

# 透過性構造物設計上の諸問題

沼 田 淳

## 1 緒 言

透過性構造物は、波のエネルギーの透過をある程度許すもので、それに作用する波力も不透過性構造物に比較して小さく、かつ簡便であるため、古くから防波堤として、さらに最近では増養殖・侵食対策のための波除堤・離岸堤として広く利用されている。その代表的な例が捨石および消波ブロック堤であろう。このため、この種構造物の水理特性については、いろいろな角度から数多くの理論的・実験的研究が行なわれている。本講習会においても第12回の研修会で中央大学の服部教授が、主として捨石堤の波高伝達率に関する Sollitt らの理論的研究を詳しく紹介しており<sup>1)</sup>、第13回の研修会では、京都大学の岩垣教授が、消波ブロック堤に対して沼田が求めた実験式を紹介している<sup>2)</sup>。このような重力型の構造物に対し、杭で水平力（波力）に抵抗するように考えたカーテンウォール型防波堤<sup>3)</sup>も堤内外の海水交換を促進する目的も兼ねて、比較的小規模な防波堤に施工されて来た。しかし、今日のように防波堤の設置水深が深くなってくると、このような防波堤型式では対応できなくなり、最近では、直立両面多孔壁型防波堤<sup>4)</sup>が現地港湾で具体的に施工されるようになりつつある。

したがって、ここでは最初、消波ブロック堤を離岸堤として利用する場合の設計上の諸問題について述べ、ついで、カーテンウォール型防波堤および両面多孔型防波堤の具体的な設計例について触れてみたいと思う。

## 2 消波ブロック堤

### 2-1 設計の手順および平面配置

離岸堤は一般に図-2.1に示す手順で設計される。

離岸堤の汀線からの距離、長さ、間隔および設置水深などの配置的要素を合理的に決定する方法は未だ確立されていないが、その考え方は離岸堤設置の目的によって異なるようである。波高減衰によって砂浜の侵食や越波を防ぐことを目的とする場合には、樫木ら<sup>5)</sup>の実験結果によると、 $B/L_0 = 0.5$ 、 $X/L_0 = 1.25$ 、 $\ell/L_0 = 1.0$  が最も好ましい配置であるとされている。ただし、この場合の実験諸元および記号の説明はそれぞれ表-2.1、図-2.2に示すとおりである。これに対し、堆砂・トンボロの発達を目的とする場合について、豊島<sup>6)</sup>は表-2.2に示す値を提唱している。表中、 $L$ は設置位置の波長である。

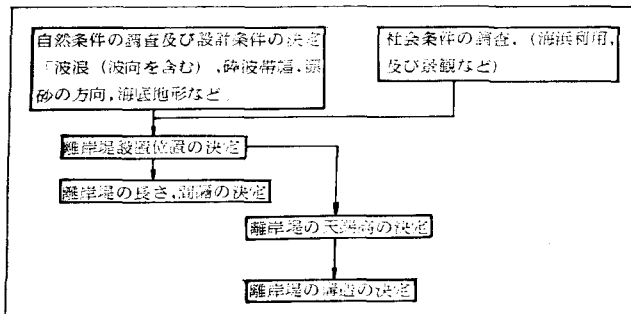


図-2.1 離岸堤の設計順序

表-2.1 実験諸元<sup>5)</sup>

|              |                       |
|--------------|-----------------------|
| $H_c/H_0$    | 0.8                   |
| $h/H_0$      | 1.57                  |
| $H_0$        | 3.5cm                 |
| $T_0$        | 0.8sec                |
| $H_0/L_0$    | 0.032                 |
| $X/L_0$      | 0.9, 1.25, 1.5        |
| $\ell/L_0$   | 0.8, 1.0, 1.5         |
| $h_c/h_{\#}$ | 0.73, 1.0, 1.15, 1.30 |
| $B/L_0$      | 0.5, 1.0              |

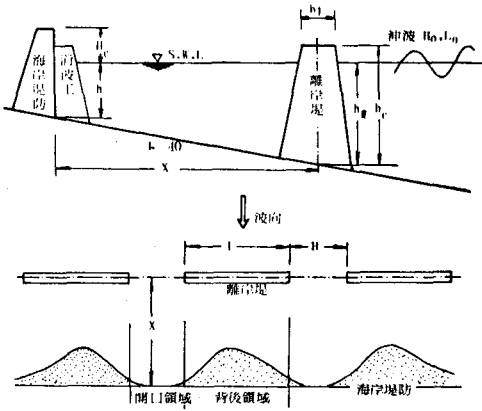


図-2.2 記号の説明<sup>5)</sup>

## 2-2 天端高

天端高は、離岸堤に期待する機能や背後地の重要度あるいは汀線付近の状況などを考慮して決定しなければならない。主として波高の減殺効果を目的として設置する場合は、所要の堤内波高が得られるような天端高を文献1), 2)を参考として決定すれば良い。この種構造物の波高伝達率は、越波の有無によって全くその様相が異なってくる。越波が生じない場合には、消波ブロックの間の空隙を透過する波が主体であり、一般に波高伝達率は入射波の波形勾配に逆比例するが、波高と比較した相対天端高が低くなると越波による伝達波も加わり、非越波時の場合とは異なった様相を呈するようになる。<sup>7), 8)</sup>

堆砂・トンボロの発達を目的とする場合でも、離岸堤の天端高が砂浜防止機能に微妙に影響する。たとえば、新潟西海岸の場合にはHWLが40~50cm低い秋期の方が高い春期より汀線が前進しやすく、離岸堤の沈下によって天端高がHWL上50~60cmまで低下すると砂浜防護機能がほとんどなくなることが知られている<sup>9)</sup>。図-2.3は離岸堤と消波護岸が併用されている場合、離岸堤下部と護岸下部の最大洗掘深の時間的な変化の傾向を比較した著者ら<sup>10)</sup>の実験結果であるが、両者の洗掘傾向はほぼ類似しており、離岸堤下部の洗掘が進行し、堤体が沈下して消波効果が減少するにともなって護岸下部の洗掘が進行する傾向が明瞭に認められる。

図-2.4は、Lording, P.T. と Scott, J.R.<sup>11)</sup>の捨石堤に対する実験結果で、構造物の設置水深 $h$ と構造物の全高 $H_s$ との比 $h/H_s$ と現地に換算した越流水深との関係がプロットしてある。 $h/H_s$ の値が

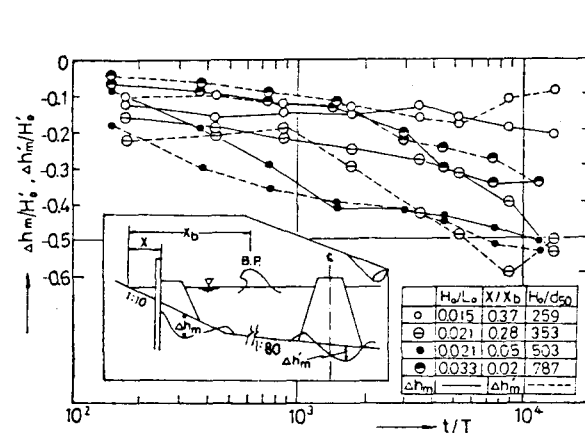


図-2.3 離岸堤下部と消波工下部の洗掘状況の比較

表-2.2 離岸堤の長さと開口幅<sup>6)</sup>

| 設置位置<br>長さ、開口幅 | 砂 波 帯 内                                                      |                                       |                                                 | 砂波帯外                       |
|----------------|--------------------------------------------------------------|---------------------------------------|-------------------------------------------------|----------------------------|
|                | てい線前方式                                                       | 小水深方式<br>(水深1m未満)                     | 中水深方式<br>(水深2m以上)                               | 大水深方式                      |
| 一基の長さ          | (2~3) L                                                      | (3~5) L又は<br>60~100m                  | (2~6) L又は<br>60~200m                            | —                          |
| 開口部の幅          | ≦1L                                                          | 1L又は10~30m                            | 1L又は20~50m                                      | —                          |
| 備 考            | 外洋に面する急深の海岸では一基の長さ50~100m程度、間隔を20~30mとして試行的に実施し、様子を見ながら調整する。 | 潮高が大きく、満潮時、波長の長い波の来襲するところでは長さを大きめにとる。 | 離岸堤を一基のみ設計する場合は多少長くして長さ(3~10) L又は100~300m程度とする。 | 設置水深、波の回折、水面の利用度等を考えて決定する。 |

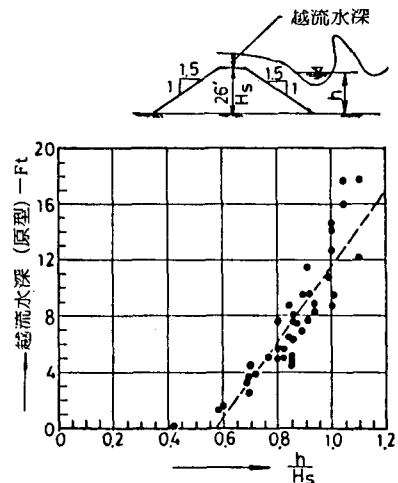


図-2.4 捨石堤の越流特性<sup>11)</sup>

0.6 以上になると越流するようになるのが明瞭である。実験波の諸元が示されていないので静水面上の天端高  $h_c$  と波高  $H$  との関係を求めることはできないが、構造物が破碎帯内にあると想定し、破碎後の波高はその水深で起りうる最大波高をとると仮定すれば、孤立波理論から  $H/h = 0.71 \sim 1.03$  と与えられるから、越波を生ずる限界の相対天端高は  $h_c/H < 0.65 \sim 0.94$  と求められる。すなわち、静水面上の天端高  $h_c$  を来襲波高の約 8 割程度にとれば、天端上を越流するような越波は生じないことになる。一方、豊島<sup>13)</sup> が既設離岸堤について統計的な調査をした結果が図-2.5 である。この図は、離岸堤設置当時における離岸堤の全高（基礎工を含めた高さ）と同位置における塑望平均満潮面下の水深との関係をプロットしたもので、図中の黒丸は離岸堤天端が水面下に没するものを示している。平均的に  $h/H_s \div 0.7$  程度と考えられ、捨石堤に対する非越流の限界値 0.6 より若干大きい、ブロック法面への波の遡上高が捨石斜面へのそれより幾分小さくなるであろうということ を考慮すれば、 $h/H_s \div 0.7$  がブロック堤に対する非越流の限界値と見なすことができるかも知れない。もしそうだとすれば、この場合の越流を生ずる限界の相対天端高は、捨石堤の場合と同様の計算をすれば、 $h_c/H = 0.42 \sim 0.60$  となる。つまり、 $h_c$  を来襲波高の 5 割程度とすれば、天端上を越流するような越波は生じないことになる。

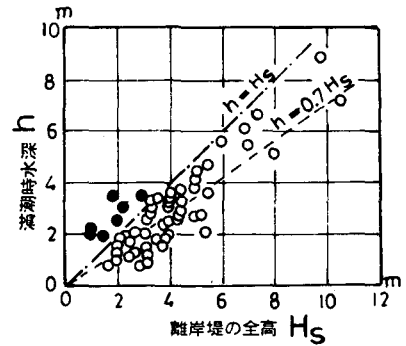


図-2.5 離岸堤の全高と満潮時水深<sup>13)</sup>

豊島<sup>6)</sup> は、設置水深における進行波としての波高を  $H$  とした場合、離岸堤の天端高として、

$$\begin{aligned} & \text{塑望平均満潮位} + \frac{1}{2} H \quad \text{または} \\ & \text{塑望平均満潮位} + 1.0 \sim 1.5 \text{ m} \end{aligned}$$

のうちのいずれかを、現地条件を勘案して決めればよいとしている。破碎帯にこのような基準で設計される離岸堤は、前述の考察から考えれば、非越流を一応の目安と考えていることになる。

## 2-3 設計波高

前述した離岸堤の天端高算定のためにも、また後述するブロックの安定重量を計算するためにも、離岸堤設置位置における進行波としての波高を推定することが必要である。浅海域における波高の浅水変形、砕波変形については、合田<sup>15)</sup> が波の不規則性を考慮に入れた理論計算を行なっている。ここではその結果のみを記述するとどめるが、詳細は文献を参照して頂きたい。

### 2-3-1 波の浅水変形<sup>15)</sup>

図-2.6 は、合田が首藤<sup>16)</sup> による非線型長波の変形理論を用いて浅水変形による波高変化を再計算した結果である。図中 1~3 点鎖線で示したのは、砕波の開始によって  $H_{1/3}$  が砕波を考慮しない場合の 98% に減衰する限界である。すなわち、不規則波の砕波減衰の開始限界である。図の右上に示したのは深海波領域に近い部分での浅水係数である。なお、 $H'_0/L_0 = 0$  の線は、微小振幅波理論による値で、周波数スペクトルの影響は実用上無視できるとしている。

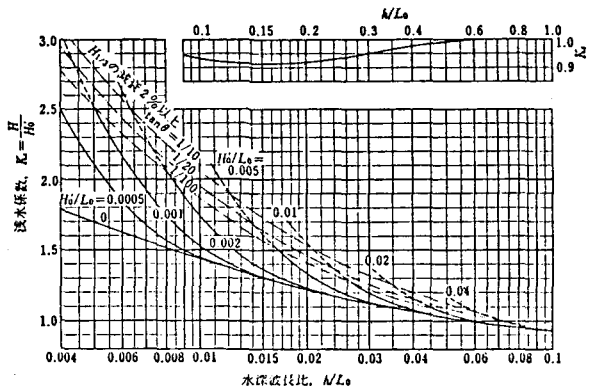


図-2.6 浅水係数算定図<sup>15)</sup>

## 2-3-2 不規則波の碎波変形<sup>15)</sup>

碎波減衰の開始限界よりも浅い領域では、波高が碎波によって規制されるため、浅水係数は適用できなくなる。合田は碎波による波高分布の変化を図-2.7のようにモデル化し(横軸は基準波高 $H_*$ で無次元化した波高で、 $x_1, x_2$ は碎波範囲の上下限值である)、最高波高 $H_{max}$ および有義波高 $H_{1/3}$ の変化を計算している。図-2.8はその結果の1例で、海底勾配1/10, 1/20, 1/30および1/100に対する $H_{1/3}$ の変化を示している。この図を利用するとき海底勾配としてのどの付近の値を用いるべきか一つの問題となるが、合田<sup>15)</sup>はたとえば $H_{1/3}/H_0$ の極大点に相当する水深の付近における海底勾配が碎波による波高減衰を支配すると見なし、その値を用いるのが一つの方法であろうとしている。

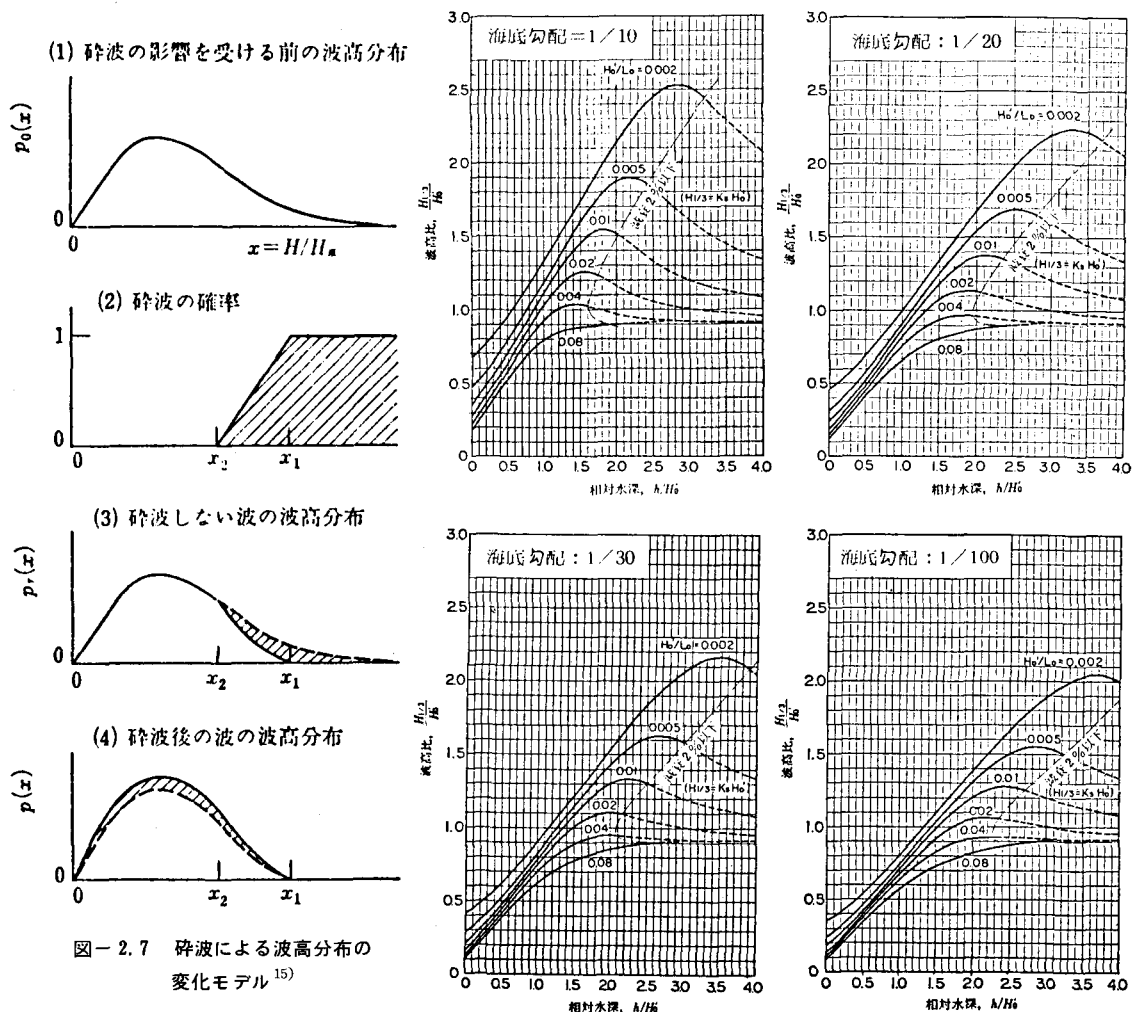


図-2.7 碎波による波高分布の変化モデル<sup>15)</sup>

図-2.8 碎波帯内の有義波高算定図<sup>15)</sup>

また、この図は碎波による水位上昇やサーフビートによる水位変化も考慮した波高変化を示しているため、水深が零の汀線においてもある値の波高が存在することになる。しかし、実際現象としては普通の波ではなくて寄せ流れ、引き流れであり、上下の振幅は小さくとも流勢はかなり強くなると考えられる。このため、合田<sup>17)</sup>は、たとえば汀線付近の消波ブロックの所要重量を求める目的で $h=0$ の波高を後述するハドソン公式に代入したりすると、本当に必要な重量よりも遥かに小さな値しか得

られず危険な設計をすることになると警告し、通常の波力の計算式に代入可能なのは、水深が  $0.5 H_0$  以上の箇所における波高値であろうと述べている。豊島<sup>6)</sup>も汀線付近あるいはそのすぐ前面に設置される汀線前方式の離岸堤に使用する異形ブロックの重量は、湾・内海においては  $2 \sim 4 \text{ t}$  程度でも良いが、外洋に面する海岸では  $6 \sim 8 \text{ t}$ 、急深な海岸では  $12 \sim 16 \text{ t}$  クラスを用いた方が良いと述べており、ハドソン公式で計算される所要重量よりかなり大きいブロックの使用を推奨している。

#### 2-4 設計潮位

前述したように離岸堤の天端高は、塑望平均満潮位を基準にして決められているが、越流が生ずるようになるとその機能が著しく低下することを考慮すれば、特に重要と考えられる場所では、塑望平均満潮位に潮位偏差を加味した計画高潮位を設計潮位として選ぶべきであろう。このとき、もし最大波でも碎波しないほど設置水深が深くなるようであれば、ブロックの安定重量を算定したり、洗掘を検討したりする際に碎波を生ずるような潮位を考慮してやれば良いと思われる。一方、外洋に面する砂浜海岸や遠浅海岸などで高潮などによる大きい潮位偏差が予測し得ない所では wave setup による平均水位の上昇を考慮する必要がある。

wave setup は、radiation stress によって引き起こされる現象の典型的な例と見なされている。radiation stress は波の進行方向に運動量の輸送を伴うことによって生ずる応力であり、波の振幅の 2 乗に比例する量である。この意味では波のエネルギーと同じオーダーの量であり、この岸向きのエネルギー流束が水位の上昇によって平衡を保つことになる。

波が海岸に直角に入射し、横方向の変化がないものとする、運動量の平衡条件から平均水位の上昇量  $\bar{\eta}$  に関する次の方程式が導かれる。

$$\frac{d\bar{\eta}}{dx} = -\frac{1}{(\bar{\eta} + h)} \frac{d}{dx} \left[ \frac{1}{8} H^2 \left( \frac{1}{2} + \frac{2kh}{\sinh 2kh} \right) \right] \quad \dots\dots\dots (2.1)$$

合田<sup>15)</sup>は、この式の  $H^2$  を不規則波群中の波高の自乗平均値  $\overline{H^2}$  で置きかえ、式 (2.2) のように書きかえた式を使って沖から岸に向かって数値積分することによって平均水位の変化を計算している。

$$\bar{\eta}_{i+1} = \bar{\eta}_i - \left( \frac{K_E}{h + \bar{\eta}} \right)_{i+1/2} \left( \overline{H^2}_{i+1} - \overline{H^2}_i \right) \quad \dots\dots\dots (2.2)$$

ここに、 $K_E = \frac{1}{8} \left( \frac{1}{2} + \frac{2kh}{\sinh 2kh} \right)$

なお、添字  $i + 1/2$  は、 $h_i$  と  $h_{i+1}$  の中央点における値であり、 $\overline{H^2}$  の計算は、前節で述べた碎波減衰モデルを用いて行なっている。

図-2.9 は、海底勾配  $1/10$  と  $1/100$  の平均水位の変化を計算した結果である。いずれも岸に近づ

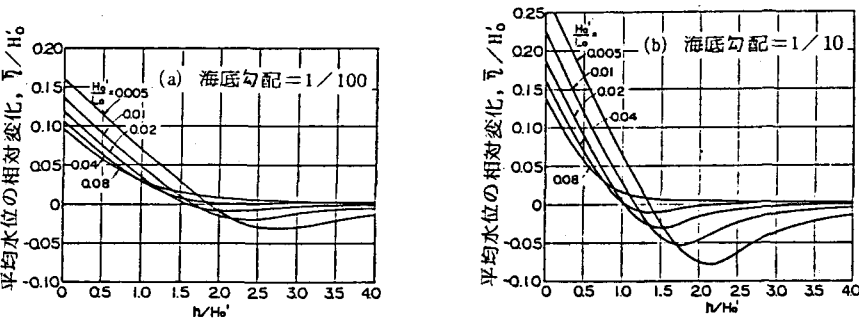


図-2.9 不規則波の浅水変形による平均水位の変化<sup>15)</sup>

くにつれて平均水位が一度低下し、それから急速に上昇する。この平均水位の上昇は、海底勾配が緩やかな方が早くから始まるが、汀線付近における上昇量は海底勾配の急な方が大きい。また、波形勾配の小さい波ほど碎波帯外縁での水位降下ならびに汀線付近の水位上昇が著しい。

図-2.10は、汀線（ $h=0$ ）における水位上昇量  $\bar{\eta}_{max}$  を沖波の波形勾配に対してプロットしたものである。平均水位の相対上昇量  $\bar{\eta}_{max}/H'_0$  は、海底勾配が急になるほど大きく、通常の波浪の  $H'_0/L_0 = 0.01 \sim 0.05$  を対象とすると、海底勾配  $1/100$  では  $\bar{\eta}_{max} = (0.10 \sim 0.14) H'_0$ 、海底勾配  $1/10$  では  $\bar{\eta}_{max} = (0.15 \sim 0.22) H'_0$  と計算される。

## 2-5 ブロックの安定重量

### 2-5-1 ブロック堤の破壊型式

一般に、中詰捨石の表面にブロックを1～2層整積みして被覆した場合のブロックの破壊は次の三つの型式に分類できるようである。

- I型破壊－全体的な滑動による破壊
- II型破壊－法面に直角方向の揚力が主因と考えられる破壊
- III型破壊－法面方向の繰り返し動揺が主因と考えられる破壊

I型破壊は、根固め工が不完全な場合ですべてのブロックに共通して起るようである。しかしこのような破壊は後述するハドソン公式による安定限界波高よりもかなり小さい波高で起るため、ブロックの安定重量を算定する前に根固め工について十分検討しておくことが必要である。この種の破壊は、基礎地盤の洗掘による消波工の被災例に良く見られるが、全断面ブロック堤の場合はこのような滑り破壊はなく、基礎地盤の洗掘にともなって堤全体が沈下するだけのようである。

基礎地盤の洗掘がなく根固め工が完全であれば、ブロック堤の破壊原因は主としてII型あるいはIII型のいずれかであると考えられるが、このいずれが卓越するかは、ブロックの種類、配列方法によって異なるように思われる。実験観察によると、一般にブロックを1層整積みした場合には、II型破壊が卓越することが明瞭であり、しかもその破壊が静水面より下方のブロックに集中していることから、破壊の原因となる揚力は静水面より下の方で最大となるものと思われる。

一方、ブロックを2層整積みした場合はIII型破壊が卓越するようであり、この場合には静水面付近特に静水面より幾分下側の破壊が著しい。

### 2-5-2 安定重量公式

捨石に対する最初の安定重量公式は1933年スペインの技術者Castro<sup>18)</sup>によって提案されたが、その後Iribarren<sup>19)</sup>およびHudson<sup>20)</sup>によって修正された。その後も多くの技術者が安定重量を算定する公式を提案しているが、Rodolfら<sup>21)</sup>の $W \propto H^2 T$ の形で表わされた公式を除けばすべて

$$W = \frac{\gamma_r H^3}{(S_r - 1)^3} \phi_1 \left( \alpha, \mu, \frac{h}{L}, \dots \right) \dots \dots \dots (2.3)$$

ここに、 $W$ ：ブロック1個の重量（t）、 $\gamma_r$ ：ブロックの単位体積重量（t/m<sup>3</sup>）、 $S_r$ ：被覆体の比重、  
 $\alpha$ ：斜面が水面となす角、 $H$ ：堤前面における進行波としての波高、 $\mu$ ：摩擦係数、  
 $h$ ：水深、 $L$ ：波長、 $T$ ：周期

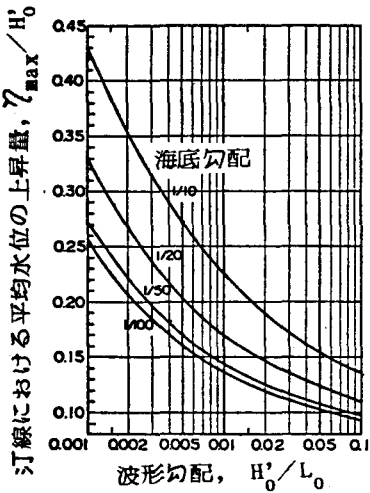


図-2.10 てい線における平均水位の上昇量<sup>15)</sup>

の一般形で表わされ、 $\phi_1$  の式形が式の誘導方法によって相違しているにすぎない。すなわち、引き波に対して斜面方向の力の釣合いを考えた Iribarren<sup>19)</sup>、Hedar<sup>23)</sup> の式と寄せ波に対して斜面に垂直方向の釣合いを考えた Svee<sup>24)</sup> の式とはほぼ類似の形となり、 $\phi_1$  は  $\alpha$  および  $\mu$  の関数として表わされる（以下これをイリバーレン型公式と呼ぶ）。これに対し、引き波に対して斜面に垂直方向の力の釣合いを考えた Svee<sup>24)</sup> の式および Sigurdsson<sup>25)</sup>、近藤<sup>26)</sup> の式は、力の作用方向を無視し抗力と慣性力を組み合わせた力と被覆体の水中重量との釣合いのみを考えて導かれたハドソン公式<sup>27)</sup>と同様、 $\phi_1$  は  $\alpha$  のみの関数として表わされている（以下これをハドソン型公式と呼ぶ）。

さて、式（2.3）を変形しハドソンの安定定数  $N_s$  と  $\phi_1$  の関係を求めると

$$N_s = \frac{\gamma_r^{1/3} H_{D=0}}{W^{1/3} (S_r - 1)} = \frac{1}{\phi_1^{1/3}} \dots\dots\dots (2.4)$$

ここに、 $H_{D=0}$ ：非破壊（被害率 1% 以下）の波高となり、前述の諸公式に対する安定定数は表-2.3 の如くなる。

図-2.11 は、破壊率 1% に対する安定定数  $N_s$  の値と  $\cot \alpha$  との関係を示した Hudson の実験値である。同図には、わが国で多用されている数種類のブロックの破壊型式を調べるために行った著者らの実験結果も記号を区別して併記しておいた。図中の実線は実験値をほぼ代表する実験直線で、この直線にハドソン公式を適用した場合の  $K_{D=0}$  の値も併記してある。また、図中の点線は Svee<sup>24)</sup> の式中の係数をほぼ実験値に適合するように定めて描いたもので、 $\cot \alpha < 2.6$  では引き波に対するハドソン型公式、 $\cot \alpha > 2.6$  では寄せ波に対するイリバーレン型公式をあてはめている。 $\cot \alpha$  が約 2.6 より急であるか緩であるかによって引き波・寄せ波に対する公式を使い分けるべきであるということは、既に Hedar<sup>23)</sup> が指摘している所である。この実線と点線を比較すると、点線の方がより適切に実験値の傾向

表-2.3  $N_s$  と  $\phi_1$  の関係

|           | $N_s$      | $\phi_1$                                                                            | 備 考                                                                                                         |
|-----------|------------|-------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| イリバーレン型公式 | Iribarren  | $\frac{\mu \cos \alpha - \sin \alpha}{k^{1/3} \mu}$                                 | $\frac{k \mu^3}{(\mu \cos \alpha - \sin \alpha)^3}$<br>引き波に対する斜面方向の力の釣合い                                    |
|           | Hedar      | $\frac{\cos \alpha - \sin \alpha}{k^{1/3}}$                                         | $\frac{k}{(\cos \alpha - \sin \alpha)^3}$<br>同上（K は然石に対し 15）                                                |
|           | Roald Svee | $\frac{\cos \alpha - \mu \sin \alpha}{L^{1/3}}$                                     | $\frac{L}{(\cos \alpha - \mu \sin \alpha)^3}$<br>通上波に対する斜面に直角方向の力の釣合い                                       |
|           | Sigurdson  | $\frac{\mu \phi_5 \cos \alpha - \sin \alpha}{k^{1/3} (\mu \phi_5 \phi_5 + \phi_5)}$ | $\frac{k (\mu \phi_5 \phi_5 + \phi_5)^3}{(\mu \phi_5 \cos \alpha - \sin \alpha)^3}$<br>静圧・動圧と被覆石重量の斜面方向の釣合い |
| ハドソン型公式   | Hudson     | $(K_D \cot \alpha)^{1/3}$                                                           | $\frac{1}{K_D \cot \alpha}$<br>水圧力と石の重量の釣合い（作用方向は滑脱）                                                        |
|           | Hedar      | $\frac{1}{k^{1/3}}$                                                                 | $k$<br>通上波に対する斜面方向の力の釣合い                                                                                    |
|           | Roald Svee | $\frac{\cos \alpha}{k^{1/3}}$                                                       | $\frac{k}{\cos^3 \alpha}$<br>引き波に対する斜面に直角方向の力の釣合い                                                           |
|           | Sigurdson  | $\frac{\cos \alpha}{k^{1/3} \phi_3}$                                                | $\frac{k \phi_3^3}{\cos^3 \alpha}$<br>水圧力と石の重量との斜面に垂直方向の釣合い                                                 |
|           | 近 藤        | $\frac{1}{k_H^{1/3} \sin \alpha}$                                                   | $k_H \sin^3 \alpha$<br>同 上                                                                                  |

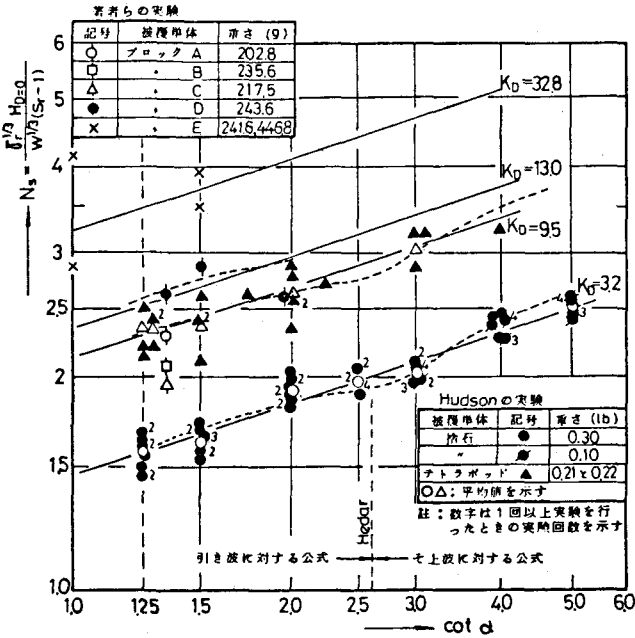


図-2.11  $N_s$  と  $\cot \alpha$  の関係

を表現しているように思われるが、 $\cot \alpha \approx 2.6$  付近のデータが少ないためあまり明瞭でない。しかし、ブロック堤は急勾配法面で利用できるという点にその一つの特徴があり、 $\cot \alpha < 2$  で使用するのが普通である。このような実用的な範囲を考えれば点線・実線の差はほとんどなく、それぞれのブロックについて適切な  $K_D$  値をえらぶことができれば、ブロックの安定重量公式としてわが国で現在広く用いられているハドソン公式を適用して差支えないと思われる。

表-2.4、2.5は、ハドソン<sup>28)</sup>が推奨している被害率0に対する  $K_D$  値であり、表-2.6は、ある程度の被害を許容したとき設計波高を基準とした波高比  $H/H_{DW}$  と  $K_D$  との関係を示したものである。表-2.5で注目すべきことは、斜面勾配がゆるやかになるにつれて  $K_D$  値が減少する傾向がみられることである。このような傾向は、ドロスの実験例<sup>29)</sup>にも示されており、ブロック相互のかみ合わせと高い空隙率（ドロス2層乱積みで63%）のためであろうと推測されている。

これらの係数は、主として規則波を用いた実験結果に基づいて決定しているため、これを実際の設計に応用する場合、安定公式中の  $H$  として不規則波中のどの波高を対応させるかということが疑問となる。このため1966年以来、種々のスペクトルを持つ不規則波の実験結果を規則波のそれと比較し、両者の対応関係を明らかにしようとする試みが数多くなされているが、研究者によって結論はまちまちであり、今後の検討課題である。

わが国の港湾構造物設計基準<sup>34)</sup>では、伊藤らの実験結果を参考とし原則として  $H_{1/3}$  を用いることとしている。しかし、最近是不規則波による模型実験から被覆材の種類および所要重量を決定しようとする傾向になりつつあり、できればその地点のスペクトル波を用いて実験を行なうのが最良と考えられる。

なお、離岸堤の天端幅はブロック3箇並び以上とすることが標準とされているが、越波がある場合陸側法面のブロックは海側法面のブロックより動きやすくなるので注意する必要がある。

表-2.4 堤防幹部の設計に対する  $K_D$  の推奨値<sup>※28)</sup>  
(非破壊・非越波基準)

| 名 称     | 層数 | 積方 | $K_D$              |                    |
|---------|----|----|--------------------|--------------------|
|         |    |    | 砕波                 | 砕波せず               |
| 丸みのある石  | 2  | 乱積 | 2.1                | 2.4                |
| 角ばった石   | 2  | 乱積 | 3.5                | 4.0                |
| テトラポッド  | 2  | 乱積 | 7.2                | 8.3                |
| クオドリポッド | 2  | 乱積 | 7.2                | 8.3                |
| トリバー    | 2  | 乱積 | 9.0                | 10.4               |
| トリバー    | 1  | 整積 | 12.0               | 15.0               |
| ドロス     | 2  | 乱積 | 22.0 <sup>※※</sup> | 25.0 <sup>※※</sup> |

※ 砕波のデータは試行値であり、ES 815の実験計画が完了すれば変更もありうる。

※※ 試行値であり、ES 815の実験計画が完了すれば変更もありうる。海側は  $\cot \alpha = 2.0$  より急な勾配での使用は推奨できない。

表-2.5 堤防頭部の設計に対する  $K_D$  の推奨値<sup>※28)</sup>  
(2層乱積、非破壊・非越波基準)

| 名 称 <sup>※※</sup> | $\cot \alpha$ | $K_D$ |      |
|-------------------|---------------|-------|------|
|                   |               | 砕波    | 砕波せず |
| 丸みのある石            | 1.5~3.0       | 1.7   | 1.9  |
| 角ばった石             | 1.5           | 2.9   | 3.2  |
| 同 上               | 2.0           | 2.5   | 2.8  |
| 同 上               | 3.0           | 2.0   | 2.3  |
| テトラポッドとクオドリポッド    | 1.5           | 5.9   | 6.6  |
| 同 上               | 2.0           | 5.5   | 6.1  |
| 同 上               | 3.0           | 4.0   | 4.4  |
| トリバー              | 1.5           | 8.3   | 9.0  |
| 同 上               | 2.0           | 7.8   | 8.5  |
| 同 上               | 3.0           | 7.0   | 7.7  |
| ドロス               | 2.0           | 15.0  | 16.5 |
| 同 上               | 3.0           | 13.5  | 15.0 |

※ 試行値であり、ES 815の実験計画が完了すれば変更もありうる。

※※ これ以外の被覆体に利用できるデータは今のところない。

表-2.6 ある程度の破壊を許容するときの  $K_D$  の推奨値<sup>28)</sup>  
(2層乱積、非砕波)

| 名 称            | 破 壊 率 (%)         |      |       |       |       |       |
|----------------|-------------------|------|-------|-------|-------|-------|
|                | 0~5               | 5~10 | 10~20 | 20~30 | 30~40 | 40~50 |
| 丸みのある石         |                   |      |       |       |       |       |
| $H/H_{DW}$     | 1.00              | 1.08 | 1.19  | 1.29  | 1.41  | 1.54  |
| $K_D$          | 2.4               | 3.0  | 4.0   | 5.1   | 6.7   | 8.7   |
| 角ばった石          |                   |      |       |       |       |       |
| $H/H_{DW}$     | 1.00              | 1.08 | 1.23  | 1.37  | 1.47  |       |
| $K_D$          | 4.0               | 4.9  | 7.3   | 10.0  | 12.4  |       |
| テトラポッドとクオドリポッド |                   |      |       |       |       |       |
| $H/H_{DW}$     | 1.00              | 1.09 | 1.21  | 1.32  | 1.41  | 1.50  |
| $K_D$          | 8.3               | 10.8 | 14.5  | 19.2  | 23.4  | 27.8  |
| トリバー           |                   |      |       |       |       |       |
| $H/H_{DW}$     | 1.00              | 1.11 | 1.30  | 1.50  | 1.59  |       |
| $K_D$          | 10.4              | 14.2 | 22.8  | 35.2  | 41.8  |       |
| ドロス            | (今のところ利用できるデータなし) |      |       |       |       |       |

## 2-6 離岸堤の沈下

前述したように、離岸堤の沈下は離岸堤の海岸欠損防止工としての機能を低下させることになる。運輸省第一港湾建設局<sup>35)</sup>では昭和42年より施工した新潟東海岸における離岸堤の沈下状況および沈下機構の調査を行なっている。図-2.12は連続離岸堤先端部の沈下量と離岸堤先端からの距離との関係を示したものである。天端高+1.1m、+3mの両方とも先端から100～200mの位置で沈下量が最大となるが、天端の高い+3mの方が沈下量は一般に少ない。これは天端高+3mの方が天端高+1.1mの場合と比較して堤内水位の上昇が少なく、堤体を通しての冲向きの流れおよび堤内の堤体に沿う流れが小さくなることによるものと考えられている。さらにこのような年間2～3mに及ぶ沈下は、けい光砂・洗掘環・堤体調査などの調査結果から、離岸堤下部の砂の吸い出しと離岸堤ののり先洗掘が主な原因であると判断されている。図-2.13、2.14は、堤体設置直前にアスファルトマットの下に投入したけい光砂のその後の移動状況を示したもので、比較的静穏な時期にはけい光砂は投入点の岸側のり先を中心に分布して、明

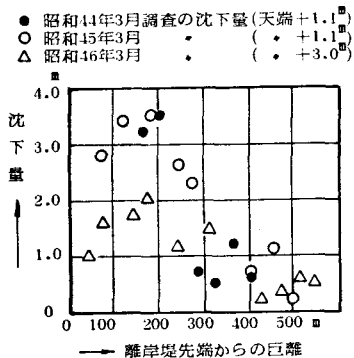


図-2.12 連続離岸堤先端からの距離と堤体沈下の関係<sup>35)</sup>

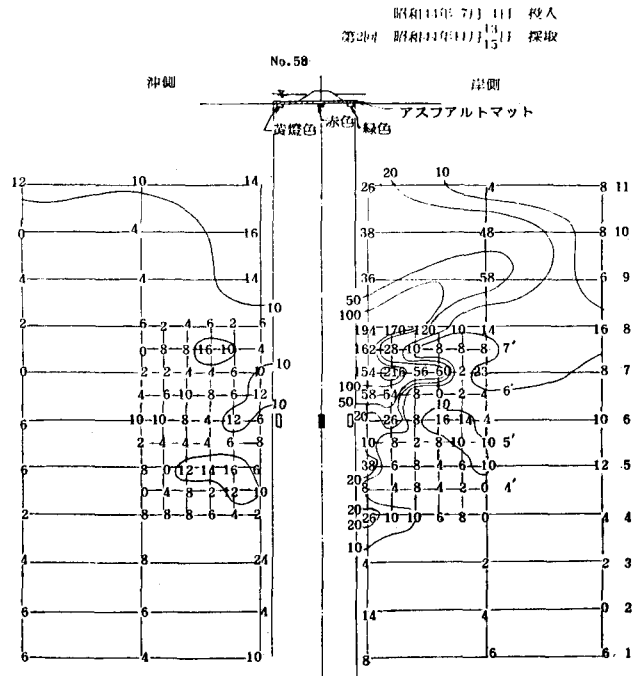


図-2.13 けい光砂(赤色)の分布<sup>35)</sup>

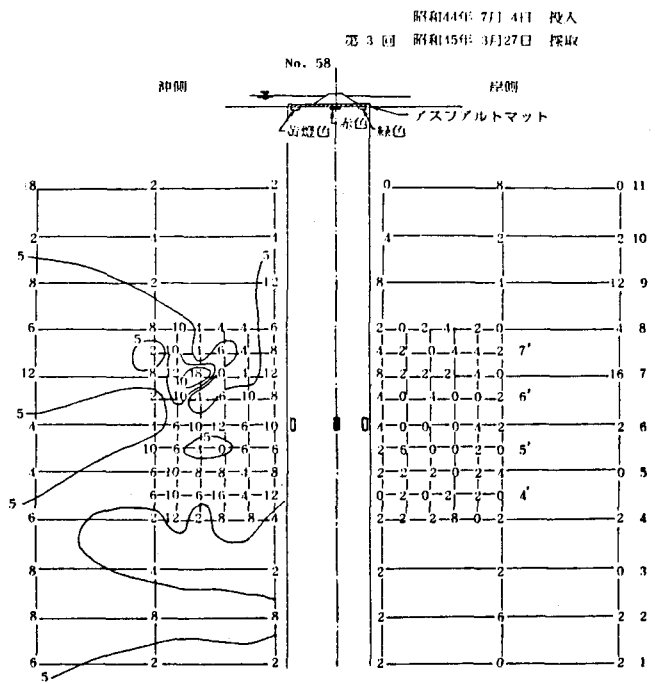


図-2.14 けい光砂(赤色)の分布<sup>35)</sup>

瞭に岸側への移動を示しているが、厳しい冬期を経た後の第3回目の調査では第2回目と全く逆に沖側への流出傾向を示している。このようなけい光砂の移動状況からみて離岸堤下部の砂の吸い出しは海上の静穏な期間は岸側へ、冬期の厳しい波浪の期間には沖側へ生じていることが分るとしている。また、洗掘環の沈下状況、けい光砂の鉛直分布などの調査から、昭和45年1月のような大しけ（台湾坊主によるもので  $H_{max} = 9.5\text{ m}$  が記録されている）が来襲した場合、しけ中における砂のかく乱は沖側で最大6 m近い深さにまでみられ、堤体の沈下は最大約3 m生ずることが確認されている。

砂地盤に設置される離岸堤は、多少なりともこのような洗掘にともなう堤体の沈下は避けられず、完璧な対策工法も今の所確立されていないように思われる。したがって、あらかじめ沈下を予測して天端高に余裕を取るか、施工後の維持補修に特段の配慮が必要である。

### 3 カーテンウォール型透過堤

砕波する前の波のエネルギーは、静水面付近で大きく、海底面付近では著しく小さいという特性を利用して水面付近にだけ直立壁を設けた特殊な構造型式の防波堤をカーテン防波堤と呼んでいる。この種防波堤は、海水の灌流が可能なことから、比較的静穏な内海で、冷却水取水工、貯木場、水産養殖施設などの防波堤として利用されている。<sup>(36), (37), (38)</sup> ここでは、カーテン防波堤の水理特性に関する森平ら<sup>(3)</sup>の研究成果を引用して、その設計方法の概要を述べ、さらに最近における実施例を2, 3紹介することにする。

#### 3-1 カーテン防波堤の消波効果<sup>3)</sup>

森平ら<sup>(3)</sup>は、実験によるとカーテン防波堤への波の最大打ち上り高さ  $(R/H)_{max}$  は1.20～1.60と

なるが、ある程度の越波は許容できるものとして、図-3.1の天端高算定曲線を提案している。また、天端高がこの条件を満足しているときのカーテン防波堤の波高伝達率は、図-3.2

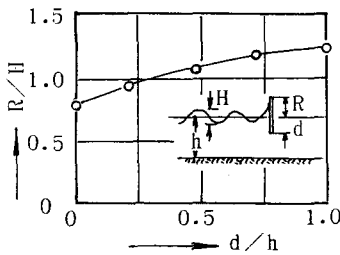


図-3.1 カーテン防波堤天端高算定曲線<sup>3)</sup>

に示す Ursell の修正曲線を用いて差支えないとしている。これによると、水深・波長比  $h/L$  が小さい場合には、カーテン壁の下端を相当深くしないと消波効果がないことがわかる。したがって、カーテン防波堤建設に適した地点は、大きい港の中とか、比較的静かな内海、入江、湾などで水深・波長比が0.2程度より大きい所であると言える。また、構造様式から考えて、砕波の作用するような地点に建設することは危険であり、避けるべきである。

#### 3-2 カーテン防波堤に作用する波圧<sup>3)</sup>

森平ら<sup>(3)</sup>の実験研究によれば、水深・波長比が0.1より大きい場合は、図-3.3に示すように Sainflou の波圧の実線部分を考えれば安全側になるとされている。

図において  $p_1$ ,  $p_2$ ,  $\delta_0$  は式(3.1)による値であり、

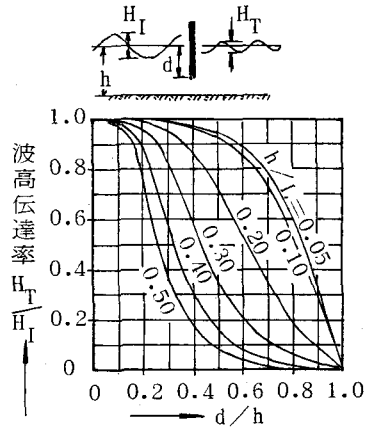


図-3.2 カーテン防波堤の波高伝達率<sup>3)</sup>

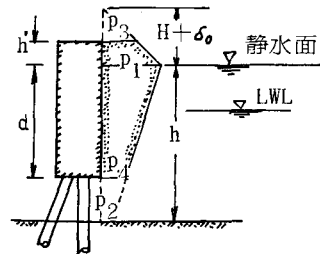


図-3.3 カーテン防波堤に作用する波力<sup>3)</sup>

$$\left. \begin{aligned} P_1 &= (P_2 + wh) \left( \frac{H + \delta_0}{H + \delta_0 + h} \right), \\ P_2 &= \frac{wH}{\cosh 2\pi h/L} \\ \delta_0 &= \frac{\pi H^2}{L} \coth \frac{2\pi h}{L} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (3.1)$$

$P_3, P_4$  は式(3.2)となる。

$$\left. \begin{aligned} P_3 &= P_1 \frac{H + \delta_0 - h'}{H + \delta_0} \\ P_4 &= P_2 + (P_1 - P_2) \frac{h - d}{h} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (3.2)$$

このようにして計算される波力を使用してカーテン壁およびカーテン壁の支持杭基礎の設計を行えばよい。文献38)には、具体的な設計例が示されている。

### 3-3 カーテン防波堤の施工例

図-3.4<sup>39)</sup>は、水質環境を悪化しないようにという配慮から、広島湾宇品地区西防波堤に採用されたカーテン防波堤(間隙面積比約20%)で、昭和42~44年度に施工されている。設計波高は $H_{1/3}=1.8$  m,  $T_{1/3}=5.5$  sec,  $H_{max}=3.4$  m

であり、カーテン下面の位置は、冬冬季節風による波( $H_{1/3}=1.2$  m,  $T_{1/3}=4.0$  sec,  $L=24.78$  m(LWL)~24.92 m(HWL))が、港内で約40~50 cmに減殺されるよう(波高伝達率0.4)定められている。

図-3.5<sup>40)</sup>は、堤内外の水質悪化を防止することと反射波の低減をはかるため、

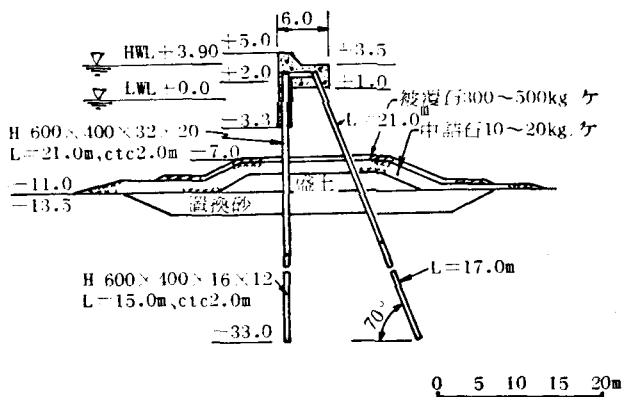


図-3.4 広島港宇品地区西防波堤標準断面図<sup>39)</sup>

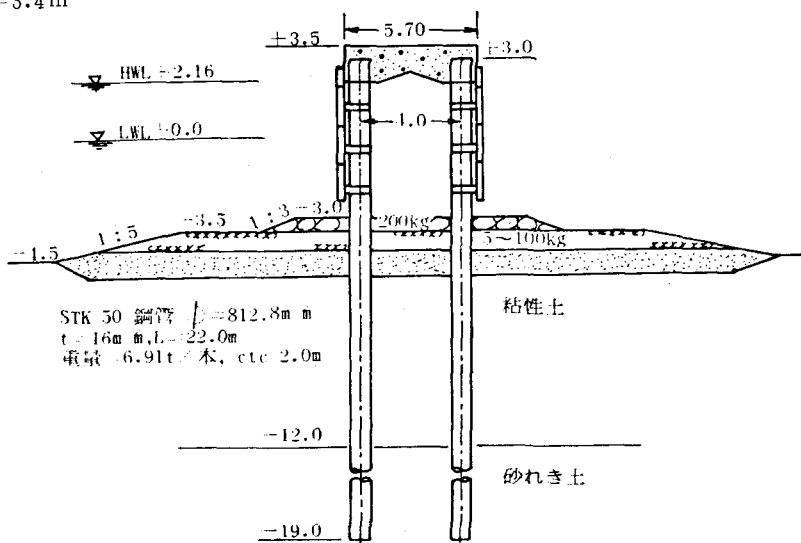


図-3.5 博多港北防波堤標準断面図<sup>40)</sup>

博多港北防波堤に昭和54年度より採用予定の二重式カーテン防波堤である。

構造設計に使用した波は、湾外波として  $H_{1/3}=1.7\text{ m}$ ,  $T_{1/3}=8.0\text{ sec}$ ,  $H_{max}=3.06\text{ m}$ , 湾内波として  $H_{1/3}=1.8\text{ m}$ ,  $T_{1/3}=5\text{ sec}$ ,  $H_{max}=3.24\text{ m}$  (いずれも50年確率)であり、静穏度は、湾外波  $H_{1/3}=0.7\text{ m}$ ,  $T_{1/3}=6.0\text{ sec}$ , 湾内波  $H_{1/3}=0.9\text{ m}$ ,  $T_{1/3}=3.5\text{ sec}$  (いずれも1年確立)の波を対象として検討している。

#### 4 直立消波透過型防波堤

防波堤は、港外の波浪をしゃへいすることによって、静穏な航路や泊地を確保し、荷役の能率化や船舶の安全な停泊に寄与する反面、入射波や航走波の反射による前面海域での波高増大や堤内外の海水交換の阻害などの逆効果もある。このため、最近防波堤本来の機能を保持しながら前面反射の低減と堤内外の海水交換を促進できるような多目的防波堤の開発研究が進められ、一部ですでに実施される段階になって来ている。前述した異形ブロックの透過堤あるいはカーテン式防波堤も多目的防波堤の一種と考えられるが、水深の深い場所への適用が困難なことから、最近では直立透過型防波堤の研究が数多く行なわれるようになって来ている。

直立透過型防波堤の基本型として図-4.1に示すような1室式および2室式直立透過堤が考えられるが、さらにこれらの変形として、穴の形、穴をあける量(空隙率)と位置を変えたもの(図-4.2)や、さらに消波効果をあげるアイデアとして、図-4.3、4.4の例など数多くの断面が考えられている<sup>41), 42)</sup>。

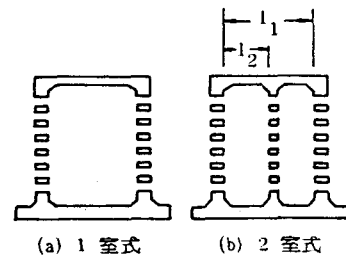


図-4.1 直立透過堤の基本型<sup>41)</sup>

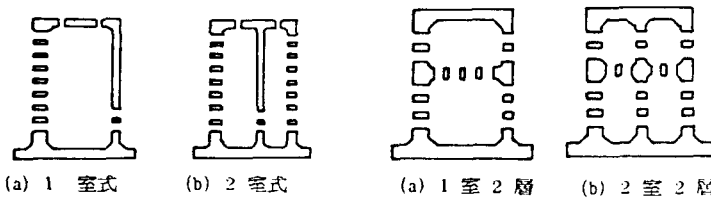


図-4.2 基本型の変形<sup>41)</sup>

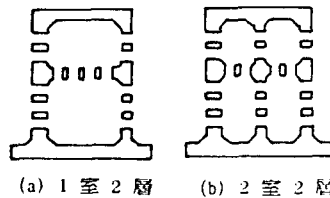


図-4.3 複層式直立透過堤<sup>41)</sup>

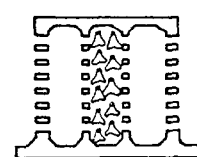


図-4.4 基本型の応用例<sup>41)</sup>

横スリット型防波堤を2基並べた場合の反射率・透過率については、樫木ら<sup>43)</sup>の理論的、実験的研究があり、前後壁2箇所が多孔壁になっている場合の両壁に作用する波力と透過率については堀口ら<sup>4)</sup>の理論的研究がある。

樫木らの理論によれば、入射波に対し反射波と透過波の波の位相差がほとんど無視される場合には、設置間隔と入射波長との比  $x/L$  を 0.25, 0.75 …… にすれば、反射率・透過率を同時に極小にできることが明らかにされている。また、透過率は防波堤の数の増加にともなって急激に減少するが、反射率は、 $x/L=0.25$  とすれば、防波堤の数がふえてもほとんど増加しないことが示されている。一方、堀口らの結果では、透過率については理論と実験値の傾向がかなり良く一致するが、波力の方は、波高が大きくなると ( $H/L > 0.04$ ) 理論と実験値の差が大きくなることが示されている。この理由として堀口らは、波高が増大すると Chamber 内の水は乱れの大きい運動となり、速度ポテンシャルの適用が無理となるためであり、Chamber 内の運動を解明することが今後の課題であると指摘している。

直立透過堤は、前後壁の空隙と遊水部における摩擦や乱流によるエネルギー損失と前後壁での反射

波と入射波との位相差による干渉などによって波のエネルギーを減殺しようとするものであるが、一口に直立透過堤と言ってもその壁体構造はさまざまであり、既往の研究結果からそれぞれについての消波効果や安定性を一律に論ずる段階にはなっていないように思われる。したがって、当分は理論計算による検討と平行して模型実験による検証を行ないながら設計することが必要である。

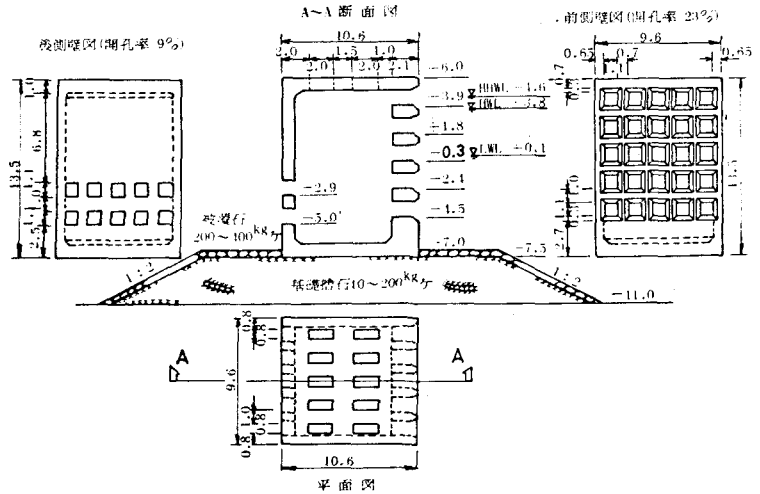


図-4.5 広島港(甘日市地区)分離堤標準断面図<sup>44)</sup>

図-4.5<sup>44)</sup>は、広島港(甘日市地区)木材港に採用された透過防波堤である。遊水幅 $\ell$ は、図-4.6<sup>41)</sup>の反射率に関する実験結果( $\ell_1$ ,  $\ell_2$ は、図-4.1参照)から反射率を最小にするよう $\ell = 7.5\text{m}$  ( $\ell = \ell_1 = \ell_2$ )と決定している。前後壁の開孔率は、東海大学海洋研究所<sup>45)</sup>の実験結果(前壁の開孔率を26.6%, 後壁の開孔率を26.6, 16.5, 6.6, 4.95, 3.3, 0%として行なった実験によると、透過波高を低くして、しかも波力を減少させるには、前壁の開孔率を26.6%とし、後壁の下部1/4を開孔率6.6%と部分的に透過性としたものが有効であり、それ以上後壁の透過率を増しても透過波が増大するだけで波力の減少度が大幅に向上するわけではないとの結論が得られている)にもとずいて決定されたものである。

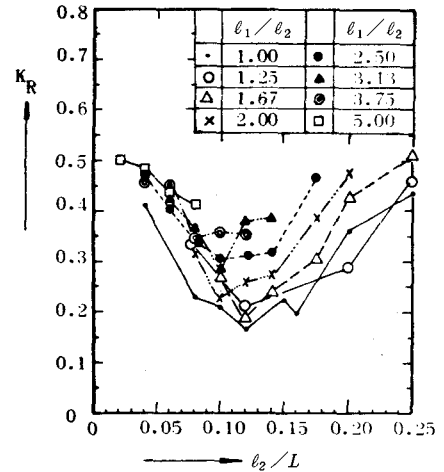


図-4.6  $\ell_2/L$ と $K_R$ の関係<sup>41)</sup>

波力は、模型実験<sup>46)</sup>から滑動限界波高〔20波当り3cm(実験値1mm)以上の堤体移動を滑動限界とみなす〕を求めて、平均波圧係数\*を計算した結果にもとずいて、安定計算には $\bar{\alpha} = 0.7$ を採用することとした(この値の妥当性は、港湾技術研究所の実験結果<sup>47)</sup>からも確認されている)。また、細部設計は、堀口ら<sup>4)</sup>の理論式より計算した値とサンプル波圧を対比し、部材に対し危険となるサンプル波圧を採用して行なっている。

\* 滑動時の波力と摩擦抵抗力は次のように表わされる

$$\left. \begin{aligned} \text{全波力} \quad P &= \bar{p} (h_c + d) \ell \\ \text{摩擦抵抗力} \quad R &= \mu \bar{W}_0 \end{aligned} \right\} \quad (4.1)$$

ここに、 $\bar{p}$  = 滑動時の平均波圧 (kg/cm<sup>2</sup>)、 $h_c$  = 天端高 (cm)、 $d$  = マウンド水深 (cm)、

$\mu$  = 摩擦係数、 $\bar{W}_0$  = 堤体の水中重量、 $\ell$  = 堤体幅

したがって、滑動時 ( $P=R$ ) の平均波圧は

$$\bar{p} = \frac{\mu \cdot \bar{W}_0}{(h_c + d) \ell} \quad \dots\dots\dots (4.2)$$

として求められるから、波圧係数  $\alpha$  は

$$\alpha = \frac{\bar{p}}{w_0 H} \quad \dots\dots\dots (4.3)$$

ここに、 $w_0$  = 水の単位体積重量、 $H$  = 波高

として計算される。

松山港では、外港地区防波堤の延長によって港内汚染が増進しないような防波堤の法線、構造断面を決定するための汚染拡散実験<sup>48)</sup>を行ない、防波堤に15%の空隙を持たせれば良いとの結論が得られた。この結論を受けて、約15%の空隙率を持つ4種類の防波堤断面について、ブレットシュナイダー型の不規則波を用いて波高伝達率に関する実験<sup>49)</sup>を行なった結果、図-4.7に示す両端張出しケーソントップおよび図-4.8に示す透過ケーソンと普通ケーソンとを組み合わせるタイプを採用することが決定された。後者の透過ケーソンについては、さらに不規則波による滑動実験を行ない、滑動限界波高に対する波圧係数が $\alpha = 0.45$ と求められている。このような実験結果を考慮し、安定計算に用いる波力は $p = 0.7 w_0 H_{1/3}$ を採用している。

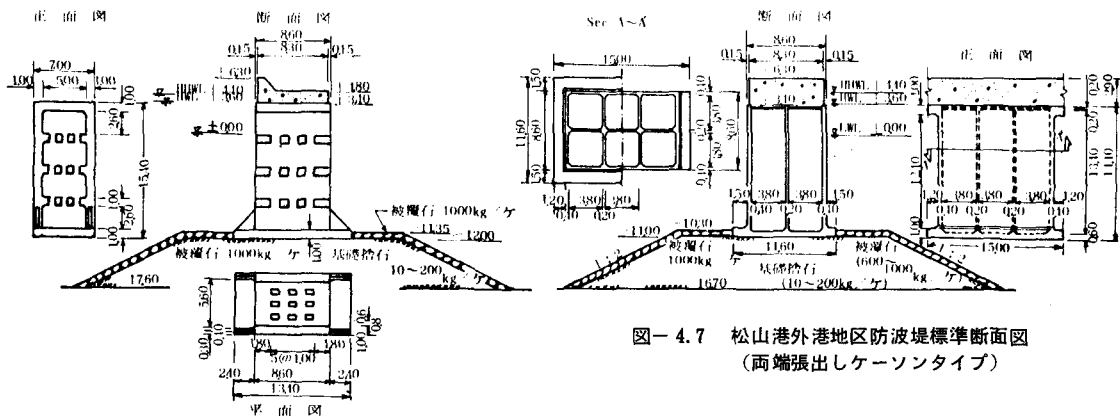


図-4.7 松山港外港地区防波堤標準断面図  
(両端張出しケーソントップ)

図-4.8 松山港外港地区防波堤標準断面図  
(透過ケーソントップ)

七尾港府中防波堤は、反射波と堤体に作用する波力の軽減および堤内の水質を悪化させないなどのことを考慮し、図-4.9<sup>50)</sup>に示すような遊水部を有する透過壁構造が採用された。また、基礎地盤が軟弱なため横方向荷重(波力)に対しては、くい横抵抗で支持させ、極力自重を軽減して円形すべりに対処する構造となっている。

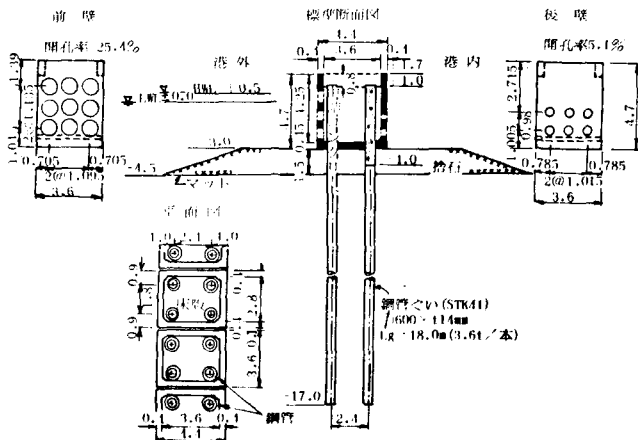


図-4.9 七尾港府中防波堤標準断面図<sup>50)</sup>

模型実験の結果<sup>51)</sup>、反射率および波高伝達率は、設計周期 4.0 sec の波でそれぞれ 0.15 および 0.20 程度、6.0 sec の波で 0.40 および 0.50 程度であった。また、滑動実験および掘口の理論式による計算から、平均波圧係数  $\alpha \approx 0.6$  と推定された。なお、透過式ブロックに作用する波力は、1/10 最大波高を用いて部分碎波公式により算出される波力の 15% 減としている。

## 5 あとがき

一口に透過性構造物といっても、その構造型式は多種多様であり、ここで取りあげたものはそのごく一部にすぎない。空気防波堤<sup>2)</sup>や浮防波堤<sup>52)</sup>などのような可動型の透過性構造物も、仮設防波堤として今後その需要が高まってくるのではないかと考えられる。しかし、いずれの型式に対する設計方法もまだ確立されておらず、当分は理論的あるいは実験的な検討を加えながら設計することが必要であろう。

なお、透過性構造物を防波堤に採用する一つの大きな目的は、堤内外の海水交流による水質環境の保全であるが、これは防波堤本来の目的とは相反するものであり、港内静穏度への配慮が優先されるべきものであることを忘れてはならない。

最後に、本稿をまとめるにあたり、各種資料を心よく提供して頂いた関係各機関に厚く御礼申し上げます。

## 参考文献

- 1) 服部昌太郎：沿岸開発と波浪制御，1975年度水工学に関する夏期研修会講義集，Bコース，1975年8月，pp. B-2-1～B-2-24.
- 2) 岩垣雄一：海岸波浪の制御，1977年度水工学に関する夏期研修会講義集，Bコース，1977年7月，pp. B-3-1～B-3-16.
- 3) 森平倫平・柿崎秀作・合田良実：カーテン防波堤とその特性について，港湾技術研究所報告，第3巻・1号，1964年，pp. 1～27.
- 4) 堀口孝男・布施徹一郎・上原正晴：両面多孔壁消波構造の水理解析，第24回海岸工学講演会論文集，1977年，pp. 276～280.
- 5) 樫木 亨・岩田好一郎：堤防越波量におよぼす離岸堤背後地形の効果に関する実験的研究—離岸堤の効果に関する研究第1報—，第18回海岸工学講演会論文集，1971年，pp. 269～273.
- 6) 豊島 修：現場のための海岸工学，侵食編，森北出版，1975年，pp. 292～313. または，豊島 修：離岸堤工法の設計指針，第18回海岸工学講演会論文集，1971年，pp. 155～159.
- 7) 文献1)，pp. B-2-19～20.
- 8) Numata, A. : Laboratory Formulation for Transmission and Reflection at Permeable Breakwaters of Artificial Blocks, Coastal Engineering in Japan, Vol. 19, 1976年，pp. 47～58.
- 9) 豊島 修：離岸堤の高さについて，第16回海岸工学講演会講演集，1969年，pp. 247～252.
- 10) 沼田 淳・和田 信：護岸前面海底地形の変化に関する一実験，第20回海岸工学講演会論文集，1973年，pp. 495～499.
- 11) Lording, P. T., and Scott, J. R. : Armor Stability of Overtopped Breakwater, Proc. of ASCE, WW 2, May, 1971, pp. 341～354.
- 12) 岩田好一郎：浅海波の変形機構と波浪制御に関する基礎的研究，大阪大学学位論文，1976年9月，pp. 6～7.
- 13) 豊島 修：離岸堤の統計的考察，第17回海岸工学講演会論文集，1970年，pp. 323～330.
- 14) 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.

- 15) 合田良実：浅海域における波浪の砕波変形，港湾技術研究所報告，第14巻第3号，1975年，pp. 59～106.
- 16) 首藤伸夫：非線型長波の変形—水路幅，水深が変化する場合—，第21回海岸工学講演会論文集，1974年，pp. 57～63.
- 17) 合田良実著：港湾構造物の耐波設計，鹿島出版会，1977年10月，p. 67.
- 18) De Castro, D.E. : Diques de escollera (Design of Rock-Fill Dikes), Revista de Obras Publicas, Vol. 80, April, 1933. (文献19)による)
- 19) Iribarren Cavanilles, R. : A Formula for the Calculation of Rock-Fill Dikes, Revista de Obras Publicas, July, 1938年. Translation in the Bulletin of the Beach Erosion Board, Vol. 3, No1, January, 1944年, pp. 1～16.
- 20) Hudson, R.Y. : Wave Forces on Breakwaters, Proc. of ASCE., Vol. 78, January, 1952年, pp. 1～22. or Trans. of ASCE., Vol. 118, 1953年, pp. 653～674.
- 21) Hickson, R., and Rodolph, F. : Design and Construction of Jetties, Proc. of 1st Conference on Coastal Engg., 1950年, pp. 227～245.
- 22) José Joaquim Reis de Carvalho e Daniel Vera-Cruz : On the Stability of Rubble-Mound Breakwaters, Proc. of 7th Conf. on Coastal Engg., Vol. 2, Council on Wave Research, Berkeley, Calif, 1961, pp. 633～658.
- 23) Hedar, P.A. : Design of Rock-Fill Breakwaters, Proc. IAHR., 1953年, pp. 241～260.
- 24) Roald Svee : Formulas for Design of Rubble-Mound Breakwaters, Proc. of ASCE., WW2, May, 1962年, pp. 11～21.
- 25) Sigurdsson, G. : Wave Forces on Breakwater Capstones, Proc. of ASCE., WW3, Aug., 1962年, pp. 27～60.
- 26) 近藤一郎・松山方彦：中空四脚ブロックの安定限界—異形ブロックの安定性に関する一考察—，土木試験所月報，第132号，1964年5月，pp. 9～17.
- 27) Hudson, R.Y. : Laboratory Investigation of Rubble-Mound Breakwaters, Proc. of ASCE., WW. Vol. 85, No3, Paper No2171, Sept., 1959年, pp. 93～121.
- 28) R.Y. Hudson : Concrete Armor Units for Protection Against Wave Attack ; Report of Ad Hoc Committee on Artificial Armor Units for Coastal Structures, January, 1974年, 85 p.
- 29) Brorsen, M., H.F. Burcharth, and T. Larsen : Stability of Dolos Slope, Proc. of 14th Conf. on Coastal Engg., Copenhagen, 1974年, pp. 1691～1701.
- 30) 伊藤喜行・藤島 睦・北谷高雄：防波堤の安定性に関する研究，港湾技術研究所報告，第5巻14号，1966年，134 p.
- 31) Carsteins, T., A. Tørum and A. Trætteberg : The Stability of Rubble-Mound Breakwaters against Irregular Waves, Proc. of 10th Conf. on Coastal Engg., Tokyo, 1966, pp. 958～971.
- 32) Ouellet, Y. : Effect of Irregular Wave Trains on Rubble-Mound Breakwaters, Proc. of ASCE., WW2, February, 1972年, pp. 1～14.  
Discussion for this Paper : By Brunn, P.M. : Proc. of ASCE., WW4, November, 1972年, p. 594. By Dattatri, J. : Proc. of ASCE., WW1, February, 1973年, pp. 134～135.  
Closure by Ouellet, Y. : Proc. of ASCE., WW3, August, 1973年, pp. 405～406.
- 33) Morais, C.C. : Irregular Wave Attack on a DOLOS Breakwater, Proc. of 14th Conf. on Coastal Engg., Copenhagen, 1974年, pp. 1677～1690.
- 34) 日本港湾協会：港湾構造物設計基準，1967年4月，p. 2-4-37.

- 35) 運輸省第一港湾建設局：新潟海岸の欠潰対策一主として離岸堤の効果について一，第24回直技研報資，10，1973年11月，71p.
- 36) 伊藤喜行：特殊防波堤論，1968年度水工学に関する夏期研修会講義集，A海岸，港湾コース，土木学会水理委員会，1968年8月，pp. 6-1～6-31.
- 37) 千秋信一：冷却水・取排水に関する技術的問題，1970年度水工学に関する夏期研修会講義集，A海岸・港湾コース，土木学会水理委員会，1970年7月，pp. 09-1～09-58.
- 38) 横山幸満：水産施設の設計，水産増養殖叢書16，日本水産資源保護協会，1968年12月，72p.
- 39) 運輸省第三港湾建設局：地域社会の形成と港湾技術一港湾事業実施上の創意工夫と今後の展望，第29回直技研討資，5，1978年11月，pp. 56～67.
- 40) 運輸省第四港湾建設局提供資料による。
- 41) 武智雅敏：直立消波透過型防波堤の波浪および海水交換特性に関する実験的研究，第三港湾建設局第7回管内工事施工技術研究会資料，1976年3月，pp. 1～16.
- 42) 小川達彦・時川和夫：多孔型ケーソンタイプ消波堤の特性，第23回海岸工学講演会論文集，1976年，pp. 106～111.
- 43) 樺木 亨・岩田好一郎：横スリット型防波堤の消波効果と現地への適用条件について，土木学会論文報告集，第237号，1975年5月，pp. 63～74.
- 44) 運輸省第三港湾建設局神戸調査設計事務所：広島港設計計算書，1978年3月，267p.
- 45) 国土総合開発㈱・東海大学海洋研究所：多孔ケーソンに作用する波力と透過波に関する実験研究報告書，国土総合開発K.K.，1974年，26p.
- 46) 楠田 晃：透過式防波堤模型実験，運輸省第三港湾建設局第8回管内工事施工技術研究会資料，1977年2月，pp. 491～510.
- 47) 谷本勝利 他5名：各種ケーソン式混成堤の反射・越波および波力特性に関する模型実験，港湾技研資料，No246，1976年9月，38p.
- 48) 運輸省第三港湾建設局神戸調査設計事務所：松山港潮流拡散実験報告書，1977年3月，221p.
- 49) 中村 勇：松山港透過式防波堤の特性実験，第三港湾建設局第9回管内工事施工技術研究会資料，1978年7月，pp. 503～513.
- 50) 伊花 稔：七尾港府中防波堤の建設工事について，第16回管内工事報告会資料，第一港湾建設局，1978年2月，pp. 1～14.
- 51) 運輸省第一港湾建設局新潟調査設計事務所：七尾港府中防波堤（穴あきブロック構造）の波力の考え方，1978年3月，pp. 1～19.
- 52) 浅海開発研究委員会：水産土木事例と動向(1)一漁場および養殖場における消波施設一，水産増殖叢書22，日本水産資源保護協会，1971年2月発行，128p.