

# 港湾技研資料

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

No. 428    Sept. 1982

自立矢板式防波堤及び係船岸の自動設計

内    田    豊    彦  
岩    崎    正    二  
福    井    正    幸

運輸省港湾技術研究所



# 目 次

要 旨 .....	3
1. ま え が き .....	3
2. 自動設計システムの概要 .....	3
2.1 システム設計の基本方針 .....	3
2.2 システムの構成及びフロー .....	6
2.3 設計対象及び範囲 .....	6
2.4 設計条件 .....	7
3. 設 計 法 .....	7
3.1 基本方針 .....	7
3.2 設計計算の流れ .....	8
3.3 矢板壁に作用する外力の計算 .....	9
3.4 矢板断面の計算 .....	17
3.5 矢板の変位量の計算 .....	18
3.6 矢板の根入長の計算 .....	19
3.7 設計計算結果の出力項目 .....	21
4. 自動設計法の検討 .....	22
4.1 検討項目 .....	22
4.2 設計条件 .....	23
4.3 検討結果 .....	24
5. 自動設計の利用法 .....	27
5.1 システムの利用法 .....	27
5.2 利用上の留意点 .....	27
5.3 計 算 例 .....	27
6. あ と が き .....	29
参 考 文 献 .....	29

# Automatic Design System for Cantilever Sheet Pile Breakwater and Quaywall

Toyohiko UCHIDA\*  
Shoji IWASAKI\*\*  
Masayuki FUKUI\*\*\*

## Synopsis

This report presents the system and the design method of the automatic design system for cantilever sheet pile breakwater and quaywall.

Using this system, we are able to design cantilever sheet pile breakwater and quaywall on the sand soil ground.

This system has two functions as follows:

- (1) Examine a stability of structure for a given section.
- (2) Minimize the required amount of steels for the design of structures being given allowable stresses and deformations.

---

\* Ex-Chief of Automatic Design Laboratory, Design Standard Division.  
\*\* Member of Automatic Design Laboratory, Design Standard Division.  
\*\*\* Senior Research Engineer, Design Standard Division.

# 自立矢板式防波堤及び係船岸の自動設計

内田 豊彦\*

岩崎 正二\*\*

福井 正幸\*\*\*

## 要 旨

港湾構造物の設計の自動化の一環として、自立矢板式の防波堤及び係船岸の自動設計システムを開発したので、ここに報告する。

本自動設計システムは、砂質地盤に築造された自立矢板式の防波堤及び係船岸の基本設計を対象としており、与えられた矢板断面に対して矢板に生じる最大曲げモーメント、矢板応力度、天端変位量等を計算する機能と所定の許容応力度、許容変位量を満足する矢板のうち法線方向1m当りの鋼重が最小となる断面を選定する機能をもっている。

本報告は、自動設計システムの構成、設計法及び利用法についてまとめたものである。

## 1. まえがき

昭和45年度より設計の合理化、省力化を目的として港湾構造物の設計の自動化の研究が進められてきており、これまでにケーソン式防波堤、矢板式係船岸、ジャケット式鋼製護岸など数多くの自動設計プログラムが開発され、港湾建設局等の設計実務において活用されている。

今回は構造も簡単に施工性もよいため、比較的波の小さい場所に設置される防波堤あるいは壁高の小さい岸壁として用いられることが多い自立矢板式の構造物を取りあげた。

本自動設計システムは、砂質地盤上に築造された自立矢板式の防波堤及び係船岸の基本設計を対象としている。本システムは、次の二つの機能を有している。一つは与えられた矢板断面に対して矢板に生じる最大曲げモーメント、矢板応力度及び矢板天端の変位量等を計算する機能であり、一つは所定の許容応力度、許容変位量を満足する矢板のうち法線方向1m当りの鋼重が最小となる矢板断面を選定する機能である。

## 2. 自動設計システムの概要

### 2.1 システム設計の基本方針

自立矢板式の構造形式は、波圧あるいは土圧等の外力

を根入れ部の横抵抗力により支持しているが、片持ばりになっているため矢板天端の変位量が一般に大きく、また、矢板の断面も壁高が高くなると非常に大きくなる弱点をもっている。しかしながら、構造が簡単で、施行性もよいため比較的波の小さい場所に設置される防波堤あるいは壁高の小さい岸壁や護岸として用いられている。

本システムは、自立矢板式の防波堤及び係船岸の基本設計を対象として、設計条件を入力することにより必要な設計計算を電子計算機により処理することを目的としている。

本システムの開発に当っては、自立矢板式の設計法がすべてにわたって必ずしも確立されているとは言い難い面もあり、複数の検討方法を状況に応じて使い分けることが行われている現状を考慮して、現在、使われている検討方法は、なるべくシステムの中に組み込むことにした。したがって、設計の手法等については利用者の判断すべき事項も少なからずあるが、手法等の選択にある程度の自由度をもたせることによって本システムの利用範囲が広がるよう配慮した。

本システムの開発に当たっての基本方針は、次のとおりである。

i) 自立矢板式の防波堤及び係船岸の基本設計を対象とする。なお、自立矢板式係船岸は背後に裏埋土がな

\* 設計基準部 自動設計研究室長

\*\* 設計基準部 自動設計研究室

\*\*\* 設計基準部 研修資料課専門官

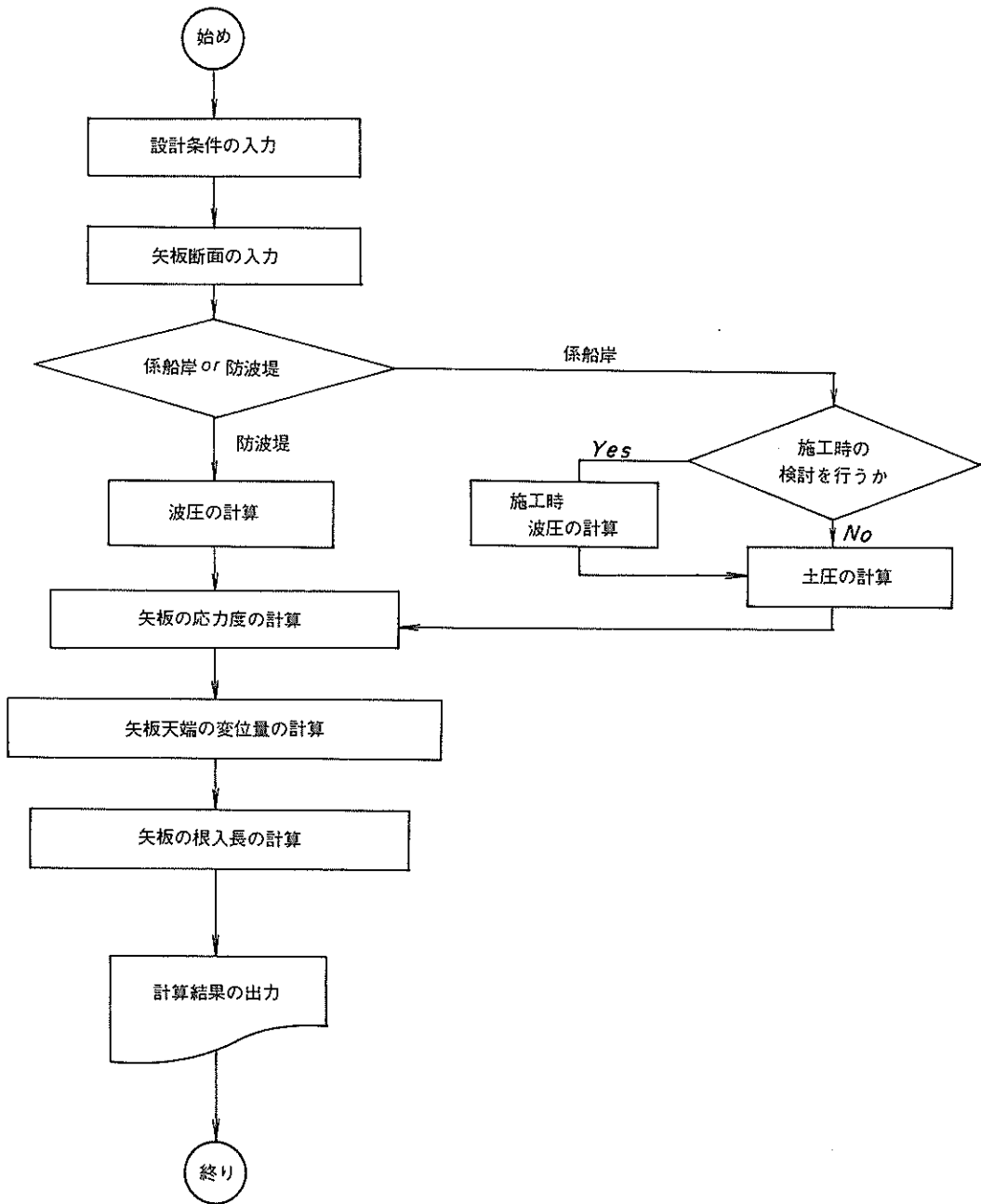


図-1 (a) システム構成及びフロー (矢板断面を与える場合)

い状態では、波力等の外力に対して抵抗する力が弱い。したがって、施工の途中において作用する波力等の外力に対して安定を保つことができるように施工時の検討も必要に応じて行えるようにする。

ii) 粘性土地盤に築造される自立矢板式構造の設計法は、いまだ確立したものが無いので砂質地盤を対象とする。

iii) 与えられた矢板断面に対して設計計算を行う機

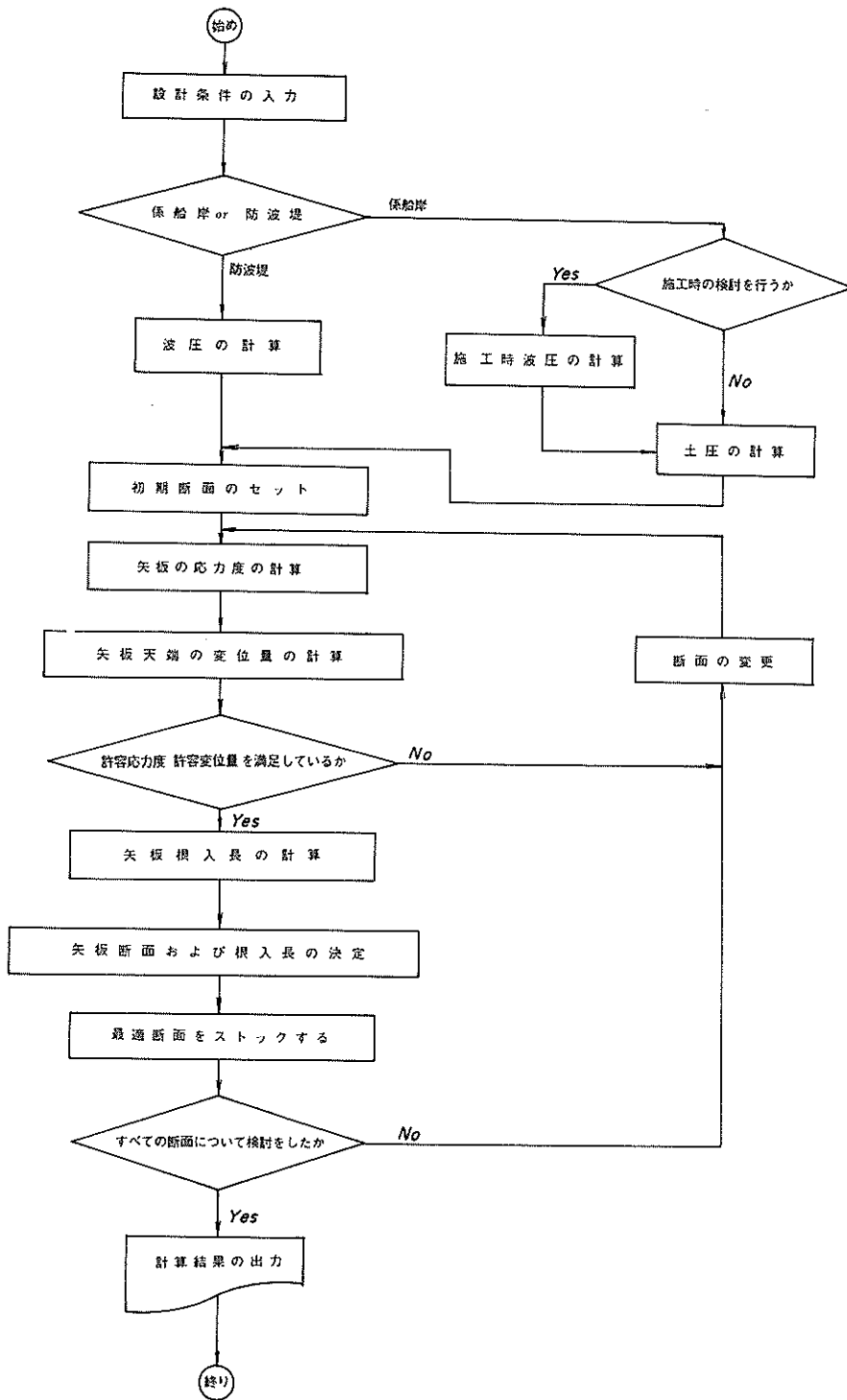


図-1 (b) システム構成及びフロー (自動的に矢板断面を求める場合)

能、並びに矢板断面の自動選定（所定の許容応力度等を満足し、鋼重が最小となる断面を自動的に選定する）機能をもたせる。

iv) 設計法は、“港湾の施設の技術上の基準・同解説”<sup>1)</sup>に基づくことを原則とする。これに明記されていない事項については、実施例等を参考にして決定する。

v) 設計法として複数の方法が状況に応じて使い分けられているものについては、現在、用いられている方法はできるだけシステムの中に組み込むこととする。

vi) 杭の横抵抗の計算方法は、港研方法及びチャンの方法とする。

vii) 波圧の計算方法は、合田式、広井式、部分碎波圧を考慮したサンフルーの簡略式及びサンフルーの簡略式とする。

viii) 矢板の種類はU形、Z形の鋼矢板、並びに鋼管矢板とする。

ix) 腐食による断面係数の減少量を考慮する。

## 2.2 システムの構成及びフロー

矢板断面をあらかじめ入力データとして与える場合と、電子計算機により自動的に矢板断面を求める場合では、システムの構成及びフローが多少異なる。

図-1-(a)は、矢板断面があらかじめ与えられる場合のシステムの構成と処理の流れを示したものであるが、基本的には従来の手計算による設計の流れに従い、設計計算を手計算から電子計算機に置き換えて処理しているものと考えればよい。この場合の計算処理のフローは、設計の対象が防波堤であるか係船岸であるかの区別、並びに潮位、水深、波高、土質等の設計条件と矢板の断面を入力データとして与えるところから始まる。次に、設計対象施設によって設計外力が異なるためプログラム内で防波堤であるか係船岸であるかを判断し、係船岸の場合は、さらに施工時の検討を行うかどうかを入力データの指示により判断する。防波堤の場合は、設計外力としてあらかじめ入力データにより指示された波圧式により波圧強度、波圧合力とその作用位置を求め、これもあらかじめ入力データにより指示された杭の横抵抗の計算方式に従って矢板に生じる最大曲げモーメント、矢板応力度、並びに矢板天端の変位量を計算するとともに矢板根入長を求める。最終的には、与えられた矢板断面に対する波圧、矢板の応力度、根入長等の計算結果がラインプリンタにより出力される。係船岸の場合は、防波堤の場合は波圧にかわって土圧が設計外力として用いられる。また、施工時の検討を行う場合は、完成時の土圧と施工時の波圧をいずれも設計外力として矢板応力度等を求めることになる。

図-1-(b)は、自動的に矢板断面を求める場合である。この場合は、矢板の断面を種々変化させてあらかじめ入力データで与えられた許容応力度、許容変位量を満足するものの中から材料費（鋼重）が最も安くなる矢板断面を求めるためのフローが付加されている。ここにおいて、あらかじめ磁気ディスクに登録されている矢板断面の中から入力データで指示された矢板の種類と範囲を考慮して、矢板の種類ごとに鋼重が最小となる断面が決定され、応力計算等の結果とともに出力される。

## 2.3 設計対象及び範囲

本システムでは、図-2-(a)、(b)に示すような砂質地盤に築造された自立矢板式の防波堤と係船岸を対象としており、矢板の材料、設計外力及び設計計算の範囲は次のとおりである。

### (1) 矢板の種類と範囲

矢板の種類と範囲は、実施例と施工性を考慮して次のように決めた。

#### ① U形鋼矢板

YSP-I型からFSP6L型までの18種類

#### ② Z形鋼矢板

Z25型からZ45型までの4種類

#### ③ ミリサイズ鋼管矢板（二港湾型継手タイプ）

径600mm、肉厚9mmから径2,000mm、肉厚30mmまでの134種類

#### ④ ミリサイズ鋼管矢板（パイプ型継手タイプ）

径600mm、肉厚9mmから径2,000mm、肉厚30mmまでの134種類

#### ⑤ インチサイズ鋼管矢板（二港湾型継手タイプ）

径609.6mm、肉厚9mmから径2,032mm、肉厚30mmまでの134種類

#### ⑥ インチサイズ鋼管矢板（パイプ型継手タイプ）

径609.6mm、肉厚9mmから径2,032mm、肉厚30mmまでの134種類

なお、利用者が建設地点の特性を考慮して上記の範囲で自由に選定できるように矢板の種類と範囲を入力データで指定できるように配慮した。また、材質については、許容応力度が入力データになっているので種々のものに対応できる。

### (2) 設計外力の範囲

設計外力は構造物の目的によって異なる。本システムでは、主な設計外力として防波堤の場合は波力、係船岸の場合は完成時において土圧及び船舶けん引力等の集中力、施工時において波力を考慮している。

### (3) 設計計算の範囲

a) 地表面及び海底面の傾斜

防波堤の場合は、波力の算定においては海底面の傾斜を考慮できるが、杭の横抵抗の計算においては水平な仮想海底面（入力データで指示する）を想定している。係船岸の場合は、地表面及び海底面が傾斜している場合も計算できる。

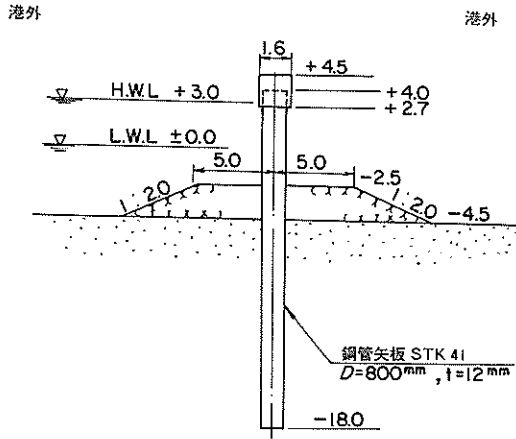


図-2 (a) 自立矢板式防波堤

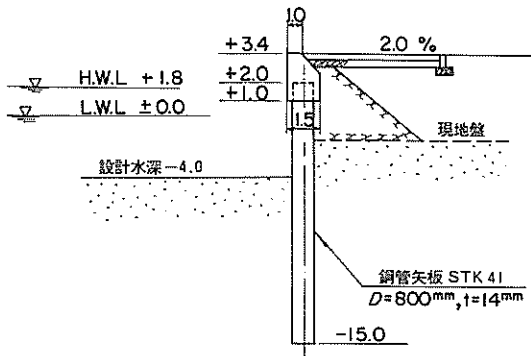


図-2 (b) 自立矢板式係船岸

#### b) 捨石マウンド

防波堤については、捨石マウンドを考慮して波圧を求めることができる。係船岸については、捨石マウンドを地盤の一部と見直すか、あるいは上載荷重と見直して土圧を求める。

#### c) 土層

土圧及び杭の鉛直支持力の計算に用いる土層は、主働側、受働側とも最大19層までとする。

杭の横抵抗の計算においては、地盤を水平な一層系地盤と仮定している。

#### d) 杭の鉛直支持力

係船岸については、杭の鉛直支持力の検討を行うが、防波堤については、通常、鉛直支持力が設計上問題になることはほとんどないので検討を省略する。

#### e) 集中力

係船岸については、船舶のけん引力等の集中力は重要な設計外力であるので、これを考慮することができる。

### 2.4 設計条件

設計条件は、設計対象施設が防波堤か係船岸かで異なる。係船岸の場合でも施工時の検討を行うか否かでも異なる。

#### (1) 防波堤の場合

- ① 潮位 (H. H. W. L., H. W. L., L. W. L.)
- ② 地形 (前面水深, マウンド水深, 海底勾配)
- ③ 波 (設計波高または換算沖波波高, 周期, 入射角)
- ④ 土質 (横方向地盤反力係数)
- ⑤ 上部工天端高
- ⑥ 矢板の種類と範囲
- ⑦ 腐食代
- ⑧ 許容応力度, 許容変位量

#### (2) 係船岸の場合

- ① 潮位 (H. W. L., L. W. L.)
- ② 地形 (前面水深, 海底勾配, 地表面傾斜角)
- ③ 土質 (土の内部摩擦角, 壁面摩擦角, 単位体積重量, 横方向地盤反力係数,  $N$  値)
- ④ 上部工天端高
- ⑤ 矢板の種類と範囲
- ⑥ 上載荷重
- ⑦ 船舶けん引力等の水平集中力
- ⑧ 設計震度
- ⑨ 腐食代
- ⑩ 許容応力度, 許容変位量, 支持力安全率

#### (3) 係船岸で施工時の検討も行う場合

施工時は想定される波に対して防波堤としての安全性を検討し、完成時は係船岸としての検討を行う。したがって、設計条件は上記防波堤及び係船岸の場合に準ずる。

## 3. 設計法

### 3.1 基本方針

設計法は、“港湾の施設の技術上の基準・同解説”に基づくことを原則としている。ただし、設計法がこれに明記されていない事項については、実施例を参考するとともに、実際に港湾構造物の設計を行っている港湾建設局等の意見を聴取して決定した。

また、基準に標準的な設計法が示されている場合においても、実際の設計においてはその地域の特性が考慮さ



れるため、すべて標準的な設計法が用いられるとは限らない。そこで、本システムを広く実用に供するために、現在用いられている設計法は、なるべく本システムに取り入れるように配慮した。その他の設計に当たっての基本的事項は次のとおりである。

i) 波圧の計算は、合田式、広井式、部分砕波圧を考慮したサンフルーの簡略式（以下、部分砕波式という）及びサンフルーの簡略式（以下、サンフルー式という）による。

ii) 杭の横抵抗の計算は、港研方式及びチャンの方法による。

iii) 円形すべり計算は、必要に応じて別途行うものとし、本システムにおいては行わない。

iv) 矢板の鉛直支持力の計算は、防波堤については、ほとんど問題になることはないので計算を行わない。ただし、係船岸については行う。この際、鋼管矢板については、先端閉塞効果を必要に応じて考慮できるものとする。

v) 鋼管に作用する二次応力のチェックは、係船岸については必要に応じて行うが、防波堤については、二次応力を算定するときの土圧強度が明確でないので本システムでは行わない。

vi) 係船岸については、施工の状態によっては施工時の波に対して弱いため、施工時の検討も行う。

vii) 設計荷重と許容応力度、検討水位、天端高の関係は表-1のとおりとする。

表-1 設計荷重ケース一覧表

構造物	外力の種類		許容応力度	検討水位	検討天端
	分布荷重	集中力			
防波堤	波圧時	無	① 異常時	L.W.L~ H.H.W.L	上部工
	波圧時	無	② 常時		"
係船岸	地震時土圧	無	③ 異常時	L.W.L	"
	常時土圧	有	④ "	"	"
	常時土圧	無	⑤ 常時	"	"
係船岸 (施工時検討あり)	波圧時	無	②' 異常時	L.W.L~ H.H.W.L L.W.L	抗
	地震時土圧	無	③ "		上部工
	常時土圧	有	④ "		"
	常時土圧	無	⑤ 常時		"

### 3.2 設計計算の流れ

本システムにおける設計計算の流れを示す。断面諸元の入力において、あらかじめ矢板断面を与えて計算する場合は、矢板の種類及びサイズをコード番号で指定する。

矢板断面を自動的に求める場合は、あらかじめ矢板断面のデータが磁気ディスクにファイルされているのでこれを用いる。設計荷重の計算においては、防波堤の場合は波圧の計算が、係船岸の場合は常時、地震時の土圧の計算が行われる。また、係船岸において施工時の検討を行う場合は、土圧の計算に引き続いて施工時の波圧の計算が行われる。その後、自動設計か否かの判定を行い、矢板断面が入力で与えられた場合は、腐食後の断面係数を求めた後、矢板に発生する最大曲げモーメント、曲げ応力度、天端変位量、根入長等の計算（根入長の計算においては、設計上安全サイドになるように腐食前の断面係数を用いている）を荷重条件だけ繰返し、このうち最大のものを最終結果として出力する。荷重条件としては、防波堤の場合は、表-1に示した荷重番号①、②に相当する荷重である。波圧公式として従来式を用いる場合で許容応力度を異常時とする場合が荷重番号①であり、許容応力度を常時とする場合が荷重番号②である。なお、合田式による波力を考える場合は、設計波高として  $H_{max}$  を想定し、矢板の許容応力度は常に常時と考えているので異常時の許容応力度を用いた検討は行わない。また、係船岸の場合は荷重番号③~⑤に相当する荷重であり、係船岸において施工時の検討を行う場合は荷重番号②'に相当する荷重が追加される。荷重番号②'の荷重は、矢板の上部コンクリートが施工される前を想定しているため、波圧は矢板の天端まで作用させている。矢板断面を自動的に求める場合は、あらかじめファイルに登録されている矢板の中から初期断面が選定されセットされる。初期断面はU形、Z形矢板の場合は最も断面係数の小さいもの。鋼管矢板の場合は利用者が指定した径（使用する鋼管矢板の最小径と最大径を入力で指定できる）のうち最小のものを、肉厚（肉厚についても、各径ごとに最小、最大厚を指定できる）は、その径における最大のものをセットする。次に径を固定し、肉厚を順次小さい方へ変化させていき、所定の矢板の許容応力度 ( $\sigma_a$ )、天端の変位量 ( $\delta_a$ ) を満足するものの中から法線方向1m当りの鋼材重量が最小となるものを、その径における採用断面とする。さらに、鋼管矢板の径を1ランクづつ上げて上記の方法を最大径まで繰返すことにより、各径に対する採用断面を求める。これらの径ごとの採用断面を相互に比較し、この中で最も鋼材重量の小さいものを最終断面として出力する。ここに述べた鋼管矢板の断面の選定方法は、比較的簡単な方法であるが、鋼管矢板の径と肉厚の変化が直線的ではなく階段状になっていることを考慮した場合、最も確実な方法である。

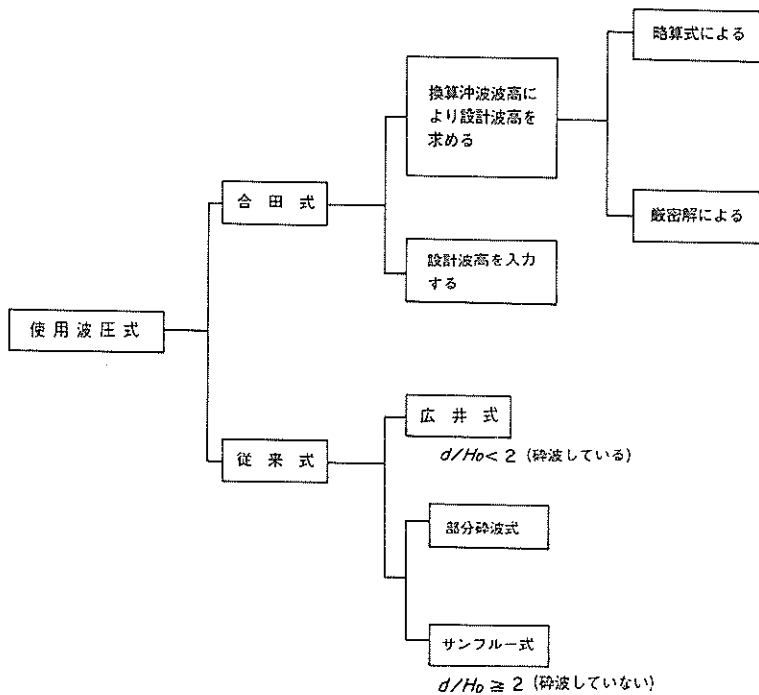


図-3 波圧公式の選定

### 3.3 矢板壁に作用する外力の計算

#### (1) 作用外力の種類

防波堤と係船岸では矢板壁に作用する外力の種類が異なる。本システムでは、表-2に示す外力を想定している。表-2において、たとえば常時の波力とは、矢板の許容応力度として常時の値を用いて設計すべき波による波力といった意味で用いている。

表-2 作用外力の種類

構造物	作用外力
防波堤	波圧(常時, 異常時)
係船岸	土圧(常時, 地震時) 残留水圧 浮力を考慮した杭の自重 集中力
係船岸(施工時)	波力

防波堤の設計において、従来式による波力を考える場合は、設計波高として、 $H_{1/3}$  (又は  $H_{1/10}$ ) を用い、矢板の許容応力度を常時とした場合と、設計波高として

$H_{max}$  を用い、許容応力度を異常時とした場合を比較することがある。このような場合にも対応できるように本システムでは、従来式については、異常時の許容応力度を用いて検討ができるようにした。なお、合田式による波力を考える場合は、通常、設計波高として  $H_{max}$  を用い、矢板の許容応力度としては、常時の値が用いられているので異常時の検討は、とくに行わない。

係船岸の施工時については、波力に対する検討を行っているが、この場合の矢板の許容応力度は、異常時扱いとしている。

#### (1) 波力

##### a) 波圧公式の選定

本システムでは、図-4に示すように合田式並びに従来式として広井式、部分砕波式、サンフルー式を使い分けることができるようになっている。

合田式と従来式の別、従来式の中での部分砕波式、サンフルー式の別は利用者が入力データで指定する。また、従来式においてマウンド水深 ( $d$ ) と設計波高 ( $H_D$ ) の比が2未満の場合は広井式、2以上の場合は部分砕波式 (又はサンフルー式) をプログラム内で自動的に選定する。

##### b) 設計波高と検討水位

水位により防波堤に作用する波力が変化するので、初

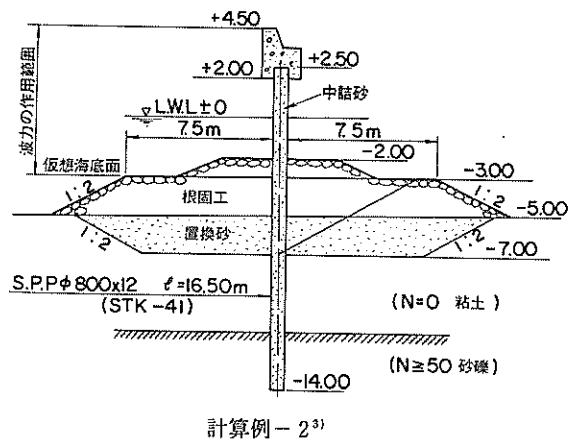
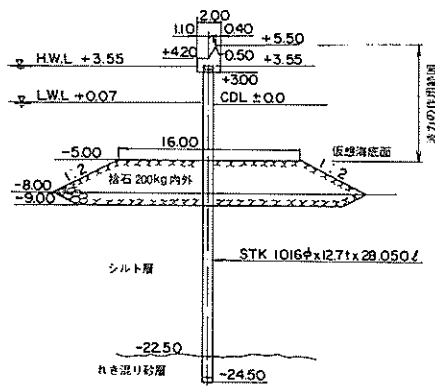
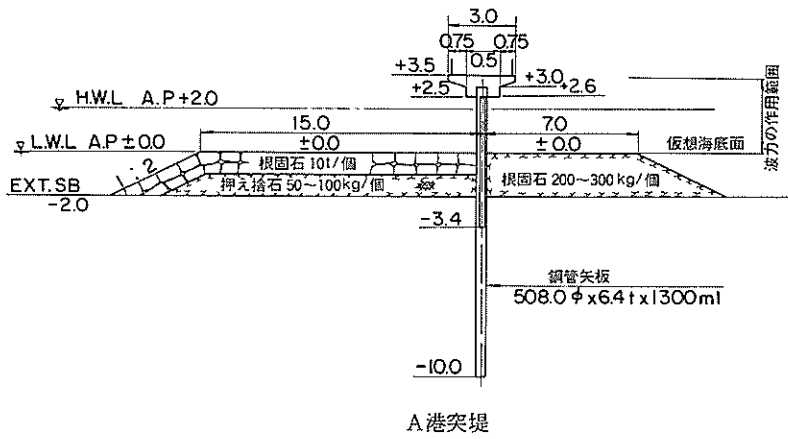
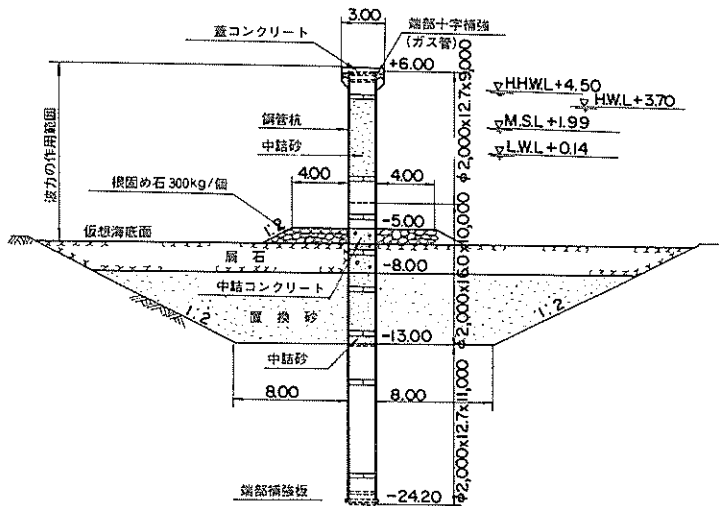
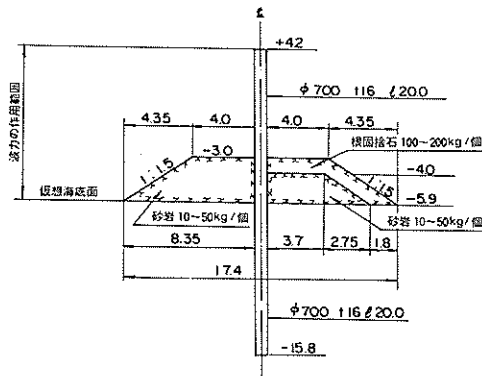


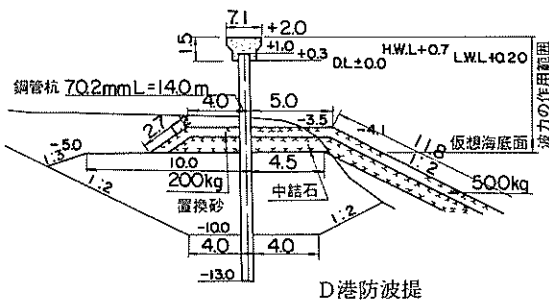
図-4 (a) 仮想海底面と波圧の作用範囲 (マウンドのり肩幅が狭い場合の実施例及び計算例)



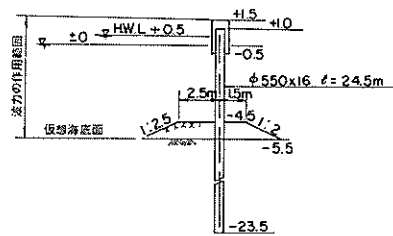
B 港防波堤



C 港防波堤



D 港防波堤



計算例-3<sup>4)</sup>

図-4 (b) 仮想海底面と波圧の作用範囲 (マウンドのり肩幅が広い場合の実施例及び計算例)

期仮定断面に対して防波堤の場合は L. W. L から H. H. W. L, 係船岸の施工時の場合は L. W. L から H. W. L の間を 10 cm 間隔で水位を変化させて繰返し計算を行い各水位における矢板の地中部最大曲げモーメントを求める。このうち、矢板の地中部最大曲げモーメントが最大となる水位を最終的な検討水位とした。

設計波高の与え方は、波圧式により多少異なる方式が取られている。本システムでは、これまでの設計事例等を参考に次のように処理することとした。

合田式の場合は、

i) 換算沖波波高 ( $H'_0$ ) を入力して、各水位ごとに式 a) に示した砕波による波高変化を求める略算式を用いて計算した  $H_{max}$  を設計波高 ( $H_D$ ) とする方法

ii)  $H'_0$  を入力して各水位ごとに砕波の理論モデルにより計算した  $H_{max}$  を  $H_D$  とする方法

iii) 水位に関係なく一定の  $H_D$  を入力する方法  
 のいずれかを、利用者が選定できるようにした。なお、i), ii) の方法による  $H_{max}$  は、直立壁前面から  $5H_{1/3}$  だけ離れた水深に対する値をプログラム内で求めている。その他の波圧式の場合は、 $H_D$  を一定として入力する方法によっている。

$$H_{max} = \left\{ \begin{array}{l} 1.8 K_s H'_0 \quad (h/L_0 \geq 0.2) \\ \min\{(\beta_1^* H'_0 + \beta_1^* h), \beta_{max}^* H'_0, 1.8 K_s H'_0\} \\ (h/L_0 < 0.2) \end{array} \right\} \quad (1)$$

ここに  $\beta_0^* = 0.052(H'_0/L_0)^{-0.38} \exp[20(\tan\theta)^{1.5}]$

$\beta_1^* = 0.63 \exp[3.8 \tan\theta]$

$\beta_{max}^* = \max\{1.65, 0.53(H'_0/L_0)^{-0.29} \exp[2.4 \tan\theta]\}$

$H_{max}$  : 最高波 (m)

$H'_0$  : 換算沖波波高 (m)

$K_s$  : 浅水係数

$h$  : 水深 (m)

$L_0$  : 沖波の波長 (m)

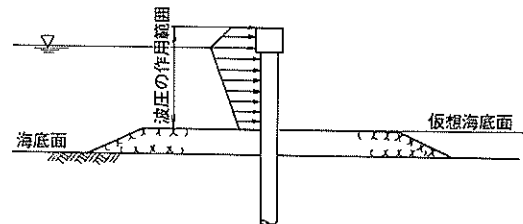
$\tan\theta$  : 海底勾配

c) 仮想海底面と波圧の作用範囲

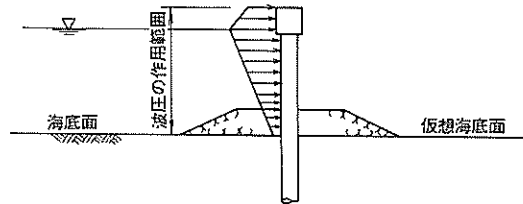
防波堤の場合、杭の横抵抗の計算を行う時の地表面として海底面がとられる。係船岸の場合は、主働土圧+残留水圧が受働土圧に等しくなる位置を地表面として計算する。この場合の地表面は、実際の海底面と異なるのでこれを仮想海底面と呼ぶ。防波堤と係船岸の地表面のとり方の違いは、作用する外力の違いによるものである。防波堤の場合、海底面直下から弾性的な地盤としてのバネ反力が期待できるための海底面を地表面として杭の横抵抗の計算を行うことができる。しかし、係船岸の場合、海

底面のすぐ下では前面の受働土圧より背後の主働土圧と残留水圧の和の方が大きいので海底面付近の前面の土は、弾性的な土圧としてのバネ反力が期待できない。従ってこの場合は、上記の仮想海底面を地表面として計算を行う。

ただし、防波堤の場合であっても捨石マウンドがある場合には、捨石マウンドが杭の横抵抗に対して有効であるかどうかによって杭の横抵抗の計算を行う時の地表面は、必ずしも実際の海底面にとられるとは限らない。そこで本システムでは、防波堤においても杭の横抵抗の計算を行う時の地表面を実際の海底面とは別に考えることとし、これを係船岸の場合と同じ意味で仮想海底面と呼ぶこととする。防波堤の場合、仮想海底面の位置は、入力データで指定できるが、指定のない場合は海底面の位置にとられる。ただし波圧の計算は、仮想海底面から上に波圧が作用するものとして処理している。したがって、杭の横抵抗の計算のため地表面と波圧作用範囲の下端レベルは常に一致することとなり、杭の横抵抗の計算上、マウンド上面を仮想海底面とした場合に波圧の作用範囲を実際の海底面にとるような計算はできない。波圧の作用範囲の上端は、防波堤の場合は上部工天端まで、係船岸施工時の場合は裏埋土も上部工もまだ施工されていない状態を想定し、矢板天端までとしている。ただし、波圧の計算式により求められた波の作用高さが上記天端より低い場合は、波圧式による作用高さまでとしている。



(a) マウンドのり肩幅が広い場合



(b) マウンドのり肩幅が狭い場合

図-5 仮想海底面と波圧の作用範囲

自立矢板式防波堤の実施例及び計算例 2), 3), 4) を図-4-(a), 図-4-(b) に示した。図-4-(a) はマウンドのり肩幅が広い場合の実施例及び計算例であ

り、図-4-(b)はマウンドのり肩幅が比較的狭い場合の例である。これらによれば、捨石マウンドのり肩幅が広い場合には、図-5-(a)に示すように仮想海底面は捨石マウンドの天端の位置にとられ、波圧も捨石マウンドの天端から上に作用させている。また、捨石マウンドのり肩幅が狭い場合には、図-5-(b)のように仮想海底面は、実際の海底面の位置にとられ、波圧も海底面から上に作用させている。

#### d) 波圧の計算

現在用いられている“港湾の施設の技術上の基準”においては、合田式が標準的な波圧式として示されている。しかしながら、従来の方式としての主として重複波に対して用いられてきたサンフルー式あるいはそれに部分碎波圧を考慮した部分碎波式と碎波に対して用いられてきた広井式についても、これまでの実績を考えると今後も時として使用される可能性がある。できるだけ汎用性の高いプログラムとするためには、合田式とともにこれら従来から用いられてきた波圧式による計算も、可能なものとしてプログラムを作成する必要がある。したがって、本システムでは、波圧式として以下に述べる合田式、広井式、部分碎波式、サンフルー式を対象としている。

#### a) 合田式

合田式による波圧は、図-6に示すように静水面で最大値  $p_1$ 、静水面上  $\eta^*$  の高さで0、海底面で  $p_2$  となる直線分布の波圧である。(2)のc)“仮想海底面と波圧の作用範囲”で、すでに述べたように、波圧は仮想海底面から壁体天端までを考慮する。図-6においては、入力データで仮想海底面が、捨石マウンドの天端にとられた場合を想定しているが、仮想海底面が海底面にとられる場合は、捨石マウンド内の波圧も考慮されることになる。また、波圧強度  $p$  は、捨石マウンド天端水深  $d$  及び直立壁前面水深 ( $h$ ) をもとに計算されるので、仮想海底面の位置は関係しない。

合田式による波圧強度は、式(2)~(8)により求め

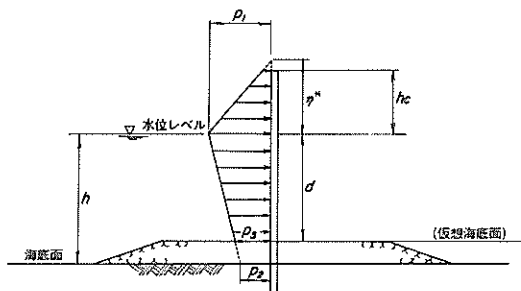


図-6 設計波圧分布(合田式を用いる場合)

られる。

$$\eta^* = 0.75(1 + \cos \beta) H_D \quad (2)$$

$$p_1 = \frac{1}{2} (1 + \cos \beta) (\alpha_1 + \alpha_2 \cos^2 \beta) w_0 H_D \quad (3)$$

$$p_2 = \frac{p_1}{\cosh(2\pi h/L)} \quad (4)$$

$$p_3 = \alpha_3 p_1 \quad (5)$$

$$\alpha_1 = 0.6 + \frac{1}{2} \left[ \frac{4\pi h/L}{\sinh(4\pi h/L)} \right]^2 \quad (6)$$

$$\alpha_2 = \min \left\{ \frac{h_0 - d}{3h_0} \left( \frac{H_D}{d} \right)^2, \frac{2d}{H_D} \right\} \quad (7)$$

$$\alpha_3 = 1 - \frac{h'}{h} \left[ 1 - \frac{1}{\cosh(2\pi h/L)} \right] \quad (8)$$

ここに

$\eta^*$  : 静水面上波圧強度が0となる高さ (m)

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

$p_2$  : 海底面における波圧強度 (tf/m<sup>2</sup>)

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

$h$  : 直立壁前面における水深 (m)

$h_0$  : 直立壁前面から沖側へ有義波高の5倍だけ離れた地点での水深 (m)

$h'$  : 直立壁底面の水深 (m)

$d$  : 根固め工または、マウンド被覆工天端のいずれか小さい方の水深 (m)

$w_0$  : 海水の単位体積重量 (tf/m<sup>3</sup>)

$H_D$  : 設計波高 (m)

$L$  : 水深  $h$  における設計計算に用いる波長 (m)

$\min \{a, b\}$  :  $a$  または  $b$  のいずれか小の値

$\beta$  : 直立壁法線の垂線との波の主方向から±15°の範囲で最も危険な方向となす角度(度)

#### ii) 広井式

広井式による波圧は、図-7に示すように一定の波圧強度  $P_0$  が、静水面上  $1.25 H_D$  または壁体天端のいずれか

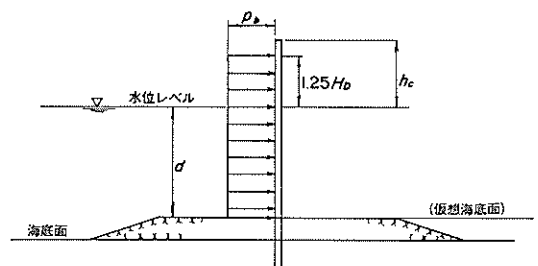


図-7 設計波圧分布(広井式を用いる場合)

低い方の高さまで作用する。なお、本システムにおいては、仮想海底面から上の波圧を設計に考慮することについては他の波圧における取り扱いと同じである。

広井式における波圧強度は、式(9)により求められる。

$$P_b = 1.5 \cdot w_0 \cdot H_D \cdot \cos^2 \beta \quad (9)$$

作用高さ :  $\min\{1.25 H_D, h_c\}$

ここに、

- $p_b$  : 砕波による波圧強度 (tf/m<sup>2</sup>)
- $\alpha$  : 根固め工またはマウンド被覆工天端のいずれか小さい方の水深 (m)
- $w_0$  : 海水の単位体積重量 (tf/m<sup>3</sup>)
- $H_D$  : 設計波高 (m)
- $\beta$  : 直立壁法線の垂線と波の主方向から ± 15° の範囲で最も危険な方向となす角度 (度)
- $h_c$  : 静水面より天端までの距離 (m)

iii) サンプル式

サンプル式による波圧は、図-8に示すように静水面で最大値  $p_1$ 、静水面上 ( $H_D + \delta_0$ ) の高さで0、海底面で  $p_2$  となる直線分布の波圧である。

サンプル式による波圧強度は、式(10)~(12)により求められる。ただし、マウンドがある場合は、以下に述べるような取り扱いになるが、プログラムにおいては、すべて①の場合 ( $l < L/2$ ) で計算しているの、②の場合 ( $l \geq L/2$ ) に相当する時は、海底面及び仮想海底面をマウンド天端に等しくなるように入力する必要がある。

$$P_1 = (P_2 + w_0 h) \left( \frac{H_D + \delta_0}{h + H_D + \delta_0} \right) \quad (10)$$

$$P_2 = \frac{w_0 H_D}{2\pi h \cosh L} \quad (11)$$

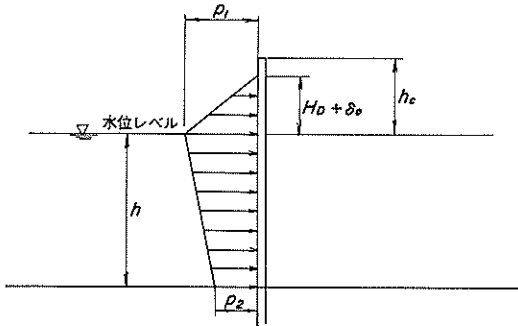


図-8 設計波圧分布 (サンプル式を用いる場合)

$$\delta_0 = \frac{\pi H_D^2}{L} \cosh \frac{2\pi h}{L} \quad (12)$$

作用高さ :  $\min\{H_D + \delta_0, h_c\}$

ここに、

- $p_1$  : 壁面に波の山があるときの静水面における波圧強度 (tf/m<sup>2</sup>)
- $p_2$  : 壁体下端における波圧強度 (tf/m<sup>2</sup>)
- $w_0$  : 海水の単位体積重量 (tf/m<sup>3</sup>)
- $\delta_0$  : 壁面における波高中分面の静水面上の高さ (m)
- $h$  : 壁体前面の水深 (m)
- $H_D$  : 設計波高 (m)
- $L$  : 水深  $h$  における有義波の波長 (m)

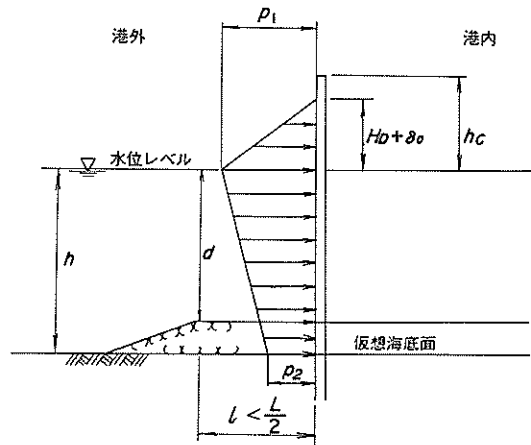


図-9 (a) マウンドがある場合の波圧分布 ( $l < L/2$  の場合)

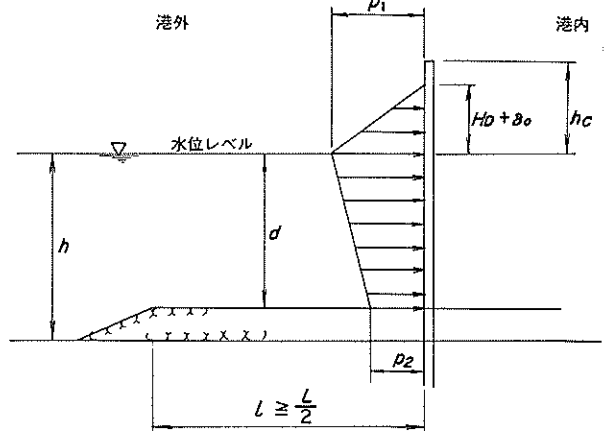


図-9 (b) マウンドがある場合の波圧分布 ( $l \geq L/2$  の場合)

①  $l < L/2$  の場合 (図-9-(a) 参照)

マウンドのり肩までの長さ  $l$  が、前面水深  $h$  における波長  $L$  の  $1/2$  より短いときは、波圧分布はそのまま (マウンドを無視した場合と同じ) とし、作用範囲を仮想海底面までとする。

②  $l \geq L/2$  の場合 (図-9-(b) 参照)

マウンドのり肩までの長さ  $l$  が、 $L/2$  より大きいときは、波長及び波高ともにマウンド上端からの水深  $d$  における値を用いて波圧を計算する。波圧は、図-9に示したようにマウンド天端から上に作用する。

iv) 部分碎波式

部分碎波式による波圧は、図-10に示すようにサンフルー式の波圧に静水面  $\pm H_0/2$  の範囲に、部分碎波圧を考慮したものである。波圧強度  $p_1$  及び  $p_2$  はそれぞれ式(10)、(11)で与えられる。碎波の波圧強度  $p_b$  は式(9)で与えられる。ただし、 $p_b$  が  $p_1$  より小さい場合は、 $p_b$  を考慮しないものとした。また、設計波高  $H_D$  及び波長  $L$  の取り方並びにマウンドがある場合の取り扱いについては、サンフルー式と同様である。

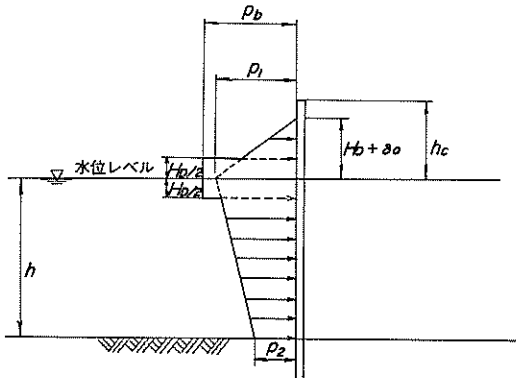


図-10 設計波圧分布 (部分碎波式を用いる場合)

(3) 土圧及び残留水圧

a) 仮想海底面と設計土圧

自立矢板式係船岸の場合における土圧及び残留水圧は、図-11のように作用する。本システムでは、主働土圧、残留水圧及び受働土圧を重ね合わせたものを、設計土圧と呼ぶこととする。自立矢板の設計にはこの設計土圧を用いるが、仮想海底面以下の負の設計土圧は、荷重として考慮しない。

本システムは、砂質地盤を対象としているので、仮想海底面を図-11の設計土圧がゼロになる位置、すなわち主働土圧と残留水圧との和が、受働土圧に等しい点を仮

想海底面とする。

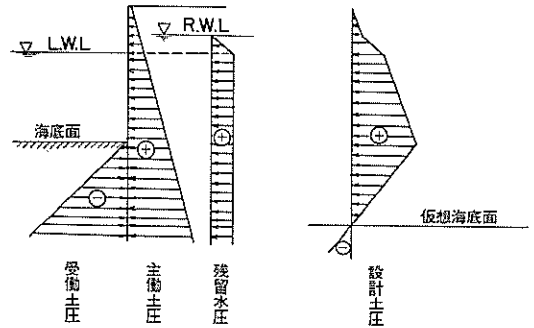


図-11 仮想海底面と設計土圧

b) 土圧

土圧の計算には、以下に示す鉛直壁に作用する砂質土の常時及び地震時の土圧式を用いた。

i) 常時の土圧

① 主働土圧

$$p_{ai} = K_{ai} \left[ \sum r_i h_i + \frac{w}{\cos \beta} \right] \quad (13)$$

$$K_{ai} = \frac{\cos^2 \phi_i}{\cos \delta \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi_i + \delta) \sin(\phi_i - \beta)}{\cos \delta \cos \beta}} \right]^2} \quad (14)$$

② 受働土圧

$$P_{pi} = K_{pi} \left[ \sum r_i h_i + \frac{w}{\cos \beta} \right] \quad (15)$$

$$K_{pi} = \frac{\cos^2 \phi_i}{\cos \delta \left[ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi_i - \delta) \sin(\phi_i + \beta)}{\cos \delta \cos \beta}} \right]^2} \quad (16)$$

ここに

$P_{ai}$  ( $P_{pi}$ ):  $i$  層下面の壁面に働く主 (受) 働土圧強度 ( $\text{tf/m}^2$ )

$\phi_i$ :  $i$  層の土の内部摩擦角 (度)

$r_i$ :  $i$  層の土の単位体積重量 ( $\text{tf/m}^3$ )

$h_i$ :  $i$  層の厚さ (m)

$K_{ai}$  ( $K_{pi}$ ):  $i$  層の主 (受) 働土圧係数

$\beta$ : 地表面が水平となす角度 (度)

$\delta$ : 壁面摩擦角 (度)

$w$ : 地表面単位面積当り載荷重 ( $\text{tf/m}^2$ )

ii) 地震時の土圧

① 主働土圧



$$P_{oi} = K_{oi} \left[ \Sigma \tau_i h_i + \frac{w}{\cos \beta} \right] \quad (17)$$

$$K_{oi} = \frac{\cos^2(\phi_i - \theta)}{\cos \theta \cos(\delta + \theta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi_i + \delta) \sin(\phi_i - \beta - \theta)}{\cos(\delta + \theta) \cos \beta}} \right]^2} \quad (18)$$

② 受働土圧

$$P_{pi} = K_{pi} \left[ \Sigma \tau_i h_i + \frac{w}{\cos \beta} \right] \quad (19)$$

$$K_{pi} = \frac{\cos^2(\phi_i - \theta)}{\cos \theta \cos(\delta - \theta) \left[ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi_i - \delta) \sin(\phi_i + \beta - \theta)}{\cos(\delta - \theta) \cos \beta}} \right]^2} \quad (20)$$

ここに

- $\theta$  : 地震合成角 ( $\theta = \tan^{-1} k$  あるいは  $\theta = \tan^{-1} k'$ )
- $k$  : 震度
- $k'$  : 見掛けの震度

③ 見掛けの震度

残留水位以上においては、空気中における震度を用いて地震時の土圧強度を求めればよいが、残留水位より下においては、各土層の境界面において見掛けの震度を用いて土圧強度を用いる必要がある。

見掛けの震度の求め方は、技術基準の方法、荒井・横井の提案式及び二建の提案式が、港湾関係で用いられているが、本システムでは、これまでの実績及び港湾建設局等の意見を参考に、次に示す技術基準の方法及び二建の提案式を組み込むこととした。

① 技術基準の方法

$$k' = \frac{\gamma}{\gamma - 1} \cdot k \quad (21)$$

ここに

- $k'$  : 水中における見掛けの震度
- $k$  : 空気中における震度
- $\gamma$  : 水で飽和した土の空気中における単位体積重量 ( $\text{tf}/\text{m}^3$ )

② 二建の提案式

$$k' = \frac{\Sigma \tau h + \gamma_w h_w + w}{\Sigma \tau h + w} \cdot k \quad (22)$$

ここに

- $\gamma$  : 土の単位体積重量 ( $\text{tf}/\text{m}^3$ )

- $\gamma_w$  : 海水の単位体積重量 ( $\text{tf}/\text{m}^3$ )
- $h$  : 土層の厚さ (m)
- $h_w$  : 土層の水につかっている深さ (m)
- $w$  : 単位面積当りの載荷重 ( $\text{tf}/\text{m}^2$ )

c) 残留水圧

残留水圧  $p_w$  は、図-12に示すように矢板壁前後の残留水位差  $h_w$  をもとに、式(23)より求められる。

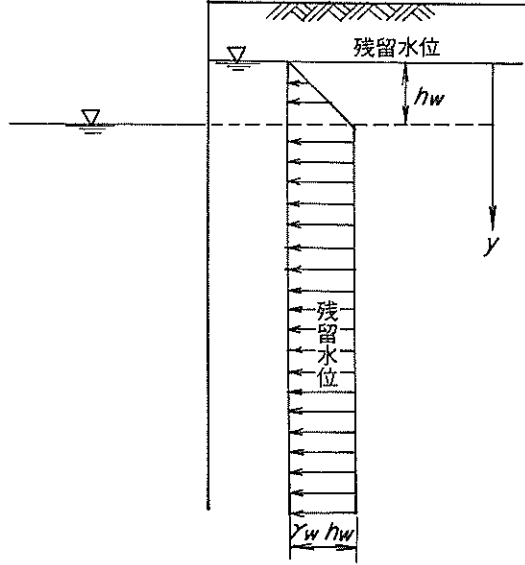


図-12 残留水圧

$$\left. \begin{array}{l} 0 \leq y < h_w \text{ のとき } p_w = \gamma_w y \\ h_w \leq y \text{ のとき } p_w = \gamma_w h_w \end{array} \right\} (23)$$

ここに

- $p_w$  : 残留水圧 ( $\text{tf}/\text{m}^2$ )
- $h_w$  : 残留水位差、裏込めまたは裏埋土内の水位よりも高い場合で、そのときの最大の水位差 (m)
- $y$  : 裏込めまたは裏埋土内の水面から残留水圧を求める点までの深さ (m)
- $\gamma_w$  : 水の単位体積重量 ( $\text{tf}/\text{m}^3$ )

残留水位差は、壁体の排水の良否、潮差などを考慮して定められる。自立矢板式係船岸の場合は、一般に前面潮差の2/3がとられる。しかしながら、本システムでは、この値に固定しないで、残留水位の標高を入力データとすることにより、システムに自由度をもたせるよう配慮した。

(4) 集中力

係船岸の場合には、船舶けん引力等の集中力が矢板に

作用する。したがって、本システムでは、水平方向に作用する集中力を対象として、集中力の大きさと作用位置を入力データで与えることとした。なお、集中力の方向は、海側に引張られる場合を正とする。

### 3.4 矢板断面の計算

#### (1) 杭の横抵抗の計算

港湾関係においては、杭の横抵抗の計算方法として、港研方式及びチャンの方法が一般に用いられている。

港研方式は、実際の単杭の挙動をよく表しているといわれており、“港湾の施設の技術上の基準”では、港研方式を解析的方法による場合の標準としている。一方、チャンの方法は、比較的杭の横抵抗の算定法が簡単なことから、従来から広く用いられている方法である。本システムでは、プログラムにはん用性をもたせるため、両方を組み込むこととした。

解析モデルとしては、地上に突出した杭頭自由杭とし、矢板壁に作用する分布荷重を、作用力の重心位置に働く集中荷重に置き換えて、地中部最大曲げモーメント、地表面変位、地表面たわみ角を求めている。

矢板断面が入力データにより、あらかじめ与えられる場合は、その矢板に発生する曲げ応力度を式(24)により求め、その値をそのまま出力しているが、矢板断面をプログラム内で自動選定する場合は、曲げ応力度が許容応力内に収まるか否かを式(23)によりチェックし、かつ、天端変位量が許容変位量以下にあることをチェックし、これらを満足する矢板のうち、法線方向1m当りの鋼重が、最も小さくなる矢板を選定している。

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{z} \quad (24)$$

$$\sigma \leq \sigma_a \quad (25)$$

ここに

$\sigma$  : 最大曲げ応力度 (kgf/cm<sup>2</sup>)

$\sigma_a$  : 許容曲げ応力度 (kgf/cm<sup>2</sup>)

$M_{\max}$  : 地中部最大曲げモーメント (kgf・cm)

$z$  : 腐食後の断面係数 (cm<sup>3</sup>)

#### a) 港研方式による杭の横抵抗の計算

港研方式による杭の横抵抗の計算は、S型とC型のいずれの地盤も、本システムで計算できる。S型地盤は、 $N$ 値が深さとともに直線的に増加し、地盤反力 $P$ と杭の変位 $y$ の関係が式(26)で表される地盤である。C型地盤は、 $N$ 値が深さ方向一定で、 $p$ と $y$ の関係が、式(27)で表される地盤である。

$$p = k_s x y^{0.5} \quad (26)$$

$$p = k_c y^{0.5} \quad (27)$$

ここに

$p$  : 深さ $x$ における杭の単位面積当りの地盤反力 (kgf/cm<sup>2</sup>)

$x$  : 地表面からの深さ (cm)

本システムでは、仮想海底面からの深さとする。

$y$  : 深さ $x$ における杭の変位量 (cm)

$k_s$  : S型地盤の横抵抗定数 (kgf/cm<sup>3.5</sup>)

$k_c$  : C型地盤の横抵抗定数 (kgf/cm<sup>2.5</sup>)

具体的な計算方法は、“港湾の施設の技術上の基準・同解説”の中の計算例の手順に従っている。その際、基準曲線は、頭部自由杭のものを使用した。この基準曲線の表は、地中部最大曲げモーメントの常用対数  $\log M_{\max}$  等の値が、杭頭水平力の常用対数  $\log T$  の 0.5 間隔ごとに表わされているが、 $\log T$  の中間の値に相当する  $\log M_{\max}$  等の値は、直線補間により求めることとした。

ここでは、自立矢板の設計に必要な次の値を求めている。

i) 地中部最大曲げモーメント:  $M_{\max}$  (kgf・cm)

ii) 曲げモーメント第1ゼロ点の深さ:  $l_{m1}$  (cm)

iii) 地表面変位 :  $y_0$  (cm)

iv) 地表面たわみ角 :  $i_0$  (rad)

b) チャンの方法による杭の横抵抗の計算

チャンの方法による杭上に突出した頭部自由杭の、地中部最大曲げモーメント  $M_{\max}$ 、最大曲げモーメントを生ずる深さ  $l_m$ 、 $\max$ 、地表面変位  $y_0$ 、地表面たわみ角  $i_0$  は、それぞれ式(28)~(31)で求める。

$$M_{\max} = h \left\{ \frac{\sqrt{(1+2\beta h)^2 + 1}}{2\beta h} \exp \left( -\tan^{-1} \frac{1}{1+2\beta h} \right) \right\} T \quad (28)$$

$$l_{m, \max} = \frac{1}{\beta} \tan^{-1} \frac{1}{1+2\beta h} \quad (29)$$

$$y_0 = \frac{1+\beta h}{2EI\beta^2} T \quad (30)$$

$$i_0 = \frac{1+\beta h}{2EI\beta^2} T \quad (31)$$

$M_{\max}$  : 地中部最大曲げモーメント (kgf・cm)

$l_{m, \max}$  : 最大曲げモーメントを生じる深さ (cm)

$y_0$  : 地表面変位 (cm)

$i_0$  : 地表面たわみ角 (rad)

$h$  : 載荷高 (cm)

$T$  : 水平力 (kgf)  
 $k_h$  : 横方向地盤反力係数 (kgf/cm<sup>3</sup>)  
 $B$  : 杭幅 (cm), 自立矢板壁においては  $B = 100$  cm としている。  
 $EI$  : 杭の曲げ剛性 (kgf・cm<sup>2</sup>)  
 $\beta$  :  $\sqrt{\frac{k_h \cdot B}{4EI}}$  (cm<sup>-1</sup>)

(2) 鋼管矢板に生ずる二次応力の計算

自立矢板式の係船岸については、鋼管矢板に生ずる二次応力を考慮することができる。

鋼管矢板を使用する場合は、土圧及び残留水圧による鋼管断面の変形により二次応力が発生する。この二次応力は、大口径の鋼管を用いるほど大きくなる。このような時には、二次応力に対する検討も必要となる。実際の設計では鋼管矢板に砂あるいはコンクリートを中詰めし、二次応力の発生をおさえることもあるので、本システムでは、二次応力の検討の必要性については、利用者が入力データで指定することとした。

残留水圧は、鋼管の陸側半断面に等分布に作用するので、これにより円周方向の曲げモーメントは発生しないと考え、残留水圧の影響は無視できるものとして、主働土圧による二次応力を式(32)により求めることとした。

$$\sigma = 0.021 p(D/t)^2 \quad (32)$$

ここに

$\sigma$  : 鋼管矢板に生じる二次応力 (kgf/cm<sup>2</sup>)  
 $p$  : 矢板壁に働く主働土圧強度 (tf/m<sup>2</sup>)  
 $D$  : 鋼管矢板の径 (cm)  
 $t$  : 鋼管矢板の肉厚 (cm)

二次応力は、最大曲げモーメントの生ずる位置に近いところで、比較的大きくなる恐れがある。したがって、最大曲げモーメントの発生する位置において二次応力の検討を行うこととする。

二次応力と曲げモーメントによる応力の合成は、式(33)により行う。式(33)は、“港湾の施設の技術上の基準(超大型石油タンカー用施設)第3編2・3・2導管の許容応力度(解説)(2)”<sup>2)</sup>に示されている合成応力の式をもとに  $\sigma_c$ ,  $\sigma_e$  が、常に異符号を取り得ること、せん断応力度  $\tau$  は、合成応力が最大になるところでは無視できることを考慮して求めたものである。

$$\sigma = \sqrt{\sigma_c^2 + \sigma_e^2 + \sigma_c \cdot \sigma_e} \quad (33)$$

ここに

$\sigma$  : 合成応力度 (kgf/cm<sup>2</sup>)

$\sigma_c$  : 二次応力度 (kgf/cm<sup>2</sup>)  
 $\sigma_e$  : 曲げモーメントによる軸方向応力度 (kgf/cm<sup>2</sup>)

3.5 矢板変位量の計算

前述の港研方式及びチャンの方法では、杭頭に集中荷重が作用した場合の杭頭変位を求めることができるが、分布荷重が作用する場合、あるいは、杭の途中に集中荷重が作用する場合の杭頭変位については、直接求められない。自立矢板式の防波堤や係船岸においては、波圧あるいは土圧等の分布荷重が作用するため、これらによる天端変位量を次のようにして求めることとした。

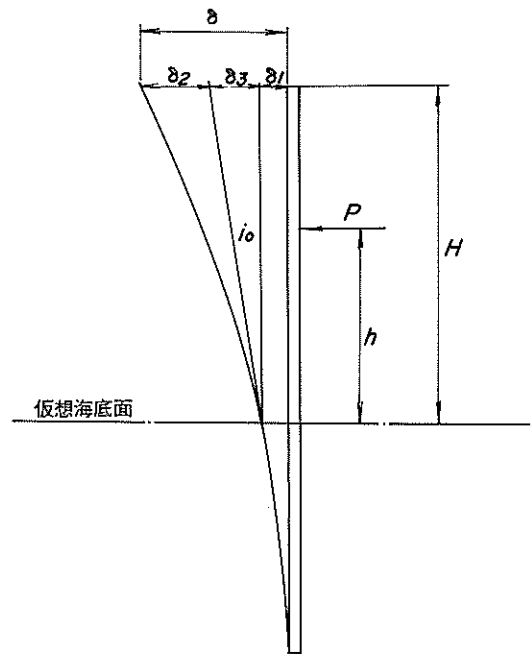


図-13 天端変位

天端変位量  $\delta$  は、図-13 に示したように、

- i) 仮想海底面でのたわみ量  $\delta_1$
- ii) 仮想海底面から上の荷重による矢板の片持ばりとしての天端のたわみ量  $\delta_2$
- iii) 仮想海底面での矢板のたわみ角による矢板の回転のために生ずる天端のたわみ量  $\delta_3$  の和として、式(34)より求められる。

$$\delta = \delta_1 + \delta_2 + \delta_3 \quad (34)$$

このうち、 $\delta_1$  については分布荷重を集中荷重に置き換えて、杭の横抵抗の計算より直接求められる。 $\delta_3$  につい

でも同様にして求めた仮想海底面におけるたわみ角  $i_0$  をもとにして、式 (35) より求められる。

$$\delta_3 = H \cdot i_0 \quad (35)$$

ここに  $H$  : 仮想海底面から上部工天端までの高さ (cm)

$i_0$  : 仮想海底面におけるたわみ角 (rad)

仮想海底面から上の土圧あるいは波圧による矢板の片持ばりとしてのたわみ量  $\delta_2$  は、これらの荷重が台形、長方形、三角形荷重に分解できることから、式 (36) により求められる矢板天端のたわみ量  $\delta'_2$  を重ね合わせて求める。

式 (35) は、図-14 に示すような任意の位置における、台形荷重が載荷された時の矢板天端のたわみ量を与える式であるが、 $p_1 = p_2$  とすれば長方形荷重、 $p_1$  または  $p_2$  をゼロとすれば三角形荷重の場合に用いることができる。

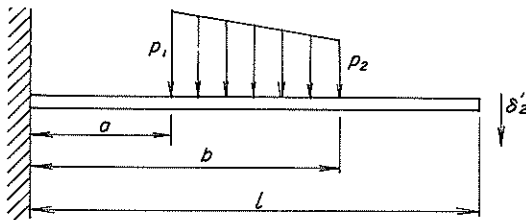


図-14 台形荷重とたわみ

$$\begin{aligned} \delta'_2 = & \frac{1}{6EI} \left[ \frac{p_1}{a-b} \left\{ \frac{1}{5} (a^5 - b^5) \right. \right. \\ & - \frac{1}{4} (3l+b)(a^4 - b^4) + bl(a^3 - b^3) \left. \right\} \\ & - \frac{p_2}{a-b} \left\{ \frac{1}{5} (a^5 - b^5) - \frac{1}{4} (3l+a) \right. \\ & \left. \left. \times (a^4 - b^4) + al(a^3 - b^3) \right\} \right] \quad (36) \end{aligned}$$

ここに

- $\delta'_2$  : 矢板天端のたわみ量 (m)
- $p_1$  : 固定端側の荷重強度 (tf/m)
- $p_2$  : 自由端側の荷重強度 (tf/m)
- $E$  : 矢板のヤング率 (tf/m<sup>2</sup>)
- $I$  : 矢板の断面2次モーメント (m<sup>4</sup>)
- $a, b, l$  : 図-14 参照

船舶けん引力等の集中荷重が、作用する場合には、式 (37) により矢板天端たわみ量  $\delta'_2$  を求めることができる。

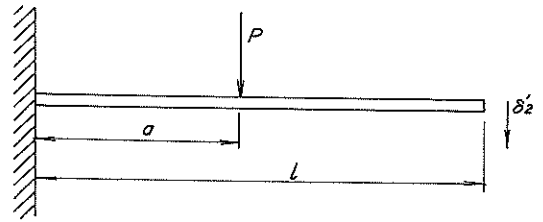


図-15 集中荷重とたわみ

$$\delta'_2 = \frac{P \cdot a^2}{6EI} (3l - a) \quad (37)$$

ここに

$P$  : 集中力 (tf)

$a, l$  : 図-15 参照

### 3.6 矢板根入長の計算

矢板の根入長は、矢板の横抵抗及び矢板の鉛直支持力を考慮して決定するものとした。ただし、防波堤については、鉛直支持力の検討を省略した。

#### (1) 矢板の横抵抗に対して必要な根入長

自立矢板壁は、杭とほぼ同じ機構で水平力を支えているので、矢板の横抵抗に対して必要な根入長は、3・4 (1) "杭の横抵抗の計算" に基づく杭の有効長とする。杭の有効長は、矢板の腐食前と腐食後では、腐食前の方が、曲げ剛性が大きいため長くなる。したがって、有効長の計算においては、矢板の腐食前の断面諸元を用いる。

根入長を港研方式により求める場合は、仮想海底面下  $1.5 l_m$  とする。また、チャンの方法により求める場合は仮想海底面下の根入長を式 (38) により求める。

$$L = \frac{\alpha}{\beta} \quad (38)$$

ここに

$L$  : 矢板の必要根入長 (cm)

$\alpha$  : 根入長に関する定数で入力データ。

ただし、 $\alpha$  の値が入力されない場合は標準値として、次の値が自動的にセットされる。

$EI \leq 10^{12}$  (kgf·cm<sup>2</sup>) の場合  $\alpha = 3.0$

$EI > 10^{12}$  (kgf·cm<sup>2</sup>) の場合  $\alpha = 2.5$

$k_h$  : 横方向地盤反力係数 (kgf/cm<sup>3</sup>)

$B$  : 杭幅 (cm)、自立矢板壁においては、 $B = 100$  cm としている。

$EI$  : 杭の曲げ剛性 (kgf·cm<sup>2</sup>)

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_h B}{4EI}}$$

(2) 矢板の鉛直支持力に対して必要な根入長  
防波堤については、矢板に大きな鉛直力が作用することは一般的にないので、本システムでは係船岸の場合についてのみ鉛直支持力に対する根入長の検討を行っている。

自立矢板式係船岸の鉛直力に対する支持機構は、二重矢板式係船岸の鉛直力に対する支持機構と同じである。二重矢板式係船岸においては、矢板が連続体であることを考慮してセル前面の矢板の根入長の検討方法を準用している。したがって、ここでもこの検討方法を用いることとした。矢板に作用する鉛直方向荷重としては、図-16に示す矢板の自重と海底面より上の主動土圧の鉛直成分を考えている。

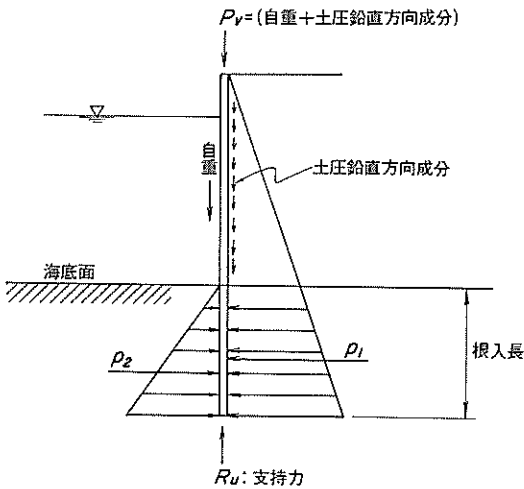


図-16 矢板に作用する荷重と抵抗力

a) 極限支持力の計算

極限支持力は、セル前面の矢板の根入れの支持力に準じて、式(39)より求める。

$$R_u = (P_1 + P_2)\mu + qA \quad (39)$$

ここに

$R_u$  : 矢板の極限支持力 (tf/m)

$A$  :  $\begin{cases} \text{矢板の場合} \cdots \text{純断面 (cm}^2/\text{m)} \\ \text{鋼管矢板の場合} \cdots A = \alpha \cdot A_0 \end{cases}$

$$A_0 = \frac{\pi(D-2t)^2}{D+6} \times 100 \quad (\text{cm}^2/\text{m})$$

$D$  : 管径 (cm)

$t$  : 陸側腐食代 (cm)

$\alpha$  : 鋼管矢板の場合の閉塞率

$P_1$  : 海底面から矢板下端までの主動土圧合力 (tf/m)

$P_2$  : 海底面から矢板下端までの静止土圧合力 (tf/m)

$\mu$  : 壁面摩擦係数 ( $\mu = \tan 2/3\phi$ )

$q$  : 矢板下端における土の極限支持力 ( $q = 40 N$ )

$$N = \frac{N_1 + \bar{N}_2}{2}$$

$N_1$  : 杭先端位置での  $N$  値と杭先端から下方へ  $2B$  なる範囲の平均の  $N$  値のうち小さい方の値。

$\bar{N}_2$  : 杭先端より上方へ  $10B$  なる範囲内の平均の  $N$  値。

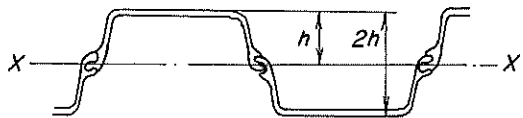
$B$  : 管径。(U形鋼矢板の場合は、図-17-(a)の  $2h$ , Z形鋼矢板の場合は、図-17-(b)の  $h$  を用いる)。

$$P_2 = K_0 \sum \gamma_i h_i$$

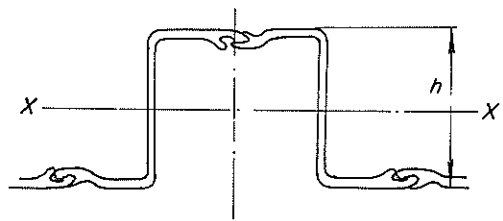
$K_0$  : 静止土圧係数 (自動セット値 0.5)

$\gamma_i$  :  $i$  層の土の単位体積重量 (tf/m<sup>3</sup>)

$h_i$  :  $i$  層の厚さ (m)



(a) U形鋼矢板



(b) Z形鋼矢板

図-17 鋼矢板壁の幅

鋼管矢板の場合に用いる閉塞率  $\alpha$  は、入力データであるが入力されない場合は、図-18に示した標準値として用いることとした。なお、プログラム内では図-18の曲線を、式(40)に置き換えて  $\alpha$  の値を計算している。

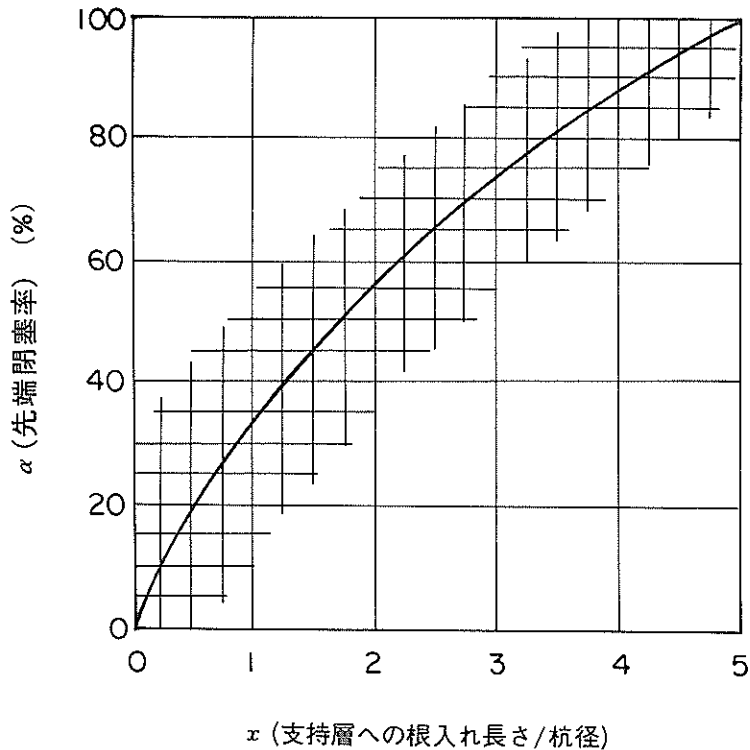


図-18 支持層への根入れ長さ先端閉塞率

$$\alpha = \frac{2x}{x+5} \quad (40)$$

ここに

$\alpha$  : 先端閉塞率  
 $x$  : 支持層への根入れ長さ杭径の比

b) 鉛直支持力に対する根入れ長の検討

鉛直支持力に対する根入れ長は、矢板の横抵抗に対して必要な根入れ長を初期値（ただし、最小根入れ長の値が入力データで与えられる場合は、入力された最小根入れ長と計算により求められた矢板の横抵抗に対して必要な根入れ長のうち大きい方を初期値とする）として、式（41）を満足するまで 50 cm ピッチで根入れを伸ばすものとした。式（41）において、安全率  $F$  の値は入力データで指定できるが、値が入力されない場合は、計算例 3）、4）を参考にして決めた常時 1.5、地震時 1.0 の値が自動的にセットされる。また、矢板に作用する鉛直力は、式（42）により求めている。

$$P_v \leq \frac{R_u}{F} \quad (41)$$

ここに

$P_v$  : 矢板に作用する鉛直力 (tf/m)

$R_u$  : 矢板の極限支持力 (tf/m)

$F$  : 安全率

$$P_v = W + P_{av} \quad (42)$$

ここに

$W$  : 矢板の自重（中詰めはないものとして、中詰めの重量は考えていない。また、L.W.L. 以下については、浮力を差引いている）。(tf/m)

$P_{av}$  : 海底面から上の主働土圧合力の鉛直成分 (tf/m)

3.7 設計計算結果の出力項目

本自動設計システムによる出力項目は、以下のとおりである。これらの値は、ラインプリンタに出力される。各項目の詳細な内容については、4.1 システムの利用法で記述した。

(1) 入力カードリスト

入力データのチェックを行いやすくするため、入力したデータカード形式でそのままプリントする。

(2) 設計条件リスト

設計対象構造物の種類別、海象条件、土質条件、許容応力度、安全率等の設計条件を体系別に整理し、プリントする。また、設計上必要であるが、標準値を用いるため、とくに入力データで値を指定しなかったものについては、標準的な値が自動的にセットされ、プリントされる。

(3) 波圧計算結果

防波堤あるいは係船岸の施工時において、検討される波圧の計算結果を出力する。この場合、矢板に作用する曲げモーメントが、最大となる水位での波圧分布及びその作用位置等がプリントされる。

(4) 土圧計算結果

係船岸の完成時において検討される常時及び地震時の土圧分布、土圧合力及びその作用位置等がプリントされる。

(5) 矢板断面の検討結果

指定された矢板種別（U型、Z型、インチサイズ鋼管矢板二港湾型等）ごとの最適断面（鋼重最小）に対する応力、根入長等の計算結果がプリントされる。なお、鋼管矢板については、各径ごとにプリントした後、最適径での計算結果がプリントされる。また、矢板断面の自動選定を行わない場合は、与えられた矢板断面に対する計算結果がプリントされる。

(6) チェックプリント

最終結果として必要はないが、プログラムのチェック及び途中の計算結果が必要な場合に、入力データの指定により、途中の計算結果をプリントする。

4. 自動設計法の検討

4.1 検討項目

本システムは、所定の許容応力度、許容変位量を満足する矢板のうち法線方向1m当たりの鋼重が最小となる断面を選定する機能をもっている。鋼重は矢板断面と矢板長により決定するものであり、各種設計条件によるこれらの値について検討することにより、本システムの自動設計法の検証が行えるものと考えられる。

本システムでは矢板断面として付録に示すようにU型、Z型、ミリサイズ鋼管、 $\phi 600.0\text{mm} \sim 2,000.0\text{mm}$  インチサイズ鋼管、 $\phi 609.6\text{mm} \sim 2,032.0\text{mm}$  を用いている。この表でわかるように径と肉厚の関係により径の太い方が確ずしも断面係数が大きいとはかぎらない。従って各種設計により求まる矢板を断面諸元により整理すると、径と肉厚の2つの要素を考慮することとなり非常に繁雑となる。そこで本資料では矢板断面の決定要素となる必要断面係数を用いて整理することとした。必要断面係数は連続量であり、設計条件のきびしいものはそれだけ必要断面係数も大きくなるので、自立矢板式構造物の性質により適

表-3 波高と周期の関係

波浪観測港	$H_{1/3} = 1.0\text{m}$	2.0	3.0	4.0	5.0	波浪観測港	$H_{1/3} = 1.0\text{m}$	2.0	3.0	4.0	5.0
酒田	5.5	6.5	7.5	8.5	9.5	油津	7.0	8.0	9.0	9.5	11.0
金沢	6.0	7.5	8.0	9.0	9.5	名瀬	6.0	7.5	8.0	8.5	9.5
むつ小川原	7.5	7.0	8.0	8.5	10.0	端島	7.5	8.5	8.5	11.0	12.0
八戸	5.5	7.0	8.0	8.5	11.0	伊王島	8.5	9.0	11.0	—	—
釜石	8.5	8.5	10.0	10.0	11.5	藍島	5.5	6.5	7.5	9.0	—
鹿島	7.5	7.0	8.0	9.0	10.5	釧路	6.0	6.0	7.5	—	—
浜金谷	4.5	6.0	7.0	8.0	—	苫小牧	4.5	5.5	7.0	8.5	—
波浮	6.5	7.5	7.5	9.0	9.5	留萌	5.5	6.5	7.5	8.5	9.5
潮岬	7.5	8.0	8.0	9.5	9.5	紋別	5.5	6.5	8.5	9.5	10.0
浜田	5.5	7.0	7.5	8.5	8.5	中城湾	7.5	8.0	8.5	11.0	11.5
神戸	4.0	5.0	5.5	—	—	那覇	6.5	7.5	8.5	9.5	9.5
宇部	4.5	4.5	4.5	—	—	平均値	6.2	7.0	7.9	9.1	10.2

確に把握できるものとする。

防波堤の場合、断面決定の大きな要素として波高、水深、地盤強度があり、係船岸の場合、水深、地盤強度、震度が考えられる。そこで本資料では防波堤の場合、水深をパラメーターとし波高、地盤強度と必要断面係数、根入長の関係、係船岸の場合、震度をパラメーターとして水深、地盤強度と必要断面係数、根入長の関係を求めることとする。

#### 4.2 設計条件

各検討項目について以下のとおり各設計条件を設定し検討を行った。

##### (1) 防波堤

###### a) 波高と必要断面係数、根入長の関係

###### i) 波高及び周期

波高は換算沖波高 ( $H'_0$ ) で整理するものとし、 $H'_0 = 1.0 \sim 5.0$  m とする。周期 ( $T$ ) は表-3に示す23港の波浪観測記録より各港における各波高の最頻値を求め、それらを平均して  $T = 6.0 \sim 10.0$  秒とした。検討ケースは

$H'_0 = 1.0, 1.5, 2.0, 2.5, 3.0, 3.5, 4.0, 4.5, 5.0$  m

$T = 6.0, 6.5, 7.0, 7.5, 8.0, 8.5, 9.0, 9.5, 10.0$  s

の9ケースである。波の入射角  $\beta = 0^\circ$  とする。

###### ii) 設計水深

設計水深 ( $h$ ) は実施例により  $3.0 \sim 6.0$  m の範囲とした。検討ケースは、 $h = 3.0, 4.0, 5.0, 6.0$  m の4ケースである。

###### iii) 潮位

潮位は H. H. W. L. = 2.0 m, H. W. L. = 2.0 m, L. W. L. = 0 m とした。本システムは L. W. L. から H. H. W. L. まで水位を 10 cm ピッチで変化させ、矢板に対し曲げ応力度が最大となる水深を求め、これを検討水位として以後の各検討を行うこととしている。従って本検討においても、波高、水深、波圧公式の違いにより検討水深が異なることが十分考えられる。しかし断面の検討を行う場合は、断面決定の要素は主要なもののみとした方がより適確な把握ができると考えられるので、本検討では、検討水位は H. H. W. L. に固定して行うものとする。

###### iv) 防波堤天端高

天端高は、港湾の施設の技術上の基準・同解説及び実施例より H. W. L. 上、有義波高  $H_{1/3}$  の 0.6 倍の高さとした。

###### v) 波圧公式

波圧式は、合田式、部分砕波式、広井式を用いた。

###### vi) その他

地盤条件は、内部まさつ角  $\phi = 30^\circ$  の砂地盤とし、

C型地盤で横抵抗定数は  $k_c = 1.8 \text{ kgf/cm}^{2.5}$  とする。マウンドは設けないものとする。海底勾配は 1/100 とする。矢板はミリサイズ鋼管矢板 (二港湾型継手) を用いることとし、材質は STK 41 とする。腐食代は考慮しないものとし、許容変位量は 10 cm とする。

###### b) 地盤強度と必要断面係数、根入長の関係

###### i) 地盤強度

内部まさつ角 ( $\phi$ )  $25^\circ, 30^\circ, 35^\circ, 40^\circ$  各ケースについて港研方式C型地盤、チャンの方法について検討する。 $N$  値、横抵抗定数  $k_c$ 、横方向地盤反力係数  $k_h$  は内部まさつ角より式 (43)~(45) を用いて計算し、表-4の値を用いた。

$$\phi = \sqrt{12N + 20} \quad (43)$$

$$k_c = \exp(-0.6425 + 0.6049 \log_e N) \quad (44)$$

$$k_h = 0.15N \quad (45)$$

表-4 地盤条件

内部まさつ角 $\phi$ ( $^\circ$ )	25	30	35	40
$N$ 値	2.1	8.3	18.8	33.3
$k_c$ ( $\text{kg/cm}^{2.5}$ )	0.81	1.8	3.1	4.4
$k_h$ ( $\text{kg/cm}^{3.0}$ )	0.315	1.245	2.82	4.995

###### ii) 設計水深

設計水深 ( $h$ ) は、 $3.0, 4.0, 5.0, 6.0$  m の4ケースとした。

###### iii) 波高及び周期

波高  $H'_0 = 2.0$  m, 周期  $T = 7.0$  S, 波の入射角  $\beta = 0^\circ$  について検討する。波圧公式は合田式による検討を行う。

###### iv) その他

防波堤天端高、海底勾配、天板の種類等は (1) と同様とする。

#### (2) 係船岸

##### a) 水深と必要断面係数、根入長の関係

###### i) 設計水深

設計水深 ( $h$ ) は、 $2.0, 2.5, 3.0, 3.5, 4.0, 4.5$  m の6ケースとした。

###### ii) 設計震度

設計震度 ( $k$ ) は、 $0.0, 0.05, 0.10, 0.15, 0.2$  の5ケースとした。

###### iii) 裏込の内部まさつ角

裏込の内部まさつ角 ( $\phi$ ) は、 $30^\circ, 40^\circ, 45^\circ$  の3ケ



ースとした。壁面まさつ角  $\delta$  は  $15^\circ$ 、土の空中単位体積重量は  $1.8 \text{ tf/m}^3$ 、水中単位体積量は  $1.0 \text{ tf/m}^3$  とする。

iv) 潮位、残留水位

H.W.L = 2.0 m, L.W.L = 0.0 m, R.W.L = 1.33 m とする。

v) 係船岸天端高

H.W.L + 1.0 m として、+ 3.0 m とする。

vi) その他

地盤条件は内部まさつ角  $30^\circ$  とし、C型地盤で横抵抗定数  $k_c$  は  $1.8 \text{ kgf/cm}^2$  とする。矢板はミリサイズ鋼管矢板（二港湾型継手）を用いることとし、材質は STK-41 とする。腐食代は考慮しないものとし、許容変位量は  $10 \text{ cm}$  とする。上載荷重は常時  $2.0 \text{ tf/m}^2$ 、異常時  $1.0 \text{ tf/m}^2$  とする。鉛直支持力の検討及び二次応力の検討は行わない。

b) 地盤強度と必要断面係数、根入根の関係

i) 地盤の強度

防波堤の場合と同様、内部まさつ角  $\phi = 25^\circ, 30^\circ, 35^\circ, 40^\circ$  について検討する。

ii) 設計震度

0.0, 0.05, 0.1, 0.15, 0.2 の 5 ケースとする。

iii) 裏込の内部まさつ角

$\phi = 30^\circ$  とする。

iv) その他

潮位、天端高、矢板の種類、上載荷重等は (1) と同様とする。

#### 4.3 検討結果

(1) 防波堤

a) 波高と必要断面係数、根入長の関係

図-19 は横軸に換算沖波高、縦軸に必要な断面係数をとり波圧式及び水深をパラメータとして結果を整理したものである。実線は合田式による値、破線はサンフル式、一点鎖線は部分碎波式、二点鎖線は広井式による値である。本システムでは、従来式を用いる場合、水深と波高の比が 2 未満の場合、広井式、2 以上の場合サンフル式あるいは、部分碎波式を用いており、その判定をプログラム内で自動的に行っている。したがって、各水深における該当する波高で従来による値が不連続となっている。また、合田式の場合、最大波高  $H_{max}$  を従来の場合有義波高  $H_{1/3}$  を設計波高とし、各換算沖波波高、

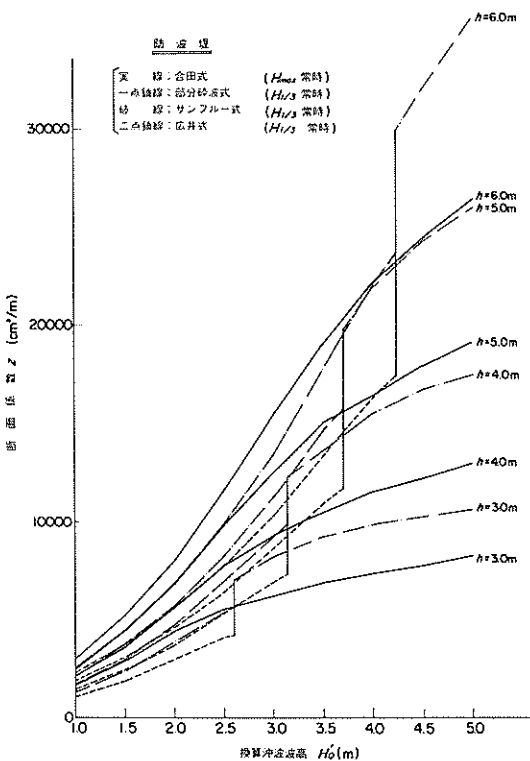


図-19 換算沖波波高と必要断面係数

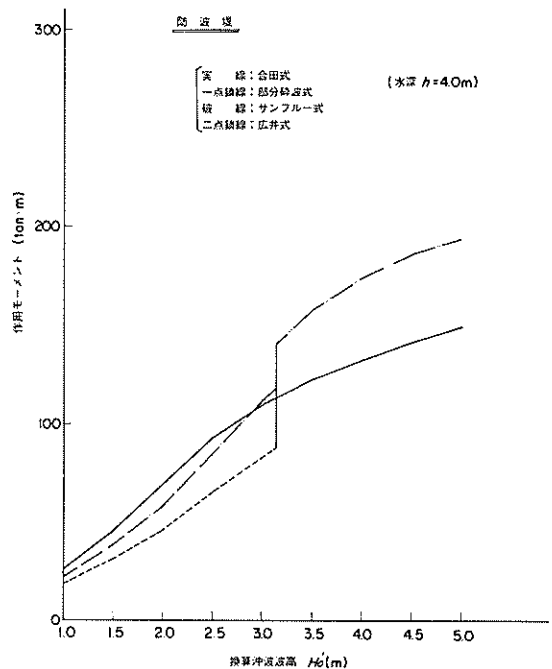


図-20 換算沖波波高と作用モーメント

表-5 設計波高

上段: $H_{max}$ , 下段: $H_{1/3}$ (m)

$H$ (T)	1.0 m	2.0 m	3.0 m	4.0 m	5.0 m
	(6 sec)	(7.0)	(8.0)	(9.0)	(10.0)
$h + \text{HHWL}$ = 5.0 m	1.698 0.945	3.359 1.977	3.861 2.758	4.084 3.068	4.278 3.230
4.0 m + 2.0 = 6.0 m	1.672 0.930	3.416 1.914	4.401 2.904	4.715 3.457	4.938 3.717
5.0 m + 2.0 = 7.0 m	1.658 0.922	3.381 1.883	4.797 2.912	5.300 3.712	5.570 4.136
6.0 m + 2.0 = 8.0 m	1.651 0.918	3.344 1.860	4.985 2.856	5.820 3.835	6.183 4.461

水深に対する  $H_{max}$ ,  $H_{1/3}$  の値は表-5 に示すとおりである。

従来と合田式による値は各水位とも同じ傾向を示して

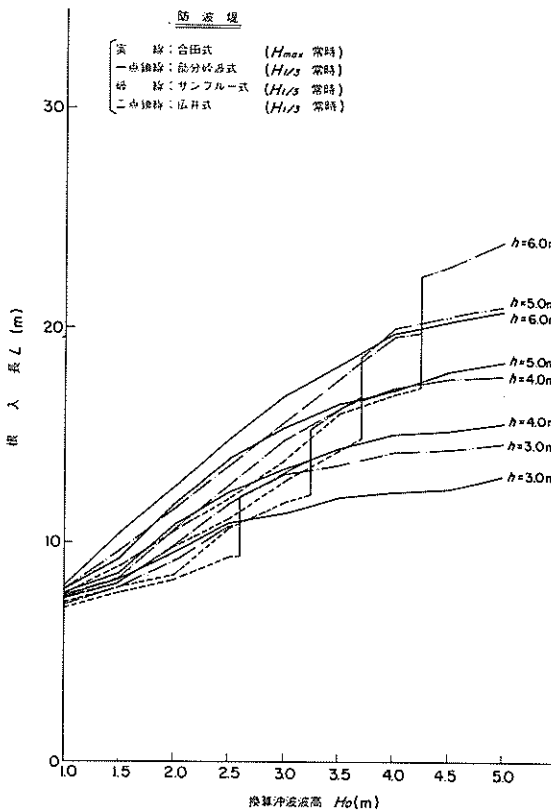


図-21 換算沖波波高と根入長

おり、サンプル式、部分砕波式を用いる範囲では合田式による必要断面係数が大きく、広井式を用いる範囲では広井式による値が大きくなっている。これは波圧による海底面位置における作用曲げモーメント（波圧合力×波圧合力作用高さ）の大小の関係によるものである。図-20 に水深 4.0 m の場合を例にとり、各波圧式による作用曲げモーメントの値を示したものであるが、図-19 に示す必要断面係数の値と同じ傾向を示している。また、必要断面係数は水深が深くなるほどその増加の傾は急になっており、また、波高が大きくなるほど、各水深の必要断面係数の差が大きくなる傾向を示している。

図-21 は横軸に換算沖波波高をとり縦軸に根入長をとったものであり、根入長は海底面からの長さをとっている。傾向は必要断面係数と同様であり、波圧による作用曲げモーメントに大きく影響されていることがわかる。

b) 地盤強度と必要断面係数、根入長の関係

図-22 は横軸に地盤条件、縦軸に必要断面係数をとり水深をパラメーターとして結果を整理したものである。

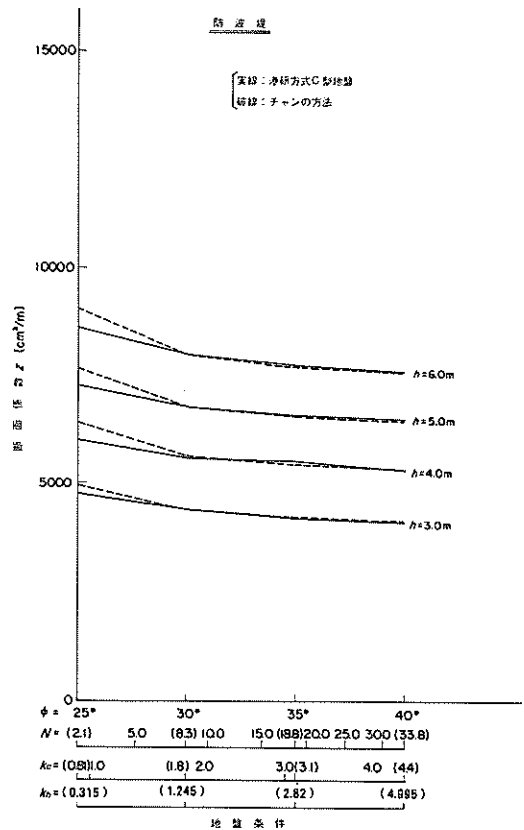


図-22 設計水深と必要断面係数

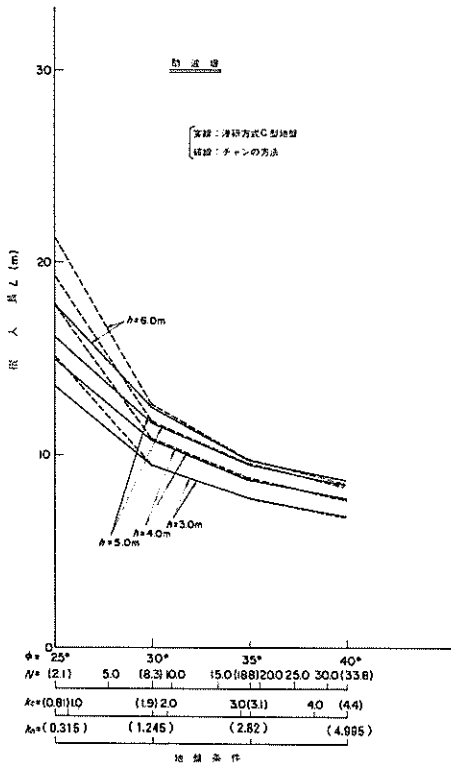


図-23 設計水深と根入長

実線は港研方式C型地盤であり、破線はチャンの方法による計算結果である。港研方式、チャンの方法とも、ほとんど差がなく、地盤強度の増加による必要断面係数の減少もそれほど顕著なものではない。

図-23は縦軸に根入長をとったものである。港研方式とチャンの方法による差は、根入長の場合もそれほど大きなものではない。しかし、地盤条件は根入長に多きく影響しており、地盤条件が良いほど根入長が小さくなる傾向が明らかである。

(2) 係船岸

a) 水深と必要断面係数、根入長の関係

図-24では横軸に水深、縦軸に必要断面係数を取り、設計震度及び裏込の内部まさつ角をパラメーターとして、結果を整理したものである。実線は震度0.0、一点鎖線、鎖線、破線はそれぞれ震度0.1、0.15、0.2の場合である。必要断面係数は水深に比例して大きくなっている。震度の影響は0.1以上で顕著であり、設計震度0.1まではその影響はほとんど見られない。

図-25は縦軸に根入長をとったものである。必要断面係数と同じ傾向を示すが、震度については0.1で既に

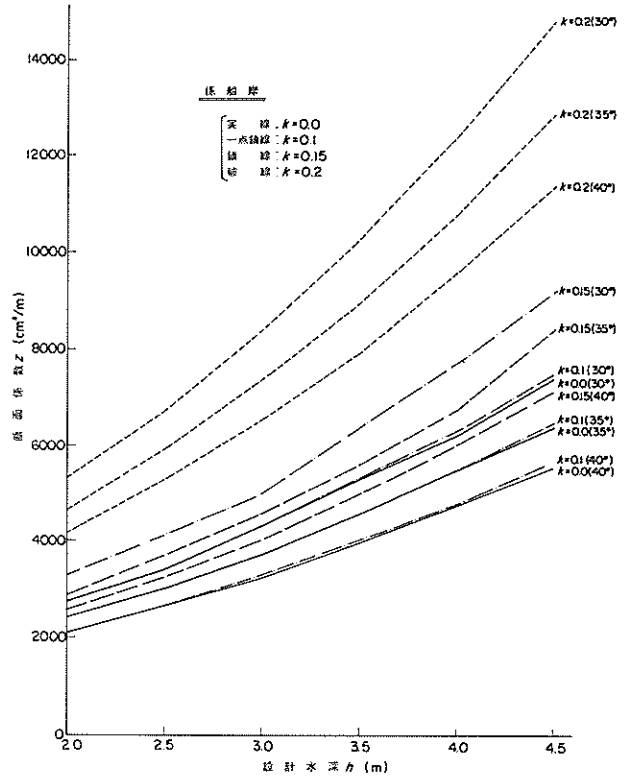


図-24 設計震度と必要断面係数

0.0との違いが明確になっている。

b) 地盤強度と必要断面係数、根入長の関係

図-26は横軸に地盤条件、縦軸に必要断面係数を取り、設計震度及び水深をパラメーターとして結果を整理したものである。実線は港研方式C型地盤であり、破線はチャンの方法による計算結果である。水深4.0m、震度0.2の場合の内部まさつ角25°における必要断面係数は、本システムで考慮している矢板の範囲を越えているので、ここではプロットしない。水深2.0mの場合、4.0mの場合も同様の傾向を示しており、港研方式、チャンの方法による差異はほとんど見られない。震度による影響も0.1まではほとんどなく、地盤の内部まさつ角が35°以上になると、震度0.15までその影響が見られない。震度0.2になると地盤条件の影響が顕著となり、地盤の内部まさつ角25°では急激な必要断面係数の増大が見られる。

図-27は横軸に地盤条件、縦軸に根入長を取り、設計震度が水深をパラメータに整理したものである。必要断面係数と同様震度0.2、地盤の内部まさつ角25°で根入長の急激な増大が見られる。

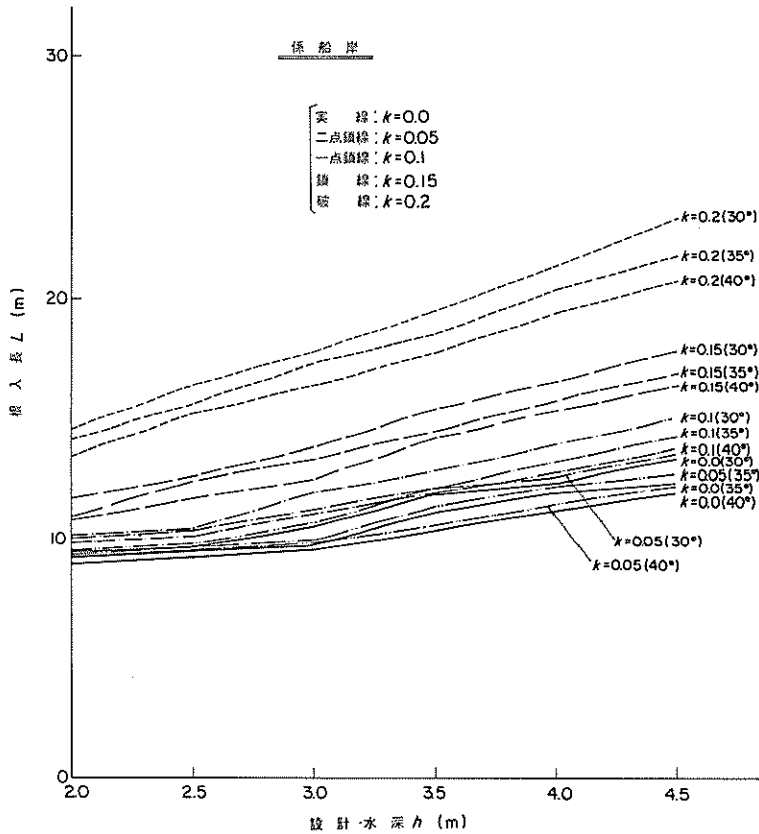


図-25 設計震度と根入長

## 5. 自動設計の利用法

### 5.1 システムの利用法

本システムは、自立矢板式防波堤及び係船岸の設計にあたって、与えられた矢板断面に対して、最大曲げモーメント、応力度、変位量等を計算する場合、並びに矢板断面の自動選定（所定の許容応力度等を満足し、鋼重が最小となる断面を自動的に選定する）を行う場合に利用できる。

本プログラムは、入力データのチェック及び計算内容のチェックを行っており、エラーメッセージを印字する。この場合、致命的なエラーについては、計算をストップするが計算実行時に致命的でないエラーについては、計算をそのまま続行する。なお、本システムによる設計計算時間はおおむね1分以内である。

### 5.2 利用上の留意点

1) 円形すべりの検討は、別途行うこととし、本プロ

グラムでは考慮していない。

2) 係船岸の場合に指定する主動土圧、受働土圧及び  $N$  値の層数は、最大19層である。

3) 防波堤の場合には、集中力は考慮していない。係船岸の場合は、最大5まで集中力を入力することができる。

4)  $\pm 15^\circ$  の波向き補正は、プログラム内で行っていない。したがって、波の入射角としては、補正後の値を入力する必要がある。

5) 自動設計の場合には、指定された矢板種別ごとに鋼重最小の断面が出力される。

### 5.3 計算例

(1) 防波堤の計算例 (CASE-1)

a) 設計条件

- i) 構造形式 防波堤 (図-28参照)
- ii) 矢板の種類 インチサイズ鋼管矢板 (二港湾型)  
径 1,219.2 mm 肉厚 22.0 mm とす

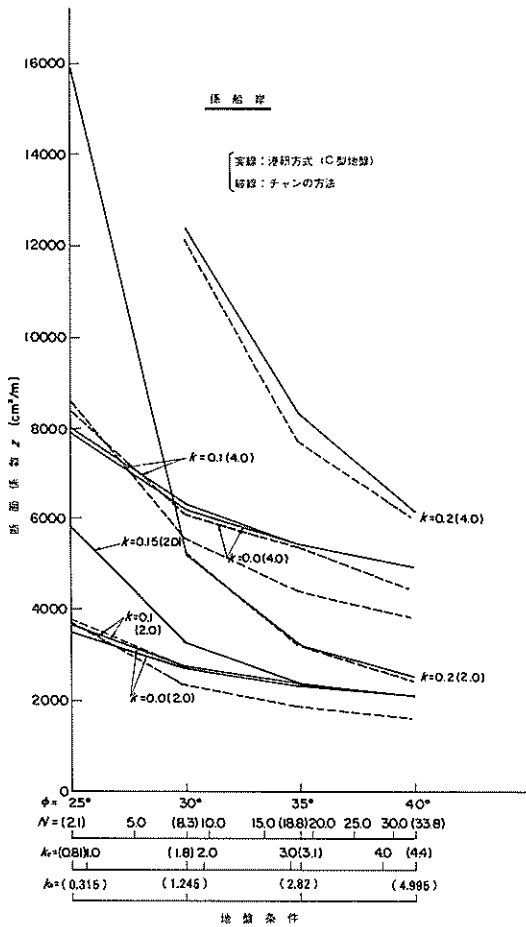


図-26 設計震度と必要断面係数

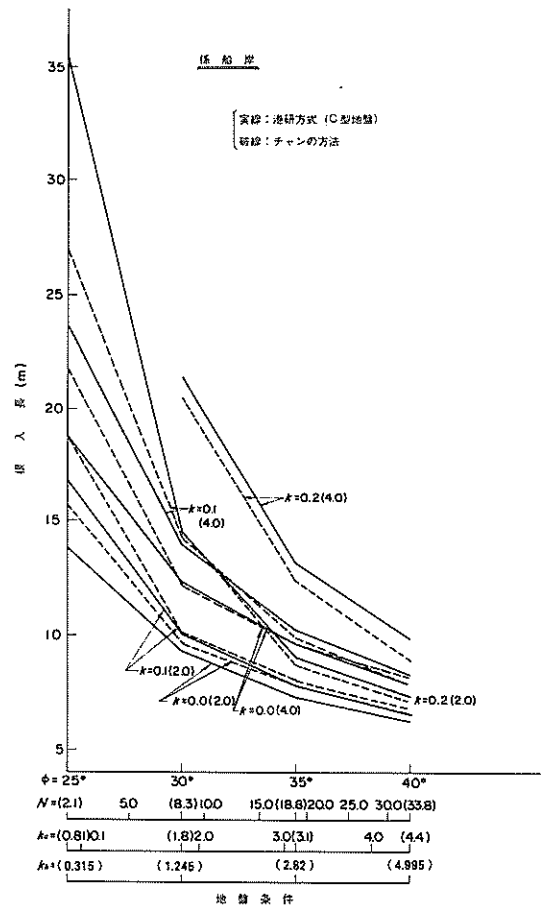


図-27 設計震度と根入長

る。

iii) 自然条件

H. H. W. L	3.2 (m)
H. W. L	2.6 (m)
L. W. L	0.0 (m)
海底面	-4.5 (m)

iv) 波

許容応力度	常時扱いの波
波高	2.1 (m)
周期	6.0 (s)
許容応力度	異常時扱いの波
波高	3.0 (m)
周期	8.0 (s)

v) 許容応力度	1,400.0 (kgf/cm <sup>2</sup> )
vi) 許容変位量	10.0 (cm)

b) 計算結果

CASE-1 の場合は、インチサイズ鋼管矢板の径 1,219.2 mm, 肉厚 22.0 mm について計算しており, 許容応力度常時扱いの波に対しては,  $\delta_s = 724.0 \text{ kgf/cm}^2$ , 天端の変位 5.5 cm, 許容応力度異常時扱いの波に対しては,  $\delta_s = 1,268.0 \text{ kgf/cm}^2$ , 天端変位 9.7 cm, 鋼重 11,766.0 kgf/m で矢板長は 22.2 m である。

(2) 係船岸の計算例 (CASE-2)

a) 設計条件

- i) 構造形式 係船岸 (図-29参照)
- ii) 矢板の種類 ミリ・インチサイズ鋼管矢板 (二港湾型) とし, 径, 肉厚については自動設計により決定する。

iii) 自然条件

H. W. L	2.6 (m)
L. W. L	0.0 (m)

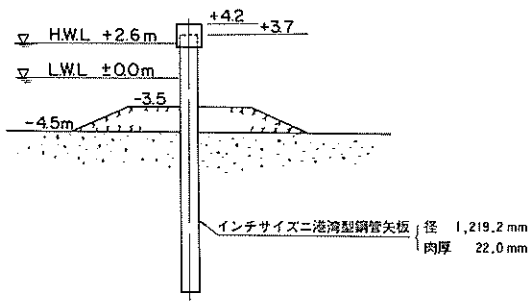


図-28 構造形式 (CASE-1)

- R. W. L. 1.73 (m)  
 海底面 -4.5 (m)  
 iv) 許容応力度 1,400.0 (kgf/cm<sup>2</sup>)  
 v) 許容変位量 10.0 (cm)  
 vi) 支持層の位置 -4.5 (m)  
 (極限支持力算定の際、先端閉塞率を求めるために用いる)

- vii) 支持層の位置から最小根入長 2.0 (m)  
 viii) 震 度 0.1

b) 計算結果

CASE-2 の場合は、ミリサイズ鋼管矢板の場合、径

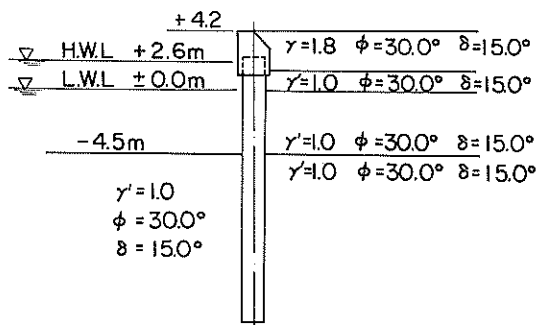


図-29 構造形式 (CASE-2)

1,500.0 mm, 肉厚 15.0 mm が選択されており、常時の  $\delta_s = 1,329.0 \text{ kgf/cm}^2$ , 地震時の  $\delta_s = 1,827.0 \text{ kgf/cm}^2$ , 鋼重は, 9,879.0 kgf/m である。インチサイズ鋼管矢板の場合、径 1,524.0 mm, 肉厚 15.0 mm が選択されており、常時の  $\delta_s = 1,344.0 \text{ kgf/cm}^2$ , 地震時の  $\delta_s = 1,839.0 \text{ kgf/cm}^2$ , 鋼重は, 10,187.8 kgf/m となっている。

## 6. あとがき

本自動設計システムの開発に当っては、現在用いられている設計手法はなるべくシステムの中に組み込むことにした。したがって、利用者の判断すべき事項も少なからずあるが、手法等の選択にある程度の自由度をもたせることにより本システムの利用範囲が広がるよう配慮した。今後、本自動設計システムが広く活用され、設計の省力化に役立つことを期待している。

本プログラムの細部仕様の作成に当って御協力いただいた各港湾建設局、北海道開発局、沖縄総合事務局の関係各位に謝意を表する次第である。

(1982年6月30日受付)

## 参考文献

- 1) 運輸省港湾局監修：港湾の施設の技術上の基準・同解説、日本港湾協会、1979年3月
- 2) 漁港構造物設計計算例策定委員会編集：漁港の防波堤・けい船岸等の設計指針と計算例、全国漁港協会、1976年9月、pp. 171～183
- 3) 新日本製鉄株式会社編集：鋼矢板マニュアル（設計編）、新日本製鉄株式会社、1975年8月、pp. 159～176
- 4) 松並仁茂著：港湾構造物の設計、全日本建設技術協会、1980年10月、pp. 256～260
- 5) 運輸省港湾局監修：港湾の施設の技術上の基準・同解説（超大型石油タンカー用施設、海上貯油基地施設）、日本港湾協会、1980年9月、pp. 62～64
- 6) 北村浩行編：繫船岸設計の要点と計算例、鹿島研究所出版会・1970年4月、p. 161
- 7) 松並仁茂著：港湾構造物の設計、全日本建設技術協会、1980年10月、p. 340

港湾技研資料 No.428

1982.9

編集兼発行人 運輸省港湾技術研究所

発行所 運輸省港湾技術研究所  
横須賀市長瀬3丁目1番1号

印刷所 阿部写真印刷株式会社

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