

土研資料第1325号

土木研究所資料

百間川分水路模型実験報告書〔I〕

—百間川河口水門に関する水理的検討—

昭和53年 3月

建設省土木研究所

鹿島試験所

ま え が き

現在の百間川河口水門（以後「河口水門」と略す）の構造は1スパン20mの水門が6門設置されており、この水門の設計流量は $Q = 1,200 \text{ m}^3/\text{s}$ である。しかし長期計画流量 $Q = 2,000 \text{ m}^3/\text{s}$ と照らし合せた場合に疎通能力の不足が生じることになり、現河口水門にこの疎通能力を満すだけの水門を増設する必要がある。土木研究所・鹿島試験所では昭和51年度に模型実験を実施して、こうした拡巾計画に供する実験的資料を得た。本報はその実験成果をまとめたものである。

実験ではまず、河口水門を含む固定床模型を製作し、現河口水門での水理的現象を把握した。つぎに拡巾時に現河口水門と拡巾水門との間に施工上必要な締切工の巾の大きさが、水理的にどのような影響を与えるかについて実験的検討を行った。これらの実験結果をもとにいくつかの拡巾計画案を作成し、それぞれの案について水理的考察を行った。ここで模型実験上での疎通能力の考え方としては、水位を重視する方法、つまり外潮位が高く流量が大きい場合でも、河道内の水位が $H \cdot W \cdot L$ 以下になるようにする方法をとり、流況（流向あるいは流速値）については特に重視せず実験データの収集にとどめた。また河床変動状況や局所洗掘量については模型の性質上（固定床）全く無視した。

目 次

まえがき	
第1章 百間川河口水門の概要と実験目的	1
第1節 河口水門の概要	1
第2節 河口水門の拡巾計画と実験目的	1
第2章 模型の相似率と実験方法	4
第1節 模型の相似率	4
第2節 模型製作とその縮率	5
第3節 実験方法と実験ケース	6
第3章 実験結果とその考察	12
第1節 粗度検証実験	12
第2節 現河口水門に関する実験	12
1. 全体的な流況	12
2. 水門からの流出状況	13
3. 水位について	13
4. 流速分布	19
第3節 $Q = 2000 \text{ m}^3/\text{s}$ を疎通させるに必要な水門巾の検討	19
1. はじめに	19
2. 実験結果と考察	19
第4節 水門拡巾時に施工上必要な締切工巾の検討	19
1. はじめに	19
2. 実験結果と考察	20
第5節 水門拡巾計画案に関する実験	20
1. はじめに	20
2. 流況 ($Q = 2000 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合)	20
3. 水位について	20
4. 流速分布	32
5. 流量係数について	32
第4章 まとめ	34
あとがき	36

- 参考資料目次 -

参考資料〔I〕

一 児島湾の潮流計算について	39
1. はじめに	39
2. 計算概要	39
3. 計算式と計算方法	39
4. 計算条件	43

参考資料〔II〕

一 密度差による水門上下流での必要水位差について	48
1. はじめに	48
2. 計算方法と計算結果	48

- 写真・目次 -

写真-1 現河口水門からの流出状況	14
-------------------	----

- 表・目次 -

表2-1 諸量の縮尺	6
表2-2 実験ケース一覧表	9

- 図面・目次 -

図1-1 河口水門位置図	2
図1-2 河口水門構造図	3
図2-1 模型製作図	5
図2-2 児島湾潮流計算結果図	7
図2-3(a) 水位および流速測定箇所(現河口水門)	8
図2-3(b) 水位および流速測定箇所(括巾水門)	8
図2-4 水門形状説明図	11
図3-1(a) 現河口水門水位縦断面図 $Q = 1200 \text{ m}^3/\text{s}$	17
図3-1(b) 現河口水門水位縦断面図 $Q = 2000 \text{ m}^3/\text{s}$	17
図3-2 現河口水門 $H_0 \sim H_{02} \sim Q$ 相関図	18
図3-3 水門括巾時水位縦断面図	18
図3-4 締切工直下流流況図	21
図3-5(a) 水門括巾案水位縦断面図 $Q = 500 \text{ m}^3/\text{s}$ (実験ケースD-1-1~D-1-4)	22
図3-5(b) 水門括巾案水位縦断面図 $Q = 1000 \text{ m}^3/\text{s}$ (実験ケースD-2-1~D-2-4)	22
図3-5(c) 水門括巾案水位縦断面図 $Q = 1500 \text{ m}^3/\text{s}$ (実験ケースD-3-1~D-3-4)	23

図 3-5 (d)	水門拡巾案水位縦断図 $Q=2000 \text{ m}^3/\text{s}$ (実験ケース D-4-1~D-4-4)	23
図 3-5 (e)	水門拡巾案水位縦断図 $Q=2000 \text{ m}^3/\text{s}$ (実験ケース D-5-1)	24
図 3-5 (f)	水門拡巾案水位縦断図 $Q=500 \text{ m}^3/\text{s}$ (実験ケース D-6-1~D-6-4)	24
図 3-5 (g)	水門拡巾案水位縦断図 $Q=1000 \text{ m}^3/\text{s}$ (実験ケース D-7-1~D-7-4)	25
図 3-5 (h)	水門拡巾案水位縦断図 $Q=1500 \text{ m}^3/\text{s}$ (実験ケース D-8-1~D-8-4)	25
図 3-5 (i)	水門拡巾案水位縦断図 $Q=2000 \text{ m}^3/\text{s}$ (実験ケース D-9-1~D-9-5)	26
図 3-5 (j)	水門拡巾案水位縦断図 $Q=1800 \text{ m}^3/\text{s}$ (実験ケース D-10-1, 2)	26
図 3-5 (k)	水門拡巾案水位縦断図 $Q=1600 \text{ m}^3/\text{s}$ (実験ケース D-11-1, 2)	27
図 3-5 (l)	水門拡巾案水位縦断図 $Q=1400 \text{ m}^3/\text{s}$ (実験ケース D-12-1, 2)	27
図 3-5 (m)	水門拡巾案水位縦断図 $Q=1600 \text{ m}^3/\text{s}$ (実験ケース D-13-1, 2)	28
図 3-5 (n)	水門拡巾案水位縦断図 $Q=1400 \text{ m}^3/\text{s}$ (実験ケース D-14-1, 2)	28
図 3-5 (o)	水門拡巾案水位縦断図 $Q=1200 \text{ m}^3/\text{s}$ (実験ケース D-15-1, 2)	29
図 3-6 (a)	拡巾水門 $H_0 \sim H_{0.5} \sim Q$ 相関図 (実験ケース D-1-1~D-4-5)	29
図 3-6 (b)	拡巾水門 $H_0 \sim H_{0.5} \sim Q$ 相関図 (実験ケース D-6-1~D-9-5)	30
図 3-6 (c)	拡巾水門 $H_0 \sim H_{0.5} \sim Q$ 相関図 (実験ケース D-10-1~D-15-1)	30
図 3-7 (a)	拡巾水門 $Q \sim \Delta H$ 相関図 (実験ケース D-1-1~D-4-5)	31
図 3-7 (b)	拡巾水門 $Q \sim \Delta H$ 相関図 (実験ケース D-6-1~D-9-4)	31
図 3-7 (c)	拡巾水門 $Q \sim \Delta H$ 相関図 (実験ケース D-10-1~D-15-2)	31
図 3-8	$\phi \sim m$ 相関図	33

— 参 図、表・目 次 —

参表 II-1	密度差による必要水位差	48
参図 I-1	x, y 格子	40
参図 I-2	児島湾模式図	43
参図 I-3	計算ハイドログラフ	44
参図 I-4	湾口潮位 (計算 Case I 計画高潮位)	44
参図 I-5	湾口潮位 (計算 Case II 平均潮位)	44
参図 I-6	Test Case 模式図	46
参図 I-7	Test Case 水位縦断図	46
参図 II-1	密度差による必要水位計算模式図	48

— 附 図・目 次 —

附图 1-(a)	現河口水門流況図 (実験ケース A-1-1)	49
附图 1-(b)	現河口水門流況図 (実験ケース A-1-2)	50

附図 1-(c)	現河口水門流況図 (実験ケース A-1-3)	51
附図 1-(d)	現河口水門流況図 (実験ケース A-1-4)	52
附図 1-(e)	現河口水門流況図 (実験ケース A-1-5)	53
附図 1-(f)	現河口水門流況図 (実験ケース A-2-1)	54
附図 1-(g)	現河口水門流況図 (実験ケース A-2-2)	55
附図 1-(h)	現河口水門流況図 (実験ケース A-2-3)	56
附図 1-(i)	現河口水門流況図 (実験ケース A-2-4)	57
附図 2-(a)	現河口水門附近流況図 (実験ケース A-1-1)	58
附図 2-(b)	現河口水門附近流況図 (実験ケース A-1-3)	59
附図 2-(c)	現河口水門附近流況図 (実験ケース A-1-4)	60
附図 2-(d)	現河口水門附近流況図 (実験ケース A-1-5)	61
附図 2-(e)	現河口水門附近流況図 (実験ケース A-2-1)	62
附図 2-(f)	現河口水門附近流況図 (実験ケース A-2-3)	63
附図 2-(g)	現河口水門附近流況図 (実験ケース A-2-4)	64
附図 3-(a)	現河口水門流速分布図 (実験ケース A-1-1)	65
附図 3-(b)	現河口水門流速分布図 (実験ケース A-1-5)	66
附図 3-(c)	現河口水門流速分布図 (実験ケース A-2-1)	67
附図 3-(d)	現河口水門流速分布図 (実験ケース A-2-4)	68
附図 4-(a)	水門拡巾計画案流況図 (実験ケース D-4-1)	69
附図 4-(b)	水門拡巾計画案流況図 (実験ケース D-4-4)	70
附図 4-(c)	水門拡巾計画案流況図 (実験ケース D-9-1)	71
附図 4-(d)	水門拡巾計画案流況図 (実験ケース D-9-4)	72
附図 5-(a)	拡巾水門附近流況図 (実験ケース D-4-1)	73
附図 5-(b)	拡巾水門附近流況図 (実験ケース D-4-4)	74
附図 5-(c)	拡巾水門附近流況図 (実験ケース D-9-1)	75
附図 5-(d)	拡巾水門附近流況図 (実験ケース D-9-4)	76
附図 6-(a)	拡巾水門流速分布図 (実験ケース D-4-1)	77
附図 6-(b)	拡巾水門流速分布図 (実験ケース D-4-4)	77
附図 6-(c)	拡巾水門流速分布図 (実験ケース D-9-1)	79
附図 6-(d)	拡巾水門流速分布図 (実験ケース D-9-4)	79

第1章 百間川河口水門の概要と実験目的

第1節 河口水門の概要

河口水門は百間川分水路の河口部に位置し、分水路からの流れはそこより児島湾に注ぐ。
この水門は昭和36年の第2室戸台風を契機に昭和38年度より改築工事に着手し昭和42年度に完成したものであり、流下量の調節、舟運、防潮等の機能を有している。

図1-1に河口水門の位置図を、図1-2に河口水門の構造図を示す。

第2節 河口水門の拡巾計画と実験の目的

現河口水門の設計流量は $Q = 1,200 \text{ m}^3/\text{s}$ であるため、長期計画流量を $Q = 2,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 程度としたときに疎通能力の不足が生じることになる。河口水門の拡巾計画はこのような問題に対して、現河口水門に疎通能力を満すだけの水門を増設して流下能力の増加を計ろうとするものである。この時の設計条件は次のとおりである。

- | | |
|------------|--|
| 1. 最大流下能力 | $Q = 2,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 程度 |
| 2. 設計外潮位 | $H_0 = T.P. 2.10 \text{ m}$ |
| 3. 計画河道内水位 | $H(0.0\text{K}) = T.P. 2.45 \text{ m} (0.0\text{K} H \cdot W \cdot L)$ |
- また、構造上の制限としては、
- | | |
|-------------|---|
| 4. 水門敷高 | $T.P. - 2.20 \text{ m}$ (現状) |
| 5. 拡巾水門スパン長 | $Q \geq 2,000 \text{ m}^3/\text{s} \Rightarrow 30 \text{ m/スパン}$
$Q < 2,000 \text{ m}^3/\text{s} \Rightarrow 20 \text{ m/スパン}$ |

がある。

そこで、上記条件1～5を満足する水門の拡巾計画案を数種類検討し、各案について模型実験で水理状況を検討する。そのため、次のような実験の過程をとった。

1. 現河口水門の水理的現象の把握
2. $Q = 2,000 \text{ m}^3/\text{s}$ を疎通させるに必要な水門巾の検討
3. 現河口水門と拡巾水門の間に施工上必要な締切工巾の検討
4. 拡巾計画案に関する水理諸量の把握

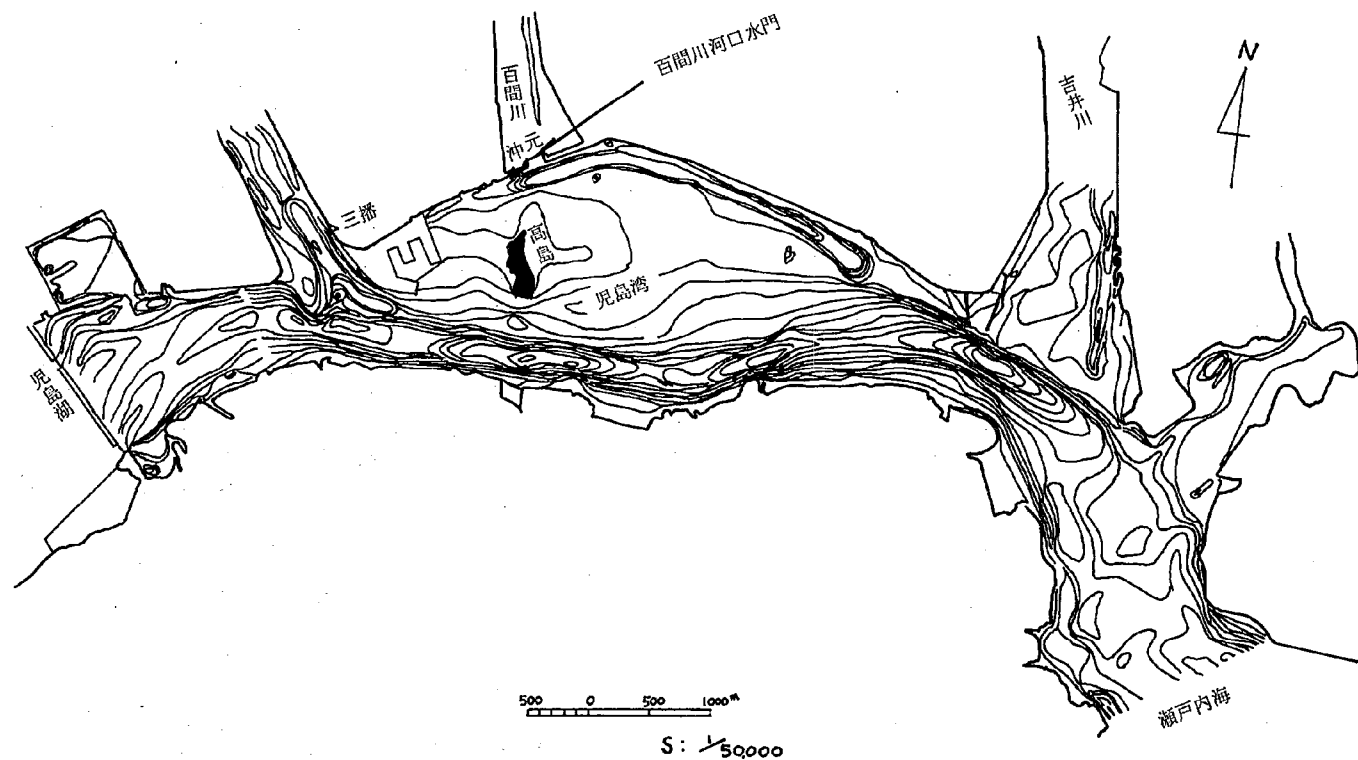


図 1-1 河口水門位置図

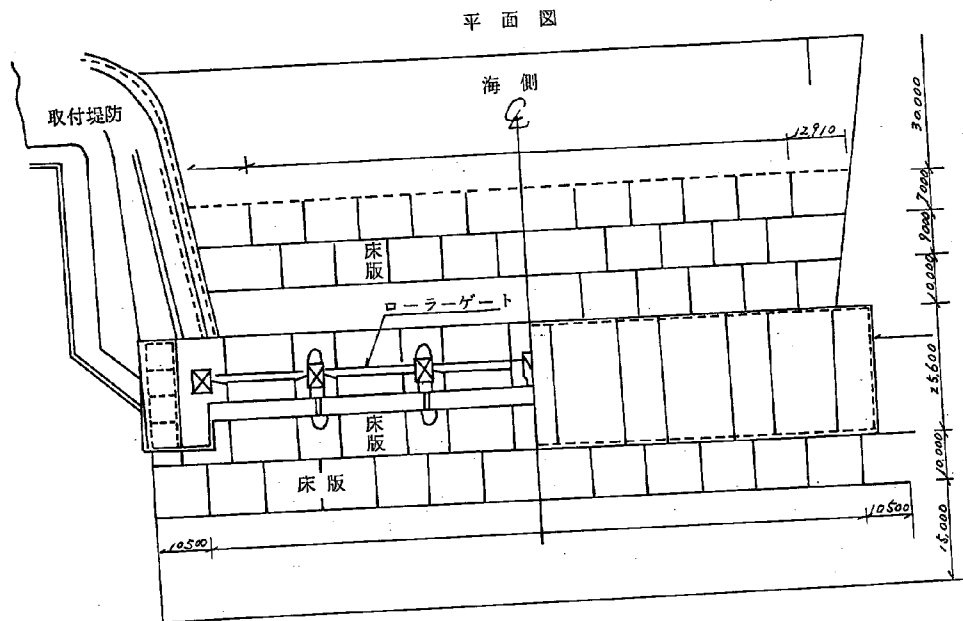
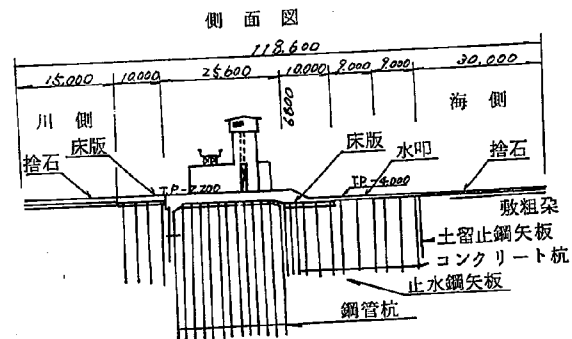
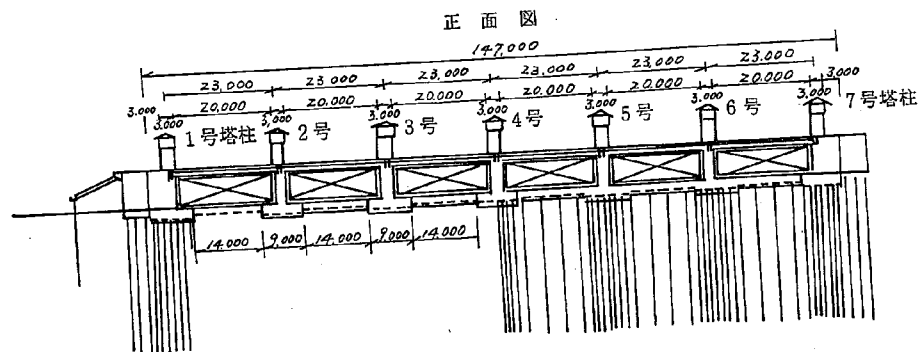


圖 1-2 河口水門構造圖

第2章 模型の相似率と実験方法

第1節 模型の相似率

模型実験は模型 (Model) の流れや力を測定して原型 (Prototype) に起こる現象を推定しようとするものであり、一般的には流れの境界を幾何学的に相似にすることにより、流れを規定する基礎方程式が同一であるので、力学的にも相似な現象が生ずるという原則が用いられる。

流れの運動を支配している基礎方程式は、一次元的な定常流では、実物と模型とに対応する諸量を添字 p, m で表わせば次のようになる。

$$\frac{d}{dx_p} \left(\frac{u_p^2}{2g} \right) + \frac{dh_p}{dx_p} - i_p + \frac{n_p^2 u_p^2}{h_p^{4/3}} = 0 \quad (2-1)$$

$$u_p \frac{dA_p}{dx_p} + A_p \frac{du_p}{dx_p} = 0 \quad (2-2)$$

$$\frac{d}{dx_m} \left(\frac{u_m^2}{2g} \right) + \frac{dh_m}{dx_m} - i_m + \frac{n_m^2 u_m^2}{h_m^{4/3}} = 0 \quad (2-3)$$

$$u_m \frac{dA_m}{dx_m} + A_m \frac{du_m}{dx_m} = 0 \quad (2-4)$$

現地の流れと模型の流れが相似であるためには (2-1) と (2-3) および (2-2) と (2-4) との対応する各項の比が一定でなければならない。(2-2) と (2-4) とでは常に

$$\frac{u_p \frac{dA_p}{dx_p}}{u_m \frac{dA_m}{dx_m}} = \frac{A_p \frac{du_p}{dx_p}}{A_m \frac{du_m}{dx_m}}$$

である。(2-1) と (2-3) からは

$$\frac{\frac{d}{dx_p} \frac{u_p^2}{2g}}{\frac{d}{dx_m} \frac{u_m^2}{2g}} = \frac{\frac{dh_p}{dx_p}}{\frac{dh_m}{dx_m}} = \frac{i_p}{i_m} = \frac{\frac{n_p^2 u_p^2}{h_p^{4/3}}}{\frac{n_m^2 u_m^2}{h_m^{4/3}}} \quad (2-5)$$

が相似条件となる。ここで $u_r = \frac{u_p}{u_m}$, $t_r = \frac{t_p}{t_m}$, $h_r = \frac{h_p}{h_m}$, $x_r = \frac{x_p}{x_m}$, $n_r = \frac{n_p}{n_m}$, $i_r = \frac{i_p}{i_m}$, とおくと (2-5) は

$$\frac{u_r^2}{x_r} = \frac{h_r}{x_r} = i_r = \frac{n_r^2 \cdot u_r^2}{h_r^{1/3}} \quad (2-6)$$

となる。(2-6) より

$$u_r = h_r^{1/2} \quad (2-7)$$

$$n_r = h_r^{2/3} \cdot x_r^{-1/2} \quad (2-8)$$

$$i_r = h_r \cdot x_r^{-1} \quad \dots\dots\dots (2-9)$$

また, $u_r = x_r / t_r$, $A_r = x_r \cdot h_r$, $Q_r = u_r \cdot A_r$ より

$$t_r = x_r \cdot h_r^{-1/2} \quad \dots\dots\dots (2-10)$$

$$Q_r = x_r \cdot h_r^{3/2} \quad \dots\dots\dots (2-11)$$

のような関係が得られる。

第2節 模型製作とその縮率

模型実験を行う場合、実験目的の解が得られるように解を選ばなければならない。そして現地のある範囲を取り出して行なうものであるから、境界条件について十分考慮を払う必要がある。本実験では上流からの流れが河口水門を通り児島湾に注ぐわけであるが、この児島湾は瀬戸内海の入江になっており、東西に細長く、また旭川、吉井川の大河川を流入し、さらに局部的に浅い部分と深い部分があることから、洪水時や入退潮時にはそれに応じた流況を呈すると考えられる。模型の海浜部はこうした境界条件をふまえ、河口水門を中心に $1.0 \times 1.0 \text{ km}$ を対象に模型を製作した。百間川分水路についても、上流からの流れの条件を相似にさせる意味から上流 1.5 km までを模型区間とした。

模型は百間川分水路河道部を計画断面河道とし、海浜部は深淺図（昭和45年11月測量）にもとづいて製作した。模型は縮尺 $1/50$ のモルタル固定床である。模型上流部には量水槽および整流装置を設け、模型下流部には海浜部潮位設定用のゲート3門が取り付けられている。模型海浜部の外周には分散水路を設け、この水路とゲート3門およびコンクリートブロックを適当に配置することにより海浜部の流況を設定した。また模型海浜部には流況を把握するための目印としてペイントにより 100 m メッシュを書きこんだ。

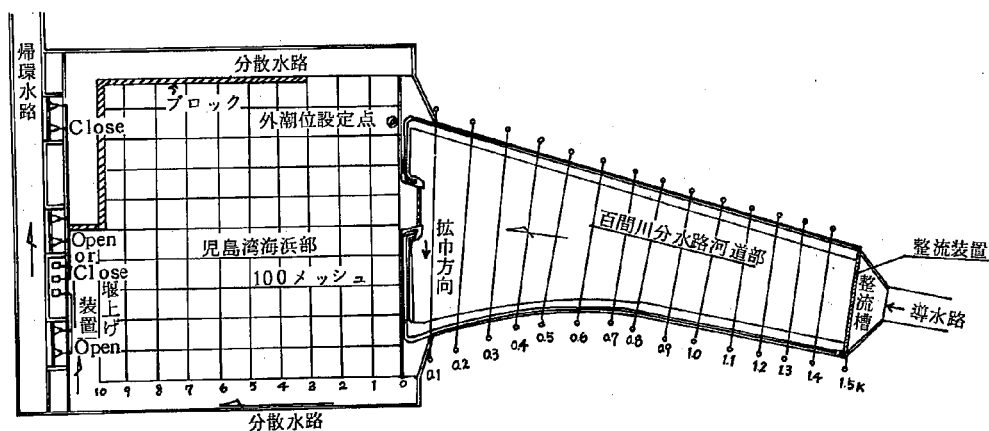


図 2-1 模型製作図（模型縮尺 $1/50$ ）

この模型の縮率は $x_r = h_r = 50$ の値 1 であることから、式 (2-7) ~ (2-11) より表 2-1 を得る。

表 2-1 諸量の縮尺

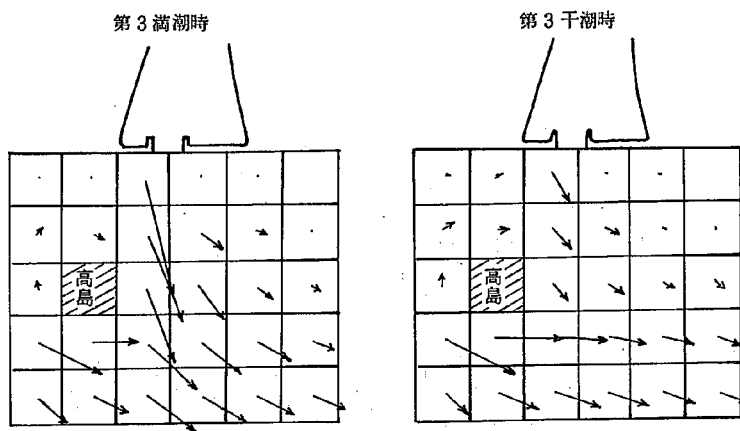
		次元 (L-F-T)	縮 率	
			比	縮 尺
幾何学的な量	水 平 (x)	L	x_r	1 : 50
	鉛直 (水深, 標高) (h)	L	h_r	1 : 50
	勾 配 (h/x)	—	$h_r \cdot x_r^{-1}$	1 : 1
	面 積 (A)	L^2	$h_r \cdot x_r$	1 : 2500
	体 積 (V_m)	L^3	$h_r \cdot x_r^2$	1 : 12500
流水に関する量	フルード数 (F_r)	—	1	1 : 1
	流 速 (U)	LT^{-1}	$h_r^{1/2}$	1 : 7.07
	流 量 (Q)	L^3T^{-1}	$x_r \cdot h_r^{3/2}$	1 : 17680
	時 間 (T)	T	$x_r \cdot h_r^{-1/2}$	1 : 7.07
	粗 度 係 数 (n)	$L^{-1/3} T$	$h_r^{2/3} \cdot x_r^{-1/2}$	1 : 1.92
	流 量 係 数 (m)	—	1	1 : 1

第 3 節 実験方法と実験ケース

実験をはじめる前に、まず模型海浜部の実験条件（境界条件）を与えるために、児島湾の潮流計算（二次元非定常解析）を行った。計算方法については参考資料として巻末にのせた。各計算ケースに対して各点の流向および流速が顕著にあらわれる第 3 満潮時および干潮時を対象に流速と流向のベクトルで示したのが図 2-2 である。同図は計算の結果を河口水門附近の海浜部についてのみ示したものであり、計算ケースや満潮、干潮の違いによってその流速値や流向に若干の違いをみせるが、おおむね模型海浜部の境界部（ $1.0 \times 1.0 \text{ km}$ の周囲）あたりでの流向は東方向を向いている。実験ではこうした計算結果を模型に反映させるために、図 2-1 のように模型海浜部の一部をコンクリートブロックにより仕切り流入出量をなくした。また下流ゲート 3 門のうち、右側ゲート（上流より下流に向かって）は締切り、他の 2 ゲートにより外潮位を調節した。

実験では所定の流量を量水槽より与え、潮位は沖元潮位観測所附近で与えた。こうして実験条件を設定した後必要な水利諸量を測定した。水位測定には定点測定として触針型自動水位計（24 台）を使用し、他はポイントゲージにより測定した。測定位置を図 2-3 (a)(b) に示す。流速測定には電界型小型プロベラ流速計を用いた。またこの流速測定と同時にその点の流向も測定した。流向の基準は下流方向を 0 度とし右回りに角度をとった。測定位置は水位測定箇所と同一である。流況の測定には通水中染料等を投入し、流線、死水域の状況、渦の状況等をス

計算ケース I



計算ケース II

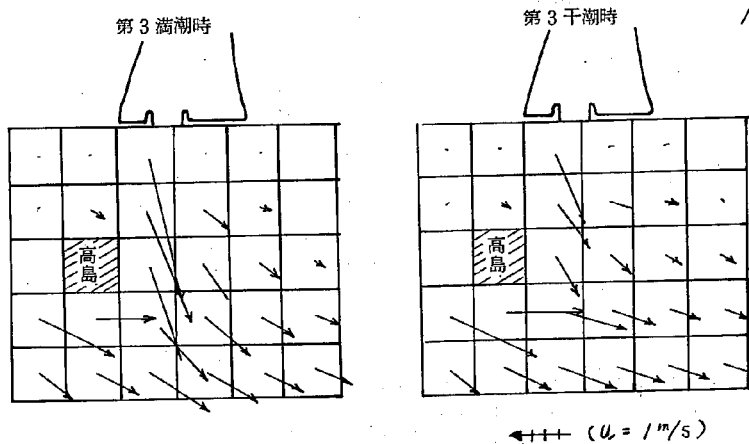


図 2 - 2 児島湾潮流計算結果図

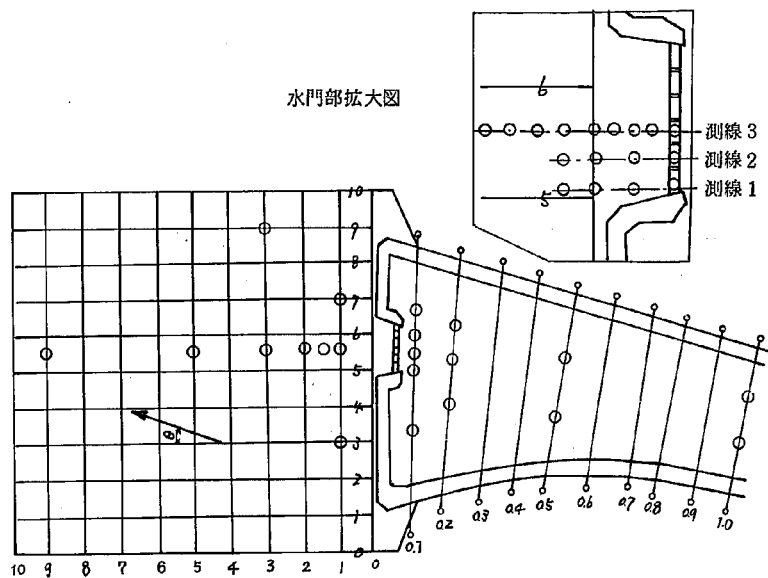


図 2 - 3 (a) 水位および流速測定箇所（現河口水門）

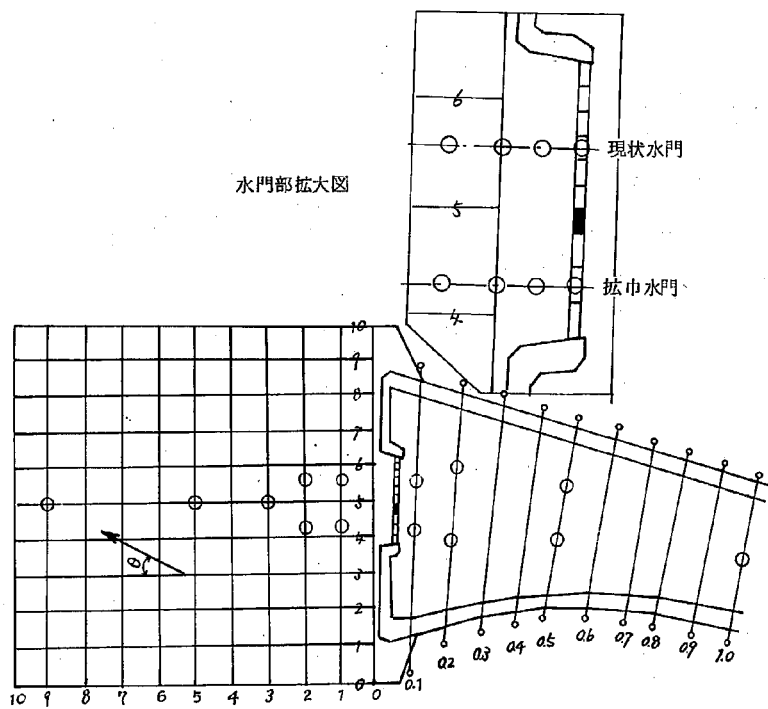


図 2 - 3 (b) 水位および流速測定箇所（拡巾水門）

ケッチおよび写真撮影で行った。

実験ケースの一覧表を表2-2に、水門形状については図2-4に示す。

表2-2 実験ケース一覧表

実験ケースA 現河口水門の水理的現象の把握

実験ケース		水門の形状	流 量 Q (m^3/s)	外 潮 位 H_0 (T.Pm)	実 測 項 目		
					水位	流況	流速
1	1	現 状 6 門	1200	2.20	○	○	○
	2			1.90	○	○	
	3			1.30	○	○	
	4			0.15	○	○	
	5			-0.70	○	○	○
2	1		2000	2.20	○	○	○
	2			1.90	○	○	
	3			1.30	○	○	
	4			0.15	○	○	○

実験ケースB $Q=2000 m^3/s$ を疎通させるに必要な水門巾の検討

実験ケース	水門の形状	流 量 Q (m^3/s)	外 潮 位 H_0 (T.Pm)	測 定 項 目		
				水位	流況	流速
1	@ 20 × 6	2000	2.10	○		
2	@ 20 × 5			○		
3	@ 20 × 4			○		

実験ケースC 締切工巾についての水理的影響に関する検討

実験ケース		水門の形状	流 量 Q (m^3/s)	外 潮 位 H_o (T.Pm)	測 定 項 目		
					水位	流況	流速
1	1	@ 30 × 3	2000	2.10	○	○	
	2	+ 0 m		0.15		○	
2	1	+ 10 m		2.10	○	○	
	2			0.15		○	
3	1	+ 20 m		2.10	○	○	
	2			0.15		○	
4	1	+ 30 m		2.10	○	○	
	2			0.15		○	

実験ケースD 拡巾計画案に関する水理諸量の把握

実験ケース		水門の形状	流 量 Q (m^3/s)	外 潮 位 (T.Pm)	測 定 項 目			
					水位	流況	流速	
1	1	@30×3+ +20 m	500	2.10	○			
	2			1.30	○			
	3			0.15	○			
	4			-0.70	○			
2	1		1000	2.10	○			
	2			1.30	○			
	3			0.15	○			
	4			-0.70	○			
3	1		1500	2.10	○			
	2			1.30	○			
	3			0.15	○			
	4			-0.70	○			
4	1		2000	2.10	○	○	○	
	2			1.30	○			
	3			0.15	○			
	4			-0.70	○	○	○	
	5	-1.10		○				
5	1	@35×3+20 m	2,000	2.10	○			
6	1	@20×4 +20 m	500	2.10	○			
	2			1.30	○			
	3			0.15	○			
	4			-0.70	○			
7	1		1000	2.10	○			
	2			1.30	○			
	3			0.15	○			
	4			-0.70	○			
8	1		1500	2.10	○			
	2			1.30	○			
	3			0.15	○			
	4			-0.70	○			
9	1		2000	2.10	○	○	○	
	2			1.30	○			
	3			0.15	○			
	4			-0.70	○	○	○	
	5	-1.10		○				
10	1	@20×3 +20 m	1800	2.10	○			
2	0.15			○				
11	1		1600	2.10	○			
	2			0.15	○			
12	1		1400	2.10	○			
	2			0.15	○			
13	1		@20×2 +20 m	1600	2.10	○		
2	0.15				○			
14	1	1400		2.10	○			
	2			0.15	○			
15	1	1200	2.10	○				
	2		0.15	○				

記 号	河口水門の設定状況
現状6門	
@ 20 x 6	
@ 20 x 5	
@ 20 x 4	
@ 30 x 3 + 0m	
@ 30 x 3 + 10m	
@ 30 x 3 + 20m	
@ 30 x 3 + 30m	
@ 30 x 3 + 20m	
@ 35 x 3 + 20m	
@ 20 x 4 + 20m	
@ 20 x 3 + 20m	
@ 20 x 2 + 20m	
凡 例	

図 2 - 4 水門形状説明図

第3章 実験結果とその考察

第1節 粗度検証実験

模型製作時点での河床はモルタルの金ゴテ仕上げであるため、河床面の粗度係数は通常 $n = 0.011 \sim 13$ 程度といわれている。縮尺 $1/50$ の本模型では $n = 0.021 \sim 25$ に相当することから、百間川分水路河道の計画粗度係数 $n = 0.030$ にする必要がある。そこで河床面にモルタル塊を適当に附着させ、その大小によって河床粗度の調整を行った。

ここで粗度係数の計算には次式を用いた。

$$n^2 = \frac{\Delta E}{\frac{\Delta x}{2} \left(\frac{V_1^2}{R_1^{4/3}} + \frac{V_2^2}{R_2^{4/3}} \right)} \quad (3-1)$$

$$\Delta E = \left(H_2 + \frac{\alpha V_2^2}{2g} \right) - \left(H_1 + \frac{\alpha V_1^2}{2g} \right)$$

ここに

ΔE : 上下流断面間のエネルギー水頭差

H_1, V_1 : 下流断面の水位と平均流速

H_2, V_2 : 上流断面の水位と平均流速

R_1, R_2 : H_1, H_2 に対する径深

Δx : 上下流断面間距離

α : 流速の補正係数 $\alpha = 1.0$

第2節 現河口水門に関する実験（実験ケースA）

1. 全体的な流況

現河口水門の流況を附図1-(a)~(i)および附図2-(a)~(g)に示す。同図より上流部からの流れは、流量の大小や外潮位の高低にかかわらず0.3~0.2k地点までほぼ一様に流れてくるが、そこより下流の流れは水門巾まで漸縮するように流れる。そのためこうした縮流の影響で0.4~0.3k間より下流では左右岸堤防沿いに死水域が生ずる。

水門内に入った流れは水門中央部ではビアーと平行に近い流れとなるが、水門端部では斜めに流入してくる。そのため水門直下流左右岸では剝離領域が生じ、この剝離領域の大きさは設定潮位が高く流量が小さい時に広くて傾向にある。また水門からでた流れは、100~150m位下流まで水門巾と同じ位の巾で流下し、その左右には大きな水平渦をとまなっている。

海浜部への拡散状況をみると、設定潮位が低くなるにつれて海浜形状の影響（図1-1）をうけ、左岸堤防沿いに向う傾向が強くなり、また拡散巾も広くなるようである。しかし流

量の大小による影響は小さく顕著な差違はみられなかった。

2. 水門からの流出状況

水門附近の流況をさらに詳しくみると、設定潮位と河道水位の関係によってもぐり流出や完全流出となる。(写真-1)ここで、完全流出とは厳密には水門直下流で跳水が生じ、フルード数が1以上となり、潮位の変動が河道内の水位に影響をおよぼさない状態をいうが、実験では目視観察により跳水の有無で判断した。したがってもぐり流出は跳水のおこらない状態をいい、不完全流出は水門の一部で跳水が起こり他の水門はもぐり流出となっている状態と定義した。

流量が $Q = 1200 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合、設定潮位が $H_0 = T \cdot P1.30 \text{ m}$ 以上ではもぐり流出の形態をとり、 $H_0 = T \cdot P0.15 \text{ m}$ にすると水門中央部2門で完全流出し他の4門はもぐり流出となり、全体的には不完全流出となる。さらに $H_0 = -0.70 \text{ m}$ まで下げると全水門で完全流出となる。

流量が $Q = 2000 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合には前者に比べて設定潮位が高いところでもぐり流出から完全流出へ移行する。 $H_0 = T \cdot P2.20 \text{ m}$ では不完全流出であるが、 $H_0 = T \cdot P1.90 \text{ m}$ 、 $T \cdot P1.30 \text{ m}$ では中央4門にて完全流出、他の2門で不完全流出となる。さらに外潮位を $H_0 = T \cdot P0.15 \text{ m}$ まで下げると全水門で完全流出となり、水門直下流での跳水はローラの位置が絶えず変動する不安定なものであった。

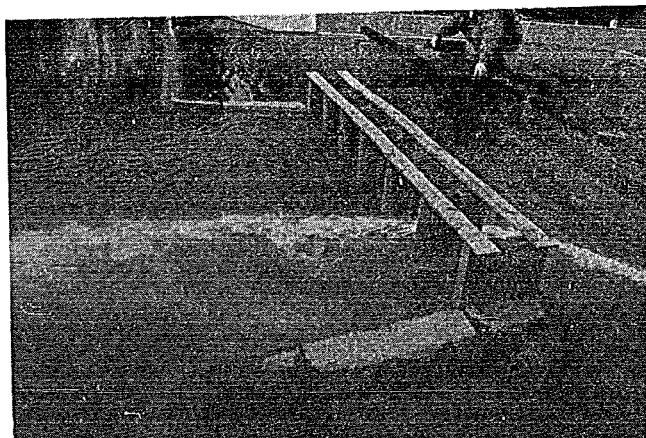
3. 水位について

設定潮位と河道部の水位の関係を示したのが図3-1(a)、(b)である。同図より設定潮位の比較的高い場合は、潮位の変化がそのまま河道内の水位変化となつてあらわれるが、潮位が低くなると潮位変化が大きくても、河道水位に与える影響は小さくなる。たとえば流量 $Q = 1,200 \text{ m}^3/\text{s}$ を通水した時の例をとれば、実験ケースA-1-1とA-1-2の外潮位の差が 0.30 m であったものが、河道部での差は 0.25 m と若干小さくなっているものの、実験ケースA-1-4とA-1-5の場合のように 0.85 m あったものが、わずか 0.09 m の水位差となつてあらわれた。

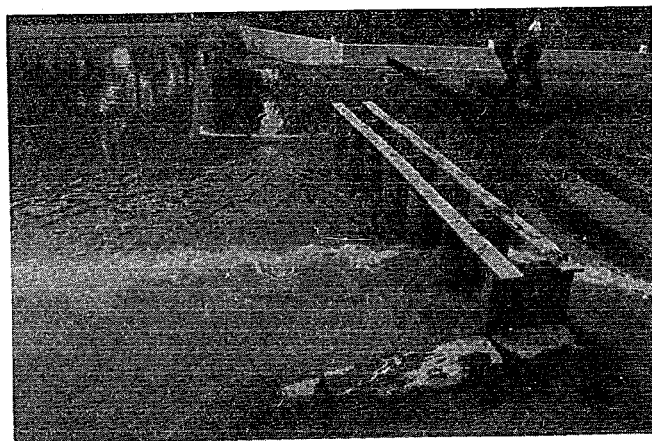
つぎに各実験ケースの河道部水面形をみると、いずれも0.2k地点に水面形の変曲点があらわれ、前述の流況が0.2k附近下流より水門に向かって漸縮していることを示している。

疎通能力という観点からみた場合、 $Q = 1,200 \text{ m}^3/\text{s}$ 時では設定潮位が $H_0 = 1.90 \text{ m}$ 以下でない河道内の水位は $H \cdot W \cdot L$ を超えてしまう。将来計画として $Q = 2000 \text{ m}^3/\text{s}$ の疎通能力をもたせるには現河口水門では不可能であり水門の拡巾が必要になってくる。

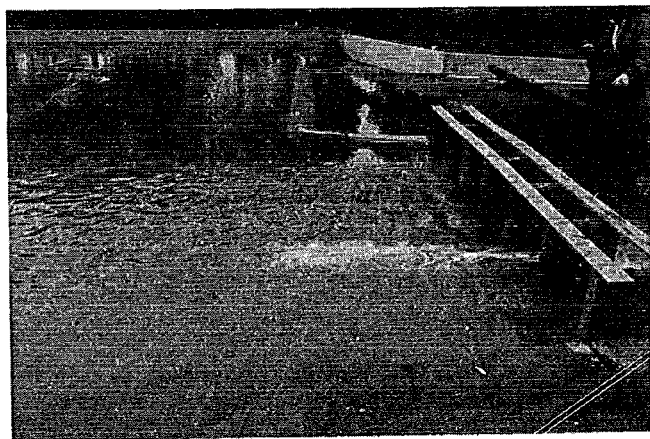
外潮位 H_0 と流量 Q と河道内の水位 H_{02} の関係を図示すると図3-2のようになる。ここで河道内の水位のとり方は、河口水門によっておこる漸縮損失の影響が河道部0.2k附近まであるため、0.2k断面の横断平均水位をとった。



実験ケース A-1-1 もぐり流出
 $Q=1,200 \text{ m}^3/\text{s}$, $H_o = \text{T.P.} 2.20 \text{ m}$

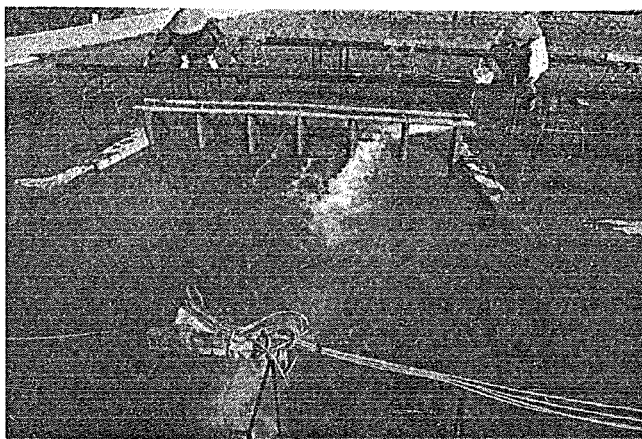


実験ケース A-1-2 もぐり流出
 $Q=1,200 \text{ m}^3/\text{s}$, $H_o = \text{T.P.} 1.90 \text{ m}$

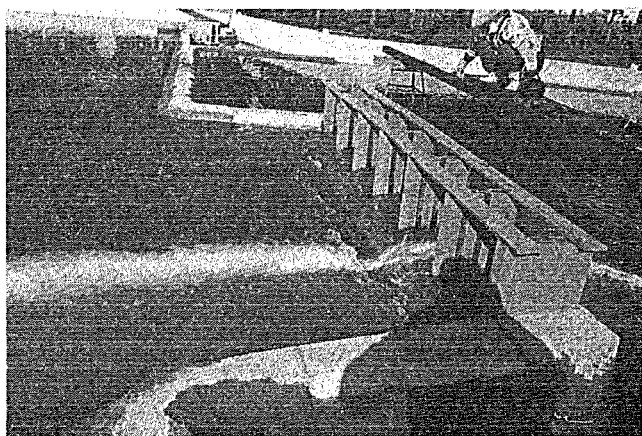


実験ケース A-1-3 もぐり流出
 $Q=1,200 \text{ m}^3/\text{s}$, $H_o = \text{T.P.} 1.30 \text{ m}$

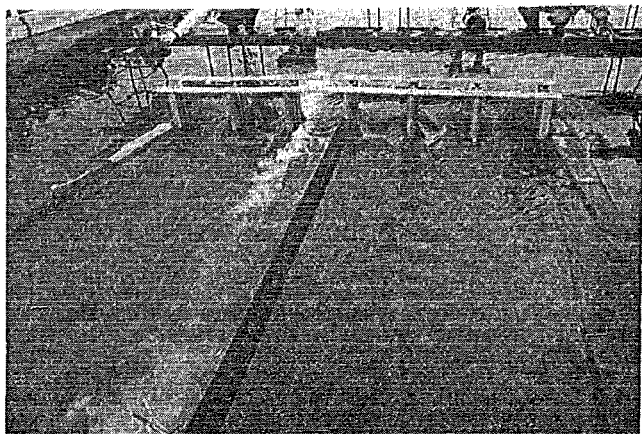
写真-1 現河口水門からの流出状況



実験ケース A-1-4 不完全流出
 $Q=1,200 \text{ m}^3/\text{s}$, $H_o=\text{T.P.}-0.15\text{m}$

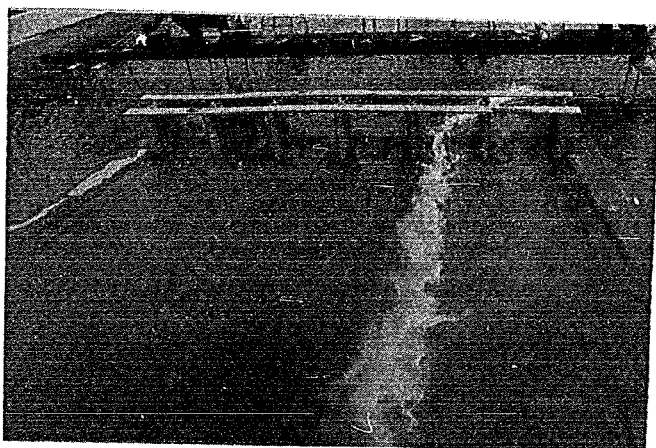


実験ケース A-1-5 完全流出
 $Q=1,200 \text{ m}^3/\text{s}$, $H_o=\text{T.P.}-0.70\text{m}$

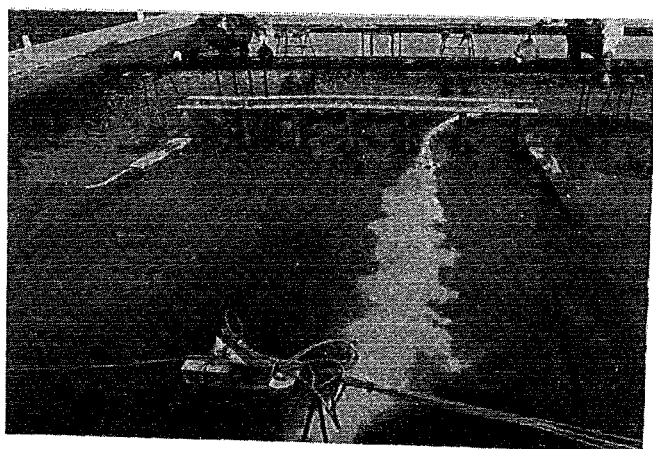


実験ケース A-2-1 不完全流出
 $Q=2,000 \text{ m}^3/\text{s}$, $H_o=\text{T.P.}+2.20\text{m}$

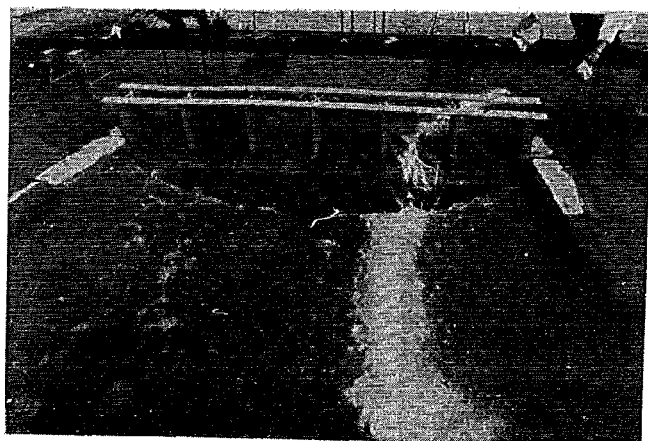
写真-1 現河口水門からの流出状況



実験ケース A-2-2 不完全流出
 $Q=2,000 \text{ m}^3/\text{s}$, $H_o = \text{T.P. } 1.90 \text{ m}$



実験ケース A-2-3 不完全流出
 $Q=2,000 \text{ m}^3/\text{s}$, $H_o = \text{T.P. } 1.30 \text{ m}$



実験ケース A-2-4 完全流出
 $Q=2,000 \text{ m}^3/\text{s}$, $H_o = \text{T.P. } 0.15 \text{ m}$

写真-1 現河口水門からの流出状況

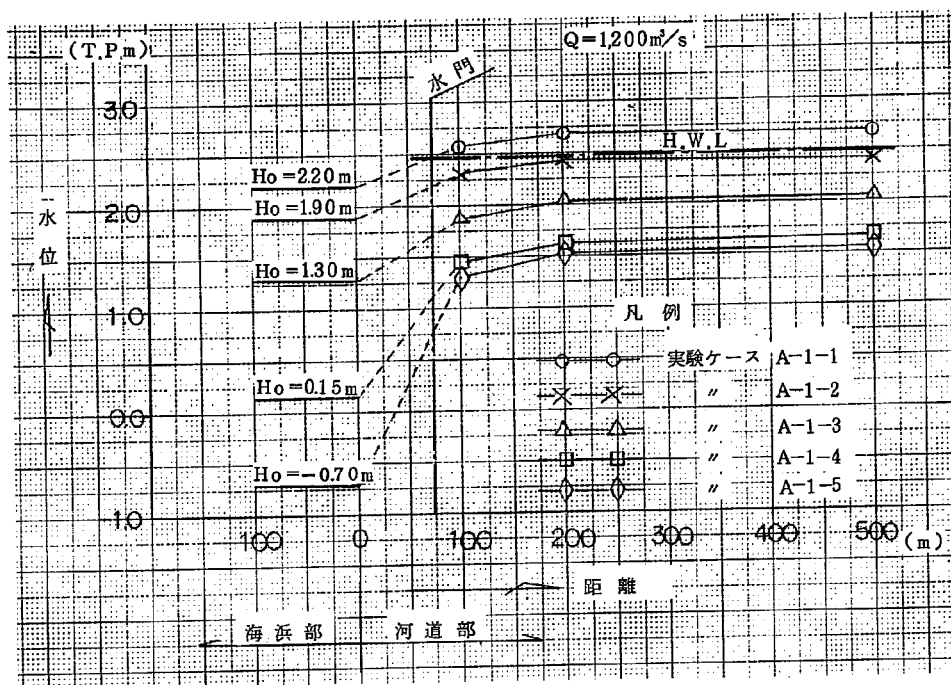


図 3 - 1 (a) 現河口水門水位縦断面図 $Q = 1,200 \text{ m}^3/\text{s}$

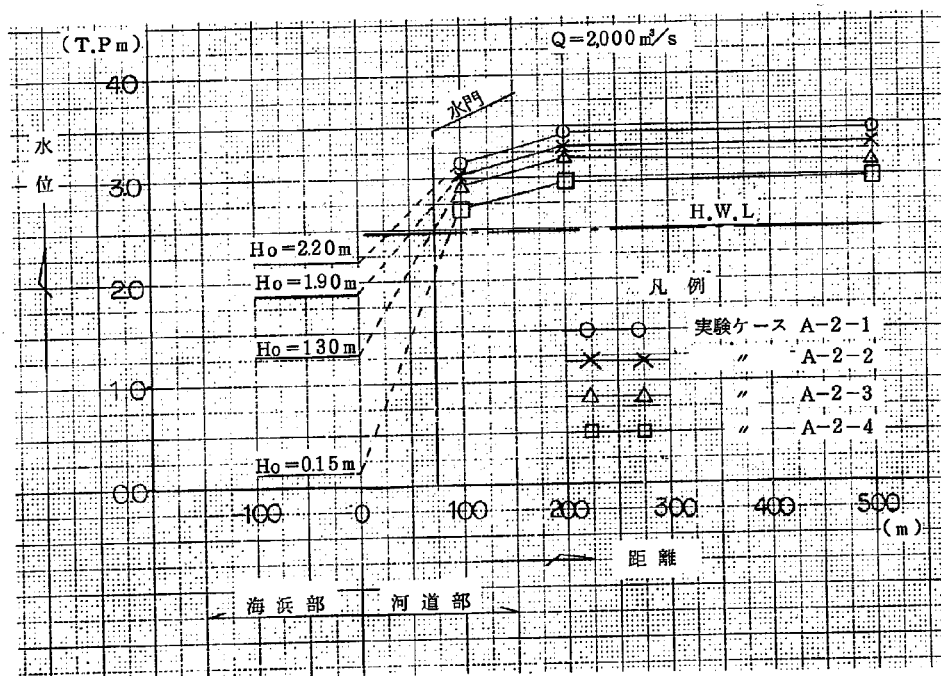


図 3 - 1 (b) 現河口水門水位縦断面図 $Q = 2,000 \text{ m}^3/\text{s}$

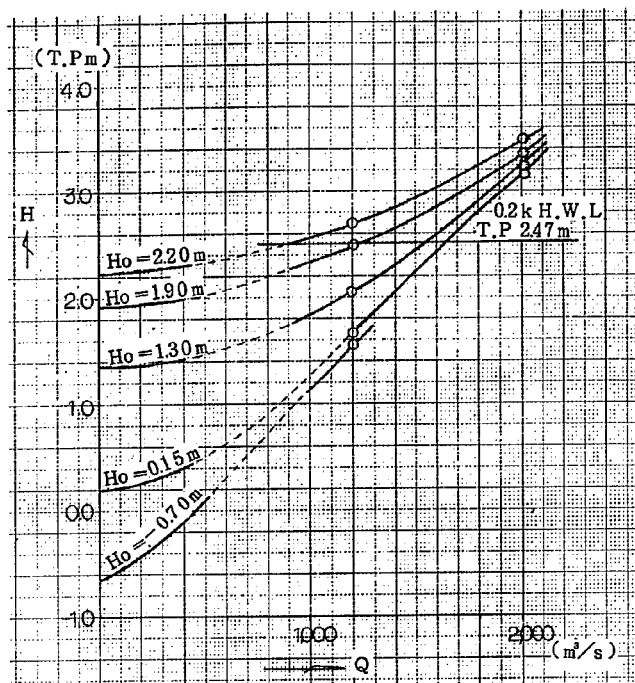


圖 3-2 現河口水門 $H_0 \sim H_{0.2} \sim Q$ 相關圖

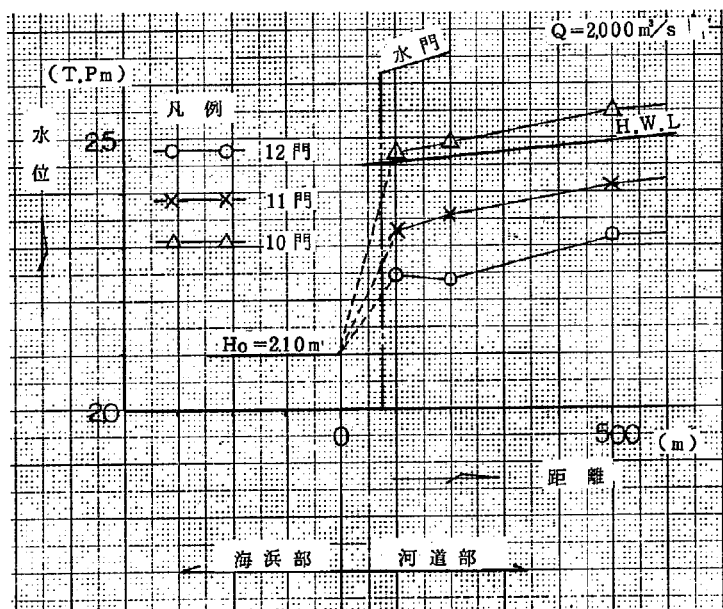


圖 3-3 水門掀巾時水位縱斷圖

4. 流速分布

現河口水門での流速測定の結果を附図3-(a)~(d)に示す。同図より流速分布の特徴を2, 3 ひろってみると、潮位の高い実験ケースA-1-1, A-1-2では、測線1線上(水門端部)の水門直下流で流速値が0を示している箇所がある。これは、この部分が縮流によって剝離領域が生じ渦あるいは逆流の状態になっているためである。しかし実験ケースA-1-5, A-2-4にみられるように潮位が低くなると流速値も有限値を示しその値も横断方向に平均された値をとるようになる。このことは潮位が低くなるにつれて横断方向への流れの拡散巾が広がることを意味している。また、特に潮位の低い実験ケースA-1-5の水門中央部の鉛直方向の流速分布をみるとその分布形で不規則な点がみられ、これは水門直下流での段落ちの影響と跳水によって流れが水表面を走るためと考えられる。沖への影響をみると、潮位の低い場合は高い場合に比べて水深が浅くなるところで極端に流速値が減衰する傾向がある。

第3節 $Q=2000\text{ m}^3/\text{s}$ を疎通させるに必要な水門巾の検討

1. はじめに

前節の現河口水門に関する実験結果から、現在の河口水門では約 $Q=1200\text{ m}^3/\text{s}$ 程度の疎通能力しかない。計画流量として $Q=2000\text{ m}^3/\text{s}$ 疎通させるには、1門当り約 $q=200\text{ m}^3/\text{s}$ の疎通能力があると仮定すると10門必要となる。実験では現河口水門を10~12門に拡巾し疎通能力の検討を行った。(実験ケースB)

2. 実験結果と考察

水位測定結果を図3-3に示す。同図より水門を10門に拡巾した場合わずかに $H \cdot W \cdot L$ を上まわり、拡巾水門のスパン長 20 m とした時は11門以上必要となる。しかし構造令と照し合せてみた場合、計画流量を $Q=2000\text{ m}^3/\text{s}$ としたときの水門の1スパン長は 30 m 以上とることとされており、こうしたことを考慮すると拡巾部の水門は1スパン 30 m の水門を3門設置すれば $Q=2000\text{ m}^3/\text{s}$ で $H \cdot W \cdot L$ 以下になると考えられる。

第4節 水門拡巾時に施工上必要な締切工巾の検討

1. はじめに

ここでは拡巾部の水門を1スパン 30 m として3門設置し、現河口水門と拡巾水門の間に施工上必要な締切工を設け、この締切工の巾の大小が流況にどのような影響を与えるのかについて調べた。(実験ケースC)

2. 実験結果と考察

実験の結果、水位の面より見れば締切工を設ける、設けないにかかわらずほぼ同一値をえた。つぎに締切工直下流での流況をみると図3-4のようになる。この図は設定潮位が $H_0 = T.P. 0.15m$ の条件のものである。同図によれば現況水門と拡巾水門の間が広がるほどその下流で生じる渦巾や下流への影響巾が広範囲になった。これらのことから締切巾の大小による疎通能力の低下はみとめられないので、渦の発生範囲より考えて施工上必要な最小巾を設定すれば良いと考えられる。

第5節 水門拡巾計画案に関する実験

1. はじめに

拡巾計画案として計画流量が $Q = 2,000 m^3/s$ の時と $2,000 m^3/s$ 以下になった場合を想定して、それぞれについて拡巾水門のスパン長を $30m$ および $20m$ とした。(構造令)また現河口水門と拡巾水門の間に施工上必要な締切工の最小巾は事務所の調査結果によれば $20m$ であった。こうした背景のもとに水門形状を5ケース設定し、各々の水門形状に対して種々の水理条件(外潮位、流量)を与え水理的検討を行った。(実験ケースD)

2. 流況($Q = 2,000 m^3/s$ の場合)

$Q = 2,000 m^3/s$ 通水時で潮位の高い場合と低い場合についての流況を附図4-(a)~(d)に示す。

上流からの平均的な流れは現河口水門の場合と同様 $0.3k \sim 0.2k$ 附近から河口水門の影響をうけて漸縮し始める。百間川河口部に生じる死水域は現状水門の場合と比較して右岸側は同程度の死水域を形成するが、左岸側については水門拡巾分の影響をうけてかなり狭くなっている。水門から出た流れは潮位の高い場合、堤防形状や縮流によって堤防沿いに剝離域をもうけ渦をとまなっているが、潮位が低くなると($T.P. - 0.70m$ 以下)流れが左岸側に寄る傾向が強く剝離域は発生しない。こうした剝離領域や海浜部への拡散状況は水理条件によって異なり、その傾向は現河口水門の場合と同じであった。

水門直下流の流況を附図5(a)~(d)に示す。

3. 水位について

各実験ケースに対する水位測定結果は図3-5(a)~(d)のとおりであった。水門を拡巾した場合、現河口水門の時と比較して漸縮の影響が河道部 $0.2k$ よりやや上流部まであり、 $0.2k$ 地点の横断方向の水位測定値には差があった。そこで $0.5k$ 地点の水位をもとに $H_0 \sim H_{0.5} \sim Q$ の相関を調べると図3-6(a)~(c)のようになった。その結果現河口水門の場合に比べて流量の増加量に対する水位上昇の割合 $\frac{dH}{dQ}$ は減少し、河口水門での疎通能力を計画規模ま

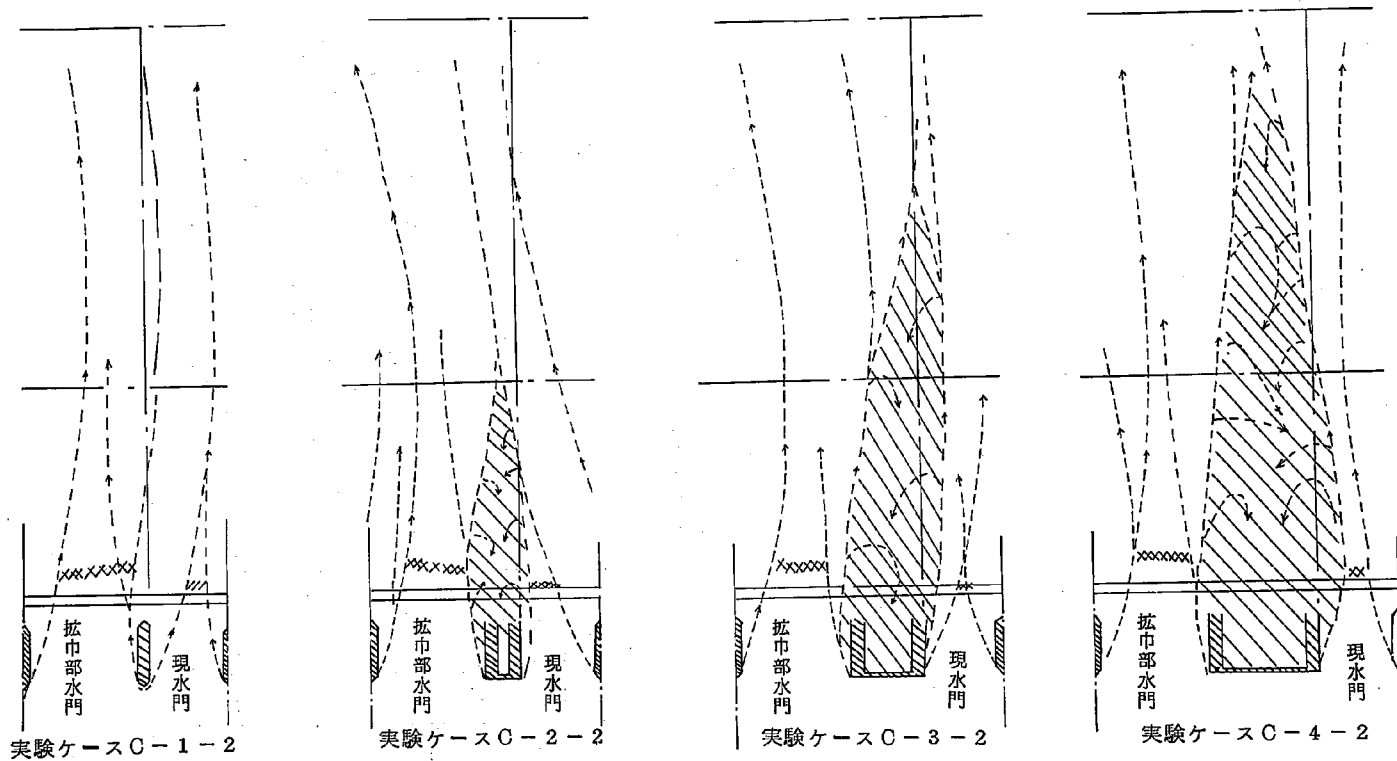


図3-4 縮切工直下流流況図

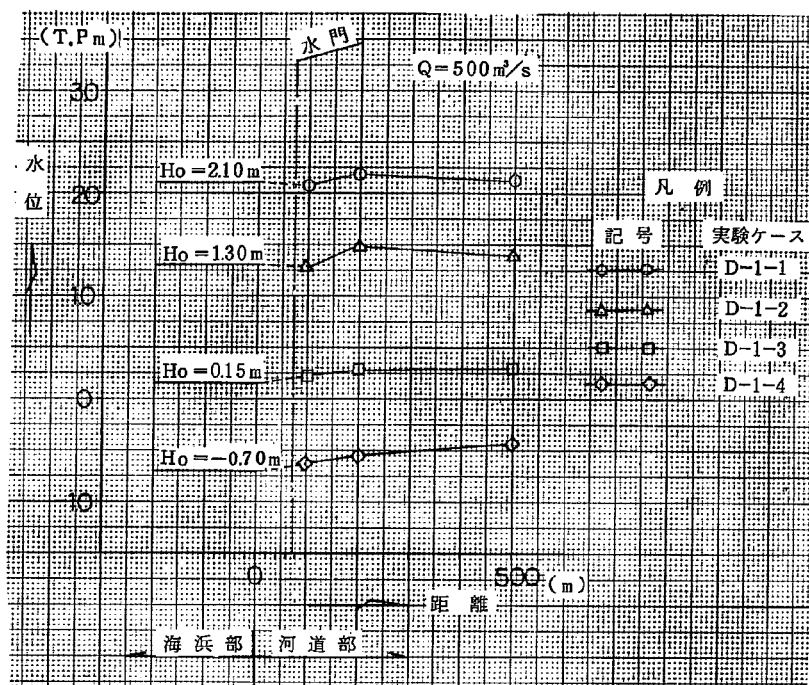


図 3 - 5 (a) 水門拡巾案水位縦断面図 $Q = 500 \text{ m}^3/\text{s}$

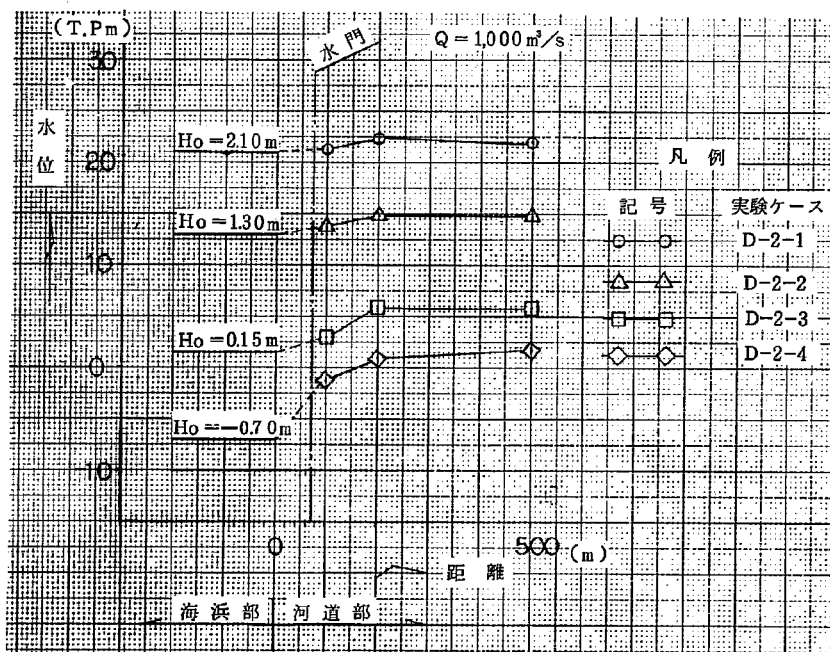


図 3 - 5 (b) 水門拡巾案水位縦断面図 $Q = 1,000 \text{ m}^3/\text{s}$

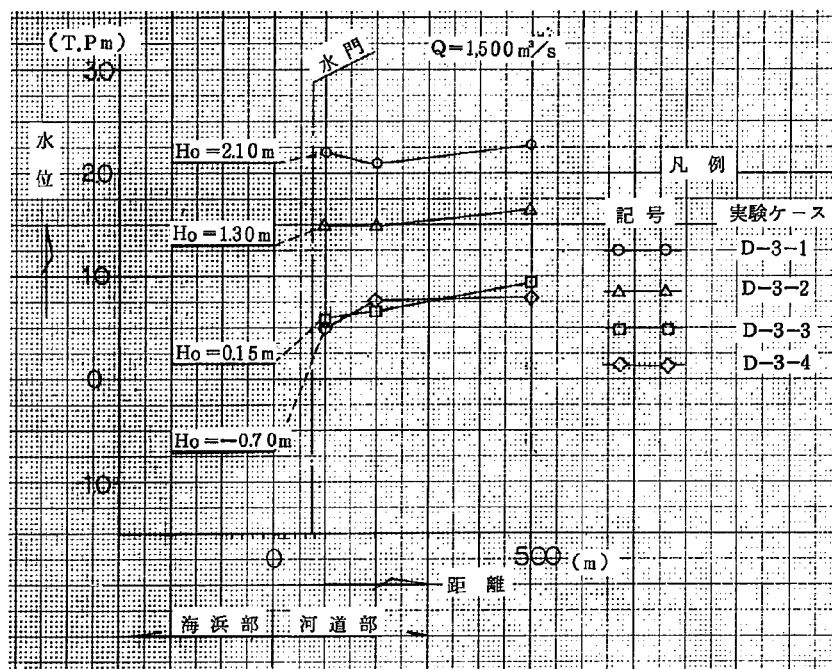


図 3 - 5 (c) 水門挾巾案水位縦断面図 $Q = 1,500 \text{ m}^3/\text{s}$

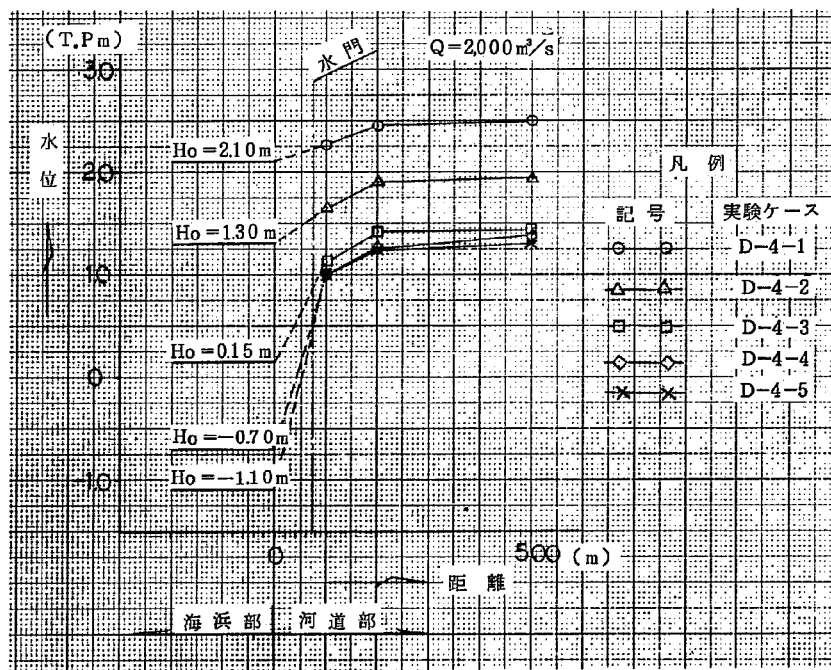


図 3 - 5 (d) 水門挾巾案水位縦断面図 $Q = 2,000 \text{ m}^3/\text{s}$

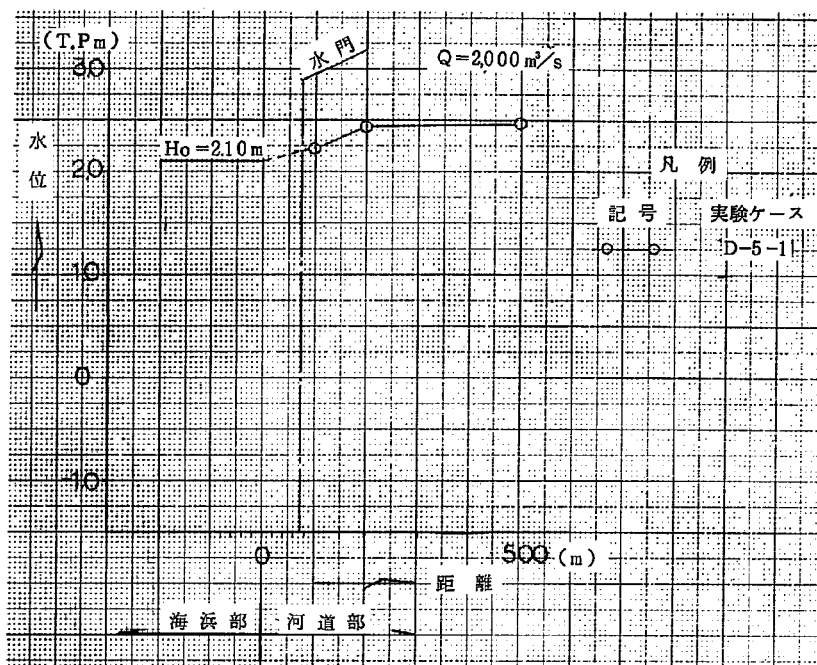


図 3 - 5 (e) 水門挾巾案水位縦断面図 $Q = 2000 \text{ m}^3/\text{s}$

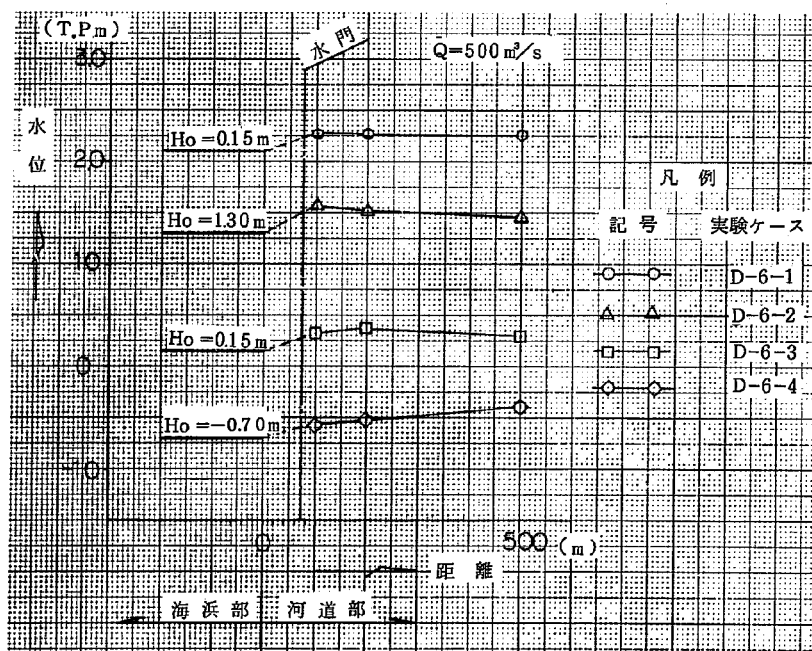


図 3 - 5 (f) 水門挾巾案水位縦断面図 $Q = 500 \text{ m}^3/\text{s}$

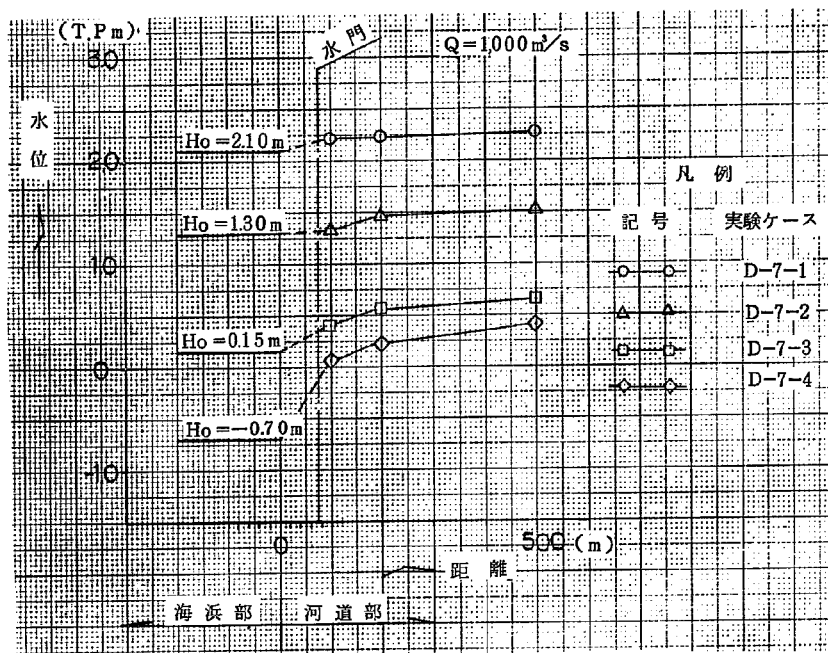


図 3 - 5 (g) 水門挾巾案水位縦断面図 $Q = 1,000 \text{ m}^3/\text{s}$

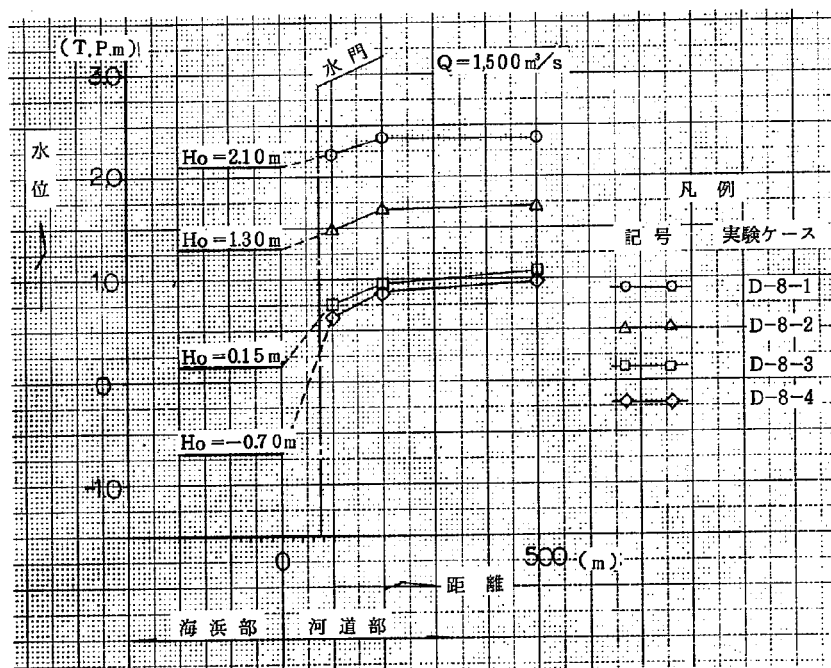


図 3 - 5 (h) 水門挾巾案水位縦断面図 $Q = 1,500 \text{ m}^3/\text{s}$

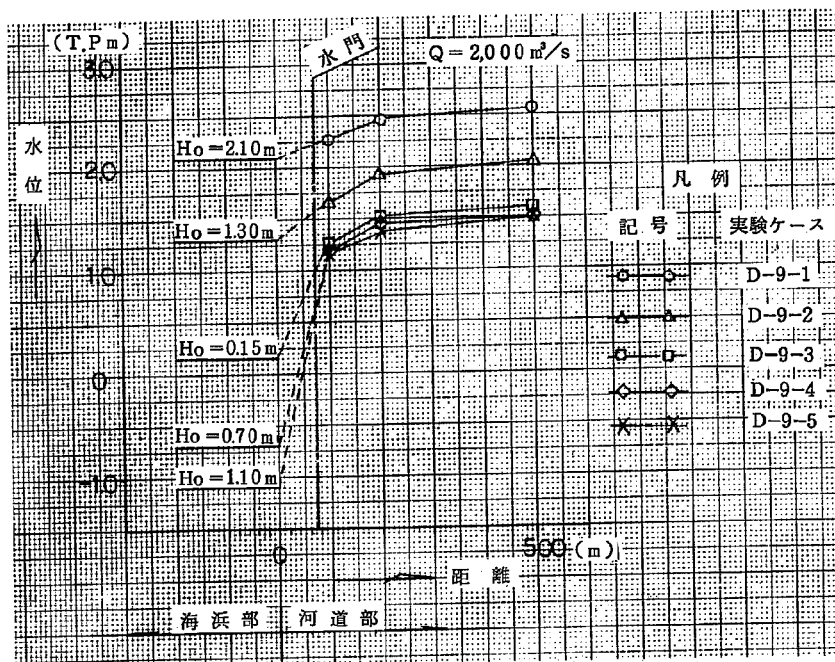


図 3 - 5 (i) 水門拡巾案水位縦断面図 $Q = 2,000 \text{ m}^3/\text{s}$

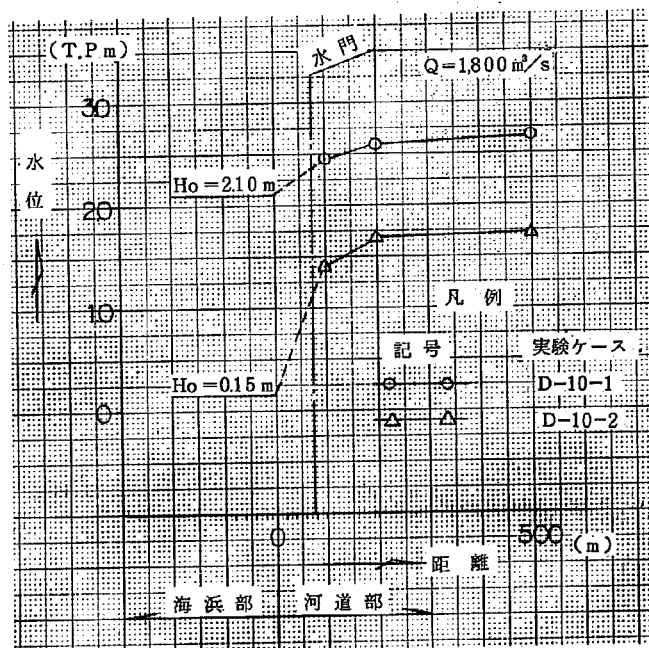


図 3 - 5 (j) 水門拡巾案水位縦断面図 $Q = 1,800 \text{ m}^3/\text{s}$

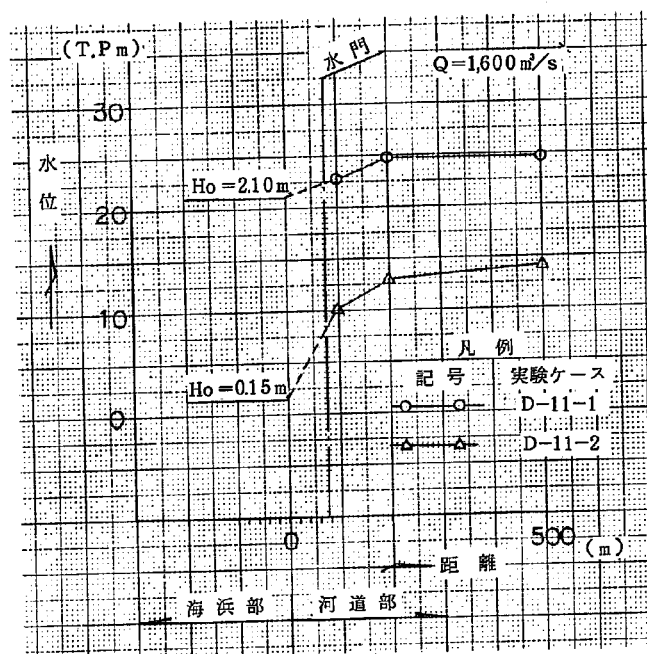


図 3 - 5 (k) 水門拡巾案水位縦断面図 $Q = 1,600 \text{ m}^3/\text{s}$

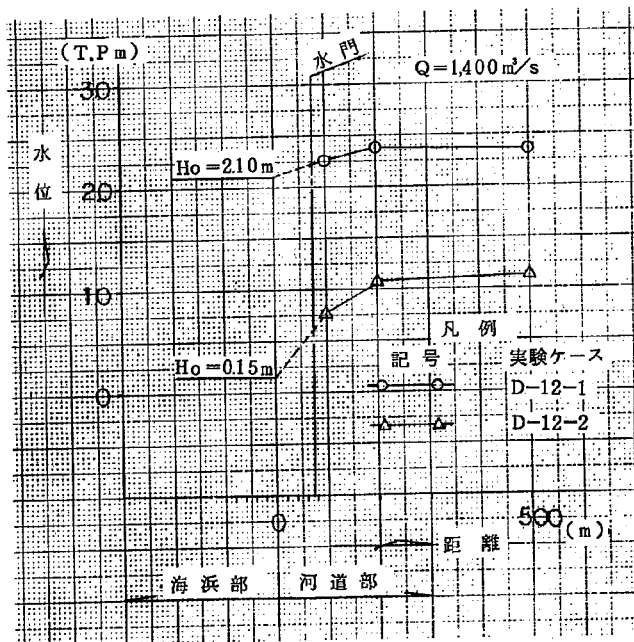


図 3 - 5 (l) 水門拡巾案水位縦断面図 $Q = 1,400 \text{ m}^3/\text{s}$

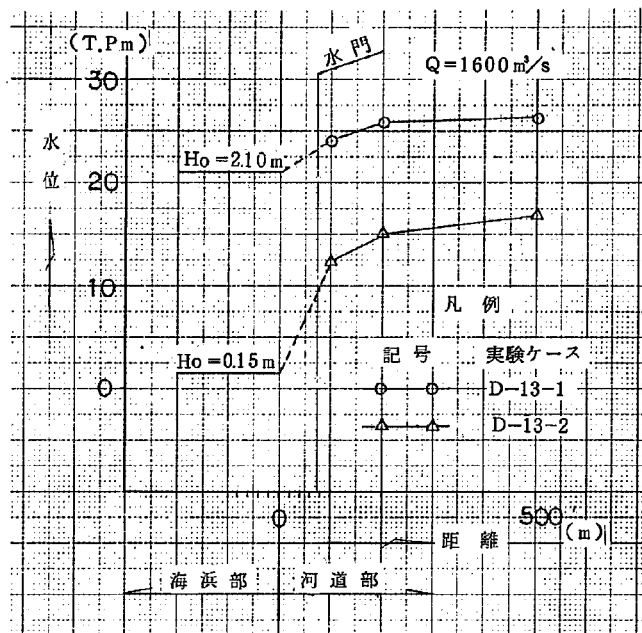


図 3 - 5(m) 水門挾巾案水位縦断図 $Q = 1,600 \text{ m}^3/\text{s}$

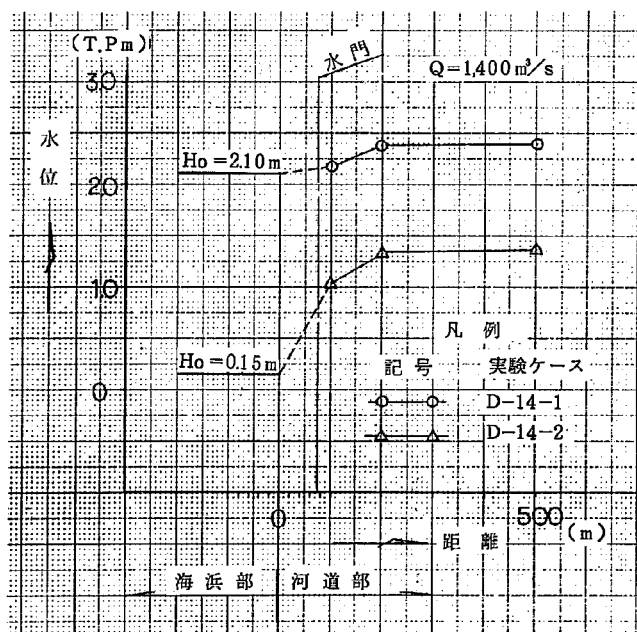


図 3 - 5(n) 水門挾巾案水位縦断図 $Q = 1,400 \text{ m}^3/\text{s}$

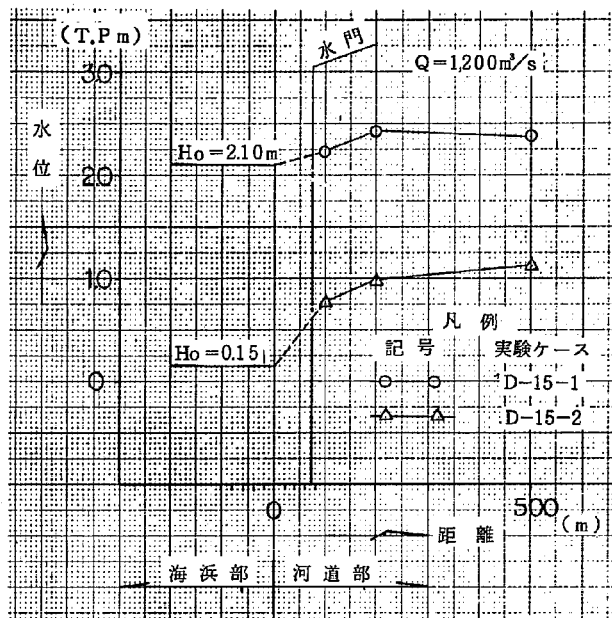


図 3 - 5 (a) 水門拡巾案水位縦断面図 $Q = 1,200 \text{ m}^3/\text{s}$

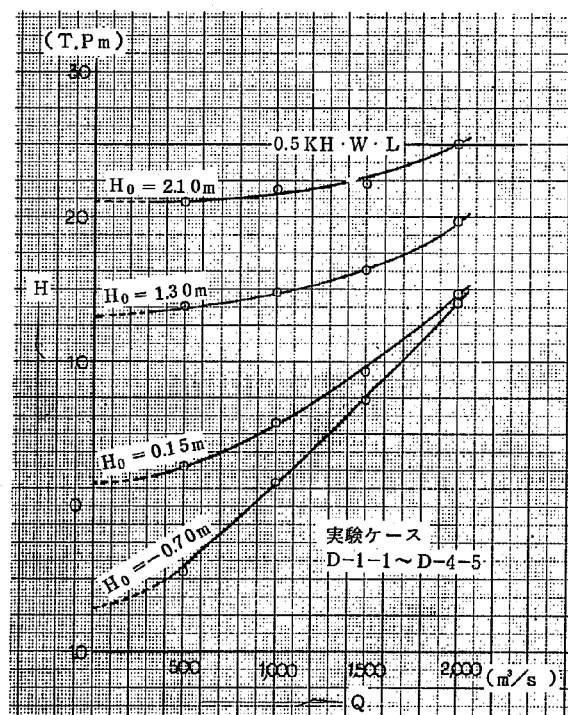


図 3 - 6 (a) 拡巾水門 $H_0 \sim H_{0.5} \sim Q$ 相関図

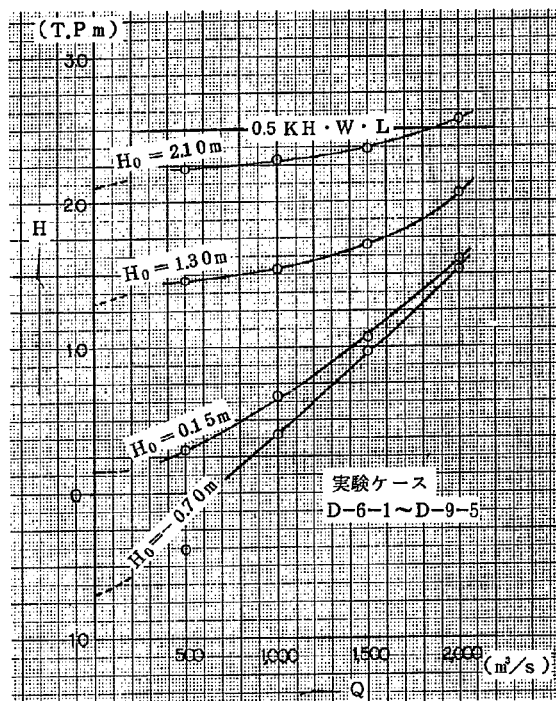


図 3 - 6 (b) 拡巾水門 $H_0 \sim H_{0.5} \sim Q$ 相関図

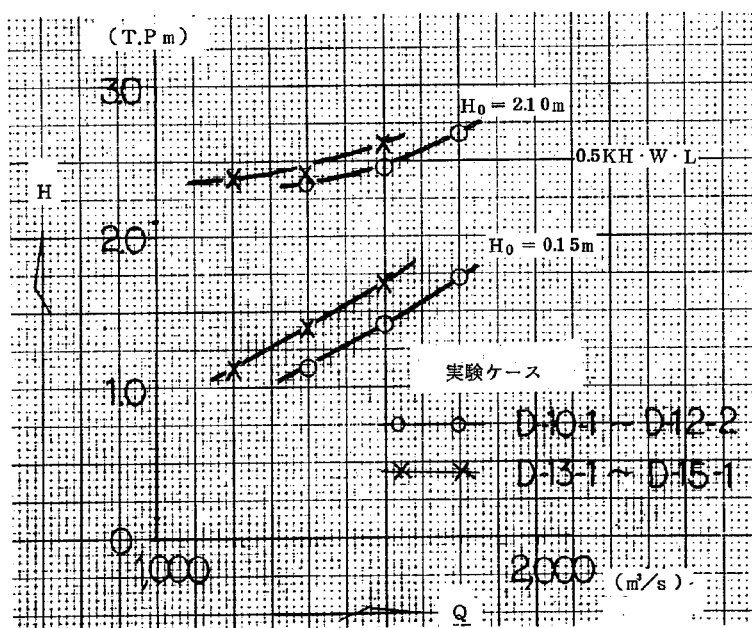


図 3 - 6 (c) 拡巾水門 $H_0 \sim H_{0.5} \sim Q$ 相関図

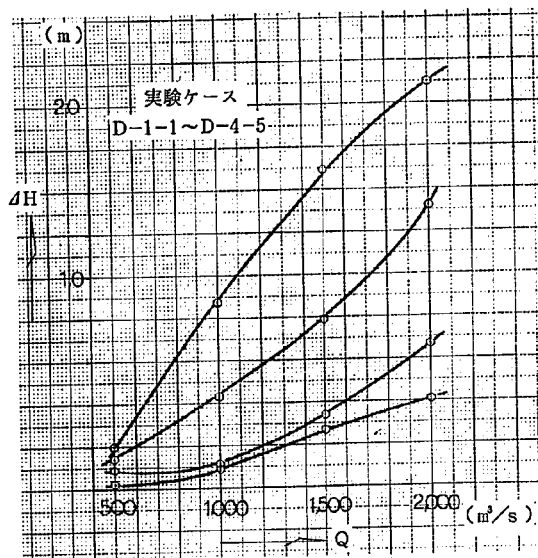


図 3-7(a) 拡巾水門 $Q \sim \Delta H$ 相関図

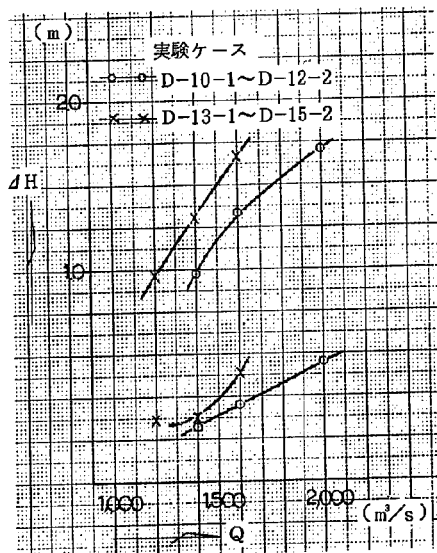


図 3-7(c) 拡巾水門 $Q \sim \Delta H$ 相関図

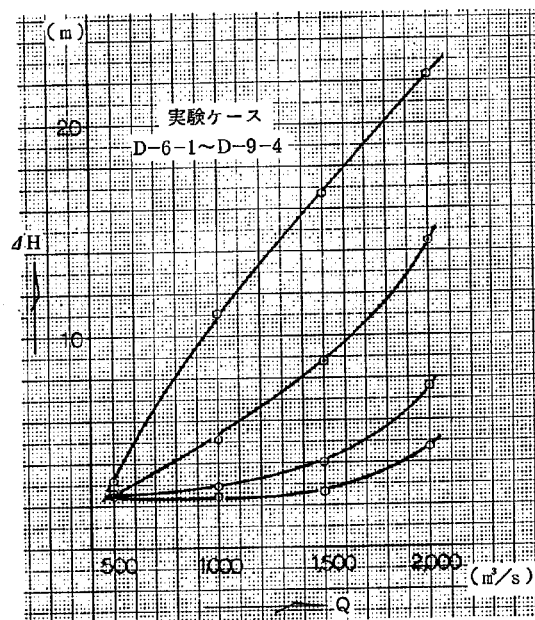


図 3-7(b) 拡巾水門 $Q \sim \Delta H$ 相関図

で上げることができた。

つぎに流量 Q と水門上下流での水位差との関係をプロットすると図3-7(a)~(c)のようになる。同図より流量が小さく、外潮位の比較的高い場合は水位差も小さいが、逆に流量が大きく外潮位の低い場合は水位差が大きくなる。そしてその傾向は外潮位の高い時、指数型増加傾向をとるが、潮位が低くなるにつれて直線的变化するようになる。

4. 流速分布

水門を拡巾した場合の流速分布を附図6-(a)~(d)に示す。同図は水門形状(拡巾部の水門)を $\phi 30 \times 3$ と $\phi 20 \times 4$ としたとき、 $Q = 2,000 \text{ m}^3/\text{s}$ 通水しそれぞれ潮位の高い場合と低い場合について比較したものである。測定位置は現河口水門も拡巾水門も各々その水門の中央部で測定している。(実験ケースD-4-1, D-4-4, D-9-1, D-9-4)その結果、最大流速は水門地点であられ、潮位の低い場合で5%弱の値を示している。そして下流水叩き部の流速は最大でも3%程度であった。また、拡巾部水門と現河口水門の流速値を比較してもあまり大きな差はみられなかったが、現河口水門の実験(実験ケースA-2-1)と拡巾時の実験(実験ケースD-4-1)を比較すると、水門中央部の下流ではかなり流速値が小さくなっていた。

5. 流量係数について

河道内水深と流量の関係を次式であらわされんとするならば

$$Q = m \cdot B \cdot h \sqrt{2 \cdot g \cdot h} \quad \dots\dots\dots (3-2)$$

(接近流速を無視した広頂堰の完全越流の式)

ここに

h : 河道部0.2kあるいは0.5k地点の水深(m)

B : 河口水門の流出純巾(m)

m : 流量係数

$\phi = h_o/h$ h_o : 海浜部水深(潮位+2.20m)と m の関係は図3-8のようになる。

その結果を流況と照し合せてみると次の事がいえる。

$0.27 < \phi < 0.65$	完全流出
$0.46 < \phi < 0.91$	不完全流出
$0.81 < \phi < 1.0$	もぐり流出

完全流出時の流量係数は $m = 0.30 \sim 0.32$ 程度であった。

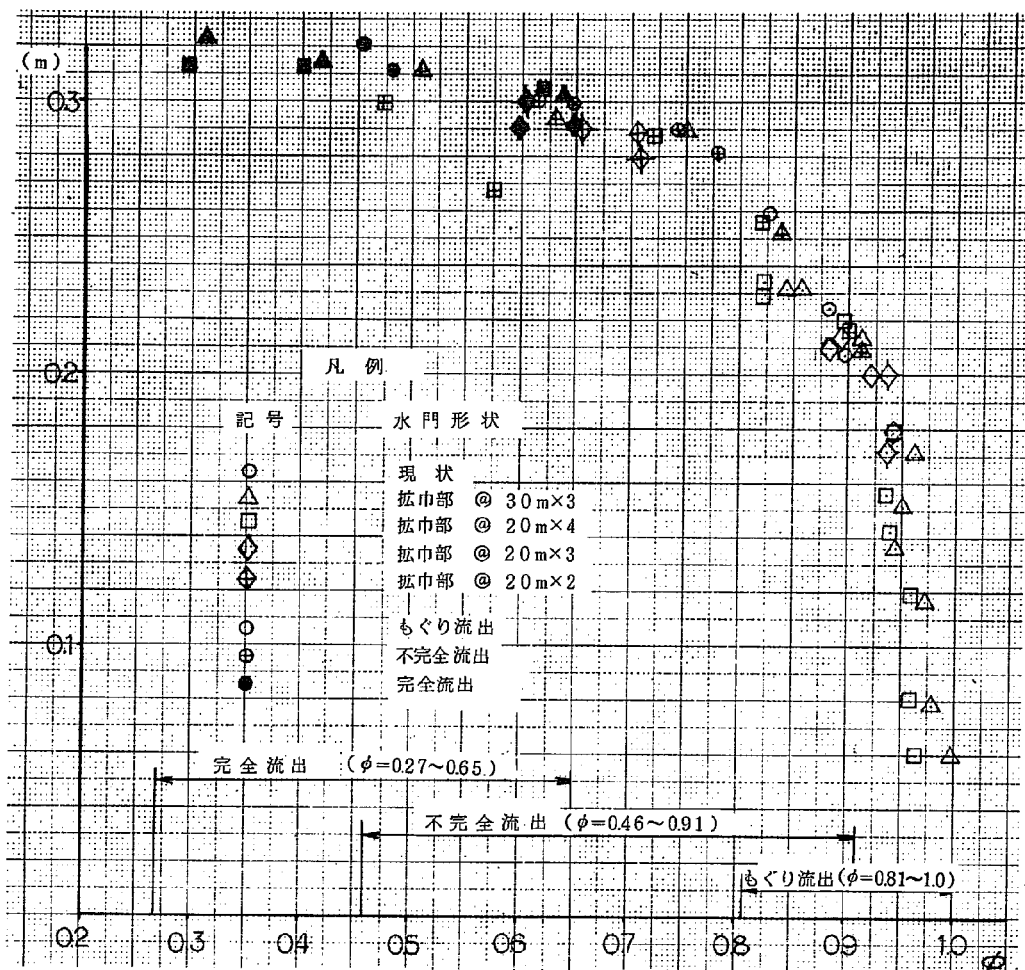


図 3-8 $\phi \sim m$ 相関図

第4章 ま と め

実験結果をまとめるとつぎのことがいえる。

実験準備

1. 百間川河口水門を含む児島湾および百間川分水路河口部の模型を製作した。模型は縮尺 $1/50$ 、歪 1 の固定床模型である。図 2-1
2. 児島湾の潮流計算（二次元非定常解析）の結果、模型海浜部の境界部附近での流向はおむね東方向を向いている。図 2-2

現河口水門に関する実験

3. 河口部の流れは $0.3 \sim 0.2 K$ より水門巾まで漸縮するように流れる。また水門からでた流れは $100 \sim 150 m$ 位下流まで水門巾と同じ位の巾で流下し、そのためその左右岸には水平渦が生じる。附図 1
4. 水門からの流出状況を見ると、設定潮位と河道水位の関係によってもぐり流出や完全流出となる。図 3-8
5. 設定潮位が $H_0 = T.P. 1.90 m$ のときに現河口水門の設計流量（ $Q = 1200 m^3/s$ ）を満足する。

設計外潮位 $H_0 = T.P. 2.10 m$ についての実験は行わなかったが、内挿によって約 $Q = 1000 m^3/s$ 程度と推定される。図 3-2

ここで昭和 39 年 11 月に建設技術研究所に於いて実施された実験結果と比較してみると、外潮位と流量は同じ条件として河道内の水位は今回の実験結果の方が若干高くあらわれた。このことは潮位の与え方や与える位置の違い、河道内水位の測定位置の違い、および模型縮尺のとり方によって（水門附近の流れのように水深が小さく跳水が起こるような場合は、粘性や表面張力の影響が効いてくるため、模型が小さくなるほど相似性は悪くなる）河道内の水位に差違があらわれたと思われる。

6. 現河口水門での $H_0 \sim H_{0.2} \sim Q$ の関係は図 3-2 であらわされる。ここで H_0 ; 設定外潮位 $H_{0.2}$; 河道部 $0.2 K$ 横断平均水位 Q ; 流量 $Q = 2000 m^3/s$ を疎通させるに必要な水門巾の検討

7. 水理的設計条件（ $H_0 = T.P. 2.10 m$, $H_{0.2} = T.P. 2.47 m$, $Q = 2000 m^3/s$ ）を満す水門諸元は、拡巾部の水門 1 スパン長を現河口水門と同じ $20 m$ とした場合、11 門以上必要となる。図 3-3

水門拡巾時に施工上必要な締切工巾の検討

8. 締切工巾の大小による疎通能力の低下はみとめられなく、渦の位置および発生範囲より考えて施工上必要な最小巾を設定すれば良いと考えられる。図 3-4

水門拡巾計画案に関する実験

9. 流況の傾向は前述 3 と似かよっている。附図 4.5
10. 水門拡巾時の流量と水位の関係は図 3-6 であらわされる。
11. 水理的設計条件を満足する河口水門の諸元は、 $Q = 2000 m^3/s$ とした場合、拡巾

部の水門を1スパン30 mとして3門増設することによって得られる。図3-6(a)

1 2. もし $Q < 2000 \text{ m}^3/\text{s}$ となった場合は、(水門スパン長20 m)図3-6(b)(c)より、内挿によって水門形状が決められる。たとえば $Q = 1800 \text{ m}^3/\text{s}$ とした場合、図3-6(b)より河道部0.5 Kの $H \cdot W \cdot L$ 以下になる拡巾部の水門形状を20 mスパン4門設置すればよいことになる。

1 3. 流速分布をみると、最大流速は水門地点であられ、その値は潮位の低い場合で5 m/s 弱であった。附図6

1 4. (3-2)式で定義する流量係数を調べてみると、現河口水門の場合も、拡巾水門の場合もつぎのようになった。図3-8

$0.27 < \phi < 0.65$	完全流出
$0.46 < \phi < 0.91$	不完全流出
$0.81 < \phi < 1.0$	完全流出

1 5. そして完全流出時の流量係数は $m = 0.30 \sim 0.32$ であった。

密度差による水門上下流での必要水位差について

1 6. 河口水門の疎通能力を検討する場合、本実験では行わなかったが、密度差による水門上下流での必要水位差についても考慮する必要がある。その検討結果を参考資料の〔Ⅱ〕として巻末に添付した。その結果外潮位の高い場合($H_0 = T \cdot P 2.10 \text{ m}$)で約5 cmの水位差が必要であった。

その他

1 7. 本実験では河口水門を全開とした場合のみについて検討してきたが、平水時あるいは中洪水時における水門の操作規則を作成するためには、水門の一部を締切った状態の実験も必要となろう。またこの実験は固定床模型で実施したため、特に水位の点より考察を進めてきたが、今後必要に応じて移動床実験を実施して局所洗掘等についても検討することが望まれる。

あ　と　が　き

本報告書は、土木研究所鹿島試験所において昭和51年度に実施した模型実験の成果をまとめたものである。

本報告書作成までにはつぎの人達がかかわった。模型製作および実験計画は馬場(亨)と佐々木が行い、本報告書の作成は馬場(洋)と佐々木が行った。図面等の整理には、当試験所非常勤職員の松崎美恵子さん、小又武子さんの助力を受けた。実験にあたっては、髙建設技術研究所の大迫蕃朗氏に多くの労をかけた。そして実験計画および実験結果の解析等には土木研究所、河川部長土屋昭彦氏、河川研究室長須賀亮三氏に、また児島湾潮流計算については海岸研究室宇田高明研究員の御指導を承った。また直接の潮流計算には日本建設コンサルタント㈱の羽室正彦氏らの協力があつた。現地資料の収集、提供には中国地建岡山河川工事事務所の人達に多くの労をかけた。ここに謝意を表します。

昭和52年3月

鹿島試験所	所　長	馬　場	洋　二
	技　官	佐々木	重　義(文責)
	前所長	馬　場	亨

—参考資料，附圖—

参考資料(I) 一 児島湾の潮流計算について [※]

1. はじめに

百間川河口水門の模型実験を実施するにあたり、現地での流れの状態量を模型のそれと相似にする必要がある。そこで海浜部の流れの動向を調査する目的で児島湾の潮流計算を行い、その結果にもとづいて模型上での再現を試みた。

2. 計算概要

潮流計算は児島湾を格子状に模式化し、各格子内の水位点と各格子間の流量点を交互に配置し、二次元の流水方程式に初期条件および境界条件を与えて数値解を求めた。ここに初期条件は計算開始時の湾口潮位を与え、境界条件は各流入河川のハイドログラフと湾口潮位曲線を与えた。

計算ケースは次のとおりである。

ケースⅠ 計画ハイドログラフと計画潮位曲線の組合せ

ケースⅡ 計画ハイドログラフと平均潮位曲線の組合せ

3. 計算式と計算方法

(基本式)

連続式

$$\frac{\partial \zeta}{\partial t} + \frac{\partial M}{\partial x} + \frac{\partial N}{\partial y} = 0 \quad (I-1)$$

運動式

$$\frac{\partial M}{\partial t} = fN - gH \frac{\partial \zeta}{\partial x} - \frac{2M}{H} \cdot \frac{\partial M}{\partial y} - \frac{N}{H} \cdot \frac{\partial M}{\partial y} - \frac{M}{H} \cdot \frac{\partial N}{\partial y} \quad (I-2)$$

$$- \frac{r_b M}{H^2} \sqrt{M^2 + N^2} + L \left(\frac{\partial^2 M}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 M}{\partial y^2} \right) + (1 + \beta) \frac{\rho_a}{\rho_w} r_a w_x \sqrt{w_x^2 + w_y^2}$$

$$\frac{\partial N}{\partial t} = -fM - gH \frac{\partial \zeta}{\partial y} - \frac{M}{H} \cdot \frac{\partial N}{\partial x} - \frac{N}{H} \cdot \frac{\partial M}{\partial x} - \frac{2N}{H} \cdot \frac{\partial N}{\partial y} \quad (I-3)$$

$$- \frac{r_b N}{H^2} \sqrt{M^2 + N^2} + L \left(\frac{\partial^2 N}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 N}{\partial y^2} \right) + (1 + \beta) \frac{\rho_a}{\rho_w} r_a w_y \sqrt{w_x^2 + w_y^2}$$

ここに

t ; 時間 (sec)

x, y ; 水平方向の直角座標(m)

z ; 鉛直下方向の座標 (m)

ζ ; $z = 0$ からの水面の高さ(鉛直上方に正)(m)

※ 橋本・宇多 「二層潮流の計算法」 第22回海岸工学論文集

- h : 0からの水深 (m)
 H : 水面からの水深 ($=\zeta+h$) (m)
 ρ_w, ρ_a : 水および空気の密度 (t/m^3)
 M, N : x, y 方向の単位幅当り流量 ($m^2/s/m$)
 r_b : 底面摩擦係数
 r_a : 海面摩擦係数
 β : 海底摩擦に関する係数
 L : 水平方向渦動粘性係数 (m^2/s)
 w_x, w_y : 風速の x, y 成分 (m/s)
 f : コリオリの係数 $= 2\omega \sin \varphi$ { ω : 地球の自転角速度
 φ : 緯度
 g : 重力の加速度 $= 9.80 m/s^2$

計算は基本式 (I-1) ~ (I-3) 式の偏微分を差分に代えて数値計算を行う。

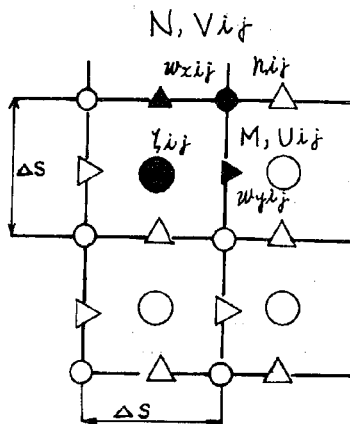
湾の水域を一边 ΔS の正方形の格子網で覆い、諸水量を右図の点で与えるものとする。ある地点の水量をあらわすには x, y 格子を ΔS 毎に数えて i, j 番目である場合は水量に添字 i, j をつける。

$\Delta t/2$ 後の将来水量に ' をつけて差分式を示すと (I-1) 式は次のようになる。

$$\frac{\zeta'_{ij} - \zeta_{ij}}{\frac{\Delta t}{2}} + \frac{M'_{ij} - M'_{i-1,j}}{\Delta S} + \frac{N_{ij} - N_{ij-1}}{\Delta S} = 0 \dots$$

(I-4)

(I-2), (I-3) 式については未知数と既知数を整理して、やはり差分式でまとめると、



参図 I-1 x, y 格子

$$\frac{2}{\Delta t} (M'_{ij} - M_{ij}) = -A_{ij} (\zeta'_{i+1,j} - \zeta'_{ij}) - R_{ij} M'_{ij} - C_{ij} N_{ij} + D_{ij} - P_{ij} M_{ij} \dots$$

(I-5)

ここに

$$A_{ij} = \frac{g}{\Delta S} H_{xij}$$

$$B_{ij} = \frac{2}{H_{zij} \Delta S} |M_{ij}|$$

$$C_{ij} = \frac{1}{2H_{xij} \Delta S} (M_{ij+1} - M_{ij-1}) - f$$

$$D_{ij} = \frac{L}{\Delta S^2} (M_{ij+1} + M_{ij-1} + M_{i+1,j} + M_{i-1,j} - 4M_{ij})$$

$$+ r_a \frac{\rho_a}{\rho_w} (1 + \beta) w_{xij} \sqrt{w_{xij}^2 + w_{yij}^2}$$

$$P_{ij} = \frac{\gamma_b}{H_{xij}^2} (M_{ij}^2 + \bar{N}_{ij}^2)^{\frac{1}{2}} \pm \frac{2}{H_{xij} \Delta S} M_{i+1,j} \\ + \frac{1}{2H_{xij} \Delta S} (N_{i+1,j} + N_{i+1,j-1} - N_{ij} - N_{ij-1})$$

$$\frac{2}{\Delta t} (N'_{ij} - N_{ij}) = -E_{ij} (\zeta_{i,j+1} - \zeta_{ij}) - F_{ij} N'_{ij} - G_{ij} \bar{M}'_{ij} + H_{ij} - Q_{ij} N_{ij} \dots (I-6)$$

こゝに

$$E_{ij} = \frac{g}{\Delta S} H_{yij} \\ F_{ij} = \frac{2}{H_{yij} \Delta S} \cdot |N_{ij}| + \frac{\gamma_b}{H_{yij}^2} (\bar{M}_{ij}^2 + N_{ij}^2)^{\frac{1}{2}} \\ G_{ij} = \frac{1}{2H_{yij} \Delta S} (N_{i+1,j} - N_{i-1,j}) + f \\ H_{ij} = \frac{L}{\Delta S^2} (N_{ij+1} + N_{ij-1} + N_{i+1,j} + N_{i-1,j} - 4N_{ij}) \\ + \gamma_a \frac{\rho_a}{\rho_w} (1 + \beta) w_{xij} \sqrt{w_{xij}^2 + w_{yij}^2} \\ Q_{ij} = \pm \frac{2}{H_{yij} \Delta S} \cdot N_{ij} \pm 1 + \frac{1}{2H_{yij} \Delta S} (M'_{ij+1} + M'_{i-1,j+1} - M'_{ij} - M'_{i-1,j})$$

$\zeta'_{ij}, M'_{ij}, N'_{ij}$ は (I-4 ~ 6) 式を連立させて求める。 Δt 後の水理量 (" を付す)
については (I-4 ~ 6) 式の代りに次式を用いて求める。

$$\frac{\zeta''_{ij} - \zeta'_{ij}}{\frac{\Delta t}{2}} + \frac{M'_{ij} - M'_{i-1,j}}{\Delta S} + \frac{N''_{ij} - N''_{i,j-1}}{\Delta S} = 0 \dots (I-7)$$

$$\frac{2}{\Delta t} (M''_{ij} - M'_{ij}) = -A'_{ij} (\zeta'_{i+1,j} - \zeta'_{ij}) - B'_{ij} M''_{ij} - C'_{ij} N''_{ij} + D'_{ij} \\ - P'_{ij} M_{ij} \dots (I-8)$$

$$\frac{2}{\Delta t} (N''_{ij} - N'_{ij}) = -E'_{ij} (\zeta''_{i,j+1} - \zeta''_{ij}) - F'_{ij} N''_{ij} - G'_{ij} \bar{M}'_{ij} \\ + H'_{ij} - Q'_{ij} N'_{ij} \dots (I-9)$$

ただし

$$A'_{ij} = \frac{g}{\Delta S} H'_{xij} \\ B'_{ij} = \frac{2}{H'_{xij} \Delta S} |M'_{ij}| \\ C'_{ij} = \frac{1}{2H'_{xij} \Delta S} (M'_{ij+1} - M'_{i,j-1}) - f \\ D'_{ij} = \frac{L}{\Delta S^2} (M'_{i,j+1} + M'_{i,j-1} + M'_{i+1,j} + M'_{i-1,j} - 4M'_{ij})$$

$$+ \gamma_a \frac{\rho_a}{\rho_w} (1 + \beta) w_{xij} \sqrt{w_{xij}^2 + w_{yij}^2} + \frac{2 |M'_{ij}|}{H_{xij} \Delta S} M_{i \pm 1, j}$$

$$- \frac{M'_{ij}}{2 H'_{xi, j} \Delta S} (N''_{i+1, j} + N''_{i+1, j-1} - N''_{ij} - N''_{i, j-1})$$

$$P'_{ij} = \frac{\gamma_b}{H_{xi, j}^2} (M_{ij}^2 + N_{ij}^2)^{\frac{1}{2}}$$

$$E'_{ij} = \frac{g}{\Delta S} H'_{yi, j}$$

$$F'_{ij} = \frac{2}{H_{yi, j} \Delta S} |N'_{ij}|$$

$$G'_{ij} = \frac{1}{2 H'_{yi, j} \Delta S} (N'_{i+1, j} - N'_{i-1, j}) + f$$

$$H'_{ij} = \frac{L}{\Delta S^2} (N'_{ij+1} + N'_{ij-1} + N'_{i+1, j} + N'_{i-1, j} - 4 N'_{ij})$$

$$+ \gamma_a \frac{\rho_a}{\rho_w} (1 + \beta) w_{yij} \sqrt{w_{xij}^2 + w_{yij}^2}$$

$$+ \frac{2 |N'_{ij}|}{H'_{yi, j} \Delta S} N'_{i, j \pm 1}$$

$$- \frac{N'_{ij}}{2 H'_{yi, j} \Delta S} (M'_{i, j+1} + M'_{i-1, j+1} - M'_{ij} - M'_{i-1, j})$$

$$Q_{ij} = \frac{\gamma_b}{H_{yi, j}^2} (\bar{M}_{ij}^2 + N_{ij}^2)^{\frac{1}{2}}$$

$$H'_{xi, j} = \frac{1}{2} (h_{i, j-1} + h_{i, j} + \zeta'_{i, j} + \zeta'_{i+1, j})$$

$$H'_{yi, j} = \frac{1}{2} (h_{i-1, j} + h_{i, j} + \zeta'_{i, j} + \zeta'_{i, j+1})$$

$$\bar{M}'_{ij} = \frac{1}{4} (M'_{ij} + M'_{i, j+1} + M'_{i-1, j} + M'_{i-1, j+1})$$

$$N''_{ij} = \frac{1}{4} (N_{ij} + N_{i+1, j} + N_{i, j-1} + N_{i+1, j-1})$$

$\Delta t/2$ 後の計算と同様に (I-7) (I-9) 式を連立させて ζ'' , N'' を求め、その結果を (I-8) 式に代入して M'' を得る。これを繰返し実行すれば湾内各格子上の水理量の時間変化を知ることが出来る。

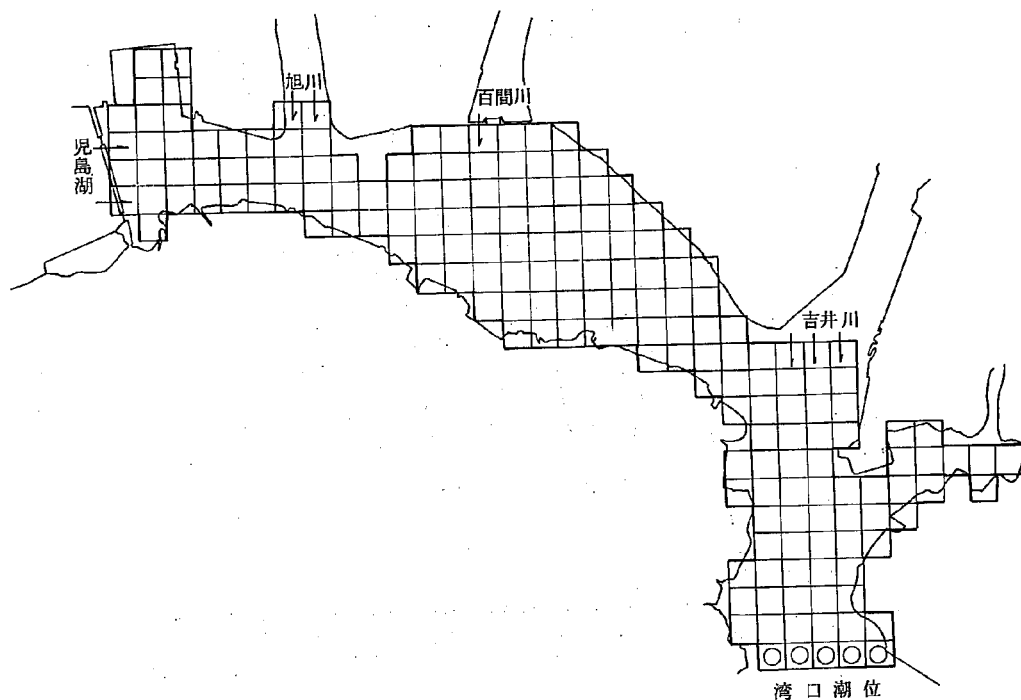
4. 計算条件

i) 計算対象区域 湾口より児島湾全域

ii) 対象区域の模式化 参図 I-2

・ 格子間隔 $\Delta s = 300 \text{ m}$

・ 格子数 188 格子



参図 I-2 児島湾の模式図

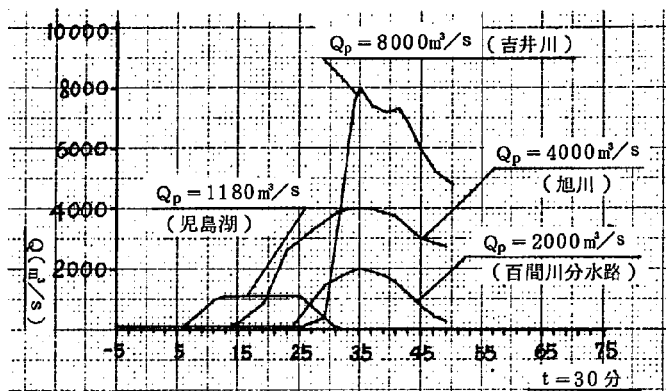
iii) 初期条件

計算開始時の全ての水位点の水位を同時刻の湾の潮位とし、流速を 0 m/s とした。

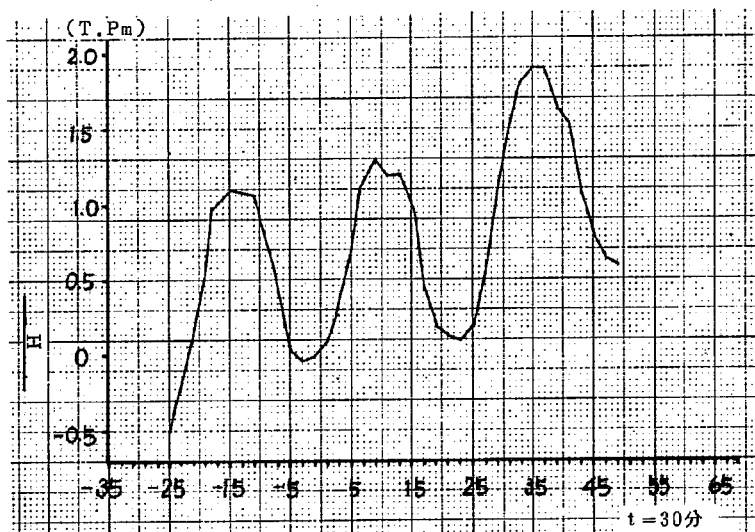
iv) 境界条件

・ 計画ハイドログラフ

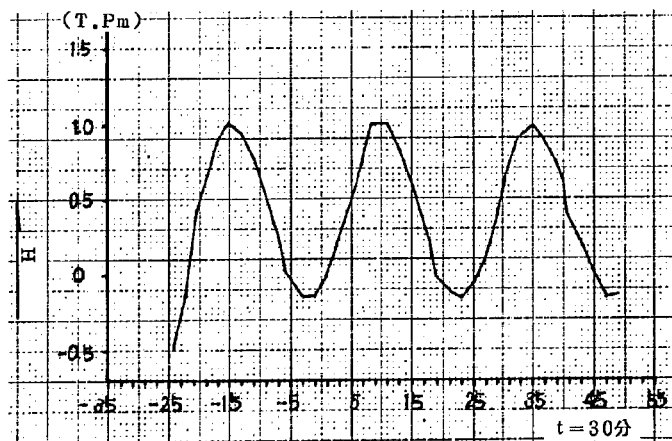
旭川および百間川分水路の計算に用いたハイドログラフは昭和47年7月12日の洪水波形を計画流量の $6000 \text{ m}^3/\text{s}$ に増嵩し、百間川へは旭川本川で $2700 \text{ m}^3/\text{s}$ から分派すると仮定した時のハイドログラフである。また吉井川は岩戸基準地点 $W=1/150$ の昭和20年9月基本高水ハイドログラフとし、さらに児島湖からの流入ハイドログラフは農林省設計基準にもとづいた。各河川の計算に用いたハイドログラフを参図 I-3 に示す。



参図 I - 3 計算ハイドログラフ



参図 I - 4 湾口潮位 (case I 計画高潮位)



参図 I - 5 湾口潮位 (case II 平均潮位)

・湾口潮位

a) 高潮位曲線 (ケース I)

吉井川河口の九播検潮所で記録された昭和29年9月13日発生 of ジェーン台風時の潮位波形 (最高潮位 T.P 1.90 m) を計画高潮位曲線とし計算に用いた。(参図 I-4)

b) 平均潮位曲線 (ケース II)

平均潮位としては, 百間川河口の沖元検潮所によって昭和43~49年にかけて観測された比較的高い潮位の7~9月の平均潮位 $A_0 = T.P 0.41 m$ を用い, さらに昭和49年の沖元検潮所での観測結果にもとづく調和解析結果から M_2 潮の定数を用いて, 湾口における平均潮位曲線を作成し計算に用いた。(参図 I-5)

平均潮位曲線式

$$H = A_0 + H_m \sin(t + t_0) \frac{360^\circ}{T} \quad \text{..... (I-10)}$$

ここに

H : 潮位 (T.P m)

A_0 : 平均潮位 (T.P m) $A_0 = T.P 0.41 m$

H_m : 半潮位 (m)

t_0 : 初期位相 (hour)

T : 周期 (hour)

$H_m = 0.573 m$

$t_0 = 10.36695 \text{ hour}$

$T = 12.4206 \text{ hour}$

・境界条件の与え方

参図 I-2 で湾の○印の水位点に潮位曲線を, また各河川の流入地点 (一印) にハイドログラフを与えた。

v) 粗度係数

計算に先立ち Manning 型粗度係数 n を底面摩擦係数 γ_b に変換しなければならない。

$$\gamma_b = \frac{g \cdot n^2}{h^{1/3}} \quad \text{..... (I-11)}$$

ここで, その前に一次元解析の結果既知とされている※ Manning 型粗度係数 n ($n = 0.025$) がそのまま二次元解析で使用できるか否か検討する必要がある。そこで一次元解析時粗度係数 $n = 0.025$ と同程度の抵抗要素となる二次解析時粗度係数を簡単な Test-Model により比較検討した。検討の Test Model は次のとおりである。参図 I-6

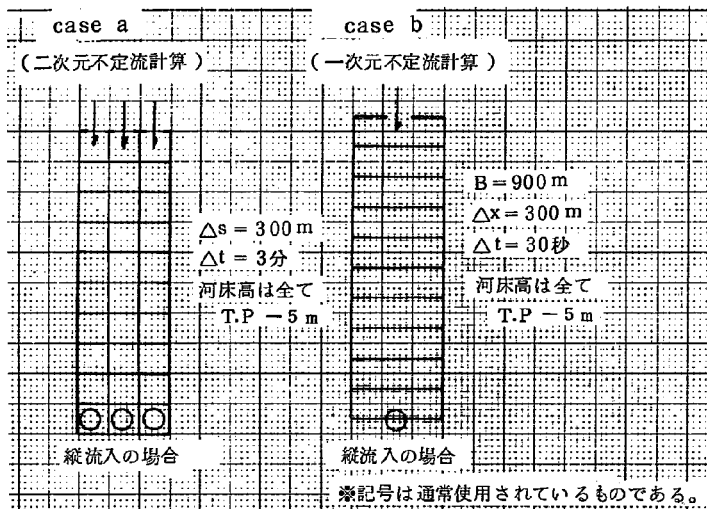
※ 佐藤・吉川・山根 「感潮河川に関する研究」一児島湾緒切の旭川河口潮位並びに洪水位に及ぼす影響について一土木研究所報告 昭和26年7月

Case a 二次元解析用格子モデル

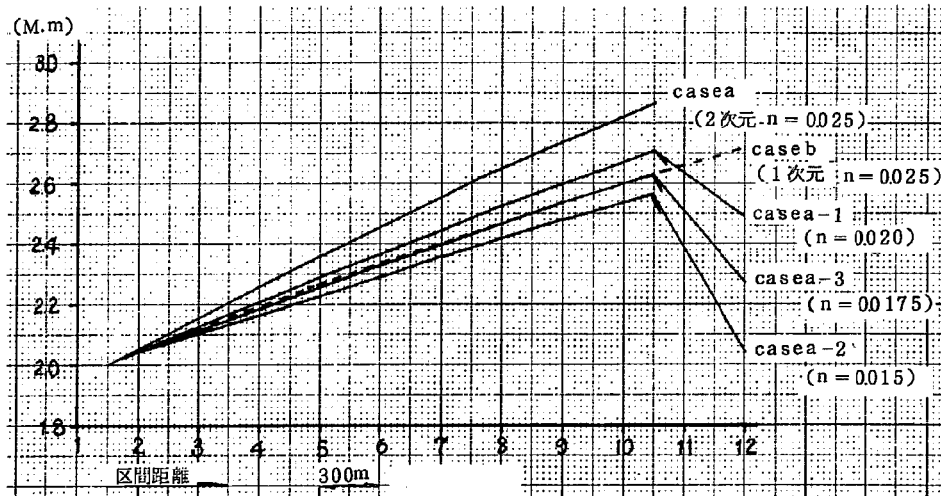
Case b 一次元解析用流水断面モデル

格子間隔や他の計算条件については前記計算条件と同じかあるいはそれに準じた適当な値を与えて計算を行った。参図 I-7

その結果ケースaとケースbの水位差を解消するためには一次元解析時の粗度係数 $n = 0.025$ に対し二次元解析時にはケースa-3の粗度係数 $n = 0.0175$ を用いる必要があった。



参図 I-6 Test-case 模式図



参図 I-7 Test-case 水位縦断面図

vi) その他の条件

- 計算時間間隔 $t = 3$ 分
- y 軸の方位角 $\theta = 331.5^\circ$ (北から時計回り)
- 水平方向渦動粘性係数 $L = 5 \times 10^5$ (c · g · s)
- コリオリの係数 $f = 8.6 \times 10^{-5}$ (c · g · s)

参考資料(II) ー密度差による水門上下流での必要水位差についてー

1. はじめに

百間川河口水門では河川と海との両方からの作用力が働くところであるため、淡水と海水の密度差を考慮して疎通能力を決めなければならない。ここではその考え方として、淡水および海水が水門付近で静水圧分布するものとして、淡水が河口水門より流れ出るに必要な水位差を検討した。

2. 計算方法と計算結果

参図Ⅱ-1のように淡水と海水の力のつり合いを考えそれぞれの力が静水圧分布によってのみ決まるものとする、淡水が海水中に流れこむ条件は $F_1 > F_2$ となり

$$h_1 > \sqrt{\frac{\rho_2}{\rho_1}} h_2 \quad \dots\dots\dots (Ⅱ-1)$$

$$\Delta h = h_1 - h_2$$

ここに

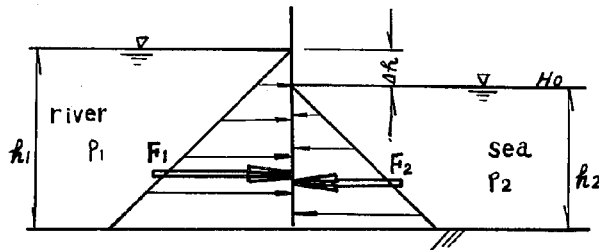
F_1, F_2 : 川側および海側の単位巾の静水圧

h_1, h_2 : " の水深

ρ_1, ρ_2 : " の水の密度

(Ⅱ-1)式であらわされる。

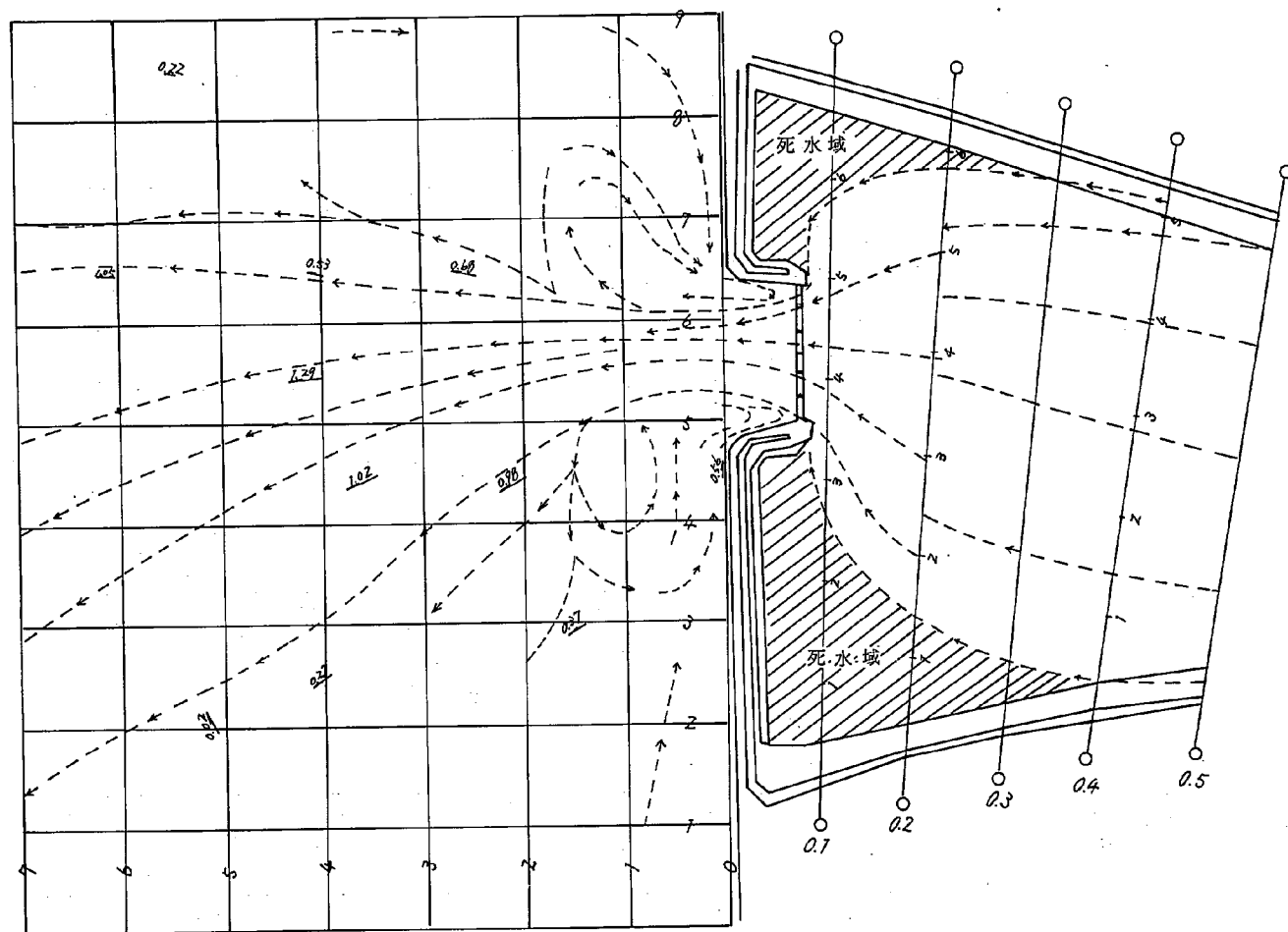
ここで $\rho_1 = 1.000$, $\rho_2 = 1.024$ とすると、参Ⅱ-1をえる。



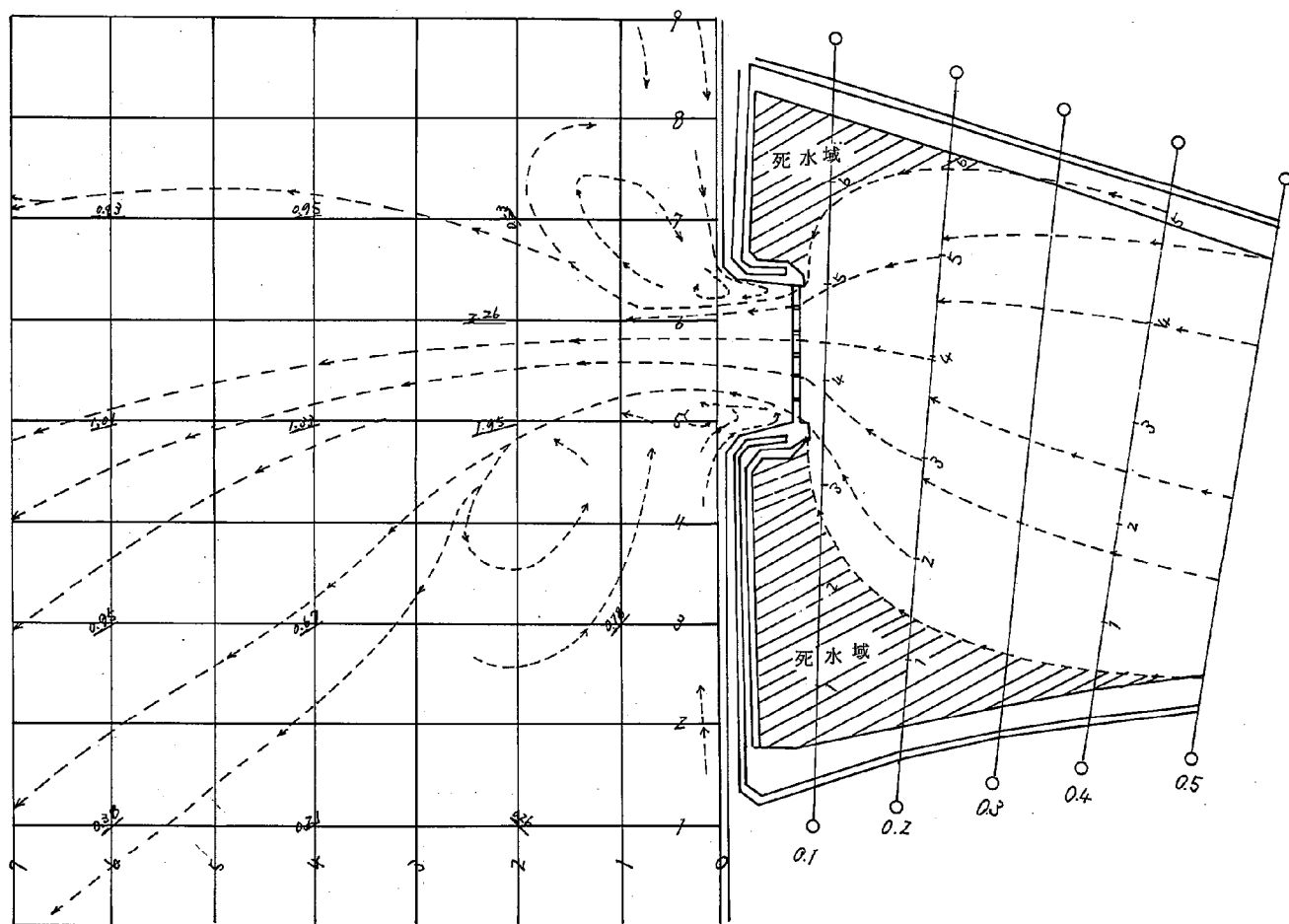
参図Ⅱ-1

参表Ⅱ-1 密度差による必要水位差

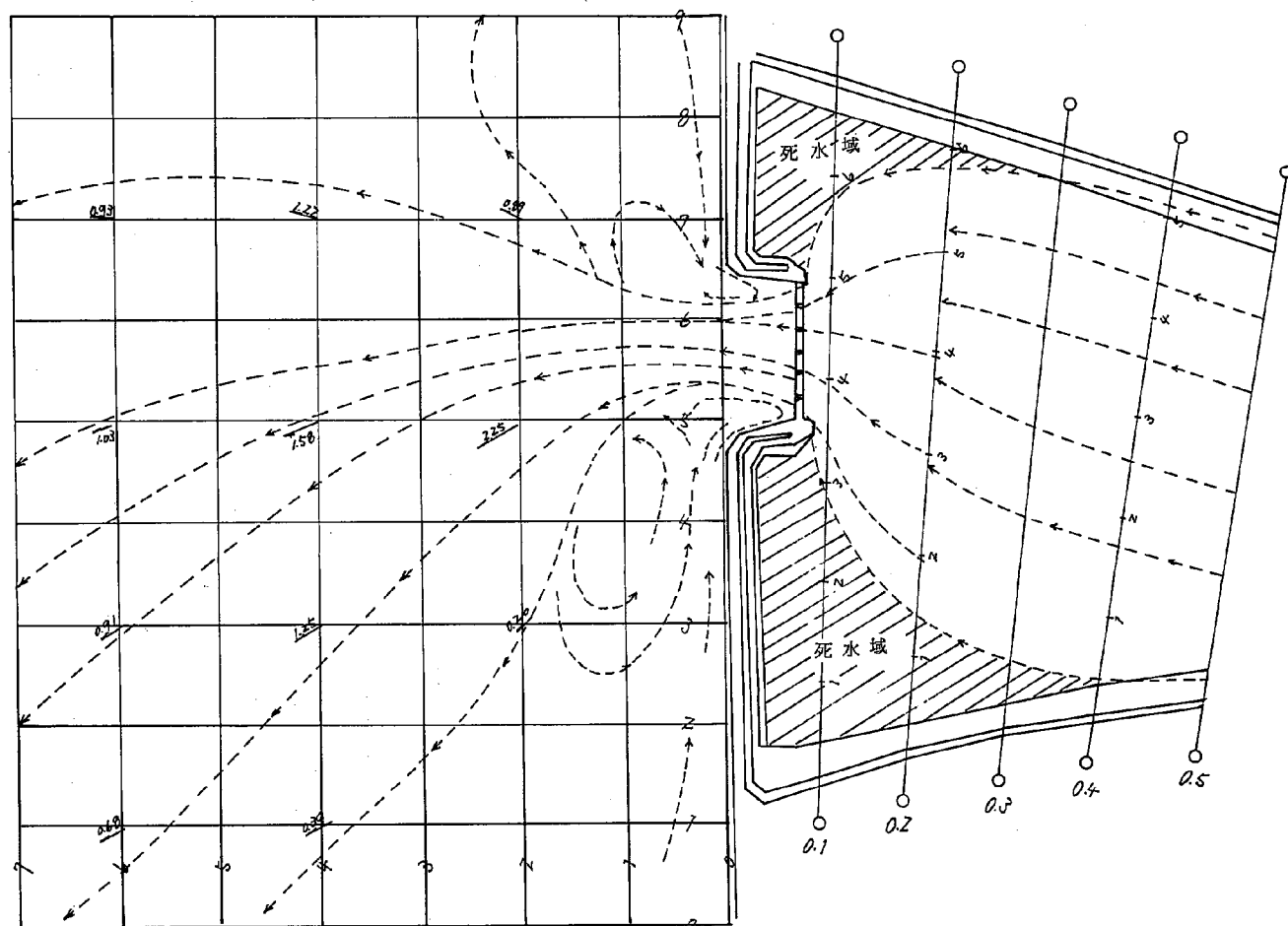
外 潮 位 H_0 (T.P.m)	2.10	1.30	0.15	-1.10
海 側 水 深 $h_2 = H_0 + 2.20$ (m)	4.30	3.50	2.35	1.10
Δh (m)	0.051	0.042	0.02	0.013



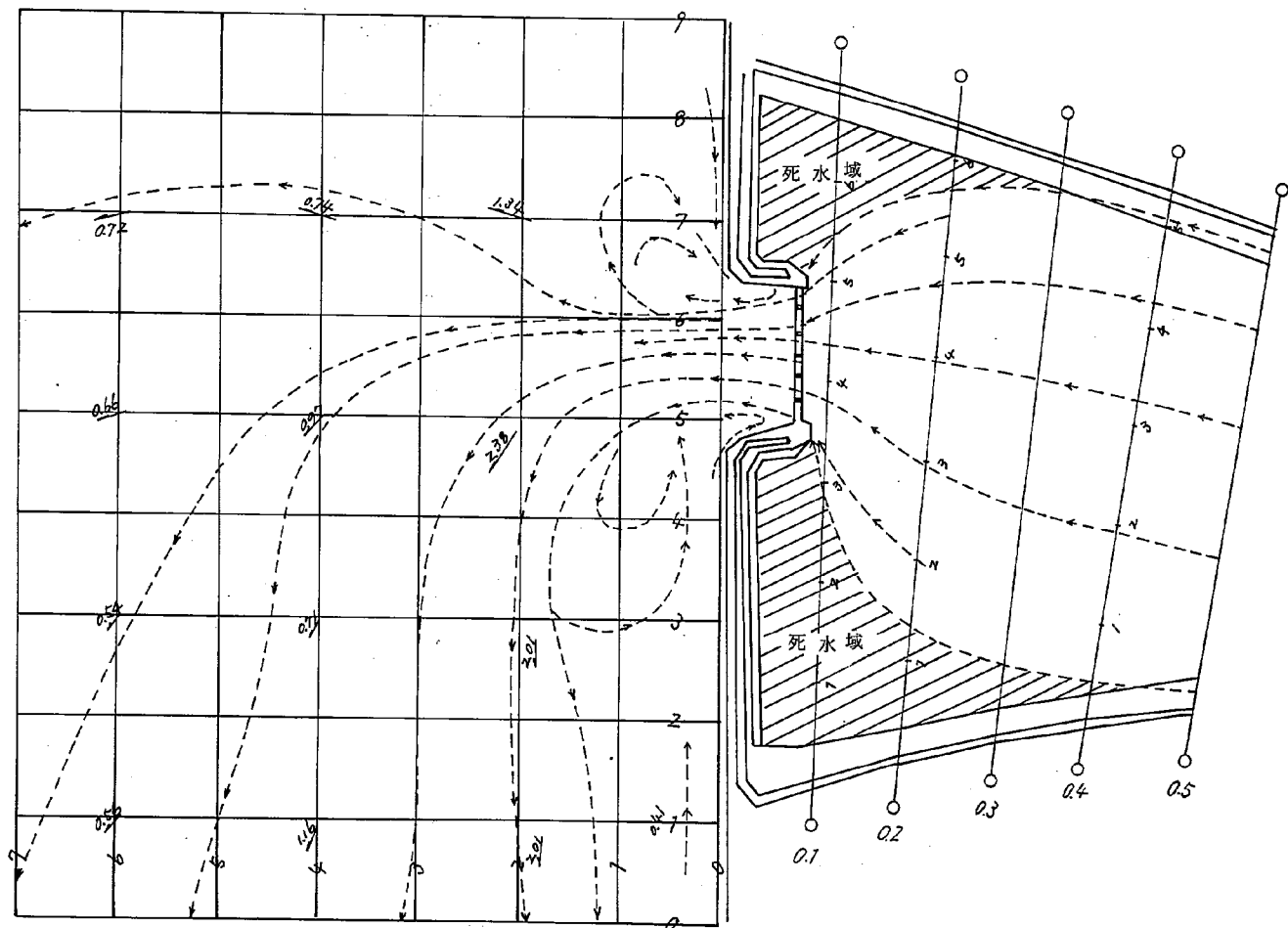
附圖 1-(a) 現河口水門流況図 (実験ケース A-1-1, $Q=1,200 \text{ m}^3/\text{s}$, $H_0=T.P. 2.20 \text{ m}$)



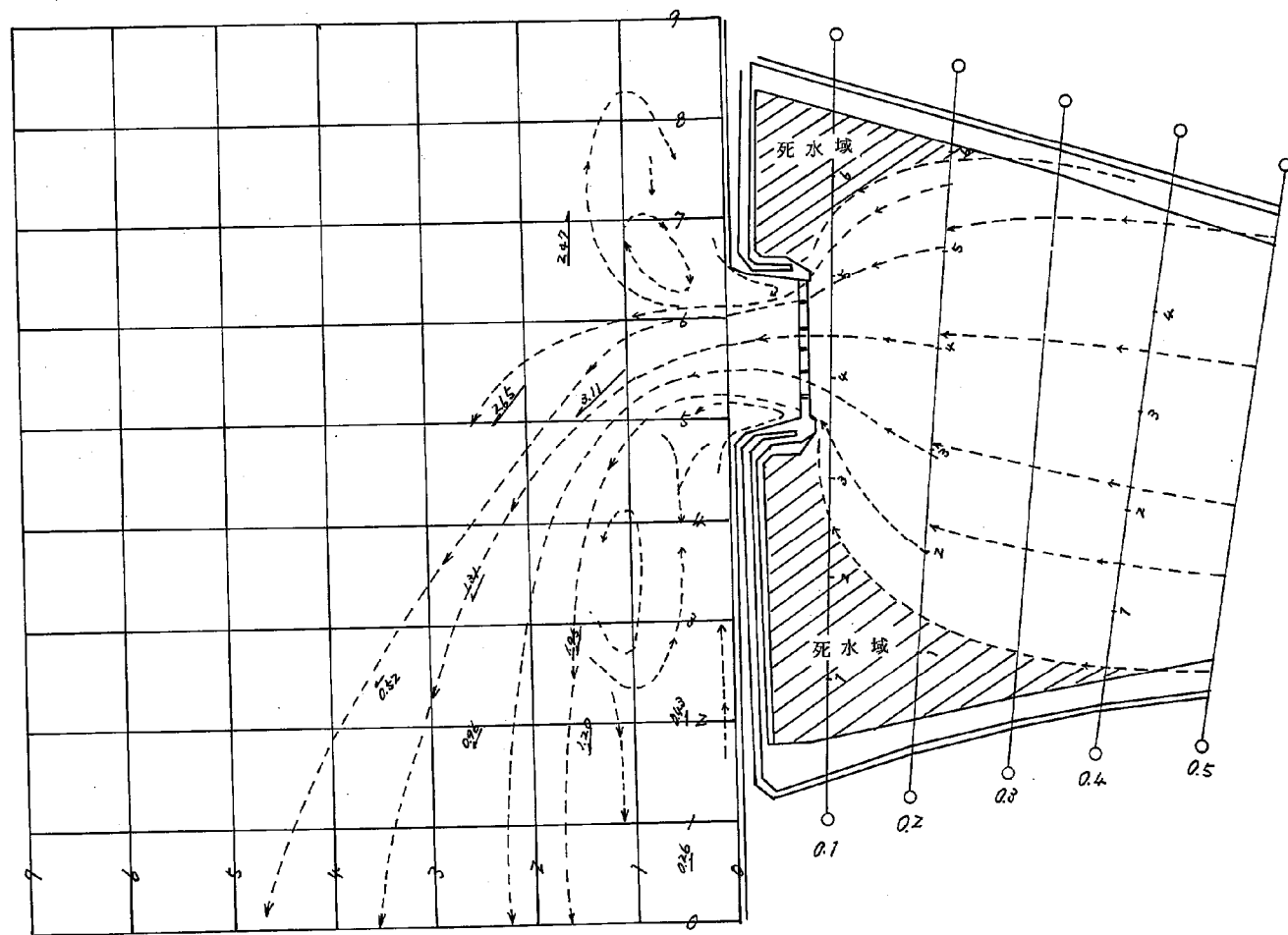
附图 1-(b) 現河口水門流況図 (実験ケース A-1-2, $Q=1,200\text{ m}^3/\text{s}$, $H_0=T.P1.90\text{ m}$)



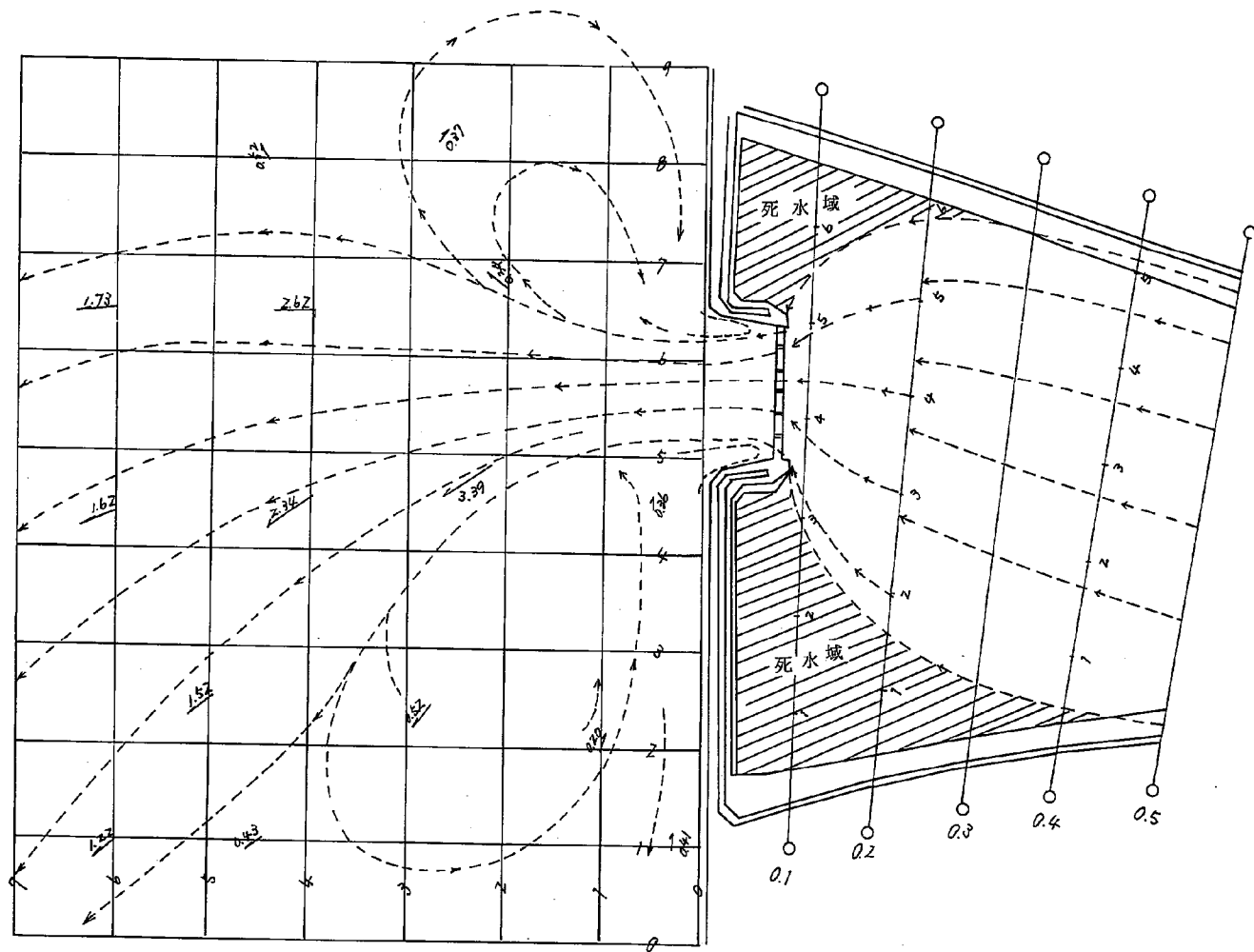
附図 1-(c) 現河口水門流況図 (実験ケース A-1-3, $Q=1,200 \text{ m}^3/\text{s}$, $H_0 = \text{T.P.} 1.30 \text{ m}$)



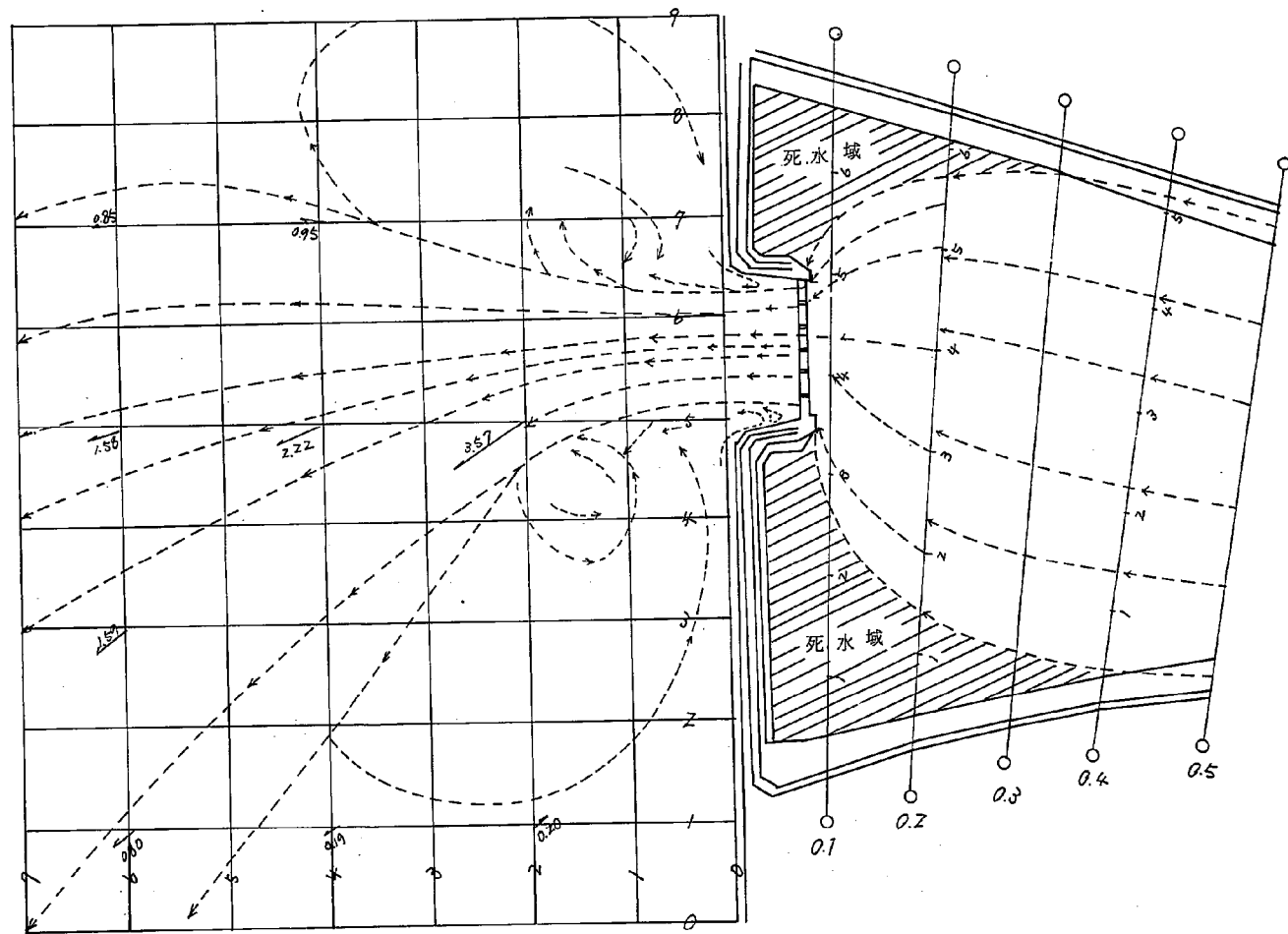
附圖 1-(d) 現河口水門流況図 (実験ケース A-1-4, $Q=1,200 \text{ m}^3/\text{s}$, $H_0 = \text{T.P.} 0.15 \text{ m}$)



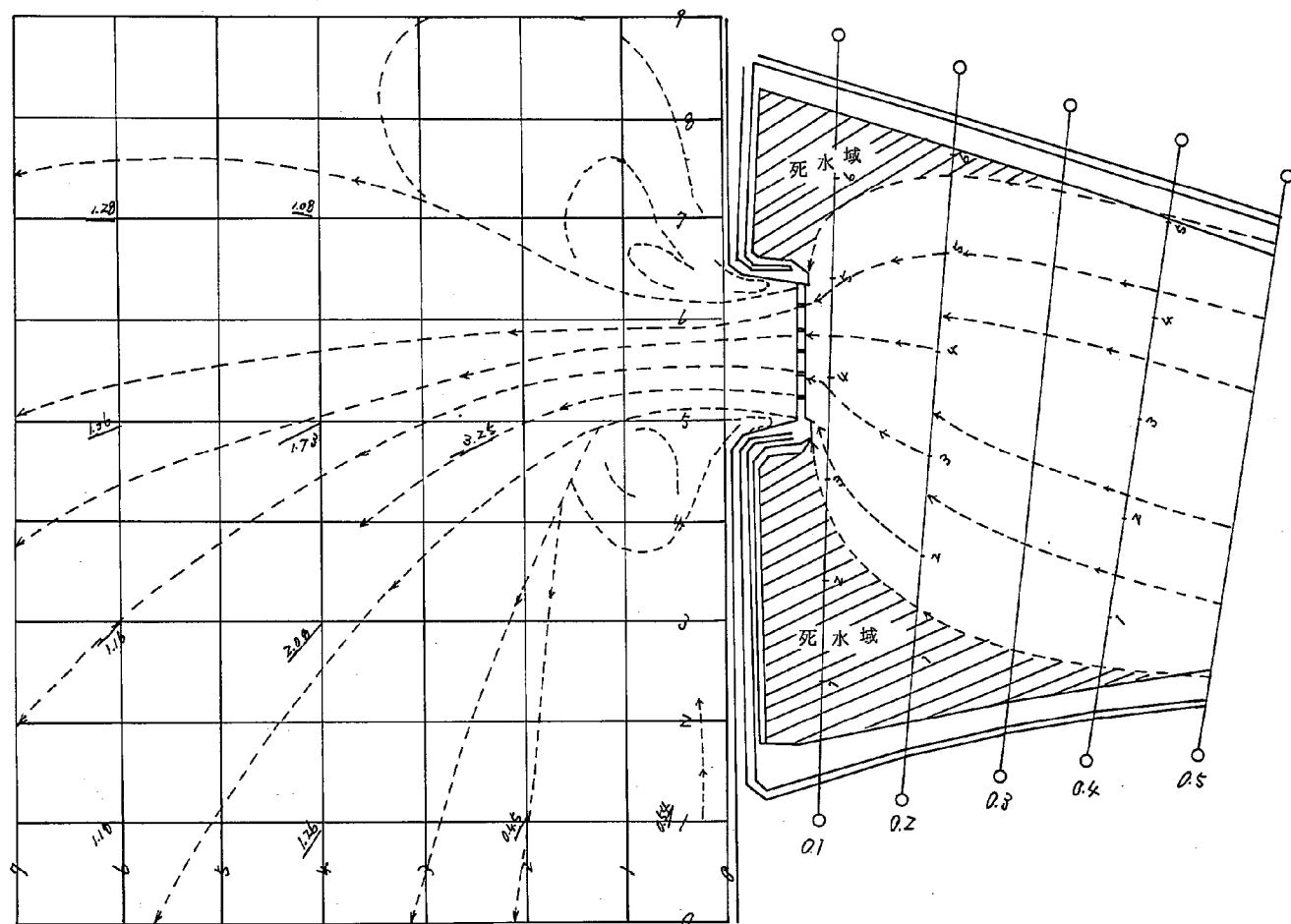
附図 1-(e) 現河口水門流況図 (実験ケース A-1-5, $Q=1,200 \text{ m}^3/\text{s}$, $H_0 = \text{T.P} - 0.70 \text{ m}$)



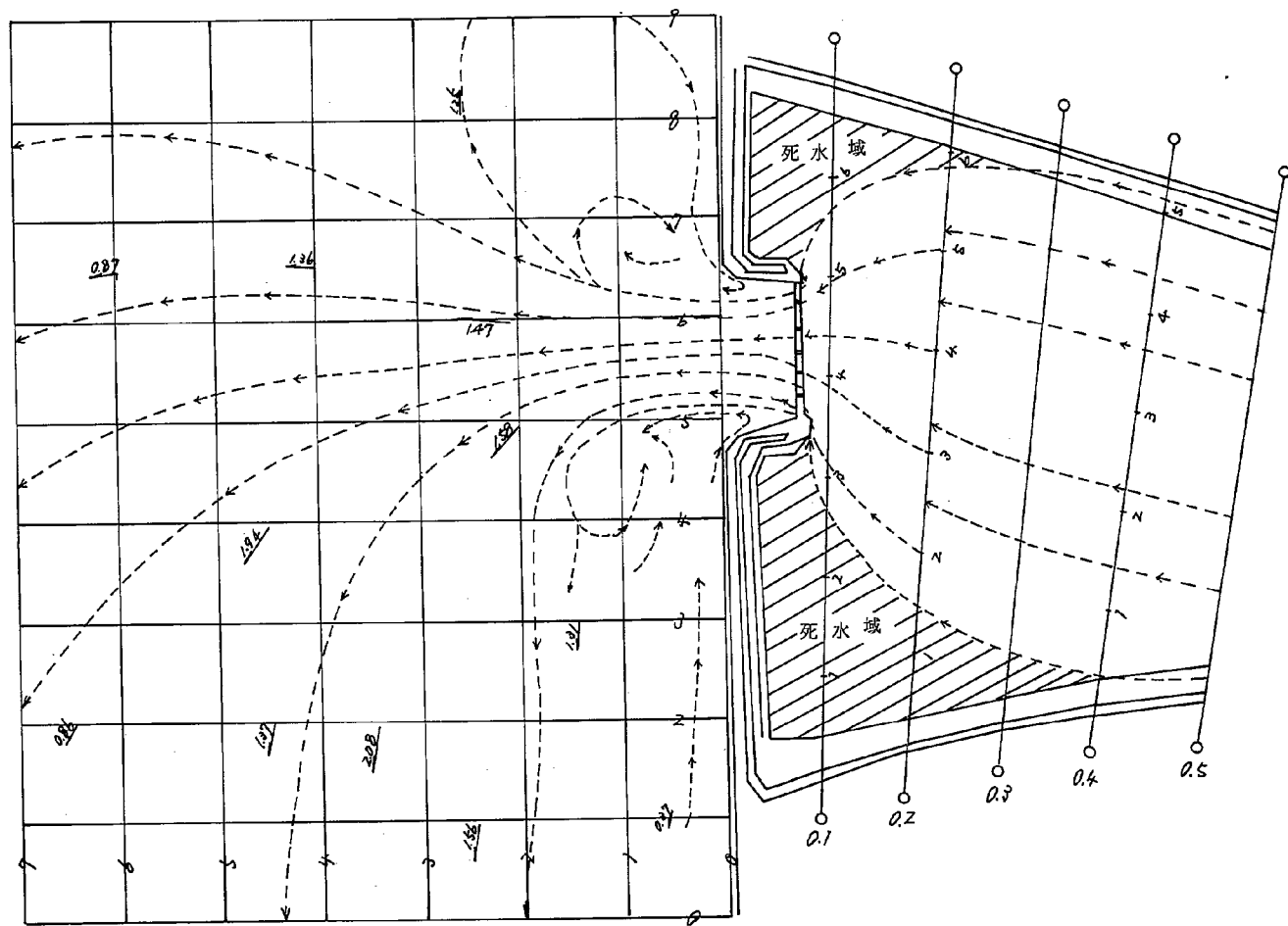
附図 1-(f) 現河口水門流況図 (実験ケース A-2-1, $Q=2,000 \text{ m}^3/\text{s}$, $H_0 = \text{T.P. } 2.20 \text{ m}$)



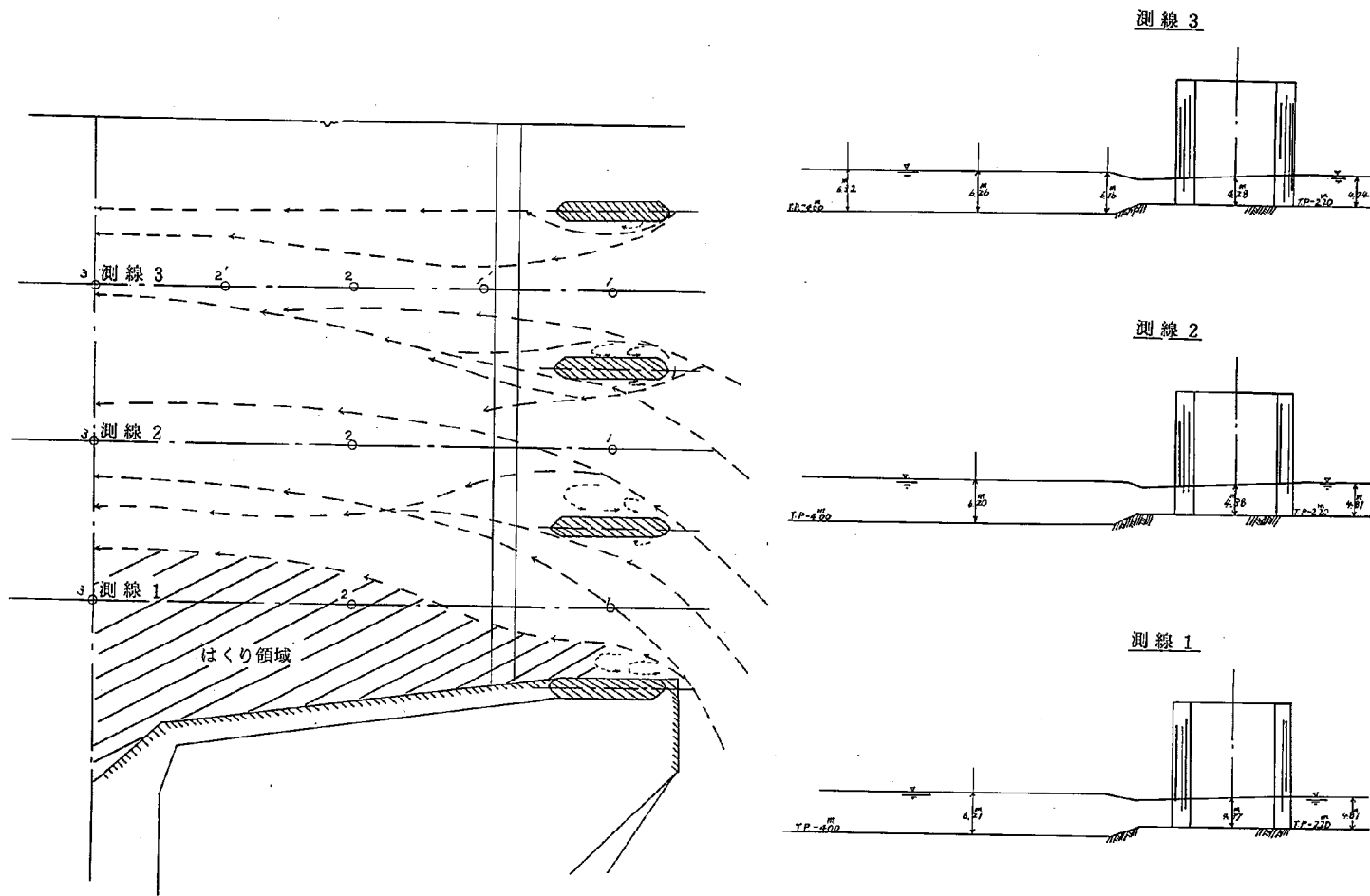
附図1-(g) 現河口水門流況図 (実験ケースA-2-2, $Q=2,000 \text{ m}^3/\text{s}$, $H_0 = \text{T.P.}1.90 \text{ m}$)



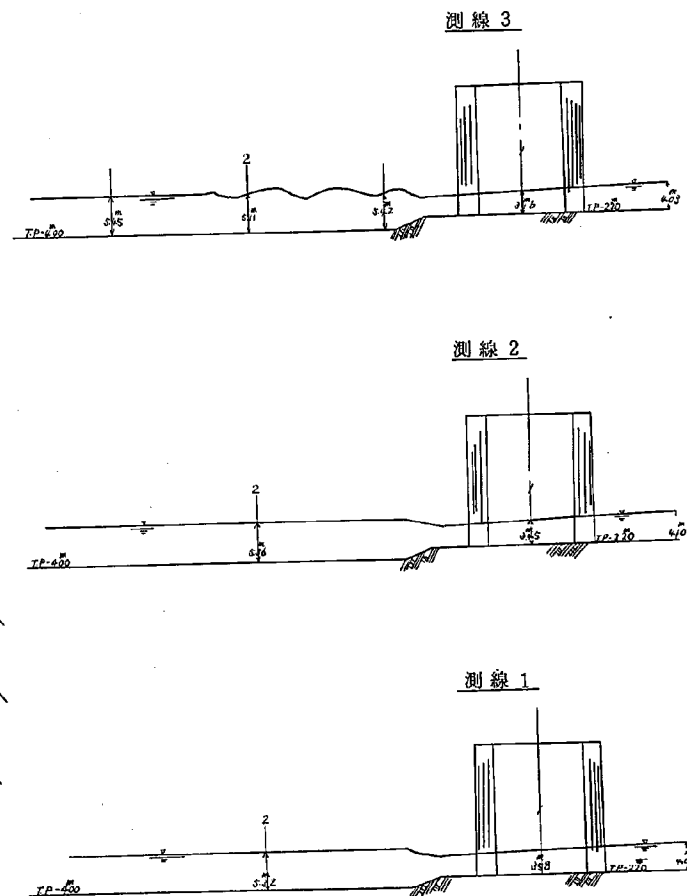
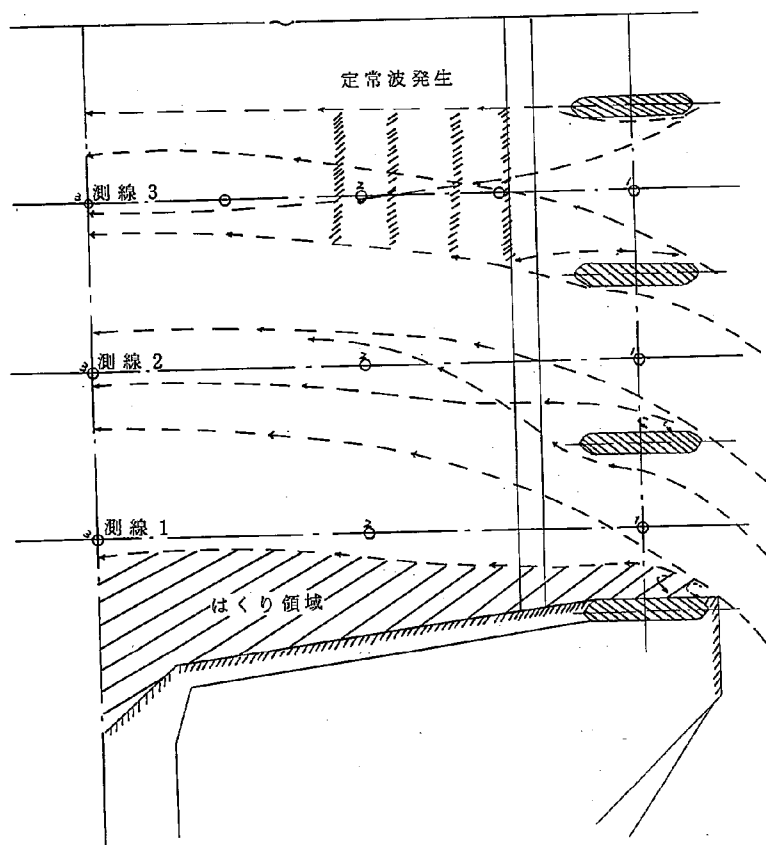
附図 1-(h) 現河口水門流況図 (実験ケース A-2-3, $Q = 2,000 \text{ m}^3/\text{s}$, $H_0 = \text{T.P.}1.30 \text{ m}$)



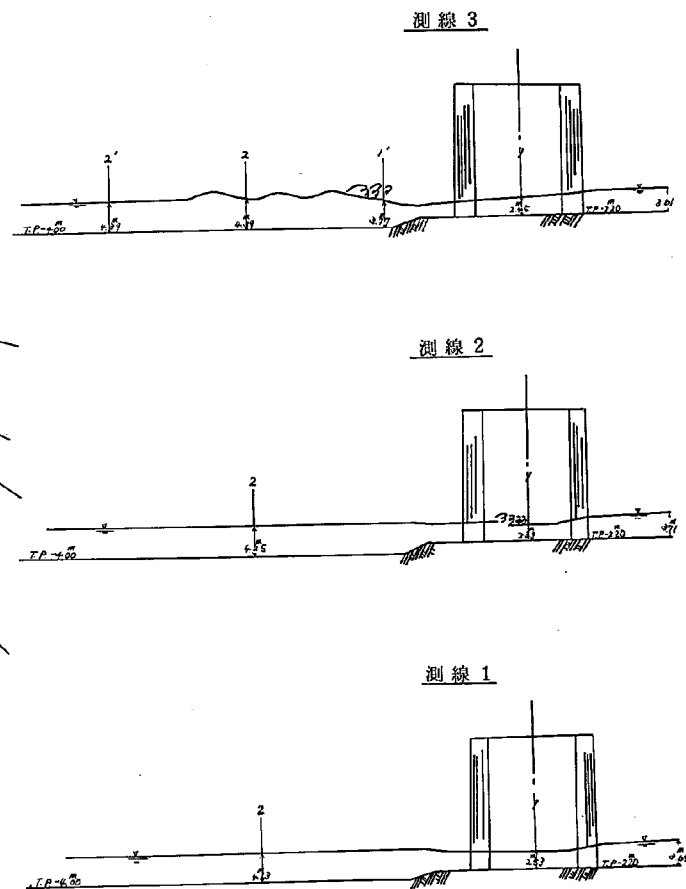
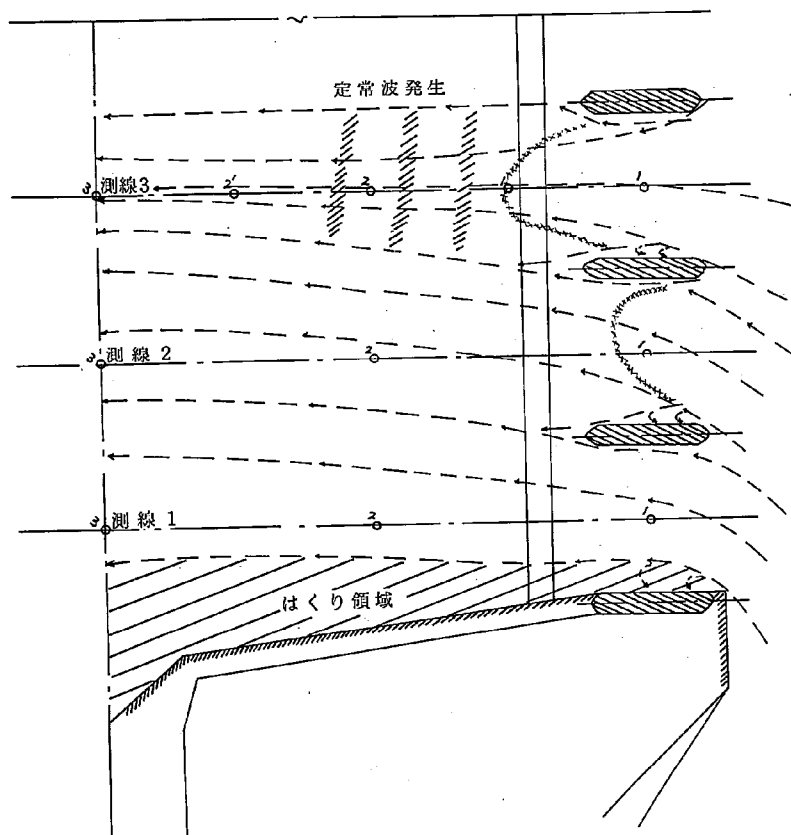
附圖 1-(i) 現河口水門流況図 (実験ケース A-2-4, $Q = 2.000 \text{ m}^3/\text{s}$, $H_0 = T.P. 0.15 \text{ m}$)



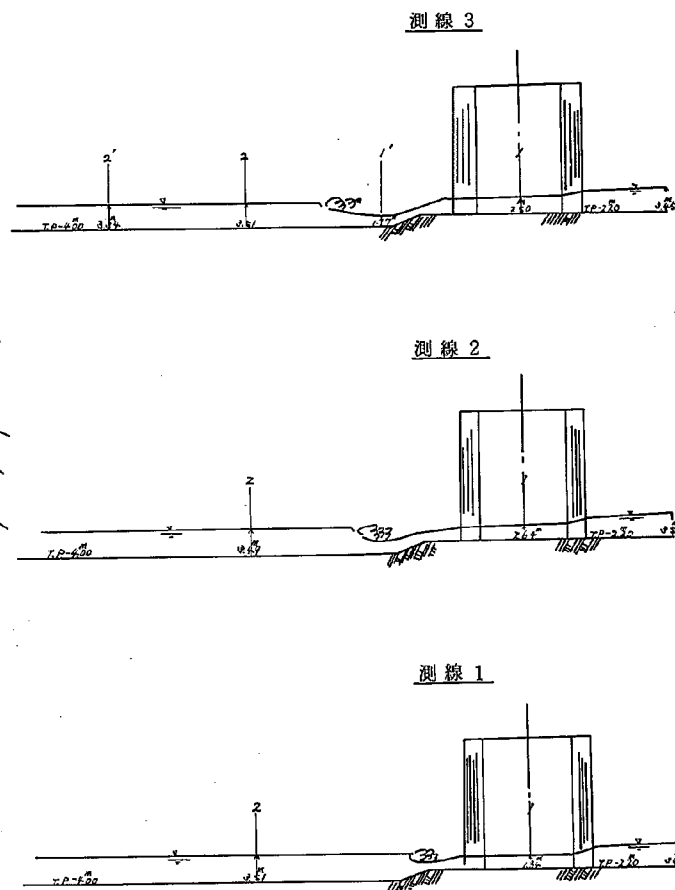
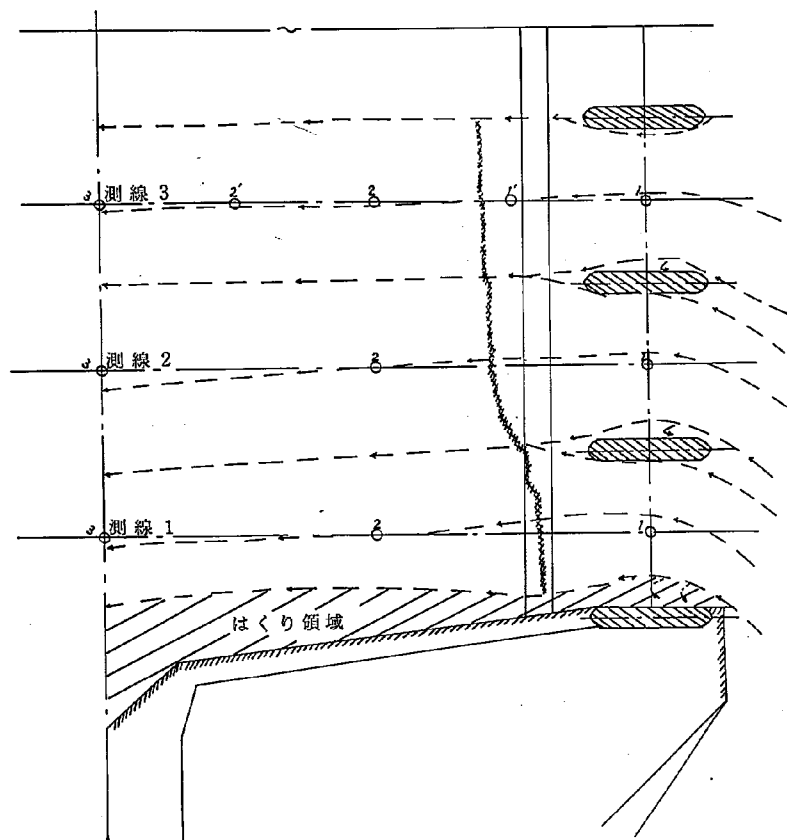
附図 2 - (a) 現河口水門附近流況図 (実験ケース A-1-1, $Q=1,200 \text{ m}^3/\text{s}$, $H_0 = \text{T.P.}2.20 \text{ m}$)



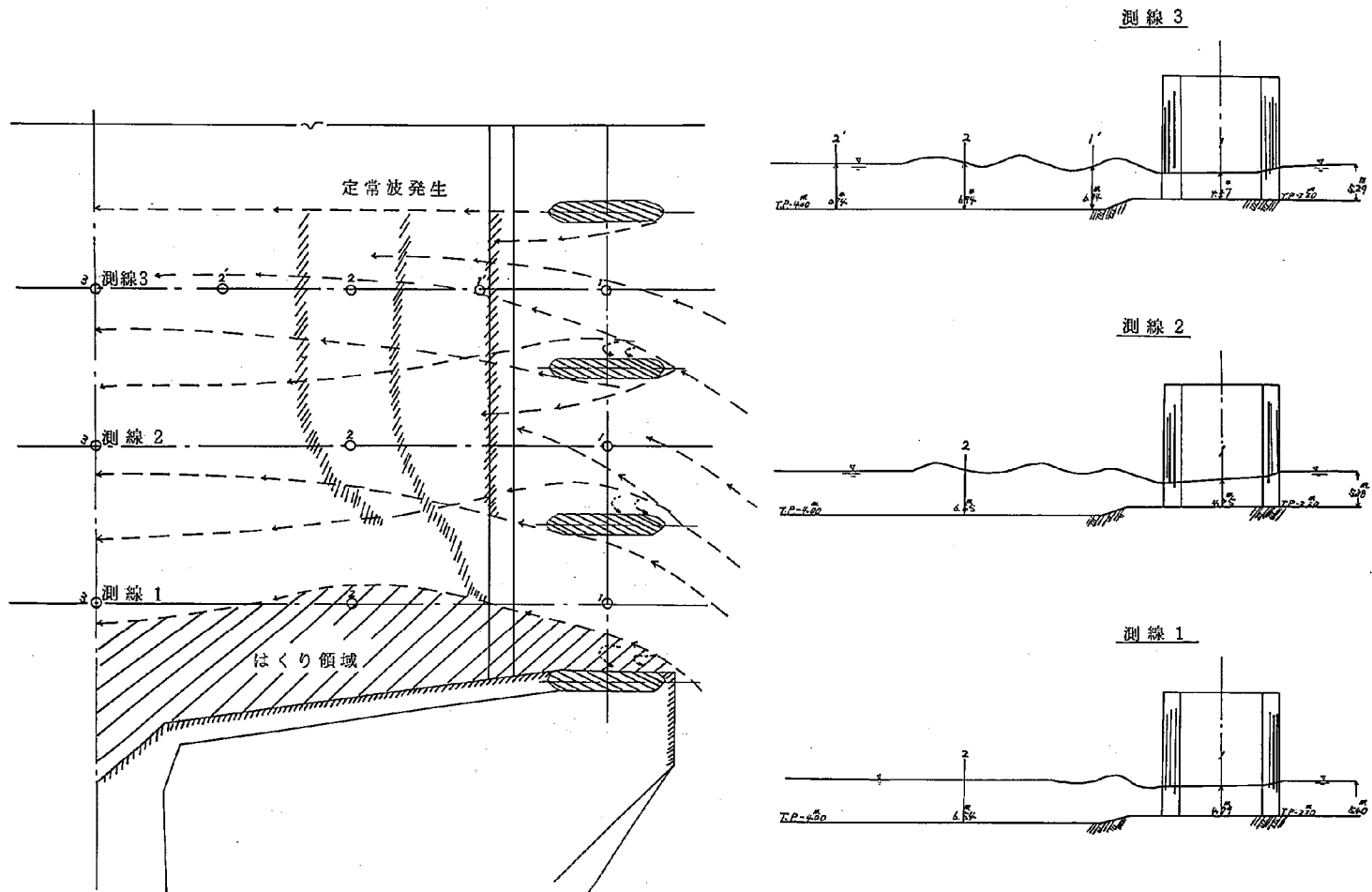
附図 2 - (b) 現河口水門附近流況図 (実験ケース A-1-3, $Q=1,200 \text{ m}^3/\text{s}$, $H_0 = \text{T.P.}1.30 \text{ m}$)



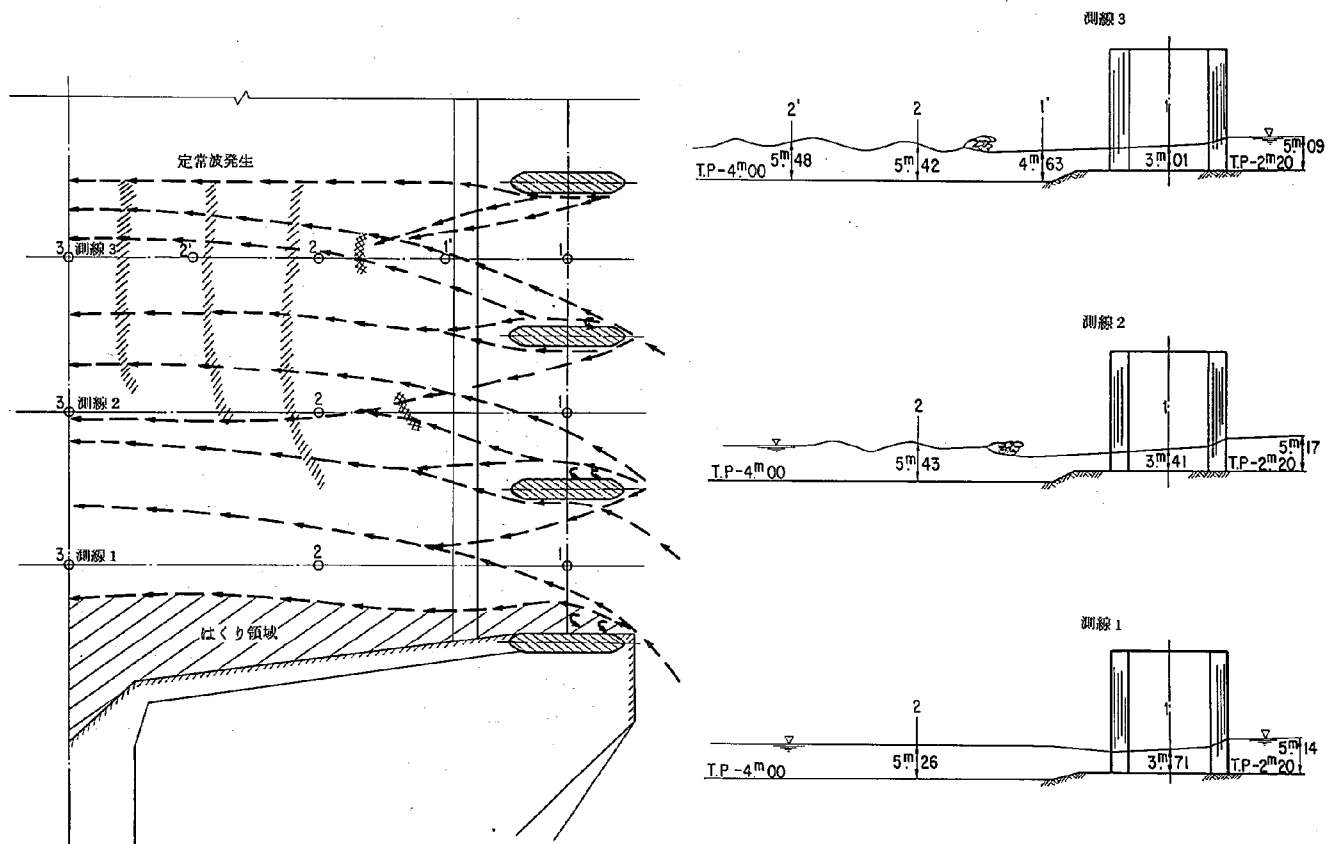
附図 2-(c) 現河口水門附近流況図 (実験ケース A-1-4, $Q=1.200 \text{ m}^3/\text{s}$, $H_0 = \text{T.P.} 0.15 \text{ m}$)



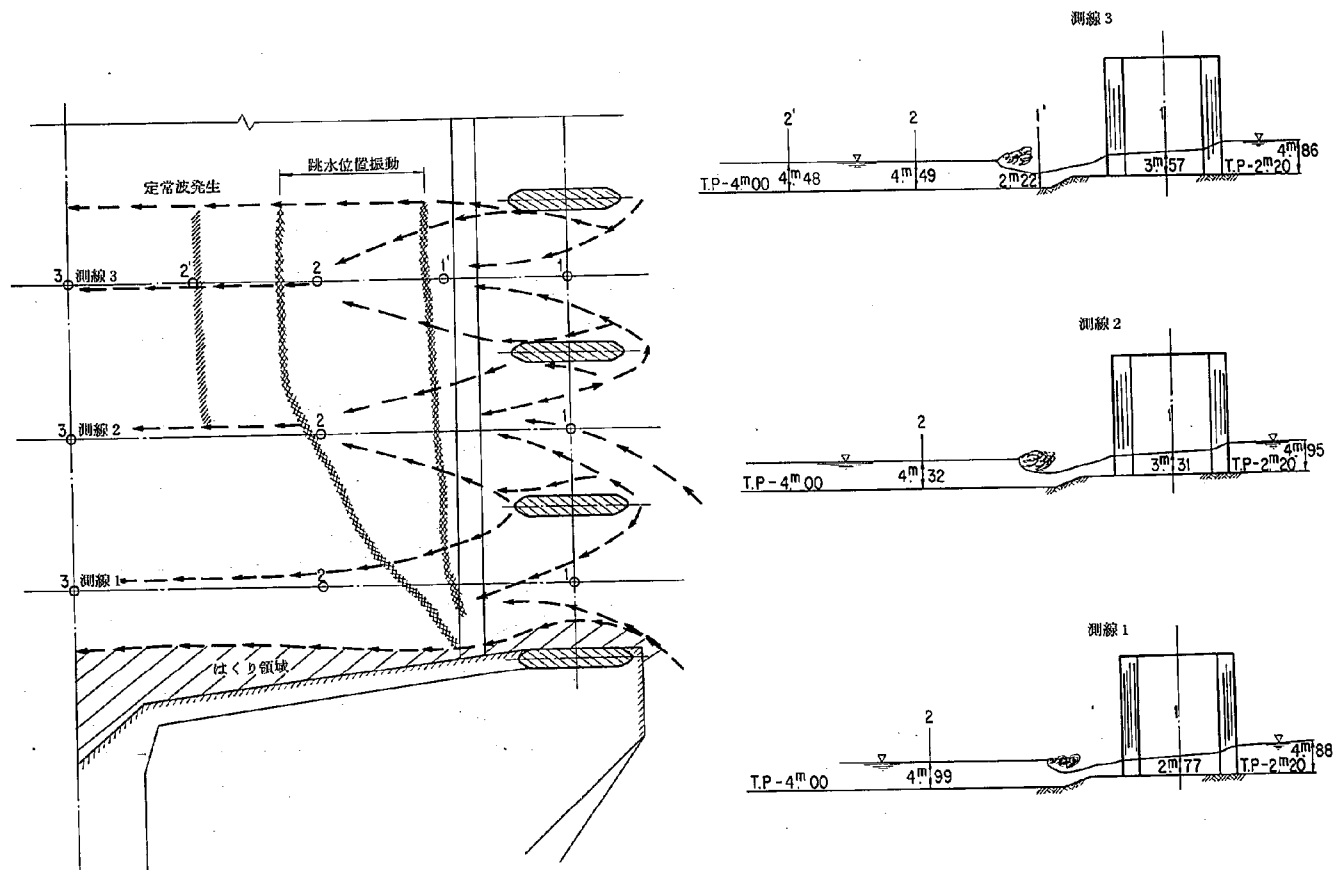
附図 2-(d) 現河口水門附近流況図 (実験ケース A-1-5, $Q=1,200 \text{ m}^3/\text{s}$, $H_0 = \text{T.P.}-0.70 \text{ m}$)



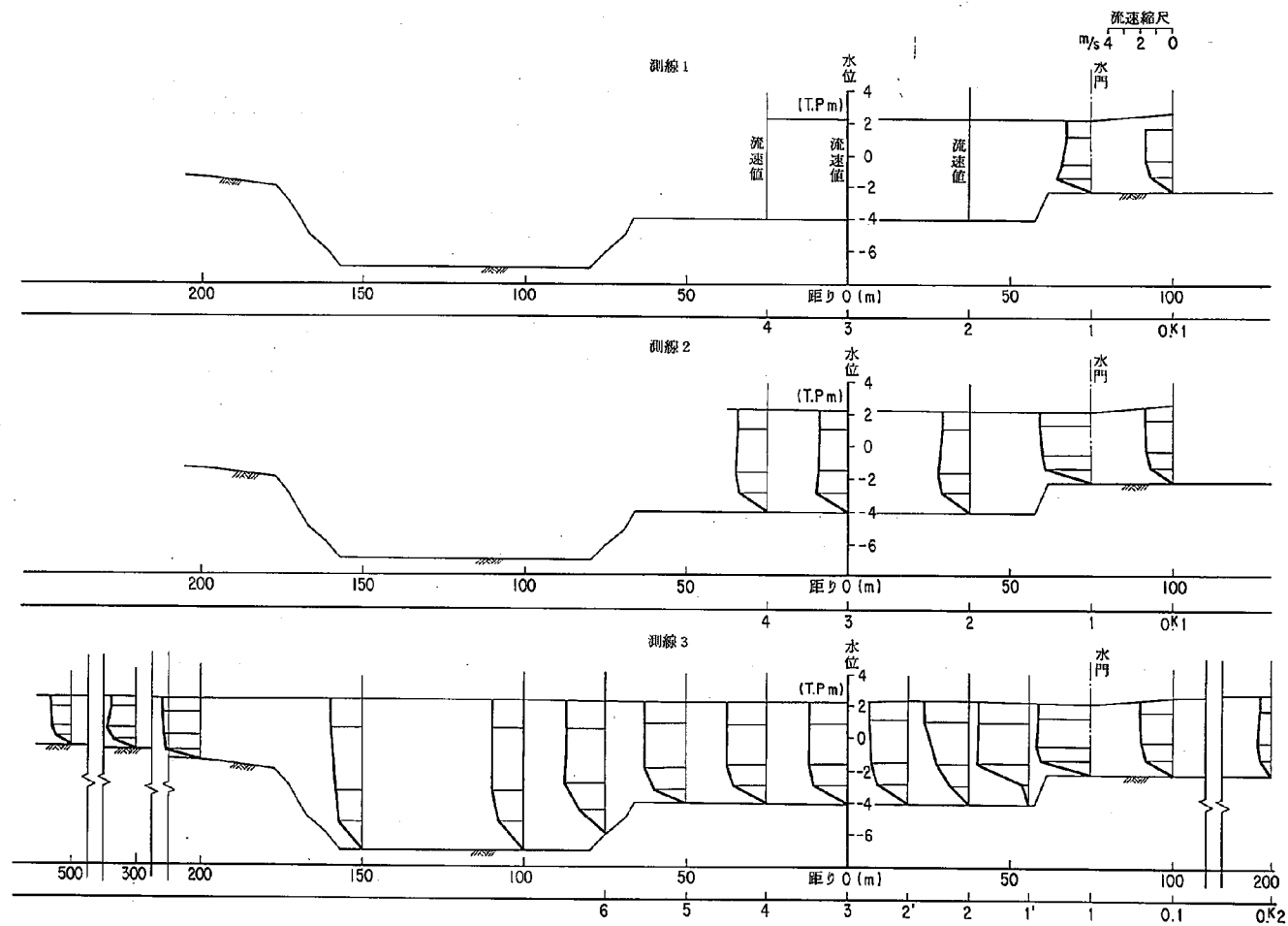
附図 2-(e) 現河口水門附近流況図 (実験ケース A-2-1, $Q=2,000 \text{ m}^3/\text{s}$, $H_0 = \text{T.P.} 2.20 \text{ m}$)



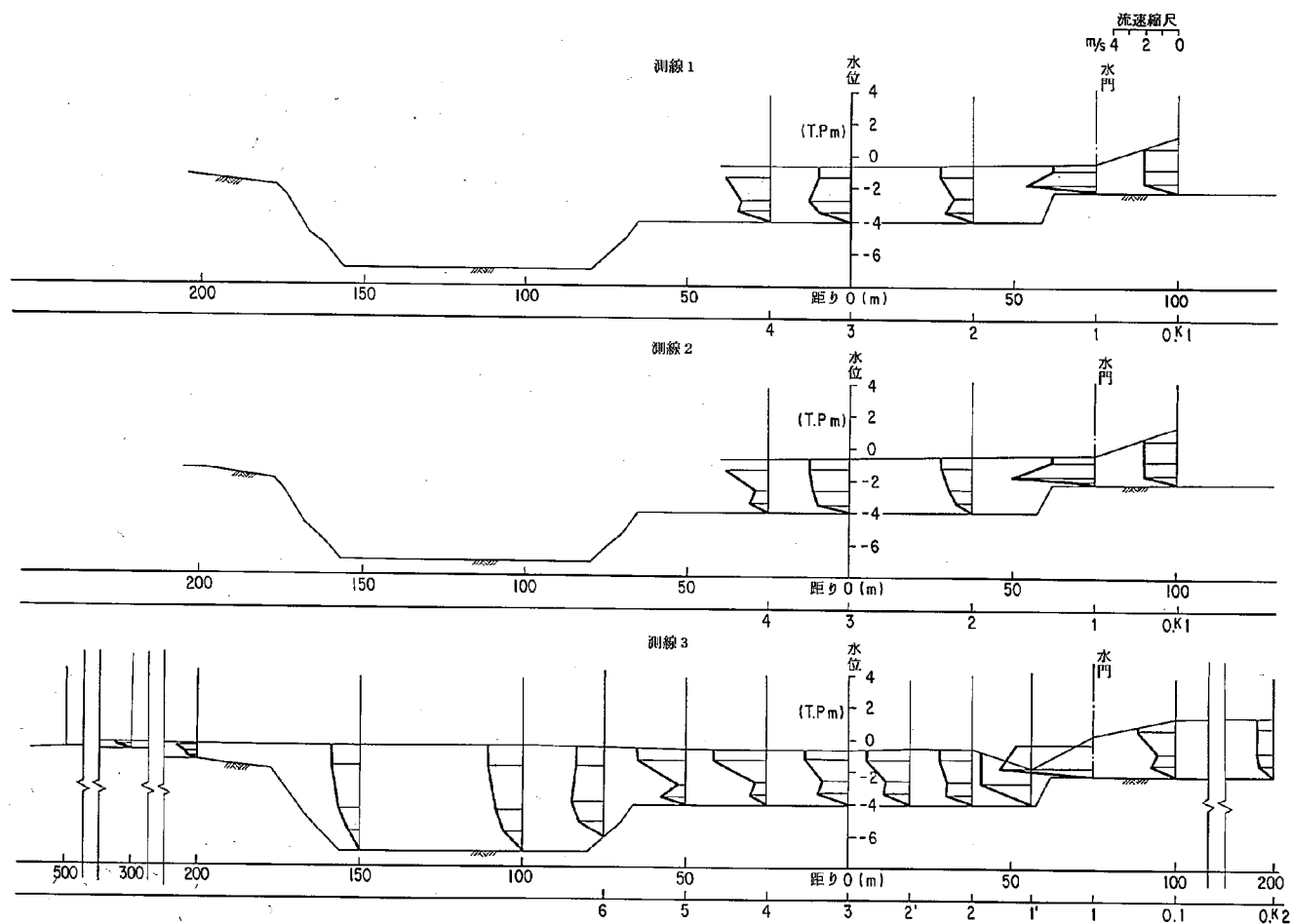
附図 2-(f) 現河口水門附近流況図 (実験ケース A-2-3, $Q=2,000 \text{ m}^3/\text{s}$, $H_0 = \text{T.P. } 1.30 \text{ m}$)



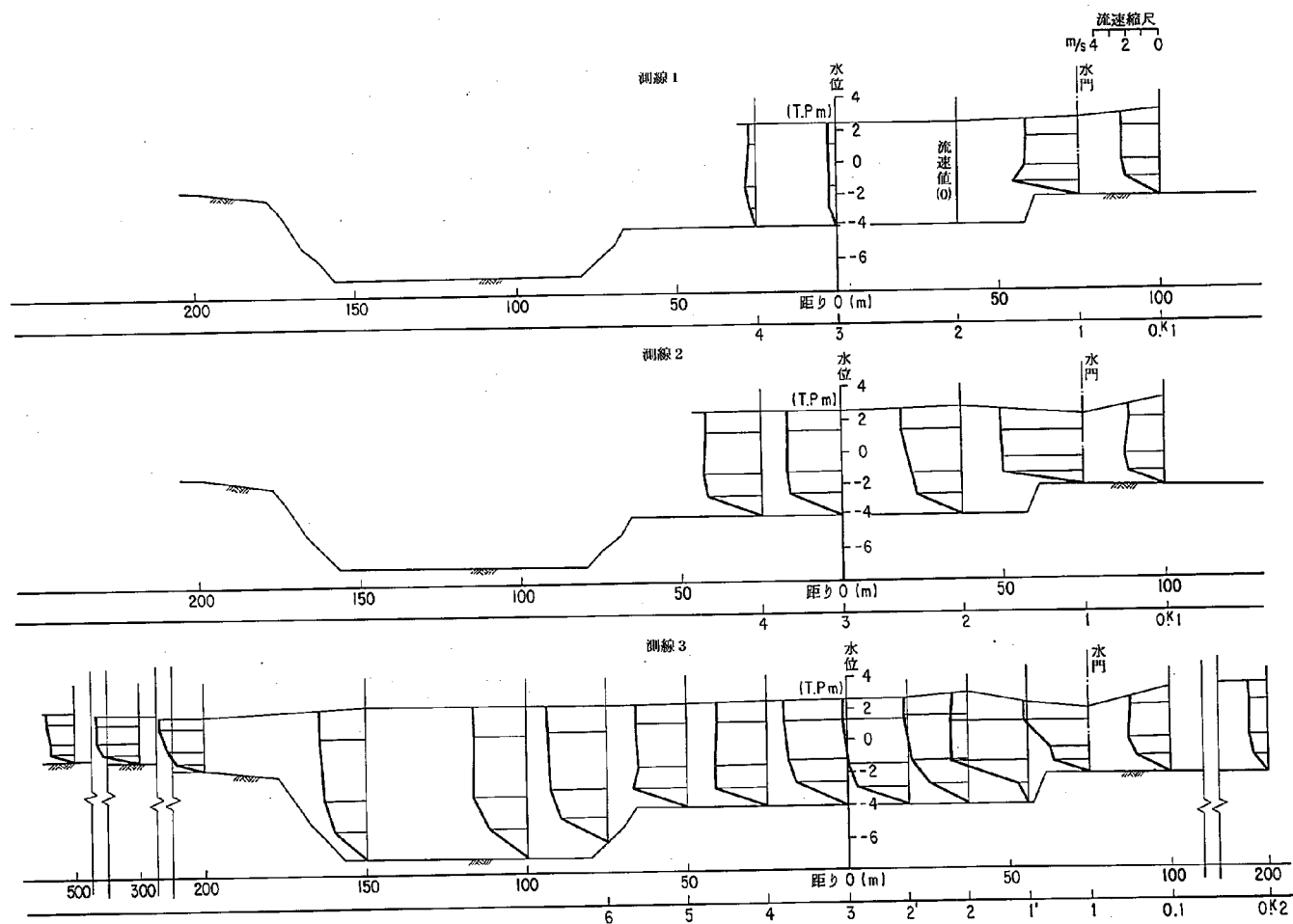
附図 2-(g) 現河口水門附近流況図 (実験ケース A-2-4, $Q=2,000 \text{ m}^3/\text{s}$, $H_0 = \text{T.P. } 0.15 \text{ m}$)



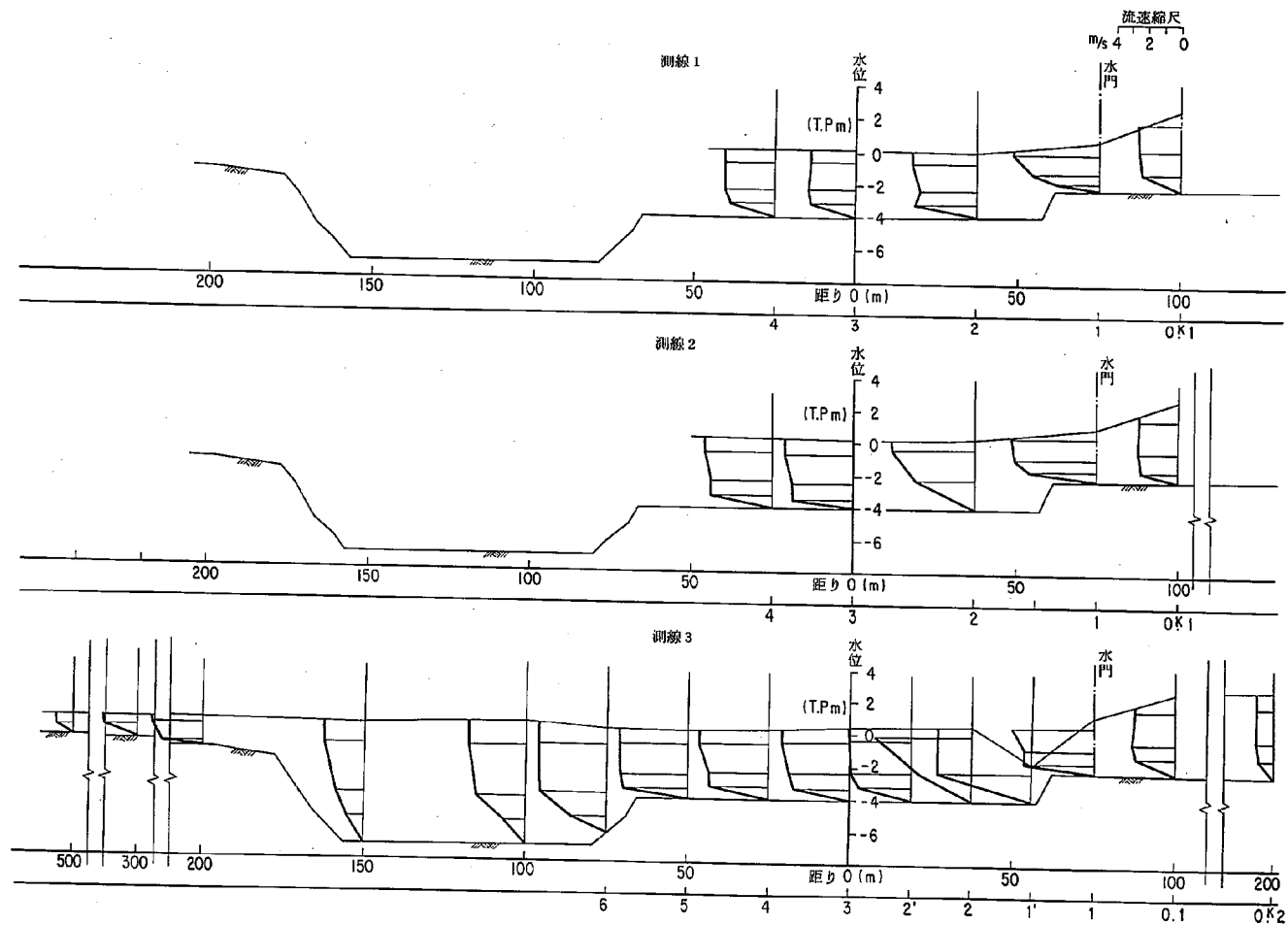
附図 3 - (a) 現河口水門流速分布図 (実験ケース A-1-1, $Q=1,200 \text{ m}^3/\text{s}$, $H_0 = \text{T.P. } 2.20 \text{ m}$)



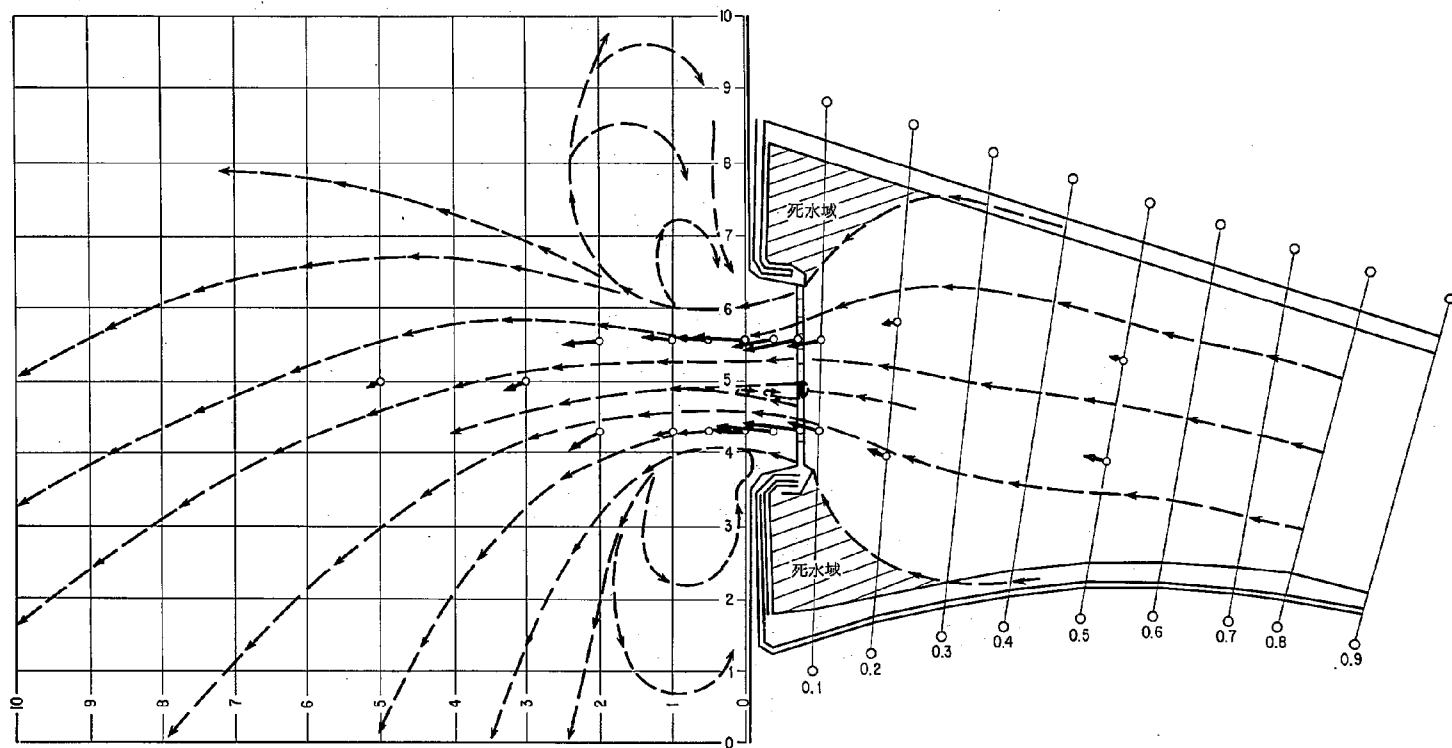
附図 3 - (b) 現河口水門流速分布図 (実験ケース A-1-5, $Q = 1,200 \text{ m}^3/\text{s}$, $H_0 = \text{T.P.} - 0.70 \text{ m}$)



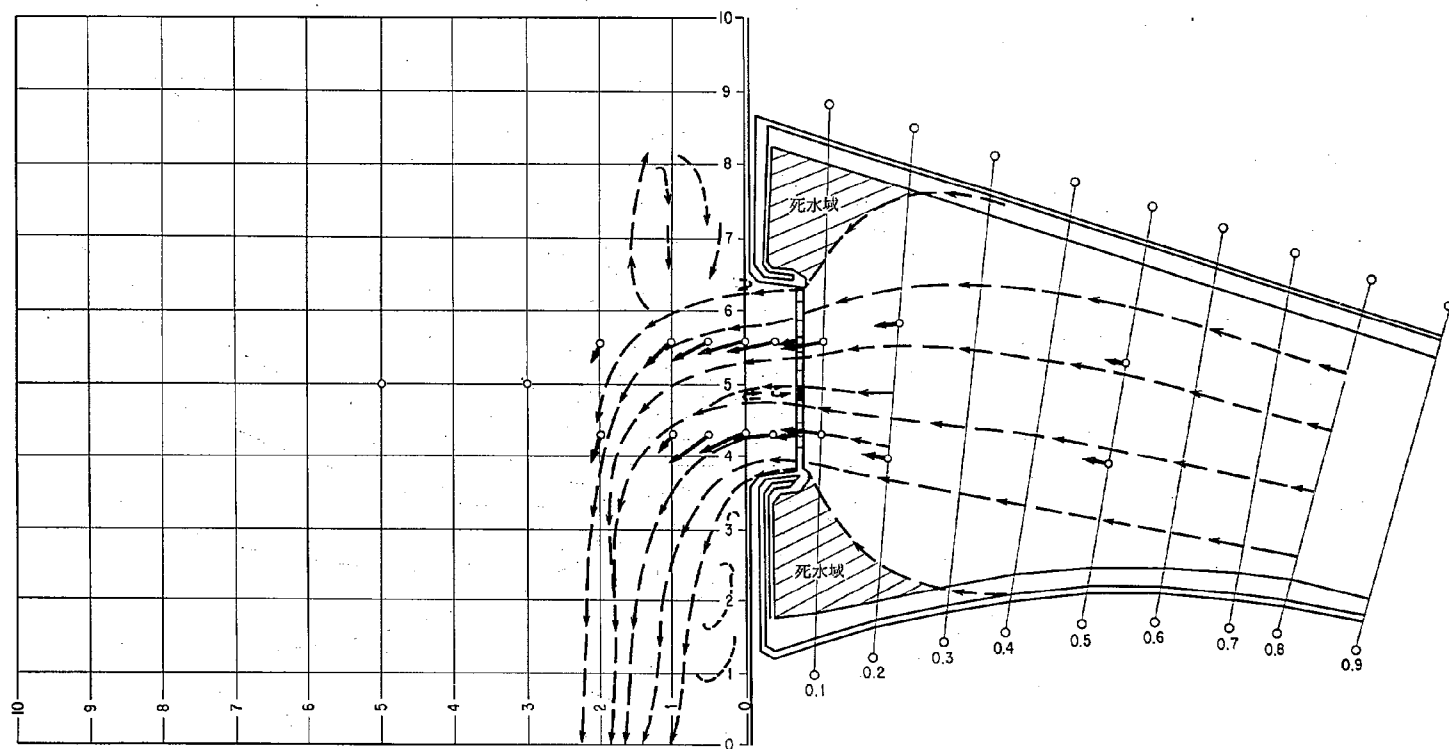
附図 3 - (c) 現河口水門流速分布図 (実験ケース A-2-1, $Q=2000 \text{ m}^3/\text{s}$, $H_0 = \text{T.P. } 2.20 \text{ m}$)



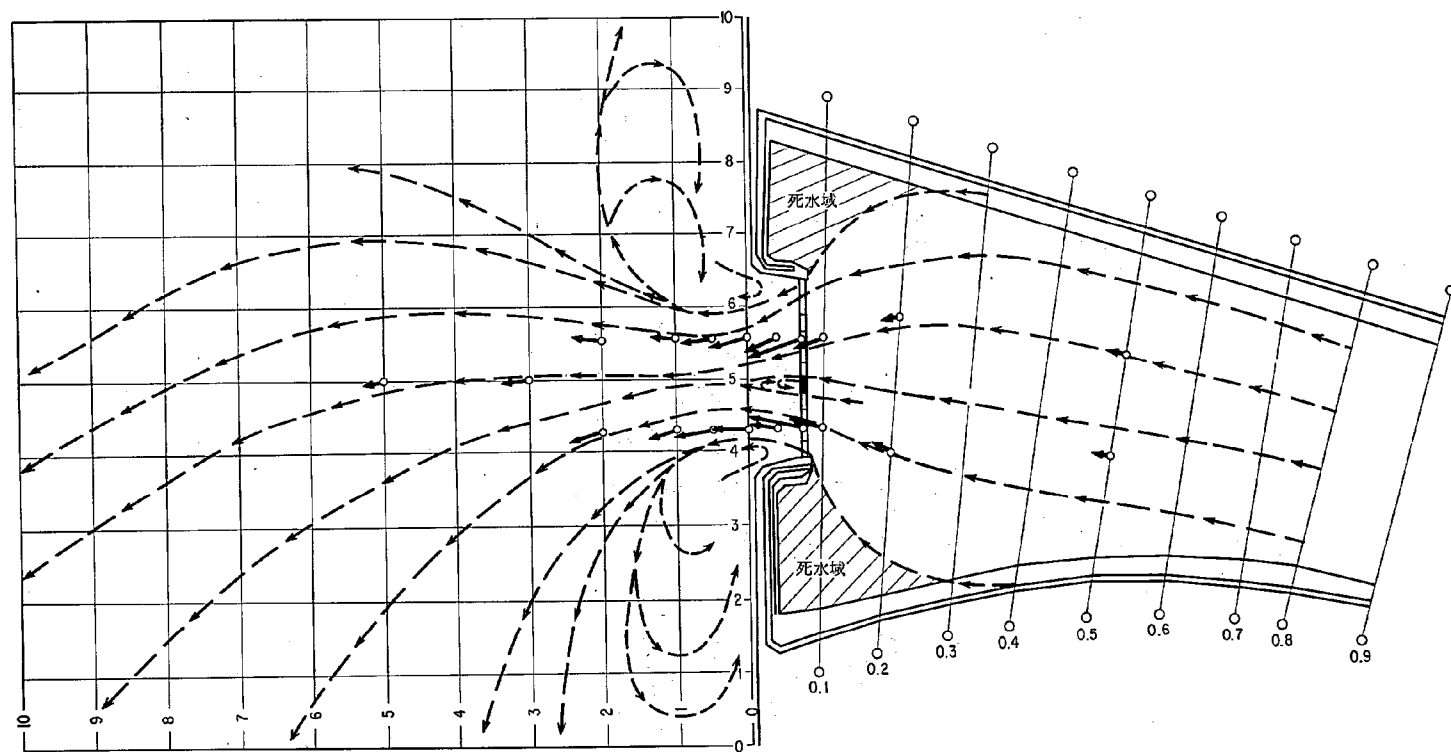
附図 3 - (d) 現河口水門流速分布図 (実験ケース A-2-4, $Q = 2000 \text{ m}^3/\text{s}$, $H_0 = \text{T.P. } 0.15 \text{ m}$)



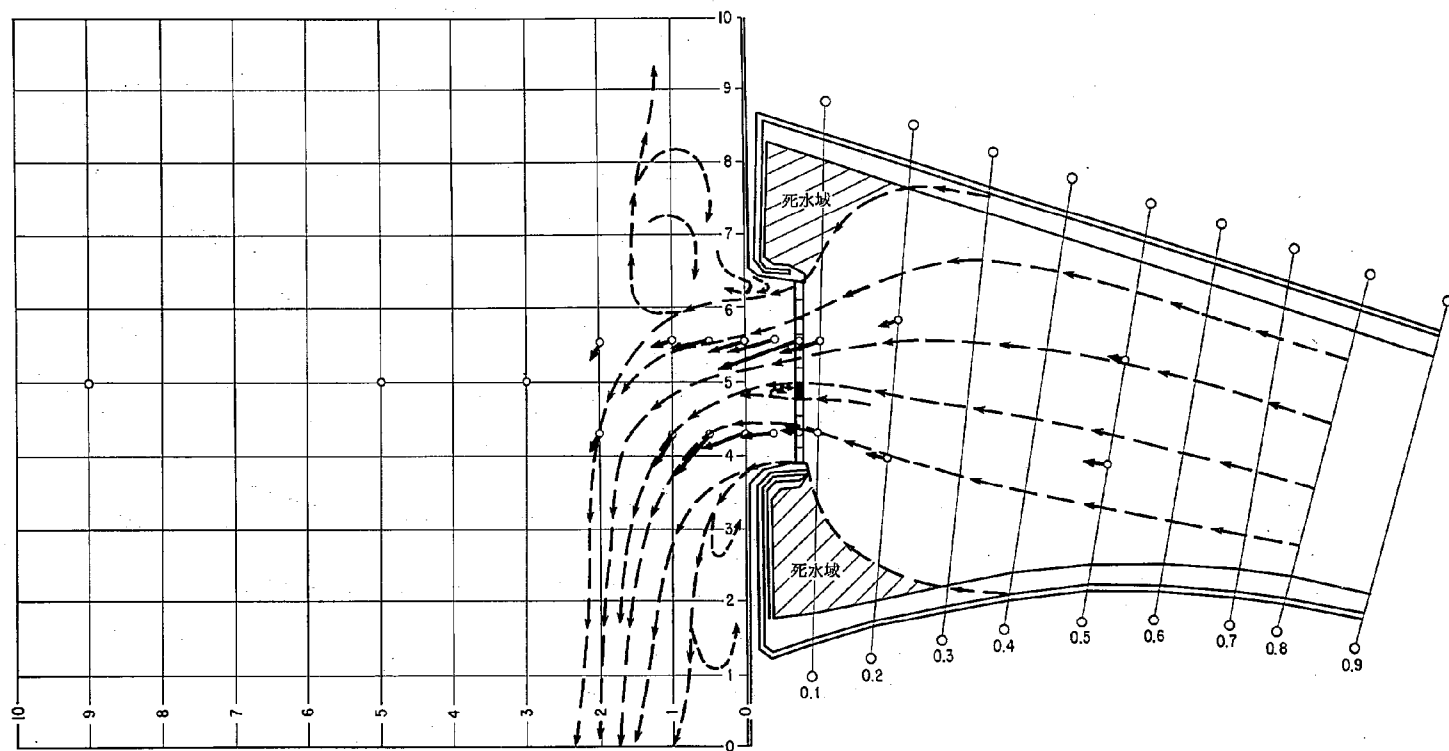
附圖 4 - (a) 水門拡巾計画案流況図 (実験ケース D-4-1, $Q=2,000 \text{ m}^3/\text{s}$, $H_0 = \text{T.P. } 2.10 \text{ m}$)



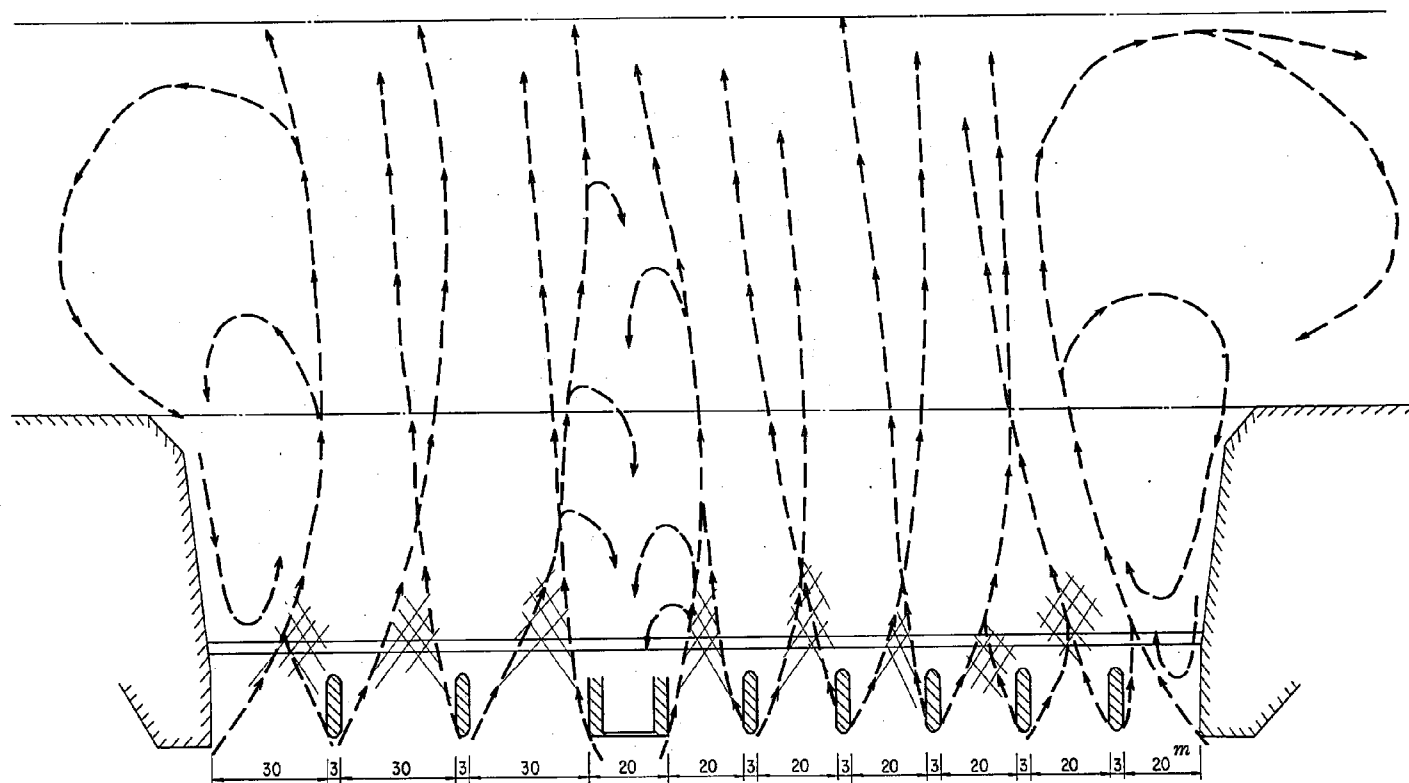
附図 4 - (b) 水門拡巾計画案流況図 (実験ケース D-4-4 , $Q=2,000 \text{ m}^3/\text{s}$, $H_0 = T.P - 0.70\text{m}$)



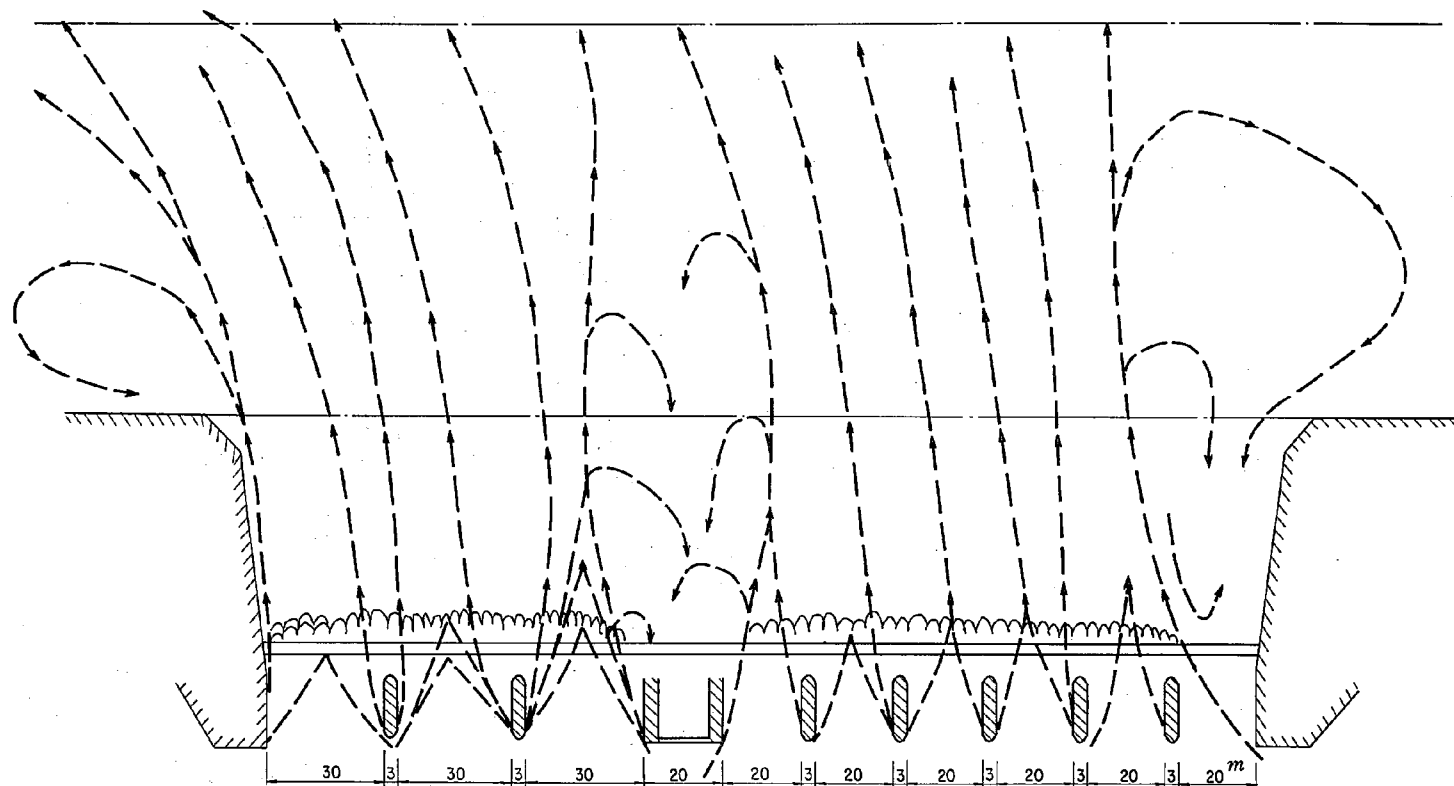
附圖 4-(c) 水門拡巾計画案流況図 (実験ケース D-9-1, $Q=2,000 \text{ m}^3/\text{s}$, $H_0 = \text{T.P. } 2.10 \text{ m}$)



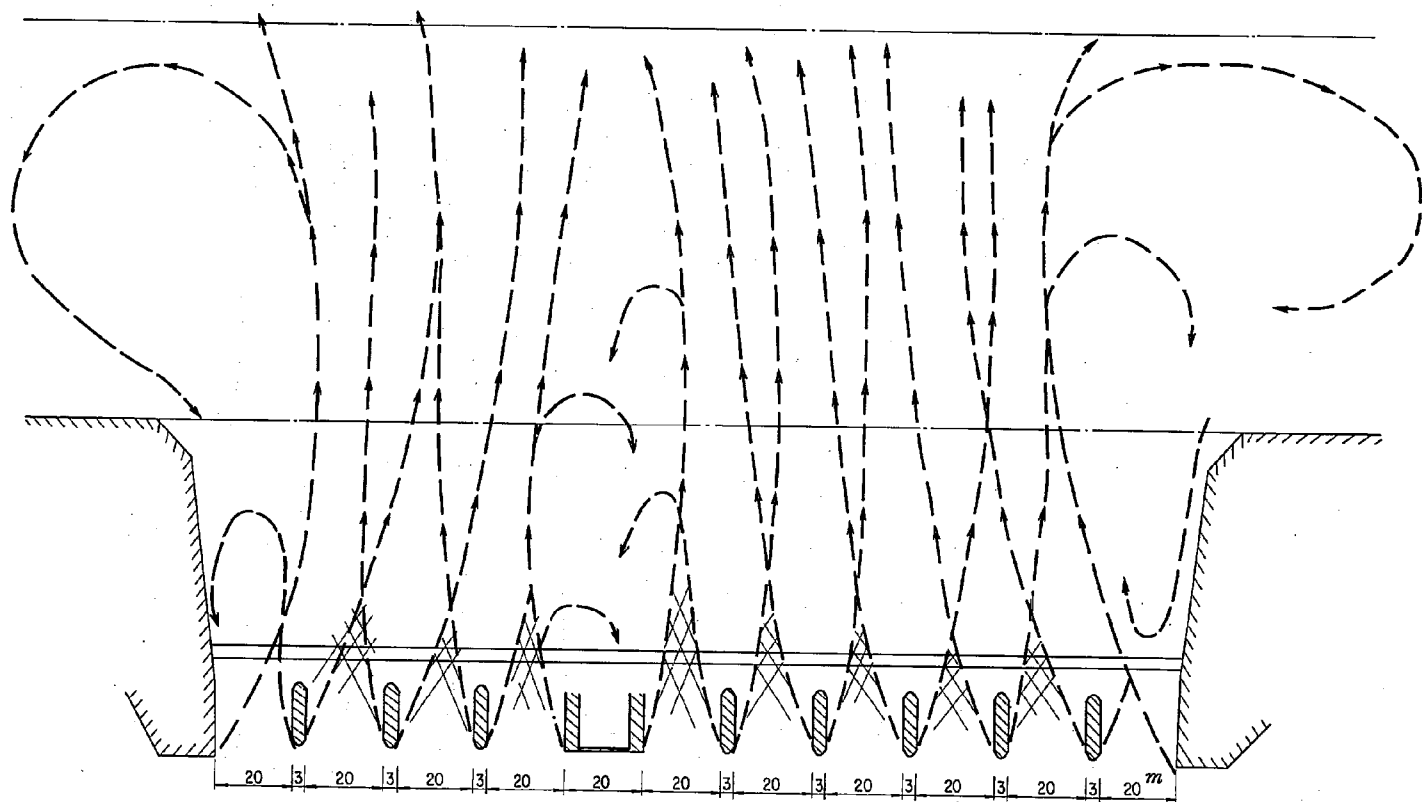
附図 4 - (d) 水門拡巾計画案流況図 (実験ケース D-9-4, $Q=2,000 \text{ m}^3/\text{s}$, $H_0 = \text{T.P} - 0.70\text{m}$)



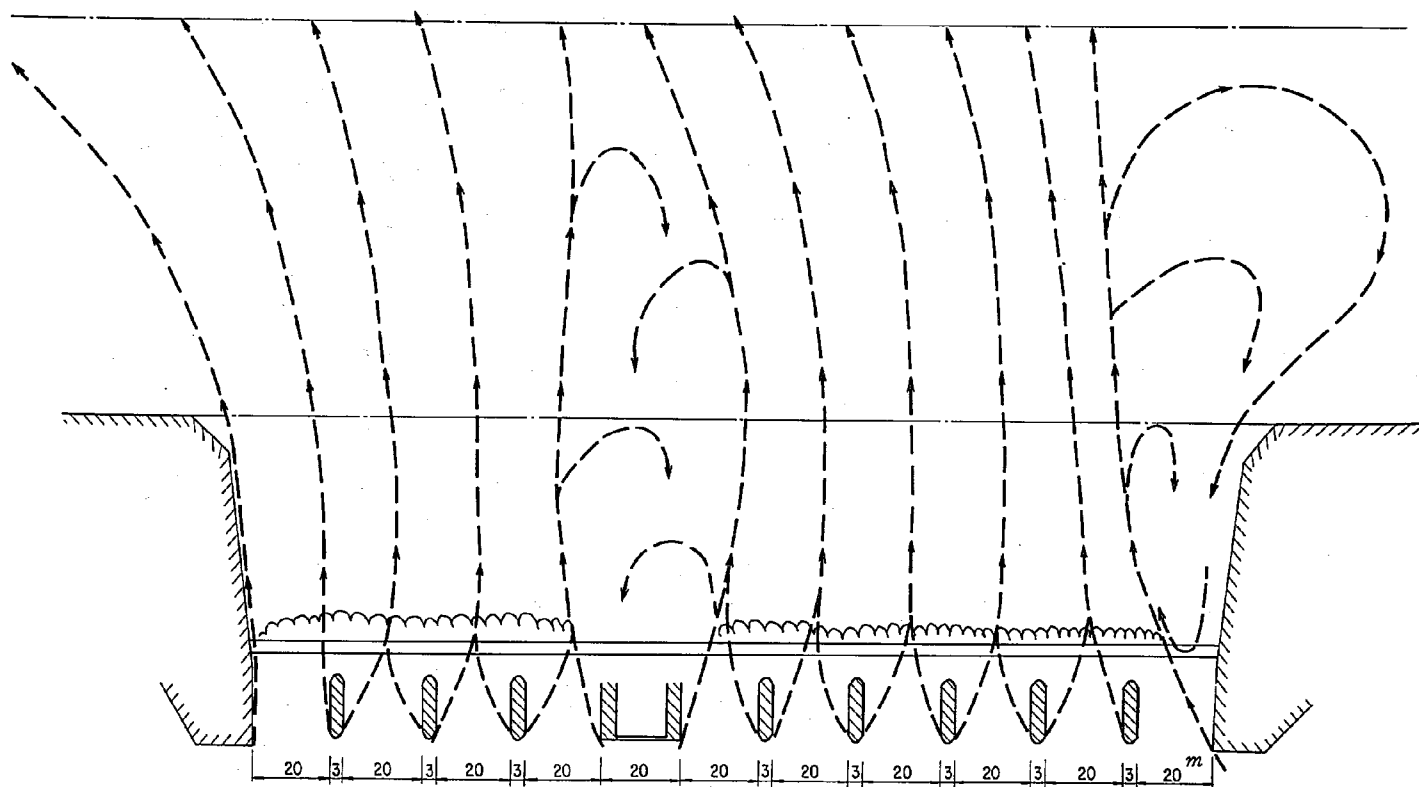
附図 5-(a) 振巾水門附近流況図 (実験ケース D-4-1, $Q=2000 \text{ m}^3/\text{s}$, $H_0 = \text{T.P. } 2.10 \text{ m}$)



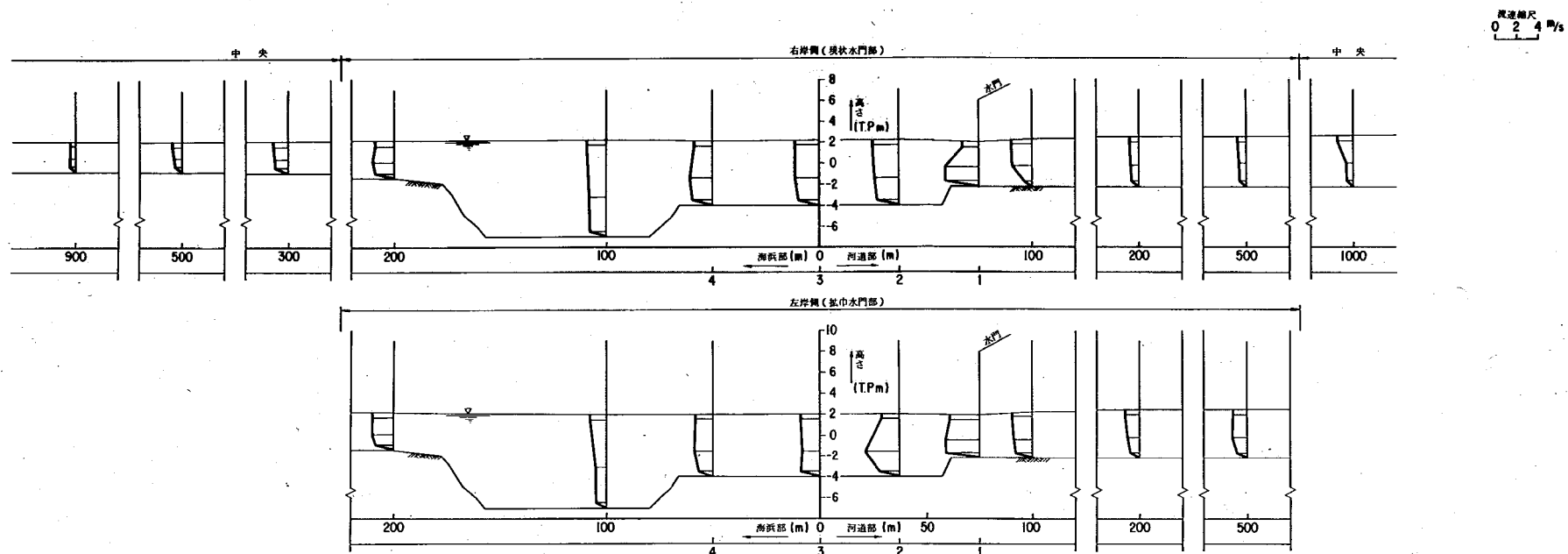
附図 5-(b) 拡巾水門附近流況図 (実験ケース D-4-4, $Q=2,000 \text{ m}^3/\text{s}$, $H_0 = \text{T.P} - 0.70 \text{ m}$)



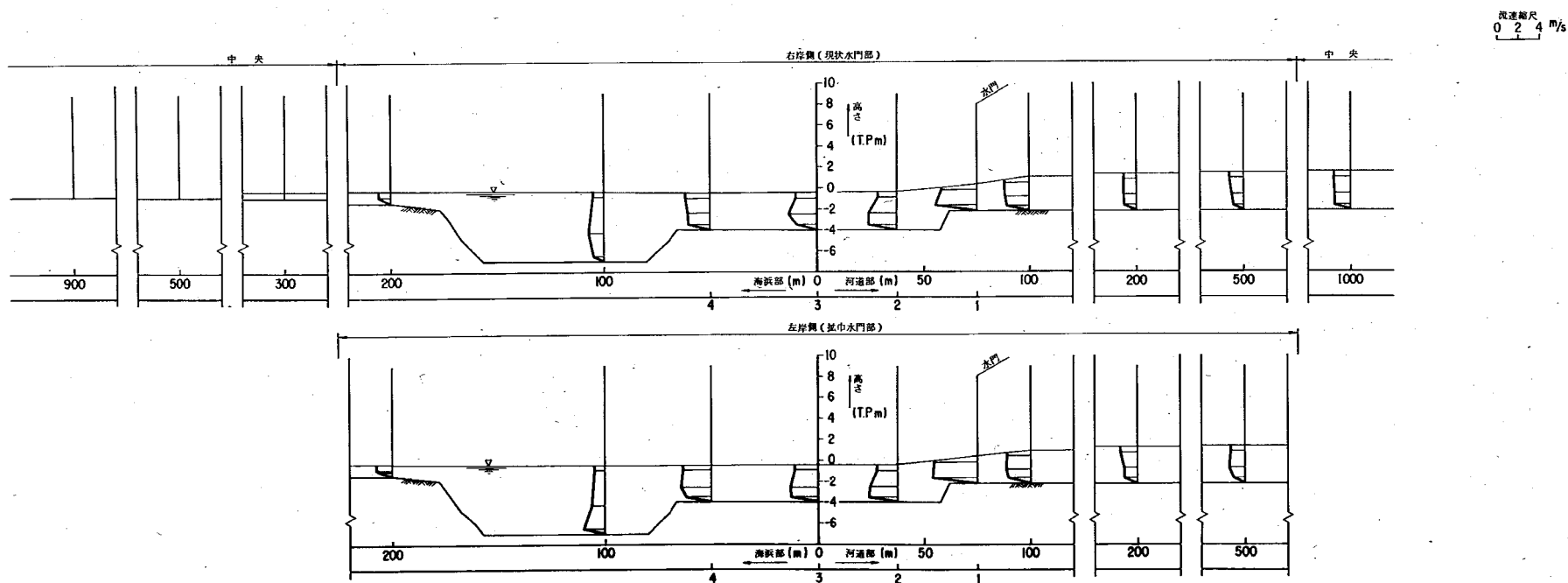
附圖 5-(c) 括巾水門附近流況圖 (實驗ケース D-9-1, $Q=2000 \text{ m}^3/\text{s}$, $H_0 = \text{T.P. } 2.10 \text{ m}$)



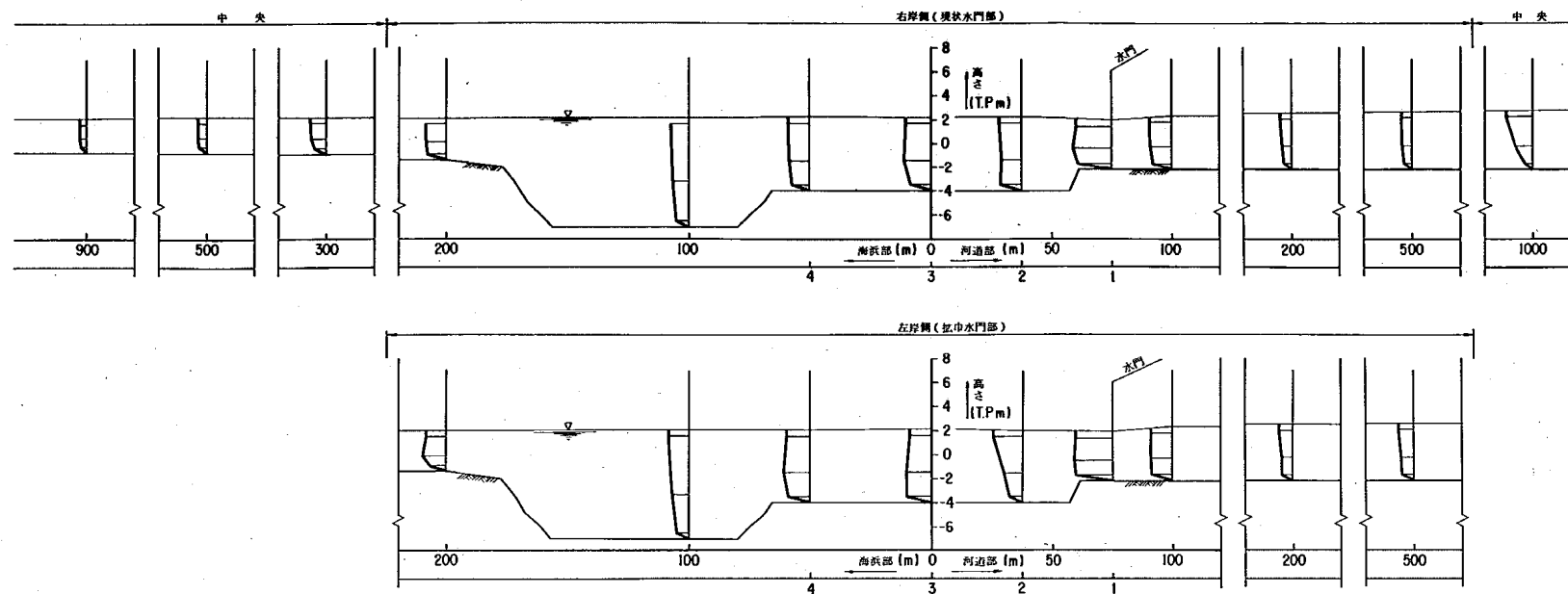
附図 5-(d) 挾巾水門附近流況図 (実験ケース D-9-4, $Q=2,000 \text{ m}^3/\text{s}$, $H_0 = \text{T.P} - 0.70 \text{ m}$)



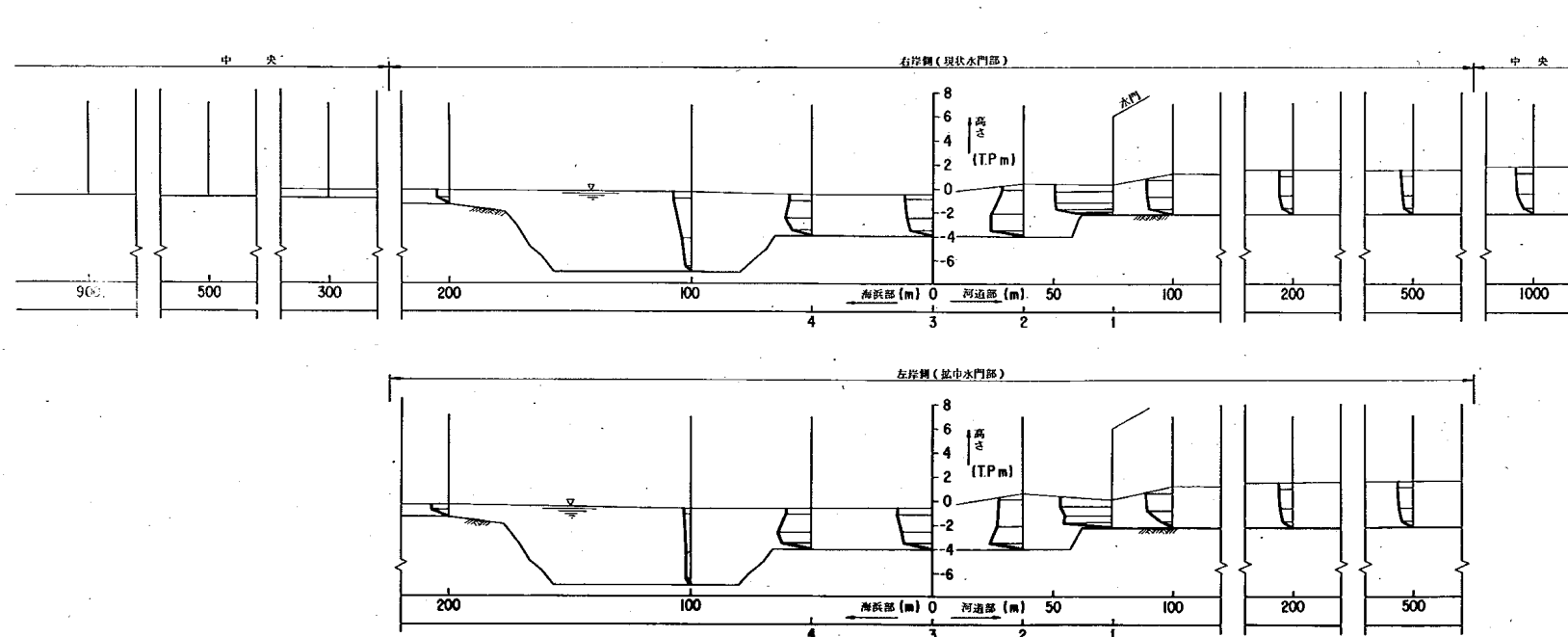
附図 6-(a) 拡巾水門流速分布図 (実験ケース D-4-1, $Q = 2,000 \text{ m}^3/\text{s}$, $H_0 = \text{T.P.} 2.10 \text{ m}$)



附図 6-(b) 拡巾水門流速分布図 (実験ケース D-4-4, $Q = 2,000 \text{ m}^3/\text{s}$, $H_0 = \text{T.P.} -0.70 \text{ m}$)



附図 6-(c) 拡巾水門流速分布図 (実験ケース D-9-1, $Q = 2,000 \text{ m}^3/\text{s}$, $H_0 = \text{T.P.} 2.10 \text{ m}$)



附図 6-(d) 拡巾水門流速分布図 (実験ケース D-9-4, $Q = 2,000 \text{ m}^3/\text{s}$, $H_0 = \text{T.P.} -0.70 \text{ m}$)