

港湾技術研究所報告

REPORT OF PORT AND HARBOUR TECHNICAL RESEARCH
INSTITUTE MINISTRY OF TRANSPORTATION, JAPAN

第 3 卷 2 号

Vol.3 No.2

高知港津波防波堤に関する模型実験……柴 山 煒 彦・木 村 久 雄
武 村 莞 爾

高知港模型実験，一様巾水路に設けた
津波防波堤の効果に関する模型実験……浅 田 忠 則・細 川 剛

1964年6月

運輸省港湾技術研究所



目 次

高知港津波防波堤に関する模型実験

第1章 概 要	3
1-1 概 要	3
1-2 実験の目的	3
第2章 港口現地観測	3
2-1 水位観測	3
2-2 漂流桿による流況観測	3
2-3 漲退潮時の流速観測	4
2-4 推定水面勾配	4
2-5 推定流量	5
2-6 推定粗度	6
第3章 模型実験	7
3-1 実験の必要性	7
3-2 相似律について	7
3-3 実験装置及び測定法	8
3-4 現況実験	9
3-5 計画断面実験	10
3-6 計画断面改良実験	11
3-7 長浜川水位変動	14
3-8 津波防波堤水位及び流出係数	14
3-9 流心部の選定	15
第4章 結 語	17
参 考 文 献	18
付 図	19

一様巾水路に設けた津波防波堤の効果に関する模型実験

I 概要および目的	65
II 実 験	65
1. 序	65
2. 相 似 律	66
3. 実 験 結 果	67
III 実験結果の解析	73
1. 防波堤附近の流れ	73
2. 底面剪断力	75
3. 交換係数	77
4. 流量係数	78
IV 結 論	78
参 考 文 献	79

高知港津波防波堤に関する模型実験

* 柴 山 煒 彦
** 木 村 久 雄
** 武 村 莞 爾

A Model Experiment on the Tsunami Brekwaters at the port of Kochi

By Akihiko Shibayama, Hisao Kimura, and Kanji Takemura

This experiment was conducted to study the engineering method for the prevention of casualties due to Tsunamis for the change of circumstances in the port such as the construction of Tsunami breakwaters when the port is improved in future. The scale of the model basin used in this experiment is horizontal 1 : 200 and vertical 1 : 100.

The examination of current in the present section and the planned section at the flood has been finished and the effects of the planned section at the flood has been finished and the effects of the breakwaters are discussed.

* 水工部主任研究官
** 水工部水理研究室

第 1 章 概 要

1-1 概 要

高知港は四国南岸の重要港湾であって、室戸岬と足摺岬とに囲まれた土佐湾のほぼ湾奥に位置している。泊地は広く湾入した浦戸湾内にあるためきわめて静穏な天然の良港のようであるが、港口附近には多くの隘路が存在している。

港口附近の地型は、太平洋に面している約 12km の区間は狭く屈曲し最小幅員は僅か 130m 位に過ぎない。

港口の西方 8km の仁淀川附近より東方 12km 物部川河口附近までの一帯は砂浜となっている。

潮汐の干満によって港口より流入流出する。潮流の流速は、広い湾内に対し港口が狭いため非常に速く最大 4 節以上に達している。

水理現象として複雑であり理論的にのみ追求して行くには困難があるので、模型実験を主体として必要な定性的及び定量的な水理量を求める事にしている。

1-2 実験の目的

過去幾度か津波の来襲（最近では南海道地震時の津波）を受け甚大な財産、人命の災害を経験している高知港に於いて、今後港湾が整備された場合（津波防波堤の設置等）の湾内の条件変化に対して将来来襲が予想される津波に依って発生する災害を、最小限度にとどめる為に必要な津波防止工法を実験に研究する目的である。

高知港の計画は図-1 の通りである。

第 2 章 港口現地観測

模型製作にあたり高知港の現地観測を行った。1 回目は昭和 37 年 4 月 5 日及び 6 日の両日であり、又 2 回目は昭和 37 年 8 月 17 日及び 18 日の両日である。

4 月 5 日及び 6 日の観測は水位測定と漂流桿で高知港の水平方向の流況を調べた。

又 8 月 17 日及び 18 日の観測では、水位測定と垂直方向の流速分布を調べ大潮時の流量を測定した。

2-1 水位測定

水位観測は測定場所を桂浜検潮所、航路標識、みませ、溝渕石油の 4 カ所とし桂浜検潮所を除く 3 カ所に記録をおき水位測定を行った。図-2-1 より図-2-4 参照。

なお水位観測を行った中で航路標識量水標の読取の精度は表面波としては、風浪及び航跡波の影響を受ける為測定値に多少の変動があるが、測定精度を上げる為に 1 分間 20 回読にしてその平均値をもってその水位高とした。水位観測で各量水標に比較的短周期の水位変動が見られる。とくに最干潮時に周期最大で、周期 20 分で水位変動量が 6 cm を記録している。これはおそらく地形の影響を受け流速が変化するものと思われる。量水標で測定を行った観測結果をもとにして、水位水面勾配になおすと図-3 の如くである。

2-2 漂流桿による流速観測

漂流桿による流況観測は最も多く行われる方法の一つである。

観測は昭和37年4月と昭和38年7月の大潮時に行った。使用された漂流桿は、水表面下100cm及び300cmの点にカンバスを十字に取付たものを使用し、比較的表層附近の流況を観測した。観測は必ずしも同一条件下にある流況においてなされていないから流心の時間的変動等の影響に依って、漂流桿の示す流跡又は当初流心部に投入した漂流桿が、流下と共に流心外に押し流され形のものも含まれているので、大潮時の最大流速における流況を決める除は注意が必要である。

観測の結果漲潮流では、浦戸地区(航路標識)附近屈曲部の流速は150cm以上を記録している。退潮時には流速はあまり増大しない事がわかった。又港口附近の流況は桂浜防波堤ぞいに流れ種崎側には流れていかず種崎附近の反流に乗る事があった。

この様な流況は、種崎海岸に発生する北東からの沿岸流によるものと思われる。図一4参照。

2-3 漲退潮時の流速観測

流速観測は昭和37年8月17日及び18日の両日に観測船2隻をもって、長浜川河口の川崎より土佐造船間距離230mの見通し線上にて、流速観測を午前中4回午後3回実施した。

流速計は発電式を使用し各断面について測定した。この観速計は、流速、流向を船上より直読式である為測定間隔を短縮し、大潮時の最大流速を各断面ごとに測定する事が可能であった。

観測は断面に4点を選び夫々表面から1m毎に流速、流向を測定し、各断面の測定が終りしだい次の観測点に移動させ位置を六分儀をもって測定した。これをもって断面の平均流速を求めこれより流量を算出した。

観測位置は、図一4参照

退潮時観測

この観測は8月17日及び18日9時より4回行なわれたもので、水深6.5mの4断面にて表面より1mの位置で流速1m/secを記録しているが、1~2断面の水深8m~17mでは、断面積の増加による流速の減少が明らかである。又地型湾曲による流心移動は、あまり見られず土佐造船(内側)よりに流れが片寄っている事がわかる。これも流速がおそい為円心力が働かず土佐造船附近の3~4断面を通過するものと思われる。又流速を垂直方向について分布状態を見ると、深さによる流速の減少はあまり見られない。

漲潮時観測

この観測は8月17日及び18日15時より始めた。漲潮時中に測定3回を実施しこの間1回目15時の観測は、位置不明の為使用出来ずこれらは観測船の碇置用アンカーが流された事が原因する。

漲潮時では表面よりも水深4m~6mの流速が早く1m/secを記録している。

又流心も退潮時と異なり長浜川河口川崎附近2~3断面に流速の増加が見られる。

2-4 推定水面勾配

水面勾配の測定は、昭和37年8月17日及び18日の両日に行った。

水位観測による水位曲線を使用し各量水標間で最大水位差がある。

16時及び17時の漲潮時を使用し水面勾配を使用し水面勾配を算出した。

この水位差は非常に少なく量水標間の測量による精度に左右さた又読取の精度は、表面波及び航跡波の影響を受ける為今までに行なつた水位観測から一部をのぞき、水面勾配を算出した。

水面勾配を求めるには、量水標間の流心線上の距離 L cm をもつて桂浜検潮所を基準面とし、各量水標の水位差 H cm を用い次の式にて水面勾配を算出した。

量水標の距離 $L_1, L_2, L_3,$

量水標の水位差 $H_1, H_2, H_3,$

$$H = mL + b \dots \dots \dots (1)$$

$$m = \frac{n [LH] - [L] [H]}{n [L^2] - [L] [L]} \dots\dots\dots (2)$$

$$b = \frac{[H] [L^2] - [LH] [L]}{n [L^2] - [L] [L]} \dots\dots\dots (3)$$

以上の計算により求め 水面勾配は次の通りである。

- 量水標設置地点
- No. 1 港口桂浜検潮所を基点とする。
 - No. 2 航路標識量水標流心に沿つての距離 843m
 - No. 3 みませ量水標流心に沿つての距離 1326m
 - No. 4 溝渕石油量水標流心に沿つての距離 2203m

表一 昭和37年8月17日 水位差 水面勾配表

潮 日	時 間	No. 1 を基準面とした時の水位差(観測値)			(計 算 値) 水 面 勾 配
		No. 1 間 No. 2	No. 1 間 No. 3	No. 1 間 No. 4	
H. W	16	-3cm	-3cm	-8	-3.4711×10^{-5}
	17	-3cm	-4cm	-7	-3.1264×10^{-5}
L. W	10	25	24	19	$+8.0329 \times 10^{-5}$
	11	23	23	21	$+9.0107 \times 10^{-5}$

(注) 河口桂浜検潮所を基点とし、各量水標と基点との水位差をもって水面勾配を算出した。L. Wでの水位差が観測値で大きくでるのは、港内水位が高く港口が狭いため潮汐について行けないからである。

2-5 推 定 流 量

昭和37年8月17日及び18日の観測から流量を算出した。

計算としては、各断面の流速を流向補正し各区域毎の平均流速を求め潮位による水位変化をもって水深を考慮し、大潮の漲潮時最大流量を次の式をもって算出した。

$$h' = h + h_u \dots\dots\dots (4)$$

$$Q' = \sum \Delta h V \cos \theta \dots\dots\dots (5)$$

$$Q'' = \frac{h'}{h} Q' \dots\dots\dots (6)$$

$$\bar{V}_i = \frac{Q''}{h''} \dots\dots\dots (7)$$

$$Q_i = \bar{V}_i S_i \dots\dots\dots (8)$$

$$Q = \sum Q_i \dots\dots\dots (9)$$

h : 水深

h_u : 潮位によるその時間での水位変化

$V \cos \theta$: 流向を補正した流速

h'' : 各区域の平均水深

\bar{V}_i : 各区域の平均流速

S_i : 各区域の面積

Q'' : 特定時刻の流量

Q_i : 各区域の流量

Q : 全流量

表-2 流量計算表

8月17日 (a) 午前10時 干 潮 (F) 午後 満 潮 16h

記号	1	2	3	4	1	2	3	4	備考	
h	m	8.0	17.5	8.0	6.5	6.0	7.5	14.0	11.0	水深(観測点)
t		9:10	10:00	10:45	11:20	15:05	15:20	16:00	16:30	時刻(中間)
Q_t'	m ³ /sec	4.309	7.959	6.753	4.848	2.226	3.695	6.236	7.943	断面の単位中の流量
h'	m	7.65	17.50	8.32	7.06	6.39	7.28	12.00	10.39	特定時刻の水深 (補正值)
Q''	m ³ /sec	4.121	7.959	7.023	5.266	2.368	3.843	6.236	7.506	特定時刻の流量
h''	m	5.9	12.5	8.2	5.7	9.3	12.3	8.3	6.0	射影断面の水深
\bar{V}_t	m/sec	0.695	0.637	0.875	0.923	0.244	0.314	0.780	1.250	各区域の断面流速 (平均)
S_t	m ²	283.95	807.05	449.35	242.50	413.35	645.78	397.14	278.02	各区域の各ブロック面積
$\bar{V}_t S_t$	m ³ /sec	198.321	513.877	384.858	224.032	105.266	201.756	309.571	347.810	射影断面の各ブロック 流量
Q		1321.108 m ³ /sec				964.463				

8月18日 (C) 午前 干 潮 (d) 午後 満 潮 17h

記号	4	3	2	1	1	2	3	4	備考	
h	m	3.0	9.2	10.0	8.1	15.0	7.9	8.0	7.1	水深(観測点)
t		9.02	9.23	10:00	10:25	16:15	16:40	17:00	17:30	時刻(中間)
Q	m ³ /sec	1.910	5.563	5.049	2.926	6.356	6.307	5.095	0.586	各断面の単位中の流量
h'	m	2.59	8.87	10.00	8.28	14.90	9.70	8.00	6.79	特定時刻の水深 (補正值)
Q'	m ³ /sec	1.649	5.363	5.049	2.991	6.313	6.118	5.095	5.684	特定時刻の流量
h''	m	6.0	8.7	13.0	7.7	7.4	12.6	8.7	8.1	射影断面水深
V_t	m/sec	0.275	0.616	0.388	0.388	0.851	0.486	0.586	0.071	射影断面流速(平均)
S_t	m ²	308.37	871.30	481.19	268.75	231.40	634.72	316.99	388.30	射影断面の各ブロック の面積
$V_t S_t$	m ³ /sec	73.906	296.412	338.064	119.648	196.921	308.474	185.753	27.569	射影断面の各ブロック の流量
Q		828.030 m ³ /sec				718.717				

2-6 推定粗度

現地観測の結果から水面勾配及び流量を求め各地区別の粗度については算出せず、河口よりみませ地区間を4等分し、その断面をもって平均径保を求め、昭和37年8月17日10時及び11時の退潮時と16時及び17時の漲潮の水面勾配を使用し、次式にて粗度計算を行った。

$$R = \frac{A_0}{P_0} \dots\dots\dots (10)$$

$$V = \frac{Q}{A_0} \dots\dots\dots (11)$$

$$n = \frac{3}{V} R^2 \sqrt{I} \dots\dots\dots (12)$$

A_0 : 面積

P_0 : 潤辺
 R : 径深
 Q : 平均流量
 V : 流速
 I : 水面勾配
 n : 粗度

表-3 粗 度 係 数

断 面 A_0	P_0	径 深 R	Q 平均流量	V 流 速	$\sqrt{I} \times 10^{-3}$	粗 度 n
1516.8	315.1				9.487	0.0606
1019.55	177.6	5.4904	719	0.496	8.944	0.0571
1496.34	315.6				5.891	0.0376
1755.30	245.9				5.589	0.0357

第 3 章 模 型 実 験

3-1 実験の必要性

高知港に津波が侵入する事を最小限度に静める為に必要な津波防止工法を行うものであるが、理論的のみ追求する事は困難なので、模型実験により全体的の流状に付いて調べる必要があった。そこで模型実験による要望事項は次の通りである。

- (i) 津波防波堤の津波防止効果
- (ii) 津波防波堤設置による船舶の航行維持の問題
- (iii) 津波防波堤設置による港内の局部洗掘海底洗掘及び推積を調べる。
- (iv) 港内各種導流堤の設置位置による流状変化の問題を調べる。
- (v) 港湾が整備された場合（津波防波堤の設置等）に長浜川に於ける水位変動変化に付いて

以上が主なる要望事項であって、この様な種々の条件を満足し十分な効果を調べる為模型実験を行ったものである。

本実験では固定床に於ける津波侵入時及び漲潮の実験である。

3-2 相似律について

この実験では流れの作用についての実験であって、今回の実験では漲潮時に現況及び計画断面における固定床上の流況及び津波侵入時の流況について相似律を求め、模型の測定結果と比較した。ここで港口に流入する津波及び漲潮時の流れに対して不等流の式を用いれば次の如くなる。仮に現地では Suffix 1 として又模型では Suffix 2 とすれば

現地では

$$I_1 = i_1 - \frac{\partial h_1}{\partial x_1} = -\frac{d}{dx_1} \left(\frac{V_1^2}{2g} \right) + \frac{V_1^2}{C_1^2 R_1} \dots\dots\dots (13)$$

模型では

$$I_2 = i_2 - \frac{\partial h_2}{\partial x_2} = -\frac{d}{dx_2} \left(\frac{V_2^2}{2g} \right) + \frac{V_2^2}{C_2^2 R_2} \dots\dots\dots (14)$$

以上の如くなる。ここで諸量の縮尺を

$$i = \frac{i_1}{i_2} \quad I = \frac{I_1}{I_2} \quad C = \frac{C_1}{C_2} \quad V = \frac{V_1}{V_2}$$

$$h = \frac{h_1}{h_2} \quad R = \frac{R_1}{R_2} \quad l = \frac{l_1}{l_2}$$

と置き (13) 式に代入し (14) 式を同一式とすれば

$$I = i = \frac{h}{l} = \frac{V^2}{l} = \frac{V^2}{C^2 h} \dots\dots\dots (15)$$

となる。以上の式により

$$i = \frac{h}{l} \dots\dots\dots (16) \quad I : \text{水面勾配}$$

$$V = h^{1/2} \dots\dots\dots (17) \quad i : \text{河床勾配}$$

$$C = \left(\frac{l}{h}\right)^{1/2} \dots\dots\dots (18) \quad l : \text{水面距離}$$

$$Q = \frac{Q_1}{Q_2} = l h^{3/2} \dots\dots\dots (19) \quad h : \text{垂直距離}$$

$$T = \frac{t_1}{t_2} = \frac{l_1}{l_2} / \frac{h_1}{h_2} \dots\dots\dots (20) \quad V : \text{流速}$$

$C : \text{流出係数}$
 $Q : \text{流量}$
 $n : \text{粗度}$
 $T : \text{時間}$

流量係数 C は (18) 式から $C = \left(\frac{h}{l}\right)^{1/2}$ であるが、Manning の流速公式を用いれば、流出係数 C は $C = \frac{1}{n} R^{1/6}$ であるから粗度係数は、次式の通りとなる。

$$n = \frac{1}{C} R^{1/6} = \left(\frac{h}{l}\right)^{1/2} h^{2/6} = h^{2/3} l^{-1/2} \dots\dots\dots (21)$$

この模型では水平縮尺 $(1/l)^{1/200}$ 垂直縮尺 $(1/h)^{1/100}$ であるから模型の粗度は現地の $1/1.52$ となる。以上の諸量の縮尺は表-4 の通りである。

模 型 縮 尺 (表-4)

	現	況	模	型
水 平 l	1		1/200	
垂 直 h	1		1/100	
流 速 V	1		1/10	
流 量 Q	1	{大潮時 2,000 m ³ /sec (1/2 × 10 ⁵) {津波時 11,000 m ³ /sec	{大潮時 10 l/sec {津波時 55 l/sec	
時 間 t	1		1/20	
粗 度 n	1	(0.0353)	1/1.52 (0.0232)	

注 実験に使用した大潮時流量は 10 l/sec であるが、実験精度を高める為流量を現地流量から換算される値の約 2 倍に上げている。

3-3 実験装置及び測定法

実験装置

模型は実験場の視模により大きさを制限され廻流水路内 (24.9m × 12.3m) に 13m × 16.5m 範囲で水平縮尺 1/200 とし、垂直縮尺は流速測定に必要な水深を考慮して 1/100 とし歪は 2.0 である。

表面はモルタル床仕上とし昭和36年3月の深淺図を基準として製作した。又本模型粗度は現地粗度の 1/1.52 で

あり、模型の粗度係数を合せる為今までの模型実験による経験と、W, E, S等に於ける実験資料を参考として底面に1.0cm立方体のモルタルを10cm間隔(千鳥)に取付実験的に精度を決定した。図—5—1参照

測 定 法

実験は現地の流れを定流とするべきであるが、測定精度を向上させる為大潮時流量を現地観測で決定したる流量の約2倍とし、10l/sec(現地換算値2000m³/sec)と定めた。又大潮時流量23l/secを使用したのは、10l/secでは細部の流況が判明出来ないの、流量を上げて測定した。

津波流量は津波を4cm(現地換算値4m)とし工事基準上+1.8cm(1.8m)の水位に合せ、港口水位と港内水位の水位差を4cm(4m)とした時に流れる流量を測定の結果55l/sec(現地換算11.000m³/sec)となり、これをもって津波流量に定めた。

測定は図—5—2～4に示す如く位置にて流速、流向、水位を測定した。

流速は小型トランジスター式流速計(プロペラ径20m/m)を使用し、水面下2cm, 4cm, 6cm, 8cmの流速を40sec間の平均をもって、測点の平均流速とした。流向測定は流速測定と同時に先行流速計後部に、白木綿糸約10cmを取つけその指れの方向を透明な分度器で測定した。

水位は水位差算測点を種崎、桂浜、みませ、長浜川河口の4ヶ所にてネオン管式水位計によって、1m/mの精度で現地の水面勾配に合せた。流量は樋頭水槽に設けられた短形鋭縁によってその溢流する水深を測定し、あらかじめ求めた溢流水深と流量の関係から逆算によって流量を定めた。

又水位変動測定は抵抗線式水位計を使用し5分間の水位変動を電磁オシログラフに記録しその平均をもって水位変動値及び周期を測定した。

本文に用いる数値は原則として、模型に於ける値をとり現地への換算値は()で記入する。

3—4 現 況 実 験

現況実験では流量10l/sec(2000m³/sec)で水面下2cmの流況を示したもので、図6—1～2の如く土佐湾より流入する流れは、勝浦浜附近を平行に進み順次流速を増加し、浦戸地区F—2に集り最大流速30cm/sec(300cm/sec)を示しているがこの断面の平行流速は25cm/sec(250cm/sec)程度で流速分布は浦戸寄りになる。浦戸地区G—2附近は反流速がおそいため港内中央を流れる傾向がある。長浜川河口O—9では流心が上流に向て左側になり、みませ地区P—2に於て又反流を伴い流れるもようである。

この流況は現地とほぼ等しく特に水道内の湾型した個所では、必ず反流をおこす傾向がある。又地型が河口よりみませ地区にかけて湾曲しているので流れは、幾分上流に向て差岸側に片寄る傾向を示す。又この地区では水道内に高水深の部分があり、その位置は浦戸地区G—6に水深11m長浜川河口附近O—9水深18mみませ地区M—25水深24m以上があり、これらは水深10m以上が水道中央に位置し、流れはその深みに添いに流れるものと思われる。

水面下4cmの実験の流況を図—6—3, 6—4に示すものである。流況は水面下2cm流速分布とほぼ等しく流速は、順次増加して浦戸地区G—6にて最大27cm/sec(270cm/sec)を示している。浦戸地区G—6に多少の反流の発生があるが、この反流は浦戸地区狭窄部から断面が広大した時にこのような傾向が現われる。又一旦減少した流速は、塩谷地区J—9で流速を増加し最大26cm/sec(260cm/sec)を記録する。

流心は湾内中央にあり流れの拡散が少ない。これらの流れは滞部に集中して流れるものと思われる。現況実験の水面下2cm及び4cmの流速分布は、この地形に従い上流に向て左岸側に(浦戸、塩谷地区)よる傾向があるが、反流部分は浦戸地区G—2及び長浜地区N—4附近の2ヶ所で発生する。この反流は測定出来るほど大でなく流速としては2～3cm/sec以下である。尚このような湾曲した地形では、長期にわたる流れにより深みを形成しその深を結ぶ線上が流心位置をなす。

垂直流速分布 流量 10l/sec (2,000m³/sec)

流心部に於ける垂直流速分布は、流心線上の4点を選定し5m/m間隔毎に流速測定を行った。港口附近No.1測点では、流速がおそく平均流速12.5cm/sec (125cm/sec)程度で表層から底層にかけて多少流速の減少をみる。この附近は流況も安定し乱流の発生もない。

浦戸地区No.2測点では、港口に比較し断面が狭作している為流速増加が顕著である。

平均流速は17.5cm/secで水表面下3cmの流速が最大となり底層にかけて減少している。

塩谷地区No.3測点では、断面が広大し流速の減少があり又流速分布は底層附近に多少の流速が増加をなし、平均流速は9cm/sec程度である。No.4及びNo.5の測点においては、表面流速が増加し表層から底層にかけて流速の減少が、顕著に表われる。図6-5及び図6-5-1～図6-5-5参照

3-5 計画断面実験

高知港の計画は、航路中最少230mとし河口附近で水深10mにして港内では一様に水深9mである。設置される津波防波堤は、種崎側が長く延長80mである。桂浜側は延長50mで航路護岸に直角に法線を設定したもので、津波防波堤の絞り間隔が計画では170mとなっている。導流堤は浦戸港内に延長250mを島堤とし設置され流れによる影響を考慮している。又長浜導流堤100m及び長浜川流堤は、延長100mとし法線を河川に平行にし先端部(20m)を内側に120度に曲げ水位変動を考慮する。

みませ導流堤は延長25mとしみませ港の港形に合せた島堤である。

これらの計画は、昭和38年9月現在までに決定したもので今後計画変更が行われる事もある。

計画断面大潮実験では流量23l/sec (4,600m³/sec)で水表面下2cmの流況を示したもので、図7-1～2この如く流速分布は土佐湾より流入する流れは、種崎防砂堤先端に接触し桂浜側に流向を変え勝浦浜地区を平行に進み津波防波堤前面のH-6上流に向かって右岸側に最大流速21cm/secを示す。この最大流速を示す位置は、上流に向かって左岸側に移動し津波防波堤中心I-1で最大流速29cm/secに発達し流速が増加する。これらの最大流速を示す位置と流心部とが一致せず流心は、水道中央に存在する傾向がある。この流れは津波防波堤通過後J-8に最大流速40cm/secになる。この傾向は津波防波堤設置によって絞り、間隔85cm(170m)狭ばめられた為流速が急激に増加したものである。

又左右の津波防波堤延長比が異なる為最大流速を示す位置を結ぶ線上が、急激に方向変化をなす。この流れは多少減少するが、長浜川河口附近P-9で増速され最大流速33cm/secに達する。これより流速は減少し上流に向かって左岸側みませ導流堤沿に進行し、狭島地区Q-25で合流され最大流速31cm/secに発達した流れは、浦戸湾内に流去するものである。

逆流の発生箇所は、種崎側津波防波堤J-10附近に小逆流が起こり又浦戸地区K-2より桂浜側津波防波堤付根まで達する逆流が起こる。又長浜導流堤附近にも小規模な逆流が発生する。

水表面下4cmの実験の流況を図7-3～4に示したものである。

流速分布は浦戸地区G-5で流速が、次第に増大し津波防波堤中心部I-1にて28cm/secに発達する。津波防波堤通過後流速は一段と増加されJ-7で最大40cm/secに達する。

この附近では流心部と最大流速を示す位置とが一致せず流心は、ほぼ水道中央に位置する。又流れは減少せず塩浜地区O-6にて流速33cm/secを記録している。

この流れは、そのまま進み一部はみませ導流堤沿に進み狭島地区Q-25にて本流と合流し流れ去るものと思う。その他逆流の発生箇所は水表面下2cmにて測定したものとほぼ同様である。

計画断面津波実験流量55l/sec (11,000m³/sec)で水表面下2cmの流況を示したもので、図8-1～2の如く、津波(波高4cm+工事基準面上1.8cm)が浸入する時の状況であるが、この実験では恵比須地区A-3及びB

一2に反流が発生しているが、この現象は模型に流入させる実験用堰の位置が種崎海岸よりにあるので流れとしては、多少現地と異なった結果になっているが、勝浦浜地区に至れば、流況は地形に平行し流速は逐次増加して津波防波堤前面H-5で34.7cm/sec (347cm/sec)の流速を見る。この位置はほぼ中央にて流心部と一致している。津波防波堤中心部上流に向かつて左側I-1附近で流速は、次第に増加し57cm/sec (570cm/sec)の発生を見る。この流速を示す位置は、流心部の上流に向かつて左岸側に存在する。ここで津波防波堤を境いに水位差4cm (400cm)を記録している。図12-1~2参照

最大流速を示す位置は津波防波堤通過直後上流に向かつて右岸J-9に最大流速81cm/sec (810cm/sec)の発生が起こる。この変化は水位差による影響と流れが、桂浜側津波防波堤にさえぎられ流速を増加し乱流となり、非対称な津波防波堤の影響を受け流心は水道中央に存在するが、最大流速を示す位置が上流に向かつて右岸側に片寄るものと思われる。

反流の発生は浦戸地区K-2附近にあり流速9cm/sec (90cm/sec)を記録する。その他K-9に小規模な反流を見る。これも流速分布をみるに津波防波堤の絞り間隔が85cm (170m)であるため、その巾をもって流速は増加し左右で急激に減少している。この流れは直進しほとんど減少することなく進みませ地区Q-14附近を通過し一部支流は、みませ導流堤沿いに進み狭島地区Q-25にて本流と合流し、流速64cm/sec (640cm/sec)に発達し乱流となって流れ去るものである。反流発生位置は、長浜導流堤P-4から浦戸導流堤附近を通過し、桂浜側津波防波堤先端に達する反流があり、又種崎側N-19附近にも小規模な反流が発生する。

水面下の4cmの実験の流況を図8-3~4に示したものである。

流速分布は浦戸地区H-4に平行に進み35cm/sec (350cm/sec)の流速に達し、津波防波堤中心I-2では、48cm/sec (480cm/sec)この流速を示す位置は、上流に向かつて左岸寄りにある。流心はほぼ水道の中央に位置する。

津波防波堤通過後流速は増加し浦戸地区J-8にて、77cm/sec (770cm/sec)を示す。又両津波防波堤J-4及びJ-10附近に反流が発生する。

この反流は、流速18cm/sec (180cm/sec)にも達し本流に接近している。尚津波防波堤を通過したる流れは、防波堤絞り間隔(170m)の巾をもって減少することなく流出し、N-7附近にて流速75cm/sec (750cm/sec)を記録する。この流れは一部をみませ導流堤沿いに進み流心位置としては、Q-15附近を通過する。狭島地区先端Q-25に於いて本流と合流し流速62cm/sec (620cm/sec)に発達し流出するものである。反流発生位置は、水面下2cmにて測定したるものとほぼ同様である。

水面下6cmの実験の流況を図8-5~6に示したものである。

流速分布は恵比須地区及び勝浦浜地区における流況は、水面下2cm及び4cmにて測定したるものとほぼ同様である。この流れは津波防波堤直前H-5ですでに40cm/sec (400cm/sec)の流速に発達する。この位置は両防波堤間の中央にあるが、津波防波堤の中心部において最大流速を示す位置が、上流に向かつて左岸側I-1に片寄ここに流速71cm/sec (710cm/sec)に増加する流心は両防波堤の中央にあると思われる。この流れは津波防波堤通過直後最大流速を示す位置が、急激に上流に向かつて右岸側に移動する。最大流速は80cm/sec (800cm/sec)に発達する。この様な傾向は、水面下2cm及び4cmにも見られるものである。又この附近の反流は本流に接近している。津波防波堤の先端部を通過したる流れは、そのまま直進し一部支流はみませ導流堤沿いに進み狭島地区Q-24にて本流と合流し、60cm/sec (600cm/sec)の流達する。

反流発生位置及び具の他の流況は水面下2cm及び4cmと同様である。

3-6 計画断面改良実験

計画断面一部改良は港内の種崎側湾曲部を港口に接近したる所で巾130mとし、港内にかけて160mに広げ海

底を計画より 1.5m 浚渫し、航路水深 10.5m としたもので延長は狭島地区先端に達する。又みませ導流堤延長 250m の島堤一部 100m は、現状に残し 50m の間隔をつけ上流に向かって、左岸側に導流堤 150m を接地したものである。

この改良により流心位置を上流に向かって、右岸寄りに移動させるために計画したものである。又みませ導流堤が島堤のため長浜側との間隙から流入する流れを、制止しみませ湾内における流れを防ぎ、船舶の出入に安全ならしめるためのものである。

計画断面改良大潮実験流量 10l/sec (2,000m³/sec) で水表面下 2cm の流況を図 9-1~2 に示したものである。この実験では模型の一部を改良し流心位置を上流に向かって右岸側に变化させる目的のもので、改良部は海底の一部浚渫であり位置としては、K-6 巾 55cm 延長は計画に従って湾曲沿いに狭島地区先端 I-30 に達するもので、この間は水深 10.5cm とし計画断面実験に使用した水深より 1.5cm 掘り下げた。

又みませ導流堤の中央をあけ一部を長浜側に接地したものである。

流速分布は土佐湾より流入する流れが、勝浦浜附近を平行に進み H-4 で、10cm/sec (100cm/sec) の流速に達する。この附近から流速が増加し、津波防波堤中央上流に向かって左岸側 I-1 で 19cm/sec (190cm/sec) の流速に発達する。津波堤通過直後最大流速を示す位置は、急激に上流に向かって右岸側 J-8 に変化し最大流速 24cm/sec (240cm/sec) に増加する。この附近での流心位置は、両防波堤間のほぼ中央にある。この流れは減少することなく H-7 まで流速を保ちそのまま直進した後徐々に減少しその一部は、みませ導流堤沿いに進み狭島 Q-25 で本流と合流し、15cm/sec (150cm/sec) の流速に減少する。

逆流発生位置は、津波防波堤付根附近 J-10 にあり、又大逆流地帯としては、長浜導流堤附近 P-4 から逆流し桂浜側津波防波に達する。又長浜地区 R-8 の逆流は、その一部を本流と合流するものと、逆流するものにとわかれる。これらの結果から見るに改良の効果はあまりないが、改良前より多小流向が内側に寄る傾向が見られる。又みませ導流堤陸部接地した場合湾内の流入がなくみませ導流堤沿いに進む模様である。

水表面下 4cm の実験の流況を図 9-3~4 に示したものである。

流速分布は津波防波堤直前 H-4 で 12cm/sec (120cm/sec) の流速になり、逐次増加し防波堤中央上流に向かって左岸側 I-2 で流速 17.5cm/sec (175cm/sec) を記録する。最大流速を示す位置は、津波防波堤通過直後急激に上流に向かって、左岸側 J-9 に片寄り増進され最大流速 30cm/sec (300cm/sec) に達し、徐々に減少し溝部に集中され P-9 にて流速 16cm/sec (160cm/sec) になる。これらの流れは本流と支流に別れ支流は、みませ導流堤沿いに進み又本流は、Q 測定線を進み多少流向を一部改良した溝部に変え流れ去る模様である。

みませ導流堤沿いに流れるものは、狭島地区先端 R-25 で合流し流れ去るものであるが、合流点では 15cm/sec (150cm/sec) の流速に減少し乱流となって流れ出る事が判明した。

この傾向は水表面下 2cm の測定と同じ結果となる。又逆流発生位置は、津波防波堤付根附近 J-10 及び長浜地区 Q-8 附近より桂浜側津波防波堤に達する大逆流が認められる。

水表面下 6cm の実験の流況を図 9-5~6 に示したものである。

流速分布は恵比須地区及び勝浦浜地区における流況は、両表面下 2cm 及び 4cm にて測定したものとほぼ同様である。浦戸地区 H-3 で多少増速され上流に向って左岸寄りに 10cm/sec (100cm/sec) の流速に達する。ここにおける流心位置は、水道中に存在する。津波防波堤中央上流に向かって左岸寄り I-1 では、17cm/sec (170cm/sec) を記録する。この流況は水表面下 2cm 及び 4cm にて測定したものと等しく、最大流速を示す位置は、防波堤通過直後急激に上流に向かって右岸寄りに変化し I-8 で最大流速 21.6cm/sec (216cm/sec) に達する。これらの流況をみるに改良による浚渫の効果は、流向図から多少の変化が認められ傾向は、一連の実験と同一結果となる。又逆流の発生位置は、測定水深を変化による影響が認められない。

流心部垂直流速分布 流量 10 τ /sec (2,000m³/sec)

流心部における垂直流速分布は、流心線上の7点を選定し5m/m 間隔毎に流速測定を行った。港古附近 No.1 測点では、港内に流入する流れと種崎防砂堤沿いに進む流れが、合流し乱流の発生が現われる。この附近では、表面流速が多少早くなり最大流速 10.5cm/sec (105cm/sec) を記録する。これは水道を平行に流入するためと思われる。No.2 での最大流速は 11.5cm/sec (115cm/sec) に達し、No.3 にて最大流速 20cm/sec (200cm/sec) に増加する。これらは水面近くに存し海底にかけて減少している。No.4 測点では、表面流速が一段と増速され水面附近で最大流速26cm/sec (260cm/sec) にも達し、海底附近で 11cm/sec (110cm/sec) の流速に減少している。

No.5 及び No.6 の測定では、表面附近に多少乱流の発生が現われる。特に No.5 における乱流は、みませ導流堤の間隙より出入する流れの影響を受け乱れの発生が起るものである。No.7 測点では、流心位置が狭島地区陸部に接近しているために、流速が増加し特に乱れの発生が顕著である。

特に船舶の出入は、No.7 測点附近の航行はさけるべきである。図9-7~9, 7~7参照

計画断面改良津波実験流量 55 τ /sec (11,000m³/sec) における、水表面下 2cm の流況を示したもので、図10-1~2の如く津波(4m)が浸入する場合浦戸地区H-4 附近までの流況は、勝浦浜地区にほぼ平行に進み測点H-4 では、30cm/sec (300cm/sec) の流速を見る。津波防波堤中央I-2 において 48.5cm/sec (485cm/sec) の流速に発達する。津波防波堤通過直後流速は、急激に増速し上流に向かって右岸側J-8 に移動し、最大流速 77.3cm/sec (773cm/sec) を記録する。この流れは浚渫した改良部沿いに直進し多少減少するが、長浜側前面P-9 にて流速 53cm/sec (530cm/sec) を保っている。

この様な高流速では、湾曲部沿いに流向を変える事が出来ず直進し本流は、Q測点上を流れるが一部支流は、みませ導流堤沿いに進み狭島地区Q-25において流れ去る模様である。Q-25測点の流速は49cm/sec (490cm/sec) に減少し乱流となり、かなりの水面勾配をとまう。

反流の発生位置は、種崎防砂堤附近及び長浜導流堤前面P-4 附近より逆流し、桂浜側津波防波堤付根J-4 に達する大反流がある。この反流の流速は、12cm/sec (120cm/sec) を示す。又長浜側前面R-9 及び長浜地区Q-6 に小規模な反流がある。

水表面下 4cm の実験の流況を図10-3~4 に示したものである。

津波流速は、浦戸地区において流速が増加し津波防波堤中央上流に向って、左岸側I-1 で 52cm/sec (520cm/sec) の流速を見る。ここにおける流速は、水表面下 2cm で測定した結果よりも増速される傾向を示す。津波防波堤通過直後流速は急激に増加し、測点J-8 で 75cm/sec (750cm/sec) の流速に発達する。流速 70cm/sec (700cm/sec) 以上は、大体防波堤絞り巾 85cm (170m) 区域にわたり存在する。

ここでの流況は、この区域外では急激に減少している。塩浜地区L-9 附近で一時減少すすが、再び流速は増速しN-7 にて最大流速 75.7cm/sec (757cm/sec) に達する。

この流れは一部改良した浚渫部に流況を多少移すが、高流速のため直進しQ-13測点上で二分され本流は、Q測点上を進み支流は、みませ導流堤沿いに進行し狭島地区Q-25において合流し、53.7cm/sec (537cm/sec) の流速をもって流れ去る。反流発生位置は、水表面下 2cm で測定したものとほぼ同様である。

水表面下 6cm の実験の流況を図10-5~6 に示したものである。本実験では、水表面下 2cm 及び 4cm で測定したものとほぼ同様である。

一連の実験による傾向は、桂浜側津波防波堤先端における流速が、表面よりも底部附近が早く津波防波堤底部の洗掘を招く恐れがある。又みませ導流堤沿いに進行する流れは、表面よりも海底部にかけて流速増加を見るので、本導流堤の基礎を考慮する必要がある。尚狭島地区先端では合流による流速増加のため乱流の発生が起り導流堤の設置を必要とする。

3-7 長浜川水位変動

土佐湾より流入する流れは、直進し長浜川河口に接近或は接触し長浜川内部に水位変動を起す原因となる。この水位変動量を測定する目的のために、長浜川導流堤の延長及び導流堤先端における角度を変え水位変動量を測定した。測定法としては、抵抗線式水位計を使用し5分間の測定値を平均し、その標準偏差を求め平均値との和をもって水位変動量とした。又同時測定時間より周期変動を求めた。水位変動量の標準偏差は次式によって行った。

$$\delta_h = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (h_m - h_i)^2}{n-1}} \dots\dots\dots (22)$$

- δ_h : 標準偏差
- h_m : 水位変動量の平均
- h_i : 水位変動量
- n : 測定回数

現況実験流量 10l/sec (2,000m³/sec) での水位変動量は、図11-1の如く、導流堤 60cm (120m) 延長では、水位変動量は 1.25m/m (12.5cm) 周期] 10sec(200)sec となる。又導流先端を河口内側 120° 延長 15cm(30m) に法線を設置した場合には、多少の減少が見られるがあまり効果がない。導流堤を延長することにより標準偏差は増加する傾向がある。60cm (120m) 延長した場合の標準偏差は、1.75m/m (17.5cm) で周期は導流堤延長による影響は見られず 13sec (260sec) 前後となっている。(図 11-1~3 における標準偏差は点線にて示す)

導流堤延長と水位変動量の関係は、延長比に比例し水位変動量は減少するものと思われる。

計画断面実験流量 23l/sec (4,600m³/sec) での水位変動量は、図11-2の如く導流堤延長 40cm (80m) における水位変動量は 225m/m (22.5cm) であり、周期は 10sec (200sec) 前後を示す。この延長を 60cm (120m) にした場合現況実験流量 10l/sec で示す水位変動量よりも幾分高く 1.8m/m (18cm) を記録する。

内側 120° 延長 15cm (30m) に法線を設置した時の水位変動量は現況と同程度である。

この実験では現地流量に換算し約3倍であり、この値以上を示すことは有り得ないと思う。

計画断面実験流量 55l/sec(11,000m³/sec) での水位変動量は、図11-3の如く津波浸入により当然起る水位変動量を測定した。

導流堤延長 40cm (80m) にした場合水位変動量は、12.3m/m (123cm) になり周期は 8sec (160sec) 前後する。又導流堤延長 60cm (120m) の場合は、11.2m/m (112cm) 程度に減少し効果も顕著に現われる。

これら一連の実験から解明できる事は、長浜川河口を遮蔽する事により河口に流入する変動流を制止する効果がある。又導流堤の延長に比例の変動水位の減少効果を發揮する。

特に導流堤延長 40cm (80m) 以上についての変動水位の減少が顕著に現われる。尚導流堤先端を内側 120° にした場合多少の効果があるが、河口を必要以上に遮蔽し船舶の出入に有害である。

3-8 津波防波堤水位及び流出係数

津波浸入による津波防波堤防近の水位量を測定し、防波堤設置による津波浸入抑制効果を水位変化量及び流出係数として測定した。

測定は防波場附の縦断、横断の水位変化量及び防波堤周辺の水圧差を水面測定器を使用し、工事基準を原点と定め 30 回測定の平均値をもって測点の水位とした。又縦断の水圧差をもって流出係数を次式にて算出した。

$$Q = a^{\circ} C \sqrt{2g \left(\Delta h + \frac{V^2}{2g} \right)} \dots\dots\dots (23)$$

Q : 流量

- a° : 流出面積 (断面積)
- C : 流出係数
- dh : 水位差 (有効水頭)
- V : 接近流速

津波防波堤周囲の水位変化量図12—1～2にの如く、種崎側津波防堤(延長83m)の水位変化量は、前面(津波没入側)のG測点で工事基準面上 56m/m (5.6m) を示し後面で水位は減衰し 12m/m (1.2m) となる。この間の水面差は (44m/m) (4.4m) であるが、桂浜側津波防波場 (50m/m) の水位変化量は、前面E測点 37 m/m (3.7m) であり後面にて工事基準面上 9m/m (0.9m) となる。その水位差は 2.8m/m (2.8m) を示す。この結果から防波場延長に比例して水位の減少が顕著に現われる。この結果は津波に対して有効である。

本実験は両防波堤の延長が異なり種崎側は、桂浜側に対し津波没入の抑制効果が認められるが、両防波堤の延長は等しくあるべきで延長が異なる時は、津波抑制効果が減ずる。

流心における縦断の水面勾配図12—3～5の如く、縦断の水位変化は、津波防堤直前までは水面勾配が小さく防波堤通過直後急激に水位底下が起る。この現象は津波防波堤の設置によって流出抵抗が増し、津波没入を抑制し水位減少が起るものである。

水面勾配が増し流速の増加を招き、流心を上流に向かって左岸側に移動させる結果となる。ここで計画の一部改良実験と比較すれば、浚渫によって海底断面が増加し流出が円滑になり、流心が左岸側に移動する事を多少なりとも防ぎ事が出来る。

又流出係数は計画面実験で 0.54 程度であり、改良実験においては 0.50 を示す。これらの数値からは、改良による効果は解明出来ない。

横断の水位勾配図12—6～7の如く、測定は流量 55l/sec (11,000m³/sec) 計画断面改良実験のみについて行った。No.1 断面の水位勾配は、左右ほぼ対照で中心部との水位差は最大 5m/m (50cm) の水位底下をみる。この状態は No.3断面津波防波堤中心部においては、水面湾曲を起している。この水位勾配は、津波防波堤通過 No.5 断面で水路中心を境いに上流に向かって左岸側で 8m/m (80cm) 上昇し右岸側では、工事基準面より -14m/m (-140cm) 減衰する。この傾向は No.6 断面にて除々に右岸側に移動する。又 No.7 断面では、改良した浚渫部の影響を受け上流に向かって右岸側に水位勾配が出現する。これにより右岸側に多少なりとも流向を変化せしむる結果となる。

3—9 流心部の選定

一連の実験より流心部の選定を行った。津波防波場設置にともない現況と比較し流心部にはなんらかの変化をきたすものと思われる。流速及び流向測定から図13に示す4断面について実測と計算により流心部を選定した。計算としては、各断面の流速を流向により補正しその断面測定上の流速と定め、各測定水深別に計算を次の式により行った。

$$\bar{l} = \frac{\int_0^{x_n} U x dx}{\int_0^{x_n} U dx}$$

$$= \frac{\frac{1}{2} U_1 \cos \theta_1 (x_1 - x_0) \frac{x_1 + x_0}{2} + U_2 \cos \theta_2 (x_2 - x_1) \frac{x_2 + x_1}{2} + U_3 \cos \theta_3 (x_3 - x_2) \frac{x_3 + x_2}{2}}{\frac{U_1}{2} \cos \theta_1 (x_1 - x_0) + U_2 \cos \theta_2 (x_2 - x_1) + U_3 \cos \theta_3 (x_3 - x_2) + \dots + \frac{U_n}{2} \cos \theta_n (x_{n-1} - x_n) \frac{x_{n+1} - x_n}{2} + \dots + \frac{U_n}{2} \cos \theta_n (x_{n+1} - x_n)}{\dots} \quad (24)$$

\bar{l} : 流心距離

u : 流 速
 $\cos \theta$: 流向補正
 x : 測定上の位置

現況 10l/sec についての流心部は、流れの拡散が少なく主として溝部に集中し、C—C' 断面において顕著にその傾向がある。

実測値及び計算値を参考にすれば、湾曲した地型は周辺に流心の移動がある。この湾曲した地形と 10m 以上の水深をもつ溝部が一致し流心位置を形成している。

計画断面改良 10l/sec の実験は、現況実験と比較して A—A' 断面は、地形の影響を受けず両実験とも同じ位置に流心を見出す。B—B' 断面の流心位置は、改良した浚渫部の影響を受け現況よりも上流に向かって右岸側に 50cm (100m) 寄る傾向がある。C—C' 断面においては、津波防波堤設置による流速増加が原因となって流心部は、現況より上流に向かって左岸側に 15cm (30m) 片寄る。以上は実測値であって計算値は、両実験とも流心位置に変化を認めない。D—D' 断面は、現況実験の資料がなく比較できないが、湾曲部における流速の減少が少ないため上流に向かって左岸側に接近した位置に流心部を見出す。

計画断面 23l/sec の実験は、流心位置について比較する実験値がなく単独で判断すれば、A—A' 及び B—B' 断面は改良 10l/sec 実験と同じ傾向を示して C—C' 断面は、一連の実験より上流に向かって右岸側約 20cm (40m) 寄る傾向がある。又本実験に使用した計算でも同じ値を示している。この原因については不明である。

計画断面 55l/sec 及び計画断面改良 55l/sec における流心位置の比較は、A—A' 断面は実測値及び計算値共両実験に変化は認められない。B—B' 断面は、一部改良した浚渫部の影響を受け計画断面 55l/sec 実験結果よりも、上流に向かって右岸側に 15cm (30m) 移動する。

表—5 流 心 位 置 (実測値)

(最大流速を示す)

	水面表下 cm	A—A' 断面 距離 (186cm)	B—B' 断面 距離 (165cm)	C—C' 断面 距離 (174cm)	D—D' 断面 距離 (261cm)
現 況 10l/sec	2	135.00	69.00	59.00	
	4	140.00	54.00	56.00	
計 画 断 面 改 良 10 l/sec	2	144.00	109.50	39.00	600
	4	145.00	114.00	46.50	18.00
	6	141.50	118.50	39.00	15.00
計 画 断 面 55 l/sec	2	151.50	117.00	51.00	6.00
	4	139.50	114.00	64.50	6.00
	6	147.00	100.50	55.50	12.00
計 画 断 面 23 l/sec	2	132.00	112.50	79.50	7.50
	4	148.00	115.50	75.00	36.00
	6				
計 画 断 面 改 良 55 l/sec	2	150.00	120.00	60.00	6.00
	4	144.00	104.00	69.00	19.00
	6	141.00	108.50	54.00	6.00

注 流心距離は左岸 (桂浜側) より測定す。単位: 纏

表-6 流 心 位 置 (計算値)

	水面表下 cm	A-A' 断面 距離 (186cm)	B-B' 断面 距離 (165cm)	C-C' 断面 距離 (174cm)	D-D' 断面 距離 (261cm)
現 況 10 l/sec	2	141.58	82.79	70.15	
	4	150.91	63.38	65.87	
計 画 断 面 改 良 10 l/sec	2	143.91	118.55	68.16	64.75
	4	139.68	114.42	75.37	57.93
	6	149.86	117.47	85.94	68.93
計 画 断 面 55cl/sec	2	143.21	112.28	75.75	68.30
	4	142.84	106.24	75.20	53.34
	6	141.02	113.35	70.68	57.37
計 画 断 面 23 i/sec	2	136.75	107.20	71.63	61.59
	4	143.16	108.69	79.37	63.78
	6				
計 画 断 面 改 良 55 l/sec	2	142.42	116.49	78.47	65.58
	4	145.71	118.19	68.62	65.44
	6	140.93	116.41	68.40	71.77

注 流心距離は左岸桂浜側より測定す。単位：種

C-C' 断面については、流心位置の差はあまり認められず実測値は、改良実験の結果によれば上流に向かって右岸側 4m/m (80cm) 程度である。

計算値は、上流に向かって左岸に 3m/m (60cm) を示す。以上であるから改良の効果は余り認められない。図13-1～8及び図表5～6参照

第 4 章 結 語

以上の実験結果を要約すれば、次の如くである。

1. 現 況

高知港の地形は、港口によりみませ地区間の地形が湾曲し、その角度が 110° あり海底が一様水深ならば、当然周辺沿いに流れるものであるが、10m～20m の水深をもつ深みが湾曲部の中心寄りに存在し流況を形成している。そのため流れは、この深み沿いに存在し流況を安定させ船舶に対してほとんど支障を与えないものである。

2. 計画断面大潮時

計画では港口水深 10m 港内 9m に浚渫し又津波防波堤の絞り間隔が 170m のため流出抵抗が増し、中心部の流速が増大し流心方向がみませ地区よりに片寄るので、船舶の出入に注意が必要と思われる。

3. 計画断面改良大潮時

一部を改良して種崎側湾曲部沿いに計画では、9m水深を1.5m浚渫し10.5mにとし流心位置を右岸側(種崎側)に変化させるものであるが、改良前と比較し約20m右岸側に寄る傾向が見られる。又みませ導流堤の一部を左岸(桂浜側)に接地することで、みませ湾内の流入を緩和し、船舶の運行を多少助長させるもので、改良前に比べ幾分効果がある。

4. 津波防波堤設置

この防波堤は津波没入時に対して、その没入を抑制し非常に有効である。大潮時では左右の津波防波堤延長が異なっているので、不規則な流況を示している。又津波防堤の絞り間隔が170mのため中心部の流速が増大し、左岸側（桂浜側）に流心を移動させる結果となる。よって船舶の出入は、停潮時を利用するのが妥当である。

5. 長浜川導流堤

この導流堤は、計画では延長80mであるが、水位変動に対して効果が少ない。延長120mにし先端部を内側(120°)に法線を定め延長30mに設置すれば、流れの没入を防ぎ又水位変動防止に効果がある。

6. みませ導流堤

この導流堤は、計画によれば島堤であり特に左岸側（桂浜側）の間隙から流入があるので、みませ湾内の静穏をみだすため導流堤は、その位置のまま中間から分離し左岸側に設置した方が妥当である。

7. 計画以外の導流堤設置

計画以外の導流堤設置として狭島地区先端は、特に流れが増進するのでこの位置に導流堤を設置すれば、流心部を航路中心に移動させる事に多少効果がある。

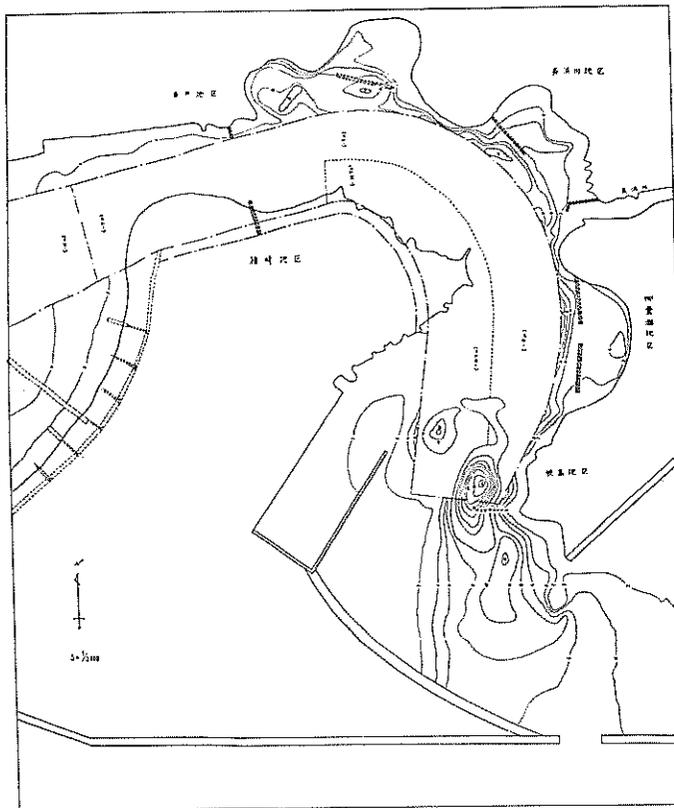
以上の結果である。この実験は津波没入時、大潮漲潮時の実験であるため引波及び落潮時は、どのような結果になるかは解明出来ない。

あ と が き

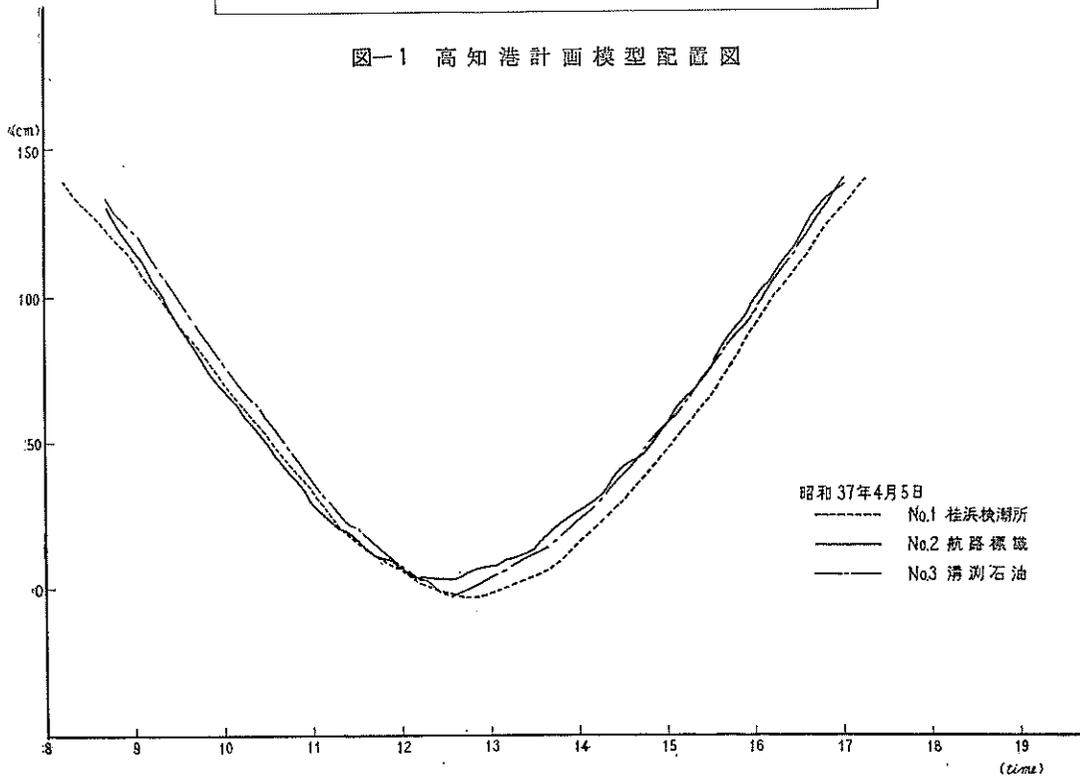
この実験のため種々御便宜をはかっていただいた第三港湾建設局高知港工事々務所々長中山法典氏並びに所員一同、第三港湾建設局神戸調査設計事務所々長石川進六氏及び懇切な御指導を賜った港湾技術研究所水理研究室長浜田徳一氏に深く感謝の意を表します。

参 考 文 献

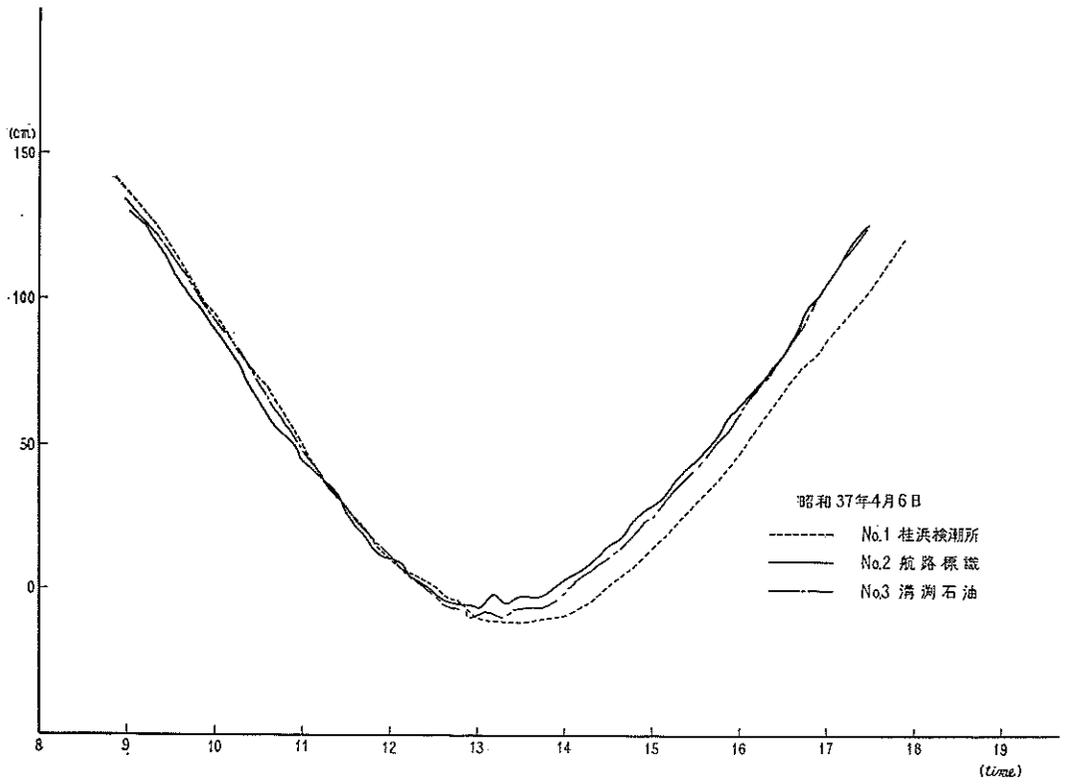
1. 高知港口の模型実験について 浜田徳一 寺西孝雄 原中祐人
運輸技術研究所報告 Vol.3 No.9~10 1953年10月
2. 関門海峡潮流模型実験報告書
運輸省第四港湾建設局 昭和35年10月
3. 河口港としての石巻の研究 浜田徳一
運輸省港湾局技術研究課 昭和25年3月
4. 水理学 物部長穂 1950年
5. 水理公式集 土木学会 昭和32年
6. Waterways Experiment Station No.2—364 June 1953



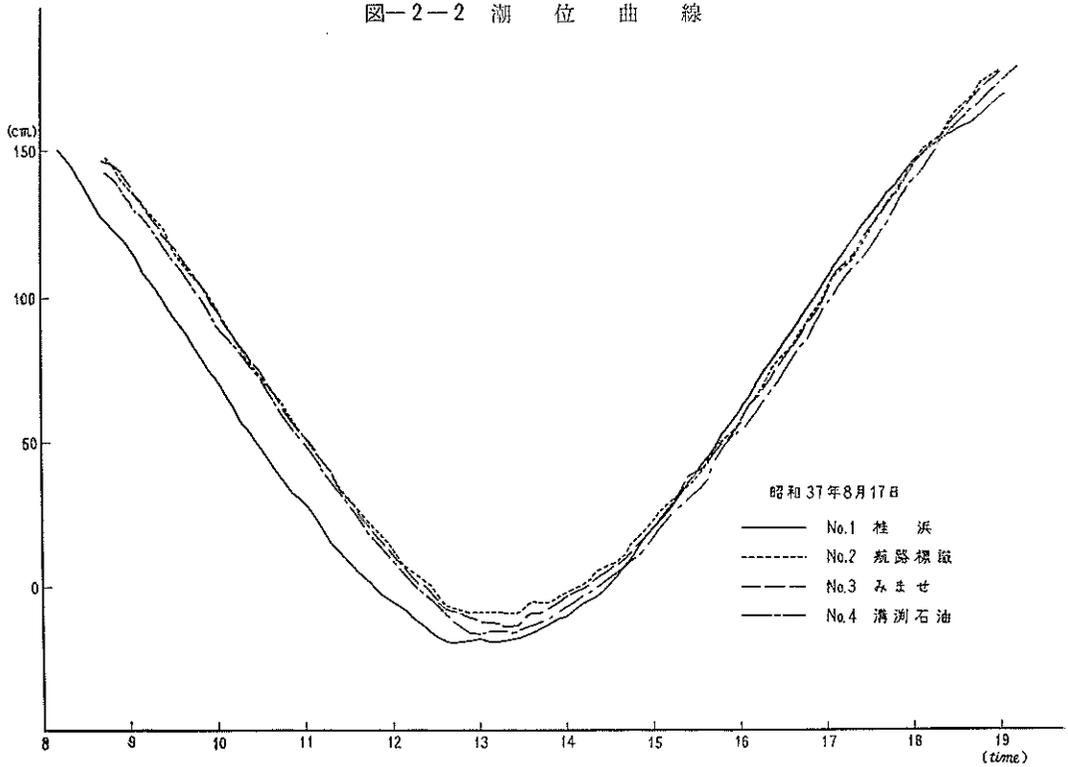
图一 高知港計画模型配置图



图一—1 潮位曲线



図一 2—2 潮 位 曲 線



図一 2—3 潮 位 曲 線

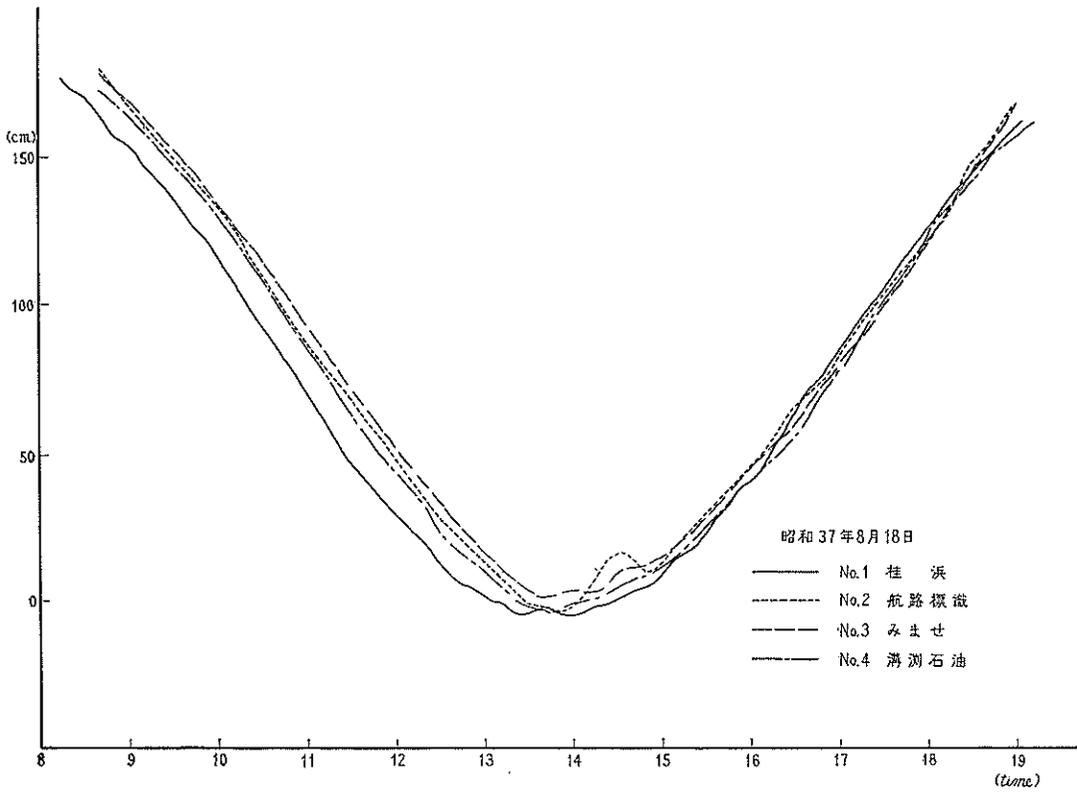


図-2-4 潮 位 曲 線

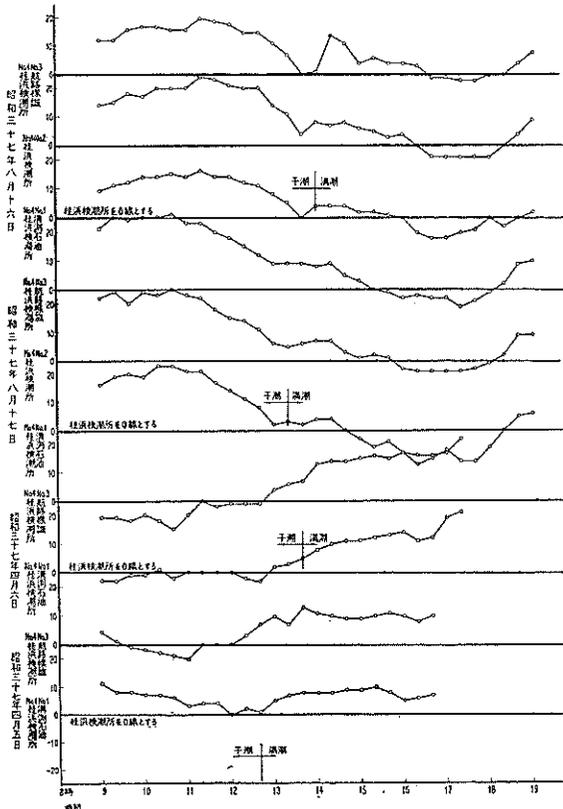


図-3 潮 位 差 関 係 図

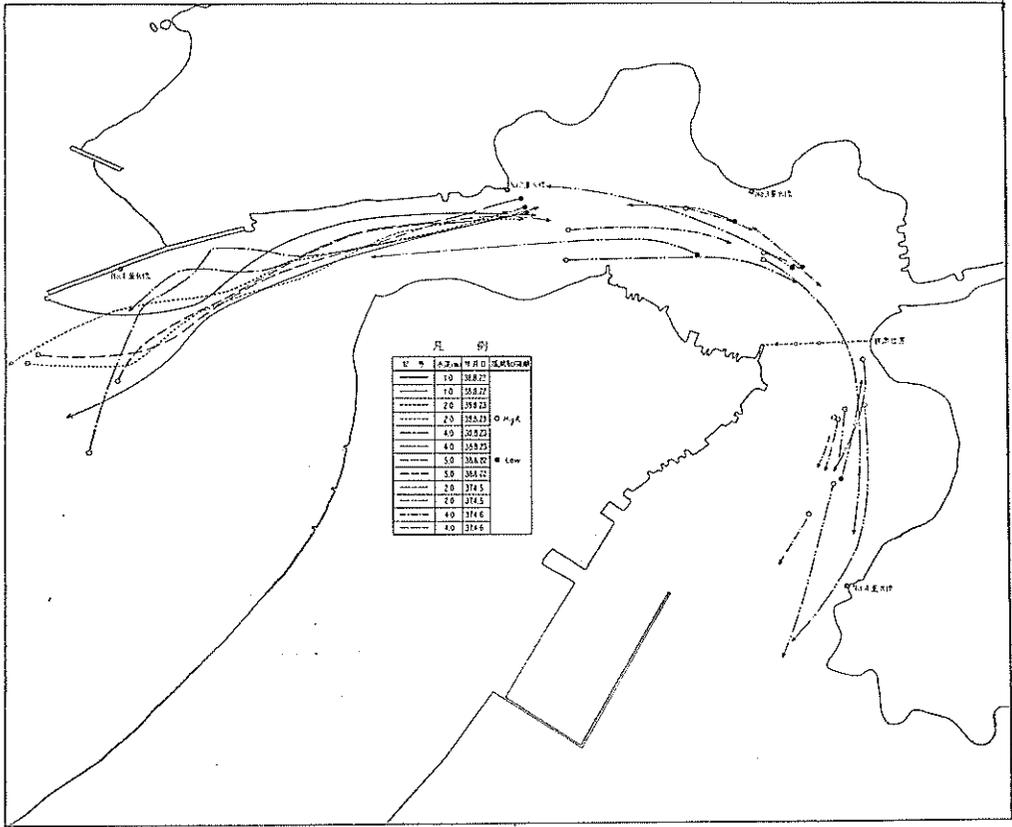


圖-4 流跡及流速觀測位置

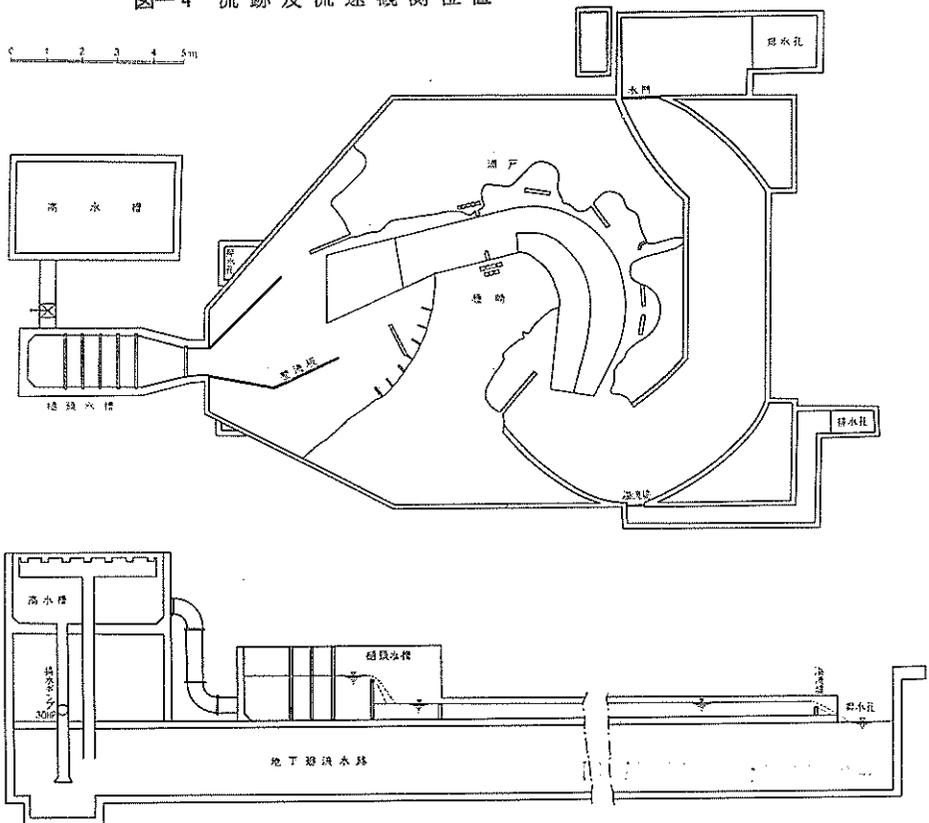
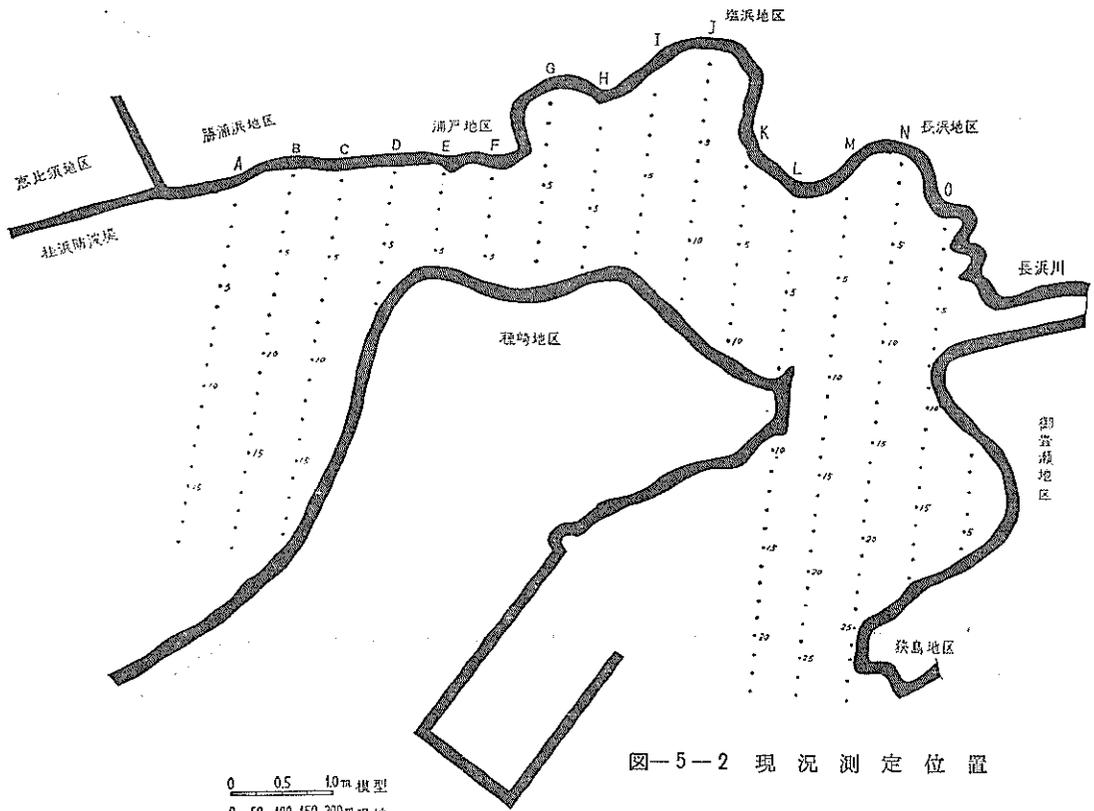
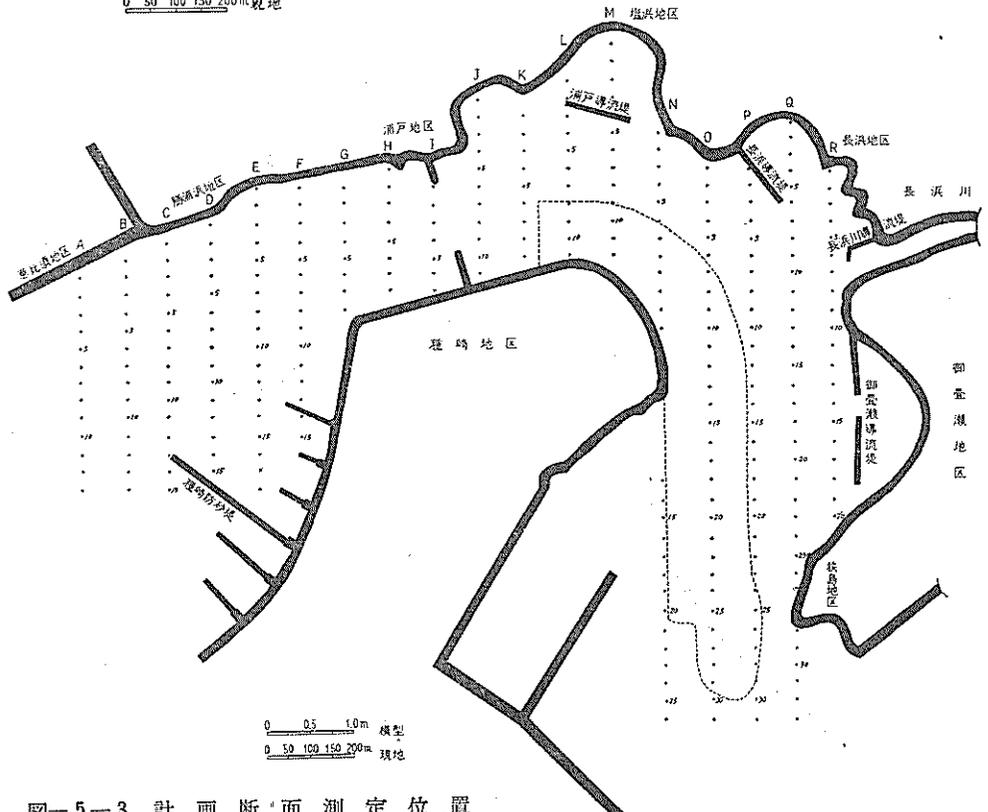


圖-5-1 實驗裝置



图—5—2 現況測定位置



图—5—3 計画断面測定位置

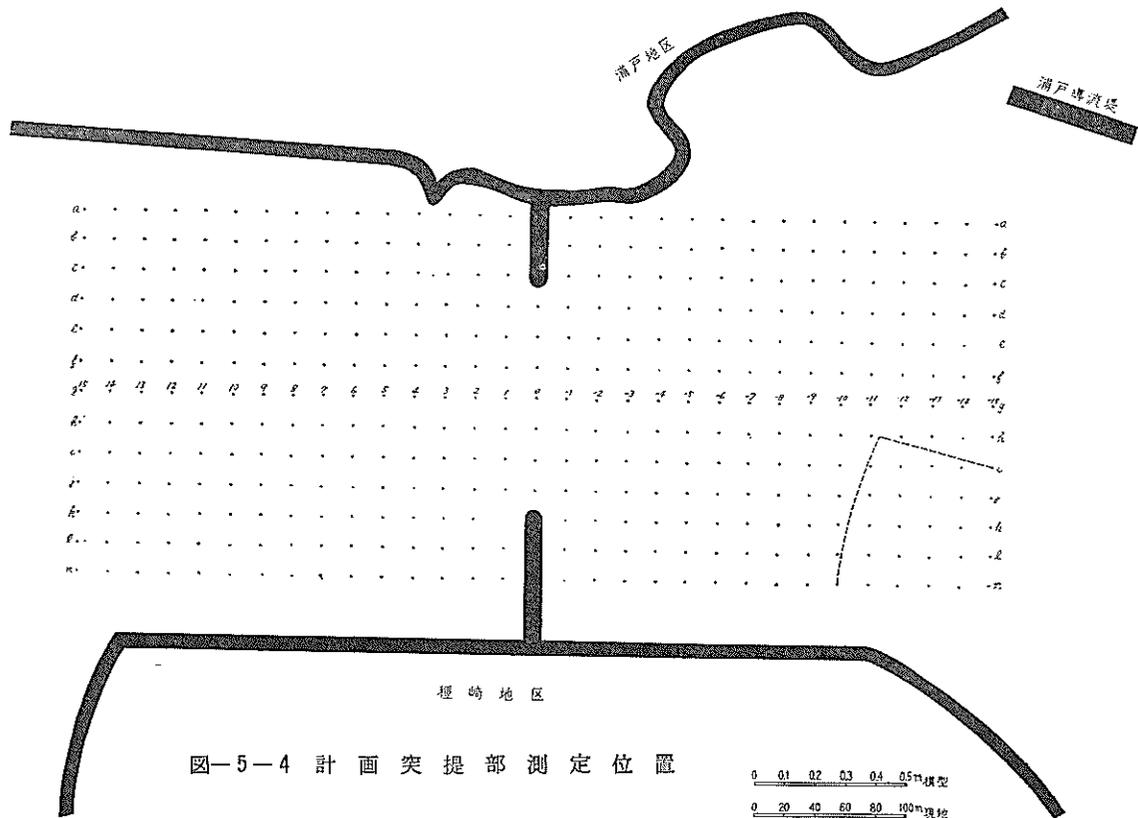
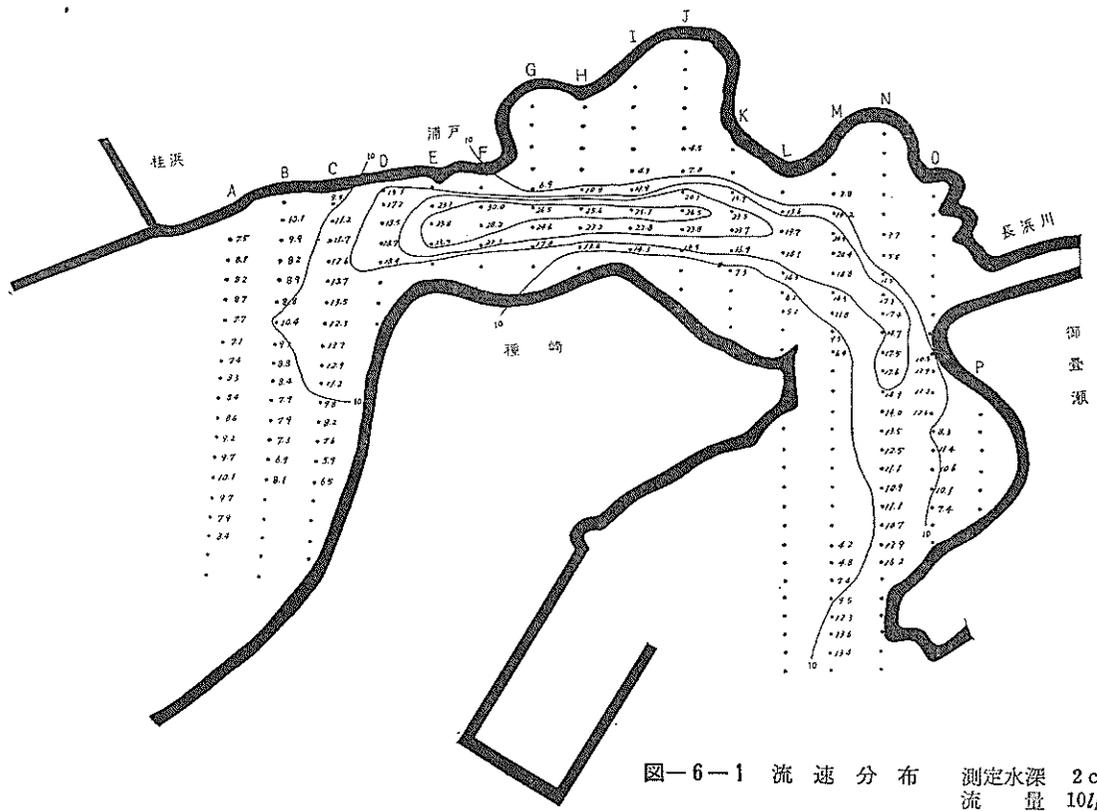


図-5-4 計画突提部測定位置



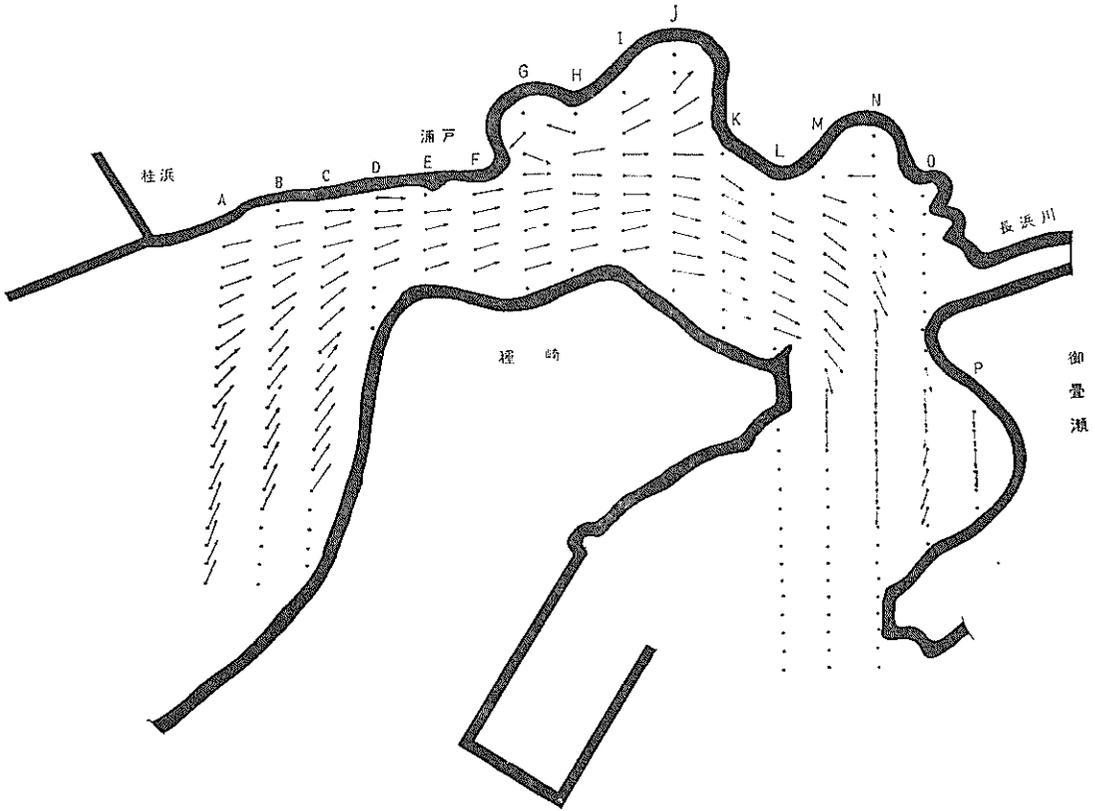


図-6-2 流向分布 測定水深 2 cm
流量 10l/sec

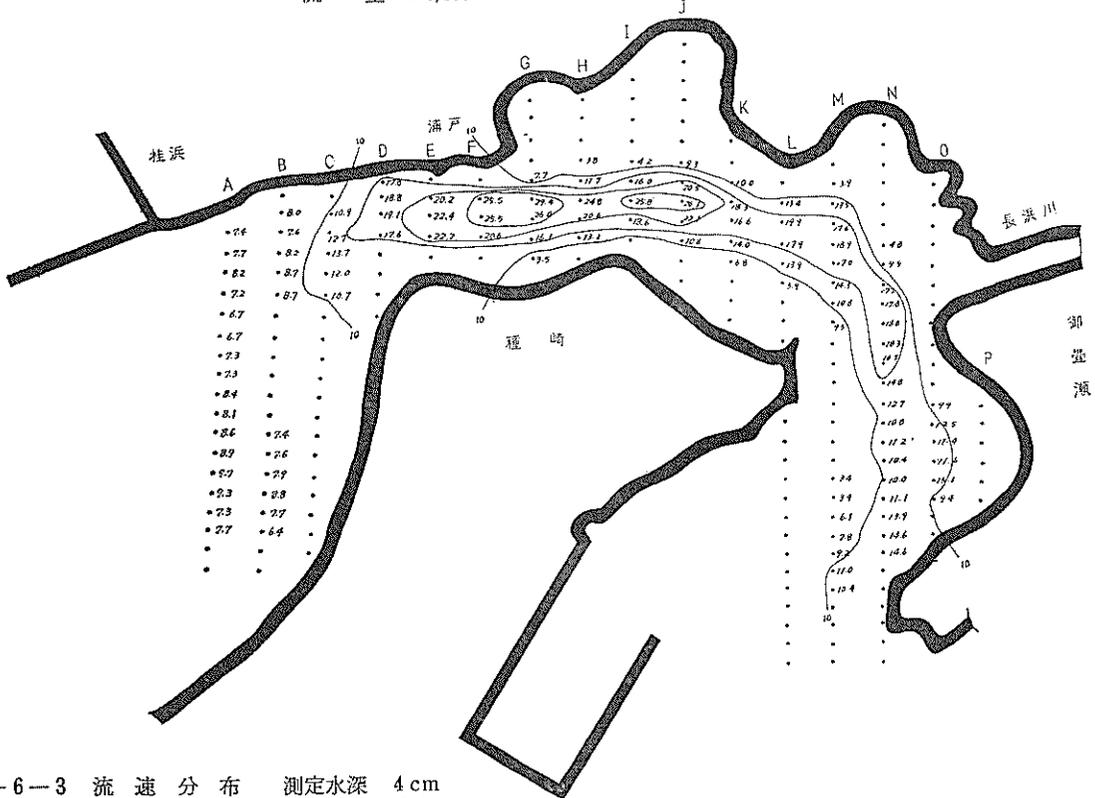
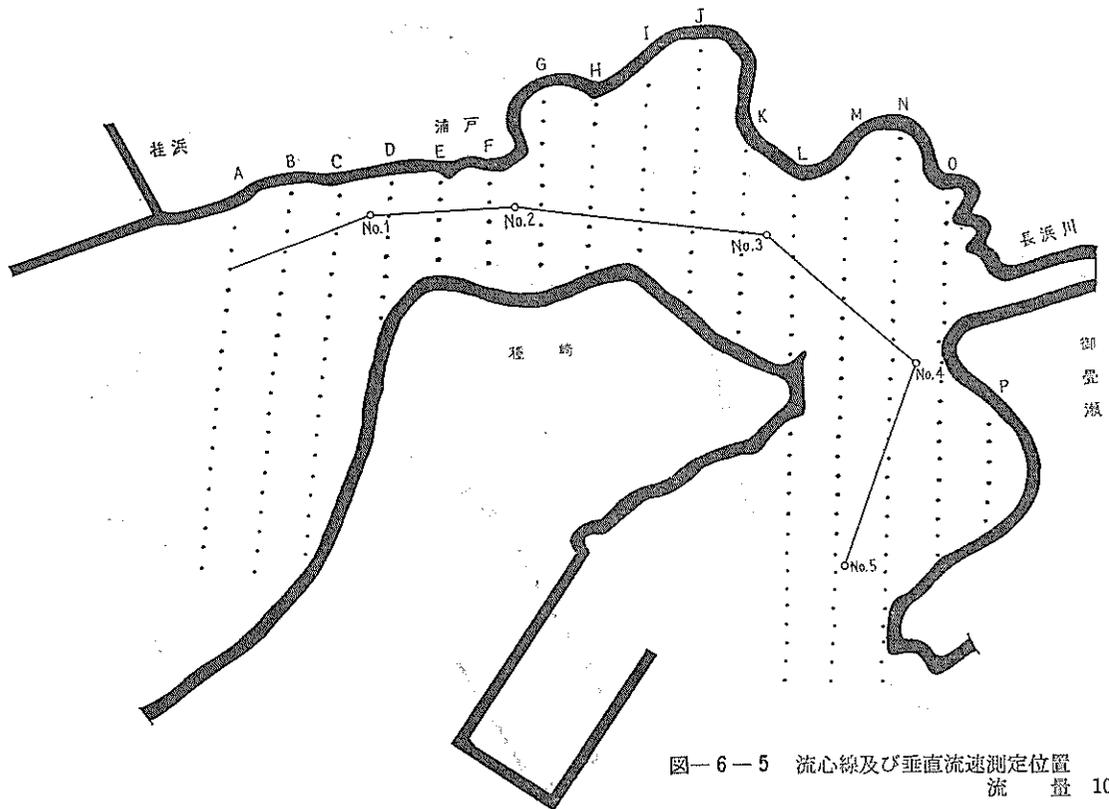
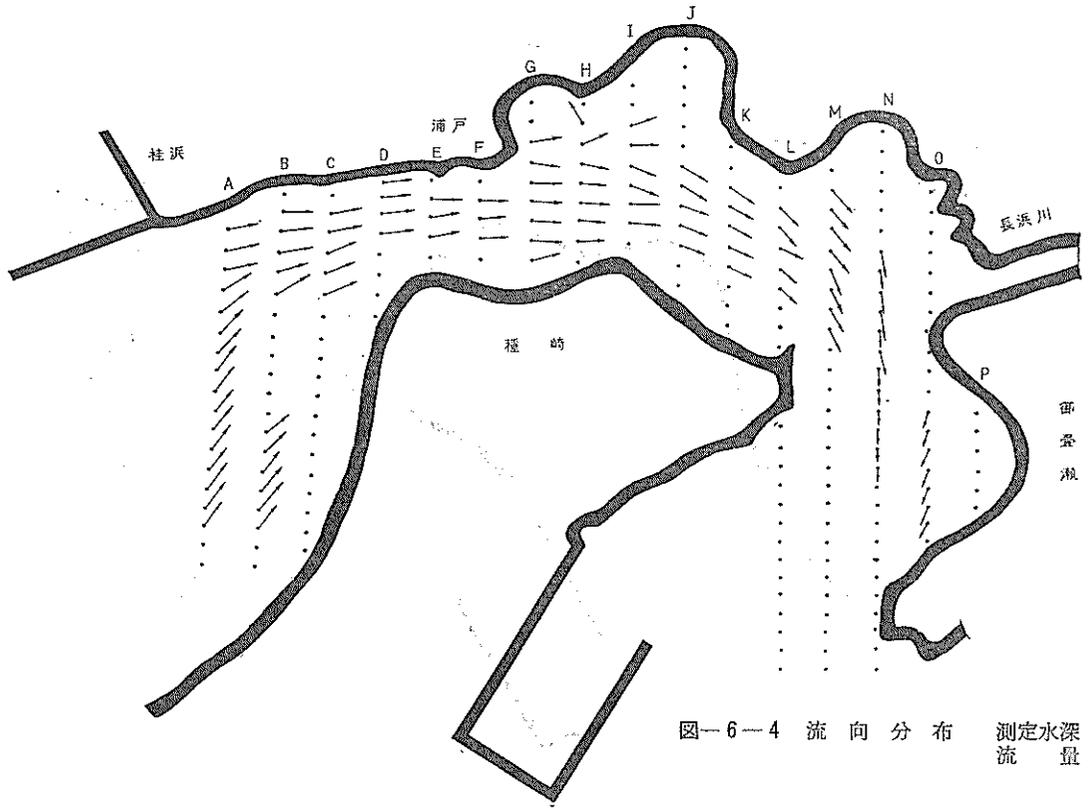
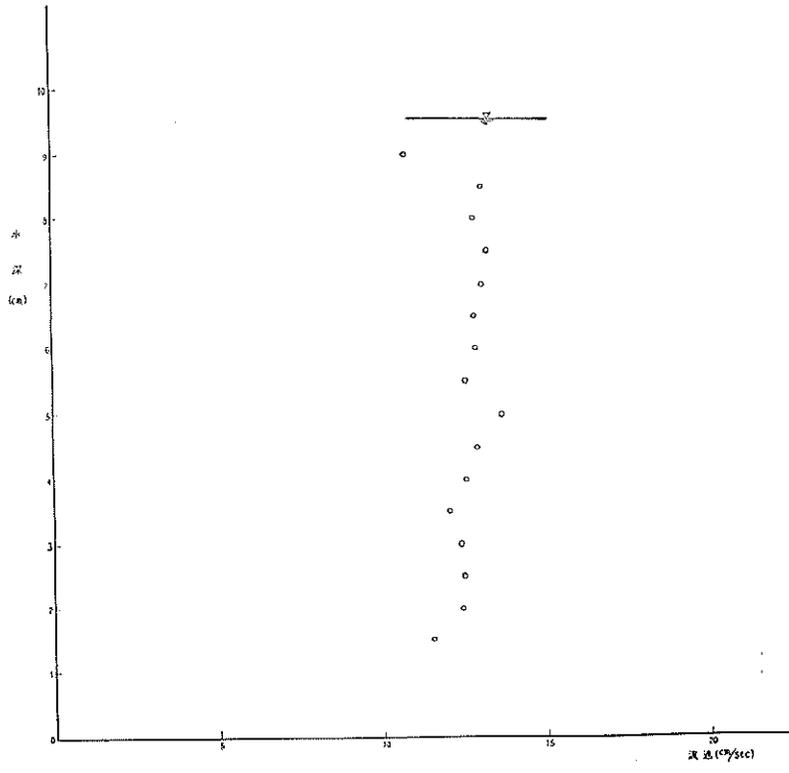
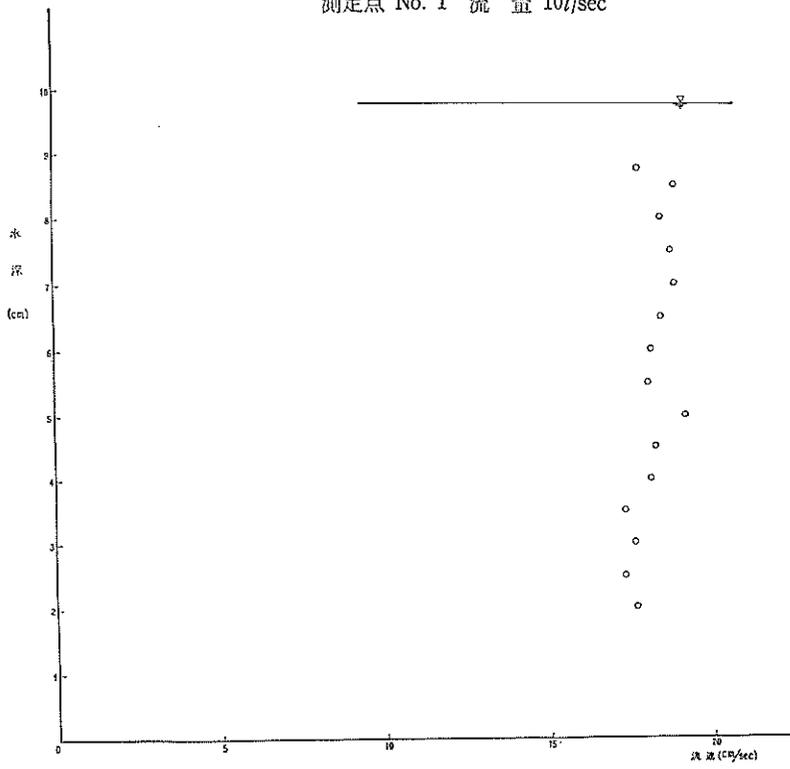


図-6-3 流速分布 測定水深 4 cm
流量 10l/sec





图—6—5—1 流心部垂直流速分布
测定点 No. 1 流量 10l/sec



图—6—5—2 流心部垂直流速分布
测定点 No. 2 流量 10l/sec

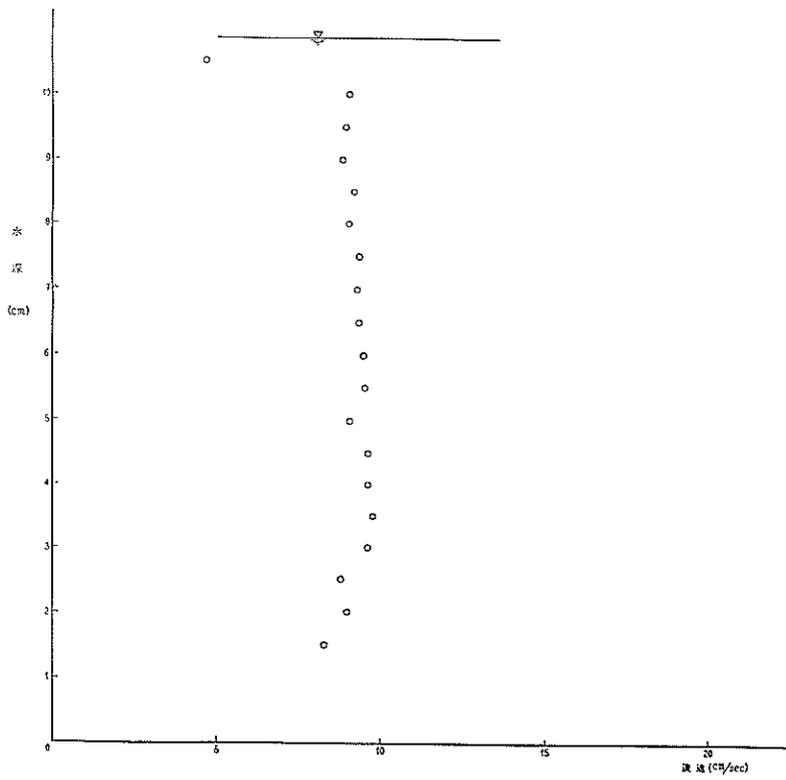


图-6-5-3 流心部垂直流速分布
测定点 No. 3 流量 10l/sec

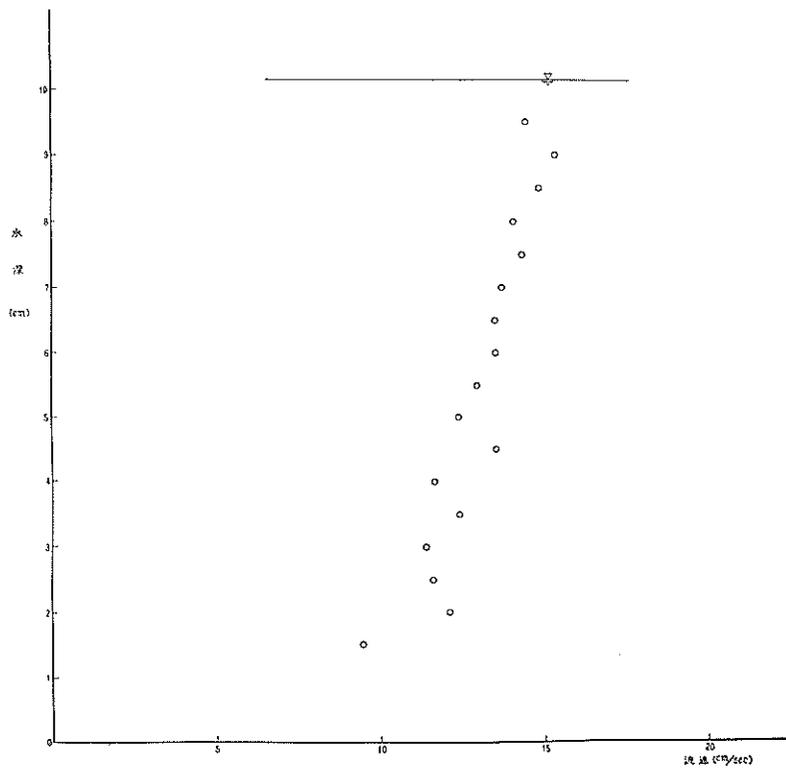


图-6-5-4 流心部垂直流速分布
测定点 No. 4 流量 10l/sec

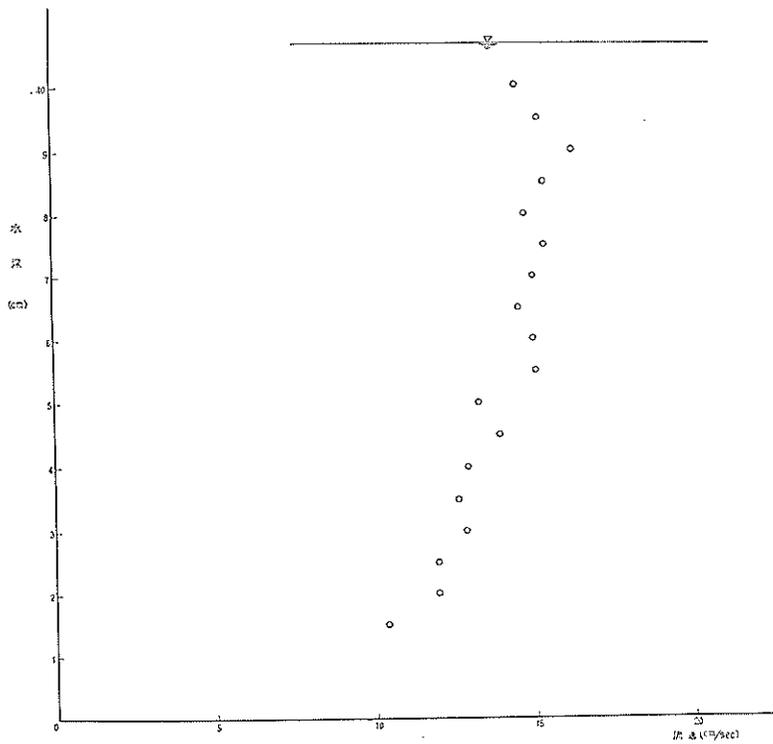


图-6-5-5 流心部垂直流速分布
测定点 No. 5 流量 10 l/sec

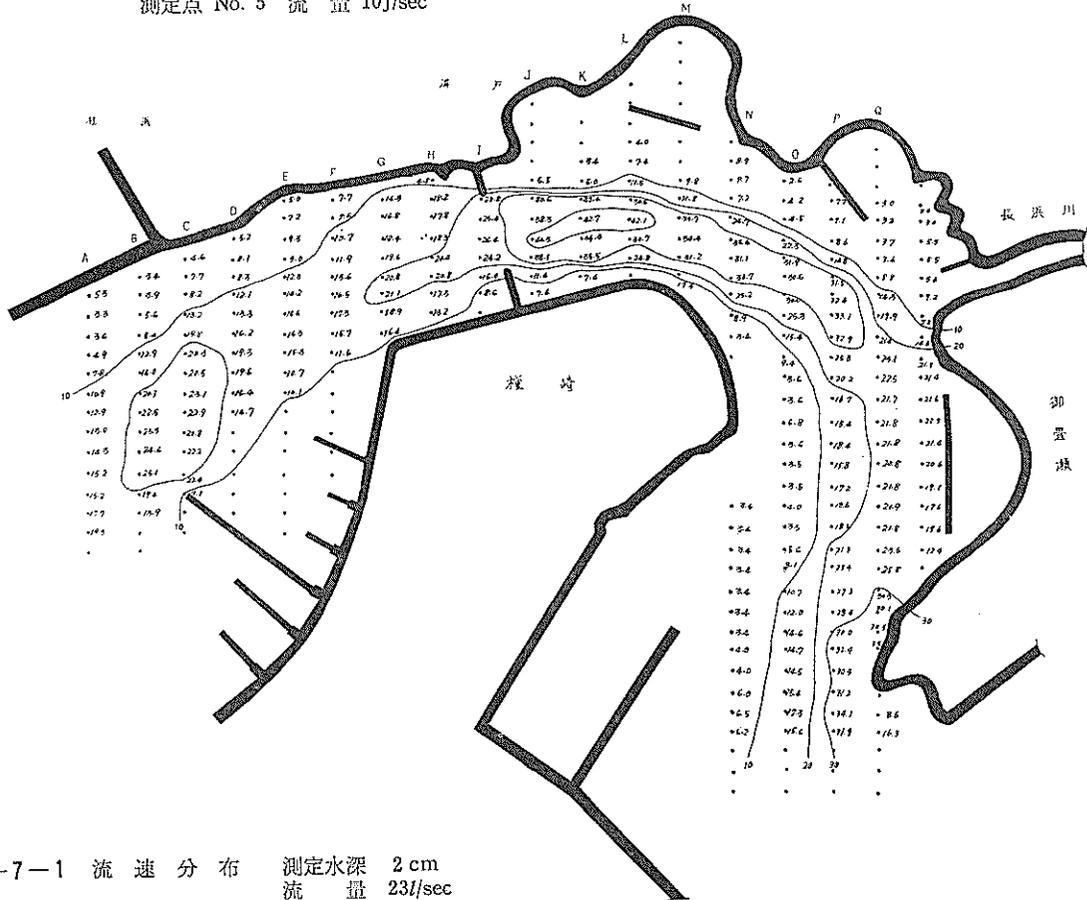


图-7-1 流速分布
测定水深 2 cm
流量 23 l/sec

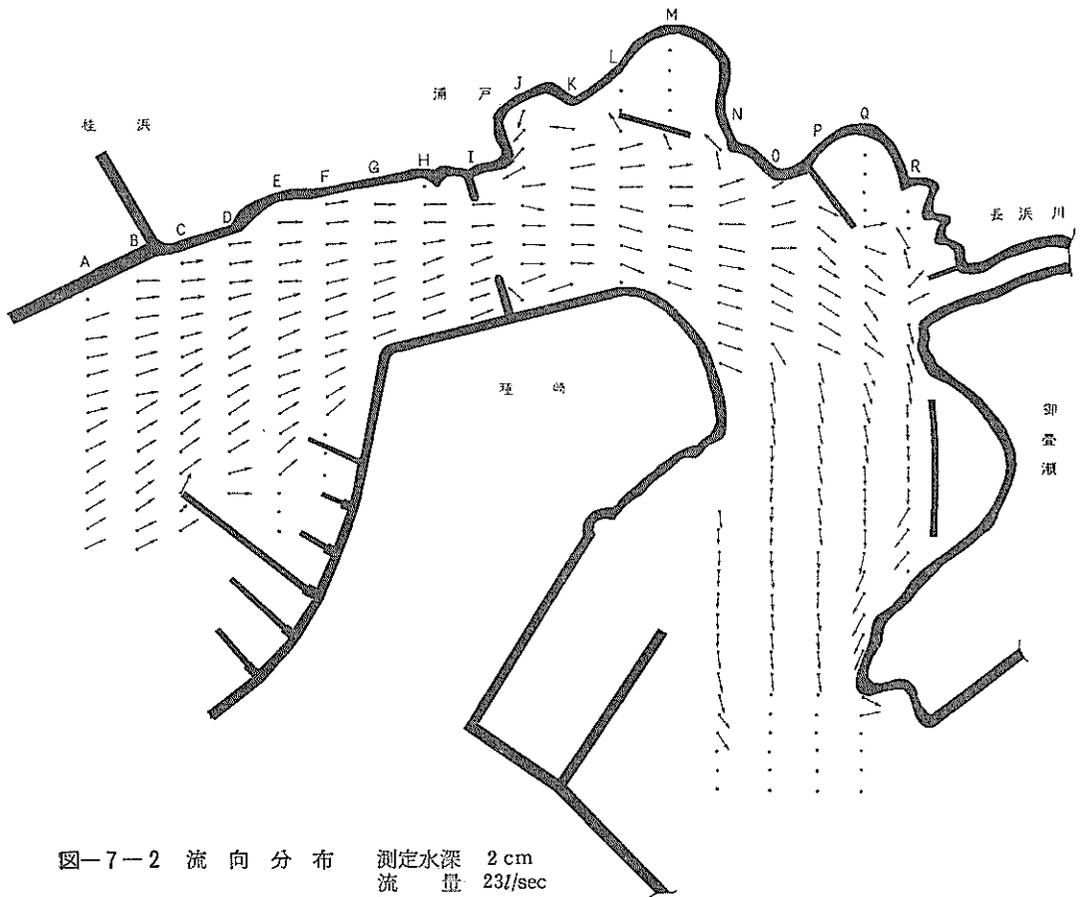


図-7-2 流向分布 測定水深 2 cm
流量 23l/sec

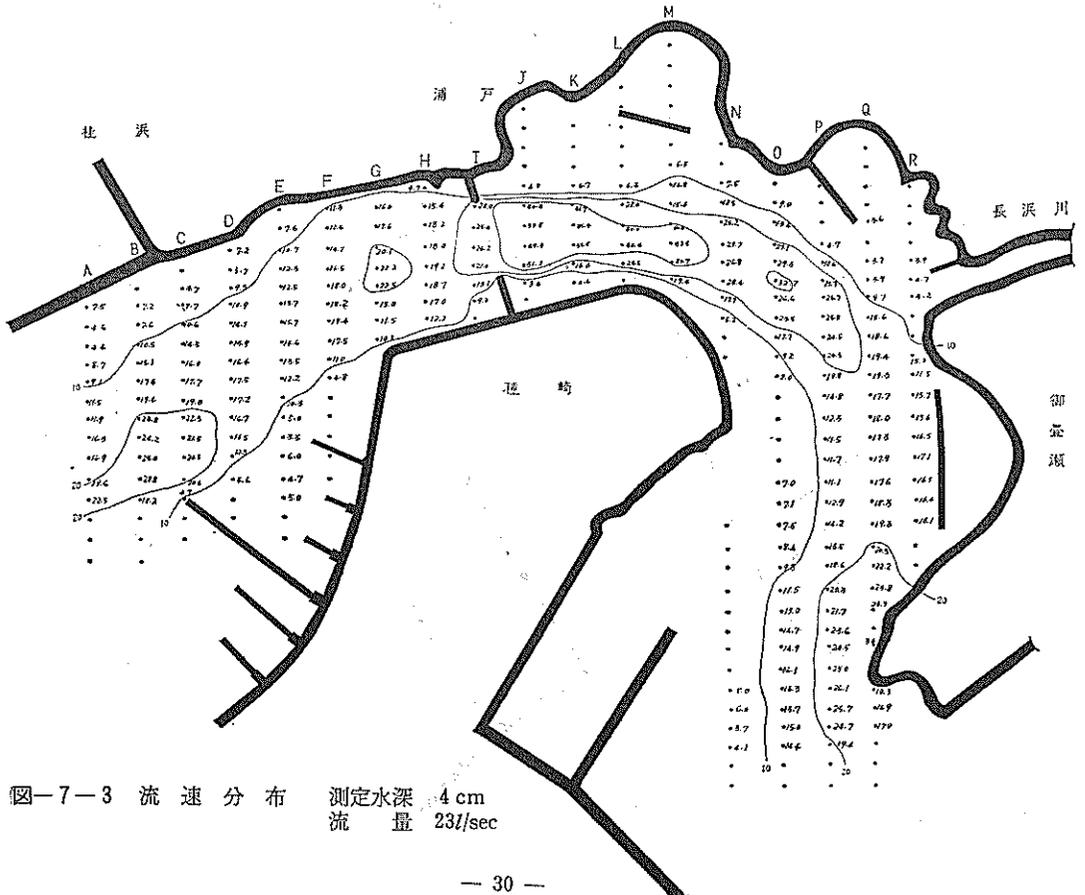
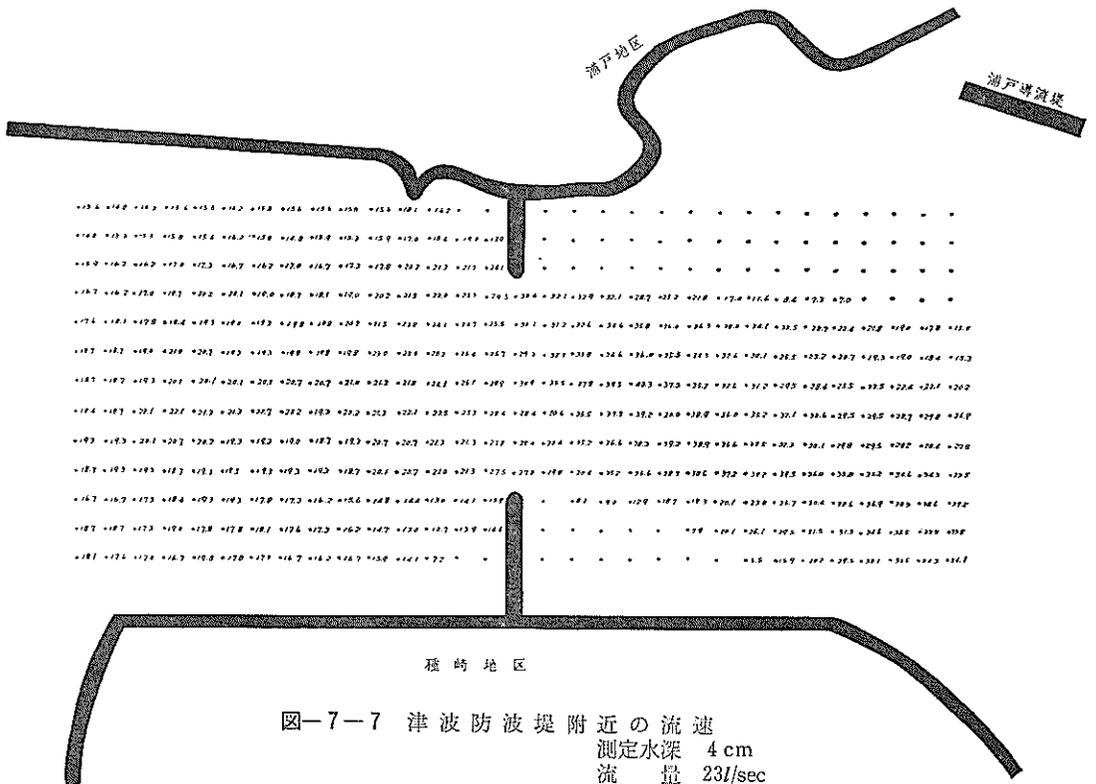
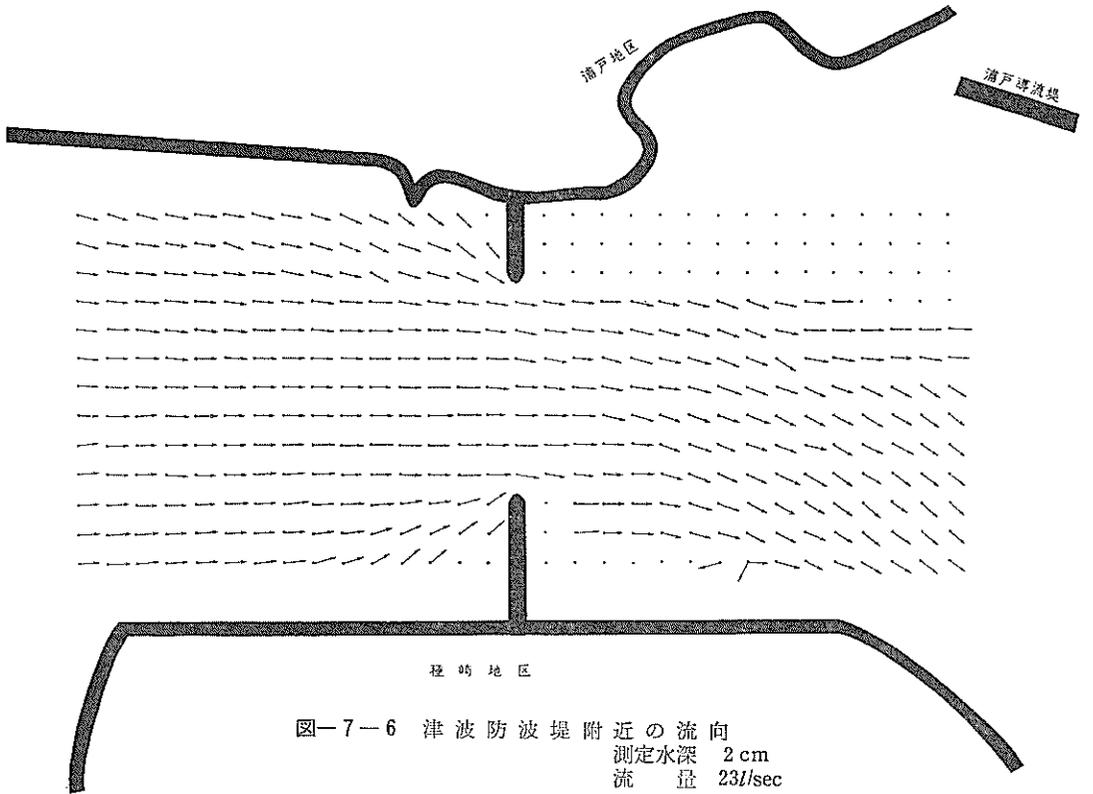


図-7-3 流速分布 測定水深 4 cm
流量 23l/sec



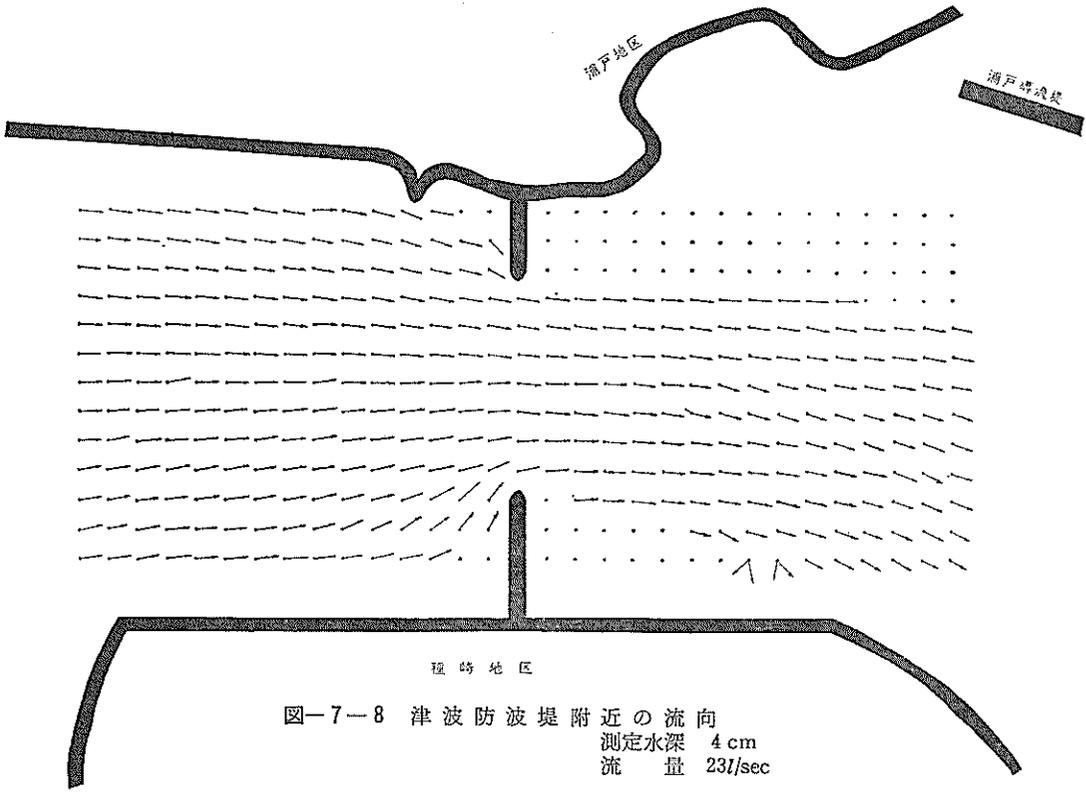


図-7-8 津波防波堤附近の流向
測定水深 4 cm
流量 23l/sec

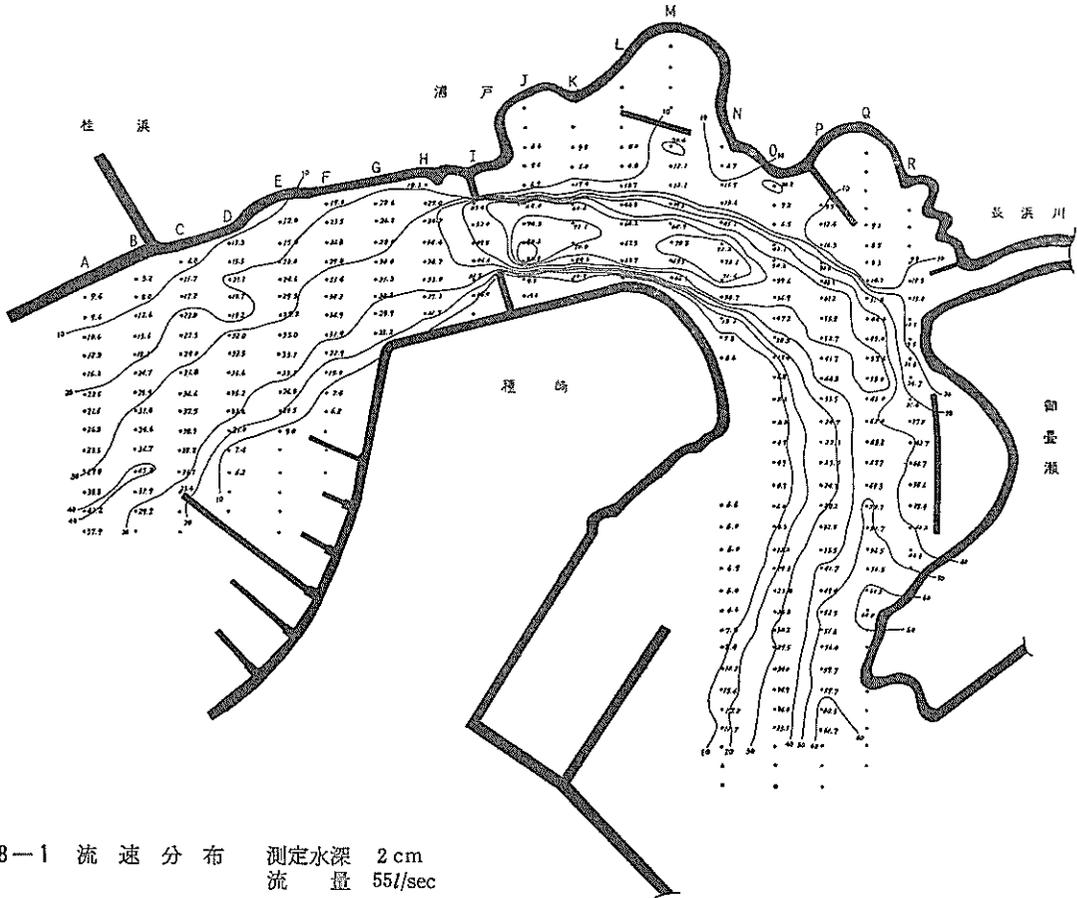


図-8-1 流速分布 測定水深 2 cm
流量 55l/sec

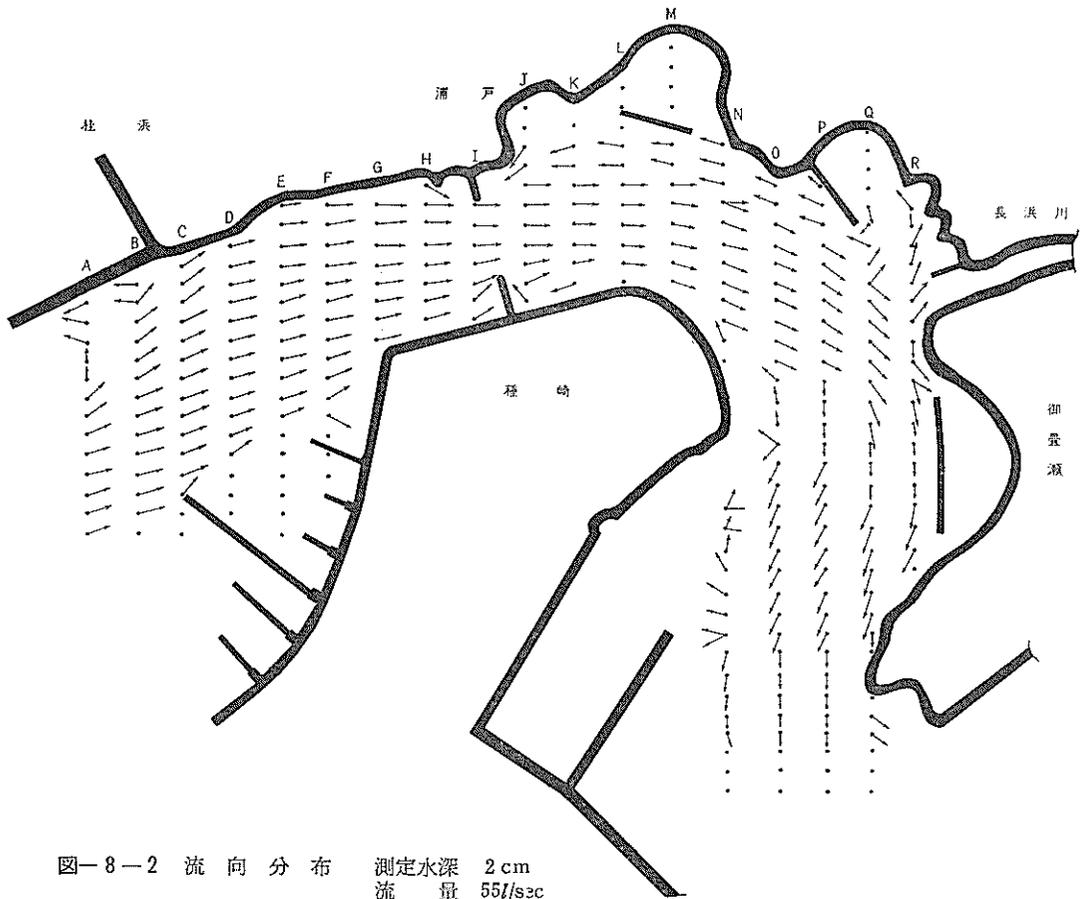


図-8-2 流向分布 測定水深 2cm
流量 55l/s \approx c

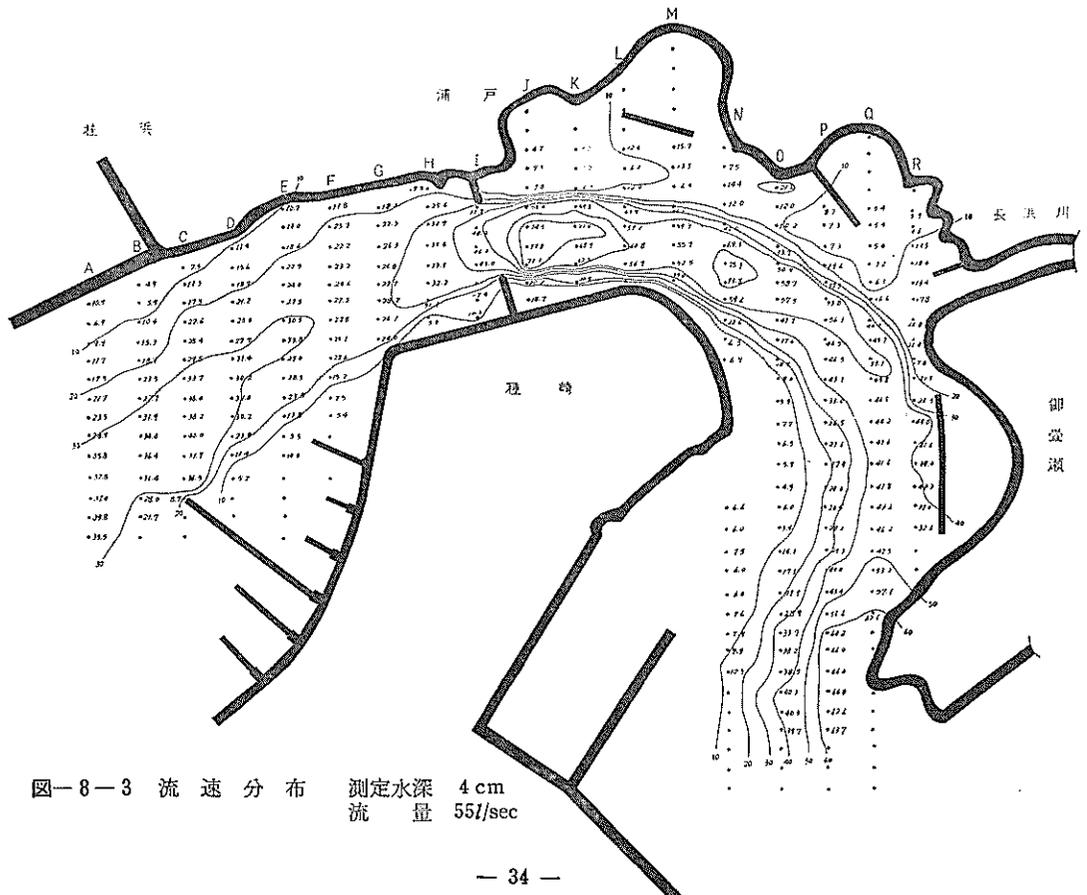


図-8-3 流速分布 測定水深 4cm
流量 55l/sec

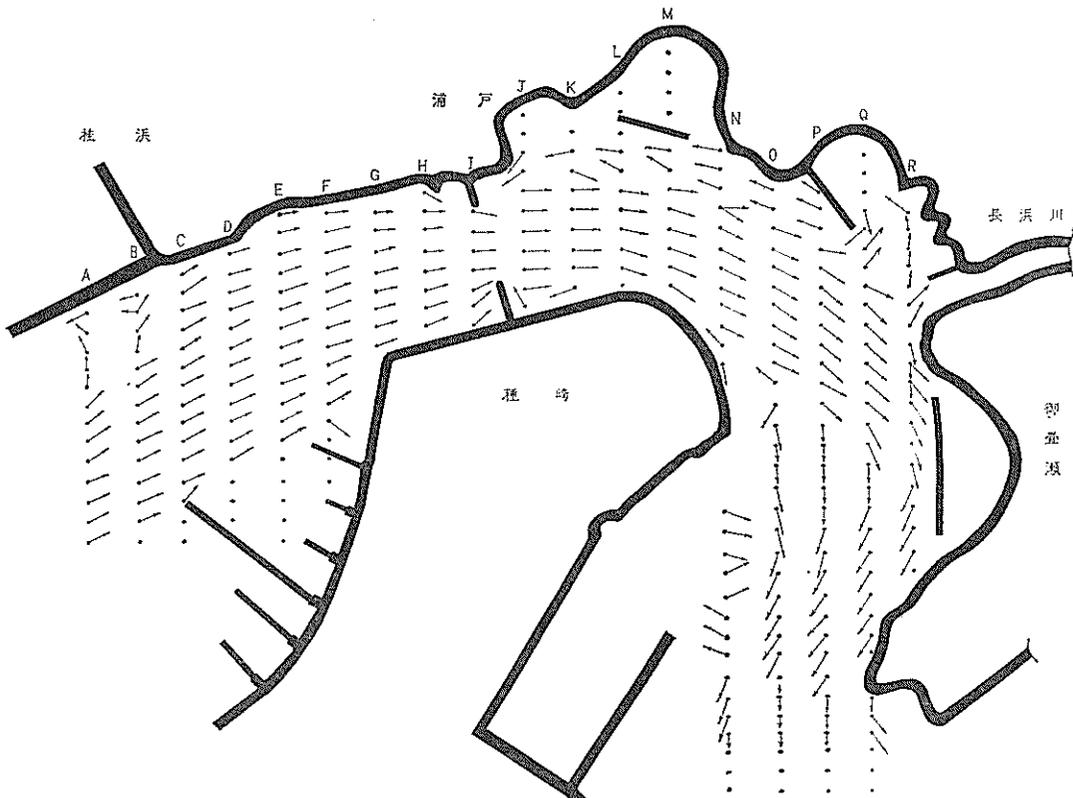


図-8-4 流向分布 測定水深 4 cm
流量 55l/sec

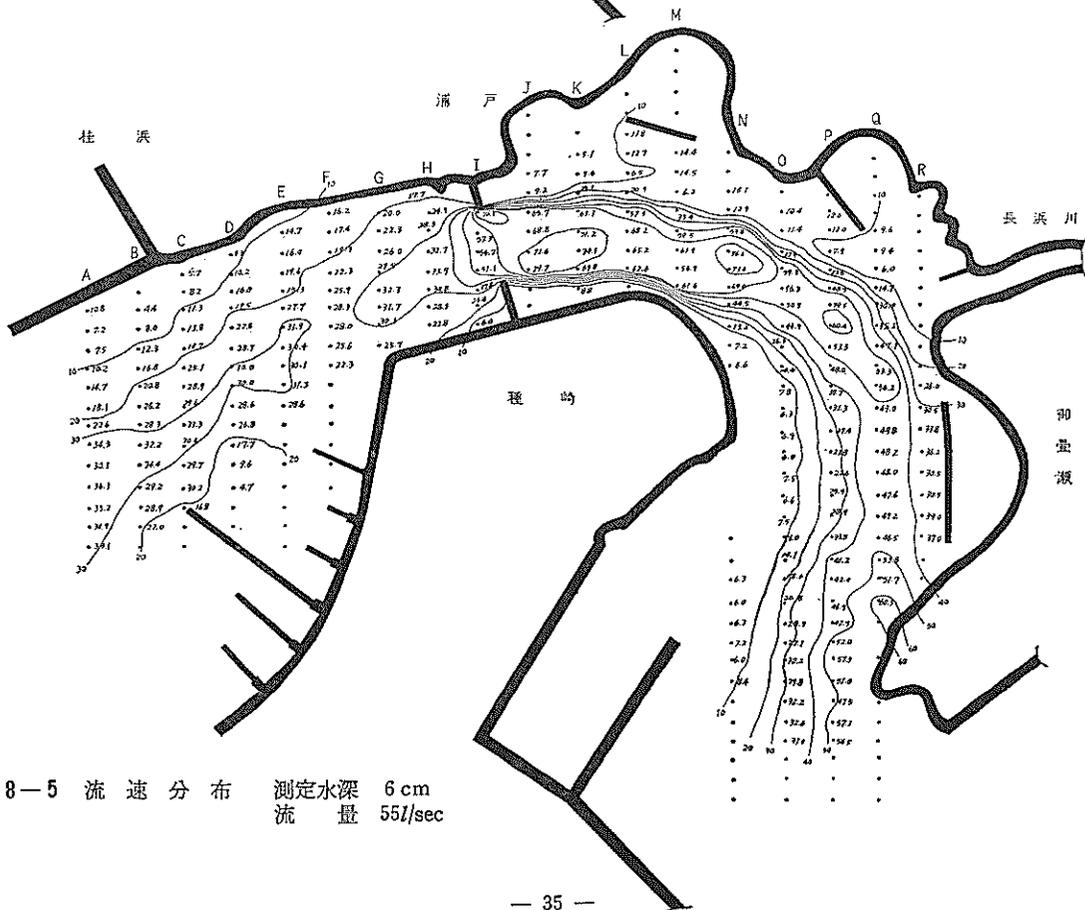


図-8-5 流速分布 測定水深 6 cm
流量 55l/sec

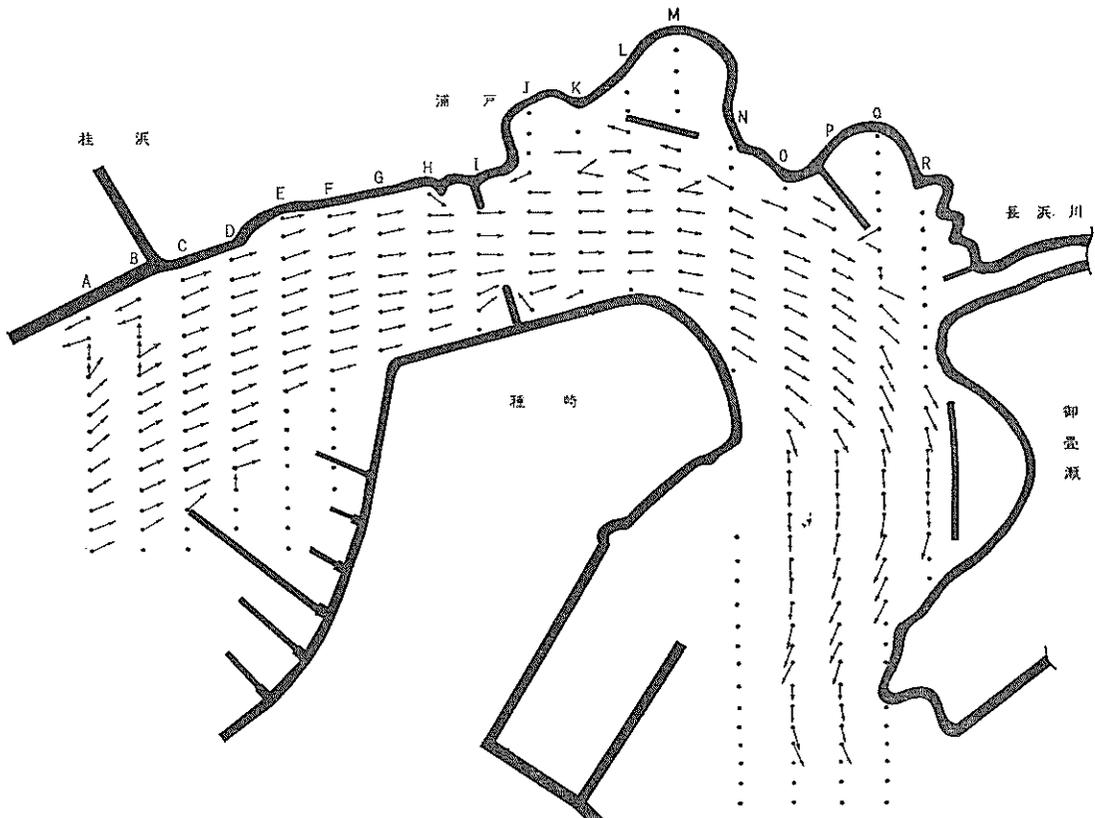


圖-8-6 流向分布 測定水深 6 cm
流量 55l/sec

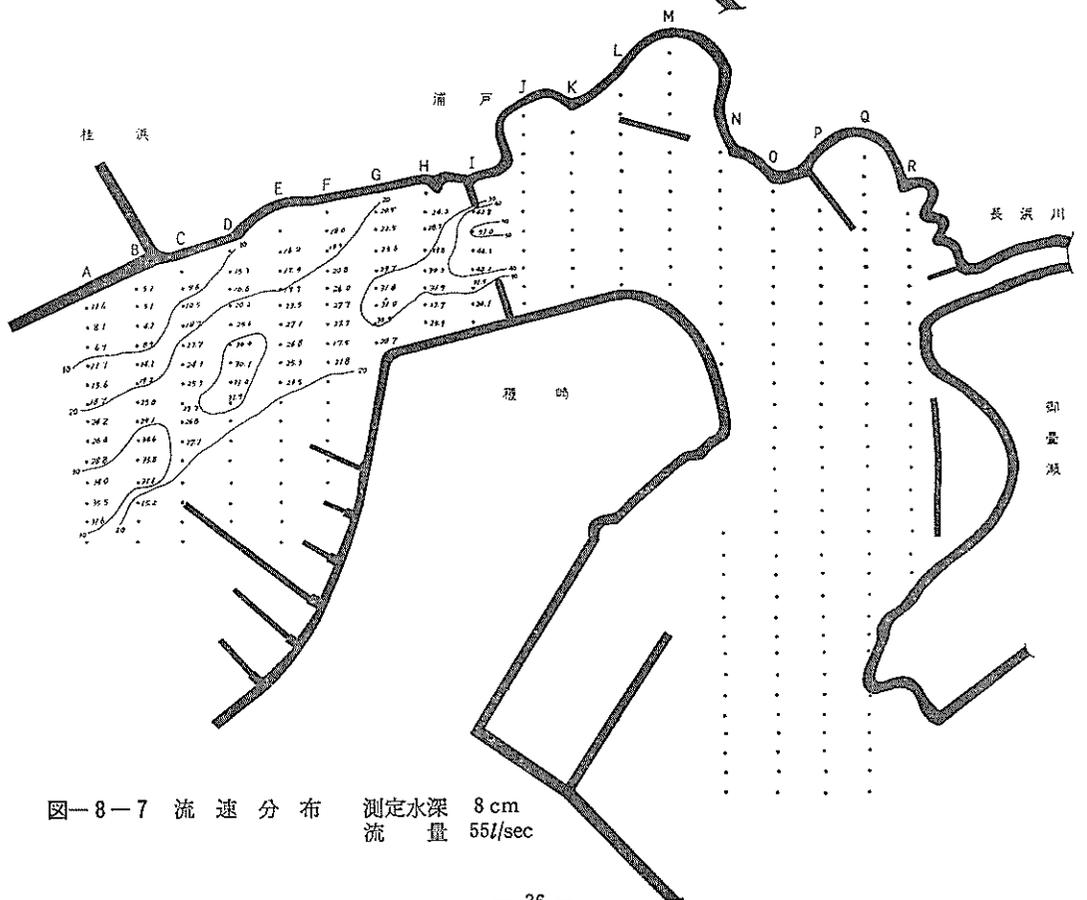


圖-8-7 流速分布 測定水深 8 cm
流量 55l/sec

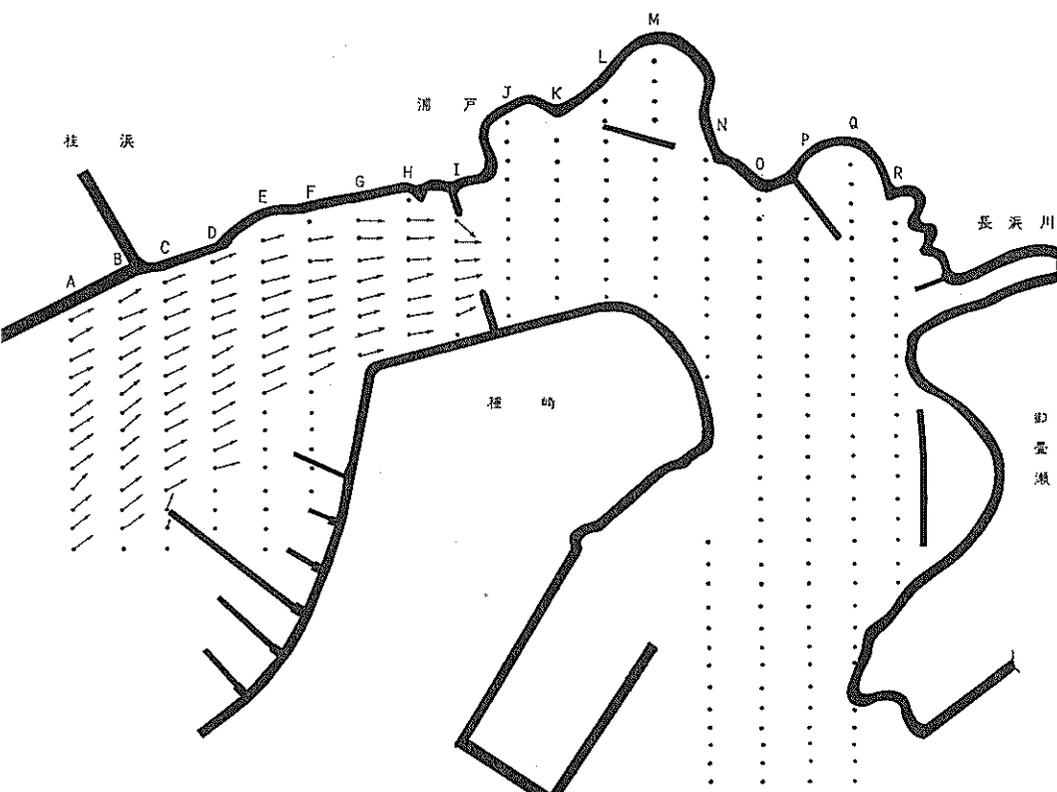


図-8-8 流向分布 測定水深 8 cm
流量 55l/sec

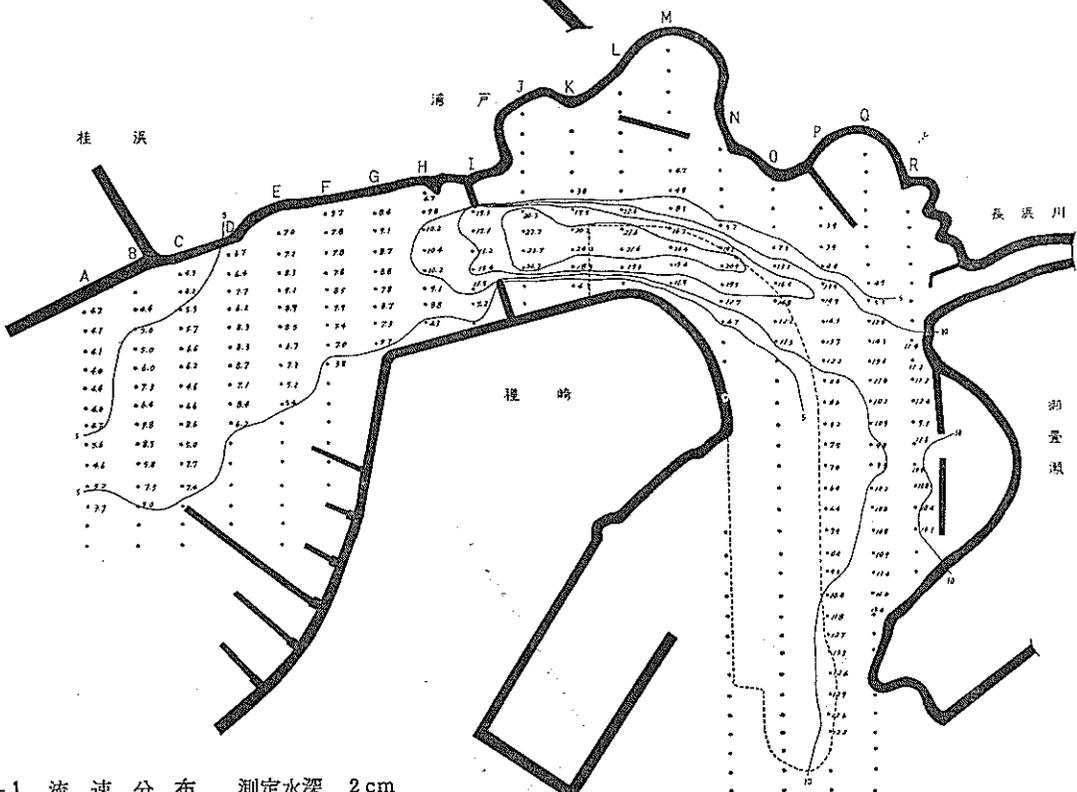


図-9-1 流速分布 測定水深 2 cm
流量 10l/sec

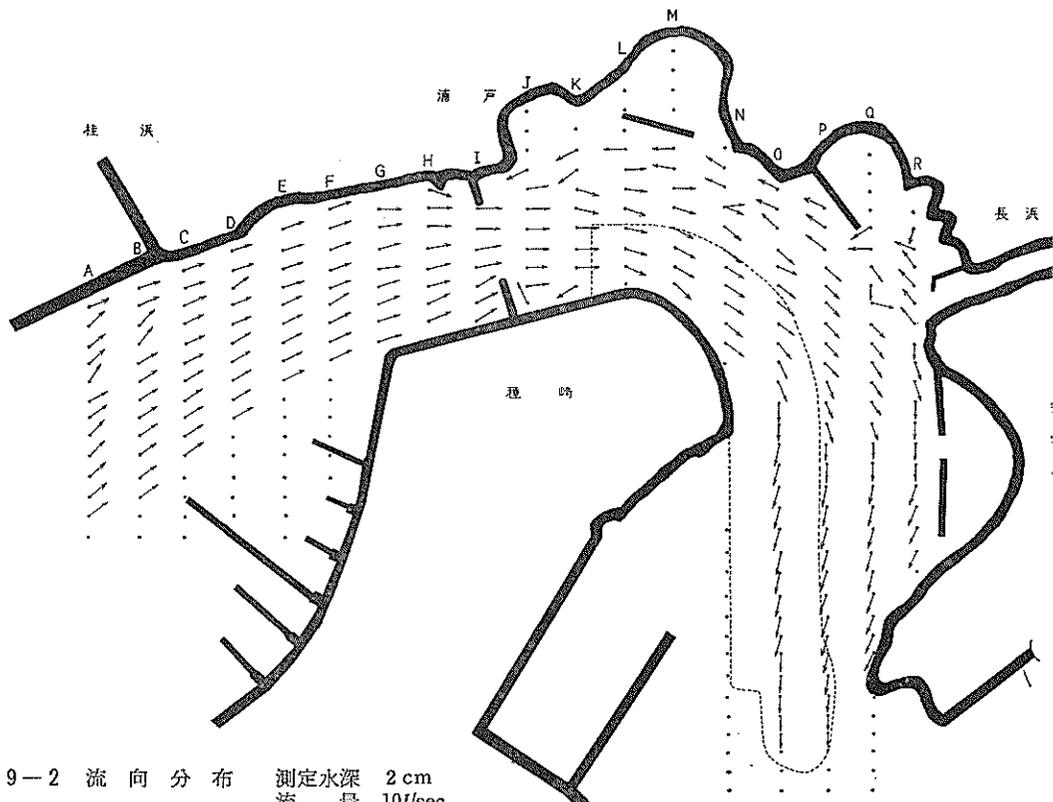


図-9-2 流向分布 測定水深 2 cm
流量 10l/sec

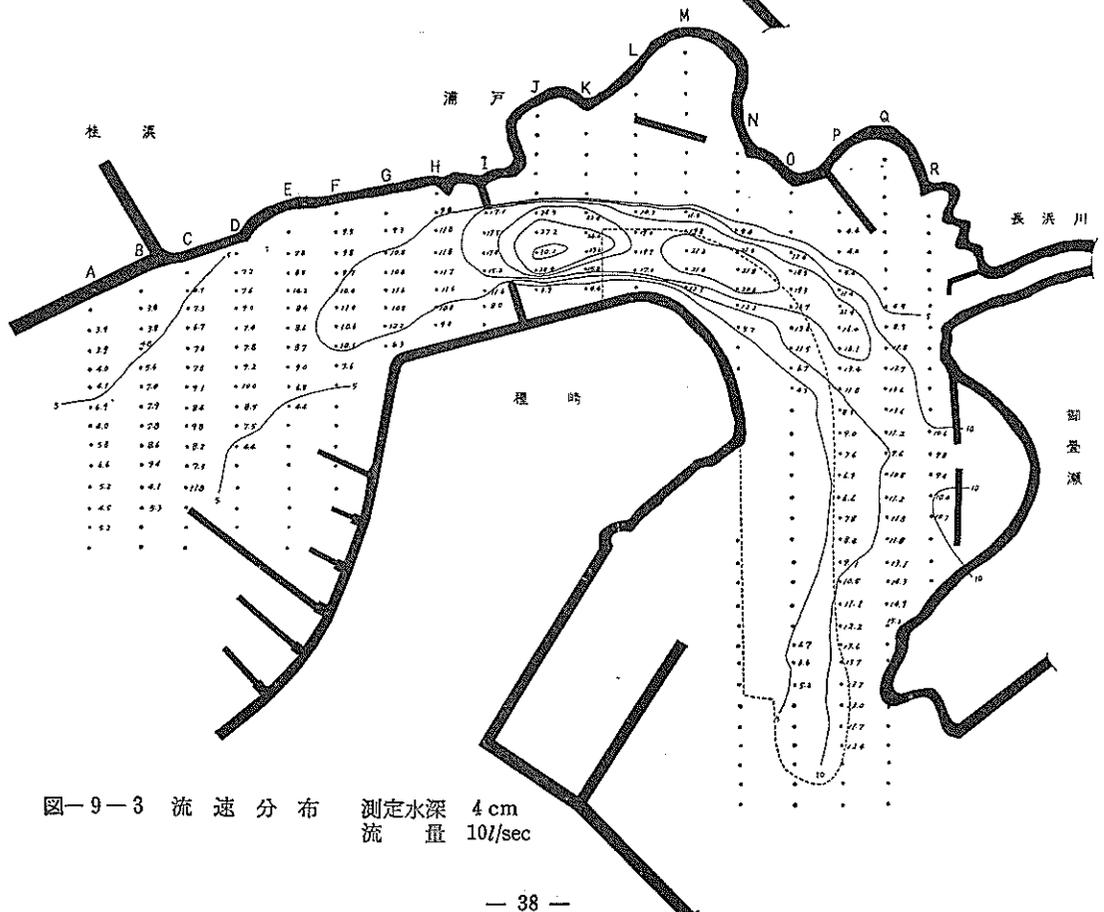


図-9-3 流速分布 測定水深 4 cm
流量 10l/sec

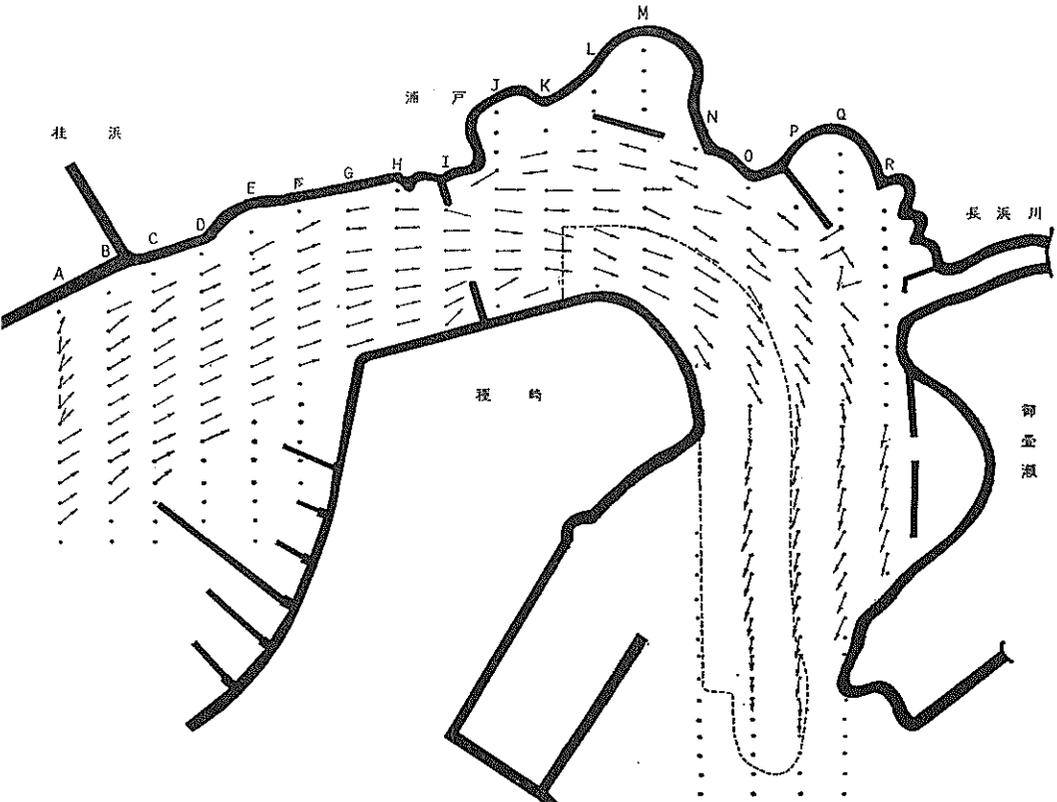


図-9-4 流向分布 測定水深 4 cm
流量 10l/sec

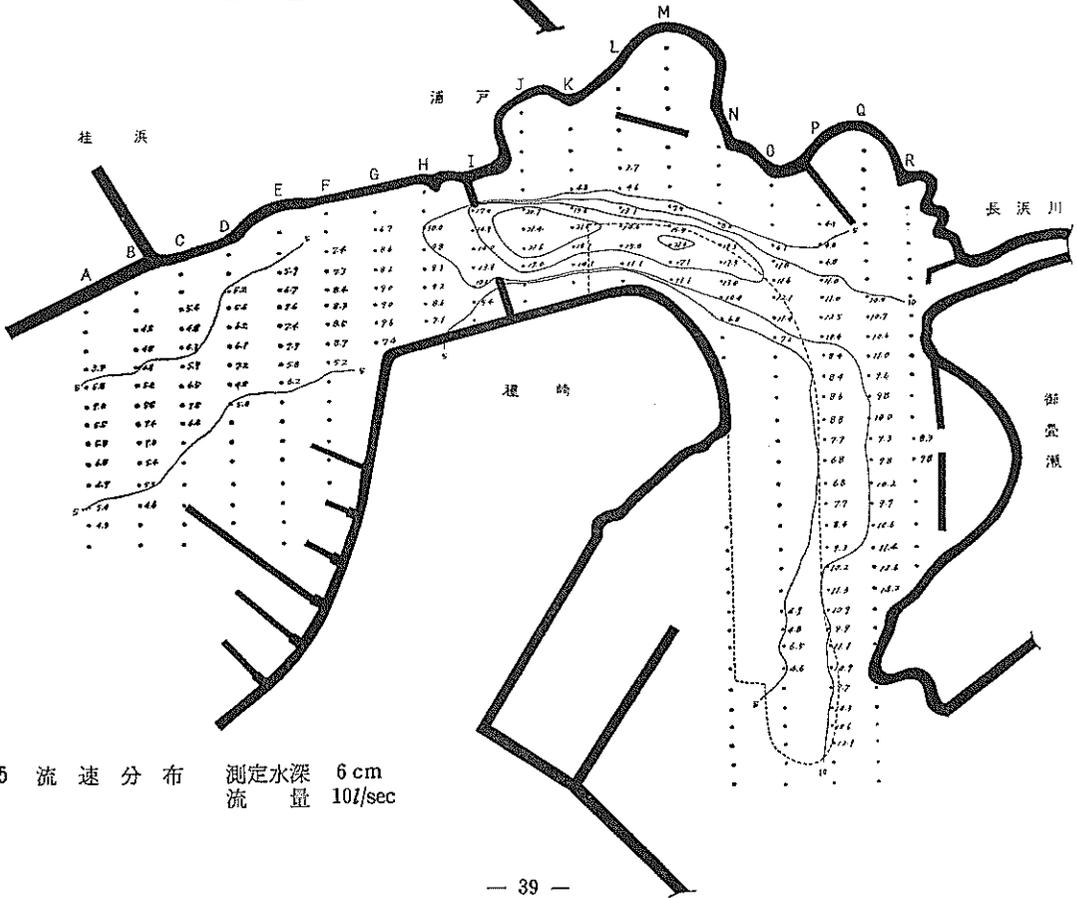


図-9-5 流速分布 測定水深 6 cm
流量 10l/sec

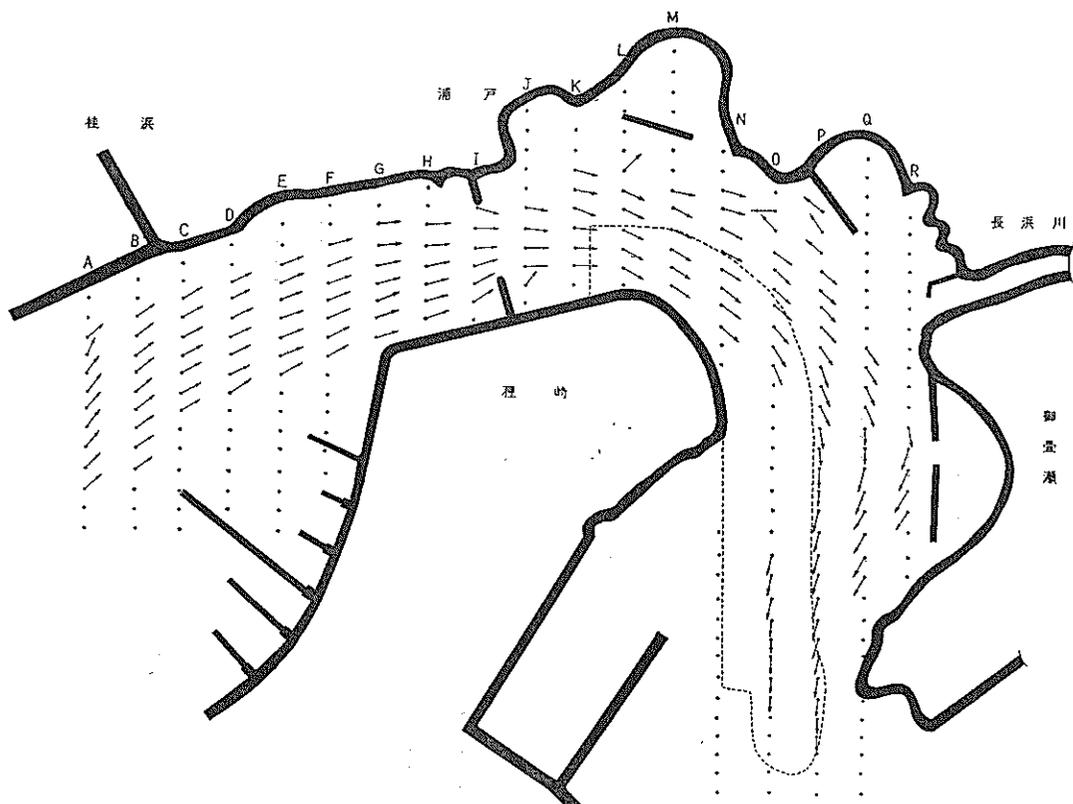


図-9-6 流向分布 測定水深 6 cm
流量 10 l/sec

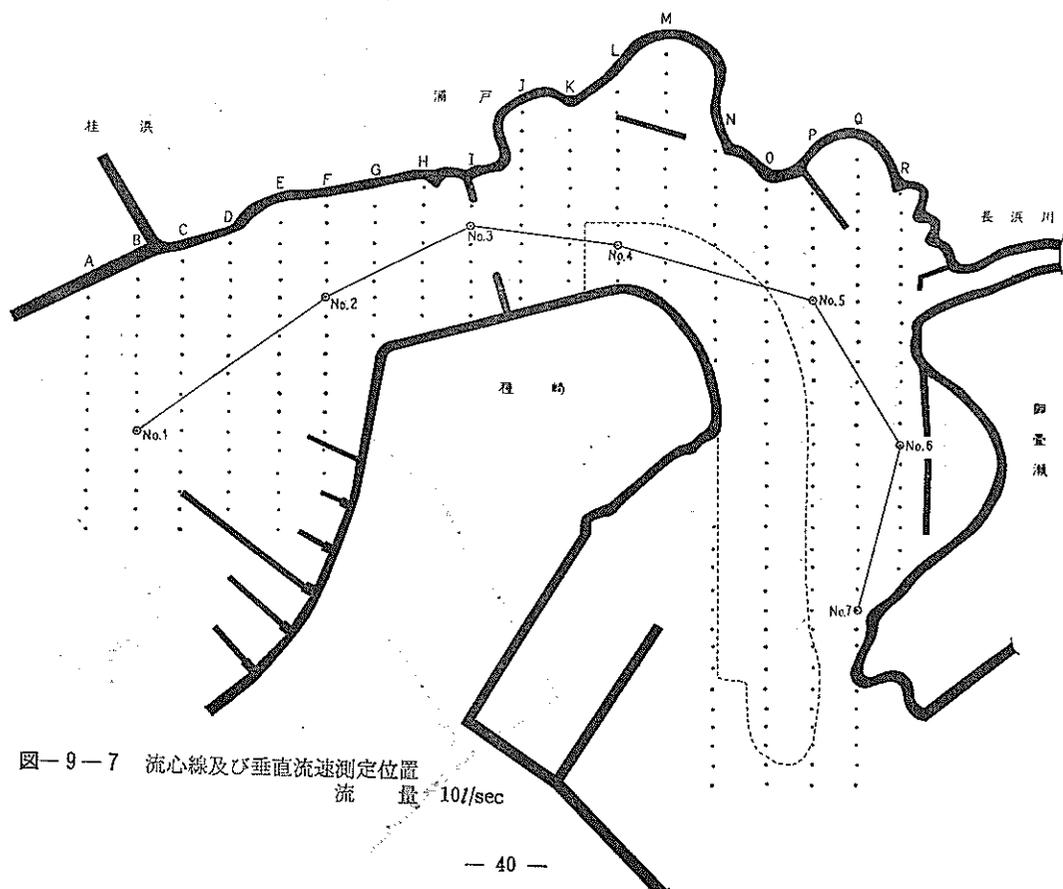


図-9-7 流心線及び垂直流速測定位置
流量 10 l/sec

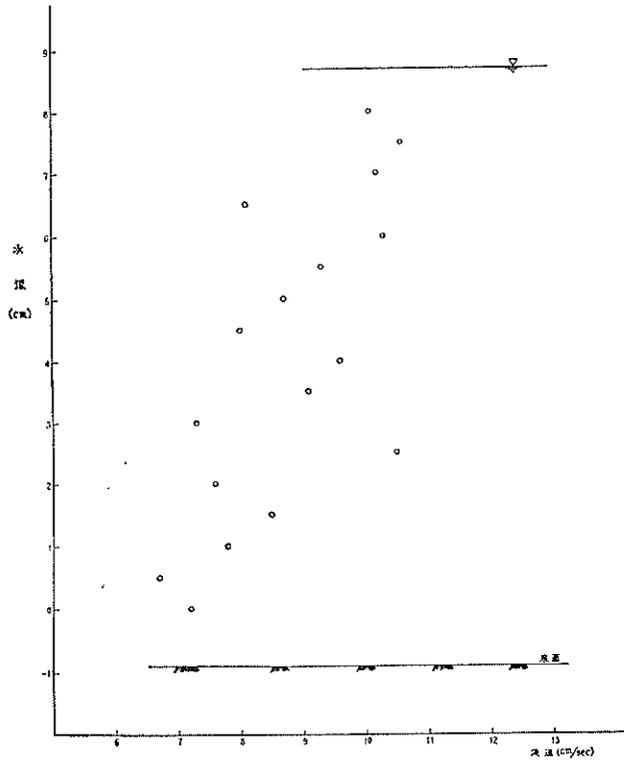


图-9-7-1 流心部垂直流速分布
测定点 No. 1 流量 10l/sec

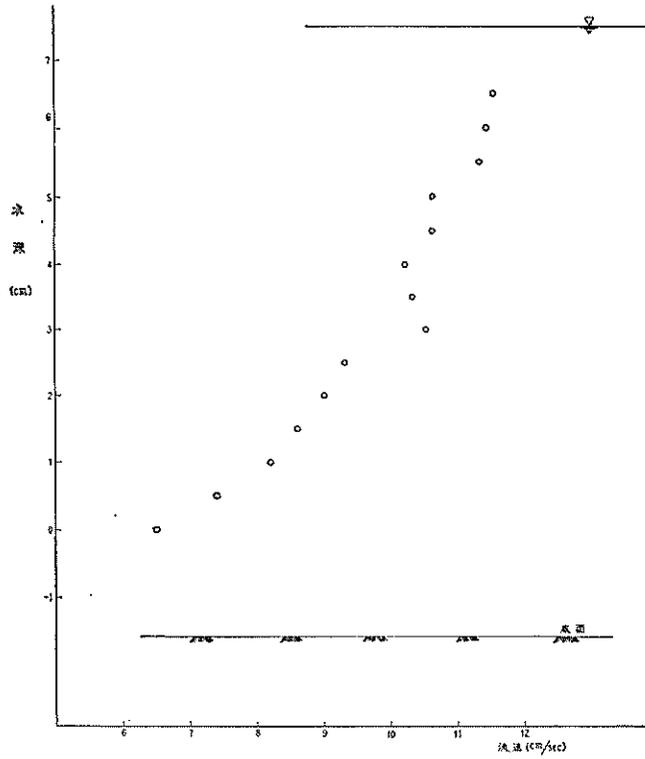
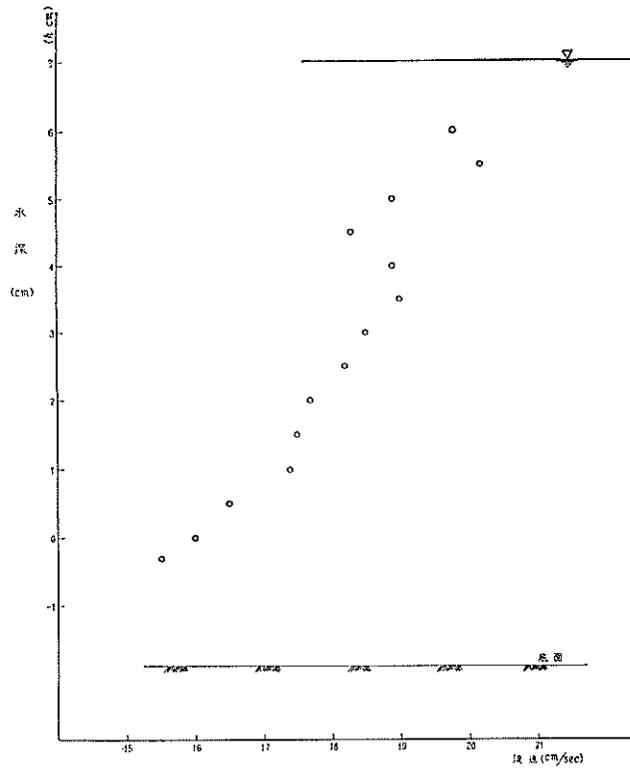
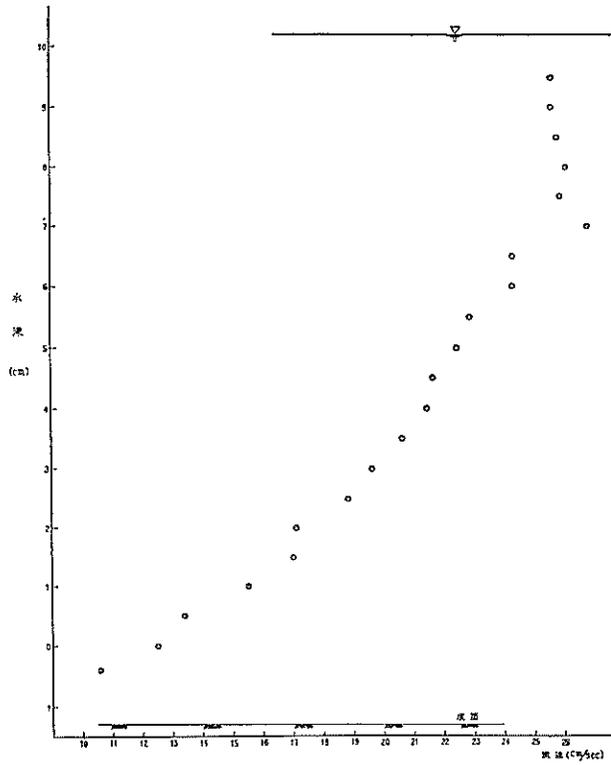


图-9-7-2 流心部垂直流速分布
测定点 No. 2 流量 10l/sec



图—9—7—3 流心部垂直流速分布
测定点 No. 3 流量 10t/sec



图—9—7—4 流心部垂直流速分布
测定点 No. 4 流量 10t/sec

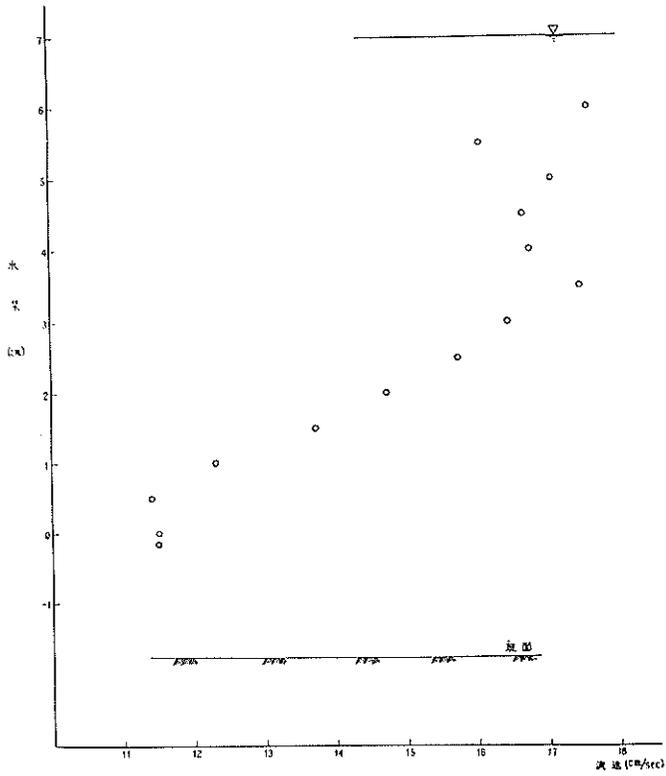


圖-9-7-5 流心部垂直流速分布
測定点 No. 5 流量 10l/sec

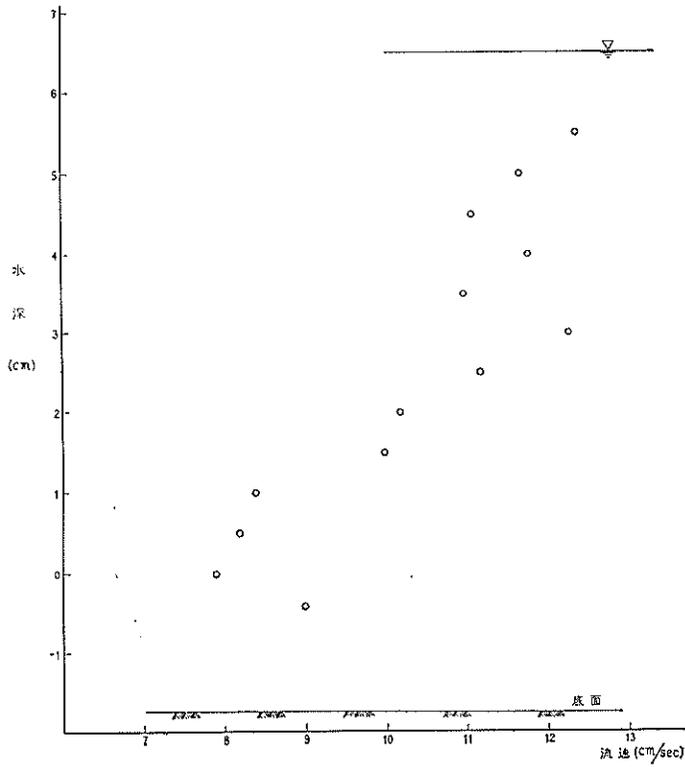
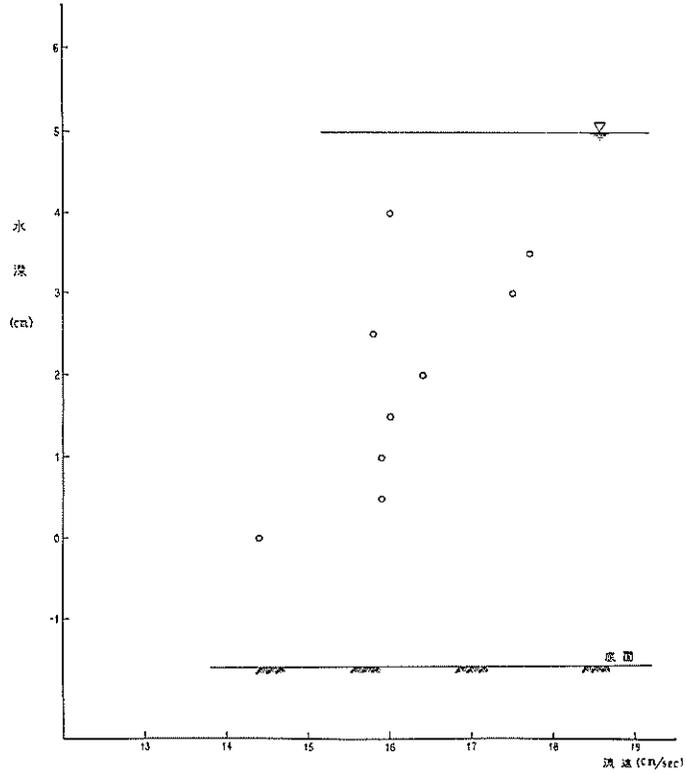
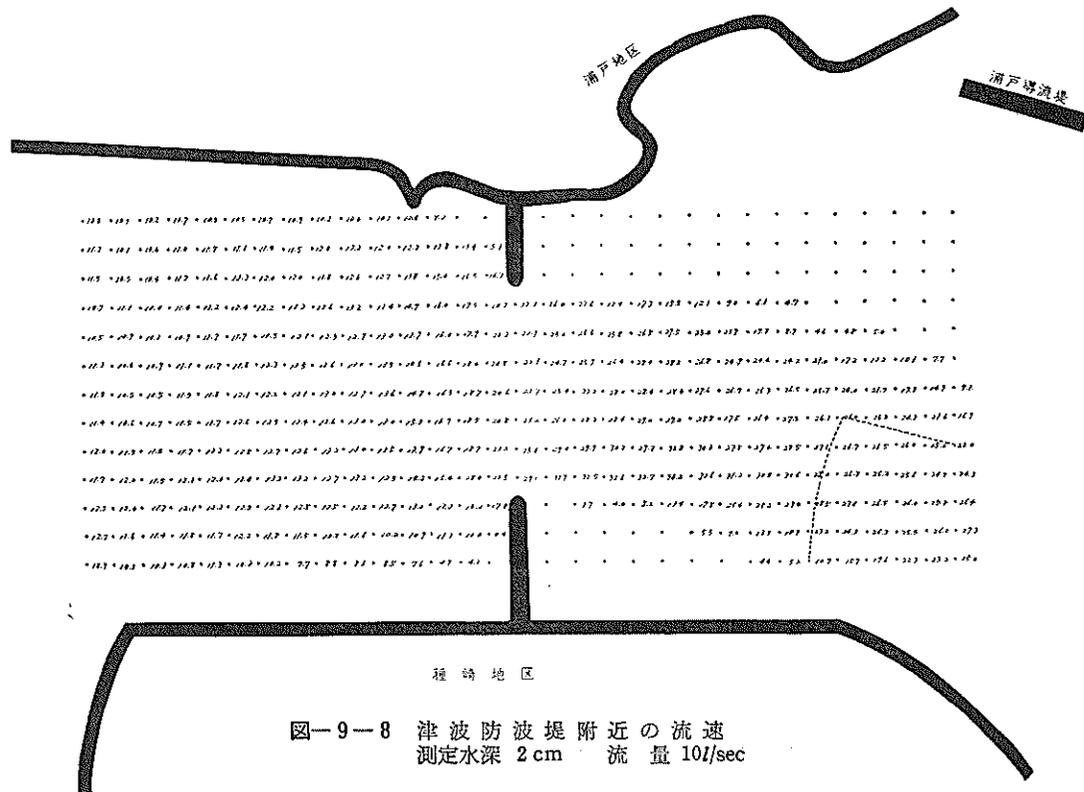


圖-9-7-6 流心部垂直流速分布
測定点 No. 6 流量 10l/sec



図一9-7-7 流心部垂直流速分布
測定点 No. 7 流量 10l/sec



図一9-8 津波防波堤附近の流速
測定水深 2cm 流量 10l/sec

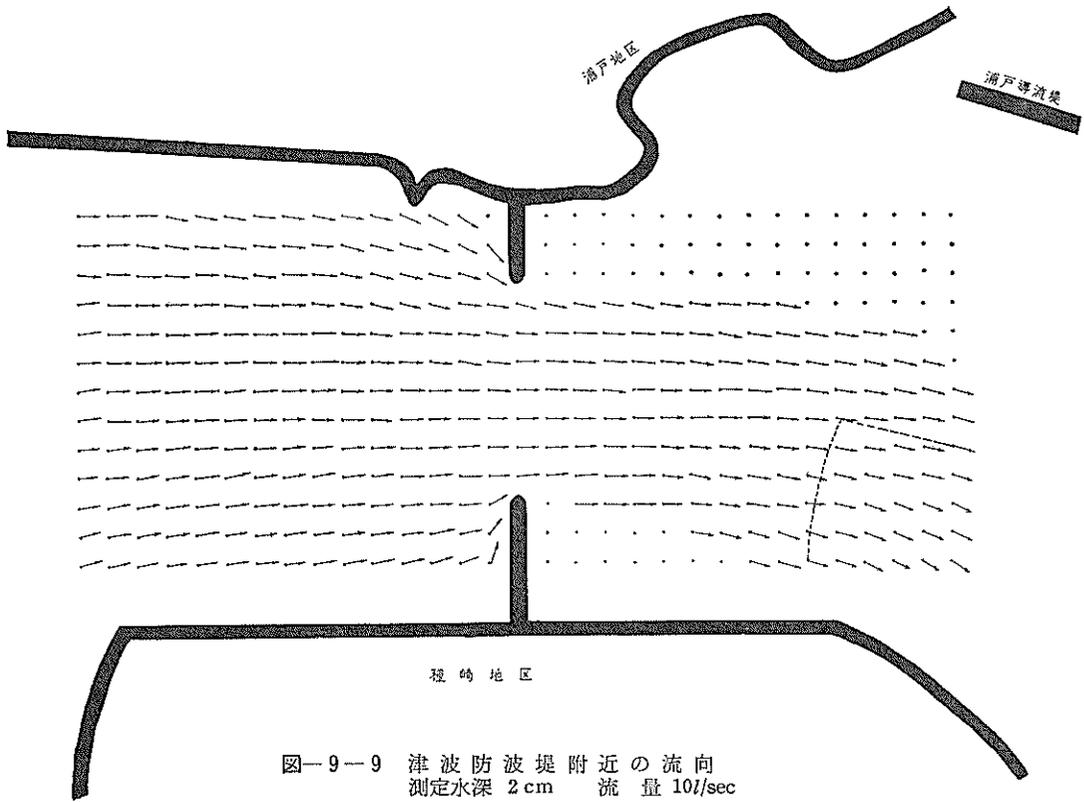


図-9-9 津波防波堤附近の流向
測定水深 2 cm 流量 10 l/sec

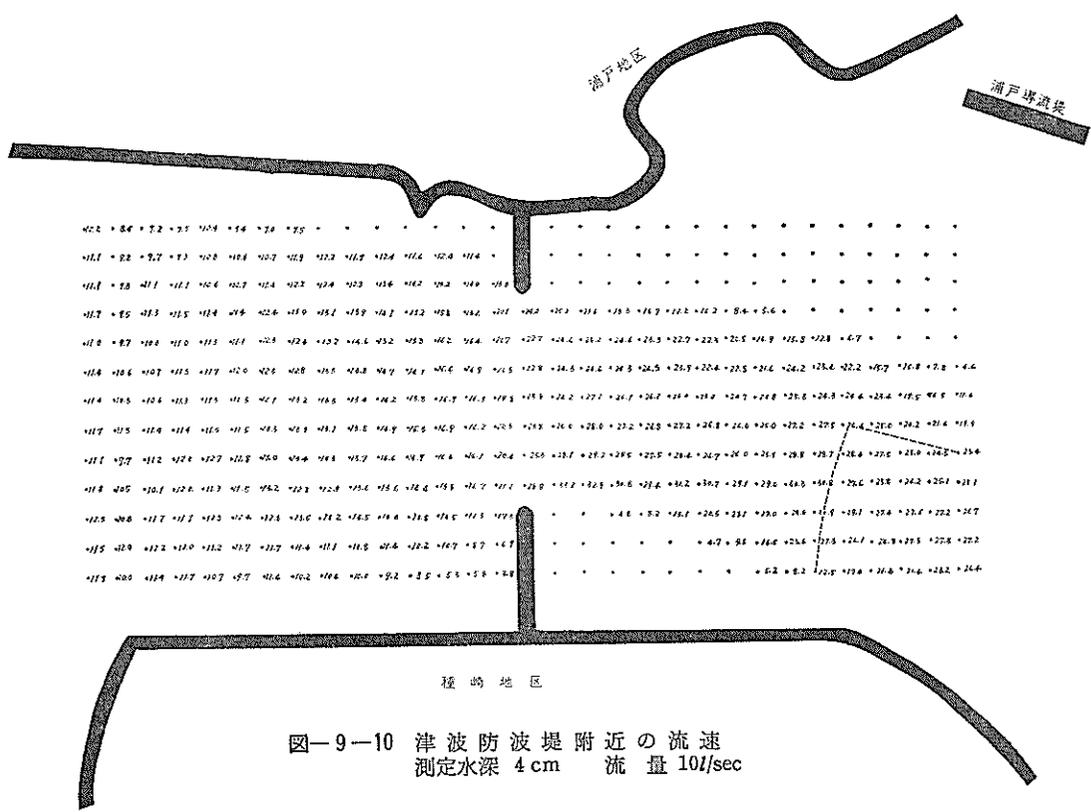
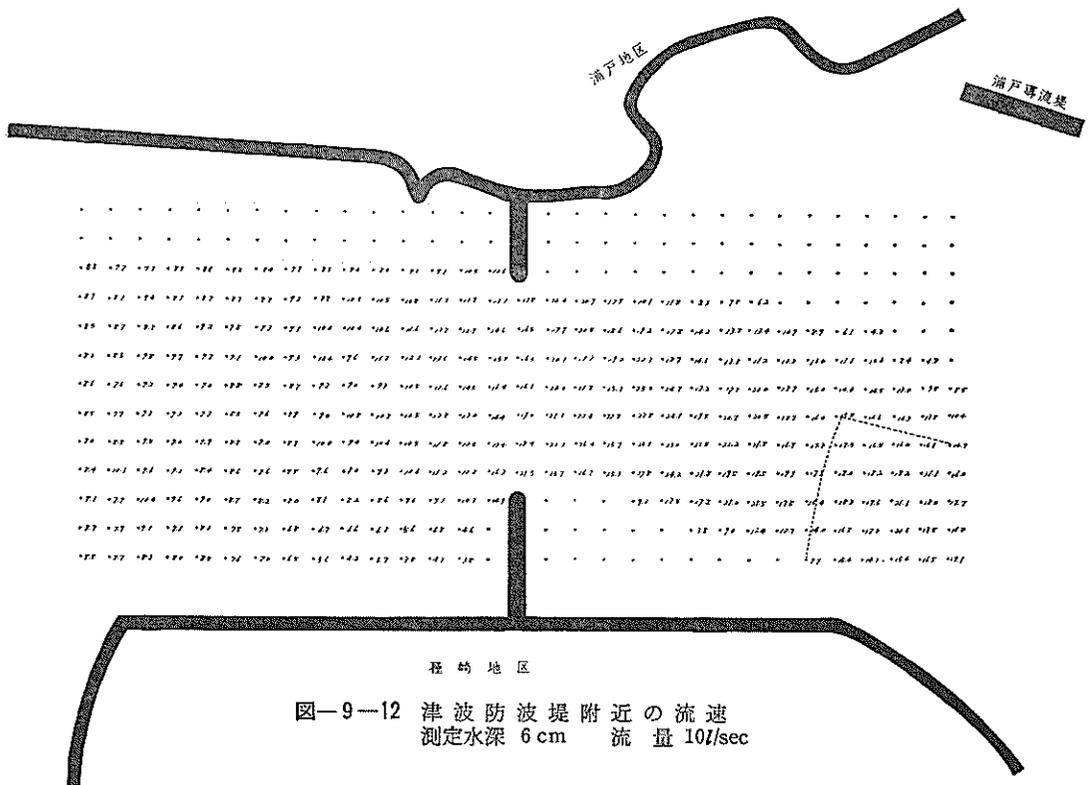
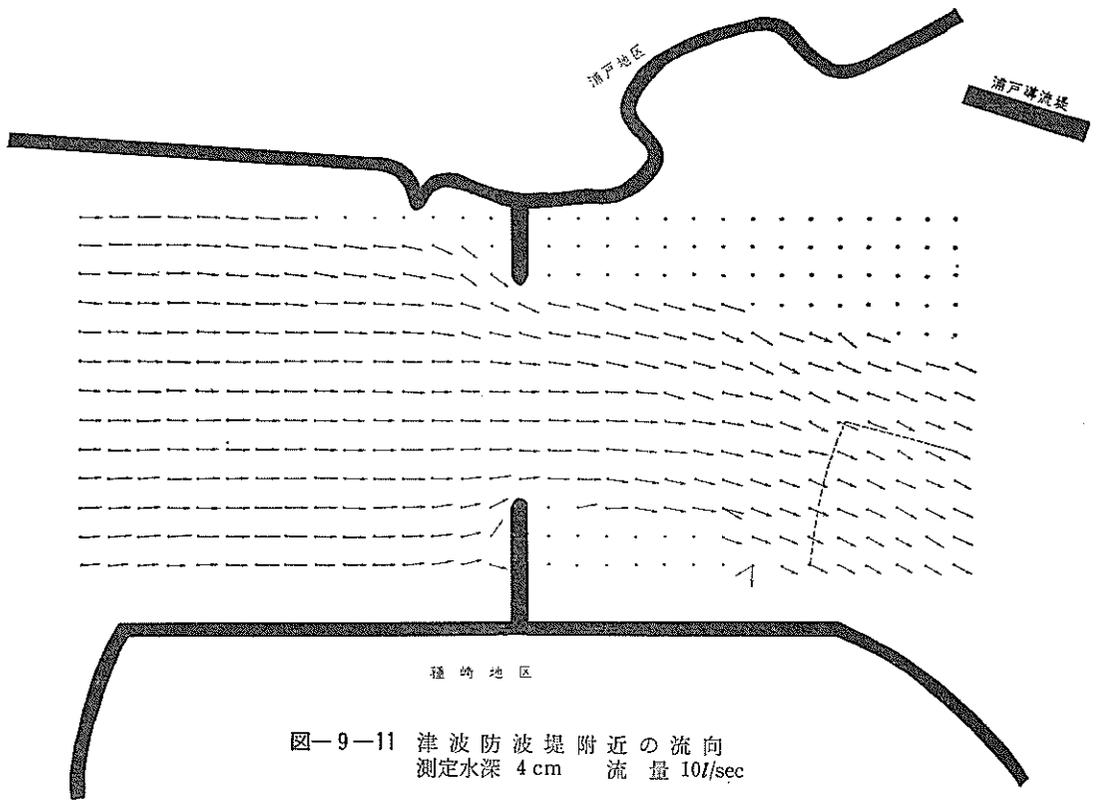
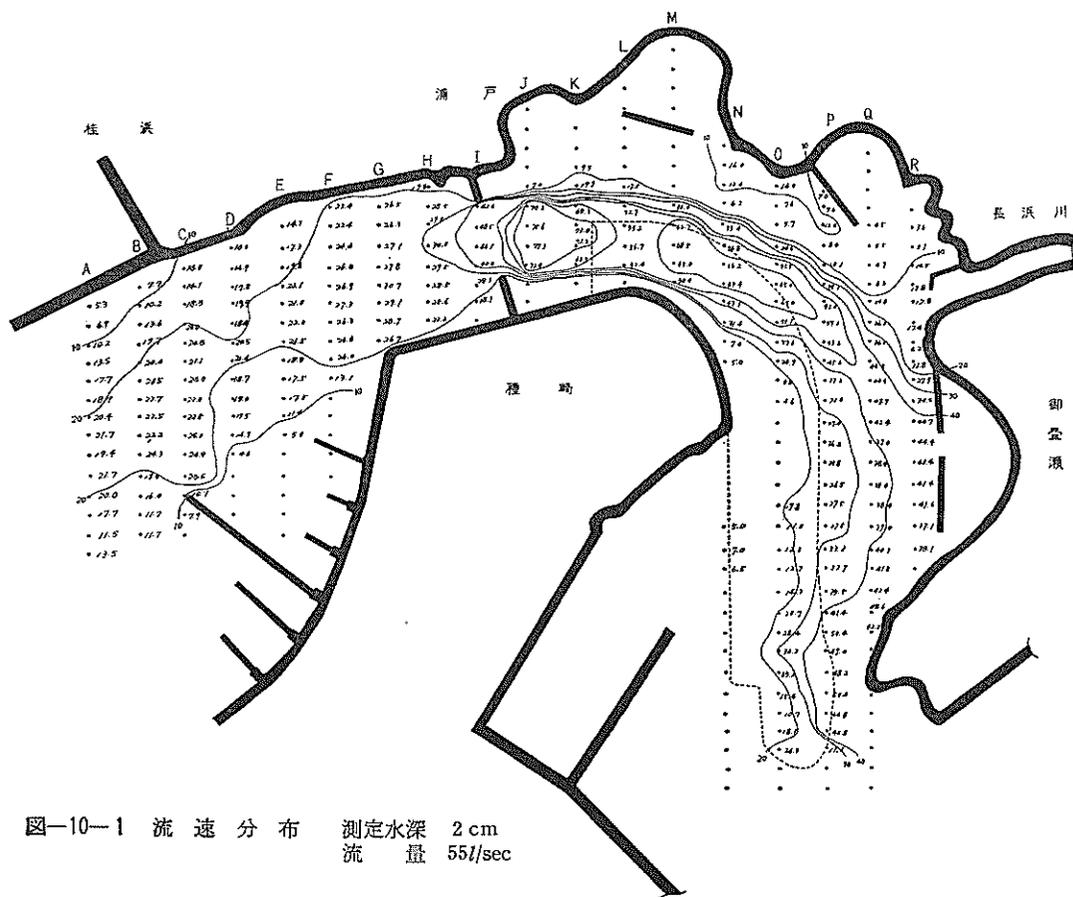
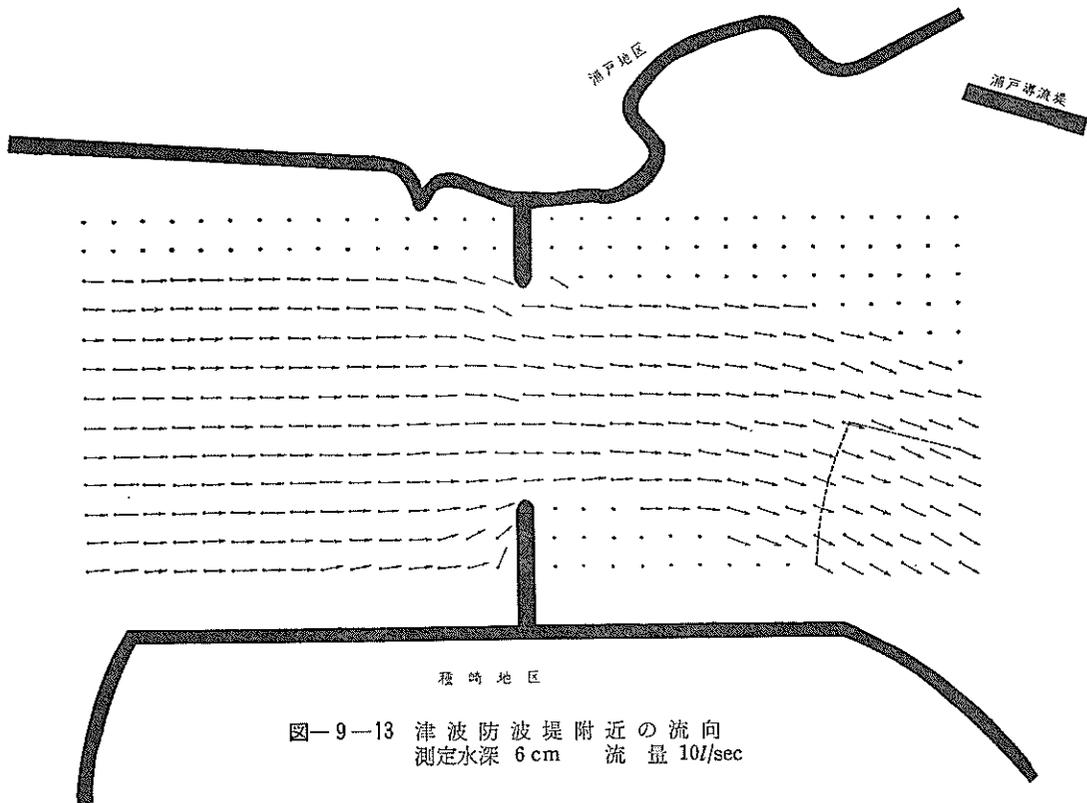


図-9-10 津波防波堤附近の流速
測定水深 4 cm 流量 10 l/sec





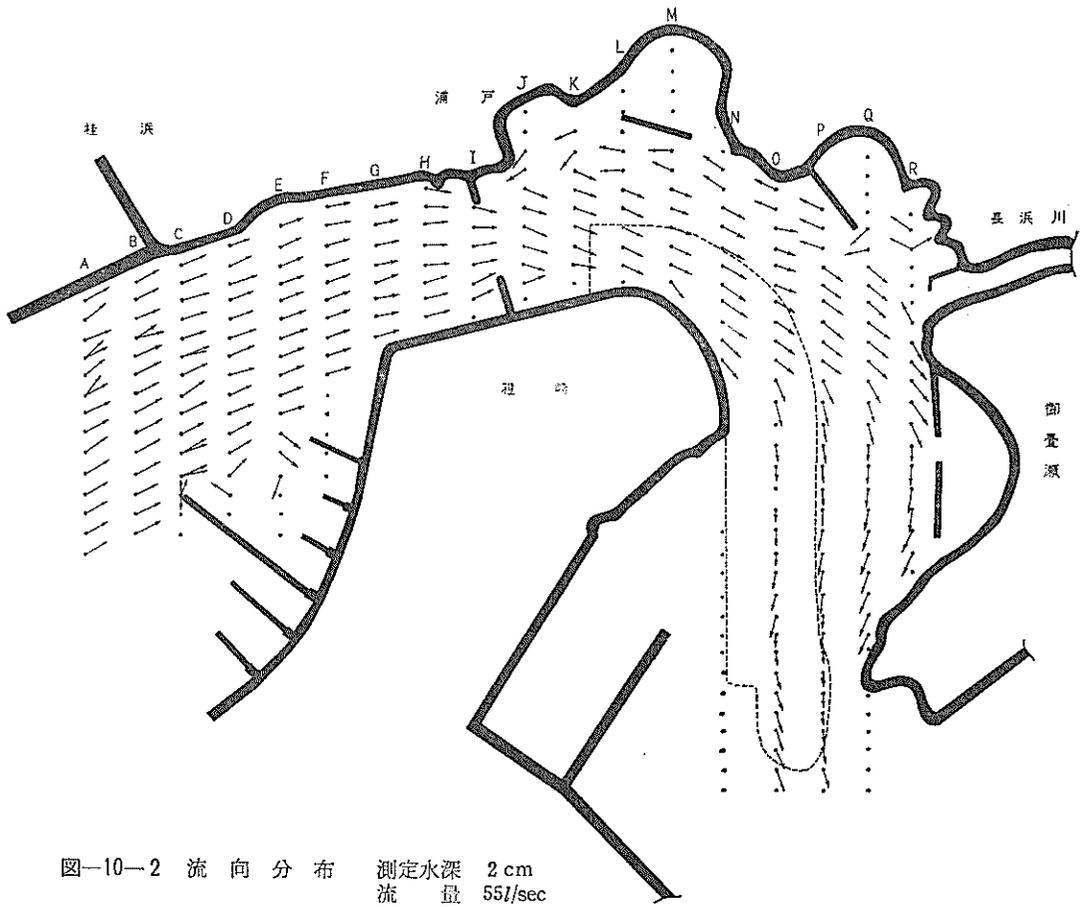


図-10-2 流向分布 測定水深 2 cm
流量 55l/sec

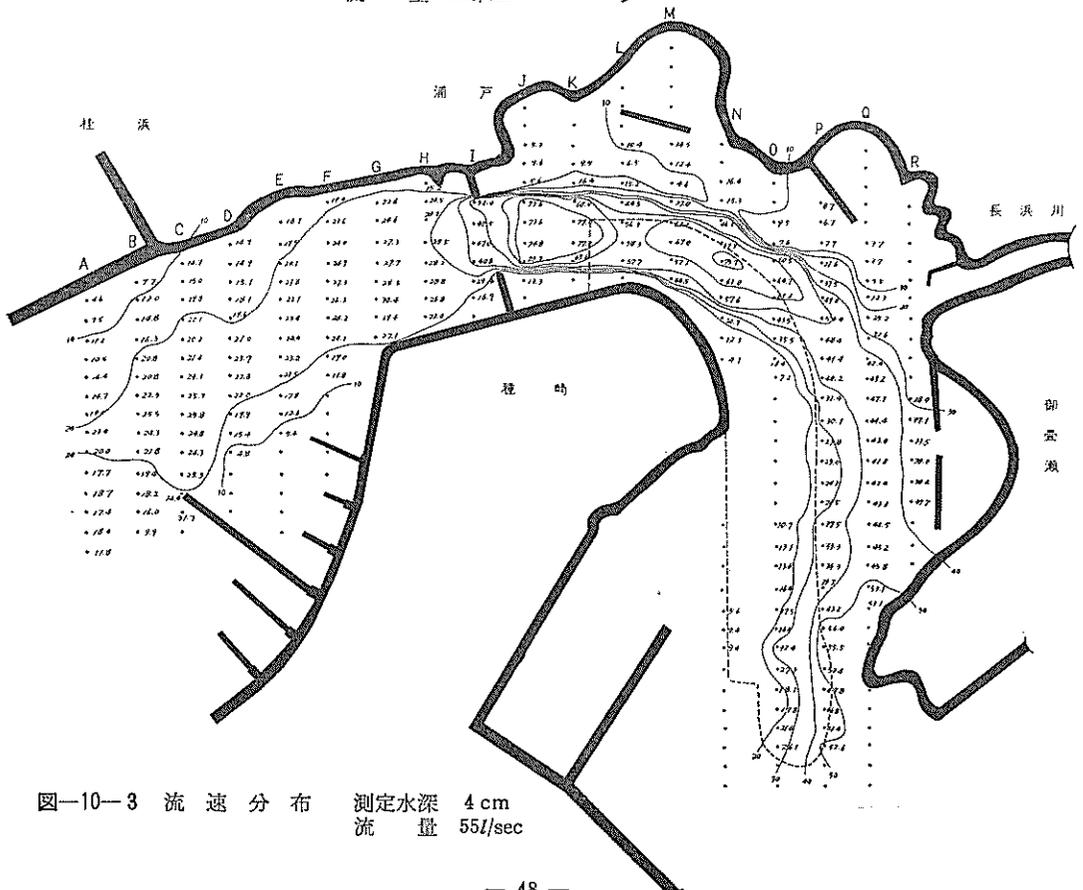


図-10-3 流速分布 測定水深 4 cm
流量 55l/sec

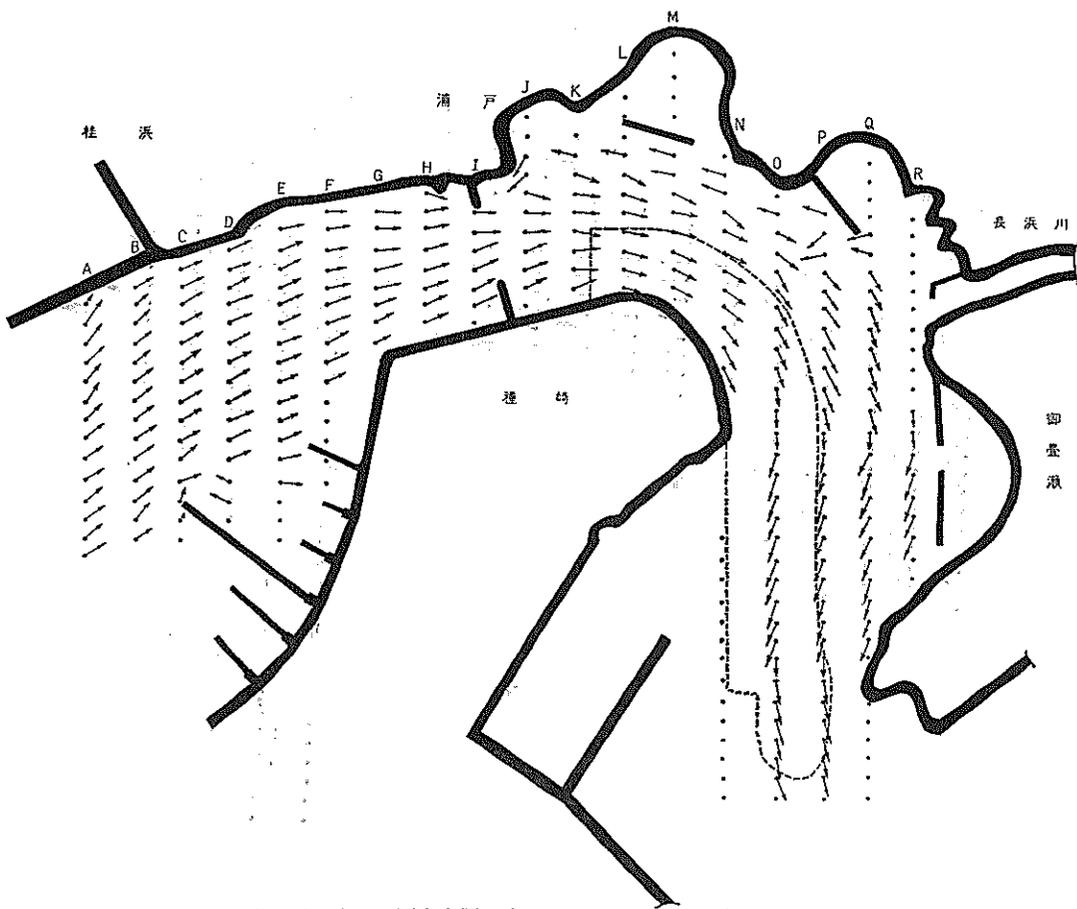


図-10-4 流向分布 測定水深 4 cm
流量 55l/sec

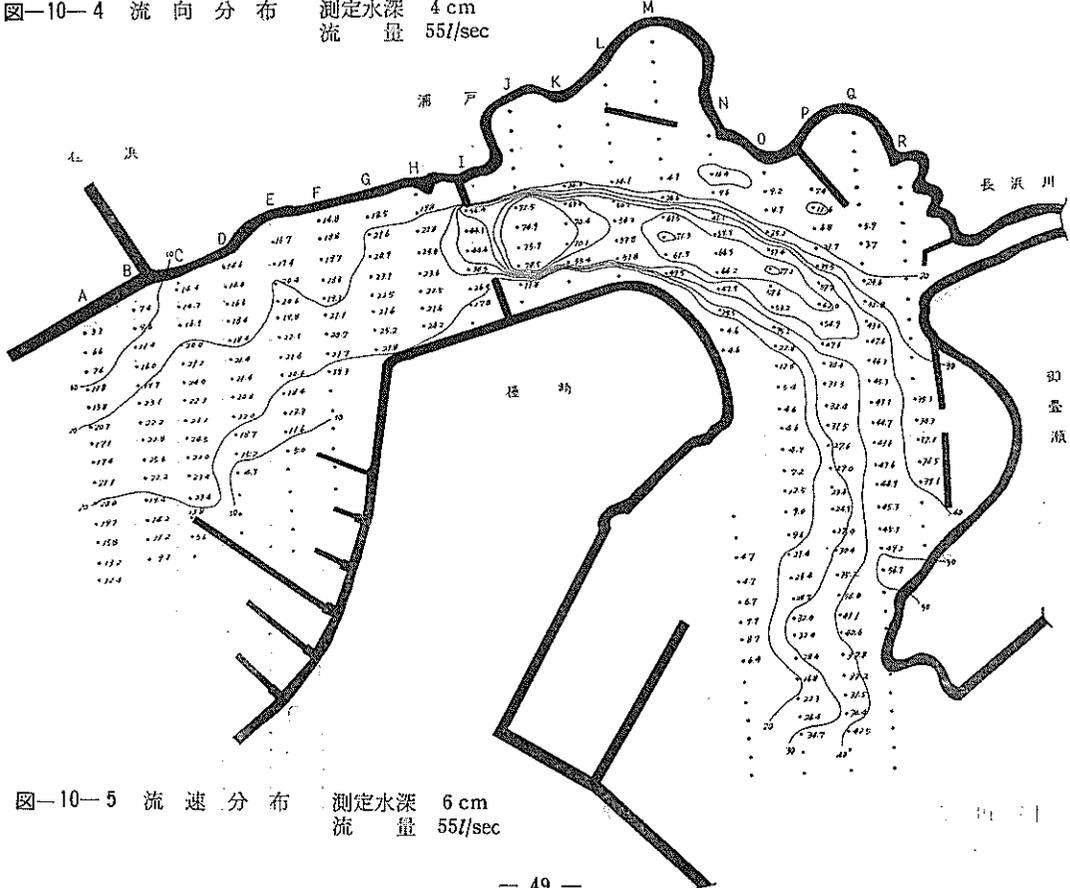


図-10-5 流速分布 測定水深 6 cm
流量 55l/sec

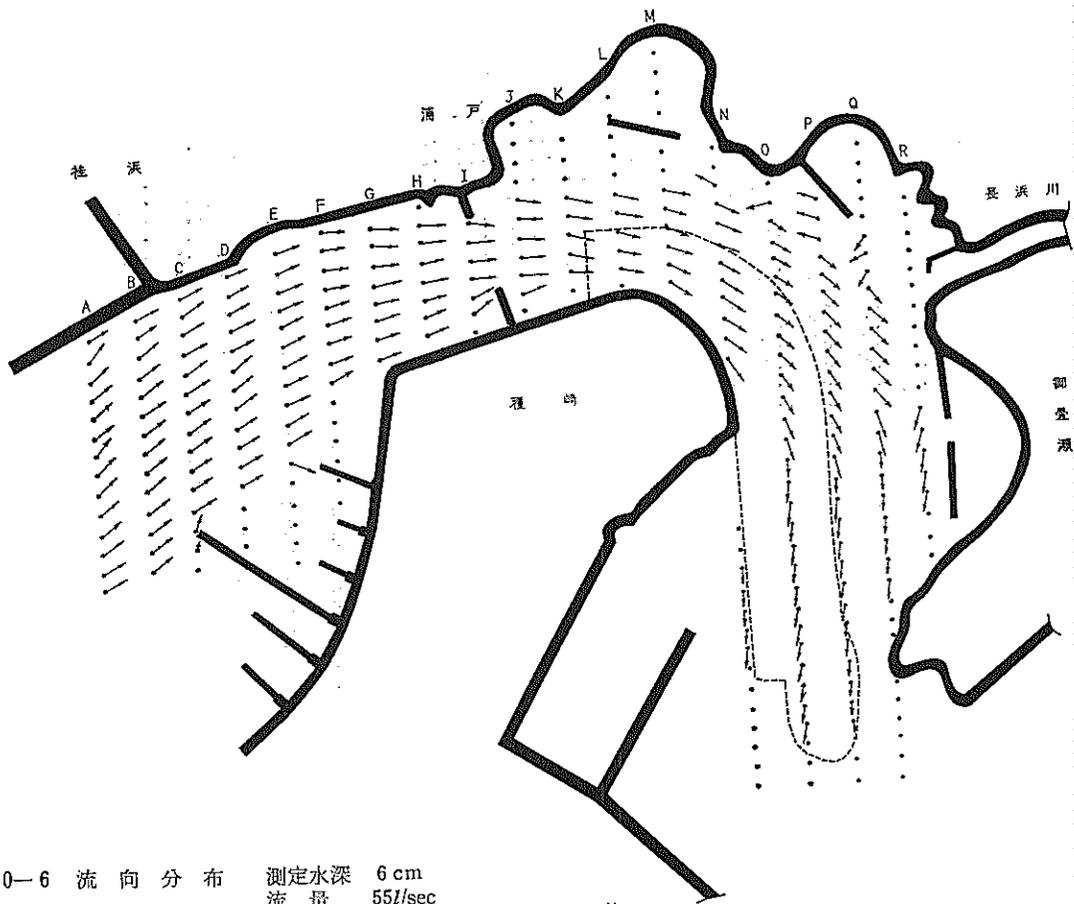


图-10-6 流向分布 测定水深 6 cm
流量 55 l/sec

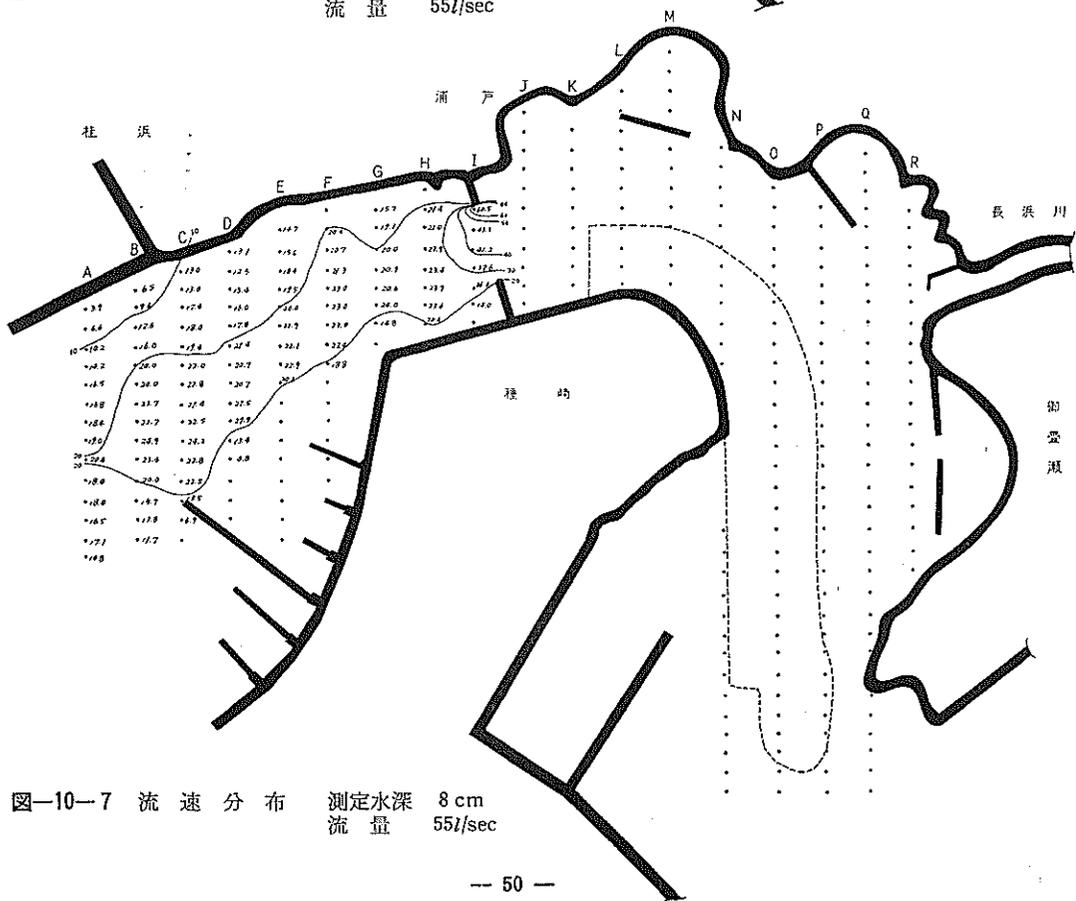


图-10-7 流速分布 测定水深 8 cm
流量 55 l/sec

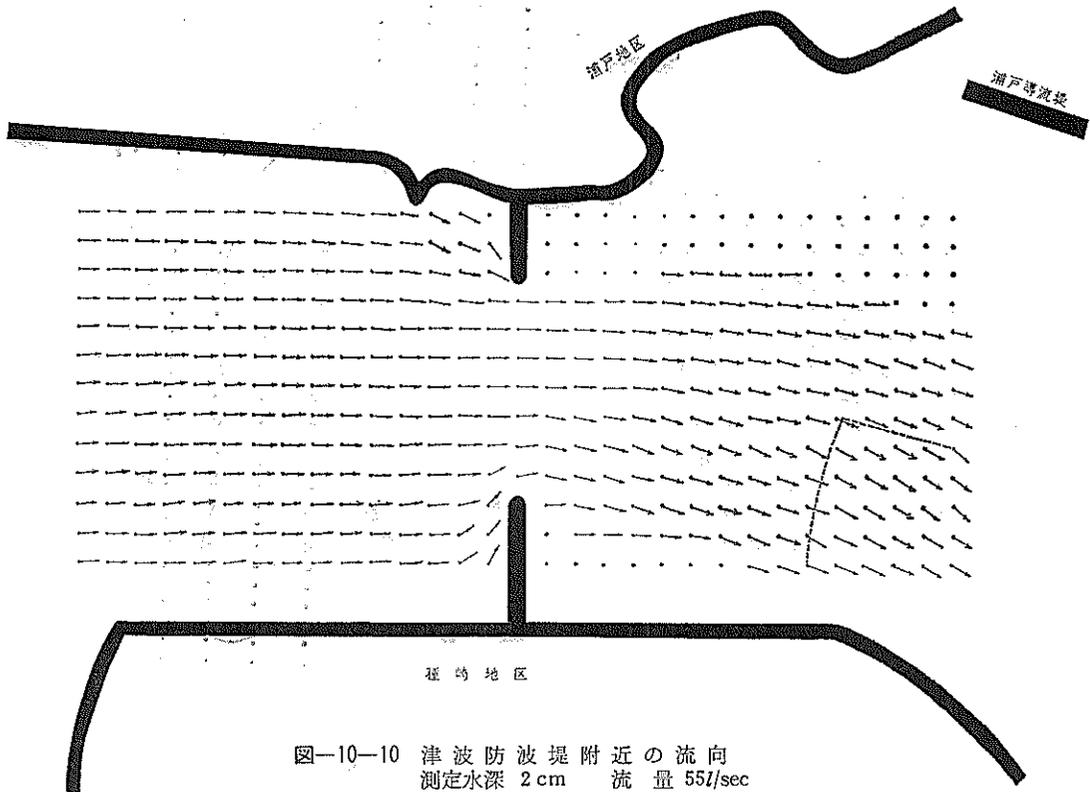


図-10-10 津波防波堤附近の流向
測定水深 2 cm 流量 55l/sec

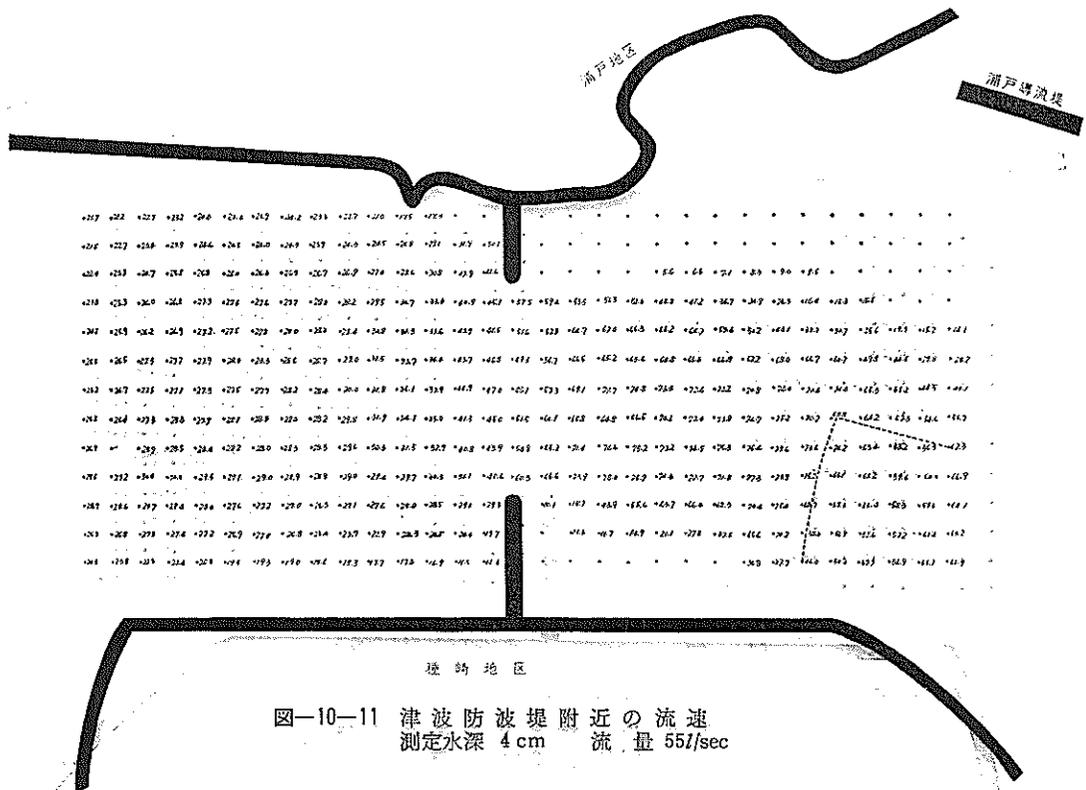


図-10-11 津波防波堤附近の流速
測定水深 4 cm 流量 55l/sec

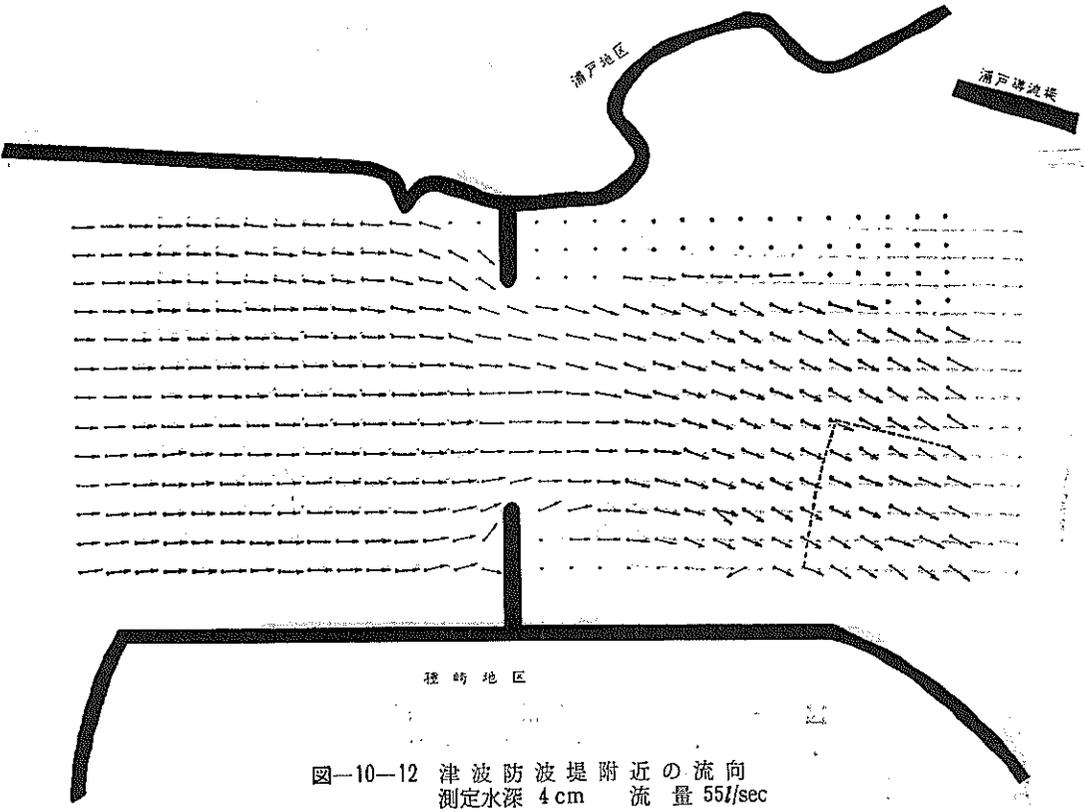


図-10-12 津波防波堤附近の流向
測定水深 4 cm 流量 55l/sec

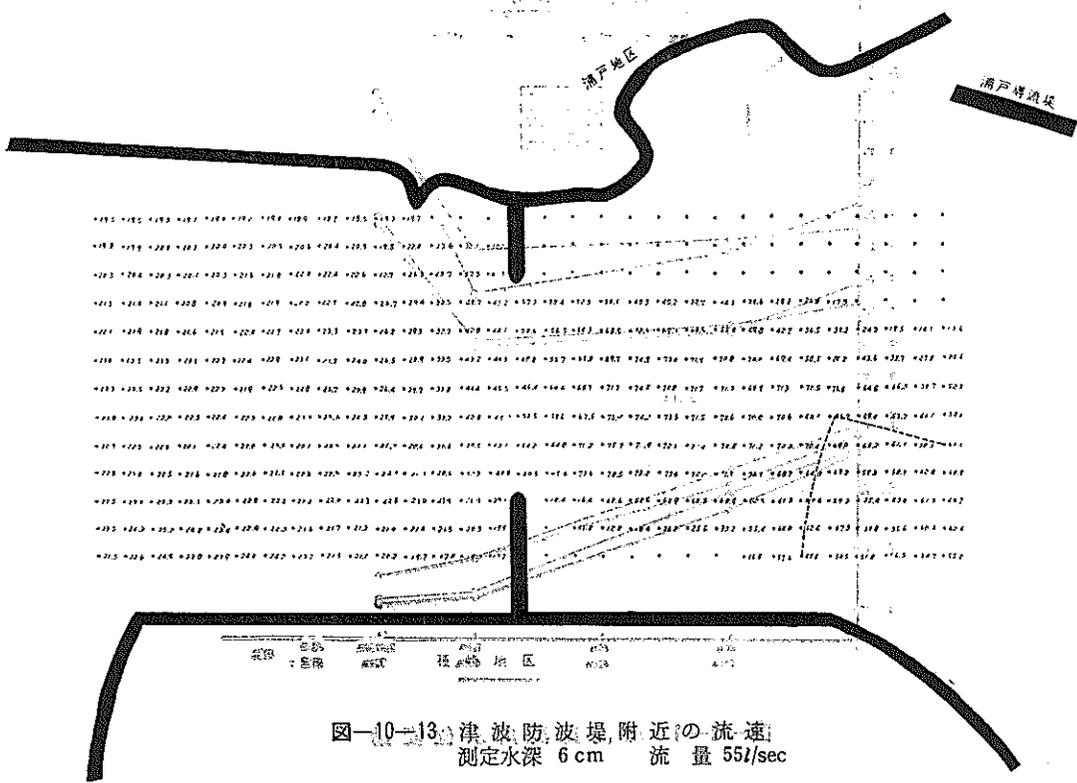


図-10-13 津波防波堤附近の流速
測定水深 6 cm 流量 55l/sec

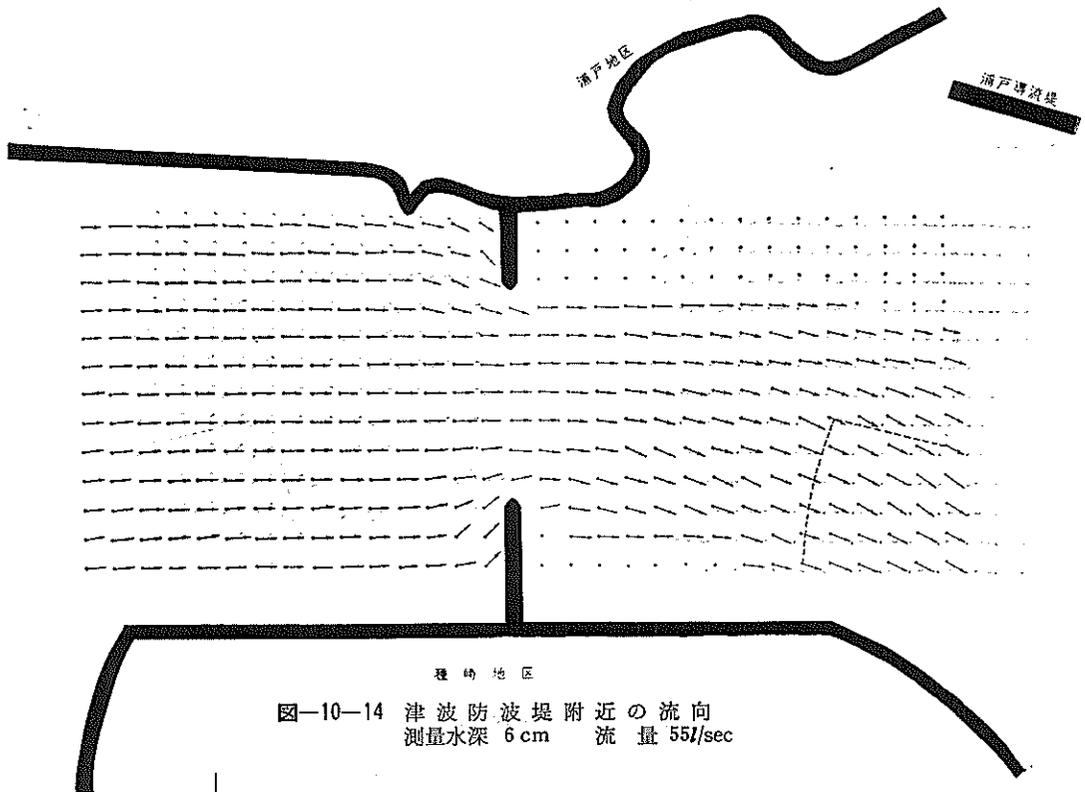


図-10-14 津波防波堤附近の流向
 測量水深 6 cm 流量 55l/sec

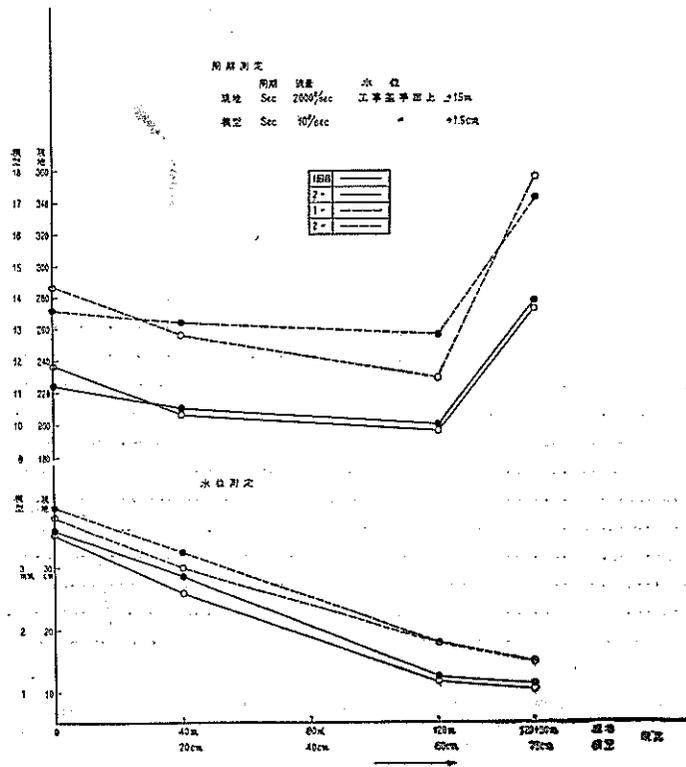


図-11-1 現況長浜川水位変動

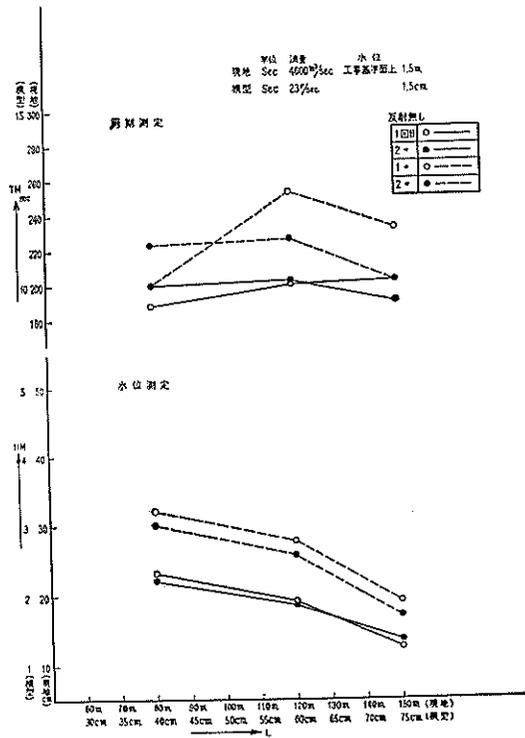


図-11-2 計画断面長浜川水位変動

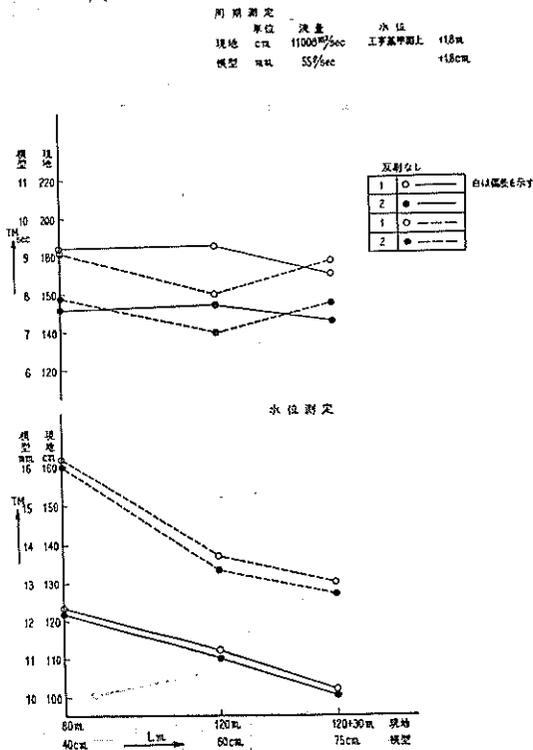
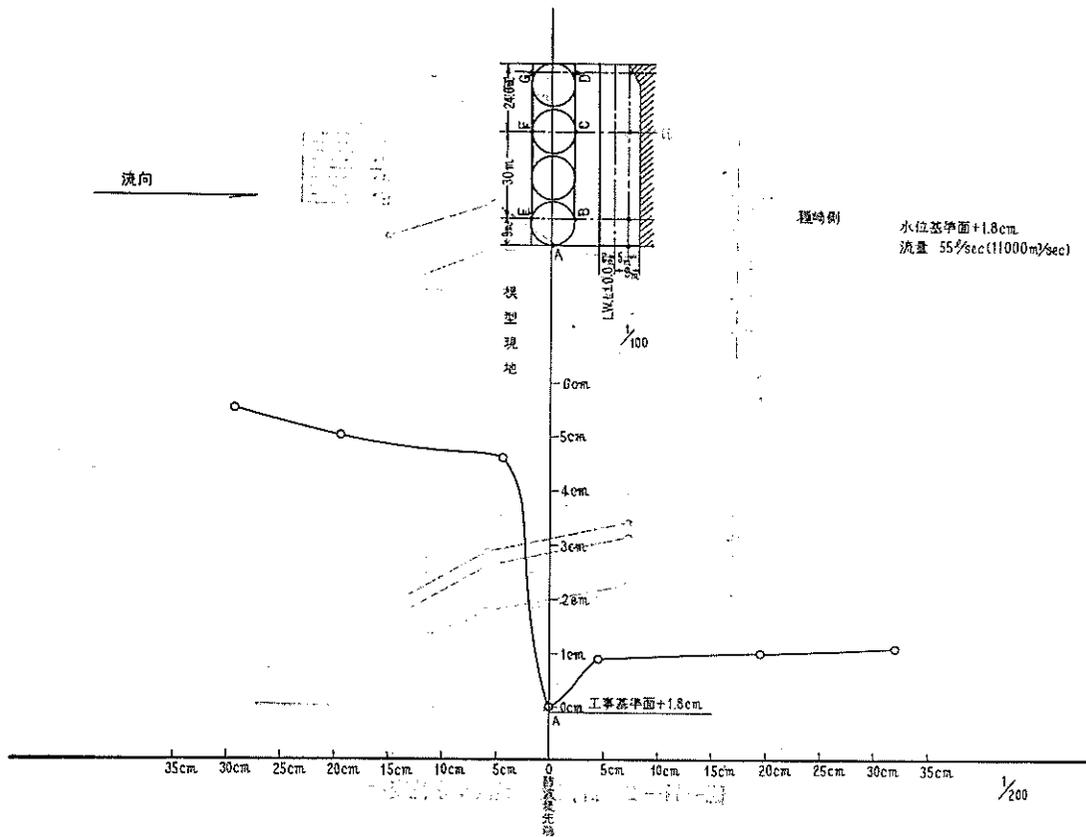
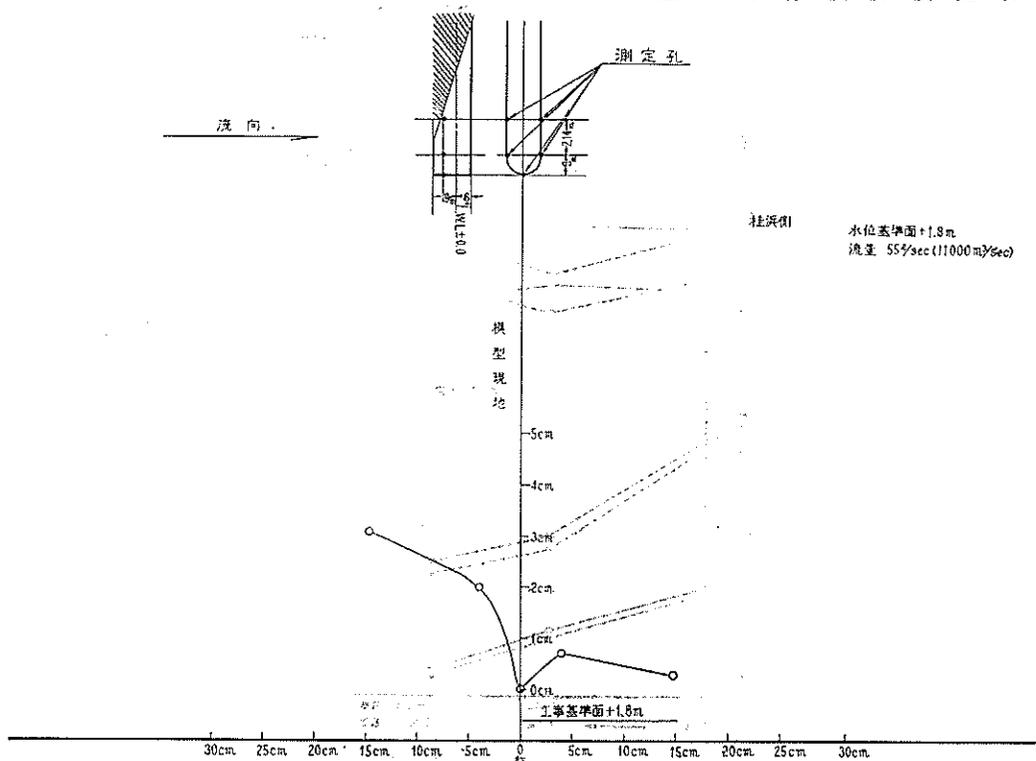


図-11-3 計画断面長浜川水位変動



圖—12—1 津波防波堤水位測定



圖—12—2 津波防波堤水位測定

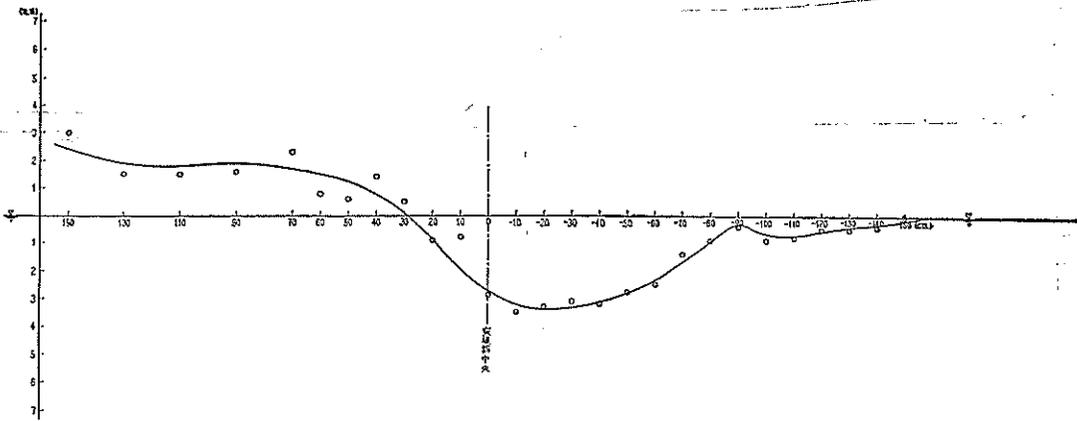


図-12-3 従断の水面勾配
 工事基準面上 $+1.5\text{cm}$
 流量 23l/sec

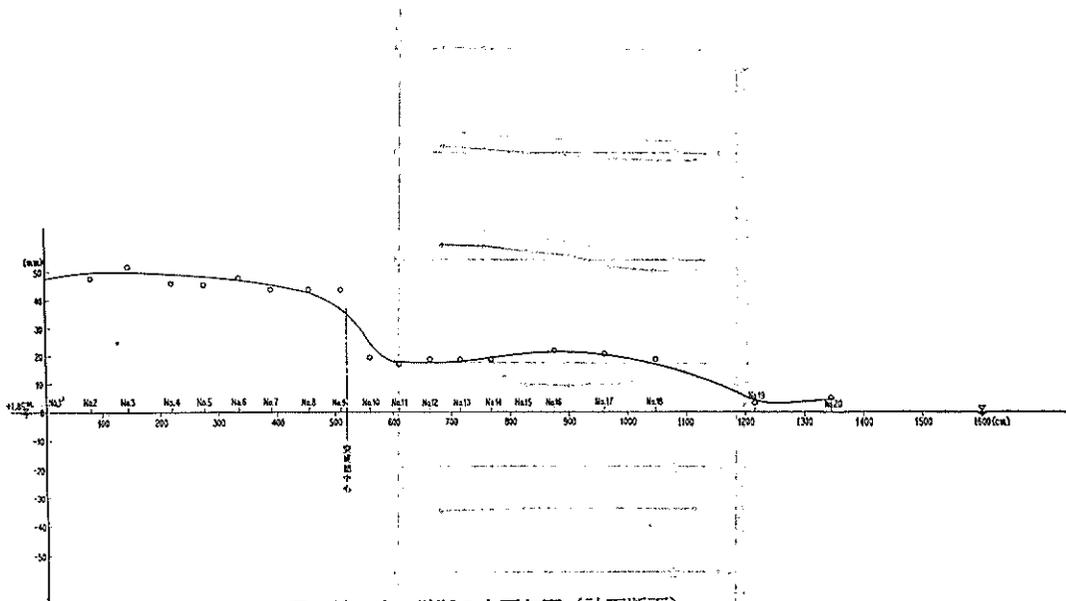


図-12-4 従断の水面勾配(計画断面)
 工事基準面上 $+1.8\text{cm}$
 流量 55l/sec

（資料）建設省 国土院 河川課 河川設計 第一四一四
 河川設計 国土院 河川課
 資料 国土院 河川課

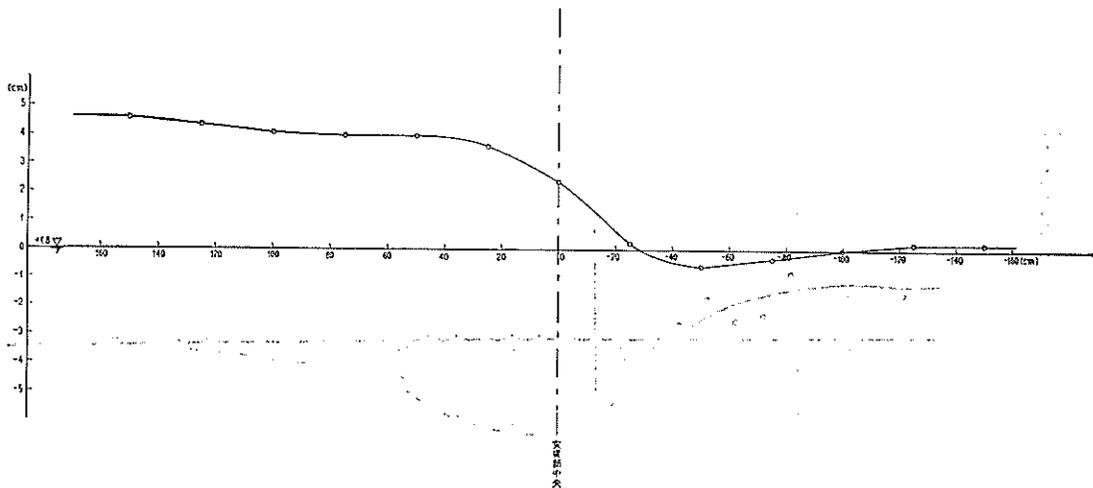


図-12-5 従断の水面勾配 (計画断面改良後)
 工事基準面上 $+1.8\text{cm}$
 流量 55l/sec

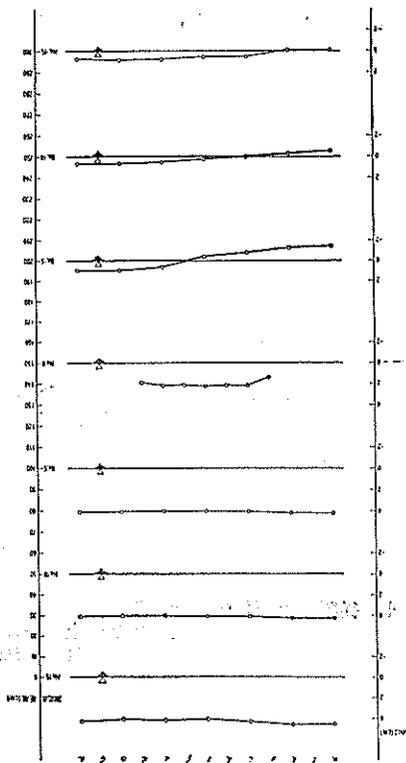


図-12-6 横断の水位勾配 (計画断面改良後)
 工事基準面上 $+1.8\text{cm}$
 流量 55l/sec

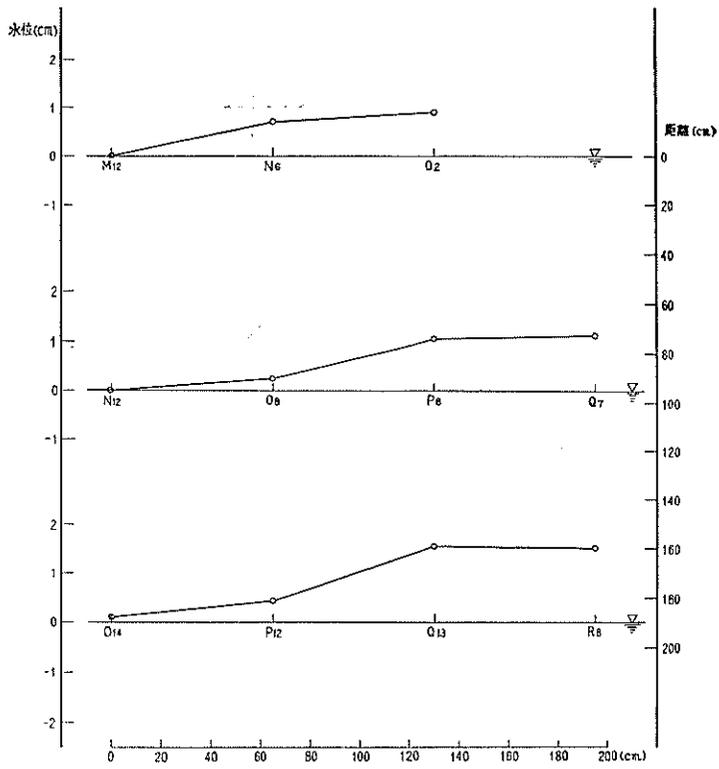


図-12-7 横断の水位勾配 (計画断面改良後)
 工事基準面上 +1.8cm
 流 量 55l/sec

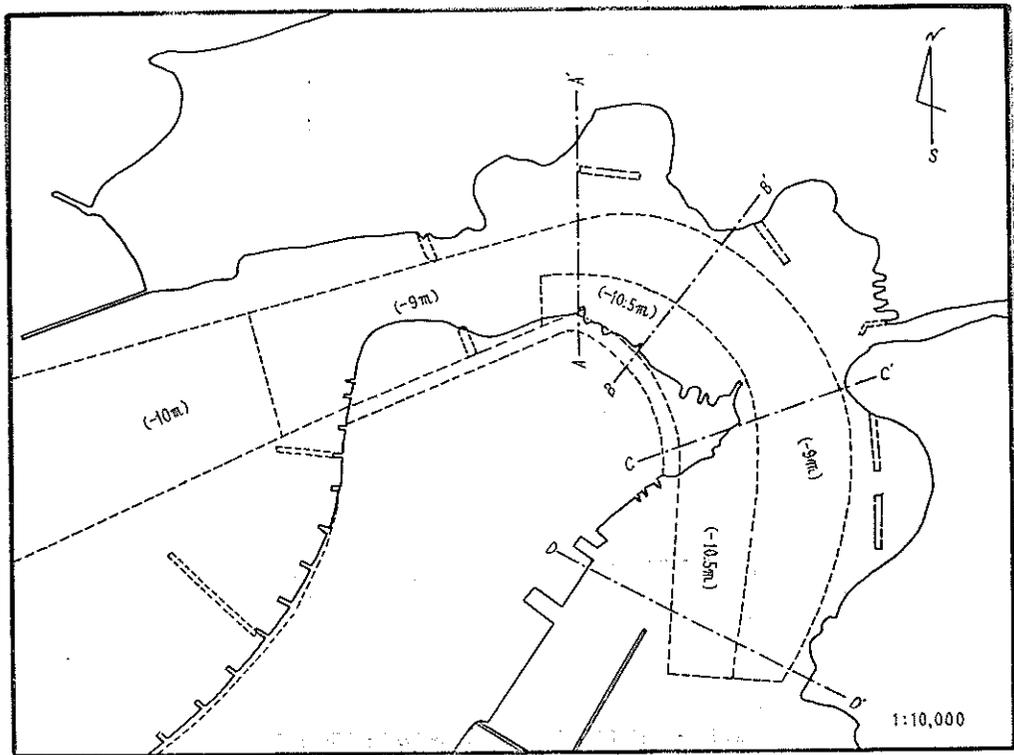


図-13 横断流速分布測定位置

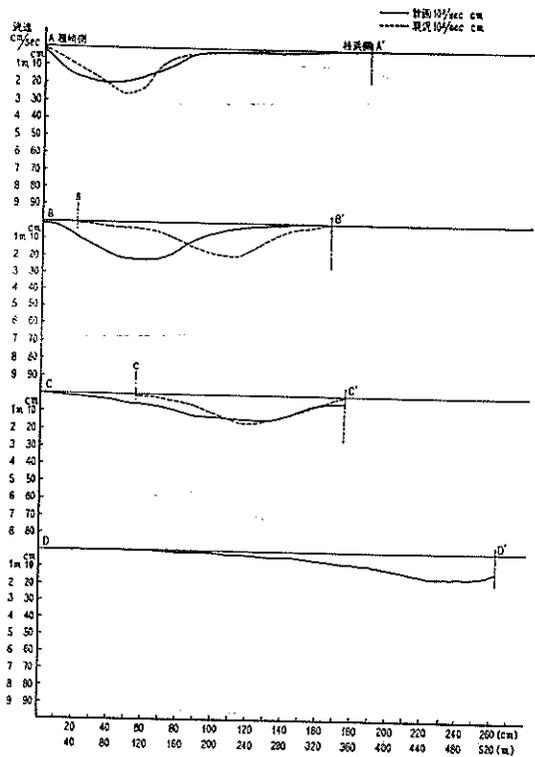


圖-13-1 橫斷流速分布

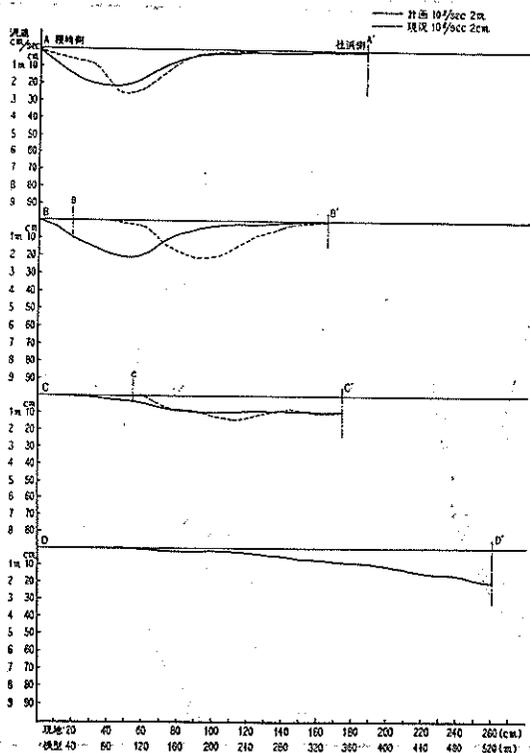


圖-13-2 橫斷流速分布

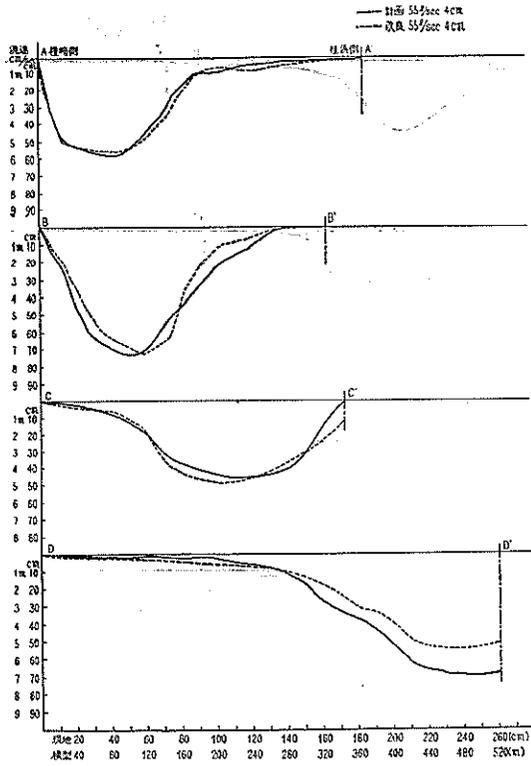


图-13-3 横断流速分布

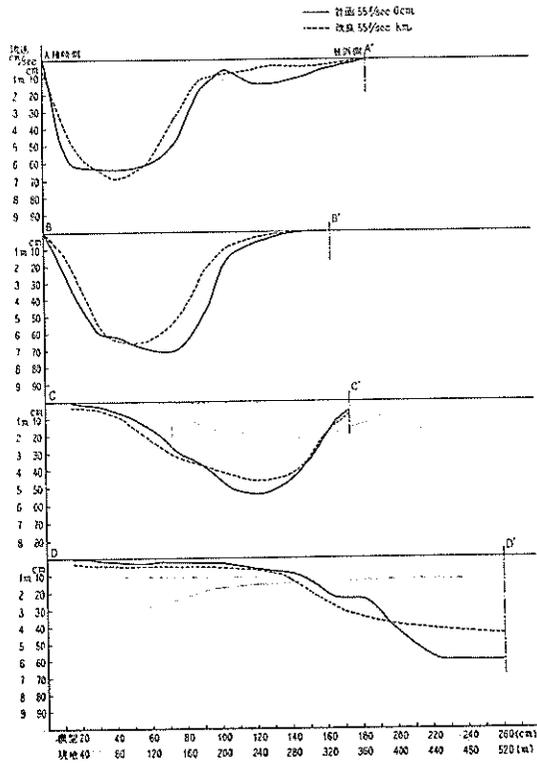


图-13-4 横断流速分布

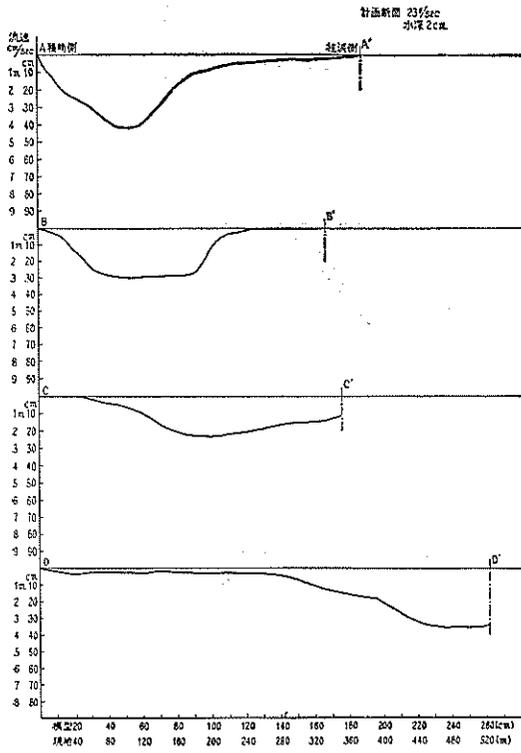


图-13-5 横断流速分布

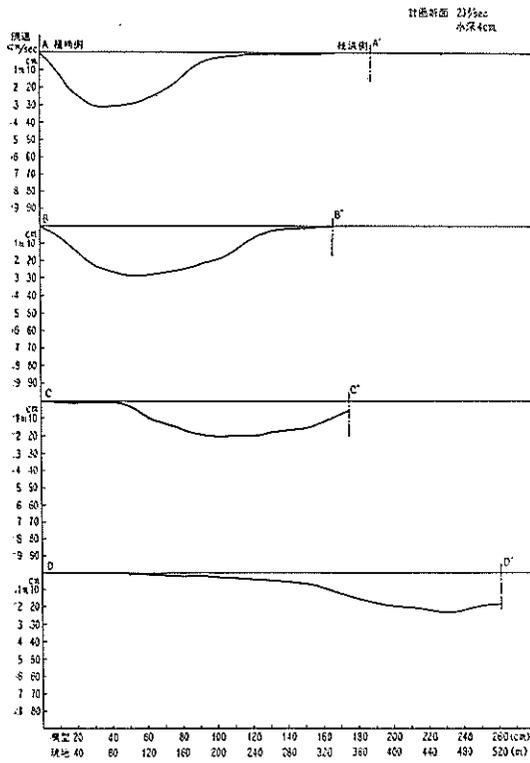
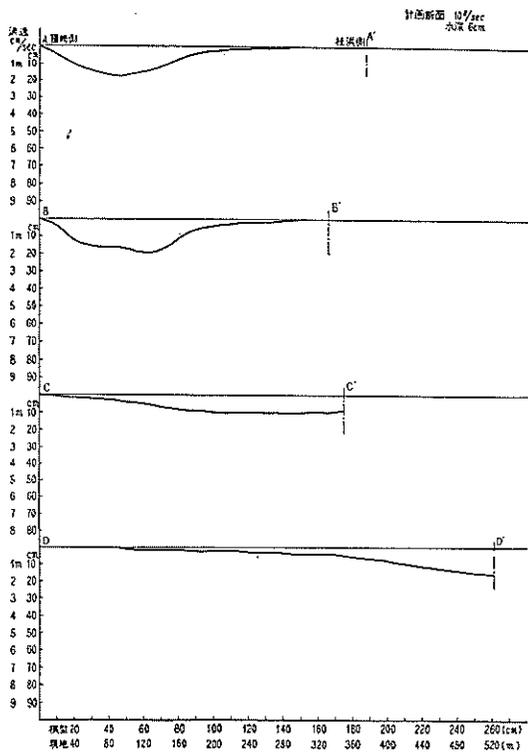
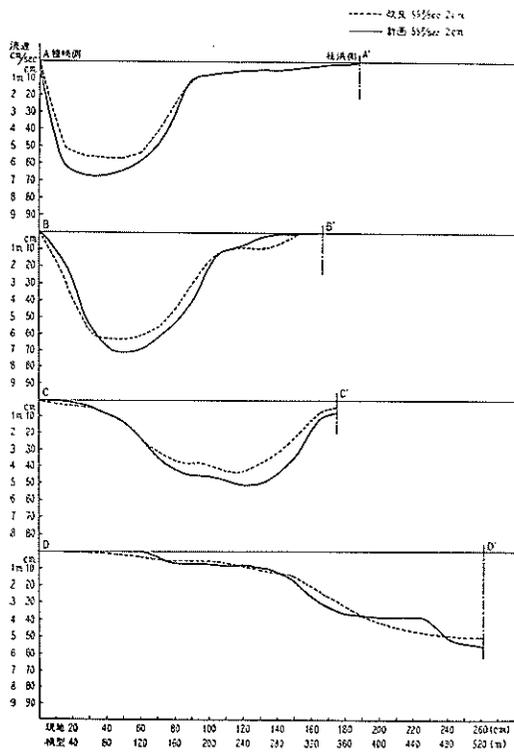


图-13-6 横断流速分布



图—13—7 横断流速分布



图—13—8 横断流速分布