

## 第2編 設計条件

### 第1章 設計条件の基本

漁港・漁場の施設の設計条件は、自然条件、経済的・社会的条件、自然環境・漁場環境・生活環境に及ぼす影響、工事や施設の維持管理に係る経済性、水産物の的確な品質・衛生管理、漁村の生活環境の整備との一体性を考慮して、施設の安全性と機能が確保されるよう適切に定めるものとする。

(1) 漁港・漁場の施設の設計にあたっては、以下の事項を考慮しつつ、適切に設計条件を定めるものとする。

① 自然条件

平面地形、海底地形、波、流れ、潮位、漂砂、水温、塩分、漁場整備の対象生物、風、底質、土質、景観等の自然条件は、構造物に働く作用や施設の機能の確保に重要な影響を与えるため、適切に定めるものとする。

② 経済的・社会的条件

漁業の実態（漁業形態、漁業生産量、受益戸数、漁船数等）、漁港の陸揚量、漁港と消費地との地理的關係、漁村の状況、水産物流通の状況、地域の防災体制、プレジャーボートの保管状況、海洋性レクリエーションの状況、海上交通の状況、自治体の財政状況、工事用車両・船舶の諸元等の経済的・社会的条件は、施設の規模と配置に影響を与えるため、適切に定めるものとする。

③ 周辺環境への影響

沿岸域における動植物の生態系、漁場環境、自然及び漁村の景観、海浜地形、水質、底質等の周辺環境への影響を考慮して、適切に設計条件を定めるものとする。

④ 工事や施設の維持管理に係る経済性

施設の建設費及び維持管理費を総合的に考慮して、適切に設計条件を定めるものとする。

⑤ 水産物の的確な品質・衛生管理

近年、安全で安心な水産物の供給が強く求められていることから、港内水質の浄化や岸壁周辺の衛生環境の改善など、漁港における陸揚げから流通までの間の水産物の品質・衛生管理に配慮して、適切に設計条件を定めるものとする。

⑥ 漁村の生活環境の整備との一体性

漁村は都市部に比べていまだ生活環境の整備が立ち遅れ、高齢化の進展も早いことから、利用者の利便性に配慮し、漁村の生活環境の向上にも資するよう、適切に設計条件を定めるものとする。

(2) 具体的には、次に掲げる項目のうちから必要な設計条件を適切に定めるものとする。

① 潮位

② 波及び波力

③ 津波及び津波波力

④ 流れ及び流れの力

⑤ 風及び風圧力

⑥ 漂砂

- ⑦ 地震力
- ⑧ 土質
- ⑨ 土圧
- ⑩ 水圧
- ⑪ 荷重
- ⑫ 漁船の諸元
- ⑬ 漁船により生じる作用
- ⑭ 材料
- ⑮ 水質・底質
- ⑯ その他必要な設計条件

なお、その他必要な設計条件としては、蠣集・増養殖の対象生物、施設の利用方法、景観、交通、地形等が考えられる。

## 第 2 章 潮 位

### 2.1 潮位の基本

潮位は、天文潮及び気象潮、波による水位上昇並びに津波等による異常潮位を考慮して、実測値又は推算値に基づいて、工事中基準面からの水位を適切に設定するものとする。

潮位は、天文潮、気象潮、津波等により変動することから、漁港・漁場の設計に際して、これらを考慮する必要がある。

#### 2.1.1 天文潮

月と太陽の万有引力によって引き起こされる潮汐を天文潮というが、設計に用いる潮位として、次の①～④を求める必要があり、1ケ年以上の潮位記録を基に各潮位を求めることを原則とする。

① 平均水面 M.W.L. (Mean Water Level) 又は M.S.L. (Mean Sea Level)

ある期間の海面の平均高さに位置する面をその期間の平均水面という。実用上は 1 ケ年の潮位を平均して平均水面とすることを原則とする。

② 最低水面 C.D.L. (Chart Datum Level)

最低水面は海図における水深の基準面で、水路業務法施行令 第一条に基づいて海上保安庁長官が公示している。以前は、最低水面のことを基本水準面と呼んでいたが、平成 14 年 4 月 1 日の水路業務法の改定に伴い、現在は基本水準面という用語は使用されていない。

最低水面は平均水面から主要 4 分潮である主太陰半日周期  $M_2$ 、主太陽半日周期  $S_2$ 、日月合成日周期  $K_1$ 、主太陰日周期  $O_1$  の半潮位差の和又はほぼそれに等しい高さだけ平均水面から下げた面である。ここで、主要 4 分潮  $M_2$ 、 $S_2$ 、 $K_1$ 、 $O_1$  の詳細は潮位表 ①、潮汐表 ②を参照することができる。

③ 朔望平均満潮面 H.W.L. (mean monthly Highest Water Level)

朔（新月）、望（満月）の日から前 2 日、後 4 日以内に現れる各月の最高満潮面を平均した水面である。

④ 朔望平均干潮面 L.W.L. (mean monthly Lowest Water Level)

朔（新月）、望（満月）の日から前 2 日、後 4 日以内に現れる各月の最低干潮面を平均した水面である。

⑤ 東京湾平均海面 T.P. (Tokyo Peil)

東京湾における平均水面。国土地理院の地形図における高さの基準として用いられている。

#### 2.1.2 気象潮

高・低気圧の通過に伴う気圧変動や風などの気象に起因する海面の水位変化を気象潮という。この中で台風や低気圧の通過時に潮位が異常に高まる現象を高潮あるいは偏差という。高潮及び偏差の数値設定は、少なくとも過去 30 年以上にわたる観測記録に基づき検討を行うことが望ましいが、観測記録がない場合には、気象条件から数値解析により推算したり、高潮災害報告、古文書等の既往災害資料を併用して、出来るだけ長期間の高潮について検討をするのがよい。なお、気象庁が各地の気象記録に基づき、高潮予測実験式 ③を示しているので参照することができる。

### 2.1.3 津波

津波については、「2.4 津波」に記述。

### 2.1.4 副振動

副振動については、「2.5 副振動」に記述。

### 2.1.5 既往最高潮位

過去において示した最高の潮位である。天文潮のみに起因せず高潮、津波、洪水等の影響を受けた潮位である。

既往最高潮位	H.H.W.L.
朔望平均満潮面	H.W.L.
平均水面	M.W.L. 又は M.S.L.
東京湾平均海面	T.P. (旧称 T.M.S.L.)
平均干潮面	M.L.W.L.
朔望平均干潮面	L.W.L.
最低水面 (旧称 基本水準面)	C.D.L.
既往最低潮位	L.L.W.L.
観測基準面	D.L.

図 2-2-1 基本水準面と各潮位の関係

## 2.2 設計潮位

設計潮位は、構造物にとって最も危険となる作用が生じる潮位であり、天文潮及び気象潮並びに津波等による異常潮位の実測値又は推算値に、気候変動による気象の状況及び将来の見通しを勘案して必要と認められる値を加えたものうちから、当該漁港施設の利用状況等を考慮して漁港管理者等が総合的に判断して適切に定めることを原則とする。

### 2.2.1 設計潮位

設計潮位は、対象とする構造物の目的によって異なる。また、目的を同じくする構造物においても、その施設の機能や構造安定の検討により設計潮位が異なる。例えば、護岸の設計において、天端高は越波量により決定されるので、越波量が最大となる潮位を設計潮位とするが、構造物の安全性に關す

る性能照査にあたってはより低い潮位でより危険となる場合があり、このときは原則としてその潮位を設計潮位とする。

設計潮位として、既往の観測データや背後施設の重要度等を勘案して以下に示すものが挙げられる。

- ① 既往の最高潮位 (H.H.W.L.)
- ② 朔望平均満潮面 (H.W.L.) + 最大潮位偏差  
高潮又は砕波による水位上昇が推定される水域では、必要に応じて適切な偏差を加える。
- ③ 朔望平均満潮面 (H.W.L.)
- ④ 朔望平均干潮面 (L.W.L.)

既往最高潮位 (H.H.W.L.) や朔望平均満潮面等の潮位は、一般に天文潮及び気象潮の過去の変動記録から定めているが、観測データ数の不足、特殊な地形条件等の理由により過去の潮位の変動記録によりがたい場合は、既往の台風、低気圧等の異常気象に基づき、適切な数値解析や推算式によって算定してもよい。また、高潮と津波は同時生起確率が極めて低いことから、設計潮位の決定にあたっては同時に発生しないものとして設計潮位を決定することを標準とする。副振動と高潮、津波の場合も同様の扱いとする。なお、潮汐の影響が大きい箇所（湖沼又は河川）に位置する漁港の施設に係る設計潮位は、水位記録等を考慮して決定してもよい。また、海水交流施設では平均水面が設計潮位となることがある。

設計潮位の決定にあたっては上記の実測値又は推算値に、気候変動による気象の状況及び将来の見通しを勘案して必要と認められる値を加えたものうちから、当該漁港施設の利用状況等を考慮して漁港管理者等が総合的に判断して適切に定めることを原則とする。

### 2.2.2 最大潮位偏差

最大潮位偏差は、既往の検潮記録偏差あるいはモデル高潮による推定最大偏差とし、その設定にあたっては、実測期間や生起頻度を考慮する必要がある。施設の重要性に応じて若干の余裕高を加えたり、経済性を考慮して朔望平均満潮面と同時に起こる確率に応じて補正してもよい。

### 2.2.3 気候変動の潮位への影響

日本沿岸の平均海面水位については、1980年以降で上昇傾向にあり、将来の見通しとして、21世紀中に上昇することが予測されている<sup>4)</sup>。緯度による差、地盤沈下、プレートの沈み込み等の影響により、地球平均での海面上昇量がそのまま各地域で実現されるわけではなく、海面上昇には地域的な要素もある<sup>5)</sup>。高潮の発生頻度については、年によって一定ではなく変動がみられるが、将来の見通しとして、多くのケースで台風が強くなり、東京湾、大阪湾、伊勢湾の高潮（高潮偏差）が増大するとの事例研究が報告されている<sup>4)</sup>。また、岸壁の天端等は利用上の観点から余裕高を小さく定めていることもあり、施設の整備にあたって留意する必要がある。

気候変動による気象の状況及び将来の見通しについての検討方法及び必要と認められる値の設定については、「漁港施設等における気候変動適応策の設計に係る手引き」<sup>6)</sup>を参考にすることができる。

## 2.3 工事用基準面

工事用基準面は、原則として最低水面とする。

工事用基準面は、漁港・漁場の施設の設計に使用するのみならず、調査、計画、工事等を実施する場合に基準の高さとして使用するものである。漁港・漁場の施設の大半が漁船の利用を対象としていることから、船舶の航行上必要な水深の確認が容易な最低水面（海図の水深の基準面）を工事用基準面とすることにより、漁港・漁場の施設の調査、計画、設計、工事等の円滑な推進を図るのが望ましい。

なお、漁港の施設には、集落道、漁港関連道等のように陸上に設置される構造物もあることから、東京湾平均海面（T.P.）と工事用基準面との関係を明らかにしておく必要がある。さらに、場所によっては地震等による急激な地盤変動や地下水汲み取り等による長期間にわたる地盤高の変化があることから、常に地盤の高さについては注意を払う必要がある。

## 2.4 津波

津波については、「第5章 津波」を参照する。

## 2.5 副振動

副振動の発生が考えられる場合には、副振動の卓越周期、振幅、流速等について十分検討する必要がある。

### 2.5.1 副振動

潮汐、高潮、津波以外に周期数十秒から数十分の長周期の振動が、湾（港）内で発生することがある。この現象は副振動（「セイシュ」あるいは地域により「よた」「網引き」等）と呼ばれ、サーフピート、長周期のうねり、高潮、潮流等により発生すると考えられている。漁港内における副振動の周期は、港内の広さ及び形状や波浪条件により異なるが、数分程度であることが多い。副振動が発達すると、波高が小さいにもかかわらず副振動の節の部分で強い流れが生じ、漁船の航行、係留に支障をきたすことがある。また、高波浪時に港外の発生振動と港内の固有振動がほぼ一致した場合には、船舶の係留索の切断、船体動揺による転覆、係留施設の冠水及び陸上施設の浸水が発生する等大きな被害が生じることもある。

外郭施設、係留施設、水域施設等の建設後に副振動対策を講じることは困難な場合が多いことから、施設配置計画段階において泊地の形状等を十分検討する必要がある。特に、来襲波の特性（波高、周期等）や海底勾配、港内の水深、港形並びに港口前面での砕波等により、副振動特性が大きく異なることから、長周期振動が問題となっている海域では現地調査等に基づき現象を十分把握した上で、適切な数値解析や水理模型実験を行い、副振動対策を検討することが望ましい。

### 2.5.2 固有振動周期<sup>7)</sup>

副振動は、長方形型の形状をした湾（港）において比較的発生しやすいと言われており、湾（港）口が節となり湾（港）奥が腹となる。長方形型と仮定した港における固有振動周期<sup>7)</sup>は式 2-2-1 で近似できる。

$$T_f = \frac{4\ell}{(2m-1)(gh)^{1/2}} \dots\dots\dots \text{(式 2-2-1)}$$

ここに

$T_f$  : 固有振動周期 (s)

$\ell$  : 港の奥行き (m)  
 $m$  : 節の数 (1, 2, …)  
 $h$  : 港の平均水深 (m)  
 $g$  : 重力加速度 (m/s<sup>2</sup>)

なお、港内のみならず港口付近の外海部も振動することから港口による影響を加味した固有振動周期の補正を式 2-2-2、式 2-2-3、表 2-2-1 及び図 2-2-2 により行う。

$$T = \alpha \frac{4\ell}{(gh)^{1/2}} \dots\dots\dots (式 2-2-2)$$

$$\alpha \text{ (補正係数)} = \left\{ 1 + \frac{2b}{\pi\ell} \left( 0.9228 - \ln \frac{\pi b}{4\ell} \right) \right\}^{1/2} \dots\dots\dots (式 2-2-3)$$

ここに

$b$  : 港の幅 (m)

表 2-2-1 補正係数  $\alpha$  の値

$b/\ell$	1	1/2	1/3	1/4	1/5	1/10	1/20
$\alpha$	1.320	1.261	1.217	1.187	1.163	1.106	1.064

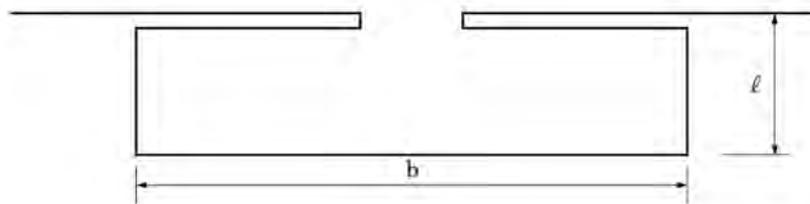


図 2-2-2 港の形状

### 2.5.3 副振動対策

副振動の振幅を抑えるには、港外から侵入してきた「うねり」を港の内周で不完全反射させる、又は、何らかの方法で港内でのエネルギー損失を増大させる必要がある。そこで、副振動対策としてこれまでに行われてきた方法としては、港内に発生する流れを緩和したり、固有振動周期を変化させるために、

- ① 防波堤沖出しや沖防波堤を設置する
- ② 港内に突堤を設置する
- ③ 港内流入水の排出口を設ける
- ④ 直立護岸（岸壁）を改良し、消波護岸（岸壁）にする
- ⑤ 対象泊地の入口に水門（可動式防波堤又は防波水門）を設置する

等がある（図 2-2-3 参照）。⑤の場合、漁港における漁船等の利用形態や背後施設の重要度等を検討

するとともに、これまで行われてきた対策との機能性や経済性の比較を行う必要がある。この構造型  
式としては、ローラーゲート式、起伏ゲート式、膜式（水圧により膜を膨張させて閉鎖する方式）等  
があるが、図 2-2-4 にローラーゲート式の概略図を示す。

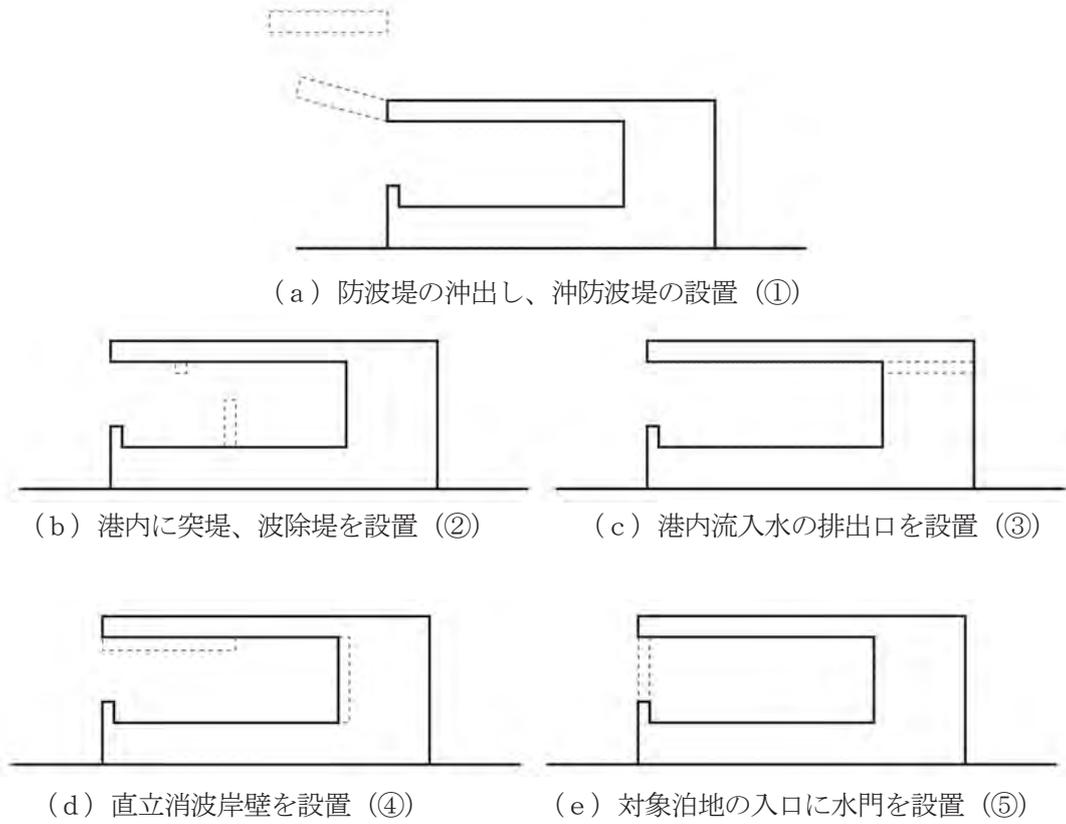


図 2-2-3 副振動対策の例

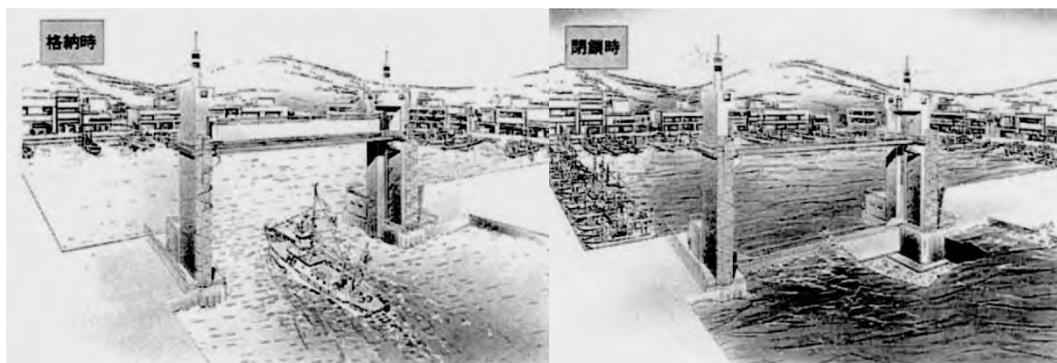


図 2-2-4 水門（可動式防波堤又は防波水門）におけるローラーゲート式の概略図

(参考文献)

- 1) 例えば, 気象庁: 潮位表
- 2) 例えば, 海上保安庁: 潮汐表
- 3) 気象庁: 平成 14 年潮位表 (2001)
- 4) 文部科学省・気象庁: 日本の気候変動 2020
- 5) 土木学会編: 海岸施設設計便覧 (2000), pp.69-78, pp.301-308
- 6) 水産庁漁港漁場整備部: 漁港施設等における気候変動適応策の設計に係る手引き

## 第 3 章 波

### 3.1 波の基本

#### 【利用性及び構造物の安全性に関する性能照査に用いる波】

構造物の安全性に関する性能照査に用いる波は、波の不規則性及び多方向性並びに各種変形現象（屈折、回折、反射、浅水変形、砕波等）を考慮し、想定する再現期間に対応した波高、周期及び波向を適切に設定するものとする。

#### 【静穏度の照査に用いる波】

静穏度の照査に用いる波は、当該漁港を利用する漁船の諸元、漁業形態及び漁業海域の海象等を考慮して、波高、周期及び波向を適切に設定するものとする。

漁港・漁場の施設の設計に用いる波は、波の不規則性及び多方向性並びに各種変形現象を考慮するとともに、有義波で代表することを原則とする。

#### 3.1.1 波の概要

波は、不規則性、多方向性（方向分散性）、非線形性、分散性を有するとともに、施設や海底地形などの影響を受けて、屈折、回折、反射、浅水変形、砕波などといった変形現象を生じる。また、防波堤や護岸などでは、透過、越波、波の打ち上げなどが起こる。これらの諸現象を明らかにするために、水理模型実験や理論式の構築が行われ、海岸工学や水産土木工学などでは、これを制御する施設の開発が図られてきた。これと相まって、漁港・漁場・海岸などの施設整備にあたって要求される合理的かつ経済的な設計施工技術の指針が、技術者の利便性を考慮して策定及び改訂されてきた。

漁港・漁場の施設は、上述した各種変形現象などを考慮した上で、設計対象施設の安定性及び機能性の検討を行う必要がある。さらに、増養殖施設では年に数回発生する荒天時の波浪や、水域施設では出漁限界波浪についても考慮する必要がある。また、海水導入工のように常時機能していることが望まれる施設は、通年を通しての波浪を考慮する必要がある。

#### 3.1.2 不規則な波を取り扱う方法<sup>1)</sup>

不規則な波を取り扱う方法として、以下に示すように 5 つの方法が挙げられる。

##### ① 単一有義波法

不規則な海の波を波高と周期が有義波の諸元に等しい規則波で代表させ、その規則波の変形を理論又は実験で求めて海の波の変形を推定する方法。

##### ② 単一最高波法

不規則な海の波を波高と周期が最高波の諸元に等しい規則波で代表させる方法。

##### ③ 確率分布法

不規則な波群中の一波一波をそれぞれ規則波で近似し、その結果を各波の出現率を考慮して加え合わせる方法。

##### ④ 不規則波実験法

不規則波造波機を用いて、直接不規則波による実験を行って定める方法。

##### ⑤ スペクトル法

波のスペクトルを用いて解析する方法。

上述した方法は、それぞれの特性から状況に応じて使い分けする必要がある。以下に一般的と思われる適用例を示す。

- ① 単一有義波法  
深海波の発達、うねりの減衰、屈折、浅水変形、海浜流の発生、漂砂現象（回折、反射）
- ② 単一最高波法  
波力
- ③ 確率分布法  
砕波変形、海浜流の発生、漂砂現象、越波
- ④ 不規則波実験法  
浅水変形、砕波変形、反射、漂砂現象、伝達波、越波、波力
- ⑤ スペクトル法  
深海波の発達、うねりの減衰、回折、屈折、浅水変形、反射、波力

### 3.1.3 波の諸元

設計に用いられる波の諸元は次の通りである。

- ① 波高、周期、波長 ( $H, T, L$ ) :  
波を正弦波形を持つ進行波とすると、波高とは、一つの波の山の頂き（波峰）と波の谷までの高さの差であり、周期とは、1点で一つの波峰が現れてから、次の波峰が現れるまでの時間である。また、波長とは、波の進行方向に測った一つの波峰から次の波峰までの水平距離である。
- ② 有義波 ( $H_{1/3}, T_{1/3}$ ) :  
ある波群中で波高の大きい波から数えて、全体の波の数の  $1/3$  の数の波を選び出し、それらの波高及び周期の平均値に等しい波高及び周期を持つ仮想的な波をいう。
- ③ 最高波 ( $H_{max}, T_{max}$ ) :  
ある波群中で最大の波高を示す波をいう。
- ④ 沖波 ( $H_0, T_0$ ) :  
水深が波長の  $1/2$  以上の深海域における波で有義波の諸元で表す。海底地形の影響、周辺地形による遮蔽効果などの影響を受けない波である。
- ⑤ 換算沖波波高 ( $H'_0$ ) :  
沖波が浅海を進行する際に受ける波の屈折、回折などの変化を考慮した仮想的な波高であり、有義波高で表す。
- ⑥ 波向 :  
波が向かってくる方向であり、一般に真北を基準として東回りに  $16$  方位で表す。

### 3.1.4 波の理論

一般的に、微小振幅波理論を用いて波の変形現象を取り扱うことが多い。しかし、水深が浅くなり波の波形勾配が大きく非線形性の影響が顕著となる場合は、有限振幅波理論を考慮した取り扱いが必要となる。

微小振幅波は、エアリー (Airy) 波ともよばれ、波の基本的な性質を考える際に用いる。ここでは、波高  $H$ 、周期  $T$  を有する正弦波であり、進行波かつ 2 次元断面 ( $x, z$ ) の場合について微小振幅波の概要を示す (図 2-3-1)。

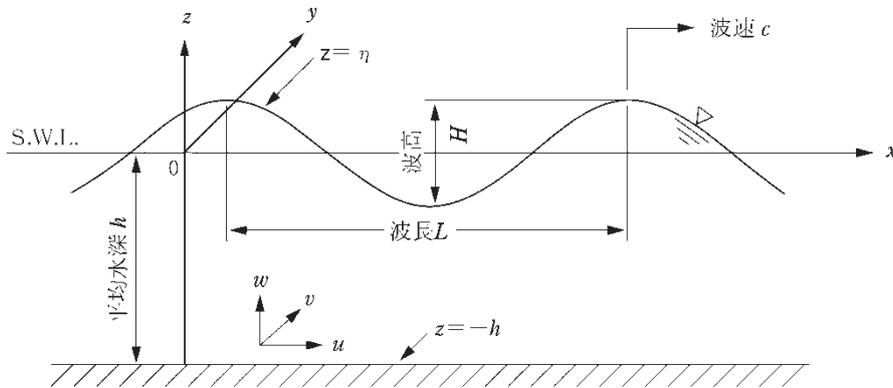


図 2-3-1 波の諸元及び座標系の定義

a) 波形  $\eta$

$$\eta = \frac{H}{2} \sin(kx - \sigma t) \dots\dots\dots (式 2-3-1)$$

b) 水粒子速度 ( $u, w$ )

$$\left. \begin{aligned} u &= \frac{H\sigma}{2} \frac{\cosh k(h+z)}{\sinh kh} \sin(kx - \sigma t) \\ w &= -\frac{H\sigma}{2} \frac{\sinh k(h+z)}{\sinh kh} \cos(kx - \sigma t) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (式 2-3-2)$$

c) 水粒子の軌跡 ( $x, z$ )

$$\left. \begin{aligned} x - x_0 &= \frac{H}{2} \frac{\cosh k(h+z_0)}{\sinh kh} \cos(kx_0 - \sigma t) \\ z - z_0 &= \frac{H}{2} \frac{\sinh k(h+z_0)}{\sinh kh} \sin(kx_0 - \sigma t) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (式 2-3-3)$$

d) 単位面積当たりの波エネルギー

$$E = \frac{1}{8} \rho g H^2 \dots\dots\dots (式 2-3-4)$$

e) 群速度  $C_g$  (波のエネルギーの輸送速度)

$$C_g = nC \dots\dots\dots (式 2-3-5)$$

f) 単位時間単位幅当たりの波のエネルギーの輸送量

$$W = EC_g = \frac{1}{8} \rho g H^2 nC \dots\dots\dots (式 2-3-6)$$

g) 水中の任意点での水圧

$$p = \frac{\rho g H}{2} \frac{\cosh k(h+z)}{\cosh kh} \sin(kx - \sigma t) - \rho g z \dots\dots\dots (式 2-3-7)$$

ここに、

- $k$  : 波数 ( $=2\pi/L$ ) (1/m)
- $L$  : 波長 (m)
- $\sigma$  : 各周波数 ( $=2\pi/T$ ) (1/s)
- $t$  : 時間 (s)
- $h$  : 水深 (m)
- $x_0, z_0$  : 水粒子軌道の中心点 (m)
- $\rho$  : 海水の密度 ( $t/m^3$ )
- $g$  : 重力加速度 ( $m/s^2$ )
- $n$  : 波速と群速度の比
- $C$  : 波速 (m/s)

なお、水深  $h$ 、周期  $T$  における  $k$ 、 $H$ 、 $n$ 、 $C$  の算定については、「本編 3.5.2 (2) 微小振幅波の水深のみによる波高及び波速並びに波長の算定」を参照のこと。

### 3.1.5 不規則な波形に対する波高、周期、波長の定義

波高、周期、波長については、実際の不規則な波形について定義するのは難しい問題である。これに対し、ゼロ・アップ・クロス法、ゼロ・ダウン・クロス法、クレスト・ツウ・クレスト法等の種々の定義方法があるが、現在はゼロ・アップ・クロス法が深海域、ゼロ・ダウン・クロス法が特に砕波帯などの浅海域における不規則波の波の定義として一般に利用されている。ゼロ・アップ・クロス法は、波形が波の谷から山へ上昇（ゼロ・ダウン・クロス法では下降）する際に平均海面を横切る点から、再び上昇（下降）しながら平均海面を横切る点までの時間を一波の周期とし、横軸が距離であればその間が見かけの波長となる。また、その間の一番高い山の頂きと一番低い谷との高さの差を波高とする。よって、途中の他の山、谷は無視する。図 2-3-2 はゼロ・アップ・クロス法での関係を示したものである。

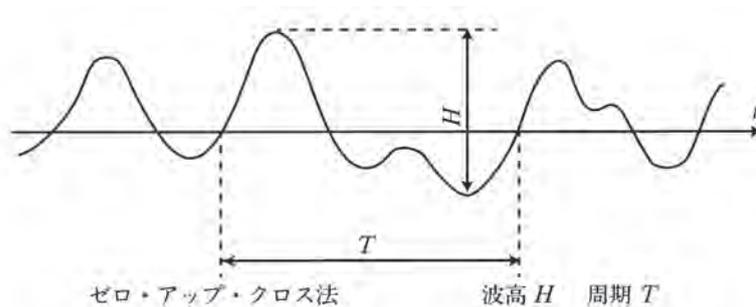


図 2-3-2 波高、周期の決定方法

### 3.1.6 有義波

有義波は、波高、周期の不規則な波群を代表する仮想的な波であり、波浪観測技術が乏しかった時代に行われていた目視観測の波群の中の最大波高を平均した値にほぼ等しいこともあり、海洋における施設の設計において古くから用いられてきた。また、有義波の周期は、波のスペクトルのピーク周

波数に対する周期とほぼ等しいこともわかっている。このため、海域における施設の設計に際しては、有義波を基本条件としている。ただし、実際の波は不規則波であるため、後述するレーリー (Rayleigh) 分布を仮定した場合、有義波高より大きい波高が全波数の 13%程度発生する可能性があることに留意する必要がある。

### 3.1.7 1/n 最大波及び平均波

不規則波の波群中の個々の波を算定し、波高の大きい上位 1/n ( $n=3$  の場合には有義波) を選び出して算術平均したものを 1/n 最大波 ( $H_{1/n}, T_{1/n}$ ) といい、全波高を算術平均したものを算術平均波 ( $\bar{H}, \bar{T}$ ) という。また、不規則波の有するエネルギーを同一のエネルギーを有する規則波として換算したものをエネルギー平均波 ( $H_{rms}$ ) といい、漂砂現象などを取り扱う場合に用いられる。

### 3.1.8 最高波及び極大波

最高波は、観測された一連の波群の中で波高が最大である波をさしたものである。一方、任意の期間中に観測された最大の有義波に対しては、日 (月、年) 最大有義波と表現することが多い。なお、一つの波群の中で基準値を越える波を極大波として定義することもある。

### 3.1.9 不規則波の代表値の関係

#### (1) 波の統計的性質

##### ① 波高と周期の関係

波浪観測データをゼロ・アップ・クロス法により算出した波高の出現分布は、レーリー分布として取り扱うことができる<sup>2)</sup> (砕波帯ではレーリー分布は成立しないことに注意)。このレーリー分布を仮定すると、各波高間の関係は次の通りとなる。

$$\left. \begin{aligned} H_{1/3} &= 1.60\bar{H} \\ H_{1/10} &= 1.27H_{1/3} = 2.03\bar{H} \\ H_{rms} &= H_{1/3} / 1.42 \\ H_{max} &= (1.6 \sim 2.0) H_{1/3} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots \text{(式 2-3-8)}$$

ただし、最高波高  $H_{max}$  については、沿岸・海洋施設の設計の際に一般的に用いられる範囲を示したものであり、施設の重要度によって採用する  $H_{max}$  は異なってくる。例えば、通常の沿岸施設では 1/250 最大波高である  $1.80H_{1/3}$  を標準として用いている。

周期については、以下の関係が近似的に成立する<sup>3)</sup>。

$$T_{1/3} = T_{1/10} = T_{max} = 1.2\bar{T} \dots\dots\dots \text{(式 2-3-9)}$$

##### ② レーリー分布

レーリー分布の理論は、波のエネルギーがある周波数の非常に狭い範囲に集中していることを前提にしたものであるが、波をゼロ・アップ・クロス法で定義する限り、海の波についてはレーリー分布が近似的に適用できることが知られている。

レーリー分布は式 2-3-10 で表される。

$$p(H/\bar{H}) = \frac{\pi}{2} \frac{H}{\bar{H}} \exp\left(-\frac{\pi}{4} \left(\frac{H}{\bar{H}}\right)^2\right) \dots\dots\dots (式 2-3-10)$$

ここに、

$p(H/\bar{H})$  : 波高の確率密度関数

$H$  : 平均波高 (m)

図 2-3-3<sup>4)</sup>は、多くの観測記録の相対度数分布図の一例であるが、図中の実線は、式 2-3-10 を示した曲線である。

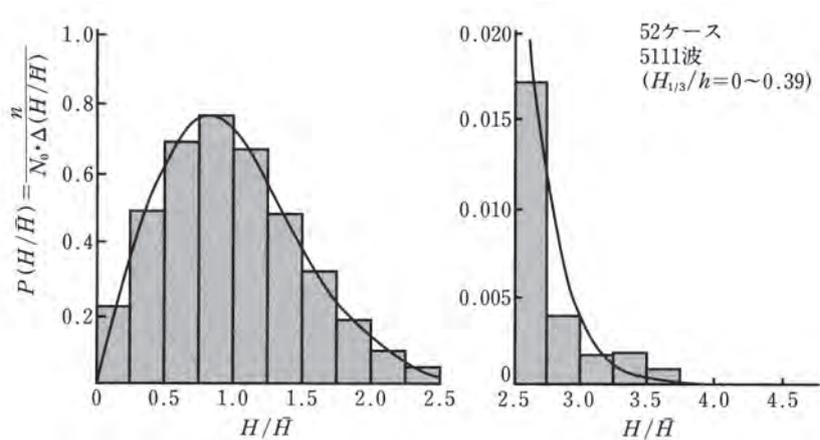


図 2-3-3 波高の相対度数分布及びレーリー分布曲線

## (2) 波のスペクトル

多方向不規則波のスペクトルは、周波数スペクトル  $S(f)$  と方向関数  $G(\theta, f)$  の積として表現される。

まず、波の不規則性を表す周波数スペクトルとしては、ブレットシュナイダー・光易 (Bretschneider-Mitsuyasu) 型<sup>5)6)</sup>やジョンスワップ (JONSWAP) 型<sup>7)</sup>など様々な式が提案されており、数値計算等で用いられている。このうち、ブレットシュナイダー・光易型スペクトルは、式 2-3-11 で表される。

$$S(f) = 0.258 H_{1/3}^2 T_{1/3}^{-4} f^{-5} \exp[-1.03(T_{1/3} f)^4] \dots\dots\dots (式 2-3-11)$$

なお、水理模型実験では、修正ブレットシュナイダー・光易型スペクトル<sup>8)</sup>を用いることがある。一方、波の多方向性を表現する方向関数としては、SWOP 型<sup>9)</sup>や光易型<sup>10)11)</sup>などがある。ここでは、光易型方向関数<sup>10)12)</sup>を示す。

$$\left. \begin{aligned} G(\theta, f) &= G_0 \cos^{2S} [(\theta - \theta_0)/2] \\ G_0 &= 1 / \int_{\theta_{\min}}^{\theta_{\max}} \cos^{2S} [(\theta - \theta_0)/2] d\theta \\ f_p &= 1 / (1.05 T_{1/3}) \\ f < f_p \text{ の時} &: S = S_{\max} (f / f_p)^5 \\ f \geq f_p \text{ の時} &: S = S_{\max} (f / f_p)^{-2.5} \\ S_{\max} &= 11.5 (2 \pi f_p U_{10} / g)^{-2.5} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (式 2-3-12)$$

ここに、

- $\theta$  : 波向
- $\theta_0$  : 方向関数のピーク波向
- $S$  : 方向集中度パラメーター
- $S_{max}$  : 方向集中度パラメーターの最大値
- $f$  : 周波数 (1/s)
- $f_p$  : ピーク周波数 (1/s)
- $\theta_{max}, \theta_{min}$  : 波の来襲範囲で  $\theta_0=0^\circ$  の時  $\pi, -\pi$
- $U_{10}$  : 海面上 10m の風速 (m/s)
- $g$  : 重力加速度 ( $m/s^2$ )

ただし、太平洋側の台風によるうねりを伴った波浪、日本海側の冬季風浪による波浪、内湾の吹送距離が短い波浪など、漁港・漁場の施設の設計対象海域によって波の特性は異なる。したがって、設計対象海域の波浪観測データに基づいて、適切なスペクトルを設定することが必要である。

### 3.1.10 換算沖波

換算沖波とは、設計沖波が屈折、回折等によって変形した後の波を称したもので、設計計算上の仮想波である。対象となる地点の波高は、その地点の水深によって決まる浅水変形や砕波変形、及び周囲の平面的地形条件による屈折、回折の影響を受けた結果として与えられるため、このような考え方が用いられる。

### 3.1.11 波向

沖波の波向に関し、構造物への影響を考える際に特に重要となるのは、波の主方向であり、これはいろいろな方向からの成分波が重なり合った不規則波の成分波のうち、最も大きなエネルギーを持つ波の方向である。風波の場合には、沖合の風浪の波向と風向はほぼ一致するが、うねりの場合及び沿岸部において波が屈折や回折等の影響を受ける場合には、波向と風向は一致しない場合がある。

### 3.1.12 周期による海の波の分類

海面に生じている波（表面波）には、周期が 0.1 秒程度の表面張力波、数秒から数十秒の風波、数分から数十分の長周期波、潮汐などがある。図 2-3-4<sup>13)</sup>は、これらを図示したものである。

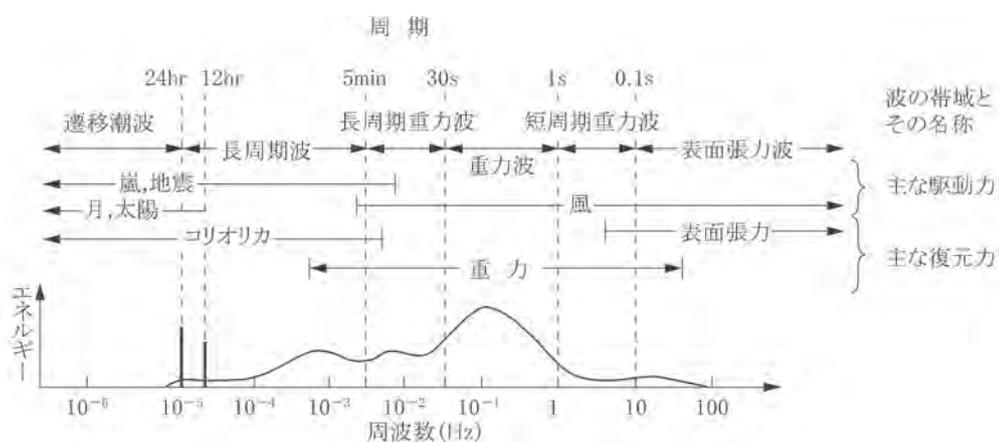


図 2-3-4 周期による海の波の分類

### 3.1.13 内部波

内部波は水深方向の表層水と底層水との密度差によって生じる波である。内部波の例としては、表層水が温められて底層水との温度差に起因する内部潮汐と呼ばれるものや、河口部周辺での陸水の流入による塩水くさびなどがある。特に、内部潮汐は、内湾などの海水交換に大きく寄与していることがわかっており、水産生物の生態系や養殖漁場への影響があるため、閉鎖性の高い内湾などにおいて十分に考慮するのが望ましい<sup>14)15)</sup>。

### 3.1.14 水深による波の分類

水深が波長の1/2より深い場所における波を深海波、水深が波長の1/2より浅く1/25より深いところにおける波を浅海波、1/25より浅い場所における波を極浅海波あるいは長波とよぶ。深海波は水深が大きいので海底の影響はほとんど受けない。逆に浅海領域になるほど海底の影響を大きく受けることとなる。

### 3.1.15 進行波及び重複波

波の波形が前進していくものを進行波とよび、前進せずに水面が上下運動するだけの波を定常波あるいは重複波という。漁港内形状によってはこの重複波が発達し、静穏度が悪化する場合がある。

### 3.1.16 波の変形

一般に、波は沖から陸に向かって進行してくる際、海底地形、岬や島等の自然地形、防波堤や突堤等の構造物によって変化し、沿岸部における波の特性は沖波とは異なる。波の変化は、自然地形や構造物等で波の進行方向を遮蔽された場合にそれらの背後に回り込む回折現象、浅海域においては海底水深の変化により波速が異なるために波向が変化する屈折現象、水深が徐々に浅くなることで波形に変化が生じる浅水変形がある。その他、反射による波向の変化や反射波との重複による重複波の発生、また、非常に浅い海域における波の砕波現象等がある。

以上の波の変形は、波の波高や周期、波向等の違いにより大きく異なる。よって、各種の波の変形を検討する場合においては、対象とする波の性質を十分に考慮する必要がある。

### 3.1.17 波の取り扱い

海の波の諸変形は、波を規則波として取り扱うか不規則波として取り扱うかによって、変化特性が異なる。実際の海の波は不規則な波であるが、基本的な性質は規則的な波により表すことができる。

不規則波は、波高、周期、伝播方向がそれぞれ異なる多くの規則波を重ね合わせたものとみなすことができる。また、波を取り扱う理論として、微小振幅波と考えるか有限振幅波と考えるかによっても変化特性が異なる。

### 3.1.18 平面波浪場の解析モデル

近年、計算機性能の著しい発達や新たな波浪変形解析モデルの開発により、数値計算で平面波浪場を解析することが一般的となりつつある。ここでは、漁港・漁場の施設の設計において実務上用いられる代表的な平面波浪場の解析モデルの概要を表2-3-1に示す。なお、これらの解析モデルの詳細及び具体的な手順並びにその他の解析モデルについては、「海岸施設設計便覧 2000年版」<sup>16)</sup>や「海岸波動【波・構造物・地盤の相互作用の解析法】」<sup>17)</sup>を参照できる。

## ① 平面波浪場の解析モデルの概要

「エネルギー平衡方程式」は、施設に対する設計波高を検討するために有用である換算沖波波高の算定において、一般的に用いられている。この方法は、多方向不規則波としての取り扱いができ、計算時間も少ないことから、実務に適している。砕波現象を付加したモデル<sup>18)</sup>も開発されており、漁場や海岸などの広域的な平面波浪場の計算に用いられる。

「高山の方法」<sup>19)</sup>は、水深が深い港湾の港内静穏度の検討に適用することを前提としている。水深の変化によって生じる現象を考慮できないものの、簡便な方法であることもあって、港湾では標準として用いられている。

「非定常緩勾配方程式」<sup>20)21)</sup>及び「数値波動解析法」<sup>22)26)</sup>は1方向の規則波であるものの、外郭施設や係留施設の存在により反射や回折が生じたり、浅い水深に起因する屈折や砕波の取り扱いができるため、適用事例が多い解析法である。近年、漁港では、「非定常緩勾配方程式」あるいは「数値波動解析法」の成分波重ね合わせ法<sup>27)</sup>や多方向不規則波の時系列解析法である「非定常緩勾配不規則波動方程式」<sup>28)</sup>、多方向不規則波の時系列解析法で弱非線形性及び弱分散性を考慮できる「ブシネスク (Boussinesq) 方程式」<sup>29)</sup>等を用いて、出漁限界波高の検討や安全係船岸充足率の算定を行っている。

ただし、現在の実用的な平面波浪場の解析モデルは、全ての波浪変形現象を精度良く包括的に取り扱うことはできない。特に、波の非線形性や分散性、砕波については、どのモデルに関しても精度の点で問題を有している。よって、施設の波圧・波力算定に計算結果を直接用いる場合には、明らかにしたい現象を明確にしたうえで、適切な解析モデルを採用するとともに、計算結果の適切な解釈を行うことに留意する必要がある。さらに、現実の波は、まだ十分に明確になっていない長周期成分を含んでいる。このため、平面波浪場の解析モデルのみによる検討では不十分であると判断する際は、現地観測の実施や水理模型実験によって検討を行うことが必要である。

表 2-3-1 代表的な平面波浪場の解析モデルの概要

波の不規則性及び多方向性並びに各種変形現象 代表的な波浪変形解析モデル	浅水変形	屈折	回折	多重反射	砕波	多方向性	不規則性	特記事項
エネルギー平衡方程式	◎	◎	▽	×	○	◎	◎	・定常状態の解析法 ・一次反射は考慮可能
高山の方法	×	×	◎	◎	×	◎	◎	・定常状態の解析法 ・水深を一定とした簡便法
非定常緩勾配方程式 数値波動解析法	◎	◎	◎	◎	○	○	○	・規則波の時系列解析法 ・不規則性及び多方向性は、成分波重ね合わせ法とした場合
非定常緩勾配不規則波動方程式	◎	◎	◎	◎	○	◎	◎	・多方向不規則波の時系列解析法
ブシネスク方程式	◎	◎	◎	◎	○	◎	◎	・多方向不規則波の時系列解析法 ・弱非線形性及び弱分散性を考慮

◎：基本形で適用可能 ○：応用形で一般的適用可能 ×：適用不可能  
▽：基本理論では考慮されていないが実用上可能

## ② 換算沖波の有用性

二次元水路における波の変形や越波などの実験、あるいは二次元的な波の変形理論計算には、

平面的地形変化（回折・屈折）は考慮されていない。そこで、二次元模型実験あるいは理論計算結果を現地に適用する場合には、現地の沖波に現地の特殊条件である平面的地形変化の効果をあらかじめ導入して、実験や理論計算に用いられている沖波入射波高に対応する形に直しておく必要がある。このような、現地の沖波を回折・屈折係数で補正した沖波を換算沖波と称し、現実の沖波と区分している。この概念は有義波のみに用いられる。

### 3.2 設計に用いる波の決定方針

漁港・漁場の施設の設計波は、沖波を算定した上で沖波算定地点から設計対象施設までの波浪変形現象を考慮するとともに、施設に最も大きな影響を与える波を採用することを原則とする。

堤体の性能照査のために用いる波は、設計波の算定手順を沖波の各来襲方向について行い、堤体に対して最も大きな作用を与える波を選定することを原則とする。この場合、対象地点での特殊条件、例えば、防波堤隅角部による波高の増大などの影響についても考慮する必要がある。

静穏度を向上させるための防波堤の法線配置の検討では、風波の来襲方向だけではなく、うねり性の波の来襲方向についても十分に考慮する必要がある。

#### 3.2.1 推算値及び実測値の取り扱い

波浪の推算値は実測値を補完する資料である。気象資料から波浪を推算する場合、洋上の風を正確に推定することが難しいため、その精度には限界がある。このため推算結果と観測値とを同一の異常気象の期間に対して比較し、波浪の推算精度を検証する。また、漁港周辺の波浪は強い地域性を含む場合が多いため、波浪推算にあたっては海域別の気象・海象特性を考慮することによりその推算精度を向上させることが望ましい。ここで気象・海象特性の検討に使用する観測値は最低 3 年以上のものであって、かつ異常高波のデータを相当数含むことが必要である。ただし、推算値を上回るような異常波浪が観測された場合には、その観測値を考慮して波浪の極値統計解析を行い、設計沖波を求めてもよい。また、現地の実測資料が十分でない場合には、自然条件等の各種条件が類似した隣接地での実測資料を参考にしてもよい。

なお、実測資料から得た有義波の波高が実測地点の水深の 0.5 倍以上になっている場合、この波浪データは砕波の影響を受けていると考えられるので、そのようなデータについては、波浪推算によって沖波の諸元を推定する必要がある。推算した沖波に対しては各種の波の変形を考慮して実測地点の有義波を推定し、実測資料と照合を行う必要がある。

#### 3.2.2 モデル台風

近年では波浪のエネルギー平衡方程式に基づく数値モデルを台風時に適用して、台風による高波浪を推算する方法が用いられるようになっている<sup>30)</sup>。波浪推算の精度は海上風の推定精度に大きく依存するが、台風を対象とする場合には、一般に台風域内の気圧分布をマイヤースの式などで近似し、これから求めた中心対称傾度風と台風の移動に伴う場の風を合成してモデル台風を作成する方法が用いられている。さらに、気象の客観解析値（気象 GPV、JRA-25、JRA-55 等）や、これを初期値・境界値とした局地気象モデルによる海上風の推算が行われている。海上風の推算には、漁港の立地の特性などから、陸上地形の影響を考慮できる推算方法を採用することが望ましく、局地気象モデルによって対象海域周辺の陸上地形が気象場に及ぼす影響を考慮した、より細かな時間及び空間解像度の気象

場を推算することが可能である。局地気象モデルとして、MM5<sup>31)</sup>や WRF<sup>32)</sup>が知られている。台風域内の風速分布は、個々の台風の強さ、進行速度及び進行方向などによって決定されるので、モデル台風を作成する場合には過去に発生した台風の上陸前の進路や進行速度等についても十分に検討することが望ましい。

### 3.2.3 設計波の算定手順

設計波の算定手順は、一般に図 2-3-5 にしたがってよい。ただし、波の屈折、回折、浅水変形等の種々の想定される変化を考慮し、対象とする施設や背後施設へ最も不利な作用を及ぼす波を用いる必要がある。

漁港・漁場の施設の設計波の決定は本図書に記述する方法によることを原則とするが、「海岸施設設計便覧 2000 年版」<sup>16)</sup>や「新しい波浪算定法とこれからの海域施設の設計法—性能設計法の確立に向けて—」<sup>33)</sup>、「漁港海岸事業設計の手引 令和 2 年度版」<sup>34)</sup>を適宜、参考にすることができる。

### 3.2.4 設計波を算定する際の留意点

設計沖波は、一般的に海底の影響をほとんど受けない深海波（水深が波長の約 1/2 よりも大きい水域の波）である。なお、内湾などでは、発生波そのものが浅海波となる場合が多く、このときは浅海波としての波浪推算が必要である。まず、深海波は浅海域へ進行すると、海底地形の影響を受けて波速、波長、波向及び波高が変化する屈折現象を起こす。続いて、進行する波は、その前方に防波堤又は岬あるいは島などがあると、その進行を遮られ、その背後の水面に回り込む回折現象を生じる。

回折現象は、屈折現象と違って深海域においても浅海域においても生じる。したがって、浅海域に島などがある場合には、屈折と回折現象が同時に生じることになる。さらに、隣接構造物などによる反射波の影響がある場合は、これも検討する必要がある。その他、波が静かで、かつ大型船が航行する航路に面している施設においては、航走波を考慮する必要がある。設計対象構造物によっては、波向及び周期が重要な要素となる場合がある。

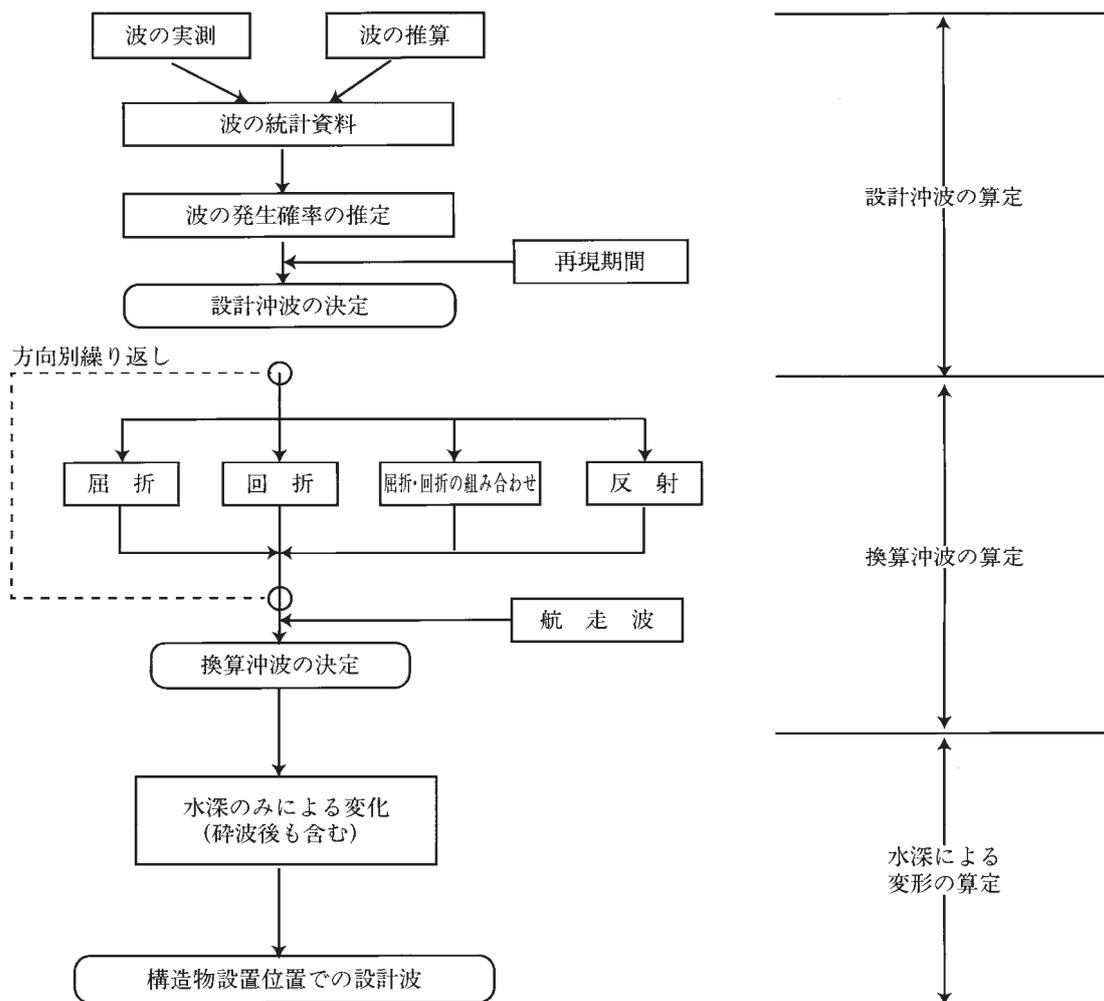


図 2-3-5 設計波の算定手順の例

### 3.2.5 設計沖波

設計沖波の決定に際し、防波堤等の施設設置位置、若しくはその近傍隣地において信頼すべき実測値が得られる場合は、これらの実測値を統計的に処理し、与えられた波の諸元から換算沖波の算定及び水深による波の変形の逆の手続きにより算定した沖波の諸元に、気候変動による気象の状況及び将来の見通しを勘案して設定する。気候変動による気象の状況及び将来の見通しについての検討方法並びに必要と認められる値の設定方法については、「漁港施設等における気候変動適応策の設計に係る手引き」<sup>39)</sup>を参考にすることができる。

信頼すべき実測値が得られない場合は、波の推算により算定した沖波の諸元を準用できる。波の推算は、波を発生・発達させる風域を設定し、その風域条件に最も適切な推算法を用いて、波の発達・減衰を計算する。波浪の推算法としては有義波法（S.M.B.法、ウィルソン法、ブレットシュナイダー法、坂本・井島法及びこれらを数値計算化した方法）及び波浪スペクトル法（エネルギー平衡方程式法、パラメーター法）などがある。なお、詳細については「本編 3.3 設計沖波の算定」を参照のこと。

### 3.2.6 潮位

設計波を算定するためには、対象となる潮位を求める必要がある。この潮位は、構造物が最も危険となる潮位を標準とする。したがって、防波堤の性能照査に用いる潮位は、L.W.L.から H.W.L.（高潮

等による水位上昇が推定される水域については、偏差を加えたもの)のうち構造物が最も危険となる潮位とし、防波堤の天端高算定に用いる潮位は H.W.L. (高潮等による水位上昇が推定される水域については、偏差を加えたもの)を標準とする。

### 3.2.7 波向

波向は、波の主方向に対して $\pm 15^\circ$ の範囲も検討し、最も危険な条件となる角度を選定する。

- ① 堤体の性能照査のために用いる波は、設計波の算定手順を沖波の各来襲方向について行い、堤体に対して最も大きな波力を与える波を選定することを原則とする。この場合、対象地点での特殊条件、例えば、防波堤隅角部による波高の増大などの影響についても考慮するのがよい。
- ② 静穏度を向上させるための防波堤の法線配置の検討では、風波の来襲方向だけではなく、うねり性の波の来襲方向についても十分に考慮することが望ましい。

## 3.3 設計沖波の算定

### 3.3.1 沖波の諸元と推定方法

設計沖波の諸元については、信頼すべき実測値が得られる場合、これらの実測値を統計的に処理して算定することを原則とする。

信頼すべき実測値が得られない場合は、気象資料に基づき適切な推算法を用いて算定してもよい。

#### (1) 波向

波向は、実測値又は推算値を用いるいずれの場合においても、構造物に大きな影響を与えると考えられる方向について求める。ただし、うねりが卓越する海域では、うねりと風波の来襲方向が異なる場合があるので、うねりの扱いにも十分に注意する必要がある。

#### (2) 設計沖波算定方法の現状

漁港の場合、長期間にわたる波浪の現地観測を行っている箇所数が少なく、天気図や気象データから風と波を推算し、極値統計解析によって確率波を算定することが多い。

#### (3) 推算方法

波の推算方法は一般に経験公式に基づくもの、有義波法によるもの、波浪スペクトル法によるものに大別される。経験公式は一般的ではないが、特定の状況に対する簡便な方法として有用な結果を与える場合がある。有義波法には、深海において一定の風が吹く場合に適した S.M.B.法、風が時間的、空間的に変動する場合に適したウィルソン (Wilson) 法、浅海域での推算に拡張したブレットシュナイダー (Bretschneider) 法、浅海での変動風域に対応できる坂本・井島法等がある<sup>36)</sup>。一方、波浪スペクトル法は、波のエネルギースペクトルの発達減衰過程を追って波を推算するものであり、代表的な手法としてエネルギー平衡方程式法、パラメーター法等がある。波のエネルギースペクトルの平衡方程式を数値計算によって求める方法が開発されてからは、異常気象時の波浪推算や日々の波浪予報図の作成にも適用されている<sup>37)</sup>。波浪スペクトル法による推算モデルは、開発された年代により、波浪スペクトルを構成する各成分波は互いに独立であると仮定した線形モデルである第1世代モデル (1960年代～1970年代初め)、非線形効果を間接的に考慮した第2世代モデ

ル（1970年代～1980年代初め）、非線形効果を直接的に考慮した第3世代モデル（1980年代以降）に分類される。現在では第3世代モデルを用いることが標準的になりつつある。第3世代モデルでは、非線形エネルギー輸送項のスキームの自由度が高く、二方向波浪、風波とうねりが共存する波浪でも推算できる。波浪推算には、標準的な推算法になりつつある第3世代のスペクトル法から現地の波浪再現に適したモデルを使用することが望ましく、いずれの波浪推算モデルを用いるかは波浪観測値と波浪推算値を比較したうえで決定することが望ましい。

### ① 有義波法

有義波法の考え方による図式解法を中心とした各種推算法の概要は、「資料 2.1 有義波法による沖波推定法の概要」を参照のこと。

### ② 波浪スペクトル法

波浪スペクトル法は、波の不規則な性質をスペクトルで表し、単一の周波数に対応する成分波の方向スペクトルの発生・発達・減衰・伝播過程を計算した後、周波数と方向について2重積分を行うことにより全エネルギーを求め、これに基づいて波浪諸元を算出する推算法である。初期の波浪推算モデルでは、波の発生メカニズムとして Phillips 理論、波の指数関数的発達を Miles 理論で表し、これに砕波、内部粘性、逆風等によるエネルギーの損失等を算定することにより、スペクトルの各エネルギー成分についてその発達・減衰を追跡計算する方法である。これらは大別すると周波数・方向別のスペクトルの各成分がある平衡状態まで独立に発達するものとして組み立てられたエネルギー平衡方程式法と、スペクトルの形状をパラメーターで表し、そのパラメーターの時間的・空間的变化を追跡する方法によってスペクトルの変化を予測するパラメーター法に分類できる<sup>37)</sup>。第3世代モデルとして、気象庁で運用されている MRI-III<sup>38)</sup>、WAM<sup>39)</sup>、SWAN<sup>40)</sup> や WAVEWATCHIII<sup>41)</sup> が知られている。

### ③ 有義波法と波浪スペクトル法

有義波法は波浪スペクトル法に比べ、多くの観測値に基づく検証結果や過去の計算実績による裏付けのある実用的な波浪の推算法である。有義波法と波浪スペクトル法とではピーク波高の推定精度に関して両者に大きな差異はない。しかしながら、波浪スペクトル法は、波浪の物理的な取り扱いにおいて有義波法より優れている点が多く、有義波法で問題となる以下の点を考慮する際には波浪スペクトル法を用いた方がよい。ただし、波浪スペクトル法を用いた場合の波浪推算の精度は、海上風の推定精度に大きく依存することから、その風の場の推定においては漁港周辺の海域の気象海象特性、地域性などを十分に考慮する必要がある<sup>42)</sup>。

- a) 本来不規則である波を単一の有義波で代表させ、その発達状況を追跡させるものであるから、風域条件によっては、実際の波とはかなりの差異が生ずる場合がある。
- b) 波の発達過程では、風域が波の伝播速度と同じ速度で波の伝播方向へ移動する場合には、異常に大きな波高の推算値が得られる。
- c) 風波とうねりが混在する場合、それぞれ異なる推算法を用いる必要がある。
- d) うねり性の波浪に関し、精度が低くなる。
- e) 風域が変動する場合、吹送距離や吹送時間を設定する必要がある。

なお、有義波法と波浪スペクトル法の長所及び短所を項目別に比較したものを「資料 2.2 各種沖波推定法の特徴と比較」に示す。

### 3.3.2 波の観測・算定データの統計処理

設計沖波は、相当長時間の信頼すべき資料に基づき、統計処理を行い、波の発生確率を推定して、再現期間に対応する波として算定することを原則とする。

#### (1) 設計に用いる波浪

外郭施設などの設計の対象となる異常高波は、極大波について再現期間に対する確率波高として表すことを原則とする。

#### (2) 再現期間

再現期間とは想定した値を上回る波浪の現れる平均的な年数である。例えば  $H_m$  以上の波高の波が平均して  $X$  年に 1 回の割合で現れるとすると、この再現期間は  $X$  年である。再現期間は、構造物の設計供用期間、重要度、経済性等を考慮して定める必要がある。

#### (3) 極大波

確率波高の推定資料である極大波とは、ある一つの気象条件（風域場の性質の違いによって、例えば台風と低気圧とを分けて解析することが望ましい）において波が発達し、減衰する過程において波高が最大となるときの波であり、サンプリングされた極大波は統計的に互いに独立と考えられる。

#### (4) 確率波高

確率波高の推定にあたっては、対象期間中において極大波高がある設定値以上のデータの時系列を使う場合と、年ごとに極大波高の最大値を求めておいて、この年最大波のデータを使う場合がある。いずれの場合にも、確率波高に対する理論分布関数は求められないので、グンベル (Gumbel) 分布、ワイブル (Weibull) 分布、その他の分布関数をあてはめ、データに最も適合する関数形を見出し、その推定関係式を外挿して種々の再現期間（例えば 30 年、50 年など）に対する確率波高を推定する。

なお、こうした推定値の精度は統計処理の方法よりも使用したデータの精度に支配されるものであるから、極大波のデータを波浪推算によって作成する場合には、推算法の適切な選択及び推算結果の十分な吟味が必要である。

#### (5) 確率波高に対応する周期

周期を求めるには、確率波高の推定資料である極大波の観測データについて波高と周期の関係をプロットし、その相関関係に基づいて決定する。

#### (6) 波浪推算に用いるデータ

極大波高のデータとしては年最大波の方が統計資料として信頼性がある。しかし、年最大波を求めるためには各年数例の波浪推算を行わなければならないので、長期間の波高データを作成するた

めの推算作業が増加する。これに対して、対象期間中の主要な極大波のみを対象とする場合には、期間の年数を  $K$  として (1~2)  $K$  程度の個数の気象条件を選定して波浪推算を行う。また、比較的短期間の観測データを用いる場合には、データ数が 20~30 個程度 (最大値が含まれる程度) となるように波高設定値を選ぶ。ただし、推算及び観測データともに解析データ以外に波高の大きな波が出現しないことを確認する必要がある。このため、推算データの場合には、推算値の小さいデータを多く含まないようにする (2~3 割程度) のが無難であり、観測データの場合には欠測期間中の来襲波の推定が必要である。

(7) 極値波高の統計処理 (極値統計解析)

① 未超過確率の算定

統計処理にあたっては、波高を大きさの順に並べ替え、各波高値に対する未超過確率を計算する。未超過確率とは、あるデータ (波高等) の値に対してそれを越えない確率をいう。今、データ個数を  $N$ 、大きい方から  $m$  番目の波高を  $x_{m,N}$  とすると、波高が  $x_{m,N}$  を越えない確率  $P$  は式 2-3-13 で計算される。

$$P [H \leq x_{m,N}] = 1 - \frac{m - \alpha}{N + \beta} \dots\dots\dots (式 2-3-13)$$

上式中の  $\alpha$  と  $\beta$  は、確率分布関数ごとに表 2-3-2 のような値を用いる。

表 2-3-2 未超過確率計算のためのパラメーター

分 布 関 数	$\alpha$	$\beta$
グンベル分布	0.44	0.12
ワイブル分布 (k=0.75)	0.54	0.64
同 上 (k=0.85)	0.51	0.59
同 上 (k=1.0)	0.48	0.53
同 上 (k=1.1)	0.46	0.50
同 上 (k=1.25)	0.44	0.47
同 上 (k=1.5)	0.42	0.42
同 上 (k=2.0)	0.39	0.37
トーマスプロット	0.00	1.00
ハーゼンプロット	0.50	0.00

② 確率波高の算定

データを分布関数にあてはめるため、未超過確率  $P$  を式 2-3-14 又は式 2-3-15 で変数  $\gamma_v \left( = \frac{x - B}{A} \right)$  に変換する。

$$\gamma_v = -\ln\{-\ln P [H \leq x]\} \text{ (グンベル分布) } \dots\dots\dots (式 2-3-14)$$

$$\gamma_v = [-\ln\{1 - P [H \leq x]\}]^{1/k} \text{ (ワイブル分布) } \dots\dots\dots (式 2-3-15)$$

データが式 2-3-14 又は式 2-3-15 に完全に適合していれば、 $x$  と  $\gamma_v$  の間には直線関係が存在する。したがって、データについて式 2-3-16 の直線関係を仮定し、その係数 ( $A$ ,  $B$ ) を最小二乗法で定

めることにより、確率波高の推定式が求められる。

$$x = \hat{A}y + \hat{B} \quad \dots\dots\dots \text{(式 2-3-16)}$$

ここに、 $\hat{A}$ 及び $\hat{B}$ は式 2-3-14、式 2-3-15 の係数  $A$  及び  $B$  に対する推定値である。

### ③ 再現期間の算定

波高の再現期間を  $R_p$  とすると、これは未超過確率  $P [H \leq x]$  と式 2-3-17 の関係にある。

$$R_p = \frac{K}{N} \frac{1}{1 - P [H \leq x]} \text{ 又は } P [H \leq x] = 1 - \frac{K}{NR_p} \quad \dots\dots\dots \text{(式 2-3-17)}$$

ここに、 $K$ は解析を行った期間の年数、 $N$ はデータ個数である。

### ④ 遭遇確率の算定

遭遇確率とは、ある想定された再現期間の波高より大きいものが、設計供用期間  $L_1$  の間に少なくとも一度現れる確率をいう。

この遭遇確率は式 2-3-18 で計算でき、その値は表 2-3-3 のようになる。

$$\left( E_1 = 1 - \left( 1 - \frac{1}{T_1} \right)^{L_1} \right) \quad \dots\dots\dots \text{(式 2-3-18)}$$

例えば、設計供用期間 30 年の構造物を考え、設計供用期間と同じ再現期間の波を用いて設計すると、この波高以上の波が設計供用期間 30 年の間に、1 回以上来襲する確率は、表 2-3-3 で  $L_1=30$ 、 $T_1=30$  としたときの交点の値で与えられ、0.638 となる。大きな波高の波の来襲する確率が来襲しない確率よりも高い。これに対処するためには再現期間を 50 年あるいは 60 年として、遭遇確率を下げるのが考えられる。遭遇確率は再現期間を 50 年にとると 0.455、60 年にとると 0.396 となる。しかし、再現期間をどの程度にするか、つまり遭遇確率をどの程度まで下げるかは、構造物の重要性、経費などの多くの要素を考慮して決定する必要がある。

表 2-3-3 設計供用期間  $L_1$  と再現期間  $T_1$  に対する遭遇確率の表

$L_1 \backslash T_1$	5	10	15	20	25	30	40	50	60
1	0.200	0.100	0.067	0.050	0.040	0.033	0.025	0.020	0.017
2	0.360	0.190	0.129	0.093	0.078	0.066	0.049	0.040	0.033
3	0.488	0.271	0.187	0.143	0.115	0.097	0.073	0.059	0.049
4	0.590	0.344	0.241	0.185	0.151	0.127	0.096	0.078	0.065
5	0.672	0.410	0.292	0.226	0.185	0.156	0.119	0.096	0.081
6	0.738	0.469	0.339	0.265	0.217	0.184	0.141	0.114	0.096
7	0.790	0.522	0.383	0.302	0.249	0.211	0.162	0.132	0.111
8	0.832	0.570	0.424	0.337	0.279	0.238	0.183	0.149	0.126
9	0.866	0.613	0.463	0.370	0.307	0.263	0.204	0.166	0.140
10	0.893	0.651	0.498	0.401	0.335	0.288	0.224	0.183	0.155
12	0.931	0.718	0.563	0.460	0.387	0.334	0.262	0.215	0.183
14	0.956	0.771	0.619	0.512	0.435	0.378	0.298	0.246	0.210
16	0.972	0.815	0.668	0.560	0.480	0.419	0.333	0.276	0.236
18	0.982	0.850	0.711	0.603	0.520	0.457	0.366	0.305	0.261
20	0.988	0.878	0.748	0.642	0.558	0.492	0.397	0.332	0.285
25	0.996	0.928	0.822	0.723	0.640	0.572	0.469	0.397	0.343
30	0.999	0.958	0.874	0.785	0.706	0.638	0.532	0.455	0.396
35	0.999+	0.975	0.911	0.834	0.760	0.695	0.588	0.507	0.445
40	0.999+	0.985	0.937	0.871	0.805	0.742	0.637	0.544	0.489
45	0.999+	0.991	0.955	0.901	0.841	0.782	0.680	0.597	0.531
50	0.999+	0.995	0.968	0.923	0.870	0.816	0.718	0.636	0.568
$L_1 \backslash T_1$	80	100	120	160	200	250	300	400	500
1	0.012	0.010	0.008	0.006	0.005	0.004	0.003	0.002	0.002
2	0.025	0.020	0.017	0.012	0.010	0.008	0.007	0.005	0.004
3	0.037	0.030	0.025	0.019	0.015	0.012	0.010	0.007	0.006
4	0.049	0.039	0.033	0.025	0.020	0.016	0.013	0.010	0.008
5	0.061	0.049	0.041	0.031	0.025	0.020	0.017	0.012	0.010
6	0.073	0.059	0.049	0.037	0.030	0.024	0.020	0.015	0.012
7	0.084	0.068	0.057	0.043	0.034	0.028	0.023	0.017	0.014
8	0.096	0.077	0.065	0.049	0.039	0.032	0.026	0.020	0.016
9	0.107	0.086	0.073	0.055	0.044	0.035	0.030	0.022	0.018
10	0.118	0.096	0.080	0.061	0.049	0.039	0.033	0.025	0.020
12	0.140	0.114	0.096	0.072	0.058	0.047	0.039	0.030	0.024
14	0.161	0.131	0.111	0.084	0.068	0.055	0.046	0.034	0.028
16	0.182	0.149	0.125	0.095	0.077	0.062	0.052	0.039	0.032
18	0.203	0.165	0.140	0.107	0.086	0.070	0.058	0.044	0.035
20	0.222	0.182	0.154	0.118	0.095	0.077	0.065	0.049	0.039
25	0.270	0.222	0.189	0.145	0.118	0.095	0.080	0.061	0.049
30	0.314	0.260	0.222	0.171	0.140	0.113	0.095	0.072	0.058
35	0.356	0.297	0.254	0.197	0.161	0.131	0.110	0.084	0.068
40	0.395	0.331	0.284	0.222	0.182	0.148	0.125	0.095	0.077
45	0.432	0.364	0.314	0.246	0.202	0.165	0.140	0.107	0.086
50	0.467	0.395	0.342	0.269	0.222	0.182	0.154	0.118	0.095

### 3.3.3 設計沖波の点検・見直し<sup>43)</sup>

波浪の長期的変動傾向や既往の波浪推算手法の有用性等を考慮し、定期的に設計沖波の点検（簡易・詳細）を行い、必要に応じて設計沖波の見直しを行うことが望まれる。「設計沖波の点検」とは、設計沖波が近年来襲する波浪と比較して適切に設定されているか、確認することであり、「設計沖波の見直し」とは、近年の気象擾乱を考慮して設計沖波を設定することである。

設計沖波の点検・見直しの手順を図 2-3-6 に示す。

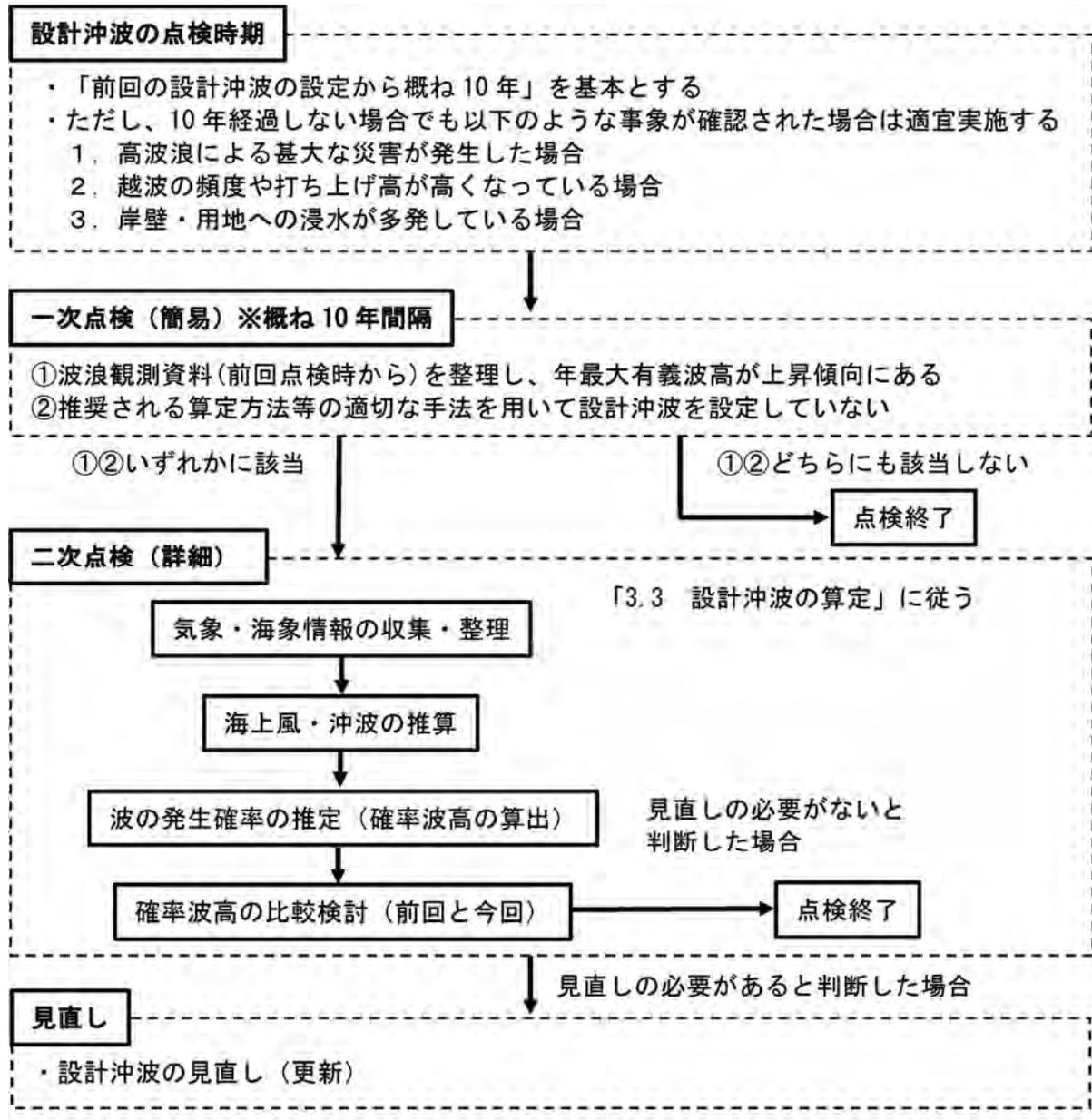


図 2-3-6 設計沖波の点検・見直しの手順

#### (1) 設計沖波の点検時期

近年の気象・海象状況に対して、順応的かつ合理的に設計沖波等を設定するため、設計沖波の一次点検は「前回の設計沖波設定から概ね 10 年経過したとき」に実施することを基本とするが、10 年経過しない場合であっても、以下のような事象が確認された場合は適宜実施する。

- ① 高波浪による甚大な災害が発生した場合

- ② 越波の頻度や打ち上げ高が高くなっている場合
- ③ 岸壁・用地への浸水が多発している場合

## (2) 設計沖波の一次点検（簡易）

設計沖波の一次点検（簡易）では、二次点検（詳細）の必要性の有無を確認する。以下の 2 点について、いずれかが該当すれば設計沖波の二次点検（詳細）を実施して、前回の設計沖波との比較検討から、必要に応じて設計沖波の見直しが必要であると判断できる。

- ① 波浪観測資料（前回点検時から）を整理し、年最大有義波高が上昇傾向にある
- ② 推奨される算定手法等の適切な手法を用いて設計沖波を設定していない

設計沖波の一次点検（簡易）にて、二次点検（詳細）が必要と判断した場合は、二次点検（詳細）を実施する。

### ① 波浪観測資料の整理

近隣の波浪観測資料から、年最大有義波高を抽出し、年最大有義波高を目的変数、発生年を説明変数とした線形回帰モデルの単回帰変数の値を、1 年あたりの上昇量として整理する。前回点検時（あるいは設計沖波算定時）から年最大有義波高が上昇傾向にある場合は、統計処理の結果として設計沖波波高も上昇する可能性があるため、設計沖波の見直しを行うこととする。年最大有義波高は、全国港湾海洋波浪観測年報等を参考にすることができる。年最大有義波高が下降傾向にある場合は、設計沖波を算定しても変更の必要がないと考えられるため、設計沖波の点検を終了する。

年最大有義波高が上昇傾向にあると判断する目安として、回帰分析の信頼度水準が 90%以上で有意であった場合には、上昇傾向にあると判断する。ただし、あくまでも目安であり、信頼度水準が 90%未満の場合でも、前回の設計沖波設定年以降に既往最大有義波高を更新している場合や、波浪による被災が相次いでいる場合には、設計沖波の見直しを実施することが望ましい。

### ② 既存の波浪推算手法の有用性の確認

沖波の推算にあたっては、海域別の気象・海象特性を考慮できる推算モデルを用いることが望まれる。海上風推算で台風が考慮されていないモデルや、内湾域等、風場が陸上地形の影響を受ける地点において推算精度が十分でないモデルを使用している場合（傾度風モデル、Cardone モデル等）や、波浪推算でうねり性波浪などの推算精度が十分でないモデルを使用している場合（有義波法、第 1 世代モデル等）には、設計沖波の見直しを実施する。二次点検にあたっては、十分な推算精度を有する算定手法（局所気象モデル、第 3 世代波浪モデル等）を用いる。

なお、年最大有義波高が上昇傾向にない場合かつ推算手法の精度が十分な場合には、設計沖波を算定しても変更の必要がないと考えられるため、設計沖波の点検を終了する。

## (3) 設計沖波の二次点検（詳細）

設計沖波の二次点検（詳細）は、「3.3 設計沖波の算定」を参考とし、信頼すべき実測値が得られる場合は、これらの実測値を用いて算定を行い、前回設定した設計沖波との比較検討から、設計沖波の見直しの必要性についての検討を行う。なお、信頼すべき実測値が得られない場合においては、適切な推算手法を用いて、設計沖波の算定を適切に行うことが望ましい。

#### (4) 設計沖波の見直し

設計沖波の二次点検（詳細）により、設計沖波の見直しが必要と判断される場合には、設計沖波の見直しを行う。

### 3.4 換算沖波の算定

#### 3.4.1 換算沖波算定の基本

換算沖波は、沖波算定地点から設計対象施設までの波の不規則性及び多方向性並びに屈折、回折、反射を考慮して算定することを基本とする。

##### (1) 換算沖波算定の概要

不規則波の屈折計算法としては、波の方向スペクトルを適当な個数の成分波に分割して、各成分波に対して屈折計算を行った上で不規則波の屈折係数を求める成分波法と、波のエネルギー平衡方程式あるいは緩勾配方程式を差分化して直接解く数値計算法がある。漁港・漁場の施設の設計時に算定する換算沖波は、波の不規則性及び多方向性をとらえるため、不規則波による屈折、回折、反射を取り扱う必要があり、多方向不規則波及び屈折、回折、反射を取り扱うことができる数値計算法によって換算沖波を算定するのが望ましい。エネルギー平衡方程式法は成分波法と同様に波向線を横切って波のエネルギーが流出しないと仮定して導かれているので、基本的には両者とも同じ手法であるが、微小領域内での屈折を計算しているため、成分波の屈折計算において波向線交差が生じるような場合でも屈折係数が無限大になることはない。また、緩勾配方程式法は厳密な解法であるが、広領域への適用は困難である。

##### (2) 換算沖波の算定

換算沖波の波高及び周期は、式 2-3-19 を用いて求めることができる。

$$H'_0 = K_r K_d (H_{1/3})_0, \quad T_{1/3} = (T_{1/3})_0 \quad \dots\dots\dots \text{(式 2-3-19)}$$

ここに、

- $H'_0$  : 換算沖波波高 (有義波) (m)
- $(H_{1/3})_0 = H_0$  : 沖波波高 (有義波) (m)
- $(T_{1/3})_0$  : 沖波の有義波周期 (s)
- $K_r$  : 入射波の屈折係数
- $K_d$  : 入射波の回折係数

##### (3) 反射波の考慮

反射波がある場合は、そのエネルギーを加算する。例えば、一次反射の波が影響する場合の換算式は式 2-3-20 を用いることができる。

$$H'_0 = \sqrt{(K_r \cdot K_d)^2 + (K'_r \cdot K'_d \cdot R)^2} \cdot H_0 \quad \dots\dots\dots \text{(式 2-3-20)}$$

ここに、

- $K'_r$  : 反射波の屈折係数
- $K'_d$  : 反射面を開口部とみなした時の回折係数
- $R$  : 反射率

(4) 方向集中度パラメータ $S_{max}$

方向スペクトルは波の屈折や回折に大きな影響を及ぼすので、波の方向分布の最大集中度を表すパラメータ $S_{max}$ は慎重に選定する必要がある。 $S_{max}$ は式 2-3-21 で与えられ、合田・鈴木は具体的な値として、風波の場合には $S_{max}=10$ 、減衰距離の短いうねりの場合 25、減衰距離の長いうねりの場合 75 程度の値を推薦している<sup>44)</sup>。また、図 2-3-6<sup>44)</sup>は平均的な $S_{max}$ の推定値と波形勾配 $H_0/L_0$ の関係を示したものであり、 $S_{max}$ の目安をつける場合にはこの図を利用して推定することができる。また、以下の $S_{max}$ と $H_0/L_0$ の関係を利用してよい。

- $H_0/L_0 > 0.03$  :  $S_{max} = 10$  (風波)
- $0.03 \geq H_0/L_0 > 0.015$  :  $S_{max} = 25$  (減衰距離の短いうねり)
- $0.015 \geq H_0/L_0$  :  $S_{max} = 75$  (減衰距離の長いうねり)

$$S_{max} = 11.5(2\pi f_p U/g)^{-2.5} \dots\dots\dots (式 2-3-21)$$

ここで、

- $f_p$  : 方向スペクトルのピーク周波数
- $U$  : 風速
- $g$  : 重力加速度

式 2-3-21 あるいは図 2-3-6 の $S_{max}$ は沖波に対するものである。エネルギー平衡方程式法等の数値計算法で入射境界が浅海域に位置する場合や不規則波の回折計算を屈折後の波を用いて行う場合には $S_{max}$ を適切に選定する必要がある。これは、図 2-3-7<sup>44)</sup>に示すように、屈折により多方向性が1方向性へと変化していくためである。なお、 $(dp)_0$ は沖側の等深線に対する入射角である。

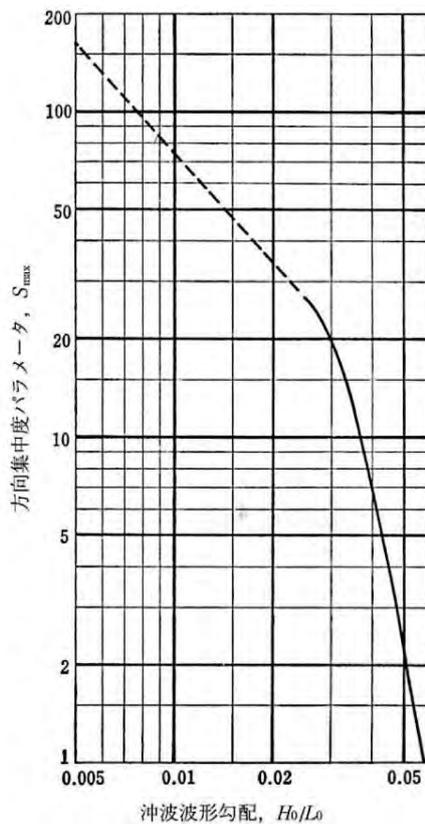


図 2-3-6 方向集中度パラメータ $S_{max}$ と沖波波形勾配 $H_0/L_0$ の関係

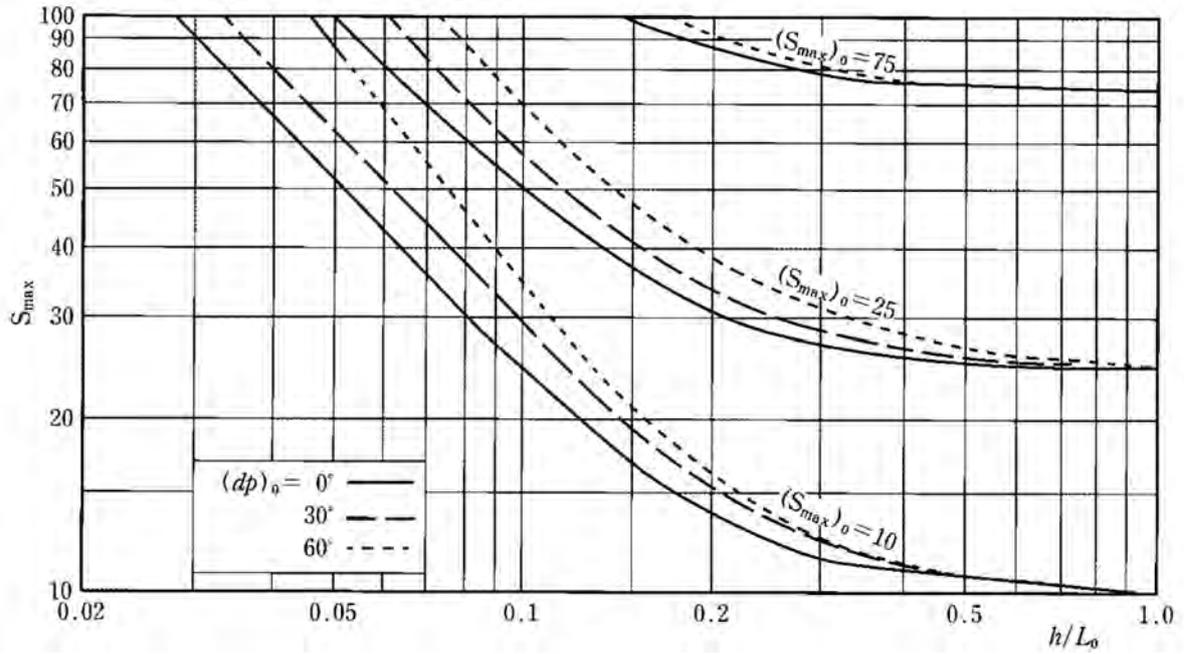


図 2-3-7 屈折による  $S_{max}$  の変化

(5) 方向別エネルギーの累加曲線

方向スペクトルの特性は波のエネルギーが全体として各方向に対してどのように分布しているかという点から表すことができる。図 2-3-8 は主波向に対する方向別エネルギー累加曲線で、ブレットシュナイダー・光易型スペクトル及び光易型方向関数 (SWOP 型方向関数) を用いて作成されたものである<sup>44)</sup>。

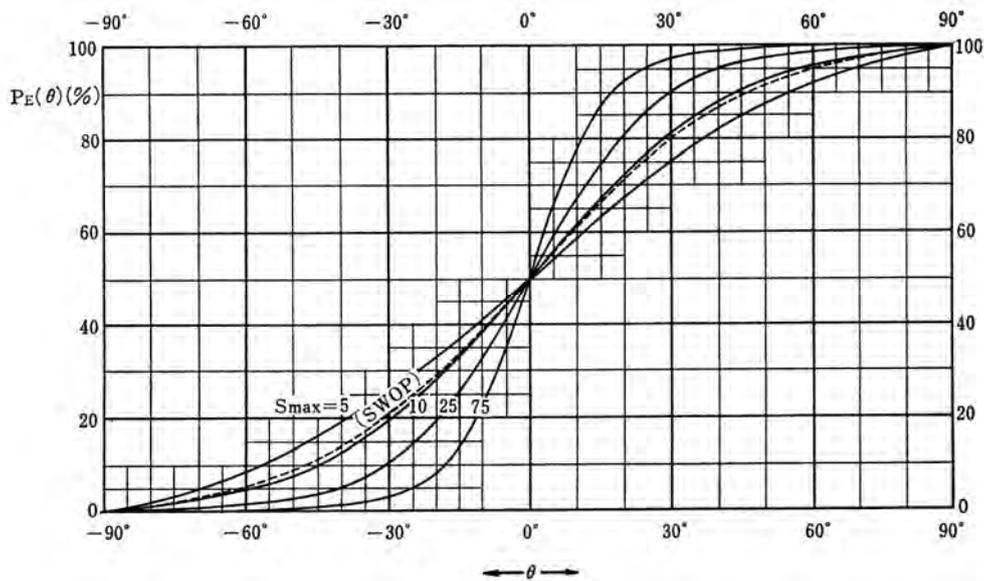


図 2-3-8 方向別エネルギー累加曲線

(6) 潮位等の考慮

浅海域に達した後の波の変形を求める場合は、高潮位、平均水面、朔望平均干潮面等の種々の潮

位について考慮することが望ましい。

### 3.4.2 屈折による変化

浅海域においては、水深が浅くなるにしたがって波速が減少し、波の屈折現象を生じることから、屈折による波向及び波高の変化を考慮することを原則とする。

#### (1) 屈折

波が深海から浅海へ進行してくると、波の運動は水深に影響される。水深が浅いところは深いところより波速が小さくなるという性質から、波峰線が曲がり波の進行方向が場所により異なってくる。

このような現象を波の屈折という。屈折係数を求める水域の範囲は、深海波の波長の 1/2 の水深地点から砕波帯までとしてもよい。

#### (2) 屈折係数の算定

規則波の屈折係数  $K_r$  は、式 2-3-22 により算定することができる。

$$K_r = \sqrt{\frac{b_0}{b}} \dots\dots\dots \text{(式 2-3-22)}$$

ここに、

$b_0$  : 沖波の波向線間隔 (m)

$b$  : 屈折後の波向線間隔 (m)

上記の屈折係数は周期が一定で波向が一方向の規則的な波に対するものであり、多方向不規則波の屈折による波向及び波高の変化は規則波によるものとは異なる。エネルギー平衡方程式による不規則波の屈折計算の基本式は式 2-3-23 のようなものである。

$$\frac{\partial}{\partial x}(Sv_x) + \frac{\partial}{\partial y}(Sv_y) + \frac{\partial}{\partial \theta}(Sv_\theta) = 0 \dots\dots\dots \text{(式 2-3-23)}$$

ここに、 $S$  は方向スペクトル密度であり、 $v_x$ ,  $v_y$ ,  $v_\theta$  は式 2-3-24 で与えられる。

$$\left. \begin{aligned} v_x &= C_G \cos\theta \\ v_y &= C_G \sin\theta \\ v_\theta &= \frac{C_G}{C} \left( \frac{\partial C}{\partial x} \sin\theta - \frac{\partial C}{\partial y} \cos\theta \right) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots \text{(式 2-3-24)}$$

ここに、 $C$  は波速、 $C_G$  は群速度であり、算定については「本編 3.5 水深による波の変形の算定」を参照のこと。

### 3.4.3 回折による変化

島、岬や漁港・漁場の施設等の存在により、波の位相が干渉しあう回折現象を生じる場合、回折による波向及び波高の変化を考慮することを原則とする。

### (1) 回折

波の回折は、波の位相が干渉しあうことによって、防波堤、島などの遮蔽領域に波が回り込む現象である。回折後の波高と入射波高との比を回折係数  $K_d$  という。なお、多方向不規則波の回折による波向及び波高の変化は、規則波によるものとは異なることに十分注意する必要がある。

### (2) 回折図

漁港・漁場の施設の設計波の算出は「資料 2.3 不規則波の回折図」を用いることを原則とする。この回折図は、設計対象波の方向集中度パラメーターの最大値  $S_{max}$  を用いて設計上使いやすい図となっているが、漁港・漁場の施設の設計対象海域によって波の特性は異なるので、前提条件を十分把握した上で用いることが必要である。1 方向性の強い波であっても、波の不規則性があることから、「資料 2.3 不規則波の回折図」を用いることを標準とし、規則波と同一の結果とならないことに注意する必要がある。

### (3) 開口部への斜め入射波に対する考え方

開口部に波が斜めから入射する場合の回折については、仮想開口幅を想定して算定する。手順については、「資料 2.3 不規則波の回折図」を参照のこと。

### (4) 屈折と回折の組み合わせ

防波堤等の陸側及び海側の海底がともに平坦でない場合には、回折と同時に屈折が起こる。このような外洋部における計算法としては、エネルギー平衡方程式及びそれに碎波による変化項を加えたエネルギー平衡方程式法が妥当である。陸側において反射を無視し、近似的に波高変化を検討する場合には、屈折計算と回折計算を別個に実施し、求められた屈折係数と回折係数を掛け合せて波高の変化を推定してもよい。不規則波の屈折と回折を同時に考慮できる計算法としては、非定常緩勾配不規則波動方程式法、ブシネスク方程式法が活用できる。

### (5) エネルギー分散法（方向分散法）

エネルギー分散法は、漁港・漁場の施設の設計対象地点の沖に島があったり、岬が突き出したりしている場合、波のエネルギーの方向分布特性のみを用いて、回折波の波高を求める方法である。これは島の長さあるいは岬の先の開口幅が入射波の波長の 10 倍以上と長い場合に適用でき、波の進行を阻害している部分で回折係数( $K_d$ )=0、進行部分で回折係数( $K_d$ )=1 として取り扱うことにより、施設の設計対象地点に到達する波のエネルギーの比率を求め、その平方根をもって波高比とする方法である。ただし、設計対象地点が島や岬のすぐ背後にある場合には、回折の影響が大きいのでエネルギー分散法は適用できない。具体的な手順については、「資料 2.4 エネルギー分散法」を参照のこと。

### (6) 島状構造物による回折

島状構造物による回折は、両端部をそれぞれ半島状構造物とみなして回折効果を算定し、両方の効果を加算する。ただし、波峰線に平行な方向の島状構造物の長さ  $\ell$  が波長  $L$  に対して、 $\ell \leq L/2$  の場合は回折効果は無視してよく、 $\ell \geq 10L$  の時はエネルギー分散法の結果と大差はないので、エネルギー分散法を用いてもよい。

### (7) 湾内発生波の考慮

漁港・漁場の施設の設計対象地点が、大きな島や岬の背後あるいは湾奥に位置しており、それらの背後や湾内で風波が発達する場合は、その風波と回折によって進入してくる外洋波を合成して波を算定する必要がある。

### 3.4.4 波の反射

島、岬や漁港・漁場の施設等の存在により、波の反射を生じる場合、反射波の影響を考慮することを原則とする。

#### (1) 波の反射

島、岬や漁港・漁場の施設等に波が進行すると反射波が生じる。この時、消波ブロックやスリットケーソン等により、波のエネルギーを渦や水位上昇へと変換して、反射波を低減することができる。特に、漁港においては、外郭施設や係留施設で波の多重反射を生じ、航路や港内静穏度に影響を及ぼすことから、反射波の低減に留意する必要がある。

#### (2) 反射波の算定

構造物からの方向別成分波の反射波高は、一般に式 2-3-25 で求めることができる。

$$H_R = R \times H_i \quad \cdots \cdots \cdots \text{(式 2-3-25)}$$

ここに、

$H_R$  : 反射波高 (m)

$R$  : 反射率

$H_i$  : 入射波高 (m)

#### ① 反射波の推定

構造物による反射波の影響度を調べる計算法としては、その代表的な方法として回折図を用いる簡便法がある。

例えば、図 2-3-9 のように対象とする防波堤部分に対し  $\beta$  の角度から波が入射してくる場合を想定し、この簡便法の概要を説明する。まず、対象とする防波堤部分がないものとして、点線で示したような仮想開口防波堤を考える。そして対象防波堤を中心として線対称となるよう入射波の波向きに対し対称な仮想の入射波を考える。この仮想入射波が仮想開口部に入射すると想定した回折図が、反射波の影響範囲を示す図となる。波高は、式 2-3-26 によって算定してよい。

$$H_R = R \times K_D \times H_i \quad \cdots \cdots \cdots \text{(式 2-3-26)}$$

ここに、

$K_D$  : 反射面を開口部とみなした場合の回折係数

半無限防波堤の場合は仮想防波堤も半無限防波堤となることから、よって使用する回折図も半無限防波堤のものを用いる。

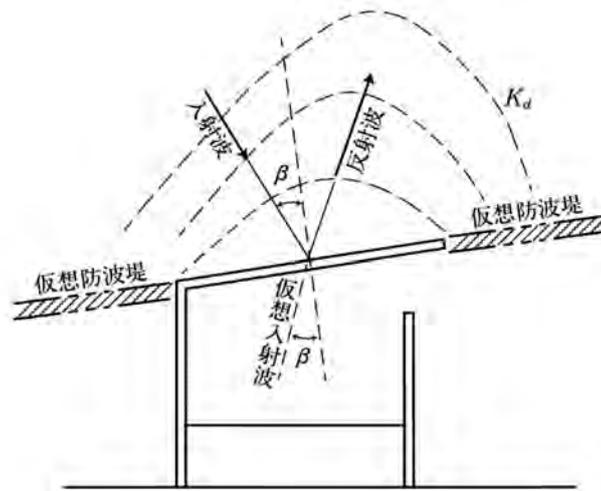


図 2-3-9 仮想開口防波堤による反射波の推定

## ② 反射率

構造様式別の反射率の概略値としては、表 2-3-4<sup>45)</sup>に示す値が一般的に用いられている。しかし、波高や周期によって反射率は異なることから、波の諸元に注意して適切に設定するのが望ましい。このうち、遊水部付き直立消波構造物は、反射率が波長に大きく影響することから、特に留意する必要がある。また、既往の知見がないタイプの直立消波構造物については、原則として水理模型実験等を行うことにより消波性能を把握するのが望ましい。

表 2-3-4 反射率の概略値

構造様式	反射率
直立壁 (天端は静水面上)	0.7~1.0
直立壁 (天端は静水面下)	0.5~0.7
捨石斜面 (2~3割勾配)	0.3~0.6
異形消波ブロック斜面	0.3~0.5
直立消波構造物	0.3~0.8
天然海浜	0.05~0.2

## 3.5 水深による波の変形の算定

### 3.5.1 水深による波の変形の算定の基本

波が深海波の波長の 1/2 以下の水深に進行すると、波高、波長、波速、平均水位が変化するとともに、波の非線形性の影響が顕著となるため、これらの現象を考慮することを原則とする。

#### (1) 浅海域における波の変化

深海波が浅海域に入ってきた場合、波は海底の影響を受けて波向、波高等が変化する。この変化は一般に屈折と浅水変形とに大別されるが、ここでは水深のみによる変化である浅水変形を取り扱う。

## (2) リーフ状地形

沖縄や奄美諸島などでみられるリーフ状地形では、通常の実地とは異なった波高変化、水位上昇、長周期振動などの現象が発生する。したがって、リーフ状地形での波高や水位変化を算定する場合は、現地観測データに基づき適切に算定することが望ましい。なお、適用条件に十分留意した上で「資料 2.5 リーフ上の波の変形」の算定式を用いてもよい。

## (3) 人工リーフ

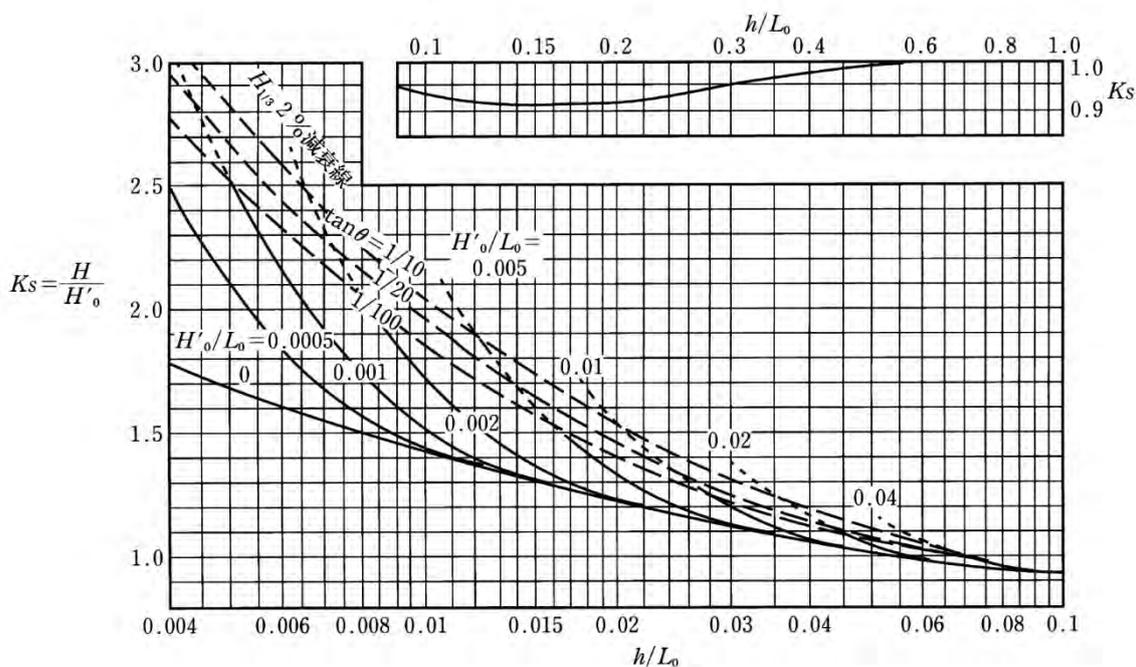
人工リーフの波浪低減効果や水位上昇量は、リーフの天端上水深、天端幅、配置形状、海底地形等の影響を受ける。人工リーフに関する各種実験が行われているが、波浪変形特性については、種々の要因が影響を及ぼしあう。よって、既存の実験結果と設計条件が異なる場合には、水理模型実験を行うことが望ましい（「本編 3.7.3 伝達波高」を参照のこと）。

### 3.5.2 浅水変形

波が深海波の波長の 1/2 以下の水深に到達した地点から、水深・換算沖波波高比  $h/H'_0 > 4.0$  の水深帯では、波の浅水変形を考慮することを原則とする。浅水係数の算定には波の非線形性を考慮するのがよい。

#### (1) 浅水係数の算定図

浅水変形は浅海域における波高変化に対する要因の一つで、波高が水深と周期によって規定されることを示す重要な要素である。図 2-3-10 は首藤の非線形長波理論<sup>40)</sup>に基づくものであるが、微小振幅波による線形解を包含しており、深海域から浅海域に至る波の浅水係数を推定することができる。



$K_s$  : 浅水係数、 $H'_0$  : 換算沖波波高、 $H$  : 水深  $h$  における波高、 $L_0$  : 沖波の波長

図 2-3-10 浅水係数の算定図

(2) 微小振幅波の水深のみによる波高及び波速並びに波長の算定

微小振幅波理論により式 2-3-27 に示す分散関係式が導かれる。この式を解くことにより、波の周期  $T$  及び水深  $h$  に応じた波長  $L$  を求めることができる。分散関係式の解は数値的に解かざるを得ない超越型の式であり、通常、数値計算によって算定する。また、水深  $h$  における波速  $C$  は、算定した  $L$  を  $T$  で除することによって求まる。

$$\sigma^2 = gk \tanh(kh) \dots\dots\dots \text{(式 2-3-27)}$$

ここに、

$\sigma$  : 角周波数 ( $=2\pi/T$ ) (1/s)

$g$  : 重力加速度 ( $\text{m/s}^2$ )

$k$  : 波数 ( $=2\pi/L$ ) (1/m)

さらに、水深  $h$  における波高  $H$  については、上述した分散関係式とエネルギー輸送の連続性から算定することができる。つまり、式 2-3-28 の通りである。参考までに、図 2-3-11 に浅水における波の特性の関係を示す。

$$\left. \begin{aligned} K_s &= \frac{H}{H_0} = \sqrt{\frac{C_0}{2nC}} \\ n &= \frac{1}{2} \left( 1 + \frac{2kh}{\sinh(2kh)} \right) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots \text{(式 2-3-28)}$$

ここに、

$K_s$  : 微小振幅波の浅水係数

$H$  : 水深  $h$  における波高 (m)

$H_0$  : 換算沖波波高 (m)

$n$  : 波速と群速度の比

$C_0$  : 沖波での波速 ( $=gT/(2\pi) = 1.56T$ ) (m/s)

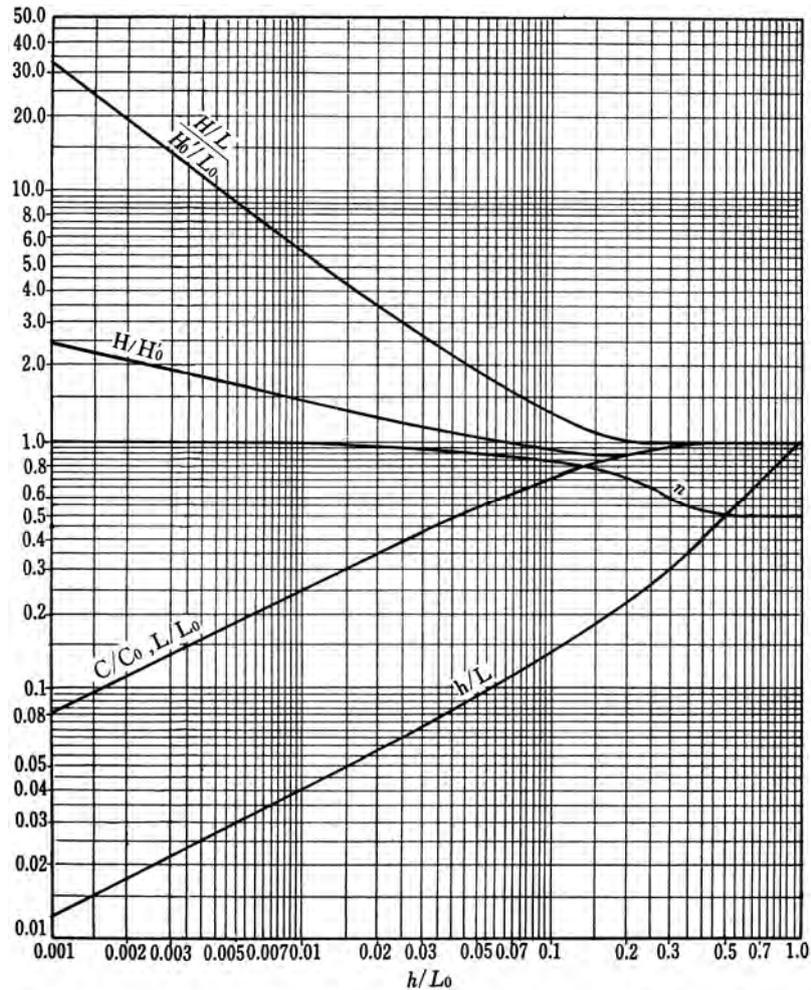


図 2-3-11 浅水における波の特性 (微小振幅波)

### 3.5.3 不規則波砕波を考慮した水深のみによる波高の変化

水深・換算沖波波高比が概ね  $h/H_0 \leq 3.0$  の水深帯では、波の非線形性が顕著になるとともに、波峰にエネルギーが集中して砕波するため、波の不規則性を考慮したうえで非線形性による浅水変形及び砕波を考慮することを標準とする。

#### (1) 波高変化の算定

水深・換算沖波波高比  $h/H_0$  による有義波高  $H_{1/3}$  の変化は、砕波現象も含めて図 2-3-12 から算定することができる。図中の 2%減衰線より右の領域では「本編 3.5.2 浅水変形」における浅水係数を用いて計算することができる。海底勾配の取り方としては、波のエネルギーの最も大きい方向の勾配を用いるとともに、 $1.0 \leq h/H_0 \leq 2.5$  の範囲の平均海底勾配を採用することとする。ただし、 $1.0 \leq h/H_0 \leq 2.5$  の範囲で海底勾配が急激に変化する場合は、急勾配側の勾配を採用することを基本とする。なお、 $L_0 (=gT^2/2\pi = 1.56T^2)$  は、沖波波長である。

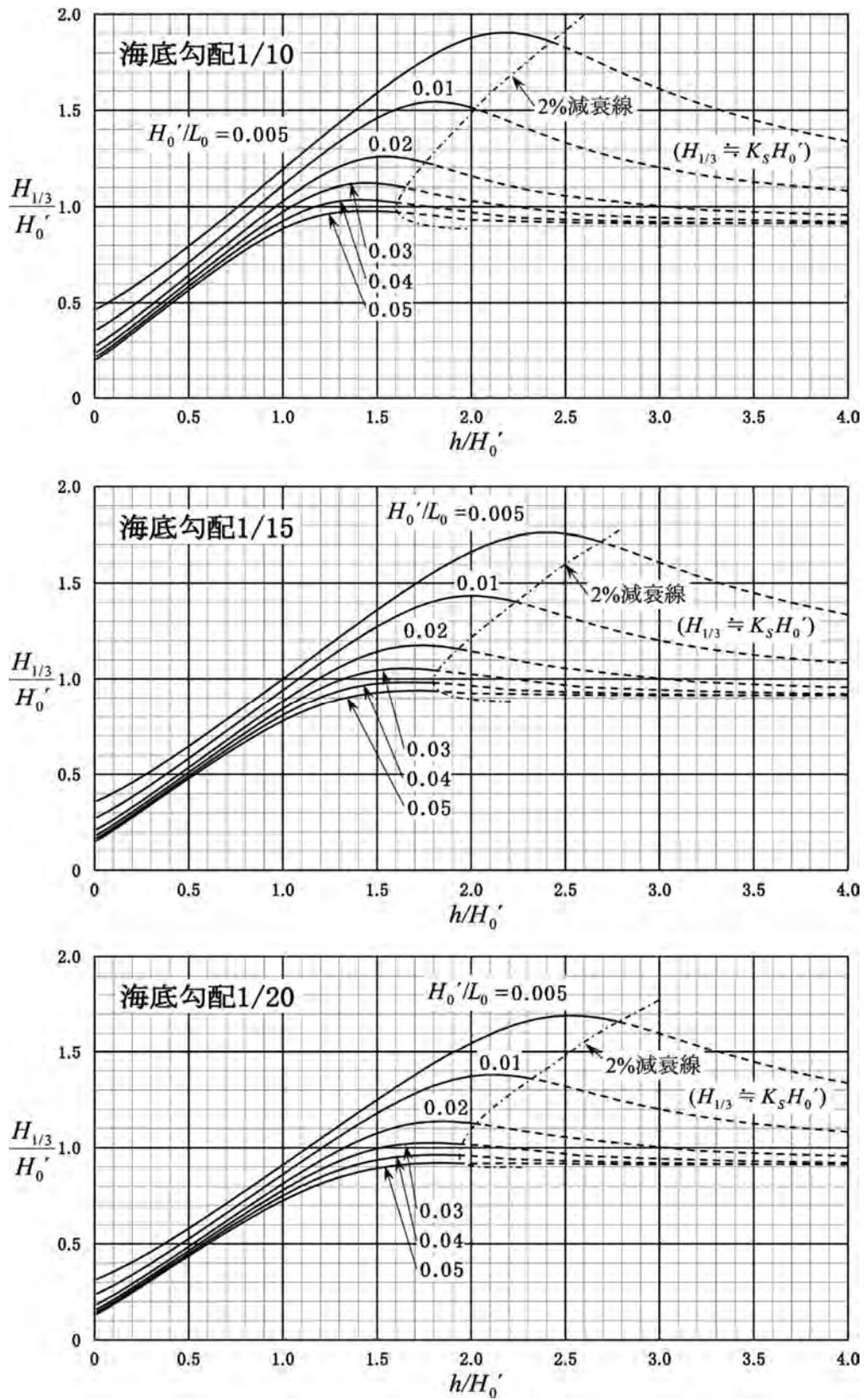


図 2-3-12 水深による波高変化

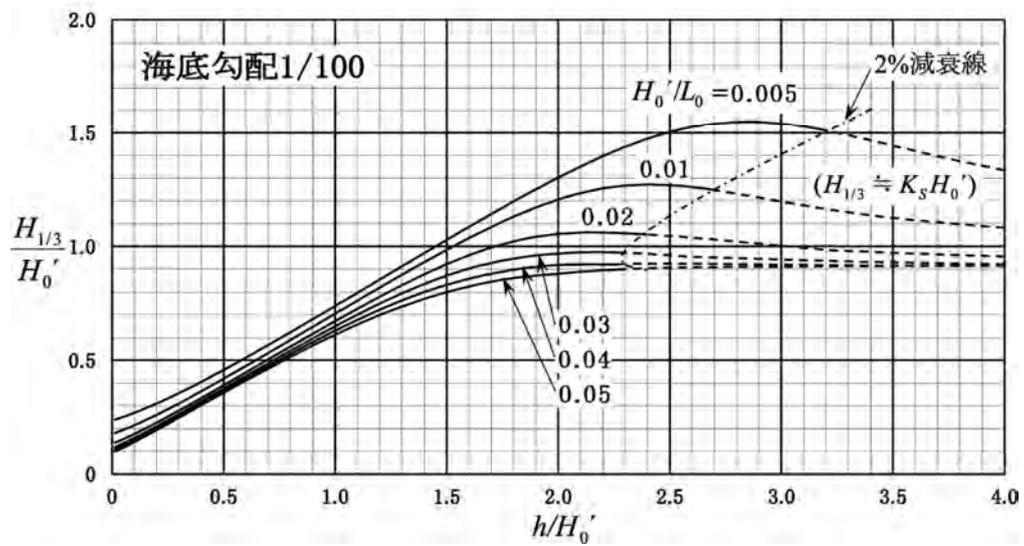
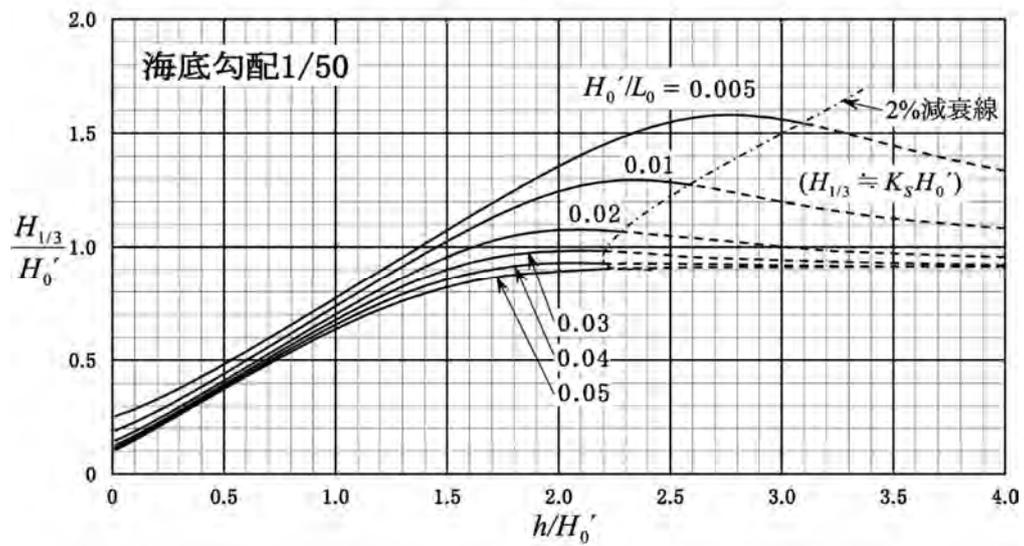
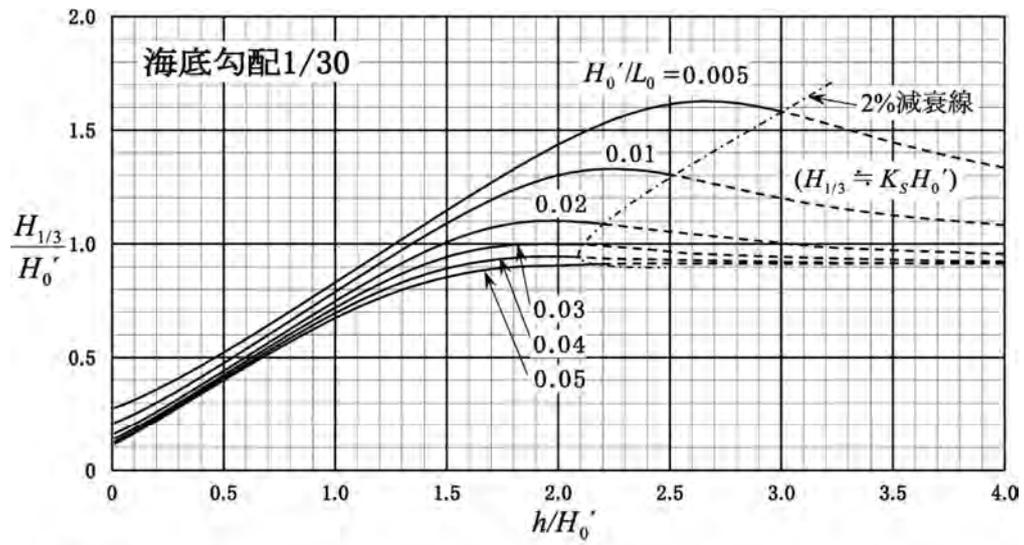


図 2-3-12 水深による波高変化

### ① 波高変化図の考え方

砕波による波高変化図は、合田<sup>46)</sup>が砕波の理論モデルによって計算した不規則波の波高変化を示したものである。図中の一点鎖線より右の領域における波高変化は「本編 3.5.2 浅水変形」における浅水係数を用いて計算できるが、一点鎖線から左の領域では砕波による波高変化が卓越するので、これらの図を用いて波高を決定することができる。この波高変化図は、ウェーブセットアップ及びサーフビートを含まない水深  $h$  で有義波高  $H_{1/3}$  を算定することができる。

### ② 砕波高・砕波水深

図 2-3-13 有義波高の最大値の出現水深の算定図と図 2-3-14 砕波帯内の有義波高の最大値の算定図は、砕波帯内における有義波高の最大値  $(H_{1/3})_{peak}$  を砕波高、有義波高が最大となる水深  $(h_{1/3})_{peak}$  を砕波水深とした算定図で、砕波高、砕波水深を求めることができる。また、砕波高、砕波水深は式 2-3-29<sup>46)</sup>の初期砕波水深  $(h_b)_{incipient}$  を砕波水深として、式 2-3-29 を非線形浅水係数の式 (式 2-3-30) と組み合わせて計算を繰り返すことでも計算できる。

$$\frac{H_b}{L_0} = A \left\{ 1 - \exp \left[ -1.5 \frac{\pi (h_b)_{incipient}}{L_0} (1 + 11 \tan^{4/3} \beta) \right] \right\} \dots\dots\dots \text{(式 2-3-29)}$$

$$K_s = K_{si} + 0.0015 \left( \frac{h}{L_0} \right)^{-2.87} \left( \frac{H'_0}{L_0} \right)^{1.27} \dots\dots\dots \text{(式 2-3-30)}$$

ここに、

$H_b$  : 砕波限界波高 (m)

$L_0$  : 沖波波長 (m)

$A$  : 定数 (通常、規則波では 0.17 を用いるが、不規則波では 0.12~0.18 の幅を持つ)

$(h_b)_{incipient}$  : 初期砕波水深 (m)

$\tan\beta$  : 海底勾配

$K_s$  : 非線形浅水係数

$K_{si}$  : 微小振幅波の浅水係数

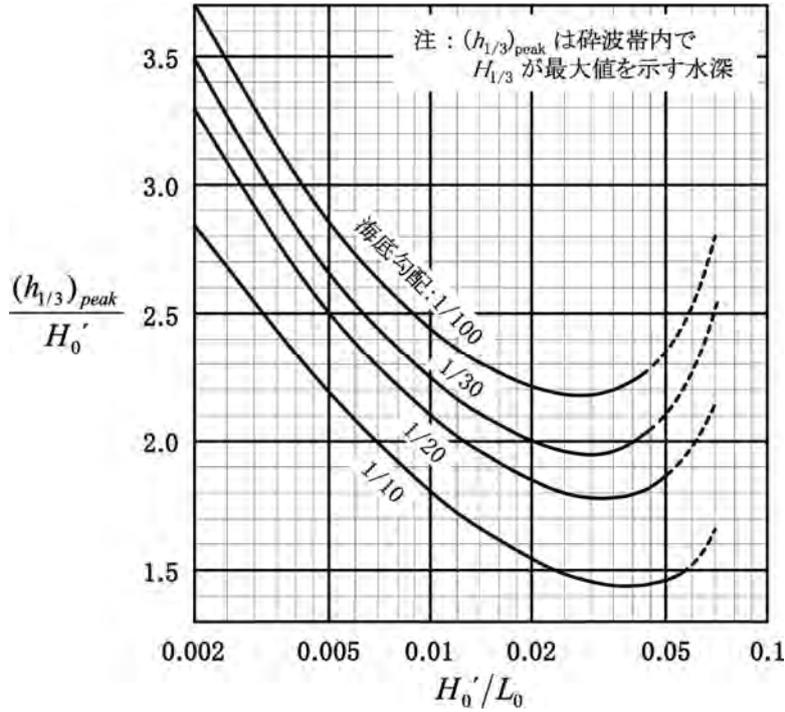


図 2-3-13 有義波高の最大値の出現水深の算定図

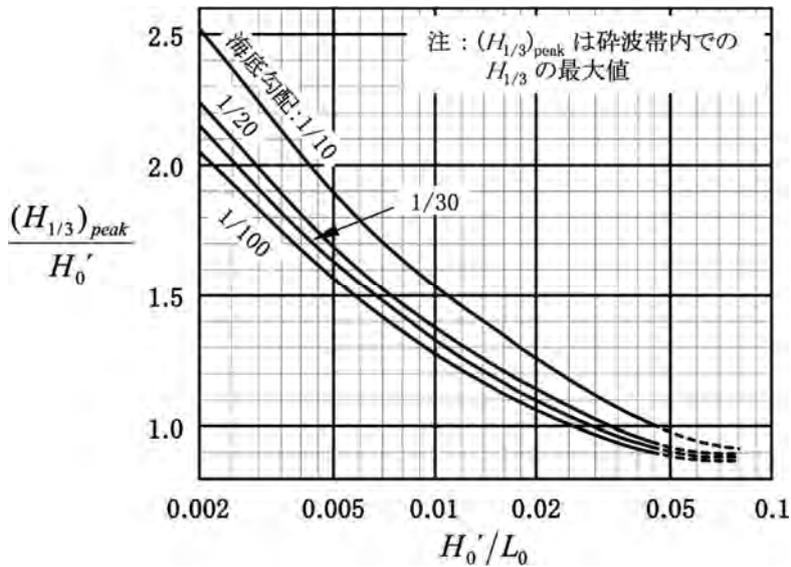


図 2-3-14 有義波高の最大値の算定図

### 3.6 波による平均水位の上昇

碎波帯内では、碎波に伴う水位の上昇及び振動が生じるため、原則としてこれらの現象を考慮する。

#### (1) 平均水位の上昇及び低下並びに振動

運動量フラックスの保存が成立することから、波の碎波に伴って平均水位が上昇する。この現象をウェーブセットアップ (wave set-up) と称している。一方、波が沖から碎波帯へ進行するに連れ

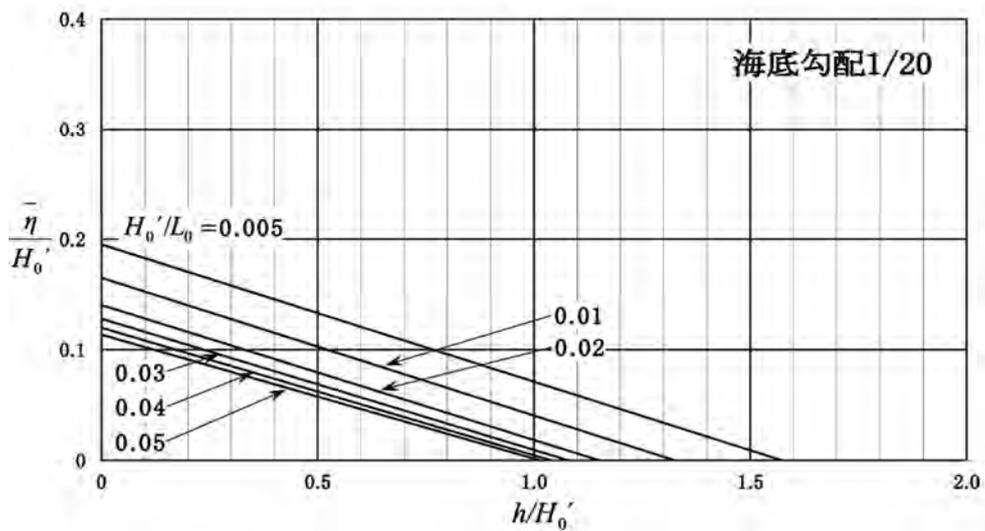
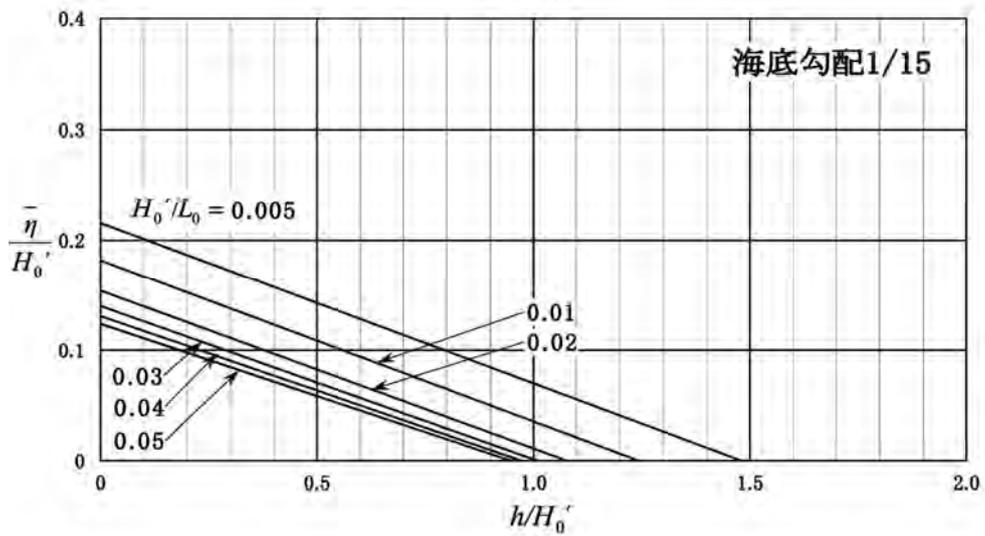
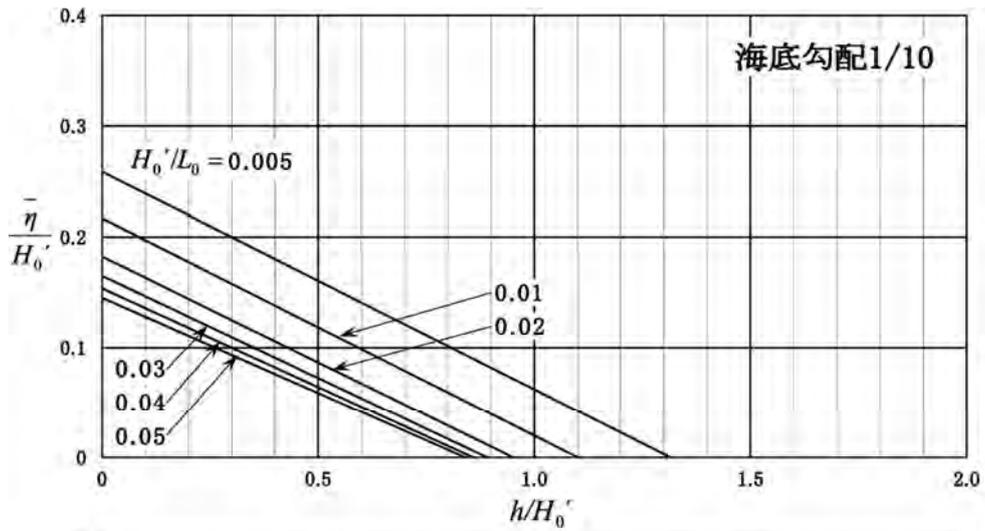
て浅水変形により波高が増大することから、平均水位は低下する。この現象をウェーブセットダウン (wave set-down) と称する。

また、不規則波は、個々の波が砕波する地点が異なることから、サーフビート (surf beat) とよばれる 1～数分周期の水位振動を生じる。加えて、近年では、短周期波浪に拘束された波群拘束波が短周期波浪の砕波によって解放される要因等からも、水位の振動が引き起こされることが明らかにされている。

## (2) 砕波後の平均水位上昇量の算定

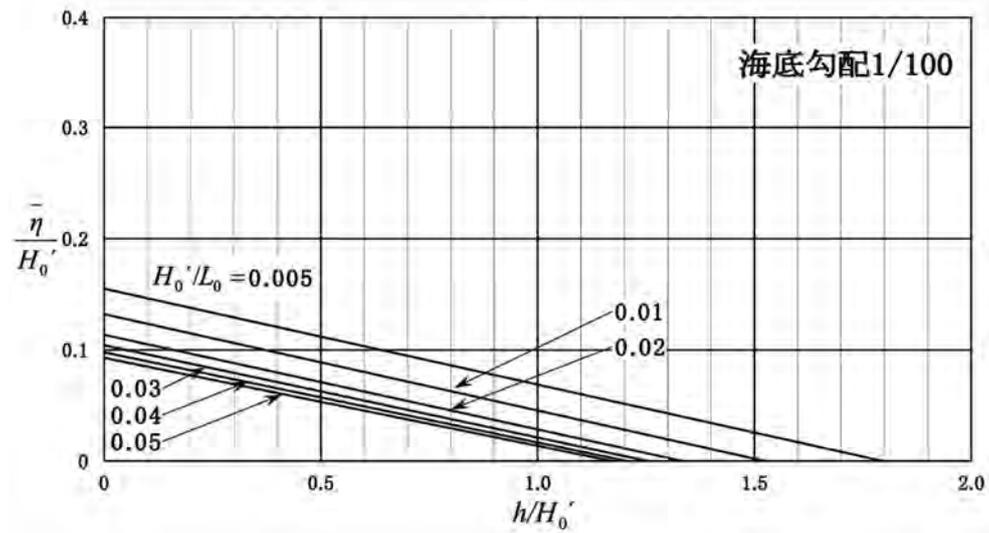
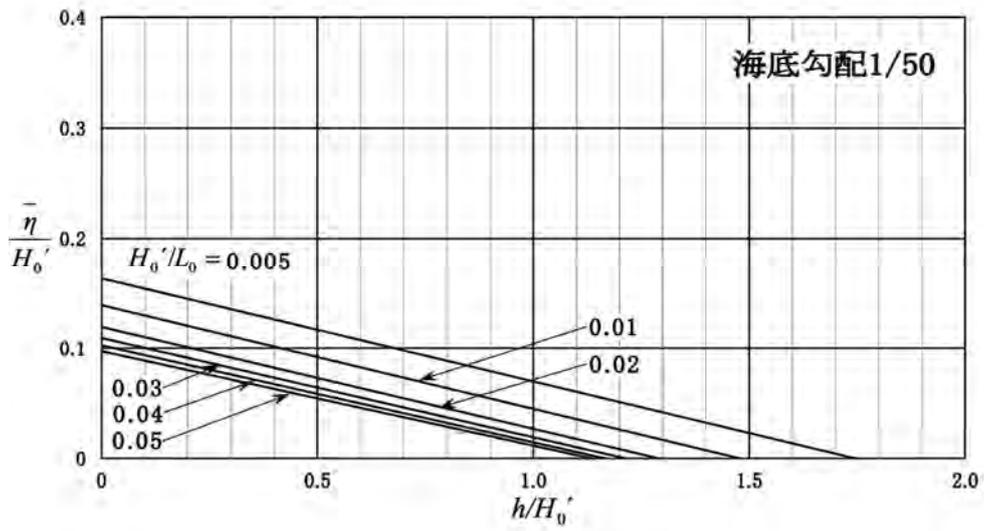
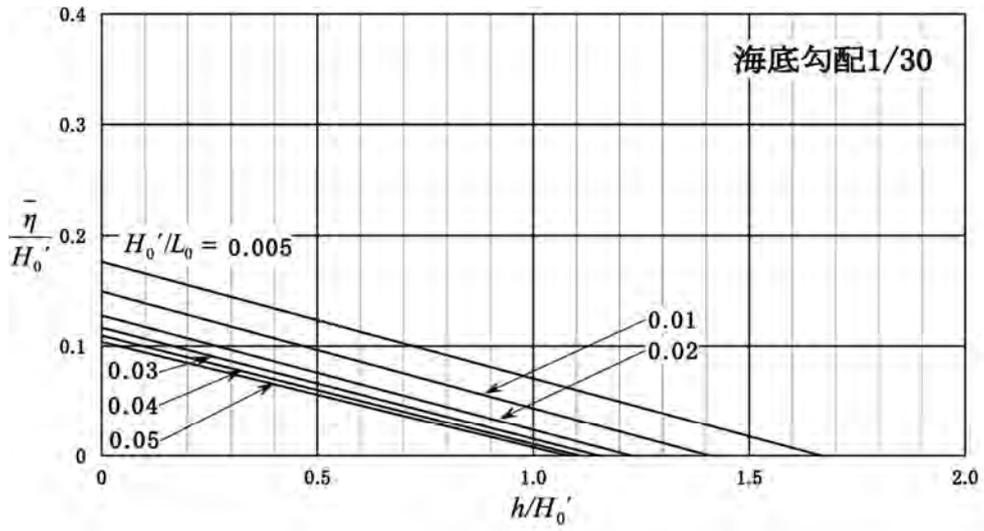
波の不規則性を考慮した砕波に伴う平均水位の上昇量は、図 2-3-15 から算定してよい。平均水位上昇量は、波形勾配が小さく海底勾配が急なほど大きい。

図 2-3-15 は、一様斜面における合田の不規則砕波変形モデルを用いて算定した平均水位の場所的变化から作成したものである。この図は、 $h/H_0=0.5$  と汀線 ( $h/H_0=0$ ) の水位上昇量を結ぶ直線をセットアップが 0 まで外挿したもので、ウェーブセットダウンは考慮していない。



$\bar{\eta}$ : 平均水位の上昇量(m)、 $L_0$ : 沖波波長(m)、 $H_0'$ : 換算沖波波高(m)、 $h$ : 静水面での水深(m)

図 2-3-15 平均水位の上昇量



$\bar{\eta}$ : 平均水位の上昇量(m)、 $L_0$ : 沖波波長(m)、 $H_0'$ : 換算沖波波高(m)、 $h$ : 静水面での水深(m)

図 2-3-15 平均水位の上昇量

### 3.7 越波量と打ち上げ高と伝達波高

#### 3.7.1 越波量

越波量は、既往の知見又は水理模型実験等により、適切に算定することを原則とする。

越波量とは堤体を越波した水の総量であり、越波流量は単位時間当たりに越波する水の平均容積  $Q$  ( $\text{m}^3/\text{s}$ ) である。通常、これらの値は堤体の法線方向単位長さ当たりの量  $q$  ( $\text{m}^3/\text{m}/\text{s}$ ) で表される。越波については、波群中においてある波高より大きい波は越波し、それ以下のものは越波しないため、有義波高に相当する規則波で検討するだけでは不十分であることに注意する。

##### (1) 直立護岸と消波工付護岸の越波流量

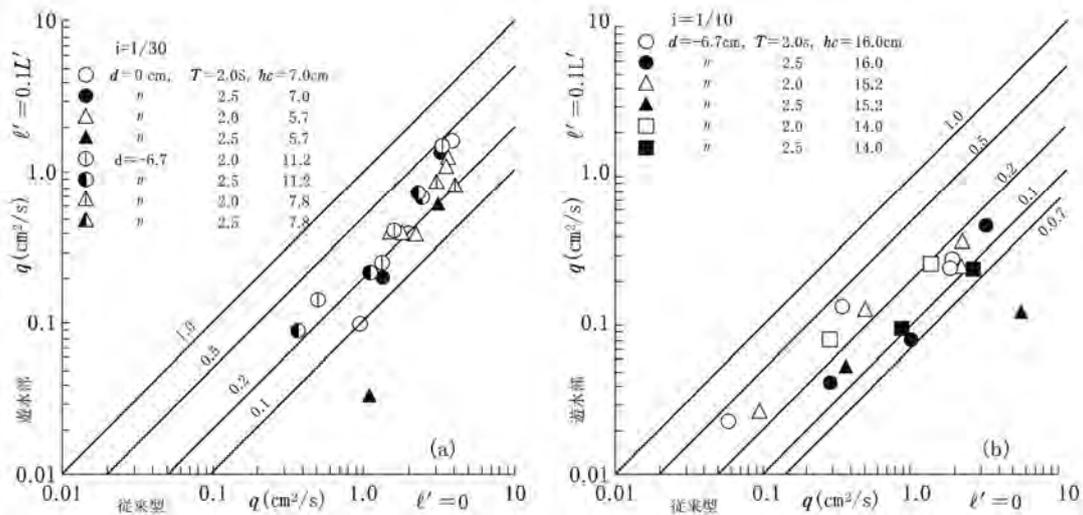
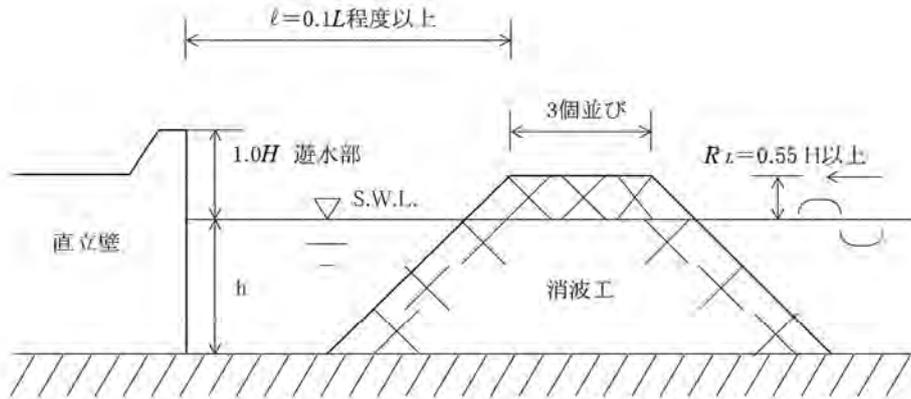
直立護岸と消波工付護岸については、合田ら<sup>47)</sup>が不規則波による水理模型実験を行っている（「資料 2.6 直立護岸と消波工付護岸の越波流量」を参照のこと）。さらに、合田ら<sup>48)</sup>はパラペット後退型護岸や消波工拡幅型護岸のような低天端型護岸についても検討を行っている。また、高山ら<sup>49)</sup>は合田らの越波流量推定図を近似する式を作成し、消波構造による越波流量の低減効果を表す天端高低減係数を提案している。

##### (2) 遊水部付き消波工を有する護岸の越波流量

遊水部付き消波工を有する護岸の越波流量に関しては、西・山本<sup>50)51)</sup>や間辺・山本ら<sup>52)53)</sup>、大村・新井ら<sup>54)</sup>などによる検討がある。このうち、間辺ら<sup>52)</sup>は海底勾配 1/10, 1/30、消波工天端幅ブロック 2 個並び、法勾配 1 : 1.3 として、不規則波による水理模型実験を行っている。実験結果から、①遊水部の長さについては波力（「本編 4.2.3 遊水部付き消波工を有する直立壁に作用する波力」を参照のこと）、施工費等を考慮して入射波長の 0.1 倍程度が適当であること、②遊水部付き消波工を有する護岸は消波工付護岸と比較して、越波流量が海底勾配 1/10 で 0.07~0.4 倍、海底勾配 1/30 で 0.1~0.5 倍に低減できることが得られている（図 2-3-16）。

大村ら<sup>54)</sup>は海底勾配 1/10 の大水深域での不規則波による水理模型実験に合わせて、VOF法を用いた数値解析を行っている。その検討結果から、③瞬間越流量の最大値は平均越流量の 10~30 倍、その作用時間は周期の 1/5 未満で短時間に大きな越流が生じており、施設利用上の平均越流量のみならず短時間越流量や瞬間越流量についても考慮することが必要であることが得られている。

遊水部付き消波工を有する護岸は、消波工付護岸よりも越波流量低減効果が高いことが証明されているものの、実験ケースが限られているのでできるだけ水理模型実験により検討することが望ましい。



$i$ : 海底勾配、 $d$ : 設置水深、 $hc$ : 天端高、 $T$ : 周期、 $l'$ : 遊水部の長さ、 $L'$ : 入射波の波長

図 2-3-16 遊水部付き消波工を有する護岸と消波工付護岸との越波流量の比較

### (3) 許容越波流量と限界越波流量

護岸の設計における越波流量としては、0.02m<sup>3</sup>/m/s を設定している場合が多い。しかしながら、堤体及び背後地の安全性や利便性を特に考慮したい場合には、別途に設定してもよい（「資料 2.7 許容越波流量と限界越波流量」を参照のこと）。この際、排水工については、越波した海水の排水に支障をきたさない設計を行うことが必要である。

### (4) その他

越波流量は、波高、周期、波向、波形勾配、潮位、堤脚水深、海底勾配、堤体形状、風等の影響を受ける<sup>55)56)</sup>。したがって、既往の実験結果と設計条件が大きく異なる場合には、不規則性を考慮したうえで水理模型実験等により検討することが望ましい。

## 3.7.2 打ち上げ高

打ち上げ高は、既往の知見又は水理模型実験等により、適切に算定することを原則とする。

打ち上げ高は静水面から波の最高到達点までの鉛直高さ  $R$  で表し、換算沖波波高  $H_0$  に対する相対打

ち上げ高で表示されることが多い。

### (1) 打ち上げ高の算定

直立堤と一様勾配斜面堤に対しては、高田<sup>57)</sup>や豊島ら<sup>58)59)</sup>が規則波による水理模型実験を行っている（「資料 2.8 直立堤と一様勾配斜面堤の打ち上げ高」を参照のこと）。断面形状が複雑な場合には、仮想勾配法<sup>60)61)</sup>や改良仮想勾配法<sup>62)</sup>により打ち上げ高を算定する方法があるが、これらも規則波による手法であることに留意する必要がある。仮想勾配法及び改良仮想勾配法の具体的な手順については、「漁港海岸事業設計の手引」<sup>56)</sup>を参照のこと。

### (2) その他

打ち上げ高は、波浪条件、潮位、堤脚水深、海底勾配、堤体形状、風等の影響を受ける<sup>55)56)</sup>。したがって、既往の実験結果と設計条件が大きく異なる場合には、水理模型実験等により検討することが望ましい。

## 3.7.3 伝達波高

伝達波高は、既往の知見又は水理模型実験等により、適切に算定することを原則とする。

### (1) 伝達波

防波堤や透過式堤体では、越波や透過により伝達波が発生し、これにより港内静穏度が悪化する恐れがある。したがって、既往の実験結果や算定式、水理模型実験又は数値シミュレーションにより、これを適切に算定する必要がある。

### (2) 波高伝達率に関する既往の水理模型実験結果

各種形式の防波堤に関して、これまでさまざまな実験が行われてきた。ここでは代表的な防波堤構造として、直立堤、傾斜堤（人工リーフを含む）、混成堤、消波ブロック被覆堤について行われた実験結果を以下に記述する。ただし、それぞれの実験条件に留意することが必要である。

#### ① 直立堤

##### a) 非碎波の場合（重複波型越波； $h > 2H$ ）

図 2-3-17<sup>63)</sup>は、堤体前面が一様水深の場合の規則波による実験結果である。図中の曲線は下に示す  $K_t$  の実験式において、上限の曲線は  $\alpha = 2.2$ 、 $\beta = 0$ 、下限は  $\alpha = 2.2$ 、 $\beta = 0.8$  をとるものである。ただし、波形勾配の影響については考慮されていない。

$$K_t = \frac{H_t}{H} = 0.5 \left[ 1 - \sin \frac{\pi}{2\alpha} \left( \frac{R}{H} + \beta \right) \right] \dots \dots \dots \quad (\text{式 2-3-31})$$

ここに、

- $K_t$  : 波高伝達率
- $H_t$  : 伝達波高 (m)
- $H$  : 入射波高 (m)
- $R$  : 静水面上の天端高 (m)
- $\alpha, \beta$  : 係数

最適な  $\alpha$ ,  $\beta$  の値としては、入射波長に対する相対水深  $h/L$  ごとに次の値が示されている。

$$\left. \begin{array}{l} h/L = 0.5 \text{ の時} : \alpha = 2.2, \beta = 0.7 \\ h/L = 0.3 \text{ の時} : \alpha = 2.2, \beta = 0.5 \\ h/L = 0.2 \text{ の時} : \alpha = 2.4, \beta = 0.4 \\ h/L = 0.14 \text{ の時} : \alpha = 2.0, \beta = 0.4 \\ h/L = 0.10 \text{ の時} : \alpha = 2.2, \beta = 0.4 \\ h/L = 0.07 \text{ の時} : \alpha = 2.0, \beta = 0.1 \end{array} \right\} \dots\dots\dots \text{(式 2-3-32)}$$

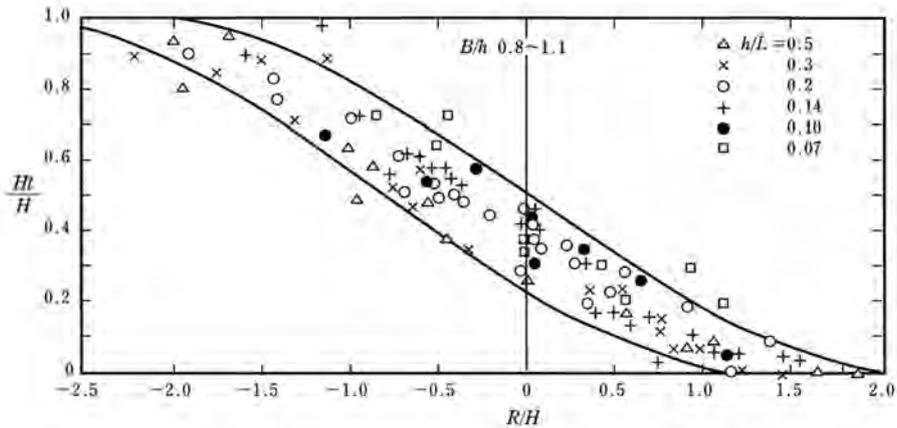
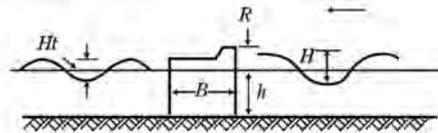


図 2-3-17 直立堤の波高伝達率 (重複波型越波)

b) 砕波の場合 (砕波型越波 :  $h \leq 2H$ )

図 2-3-18<sup>64)</sup>は、砕波後の波が堤体を越波する時について、堤体設置水深と堤体幅の比  $h/B = 0.75$ 、海底勾配  $1/10 \sim 1/50$  とした規則波実験結果である。この実験では、重複波型の越波よりも砕波型の越波の方が  $K_t$  が大きいこと、また海底勾配の違いによる  $K_t$  の違いが小さいことが示されている。 $K_t$  の実験式としては次式が提案されている。

$$K_t = \frac{H_t}{H} = 0.70e^{-z} \dots\dots\dots \text{(式 2-3-33)}$$

$$z = \frac{R}{H} + \frac{1}{0.27} \left( 0.30 \frac{H}{H'_0} + 1.31 \frac{h}{L_0} - 0.18 \frac{h}{H'_0} \right) \dots\dots\dots \text{(式 2-3-34)}$$

ここに、

- $K_t$  : 波高伝達率
- $H_t$  : 伝達波高 (m)
- $H$  : 入射波高 (m)
- $R$  : 静水面上の天端高 (m)
- $H'_0$  : 換算沖波波高 (m)
- $L_0$  : 沖波波長 (m)

$h$  : 堤体設置水深 (m)

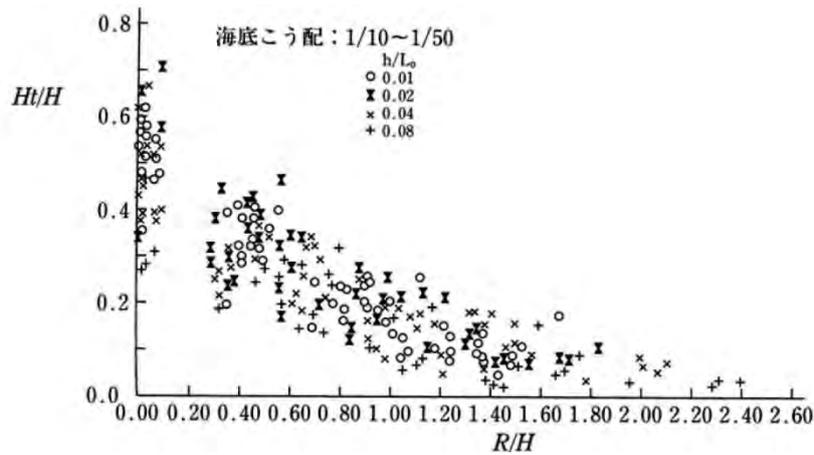


図 2-3-18 直立堤の波高伝達率 (碎波型越波)

② 傾斜堤 (人工リーフを含む)

a) 消波ブロック堤

消波ブロック堤については沼田<sup>65)</sup>による実験がある。実験は規則波を用いて、海底勾配を水平床と 1/30 勾配、堤体の表のり裏のりともに 1 : 1.3 勾配として行っており、越波があるか否かで実験式が使い分けされる。

ア) 越波がない場合 ( $R/H \geq 1$ )

$$K_t = \frac{H_t}{H} = \frac{1}{(1 + 1.135 (B_s/d)^{0.66} (H/L)^{0.5})^2} \dots\dots\dots \text{(式 2-3-35)}$$

ここに、

- $K_t$  : 波高伝達率
- $H_t$  : 伝達波高 (m)
- $H$  : 入射波高 (m)
- $L$  : 入射波長 (m)
- $B_s$  : 静水面における堤体幅 (m)
- $d$  : 消波ブロックの高さ (m)

イ) 越波がある場合 ( $R/H < 1$ )

$$K_t = \frac{H_t}{H} = 0.123 \log_e \left[ 43.12 \left( \frac{u_{\max} \eta_c T}{BR} \right) \right] \dots\dots\dots \text{(式 2-3-36)}$$

ここに、

- $K_t$  : 波高伝達率
- $H_t$  : 伝達波高 (m)
- $H$  : 入射波高 (m)
- $u_{\max}$  : 波頂における最大水平水粒子速度 (m/s)
- $\eta_c$  : 静水面上の波頂高 (m)
- $T$  : 波の周期 (s)

$\bar{B}$  : 静水面上における平均堤体幅 (m)

$R$  : 静水面上の天端高 (m)

なお、 $u_{max}$  の計算は合田<sup>66)</sup>の実験式を用いて、次式により算定している。

$$u_{max} = \frac{\pi H}{T} \sqrt{1 + \lambda \left(\frac{H}{h}\right)^{0.5} \left(\frac{h + \eta_c}{h}\right)^3 \frac{\cosh k(h + \eta_c)}{\sinh k h}} \dots\dots\dots \text{(式 2-3-37)}$$

ここに、

$k$  : 波数 ( $=2\pi/L$ )

$L$  : 入射波長 (m)

$h$  : 堤体設置水深 (m)

さらに、 $\eta_c$ ,  $\lambda$  については次のとおりである。

$$H/h < 0.8 \text{ の時 : } \frac{\eta_c}{h} = \frac{H}{2h} + 0.455 \left(\frac{H}{h}\right)^{2.18} \dots\dots\dots \text{(式 2-3-38)}$$

$$\left. \begin{array}{l} h/L < 0.07 \text{ の時 : } \lambda = 1.50 \\ 0.07 < h/L < 0.4 \text{ の時 : } \lambda = -0.646 \log_e(1.562h/L) \\ h/L > 0.4 \text{ の時 : } \lambda = 0.25 \end{array} \right\} \dots\dots\dots \text{(式 2-3-39)}$$

b) 捨石堤

図 2-3-19<sup>67)</sup>は、海底勾配 1/30、堤体を捨石（透過堤）とした場合の規則波による実験結果である。

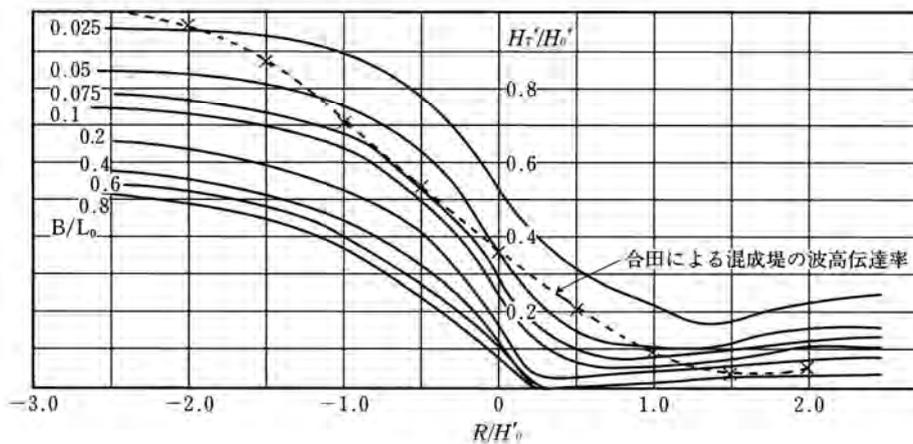
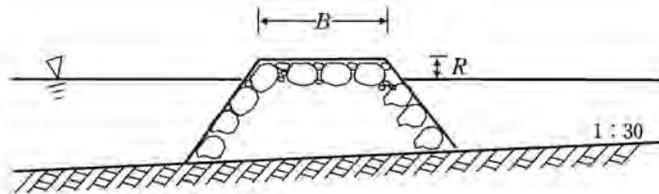


図 2-3-19 捨石傾斜堤の波高伝達率

c) 人工リーフ

人工リーフ（幅広潜堤）については、古くは中村<sup>68)</sup>や田中<sup>69)</sup>による研究があり、最近では宇多ら<sup>70)</sup>、高山ら<sup>71)</sup>、中山<sup>72)</sup>などが不規則波により実験を行っている。このうち、人工リーフ設

置水深の影響を考慮することができる中山の式について以下に記述する。

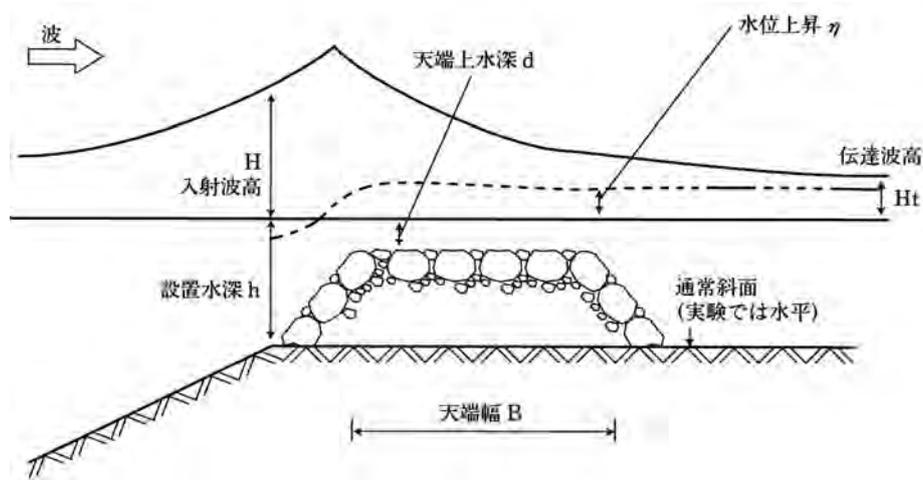


図 2-3-20 人工リーフの諸元

$$K_t = \frac{H_t}{H} = K_b K_f K_e \quad \dots\dots\dots (式 2-3-40)$$

$$K_b = \left( \min \left[ -0.0156 \frac{d}{h} + 0.002, 0.0 \right] \frac{B}{h} + 0.588 \frac{d}{h} - 0.11 \right) \frac{h}{H} + 0.1177 + \frac{0.8823}{0.35608 (B/h) + 1.0} \quad \dots\dots\dots (式 2-3-41)$$

$$K_f = 0.135 \frac{h}{H} + 0.78 \quad \dots\dots\dots (式 2-3-42)$$

$$K_e = \max \left[ -0.6 \frac{h}{H} + 1.7, 0.8 \right] \quad \dots\dots\dots (式 2-3-43)$$

ここに、

$K_t$  : 波高伝達率 (ただし、計算値  $K_t$  が 0.05 以下となる場合には 0.05 を、1.0 以上となる場合には 1.0 を採用してもよい。)

$H_t$  : 伝達波高 (m)

$H$  : 入射波高 (m)

$B$  : 天端幅 (m)

$d$  : 天端上水深 (m)

$h$  : 設置水深 (m)

$\max [A, B]$  :  $A, B$  のうち大きい方の数値を採用

$\min [A, B]$  :  $A, B$  のうち小さい方の数値を採用

### ③ 混成堤

図 2-3-21<sup>73)</sup>は、堤体前面が一様水深の場合の規則波実験結果である。マウンドについては、表のり勾配 3 割、裏のり勾配、不透過としており、水深波長比  $h/L=0.14$  で実験を行っている。なお、不規則波を用いた実験結果<sup>74)</sup>によると、有義波高  $H_{1/3}$ 、1/10 最大波高  $H_{1/10}$ 、平均波高  $H$  について、波高伝達率が規則波実験によるものとほとんど差が生じないこと、また伝達波の周期が入

射波の 50~80%に減少することが示されている。

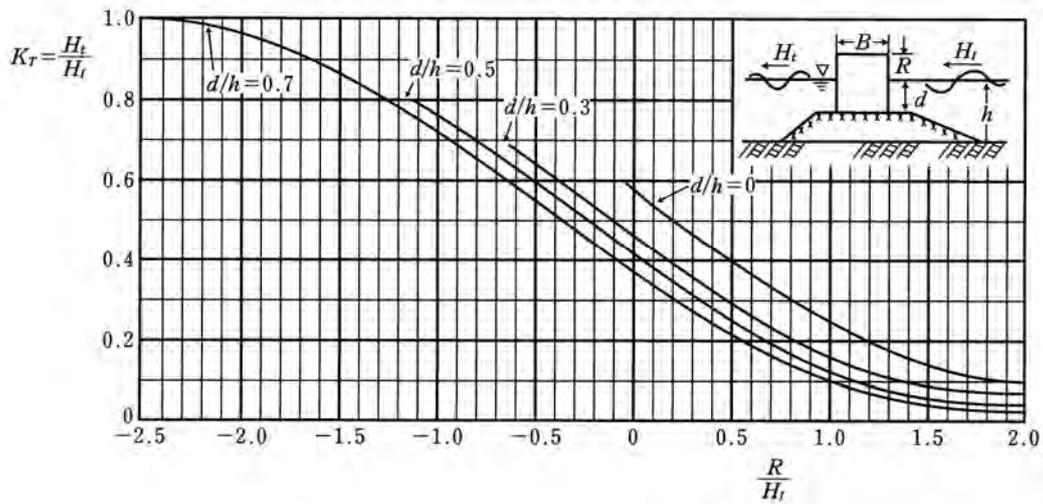


図 2-3-21 混成堤の波高伝達率

④ 消波ブロック被覆堤

混成堤の前面を消波ブロックで被覆した消波ブロック被覆堤については、近藤ら<sup>75)</sup>や谷本ら<sup>76)</sup>等が水理模型実験を行っている。谷本らは不規則波を用いて、堤体前面の海底勾配を 1/100 とし、1:1.3 の勾配、空隙率約 50%の消波ブロックで被覆した場合について実験を行っており、図 2-3-22 に示す波高伝達率を得ている。図中には式 2-3-44 に示す近藤らの規則波による実験式も併せて記載しているが、不規則波実験結果とよく似た結果となっている。

$$K_t = \frac{H_t}{H} = 0.3 \left( 1.1 - \frac{R}{H} \right) \dots\dots\dots \text{(式 2-3-44)}$$

(0 < R/H ≤ 0.75)

ここに、

- $K_t$  : 波高伝達率
- $H_t$  : 伝達波高 (m)
- $H$  : 入射波高 (m)
- $R$  : 静水面上の天端高 (m)

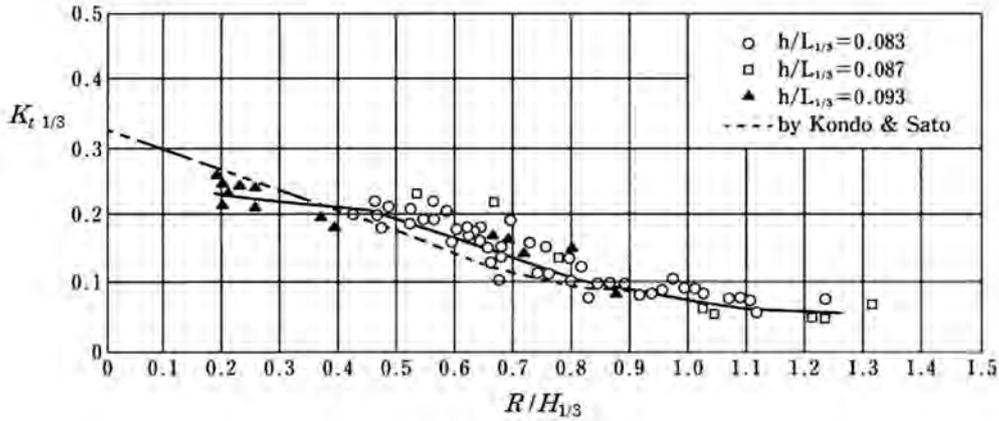
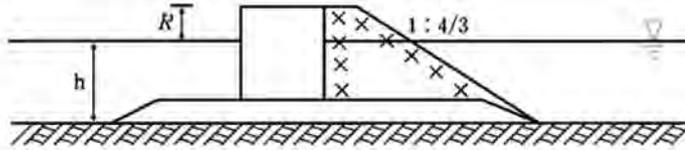


図 2-3-22 消波ブロック被覆堤の波高伝達率

### 3.8 航走波

航走波を考慮する場合には、既往の知見等により、適切に算定することを原則とする。

#### 3.8.1 航走波

航走波は航跡波ともよばれ、港内の擾乱を引き起こし、漁船やプレジャーボート等の小型船を動揺させ、陸揚や出漁準備の妨げとなることがある。したがって、特定目的岸壁などがあり、大型船が航行する漁港においては、航走波を考慮する必要がある。

#### 3.8.2 航走波の特性

一般に航走波の波高<sup>77)</sup>は、船の速さの 3 乗に比例するが、12 ノット以下の速さであれば大型船の場合でも波高は一般に 60cm を越えない。ただし、小型船の場合には、ある一定の速力以上になると水面上に浮き上がった状態（プレーニング現象）となり、その場合波高がほぼ一定となる。

航走波は、航行する船の形状、大きさ、速力等の諸条件、及び水深等の地形条件によりその波高は大きく異なる。よって、厳密に航走波の波高を算定するためには、各種条件に対してそれぞれ検討する必要があるが、概略の波高を算定するにあたっては、式 2-3-45 を用いてもよい。

$$H = \left( \frac{L_s}{S} \sin \theta_0 \right)^{1/3} \sqrt[3]{\frac{E_{HPW}/735}{2.2L_s V_K}} \alpha \left( \frac{V}{V_K} \right)^3 \dots \dots \dots \text{(式 2-3-45)}$$

ここに、

- $H$  : 航走波の波高 (m)
- $L_s$  : 船の長さ (m)
- $S$  : 任意点から航跡中心線までの距離 (m)
- $\theta_0$  : 測定点と航跡中心線とのなす角

$V_K$  : 満載航海速力 (ノット)  
 $E_{HPW}$  : 造波馬力 (PS, W)  
 $\alpha$  : 浅水効果による波高増大係数  
 $V$  : 実際の航行速力 (ノット)

造波馬力の算定法は次による。

$$\left. \begin{aligned}
 E_{HPW} &= E_{HP} - E_{HPF} \\
 E_{HP} &= 0.6S_{HPm} \\
 E_{HPF} &= \frac{\rho}{2} S V_0^2 C_F V_0 \\
 S &\doteq 2.5\sqrt{\nabla L_s} \\
 C_F &= 0.075 / \left( \log \frac{V_0 L_s}{\nu} - 2 \right)^2
 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (式 2-3-46)$$

ここに、

$S_{HPm}$  : 連続最大軸馬力 (SP, W)  
 $\rho$  : 海水の密度 (kg/m<sup>3</sup>)  
 $V_0$  : 満載航行速力 (m/s)  $V_0 = 0.514V_K$   
 $C_F$  : 摩擦抵抗係数  
 $\nu$  : 水の動粘性係数 (m<sup>2</sup>/s)  $\nu \doteq 1.2 \times 10^{-6}$   
 $\nabla$  : 船の満載排水量 (m<sup>3</sup>)

また、波高増大係数  $\alpha$  の算定方法は以下の通りである。

$$\left. \begin{aligned}
 \alpha &= \left( \frac{V'}{V_0} \right)^2 \\
 V' &= \frac{V_0}{\sqrt{\tanh \frac{gh}{V_0^2}}} \quad (V_0 < \sqrt{gh}) \\
 &= V_0 \quad (V_0 \gg \sqrt{gh})
 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (式 2-3-47)$$

(参考文献)

- 1) 合田良実：耐波工学 港湾・海岸構造物の耐波設計，鹿島出版会（2008），pp.9-10
- 2) Longuet-Higgins, M.S. : On the statistical distribution of the heights of sea waves, Journal of Marine Research, IX, 3 (1952), pp.245-266
- 3) 山口正隆：重回帰分析に基づく波浪の統計的特性の検討，第33回海岸工学講演会論文集（1986），pp.139-143
- 4) 合田良実：不規則波浪に対する設計計算法の体系化について，土木学会論文報告集，No.253（1976）
- 5) 光易恒・中山竜三：風波のスペクトルの発達，第16回海岸工学講演会論文集（1969），pp.53-58

- 6) 光易恒：風波のスペクトルの発達 (2) —有限な吹送距離における風波のスペクトルの形について—, 第 17 回海岸工学講演会論文集 (1970), pp.1-7
- 7) Hasselmann, K.et al : Measurements of wind-wave growth and swell decay during the Joint North Sea Wave Project (JONSW AP), Deutsche Hydraulic Zeit, Reihe A(8), No.12 (1973), 95p.
- 8) 合田良実：数値シミュレーションによる波浪の標準スペクトルと統計的性質, 第 34 回海岸工学講演会論文集 (1987), pp.131-135
- 9) Cote, L.J.et al : The directional spectrum of a wind generated sea as determined from data obtained by the Stereo Wave Observation Project, Meteorological Paper, Vol.2, No.6, New York University (1957)
- 10) 光易恒・水野信二郎・本多忠夫・力石国男：海洋波の方向スペクトルについて, 第 20 回海岸工学講演会論文集 (1973), pp.435-439
- 11) 光易恒・水野信二郎・本多忠夫・力石国男：海洋波の方向スペクトルについて (続), 第 21 回海岸工学講演会論文集 (1974), pp.261-265
- 12) 合田良実・鈴木康正：光易型方向スペクトルによる不規則波の屈折・回折計算, 港湾技研資料, 230 (1975), 45p.
- 13) 原著は, Kinsman, B. : Wind Waves, Prentic-Hall, Inc. (1965), 676p.
- 14) 中村充：改訂水産土木学—生態系海洋環境エンジニアリング—, 工業時事通信社 (1991), 561p.
- 15) 例えば, 武内智行：内部潮汐を考慮した湾の流況予測シミュレーション, 海岸工学論文集, 43 (1996), pp.1141-1145
- 16) 土木学会海岸工学委員会海岸施設設計便覧小委員会：海岸施設設計便覧 2000 年版, 土木学会 (2000), 582p.
- 17) 土木学会海岸工学委員会研究現況レビュー小委員会：海岸波動【波・構造物・地盤の相互作用の解析法】, 土木学会 (1994), 520p.
- 18) 例えば, 高山知司・池田直太・平石哲也：砕波および反射を考慮した波浪変形計算, 港湾技術研究所報告, 30 (1991), pp.21-67
- 19) 高山知司：波の回折と港内波高分布に関する研究, 港湾技研資料, 367 (1981), 140p.
- 20) 西村仁嗣・丸山康樹・平口博丸：直接数値積分による波の場の解析, 第 30 回海岸工学講演会論文集 (1983), pp.123-127
- 21) 渡辺晃・丸山康樹：屈折・回折・砕波減衰を含む波浪場の数値解析法, 第 31 回海岸工学講演会論文集 (1984), pp.103-107
- 22) 伊藤喜行・谷本勝利・山本庄一：波向交差領域における波高分布数値波動解析法の応用, 港湾技術研究所報告, 11 (1972), pp.87-110
- 23) 山本正昭・長野章：微小振幅波の平面伝達に関する数値解析, 農業土木試験場技報, D15 (1974), pp.39-59
- 24) 菅原輝男・山本正昭・長野章：微小振幅波の平面伝達に関する数値解析 (II), 農業土木試験場技報, D17 (1975), pp.1-20
- 25) 山本正昭・長野章・菅原輝男：波の数値実験の漁港整備計画への適用, 第 22 回海岸工学講演会論文集 (1975), pp.255-258
- 26) 谷本勝利・小舟浩治・小松和彦：数値波動解析法による港内波高分布の計算, 港湾技術研究所

- 報告, 14 (1975), pp.35-58
- 27) 仲本豊・大村智宏・三橋宏次・篠田邦裕・佐藤勝弘・大矢圭一：漁港における近年の静穏度シミュレーション手法について, 平成 13 年度日本水産工学会学術講演会講演論文集 (2001), pp.179-182
- 28) 磯部雅彦：有理式近似に基づく非定常緩勾配不規則波動方程式, 海岸工学論文集, 40 (1993), pp.26-30
- 29) 例えば, 片山裕之・佐藤慎司：Boussinesq 方程式を用いた不規則波の浅水・碎波変形の計算法, 海岸工学論文集, 40 (1993), pp.16-20
- 30) 土木学会水理委員会水理公式集改訂委員会：水理公式集 (昭和 60 年度版), 土木学会 (1985), pp.489-491
- 31) Mesoscale and Microscale Meteorology Division National Center for Atmospheric Research, PSU/NCAR Mesoscale Modeling System Tutorial Class Notes and User's Guide MM5 : Modeling System Version 3 (2015)
- 32) The National Center for Atmospheric Research : WRF-ARW V3 : User's Guide (2017)
- 33) 土木学会海岸工学委員会研究現況レビュー小委員会：新しい波浪算定法とこれからの海域施設的设计法—性能设计法の確立に向けて—, 土木学会 (2001), 256p.
- 34) 漁港海岸事業設計の手引 (平成 25 年度版), 全国漁港漁場協会 (2013), p.12
- 35) 水産庁漁港漁場整備部：漁港施設等における気候変動適応策の設計に係る手引き
- 36) 例えば, 土屋義人・駒口友章・根本建治：日本海沿岸における異常波浪の予知, 海岸工学論文集, 第 38 卷 (1991), pp.111-115
- 37) 土木学会水理委員会水理公式集改訂委員会：水理公式集 (昭和 60 年度版), 土木学会 (1985), pp.488-489
- 38) Uji, T. : A coupled discrete wave model MRI-II, J.Oceanogr.Soc.Japan, 40 (1984), pp.303-313
- 39) The WAMDI Group : The WAM model-A third generation ocean wave prediction model, J.Phys.Oceanogr., 18 (1998), pp.1775-1810
- 40) Holthuijsen, L.H.et al. : SWAN Cycle III version 40.11, USER MANUAL, Delft University of Technology (2000), 124p
- 41) Tolman, H.L. : User manual and system documentation of WAVEWATCH-III Version 1.18, NOAA/NWS/NCEP/OMB technical note 166 (1999), 110p
- 42) 例えば, 駒口友章・福屋正嗣・山本浩之・川上和宏・渡慶次憲忠：沖縄県漁港を対象とする沖波推算の問題点とその対策について, 海岸工学論文集, 第 44 卷 (1997), pp.196-200
- 43) 加藤広之・遠藤次郎・古市尚基・不動雅之・井上真仁：日本沿岸における最大有義波高の経年変化と設計沖波への影響に関する考察, 土木学会論文集 B2 (海岸工学), 75 卷 2 号 (2019), pp.I\_109-I\_114
- 44) 合田良実・鈴木康正：光易型方向スペクトルによる不規則波の屈折・回折計算, 港湾技研資料, 230 (1975), pp.8-10, p.17
- 45) 合田良実：耐波工学 港湾・海岸構造物の耐波設計, 鹿島出版会 (2008), p.83
- 46) 合田良実：浅海域における波浪の碎波変形, 港湾技術研究所報告, 14 (1975), pp.59-106
- 47) 合田良実・岸良安治・神山豊：不規則波による防波護岸の越波流量に関する実験的研究, 港湾技術研究所報告, 第 14 卷, 第 4 号 (1975), pp.3-44

- 48) 合田良実・岸良安治：不規則波による低天端型護岸の越波特性実験，港湾技研資料，No.242 (1976)，28p.
- 49) 高山知司・永井紀彦・菊地治・西田一彦・関口忠志：各種消波護岸の越波流量特性，第29回海岸工学講演会論文集 (1982)，pp.370-374
- 50) 西裕司・山本正昭：遊水部を有する消波工付護岸の越波に関する実験的研究，水産工学研究所技報 (水産土木2) (1981)，pp.33-49
- 51) 西裕司・山本正昭：遊水部を有する消波工付護岸の越波に関する研究，水産工学研究所報告 (1982)，pp.127-142
- 52) 間辺本文・山本正昭・中山哲巖：遊水部を有する消波工付護岸の越波に関する不規則波実験，第33回海岸工学講演会論文集 (1986)，pp.392-396
- 53) 間辺本文・山本正昭：遊水部を有する消波工付護岸の越波に関する研究—南部海岸における越波対策—，水産工学研究所技報 (水産土木10) (1988)，pp.67-77
- 54) 大村智宏・新井雅之・中山哲巖：急勾配斜面に設置した遊水部付き消波工を有する堤体の機能性・耐波安定性に関する研究，水産工学研究所技報27 (2005)，pp.1-27
- 55) 井上雅夫：親水性護岸における越波特性，第30回水工学に関する夏期研修会講義集，Bコース (1994)，pp.B6-1—B6-15
- 56) 漁港海岸事業設計の手引 (平成25年度版)，全国漁港漁場協会 (2013)，312p.
- 57) 高田彰：規則波の打上げ高および越波量の定式化について，第22回海岸工学講演会論文集 (1975)，pp.378-386
- 58) 豊島修・首藤伸夫・橋本宏：海岸堤防への波のうちあげ高 (1/30)，第11回海岸工学講演会講演集 (1964)，pp.260-265
- 59) 豊島修・首藤伸夫・橋本宏：海岸堤防への波のうちあげ高 (1/20)，第12回海岸工学講演会講演集 (1965)，pp.180-185
- 60) Saville, T., Jr. : Wave Run-up on Composite Slopes, Proc.6th Coastal Eng.Conf., ASCE (1957)，pp.691-699
- 61) 中村充・白石英彦・佐々木泰雄・伊藤三甲雄：砕波帯における波の特性に関する研究，農業土木試験場報告，第7号 (1969)，pp.119-145
- 62) 中村充・佐々木泰雄・山田譲二：複合断面における波の打上げに関する研究，第19回海岸工学講演会論文集 (1972)，pp.309-312
- 63) Goda, Y. : Re-analysis of Laboratory Data on Wave Transmission over Breakwaters, Report of the Port and Harbour Research Institute, Vol.8, No.3 (1969)，p.13
- 64) 山本正昭・伊藤勝一：砕波帯における越波による港内伝達波に関する実験的研究，水産工学研究所技報 (水産土木3) (1982)，pp.97-106  
 篠田邦裕・山本正昭：越波による港内伝達波に関する実験的研究，水産工学研究所技報 (水産土木1) (1980)，pp.1-18
- 65) 沼田淳：ブロック堤の消波効果に関する実験的研究，第22回海岸工学講演会論文集 (1975)，pp.501-505
- 66) Goda, Y. : Wave Forces on a Vertical Circular Cylinder, Experiment and Proposed Method of Wave Force Computation, Report of the Port and Harbour Research Institute, No.8 (1964)，pp.1-74

- 67) 田中則男：天端幅の広い潜堤の波浪減殺および砂浜安定効果について，第 23 回海岸工学講演会論文集（1976），p.154
- 68) 中村充・白石英彦・佐々木泰雄：潜堤による消波について，第 13 回海岸工学講演会講演集（1966），pp.76-79
- 69) 田中則男：天端幅の広い潜堤の波浪減殺および砂浜安定効果について，第 23 回海岸工学講演会論文集（1976），pp.152-157
- 70) 宇多高明・小俣篤・横山揚久：人工リーフの機能と設計法，土木研究所資料，第2696号（1988）
- 71) 高山知司・永井紀彦・関口忠志：広天端幅潜堤の波浪低減効果に関する不規則波実験，第 32 回海岸工学講演会論文集（1985），pp.545-549
- 72) 中山哲巖：人工リーフの水理特性及び被覆材の安定に関する実験的研究（その 2），水産工学研究所技報（水産土木 16）（1994），pp.35-45
- 73) Goda, Y. : Re-analysis of Laboratory Data on Wave Transmission over Breakwaters, Report of the Port and Harbour Research Institute, Vol.8, No.3（1969），p.17
- 74) 合田良実・鈴木康正・岸良安治：不規則波浪実験とその特性について，第 21 回海岸工学講演会論文集（1974），pp.237-242
- 75) 近藤一郎・佐藤功：防波堤天端高に関する研究，北海道開発局土木試験所月報，117 号（1963），pp.1-15
- 76) 谷本勝利・大里睦男：消波ブロック被覆堤の不規則伝達波について，第 26 回海岸工学講演会論文集（1979），pp.309-313
- 77) 日本海難防止協会：海上交通安全に関する基礎的事項の調査研究その 3 航行船舶の航走波が小型船舶に及ぼす影響の研究（1976）
- 78) 例えば，Sorensen, R.M. : Water waves produced by ships, Proc. ASCE, Vol.99, No.2（1973），pp.245-256

## 第 4 章 波 力

### 4.1 波力の基本

波力は、【構造物の安全性に関する性能照査に用いる波】の規定に従って設定した波の諸元、海底地形、設置水深、施設の形状等を考慮して、適切に算定するものとする。

漁港・漁場の施設に作用する波力及び波圧は、波の諸元、海底地形、設置水深、施設の形状などを考慮したうえで、適切に算定する必要がある。

#### 4.1.1 波力及び波圧

波力及び波圧の算定にあたっては、不規則波（設計波）の作用に対して施設の安定性を確保できるようにする必要がある。また、施工実績の少ない施設や特殊な形状の施設、海底地形が急勾配であったり複雑な場所には、水理模型実験により波力及び波圧を検討することを原則とする。

#### 4.1.2 水理模型実験による波力及び波圧の算定

水理模型実験により施設に対する波力及び波圧の算定を行う場合は、できる限り大縮尺模型を用いるとともに、適切な実験条件及び計測方法を採用する。原則としては、施設の設置海域での波浪スペクトルを考慮したうえで、不規則波により実験を行うことが望ましい。

### 4.2 直立壁に作用する波力

#### 4.2.1 直立壁に作用する波力

##### (1) 直立壁の波力に影響する諸元の考慮

直立壁に作用する波力は、波の周期、波高、波向、海底地形、設置水深、施設の形状などを考慮したうえで、適切に算定することを原則とする。

##### (2) 波力の種類

直立壁に作用する波力は、波の形態により重複波、砕波等に分類され、構造物が砕波水深より深い場所に位置する場合には重複波による波圧が働き、浅い場所に位置する場合には砕波による波圧が働き、その変化は連続的と考えられる。

水深  $h$  については、潮位を考慮して構造物が最も危険となる前面水深を用いる。

##### (3) 直立壁に作用する波力

直立壁に作用する波力については、下記により算定することを標準とする。

##### ① 壁面に波の山がある場合

###### a) 直立壁の前面の波圧

直立壁前面の波圧は図 2-4-1 の形で分布し、式 2-4-1 によって表される  $\eta^*$  の高さで 0、静水面の高さで式 2-4-2 によって表される最大値  $p_1$ 、海底面で式 2-4-3 によって表される  $p_2$ 、直立壁底面で式 2-4-4 によって表される  $p_3$  となる直線的に変化する分布で与えることができる。

$$\eta^* = 0.75(1 + \cos\beta) \lambda_1 \lambda_0 H_d \dots\dots\dots (式 2-4-1)$$

$$p_1 = 0.5(1 + \cos\beta) (\alpha_1 \lambda_1 + \alpha_2 \lambda_2 \cos^2 \beta) \rho_0 g \lambda_0 H_d \dots\dots\dots (式 2-4-2)$$

$$p_2 = \frac{p_1}{\cosh(2\pi h/L)} \dots\dots\dots (式 2-4-3)$$

$$p_3 = \alpha_3 p_1 \dots\dots\dots (式 2-4-4)$$

ここで、

$\eta^*$ : 静水面上で波圧強度が 0 となる高さ(m)

$p_1$ : 静水面における波圧強度(kN/m<sup>2</sup>)

$p_2$ : 海底面における波圧強度(kN/m<sup>2</sup>)

$p_3$ : 直立壁の底面における波圧強度(kN/m<sup>2</sup>)

$\rho_0$ : 海水の密度(通常は、1.030 t/m<sup>3</sup>)

$g$ : 重力加速度(m/s<sup>2</sup>)

$\beta$ : 波の主方向から  $\pm 15^\circ$  の範囲で最も危険な方向と直立壁の法線の垂線が成す角度( $^\circ$ )

$\lambda_1$  及び  $\lambda_2$ : 波圧の補正係数

(「本編 4.2.1 (4) 波圧及び揚圧力の計算に用いる波高及び補正係数  $\lambda_{1,2,3}$ 」参照)

$h$ : 直立壁の前面における水深(m)

$L$ : 水深  $h$  における波長(m)

$H_d$ : 設計で用いる進行波としての有義波高(m)

$\lambda_0$ : 波高の補正係数

(「本編 4.2.1 (4) 波圧及び揚圧力の計算に用いる波高及び補正係数  $\lambda_{1,2,3}$ 」参照)

$\lambda_0 H_d$ : 波圧の計算に用いる波高(m)

(砕波の影響を受ける領域では壁体前面から 5 波高沖までの区間(図 2-4-5 参照)

の  $\lambda_0 H_d$  の最大値、砕波の影響を受けない領域では壁体前面位置における  $\lambda_0 H_d$  の値とする)

$\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$ : 次式によって表される数値

$$\alpha_1 = 0.6 + \frac{1}{2} \left\{ \frac{4\pi h/L}{\sinh(4\pi h/L)} \right\}^2 \dots\dots\dots (式 2-4-5)$$

$$\alpha_2 = \min \left\{ \frac{h_b - d}{3h_b} \left( \frac{\lambda_0 H_d}{d} \right)^2, \frac{2d}{\lambda_0 H_d} \right\} \dots\dots\dots (式 2-4-6)$$

$$\alpha_3 = 1 - \frac{h'}{h} \left\{ 1 - \frac{1}{\cosh(2\pi h/L)} \right\} \dots\dots\dots (式 2-4-7)$$

この式において、

$h_b$ : 直立壁の前面から沖側へ有義波高の 5 倍の距離の地点における水深(m)

(図 2-4-5 参照)

$d$ : マウンド上の根固め工又は被覆ブロックの天端のうち、いずれか浅い水深(m)

$h'$ : 直立壁の底面の水深(m)

b) 直立壁の底面の前面の揚圧力

揚圧力は、直立壁の前趾において式 2-4-8 で与えられる  $p_u$ 、直立壁の後趾において 0 となる三角形分布で与えられる。

$$p_u = 0.5(1 + \cos\beta) \alpha_1 \alpha_3 \lambda_3 \rho_0 g \lambda_0 H_d \dots\dots\dots (式 2-4-8)$$

ここで、

$p_u$ : 直立壁の底面の前趾に作用する揚圧力強度(kN/m<sup>2</sup>)

$\lambda_3$ : 揚圧力の補正係数

(「本編 4.2.1(4) 波圧及び揚圧力の計算に用いる波高及び補正係数  $\lambda_{1,2,3}$ 」 参照)

c) 波圧の計算に用いる波高及び波長

波圧の計算に用いる波高は有義波高の  $\lambda_0$  倍に相当する波高 ( $\lambda_0 H_d$ ) を標準とする ( $\lambda_0$  は「本編 4.2.1(4) 波圧及び揚圧力の計算に用いる波高及び補正係数  $\lambda_{1,2,3}$ 」 参照のこと)。なお、砕波の影響を受ける領域(「本編 3.5.3(1) 波高変化の算定」において 2%減衰線より左側の領域)では、直立壁前面から 5 波高沖までの区間の  $\lambda_0 H_d$  の最大値 ( $\lambda_0$  と  $H_d$  は同じ水深における値) を用いることとする。また、波長  $L$  は有義波周期に対応する波長とする。

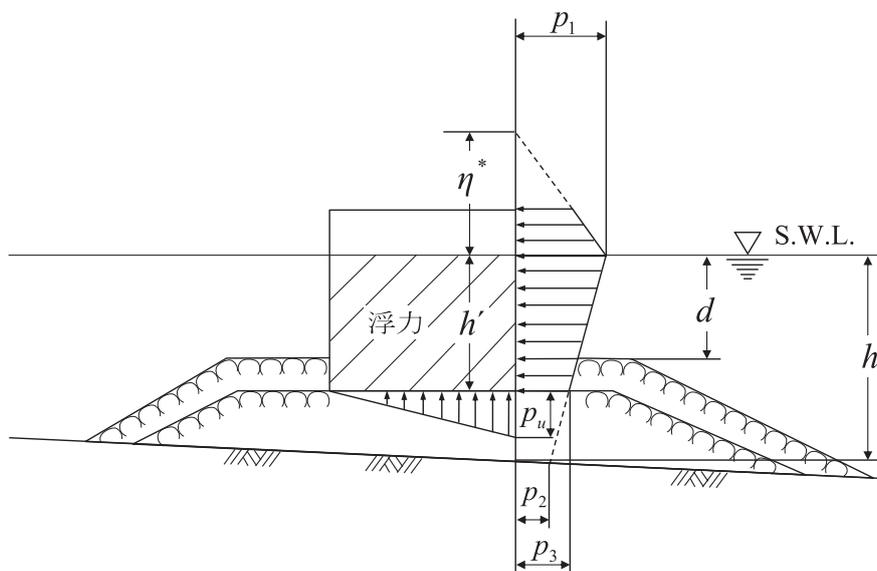


図 2-4-1 壁面に波の山がある場合の波圧分布図

② 壁面に波の谷がある場合

a) 壁前面における負圧

壁前面に作用する負の波圧は、図 2-4-2 に示すように静水面で 0、静水面下  $0.5\lambda_0 H_d$  で  $p_n$ 、以下底面まで一様の直線分布が沖側に向かって作用するものとして算定することができる。

$$p_n = 0.5\rho_0 g \lambda_0 H_d \dots\dots\dots (式 2-4-9)$$

ここで、

$p_n$  : 一様部における波圧強度(kN/m<sup>2</sup>)

### b) 底面に作用する負の揚圧力

底面に作用する負の揚圧力は、図 2-4-2 に示すように前趾で式 2-4-9 で与えられる  $p_n$ 、後趾で 0 となる三角形分布の揚圧力が下向きに作用するものとして算定することができる。

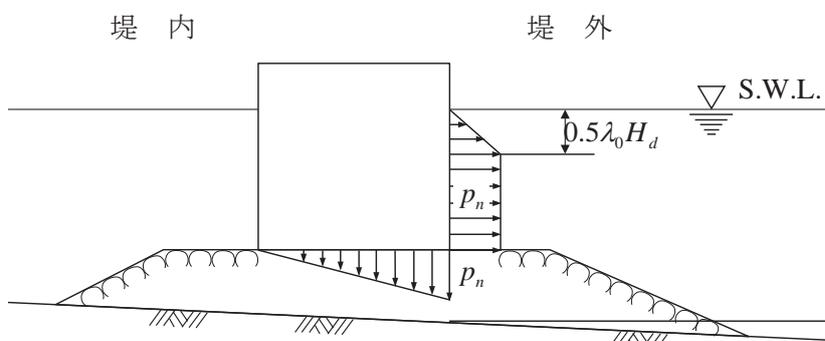


図 2-4-2 壁面に波の谷がある場合の波圧分布図

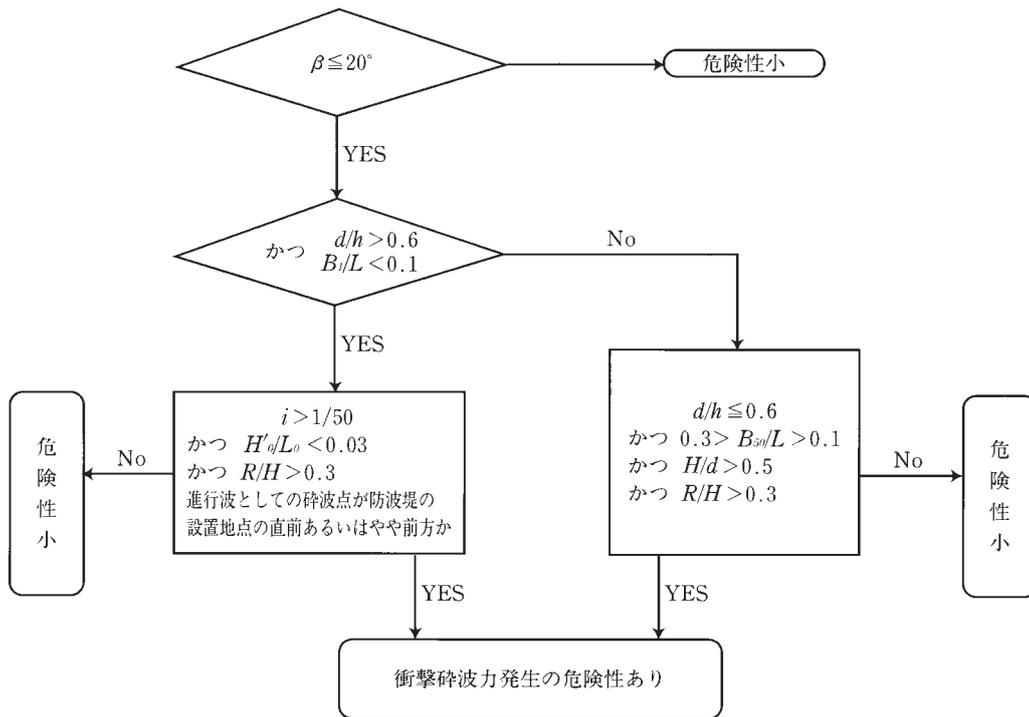
### ③ 衝撃碎波力

強大な衝撃碎波力が発生する恐れのある断面形状や構造は極力避けるのが望ましいが、構造物計画位置が急勾配海底面上等にあつて、衝撃碎波力の発生が避けられない場合には、適切な消波工を設置する等の処置を行い、波力を緩和することが望ましい。

衝撃碎波力の発生については、種々の要因があり一般的に規定することは困難であるが、水理模型実験や観測から、急勾配海底面上（海底勾配が 1/30 より急）に設置される構造物や緩勾配であってもマウンドの形状がある条件下（マウンド高が高く、かつマウンド前面肩幅が適当に広い）かあるいは法勾配が緩やかで、マウンド法面あるいは法肩付近で水壁状となる碎波が衝突するとき）にある構造物には、衝撃碎波が生じやすいといわれている。衝撃碎波力は波高相当の静水圧（ $p = 1.0\rho_0gH$ ）の 2～5 倍以上が作用するといわれているが、その作用時間は短く局所的であるため、構造物の特性等により安定性や部材応力に及ぼす影響が異なることから、現段階で的確な計算法を確立するまでには至っていない。

衝撃碎波力の発生を防止するためには、まず衝撃碎波力が発生する恐れのある海底地形に構造物を設置することを避けたり、マウンドの形状を衝撃碎波力が発生しにくいものとする必要があるが、施設の配置上やむをえず衝撃碎波力が発生する危険性のある地点に構造物を設置する場合には、消波工を設ける等の対策を施すことが望ましい。また必要に応じ、条件に適応した水理模型実験を行って検討することが望ましい。

なお、衝撃碎波力の発生についての簡易的判定は、図 2-4-3 のフローによってもよい。



ここに、

- $\beta$  : 波の入射角度 (°)
- $h$  : マウンド法先水深 (m)
- $d$  : マウンド上の水深 (m)
- $i$  : 海底勾配
- $B_1$  : マウンド前肩幅 (m)
- $L$  : 法先水深  $h$  での波長 (m)
- $R$  : 静水面上の防波堤天端高 (m)
- $H$  : 進行波としての有義波高 (m)
- $B_{50}$  : 水深  $h$  の 50% の深さでのマウンド幅 (m)
- $H'_0$  : 換算沖波波高 (m)

図 2-4-3 衝撃碎波力の発生についての簡易的判定フロー

(4) 波圧及び揚圧力の計算に用いる波高及び補正係数  $\lambda_{1,2,3}$

① 波圧及び揚圧力の計算に用いる波高

- a) 「本編 4.2 直立壁に作用する波力」の波圧式で波圧及び揚圧力に用いる波高は、設計で対象とする波群のうち最も厳しい波力を与える波の諸元であり、最高波高相当波を対象としている。不規則波群中の最高波の出現は確率的なものであり、一概にその諸元を決めることはできないが、波長については有義波に対応する波長、波高については有義波高の  $\lambda_0$  倍に相当する波高を用いるのを標準としている。

図 2-4-4 は、波高の補正係数  $\lambda_0$  の変化図であり、 $0.0 \leq h/H'_0 \leq 4.0$  の領域では図から計算に用いる波高を算定することができる。碎波の影響を受けない  $h/H'_0 > 4.0$  の領域では  $\lambda_0$  を 1.8 としてもよい。

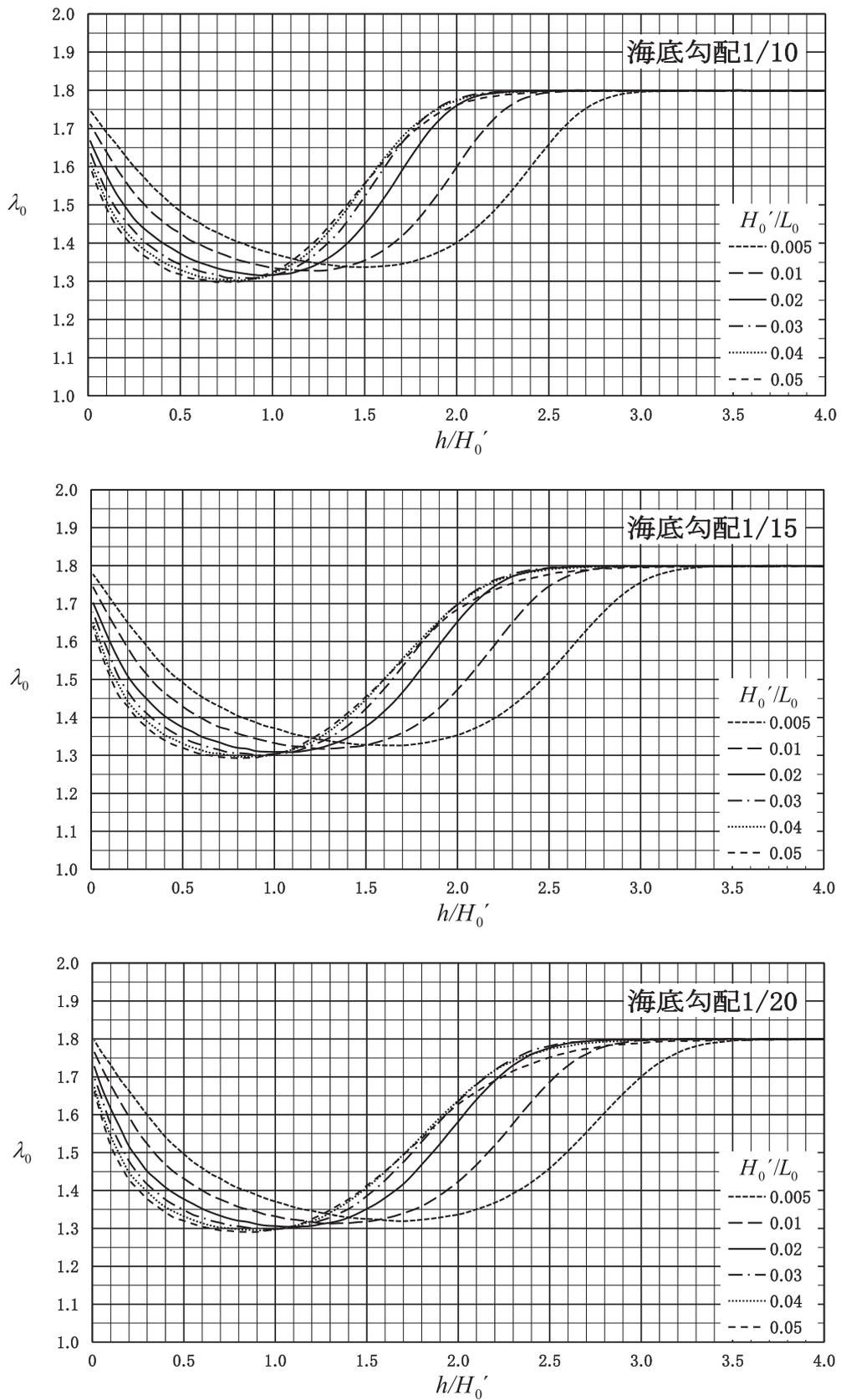


図 2-4-4 補正係数  $\lambda_0$  の算定図

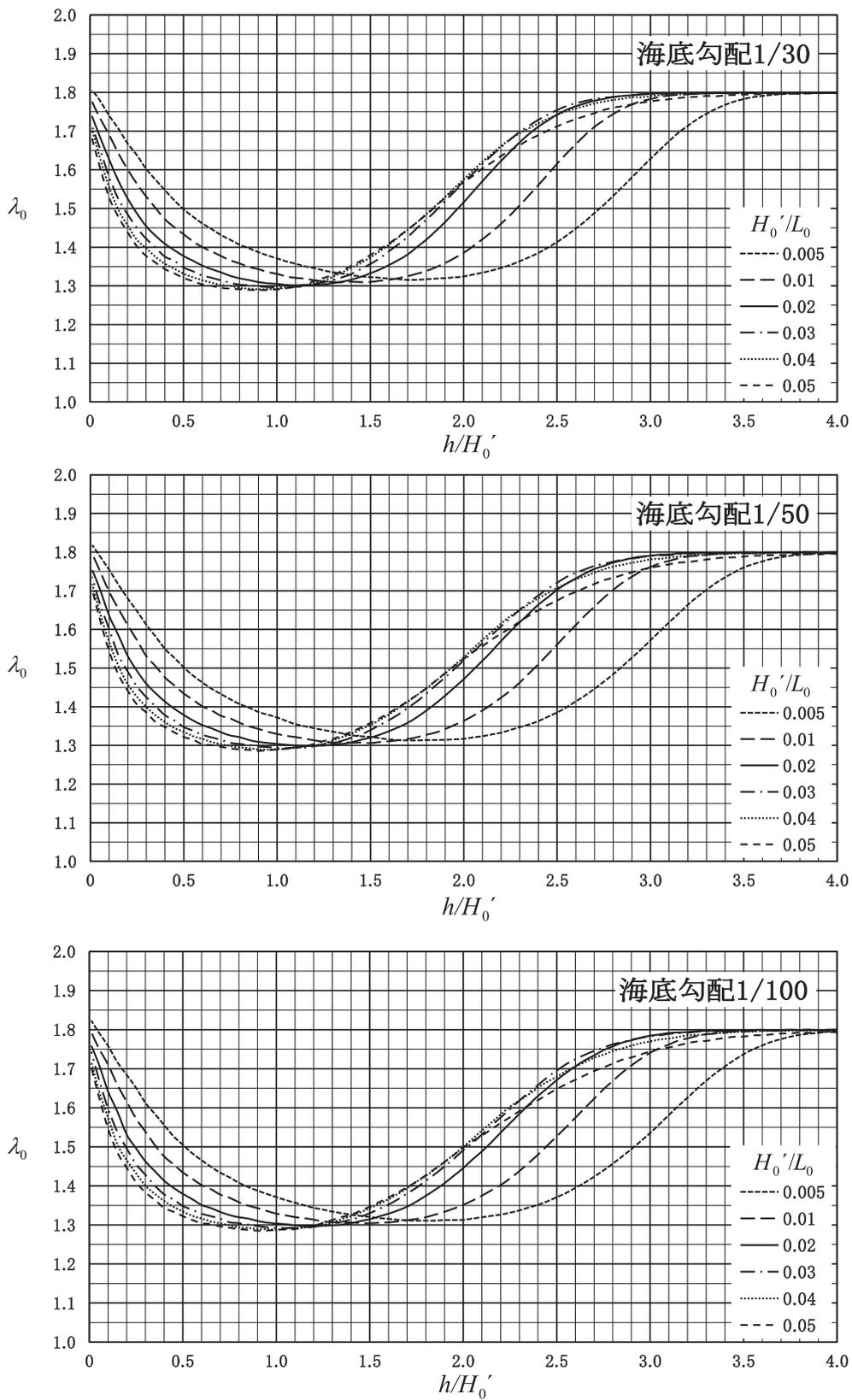


図 2-4-4 補正係数  $\lambda_0$  の算定図

b) 砕波の影響を受ける領域の波圧算定における波高を壁体前面から5波高沖までの区間の  $\lambda_0 H_d$  の最大値としている理由

砕波帯に設置される構造物へ波が作用するときには、構造物直前で砕波するより、少し沖側で砕波が始まり、構造物に衝突する方が強大な波力を発生させる。このため、性能照査に用いる波高は構造物設置位置での波高ではなく、それより沖側の区間における最大波高を用いるのが適当と判断される。

なお、このときの考慮する区間については、水深による波高変化の図(図2-3-12)や、水理模型実験の結果等を考慮して、砕波の影響を受ける領域の波圧算定においては、壁体前面位置における進行波としての有義波高の5倍、すなわち5波高沖側までとしている(図2-4-5参照)。

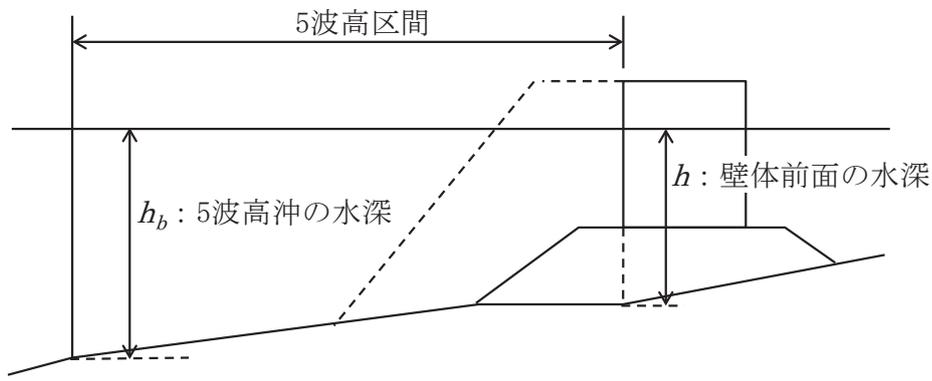


図2-4-5 直立堤及び混成堤における5波高区間の取り方

c) 砕波線からかなり岸側にある場合

汀線付近の水深の浅い所にある直立壁に作用する波力は、サーフビート等の水位変化によって砕波波高が大きく変化し、またその砕波力は海底勾配や沖波の波形勾配、あるいは波の不規則性によって大きく変化するので、条件に適合した算定式あるいは水理模型実験結果を用いて算定する必要がある。

② 補正係数  $\lambda_{1,2,3}$

標準とする波力の算定式は合田式<sup>1)2)</sup>を適用している。合田式は、重複波から砕波に至る波力をその適用限界により区分することなく、かなりの精度を有して連続的に求めることができるが、一つの問題点として極めて水深の浅い水域への適用性について指摘されている。漁港・漁場の施設は大多数が砕波帯に存在することが多いことから、「本編 4.2.1 直立壁に作用する波力」の算定式を適用する場合には、水理模型実験の結果等を勘案し提案された式 2-4-10 の補正係数  $\lambda_1$ ,  $\lambda_2$ ,  $\lambda_3$  を用いることができる<sup>3)</sup>。

$$\lambda_1 = \left\{ \begin{array}{ll} 0.4(h/H'_0) + 1.0 & (0 \leq h/H'_0 \leq 1.0) \\ -0.4(h/H'_0) + 1.8 & (1.0 < h/H'_0 \leq 2.0) \\ 1.0 & (h/H'_0 > 2.0) \end{array} \right\}$$

$\lambda_2 = 1.0$

$\lambda_3 = 1.0$  ..... (式 2-4-10)

#### 4.2.2 消波工で被覆された直立壁に作用する波力

消波工で被覆された直立壁に作用する波力は、消波工の構造や消波ブロックの特性等を考慮し、適切に算定する必要がある。

##### (1) 消波工で被覆された直立壁に作用する波力

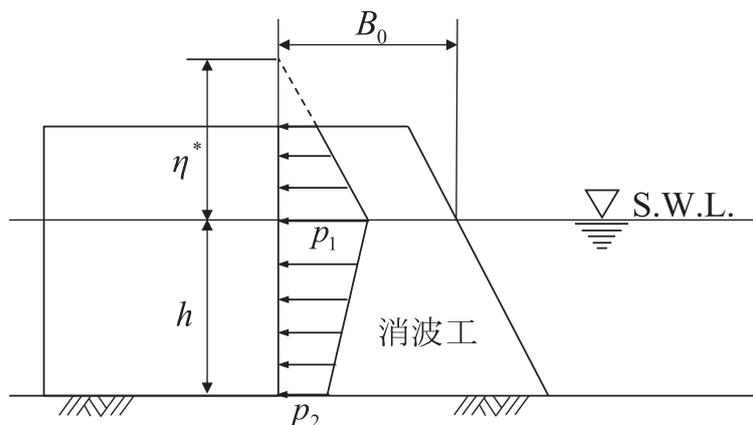
消波工で被覆された直立壁に作用する波圧は、消波工の構造により変化するので、一般に、条件に適応した水理模型実験結果に基づいて算定するのが原則である。消波工が十分な幅と天端幅を保持している場合の波力は「本編 4.2.1 直立壁に作用する波力」を準用する方法によって算定することができる。

##### (2) 消波工を十分に被覆したときの波力算定式

消波ブロックを十分に被覆した場合に対しては、直立壁に作用する波力は、式 2-4-1 で与えられる  $\eta^*$ 、式 2-4-2 で与えられる  $p_1$ 、及び式 2-4-8 で与えられる  $p_u$  を用い、水理模型実験の結果等を勘案し提案された式 2-4-11 の補正係数  $\lambda_1$ 、 $\lambda_2$ 、 $\lambda_3$  を用いることができる<sup>3)4)</sup>。ここで、十分な被覆とは、消波工の天端高を直立壁の天端高と同程度とし、かつ静水面上  $0.5H_d$  ( $H_d$ ：設計で用いる進行波としての有義波高) 以上あり、さらに十分な天端幅 ( $B_0 > 0.05L$ ,  $L$ ：水深  $h$  における波長) で消波ブロック 2 個並び以上を有する場合を標準とする<sup>5)</sup> (図 2-4-6 参照)。

$$\lambda_1 = \left\{ \begin{array}{ll} 1.0 & (0 \leq h/H'_0 \leq 1.0) \\ -0.2(h/H'_0) + 1.2 & (1.0 < h/H'_0 \leq 2.0) \\ 0.8 & (2.0 < h/H'_0 \leq 3.0) \\ 0.08(h/H'_0) + 0.56 & (3.0 < h/H'_0 \leq 5.5) \\ 1.0 & (h/H'_0 > 5.5) \end{array} \right\}$$

$\lambda_2 = 0$   
 $\lambda_3 = \lambda_1$  .....(式 2-4-11)



$h$  : 壁体前面の水深  
 $B_0$  : 静水面における消波工の天端幅

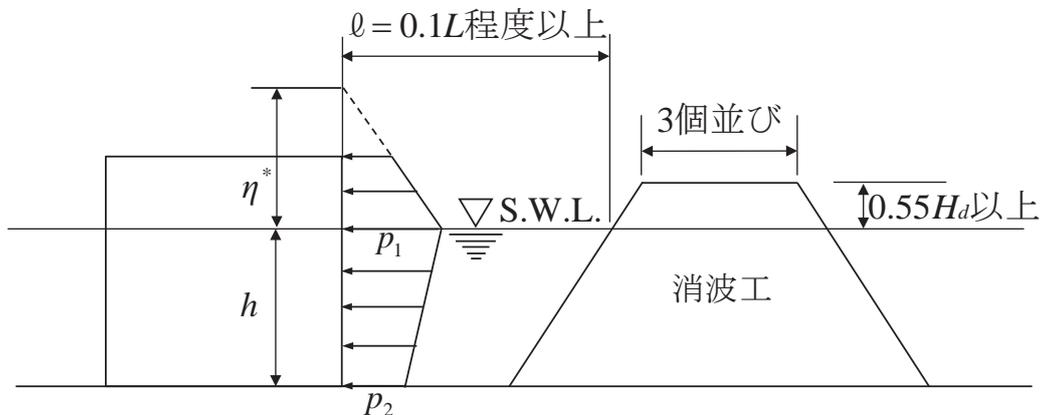
図 2-4-6 消波工で被覆された直立壁に作用する波圧分布

#### 4.2.3 遊水部付き消波工を有する直立壁に作用する波力

直立壁に作用する波力は、波力の増大及び衝撃碎波力が発生しないように、直立壁と消波工の距離や消波工の構造等を十分検討し、適切に算定する必要がある。

##### (1) 諸条件と波圧分布<sup>6)7)</sup>

海底勾配が概ね 1/30 以下の場合、一定の遊水部距離を置いた消波工を有する防波堤には、その直立壁前面に作用する波力は、「本編 4.2.2 消波工で被覆された直立壁に作用する波力」の波圧分布が作用するものとしてもよい。1/30 を越える急勾配箇所については、模型実験等により適切な値を定めることを原則とする（図 2-4-7 参照）。



$h$  : 壁体前面の水深、 $l$  : 遊水部の長さ、 $L$  : 水深  $h$  における波長  
 $H_d$  : 設計で用いる進行波としての有義波高

図 2-4-7 遊水部付き消波工を有する防波堤に作用する波圧分布

#### 4.2.4 潜堤を有する直立壁に作用する波力

直立壁に作用する波力は、波力の増大及び衝撃碎波力が発生しないように、直立壁と潜堤との距離や潜堤の構造等を十分検討し、適切に算定する必要がある。

##### (1) 諸条件と波圧分布

潜堤を有する防波堤においては、潜堤上で波を碎波減衰させることにより、背後の直立壁に作用する波力を低減することが期待できる<sup>8)</sup>。ただし、この効果は潜堤が防波堤より十分な距離において設置された場合に限られるので、設計の際には潜堤と防波堤の距離に十分留意する必要がある。

潜堤と防波堤との距離がある程度離れている場合、かつ潜堤上で強制碎波させる場合には、防波堤直立壁前面に作用する波圧の低減が期待でき、その場合は「本編 4.2.2 消波工で被覆された直立壁に作用する波力」の波圧分布が作用するものとしてもよい。

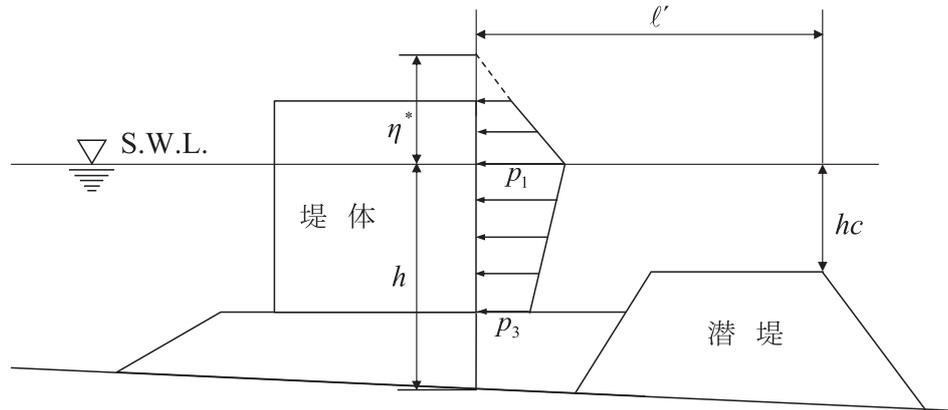


図 2-4-8 潜堤を有する防波堤に作用する波圧分布

なお、このときの潜堤や堤体の位置関係などは、次の通りとなる（図 2-4-8 参照）。

$$\begin{aligned} hc/h \leq 0 \text{ の場合、} & \quad \ell'/L > 0.2 \\ hc/h \leq 0.25 \text{ の場合、} & \quad \ell'/L > 0.25 \\ hc/h \leq 0.5 \text{ の場合、} & \quad \ell'/L > 0.40 \end{aligned}$$

ここに、

- $hc$  : 潜堤の堤頂水深 (m)
- $h$  : 壁体前面の水深 (m)
- $\ell'$  : 壁体前面から潜堤天端前面までの距離 (m)
- $L$  : 水深  $h$  における波長 (m)

上記に示した潜堤や堤体の位置関係に適合しないような場合に関しては、水理模型実験を行うことが望ましい。

潜堤が十分に直立壁から離れている場合、独立した潜堤としての伝達波を求め、その波に対する波圧を算定する必要がある。伝達波高は、「本編 3.7.3 伝達波高」を参考に、潜堤の構造形式に応じて算定してもよい。

#### 4.2.5 直立消波ブロック堤に作用する波力

直立消波ブロック堤に作用する波力は、消波部の構造や消波特性を十分検討し、適切に算定することを原則とする。

##### (1) 消波機能

直立消波ブロックにおける消波効果のメカニズムは、異形ブロックによるものと全く異なり、消波対象波は限定的となることから、その構造の選定においては、その特性を十分把握する必要がある。

##### (2) 波力

- ① 波力の算定にあたっては、「本編 4.2.1 直立壁に作用する波力」の中の波圧式により算定するものとし、式 2-4-12 の補正係数  $\lambda_1$ 、 $\lambda_2$ 、 $\lambda_3$  を用いてよい<sup>9)</sup>。

$$\begin{aligned} \lambda_1 = \lambda_3 = 1.0 \\ \lambda_2 = 0 \end{aligned} \quad \dots\dots\dots (式 2-4-12)$$

- ② 直立消波ブロックを使用して、防波堤を設計するとき、波圧の低減について考慮する。この低減方法については未知の部分があるが、実験結果等により以下のことがいえる。
- a) 波の周期によって低減効果は違う。すなわち長周期の波に対しては消波効果は期待できない。
  - b) ブロックの積み重ね面と潮位との関係により消波効果は変化する。
  - c) 空隙部分が閉塞すると消波効果は減少する。

#### 4.2.6 直立消波ケーソン（スリットケーソン）に作用する波力

直立消波ケーソン（スリットケーソン）に作用する波力は、スリットの形状や構造等を十分検討し、適切に算定することを原則とする。

##### (1) 直立消波ケーソンに作用する波力特性

- ① 直立消波ケーソンに作用する波力は、砕波帯内外で大きく異なるほか、消波部の構造等の種々の条件の影響を受ける。そのため、水理模型実験を行うことにより波圧を算定するのが原則とするが、限られた条件においては一般的に用いられている算定式を用いてもよい。
- また、遊水室の上床版の有無により、波力の発現形態が異なる<sup>10)11)</sup>ので注意をする必要がある。上床版がある場合は、波の作用により空気が閉じこめられ、その瞬間衝撃圧が発生するため、通常の波力に加えてこれらの圧力も考慮しなければならない<sup>12)</sup>。この現象は、スリット部の構造形式や潮位等の諸条件にもよるが、特に波高が大きい場合に発生しやすい。
- ② 一般に、直立消波ケーソンに作用する波力は、スリット部を直立壁とみなして、直立壁に作用する波力として算定してもよい。なお、対象波が大きい場合には、他の適切な算定式<sup>13)</sup>（高橋らの式）、あるいは水理模型実験により、波力を算定してもよい。ただし、堤体が砕波帯の中にあるような場合については、適切な水理模型実験を行って算定するのが原則とする。

##### (2) 反射波

直立消波ケーソンの反射率に関しては、対象とする波高、波長、周期、水深及び遊水室やスリット部の形状等が影響し合う。よって、波浪条件に応じて適切な構造形式を選定することにより、反射率を抑えることができる。なお、構造形式を決定する際には、堤体の安定性のほか、出漁可能波高時及び前面の養殖施設等への反射波を抑えることも検討する必要がある。

#### 4.3 揚圧力及び浮力

構造物に作用する揚圧力や浮力は、構造物の形式等を考慮し、適切に算定することを原則とする。

##### (1) 揚圧力

水底と直立壁底面との間に間隙がある場合には、波による揚圧力が作用するため、これを考慮する必要がある。揚圧力は「本編 4.2.1 直立壁に作用する波力」の式 2-4-8 により算定することを標準とする。

## (2) ブロック積式の構造物に対する揚圧力の考え方

ブロック積式防波堤など、堤体にブロックを積んで施工される構造物は、セクションごとの性能照査が必要となり、それぞれの面において揚圧力を考慮する必要がある。

セクションごとに作用する揚圧力は図 2-4-9 のように考える。

セクション1の揚圧力 (①～②) →  $p_{u1}$

セクション2の揚圧力 (①～③) →  $p_{u1} + (-p_{u1}) + p_{u2} = p_{u2}$

セクション3の揚圧力 (①～④) →  $p_{u1} + (-p_{u1}) + p_{u2} + (-p_{u2}) + p_{u3} = p_{u3}$

このように、セクション2, 3の揚圧力を考える場合は、それから上のセクションにおいて揚圧力が上下各々キャンセルしてしまうので考える必要はない。

セルラーブロックに底版がある場合の揚圧力分布は図 2-4-10 のように考える。

遊水部付き消波工を有する直立壁についても、消波工で被覆した場合と同様に算定することができる。

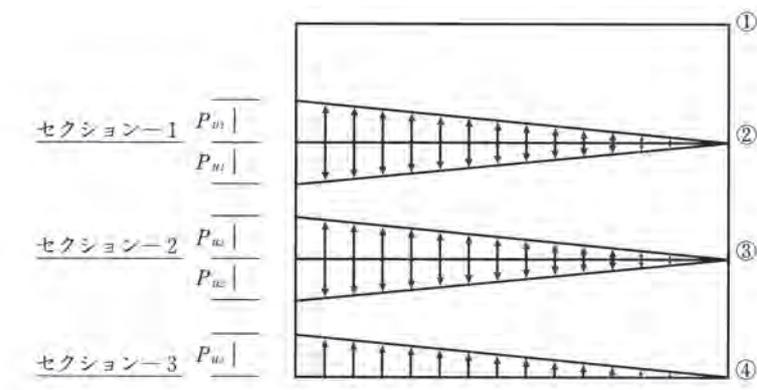


図 2-4-9 各セクションごとの揚圧力

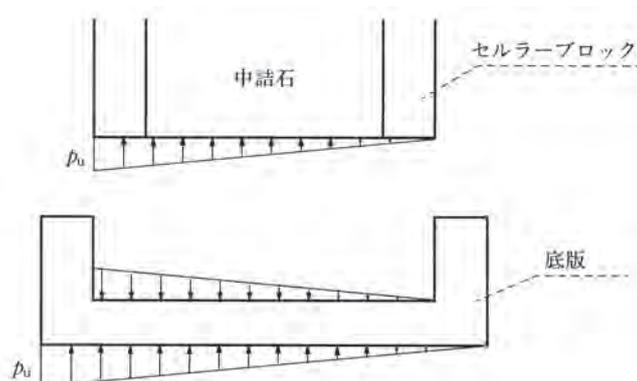


図 2-4-10 床版に作用する揚圧力

## (3) 構造物の設計潮位より検討面が上にある場合の揚圧力

揚圧力は、検討面の水平波力と等しいと考えてよい。

ただし、設計潮位より検討面が十分高い場合に適用することとし、設計潮位付近では大きな揚圧力が生じる恐れがあるので打継面等はできる限り避けることが望ましく、やむをえず打継面等を設

ける場合には、十分な検討を行う必要がある。

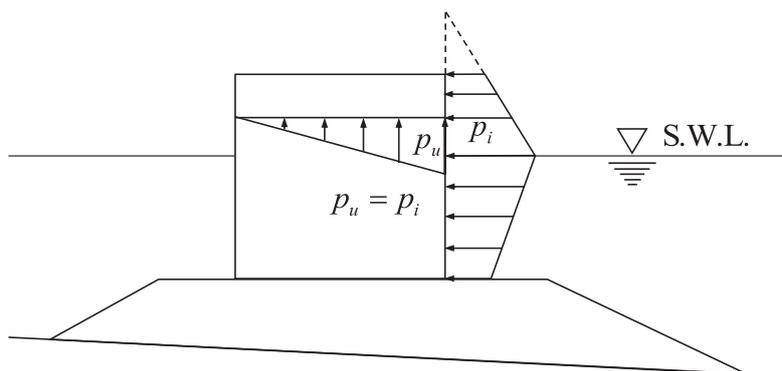


図 2-4-11 検討面が設計潮位より高い場合の揚圧力

#### (4) 岩着式構造物に作用する浮力の考え方

岩着式構造物では、図 2-4-12 (a) のように構造物を越波する場合は構造物全体への浮力、また、図 2-4-12 (b) のように越波しない場合は堤前水位と堤背後の水位を結んだ線以下の体積について作用する浮力を考慮する。なお、越波するかしないかの限界高さは波圧の作用高さ（静水面上で波圧強度が 0 となる高さ $\eta^*$ ）を標準とする。

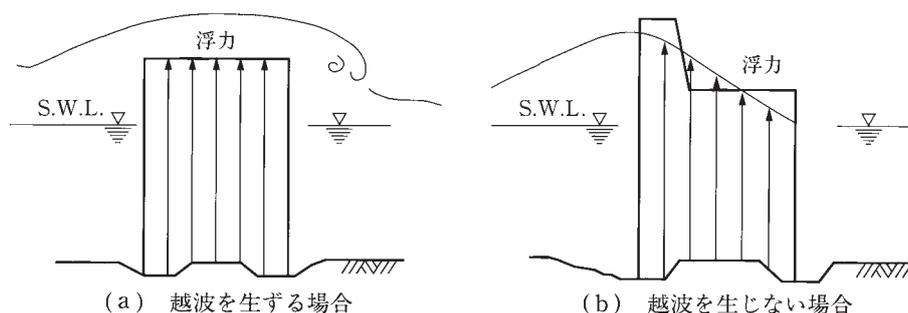


図 2-4-12 岩着式（揚圧力を考えずに浮力を考慮）

#### 4.4 波力に対するブロック等の安定質量

波力又は流れの力に対するブロック及び捨石等の所要質量は、ブロック及び捨石等の形状、諸元及び設置状況に応じて、適切に算定するものとする。

波力に対する消波ブロック、被覆材、捨石の安定質量は、個々の安定性ととも、施設全体の安定性及び機能性を考慮して、適切に算定する。一般的に、斜面上のブロック等の波力に対する安定質量は、式 2-4-13 のハドソン式<sup>14)</sup>により算定する。このハドソン式はイリバーレン式を修正することにより得られたものであり、周期の影響は直接取り入れられていないものの、斜面上のブロック等の算定式として広く用いられている<sup>15)</sup>。また、水平面上に置かれた被覆材のような $K_D$  値を用いたハドソン式が適用できない場合は、式 2-4-14 の $N_s$  値を用いたハドソン式（ブレブナー・ドネリー式）<sup>16)</sup>によって算定することができる。

$$W = \frac{\rho_r H^3}{K_D \cot\theta (\rho_r / \rho_0 - 1)^3} \dots\dots\dots (式 2-4-13)$$

$$W = \frac{\rho_r H^3}{N_s^3 (\rho_r / \rho_0 - 1)^3} \dots\dots\dots (式 2-4-14)$$

ここに、

$W$  : ブロック等の安定質量 (t)

$H$  : ブロック等の法先水深における進行波としての有義波高 (m)

$\rho_r$  : ブロック等の密度 (t/m<sup>3</sup>)

$\rho_0$  : 海水の密度 (t/m<sup>3</sup>)

$\theta$  : 法面が水平面となす角度

$K_D$  : ブロック等の安定数

$N_s$  : ブロック等の安定数

### (1) 諸係数

$K_D$  値及び  $N_s$  値は、水理模型実験により適切に設定することが望ましいが、(2)を参考にして設定してもよい。

### (2) 構造形式別の安定質量

#### ① 傾斜堤

傾斜堤は、消波ブロックや石材を台形状に捨て込んだもので、主として斜面での碎波によって伝達波高を低減させる構造物である。傾斜堤のうち、一般的に天端高が L.W.L.以下のものを潜堤と称しており、潜堤は幅広の天端部分で碎波させ伝達波高を低減させる構造物である。

a) 傾斜堤 (潜堤を除く) のブロック等の安定質量は、ハドソン式により算定するが、天端高が低い場合 ( $0 \leq R_L / H < 0.6$ ) については、ハドソン式により算定された質量の 1.5 倍の質量とする。

また、石材の場合の  $K_D$  値は「資料 2.9 捨石等の  $K_D$  値」を参考に決定してもよい。

b) 潜堤の被覆ブロックの安定質量は、 $N_s$  値を用いたハドソン式により算定することが多く、 $N_s$  値は潜堤 (人工リーフ) を想定した信頼できる水理模型実験に基づく値を使用する。被覆石の場合は、 $N_s = 1.5$  を使用してもよい。また、潜堤の天端幅が  $5 H'_0$  を超える場合は、人工リーフに準じて質量を低減させることができる<sup>17)</sup>。

c) 傾斜堤の水面下は波の作用も弱まるので、質量の小さい捨石やブロックを使用することができ、図 2-4-13 を参考に決定してもよい。ただし、質量を低減した傾斜堤内部の捨石等が波力によって被覆層を通り抜けて吸い出されないよう配慮する。

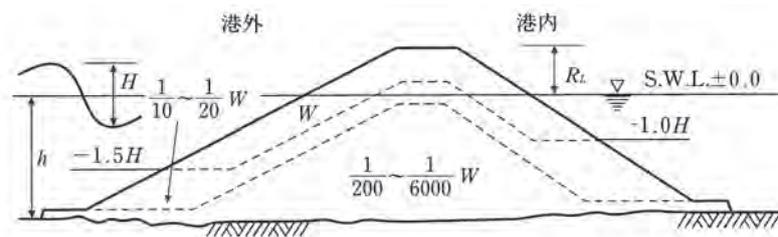


図 2-4-13 傾斜堤標準断面図

## ② 混成堤捨石マウンド

- a) 混成堤捨石マウンドの港外側の被覆材の安定質量は、一般的に  $N_s$  値を用いたハドソン式により算定し、 $N_s$  値は混成堤捨石マウンドを想定した信頼できる水理模型実験に基づく値を使用する。この際、当該設計条件が、 $N_s$  値を算出した水理模型実験の実験条件の範囲内かどうか確認した上で使用する必要がある。捨石マウンド天端水深が浅いなど、実験条件の範囲外となる場合には、表 2-4-1 などを参考に決定してもよい。
- また、被覆材が石の場合の  $N_s$  値も、捨石マウンドの天端水深に応じて、表 2-4-1、図 2-4-14 などを参考に決定してもよい。
- b) 捨石マウンドの捨石は、被覆材がある場合は、①c) に準じて質量の小さいものを使用することができるが、波力によって被覆層を通り抜けて吸い出されないよう配慮する。

港内側の被覆材の安定質量については、既往の設計例などを参考にするとともに、港内波や施工時の波の条件、越波などを考慮し、必要に応じて水理模型実験により決定することが望ましいが、一般的には港外側の被覆材の安定質量の概ね 1/2 としている場合が多い。

表 2-4-1 被覆石等の安定質量の算定式

マウンド天端の水深	適用式
-1.5H 以浅	ハドソン公式を使用
-1.5H ~ -2.5H [T > 10s にあつては -1.5H ~ -3.0H]	ハドソン公式での所要質量×(1/10~1/20)とブレブナー・ドネリー式での所要質量のうち大きい方を適用
-2.5H 以深 [T > 10s にあつては -3.0H 以深]	基礎部に作用する波の影響が小さくなることから、一般には被覆材を接地していないが、波や流れ等の状況が特殊な個所においてはブレブナー・ドネリー式により算定

ただし、表中の  $H$  はブロック等の法先水深における進行波としての有義波高( $H_{1/3}$ )である。

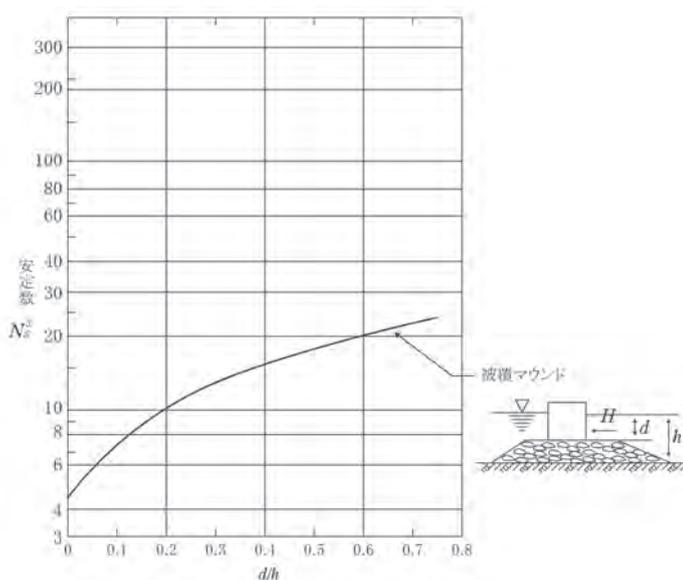


図 2-4-14 捨石・被覆石の安定数

### (3) 高波浪条件下の消波工

高波浪条件下において消波ブロックを設置する場合は、堤体背後の利用、作業船の制約、経済性等を考慮して、消波ブロックの前面勾配の緩勾配化や消波ブロックの大型化に伴う構造の強化についても検討することを基本とする。

漁港・漁場の施設は、荒天時に砕波帯内となる場合が多く、砕波圧が作用する継続時間が長いと考えられ、過去においては、個々の消波ブロックの破損が、堤体全体の被災へ影響を及ぼしたとみられる事例がある。このため、質量が大きい消波ブロックについては、波力や上部ブロックの死荷重等による破損が生じることがないように補強鉄筋を使用するなど、適切に設計する必要がある<sup>18)</sup>。

#### (参考文献)

- 1) 合田良実：防波堤の設計波圧に関する研究，港研報告，Vol.12，No.3（1973），pp.31-69
- 2) 谷本勝利・本浩司・石塚修次・合田良実：防波堤の設計波力算定式についての検討，第23回海岸工学講演会論文集（1976），pp.11-16
- 3) 大村智宏・八木 宏・中山哲嚴・劍崎聖生・西崎孝之・門 安曇・滑川 順・佐藤勝弘：滑動安定換算により評価した漁港の防波堤の波力算定法について，土木学会論文集 B2（海岸工学），Vol. 71， No. 2（2015），pp. I\_1009-I\_1014
- 4) 高橋重雄・谷本勝利・下迫健一郎：消波ブロック被覆堤直立部の滑動安定性に対する波力とブロック荷重，港研報告，Vol.29， No.1（1990），pp.54-75
- 5) 森平倫生・柿崎秀作・菊谷徹：異形ブロックの波力減殺効果に関する研究，港研報告，Vol.6， No.4（1967）
- 6) 影山智将・山本正昭：離岸タイプ消波工の効果について，水産工学研究所技報（水産土木2）（1981），pp.51-66
- 7) 中泉昌光・山本正昭：遊水部付消波工を有する防波堤に働く不規則波力に関する実験的研究，水産工学研究所技報（水産土木11）（1989），pp.11-23
- 8) 中泉昌光・山本正昭・間辺本文：潜堤付防波堤の波力に対する実験的研究，第35回海岸工学講演会論文集（1988），pp.632-636
- 9) 吉岡健・長尾毅：重力式防波堤の外的安定に関するレベル1信頼性設計法の提案，国土技術政策総合研究所研究報告，No.20（2005）
- 10) 谷本勝利・高橋重雄・北谷高雄：混成防波堤のマウンド形状による衝撃砕波力の発生と対策について，港研報告，Vol.20，No.2（1981），pp.3-39
- 11) 谷本勝利・高橋重雄・村永努：直立消波ケーソンの上床版に働く揚圧力—空気圧縮モデルによる検討—，港研報告，Vol.19，No.1（1980），pp.3-31
- 12) 高橋重雄・谷本勝利：直立消波ケーソンの上床版に働く揚圧力（第2報）—現地観測波圧データの解析—，港研報告，Vol.23，No.2（1984），pp.3-25
- 13) 高橋重雄・下迫健一郎・佐々木均：直立消波ケーソンの部材波力特性と耐波設計法，港研報告，Vol.30，No.4（1991），pp.3-34
- 14) Hudson, R.Y.:Laboratory investigations of rubble-mound breakwaters, Proc.ASCE, Vol.85, WW3（1959）

- 15) Coastal Engineering Research Center: Shore Protection Manual, U.S.Army Corps of Engineers, Vol.II, Chapter 7 (1984)
- 16) Brebner, A. and D. Donnelly:Laboratory study of rubble foundations for vertical breakwaters, Proc. 8th Conf. Coastal Eng. (1962)
- 17) 漁港海岸事業設計の手引 (平成 25 年度版), 全国漁港漁場協会 (2013), p.219
- 18) 山本正昭・本田浩隆:大波浪に対する捨ブロック堤の安定に関する実験的研究, 水産工学研究所技報 (水産土木 13) (1991), pp.37-54

## 第 5 章 津波

### 5.1 津波の基本

津波は、長期間の観測値（既往の最大津波高、最高潮位等）や浸水記録等の実測値又は数値解析により適切な津波高さ等を設定するものとする。

津波の津とは港のことである。津波とは古くは港を急に襲う大波のことであったが、暴風時に発生する高潮のように気象擾乱によって生じる大波とは区別し、地殻変動等によって発生する大波のみを津波と呼ぶようになった。

津波の来襲中に観測された潮位から津波来襲時の平常潮位を差し引いたものの最大値を浸水高（津波高さ）という。

また、津波が陸上又は施設に遡上した高さを津波来襲時の平常潮位を基準とした値で示したものを遡上高という。遡上高のうち痕跡調査によって求められたものを痕跡高という。

津波の遡上高と浸水深の定義を図 2-5-1 に示す。

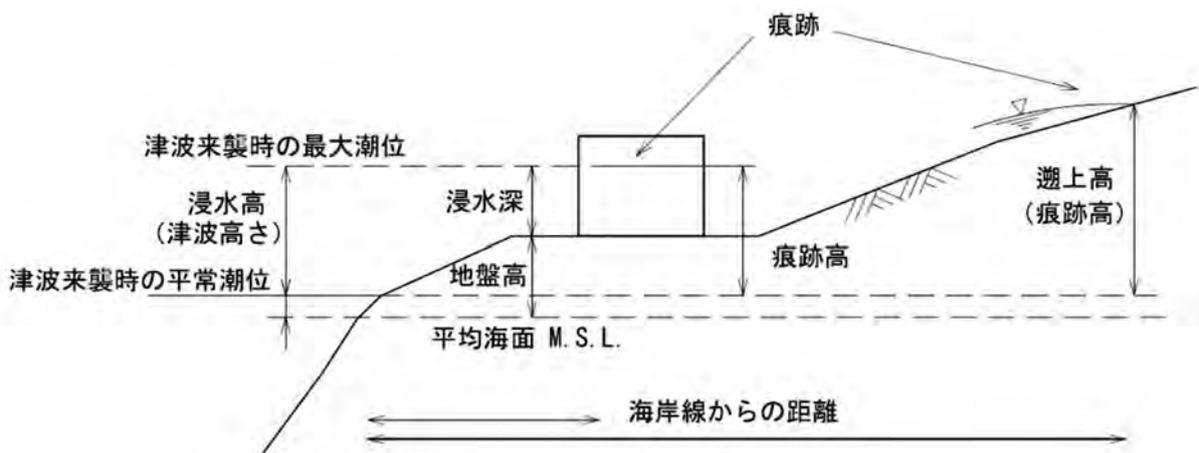


図 2-5-1 遡上高と浸水深  
（「津波の事典」<sup>1)</sup>を参考に作成）

#### 5.1.1 想定津波の設定

想定津波については、「東北地方太平洋沖地震を教訓とした地震・津波対策に関する専門調査報告（平成 23 年 9 月 28 日 中央防災会議）」<sup>2)</sup>に基づき、耐津波性能を検討するにあたり、基本的に二つのレベルの津波を想定する。

##### (1) 最大クラスの津波

発生頻度が概ね数百年から千年に 1 回程度で極めて低いものの、発生すれば甚大な被害をもたらす最大クラスの津波である。

超長期にわたる津波堆積物調査や地殻変動の観測等をもとにして設定される。

## (2) 発生頻度の高い津波

概ね数十年から百数十年に一度程度の頻度で発生し、最大クラスの津波に比べて発生頻度は高く、津波高は低いものの大きな被害をもたらす津波である。

長期間の観測値（既往の最大津波高、最高潮位等）や浸水記録等の実測値又は数値解析により設定される。

### 5.1.2 設計津波

通常の漁港・漁場の施設の性能照査に用いる「設計津波」は「発生頻度の高い津波」とする。

設計津波は、痕跡高や歴史記録・文献等の調査で判明した過去の津波の実績と必要に応じて行う数値解析に基づくデータにより、一定頻度（数十年から百数十年に一度程度）で発生する適切な高さ等を設定することを標準とする（図 2-5-2 を参照のこと）。

この津波は、最大クラスの津波に比べて発生頻度は高く、津波高は低いものの大きな被害をもたらす津波である。堤防等の天端高は、この設計津波の水位を前提として適切に定める必要がある。図 2-5-2 に、設計津波の水位の設定方法を示す。

設計津波は、沿岸域を湾の形状や山付け等の自然条件等から勘案して適切に一連のまとまりのある海岸線に分割した地域海岸ごとに設定することを基本とする。

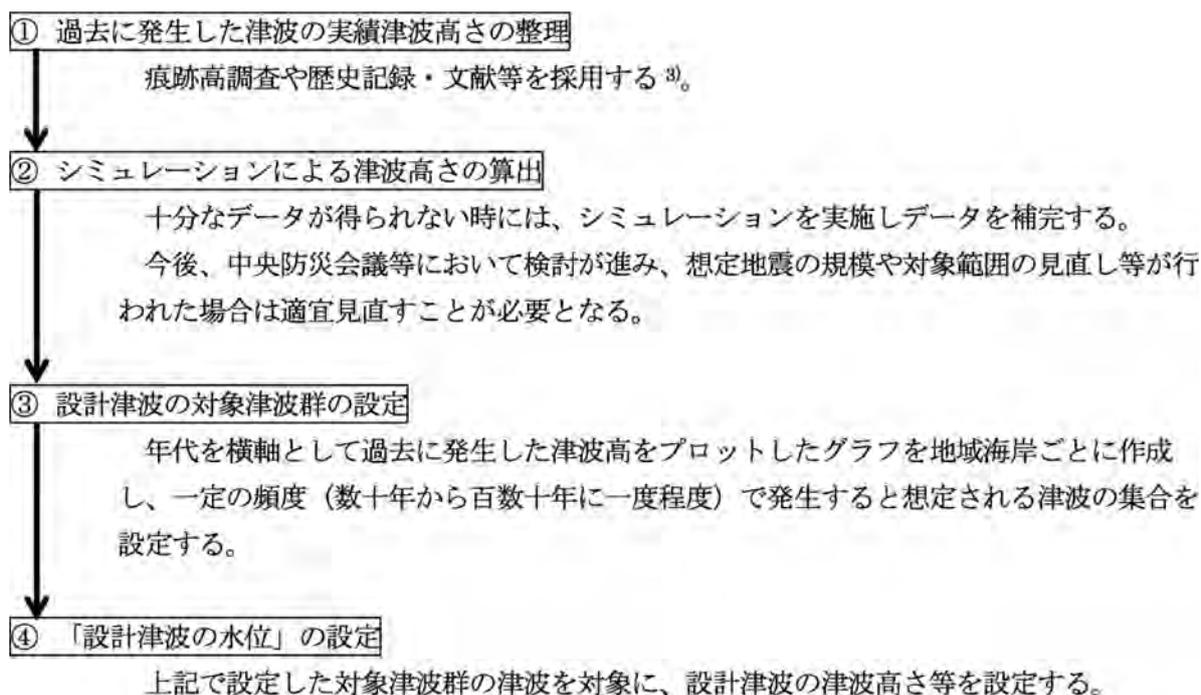


図 2-5-2 設計津波の水位の設定フロー<sup>4)</sup>

### 5.1.3 設計条件の設定方法

防波堤の耐津波強化対策における津波高又は水位の設定は、漁港の規模、形状、構造物の寸法等を考慮すると津波伝播シミュレーションの格子間隔は概ね5m以下が望ましいことから、格子間隔5m以下の既往の調査結果がない場合には、原則津波伝播シミュレーションを実施することとする。

図2-5-3に設計条件選定フローを示す。

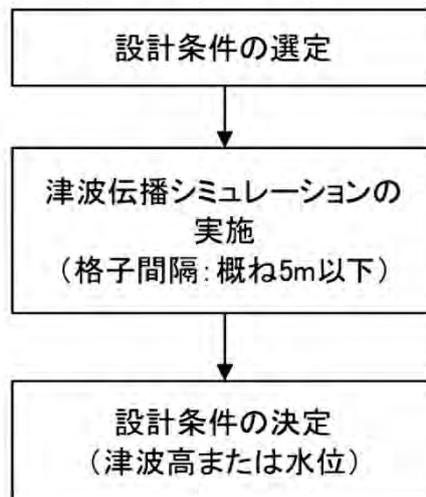


図2-5-3 設計条件選定フロー

## 5.2 津波の波力

### 5.2.1 津波波力の算定

津波による波力は、【津波】の規定に従って設定した津波の諸元、構造物の形式及び越流の有無等を考慮して、適切に算定するものとする。

東北地方太平洋沖地震津波（2011年3月）の発生以前においては、津波は波浪に比べて周期が数分から数十分と長いことから、その波力は水位の上昇による静水圧として評価されることが多かった。しかし、実際には流れに伴う動的な影響や作用の継続時間による影響が考えられ、水理的に未解明な部分も多いことから、精度よく波力を評価するためには、水理模型実験等を行うことが望ましい。

海中の直立壁に作用する津波波力の算定式としては、動的な影響を考慮した波力算定式として谷本式と水工研式が定式化されている。また、陸上の直立壁に作用する津波波力については、越流発生の有無を考慮した波力算定式が定式化されている。

### 5.2.2 海中の直立壁に作用する津波波力の算定式

津波波圧の算定には、非越流時の算定方法として実績のある谷本式を標準式として用いることとする。一方で、谷本式の適応範囲を超えた施設背後に越流するような場合は背後水位の変動を考慮していないため波力を過大に算定する場合もある。したがって、前面と背後水位の変動を考慮した水工研式による波圧算定手法と比較検討した上で、防波堤に作用する波圧を決定することができる。図2-5-4に津波波圧算定フローを示す。

ここで、津波波圧を算定する際に設定する基準水面は、堤体の安定性が最も低くなる場合とする。

一般的には、朔望平均満潮面（H.W.L.）とする場合が多い。

また、引き波時に堤体前面の水位が大きく下がることで堤体の安定性が危険となる場合があるように、堤体の安定性が最も低くなる状態は、必ずしも堤体前面の水位が最高の時点とは限らないことに留意する必要がある。

このため、津波伝播シミュレーションにより時々刻々と変化する前面及び背後の水位の組み合わせ（押し波から引き波まで）の中から、堤体の安全率が最も低くなる状態を抽出して設計計算を行う必要がある。

また、海水の密度については、津波来襲時に底質が巻き上げられるような場合、海水の密度が通常とは異なることがあるため留意する必要がある。

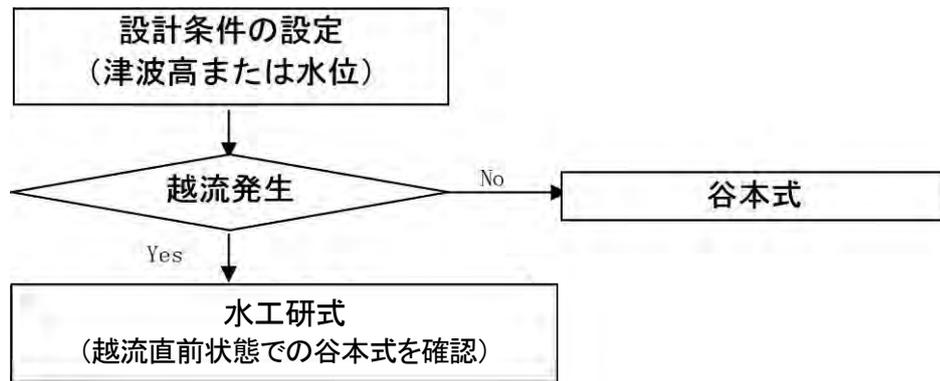


図 2-5-4 津波波圧算定フロー

(1) 谷本式<sup>5)</sup>

谷本らは実験によって、直立壁に作用する津波の波圧について、進行波としての津波高さ  $a_I$  に対し、静水面上  $\eta^* = 3a_I$  の高さで  $p=0$ 、静水位で  $p_1 = 2.2\rho_0ga_I$  となる直線分布で、静水位以下は、一様な波圧分布になるものとした（図 2-5-5 参照）。

$$\eta^* = 3a_I \quad \dots\dots\dots (式 2-5-1)$$

$$p_1 = 2.2\rho_0ga_I \quad \dots\dots\dots (式 2-5-2)$$

$$p_u = p_1 \quad \dots\dots\dots (式 2-5-3)$$

ここに、

$\eta^*$  : 静水面上の波圧作用高さ (m)

$a_I$  : 進行波としての津波高さ (m)

$p_1$  : 静水面における波圧強度 (kN/m<sup>2</sup>)

$\rho_0$  : 海水の密度 (通常は 1.03t/m<sup>3</sup>)

$g$  : 重力加速度 (m/s<sup>2</sup>)

$p_u$  : 前面下端における揚圧力強度 (kN/m<sup>2</sup>)

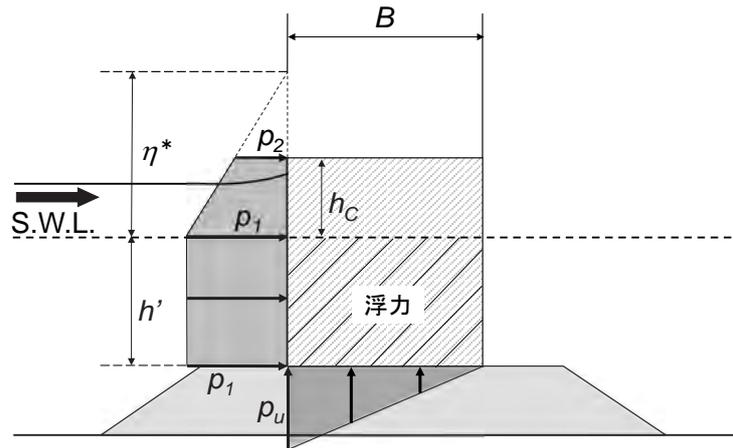


図 2-5-5 谷本式による津波波力

なお、ソリトン分裂が発生し分裂波による波圧の増加が考えられるような条件下（水深と津波波長の比が 0.005 以上）においては、 $p_1 = 3.0\rho_0 g a_l$  として設定する<sup>9)</sup>。また、丸山ら<sup>7)</sup>は直立壁が消波ブロックで被覆されている場合に、ソリトン分裂波の砕波による衝撃力が緩和されることを示すとともに、その際の波圧算定式を提案しており参考にすることができる。

防波堤がある条件での津波伝播シミュレーション結果を用いる場合には、堤体前面では反射波により津波波高は、防波堤のない場合のほぼ 2 倍（重複波）になるため、 $\eta$ （堤前の静水面からの津波高） $= 2a_l$  として取り扱う。設定水位は、津波来襲時の水位を基準とする。

谷本式は、津波高さが防波堤天端高よりも低く越流が生じない場合の押し波時においては、その波圧分布を適正に与えることができると考えられるが、越流時や引き波時において、堤体の背面に静水位よりも高い水位が生じる状態を評価することが難しい。

## (2) 水工研式<sup>9)9)10)11)</sup>

水産工学研究所（現水産技術研究所）は、堤体の前面及び背面における水位変動に基づく圧力バランスを考慮した津波波力算定式を提示した。これにより、越流時や引き波時において堤体の背面に静水位よりも高い水位が生じる状態を評価することが可能となった（図 2-5-6 参照）。

流れの影響等による動水圧による影響は、補正係数（ $a_1$  及び  $a_B$ ）により与えることとし、水理模型実験等の結果により、前面については  $a_1 = 1.1$ 、背面は  $a_B = 0.9$  として設定することができる。この補正係数は、消波工の有無に関わらず適用することが出来る。また、引き波時の波圧の算定にこの波圧式を用いる場合、引き波時の主方向側を前面波圧側とし、津波伝播シミュレーションより求められる施設前後の水位から波圧を算定する。

この水工研式は、堤体上面と下面に作用する圧力を直接評価することで、浮力は、揚圧力合力  $P_f$  として一体として評価される形となっており、別途、浮力を評価する必要はない。

越流時における堤体背面の静水面上の水位  $\eta_B$  は津波水塊の落下位置よりも後ろの水面が平らとなる位置での水位を与えてもよい。

また、堤体上面に作用する圧力分布（ $p_2$  及び  $p_4$  からなる台形分布）は、図では堤体の前面から背面において変化する水位を考慮した形として示しているが、津波伝播シミュレーションのメッシュサイズと構造物の寸法から考えて  $p_2$  及び  $p_4$  を精度よく算出することが難しいと判断される場合は、防波堤上の平均的な水位による一様分布として扱ってもよい。

○ 前面波力  $P_I$  の算定 (非越流時は  $p_2 = 0$ )

$$p_1 = \rho_0 g (h' + \eta) \times a_1 \quad , \quad p_2 = p_1 (\eta - h_C^*) / (h' + \eta) \quad , \quad h_C^* = \min(\eta, h_C)$$

$$P_I = \frac{1}{2} (p_1 + p_2) (h' + h_C^*) \quad \dots\dots\dots \text{(式 2-5-4)}$$

○ 背面圧力  $P_B$  の算定 (非越流時は  $p_4 = 0$ )

$$p_3 = \rho_0 g (h' + \eta_B) \times a_B \quad , \quad p_4 = p_3 (\eta_B - h_{CB}^*) / (h' + \eta_B) \quad , \quad h_{CB}^* = \min(\eta_B, h_C)$$

$$P_B = \frac{1}{2} (p_3 + p_4) (h' + h_{CB}^*) \quad \dots\dots\dots \text{(式 2-5-5)}$$

○ 揚圧力合力  $P_U$  の算定 (揚力及び浮力を含む)

$$P_U = \frac{1}{2} (p_1 + p_3) B - \frac{1}{2} (p_2 + p_4) B \quad \dots\dots\dots \text{(式 2-5-6)}$$

○ 堤体重量

$$W = W_{dry} \quad \dots\dots\dots \text{(式 2-5-7)}$$

ここに、

$\eta$  : 静水面上の前面の津波高さ (m)

$\eta_B$  : 静水面上の背面の津波高さ (m)

$h'$  : 堤体の前面における水深 (m)

$\rho_0 g$  : 海水の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

$p_1$  : 堤体下端部における前面波圧強度 (kN/m<sup>2</sup>)

$p_2$  : 堤体上端部における前面波圧強度 (kN/m<sup>2</sup>)

$p_3$  : 堤体下端部における背面波圧強度 (kN/m<sup>2</sup>)

$p_4$  : 堤体上端部における背面波圧強度 (kN/m<sup>2</sup>)

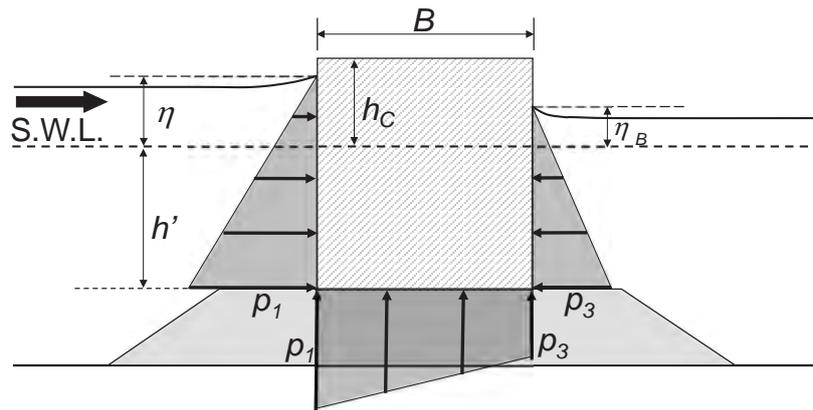
$B$  : 堤体幅 (m)

$h_C$  : 堤体の静水面上の高さ (m)

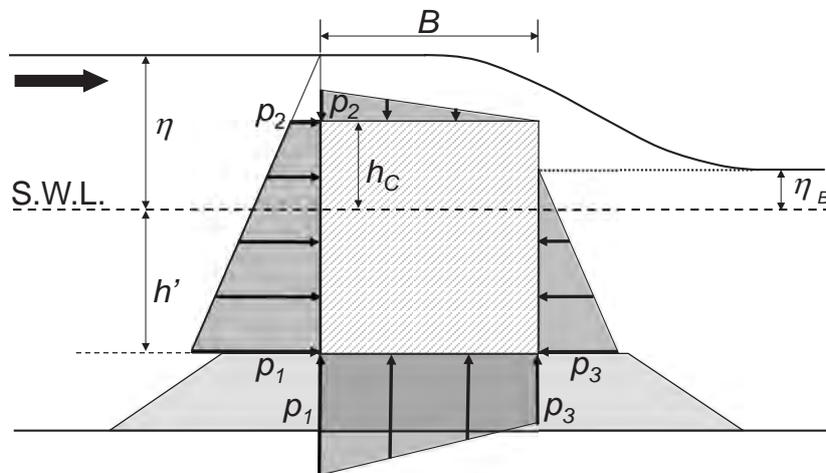
$W_{dry}$  : 堤体の空中重量 (kN)

$a_1$  : 前面の静水圧補正係数

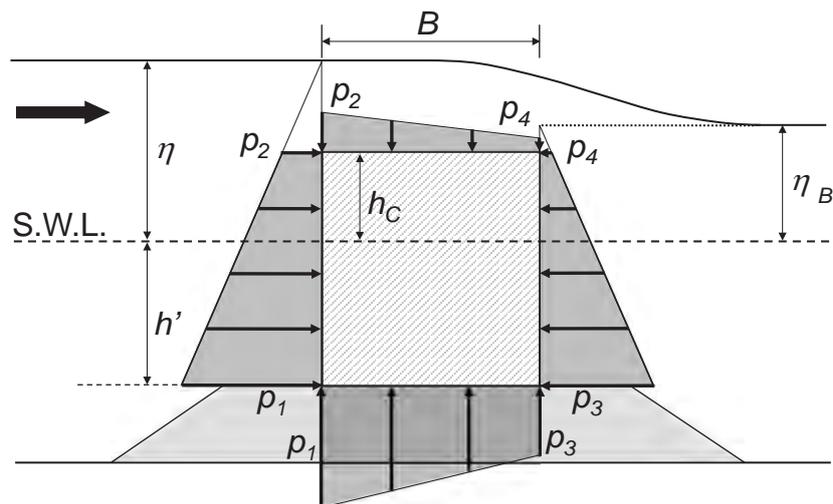
$a_B$  : 背面の静水圧補正係数



(非越流時)



(越流時  $\eta_B \leq h_C$  の場合)



(越流時  $\eta_B > h_C$  の場合)

図 2-5-6 水工研式による津波波力

### 5.2.3 陸上の直立壁に作用する津波波力の算定式<sup>12)13)14)</sup>

陸上の直立壁に作用する津波波力については、下記により算定する。胸壁に対する津波波力の算定手順を図 2-5-7 に示す。

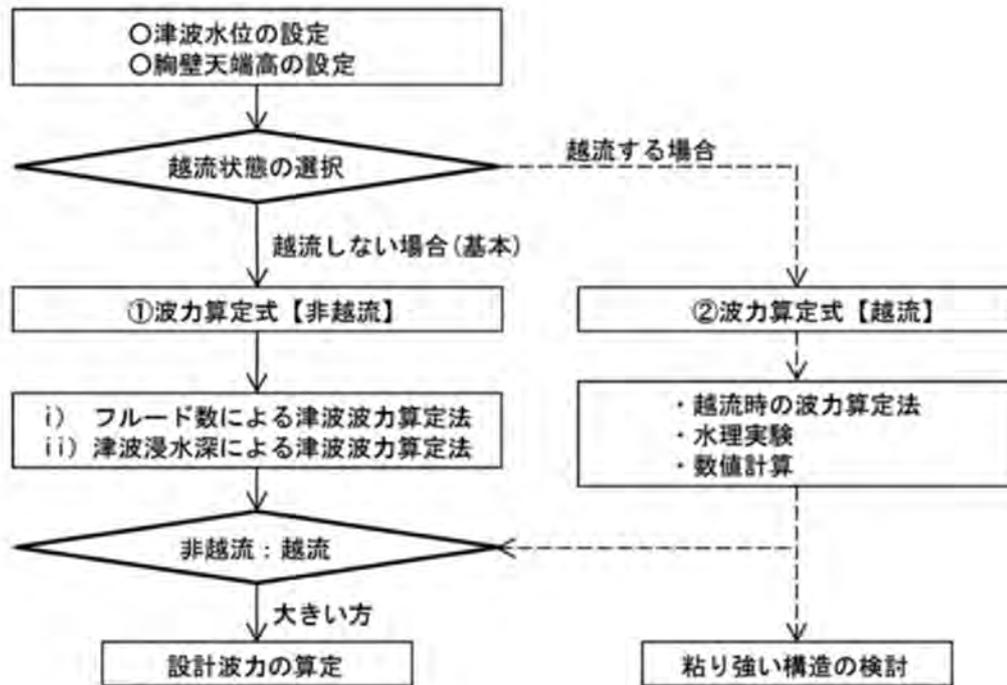


図 2-5-7 胸壁に対する津波波力算定手順<sup>12)</sup>

#### (1) 非越流時の津波波力

胸壁については、越流しない場合の波力算定式としては、① フルード数による津波波力算定法、② 津波浸水深による津波波力算定法がある。いずれも水理模型実験結果に合致する数式として示されたものである。

##### ① フルード数による津波波力算定法

胸壁がない場合の津波遡上シミュレーションにより、進行波の津波水位を算定し、胸壁設置箇所のフルード数により、津波波力を算定する方法である（図 2-5-8 参照）。フルード数  $Fr$  は次式で定義される。

$$Fr = \frac{U}{\sqrt{g\eta_{\max}}} \dots\dots\dots (式 2-5-8)$$

ここで、 $U$  は水平流速、 $\eta_{\max}$  は進行波の最大遡上浸水深、 $g$  は重力加速度である。フルード数  $Fr$  が  $0.0 \leq Fr \leq 1.5$  の範囲において、波圧作用高さは進行波の浸水高の  $\alpha'$  倍とする。作用する水圧は  $\alpha$  倍とする。

$$\frac{p_{\max}}{\rho_0 g \eta_{\max}} = \alpha \left( 1 - \frac{Z}{\alpha' \eta_{\max}} \right) \dots\dots\dots (式 2-5-9)$$

$$\alpha' = \max\{3, \alpha\} \dots\dots\dots (式 2-5-10)$$

ここで、 $Z$ は波圧作用位置の地盤からの高さ、 $p_{\max}$ は最大波圧、 $\rho_0$ は海水の密度である。  
無次元波圧係数 $\alpha$ は、以下の関数として与える。

$$\alpha = 1.0 + 1.35Fr^2 \dots\dots\dots (式 2-5-11)$$

ただし、フルード数  $Fr$  が 1.5 程度を超える場合は、既往研究成果及び水理模型実験や数値計算等を用いて無次元波圧係数 $\alpha$  (波圧作用高さ $\alpha'$ は3とする) を検討する。

なお、フルード数  $Fr$  が不明な場合は、 $\eta_{\max}$ として汀線際 (0m 位置) の最大水深 $\eta_{\max}$ を利用し、谷本式 ( $\alpha=3.0$ 、 $\alpha=2.2$ ) を用いて波力を算定する。

フルード数による算定法では、胸壁を置かない状態で浸水シミュレーションを行い、通過波としての津波の浸水深と流速が必要となる。この際、津波は周期が長いため、特に常流状態では下流側の地形や建築物 (粗度) によって胸壁設置位置の水深や流速が変化し、波力算定に支障を来す場合がある。そのため、浸水シミュレーション実施時には胸壁背後の地形をフラットにし、かつ粗度が無い状態にする必要がある。

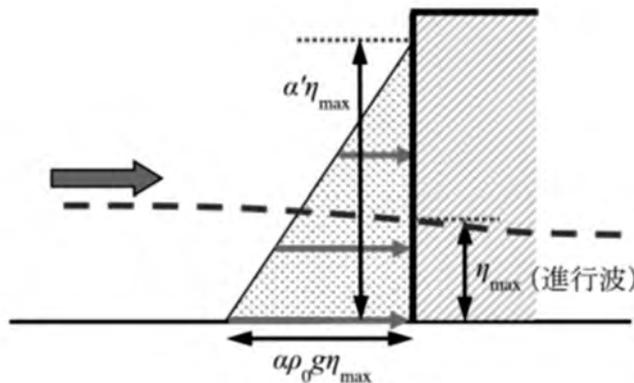


図 2-5-8 非越流時の津波波力算定式 (フルード数による方法) の概念<sup>12)</sup>

② 津波浸水深による津波波力算定法

胸壁がある場合の津波遡上シミュレーションにより、胸壁前面の津波浸水深を算定し、浸水深から波力を算定する (図 2-5-9 参照)。

波圧作用高さは胸壁設置時の浸水深とする。作用する水圧は静水圧の 1.1 倍とする。

$$p_1 = \rho_0g\eta\alpha_1, \alpha_1 = 1.1 \dots\dots\dots (式 2-5-12)$$

ここで、 $\eta$ は胸壁設置時の浸水深、 $p_1$ は下端部における波圧、 $\alpha_1$ は静水圧の波圧係数である。

ただし、胸壁基部側では、静水圧を大幅に上回る最大波圧が発生することがある。また、段波砕波が発生する場合等、波圧係数が 1.1 倍を上回ることに留意する。

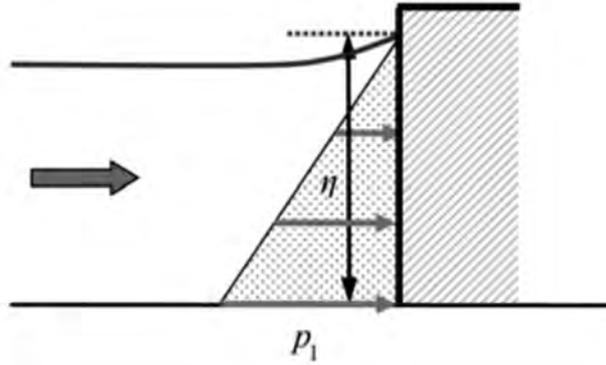


図 2-5-9 非越流時の津波波力算定式(浸水深による方法)の概念<sup>12)</sup>

(2) 越流時の津波波力

胸壁がある場合の津波遡上シミュレーションを実施し、胸壁前面、背面の津波水位を算定し、その水位を用いて津波波力を算定する。波力の算定にあたっては、水理模型実験、実験で検証された数値シミュレーション、又は以下の式を用いて算定することができる(図 2-5-10 参照)。

i) 前面

$$p_1 = \alpha_1 \rho_0 g \eta \quad \dots \dots \dots \text{(式 2-5-13)}$$

$$p_2 = \frac{\eta - h_c}{\eta} p_1 \quad \dots \dots \dots \text{(式 2-5-14)}$$

$\alpha_1$ は、前面法先の浸水深  $\eta$  を使用する場合は、以下の通りとする。

$$\alpha_1 = -0.17 \frac{h_c}{\eta} + 1.27, \quad 0.4 \leq \frac{h_c}{\eta} < 1.0 \quad \dots \dots \dots \text{(式 2-5-15)}$$

また、 $\eta$ の代わりに前面沖合(水面変動の小さい位置)の浸水深  $\eta_0$  を使用する場合は、以下の通りとする。

$$\alpha_1 = 1.1 \quad \dots \dots \dots \text{(式 2-5-16)}$$

ii) 背面

$$p_3 = \alpha_{1B} \rho_0 g \eta^* \quad \dots \dots \dots \text{(式 2-5-17)}$$

$$p_4 = \frac{\eta^* - h_{CB}^*}{\eta^*} p_3 \quad \dots \dots \dots \text{(式 2-5-18)}$$

$$h_{CB}^* = \min\{\eta^*, h_c\} \dots\dots\dots (式 2-5-19)$$

ここで、浸水深  $\eta^*$  として、背後浸水深  $\eta_B$  を使用する。津波シミュレーションにおいて法先前面の波力算定に、法先前面の浸水深を  $\eta$  として使用する場合には、背面の波力算定には、浸水深  $\eta$  の発生時刻の背後浸水深を  $\eta_B$  として用いる。前面沖合（水面変動の小さい位置）の浸水深  $\eta_0$  を使用する場合は、胸壁に作用する水平波力（胸壁前面と背面の波力の差）が最も大きくなる時刻の背後浸水深とする。波圧係数  $\alpha_B$  は、 $h_c/\eta_B < 0.8$  で 0.4、 $h_c/\eta_B \geq 0.8$  で 0.0（背面波圧を考慮しない）である。なお、背面波圧は、背後の地形等の影響により異なるため留意が必要である。

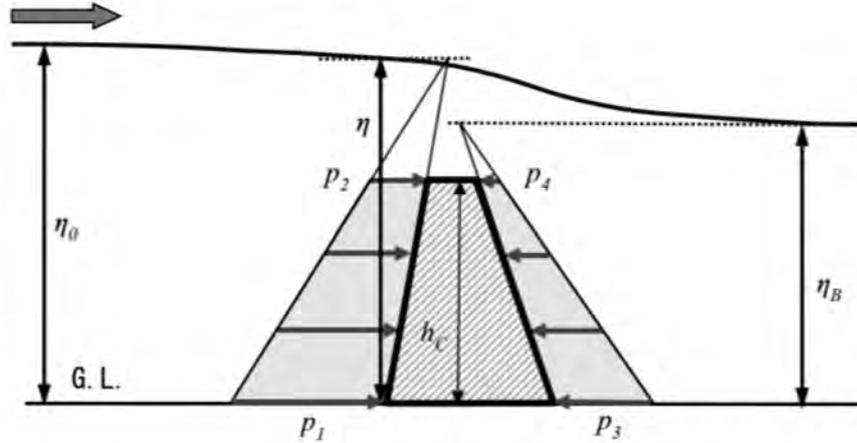


図 2-5-10 越流時の波圧分布<sup>12)</sup>

背面水位  $\eta_B$  の算出が困難である時に、 $\eta^*$  として天端上水位  $\eta_2$  を用いて背面波圧の波圧係数  $\alpha_B$  を算定する方法を以下に示す（図 2-5-11、図 2-5-12 参照）。水位  $\eta_2$  の算出にあたっては、前面水位と天端高の差による  $h_1$  から本間の公式より算出する。

$$\eta_2 = h_2 + h_c = 0.45h_1 + h_c \dots\dots\dots (式 2-5-20)$$

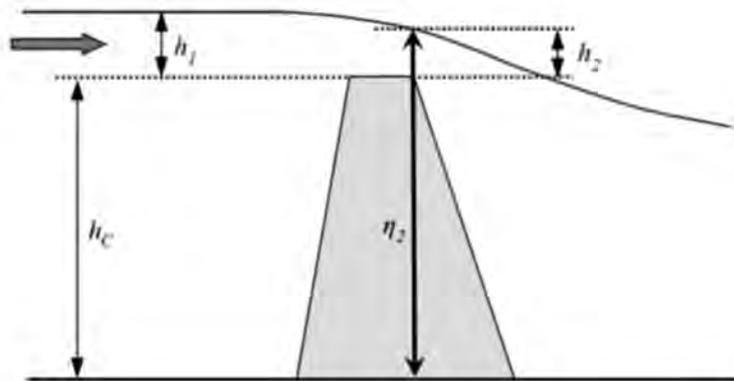


図 2-5-11 天端上水位  $\eta_2$  の定義<sup>12)</sup>

このとき波圧係数  $\alpha_B$  は、 $h_c/\eta_2 < 0.8$  で 0.4、 $h_c/\eta_2 \geq 0.8$  で 0.0（背面波圧を考慮しない）とする。

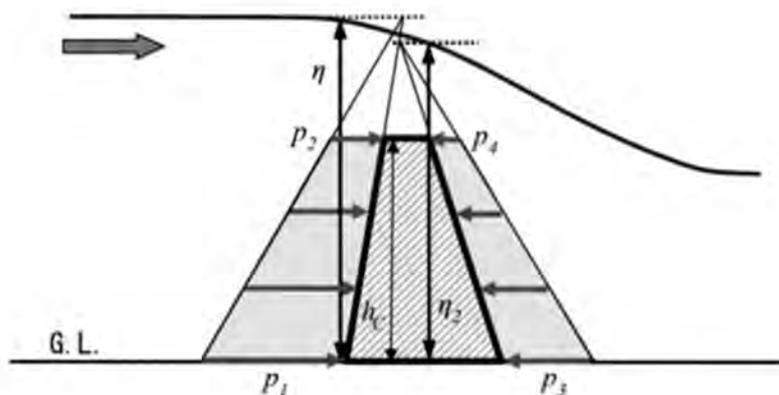


図 2-5-12 天端上水位  $\eta_2$  の定義<sup>12)</sup>

### 5.3 津波の流れの作用に対する被覆石及びブロックの所要質量

港外側及び津波が防波堤を越流しない場合の港内側の被覆石及び根固め・被覆ブロックの安定質量は、以下に示す安定質量算定式によって定めることができるが、これによらない場合は、水理模型実験等によって定めることができる。

津波流れに対する被覆材の安定質量について、被覆石を検討する場合は、イスバッシュにより提案されている捨石等の安定質量算定式 (式 2-5-21)<sup>15)</sup> を用いることができる (図 2-5-13 参照)。式 2-5-21 内のイスバッシュの定数  $y$  の値として、埋込石及び露出した石に対する 1.20 及び 0.86 の値を参考とすることができる<sup>16)17)</sup>。

$$M = \frac{\pi \rho_r U^6}{48 g^3 y^6 (S_r - 1)^3 (\cos \theta - \sin \theta)^3} \dots \dots \dots \text{(式 2-5-21)}$$

ここに、

- $M$  : 安定質量 (t)
- $\rho_r$  : 捨石等の密度 ( $t/m^3$ )
- $U$  : 捨石等の上面における水の流れの速度 (m/s)
- $g$  : 重力加速度 ( $m/s^2$ )
- $y$  : イスバッシュの定数
- $S_r$  : 捨石等の海水に対する比重
- $\theta$  : 捨石マウンド等の法面の傾斜角 ( $^\circ$ )

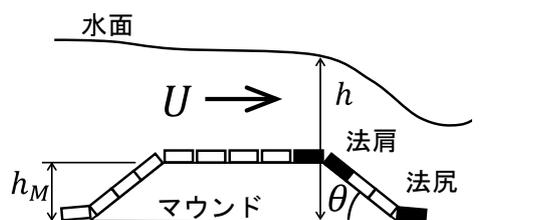


図 2-5-13 算定式に用いるパラメータ

被覆材として平型のブロックを検討する場合は、法肩部での転倒を主要被災メカニズムと仮定してイスバッシュの式を修正した以下の算定式 (式 2-5-22) を用いることができる (図 2-5-13 参照)<sup>18)19)</sup>。式 2-5-22 の係数  $x$  の値として、方塊ブロック (ブロックの横高さ比  $\alpha=0.37$ 、ブロックの縦横比  $\beta=1$ ; 図 2-5-14 参照) を対象とした水理模型実験から得られた式 2-5-23 に示す算定式または図 2-5-15 に示す算定図を参考とすることができる<sup>20)</sup>。様々な形状の被覆ブロックを対象とする場合には、係数の値について民間の知見を参考にすることができる。

$$M = \frac{\rho_r U^6}{g^3 x^6 (S_r - 1)^3 \cos^3 \theta} \dots\dots\dots (式 2-5-22)$$

$$x = \frac{Y}{\sqrt[6]{\alpha\beta}} = \begin{cases} 1.96 & h/h_M \geq 2.7 \\ 0.52(h/h_M) + 0.56 & 2.7 > h/h_M \geq 1.4 \end{cases} \dots\dots\dots (式 2-5-23)$$

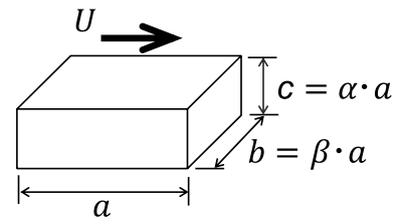


図 2-5-14 方塊ブロックの概念図

ここに、

- $M$  : 安定質量 (t)
- $\rho_r$  : 被覆ブロックの密度 (t/m<sup>3</sup>)
- $U$  : 被覆ブロックの上面における断面平均流速 (m/s)
- $g$  : 重力加速度 (m/s<sup>2</sup>)
- $x = Y/\sqrt[6]{\alpha\beta}$  : 質量算定の係数 (Yにブロックの形状パラメータ  $\alpha$ ,  $\beta$ の影響を含めた係数)
- $Y$  : 質量算定の係数
- $\alpha = c/a$  : ブロックの横高さ比
- $\beta = b/a$  : ブロックの縦横比
- $h$  : 下流側マウンド法肩での水位 (m)  
(図 2-5-13 に示すマウンド法肩の水位)
- $h_M$  : マウンド厚 (m)
- $S_r$  : 被覆ブロックの海水に対する比重
- $\theta$  : 捨石マウンド等の法面の傾斜角 (°)

式 2-5-22、式 2-5-23 が適用できる被覆ブロック等の法面の角度は、 $\theta = 45^\circ$  よりも緩い場合 (法勾配 1 : 1.0 よりも緩い勾配) に限られる。なお、低水位においては、マウンドの法尻を固定しない場合に滑動によるブロック離脱が転倒による離脱よりも先に生じる可能性が水理模型実験により示唆されている<sup>21)</sup>。また、防波堤の堤頭部では、複雑な流況条件のためにブロックの安定性が低下する可能性が指摘されている。堤頭部での安定質量が標準部の概ね 1.5 倍以上であるという水理模型実験結果が報告されている<sup>20)</sup>ものの、堤頭部での不安定化の程度を調べた事例は限られており、今後の知見の集積を注視し参考にしていくことも重要である。

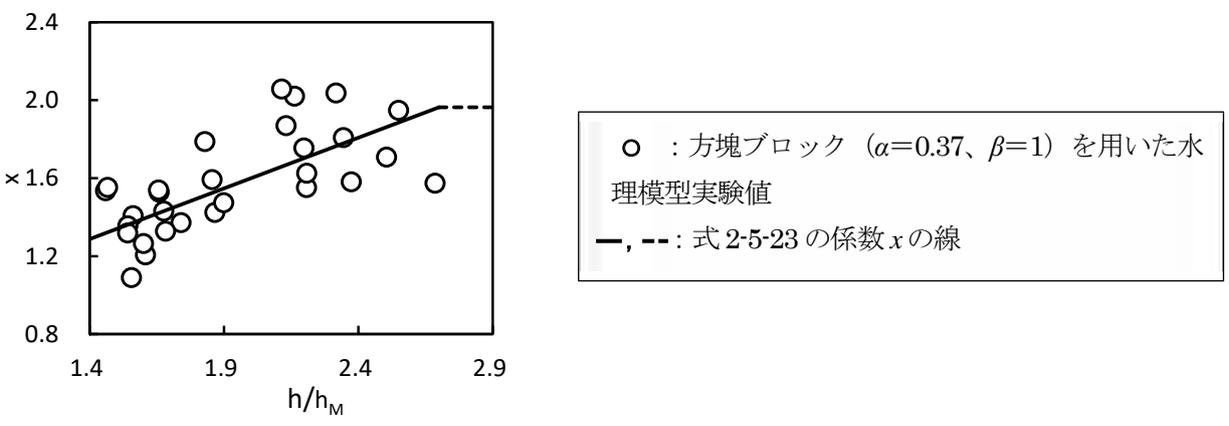


図 2-5-15 方塊ブロックの係数算定図

津波が防波堤を越流する場合の港内側の根固・被覆ブロック等の安定質量については、堤体の背面において防波堤を越流した津波水塊の打ち込み等の現象が生じることから、水理模型実験によって設定することが望ましい。ただし、水理模型実験の実施が難しい場合には、簡便的な手法として三井ら<sup>22)</sup>による安定数を組み込んだ関係式(式 2-5-24)によって根固・被覆ブロック等の安定質量を評価してもよい。水産庁の調査<sup>8)</sup>によれば、方塊型の場合、安定数を0.6程度に設定し算出される質量が安全の目安となることが報告されている。なお、根固・被覆ブロック等の安定性は、部材の構造や形状、積み方等に大きく依存するため、民間企業等の最新の知見を参考にすることも重要である<sup>23)</sup>。

捨石の肩幅については、「第5編 2.2.7 混成堤」に示されるように、設計波高に応じて定めてもよい。ただし、水産庁調査の水理模型実験によると、越流した水塊が基礎捨石の水平部から法肩の間に落下し打ち込む条件では、構造的な弱点となりやすくなるので注意が必要である。

なお、安定数の定義や根固・被覆ブロックの安定性は、堤体上部の形状(パラペットの有無)によっても変わることになり、形状を工夫した場合は水理模型実験等により確認することが望ましい。なお、水産庁の調査によれば標準的な図 2-5-16(破線)のような上部工の場合、越流水深を $h_1$ として評価した場合安全側の設計となることが報告されていることから、方塊型の場合、実務上上記の安定数0.6を参考としてよい<sup>10)24)</sup>。

$$M = \frac{\rho_r h_1^3}{N^3 (S_r - 1)^3} \dots\dots\dots (式 2-5-24)$$

ここに、

- $M$  : 安定質量 (t)
- $N$  : 安定数
- $h_1$  : 越流水深 (m)
- $S_r$  : コンクリートの海水に対する比重
- $\rho_r$  : コンクリートの密度 ( $t/m^3$ )

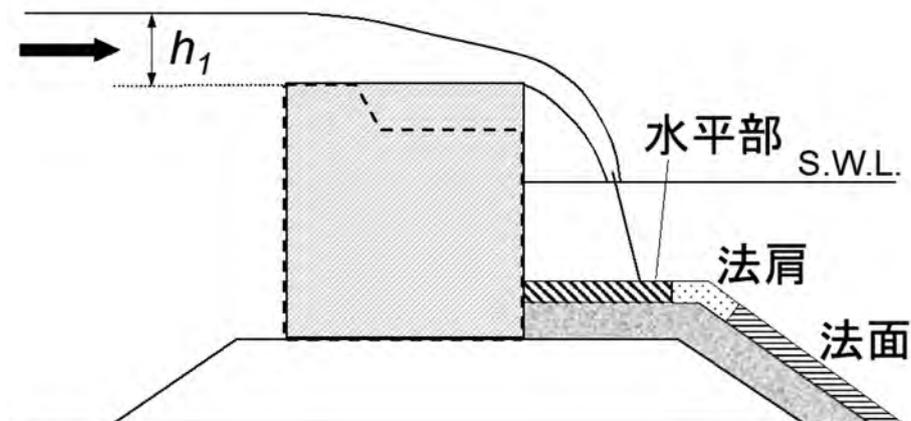


図 2-5-16 安定数算出のための防波堤周辺の諸量の定義図

#### 5.4 直立消波ブロック式係船岸における上部工に作用する波圧

津波が越流する場合の直立消波式岸壁の上部工に作用する揚圧力合力は、水理模型実験や数値波動水路の計算により求めることを基本とする。ただし、水理模型実験や数値波動水路の計算の実施が難しい場合には、以下に示す波圧算定式を用いてもよい。ただし、ソリトン分裂波のような段波状の津波は対象としていないことに留意する必要がある。

越流時の揚力係数  $C_L$  については、水産庁の調査<sup>9)</sup>によると、今次津波により発生する水位に対して係数を試算した結果、概ね  $C_L=2.4$  程度となる報告があるので、これを参考としてもよい。なお、係数  $C_L$  は、水理実験及び数値波動水路実験により上部工の上下面に作用する圧力差より上部工に作用する鉛直方向の力を計算し、それより浮力を引いて求めた力（いわゆる流水力としての揚力<sup>1)</sup>）と上部工上の平均流速の関係を整理したものである。

##### ① 非越流時（図 2-5-9 参照）

- ・ 上部工の前面波圧分布は谷本式に浮力に相当する静水圧を加算して算定。
- ・ 上部工下面に作用する揚圧力は矩形分布とする。
- ・ 越流直前が最も厳しい状態となる。

※ここでの揚圧力分布は揚力及び浮力を含めたものと定義する。

$$\eta^* = 3a_l \dots\dots\dots (式 2-5-10)$$

$$p_1 = 2.2\rho_0 g a_l \dots\dots\dots (式 2-5-11)$$

$$p_3 = p_1 + \rho_0 g \ell \dots\dots\dots (式 2-5-12)$$

$$p_u = p_3 \dots\dots\dots (式 2-5-13)$$

$$p_2 = (1 - h_c^*/\eta^*) p_1 \dots\dots\dots (式 2-5-14)$$

$$h_c^* = \min(h_c, \eta^*) \dots\dots\dots (式 2-5-15)$$

ここに、

- $\eta^*$  : 静水面上の波圧作用高さ (m)
- $a_l$  : 進行波としての津波高さ (m)
- $p_1$  : 静水面における波圧強度 (kN/m<sup>2</sup>)
- $p_u$  : 上部工下面に作用する揚圧力 (kN/m<sup>2</sup>)
- $\rho_0$  : 海水の密度 (通常は 1.03t/m<sup>3</sup>)
- $g$  : 重力加速度 (m/s<sup>2</sup>)

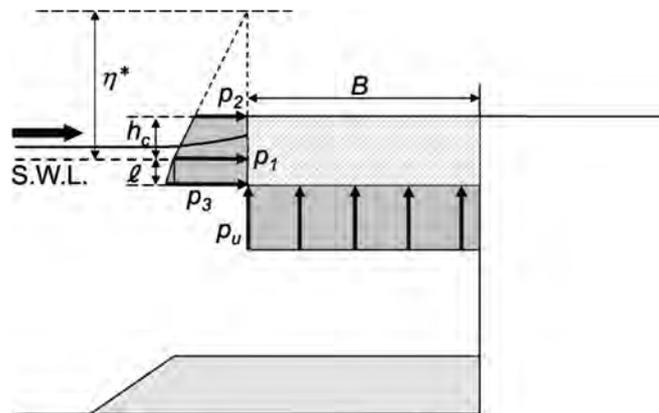


図 2-5-9 荷重分布イメージ図（非越流時）

② 越流時 (図 2-5-10 参照)

- ・ 上部工の前面波圧分布は水工研式で算定 ( $p_1$ ,  $p_2$ )
- ・ 上部工下面に作用する揚圧力は上部工に作用する揚力 (流水力) を上部工の幅  $B$  で除したものを一定値として矩形分布として与える
- ・ 揚圧力合力  $P_U$  は、越流流速  $U$  で評価した揚力 (流水力) と浮力の和として算定する (式 2-5-16)

揚圧力合力

$$P_U = B \cdot p_u + (\text{浮力})$$

$$= B \cdot C_L \frac{1}{2} \rho_0 U^2 + (\text{浮力}) \dots\dots\dots \text{(式 2-5-16)}$$

図 2-5-10 の矩形上部工の場合は、

$$(\text{浮力}) = B \cdot \rho_0 g \ell \dots\dots\dots \text{(式 2-5-17)}$$

ここに、

$p_u$  : 上部工下面に作用する揚力 (kN/m<sup>2</sup>)

$C_L$  : 揚力係数

$U$  : 上部工上の流速 (m/s)

$\rho_0$  : 海水の密度 (通常は 1.03t/m<sup>3</sup>)

$g$  : 重力加速度 (m/s<sup>2</sup>)

$B$  : 上部工の幅 (m)

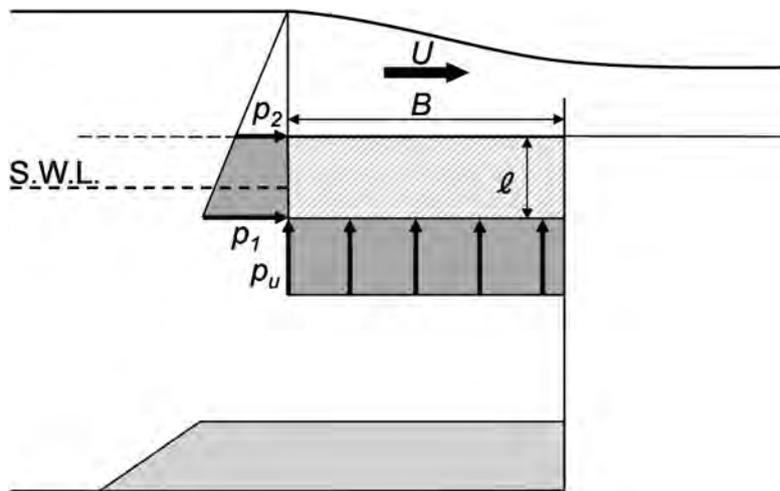


図 2-5-10 荷重分布イメージ図 (越流時)

(参考文献)

- 1) 首藤伸夫・今村文彦・越村俊一・佐竹健治・松富英夫：津波の事典，朝倉書店 (2007)
- 2) 中央防災会議 東北地方太平洋沖地震を教訓とした地震・津波対策に関する専門調査会：東北地

- 方太平洋沖地震を教訓とした地震・津波対策に関する専門調査会報告 平成 23 年 9 月 28 日,  
<http://www.bousai.go.jp/kaigirep/chousakai/tohokukyokun/> (2011)
- 3) 例えば, 渡辺偉夫: 日本被害津波総覧, 財団法人東京大学出版会 (1998)
  - 4) 農林水産省・国土交通省: 「設計津波の水位の設定方法等」について～復興計画策定の基礎となる海岸堤防の高さ決定の基準～, 平成 23 年 7 月 11 日,  
[http://www.mlit.go.jp/report/press/river03\\_hh\\_000361.html](http://www.mlit.go.jp/report/press/river03_hh_000361.html) (2011)
  - 5) 谷本勝利・鶴谷広一・中野晋: 1983 年日本海中部地震津波による津波力と埋立護岸の被災原因の検討, 第 31 回海岸工学講演会論文集 (1984), pp.257-261
  - 6) 原子力土木委員会 津波評価部会: 津波評価手法の高精度化研究—津波水位の確率論的評価法ならびに分散性と砕波を考慮した数値モデルの検討—, 土木学会論文集 B, Vol.63, No.2 (2007), pp.168-177
  - 7) 丸山草平・高山知司・下迫健一郎・八尋明彦・鈴木高二朗・青田徹・田中真史・松本朗・半沢稔: ソリトン分裂津波に対する消波ブロック被覆堤の津波波力算定法に関する研究, 土木学会論文集 B2 (海岸工学), Vol.71, No.2 (2015), pp.I\_265-I\_270
  - 8) 水産庁: 平成 23 年東日本大震災を踏まえた漁港施設の地震・津波対策の基本的な考え方 平成 26 年 1 月 23 日, <http://www.jfa.maff.go.jp/j/seibi/gyokogyojo/pdf/120406.html> (2014)
  - 9) 八木宏・中山哲巖・大村智宏・杉松宏一・門安曇・滑川順・佐藤勝弘・奥野正洋・劔崎聖生: 漁港施設の津波被災の特徴と耐津波設計への取り組み, 水産工学, Vol.52, No.2 (2015), pp.103-112
  - 10) 大村智宏・八木宏・中山哲巖・内田智・朝倉邦友・門安曇・滑川順・加藤広之: 津波越流時における防波堤の波圧特性と被覆ブロックの安定性に関する実験的検討, 土木学会論文集 B2 (海岸工学), Vol.72, No.2 (2016), pp.I\_967-I\_972
  - 11) 大村智宏・宍戸雄太・古市尚基・小林学: 押し波初動の津波作用時における防波堤の波圧・波力特性, 土木学会論文集 B2 (海岸工学), Vol.75, No.2 (2019), pp.I\_823-I\_828
  - 12) 水産庁漁港漁場整備部防災漁村課・国土交通省港湾局海岸・防災課: 津波を考慮した胸壁の設計の考え方 (暫定版) (2015), p.22
  - 13) 大村智宏・八木宏・中山哲巖・森健二・河野大輔・加藤広之・門安曇・滑川順: 胸壁に作用する非越流時の津波波力に関する実験的研究, 土木学会論文集 B2 (海岸工学), Vol.70, No.2 (2014), pp.I\_881-I\_885
  - 14) 大村智宏・八木宏・中山哲巖・米山正樹・成田賢仁・加藤広之・門安曇・滑川順: 胸壁に作用する津波波力に関する実験的研究, 土木学会論文集 B2 (海岸工学), Vol.71, No.2 (2015), pp.I\_991-I\_996
  - 15) Coastal Engineering Research Center: Shore Protection Manual, U.S.Army Corps of Engrs., Vol.II (1984), pp.7\_213-7\_216
  - 16) 工藤正: 土堰堤による河川の仮締切とその越流, 土木学会誌, Vol.58 No.11 (1973), pp.63-69
  - 17) 三井順・松本朗・半沢稔: イスバッシュ式の導出過程と防波堤を越流する津波への適用性, 土木学会論文集 B2 (海岸工学), Vol.71, No.2 (2015), pp.I\_1063-I\_1068
  - 18) 古市尚基・門安曇・遠藤次郎・大村智宏・大井邦昭・岩瀬浩之・加藤広之・小林学・中山哲巖: 津波流れに対するマウンド上被覆ブロックの流体力特性と安定性評価に係る実験的検討, 土木学会論文集 B2 (海岸工学), Vol.77, No.2 (2021), pp.I\_715-I\_720
  - 19) 古市尚基・小林学・遠藤次郎・大井邦昭・大村智宏・門安曇・岩瀬浩之・丸山草平・三上信

- 雄：津波作用下のマウンド上被覆ブロックの安定性評価－流体力長さと水位変化－，土木学会論文集 B2 (海岸工学)，Vol.78，No.2 (2022)，pp.I\_703-I\_708
- 20) 水産庁：令和 4 年度水産基盤整備調査委託事業報告書「漁港施設の整備手法における気候変動適応策等の実装検討調査」(1) 津波の作用における被覆ブロック安定質量の算定式検討，  
[https://www.jfa.maff.go.jp/j/gyoko\\_gyozyo/g\\_thema/sub41.html](https://www.jfa.maff.go.jp/j/gyoko_gyozyo/g_thema/sub41.html)
- 21) 漁港漁場新技術研究会：被覆ブロックのイスバッシュ数評価のための水理模型実験マニュアル，  
<https://aitef.or.jp> (2023)
- 22) 三井順・松本朗・半沢稔・灘岡和夫：防波堤港内側マウンド被覆材の津波越流に対する安定性照査方法の提案，土木学会論文集 B2 (海岸工学)，Vol.69，No.2 (2013)，pp.956-960
- 23) 例えば，一般社団法人 漁港漁場新技術研究会 自然との共生研究部会 異形ブロック専門部会：津波越流に対する防波堤腹付マウンド被覆ブロックの所要質量算定マニュアル平成 26 年 9 月 (2014)
- 24) 大村智宏・八木宏・古市尚基・杉松宏一・中山哲巖・朝倉邦友・本宮佑規・門安曇・野地雅貴・加藤広之：防波堤形状が津波越流時のマウンド被覆ブロックの安定性に及ぼす影響，土木学会論文集 B2 (海岸工学)，Vol.73，No.2 (2017)，pp.I\_1015-I\_1020

## 第 6 章 流れ

### 6.1 流れの基本

流れは、設計対象施設の設置位置における実測値又は推算値をもとに、流速及び流向を適切に設定するものとする。

漁港・漁場の施設の設計にあたっては、定常流とみなされる流れの影響がある場合、その影響を考慮することを原則とする。

漁港・漁場及びその周辺における流れは、海浜流、潮流（潮汐流）、海流、吹送流、河口流等からなる<sup>2)</sup>が、実際に測定される流れは、これらの流れに波動流が複合した非常に複雑なものである。漁港・漁場及びその周辺における流れは、漂砂の把握、浮体構造物の設計、港内の海水交換、航路の保全、基礎の洗掘、蓄養・養殖施設の検討の他、生態系や環境に配慮した施設設計にも重要な条件となるので十分考慮する必要がある。沈設魚礁や増殖礁などの小型海中構造物の設計で波による水粒子速度が重要な作用になる場合は、波動流の影響も考慮することを原則とする。

#### 6.1.1 海浜流

海浜流は砕波帯周辺において生じる流れの総称である。波が汀線方向に進行すると、波による質量輸送による流れが岸に向かって生じる。これを向岸流という。この向岸流は沿岸の水位を上昇させる。その結果、汀線沿いに沿岸流が生じる。さらにある起点から集中的に沖に向かう流れとなり、これを離岸流という。海浜流は、数値計算によって予測できるので、必要に応じ適切な解析手法を用いて推定することが望ましい。

#### 6.1.2 潮流

潮流は、潮汐によって発生する流れであり、場所によって大きく異なるが、周期性があり、経験的な手法（調和解析）により予測が可能である。設置位置における潮流の最大流速は、その位置での 14 日以上の上期間の流速観測値を調和分解して得られる分潮流の合成流速から求めることが望ましいが、信頼できる海洋潮汐モデルによる予測値や海図又は潮汐表に記載されている表層流速を用いてもよい。

#### 6.1.3 海流

海流は、黒潮、親潮、対馬海流などの地球規模でおこる海水の水平方向の流れの総称である。海流は、沿岸の流れと比べ時間スケールが長い現象ではあるが、場所や季節だけでなく鉛直的にも変化する。海流の流れの鉛直構造は、密度成層やコリオリ力にも大きく影響されるため、複雑であり、底層付近の流速を表層の流速のみから推定することはできない。海流は、最寄りの流速観測値、信頼できる海洋モデルによる予測値などを参考にして適切に推定することが望ましい。

#### 6.1.4 吹送流

吹送流は、海上を吹く風と海面との摩擦によって生じる流れである。その速度は、海面付近で最大で、深さ方向に減少し、設計の実用上、50 m 以上では無視してよい<sup>3)</sup>。通常、海面では風速の 2～4% 程度の流速が生じる<sup>4)</sup>。

### 6.1.5 河口流

河口流は、河川の流れ及び感潮区間の入退潮に起因する流れの総称である。洪水時のように河川の流量が多い場合には、河口流はほぼ河川流量のみによって決定され、このような場合には構造物周辺に洗掘が生じることがあるので注意する必要がある。

### 6.1.6 波動流

波動流は、波浪下で生じる振動流である。局所的な流れとしての波動流速は、水面波形が正弦波で近似できる場合は、微小振幅波の式2-3-2により算定できるが、近似できない場合は、規則波の非線形波理論や不規則な水面変位をフーリエ級数で表す方法などにより算定することができる<sup>4)</sup>。

## 6.2 流れの諸元

漁港・漁場の施設の設計に使用する流れの諸元は、設計対象施設の設置位置における実測値又は推算値に基づいて適切に設定することを基本とする。

海域の流れは、発生条件、地形条件及び気象・海象条件等によって性質が異なり、流向、流速も時間的、空間的に絶えず変動している。構造物の設計に用いる流れの諸元は流向、流速であり、下記の事項を参考にして設計対象施設の設置位置における実測値又は推算値に基づいて最も厳しい条件を設定することを原則とする。なお、流向は流れの向かう方向である。

- ① 実際に測定される流れは種々現象を含んだ複雑なものであるので、十分にその内容を分析することが必要である。
- ② 干満差の著しく大きな箇所、海峡、水道、潟湖の水路等では潮汐流が卓越している場合が多い。
- ③ 長い水道、海峡等では、風による吹送流が卓越している場合がある。
- ④ 相当大きな河川が流入する所においては、河口付近で河口流（河川流を含む）及びその補流によって支配される場合がある。

## 6.3 水中の構造物に作用する流れの力

水中の構造物に作用する流れの力は、【流れ】及び【波】の規定に従って設定した流れ及び波の諸元、部材及び構造物の形状、粗度等を考慮して、適切に算定するものとする。

水中の構造物に作用する流れの力は、形状と流れの条件に応じて適切に算定することを原則とする。

定常流とみなせる流れによる水中の部材及び構造物に作用する流れ方向の力は、抗力と呼ばれ、流速の2乗に比例する関数の式2-6-1で算定することができる。波動流単独又は波動流と定常流の共存する非定常流中では、流速の2乗に比例する抗力のほかに水粒子加速度に比例する慣性力が作用し、その力は式2-6-2で表されるモリソン式<sup>5)</sup>により求められる<sup>6)</sup>。水中の部材及び構造物には、流れの方向に作用する抗力と慣性力のほかに、それと直交する方向に揚力が作用する。揚力は抗力と同様に流速の2乗に比例する関数で表され、式2-6-3を用いて算定される。揚力は、流れ方向の流体力に比較して小さく、無視できることが多いが、構造形式により検討を要する。最大流体力は、ベクトル加算によ

り求められる流れ方向の流体力と揚力との合成力の最大値として求められる。

$$F_D = \frac{1}{2} \rho C_{DS} A U_c^2 \quad \dots\dots\dots \text{(式 2-6-1)}$$

ここに、

- $F_D$  : 定常流中での抗力 (kN)
- $\rho$  : 水の密度 (t/m<sup>3</sup>)
- $C_{DS}$  : 定常流中での抗力係数
- $A$  : 物体の基準面積 (通常は、物体の流れ方向の投影面積を用いる) (m<sup>2</sup>)
- $U_c$  : 定常流の速度 (m/s)

$$F = \frac{1}{2} \rho C_D A |u|u + \rho C_M V \frac{\partial u}{\partial t} \quad \dots\dots\dots \text{(式 2-6-2)}$$

ここに、

- $F$  : 非定常流中での流体力 (kN)
- $C_D$  : 非定常流中での抗力係数
- $u$  : 水粒子速度 (m/s)
- $C_M$  : 慣性力係数
- $V$  : 物体の基準体積 (m<sup>3</sup>) (物体の形状別の算定式は該当施設の章を参照)
- $\partial u / \partial t$  : 水粒子加速度 (m/s<sup>2</sup>)

$$F_L = \begin{cases} \frac{1}{2} \rho C_L A U_c^2 & \text{定常流の場合} \\ \frac{1}{2} \rho C_L A U_m^2 & \text{非定常流の場合} \end{cases} \quad \dots\dots\dots \text{(式 2-6-3)}$$

ここに、

- $F_L$  : 揚力 (非定常流の場合は揚力の最大値) (kN)
- $C_L$  : 揚力係数
- $A$  : 物体の基準面積 (通常は、流れの垂直方向から見た物体の投影面積を用いる) (m<sup>2</sup>)
- $U_m$  : 最大水粒子速度 (m/s)

定常流中の抗力係数と揚力係数は式 2-6-4 で定義されるレイノルズ数  $Re$  の関数、モリソン式の抗力係数と慣性力係数及び波動流中の揚力係数は  $Re$  と式 2-6-5 で定義されるクーリガン・カーペンター数  $K_C$  の関数であることに留意して、既往文献又は実験により適切な値を決める必要がある。

$$Re = \begin{cases} \frac{U_c D}{\nu} & \text{定常流の場合} \\ \frac{U_m D}{\nu} & \text{非定常流の場合} \end{cases} \quad \dots\dots\dots \text{(式 2-6-4)}$$

$$K_C = \frac{U_m T}{D} \quad \dots\dots\dots \text{(式 2-6-5)}$$

ここに、

- $D$  : 物体の代表幅 (m)
- $\nu$  : 水の動粘性係数 (1.00×10<sup>-6</sup> m<sup>2</sup>/s)
- $T$  : 波動流速の周期 (s)

(参考文献)

- 1) 土木学会編：海岸施設設計便覧（2000），pp.78-88, pp.259-265
- 2) 土木学会編：水理公式集 [2018年版]（2018），pp.648-660, pp.715-726
- 3) Det Norske Veritas: Recommended Practice DNV-RP-C205, Environmental Conditions and Environmental Loads, (2010), pp.44-45
- 4) US Army : Coastal Engineering Manual, Chapter II-1, Water Wave Mechanics, Engineer Manual 1110-2-1100, US Army Corps of Engineers (2002), 121p.
- 5) Morison, J. R., J. W. Johnson, and S. A. Schaaf: The force exerted by surface waves on piles. Petroleum Transactions, AIME (1950), pp.149-154
- 6) 土木学会編：海岸施設設計便覧（2000），pp.92-94
- 7) 土木学会編：水理公式集 [2018年版]（2018），pp.688-689