

運輸省港湾技術研究所

港湾技術研究所 報告

REPORT OF
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH
INSTITUTE
MINISTRY OF TRANSPORT

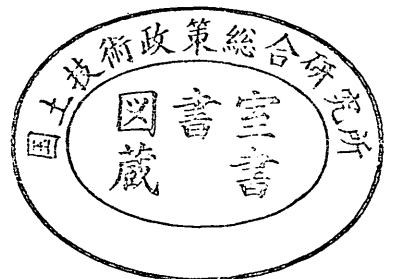
資料係
文献複写
禁持出

VOL. 7

NO. 4

DEC. 1968

NAGASE, YOKOSUKA, JAPAN



港湾技術研究所報告は第7巻第1号より年4回定期的に刊行する。ただし第1巻から第6巻および欧文編第1号から第15号までは下記のとおり不定期に刊行された。

報告の入手を希望する方は論文番号を明記して港湾技術研究所長に申し込んで下さい。

和文篇 (Japanese Edition)

Vol. 1. No. 1 (1963)

Vol. 2. Nos. 1~3 (1963~1964)

Vol. 3. Nos. 1~7 (1964)

Vol. 4. Nos. 1~11 (1965)

Vol. 5. Nos. 1~15 (1966)

Vol. 6. Nos. 1~8 (1967)

欧文篇 (English Edition)

Report Nos. 1~15 (1963~1967)

The Report of the Port and Harbour Research Institute is published quarterly, either in Japanese or in occidental languages. The title and synopsis are given both in Japanese and in occidental languages.

The report prior to the seventh volume were published in two series in Japanese and English as listed above.

The copies of the Report are distributed to the agencies interested on the basis of mutual exchange of technical publication.

Inquiries relating to the Report should be addressed to the director of the Institute specifying the numbers of papers in concern.

港湾技術研究所報告 (REPORT OF P. H. R. I.)

第7巻 第4号 (Vol. 7, No.4) 1968年12月 (DEC. 1968)

目 次 (CONTENTS)

1. 水波上の性質について……………浜田 徳 …… 3
(On some properties of wind over water waves Tokuichi HAMADA)
2. 長周期波に対する防波堤の効果に関する計算 (第3報)
——模型実験との比較——
……………伊藤喜行・木原 力……………23
(Digital Computation on the Effect of Breakwaters against Long-period Waves
(3rd Report)…)…
——Comparison with experiments——
Yoshiyuki ITO and Tsutomu KIHARA,)
3. 長周期波に対する防決堤の効果に関する計算 (第4報)
——1968十勝沖地震津波に対する大船渡防波堤の効果——
……………伊藤喜行・谷本勝利・木原 力……………55
(Digitel Computation on the Fffect of Breakwaters against Long-period Waves
(4th Report)
——On the Effect of Ofuuato Tsunami Breakwater against the Tsunami caused
by the Earthauake on May 16 1968——
…………… Yoshiyuki ITO Katsutoshi TANIMOTO and Tsutomu KIHARA
4. 生石灰による沖積粘土の安定処理について (第1報)
…………… 柳瀬重靖……………85
(Stabil zation of Alluvical Clays with Quicklime…… Shigeyasu YANESE)
5. 幹面安定解析におけるビンヨップ法とチェボタリオフ法の比較
……………野村健司・早藤能伸・長友文昭…………… 133
(Comparison betemeen Bishop's method and Tschebotarioff's method in slope
stafiliy analysis
……………Keuji NOMURA・Yoshinobu HAYAFUJI and Fumiaki NAGATOMO

3. 長周期波に対する防波堤の効果に関する計算 (第4報)

——1968十勝沖地震津波に対する大船渡津波防波堤の効果——

伊藤喜行*・谷本勝利**・木原力**

要 旨

1968十勝沖地震津波に対する大船渡津波防波堤の効果を明きらかにするため、従来の計算方法を適用して、津波波形の不規則性を考慮した計算を行なった。

計算における入射波は、計算結果が湾口附近にある長崎漁港の実測記録に合致するように、反射波を含まない外海における津波波形として求め、物理的意味を考慮して正弦波の和で与えた。このような入射波による現況に対する計算結果は、湾奥の大船渡においても実測記録と極めてよい一致を示した。

かくして、大船渡湾における1968十勝沖地震津波の現象が、計算によってよく再現されることを確認したのち、津波防波堤建設以前の状態に対して、同じ入射波による計算を実施した。その結果、湾奥最高水位は偏差で2.2mとなった。現況第1波による湾奥最高水位は1.2mであり、防波堤建設によって堤内全域に亘り、最高水位が約半分にピークカットされていることが明きらかにされた。

また、湾内における流勢も防波堤建設によるピークカット効果に伴って、防波堤開口部附近を除き現況の方が弱くなっている。たとえば、珊瑚島西側の最大流速は、現況の場合1 m/secであるが防波堤無しの場合は2 m/secとなる。現況開口部の最大流速は第1波引き波時に3.2m/secにまで達する。ただし、これは断面に関する平均流速であって、流速の鉛直分布を考慮すれば、表層ではこれより若干大きくなるであろう。

一方、一定周期・一定振幅の単一正弦入射波列に対する大船渡津波防波堤の基本的効果および湾の振動特性については、既に第2報において明きらかにされているが、今回さらに計算を補足してより完璧なものとした。湾奥最高水位は、防波堤の無い場合、37.5分、14.5分にピークが生じ、現況に対しては15.6分、7.6分にピークが生じる。津波防波堤の建設によって、30~45分の大きな山が完全に消失しており、15分附近の山にしてもより幅の狭いものとなって、最高水位は防波堤の無い場合を超えることはない。

なお、本報告における津波の計算は、港研所有の TOSBAC-3400 を用いて行なった。

* 水工部 防波堤研究室長

** 水工部 防波堤研究室

3. Digital Computation on the Effect of Breakwaters Against Long-period Waves (4th Report)

—On the Effect of Ofunato Tsunami Breakwater against the Tsunami—
caused by the Earthquake on May 16, 1968

Yoshiyuki ITO*
Katsutoshi TANIMOTO**
Tsutomu KIHARA**

Synopsis

The construction of tsunami breakwater was proposed in several harbours after the disaster due to the Chilean Earthquake Tsunami in 1960. Our laboratory examined the effect of those breakwaters against tsunami with numerical computations, of which the method of analysis and the results obtained were presented to the 10th Conference on Coastal Engineering held in Tokyo, 1966.¹⁾

On May 16, 1968, the northern part of Japan was attacked by a severe earthquake of Magnitude 7.8. The port of Ofunato experienced the first remarkable tsunami since the completion of the tsunami breakwater at the bay-mouth in 1967. It was believed that this breakwater was very effective to reduce the water level elevation inside the harbour.

The authors applied, in this report, the method of analysis to this actual tsunami in order to prove the effect of the existing breakwater. Fortunately, tide elevation due to the tsunami was recorded at two stations, the one outside the breakwater and the other at the innermost point of the harbour.

The computations in the former reports were based on the assumption that the incident tsunami is a sinusoidal wave train of uniform height and period. In actual phenomenon, however, the tsunami has an irregular profile and the recorded tsunami is a superposed wave of the incident wave and that reflected from boundaries.

The authors determined the incident tsunami so that the calculated water level elevation might coincide with the actual one at the outside tide gauge station. The principle of this procedure is as follows;

- 1) The recorded water level variation due to tsunami during the first 124 minutes was harmonically analyzed into a series of sinusoidal waves.
- 2) The amplitude of each component wave was divided by the coefficient in Fig.-3.1, which shows the amplifying factor for regular waves.
- 3) The superposition of these modified components was assumed to be the incident tsunami, the effect of non-linearity being neglected.

Fig.-3.2 and Fig.-3.3 show the computed water level variation with thus determined incident tsunami.

After confirming such a good agreement of our method with the observation, the same incident tsunami was applied to the state before breakwater construction. Fig.-3.12 shows the computed results.

The effect of the tsunami breakwater is apparent from these figures. If no breakwaters had been constructed in Ofunato harbour, the highest tide elevation due to the 1968 tsunami would have been increased to almost twice the actual one.

* Chief of Breakwater Laboratory, Hydraulics Division

** Member of Breakwater Laboratory

目 次

要 旨	55
まえがき	59
第1部 1968十勝沖地震津波に対する大船渡津波防波堤の効果	59
1. 大船渡湾の現況と1968十勝沖地震津波の概要	59
1.1 大船渡湾の現況	59
1.2 1968十勝沖地震津波の概要	62
2. 不規則波による計算の基本的考え方	64
3. 入射波の決定と計算結果	65
3.1 入射波の決定	65
3.2 現況に対する計算結果	66
3.3 津波防波堤建設以前の湾に対する計算結果	69
4. 大船渡津波防波堤の効果	72
4.1 大船渡湾の振動特性と津波防波堤の基本的効果	72
4.2 1968十勝沖地震津波に対する効果	73
第2部 津波計算の方法と結果	75
1. 計算点の配置	75
2. 基礎方程式と差分方程式	76
3. 初期条件と境界条件	78
4. 計算の安定条件	78
5. 計算ケース	78
6. 計算結果	78
6.1 単一正弦波による計算結果	78
6.2 不規則波による計算結果	79
あとがき	81
参考文献	82

まえがき

昭和35年チリ地震津波により大被害を受けた大船渡港では、津波対策施設として防波堤方式を採用、昭和42年3月、湾口に津波防波堤が竣工した。

昭和43年5月16日09時49分、北緯40°07′、東経143°07′に発生した1968十勝沖地震(M=7.8)に伴った津波は、その防波堤完成後、大船渡湾に到達した初めての顕著な津波である。幸い、津波の最盛期は干潮時にあたり、防波堤の効果と相俟って、陸上への浸水は皆無であった。

防波堤研究室では、既に昭和35年度以来、長周期波に対する防波堤の効果について、各種の計算を行ってきた。すなわち、第1報²⁾および第2報³⁾では、流入方式および波動方式による基本的計算および具体的計算、第3報⁴⁾では模型実験による計算方式の実証である。特に第2報では、大船渡湾における具体的な地形条件に対応する計算を行ない、単一正弦波列に対する現況防波堤の効果を明きらかにした。

これらの既報に引続き本報告では、従来の計算方式を不規則波に適用し、1968十勝沖地震津波に対する大船渡津波防波堤の効果をより高い精度で明きらかにすると共に、さらに第2報における成果を補足する意味で、単一正弦入射波による計算を実行し津波防波堤の基本的効果および湾の振動特性を明白にする。

なお、本報告は2部から成り、第1部では大船渡湾の現況と津波の概要、不規則波による計算の基本的考え方

および津波防波堤の効果に関する結論を述べ、第2部に計算方法等の詳細を記した。したがって、数式的な細部を不要とされれば、第1部だけ読んで頂ければよい。

第1部 1968十勝沖地震津波に対する大船渡津波防波堤の効果

まえがきにも述べたとおり、第1部では計算方法等の詳細を省き1968十勝沖地震津波に対する大船渡津波防波堤の効果について説明する。

その内容は、まず第1章において大船渡湾の現況と今回の津波の概要について簡単に述べている。次に、第2章において、不規則波による計算の基本的な考え方について、やや詳しく述べ、第3章にその数値的な結果を示す。計算は現況(津波防波堤あり)および防波堤の無い場合の2地形条件について行なっている。

最後に、第4章において、1968十勝沖地震津波に対する効果と合せて、単一正弦入射波列に対する基本的な効果および大船渡湾の振動特性を再吟味して、大船渡津波防波堤の効果を総括的に述べた。

1. 大船渡湾の現況と1968十勝沖地震津波の概要

1.1 大船渡湾の現況

大船渡湾は三陸海岸のほぼ中央部に位置し、古来しばしば津波に襲われている。最近のものとしては、明治29年および昭和8年の三陸大津波、昭和35年のチリ地震津波による被害が特に顕著であった。チリ地震津波以後、恒久的な津波対策施設の一つとして湾口に津波防波堤が

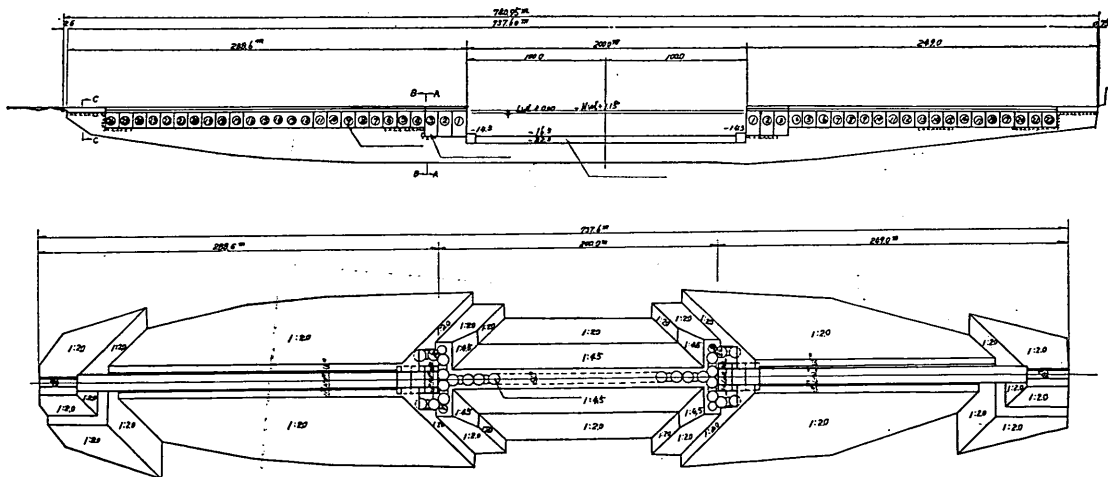


図-1.2 大船渡津波防波堤
Fig-1.2 Tsunami Breakwater at the Port of Ofunato.

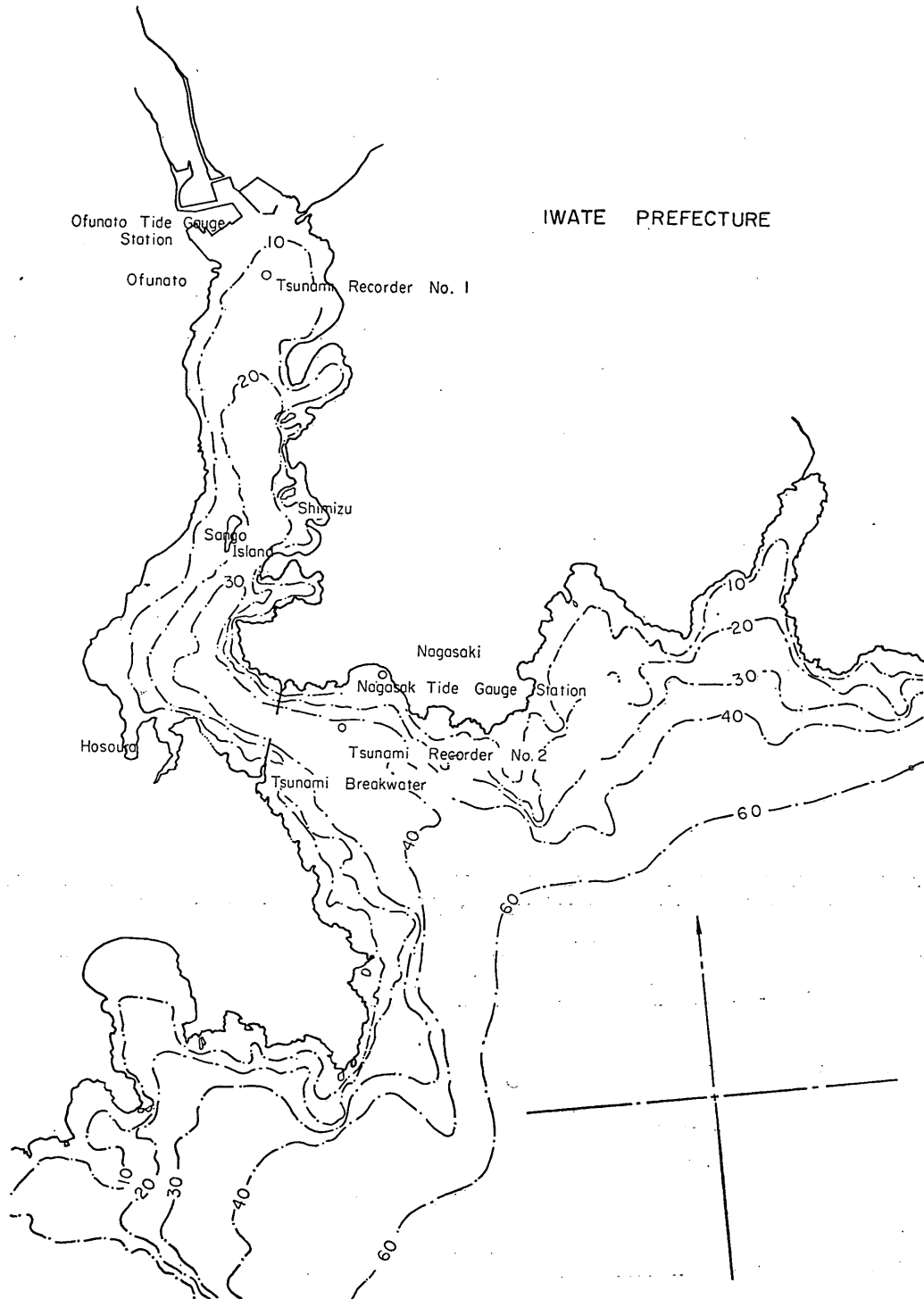


図-1.1 大船渡湾の現況
Fig-1.1 Plan of Ofunato Bay.

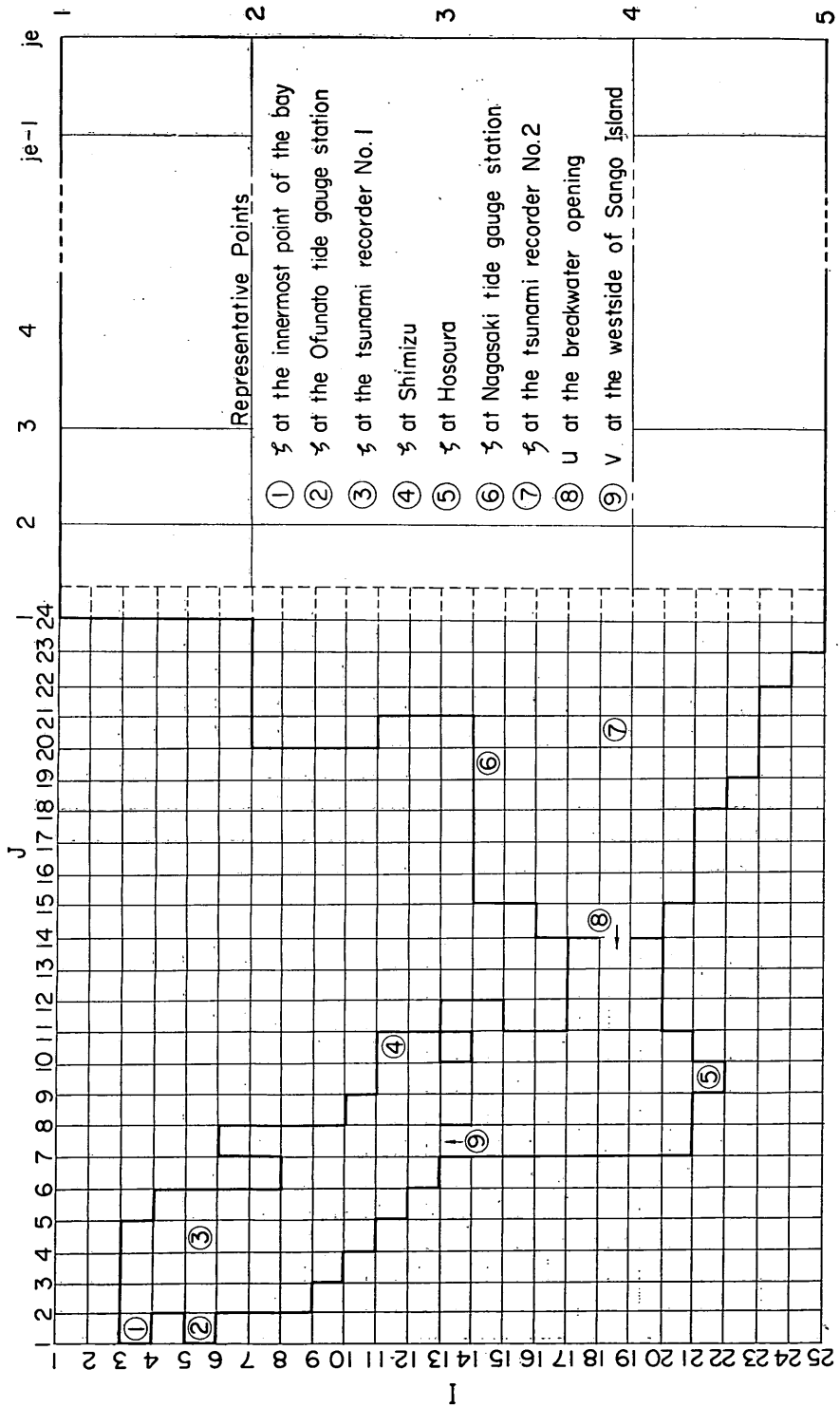


図-1.3 格子網および代表点
Fig-1.3 Grid system used for the computation and location of representative points.

計画され⁵⁾ ⁶⁾ 昭和42年3月に竣工した。

津波防波堤の位置および湾内海象観測施設の位置をも含めて、大船渡湾の現況を図-1.1に示す。図-1.2は、津波防波堤の縦断面図と平面図である。検潮所は、湾奥茶屋前にフェース型自記検潮儀、湾口附近長崎漁港に遠隔自記検潮装置があり、いずれも気象庁大船渡測候所所管のものである。以後、それぞれ単に大船渡および長崎(漁港)と呼ぶこともある。

なお、数値計算は、第2部で述べる如く実際の地形を長さ280mの格子網に分割し実施するが、その格子分割地形およびその格子網における代表点の位置を図-1.3に示しておく。

1.2 1968十勝沖地震津波の概要

1968十勝沖地震に伴った津波は、北海道および東北の太平洋沿岸各地を襲った。この津波により、八戸港においては河原木防波堤の欠壊という特異な災害が生じたが、全般的には津波最盛期が干潮時であったこととチリ地震津波以後各地において整備されていた津波対策施設が効果を発揮したため浸水による大きな被害は免れた。特に大船渡湾においては、湾口附近に建設された津波防波堤が後述するようにその効果を発揮して、海水の陸上浸水は皆無であった。しかし、湾内にあったカキ筏は隅のアンカーロープが切断されてほとんど流失するという被害が生じている。

大船渡湾における津波による水位変動は、防波堤内外の検潮記録に明瞭に認められる。図-1.4は長崎漁港における打点式検潮記録、図-1.5は湾奥茶屋前における検

潮記録である。津波偏差としては、いずれも第1波が最大であるが、干潮時にさしかかっているため、潮位としてはむしろ次の満潮時のピークの方が高い。

今、天文潮位を潮位表を参照し、大船渡および長崎漁港の検潮記録を見比べながらそれぞれ一致するように推定、それに対する水位の偏差を津波による水位変動として示すと、図-1.6のようになる。約2時間の水位変動が示されているが、長崎と大船渡の波形は約10分の位相差でよく対応していることが認められる。最大値はいずれも第1波に生じ、1.2mで略等しい。波形は不規則であるが、それをフーリエ展開すると約20分および30分周期成分が卓越している。

大船渡湾において、津波防波堤が無ければ湾奥における水位は、湾口附近の水位に比べてかなり高くなるのが過去の実績においても認められている。既に第2報において、この津波防波堤の基本的な効果が明らかにされているので、波形の不規則性を考慮した計算を実施する前に、これらの既往資料に基づき、計画時に期待された効果がどのように発揮されたか検討を行なってみる。これは検潮記録入取後直ちに行なったものである。

今回の津波では20分および30分周期成分が卓越しているが、幸い20~30分周期の単一正弦入射波列による計算結果では、防波堤の有無にかかわらず顕著な共振現象はみられず、最高水位は過渡状態時に生じている。そのためピークカットに対する防波堤の効果については、始めの1波あるいは2波のみ対象とし、単一正弦入射波列と仮定しても大差ない。

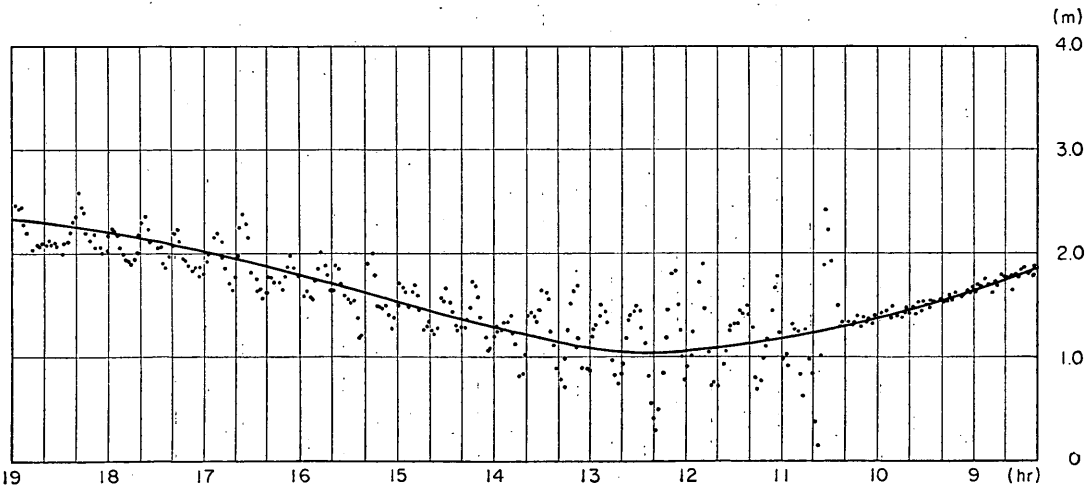


図-1.4 長崎漁港における検潮記録
Fig-1.4 Mareogram showing the May 1968 Tsunami at Nagasaki tide gauge station

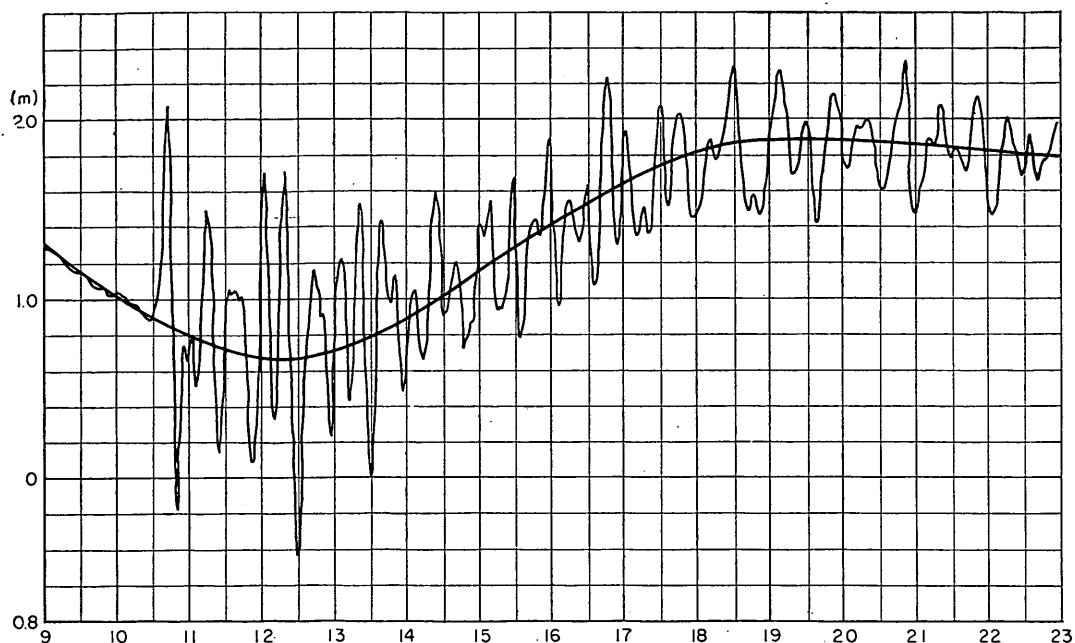


図-1.5 大船渡港茶屋前における検潮記録
Fig-1.5 Mareogram showing the May 1968 Tsunami at Ofunato tide gauge station

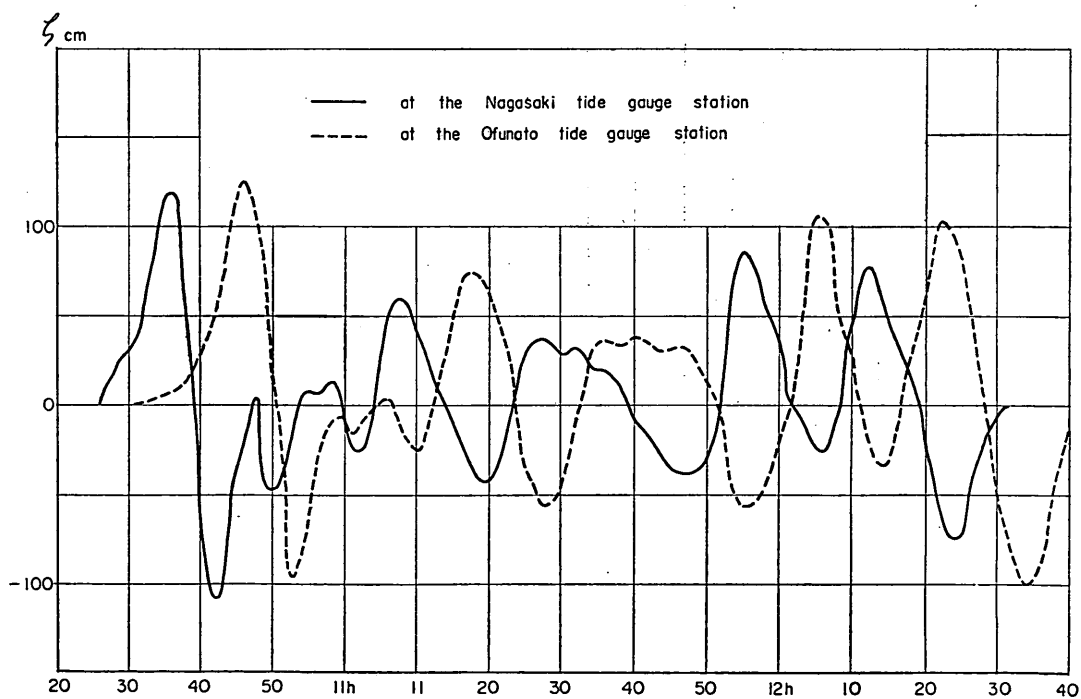


図-1.6 検潮記録から求めた津波による水位変動
Fig-1.6 Water level variations above the astronomical tide level

今、代表的に周期25分の単一正弦入射波列に対する現況の長崎および大船渡における計算波形[※]を示すと図-1.7(1)のようになる。両者は今回の実測波形と同様、約10分の位相差で略等しいことが認められる。これに対し、同じ入射波による防波堤無しの場合の計算波形[※]は図-1.7(2)のとおりである。この場合、湾奥の大船渡における最初の2波は長崎の2倍以上の水位変動を示している。また現況と比較すると、長崎では大差ないが、大船渡では第1波で略2倍の水位となることが知られる。第2波はそれよりさらに大きい。

以上の既資料による考察から、津波防波堤は周期20～30分の津波に対し、防波堤が無ければ湾奥で湾口附近の2倍以上の水位となるものが、防波堤建設によって同程度にまでピークカットできるという期待どおりの効果を発揮したと考えられる。筆者等は、さらに津波波形の不規則性を考慮したより精度の高い計算で防波堤の効果を確かめべく以下に順次述べるような計算を行なった。

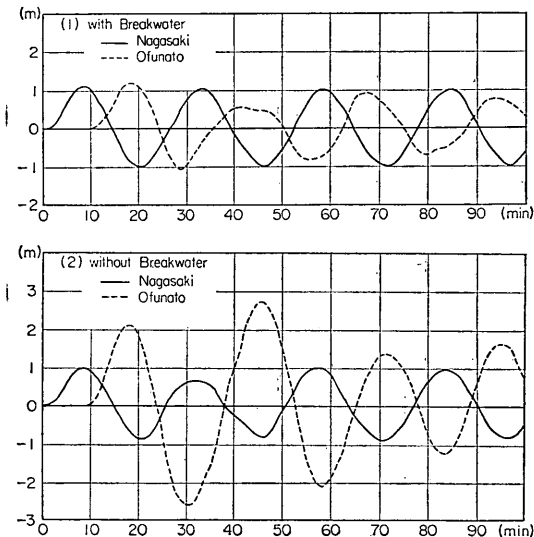


図-1.7 単一正弦入射波による計算水位変動(T=25分)
Fig-1.7 Computed water level variations based on the assumption that the incident tsunami is a sinusoidal wave train of uniform height and period (25 minutes), according to the former report.

2. 不規則波による計算の基本的考え方

従来、我々の実施してきた計算は、単一正弦波列の長

※ 第2報、OB-25およびO-25、ただし第2報では引き波から始まる計算を行なっているが、そのまま符号を変えて押し波から始まると考えてもよい。ここでは、実情に則するように押し波から始まるものとした。

周期波が来襲してくると仮定し、そのような波に対する防波堤の効果を解明するものであった。今回はそれより一段階進めて、1968十勝沖地震津波という特定の津波を対象とし、従来の計算方法を適用して、来襲津波波形の不規則性を考慮した計算を行なう。したがって、不規則波による計算といえども、入射波として従来の単一正弦波列の代りに不規則波形を与えるだけで計算方法の原理には何ら変りない。

ところで、我々の計算方法の特徴は、地形条件に左右されない、すなわち防波堤や海岸線等の境界からの反射波を含まない外海における入射波を与える点にある。一方、今回の津波の現象は、湾口附近の長崎漁港と湾奥附近の大船渡において記録されているが、これらの記録には、地形条件の影響が含まれている。したがって、実測記録から、それらを除去した外海における入射波を求めなければならないが、そのためには、防波堤外にあり、地形条件の影響の比較的単純な長崎漁港の記録を直接の対象とした方が考えやすい。そこで、我々は長崎での津波水位変動が、実際の記録に合致するように入射波を定めることにした。そうした以上計算結果は、計算方式の精度に応じて、大船渡港の実測記録に一致すると考える。

一方従来の単一正弦入射波列に対する計算の実績によれば、長崎での水位変動は入射波の略2倍となっている。ゆえに、第1次近似としては、長崎の水位変動の半分を入射波と考えればよい。これを表示するにあたり、物理的意味を考慮して、丁度最後の水位が零で終る124分間の波形を半周期とする点対称を仮想して、フーリエ級数に展開する。すなわちこの場合、入射波は位相差のないsin波のみの和で与えられることになる。その間には、津波の主要部分は十分に含まれており、124分以後は、この際計算範囲外として考えない。

しかしながら、長崎における水位変動が入射波の略2倍になると言っても、より厳密に言えば、周期毎に異なっている。例えば、31分周期の単一正弦入射波に対して、計算波形の平均振幅は、入射波の振幅の1.8倍程度であるが、16分周期に対しては2.8倍となる。したがって第2次近似としては、長崎漁港での実測波形に対する各成分波毎に、このような振幅比を考慮して、入射波を定める。

さらに、単一正弦入射波に対する過渡状態の影響、港口流速の非線型性の影響により生ずる高次の成分を考慮して、高次連立方程式を解くことにより、近似度を高めることが可能である。しかし、実用上その必要はなく、

ここでは第2次近似計算まで実施した。

実際計算においては、長崎漁港の実測波形を、原記録の精度を考慮して、61項の正弦項 (248分~4.07分) に分解、入射波はそのうち最初の30項 (248分~8.27分) のみを直接対象とした。31項以上の高調和成分は、もともと微少であり、より大きい周期成分の高調和成分として認められるから、細かく挙げてあまり意味がない。

第1部では、第2次近似計算の結果のみ述べるが、実測とかなりよい一致を示している。次章に、以上の考え方に基ずく入射波を数値的に示し、現況および防波堤建設以前の状態に対する計算結果を述べる。

3. 入射波の決定と計算結果

3.1 入射波の決定

単一正弦入射波に対する長崎漁港での計算波形は、第2部図-8に示すように、大船渡のそれに比較して、かなり規則的である。計算波形の約2時間に亘る平均振幅と入射波の振幅の比は、図-3.1に示すように、複雑であるが、明瞭な傾向を持っている。

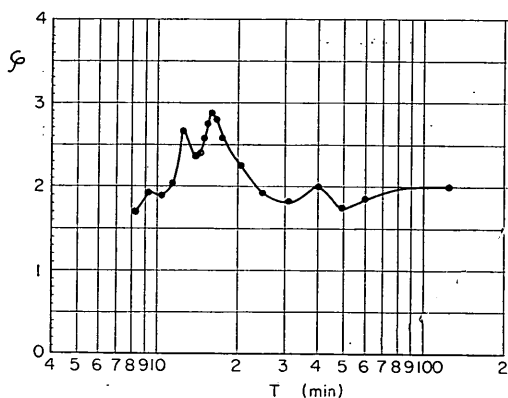


図-3.1 単一正弦入射波計算による長崎平均振幅と入射振幅の比

Fig-3.1 The ratio $\phi = a_N/a_i$ obtained by the computed results for the sinusoidal wave train. a_i : the amplitude of the incident wave, a_N : the mean amplitude of the computed wave profile.

一方、長崎漁港の124分間の実測波形を、点対称を仮想したフーリエ級数に展開するわけであるが、原記録が打点式であるから、あまり細かい読み取りは意味がない。この点を考慮して、2分毎の水位偏差を与えること

にし、次の形にフーリエ展開する。

$$\sum_{k=1}^n A_k \cdot \sin \frac{2\pi}{T_k} t \quad (n=61) \quad (3.1)$$

これに対し、入射波は初めの30項を直接対象とし、次の形に表現する。

$$\sum_{k=1}^m a_k \cdot \sin \frac{2\pi}{T_k} t \quad (m=30) \quad (3.2)$$

ここに、振幅 a_k は、長崎における対応振幅 A_k に、振幅比 ϕ_k の逆数を乗じて求められる。振幅比については、主要なほとんどの成分に対して、単一正弦入射波による計算によって求まっている。他の成分については、図-3.1から補間によって求めればよい。

表-3.1に A_k , ϕ_k および a_k 等の値をまとめて示しておいた。実測波形に対する31成分以上の高調和成分は小さく、61項成分による波形と30項成分による波形は大差ない。

表-3.1 入射波の決定

Component	T (sec)	A (cm)	ϕ	a (cm)
1	248.00	8.41	2.0	4.21
2	124.00	-7.11	2.0	-3.56
3	82.67	1.32	2.0	0.66
4	62.00	-5.00	1.9	-2.63
5	49.60	0.85	1.8	0.47
6	41.33	13.55	2.0	6.78
7	35.43	0.47	1.9	0.25
8	31.00	26.90	1.8	14.94
9	27.56	17.71	1.9	9.32
10	24.80	6.78	1.9	3.57
11	22.55	-7.49	2.1	-3.57
12	20.67	33.15	2.2	15.07
13	19.08	-5.85	2.4	-2.44
14	17.71	12.69	2.6	4.84
15	16.53	-8.05	2.8	-2.87
16	15.50	-17.38	2.8	-4.87
17	14.59	3.33	2.4	1.35
18	13.78	-5.90	2.0	-2.95
19	13.05	-6.33	2.0	-3.17
20	12.40	-8.13	2.0	-4.07
21	11.81	-10.21	2.0	-5.11
22	11.27	-8.48	2.0	-4.24
23	10.78	-4.61	2.0	-2.31
24	10.33	-2.66	2.0	-1.33
25	9.92	4.67	2.0	2.34
26	9.54	11.20	2.0	5.60
27	9.19	6.37	2.0	3.19
28	8.86	1.85	2.0	0.93
29	8.55	5.30	2.0	2.65
30	8.27	-1.33	2.0	-0.67

3.2 現況に対する計算結果

(1) 計算波形と実測波形

最初に、前節において決定された入射波に対する計算波形と実測波形とを比較する。

図-3.2 と 3.3 は、それぞれ長崎漁港および大船渡における計算波形と実測波形および実測波形に対する 30 成分による波形を合せ示したものである。実測波形と計算波形は全体的に極めてよい一致を示している。ただ、細かい点では、高調和成分に対応する細かい波動および水位の絶対値に多少の違いが認められるが、実用上問題となる程度のものではない。

次に、計算波形と実測波形とをフーリエ級数に展開してみる。先に、入射波の決定にあたって、長崎漁港の実測波形を 124 分を半周期とする点対称を仮想したフーリエ展開を行なった。長崎に対しては計算結果においても、点対称を仮想することができる。図-3.4 は、入射波 30 項の振幅と実測および計算波形 61 項の振幅をまとめて示すものである。実測と計算結果に対し、20.67, 31.00, 27.56 および 15.50 分周期の主要成分について、

見事により一致を示している。8 分以下の高調和成分は、入射波には含ませていないが、計算結果に僅かに認められる。124.00, 16.53 分および 14 分から 13 分にかけての成分に差があるが、全体的にはよく合っていると云える。

大船渡に対しては、実測・計算波形共に 124 分間を半周期とする点対称を仮想することには無理がある。そのため、次式のように 124 分を一周期とするフーリエ級数に展開する。

$$\begin{aligned} \zeta &= A_0 + \sum_{k=1}^{31} A_k \cos \frac{2\pi}{T_k} t + \sum_{k=1}^{30} B_k \sin \frac{2\pi}{T_k} t \\ &= A_0 + \sum_{k=1}^{31} C_k \sin \left(\frac{2\pi}{T_k} t + \varepsilon_k \right) \end{aligned} \quad (3.3)$$

入射波における物理的意味を考慮しなければ、むしろこの方が一般的であり、その意味で長崎に対しても同様な結果を合せ示す。図-3.5 は、長崎および大船渡の実測波形に対する振幅 C_k を図示したものである。長崎において、20.67, 31.00, 24.80 および 15.50 分周期の成分が卓越し、大船渡において、31.00, 20.67, 15.50 分周期

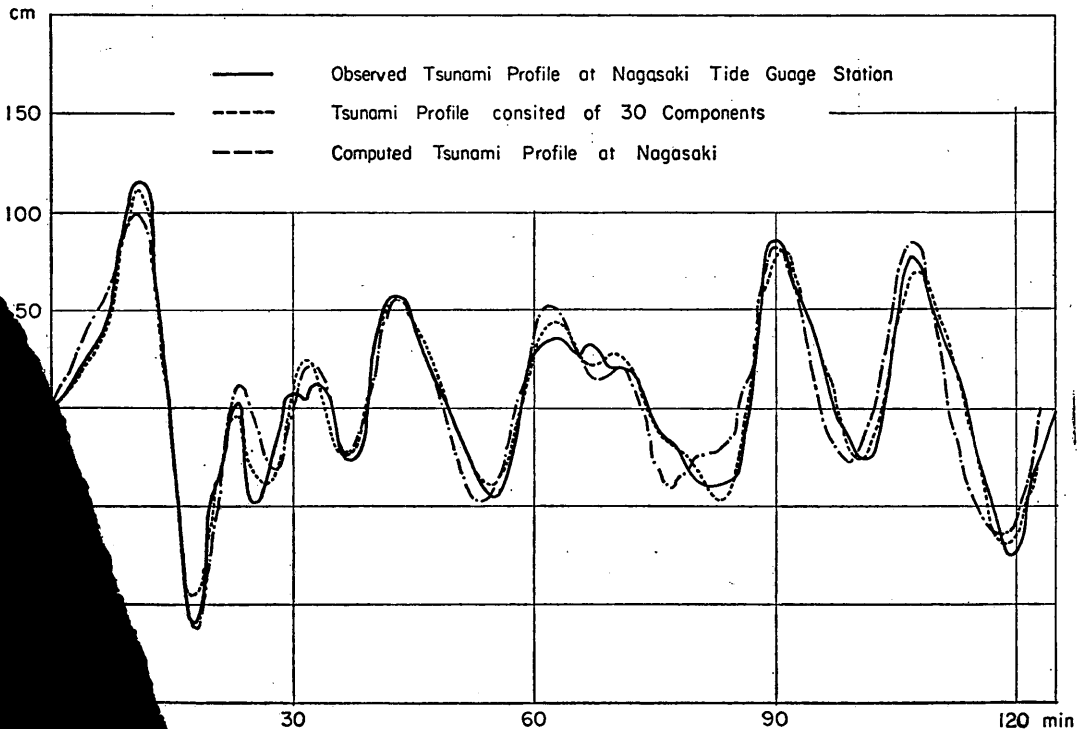


図-3.2 計算波形と実測波形の比較（長崎漁港）
Comparison between the observed water level variation and the computed one at Nagasaki.

長周期波に対する防波堤の効果 (第4報)

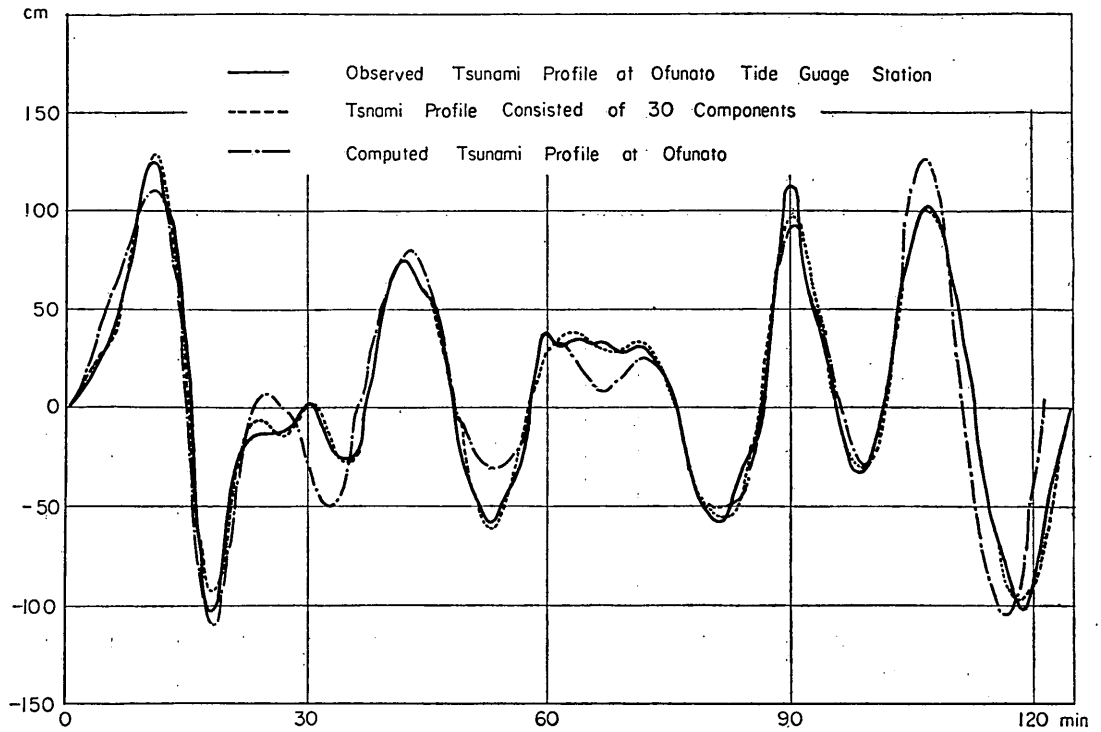


図-3.3 計算波形と実測波形の比較 (大船渡茶屋前)
Fig-3.3 Comparison between the observed water level variation and the computed one at Ofunato.

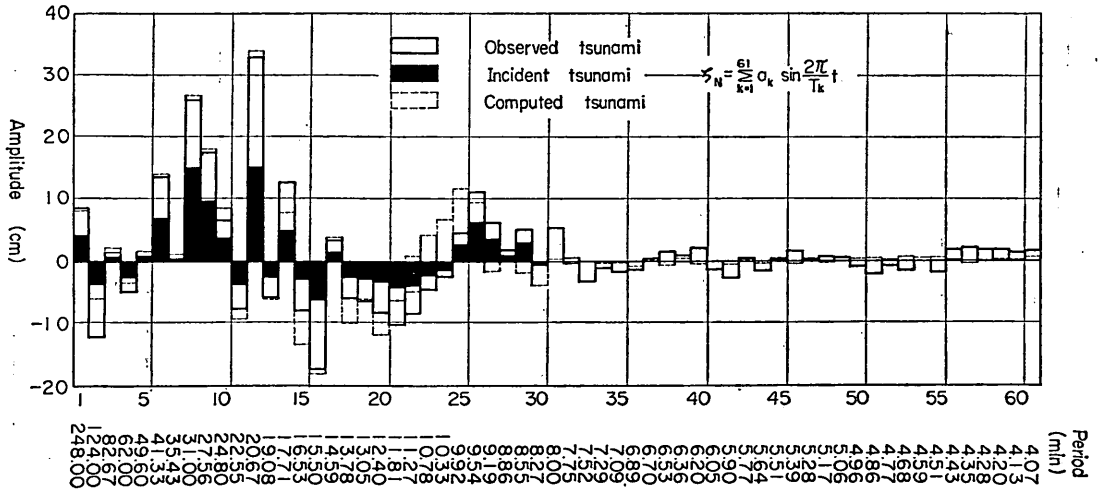


図-3.4 計算波形および実測波形のフーリエ展開
Fig-3.4 Amplitudes of the components in Fourier analysis of the tsunami profile at Nagasaki.

の成分が卓越していることが認められる。

一方、図-3.6は計算波形に対する同様な結果を示したものである。実測波形に対すると同様、長崎において、31.00, 20.67, 24.80 および 15.50 分周期成分が卓越、大船渡において、31.00, 20.67, 15.50 分周期の成分が卓越している。勿論、これらの周期成分は、過渡状態を含む実際の現象に対し、明確なる物理的意味を有しているわけではなく、波形の表現上の事にすぎない。しかし、実測および計算共に 15.5 分周期の成分が、大船渡にお

いて大きく増幅されているのが目立つのは、防波堤内の共振の現象が反映したものと考えられる。

(2) 代表点における水位・流速

図-1.3に示した代表点のうち、長崎と大船渡の計算結果については、既に図-3.2と3.3に実測値と共に示した。他の代表点については、図-3.7~3.9に示すとおりである。第1津波計および第2津波計の位置では、大船渡検潮所および長崎漁港検潮所での波形とほとんど変わらない。

港口における最大平均流速は、第1波押し波時に 2.6

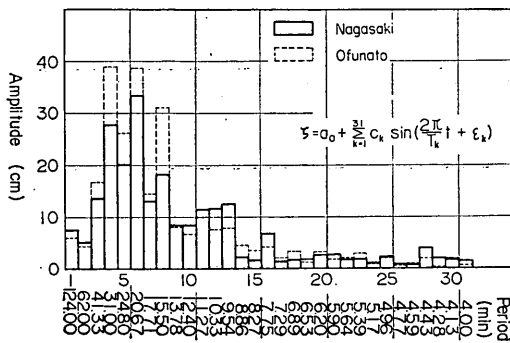


図-3.5 実測波形のフーリエ展開

Fig-3.5 Amplitudes of the components in Fourier analysis of observed tsunami profile.

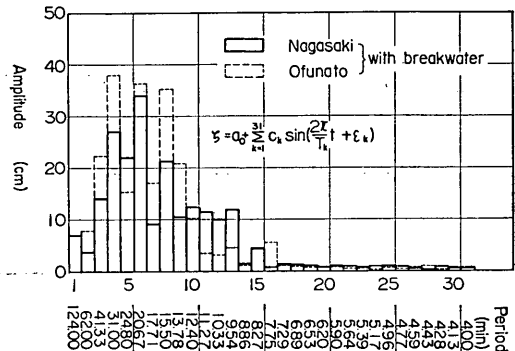


図-3.6 計算波形のフーリエ展開

Fig-3.6 Amplitudes of the components in Fourier analysis of computed tsunami profile.

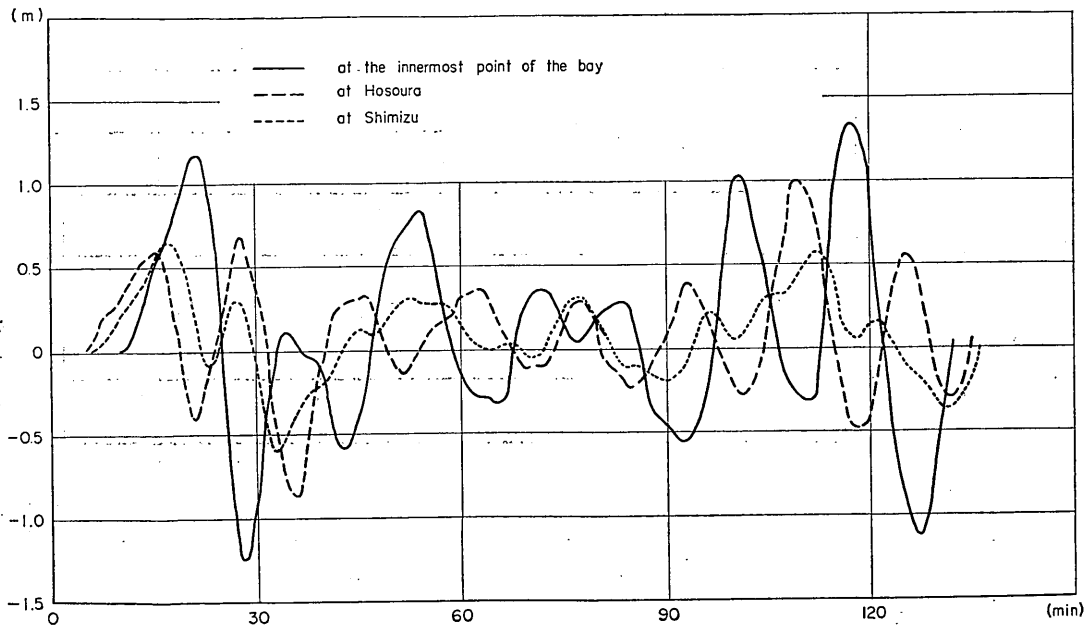


図-3.7 代表点における計算水位変動（現況）

Fig-3.7 Computed water level variations at the representative points (1).

長周期波に対する防波堤の効果 (第4報)

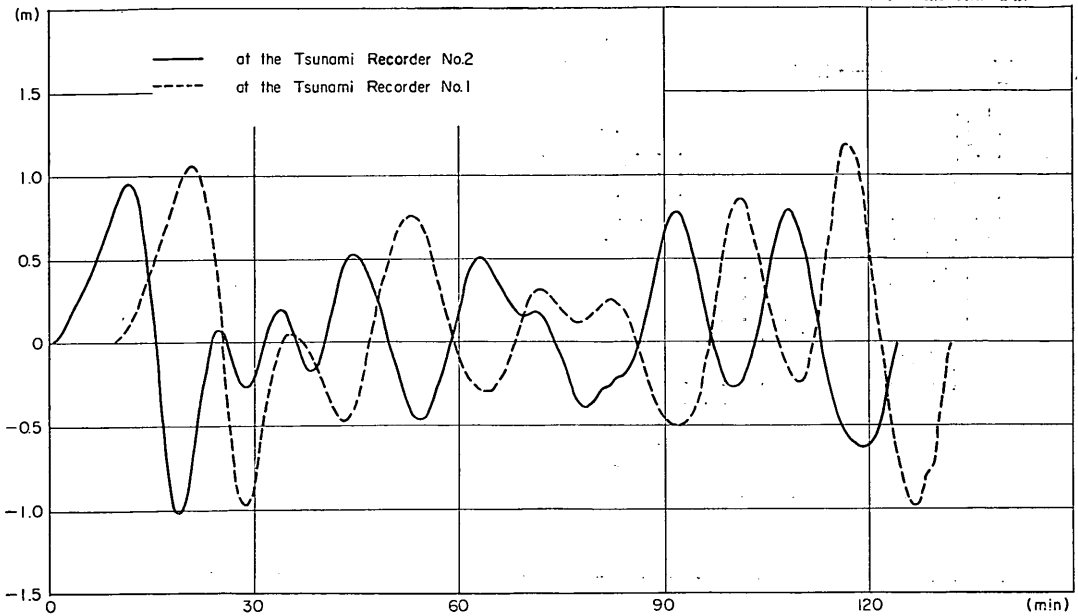


図-3.8 代表点における計算水位変動 (現況)

Fig-3.8 Computed water level variations at the representative points (2).

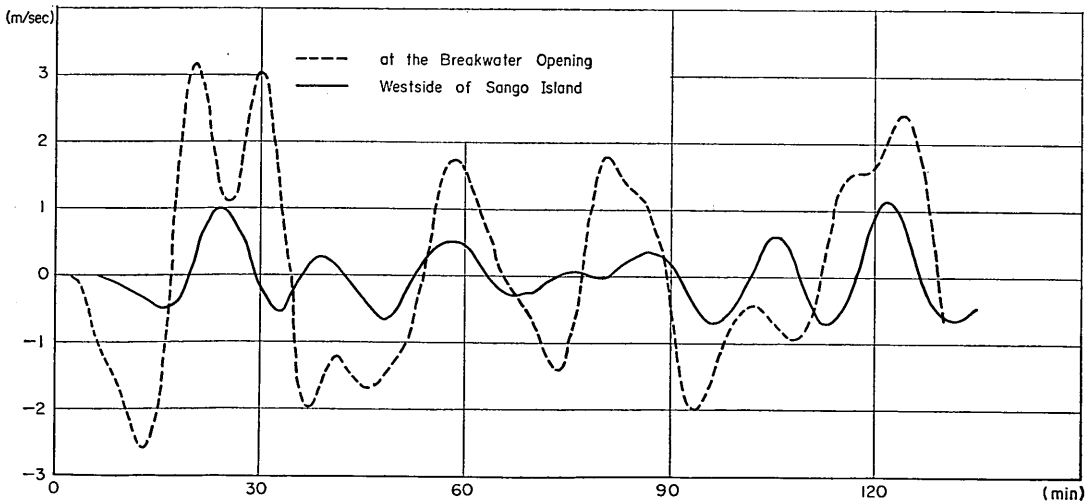


図-3.9 代表点における流速の時間的变化 (現況)

Fig-3.9 Computed velocity variations at the representative points.

m/sec, 引き波時に 3.2m/sec となる。

(3) 湾内の流況

図-3.10 に第1波湾奥水位最高時の平面的な流況を示す。港口流速は、引き波最大流速時を僅かに過ぎた時刻にあたる。湾奥水位最高時に、防波堤直前では既に最低

水位時を過ぎて、水位が上昇しつつあることが窺われる。

3.3 津波防波堤建設以前の湾に対する計算結果

(1) 代表点における水位・流速

前節で明らかなように、現況に対する計算結果は、1968十勝沖地震津波の現象をかなりよく再現したもので

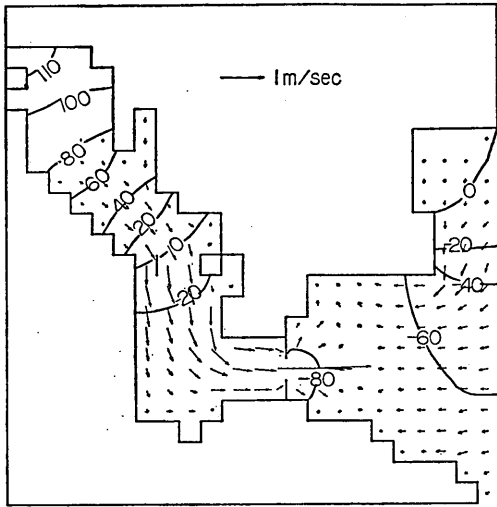


図-3.10 湾内流況（現況）

Fig-3.10 Distribution of computed water level and flow

あった。それを確認したのち、同じ入射波によって、津波防波堤建設以前の状態に対する計算を行なった。

図-3.11~3.14は、代表点における津波の水位あるいは流速の時間的変化を示すものである。この場合、湾奥最高水位は、約2.1mとなる。津波防波堤内に相当する各代表点では、現況と比較して水位の絶対値が異なるのみならず、波形自体もかなり違っている。ちなみに、長崎・大船渡における計算津波波形を前と同様にフーリエ展開して、その振幅を示せば、図-3.15のようになる。大船渡において、31分成分が特に大きく、次いで41.33, 20.67分が目立つ。長崎においても現況とは若干の相違を示している。

(2) 湾内の流況

図-3.16は湾内流況の1例として、第1波湾奥水位最高時の流況を示すものである。図-3.10の現況の場合に比較して、防波堤開口部附近を除き、流勢は全体的に強い。

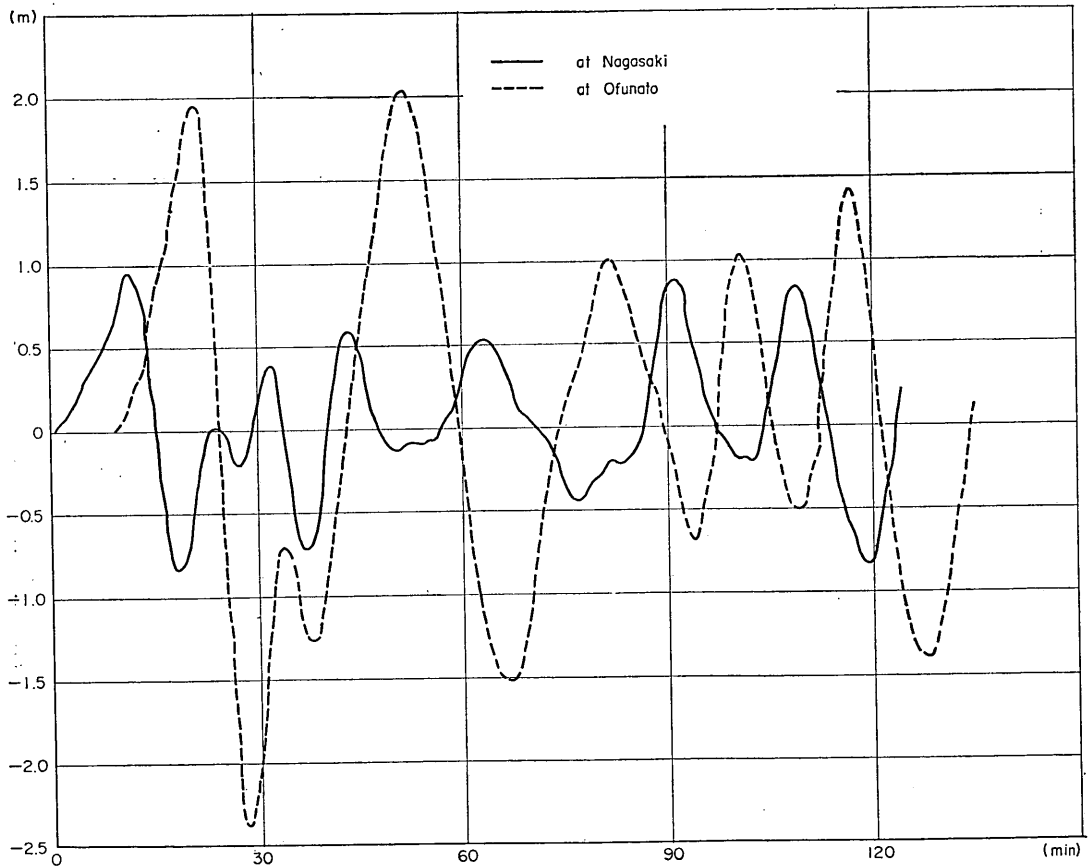


図-3.11 代表点における水位変動（防波堤なし）

Fig-3.11 Computed water level variations at the representative points (without breakwater)-(1).

長周期波に対する防波堤の効果 (第4報)

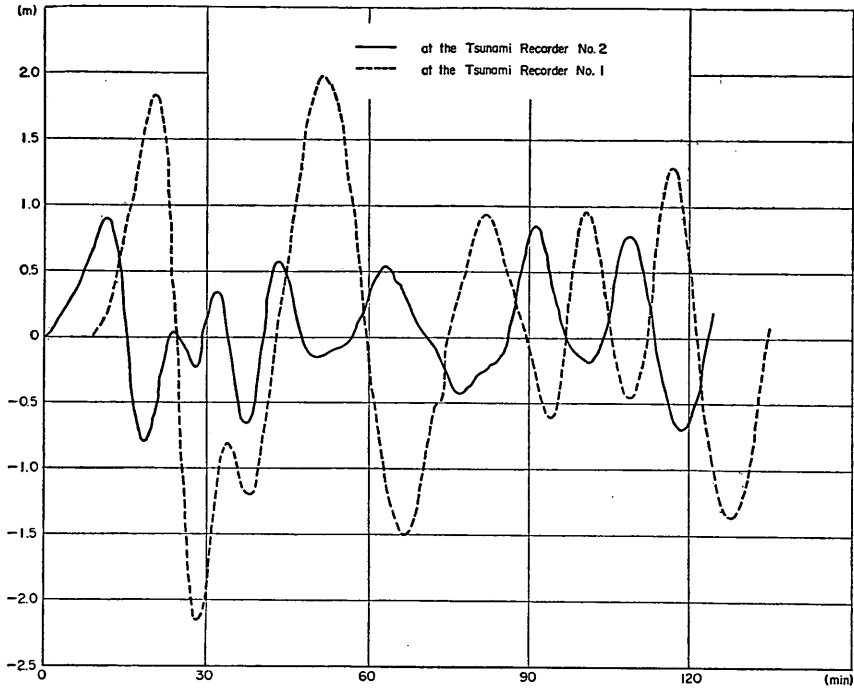


図-3.12 代表点における水位変動 (防波堤なし)

Fig-3.12 Computed water level variations at the representative points (without breakwater) - (2).

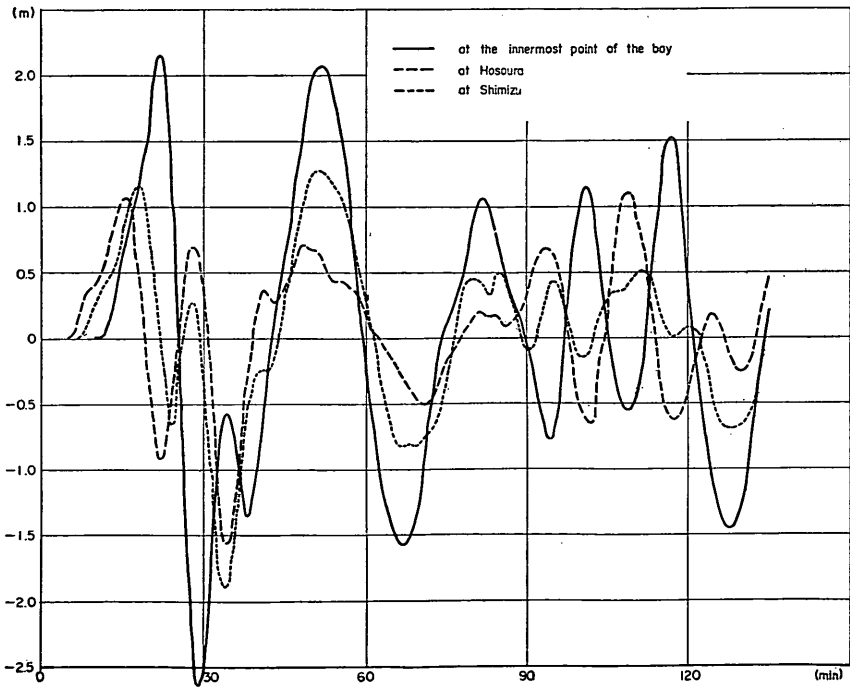


図-3.13 代表点における水位変動 (防波堤なし)

Fig-3.13 Computed water level variations at the representative points (without breakwater)-(3).

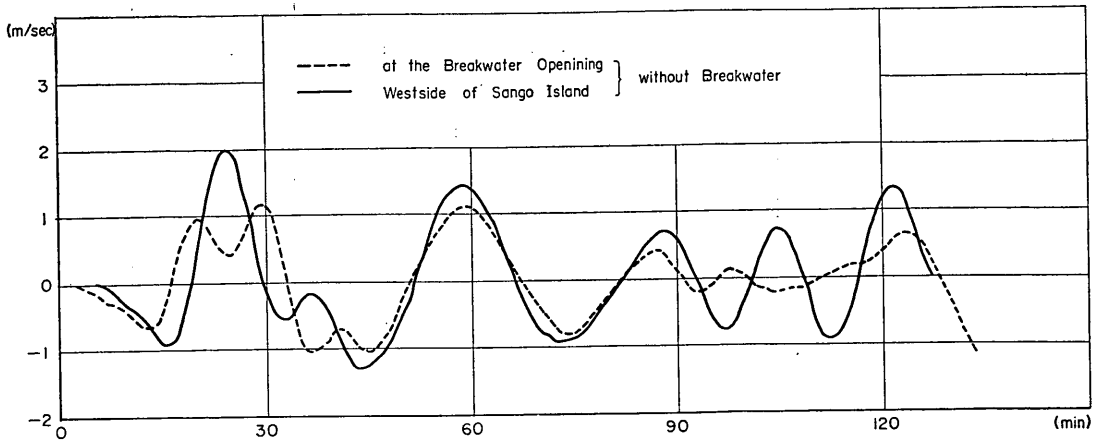


図-3.14 代表点における流速の時間的変化(防波堤なし)
 Fig-3.14 Computed velocity variations at the representative points (without breakwater)

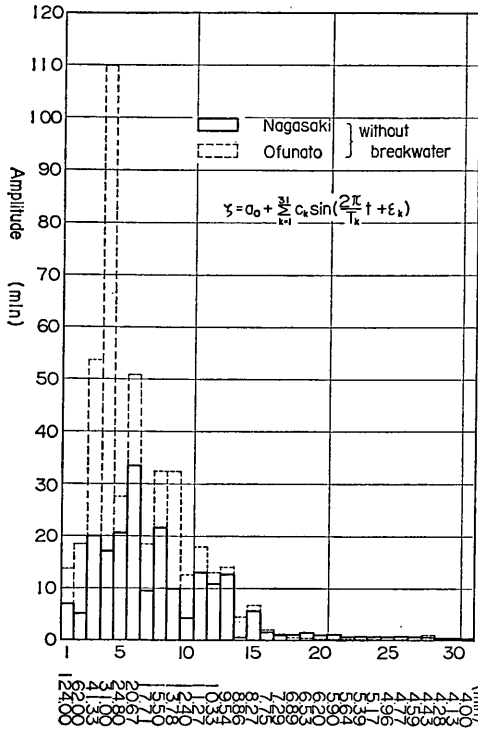


図-3.15 計算波形のフーリエ解析(防波堤無し)
 Fig-3.15 Amplitude of the components in Fourier analysis of computed wave profile (without breakwater)

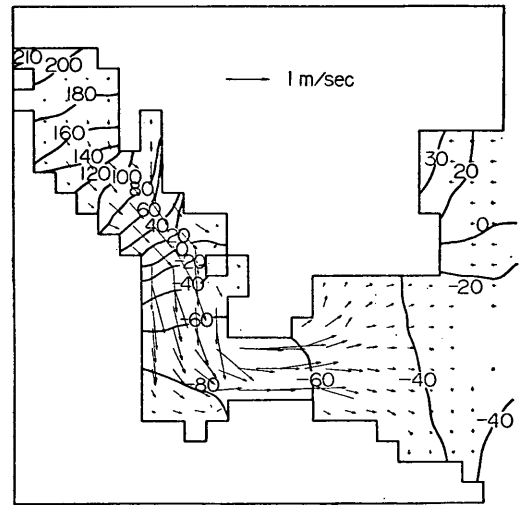


図-3.16 湾内流況(防波堤無し)
 Fig-3.16 Distribution of computed water level and flow, at the time when the first crest of the tsunami reach the innermost point of the bay (without breakwater)

4. 大船渡津波防波堤の効果

4.1 大船渡湾の振動特性と津波防波堤の基本的効果 前章において、不規則波による計算結果について述べ

たが、1968十勝沖地震津波に対する大船渡津波防波堤の効果を総括する前に、単一正弦入射波列による計算に基づく湾の振動特性および津波防波堤の基本的効果について述べておく。これについては、既に第2報において、1次元近似計算の結果と共に示されているが、今回さらに

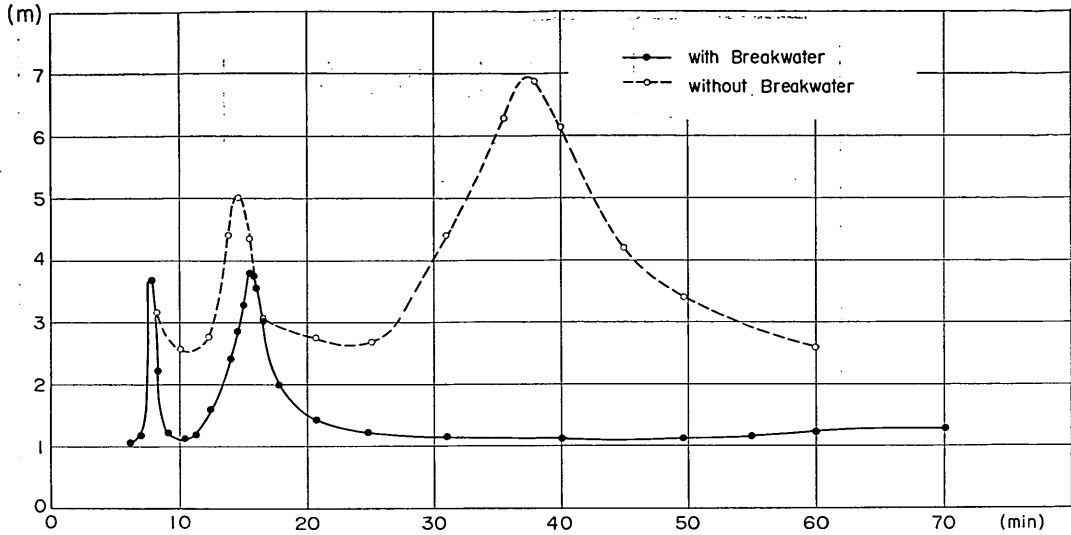


図-4.1 大船渡湾の振動特性および津波防波堤の基本的効果

Fig-4.1 Effect of Ofunato Tsunami Breakwater against the sinusoidal wave trains with uniform height and period. 2次元計算を補足し、より完璧なものにしたものである。図-4.1 は入射波半振幅 0.5m に対する湾奥最大水位を示すものである。現況（防波堤あり）と防波堤なしの場合の結果が示されているが、防波堤の効果は一目瞭然である。

一般に、津波防波堤の効果を分析すれば、締切りにより流入量が減じられることによるピークカット効果と振動特性が変えられることによる効果に分けられる。図-4.1 を見れば、両者が極めて都合よくその効果を発揮しているのが認められる。すなわち、ピークカットの効果が全体に明きらかであると共に、防波堤の無い状態に対する第1次共振周期 37.5 分附近の大きな山が、防波堤建設に伴う振動特性の変化によって完全に消失している。そして、現況共振周期 15.6 分附近の幅の狭い山は、防波堤のない場合の第2次共振周期 14.5 分附近の山の中に含まれてしまう。現況 7.6 分にピークが認められるが、幅が極めて狭く実際上問題とならない。

第2報では、2次元計算不足のため、1次元近似計算に頼らざるを得なかったが、このように2次元計算の結果が補足された以上、その必要はない。

4.2 1968 十勝沖地震津波に対する効果

1968 十勝沖地震津波に対する大船渡津波防波堤の効果について、総括的に述べることにする。

代表点における水位の変化は、既に現況に対して図-3.2, 3.3 および 図-3.7, 3.8, 防波堤無しの場合に対しては 図-3.11~3.13 に示した。今、湾奥における水

位変動を現況と防波堤無しの場合について同一の図に示すと、図-4.2 のようになる。初めの数波に対し防波堤のピークカット効果が明白に認められ、第1波最高水位は現況の 1.2m に対し、防波堤無しの場合は 2.2m となる。波形後半の部分では、約 15 分周期の波動が目立ち、防波堤なしの場合の水位変動は、現況より若干大きい程度にすぎなくなる。これは、入射波に含まれていた約 15 分周期成分が、防波堤の有無にかかわらず、前項 図-4.1 に示したように共振現象を起し増幅された結果、同程度の水位変動になったものであろう。

次に、第1波による最高水位を平面的に示せば、図-4.3, 4.4 のようになる。ここに、図-4.3 は現況、図-4.4 は防波堤無しの場合の結果である。これより最高水位分布の傾向が把握できる。すなわち、現況の場合は、防波堤外湾口附近で 0.9~1.1m, 防波堤湾内側附近で 0.5m, 湾奥附近で 1.1~1.2m 程度となり、防波堤無しの場合は、湾口附近で 0.9~1.0m, 湾奥附近で 2m 以上となる。両者を比較すると、最高水位は防波堤建設によって堤内全域に亘り、防波堤無しの場合の約半分となり、堤外湾口附近では僅かに大きくなる程度で大差ないことが知られる。

湾内流況については、その平面的様相の例を 図-3.10 および 図-3.16 にみることができる。防波堤建設によるピークカット効果に伴って、流勢は開口部附近を除き湾内全体に亘り弱くなっている。例えば、珊瑚島西側の第1波引き波時の最大流速は、現況の場合 1m/sec, 防

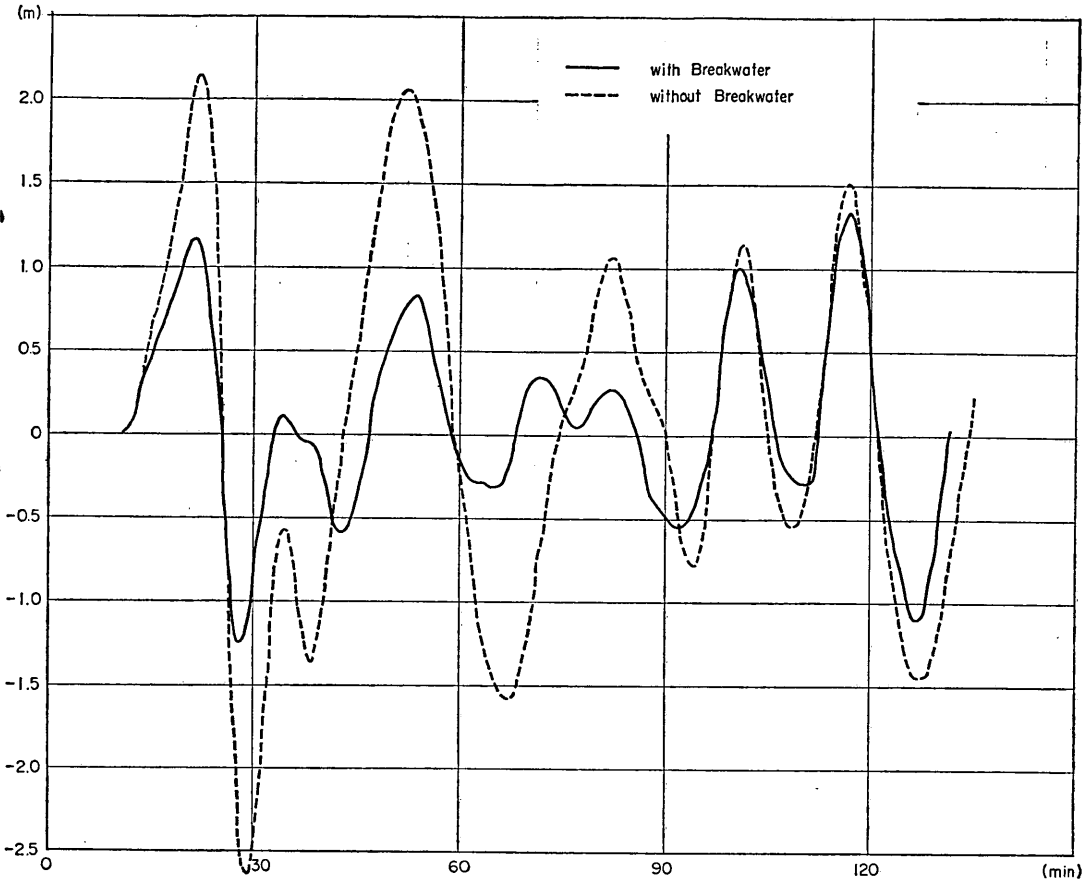


図-4.2 1968 十勝沖地震津波による湾奥水位変動

Fig-4.2 Computed water level variations at the innermost point of the bay due to the May 1968 Tsunami.

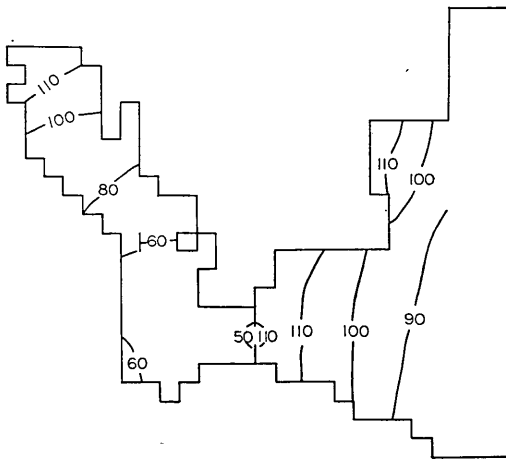


図-4.3 第一波最高水位分布 (現況)

Fig-4.3 Highest water level elevation due to the first crest of the May 1968 Tsunami (with breakwater).

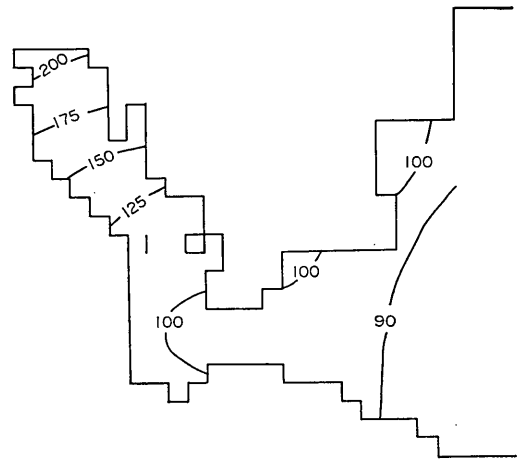


図-4.4 第一波最高水位分布 (防波堤無し)

Eig-4.4 Highest water level elevation due to the first crest of the May 1968 Tsunami (without breakwater).

波堤無しの場合 2 m/sec である。現況開口部における最大流速は、第1波引き波時に 3.2 m/sec となる。ただし、これは断面に関する平均流速であるから、鉛直分布を考慮すれば表層ではこれより若干大きい流速となるであろう。

第2部 津波計算の方法と結果

長周期波に対する防波堤の効果に関する計算の方法については、既に第1報、第2報に詳述されている。特に第2報においては、大船渡湾を対象とした基本的な計算を行っており、本報告における格子分割、水深分布はそれと全く同じである。計算原理も変りないが、今回部分的には不規則波による計算方法を導入し、またプログラミング上便利のように格子の表示方法等を改めたので、ここに計算方法についても総括的にとりまとめておくことにする。

不規則波による計算は、第1部第2章で述べたように、第1次近似計算および第2次近似計算の両方について実施し、第1部では第2次近似計算の結果のみしか触れなかったが、第2部において両者の結果を比較した。さらに、今回不規則波の計算に先立ち、単一正弦入射波列に対する計算も多数実施したが、それらの結果についても言及している。

なお、本報告における計算は全て、港研所有の TOSB AC-3400 を用いて行なったものである。

1. 計算点の配置

計算点の配置および水深分布は第2報と全く同じである。したがって、本報告における全ての計算は平均潮位を基準として行ない、津波来襲時の天文潮位の変化は考慮しない。

図-1 に計算点の配置、図-2 に水深分布を示すが、格子座標の表現方法は、プログラムの添字と一致するように第2報とは改めている。湾内における格子間隔は $\Delta s = 280\text{m}$ 、湾外では、波の進行方向と直角方向に対して $\Delta y = 6\Delta x$ 、波の進行方向に対しては、 $\Delta x = L/10$ である。ただし不規則波に対しては、その成分波の最小波長に対し、 $\Delta x = L_{\min}/10$ と定める。

湾内の最小水深は、計算上海底露出の現象が生じないように、最小10mに制限している。珊瑚島は一本の線によって表わしているので、両側の水路部分では、断面積が実際と等しくなるように補正した水深を与えてある。防波堤開口部の水深についても同様な補正が施されている。

湾外は計算上の仮想外海であって、実際的水深如何にかかわらず、一樣水深 (40m) としてあり、そこでの計

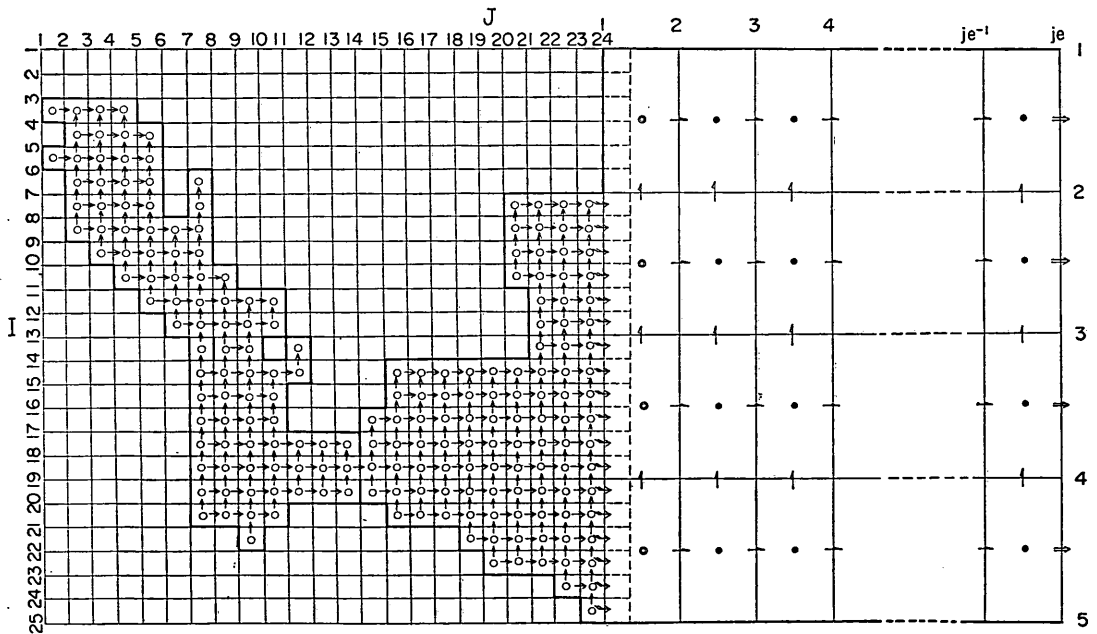


図-1 計算点の配置
Fig-1 Distribution of the computing points.

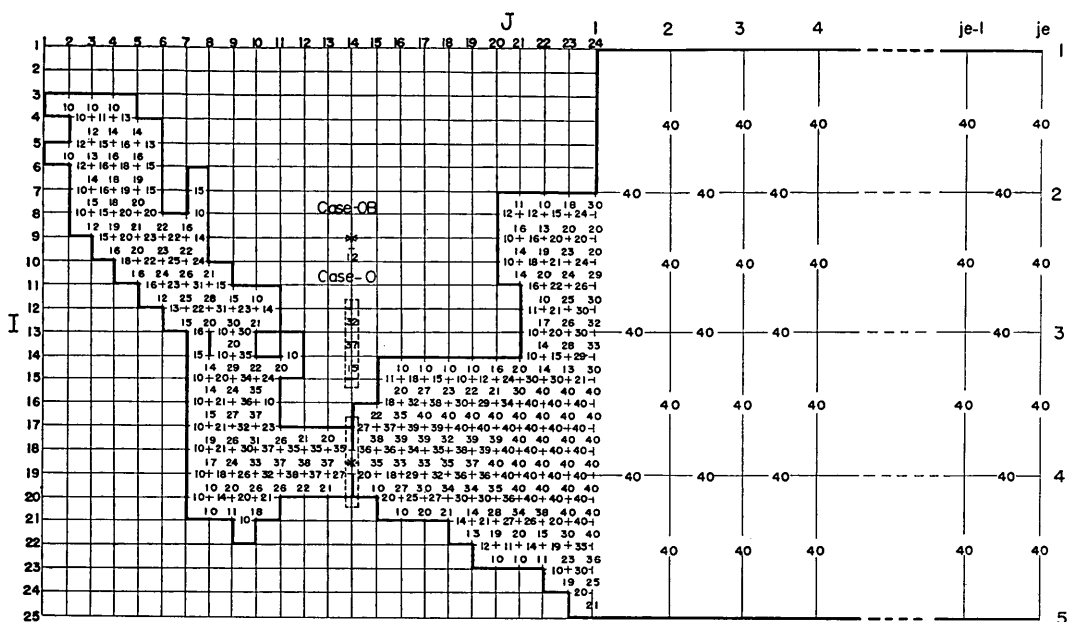


図-2 水深分布
Fig-2 Distribution of the water depths.

算結果は、実際の外海における津波と直ちに対応するものではなく、むしろ湾内へ侵入する波の計算上の供給源と考えるべきである。

2. 基礎方程式と差分方程式

不規則波による計算といえども、入射波を不規則波とするだけで、従来の計算方法と変わるものではない。

今、入射波を正弦波の和として、次のように表わす。

$$\zeta_i = \sum_{k=1}^m a_k \cdot \sin\left(\frac{2\pi}{T_k} t + \frac{2\pi}{L_k} x\right) \quad (1)$$

このとき、従来の単一正弦入射波による計算は、このうちの1項のみを対象とした特別なケースとなり、一般式(1)に含まれることになる。(1)式に対応する初期条件および沖側境界条件の他は、従来と全く変りない。以下、添字の表現方法を変えて、一通り説明しておく。

(1) 湾内計算点に対する方程式

運動方程式および連続方程式は次のとおりである。

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial u}{\partial t} &= -g \frac{\partial \zeta}{\partial x} \\ \frac{\partial v}{\partial t} &= -g \frac{\partial \zeta}{\partial y} \\ \frac{\partial \zeta}{\partial t} &= -\frac{\partial}{\partial x}(hu) - \frac{\partial}{\partial y}(hv) \end{aligned} \right\} (2)$$

この基礎方程式を差分方程式におし数值計算を行なうわけであるが、その場合の水位・流速の計算点、水深の与え方および計算の進め方は 図-3, 4, 5 に示すとおりである。このとき、式(2)に対応する差分方程式は次のようになる。

$$\left. \begin{aligned} \zeta(i, j)^{t+\frac{\Delta t}{2}} &= \zeta(i, j)^{t-\frac{\Delta t}{2}} \\ &+ \frac{\Delta t}{\Delta s} \{ h_u(i, j+1) \cdot u(i, j+1)^t - h_u(i, j) \cdot u(i, j)^t + h_v(i+1, j) \cdot v(i+1, j)^t - h_v(i, j) \cdot v(i, j)^t \} \\ u(i, j)^{t+\Delta t} &= u(i, j)^t - g \frac{\Delta t}{\Delta s} \left\{ \zeta(i, j)^{t+\frac{\Delta t}{2}} - \zeta(i, j-1)^{t+\frac{\Delta t}{2}} \right\} \\ v(i, j)^{t+\Delta t} &= v(i, j)^t - g \frac{\Delta t}{\Delta s} \left\{ \zeta(i, j)^{t+\frac{\Delta t}{2}} - \zeta(i-1, j)^{t+\frac{\Delta t}{2}} \right\} \end{aligned} \right\} (3)$$

(2) 湾外計算点における方程式

湾外の一様水深を h_0 とおいて、式(2)から次の差分方程式が得られる。

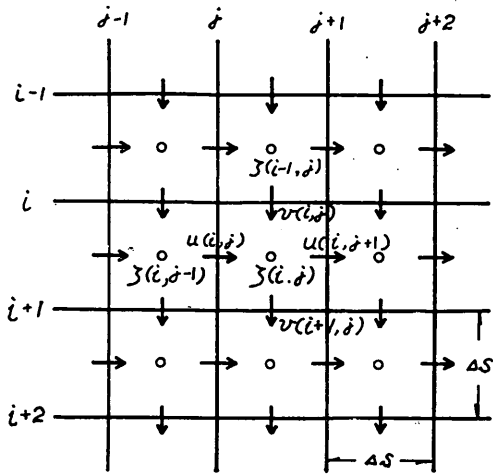


図-3 水位、流速の計算点

Fig-3 Computing points of water level and flow.

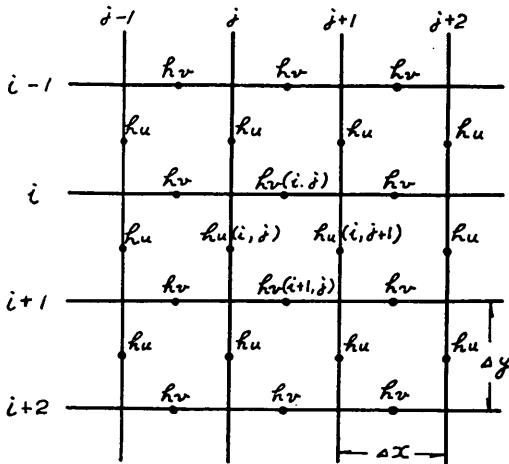


図-4 水深の与え方

Fig-4 Points of water depth.

Time Step	Initial	Condition	1	2	-----	t-1	t	t+1	----
Time	0	Δt	Δt	Δt	Δt	-----	1-Δt	t	t+Δt
Water Elevation	z	z	z	z	z	-----	z	z	z
Velocity Component	u	u	u	u	u	-----	u	u	u

図-5 計算の進め方

Fig-5 Steps of computation.

$$\left. \begin{aligned} \zeta_0(i, j)^{t+\frac{\Delta t}{2}} &= \zeta_0(i, j)^{t-\frac{\Delta t}{2}} \\ &- h_0 \Delta t \left\{ \frac{u_0(i, j+1)^t - u_0(i, j)^t}{\Delta x} \right. \\ &\quad \left. + \frac{v_0(i+1, j)^t - v_0(i, j)^t}{\Delta y} \right\} \end{aligned} \right\} (4)$$

$$u_0(i, j)^{t+\Delta t} = u_0(i, j)^t - g \frac{\Delta t}{\Delta x} \left\{ \zeta_0(i, j)^{t+\frac{\Delta t}{2}} - \right.$$

$$\zeta_0(i, j-1)^{t+\frac{\Delta t}{2}}$$

$$v_0(i, j)^{t+\Delta t} = v_0(i, j)^t - g \frac{\Delta t}{\Delta y} \left\{ \zeta_0(i, j)^{t+\frac{\Delta t}{2}} - \right.$$

$$\left. \zeta_0(i-1, j)^{t+\frac{\Delta t}{2}} \right\}$$

(3) 湾口附近の計算点に対する方程式

湾内と湾外で格子間隔が異なるため、湾口附近の計算点では特別な式が必要である。これを 図-6 の格子網について説明する。

まず、接合部の流速は、図に点線で示すように湾外側に湾内格子がもう一つあると考えて、○印の水位を次式により計算、しかるのち湾内流速計算方程式を適用すればよい。

$i=7\sim 12$ に対して

$$\zeta(i, 24)^{t+\frac{\Delta t}{2}} = \zeta(i, 23)^{t+\frac{\Delta t}{2}} \left\{ \zeta_0(1, 2)^{t+\frac{\Delta t}{2}} - \zeta(i, 23)^{t+\frac{\Delta t}{2}} \right\} \frac{2\Delta s}{\Delta x + \Delta s} \quad (5)$$

$i=13\sim 18\cdots$ に対しても同様な式を得る。

次に、湾口に最も近い湾外の水位(図-6 における●印点)は、接合部の流速を次のように置くことにより、湾外における水位計算方程式が適用できる。

$$u_0(2, 1)^t = \frac{1}{6} \sum_{i=7}^{12} u(i, 24)^t \quad (6)$$

$u_0(3, 1), \dots$ に対しても同様な式を得る。

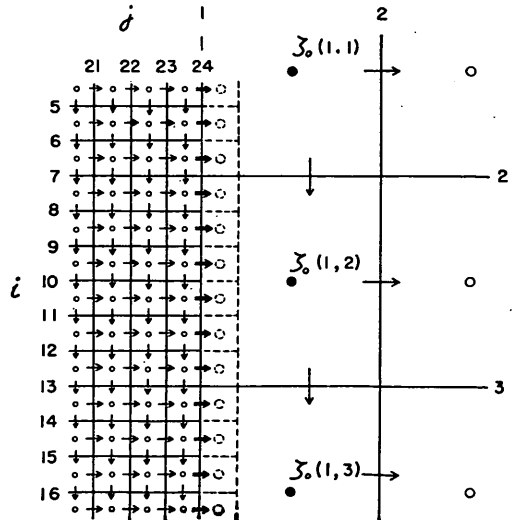


図-6 湾口附近の計算点

Fig-6 Computing points near the bay-mouth.

(3) 港口流速点に対する方程式

防波堤がある場合の港口流速に対しては、流速の2乗に比例した損失項を考慮して次式を適用する。

$$\left. \begin{aligned} u(i_0, j_0)^{t+\Delta t} &= \frac{1-\sqrt{1+fR}}{\frac{f}{2} \cdot \frac{\Delta t}{\Delta s}} & R \geq 0 \\ &= \frac{-1+\sqrt{1-fR}}{\frac{f}{2} \cdot \frac{\Delta t}{\Delta s}} & R \leq 0 \end{aligned} \right\} (7)$$

ただし、

$$R = g \left(\frac{\Delta t}{\Delta s} \right)^2 \cdot \left\{ \zeta(i_0, j_0)^{t+\frac{\Delta t}{2}} - \zeta(i_0, j_0-1)^{t+\frac{\Delta t}{2}} \right\} + \frac{f}{4} \left(\frac{\Delta t}{\Delta s} \right)^2 \cdot u(i_0, j_0)^t \cdot |u(i_0, j_0)^t| - \frac{\Delta t}{\Delta s} u(i_0, j_0)^t \quad (8)$$

3. 初期条件と境界条件

(1) 初期条件

最初静止している領域へ式(1)に示す津波が来襲するものと考え、その先端が湾口に達したときを $t=0$ とする。したがって、初期条件としては、 $t=0$ おける流速の分布および $t=-\frac{\Delta t}{2}$ における水位の分布を与える。

湾内

$$\left. \begin{aligned} u(i, j)^0 &= v(i, j)^0 = 0 \\ \zeta(i, j)^{-\frac{\Delta t}{2}} &= 0 \end{aligned} \right\} (9)$$

湾外

$$\left. \begin{aligned} u_0(i, j)^0 &= -\sqrt{\frac{g}{h}} \sum_{k=1}^m a_k \sin \left\{ \frac{2\pi}{L_k} (j-1) \Delta x \right\} \\ v_0(i, j)^0 &= 0 \\ \zeta_0(i, j)^{-\frac{\Delta t}{2}} &= \sum_{k=1}^m a_k \sin 2\pi \left\{ \frac{\Delta x}{2L_k} (2j-1) - \frac{\Delta t}{2T_k} \right\} \end{aligned} \right\} (10)$$

(2) 境界条件

水際線および防波堤に直角方向の速度 u または v は零とする。

沖側境界における条件は、次式で与えられる。

$$\left. \begin{aligned} u_0(i, j_e)^t &= -\sqrt{\frac{g}{h}} \sum_{k=1}^m a_k \sin \left(t\theta_k + k\frac{\pi}{2} \right) \\ \sin \theta_k &= \sqrt{gh} \frac{\Delta t}{\Delta x} \sin \frac{\pi \Delta x}{L_k} \end{aligned} \right\} (11)$$

ただし、 j_e は沖側境界の格子番号で、計算時間に応じて $\frac{1}{4}$ 波長の整数倍沖側に設けられる。

4. 計算の安定条件

一般に、 x, y 方向の格子間隔を $\Delta x, \Delta y$ としたとき、時間間隔 Δt との間に次の条件が成り立たねばならない。

$$\left(\frac{\Delta t}{\Delta x} \right)^2 + \left(\frac{\Delta t}{\Delta y} \right)^2 \leq \frac{1}{gh_{\max}}$$

$\Delta x = \Delta y = \Delta s = 280\text{m}$, $h_{\max} = 40\text{m}$ に対して

$$\Delta t \leq \frac{\Delta s}{\sqrt{2gh_{\max}}} = 10 \text{ (sec)}$$

したがって、計算時間間隔 Δt は10秒とする。

5. 計算ケース

本報告における計算は、1968 十勝沖地震津波を対象とした不規則波による計算と、第2報を補足する意味で行なった単一正弦入射波による計算とがある。次にそれぞれの計算ケースをまとめて示す。

(1) 単一正弦波による計算

第2報におけるケースに加え、単一正弦波による計算も36ケースに亘り実施した。表-1に第2報計算ケースをも含めて、各ケースの定数値、計算範囲など一括して示す。なお、計算ケースOは大船渡における防波堤設置前、OBは防波堤設置後を表わす。

(2) 不規則波による計算

第1部で述べたように、1968 十勝沖地震津波に対しては、第1次近似計算、第2次近似計算を実施した。表-2に示すようにそれぞれ防波堤のある場合(現況)と無い場合について計算したので合せて4ケースとなる。表-3に定数値等を一括して示しておいた。

6. 計算結果

6.1 単一正弦波による計算結果

湾奥における最高水位は、第1部 図-4.1 に示したとおりである。防波堤建設に伴う湾の振動特性の変化が、一目瞭然であった。代表点における水位の変動を主なケースにつき 図-7 および 図-8 に示しておいた。

なお、単一正弦波による計算では、原則的に $\Delta x = L/10$ としたが、周期が長いものについては、格子間隔 Δx と Δs の違いは非常に大きくなる。124分というような極端に長い周期については、計算の実績が無かったので、この際 $\Delta x = L/10$ の場合と $\Delta x = L/50$ の場合について計算を実施した。その結果を 図-9 に示すが、ほとんど変わらないことを示している。

表-1, 表-2, 表-3 82頁

長周期波に対する防波堤の効果 (第4報)

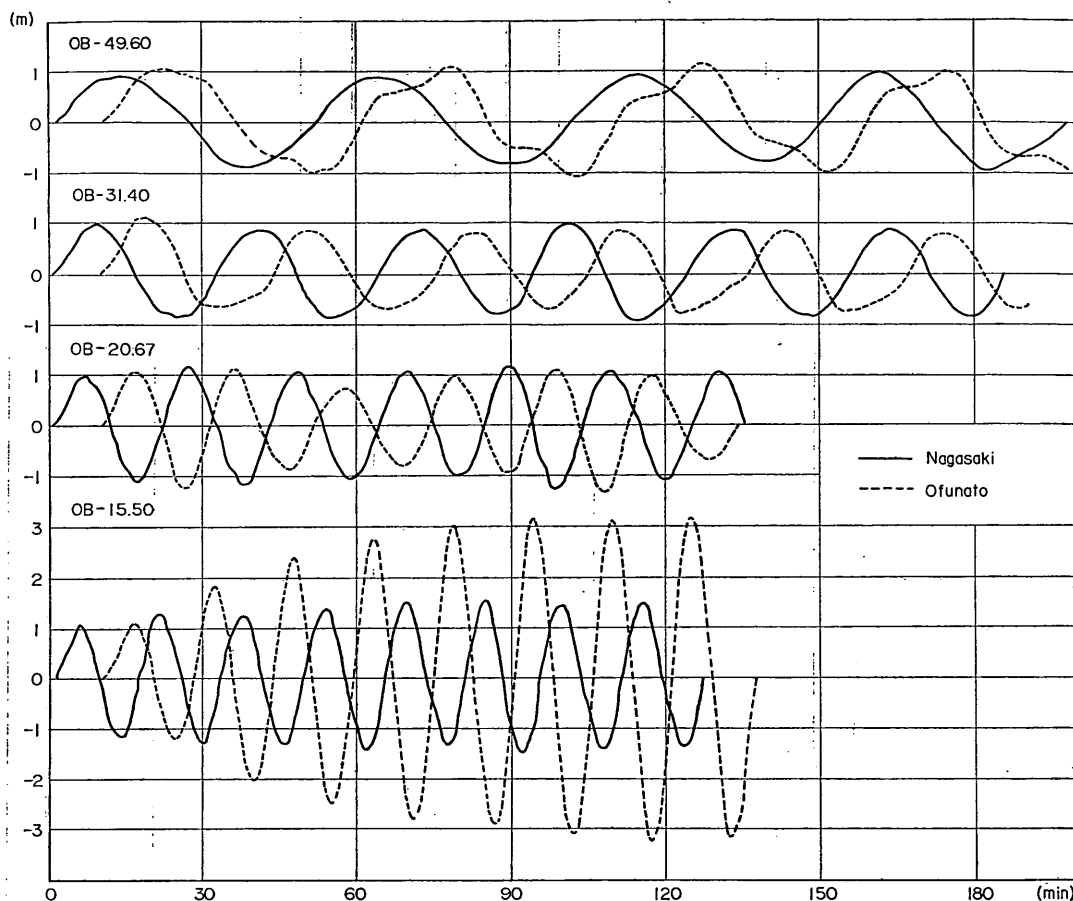


図-7 単一正弦入射波列による計算水位変動 (現況)
Fig-7 Computed water level variations due to the sinusoidal wave train with uniform height and period (with breakwater).

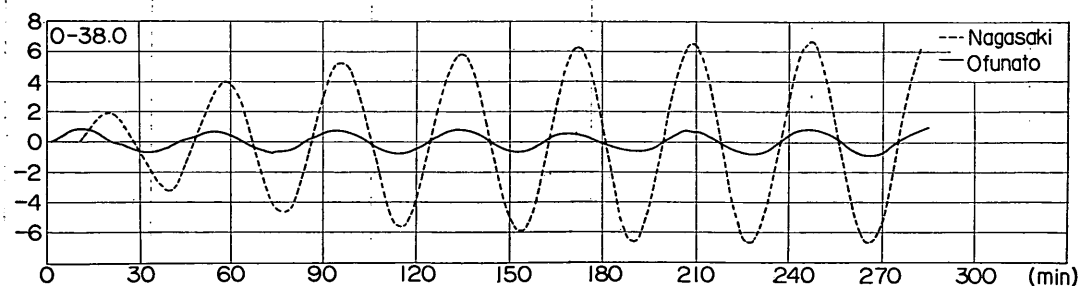


図-8 単一正弦入射波列による計算水位変動 (防波堤なし)
Fig-8 Computed water level variations due to the sinusoidal wave train with uniform height and period (without breakwater).

6.2 不規則波による計算結果

第2次近似計算の結果は、第1部で述べたとおりである。ここでは、第1次近似計算と第2次近似計算の結果を比較してみる。図-10 は現況、図-11 は防波堤無しの場合の結果である。

各成分波毎に振幅比を考慮することによって、特に成分波の共振現象の顕著になる後半の部分において波形の近似度がよくなっていることが認められる。

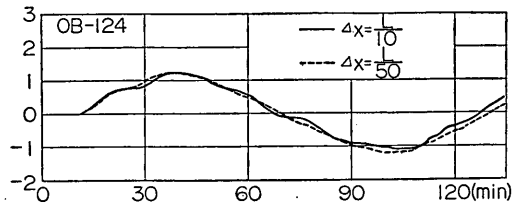


図-9 Δx の違いによる計算結果の比較
 Fig-9 Comparison of computed water level variations at Ofunato in the cases of $\Delta x=L/10$ and $\Delta x=L/50$ (with breakwater)

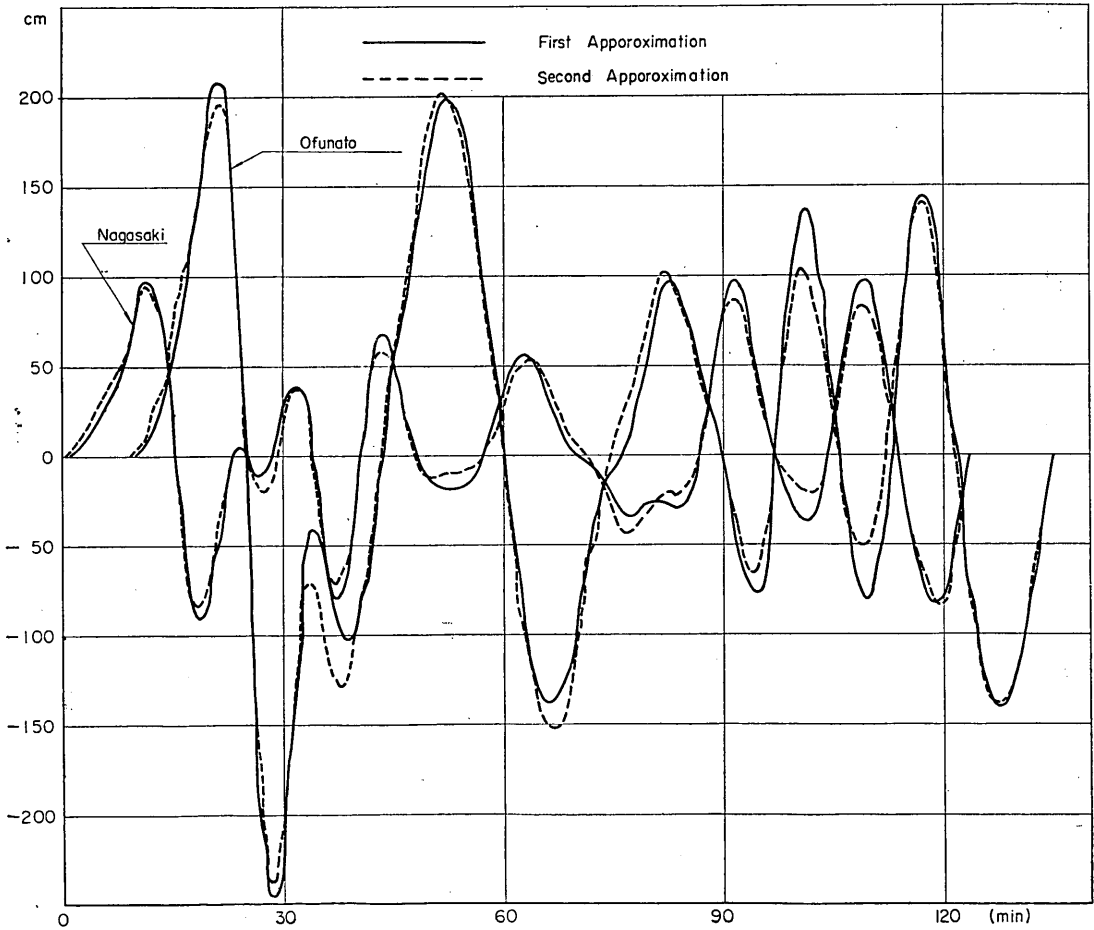


図-11 第1次近似計算と第2次近似計算の比較 (防波堤無し)
 Fig-11 Comparison of computed water level variations due to the first approximate incident tsunami and the second one (without breakwater).

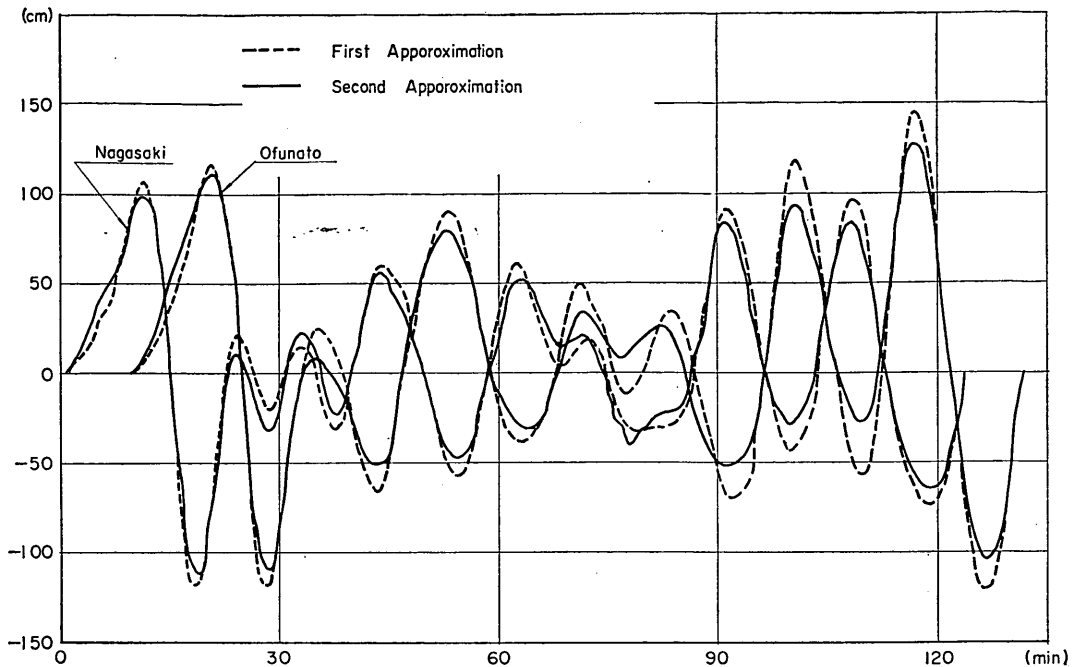


図-10 第1次近似計算と第2次近似計算の比較 (現況)
 Fig-10 Comparison of computed water level variations due to the first approximate incident tsunami and the second one (with breakwater).

あ と が き

本報告に述べた解析は、1968年十勝沖地震津波の直後に派遣された調査団による資料の集収後直ちに、1968年6月から8月にかけて行なったものである。

本解析によって、我々が従来実施して来た津波計算法は、波形の不規則性を伴う実際の津波に適用し、観測記録と比較することにより、その妥当性を明確に実証することが出来た。また、この計算方式を防波堤建設以前の湾に適用することにより、津波防波堤の効果を定量的に求めることができた。さらに、従来行なって来た単一正弦波列に対する計算を多数ケースについて補足することにより、今や大船渡湾の津波防波堤の特性は完全に把握されたといえる。

今後、不幸にして津波が再び来襲した場合、本報告と全く同様の考え方に基ずいて直ちに計算を実施して、津波防波堤の効果や記録されなかった事象の推定を行なう

ことが可能である。

我々の計算方式の特徴は、地形的条件に左右される反射波を含まない外海における入射波にまで立ち返える点にある。ここに求めた入射波は、厳密には計算上の仮想外海のものであるが、外海における津波の近似的なモデルと考えることもできる。したがって、今後、大船渡港と類似の条件の他の港に津波防波堤を計画するような場合、単一正弦波とこのモデル津波とを併用することにより、より信頼度の高い評価を行なうことができる。

大船渡湾は津波計算の対称としては比較的簡単であるが、八戸港のように平面的な拡がりや複雑な防波堤法線とを有する場合に対して、我々の計算方式を拡張適用した場合、いかなる結果が得られるか、そこにどのような今後の課題を見出し追究して行くか、それが我々の目下の課題である。八戸港に対する計算は現在実施中であり、その結果は続報として報告できるものと思う。

伊藤喜行・谷本勝利・木原力
表-1 単一正弦波による計算ケース

Δs	Δy	Δt	a	h	g	f
280m	1680m	10sec	0.5m	40m	9.8m/sec ²	1.5
ケース	T** sec	L** m	Δx	沖側境界 Je	計算ステップ Nend	プリント 間隔
OB-124	7,440	147,304	L/50	50	811	12
OB-124	"	"	L/10	10	"	"
OB-70	4,200	83,156	"	"	"	6
OB-55	3,300	65,337	"	"	"	"
OB-49.6	2,976	58,922	"	30	1,261	"
OB-31	1,860	36,826	"	"	1,141	"
OB-24.8	1,488	29,461	"	40	811	"
OB-20.7	1,240	24,551	"	"	"	"
OB-17.7	1,063	21,044	"	"	"	3
OB-16.5	992	19,641	"	50	"	"
OB-16	960	19,007	"	"	"	"
OB-15.7	942	18,651	"	"	"	"
OB-15.5	930	18,413	"	"	"	"
OB-15	900	17,819	"	"	"	"
OB-14.5	870	17,225	"	"	"	"
OB-14	840	16,631	"	"	"	"
OB-12.4	744	14,730	"	60	"	"
OB-11.3	676	13,391	"	"	"	"
OB-10.3	620	12,275	"	70	"	"
OB-9.5	572	11,331	"	"	"	"
OB-8.3	496	9,820	"	80	"	1
OB-7.8	465	9,207	"	50	661	3
OB-7.1	425	8,417	"	"	511	2
OB-6.2	372	7,365	"	"	451	"
O-49.6	2,976	58,922	"	30	1,261	6
O-45	2,700	53,457	"	"	1,699	"
O-38	2,280	45,142	"	40	1,885	"
O-35.4	2,124	42,053	"	30	1,351	"
O-31	1,860	36,826	"	"	1,141	"
O-20.7	1,240	24,551	"	"	835	"
O-16.5	992	19,641	"	40	871	3
O-15.5	930	18,413	"	50	911	"
O-14.6	870	17,225	"	40	763	"
O-13.8	828	16,394	"	"	751	"
O-12.4	744	14,730	"	"	661	"
O-8.3	496	9,820	"	50	911	"
OB-60*			L/10	20	1,441	30
O-60*	3,606	71,400	"	"	"	"
OB-40*			"	"	961	20
O-40*	2,404	47,600	"	"	"	"
OB-25*			"	"	601	12
O-25*	1,500	29,700	"	"	"	"
OB-15*			"	"	361	7
O-15*	899	17,800	"	"	"	"
OB-10*			"	"	241	5
O-10*	601	11,900	"	"	"	"

* 第2報 ** 小数1第位四捨五入

表-2 不規則波による計算のケース

ケース	防波堤	入射波	ケース	防波堤	入射波
1	有り	第1次近似	3	有り	第2次近似
2	無し	"	4	無し	"

表-3 不規則波による計算の定数

Δs (m)	Δx (m)	Δy (m)	Δt (sec)	g (m/sec ²)	f	h (m)	沖側境界 Je	計算 ステップ	プリント 間隔
280	982.0298916	7,440	10	9.8	1.5	40	75	811	6

長周期波に対する防波堤の効果

参 考 文 献

- 1) H.Fukuuchi, Y.Ito: On the effect of breakwaters against tsunami, Proc. of 10th Conference on Coastal Engineering. pp.821~839 September, 1966.
- 2) 長周期波に対する防波堤の効果に関する計算
運輸省港湾局調査設計室, 昭和37年3月
- 3) 伊藤喜行・土岐祥介・森平倫生: 長周期波に対する防波堤の効果に関する計算(第2報), 港湾技術研究所報告, Vol.3, No.7, 1964
- 4) 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3報), 港湾技術研究所報告, Vol.7, No.4, 1968
- 5) 大船渡港設計計算書, 運輸省第二港湾建設局, 横浜調査設計事務所, 昭和38年8月
- 6) 大船渡津波防波堤建設工事報告書(計画調査編). 第二港湾建設局宮古港工事事務所, 昭和40年3月
- 7) 1968十勝沖地震津波調査報告, 港湾技術研究所・港湾局・第二港湾建設局・北海道開発局, 1968 (1968. 9. 30 受付)