

港 湾 技 研 資 料

TECHNICAL NOTE OF
PORT AND HARBOUR RESEARCH INSTITUTE
MINISTRY OF TRANSPORT, JAPAN

No. 25 September, 1966

高知港津波防波堤に関する模型実験（第2報）……………柴山 煒彦
木村 久雄
高木 幸夫

昭和 41 年 9 月

運輸省港湾技術研究所



高知港津波防波堤に関する模型実験

第 2 報

目 次

英文要旨	1
まえがき	1
第 1 章 概 要	2
1-1 概 要	2
1-2 実験の目的と種類	2
第 2 章 水理実験の相似性に関する考察	2
2-1 実験の必要性	2
2-2 推定粗度	2
2-3 推定津波流量	2
2-4 相似律について	3
第 3 章 実験装置及び測定法	3
3-1 模型製作	4
3-2 給水設備及び測定方法	4
第 4 章 模型実験	5
4-1 大潮落潮時	5
4-2 津波引波時	5
4-3 大潮流心部縦断の水面勾配	6
4-4 津波時横断の水位勾配	7
4-5 津波防波堤の水位測定	7
4-6 長浜川水位変動	8
4-7 流心部の選定	8
4-8 移動床実験	8
第 5 章 結 語	9
あとがき	10
参考文献	11

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

(2nd Report)

Akihiko Shibayama*

Hisao Kimura**

Yukio Takagi**

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.

* Chief Researcher, Hydraulics Division

** Hydraulic Laboratory, Hydraulics Division

高知港津波防波堤に関する模型実験

第 2 報

柴 山 煒 彦 *
木 村 久 雄 **
高 木 幸 夫 **

まえがき

津波防波堤設置による種々の問題点（固定床における津波侵入時及び漲潮時の実験）はすでに第 1 報において報告した通りである。その後漲潮時の移動床実験により港内の局部洗掘、海底洗掘及び退潮時の固定床実験を行った。それらの結果がこの第 2 報に述べられている。

第 1 章 概 要

1-1 概 要

この実験は津波侵入時における津波防波堤設置に伴なう港内の局部洗掘、海底洗掘及び津波の引波と大潮落潮時の実験である。その他については第 1 報に記載されている。尚、洗掘の問題に至っては津波周期の実験の再現及び掃流力、流砂量等に相似率の適用が困難であって現在では相対的に比較実験を行う程度である。

本実験では洗掘を量的に取り扱うことは甚だ複雑であり、従って実験結果も大体定性的の範囲のもので実験の主旨に充分添えなかったことはすこぶる疑問で、これらの結果が津波防波堤の工法決定に多少でも役立てば我々一同の幸いとすところである。

実験は昭和40年6月その準備に着手し7月より3カ月間に渡って予備実験を行い、10月より移動床の本実験を行った。8月の末に依頼された事項に関する模型実験を終了した。

1-2 実験の目的と種類

過去幾度か津波の来襲（近年では南海道地震の津波）を受け甚大な財産及び人命の災害を経験している高知港において、港湾が整備された場合（津波防波堤の設備等）の港湾の条件変化に対して将来来襲が予想される津波によって発生する災害を最少限度に鎮めるために必要

な津波防止工法を実験的に研究する。

又、常時の大潮流による流状の変化が船舶の出入にいかなる影響を与えるかを検討する。今回の実験の種類は特に津波防波堤の洗掘について模型を移動床にし、津波侵入による洗掘量及び基礎の安定性に検討を加えた。又固定床実験は前回模型実験に引きつづき津波の引波及び大潮の退潮時の流状が港内にどのような影響を及ぼすかを研究する。

高知港の計画は図-1の通りである。

第 2 章 水理実験の相似性に関する考察

2-1 実験の必要性

高知港に津波が侵入することを最小限度に鎮めるため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ことは困難なので模型実験により具体的な流状について調べる必要があった。ここで本実験の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、海底洗掘及び堆積を調べる。
- (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）に長浜川における水位変動変化について

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ため模型実験を行ったものである。

2-2 推定粗度

現地観測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面積及び平均径深を求めた。これらの現地観測は昭和37年8月17日及び8月18日の両

* 水工部 主任研究官

** 水工部 水理研究室

日に行った粗度計算は次式を用いた。

$$R = \frac{A_0}{P_0} \dots\dots\dots 1-1$$

$$V = \frac{Q}{A_0} \dots\dots\dots 1-2$$

$$n = \frac{R^{\frac{2}{3}} \sqrt{I}}{V} \dots\dots\dots 1-3$$

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

断面 A_0 潤辺 P_0 径深 R 平均流量 Q 流速 V
 1447.0 263.6 5.4904 828 0.496

$\sqrt{I} \times 10^{-3}$ 粗度 n
 7.478 0.04064

以上の数値は現地観測の結果である。詳細は港湾技術研究所報告第3巻2号高知港津波防波堤に関する模型実験に記載されている。

模型換算粗度は

$$\frac{n}{1.52} = 0.0267 \text{ となる}$$

本実験では移動床における津波侵入時の局部洗掘、海底洗掘及び堆積の実験と固定床における津波引波及び大潮落潮時の実験である。その他の実験については第1報において報告した通りである。

2-3 推定津波流量

津波が港内に侵入し津波防波堤を通過後水位の減衰を起すことは第1報で解明できたが、これらの津波が引波として防波堤を通過する時、いかなる水位差が発生するかは本模型実験では再現できない。これらを推定するにあたり本実験前に当研究所において高知港における港内に侵入する津波の計算を行っている。

この計算の結果から港内及び津波防波堤間における水位差の平均をもって本実験の水位とし、その水位差が発生する流量をもって津波流量とした。

表一 計算による水位差

港 口	津波防波堤
-2.95	-0.05
-2.15	-0.25
-1.95	-0.35
-7.05	-0.65

平均 -2.3m 水位差 -2.08m, -0.22m
 工事基準面上 +1.8m

2-4 相似性について

本実験では流れの作用についての実験であって、固定床及び移動床について津波の流況における洗掘等の相似率を求め模型の測定結果と比較した。ここで実験室の大きさより先づ模型の長さの縮尺 ($1/n^2$) が2-1式の如くなる。仮に現地では Suffix 1 とし、又模型では Suffix 2 とし共に同一単位をもって測ったものである。

更に模型では現地と同じ密度をもつ砂を使用しているから密度は変わらないという条件(2-2)と、重力の加速度は現地と模型においても変わらないという条件(2-3)のもとに力学上すべての量が決定される。

$$\frac{l_2}{l_1} = \frac{1}{n} \dots\dots\dots 2-1$$

$$\frac{m_1}{l_1^3} = \frac{m_2}{l_2^3} \dots\dots\dots 2-2$$

$$\frac{l_1}{l_1^2} = \frac{l_2}{l_2^2} \dots\dots\dots 2-3$$

$$(2) \text{より} \frac{m_2}{m_1} = \frac{l_2^3}{l_1^3} = \frac{1}{n^3} \dots\dots\dots 2-4$$

$$(8) \text{より} \frac{l_2}{l_1} = \frac{l_2}{l_1^{\frac{1}{2}}} = \frac{1}{n^{\frac{1}{2}}} \dots\dots\dots 2-5$$

$$\text{面 積} \frac{s_2}{s_1} = \frac{l_2^2}{l_1^2} = \frac{1}{n^2} \dots\dots\dots 2-6$$

$$\text{体 積} \frac{c_2}{c_1} = \frac{l_2^3}{l_1^3} = \frac{1}{n^3} \dots\dots\dots 2-7$$

$$\text{流 速} \frac{v_2}{v_1} = \frac{l_2 t_2^{-1}}{l_1 t_1^{-1}} = \frac{1}{n^{\frac{1}{2}}} \dots\dots\dots 2-8$$

$$\text{加 速} \frac{a_2}{a_1} = \frac{l_2 t_2^{-2}}{l_1 t_1^{-2}} = 1 \dots\dots\dots 2-9$$

$$\text{流 量} \frac{Q_1}{Q_2} = \frac{l_2^3 t_2^{-1}}{l_1^3 t_1^{-1}} = \frac{1}{n^{5/2}} \dots\dots\dots 2-10$$

$$J \frac{\beta_2}{\beta_1} = \frac{m_2 l_2 t_2^{-2}}{m_1 l_1 t_1^{-2}} = \frac{1}{n^3} \dots\dots\dots 2-11$$

以上の式により

$$i = \frac{h}{l} \dots\dots\dots 2-12$$

$$v = h^{\frac{1}{2}} \dots\dots\dots 2-13$$

$$c = \left(\frac{l}{h}\right)^{\frac{1}{2}} \dots\dots\dots 2-14$$

$$Q = \frac{Q_1}{Q_2} = l h^{\frac{3}{2}} \dots\dots\dots 2-15$$

$$l = l h^{-\frac{1}{2}} \dots\dots\dots 2-16$$

$$Q = lh^2 \dots\dots\dots 2-17$$

$$a = l^{-1}h \dots\dots\dots 2-18$$

- i 河床勾配
- l 水面距離
- h 垂直距離
- v 流速
- c 流出係数
- Q 流量
- n 粗度
- T 時間
- P 力
- a 加速度

流出係数 c は 2-14式から $c = \left(\frac{h}{l}\right)^{\frac{1}{2}}$ であるが mann-

ing の流速公式を用いれば、流出係数 c は $c = \frac{1}{n} R^{\frac{1}{2}}$ であるから粗度係数は次式の通りとなる。

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

この模型では水平縮尺 $\left(\frac{1}{l}\right)$ 1/200 垂直縮尺 $\left(\frac{1}{h}\right)$ 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-1 の通りである。模型粗度の推算は港研報告第3巻2号 高知港津波防波堤に関する模型実験に記載してある。

表-2

	現地	
水平 l	1	1/200
垂直 h	1	1/100
流速 v	1	1/10
流量 Q	1	2×10^5
時間 i	1	1/20
粗度 n	1 (0.0406)	1/1.52 (0.0267)

又本実験に使用した砂は平均粒径 0.2mm のものであって現地との相似率は簡単に次の様に限界掃流力等について比較すれば

$$k_1 d_1 \quad \tau_1 = \rho g h_1 \frac{dh_1}{L_1} \quad \text{現地} \dots\dots\dots 3-2$$

$$k_2 d_2 \quad \tau_2 = \rho g h_2 \frac{dh_2}{L_2} \quad \text{模型} \dots\dots\dots 3-3$$

$$k = (\rho_s - \rho_w) \phi \left(\frac{d_0}{\beta} \right) \dots\dots\dots 3-4$$

$$k d_2 = \rho g \frac{h_1}{100} \frac{n_1 h_1}{100} \frac{200}{L} = \frac{n}{50} \rho g h_1 \frac{dh_1}{L} \dots\dots\dots 3-5$$

$$k d = \rho g h_1 \frac{dh_1}{L} \dots\dots\dots 3-6$$

$\therefore d_2 = d_1 \frac{1}{50} n$ (n は 1 又はそれよりやや大きい値であろう)

津波発生と同機構の実験は再現が不可能である。ここで津波の変動波型の (+) 側をもって本実験を再現している。よって模型において d は 1/50 にして縮尺しなければならない。高知港津波防波堤設置付近の平均粒径は 3mm 程度である。これらを縮尺すれば粒径 0.1mm 以下となるが洗掘堆積のごとき問題は流砂力、流砂量等に関する式は今まで完全ではなく、相似率を無視し平均粒径 0.2mm の砂をもちいて実験を行っている。

従って実験結果を現地のものに関係づけるためには、相似率以外の手段を必要とする。その手段としては現地の状態が模型においていかなる程度に再現できるか、又条件をかいた模型実験を行いそれらに共通せる傾向性質を抽出することが考えられる。又現地における最も顕著な現象であってしかも工事の際に影響を及ぼすもの、例えば洗掘、堆積の位置は前者のために発生せる流状の変化等が模型において正しく再現できれば現地を支配する自然の力を完全に理解したことになり、その実験結果は現地に適用することができる。このことは一般に容意なことではなく現地と模型とでは状態に誤差が発生する。この誤差からその模型実験の精度すなわち実験結果の適用性を判断をしなければならない。

第3章 実験装置及び測定法

3-1 模型製作

本実験の固定床模型は当所流理実験室 (24.9m×15m) 内に設け 16.5m×13m の範囲で水平縮尺 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げとし昭和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わせるため今までの模型実験と W.E.S 等にお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 10cm 間隔 (千鳥) に取付け実験的に粗度を決定した。

移動床模型製作は固定床による実験終了後模型を解体し同一縮尺をもって製作した。沈砂槽は下流部に設け回流水路内に砂の混入を防ぐようにした。又洗掘の発生がおこり得ると思われる区域の (津波防波堤前面より下流

部全般にわたり床面下約40cm掘り下げ洗掘実験用砂約9m³を計画水深に合わせ、一様に締め固め製作した。

3-2 給水設備及び測定方法

本模型の給水設備は30kw電動機に直結させた300耗斜流ポンプを動力とする回流水路中にある。図1-1に示す模型流出口により低水槽ポンプ、高水槽及び樋頭水槽を経て再び模型上に回流する。流量の制御は樋頭水槽に設備してある幅80cmの短型鋭縁量水堰の溢流深と流量との関係を計算及び実測を行い、関係曲線を作成して高水槽のバルブを調整し一定の流量をきめた。又津波時の水位変化を模型上に再現するために電子装置を用いた自動流量調整器を使用している。これは既定の用紙上に任意の流量曲線を作成し、本器内でその曲線上の流量を合致させるようバルブの開閉を行うものである。水位は水位測定点として、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1mmの精度で現地換算による水面勾配に合せた。

固定床における流速測定は小型トランジスタ流速計(プロペラ径20mm/m, 最高150cm/sec, 最低3cm/sec,)を使用し水面下2cm, 4cm, 6cm, の流速を40sec間の平均をもって測定した。

流向測定は流速測定と同時に進行流速計後部に、白木綿糸約10cmを取り付けその触れの方向を分度器で測定した。又移動床実験では津波発生を上記の自動流量調整器最大流量55/secに予定の流量曲線を作り、80sec, 3分, 5分, 10分, 20分, 30分, 60分, 120分, 間における洗掘量の高さをポイントゲージにて図2-9の位置にて測定し、全体の傾向を模型上8mより広角レンズ付カメラにて撮影し両方法をもって測定した。又、長浜川水位変動及び津波防波堤水位差測定は抵抗線式水位計を使用し、水位変化をオシログラフに記録しその平均をもって測定値とした。本文に用いる数値は原則として模型における値をとり現地への換算値は()で記入する。

第4章 模型実験

4-1 大潮落潮時

大潮落潮時の実験では流量10/sec(2000m³/sec)で水面下2cm(2m)の流況を示したもので、図-10~11の如く浦戸湾より流入する流れはみませ付近を平行に進み、流速増加もなく長浜川前面にても流心は中心に存在する。この付近での最大流速はN-12で12.8cm/sec(128cm/sec)程度である。この流れは本地型の湾曲部での影響がほとんどあられず、この湾曲に沿って流れるものである。これらは低流速の為円心力が働かずスムーズ

に回転するものと思われる。この為長浜川の流入はほとんど見うけられない。

浦戸地区に流入した流れは津波防波堤前にて流速が増加し、浦戸地区J3~4にて最大流速16.2cm/sec(162cm/sec)程度に発達する。これらは津波防波堤の絞り間隔が計画では170mの為広い水道から急激に絞られた為流速が増加するものである。津波防波堤中心では流速が最大になり特に桂浜側I-1で23.3cm/sec(233cm/sec)種崎側I-5で21.9cm/sec(219cm/sec)となる。この流れは浦戸湾から流入時の2倍以上に流速が増大している。

その後津波防波堤通過後も、流速の減少は見えず、H-5にて21.6cm/sec(216cm/sec)でさらに進み桂浜地区E-6に達している。ここでは流心はやや中心にて最大流速20.6cm/sec(206cm/sec)であって流速の20cm/sec(200cm/sec)以上の部分が4m(800m)の距離に渡って続いている。これらは逐時流速を減少させ土佐湾に流れ去るものである。逆流の発生としては流速計の性能以下のもの測定は不加能であった。場所としては長浜川前面Q-4~5にて多少の逆流がある。流速としては2cm/sec以下のものと思われる。その他に津波防波堤付近H-1~2とH-8でこれは本防波堤のかけになり当然行い得るものである。又河口種崎側防波堤付近B-11にも逆流が発生している。これらは流速として非常におそく実験主旨に影響がないものと思われる。水面下4cm(400cm)の実験の流況を図-12~13に示したものである。流速分布は浦戸湾M-29で最大流速12.2cm/sec(122cm/sec)程度で水面下2cmの測定値とほぼ同様である。流心としては水道中央にあり流速の急激な変化もなく、彎曲せる水道を進み津波防波堤前面浦戸地区J-3で、最大流速15.7cm/sec(157cm/sec)に発達する。

この流れは本防波堤中央にてさらに増速され、桂浜側I-1で23.8cm/sec(238cm/sec)又種崎側I-5で22.0cm/sec(220cm/sec)となる。このように水道両端からの絞りは防波堤先端における流速の急激な増加を招く。

増加した流速は減衰が少なく決り、桂浜地区E-5まで高流速を保つ、この位置では最大流速21.3cm/sec(213cm/sec)である。その後逐次減少し土佐湾に流れ去るものである。

逆流は非常に低流速で最大4cm/sec(40cm/sec)以下のもよりで位置としては長浜川前面及び津波防波堤下流H-1~H-8であり、港口種崎側A-B-11に範囲

の逆流をみる。この逆流は種崎側防波堤港口閉が原因と思われる。

水表面下 6 cm の流況を図一14~15 に示したものである。本実験では水表面下 2 cm, 4 cm に比較し流速の減少があり水道にほぼ一様に流れている。水道中央にあるその流速は最大 12.6 cm/sec (126 cm/sec) 程度で彎曲部を流れ、津波防波堤前面 J-3 にて最大流速 14.7 cm/sec (147 cm/sec) に発達し、本防波堤中央 I-1 にて 22.4 cm/sec (224 cm/sec) 又 I-5 にて 20.0 cm/sec (200 cm/sec) となり両端に流速が増加する。この流れは津波防波堤通過後中央に集中し、H-5 にて最大流速 20.6 cm/sec (206 cm/sec) を維持し、その後徐々に減少し土佐湾に流れ去るものである。

逆流は前記の実験に比較し大差なく長浜川前面 Q-6 津波防波堤付近 H-1 又種崎側 B-10 付近に逆流の発生を見る。これらの流速は最大 2 cm/sec (20 cm/sec) 程度で航路の維持には余り影響がないものと思われる。

4-2 津波引波時

津波の引波による流量 30 l/sec 水表面下 2 cm の流況を図一16~17 に示したものである。津波の浸入が津波防波堤の効果により、一部の通過をきたし一定の時間を置いて引かえす時の津波は、エネルギーの一部をもって本水道を流れるものと思われる。これらの要素は実験にて解明ができず、計算をもって水位差及び流速を算定しその水位差より実験流量を決定し本実験を行っている。

浦戸湾から引かえす津波はみませ地区の中心部を湾型に沿って進行し、長浜川前面種崎側 N-13 にて最大流速 25.2 cm/sec (252 cm/sec) 程度である。引波は長浜川河口に侵入することなく進み、津波防波堤地区前 J-3 にて最大流速 33.2 cm/sec (332 cm/sec) に発達する。本防波堤中央ではさらに増速され、桂浜側 I-1 で 55.2 cm/sec (552 cm/sec)、又種崎側 I-5 で 53.5 cm/sec (535 cm/sec) である。この位置は本防波堤両先端に位置し中央部はおそく I-3 で 47.0 cm/sec (470 cm/sec) となっている。この流れは本防波堤通過後、急速に流心を中央にかえ桂浜地区 G-5 にて 56 cm/sec (560 cm/sec) となる。この時間では水道が土佐湾に直通のため、余り減衰を見ず港口 B-5 にても 41.5 cm/sec (415 cm/sec) を維持し、土佐湾に引かえすものと思われる。

逆流は津波防波堤の港口側両端に発生し、H-2 にて 5.7 cm/sec (57 cm/sec) 及び H-8 で 7.7 cm/sec (77 cm/sec) を記録する。これらは流れが本防波堤を通過した時防波堤の裏側に発生する。又港口種崎側防波堤付近に大

型の波流が見られる。水表面下 4 cm の実験における流況を図一18~19 に示した。

津波の流況はみませ地区及び長浜川前面の水道を最大 24.2 cm/sec (242 cm/sec) 程度で進行し、湾曲部も流心の変化なく水道内側(種崎側) L-8 にて最大 26.2 cm/sec (262 cm/sec) にやや増速され、津波防波堤前面に達する。J-3 では更に流速は増し 32.8 cm/sec (328 cm/sec) となり、本防波堤両端に集中し、I-1 で 54 cm/sec (540 cm/sec)、又、I-5 で 51.9 cm/sec (519 cm/sec) と発達し、乱流となり防波堤通過後急激に中央に集中する。これらの流れは減衰が少なく桂浜地区 D-5 にても 43.4 cm/sec (434 cm/sec) の流速を保っている。この傾向は測定水深 2 cm においても同じである。

逆流の発生は津波防波堤の流れに対する裏側に発生し最大 5 cm/sec (50 cm/sec) である。又港口種崎側 C-10 付近にも発生する。これらは測定水深 2 cm においても同傾向を示す。

水表面下 6 cm の流況を図一20~21 に示したものである。本実験は測定水深 2 cm 及び 4 cm 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みませ地区内において、流速も最大 25 cm/sec~23 cm/sec 程度である。これらの流れでは本水道内に設置されている導流堤等の構造物に支障はないものと思われる。又、長浜川河口に浸入する流れも少なく、彎曲部における流心はほぼ中央にあり、浦戸地区導流堤前面に 18 cm/sec (180 cm/sec) 流れが発生する。このため導流堤の基礎を考慮する必要がある。

又、津波防波堤中央ではかなりの流速となり、桂浜側では 52.5 cm/sec (525 cm/sec) 種崎側では 46.0 cm/sec (460 cm/sec) で表層に比べ余り減衰していない。この高流速では本防波堤の前面及び中央部にかなりの洗掘を招く恐れがある。又、この流れは防波堤通過後も乱流となり、かなりの津波防波堤中心より約 150 cm (300m) にわたり 50 cm/sec (500 cm/sec) の流速がある。この為航路水深の維持等の事項を考慮し、底質地盤の改良が必要と思われる。

流心部垂直流速分布流量 10 l/sec (2000 m³/sec)

流心部垂直流速分布測定は流心線上の図22-22-10 に示す10点を選定し、5 mm 間隔毎に流速測定を行った。測点 No. 10~No. 6 の測定では表層の流速が速く海底にかけ減少している。この流れが測点 No. 8 に至り、水表面下 2 cm 付近で最大流速が変化する。流速は 10.7 cm/sec (107 cm/sec) である。測定水深 7.5 cm ではかなり減衰し 6.4 cm/sec (64 cm/sec) となり、測点 No 6 に

て流速は徐々に増速し、測定水深 2 cm で流速 13.8 cm/sec (138 cm/sec), 7.5 cm で 9.2 cm/sec (92 cm/sec) となる。

本測点までにおいて乱流等の発生はなく、水道内を静穏に流れている。津波防波堤中央測点 No. 5 では流速は急激に増加し、乱流を伴い表面において流速が最大となる。

測定水深 1 cm では 24.5 cm/sec (245 cmsec) となり、水深 5 cm 付近までかなりの乱流が見られる。これらは本防波堤の絞り巾 8.5 cm (170 m) のため水路断面積減少による流速増加をきたし、乱流の発生となるものと思われる。この流れは測点 No. 4 に至るまでかなりの流速を保ち、流速の最大位置が測定水深 3 cm と変化し、そこにおける流速は 25.7 cm/sec (275 cmsec) に増速し海底にかけ急速に減衰している。

測定水深 7 cm では 17 cm/sec となっている。この流れの影響は測点 No. 3, No. 2 においてもあらわれている。これらは徐々に定主流になり、測点 No. 1 に至って流速が減少し土佐湾に流れ去るもようである。特に船舶の出入には測点 No. 5, No. 4 付近においての操船に注意し、大潮時の最大流速における航行は避るべきである。

流心部垂直流速分布流量 30 l/sec (6000 m³/sec)

流心部における引波の垂直流速分布は大潮時、落潮時におこなった測定と同方法を用い、流心部を選定し、図 23~23-10 に示す測点 10ヶ所をきめ計測した。浦戸港方向から引かえす津波は測点 No. 10 に至り、表面付近に流速を最大にし、測定水深 1.7 cm から同 4 cm まで 25.8 cm/sec (258 cm/sec) の流速があり、海底部、測定水深 7.2 cm では 21.2 cm/sec となっている。この流れは測点 No. 9~7 に至り逐次表面流速と海底の流速との差をつけ、同測点では表面流速 25.8 cm/sec (258 cm/sec)、海底の流速 19.8 cm/sec (198 cm/sec) となる。これらは水道内の海底摩擦の影響と思われる。

津波防波堤前面測点 No. 6 では表面及び海底の流速は増速され、多少の乱れを発生するもようである。この流れは本防波堤中央に至り、表面流速よりも水表面下 2.5 cm 付近が最大となる。本位置では流速 49.3 cm/sec (493 cm/sec) と急激に増速され、海底付近の流速も増加し、測定水深 6.2 cm では 43.6 cm/sec (436 cm/sec) となる。これらは本防波堤の絞り巾 8.5 cm (170 cm) のため急激になる流水断面積の減少によるものと思われる。

測点 No. 4 に至り流速は表面よりも測定水深 2.7 cm

が更に増加し最大流速 57 cm/sec (570 cm/sec) となる。海底付近では流速 46.3 cm/sec (463 cm/sec) 程度である。この流れは垂直方向に多少の減少を見るが No. 3 に至れども、測定水深 2.2 cm 付近の流速はいまだ 48.8 cm/sec を維持している。海底付近の流速は測定水深 5.7 cm で 39.5 cm/sec (395 cm/sec) となる。その後流れは徐々に減衰し、測点 No. 1 にて最大流速 36.8 cm/sec (368 cm/sec) となり土佐湾に流れ去るものと思われる。これらの実験による傾向は津波防波堤付近の流速がもっとも早く、海底部における洗掘を招く恐れがある。これらは本防波堤の基礎等の構造を考慮する必要がある。

4-3 流心部従断の水面勾配 流量 30 l/sec

流心部における従断の水面勾配は図-24に示す11ヶ所の測定にて、水位測定を行い工事基準面上 +1.8 cm (1.8 m) を基準線とし各点の水位をもって水面勾配とした。津波の引波は測点 M-8 にて基準線上 1.5 mm (15 cm) で徐々に水位を下げ K-6 にて基準線に一致し、この間の水面勾配は約 1/850 であり流速もあまり増加しない。

津波防波堤中央にて、水位は急激に降下し基準線下 8 mm (80 cm) とかなり下り、測点 H-5 に至るまで降下し本測点にては -1.5 mm (-150 cm) となる。この間の水面勾配は約 1/73 となる。このため流速は急激に増加する。その後水面勾配は 1/500 程度に変化し、水位は基準線下 20 mm (200 cm) まで降下する。この間では水面勾配が 1/500 程度でも流速は衰えないもようである。

以上の測定から考察すれば、津波の場合、津波防波堤絞り巾が動水断面積の減少によって、本防波堤付近にかなりの水面勾配を発生させる海底洗掘等を促す恐れがある。

4-4 横断の水位勾配 流量 30 l/sec (6000 m³)

横断の水位勾配は図-25に示す測点にて、工事基準面上 +1.8 cm (1.8 m) を基準線とし、横断方向の水位変化を津波防波堤付近にとどめ測定した。津波の引波は測点 L において、浦戸地区桂浜側彎曲部で基準線上 +5 mm (+50 cm) 上昇し、種崎側では +1 mm (+10 cm) 程度である。この部分は水道が彎曲し流れが円心力のため外側にかたよるものと思われる。

この横断の水位勾配は直線部桂浜側測点 J においても表われ、本基準線上 +3 mm (30 cm) となる。又、種崎側では -1 mm (-10 cm) と左右の水位差が 4 mm (40 cm) となり水位差にはあまり変化しない。

津波防波堤中央では本基準線より急激に降下し、最大

16 mm (160 cm) で両防波堤先端部に出現する。中央では水位が両端にくらべて下らず -8 mm (-80 cm) 程度で、これらは両防波堤間の流速と一致し、特に低い部分はずっとも流速が速くなっている。測点Gでは桂浜側が多少水位上昇を見るが、水平に近く基準線上平均-16 mm (-160 cm) 程度である。これらの横断の水位勾配はEの測点にて変化なく水平であり、平均水位は徐々に低下し、港口の測点Cにて基準線上 -20mm(200cm) となる。これらの測点から考察すれば彎曲部にて流向の外側が水位上昇し、本実験では基準線上最大 +5 mm (+50 cm) となり彎曲部の護岸等の嵩上等の考慮が必要と思われる。

4-5 津波防波堤水位測定

津波防波堤水位測定は図-26-1~26-2 に示すごとく両防波堤周辺に水位測定穴を設置し、水位計にて変動する水位の平均値を大潮時の場合工事基準面上 +1.5cm (+1.5 m) 又、津波流の場合は +1.8 cm (+1.8 m) を基準線とし、その変化量を測定した。

大潮落潮時 流量 10 l/sec (2000 m³/sec) では両防波堤の延長が異なるので水位変化に多少の違いがあるが、流量の少い時でも本防波堤を通過する流れにかなりの水位差が発生する。

桂浜側防波堤流入側では、測点 C において基準線上 +3.4 mm (34 cm) であり、流出側では基準線上 -3.2 mm (-32 cm) となる。

又、種崎側は測点 D にて +2.8 mm (2.8 cm) 流出側 -3.0 mm (-30 cm) と両防波堤を通過の際に起る水位差は約 6 mm (60 cm) 程度になる。これらの水位差は本防波堤の絞り巾が原因する。津波の引波流は流入側においてすでに基準線以下を示し、桂浜側防波堤測点Cにて -2.0 mm (-20 cm) 測点 B まで徐々に低下し、B, A 間にて急激に減衰する。測点 A では基準線上 -18 mm (-180 cm) を記録する。この水位は測点 E まで水位上昇し、本測点において -16.3 mm (-163 cm) となる。又、種崎側防波堤でも同傾向をたどる。測点Dで基準線上 -1.4 mm (-140 cm) となり D-8 間に水位低下をなし、測点 A にて -19 mm (-190 cm) となる。この結果から防波堤の延長に比例し、水位の減少が起る。よって、両防波堤は延長を等しくし対称の水位曲線が引波においても望ましいと思われる。

4-6 長浜川水位変動

浦戸湾からの引波は長浜川河口に接近し長浜川内部に水位変動を起すものと思われる。この水位変動量を津波時の引波流について測定した。本測定では長浜川導流堤

の延長及び導流堤先端における角度、河口 (内側120°) は一定としその延長について水位変動量を抵抗線式水位計の使用により工事基準面上 +1.8 cm (+1.8 m) を基準線とし、5 分間測定における水位変動量の平均値をもってその標準偏差を求め、平均値との和及び差による水位変動量の最大、最小を求めた。変動周期について本実験では測定していない水位変動量の標準偏差は次式によって計算し水位変動は図-27に示すごとくである。

$$\delta h = \frac{\sqrt{\sum_1^n (\bar{h}m - hi)^2}}{n-1} \dots\dots\dots 4-1$$

δh 標準偏差
 $\bar{h}m$ 水位変動量の平均値
 hi 単 1 の水位変動量
 n 測定回数

津波の引波流 30 l/sec (6000 m³/sec) における水位変動は導流堤 40 cm (80 m) の延長では、最大水位 1.3mm (13 cm), 最小水位 1.1 mm (11 cm) の水位上昇がおこる。これらは津波侵入時にくらべ少なく、長浜川河口のみませ地区側が河口を閉じているため、又、流心が種崎側にあるため流れが河口に侵入しないものと思われる。この状態は延長 50 cm (100 m) まで続きその後水位変動量が急激に増加し、延長 60 cm (120 m) にて最大水位 2.6 mm (26 cm), 最小水位 2.4 mm (24 cm) を示す。これはみませ地区の長浜川側先端と導流堤先端が同位置のため、流れの侵入による水位変動と思われる。導流堤の延長は 60 cm (120 cm) を限度とし、その以上の延長は引波流について、効果を減少し有害と思われる。

又、大潮時、落潮時についても同傾向である。大潮時の実験は計測値が測定誤差範囲になるため実験を行っていない。

4-7 流心部の選定

津波防波堤の設置に伴う流心部の変化を津波の引波流について、流速及び流向測定から図-28~28-6 に示す 4 断面について実測と計算により流心部と仮定し、又、最大流速値断面方向に平の場合はその中心位置を流心部により補正し、その測定断面上の流速と定め各測定水深別に次の式から計算した。

$$\bar{r} = \frac{\int_0^{x_2} u_x dx}{\int_0^{x_2} u dx} \dots\dots\dots 4-2$$

$$= \frac{\frac{1}{2} u_1 \cos \theta_1 (x_1 - x_0) \frac{x_1 + x_0}{2} + u_2 \cos \theta_2 (x_2 - x_1) \frac{x_2 + x_1}{2}}{\frac{1}{2} u_1 \cos \theta_1 (x_1 - x_0) + u_2 \cos \theta_2 (x_2 - x_1)}$$

$$\frac{u_3 \cos \theta_3 (x_3 - x_2) \frac{x_3 + x_2}{2} + \dots}{u_3 \cos \theta_3 (x_3 - x_2) + \dots}$$

$$\dots \frac{\frac{u_n}{2} \cos \theta_n (x_n + 1 - x_n) \frac{x_n + 1 - x_n}{2}}{\dots \frac{u_n}{2} \cos \theta_n (x_n + 1 - x_n)}$$

- l 流心距離
- u 流速
- $\cos \theta$ 流向補正
- x 測定上の位置

大潮落潮時 (10 l/sec) について流心部は彎曲せる水道の影響をあまり受けず、D—D 断面にて平均に流れが広がり実測では種崎側から 80 cm (160 m) 付近に流心を見出す。各測定水深の位置による変化は少なく計算値もほぼ同等である。これらの流心部は C—C 断面にて多少種崎側に接近し、その位置は測定水深 2 cm で種崎側より 60 cm (120 m) になる。その後 A—A 断面にて港口が種崎側に開いているにもかかわらず、その位置を維持するものと思われる。

以上を比較すれば大潮落潮時の流心部は彎曲部においても流れが外側 (桂浜側) による傾向が少なく横断方向に分散しているものと思われる。又、港口において急激に湾型が開いているがその流心部にあまり変化がなく、港口の流心位置は桂浜側に定置するものである。

表—3
流 心 位 置

		水面	AA'断面	BB'断面	CC'断面	DD'断面
		表下 (cm)	距離 (378 cm)	距離 (162 cm)	距離 (85 cm)	距離 (261 cm)
10 l/sec	実測	2	275.0	60.0	60.0	80.0
		4	269.0	79.0	60.0	80.0
	計算	6	279.0	65.0	75.0 15.0	80.0
		2	269.4	53.7	51.0	75.4
		4	259.3	56.8	51.1	76.9
		6	261.3	58.4	50.4	54.4
30 l/sec	実測	2	284.0	80.0	70.0 8.0	50.0
		4	290.0	59.0	75.0 7.0	38.0
	計算	6	285.0	80.0	75.0 10.0	50.0
		2	268.0	58.1	52.6	76.3
		4	266.0	58.4	51.7	73.9
		6	261.5	59.2	51.9	73.6

津波の引波時 (30 l/sec) では D—D 断面にて流心位置が種崎側に接近し、実測値は種崎側より 50 cm (100 m) で計算は 76 cm (152 m) となる。これらの相違は水道に分散した流れのため実測では最大流速の位置が流心であり、又、計算では平均値等によるものと判断される。C—C 断面では測定位置が津波防波堤の中央にあり、流心が両防波堤の先端に存在し不自然である。ここで本位置における流心は参考程度にとどめる。

これらの流心位置は B—B 断面及び A—A 断面であっても津波防波堤通過による高流速のため、この直線部においてはその変化もなく桂浜側に流心部を選定するものである。両実験から判断すれば水道の彎曲も流水断面が広く低流速であれば円心力も少なく流心位置が彎曲部の内側に存在するものと思われる。図表—3 参照

4—8 移動床実験

移動床実験では特に津波防波堤付近の海底洗掘に主体をおいて実験を行っている。その他の部分における洗掘の状態はその時偶然に発生したものと思われ写真撮影にのみにとどめた。実験に使用した砂は川砂をふるいわけし平均粒径 0.2 m/m のを使用した。

津波侵入に際し津波防波堤通過に要する時間は周期 1600 sec と定め次の通りに実験時間を定めた。

表—4

模 型	1/20	現 地	1 (1600 sec)
80 sec	80秒	1	
180 "	3分	2	
300 "	5分	3	
600 "	10分	7	
1200 "	20分	15	
1800 "	30分	25	
3600 "	1時間	45	
7200 "	2 "	70	

表—4 に示す時間内に発生した洗掘量 (深さ) を海底面を基準とし、測定を行い測定値を縦断面及び横断にわけ図—29—1 ~ 29—11 に示した通りである。

80秒実験では津波防波堤前面まで洗掘の発生が少なく本防波堤中央に至り、流速の増大と共に波状跳水となり最も洗掘力が強大になる。防波堤先端部では原海底面より最大 -7.4 cm (7.4 m) に洗掘される。

180秒では津波防波堤前面より水道内にわたり洗掘力が進み本防波堤通過後の海底部に大型の砂澁が発生する。これらは水道の彎曲部に至るまで続き乱流によるものと思われる。防波堤先端部では原海底面より最大

-11 cm (11 m) にも洗掘される。流速変化については図-30のごとくである。

300 秒及び 600 秒では海底洗掘は増大し、600 秒にて -16 cm (16 m) となり防波堤内側に発生する逆流の為堆積をなす。

1200 秒及び 1800 秒では防波堤の先端の洗掘は進みかつ広範囲に渡り深みを形成する。特に著しく流心が防波堤通過後に種崎側にかたよるもので、乱流による波状跳水が洗掘力を増す。1800秒では防波堤先端にて海底面より -24 cm (-24 m) にも洗掘される。

3600 秒及び 7200 秒では洗掘の深さは長時間のわりに掘れず防波堤先端が円形状に高範囲に渡り洗掘される。又、流速は測定を防波堤中央のみとどめ、時間の経過による流速の変化を測定し、これらを見ると津波侵入時に流速は増加し、600 秒にて 33 cm/sec (330 cm/sec) にて徐々に減少し 3000 秒にて流速は 28 cm/sec (280 cm/sec) となり、3600 秒をすぎて安定し 3000 秒以上では津波流が海底に作用しても一定の深さまで洗掘が起きればその勾配が安定し、洗掘範囲が増加するが深さは一定に保たれるものと思われる。この一連の実験から流砂量を測定する事は津波及び砂の粒径などに関して相似率が不適当であるがため、測定した洗掘量(深さ)は時間に対し対数的に変化すると仮定して

$$hi = A \log_e \frac{ti}{to} \dots\dots\dots 4-3 \quad \text{となる}$$

又洗掘量(深さ)はもっとも単純には流砂量に比例するとし流砂量を掃流のみにとり簡単に Kalinske-Brown 公式を用いると流砂量は $\frac{1}{d}$ に比例する。

$$\therefore hi = Ho \frac{d_1}{d} \log_e \frac{ti}{to} \dots\dots\dots 4-4 \quad \text{となる}$$

上記の 4-3 式を整理すれば次の通りである。

$$hi = 2.30 A \log_{10} \frac{ti}{to}$$

$$hi = (2.30 A) (\log_{10} ti - \log_{10} to)$$

2.30 A = K とおく

$$\frac{1}{K'} = K$$

$$K = \frac{1}{2.30 A}$$

$$\therefore A = \frac{1}{2.30 K}$$

hi = 洗掘量(深さ)

to = 洗掘に用いた時間

log₁₀ to = B とおく

$$\frac{hi}{K'} = xi - B$$

$$xi = \log_{10} ti$$

$$K hi = xi - B$$

$$xi = K hi + B \quad (u = an + b)$$

$$P = \sum [(K hi + B) - xi]^2$$

$$\frac{\partial P}{\partial K} = \sum [2 hi (K hi + B - xi)] = 0$$

$$\begin{cases} K[hi^2] + B[hi] - [hi \cdot xi] = 0 \\ K[hi] + B N - [xi] = 0 \end{cases}$$

これを解くと

$$\therefore \begin{cases} K = \frac{[h][x] - N[hx]}{[h][h] - N[h^2]} \\ B = \frac{[h][hx] - [x][h^2]}{[h][h] - N[h^2]} \\ [x] = \sum xi \\ [h] = \sum hi \end{cases}$$

この実験をそのまま現地縮尺に換算し計算すればほぼ d (prototype 現地) = 50d (at model 模型) の時の現地の洗掘量に対応するであろう。しかるに現地の d は模型の d の約 20 倍である。従ってこれだけからすれば実験値の 2.5 倍程度掘れることとなるが、実験には局部洗掘のためある程度洗掘が始まるとその場所の $u^* = \sqrt{\frac{\tau_0}{\sigma}}$ は一様水路のそれよりも減少し、上記の簡単な公式的推定程には洗掘されないであろう。これらを考慮すれば実験値による現地換算値の約 1.5 倍程度と推定して良いのではないかと思われる。

津波の侵入は始めが小さく次第に大きくなるものと思われ、その力の及ぼす範囲は 5 波長程度であり模型縮尺の 600 秒間津波流量を流した時における洗掘結果が津波防波堤先端におきるものである。その時の洗掘量(深さ)は津波防波堤先端で海底地盤により -12 cm (-12 m) となり海底地盤は -9 cm (-9 m) に浚渫してあるため 1 回の津波来襲によって本防波堤先端部で -21 cm (-21 m) に洗掘され防波堤の基礎等に甚大な被害を発生させるものである。これらの洗掘を最少限度にするため床固工を施す必要がある。その結果は図-31~31-9 に示すごとくである。

第 5 章 結 語

以上の実験結果を要約すれば次の如くである。

1 計画断面大潮落潮時

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を 170m であるが落潮時は流入断面が広いため、みませ地区間の彎曲部においても流心は彎

曲部の中心に存在し安定しているが、津波防波堤より港口間において流速は増大し、船舶の出に注意が必要と思われる。

2 津波防波堤設置

この防波堤は津波侵入時に対して非常に有効であるが引波時では、流出抵抗が増し、上流における水位低下に時間がかかる。又、大潮落潮時では左右の津波防波堤の延長が異っているため、不規則な流れが発生する。又、流出側防波堤付近に逆流がおき、そのため船舶に多少影響があると思われる。よって安全のためからも船舶の出入は停潮時を利用するのが妥当である。

長浜川導流堤

この導流堤は 80 m 延長 (全延長 120 m) で先端部内側 (120°) に法線を定め延長 30 m に設置すれば落潮時の流入が少なく水位変動防止に効果がある。落潮時ではこれ以上の導流堤延長を必要としない。

みませ導流堤

落潮時では流入断面が広いため流れはみませ湾内に侵入しない。よって計画通りため堤とし特に左岸側 (桂浜側) を接岸すれば津波侵入時及び大潮漲潮時における流入を防ぐことができる。

浦戸導流堤

落潮時では本導流堤前面の流況は安定しているが、現法線を多少でも前進させれば流速の増大部に入り浦戸湾内に出入する船舶は注意を要す。

津波防波堤付近の海底洗掘

本実験では全面にわたる海底洗掘の状態は、その時の偶然性に左右され精度を上げることが出来なかった。特に信頼度の高い津波防波堤付近における海底洗掘については、津波侵入時の流量と時間から測定した結果最大洗掘量 12 m 程度になる。よって津波防波堤前面では水深 9 m であるから津波侵入時には 21 m 以上の水深となるので津波防波堤設置には床固工を施し、両防波堤間を結ぶ線上に床固を必要とする。

以上の通りである。特に移動床実験では海底地質等の N 値及び洗掘開始の偶然性等不明のため、均一な砂を用いて実験を行っている。これらは現地との相似性をかくものと思われる。今後移動床実験では一段と精度の高い実験を研究しなければならない。

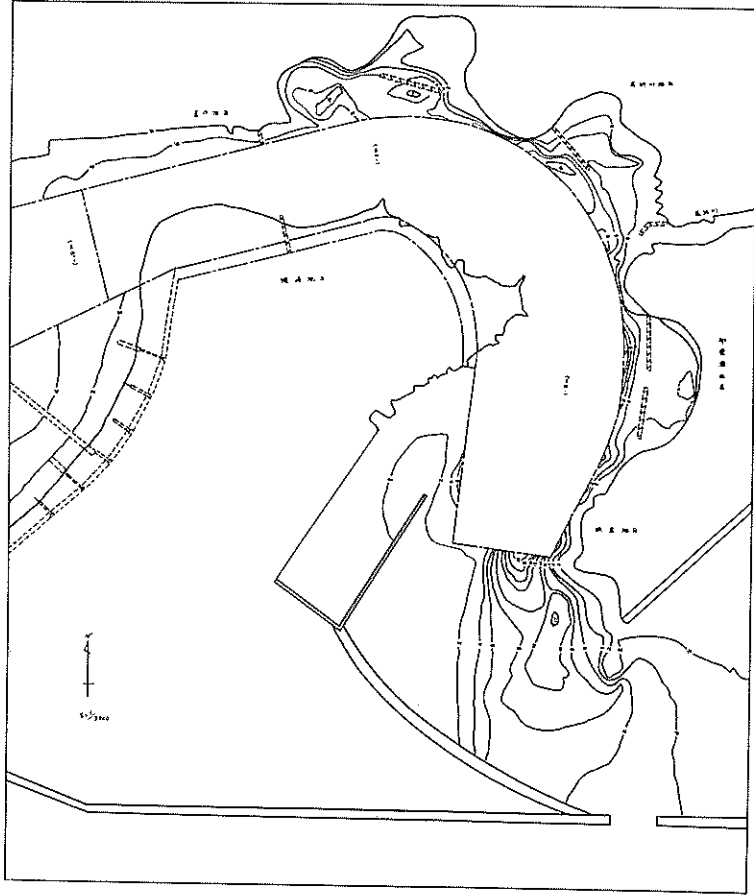
あ と が き

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事務所々長田村邦夫氏並びに所員一同、第三港湾建設局神戸調査設計事務所々長加川道夫

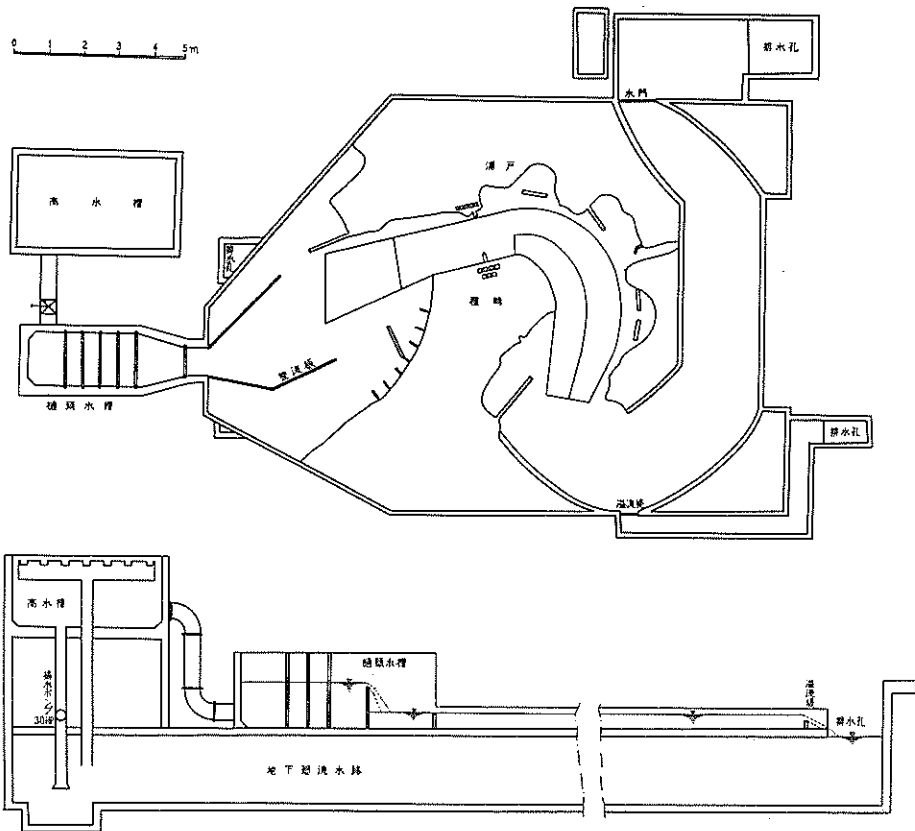
氏及び懇切な御指導を賜わった港湾技術研究所水理研究室長浜田徳一氏に深く感謝の意を表する次第である。最後に、この報告の作成に協力された一寸木美代子技官に、心からお礼申しあげる。

参 考 文 献

- 1 高知港津波防波堤に関する模型実験
柴山煒彦, 木村久雄, 武村完爾
港湾技術研究所報告 第3巻2号 1964年6月
- 2 高知港口模型実験について
浜田徳一, 寺西考雄, 原中祐人
運輸技術研究所報告 vol. 3 No. 9 ~10
1953年10月
- 3 水路に侵入する津波の計算 (高知港の場合)
浜田徳一, 堀口考男, 加藤始, 金子正久
第8回海岸工学講演集 1961
- 4 江戸川河水統制水門下流洗掘に関する水理実験
青木楠男, 横田周平
土木試験所報告 第40号 昭和12年12月
内務省土木試験所
- 5 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
- 6 水理公式集 土木学会
昭和38年増補改訂版
(昭和41年9月30日受付)



图一 高知港計画模型配置图



圖一—1 實驗裝置

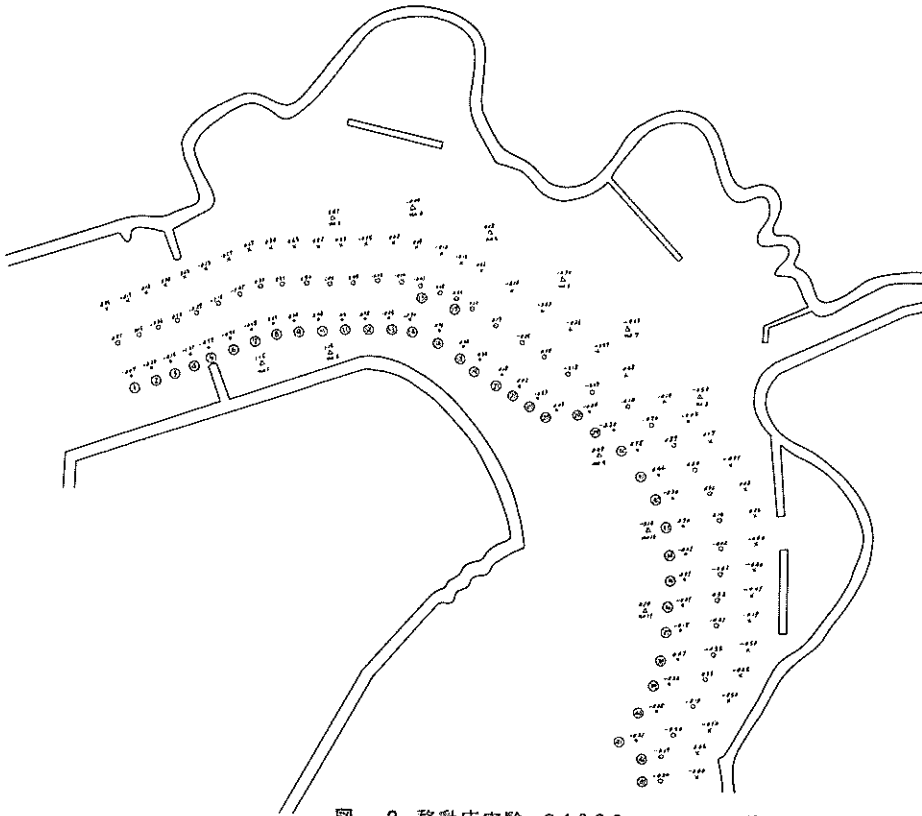


圖-2 移動床実験 S40.3.2 case 80秒(2) Q 55ℓ/sec W.T 8.10



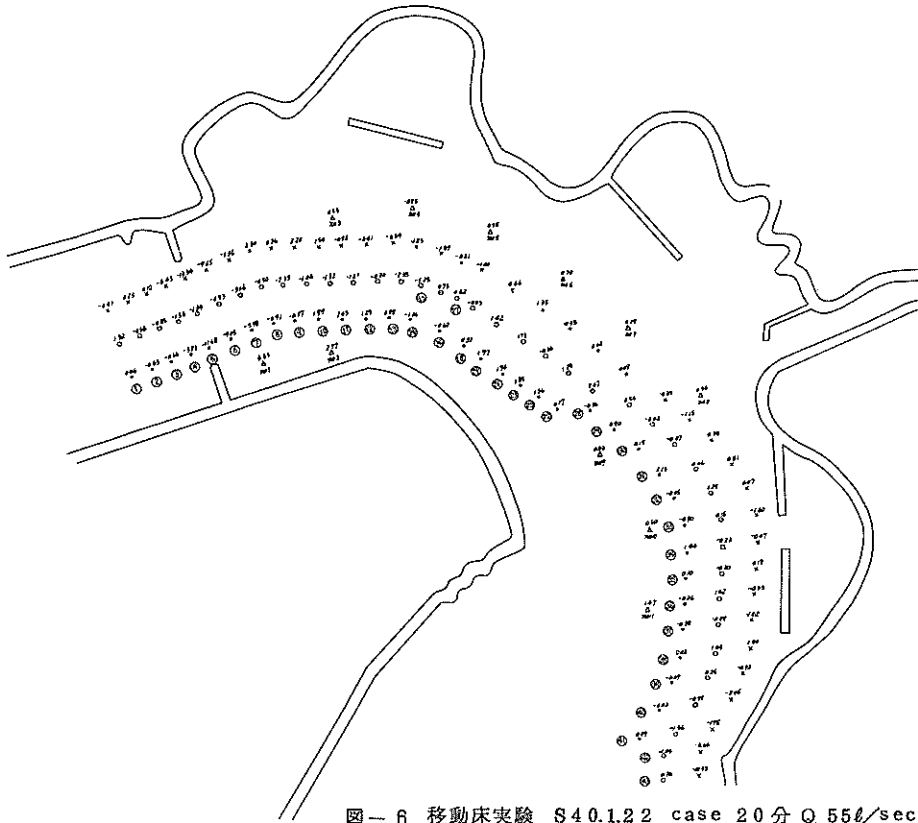
圖-3 移動床実験 S40.2.22 case 3分 Q 55ℓ/sec W.T 8.20



図-4 移動床実験 S40.2.15 case 5分② Q 55ℓ/sec W.T 8.90



図-5 移動床実験 S40.2.1 case 10分 Q 55ℓ/sec W.T 9.20



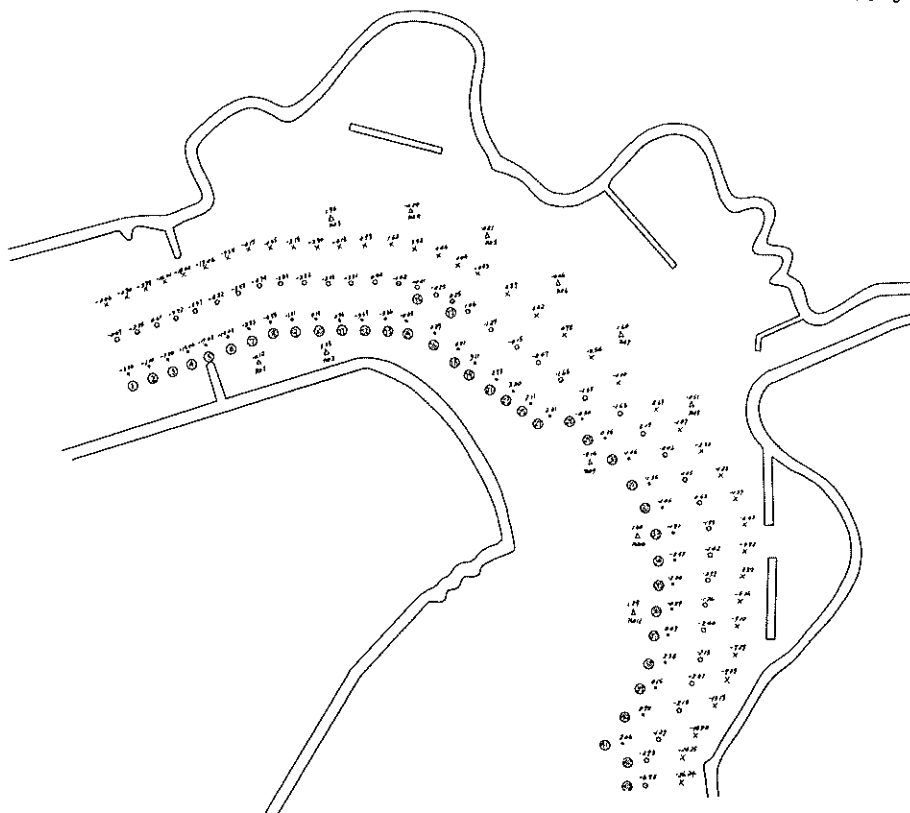
圖—6 移動床実験 S40.1.22 case 20分 Q 55ℓ/sec W.T 10.10



圖—7 移動床実験 S39.1.26 case 30分 Q 55ℓ/sec W.T 13.20



圖—8 移動床実験 S39.1.1.1 case 1時間 Q 55ℓ/sec W.T 15.10



圖—9 移動床実験 S39.1.0.19 case 2時間 Q 55ℓ/sec W.T 17.40

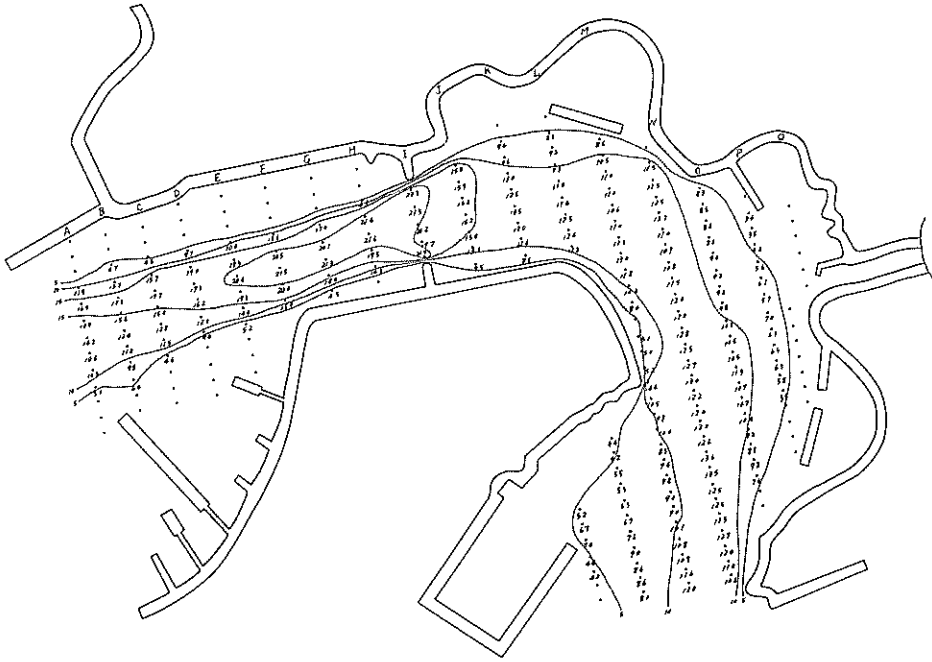


圖-10 S40.6.10 水深 2m 水温 19.0℃ 気温 21.5℃ 流量 10ℓ/sec

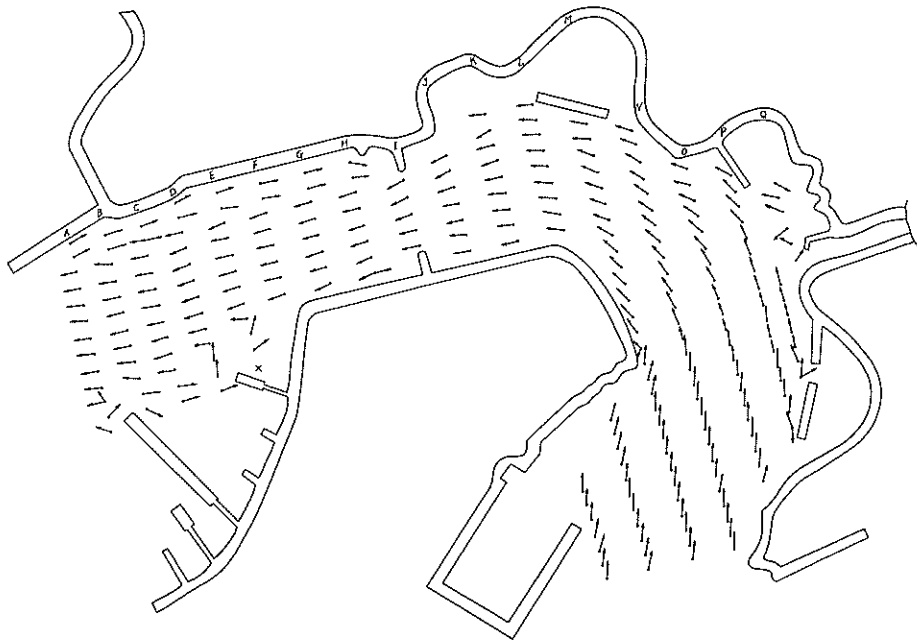
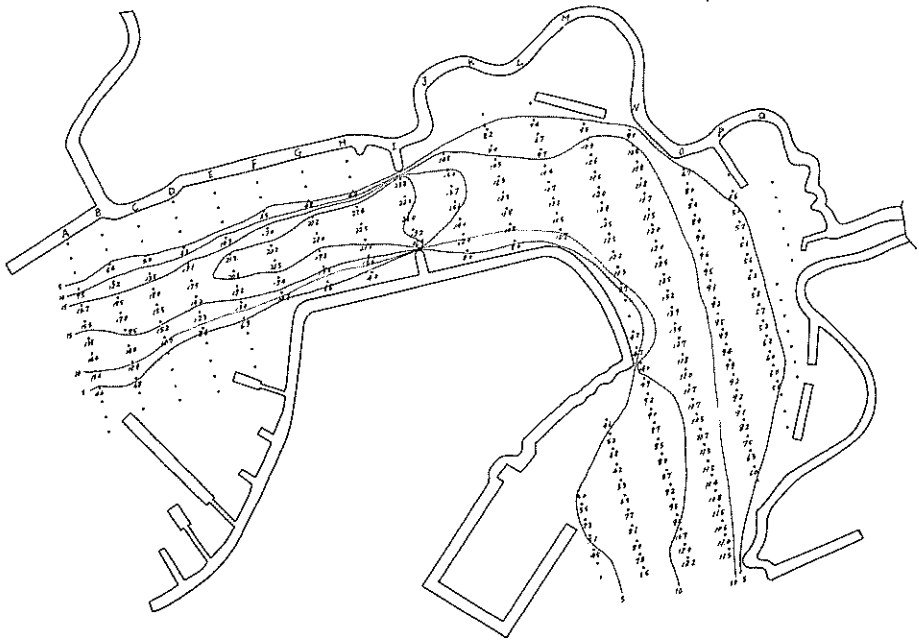
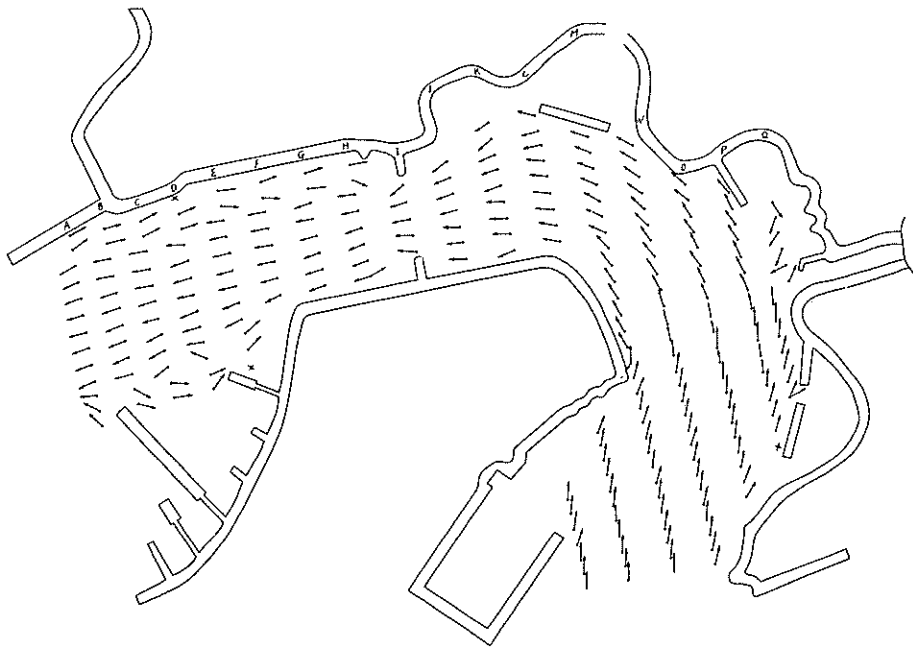


圖-11 S40.6.10 水深 2m 水温 19.0℃ 気温 21.5℃ 流量 10ℓ/sec



圖—12 S40.6.11 水深 4cm 水温 20.5℃ 气温 23.0℃ 流量 10ℓ/sec



圖—13 S40.6.11 水深 4cm 水温 20.5℃ 气温 23.0℃ 流量 10ℓ/sec

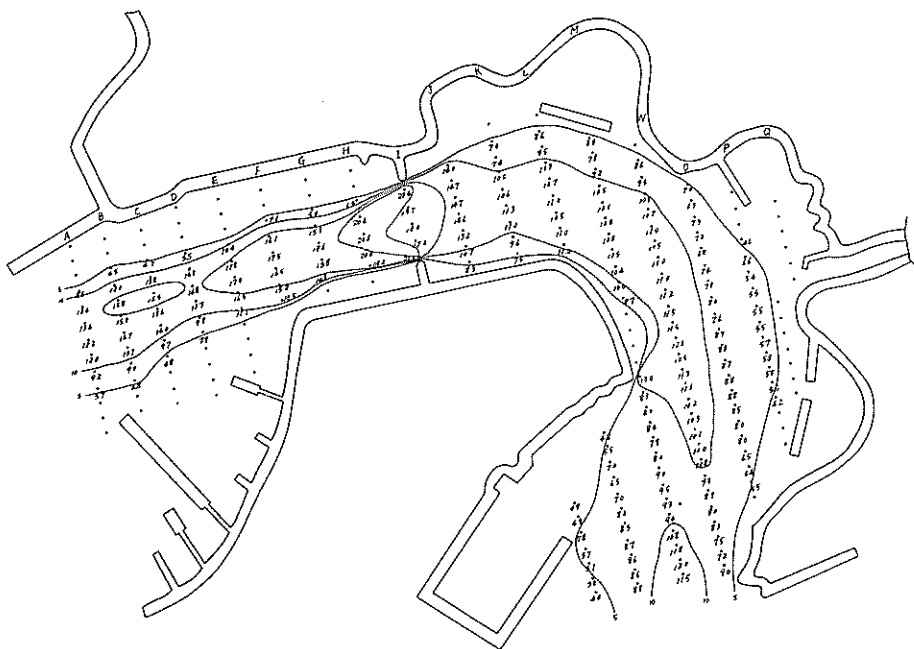


圖-14 S4 0.6.14 水深 6m 水温 19.0℃ 气温 19.5℃ 流量 10ℓ/sec

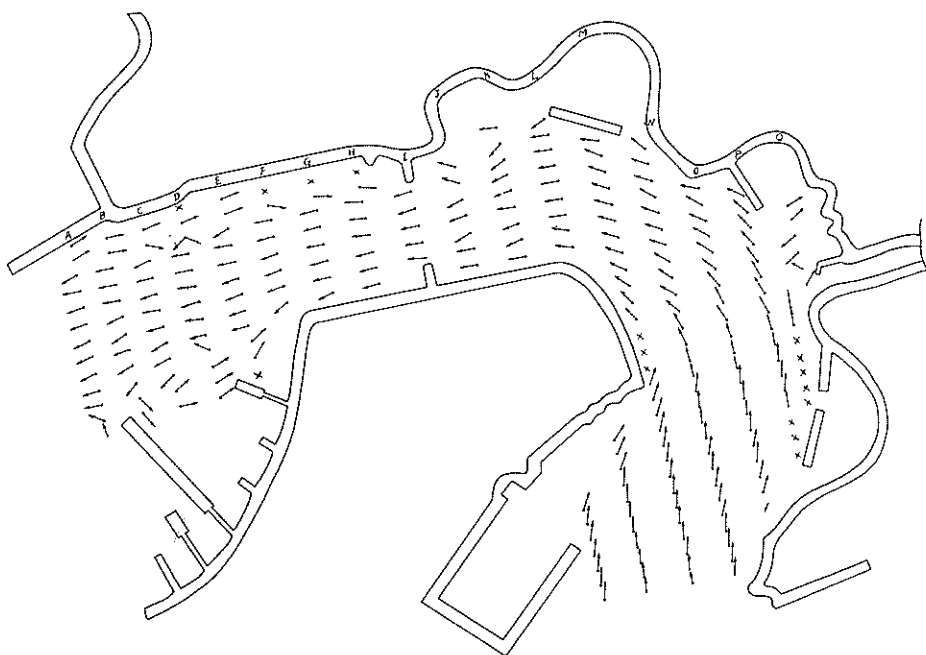
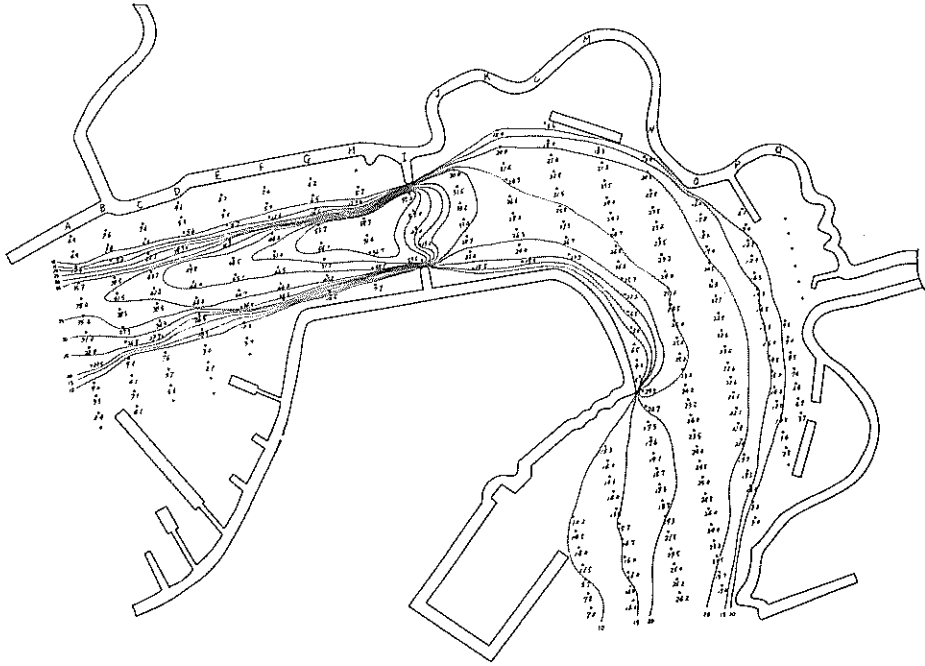
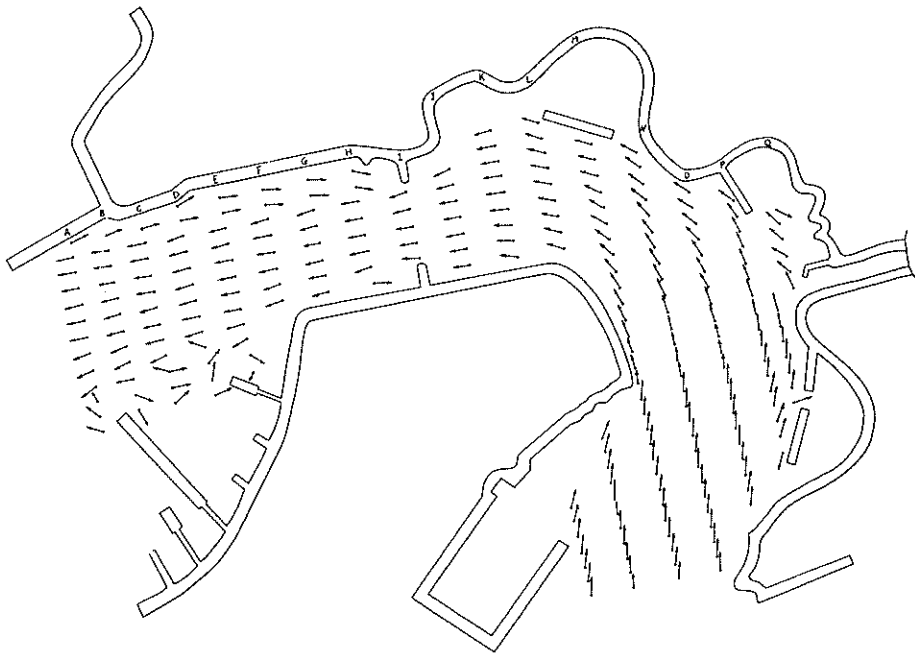


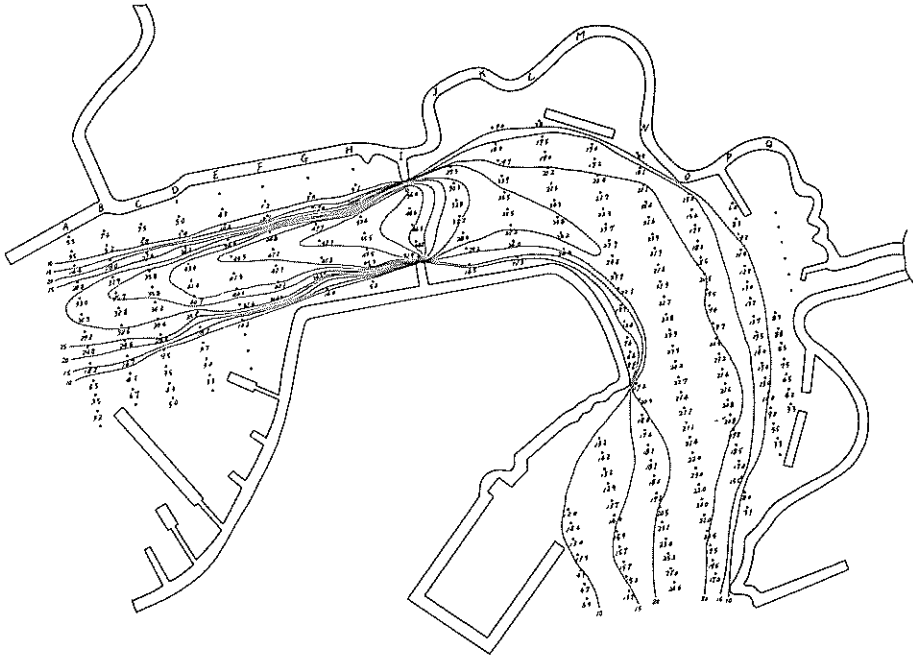
圖-15 S4 0.6.14 水深 6m 水温 19.0℃ 气温 19.5℃ 流量 10ℓ/sec



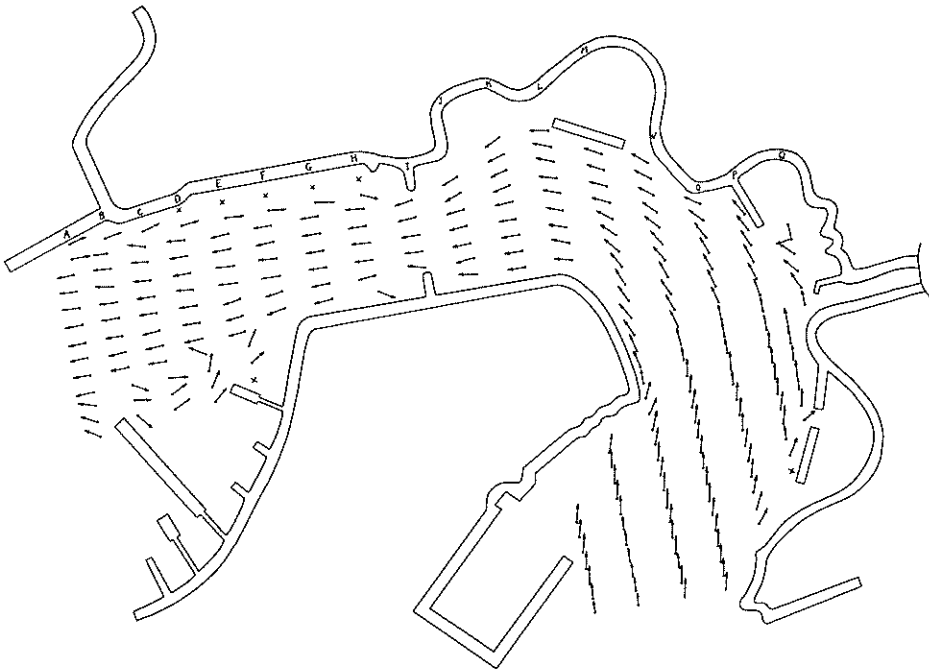
图— 16 S4 0.6.29 水深 2m 水温 22.4℃ 气温 27.5℃ 流量 30ℓ/sec



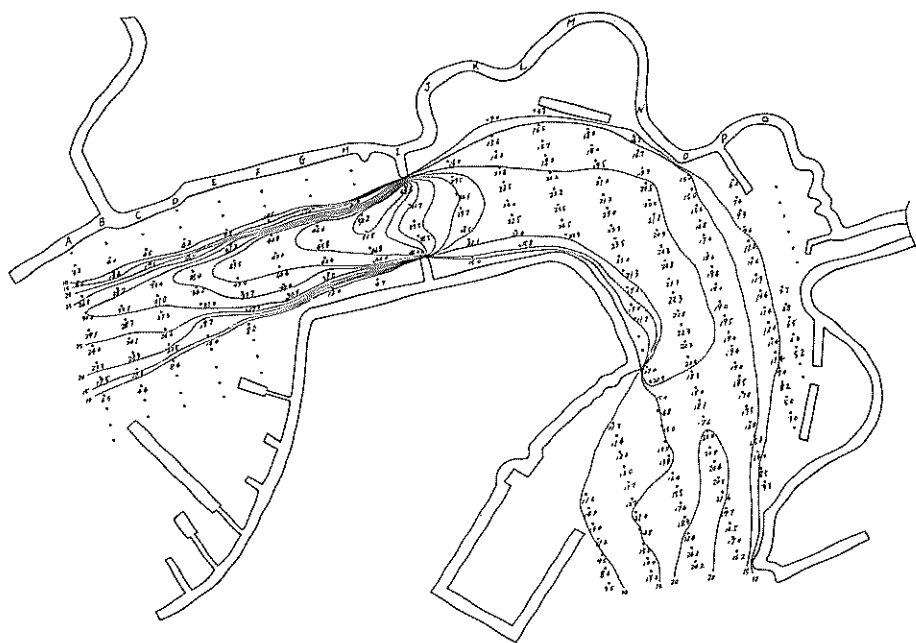
图— 17 S4 0.6.29 水深 2m 水温 22.4℃ 气温 27.5℃ 流量 30ℓ/sec



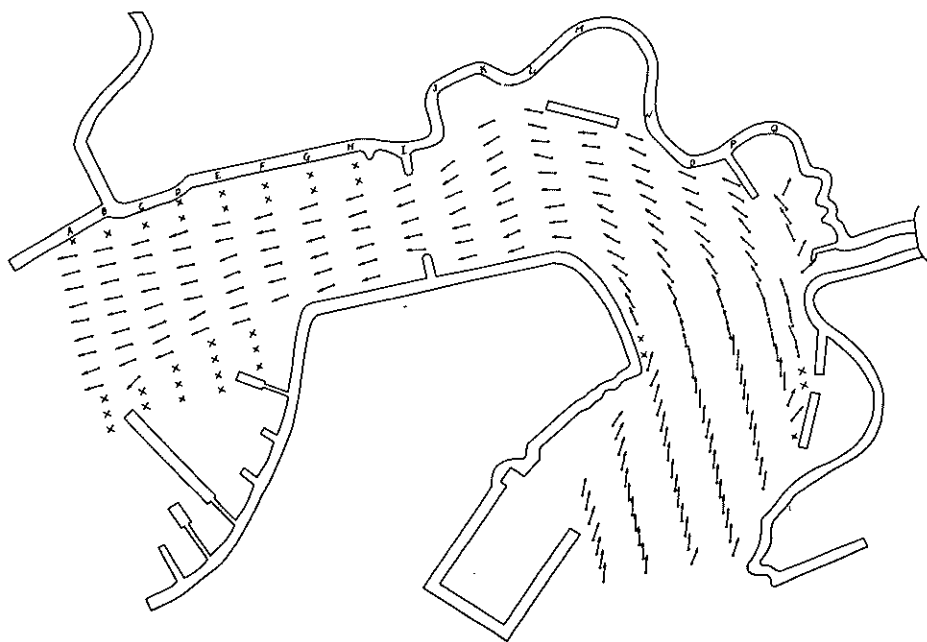
圖—18 S4 0.7.1 水深 4cm 水溫 23.1℃ 氣溫 24.8℃ 流量 30ℓ/sec



圖—19 S4 0.7.1 水深 4cm 水溫 23.1℃ 氣溫 24.8℃ 流量 30ℓ/sec



图—20 S4 0.7.20 水深 6m 水温 23.0℃ 气温 26.0℃ 流量 80l/sec



图—21 S4 0.7.2 水深 6m 水温 23.0℃ 气温 26.0℃ 流量 30l/sec

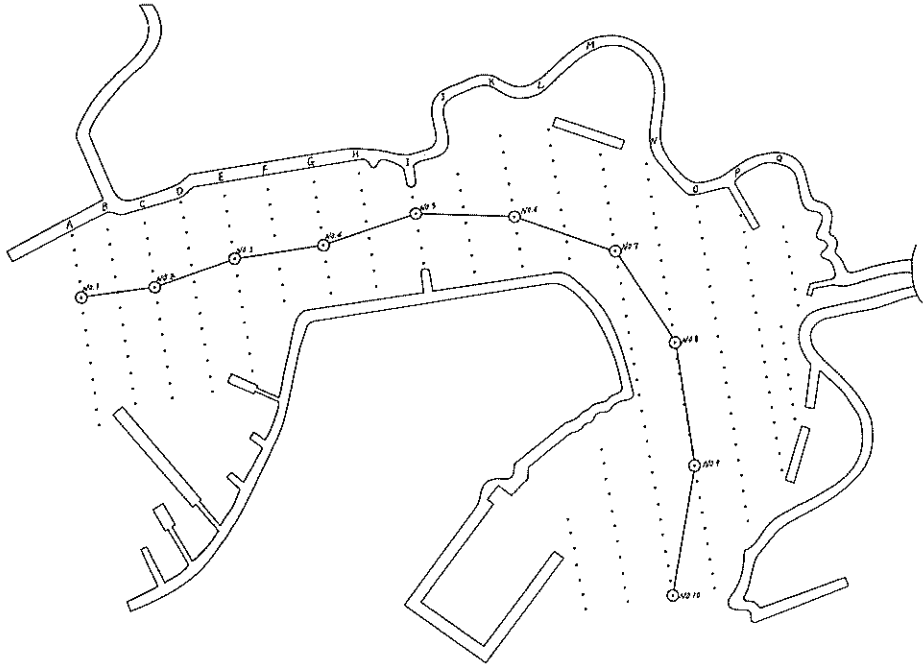


図-22 流心部垂直流速測定位置 40.6.21
 水温 21.0℃ 気温 24.2℃ 流量 10ℓ/sec

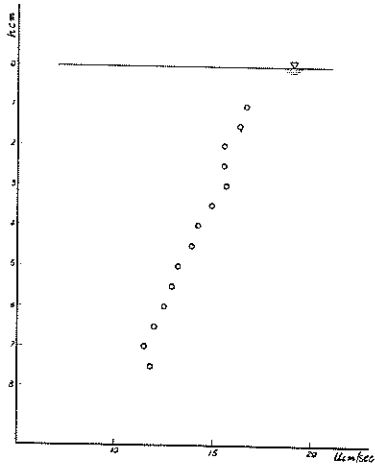


図-22-1 No.1 Q=10ℓ/sec

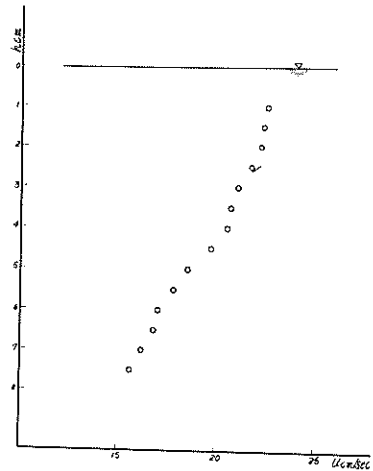


図-22-2 No.2 Q=10ℓ/sec

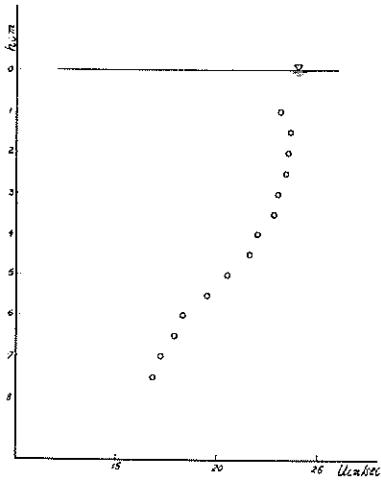


图-22-3 Na3 $Q=10\text{ l/sec}$

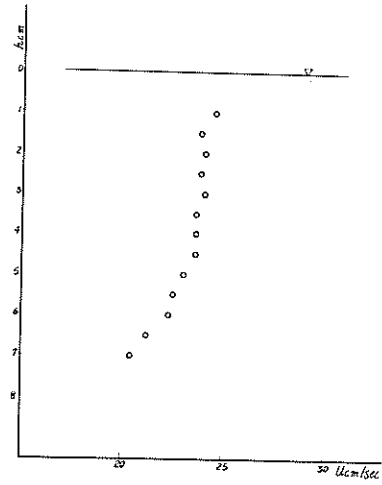


图-22-5 Na5 $Q=10\text{ l/sec}$

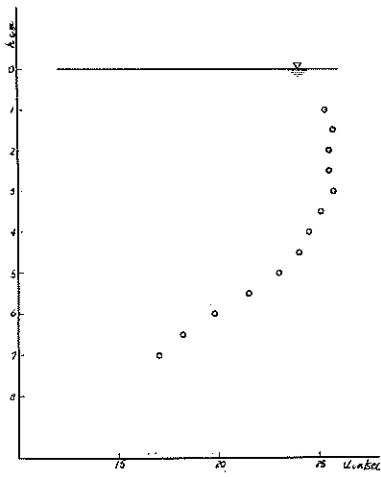


图-22-4 Na4 $Q=10\text{ l/sec}$

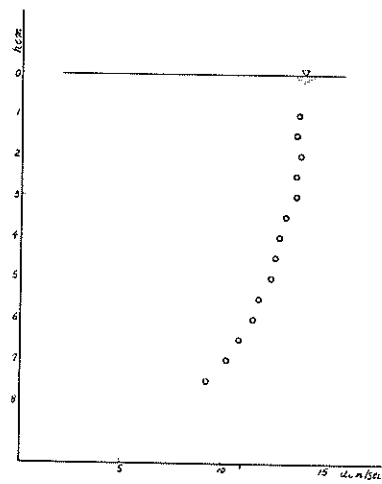
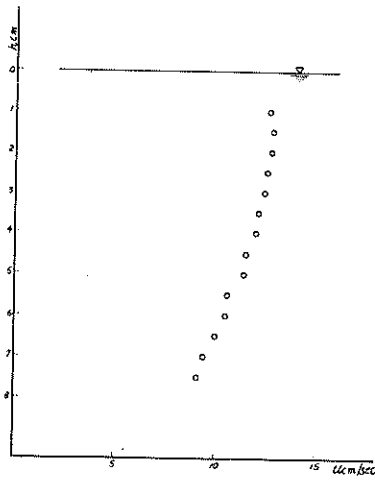
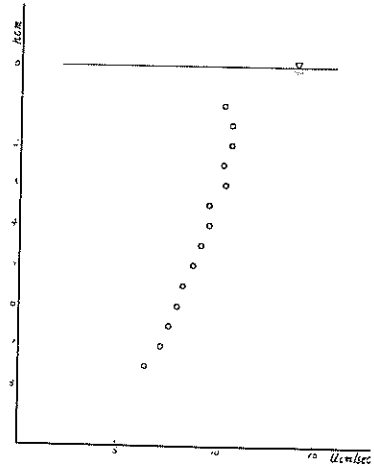


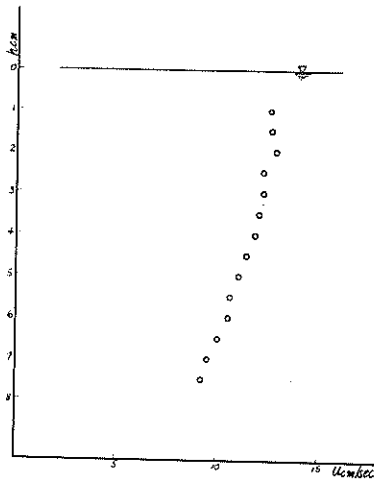
图-22-6 Na6 $Q=10\text{ l/sec}$



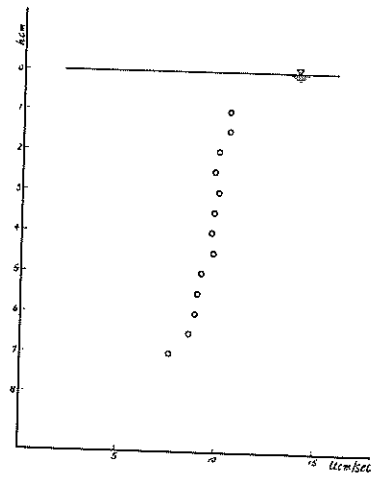
图— 22-7 Na.7 $Q=10\ell/\text{sec}$



图— 22-9 Na.9 $Q=10\ell/\text{sec}$



图— 22-8 Na.8 $Q=10\ell/\text{sec}$



图— 22-10 Na.10 $Q=10\ell/\text{sec}$

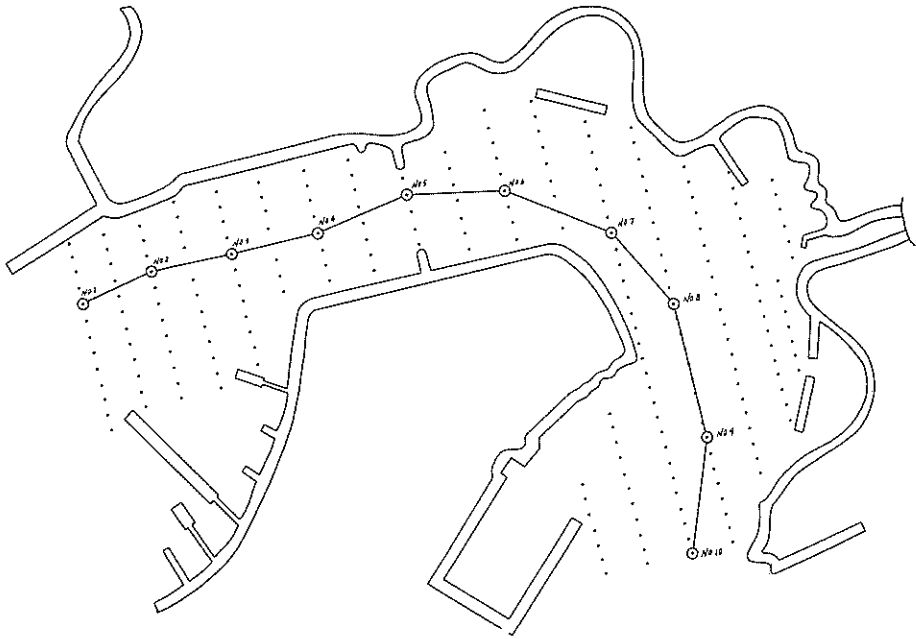


圖-23 流心部垂直流速測定位置 40.7.7 水溫 22.5℃ 氣溫 25.3℃ 流量 30ℓ/sec

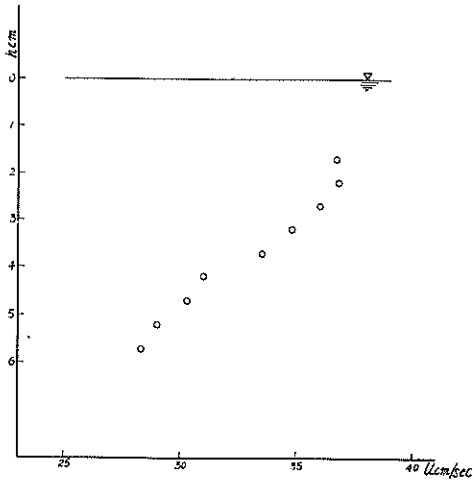


圖-23-1 No.1 Q=30ℓ/sec

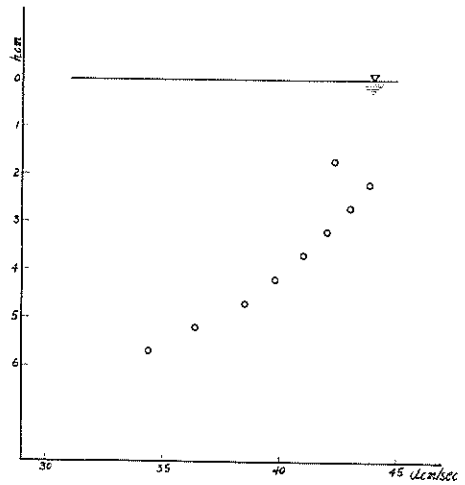


圖-23-2 No.2 Q=30ℓ/sec

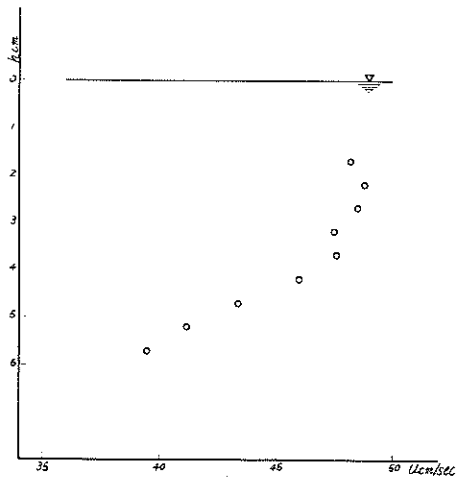


图-23-3 Na3 Q=30 l/sec

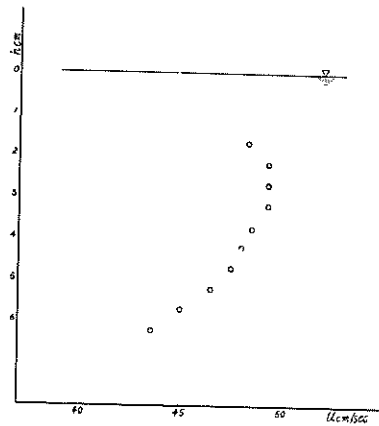


图-23-5 Na5 Q=30 l/sec

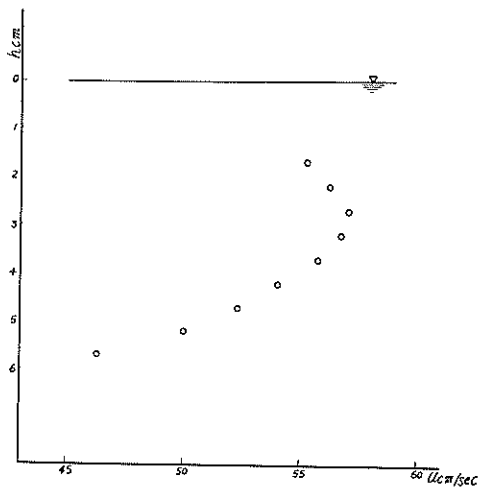


图-23-4 Na4 Q=30 l/sec

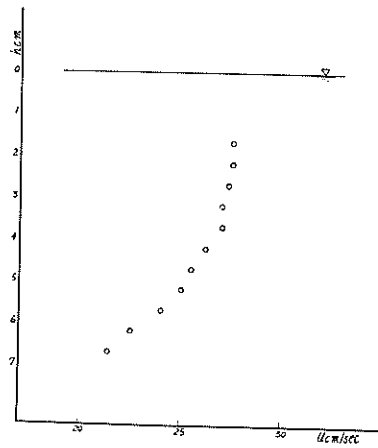


图-23-6 Na6 Q=30 l/sec

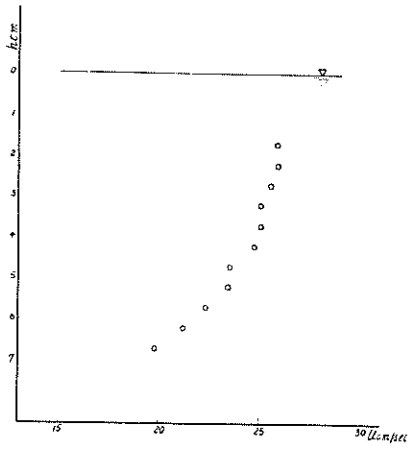


图-23-7 No.7 $Q=30\ell/\text{sec}$

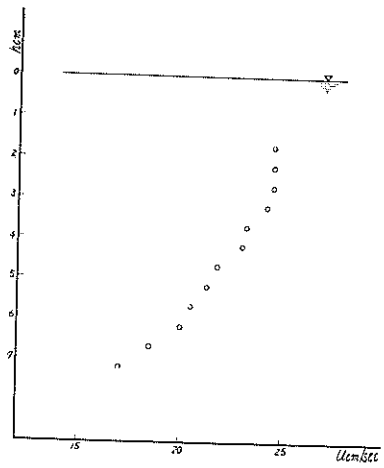


图-23-9 No.9 $Q=30\ell/\text{sec}$

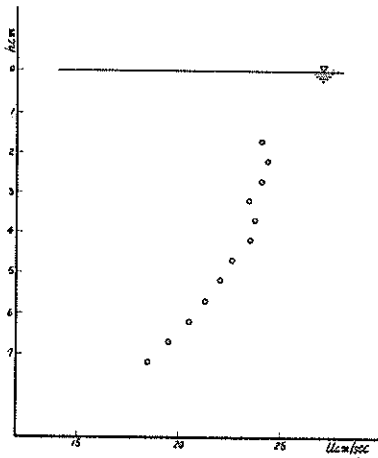


图-23-8 No.8 $Q=30\ell/\text{sec}$

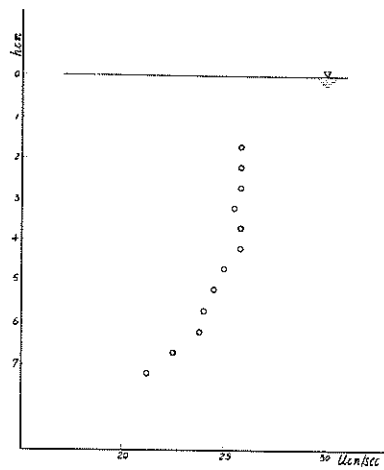


图-23-10 No.10 $Q=30\ell/\text{sec}$

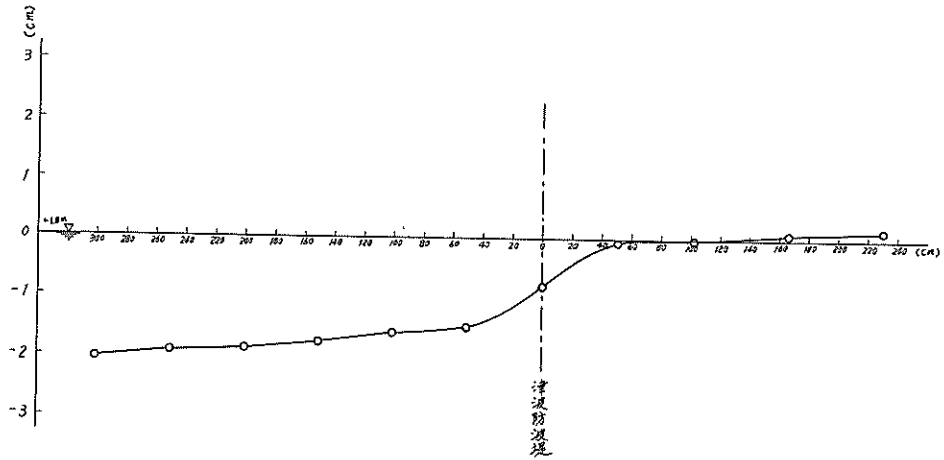


図-24 流心部縦断の水面勾配 工事基準面上 +1.8m 流量 30ℓ/sec

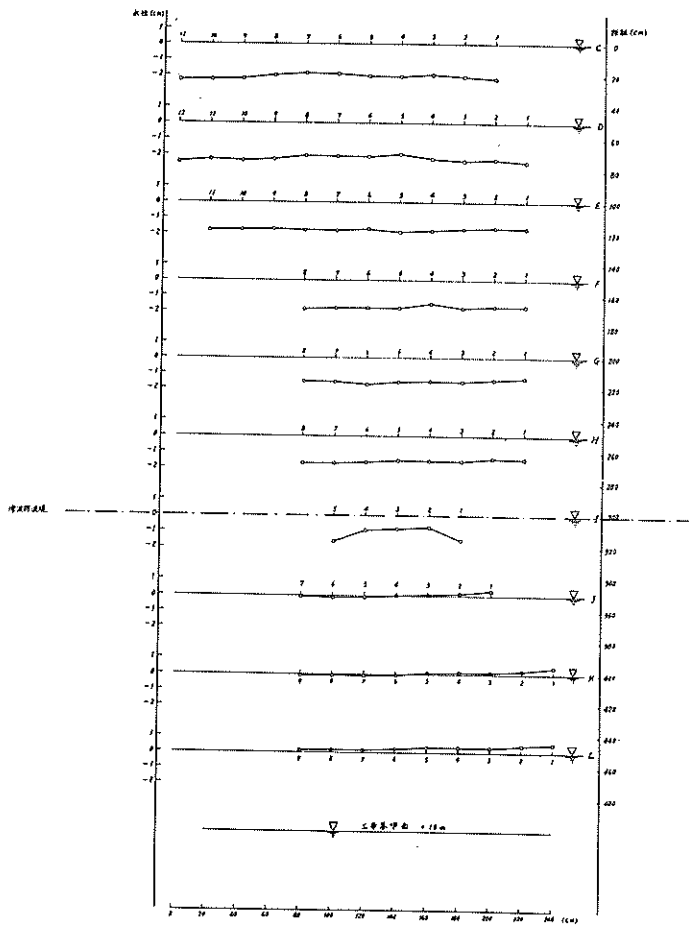
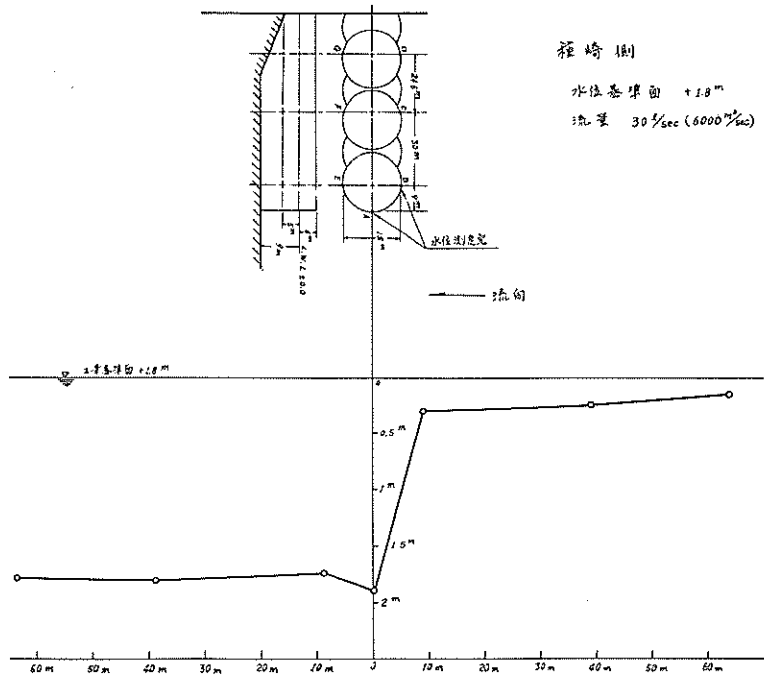
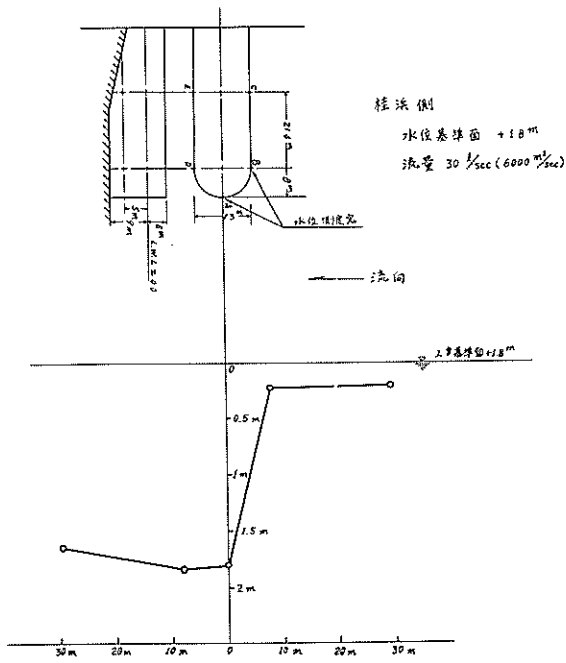


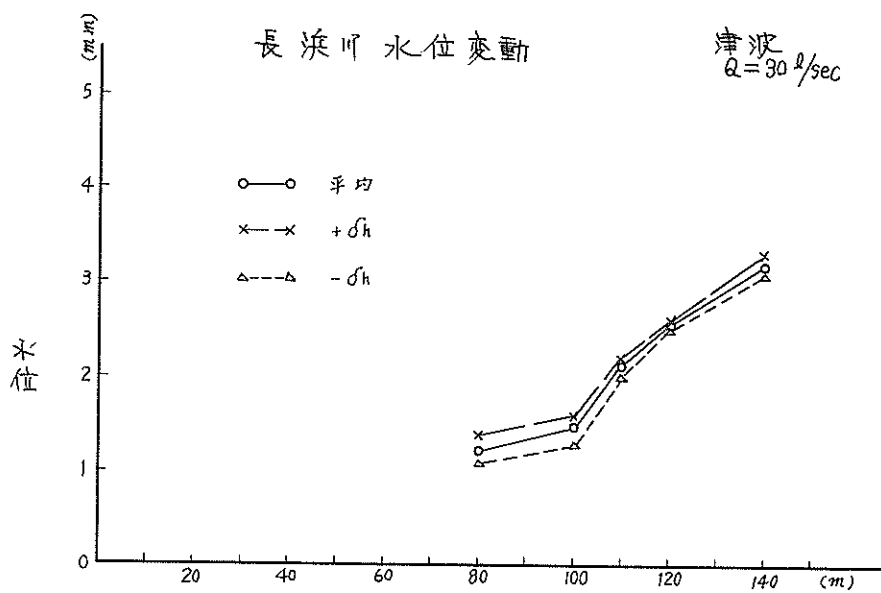
図-25 横断の水位勾配 工事基準面上 +1.8m 流量 30ℓ/sec



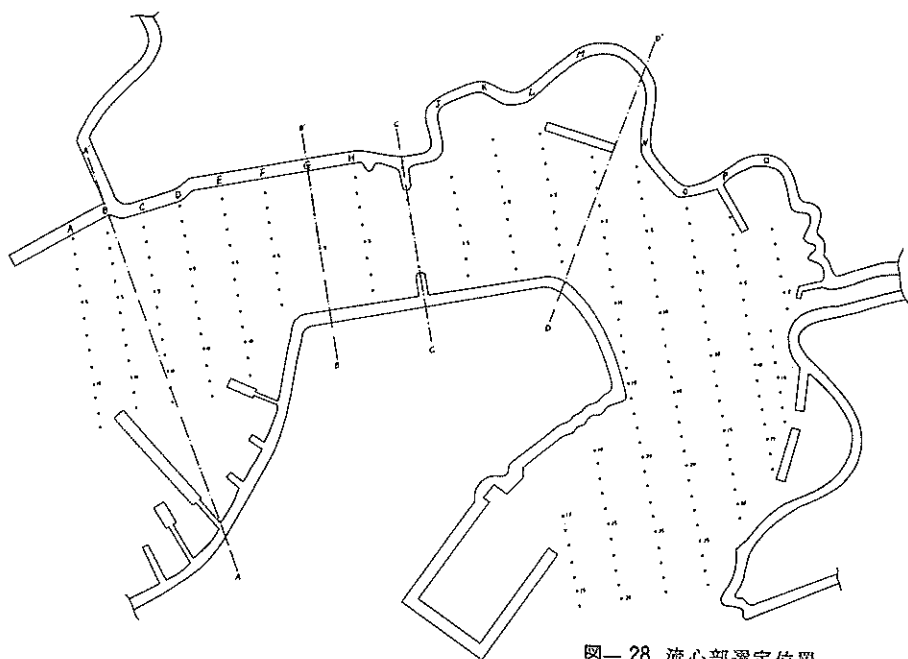
图— 26—1 津波防波堤水位測定



图— 26—2 津波防波堤水位測定



圖—27 (防波堤)導流堤



圖—28 流心部選定位置

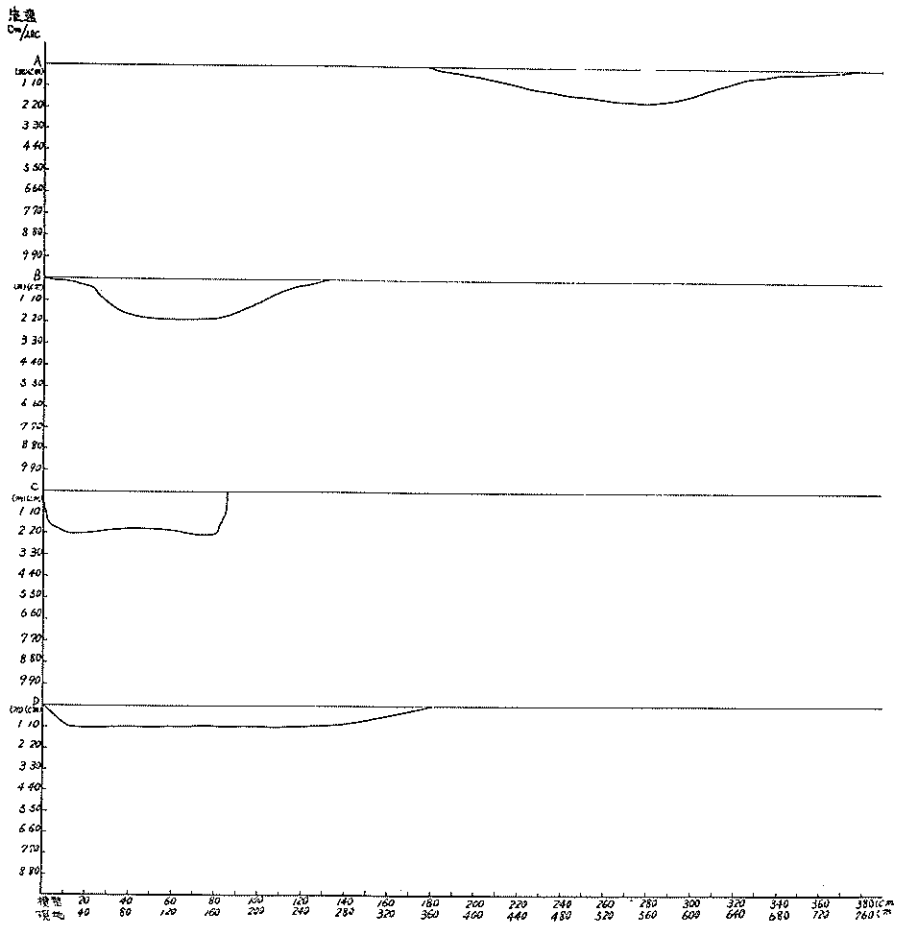


図-28-1 計画断面 10ℓ/sec 水深2cm

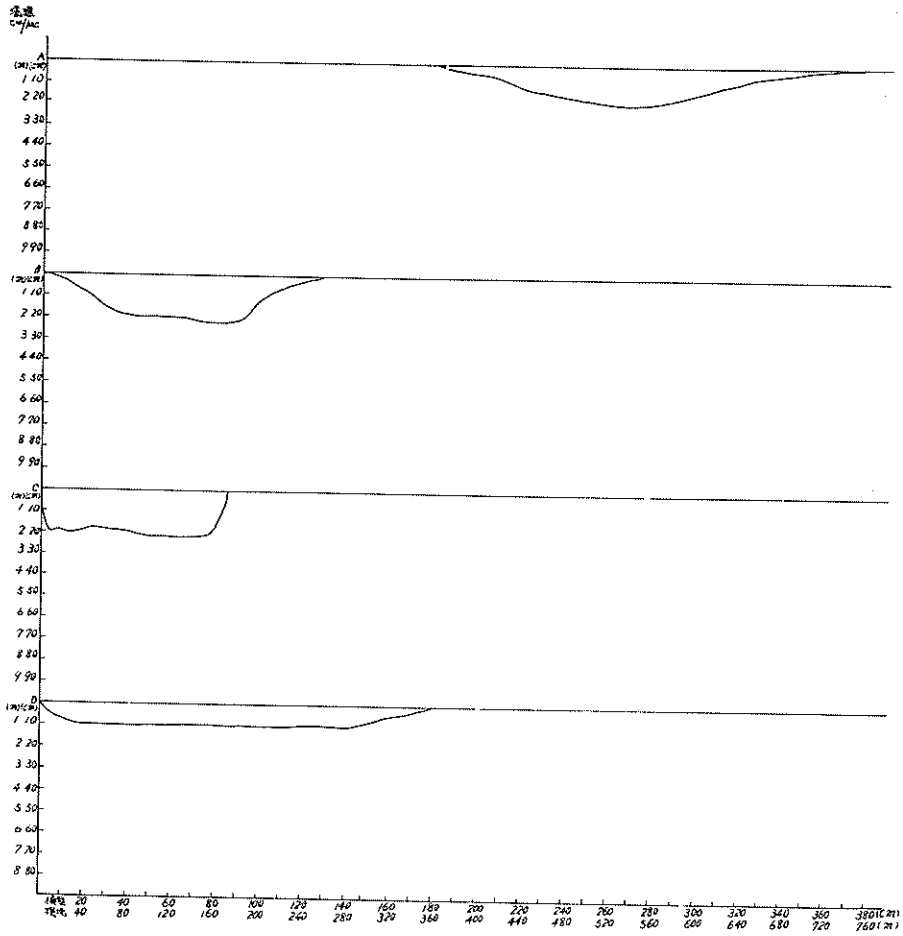


圖-28-2 計面断面 10ℓ/sec 水深 4cm

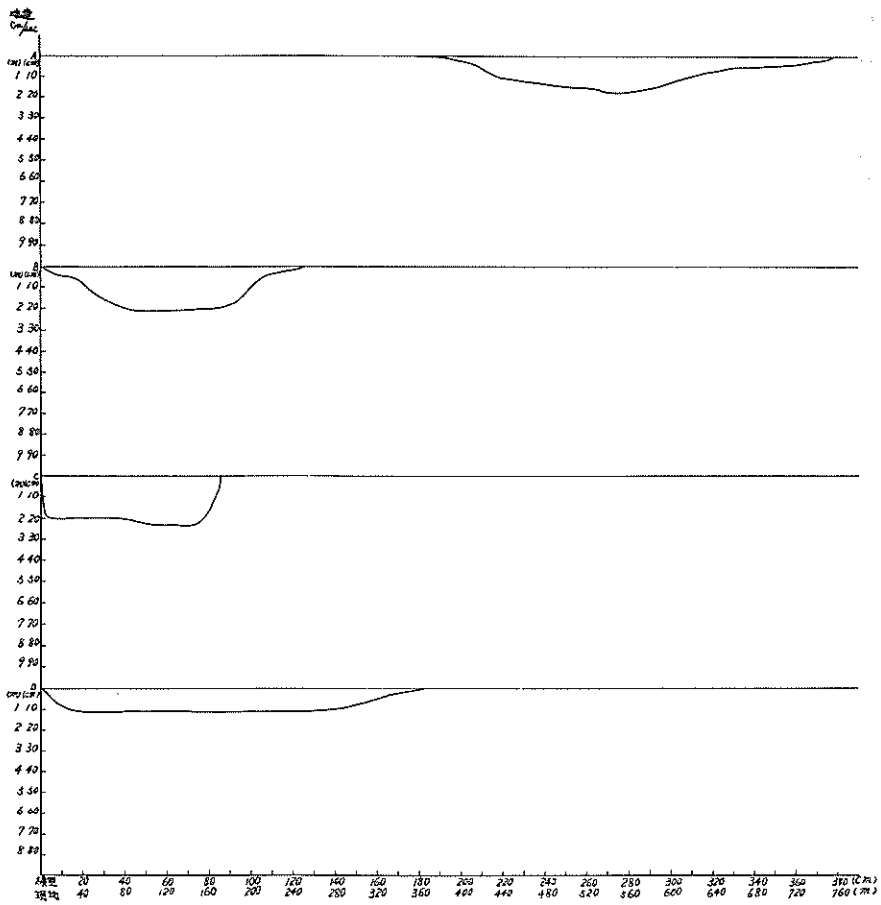


圖-28-3 計面断面 10 ℓ /sec 水深 6cm

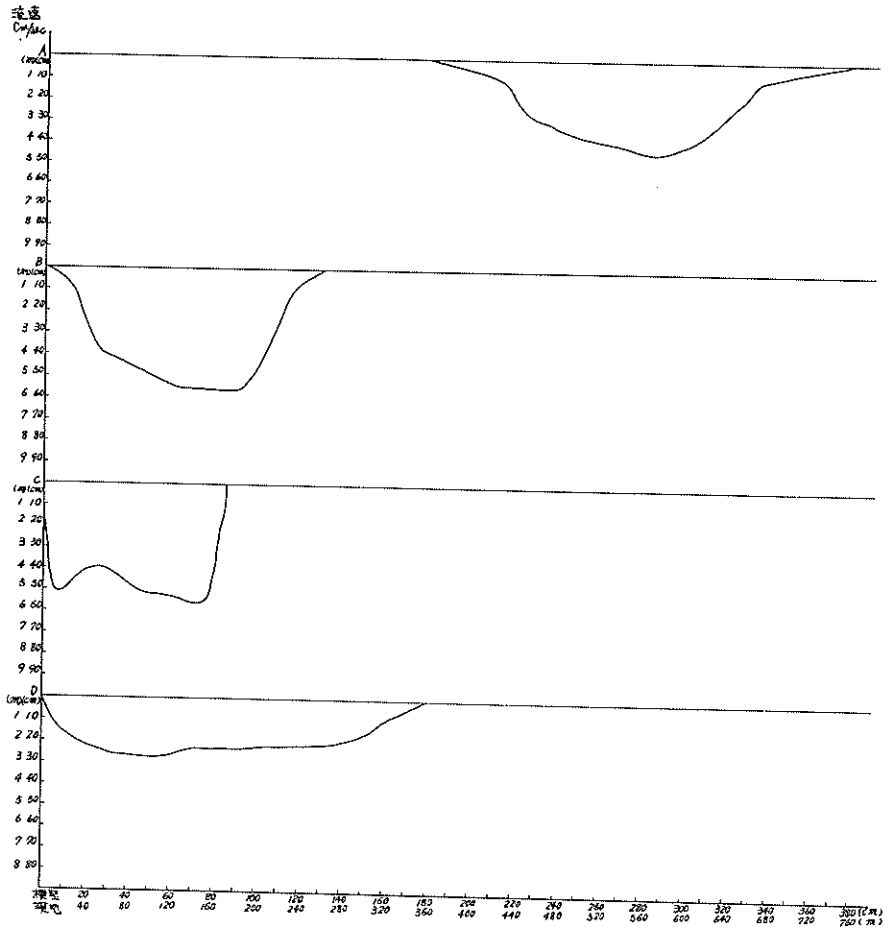


圖-28-4 計断面 30' sec 水深 2m

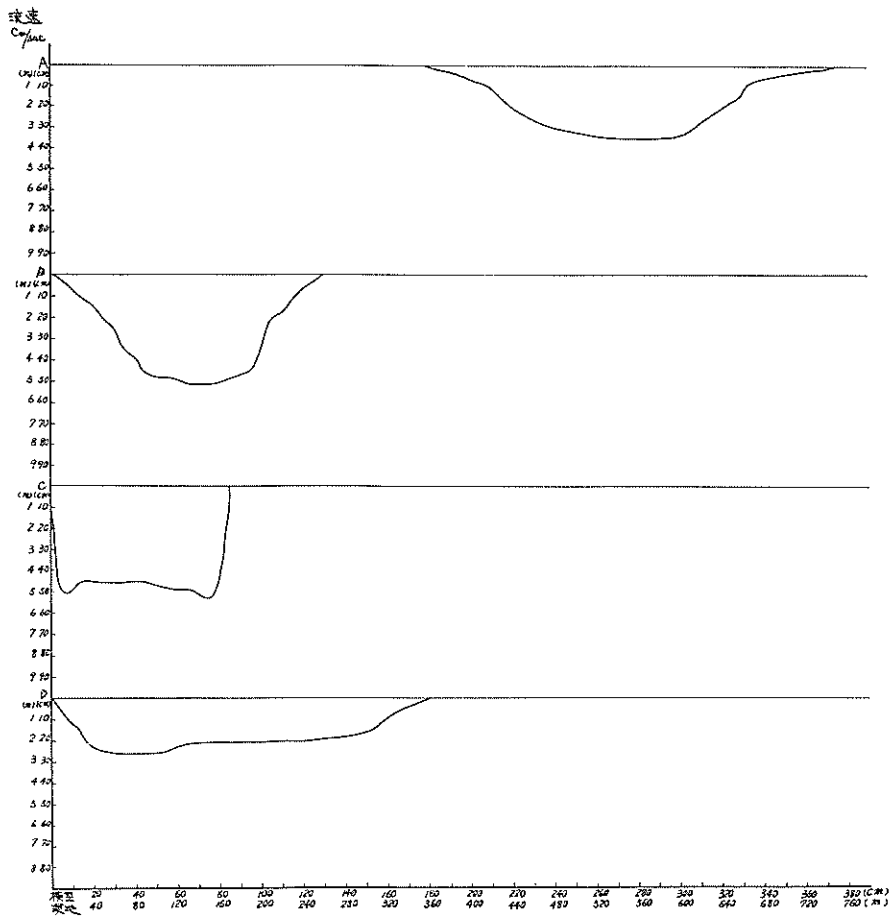


圖-28-5 計畫断面 30l/sec 水深 4cm

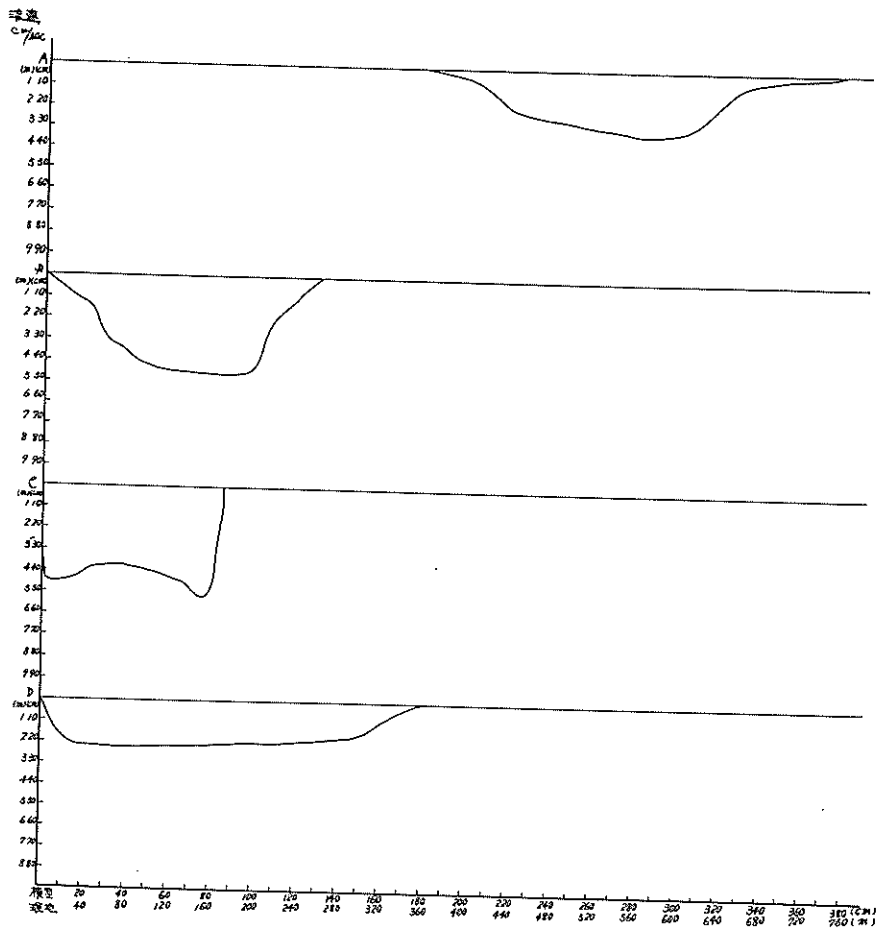


圖-28-6 計面断面 30ℓ/sec 水深 6cm

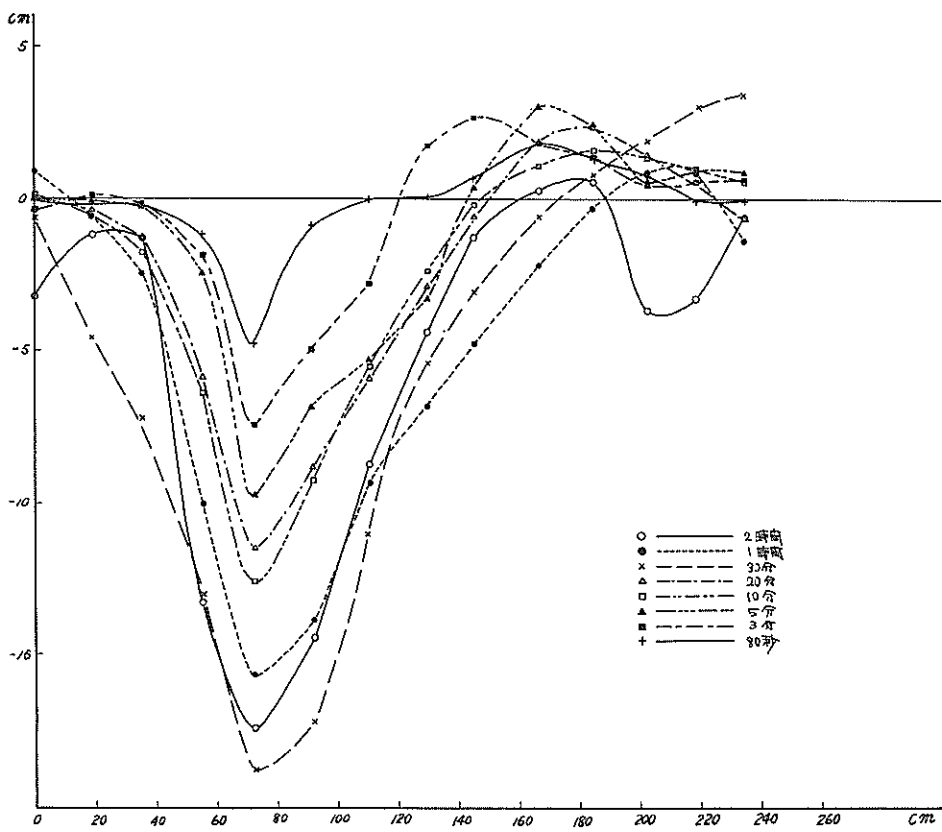


圖-29-1 (A) 縱断面

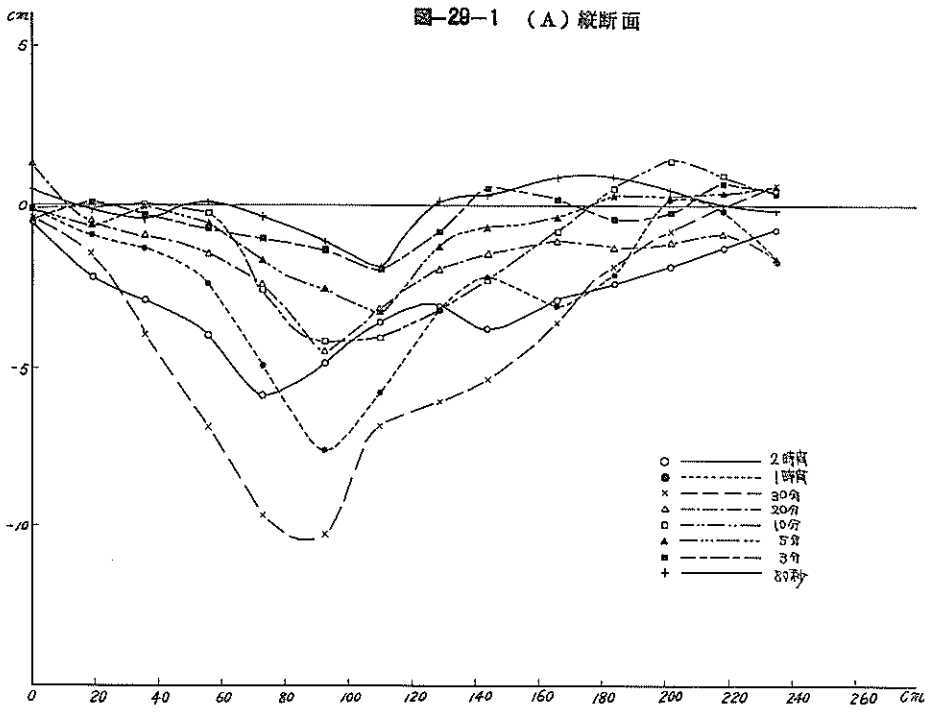
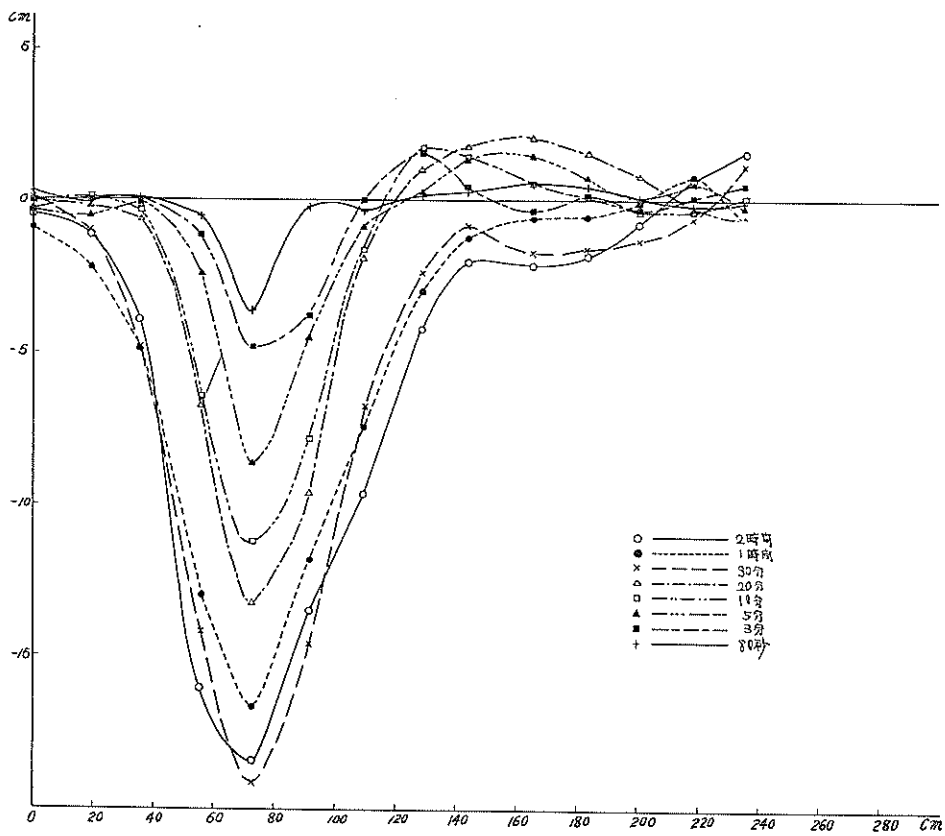


圖-29-2 (B) 縱断面



圖—29—3 (C) 縱断面 洗掘量 (深)

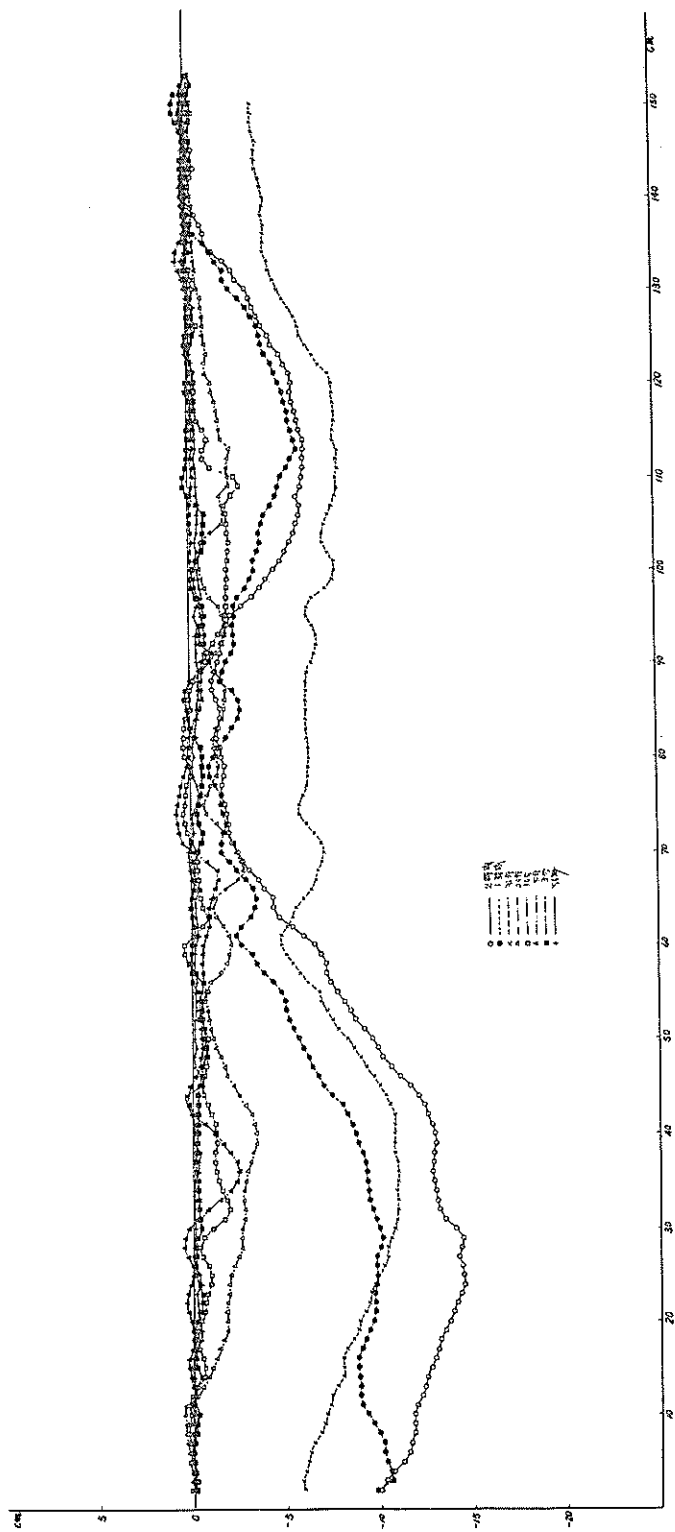


图-29-4 (No. 8') 横断面 洗掘量 (深)

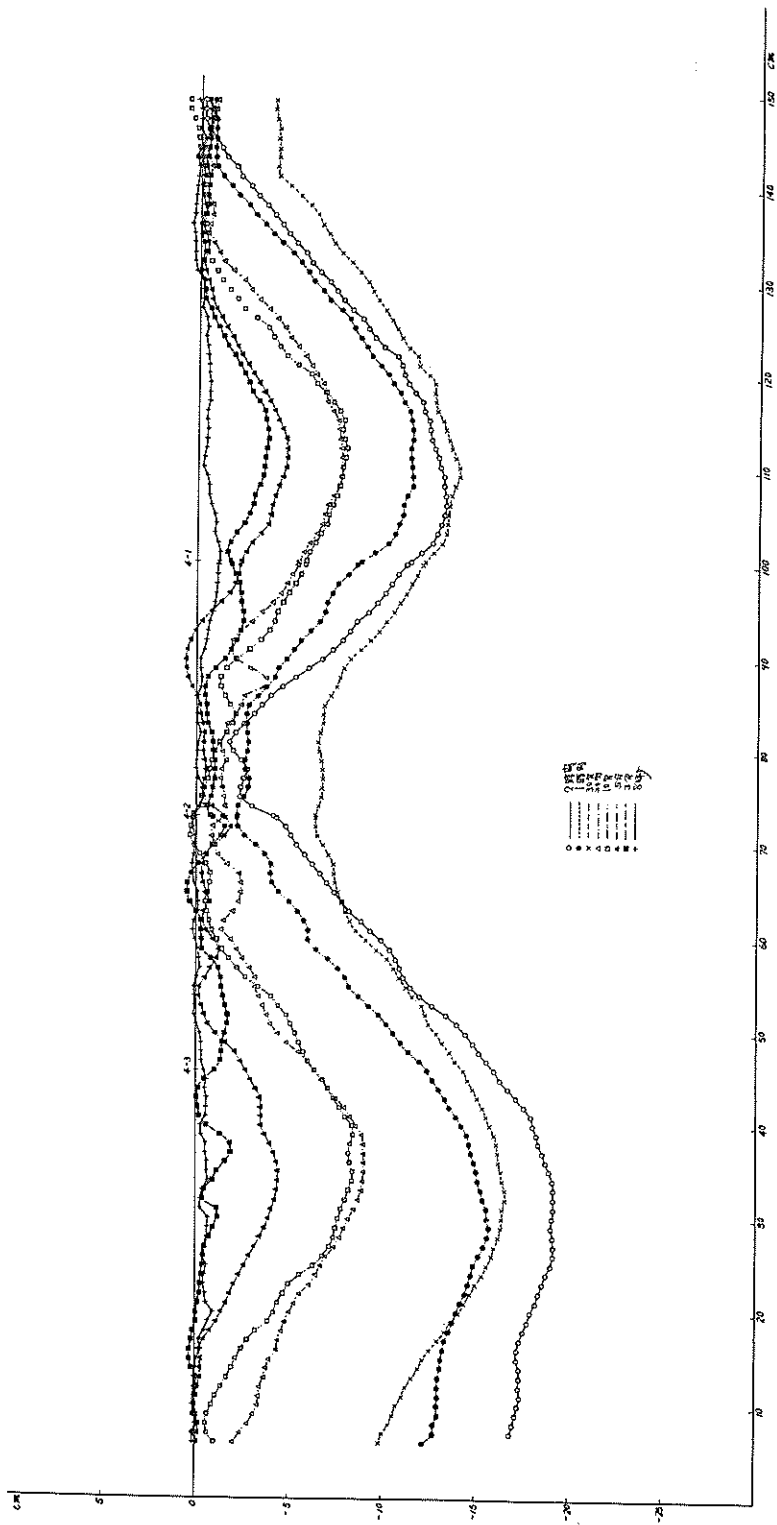


图-29-5 (No. 4) 横断面 洗坝量 (深)

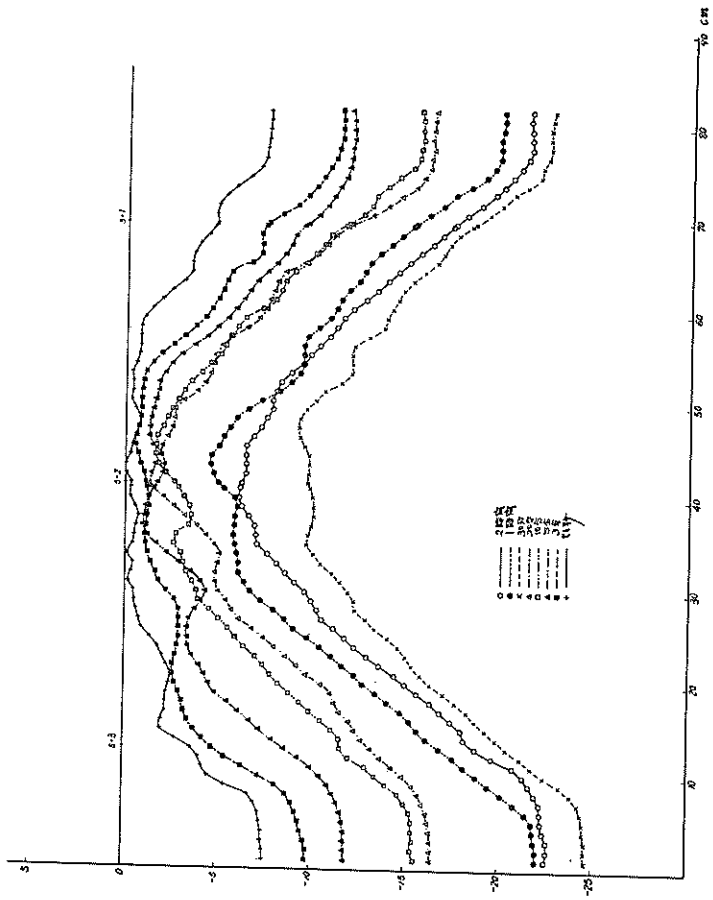


图-29-7 (No 5) 横断面 洗掘量 (深)

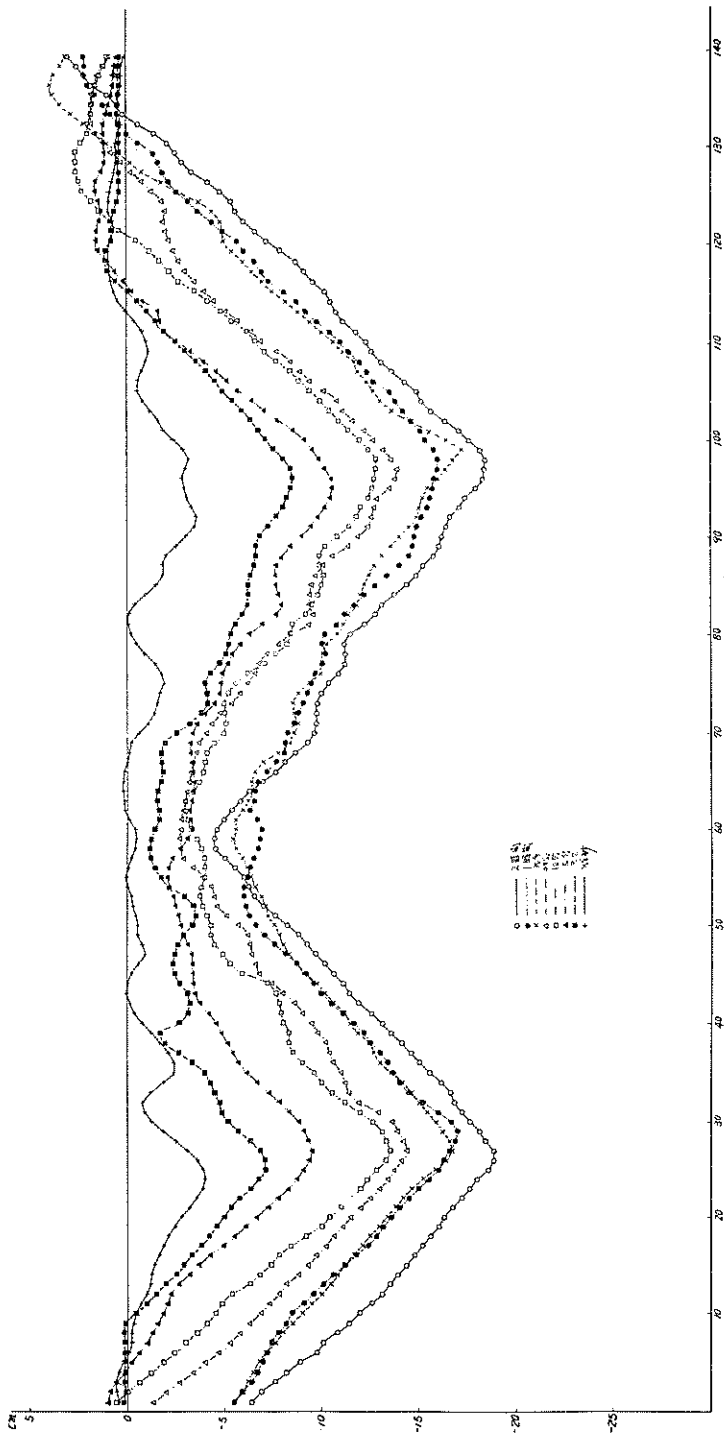


图-29-8 (No. 5') 横断面 洗坝盘 (深)

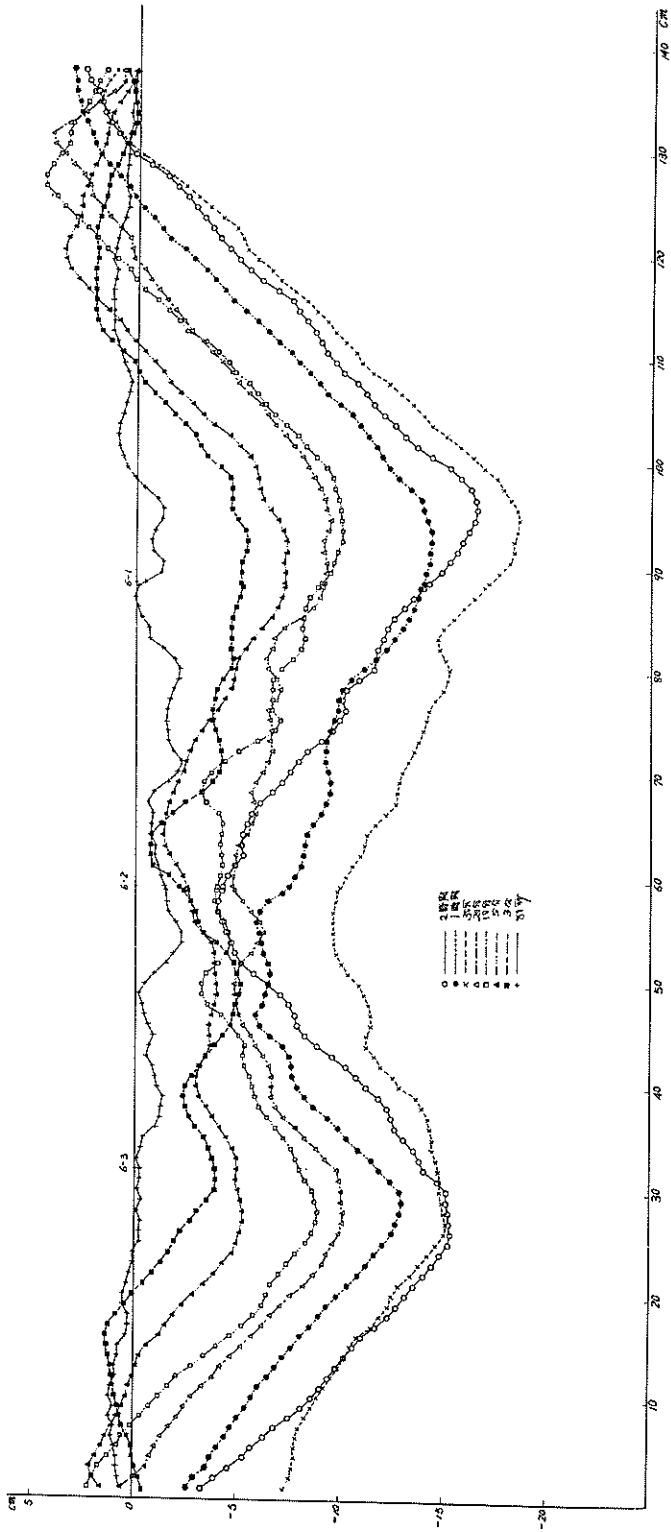


圖-29-9 (No. 6) 橫断面 洗損量 (深)

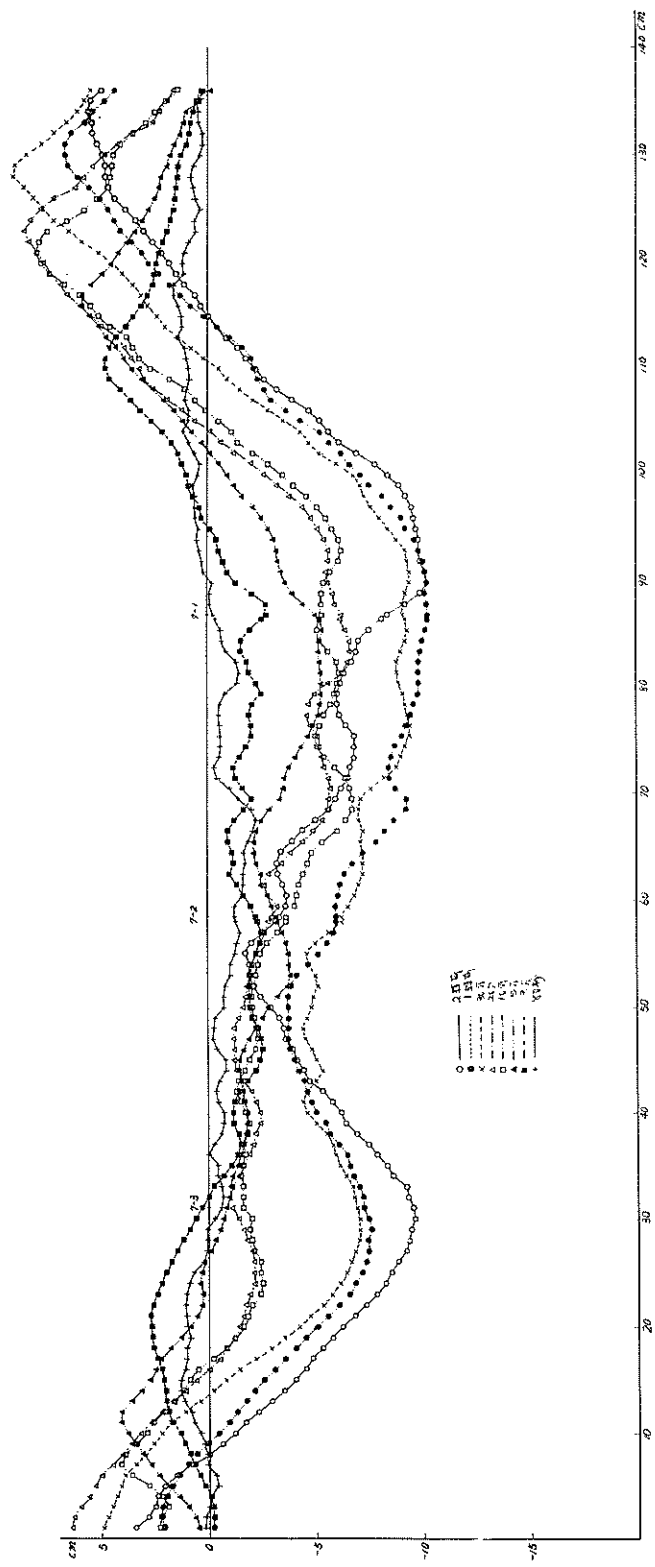
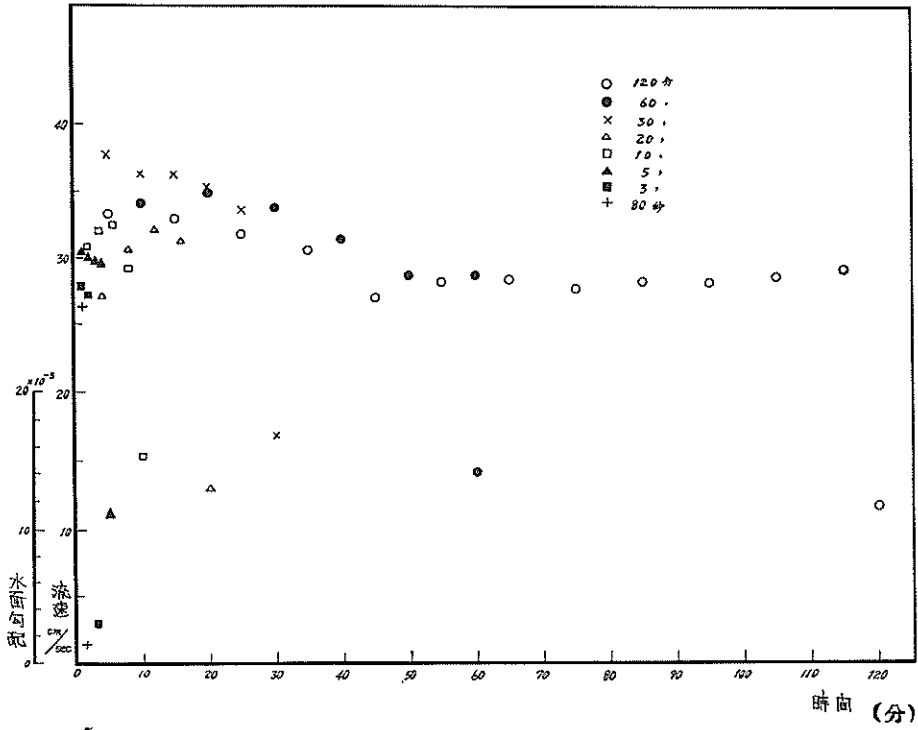
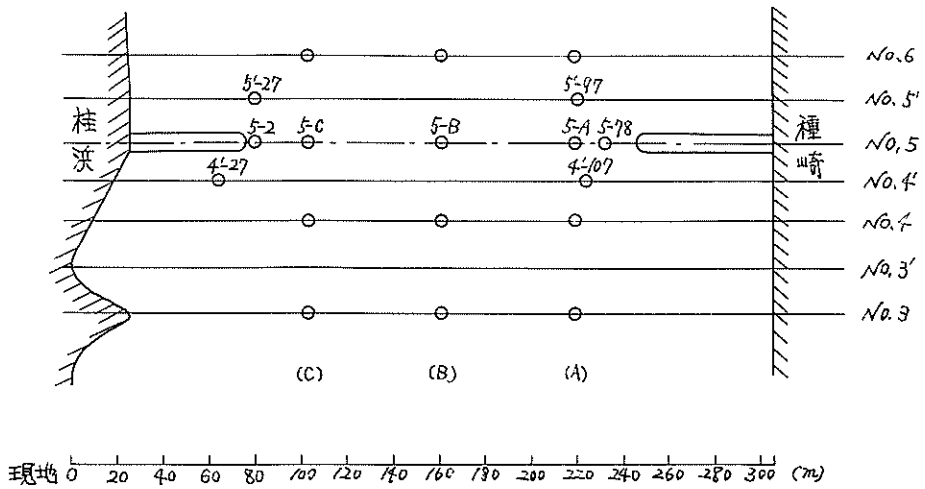


圖-29-11 (No. 7) 橫断面



津波引波時の流速変化 図-30



沈堀測定位置 図-31

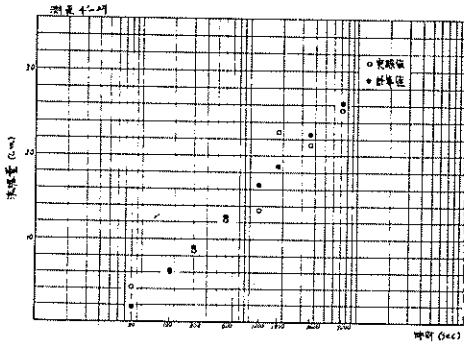


图-31-1

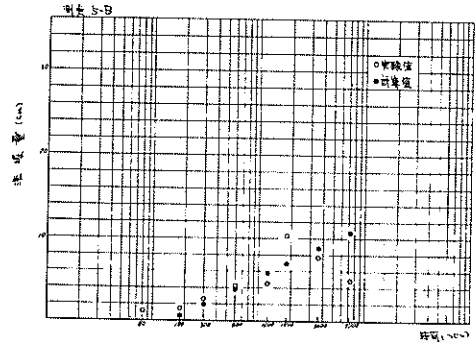


图-31-4

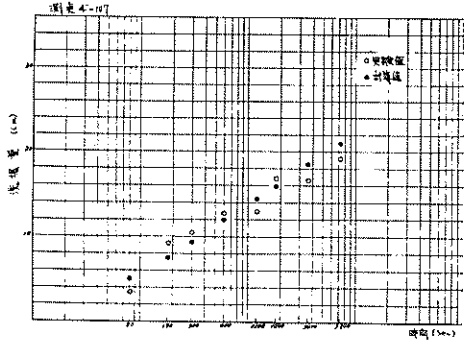


图-31-2

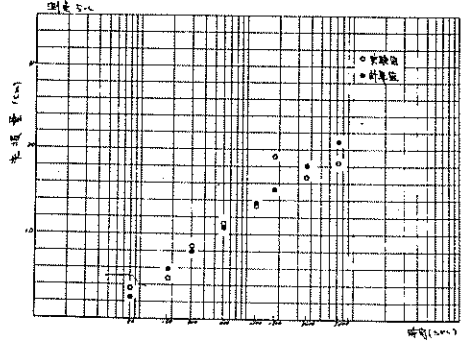


图-31-5

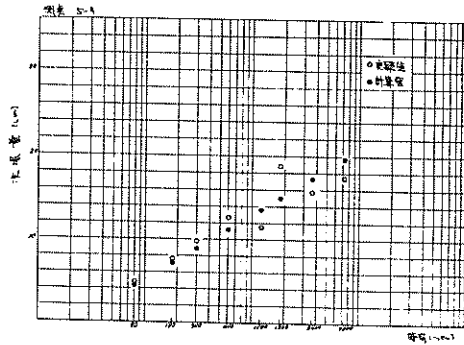


图-31-3

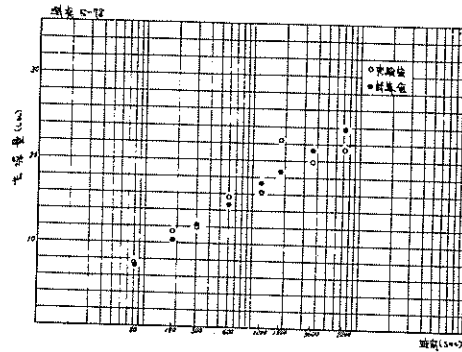


图-31-6

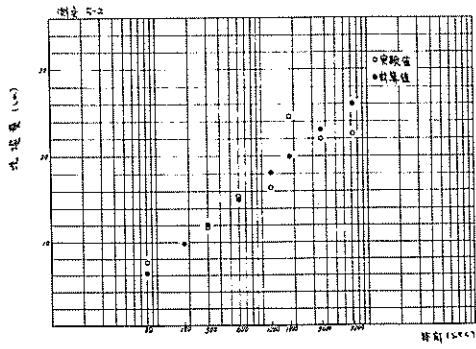


图-31-7

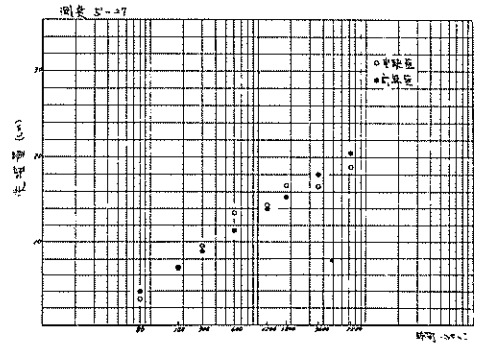


图-31-9

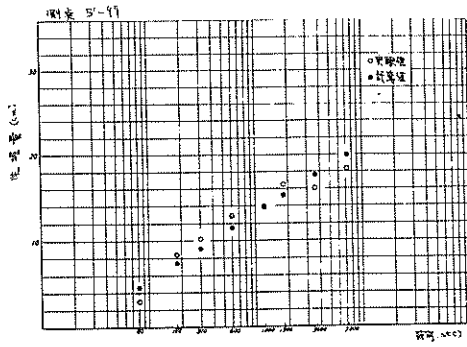


图-31-8

港湾技研資料 No. 25

1966年9月

編集兼発行人 運輸省港湾技術研究所

発行所 運輸省港湾技術研究所
横須賀市長瀬3丁目1番1号

印刷所 柿野屋印刷所
横浜市鶴見区鶴見町394