



土木研究所資料

第 761 号

関屋分水路模型実験報告書

昭和 47 年 3 月

建設省土木研究所

篠崎試験所

土 屋 昭 彦
松 山 宣 信
~~松 下 宣 信~~
馬 場 亨
西 田 祥 文

ま え が き

本報告書は北陸地方建設局の依頼により、昭和42年度から昭和46年度にわたり、実施した関屋分水路に関する水理模型実験の結果をまとめたものである。

検討した内容の概要は分水路の開削に伴う分流点の処理と、分水路河口に設置した河口水門の水理的な維持管理上の問題等である。

なお、分水路の河口部に関しては昭和43年度に、分流点の処理については昭和45年および46年度に実験した。

本実験および解析に参加した土木研究所の要員は次のとおりである。

土 屋 昭 彦 赤羽支所・河川研究室長

松 山 宣 信 篠崎試験所長

馬 場 亨 研 究 員

西 田 祥 文

目 次

I	概 要	1
	〔1〕 計 画 概 要	1
	〔2〕 模 型 概 要	6
II	河口堰による砂州のフラッシュ	8
	〔1〕 実 験 準 備	8
	〔2〕 実 験 の 条 件	12
	〔3〕 実 験 の 方 針	15
	〔4〕 実験経過および結果	16
	〔5〕 実験結果の検討および前実験との比較	52
III	分流点の処理	57
	〔1〕 実験準備および条件	57
	〔2〕 実験の方針とその概要	61
	〔3〕 実験結果とその考察	65
IV	結 論	91
	〔1〕 河口閉塞対策	91
	〔2〕 分流点の処理	92

I 概 要

(1) 計 画 概 要*

a 計画高水流量

一応 $3.200 m^3/s$ とし、将来流量増のある場合には床張り等により疎通能力の増大を図る。

b 計画河床高

可動堰より下流の施工河床高は $T.P - 4.00 m$ (計画河床高は $-4.80 m$ ($0.80 m$ は沈下量))。

№ 120 断面 (分派点) における施工河床高は $T.P - 3.00 m$ (計画河床高は $-3.40 m$)。

途中は両地点を直線的に結んだ高さで、施工河床勾配は $1 : 2.380$ 。

c 計画河口潮位

$T.P + 2.20 m$ を河口潮位とし、自然流下方式のために可動堰地点まで水平。

d 分水路平面形状

可動堰より下流の水路底巾は $22.20 m$ で法線間隔は $24.40 m$ 、上流にいくに従って直線的にせばまり № 13 ~ 67 断面間で底巾 $19.50 m$ 法線間距離は $21.956 \sim 22.248 m$ と上流に広がり、上流端の № 120 断面では底巾 $27.20 m$ 法線間距離 $29.896 m$ と広がって本川筋にすりつけ、№ 59 断面および № 94 断面附近に 2 つの曲線を入れている。この概略図は図 - 1 に示す。

e 計画高水位

可動堰より下流は $T.P + 2.20 m$ 、№ 10 断面では $T.P + 2.49 m$ で $1 : 830$ の水面勾配、№ 90 断面においては $T.P + 3.58 m$ でこの間 $1 : 1,480$ の勾配、分派点にあたる № 120 断面では $T.P + 3.79 m$ で水面勾配は $1 : 2,730$ 。その縦断図は図 - 2 に示す。

f 標準断面形状

堤防天端巾 $7.0 m$ 、余裕高 $2.30 m$ 、法勾配 $1 : 2$ 、法尻より $5.0 m$ の小段を有し直に河床と接している。そのコーピング (coping) 高は № 67 断面までが $T.P + 1.20 m$ で № 100 断面における高さが $T.P + 1.75 m$ でその勾配は $1 : 1,200$ 、№ 120 断面では $T.P + 1.85 m$ で勾配は $1 : 4,000$ 、単断面、その標準断面形は図 - 3 に示す。

g 可動堰

位置は № 1 断面上で海岸汀線より約 $180 m$ 、河口より $220 m$ 上流地点に設け、施工敷高は $T.P - 4.00 m$ 計画敷高は $T.P - 4.80 m$ (沈下量 $0.80 m$)、経間は $4.420 m$ (純経間 $4.120 m$) の五経間、両岸に魚道を有し、水叩は上流側コンクリート床版 $1.50 m$ コンクリート・ブロック床版 $2.00 m$ 粗朶沈床部分 $1.00 m$ の合計 $4.50 m$ 、下流側はコンクリート床版部分 $4.50 m$ コンクリート・ブロック床版 $3.00 m$ の合計 $7.50 m$ 、堰柱長 $1.90 m$ を加えると可動堰全体の長さは $13.90 m$ になる。その略図は図 - 4 に掲げる。

* 旧信濃川 閘屋分水路全体計画資料 昭和 41 年 12 月 北陸地方建設局

図-1 関屋分水路計画平面図
縮尺 1:20,000

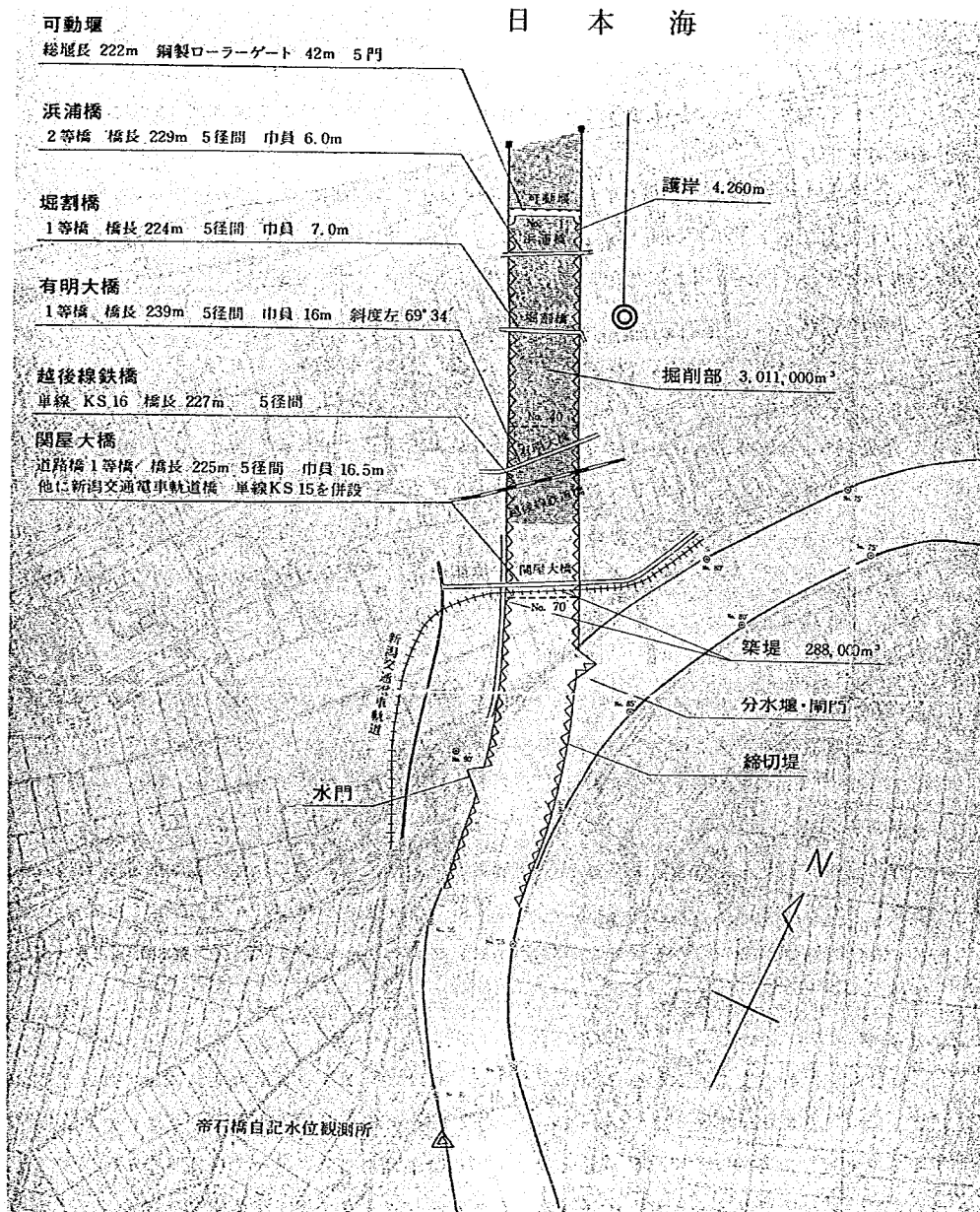
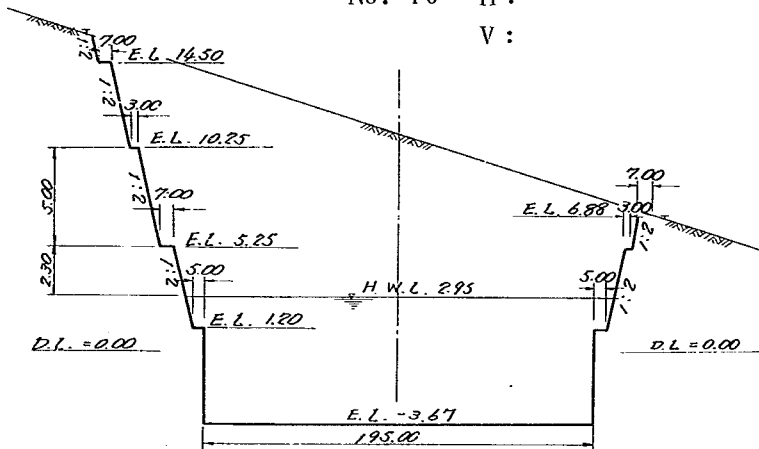


圖-3 閘屋分水路標準断面図

切取部横断面図

No. 40 H:

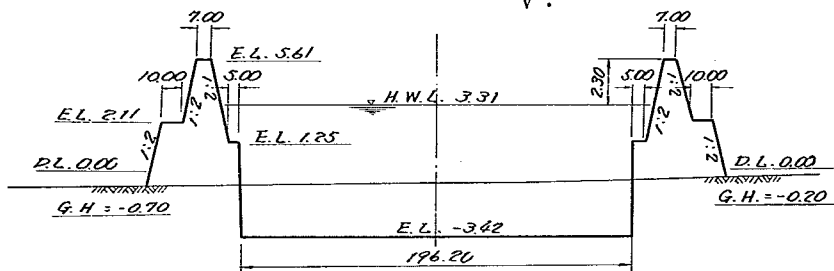
V:



築堤部横断面図

No. 70 H:

V:



築堤標準横断面図

H:

V:

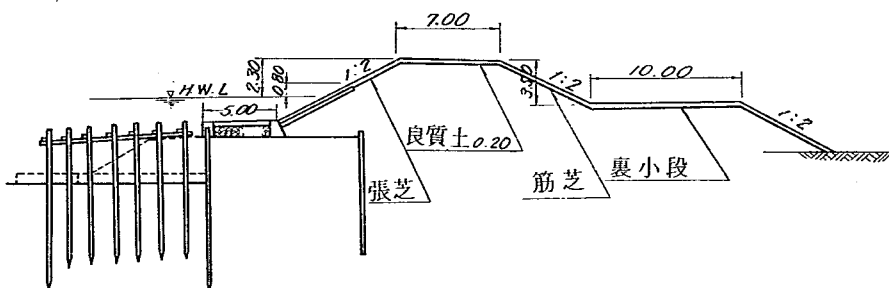


図-4 可動堰付近模型概要 縮尺 1:1,500

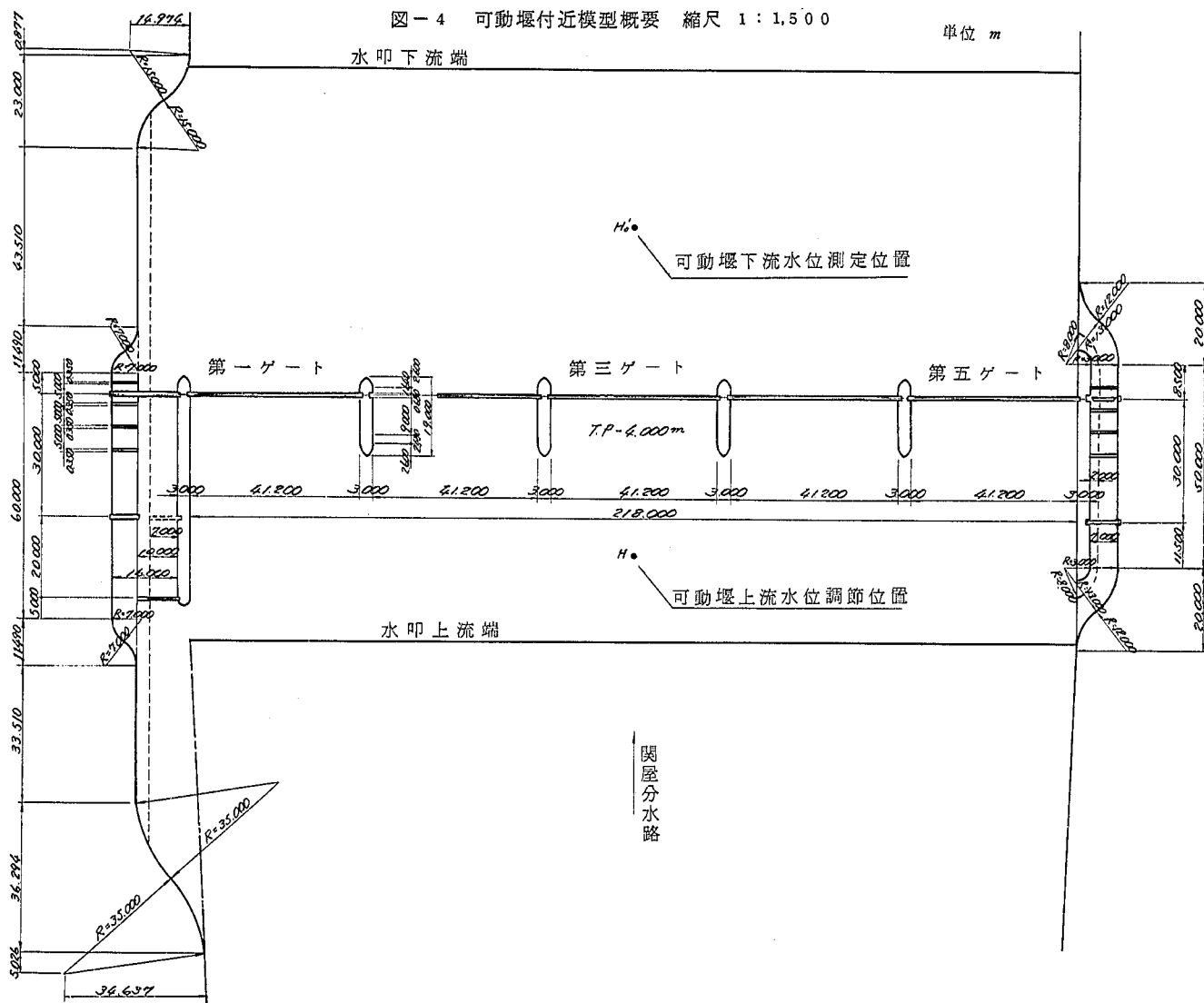
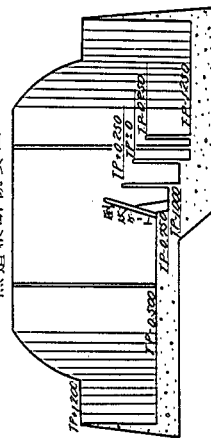
單位 m 

圖 要 概 斷 縱 道 魚



(2) 模 型 概 要

a 模型の縮率

水理的に小縮率を要請されていることと実験場の制限による二条件から幾何学的縮尺を 1/40 に決定した。ちなみに前回および前々回の縮尺は 1/60 であった。従って諸水理量の縮率はフルードの法則により下記のとおりとなる。

水 深 縮 尺	$1 : \ell$	$1 : 40$
流 量 縮 尺	$1 : \ell^{\frac{3}{2}}$	$1 : 10.119.3$
流 速 縮 尺	$1 : \ell^{\frac{1}{2}}$	$1 : 6.3246$
時 間 縮 尺	$1 : \ell^{\frac{1}{2}}$	$1 : 6.3246$
粗 度 縮 尺	$1 : \ell^{\frac{1}{6}}$	$1 : 1.8493$

b 模型の範囲

問題点解析に必要な模型の範囲として次に掲げる区間を採用した。

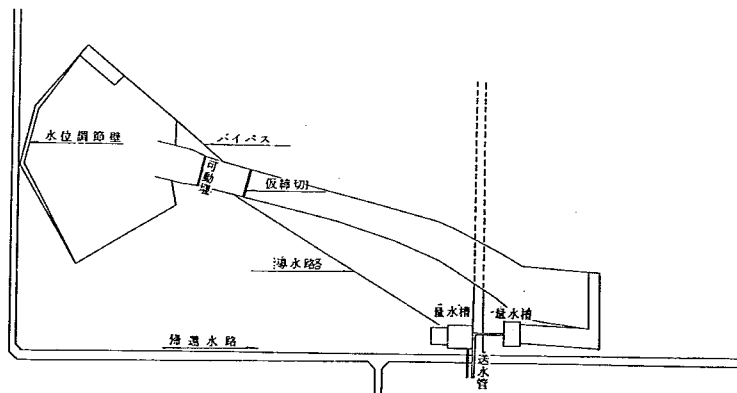
上 流 端 № 3 1 断面（帝石橋）

下 流 端 № - 1 2 断面（右 岸）

海 浜 部 約 0.8 Km²

その概要は図 - 5 に示した。

図 - 5 模型平面概要図 縮尺 1 : 1,000



c 模型製作

分水路およびその河川構造物の製作にあたってはすでに計画概要でふれた北陸地方建設局の「関屋分水路全体計画資料」により、河床縦断は計画河床高ではなく沈下量を見込んだ施工河

床高を用いた。

分流点より上流の本川部分は昭和42年度に旧信濃川工事事務所が約100m間隔に実測した横断、7断面を基礎に平面図等を参考として、現地に極力忠実に連結しモデル化した。

西川および分派点より下流の本川のとりあつかいは洪水時の合流、分流量を無視し一応模型製作段階では支派川を除外して暫定計画線による水門の方向を考慮した法線で表わした。

海浜部の製作は図-5に示すような模型で約500m² 深さ0.7mの水槽をつくり、新潟県信濃川工事事務所が昭和41年に測定作成した深淺図をもとに、計画河口を中心として巾が約17m(680m)*、沖に約12m(480m)* くらいの面積を有する部分の海底を縮少再現した。ただし河道延長上の海底は、河口巾だけを、水叩高(-4.0m)で水平に開さくした状態にしてある。

模型構成材料はモルタルで、移動床実験のために河川構造物以外の河床などに相当する部分は、4.0mだけ相対的に低下させて作製した。

• 実物値を示す。今後ことわりがない限り実物値を示す。

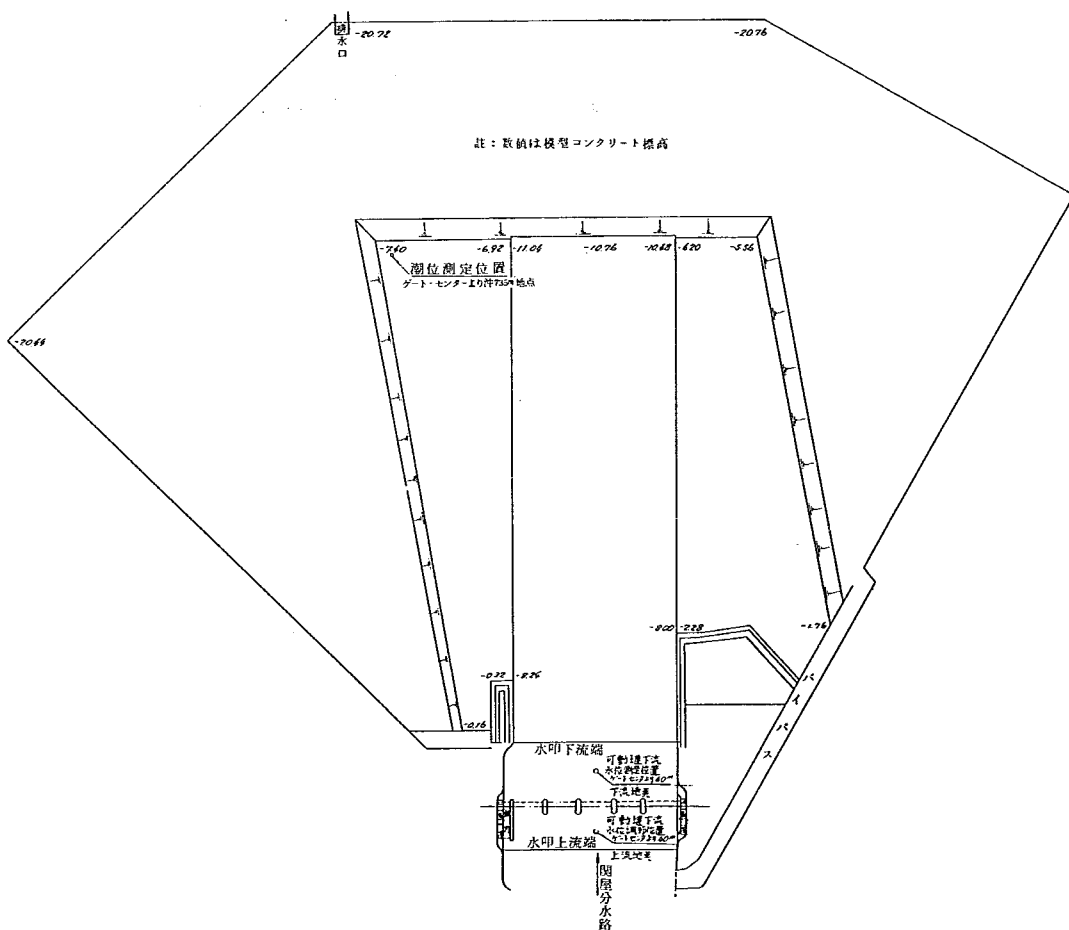
Ⅱ 河口堰による砂州のフラッシュ

(1) 実験準備

a 潮位調節

河口潮位を与える地点は潮位が流れに影響されない現汀線より約 600 m 沖合に 460 m 離して 2 点設け、水面に勾配がつかないようにした。図-6 参照

図-6 海部模型概要図



b 河道貯溜制限

砂州のフラッシュ効果測定には上流河道は不要である上に、実験初期に河道内貯留時間を要

し、水位が不安定となるので可動堰上流 400 m で締切り、可動堰上流水位の調節作業を簡単にした。洪水対象実験は全河道を用いた。

c 砂州構成材料の相似律

砂州構成材料は、前回および前回実験同様にスチロール系樹脂スタイロンを用いた。

スタイロンの比重は 1.05、平均粒径 0.7 mm では前回と等しく、特性および相似律などは前掲報告書（その 2）の P 66 を参照されたい。

d 粗度係数の検討

Manning 公式と平均流速の対数公式より粗度係数は

$$n = \frac{R^{\frac{1}{6}}}{\sqrt{g} \cdot \frac{v}{v_*}} \quad \text{..... (1)}$$

$$\frac{v}{v_*} = A_0 + \frac{1}{K} I_n \frac{R}{k}$$

であらわすことができ、

ここに R : 径深 (m)

g : 重力の加速度, 9.8 (m/sec²)

v : 平均流速 (m/sec)

$v_* = \sqrt{\tau_0 / \rho}$: 水路潤辺の平均摩擦速度 (m/sec)

$\tau_0 = \rho \cdot g \cdot R \cdot I$: 潤辺の平均せん断応力

ρ : 流体の密度, I : エネルギー勾配

K : カルマン常数

k : 潤辺の粗滑の高さをあらわす値

A₀ : 潤辺の粗滑、水路断面形状および水流の特性など流速分布に関与する諸要素の関数と考えられる積分常数項

上式を用いて、可動堰下流におけるフラッシュ時（開口巾 40 m、水深 6.0 m）の粗度係数を実験値で逆算してみると、 $n_p \approx 0.037$ となり計画粗度の 0.0275 よりも約 30% 強の値を示しているが、水門からの流れは複雑なために断面のとりかたがかなりむづかしく、正確な値をえることは困難である。

また、潤辺の不規則性を考える時、粗度係数は大きく出る傾向があるから、フラッシュ時の現地粗度は 0.035、模型値では 0.020 程度と思われる。

e 流砂量および時間縮尺の検討

模型と現地の流況の相似は、掃流現象を相似にしなければならない。掃流現象の相似は流砂量を相似にすればよく、そのためには実物と模型の間に次のような関係が成立すればよい。

流砂量公式*

$$q_B \cdot \left(\frac{\sigma}{\rho} - 1 \right) \cdot \frac{g}{\left(\frac{\tau_c}{\rho} \right)^{\frac{1}{2}}} = \varphi \cdot F \left(\frac{\tau_c}{\tau_c} \right) \quad (2)$$

従って流砂量の縮尺は

$$\frac{q_{BP}}{q_{BM}} = \ell^{\frac{1}{2}} \cdot \frac{F \left(\frac{\tau_c}{\tau_c} \right)_P}{F \left(\frac{\tau_c}{\tau_c} \right)_M} \cdot \frac{\varphi_P}{\varphi_M} \cdot \frac{(\sigma_M - \rho)}{(\sigma_P - \rho)} \quad (3)$$

で求めることができる。ここに

σ : 移動物質の粒子密度 (g/cm^3)

添字 P, M : 現地および模型の値を表わす。

$\tau_c = \rho \cdot g \cdot H \cdot I$, 掃流力 ($gr \cdot cm/s^2/cm^2 = dyne/cm^2$)

H : 水深 (cm)

I : エネルギー勾配

φ : Manning の粗度係数 n の関数

$n > 0.025$: $\varphi = 0.623$, $n < 0.025$: $\varphi = 0.623 (40n)^{-3.5}$

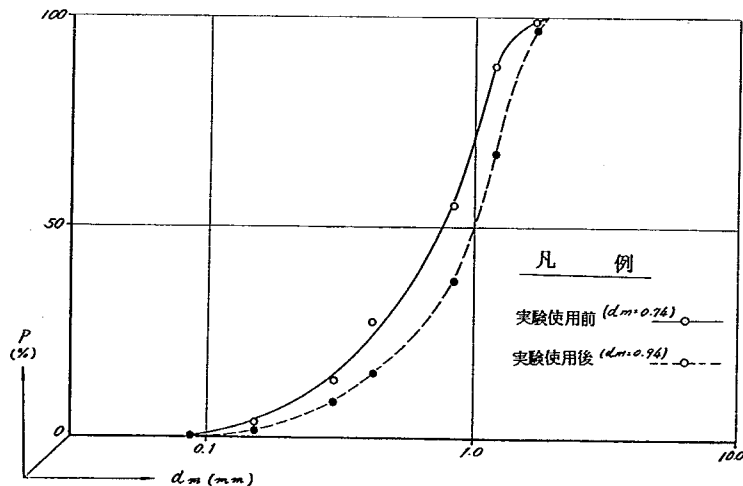
F : τ_c/τ_c の値によって決まる関数

$\tau_c = \phi \cdot (\sigma - \rho) \cdot g \cdot dm$ 限界掃流力 ($dyne/cm^2$)

ϕ : $(\sqrt{\tau_c/\rho} \cdot dm)/r$ の関数

$dm_P \cdot (\sigma_P - \rho) = \ell \cdot dm_M \cdot (\sigma_M - \rho)^{**}$, dm : 掃流物質の粒径 (cm)

図-7 スタイロン粒径加積曲線



* 佐藤・吉川・芦田公式, 水理公式集 P112

** 実験中に小粒径のスタイロンは流失し, 実験後には平均粒径が若干大きくなっていることを図-7は示している。またシルト分が混入して, いく分か比重にも影響を与えている事も考えられる。

時間の縮尺は次式の河床変動の連続式と(3)式の流砂量公式とにより

$$\frac{\partial Z}{\partial t} + \frac{1}{(1-\lambda) \cdot B} \cdot \frac{\partial B \cdot q_B}{\partial x} = 0 \quad \dots\dots\dots (4)$$

$$\frac{T_P}{T_M} = \ell^2 \cdot \frac{(1-\lambda_P)}{(1-\lambda_M)} \cdot \frac{q_{BM}}{q_{BP}} \quad \dots\dots\dots (5)$$

$$= \ell^{\frac{1}{2}} \cdot \frac{(1-\lambda_P)}{(1-\lambda_M)} \cdot \frac{(\sigma_P - \rho)}{(\sigma_M - \rho)} \cdot \frac{\varphi_M}{\varphi_P} \cdot \frac{F(\frac{\tau_o}{\tau_c})_M}{F(\frac{\tau_o}{\tau_c})_P} \quad \dots\dots\dots (5)'$$

T : 時間

λ : 掃流物質の空隙率の 1/100

B : 通水巾

流砂量および時間の縮尺を(3)式と(5)式で与えられるものとして、各々を計算するとおおよそ流砂量縮尺は 1 : 35 , 時間縮尺は 1 : 70 程度となった。

しかしこれらの計算は浮遊形態で輸送される掃流物質を考慮しておらず、必ずしも現地と模型に表われる現象を忠実に表現していないことも考えられるので参考のために浮遊土砂を包含した全流砂量を対象とする場合の相似律の傾向を Laursen* 公式を用いて検討してみた。

$$\frac{q_B'}{q} = \frac{1}{265} \cdot \left(\frac{dm}{H}\right)^{\frac{7}{6}} \cdot \left(\frac{\tau_o'}{\tau_c} - 1\right) \cdot f\left(\frac{v_*}{w_o}\right) \quad \dots\dots\dots (6)$$

ここに、 q_B' : 全流砂量

q : 流量

$$\tau_o' = 0.017167 \cdot v^2 \cdot \left(\frac{dm}{H}\right)^{\frac{1}{3}} \quad (\text{dyn/cm}^2) \quad \dots\dots\dots (7)$$

$f\left(\frac{v_*}{w_o}\right)$: 摩擦速度と沈降速度で定まる定数

v : 平均流速

$$\therefore \frac{q_{BP}'}{q_{BM}'} = \ell^{\frac{3}{2}} \cdot \frac{(\sigma_M - \rho)^{\frac{7}{6}}}{(\sigma_P - \rho)^{\frac{7}{6}}} \cdot \frac{(\tau_o' - \tau_c)_P}{(\tau_o' - \tau_c)_M} \cdot \frac{f\left(\frac{v_*}{w_o}\right)_P}{f\left(\frac{v_*}{w_o}\right)_M} \quad \dots\dots\dots (8)$$

また時間の縮尺は(5)式と同様に

$$\frac{T_P'}{T_M'} = \ell^2 \cdot \frac{(1-\lambda_P)}{(1-\lambda_M)} \cdot \frac{q_{BM}'}{q_{BP}'} \quad \dots\dots\dots (9)$$

$$= \ell^{\frac{1}{2}} \cdot \frac{(1-\lambda_P)}{(1-\lambda_M)} \cdot \frac{(\sigma_P - \rho)^{\frac{7}{6}}}{(\sigma_M - \rho)^{\frac{7}{6}}} \cdot \frac{(\tau_o' - \tau_c)_M}{(\tau_o' - \tau_c)_P} \cdot \frac{f\left(\frac{v_*}{w_o}\right)_M}{f\left(\frac{v_*}{w_o}\right)_P} \quad \dots\dots\dots (9)'$$

で求めることができる。

計算の結果、流砂量縮尺 1 : 20 , 時間縮尺は 1 : 120 となり、佐藤・吉川・芦田公式の掃流形態のみを対象として計算した場合よりも約 60 % 弱、流砂量縮尺では小さく、時間縮尺では大きくあらわれている。

f 縮尺の結論

以上の検討は平水流量で通水流積を巾 40 m , 水深 6.0 m と仮定した場合の結果であり、すでにみてきたように砂州構成材料の輸送形態によって相当の開きが両縮尺ともあることがわかった。

また各公式自体、その計算値の真実性は各方面で議論されているところであり、スタイロンと砂の相似律についても不確定な要素をいくつか残している。

つまるところ上の縮尺は模型の現地に対する定性的な傾向を把握するための一資料程度に考えておくことが妥当と思われる。従って今後時間については原則として模型時間で報告する。

(2) 実験の条件

実験の各条件は事務所の要望、現地における諸現象の解析、等により取捨選択して次のように与えた。

a 潮 位

前回の実験同様に、平均潮位である T.P + 0.35 m 1 ケースにとどめた。

b 流 量

前実験では、50 , 100 , 150 , 200 m³/s の 4 ケースであったのに対し、今回は小流量によるフラッシュ効果は期待できないという前の結論および本川筋の維持流量を考慮した結果、平水流量として 100 m³/s , 170 m³/s , および 270 m³/s の 3 流量と昭和 36 年 8 月出水の実績洪水 (ピーク流量 1,600 m³/s) 波形 * の 4 ケースを対象とし、計画高水流量は除外した。

c 可動堰上流水位

平水位は各種用水の確保、地下水位の維持および過去 2 回の実験結果による「フラッシュ効果は水門上流水位が高いほどよい」などの高く保たねばならない傾向と、内水排除などから低くおさえたい傾向を包含している。

このように相異った性格をおびている可動堰上流水位は、前回の T.P 0.9 , 2.0 , 3.0 m に対し T.P 0.8 , 1.60 m の 2 ケースと決定された。

* 実測上、帝石橋において $Q = 86.29 \cdot (H + 1.67)^2$ ただし H の適用範囲は 1.10 m ~ 2.40 m の関係式を得ている。

d 波

先に当研究所の海岸研究室が「波の可動堰におよぼす諸影響^{*}」についての模型実験を実施し、計画河口附近に來襲する波の規模を現地観測資料から

有義波の最大波高 $H_{1/3\max} : 6.00 \sim 6.50 \text{ m}$

“ 周期 $T_{1/3\max} : 12.0 \sim 14.0 \text{ sec}$

有義波の最多波高 $H_{1/3\max} : 1.00 \text{ m}$ 前後

“ 周期 $T_{1/3\max} : 6.0 \sim 8.0 \text{ sec}$

と決定しているので、今回の実験では波高 $H = 2.5 \text{ m}$ 、周期 $T = 8 \text{ sec}$ を採用し、波向については波のフラッシングに対する定性的な作用を観察するだけにとどめ、河口部延長方向より直進する 1 ケースだけとした。

e 河口砂州

砂州の位置および規模は、波の大きさや方向、海底の特性、沿岸流の影響をうける漂砂や上流からの流送土砂等々非常に多くの要素によって左右され、決まってくるものと思われ、議論しがたく予見の困難な問題である。

今回の実験においても前回同様に、水門下流 60 m （水叩は更に下流に 15 m 程度有）地点より汀線までは砂州高 $T.P. 2.0 \text{ m}$ とし、汀線から沖には前回、徐々に海底にすりつけていたのに対し今回は現況海底勾配で約 260 m 沖合まで突出させ、スタイロンの安息角で海底にすりつけ、実績洪水以外の実験の河口砂州の初期条件として共通とした。

なお模型左岸導流堤沿いに前回同様巾 15 m の水路をあらかじめ開削しておいた^{**}。その概要は図-8 に示す。

f 操作する水門

前回の実験で「フラッシュ効果は水路の対岸の水門を開放する方がよりあがる」との結論をみているので、右岸第五水門（水門 № は図-4 参照）の開放を原則とし、また上の結論の正当性をチェックするため第三（真中）、第一（左岸）水門を操作した。

なお実績の洪水に対しては全門を全開にした。

以上、諸条件を組合せ必要最少限度の実験ケースを表-1 に示すごとく作成した。その合計は 10 実験で、内洪水実績ケースについては № 9 実験と連続的に実施した。

* 関屋分水路可動堰模型実験報告書 第 360 号 昭和 43 年 3 月 建設省土木研究所

** 前掲報告書（その 2） 第 126 号 P 66 参照

图-8 河口部砂州堆積狀態圖 縮尺 1:3,000

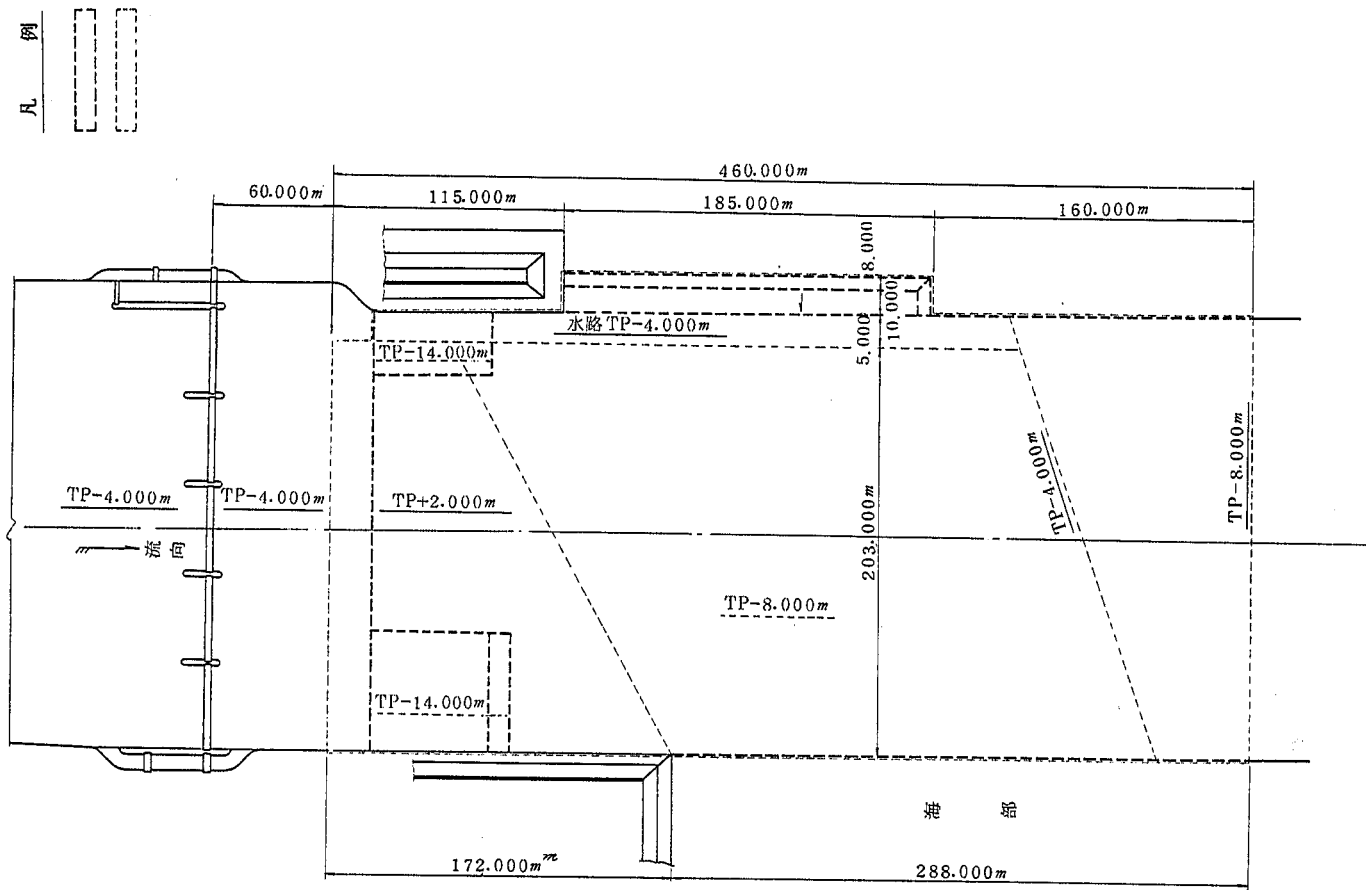


表-1 実験ケース一覧表

○：水門全開

⊖：水門部分開放

実験 番号	実 験 条 件									
	流量(Q)	水門上流 水位(H)	潮位(H ₀)	水 門 開 度		水 門 操 作				
	(m ³ /sec)	T.P.(m)	T.P.(m)	開始時	終了時	左岸側		右岸側		
				(m)		№ 1	2	3	4	5
1	100	0.800	0.350	1.20	1.08	—	—	—	—	⊖
2	"	1.600	"	0.52	0.52	—	—	—	—	⊖
3	170	0.800	"	2.00	1.56	—	—	—	—	⊖
4	"	1.600	"	1.20	1.00	—	—	—	—	⊖
5	270	0.800	"	全 開	2.54	—	—	—	—	⊖
6	"	1.600	"	1.60	1.60	—	—	—	—	⊖
7	170 270	0.800	"	1.00	1.32	⊖	—	—	—	⊖
8	170	"	"	2.20	1.64	—	—	—	—	⊖
9	"	"	"	2.20	1.40	—	—	⊖	—	—
10	450 1,600 1,350	—	"	全 開		○	○	○	○	○
										300
										180
										500
										300
										200
										255
										600
										300
										90
										165

(3) 実験の方針

a 局所洗掘

先に記したように模型はモルタル造り（一部造波装置移動部分はコンクリート）で、移動河床部分と海浜部中河道延長相当部分は河床および海底構成材料を4.0 m以上の厚さに敷きつめているが、水衝部等の洗掘の著しいと予想される部分は図-8に示すように操作水門の水叩下流および左岸導流堤の延長部を更にそれぞれ6.0 mと4.0 m切下げて洗掘現象に処する方針をとった。

b 波

先に海岸研究室で作製使用した造波装置^{*}を利用し水槽の側壁による干渉波は消波装置^{**}で防ぐことにしたが、モルタルで固めた海底の浅い部分における碎波等による干渉波は無視することにした。

c 流量と水門上流水位

操作する水門の位置および組合せごとに各水門の開度と上下流水位差に対する、アンダー・

* 同装置の機能および構造については前掲報告書（第360号）P18を参照

** サンフレックス・パッキングと称する綿花を加工した酢酸繊維素毛を金網ばりの木枠につめたもの

フローの特性は予備実験により把握し、ゲート開度によって調節した。

d 測定および観察

河口砂州の開口巾が可動堰直下流の水叩上の水位におよぼす影響を知るためと、実験条件である可動堰上流水位を与えるために、図-5に示すような河道中心線上で堰の上下流各40mの点で測定あるいは与えることにした。

フラッシュ進行中の砂州の変化状況は8ミリ撮影機による記録と、模型時間における10, 30, 60, 120, 180, 240, 300分時の変化進行状況をビニール・テープで40m(模型で1m)四方に区切った基盤目を基準として観測スケッチする方針を採った。また同時刻の写真撮影もおこなった。その中から必要と判断されるものだけを合せて報告する。

実験の終了は砂州が平衡状態におちつき砂州構成材料の移動が顕著でなくなった時をめぐとした。実験終了後は徐々に水槽より排水を行い、ラウンド標高で排水作業を中止し水面を安定させ、水ぎわを観測記載して等高線図とした。

(4) 実験経過および結果

a ケースNo.1 ($Q^* = 100 \text{ m}^3/\text{s}$, $H^* = 0.80 \text{ m}$, $G^{**} = \text{No. 5}$)

実験開始直後から20~30分間くらいにわたり可動堰と砂州にはさまれた水叩の大部分に、低流速の反時計方向の環状流況が見られた。

60分頃より砂州上流部の浸蝕されたスタイロンが水叩上の流速の小さい個所に堆積され、流水断面が制限されて浸蝕活動は一段と活発になり、更にゲート下流の水叩上の砂堆は発達する一方、同じ頃より左岸導流堤先端部から沖合にかけて堆積活動が発達し帯状の砂澁も発生するにいたる。

100分頃くらい経過すると、水叩終端部に浸蝕線が進み、右岸方向からの流れは左岸導流壁面に当り、水深方向の渦流を生じ、増々水叩の直下流の洗掘を促進させている。

180分頃、開口部より左岸導流堤に沿って沖に直進していた流れは、堆積による海底上昇のため、次第に扇形状に拡散する流れに変化し、砂澁は消えて全体が砂堆状になりきわめて緩慢に沖に前進している。流況もほぼまんべんなく拡散しているものの、不安定で流心とおぼしき主勢力も時には砂州上を流れて右によったり、左によってモルタル床下を流れたりする。

300分における、砂州上流部の浸蝕はきわめて遅くなり、海底附近で掃流されたスタイロンの補給として徐々に低いところへ、高い部分のスタイロンがズリ落ちていくような程度である。

この為、急激な変化も期待できないので実験は打切った。

なお、フラッシュ進行変化図は図-9に最終的な堆積、洗掘図は図-10に示した。

-
- フラッシュ流量
 - 可動堰上流水位
 - 操作ゲートの番号を示す

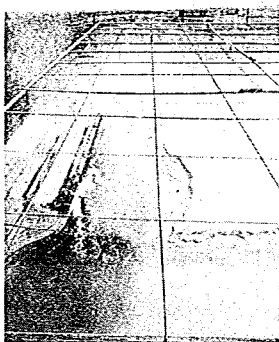


写真-No 1.1 60分経過時の左岸水路部附近のフラッシュ状況を上流より

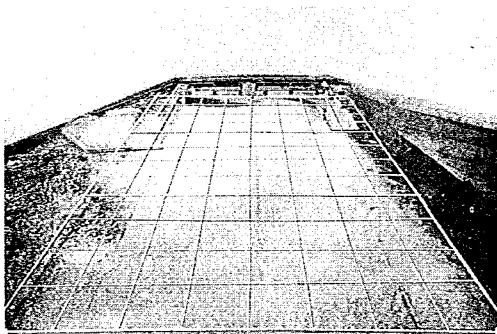


写真-No 1.2 60分経過時のフラッシュ状況を沖より

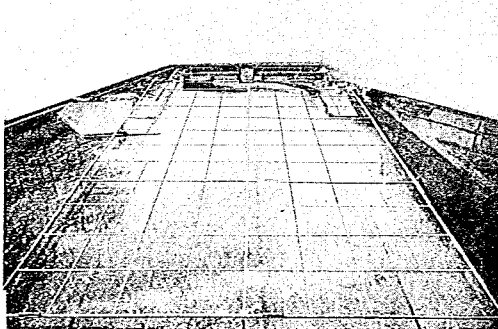
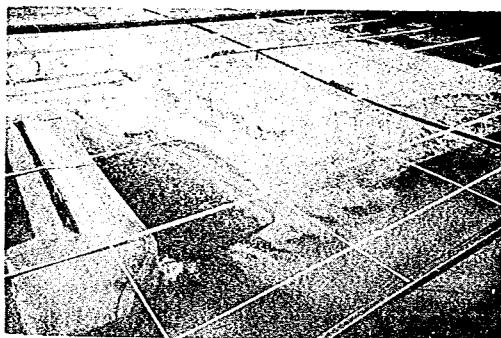
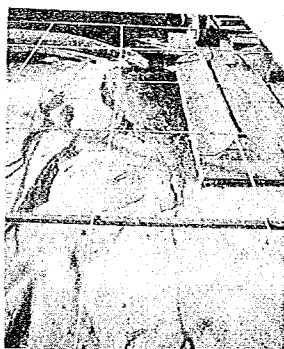


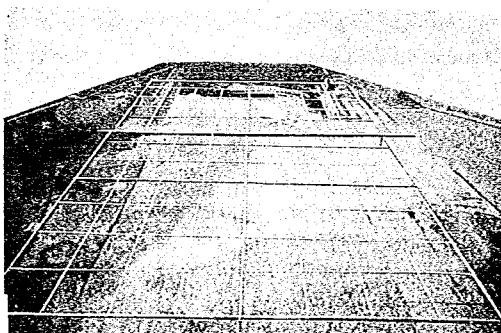
写真-No 1.3 120分経過時のフラッシュ状況を沖より。水路沖の砂堆変化に注目



写真一No.1.4 300分経過,通水中止後の水路部
流掃結果を左岸上流より



写真一No.1.5 フラッシュ結果を排水して水路部附近
を下流より見る。導流堤根入部の洗掘に注目



写真一No.1.6 フラッシュ結果を部分的に排出して
沖より見る

図-9 河口砂州 フラッシュ経過図 縮尺 1:3,000

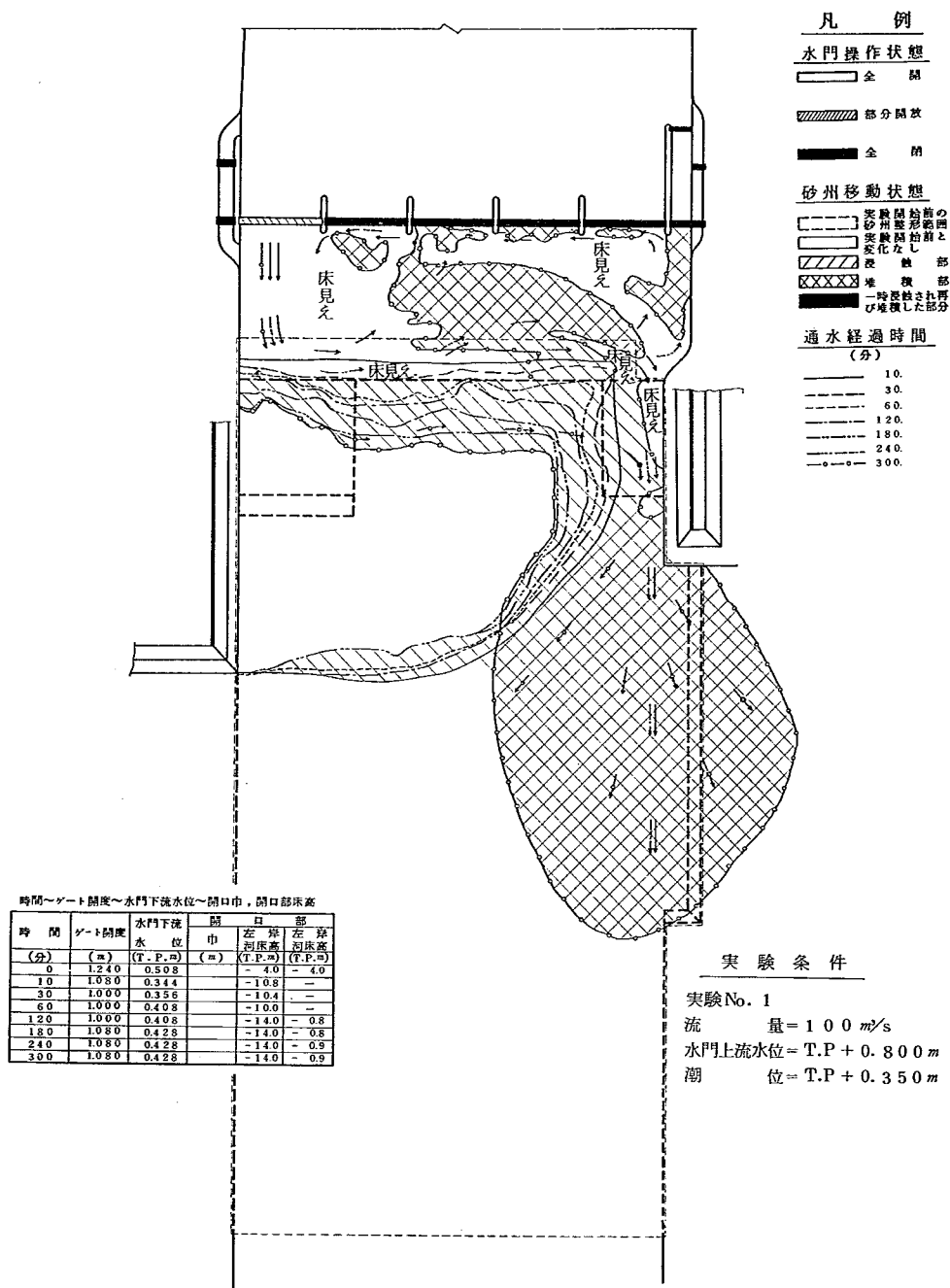
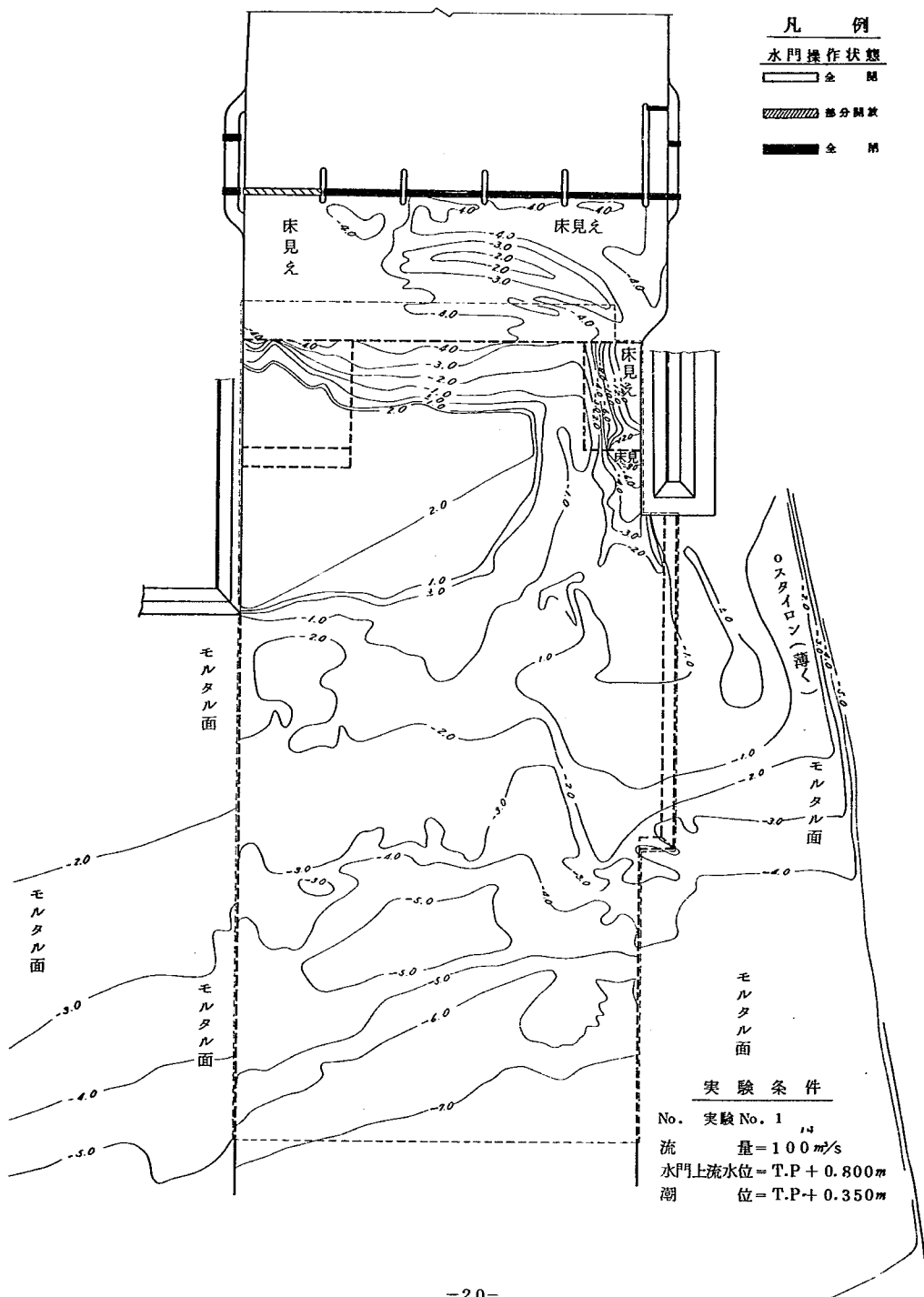


図-10 フラッシュ結果 等高線図 縮尺 1:3,000



b ケース No 2 ($Q = 100 \text{ m}^3/\text{s}$, $H = 1.60 \text{ m}$, $G = \text{No } 5$)

約10分頃までの流況は、No 1 ケースに比べ可動堰上下流の水位差が大きく激しく噴出した水束が、直進し右岸砂州前面の浸蝕崩壊活動を旺盛におこない、迂回流を生じる要素になっている。

その後、迂回流の作用により左岸開口部の上流から右岸 No 4 ゲート附近の水叩上に堆積の傾向があらわれだし、断面縮少のため掃流力は増大するものの水路の水深方向の洗掘はほぼ終り、この部分のフラッシュ力は低下している。

10分くらいで、水路部のフラッシュされたスタイロンは左岸導流堤突端附近より沖合にかけて堆積され、帯模様の砂澁を生じ、ケース No 1 より40～50分早く現象があらわれる。

中央より右岸側にかけての水叩上15m巾の砂州は30分も経過すれば完全にフラッシュされ、60分から120分程度のフラッシングで水叩下流端の洗掘は、水叩面より10m (T.P - 1.4m) にも達する。しかし、スタイロンの特性として砂に比べ、浮遊形態による輸送が容易な事と模型の構造が-1.40mまでしか洗掘されない点などを考慮する必要がある。

実験開始後120分頃より水路の先端にあらわれていた帯状の砂澁は消え、流線に沿った滑らかな面を持った砂堆に転じる。また海部への流出する流況も扇形状に拡散していたものが、海底の上昇とともに低い左方向に向う流れの勢力が強まる。一方右岸水叩下流端においても直下流の死水域相当部分は若干ではあるが埋戻され、モルタル面の露出は水叩下流端から250m下流あたりに移動する。

その経過と結果は図-11および12に掲げる。

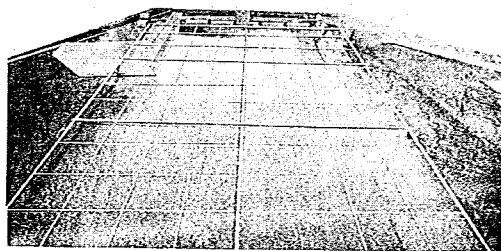


写真-No 2.1 30分経過時のフラッシュ状
況を沖より

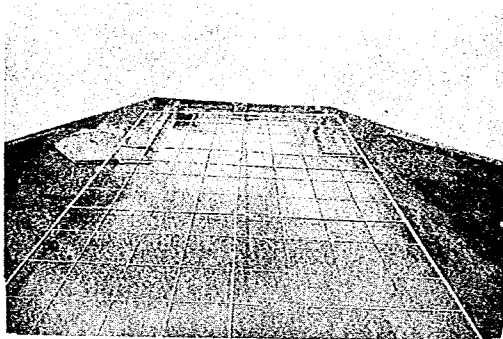


写真-No.2.2 120分経過時のフラッシュ状
況を沖より

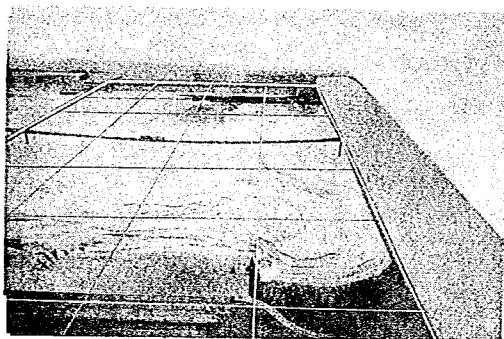


写真-No.2.3 180分経過後通水打ち切り水叩附
近のフラッシュ結果を左岸側より見る

図-11 河口砂州 フラッシュ経過図 縮尺 1:3,000

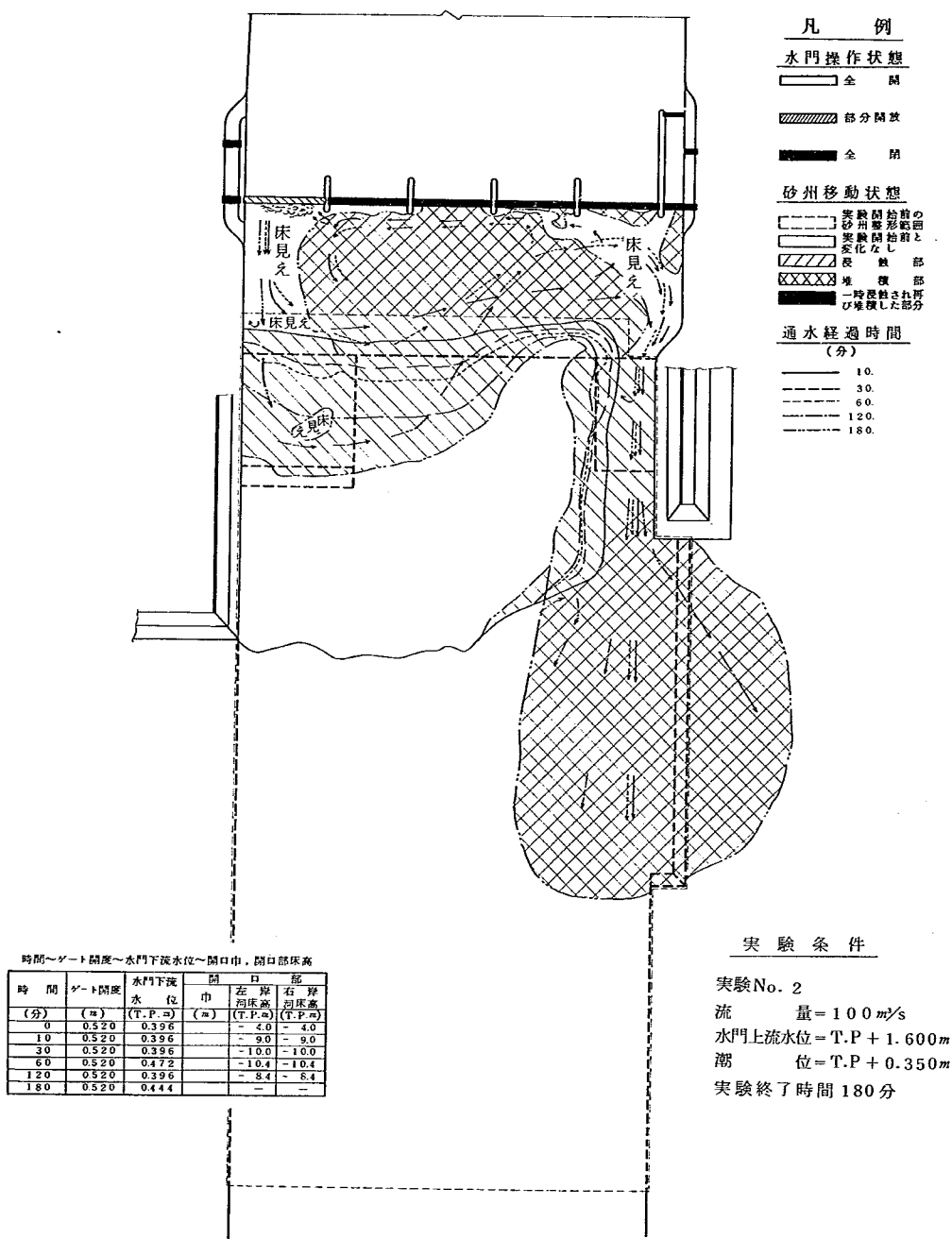
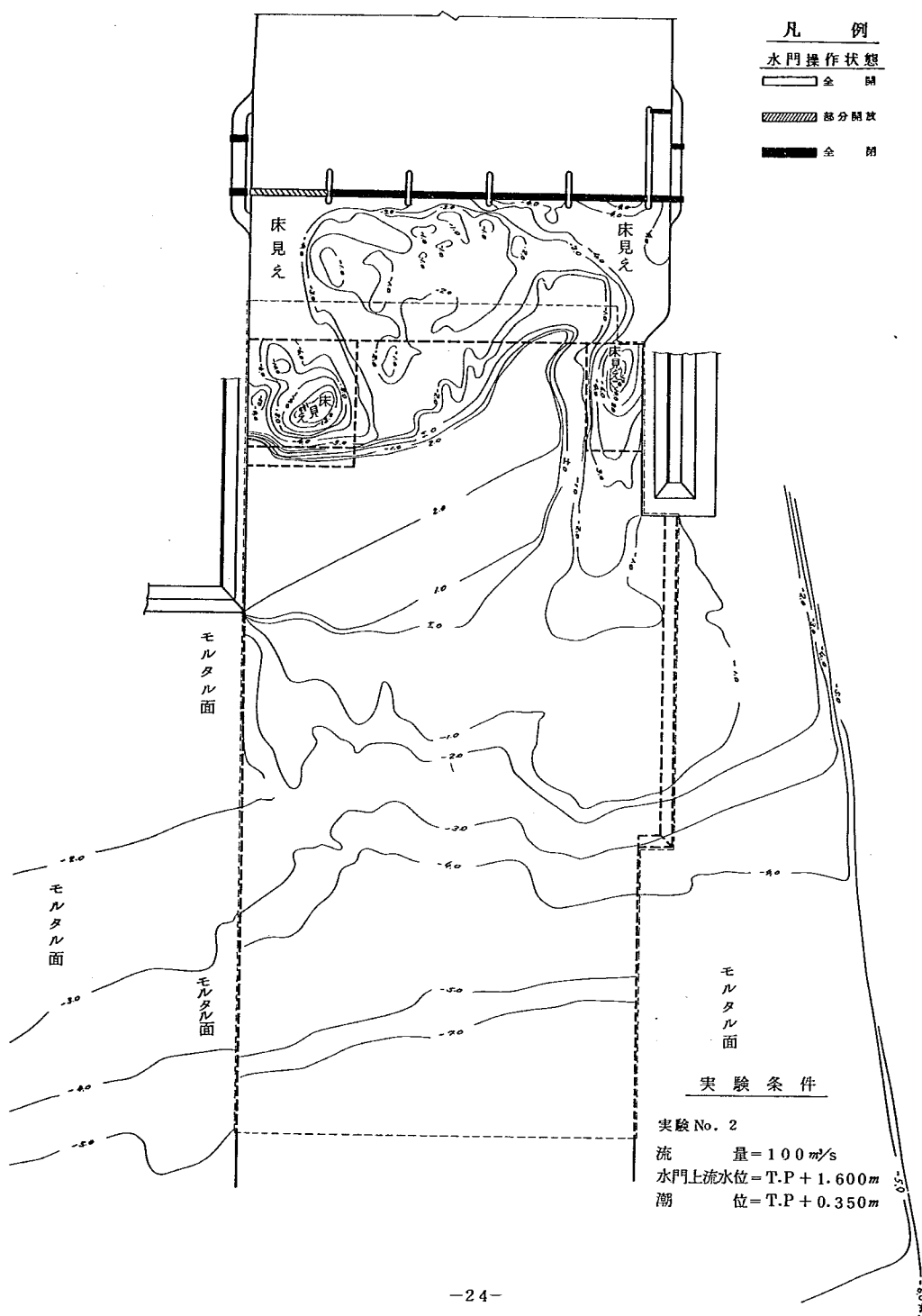


図-12 フラッシュ結果 等高線図 縮尺 1:3,000



c ケース No 3 ($Q = 170 \text{ m}^3/\text{s}$, $H = 0.80 \text{ m}$, $G = \text{No 5}$)

実験開始直後から前の二ケースに比べきわめて旺盛なフラッシュ活動が認められ、約10分で水叩上の砂州は流送された左岸水路部においては、右岸方向からの流れが水叩終端附近の導流壁に激しく当たり非常に複雑な潜流を呈し、ほぼ導流堤に見合う区間の河床の掃流は補給より流出が卓越してアンバランスである。

20分頃の左岸水叩下流個所における洗掘状況は最左岸でモルタル面が露出し右に行くに従って急勾配でスタイロンは残され、水面上の開口巾も前二ケースよりも大きい。

30～60分頃にかけて水路先端部の堆積部分に帯状の砂澁が明確にあらわれ、また水叩中央部に落されたスタイロンは直径40mぐらいの範囲でその高さは部分的には水面附近にまで発達する。

120分頃水通部の導流堤にはほぼ相当する区間の河床はモルタル面(−4.0m)までフラッシュされ、沖への流れは海底部が相対的に上昇し一時的ではあるがいく分か右方向に流の比重が移り、湾曲状態の流況を呈している。

水路の掃流が進行した為、流水断面が大きくなり全体として流速は低下している。水叩下流端の深掘された地点では比較的径の大きな水平渦を生じ、水叩の末端の垂直壁等の死水域は一部堆積され、急斜面ではないがすりばり形状に造形されてその中心部はやはりモルタル面を露呈している。また可動堰下流の水叩上は右岸第五ゲートの下流を除きほぼ全域が死水域化し、水は水門よりいったん140m附近まで流下し左岸の水叩末端部附近を目ざし溯上する。

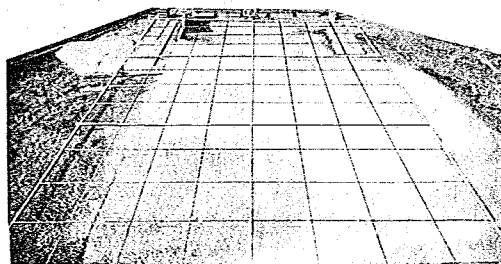


写真-3.1 60分経過時のフラッシュ状況を
沖より 水路沖の砂堆の大きさに注目

180分, 3時間経過した頃には水道先端に形成された砂堆によって新たにできた直径200mくらいの砂州が, それ自体フラッシュされはじめ汀線に平行して左方向に主勢は注がれた。水路と水叩の終端の接するあたりでは左岸より25mくらいの中モルタル面(TP-14.0m)まで掃流され, 右横方向から浮遊および掃流形態で輸送されてきたスタイロンはこの地点が渦流のため大部分が浮遊形態で下流に運ばれていく。また右岸の水叩下流部でも同様にモルタル露出面が拡大しつつあり, 水叩上の状況は120分頃とほぼ変らぬ状態である。

240分頃になるとフラッシュ効果はきわめて減退し, 180分頃と顕著な相違は認められないが, 左岸導流堤沖で左折していた流れは再び直進する勢力が復活しほぼ等しく分派するようになる。左折流はいったん堆積したスタイロンを掃流し, その為汀線方向にもモルタル面が露出しはじめ, その上流の分派点附近では砂澁の発生が認められるようになる。

300~360分経過後きわめて緩慢なフラッシュが継続されるが, 砂州上流端の浸蝕線は可動堰より約200m沖に後退し, 開口部の砂州の突端も次第にやせ, 流況も当初の迂回流からより直線的になり, それまで浸蝕線は

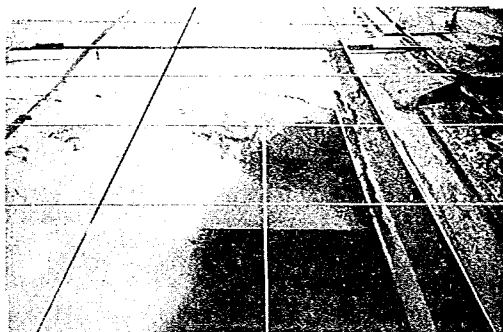


写真-№3.2 180分経過時の右岸操作水門下流の洗掘状況を上流より

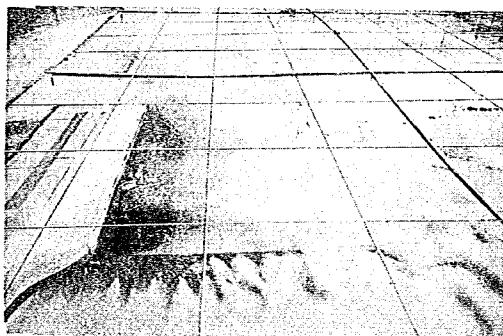


写真-№3.3 180分経過時の左岸水路部のフラッシュ状況を上流より砂州の浸蝕状況および水叩上の砂澁に注目

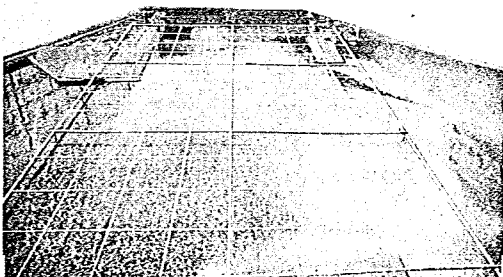
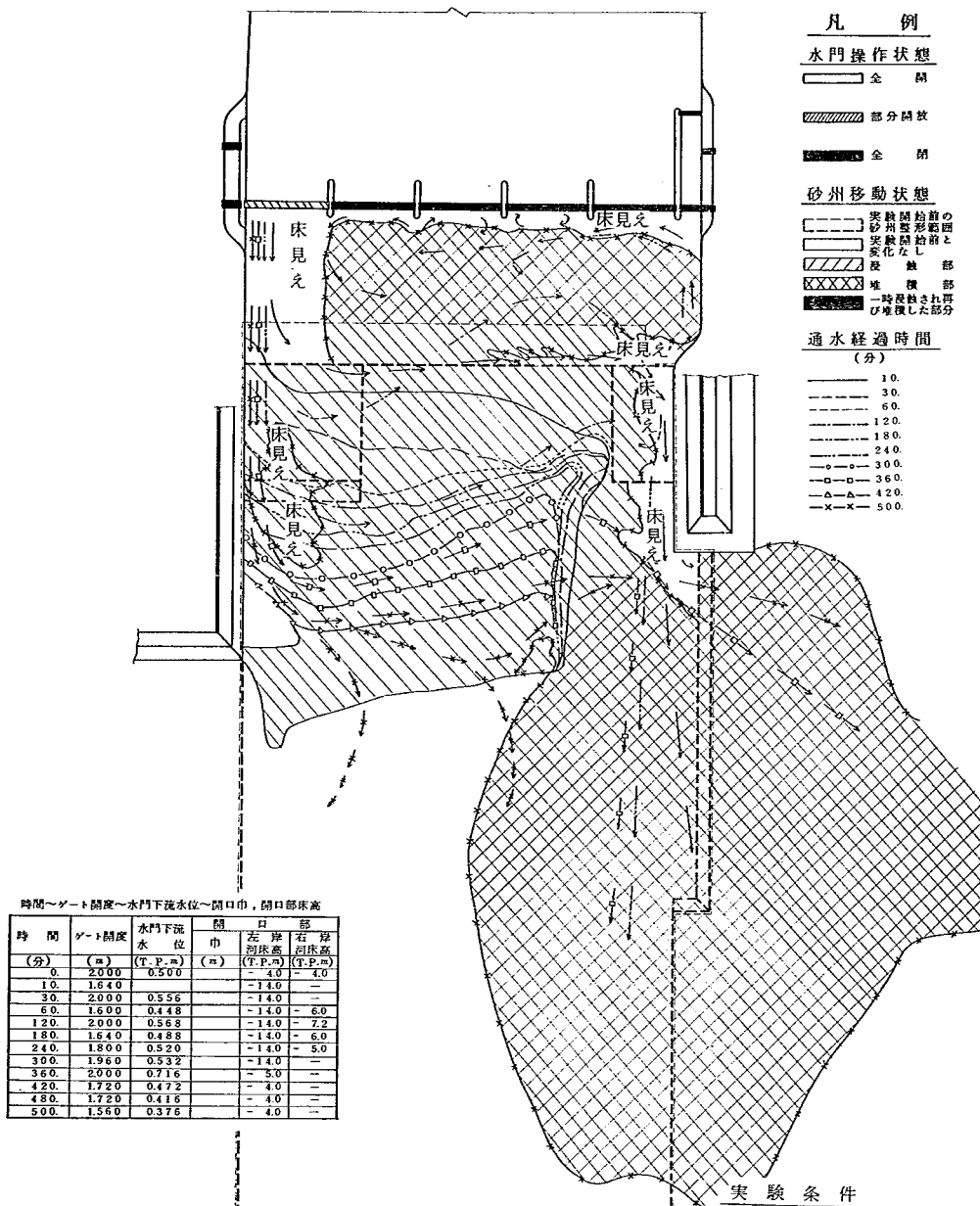


写真-№3.4 300分経過時の砂州変化状況左岸水路部沖の流向に注目

図-13 河口砂州 フラッシュ経過図 縮尺 1:3,000



実験条件

実験 No. 3

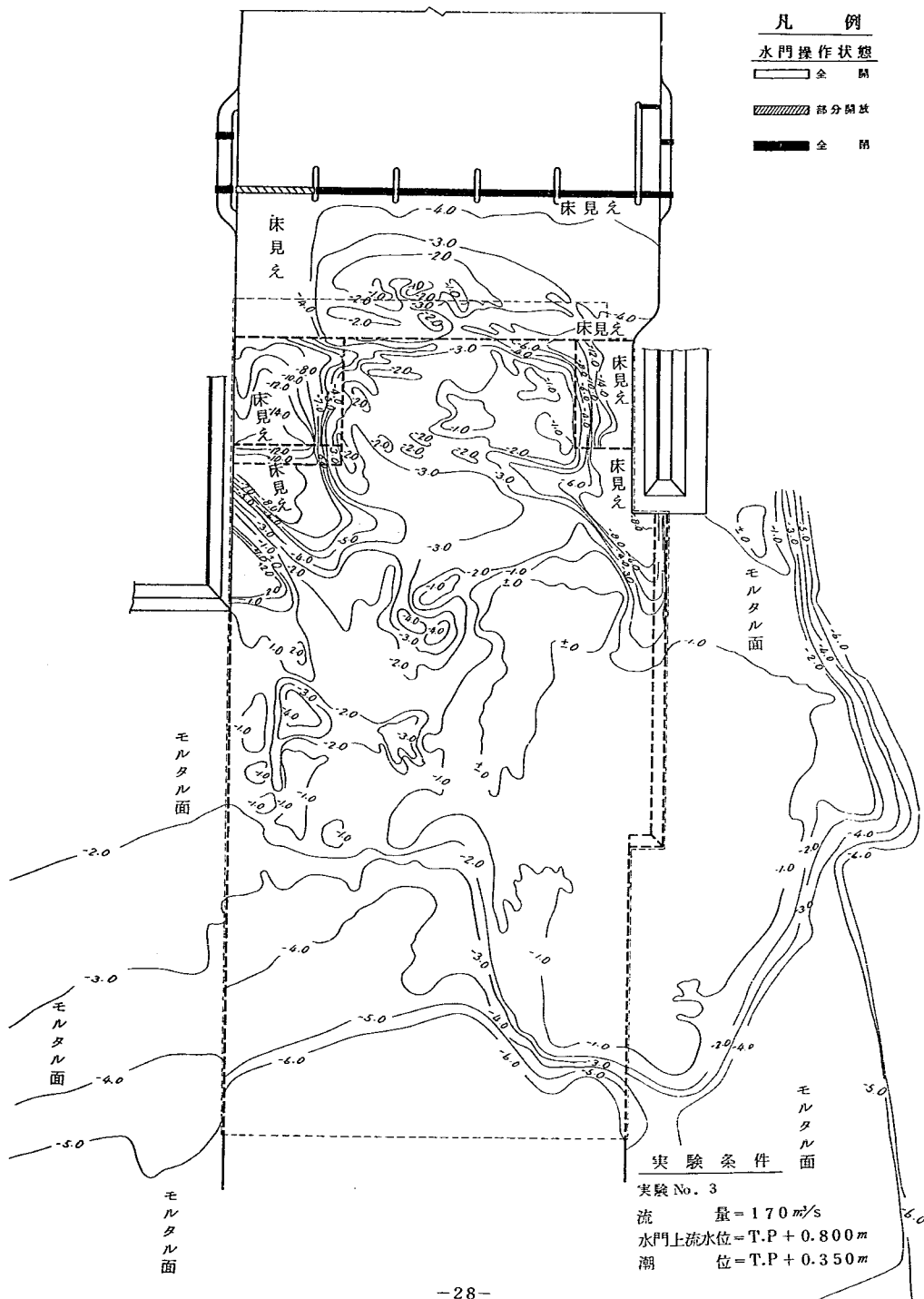
流 量 = 170 m³/s

水門上流水位 = T.P + 0.800 m

潮 位 = T.P + 0.350 m

実験終了時間 500 分

図-14 フラッシュ結果 等高線図 縮尺 1:3,000



導流堤突端よりも上流にあったため左折していた流れであったが相対的に浸蝕線が沖に後退し突端とは並んだ為に左折する必要がなくなり、砂州上流端に沿った流れは直進し左岸導流堤先端をかすめるような流況に変わる。従って240分頃には左岸河口附近で左折および直進流に分けられていたものが、再び汀線に平行な流れが有勢となる。

その後、480分くらいで砂州の中央部が開口されわずかな量ではあるが直接、海に流出し他の大部分は以前同様左の方向に流れ、約500分経過すると右岸導流堤先端部に一部の砂州を残し他は水面下に没する。しかし水面下に没したものの、非常に広範囲に実験開始前の状態で残されており、スタイロンの量としても全体の半分にも満たない部分が左岸導流堤の先端に移動されたにすぎない。

これらの経過および結果は図-13と14にまとめた。

d ケースⅡ4 ($Q = 170 \text{ m}^3/\text{s}$, $H = 1.60 \text{ m}$, $G = \text{Ⅱ5}$)

通水直後から水叩上で激しく、広範囲の迂回流況を呈し、水路の上流、即ち水叩下流端部では10分くらいで14mまで洗掘されモルタル面の露出を見ることができる。これは第五ゲートから噴出した水束が右岸の砂州に激しく衝突し、10数センチ以上も盛上り左岸方向に流れだし左岸導流壁への

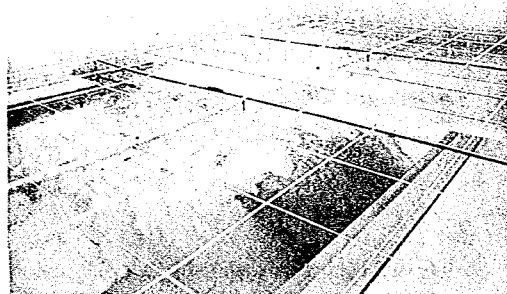


写真-Ⅱ3.5 500分経過時のフラッシュ状況を右岸上流より水面上および下の残存砂州に注目

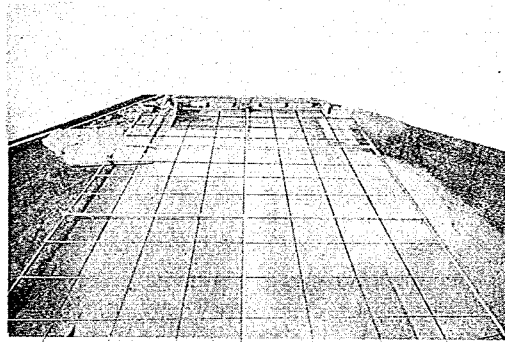


写真-Ⅱ4.1 30分経過時のフラッシュ状況を沖より

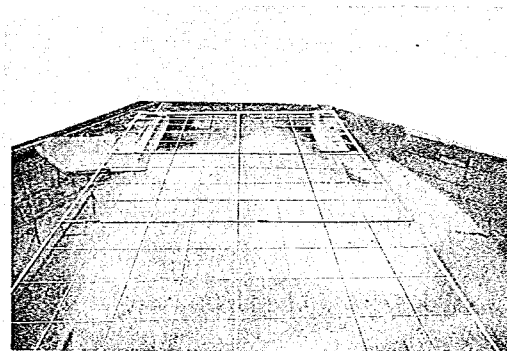


写真-Ⅱ4.2 120分経過時における砂州変化状況を沖より

ぶつつかり方も激しく、そのエネルギーは攪乱流に転化してスタイロンを浮遊状態にし、下流に流送しているためである。

30分後には右岸の水叩の下流部も全体にモルタル面が現われ、水叩上の堆積スタイロンは迂回流によりその堆積傾向は更に拍車をかけられ、ますますその傾向を助長しているかに見受けられ、左岸部の局所的な迂回流は消滅し死水域状態になる。

40分頃から水叩上の堆砂に帯状の砂漣が発生し、右岸部の水叩下流部は全面的にモルタル河床面まで洗掘されているが、水叩下流端壁と河床モルタル面を二辺とする三角形状に、かなりの量のスタイロンが掃流されず、あるいは再び堆積され残されている。

60分のちには水路沖にかなりの堆積による海底上昇に伴ない、はやくも左折する分派流が出現する。

120分後水路先端の分流は左折流が勢力を増して主流に転じ、導流堤沿いに直進して沖に流出していた流れは次第に流勢を衰退した一方、右岸部のモルタル露出部も堰より180mに達し、水叩のすぐ下流の一部だけが若干残されているだけとなった。

180分頃から開口部右側に残されていた砂州の突端部の上流側の浸蝕が激しくなり200分頃に突端の一部を残して崩壊（図-15の矢印の箇所）し、更に5分程のちには残された突端も崩壊流失し、水面下に没した。

240分で砂州の浸蝕線はほぼ直線的になり、水面上に現われている部分も大巾に縮少され河口巾の約 $\frac{1}{3}$ は水面下に没した。このため主流は浸蝕線に沿い左岸導流堤先端をかすめ、左方沖に流出するように変化した。この頃になってもゲートから飛出した水束の震動の影響もあって水叩上の迂回流はかなりの流速を保っていることが認められた。

その後300分で中央部が開口した

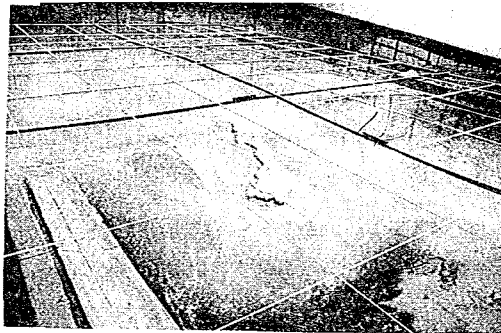


写真-Ⅱ4.3 180分経過時の残存砂州形状を上流左岸より

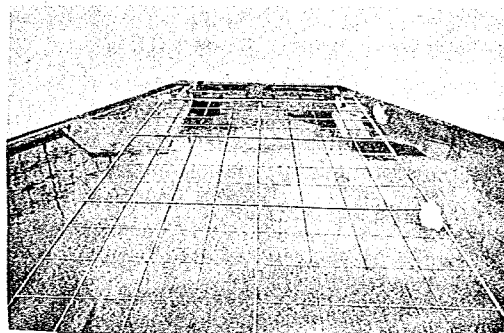


写真-Ⅱ4.4 300分経過時のフラッシュ状況を沖より、水叩下流の洗掘および左岸導流堤突端沖の砂堆の変形に注目

図-15 河口砂州 フラッシュ経過図 縮尺 1:3,000

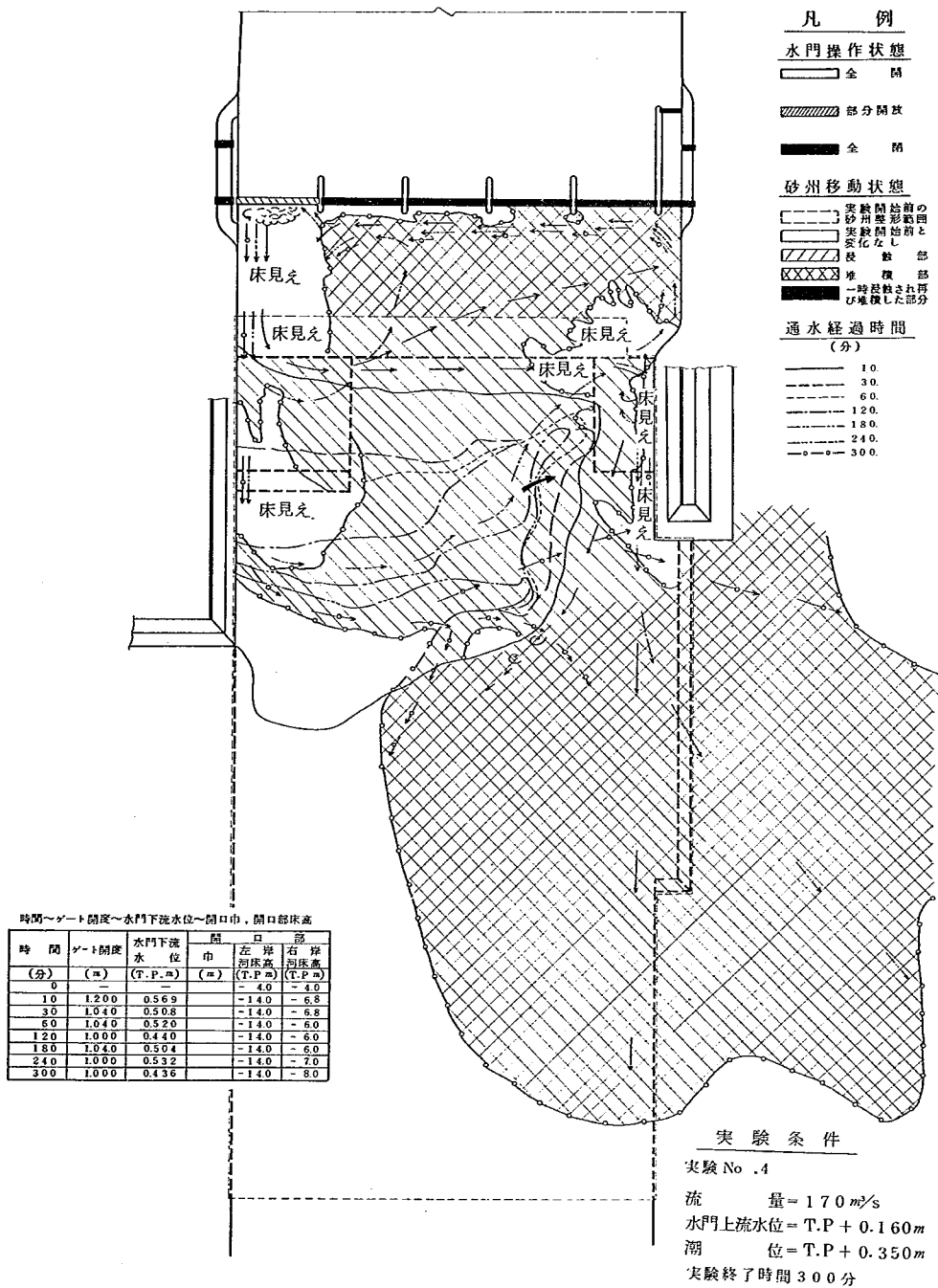
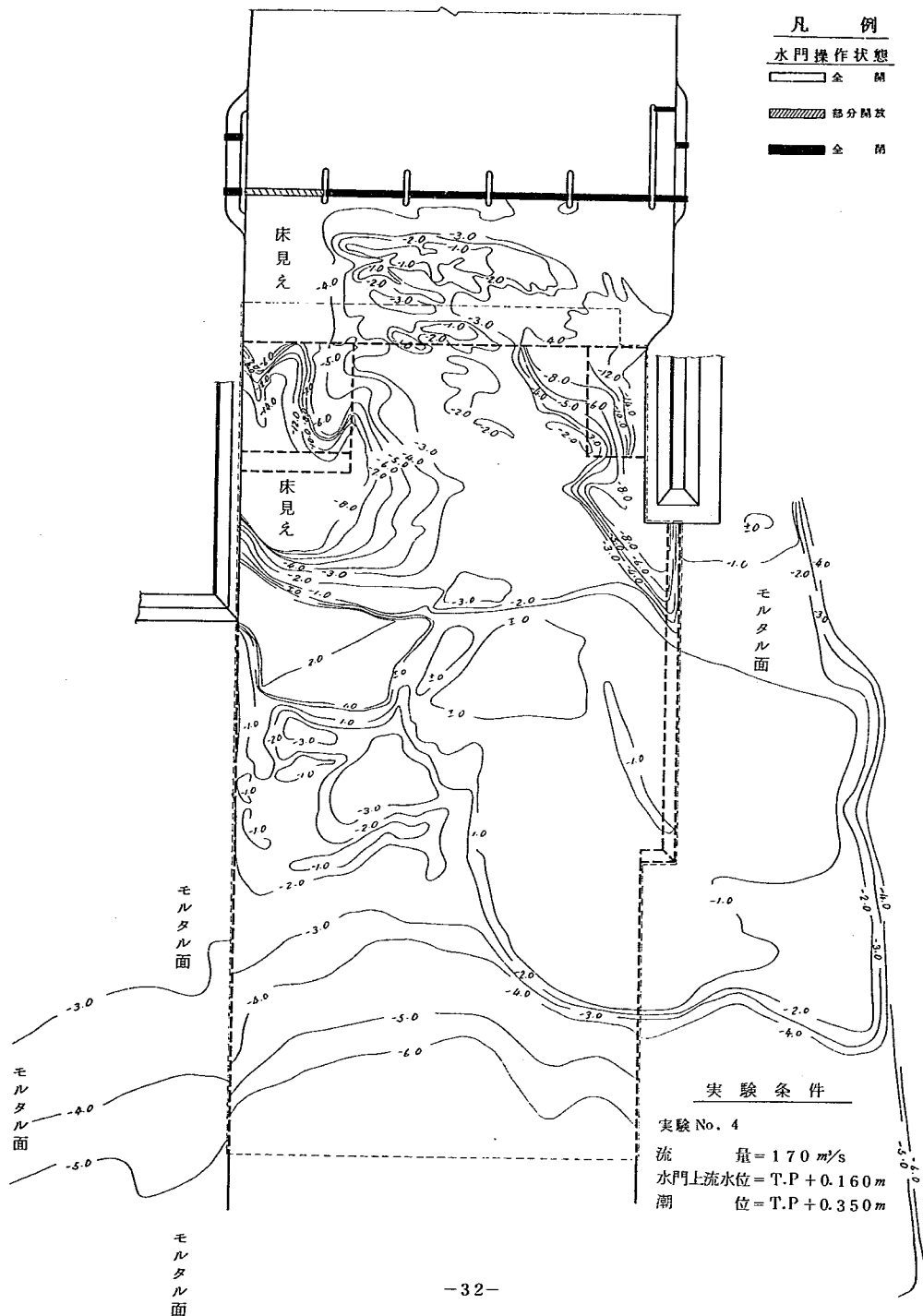


図-16 フラッシュ結果 等高線図 縮尺 1:3,000



ので通水は中止し、結果をコンター図として図-16にまとめた。

e ケース №5 ($Q=270\text{ m}^3/\text{s}$, $H=0.80\text{ m}$, $G=\text{№5}$)

通水後5分程で開口部、水路の水叩直下流部が-1.4 mまで洗掘され、左岸より約2.5 mくらいの巾でモルタル面の露出をみた。また開口部の右側でも底からの巻上流が激しく浮遊状態で流送されているが、こゝではスタイロンの流出に見合う補給があり左側ほどの深掘はあらわれていない。一方水道の先端から沖への流出は幾分左に向う流れが有勢で、そのことを裏付けるかのごとく沖部にはかなりの量のスタイロンが短時間にもかゝらず堆積され、同様に水叩上にもはやくも相当の高さで堆積現象を見ることができた。

15分頃には開口部の深掘部のモルタル露出巾は約4.0 mに至り、砂州の浸蝕断面は直にきり立っており、水叩上の堆積部では次第に帯状の砂漣が見られるようになりだした。

60分頃には頭初の開口部、水叩下流端の深掘部はモルタルの完全露出であつたのに水叩終端直壁の下流側には若干の量が再び堆積しはじめたのは、浸蝕線が可動堰よりも14.0 mも後退しほと死水域化したことによるものと判断される。

90分頃で浸蝕線は18.0 m後退し流況は浸蝕線に沿って流れた左岸導流堤先端をかすめ左方沖に流れ出し、

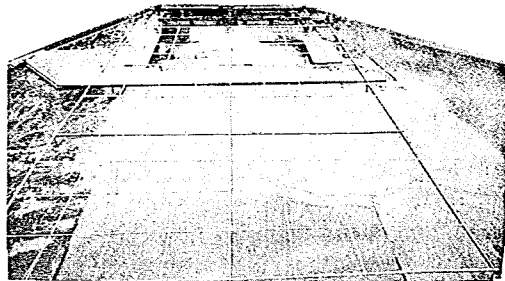


写真-№4.5 300分経過後通水打ち切り、-4 mまで排水中

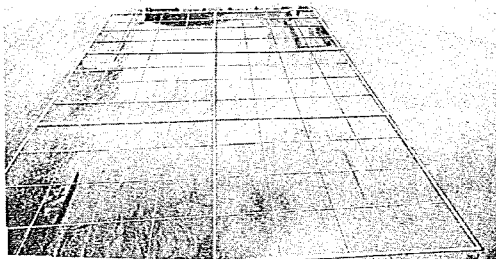


写真-№5.1 10分経過、沖より水路巾および水路沖の砂堆がきわめて大なり

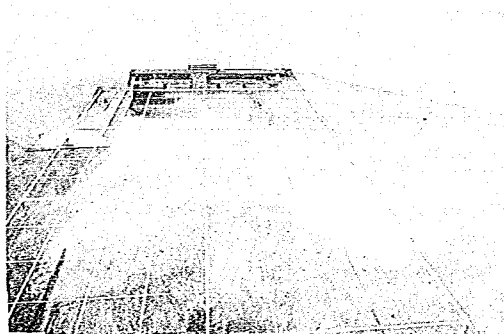
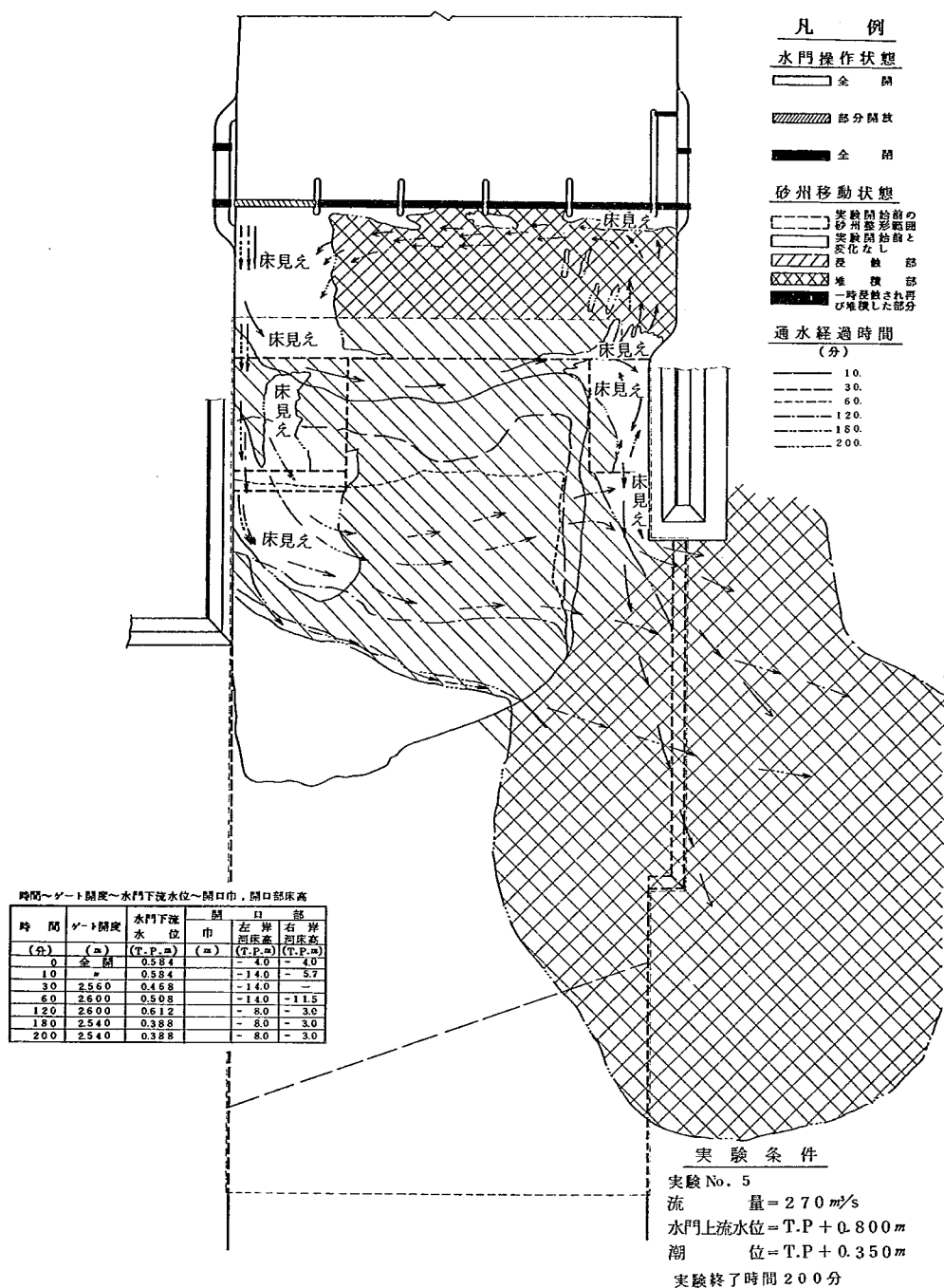


写真-№5.2 60分経過、沖より左岸導流堤先端をやゝ左に折れて流れている。

図-17 河口砂州 フラッシュ経過図 縮尺 1:3,000



$\frac{d}{dt} \left(\frac{\partial L}{\partial \dot{x}} \right) = \frac{\partial L}{\partial x}$



左岸の深掘部はほぼ死水域化した。

120分には導流堤沿いに直進して沖に流出する流れは全く影をひそめ、砂州浸蝕線に平行に流れた後左岸導流堤先端を横切って北西に向う流れとなる。浸蝕線の後退は活発であるが、それに比べ水路の拡幅や左右岸の深掘部の変化はほぼない。

その後、浸蝕線の後退以外にも若干の局所的な変化は認められたが記録するまでには至らなかった。180分を経過した後は左岸導流堤沖に充分な通水巾が確保され、フラッシュ効果も著しく減退したので200分で通水を打ち切り、その結果を測定し図-17、18にまとめて載せた。

f ケースNo.6 ($Q=270\text{ m}^3/\text{s}$, $H=1.60\text{ m}$, $G=\text{No.5}$)

通水開始後5分程で開口部の導流堤沿いにおいてモルタル面の露出を見、10分頃には露出面が更に拡大されその露出巾は40mにも達し、右岸水叩下流部においても巾60mくらいにわたって-14mのモルタル面までフラッシュされた。更に15分頃から水叩上の堆積部で帯状の砂澁が発生しているのが認められた。

50分にはすでに水道部先端の堆積により海底の上昇が顕著なため左岸導流堤先端を横切って左方沖に流出する流況もあらわれるようになり、導流堤の先端根固め部分の洗掘は激しく、渦流による底部からのスタイロンの浮

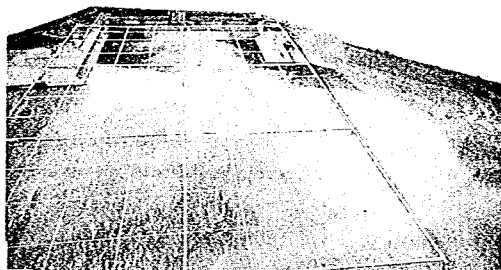


写真-No.5.3 120分経過、沖より浸蝕線の後退に伴ない流向は左岸導流堤先端をかすめている

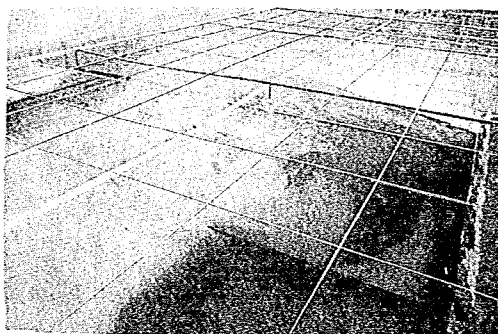


写真-No.5.4 180分経過、右岸上流より水面下のフラッシュ状況に注目

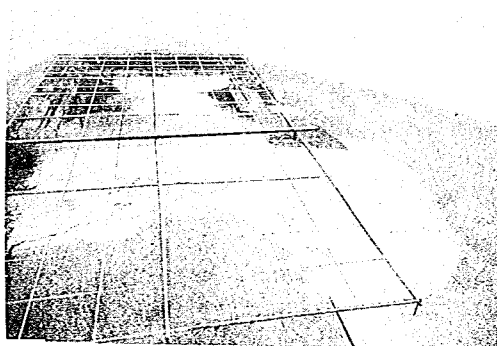
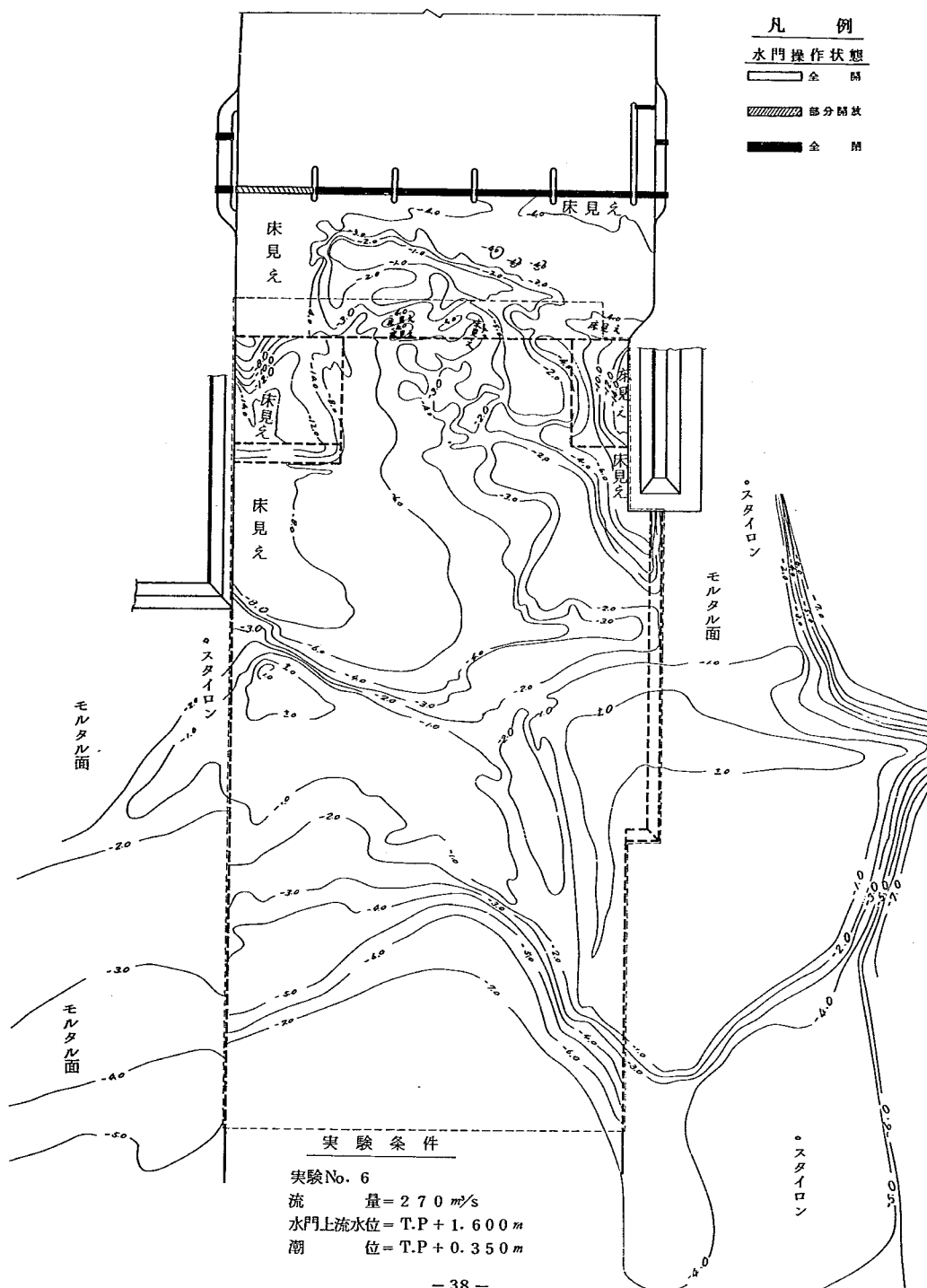


写真-No.5.5 200分経過後、通水打ち切り、-5mまで排水中を沖より



図-20 フラッシュ結果 等高线图 縮尺 1:3,000



遊輪送現象を見ることができ、浸蝕線はすでに同先端附近まで後退している。

120分頃から水路先端の堆積部で帯状の砂澁が発生し、右岸側のモルタル面はほとんど露出するに至る。

150分頃から左岸導流堤の沖合の通水巾が安定し、浸蝕線に沿う流れのフラッシュ力も減退するものゝ、170～200分頃にかけて残された砂州中央部が崩壊し、新たに形成された通水路を通して沖に流出する流量も増えはじめる。そのため可動堰と砂州の間の水位が低下し、この影響が左岸導流堤先端沖100m附近に水面近くまで堆積されていた砂堆が水面上に州となってあらわれる現象となっている。

220分頃では砂州中央部から直接沖に流出する流量は全体の約 $\frac{1}{3}$ を占めるまでに至り、他の $\frac{2}{3}$ の流量は左岸導流堤先端沖をかすめて左方沖に流出する。

砂州中央部からの流出量はその後しだいにその量を増し240分には全体の約 $\frac{3}{5}$ 程度となり、250分では右岸の導流堤先端部においても砂州が決壊し右方沖にフラッシュされはじめた。またこの頃の水叩上の状態は迂回流の勢力はほとんど弱まり死水域状態とみなすことができよう。

通水はわずか255分で中止したものの、フラッシュされたスタイロンはきわめて広範囲に輸送され堆積していることを図-19および20は示して

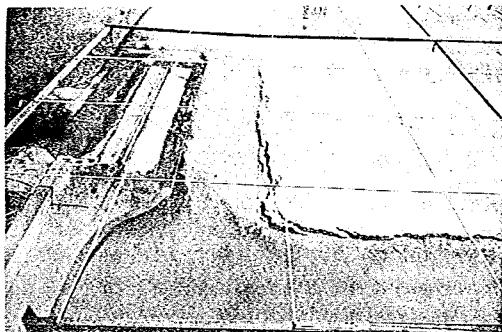


写真-№6.1 通水開始直後を上流より浸蝕線の後退現象に注意

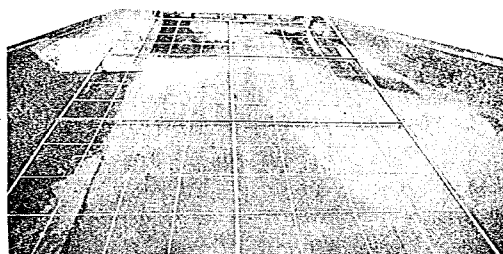


写真-№6.2 60分経過、沖より浸蝕線の後退が早く、左岸沖の砂堆も大きい

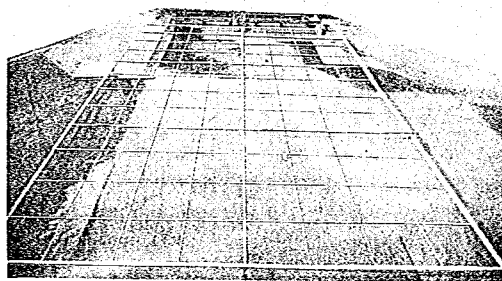


写真-№6.3 120分経過、沖より

いる。

g ケース № 7 ($Q = 170, 270 \text{ m}^3/\text{s}$,
 $H = 0.80 \text{ m}$, $G = \text{No. 1, No. 5}$)

二門操作の場合のフラッシュ状況は、

まず流量が $170 \text{ m}^3/\text{s}$ の時、右岸第五水門から流出した後、直進し砂州右岸上流部に衝突し、主勢力が左岸第一水門に向う流れとなるために第一ゲートからの流出の流向は左方向に幾分おしやられ、従ってケース № 1 から № 6 までの第五ゲートだけを操作した場合の実験に比較して左岸水叩上の流況は死水域も小さくなり、非常にスムーズな流れて、水叩下流部の洗掘状況も掃流形態によるフラッシュのため、前のケースほど急激ではなかった。

水叩中央附近の堆積は通水開始後、またくまに水面近くまでの高さに達した。

30分ほど経過した頃より水路先端の堆積部に帯状の砂澁が明確にあらわれた。

しかし、その後のフラッシュ進行状況は緩慢で、流量が $170 \text{ m}^3/\text{s}$ で二門操作はあまり効果がないと判断して、開始後90分に $Q = 270 \text{ m}^3/\text{s}$ に切替えて引続き実験をおこなった。

先の流量で30分頃に発生していた海部の砂澁は再び移動が活発になった為、完全に消失しなめらかな堆砂面となった。

左岸水叩下流部の導流堤沿いでは120分頃にモルタル河床面が露出し

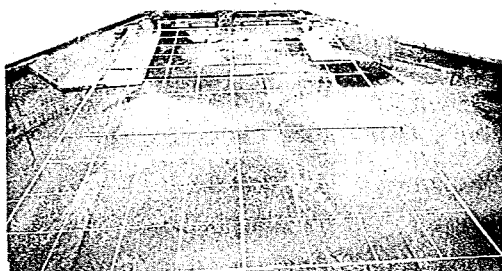


写真-№ 6.4 255分経過、沖より右岸導流堤先端より右折流も認められる

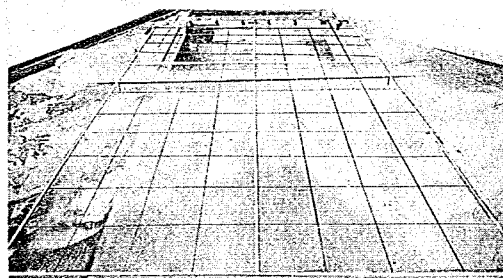


写真-№ 6.5 255分経過、通水打ち切り排水中、沖よりスタイロンは広範囲に拡散している

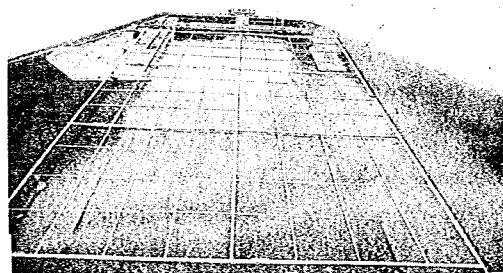


写真-№ 7.1 $170 \text{ m}^3/\text{s}$ 通水、30分経過時のフラッシュ状況を沖より

図-21 河口砂州 フラッシュ経過図 縮尺 1:3,000

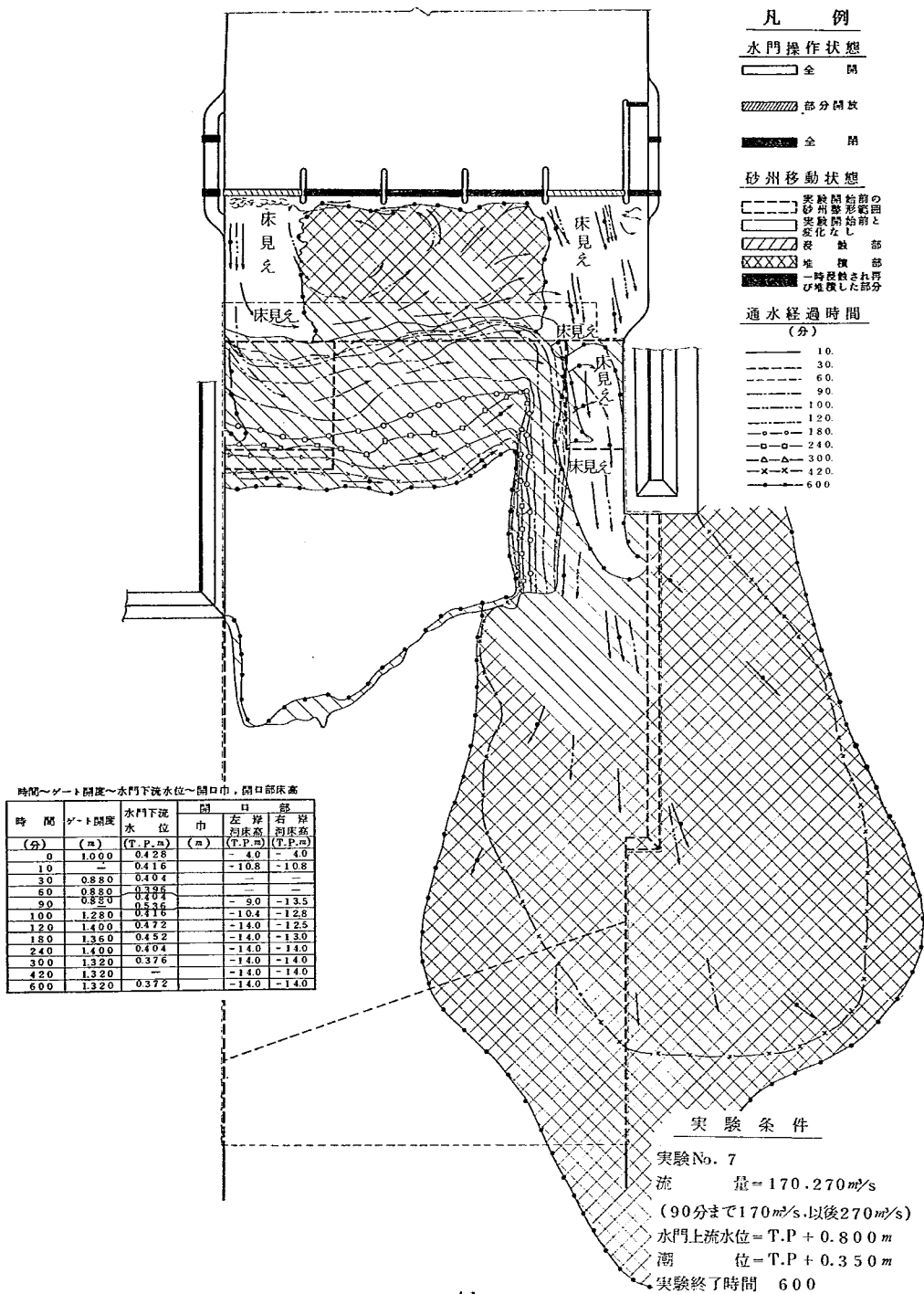
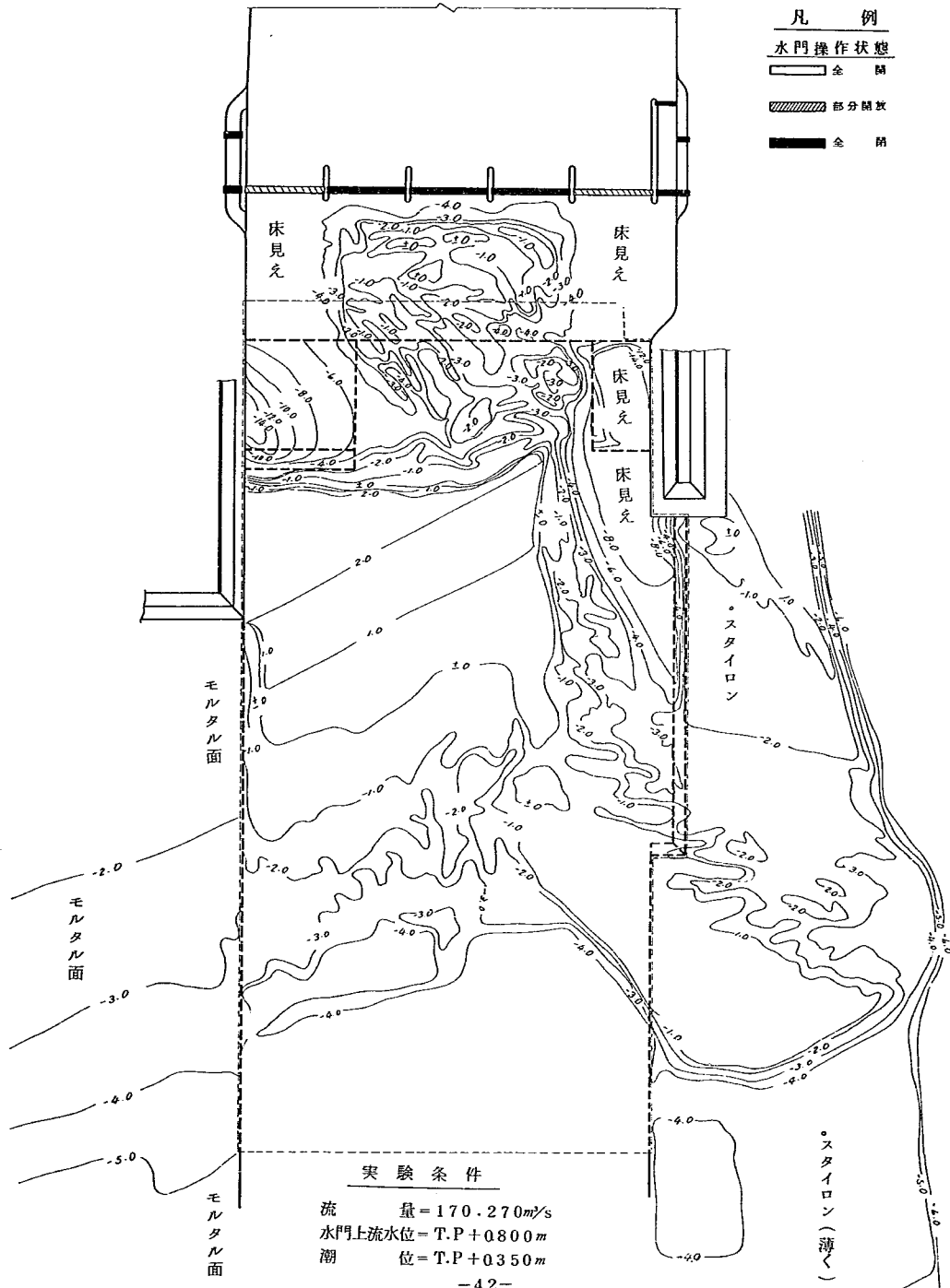


図-22 フラッシュ結果 等高線図 縮尺 1:3,000



はじめた。

150分頃より沖の堆積部で再び帯状の砂澱が発生しだし、この頃のフラッシュ状況は一門操作の $270\text{ m}^3/\text{s}$ よりも遅く、緩慢に浸蝕され徐々に崩壊し運搬されている。

180分頃までの60分間の顕著な変化は浸蝕線が約15mくらい後退した事と、左岸深堀部のモルタル露出面巾が40mくらいにまで発達したほかはあまり認められない。

360分には右岸水叩下流深堀部の一部がモルタル面までいたり、左岸沖の堆積部の砂澱は更に発達し帯状から更に大きな形状に変化してきた。

浸蝕線は流量の割合に後退せず、540分頃の水叩中央部はほぼ死水域化していると見てさしつかえなかろう。

360分以降のフラッシュ状況は、比較的水束のエネルギーが水路部の拡幅作用に集中されているかのようで行せず、600分間通水したものの、その後のフラッシュは期待できず通水を打ち切り、経過を図-21、洗掘堆積状況の結果を図-22に示した。

h ケース №8 ($Q=170\text{ m}^3/\text{s}$, $H=0.80\text{ m}$, $G=\text{№}5$, 波あり)

波の規模等についてはすでにふれたとおりであるが、波長に比べ水深の小さいいわゆる浅水波であるので当然水底が波に影響をおよぼしている点と、消波措置はしているものの水槽が波長の十数倍程度しかないので側壁による

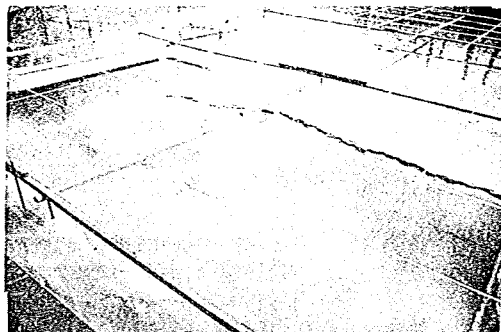


写真-№7.2 $270\text{ m}^3/\text{s}$ に切換え後210分、通算300分時のフラッシュ状況を右岸上流より

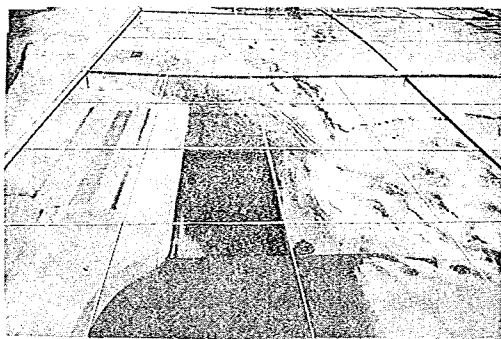


写真-№7.3 2種類流量通算600分フラッシュ後通水打ち切り、排水後左岸上流より

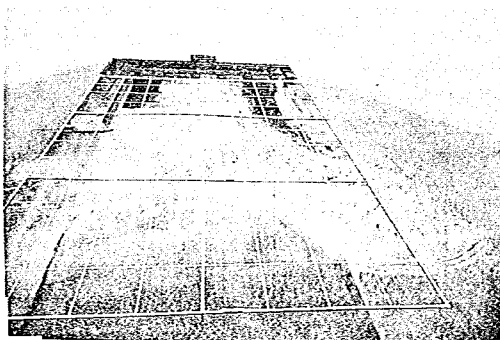


写真-№7.4 排水後、沖より

図-23 河口砂州 フラッシュ経過図 縮尺 1:3,000

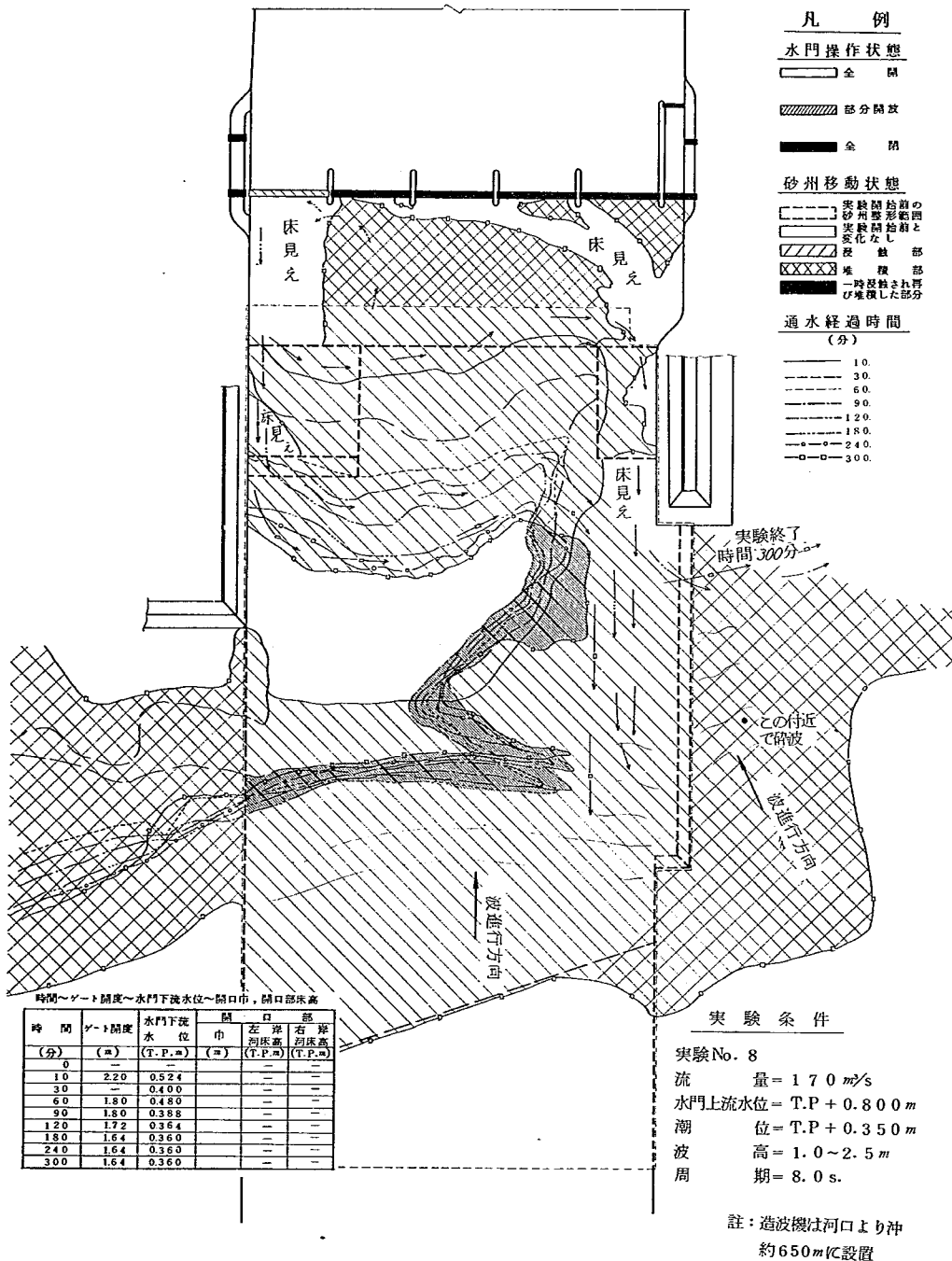
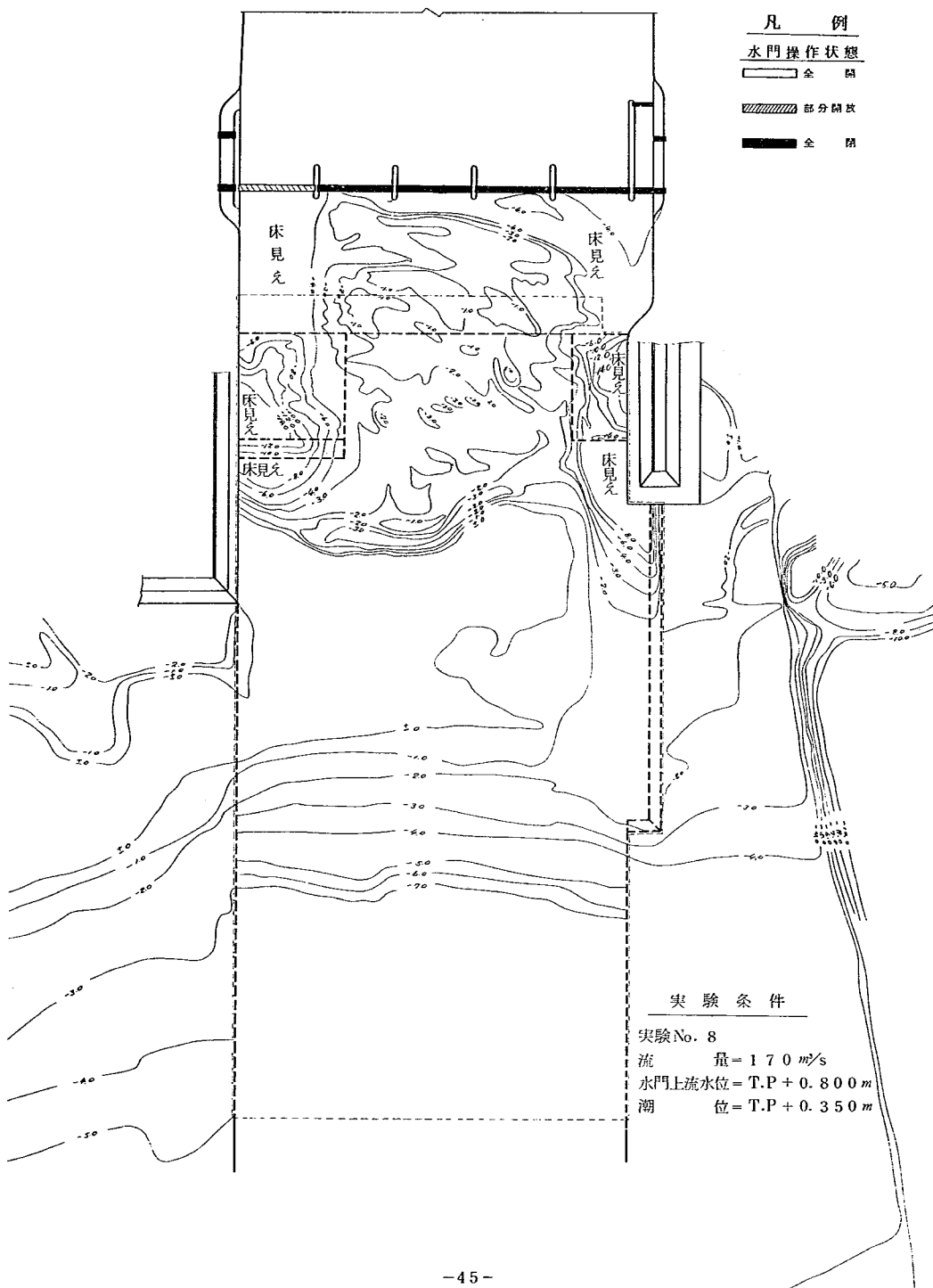


図-24 フラッシュ結果 等高线图 縮尺 1:3,000



干渉波等の影響を見るために可動堰の沖500m地点で波高の測定をおこなった。その結果河口巾延長上では、造波装置で与えた波高 $H=2.5\text{ m}$ に近い値を得ることができたが、導流堤延長上の外側の海底が相対的に4m高い部分では右左とも0.8~1.4mくらいに変形していた。以上のような条件の波でこの実験はおこなった。

通水10分後のフラッシュ状況は、左岸水叩下流の洗掘部で-1.4mまでにいたり、そのモルタル露出巾は30~60分で20mほどに広がり、右岸の水叩下流の洗掘もかなり進行し、一方、水叩上の砂澱も発達し、しだいに不規則な形状に変化する。

60分頃の水路の先端では流送されたスタイロンが波によって導流堤先端の沖合30~40m附近に堆積され、きわめて短時間で流況は導流堤先端を左折し汀線と平行な方向に流出し、沖に直進する流れは非常に少なくなる。

240分頃までの浸蝕線の後退は順調であったが、それ以降は渋滞し、大きな変化は認めることができなかった。波は砂州の海側では消され、開口部からの進入は皆無状態と見てよからう。

図-23および24で相当広範囲にスタイロンが拡散堆積されているのは波の影響である。

i ケースNo.9 ($Q=170\text{ m}^3/\text{s}$, $H=0.8\text{ m}$, $G=\text{No.3}$)

通水後水叩上で左右対象の大きな迂

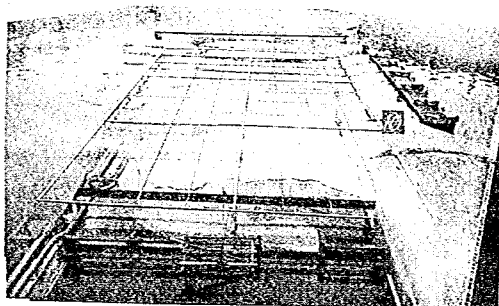


写真-№8.1 波あり10分経過時、上流より

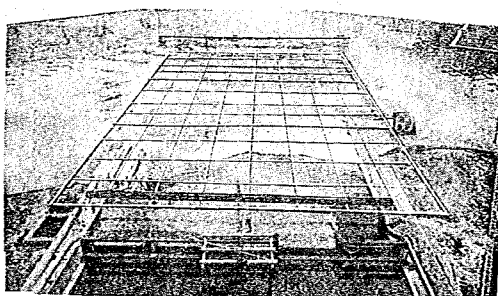


写真-№8.2 60分経過時、上流より

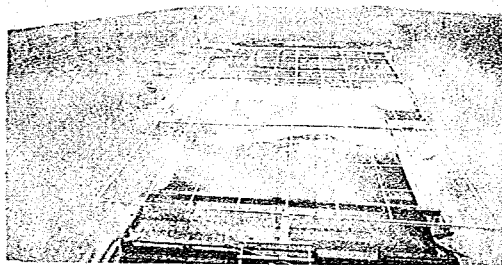
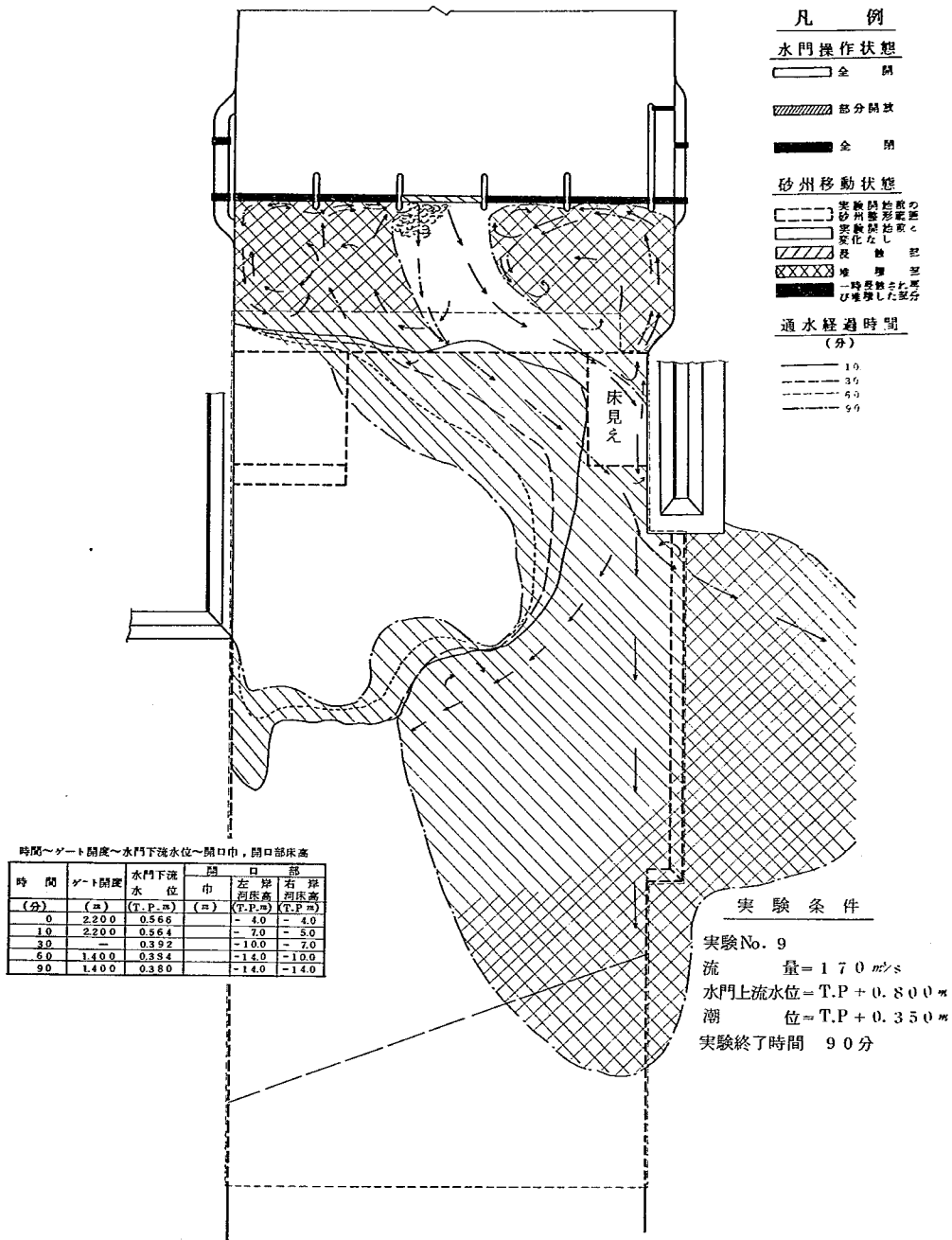


写真-№8.3 '150分経過時、上流より、波のため流量の大部分は左岸導流堤先端を左折している

図-25 河口砂州 フラッシュ経過図 縮尺 1:3,000



回流を発生し、30分経過後における右岸よりのエプロン上にはかなりの高さにスタイロンが堆積され、左側は第三ゲートより水路開口部を目指した大きな湾曲流を見ることができる。

砂洲のフラッシュは水路の右側より次第に崩壊浸蝕され、急速に通水巾を拡大するが、水叩右岸側では順時計方向の迂回流により、砂洲上流側がわずかに削られ、水叩上に運搬堆積される程度で、第3ゲートより右側のフラッシュ効果はきわめて悪く、左方の浸蝕線がより後退するに従って、更に迂回流も消滅し死水域化する。

浸蝕線は不均衡に後退し、左岸よりが最も早く右にいくに従って遅くなり、最右岸ではほとんど変化せず、通水時間の経過と共にその傾向はより顕著になり、第三ゲートから噴出する水束も増々直進的な現象を呈し、90分頃には左岸導流堤先端と水門を結ぶ線上の近くを流れ、そのまま海に注ぐ流況となっていた。

これ以後のフラッシュ効果は著しく減退し、砂洲の大きな変化も期待できないために90分で、このケースは実験を打ち切り連続的に次に述べる洪水実績のフラッシュ測定を行ったので、経過図は図-25に掲げるが、結果は測定できなかった。

j ケース№10 (実績洪水、水門は全門全開放)

実験対象洪水が $1,000 \sim 1,600 \text{ m}^3/\text{s}$ くらい出水している時の流況を水深 8.0 m 、通水巾 200 m と仮定し、流砂量および時間縮尺を(8),(9)式を用いて推算し、それぞれ $1:120$ と $1:20$ を得た。これらの縮尺は先に算出した平水の場合の両縮尺と相互に入れ変^{**}っている。

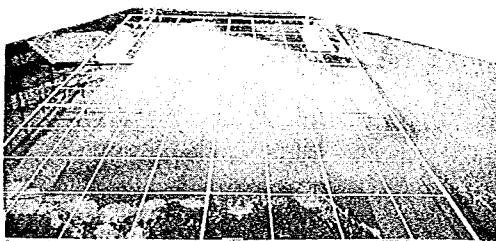


写真-№9.1 60分経過時、沖より浸蝕線の後退および水路沖の砂堆の発達のしかたに注目



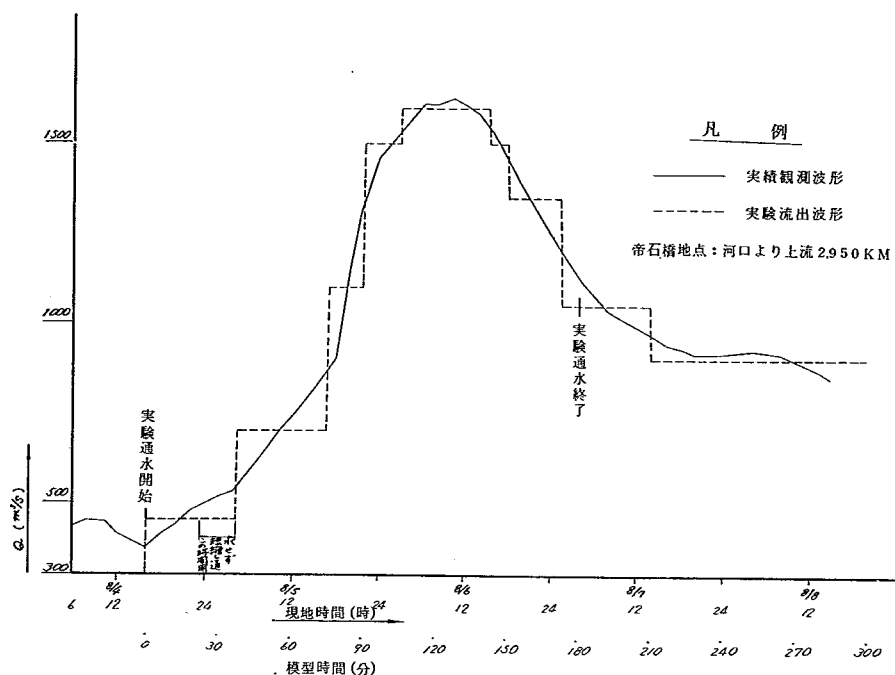
写真-№9.2 90分経過、この後実績洪水を連続的に通水

* 昭和36年8月出水

** 9式の l と λ の項を一定とすれば、時間および流砂量の縮尺の間には逆比例の関係が成立つ

対象洪水のハイドログラフをすでに計算した流量と時間の縮率により、図-26に掲げるような模型洪水に換算した。

図-26 帝石橋地点 Q ~ T 曲線 (S.36.8.4~8.8)



次にフラッシュ状況について述べると、ケース № 9 実験の迂回流によって水叩上に堆積されていたスタイロンは 30 分 ($450 \text{ m}^3/\text{s}$) ほどでその大部分がフラッシュされ、左岸寄り水叩下流ではモルタル面が露出したが、浸蝕線の後退はそれほど顕著でなく、この段階では一門当りの水束は $90 \text{ m}^3/\text{s}$ でケース № 1 および № 2 にほど相当するものの可動堰上流水位が約 50 数センチで、むしろ浸蝕線の後退よりもケース № 9 でフラッシュされきれなかった水面下の砂州と導流堤の沖に堆積されたスタイロンを更に沖まで運搬するように見受けられた。

主流は左岸よりにあり、左岸側は導流堤沿いに右岸側は浸蝕線に沿って流下し、左岸水叩下流の深堀部附近の乱れは比較的小さい。更に下流の左岸導流堤先端近くの流れは左側で先端部と剥離流況を呈し、右側では水面下の砂州上を右方向に流下しており、最右岸の水叩上の砂州上流側ではまだ若干の迂回流が存在している。

60 分での流量は $700 \text{ m}^3/\text{s}$ から $1,100 \text{ m}^3/\text{s}$ に増えフラッシュは一段と激しくなる。

図-27 河口砂州 フラッシュ経過図 縮尺 1:3,000

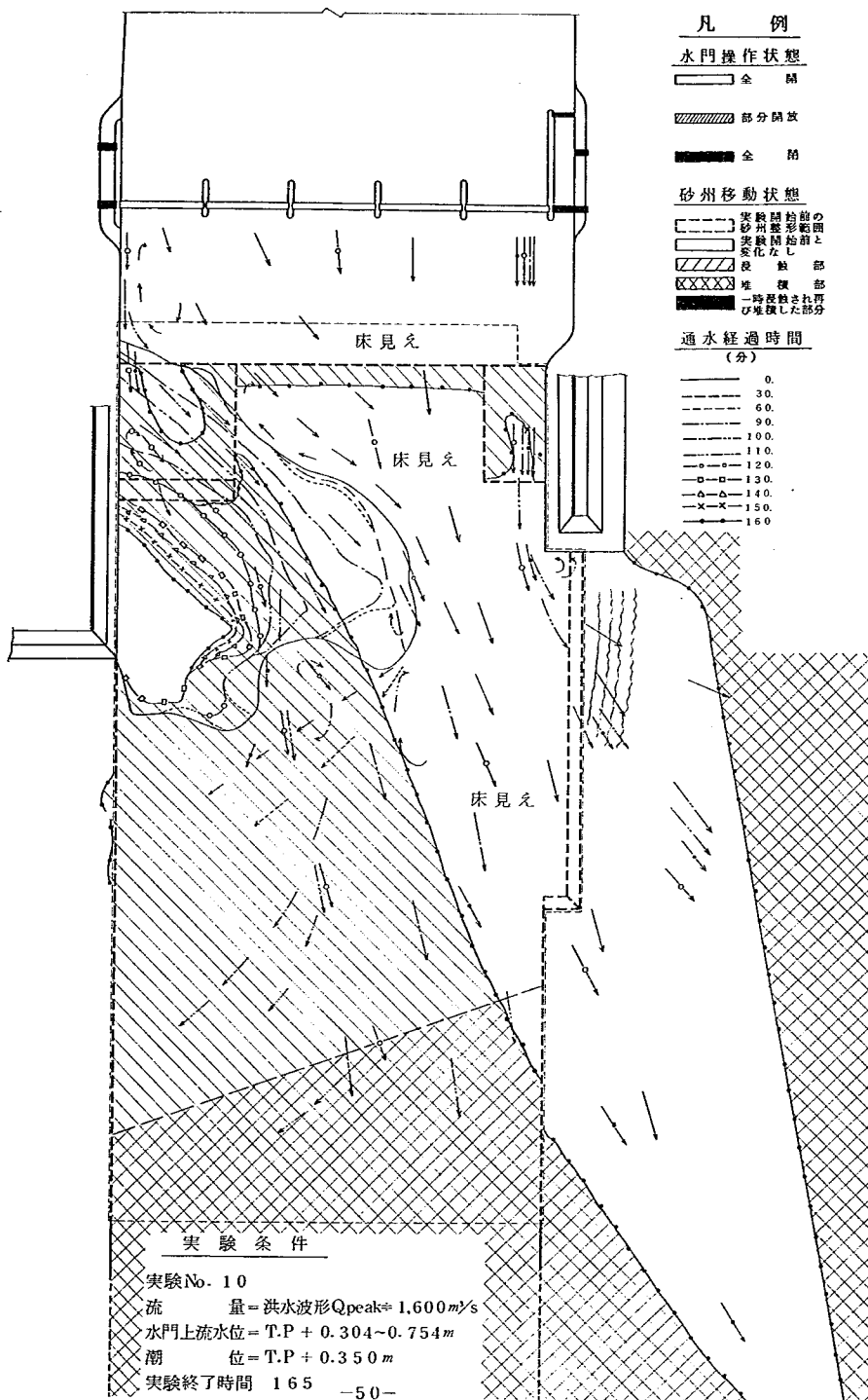
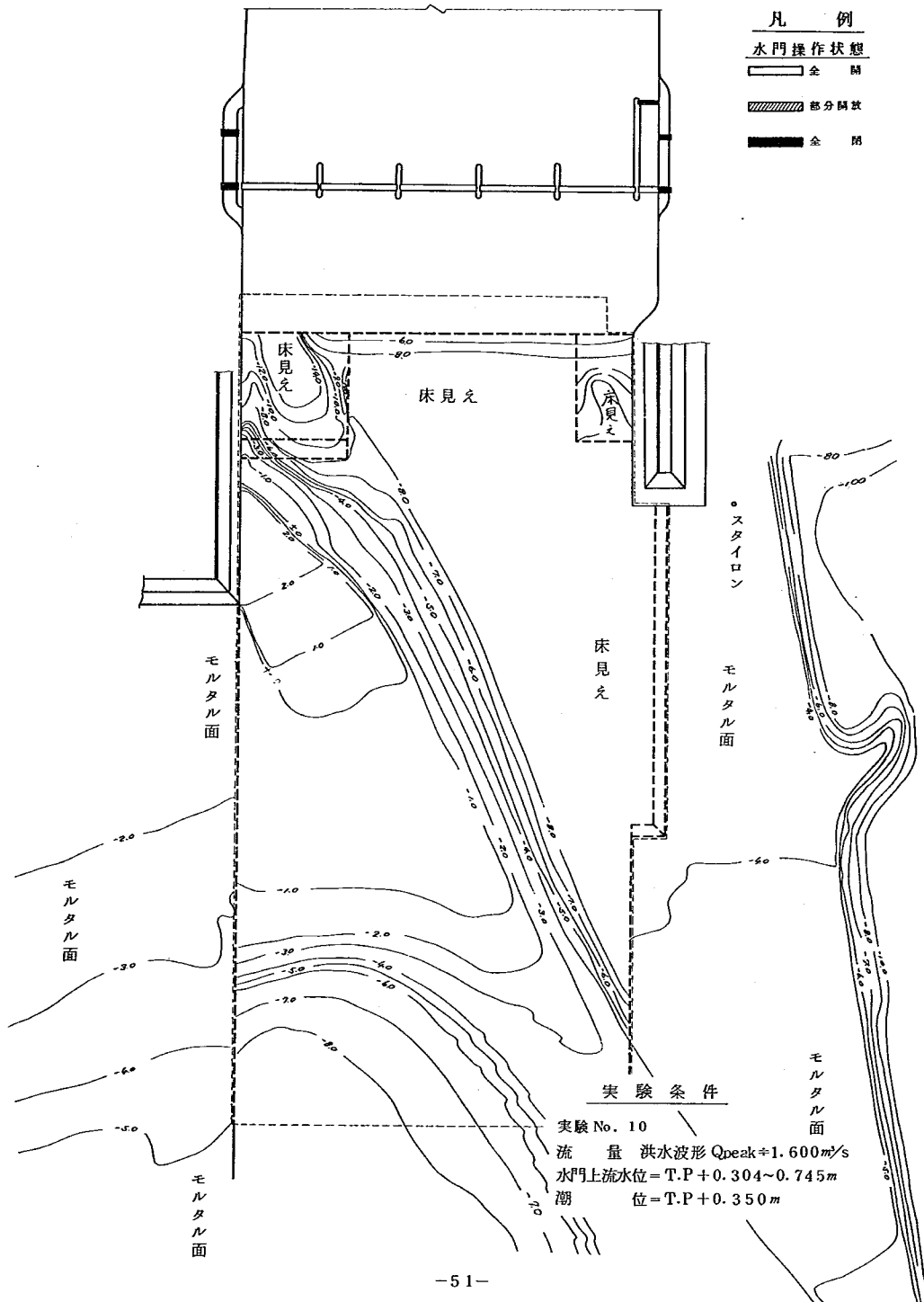


図-28 フラッシュ結果 等高線図 縮尺 1:3,000



実験開始時より左岸側に主流をおいていた流況は100分(1,600 m^3/s)頃よりいく分中央附近に寄り、この頃の浸蝕線の後退はきわめて早い。その後125分まで流量はピークの1,600 m^3/s に安定したためフラッシュ効果は相対的に弱まり、浸蝕線の後退速度は100分時の半分程度に減速されてきている。およそ120分頃で右岸の導流堤先端部に水面上で直径約100 m くらいの砂州を残し、沖への流出状況は可動堰に対し60~80°の角度でやや左に向う流れとなっている。

130分以降は流量を1,500 m^3/s から1,350 m^3/s さらに1,050 m^3/s と小さくなったこともあって右岸部水面上に見られる残存砂州の浸蝕はほとんど停止の状態になり、この頃には水叩下流から左岸導流堤先端にかけての巾100~130 m くらいの部分のモルタル面がほぼ露出するにいたった。

165分経過で、通水面積の拡大と流量の減少等により、フラッシュ力は著るしく減退したので通水を打ち切り、実験経過を図-27に結果を図-28にそれぞれ作成掲載した。

(5) 実験成果の検討および前実験との比較

a 平水流量および水門上流水位に関して

今回のフラッシュ実験で対象とした100 m^3/s 、170 m^3/s および270 m^3/s

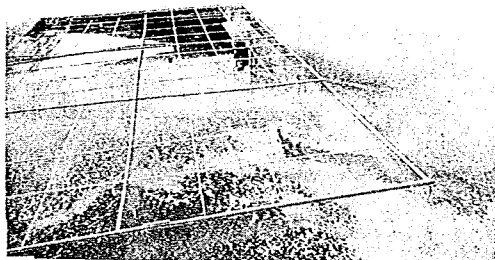


写真-№10.1 60分経過時、沖より

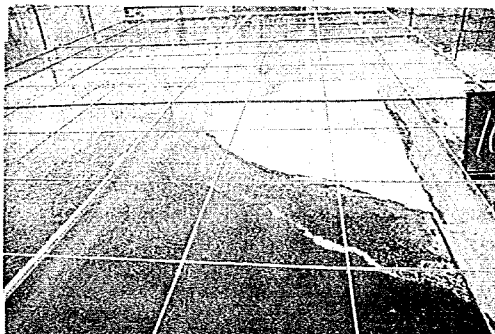


写真-№10.2 105分経過、上流より ピーク流量1,600 m^3/s 出水中、水面上の残存砂州に注目

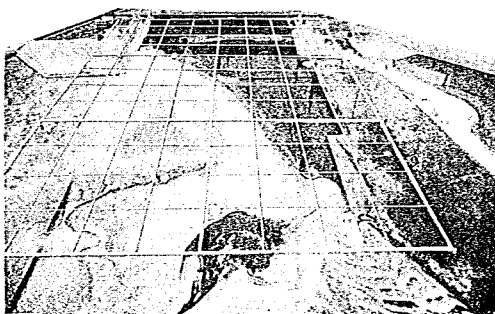


写真-№10.3 165分経過後、通水打ち切り排水中沖より、水道(みずみち)およびスタイロンの拡散に注目

の平水三流量の一般的傾向について見ると、次のような特徴を指摘することができる。

すなわち、最小流量の $100 \text{ m}^3/\text{s}$ によるフラッシングは砂州上流部および水路の通水面積の拡大等、若干量のスタイロンを左岸導流堤の沖合約 200 m 附近に運搬するだけにとどまり、その作業に要する時間はおおよそ $3 \sim 5$ 時間程度である。しかもフラッシュの影響を受けない砂州および、その下流側をみれば砂州の大部分は通水初期状態のまま変化していないものと判断される。

$170 \text{ m}^3/\text{s}$ になると、通水面積が少々拡大され水束が持つエネルギー水頭は比較的大きく、従ってフラッシュ継続時間も長く、洗掘力および輸送力も大きくなる。そして $6 \sim 8$ 時間を要すれば水面上にあらわれている砂州の大部分を、相当沖合にまで掃流することが可能である。

$270 \text{ m}^3/\text{s}$ では先に述べた $100 \text{ m}^3/\text{s}$ に対する $170 \text{ m}^3/\text{s}$ の傾向が更に強められ、ほぼ 4 時間程度で水面下 $2 \sim 4 \text{ m}$ (T.P - $1.5 \sim 3.5 \text{ m}$) くらいまでのスタイロンを、比較的沖合まで流送することができる。

ケースⅡ4では浸蝕線の右岸側が左岸側より早く後退し、左岸側の上流の一部を残してフラッシュされる現象があらわれていた。これは水門上流水位が高く流速が大であったため、直進した水束により右岸部の洗掘が激しく、従って浸蝕線の左側ではスタイロンの供給が充分に掃流のバランスがとれ、浸蝕が緩慢であったことが原因と考えられる。この現象からフラッシュ流量と可動堰上流水位の、よりフラッシュ効果のあがる関係を把握すればよからう。

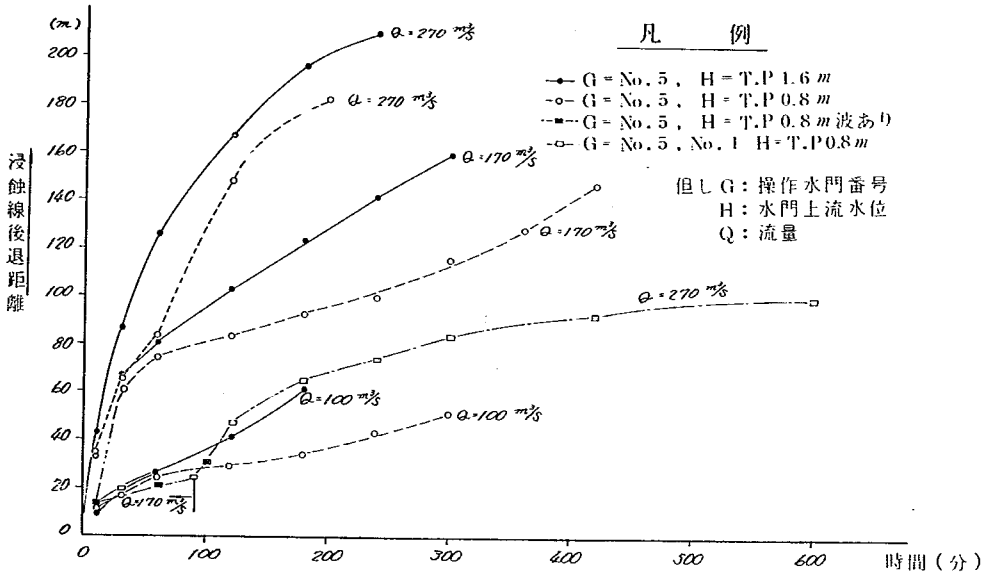
以上の流量と水門上流水位が水束に与えるエネルギーによって、いかほどの仕事量をなし得るかを概括的に見る指標*として図-29および図-30をフラッシュ経過図より作製してみた。

まず図-29は時間をパラメーターとして各ケース毎に浸蝕線の後退距離を比較しようとするものである。同図によると、流量および可動堰上流水位によるフラッシュ効果の相異がきわめて明白に示されていることがここでも証明されている。次に図-30は流量をパラメーターとして、前図における浸蝕線後退距離のほぼ最長点をそれまでに要した時間で除し、単位時間当りの平均後退速度を水門上流水位等の別にまとめたものである。フラッシュ効果が時間の経過と共に低下するので平均速度を求める時点により、30図の勾配は相当大巾に変化するが、定性的には潮位と水門上流水位の差が一定ならば流量が大きくなるに従って、水位差による効果は相対的に小さくなることがいえそうである。

以上の平面的な進行に対し、水深方向の変化はⅡ5ゲートを操作した場合、水叩直下流の兩岸導流堤沿いが最も深く堀られ、つぎに水叩末端の中央部附近から左岸導流堤先端部にかけてのいわゆる水路に相当していた部分である。逆に、水通し部が左岸導流堤先端部と斜めにクロ

* 仕事量はスタイロンの移動量および距離を考慮しなければならないが、比較が目的であれば近似的に浸蝕線の後退距離でも満足できるだろう。

図-29 ケース別浸蝕線後退比較図



スした外側数十メートルから沖合では、掃流されてきたスタイロンの大部分が堆積される。つぎに量的には少ないが、特に浸蝕線が上流にあった通水初期に、水叩上の流れが激しく乱れていたケースほどそこでの堆積は多く、ケースによっては水叩面より3mも上昇し1mの標高を示している部分さえある。

b 操作水門による効果

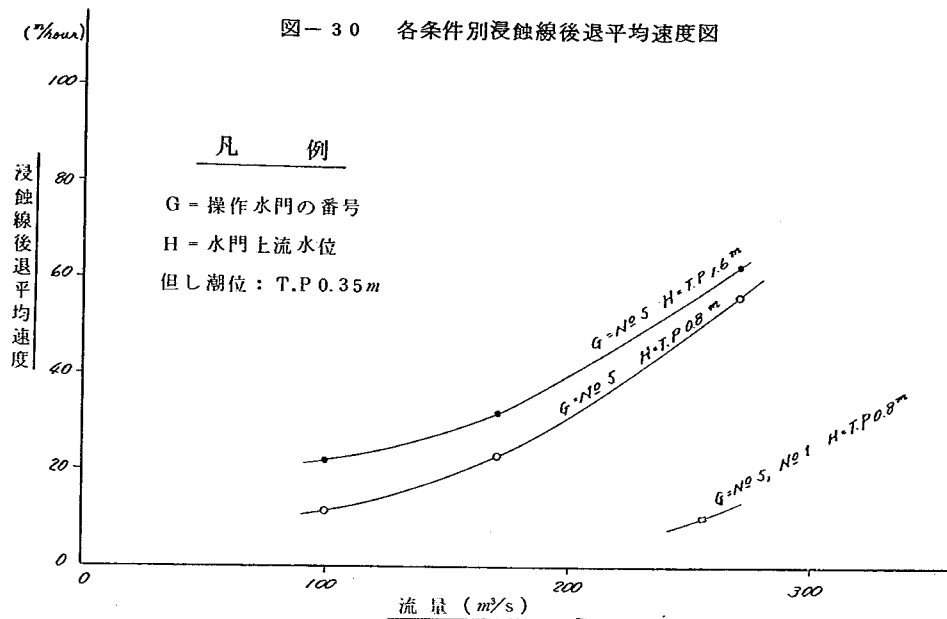
操作する水門の数についてはフラッシュ流量との相対的な問題であろうが、図-29および図-30で一門操作の場合と比較すればわかるとおり、ケース№7は270m³/sの流量によってしかも他ケースより長時間にわたりフラッシュしたにもかかわらず、170m³/s以下の効果しかあらわれていない。

また操作水門の位置は、ケース№9ですで見たとように操作する水門から水路部にわたる巾のフラッシュしか期待できないので、砂州全体の除去を目的とする場合には右岸の第五水門からのフラッシュが最も効果的である。

故に浸蝕線の後退など、砂州全体のフラッシュを期する場合には例え平水流量が多くても、単位巾流量を増すために一門操作が有利であることと、水束と浸蝕線の接する距離を長くするため水路の対岸、つまり第五水門からのフラッシュが得策である。

しかし、水路部を拡大するとか洗掘されたスタイロンをより遠くまで運搬する等、いわば部分的フラッシュが目的であるならば、平水流量*および水門上流水位の要素も考慮し、それぞ

* 上流からの平水流量、フラッシュ流量および水門上流水位の三者の相関関係を把握しておくくと便利である。



れの目的を満足させるべき位置の水門を必要な数だけ操作し、意図する効果を求めればよい。

c 波の影響

河口砂州が今回の実験で対象としたような完全閉塞に近い状態であるとか、部分的な閉塞であるとしても砂州形成の主勢力が波であると考えれば、波の進行方向に対して砂州は作られるであろうから、これらの場合のフラッシュに対する波の影響は砂州で遮閉され大きな問題にはならないと予測される。

しかし、これらの仮定の範囲に含まれない作用で砂州が形成される場合とか、フラッシュが進行して砂州による波の遮閉効果が低下した時など、このようなケースについては波の影響を無視することができなくなるだろう。

d 洪水の場合

平水流量の場合のフラッシュに比べ、洪水時には掃流量および運搬距離とも非常に大きく、残存砂州は右岸側に整形した当時の約 1/3 程度の量だけである。

今回の実験で考えた洪水の場合のフラッシュについてはほぼ完全開口に近く大きな問題は見られなかったが、むしろ河川構造物の維持を検討する必要性から今回対象とした $1,600 m^3/s$ 以上の、計画高水流量に近い大出水について、いかにどの洪掘をうけるかを見ておかねばならぬだろう。

e 前の実験との比較

模型縮尺、フラッシュ流量および水門上流水位等の条件が同一でないので一般的な傾向を調

べて見ると、流れ方の特性と砂州の浸蝕^{*}、水面下の砂州のフラッシュ等の現象は再現された型となっており、完全開口する条件についても今回の実験結果と全く矛盾せず、操作する水門の位置および数がフラッシュにおよぼす影響についても前回の結論を今回うらづけている。

浸蝕線の平均後退速度^{**}については200 m/s以上の流量ではほぼ一致し、流量が小さくなるに従って今回の結果の方が早くなっている。これは砂州構成材料の粒径が前回の実験では現地の約3.5倍くらいであったのに対して今回は2倍程度と相対的に小さくなっているための影響と考えられる。

•前掲報告書P70参照

•同P140

Ⅲ 分 流 点 の 処 理

〔 1 〕 実験準備および条件

本章を記述するにあたり、可動堰や河川筋のまぎれをなくするため、仮りに次のようにそれぞれ称する事とする。即ち、分流点より下流の旧信濃川筋を旧川、分流点より上流部を本川、放水路を分水路、と区分し呼称する。また、分水路可動堰を河口堰と呼んだのに対し、分流点可動堰は締切堤を含め分流堰と称する。

a 模型概要

模型は分水路河口実験で用いた縮尺 $1/40$ の模型に旧川部河道と本川河道を各々延長、接続した。旧川筋下流端はNo 7 5'断面、本川筋の上流端はNo 3 1 断面としている。旧川部分流点付近の河床高は分水路の計画河床高にすりつけてある。

河道部の模型相似律は、6 頁に示した分水路河口部の相似律の記述に準ずる。

b 旧川筋河道

現地における分流点付近の工事の手順は、①分水路の開削および通水、②分流堰の構築、③旧川筋の河巾縮小および河床浚渫、④本川筋の河床浚渫および築堤、と計画されている。

旧川筋の計画河床高は、万代橋においてT.P-3.3 mと考えられ、その間は直線的に変化させる案が有力のようである。河巾は現状より縮巾する計画であるが、現在の計画高水流量 $3,200 \text{ m}^3/\text{s}$ が将来増加したような場合、その増加分を旧川筋に分担させうる可能性を含めて、現状の流積をあまり変えないような河道を決めようとしている。河巾案は、100 m, 130 m, 170 m の各案が考えられている。

c 分流堰

分流堰はその構造を締切堤および可動堰とし、築造断面は図-31 に示すような旧川筋流頭部No 8 5'断面付近とした。

d 水 位

旧川筋河口水位は平水時でT.P 0.35 m, 計画高水時においてT.P 0.85 m とされている。

横型下流端水位は原則として、分水路筋：No 5 0 断面、旧川筋：No 8 0'断面で、それぞれ与えることにした。旧川筋の河道計画は先に述べたように三案が考えられており、当然ながら水位は各計画案によって異ってくる。河巾を130 m に縮め分流点T.P-3.3 m, 万代橋T.P-4.5 m の河床高にした場合と、現河道の場合についてのNo 8 0'断面における水位～流量の相関関係を図-32 に示した。また、分水路No 5 0 断面の相関図は図-33 に示すとおりである。

なお、初期の実験では、旧川筋の下流端水位はNo 8 0'断面で河口潮位を与えた。また、帝石橋における水位および流量は、昭和36～43年の間の実測値より、表-2 に示すような値を得ている。

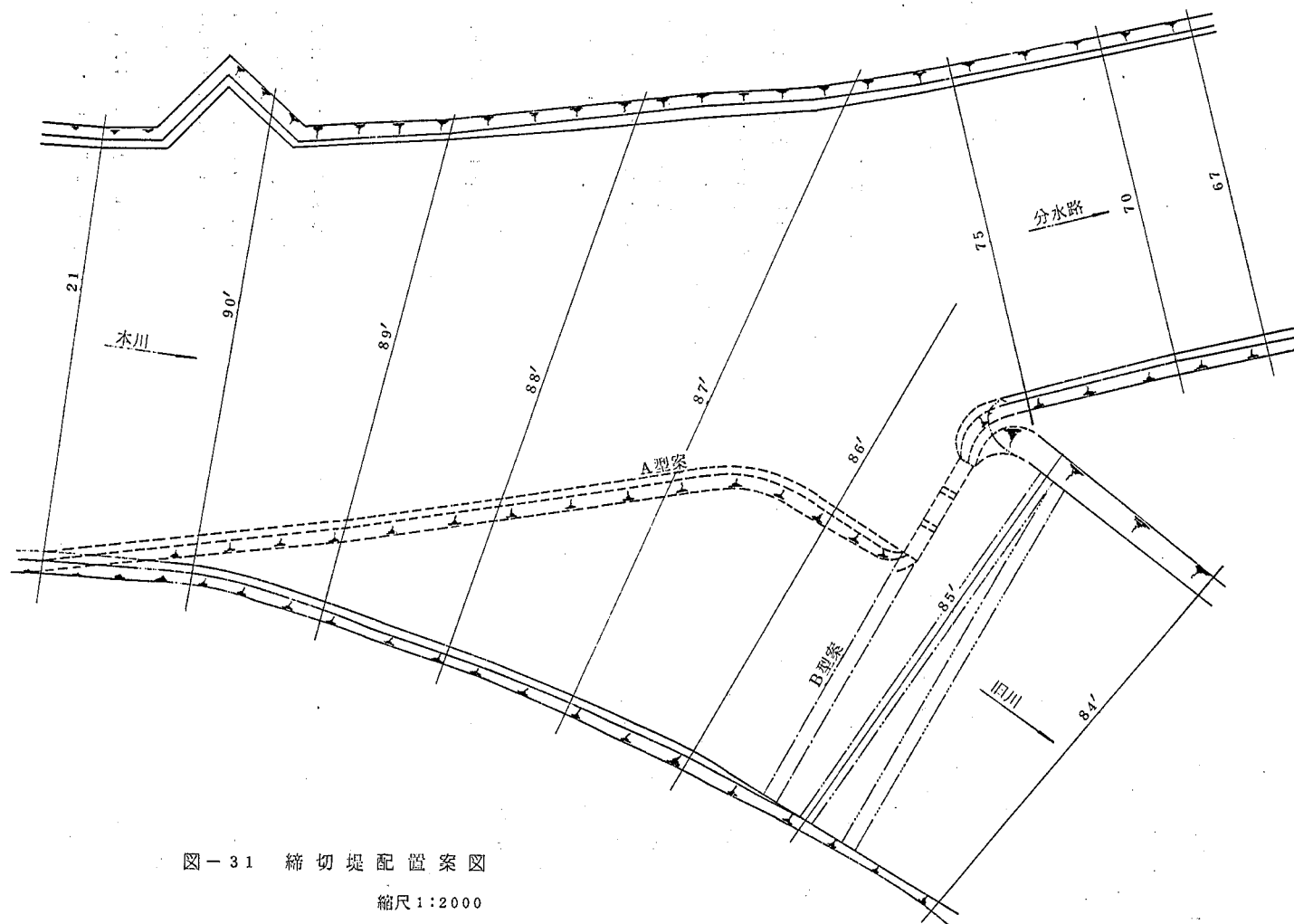


图-31 縮切堤配置案图

縮尺 1:2000

図-32 水位～流量曲線（旧川筋No.80'）

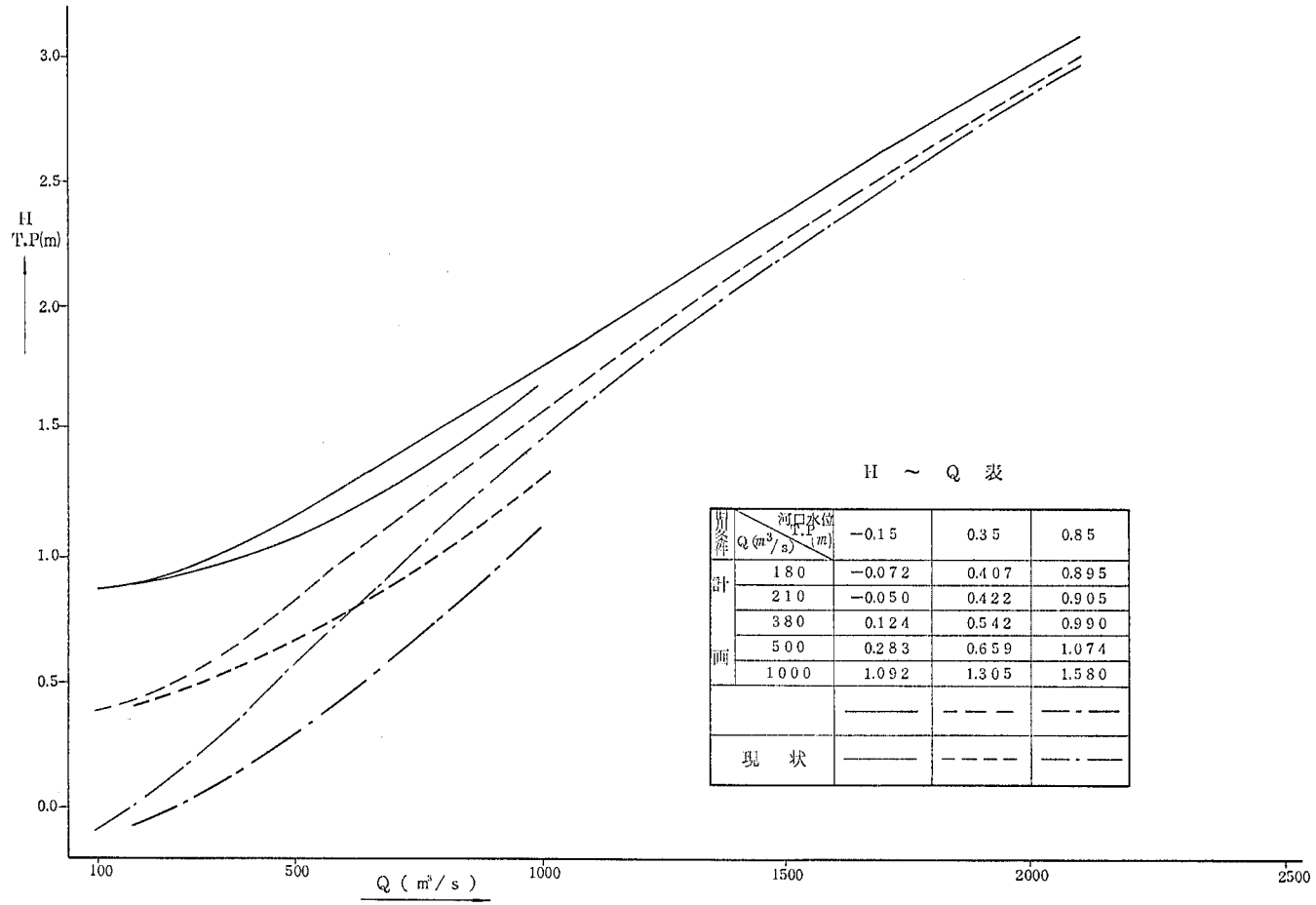


图-33 水位~流量曲线 (分水路No 50)

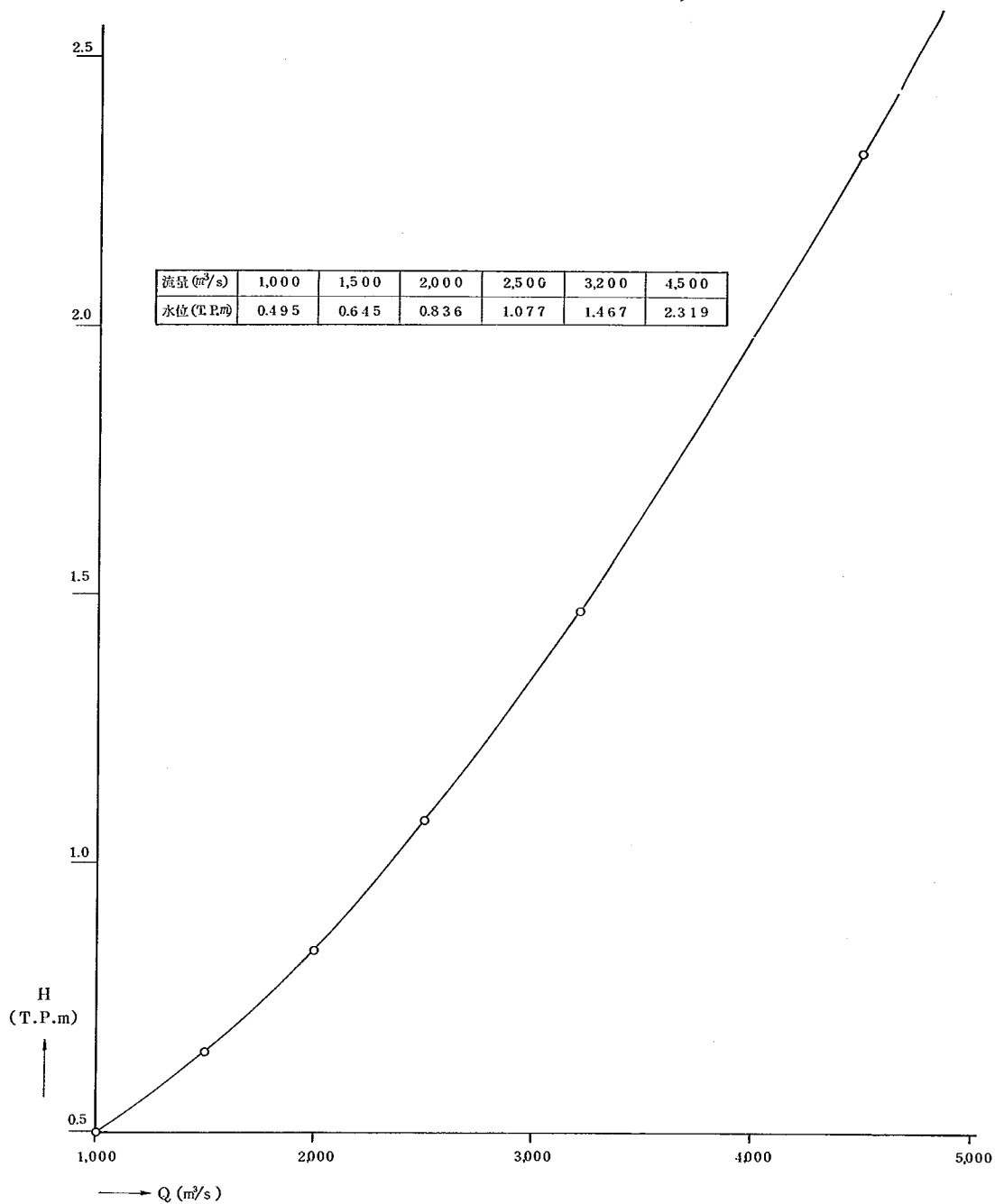


表-2 位況，流況表

昭和36年～昭和43年

	最 大	豊 水	平 水	低 水	渇 水	最 低	平均低	年平均
水 位	—	0.93	0.82	0.73	0.55	0.29	0.72	0.84
流 量	1666.4	466.3	380.3	316.4	213.3	94.0	—	398.0

e 流 量

現在の計画高水流量は $3,200 \text{ m}^3/\text{s}$ であるが、将来増加する可能性がある。

現計画高水流量に対する流量配分計画は、まだ結論を得ていない。

一方、平水流量における配分計画は図-34 に示すように、工事の進捗段階に応じて異ってくる。暫定計画段面の段階においては、現在のところ二つの案がある。

f 検証実験

旧川筋の粗度係数は、現状河逆の場合が $n = 0.030$ 、計画断面において $n = 0.0275$ と考えられている。従って、旧川筋の河道条件を変化させる都度、検証実験をおこない粗度係数を合わせた。

〔2〕実験の方針とその概要

実験、解析および検討した問題点や課題を列記し、それらを解明する方針と実験の概要を述べると次のようになる。

a 締切堤法線の検討

洪水の大部分を分水路で処理し、平水流量の一部（維持用水等）が旧川筋に要求されるならば、両川の分流量を調節する構造物が必要となる。配分流量から判断して、分流量調節用構造物は先に記したように、一部分流水門を採用し、他の部分は締切堤を築堤する方式となる。

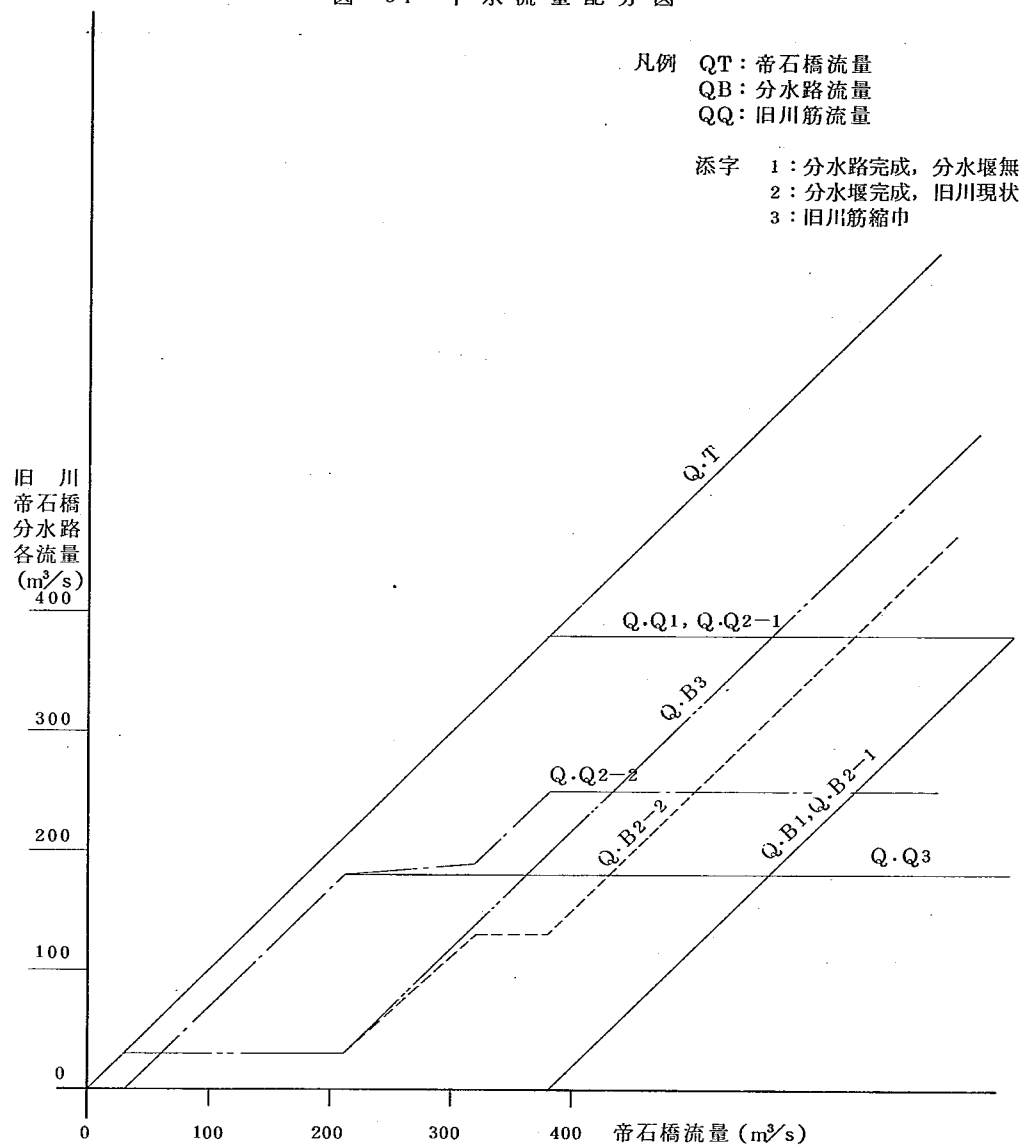
締切堤の法線形状は分水路の右岸側法線の延長上に旧川河道を締切るA型案と、旧川筋の流心に対し直交して締切るB型案の二案で検討した。その線型の概要は31図を参照されたい。

b 可動堰の設置位置

A型案における可動堰の設置位置は、旧川締切堤法線上に配置することが流線に対して好ましいと判断されるが、分派流に対し直交させたため、可動堰部分が不連続となる。可動堰部の位置はNo.85' + 5.0m 断面の左岸側で検討した。

B型案の場合にはNo.85'断面を含み、上流5.0m断面および下流2.0m断面の三断面に締切堤法線を配置し、各断面上の左岸および中央部の二箇所可動堰部を設け、それらを組合せて実験した。

图-34 平水流量配分图



検討した位置は右表の○印を記したケースで、A型案を含めて6ケースとなった。

断面 No	位置	位置		
		A 型	B 型	
		左岸	左岸	中央
85' + 50m		○	○	○
85'			○	○
85' - 20m			○	

c 可動堰巾およびゲート門数

可動堰巾は、水門上流水位に規制されており、上流水位は旧川筋への分流量や水門敷高等の要素に影響されると考えられる。したがって、堰巾を検討する

ためには、可動堰の諸元や水理条件の変化の組合せによって行なわなければならない。

検討した堰巾は、60, 70, 90, 100, 120, 170mの6種である。

ゲート門数は、可動堰巾の結論が得られると、構造および経済的な面から決定される性格が強くなるが、できるだけ単純な水門操作によって分流量の調節が可能となるような門数として検討した。

検討したゲート数は、2, 3および4門の3種類である。

d ゲート敷高

ゲート敷高は、流量の配分比を左右するだけでなく、流送土砂の配分量にも影響を与える。流送土砂の配分量は、両川の洗掘および堆積傾向を支配し、分流点付近の河床変動の動向にも影響を与える。

本川筋の河床を掘削し、計画河床高に施工する工事は昭和60年頃と予定されている。しかし、それ以前の段階で分流点付近の河床高がT.P. - 3.3mに施工されるので、本川筋河床高が高くなり河床勾配は不連続となる。したがって、本川筋の河床掘削が完了する以前の暫定的なゲート敷高も検討しておく必要がある。

実験で検討したゲート敷高は5ケースにのぼり、現状および計画河床高の要素を基準として対象を想定した。まず、旧川筋への流送土砂の流入を防止するため敷高を高くしたT.P. 0.0m, -0.6m および-1.1m と、堰巾だけで規制をこころみだ、T.P. -2.3mおよび-3.3mである。

e 旧川河道巾

分水路によって、洪水の処理がおこなわれるようになれば、洪水流過河道としての旧川河道の役割は低下する。また、平水時においても、分流後の流量減少に伴ない、現河巾は充分余裕のあるものとなる。このため、約300m程度ある河巾は縮巾して、活用しようとする計画が考えられている。

しかし、旧川筋の現状疎通能力が1,000m³/s程度あることから、将来計画高水流量が増加したような場合にも、旧川筋の計画河道としては、現状疎通能力程度を確保できるような断面を考慮して、検討する必要がある。

検討した河巾は、100m, 130mおよび170mの3種類に、現状河巾を加えておこな

表-3 実験ケース一覧表

実験 番号	結切堤法線タイプ	分水堰諸元						旧川河道 状態		流量条件			下流水位		測定内容			備 考
		設断面 Na	堰位置	堰巾 (m)	門数 (門)	ゲート 数高 T.P.(m)	ゲート 開度 (m)	河巾 (m)	堰下流 河床高 T.P.(m)	総流量 (m³/s)	分水路 分流量 (m³/s)	旧川筋 分流量 (m³/s)	H150 T.P.(m)	H180 T.P.(m)	水位 観測 点	流向	流速	
1	A						全開			370	290	80	0.800		○	○		H50'→H113, H80'→H85'
2						0.0	0.800			3,200	3,000	200	1.355		○	○		
3		85' + 50m	左	70			全開			370	290	80	0.800	0.350		○		H80' → H85'
4							0.640			3,200	3,000	200	1.355			○		
5							全開			390	240	150	0.800			○		H80' → H85'
6			中			-0.60	0.540			3,200	3,000		1.355			○		
7							1.000			390	190		0.800			○		H80' → H85'
8		85'	左				0.420		現 状	3,200	3,000		1.355			○		
9							1.660			390	190	200	0.800	0.544		○		H80' → H85'
10			中				0.420			3,200	3,000		1.355			○		
11							1.124			390	190		0.800		○	○	○	H80' → H85'
12				100	3		0.420			3,200	3,000		1.355		○	○	○	
13						-1.10	2.760			4,200	3,200	1,000	1.467	1.512	○	○	○	H80' → H85'
14							0.960				3,700	500	1.795	0.817	○	○	○	
15							1.180			390	180	210	0.800	0.605	○	○	○	H80' → H85'
16		85' + 50m					2.760	100	-4.50	4,200	3,200	1,000	1.467	1.495	○	○	○	
17							0.960				3,700	500	1.795	0.686	○	○	○	H80' → H85'
18							0.560			390	180	210	0.800		○	○	○	
19	B			170	4		0.244			3,200	3,000	200	1.355	0.423	○	○	○	H80' → H85'
20							1.500	170	-3.32	4,200	3,200	1,000	1.467	1.284	○	○	○	
21							0.600				3,700	500	1.795	0.659	○	○	○	H80' → H85'
22							全開			4,300	3,150	1,150	1.435	1.750		○		
23			左				1.240			380	200	180	0.850	0.407		○		ゲート門数欄中、左 2および中2とある のは4門ゲートを操 作した位置である。 なお堰巾は2門分で ある
24					中2		3.840			4,200	3,200	1,000	1.467	1.580	○	○	○	
25							1.720			3,200	2,820	380	1.215	0.990	○	○	○	ゲート門数欄中、左 2および中2とある のは4門ゲートを操 作した位置である。 なお堰巾は2門分で ある
26				60			1.440			380	200	180	0.850	0.407	○	○	○	
27						-3.30	全開 3.840	130	-3.30	4,200	3,200	1,000	1.467	1.580	○	○	○	ゲート門数欄中、左 2および中2とある のは4門ゲートを操 作した位置である。 なお堰巾は2門分で ある
28		85' - 20m			左2		1.440			380	200	180	0.850	0.407		○		
29							全開			3,700		500		1.074	○			ゲート門数欄中、左 2および中2とある のは4門ゲートを操 作した位置である。 なお堰巾は2門分で ある
30										3,400		200		0.900	○			
31										3,200			1.467					最 終 案
32				100	3				-3.80	4,200		1,000		1.580	○	○	○	
a										分水路分流量 0 m³/s で 380, 320, 250, 210, 180 の5流量					○			結切堤、水門なし
b									現 状	380		380		0.638	○			ゲート門数2.3およ び4門と水門なしの 4ケースに5流量を 組合せ、20ケース
c										320		320		0.562	○			
d						-3.30				250		250		0.490	○			ゲート門数2.3およ び4門と水門なしの 4ケースに5流量を 組合せ、20ケース
e										210		210		0.452	○			
f	B	85' - 20m	左			全開				180	0	180		0.430	○			同上にゲート数高の 2ケースを組合せ 24ケース
g						-3.30				210		210		0.422	○			
h								130	-3.30	180		180		0.407	○			同上にゲート数高の 2ケースを組合せ 24ケース
i						-2.30			-2.30	140		140		0.395	○			

た。

f 実験の概要

以上の問題点および課題を解明するための実験ケースおよび結果は、表-3に示すとおりである。これらの問題点別の検討ケースは、右表のようになる。これらの条件や要素を組合せて実験・測定した内容は、水位関係が77ケース、流況観察および流向測定が30ケース、流速分布測定が15ケース、というように膨大な数に達している。

検 討 項 目	ケース
締切堤法線	2
締切堤設置断面	4
分流堰設置断面	6
可 動 堰 巾	6
ゲート門数	3
ゲート敷高	5
旧 川 河 道	3

〔3〕実験結果とその考察

実験ケース数が膨大な数に達しているため、本報告書における記述は最少限にとどめ、実験結果の考察の過程で、比較検討をしながらふれていくようにする。

実験方法は締切堤法線形状、可動堰諸元および旧川河巾等々の諸条件を組合せておこなっているが、本報告書のまとめかたは、問題別に検討した概要と結果について、述べることにする。

a A型案法線形の検討

分水路の右岸堤防法線延長上に締切堤法線を一致させるA型案法線形は、前述した「実験の方針とその概要」のように、図-31に示す線形を検討の対象とした。

河道および可動堰の概要は、①本川および旧川筋が現状河道、②分水路はNo.75断面までを計画河道とし、③可動堰をNo.80'+5.0m断面の左岸側に配置し、④堰巾を7.0m、ゲート門数を3門にし、⑤ゲート敷高をT.P.±0.0mとした。

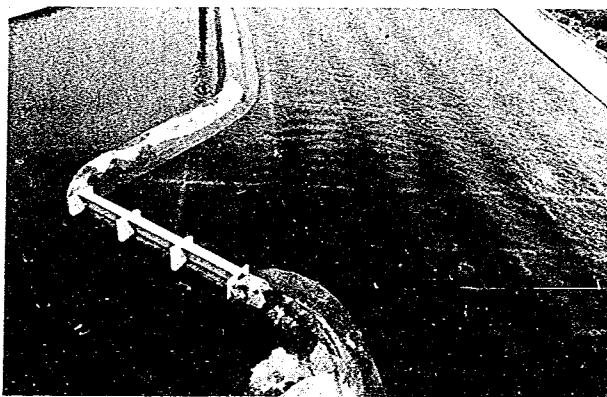
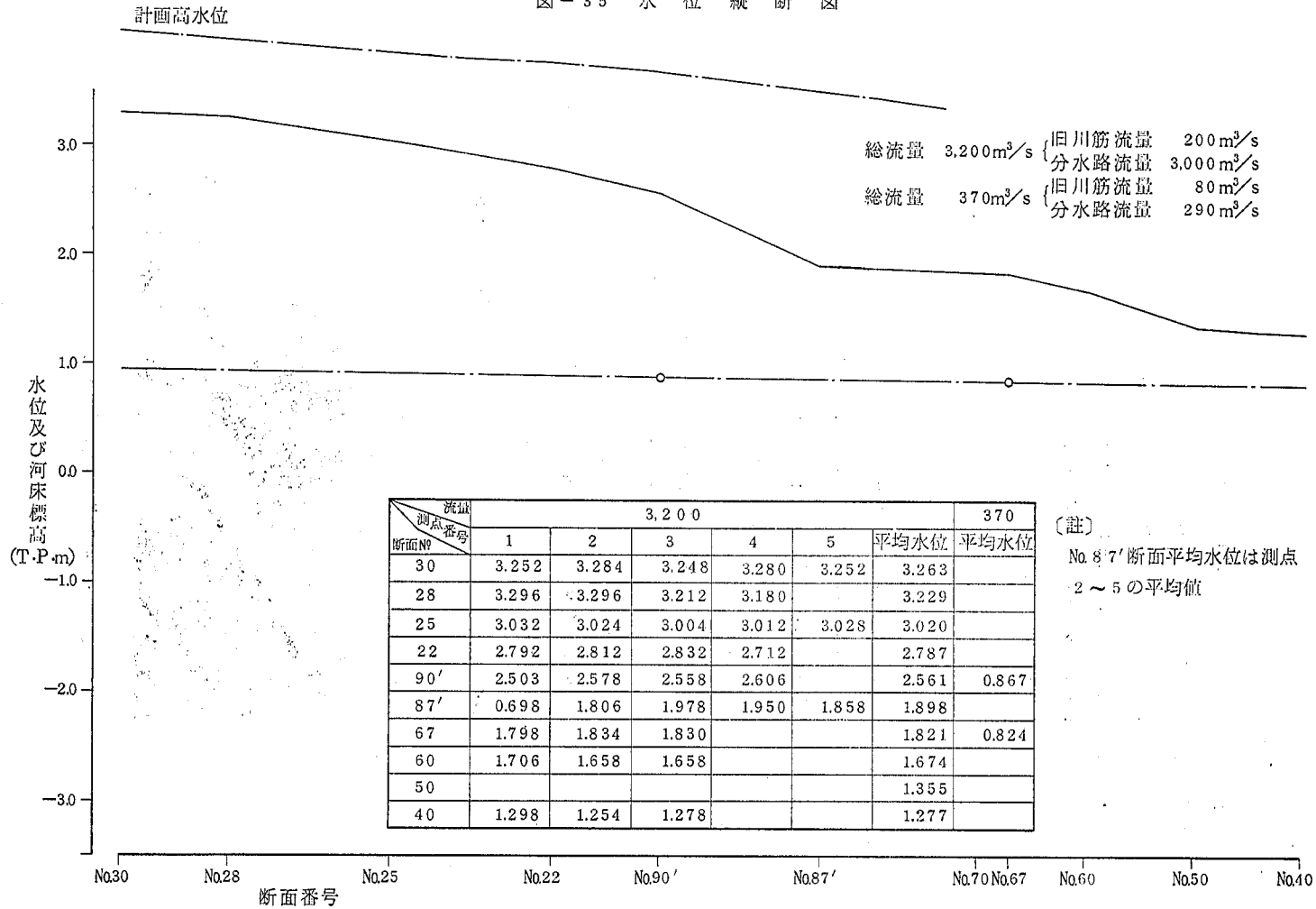


写真-Ⅱ・1 No.2実験 分流点より上流をのぞむ

No. 2 実験
図 - 35 水位 縦断 図



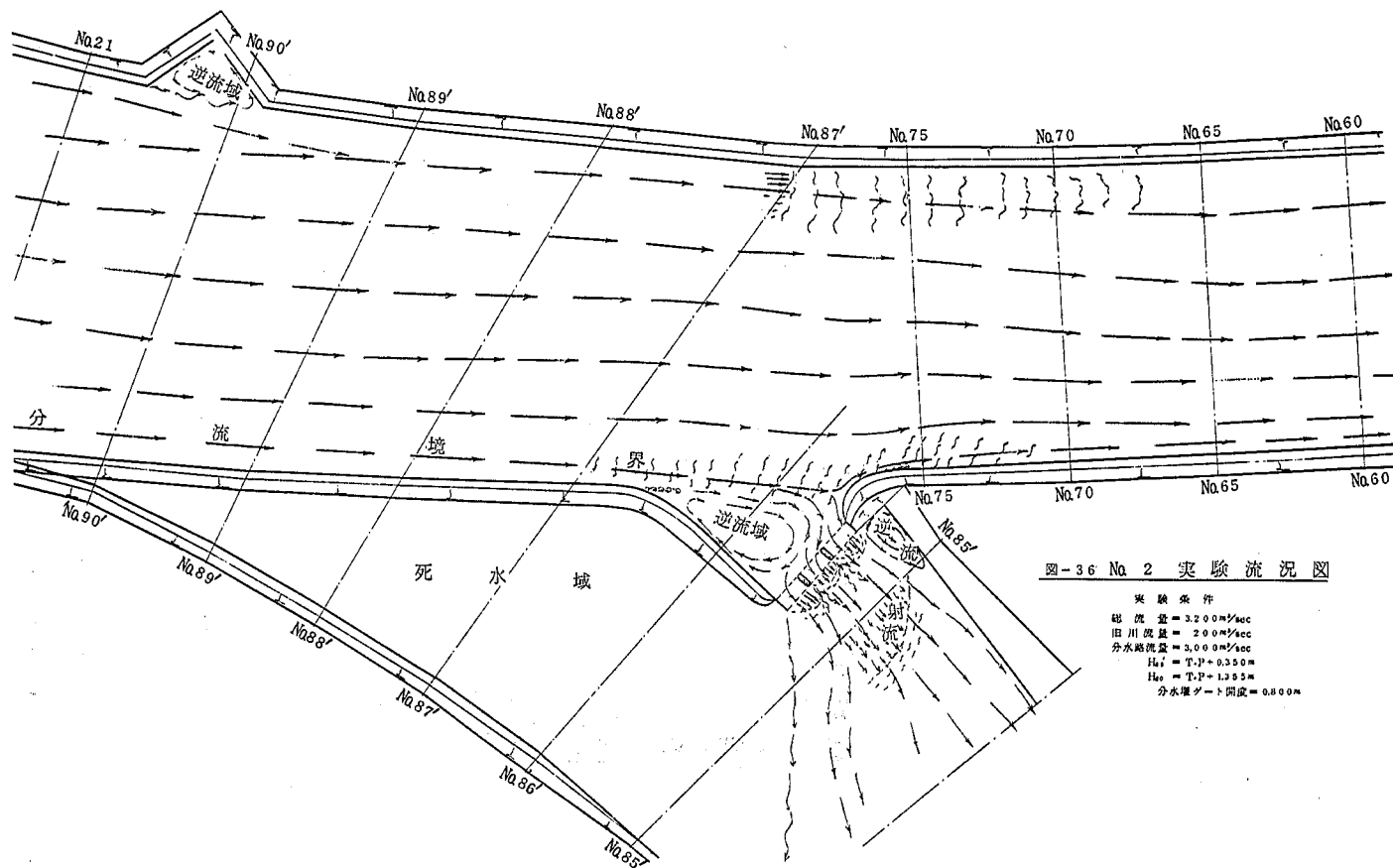


図-36 Na 2 実験流況図

実験条件
 総流量 = 3.200 m³/sec
 旧川流量 = 2.00 m³/sec
 分水路流量 = 3.000 m³/sec
 $H_d = T.P + 0.350 \text{ m}$
 $H_{ds} = T.P + 1.355 \text{ m}$
 分水路ゲート開度 = 0.800 m

A型案線形による実験は、第3表の実験一覧表に掲げるNo.1およびNo.2実験に相当する。実験内容は水位測定および流向観察である。その結果は、水位縦断図として図-35に、流向図として総流量が $3,200\text{ m}^3/\text{s}$ の場合のみ、図-36に示した。

水位縦断図にあらわれている特徴的な現象として、No.90'断面からNo.87'断面の間の著しい水面低下があげられる。この現象の原因として、①分流点における流積の拡大、②分流する事による流量の減少、等の影響によるものと考えられる。また、No.67～No.50間の水位低下については主として、実験技術上の問題が表われており、現実にはNo.76とNo.50断面の各水位を結んだような水面形になるものと予測される。なお、No.30断面（帝石橋）では、計画高水位に対して、約0.7mの余裕がある。

次に、流向図における特徴は可動堰上流に渦流が発生している点をあげる事ができる。これは、水門の操作および管理上に支障を及ぼす事になる。また、旧川筋呑口から分水路No.70断面付近にいたる間と、左岸側のNo.87'～No.65断面間に波状流があらわれている。これは現状

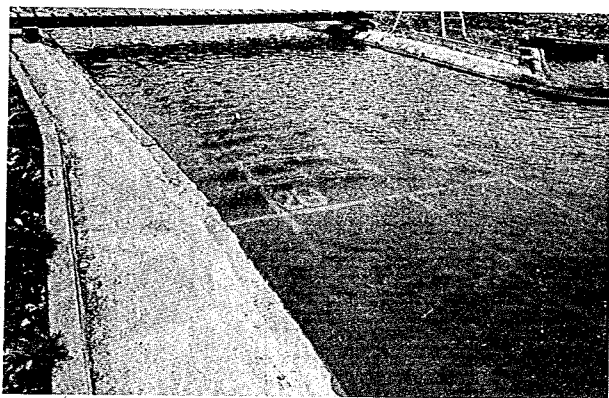


写真-Ⅱ・2 No.2実験 No.87'断面左岸側の波状跳水

河床と計画河床のとりつけかたの問題とも関係してくる。

波状流と逆流域の発生に関して、本川と分水路連結区間の河床勾配を緩やかにしたが、若干改善されたものの、基本的に解消する事ができなかった。この事は分流点付近の河川構造物にとって、その維持と管理上好ましくない現象である。

分流量は総流量が $370\text{ m}^3/\text{s}$ の場合と $3,200\text{ m}^3/\text{s}$ を対象に測定したが、平水時においてはゲートを全門全開にしても $80\text{ m}^3/\text{s}$ しか旧川筋に分流させえなかった。これは現状左岸河床高に合せて水門を設置しているので、ゲート敷高が高すぎるためと判断される。計画高水流量の場合は、ゲート開度を0.8mにすれば $200\text{ m}^3/\text{s}$ を旧川筋に流入させることができる。

以上のことから、A型案締切堤法線の検討を打ち切り、B型案法線形の検討をおこなうこととした。

b B型案法線形の検討

第3表中の実験番号が3～10に相当する流向実験では、B型法線形の比較検討および合理的な法線形の設定、ならびに分流堰諸元の概略的な設計を目的としておこなった。

これらの実験の河道条件および分流堰の概要は、①本川および旧川河道はいずれも現状形とし、②締切堤法線形はB型案で、③分流堰設置断面はNa 8 5' + 5.0 m およびNa 8 5' 断面とし、④可動堰巾は7.0 m と10.0 m の2ケースで、いずれも3門とし、⑤ゲート位置は左岸および中央部の二箇所を考え、⑥ゲート敷高はT.P. ± 0.0 m, - 0.6 m および - 1.1 m の3ケースを選定し、以上の各要素を組合せた。流量条件は平水流量 ($370 \text{ m}^3/\text{s}$ および $390 \text{ m}^3/\text{s}$) と計画高水流量 ($3,200 \text{ m}^3/\text{s}$) を対象とした。

測定内容は、実験Na 4を図-37に、以下、実験Na 6, Na 8 およびNa 10の結果を、それぞれ図-38～図-40に示した。

以上の4ケースの実験は締切堤の位置や分流堰の諸元が異っており、同一条件による比較ではないが、流向図にあらわれている諸現象から、その傾向を列記してみる。

- ① B型案ではNa 8 5' 断面からNa 8 8' 断面付近の右岸側に大きな死水域を発生するが、水門付近の流れはA型案より安定しており、B型案の方が好ましい。しかし、可動堰を配置する場所によってはNa 7 5' 断面の分水路流頭部右岸側に、流れの集中による波状流を発生させ、低水護岸に悪影響をおよぼすおそれがある。

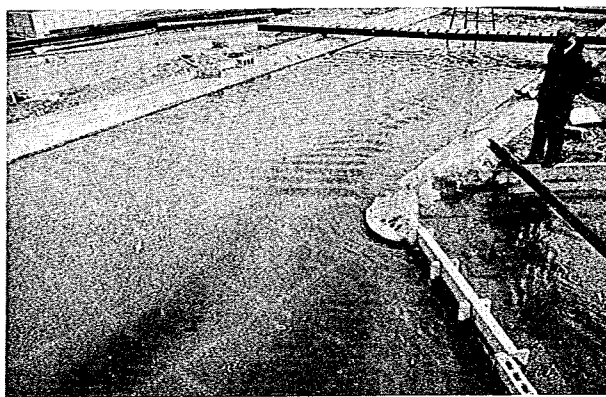
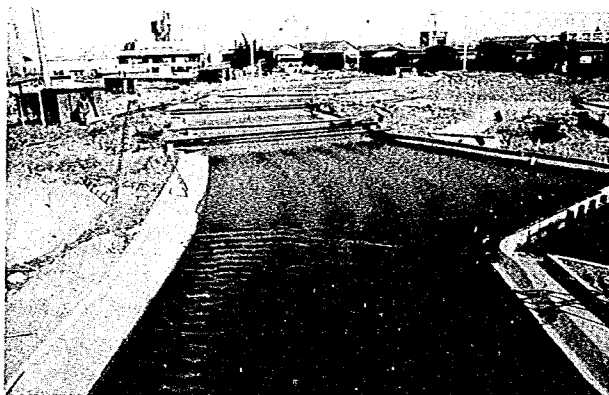
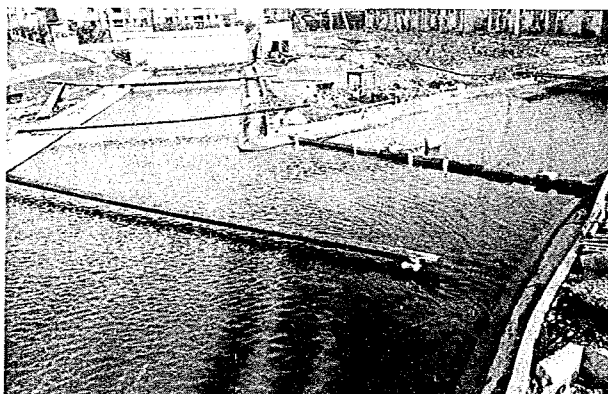


写真-Ⅱ・3 Na 4 実験 分派点上流より下流を見る
分水路右岸の波披跳水および剥離領域
に注目



写真一・4 No.6実験 分水路より上流をみる



写真一・5 No.10実験 No.90'断面より下流の分流境界を示す

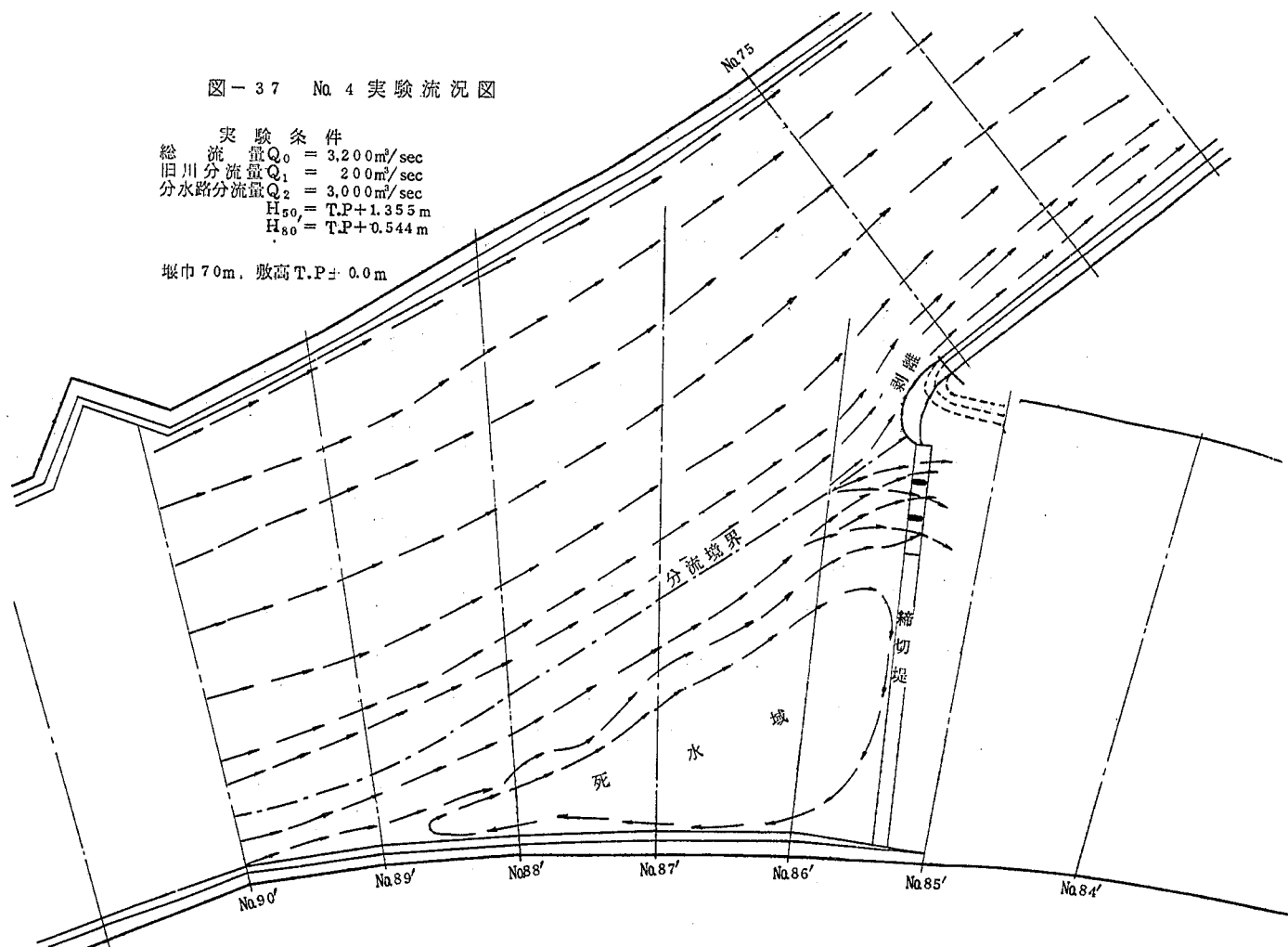
- ② 可動堰の設置位置については、流況図によれば、両川の分流境界線の終端は水門の位置に大きく影響され、可動堰の位置を右岸に設けるほど水門扉に沿った流れが強まる。さらに、分水路呑口上流の通水巾は広がって、No.75断面で縮流となるため、分水路流頭部右岸側に剥離領域を生じさせる。その縮流によって、分流点先端周辺の流速は、 $4 \sim 4.5 \text{ m/s}$ 位となる。

分水路流頭部の右岸側の縮流による水面低下量は、分流境界線が右岸によるほど大きな

図-37 No.4 実験流況図

実験条件
 総流量 $Q_0 = 3.200 \text{ m}^3/\text{sec}$
 旧川分流量 $Q_1 = 2.00 \text{ m}^3/\text{sec}$
 分水路分流量 $Q_2 = 3.00 \text{ m}^3/\text{sec}$
 $H_{50} = \text{T.P.} + 1.355 \text{ m}$
 $H_{80} = \text{T.P.} + 0.544 \text{ m}$

堰巾 7.0m, 堰高 T.P. $\pm$ 0.0m



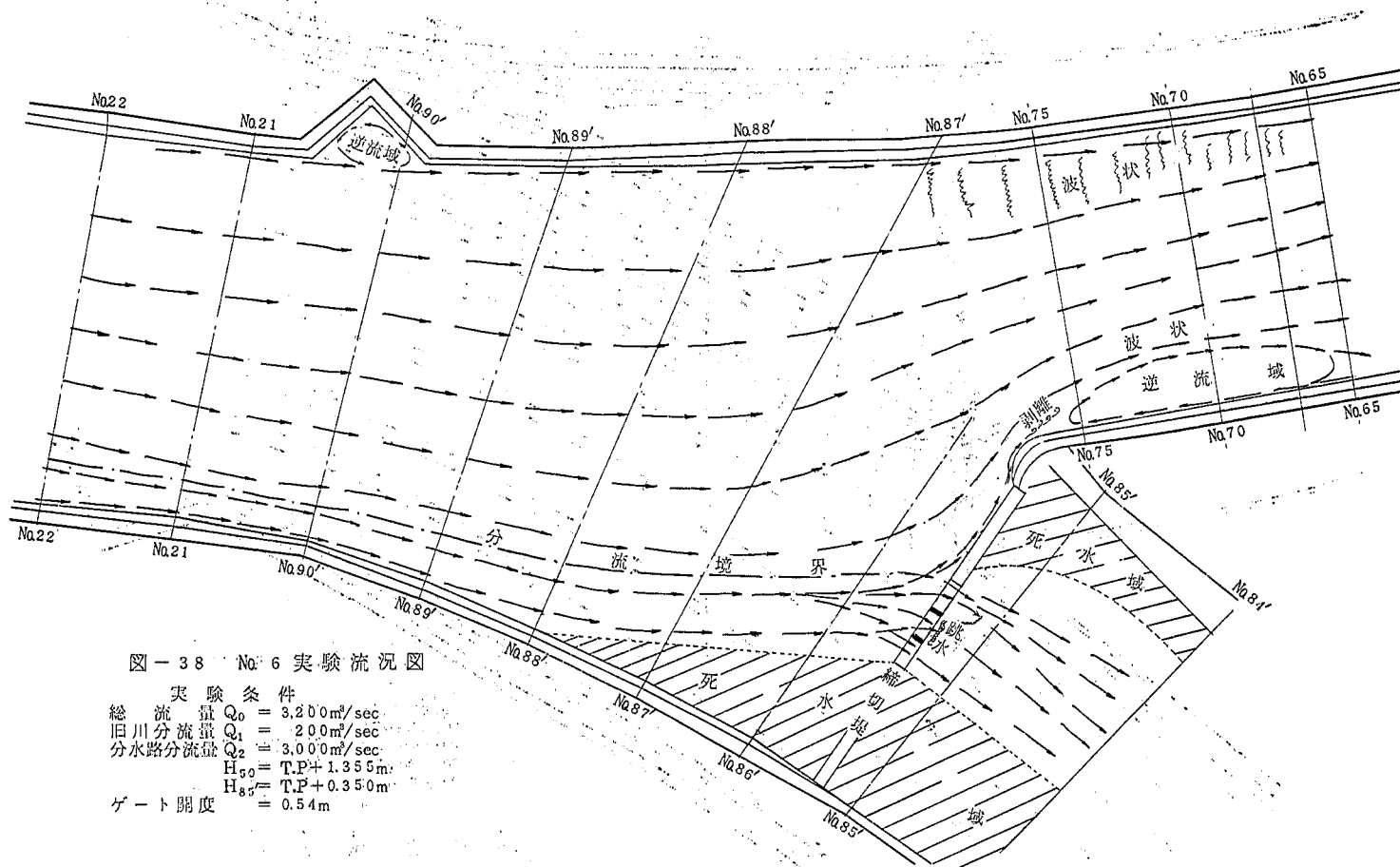


図-38 No. 6 実験流況図

実験条件
 総流量 $Q_0 = 3.200 \text{ m}^3/\text{sec}$
 旧川分流量 $Q_1 = 2.00 \text{ m}^3/\text{sec}$
 分水路分流量 $Q_2 = 3.00 \text{ m}^3/\text{sec}$
 $H_{50} = \text{T.P.} + 1.355 \text{ m}$
 $H_{85} = \text{T.P.} + 0.350 \text{ m}$
 ゲート開度 = 0.54 m

図-39 Na 8 実験流況図

実験条件 堰巾100m. 敷高T.P-1.100m
 総流量 $Q_0 = 3.200 \text{ m}^3/\text{sec}$
 旧川分流量 $Q_1 = 2.00 \text{ m}^3/\text{sec}$
 分水路分流量 $Q_2 = 3.00 \text{ m}^3/\text{sec}$
 $H_{50} = \text{T.P.} + 1.355 \text{ m}$
 $H_{80} = \text{T.P.} + 0.544 \text{ m}$
 ゲート開度 = 0.42m

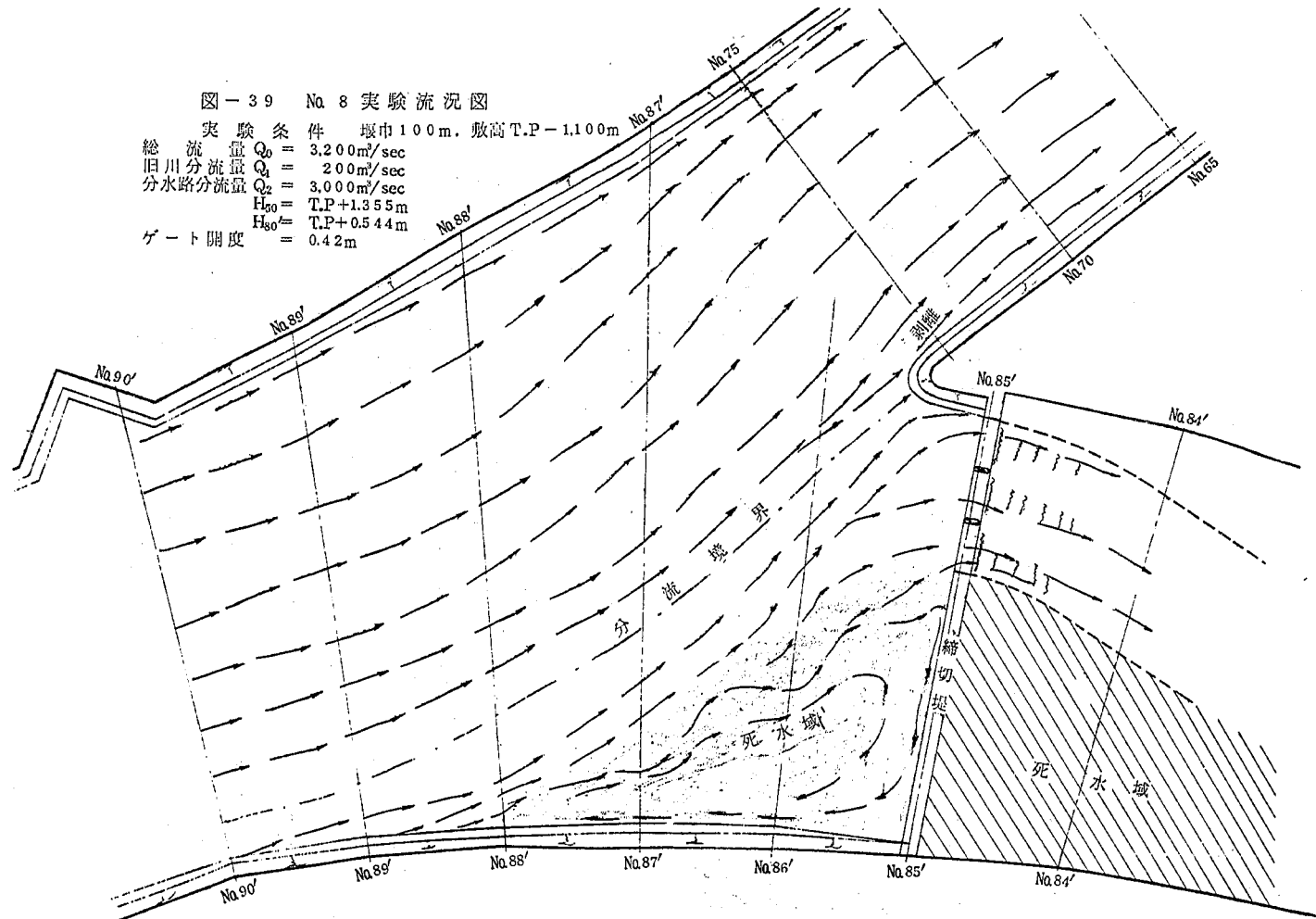
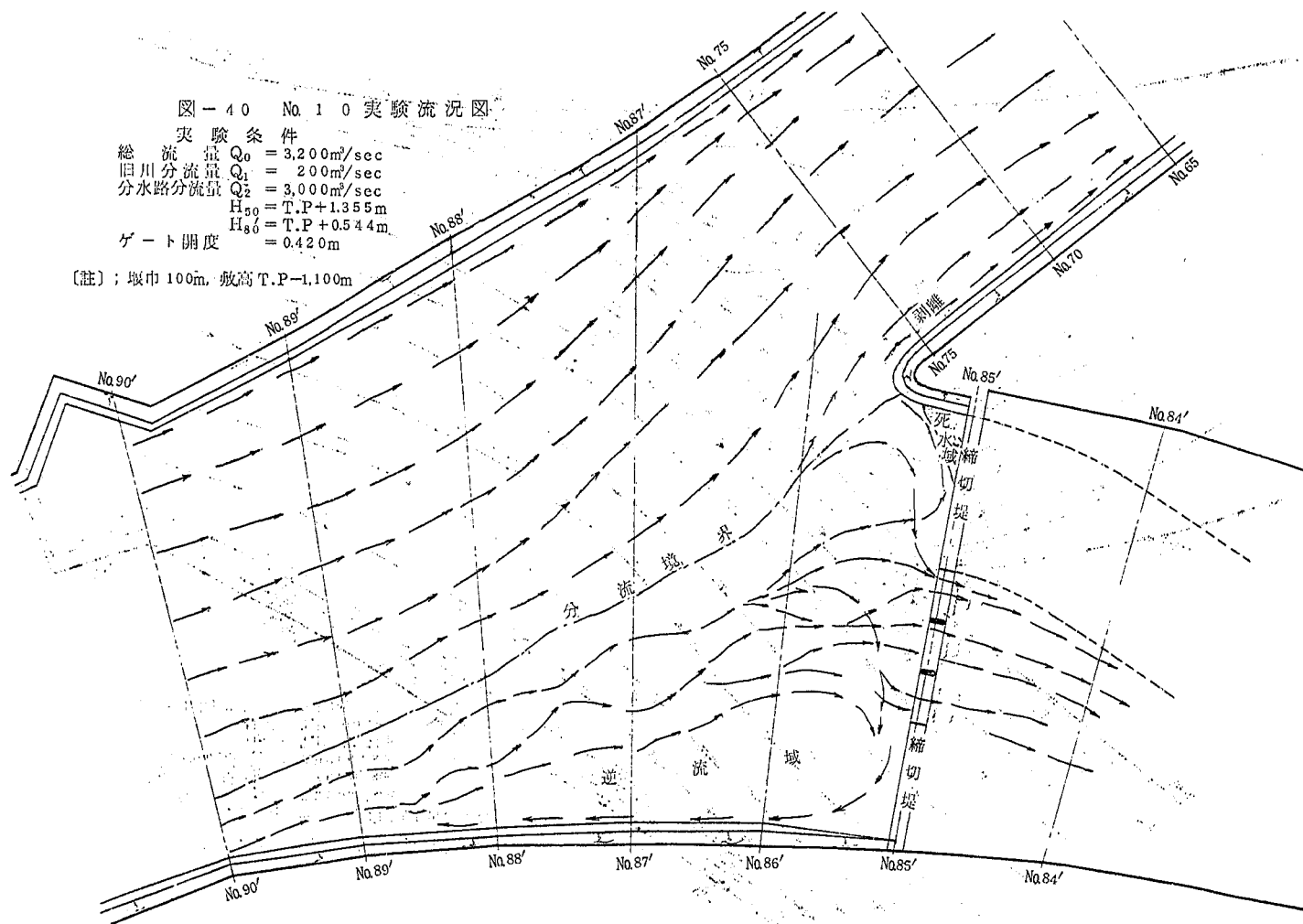


図-40 No.10 実験流況図

実験条件
 総流量 $Q_0 = 3,200 \text{ m}^3/\text{sec}$
 旧川分流量 $Q_1 = 200 \text{ m}^3/\text{sec}$
 分水路分流量 $Q_2 = 3,000 \text{ m}^3/\text{sec}$
 $H_{50} = \text{T.P.} + 1.355 \text{ m}$
 $H_{80} = \text{T.P.} + 0.544 \text{ m}$
 ゲート開度 $= 0.420 \text{ m}$

〔註〕；堰巾 100m, 敷高 T.P.+1.100m



っているようであり、この弊害を避けるには可動堰が、左岸側に位置する方が有利とみられる。

- ③ 旧川筋への流送土砂流入防止策として、ゲート敷高を河床高よりも高くすると、次のような現象がみられる。即ち、平水流量時にはゲート敷高が高くなるほど旧川筋の平水確保が困難になる。また、高水時には敷高が高いほど水脈の拡散長が長くなり、表面流が強く、底面流速が非常に小さくなる等のため、水門下流の流況が不安定となる。

c 分流堰設置断面の検討

以上の結果、締切堤法線形はB型案の採用を決定し、妥当な分流堰の設置断面の検討をおこなった。

実験は $\text{No. } 85' + 5.0\text{m}$ 、 $\text{No. } 85'$ および $\text{No. } 85' - 2.0\text{m}$ の三断面でおこない、そのうちの代表的な流況図を図-41 および図-42 に示した。

図-41 に示すように、締切堤が旧川筋の最上流端に相当する $\text{No. } 85' + 5.0\text{m}$ 断面に位置するような場合には、水門付近の流向が乱れ、分水路流頭部右岸側に剥離領域を生じ、分流点付近の構造物の維持管理上好ましくない。

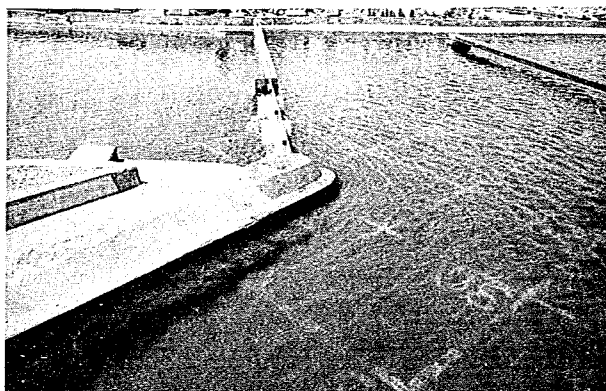


写真-Ⅱ・6 No.12実験 分水路右岸流頭部の剥離状態



写真-Ⅱ・7 No.14実験 分水堰付近の流況

これらの弊害を改善するため、50m 下流のNo 85'断面に分流堰を下げて実験した。その結果、先にふれた39図からも知られるように、可動堰付近の流況は、安定しているとはいえない。また、分派流に対して堰が直交していないため、堰柱の下流左側に渦流が発生したり、分水路流頭部右岸側の剥離領域も大巾に縮小されたとはいえ、基本的な解決までにはいたっていない。

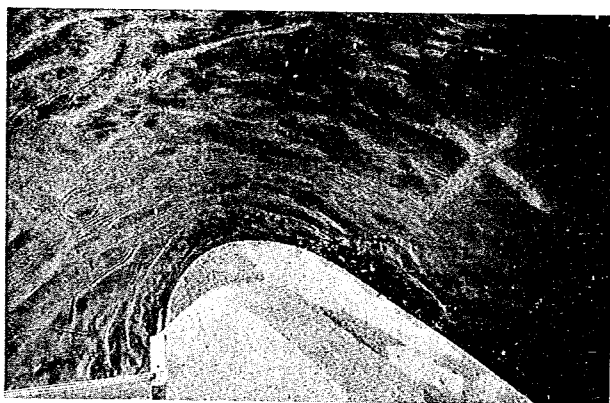


写真-Ⅱ・8 No21実験 分流点の流況

さらに流況改善のために、No 85'断面より若干下流に移し、流心に直交するように、修正し締切った。この位置をNo 85' - 20m 断面とすれば、図-42 に示すように、No 85'断面において生じていた剥離領域や、流向の不安定性等の問題は、ほぼ満足すべき状態にまで緩和されたと判断される。

以上のことから、分流堰付近の流況を安定させるには、分流点からある程度の距離を確保して、流向が定まった位置に可動堰を設けることが望ましく、その断面はNo 85' - 20m でよいものと判断できる。なお、分流堰上流右岸側の死水域は、堰を下流へ下げるほど拡大され、洪水の減水時や平水時には、流送土砂の堆積が予測される。

d 旧川筋河道巾の検討

旧川筋河道を計画する場合、「治水上からはなるべく河巾を広く確保しておきたいが、土地利用上は河巾を狭めたい。」という相反する要請があり、さらに河口の港湾浚渫計画との関連が生じてくる。また、分流点の上流では、平水時に揚排水が行われており、「現状水位を著るしく変化させることができない。」という制限もある。したがって、河巾の検討を行うにあたっては、洪水の疎通能力と平水時の堰上げ背水が指標となる。

図-41 No.13 実験流況図

実験条件
 総流量 $Q_0 = 4,200 \text{ m}^3/\text{sec}$
 旧川分流量 $Q_1 = 1,000 \text{ m}^3/\text{sec}$
 分水路分流量 $Q_2 = 3,200 \text{ m}^3/\text{sec}$
 $H_{50} = \text{T.P.} + 1.467 \text{ m}$
 $H_{80}' = \text{T.P.} + 1.512 \text{ m}$
 ゲート閉度 $= 2.760 \text{ m}$

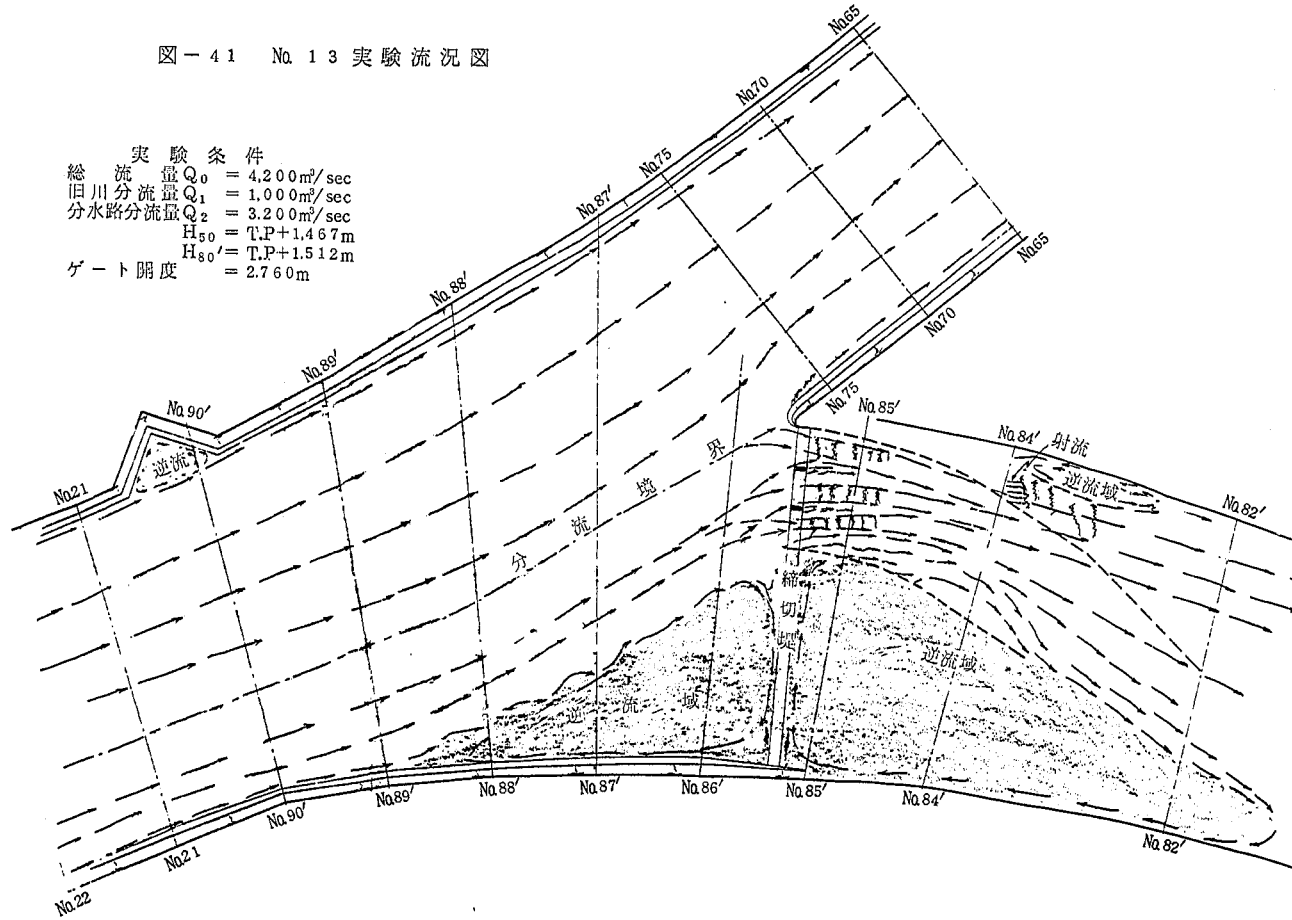
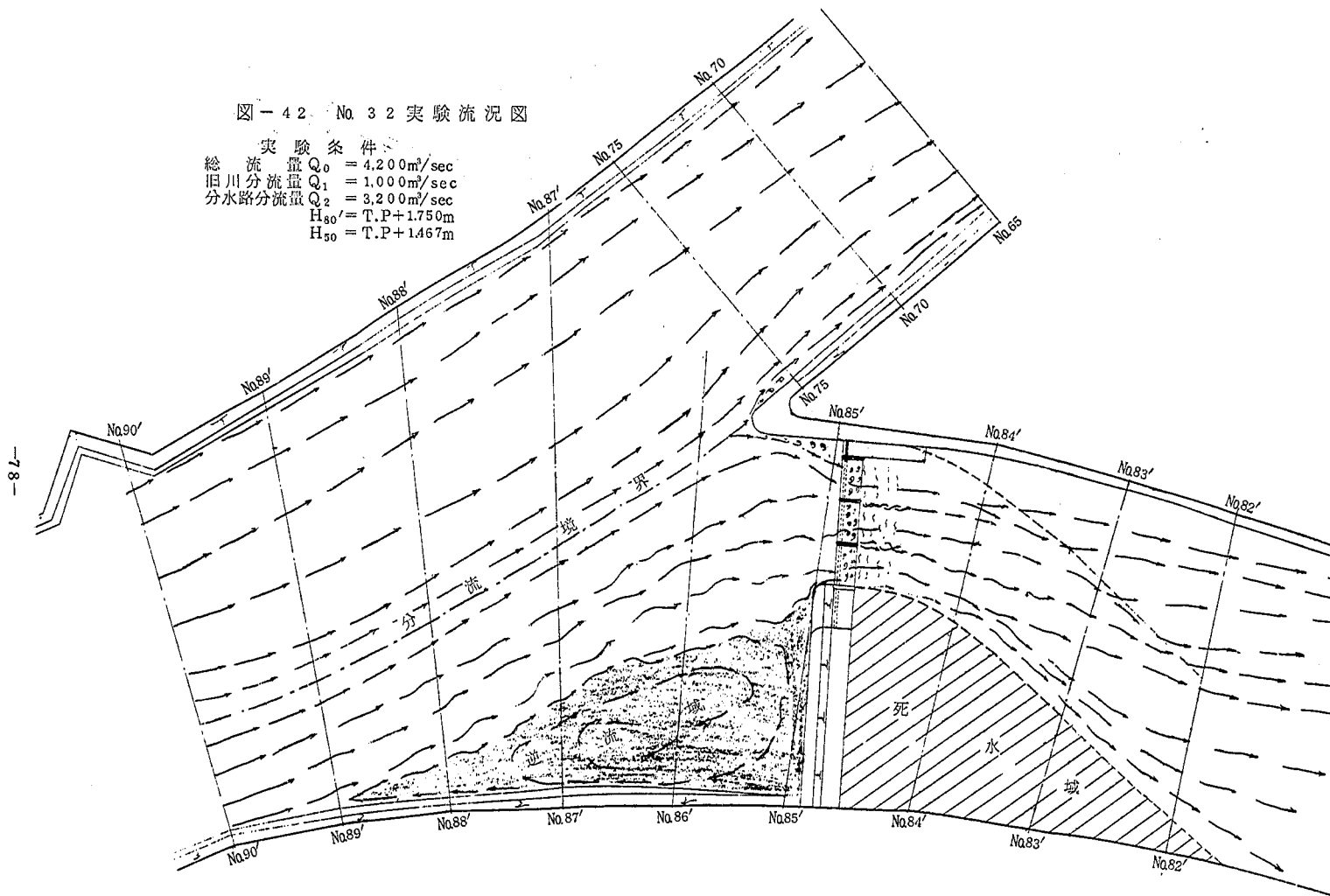


图-42 No.32 实验流况图

实验条件
 总流量 $Q_0 = 4.200 \text{ m}^3/\text{sec}$
 旧川分流量 $Q_1 = 1.000 \text{ m}^3/\text{sec}$
 分水路分流量 $Q_2 = 3.200 \text{ m}^3/\text{sec}$
 $H_{80}' = T.P. + 1.750 \text{ m}$
 $H_{50} = T.P. + 1.467 \text{ m}$



実験した計画河道案は次のとおりである。

① 河巾 = 170, 130 および 100m。

② 河床高 = T.P - 3.3 m (河巾 = 170 および 130m), T.P - 4.5 m (河巾 = 100m)

③ 現状河道

とし、現状河道と比較した。疎通能力の検討は総流量 = 4,200 m³/s に対し、旧川筋分流量 = 1,000 m³/s の流量条件で、平水流量は総流量 = 380 m³/s に対し、旧川筋分流量 = 180 m³/s の分流比で通水した。

実験結果は、4,200 m³/s の場合の水位縦断を図-43 に示した。同図によれば、いずれの計画案においても、実験No 32 に示す現状水位より低下し、旧川筋の疎通能力は河巾を縮めたとしても、1,000 m³/s 程度は充分ある事が判明した。この事は、1967年4月に旧信濃川工事事務所が発表している「関屋分水事業の概要」の中で、「旧川の疎通能力が1,100 m³/s 程度ある。」としている記録をうらづけている。

図-43 でNo 90'断面における水面低下の原因は、分流点の水利特性の影響によるもので、しかも、No 90'断面の流積が小さいためにその下流で“断面急拡”の現象となり、位置のエネルギーが流速に置換されていることによるものと判断される。また、本川No 25 より上流においては、旧川筋や可動堰の影響はほぼ収束され、最も水位の高いNo 32 実験(旧川筋が現状)の場合と、ほぼ一致するようになる。

次に、平水時における旧川筋の河道計画案が、本川の帝石水位に与える影響を調べると、次表のようになる。また、図-44 には旧川河道を130mに縮巾した場合のNo 30 + 120m断面

旧川河道条件		可 動 堰 条 件				総流量	分水路	旧川筋	H 80'	H 50'	No 30	実 験
川 巾	分流点	堰 巾	敷 高	開 度	門 数	(m ³ /s)	分流量	分流量	T.P(m)	T.P(m)	帝 石	番 号
(m)	河床高	(m)	T.P(m)	(m)			(m ³ /s)	(m ³ /s)			水 位	(表-3)
	T.P (m)										T.P (m)	
現 状		100	-1.1	1.124	3	390	190	200	0.544	0.800	0.905	11
100	-4.5	100	-1.1	1.180	3	390	180	210	0.605	0.800	1.044	15
170	-3.32	170	-1.1	0.560	4	390	180	210	0.423	0.800	1.089	18
130	-3.3 万代橋 -4.5	60	-3.3	1.440	2	380	200	180	0.407	0.850	0.986	28

における、水位 - 流量相関図を示した。これらのことより、現状河道における帝石水位 (T.P 0.85m) に対し、いずれも高くなる傾向を示している。

従って、旧川筋の計画河道が本川筋に及ぼす水理的な影響は、高水流量の場合はいずれの計画案においても現状河道水位よりも低くなる傾向を示し、疎通能力は縮巾しても1000 m³/s 程度はある。また、平水流量の場合は本川筋水位が高くなる傾向を示すが、旧川河道の影響よ

図-43 旧川筋水位縦断比較図

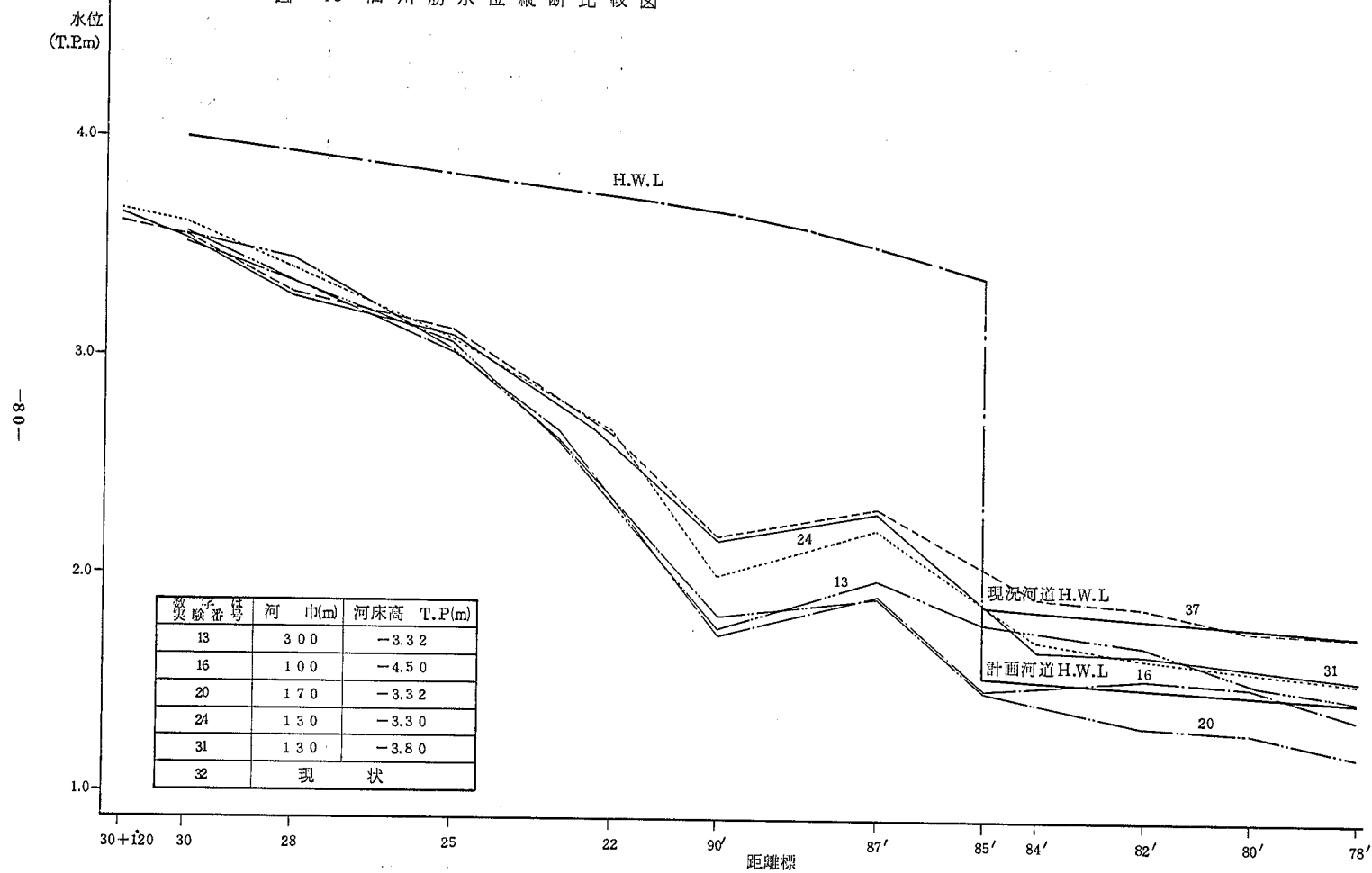
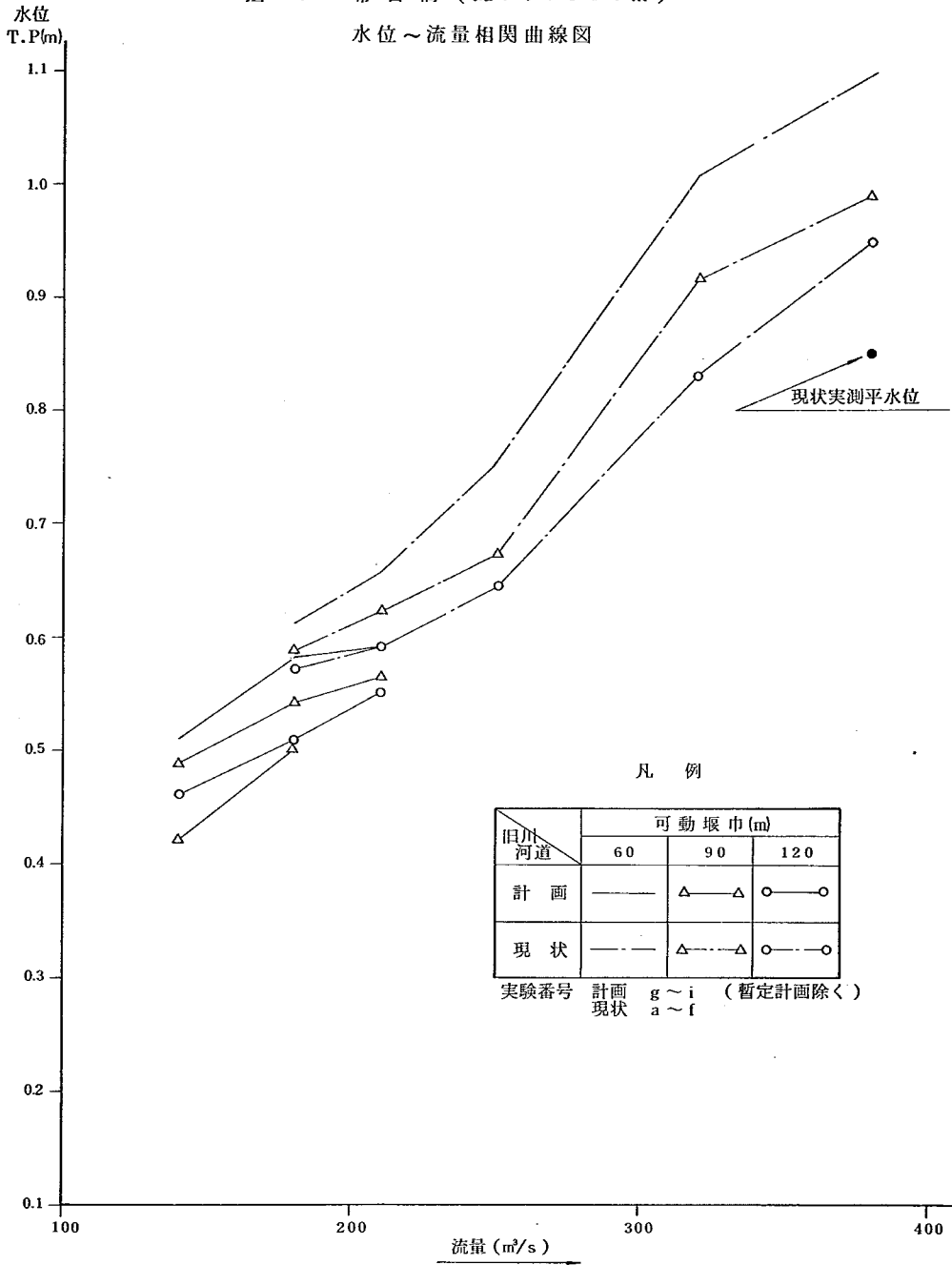


図-44 帝石橋 (No 30 + 120 m)

水位～流量相関曲線図



りも可動堰の諸元や分水路の水位に大きく左右される。

以上の検討の結果、河巾 = 130 m, 堰下流河床高 = T.P - 3.3 m, 万代橋河床高 T.P - 4.5 m の計画案を採用してよいと判断される。

e ゲート敷高に関する検討

ゲート敷高が T.P $\pm$ 0.0 m の場合の総流量 370 m³/s に対する旧川筋の分流量は、水門を全開にしても 80 m³/s 程度しか流入せず、敷高を T.P - 0.6 m に下げても 390 m³/s に対し 150 m³/s しか流入しない。従って、T.P - 0.6 m 以上のゲート敷高では旧川筋の平水流量を確保することが困難である。(No 3 および No 5 実験)

さらに、T.P - 1.1 m まで下げると、平水および洪水流量とも旧川筋への分流は可能になる。しかし、ゲート下流の流速が大きくなるため、流況が安定しているとはいえない。

分流点付近の河床高に近い T.P - 2.3 m および T.P - 3.3 m にした場合における本川筋水位に与える影響を、平水実験(表-3)の f, g および h より次表のようにまとめた。この実験の可動堰巾は 90 m, 3 径間でいずれも全開とし、総流量は 210, 180 および 140 m³/s の 3 流量である。可動堰を No 85' - 20 m 断面に設置したから、この二断面の位置は、下流が No 86' 断面で堰から約 80 m, 上流は No 84' 断面で堰からほゞ 120 m の距離の水位差となる。この結果によれば、ゲート敷高が 1 m 高くなることによる損失水頭への影響は 15

総流量 (m ³ /s)	ゲート敷高 (T.P)	
	- 3.3 m	- 2.3 m
210	39 mm	58 mm
180	31	53
140	7	22

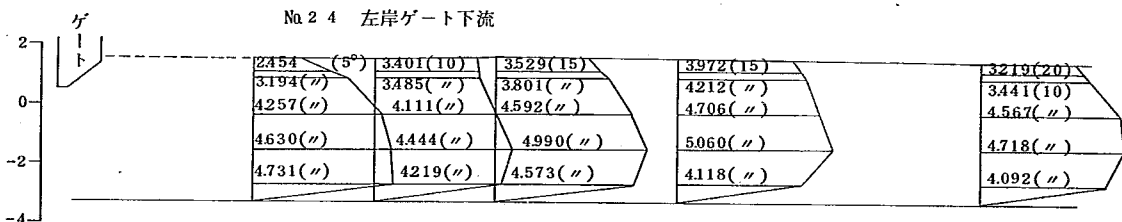
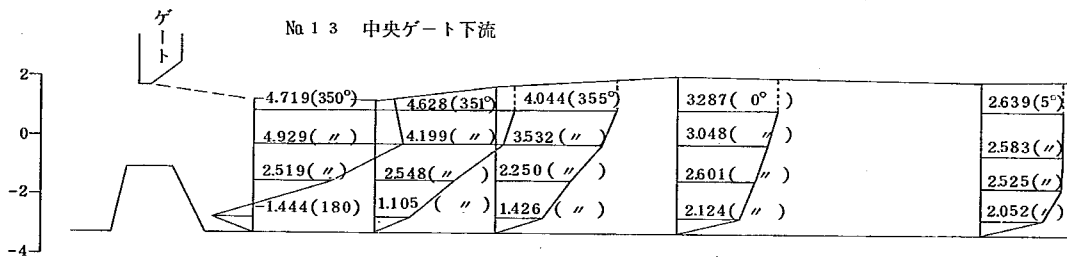
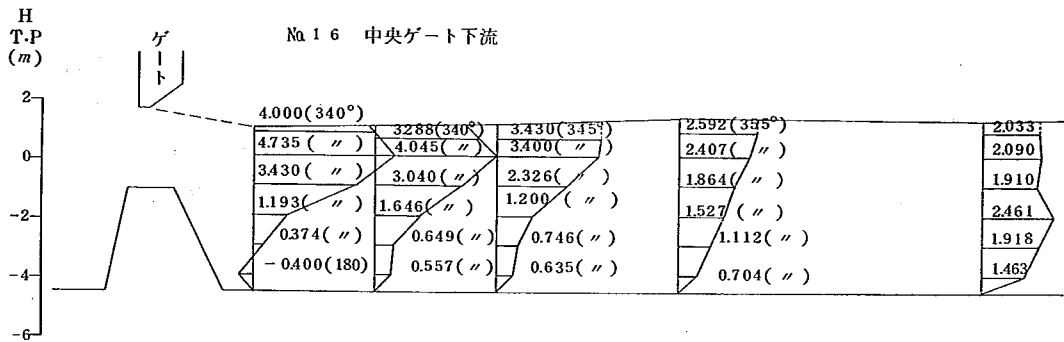
~22mm 程度であるが、測定誤差や実験条件の精度等を考慮すれば、ほゞ無視しえる程度のものである。

ゲート敷高がゲート下流の流速に与える影響を見るため、実験 No 13, No 16 および No 24 を図-45 で比較した。この三実験は旧川筋河道や堰巾がそれぞれ異っているが、いずれも旧川筋に 1000 m³/s を分流させている場合で、下流の水叩面とゲート敷高の差は実験 No 16 が 3.40 m, 実験 No 13 が 2.20 m, 実験 No 24 が 0 m となっている。45 図によれば、敷高が高いほど水脈の拡散長が長くなり、表面流が強くあらわれるため、ゲートより約 30 m 程度の間の底面流速は顕著に小さくなる。敷高と水叩面との差が 0.5 m 程度以下になると、底面流速の方が表面流速よりも大きくなる分布となり、実験 No 24 のように 2 門だけ開放した場合には、ほゞ正常分布に復する位置はゲートより 110 m 下流であり、ゲート下流 80 m までの区間で底面流速が 4.0 m/s 以上の高流速を示す。しかし、敷高と水叩面の差が 0.5 m 以下でも 3 門を開放すれば、水脈の拡散は早まり短区間内で減速されるため、下流の河床に与える影響は敷高の高い場合とほとんど変わらない。

以上の検討の結果、実験的には T.P - 1.10 m 以下のゲート敷高であれば、とりたてゝ問題

図-45 ゲート敷高別流速分布比較図

総流量 4200m³/s
 旧川分流量 1000m³/s
 流速縮尺 0 1 2 3 4 m/s



縦断距離
 0 10 20 30 40 50m

になる現象はあらわれなかった。

従って、地建の意向の、本川筋の河床掘削が完了するまでの暫定期間内はT.P-2.30m , 掘削完了後には計画河床高であるT.P-3.30m とする敷高で、全門操作による分流ならば、ほとんど問題は生じないとみてよい。

f 可動堰巾およびゲート門数

旧川筋河道巾を130m にし、堰下流の河床高をT.P-3.30m, 万代橋付近の河床高をT.P-4.50m にした旧川筋計画河道に、30mゲートが2連の場合の可動堰の疎通能力検討を(Na22 実験)おこなった。その水理条件は、分水路No75 断面水位をT.P2.19m にあわせ分水路に3200m³/s が流入する状態を確保しつつ、ゲートを全門全開にして、最大総流量を

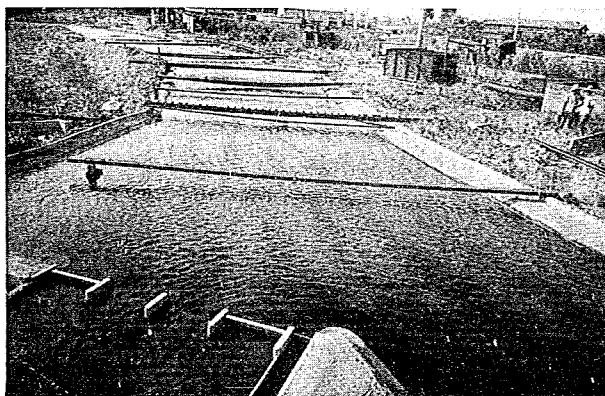


写真-Ⅱ・9 No22実験 分流点より上流を見る

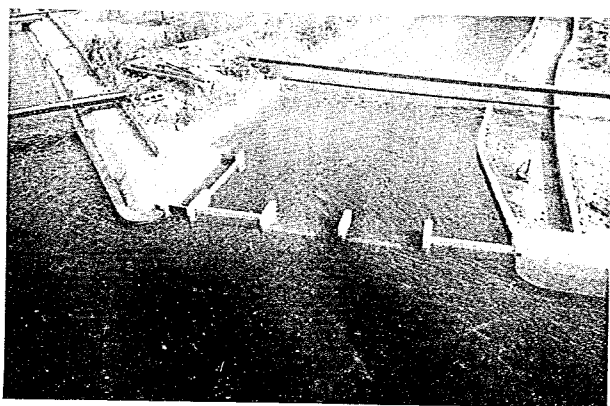


写真-Ⅱ・10 No22実験 旧川筋最大流入状態

求めたものである。実験結果によれば、最大総流量 = $4300 \text{ m}^3/\text{s}$ 、旧川筋流入量 $1150 \text{ m}^3/\text{s}$ 、分水路流入量 $3150 \text{ m}^3/\text{s}$ という疎通能力と配分状態になった。また、河道および分流堰が同条件のもとで、操作ゲートを左岸側2門にした場合の実験No.27、No.29およびNo.30の結果より、図-46に示すような堰上流40m断面、西川合流点にあたるNo.90'断面および帝石橋断面の水位～流量相関図を作成した。46図によれば、可動堰巾が60mあれば $1000 \text{ m}^3/\text{s}$ の流下能力があり、総流量 = $4200 \text{ m}^3/\text{s}$ における帝石橋水位は計画高水位とほぼ同程度になっていることを示している。

洪水の場合の必要堰巾は60m(2門)あればよいとの結論を得たが、次に、平水時における検討をおこなう。図-47に示す水位～流量相関図は平水実験の結果(実験番号 = b～i)をまとめたもので、旧川筋を現状とし、分流堰を設置しない場合のNo.30+120m断面における水位と、表-2に示す昭和36年～43年にいたる約8年間の水位および流量表の値を比較したもので、その結果はほぼ一致しており、信頼度の高い水位を示している。

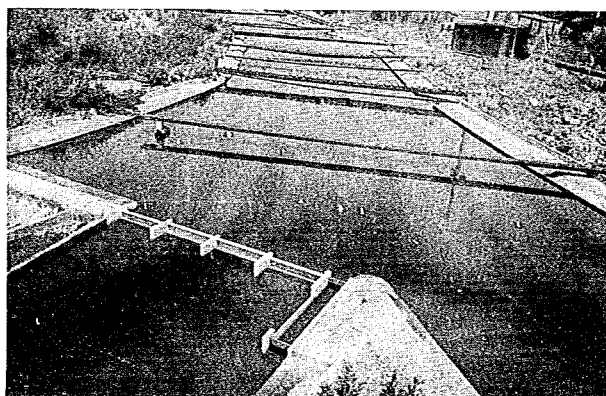
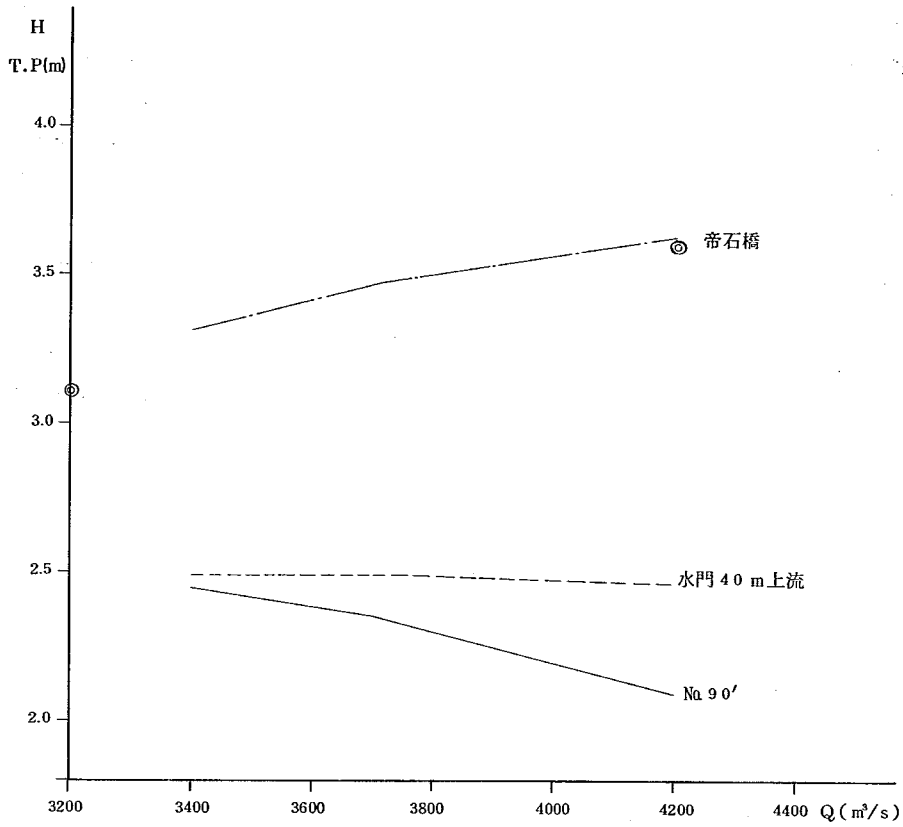


写真-11 No.23実験 平水の分流状態

可動堰巾の影響をNo.86'断面の水位で比較すれば、堰巾が60mの場合には計画断面であっても現状水位より上昇する。120mになれば計画および暫定断面とも現状水位より低くなり、90mの場合には暫定計画が現状水位より、やや高くなる傾向を示している。従って、水門に近いこの断面では、大体0.025m程度の範囲内で変化しており、現状と変わらないと判断してよい。

また、図-48にNo.30+120m断面における水位と、各河道条件別の堰巾の相関図を示した。これによれば、堰巾が60～90m間と90～120m間の水位の変化率は若干異なり、90m～120m間の方が小さく、水位低下は少なくなる傾向を示している。現状河道で、平水流量 $Q_0 = 380 \text{ m}^3/\text{s}$ を流下させたとき、河口水位 = T.P + 0.35m に対する帝石水位はT.P 0.82

図-46 H ~ Q 曲線



水 位 表

◎印は計画高水位

流 量 (m^3/s)			水 位 T.P		水門40m 上流断面	Na 90' 断 面	帝石橋 水 位	備 考
総流量	旧 川	分水路	Na 80'	Na 50				
4200	1000	3200	1.580 ^(m)	1.467 ^(m)	2.472 ^(m)	2.094 ^(m)	3.636 ^(m)	
3700	500	3200	1.074	1.467	2.493	2.350	3.472	
3400	200	3200	0.900	1.467	2.493	2.449	3.312	

図-47 断面No.86'水位～流量相関曲線

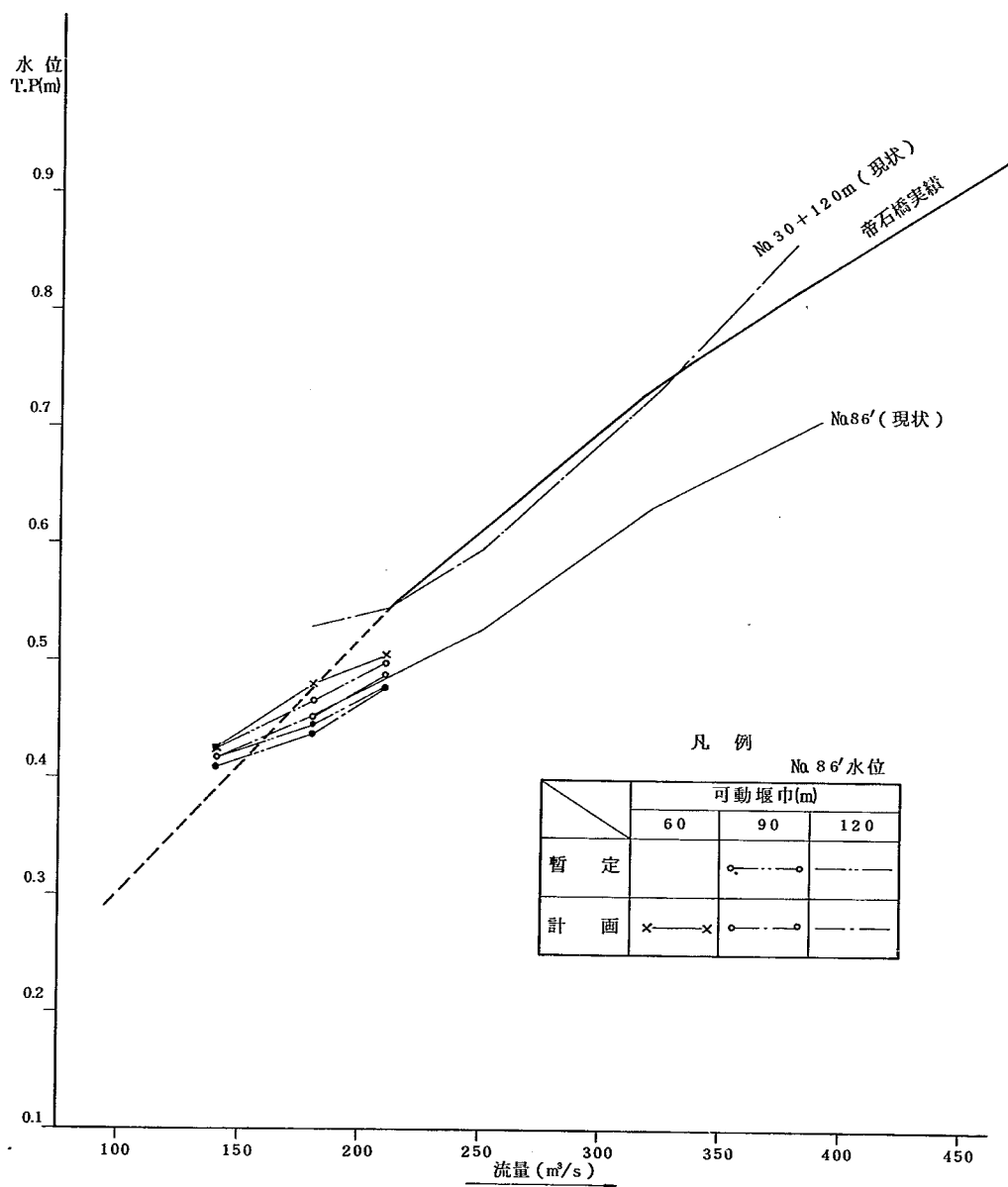
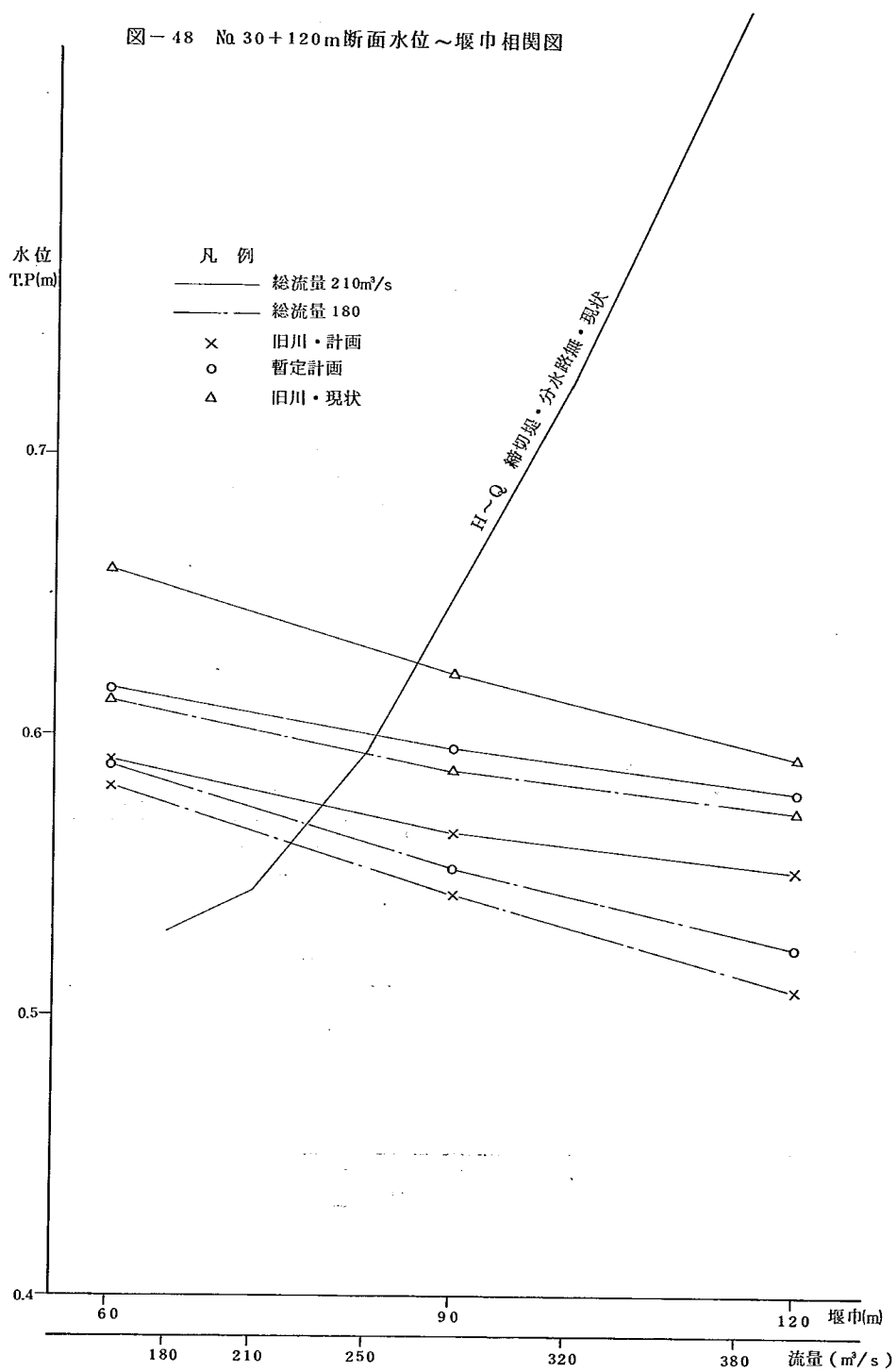


図-48 No 30+120m断面水位～堰巾相関図



mとなっており、120mの可動堰を設けた場合には約0.13m、90mの場合は約0.17mの水位上昇があるとみられる。

しかし、計画河道では下流水位の低下によって、現状河道より水位は下ることになるが、 $Q_0 = 210$ および $180 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合の傾向からみると、帝石水位は堰巾が120mのとき0.05～0.10m、90mのとき0.10m前後の水位上昇になると予想される。(図-44 参照)

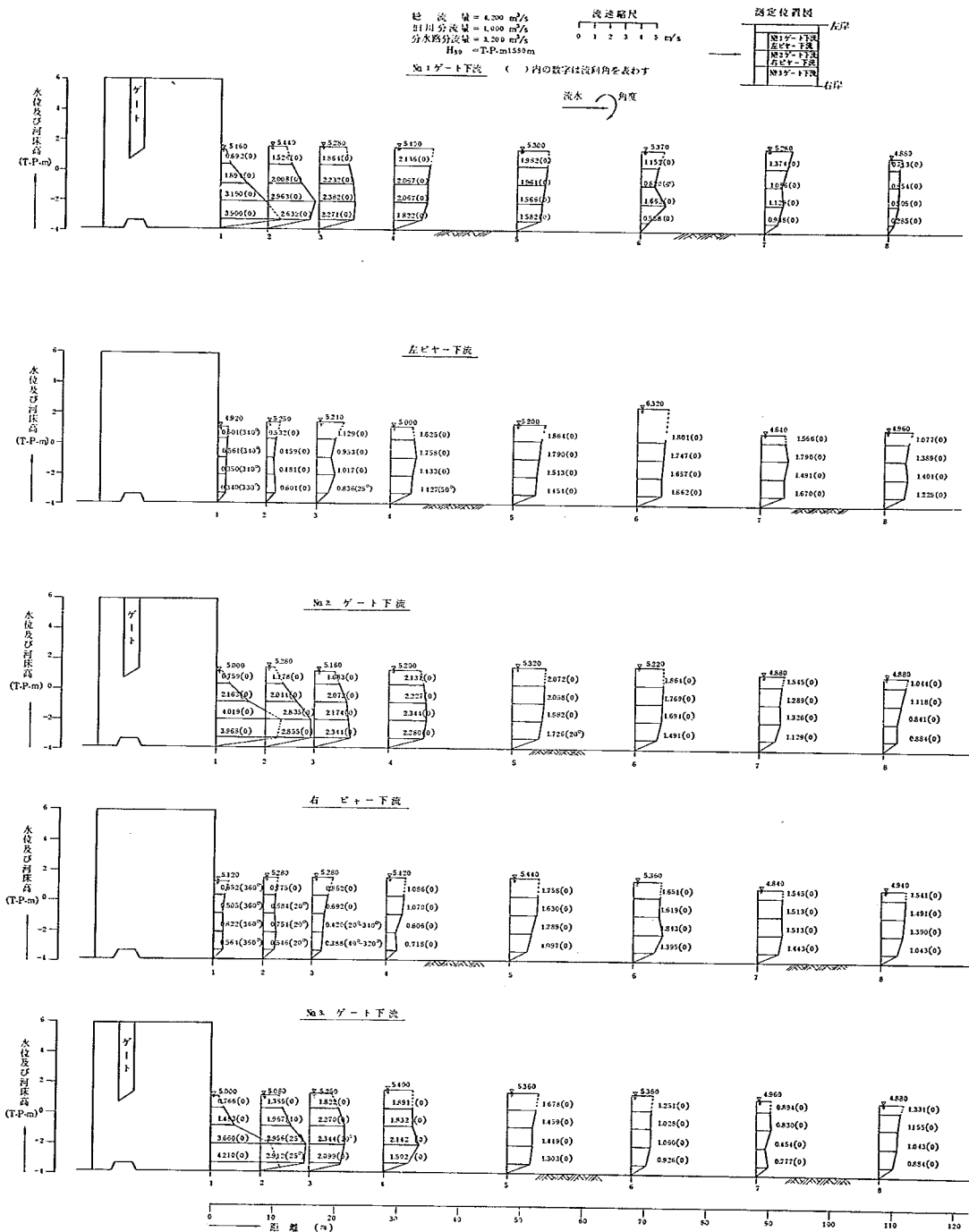
この実験では、分水路を締切って通水させているため、分流させた場合とは異った水位となっている。実際には分流状態で流下させるため、前記の水位上昇より小さくなることが期待できる。また、河口水門との関連で、水門操作によっては水位調節が可能であると考えられる。

以上、洪水および平水時における可動堰巾の変化による疎通能力等の検討の結果、堰巾は90m程度を確保すればよいものと考えられる。なお、径間数については、一径間30mで3径間として、実験をおこなっている。

g 可動堰下流保護区間

図-49に示す流速分布図はNo31実験の測定結果である。このケースの可動堰条件は、戸当高がT.P-3.3m、水叩高がT.P-3.8mである。同図によれば、可動堰によって加速された流速は、ゲートより60～70m下流付近で正常分布に復元する。従って、水叩および河床保護区間も、最少限同程度の範囲内に施すべきであると判断される。

図 - 4 9 № 3 1 実験流速分布図



IV 結 論

今まで記してきた考察および検討の結果のうち、結論部分だけを以下にまとめる。

〔1〕 河口閉塞対策

河口に形成される砂州の状態、河口堰上流湛水位、フラッシュする流量、砂州開口巾および深さ等の要素によって、フラッシュ効果は異ってくるため量的な断定はできないが、次のような結論を得ている。

なお、河口砂州の規模は河口堰下流 60 m 地点より汀線までの砂州高を T.P 2.0 m とし、汀線より約 260 m 沖合まで現況海底勾配で堆積させ、左岸導流堤沿いに開口部として 15 m 巾の水路をあらかじめ開削しておいた。

a 平水流量による実験

100 m³/s 程度の流量では、砂州上流端部および水路の通水面積を若干拡大するにとどまり、3～5 時間ほど経過すれば、浸蝕はきわめて緩慢になる。加えて、砂州構成材料の運搬距離も短かく、砂州の大部分は通水初期の状態のまゝである。170 m³/s になると、水門からの水脈が有するエネルギーが比較的大きくなるため、水路の通水面積は拡大される。フラッシュ時間を 6～8 時間継続すれば、水面上にあらわれている砂州の大部分を、相当沖合にまで流送することが可能となる。270 m³/s に増すと、はゞ 4 時間程度で水面下 2～4 m (T.P - 1.5 ～ - 3.5 m) くらいまでの砂州を比較的沖合まで流送する。

また、波による影響を調べるために、分水路に直角方向の波向がある場合について実験をおこなった。開口部前面には、水門近傍から流送された土砂が、波浪によって新たに低砂州を形成する。このため、開口部からの波の進入はほとんど遮断され、流送土砂は左岸導流堤先端より左側へ流出するようになり、既成砂州のフラッシュされる形態は、波のない実験の場合とほとんど変わらず、その効果は減殺されないものと考えられる。

b 洪水の場合

昭和 36 年 8 月出水を対象に実験はおこなった。フラッシュ状況はハイドログラフの立上り側で激しく、ピーク流量時 (100 分, 1600 m³/s) で最も旺盛になる。結果は平水流量に比較して、掃流量および運搬距離とも非常に大きく、残存砂州は右岸側に成形した初期の 1/3 程度の量だけとなる。

今回の実験の洪水流に対しては、はゞ完全開口に近く、河口閉塞砂州のフラッシュ実験としては満足しえる結果であった。しかし、平水流量実験同様に水叩直下流および導流堤法尻等の洗掘は、模型底のモルタル面 (T.P - 14.0 m) まできわめて短時間で進行している。従って、水叩下流および導流堤沿いの洗掘対策は充分ほどしておく必要がある。

c 前実験との比較

流れかたの特性と砂州の浸蝕、冠水砂州のフラッシュ等の現象は再現されたかたちとなり、完全開口する条件についても前回の実験と全く矛盾せず、操作する水門の位置およびフラッシュにおよぼす影響についても前回の実験をうらずけている。

〔2〕分流点の処理

a 締切堤法線形

検討した法線形は、分水路右岸堤法線および本川筋右岸計画堤法線をスムーズ・カーブで連結した線上に設置するA型案と、旧川筋流頭部付近を横断するB型案であった。

検討の結果、B型案法線形の採用が妥当と判断し、その位置についてはNo 85' - 20m 断面を通り、流心に直交させる。

b 可動堰設置位置

締切堤法線上の左岸および中央部で検討した結果、左岸側に設けることが好ましい。

c 可動堰諸元

堰巾は一径間30mとし、3連で90mの純径間となり、閘門、魚道および堰柱巾等を含めて110mとする。

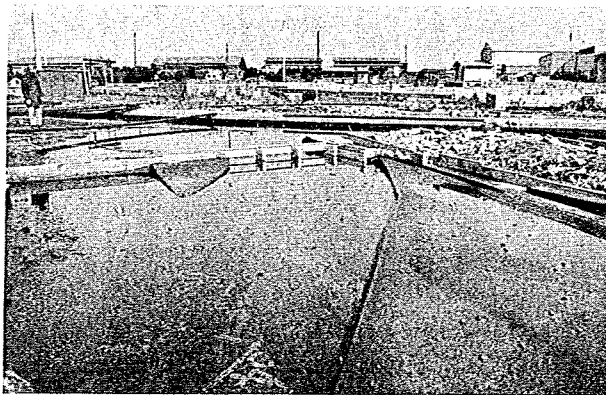


写真-Ⅱ・12 No32実験 旧川筋の現状河道-No 82'断面付近より上流を見る

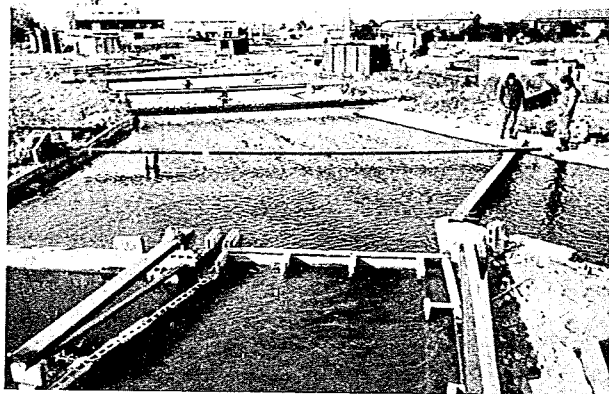


写真-Ⅱ・13 No.31実験 旧川筋No.84'断面より上流を見る

ゲート敷高は将来計画においてT.P-3.3mとし、暫定計画期間内においてT.P-2.3mとする。

d ゲート操作

総流量が $4,200 \text{ m}^3/\text{s}$ 、旧川筋に $1,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 、分水路に $3,200 \text{ m}^3/\text{s}$ をそれぞれ分流させる場合、2門全開で分流は可能となる。

次に、平水流量における操作ゲート数を、旧川筋の状態と比較すれば次のようになる。比較を堰の直上流にあたるNo.86'断面で、計画および暫定河道と現状断面で比べる。3門全開ならば、計画で約1cm程度、暫定で0.5cmほど現状よりも低下する。しかし、2門全開になると、暫定で約1cmほど高くなり、計画断面では現状水位と一致する。計画で1門全開の場合には2cm程度現状水位より上昇する。従って、帝石橋の水位としてはほとんど現状水位と変わらないと判断される。なお、以上の結果はいずれも分水路を遮閉して通水した結果であり、実際には分水路へも分流させる状態になるであろうから、水位の上昇率はさらに小さくなることが期待できよう。

e 河床保護区間

分流堰下流の水叩長は、操作する水門の数によって異ってくる。総流量が $4,200 \text{ m}^3/\text{s}$ に対し、旧川筋分流量 $1,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 、分水路分流量 $3,200 \text{ m}^3/\text{s}$ のケースでは、2門操作で約100m、3門操作で約50m程度の保護区間が流速分布の復元上、必要となる。

また、図-50に示すように、分流点の先端部から分水路にかけて流れの集中によって、4m/s強の流速が現われるため、長さ25m、巾15mくらいの範囲（最少限）で保護することが必要とみられる。

f 旧川筋左岸の根固め

旧川筋が現状の場合、可動堰下流の河床はゲート敷高（T.P-3.3m）まで掘削しなければ

ならない。その際、流況図でも明きらかなように、水門からの流れが左岸側に強く当るので、根固め等は充分な深さに施す必要がある。

g 本川と分水路の接続

分水路河床を分流点まで掘削したまゝの状態で放置した場合、現状の河床は本川左岸が分水路河床よりかなり高いため、河床勾配が不連続となる。このため、低下背水の傾向を示し、分水路の流頭部で剥離領域を生じ、分水路河道に好ましく影響を及ぼす。従って、本川と分水路の接続は分水路河床を延長して、西川合流点であるNo 90'断面より上流ですりつけることが望ましい。

以上、諸検討の結果得られた結論のうち、可動堰部分の詳細は図-51に示し、分流点に関する全体の図は図-31に示す平面図の中のNo 85'断面の下流の三点鎖線が締切堤の位置となる。結論による実験結果の図および表は次に示すとおりである。

水位縦断図; 図-52

平水流量～水位相関図; 図-53

水位縦断表; 表-4

平水流量水位表; 表-5

流況図; 図-54, 55

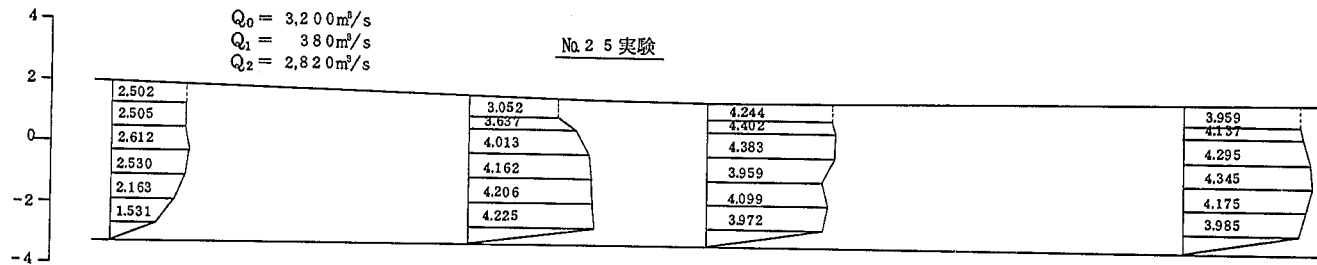
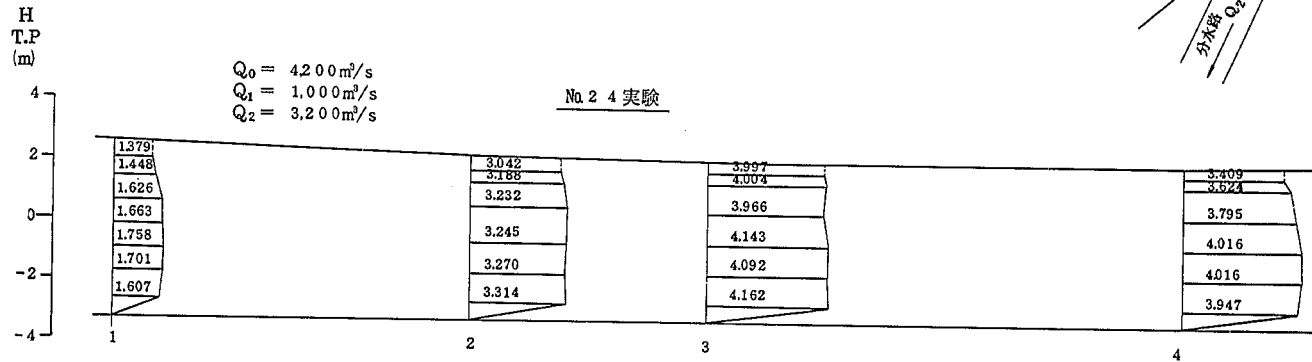
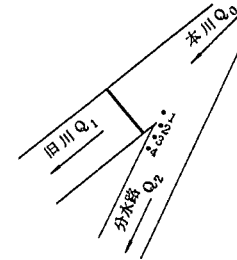
流速分布図; 図-49, 56

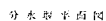
図-50 分流点流速分布図

凡 例

縮 尺 $V = 1/200$
 $H = 1/100$

流速縮尺 0 1 2 3 4 5 m/s



(單位 m)

S 1 6 0 0 (1000)

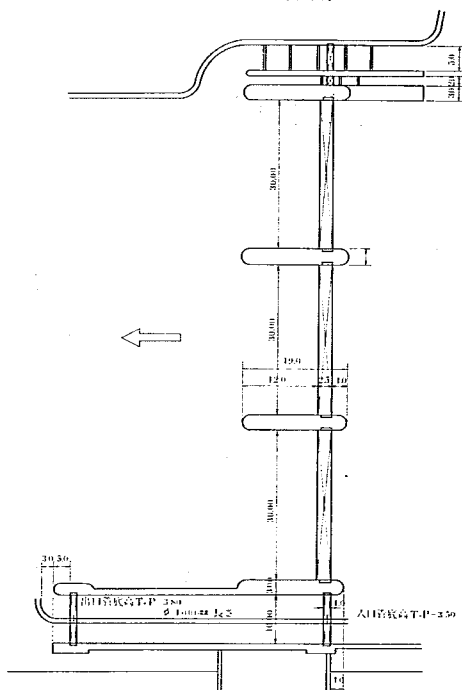
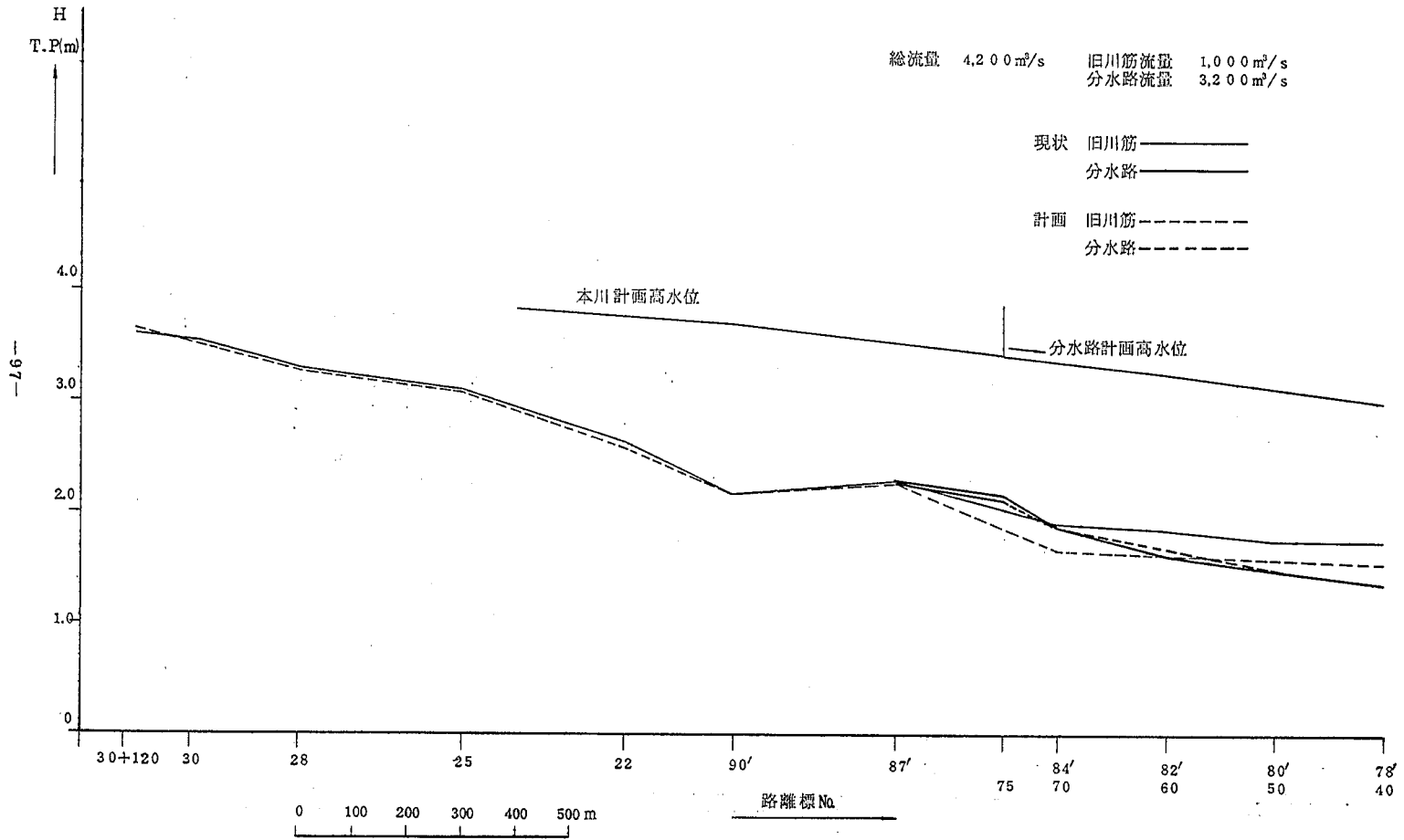


図 - 5 2 No. 3 1 , 3 2 実験水位縦断面図



水位
T.P.(m)

図-5.3 平水時水位—流量相関図

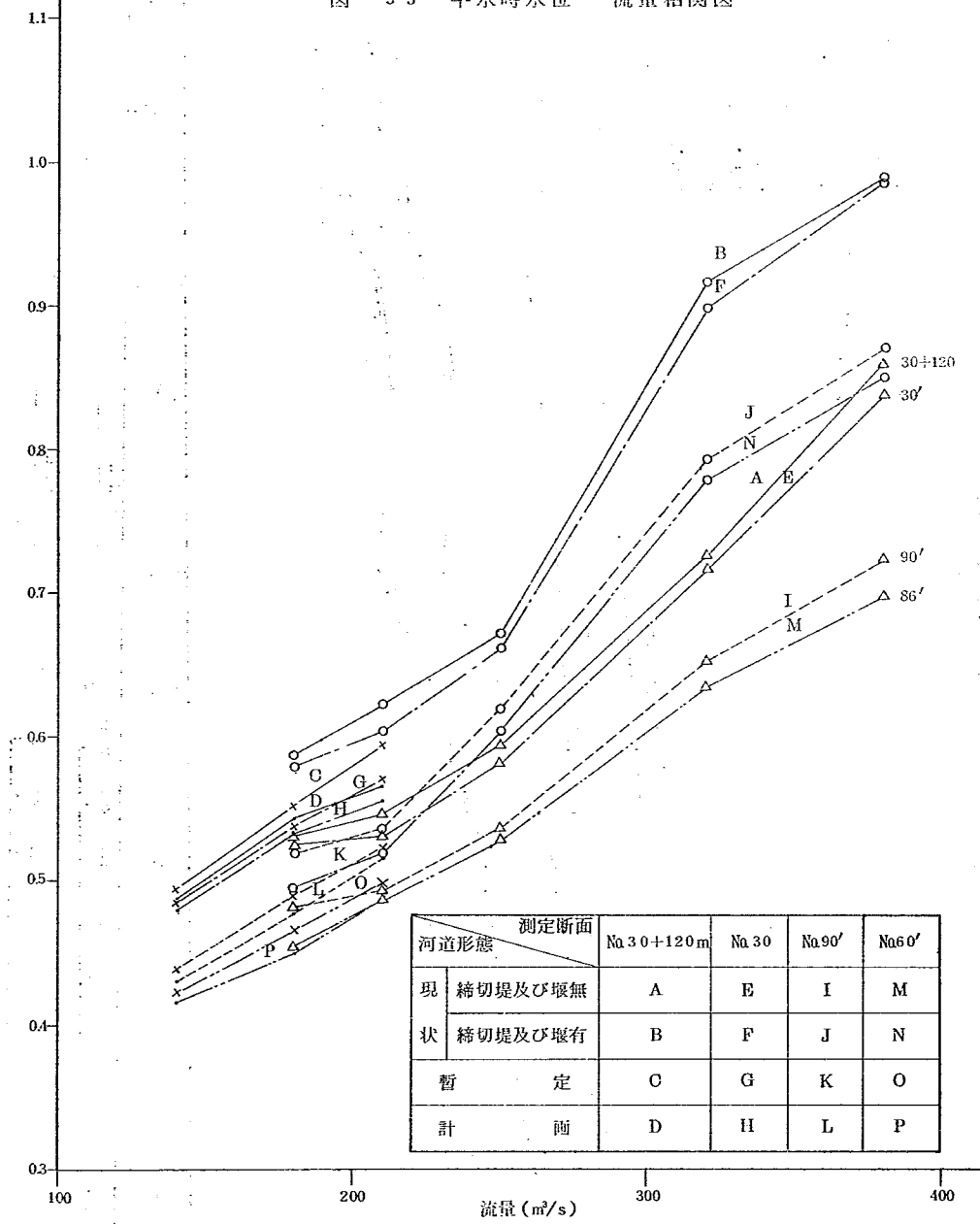
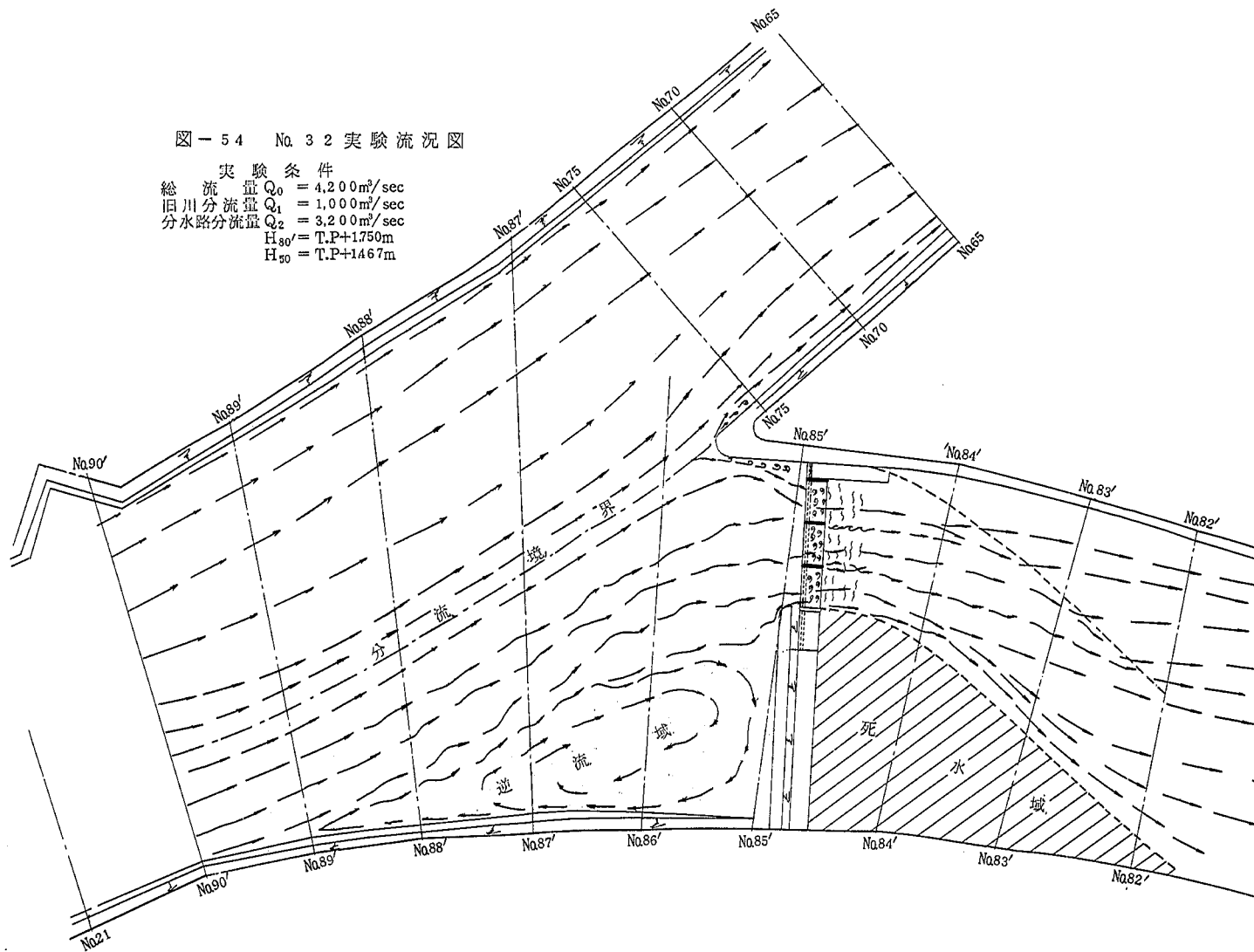


図-54 No.32 実験流況図

実験条件
 総流量 $Q_0 = 4,200 \text{ m}^3/\text{sec}$
 旧川分流量 $Q_1 = 1,000 \text{ m}^3/\text{sec}$
 分水路分流量 $Q_2 = 3,200 \text{ m}^3/\text{sec}$
 $H_{80'} = \text{T.P.} + 1750 \text{ m}$
 $H_{90} = \text{T.P.} + 1467 \text{ m}$



实 验 条 件

流量	$Q_0 = 4.200 \text{ m}^3/\text{sec}$
川分流量	$Q_1 = 1.000 \text{ m}^3/\text{sec}$
水路分流量	$Q_2 = 3.200 \text{ m}^3/\text{sec}$
	$H_{80'} = \text{T.P} + 1.580 \text{ m}$
	$H_{50} = \text{T.P} + 1.467 \text{ m}$

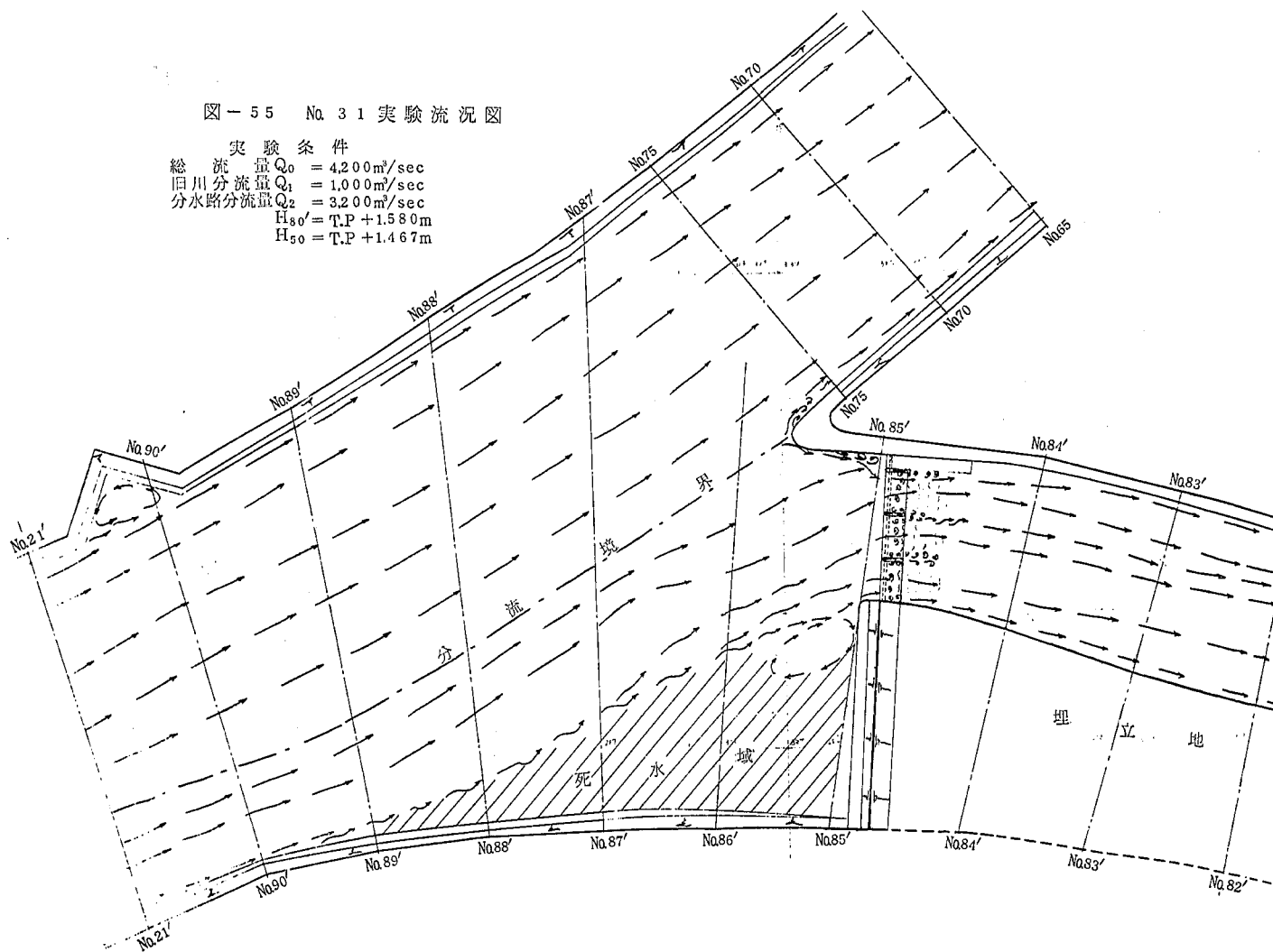


図-56 No.32 実験流速分布図

