

港湾技術資料

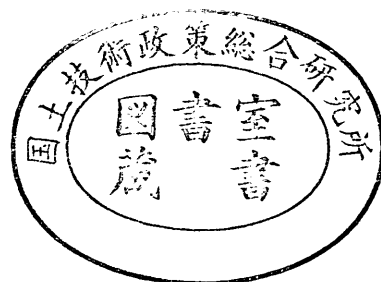
TECHNICAL NOTE OF
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH INSTITUTE
MINISTRY OF TRANSPORT, JAPAN

No. 549 June 1986

須崎港における津波に関する水理模型実験

高山 知 司
平 石 哲 也

運輸省港湾技術研究所



目 次

| | |
|-------------------------------------|-----|
| 要 旨 | 5 |
| 1. まえがき | 6 |
| 2. 須崎港の自然条件と実験の基本的な考え方 | 7 |
| 2.1 須崎港の自然条件 | 7 |
| 2.2 実験の基本的な考え方 | 9 |
| 3. 数値計算による津波波形の設定 | 18 |
| 3.1 昭和南海地震津波の調査結果 | 18 |
| 3.2 津波の数値計算法 | 25 |
| 3.3 昭和南海地震津波の数値計算 | 29 |
| 3.4 数値計算の結果 | 37 |
| 4. 模型および実験条件 | 42 |
| 4.1 水理模型の製作 | 42 |
| 4.2 防潮堤天端高の決定 | 42 |
| 4.3 初期水位の設定 | 45 |
| 4.4 津波防波堤に関する検討 | 50 |
| 4.5 実験手法 | 51 |
| 4.6 実験ケース | 54 |
| 5. 湾口部における津波波形の設定 | 57 |
| 5.1 津波波形の決定 | 57 |
| 5.2 津波波形の振幅の決定 | 59 |
| 5.3 実験波の検証 | 61 |
| 6. 現況地形における津波 | 64 |
| 6.1 現況地形における津波高 | 65 |
| 6.2 現況地形における浸水高 | 75 |
| 6.3 仮想防潮堤を設置した地形における津波高および浸水高 | 76 |
| 7. 南海地震津波に対する津波防波堤の効果 | 83 |
| 7.1 防波堤による津波高の変化 | 83 |
| 7.2 防波堤による浸水高の変化 | 95 |
| 7.3 防波堤による流況および開口部流速の変化 | 97 |
| 7.4 安和の津波高に対する考察 | 102 |

| | | |
|-----|---------------------|-----|
| 7.5 | 仮想防潮堤を設置した場合の防波堤の効果 | 110 |
| 7.6 | 防波堤の配置形状に対する考察 | 118 |
| 8. | 津波の周期による防波堤の効果の変化 | 121 |
| 8.1 | 津波高に対する効果 | 121 |
| 8.2 | 浸水高に対する効果 | 125 |
| 8.3 | 流況に対する効果 | 126 |
| 9. | むすび | 129 |
| | 参考文献 | 130 |
| | 記号表 | 131 |

Hydraulic Model Tests on Tsunamis at Suzaki-port

Tomotsuka TAKAYAMA*

Tetsuya HIRAIISHI**

Synopsis

Suzaki-bay located in Sihoku island and facing to the pacific ocean has been damaged by tsunamis several times historically. In recent years, the Nankai earthquake tsunami in 1946 and the Chillian tsunami in 1960 caused great damage there. Especially, the former tsunami destroyed 132 houses completely, and took 56 lives at Suzaki-chou (currently Suzaki-shi). In order to prevent the tsunami disaster the construction of the new tsunami-breakwaters of 1420m long are in contemplation at present.

In the present report, the effect of the breakwaters against tsunamis is investigated by hydraulic model tests. The Nankai earthquake tsunami is adopted as a model tsunami, because it was most severe tsunami in the recent years at Suzaki-bay and its detail information like the field survey of the inundated areas and the run-up heights are available. In order to reproduce the tsunami in the model the tsunami profile at the mouth of Suzaki-bay is hindcasted by numerical simulation, because of no field observation of the tsunami profiles. The amplitudes of the tsunami profiles simulated under the several assumptions are adjusted so that the flooded area in the model of the topography in 1946 becomes similar to those of the Nankai earthquake tsunami. The tests in the model of the present topography are carried out for the several alignments of the tsunami breakwaters under the actions of the adjusted tsunami. The tsunami profiles, inundated water depths and current speeds are measured at the several points in the model. The following main conclusions are drawn :

- (1) The inundated water depths and areas are reduced considerably by the installation of the tsunami breakwaters.
- (2) The tsunami breakwaters decrease the maximum water surface elevation in Suzaki-bay by 20 to 30 %.
- (3) The first undulation of the tsunami to the seventh one overtopped the sea walls around Suzaki-bay for the case of no installation of the tsunami-breakwaters. On the other hand, only two undulations of the first and the fourth ones overtopped slightly for the case of the breakwater installation.
- (4) The strong vortices appeared at the mouth of Suzaki-bay without breakwaters, but the installation of breakwaters reduce the strength of the vortices as well as maximum current speeds.
- (5) In the results of the experiments for several regular tsunamis with different periods, the efficiency of the breakwaters for the tsunami dumping in the bay decreases as the period of the tsunami becomes long.

* Chief of the Wave Laboratory, Marine Hydrodynamics Division

** Member of the Wave Laboratory, Marine Hydrodynamics Division

須崎港における津波に関する水理模型実験

高山 知司*

平石 哲也**

要 旨

須崎湾は、過去幾度も津波の被害を受けており、近年では、1946年の南海地震津波、1960年のチリ地震津波によって大きな被害を受けた。特に1946年の南海地震津波では、防潮堤の欠壊、家屋の流出等の構造物の被害に加えて、須崎地区だけで50数名の人命が失われた。そこで、将来において津波による被害を繰り返さぬよう、須崎湾口部に総延長1420mの津波防波堤を建設する計画が進められている。本資料は、この津波防波堤の津波に対する効果を水理模型実験によって検討したものである。

将来、須崎湾に来襲する津波として最も可能性の高いものは、南海道沖を震源とする地震によって起こされる南海地震津波である。そこで、まず、南海地震津波を対象として模型実験を行った。南海地震津波を実験室内で再現するためには、須崎湾水理模型内の起潮装置で起こされる入射波を適切に設定する必要がある。1946年当時の南海大地震津波の須崎湾口における津波波形は測定されていないので、数値計算によって湾口部の津波波形を求め、入射波の波形とした。ただし、数値計算では、海・陸境界は格子地形で表し、津波は海・陸境界で完全反射する等の仮定が含まれているため、入射波の振幅は再現実験で設定した。すなわち、1946年当時の地形を再現した模型上で津波を作用させ、測定された浸水域が、1946年当時の実測浸水域と一致するように入射波の振幅を調整した。

本実験では、まず現況の須崎湾に、南海地震津波と同規模の津波が来襲したことを想定して、湾内の津波高、浸水高および流況を測定した。次に、津波防波堤が設置されたときの地形に対して津波を作用させ、湾内の津波高、浸水高および流況を求めた。上記2ケースの測定値を比較することによって津波防波堤の効果を検討した結果、次のようなことが判明した。

- i) 須崎湾内の最大津波高は、津波防波堤によって20~30%程度減少する。
- ii) 浸水高および浸水域も、津波防波堤によってかなり減少するが、減少する割合は地区によって異なる。
- iii) 津波防波堤建設前は、津波の第1波から第7波まで全波が湾内沿岸の各測点において防潮堤を越流する現象が見られた。津波防波堤によって、最大津波高が減少するため、防波堤建設後は、第1波と第4波がわずかに越流するだけになる。
- iv) 湾口および湾内の流況を、津波防波堤を設置しない場合と、設置した場合とで比較すると、以下のような差違が見られた。すなわち、防波堤未設置時には、須崎湾口から野見湾口にかけて大きな渦が生じた。しかし、防波堤設置後は、須崎湾口の渦巻き状の流れは弱くなり、開口部を除くと、湾口付近の最大流速は小さくなる。

須崎湾へは、南海地震津波と周期、振幅が異なる津波が来襲する可能性もあるので、次に、規則波形を持った津波を作用させ、その周期と振幅を変化させて、津波防波堤の効果に対する津波周期の影響を検討した。

その結果、津波の周期が、30~60分の間では、短いほど、津波防波堤の効果が高くなることがわかった。湾内の最大津波高は、周期30~40分の場合、津波防波堤によって30%程度小さくなった。

* 海洋水理部波浪研究室長

** 海洋水理部波浪研究室

1. まえがき

1946年12月21日4時19分に、潮岬南方を震央として発生した南海大地震（1946年南海地震）は、同地方においては1944年東海大地震に次ぐ大地震で、地震およびそれに伴う津波によって和歌山・徳島・高知県の沿岸部を中心に南西日本全域が多量の被害を受けた。高知県須崎市では、地震発生後約30分後に津波の第1波が到達した。この津波によって市街地の2/3の部分が浸水し、貯木場の木材が数多く流出する等の被害が生じた。地震による被害も含めると、全壊家屋数は132戸にもなり、亡くなった人は、須崎町（当時）だけで56人にも達した。¹⁾ 須崎湾内の最大津波高は津波来襲時の潮位上3.3mであった。²⁾

須崎湾の東に位置する野見湾沿岸でも、野見・大谷地区を中心に各地区で家屋の倒壊・堤防の欠壊・浸水等の被害が生じた。野見湾内の最大津波高は津波来襲時の潮位上5.2mであった。須崎湾・野見湾では津波来襲後20日間海水は濁ったままであった、と言われている。

須崎湾および野見湾を含んだ南四国沿岸には、上記の南海大地震津波以外にも、過去幾度も大津波が来襲している。記録に残っている中でもおもなものを挙げると次のようになる。³⁾

- (i) 慶長9年12月16日の東海道南海道沖の地震による津波（1605）
- (ii) 宝水4年10月4日の東海道南海道沖の地震による津波（1707）
- (iii) 安政元年11月5日の南海道沖の地震による津波（1854）
- (iv) 昭和19年12月7日の東南海地震津波（1944）

上記の他に、近年では

- (v) 昭和35年5月24日のチリ地震津波（1960）

でも被害を受けている。

チリ地震津波では、港湾施設としては須崎湾奥の桐間地区の防潮堤が欠壊したのをはじめ、大間地区の防潮堤根固めの部分が洗掘されるなどの被害が生じた。港湾施設の被害総額は当時の金額で223,000,000円と報告されている。⁴⁾ 津波の最高水位は、目視観測によるとD.L.+4.10mで、南海大地震当時の潮位上に換算すると約2.4mになり、南海大地震津波に比べると須崎湾内の津波の高さは約0.9m程度小さかったことになる。

このように、須崎湾は過去幾度も大きな津波被害を受けており、将来再度、大津波の来襲を受ける可能性が高い。現在、須崎港は重要港湾として港湾施設の整備・拡張が進んでおり、市街地の人口も年々増加している。し

たがって、将来、大津波が来襲したときに受ける被害は、南海大地震津波およびチリ地震津波によって受けた被害よりもはるかに大きなものになると思われる。もちろん、津波および高潮に対する防災対策として、防潮堤の整備が南海大地震津波以降毎年続けられている。しかし、湾内全沿岸に防災対策上必要な天端高を持つ防潮堤を建設するには、巨額の費用が必要とされるほかに、高天端の防潮堤は、港として岸壁を利用する上に大きな支障になるとともに、広い敷地を必要とするなどの問題がある。

そこで、須崎湾口部に津波防波堤を建設することが計画されている。計画によると、防波堤は西岸の角谷岬と東岸のコウギノ鼻付近を結ぶ位置に八の字形に建設され、防波堤の総延長は1420mで、西側の西防波堤（480m）と東側の東防波堤（940m）に分けられる。西防波堤と東防波堤間の開口部は、60,000トンの貨物船が通過できるように230m幅に計画されている。開口部の水深は約18mであるが、防波堤先端部の洗掘防止のために高さ約2mの捨石マウンドが築造される。

東側の東防波堤は、長さ740mの部分と、200mの部分に分かれ、漁船通航用に幅20mの開口部が設けられる。

本資料は第三港湾建設局の依頼により、須崎湾口防波堤の津波に対する効果を模型実験によって調べたものである。須崎港に襲撃する津波としては、比較的資料が整っており、津波の規模も大きかった1946年南海地震津波を対象とした。

津波に関する模型実験としては、湾口部で周期一定の長周期波を造波して行った例がある。⁵⁾ しかし、実際の津波では周期は一定しておらず、津波に対する防波堤の効果を調べるためには、実際に生じた津波波形を模型実験で再現する必要がある。しかしながら、須崎湾の湾口部における津波の波形は実測されていない。そこで、本資料では、断層モデル⁶⁾を用いた津波の数値計算法^{7), 8)}によって南海地震津波の数値シミュレーションを行い、数値シミュレーションから得られた湾口部における津波波形を模型実験における入射波形として用いることにした。

南海地震の断層モデルについては、相田⁹⁾が津波の数値シミュレーションによって詳しい検討を行っている。そこで、相田が示した断層モデルを本資料では基本モデルとした。

本資料では、南海地震津波クラスの津波が、再度須崎港へ襲撃する場合を想定して、津波に対する防波堤の効果を調べた。しかし、来襲が予想される津波は、近海地震による比較的周期の短い津波だけではなく、チリ地震津波のように周期が1時間程度の長いものも考えられるので、津波の周期が防波堤の効果に与える影響を調べるために、

周期一定の津波を湾口部で起こし、周期を10分毎に30分から60分まで変化させた実験も行った。

なお、本資料では、南海地震に対する記述が多いため、便宜上、1946年南海地震津波を以下“昭和南海地震津波”と呼称することにした。

2. 須崎港の自然条件と実験の基本的な考え方

2.1 須崎港の自然条件

(1) 須崎港の位置

須崎湾は湾全域がほぼ港湾区域となっているので、本資料では以下“須崎港”と統一して記述する。

須崎港は、高知県中央部よりやや西寄りに位置し、周辺の地形は図-1に示すようになっている。

図-1において斜線で示した地域は、昭和南海地震津波による浸水域である。湾口が南側へ開いているため、昭和南海地震津波のように津波の波源域が紀伊半島沖から室戸

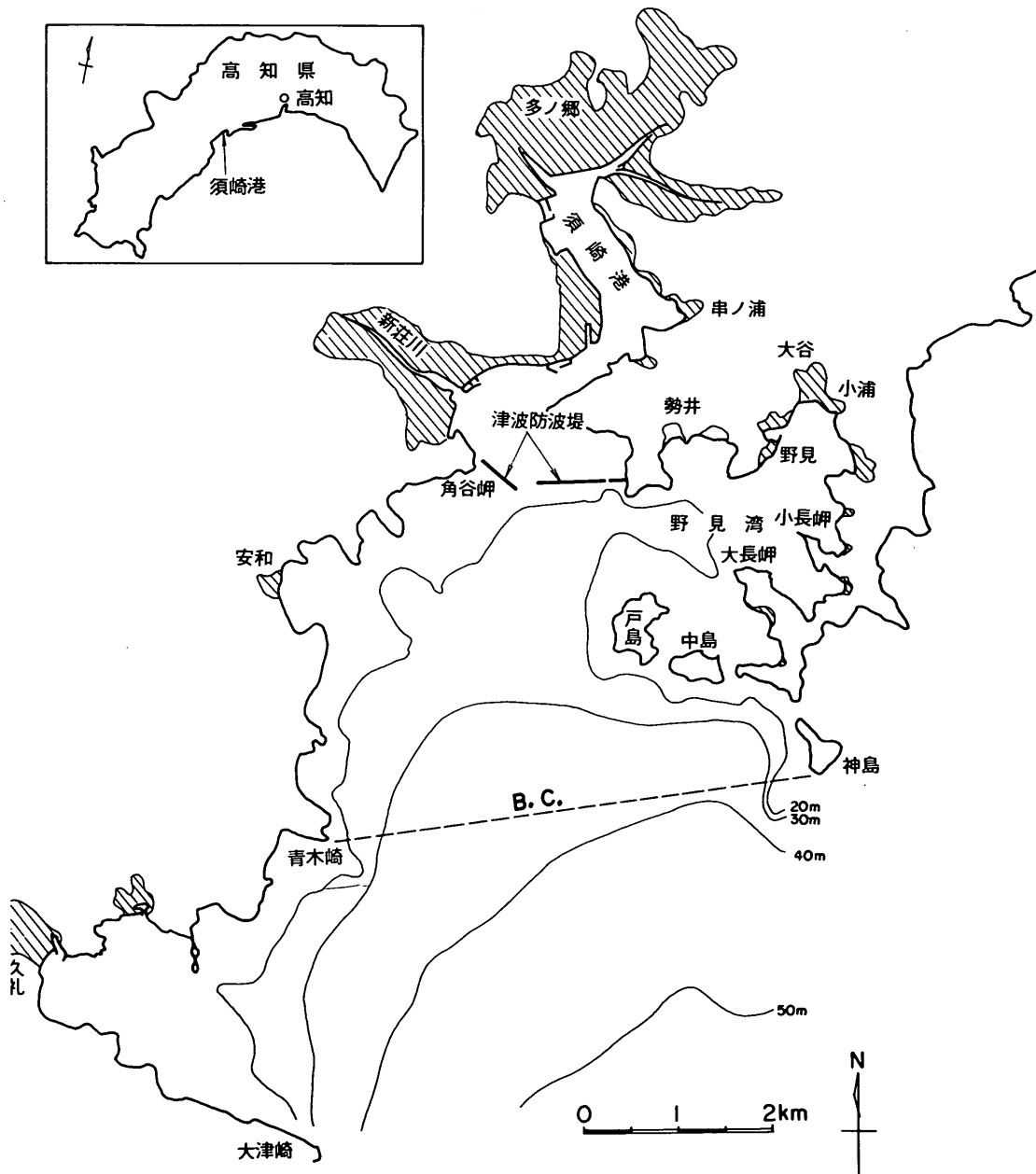


図-1 須崎港の位置と地形

岬沖にかけて広がっている場合や、チリ津波のように太平洋を横断して津波が来襲する場合には、屈折によって津波は湾口から湾奥へ向かって等深線に直角に進入する。すなわち、図-1のB.C.で示した線に対してはほぼ直角に津波は入射することになる。B.C.線は青木崎と神島南端を結んだ線で、須崎港と野見湾を線の内側に含む。そこで、B.C.線を本資料では基準線とし、この線上における津波波形を計算で求め、実験に用いる入射波形とした。さらに、B.C.線と直角に波が入射するように模型を製作した。

(2) 須崎港の高さの基準

図-2(1)は須崎港の潮位基準面相互の関係を示した図である。D.L.は須崎港の工事基準面であり、港湾計画図に示されている防潮堤・防波堤および護岸の天端高はこの面を基準にしている。C.D.L.は海図基準面、T.P.は東京湾中等海面であり、地形図の基準となっている。M.S.L.は須崎港の年平均海面であり、満潮位はM.S.L.+0.42mである。

昭和南海地震津波が来襲したときの潮位は、ほぼ満潮位であった。そこで昭和南海地震津波来襲時の潮位は、M.S.L.+0.42mと考えることができる。港湾計画策定時に高知県が実施した津波の数値計算*では、この潮位面を計算の基準面としている。本報告書では、特に記述のない限り、高さの基準を年平均海面M.S.L.に統一した。したがって、防潮堤、護岸天端高等はすべてM.S.L.上の高さに換算して表示した。津波の高さは通常、潮位面からの偏差として示される。そこで、津波来襲時の潮位をあらかじめ想定しておく必要があるが、津波来襲時を予測することは不可能であり、また基準を一定に保つ方が比較しやすいので、本資料では、数値計算および模型実験において、津波来襲時の潮位はM.S.L.と等しいものと仮定した。

津波の高さを表す言葉として、本資料では、“津波高”“波高”、“浸水高”の3種の言葉を用いた。それらの相互関係を図-2(2)に示す。“津波高”は、初期水位(M.S.L.)からの津波の高さ、“波高”は津波の谷から峰までの高さ、および“浸水高”は陸上部における地盤からの津波の高さを表すものとする。

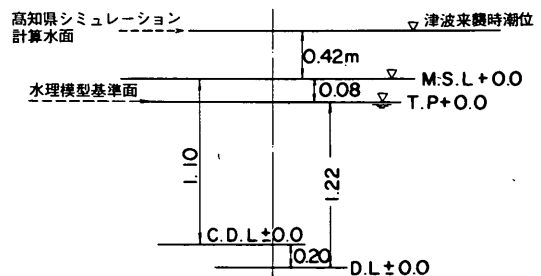
(3) 海図および地形図

表-1に、本資料で使用した海図および地形図の一覧表を示す。地図1の陸上部および地図2~5の高さの基準はT.P.である。海図6はC.D.L.を基準としている。現在の須崎港、および将来の須崎港の模型を作るために

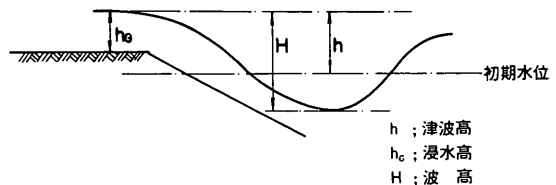
は、地図1, 2, 3, 4, 6を用いた。1946年当時の地形図は入手できなかったが、1956年まで港湾地形には大きな変化がなかった**ので、1956年の地形図5が1946年当時の地形を表すものと考えた。模型を2つ製作することは困難なので、1946年当時の須崎港の模型は、現在の須崎港を表現した模型から、1956年以降に建設された防波堤、埋立地を取り除いた地形で表現するものとした。したがって、海底部は現在の海底地形を表しており、1946年当時の海底地形を正確に再現したものではない。また将来、港内の航路浚渫等で現在の海底地形が多少変化するため、1m程度の海底地形の変化は津波高には大きな影響を与えないと思われる。そこで1946年当時と現在における海底地形の相違および浚渫による若干の水深変化は無視して、海底地形としては地図1および海図6に示されたものを採用した。

なお、海図6は1967年に測量されたデータを基に作成されており、現在(1984年)の海底地形を正確に表現していない可能性もある。

そこで、1984年の須崎湾および野見湾における深浅測量結果***を参照し、1967年測量時の水深と1986年測量時の水深とを比較した。図-3は、海図6(海図第105



(1) 須崎港の基準面



(2) 高さの定義

図-2 基準面と津波高の定義

*「須崎港に及ぼす津波影響調査」で示されており、この調査は昭和55年度に高知県港湾課が行った。

**運輸省第三港湾建設局高知港工事事務所の説明による。
***運輸省第三港湾建設局高知港工事事務所が実施した調査であり、資料を提供していただいた。

表 1 使用地図一覧表

()は測量年

| No. | 地図名 | 縮尺 | 発行年 | 発行者 |
|-----|----------------|-----------|---------------|--------------------|
| 1 | 須崎港 港湾計画平面図 | 1 : 5000 | 1983 (1970) | 港湾審議会第103 回計画部会 |
| 2 | 須崎市平面図 | 1 : 10000 | 1970 (1970) | 須崎市 |
| 3 | 須崎市平面図 | 1 : 2500 | 1970 (1970) | 須崎市 |
| 4 | 中土佐町全図 | 1 : 10000 | 1973 (1973) | 中土佐町 |
| 5 | 都市計画図 | 1 : 3000 | 1956 (1955) | 須崎市 |
| 6 | 海図第105号 | 1 : 25000 | 1968 (1967) | 海上保安庁 |

号)の須崎湾と野見湾の部分を示した図である。図-3(1)が須崎湾、(2)が野見湾である。図-4は、深浅測量図のうち、(1)須崎湾と(2)野見湾の部分を示した図である。図-3、図-4ともに水深の基準はC. D. L. である。

測定点が異なるので図-3、図-4に示された水深は単純に比較はできないが、両図を重ねて等間隔でおよその水深差を積み取った。図-5は、図-3と図-4との水深差を示した図である。図-5(1)が須崎湾、(2)が野見湾を示している。水深差にマイナスの符号がついている場合は、図-3で示した海図6の水深が、図-4で示した深浅測量結果より小さいことを示す。

図-5(1)から判かるように、須崎湾内は航路の一部を除いて水深差は1m以内で小さい。局所的に湾中央部付近で6、または4mという差がでていますが、これは浚渫等による相違と思われる。図-5(2)に示した野見湾の水深差も、ほとんど2m以内であり野見湾中央部の20m以上の水深に比較して小さい。

以上のことから現在(1984年)の水深データとして海図6および1970年の測量結果をもとにした地図1に示された水深を用いても支障は無いと思われる。そこで、本資料では、前述のように、現在の海底地形を示すものとして、基本的には、範囲の広い海図6と地図1を用い、深浅測量図の水深で若干の補正を行った。

図-6は、地形図等に示された現在の須崎港の地形を示している。斜線をつけた㉔、㉕、㉖、㉗の部分は1946年以降埋立られた地域である。㉘、㉙、㉚の防波堤は1946年以降に建設されたものである。したがって、㉔~㉗の埋立地と㉘~㉚の防波堤を除いた部分が1946年当時の須崎港の地形となる。ただし、湾口防波堤は現在計画中のものを示している。

2.2 実験の基本的な考え方

(1) 入射津波の設定

須崎港は1.で述べたように過去幾度も津波の被害を受

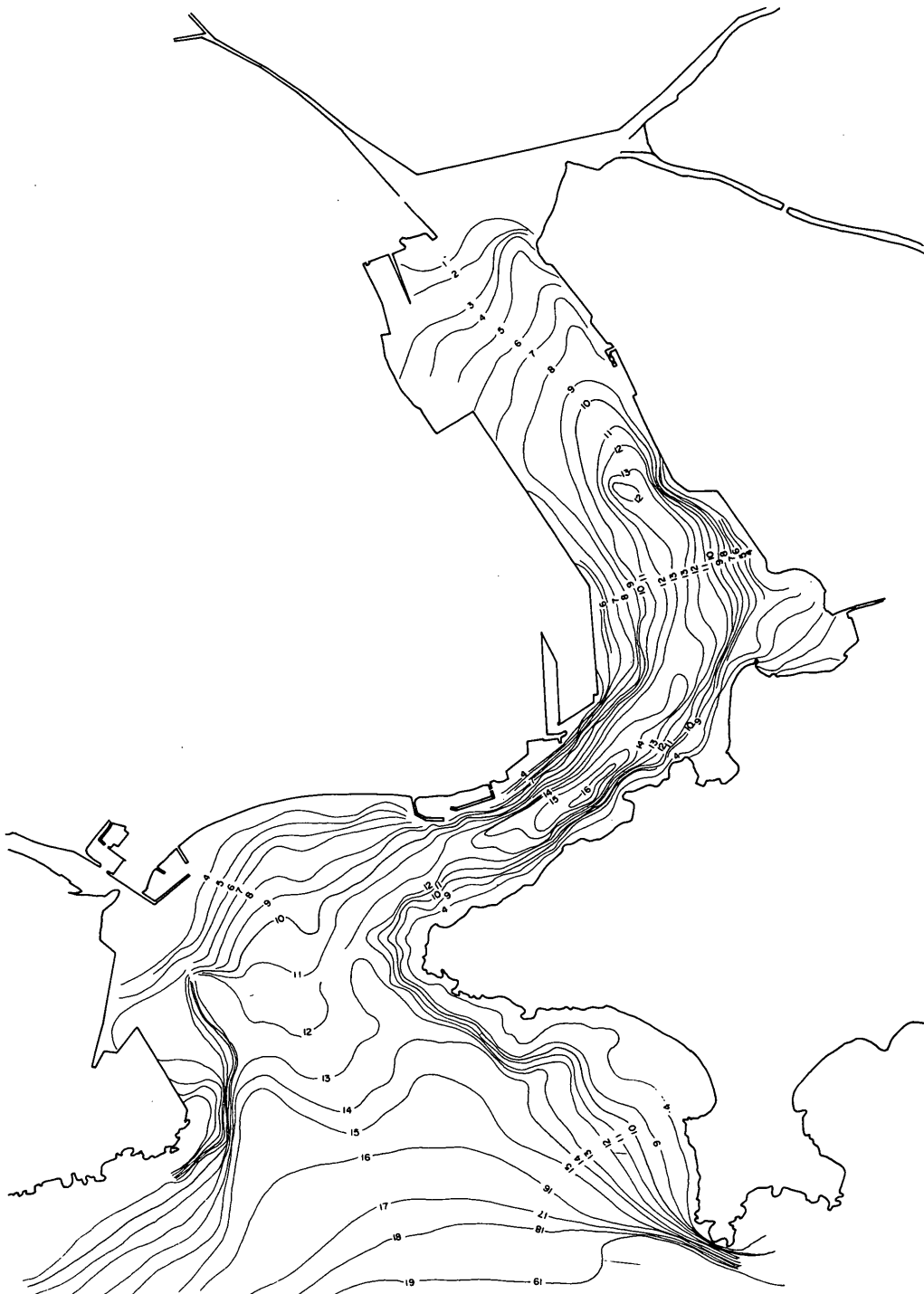
けている。1.で挙げた南海地震による津波だけでなく東海道沖、あるいは日向灘を震源とする地震によって起こされた津波も須崎地区に襲来している。しかし、それらの被害は、南海地震津波による被害と比べると軽微であり、南海地震津波による被害が著しい。

過去に生じた南海地震は、昭和南海地震も含めて、すべてM8クラスの地震であり、震央の位置もほぼ同一地域にある。³⁾したがって、それらの地震によって生じた津波の規模および来襲状況も、ほぼ類似したものと推定される。南海地震による津波の中では、最近の昭和南海地震津波に対する痕跡高・浸水高などの実測資料が最も豊富であるため、実験には昭和南海地震津波を想定した津波を用いることにした。

昭和南海地震津波については、浸水高や痕跡高等の実測値は整っているが、須崎湾口部における津波の波形は測定されていない。そこで、数値計算等によって須崎湾口部に入射した津波の波形を設定する必要がある。図-7は、津波波形を設定するフローを示した図である。まず、南海地震の断層モデル⁹⁾を用いて、津波の発生と伝播に関する数値計算^{10), 11)}を行い須崎湾口部のB.C.線上における津波の波形を求めた。この波形を図-7ではIで示す。ただし断層モデルとしては、いくつかの断層モデルを用いて津波の計算を行い、計算結果が実測痕跡高と最もよく一致するモデルを選んだ。この詳細については3.で述べる。

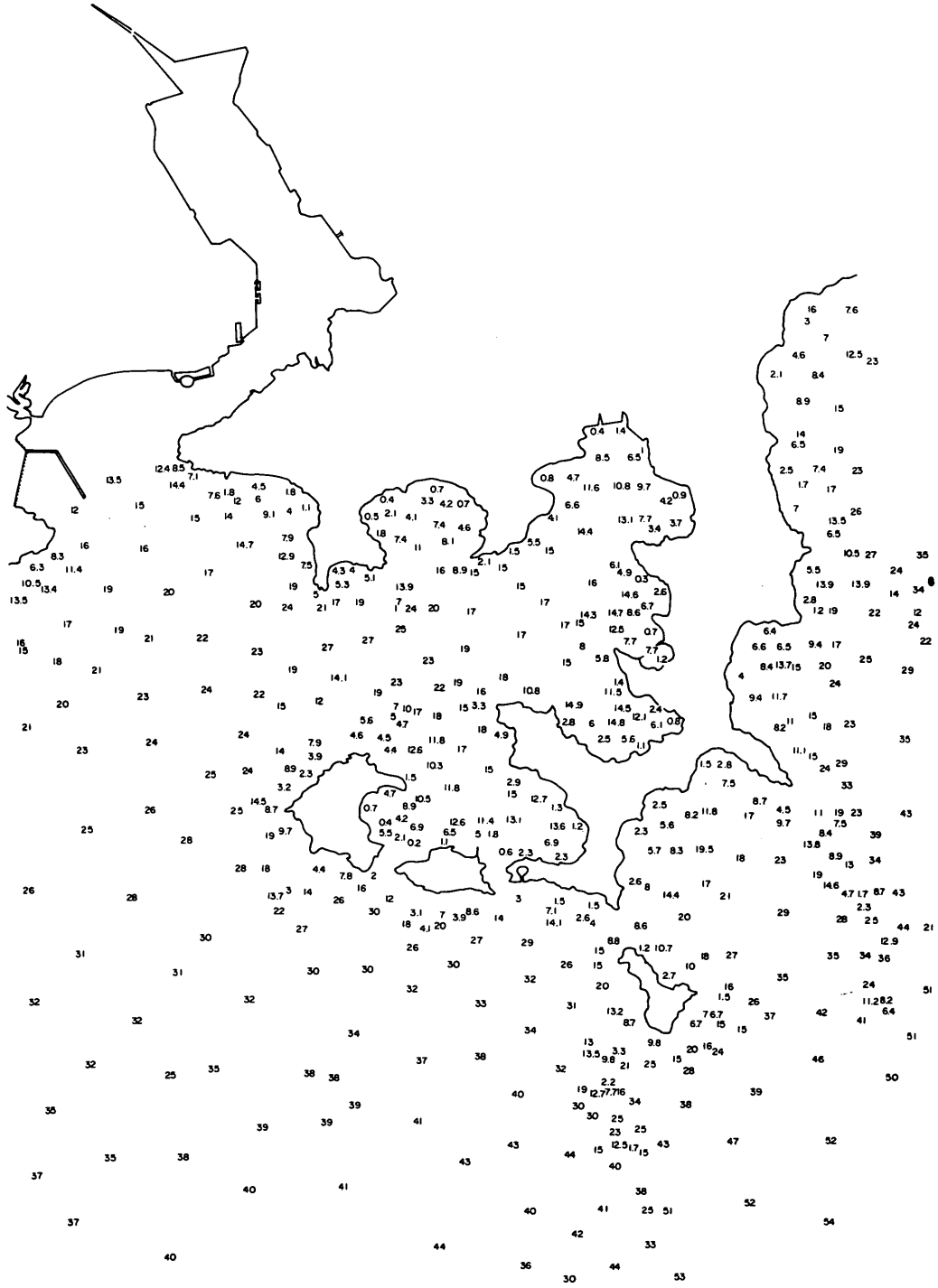
須崎湾口部において設定された津波波形Iをデジタルデータとしてパーソナルコンピュータに入力する。コンピュータ内のD/Aコンバーターでアナログ信号に変換し、このアナログ信号波形をI'とする。

実験水槽には起潮装置が設置されており、アナログ信号波形I'を入力信号として起潮装置を作動させることによって水槽内に津波を起こすことができる。アナログ信号波形I'は一度データレコーダに収録し、データレコー

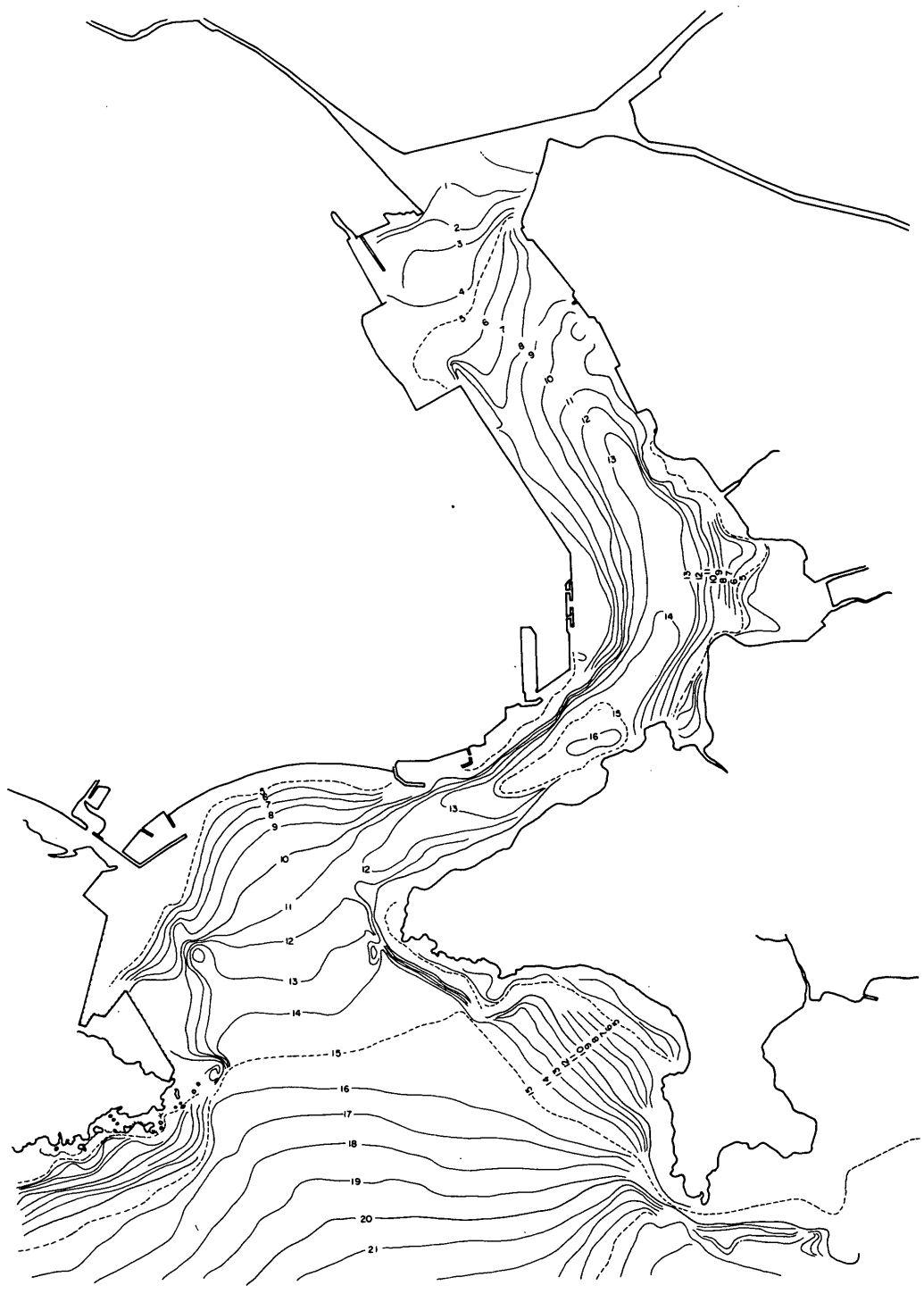


(1) 須崎湾

図-3 水深図 (海上保安庁水路部発行, 海図第105号より)

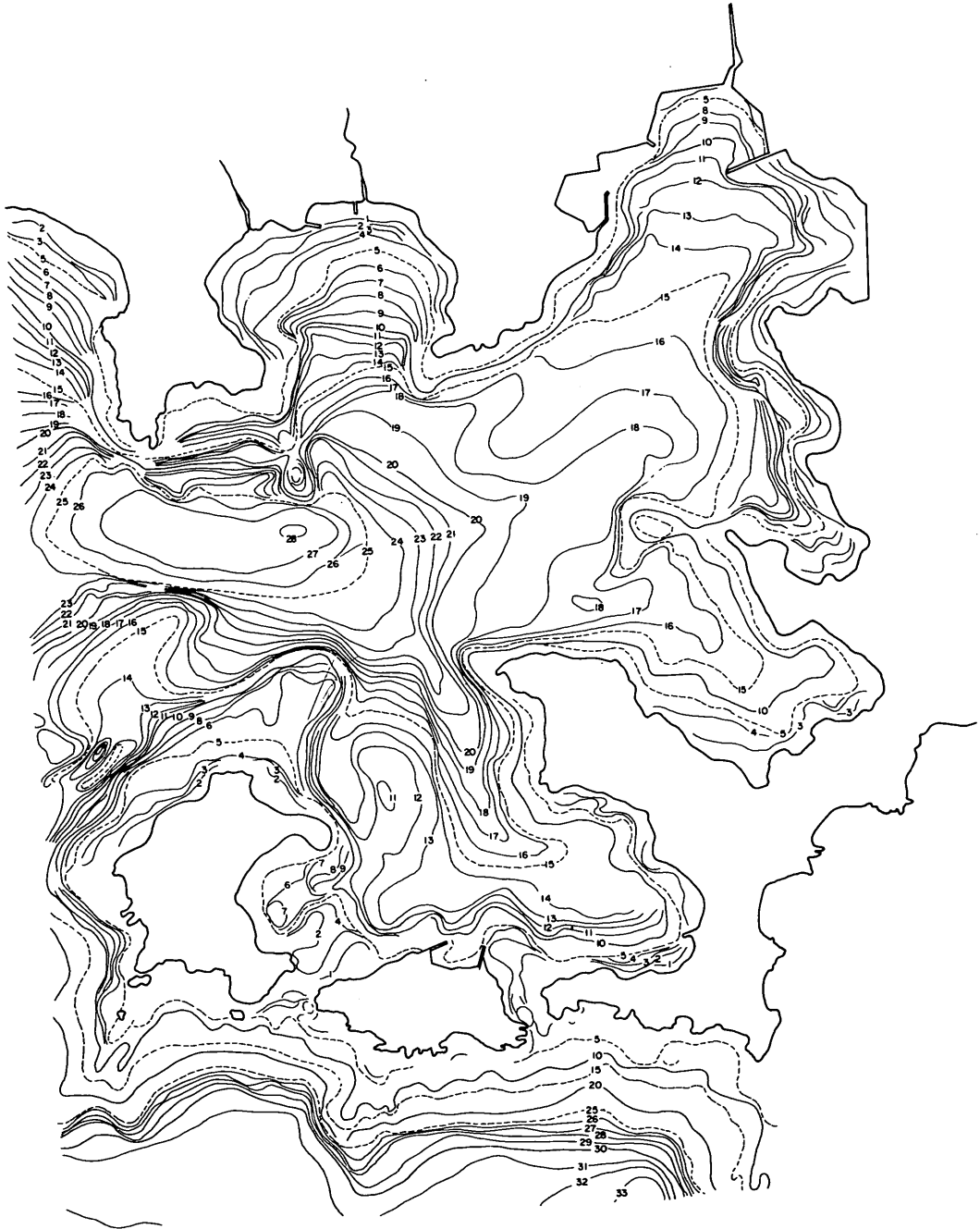


(2) 野見湾

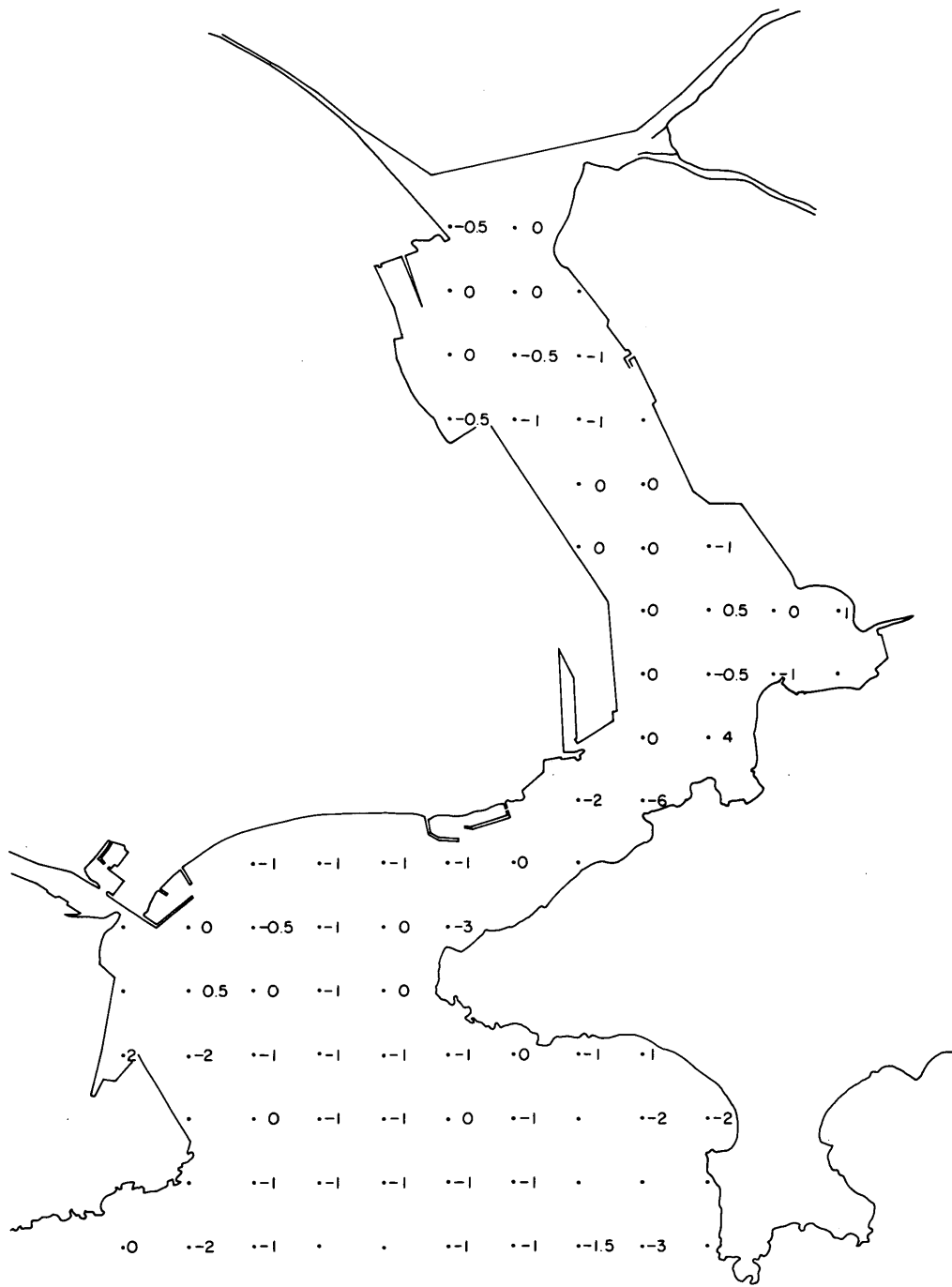


(1) 須崎湾

圖-4 深淺測量結果 (運輸省第三港湾建設局高知港工事事務所提供)



(2) 野見湾



(1) 須崎湾

図-5 水深の差

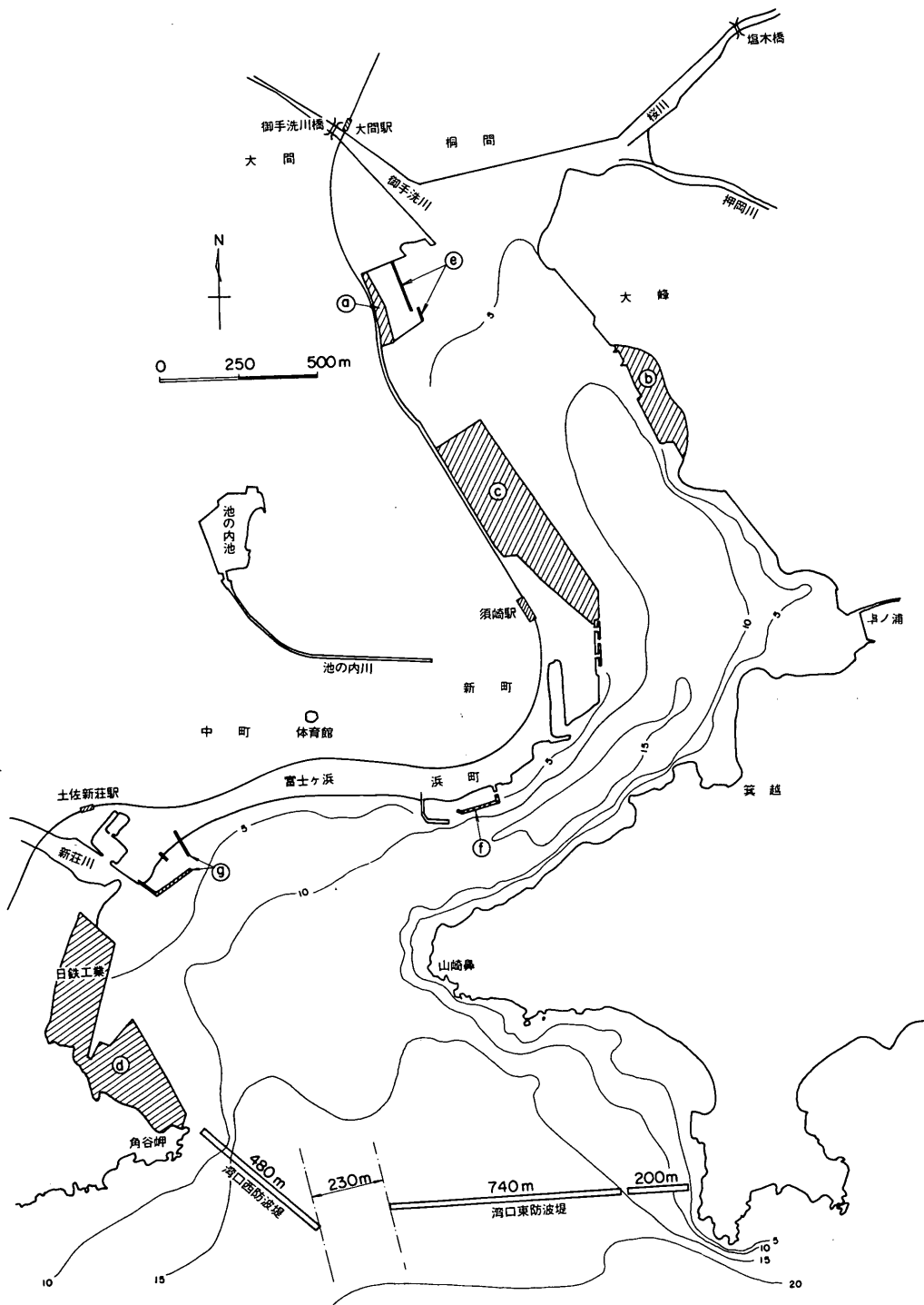


図-6 現在(1984年)の須崎港

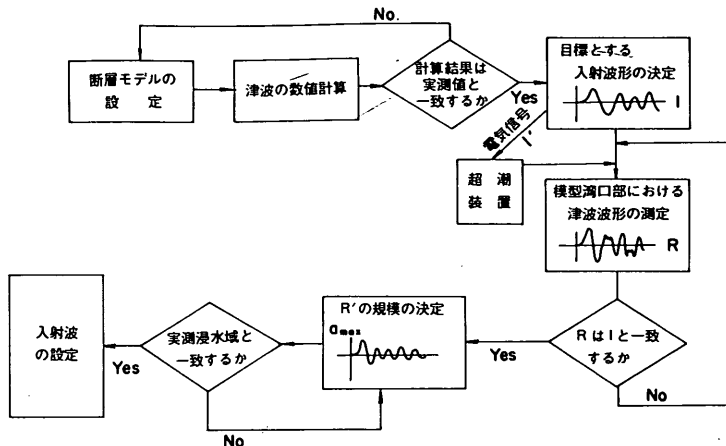


図-7 入射波の設定フロー

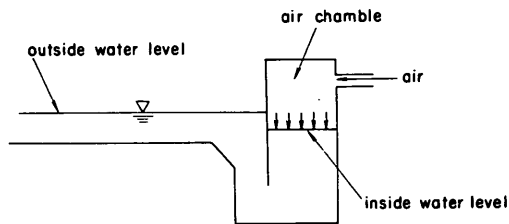


図-8 起潮装置の模式図

ダおよびローパスフィルター装置で出力調整をして起潮装置の入力端子へ入力した。

起潮装置は、図-8に示すように空気室内の気圧を変化させることによって空気室内の水位を調整している。空気室内の水位が上昇すれば、空気室外すなわち水槽の水位が下降し、逆に室内の水位が下降すると水槽の水位は上昇する。起潮装置に入力された信号に従って空気室内の圧力は変化するが、入力信号の変化率が急な場合には、圧力変動のようすは入力信号とは異なる場合がある。また、圧力変動と水槽水位の変動は必ずしも一致しない。したがって、計算で求めた津波波形をそのまま入力信号として与えても、実際に起潮装置で起こされる波形は、入力信号とは一致しないことがある。そこで、模型湾口部に波高計を設置して実際に水槽内で生じている波形を測定した。測定された波形をRとする。Rが計算で求めた目標波形Iと一致しない時は、RがIと一致するように、パーソナルコンピューターでデジタルデータを修正してI'を変化させた。ただし、水槽内の実測波形には、模型からの反射波による短周期の波形が重なっている。そこで、短周期の波形は無視して全体的に目標波形が再現されるようにした。このようにして求め

たI'に最も良く一致した水槽内の波形をRとする。

数値計算では、沿岸をすべて直立壁として考え、津波の上には考慮しないことや、河川からの流入流量は無いなどの多くの仮定を用いているため、計算で求めた波形が、実際の南海地震津波の波形とは限らない。そこで、昭和南海地震が生じた1946年と一致する当時の地形を再現して、R'を用いた津波による模型上の浸水域と、当時実測された浸水域を比較した。そして、模型上の浸水域と実測浸水域が一致するように入力波形R'の振幅を調整した。

したがって、模型実験で用いる南海地震津波の波形は計算で求め、波形の振幅すなわち規模は、実測浸水域を考慮して決定したことになる。

(2) 地盤沈下の考慮

河角ら¹⁾の調査によると、昭和南海地震発生直後、須崎港周辺では約1.2mの地盤沈下が生じている。ただしこの報告は数点の測量結果に基づいており、須崎港およびその周辺全域が一律に1.2m沈下したかどうかは明確ではない。また、地盤沈下量はその地域の地盤によって大きく影響される。したがって、昭和南海地震発生後、須崎港およびその周辺域では、一部の地域で約1.2mの地盤沈下が生じたことは明らかであるが、他の地域でも一律に1.2mの地盤沈下が生じたかどうか、また地盤沈下が生じたとしてもその値がどの程度であったかについては明らかでない。

地盤沈下量は、浸水域および浸水高に大きな影響を与えるため地盤沈下量についても実験で留意する必要がある。そこで、須崎港の地盤沈下について次の2通りの考え方を用いて、それぞれの場合について予備実験を行い浸水域を測定した。

- i) 須崎港では、局所的に1.2 mの地盤沈下が生じたものの、模型で再現した範囲に含まれる須崎港およびその周辺域ではほとんど地盤沈下が生じなかった。したがって、実験では全く地盤沈下を考慮しない。
- ii) 須崎港およびその周辺域では、一律に1.2 mの地盤沈下が生じた。したがって、実験でも1.2 mの地盤沈下を考慮する。実際には、模型床を沈下させることができないので実験開始時の水位(初期水位)を沈下を考慮しない場合より1.2 m上昇させることにより地盤沈下の状態を再現する。

(3) 防波堤の効果の判定方法

(2)で述べたように、地盤沈下を考慮した場合、しない場合のそれぞれについて実験に用いる入射波を設定した。

将来、南海地震によって津波が須崎港に襲撃する場合にも須崎港周辺では地盤沈下が生じる可能性がある。しかし、各地の地盤沈下量は地盤および地震の震度によって大きく影響され地域的に異なるであろう。そこで、津波防波堤の効果を求める実験においても、次の2通りの場合についてそれぞれ実験を行うことにした。

- i) 須崎港およびその周辺域では地盤沈下が生じない。この時は、(2) i)で、1946年当時でも地盤沈下は生じなかったと仮定して決定した入射波を用いて実験を行う。
- ii) 須崎港およびその周辺域では、地震発生と同時に一律に1.2 mの地盤沈下が生じる。この時は、(2) ii)で、1946年当時でも1.2 mの地盤沈下が生じたとする想定で求めた入射波を用いて実験を行う。

須崎港の津波に対する防波堤の効果としては、港内における津波高の減少、陸上における浸水域の減少、海岸堤防の越流量の減少、港内の流速の減少などが考えられる。そこで、津波に対する防波堤の効果を定量的に求めるために、まず防波堤の無い状態で津波実験を行った。そして、須崎港および周辺域の津波高、浸水高および浸水域さらに流況を測定した。次に、湾口部に防波堤模型を設置して実験を行い津波高、浸水域、浸水高および流況を測定した。

これらの実験データを整理すれば、防波堤の有無による浸水域、浸水高、津波高および流況の変化ということで防波堤の効果を実験的に検討することができる。

須崎港の東隣に位置する野見湾については、須崎湾口に設置される防波堤の影響を検討するために、湾内の津波高を測定した。

(4) 実験時間とケース

須崎港に襲撃する津波としては規模が最大のものとして南海地震津波を想定している。しかし、その他にも、規模の比較的小さい日向灘地震津波(1968)、

周期が比較的長く60分程度であったチリ地震津波(1960)等の津波が襲撃している。したがって、南海地震津波とは周期および振幅の異なる津波に対する防波堤の効果も検討しておく必要がある。そこで、本資料では津波周期を30~60分として10分おきに変化させ、周期一定、振幅一定の津波を起潮装置で発生させた実験も行った。振幅は、南海地震津波と同程度、およびその1/2程度の2種類とした。

実験時間は、津波の最大波高が発生した後、十分に減衰するまでとした。証言²⁾によると須崎港、野見湾における昭和南海地震津波の最大波は第2~4波目であったといわれている。津波の平均周期を40分とすれば3時間以内に最大波が襲撃することになる。そこで減衰状態も含めて、津波の第1波が須崎湾口へ達してから約5時間分実験を行うことにした。

昭和58年度の港湾計画によると、津波防波堤建設と同時に、東側の津波防波堤背後に11 ha、港内の大間地区に1.5 ha、串ノ浦地区0.7 haの港湾関連用地およびふ頭用地が埋立によって建設されることになっている。本資料で示した模型実験では次のような理由によってこれらの埋立地を考慮しなかった。

- i) 埋立地面積は港内面積に比して非常に小さいので、津波に対する影響はほとんど無いと推測される。
- ii) 埋立地の防潮堤および護岸天端高等が定まっていない。
- iii) 防波堤の効果を検討する事が実験の主目的なので、防波堤のある場合と無い場合では同一の地形を用いた方が効果をより正確に判定できる。

ただし、数値計算では上記の埋立地を含んだ地形についても検討することにした。

3. 数値計算による津波波形の設定

3.1 昭和南海地震津波の調査結果

数値計算結果を検証するためには、計算結果と南海地震津波の現地調査によって得られた実測痕跡高を比較する必要がある。計算で得られる津波高は、海・陸境界が直立壁で水粒子が完全反射とした仮定のもとでの計算値である。一方、実測痕跡高はそ上した津波の痕跡の高さである。したがって、実測痕跡高と計算津波高を比較して数値計算結果の検証を行うことは、必ずしも正確に検討を行うわけではない。

しかし、痕跡高以外に、正確な津波の高さに関する情報は無いので、須崎・野見湾沿岸全域で痕跡高の分布を求め、それと計算値の分布を比較することによって検討を行うことにした。

表-2 昭和南海地震津波の痕跡高の調査報告

* 現在の名称

| 番号 | 著者・編者 | 報告書名 | 調査年月 | 発行年 | 備考 |
|----|---------------|-------------------|-------------------|------|-------------------------------|
| 1 | 海上保安庁 水路部* | 昭和21年南海大地震報告, 津波編 | 1947.1月 ~2月 | 1948 | 水路要報増刊号 |
| 2 | 高知県 | 南海大震災誌 | 1947.3月 14~27日 | 1949 | |
| 3 | 沢村 武雄 | 土佐湾沿岸の地質・地形の特徴と災害 | | 1971 | 高知大学学術報告 vo.1.20 自然科学No.12 |

そこで、まず現地調査結果を整理し、痕跡高の分布を求めた。

(1) 現地調査資料

表-2に昭和南海地震津波に関するおもな報告書をまとめた。資料1および2では、痕跡高を調査するとともに、津波による浸水域を調査している。図-9は資料1および2に示された浸水域を示したもので(1)が資料1、(2)が資料2の調査結果を示している。本資料では、図-9で示された2つの浸水域を昭和南海地震津波の浸水域として用いることにした。

資料3は、資料1および資料2に示された痕跡高を整理したものである。図-10に、資料3に整理された昭和南海地震津波の痕跡高の分布を示した。図-10において、 h_s が資料1に示された痕跡高であり、 h_D が資料2の痕跡高である。ただし、 h_s の高さの基準が津波来襲時の潮位(M. S. L. + 0.42 m)であるのに対して、 h_D の基準はT. P.である。

(2) 痕跡高の換算

図-10の h_s および h_D で示した痕跡高は、それぞれ基準が異なるので、同一の基準に換算しなければならない。本資料では、数値計算および模型実験の検証値としてM. S. L.を基準とした痕跡高を用い、これを換算痕跡高 h_0 とする。

なお、水準点の測量結果から、須崎港では、昭和南海地震時に1.2 mの地盤沈下が生じた後、現在まで毎年地盤が隆起し、地盤沈下が回復しつつあることが判かっている。地盤沈下については、実験時の考え方として、一律に沈下する場合、全く沈下しない場合の2通りの考え方を示している。実験では、浸水域を検討する必要があるため、2通りの実験方法を検討したが、ここでは地盤沈下を考慮す

ることとした。これは、痕跡の分布する須崎港沿岸部では、水準点測量¹²⁾、栈橋における潮位観測結果¹⁾から、1.2 mの地盤沈下が生じたことがほぼ間違いのないからである。

図-11は須崎港市街中央部の一等水準点の鉛直変動量を示した図¹²⁾である。市街地およびふ頭付近では地震発生直後、地盤沈下量は1.2 mとなっているが、昭和24年(1949)の調査では沈下量が0.55 mとなっており、0.65 mの地盤の隆起があったことがわかる。地震発生後、地盤が隆起した量を地盤回復量と呼ぶことにする。

痕跡も地盤隆起に伴ってその高さが上昇しているの、痕跡高を整理する際には、痕跡調査時の地盤回復量を考慮しなければならない。

資料1および資料2の痕跡調査時の地盤回復量は図-11からは読み取れない。しかし、須崎栈橋における平均潮位の変化が調査されている¹⁾ので、調査時の地盤回復量を推測することができる。

図-12が、須崎港内の平均潮位の変化を示す。平均潮位が低下していることは、地盤が隆起していることを示す。資料1の調査時の地盤回復量を r_s 、資料2の調査時の地盤回復量を r_D とすると、図-12から $r_s = 25\text{cm}$ 、 $r_D = 40\text{cm}$ と推定できる。

ところで、数値計算および模型実験で使用した水深データは、前述した海図6を基本としている。海図6の測量時は昭和42年であり、昭和42年の地盤回復量を r とすると、図-11から $r = 75\text{cm}$ と推定できる。従って、換算痕跡高 h_0 を計算する際には、現在までの地盤回復量 r を考慮しなければならない。 h_0 の計算法を以下に示す。

i) 資料1(水路要報)の場合

資料1の痕跡高 h_s は、津波来襲時の潮位(M. S. L. + 0.42 m)を基準としている。調査時の地盤回復量は r_s

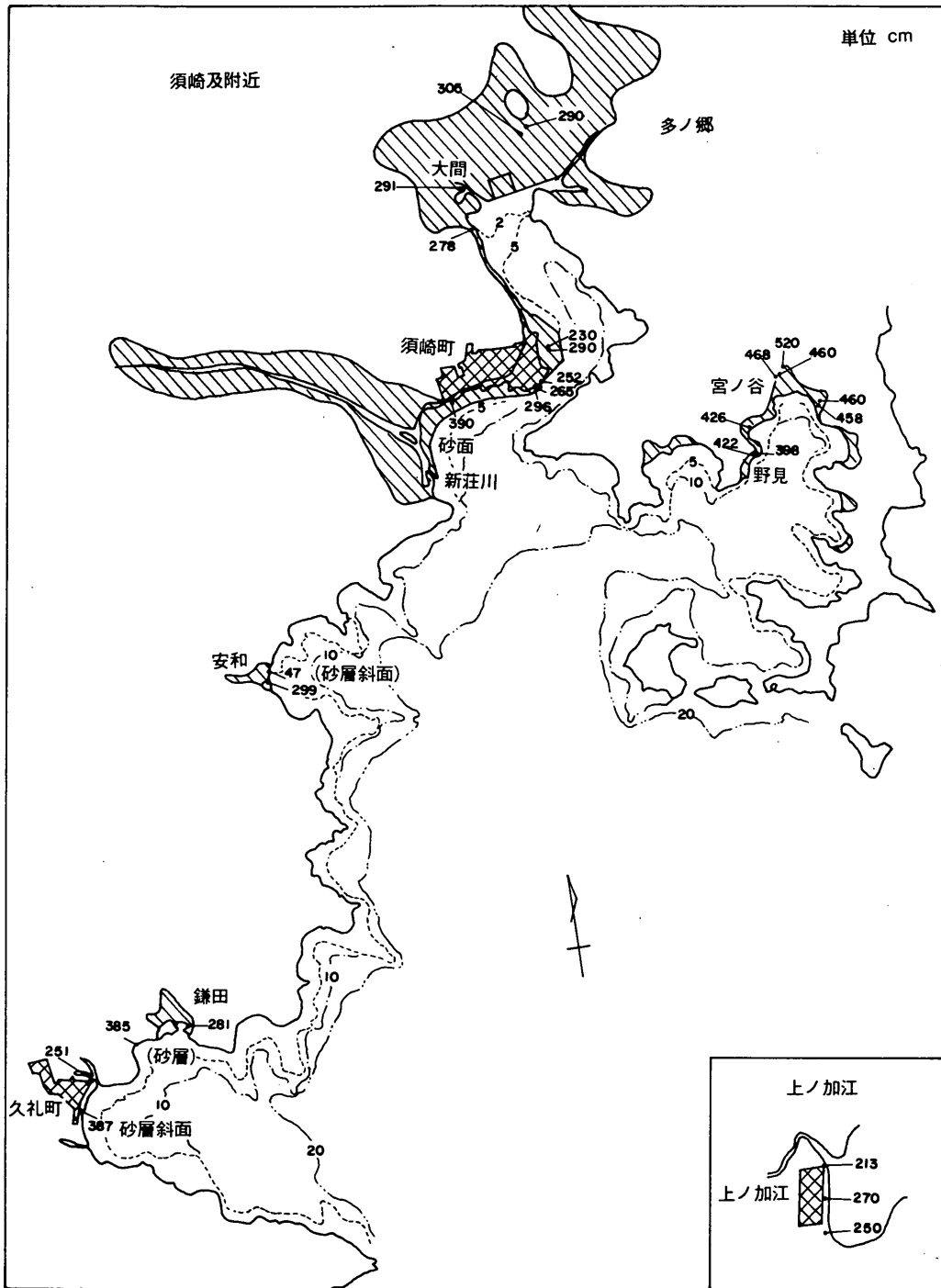


図-9 (1) 浸水域の調査結果 (資料1)

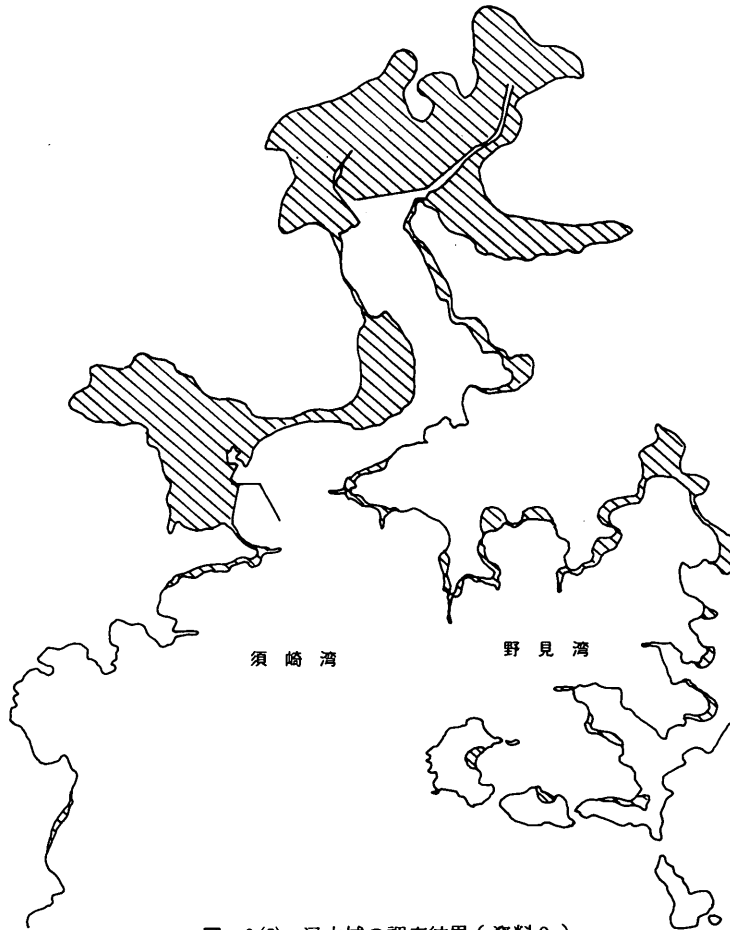
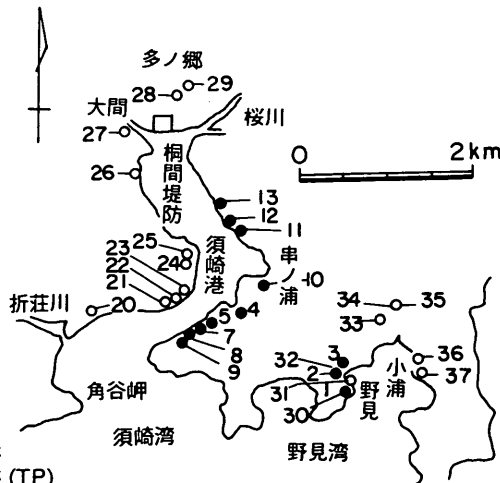


図-9(2) 浸水域の調査結果(資料2)

| No. | H' (cm) | h _p (cm) |
|-----|---------|---------------------|
| 1 | 614 | 503 |
| 2 | 643 | 532 |
| 3 | 622 | 511 |
| 4 | 504 | 493 |
| 6 | 327? | 216? |
| 7 | 476 | 365 |
| 8 | 338? | 227? |
| 9 | 485 | 374 |
| 10 | 475 | 364 |
| 11 | 367 | 256 |
| 12 | 495 | 384 |
| 13 | 475 | 364 |

H' : 基底面からの痕跡の高さ
 h_p : 平均水面上の津波の高さ(TP)
 (南海大震災誌, 1949), 資料2



| No. | h _s (cm) |
|-----|---------------------|
| 20 | 330 |
| 21 | 296 |
| 22 | 265 |
| 23 | 262 |
| 24 | 290 |
| 25 | 290 |
| 26 | 278 |
| 27 | 291 |
| 28 | 305 |
| 29 | 290 |
| 30 | 422 |
| 31 | 398 |
| 32 | 426 |
| 32 | 469 |
| 34 | 460 |
| 35 | 520 |
| 36 | 460 |
| 37 | 458 |

h_s : 当時の潮位上の
 津波の高さ
 (水路要報, 1948)
 資料1

図-10 昭和南海地震津波の高さの分布(資料3)

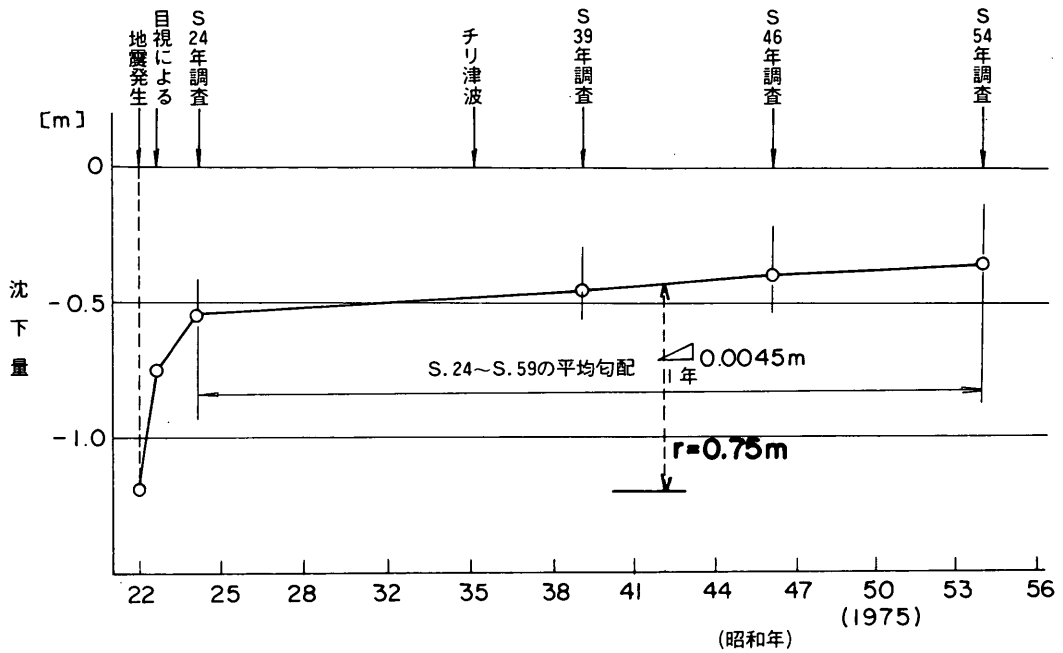


図-11 須崎市街中央部の水準点の測量結果¹²⁾

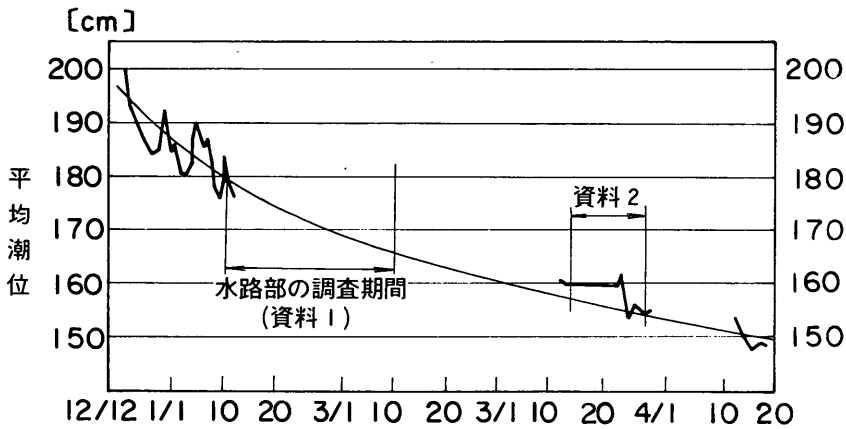


図-12 須崎棧橋における平均潮位の変化(南海大震災誌による)

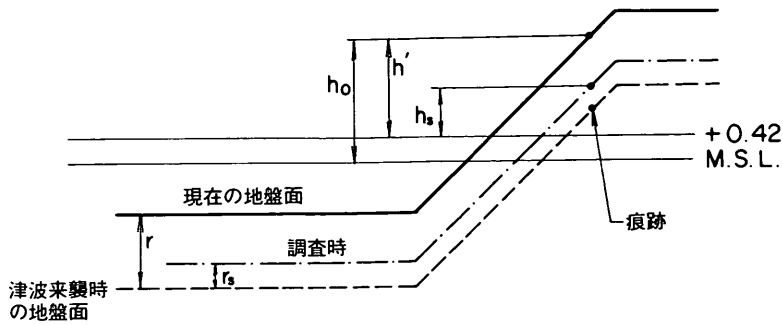
であるので、 $h_s - r_s$ として、M.S.L + 0.42mを基準とした昭和南海地震津波の痕跡高を求めることができる。現在の海底地盤は当時より r だけ高くなっているのので、(M.S.L. + 0.24 m)を基準とした換算痕跡高 h' は次式のようにになる。

$$h' = h_s + (r - r_s) \quad (1)$$

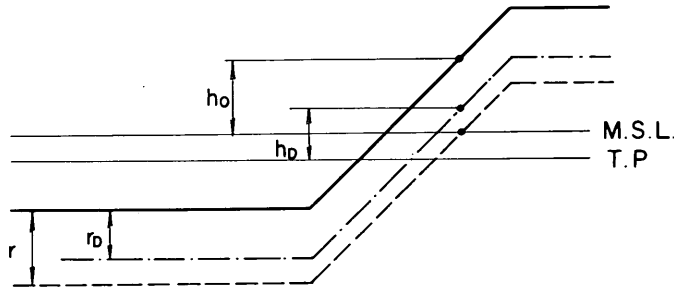
M.S.L. 上の値に換算した痕跡高 h_0 は、 h' より0.42 m高いから次式のようにになる。

$$h_0 = h' + 0.42 \\ = h_s + (r - r_s) + 0.42 \quad [\text{m}] \quad (2)$$

図-13(1)は、 h_0 、 h' 、 r 、 r_s の関係を模式的に表した図である。



(1) 資料1の場合



(2) 資料2の場合

図-13 換算痕跡高の考え方

ii) 資料2 (南海大震災誌) の場合

資料2で示された痕跡高 h_D は T.P. を基準としている。

図-13(2)は、(1)と同様に、 h_0 、 h_D 、 r 、 r_D の関係を図示した図で、(i)と同様の考え方で、 h_0 は次式で計算できる。

$$h_0 = h_D + (r - r_D) + e \quad (3)$$

ここで e は T.P. と M.S.L. 両基準面の高低差を示し、式(3)における値は -0.08 m である。

地盤沈下量および地盤回復量は須崎市街地の水準点を基準として算定しているため、他地域でも同じ値になるとは限らない。しかし、各地点の地盤沈下量に関するデータがほとんど無いので、水準点における沈下量および回復量と等しいと仮定した。

(3)換算痕跡高の分布

表-3は、(2)で示した計算式に従って、 h_s および h_D を h_0 に換算した結果の一覧表である。表-3(1)が資料1の h_s より計算した h_0 を、表-3(2)が資料2の h_D より求めた h_0 を示している。

このうち、?マークを記した値は、元の資料でも信頼性が乏しいものという意味で?マークが付けられており、本資料の検証値としては採用しなかった。

図-14は、換算痕跡高 h_0 の分布図である。図中の番号は、図-10と同一である。

これ以降、本資料で用いる痕跡高の値はすべて図-14で示した換算痕跡高 h_0 である。

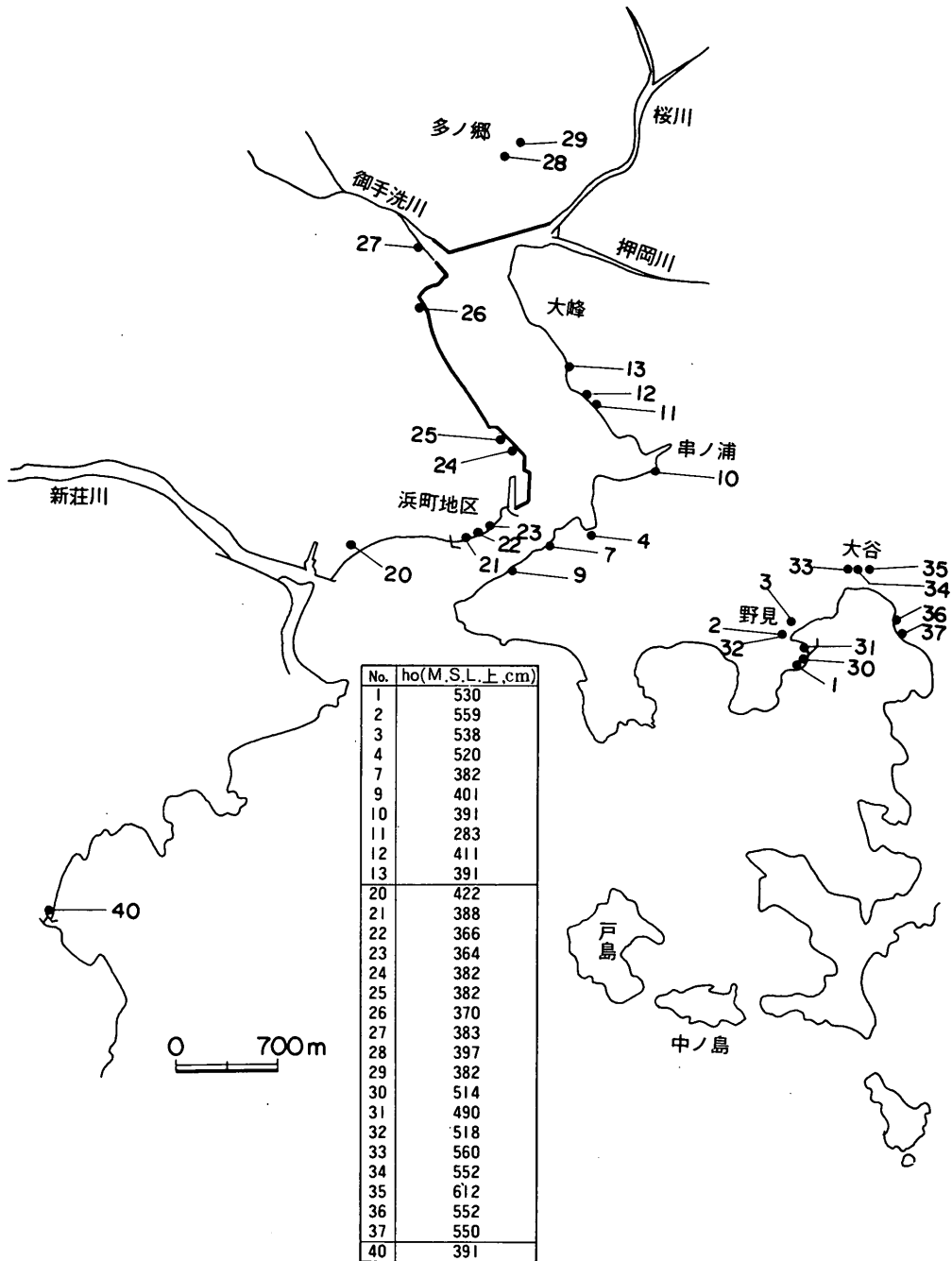


図-14 換算痕跡高の分布

表-3(1) 水路部要報(資料1)による津波高さ

(単位: cm)

| 地名 | 測点 | 津波高 | 調査時(昭和22年1月)の地盤回復量 | 現在までの地盤回復量* | 津波来襲時の潮位上の津波高 | 現在のM.S.L.上の津波高 | 備考 |
|-----|-----|-------------|--------------------|-------------|---------------|----------------|-----|
| | No. | h_s | r_s | r | h' | h_0 | |
| 須崎 | 20 | 330 | 25 | 75 | 380 | 422 | |
| | 21 | 296 | 25 | 75 | 346 | 388 | |
| | 22 | 265 | 25 | 75 | 325 | 366 | |
| | 23 | 262 | 25 | 75 | 322 | 364 | |
| | 24 | 290 | 25 | 75 | 340 | 382 | |
| 25 | 290 | 25 | 75 | 340 | 382 | | |
| 大間 | 26 | 278 | 25 | 75 | 328 | 370 | |
| | 27 | 291 | 25 | 75 | 341 | 383 | |
| 多ノ郷 | 28 | 305 | 25 | 75 | 355 | 397 | |
| | 29 | 290 | 25 | 75 | 340 | 382 | |
| 野見 | 30 | 422 | 25 | 75 | 472 | 514 | |
| | 31 | 398 | 25 | 75 | 448 | 490 | |
| | 32 | 426 | 25 | 75 | 476 | 518 | |
| 大谷 | 33 | 469 | 25 | 75 | 518 | 560 | |
| | 34 | 460 | 25 | 75 | 510 | 552 | |
| | 35 | 520 | 25 | 75 | 570 | 612 | |
| 小浦 | 36 | 460 | 25 | 75 | 510 | 552 | |
| | 37 | 458 | 25 | 75 | 508 | 550 | |
| 安和 | 40 | 299 470? | 25 | 75 | 349 | 391 | 砂浜面 |

$$h' = h_s + (r - r_s)$$

$$h_0 = h' + \text{津波来襲時潮位(M.S.L.上)}$$

表-3(2) 南海大震災誌(資料2)による津波高さ

(単位: cm)

| 地名 | 測点 | 津波高 | 調査時(昭和22年3月)の地盤回復量 | 現在までの地盤回復量* | T.P.-M.S.L. | M.S.L.上の津波高 | 備考 |
|------|-----|-------|--------------------|-------------|-------------|-------------|----|
| | No. | h_D | r_D | r | | h_0 | |
| 野見 | 1 | 503 | 40 | 75 | -8 | 530 | |
| | 2 | 532 | 40 | 75 | -8 | 559 | |
| | 3 | 511 | 40 | 75 | -8 | 538 | |
| 箕越 | 4 | 493 | 40 | 75 | -8 | 520 | |
| | 6 | 216? | 40 | 75 | -8 | | |
| 海蔵寺山 | 7 | 365 | 40 | 75 | -8 | 382 | |
| | 8 | 227? | 40 | 75 | -8 | | |
| | 9 | 374 | 40 | 75 | -8 | 401 | |
| 串ノ浦 | 10 | 364 | 40 | 75 | -8 | 391 | |
| 大峰 | 11 | 256 | 40 | 75 | -8 | 283 | |
| | 12 | 384 | 40 | 75 | -8 | 411 | |
| | 13 | 364 | 40 | 75 | -8 | 391 | |

$$h_0 = h_D + (r - r_D) + (\text{T.P.-M.S.L.}) * \text{昭和46年当時}$$

のである。計算法の概要を以下に示す。

(1) 基礎方程式

3.2 津波の数値計算法

本資料で用いた津波の数値計算法は、相田^{7),8)}によって開発された数値計算法を基本としており、高山¹⁰⁾および谷本¹¹⁾らが、一部を改良し、海底摩擦項、防波堤開口部におけるエネルギー損失項を考慮できるようにしたも

座標系を、 x 軸、 y 軸が水平面上に、 z 軸が静水面上を原点として鉛直上方が正となるように取る。長波近似された運動方程式はコリオリ力および海底摩擦によるエネルギー損失項を無視すると次式で示される。

$$\frac{\partial u}{\partial t} = -g \frac{\partial \zeta}{\partial x} \quad (4)$$

$$\frac{\partial v}{\partial t} = -g \frac{\partial \zeta}{\partial y}$$

ここで、 u および v は、それぞれ x および y 方向の水粒子速度、 ζ は静水面からの水面変動量、 g は重力加速度である。式(4)を海底から水面まで積分すると次式が求められる。

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial q_x}{\partial t} &= -g(h+\zeta) \frac{\partial \zeta}{\partial x} \\ \frac{\partial q_y}{\partial t} &= -g(h+\zeta) \frac{\partial \zeta}{\partial y} \end{aligned} \right\} \quad (5)$$

ここで、 q_x 、 q_y はそれぞれ x 方向、 y 方向への単位幅当たりの流量を示し、 h は水深である。流量の連続式は q_x および q_y を用いて次のように表される。

$$\frac{\partial \zeta}{\partial t} = - \left(\frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_y}{\partial y} \right) \quad (6)$$

式(5)および(6)が本計算の基礎方程式である。式(5)および(6)を x および y に関する微分は中間差分、 t に関する微分は前進差分を用いて差分近似式で表すと次式のようになる。

$$\begin{aligned} \frac{q_x^{t+\frac{\Delta t}{2}, i, j} - q_x^t_{i, j}}{\Delta t} &= -g \frac{\zeta_{i, j}^{t+\frac{\Delta t}{2}} - \zeta_{i-1, j}^{t+\frac{\Delta t}{2}}}{\Delta s} \\ &\times \left(\frac{h_{i, j} + h_{i-1, j}}{2} + \frac{\zeta_{i, j}^{t+\frac{\Delta t}{2}} + \zeta_{i-1, j}^{t+\frac{\Delta t}{2}}}{2} \right) \\ \frac{q_y^{t+\frac{\Delta t}{2}, i, j} - q_y^t_{i, j}}{\Delta t} &= -g \frac{\zeta_{i, j}^{t+\frac{\Delta t}{2}} - \zeta_{i, j-1}^{t+\frac{\Delta t}{2}}}{\Delta s} \\ &\times \left(\frac{h_{i, j} + h_{i, j-1}}{2} + \frac{\zeta_{i, j}^{t+\frac{\Delta t}{2}} + \zeta_{i, j-1}^{t+\frac{\Delta t}{2}}}{2} \right) \end{aligned} \quad (7)$$

$$\begin{aligned} \left(\frac{\zeta_{i, j}^{t+\frac{\Delta t}{2}} - \zeta_{i, j}^{t-\frac{\Delta t}{2}}}{\Delta t} = - \frac{1}{\Delta s} \left[(q_x^t_{i+1, j} - q_x^t_{i, j}) \right. \right. \\ \left. \left. + (q_y^t_{i, j+1} - q_y^t_{i, j}) \right] \right) \end{aligned} \quad (8)$$

ここに、 i および j はそれぞれ x 方向、 y 方向の差分格子列番号を示し、 Δt は計算時間間隔、 Δs は差分格子間隔を表す。差分計算の安定条件から Δt および Δs は全計算領域において次の関係を満足しなければならない。

$$\frac{\Delta s}{\Delta t} > \sqrt{2gh_{\max}} \quad (9)$$

ここで、 h_{\max} は領域中の最大水深である。図-15は差分格子の配列を示したもので、図中 $-$ 、 $|$ および \circ 印はそれぞれ q_x 、 q_y および h を計算する格子点の位置を示している。

(2) 境界条件

図-16は、本計算で用いた境界条件の与え方の一例を示した図である。図中 \triangle 印で示した格子辺は海・陸境界を示し、この境界では水粒子は完全反射するものとする。したがって、 \triangle 印の格子辺を横切る線流量 q_x または q_y は0である。 \blacktriangle 印で示した格子辺は防波堤等による線境界で、格子辺を横切る流量は0である。図中 \circ 印で示した格子辺は計算領域と外海との開境界であり、開境界では津波は反射せず進行波となるものとする。その進行速度は $g(h+\zeta)$ で表され、開境界を横切る線流量は次式で示される。

$$q_x, q_y = \pm \sqrt{g(h+\zeta)} \cdot \zeta^2 \quad (10)$$

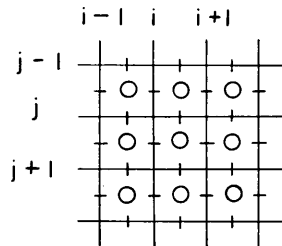


図-15 差分格子配列の構造

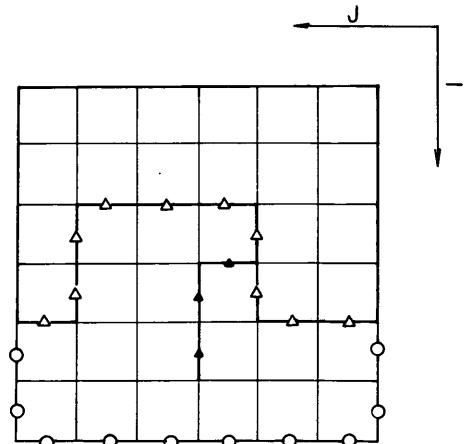


図-16 境界の与え方

ここで、開境界のすぐ内側の格子における水位変動量が正のときは領域内から外海へ流出し、負のときは外海から領域内へ水が流入するように式(10)の符号を定める。

(3) 細分化領域の計算

沿岸部の複雑な地形を格子でより精度良く近似できるように、本計算モデルでは、一部の領域中の格子間隔を1/2ずつ小さくできるようになっている。たとえば、外海の格子間隔が1000 mのときは、第1段階の細分化によって格子間隔は500 mに、第2段階の細分化によって250 mになる。外海の格子間隔を Δs_0 、第 n 段階の細分化領域の格子間隔は次式のようになる。

$$\Delta s_n = \frac{\Delta s_0}{2^n} \quad (11)$$

したがって、 Δs の異なる2つの領域の境界で式(7)、(8)の差分式を使うときには補間によって h あるいは q の値を推定する。図-17は補間方法の説明図である。まず、式(7)において q_x あるいは q_y を求めるには流量計算格子辺の両側の対称となる位置で水位 ζ を与えなければならない。すなわち、図-17の大小両メッシュの境界線上の流量を与えるためには、図中×点における水深および水位変動量を求めておかなければならない。水深と水位の2つの変動量を h で代表させる。×点の水位あるいは水深を h_x とすると、 h_x は図-17の h_1, h_2, h_3 を用いて補間によって求める。まず、図の⊗印における \bar{h} を、次式で計算する。

$$\bar{h} = \frac{1}{4} (3h_3 + h_2) \quad (12)$$

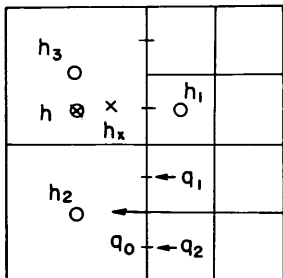


図-17 大格子と小格子の接続関係

この \bar{h} と h_1 によって h_x は次式で計算

$$h_x = \frac{1}{3} (h_1 + \bar{h}) = \frac{1}{2} h_3 + \frac{1}{6} h_2 + \frac{1}{3} h_1 \quad (13)$$

次に式(8)において水位変動量 ζ を求めるには ζ の計算点を含む格子の4辺を横切る線流量が必要である。図-17に示す h_2 のように、小メッシュに接続する大メッシュの水位を計算する場合、小メッシュに接していない3辺の線流量は大メッシュ領域内の計算で求まっている。小メッシュに接した境界格子辺における線流量 q_0 は小メッシュ領域で計算された線流量 q_1 および q_2 から次のように求まる。

$$q_0 = \frac{q_1 + q_2}{2} \quad (14)$$

(4) 港口部のエネルギー損失項の導入

津波が防波堤開口部を通過して港内に入ってくるような場合には、開口部において港口部損失と呼ばれるエネルギー損失が生じるものと推測される。さらに水深が浅い港内では海底摩擦によってエネルギー損失が生じると思われる。

図-18のような開口部を考えた場合、港口部におけるエネルギー損失項を $\Delta \zeta_l$ で表すと次式が成立する¹³⁾。

$$\Delta \zeta_l = f \frac{u^2}{2g} \quad (15)$$

ここで f は港口部損失係数、 u は港口流速である。したがって港口部損失を考慮した x 成分の運動方程式は次式のように示される。

$$\begin{aligned} \frac{\Delta_x u}{\Delta t} &= -g \frac{\Delta_x \zeta}{\Delta s} - g \frac{\Delta \zeta_0}{\Delta s} \\ &= -g \frac{\Delta_x \zeta}{\Delta s} - \frac{f}{2\Delta s} u |u| \end{aligned} \quad (16)$$

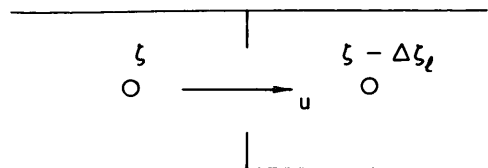


図-18 開口部の模式図

Δx は x 方向の微分を示す。式(16)を差分近似式で示すと次のようになる。

$$\frac{u^{t+\Delta t} - u^t}{\Delta t} = -g \frac{\zeta_{i,j} - \zeta_{i-1,j}}{\Delta s} - f \frac{u^{t+\Delta t} |u^{t+\Delta t}|}{2 \Delta s} \quad (17)$$

式(17)を鉛直方向に積分すれば q_x に対する差分近似された運動方程式が得られる。

$$q_{x,i,j}^{t+\Delta t} - q_{x,i,j}^t = -g \Delta t \left(\frac{h_{i,j} + h_{i-1,j}}{2} + \frac{\zeta_{i,j}^{t+\frac{\Delta t}{2}} + \zeta_{i-1,j}^{t+\frac{\Delta t}{2}}}{2} \right) \times \left[\frac{\zeta_{i,j}^{t+\frac{\Delta t}{2}} - \zeta_{i-1,j}^{t+\frac{\Delta t}{2}}}{\Delta s} + K_x(i,j) \right] \times \left(\frac{q_{x,i,j}^{t+\Delta t} |q_{x,i,j}^{t+\Delta t}|}{2} + \frac{q_{x,i,j}^t |q_{x,i,j}^t|}{2} \right) \quad (18)$$

ここで、

$$K_x(i,j) = \frac{\Delta t \cdot f}{2g \cdot \Delta s \left(\frac{h_{i,j} + h_{i-1,j}}{2} + \frac{\zeta_{i,j}^{t+\frac{\Delta t}{2}} + \zeta_{i-1,j}^{t+\frac{\Delta t}{2}}}{2} \right)^2} \quad (19)$$

である。

式(18)を $q_{x,i,j}^{t+\Delta t}$ に関する 2 次方程式と考えると次式が導ける。

$$R_x(i,j) \geq 0; \quad q_{x,i,j}^{t+\Delta t} = \frac{1 - \sqrt{1 + 2K_x(i,j) \cdot R_x(i,j)}}{K_x(i,j)}$$

$$R_x(i,j) < 0; \quad q_{x,i,j}^{t+\Delta t} = \frac{-1 + \sqrt{1 - 2K_x(i,j) \cdot R_x(i,j)}}{K_x(i,j)} \quad (20)$$

ここで、

$$R_x(i,j) = g \frac{\Delta t}{\Delta s} \left(\frac{h_{i,j} + h_{i-1,j}}{2} + \frac{\zeta_{i,j}^{t+\frac{\Delta t}{2}} + \zeta_{i-1,j}^{t+\frac{\Delta t}{2}}}{2} \right) \times \left(\zeta_{i,j}^{t+\frac{\Delta t}{2}} - \zeta_{i-1,j}^{t+\frac{\Delta t}{2}} \right) + \frac{1}{2} K_x(i,j) \cdot q_{x,i,j}^t |q_{x,i,j}^t| - q_{x,i,j}^t \quad (21)$$

である。

港口部においては、式(7)の代わりに式(20)を運動方程式とすることによって港口部損失を考慮することができる。

港口部損失係数は文献¹³⁾に従って、 $f = 1.5$ とした。 y 方向の流量 q_y についても同様の式が成立する。

(5) 海底摩擦損失項の導入

海底摩擦に対して Manning の低抗則が適用できるとすると、 x 方向の運動方程式は次式で表される。¹⁴⁾

$$\frac{\partial u}{\partial t} = -g \frac{\partial \zeta}{\partial x} - \frac{g n^2}{(h + \zeta)^{\frac{4}{3}}} u |u| \quad (22)$$

ここで n は Manning の粗度係数で、 $n = 0.025$ を用いた。¹⁵⁾ 港口部損失項を考えた時と同様に線流量 q_x は次式のように求まる。

$$S_x(i,j) < 0; \quad q_{x,i,j}^{t+\Delta t} = \frac{-1 + \sqrt{1 - 2L_x(i,j) S_x(i,j)}}{L_x(i,j)}$$

$$S_x(i,j) \geq 0; \quad q_{x,i,j}^{t+\Delta t} = \frac{1 - \sqrt{1 + 2L_x(i,j) S_x(i,j)}}{L_x(i,j)} \quad (23)$$

ここに、

$$L_x(i,j) = g \Delta t \frac{n^2}{\left(\frac{h_{i,j} + h_{i-1,j}}{2} + \frac{\zeta_{i,j}^{t+\frac{\Delta t}{2}} + \zeta_{i-1,j}^{t+\frac{\Delta t}{2}}}{2} \right)^{\frac{7}{3}}} \quad (24)$$

$$S_x(i,j) = g \Delta t \left(\frac{h_{i,j} + h_{i-1,j}}{2} + \frac{\zeta_{i,j}^{t+\frac{\Delta t}{2}} + \zeta_{i-1,j}^{t+\frac{\Delta t}{2}}}{2} \right) \times \frac{\zeta_{i,j}^{t+\frac{\Delta t}{2}} - \zeta_{i-1,j}^{t+\frac{\Delta t}{2}}}{\Delta s} + L_x(i,j) \frac{q_{x,i,j}^t |q_{x,i,j}^t|}{2} - q_{x,i,j}^t \quad (25)$$

である。 q_y についても同様の式が成立する。

海底摩擦損失を考慮する場合は、式(25)を用いて計算できる。防波堤開口部で港口部損失と海底摩擦損失を同時に考慮するためには港口部の格子辺を横切る q_x は次式で計算する。 q_y については q_x の場合と同様である。

$$S_x'(i,j) \geq 0; \quad q_{x,i,j}^{t+\Delta t} = \frac{1 - \sqrt{1 + 2L_x'(i,j) S_x'(i,j)}}{L_x'(i,j)}$$

$$S_x'(i,j) < 0; \quad q_{x,i,j}^{t+\Delta t} = \frac{-1 + \sqrt{1 - 2L_x'(i,j) S_x'(i,j)}}{L_x'(i,j)} \quad (26)$$

ここに、

$$S_x'(i,j) = g \frac{\Delta t}{\Delta s} \left(\frac{h_{i,j} + h_{i-1,j}}{2} + \frac{\zeta_{i,j}^{t+\frac{\Delta t}{2}} + \zeta_{i-1,j}^{t+\frac{\Delta t}{2}}}{2} \right) \times \left(\zeta_{i,j}^{t+\frac{\Delta t}{2}} - \zeta_{i-1,j}^{t+\frac{\Delta t}{2}} \right) + \frac{1}{2} L_x'(i,j) q_{x,i,j}^t |q_{x,i,j}^t| - q_{x,i,j}^t \quad (27)$$

$$L_x'(i,j) = g \Delta t \left(\frac{h_{i,j} + h_{i-1,j}}{2} + \frac{\zeta_{i,j}^{t+\frac{\Delta t}{2}} + \zeta_{i-1,j}^{t+\frac{\Delta t}{2}}}{2} \right) \times \left[\frac{n^2}{\left(\frac{h_{i,j} + h_{i-1,j}}{2} + \frac{\zeta_{i,j}^{t+\frac{\Delta t}{2}} + \zeta_{i-1,j}^{t+\frac{\Delta t}{2}}}{2} \right)^3} + \frac{f}{2g\Delta s} \frac{1}{\left(\frac{h_{i,j} + h_{i-1,j}}{2} + \frac{\zeta_{i,j}^{t+\frac{\Delta t}{2}} + \zeta_{i-1,j}^{t+\frac{\Delta t}{2}}}{2} \right)^2} \right] \quad (28)$$

(6) 初期条件と断層モデル

式(28)、(29)および(8)の差分式を連立させて各タイム・ステップごとに q_x 、 q_y および ζ の値を求めるためには初期条件として初期水位変動量 ζ_0 を全計算領域で与えなければならない。本計算モデルでは、地震によって生じた海底地盤の変動量が海面の水位変動量と等しいと仮定して計算を行っている。これは、変動域が幅数 10 km の広範囲にわたるため、変動に要する数分間の時間内に海水の流動によって変化する水位変動量は無視できるためである。

地震による海底地盤変動量は、Mansinha ら⁶⁾ によって提案された式によって求める。この計算方法では図-19のような長方形の地震断層面を仮定し、断層面の長さ $2L$ 、幅 W 、断層面の傾斜角 θ 、断層の上縁の深さ z_d 、断層面の縦ずれ変位量 U_d 、横ずれ変位量 U_s をパラメータとして与え、海底地盤変動量を計算する。計算された海底地盤変動量が、初期水位変動量 ζ_0 に等しいものとして初期条件を設定する。

3.3 昭和南海地震津波の数値計算

(1) 昭和南海地震の断層モデル

1946年の昭和南海地震の電源機構の調査から、安藤によれば地震断層面は四国南方の西寄りの面と紀伊半島南端に広がる面との2つの長方形面として提案されている¹⁶⁾。その後、津波の数値計算を行って、改訂モデル¹⁷⁾が提案

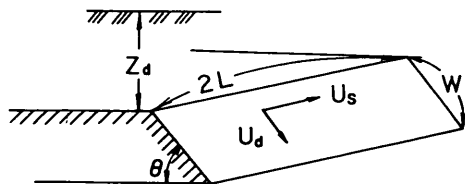


図-19 断層の模式図

されている。また岩崎・松浦¹⁸⁾は、紀伊半島、四国地方の三角測量、水準測量から得られた南海地震前後の水平および鉛直の地盤変動量から最適断層を求めた。

以上のモデルを考慮し、また断層モデルから求めた沿岸の津波波形が、細島・宇和島・堺・内浦・伊東における検潮記録と最も良く一致するように、相田⁹⁾は最適な昭和南海地震のモデル断層を求めている。図-20は、相田が行った津波計算の計算領域を示し、図-21に相田が求めたモデル断層の位置を示す。

図-21に示すように、断層は西側の断層1と東側の断層2から成っている。表-4に断層モデルのパラメータを断層1、断層2について示した。表-4の case-0 の上段に相田が設定した断層2のパラメータ、下段に断層1のパラメータを示す。

断層1および2はともに北下がりの逆断層になっており、その断面の模式図を、図-22に示す。海底地盤の変動量が初期水位変動量と等しいので、図-22の①の領域では初期水位変動量は0である。しかし、津波の伝播により、①の地域では水位は初期水位より下がる。すなわち、“津波の初動”は引波となる。

図-22の②の地域は、計算開始時の水位変動量が負になっている。津波の伝播により水位はさらに低下した後上昇しはじめる。したがって“初動”はわずかに引波となる。③の地域では、初期の変動量は負であるが、津波の伝播によらず水位は上昇するようになる。したがって“初動”は押波となる。

図-23に、相田⁹⁾によって計算された昭和南海地震による海底地盤変動量を示す。図-23を見ると須崎港周辺の変動量は負であり、図-20では③の地域に相当する。したがって、数値計算で求められる昭和南海地震津波の初動は、須崎港周辺では押波となる。

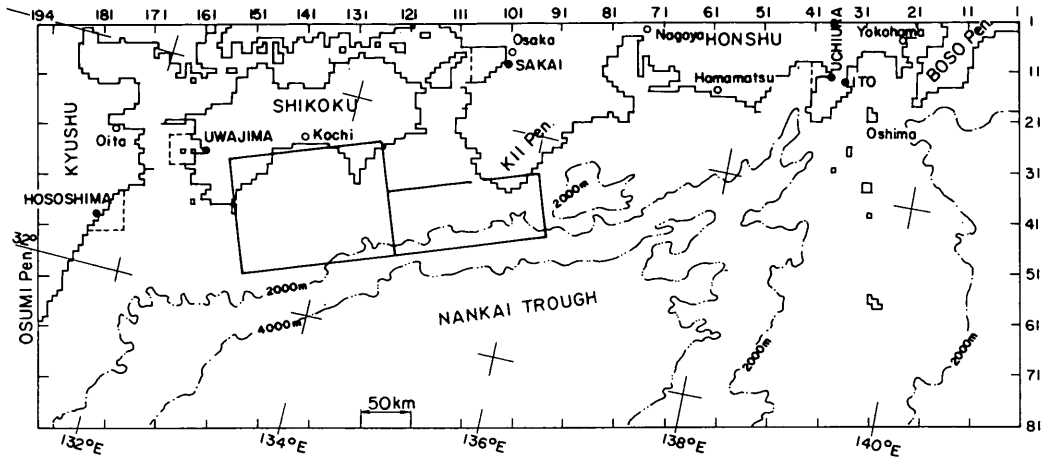


図-20 南海道沖の津波数値シミュレーションの計算領域⁹⁾

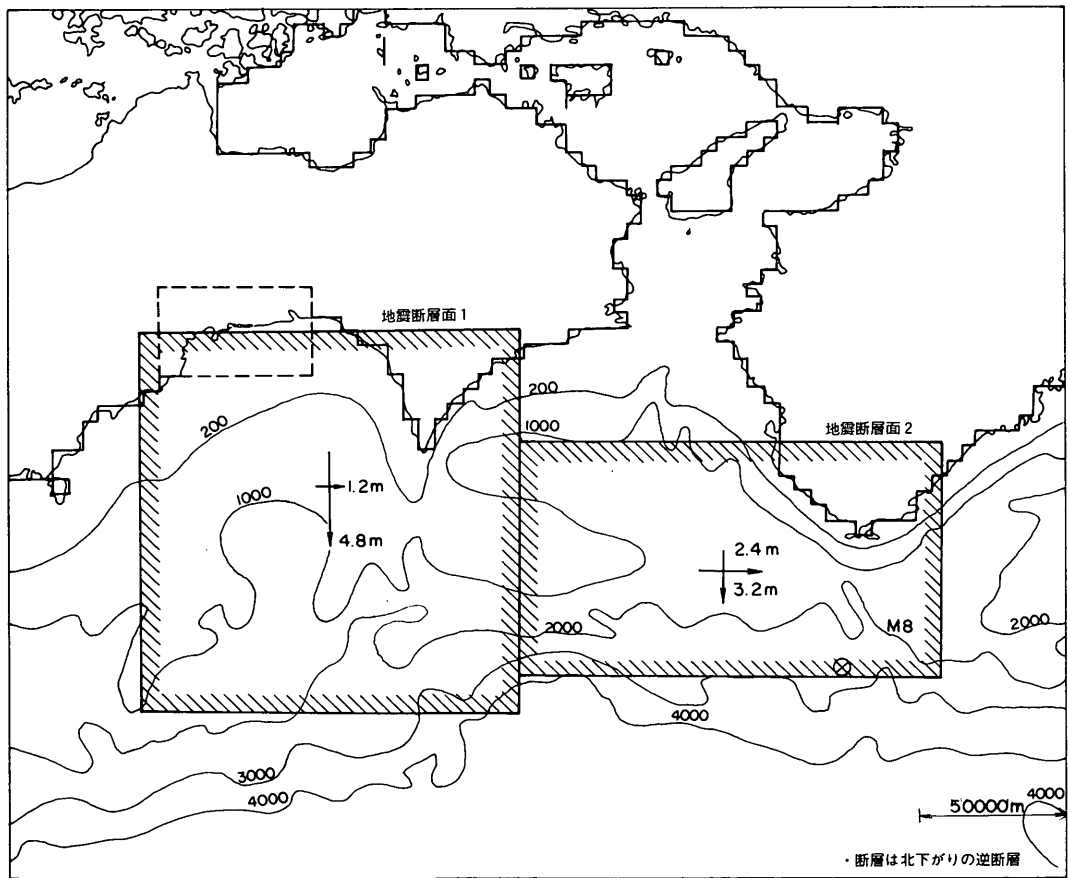


図-21 昭和南海地震の断層モデル

表-4 断層モデルのパラメータ

| case | 断層面の位置 | | | | 断層幅 W (km) | 断層面の深さ Zd(km) | 傾き $\theta (^{\circ})$ | 横ずれ変位 Us(m) | 縦ずれ変位 Ud(m) |
|------|-------------------------------------|---------------|---------------|---------------|---------------|------------------|---------------------------|----------------|----------------|
| | (km) ZL 11 | (km) ZL 12 | (km) ZL 21 | (km) ZL 22 | | | | | |
| 0 | 185 | 35 | 215 | 215 | 70 | 10 | 10 | 2.4 | -3.2 |
| | 305 | 185 | 230 | 230 | 120 | 1 | 20 | 1.2 | -4.8 |
| 1 | case 0を西側へ全体を5 km 移動 | | | | | | | | |
| 2 | case 0を西側へ5 km 移動させ、北側へ5 km 移動させる。 | | | | | | | | |
| 3 | case 0を西側へ5 km 移動させ、東側断層のみ北へ5 km 移動 | | | | | | | | |
| 4 | case 0を北へ5 km 移動 | | | | | | | | |
| 5 | 185 | 35 | 215 | 215 | 70 | 10 | 10 | 2.4 | -3.2 |
| | 305 | 185 | 230 | 230 | 120 | 10 | 20 | 1.2 | -4.8 |
| 6 | case 0と同じ | | | | 70 | 10 | 10 | 2.4 | -4 |
| | | | | | 120 | 10 | 20 | 1.2 | -5 |
| 7 | | | | | 70 | 10 | 10 | 2.4 | -5 |
| | | | | | 120 | 10 | 20 | 1.2 | -5 |
| 8 | | | | | 70 | 10 | 10 | 2.4 | -5 |
| | | | | | 120 | 10 | 20 | 1.2 | -7 |
| 9 | | | | | 70 | 10 | 10 | 2.4 | -5 |
| | | | | | 120 | 10 | 20 | 1.2 | -9 |

※上段が東側の断層のパラメータ
下段が西側の断層のパラメータ

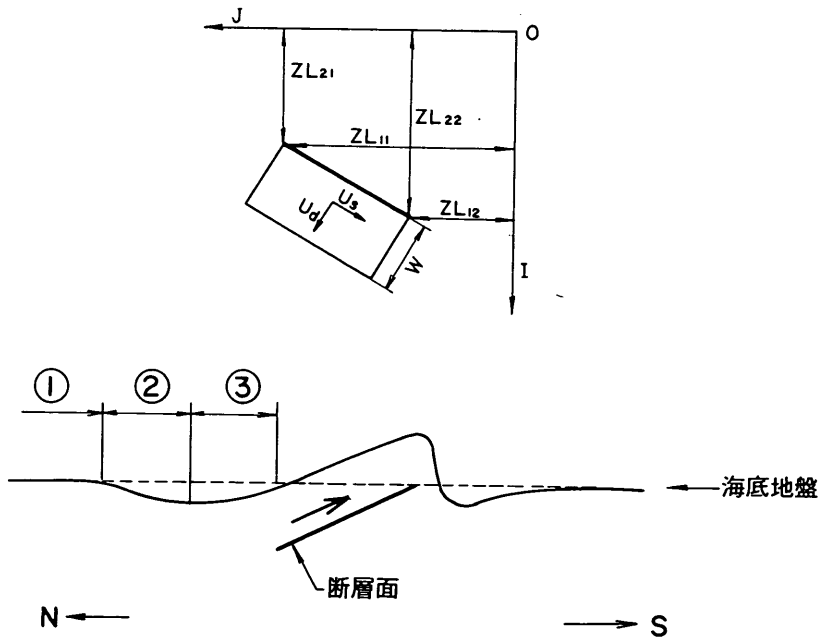


図-22 断層断面の模式図

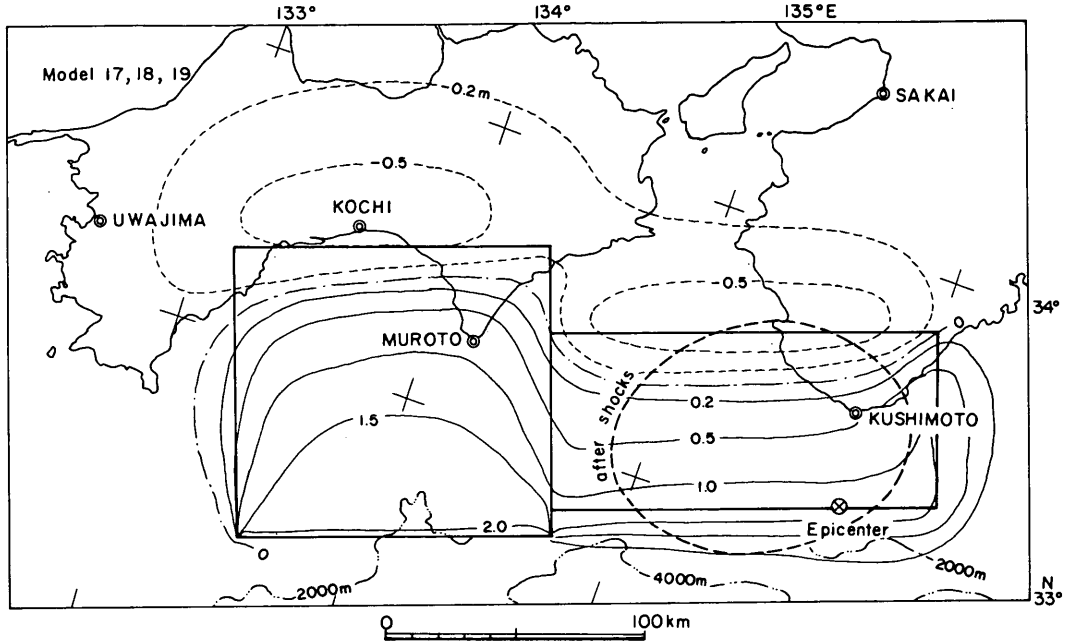


図-23 初期地盤変動量

(2) 計算に用いた地形

数値計算では、海底地盤変動量を最初に計算するので、計算領域は推定される断層面をすべて含むものでなければならない。図-24(1)に、本計算で用いた計算領域を示す。計算の精度を上げるためには格子間隔が小さい方がよいが、計算機の容量、計算時間等に制限があるので本計算では $\Delta s = 5,000\text{m}$ とした。格子列数は、 i 方向（図の縦方向）に60、 j 方向（横方向）に70列とした。

図-24(1)の白抜ききの地域が格子幅を細分化して、須崎港周辺の地形をできるだけ正確に表した部分である。図-24(2)~(4)はそれぞれ $\Delta s_n = 2500 \sim 625\text{m}$ 、 $\Delta s_n = 312.5 \sim 156.25\text{m}$ および $\Delta s_0 = 78.125\text{m}$ の計算領域を示した図である。図-24においてP11等の記号で示した地点は、水位の時系列を図示するための代表点である。図-24(3)のP11、P12、P13を結ぶ直線が図-1のB.C.線に相当する。

図-25は $\Delta s_0 = 78.125\text{m}$ の須崎港の計算地形と実際の地形を比較した図である。1946年当時と現在および将来では、須崎港の地形が変化するため、計算地形もそれに対応して変化させた。ただし、 Δs が 156.25m 以上の領域においては計算格子で表現できるような地形変化はなかった。

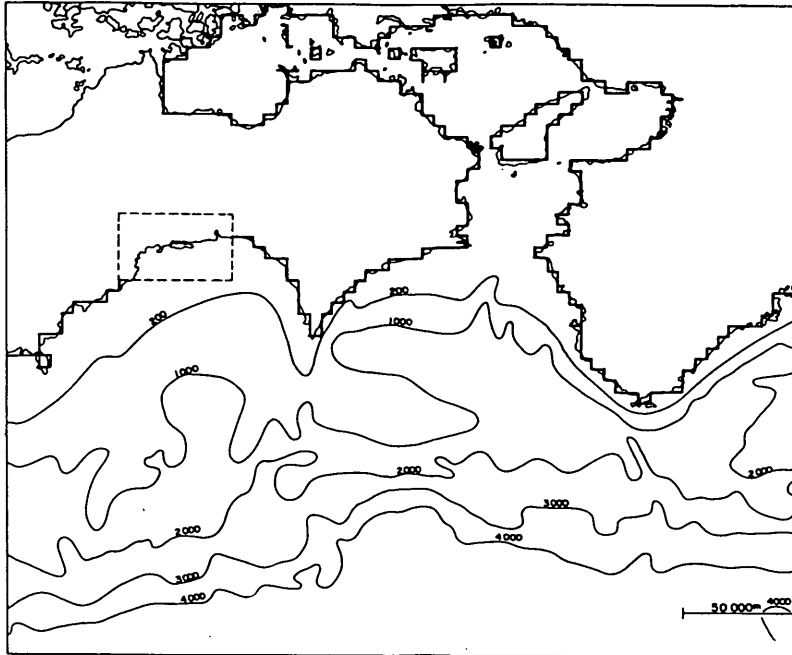
図-25(1)が1946年当時の須崎港を示す。図-25(2)は現

在の地形、図-25(3)が現在と地形は同じであるが、津波防波堤が設置された場合、図-25(4)は港湾計画に従って津波防波堤建設と同時に港内大間地区が 1.5ha 、東側防波堤背後 11ha 、串ノ浦地区 0.7ha が埋立てられた場合を示している。河川については、川幅が 78.125m 以上の部分は、計算領域に含めた。

(3) 断層モデルに対する検討

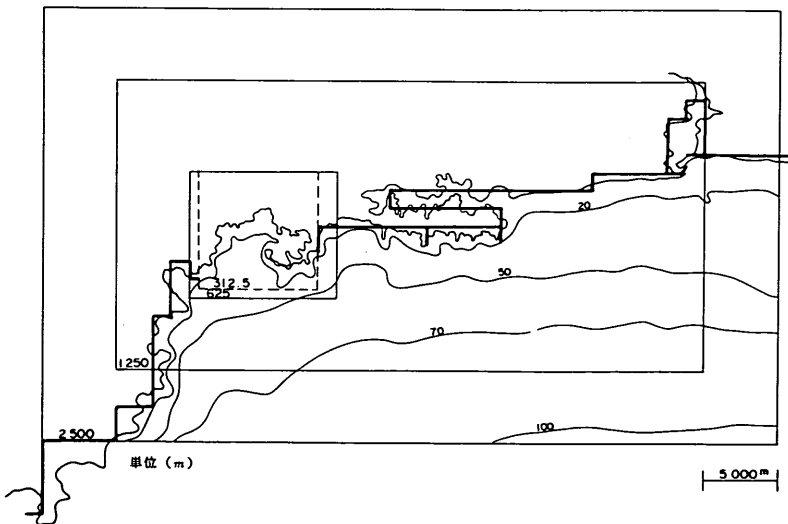
本計算では相田⁹⁾が設定したモデル断層を基本モデルとし、そのパラメータを表-4のcase-0で示した。この基本モデルは細島（大分県）、宇和島（愛媛県）、堺（大阪府）、内浦（静岡県）の検潮所で記録された津波の実測波形と計算された津波の波形とが一致するように設定されたモデルである。本資料では、須崎港およびその周辺域における津波を対象としているので、須崎港内について計算津波高と実測痕跡高を比較し、基本モデルの須崎港における適応性を検討した。

そのために、基本断層モデル case-0 のパラメータを若干変化させたモデルについても津波計算を行い、最もよく実測痕跡高等と一致するモデルを選ぶことにした。ただし、パラメータの変更は、断層面の位置を数 km ずらすことと縦ずれ変位を変化させるだけにとどめた。これは、断層面の位置を大きくずらすと各地の初動の状態が大きく変化してしまうためであり、また、津波の大き



単位 (m)

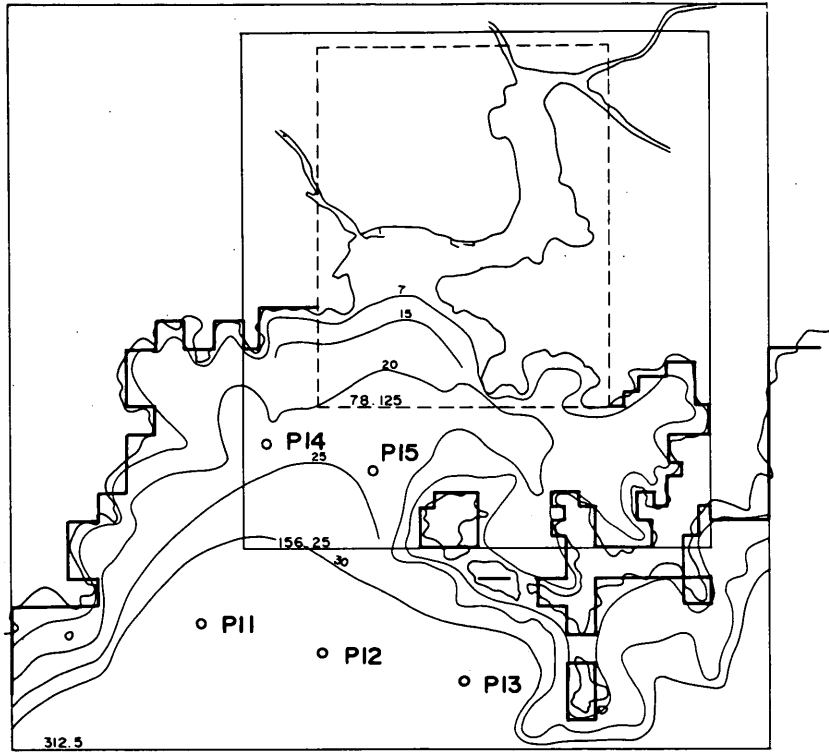
(1) $\Delta s = 5,000\text{m}$



単位 (m)

(2) $\Delta s = 2,500, 1,250, 625\text{m}$

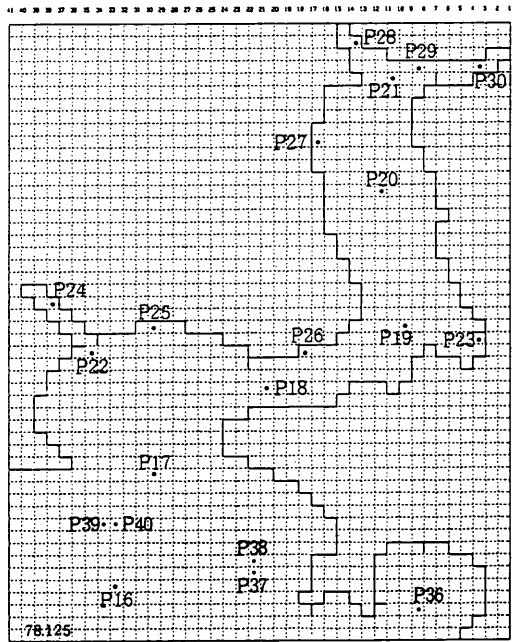
図-24 数値計算における格子地形



単位 (m)

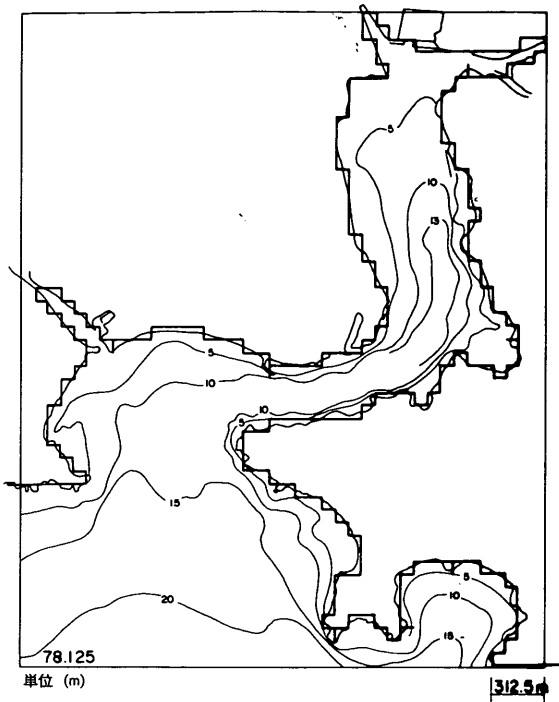
250 m

(3) $\Delta s = 312.5, 156.25$ m

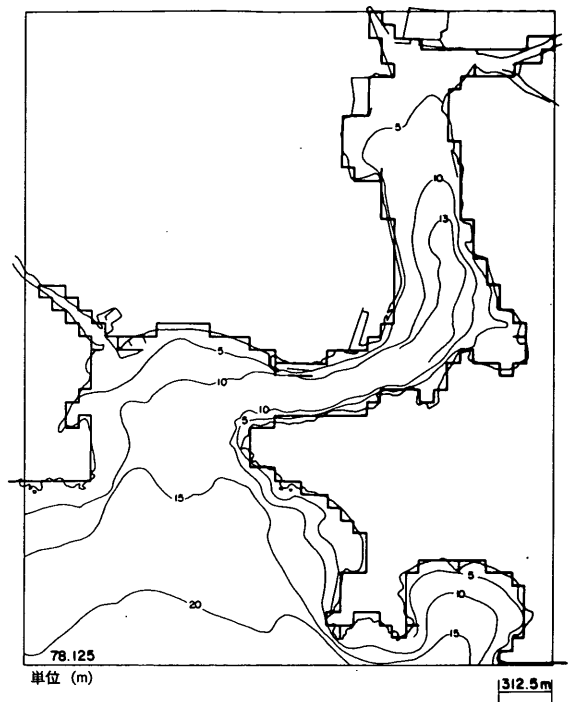


(4) $\Delta s = 78.125$ m

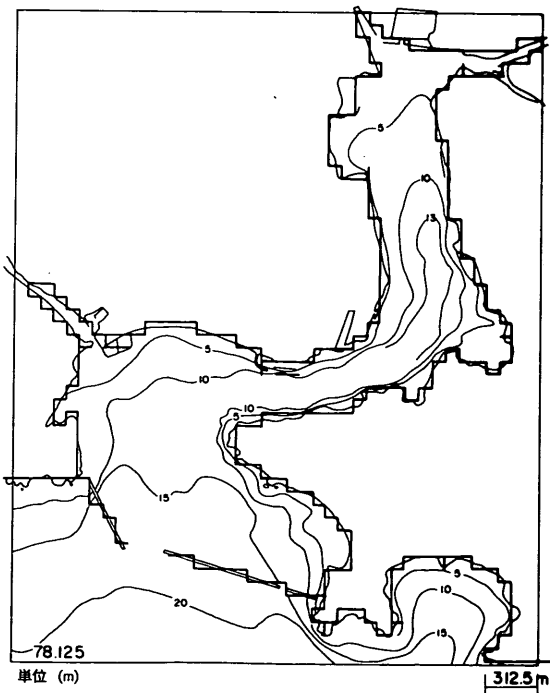
図-24 数値計算における格子地形



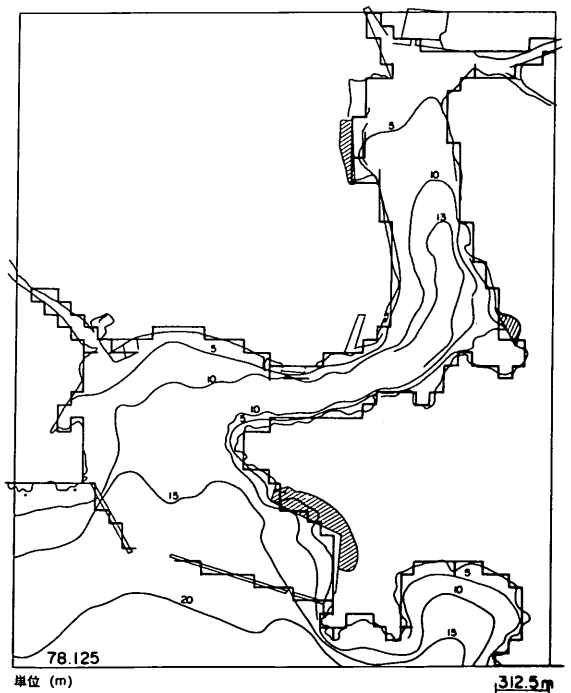
(1) 1946年当時



(2) 現在 (1984年)



(3) 現在地形に津波防波堤を設置した場合



(4) 港湾計画に示された埋立が完了した場合

図-25 須崎港の計算地形

さに対しては、パラメーターの中では縦ずれ変位の影響が大きい¹⁰⁾からである。

検証値としては痕跡高以外に各地域の実測地盤変動量を用いることにした。

表-4のcase 1~9に、パラメーターを変更した断層モデルを示す。case 1~4が断層面の位置をずらせたケース、case 5~9がcase 0の縦ずれ変位を変化させたケースである。全ケースについて津波の計算を行うと計算時間が非常に大きくなるので、まず地盤変動量を比較した。

図-26に地盤変動量の計算値と実測値を示す。図-26(1)は断層の位置を変化させた場合、図-26(2)が縦ずれ変位を変化させた場合である。図-26(1)の□印が実測値、●印がcase 0の計算値である。両者を比較すると、久礼、須崎、高知の断層面の西北側における実測値と計算値の差が他の地域より大きくなっている。この差を縮めるために、case 0の断層面を西あるいは北へずらしたcase 1~4について検討した。

図-26(1)において、×印がcase 0の断層面を西へ5 km移動させたcase 1、○印がcase 0の断層面を西へ5 km、北へ5 km移動させたcase 2、△印が断層面全体を西へ5 km、次に東側断層を北へ5 km移動させたcase 3、▽印が断層面全体を北へ5 km

移動させたcase 4の計算結果を示す。

いずれのケースにおいても、海底地盤変動量はcase 0の値と比較して、室戸、津呂付近で0.1 m異なるだけで他の地域ではほとんど異ならなかった。したがって、最適な断層面の位置としてはcase 0を用いても差しつかえないと思われる。

図-26(2)は縦ずれ変位を変化させたcase 5~9の計算結果を示す。case 0の計算結果は実測値より小さいので、case 5~9では表-4に示したように縦ずれ変位の値をcase 0より大きくしている。縦ずれ変位が最も大きいcase 9では、その値は西側断層で9 mである。図-26(2)において▽印で示したcase 9の計算結果をみると、津呂および室戸では実測値より0.2 m程度大きい。したがって、case 9以上に縦ずれ変位 U_d の量を大きくすると、計算値は実測値より大きくなってしまふ。

図-26(2)から判かるように、計算値と実測値を比較してみると、case 0よりcase 8、9の方が、実測値と一致する。そこで、case 0とcase 8、9を断層モデルとし、津波計算をそれぞれについて行って、実測痕跡高と比較することにした。

計算においては図-25(1)で示した1946年の地形を用い、M.S.L.を基準とした換算痕跡高と、津波高を比較した。

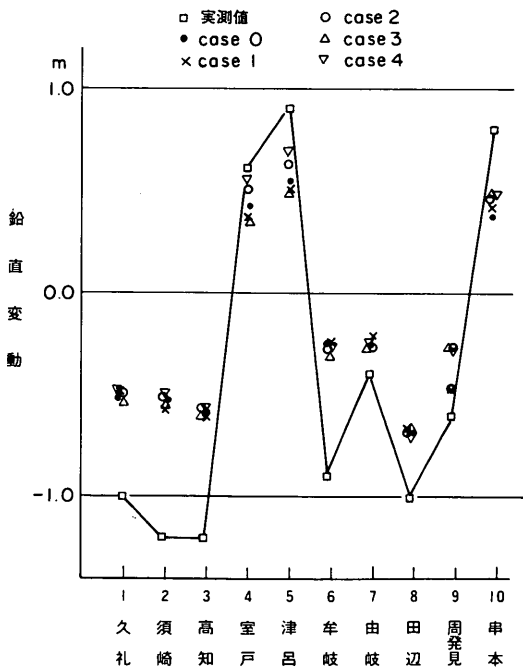


図-26(1) 断層の位置による計算値の変化

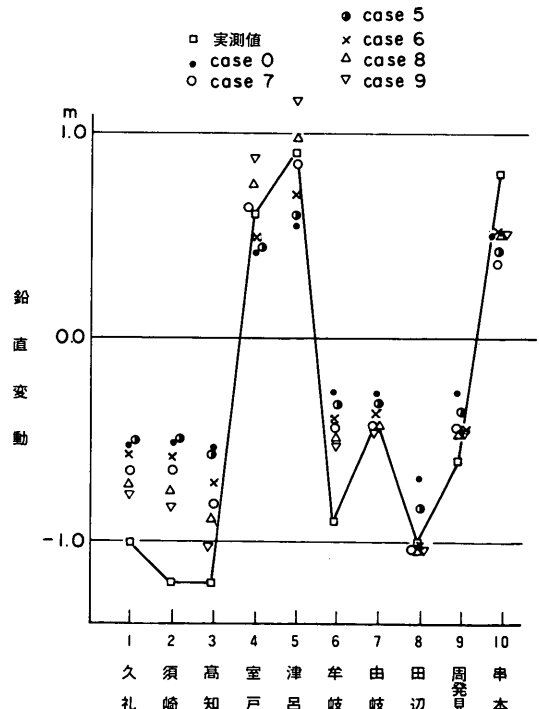


図-26(2) 断層の縦ずれ変位による計算値の変化

図-27は、須崎港内における計算津波高と痕跡高の分布を示した図である。図-27において、GRIDは細分化の段階を示し、I, Jは計算格子列の番号である。図-27では横軸として神島から青木崎までの地点を表している。縦軸には各地点の痕跡高と津波高を示し、○印が換算痕跡高である。計算で求めた最大津波高については、実線で case-0、破線で case-8、一点鎖線で case-9の結果を示した。

case-0の計算値は野見湾内では実測値より1m程度小さいが、須崎港内では局所的な相違はあるものの分布形は実測値とはほぼ一致している。なお、桜川、新荘川の河川内では津波高が6m程度になり非常に大きい、これは河川を閉じられた非常に細長い湾として表現しているために湾奥でエネルギーが集中し、大きな津波高となるためである。

case-8および9の計算結果は実測痕跡高と比較すると、箕越付近の値を除けば須崎港と野見湾のほぼ全域で実測値より2m以上大きくなっている。

したがって case-0の断面モデルは、海底地盤変動量は須崎港周辺で実測値と0.65m程度異なるものの、津波高の分布が須崎港内の細分化域でも実測値の分布とはほぼ一致することが確認できた。そこで、昭和南海地震のモデル断面として相田が求めた case-0を用いることにした。

3.4 数値計算の結果

(1) 入射波形の設定

2.2で示したように、本資料では、実験で使用する湾口部の津波の入射波形は、数値計算で求めた波形を用いた。

図-28は、数値計算で求めた湾口部における水位変動のようすである。P11, P12, P13は図-24(3)に示した格子点を示し、神島-青木崎を結んだB.C.線を4等分する点に相当する。

P14およびP15は図-24(3)に示したように、B.C.線と平行で、B.C.線より湾内側にある直線上の点で、補助基準線上の点とした。基本的にはP11, P12, P13における数値計算で求めた津波波形と同一の波形が模型水槽内でも生じるように入力信号を調整することにした。しかし、P11, P12, P13では、起潮装置および水槽側壁からの反射の影響が強くなる場合も考えられるので、その時には、P14, P15における波形を検討することにした。

図-28の実線で示す数値計算で求めた水位変動の時系列をみると初期の水位変動量が負になっている。これは、海底地盤変動量が須崎付近では負として計算される

からである。たとえばP11では初期水位変動量が負で-0.52mである。実際には、地上の地盤高も沈下しているから、水面が地震発生前に比べて相対的に急に-0.52m下がるわけではない。そこで、実験で目標とする波形としては、破線で示すような0から始まる波形となる。P12~P15についても同様のことが言える。

実線で示した波形を便宜上、cal.1、初期値がマイナスであるので0となるよう補正した破線で示した波形をcal.2とする。なお、図中()で示した番号は、P11~P15に相当する波高計設置点番号である。

図-28で示されるように、計算で求められた須崎湾口部における津波の平均周期は約40分である。図-28では3時間分しか津波波形を图示していないが、8時間程度計算しても、津波高の最大値は、第1波あるいは、第4波以外では生じなかった。したがって、P11~P13では第1波のピークが最大津波高を表し、P14~P15では第4波のピーク高が最大津波高となる。

(2) 数値計算による津波防波堤の効果

3.3の表-4で示した case-0のモデル断面を用いて須崎港の津波計算を行った。格子点における水位の最大値を最大津波高とする。図-29は、沿岸部の計算格子点における最大津波高を図-27と同様に帯状に示した図である。横軸に沿岸に沿った地点をとり、縦軸に最大津波高を示している。図中、破線で示したグラフが1946年当時の地形における計算結果を示し、実線が現在の地形における計算結果を示す。一点鎖線は、津波防波堤設置後の地形での計算結果を示す。

1946年当時の地形と現在地形での結果を比較すると、須崎港内の埋立地の影響のために港内面積が現在の方が若干小さいので、最大津波高は港内においては現在地形の方が大きくなっている。その差は、串ノ浦から浜町にかけて0.4m程度である。湾口部および湾の外では、最大津波高に変化は生じていない。

次に、現在地形における結果と、防波堤設置後の結果を比較すると防波堤直背後域にあたる山崎鼻および新荘川付近では、津波高は防波堤建設によって約1.2m減少する。港内では、水路幅が最も狭い浜町および海蔵寺付近において現在地形と津波防波堤建設後の計算結果に差は生じない。これは、浜町-海蔵寺間が狭くなり、そこから奥が広がっているため津波による流速が他地域より大きくなり、水位上昇がもともと小さい地区となっているためである。湾奥の大間付近では、津波防波堤によって最大津波高は1.1m程度減少している。

野見湾内では野見~小浦の津波高の変化はほとんど生じていない。野見湾南部の小長岬付近では、防波堤建設

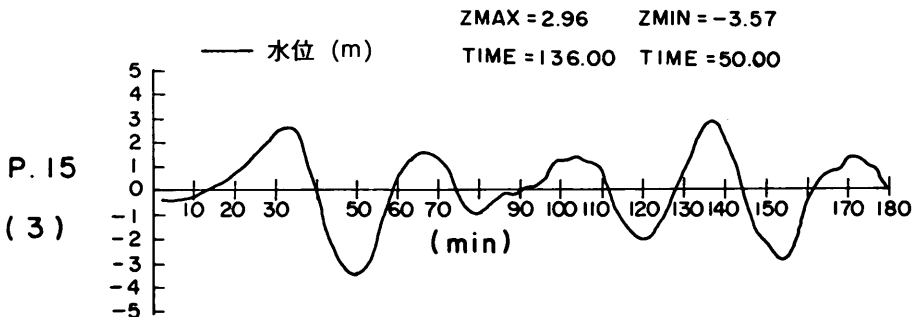
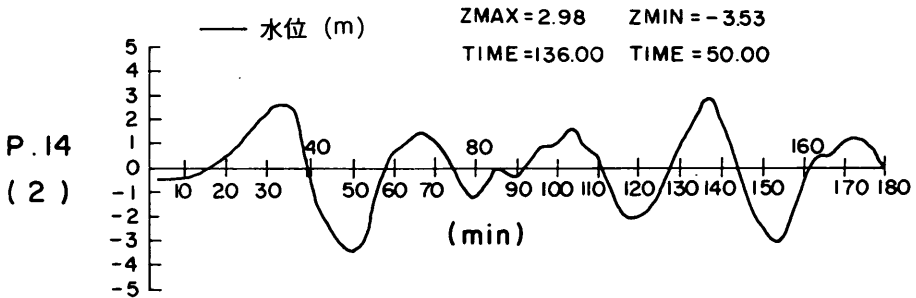
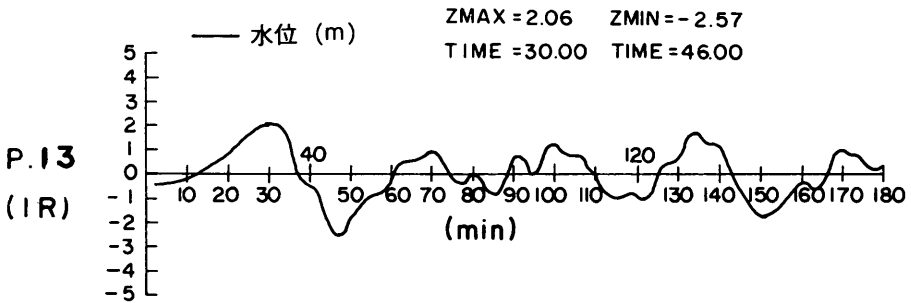
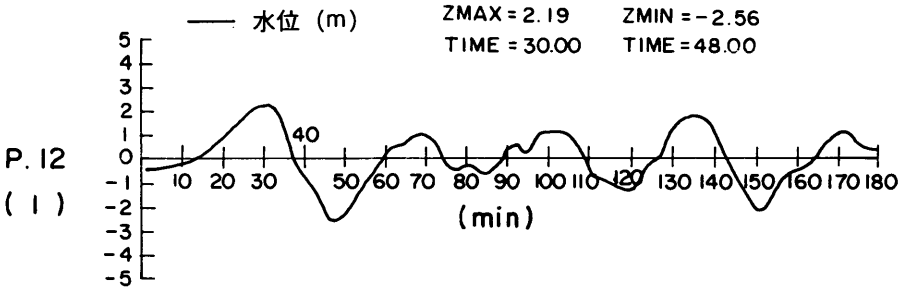
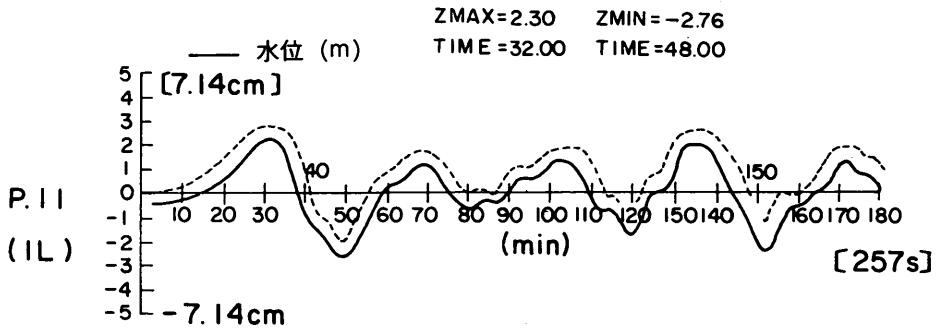


図-28 湾口部における津波の波形

後、最大津波高は0.5m程度減少している。

次に、実験では考慮していない防波堤建設と同時に計画されている港内埋立地の影響を数値計算で検討した。将来埋立が計画されている地域は東防波堤背後11ha、大間地区1.5ha、串ノ浦地区0.7haである。図-30は、計算格子で表した須崎港を示し、斜線で示した部分が、上記の将来埋立地に相当する。

図-30では、a~iの各点における最大津波高をワク内に

示している。上段が将来埋立地の有る場合、下段が将来埋立地の無い状態の結果である。埋立によって港内面積が小さくなるために、湾奥においては、将来埋立地の有るケースの方が最大津波高は大きくなっている。たとえば、e点では、防波堤だけが建設された場合は最大津波高は4.28mであるが、将来埋立地が防波堤と同時に建設されると4.34mになる。しかし、その差は6cmであり非常に小さい。埋立地の前面に位置するc点においては

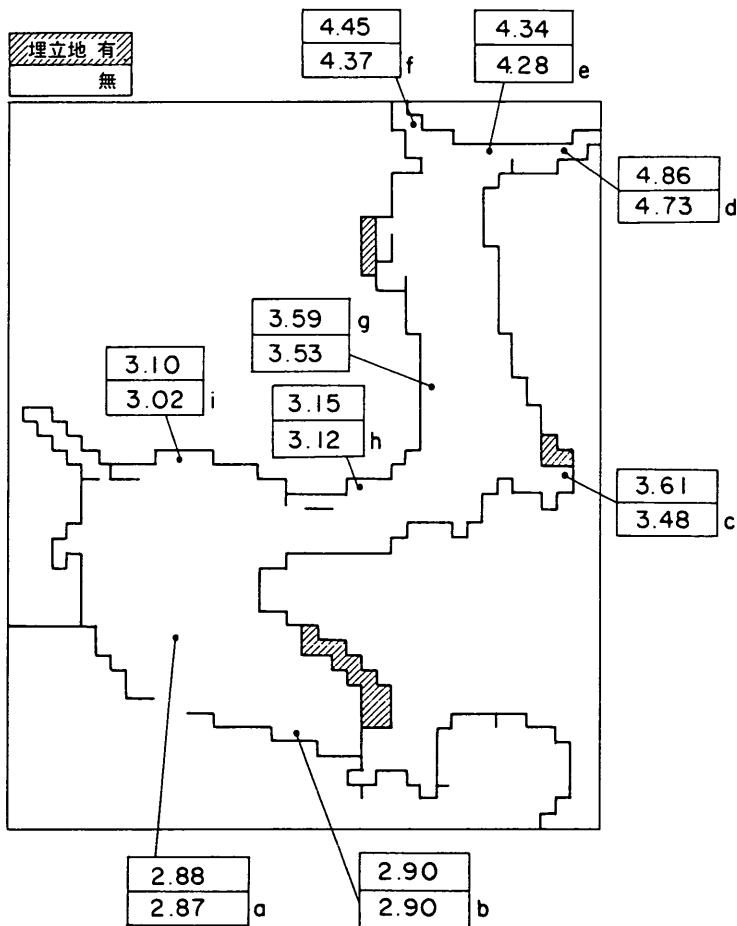


図-30 港内の埋立地が計算結果に及ぼす影響 (計算津波高の相違, 単位m)

13 cm の差が生じているが、a, b 点ではほとんど差が生じていない。したがって、港湾計画に示されている埋立地の津波高に及ぼす影響は非常に小さく実験で無視しても支障はないと思われる。

4. 模型および実験条件

4.1 水埋模型の製作

(1) 模型縮尺と製作範囲

模型は当所大型水工実験場内の平面水槽内に製作し、中詰砂を厚さ 4 cm のモルタルで固める工法を用いた。模型製作範囲は、図-1 に示した B. C. 線より湾内の海域と、津波による浸水が生じる可能性のある陸域を十分含む範囲とした。その範囲は、東西約 7 km、南北約 10 km である。模型製作範囲の最大水深は約 50 m である。陸上部は、津波のそ上高を考慮して、標高 20 m の地点まで再現し、それ以上の地域は平面で表現することにした。

実験精度を上げるためには、模型縮尺はなるべく大縮尺で実験するのがよい。しかし、水槽幅が約 20 m であるという条件を考慮して、模型の水平縮尺は 1/350 とした。水槽の最大水深が約 1 m であり、70 m の高低差を 1 m で再現するために、模型の鉛直縮尺は 1/70 とした。

また、B. C. 線に鉛直に津波が入射するように、B. C. 線と起潮装置が平行になるように模型の向きを決定した。

図-31 に須崎港水埋模型の平面図を示す。等高線の単位は cm である。等高線の基準すなわち模型における基準面は、現地では T. P. に相当するものとした。

陸上部では 20 m 以上津波がそ上することは南海地震の場合考えられないので、ほぼ 20 m 程度の高さまで製作することにした。模型では +28.5 cm (現地換算 T. P. + 19.95 m) まで地形を再現している。+28.5 cm 以上は平坦にしている。海域は -76.5 cm (T. P. - 53.55 m) まで製作し、水槽側壁はすべて直立壁とした。

(2) 相似則

相似則はフルードの相似則に従うものとした。模型の水平縮尺を H_r 、鉛直縮尺を D_r 、時間縮尺を T_r 、水平速度の縮尺を V_r とすると次の関係が成立する。

$$V_r = \frac{H_r}{T_r} = \sqrt{g_r D_r} \quad (29)$$

ここで g_r は重力の縮尺であり 1 である。ゆえに次式が成立する。

$$V_r = \sqrt{D_r} \quad (30)$$

$$T_r = \frac{H_r}{\sqrt{D_r}} \quad (31)$$

表-5 に本実験の縮尺および現地換算値を示した。実験では 500 秒間計測を行うが、現地時間に換算すると約 5 時間 40 分程度であると同時に計測を開始した。実験では、起潮装置に津波波形の信号を与える。

(3) 1946 年当時の地形

前述の図-6 をもとに須崎港内の模型床を製作した。図-6 に示した ㊶~㊸ の埋立地および ㊶~㊸ の防波堤を取り除いた部分が 1946 年当時の地形となる。1946 年当時の地形を固定床とし、㊶~㊸ の埋立地、㊶~㊸ の防波堤は取りはずしのできる構造にした。なお、㊶~㊸ の埋立地護岸は海底面まで直立壁とした。防潮堤は、1946 年当時と現在の地形では天端高、延長が異なるのですべて取りはずしが可能なねじ取め式とした。津波防波堤は木製で、ねじで海底床に固定できるものとした。防潮堤天端高、津波防波堤については、4.2, 4.4 で詳述する。

4.2 防潮堤天端高の決定

陸上における津波のそ上高および浸水域を検討するためには、防潮堤を正確に再現しなければならない。

(1) 1946 年当時の防潮堤天端高

昭和南海地震津波が来襲する以前の須崎港の防潮堤天端高に関する資料* をもとに 1946 年当時の防潮堤天端高

表-5 模型の縮尺

| | 縮尺 | 模型：現地 | 模型：現地 |
|---------|----------|---|--|
| 水平縮尺 | 1/350 | 1 m : 350 m | 2.857 m : 1000 m |
| 鉛直縮尺 | 1/70 | 1 cm : 70 cm | 1.429 cm : 1 m |
| 時間縮尺 | 1/41.833 | 1 min : 41.833 min (41 min : 50 sec) | 1.434 min : 60 min (1 min : 26 sec) |
| 水平流速の縮尺 | 1/8.367 | 1 m/sec : 8.367 m/sec | 1.195 m/sec : 10 m/sec |

* 運輸省第三港湾建設局高知港工事事務所；須崎港津波被害調査報告書，1984年3月

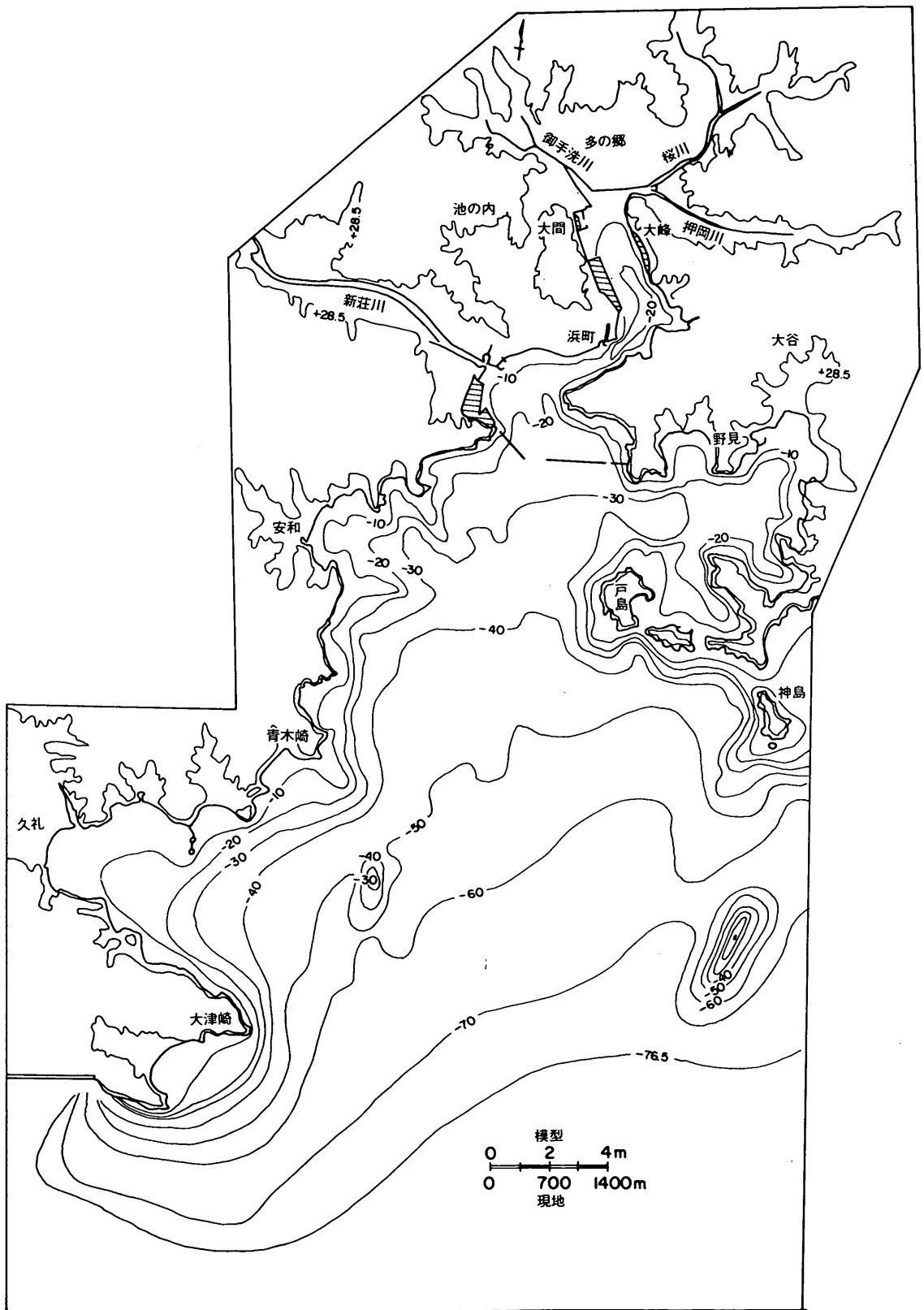


図-31 須崎港水理模型平面図

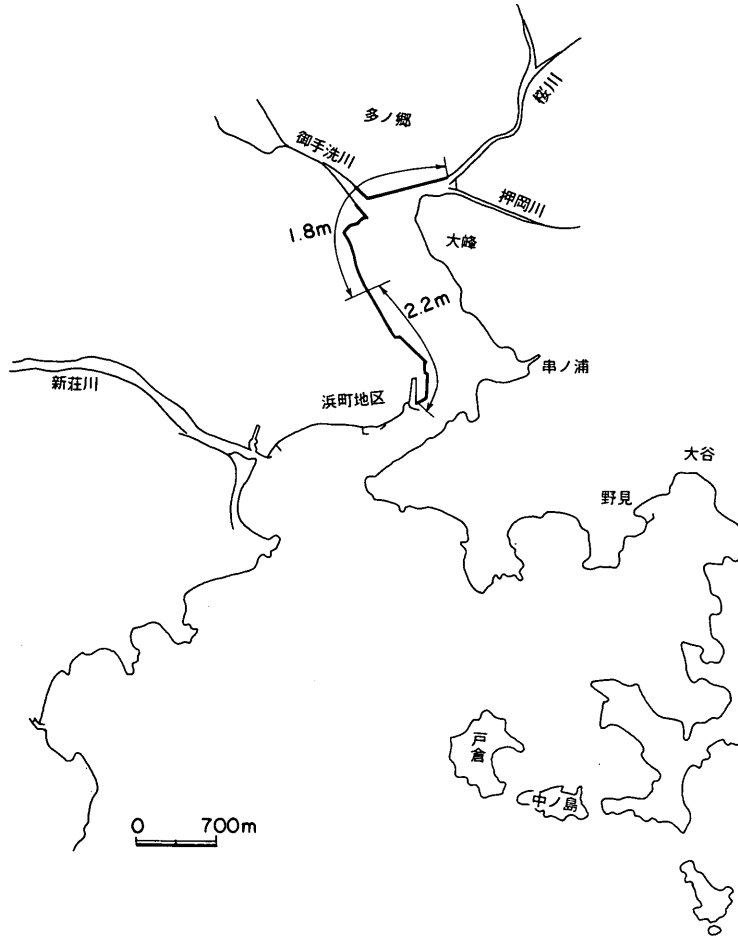


図-32 1946年当時の防潮堤の高さ (M.S.L.を基準とする)

を決定した。

図-32は、M.S.L.を基準に換算した1946年以前の防潮堤天端高を示している。浜町から大間にかけて市街地の前面にはM.S.L.+2.2mの天端高を持つ防潮堤が建設されている。大間から桐間にかけては天端高はM.S.L.+1.8mである。その他の地域には防潮堤が建設されておらず、防災施設が未整備であったことが想定できる。

図-32に示した防潮堤を模型床上に製作する場合、模型床が現在の地盤高をもとに製作されているので天端高の補正をする必要がある。

図-33は、補正方法の参考図である。図-33で D_0 で示した値が図-32で示した防潮堤天端高である。浸水高を検討するためには、地盤高から測った防潮堤天端高 h' を1946年当時の値に等しくしなければならない。地盤は、地震発生時1.2m沈下し、その後現在までに0.75m回

復しているので、地震発生以前の地盤高との差を Δr で表すと $\Delta r = 0.45\text{ m}$ となる。したがって、模型床上で再現すべき防潮堤天端高は、M.S.L.を基準とすると次式の D_1 で示される。

$$D_1 = D_0 - \Delta r$$

$$= D_0 - (1.2 - 0.75) = D_0 - 0.45\text{ m} \quad (32)$$

(2) 計画防潮堤天端高

図-34に、現在工事中のものも含めた防潮堤の整備計画を示す。* 整備計画が完了したときの防潮堤天端高を現在地形における須崎港の防潮堤天端高とし、〃計画防潮堤天端高〃と呼ぶことにする。図-34の天端高はD.L.を基準としているのでM.S.L.上の値に換算した。図-

* 須崎港港湾管理者；須崎港港湾計画資料(その1)、1983年4月 による

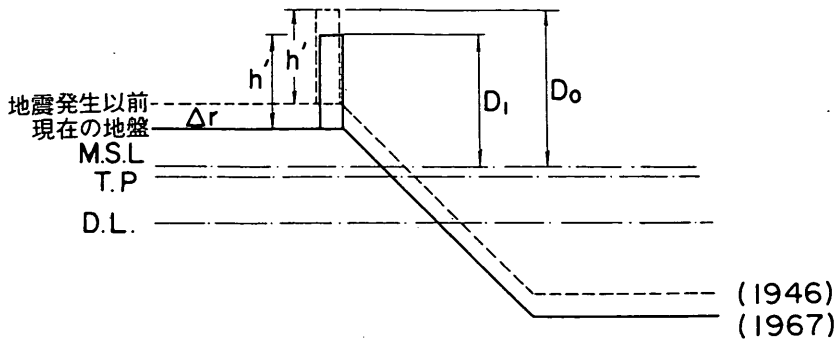


図-33 1946年当時の防潮堤天端高の補正

35にM.S.L.で換算した計画防潮堤天端高を示す。

図-35をみると、新莊川河口から箕越にかけて全域に防潮堤が建設されており、1946年当時と比較すると防災施設がより整備されていることがわかる。富士ヶ浜のM.S.L.+8.1mの防潮堤は、実際には湾口からの波浪に対する海岸堤防として機能している。

図-34と図-35を比較すると新莊川河口付近の防潮堤天端高が異なっている異なっていることがわかる。これは模型製作時に資料が整理されていなかったためである。図-34の計画では新莊川河口部の天端高はM.S.L.+3.7~4.7mであるが、図-35に示した模型上では天端高をM.S.L.+3.2mとして表している。すなわち、計画天端高より0.5~1.5m程度低い防潮堤天端高で実験しているので、新莊川河口付近の浸水高には留意しなければならない。

計画天端高より低い防潮堤を製作した範囲は新莊川周辺に限られているので、他地域の津波高、浸水高に及ぼす影響は非常に小さいものと思われる。しかし、影響の程度を検討しておくことは重要なので、新莊川河口部の防潮堤を製作し直して図-34に示した計画天端高に一致させた追加実験も行った。

(3) 仮想防潮堤天端高

実験結果は、6で詳述するが、規模を大きく設定した津波を入射させた場合は、一部地域で防潮堤を越流することがある。越流を完全に止めるためには防潮堤を計画天端高よりさらにかさ上げする方法も考えられるので、実験では計画天端高よりさらに1mかさ上げした防潮堤についても検討した。もちろん、防潮堤をかさ上げるには基部の幅を増大させなければならないので、民家がせまっている地区では、その実現は実際には非常に困難である。しかし、実験ではより多くの想定し得るケースについて防災効果を検討しておく方がより参考となると思われる。

図-36は計画天端高よりほぼ1m高い防潮堤天端高を示している。ただし、新莊川河口付近は、図-34で示し

た計画天端高と同一なものとした。図-36に示した天端高を“仮想防潮堤天端高”と呼び、浜町から串ノ浦までは、全域をM.S.L.+5.0mとし一様とした。また浜町の前面も+4.6mで一様とした。富士ヶ浜についてはかさ上げをしていない。新莊川河口周辺は、図-35で示した“計画防潮堤天端高”が図-34で示した整備計画のものより低くなっているのので、“仮想防潮堤天端高”では、整備計画と一致させた。

(4) 河川堤天端高

津波が河川をそ上するので、河川についても現地の地形をできるだけ正確に再現するよう努めた。河床については、地形図および河川外の地盤高との相関から地形を決定した。河川堤天端高は地形図だけでなく、現地調査結果*も参考にして決定した。

図-37に、模型床上で設定した河川堤の天端高を示す。図-37(1)に、桜川と押岡川、図-37(2)に御手洗川と新莊川の河川堤を示した。図-37の●が現地調査で実測した河川堤天端高である。点線が模型で再現した1946年当時の河川堤天端高、実線が模型上で計画防潮堤天端高とも整合するように再現した現在の河川堤天端高である。

仮想防潮堤を設置したときには河川堤も破線で示すようにかさ上げた。

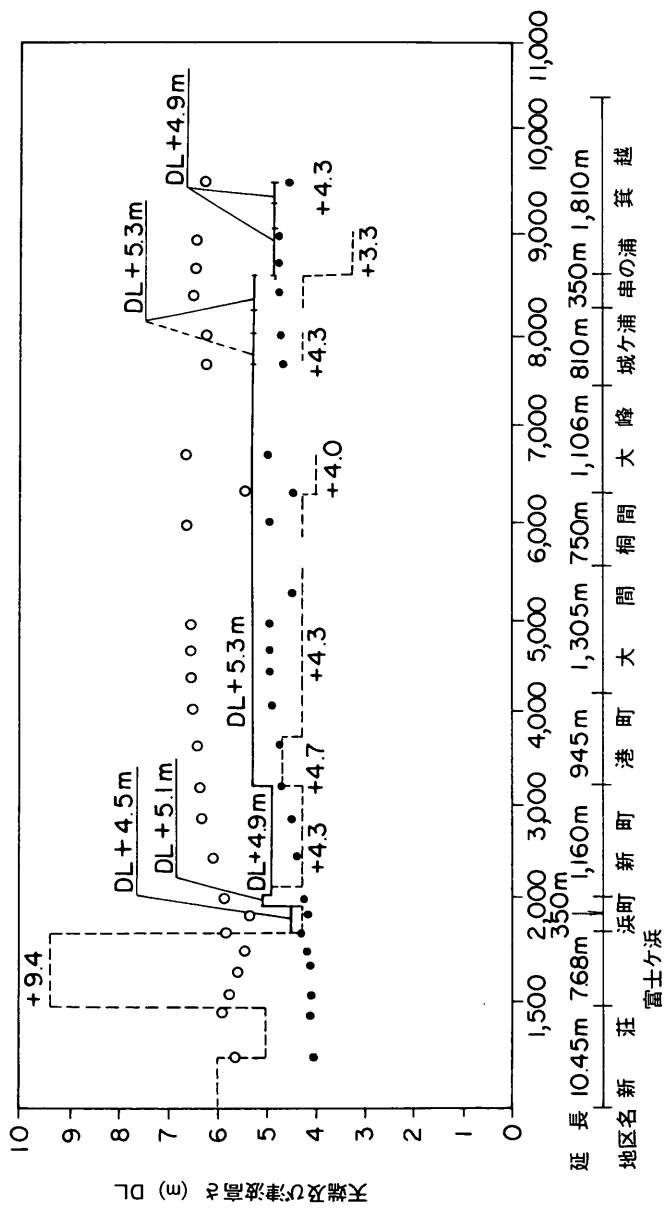
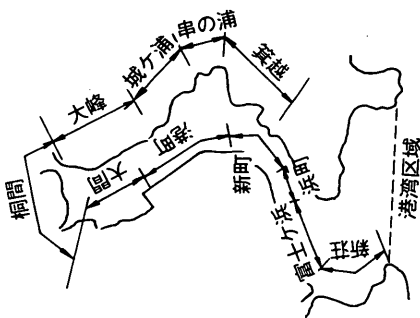
野見湾沿岸は土地が急傾斜地となっており、模型床でも非常に急勾配な地形となっている。したがって浸水域を測定することができないので防潮堤の模型は作らなかつた。安知地区については現在の防潮堤天端高と等しくなるよう汀線の模型床を盛り上げた。

4.3 初期水位の設定

(1) 地盤高に対する考察

3.1の図-11で示したように、須崎港沿岸部は昭和南海地震により、1.2mの地盤沈下を生じ、その後地盤は年々回復し、1967年の地盤回復量 γ は0.75mである。

* 河川堤の現地測量は高知港工事事務所に依頼し、1984年10月に実施していただいた。



凡例

- 現在の保全施設の天竺高 (S57年度)
- 津波対策上必要天竺高
- 津波シミュレーションにより得られた防波堤有りの場合の津波高さ
- 津波シミュレーションにより得られた防波堤無しの場合の津波高さ

図一34 港湾計画で示された防潮堤天竺高の分布 (須崎港港湾管理者; 須崎港港湾計画資料 (その1), 昭和58年4月より)

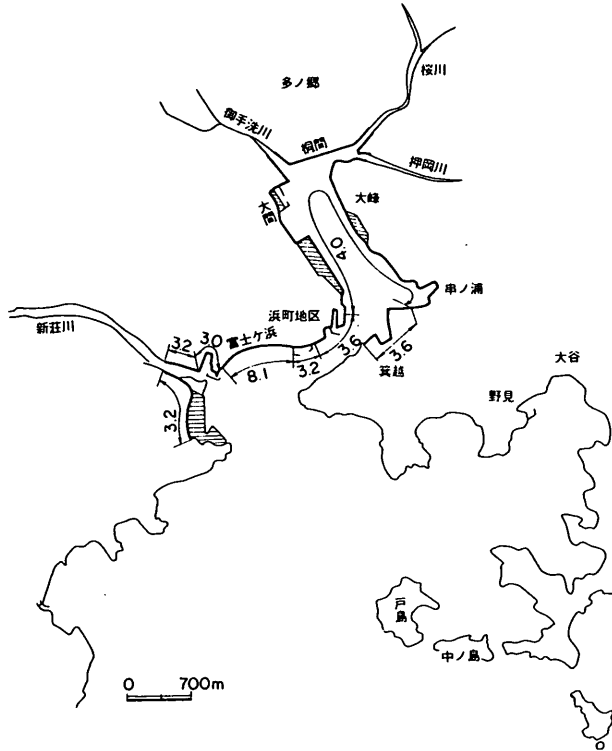


図-35 模型上で再現した計画防潮堤天端高 (M. S. L. を基準とする)

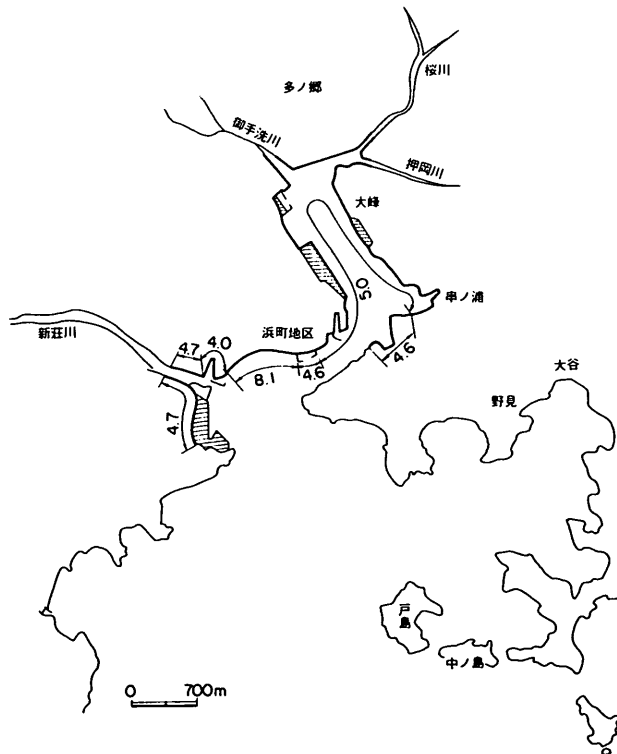


図-36 模型上で再現した仮想防潮堤天端高 (M. S. L. を基準とする)

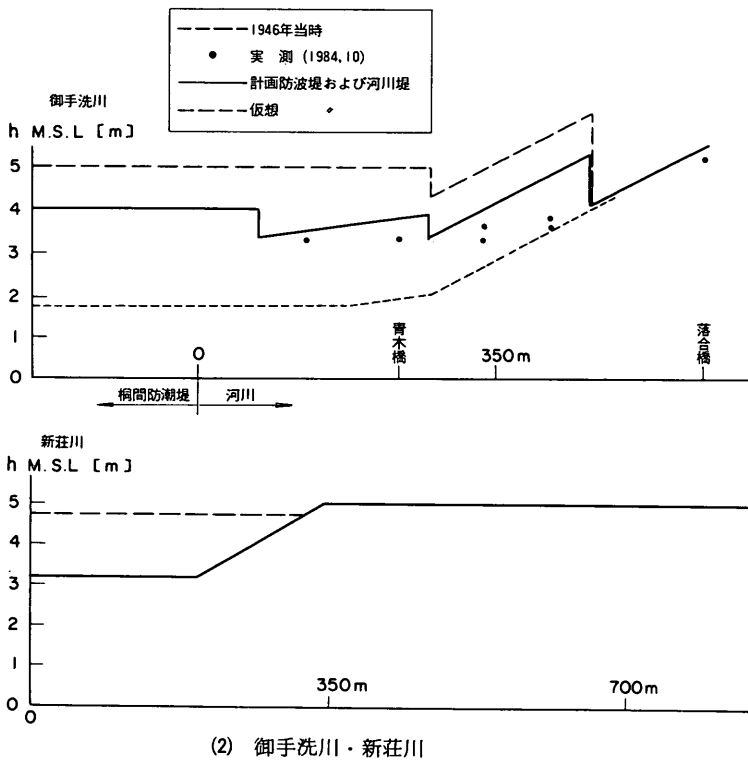
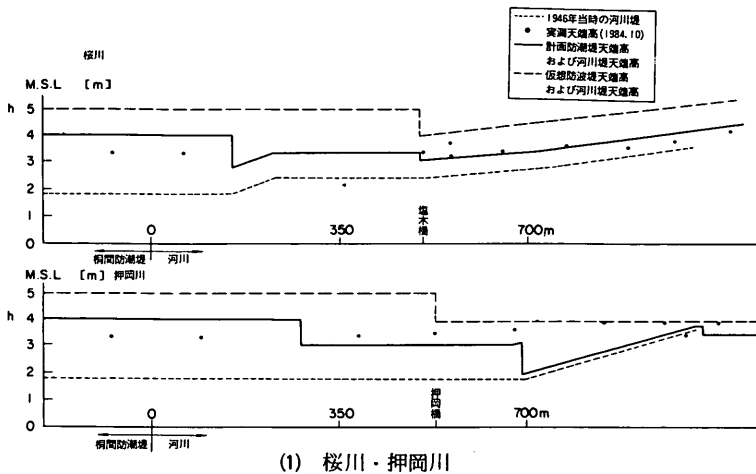


図-37 模型上で再現した河川堤

1949年以降の年平均回復量は0.0045mであるので1984年には1967年より0.077m地盤は上昇していると思われる。さらにこのペースで地盤が回復していくならば、2067年には地盤の回復量は1.2mとなり昭和南海地震発生前の地盤高に復帰する。

しかし、将来にわたって年平均回復量が0.0045mを維持するかどうかはわからない。また現在発行されている須崎港の海図は1967年までに測量された結果をまとめた

ものであるが、高知港工事事務所が1984年に実施した深浅測量結果とほとんど変わらなかった。陸上部を表す地形図についても1970年測量の結果を基本としているが、地盤隆起が生じているとしても、1984年における地盤高は地形図と0.07m以下しか相違がない。

以上のことから、1967年および1970年当時の測量結果をもとに作成された地形図および海図を用いて、現在の須崎港および野見湾を表す模型を製作しても問題はない

と思われる。

次に、将来の津波防波堤建設後の地盤高について考察してみる。もし、今までのペースで地盤回復が進むならば2067年に地盤は昭和南海地震以前の水準に復帰する。したがって、2067年以降には、防潮堤天端高等も現在より0.45 m上昇しているであろう。ゆえに2067年以降津波が来襲するならば、防災上必要な防潮堤天端高等も現在の地盤高が必要とされる天端高より0.45 m低くても構わないことになる。しかし、将来いつ再度南海地震が生ずるか予測することは非常に困難である。そこで、防波堤建設後の地形における地盤高も現在の地盤高と同じであると考へて実験を行うことにした。

すなわち、本資料では、現在の地盤高と防潮堤天端高を用いて将来地形について実験を行い、地盤回復に伴って、防潮堤天端高等も現在より高くなるというようなことは考慮しなかった。

次に、地盤沈下量について考察する。南海地震に伴って各地で地盤沈下が生じることが明らかであるが、その沈下量は局所的に異なり一様ではない。1946年当時でも、須崎港一等水準点および市街地の沿岸で1.2 mの沈下が生じたことは明らかであるが、須崎港内および周辺域の全域で一様に1.2 mの沈下が生じたかどうかを示す資料はない。おそらく局所的には沈下量は同一ではなかったと推測される。

将来、同様の地震が生じた場合でも、一様に1.2 mの沈下が生じるかどうか不明である。

本資料では、前述のように実験で地盤沈下を取り扱う考え方として次の2通りを採用した。

- i) 地盤沈下を全く考慮しない。
- ii) 地震発生と同時に全域で1.2 mの沈下が生じるものとする。

模型床では、模型床を上下させることはできないので、実験を開始する初期水位を上昇させることによって、地盤沈下を表すことにする。

(2) 1946年当時の再現実験の場合

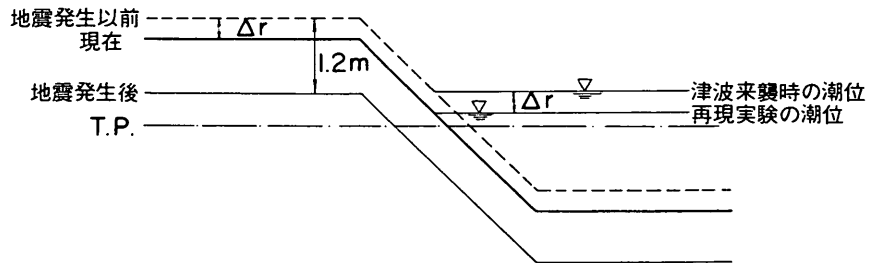
模型床を製作するとき、模型の基準面をT.P.としているので、実験を開始する初期水位は、模型床におけるT.P.を基準として表す。まず、南海地震津波の入射波の規模を設定するために、1946年当時の地形を用いて再現実験を行うときの初期水位の設定法を示す。設定にあたっては、次の2点を考慮しなければならない。

- ① 模型床は1967年当時の地盤高に従っている。
- ② 昭和南海地震津波来襲時の潮位はほぼ満潮位であった。

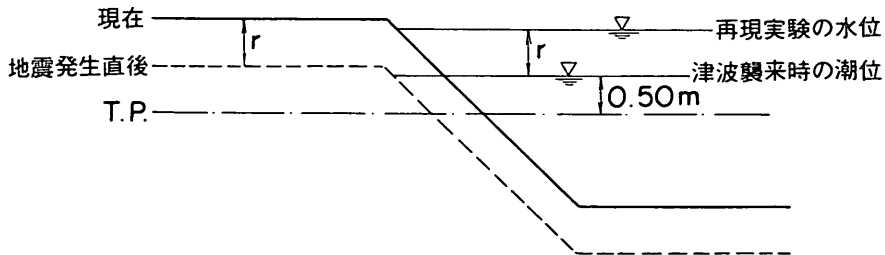
図-38に地盤高と水位の関係を示す。なお須崎港の満潮位はT.P. + 0.50 mである。

次に、地盤沈下を想定する場合としない場合のそれぞれの場合について設定法を述べる。

- i) 地盤沈下を考慮しない場合



(1) 地盤沈下を考慮しない場合



(2) 地盤沈下を考慮した場合

図-38 1946年当時の再現実験における初期水位

1946年当時も地盤沈下は全くなかったと仮定すると1946年当時の地盤は図-38(1)の破線で示される。この地盤高は実線で示した模型床より Δr 高い。したがって、模型床上における水位を Δr だけ低くすることにより地盤高の相違を補正できる。

なお模型床の地盤は、1946年当時一律に1.2m沈下した後、1967年までに一律に0.75m回復した状態を想定しているので、 $\Delta r = 1.2 - 0.75 = 0.45$ mとなる。

また、津波来襲時の潮位がT.P. + 0.50mであったことを考慮して、入射波を設定する再現実験における、地盤沈下を考慮しない場合の初期水位 $d_{0, 1946}$ は次式で示される。

$$\begin{aligned} d_{0, 1946} &= \text{T.P.} + 0.50 - \Delta r = \text{T.P.} + 0.50 - 0.45 \\ &= \text{T.P.} + 0.05 \quad (\text{m}) \end{aligned} \quad (33)$$

(模型上では、T.P. + 0.071 cmとなる。)

ii) 地盤沈下が生じたとする場合

図-38(2)に地盤沈下を考慮した場合の、地盤高と水位の関係を示す。1946年当時、須崎港およびその周辺の地盤高が1.2m一律に沈下したとすると、沈下直後の地盤高は模型床より r だけ低いものになる。したがって水位は r だけ上昇させればよい。

r は現在までの地盤回復量0.75mである。

i) と同様に、実験初期水位は次式で示される。

$$\begin{aligned} d_{D, 1946} &= \text{T.P.} + 0.50 + r = \text{T.P.} + 1.25 \quad (\text{m}) \\ & \quad (34) \end{aligned}$$

(模型では T.P. + 1.786 cm)

(3) 現在地形の場合

現在の地形における津波が来襲した場合の須崎港の潮位および将来地形における津波が来襲するときの潮位は不明である。そこで津波が来襲するときの潮位はM.S.L.であると仮定した。

須崎港においては、M.S.L.はT.P.より0.08m高い。図-39は、現在地形における地盤高と水位の関係を示した図で、現在地形においても、i)地盤沈下が生じない、ii)地盤沈下が生じるの2ケースについて実験を行うことにした。

i) 地盤沈下が生じないとした場合

実験の初期水位 d_0 はM.S.L.である。したがって次式のようになる。

$$d_0 = \text{T.P.} + 0.08 \quad (\text{m}) \quad (35)$$

(模型床では、T.P. + 0.114 cm)

ii) 地盤沈下が生じるとする場合

1.2mの地盤沈下を表現するためには、水位を1.2m上昇させればよい。地盤沈下を考慮したときの初期水位を d_D とすると、 d_D は次式で示される。

$$d_D = \text{T.P.} + 0.08 + 1.2 = \text{T.P.} + 1.28 \quad (\text{m}) \quad (36)$$

(模型床では、T.P. + 1.83 cm)

4.4 津波防波堤に関する検討

(1) 津波防波堤の模型

津波防波堤の模型は、ベニヤ板で製作し、L字金具で模型床上に固定した。

防波堤の天端高は、津波が越流することのないよう、水面上約7mとした。湾口部における津波高はほぼ3mであるからT.P. + 7m程度の天端高を越流することはないと推測される。また、実験中、目視観測を続けたが津波が越流することはなかった。堤体幅は17.5mとした。(模型で5cm)

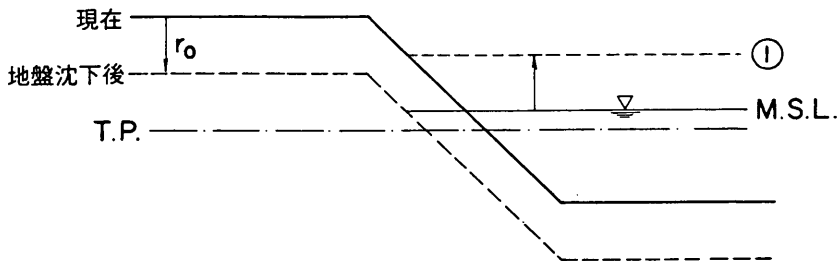


図-39 現在地形における初期水位の考え方

(2) 津波防波堤の位置

現在計画されている津波防波堤の位置および延長は、**図-6**に示したとおりである。

実験では、模型の長さを調整することにより簡単に防波堤模型の位置を変更することができる。そこで実験では、参考のために現在計画されている防波堤の法線を延長したケースについてもその効果を検討した。**図-40**は、実験で考慮した防波堤法線である。実線で示した防波堤1が計画津波防波堤である。西防波堤の延長は480mであり、東防波堤は200mの部分と740mの部分に分かれている。開口幅は230mである。

防波堤2は防波堤1の東側を50m延長して開口幅を180mとしたケースである。

防波堤3は、防波堤1の西側を130m延長して開口幅を200mにしたケースである。

防波堤4は防波堤1の西側を250m延長して東側を50m短縮し、開口部を防波堤1より東側へ向けることによって、津波の入射方向と開口部の向きが一致しないようにしたケースである。

(3) マウンドの模型

湾口に計画津波防波堤が建設される場合には、開口部の法堀防止のため捨石マウンドが作られる。マウンドの厚さは2mである。

防波堤開口部の水深は、マウンドの無い場合は、18mであるが、マウンドが完成すると16mになる。

模型実験では、基本的には開口部の捨石マウンドは考慮しなかった。しかし、マウンドによって水深が浅くなる影響を検討するために一部の追加実験ケースでは、マウンドを設置した。

模型実験では、厚さ3cmの鉛製重錘を開口部の模型床上に置いてマウンドの模型とした。この追加実験ケースでは、水位計測点数は本実験より少ない。

4.5 実験手法

(1) 津波高

津波高は、模型床上に設置した波高計で測定した。**図-41**に波高計による水位の計測点を示す。図の格子幅は一边が現地では350mに相当し、縦の格子線は南-北方向に一致している。

1946年当時の再現実験では、**図-41**で示した測点のうち1L、1、1R、2、3の5点に波高計を設置した。1L、1、1Rは基準線B・C・線上の点で、数値計算のP.11、P.12、P.13に相当する。2および3はP.14およびP.15に相当する。

入射波の規模が決定した後、本実験においては1~12の12ヶ所で水位を測定した。なおNo.12の波高計による計測点は**図-31**に示した〆久礼である。

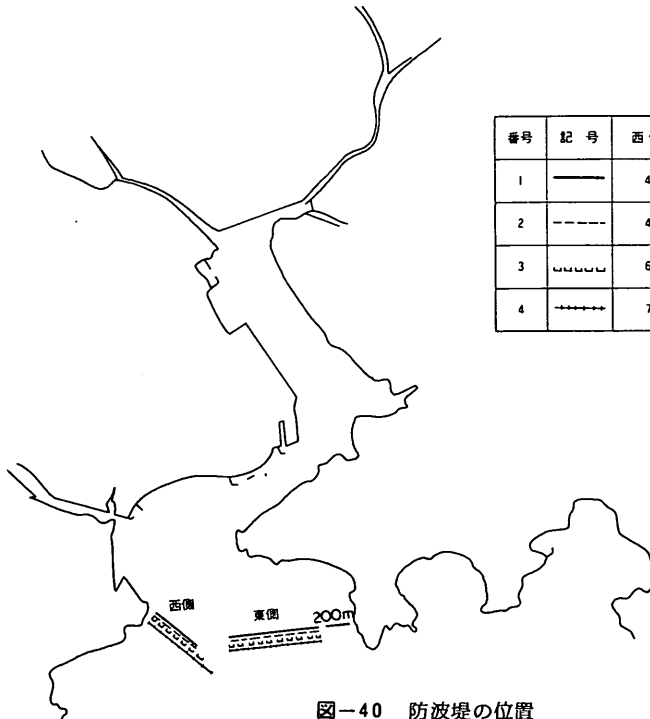


図-40 防波堤の位置

| 番号 | 記号 | 西側延長 | 東側延長 | 開口幅 |
|----|-------|-------|-------|-------|
| 1 | ———— | 480 m | 740 m | 230 m |
| 2 | ----- | 480 m | 790 m | 180 m |
| 3 | ~~~~~ | 610 m | 740 m | 200 m |
| 4 | +++++ | 730 m | 690 m | 230 m |

次に野見湾内の津波の挙動を詳細に調べるために行った追加実験ではN6, N7, N8, N9, N10, N11, で水位を計測した。N10はNo.4と同一点である。

No.4～11の波高計設置点の水深は浅いので、あらかじめ $2 \times 7 \times 10$ cmのステンレス製の箱を模型床上に埋めておき、上部を開けて波高計を差し込めるようにした。

これによって、波高計のセンサー部が干上がることを防ぐとともに、センサーを上下させるキャリブレーションを可能とした。

(2) 浸水高の測定

陸上部にそした津波の挙動を調べるために、昭和南海地震津波によって浸水した地域およびその周辺域で浸水高を測定した。浸水高は、地盤上から測った最高水位である。

測定方法は、岩崎ら⁵⁾が開発した手法を基本とし、若干の改良を試みた。以下に具体的に浸水高の測定方法を示す。

- i) $5 \text{ mm} \times 5 \text{ mm}$ の角棒(長さ 30 cm)を、硫酸第2鉄アンモニウムの水溶液につける。
- ii) 数分間浸した後、この角棒を乾燥機で十分乾燥させる。
- iii) フェロシアン化カリウムの粉末を角棒に強くこすりつける。
- iv) i)～iii)で作られた角棒を模型床上の小穴にたてる。このとき、地盤から上に出ていた部分のうち一番下の部分に印をつけておく。
- v) 実験中、浸水すると、角棒に塗られた2種類の薬品は化合してベルリンブルーとなり青く変色する。
- vi) 角棒を回収し、印から上の変色した部分の長さを測定する。

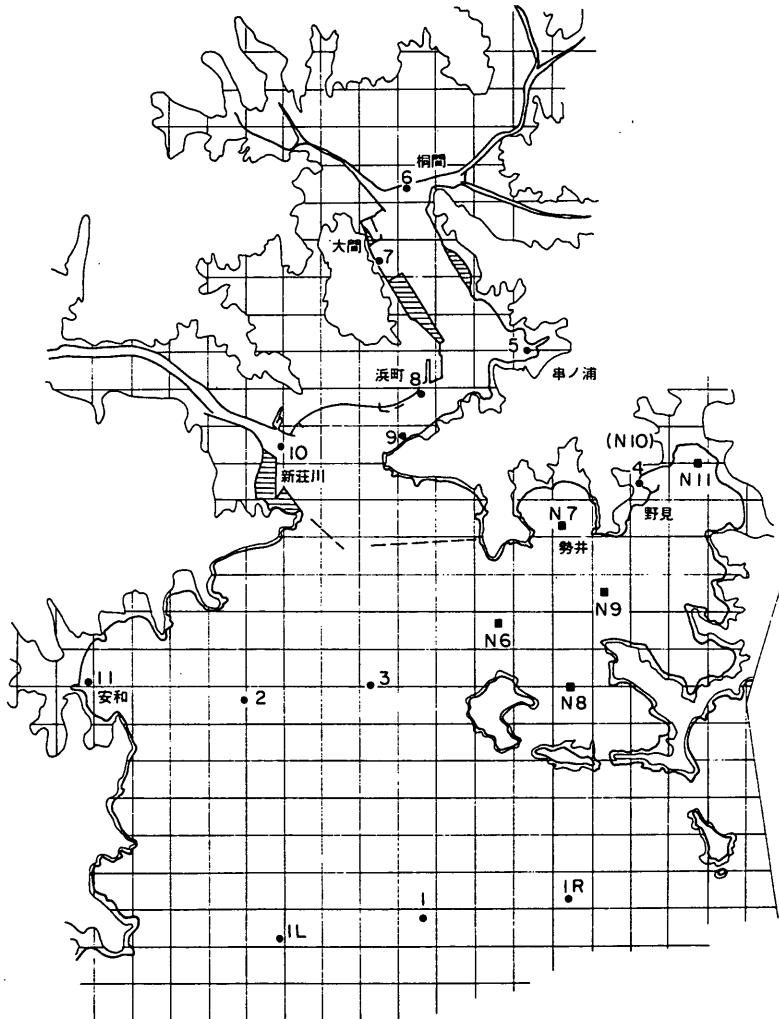
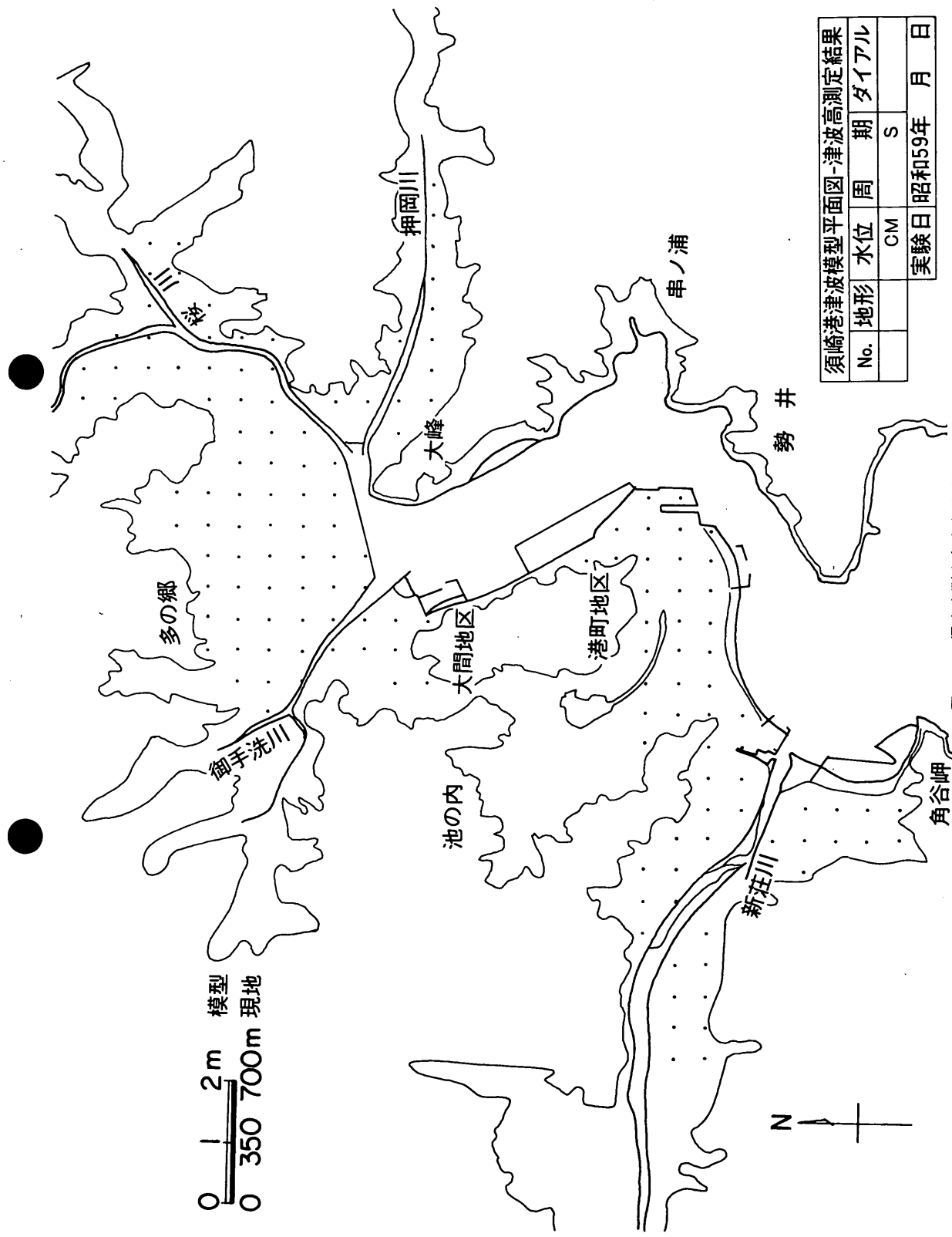


図-41 波高計設置点



| 須崎港津波模型平面図-津波高測定結果 | | | |
|--------------------|----|-------|-----|
| No. | 地形 | 水位 | 周期 |
| | | CM | S |
| 実験日 | | 昭和59年 | 月 日 |

図-42 浸水高測定点(実験結果整理図)

以上の手法を用いれば、多数の測定点で浸水高を容易に測ることができる。図-42は、浸水高測定結果整理図の一部で、●が測定点を示す。測点の総数は134点である。

(3) 流況の測定

津波の流況は、水面に浮かべたフロートの動きとして測定した。

フロートは直径5cm、厚さ1cmのプラスチック製の円盤である。実験場天井に10台のカメラをセットして、3秒間隔で1秒間シャッターを開放してフロートの軌跡を撮影した。これによって、ある時間に、フロートがどの方向へどれくらいの速さで移動しているかを読み取ることができる。

しかし、フロートの速度が、瞬間的に速くなる時が多く、移動速度を正確に読み取ることができなかった。また、個々のフロートの識別が非常に困難であったため、各時刻のある点における移動方向は判明しても、一個のフロートの動きを連続してとらえることができなかった。そこで、各時刻におけるフロートの移動方向から、全体

的なおよその流況だけをまとめた。

(4) 流速の測定

防波堤の設計にあたっては、津波の流速も重要な要素になる。そこで、防波堤開口部における流速を測定した。測定には2方向電磁流速計を用い流速計のx軸方向を南北方向に、y軸方向を東西方向に一致させた。図-43に流速計設置点を示す。流速計のセンサー部は現地換算値で水面下約4mに設置した。

なお、本資料では、模型実験での測定値は、フルード相似則に従って、現地での値に換算して整理している。

4.6 実験ケース

実験は、(1)入射津波の規模を決定するための再現実験、(2)南海地震津波に対する防波堤の効果を求める実験、(3)周期および振幅が昭和南海地震津波と異なる防波堤の効果を求める実験から成っている。表-6に実験ケースの一覧表を示す。表-6において、^{*}地形^{*}は、模型の地形が1964年当時のものか現在のものを示し、また防潮堤が前述した計画防潮堤天端高か仮想防潮堤天端高を示す。仮想防潮堤天端高を用いたときは^{*}仮想^{*}と記した。^{*}防波堤^{*}は、無印が防波堤未設置、1が計画防波堤建設時を示す。2~4はそれぞれ、図-40に示した防波堤の種類を示す。^{*}初期水位^{*}は、4.3で示した模型実験時の初期水位である。^{*}波の規模^{*}については後述する。

^{*}実験結果^{*}の項で^{*}津波高^{*}は水位計測点の位置を示し、suの記号のあるケースでは須崎港内を中心に水位を測定し、noの記号のあるケースでは野見湾内を中心に水位を測定している。su、noの両方が記されているケースは、両方の場合について実験をしている。^{*}浸水高^{*}の項に○印のついているケースでは浸水高を測定した。^{*}流況^{*}の項に○印のついているケースは、流況の測定を行ったケースである。^{*}回数^{*}は同一ケースの繰り返し回数を示し、2回の場合は平均をとった。^{*}備考^{*}では、マウンド模型および流速計の有無を示した。

(1) 昭和南海地震津波の入射波を設定するための再現実験

本実験は、数値計算で得られた津波波形と同一の水位変動が実験水槽内で生じるようまず起潮装置の入力信号を調整するために行った。

次に、信号の振幅を決定するために、表-6(1)に示したようなケースの実験を行い、実験で測定した浸水域と実測浸水高を比較した。初期水位が d_0 1946のケースは地盤沈下を考慮しないケースであり、初期水位が d_0 1946は地盤沈下を考慮したケースである。それぞれの初期水位の場合について、津波の振幅を4段階に変化させて、

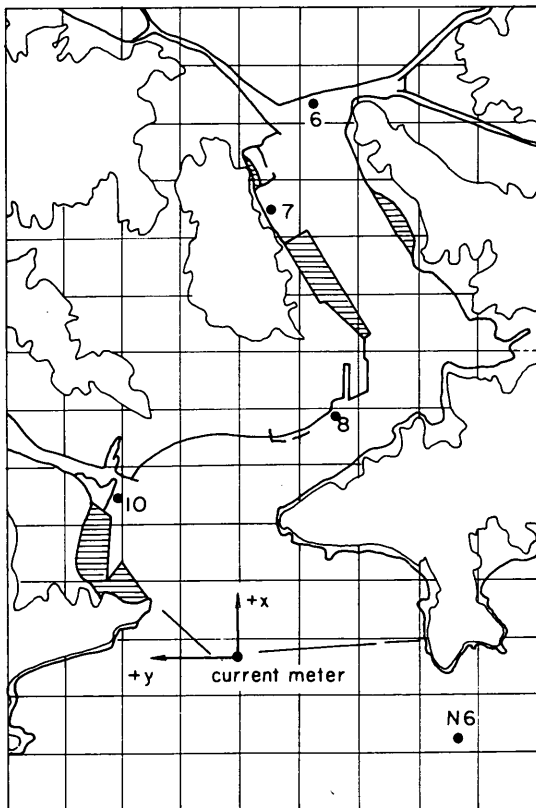


図-43 流速計設置点

表-6(1) 南海地震津波を対象とした実験

| No. | 入射波の種類 | 地形 | 防波堤 | 初期水位 | 波の規模 | 実験結果 | | | 回数 |
|-----|--------|---------|-----|------------|-------|------|-----|----|----|
| | | | | | | 津波高 | 浸水高 | 流況 | |
| 1 | 南海地震津波 | 1946年当時 | | d_0 1946 | L_0 | ○ | ○ | | 2 |
| 2 | " | " | | d_0 1946 | M_0 | ○ | | | 1 |
| 3 | " | " | | d_0 1946 | S_0 | ○ | ○ | | 2 |
| 4 | " | " | | d_0 1946 | P_0 | ○ | | | 1 |
| 5 | " | " | | d_D 1946 | L_D | ○ | ○ | | 2 |
| 6 | " | " | | d_D 1946 | M_D | ○ | | | 1 |
| 7 | " | " | | d_D 1946 | S_D | ○ | | | 1 |
| 8 | " | " | | d_D 1946 | P_D | ○ | ○ | | 2 |

表-6(2) 南海地震津波を対象とした実験

| No. | 入射波の種類 | 地形 | 防波堤 | 初期水位 | 波の規模 | 実験結果 | | | 回数 | 備考 |
|-----|--------|-----------------|-----|-------|-------|--------|-----|----|----|-------------------|
| | | | | | | 津波高 | 浸水高 | 流況 | | |
| 11 | 南海地震津波 | 現在 | | d_0 | L_0 | su, nō | ○ | | 2 | 流速計 |
| 12 | " | " | | d_0 | S_0 | su, nō | ○ | ○ | 2 | 流速計 |
| 13 | " | " | | d_D | L_D | su, nō | ○ | | 2 | |
| 14 | " | " | | d_D | P_D | su, nō | ○ | | 2 | |
| 15 | " | 仮想防潮堤 | | d_0 | L_0 | su | ○ | | 2 | |
| 16 | " | " | | d_0 | S_0 | su | ○ | | 1 | |
| 17 | " | " | | d_D | L_D | su | ○ | | 2 | |
| 18 | " | " | | d_D | P_D | su | ○ | | 1 | |
| 19 | " | 新荘地区のみ 仮想防潮堤 | | d_0 | L_0 | | ○ | | 1 | |
| 20 | " | " | | d_0 | S_0 | | ○ | | 1 | |
| 21 | " | " | | d_D | L_D | | ○ | | 1 | |
| 22 | " | " | | d_D | P_D | | ○ | | 1 | |
| 23 | " | 現在 | 1 | d_0 | L_0 | su, nō | ○ | | 2 | 流速計 |
| 24 | " | " | 1 | d_0 | S_0 | su, nō | ○ | ○ | 2 | 流速計 |
| 25 | " | " | 1 | d_D | L_D | su, nō | ○ | | 2 | |
| 26 | " | " | 1 | d_D | P_D | su, nō | ○ | | 2 | |
| 27 | " | " | 2 | d_0 | L_0 | su | ○ | | 2 | |
| 28 | " | " | 3 | d_0 | L_0 | su | | | 2 | |
| 29 | " | " | 4 | d_0 | L_0 | su | | | 2 | |
| 32 | " | 仮想防潮堤 | 1 | d_0 | L_0 | su | | | 2 | |
| 33 | " | " | 1 | d_0 | S_0 | su | | | 1 | |
| 34 | " | " | 1 | d_D | L_D | su | | | 2 | |
| 35 | " | " | 1 | d_D | P_D | su | | | 1 | |
| 36 | " | 新荘地区のみ 仮想防潮堤 | 1 | d_0 | L_0 | | ○ | | 1 | |
| 37 | " | " | 1 | d_0 | S_0 | | | | 1 | |
| 38 | " | " | 1 | d_D | L_D | | | | 1 | |
| 39 | " | " | 1 | d_D | P_D | | | | 1 | |
| 40 | " | 現在 | 1 | d_0 | S_0 | su | | | 2 | 防波堤開口部マウンド設置, 流速計 |
| 41 | " | " | 1 | d_0 | S_0 | su | | | 2 | 防波堤開口部マウンド設置, 流速計 |
| 42 | " | 仮想防潮堤 +1 | 1 | d_0 | L_0 | | ○ | | 1 | |
| 43 | " | 河川堤締切 | 1 | d_0 | L_0 | | ○ | | 1 | |

表一 6(3) 周期に対する防波堤の効果に関する実験

| No. | 入射波の種類 | | 地形 | 防波堤 | 初期水位 | 波の規模 | 実験結果 | | | 回数 | 備考 |
|-----|--------|----|----|-----|-------|------|--------|-----|----|----|----|
| | | 周期 | | | | | 津波高 | 浸水高 | 流況 | | |
| 51 | 規則波 | 30 | 現在 | | d_0 | B | su, nō | ○ | ○ | 2 | |
| 52 | " | 30 | " | | d_0 | C | su, nō | ○ | | 2 | |
| 53 | " | 40 | " | | d_0 | B | su, nō | ○ | ○ | 2 | |
| 54 | " | 40 | " | | d_0 | C | su, nō | ○ | | 2 | |
| 55 | " | 50 | " | | d_0 | B | su, nō | ○ | ○ | 2 | |
| 56 | " | 50 | " | | d_0 | C | su, nō | ○ | | 2 | |
| 57 | " | 60 | " | | d_0 | B | su, nō | ○ | ○ | 2 | |
| 58 | " | 60 | " | | d_0 | C | su, nō | ○ | | 2 | |
| 59 | " | 30 | " | 1 | d_0 | B | su, nō | ○ | ○ | 2 | |
| 60 | " | 30 | " | 1 | d_0 | C | su, nō | ○ | | 2 | |
| 61 | " | 40 | " | 1 | d_0 | B | su, nō | ○ | ○ | 2 | |
| 62 | " | 40 | " | 1 | d_0 | C | su, nō | ○ | | 2 | |
| 63 | " | 50 | " | 1 | d_0 | B | su, nō | ○ | ○ | 2 | |
| 64 | " | 50 | " | 1 | d_0 | C | su, nō | ○ | | 2 | |
| 65 | " | 60 | " | 1 | d_0 | B | su, nō | ○ | ○ | 2 | |
| 66 | " | 60 | " | 1 | d_0 | C | su, nō | ○ | | 2 | |

それぞれ浸水域を測定し、実測浸水域と最も良く一致する津波の振幅を2段階選んだ。

地盤沈下を考慮しない場合には各実験波の振幅を大きい順に L_0, M_0, S_0, P_0 とした。このうち、振幅 S_0 の波の湾口部における振幅が数値計算で求めた湾口部の振幅とはほぼ一致しており、 L_0, M_0, P_0 はそれぞれ S_0 の約 1.2, 1.1, 0.9 倍にあたる。後述するように、このうち、 L_0, S_0 の両方の津波を昭和南海地震津波を表すものと考えた。

地盤沈下を考慮した場合には津波の振幅を大きい順に L_D, M_D, S_D, P_D と変化させ、このうち、 L_D, P_D を採用した。

この再現実験は、(2)の実験を本実験とするなら、予備実験にあたるもので、ここで決定した津波信号を本実験で用いた。

(2) 南海地震に対する防波堤の効果を求める実験

この実験では、まず現在地形を用いて、(1)で求めた津波を作用させて、港内の津波高および浸水高を測定する。次に、港口部に防波堤模型を設置して津波を作用させる。そして、津波高および浸水高を測定し、防波堤模型のない場合と比較することによって防波堤の効果を調べた。津波来襲時の潮位はM.S.L. としている。

再現実験と同様に、地盤沈下を考慮しない場合と、地盤沈下を考慮する場合に分けて実験を行うが、地盤沈下を考慮しない場合には、再現実験においても地盤沈下を考慮しないとして求めた津波を作用させる。地盤沈下を考慮する場合には、再現実験においても地盤沈下を考慮して設定した津波を用いて実験を行う。

表一 6(2)に本実験の一覧表を示している。「波の規模」で示された記号は、再現実験における「波の規模」で示されている津波と同一のものを示す。

「地形」の項で、「新荘地区のみ仮想防潮堤」の表示のあるケースでは、模型床上の計画防潮堤天端高より新荘地区だけを高くしたケースである。4.2で示したように、模型床上に製作した計画防潮堤は実際の港湾計画で策定された天端高より新荘地区だけが低い。したがって「新荘地区のみ」高くすると、港湾計画の策定天端高と全域で一致する。

ほとんどの実験ケースでは、新荘地区のみが港湾計画で策定された天端高より低くなっているため、「新荘地区のみ仮想防潮堤」のケースを行うことにより、新荘地区の防潮堤天端高が実際より若干低いことが港内の津波高および浸水高にどれほど影響するかを調べることができる。

「仮想防波堤+1」の表示のあるケースは、防潮堤天端高を仮想防潮堤よりさらに1m高くしたケースである。「締切堤」は、桜川と押岡川の河口を水門あるいは締切堤によって閉じた場合を想定したケースを示す。

(3) 周期および振幅が南海地震津波と異なる津波に対する防波堤の効果を求める実験

南海道沖を震源とした地震によって発生した津波以外にも須崎港へ来襲する津波があり、近年ではチリ地震津波(1960)、日向灘地震津波(1968)がある。このような津波は振幅および周期が南海地震津波とは異なる。したがって、将来須崎港に來襲する津波としては、南海地震津波以外の津波も想定しなければならない。そこで、

規則波形の津波を作用させ、その周期と振幅を変化させた実験を行った。

表-6(3)に示すように、津波の周期は30分、40分、50分、60分と変化させた。津波の振幅は2通りとし、南海地震津波に匹敵するものと、その1/2程度のものとした。波の規模の項でBで示した津波は、湾口部の波高計No.2とNo.3の波高の平均 H_0 が5.2m、Cで示した津波は波高 H_0 が3mである。

全ケースについて、野見湾を中心に波高計を設置した追加実験を実施し、またBの津波については流況を測定した。なお、この規則波形の津波を用いた実験では地盤沈下については考慮せず津波来襲時の潮位はM. S. L.とした。

5. 湾口部における津波波形の設定

5.1 津波波形の決定

図-28の破線で示した波形が、水槽内で再現すべき昭和南海地震津波の目標波形である。図-28のP.12における波形を基本波形として起潮装置に対する入力信号とした。図-44は入力信号波形を示したもので、500秒間発信している。入力信号は一度データレコーダーに記録し、ローパスフィルターを通して起潮装置に入力する。図-44に示した入力信号を与えて起潮装置で津波起こし、水槽内のB.C.線上で津波波形を実測すると、図-44に示されるような水位変動は示さない。この原因として以下の事が考えられる。

i) 水槽側壁および起潮装置からの反射波の影響が生じる。

ii) 起潮装置内では入力信号に従って空気弁を開閉している。弁の開閉にはある程度の時間を要するので、周期の短い信号に対しては弁の動作が入力信号と対応しない。

iii) 水の慣性により、圧力変動と水位変動の位相が一致せず、特に始動時には高圧をかけても水位が簡単には変化しない。

そこで、入力信号を修正することによって目標波形になるべく近い津波波形が起きるように、津波波形を測定しながら入力信号を調整した。調整した主な点を図-44に従って説明する。

i) 第1波のマイナスのピーク値 a_{1-} を β 倍し、 $\beta \times a_{1-}$ となるようにする。

ii) 第1波の信号値のピーク値 a_{1+} を α 倍し、 $\alpha \times a_{1+}$ となるようにする。

iii) 第4波のマイナスのピーク値を β' 倍する。

以上の調整を繰り返して目標波形に最も近い津波波形が起きるようにした。図-45に、最終的に作成した津波波形を示す。図-45では、No.1, 2, 3において測定された津波の波形と数値計算で求めた津波波形を比較した。図-45には示されていないが、1L, 1Rの地点における実測津波波形には、水槽側壁からの反射波と思われる短周期成分が多く含まれる。これは、1L, 1Rの両点がNo.1より水槽側壁に近いためと思われる。

図-45に示すように、No.1, No.2, No.3における実測

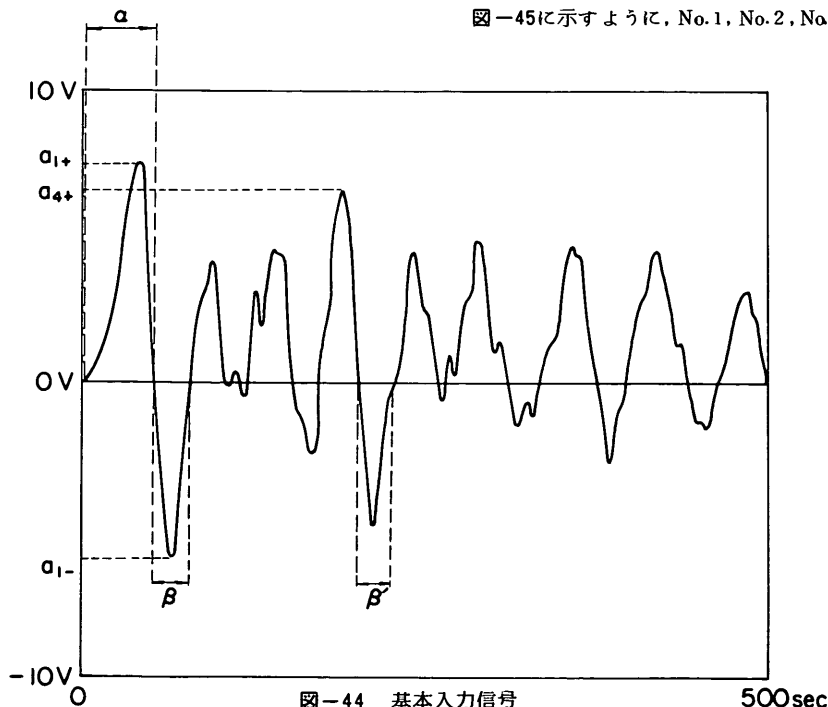


図-44 基本入力信号

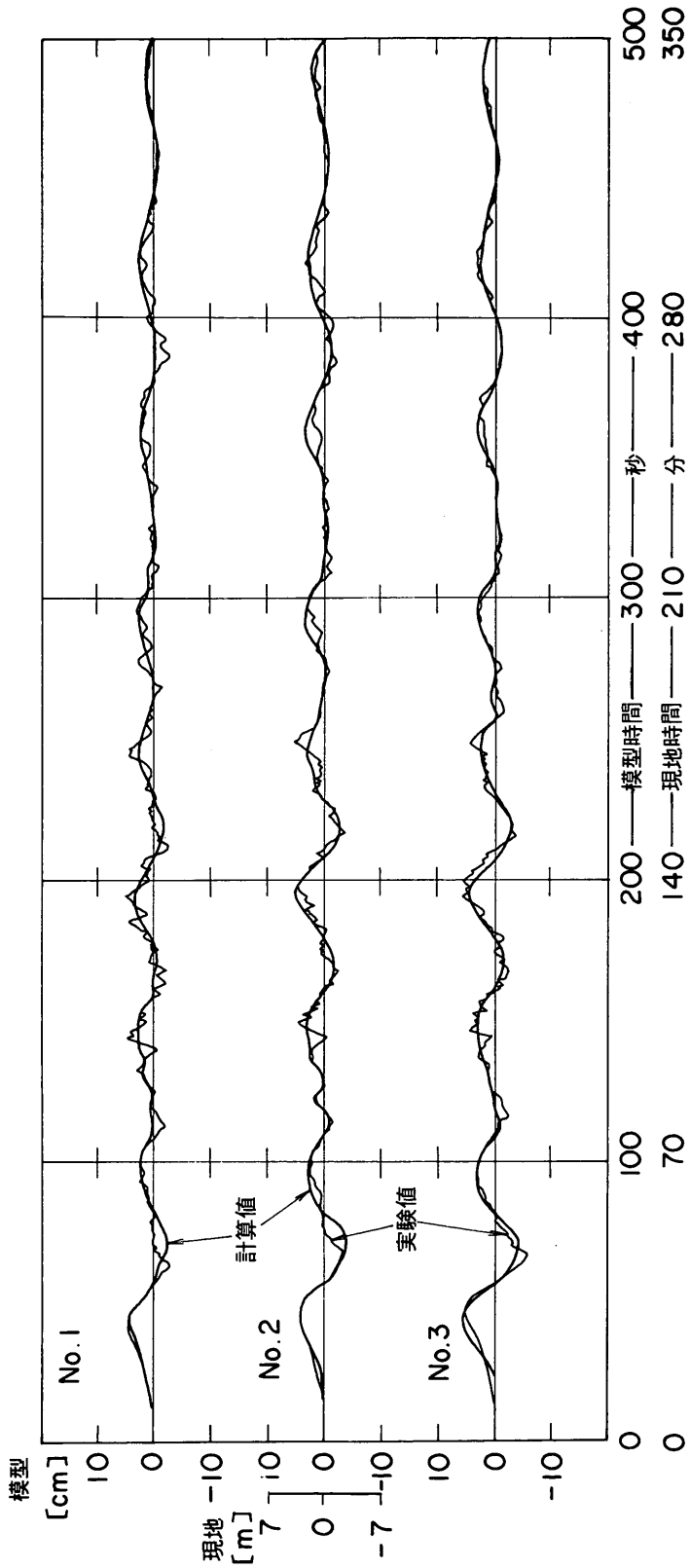


図-45 計算で求めた津波波形と、実験で得られた津波波形の比較

波形は、小さな短周期成分を含んでいるもののはば目標とする計算で求めた津波波形と等しい。そこで、図-45に示した波形を本実験における昭和南海地震津波の湾口部における波形とした。

5.2 津波波形の振幅の決定

図-45で示した実測波形は計算で求めた目標波形とその振幅がほぼ一致している。

数値計算では、地形は格子地形とする、海・陸境界で津波は完全反射する等の仮定をしているので、実験に用いる津波の振幅を数値計算では求めずに、昭和南海地震津波のときに実測された浸水域と、実験で測定された浸水域が一致するように入射津波の振幅を調整することにした。

(1) 地盤沈下を考慮しない場合

まず、地盤沈下を考慮しない場合の津波波形の振幅を設定するために、1946年当時でも地盤沈下は生じなかったものとして、昭和南海地震津波の再現実験を行った。表-6に示したように、実験の初期水位は $d_{0, 1946}$ とし、津波の振幅を4段階に変化させて再現実験を行った。この時に与えた信号をその振幅が大きいものから順に L_0 、 M_0 、 S_0 、 P_0 とし、発生させた津波をそれぞれWAVE L_0 、WAVE M_0 、WAVE S_0 、WAVE P_0 とした。振幅を決めるときには、測定された津波波形の振幅が計算波形の振幅とほぼ等しくなるものを S_0 とし、 L_0 、 M_0 、 P_0 はそれぞれ、 S_0 の1.2、1.1、0.9倍に設定した。信号発生時間は500秒間とする。これは現地時間に換算すると5時間40分にあたる。

実験ケースの番号は、表-6(1)に示したケース1~4にあたる。模型床における津波の浸水域は、数人で目視観測し、その平均を採用した。

図-46は、湾口部の1L、1、1R および2、3の測点における最大津波高を示した図で、縦軸の基準は初期水位である。測点No.2、No.3の最大津波高 h_{max} の平均値は、WAVE L_0 の場合3.90 m、WAVE M_0 のとき3.58 m、WAVE S_0 で3.23 m、WAVE P_0 が2.70 mである。数値計算では、No.2、No.3における h_{max} の平均値は3.50 mである。したがって、WAVE S_0 の振幅が計算波形の振幅と等しくなるように信号を調整したけれども、正確に測定すると、津波の規模は、WAVE L_0 のそれが計算値より大きく、 M_0 がほぼ同じであった。WAVE S_0 、 P_0 の規模は計算値より小さかった。

なお、No.1では、WAVE M_0 と、WAVE S_0 の h_{max} を比較すると、WAVE S_0 の方が大きくなっており他の測点とは逆の結果になっている。この原因はよくわからない。

図-47は、WAVE L_0 、 M_0 、 S_0 、 P_0 の津波を作用させたときの実験で求めた須崎港周辺域における浸水域を示している。太い実線が資料2（南海大震災誌）に示された実測浸水域、太い破線が資料1（水路要報）に示された実測浸水域を示しているWAVE L_0 、 M_0 、 S_0 、 P_0 による浸水域はそれぞれ細実線、細破線、細一点鎖線、点線で示している。

多ノ郷地区では実測浸水域と実験で求めた浸水域とはよく一致し、また、WAVE L_0 、 M_0 、 S_0 、 P_0 間の相違もほとんど生じていない。この原因は以下のように考えられる。

多ノ郷地区は、地盤高が低く5 m以下である。0 m以下の土地も広い。したがって、防潮堤を津波が一度越流すれば、越流量の多少にかかわらず浸水域は多ノ郷地区を囲む山際まで広がってしまう。

多ノ郷地区以外では、津波の規模が異なるとその浸水域も相違し、また、実測浸水域と異なった浸水域を示すものもある。特に、図-47の④~⑥の四角で囲んだ地域においてその相違が顕著である。そこで、④~⑥において浸水域を検討し、実測域と最も一致する津波を選定することにした。

④の新莊川流域では、水路要報に示された実測浸水域は実験結果よりかなり大きい。しかし、南海震災誌に示された浸水域はWAVE L_0 のそれより小さく、WAVE M_0 、WAVE S_0 のそれとはほぼ等しい。

⑤の浜町地区では、実験で求めた浸水域はいずれも実測域より大きい。ただし浜町地区は市街地に相当し、多数の家屋によって、津波の浸水域の広がりがある程度食い止められたことが推測できる。したがって、模型床上には家屋等に相当する突起がないため実験結果が実測域より大きくなる傾向にあるのはやむを得ない。

⑥の押岡川流域では、南海震災誌に示された実測域はいずれの実験結果よりも大きい。水路要報による実測域はWAVE L_0 、 M_0 、 S_0 のそれとはほぼ同程度である。

以上の考察から、④新莊川流域で、実測域のなかで大きい方にあたる水路要報に示された実測域と、実験結果を一致させようとするなら、WAVE L_0 より規模の大きな津波を発生させなければならない。しかし、WAVE L_0 以上に規模の大きな津波を作用させると、⑤浜町において、実験結果が実測域よりかなり大きなものになってしまう。

したがって、実測浸水域と実験による浸水域がほぼ一致すると見なし得る津波のうち最大のものとしてWAVE L_0 を採用した。

次に、WAVE P_0 の浸水域は、④と⑥の地域で実測域

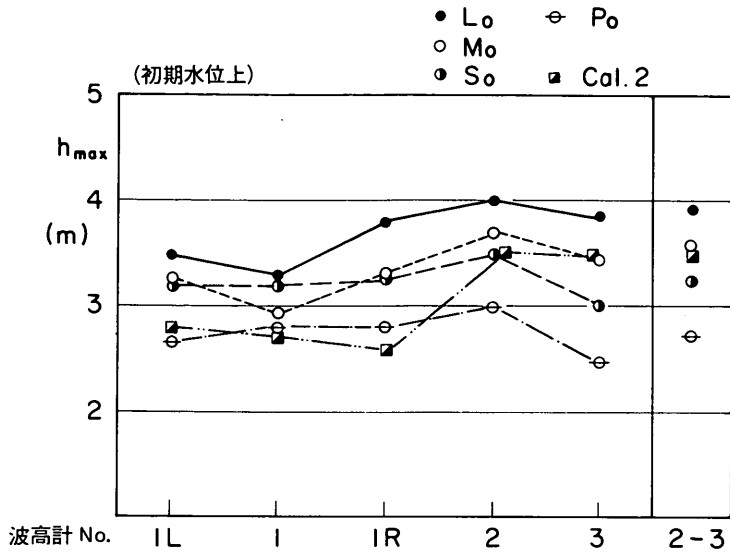


図-46 湾口部における最大津波高

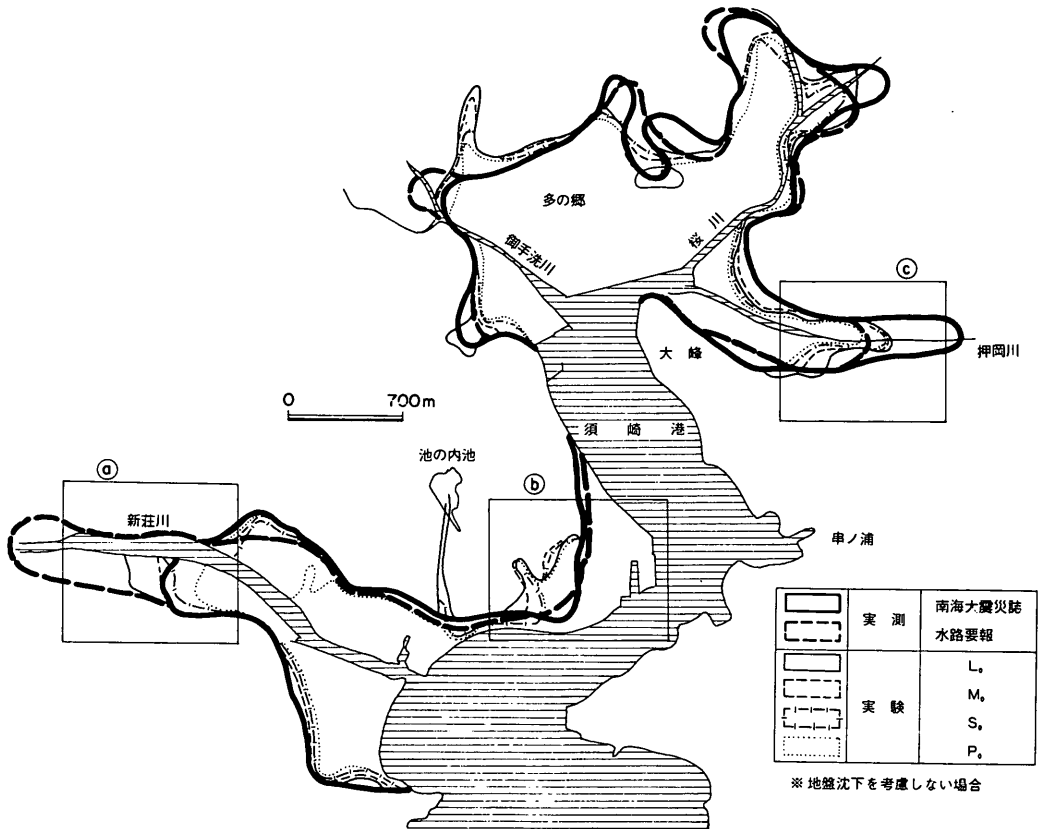


図-47 浸水域の比較

より小さくなってしまいますので、実測浸水域と実験結果がほぼ一致すると見なし得る津波のうち最小のものとして WAVE S_0 を採用した。

(2) 地盤沈下を考慮した場合

将来、地震が生じた場合、須崎港およびその周辺全域で 1.2 m の地盤沈下が発生するものと仮定したときの、津波波形の振幅を設定するための再現実験を行った。このときには、1946 年当時も、全域で一様に 1.2 m の沈下が生じたものと仮定して、実験の初期水位を 1.2 m 高くしている。実験ケースは、表-6(1)のケース 5~8 である。津波の振幅は 4 段階に変化させ、振幅の大きい順に WAVE L_D , M_D , S_D , P_D とした。WAVE L_D の振幅は、地盤沈下を考慮しない場合の WAVE S_0 の振幅と同程度である。

図-48は、測点 No. 1, 1L, 1R, No. 2, No. 3 における最大津波高 h_{max} を示している。No. 2~No. 3 の平均値は、WAVE L_D が 3.25 m, WAVE M_D が 2.75 m, WAVE S_D が 2.60 m, WAVE P_D が 2.23 m である。

図-49は、地盤沈下を考慮した場合の、実測浸水域と WAVE L_D ~ P_D を作用させたときの浸水域を比較した図である。

地盤沈下を考慮しない場合と同様に、㉔~㉖の 3 地域で浸水域を比較する。㉔新莊川流域では、WAVE L_D , WAVE M_D による浸水域は、水路要報で示された実測域より小さく、南海震災誌による実測域より大きい。WAVE S_D , WAVE P_D による浸水域は南海震災誌による実測域とほぼ等しい。

㉕の浜町地区では、地盤沈下を考慮しない場合と同様に、実験による浸水域は、実測域より大きくなる傾向にある。したがって、WAVE L_D 以上に規模の大きな津波を発生させることはできない。

㉖の押岡川流域では、いずれの実験による浸水域も、南海震災誌による実測域よりわずかに、大きいですが、水路要報による浸水域に比べるとかなり小さい。

以上のことから、実測浸水域と実験による浸水域が一致すると見なし得る津波のうち、最大の津波と最小の津波として WAVE L_D と WAVE P_D を採用した。

5.3 実験波の検証

(1) 津波高の比較

5.2 で決定した実験で採用する昭和南海地震津波の波形は、実測浸水域と実験で得られる浸水域が一致するように設定したものである。ここでは、港内の津波高が痕跡高とどの程度一致するかについて検討した。

図-50は、実験で測定した最大津波高と、痕跡高の比較図である。図-50(1)が地盤沈下を考慮しない場合、図

-50(2)が地盤沈下を考慮した場合を示している。なお、津波高の基準は M. S. L. である。丸印が実験値、楕印が痕跡高を示し、参考のために計算値を Δ で示した。横軸の地名の上部に付いている数字は、図-42で示した水位計測点の番号を示している。

痕跡高は、箕越で 5.2 m となっている以外は、須崎港内では 3.7 m~4.0 m 程度である。計算値は、桐間から大間にかけての湾奥部では痕跡高より 1.3 m 程度大きい。浜町、箕越の港口付近では 0.7~1.8 m 痕跡高より小さい。これは、計算では津波のそ上が考慮されていないので、津波のエネルギーが沿岸へのそ上によって失われることなく湾奥まで達するためと思われる。

図-50(1)で示した地盤沈下を考慮しない場合には、WAVE L_0 の h_{max} は桐間で 5.04 m で痕跡高より 1.3 m 程度大きい。WAVE S_0 の h_{max} は 4.13 m で同様に痕跡高より 0.4 m 程度大きい。すなわち、地盤沈下を考慮せずに、実測浸水域と実験による浸水域を比較して設定した実験波は、実際に生じた津波の規模よりやや大きいことがわかる。

図-50(2)で示した地盤沈下を考慮した場合には、桐間における WAVE L_D の h_{max} は痕跡高とほぼ等しい。WAVE P_D の桐間における h_{max} は痕跡高より 0.6 m 小さくなっている。

したがって、地盤沈下を考慮して設定した津波の規模の方が、実際の昭和南海地震津波の規模とよく一致するようである。また、須崎港内で一様に 1.2 m の地盤沈下が生じたとする考え方が適切であったことがわかる。

実験で得られた最大津波高の分布は計算結果よりも、実測痕跡高の分布によく一致している。これは模型実験では津波のそ上、越流等を再現できるので、数値計算よりも、実際の津波の状況をよく再現できることを示している。

(2) 1946 年当時の浸水高

1946 年当時の昭和南海地震津波による浸水高について明確に記録した資料はない。そこで、再現実験の結果を用いて、昭和南海地震津波による浸水高を推測した。

図-51は、模型実験で求めた昭和南海地震津波の須崎における浸水高である。図-51(1), (2)はそれぞれ、地盤沈下を考慮しないときの WAVE L_0 , および S_0 による浸水高を示す。多ノ郷においては、WAVE L_0 , および S_0 ともに、浸水高が 6 m 程度になっている。浜町地区では、WAVE L_0 で最大 4 m, WAVE S_0 で 3.5 m である。新莊川周辺では、WAVE L_0 で 5.6 m, WAVE S_0 で 4.9 m である。

図-52(3), (4)はそれぞれ、地盤沈下を考慮した場合の WAVE L_D , および P_D による浸水高を示している。新莊川の河口付近において WAVE P_D による浸水高の最大値

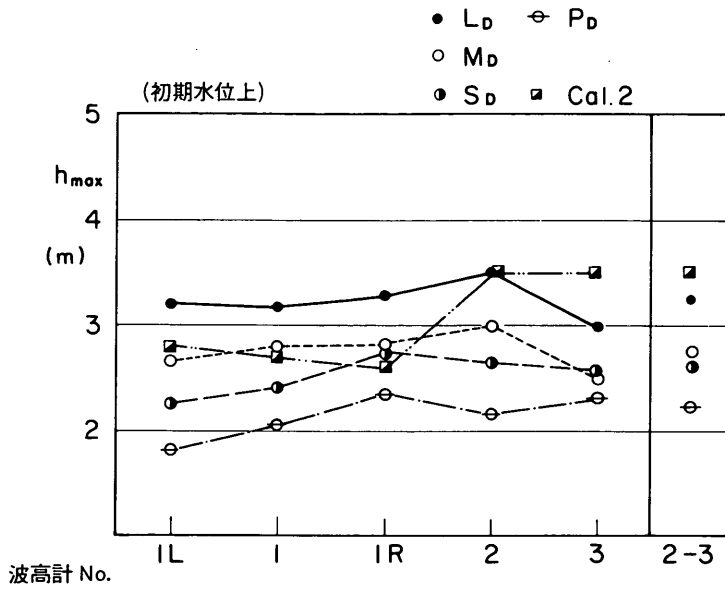


図-48 湾口部における最大津波高(地盤沈下を考慮した場合)

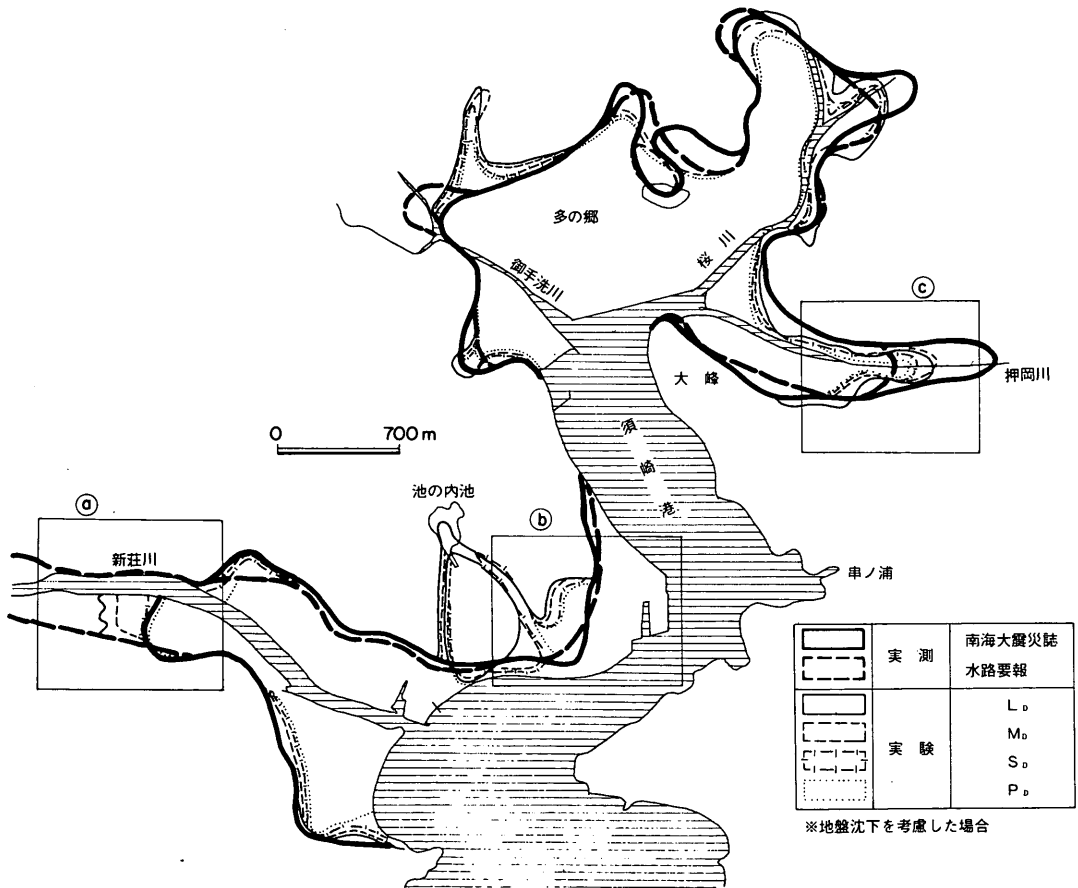
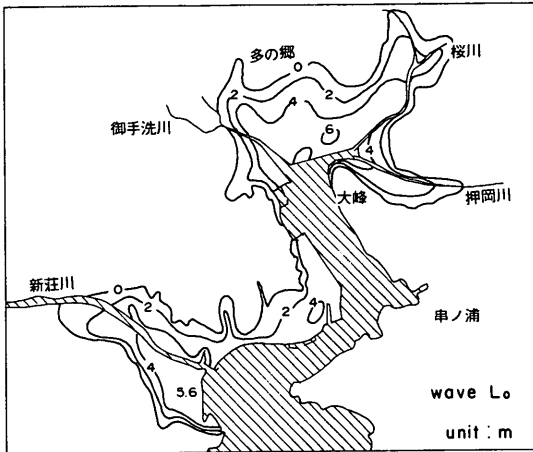
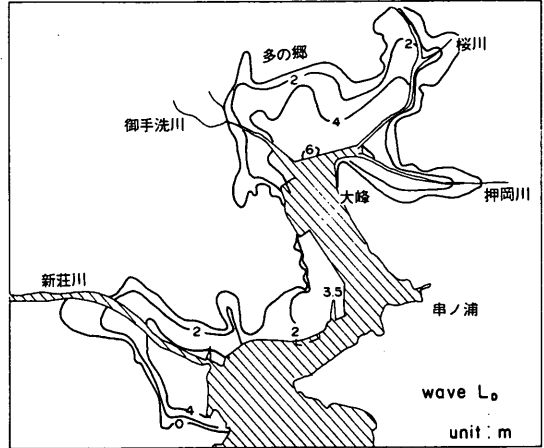


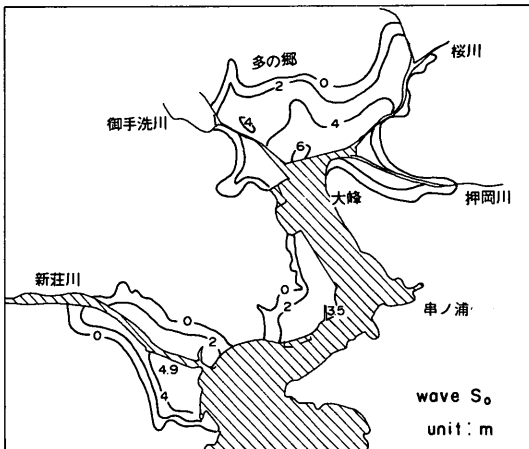
図-49 浸水域の比較(地盤沈下を考慮した場合)



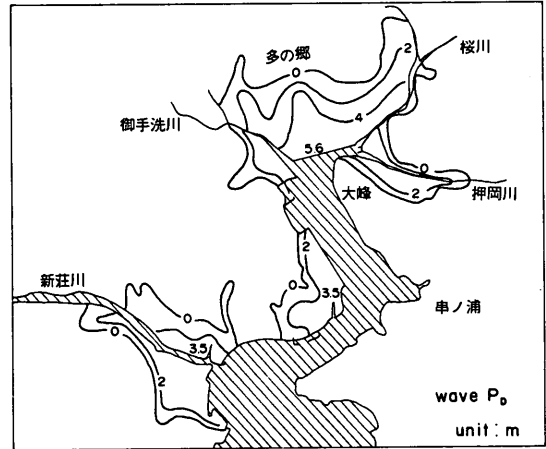
(1) 地盤沈下を考慮しない場合 (WAVE L_0)



(3) 地盤沈下を考慮した場合 (WAVE L_D)



(2) 地盤沈下を考慮しない場合 (WAVE S_0)



(4) 地盤沈下を考慮した場合 (WAVE P_D)

図-51 1946年当時の地形における浸水高

は 3.5 m, WAVE L_D は、4 m 程度である。

図-51では、須崎港東岸の大峰、申ノ浦地区の周辺では浸水高を示していない。これは、須崎港東岸は、海岸のすぐ背後に山があり、浸水域が西岸に比べて非常に小さく実験では測定できないためである。

6. 現況地形における津波

本章では、現況の地形において、昭和南海地震津波と同じ津波が須崎港およびその周辺に襲った場合を想定

して、須崎港内の最大津波高、浸水高および流況を模型実験で調べた。

5.で検討したように、現況地形においても地震後、地盤沈下が全く生じないとした場合および一様に 1.2 m の地盤沈下が生じると仮定した場合の両方の場合について津波の実験を行った。表-6(2)のケース一覧のうちケース11~22が本章で説明する実験ケースである。

地盤沈下を考慮しない場合の実験の初期水位は d_0 であり、WAVE L_0 および S_0 を作用させた。地盤沈下を考

慮した場合の実験の初期水位は d_D であり WAVE L_D , および P_D を作用させた。

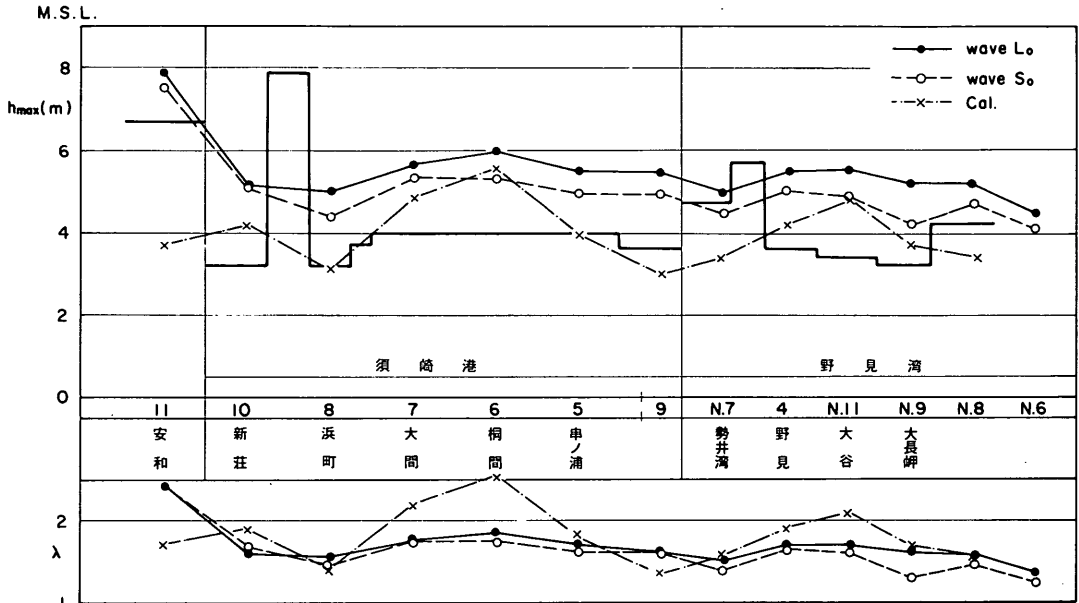
津波来襲時の潮位は年平均海面 (M.S.L.) とし, 津波高は M.S.L. を基準として表した。浸水高は地盤から

の高さで表した。

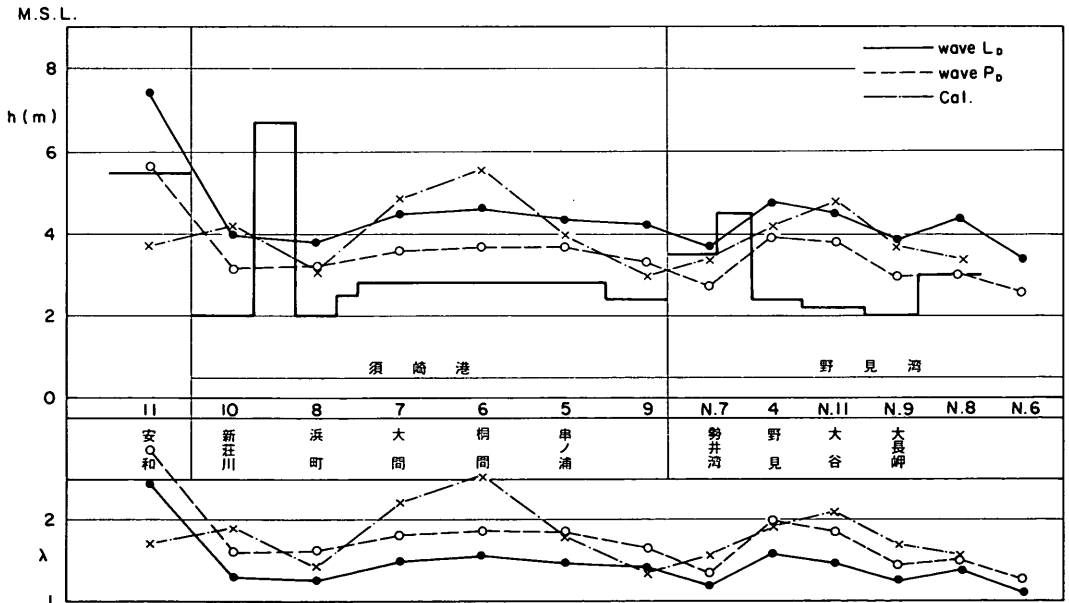
6.1 現況地形における津波高

(1) 最大津波高の分布

現況地形における最大津波高 h_{max} の分布を図-52に



(1) 地盤沈下を考慮した場合



(2) 地盤沈下を考慮した場合

図-52 現在地形における最大津波高の分布

示した。図-52(1)は、地盤沈下を考慮しない場合の実験結果を示し、実線がWAVE L_0 、破線が WAVE S_0 を作用させたときの値である。参考のために数値計算による津波高を一点鎖線で示した。太実線で階段状に描かれた線は、その地区における防潮堤天端高を示している。野見湾内は、模型実験では防潮堤を設置していないが、参考のために野見漁港および中ノ島漁港の計画に示されている計画天端高を示した。

地名上の番号は図-41で示した波高計設置点の番号を示す。

図-52(1)および(2)の下段の λ は、港内における津波の増幅率(津波増幅率)を示し、各測点の最大津波高 h_{max} を港外のNo.1における最大津波高で割った値である。

図-52(1)の地盤沈下を考慮しない場合、港内の最大津波高は、WAVE L_0 で5~6 m程度、WAVE S_0 で4.4~5.3 m程度である。参考のために示した数値計算結果によると津波高は港口部で3.0 m程度であるのに、港奥の桐間で5.6 mとなり港口と港奥の差が大きい。これは、計算では津波のそ上を考慮していないために湾奥へ津波のエネルギーが集中するためと思われる。

図-52(1)から判かるように、実験によると、浜町~新莊間の富士ヶ浜を除いて港内全域で h_{max} は防潮堤天端高より大きい。WAVE L_0 の場合、最大津波高は、防潮堤天端高より浜町で1.8 m、桐間で2 m大きくなっている。WAVE S_0 の場合には、それぞれ1.2 m、1.3 m防潮堤天端高より大きくなっている。

野見湾においても、勢井湾東地区を除いて最大津波高は防潮堤天端高より大きくなっている。たとえば、No.4の測点では、WAVE L_0 、と S_0 のそれぞれの場合、最大津波高は、防潮堤天端高よりそれぞれ1.9 m、1.4 m高くなっている。

港内の津波増幅率 λ は、WAVE L_0 の場合、浜町で1.55、桐間で1.86である。WAVE S_0 の場合、浜町で1.47、桐間で1.75になる。 λ はWAVE L_0 と S_0 では0.1程度しか差がないので平均をとってみると、港内における津波増幅率は1.5~1.8程度になった。野見湾における津波増幅率は1.4~1.7程度である。

図-52(2)は、地盤沈下を考慮した場合の実験結果を示し、実線がWAVE L_D 、破線がWAVE P_D を作用させたときの津波高を示す。細実線で示されたM.S.L.上の防潮堤天端高は図-53(1)と比較すると1.2 m低くなっている。

図-52(2)の地盤沈下を考慮した場合にも、同様のことが言える。たとえば、桐間における最大津波高は、WAVE L_D で4.6 mとなり防潮堤天端高より1.8 m大きく、WAVE P_D では3.7 mとなり防潮堤天端高より0.9 m大きくなっ

ている。

津波増幅率 λ は、WAVE L_D とWAVE P_D の場合の間で差があり、WAVE L_D の方が0.3程度小さくなっている。

なお、安和(No.11)における最大津波高は港内比べて非常に大きくなっており、図-52(1)のWAVE L_0 では7.85 m、WAVE S_0 でも7.50 mとなっている。痕跡高が3.91 m、計算値が3.70 mであることから、実験値だけが非常に大きくなっているのは、模型実験の特性が原因となっていると思われる。これについては、後章でまとめて検討する。

(2) 水位の経時変化

図-52だけでは、津波の規模と、その変化を適確に示すことはできない。図-52で示した h_{max} は約5時間40分実験した中での最大値であり、第何波目に最大値が生じるか、防潮堤を越流する時間はどのくらいかについて検討しておかなければならない。

図-53は、各点における水位の経時変化図である。図-53の縦軸は水位(M.S.L.上)を示し、横軸は時間を示す。ただし、時間 t' は、波の計測を開始した時点をもとにする相対時間である。横軸と平行な破線は、その地区における防潮堤天端高を示す。したがって、水位が防潮堤天端高を越えれば、津波が越流したとみなすことができる。図-53では斜線をつけた部分が越流をした部分にあたる。

図-53の経時変化図で、負の値で一定値となっている部分は、その間、引波により海底面が露出していることを示す。図では270分しか表示していないが、各点における最大津波高は270分以内に生じており270分以降は、津波波高はしだいに減衰している。

図-53(1)は、地盤沈下を考慮しない場合のWAVE L_0 を作用させたときの各測点における経時変化図である。図-53(2)はWAVE S_0 を作用させたときの経時変化図で、図-53(1)、(2)とも全ての波高計における測定結果を示している。

図-53(3)、(4)は、地盤沈下を考慮したときの実験結果で、それぞれWAVE L_D 、WAVE P_D を作用させた場合を示す。図-53(3)、(4)では、野見(No.4)、桐間(No.6)、浜町(No.8)および新莊(No.10)の4点における水位の経時変化図を示した。

図-53(1)のWAVE L_0 の場合には、港内のNo.5~No.10における津波の平均周期は40分程度である。270分間に津波は7波来襲しており、第1波、第3波、第4波が大きい。第1波から第6波まで、いずれの波が来襲したときも各波のピークは防潮堤天端高より高い。第3波では、主峰以外にも分裂した峰が波形に見られる。これは沿岸

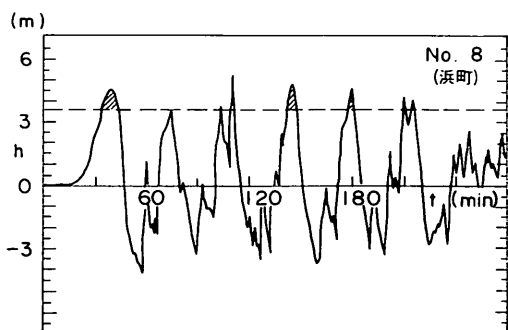
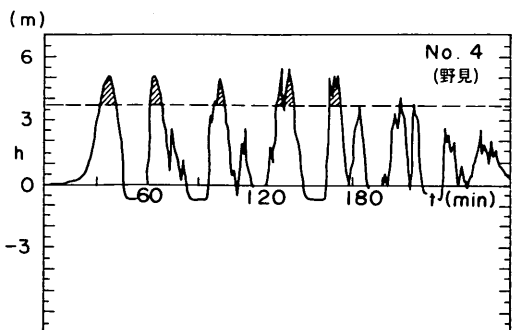
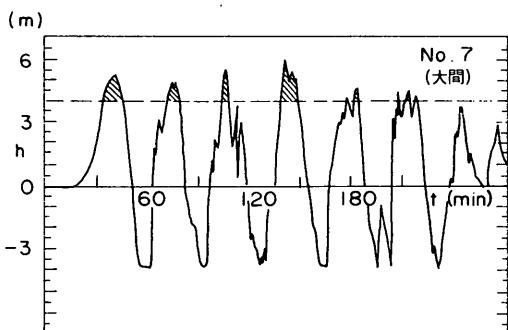
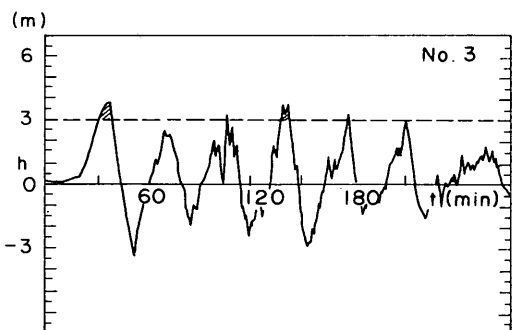
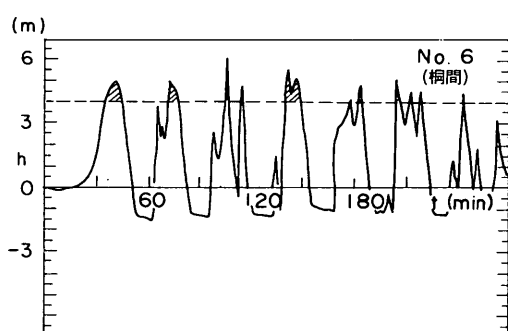
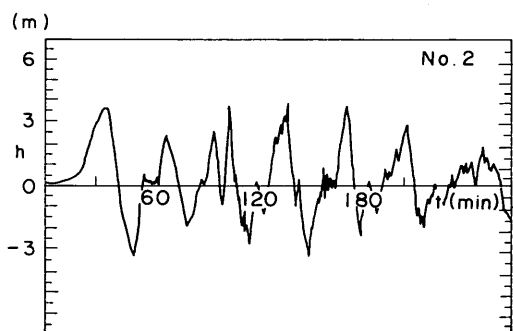
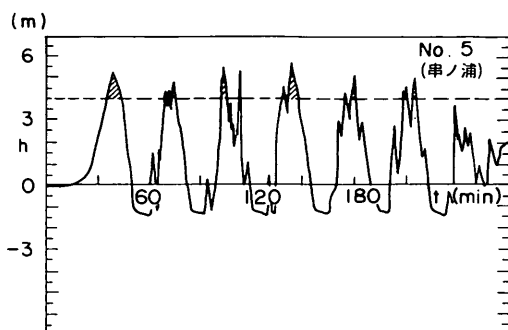
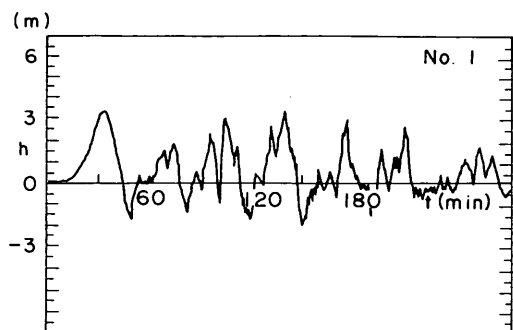


図-53(1) 現在地形における水位の経時変化(地盤沈下を考慮しない場合, WAVE L₀)

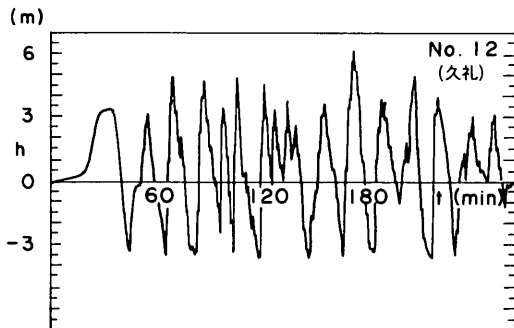
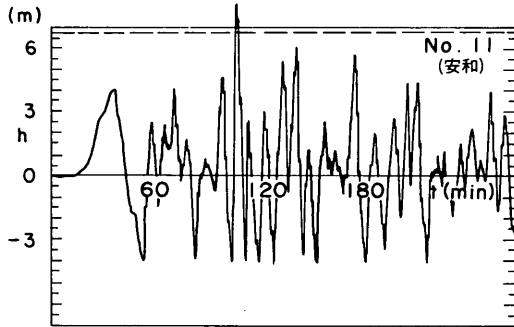
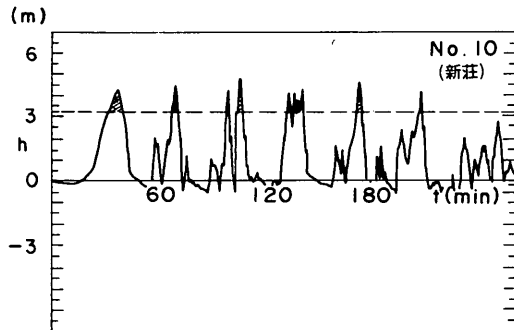
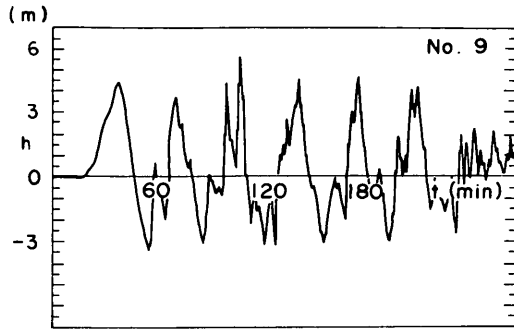
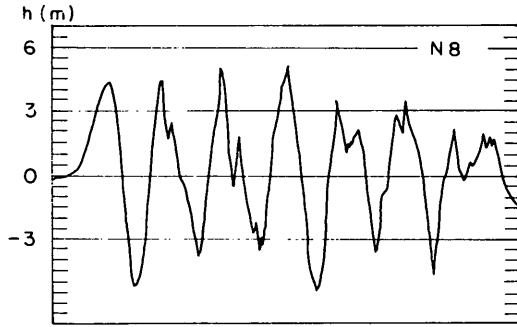
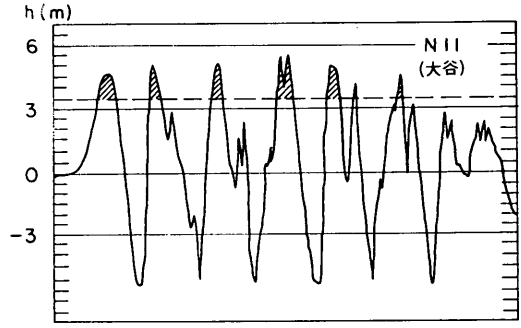
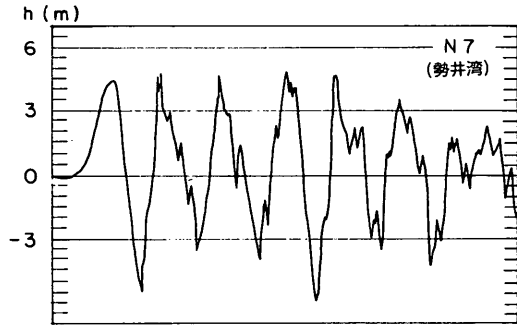
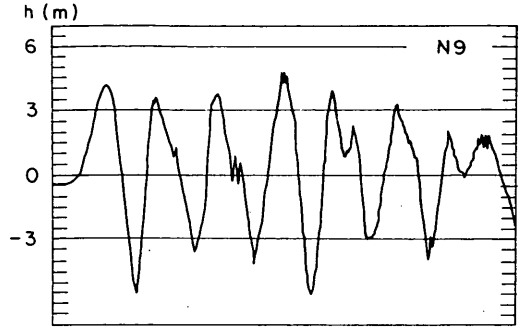
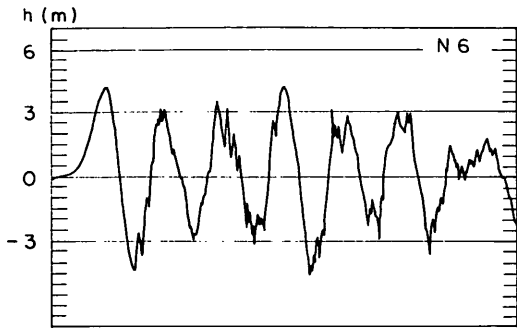


図-53(1)



☒-53(1)

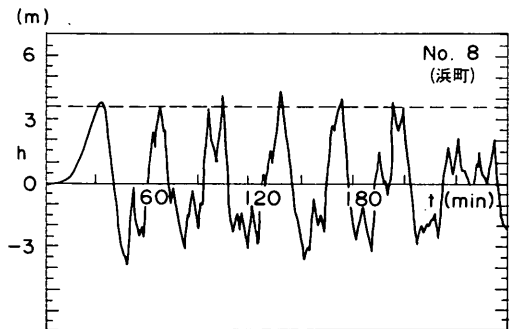
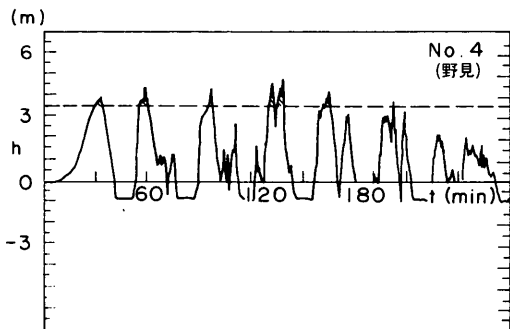
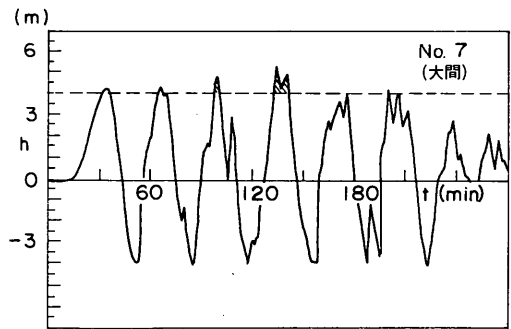
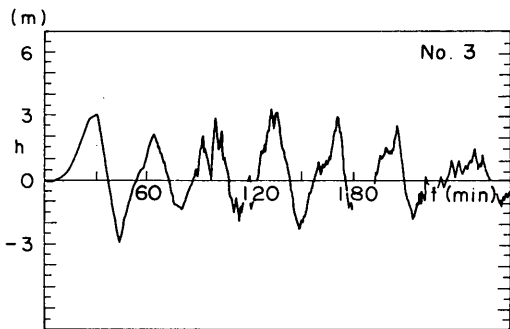
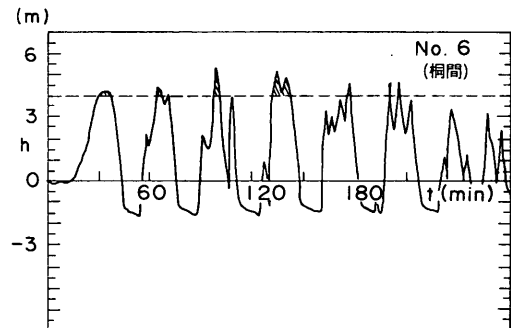
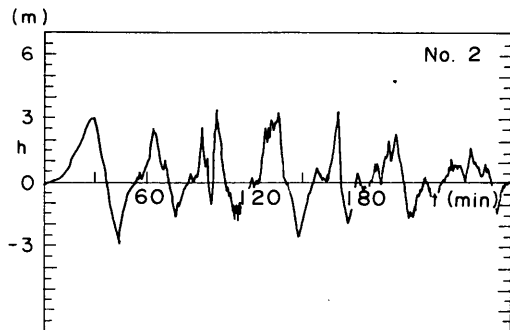
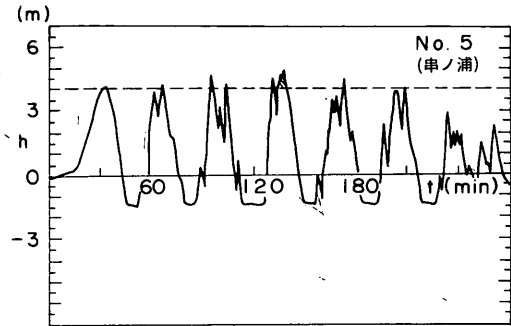
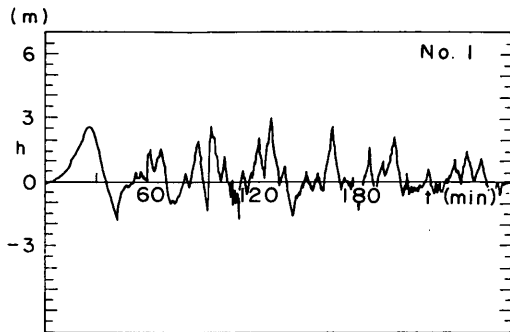
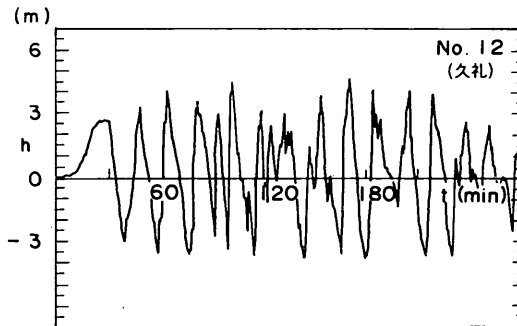
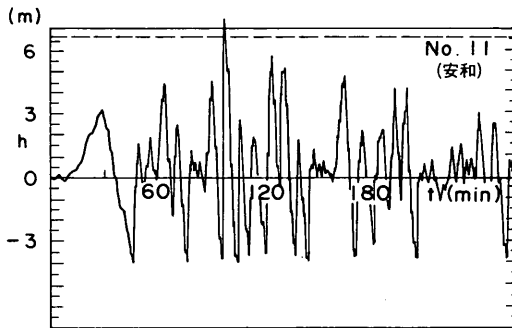
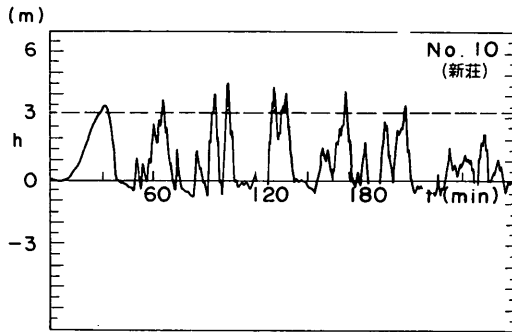
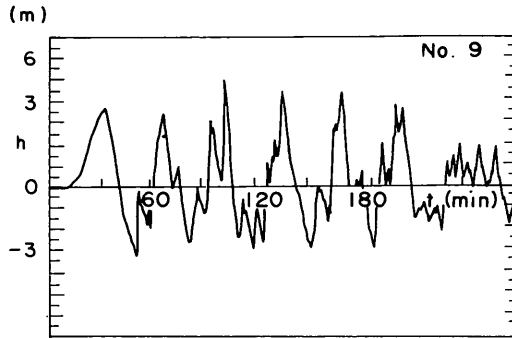
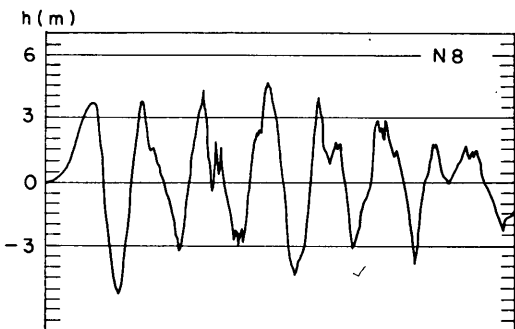
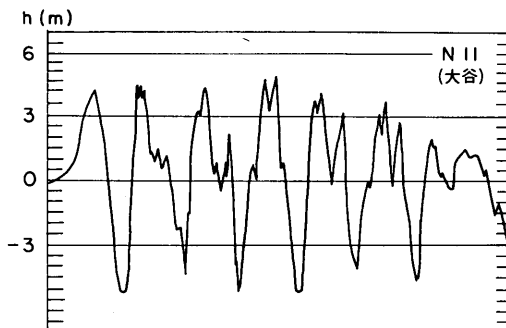
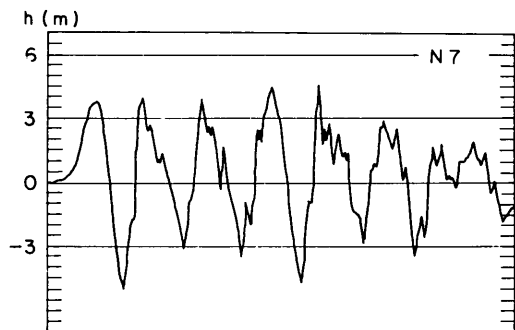
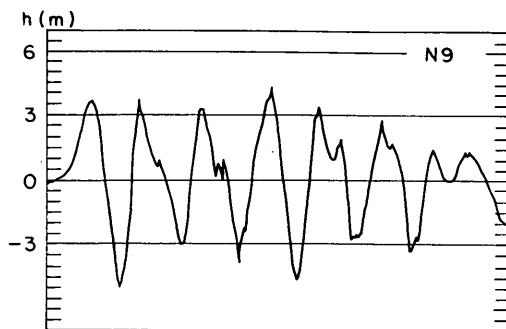
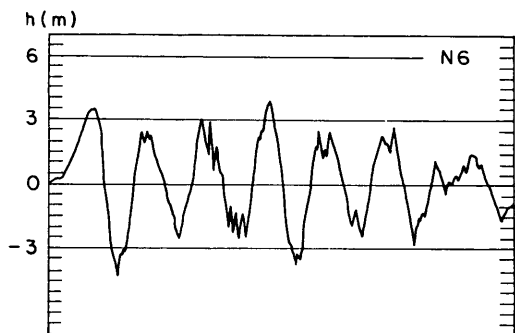


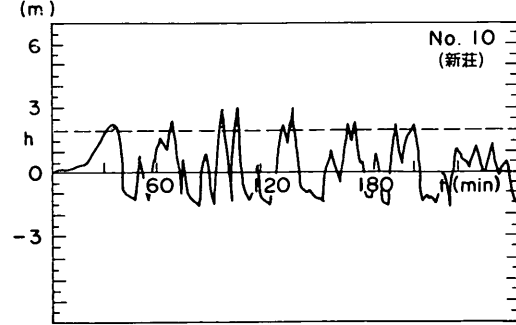
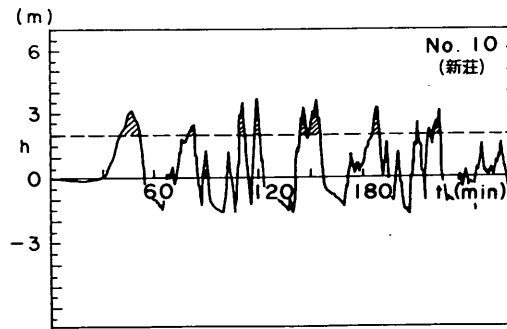
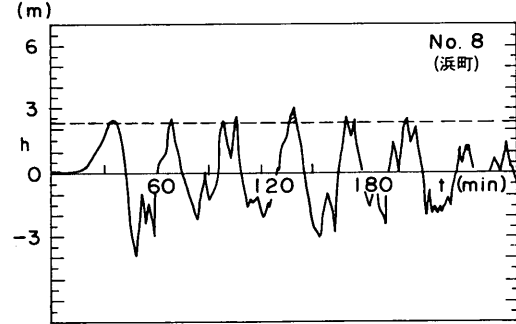
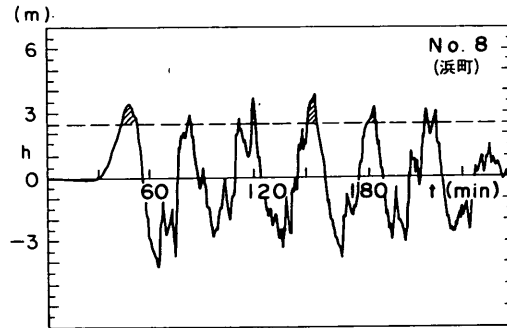
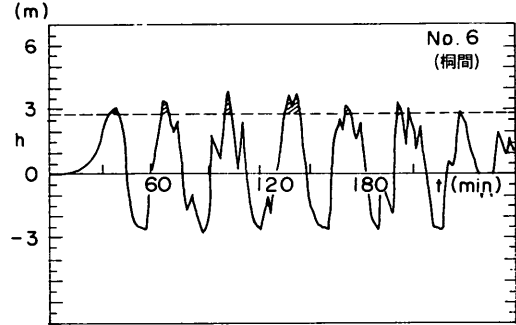
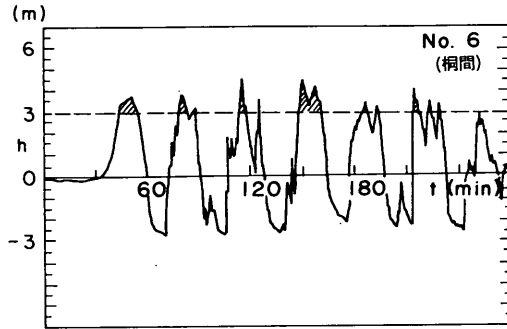
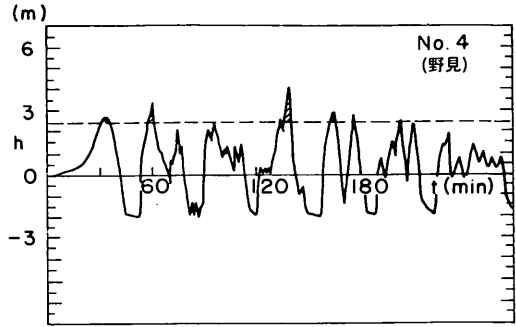
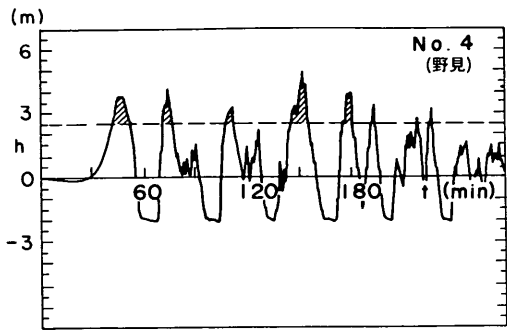
図-53(2) 現在地形における水位の経時変化(地盤沈下を考慮しない場合, WAVE S_0)



☒-53(2)



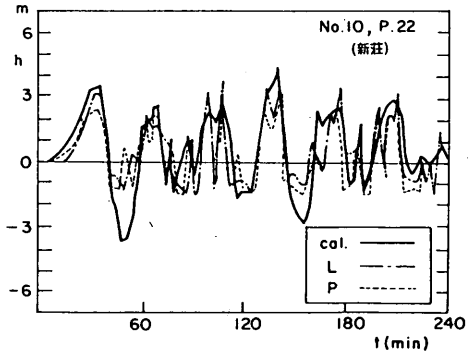
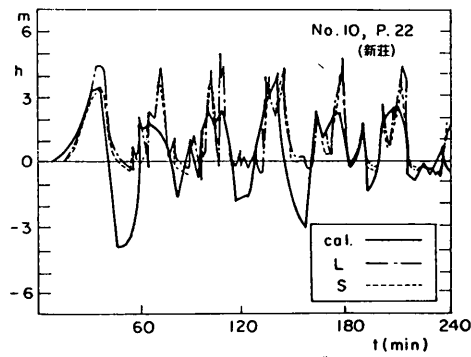
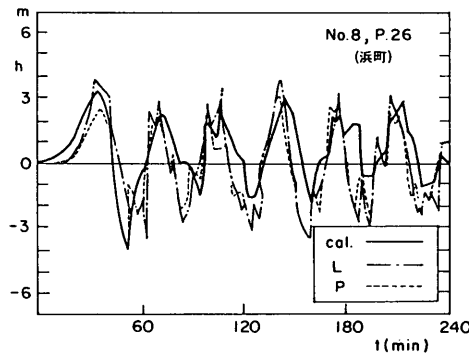
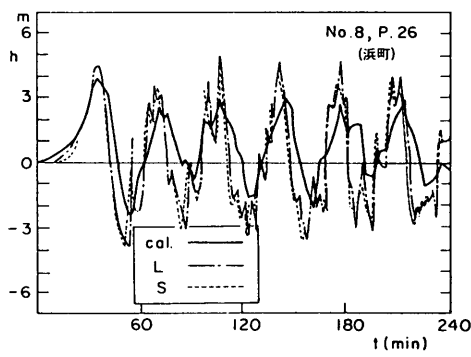
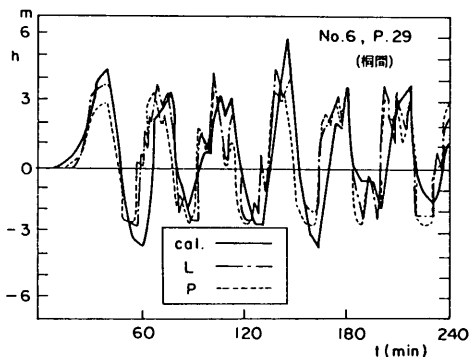
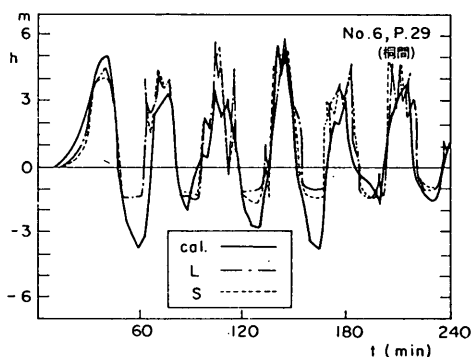
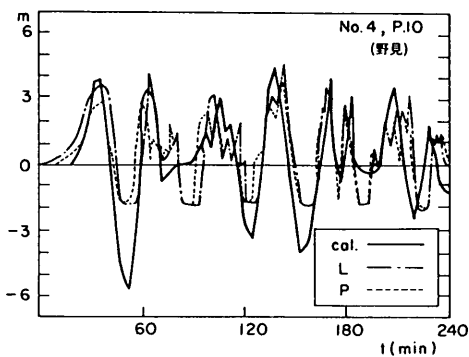
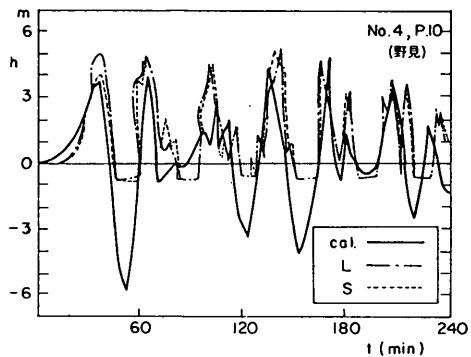
☒-53(2)



(3) 地盤沈下を考慮した場合 (WAVE L_D)

(4) 地盤沈下を考慮した場合 (WAVE P_D)

図-53 現在地形における水位の経時変化



(1) 地盤沈下を考慮しない

(2) 地盤沈下を考慮した場合

図-54 計算で求めた波形と実験で求めた波形の比較

からの再反射波の影響であろうと思われる。第7波目以降は波のピーク値も小さく第1～6波のピーク値より大きくなることはなかった。野見(No.4)では、波の峰が分裂し、1つの主峰の前後に数個のピーク値が出現する現象が顕著であり、須崎港内に比較して、野見港における津波の挙動が非常に複雑なものとなっていることがわかる。

図-53(2)のWAVE S_0 においても、須崎港内では第1波～第6波のすべてのピーク値が防潮堤天端高より大きい。しかし、大間・串ノ浦では第6波のピーク値はほとんど天端高と等しく、第6波による越流量は非常に少ないことがわかる。

図-53(3)のWAVE L_D の場合にも、WAVE L_0 と同様に、須崎港内においては、第1波から第6波まですべての波のピークが防潮堤天端高より高くなっている。図-53(4)のWAVE P_D の場合も、斜線をつけた部分の面積は、WAVE L_D の場合に比べて小さいが、やはり港内では全測点で第1波～第6波のピーク値は防潮堤天端高より大きくなっている。

図-53(1)および(2)に示された安和(No.11)、久礼(No.12)における水位の経時変化をみると、水位は周期10～20分の振動をしている。津波の周期に比較すると非常に短いので、これは起潮装置付近における水槽内の横揺れの影響を受けたためではないかと考えられる。そこで、スペクトル解析を行い、安和において津波高が非常に大きくなる原因と合わせて、その原因を後で考察する。

(3) 計算波形との比較

昭和南海地震津波の模型実験においては、湾口部における津波の波形が数値計算で求まる津波波形と一致するように起潮装置の入力信号を設定している。港内における津波波形は湾口の波形とは異なり、港の固有周期、沿岸の反射波の影響を受けているものと思われる。

模型実験では、沿岸におけるそ上、河川そ上等を含めて津波の挙動を再現できるので、湾口における津波波形が港内でどのように変化するかを適確に観測できると思われる。それに対して、数値計算では、沿岸を直立壁と仮定し、また海一陸境界を格子地形で表しているの、湾口における津波波形の変化をどこまで検討できるか疑問である。

そこで港内での津波波形について、実験結果と数値計算結果とを比較した。図-54は、港内の代表測点における数値計算と実験による津波波形(水位の経時変化図)を比較した図である。数値計算では、初期の水位が負になってしまうので0に修正した波形を示している。また、

第1波のピーク値出現時刻が一致するように時間軸をずらしている。図-54(1)は地盤沈下を考慮しない場合で、実線が計算値、一点鎖線がWAVE L_0 、破線がWAVE S_0 の実験結果を示す。

図-54(2)は地盤沈下を考慮した場合で、実線が計算値、一点鎖線がWAVE L_D 、破線がWAVE P_D の実験結果を示す。

図-54(1)および(2)から以下のことが明らかになった。

- i) 第1波から第6波まで、波のピークが出現する時刻は実験結果と計算結果でよく一致している。
- ii) 計算で求めた津波波形では、桐間および新荘では第4波のピークが最も大きい、実験で求めた波形では第3波が最大になる。計算で求めた津波波形の第3波のピークは小さく、WAVE L_0 のピーク値の約1/2程度であり、WAVE P_D のピークの大きさとほぼ同じである。
- iii) 海底が露出すると計算できなくなるため、数値計算では、引波時も海底が露出して干上がらないよう十分な水深を与えている。したがって、実験で求めた津波波形でしか、海底面が露出している状況は表せない。
- iv) 実験波形では、波が分裂している状況が顕著に示されているが、計算波形ではほとんど現れていない。
- v) 全体的な形としては、地盤沈下を考慮した場合の図-54(2)の方が、図-54(1)に比べると計算波形と実験波形は良く似ている。

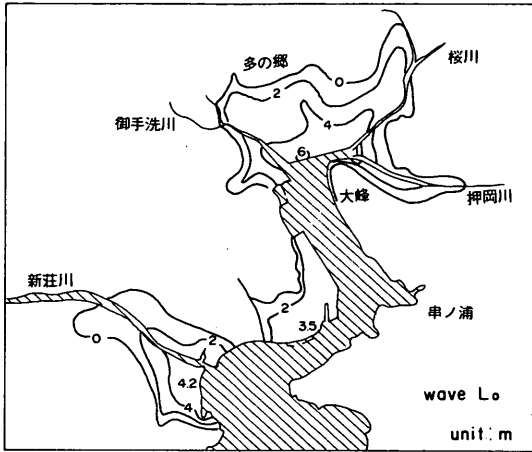
以上のことから、数値計算によっても波形の分裂現象等を除けば港内における各波のピーク出現時刻等をほぼ的確に求めることができることがわかった。

6.2 現況地形における浸水高

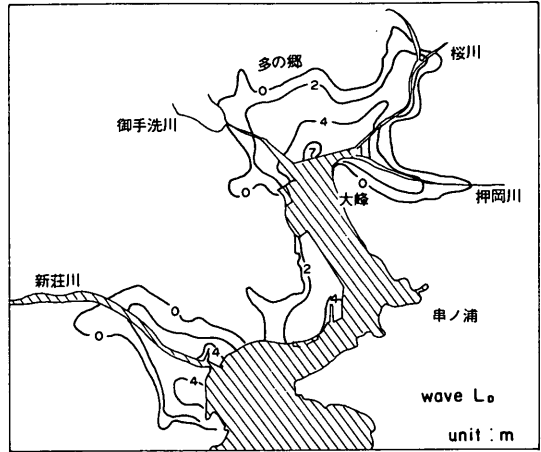
波高計によって港内の最大津波高および水位の経時変化を求めるとともに、4.5に示した手法によって港内およびその周辺域の津波による浸水高を調べた。図-55(1)～(4)は現況地形において昭和南海地震津波と同じ津波を作用させたときの現況地形上の浸水高を示している。

図-55(1)、(2)は、地盤沈下を考慮しない場合のWAVE L_0 および S_0 による浸水高を示す。図-55(2)および(4)はWAVE L_D および P_D による浸水高を示す。

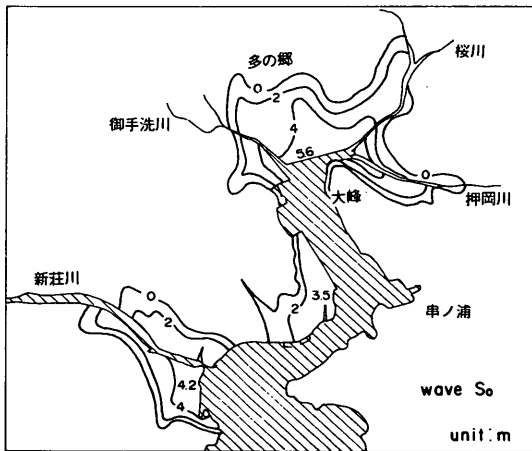
図-55(1)に示されるようにWAVE L_0 を作用させた場合、多ノ郷地区の浸水高の最大値は6mになっており、浜町地区では3.5mである。両地区においてはほとんどの地域が、2m以上の浸水高となっている。WAVE S_0 を作用させた場合、浸水域はWAVE L_0 の場合と比べてほとんど変わらないが、浸水高は小さくなっており、多ノ郷地区では最大値が5.6mである。



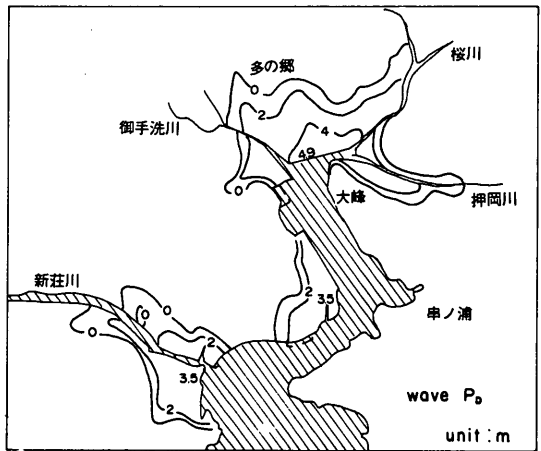
(1) 地盤沈下を考慮しない場合 (WAVE L_0)



(3) 地盤沈下を考慮した場合 (WAVE L_D)



(2) 地盤沈下を考慮しない場合 (WAVE S_0)



(4) 地盤沈下を考慮した場合 (WAVE P_D)

図-55 現在地形における浸水高

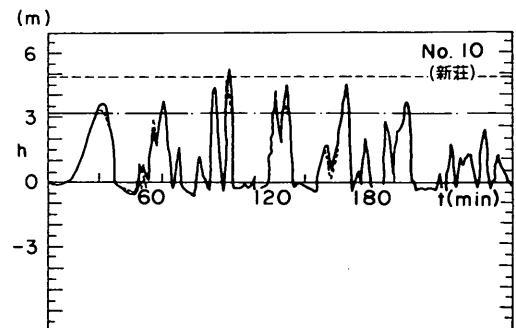
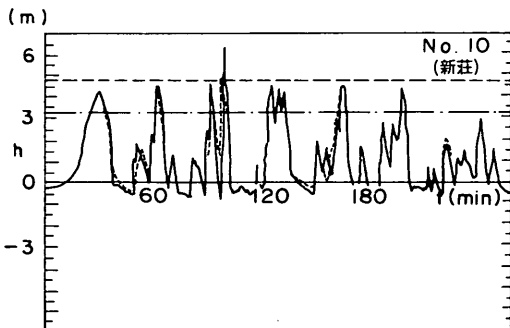
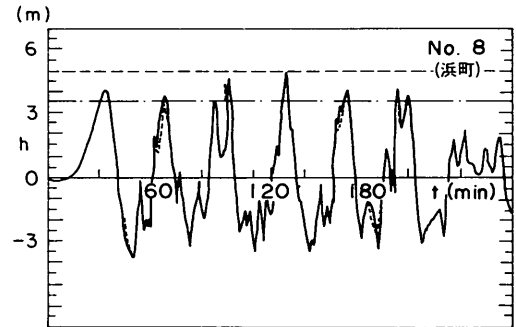
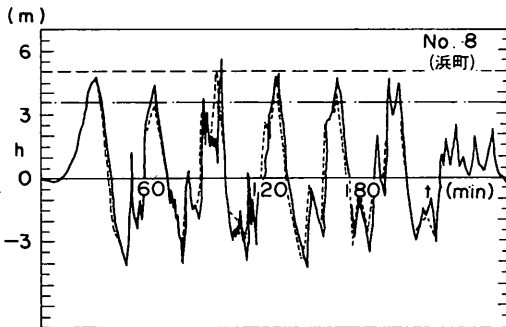
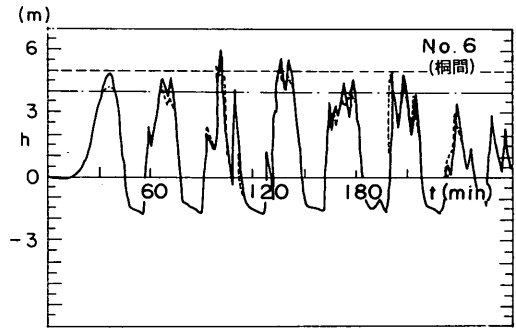
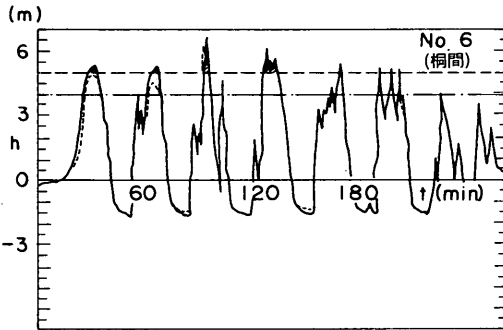
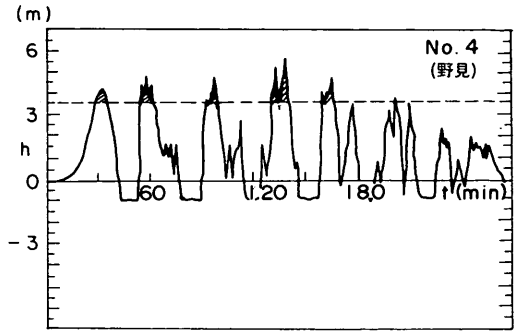
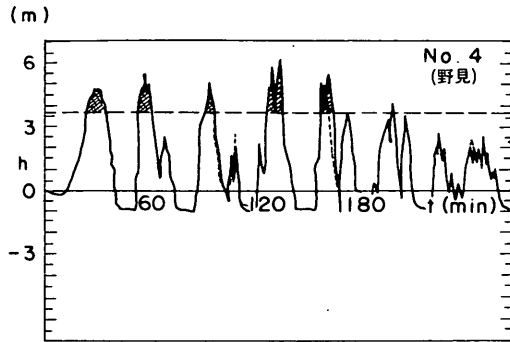
地盤沈下を考慮した場合、図-55(3)および(4)に示されるように、WAVE L_D を作用させると多の郷地区の最大浸水高は7 m、浜町地区での最大浸水高は4 mになる。WAVE P_D を作用させたときには、多の郷地区の最大値は4.9 m、浜町地区では3.5 mであった。

6.3 仮想防潮堤を設置した地形における津波高および浸水高

(1) 津波高

現況地形では、昭和南海地震津波を想定した津波を作用させると、図-55に示すような浸水域が生じた。そこで本節では、防潮堤天端高を図-35に示した計画防潮堤天端高より1 m高くした仮想防潮堤天端高に等しくし、防潮堤による津波に対する防災効果を検討した。仮想防潮堤天端高は図-36に示したとおりである。

図-56は代表測点における水位の経時変化図である。図-56(1)および(2)は地盤沈下を考慮しない場合の実験結



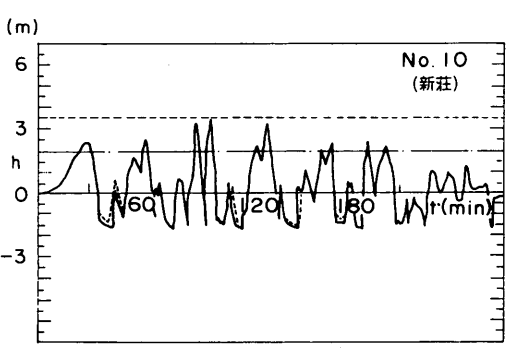
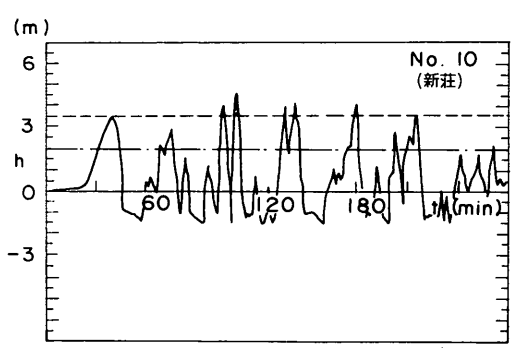
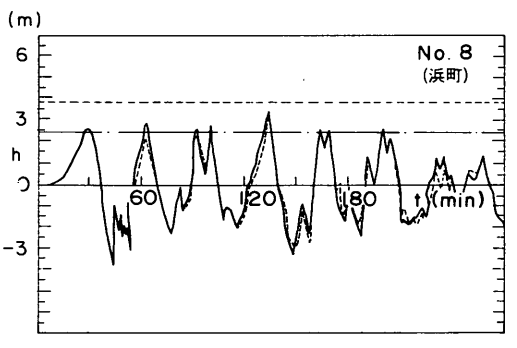
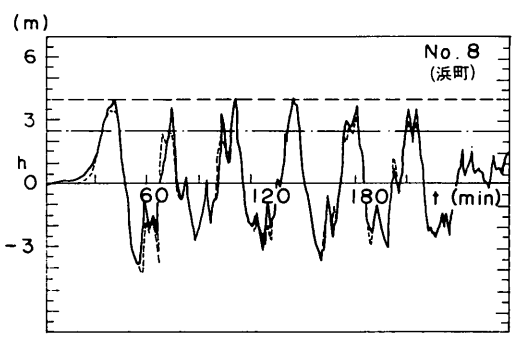
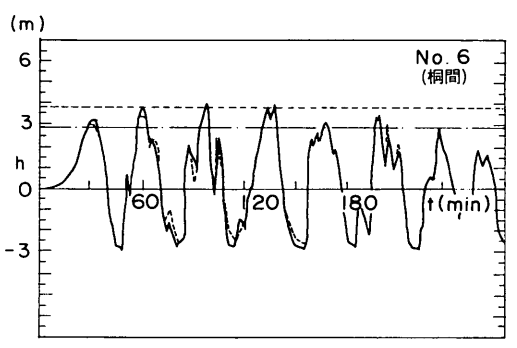
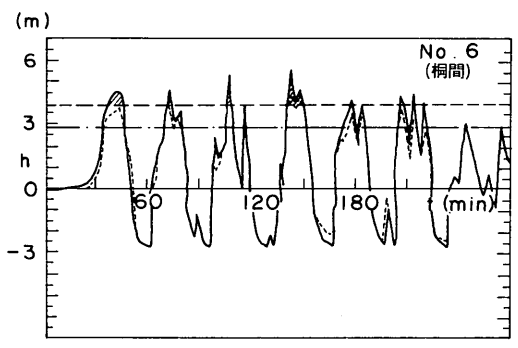
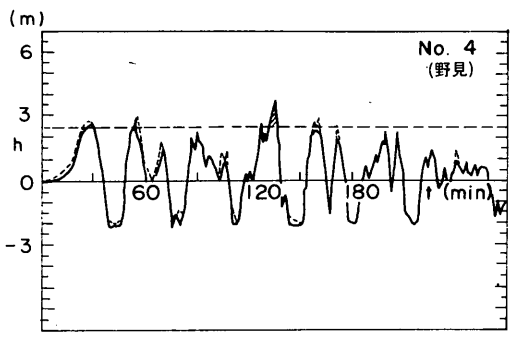
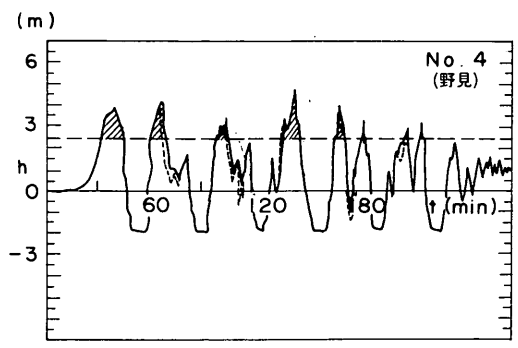
(wave L₀)

(1)

(wave S₀)

(2)

図-56 仮想防潮堤を設置した場合の水位の経時変化(地盤沈下を考慮しない場合)



wave L_0
(3)

wave P_0
(4)

図-56 仮想防潮堤を設置した場合の水位の経時変化(地盤沈下を考慮した場合)

果を示し、(1)がWAVE L_0 、および(2)がWAVE S_0 を作用させた場合を示す。図-56(3)および(4)は地盤沈下を考慮した場合のWAVE L_D およびWAVE P_D の経時変化図である。

図中において実線で示した波形が仮想防潮堤を設置したときの津波波形を示し、破線で示した波形が、仮想防潮堤より低い計画防潮堤設置時の実験で求めた波形である。

破線で示した横線はその地区における仮想防潮堤天端高を示し、一点鎖線で表した横線が計画防潮堤天端高に相当する。

図-56(1)、(2)から判かるように、No. 6(桐間)、No. 8(浜町)、No. 10(新莊)において、実線で示した津波波形のピーク値は破線で示した津波波形のピーク値より大きくなっている。たとえば、WAVE L_0 を作用させたとき、第3波のピーク値は、No. 8(浜町)において計画防潮堤設置時は5.02mであったが、仮想防潮堤を設置したときは5.59mになった。すなわち、防潮堤の天端高が1m高くなったことにより、津波高も0.57m高くなったことになる。これは、防潮堤背後へ越流していた津波が、防潮堤が高くなったことによりせき止められたためと思われる。最大津波高より防潮堤天端高をひいた値を、越流高 l_0 として定義すると、 l_0 は計画防潮堤設置時は1.42mであるが、仮想防潮堤を想定すると0.99mになる。越流高 l_0 は、防潮堤天端高が高くなると、小さくなるものの、その値は1.42mから0.99mになるだけでわずか0.43m小さくなるだけである。したがって、防潮堤を1m高くしても越流高は0.43mしか小さくできないことがわかる。

地盤沈下を考慮した場合の実験結果においても同様のことが言える。たとえば図-56(3)のWAVE L_D を作用させたとき、桐間では、計画防潮堤設置時の越流高 l_0 が1.83mであった。防潮堤天端高が1m高くなると、 l_0 は1.77mになり、わずか0.06mしか減少していない。

図-57は、仮想防潮堤を想定したときの港内における最大津波高の分布を示す。図-57(1)が地盤沈下を考慮しない場合、図-57(2)が地盤沈下を考慮した場合を示す。各図において、図-52でも示した計画防潮堤設置時の現況地形における最大津波高を○印で示す。仮想防潮堤模型を使ったときの最大津波高は△印で示した。階段状の破線は、計画防潮堤天端高を示し、実線で仮想防潮堤天端高を示した。

図の中段に示した λ は、6.1で説明した津波増幅率で、港内における最大津波高を、港外のNo. 1における最大津波高で割った値である。

下段の p は、何らかの地形変化により、現況地形における津波増幅率がどの程度変化するかを示すために定義

した値で「津波高変化率」と呼ぶ。 p は次式で求めた。

$$p \text{ (津波高変化率)} = \frac{\lambda \text{ (地形変化後の津波増幅率)}}{\lambda_0 \text{ (現況地形における津波増幅率)}} \quad (37)$$

$p = 1$ の場合は地形が変化しても津波増幅率は変化しないことを示す。なお、実験では規模の異なる2つの津波を用いているが、 λ の値は両市の場合で大きく相異しないので、 p を求めるときは、 λ の平均値を用いた。

ここでは仮想防潮堤を設置することが「地形変化」と相当する。

図-57に示されるように津波高変化率は、港内で1.08～1.16であり防潮堤天端高が高くなると、津波が港内でせき止められるようになるため、津波高が大きくなることを示している。野見においても $p = 1.14$ となり、港内の水位上昇の影響を受けて、津波高が現況地形より増加することがわかる。

なお、港内の津波高の変化を示すために p を用いて、地形変化後の津波高を現況地形における津波高で直接割った値を用いなかった理由は次のとおりである。

i) 同じ波をかけても実験ケースによっては実験結果が若干異なるため平均値で整理しても、No. 1における最大津波高が常に同じ値にはならず、0.1～0.2m相違することがある。

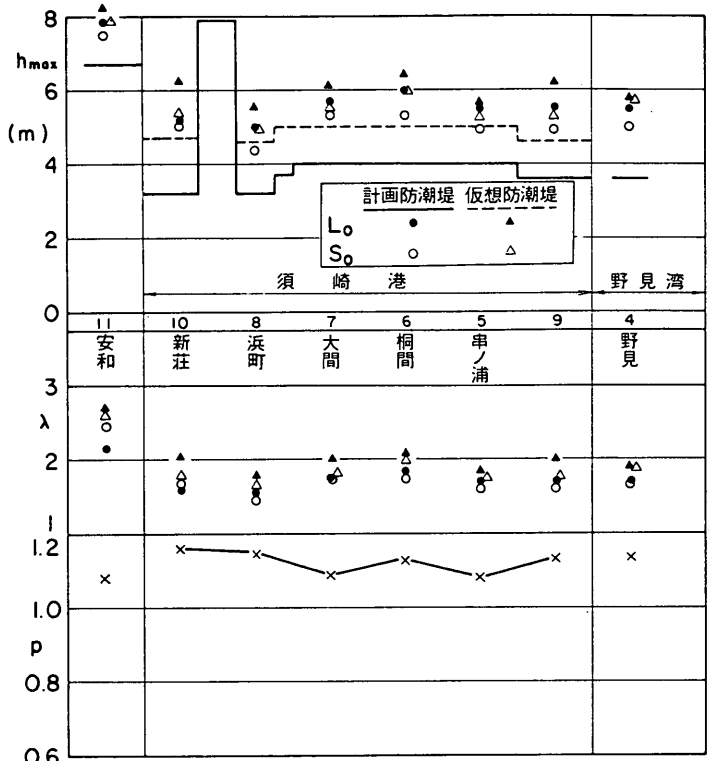
ii) 水槽が広いため、漏水等によって初期水位に誤差が生じる。

(2) 浸水高

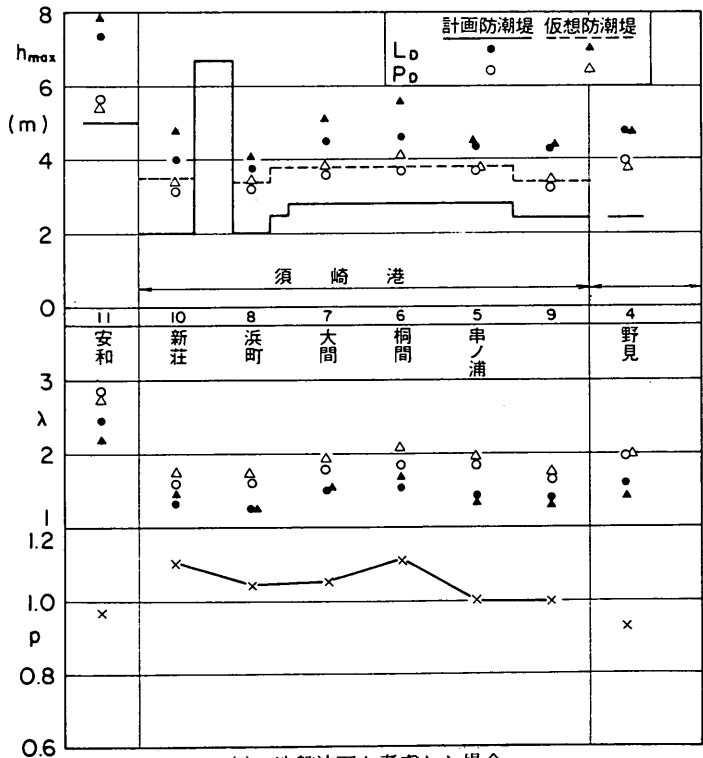
図-58に、仮想防潮堤を設置したときの港内の浸水高および浸水域を示した。図-58(1)、(2)は地盤沈下を考慮しない場合のWAVE L_0 、WAVE S_0 による浸水高を示す。図-58(3)、(4)は地盤沈下を考慮した場合のWAVE L_D 、WAVE P_D による浸水高を示す。図中、実線のコンターで示した浸水高が、仮想防潮堤を設置した場合の浸水高である。破線のコンターが計画防潮堤設置時の浸水高である。図-58(1)、(2)において、実線と破線のコンターを比較すると、仮想防潮堤を設置することにより浸水域および浸水高は港内全域で小さくなっていることがわかる。多ノ郷地区では、破線で示したコンターの2mの線と、実線で示したコンターの0mの線がほぼ相似しており、単純に考えれば、浸水高は2m程度小さくなったことになる。

浜町地区では、仮想防潮堤設置時の浸水域は、計画防潮堤設置時のそれに比べてWAVE L_0 のとき約2/3、WAVE S_0 のとき約1/2になる。

新莊川河口周辺では、仮想防潮堤設置時に逆に浸水高が増加し、4mの等高線で囲まれた部分の面積が若干増

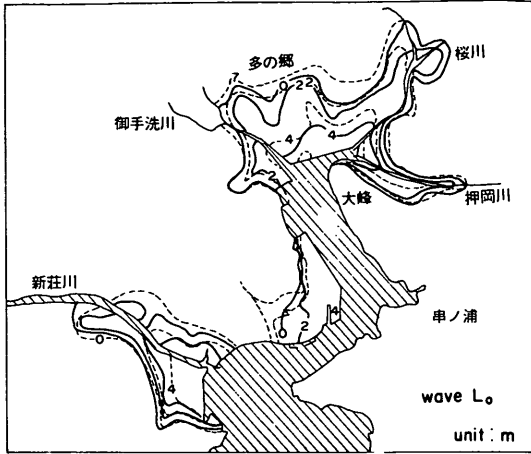


(1) 地盤沈下を考慮しない場合

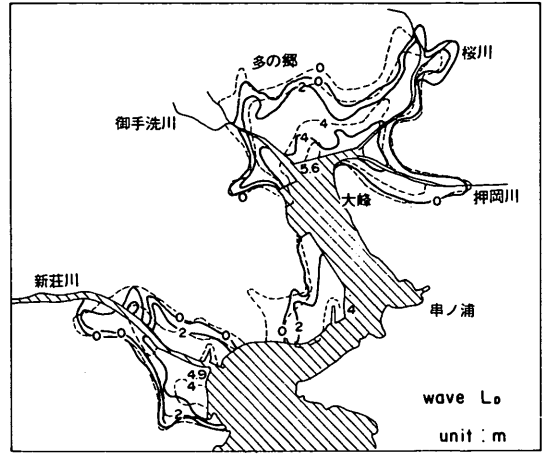


(2) 地盤沈下を考慮した場合

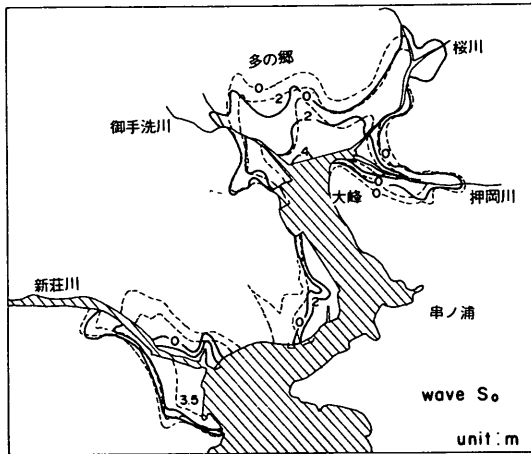
図-57 仮想防潮堤を想定した時の港内津波高の変化



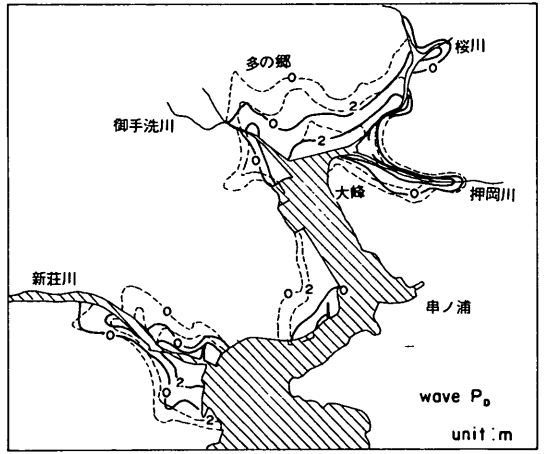
(1) 地盤沈下を考慮しない場合 (WAVE L_0)



(3) 地盤沈下を考慮した場合 (WAVE L_D)



(2) 地盤沈下を考慮しない場合 (WAVE S_0)



(4) 地盤沈下を考慮した場合 (WAVE P_D)

図-58 仮想防潮堤を設置したときの浸水高

加している。

地盤沈下を考慮した場合にも同様のことが言える。たとえば、図-58(3)の WAVE L_D の場合、計画防潮堤設置時は多の郷地区の最大浸水高が 6 m 程度であるが、仮想防潮堤設置時は 5.6 m になる。

新莊川右岸では、仮想防潮堤を設置したことによって、4 m 以上の浸水高を示す地域の面積が増加している。防潮堤天端高が高くなると、浸水域が広がる原因として次のことが考えられる。

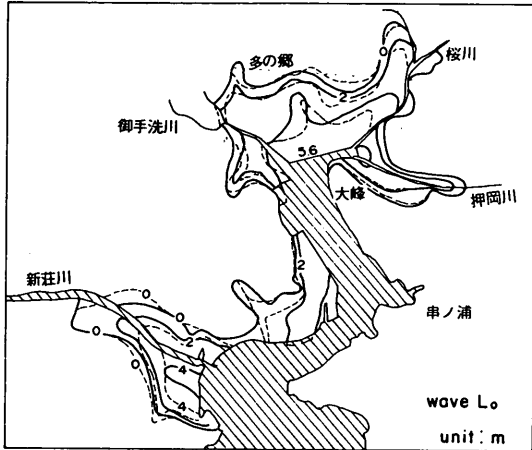
新莊川右岸はもともと遊水池の役割を負っている地域で河口から 700 m 程奥へ入った部分に霞堤が設けられて

いる。したがって新莊川をを上する津波の一部は霞堤を通して右岸へ浸水する。このように浸水した水が防潮堤の背後にたまっていくので、防潮堤の天端が高くなると、浸水高が増加することになってしまう。

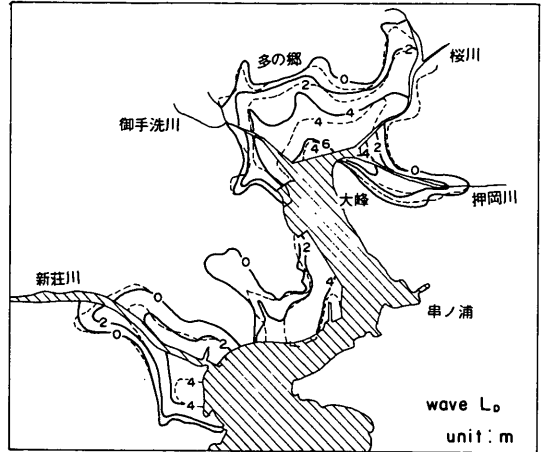
(3) 新莊地区の防潮堤天端高を変更した場合の浸水高

4.2 に示したように現況地形の模型上に設置されている計画防潮堤の天端高は、新莊地区で、実際に計画されているものより 1.5 m 程度低い。現況地形では +3.2 m としたが、港湾計画で示された天端高は仮想防潮堤天端高と同じ 4.7 m である。

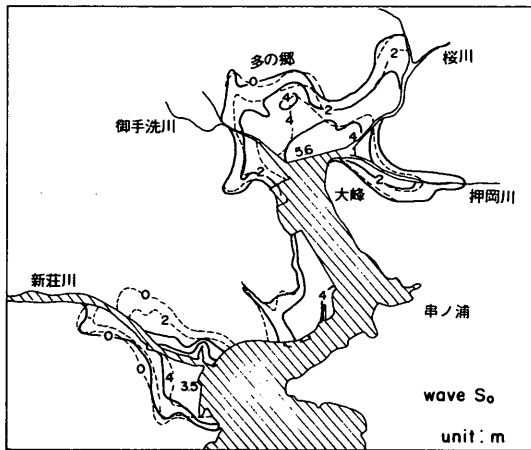
そこで追加実験として、富士ヶ浜より南側の部分だけを



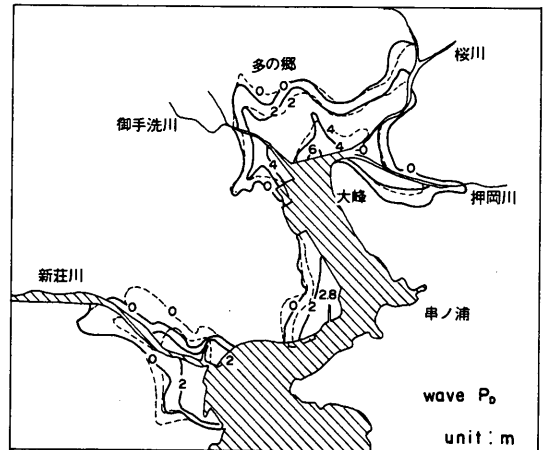
(1) 地盤沈下を考慮しない場合 (WAVE L_0)



(3) 地盤沈下を考慮した場合 (WAVE L_D)



(2) 地盤沈下を考慮しない場合 (WAVE S_0)



(4) 地盤沈下を考慮した場合 (WAVE P_D)

図-59 新荘地区のみ1.5m天端高を高くしたときの浸水高

仮想防潮堤とし、その他の地区は計画防潮堤として浸水高を調べた。図-59は新荘川流域だけを模型上の計画防潮堤天端高より1.5m高くした地形における浸水高を示した図である。

図-59(1)および(2)が地盤沈下を考慮しない場合の WAVE L_0 および WAVE S_0 による浸水高である。図-59(3)および(4)が、地盤沈下を考慮した場合の WAVE L_D および WAVE P_D による浸水高を示す。現況地形における浸水高を破線のコンターで示した。実線のコンターが、新荘地区のみ天端を高くした場合の浸水高を示す。

図-59(1)~(4)から判断すると、多の郷地区では、実線

のコンターと破線のコンターはほとんど変わらない。新荘地区の浸水高は防潮堤天端高を高くした場合、左岸で小さくなり、現況地区に比べて1/2程度になる。図-59で示された新荘地区の浸水域および浸水高は、図-58の仮想防潮堤設置時の浸水域および浸水高とはほぼ等しい。

以上のことから、新荘地区の防潮堤天端高のみを変更しても港奥の多の郷地区の浸水高および浸水域にはほとんど影響を与えないものと推測できる。また、新荘地区の浸水域、浸水高は港内全域を仮想防潮堤天端高に変更したときの新荘地区のそれとはほぼ等しくなる。

浜町地区では、WAVE P_D および S_0 を作用させた場

合には、新莊地区の防潮堤天端高を変更しても、浸水域および浸水高はほとんど変化しない。WAVE L_0 および L_D を作用させた場合には、浜町地区西部の浸水域が地盤の低い池の内池の方へ若干広がるようになる。しかし、2 m、4 mのコンターラインはそれほど変化していない。

結論として、新莊地区の防潮堤天端高が実際に計画されているものと、模型実験で再現した天端高とが1.5 m程度異なっている、港内の他の地区の津波の挙動に対しては大きな影響を与えないと言える。

(4) 防潮堤のみによる津波防止効果の検討

以上の(1)~(3)の実験結果から、津波防波堤を設置せずに防潮堤のかき上げだけで津波による浸水高を防止する方法を検討した。

図-57(1)に示した桐間における津波高を例にとって説明する。最大津波高と防潮堤天端高との差、越流高 h_0 は、計画防潮堤の場合、1.2~2 mであるが、仮想防潮堤の場合1~1.4 mとなり、0.2~0.6 m減少している。すなわち、防潮堤を1 mかさ上げすることによって、越流高 h_0 を0.2~0.6 m小さくすることができる。桐間では、仮想防潮堤を設置した場合でも、越流高が1.0~1.4 mあるので、越流高を0 mとするためには、さらに2.3~5.0 m程度のかき上げが必要と推測される。したがって、防潮堤だけで津波による浸水を防止するためには、計画防潮堤よりもさらに3.3 m以上天端の高い防潮堤が必要となる。もし、須崎湾沿岸全域にわたって3.3 m以上の防潮堤のかき上げを行うと須崎港の港湾の利用上大きな障害となる。

7. 南海地震に対する津波防波堤の効果

7.1 防波堤による津波高の変化

(1) 水位の経時変化

本章では、南海地震津波に対する津波防波堤の効果を求めるために、4.4で示した計画津波防波堤を湾口部に設置した場合について実験を行った。

港内の防潮堤は図-35で示した計画防潮堤とした。実験ケースは表-6(2)のケース23~26に相当する。図-60は津波防波堤設置後の水位の経時変化図である。図-60(1)、(2)が地盤沈下を考慮しない場合、図-60(3)、(4)が地盤沈下を考慮した場合を示す。各図の横軸は実験の計測開始時を0とした相対時刻 t' である。実験で示した波形が防波堤を設置した場合の経時変化図を示し、比較のために防波堤が無い場合の図-53の経時変化を破線で示した。

図では両方の津波波形の第1波のピーク時刻が一致するように経時変化を示している。

図-60(1)および(2)では安和(No.11)、久礼(No.12)および野見湾内の測点も含めて経時変化を表した。図-60(1)がWAVE L_0 を作用させたときで、図-61(2)がWAVE S_0 を作用させた場合を示す。

図-60(1)および(2)について検討すると、港外のNo.1では、津波防波堤設置前と設置後では津波波形はほとんど変化していない。No.2、No.3では、防波堤による反射波の影響により、最大津波高は防波堤設置後若干大きくなる。たとえば、WAVE L_0 を作用させた場合、No.2の防波堤未設置時のピーク値は3.78 mであるが、防波堤設置後、4.52 mになる。

港内のNo.5~No.10では、防波堤を設置することにより、各波のピーク値が小さくなる。たとえば港奥のNo.6(桐間)では、防波堤未設置時の最大津波高は、WAVE- L_0 を作用させたとき5.98 m、WAVE S_0 を作用させたとき5.33 mである。防波堤設置後、それぞれ4.82 mおよび4.68 mになっている。しかも、防波堤未設置時には第3波が最大であるが、防波堤設置後は第4波が最大となる。

個別に波を比較すると、WAVE L_0 を作用させた場合、第1波のピーク値は、防波堤設置前は5.2 mであるが設置後は4.3 mになる。第3波のピーク値は5.98 mから3.7 mに小さくなる。したがって、第3波のように非常に鋭く上がった波形を持った波に対しては、第1波のようなその波形が滑らかな波と比較して、防波堤による津波高の减小効果が大きいと考えられる。

No.7(桐間)およびNo.8(浜町)での津波波形をみると、防波堤を設置することにより引き波のピーク値の減少が顕著になることがわかる。防波堤設置後の引き波の大きさは、設置前に比べて約1/2程度である。

港内では、全測点で、津波防波堤未設置のときは、第1波から第6波まで全波の各ピーク値は防潮堤天端高より大きくなっている。すなわち、押波の時は必ず越流することを示している。津波防波堤が設置されると、図-60(1)のWAVE L_0 の場合No.8(浜町)では、第1波と第4波のピーク値だけが防潮堤天端高より高くなり、第2、3、5波および第6波はピーク値が天端高より小さく越流していない。

第1波と第4波の越流高 h_0 は防波堤未設置の場合に比較すると小さい。

WAVE S_0 を作用させたときも、防波堤未設置時には、港内のNo.6、No.8、No.10で、第1波から第6波まですべての波のピーク値は防潮堤天端高より高い。防波堤が設置されると第1波と第4波のピーク値だけが防潮堤天端高より高くなる。越流高 h_0 は、新莊地区で、防波

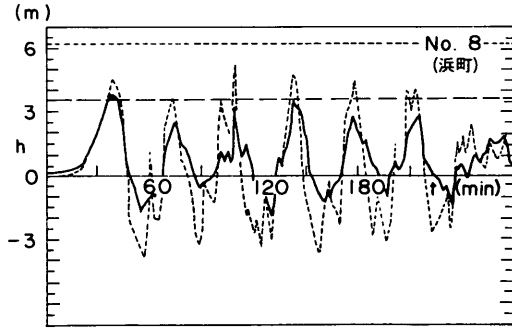
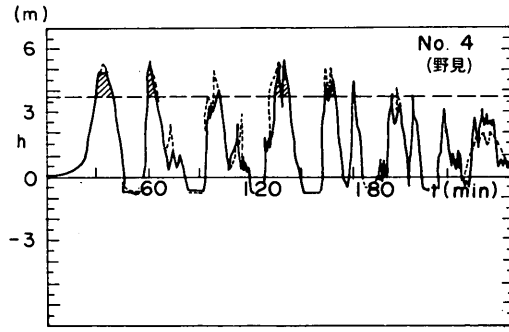
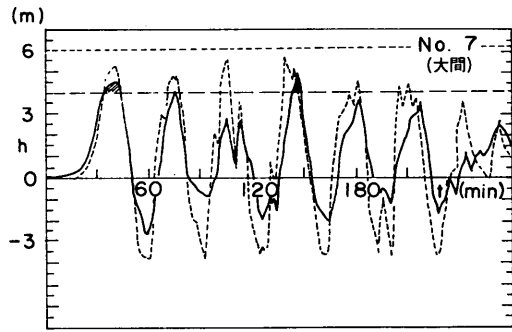
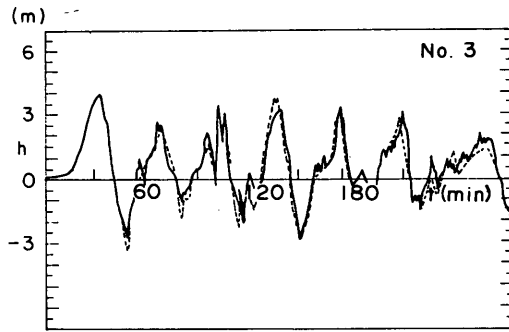
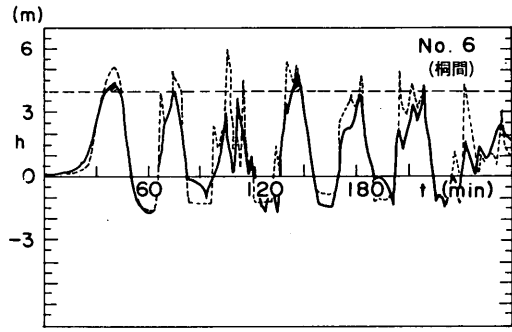
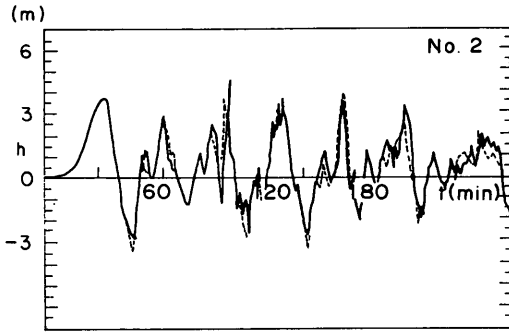
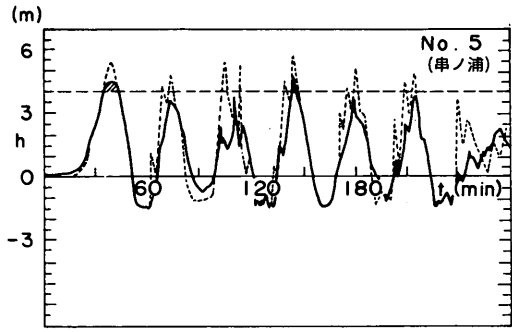
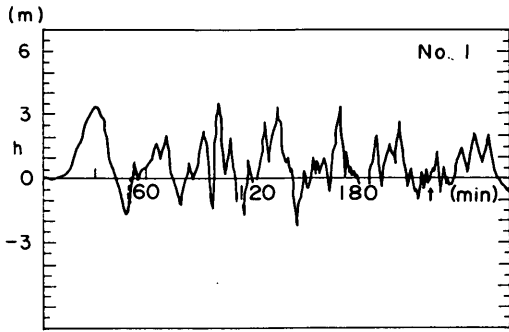


図-60(1) 防波堤設置後の水位の経時変化(地盤沈下を考慮しない場合, WAVE L_0)

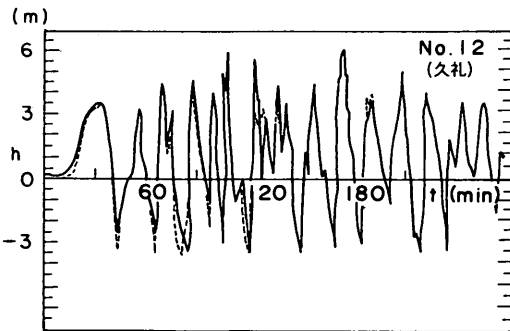
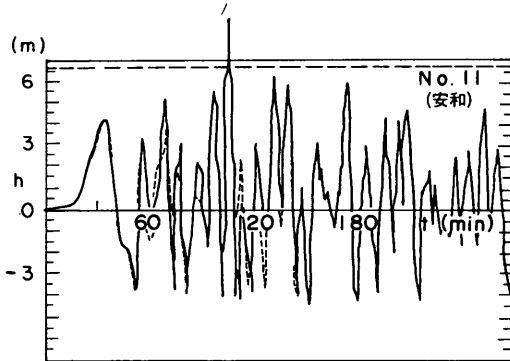
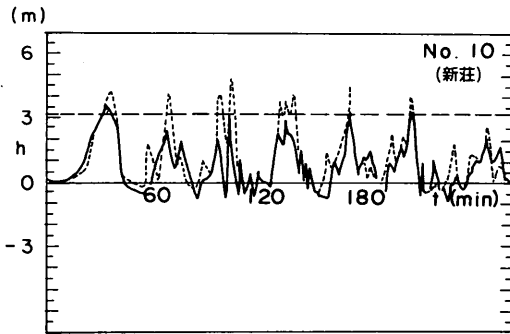
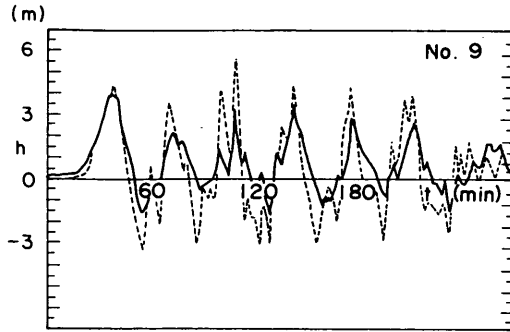


図 - 60 (1)

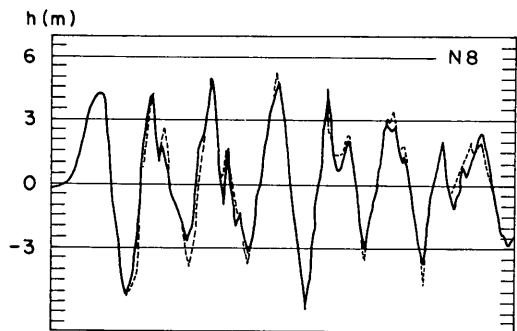
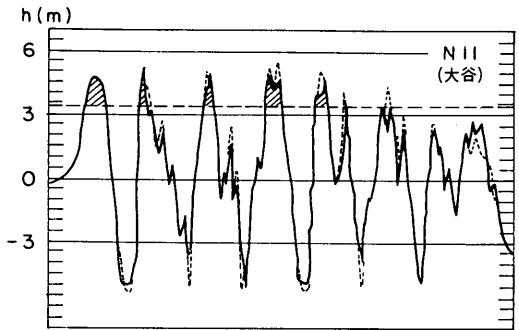
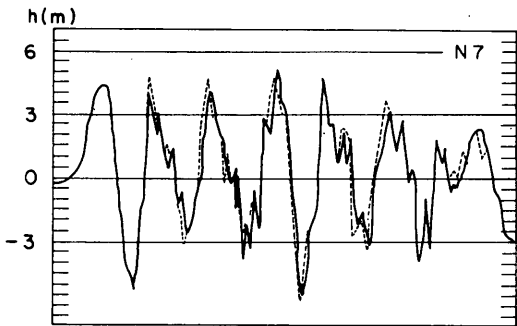
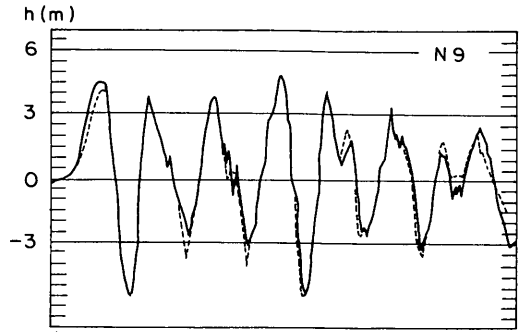
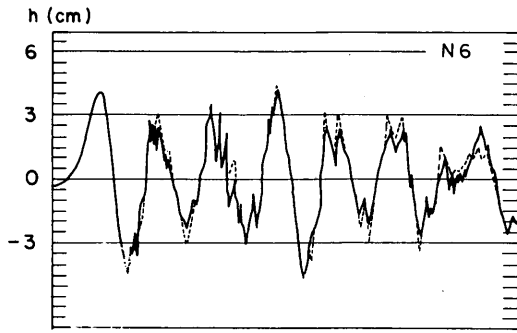


图 - 60 (1)

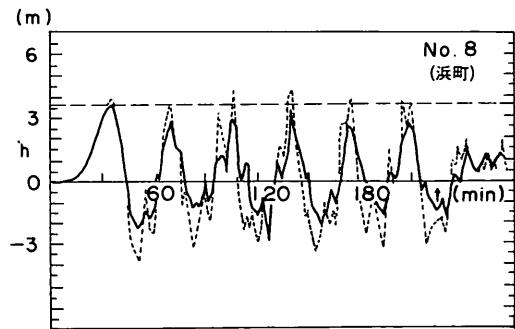
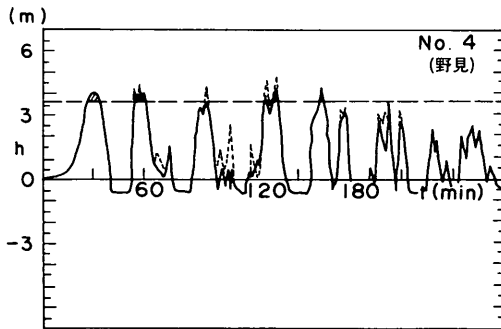
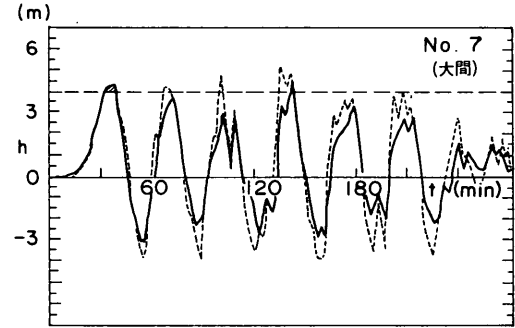
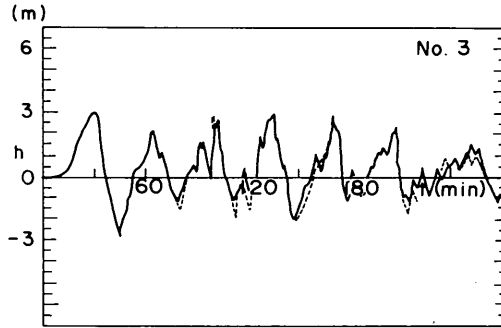
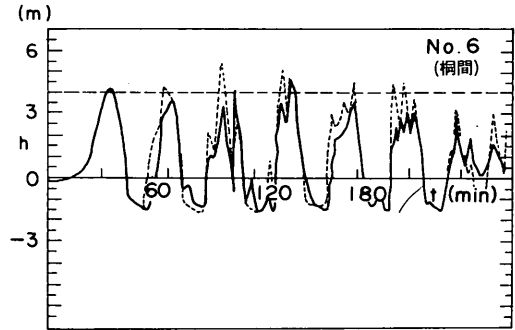
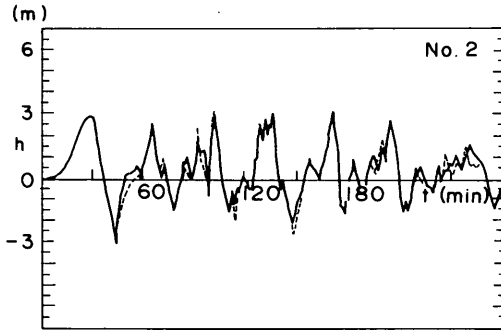
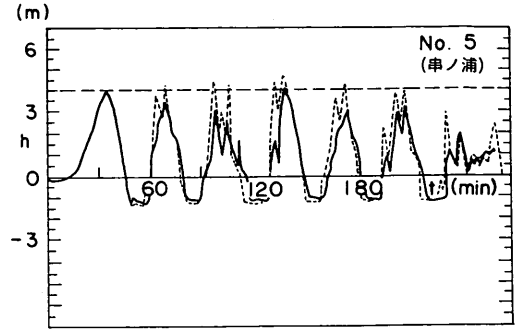
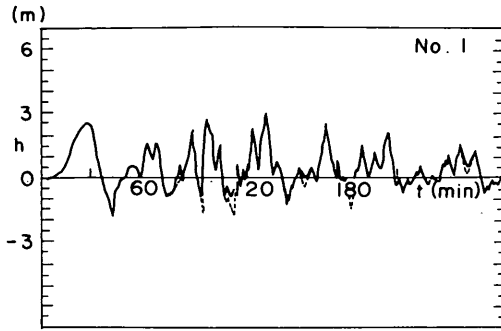


図-60(2) 防波堤設置後の水位の経時変化(地盤沈下を考慮しない場合, WAVE S₀)

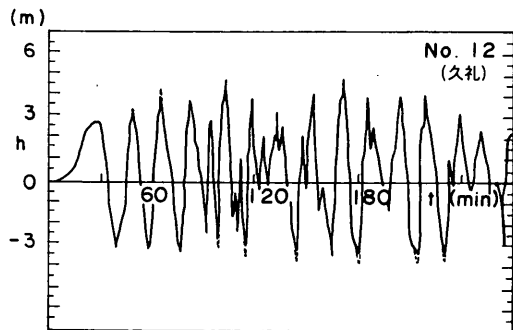
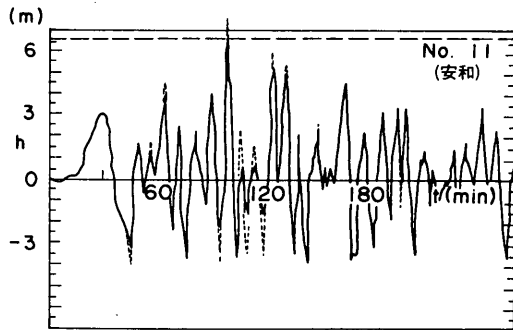
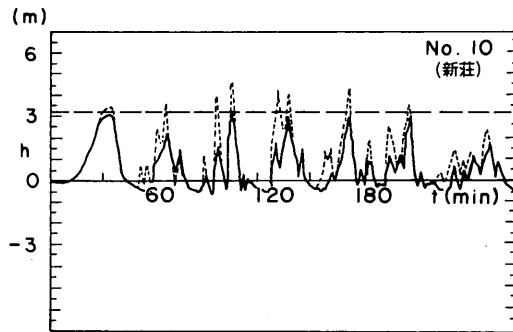
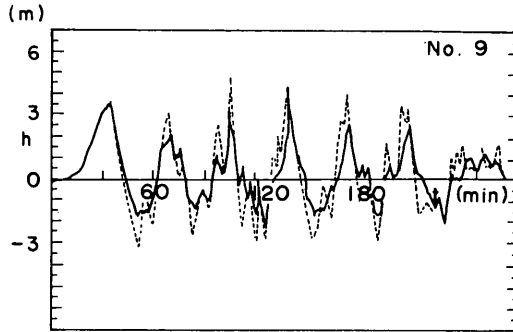
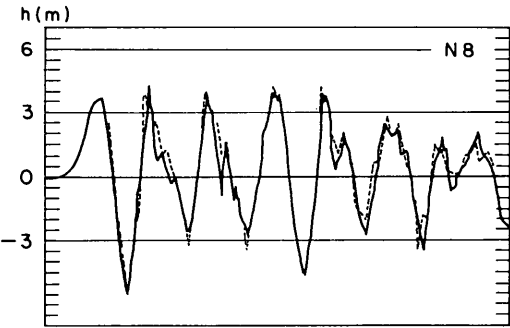
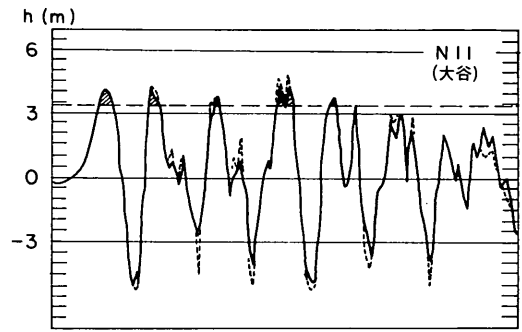
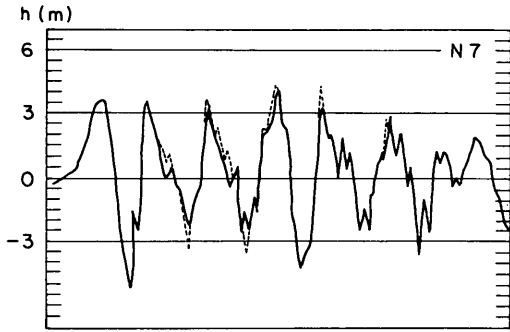
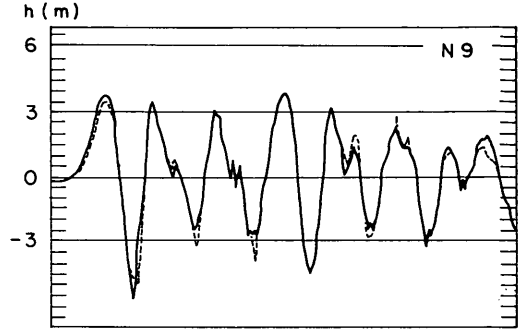
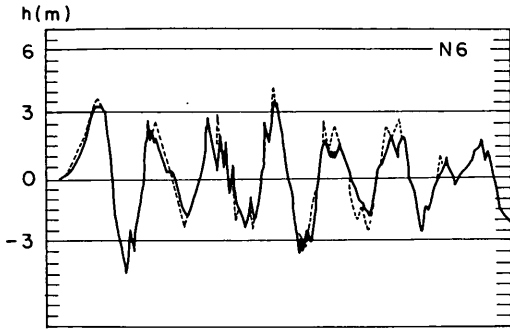
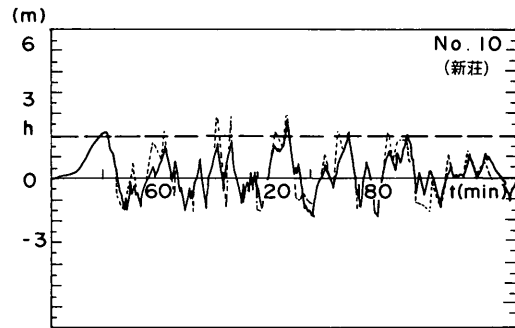
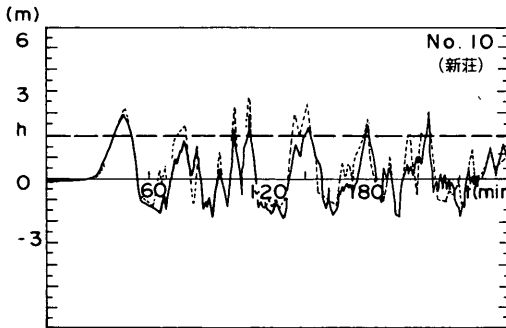
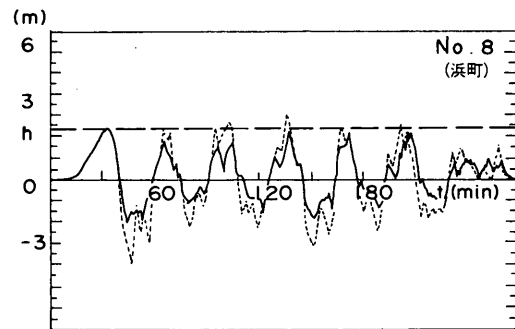
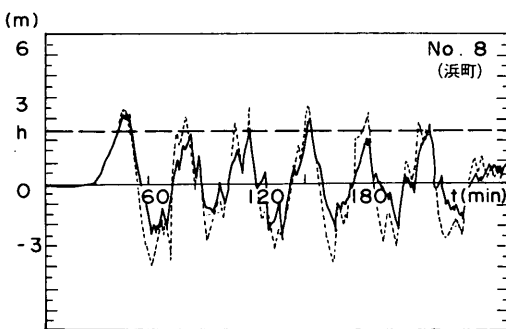
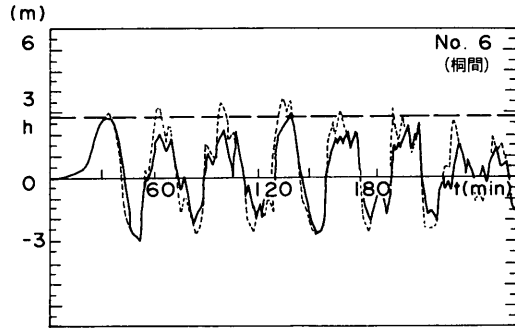
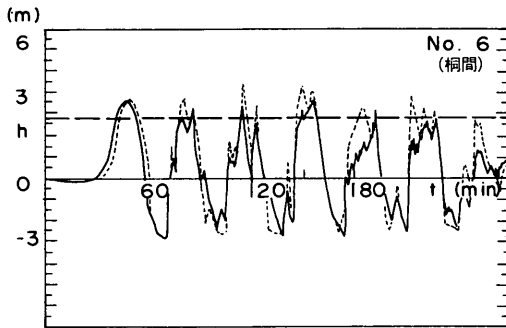
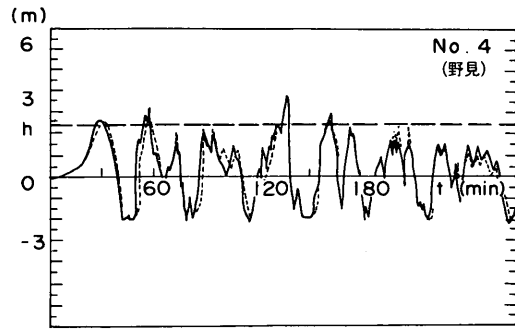
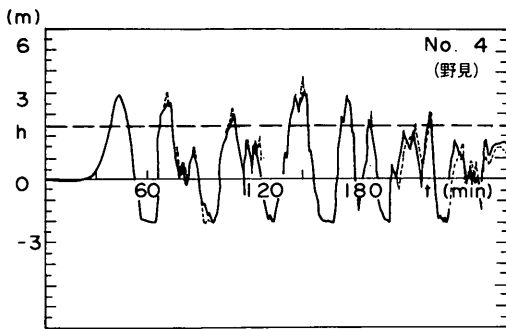


図 - 60 (2)



☒ - 60 (2)



(3) WAVE L_D

(4) WAVE P_D

図-60 防波堤設置後の水位の経時変化(地盤沈下を考慮した場合)

堤未設置時は1 m程度であったが、防波堤設置後は0.2 mに小さくなった。

野見湾内の測点における津波波形は、防潮堤未設置時と設置後ではほとんど変化が生じない。

No. 11 (安和), No. 12 (久礼)の波形には10~20分の短周期振動成分が顕著に含まれているので、模型実験固有の現象かどうか、後で考慮することにする。

図-60(3)および(4)は地盤沈下を考慮したときの経時変化図である。図-60(3)および(4)では、No.4(野見), No.6(桐間), No.8(浜町), No.10(新荘)の経時変化を示した。地盤沈下を考慮しない場合と同様に、防波堤未設置時には、WAVE L_D を作用させるとほぼ全波のピーク値が防潮堤天端高より大きくなる。防波堤を設置することにより、防潮堤天端高よりピーク値が高くなる波の数は減少し、浜町 (No.8) では第1波と第4波のみになる。

WAVE P_D を作用させた時には、防波堤によって、No.8(浜町)では津波の越流は生じないようになる。

図-61は、防波堤がある場合の、実験波形と計算波形の比較図である。図-61(1)が地盤沈下を考慮しない場合、図-61(2)が地盤沈下を考慮した場合の波形を示している。図-61(1)および(2)から以下のような比較ができる。

- i) 計算波形と実験波形の各波のピークの出現時刻を比較すると、No.4(野見)における第4波を除いて、計算波形と実験波形では、波のピーク出現時刻はほぼ一致している。
- ii) 計算波形の第3波は波形がまるみを帯びており、実験波形の第3波ほど鋭くない。
- iii) 第1波のピーク値は、WAVE L_0 , S_0 , L_D を作用させた場合には、ほぼ計算値と等しくなるが、WAVE P_D のピーク値は計算値より1 m以上小さくなる。
- iv) 実験波形には周期10分以下の短周期成分が含まれているが、計算波形ではそのような短周期の変動は見られない。
- v) WAVE L_0 , S_0 , L_D の実験波形は、第3波を除くと、その全体的な形が計算波形とほぼ等しい。

(2) 最大津波高の分布

図-62は、須崎港内および野見湾における最大津波高の分布を示した図である。図-62(1)が地盤沈下を考慮しない場合、図-62(2)が地盤沈下を考慮した場合の津波高を示す。図中の階段状の破線は防潮堤天端高を示す。

図-62(1)の地盤沈下を考慮しない場合、津波防波堤未設置時の最大津波高を、WAVE L_0 を作用させたときは●で、WAVE S_0 を作用させたときは○で示した。防波堤設置後の最大津波高を、WAVE L_0 のとき⊖、WAVE S_0 のとき⊕で示した。比較のために数値計算で求めた各

点の最大津波高を×と△で示した。

図の中段に津波増幅率 λ を、図の下段に津波高変化率 p を示した。実験で求めた p は、防波堤設置後の各地の津波増幅率を、防波堤が無いときの津波増幅率で割った値である。参考のために数値計算結果から求めた p を×で示した。

図-62(1)をみると、港内の h_{max} は、防波堤設置後は、防波堤の無い場合に比較して、小さくなっており、No.6(桐間)では約1.2 m、No.9では約1.5 mそれぞれ減少する。

計算によれば、港内の津波高変化率 p はNo.8(浜町)で1であるが、他の点では、ほぼ0.8~0.9程度である。模型実験によると、津波高変化率 p はNo.8(浜町)で0.79、港奥のNo.6(桐間)、No.7(大間)では0.81~0.82、港口に近いNo.10(新荘)、No.9では、0.65~0.70である。

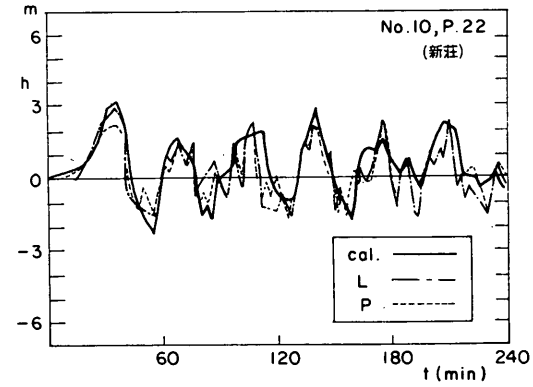
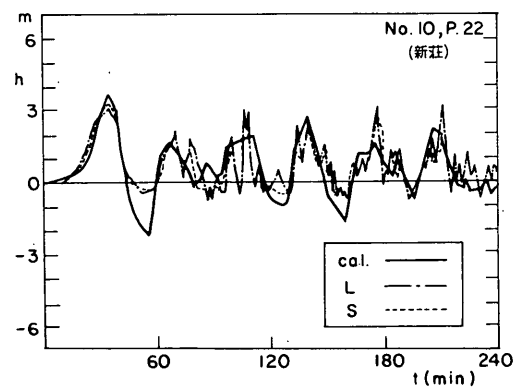
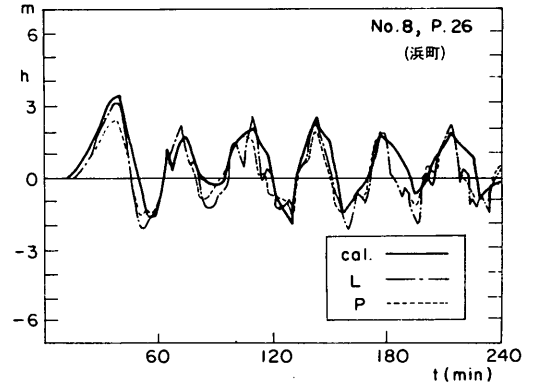
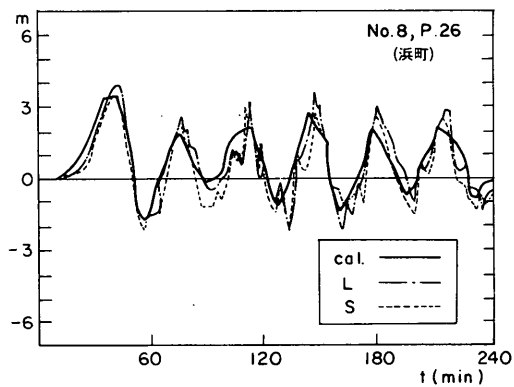
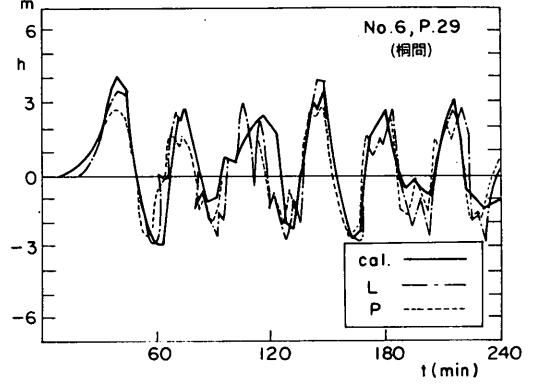
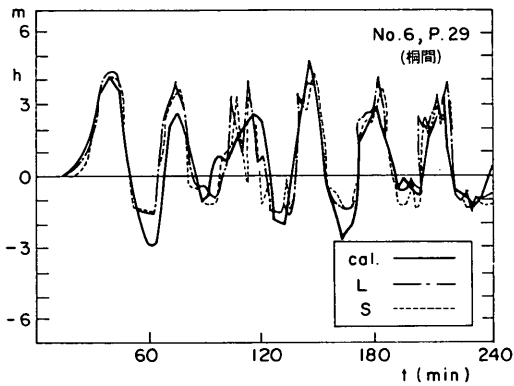
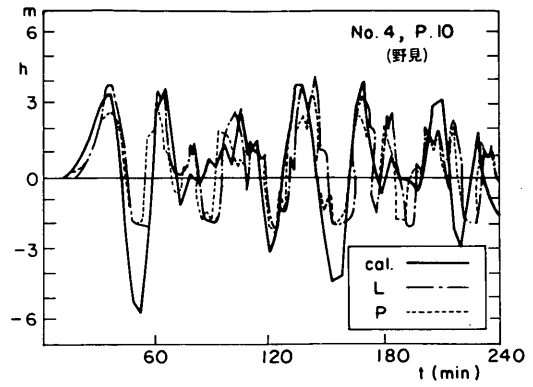
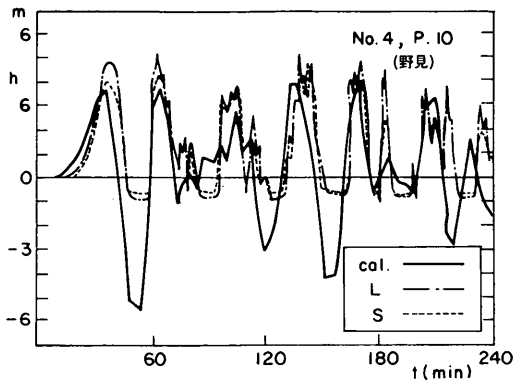
野見湾内の p の値は、計算でもほぼ1であるが、実験結果では、No.4(野見)で $p=1$ 、No.6、No.8、No.9、No.11で0.9となる。 $p < 1$ は、防波堤設置によって津波高が小さくなっていることを示す。

図-62(2)は、地盤沈下を考慮した場合最大津波高の分布を示し、現況地形におけるWAVE L_D および P_D による最大津波高をそれぞれ●と○で示した。防波堤設置後の最大津波高をそれぞれ●および⊖で表した。

地盤沈下を考慮した場合も、津波高変化率 p は、須崎港内のNo.9およびNo.10では0.72および0.67と小さくなっている。港奥のNo.6(桐間)、No.7(大間)では0.83となっている。これらの値は、地盤沈下を考慮しない場合とほとんど等しい。

野見湾内では、No.4(野見)で $p=0.91$ となるのをはじめNo.11、No.8で p は1より小さい。しかし、No.7(勢井湾)では、 $p=1.13$ となり、No.9、No.6でも1より大きい。図-62(1)で示した地盤沈下を考慮しない場合には、 $p > 1$ となる測点はなかったから、地盤沈下を考慮するかしないかによって、野見湾内の p の分布は明らかに異なっている。これは、湾内の津波の挙動が若干相違することが一因と考えられる。津波の様子が変化する原因として次のことが考えられる。

すなわち、野見湾内南側に位置する中ノ島と戸島、および中ノ島と本土との間の水道、(西瀬戸、東瀬戸)の水深は2 m以下と浅いため、1.2 mの地盤沈下を考慮するかしないかでこれらの水道内の水深は大きく変化する。地盤沈下を考慮した場合には水深が深くなり、南側より侵入する津波のエネルギーが増加する。これが湾内の p の値に影響を与えるものと思われる。しかし、湾内の流況が変化すると、どのように p の分布が変化するかということについては明確な解が得られなかった。



(1) 地盤沈下を考慮しない場合

(2) 地盤沈下を考慮した場合

図-61 防波堤設置後の計算波形と実験波形の比較

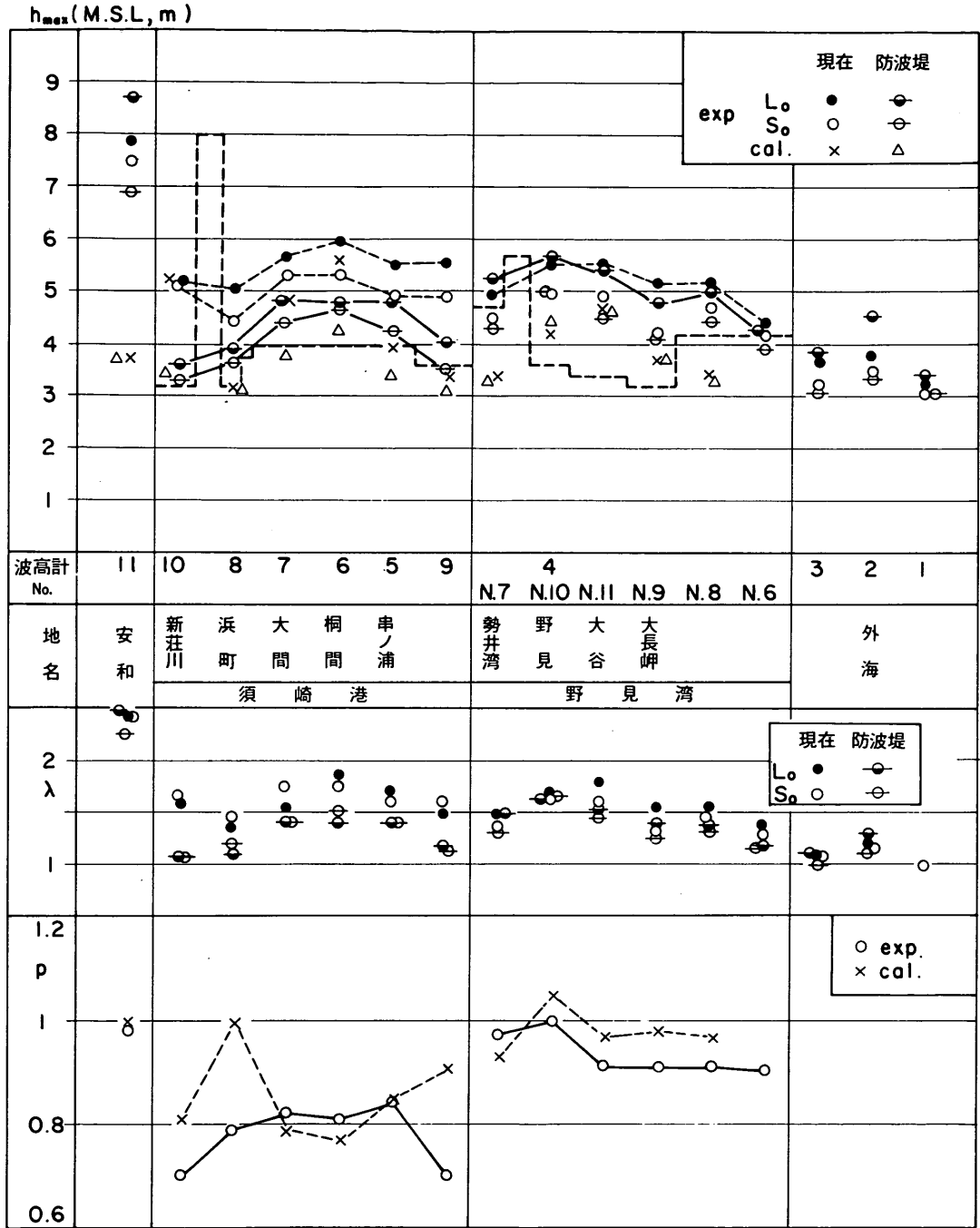


図-62(1) 防波堤設置後の最大津波高の分布(地盤沈下を考慮しない場合)

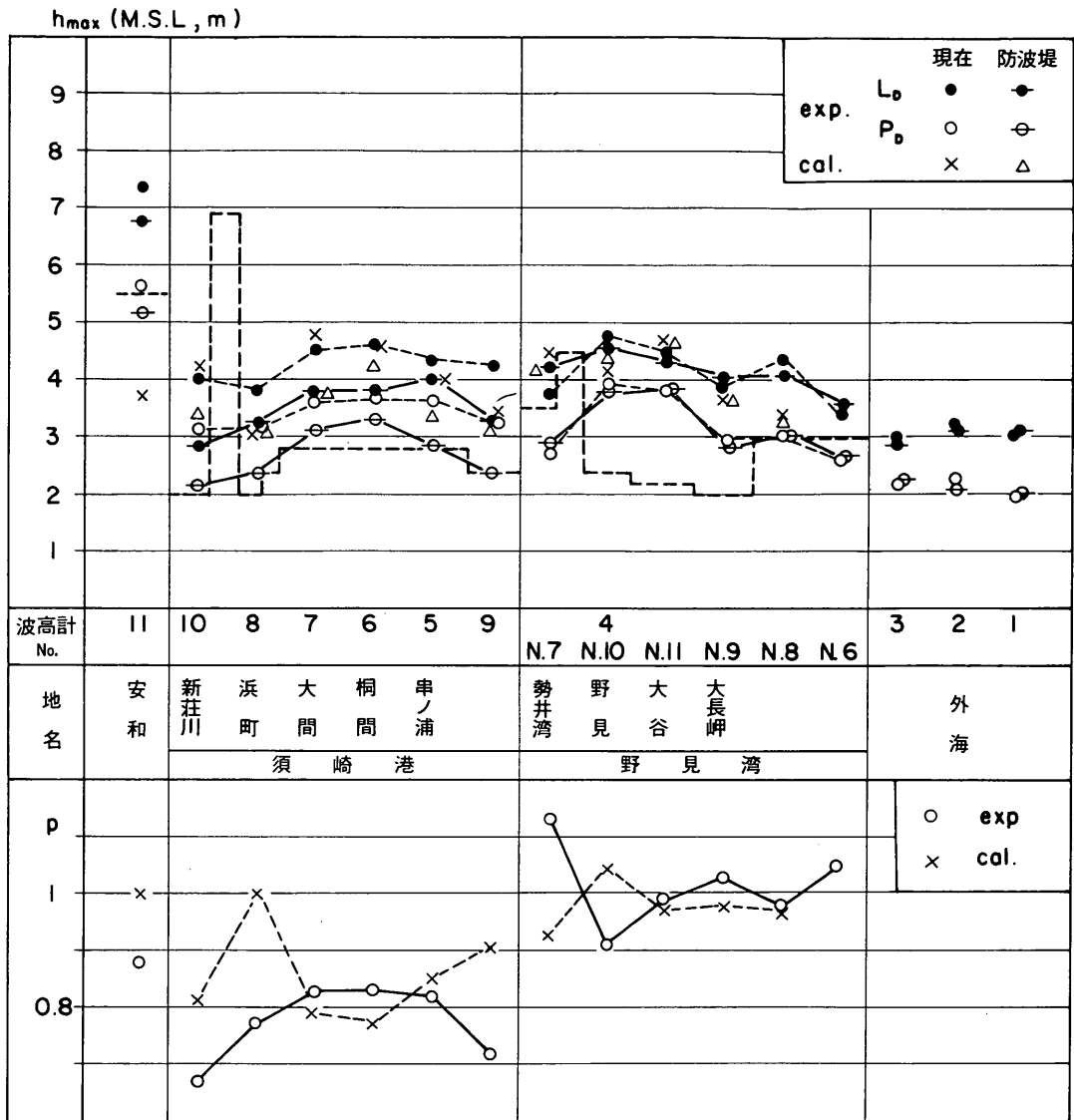


図-62(2) 防波堤設置後の最大津波高の分布 (地盤沈下を考慮した場合)

図-62(1)および(2)から導ける結論をまとめると以下のようになる。

南海地震津波に対する津波防波堤の効果を津波高変化率 p で示すと、須崎港内における p の値は約0.7 ~ 0.8になる。野見湾内では、地盤沈下を考慮するかしないかによって p の分布は若干変化する。地盤沈下を考慮しない場合は、野見湾内の p の値は0.9 ~ 1.1である。地盤沈下を考慮した場合は、0.9 ~ 1.1であるが、 $p > 1$ となるのは、N.7, N.9の沖合の測点で、沿岸部のNo. 4(野見), N.11(大谷)では p は1以下である。

なお、図-62(1), (2)および図-57(1), (2)の実験結果を利用して、津波による越流を完全に防す案を提示し

てみる。

津波防波堤が無いときの、港内のある点における最大津波高を $h_{max,0}$ とする。津波防波堤設置後の最大津波高 h'_{max} を図-62から読みとる。 h'_{max} がもし、防潮堤天端高 h_B より大きい時には、防潮堤の天端高を高くすればよい。 h'_{max} と h_B との差、すなわち越流高を l'_0 とする。図-59より防潮堤天端高 h_B が1m増加することによって、越流高 l_0 が減少する量が読み取れ、その減少値を Δl_0 とする。そうすれば、 $l_0 / \Delta l_0$ として、越流を完全に抑えるために防潮堤の天端高を上げるべき量が算出できる。

(3) 捨石マウンドの津波高に対する影響

模型実験においては、防波堤開口部の水深は18mであ

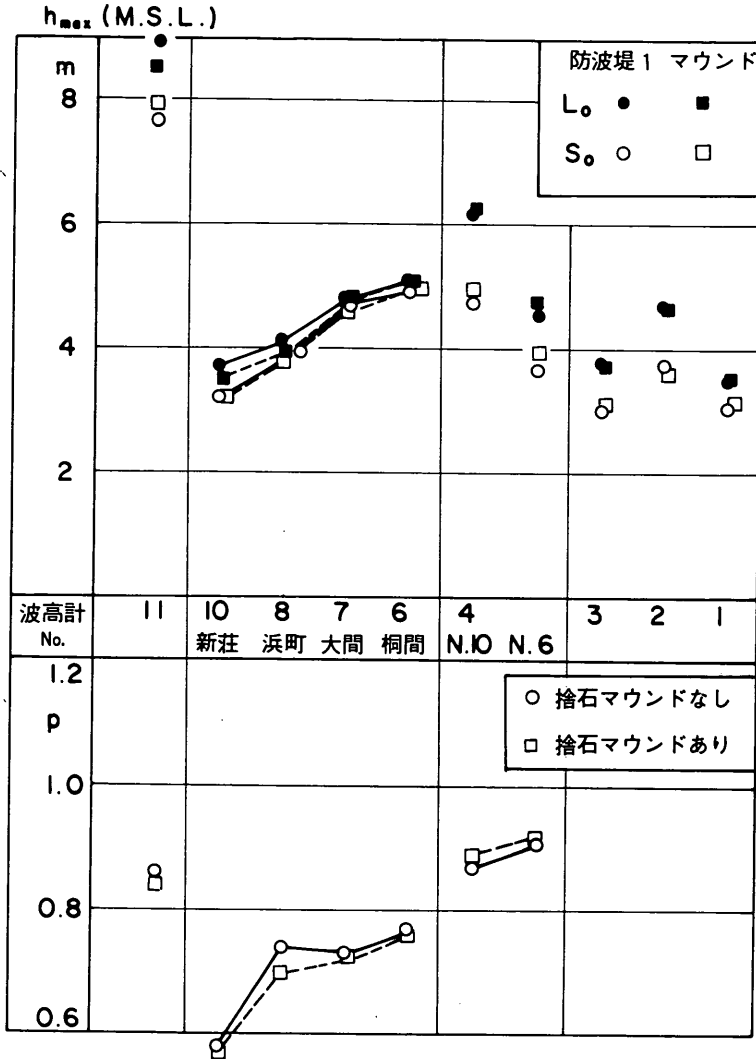


図-63 捨石マウンドの津波高に対する影響

るが、実際には捨石マウンドにより16mになる。この水深変化が実験結果に及ぼす影響を調べた。実験ケースは表-6(2)のケース40, 41にあたる。4.5(5)で述べたようにマウンドの模型としては鉛製の重錘を使用した。図-63は地盤沈下を考慮しない場合についてWAVE L_0 および S_0 を作用させたときの港内の最大津波高および津波高変化率の比較を示した図である。○印がマウンドのない場合、□印が2mのマウンドを設置した場合を示す。

図-63から判かるように、須崎港内の津波高はマウンドを設置してもほとんど変化しない。津波高変化率もほとんど変化せず、その差は最大で5%程度である。

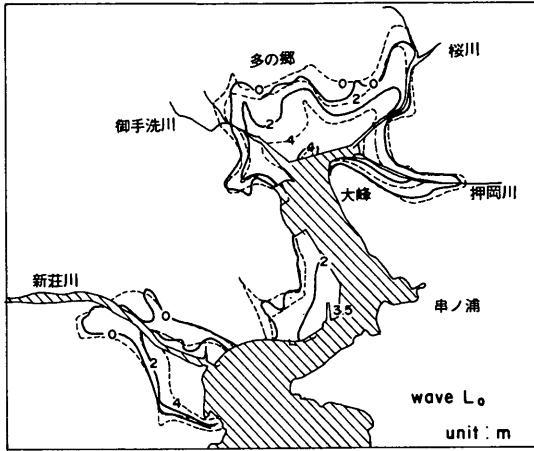
したがって、防波堤開口部における水深が約10%浅く

なっても港内の津波高はほとんど変化せず、浸水域および浸水深も変化しないと推測される。

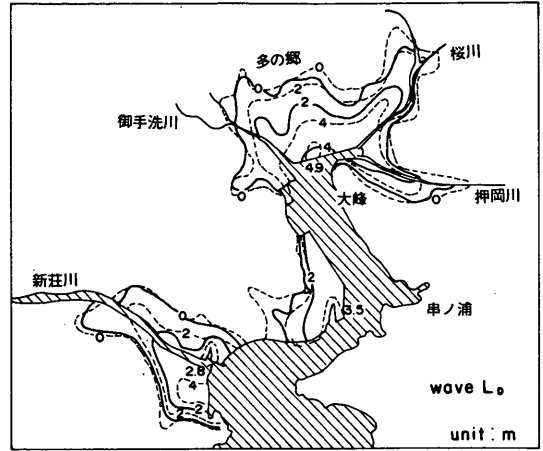
7.2 防波堤による浸水深の変化

図-64に津波防波堤設置後の須崎港内の浸水深を示す。図-64(1)および(2)は、地盤沈下を考慮しない場合の浸水域および浸水深を示し、(1)がWAVE L_0 、(2)がWAVE S_0 に関する実験結果である。図-64(3)および(4)は地盤沈下を考慮しない場合の浸水深であり(3)がWAVE L_0 、(4)がWAVE P_D の実験結果を示す。図-64の実線が防波堤設置後の浸水深のコンターである。比較のために、破線で防波堤のない現況地形における浸水深のコンターも示した。

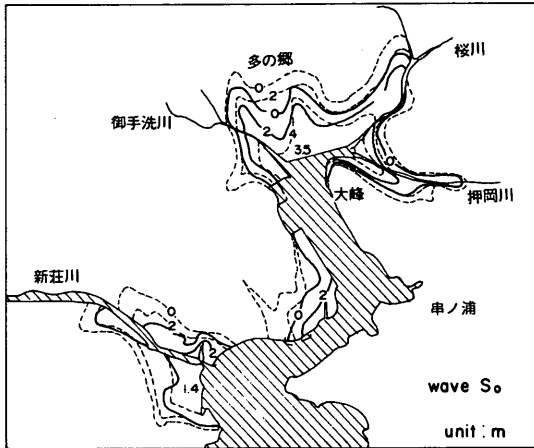
現況地形における浸水深と比較して、防波堤を設置したことによりどの地域の浸水深がどのように減少したかを



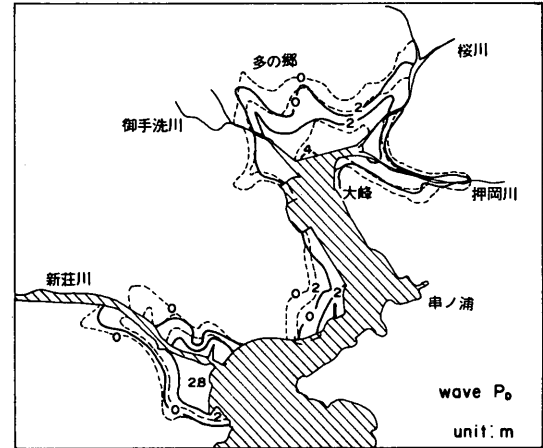
(1) 地盤沈下を考慮しない場合 (WAVE L_0)



(3) 地盤沈下を考慮した場合 (WAVE L_D)



(2) 地盤沈下を考慮しない場合 (WAVE S_0)



(4) 地盤沈下を考慮した場合 (WAVE P_D)

図-64 津波防波堤設置後の浸水高

以下に述べる。

i) WAVE L_0 あるいは WAVE L_D を作用させたとき、津波防波堤が建設されると多の郷地区の浸水域および浸水高は小さくなる。特に 4 m 以上の浸水高を生じる地域の面積は防波堤の無い状態と比較するとほぼ $1/8$ 程度になる。また 6 m 以上の浸水高を示す区域はなくなる。

浜町地区では、防波堤建設により 2 m 以上の浸水高を示す地域の面積がかなり小さくなる。WAVE L_0 を作用させたときは $1/2$ 程度になる。新荘地区における浸水域はほとんど変化しないが、4 m 以上の浸水高を示す地域はなくなり、防波堤建設後の最大浸水高は 2.8 m 程度である。

ii) WAVE S_0 、および WAVE P_D を作用させた場合、多の郷地区の浸水域が顕著に小さくなる。防波堤設置前は 2 m の浸水高を表すコンターが、防潮堤設置後の 0 m の浸水高を示すコンターとほぼ等しくなる。最大浸水高は、防波堤建設により WAVE S_0 の場合、5.6 m から 3.5 m に減少し、WAVE P_D の場合、4.9 m から 4 m に減少する。

浜町地区の浸水域は、防波堤建設により、その面積が $1/2$ 程度になる。また、最大浸水高は、WAVE S_0 の場合 4.2 m から 2 m に減少し、WAVE P_D 場合、3.5 m から 2.8 m に減少する。

浸水域および浸水高の変化を定量的に示すためには、

浸水深と浸水面積から浸水量として堤内の水の容積を求めるのが適当であろう。しかし、それは非常に困難であり、本資料では堤内の水の容積は求めなかった。

7.3 防波堤による流況および開口部流速の変化

(1) 流況の変化

流況を解析したケースは表-6(2)で示したケース12および29である。ケース12および29とも地盤沈下を考慮しない場合のWAVE S_0 を作用させたケースである。WAVE L_0 を作用させたときも、目視観測によれば流況はWAVE S_0 とほとんど変わらなかった。

図-65は、一定時間内のフロートの軌跡を矢印でつないだ流況図である。図-65(1)が防波堤が無い場合、図-65(2)が津波防波堤設置後の流況を示す。1番目の図は第1波の押波時に相当し、須崎港および野見湾へ津波の第1波が浸入する様子が示されている。

2番目(20min~40min)は押波から引波へ移る様子を示しており、港奥は押波が続いているものの湾口部では津波が引きはじめている。このとき、防波堤設置後の流況図をみると、防波堤の直背後の水域に渦が生じている。これは、地形によって流速が速い水域と、遅い水域が生じるため、その境界付近で大きなせん断応力が生じることによって渦が発生するためである。

第3番目の図では、防波堤背後の渦はやや大きくなっている。

第4番目(60~75min)の図では、港内で引き波が続いているけれども湾口部では第2波の押がはじまっている。このとき、防波堤の開口部の流速は速いが、防波堤の直背後の水域では、流速が小さいため、渦が生じている。

第5番目(75~95min)の図では、港内では第2波の引きがはじまっている。このとき、現況地形においても、若干の渦が湾口部および野見湾で発生している。津波防波堤の前面では渦は生じておらず渦が発生する水域が防波堤の堤内へ移っている。

第6番目(95~115min)では、港内では第2波の引波が続いている。この時、防波堤によって流況が変化の様子は見られない。

第7番目(115min~135min)は第3波の押波の状態にあたり、第3波の規模が第1波、第2波に比較すると大きいので、発生する渦の規模も大きい。したがって、防波堤背後では大きな渦が生じている。

野見湾の流況はあまり変化していない。

第8番目(135min~145min)に示した第3波の引波時には、防波堤の有無にかかわらず野見湾口で比較的半径の小さい渦が生じている。

以上のことから、須崎港および野見湾の津波の流況についてまとめると次のようになる。

地形によって、津波の流速が速い水域と、流速が小さい水域が生じるため、その境界で大きなせん断応力が発生し、須崎湾口部および野見湾口部では渦が発生する。津波防波堤が須崎湾口部に建設されると、須崎湾口において渦のできる水域が変化し、防波堤背後の水域で渦が生じるようになる。

防波堤を設置しても、野見湾の流況に変化は見られない。また、防波堤に反射されて野見湾へ向かうような流れは見られなかった。野見湾へ浸入する津波は、ほとんど南西方向から来ており、また引波も南西へ向かい、野見湾から須崎湾内へ入っていくような流れはなかった。須崎湾内からの引波の影響よりも、図-65(1)の40~60minの流況図に示されるように、野見湾南側の西瀬戸、東瀬戸からの流入が野見湾内の流況に大きな影響を与えるようである。この南方からの水の出入りによっても渦が生じているので、これらの水道の流出入量が大きくなると野見湾内の渦が複雑になる。したがって、津波の水位にも局所的な影響を及ぼすものと思われる。

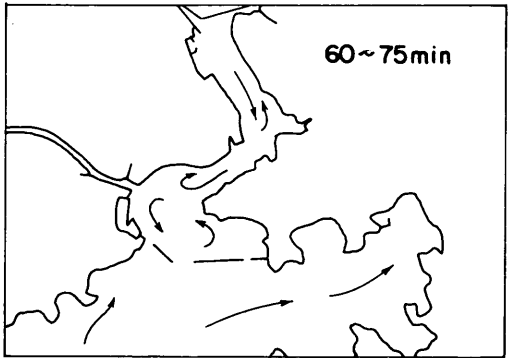
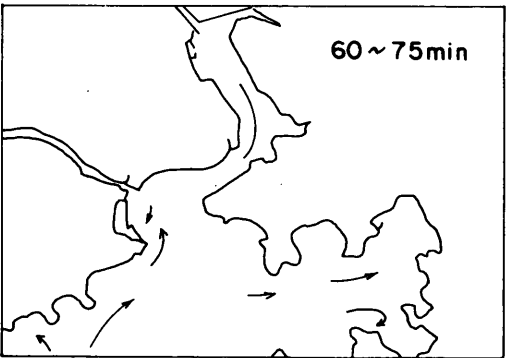
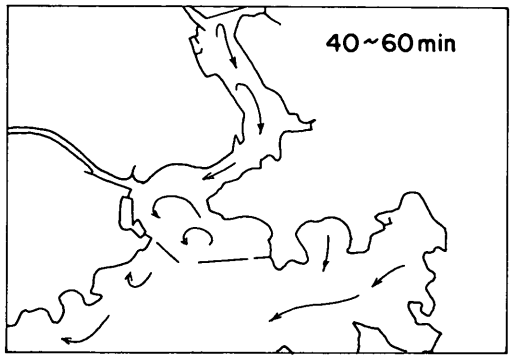
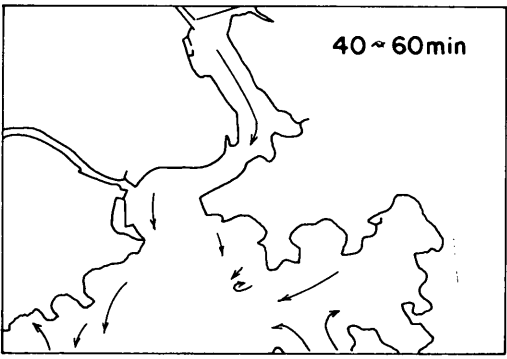
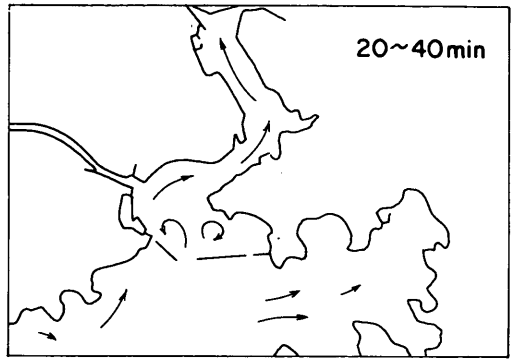
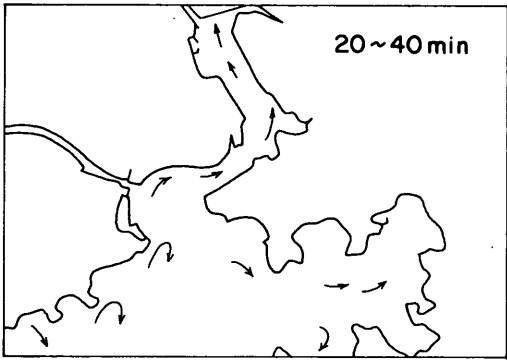
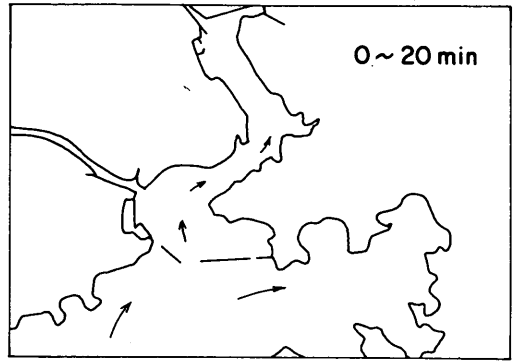
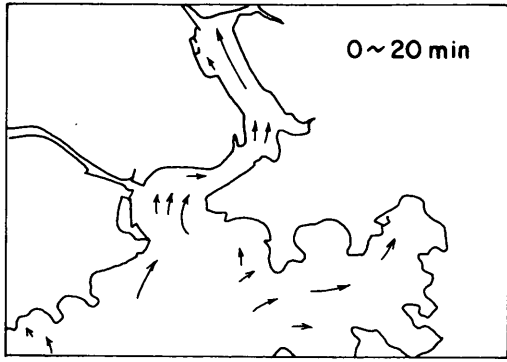
(2) 流速の変化

図-66に防波堤開口部における流速を測定した結果を示した。図-66は地盤沈下を考慮せずに実験をした結果であり、図-66(1)がWAVE L_0 を作用させたとき、図-66(2)がWAVE S_0 を作用させた場合を示す。流速計の位置は図-43に示したとおりである。図-66ではx軸方向の流速 V_x 、y軸方向の流速 V_y 、および合成流速の絶対値 V を示した。

x軸の正方向は北向き、y軸の正方向は西向きである。したがって、防波堤開口部を通して港内へ向かう流れが生じているときは $V_x > 0$ 、 $V_y = 0$ になる。

図-66(1)および(2)において、(i)〃現在〃は、防波堤未設置時の現況地形における流速を示し、(ii)〃防波堤〃は計画津波防波堤の開口部における流速を示し、(iii)〃防波堤+マウンド〃は、開口部に捨石マウンドの模型を設置したときの開口部流速を示す。

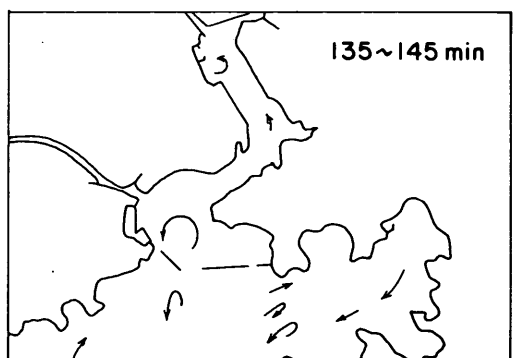
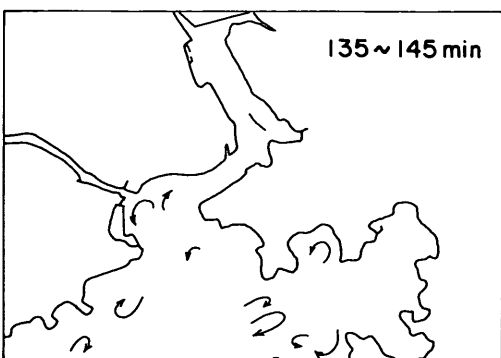
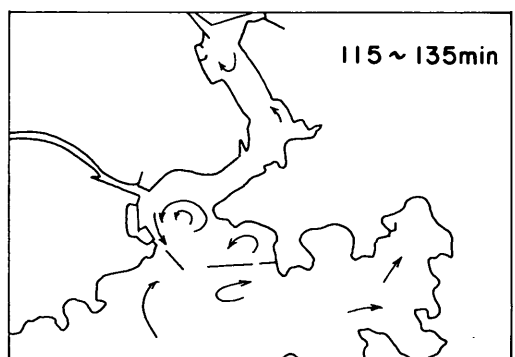
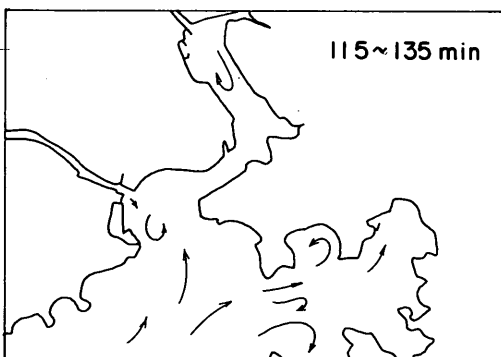
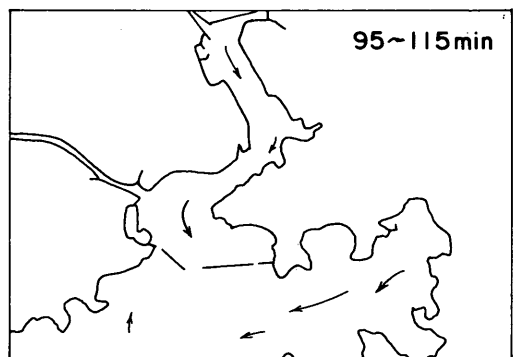
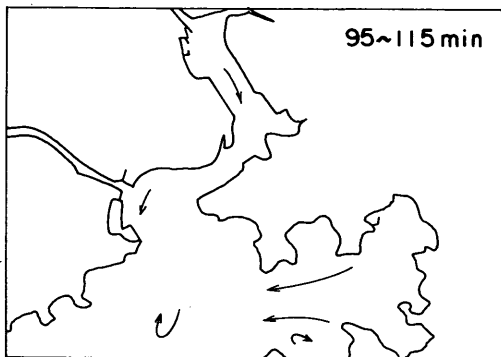
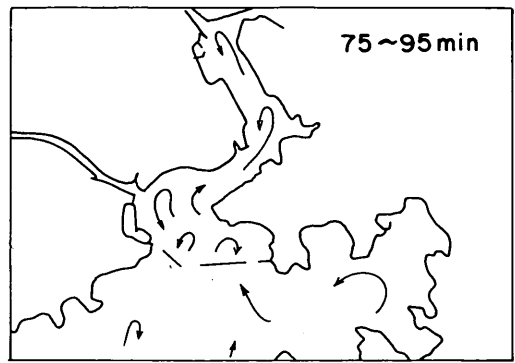
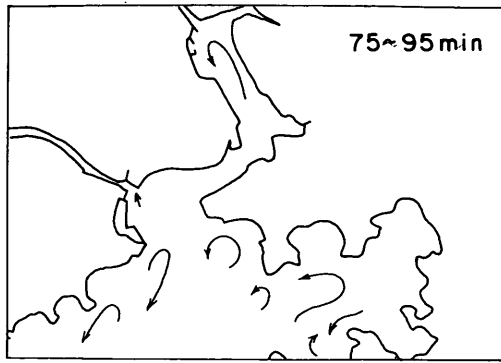
(i)の防波堤のない場合の流速変化をみると、変化が激しく、グラフの波形が鋭くかつがっている。これは瞬時に大きな流速が生じたことを示し、これは図-65の流況図に示されるように、この付近で津波によって大きな渦が発生するためと思われる。最大流速はWAVE L_0 の場合22.8m/s、WAVE S_0 の場合15.5m/sとなっている。しかし、流速は図-66に示されるように非常に短時間に変化しており、実験データのサンプリングタイムによっても、そのピーク値は大きく変化するであろう。



(1) 現在

(2) 防波堤設置後

図-65 防波堤による流況の変化



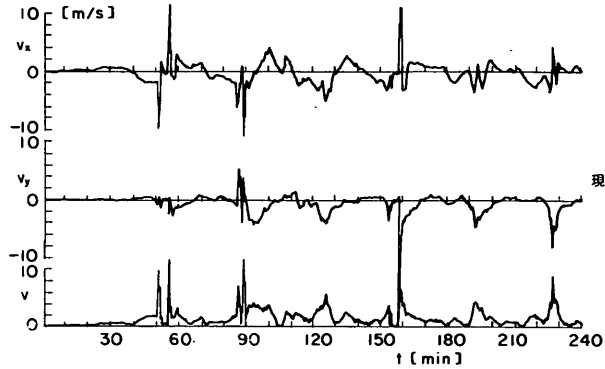
(1) 現在

(2) 防波堤設置後

図-65 防波堤による流況の変化

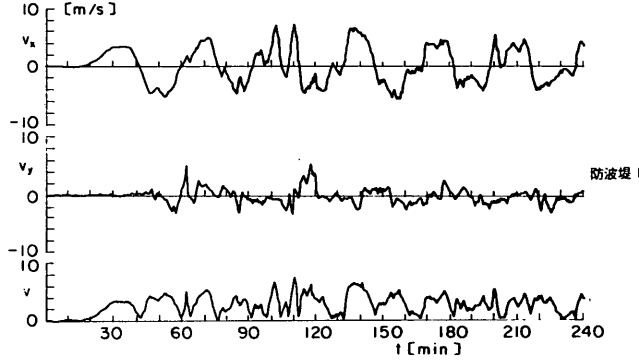
$V_x(\max)=11.9843 \text{ (m/s)}$ $V_y(\max)=5.68032 \text{ (m/s)}$

MAXIMAM $V=22.7618 \text{ (m/s)}$



$V_x(\max)=7.56924 \text{ (m/s)}$ $V_y(\max)=5.77219 \text{ (m/s)}$

MAXIMAM $V=7.95305 \text{ (m/s)}$



$V_x(\max)=9.09682 \text{ (m/s)}$ $V_y(\max)=5.47821 \text{ (m/s)}$

MAXIMAM $V=9.44775 \text{ (m/s)}$

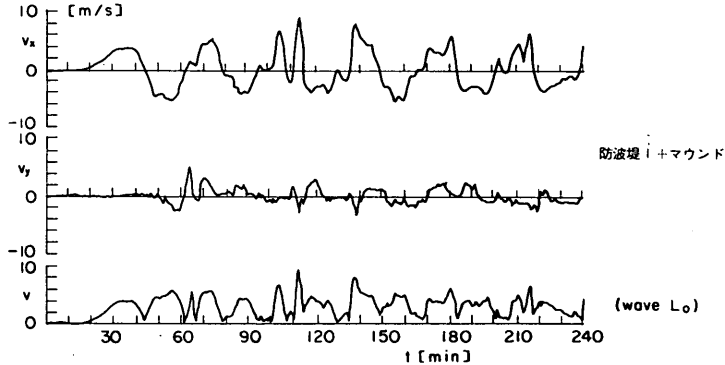


図-66(1) 開口部の流速変化 (WAVE L_0)

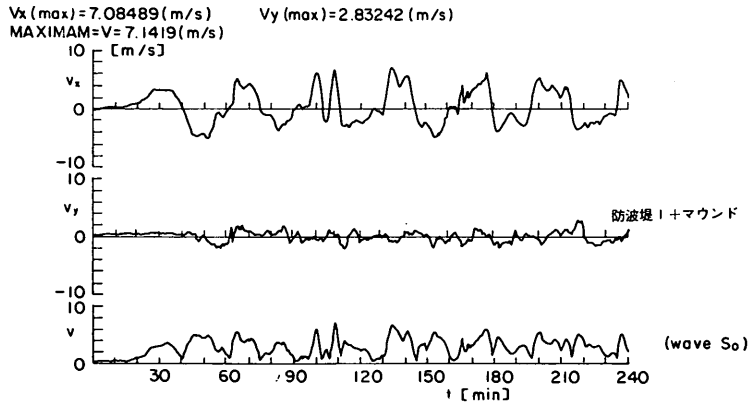
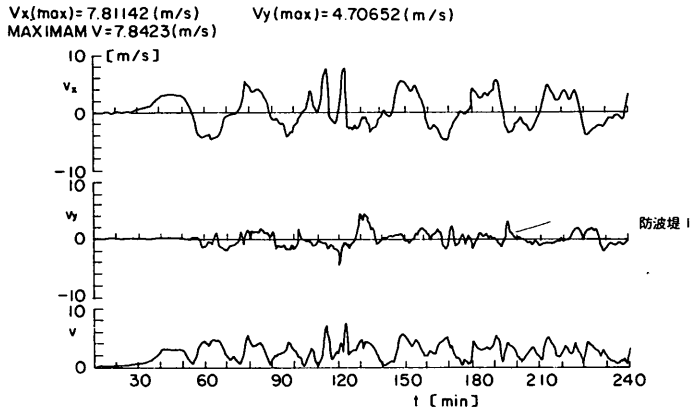
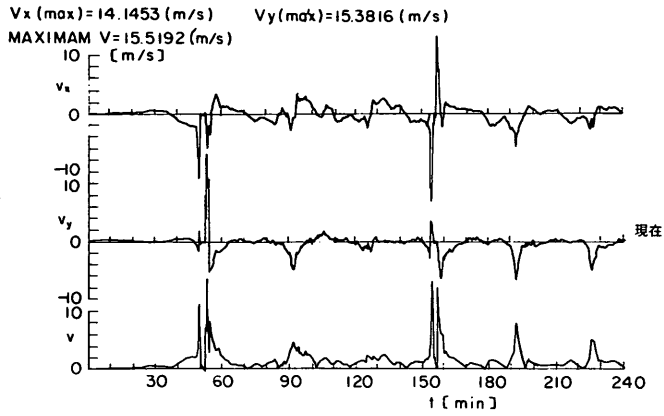


図 - 66 (2) 開口部の流速変化 (WAVE S_0)

また、流速の変化が速すぎるので、渦による気泡のために、流速計が一時的に作動せず、極値が記録された可能性もある。したがって、最大流速の絶対値は、そのオーダーを見積もれるだけで、正確な値はわからない。

防波堤が設置されると開口部では、 V_x が V_y に比べて卓越するようになり、 V の最大値も V_x の最大値とほぼ等しくなる。(ii)の防波堤設置時の開口部の最大流速は、WAVE L_0 を作用させたとき 8.0 m/s 、WAVE S_0 を作用させたとき 7.8 m/s になった。高さ 2 m のマウンドを設置した (iii) のケースでは、WAVE L_0 を作用させたときの最大流速は 9.4 m/s 、WAVE S_0 を作用させたときは 7.1 m/s になった。WAVE L_0 の場合はマウンド設置により 1.4 m/s 流速が増大している。WAVE S_0 の場合は、 0.7 m/s 減少している。流速を測定したケースが少ないため、マウンドの流速に及ぼす影響が大きいかどうか的確に判断することはむずかしい。しかし、流速が変化するとしても、 1 m/s 程度で、2 倍になったり、1/2 倍になることはない。

以上の結論として、以下の事が言える。

防波堤が設置されていない現況地形においては、開口部に相当する地点の流速は、渦の影響を受け、急激に変動し、その最大値もかなり大きい。

防波堤設置後の開口部流速は、最大で 8 m/s 程度であり、開口部のマウンドを考慮してもその値はあまり変化しない。

(3) 計算結果との比較

数値計算においても津波の流況と流速が求められるので、実験結果との比較を行った。

図-67は、数値計算で求めた須崎港内の流速ベクトル図である。図-67(1)が防波堤の無い場合、図-67(2)が防波堤設置後のベクトル図を示す。図-67(1)におけるベクトルの方向は港内から港奥、あるいは港奥から港内に向かっており、図-65(1)で示されるような港口での渦は表現されていない。図-67(2)の防波堤設置後のベクトル図においても防波堤背後の渦は示されていない。ただ80分後のベクトル図を見ると、東防波堤の背後で小さな渦が発生しているのがわかる。

図-68は、数値計算で求めた港内の最大流速の分布を示した図である。図-68(1)が現況地形における最大流速分布、図-68(2)が防波堤設置後の最大流速分布図を示す。図-68(1)では、開口部にあたる地点の最大流速は $2 \sim 3 \text{ m/s}$ 程度であり、図-66で示した実験結果とは大きく異なる。図-68(2)の防波堤開口部での最大流速は 7 m/s であり、実験結果が平均すると 8 m/s であったことから、

防波堤を設置した場合の開口部の最大流速は実験値と計算値ではほぼ一致する。

以上の事から結論として以下の事が導ける。

- i) 大きな渦が発生する地点では、数値計算では渦現象を明確に表現できないため、実験流速と計算流速は大きく異なる。本資料の数値計算で渦を表現できない理由は i) 計算格子が大きいため局所的な変化が計算できない、ii) 非線形項と粘性項を導入していない、等である。
- ii) 防波堤開口部は流れが一樣で渦の影響を強く受けないため、数値計算値と実験値はほぼ一致する。

7.4 安和の津波高に対する考察

図-53(1)、図-53(2)および図-60(1)、図-60(2)に示すように、No. 11 (安和)および No. 12 (久礼)における津波の波形には、他の測点の波形と異なり、周期 $10 \sim 15$ 分程度の短周期成分の振動が顕著に現われている。また、安和における最大津波高は、痕跡高が 3.91 m であるのに、模型実験では WAVE L_0 で 7.86 m 、WAVE S_0 で 7.51 m 、WAVE L_D で 7.36 m 、WAVE P_D で 5.68 m となり非常に大きい。他の測点では、実験値が痕跡高の2倍以上にはならなかったもので、安和において実験値が非常に大きくなったのは実験固有の何らかの現象の影響と思われる。

実験水槽の特性と実験条件を検討した結果、安和と久礼における津波波形に短周期の変動が顕著に含まれ、最大津波高が非常に大きくなる要因として、次の2点が挙げられる。

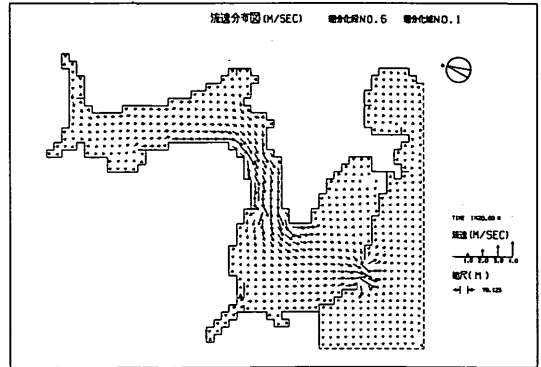
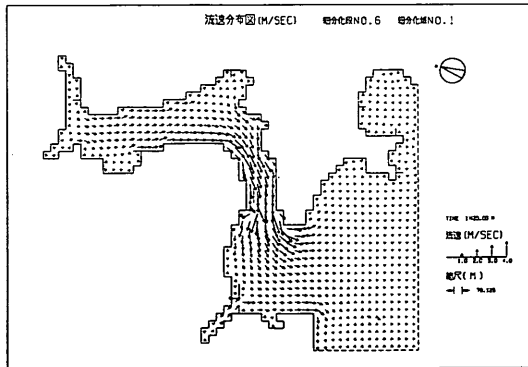
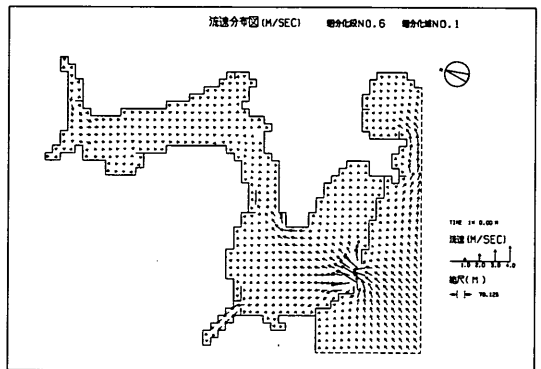
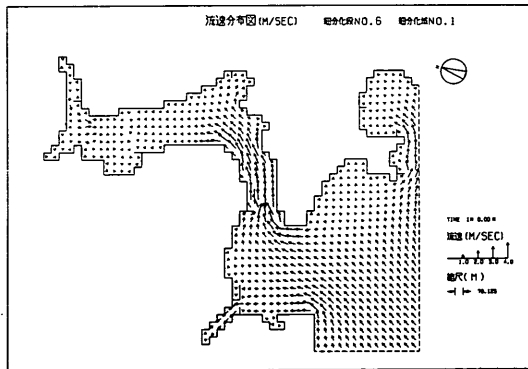
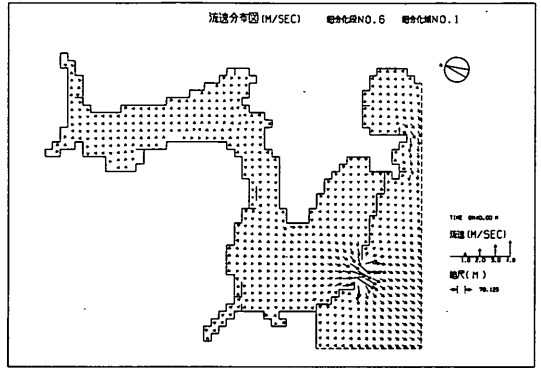
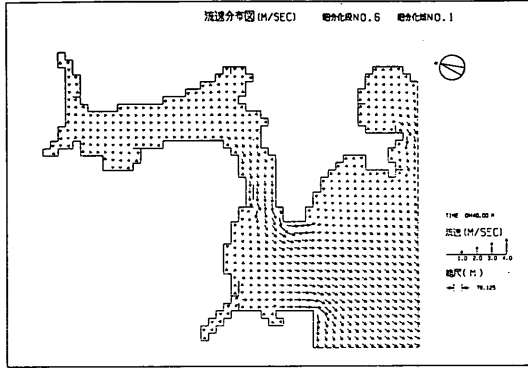
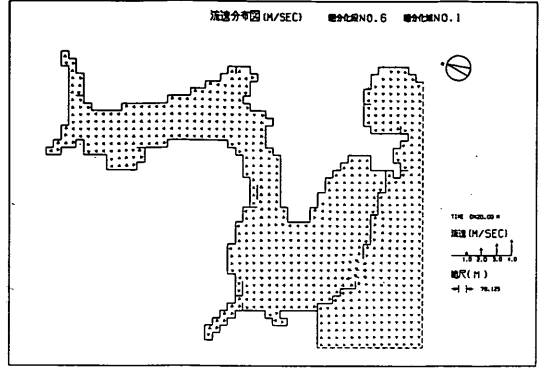
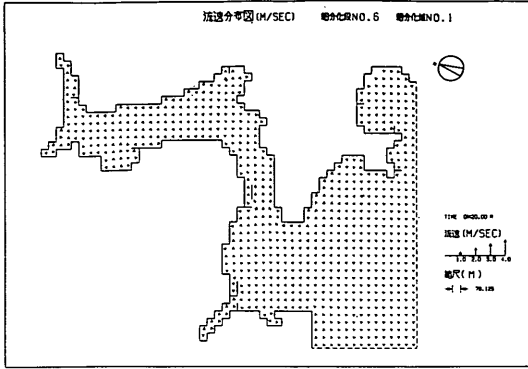
- i) 起潮装置および水槽側壁の反射
- ii) 模型縮尺のひずみ

(1) 起潮装置および水槽側壁の反射による影響

実験水槽で、ある周期の波をかけた場合、水槽側壁の反射により、両端の水槽壁の間で、平均水面の固有振動が生じる。振動の固有周期 T_0 および固有振動数 f_0 は水槽両端の距離を a 、平均水深を d で表すと、次式で求められる。

$$T_0 = \frac{2a}{\sqrt{gd}}, \quad f_0 = \frac{1}{T_0} \quad (38)$$

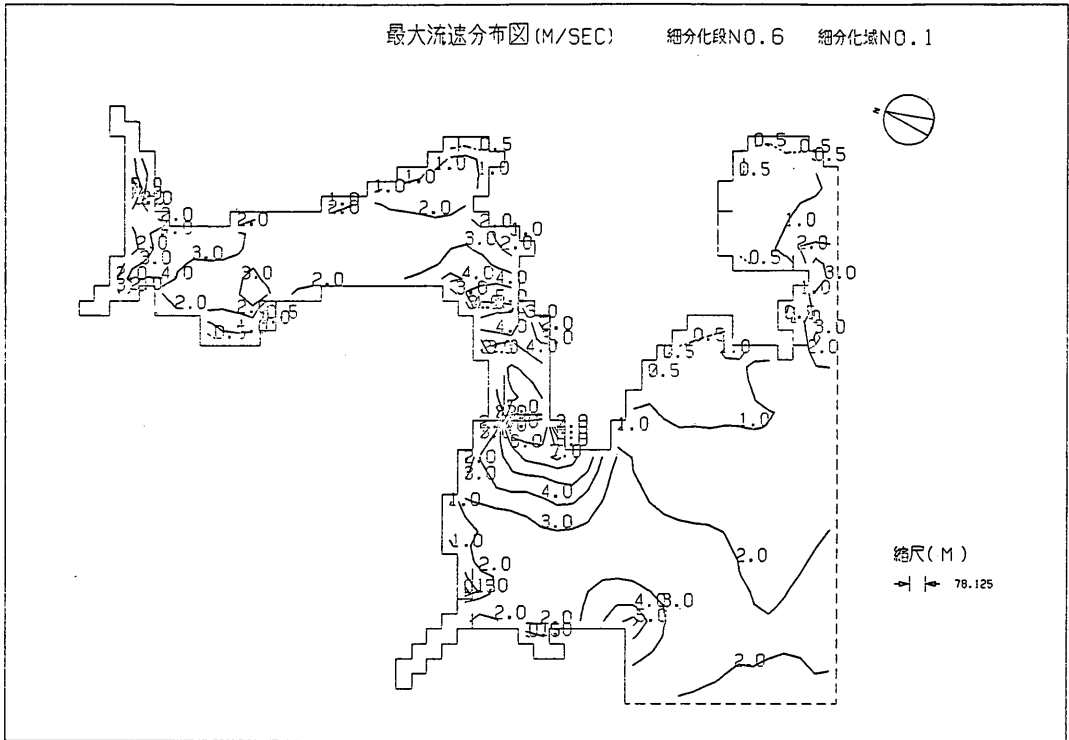
須崎港水理模型においても、津波の成分波との共振によって、水槽内で固有振動が生じている可能性がある。まず、須崎港水理模型の固有周期を求めた。図-69は、須崎港水理模型において固有振動が起こり得る主なラインを示した図である。なお、図中の水深は模型上の値である。図の、line 2 および line 3 における固有振動は、実験水槽だけで生じる振動と考えられる。模型での値でその固有振動数を算定すると line 2 で $f_0 = 0.06 \sim 0.07 \text{ Hz}$



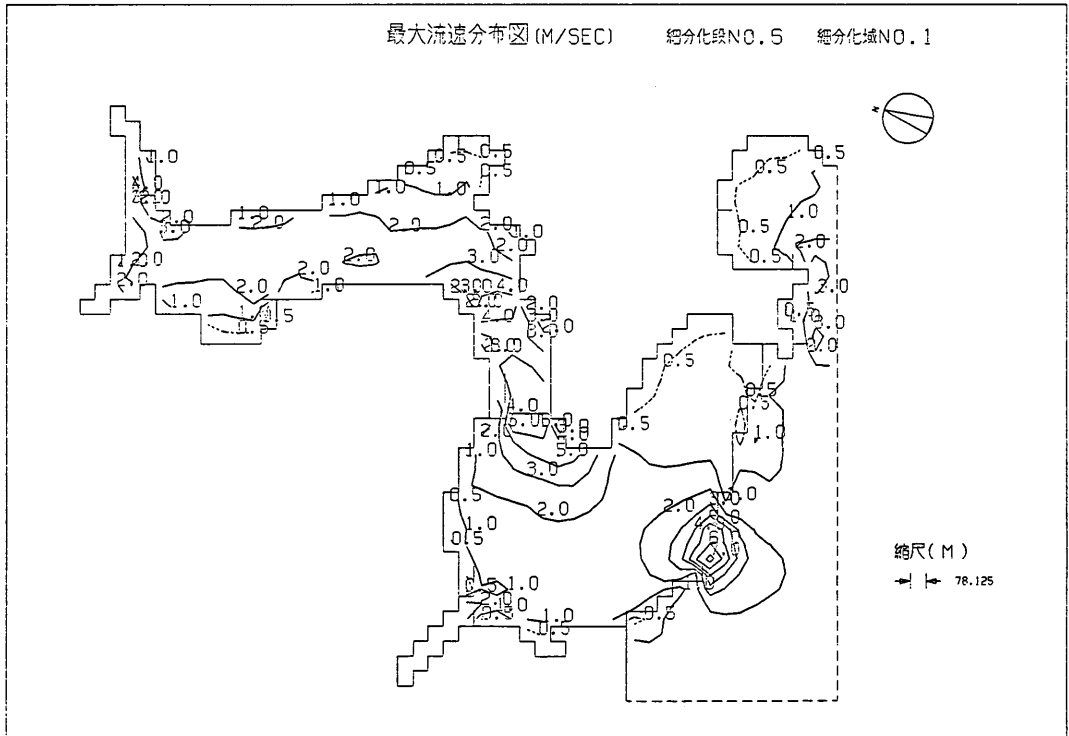
(1) 防波堤の無い場合

(2) 防波堤設置後

図-67 数値計算で求めた津波の流況



(1) 現在



(2) 津波防波堤設置後

図-68 最大流速分布図

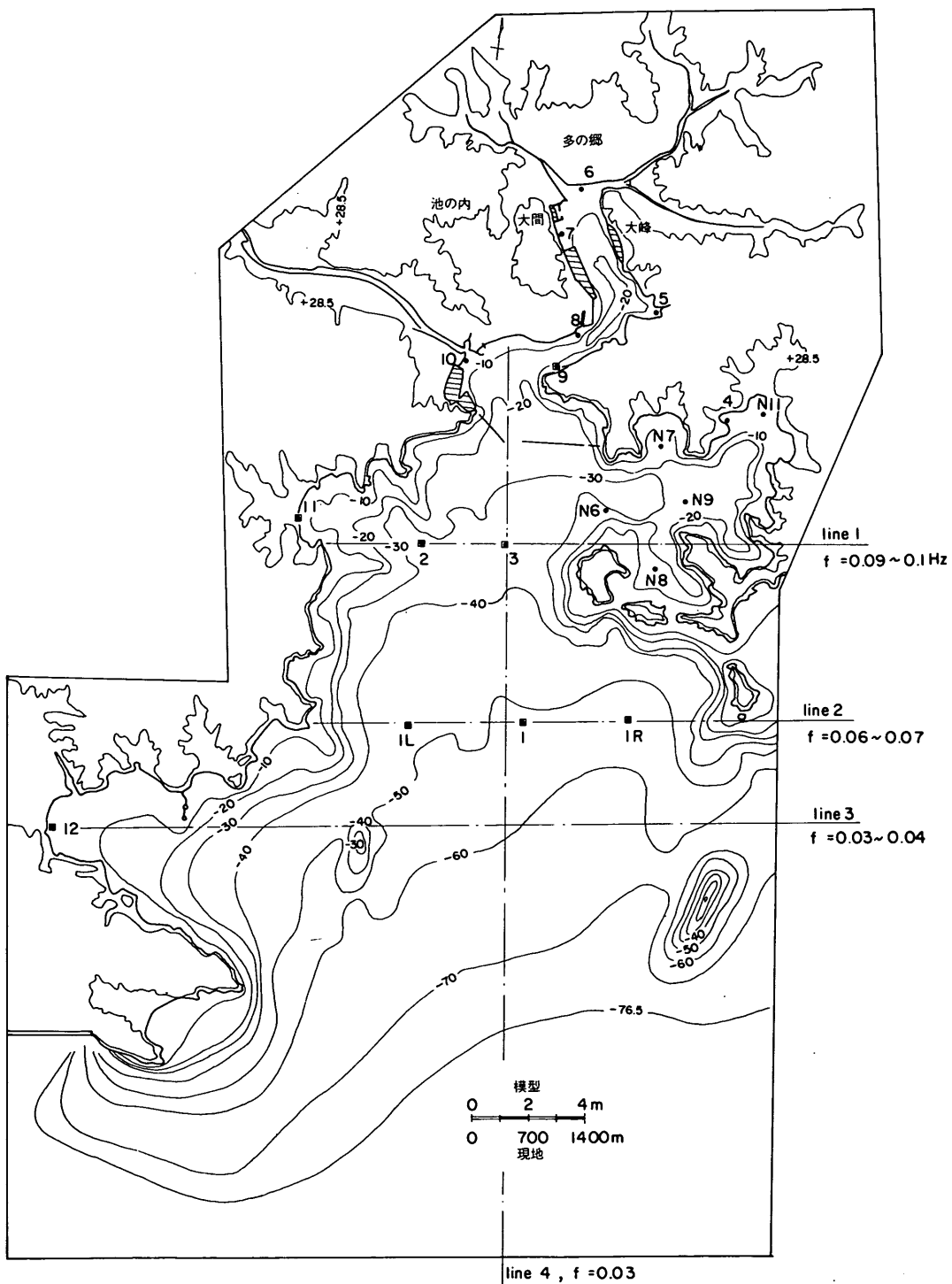


図-69 水槽側壁の影響

line 3 で $f_0 = 0.03 \sim 0.04$ Hz 程度である。

line 4 における固有振動は模型床と起潮装置間の振動で $f_0 = 0.03$ Hz 程度である。

line 1 における固有振動は、line 1 の両端とも模型床となっているので、模型実験水槽固有のものではなく、もし起こるとすれば、現地においても津波来襲時に発生する可能性がある。line 1 における f_0 は $0.09 \sim 0.1$ Hz 程度である。

これらの固有振動が模型実験で生じているかどうかを検査するため、図-69に示した測点 1L, 1, 1R, 2, 3, 4 (野見), 6 (桐間), 11 (安和), 12 (久礼) における水位変動の周波数スペクトルを求めた⁹⁾。図-70(1)は、数値計算で求めた No. 1 の水位変動スペクトルであり、入力信号のスペクトルと考えることができる。図-70(2)および(3)が、実験で測定された水位変動の周波数スペクトルである。作用させた津波は WAVE L_0 で、周波数スペクトル図では、縦軸の単位を $[cm^2 \cdot sec]$ とし、測定値を現地における値に換算せずに解析結果をそのまま表した。図-70(2)が津波防波堤が設置されていないとき、図-70(3)が津波防波堤設置後の各測点における周波数スペクトルを示す。

図-70(2)と(3)を比較したところ、各測点におけるスペクトル形には変化が見られない。したがって、水位変動に対する防波堤からの反射波による影響等はほとんど生じていないことが判かる。

図-70(1)の入射波のスペクトルについて検討する。図のスペクトルの各ピークに、A, B, C, D, E, の記号を付ける。そしてピークの周波数をそれぞれ f_A, f_B, f_C, f_D, f_E とする。最もエネルギー密度の高いピークは A で、B, C, D, の 100 倍以上である。 f_A は周期で表現すると約 50 秒 (現地で 35 分) で、これは南海地震津波の平均周期に相当する。

図-70(2), (3)における実験データのスペクトル形でも、図-70(1)の入射波のスペクトルのピーク周波数と一致するピーク周波数を持つピークに、A, B, C, 等の記号を付ける。図-70(2), (3)でも A, B, C, D, E のピークが含まれており、入力信号のスペクトルに含まれているピークがそのまま各測点の実測値にも現れることがわかる。ただし、各ピーク間のエネルギー密度の差は、図-70(1)と、(2)および(3)では異なる。図-70(2)および(3)では、短周期の B, C, D, E のエネルギー密度が図-71(1)に比べると大きくなっている。もし、 f_B, f_C, f_D, f_E の振動数が水槽の固有振動数と一致すると、共振によって、B, C, D, E のエネルギー密度が増幅されたものと推測できる。

各点における周波数スペクトルを検討すると、No. 12

(久礼)では、B のエネルギー密度が大きく、ピーク A の 10 倍以上になっている。 f_B は line 3 における固有振動数とはほぼ一致するため、No. 12 (久礼) を通る line 3 において共振が生じ、水槽端を腹とする定常波が生じていることがわかる。したがって、No. 12 (久礼) の津波波形に含まれる短周期の振動は、この line 3 における固有振動を表しているものと推測される。

この line 3 における水槽内の横揺れは、湾口部にも影響を及ぼしており、そのために、No. 1, No. 2 No. 3 の周波数スペクトルのピーク B のエネルギー密度はピーク A の $1/10$ 程度になり、入力波形のスペクトルに比較して大きくなっているものと推測される。

港奥の No. 6 (桐間) のスペクトルのピーク B の値はピーク A の $1/100$ 以下であることから、港内では、水槽側壁間の横揺れの影響はほとんど無く実験結果には影響を及ぼさないものと推測できる。

line 2 あるいは line 4 上の測点のスペクトルには、ピーク A よりエネルギーレベルの大きなピークは見られないので、line 2 および line 4 において固有振動が生じている様子はない。 f_C, f_D, f_E に一致する水槽横揺れの固有振動数は見られないので、ピーク C, D または E が増幅される要因は須崎港の地形にあり、現地でも増幅現象が発生する可能性がある。

No. 11 (安和) の水位変動の周波数のスペクトルでは、ピーク E が顕著になっている。 f_E は line 1 の固有振動数とはほぼ等しいので、line 1 における固有振動の影響を強く受けているものと推測されたが、line 1 上の No. 2, No. 3 ではピーク E が増幅されたようすは見られない。したがって、line 1 において横揺れが生じているとは考えにくい。

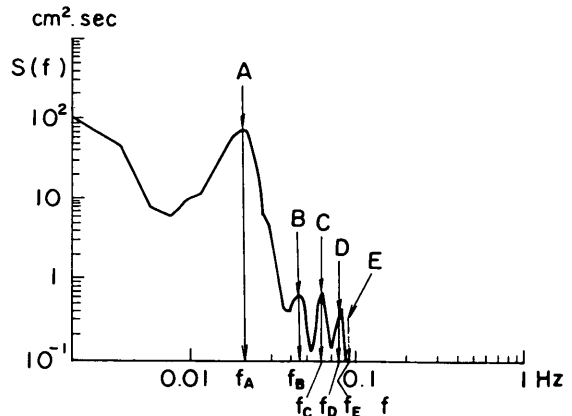
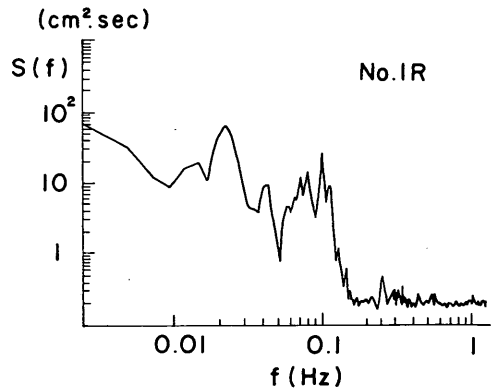
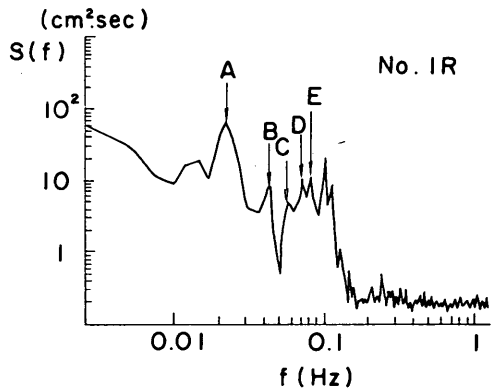
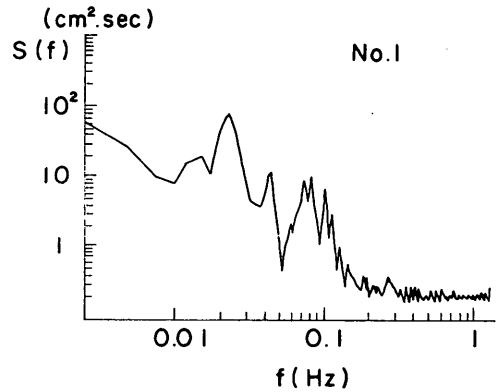
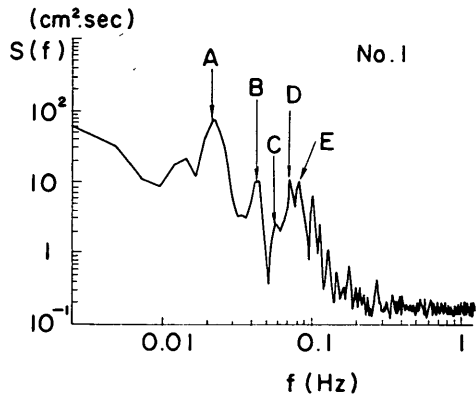
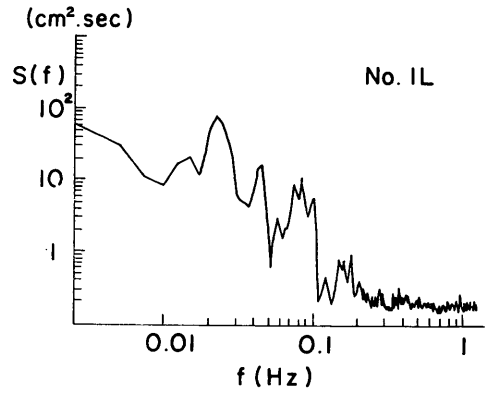
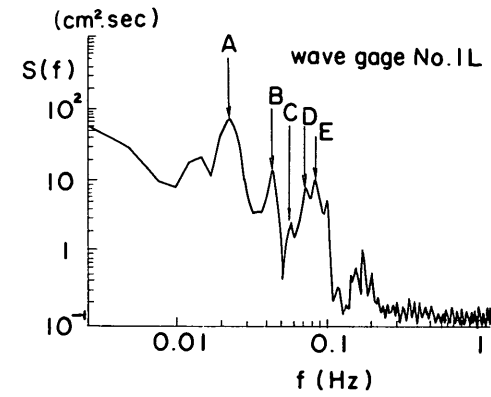


図-70(1) No. 1 における
計算で求めた津波のスペクトル

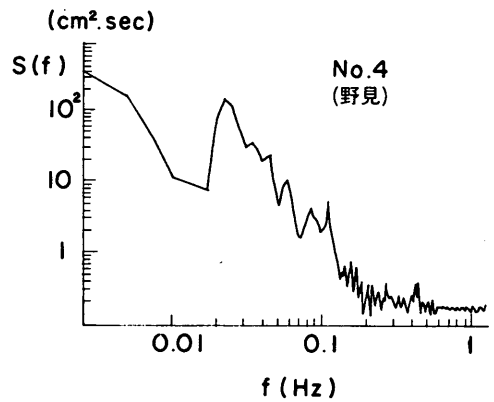
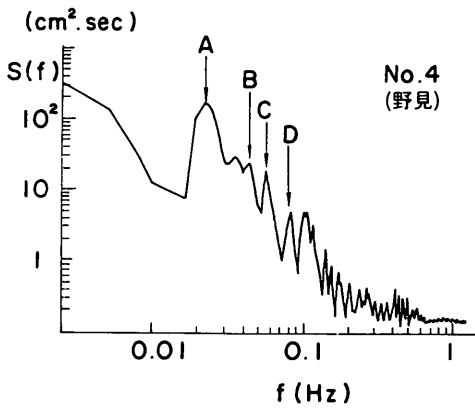
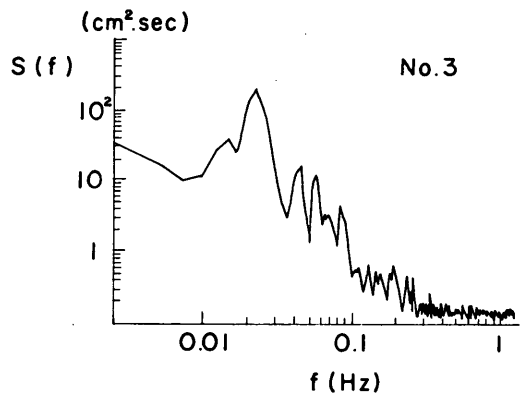
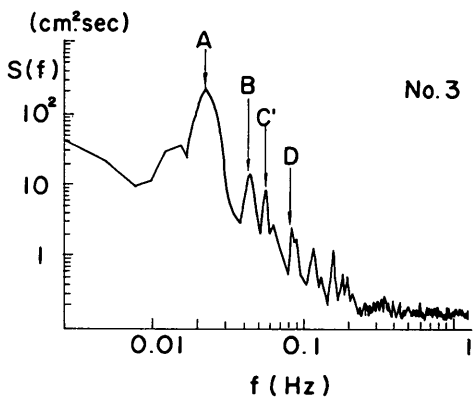
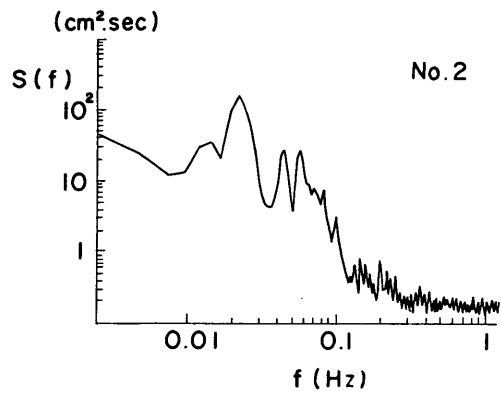
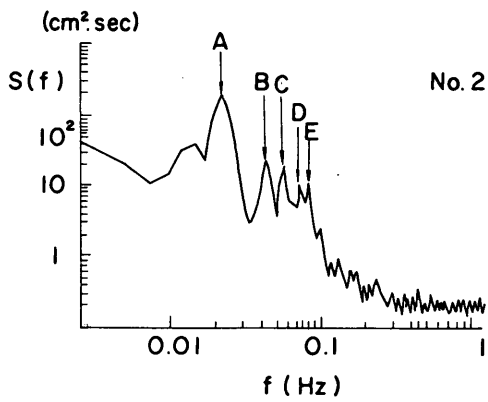


(2) 現在

wave L₀

(3) 防波堤 1 建設後

図-70 水位変動のスペクトル

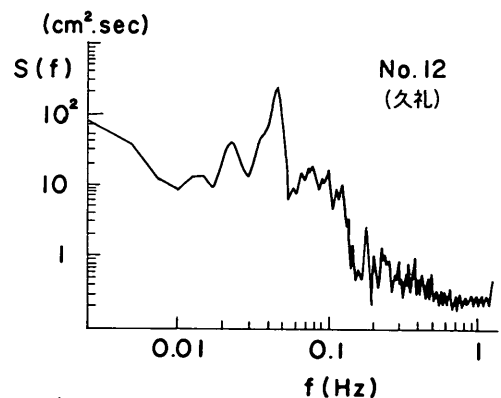
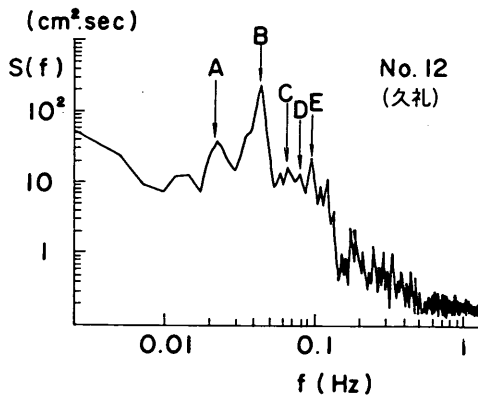
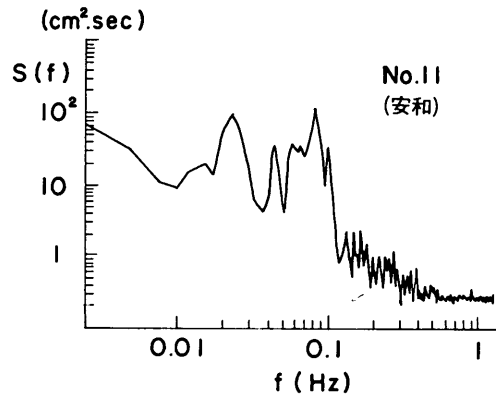
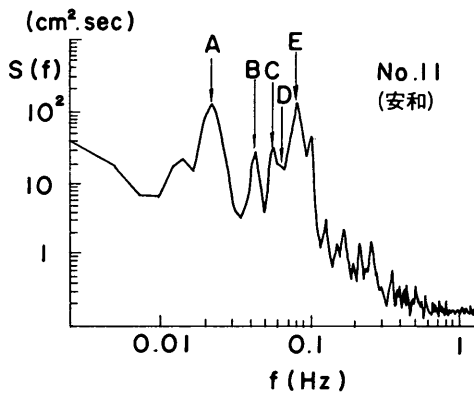
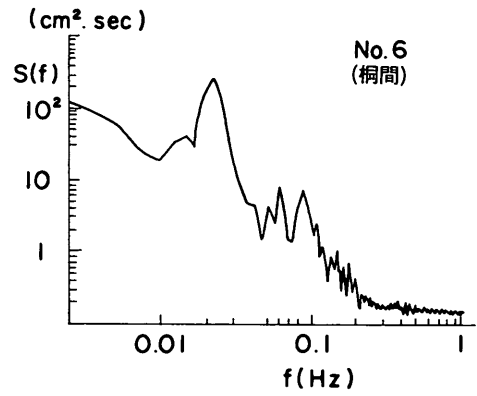
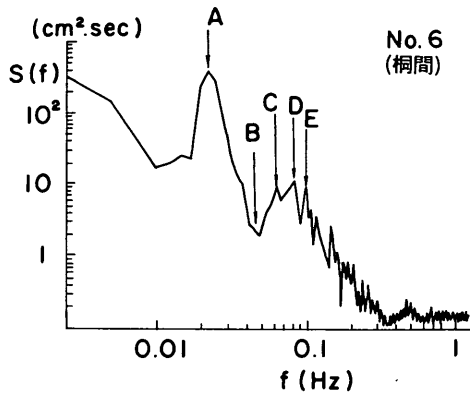


wave L_0

(2) 現在

(3) 防波堤1建設後

圖-70



wave L₀

(2) 現在

(3) 防波堤1建設後

図 - 70

つまり、安和における津波波形に顕著に現われている短周期の振動は、周波数 f_E を持つ振動であることは判明したが、安和においてなぜ周波数 f_E を持つ振動が顕著になるのか、その理由を明らかにすることはできなかった。

(2) 模型縮尺のひずみによる影響

スペクトルの考察により、安和における短周期の振動は、入射波形が持っている周波数 f_E の振動が増幅されるために生じることがわかった。振動が顕著になる原因の1つとして、模型縮尺のひずみによる影響が考えられる。

須崎港水理模型では、水平縮尺が1/350で、鉛直縮尺が1/70であるから海底勾配が実際の地形より5倍大きくなっている。たとえば安和前面の海底勾配は模型では約1/10であるが現地では1/50程度である。

模型実験中に観察していると、安和に来襲する津波は、安和湾南側の、水深が模型床上で10cm以下の浅い海域を通過して、砕波しながら安和へ到達するのがわかった。したがって砕波によるエネルギーの減衰の割合が、海底勾配が異なるので、模型と現地では異なってくるのではないかと推測できる。

図-71は合田²⁰⁾が示した砕波限界波高の算定図である。模型での値を現地に換算して、1/10勾配の海岸と、1/50勾配の海岸に、周期 T の波が入射する場合を考えてみ

る。沖側の水深は h_b で同一とする。砕波限界波高 H_b は、1/50勾配の海岸での値が小さくなる。したがって、現地では、砕波によってエネルギーが急速に減衰する波でも、模型すなわち1/10勾配の海岸では砕波しないのでエネルギー減衰は少ない。したがって、模型では、砕波によるエネルギーの減少がより小さいので、津波波高が現地より大きくなる可能性がある。なお、大きくなる程度を定量的に求めることは困難である。

以上の考察から、模型縮尺がひずんでいるので、海底勾配が現地より急になり、津波波高が現地より大きくなる可能性があることが説明できた。すなわち、安和における津波波高が非常に大きくなる要因の1つとして模型縮尺のひずみを考えることができる。

安和以外の地点では、海底勾配が現地でも非常に大きいか、または、水深変化がほとんどないために、津波波高が現地で予想されるものより非常に大きくなる現象は生じないと推測される。

7.5 仮想防潮堤を設置した場合の防潮堤の効果

7.2で示したように、津波防波堤を建設することにより、浸水高、浸水域を小さくできる。本節では、さらに、防潮堤天端高を計画防潮堤天端高より高くすると、どのような効果を持たらすかについて検討した。

実験ケースは表-6(2)のケース32~39および42、43に相当する。

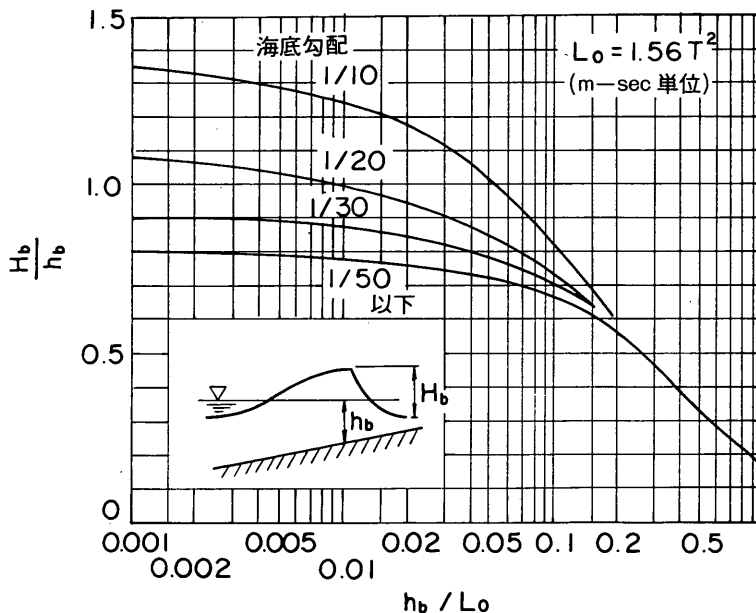


図-71 規則波に対する砕波限界波高²⁰⁾

(1) 津波高の変化

図-72は、仮想防潮堤を設置した地形において、津波防波堤建設後の代表測点における水位変動を示した図である。図-73(1)、(2)が地盤沈下を考慮しない場合のWAVE L_0 、およびWAVE S_0 の水位変動を示す。図-72(3)および(4)が地盤沈下を考慮した場合のWAVE L_D 、および P_D による水位変動を示す。図-72では、No.4(野見)、No.6(桐間)、No.8(浜野)、No.10(新莊)を代表点として示した。図の実線で示した波形が、仮想防潮堤を用いた地形で、津波防波堤設置後の各点の水位変動を示し、破線が計画防潮堤を用いた現況地形における津波防波堤建設後の水位変動を示す。

横にひいた破線は仮想防潮堤天端高を示す。防潮堤天端を越えて越流する波の数は非常に少なく、WAVE L_0 の場合、港奥の桐間で第1波と第4波がわずかに越流する程度である。WAVE S_0 では、桐間で、第4波だけがわずかに越流する。地盤沈下が生じると仮定したケースでは、WAVE L_D の第1波と第4波だけが、わずかに越流する程度である。

図-73は、須崎港内および野見湾における最大津波高および津波高変化率 p の分布を示す。図-73(1)が地盤沈下を考慮しない場合、図-73(2)が地盤沈下を考慮した場合に相当する。図-73(1)および(2)では、計画防潮堤を用いたときの津波防波堤建設後のWAVE L_0 、およびWAVE L_D の最大津波高を●で、WAVE S_0 およびWAVE P_D の最大津波高を○で示した。仮想防潮堤を用いたときの津波防波堤建設後のWAVE L_0 、WAVE L_D の最大津波高を▲で、WAVE S_0 、WAVE P_D の最大津波高を△で示した。港内における仮想防潮堤天端高を実線で、計画防潮堤天端高を破線で示した。

津波高変化率 p は、比較のために、次の3つの場合について値を示した。

- ×… 仮想防潮堤を設置した場合、ただし津波防波堤は未設置である。
- … 計画防潮堤のもとで、津波防波堤が設置された場合
- △… 仮想防潮堤のもとで、津波防波堤が設置された場合

図-73(1)、(2)では、計画防潮堤を設置した場合と、仮想防潮堤の場合では、仮想防潮堤を設置した場合の方が、 h_{max} は大きくなっている。たとえば、図-73(1)のWAVE L_0 のとき、計画防潮堤を用いたときは、 h_{max} は4.82 mであるが仮想防潮堤を用いたときには、 h_{max} は5.39 mになる。しかし、越流高 h_0 は、0.82 mから0.39 mに減少する。したがって、堤内へ浸水する量は非常に小さく

なるものと思われる。

津波高変化率 p は、計画防潮堤+防潮堤1°の場合より、仮想防潮堤+防波堤1°の場合の方が、その値が大きい。たとえば、図-73(1)において、港内のNo.5～No.8では、計画防潮堤+防波堤1°のとき、 $p=0.8$ 程度であるが、仮想防潮堤+防波堤1°のときは0.9程度になる。これは、仮想防潮堤により、もともと p の値が増加し、1.1程度になっているため、防波堤の効果としては、 p の値を1.1から、0.9に減少させるものとして考えることができる。

地盤沈下を考慮した場合でも、図-73(2)で示されるように分布傾向はほぼ同じである。

(2) 浸水高の変化

図-74に仮想防潮堤設置時において防波堤を設置した時の浸水高を示した。図-74(1)および(2)が地盤沈下を考慮しないときのWAVE L_0 およびWAVE S_0 の浸水高を示す。図-74(3)および(4)は地盤沈下を考慮したときのWAVE L_D およびWAVE P_D の浸水高を示す。

実線で示した等高線が、防波堤設置後、仮想防潮堤を設置したときの南海地震津波による浸水高を示す。破線で示した等高線は、図-55で示した現況地形における津波の浸水高である。計画防潮堤設置時で防波堤未設置時の場合には浸水域はかなり大きい、実線で示した浸水域は非常に小さくなっている。

地盤沈下を考慮しない場合、図-74(1)のWAVE L_0 の浸水域をみると、破線で示した浸水域に比べて多ノ郷地区で約1/2、新莊川流域で約1/2以下になっている。浜町地区では、浸水域は海岸沿いの埋立地に限られ、市街地へは浸水していない。浸水高も多ノ郷地区の最大値が2.7 mとなり、現況地形の1/3以下である。

WAVE S_0 を作用させたときには、浜町地区では越流することはなく浸水は生じていない。新莊地区では越流することはほとんどない。

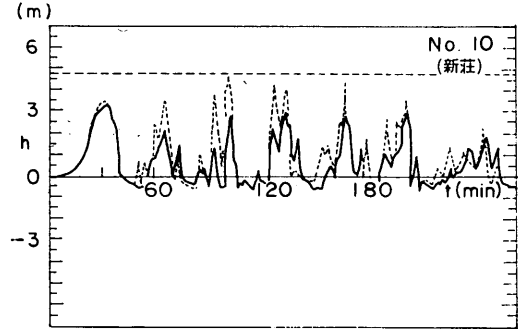
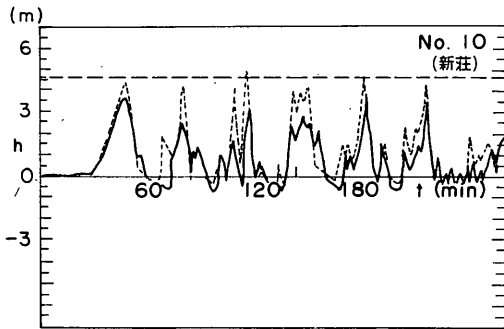
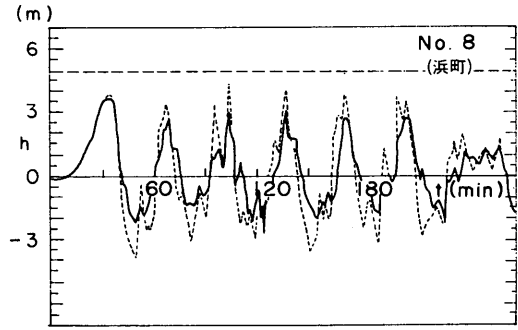
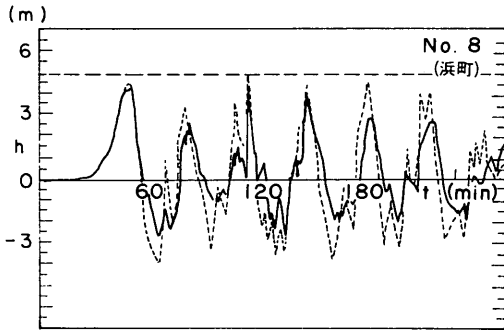
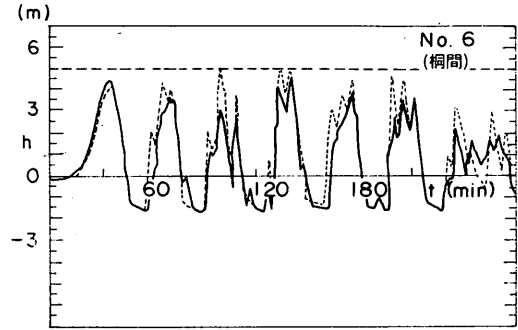
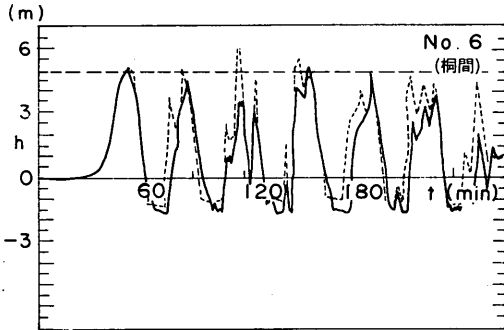
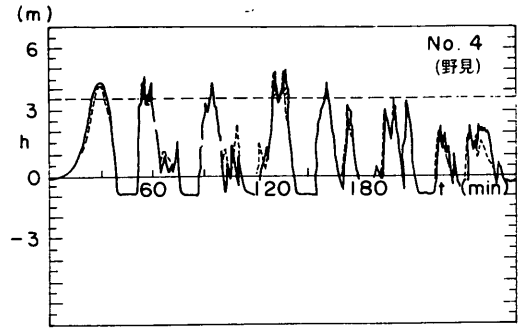
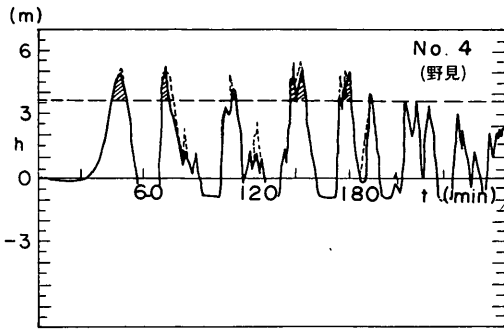
地盤沈下を考慮した場合でもその傾向は同じである。

WAVE P_D を作用させたときには、浜町地区では浸水は全く生じていない。

次に防潮堤を計画防潮堤天端高としたままで防波堤を設置した場合の浸水高を示す図-64と比較してみる。

図-74と図-64を比較すると、浜町地区および新莊地区における浸水の様子が顕著に異なっていることがわかる。すなわち、図-64では、WAVE S_0 あるいはWAVE P_D を作用させた場合でも、浜町地区および新莊地区の市街地に若干の浸水が見られるが、防潮堤を仮想防潮堤天端高としたときには浸水は生じていない。

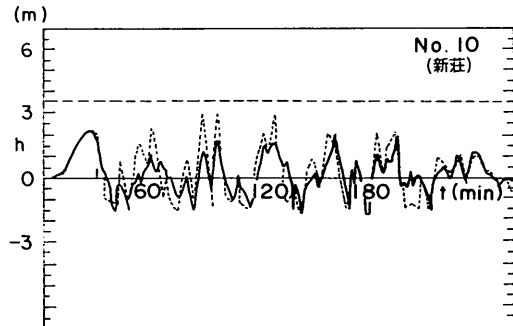
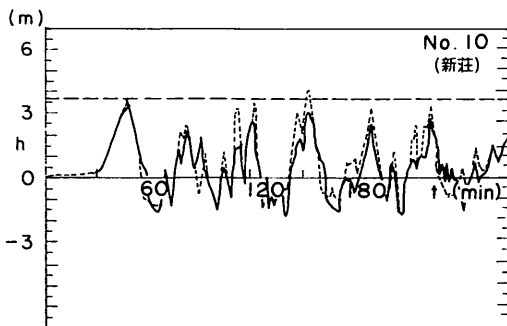
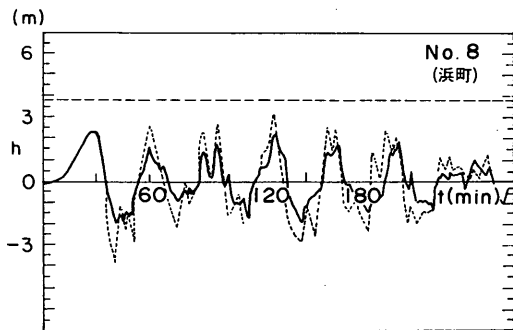
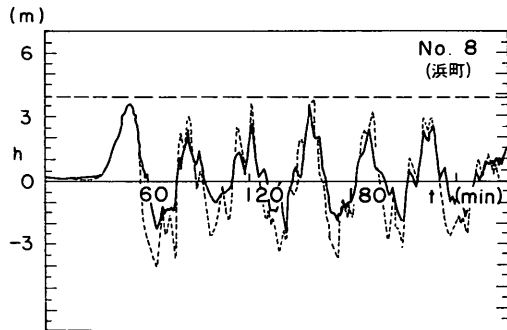
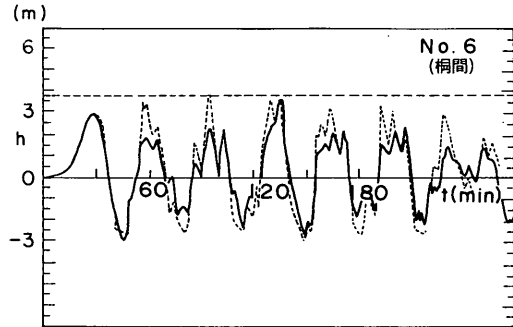
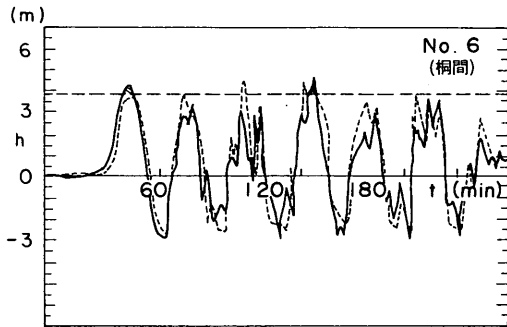
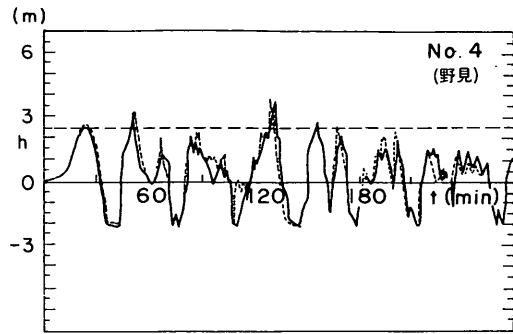
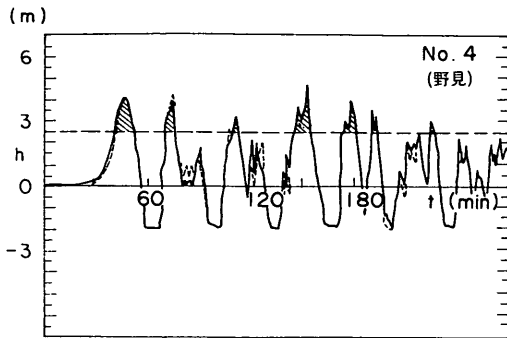
以上のことをまとめると、仮想防潮堤を用いた地形に



(1) WAVE L_0

(2) WAVE S_0

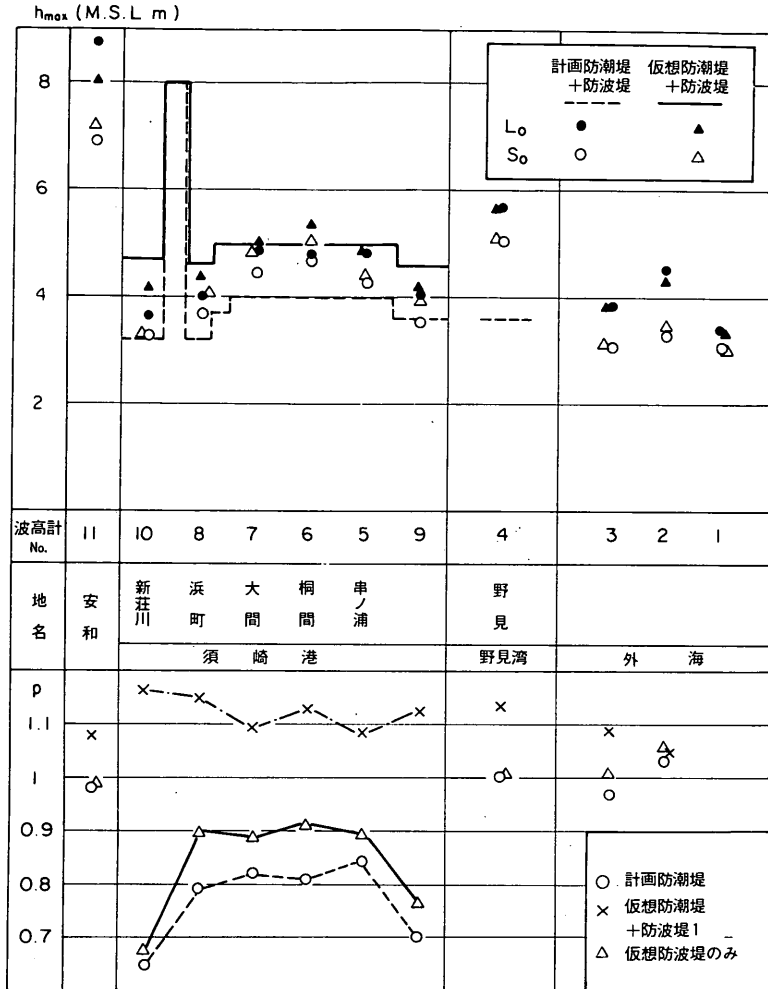
図-72 仮想防潮堤および防波堤を設置したときの水位の経時変化(地盤沈下を考慮しない場合)



(3) WAVE L_D

(4) WAVE P_D

図-72 仮想防潮堤および防波堤を設置したときの水位の経時変化(地盤沈下を考慮した場合)



(1) 地盤沈下を考慮しない場合

図-7-3 仮想防潮堤を設置した場合の防波堤の効果

おける、津波防波堤の須崎港内の浸水高に対する効果として以下の事が言える。

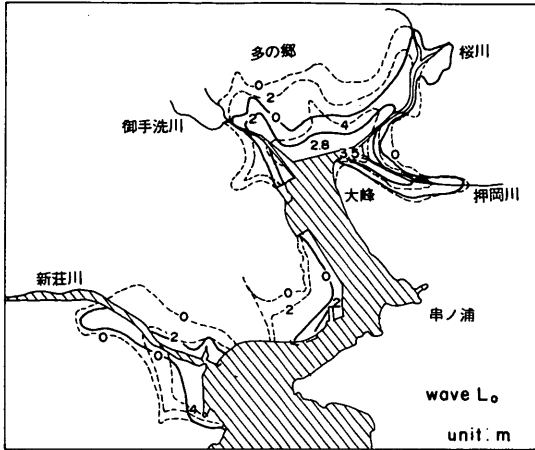
- i) WAVE L_0 および L_D を作用させた場合、現況地形における浸水域と比較すると、津波による浸水域は、多ノ郷、新荘地区において $1/2$ 程度になる。浜町地区でも、WAVE L_0 の場合 $1/2$ 程度に、WAVE L_D の場合 $1/4$ 程度になる。
- ii) WAVE S_0 および P_D を作用させたとき、多ノ郷地区の浸水域は、現況地形と比較すると $1/2$ 程度に小さくなる。WAVE P_D を作用させた場合、図-72(4)の津波波形をみると、No.6 (桐間) では越流は生じていな

い。しかし、これは1点での記録であり、実験中観察していると、若干の越流が生じている箇所もあった。また、河川からの越流もかなり影響を及ぼしている。

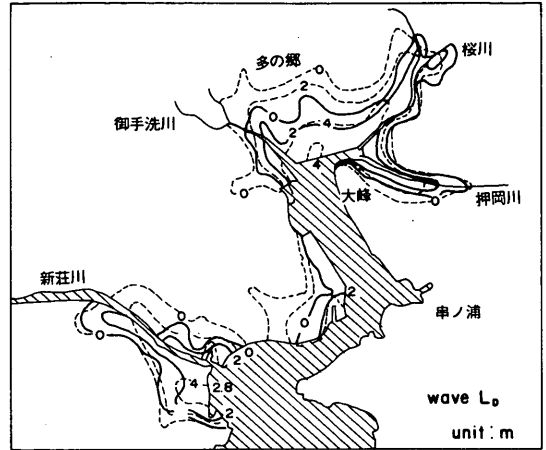
新荘地区および浜町地区では、ほとんど浸水は生じていない。

(3) 新荘地区のみ仮想防潮堤を用いた場合

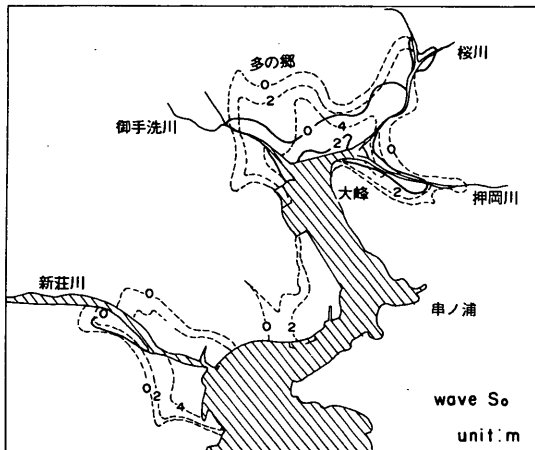
6.3で説明したように、現況地形として製作した模型の新荘地区における防潮堤天端高は、港湾計画で決定されている高さより、1.5 m低い。すなわち模型における計画防潮堤天端高は3.2 mであるが、新荘地区における計画上の天端高は4.7 mであり、仮想防潮堤天端高と等



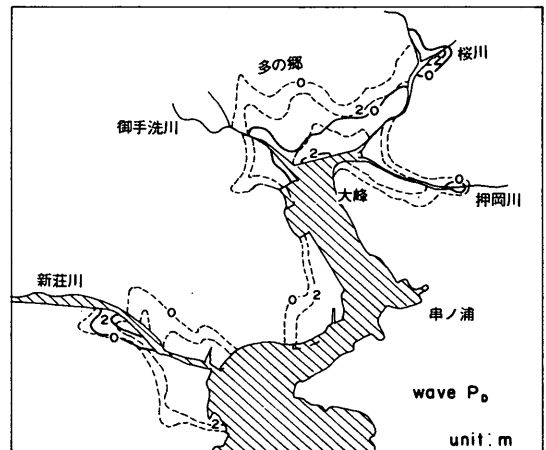
(1) 地盤沈下を考慮しない場合 (WAVE L_0)



(3) 地盤沈下を考慮した場合 (WAVE L_D)



(2) 地盤沈下を考慮しない場合 (WAVE S_0)



(4) 地盤沈下を考慮した場合 (WAVE P_D)

図-74 仮想防潮堤および防波堤を設置した場合の浸水高

(4) 浸水対策工法

図-74に示したように、仮想防潮堤を設置した地形においては、津波防波堤建設後、須崎港内の浸水域および浸水高は非常に小さいものになる。

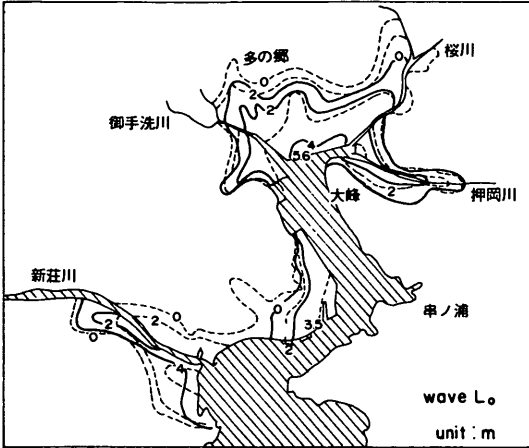
ただ、河川からの上や天端の低い部分の越流等でまだ若干の浸水が生じる可能性がある。そこで、浸水域を完全になくすための対策工法を提案することにした。

(a) 河川の縮切

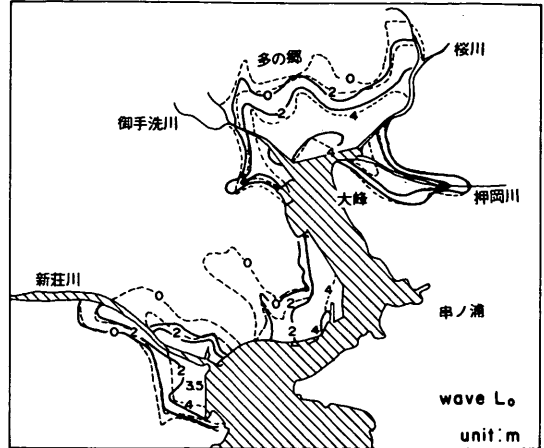
実験中、観察していると、多ノ郷地区における浸水は、桐間の防潮堤の越流によって生じるだけでなく、桜川および御手洗川からの氾濫によって生じているこ

とがわかった。

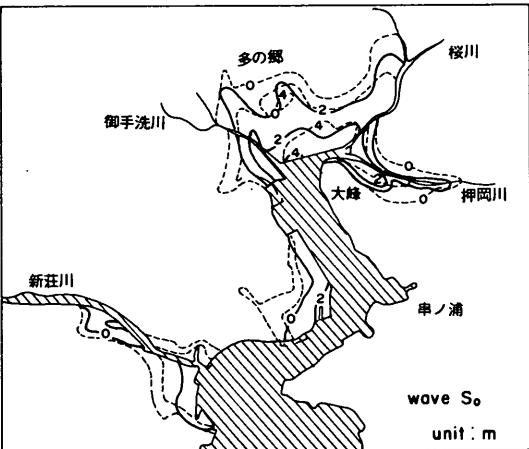
そこで、仮想防潮堤を設置した地形において、河川の下流部に縮切堤を作り、河川のそ上を防いだ。図-76は御手洗川および桜川、押岡川の河口に作った縮切堤の位置を示す。そして、そのときの浸水域を図-76に示した。実験では、地盤沈下を考慮せずに WAVE L_0 および S_0 を作用させた。図-76(1)が WAVE L_0 、図-76(2) WAVE S_0 の浸水高を示す。縮切堤によって河川へ津波が浸入することはないので、多ノ郷地区における浸水は桐間防潮堤の越流によってのみ生じている。したがって、図-76で示した多ノ郷地区の浸水域は、図



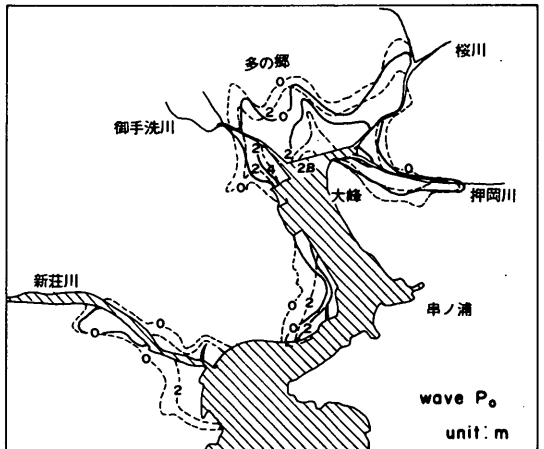
(1) 地盤沈下を考慮しない場合 (WAVE L_0)



(3) 地盤沈下を考慮した場合 (WAVE L_D)



(2) 地盤沈下を考慮しない場合 (WAVE S_0)



(4) 地盤沈下を考慮した場合 (WAVE P_0)

図-75 新荘地区のみ防潮堤天端高を1.5m上げたときの防波堤建設後の浸水高

-73に比べると極めて小さくなっている。また押岡川流域の浸水は全く生じていない。したがって、押岡川流域の浸水域は、押岡川におけるその上の影響を強く受けていたことがわかる。

多ノ郷地区における浸水高は防波堤背後のくぼ地で1.4mになっているだけで、他の地域では1m以下である。以上の事から、仮想防潮堤を設置し、さらに河川締切堤を設けた場合、南海地震津波の浸水域に対する津波防波堤の効果がより向上することがわかった。

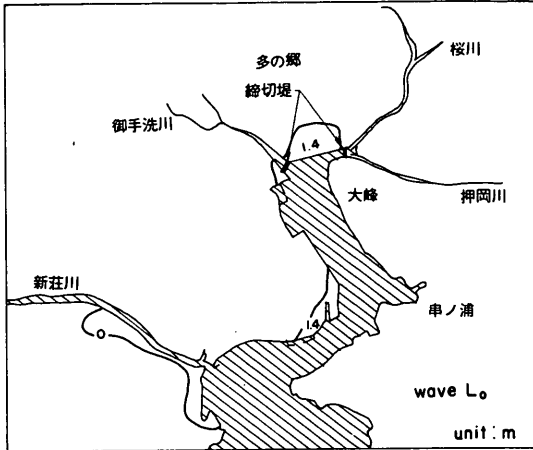
(b) 防潮堤天端高の変更

仮想防潮堤天端高を今想定しているものより全域に

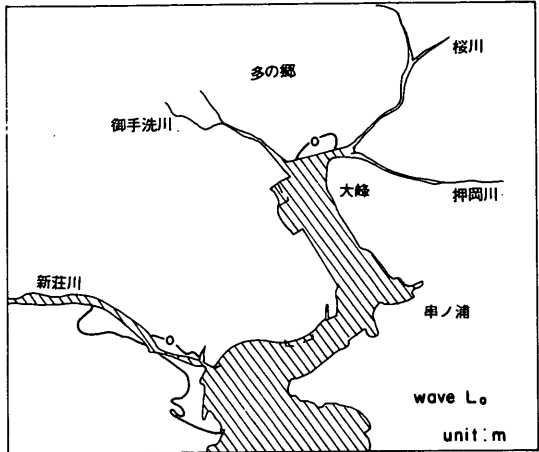
わたって1m高くした場合を仮定して実験を行った。

図-77は、上記の防潮堤天端高を用いて港内の浸水域を調べた結果である。河川堤も防潮堤天端高に相應するよう高くしている。実験は、WAVE L_0 についてのみ行った。図-77(1)は地盤沈下を考慮しない場合、図-77(2)は地盤沈下を考慮した場合の結果を示す。図-77(1)では、多ノ郷地区でまだ若干の浸水が認められるもの、新荘川右岸の浸水は生じていない。図-77(2)では全く浸水は認められない。

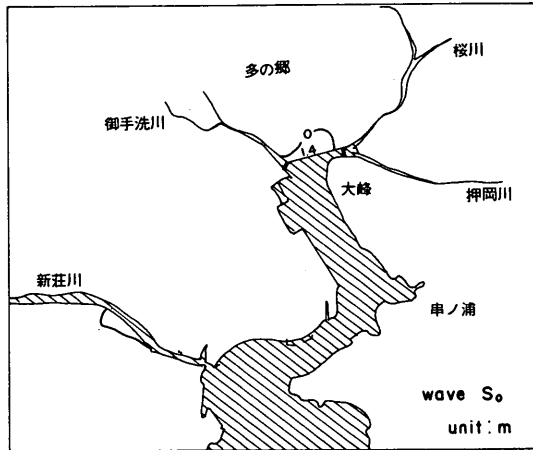
(a), (b)をまとめた結論として、河川に締切堤を設けたり、防波堤天端をさらに高くすることにより、南海地震



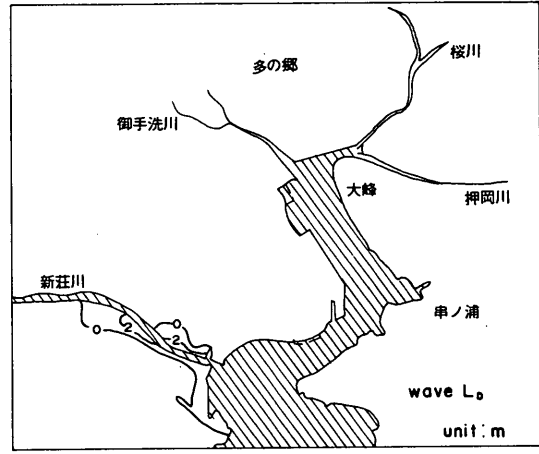
(1) 地盤沈下を考慮しない場合 (WAVE L_0)



(1) 地盤沈下を考慮しない場合 (WAVE L_0)



(2) 地盤沈下を考慮しない場合 (WAVE S_0)



(地盤沈下考慮)

(2) 地盤沈下を考慮した場合 (WAVE L_0)

図-76 桜川・御手洗川の河口に締切堤を設置したときの浸水高 (仮想防潮堤+防波堤1)

図-77 仮想防潮堤天端高をさらに1m 高くした場合の浸水高

津波に対する津波防波堤の効果をさらに高めることができることがわかった。

7.6 防波堤の配置形状に対する考察

7.1～7.5においては、計画されている津波防波堤の効果を検討した。本節では、防波堤の法線を若干変更した場合を想定し、津波に対する効果がどのように変化するかを調べた。

対象とした防波堤は、図-40に示した湾口防波堤の配置2, 3, 4である。これまで検討してきた計画津波防波堤を防波堤1とする。防波堤2は、防波堤1の東側防波堤を50m 延長した防波堤である。防波堤3は、西側を

130m 延長したものであり、防波堤4は、西側を250m 延長し、東側を50m 縮少した防波堤である。防波堤1, 2, 3, 4の開口部は、それぞれ230m, 180m, 200m, 230m であり、防波堤1, 2, 3の開口部はすべて南向きであるが、防波堤4ではやや東を向いている。

(1) 模型実験による検討

実験ケースは、表-6(2)のケース27～31に相当する。

図-78は、防波堤2, 3, 4の最大津波高および津波高変化率を防波堤1のそれと比較した図である。実験では、地盤沈下を考慮せず、WAVE L_0 のみを作用させた。図中の記号は次のような対応をしている。

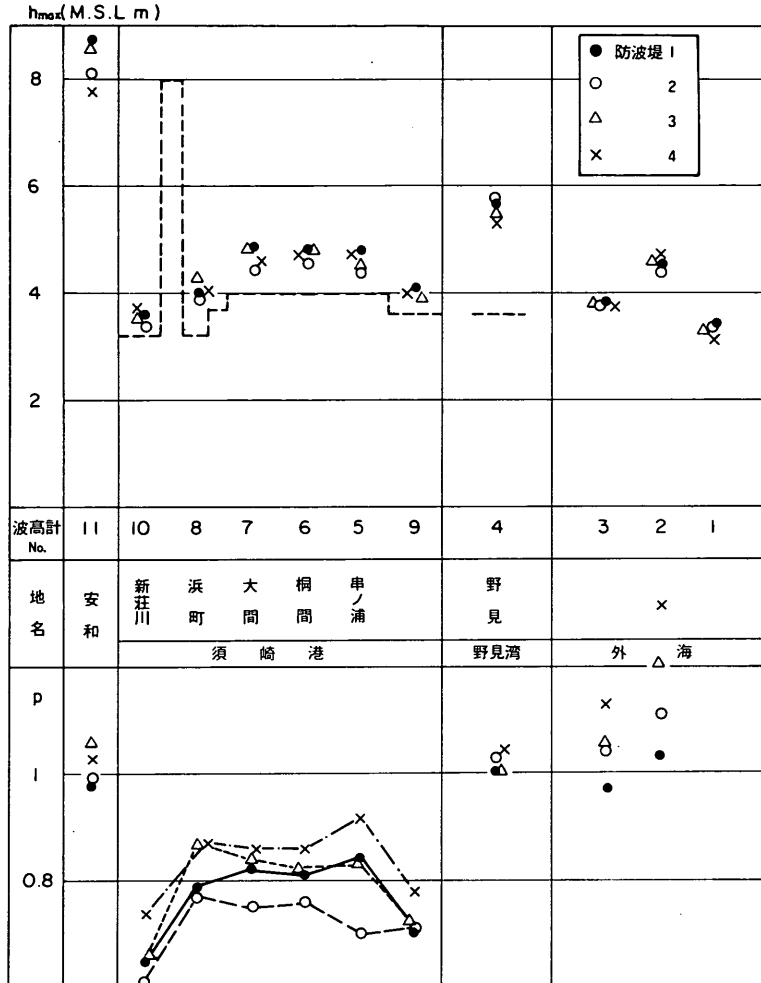


図-78 防波堤1, 2, 3, 4の津波に対する効果の比較

- … 防波堤1
- … 防波堤2
- △… 防波堤3
- ×… 防波堤4

図-78の h_{max} の分布だけでは明確な相違はわからない。津波高変化率 p の分布を検討したところ、防波堤2の値は、防波堤1の値より小さい。たとえば、No.6(桐間)では、防波堤1で $p = 0.81$ 、防波堤2の場合 $p = 0.76$ である。防波堤3および4では、 p の値は、防波堤1の場合より大きくなっている。

したがって、南海地震津波に対する効果は、防波堤1

～4の中では、防波堤2が最も高い。これは、防波堤2の開口幅が180mで最も小さいためである。防波堤の開口部の位置と向きが大きく変化しない場合には、開口幅が狭いほど津波に対する効果が大きいと考えられる。しかし、防波堤1の開口幅は須崎港の船舶の航行に必要な幅であり、開口幅を230m以下にすることは、大きな問題を生じる。

同一開口幅を持った防波堤4と比較すると、防波堤1の方が津波に対する効果が大きい。以上のことから、開口幅230mの防波堤としては、現在計画されている防波堤が、ほぼ最適な法線を持っていると言える。

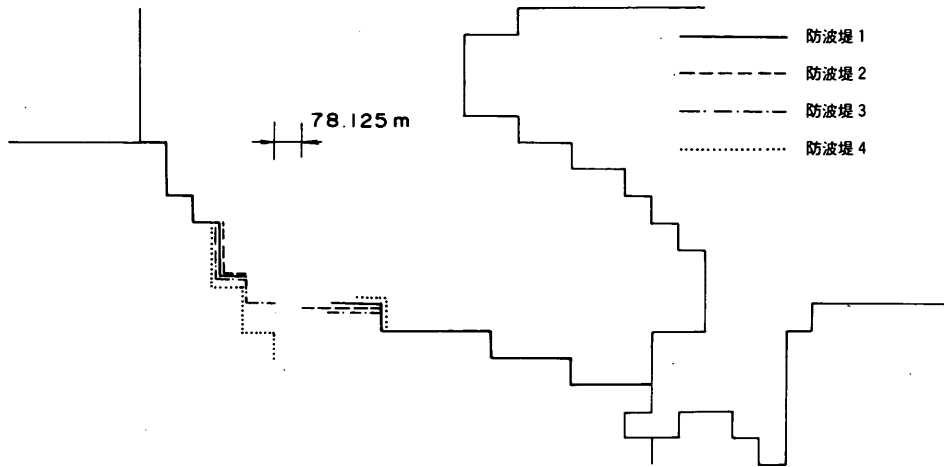


図-79 防波堤開口部の計算地形

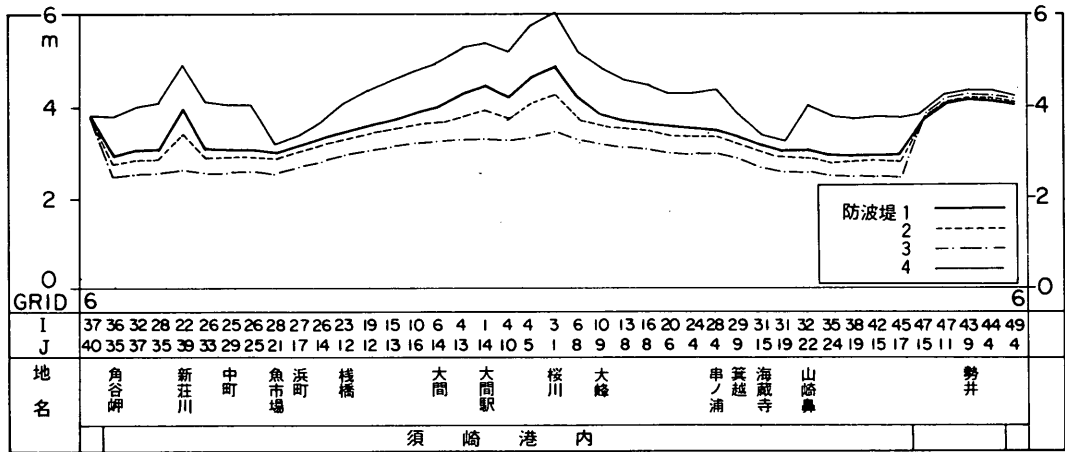


図-80 湾口防波堤による港内津波高の変化(数値計算による)

実験結果をまとめると次のことが言える。

- i) 現在計画されている津波防波堤の位置は変更しないで、防波堤法線のみを若干変更したところ、開口幅が小さくなるほど、津波に対する効果が向上した。
 - ii) 開口幅を 230 m としたときには、現在計画されている防波堤 1 の法線がほぼ最適であった。
- (2) 数値計算による検討

港湾計画策定時には、津波防波堤の効果を数値計算で検討することが多い。そこで、実験で得られた結果と同様の結果が得られるかどうかについて検討した。

図-79は、湾口防波堤 1, 2, 3, 4 に対する数値計算地形である。実験とは異なり、格子幅が 78.125 m なので防波堤の総延長および形状を正確に表現することはできない。

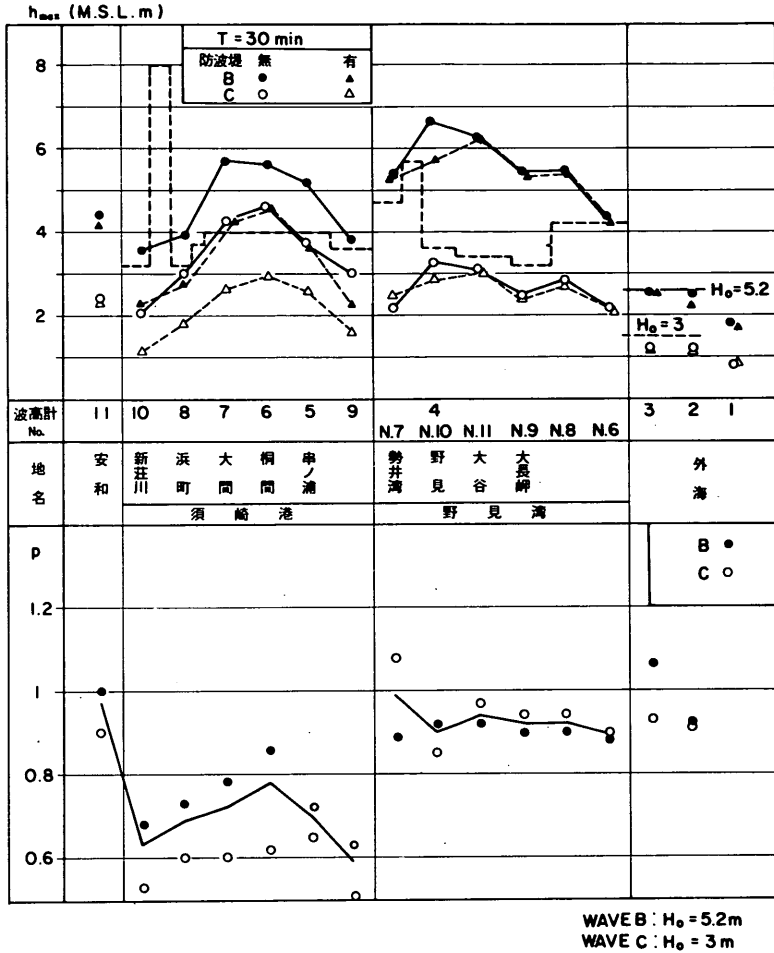


図-81(1) 規則波に対する防波堤の効果 ($T = 30 \text{ min}$)

図-80に、防波堤1, 2, 3, 4をそれぞれ設置した場合の、港内の津波高の計算結果を示す。図-80をみると、防波堤3を設置したときの津波高が最も小さくなる。これは、防波堤3の開口幅が、2格子分しかなく、他のケースに比べて小さいためである。

したがって、数値計算においても湾口防波堤の開口幅が小さい程、津波に対する効果が大きくなるという結論が得られた。

ただし、格子地形で防波堤法線を近似しなければならないので、格子地形による表現の仕方によっては実験結果と異なった結果を得ることもある。すなわち、実験では防波堤2が最も大きい効果を示したのに対して、計算

では防波堤3が最も大きい効果を示している。

以上のことから、計算格子地形を設定するときには注意を必要とすることがわかる。

8. 津波の周期による防波堤の効果の変化

8.1 津波高に対する効果

(1) 実験の考え方

これまで、須崎港に襲撃する津波としては南海地震津波を対象とした。須崎港に襲撃する津波はそのほとんどが、南海トラフ上で起きた大地震によるものである³⁾。その地震断層面の位置は、昭和南海地震の断層面の位置とはほぼ同じである。したがって、将来、須崎港に津波が来

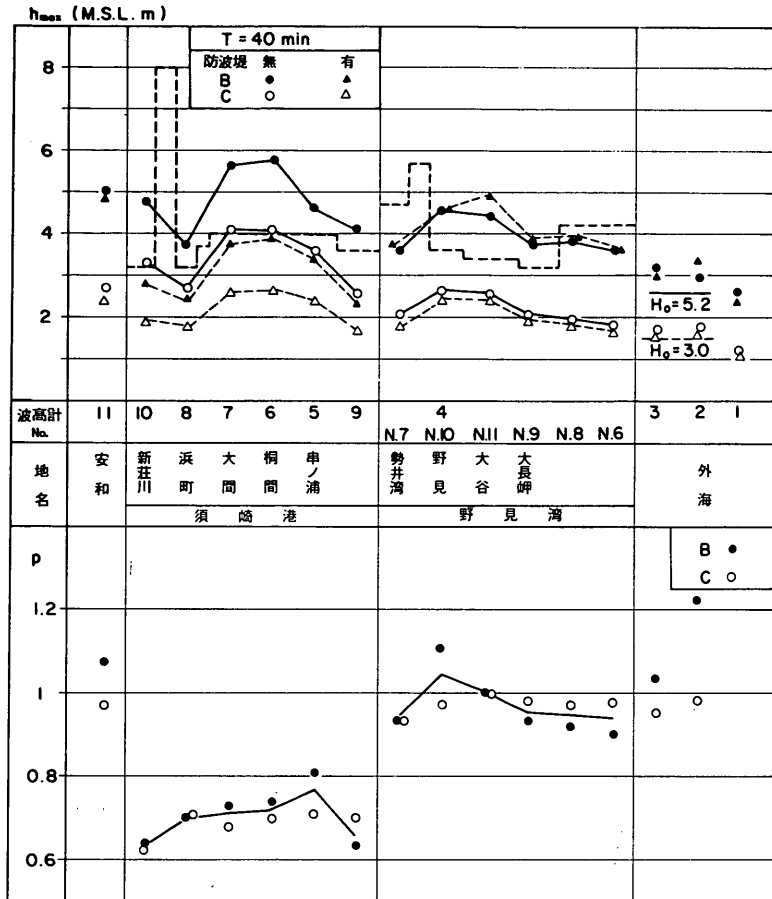


図-81 (2) 規則波に対する防波堤の効果 ($T = 40\text{min}$)

襲するものと仮定すれば、その津波は、南海道沖を波源とし、その規模、周期特性は昭和南海地震津波と類似したものになる可能性が最も高い。

しかし、チリ津波のように、太平洋の反対側から伝播してくる津波もある。チリ津波の周期は、平均で60分程度であり、昭和南海地震津波の平均周期より20分程度長い。逆に、日本海中部地震津波のように5~10分程度の短周期成分を顕著に含んだ津波も発生している。¹¹⁾

そこで、本章では、周期および振幅一定の津波を発生させ、津波の周期に対する防波堤の効果を検討した。

津波の周期は、30、40、50、60分とし、津波の規模は、

昭和南海地震津波と同程度のもとの、その半分程度の2種類とした。湾口部のNo.2およびNo.3の平均波高を H_0 で表すと、5.2mと3.0m程度になる。

起潮装置には、修正した正弦波を与え、湾口部において、周期一定、振幅一定の津波が発生するようにした。実験ケースは、表-6(3)のケース51~66に相当する。実験時間は、500 sec (現地で350 min) である。

なお、湾口における目標波高 H_0 が5.2mの津波をWAVE B、目標波高 H_0 が3mの津波をWAVE Cの記号で表した。実験では地盤沈下は考慮せず、計画防潮堤を用い、計画湾口津波防波堤の効果を検討した。

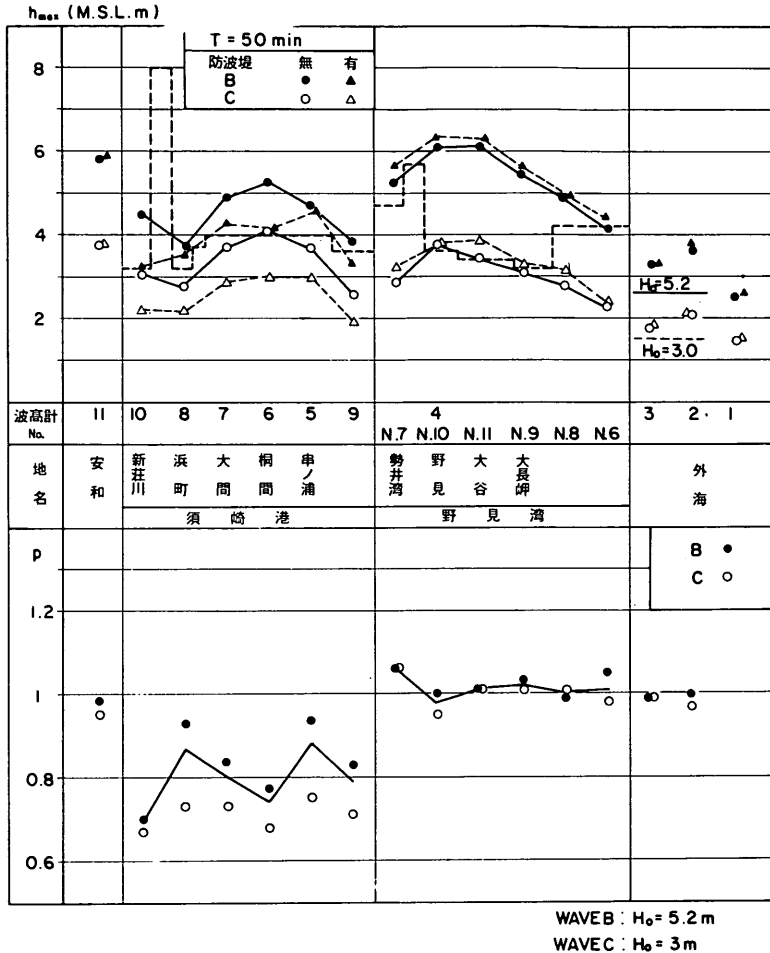


図-81(3) 規則波に対する防波堤の効果 ($T = 50$ min)

(2) 最大津波高および津波高変化率の分布

図-81に、各周期に対する港内の最大津波高 h_{max} と、津波高変化率 p を示す。

図-81(1), (2), (3), (4), がそれぞれ、周期30分, 40分, 50分, 60分の場合に相当する。図において、 h_{max} の計算結果のなかで、各記号は、

- , ○… 津波防波堤が設置されていない場合
- ▲, △… 津波防波堤が設置された場合
- 黒記号… WAVE B を作用させた場合
- 白記号… WAVE C を作用させた場合

を示す。

階段状の破線は、計画防潮堤天端高である。

p の分布図において、

- … WAVE B を作用させた場合
- … WAVE C を作用させた場合

を示す。

折線グラフは、WAVE B、およびWAVE C を作用させた時の p の値を、実験回数に応じて重みをつけて平均した値を示す。

図-81(1)の $T=30$ 分の場合には、WAVE B を作用させたとき、大間における最大津波高 h_{max} は、防波堤未設置の場合 5.7 m であったが防波堤建設後は 4.2 m に減少している。野見湾における p の値は、0.9 程度になり、防

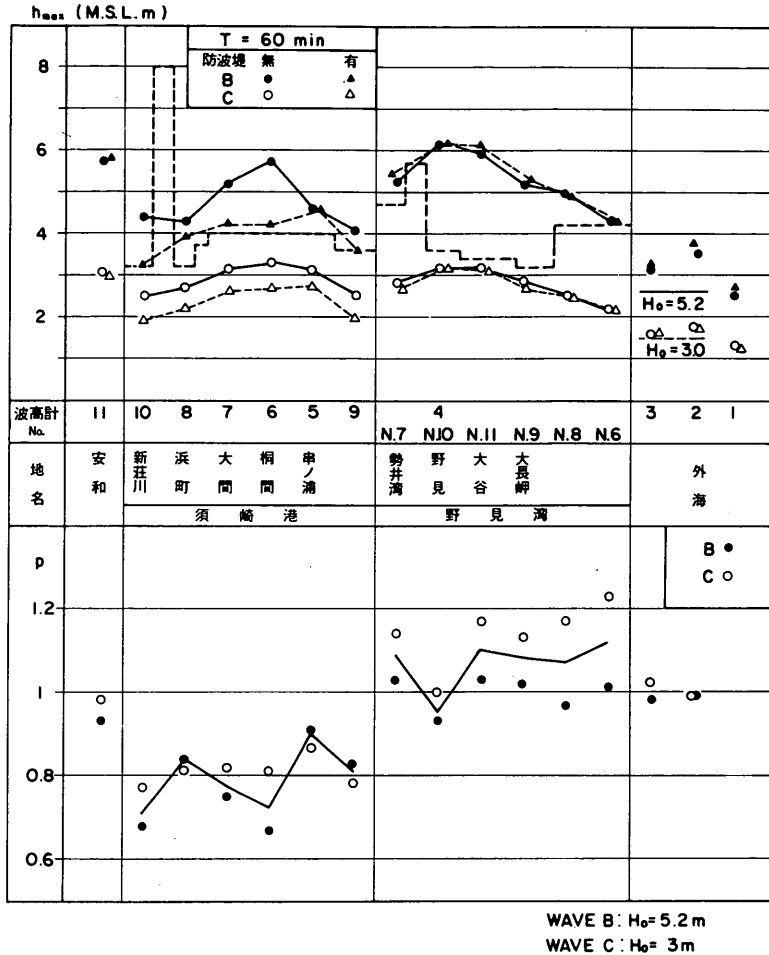


図-81(4) 規則波に対する防波堤の効果 (T = 60 min)

波堤建設後、津波高が増加する現象は生じていない。

図-81(2)のT=40分の場合には、須崎港内では、p=0.7程度で、野見湾内においても0.9~1.0程度になっている。図-81(3)のT=50分の場合には、須崎港内におけるpの値は、0.7~0.9となりばらつきが大きい。野見湾内においてはp=1.0程度である。図-81(4)のT=60 minの場合には、須崎港内でp=0.7~0.9、野見湾内で1.1程度になる。

以上のことから、津波防波堤の効果は、周期30~40分の津波に対して最も大きくなっていることがわかる。図-81(1)、(2)より港内におけるpの値を求めると、約0.7程度になる。

須崎港港湾計画策定時に、高知県が実施した数値シミュレーションによると、湾口部で周期35分の一定周期の水位変動を与えたとき、防波堤を建設することにより須崎港内の最大津波高は30~35%低下している。^{*} この数値計算の結果は、本資料で示した、周期一定、振幅一定の津波に対する実験結果とよく一致している。

図-82は各周期に対するpの平均値をまとめた図である。

図-82の横軸は津波の周期Tを示し、縦軸は、pの平均値 \bar{p} を示す。実線が須崎港内の平均値、破線が野見湾内の平均値を示す。

図-82の横軸は津波の周期Tを示し、縦軸は、pの平均値 \bar{p} を示す。実線が須崎港内の平均値、破線が野見湾内の平均値を示す。

^{*} 高知県が昭和55年度に実施した「須崎港に及ぼす津波影響調査」で示されている。

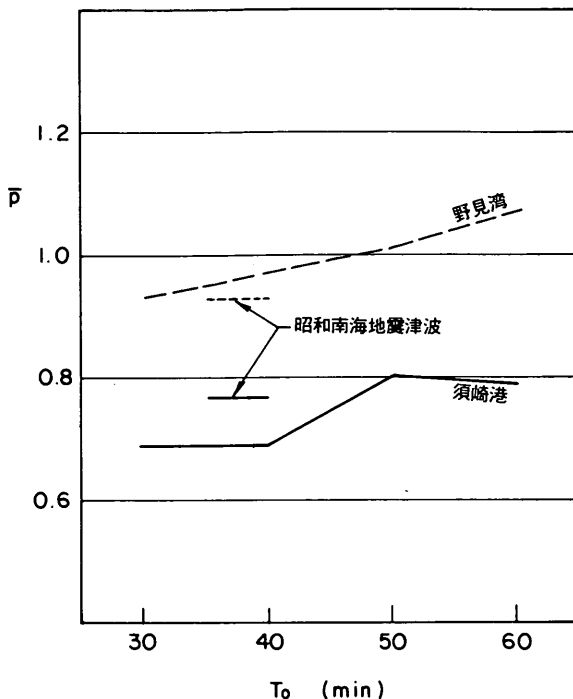


図-82 津波周期による \bar{p} の変化

比較のために、7.で示した南海地震津波に対する実験値の平均値を示した。

周期30~40分程度の須崎港内の \bar{p} は、0.69である。これは、昭和南海地震に対する実験結果の平均値0.77より0.08小さい。この原因は、昭和南海地震津波の周期が一定ではなく、いろいろな成分の振動を含んでいるためである。

したがって、津波防波堤に関する模型実験あるいは数値シミュレーションを実施する場合、周期一定、振幅一定の津波を、入射波として用いると、津波防波堤の効果を過大に評価する危険性がある。

図-82によると、津波の周期が50~60分と長くなると須崎港内における \bar{p} は0.8程度になり、津波の周期が非常に長くなると、津波防波堤の効果が小さくなることがわかる。

野見湾内の \bar{p} は、周期30~40分の津波に対しては1以下になった。周期60分になると若干増加するものの1.07程度である。

8.2 浸水高に対する効果

本節では、周期一定、振幅一定の津波が須崎港内へ来襲したときに、津波防波堤によってどの程度、浸水高が減少するかを調べた。

図-83に、現況地形における浸水高と、津波防波堤設

置後の浸水高を比較した。

図-83(1), (2), (3), (4)はそれぞれ、周期30分、40分、50分、60分の場合を示す。各図の(a)がWAVE B ($H_0 = 5.2 \text{ m}$)、(b)がWAVE C ($H_0 = 3 \text{ m}$)を作用させたときの結果である。図の破線が現況地形における浸水高を示し、実線が防波堤設置後の浸水高を示す。

(1) 周期30分の場合

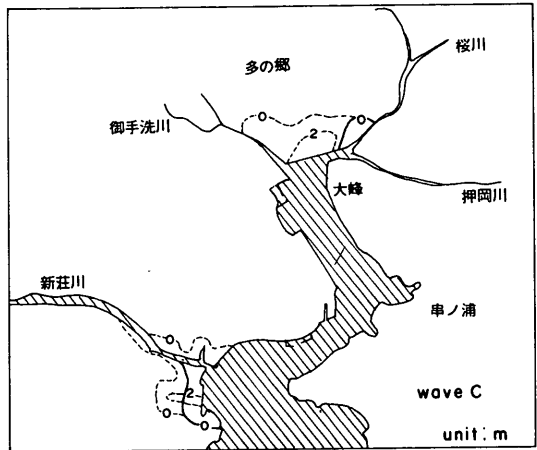
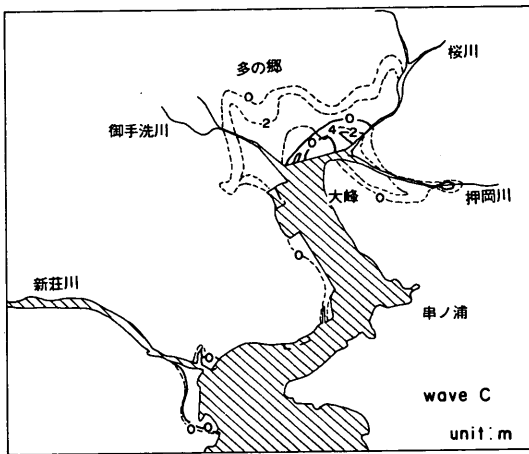
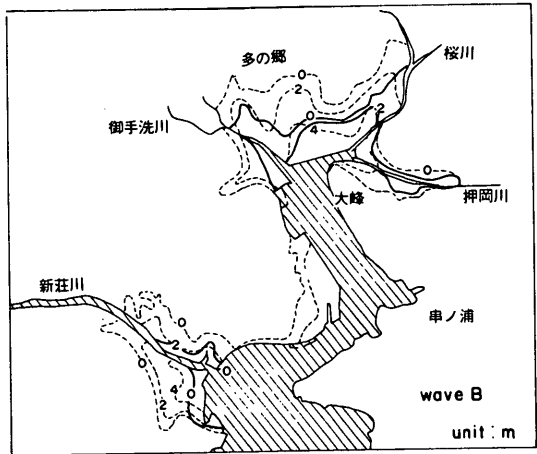
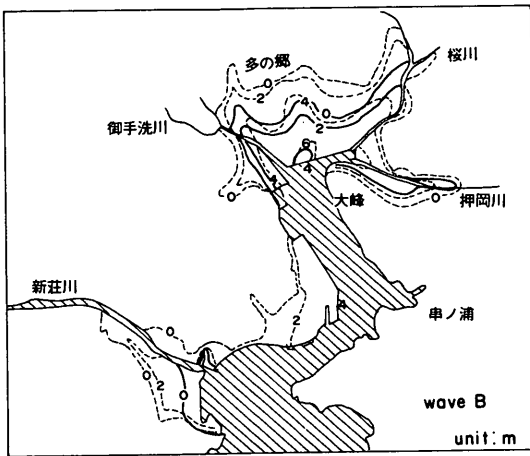
現況地形においてWAVE Bを作用させたとき、最大浸水高は多ノ郷地区で6m、浜町で4mになる。新荘地区では2mになる。WAVE Cを作用させた場合、多ノ郷地区における最大浸水高は4m程度である。

防波堤設置後は、WAVE Bを作用させたとき、その効果が顕著に示され、浜町地区の浸水はなくなり、多ノ郷地区の浸水域は1/2程度になる。WAVE Cを作用させたときには、多ノ郷地区の浸水域は、1/5程度に小さくなる。

(2) 周期40分の場合

現況地形における浸水域および浸水高は、周期30分の場合とはほぼ同じである。WAVE Cを作用させると、現況地形においても浜町地区の浸水は生じない。

防波堤設置後は、WAVE Bを作用させたとき、多ノ郷地区の浸水域は1/2以下になり、浜町地区の浸水は生じなくなる。WAVE Cを作用させたときは、多ノ郷地区



(1) $T = 30 \text{ min}$

(2) $T = 40 \text{ min}$

図-83 津波周期による防波堤の浸水高におよぼす効果の変化

の浸水も全く生じない。

(3) 周期 50 分の場合

周期がやや長くなり50分になると、WAVE Bを作用させたとき防波堤の建設により、多ノ郷地区の最大浸水高を1/3に減少させることができる。また、浜町地区の浸水を防ぐことができる。

(4) 周期 60 分の場合

防波堤未設置の現況地形の場合、WAVE Bを作用させたとき、多ノ郷地区の最大浸水高は6mになるが、防波堤設置後は、2mに減少する。

しかし、浜町地区では、他の周期の場合と異なり、防

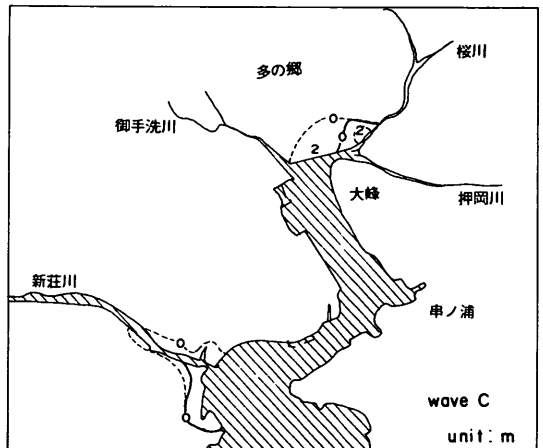
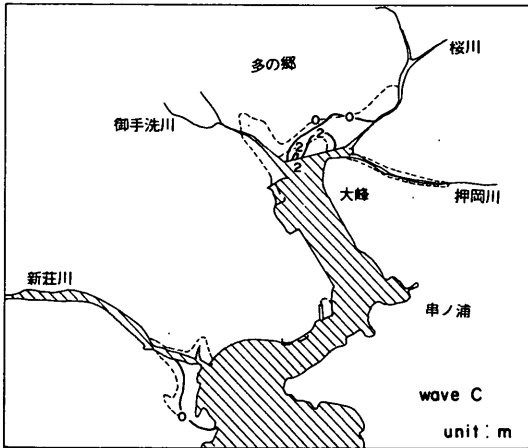
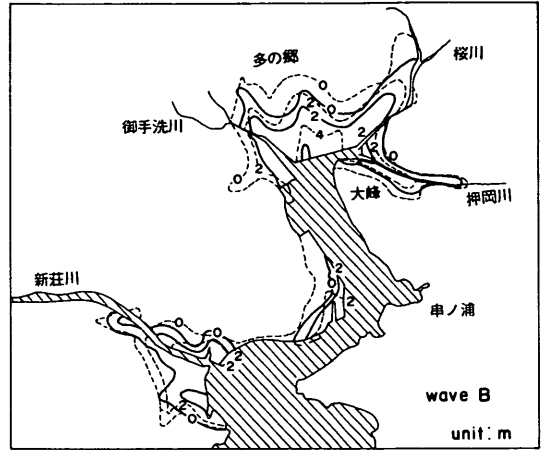
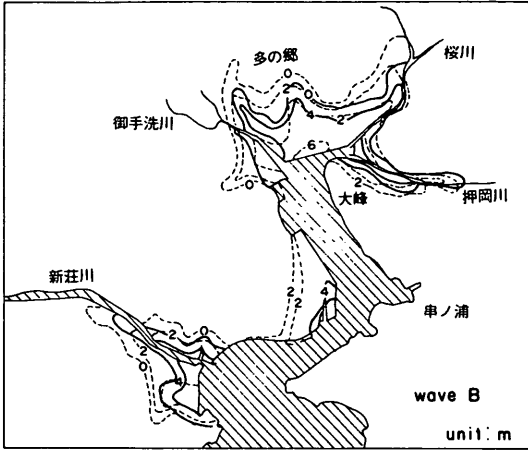
波堤の効果が顕著に現われていない。これは、図-82で示したように、周期が長くなるほど、防波堤の効果が小さくなるためと思われる。

8.3 流況に対する効果

図-84に、周期30分の津波の流況を示した。図-84(1)が現況地形における流況を、図-84(2)が、防波堤設置後の流況を示す。図ではWAVE Bの流況を示した。

4枚の図において、上から第1波の押波、引波、第2波の押波、引波の流況を示す。

現況地形における流況を検討すると、第1波の押波時はほぼ一様に、須崎港、野見湾内へ津波が流入しているの



(3) $T = 50 \text{ min}$

(4) $T = 60 \text{ min}$

図-83 津波周期による防波堤の浸水高におよぼす影響

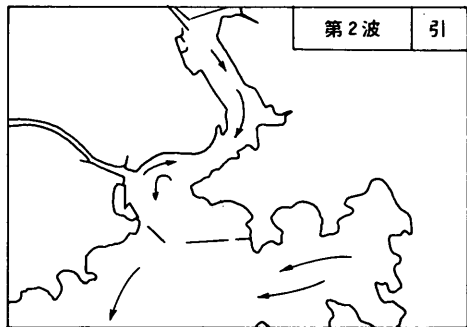
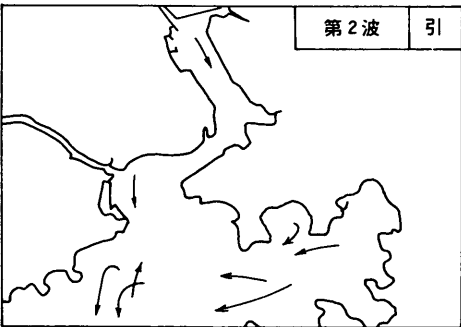
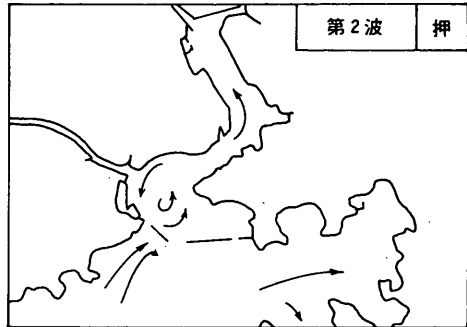
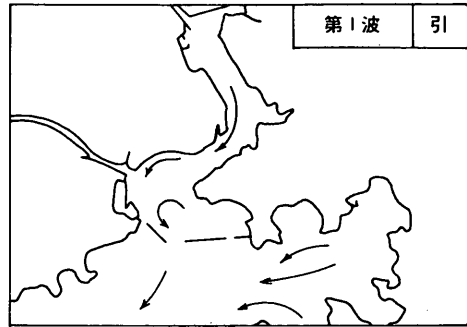
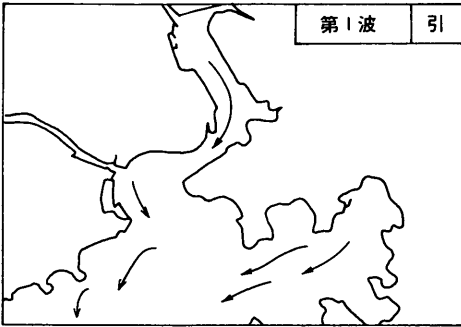
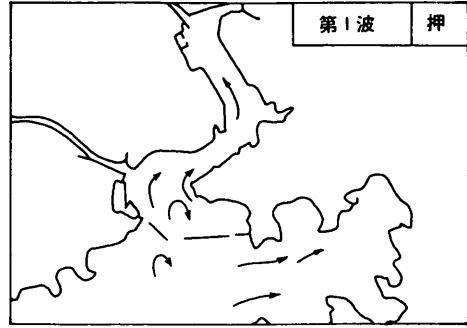
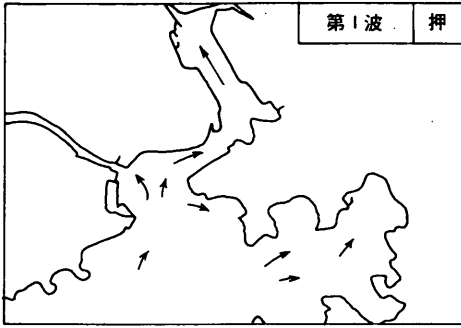
がわかる。第1波の引波時にも、一樣な流れが沖へ向かっている。第2波の押波時には、須崎港口において渦が発生している。第2波の引波時、図の下方で、矢印が交差している箇所がある。この部分では、ほぼ同時に、反対方向の流れが発生しているわけであるから、非常に激しい渦が発生していることが推測される。

次に、防波堤設置後の流況を検討する。第1波の押波時に防波堤の堤内で渦が発生している。第1波の引波時にも開口部付近で若干の渦が発生している。第2波の押波時には、堤内の渦が顕著に現われており、引波時にも新荘川河口で渦の発生が認められる。

以上のことから、防波堤設置による流況の変化をまとめると次のようになる。

現況地形においては、防波堤設置点より沖側で大きな渦が発生している。これは、地形によって津波の流速が速い水域と、ほとんど流れの生じていない水域が生じるため、その境界付近で大きなせん断応力が発生しているためである。

防波堤が設置されると、防波堤のすぐ背後の水域の流速が小さく、開口部付近で大きな流速が発生するために、開口部付近で渦が発生するようになる。



(a) 防波堤なし

(b) 防波堤あり

図-84 流況の比較 (規則波, $T = 30\text{min}$, WAVE B)

9. むすび

本資料で述べられたことをまとめると次のようになる。

- i) 水理模型実験で、須崎港津波防波堤の津波に対する効果を検討した。水理模型の縮尺は水平1/350，鉛直1/70である。将来、須崎港へ来襲する津波は、南海道沖を震源とする地震によって起こされる南海地震津波となる可能性が最も高い。過去においても、須崎港では、南海地震津波による被害が最も甚大であった。

歴史上、白鳳(684)、仁和(887)、康和(1099)、正平(1361)、慶長(1605)、宝永(1707)、安政(1854)、昭和(1946)南海地震津波が記録に残っている。その中では、最近の昭和南海地震津波(1946)についての資料が最も豊富である。そこで、模型実験では、現況地形の須崎港に昭和南海地震津波が来襲する場合を想定して、防波堤の効果を検討した。

実験では、港内の津波高、浸水高、浸水域および流速、流況を測定して、防波堤の有無による各測定値の変化から防波堤の効果を検討した。

- ii) 昭和南海地震津波の須崎湾口における津波波形は実測されていない。そこで、断層モデルを用いた数値シミュレーションにより湾口部の津波波形を求めた。

数値計算には、津波の陸上部へのそ上を考慮しない、地形を格子状で表現するなどの仮定が含まれているため、数値計算では湾口部における波形だけを求め、波形の振幅は数値計算では設定しなかった。津波の振幅は、1946年当時の地形を再現した模型における津波の浸水域が、当時の実測浸水域と一致するように定めた。津波の浸水域は、地震による地盤沈下により大きく影響される。須崎港では、昭和南海地震によって市街地で1.2mの地盤沈下が生じている。ただし、市街地以外の沈下量は不明である。そこで、実験では、1946年当時須崎港および周辺域では全く地盤沈下は生じなかったと仮定した場合、1946年当時地震によって一様に1.2mの地盤沈下が生じた場合の両ケースについて、それぞれ津波の振幅を設定することにした。また、資料によって実測浸水域が少し異なっているので、両ケースの津波の振幅はそれぞれ2段階設定した。

1946年当時地盤沈下が生じなかったものとして設定した津波をWAVE L_0 および S_0 とした。WAVE L_0 の振幅はWAVE S_0 の振幅より大きくなっている。

1946年当時地盤沈下が生じたものとして設定した津波をWAVE L_D および P_D とした。振幅はWAVE L_D の方が大きい。

現在あるいは、将来に、南海地震が発生した時にも、須崎港において地盤沈下が生じる可能性がある。そこで、現況地形および将来の地形において模型実験を行う場合にも、地盤沈下が発生しないものと仮定した場合、一様に1.2mの地盤沈下が生じるものと仮定した場合の両ケースについて実験を行う必要がある。

地盤沈下を考慮しない場合には、WAVE L_0 および S_0 を作用させた。また、地盤沈下を考慮した場合には、WAVE L_D および P_D を作用させた。

津波が来襲するときの須崎港の潮位は年平均海面(M.S.L.)と仮定し、津波高の基準もM.S.L.とした。

- iii) 津波高に対応する無次元量としては、本資料では、港内の最大津波高を湾口部の最大津波高で割った津波増幅率 λ を用いた。

防波堤の津波高に対する効果を示すと指標として、防波堤設置後の λ を、現況地形における λ で割った津波高変化率 ρ を定義した。

防波堤を設置していない現況地形における南海地震津波による港内の津波高および浸水高は以下のようになった。

- (a) 地盤沈下を考慮しない場合、須崎港内の最大津波高は、WAVE L_0 を作用させたとき5~6m程度であり、WAVE S_0 を作用させたとき5m程度であった。

地盤沈下を仮定したときには、WAVE L_D を作用させると4~5mとなり、WAVE P_D を作用させると3~3.5mになった。

- (b) 港内の水位測定点における波形を、計算で求めた津波波形と比較したところ、その周期特性はよく一致した。

- (c) 須崎港に襲来する南海地震津波の周期は、実験では30~40分程度であった。

- (d) 地震発生後4時間以内に、須崎港内の津波波形に現れる波の峰の数は6~7波であった。第1~6波まで全波のピーク値が、防潮堤天端高より高くなった。

- (e) 浸水高を測定したところ、多ノ郷地区の浸水高が大きく、WAVE L_0 および L_D を作用させたときには、最大浸水高は6m程度になった。

- (f) WAVE L_0 および L_D を作用させたときには、港内の最大津波高は計画防潮堤天端高より1m程度高くなった。そこで仮想防潮堤を用いて実験を行ったところ、最大津波高は、計画防潮堤を用いたときより若干高くなった。しかし、最大津波高と防

防潮堤天端高との差、すなわち越流高は減少した。

次に、津波防波堤を設置して、港内の津波高、浸水高を比較したところ、現況地形における津波高、浸水高と比べて、以下の点に変化した。

- (a) 港内の最大津波高は、WAVE L_0 を作用させたときでも5 m以上にはならなかった。WAVE L_D を作用させたときには3~4 m、WAVE P_D を作用させたときには2~3.5 mになった。したがって、防波堤を設置することにより港内の最大津波高は1~1.5 m程度減少したことになる。
- (b) 津波高度変化率 p は、港口部の新莊、箕越付近で0.65~0.70 程度になった。湾奥の桐間では、0.8 程度であり、津波高が防波堤によって減少する割合は、防波堤のすぐ背後の水域の方が、湾奥より若干大きくなった。
- (c) 野見湾の津波高変化率 p は、実験条件によって多少変化するものの1 を越えることはなかった。従って津波防波堤の建設により野見湾内の津波高が増加するような現象は生じなかった。
- (d) 港内の津波波形を検討したところ、防潮堤天端高より高いピークを持つ波の数が、現況地形の場合に比べて非常に少なくなった。港内各点において、防潮堤を越流する波は、WAVE L_0 、 L_D 、 S_0 および P_D のいずれを作用させたときでも、第1波と第4波だけになった。
- (e) 防波堤によって、市街地の浸水域が非常に小さくなった。浜町周辺では1/2程度に減少した。
最大浸水高も、防波堤建設後は、多ノ郷地区において2/3程度になった。
- (f) 流況を検討したところ、現況地形においては、防波堤建設予定地点である須崎港口から野見湾にかけて、津波により大きな渦が発生していた。防波堤設置後は、須崎湾口の渦は小さくなったが、防波堤内の水域で小さな渦が生じた。
- (g) 防波堤開口部における流速を測定したところ、WAVE L_0 および S_0 の両ケースにおいて、その最大値は8 m/s 程度であった。
- (h) WAVE L_0 および L_D を作用させたときでも、津波防波堤建設後は港内の浸水域は非常に小さなものとなる。さらに、防潮堤天端高をより高くする、河川に締切堤を設ける等の対策を施すと、防波堤の効果をさらに上げることができた。
- (i) 計画津波防波堤の法線を少し変更した防波堤についても、津波に対する効果を検討した。開口幅が計画された230 m で一定であるならば、現在の計画津

波防波堤の法線がほぼ最適であることがわかった。

- iv) 実験では安和の最大津波高が、痕跡高、計算値と比較して非常に大きくなった。その原因の1つとして、模型のひずみによって海底勾配が現地と異なっているため、安和湾南側の浅瀬で砕波によって失なわれるはずの津波のエネルギーが、模型では失なわれずに安和へ達することが考えられた。しかし、明確なことはわからないので、本実験では、安和の津波高を正確に求めることができなかった。
- v) 須崎港に來襲する津波としては、南海地震津波以外にも、日向灘地震津波(1968)、チリ地震津波(1960)のように、その周期および振幅が南海地震津波と異なる津波も考えられる。そこで、周期一定、振幅一定の津波を作用させた実験を行い、周期による津波防波堤の効果の変化を検討した。

各周期に対する港内の津波高変化率 p の平均値 \bar{p} を求めたところ、周期30~40分の場合0.7、周期50、60分の場合0.8となり、津波の周期が長くなるほど効果が小さくなることがわかった。

野見湾における \bar{p} は、1.0 程度であった。

最後に、本資料をまとめるにあたり運輸省第三港湾建設局神戸調査設計事務所ならびに高知港工事事務所の皆様には、多大なる協力を受けたことを感謝する次第である。

神戸調査設計事務所の皆様には、須崎港港湾計画図、地形図、海図等の資料を提供していただくとともに、本資料の細部にわたって適切なアドバイスをいただいた。

高知港工事事務所の皆様には、昭和南海地震津波に関する実測資料を提供していただいた。さらに、深淺測量および河川堤の実測等の作業で多くの労力をかけていただいた。関係者の方々に深く謝意を表すしだいである。

(1986年3月31日受付)

参考文献

- 1) 高知県；南海大震災誌，1949
- 2) 海上保安庁水路部；昭和21年南海大地震報告津波編，水路要報増刊号，1948
- 3) 沢村武雄；土佐湾沿岸の地質・地形の特徴と災害，高知大学学術研究報告，Vol. 20，自然科学No. 12，1971，pp. 192~234.
- 4) 運輸省第三港湾建設局神戸調査設計事務所；チリ地震津波調査報告書，1961，187p.
- 5) 岩崎敏夫・真野 明・前原隆生；釜石・両石両湾を含む水域における津波の挙動に関する研究，第23回海岸工学講演会論文集，1976，pp. 448~453.
- 6) L. Mansinha and D. E. Smylie；The displacement fields of inclined faults，*Bull. of the*

Seismological Soc. of America, Vol. 61, No. 5,
1971 pp. 1433 - 1440.

- 7) 相田 勇; 1923年関東地震津波の数値実験, 地震研究所彙報, Vol. 48, 1970, pp. 73 ~ 86.
- 8) 相田 勇; 三陸沖の古い津波のシミュレーション, 地震研究所彙報, Vol. 52, 1977, pp. 71 ~ 101.
- 9) 相田勇; 南海道沖の数値実験, 地震研究所彙報, Vol. 56, 1981, pp. 713 ~ 730.
- 10) 高山知司・永井紀彦・平石哲也; 東京湾の津波計算, 港湾技研資料No. 454, 1983, 100p.
- 11) 谷本勝利 他9名; 1983年日本海中部地震津波の実態と二・三の考察, 港湾技研資料No. 470, pp. 190 ~ 200.
- 12) 建設省国土地理院; 一等水準点検測成果集録
- 13) 伊藤喜行・木原 力; 長周期波に対する防波堤の効果に関する計算(第6報), 港湾技術研究報告, Vol. 9, No. 2, 1970, pp. 3 ~ 22.
- 14) 伊藤喜行・谷本勝利・木原 力; 長周期波に対する防波堤の効果に関する計算(第2報), 港湾技術研究報告, Vol. 3, No. 7, 1964, pp. 25 ~ 30.
- 15) 岩佐義郎; 水理学, 朝倉土木工学講座3, 朝倉書店, 1972, pp. 77 ~ 80.
- 16) Ando, M.; Source mechanisms and tectonic significance of historical earthquake along the Nankai trough, *Japan Tectonophysics*, 27, 1975, pp. 119 ~ 140.
- 17) Ando, M.; A fault model of the 1946 Nankaido earthquake derived from tsunami data, *Phys. Earth Planet. Inter.*, 1981.
- 18) 岩崎貴哉・松浦充宏; 測地データのインバージョン解析に依る1946年南海道地震の最適断層モデル, 地震学会講演予稿集, 1981, No. 1, p. 135.
- 19) たとえば, 日野幹雄; スペクトル解析, 朝倉書店, 1977, pp. 193 ~ 210.
- 20) 合田良実; 浅海域における波浪の砕波変形, 港湾技術研究所報告, Vol. 14, No. 3, 1975, pp. 59 ~ 106.

記号表

a ; 水槽両端の距離
 a_{1-} ; 入力信号の第1波の負側のピーク値
 a_{1+} ; 入力信号の第1波の正側のピーク値
 B, C ; 規則波形を持った津波を示す記号
 D, L ; 工事基準面
 D_0 ; D, L を基準とした防波堤天端高
 D_1 ; M, S, L を基準とした防潮堤天端高
 D_r ; 模型の鉛直縮尺
 d ; 水槽両端間の平均水深
 d_0 ; 地盤沈下を考慮しない場合の初期水位
 d_D ; 地盤沈下を考慮した場合の初期水位
 $d_0 1946$; 1946年当時の地形における再現実験の初期水位(地盤沈下を考慮しない場合)
 $d_D 1946$; 1946年当時の地形における再現実験の初期水位(地盤沈下を考慮した場合)

e ; T, P と M, S, L の高低差
 f ; 港口損失係数, 周波数
 f_0 ; 水槽の固有振動数
 g ; 重力加速度
 g_r ; 重力加速度の縮尺(=1)
 H_r ; 模型の水平縮尺
 H_0 ; 津波の波高
 h ; 水深, 津波高
 h' ; 地盤上の防潮堤天端高
 h_0 ; 換算痕跡高
 h_s ; 水路要報に示された痕跡高
 h_D ; 南海大震災誌に示された痕跡高
 h_{max} ; 計算領域中の最大水深, 最大津波高
 i, j ; 差分格子列番号
 L ; 断層面の長さ/2
 l_0 ; 越流高
 M, S, L ; 年平均海水面
 n ; マニングの粗度系数(=0.025)
 L_0, M_0, S_0, P_0 ; 模型実験で用いた津波の振幅を示す記号(地盤沈下を考慮しない場合)
 L_D, M_D, S_D, P_D ; 模型実験で用いた津波の振幅を示す記号(地盤沈下を考慮した場合)
 $S(f)$; スペクトル密度
 T, P ; 東京湾中等海水面
 p ; 津波高変化率
 \bar{p} ; 津波高変化率の平均値
 q_x ; x 軸方向の線流量
 q_y ; y 軸方向の線流量
 r ; 1967年までの地盤回復量
 r_D ; 南海大震災誌で示された調査時までの地盤回復量
 r_s ; 水路要報で示された調査時までの地盤回復量
 T ; 津波の周期
 T_r ; 模型実験の時間縮尺
 T_0 ; 水槽における固有振動周期
 t ; 時間
 u ; x 軸方向の水粒子速度
 v ; y 軸方向の水粒子速度
 U_d ; 断層の縦ずれ変位量
 U_s ; 断層の横ずれ変位量
 V_r ; 模型実験の水平方向の速度縮尺
 W ; 断層面の幅
 x, y, z ; 座標軸
 z_d ; 断層上縁の深さ
 α, β ; 入力信号の増副率
 Δs ; 差分格子間隔
 Δt ; 計算時間間隔
 Δr ; 現在と地震発生前の地盤高の差
 $\Delta \zeta$; 開口部におけるエネルギー損失水頭
 ζ ; 水位変動量
 ζ_0 ; 初期水位変動量
 λ ; 津波高増幅率
 θ ; 断層面の傾き

港 湾 技 研 資 料 No.549

1986.6

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 株式会社 ポートサイド印刷

Published by the Port and Harbour Research
Institute Nagase, Yokosuka, Japan.