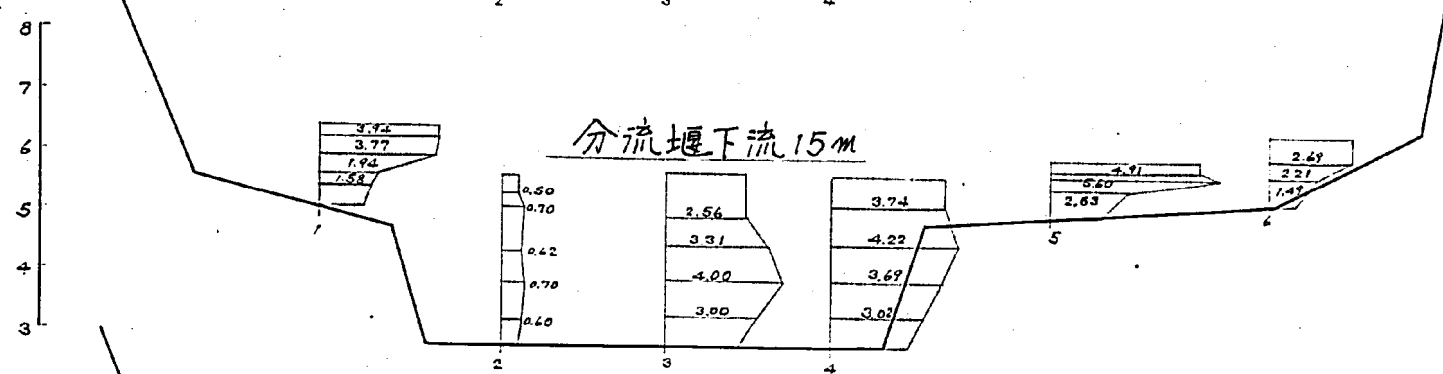
3.7K+74m床回工下流15m



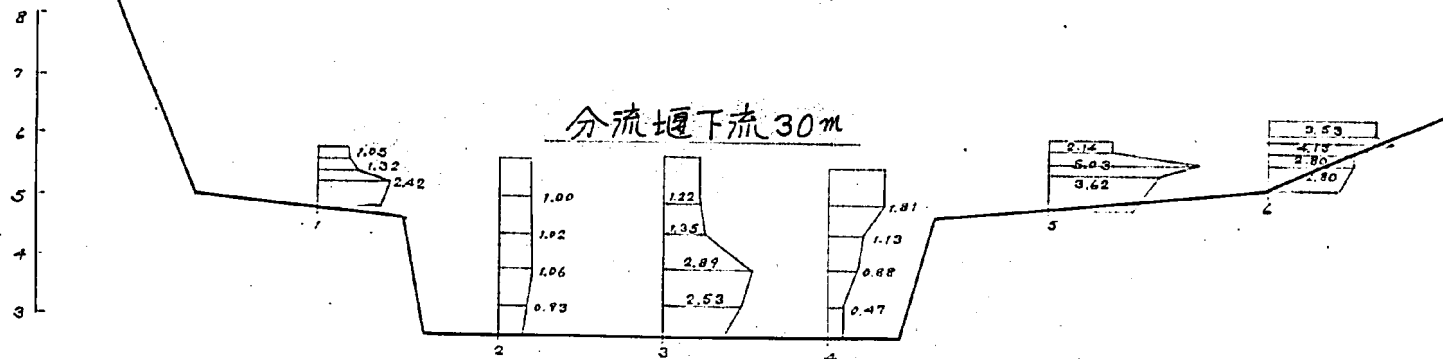
分流堰下流6m



分流堰下流15m



分流堰下流30m



海蔵川 断面NO.2.4K

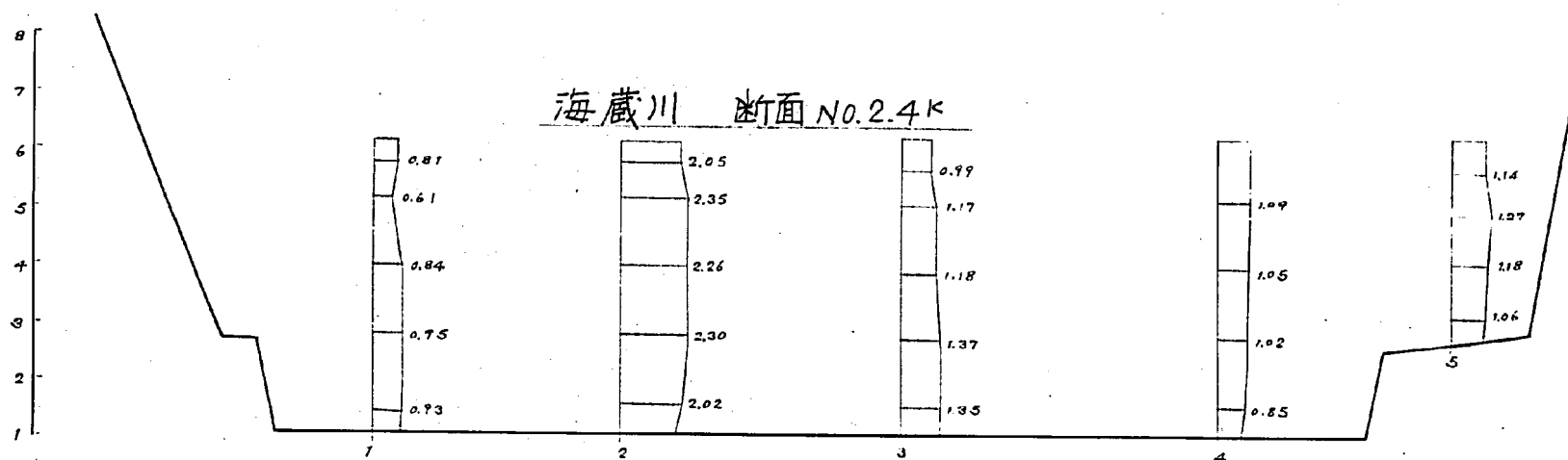


図-27の2 第9次案流速分布図

実験条件

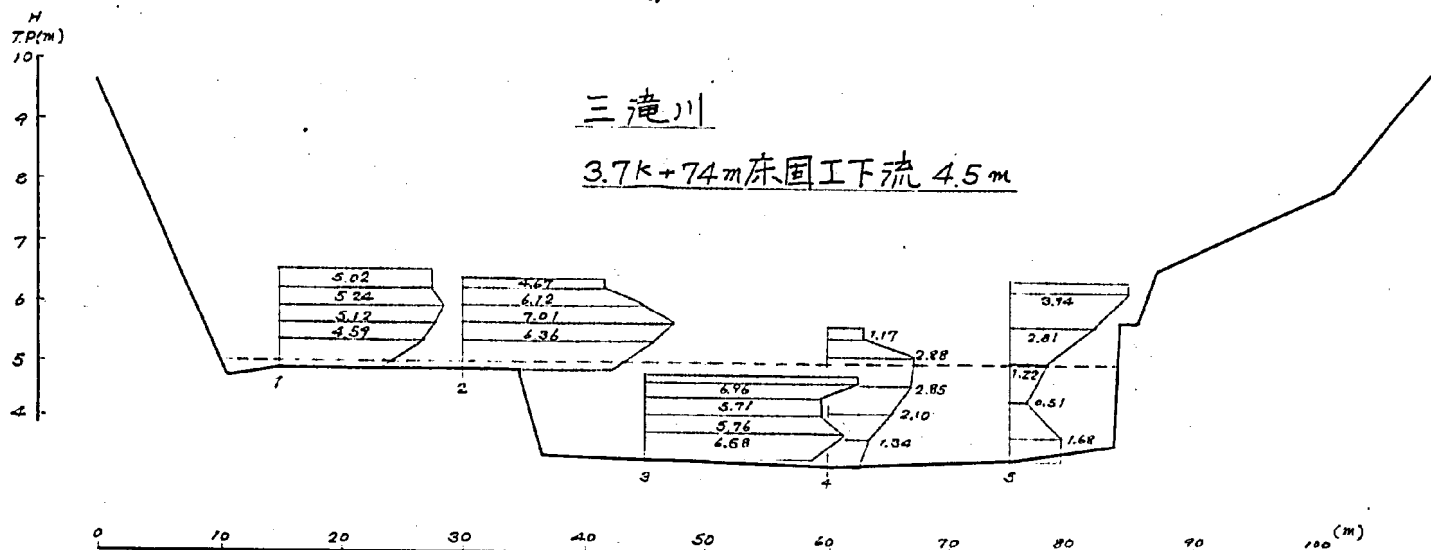
$$Q_{0上} = 600 \text{ m}^3/\text{s} \quad Q_{0海} = 330 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{上} = 287 \quad Q_{海} = 648$$

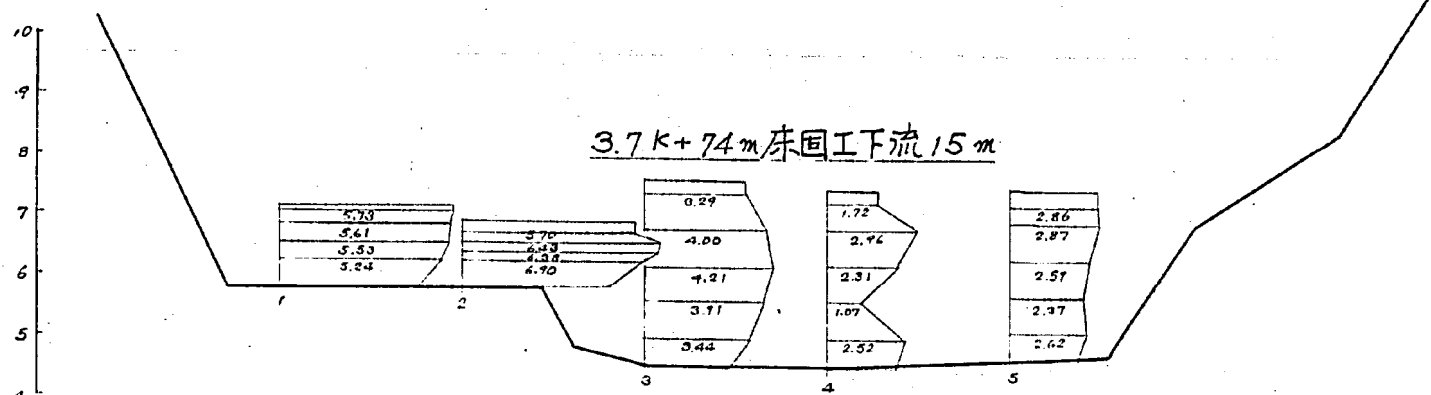
$$Q_{分} = 318$$

三滝川

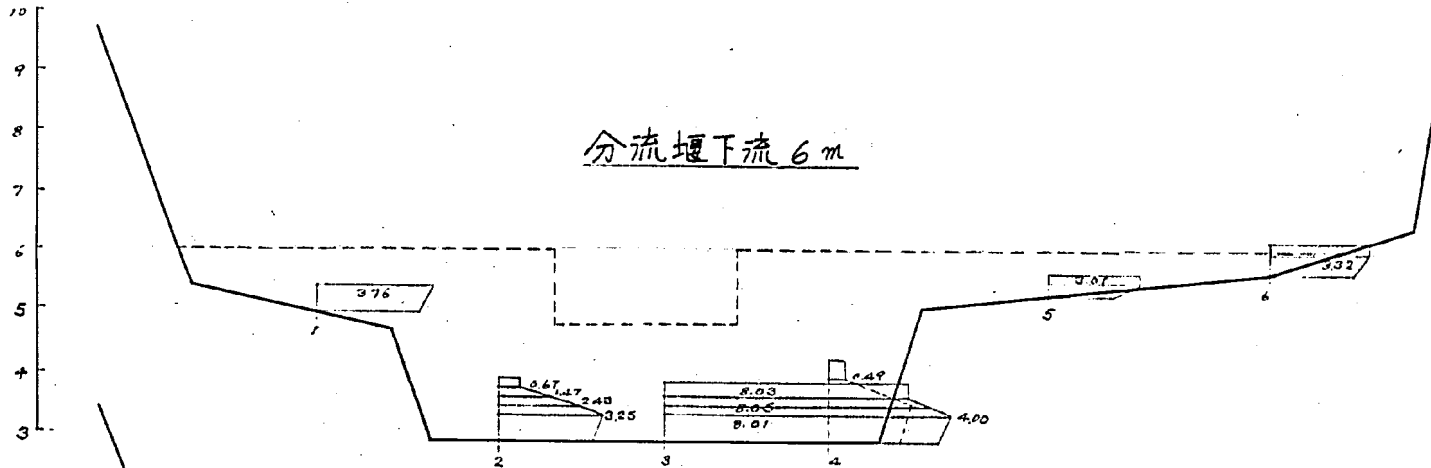
3.7k+74m床面工下流 4.5m



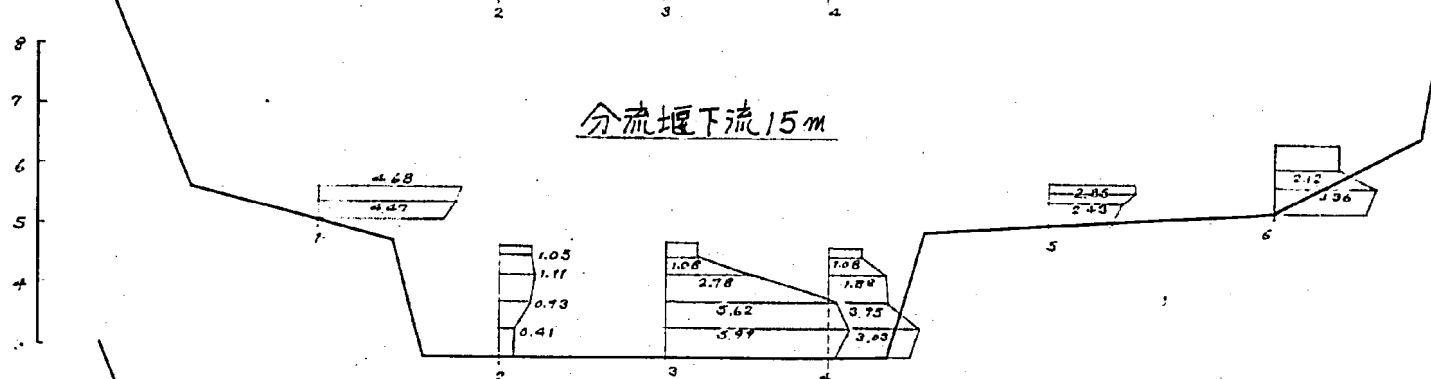
3.7k+74m床面工下流 15m



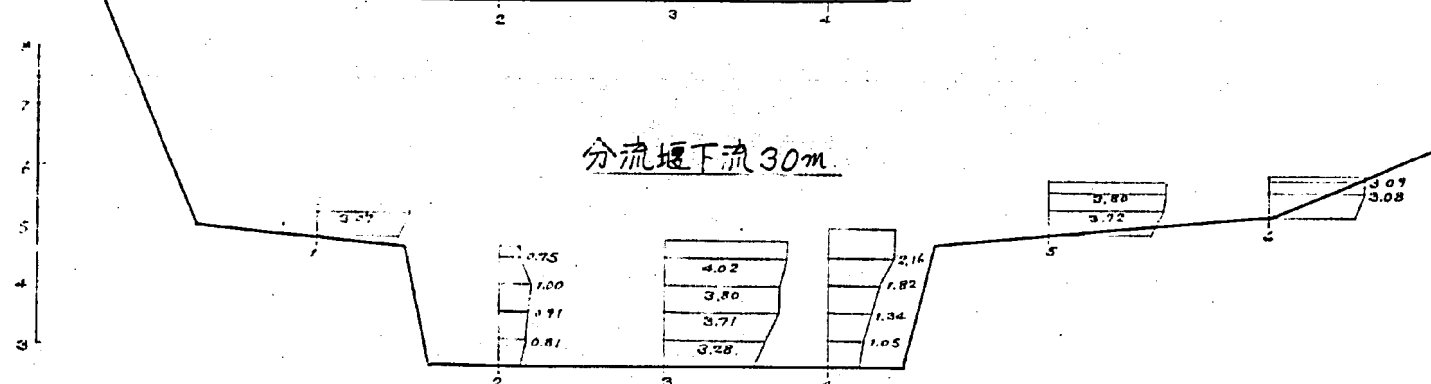
分流堰下流 6m



分流堰下流 15m



分流堰下流 30m



海蔵川

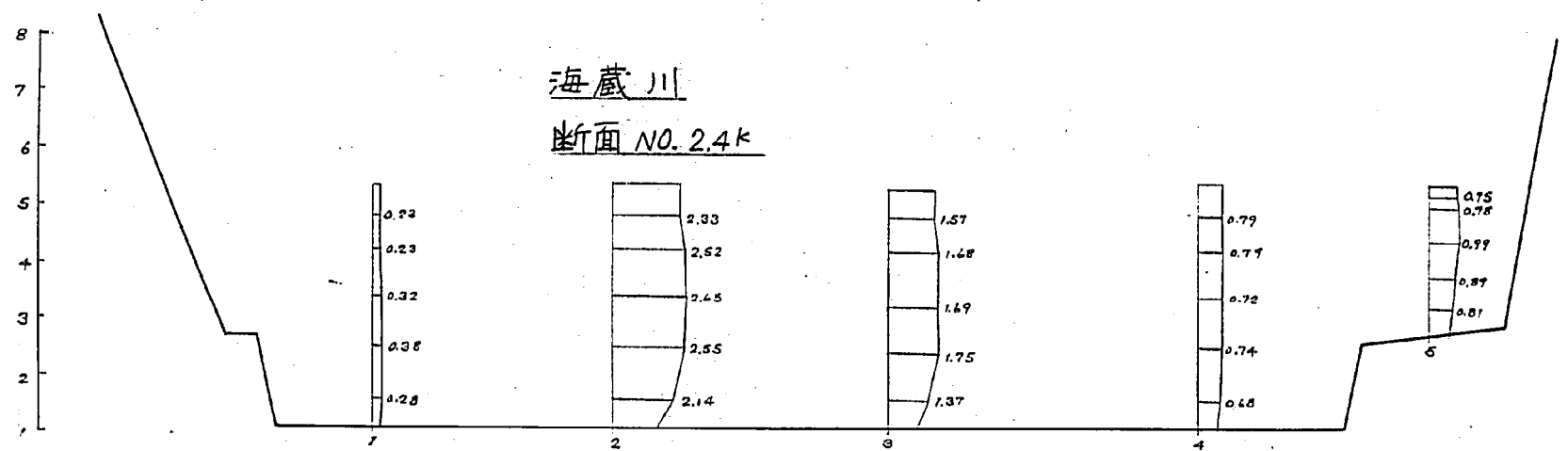
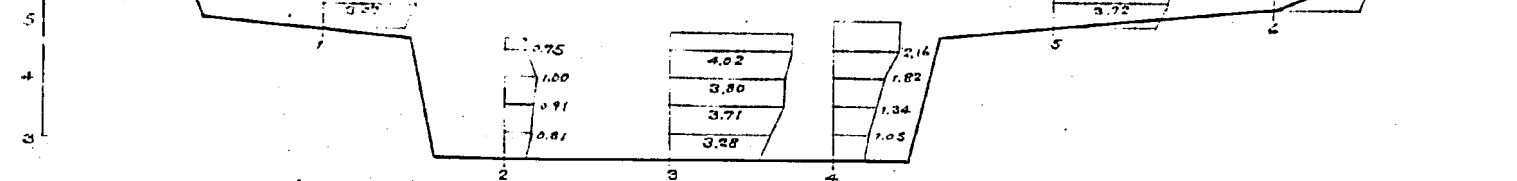
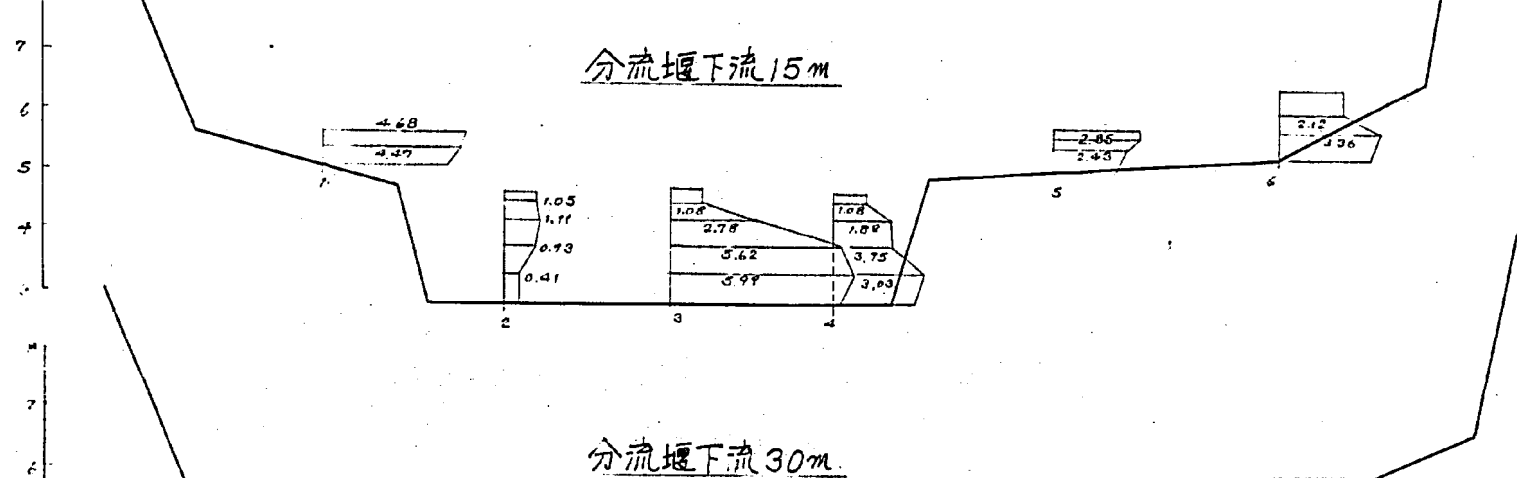
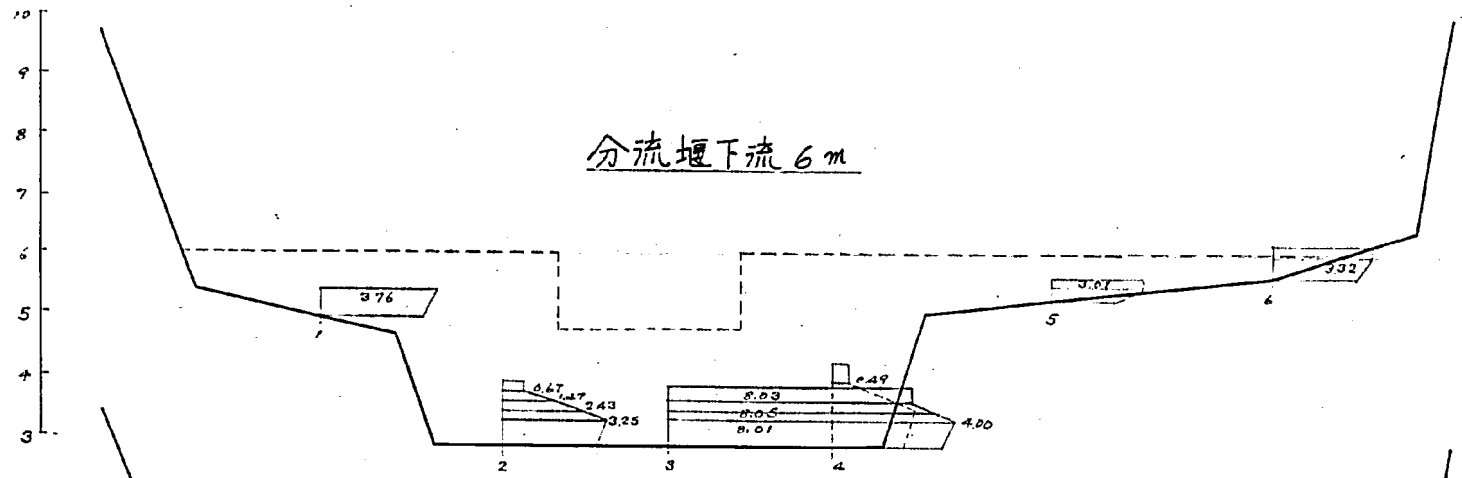
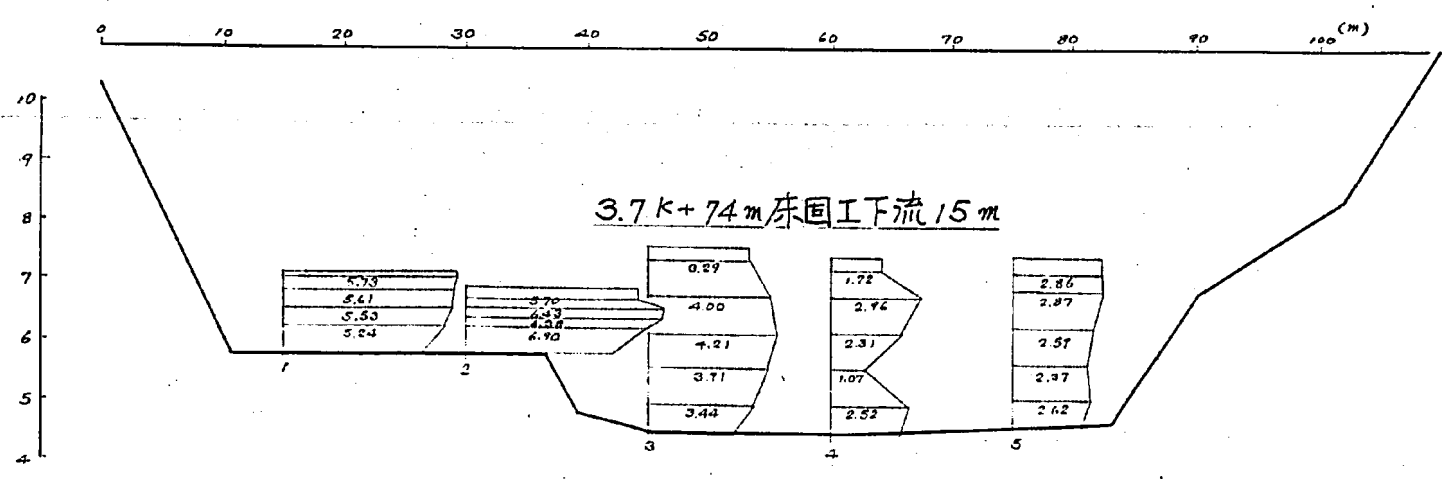
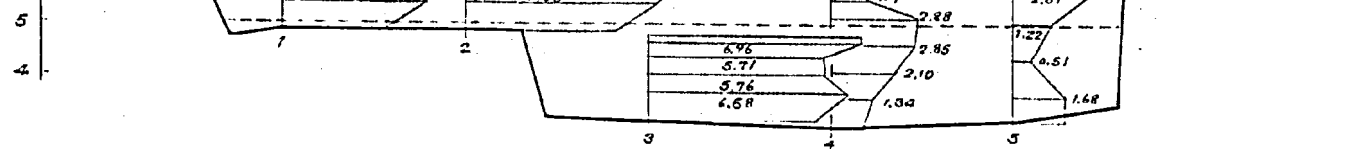


図-27の3 升9次案流速分布図

実験条件

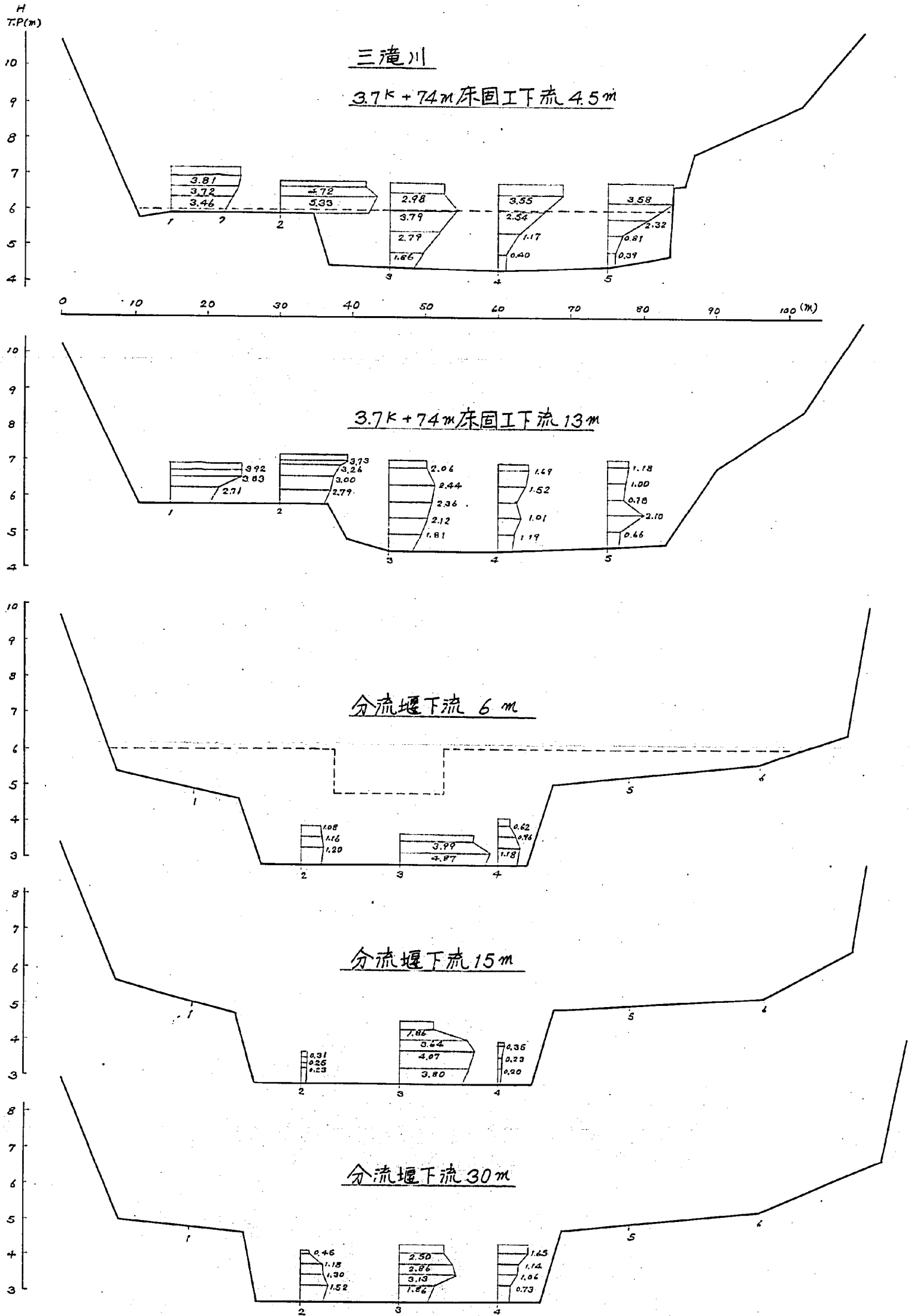
$$Q_0 = 300 \text{ m}^3/\text{s}$$

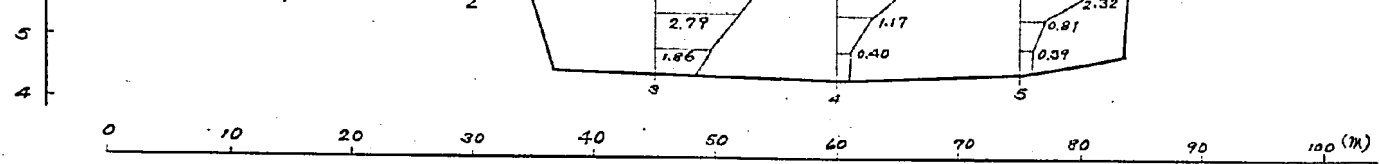
$$Q_{0\text{海}} = 200 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{\text{分}} = 108$$

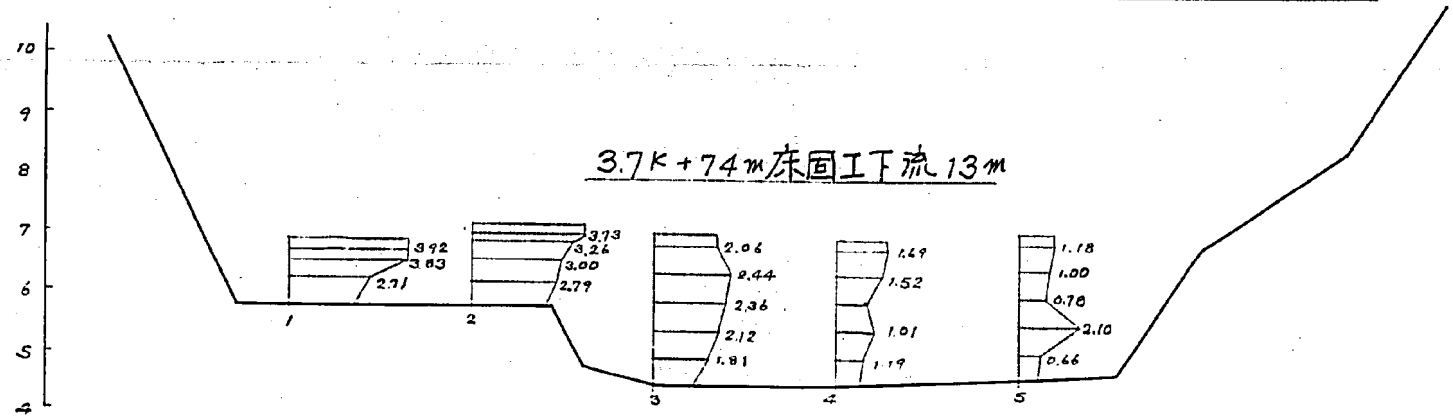
$$Q_{\text{海}} = 392$$

$$Q_{\text{分}} = 192$$

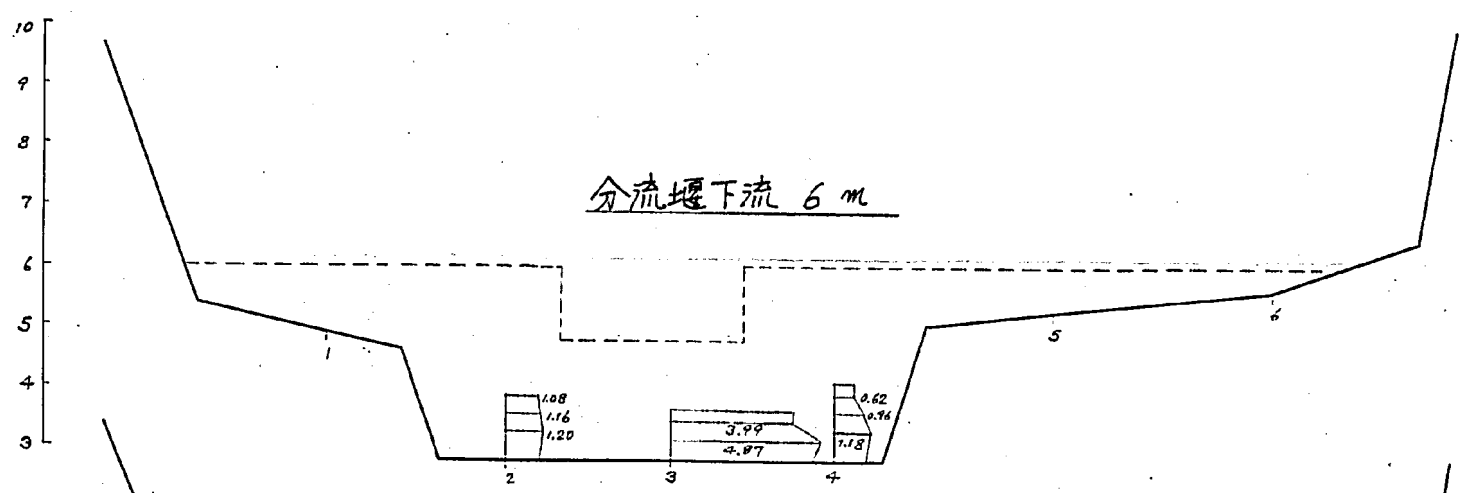




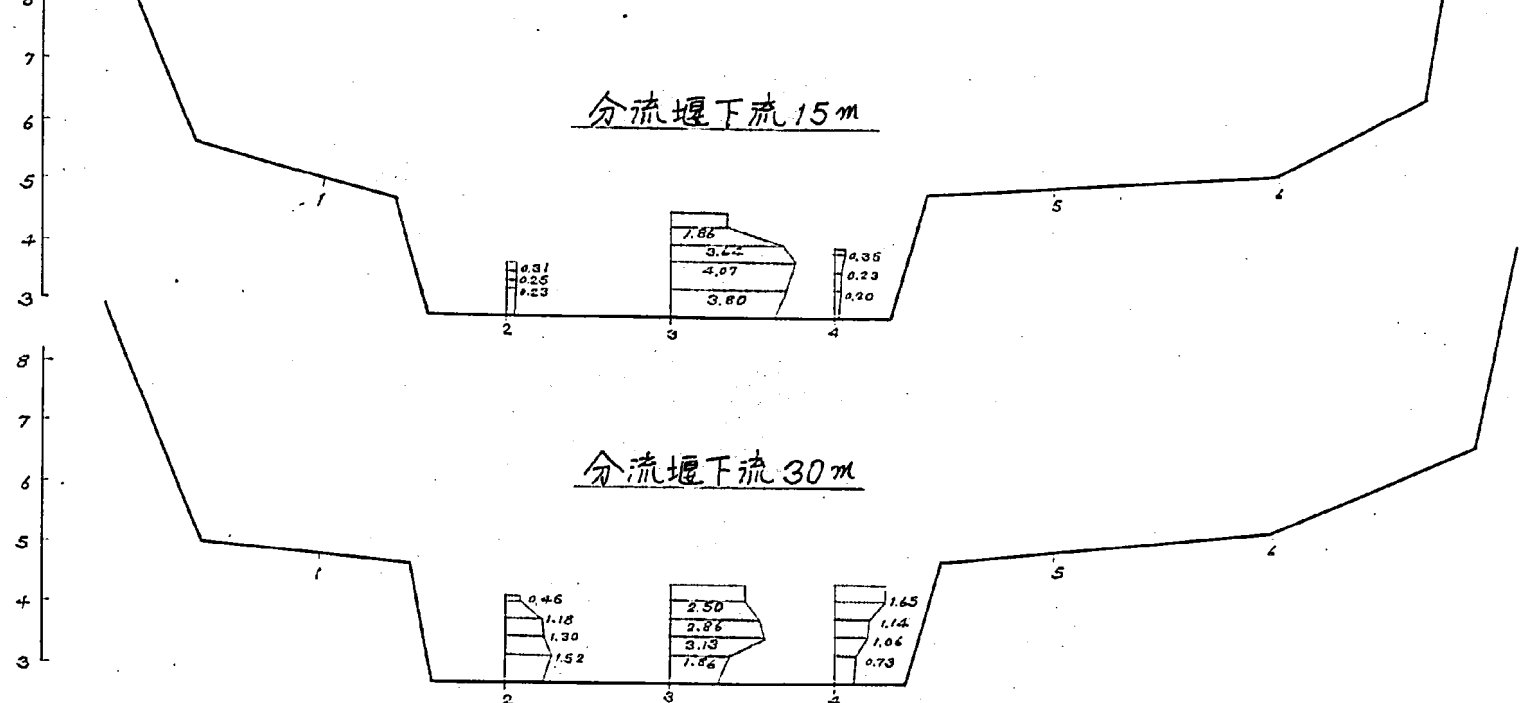
3.7K+74m床固工下流13m



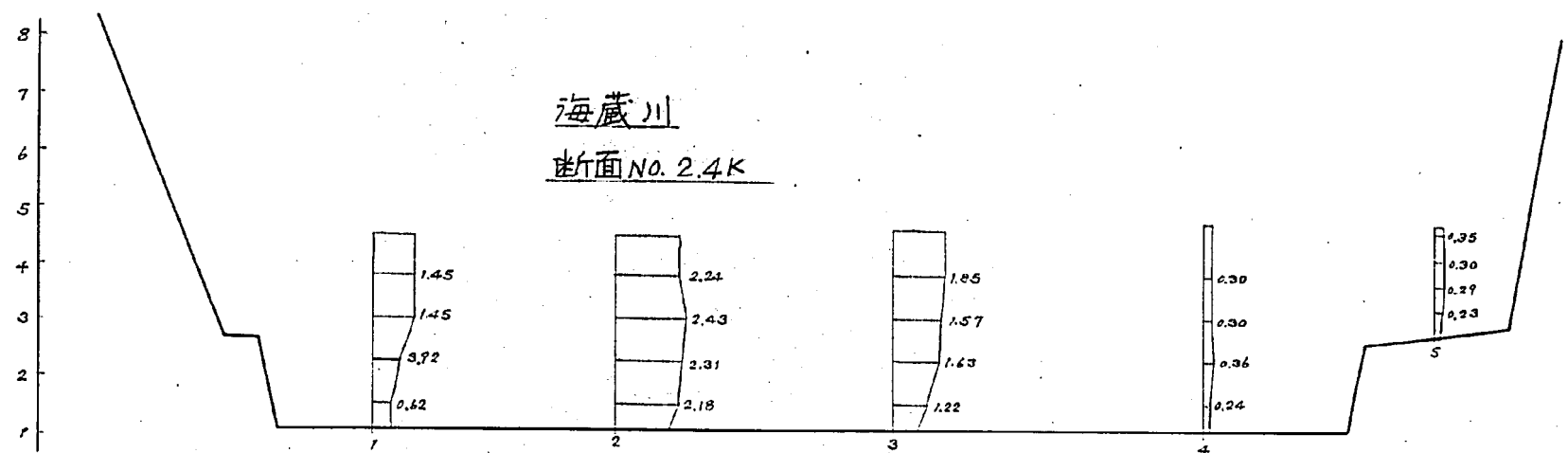
分流堰下流 6m



分流堰下流 15m



分流堰下流 30m



海蔵川
断面NO.2.4K

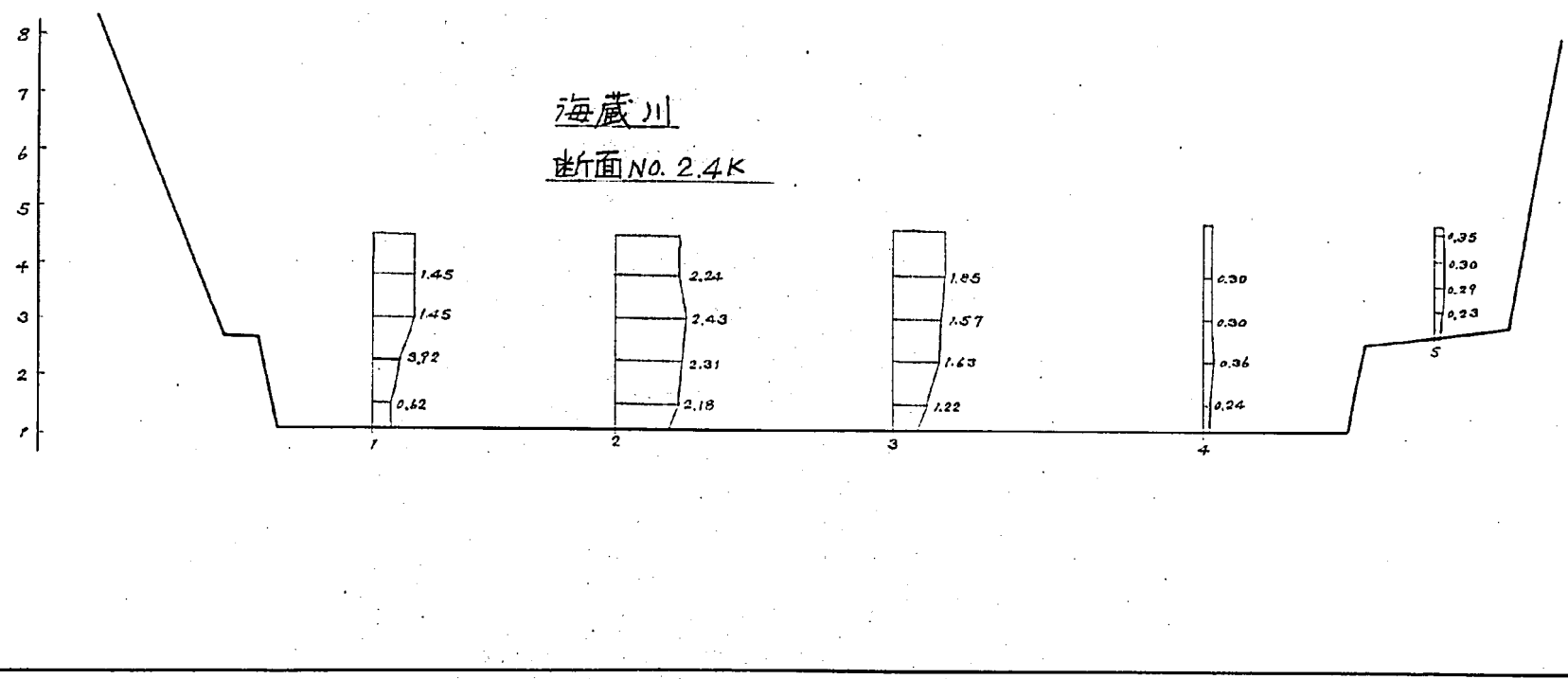


表 - 6 最大流速測定値

(計 9 次 案)

	3.7K + 74m 床固工下流		分 流 堰 下 流			合流處
	4.5m 處	15m 處	6 m 處	15 m 處	30 m 處	2.4K
$Q_{\text{三}} = 960 \text{ m}^3/\text{s}$ $Q_{\text{海}} = 510$	$V_{\text{max}} = 8.63$ (低水路) $V_{\text{河床}} = 0.42$	773 (左岸高水敷上) 6.96	8.16 (低水路) 7.71	(右岸高水敷上) 5.00 (低水路) 3.02	5.03 (右岸高水敷上) 3.62	2.35 2.02
$Q_{\text{三}} = 600$ $Q_{\text{海}} = 330$	$V_{\text{max}} = 6.96$ (低水路) $V_{\text{河床}} = 6.58$	6.38 (左岸高水敷上) 5.90	8.05 (低水路) 8.01	5.99 (低水路) 5.99	4.02 (低水路) 3.28	2.56 2.14
$Q_{\text{三}} = 300$ $Q_{\text{海}} = 200$	$V_{\text{max}} = 5.33$ (左岸高水敷上) $V_{\text{河床}} = 5.33$	3.92 (左岸高水敷上) 2.79	4.87 (低水路) 4.87	4.07 (低水路) 3.80	3.13 (低水路) 1.86	2.43 2.18

表 - 7 各断面, 最大流速測定値

(計 11 次 案)

	断面 K 標	$Q_{\text{三}} = 960 \text{ m}^3/\text{s}$ $Q_{\text{海}} = 510$		$Q_{\text{三}} = 600 \text{ m}^3/\text{s}$ $Q_{\text{海}} = 330$		$Q_{\text{三}} = 300 \text{ m}^3/\text{s}$ $Q_{\text{海}} = 200$	
		V_{max}	$V_{\text{河床}}$	V_{max}	$V_{\text{河床}}$	V_{max}	$V_{\text{河床}}$
三 滝 川	3.8	5.85	4.51	5.80	4.00	6.59	4.24
	3.45	6.98	3.80	3.10	2.80	2.01	1.70
	3.4	4.42	2.70	3.58	3.19	2.50	7.10
	3.3	4.25	3.09	3.15	2.20	3.90	2.62
分 水 路	3.0	4.18	3.70	3.92	3.20	4.63	4.06
	2.6	2.08	1.54	2.01	1.48	1.72	1.24
海 蔵 川	2.6	4.56	3.40	5.39	4.31	4.92	3.88
	2.6	2.56	2.11	5.45	2.32	2.78	2.08

(Ⅶ) 最終案計画河道(歩10次案)

歩9次案までの検討の結果、原計画案の分水路河床高で、計画流量配分をさせるためには、 $3.3K + 70.5m$ に分流堰を設けるか、 $3.5K + 12m$ 床固工を嵩上げるかで、分流点に分流構造物を設置しなければ、分流量がえられないことが知られた。

そこで、分流点には構造物を設けないで、自然分流方式で計画流量配分が可能となる河道の検討した。

(1) 水理計算による検討

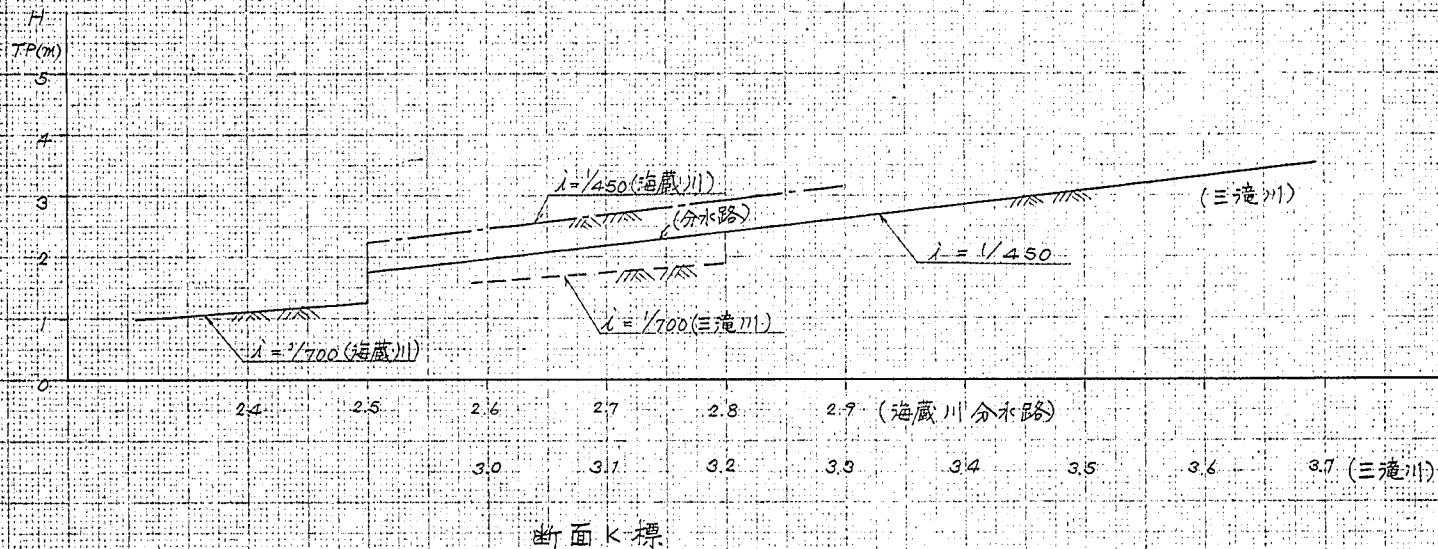
計画河道は、図-2の2, 28に示すように、低水路法線形状(点線部分)分水路河床高を変更した。

実験に先立ち計画河道がはたして分流条件を満足するかどうかを検討した。分水路の低水路幅は $30m, 50m$ 、の二種類とした。

$30m$ の場合は、計画分流しなかったが、 $50m$ の場合は、大体分流条件を満足したので、実験は分水路の低水路幅 $50m$ について検討することとした。

なお計算は、分流量のほかに水位縦断形、掃流力、流砂量、河床変動量についても行っている。

図-28 三滝川-分水路-海蔵川計画河床縦断面図



(i) 分流量

計畝高水流量 $960 \text{ m}^3/\text{s}$ に対して、分水路に $410 \text{ m}^3/\text{s}$ 、三滝川下流へ $550 \text{ m}^3/\text{s}$ を分流する。この場合の分流境界断面は、 3.6 K として計算している。

結果を図 - 29 に示す。

图-29 3.6K 水位-流量曲线 (分水路 低水路 中.50m)

(T.P.+71) 8.0

水位

7.0
6.0
5.0
4.0

分水路

三適川

合成

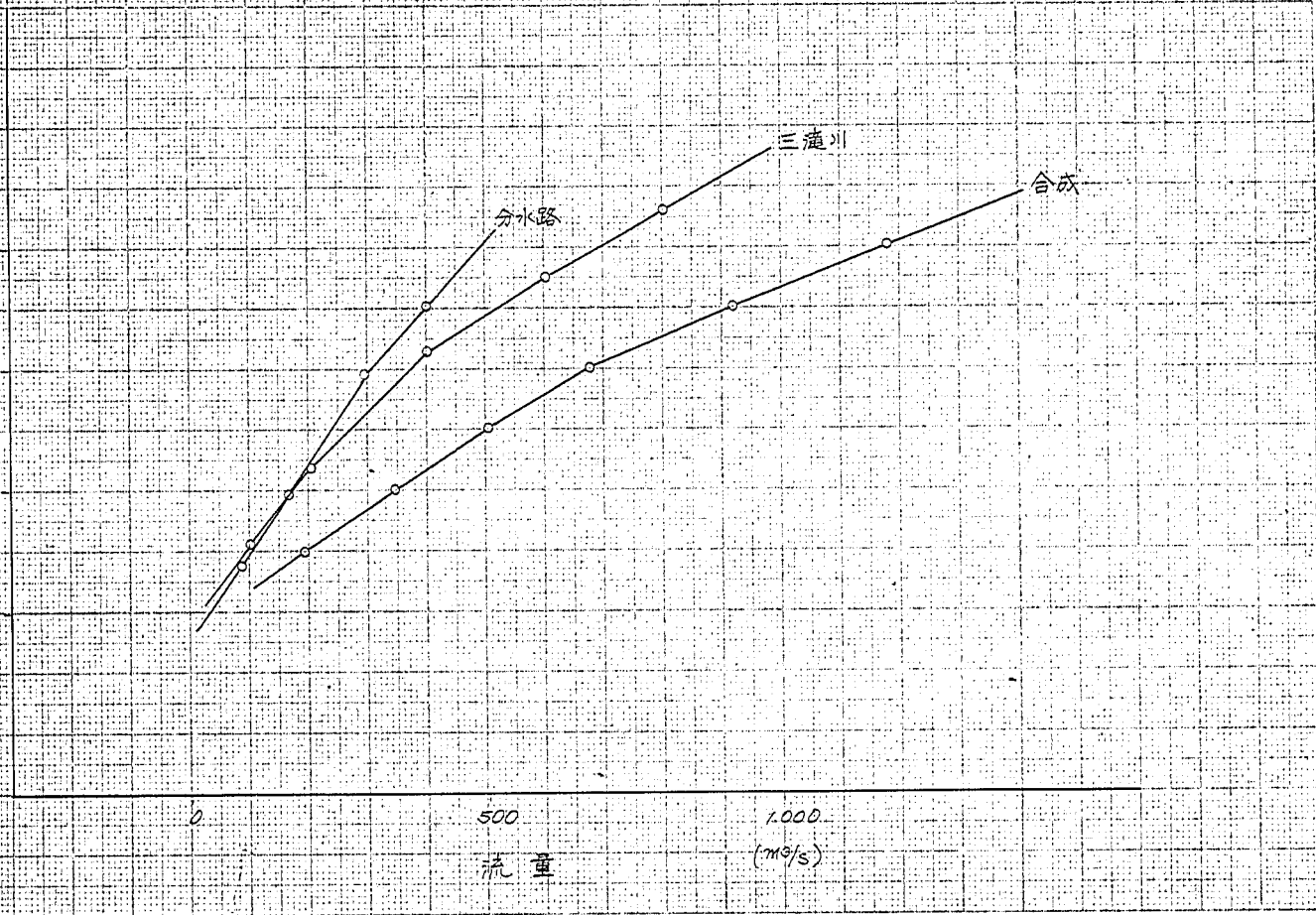
0

500

1,000

流量

(m³/s)



(ii) 水面形

計算区間は、三滝川筋を河口～5.0Kとし、流量は960, 700, 400, 200 m^3/s の4ケースについて行った。この結果、各流量とも4.0Kから3.7Kにかけて水面が急低下しているが、3.8K附近から急に低水路巾や河巾が広くなり、河積が大きくなるため、3.7K附近では計畝高水位より1.5m程水面が低い。また、分流後の三滝川3.2Kから2.7Kにかけては水面が計畝高水位とほぼ一致するが、計畝高水位を上まわる3箇所はみられない。

海蔵川については、分水路に410 m^3/s 分流すると海蔵川合計流量は920 m^3/s となるために、1.4Kから1.0Kにかけて計畝高水位を約5cm程越える。また1.0Kから0.8K区間で水面が急低下しているのは、0.8Kの河口堰によって流積が小さくなり、水位が堰上げられたためと思われる。

結果を図-30の1, 30の2に示す。

図-30の1三滝川水位縦断面図

(低水路巾50m)

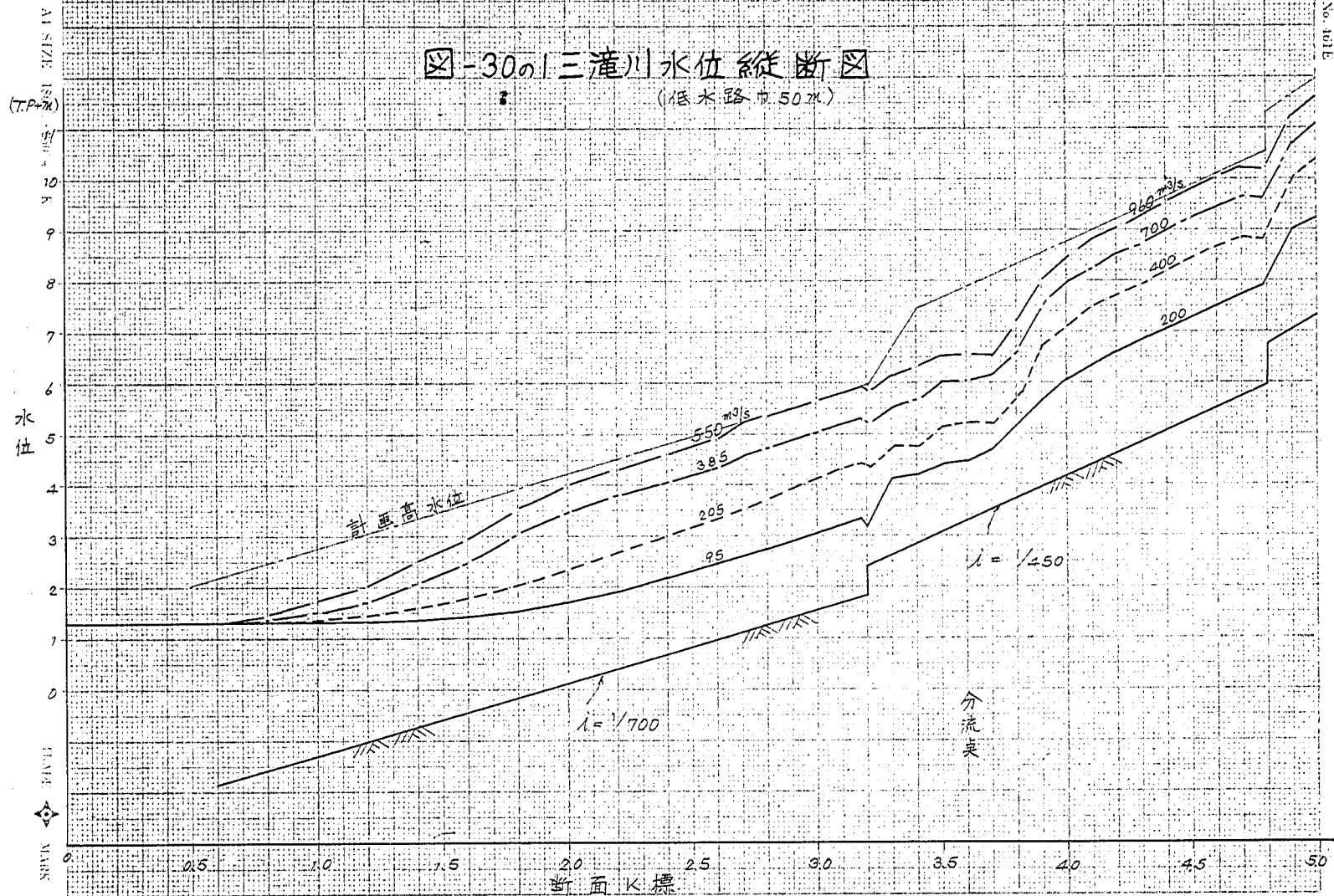
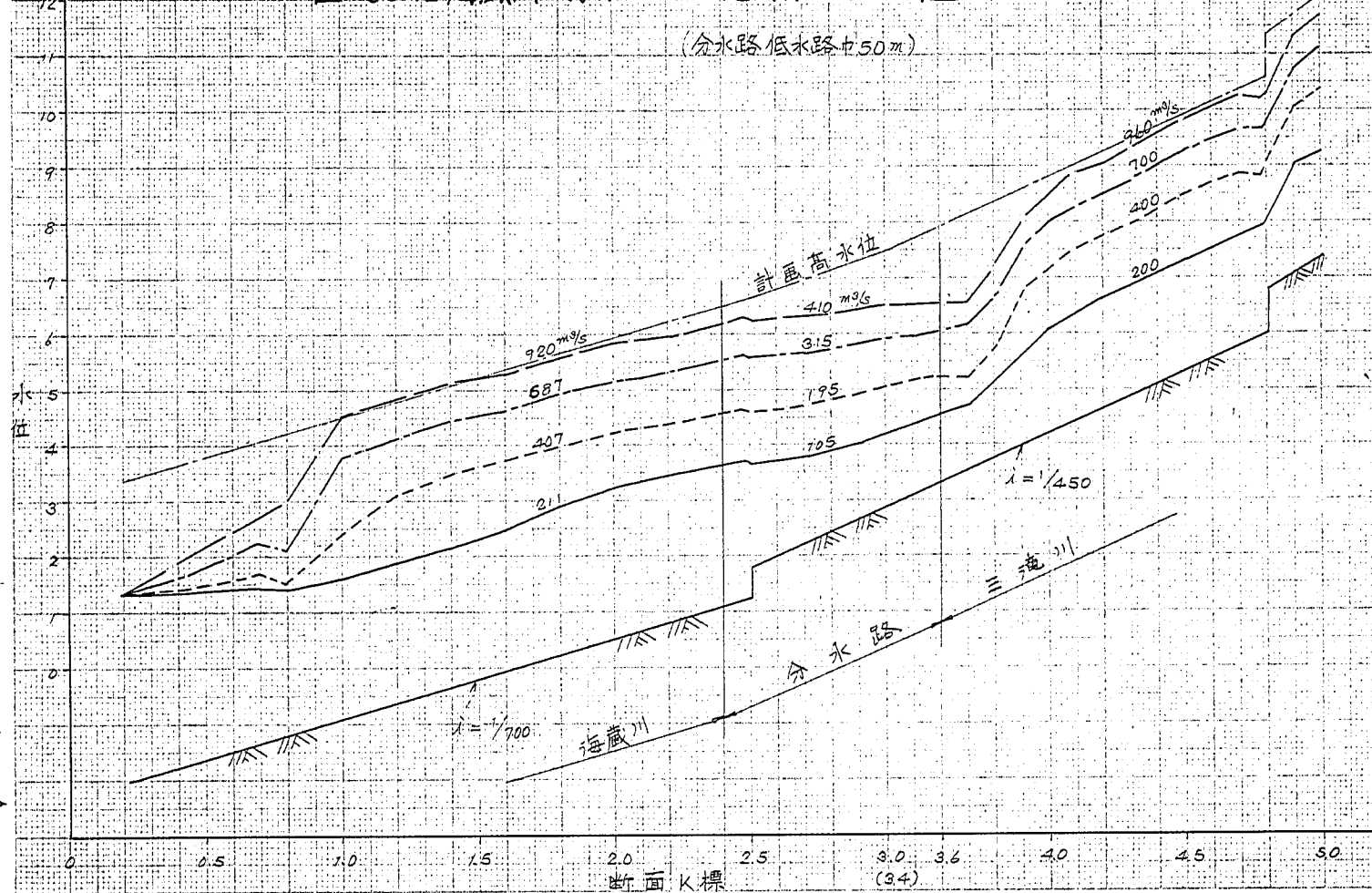


図-30の2 海蔵川-分水路-三滝川水位縦断面図

(分水路低水路中 50m)



(iii) 掃流力

掃流力の計算結果は、図 - 31 の 1 ~ 32 ~ 2 に示すように、三滝川筋では、3.9K, 4.9K 断面で、流積の変化や変差工の影響によって、勾配が若しく急になるためにピークが現れ、河床低下を生じさせ、ピークの下流側は掃流力が小さいため堆積となることを示している。

分流より 1.5K 附近までの間は、大体同じ掃流力を示しているので、河床変動はあまりないものともられる。

海蔵川筋では、合流より下流に向って掃流力が大きくなっていく傾向にあるが、その差は小さいので河床変動はほとんどないとみてよい。

1.0K 断面でピークが現れるのは、河口堰による堰上げの影響で、この附近では水門の水叩き等、河床保護工が施されるので、河床低下はないとみられる。

計画高水流量の場合、掃流力の最大値は、限界掃流力の約 45 倍となり、掃流力が一様とみられる区間でも、約 10 倍となっていてるところからみて、ほとんど浮流状態で流砂が運搬されるものと思われる。

(iv) 流砂量

流砂量計算は、

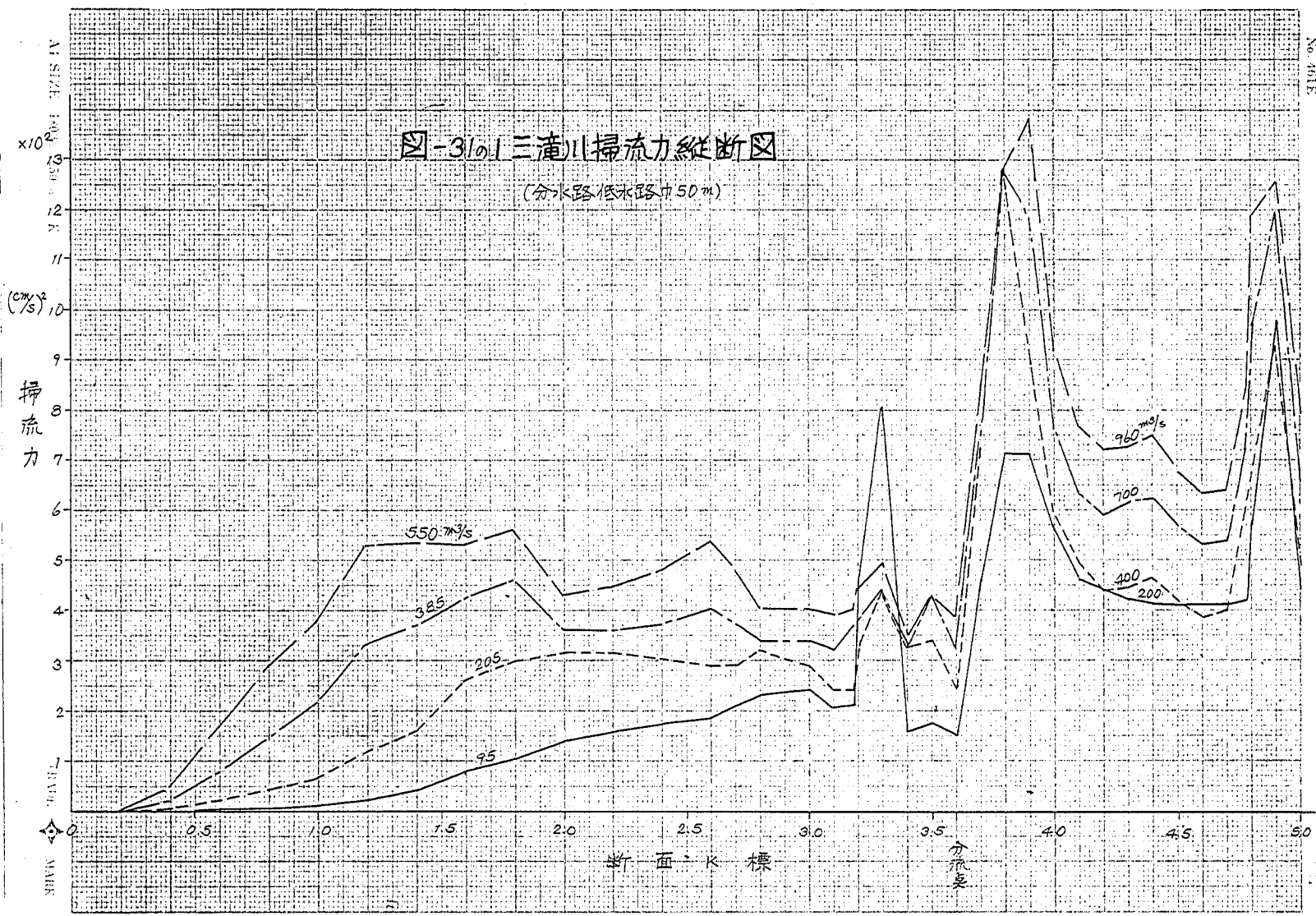


図-31の2海蔵川-分水路-三滝川掃流力縦断分布図

(分水路低水路巾50m)

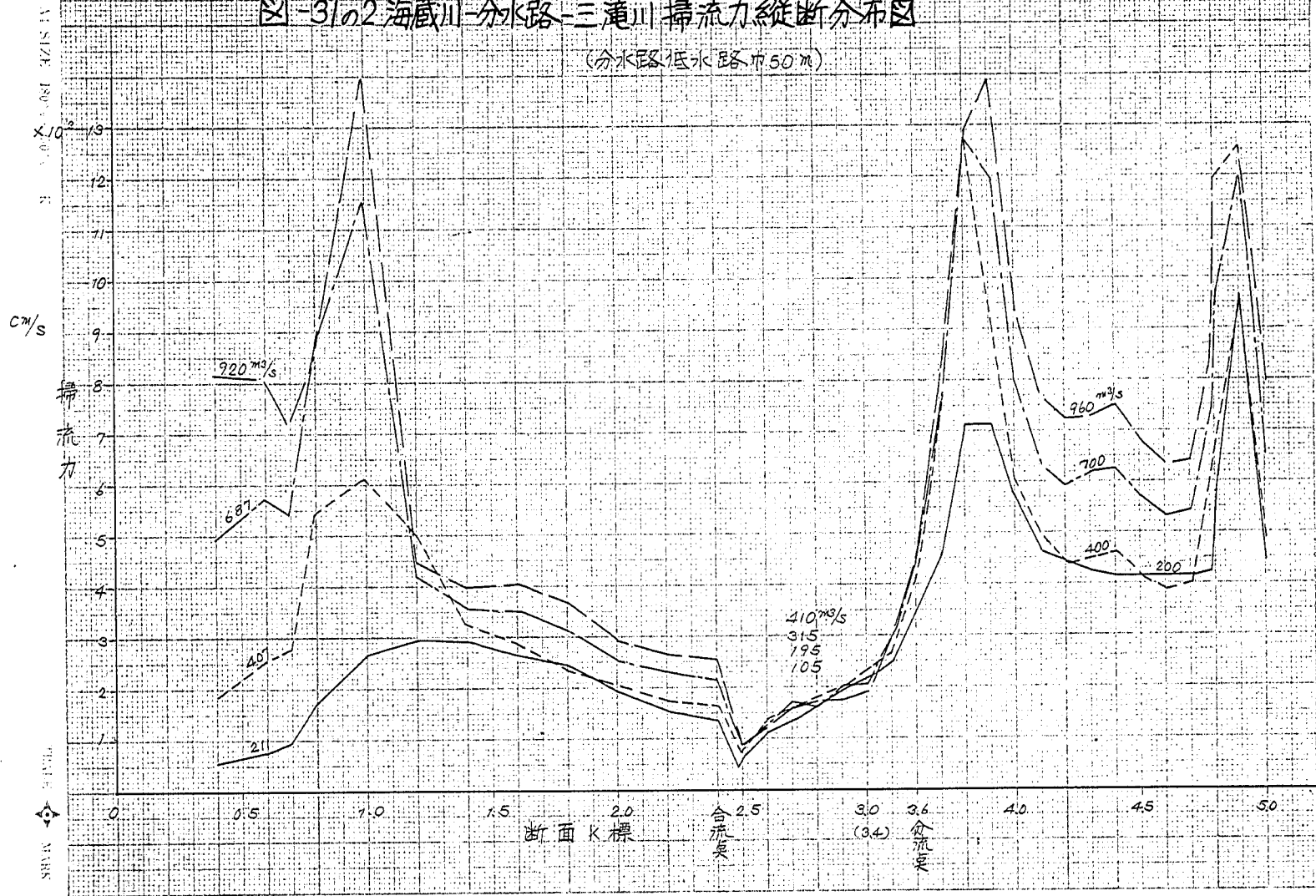
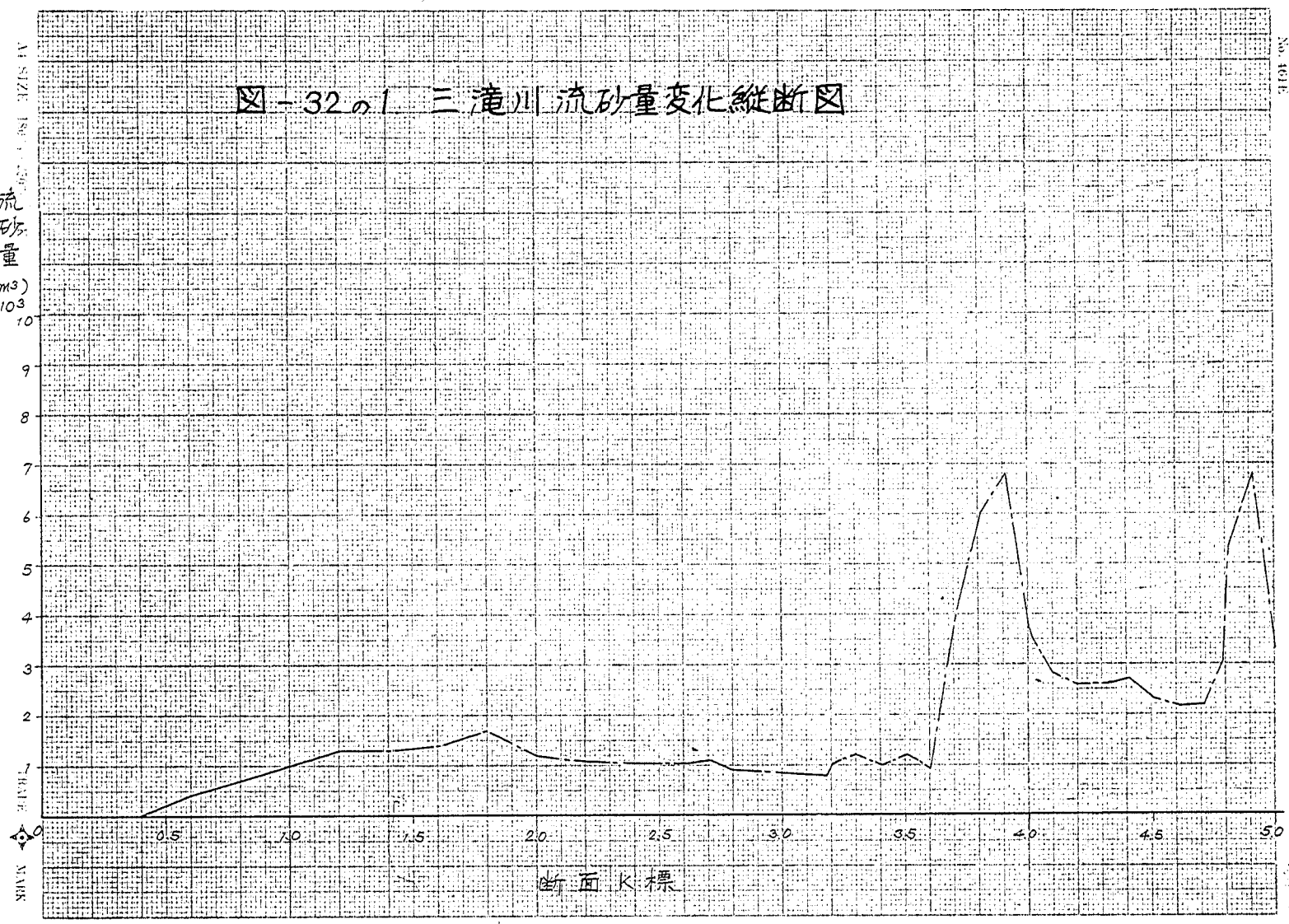


図-32の1 三滝川 流砂量变化縦断図

流砂量
(m^3)
 $\times 10^3$

AT SIZE 100 1/200
TRADE MARK

No. 101E



断面K標

1/100000

流砂量
(m^3)

$\times 10^3$

断面K標

図-32の2 海蔵川-分水路-三滝川 流砂量変化縦断図

(分水路…低水路幅 50m)

No. 401E

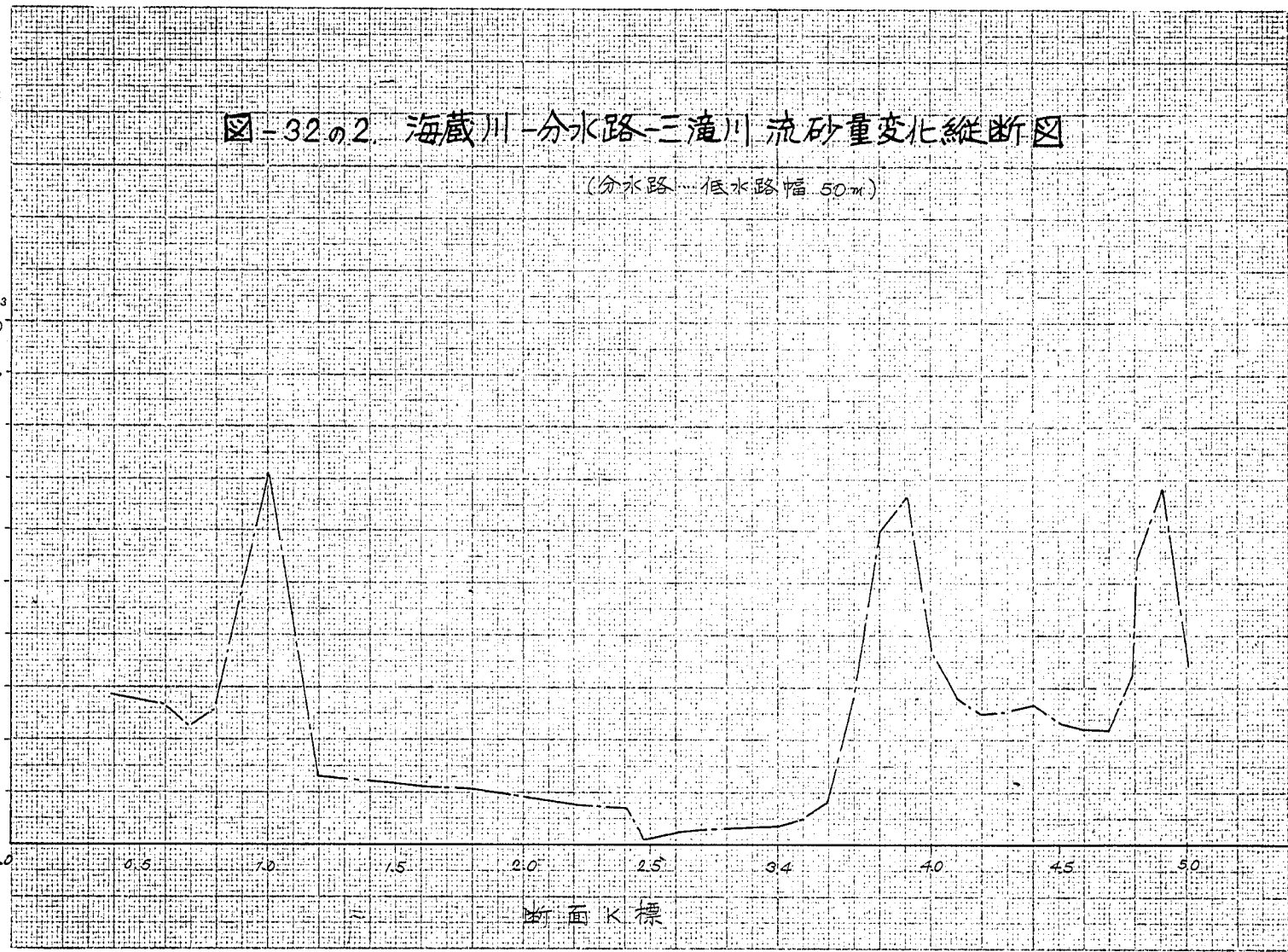
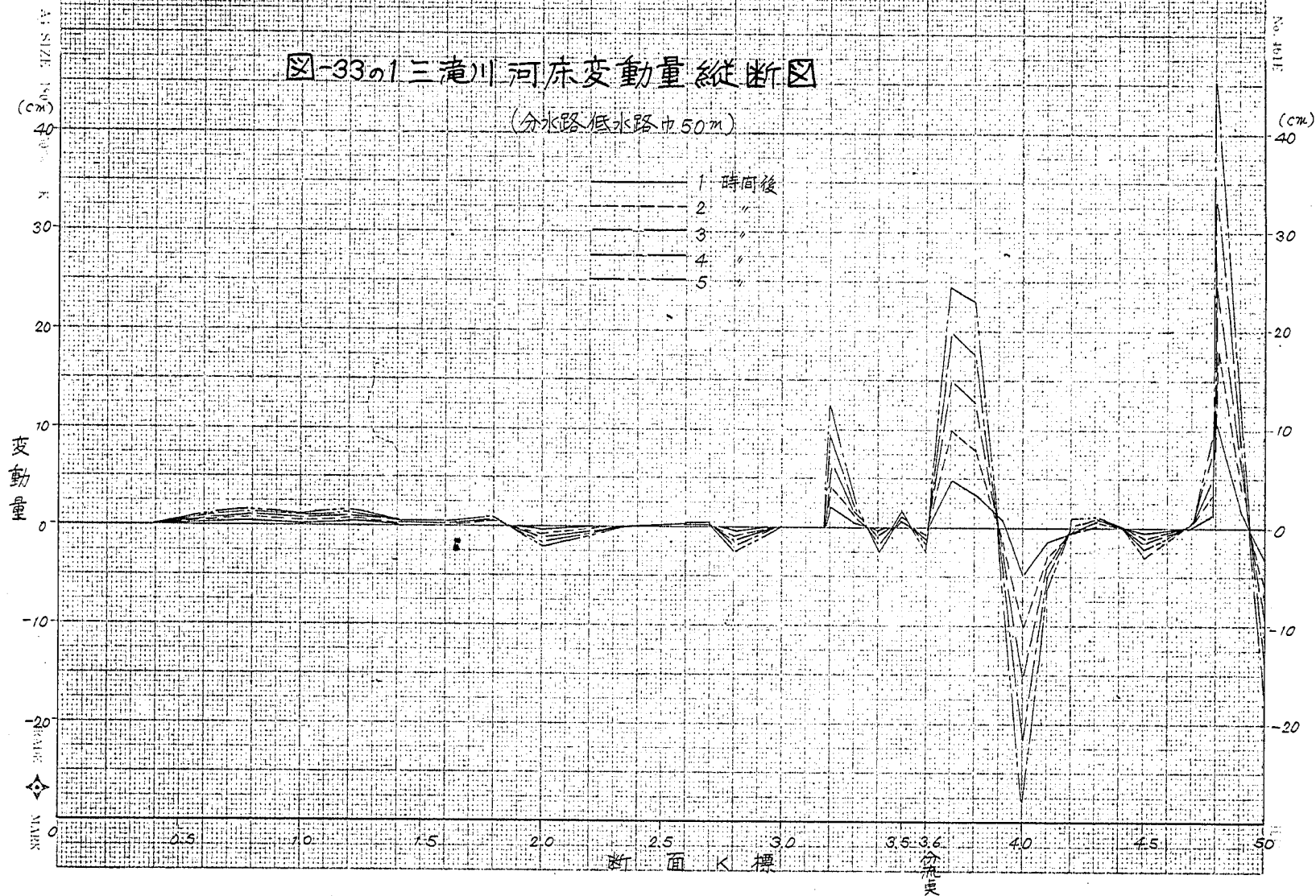


図-33の1 三滝川河床変動量縦断面図

(分水路低水路巾50m)



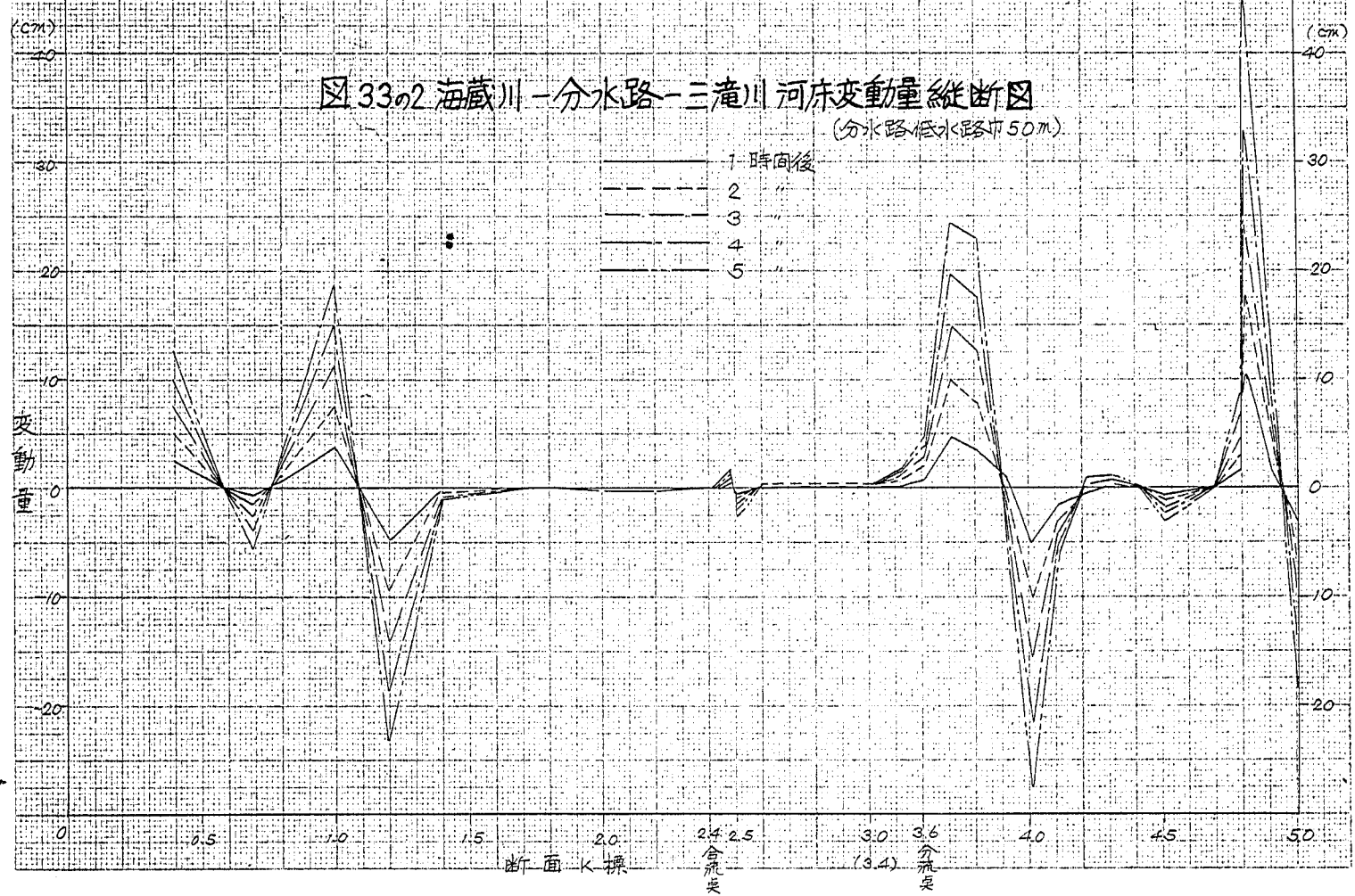
AT SIZE 100 x 50

100 x 50

No. 3411

図 33の2 海蔵川-分水路-三滝川河床変動量縦断面
(分水路低水路市50m)

- 1 時間後
- 2 "
- 3 "
- 4 "
- 5 "



(V) 河床変動

河床変動は、計厓高水流量について、1～5時間の各時間毎に、変動量を計算し、原河床からの上昇、低下量を、図-33の1～2に示した。

洪水波形がよくわからな^いので、洪水継続時間を5時間としてみると、三滝川筋は、3.6Kより下流の河床変動は、ほとんどないとみてよい。3.6Kより上流は最大掃流力を示した断面のすぐ上流で河床底下となり、5.0Kは約0.2m 4.0Kは約0.3mを示している。

洗堀の影響は、すぐ下流の短い区間に堆積されて、4.8Kは0.45m、3.7Kは0.25mとなり、3.6Kより下流への影響はみられない。

海蔵川筋は、河口堰附近で若干問題が生ずることになると思われるが、その他は河床変動を生じないものとみられる。

分水路は上流からの影響はほとんどなく、堆積しないとみてよい。

全般的にみて、河床変動量は小さく、大きな問題にはならないものと思われるが、流れは河道線形によって偏るため、流れの集中が生じ、局所的には土砂が浮流状態で運搬される可能性が強いことからみて、かなり大きな局所変動が現れることが考えられる。

(2) 実験その10(河道条件第10次案)

模型は、前記の計算した河道と同一条件で改造した

(i) 分流量測定

計画高水流量 $Q_0 = 960 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合、分水路への分流量は $Q_2 = 350 \text{ m}^3/\text{s}$ で、計画流量配分より 50% 減であった。

これは、3.8K から分流臭に向って、右岸低水路法線が抜がっていることにより、その主流は右岸側へ偏る傾向を示すために分流しにくい流況となっている。

そこで、分流臭の形状を変えて、二・三の実験を試みたが、分流量の増加を期待するのは不可能であることが知られた。

流況は、写真 - 68, 69, に示す。

(3) 実験その11 (河道条件第11次案)

(i) 模型改造

前実験では、計画分流量がえられなかったのので、本川の主流をなるべく左岸寄りとするために、分流量より上流の低水路法線形を、分流量が計画配分されるように改造を行った。最終線形は、図-2の2に示したようである。

(ii) 分流量測定

測定流量は、三滝川総流量 $Q_0 = 960$, 600 , 300 m³/s の3ケースについて行った。

結果は図-34の1, 2のとおりである。

計画高水流量 $Q_0 = 960$ m³/s に対する分流量は、 $Q_2 = 400$ m³/s となり、計画流量配分に一致する。

総流量 Q_0	三滝川 Q_1	分水路 Q_2	海蔵川 Q_0
960 m ³ /s	560 m ³ /s	400 m ³ /s	510 m ³ /s
600	303	297	330
300	147	153	200

総流量 $Q_0 = 600$, 300 m³/s の場合は、分流量が大體 $1/2$ となっている。ただし海蔵川からの流量は、三滝川との出水相関が不明なため、適宜に送定して、分水路流量と合流させた。

図34の三滝川3.0km水位-分流量関係曲線
(中11次案)

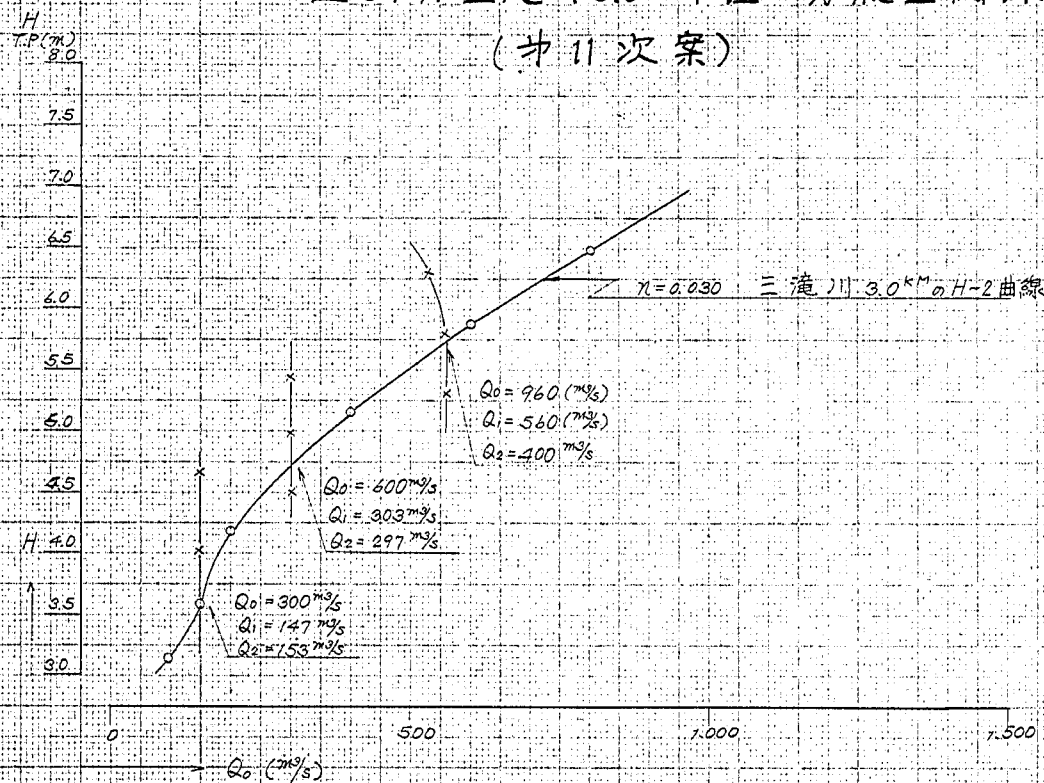
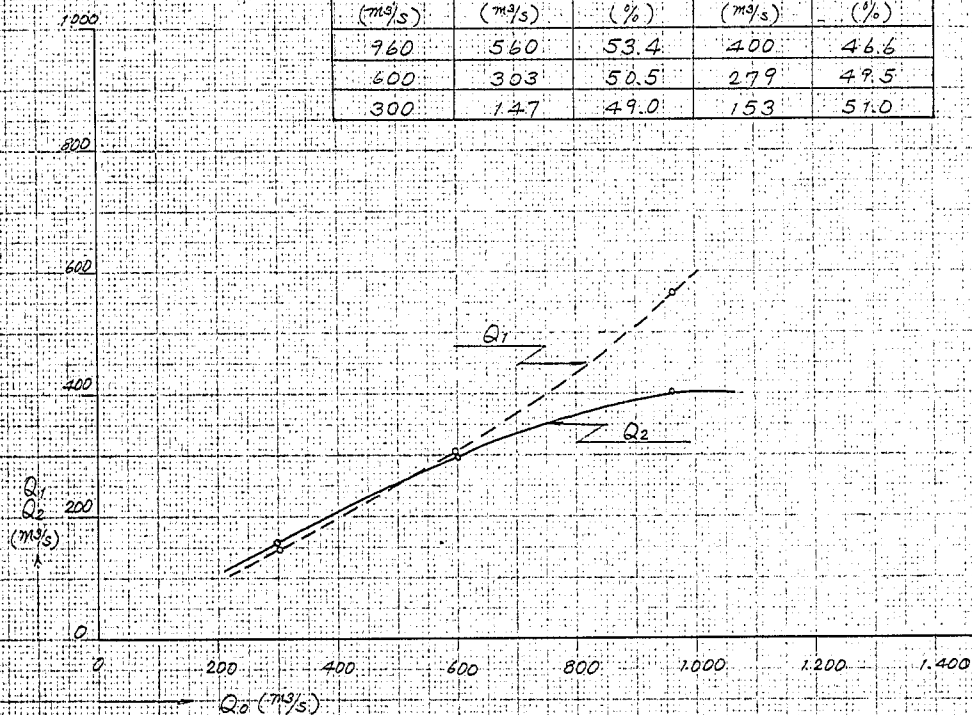


図-34の2 総流量(Q_0)と三滝川(Q_1)及び分水路(Q_2)分流量関係図

(ホ11次案)

総流量(Q_0) (m^3/s)	三滝川(Q_1) (m^3/s)	百分率 (%)	分水路(Q_2) (m^3/s)	百分率 (%)
960	560	58.4	400	41.6
600	303	50.5	297	49.5
300	147	49.0	153	51.0



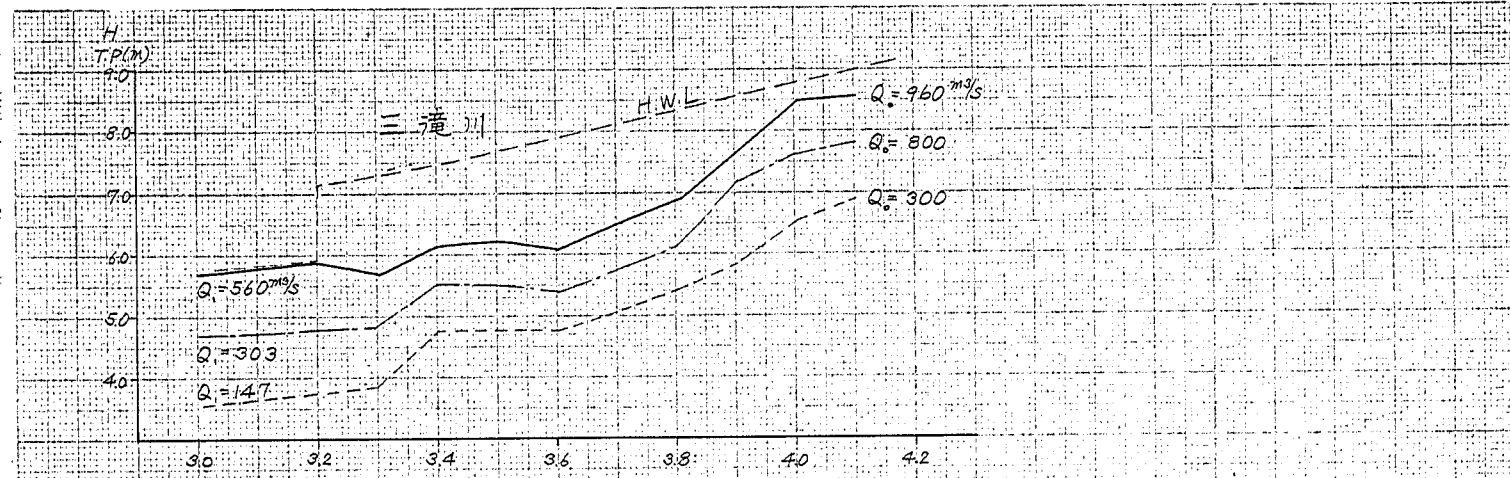
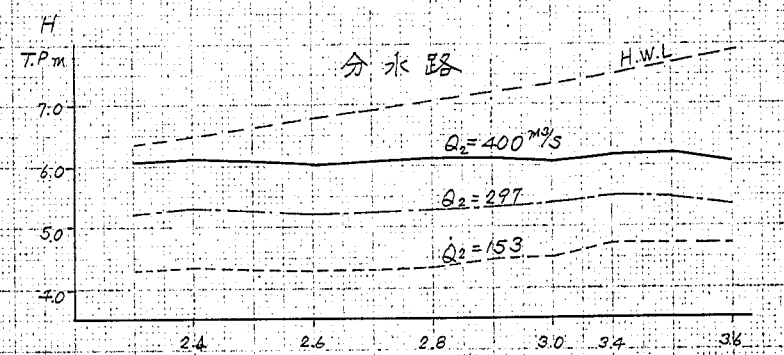
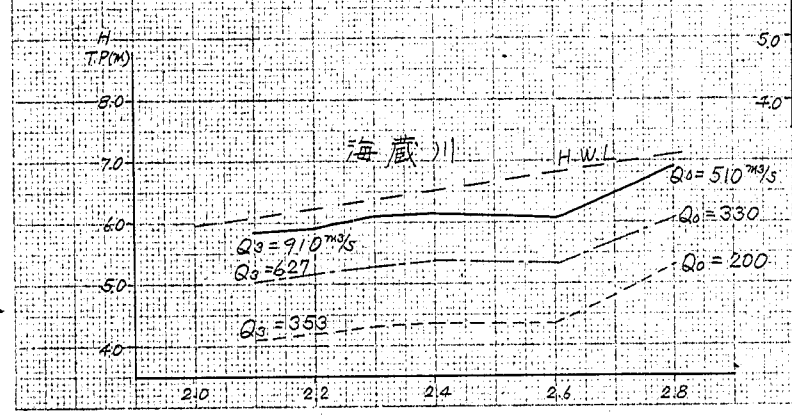


図-35 水位縦断面図

(才11次案)



海蔵川 三漕川



(iii) 水位測定

水位測定結果は、図 - 35、表 - 5 に示した。

三滝川筋は、3.8K断面から分流奥まで流水断面積が広がって行き、しかも分流することによって分流奥下流の水位が低くなるために、4.0Kから3.6K間で、計算結果でもみられたように、2.0~2.5mの水位低下が生じる。3.6K~3.4K間は、分水路の呑口となる区間で、分流奥下流の流水断面積が小さくなるために、堰上げ背水の状態となって水面勾配はほとんどなくなる。3.4Kより下流では、3.3Kと3.4K間で堰上げ背水の影響によって0.5~1.0mの水位低下がみられるが、その下流は一樣勾配となっており、3.2Kにある落差工の影響はほとんどみられない。

計画高水位との関係は、3.2Kより下流で大体H.W.L.に一致しているが、上流側は3.8Kまで、1.5m程度の余裕があり、3.9Kより上流では0.3m位の余裕がみられる。

分水路では、分流奥水位と合流奥水位との水位差がほとんど現れず、水面勾配は著しく緩勾配となって、河床勾配に無関係で流下することを示している。

この実験の場合、海蔵川からの流量を計画高水流量比より若干多くして合流させているが、流出によって、少くなることもありうるので、合流奥水位が変化し、分流量への影響が考えられる。

計画高水位は、充分余裕をもっている。

海蔵川では、2.6K~2.8K区間で、河床勾配の変化、落差工のために、水位低下があらわれ、水面勾配は河床勾配の約2

倍となっている。2.8Kより上流は、水位計算結果からも知られるように、等流状態に復するものとみられる。

2.4K～2.6K間は、合流点で水位が回復するために水面勾配がほとんどなく、落差工の影響はみられない。2.4Kより下流は一樣勾配を示し大体等流状態で流下している。

計画高水位は、2.8Kで0.2m、2.6Kで0.7m、2.1K～2.4K間で0.25m程度の余裕を示している。

(四) 流向測定

流向の測定結果は、図-36の1～6のようで、流況を写真70～79に示す。

分流点附近の流向は、自然分流方式としたことによって、上流からの主流が低水路に沿って流下し、分流点への水衝が顕著に現れる。そのために分水路側の流れは、分流点から剥離流を伴って偏った流れを生じる。

$Q_0 = 960 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合は、河道線形の影響によって、右岸側を流下しようとするが高水敷上の流れは、3.6K附近から低水路側へ流向を変えて3.4Kまでの間に死水域をつくる。また左岸側にも3.6K附近から流線の剥離が現れ、かなり大きな後流域を生じ、有効谷口幅は $\frac{1}{2}$ 位に小さくなっている。

3.7K附近の高水敷上流速は相当大きくなり、また、3.6K左岸、3.4K右岸の高水敷から低水路へ落込み流れなどが現れるので、河床保護や浮岸、根固め、等には充分な考慮を必要とする。

分流点の流況は、水衝りのために先端の高水敷上に波状跳水を生じさせ、高水敷上の流速は 4 m/s 位となるので、先端の高水敷長は、あまり長くしない方がよく、実験では堤防法尻から 15 m 程度とした。

分流点に衝った流れは、高水敷上から分水路、三滝川の低水路に落ち込む流れとなるので、この附近の高水敷、低水護岸は充分な保護が必要となる。

分流点先端に、図-2の2に示したようなブロック（長さ 20 m ）を配置して実験を行ったところ、分流点への水衝りはかなり緩和され、波状跳水もなくなり、先端高水敷上の流速が 2 m/s に減少しているので、ブロック設置は有効であることが認められた。

分流点より下流の本川側は、特に問題を生ずる流況はみられなかったが、分水路側は、分流点ではぬられた流れが左岸へ集中して行き、合流点近傍まで偏流していく。この集中する流れは水衝部をつくらないが、局部的河床変動を大きくする可能性が強い。

$Q_0 = 600\text{ m}^3/\text{s}$ の場合は、高水敷上の流れが少くなるため、河道線形の影響より低水路線形が流れを支配するようになる。

計画流量のときに、分流点上流の左右岸に発生した大きな死水域は、右岸側には全くみられず、左岸側に剝離による後流域が若干生じ、大体滑らかに流下している。

分流点への水衝りはかなり強く、計画高水流量の場合と同様の流況を示す。

分流点より下流では、本川側は特に悪

い流況を示さない。分水路側に分流奥への水衝りの影響によって、やや左岸側へ流れが集中していくのがみられるが、合流奥附近では大体一様流になっている。

$Q_0 = 300 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合は、高水敷上を流下せず、流線が呑口の左岸側で小さな剥離を発生させているほか、低水路線形によく沿って流れている。

分流奥への水衝りは弱くなり、分流奥下流の流れにおよぼす影響はほとんどみられない。

合流奥附近の流向は、いずれのケースも同様な傾向を示し、計画高水流量では分水路内の流れが左岸に偏った流況となったが、その影響はみられず、才4次、才9次案とほとんど同様の流況で、特に対策を要する流れはみられない。

图-36a1 分流泉附近流向图

(冲II次案) $\Sigma Q_{\pm} = 960 \text{ m}^3/\text{sec}$
 $Q_{\pm} = 560 \text{ m}^3/\text{sec}$
 $Q_{\text{分}} = 400 \text{ m}^3/\text{sec}$
 $H_{30} = T.P. + 5.120 \text{ m}$

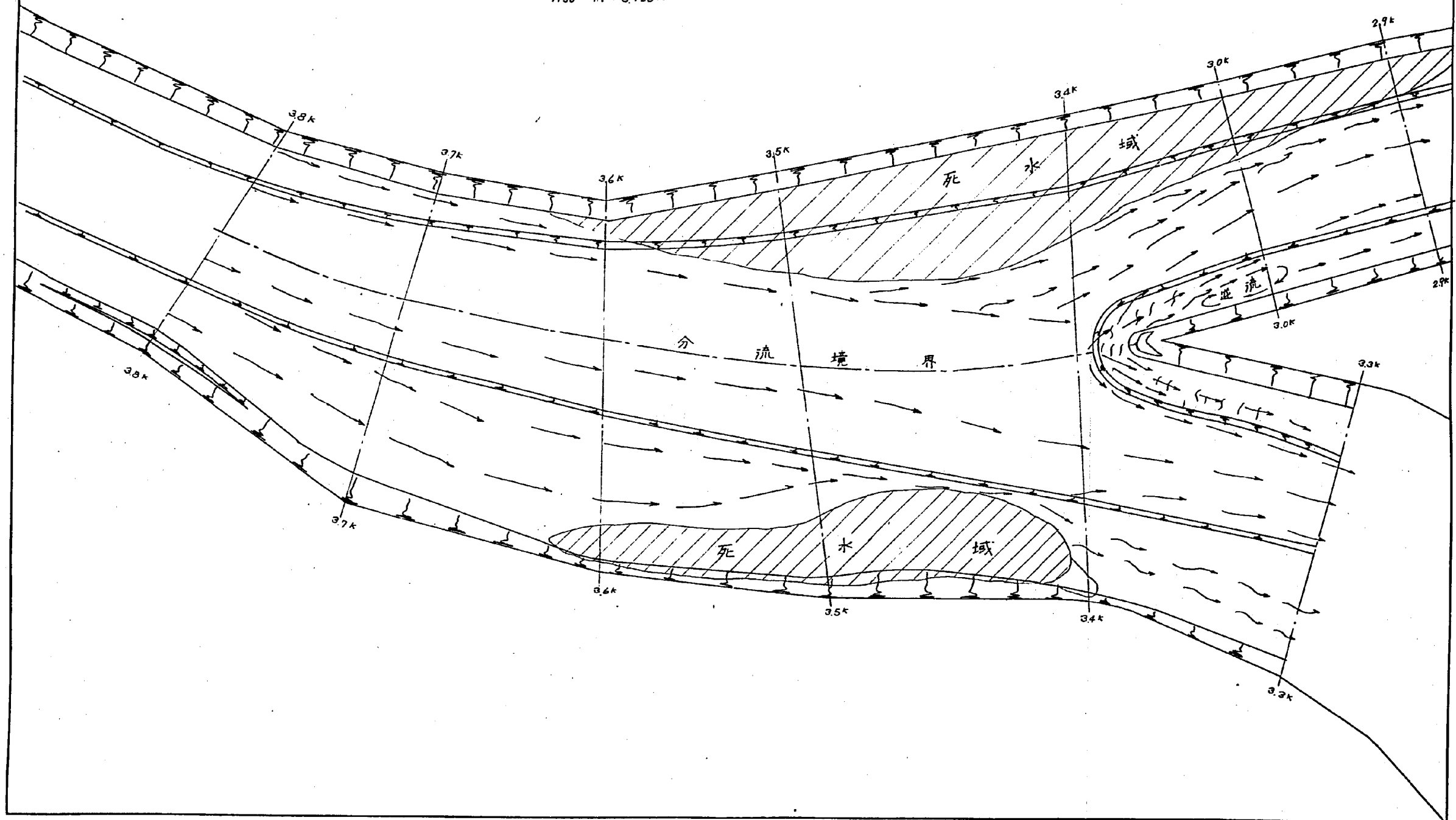


図-36の2 分流奥付近流向図

(斗11次案)

$$\Sigma Q = 600 \text{ m}^3/\text{sec}$$

$$Q = 303 \text{ m}^3/\text{sec}$$

$$Q_{分} = 297 \text{ m}^3/\text{sec}$$

$$H_{30} = T.P + 4.670 \text{ m}$$

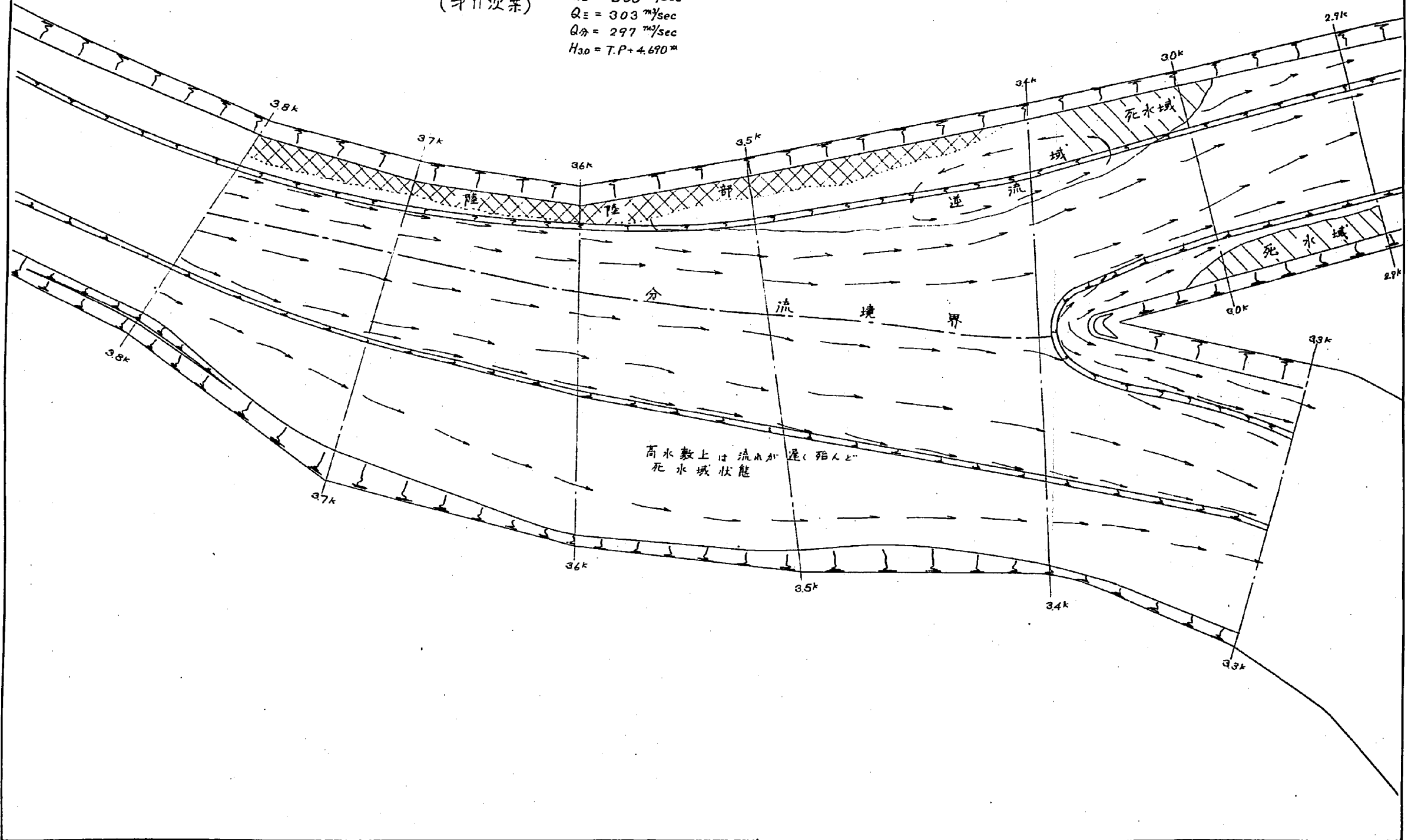


图-36の3 分流点附近流向图

(斗11次案) $\Sigma Q_E = 300 \text{ m}^3/\text{sec}$
 $Q_E = 147 \text{ m}^3/\text{sec}$
 $Q_A = 153 \text{ m}^3/\text{sec}$
 $H_{3D} = T.P. + 3.525 \text{ m}$

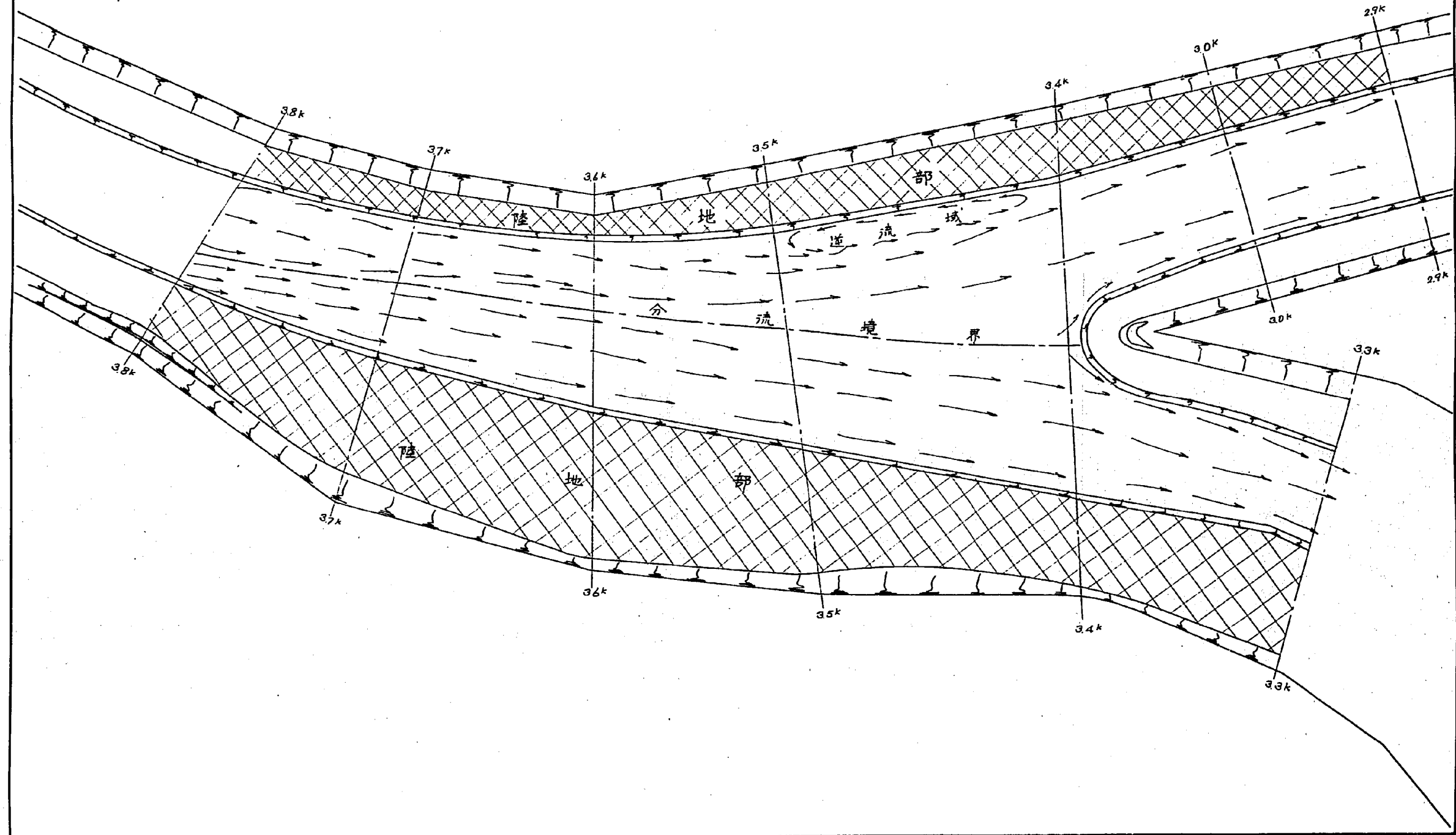


図-36の4合流点付近流向図

(才11次案) 実験条件

$$ZQ = 910 \text{ m}^3/\text{sec}$$

$$Q_{分} = 400 \text{ m}^3/\text{sec}$$

$$Q_{合} = 510 \text{ m}^3/\text{sec}$$

$$H_{2.1} = T.P. + 5.810 \text{ m}$$

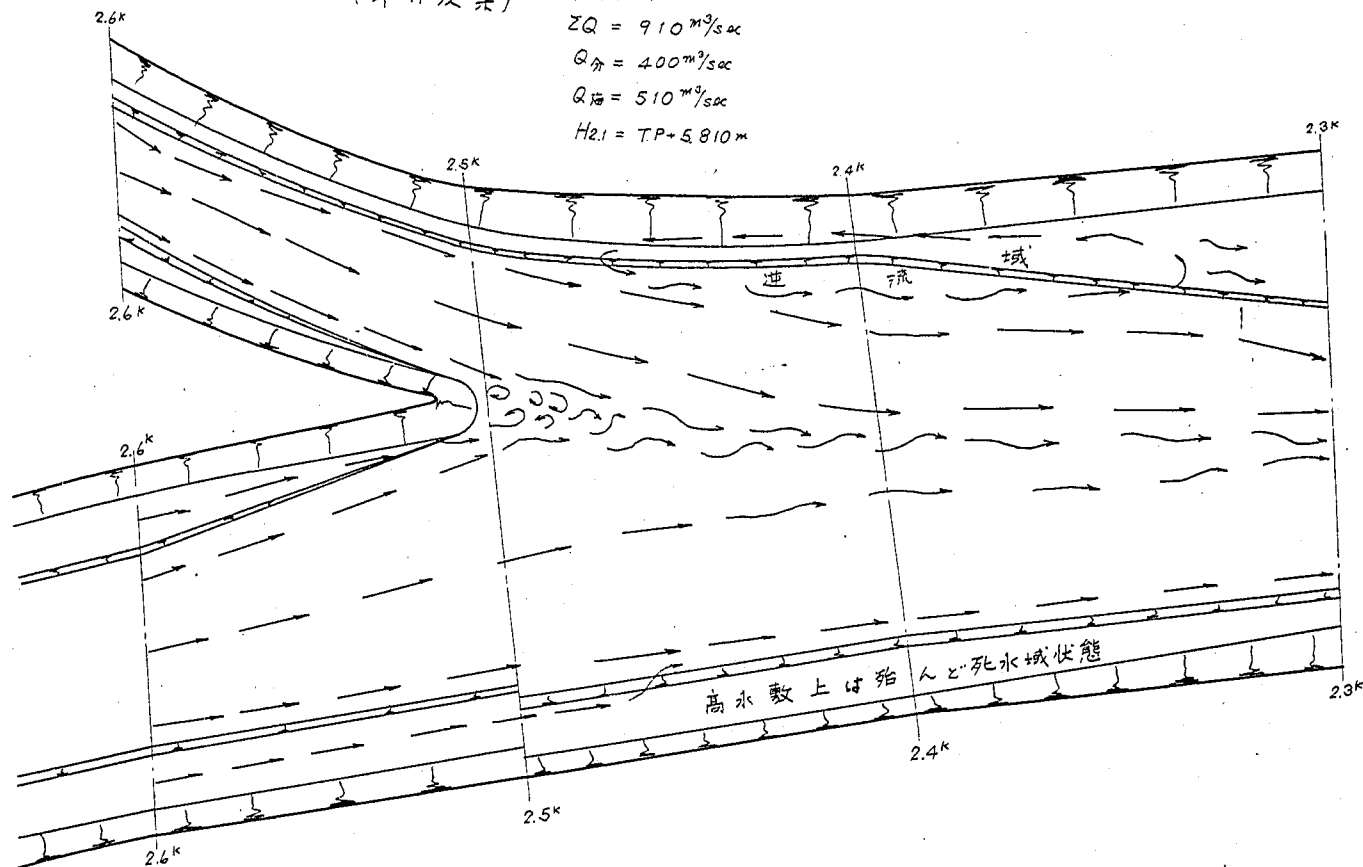


図-36の5合流点付近流向図

(第11次案) 実験条件

$$\Sigma Q = 627 \text{ m}^3/\text{sec}$$

$$Q_{\text{分}} = 297 \text{ m}^3/\text{sec}$$

$$Q_{\text{海}} = 330 \text{ m}^3/\text{sec}$$

$$H_{21} = T.P. + 5.000 \text{ m}$$

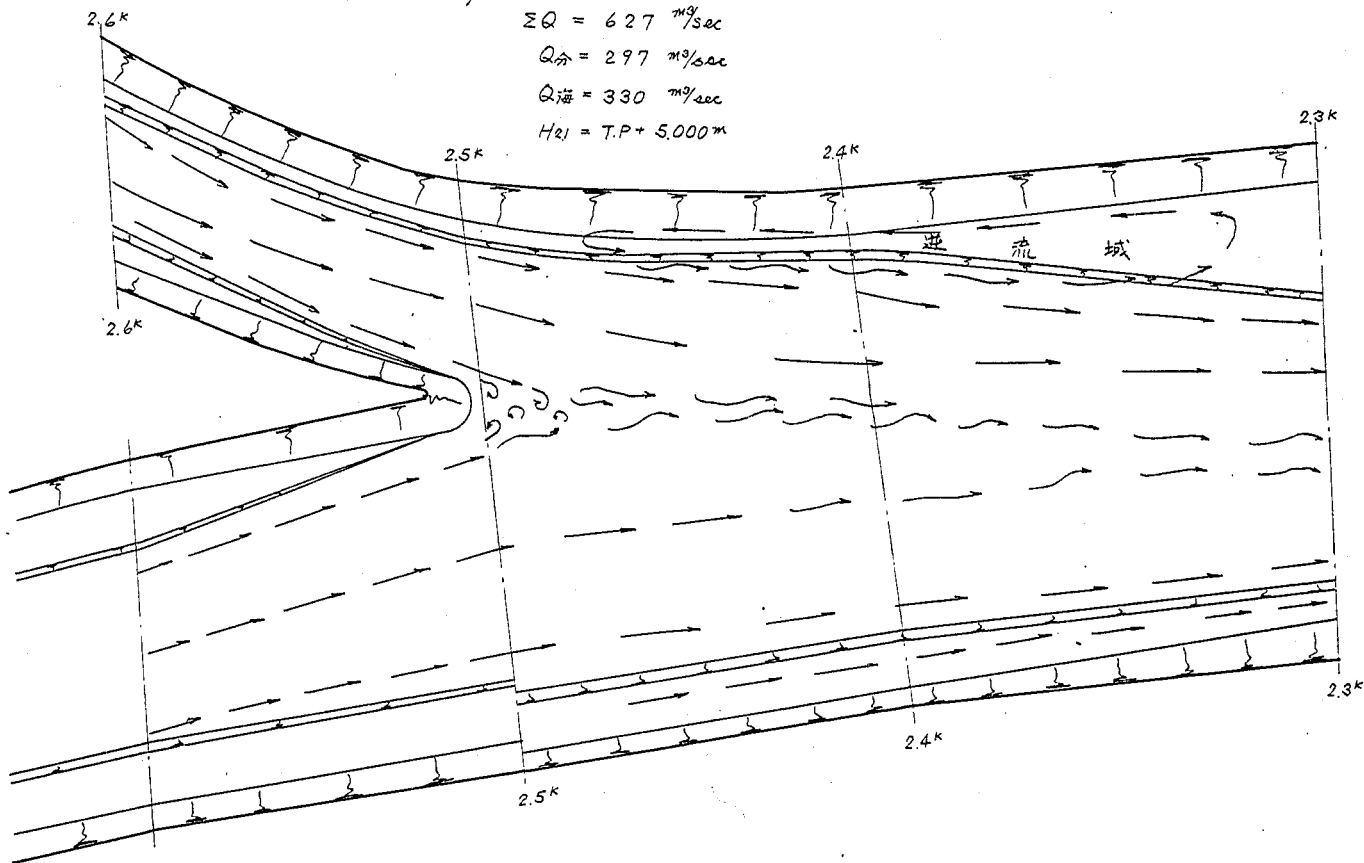


図 - 36 の 6 合流点付近流向図

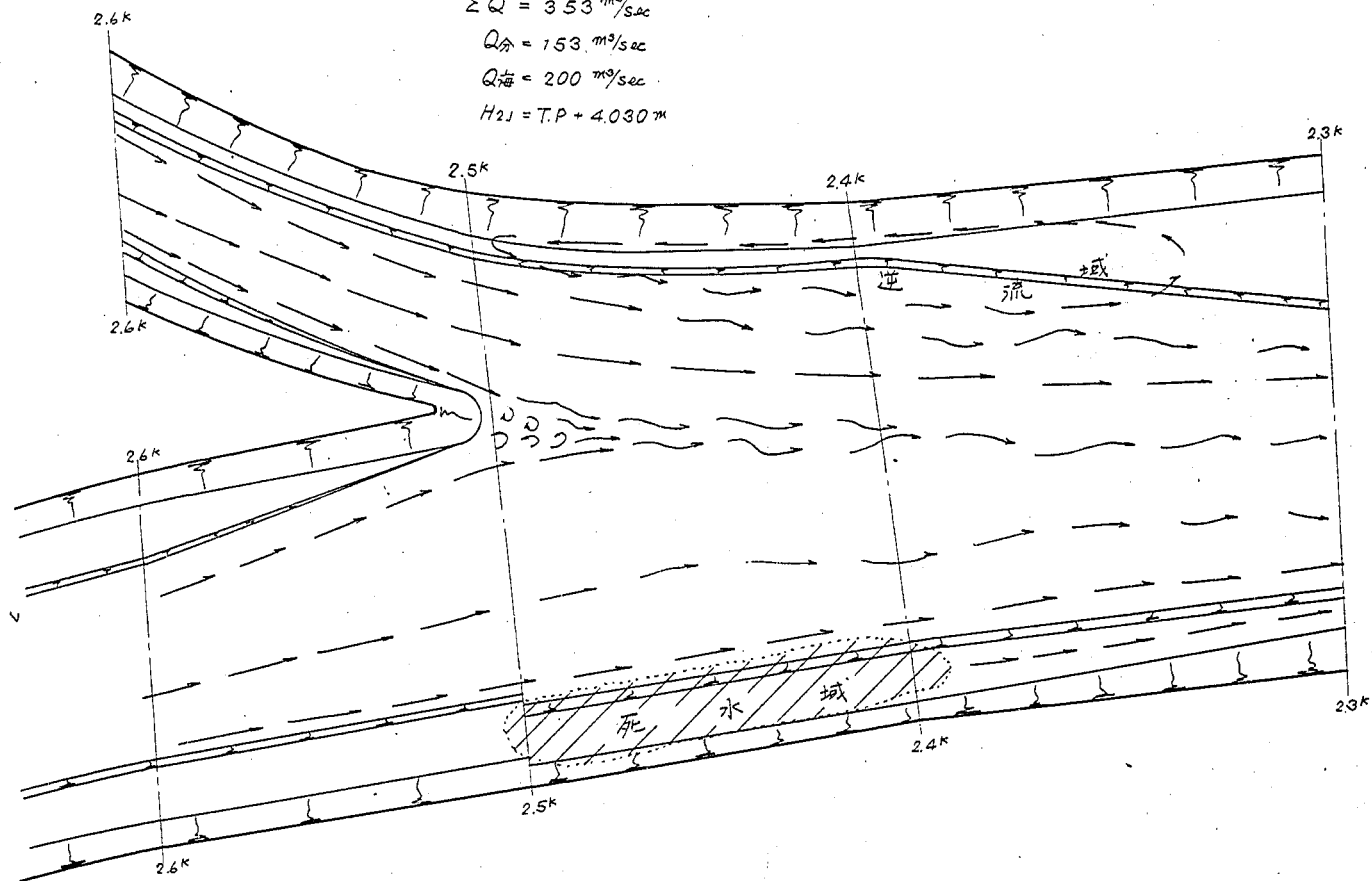
(才 11 次案) 実験条件

$$\Sigma Q = 353 \text{ m}^3/\text{sec}$$

$$Q_{\text{分}} = 153 \text{ m}^3/\text{sec}$$

$$Q_{\text{海}} = 200 \text{ m}^3/\text{sec}$$

$$H_{21} = T.P. + 4.030 \text{ m}$$



(V) 流速分布測定

測定位置は、図-2の2, に示したよう
に、三滝川は3.8K, 3.45K, 3.4K, 3.3K,
分水路は3.0K, 2.6K, 海蔵川は2.6K, 2.4K
の各断面とした。測定結果は、図-37
の1~3, のようで、各断面での最大流速
を流量別に表-7に示した。

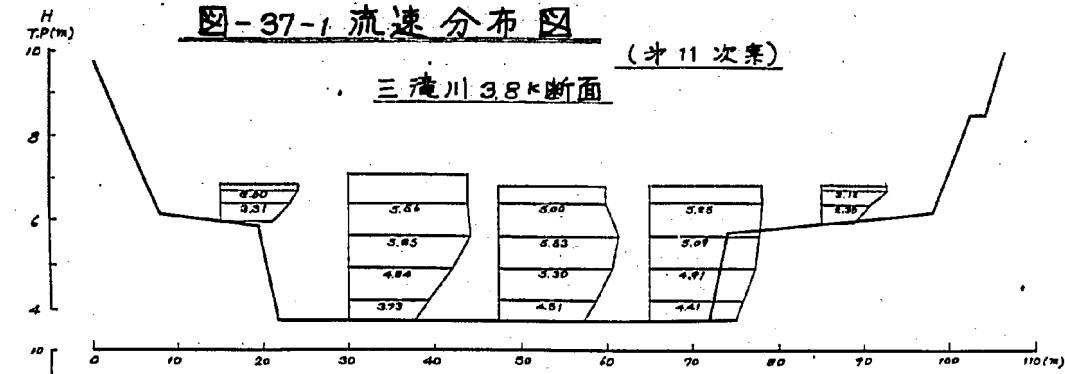
图-37-1 流速分布图

(第11次集)

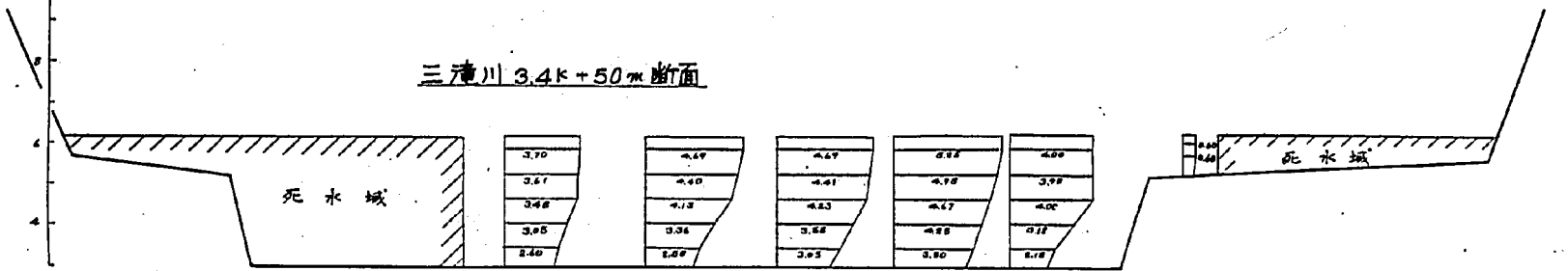
三滝川 3.8K断面

実験条件

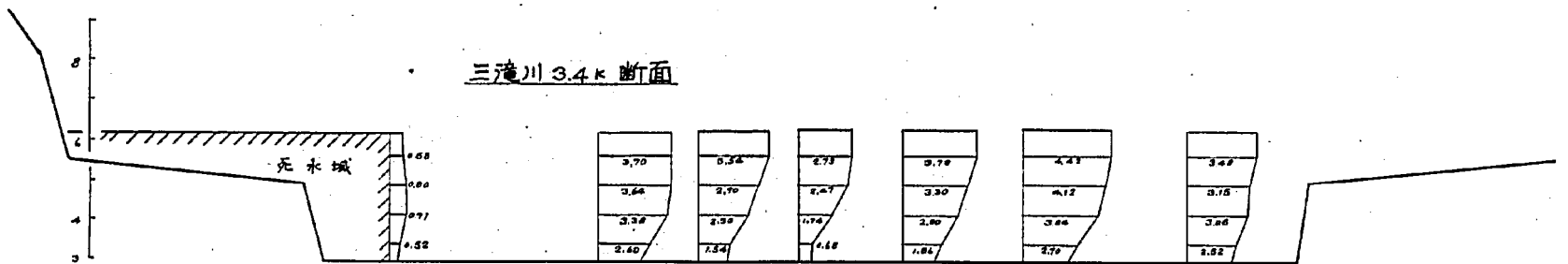
三滝川 $Q_0 = 960 \text{ m}^3/\text{s}$
 $Q_1 = 560$
 $Q_2 = 400$
 海蔵川 $Q_0 = 510$
 $Q_3 = 910$



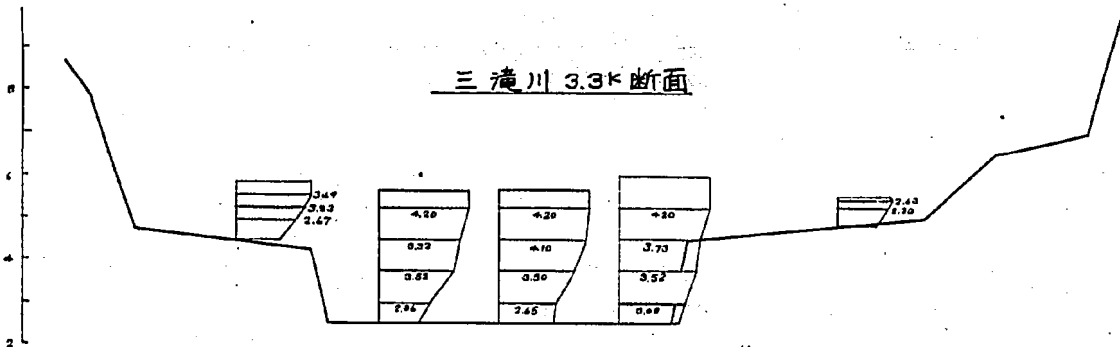
三滝川 3.4K+50m断面



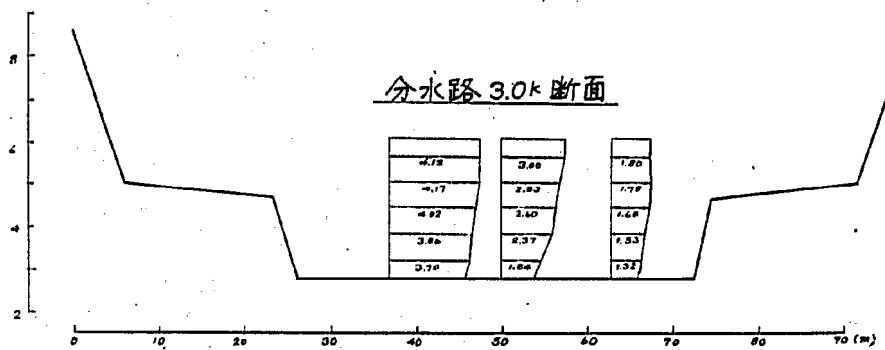
三滝川 3.4K断面



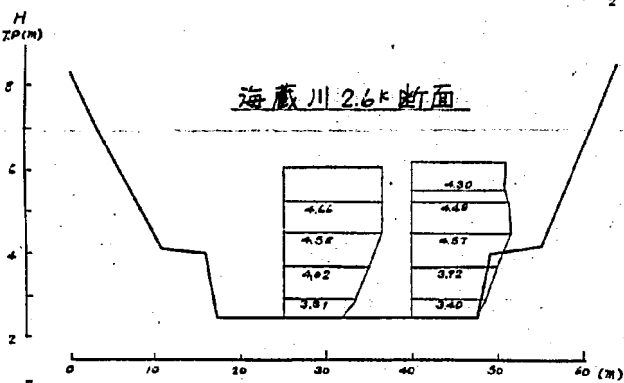
三滝川 3.3K断面



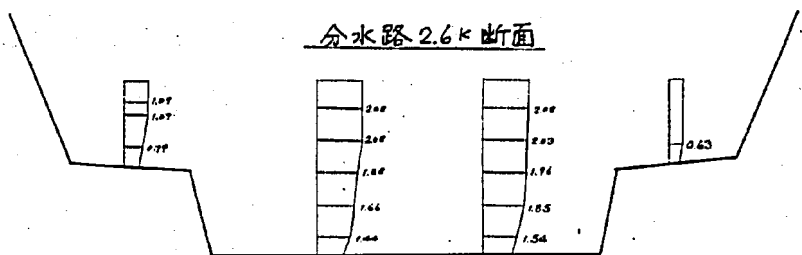
分水路 3.0K断面



海蔵川 2.6K断面



分水路 2.6K断面



海蔵川 2.4K断面

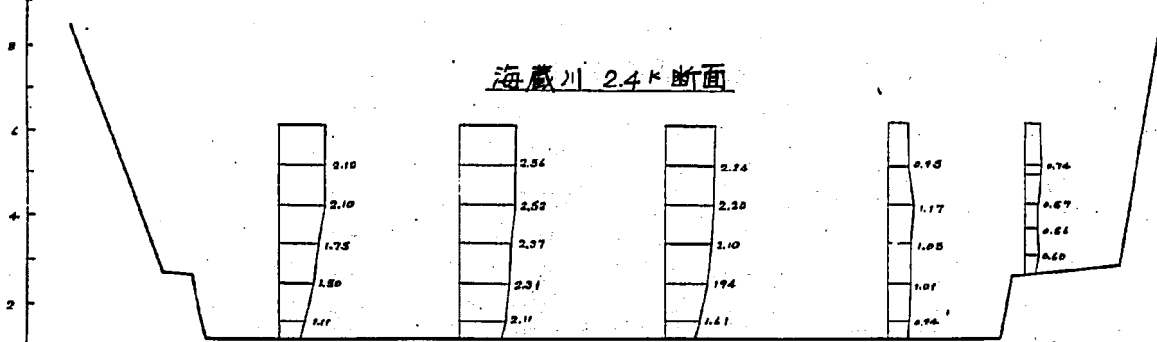


图-37-2 流速分布图

三滝川 3.8k 断面

(才 11 次案)

実験条件

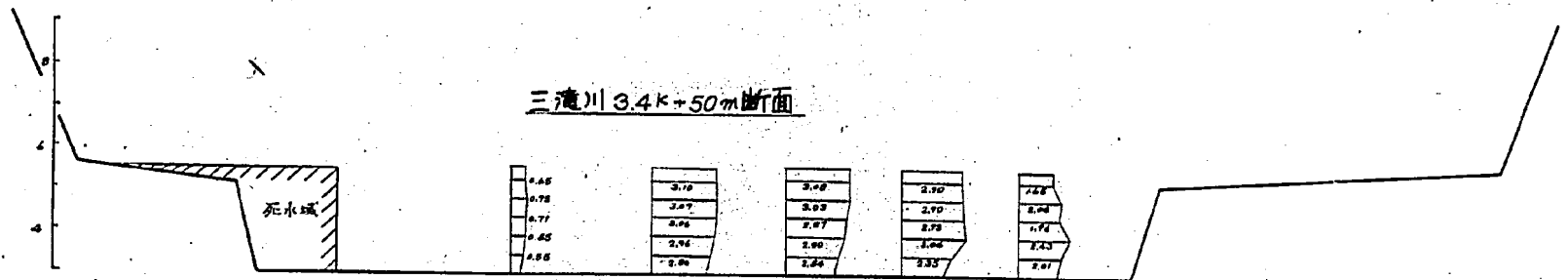
三滝川 $Q_0 = 600 \text{ m}^3/\text{s}$

$Q_1 = 303$

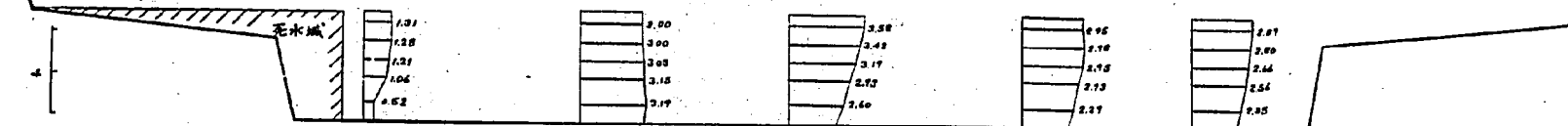
$Q_2 = 297$

海蔵川 $Q_1 = 330$

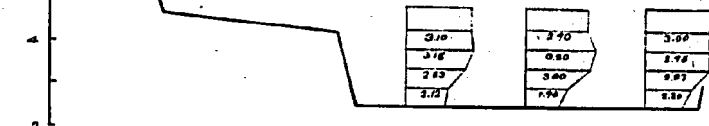
$Q_2 = 627$



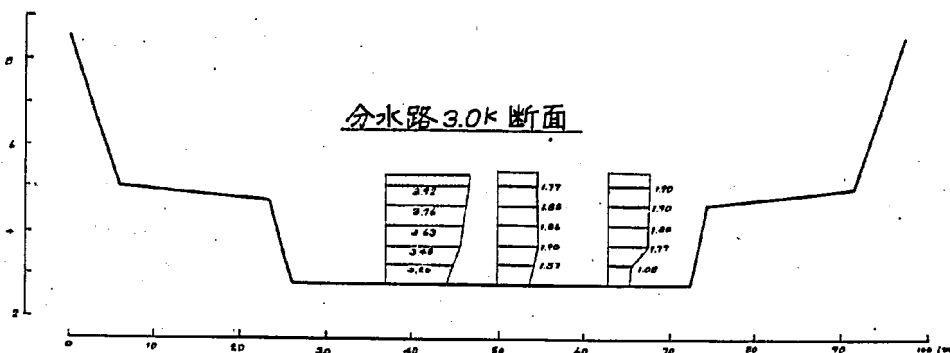
三滝川 3.4k 断面



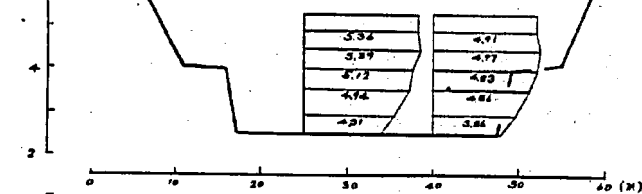
三滝川 3.3k 断面



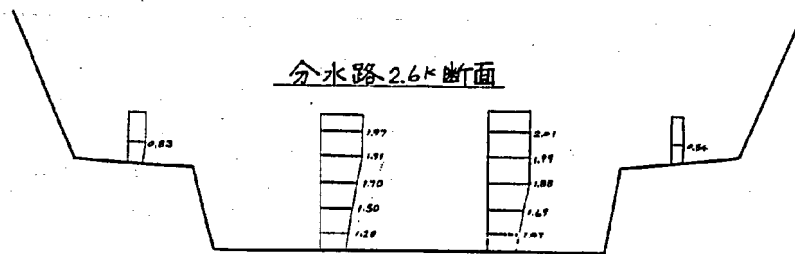
分水路 3.0k 断面



海蔵川 2.6k 断面



分水路 2.6k 断面



海蔵川 2.4k 断面

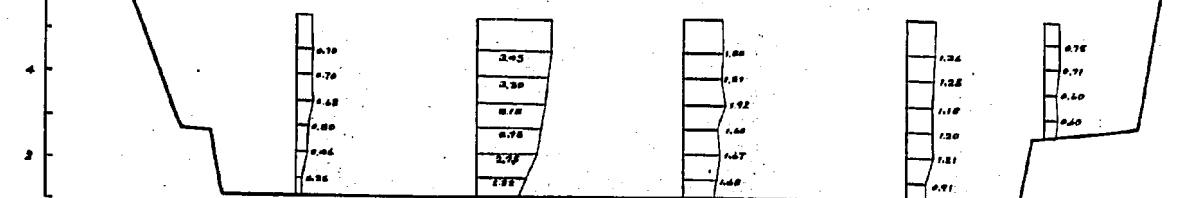


图-37-3 流速分布图

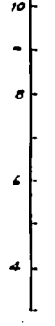
(才11 次采)

三滝川 3.8K断面

実験条件

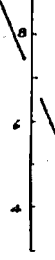
三滝川 $Q_0 = 300 \text{ m}^3/\text{s}$
 $Q_1 = 147$
 $Q_2 = 168$
 海蔵川 $Q_0 = 200$
 $Q_3 = 353$

H
T.P.(m)



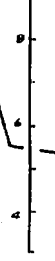
0 10 20 30 40 50 60 70 80 90 100 110 (m)

三滝川 3.4K+50m断面



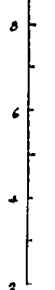
0 10 20 30 40 50 60 70 80 90 100 110 (m)

三滝川 3.4K断面



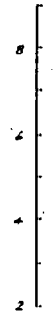
0 10 20 30 40 50 60 70 80 90 100 110 (m)

三滝川 3.3K断面



0 10 20 30 40 50 60 70 80 90 100 110 (m)

分水路 3.0K断面



0 10 20 30 40 50 60 70 80 90 100 110 (m)

海蔵川 2.6K断面



0 10 20 30 40 50 60 70 80 90 100 110 (m)

分水路 2.6K断面



0 10 20 30 40 50 60 70 80 90 100 110 (m)

海蔵川 2.4K断面



0 10 20 30 40 50 60 70 80 90 100 110 (m)

三滝川 3.8K 断面では、水位低下の影響で水面勾配が急になるために流速は大きくなる。河床附近での測定値はほとんど 4 m/s を示し、流量が計画高水流量の $1/3$ に減少しても、流速はあまり減少しない。

高水敷上は、 3 m/s 以上の流速があらわれるので、この附近の低水護岸は施工上充分な配慮が必要で、ことに左岸側は堤防法尻に接近しているので、護岸の法裏が破壊されると、破堤するおそれもある。

$Q_0 = 600 \text{ m}^3/\text{s}$ 以下の流量になると高水敷上の流速はほとんど問題にならない。

分流点附近の 3.4K, 3.45K 断面では、流向測定結果からもみられたように、本川筋は比較的一様流で流下しているが、分水路各口側では分流点に近い方に流水が集中していることが流速分布からも認められる。

分流点附近の水面勾配は、ほとんどない状態にあるが、計画流量の場合は、3.8K 断面の流速よりやや減少する程度で高流速が維持されており、分流点への水衝りとなる流速は $3 \sim 4 \text{ m/s}$ とみられる。

分流点の先端へ設けるブロック工は、その流速に耐えられるような重量、構造としなければならない。

$Q_0 = 600, 300 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合には、上流部の流速に比して、かなり減少し、分流点への水衝りは 3 m/s 以下とみてよい。

分流点下流の三滝川 3.3K 断面では、水面低下の影響によって比較的大きな値となっているが、一様分布で流下していることを示している。

分水路 3.0K 断面では、分流点からの偏

流が左岸側に水流の集中を生じさせていることを示しており、河床附近流速が3～4 m/s となっていることからみて、局所洗掘されるおそれがあるので、低水護岸の根固め等には充分留意する必要がある。

$Q_0 = 300 \text{ m}^3/\text{s}$ 以下の流量ではほとんど問題にならない。

分水路 2.6k 断面では、 $Q_0 = 960, 600 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合に呑口から偏流を生じて流下してくるが、合流点に近づくにしたがって集中する流れは拡散し、大体一様流となつて合流すること示している。

海蔵川 2.6k 断面では、水面低下によって比較的高流速を示し、流量が小さく低くても流速はほとんど減少しない。この附近は河道線形の弯曲部で、流れは右岸側に集中しやすく、河床附近流速が4 m/s に近い値を示しているため、低水護岸の根固め等は充分配慮した施工が必要と思われる。

合流点附近の 2.4k 断面では、流積が大きくなっているために海蔵川からの流れは、流速をかぎり減少させる。分水路からの流れは左岸沿いに上流の流速は維持されているが、中央から右岸寄りには減少する。

合流点より下流では、海蔵川の流勢の方が強く現れるが、流心は低水路中央部を流下していることを示しているため、特に問題となる分布は示さないといよい。

(VIII) 結 論

以上の実験結果を要約すれば、次のようである。

1. 実験条件

- ① 模型は、縮尺 $1/30$ の固定床で、その範囲は三滝川筋 $2.8\text{K} \sim 4.2\text{K}$ (現状, 計画), 海蔵川筋 $1.9\text{K} \sim 2.9\text{K}$ (計画), および分水路 (計画) である。
- ② 実験に用いた粗度係数は、全川 $n = 0.03$ とした。
- ③ 計画高水流量は、三滝川 $Q_0 = 960 \text{ m}^3/\text{s}$, 海蔵川 $Q_0 = 510 \text{ m}^3/\text{s}$, 分水路 $Q_2 = 400 \text{ m}^3/\text{s}$ である。
- ④ 下流端条件は、河口水位 $T.P + 1.31 \text{ m}$ を出発水位とした、三滝川 3.0K 断面、海蔵川 2.1K 断面で与えた。
- ⑤ 実験は、分水路を横断している伏越のために、分水路河床が呑口で本河床より約 2 m 高い場合、伏越を撤去して分水路河床が呑口で本川河床と同高とした場合の河道について行った。
- ⑥ 計画高水流量以下の実験流量は、適宜に選定した。なお、本実験では三滝川、海蔵川が同時出水の想定で行っている。

2. 分水路河床高が高い（原計画案）の場合

- ① 締切り堤を現状高水敷高で撤去したとすれば、計画分流量の約70%しかえられない。一また呑口の敷高を切下げても約90%の分流量まで増加させるが、計画分流は不可能である。
- ② $3.5K + 12m$ の現状床固工を利用し、 $T.P + 6.00m$ （現状高平均 $T.P + 5.23m$ ）に嵩上げし、平水通水口（幅10m、高 $T.P + 4.82m$ ）を設ければ、計画分流する。しかし、床固工下流河道が計画断面の場合は計画分流しない。
- ③ 分流点下流 $3.3K + 70.5m$ に、分流堰を設けると分流条件を満足する。
ただし、堰高 $T.P + 6.00m$ 、切欠部幅15m、高 $T.P + 4.75m$ である。
（オ7次案）
- ④ 分流堰下流側の河床保護は、低水路高水敷共に60m程度を必要とする。
- ⑤ 三滝川の分流点上流が現状河床の場合、 $4.0K$ にある野田橋の通水断面積が小さいために堰上げ背水となり、 $3.7K + 74m$ 床固工附近では高落差を生じ、射流となって流下するため、この附近の河床維持は非常に困難になると考えられる。
- ⑥ 合流点の流況は、左、右岸に剝離域

を生ずるが、特に好ましくない流況は示さない。

⑦ 合流点の両落差工（床固工）は、流量が小さくなると下流水位の低下によって、落込み流となるので、下流側に保護工を設けた方がよい。流量の大きい場合は、ほとんど問題ないと思われる。

⑧ 海蔵川の右岸側低水護岸は、合流点近くで二次流が発生しやすいので、洗堀されないよう留意が必要である。

3. 分水路敷高を低くし、自然分流方式とした場合、

① 分水路の低水路幅は50mとした。

② 分流点上流の低水路法線形状は、かなり分流量に影響をおよぼす。

③ 分流点上流の低水路をなるべく左岸寄りとし、右岸線形は断面が抜がらないように設定すれば、計画流量配分は満足する。（表11次案）

総流量 $Q_0 \text{ m}^3/\text{s}$	三滝川 $Q_1 \text{ m}^3/\text{s}$	分水路 $Q_2 \text{ m}^3/\text{s}$	海蔵川 $Q_0 \text{ m}^3/\text{s}$	合流量 $Q_3 \text{ m}^3/\text{s}$
960	560	400	510	910
600	303	297	330	627
300	147	153	200	353

④ 流況は計画高水流量 $Q_0 = 960 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合、分水路各口左岸側に大きな剝離域を生ずるが、 $Q_0 = 600 \text{ m}^3/\text{s}$ ではかなり小さくなり $Q_0 = 300 \text{ m}^3/\text{s}$ ではほとんどない。

⑤ 分流臭への水衝りは強くなった。
分流臭先端の高水敷長を 15 m とし、その上流へ 20 m のブロックを設置すると、高水敷上の流速は 4 m/s から 2 m/s になり、水衝りは非常に軽減される。
ブロックは、 4 m/s 位の流速に耐えられるような重量、構造を選択する必要がある。(図-2の2)

⑥ 分流臭から高水敷に沿った水流は、高水敷上から落ち込む流れを生じ、高流速となるので、分流臭附近の高水敷低水護岸は充分保護する必要がある。

⑦ 分流臭から分水路への流れは、偏って流入するので、流れの集中していくところは局所洗堀のおそれがある。
護岸の根固め、根入れ等には充分配慮しなければならないと考える。

⑧ 3.8 K 断面の流速は、河床附近で 4 m/s 程度を示しているので、河床低下が考えられる。また高水敷上も高流速がみられ、ことに左岸側は低水路が堤防に接近しているので、この附近の高水敷洗堀防止、低水護岸の根固め、等の対策が必要である。

⑨ 計画高水流量に対する水位は、H.W.L

以下におさまっている。

⑩ 合流点では、左、右岸高水敷上に死水域があらわれるが、疎通上支障がないものとみられる。

⑪ 海蔵川 2.6K附近は、流速が大きく、ことに右岸側は弯曲部で二次流が発生しやすいので、低水護岸の法尻は洗堀されるおそれがある。

以上

〔第1次案〕

写真-1

実験条件

$$\Sigma Q = 960 \text{ m}^3/\text{sec}$$

$$Q_{\text{三}} = 682 \text{ m}^3/\text{sec}$$

$$Q_{\text{海}} = 273 \text{ m}^3/\text{sec}$$

38^k (床固工)

付近の流況を右岸側より。

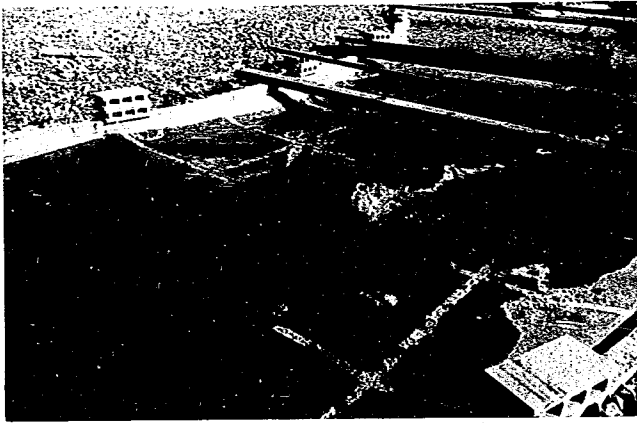


写真-2

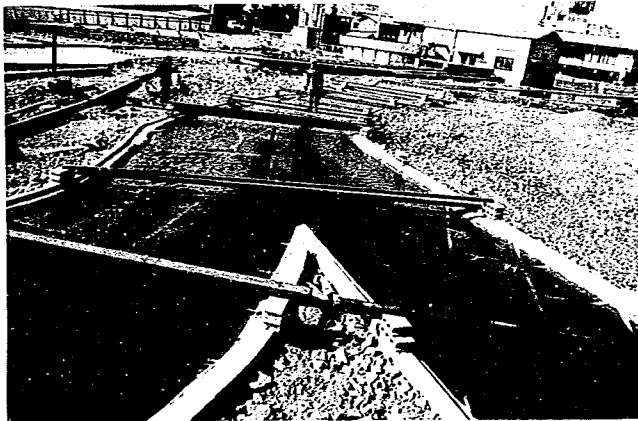
36^kの直下流部の流況を上流より。

高水敷上に射流が発生する。



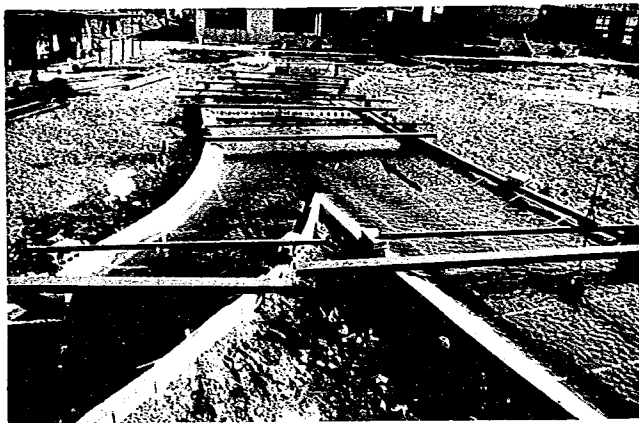
写真-3

分流点付近より上流部の流況。



〔第1次案〕

写真-4



合流点付近の流況を
上流部より。

実験条件

$$\Sigma Q = 788 \frac{m^3}{sec}$$

$$Q_{\text{海}} = 510 \frac{m^3}{sec}$$

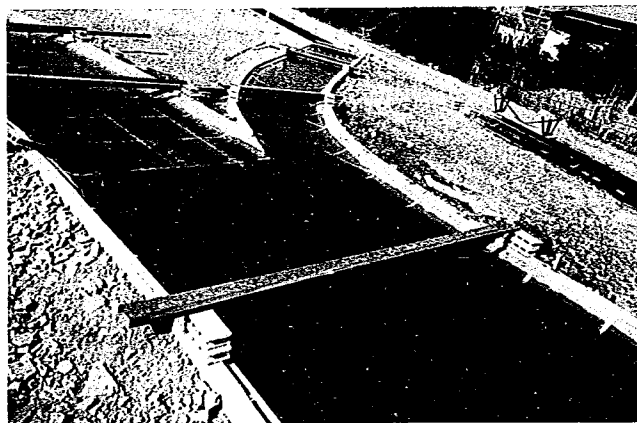
$$Q_{\text{分}} = 278 \frac{m^3}{sec}$$

写真-5



合流点部段落部付近
の流況。

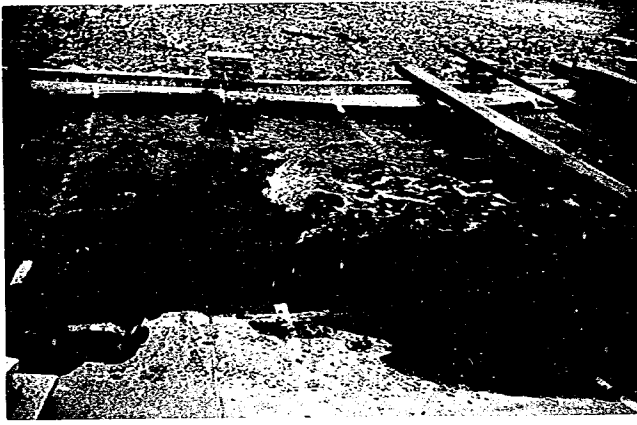
写真-6



海蔵川 2.3^{km} 付近の
右岸より上流部を。

〔第1次案〕

写真-7



実験条件

$$\Sigma Q = 600 \frac{m^3}{sec}$$

$$Q_{\text{上}} = 456 \frac{m^3}{sec}$$

$$Q_{\text{分}} = 144 \frac{m^3}{sec}$$

3.8^k (床固工)

付近の流況右岸側より

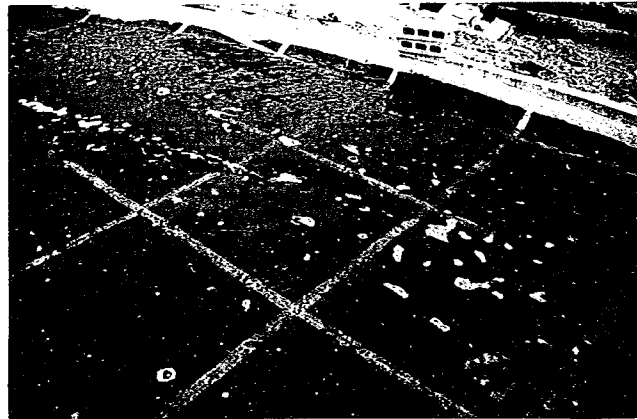
写真-8



3.5^k (床固工)

付近の流況を上流部より。

写真-9



3.6^k の直下流部の
流況を左岸側より。

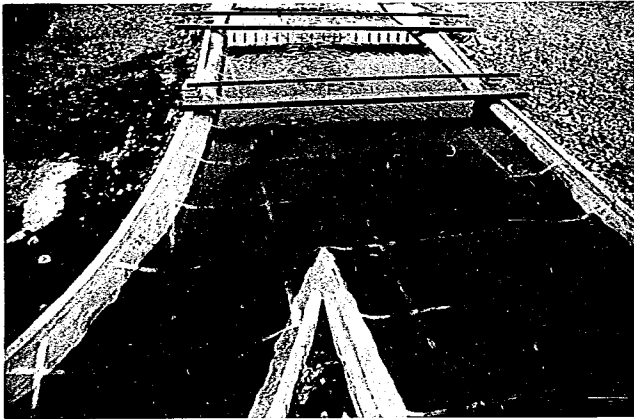
(第1次案)

写真-10



分流点付近より上流部の流況

写真-11



実験条件

$$\Sigma Q = 474 \frac{m^3}{\text{sec}}$$

$$Q_{\text{海}} = 330 \frac{m^3}{\text{sec}}$$

$$Q_{\text{分}} = 144 \frac{m^3}{\text{sec}}$$

合流点部の流況上流部より。

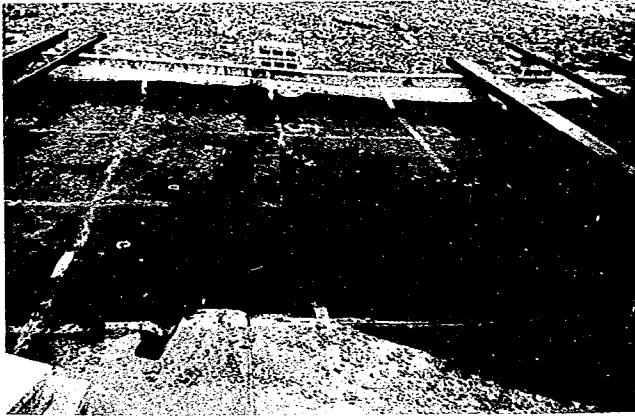
写真-12



合流点付近の流況を下流部より。

〔第1次案〕

写真-13



実験条件

$$\Sigma Q = 300 \frac{m^3}{sec}$$

$$Q_{\text{三}} = 221 \frac{m^3}{sec}$$

$$Q_{\text{分}} = 79 \frac{m^3}{sec}$$

3.8^k (床固工)

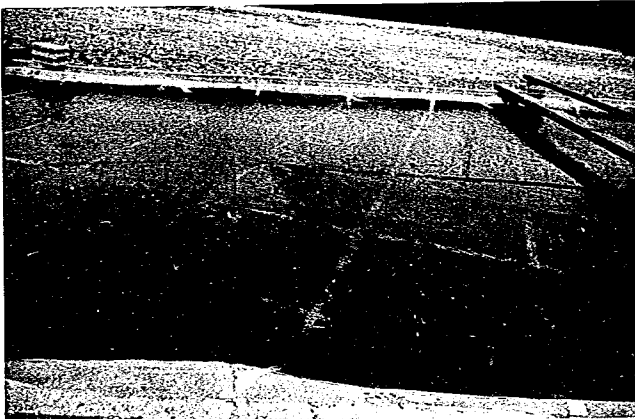
付近の流況を右岸側より。

写真-14



3.5^k の直下流部の流況を 3.6^k の左岸側より。

写真-15



3.5^k (床固工)

付近の流況右岸側より。

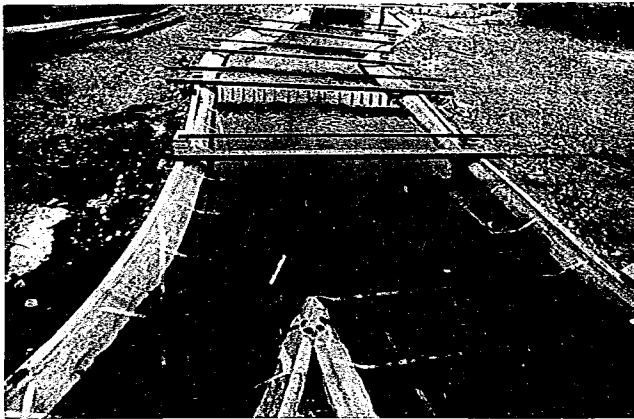
〔第1次案〕

写真-16



分流点付近の流況を
下流部より。

写真-17



実験条件

$$\Sigma Q = 279 \frac{m^3}{\text{sec}}$$

$$Q_{\text{海}} = 200 \frac{m^3}{\text{sec}}$$

$$Q_{\text{分}} = 79 \frac{m^3}{\text{sec}}$$

合流点付近の流況を
下流部より。

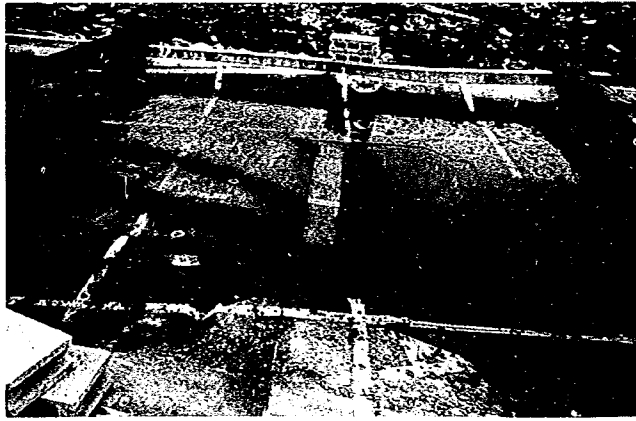
写真-18



合流点部の流況を下
流部より。

〔第1次案〕

写真-19



実験条件

分流開始流量

$$Q = 85 \frac{m^3}{sec}$$

38^k (床固工)

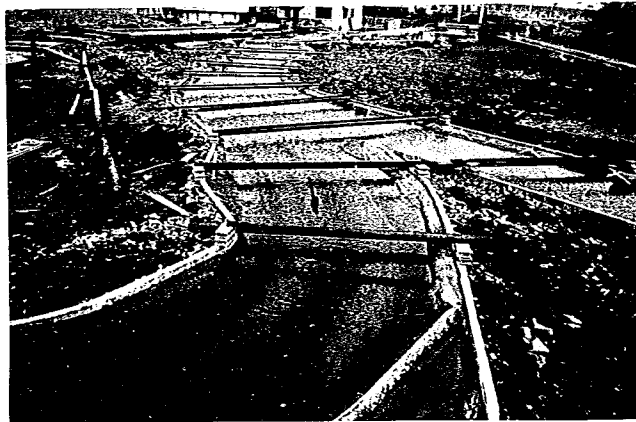
付近の流況を右岸側より。

写真-20



34^kより上流部の流況を

写真-21



実験条件

$$\Sigma Q = 375 \frac{m^3}{sec}$$

$$Q_{\text{三}} = 288 \frac{m^3}{sec}$$

$$Q_{\text{分}} = 87 \frac{m^3}{sec}$$

三滝川高水敷の冠水限界流量。

分流点下流の流況

(第1次案)

写真-22

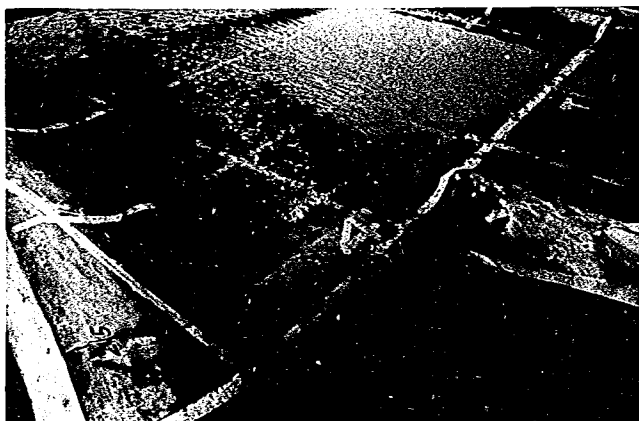
受験条件

$$Q_{\text{海}} = 131.5 \frac{m^3}{\text{sec}}$$

海蔵川高水敷の冠水

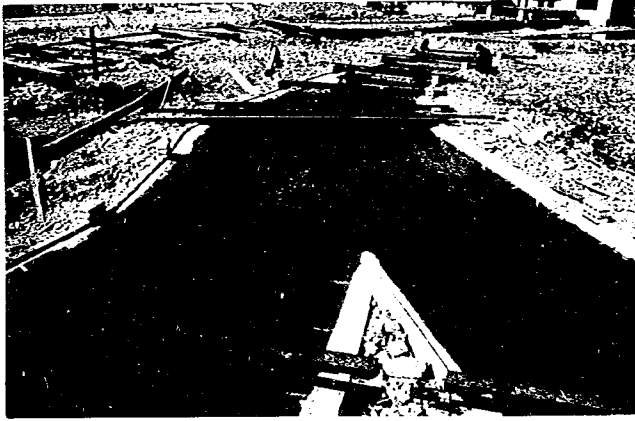
限界流量 26^k より

下流部の流況



〔第2次案〕

写真-23



$$\Sigma Q_{\text{三}} = 960 \frac{m^3}{\text{sec}}$$

$$Q_{\text{三}} = 628 \frac{m^3}{\text{sec}}$$

$$Q_{\text{分}} = 332 \frac{m^3}{\text{sec}}$$

$$Q_{\text{海}} = 510 \frac{m^3}{\text{sec}}$$

$$\Sigma Q_{\text{海}} = 842 \frac{m^3}{\text{sec}}$$

合流点付近より上流部の流況を。

写真-24



8.8^k (床固工)

付近の流況を右岸側より。

写真-25

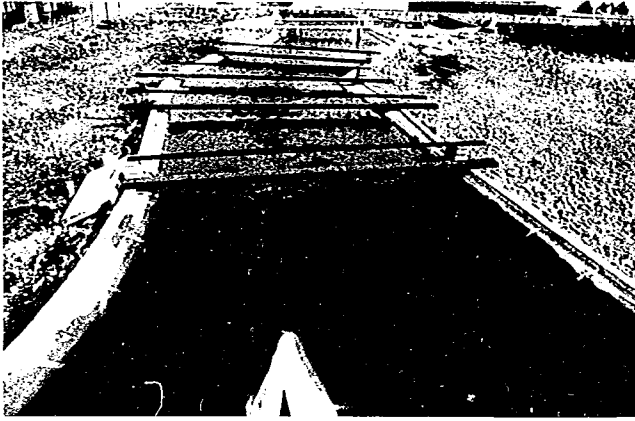


35^k (床固工)

付近の流況を右岸側より。

〔第2次案〕

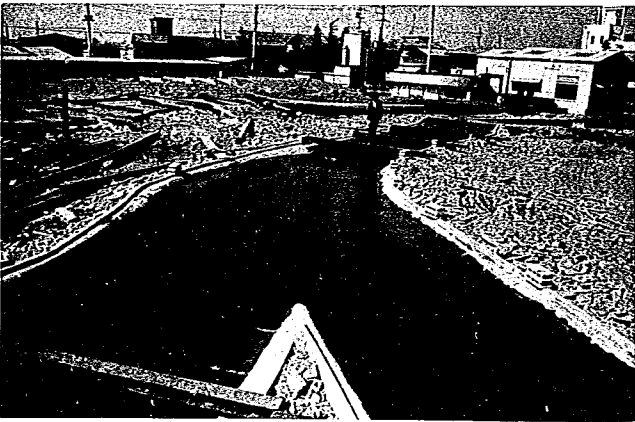
写真-26



合流点付近の流況を上流部より。

〔第3次案〕

写真-27



$$\Sigma Q_{\equiv} = 960 \frac{m^3}{sec}$$

$$Q_{\equiv} = 612 \frac{m^3}{sec}$$

$$Q_{分} = 348 \frac{m^3}{sec}$$

$$\Sigma Q_{海} = 858 \frac{m^3}{sec}$$

$$Q_{海} = 510 \frac{m^3}{sec}$$

分流点付近より上流部の流況を。

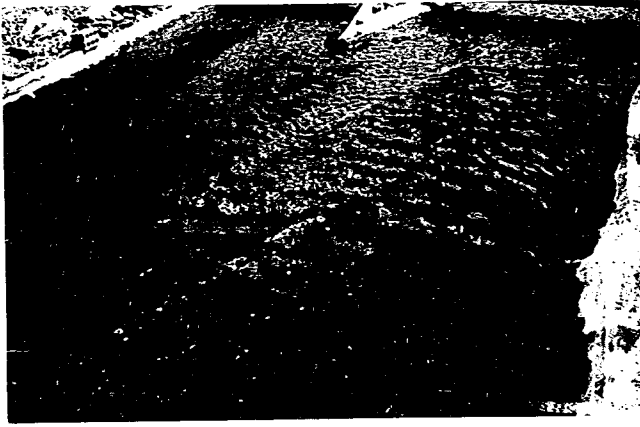
写真-28



3.8^kの右岸側より床固工付近の流況を。

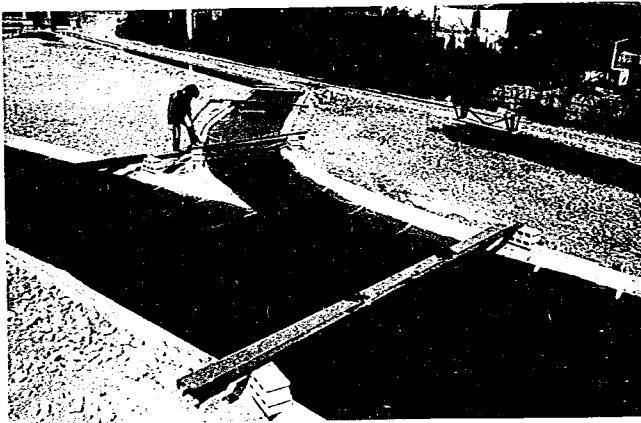
〔第3次案〕

写真-29



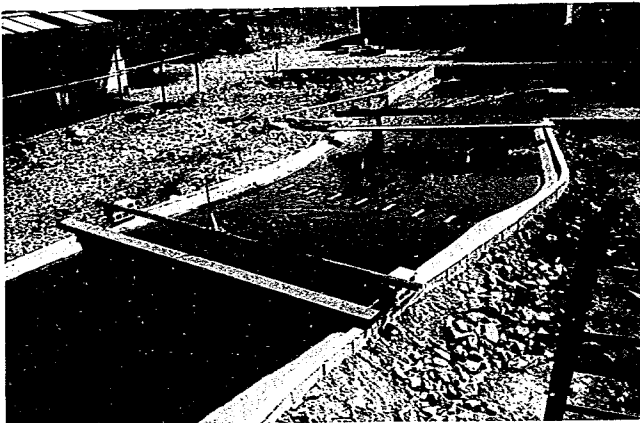
36^kの右岸側より下
流床固工付近の流況
を。

写真-30



22^kの右岸側より上
流部合流点付近の流
況を

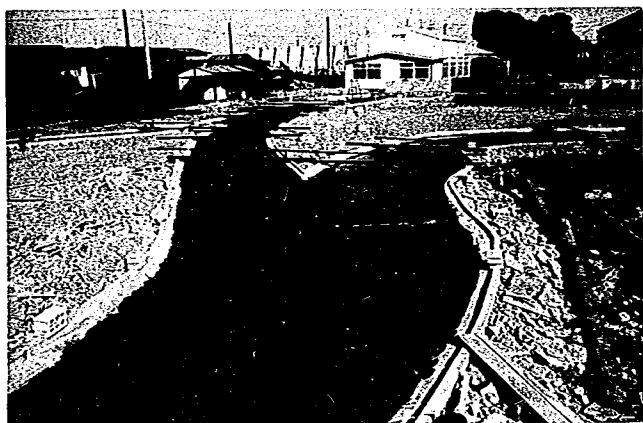
写真-31



海蔵川22^kの右岸側
は下流部の流況を。

〔第4次案〕

写真-32



$$\Sigma Q_{\text{三}} = 960 \frac{m^3}{\text{sec}}$$

$$Q_{\text{三}} = 532 \frac{m^3}{\text{sec}}$$

$$Q_{\text{分}} = 428 \frac{m^3}{\text{sec}}$$

$$Q_{\text{海}} = 510 \frac{m^3}{\text{sec}}$$

$$\Sigma Q_{\text{海}} = 938 \frac{m^3}{\text{sec}}$$

3.8^kの右岸側より
下流分流出点付近を。



写真-33

3.8^k直下流床固工
付近の流況を。

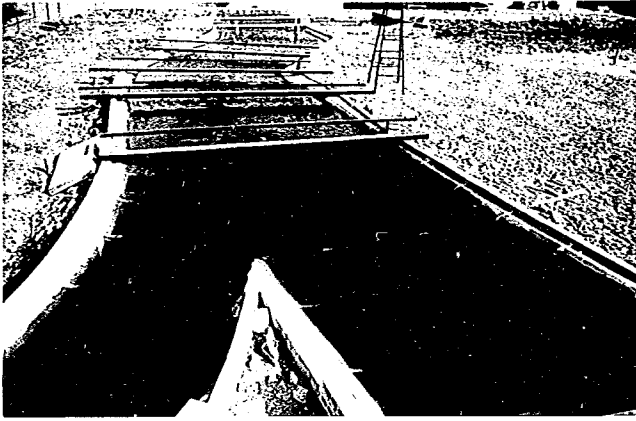


写真-34

3.5^kの右岸側より
床固工付近の流況を。

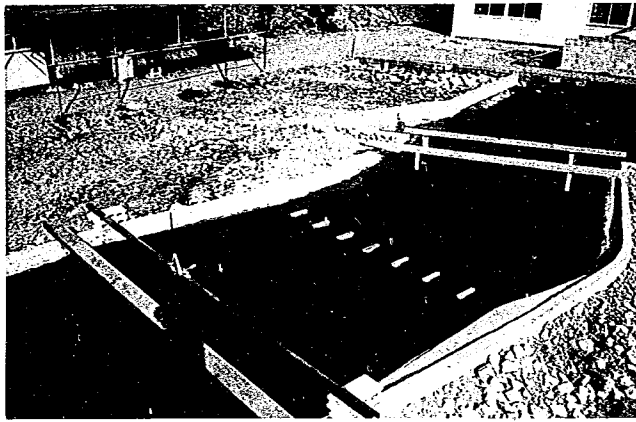
〔第4次案〕

写真-35



26^kより下流合流点
付近の流況を。

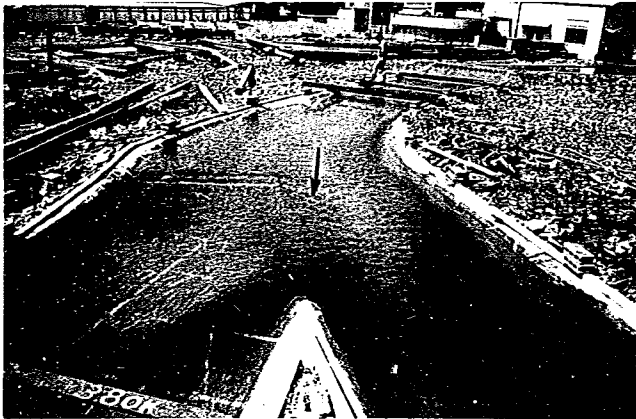
写真-36



海蔵川23^kより下流
を。

〔第5次案〕

写真-37



$$\begin{aligned}\Sigma Q_{\text{三}} &= 960 \frac{m^3}{\text{sec}} \\ Q_{\text{三}} &= 555 \frac{m^3}{\text{sec}} \\ Q_{\text{分}} &= 405 \frac{m^3}{\text{sec}} \\ \Sigma Q_{\text{海}} &= 915 \frac{m^3}{\text{sec}} \\ Q_{\text{海}} &= 510 \frac{m^3}{\text{sec}}\end{aligned}$$

合流点付近より上流
部の流況を。

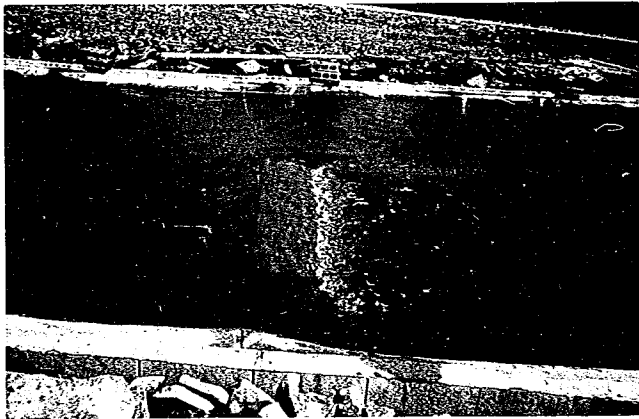
〔第5次案〕

写真-38



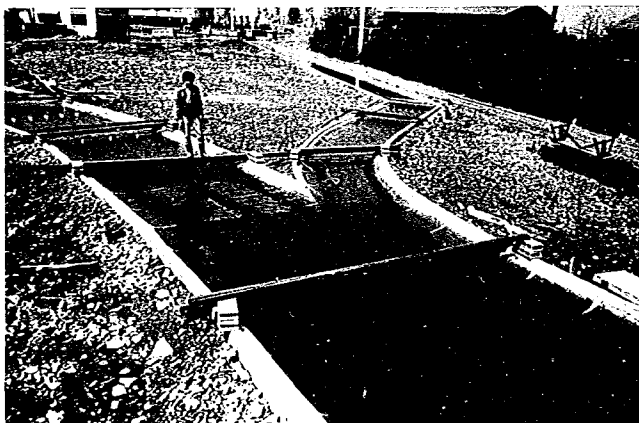
3.8^kの右岸側より
床固工付近の流況を。

写真-39



3.5^kの右岸側より
床固工付近の流況を。

写真-40



2.3^kの右岸側より
上流合流点付近の流況を。

〔第5次案〕

写真-4 1

海蔵川 23^kの右岸
より下流部の流況を

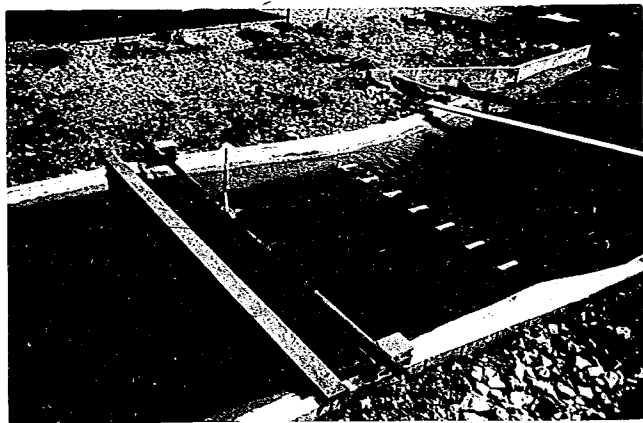


写真-4 2

平水時
三滝川流量
 $Q = 35 \text{ m}^3/\text{sec}$
3.8^k直下流床固工
付近の流況を。

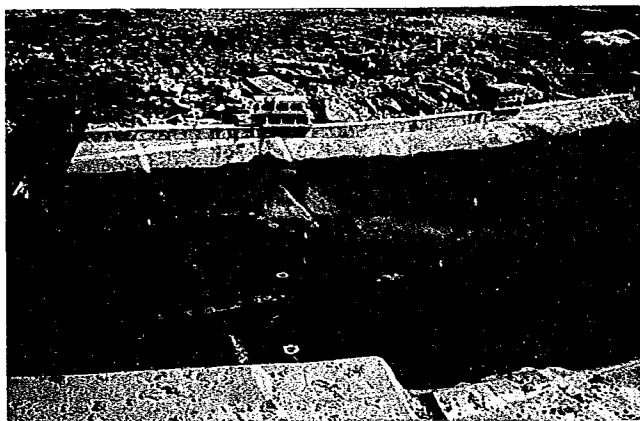
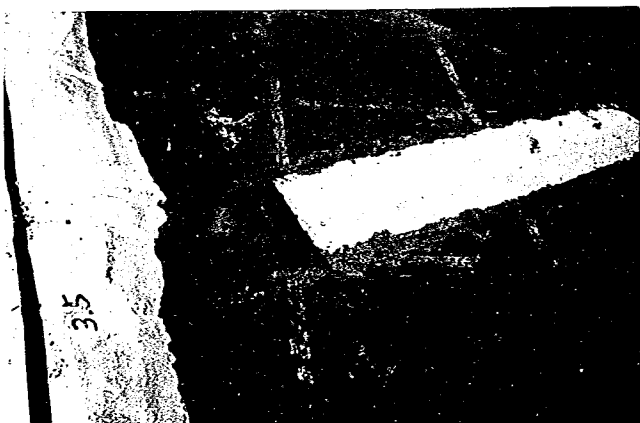


写真-4 3

3.4^k付近より
3.5^k + 12^m床固工
平水通水口の流況
 $Q = 3.5 \text{ m}^3/\text{s}$



〔第9次案〕

写真-44

実験条件

$$\Sigma Q_{\text{三}} = 960 \frac{m^3}{\text{sec}}$$

$$Q_{\text{三}} = 563 \frac{m^3}{\text{sec}}$$

$$Q_{\text{分}} = 397 \frac{m^3}{\text{sec}}$$

$$Q_{\text{海}} = 510 \frac{m^3}{\text{sec}}$$

$$\Sigma Q_{\text{海}} = 907 \frac{m^3}{\text{sec}}$$

3.8^k床固工付近の
流況 3.8^kの右岸より。



写真-45

3.5^k直上流床固工
付近の流況を 3.6^kの
右岸側より。

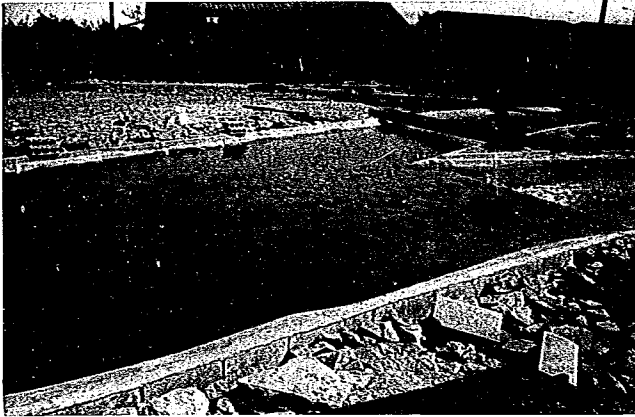
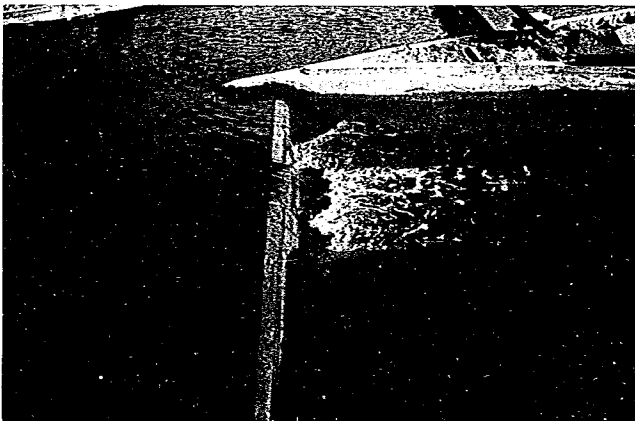


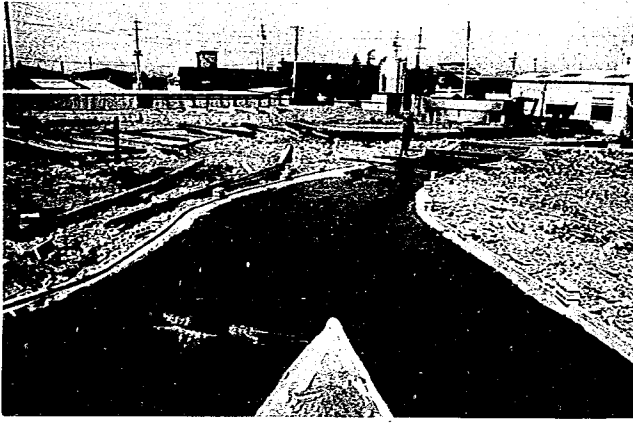
写真-46

分流堰付近の流況を
右岸側より。



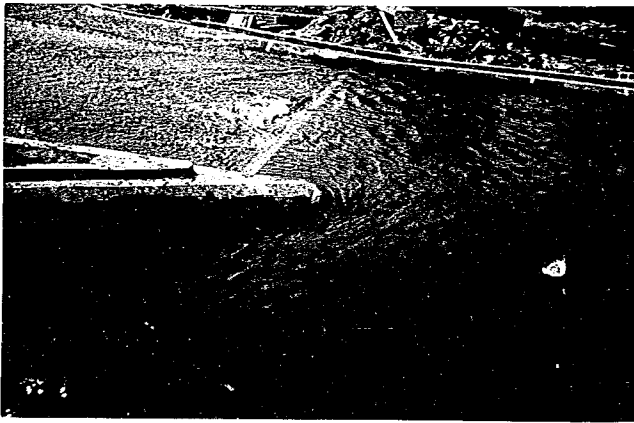
〔第9次案〕

写真-47



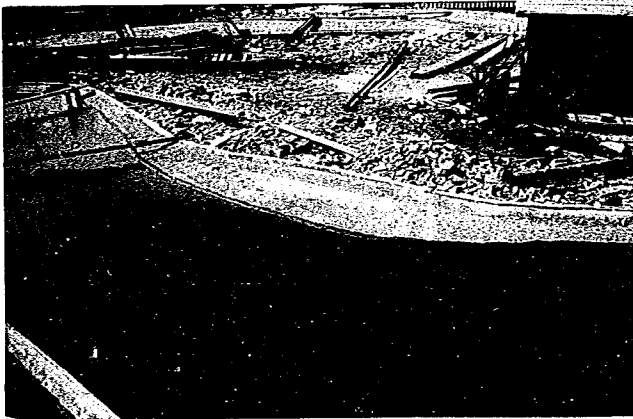
分流点付近より上流部の流況。

写真-48



分流点付近の流況を左岸より。

写真-49



三滝川下流部の流況を3.3^k付近より

〔第9次案〕

写真 - 5 0

合流点付近の流況を
23^kの右岸側より。

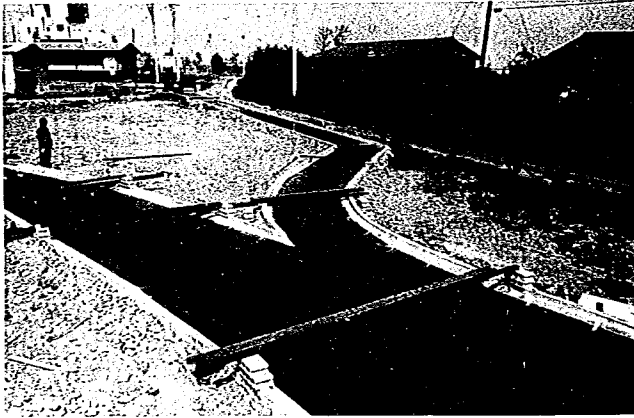


写真 - 5 1

海蔵川下流部の流況を
23^kの右岸側より。

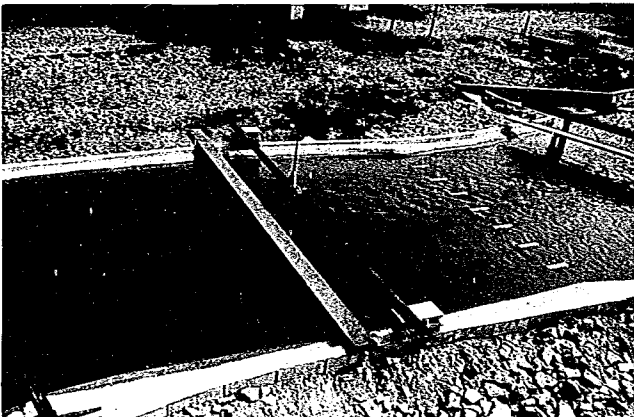


写真 - 5 2

実験条件

$$\Sigma Q_{\text{三}} = 600 \frac{m^3}{\text{sec}}$$

$$Q_{\text{三}} = 282 \frac{m^3}{\text{sec}}$$

$$Q_{\text{分}} = 318 \frac{m^3}{\text{sec}}$$

$$Q_{\text{海}} = 380 \frac{m^3}{\text{sec}}$$

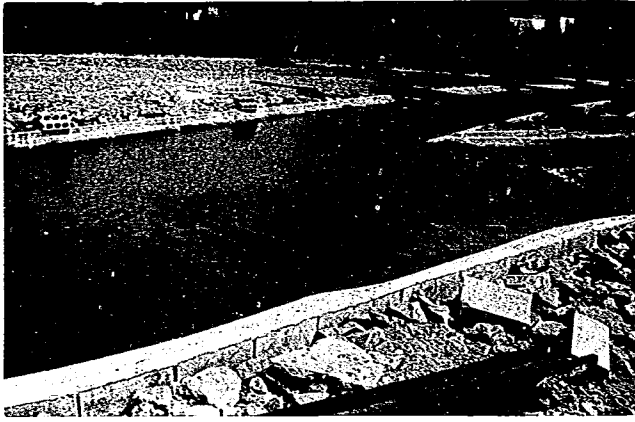
$$\Sigma Q_{\text{海}} = 648 \frac{m^3}{\text{sec}}$$

床固工下流部の流況を
38^kの右岸側より。



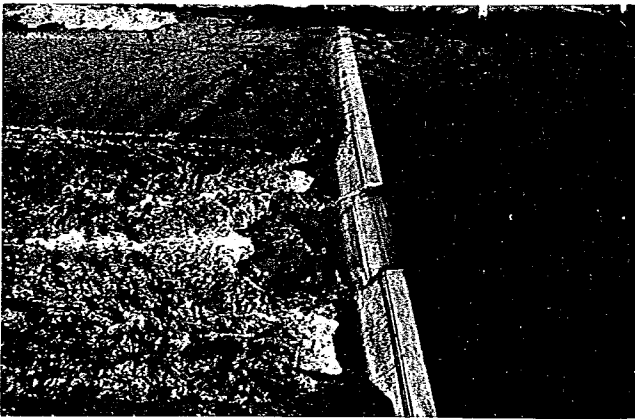
(第9次案)

写真-53



3.5^k直上流床固上付
近の流況を3.6^kの右
岸より。

写真-54



分流堰付近の流況を
左岸側より。

写真-55



分流点付近より上流
部の流況。

〔第9次案〕

写真-56

分流点付近の流況を
下流部より。

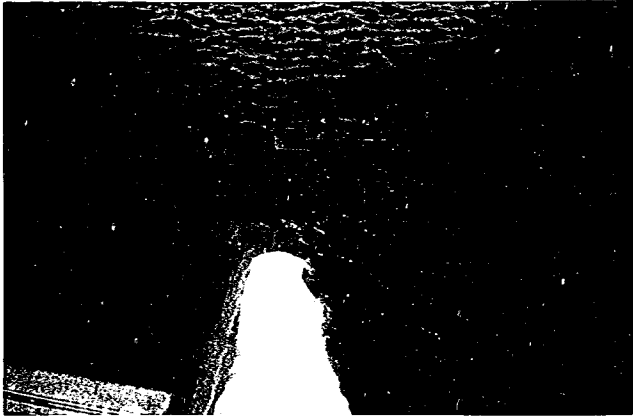


写真-57

三滝川下流部の流況
を3.3^k付近より。

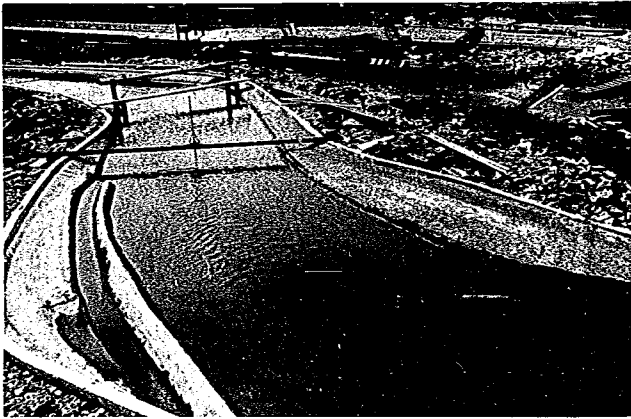
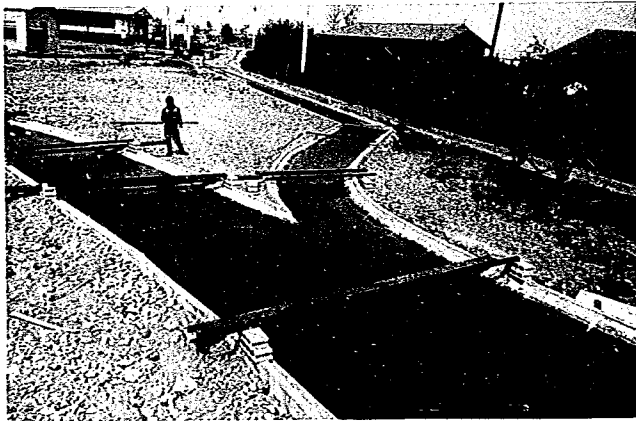


写真-58

合流点付近の流況を
23^kの右岸側より。



〔第9次案〕

写真-59

合流点部の流況を
24^kより。

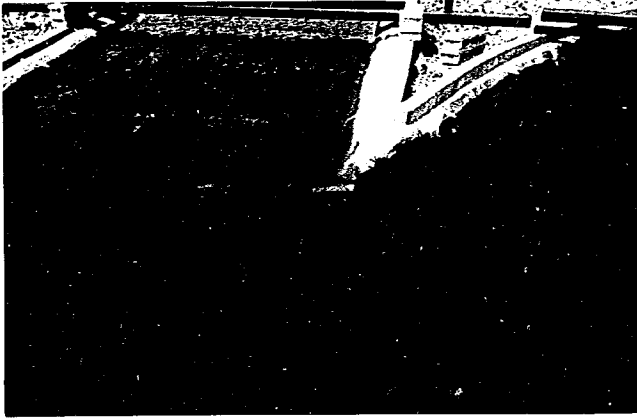


写真-60

海蔵川下流部の流況
を23^kの右岸側より。

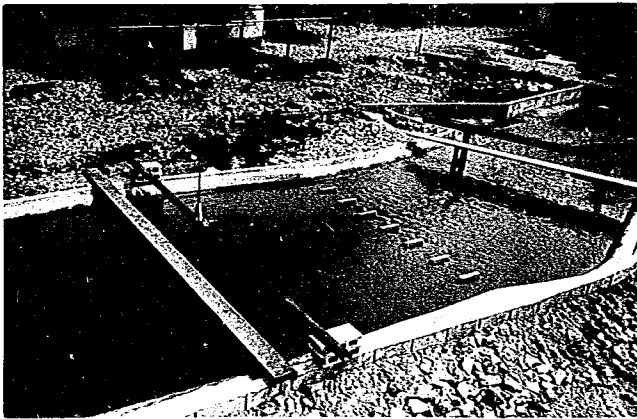


写真-61

実験条件

$$\Sigma Q_{\text{三}} = 300 \frac{m^3}{\text{sec}}$$

$$Q_{\text{三}} = 108 \frac{m^3}{\text{sec}}$$

$$Q_{\text{分}} = 192 \frac{m^3}{\text{sec}}$$

38^kの右岸側より
床固工付近を。



〔第9次案〕

写真-62

実験条件

$$\Sigma Q_{\text{三}} = 300 \frac{\text{m}^3}{\text{sec}}$$

$$Q_{\text{三}} = 108 \frac{\text{m}^3}{\text{sec}}$$

$$Q_{\text{分}} = 192 \frac{\text{m}^3}{\text{sec}}$$

$$Q_{\text{海}} = 200 \frac{\text{m}^3}{\text{sec}}$$

$$\Sigma Q_{\text{海}} = 392 \frac{\text{m}^3}{\text{sec}}$$

3.6^kの右岸より下流部の流況

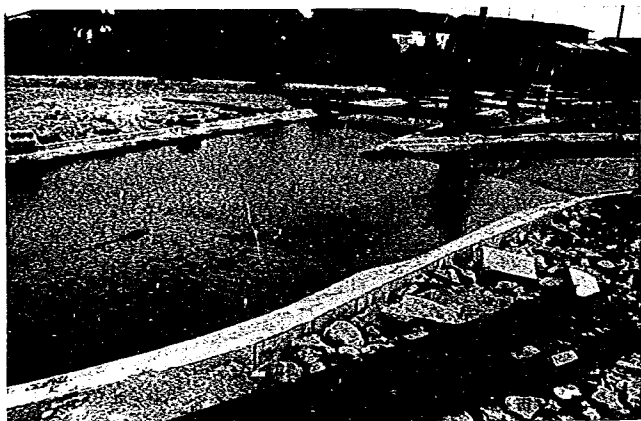


写真-63

分流堰下流部の流況を左岸側より。



写真-64

分流点付近より上流部の流況



〔第9次案〕

写真-65

合流点部の流況を右岸より。

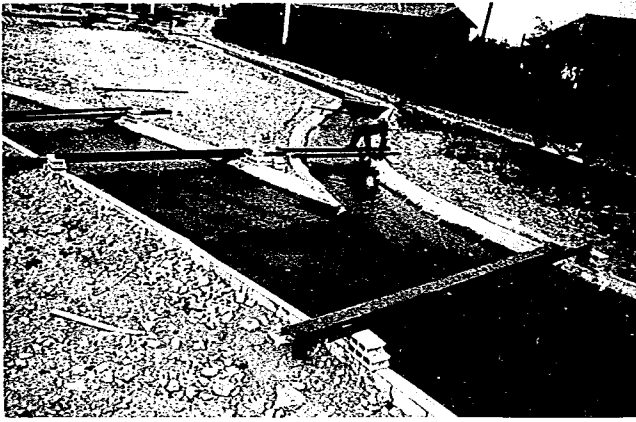


写真-66

23^kの右岸より上流合流点部を。

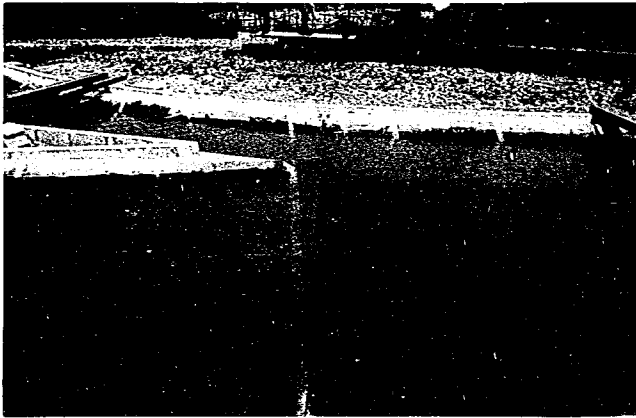
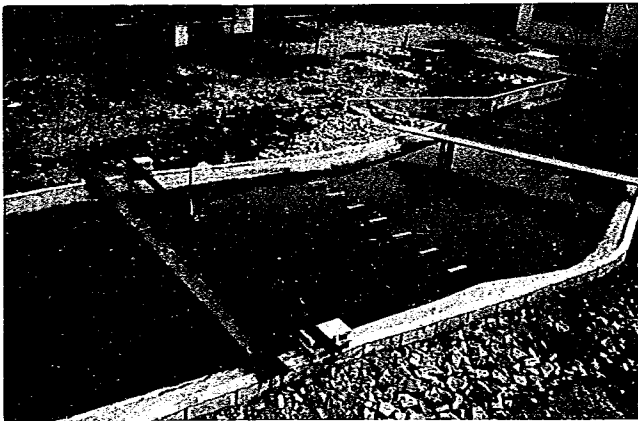


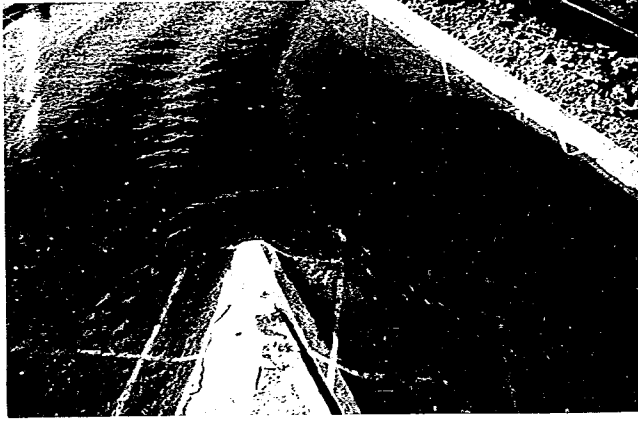
写真-67

23^kの右岸より下流部を。



〔第10次案〕

写真-68



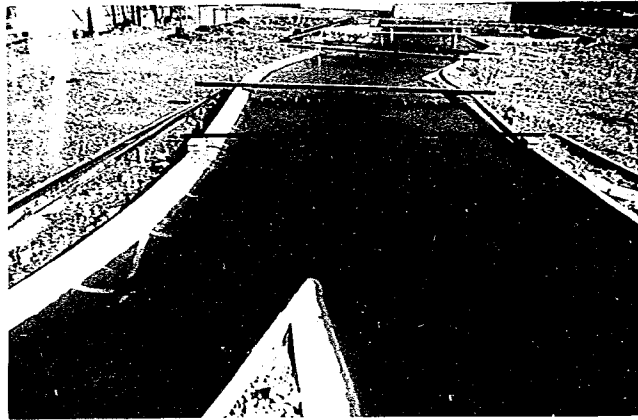
$$\Sigma Q_{\equiv} = 960 \frac{m^3}{s}$$

$$Q_{\equiv} = 610 \frac{m^3}{s}$$

$$Q_{分} = 350 \frac{m^3}{s}$$

分流点付近の流況を
下流部より。

写真-69



$$\Sigma Q_{海} = 860 \frac{m^3}{s}$$

$$Q_{海} = 510 \frac{m^3}{s}$$

$$Q_{海} = 350 \frac{m^3}{s}$$

分流点付近の流況を
上流部より。

〔第11次案〕

写真-70



最終案形状

$$\Sigma Q_{\equiv} = 960 \frac{m^3}{s}$$

$$Q_{\equiv} = 560 \frac{m^3}{s}$$

$$Q_{分} = 400 \frac{m^3}{s}$$

分流点付近の流況を
上流部より

(第11条)

写真-71

分流点付近の流況を
34^kより。

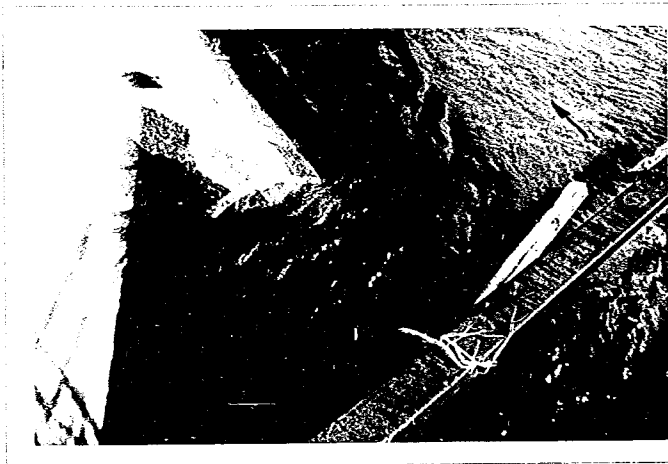


写真-72

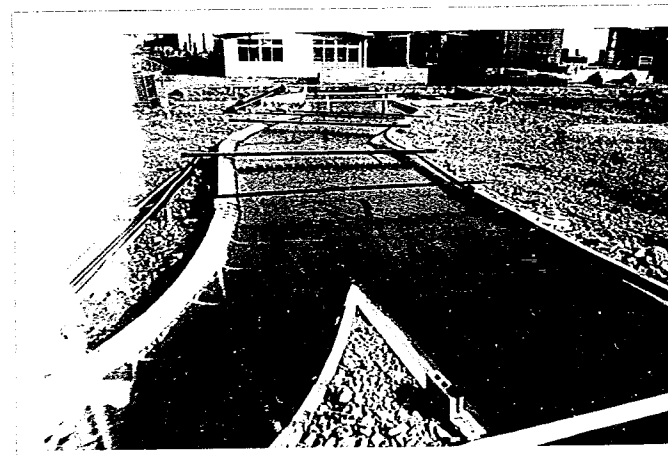
分流点付近の流況を
下流部より。



写真-73

$$\begin{aligned}\Sigma Q_{\text{海}} &= 910 \frac{m^3}{s} \\ Q_{\text{海}} &= 510 \frac{m^3}{s} \\ Q_{\text{分}} &= 400 \frac{m^3}{s}\end{aligned}$$

合流点付近の流況を
上流部より。



〔第11次案〕

写真-74

$$\Sigma Q_{\text{三}} = 600 \frac{m^3}{s}$$

$$Q_{\text{三}} = 303 \frac{m^3}{s}$$

$$Q_{\text{分}} = 297 \frac{m^3}{s}$$

38^k 付近より下流分
流点付近の流況



写真-75

分流点付近の流況を
34^k 付近より。

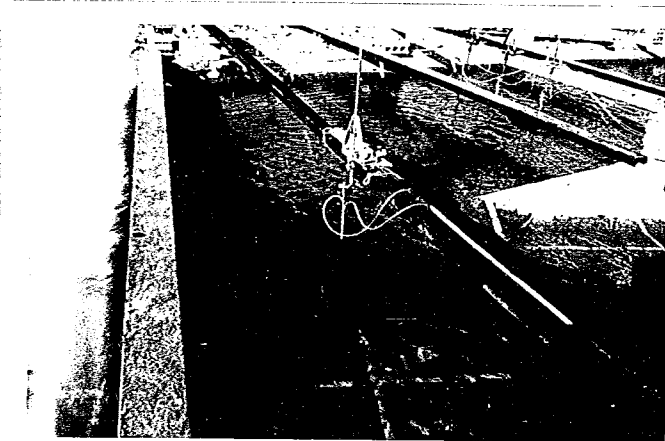


写真-76

$$\Sigma Q_{\text{海}} = 627 \frac{m^3}{s}$$

$$Q_{\text{海}} = 330 \frac{m^3}{s}$$

$$Q_{\text{海}} = 297 \frac{m^3}{s}$$

合流点付近の流況を
26^k 付近より。



〔第11次案〕

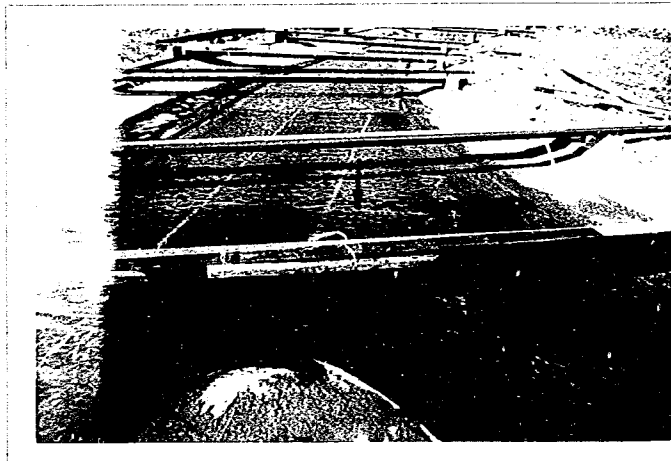


写真-77

$$\Sigma Q_{\text{三}} = 300 \frac{m^3}{s}$$

$$Q_{\text{三}} = 147 \frac{m^3}{s}$$

$$Q_{\text{分}} = 153 \frac{m^3}{s}$$

分流点付近の流況を
下流部より。

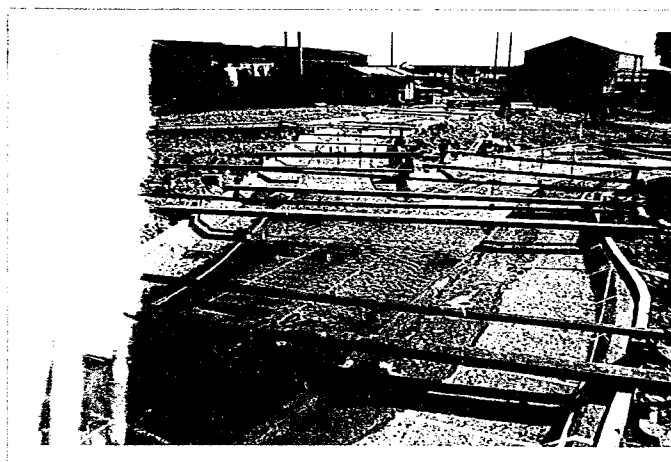


写真-78

分流点付近の流況を
3.8^k 付近の右岸より。

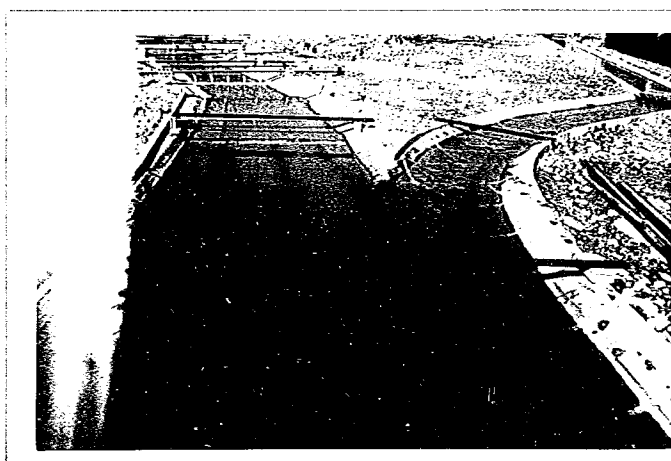


写真-79

$$\Sigma Q_{\text{海}} = 353 \frac{m^3}{s}$$

$$Q_{\text{海}} = 200 \frac{m^3}{s}$$

$$Q_{\text{分}} = 153 \frac{m^3}{s}$$

合流点付近の流況を
下流部より。