

管理部長

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

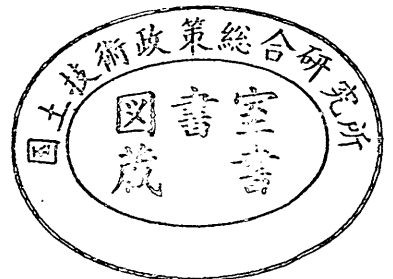
---

VOL. 9

NO. 4

DEC. 1970

NAGASE, YOKOSUKA, JAPAN



# 港湾技術研究所報告 (REPORT OF P.H.R.I.)

第9巻 第4号 (Vol. 9, No. 4), 1970年12月 (Dec. 1970)

## 目 次 (CONTENTS)

1. 防波護岸の越波流量に関する研究 .....合田良実..... 3  
(Estimation of the Rate of Irregular Wave Overtopping of Seawalls  
..... Yoshimi GODA)
  
2. 沖積粘土のボーリングおよびサンプリングに関する研究 (第5報)  
..... 松本一明・堀江宏保・奥村樹郎..... 43  
(Studies on Boring and Sampling of Saturated Alluvial Clays (5th Report)  
.....Kazuaki MATSUMOTO, Hiroyasu HORIE and Tatsuro OKUMURA)

# 1. 防波護岸の越波流量に関する研究

合 田 良 実\*

## 要 旨

防波護岸や海岸堤防の設計では、設計条件においてどれほどの越波量が生ずるかを把握しておかなければならない。特に実際の海では、大小さまざまな波が不規則に連なった波群として海岸の構造物に作用するので、この波の不規則性を考慮に入れて、越波量を推定する必要がある。本研究では、このための一方法として、波群中の波高の出現確率と、規則波の波高と越波流量の関係を組み合わせ、越波流量の期待値を計算する方式を提案する。

この方式の妥当性を検討するため、不規則波発生水路において模型不規則波による実験を行なった。波高は  $H_{1/3}=8\sim 16\text{ cm}$  で、天端高  $8\sim 15\text{ cm}$  の直立壁を勾配  $1/20$  の斜面上の水深  $10, 20$  および  $35\text{ cm}$  の位置に設置した。実験で測定された平均越波流量に対し、期待越波流量の計算値は測定値の  $0.8\sim 1.8$  倍の範囲にあり、この計算方式が十分実用に供し得ることを示した。

一方、既往の越波量に関する各種の実験資料を整理して越波流量の一般図表を作成し、海の波の波高の出現確率をレーリー分布で計算して、直立護岸および消波護岸の期待越波流量の算定図表を作成した。この図表を用いて、海岸堤防および護岸の被災時の越波流量を推定してみたところ、越波による構造物の被災限界を越波流量の絶対値で表わすことができた。たとえば、前面、天端、および裏法の三面をコンクリートで被覆した海岸堤防の被災限界は  $\bar{q}=0.05\text{ m}^3/\text{m}\cdot\text{sec}$  と推定される。

さらに、越波した水の処理のひとつとして護岸前面に排水孔を設ける方式について排水計算を行ない、排水孔の大きさと内水位の上昇量との一般的関係を求めた。この結果、有効な排水を行なうためには直径数十センチの排水孔を必要とすることなどが明らかになった。また、排水工の計画越波流量についても考察した。

なお、付録として、水理模型実験を行なって期待越波流量を算定する際の実験要領および計算方法を解説した。

\* 水工部 波浪研究室長

## 1. Estimation of the Rate of Irregular Wave Overtopping of Seawalls

Yoshimi GODA\*

### Synopsis

Design of seawalls and coastal embankments requires the estimation of wave overtopping rate under the design condition. Since waves acting upon coastal structures are of irregular trains with different heights and periods, the estimation should be done with due consideration for wave irregularity. The present report proposes the calculation of the expected rate of irregular wave overtopping with the information of wave height distribution and the overtopping rate of regular trains of waves.

Laboratory tests have been carried out to examine the validity of the calculation method. Waves of 8 to 16 cm in significant height were applied to vertical walls with crest heights of 8 to 15 cm above the still water level installed at the water depths of 10, 20 and 35 cm on a uniform slope of 1 to 20. The expected rate of irregular wave overtopping was 0.8 to 1.8 times the measured values of wave overtopping for respective test conditions. The result shows the validity of the calculation method for engineer's use.

Diagrams for the estimation of expected rate of wave overtopping have been prepared for seawalls with vertical faces and those with protective mounds of artificial blocks. The diagrams are based on the Rayleigh distribution of wave height and various laboratory data on regular wave overtopping, which have been re-analyzed in the form of design diagrams in their own. Analysis of many coastal structures damaged by wave overtopping was done with the above diagrams for the overtopping rate during damage. The analysis has revealed the existence of threshold overtopping rates for damage for respective types of structures. For example, an embankment covered with concrete layers for the front face, crown pavement, and back face will be damaged by wave overtopping more than  $\bar{q}=0.05 \text{ m}^3/\text{m}\cdot\text{sec}$ .

The calculation of natural drainage of overtopped water through orifices at the front face of a seawall has clarified the relationship between the size of orifices and the rise of water level behind the seawalls. The calculation shows that orifices of several ten centimeters in diameter are required for effective natural drainage. Recommendations are made for the design rate of overtopping for drainage system.

Standard procedures for hydraulic model tests of seawalls as well as the calculation method of expected rate of overtopping from test data are explained in the Appendix.

---

\* Chief of the Wave Laboratory, Hydraulics Division.

## 目 次

要 旨 .....	3
1. ま え が き .....	7
2. 期待越波流量とその計算方法 .....	8
3. 重複波領域における直立壁の越波実験 .....	9
3.1 実験装置および実験波の特性 .....	9
3.2 護岸の模型および越波量の測定方法 .....	12
3.3 重複波領域における越波流量の実験結果 .....	12
4. 碎波領域における直立壁の越波実験 .....	15
4.1 実験条件および実験波の特性 .....	15
4.2 碎波領域における越波流量の実験結果 .....	17
5. 期待越波流量の一般的算定 .....	20
5.1 直立護岸の越波流量の無次元表示 .....	20
5.2 消波護岸の越波流量の無次元表示 .....	23
5.3 波高のレーリー分布の適合性 .....	25
5.4 期待越波流量の計算 .....	26
6. 期待越波流量の許容値および排水工に関する考察 .....	28
6.1 被災例から見た越波流量の許容値 .....	28
6.2 排水孔の水理計算 .....	30
6.3 排水工の計画越波流量について .....	32
7. 結 論 .....	33
参 考 文 献 .....	34
記号一覧表 .....	35
付録：模型実験による期待越波流量の算定方法 .....	37

## 1. まえがき

高潮や高波による災害にしばしば見舞われるわが国においては、海岸堤防や護岸を整備し、越波を防止して、背後地の人命、財産を守ることがきわめて重要である。この越波防止のためには、越波の実態とその量を把握することがまず必要であり、これまでも多数の越波および波の打ち上げに関する実験的研究が行なわれてきた。ある意味では、あまりに数多くの実験データが発表されていて、その取捨選択にとまどうほどである。これは、ひとつには越波、打ち上げ現象の複雑さを示すものである。また実際面から言えば、堤防や護岸の天端高を選定する際の考え方、特に越波の許容量についての合意が得られていないことにも関係している。

海岸堤防や防波護岸の天端高選定の考え方には、2通りある。ひとつは、波の最大打ち上げ高に若干の余裕をもたせ、越波を完全に防止しようとするものである。もうひとつは、前者の方式では天端高が高くなり過ぎるのである程度の越波は許容し、その代わり堤体を丈夫に作って越波に耐え得るようにしようとするものである。

防波護岸や海岸堤防は背後地を海から守るために築造するものであるから、越波を完全に防止できるようにするのが本当である。しかしながら、現実問題としてこれは非常にむずかしい。規則波の実験によれば、砕波帯内から沖側における波の打ち上げ高は、沖波波高の1.2倍から3倍以上である<sup>1)</sup>。設計有義波高を  $H_{1/3}=4\text{m}$  とした場合、天端高を設計高潮位5~12mとすれば越波を防止できるように思える。しかし、これは実際の波浪の不規則性を考慮していない議論である。 $H_{1/3}=4\text{m}$  で表わされる波群が来襲した場合、この波群中には4m以上の波高の波が約13%存在する(波高分布をレーリー分布と仮定)。また、この波が1000波以上続いたとすると、その中の最高波高は7mを越えている可能性が大きい。越波を完全に防止するということは、波群中のいかなる波も護岸の天端を越えないということである。不規則な波群の打ち上げについては良く分っていないけれども、最大打ち上げ高は最高波またはこれに近い波によって生じ、その高さは規則波のデータで近似できるとすると、 $H_{\max}=7\text{m}$  として所要天端高は8~21mとなってしまう。

護岸の前面に消波工を設けて越波を減少させる場合でも事情は同じであり、不規則な波に対して越波を完全に

防止するためには、非常に高い天端高としなければならない。

これに対して許容越波量に基づく設計では、越水の排除施設を設けることを前堤として、護岸あるいは堤防の天端高をある程度低くすることができる。また、構造的にも越波を前提として設計するので、万一設計条件を上回るような異常潮位・波浪が発生した場合でも、直ちに堤体が破壊される危険性は少ない。わが国の海岸保全施設築造基準(昭和33年)において堤防、護岸の天端高の標準を波高の1.0~1.3倍(波が衝突する場合)にとっているのは、この若干の越波を許容する考え方に基づくものであり、港湾構造物設計基準(昭和43年)の規定もこの考え方によっている。

しかしながら、従来の許容越波量のデータは、すべて規則波の実験によるものであった。設計条件における有義波あるいは1/10最大波を用いて実験を行ない、「越波は飛沫程度」あるいは「波の実質部分の越波なし」ということで設計断面を決定する例が多かった。越波量  $Q$  を沖波の水塊量  $Q_0=H_0L_0/2\pi$  と比較し<sup>\*</sup>、 $Q/Q_0=(1\sim 2)\times 10^{-3}$  をもって許容限界とする白石・遠藤<sup>2)</sup>あるいは永井・高田<sup>3)</sup>の研究も、規則波による実験に基づくものであった。この「波の実質部分の越波なし」という記述は非常に誤解を招きやすい表現である。前記の  $H_{1/3}=4\text{m}$  の例の場合、1/10最大波高は  $H_{1/10}=5.1\text{m}$  である。この5.1mの波に対して実質的な越波がないように護岸断面を定めたとしよう。この護岸は、 $H_{1/3}=4\text{m}$  の波群に対して本当に実質的な越波を生じないであろうか。答は否である。波群中には波高5.1mを越える波が約4%存在し、このような高波は護岸天端を乗り越え、波の実質部分が水塊のまま背後へ流下する筈である。

こうした波の不規則性を考慮した越波量の算定方法として、筆者は先に期待越波流量の計算方式を示し、神戸市西神戸地区の防波護岸について試算を行なった<sup>4)</sup>。その後、不規則波造波水路を用いて実験を行なう機会が与えられ、この計算方式の妥当性について実験的に検証することができた。また、越波量に関する既往の実験データを集成して期待越波流量の算定図表を作成し、これを現地の災害例に適用して被災限界に対する越波流量の値を推定した。これらの結果は二、三の機会に中間的に発表したが<sup>5-7)</sup>、今回ここに取りまとめて報告する次第である。

\* 本報告に使用した記号は参考文献の後に記号表としてまとめられている。

## 2. 期待越波流量とその計算方式

### (1) 不規則波の越波量の推定方法の比較

不規則な波群の波による越波量を推定する方法としては、次の3種類が考えられる。

- i) 不規則波造波装置を使用する模型実験
- ii) 波のスペクトル成分波の越波量の重ね合せ
- iii) 波群中の各波の越波量の集計

まず第1の方式は、最も直截な方法であり、分りやすい。しかしこのためには、現地の不規則な波浪の特性を正確に再現できる造波装置がなければならない。不規則波造波装置は最近各研究機関で整備され始めているけれどもその台数はまだ少なく、また本格的な装置は数が限られている。さらに、不規則波の特性は現地条件によってそれぞれ異なるので、不規則波の越波現象の一般的性質を把握するためには、数多くの実験を行なわなければならない。このような点から、本研究においてはこの方式を特定の構造断面に対する模型試験用と見なしてその使用を保留した。

第2のスペクトル成分波の重ね合わせによる方式は、波の屈折や回折現象<sup>9)</sup>、あるいは波による海中構造物の動揺の解析<sup>9)</sup>などに用いられている。これは、不規則な波群を無数の規則的な成分波に分解して考え、各成分波の作用を理論あるいは実験で計算してこれを重ね合わせるもので、この際、各成分波の間での干渉を無視できることを前提としている。すなわち、波の線型性が基本である。しかし、越波の現象は本質的に非線型である。越波するかしないかは、波の水面の絶対高さが防波護岸の天端よりも高くなるか否かによって決まるのであり、波のスペクトル理論で考えているような微小振幅の各成分波単独では越波現象は起こり得ない。したがって、スペクトル成分波の重ね合わせによる越波量の解析は見込みがない。

第3の方式は、逆にこの越波現象の非線型性に着目したもので、不規則な波群を1波ずつに切り離して考える。そして各1波の越波量は、その波と波高・周期が等しい規則波1波の越波量に統計的に一致すると見なす。こうすると、不規則な波群の作用による総越波量は、その波群中で波高と周期が相関して出現する度数を調べ、これをその波高・周期の規則波1波の越波量に乗じたものを集計することによって求められる。すなわち、

$$Q_{\text{total}} = \sum_{i=1}^M Q_i(H_i, T_i) \cdot n_i(H_i, T_i) \cdots \cdots (1)$$

ただし、 $H_i, T_i$  は  $i$  番目の区分の波高と周期、 $n_i$  はそ

の波高と周期の相関出現度数、 $Q_i$  はその波高と周期に対応する規則波1波の越波量である。また、総波数  $N$  は、

$$N = \sum_{i=1}^M n_i(H_i, T_i) \cdots \cdots (2)$$

である。なお、 $M$  は波高・周期区分の数である。

この方式においては、不規則波群中の各波の越波量を規則波の越波量で代用して推定できるかどうかが最大の問題点であり、これが可能であるという先験的な保証は与えられていない。しかし、もしこれが実用上可能であるとすれば、規則波の実験データを用いて不規則波の越波量を推定できることになり、既往の諸研究、あるいは規則波の実験施設の活用が期待できる。

### (2) 期待越波流量の計算法

上記の(1)式の妥当性は、次章以降に述べるように実験的に検証することができた。したがって、本研究では式(1)を不規則波の越波量推定の基本式として用いる。

ここで越波量のデータの使い方を考えてみると、排水施設の計画や設計などのためには、総越波量よりも単位時間あたりの越波量で表示されている方が便利である。そこで、本報告では単位時間あたりに換算した越波量を越波流量と呼び、実験値あるいは計算値をこの形で表示することにす。規則波の実験データについては、1波ごとの越波量を波の周期で割って換算される。式(1)の不規則波の越波量については、平均周期を  $\bar{T}$  として、

$$q_{\text{exp}} = \frac{Q_{\text{total}}}{N\bar{T}} = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^M q_i(H_i, T_i) \cdot \frac{T_i}{\bar{T}} \cdot n_i(H_i, T_i) \cdots \cdots (3)$$

によって平均越波流量に換算される。ただし、 $q_i$  は波高  $H_i$ 、周期  $T_i$  の規則波の越波流量である。すなわち、 $Q_i = q_i \cdot T_i$  である。

実際に式(3)で不規則波の平均越波流量を推定しようとすれば、波高と周期の相関出現度数  $n_i(H_i, T_i)$  のデータが必要である。しかし、海の波の波高と周期の相関出現度数のデータはあまり調べられておらず、信頼できるデータが少ない。一方、波高あるいは周期のみの出現度数については相当に研究されており、波高はほぼレーリー分布に従うことが知られ<sup>10), 11)</sup>、周期はその2乗値がレーリー分布で近似できるといわれている<sup>12)</sup>。すなわち、波高よりも周期の分布幅が狭い。そこで、式(3)の計算においては、波の周期の変動の影響を無視し、次のように波高の出現度数のみによる式に簡略化する。

$$q_{\text{exp}} = \sum_{j=1}^M q_j(H_j) \frac{n_j(H_j)}{N} \cdots \cdots (4)$$

これは、越波流量  $q_i(H_i, T_i)$  は周期によってある程度変わるであろうけれども、全体としては周期変動の影響が互いに打ち消し合うであろうことを前提とした簡略化である。実際問題として、式 (3) の形では  $q_i$  を各波高、各周期別に求めなければならず、規則波の実験ならびに計算の労力が大変である。また、このような手間をかけたにしても、基本とする式 (1) が実験による検証を必要とする式である以上、その労苦が報いられる保証はないのである。

ここで、総波数  $N$  を非常に大きくし、波高区分の間隔を微小にして考えると、 $n_j/N$  の項は波高の出現確率を表わすようになり、式 (4) が次のような積分形に書き表わされる。

$$q_{\text{exp}} = \int_0^{\infty} q(H) \cdot p(H) dH \quad \dots\dots (5)$$

ただし、 $p(H)$  は波高の確率密度関数である。この表示は、確率論でいうところの期待値の計算式である。この意味で、式 (3)、(4) によって求められる越波流量の平均値を期待越波流量と呼ぶ。添字の exp はこの期待値であることを表示したものである。

本報告における期待越波流量の実際の計算式としては、式 (4) を用いる。越波流量  $q_j(H_j)$  は規則波の実験による  $q-H$  曲線から求め、波高の出現度数  $n_j$  は、波高区分  $(H_j - \frac{1}{2}\Delta H) \sim (H_j + \frac{1}{2}\Delta H)$  の間の波数として算出する。ただし  $\Delta H$  は波高区分の間隔である。

### 3. 重複波領域における直立壁の越波実験

#### 3.1 実験装置および実験波の特性

##### (1) 水路および造波装置

前章で紹介した期待越波流量の計算方式が不規則波の越波現象に適用できるか否かの実験的検討は、波群中のほとんどの波が砕けずに護岸に作用する重複波領域についてまず実施した。この実験は、昭和43年4月から同年

7月にかけて行なったものである。

実験には、長さ 32 m、幅 0.5 m、高さ 1.2 m の不規則波発生水路<sup>13)</sup>を使用した。この水路は当所水工部観測調査課で設計・発注したものである。

造波装置は、電氣的に10箇の正弦波を発生させてそれらを合成する関数発生装置と、これを受けて造波板を駆動させる油圧制御式駆動装置、ならびにピストン型造波板で構成されている。関数発生装置には、周期 0.50, 0.65, 0.83, 1.07, 1.38, 1.77, 2.30, 2.88, 3.84, および 5.00 秒の正弦波を発生させる 10 箇の出力設定ダイヤルと、それらの合成波の振幅を調整する出力調整ダイヤル 1 箇が付属している。油圧制御式駆動装置は、油圧弁、油槽、油圧パルスモーター、および自動制御機構で構成されている。

実験の際は、10箇の出力設定ダイヤルの目盛を設定して、それぞれ周期・振幅の異なる 10 箇の正弦波を発生させ、この10成分波によって不規則波のエネルギースペクトルを近似する。合成波の振幅は、出力調整ダイヤルによって所要の大きさに調整する。制御装置の油圧弁は、この合成波の出力波形によって自動的に作動して油圧パルスモーターを駆動し、これに直結された造波板によって水路内に不規則波が発生される。この際、造波板の運動はしゅう動抵抗によって検出され、油圧弁の動きへフィードバックされている。もし、1箇の正弦波を用いれば、規則波が発生される。なお、最大発生波高は 30 cm である。

水路は、図-1 に示すように造波板の前方 2.5 m から始まる仕切壁によって実験水路と検定水路に2分されており、また造波板から 11.7~12.6 m の区間が碎石で 1/7.5 勾配、12.6 m 以遠は勾配 1/20 の木製（一部鋼製）斜面となっている。防波護岸の模型は、木製斜面の先端から 2.6 m の位置に設け、実験水深を護岸前面で 35 cm、一様水深部で 60 cm とした。

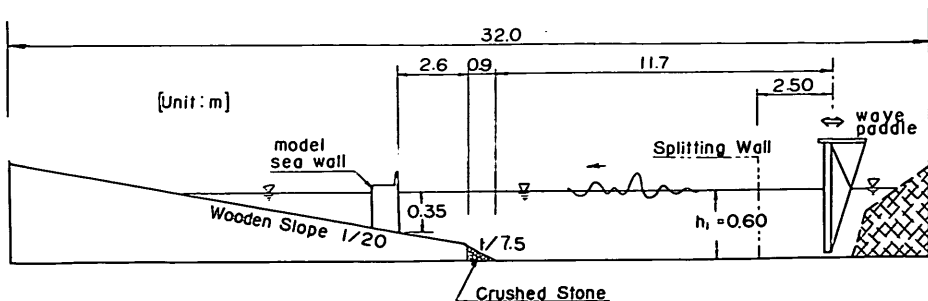


図-1 実験水路内の模型位置



(2) 実験波の検定

実験にあたっては、護岸の模型を設置する前に実験波の検定を行なった。これは、模型設置後は、模型からの反射波のために入射波の諸元が分らなくなるので、あらかじめ本実験と同一条件で模型予定地点の波形を記録しておき、これによって入射波の諸元を定めるものである。最初は検定水路の波形記録を入射波として使用する予定であったが、実際に測定してみると実験水路と検定水路とで波高に差が見られたので、上記のように行なうことにした。なお、模型の設置前(検定時)および設置後(越波実験時)の不規則波の同一性は、検定水路の波形記録について  $\chi^2$  検定を行なって確認した。

実験波の波形は、抵抗線式波高計を用いてペン書オシログラフ上に記録した。測定は、模型からの反射波が造波板で再反射され、模型に再び到達する以前に打ち切った。この測定時間は次のように計算した<sup>14),15)</sup>。まず、波群の先端は長波の波速で進むが、この部分は波高の減衰が著しいので無視し、不規則波の平均周期  $\bar{T}=1.6$  sec の波の位相速度を考えて、造波板が動き始めてからこの波が模型との間を1往復半する時間23.5秒を測定の終端とした。また、波形記録の最初の部分には長周期成分しか含まれないので、波群の到達時刻、すなわち  $\bar{T}=1.6$  sec の波が群速度で到達する10.3秒を測定の開始時刻とした。したがって、造波板の起動後10.3秒以降23.5秒までの約13秒間を測定時間とした。このため、模型を設置しない検定実験の際も、この測定時間内の記録についてのみ解析を行なった。規則波についても同様の考察により、 $T=1.38$  sec の波は第4波から第10波、 $T=1.77$  sec の波は第3~8波を測定の対象とした。

実験波の検定試験においては、規則波では実験を3回繰り返し、その平均波高を求めて通過波高とした。不規則波については次のようにした。すなわち、1回ごとの実験によって 図-2 のような記録が得られるので、ゼロアップクロス法によって各波を定義し、実験を20回繰り返して、累計約170~190波の波形記録を求め、各波の

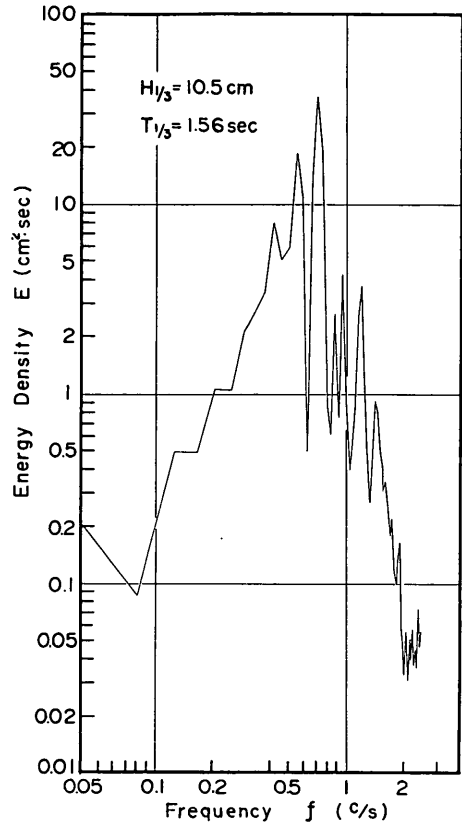


図-3 重複波領域の実験に用いた不規則入射波のパワースペクトルの例

周期、波高を読み取って  $H_{1/3}$ ,  $T_{1/3}$  などを算出した。

(3) 実験不規則波の性質

実験に用いた不規則波の特性は、造波装置の成分波の振幅設定用の10箇のダイヤルを調整して、風波のスペクトルに近くなるようにした。図-3は実験不規則波の1例 ( $H_{1/3}=10.5$  cm;  $T_{1/3}=1.56$  sec) をスペクトル解析した結果である。(ただし、この目的のために連続波形記録を取り、このうち124波分、約190秒間の記録を解析したものである)。造波板の運動がもともと10箇の限られた

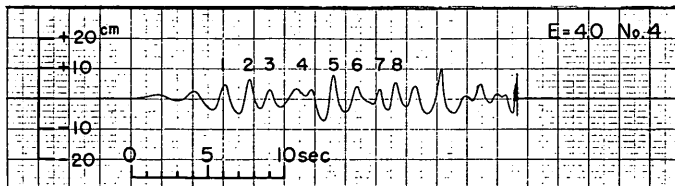


図-2 実験不規則波の1例

表-1 重複波領域の越波実験に用いた不規則入射波の諸元

出力 $E$	波数 $N$	波高 (cm)				周期 (sec)			
		$H_{max}$	$H_{1/10}$	$H_{1/3}$	$\bar{H}$	$T_{max}$	$T_{1/10}$	$T_{1/3}$	$\bar{T}$
2.0	188	10.1	8.6	7.5	5.3	1.4	1.67	1.54	1.43
3.0	180	16.2	13.2	10.5	7.0	2.4	1.61	1.56	1.51
4.0	188	17.1	15.2	12.6	8.4	1.7	1.73	1.60	1.51
4.5	174	20.2	17.1	14.8	10.0	1.9	1.91	1.81	1.60
5.0	169	25.0	19.5	16.4	11.5	3.2	1.72	1.77	1.58

注) 水深 35 cm における測定値。

周期成分しか含んでいないので、発生波も線スペクトルの性質が強く出ているけれども、かなり現地波浪のエネルギースペクトルに近い形を示している。このようにして10箇の成分波ダイヤルの組合わせを固定してから、全体の出力調整ダイヤルの目盛  $E$  のみを変えて、実験波の大きさを5通りに変えた。これによって発生された不規則波の諸元を表-1に示す。波高比は、 $H_{1/10}/H_{1/3}=1.15\sim 1.26$ 、 $H_{1/3}/\bar{H}=1.41\sim 1.50$ であり、レーリー分

布の場合の理論値1.27および1.60よりも低い。また周期比は、 $T_{1/10}/T_{1/3}=0.97\sim 1.08$ 、 $T_{1/3}/\bar{T}=1.03\sim 1.13$ であり、波高の大きな波の周期がやや長目の傾向にある。図-3のスペクトルは出力が  $E=3.0$  の場合であるが、他の波の場合も成分波の出力比が同一であるから、スペクトルの形状もほぼ同形であると推定される。

表-1の特性のうち、波高分布について詳しく調べたのが図-4である。この図の縦軸および横軸は、次の  $x$ 、 $y$  について等間隔に目盛ってある。

$$\left. \begin{aligned} \text{縦軸 } y &= \log \left[ \log \frac{1}{1-P(\eta)} \right] \\ \text{横軸 } x &= \log \eta \end{aligned} \right\} \dots\dots (6)$$

ここで、 $\eta$  は波高比  $H/\bar{H}$ 、 $P(\eta)$  は  $\eta$  が  $0\sim\eta$  の間の値をとる確率(未超過確率)である。

データが式(6)による図-4のような表示において直線となると、このデータは次のWeibull分布で表わされる\*。

$$\left. \begin{aligned} P(\eta) &= 1 - \exp[-(a\eta)^m] \\ \text{ただし、} a &= \frac{\Gamma(2+1/m)}{1+1/m} \end{aligned} \right\} \dots\dots (7)$$

Longuet-Higgins<sup>10)</sup> が波高分布に対してその適合性を示したレーリー分布は  $m=2$  の場合であり、

$$P(\eta) = 1 - \exp\left[-\frac{\pi}{4}\eta^2\right] \dots\dots (8)$$

と表わされる。

図-4の波高分布は、造波装置の出力によってばらつきがあるけれども、総体としては直線で表わすことができ、その勾配から  $m \approx 2.5$  となる。すなわち、レーリー分布の場合の  $\eta^2$  の代わりに  $\eta^{2.5}$  で表わされるような

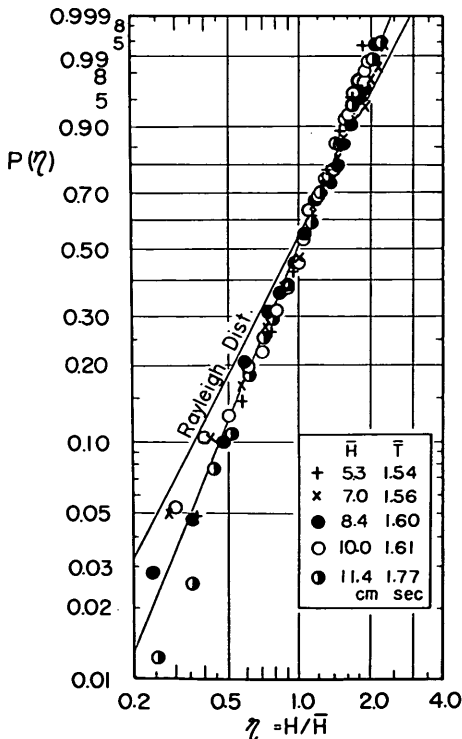


図-4 重複波領域の実験に用いた不規則入射波の波高分布

\* これは Bretschneider が文献[16]で簡単に紹介したものを、平均値が1となるように書き直したものである。

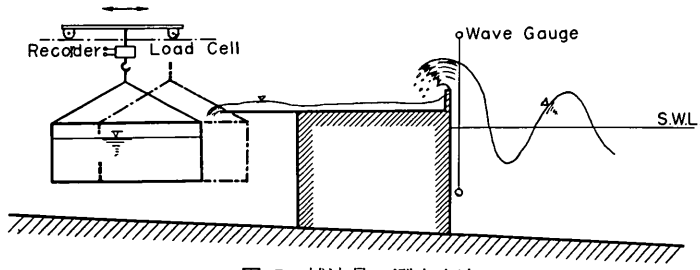


図-5 越波量の測定方法

分布であり、レーリー分布よりも波高の拡がり方が狭い。表-1 で波高比が理論値よりもやや低いのは、こうした波高の分布特性に起因している。なお、波高分布がレーリー型よりも狭い原因は、造波装置の成分波が10箇しかないためである。電子計算機によるシミュレーションによれば、波高分布をレーリー型に近づけるためには、造波装置として数十成分が必要とされている<sup>11)</sup>。

### 3.2 護岸の模型および越波量の測定方法

防波護岸の模型としては、直立壁型を対象として、厚 10 mm の耐水合板で製作し、木製斜面にねじ止めした。パラペットは、静水面上の高さを  $R=12.8\text{ cm}$  および  $9.4\text{ cm}$  の 2 種類とした。このパラペットの背後には、長さ 55 cm の水平板（上面は  $+7.0\text{ cm}$ ）を設け、越波した水を流すようにした。

越波水量の測定には、図-5 のように水平板の背後に吊り下げたマス(枅)を使用した。このマスは、ストレインゲージ利用の荷重計を介して水路上部の移動台車から吊り下げてあり、常時その重量がペン書オシログラフ上に記録される。実験の際は、波群の主部の到着直前にこのマスを前(図-5 の 1 点鎖線)に移動し、造波板で再反射された反射波が返ってくる直前に後方に引き下げて、有効測定時間内の越波だけを計量するようにした。ま

た、直立壁の前方 1 cm には波高計を置き、越波時の前面波形を記録させた。図-6 は越波量および波形の記録例で、このときは天端高が  $R=12.8\text{ cm}$  であり、2 回の越波が記録されている。越波した水塊は水平板上を流下するため、荷重計は前面水位の最高から約 0.5 秒ほど遅れて、重量の増加を記録し始める。越水がすべて流下し終えるのは数秒後であり、このときの重量と越波直前の重量との差から、1 回の越波量が求められる。ただし越波が続くときは、各回の越波量を分離するのがむずかしく、ある程度実験者の判断によった。なお、図-6 の荷重記録の振動は、越水の流下によるマスの動揺や、マスを勢い良く引き下げるときに側壁にぶつかるためなどによるものである。

不規則波の実験では、前節に述べたように造波板駆動後 10.3 秒以降 23.5 秒までの約 13 秒間の測定を 20 回繰り返して、この間の越波量の総計  $\Sigma Q$  を求めた。この値は計測時間の総和で割って平均流量とし、さらに模型幅 23 cm で割って単位幅当りの平均越波流量  $\bar{q}(\text{cm}^3/\text{cm}\cdot\text{sec})$  を算出した。ただし、越波量の測定は、上記の測定時間を考慮しながら第 3 波から第 10 波などのように波のまとまりごとに行なったので、各回の計測時間は 13 秒に必ずしも一致しない。

規則波の実験では測定を 5 回繰り返して総越波量を求め、これを総波数で割って 1 波当りの平均越波量とし、さらに波の周期および模型の幅で割って単位幅当りの越波流量を算出した。

### 3.3 重複波領域における越波流量の実験結果

#### (1) 越波流量の測定結果

越波流量の測定は、天端高  $R=9.4$  および  $12.8\text{ cm}$  の直立壁に対し、表-1 の 5 種類の不規則波、ならびに  $T=1.38$  および  $1.77\text{ sec}$  の規則波について行なった。

規則波の場合は、波高を少しずつ変えて測定を行ない、図-7 のような越波流量と波高の関係を求めた。2 つの周期を比べると、1.38 秒の波の方がやや少な目の越

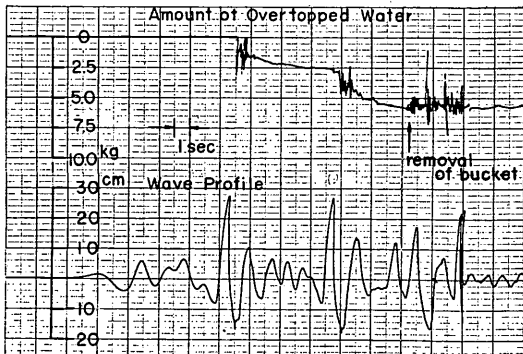


図-6 越波量および前面波形の測定記録の 1 例

防波護岸の越波流量に関する研究

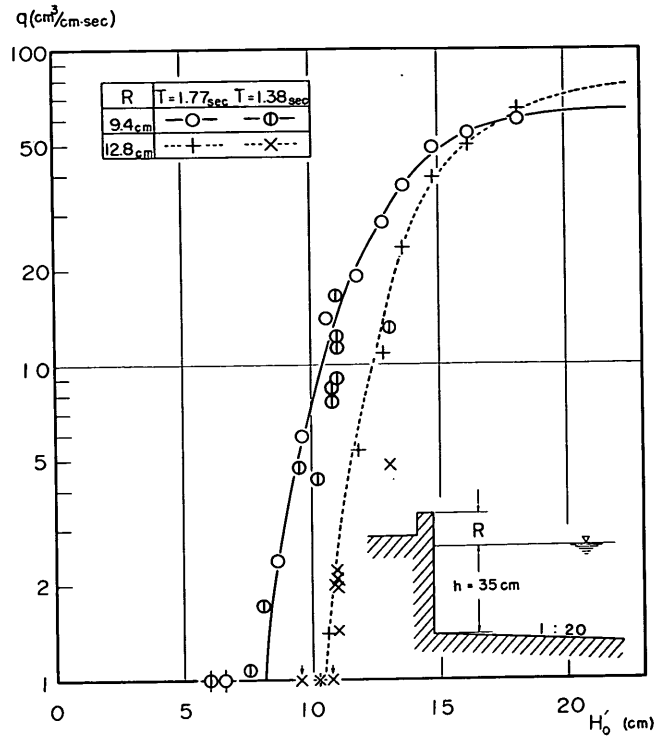


図-7 重複波領域における越波流量の実験曲線

波流量を示すが、その差は明瞭でない。また、周期 1.38 秒の規則波は、実験当時の造波特性として波高 10cm 以上を発生できなかったため、主に周期 1.77 秒の波のデータを参照して図中の実線および破線で示す越波流量曲線を定めた。(横軸の波高  $H_0'$  は、浅水係数を用いて換算した相当深水波高である)。図-7 で天端高の影響を見ると、 $R=9.4\text{cm}$  の方が当然に大きな越波流量を示しているが、波高の大きな波については越波した水の一部分が沖側へ流れ戻るため(水平板との差が小さいため)、

$R=12.8\text{cm}$  の場合よりも越波流量が少なくなっている。

次に不規則波による平均越波流量の測定結果を示すと、表-2 のようになる。不規則波の越波流量を波高が  $H_{1/3}$  に等しい規則波のデータと比べてみると、一般に小さい値を示している。たとえば、天端高 12.8cm で  $H_{1/3}=14.8\text{cm}$  の不規則波は  $7.3\text{cm}^3/\text{cm}\cdot\text{sec}$  の平均越波流量を示すが、波高 14.8cm の規則波は  $37\text{cm}^3/\text{cm}\cdot\text{sec}$  の越波流量を生ずる。しかしながら、波高が小さくなるにつれて規則波と不規則波の越波流量の差は次第に減少

表-2 重複波領域における不規則波の越波流量の測定結果

出力 $E$	波高 $H_{1/3}$ (cm)	天端高 $R=9.4\text{cm}$			天端高 $R=12.8\text{cm}$		
		$N$	$\bar{T}$ (sec)	$q$ ( $\text{cm}^3/\text{cm}\cdot\text{s}$ )	$N$	$\bar{T}$ (sec)	$q$ ( $\text{cm}^3/\text{cm}\cdot\text{s}$ )
2.0	7.5	—	—	—	48 <sup>a)</sup>	1.39	0
3.0	10.5	—	—	—	164	1.43	1.20
4.0	12.6	96 <sup>b)</sup>	1.43	5.53	180	1.49	5.86
4.5	14.8	173	1.53	10.77	155	1.60	7.33
5.0	16.4	159	1.56	16.90	163	1.57	12.85

注: <sup>a)</sup> 5回測定で打ち切り。

<sup>b)</sup> 10回測定で中止。

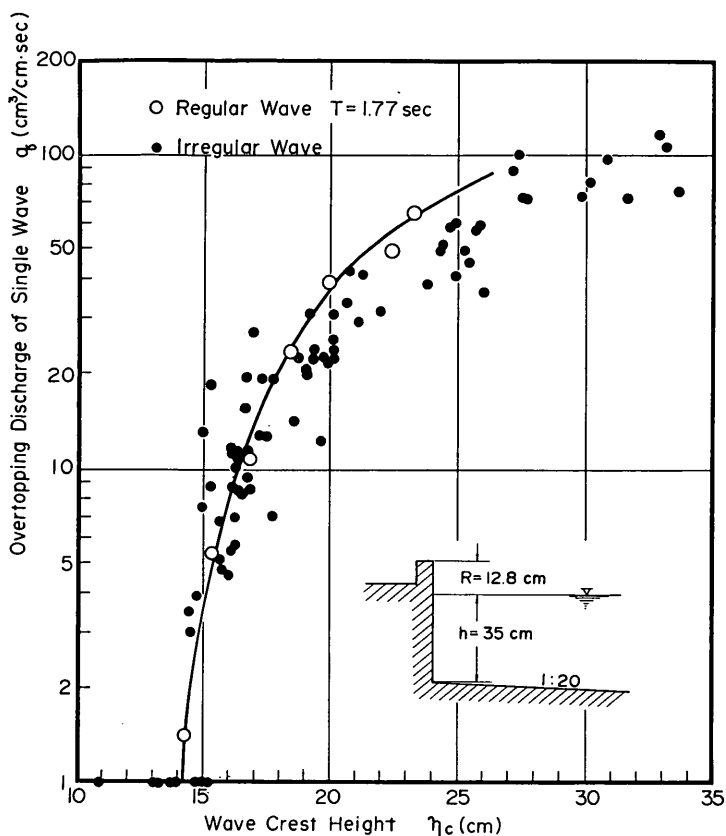


図-8 不規則波の1波ごとの越波流量と波頂高との関係

し、 $R=12.8\text{ cm}$  の場合、 $H=H_{1/3}=10.5\text{ cm}$  で両者共に  $1.2\text{ cm}^3/\text{cm}\cdot\text{sec}$  と同じ値になる。これより小さい波高では、不規則波の方が大きな越波流量を示すものと予想される。すなわち、天端高が相対的に高く越波量の絶対値が少ないときは、不規則波の方が大きな越波流量を示し、天端高が相対的に低くて越波量の絶対値が大きいときは、規則波の方がより大きな越波流量を与えるものと推定される。

一方、不規則波の各1波ごとの越波量を不規則波と比べてみると、図-8 のようにあまり著しい差は見られない。この図は、天端高  $12.8\text{ cm}$  の直立壁を越える1波ごとの越波流量  $q$  を前面の波頂高  $\eta_c$  に対してプロットしたもので、規則波(白丸)は周期  $1.77$  秒の場合である。黒丸で示される不規則波のデータはかなりばらついてはいるが、全体としては規則波のデータにほぼ一致する。同様に天端高  $9.4\text{ cm}$  の直立壁に対する不規則波の1波ごとの越波流量を規則波のデータと比べた結果では、波高の小さい部分で規則波よりも少ない流量を示す傾向が

見られたけれども、全体としては規則波のデータにほぼ一致した。このように1波ごとの越波流量は正確な測定がむずかしいためばらつきが大きくなり、また先行波の干渉もばらつきを増大させる。しかし図-8の結果は、不規則波の越波流量は前面波頂高の関数として見る限り、規則波の場合とあまり変わらないことを示している。

そこで波頂高と波高との関係を調べてみたのが図-9である。不規則波の場合、模型前面の入射波高を直接に測定することができないので、前面の波頂高の分布、および実験波の検定によって得られている入射波高の分布をそれぞれ大きさの順に並べ、同一順位の波頂高と波高を対比させたものである。この結果によると、直立壁前面の不規則波の波頂高は、 $T=1.77\text{ sec}$  の規則波の場合よりもやや低い(波高で  $1\sim 2\text{ cm}$  相当)ことになる。この差異の一因として不規則波の平均周期が  $T=1.77\text{ sec}$  よりも短いことなどが考えられるが、はっきりしたことは分らない。

## (2) 期待越波流量の計算値との比較

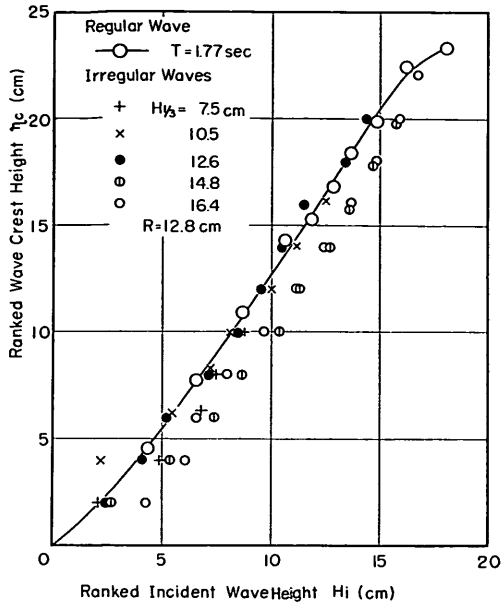


図-9 規則波および不規則波の入射波高と波頂高との関係

上記の実験値に対して、式(4)による期待越波流量の計算値を比較したのが 図-10 ( $R=9.4\text{ cm}$ ) および 図-11 ( $R=12.8\text{ cm}$ ) である。越波流量と波高との関係 ( $q-H$  曲線) は、図-7 で実線および破線で示される規則波のデータを用い、波高の出現度数  $n_j(H_j)$  は入射波の検定データから求めた波高区分 1 cm ごとの出現波数を用いた。この際、表-1 の検定時と表-2 の越波測定時とで波数に差があるけれども、式(4)から分るように期待越波流量は  $n_j/N$  として計算するので、この差は影響を及ぼさない。

図-10 および 図-11 では、期待越波流量の計算値がいずれも実験値より大きく、天端高 9.4 cm で 50~80% 増、天端高 12.8 cm では 30~50% 増である。この差の原因としては、図-9 に見られる波頂高の差、波の周期による越波流量の差、あるいは先行波の干渉の影響などが考えられる。また、この差は波高に換算すれば 1~2 cm であり、もともと変動の大きい不規則波の現象であるから、波の検定時と越波測定時とでその統計的性質がわずかに ( $\chi^2$  検定では検出できない程度) に異なっていた可能性も考えられる。

このような若干の差は認められるけれども、期待越波流量の計算値の傾向は重複波領域における不規則波の実験値の傾向に一致しており、式(4)の期待越波流量の計

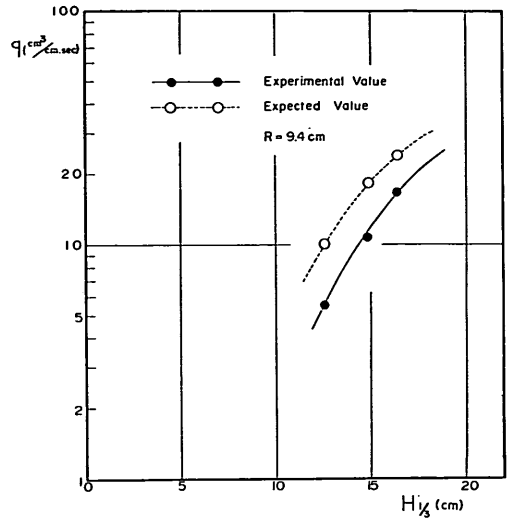


図-10 越波流量の期待値と測定値との比較 (天端高  $R=9.4\text{ cm}$ )

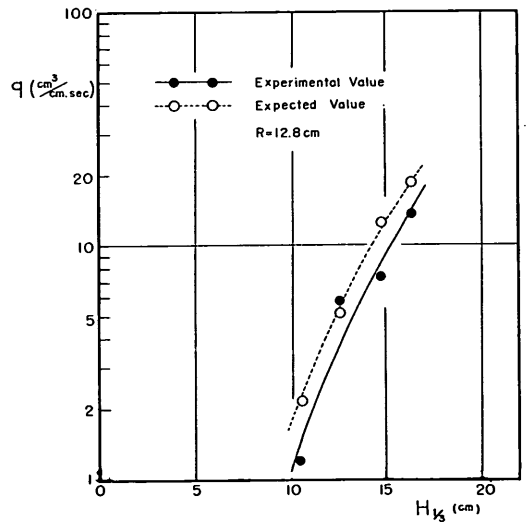


図-11 越波流量の期待値と測定値との比較 (天端高  $R=12.8\text{ cm}$ )

算式は十分実用に供し得るものと判断される。

#### 4. 砕波領域における直立壁の越波実験

##### 4.1 実験条件および実験波の特性

前章の重複波領域における実験に引き続き、砕波領域における越波現象に対しても期待越波流量の算定方式が適用できるか否かについて、実験的検討を行なった。た

だし諸般の事情で継続して実験を行なうことができず、実施は昭和45年5月から同年7月の期間であった。

水路は前回の実験と同様に 図-1 の不規則波発生水路を使用した。ただし、水路を2分していた仕切壁は特別の効用が認められないので撤去した。

模型護岸としての直立壁は、水深 20 および 10 cm の位置におき、波群中のかんりの波が砕波あるいは砕波後の波となる条件で実施した。越波量の測定方法は前回とやり方を変え、マスの代わりにプラスチック・フィルムを貼り合せた袋で背後へ流下する水を受け、7~12 波の総越波水量（最大約 50 l）を容積で測定した。これは、仕切壁を除いたため模型幅が2倍となって水量が増加したこと、および1波ごとの越波量の測定よりも合計量の測定精度に重点をおいたことによる。

波高の検定および越波量の測定の際の測定時間としては、前と同様に、波群の主部が模型に到着してから、模型による反射波が造波板で再反射されて再び模型に戻ってくるまで、とした。ただし、模型の設置位置が遠くだったので、16~17秒間の測定を行なうことができた。

実験にあたっては、表-3 のように波の検定と越波量の測定を繰り返し、造波特性の変化がないことを確認した。波の検定の際は、波高計を  $h=60$  cm の一様水深部 (11 m) 地点、および模型設置予定の  $h=20$  ならびに 10 cm の3地点に置き、越波実験と同じように造波板を約 30 秒間動かしては止め、これを 20 回繰り返し、各回の記録から有効測定時間内の波の波高と周期を読みとった。規則波については各3回の繰り返しを行なってその平均値を求めた。表-3 に示されるように、規則波の検定は前後4回行なったが、この間の差は僅少であった。また不規則波の検定は前後2回行ない、総計 400~440 波の記録を得たので、この全体について波高分布その他の特性を計算した。

砕波領域における実験のひとつの問題点は、模型位置の波高が砕波によって減少することで、このため規則波

表-3 砕波領域における越波実験の順序

順序	内 容	対 象
1	波 の 検 定	規則波 ( $T=1.38, 1.77$ sec)
2	越波量測定	$h=20$ cm, $R=10$ cm の直立壁
3	波 の 検 定	規則波および不規則波
4	越波量測定	$h=20$ cm, $R=15$ cm の直立壁
5	同 上	$h=10$ cm, $R=8$ cm の直立壁
6	波 の 検 定	規則波および不規則波
7	越波量測定	$h=10$ cm, $R=12$ cm の直立壁
8	波 の 検 定	規則波

の場合には相当深水波高  $H_0'$  の換算ができなくなり、また不規則波の場合には波高分布が沖合の波と異なってくる。したがって、期待越波流量の計算のときも、 $q-H$  曲線としてどのような波高を用いるか、また波高の出現度数としてどの地点のを用いるべきかが問題となる。この実験においては、ひとつの試みとして一様水深部の波高を基準値とし、 $q-H$  曲線および  $n_j(H_j)$  の両者とも  $h=60$  cm における波高を用いた。すなわち、 $h=60$  cm から  $h=20$  あるいは 10 cm の地点まで波が進行する間の変形は考察の対象から除外し、結果としてどれほどの越波量を生じたかについてのみ検討した。

この意味で、 $h=60$  cm における不規則波の検定結果を示したのが表-4 である。造波装置は、前と同じように10箇の成分波の出力比をある割合に固定したまま、全体の出力  $E$  を変えたもので、これによって3種類の不規則波を発生させた。ただし成分波の出力比は表-1 の場合と異なっている。波高比は、 $H_{1/10}/H_{1/3}=1.18\sim 1.21$ ,  $H_{1/3}/\bar{H}=1.48\sim 1.49$  であり、周期比は  $T_{1/10}/T_{1/3}=0.98\sim 1.03$ ,  $T_{1/3}/\bar{T}=1.04\sim 1.11$  である。また、波高の分布について調べのが図-12 であり、波高分布は平均的に  $\eta^{2.5}$  で近似される。一方、不規則波の発生を断続させずに連続させて約 120 波の連続波形をとり、これ

表-4 砕波領域の越波実験に用いた不規則入射波の諸元

出 力 $E$	波 数 $N$	波 高 (cm)				周 期 (sec)			
		$H_{max}$	$H_{1/10}$	$H_{1/3}$	$\bar{H}$	$T_{max}$	$T_{1/10}$	$T_{1/3}$	$\bar{T}$
4.0	443	13.6	11.3	9.4	6.3	1.0	1.64	1.59	1.53
5.0	413	18.2	15.1	12.5	8.4	1.4	1.61	1.64	1.48
6.0	405	23.2	18.2	15.4	10.4	2.3	1.78	1.73	1.58

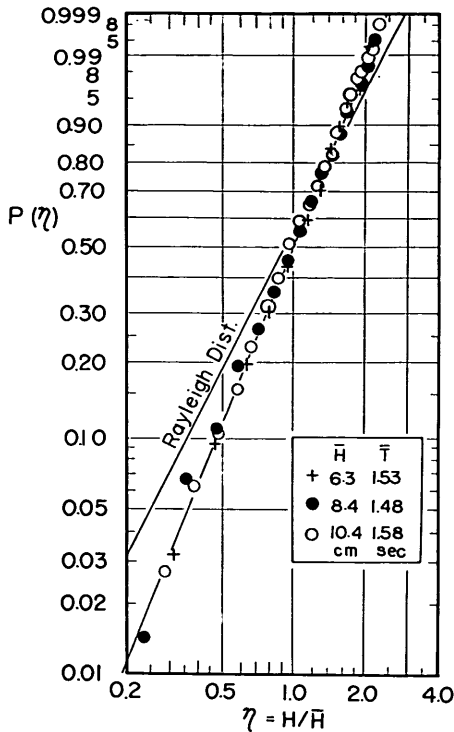


図-12 碎波領域の実験に用いた不規則入射波の波高分布

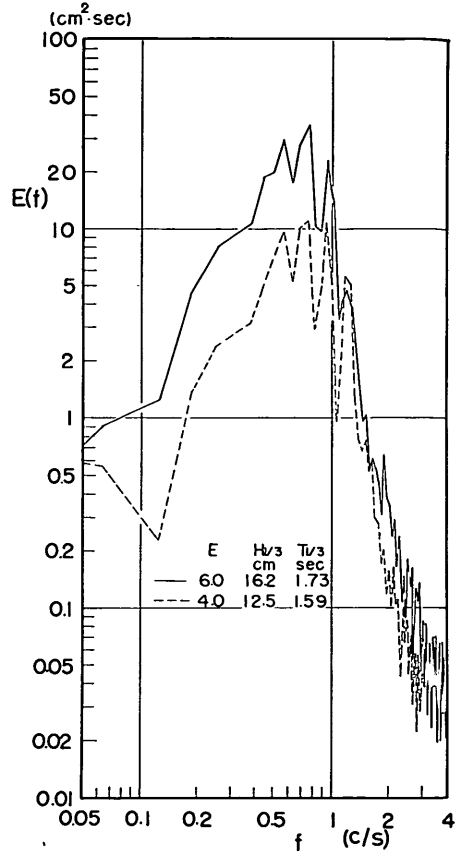


図-13 碎波領域の実験に用いた不規則入射波のパワースペクトルの例

についてパワースペクトルを求めた結果が図-13で、 $E=4.0$  および  $6.0$  の2例について示してある。出力は異なっても、スペクトルの形状はほぼ同一である。ただし高周波側では造波直後の部分碎波などによるためか、やや飽和の傾向が認められる。

#### 4.2 碎波領域における越波流量の実験結果

##### (1) 越波流量の測定結果

規則波および不規則波について越波量を測定し、これを単位幅・単位時間当りの平均越波流量として計算した結果は、図-14~17に示すとおりである。水深20cmの場合は、波高18~22cmで越波流量が最大となり、波高がさらに増大すると越波流量はやや減少する。また水深10cmの場合も、波高10~12cmで越波流量が極大値を示す。ただこの場合は、波高の増大によって越波流量が一度減少し、それからまた増加して波高25~30cmで第2の極大値を示す傾向を見せている。最初の極大値は直立壁の直前で碎ける波によるもので、第2の極大値は水深30cm付近で1度碎けて波高を減じたのち再び波形を整えて直立壁の前面で碎ける波によるものである。このような多段碎波による2つ以上の越波量の極大値の存在

は、岩崎・沼田<sup>17)</sup>によって指摘されている。

なお、図-14~17の横軸は、相当水深深高  $H_0'$  である。実験データについての期待越波流量の計算の場合は  $h=60$  cmにおける測定波高  $H_1$  をそのまま使用したが、ここでは一般性を持たせるために  $H_0'$  に換算して表示したものである。なお、 $H_0'$  の換算は、付録にその方法を示すように、 $h=60$  cmの測定値を  $h=20$  および  $10$  cmの波高一出力曲線で補正する方式によった。

図-14~17で周期1.38秒と1.77秒の越波流量を比べてみると、1.77秒の方が全般的に大き目である。前章の重複波領域における実験では、 $T=1.38$  secについては波高の大きな波を発生できなかったためもあって、周期による越波流量の差は明瞭でなかった。しかし、図-14~17の結果から見ると、単位時間当りの越波流量としての表示でも、波の周期の影響がある程度認められることになる。ただ、波高による越波流量の変化の傾向は同



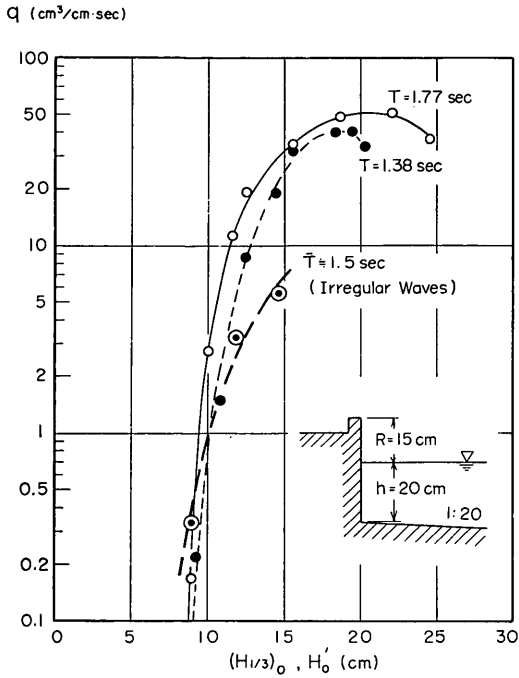


図-14 碎波領域における越波流量の実験結果 (1)

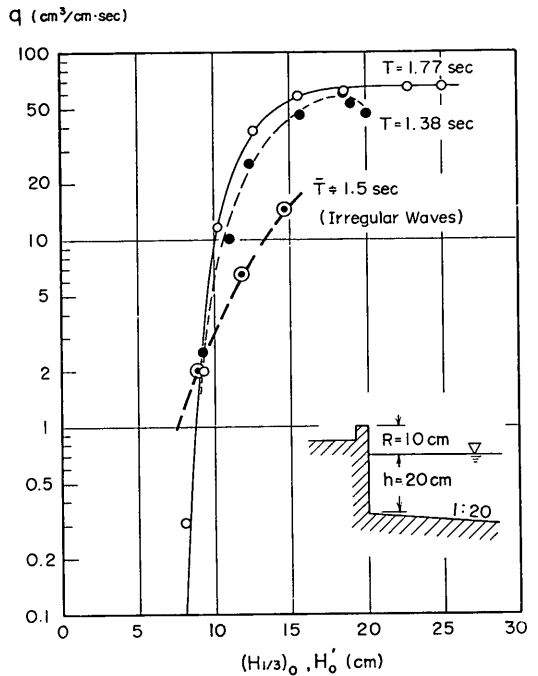


図-15 碎波領域における越波流量の実験結果 (2)

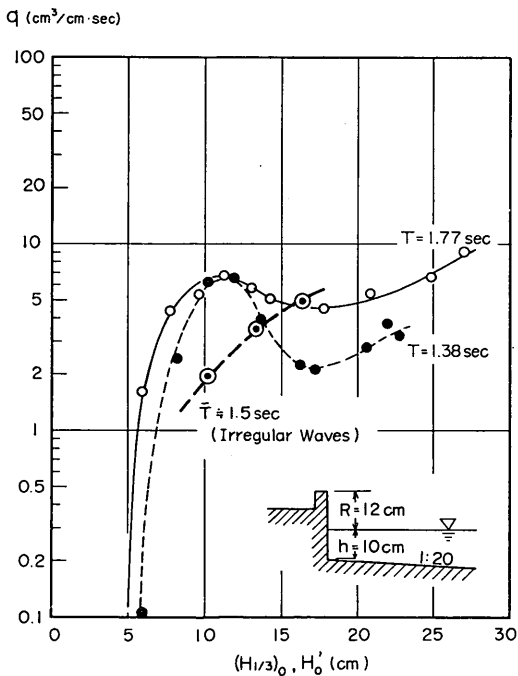


図-16 碎波領域における越波流量の実験結果 (3)

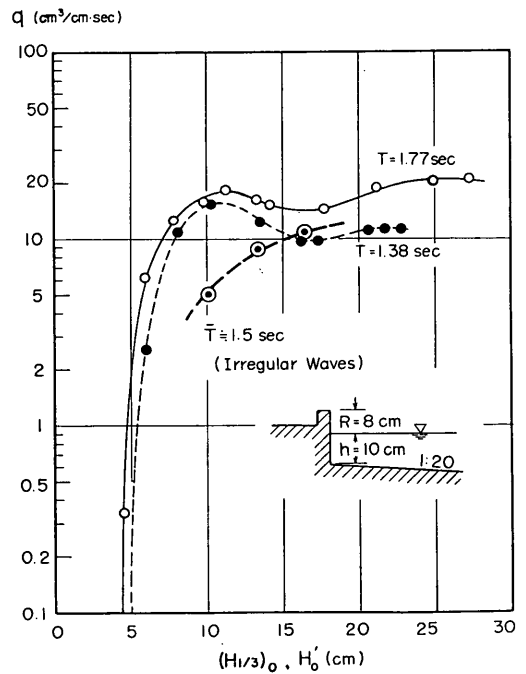


図-17 碎波領域における越波流量の実験結果 (4)

じであり、 $T=1.38$  と  $1.77$  sec の中間の周期に対して  $q-H$  曲線を内挿することは容易である。

図-14~17 には、不規則波による越波流量の平均値も示してある。この場合の波高としては、相当深小有義波高  $(H_{1/3})_0$  を用いた。これは、表-4 に示した  $h=60$  cm の  $H_{1/3}$  の測定値に、規則波に対する相当深水波高の換算係数を乗じて算出したものである。一般に、不規則波の越波流量は規則波に比べて、波高による変化が緩やかな特徴がある。これは、いろいろな波高の波による越波流量が平均されたものであるから、当然といえる。また、越波流量の絶対値を規則波の場合と比べてみると、 $h=20$  cm の場合、 $(H_{1/3})_0=H_0' \cong 9$  cm 以上では規則波の越波流量の方が大きく、9 cm 以下では不規則波の方が大きな流量となる傾向が表われている。 $h=10$  cm の場合でも、データの傾向から見て  $(H_{1/3})_0=H_0' \cong 5$  cm 以下では不規則波の方が規則波よりも大きな越波流量を生ずると推定される。すなわち、現地の防波護岸や海岸堤防の越波量を規則波による模型実験から推定しようとする場合、設計有義波高に対応する規則波の波高をそのまま用いたのでは、越波量が多いときは一層過大に、越波量が少ないときは一層過小に見積る結果になる。

## (2) 期待越波流量との比較

実験不規則波に対する期待越波流量の計算の場合、図-14~17 のように  $q-H$  曲線が周期によって若干異なっているけれどもその差が大きくないので、不規則波の代表周期として平均値  $\bar{T}$  をとり、これに対する  $q-H$  曲線を内挿して使用した。この場合、 $\bar{T}$  と  $T_{1/3}$  のどちらを用いるのが良いかは議論の分れる所であるが、期待越波流量の計算式(4)を導く際、 $\bar{T}$  で平均しているのと同じように平均周期  $\bar{T}$  を用いることにした。波高の出現度数  $n_j$  は、表-4 の原資料である不規則波の検定記録から波高区分 1 cm ごとに対するものを読みとって使用した。

このようにして計算した期待越波流量  $q_{exp}$  と、実験で測定した平均越波流量  $q_{meas}$  を比較したのが、図-18 である。計算値は実験値の 0.77~1.56 倍の範囲内であり、重複波領域におけるデータ(図-10,11)よりも一致の度合が向上している。これは表-3 のように造波特性の安定性を確認しながら実験を進めたこと、不規則波の検定波数が約 2 倍で統計的変動が減少したこと、などによるものと思われる。また碎波領域では重複波領域よりも先行波の干渉の影響が少ないのではないかと考えら

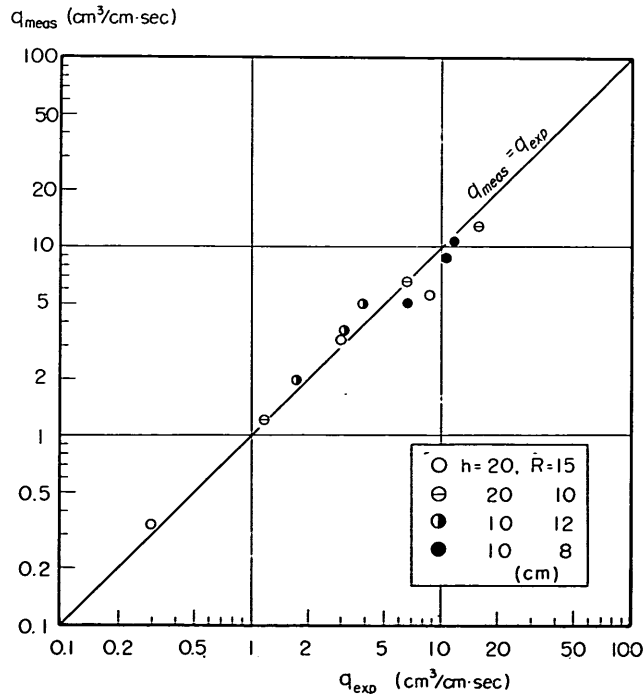


図-18 碎波領域における越波流量の期待値と実験値の比較

れる。いずれにしても、図-18の結果は、沖波の波高による  $q-H$  曲線および沖波の波高分布を用いて碎波帯内の越波流量を推定できることを示した点で、大きな意味を持っている。すなわち、沖波については後述の5.3のように波高がレーリー分布をするものと見なすことができるが、碎波帯内の波についてはどのような波高分布をするか良く分っていない。また波高分布の実測値が得られた場合でも、碎波前の波と碎波後の波では波高が同一であっても越波特性が異なるから、設置地点の波高に対して期待越波流量の計算方式を適用することがむずかしい。しかし、図-18によって沖波の波高による期待越波流量の計算方式の妥当性が示されたので、今後は碎波帯内の構造物に対しても、規則波の実験による越波流量曲線と沖波の波高分布を組合せて期待越波流量の計算方式を適用し、実際の波による越波量を推定することができることになった。

## 5. 期待越波流量の一般的算定

### 5.1 直立護岸の越波流量の無次元表示

期待越波流量の計算を実際の設計に取り入れるには、まず規則波について波高と越波流量の関係を実験で定める必要がある。特に越波の現象は、構造物の形状によって微妙に変化するので、各構造案について模型実験を行わなくてはならない。しかしながら、海岸保全事業の全体計画や構造物の概略設計などに際しては、越波流量の概略値を知りたいことがしばしば起る。この意味で、期待越波流量の一般図表があれば、いろいろと便利である。

こうした一般図表を作成するためには、まず既往の規則波の実験データを再整理して  $q-H$  曲線を一般化しなければならない。この  $q-H$  曲線は無次元表示にしておく必要があるが、この表示法としては吉川・椎貝・河野<sup>18)</sup>

による次式の形を採用した。

$$\frac{q}{\sqrt{2gH^3}} = \phi\left(\frac{R}{kH}\right) = \frac{1}{5}ck^{3/2}\left(1 - \frac{R}{kH}\right)^{5/2} \dots\dots(9)$$

この式で、 $c$  は護岸の溢流係数、 $k$  は越波時の波頂高と入射波高の比を表わす。この表示は、越波の現象を護岸頂部からの溢流としてとらえたもので、特に重複波領域の直立護岸の場合など現象的にもうなずけるものがあり、通常用いられている  $2\pi Q/H_0L_0$  などの表示法よりも物理的意味が明確である。

実際のデータ整理にあたっては、後述の期待越波流量の計算に便利のように式(9)を次の形に書き換えた。

$$\frac{q}{\sqrt{2gh^3}} = \phi\left(\frac{H_0}{h}; \frac{R'}{h}, \frac{h}{L_0}, i\right) \dots\dots(10)$$

ここで  $h$  は水深、 $H_0$  は相当深水波高、 $L_0$  は深海波の波長  $= (g/2\pi)T^2$ 、 $i$  は海底勾配である。式の右辺中の  $h/L_0$  の項が波の周期の影響を表わす。なお、一般に用いられることの多い  $2\pi Q/H_0L_0$  流の表示からは、次のようにして式(10)のパラメーターが計算できる。

$$\left. \begin{aligned} \frac{q}{\sqrt{2gh^3}} &= \frac{1}{4\sqrt{\pi^3}} \frac{H_0}{L_0} \left(\frac{L_0}{h}\right)^{3/2} \frac{2\pi Q}{H_0L_0} \\ \frac{H_0}{h} &= \frac{H_0}{L_0} \cdot \frac{L_0}{h} \\ \frac{R}{h} &= \frac{R}{H_0} \cdot \frac{H_0}{L_0} \cdot \frac{L_0}{h} \end{aligned} \right\} \dots\dots(11)$$

直立護岸の場合、越波量に影響を及ぼす要素は  $H_0$ 、 $R$ 、 $h$ 、 $L_0$  (または周期  $T$ )、 $i$  および風速  $V$  である。このうち  $V$  の影響については不明な点が多いので除外すると、越波流量  $q$  を含めて6箇の変数があり、無次元パラメーターとしては5箇存在する。したがって無次元量のとりかたによっていろいろな表示法ができる訳で、表示法の良否は実験データをできるだけ少ないパラメーターで有効に表示できるか (すなわち現象に最も支配的

表-5 直立護岸の越波量資料として使用したデータの概要

資 料 名	天 端 高 $R$ (cm)	前 面 水 深 $h$ (cm)	実 験 波		海 底 勾 配	備 考
			$H_0$ (cm)	$T$ (sec)		
BEBデータ <sup>19,20)</sup>	4~29	8, 16	5~21	0.7~2.6	1/10	$T_p=15$ sec のデータは除外
京大防災研データ <sup>21,22,23)</sup>	不 明	7, 10	7~15	0.8~1.3	1/10	実験曲線を換算して使用
由比海岸堤防模型実験 <sup>24)</sup>	24	26	17~30	3.0	1/30	前面5分勾配、波返し付
白石・遠藤 <sup>2)</sup>	8~15	14, 18.5	7~16	1.2~1.6	1/25	前面6分勾配、根固マウンドあり、波返し付
著者一重複波領域一	9~13	35	7~18	1.4~1.8	1/20	

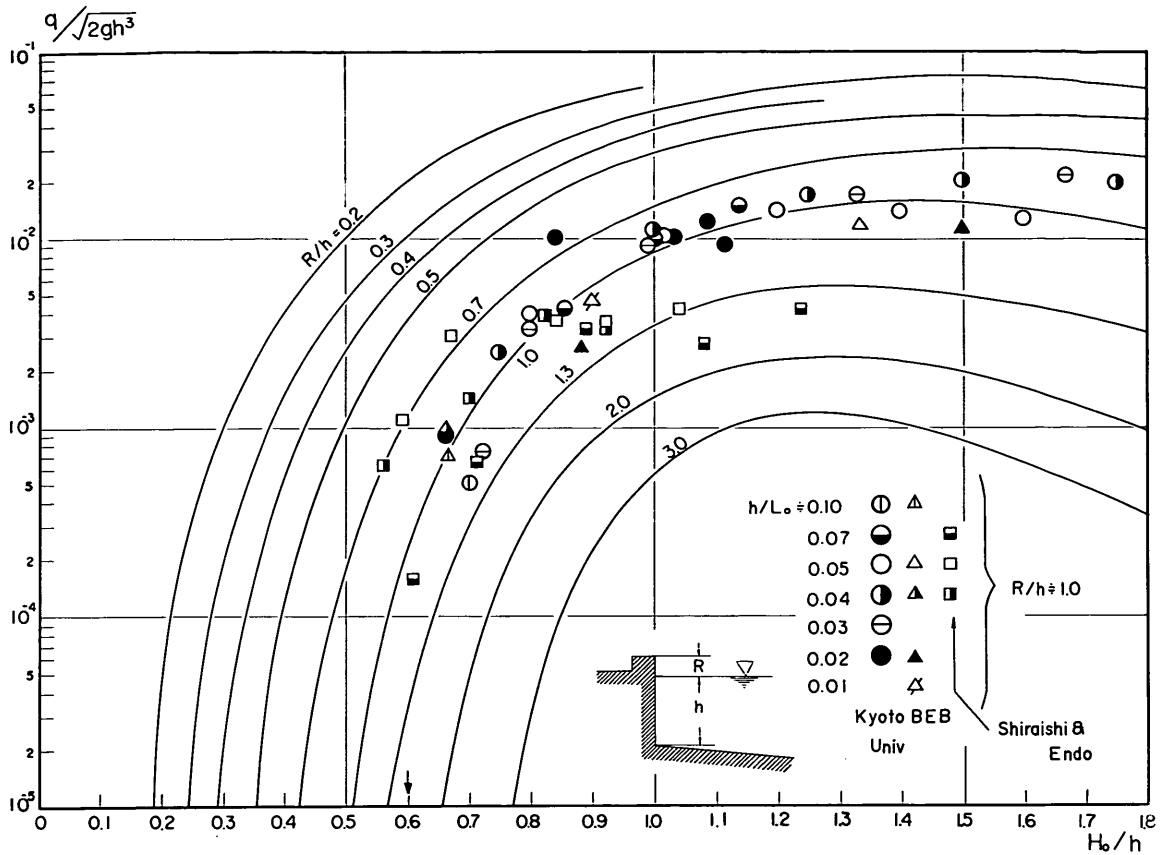


図-19 直立護岸の越波流量曲線

なパラメーターを選定したかどうか) およびその表示法が使い易いものであるか否かの2点によって判断される。

そこで、表-5 に示す各種の実験データを式 (10) の形に表示して整理したところ、図-19 の無次元越波流量曲線を作成することができた。これは実験データの中で  $R/h$  のほぼ等しいデータを集めてプロットし、データの中央を通るように実験曲線を引き、この結果を集成したものである。図中に示したデータは  $R/h \approx 1.0$  に相当するものである。表-5 の実験資料のうち、BEB の実験値で  $T_p=15 \text{ sec}$  のものは他とかけ離れて大きい越波量を示したが、これは  $H_0/L_0$  が 0.01 以下で波高の小さいうねりに相当するので除外した。また京都大学防災研究所のデータは生の値が入りできなかったため、実験曲線として示されているものを換算して使用した。なお、図-19 は重複波領域の実験が終了時点で作成したもので、碎波帯内の越波実験の結果は資料として使用してい

ない。詳しく比べてみると若干の差が出ているけれども、図-19 の原資料自体、データのばらつきが大きく、またもともと越波流量の概略値を推定するための図表なので、特に改訂は行っていない。

図-19 の作成にあたっては、次のような諸点について考慮しながら作業を進めた。

- i) 越波流量曲線の零点の計算
- ii) 越波流量の限界値の算定
- iii) 周期および海底勾配の影響

以下、各項目について検討の内容を述べる。

- i) 越波流量曲線の零点

これは、 $q=0$  すなわち越波限界のときの  $H_0/h$  の値であり、壁面の波頂高  $\zeta_{\max}$  が天端高  $R$  に等しい場合である。波頂高  $\zeta_{\max}$  と波高  $H$  との比は合田・柿崎による有限振幅の重複波理論<sup>25)</sup>で求めることができ、また設置地点の波高と深海波高との比  $H/H_0$  は岩垣・酒井による有限振幅波の波高変化の図表<sup>26)</sup>で読みとれるの

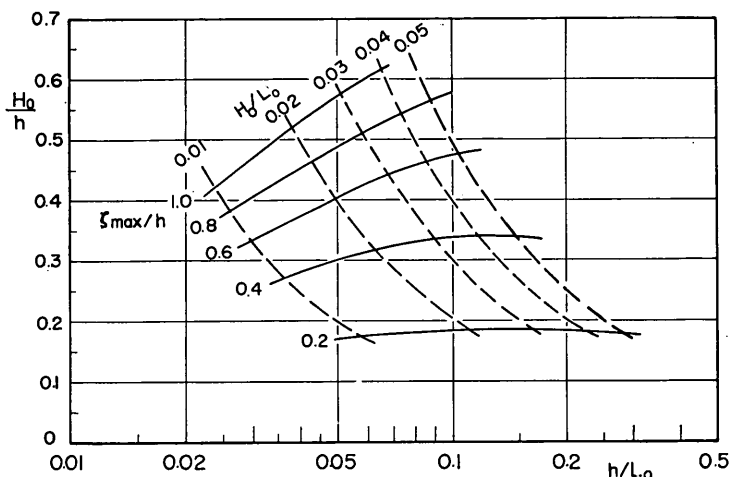


図-20 越波流量曲線の零点の計算結果

で、波頂高  $\zeta_{\max}$  を深海波高  $H_0$  の関数として計算することができる。この場合、波頂高は  $h/L_0$  にも影響されるので、これを考慮して計算結果を表示したのが 図-20 である。今問題となっているのは越波限界における  $H_0/h$  の値なのでこれを縦軸にとり、 $\zeta_{\max}/h$  はパラメーターとした。この  $\zeta_{\max}/h$  を  $R/h$  と読み代えると、越波限界の  $H_0/h$  が読みとられる。

越波流量曲線の零点を定める際、 $R/h = \zeta_{\max}/h = 0.2$  などは  $h/L_0$  による変化が少ないので問題を生じないが、 $\zeta_{\max}/h = 1.0$  などでは  $H_0/h = 0.4 \sim 0.6$  などと相当の幅があり、単一の値を選定することがむずかしくなる。このため、実用の範囲で  $H_0/L_0 = 0.01$  以上の波を一応の対象とし、この中でも周期をやや長目に選んで  $H_0/L_0 \approx 0.02$  程度に相当する所で越波流量の零点を定めた。

$R/h$  がさらに大きくて碎波領域の波が作用するときの越波流量の零点は、波の打ち上げ高の実験データや越波量のデータの傾向を勘案して定めた。

ii) 越波流量の限界値

次に、越波流量曲線のうち  $R/h$  の値の小さいものについては、その大半が重複波領域に入るところから、吉川ほかの考え方に従って、その形状を計算で定めることができる。

まず  $R \rightarrow 0$  の極限を考える。直立壁前面の重複波形を微小振幅波で近似すると、

$$\zeta = H \sin \frac{2\pi}{T} t \quad \dots\dots(12)$$

である。越波があればそのために水位が若干減少する

が、これは近似計算として無視する。そうすると、1 周期の間の平均越波流量は次のように計算される。

$$\begin{aligned} \bar{q} &= \frac{2}{T} \int_0^{T/4} \frac{2}{3} c \sqrt{2g} \zeta^{3/2} dt \\ &= \frac{4}{3} \frac{c}{T} \sqrt{2gH^3} \int_0^{T/4} \left( \sin \frac{2\pi}{T} t \right)^{3/2} dt \\ &\approx 0.185c \sqrt{2gH^3} \quad \dots\dots(13) \end{aligned}$$

ここで溢流係数  $c$  の値については、吉川ほかは  $c = 0.5$  としているが、物部水理学<sup>27)</sup> によれば  $(2/3)c = 0.43$  である。また、吉川ほかは水位変化を三角波形として計算する方が実験値と合うと述べており、そうすると上式の係数  $0.185c$  は  $0.133c$  となる。したがって、係数値は  $0.067 \sim 0.119$  程度である。このような点から、 $R \rightarrow 0$  の極限值としては

$$\bar{q}_{\text{limit}} \approx 0.09 \sqrt{2gH^3} \quad \dots\dots(14)$$

と推定される。また、この近似計算の範囲では  $H \approx H_0$  と見なして良い。

次に  $R \neq 0$  の場合については、係数値を式 (14) で抑え、計算式の形としては三角波形の水位曲線による式 (9) を準用して、次式によって越波流量を計算した。

$$\frac{q}{\sqrt{2gh^3}} = 0.09 \left( \frac{H_0}{h} \right)^{3/2} \left( 1 - \frac{R}{kh} \cdot \frac{h}{H_0} \right)^{5/2} \quad (15)$$

この  $k$  の値として吉川ほかは直立壁に対して  $k = 0.6$  を示している。しかし吉川ほかの実験では重複波高を用いているので、入射波高に対しては  $k = 1.2$  となる。この  $k$  の値の極限值は  $k = 1$  であり、 $H_0/L_0$  の値が大きくなるにつれて 1 よりも増大する筈である。直立護岸の天端が高くなるにつれて対象となる波高も増大するので、

防波護岸の越波流量に関する研究

$R/h=0.2$ については  $k=1.1$ ,  $R/h=0.3$  には  $k=1.25$ ,  $R/h=0.4$  には  $k=1.33$  とおいて試算したところ、表-5の実験資料から定めた図-19の実験曲線にほとんど一致した。

iii) 周期および海底勾配の影響

周期の影響は4.2の図-14~17でも僅かながら現われており、一般に周期の長い波ほど越波流量も増大する傾向にある。式(10)の表示では  $h/L_0$  のパラメーターが周期の影響を代表している。ただ、周期があまりに長いものは現実的でないので  $H_0/L_0 \geq 0.01$  ( $T=10$  sec で  $H_0 \geq 1.6$  m,  $T=16$  sec で  $H_0 \geq 4$  m) の条件を設けて各種の実験データを整理してみると、図-19の  $R/h \approx 1.0$  の例のように  $h/L_0$  の影響は実験値のばらつきの中に隠れてしまい、明瞭に現われない。また越波流量の零点は図-20に示すように  $h/L_0$  の値によって異なり、周期の長い波ほど低い波高で越波が始まる筈であるが、この付近は波高の僅かの差によって越波流量が大幅に変化する領域であり、各実験条件の差や波高検定の精度などによるばらつきのために、周期による越波流量の差異の識別が困難であった。さらに、越波流量の概略推定の目的のためには、周期の影響が目立たないことの方が望ましい。このような点から、図-19の作成においては周期の影響をデータのばらつきの程度以下と見なし、これを無視した。

一方、前面の海底勾配による影響は、碎波領域に近づくにつれて現われる筈であり、データでも  $i=1/20 \sim 1/30$  よりも  $i=1/10$  の越波流量の方が碎波領域で大きいような傾向がやや認められた。しかし、これも実験値

の変動の範囲内と見ることもでき、あまり明瞭でない。そこで、海底勾配の影響がいくらかでも認められるものについては  $i=1/10$  のデータに重点を置き、不明なものは実験値の分散の中央を通るように実験曲線を定めた。

以上のように、越波流量に関するデータはばらつきが大きいものであり、実験条件や実験方法の異なるデータを総合して一般的な算定図表を作ろうと思えば、少々の差異を無視して平均的な値を推定するより仕方がない。したがって、図-19の算定曲線を個々の実験データと比べれば、隣接する曲線1本分程度の差異が見られる可能性があるけれども、直立護岸の越波流量の総体的傾向は図-19でほぼ表示されると考えられる。

5.2 消波護岸の越波流量の無次元表示

消波護岸については期待越波流量方式の実験的検討を行っていない。しかし、消波工は碎波を促進し、これを吸収して反射を減少させる機能を持っており、これに作用する波は進行波のままの性質をかなり残している。直立壁についての越波実験で、重複波領域よりも碎波帯内の越波の方が期待越波流量の計算方式により近い結果を示したことを考えると、消波護岸に対する期待越波流量方式の適用性は、直立護岸に対するものよりもむしろ良いのではないかと予想される。また実際問題としても、最近の海岸保全施設は消波工を併用する場合が非常に多い。このため、実験は行なわなかったけれども消波護岸についても越波流量の一般算定を試みた。

実験資料として用いたのは表-6に示す各種の模型実験である<sup>21-4),24),28)-31)</sup>。消波護岸としてはできるだけ単純な断面形状のものを選び、消波工の天端高  $R'$  が  $R'/$

表-6 消波護岸の越波量資料として使用したデータの概要

資料名	前面水深 $h$ (cm)	実験波		天端高		海底勾配	備考
		$H_0$ (cm)	$T$ (sec)	$R$ (cm)	$R'$ (cm)		
由比海岸堤防模型実験 <sup>21)</sup>	19~26	10~30	3.0	24~40	24~40	1/30	無風時
大分鶴崎模型実験 <sup>28)</sup>	14~20	7~14	1.2~1.6	7~13	4.5~9	1/5~1/25	$V_p=0$ , 4 m/sec
和歌山北港模型実験 <sup>29)</sup>	33~39	15~21	1.8~2.8	15~21	11~15	1/40	$V_m=0$ , 4 m/sec
桃取海岸模型実験 <sup>29)</sup>	10	7~13	1.2~1.6	5.6	3.6	1/5	縮尺 1/25 と推定, 無風時
西神戸模型実験 <sup>4)</sup>	42	13~23	1.3~1.8	16	13	1/80	無風時
白石・遠藤 <sup>2)</sup>	14~18.5	7~17	1.2~1.6	8.5~13	4.4~9.2	1/25	$V_m=0$ , 4 m/sec
永井・大坪・遠藤 <sup>30)</sup>	63	15~25	1.1~2.2	10~20	10	1/100	$V_m=5 \sim 6$ m/sec
高田 <sup>31)</sup>	17~32	6~21	1.4~3.0	8~23	8~23	1/40	$V_m=4.5$ m/sec

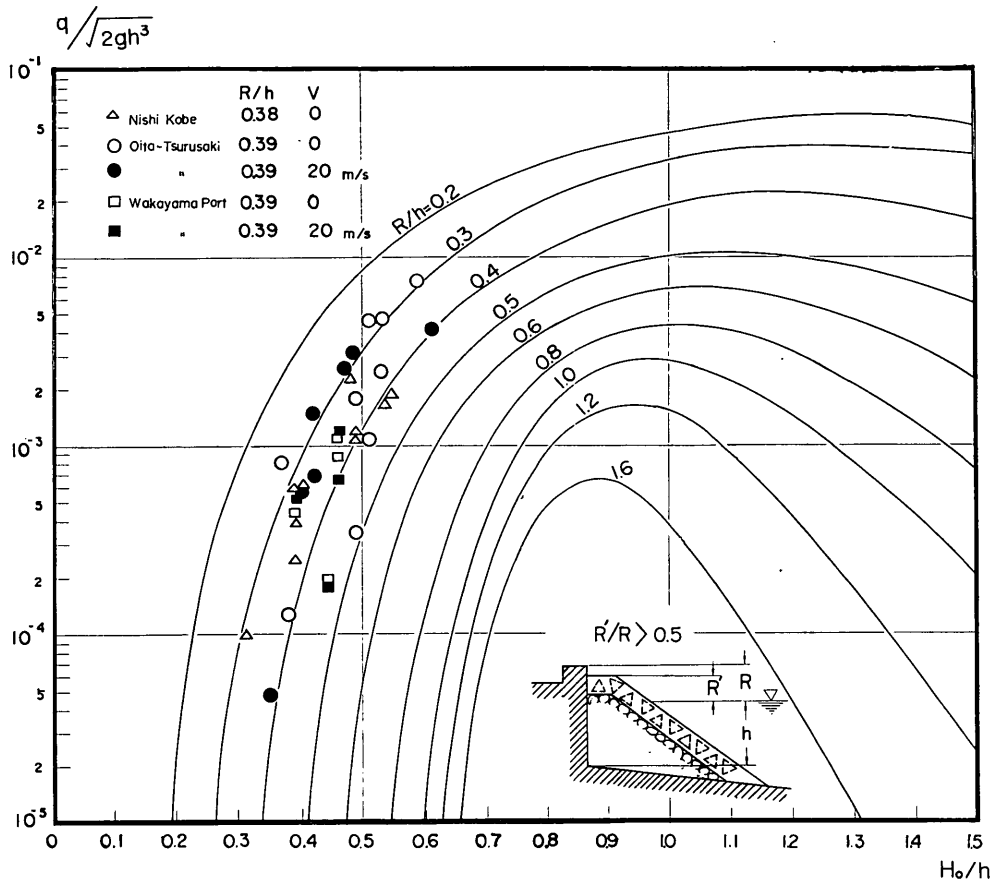


図-21 消波護岸の越波流量曲線

$R=0.5\sim 1.0$  のものを対象とした。この資料について直立護岸と同様の整理を行ない、平均的な越波流量曲線を求めたのが図-21である。越波流量の零点は、古谷・鴻上・近藤<sup>32)</sup>；白石・遠藤<sup>2)</sup>，森平・鏈水<sup>33)</sup>などの消波ブロック工への波の遡上高の実験値を参照し、また  $H_0/h$  の小さい重複波領域では直立護岸とほとんど差がないことを考慮して、図-21 のように定めた。

消波護岸の越波流量は、消波工の天端幅や形状、法先マウンドの形状などの微妙な差によって大きく変化し、一般に直立護岸よりもデータのばらつきが著しい。図-21 にはパラベットの相対天端高が  $R/h=0.38\sim 0.39$  の場合の実験値を示したが、これはむしろばらつきの少ない方であり、 $R/h$  が大きいところではばらつきが一層大きくなる。これは、消波ブロック工の遡上限界が入射波の特性によって  $(1.0\sim 1.9)H_0$  の範囲に変動し、実験値がこの変動範囲に入るため、実験条件の僅かの差に

よって、波高が同一であっても一方は越波量が零、他方はかなりの越波量を示す、という例が少なくない。このように消波護岸の越波流量データはばらつきが大きいため、風速の影響なども明瞭でない。同一護岸の実験では風によって越波量が増加するとされているが、これを別の実験値と比べてみるとその差ははっきりしない。図-21 の  $R/h=0.38\sim 0.39$  も、データの一部は現地換算風速  $V_p=20\text{ m/sec}$  の条件で得られたものであるが、全体として有風時の方が越波流量が多いと結論することはむずかしい。

図-21 に示した越波流量曲線は、このような消波ブロック工の形状、入射波の特性、風の影響などによる実験値のばらつきを全て含めた形で平均的に作成したものである。特定断面についての実験値がこの図の結果とかなり相違することも予想されるが、消波護岸の越波流量の全体的な傾向は図-21 で表わされると考えられる。

5.3 波高のレーリー分布の適合性

現地構造物の期待越波流量を計算する際の次の問題は、現地における波高の出現度数  $n_j$  の推定である。

波群中の波高分布に対しては、一般に Longuet-Higgins<sup>10)</sup> による式(8)のレーリー分布が適用され、現地観測の結果でもその適合性が報告されている<sup>12), 34)-36)</sup>。

レーリー分布の式を再録すると、

$$\left. \begin{aligned} \text{分布関数: } P(\eta) &= 1 - \exp\left[-\frac{\pi}{4}\eta^2\right] \\ (\text{未超過確率}) \\ \text{確率密度: } p(\eta)d\eta &= \frac{\pi}{2}\eta \exp\left[-\frac{\pi}{4}\eta^2\right]d\eta \end{aligned} \right\} (16)$$

ここに  $\eta = H/\bar{H}$

であり、各種の代表波高の間の関係は

$$\left. \begin{aligned} \left(\frac{H_{\max}}{H_{1/3}}\right) &= \sqrt{2 \ln N} + \frac{\gamma}{\sqrt{2 \ln N}} \\ \frac{H_{1/10}}{H_{1/3}} &= 1.271 \\ \frac{\bar{H}}{H_{1/3}} &= 0.626 \end{aligned} \right\} \dots (17)$$

と導かれる。ただし、 $\gamma$  は Euler の定数で 0.5772... である。

上記の Longuet-Higgins の計算は、周波数スペクトルが非常に尖っていて、波形の極大値がすべてゼロアップクロス法による波の山に一致する場合、すなわちスペクトル幅パラメーターが  $\epsilon=0$  の場合に適用されるものである。これに対して、実際の海の波はスペクトル幅が広く  $\epsilon=0.6\sim 0.8$  のことが多いため、レーリー分布の適用性について理論的な疑問が投げかけられていた。

現地観測において波高分布を検討する際は、波高をゼロアップクロス法で定義するのが通例であり、レーリー分布が適合するひとつの要素はこの波高の定義法によると考えられる。しかし、ゼロアップクロス法による波高の分布を理論的に求めることは不可能に近いので、筆者は先に電子計算機による不規則波のシミュレーションを行ない、波高の分布とスペクトル形状の関係を調べた<sup>11)</sup>。スペクトルとしては white noise に近いものから、ほとんど線スペクトルと見なせるほどピークの尖ったものまでいろいろに変化させ、また風波とうねりの重畳をモデル化した双峰型スペクトルについても検討した。シミュレーションは 1 回に 200 波の連続波形を求め、各スペクトルに対して 5~10 回繰り返してその平均を求めた。この結果のうち、 $H_{1/3}$  に対する  $H_{\max}$ 、 $H_{1/10}$  および  $\bar{H}$  の比が、スペクトル幅のパラメーター  $\epsilon$  によってどのように変るかを示したのが 図-22 である。 $H_{1/10}/H_{1/3}$  と

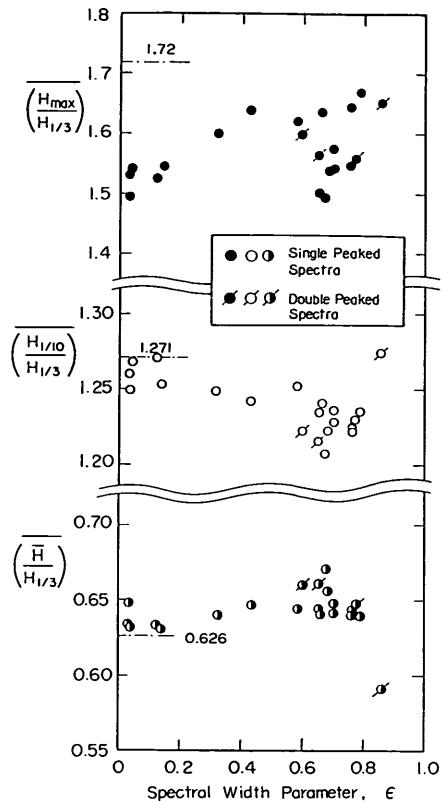


図-22 スペクトル幅  $\epsilon$  による波高比の変化 (電子計算機による線型シミュレーション)

$\bar{H}/H_{1/3}$  は  $\epsilon$  の増加につれて式(17)の理論値から外れる傾向がやや見られるが、双峰型スペクトルの中には  $\epsilon$  が大きくても理論値に近い値を示すものもある。また理論値からの差にしても小さなものであり、現地観測値がレーリー分布に適合することを裏付けている。特に、ここで述べたシミュレーションは線型重ね合せを用いているので、実際の波の非線型性を考慮すれば、レーリー分布との適合性が良いのは当然と考えられる。

なお、 $H_{\max}/H_{1/3}$  の比は  $\epsilon \rightarrow 0$  で理論値に収束していない。これは Longuet-Higgins の計算が、無限に続く波列の中から波をランダムにサンプリングして、そのサンプルについて  $H_{\max}$ 、 $H_{1/3}$  などを定義したものであるのに対し、ここでは 200 波の連続した波列を対象としているためである。

また、砕波帯内の波群については波高の分布幅が狭く、幾分規則的になる<sup>37)</sup>。しかし、4. で示されたように期待越波流量の計算では沖合に想定された相当深水波高



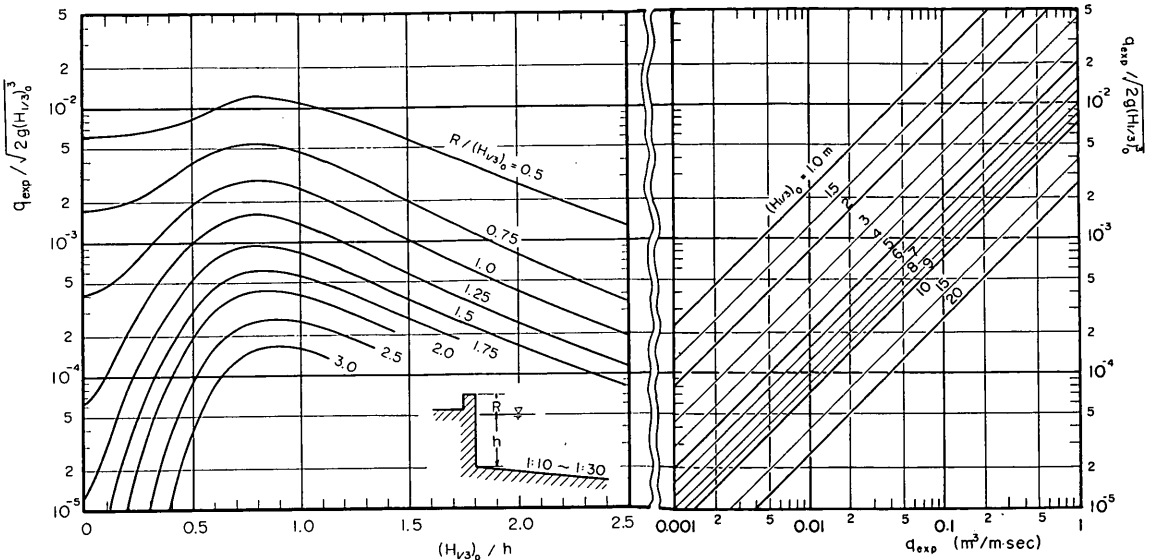


図-23 直立護岸の期待越波流量の算定図表

が対象である。これに対しては、現地観測および上記のシミュレーションなどによって波高についてのレーリー分布の適合性が認められているので、実際構造物の期待越波流量の推定にあたっては、波高出現率として式(16)を用いれば良い。

5.4 期待越波流量の計算

以上によって、直立護岸および消波護岸の  $q-H$  曲線および波高の出現確率が確定したので、期待越波流量の計算を行なった。計算は、あらかじめ  $R/(H_{1/3})_0$  の値を幾つか設定し、図-19 および 21 のそれぞれの  $q/\sqrt{2gh^3}$  の曲線上で  $H_0/h$  をレーリー分布に従って変化させ、式(5)を数値積分する形で  $q_{exp}/\sqrt{2gh^3}$  を算出した。この結果は、 $(H_{1/3})_0/h$  の比を用いて  $q_{exp}/\sqrt{2g(H_{1/3})_0^3}$  の値に換算した。

$(H_{1/3})_0/h \rightarrow 0$  の極限值としては、式(15)を書き換えて、

$$\frac{q}{\sqrt{2g(H_{1/3})_0^3}} = 0.09 \left( \frac{\eta}{\beta} \right)^{3/2} \left[ 1 - \frac{R}{(H_{1/3})_0} \cdot \frac{\beta}{\eta} \right]^{3/2} \dots (18)$$

ただし  $\eta = H_0/\bar{H}_0$ ,  $\beta = (H_{1/3})_0/\bar{H}_0 = 1.60$

とし、これを式(5)に代入して計算を行なった。上式の左辺の  $(H_{1/3})_0$  は、この段階では定数として扱われている。なお、上式の誘導では、波頂高比  $k = \zeta_{max}/H$  を  $k=1$  とおいている。これは、 $H \rightarrow 0$  の極限状態であって、正弦波形の近似が成立するからである。

期待越波流量の計算結果は、直立護岸については 図-

23、消波護岸については 図-24 のように示される。両図とも、縦軸に期待越波流量の無次元量  $q_{exp}/\sqrt{2g(H_{1/3})_0^3}$  をとり、横軸に相当水深有義波高と護岸前面水深との比  $(H_{1/3})_0/h$  をとって、静水面上の天端高と波高との比  $R/(H_{1/3})_0$  をパラメーターとして表示したものである。図の右半分は、 $q_{exp}$  の絶対値を求めるための換算図表である。

【使用例】

前面水深  $h=5\text{m}$ 、天端高  $R=5\text{m}$  の直立護岸に、 $(H_{1/3})_0=3\text{m}$  の波が来襲したときの期待越波流量を計算する。パラメーターの値は、

$$(H_{1/3})_0/h = 0.6, \quad R/(H_{1/3})_0 = 1.67$$

図-23 の左半分により、

$$q_{exp}/\sqrt{2g(H_{1/3})_0^3} = 6 \times 10^{-4}$$

この値を右半分へ水平に移動し、 $(H_{1/3})_0=3\text{m}$  と交わる点の横座標の値を読みとって、

$$q_{exp} = 0.014 \text{ m}^3/\text{m} \cdot \text{sec}$$

と求められる。

図-23、24 の結果を見ると、期待越波流量の幾つかの特性が明らかになる。まず第1に、無次元表示の期待越波流量は  $(H_{1/3})_0/h$  が変化してもそれほど急激に変わらない。これは、期待越波流量が波高の分布範囲にわたって平均化した値である以上当然のことであり、3. および 4. の実験結果でもその傾向が現われていた点である。

防波護岸の越波流量に関する研究

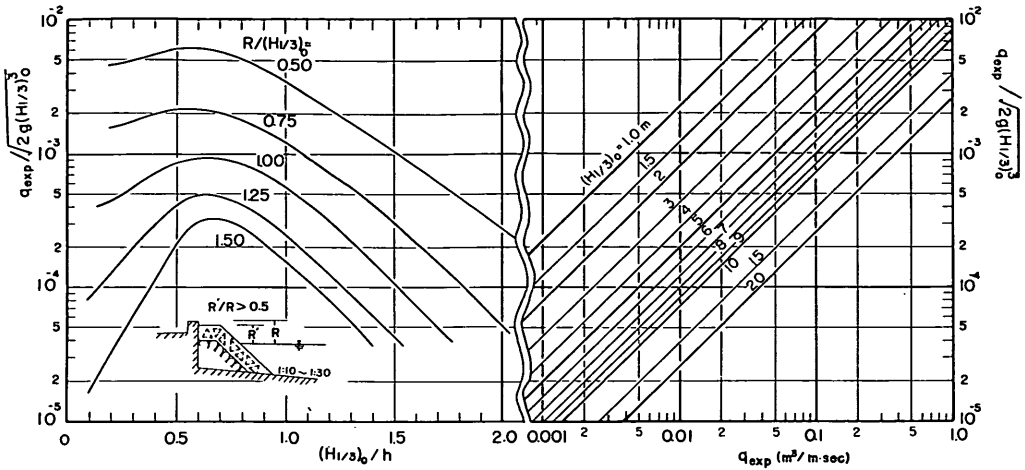


図-24 消波護岸の期待越波流量の算定図表

第2には、上記の計算例でも見られるように、天端高を相当に高くしても、まだかなりの越波流量を生ずることである。したがって、次章でも述べるように護岸背後の排水施設の能力などを再検討してみる必要がある。

第3として、無次元表示の期待越波流量が最大となるのが義波の碎波点近傍であることが挙げられる。すなわち、直立護岸では  $(H_{1/3})_0/h \approx 0.8$ 、消波護岸では  $(H_{1/3})_0/h \approx 0.6$  で最大値を示す。消波護岸のピークが波高のやや小さい所に現われるのは、消波ブロック工によって碎波が促進され、碎波後は消波ブロックによって減勢されるためと解される。もっとも、越波流量の絶対値

としては、もう少し波高の大きい所で最大値を示すことに注意されたい。

さらに、図-23, 24 から期待越波流量と相対天端高との関係を読みとったのが図-25である。碎波前の代表として  $(H_{1/3})_0/h = 0.3$  を左側に、最大越波流量の場合を中央に、碎波後として  $(H_{1/3})_0/h = 1.5$  の場合を右側に示してあり、それぞれ直立護岸、消波護岸を比較してある。図-25 から、消波ブロック工で護岸前面を被覆するのは碎波後の波浪に対して最も効果的であり、碎波前の波に対してはあまり効果がないことが明らかになる。越波流量の許容値が設定された場合、消波ブロック工を設けることによって碎波後の波ではパラペットの天端高を約50%に低めることができるが、最大越波条件ではパラペットを約65%の高さにしか低められず、碎波前の波に対しては約85%の高さに維持しなければならない。

なお、図-23, 24 の使用にあたっては、これらの図が越波流量の概略値を推定するためのものであることに注意されたい。基礎データとして使用した規則波の実験値のばらつき大きさから推定すれば、これらの図から推定した値は実際の値に対して1/2から2倍あるいはそれ以上の誤差範囲にあるのではないと思われる。特に消波護岸の場合の誤差が大きいと考えられる。したがって、図-23, 24 は order estimate 用として使うべきで、実施設計にあたっては越波模型実験を行ない、その結果を用いて式(5)により期待越波流量を計算することが必要である。なお、このための模型実験の要領および期待越波流量の計算方法については、付録に解説したので参照されたい。

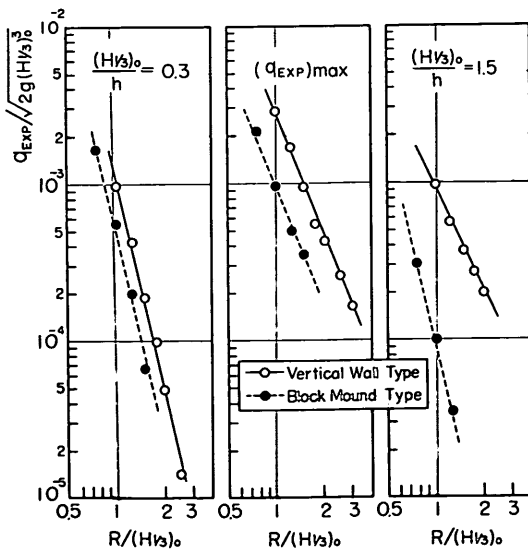


図-25 直立護岸と消波護岸の所要天端高の比較

6. 期待越波流量の許容値および排水工に関する考察

6.1 被災例から見た越波流量の許容値

実際構造物の設計では、越波流量をどの程度まで許容

し得るかが問題となる。これには構造上の強度の問題と、越波した水の排水処理能力の問題との2つがある。

まず前者の検討として、既往の災害の報告例<sup>38)~48)</sup>について被災の程度とそのときの越波流量を推定した結果をとりまとめたのが表-7である。災害時の潮位、波高

表-7 堤防・護岸被災

整理番号	堤防・護岸名	構造諸元				被覆工 <sup>a)</sup>		災害原因
		①	②	③	④	天端	裏法	
[堤防]								
1	幡豆海岸吉田新田堤防	1:2	+4.9	0.6	4.0	コ	土	5313号台風
2	同上	1:2	+4.0	0.6	4.0	土	土	同上
3	豊橋・神野新田堤防	1:1.5	+6.0	0	3.0	土	土	同上
4	三重県若松海岸堤防	1:0.5	+5.2	不明	不明	石	芝	同上
5	長崎港呼崎海岸防潮堤	1:0.7	+9.0 <sup>b)</sup>	0.5	4.0	コ	コ	伊勢湾台風
6	鈴鹿市下箕田海岸堤防	1:1.5	+5.5	0.5	4.0	コ	コ	同上
7	四日市市磯津海岸堤防	1:1.5	+5.5	0.5	4.0	コ	コ	同上
8	川越村亀崎新田堤防	1:2	+5.5	0.5	4.0	コ	土	同上
9	長良川河口城南千拓堤防	1:3.5	+5.5	1.0	5.5	土	土	同上
10	同上 長島海岸堤防	1:3	+6.5	0.5	5.2	芝	芝	同上
11	鍋田千拓堤防	1:0.5	+6.0	0.5	6.0	土	土	同上
12	飛島村海部海岸堤防	1:3.5	+6.0	1.0	3.0	土	土	同上
13	天宝新田堤防	1:1.5	+5.4	不明	不明	コ	コ	同上
14	常滑市西浦小学校前堤防	1:1.5	+5.2	0.8	2.0	コ	コ	同上
15	同上	1:1.5	+5.2	0.8	2.0	土	土	同上
16	知多市布土海岸堤防	1:1.5	+4.5	1.0	2.3	コ	コ	同上
17	知多市富貴海岸堤防	1:1.5	+4.1	0	3.0	コ	コ	同上
18	康衛新田堤防	1:2	+4.8	0.5	2.0	土	コ	同上
19	碧南千拓堤防	1:0.5	+5.7	1.0	3.0	土	土	同上
20	徳島港沖州地区防潮堤	1:1.5	+5.85	1.0	2.0	コ	石	第2室戸台風
[護岸]								
21	鹿児島港塩屋町護岸	1:0.5	+6.0 <sup>b)</sup>	0	—	土	—	ルース台風
22	同上 天保山護岸	直	+7.0 <sup>b)</sup>	1.0	—	石	—	同上
23	神戸市和田岬地区護岸	直	+5.7	2.7	—	コ	—	6523号台風
24	和歌山下津港東亜燃料護岸	直 <sup>c)</sup>	+6.5	3.0	—	コ	—	6420号台風
25	和歌山北港護岸	直	+7.0	4.0	—	コ	—	6523号台風 (11 <sup>h</sup> 30 <sup>m</sup> )
26	別府港弓ヶ浜海岸護岸	直	+5.0	1.0	—	コ	—	同上(10 <sup>h</sup> 10 <sup>m</sup> ) 6414号台風 6420号台風 6515号台風

注) ① 表法勾配, ② バラベット天端高, ③ バラベット高(天端面上), ④ 天端幅

a) [コ]: コンクリート, [土]: 盛土, 葦根土など, [石]: 石張, [芝]: 張芝, を表わす。

b) これは D.L. 上の値であり, 他はすべて T.P. 上の値である。

c) 背後地約 1,200m の間が浸水。平均水深 0.5m, 越波時間 1hr とすると  $\bar{q}=0.167\text{m}^3/\text{m}\cdot\text{sec}$

d) 背後地約 500m の間が 1.5m 以上冠水。越波時間 1hr とすると  $\bar{q}=0.208\text{m}^3/\text{m}\cdot\text{sec}$

防波護岸の越波流量に関する研究

は報告に記載された数値を用いたが、伊勢湾台風については井島・佐藤・青野<sup>49)</sup>の推定値も参考にした。越波流量は図-23によって推定した。被災構造物の中には傾斜堤も多数あるが、オーダーが異なるほどの差異は生じないと考えて、直立護岸に対する図-23を適用した (p. 34

追記を参照されたい)。

これらの構造物の被災状況と期待越波流量との関係を構造様式別に分類して図示すると、図-23 のようになり明瞭な被災限界値が浮び上る。すなわち、表-8 が構造物の破壊を生ずる限界値と推定される。ただし 表-7

時の越波流量の推定

潮位 (m)	波高 (m)	水深 (m)	$q_{exp}$ (m <sup>3</sup> /m·s)	被害概況	資料
+2.7	1.6	4.4	0.004	裏法一部洗掘	佐藤 <sup>38)</sup>
+2.7	1.6	4.4	0.020	全壊	同上
+3.4	2.0	4.4	0.009	数箇所欠壊	愛知県 <sup>39)</sup>
+2.7	2.2	3.5	0.028	被害僅少	佐藤 <sup>38)</sup>
+3.5 <sup>b)</sup>	8.0	3.5	0.090	数箇所破壊	運研 <sup>40)</sup> , 運輸省 <sup>48)</sup>
+3.2	3.3	4.2	0.181	バラベット切断, 裏法陥没	農業土木学会 <sup>42)</sup>
+3.2	3.3	4.2	0.181	2箇所 (160m) 破堤	同上
+3.3	3.0	4.2	0.138	3箇所破堤	同上
+3.4	2.5	4.4	0.061	600m 全壊	同上, 細井ほか <sup>43)</sup>
+3.4	2.5	4.4	0.014	200m 破堤	細井ほか <sup>43)</sup>
+3.5	2.2	4.5	0.023	全壊	農業土木学会 <sup>42)</sup>
+3.9	1.7	4.9	0.007	局部破堤	運研 <sup>41)</sup>
+3.8	1.5	5.0	0.006	越波痕跡のみ	同上
+3.5	2.0	4.5	0.033	越波のみ	同上
+3.5	2.0	4.5	0.033	欠壊	同上
+3.0	1.8	5.0	0.023	被害なし	同上
+3.0	1.8	3.0	0.077	法肩クラックあり	同上
+3.3	2.0	4.7	0.061	全壊	同上, 農業土木学会 <sup>42)</sup>
+3.3	2.0	3.3	0.013	全壊	同上, 同上
+3.4	5.0	3.4	0.223	全面欠壊	運輸省 <sup>48)</sup>
+4.6 <sup>b)</sup>	3.0	2.1	0.115	3箇所崩壊	黒田・石綿 <sup>45)</sup>
+4.6 <sup>b)</sup>	3.5	4.1	0.203	被害なし	同上
+2.5	4.6	11.5	0.166	バラベット飛散, 浸水大 <sup>d)</sup>	港研 <sup>4)</sup> , 山崎・鳥居 <sup>46)</sup>
+2.8	5.0	7.8	0.248	舗装一部陥没, 浸水大 <sup>d)</sup>	三港建 <sup>47)</sup>
+1.3	5.5	9.7	0.109	$\bar{q}_{meas}=0.09$ m <sup>3</sup> /m·sec <sup>f)</sup>	運輸省 <sup>48)</sup>
+1.95	5.5	10.4	0.149	$\bar{q}_{meas}=0.16$ m <sup>3</sup> /m·sec <sup>g)</sup>	同上
+2.3	0.9	1.3	0.0004	$\bar{q}_{meas}=0.0008$ m <sup>3</sup> /m·sec	同上
+2.6	1.8	1.6	0.009	$\bar{q}_{meas}=0.018$ m <sup>3</sup> /m·sec <sup>h)</sup>	同上
+1.2	1.4	0.2	0	$\bar{q}_{meas}=0$	

e) 前面に消波工が +3.5m の高さまで設けられていたが、天端が低いので直立堤と見なす。

f) 測定時間 600sec 中 122.5sec は 0.15m<sup>3</sup>/m·sec のスケールをオーバー。この間の平均流量を 0.25m<sup>3</sup>/m·sec として計算。

g) 同じく 600sec 中 320sec がスケールオーバー。f) と同様にして計算。

h) 時々の高波 ( $T_{1/3}=7.7$  sec)により  $Q=1.26$  m<sup>3</sup>/m・波の越波量。これが10波に1波起きたものと見なす。

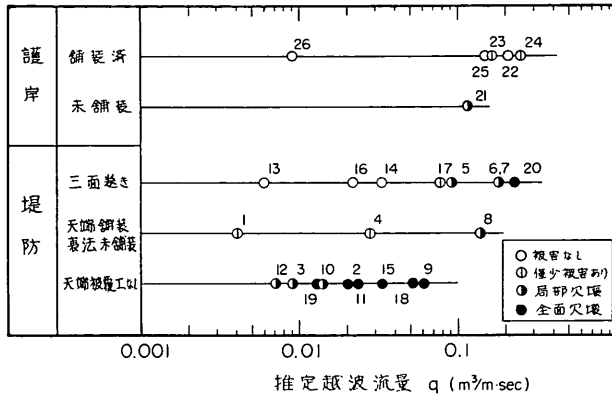


図-26 堤防および護岸の被災状況と越波流量との関係

表-8 越波による海岸保全施設の被災限界越波流量

種 別	被 覆 工	越波流量 $q$ ( $\text{m}^3/\text{m}\cdot\text{sec}$ )
護 岸	背後舗装済み	0.2
	背後舗装なし	0.05
堤 防	コンクリート三面巻き	0.05
	天端舗装, 裏法未施工	0.02
	天端舗装なし	0.005 以下

注) 護岸は裏法面がないもの、堤防は裏法面があって背後地が天端よりも低いものとして分類した。

は台風による被災例なので、波の作用時間が長い季節風による場合は、限界値がさらに低くなる可能性がある。このように被害の程度が  $q$  の絶対値で定まり、 $q$  が波高とともに増大することは、被害を生じさせないためには  $R/H$  を一定にするのではなく、 $H$  が大きいときは  $R/H$  の値も大きく取らなければならないことを示している。たとえば、 $q_{\text{exp}}=0.05 \text{ m}^3/\text{m}\cdot\text{sec}$  とするためには、 $(H_{1/3})_0=2 \text{ m}$  のときは最悪条件でも  $R/(H_{1/3})_0=0.9$  で良いが、 $(H_{1/3})_0=5 \text{ m}$  では  $R/(H_{1/3})_0=1.5$  とする必要がある。また、コンクリート三面巻きの海岸堤防でも、単位時間、単位幅当りの越波流量が  $0.1 \text{ m}^3/\text{m}\cdot\text{sec}$  でかなりの被害を生じている点は、既設構造物の安全性について再検討する必要性を示唆している。

なお、表-7 の No. 23~26 については、現地の越波流量の実測値あるいは推定値が得られている。越波時間、浸水範囲、また記録計のスケールオーバーの処理など調整の余地があるため任意性が残るけれども、結果として期待越波流量の推定値とかなり良く一致している。図-

23 の算定図表は、少なくともオーダー的には現地データで裏付されたといえよう。

### 6.2 排水孔の水理計算

次に排水処理の問題であるが、先に白石・遠藤<sup>2)</sup>は排水溝の流下能力を検討して越波許容量を提案した。しかし、流下した越水の最終処理については考察していない。従来でも、パラペットの基部に小孔を設けて排水をはかる例が時々見られる。しかし、当所で実施した二、三の模型実験の例<sup>4),50),51)</sup>では、相当に大きな排水孔を設けても内側の水位上昇が著しい。ひとつには、開口位置が高く空中へ流出する形になり、内側の水位がある程度上昇しないと流水頭が得られないためもあった。そこで、図-27 のように開口部を波の谷よりも低くした場合の排水について若干の計算を行なってみた。

今、断面積  $A$  の排水孔が護岸の延長  $B$  ごとに1箇所あるとする。越水の貯留部分の幅は  $W$  である。また、波による護岸前面の水位変化を  $\zeta(t)$ 、静水面上の内水位

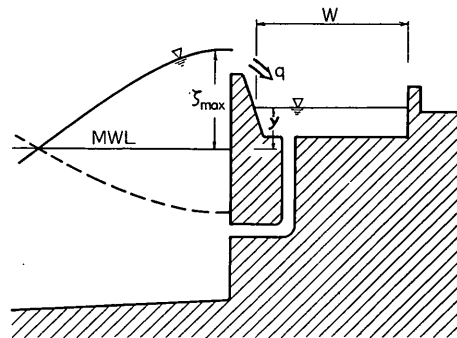


図-27 護岸の排水方式の1例

の高さを  $y(t)$  で表わす。

このような系の解析方法のひとつとしてU字管に対するものがあるが、図-26 の場合は排水管路が短かく、この部分の運動による慣性力はあまり重要でない。むしろ、排水孔を流入、流出する際の損失水頭が重要であり、排水孔を出入する水は内外の水位差によって自由流出すると見なす方が妥当である。したがって、その流速  $v$  は次式で表わされる。

$$v = \begin{cases} C \sqrt{2g(\zeta - y)} \cdots \cdots \zeta > y \\ -C \sqrt{2g(y - \zeta)} \cdots \cdots \zeta < y \end{cases} \quad \cdots \cdots (19)$$

ただし、 $C$  は流入、流出および管路の損失によって定まる係数である。

内水位の時間的変化は、この出入流および越波による流入量によって、

$$WB \frac{dy}{dt} = Bq \pm CA \sqrt{2g|\zeta - y|} \quad \cdots \cdots (20)$$

と表わされる。ここで時間尺度として  $T/2\pi$ 、長さの尺度として  $\zeta_{\max}$  を用いると、上式は次のように無次元化できる。

$$K \frac{dy^*}{d\tau} = S \pm \sqrt{|\zeta^* - y^*|} \quad \cdots \cdots (21)$$

$$\left. \begin{aligned} \text{ここに、} \quad K &= \frac{2\pi}{T} \frac{WB}{CA} \sqrt{\frac{\zeta_{\max}}{2g}} \\ S &= \frac{B}{CA} \frac{q}{\sqrt{2g\zeta_{\max}}} \\ \zeta^* &= \frac{\zeta}{\zeta_{\max}} \\ y^* &= \frac{y}{\zeta_{\max}} \\ \tau &= \frac{2\pi}{T} t \end{aligned} \right\} \quad \cdots \cdots (22)$$

ここで、二、三の単純化された状態を考える。

i)  $\zeta = 0, q = \text{const}$

これは外水位一定の場合で、内水位も一定になる。したがって、 $y(t) = y_1 = \text{const}$  は式 (20) から直ちに求められて

$$y_1 = \frac{1}{2g} \left( \frac{Bq}{CA} \right)^2 \quad \cdots \cdots (23)$$

である。 $q = 0.1 \text{ m}^3/\text{m} \cdot \text{sec}$ ,  $B = 1 \text{ m}$ ,  $A = 0.031 \text{ m}^2$  (直径 20 cm の円孔),  $C = 0.6$  として、 $y_1 = 1.44 \text{ m}$  となる。

ii)  $q = 0$

これは天端が十分高く越波がない代わりに、排水孔を通じて外水位変動が内側へ伝達される場合である。入口を絞られた湾や港の潮波振幅の計算<sup>52), 53)</sup> と同じ手法を

用い、

$$\zeta^* = \sin \tau, \quad y^* = \lambda \sin(\tau - \theta) \quad \cdots \cdots (24)$$

と仮定して誤差を最小とする  $\lambda$  および  $\theta$  を求めると、 $K \gg 1$  を条件として

$$\lambda \doteq \frac{1}{K} \sqrt{\frac{4}{\pi}}, \quad \theta = \cos^{-1}(\lambda) \quad \cdots \cdots (25)$$

すなわち、内水位変動の振幅  $\Delta y$  は

$$\Delta y = \sqrt{\frac{4}{\pi}} \frac{\zeta_{\max}}{K} \cdots \cdots (K \gg 1) \quad \cdots \cdots (26)$$

となる。 $B = 1 \text{ m}$ ,  $W = 10 \text{ m}$ ,  $A = 0.031 \text{ m}^2$ ,  $T = 7 \text{ sec}$ ,  $\zeta_{\max} = 3 \text{ m}$  として、 $\lambda = 0.006$ ,  $\Delta y = 1.8 \text{ cm}$  である。

iii)  $K \rightarrow \infty, q = \text{const}$

今、式 (21) を  $\tau = 0 \sim 2\pi$  で積分すると、定常状態では流入、流出が等しく左辺の積分値が 0 となるから、

$$2\pi S = \int_{\tau_1}^{\tau_2} \sqrt{y^* - \zeta^*} d\tau - \int_{\tau_2}^{\tau_1 + 2\pi} \sqrt{\zeta^* - y^*} d\tau \quad (27)$$

ただし、 $\tau_1, \tau_2$  は  $y^* = \zeta^*$  となる時刻である。ここで  $K \rightarrow \infty$  では  $y^* \doteq \text{const}$  であるから  $y^* \doteq \bar{y}^* = \mu$  とおく。また、 $\zeta^*$  の時間的変化を計算の便宜上、

$$\zeta^* = 1 - \frac{2}{\pi} |\tau| \cdots \cdots |\tau| \leq \pi \quad \cdots \cdots (28)$$

で近似する。こうすると、式 (27) が計算できて

$$S = \frac{1}{3} \{ (1 + \mu)^{3/2} - (1 - \mu)^{3/2} \} \doteq \mu - \frac{1}{24} \mu^3 \cdots \cdots (29)$$

が得られるから、この第 1 近似項を用いると、

$$\bar{y}_2 \doteq \zeta_{\max} S = \frac{Bq}{CA} \sqrt{\frac{\zeta_{\max}}{2g}} \quad \cdots \cdots (30)$$

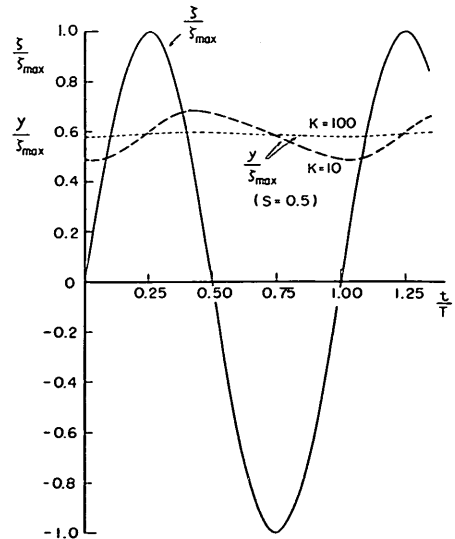


図-28 水位変動の数値計算結果

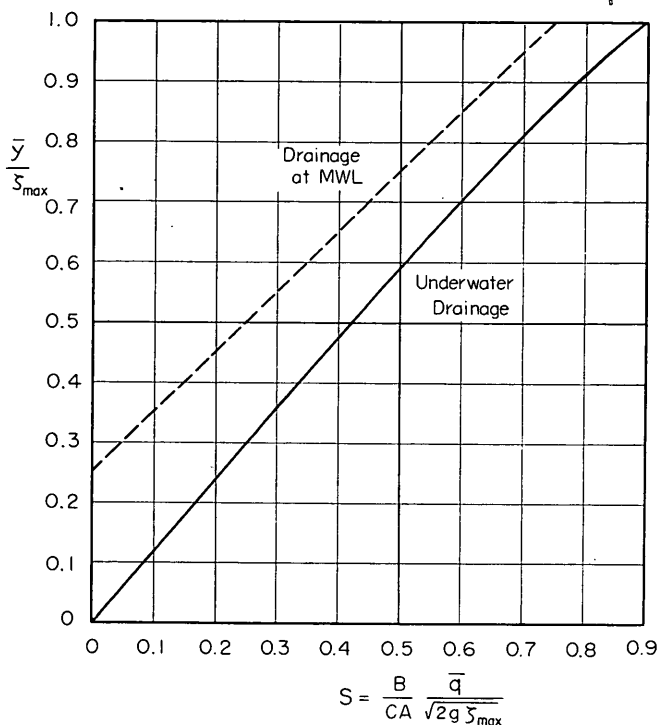


図-29 平均内水位の上昇量の算定図表

が求められる。 $q=0.1\text{ m}^3/\text{m}\cdot\text{sec}$ ,  $B=1\text{ m}$ ,  $A=0.031\text{ m}^2$ ,  $C=0.6$ ,  $\zeta_{\text{max}}=3\text{ m}$  として,  $\bar{y}/\zeta_{\text{max}}\approx 2.1\text{ m}$  である。外水位一定の場合は i) の計算例で  $y_1=1.44\text{ m}$  であったから, 外水位の変動によって内側の平均水位が約 50% 上昇したことになる。

上記以外の一般の場合には, 式(21)を解析的に解くことは不可能である。そこで, 外水位の変化を  $y^*=\sin \tau$  と仮定して式(21)の数値積分を行なった。図-28はその結果の1例で,  $S=0.5$  の場合の  $K=10$  および 100 のときの水位時間曲線である。内水位の振幅  $\Delta y$  は, 式(26)による値よりもやや小さい。ただし,  $q$  が時間的に変動するとして計算した結果では,  $\Delta y$  は式(26)による値よりもやや大きい。防波護岸の場合,  $\Delta y$  はあまり大きくないので, 実用上は式(26)で算定すれば十分である。

平均内水位  $\bar{y}/\zeta_{\text{max}}$  は 図-28 から推察されるように  $K$  の値にほとんど無関係であり, 図-29 の実線のように  $S$  にほぼ比例して上昇する。この上昇率は式(30)の近似解よりもやや大きく,  $\bar{y}/\zeta_{\text{max}}=(1.2\sim 1.1)S$  である。越波量が波の山に集中して流入する状態を想定して計算した結果でも, 平均上昇量は変りない。

図-29 には参考として排水孔の開口部を静水面の高さに設けた場合の  $\bar{y}/\zeta_{\text{max}}$  を破線で併示した。開口位置が高いと, 波の谷で水面が低下して水位差が増大する効果を生かせないため,  $\bar{y}/\zeta_{\text{max}}$  は 0.15~0.25 だけ上昇する。開口部がさらに高い位置にあれば,  $\bar{y}/\zeta_{\text{max}}$  は一層増大する。

今, 内水位の許容値として  $\bar{y}/\zeta_{\text{max}}\leq 0.4$  を仮に設定すると, 図-27 の排水方式の場合で  $S\leq 0.33$  であり,  $\bar{q}=0.1\text{ m}^3/\text{m}\cdot\text{sec}$ ,  $\zeta_{\text{max}}=3\text{ m}$ ,  $C=0.6$  として,  $B/A\leq 15\text{ m}^{-1}$  が要求される。これは 1m 間隔で直径 29cm 以上の排水孔を設けることに相当する。これを静水面の高さで開口するときは,  $S\leq 0.15$  であり,  $B/A\leq 8\text{ m}^{-1}$ , すなわち 1m 間隔で直径 43cm 以上の排水孔が必要になる。

### 6.3 排水工の計画越波流量について

防波護岸や海岸堤防の設計方針として, 構造的に許容し得る範囲内においてある程度の越波を最初から見込む場合には, 計画越波流量の値が重要な要素となる。この値は, 本報告で述べた方式で求められる期待越波流量そのままではなく, ある程度割増した値を用いる必要がある。これは, その計算方式から明らかなように, 数百波

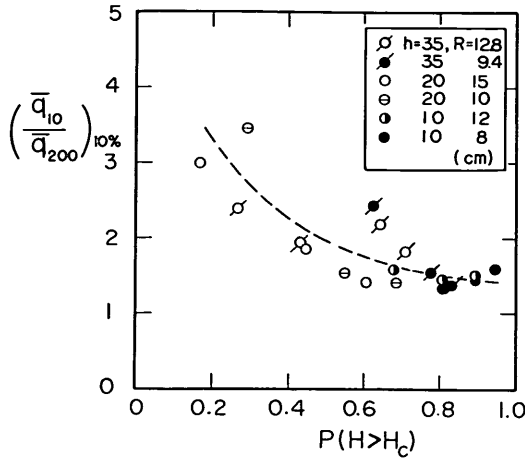


図-30 越波流量の変動係数

以上の平均流量として求められるものであるから、背後地の浸水計算などには適しても、短時間に排水を行なう場合などは波高変動に伴う越波流量の変動を見込まなければならぬためである。

試みに、3. および 4. で述べた直立壁の越波実験のデータについて、約10波平均の越波流量  $\bar{q}_{10}$  が、約200波平均の値  $\bar{q}_{200}$  からどの程度変動するかを調べたのが 図-30 である。実験では1回に約10波ずつ測定し、これを20回繰り返しているの、各回の平均流量が  $\bar{q}_{10}$  である。この20回の測定のうち、上から2番目、すなわち10回に1回期待される最大値を表示したものである。図の横軸は、越波限界波高  $H_e$  を越える波高の出現確率である。 $H_e$  が相対的に低く、大半の波が越波するようなときは  $\bar{q}_{10}$  の変動が小さい。しかし  $H_e$  が高く越波がなかなか起きないようなときは、時々来襲する1~2波の高波の大きさで越波量が定まるため、 $\bar{q}_{10}$  の変動が大きくなる。

排水工として 図-27 の型式を用いる場合は、次のように考えれば良いのではないと思われる。

- i) 設計条件に対して、模型実験の結果により、あるいは簡略計算として 図-23 を用いて  $q_{exp}$  を定める。
- ii) 規則波としての越波限界波高  $H_e$  を求める。
- iii) 波高のレーリー分布を仮定して  $H_e$  の超過出現確率を求め、図-30 を参照して越波流量の変動係数  $\alpha$  を定める。
- iv) 排水孔の断面および内水位の高さについては、越波流量として  $\alpha \cdot q_{exp}$  の値を用い、 $y_{max} = \bar{y} + \Delta y$  を 図-29 および式(26)で計算する。

v) 背後の防潮壁の高さとしては、iv) の内水位  $y_{max}$  に加えて、 $H = 0 \sim H_{max}$  において最大越波量を与える波が1波越流したときの水位上昇分を余裕として見込む。

なお、背後の防潮壁との間の距離は、越波の飛び込みを受けとめられるよう、10~20m は必要であろう。

また、神戸市和田岬地区<sup>48)</sup>や和歌山北港<sup>50)</sup>の防波護岸のように排水路を設けてしゃへい水域へ流下させる場合には、水路を流下中に越波流量の変動が時間的、場所的に平均されるはずであるから、変動係数として1.5倍ほどを考えれば良いと思われる。

## 7. 結 論

以上の実験および計算によって明らかになったことを要約すると、次のとおりである。

- 1) 不規則な波群の波による越波量の時間平均値、すなわち不規則波の越波流量は、規則的な波による越波流量よりも波高による変化が緩やかである。
- 2) 直立壁を越える不規則波の越波量は、個々の波に対する規則波の越波量の積み重ねとして取り扱うことが可能である。
- 3) 不規則波の越波流量を規則波の実験データと波高の出現度数によって計算した期待越波流量の値は、重複波領域および碎波領域における直立壁の実験値の0.8~1.8倍であり、期待越波流量の計算方式は十分実用に供し得るものと判断される。
- 4) 既往の各種の越波実験データを整理した結果、越波流量の無次元表示として、直立護岸に対して 図-18、消波護岸に対して 図-19 が得られた。
- 5) 実際構造物の期待越波流量は、直立護岸については 図-23、消波護岸については 図-24 により、その概略値を推定することができる。
- 6) 上記の期待越波流量の算定図表を用いて、海岸堤防、護岸の被災例の解析を行なった結果、構造様式別の被災限界越波流量が表-8のように求められた。この結果は、海岸保全施設の設計を相対天端高  $R/H$  ではなく、越波流量の絶対値に基づいて行なうべきことを示唆するものである。
- 7) 越水処理のための前面排水孔としては、従来のものよりも遙かに大きな断面が必要であり、これは 図-29 で計算することができる。

なお、5. でも述べたように、越波の現象は構造物の形状や設置条件によって微妙に変化するため、越波流量



の一般図表化はそれ相当の誤差を伴うものである。この意味で、期待越波流量の算定図表(図-23, 24)はあくまでも簡略計算用であり、重要施設に対しては規則波の模型実験を行なって  $q-H_0'$  曲線を求め、式(5)で  $q_{exp}$  を計算すべきことを強調したい。

### 謝 辞

本研究の実施にあたっては、いろいろな方から御援助、御協力頂いた。

まず、既往実験データの整理にあたっては、東北大学沼田 淳助教授、徳島大学三井 宏助教授、中部工業大学高田 彰助教授、KK日本テトラポッド遠藤泰司氏の各位から貴重な実験資料を御提示頂いた。

また、不規則波発生水路の使用にあたっては、当所水工部観測調査課の各位に種々の便宜をはかって頂いた。

さらに、実験ならびにデータ整理は、さきに当所水工部波浪研究室員であった竹田英章技官の尽力によるところが大きい。重複波領域における実験は、竹田技官が前波浪研究室員阿部淑輝技官および現室員の福森利夫技官の協力を得て実施したものである。碎波領域における実験は、波浪研究室の伊藤正彦技官が福森利夫技官ならびに笹田 正技官とともに実施したものである。

本研究は上記の各位の御援助、御協力なしには遂行できなかったものであり、ここに記して謝意を表する次第である。

なお、排水孔の水理計算にあたって当所計算室の電子計算機 TOSBAC 3400 を使用したことを付記する。

### 【追記】

本稿提出後に発表された富永・佐久間<sup>54)</sup>の実験によれば、斜面堤に波返し工を設けた場合は、越波量が鉛直堤の場合に近くなる(風のある場合も含めて)と推定される。表-7で解析した斜面堤型式の海岸堤防・護岸のほとんどは波返し工が設けられた構造であり、これらの越波量を直立壁に対する図-23を用いて推定したことは、結果として大過なかったと判断される。

### 参 考 文 献

- 1) たとえば、土木学会：海岸保全施設設計便覧(改訂版)，1969年，p. 54.
- 2) 白石直文・遠藤泰司：消波工に関する二、三の問題，第10回海岸工学講演会講演集，1963年，pp. 138-143.
- 3) 永井莊七郎・高田 彰：海岸堤防の越波におよぼす消波堤の効果，第11回海岸工学講演会講演集，1964年，pp. 279-286.
- 4) 運輸省港湾技術研究所水工部：神戸市西神戸地区防波護岸模型実験報告，1966年，59 pp.
- 5) 合田良実・竹田英章：不規則波に対する護岸の期待越波流量について，第15回海岸工学講演会講演集，1968年，pp. 259-266.
- 6) Tsuruta, S., and Goda, Y.: Expected discharge of irregular wave overtopping, *Proc. 11th Conf. Coastal Eng.*, London, 1968, pp. 833-852.
- 7) 合田良実：不規則波に対する護岸の期待越波流量について(第2報)，第17回海岸工学講演会論文集，1970年，pp. 125-132.
- 8) 合田良実：波浪の数値計算——波浪スペクトル理論の応用例——，1970年度水工学に関する夏期研修会講義集，土木学会水理委員会，1970年，pp. 01-1~23.
- 9) Nath, J.H. and Harleman, D.R.F.: Dynamics of fixed towers in deep-water random waves, *Jour. Waterways and Harbors Div., Proc. ASCE*, Vol. 95, No. WW4, 1969, pp. 539-556.
- 10) Longuet-Higgins, M.S.: On the statistical distribution of the heights of sea waves, *Jour. Marine Res.*, Vol. XI, No. 3, 1952, pp. 245-265.
- 11) Goda, Y.: Numerical experiments on wave statistics with spectral simulation, *Rept. Port and Harbour Res. Inst.*, Vol. 9, No. 3, 1970, pp. 3-57.
- 12) Bretschneider, C.L.: Wave variability and wave spectra for wind-generated gravity waves, *U.S. Army Corps of Engineers, Beach Erosion Board, Tech. Memo. No. 113*, 1959, 192 pp.
- 13) Tsuruta, S.: A tentative design of an irregular wave generator, *Modern Trends in Hydraulic Engineering, Golden Jubilee Symposia*, Vol. 2, Central Water and Power Res. Station, Poona, 1966, pp. 55-59.
- 14) 合田良実：造波水路における波浪実験の二、三の問題点について，第15回海岸工学講演会講演集，1968年，pp. 50-57.
- 15) 合田良実：波浪に関する水理模型実験，港湾技術研究所専門研修テキスト，1969年，115 pp.
- 16) Bretschneider, C.L. (contributor): *Handbook of Ocean and Underwater Engineering*, McGraw-Hill, 1969, p. 12-16.
- 17) 岩崎敏夫・沼田 淳：消波工の越波防止効果に関する一実験，第14回海岸工学講演会講演集，1967年，pp. 123-128.
- 18) 吉川秀夫・椎貝博美・河野二夫：海岸堤防の越波に関する基礎的研究(1)，第14回海岸工学講演会講演集，1967年，pp. 118-122.
- 19) Saville, T. Jr. and Caldwell, J.M.: Experimental study of wave overtopping on shore structures, *Proc. Minnesota Intern. Hydraulics Conv.*, I.A.H.R., 1953, pp. 261-269.

防波護岸の越波流量に関する研究

- 20) Saville, T. Jr.: Laboratory data on wave run-up and overtopping on shore structures, *U.S. Army Corps of Engineers, Beach Erosion Board, Tech. Memo. No. 64*, 1955, 32 pp.
- 21) 三井 宏: 海岸堤防の越し波防止効果に関する研究, 京都大学大学院工学研究科修士論文, 1957年, 後述文献 23) による。
- 22) Ishihara, T., Iwagaki, Y. and Mitsui, H.: Wave overtopping on sea walls, *Coastal Engineering in Japan*, Vol. 3, JSCE, 1960, pp. 53-62.
- 23) 岩垣雄一: 海岸堤防論, 1964年度水工学に関する夏期研修会講義集, 土木学会水理委員会, 1964年, pp. 08-1~41.
- 24) 岩垣雄一・土屋義人・井上雅夫: 由比海岸堤防の越波に関する模型実験, 第10回海岸工学講演会講演集, 1963年, pp. 132-137.
- 25) 合田良実・柿崎秀作: 有限振幅重複波ならびにその波圧に関する研究, 港湾技術研究所報告第5巻10号, 1966年, p. 35.
- 26) 岩垣雄一・酒井哲郎: 有限振幅波の shoaling について, 第14回海岸工学講演会講演集, 1967年, pp. 1~7.
- 27) 本間 仁・安芸政一編: 物部水理学, 岩波書店, 1962年, p. 222.
- 28) 辰己寿男: 大分臨海工業地帯における埋立地の消波護岸の設計について, 第11回海岸工学講演会講演集, 1964年, pp. 239-246.
- 29) 富永正照・佐久間襄: 越波防止のための消波工について, 第13回海岸工学講演会講演集, 1966年, pp. 183-190.
- 30) 永井莊七郎・大坪崇彦・遠藤正男: 深い水深における消波堤に関する研究, 第14回海岸工学講演会講演集, 1967年, pp. 182-187.
- 31) 高田 彰: 消波護岸越波量実験資料, 1967年
- 32) 古谷浩三・鴻上雄三・近藤俊郎: テトラポッド防波堤に関する実験的研究, 第8回海岸工学講演会講演集, 1961年, pp. 91-96.
- 33) 森平倫生・樋水幸雄: 海岸堤防・護岸の所要天端高におよぼす消波工の効果に関する研究, 港湾技術研究所水工部部内資料, 1967年.
- 34) Goodknight, R.C. and Russel, T.L.: Investigation of the statistics of wave heights, *Jour. Waterways and Harbors Div., Proc. ASCE*, Vol. 89, No. WW2, 1963, pp. 29-54.
- 35) Collins, J.I.: Wave statistics from Hurricane Dora, *Jour. Waterways and Harbors Div., Proc. ASCE*, Vol. 93, No. WW2, 1967, pp. 59-77.
- 36) 合田良実・永井康平: 名古屋港内における波浪観測第2報, 港湾技研資料 No. 61, 1968年, 64 pp.
- 37) 井島武士・松尾隆彦: 砕波帯の波の研究(1)——観測法および例——, 第15回海岸工学講演会講演集, 1968年, pp. 36-40.
- 38) 佐藤清一: 海岸堤防の設計について, 海岸工学研究発表会論文集, 1954年, pp. 105-111.
- 39) 愛知県: 昭和28年13号台風海岸復興誌, 1957年.
- 40) 運輸技術研究所港湾水工部: 伊勢湾台風被害調査中間報告(三重県下), 1960年, 44 pp.
- 41) 同上: 伊勢湾台風調査報告(愛知県下), 1960年, 142 pp.
- 42) 農業土木学会: 伊勢湾台風災害対策調査報告書, 1960年, 218 pp.
- 43) 細井正延・富永正照・三井 宏・岸 力: 伊勢湾台風における被害と対策, 第7回海岸工学講演会講演集, 1960年, pp. 185-194.
- 44) 鶴田千里・合田良実: 伊勢湾台風による建造物の被害とその特性, 第7回海岸工学講演会講演集, 1960年, pp. 195-199.
- 45) 黒田静夫・石綿知治: 防災工学, 山海堂, 1960年 p. 238.
- 46) 山崎 博・島居幸雄: 西神戸高潮対策事業における消波護岸構造決定について, 第13回海岸工学講演会講演集, 1966年, pp. 191-197.
- 47) 運輸省第三港湾建設局: 第6420号台風に関する調査, 1965年.
- 48) 運輸省港湾局防災課: 海岸調査報告書——海岸構造物の機能効果について——, 1967年.
- 49) 井島武士・佐藤昭二・青野 尚: 伊勢湾台風による外海および伊勢湾沿岸の波, 第7回海岸工学講演会講演集, 1960年, pp. 149-161.
- 50) 運輸省港湾技術研究所水工部: 神戸港ポートアイランド防波護岸波浪実験報告書, 1969年, 71 pp.
- 51) 同上: 東京港竹芝さん橋防潮壁波浪実験報告書, 1969年, 48 pp.
- 52) 浜田徳一・寺西孝雄・原中祐人: 高知港口の模型実験について, 運輸技術研究所報告第3巻9-10号, 1953年, pp. 7-9.
- 53) 運輸省港湾局調査設計室: 長周期波に対する防波堤の効果について, 1962年.
- 54) 富永正照・佐久間襄: 海岸堤防の越波量について, 第17回海岸工学講演会論文集, 1970年, pp. 133-140.

記号一覧表\*

- $a$ : Weibull 分布の係数(式7)
- $A$ : 護岸前面の排水孔の断面積 ( $m^2$ )
- $B$ : 排水孔1箇あたりの護岸延長 ( $m$ )
- $c$ : 直立壁の溢流係数
- $C$ : 排水孔の損失係数
- $E$ : 造波板の出力表示値
- $E(f)$ : 波のパワースペクトル密度 ( $m^3 \cdot sec$ )
- $f$ : 周波数 ( $c/s$ )

\* 各記号の単位は, m-sec 系の場合のものを示した。単位のないものは無次元量である。

- $g$ : 重力の加速度 (=9.8 m/sec<sup>2</sup>)  
 $h$ : 水深 (m)  
 $H$ : 波高 (m)  
 $\bar{H}$ : 平均波高 (m)  
 $H_c$ : 越波限界波高 (m)  
 $H_{\max}$ : 波群中の最高波高 (m)  
 $H_0$ : 深水波高 (m)  
 $H_0'$ : 相当深水波高 (m)  
 $H_{1/10}$ : 1/10 最大波高 (m)  
 $H_{1/3}$ : 有義波高 (m)  
 $(H_{1/3})_0$ : 相当深水有義波高 (m)  
 $i$ : 海底勾配, または順序を表わす整数  
 $j$ : 波高区分の順序を表わす整数  
 $k$ : 波頂高と波高との比,  $\zeta_{\max}/H$   
 $K$ : 排水孔の相対的大きさを表わすパラメーター (式 22)  
 $L_0$ : 深水波長 ( $=\frac{g}{2\pi}T^2$ )  
 $m$ : Weibull 分布 (式 7) の指数  
 $M$ : 波高区分または波高・周期区分の数  
 $n_i$ : 波高  $H_i$ , 周期  $T_i$  の波の出現度数  
 $n_j$ : 波高区分 ( $H_j - \frac{1}{2}\Delta H$ ) から ( $H_j + \frac{1}{2}\Delta H$ ) の間の波の出現度数  
 $N$ : 総波数  
 $p(\eta)$ : 相対波高  $\eta$  の出現確率密度  
 $p(H)$ : 波高  $H$  の出現確率密度  
 $P(\eta)$ : 相対波高  $\eta$  の分布関数, すなわち未超過確率  
 $q$ : 越波流量, すなわち単位幅・単位時間あたりの越波量 (m<sup>3</sup>/m・sec)  
 $\bar{q}$ : 平均越波流量 (m<sup>3</sup>/m・sec)  
 $q_{\text{exp}}$ : 期待越波流量 (m<sup>3</sup>/m・sec)  
 $q_{\text{meas}}$ : 平均越波流量の測定値 (m<sup>3</sup>/m・sec)  
 $\bar{q}_{10}$ : 10波平均の越波流量 (m<sup>3</sup>/m・sec)  
 $\bar{q}_{200}$ : 200波平均の越波流量 (m<sup>3</sup>/m・sec)  
 $Q$ : 1波あたりの越波量 (m<sup>3</sup>/m・sec)
- $R$ : 静水面上の護岸, 堤防の天端高 (m)  
 $R'$ : 静水面上の消波工の天端高 (m)  
 $S$ : 越波の相対的強さを表わすパラメーター (式 22)  
 $t$ : 時間 (sec)  
 $T$ : 周期 (sec)  
 $\bar{T}$ : 平均周期 (sec)  
 $T_{\max}$ : 最高波の周期 (sec)  
 $T_{1/10}$ : 1/10 最大波周期 (sec)  
 $T_{1/3}$ : 有義波周期 (sec)  
 $v$ : 排水孔を出入する水の流速 (m/sec)  
 $V$ : 風速 (m/sec)  
 $V_m$ : 模型風速 (m/sec)  
 $V_p$ : 現地風速 (m/sec)  
 $W$ : バラベットと背後の防潮壁との距離 (m)  
 $y(t)$ : 越波によるバラベット背後の内水位 (m)  
 $\bar{y}$ : 内水位の平均値 (m) (図-29 参照)  
 $y^*$ : 無次元内水位,  $y/\zeta_{\max}$   
 $y_{\max}$ : 内水位の最大値 (m)  
 $y_1$ : 外水位一定の場合の内水位 (m) (式 23)  
 $y_2$ :  $K \rightarrow \infty$  の場合の内水位の近似値 (m) (式 30)  
 $\Delta y$ : 内水位の振動振幅 (m) (式 26)  
 $\alpha$ : 越波流量の変動係数 (図-30 参照)  
 $\beta$ :  $(H_{1/3})_0/\bar{H}_0 = 1.60$   
 $\gamma$ : Euler の定数, 0.5772……  
 $\epsilon$ : 波のスペクトル幅パラメーター  
 $\zeta(t)$ : 護岸前面における波の水位 (m)  
 $\zeta_{\max}$ : 静水面上の波頂高 (m)  
 $\zeta^*$ : 無次元の外水位,  $\zeta/\zeta_{\max}$   
 $\eta$ : 相対波高,  $H/\bar{H}$   
 $\theta$ : 内水位の位相遅れ  
 $\lambda$ : 内水位の無元振幅  
 $\mu$ : 平均内水位の近似値の無次元表示値  
 $\pi$ : 円周率, 3.14159…  
 $\tau$ : 無次元時間,  $2\pi t/T$

付録： 模型実験による期待越波流量の算定方法

1. ま え が き

本文でも述べたように、図-23, 24 の期待越波流量の算定図表は、その概略値を求めるためのもので、重要施設の計画、設計にあたっては、水理模型実験によって期待越波流量を算定することが望ましい。しかし、水理実験の実施にあたっては波高の検定方法について十分注意する必要があり、また期待越波流量の計算方法など本文だけではわかりにくいと思われるので、ここに付録として実験要領および計算方法を解説することにした。

2. 実験に用いる波浪および潮位の諸元

(1) 潮 位

設計高潮位 H.H.W.L. を基本とし、必要に応じ H.W.L., M.W.L., またはその他の潮位を追加する。

(2) 波 高

設計有義波高  $H_{1/3}$  を基本とし、 $(0.7\sim 2.0)H_{1/3}$  程度の範囲について波高を細かく変えて実験を行なう。

(3) 周 期

設計有義波周期  $T_{1/3}$  を用いる。周期として選択に幅があるときは、長め目の周期を用いる。

3. 模型縮尺

(1) 縮尺の決定

模型縮尺は次の要素を考慮して決定する。

- i) 造波装置が $2H_{1/3}$ 程度の波高を発生できること。
- ii) 模型波が  $H_{1/3}$  に対して 10 cm 以上、 $T_{1/3}$  に対して 1.5 秒以上となること。
- iii) 沖側の水深を模型設置地点よりも 20 cm 以上深くした状態で、模型を水路内に設置できること。

iv) 消波工を用いる構造案の場合は、手持ちの模型コンクリートブロックの大きさが現地の値に対応できること。

実施例では、縮尺 1/10~1/50 のことが多い。

(2) 縮尺換算

各諸元の換算は、歪なしフルード相似則による表-A・1で行なう。なお、実験結果の表示は、原則として現地換算値による。

4. 模型製作

(1) 海底地形

構造物設置地点から数波長沖合までの地形を水路内に再現する。ただし、海底地形の変化が少ないときは平均的な海底勾配に合わせた一様斜面で代表させて良い。模型海底としては板張斜面を標準とする。この際、水路側壁との隙き間はパテなどでしっかりとふさぐ。

構造物設置地点の模型海底面は、一様水深部の水路床面よりも 20 cm 以上高くする。現地の海底勾配がきわめて緩やかなときは、模型の海底勾配を 1/50 まで急にして良い。

(2) 護岸模型

護岸の模型は、その形状が現地構造物と縮尺に従って相似であれば、製作方法は任意で良い。ただし消波工については、マウンド捨石および消波ブロックの寸法、比重を合わせ、積み方も現地と同じにする。

(3) 越波量測定装置

越波量を正確に測定できるよう適宜工夫する。

5. 実験方法

(1) 有効測定時間の計算

表-A・1 模型縮尺の換算表

諸 元	換 算 率	例	模型数値例	現地数値例
模 型 寸 法	$l_r$	1/25	20 cm	5.0 m
波 高	$H_r = l_r$	1/25	16 cm	4.0 m
周 期	$T_r = l_r^{1/3}$	1/5	2.4 sec	12.0 sec
1 箇 当 り 重 量	$W_r = l_r^3$	1/15,625	1.38 kg	20 ton
1 波 当 り 単 位 幅 当 り の 越 波 量	$Q_r = l_r^3$	1/625	9.6 cm <sup>3</sup> /cm・波	0.6 m <sup>3</sup> /m・波
単 位 幅 ・ 単 位 時 間 当 り の 越 波 流 量	$q_r = l_r^{3/2}$	1/125	4.0 cm <sup>3</sup> /cm・sec	0.05 m <sup>3</sup> /m・sec

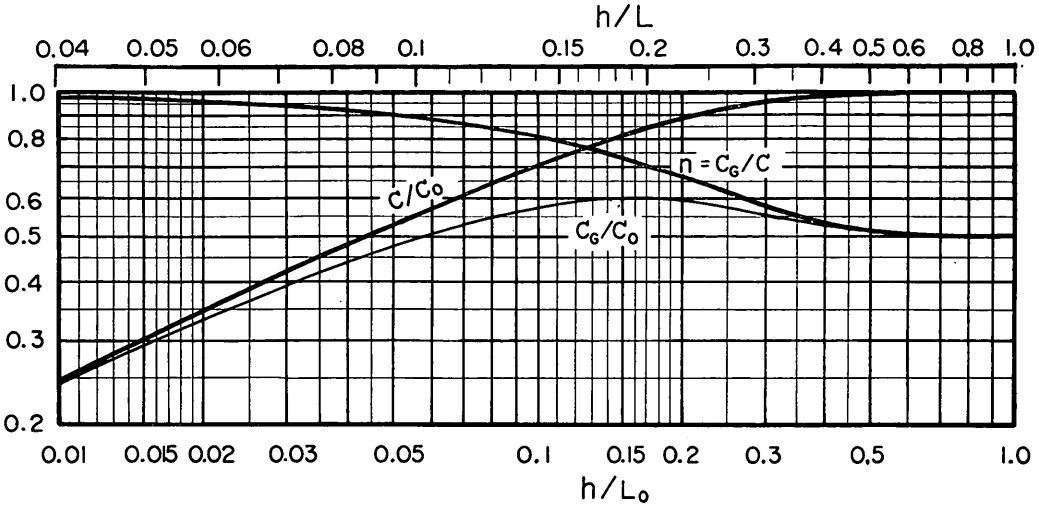


図-A・1  $C_g/C_0$  および  $C/C_0$  の算定図表

造波板駆動後、測定開始までの時間  $t_s$  は、群速度  $C_g$  を用いて計算し、測定打ち切りまでの時間  $t_e$  は、波速  $C$  を用いて求める。一様水深部の距離を  $l_1$ 、斜面上の距離を  $l_2$  とすると、

$$t_s = \frac{l_1}{(C_g)_1} + \frac{l_2}{(C_g)_2} \quad \dots\dots (A \cdot 1)$$

$$t_e = 3 \left[ \frac{l_1}{C_1} + \frac{l_2}{C_2} \right] \quad \dots\dots (A \cdot 2)$$

ただし、 $C_2$ 、 $(C_g)_2$  は斜面上の平均水深に対応する波速、ならびに群速度である。有効測定時間は、この差である。

$$t_{\text{eff}} = t_e - t_s \quad \dots\dots (A \cdot 3)$$

波速および群速度の計算には、図-A・1 を用いると便利である。

〔計算例 1〕

本文の 図-1 で  $h=20$  cm に模型を設置した場合の  $T=1.77$  sec の波について  $t_s$ 、 $t_e$ 、 $t_{\text{eff}}$  を求める。

図から、  $l_1=11.7$  m,  $h_1=60$  cm

$l_2=6.5$  m,  $h_2=40$  cm

深水波の諸元は  $L_0=1.56T^2=4.88$  m,  $C_0=1.56T=2.76$  m/sec であるから、図-A・1 により、

$$h_1/L_0=0.123 \quad C_1/C_0=0.77 \quad \therefore C_1=2.12 \text{ m/s}$$

$$(C_g)_1/C_0=0.60 \quad \therefore (C_g)_1=1.66 \text{ m/s}$$

$$h_2/L_0=0.082 \quad C_2/C_0=0.65 \quad \therefore C_2=1.79 \text{ m/s}$$

$$(C_g)_2/C_0=0.55 \quad (C_g)_2=1.52 \text{ m/s}$$

したがって式 (A・1)~(A・3) により

$$t_s = \frac{11.7}{1.66} + \frac{6.5}{1.52} = 11.3 \text{ sec}$$

$$t_e = 3 \times \left( \frac{11.7}{2.12} + \frac{6.5}{1.79} \right) = 27.5 \text{ sec}$$

$$t_{\text{eff}} = 27.5 - 11.3 = 16.2 \text{ sec}$$

(2) 実験波の検定

護岸模型の設置前に波の検定を行ない、造波板の振幅と発生波高の関係を求める。波高は、模型設置地点、および斜面の先端から半波長程度沖側の一様水深部、の2点で測定する。測定対象は、(1) で計算した有効測定時間内の波とし、平均波高を求める。ただし、周期の短かい波などで、有効測定時間内において波高変動が見られる場合には、最大波高についても記録する。また測定は、原則として3回以上繰り返す。

造波板の振幅は、発生波高が  $(0.7 \sim 2.0)H_{1/3}$  の範囲で5~10通りに変化するように調整する。

2地点の測定波高の平均値は、浅水係数  $K_s$  を用いてそれぞれ深水波高に換算する。ただし砕波後の波については換算を行なわない。

$$(H_1)_0 = H_1 / K_{s1} \quad \dots\dots (A \cdot 4)$$

$$(H_2)_0 = H_2 / K_{s2} \quad \dots\dots (A \cdot 5)$$

この2つの深水波高は、水路内の波高減衰や波高変動その他の影響で、若干の差異を示す。このため、各造波板振幅について  $(H_2)_0$  と  $(H_1)_0$  の比  $r$  を求め、模型位置で砕波となる前の波について  $(H_2)_0 / (H_1)_0$  の平均値  $\bar{r}$  を計算する。相当深水深高  $H_0'$  は、一様水深部の測定波高から換算した深水波高に、この平均波高比  $r$  を乗じて算出する。

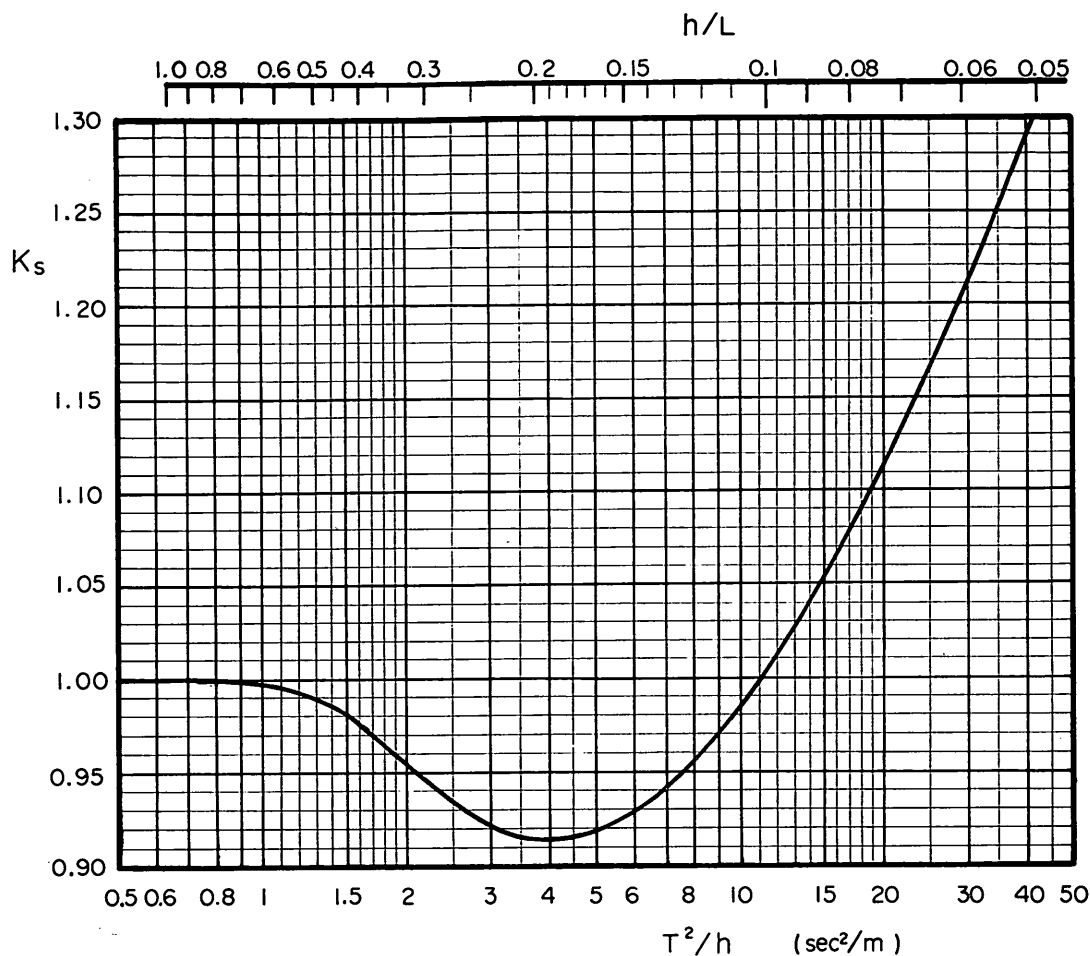


図-A・2 浅水係数  $K_s$  の算定図表

ここに、
$$\left. \begin{aligned} H_0' &= \bar{r}(H_1)_0 \\ \bar{r} &= (H_2)_0 / (H_1)_0 \end{aligned} \right\} \quad (\text{A} \cdot 6)$$
 なお、浅水係数  $K_s$  の算出には、図-A・2 が便利である。

〔計算例 2〕

本文の 4. の実験のうち、 $h=20\text{ cm}$ 、 $R=10\text{ cm}$  のデータを縮尺 1/25 と想定して、上記の計算を行なう。

現地換算値は

$$T_p = 8.85\text{ sec}, \quad h_1 = 15\text{ m}, \quad h_2 = 5\text{ m}$$

図-A・2 により、

$$T^2/h_1 = 5.2 \quad \therefore K_{s1} = 0.920$$

$$T^2/h_2 = 15.7 \quad \therefore K_{s2} = 1.062$$

実験データおよび相当深水波高の計算結果は、表-A・2 のとおりである。この例では、一様水深部と模型設置位置との間でかなり強い減衰が生じている。

(3) 越波量の測定

越波量は、有効測定時間内の波について、たとえば第 3～11 波などのように対象とする波を定めてこれによる総越波量を測定し、これを単位幅・単位時間あたりの越波流量に換算する。

この測定は、造波板振幅が波の検定時と同一であるよう注意して行ない、原則として 3 回以上繰り返す。なお、越波測定時には波高測定を行なわない。参考として沖波および前面波高を記録しても良いが、これから入射波高を決定してはならない。

前記の実験における越波流量の現地換算値は、表-A・2 の最右欄に示した。

(4)  $q-H_0'$  曲線の作成

越波流量  $q$  と相当深水波高  $H_0'$  との関係は本文の図

表-A・2 相当深水深高の計算例  
 $T_p=8.85 \text{ sec}$ ,  $h_p=5 \text{ m}$ ,  $R_p=2.5 \text{ m}$

造波出力 $E$	波高測定値 (m)		深水波高 (m)		波高比 $r$	相当深水波高 (m) $H_0'$	測定越波流量 $q \text{ (m}^3/\text{m}\cdot\text{sec)}$
	$H_1$	$H_2$	$(H_1)_0$	$(H_2)_0$			
3.0	1.00	0.95	1.09	0.90	0.826	0.96	0
3.5	1.30	1.25	1.41	1.18	0.837	1.24	0
4.0	1.70	1.75	1.85	1.65	0.892	1.62	0.0039
4.5	2.20	2.15	2.39	2.02	0.845	2.10	0.0250
5.0	2.55	2.55	2.77	2.40	0.866	2.43	0.144
5.5	2.95	3.00	3.21	2.82	0.879	2.82	0.307
6.0	3.20	3.55	3.48	3.34	0.960	3.06	0.465
7.0	4.00	4.25	4.34	4.00	0.922	3.81	0.734
8.0	4.70	4.50	5.11	砕波	—	4.49	0.775
9.0	5.55	3.90	6.03	砕波	—	5.29	0.810
10.0	6.10	3.30	6.63	砕波	—	5.82	0.818

平均  $\bar{r}=0.878$

-14~17 のような形にプロットし、データを平滑化した曲線を引く。

$$(H_{1/3})_0 = 2.50/1.062 = 2.35 \text{ m}$$

$$\bar{H}_0 = 0.626 \times 2.35 = 1.47 \text{ m}$$

6. 期待越波流量の計算

(2) 波高の出現確率の計算

波高の出現確率は、式(16)のレーリー分布によって求める。この計算は、表-A・3 を用いて行なうのが便利で

(1)  $(H_{1/3})_0$  および  $\bar{H}_0$  の計算

設計有義波高が沖合における値として与えられている場合は、沖合から構造物設置地点までの間の屈折係数  $K_r$  および岬や防波堤などによる回折係数  $K_d$  を乗じて、相当深水有義波高を算出する。

$$(H_{1/3})_0 = K_r \cdot K_d \cdot H_{1/3} \quad \dots\dots (A\cdot7)$$

ただし回折現象を生じない場合は  $K_d=1.0$  とする。

設計有義波高が構造物設置地点における値として与えられている場合は、浅水係数を用いて相当深水有義波高を算出する。

$$(H_{1/3})_0 = H_{1/3} / K_s \quad \dots\dots (A\cdot8)$$

この際、波の周期は有義波周期  $T_{1/3}$  を用いる。

式(A・7)または(A・8)で求めた相対深水有義波高に対し、平均波高を次式で計算する。

$$\bar{H}_0 = 0.626(H_{1/3})_0 \quad \dots\dots (A\cdot9)$$

〔計算例 3〕

前記の例 2 の場合に対して、 $h=5 \text{ m}$  地点の有義波高が  $H_{1/3}=2.5 \text{ m}$  と与えられた場合の相当深水有義波高および平均波高を求める。

浅水係数は〔計算例 2〕で  $K_s=1.062$  と求められているので、

表-A・3 レーリー分布による波高の超過出現確率,  $1-P(\eta)$

$\eta$	$1-P(\eta)$	$\eta$	$1-P(\eta)$
0	1.0000	2.0	0.0432
0.1	0.9922	2.1	0.0313
0.2	0.9691	2.2	0.0223
0.3	0.9318	2.3	0.0157
0.4	0.8819	2.4	0.0108
0.5	0.8217	2.5	0.00738
0.6	0.7537	2.6	0.00495
0.7	0.6806	2.7	0.00326
0.8	0.6049	2.8	0.00211
0.9	0.5293	2.9	0.00135
1.0	0.4559	3.0	0.00085
1.1	0.3866	3.1	0.00053
1.2	0.3227	3.2	0.00032
1.3	0.2652	3.3	0.00019
1.4	0.2144	3.4	0.00011
1.5	0.1708	3.5	0.000066
1.6	0.1339	3.6	0.000038
1.7	0.1033	3.7	0.000021
1.8	0.0785	3.8	0.000012
1.9	0.0587	3.9	0.0000065
2.0	0.0432	4.0	0.0000035

防波護岸の越波流量に関する研究

表-A・4 期待越波流量の計算例

$T_p=8.85 \text{ sec}$ ,  $h_p=5 \text{ m}$ ,  $R_p=2.5 \text{ m}$ ,  $\bar{H}_0=1.47 \text{ m}$

$\eta$		波高 $H_j$ (m)	越波流量 $q_j$ ( $\text{m}^3/\text{m}\cdot\text{sec}$ )	超過確率 $1-P(\eta)$	出現確率 $\Delta P(\eta_j)$	$q_j \cdot \Delta P$
上下限值	中央値					
1.0						
	1.1	1.62	0.0016	0.4559	0.1332	0.00021
1.2	1.3	1.91	0.019	0.3227	0.1083	0.00206
1.4	1.5	2.21	0.070	0.2144	0.0805	0.00564
1.6	1.7	2.50	0.16	0.1339	0.0554	0.00887
1.8	1.9	2.89	0.28	0.0785	0.0353	0.00988
2.0	2.1	3.09	0.44	0.0432	0.0209	0.00920
2.2	2.3	3.39	0.59	0.0223	0.0115	0.00679
2.4	2.6	3.83	0.72	0.0108	0.00869	0.00625
2.8	3.0	4.41	0.78	0.00211	0.00179	0.00140
3.2	3.4	5.00	0.80	0.00032	0.00028	0.00022
3.6	4.0	5.89	0.81	0.00004	0.00004	0.00003
$\infty$						
計				$q_{\text{exp}}=0.0506 \text{ m}^3/\text{m}\cdot\text{sec}$		

ある。

(3) 期待越波流量の計算

期待越波流量は式(5)に基づき、次式によって計算する。

$$q_{\text{exp}} = \sum_{j=1}^M q_j(H_j) \cdot \Delta P(\eta_j) \dots\dots (A \cdot 10)$$

この計算は、表-A・4の様式に従って行なう。すなわち、 $\eta=H_0'/H_0$ の刻みごとに波高の未超過確率  $P(\eta)$  を表-A・3から読みとり、隣り合う区分との差を  $\Delta P(\eta_j)$  とする。一方、 $\eta$ の区分帯の各中央値に対応する波高を  $H_0' = \eta \bar{H}_0$  として求め、この波高に対する越波流量を  $q-H_0'$  曲線から読み取って表に記入し、以下表に従って計算を進める。

〔計算例 4〕

前記の例 2, 3 のデータに基づき、 $H_{1/3}=2.5 \text{ m}$  のときの期待越波流量を計算する。

この計算は表-A・4に示すとおりで、最終的には最右欄の合計として  $q_{\text{exp}}=0.051 \text{ m}^3/\text{m}\cdot\text{sec}$  と求められる。

7. 越波流量の変動係数の推定

$q-H_0'$  曲線で  $q \rightarrow 0$  となる波高  $H_0$  を読み取り、 $\eta_0 = H_0/H_0'$  を求めて表-A・3から超過確率  $1-P(\eta_0)$  を求めると、これが図-30の  $P(H > H_0)$  を与えるから、同

図で変動係数を読み取れば良い。

〔計算例 5〕

前記の例 2~4 について変動係数を求める。

表-A・2のデータから  $H_0=1.5 \text{ m}$  と推定される。 $\bar{H}_0=1.47 \text{ m}$  であるから  $\eta_0=1.5/1.47=1.02$  であり、表-A・3により  $P(H > H_0)=0.43$  となる。したがって、図-30の破線を用いて、変動係数は  $\alpha=2.0$  と推定される。

8. あとがき

以上の計算において基本となるデータは表-A・2の越波流量の実験値である。この  $q-H_0'$  曲線が求められていれば、有義波高が変わったときの期待越波流量を計算することも容易である。また、越波流量の実験値が相当深水波高の関数として表示されていれば、他の実験値との比較も容易であり、このようなデータの集積によって、越波流量の特性を再検討することが可能となる。この意味で、防波護岸や海岸堤防の水理模型実験の報告書には、 $q-H_0'$  曲線、できればそのデータ表を記載しておくことが望ましい。

今後も数多く行なわれるであろう越波模型実験が、本報告の実験要領によって標準的な形で行なわれ、より現実に近い越波流量の推定値が得られることを希望する次第である。  
(1970年9月30日受付)