

港湾設計シリーズ

自立矢板式係船岸6

Ver 1. X. X

商 品 概 説 書

目次

1. 概要	1
1-1. システムの特長	1
1-2. システムの制限事項	2
1-3. データ入力・計算上の注意事項	2
2. 機能説明	4
2-1. 粘着力からN値を計算する場合	4
2-2. 盛土形状が任意形状の場合の上載荷重の算定方法について	5
砂質土の崩壊角算定式	5
粘性土の主働崩壊角算定式	6
先頭の土層から地表面への崩壊面の上げ方	7
2-3. 見かけの震度の算定方法について	8
見かけの震度	8
二建の提案式－地表面天端より残留水位が高い位置にある場合	9
二建の提案式－設計海底面より前面水位(L.W.L.)が高い位置にある場合	9
動水圧の算定について	10
2-4. 腐食しろの算定方法について	11
2-5. 腐食後の断面性能について	12
鋼矢板の場合	12
鋼管矢板の場合	13
2-6. 土圧の考え方について	16
常時砂質土の土圧	16
地震時砂質土の土圧	17
常時粘性土の土圧	18
地震時粘性土の土圧	19
地震時粘性土主働土圧の考え方	20
2-7. 残留水位の考え方について	24
2-8. 液状化層の流動土圧について	25
主働側の流動土圧	25
受働側の流動土圧	25
2-9. 波圧の考え方について	26
波長の算定	26
波圧算定方法について	26
合田式(港湾基準)	29
合田式(漁港基準)	30
黒田式	31
広井式	33
森平式	33
2-10. 杭部の計算方法について	34
チャンの方式	34
港研方式	37
伝達マトリックスの方式	40
2-11. 鋼管矢板の二次応力について	42
二次応力の算定	42
二次応力の評価	43
2-12. κ_H の計算方法について	44
2-13. H30年港湾基準の照査方法について	45
過去の設計法における設定に基づく方法(形式的な部分係数法)の部分係数の例	45

— 目 次 —

3. 補足資料.....	46
3-1. 参考文献.....	46

1. 概要

1-1. システムの特長

本システムは、港湾構造物の中の1つである「自立矢板式係船岸」の設計業務を支援するために開発されたシステムです。データ入力は、入力画面を用いることにより比較的簡単に入力することができます。

計算外力は、土圧と波圧が考慮できます。したがって、施工時の検討も可能となっています。

計算材料は、鋼矢板・鋼管矢板・PC矢板を対象とし、鋼矢板・PC矢板データについては、システム内部に保持しています。また、任意の鋼矢板・PC矢板の追加も可能となっています。

根入れ部の計算方法は、チャンの方式、港研方式のほかに伝達マトリックス法を用意しています。また、伝達マトリックス法を使用することにより、多層地盤で有限長の杭の計算も行えるようになっていきます。

本システムには、以下のような特徴があります。

- ・ 港湾・漁港モード、河川モードの切り替えが可能です。
- ・ 港湾・漁港モードでの設計基準は、港湾基準、漁港基準に準拠しています。
- ・ 港湾基準では、部分係数法を用いることにより、自立矢板式係船岸の検討を行うことも可能となっています。
- ・ 河川モードの場合、参考文献として以下の書籍を参照しました。

建設省河川砂防技術基準（案）同解説 設計編[I][II]
災害復旧工事の設計要領

- ・ 前面矢板に作用する土圧に任意の土圧が指定可能です。
- ・ 液状化層の流動土圧の計算及び、液状化によるN値の低減が可能です。
- ・ 盛土部分を座標入力することにより任意の形状で計算が行えます。その場合、盛土層は、最大3層まで入力できます。
- ・ 地表面形状が任意形状の場合、最大5つの上載荷重が入力できます。
- ・ プログラム内部に鋼矢板データ・PC矢板データを保持しており矢板断面が自動選択/任意選択できます。
- ・ 鋼管矢板の場合、二次応力の検討を行うことが可能です。
- ・ 多層地盤及び、有限長杭の計算が行えます。
- ・ 港湾・漁港モードの場合、腐食速度と耐用年数から腐食後の矢板の断面性能を自動計算します。また、河川モードの場合、腐食しろを直接入力します。
- ・ 横抵抗定数、地盤反力係数をN値から計算します。また、直接入力することも可能です。
- ・ 残留水位面が地表面天端面以上でも計算が可能です。
- ・ 複数の仮想海底面が検出された場合に、選択が可能です。
- ・ 印刷イメージを画面に表示し、確認することができます。
- ・ 任意の鋼矢板データ・PC矢板データを追加・修正することができます。
- ・ 施工時の検討を行うことができます。

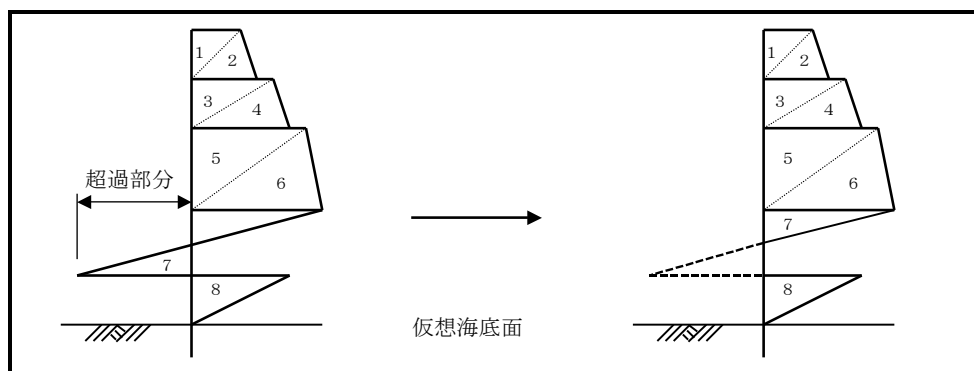
1-2. システムの制限事項

[データ容量]

・ 層データ数	最大 15 層
・ 鋼管矢板データ数	最大 10 データ
・ その他外力データ数	最大 5 つ
・ 地表面形状座票データ数	最大 80 点
・ 上載荷重データ数 (任意形状の場合)	最大 5 つ
・ 盛土土層データ数	最大 3 層
・ 検討潮位数	最大 4 潮位

1-3. データ入力・計算上の注意事項

- ・ 主働側の土層開始位置は、上部工天端位置と同等の高さか、それ以下の高さにして下さい。
- ・ 受働側の土層開始位置は、入力した設計海底面高さの中で最も高い位置と同じ高さにして下さい。
- ・ ｼﾝｸﾞﾙ方式 (多層地盤) 及び、C型地盤 (多層地盤) で根入れ部の計算を行う場合、**基本条件-高さ条件の「最終土層の下限の高さ」**は、「**矢板の根入れ高**」よりも同等か深くして下さい。
- ・ 見かけの震度を二建の提案式で求める場合で水位 (R. W. L. ・ L. W. L.) がそれぞれの天端位置より高い場合、二建の提案式で用いる h_w は、それぞれの天端位置からの深さを使用します。
- ・ ｼﾝｸﾞﾙ方式 (多層地盤) 及び、C型地盤 (多層地盤) は、有限長杭として計算できませんが、杭の長さがあまりにも短いと杭として成り立たなくなるため、 $2/\beta$ 以上で使用して下さい。
- ・ 荷重として受働土圧が主働土圧を超過する場合は、超過した部分を無視して計算を行います。



- ・ 施工時の検討を行う場合、仮想海底面は必ず設計海底面になります。したがって、各波圧強度の作用高さあるいは、波圧合力の作用高さは、設計海底面からの高さとなります。

- ・ 本システムでは、土の単位体積重量を飽和重量と湿潤重量で入力し、以下の方法を用いてシステム内部で、水中の有効重量を算出します。

(港湾・漁港モードの場合)

$$\text{水中の有効重量} = \text{飽和重量} - 10$$

(河川モードの場合)

$$\text{水中の有効重量} = \text{湿潤重量} - 9$$

- ・ 地震時の砂質土土圧強度を計算する場合、算出式のルート内が負の値となる場合があります。負の値となった場合、ルート内を0として計算を実行することが可能です。しかしながら、その場合土圧式の適応外となっている可能性が高いため注意が必要です。港湾基準には次のような記述があります。

『港湾の施設の技術上の基準・同解説(上) 平成30年5月』P. 354より抜粋

(8) 上記土圧式は、土と間隙水が一体となって運動すると仮定しており、液状化した土には適用できない。その場合には別途、動的有効応力解析又は模型実験などで、地盤と構造物の地震時安定性を評価する必要がある。

- ・ 地震時の粘性土土圧強度を計算する場合、算出式のルート内が負の値となる場合があります。負の値となった場合の対処法として、次の記述があります。

『Q&A 構造物設計事例集』より抜粋

$\sqrt{\quad}$ 内がマイナスになった場合は、物理的に意味がないので、地盤改良で c を大きくするか、 γ を小さくすることで対応する必要があります。

2. 機能説明

2-1. 粘着力からN値を計算する場合

次式を使用して、N値を計算します。この場合に使用する粘着力は、土層中心の粘着力です。

$$C = q_u / 2.0 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_u = N / X \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

よって、

$$2.0 \times C = N / X$$

$$N = 2.0 X \times C$$

ここに、

C : 土層中心の粘着力 (kN/m²)

q_u : 一軸圧縮強度 (kN/m²)

N : N値 (回)

X : 入力画面で入力した係数に×0.001した値 (単位換算のため)
通常、40.0~80.0の値を使用

参照：『鋼管杭協会，鋼矢板 設計から施工まで 2014年』P102

2-2. 盛土形状が任意形状の場合の上載荷重の算定方法について

本プログラムでは、任意形状の盛土を扱うため、盛土部分の土荷重を上載荷重として計算を行うようになっていました。そこで、以下に処理内容の説明を行います。

砂質土の崩壊角算定式

1) 常時の崩壊角算定式

$$\cot(\zeta_i - \beta) = -\tan(\phi_i + \delta + \varphi - \beta) + \sec(\phi_i + \delta + \varphi - \beta) \sqrt{\frac{\cos(\varphi + \delta) \sin(\phi_i + \delta)}{\cos(\varphi - \beta) \sin(\phi_i - \beta)}}$$

2) 地震時の崩壊角算定式

$$\cot(\zeta_i - \beta) = -\tan(\phi_i + \delta + \varphi - \beta) + \sec(\phi_i + \delta + \varphi - \beta) \sqrt{\frac{\cos(\varphi + \delta + \theta) \sin(\phi_i + \delta)}{\cos(\varphi - \beta) \sin(\phi_i - \beta - \theta)}}$$

ここに、

ϕ_i : i 層の土の内部摩擦角 (度)

ϕ : 壁面が鉛直となす角度 (度)

β : 地表面が水平となす角度 (度)

δ : 壁面摩擦角 (度)

ζ_i : i 層の崩壊面が水平となす角度 (度)

θ : 地震合成角 (度) $\theta = \tan^{-1} k$ 又は、 $\theta = \tan^{-1} k'$ で表わされる。

k : 震度

k' : 見かけの震度

粘性土の主働崩壊角算定式

1) 常時の主働崩壊角算定式

常時の粘性土には、主働崩壊角を求める式が基準書等には表記されていないため、ここでは、入力値を用います。

2) 地震時の主働崩壊角算定式

$$\zeta_a = \tan^{-1} \sqrt{1 - \left(\frac{\Sigma \gamma h + 2w}{2c} \right) \tan \theta} \quad (\text{式-1})$$

$$2\alpha = 90^\circ - \mu \quad (\text{式-2})$$

$$\mu = \tan^{-1} \frac{\bar{a}}{\sqrt{\bar{b}^2 - \bar{a}^2}}$$

$$\bar{a} = \sin \theta$$

$$\bar{b} = \sin \theta + \frac{2c \cdot \cos \theta}{\Sigma \gamma h + w}$$

(式-2) 参照：『土圧係数図表 日本港湾協会編』

ここに、

γ : 土の単位体積重量 (kN/m^3)

h : 層の厚さ (m)

w : 水平単位面積当たりの載荷重 (kN/m^2)

c : 土の粘着力 (kN/m^2)

θ : 地震合成角 (度) $\theta = \tan^{-1} k$ 又は、 $\theta = \tan^{-1} k'$ で表わされる。

k : 震度

k' : 見かけの震度

α, ζ_a : 崩壊面が水平となす角度 (度)

上記の(式-1)で崩壊角を計算した場合、ルートの中身が負になる場合があります。その場合、(式-2) [岡部式]を用いるか、あるいは崩壊角既定値を用いて計算するかをプログラムにより選択可能となっています。ただし、「1-3. データ入力・計算上の注意事項」に記載している内容をご確認の上、必要であれば選択してください。

尚、崩壊角既定値により、計算する場合は、以下のような処理を行います。岡部式の場合は、上限・下限値の平均値を用います。

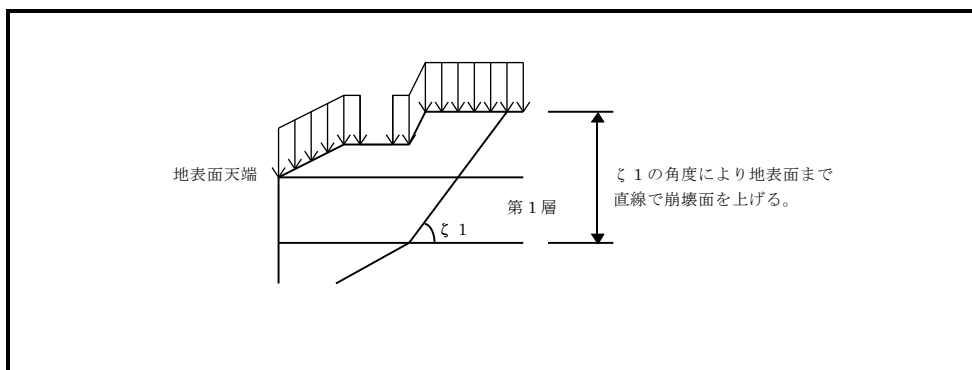
- ① 土層の上限・下限の崩壊角が負の値の場合、入力した崩壊角既定値を層の崩壊角とします。
- ② 土層の上限の崩壊角が負の値の場合、下限の崩壊角と入力した崩壊角既定値をその土層の崩壊角とします。
- ③ 土層の下限の崩壊角が負の値の場合、上限の崩壊角と入力した崩壊角既定値をその土層の崩壊角とします。
- ④ 土層の上限・下限の崩壊角が正の値の場合、上限・下限の崩壊角の平均値をその土層の崩壊角とします。

先頭の土層から地表面への崩壊面の上げ方

本システムでは、盛土部分の崩壊角が計算できません。そのため、盛り土内の崩壊角を次の2通りの中から選択することが可能となっています。

- ・ 第1層の崩壊角を使用
- ・ 90度（直上がり）を使用

「第1層の崩壊角を使用」を選択した場合、下図のように第1層の崩壊角を使用し、その角度で地表面まで崩壊面を上げます。



2-3. 見かけの震度の算定方法について

見かけの震度

本プログラムでは、見かけの震度の計算方法を次の4つの中から選択します。直接入力以外を選択した場合は、土層毎の土質定数を使用して見かけの震度を計算します。尚、河川の場合、浮力の考え方が基準により異なるため、本システムでは、見かけの震度式で飽和重量から差し引く浮力は10.0固定としています。

a. 直接入力

b. 標準式

$$k' = \frac{\gamma_t}{(\gamma_t - 10)} \times k$$

ここに、

k' : 水中における見かけの震度

k : 空気中における震度

γ_t : 水で飽和した土の空気中における単位体積重量 (kN/m^3)

c. 二建の提案式

$$k' = \frac{\Sigma\gamma h + \gamma_w h_w + w}{\Sigma\gamma h + w} \times k$$

ここに、

k' : 水中における見かけの震度

k : 空気中における震度

γ : 土の単位体積重量 (kN/m^3)

γ_w : 海水の単位体積重量 (kN/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 : 単位面積当たりの載荷重 (kN/m^2)

d. 荒井・横井の提案式

$$k' = \frac{2(\Sigma\gamma h + \Sigma\gamma_i h_i + w) + \gamma_t h}{2\{\Sigma\gamma h_i + \Sigma(\gamma_t - 10)h_j + w\} + (\gamma_t - 10)h} \times k$$

ここに、

h_i : 残留水位以上の土の層の厚さ (m)

h_j : 残留水位以下の土圧を求めようとする層より上の層の厚さ (m)

h : 残留水位より下の土圧を求めようとする層の厚さ (m)

γ : 水位面上の土の単位体積重量 (kN/m^3)

γ_t : 水で飽和した土の空気中における単位体積重量 (kN/m^3)

w : 単位面積当たりの載荷重 (kN/m^2)

k : 震度

k' : 見かけの震度

参照 : 『港湾の施設の技術上の基準・同解説(上) 平成30年5月』 P. 356

二建の提案式－地表面天端より残留水位が高い位置にある場合

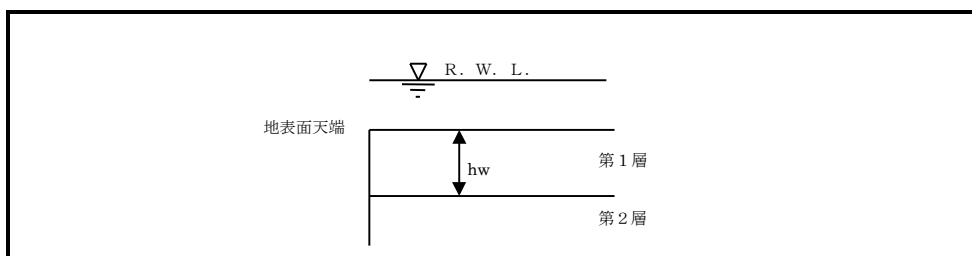
二建の提案式を選択した場合で、残留水位が地表面天端よりも高い位置にある場合の天端位置の見かけの震度及び、 h_w を求めるための残留水位位置の考え方は以下のようになります。

1) 天端位置の見かけの震度の算定方法について

二建の提案式では、天端位置が水位以下で上載荷重が存在しない場合、見かけの震度が計算できません。本プログラムでは、一般に主働側には上載荷重が載荷されるケースが多いと考えられることから、地表面天端位置の見かけの震度は、空中震度を用いて計算を行います。

2) h_w を求めるための残留水位位置の考え方について

二建の提案式では、[h_w : 土層の水につかっている深さ (m)] を使用します。本プログラムでは、地表面天端位置を残留水位位置として、その位置から現在層までの深さを h_w として計算します。



二建の提案式－設計海底面より前面水位 (L.W.L.) が高い位置にある場合

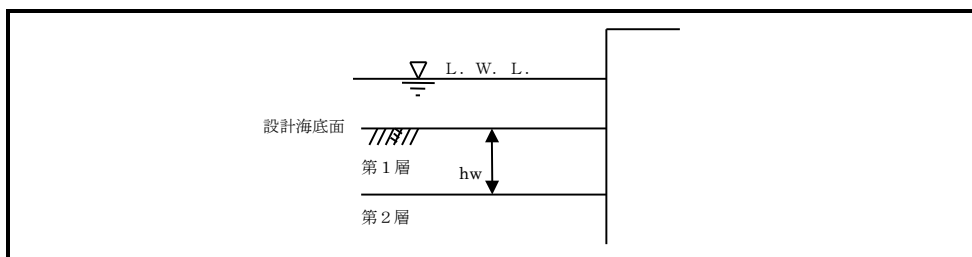
二建の提案式を選択した場合で、設計海底面位置の見かけの震度及び、 h_w を求めるためのL.W.L.位置の考え方は以下のようになります。

1) 設計海底面位置の見かけの震度の算定方法について

二建の提案式では、設計海底面位置が水位以下で上載荷重が存在しない場合、見かけの震度が計算できません。本プログラムでは、一般に受働側には上載荷重が載荷されないケースが多いと考えられることから、設計海底面位置の見かけの震度は、常に標準式を用いて計算を行います。

2) h_w を求めるためのL.W.L.位置の考え方について

二建の提案式では、[h_w : 土層の水につかっている深さ (m)] を使用します。本プログラムでは、設計海底面位置をL.W.L.位置として、その位置から現在層までの深さを h_w として計算します。



動水圧の算定について

矢板壁に動水圧を作用させることができます。一般に、港湾基準では見かけの震度を「荒井・横井の提案式」で計算する場合に作用させるようになっています。

参照：『港湾の施設の技術上の基準・同解説(上) 平成30年5月』P. 359

(動水圧)

$$p_{dw} = \pm \frac{7}{8} K \gamma_w \sqrt{H} y$$

ここに

p_{dw} : 動水圧 (kN/m^2)

K : 設計震度

γ_w : 水の単位体積重量 (kN/m^3)

y : 水面から動水圧を求める点までの深さ (m)

H : 直立壁前面における水深 (m)

(動水圧合力及び作用点位置)

$$P_{dw} = \frac{7}{12} K \gamma_w \sqrt{H} y^{\frac{3}{2}}$$

$$h_{dw} = \frac{2}{5} H$$

ここに

P_{dw} : 動水圧の合力 (kNm)

h_{dw} : 動水圧を求める点から動水圧の合力の作用点までの距離 (m)

2-4. 腐食しろの算定方法について

港湾基準・漁港基準については、腐食速度×耐用年数から各腐食しろを計算します。計算に使用する腐食速度は、以下の通りです。

1) 使用する海側の腐食速度

- ① 海中部最大曲げモーメント位置の腐食速度は、海中部の値を使用します。
- ② 地中部最大曲げモーメント位置の腐食速度は、海底泥層中の値を使用します。

- ・ 矢板の変位量に使用する腐食速度は、以下の通りです。

$\delta 1$: 仮想海底面での変位量

$\delta 2$: 仮想海底面でのたわみ角によるこの点より上の矢板の回転角のために生ずる矢板天端の変位量

$\delta 3$: 仮想海底面より上の片持ばりとしての変位量

[チャンの方式（プログラムで変更可能）]

$\delta 1$ 、 $\delta 2$: 海底泥層中の値

$\delta 3$: 海中部の値

もしくは、

$\delta 1$ 、 $\delta 2$ 、 $\delta 3$: 全て海中部の値

[チャンの方式以外]

$\delta 1$ 、 $\delta 2$: 海底泥層中の値

$\delta 3$: 海中部の値

※ ただし、海中部と海底泥層中の腐食量が同じか、あるいは海底泥層中のみ検討を行う場合は、全て海底泥層中の値を用います。

2) 使用する陸側の腐食速度

それぞれ、海中部・海底泥層中の値を使用します。

2-5. 腐食後の断面性能について

本プログラムでは、鋼矢板及び、鋼管矢板の腐食後の断面性能を以下のように考えて算定しています。

鋼矢板の場合

鋼矢板の場合は、腐食後の断面性能の計算方法として以下の2つの内のどちらかが選択できます。

- a. 腐食後の断面係数を「鋼矢板の腐食後の断面係数のグラフ」から直接引用し、その値に鋼矢板の高さを乗じて断面二次モーメントを求めます。
- b. 板の腐食後の断面係数のグラフから残存断面性能率を引用し、その値をそれぞれ腐食前の断面係数、断面二次モーメントに乗じて腐食後の断面諸値を求めます。

通常は、bの方法を選択します。bの方法は、「鋼矢板の腐食後の断面係数のグラフ」から腐食時断面性能低減率(η)を引用し、その値をそれぞれ腐食前の断面係数、断面二次モーメントに乗じて腐食後の断面諸値を求めます。(参照：『鋼矢板 設計から施工まで 2000年 改定新版 P.467』)

以下にaを指定した場合の詳細について記述します。

1) 断面係数 (Z)

プログラム内部に「鋼矢板の腐食後の断面係数のグラフ」を保持しており、 $\alpha = t_2 / t_1$ から腐食後の断面係数を引用します。

2) 断面二次モーメント (I)

断面二次モーメントは、腐食後の断面係数を用い次式により算出します。

$$I = Z \times [h - (t_1 + t_2) \times 0.5]$$

ここに、

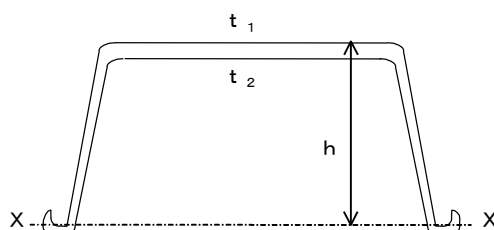
I : 腐食後の断面二次モーメント (cm^4/m)

Z : 腐食後の断面係数 (cm^3/m)

h : 鋼矢板の上縁までの高さ (cm)

t_1 : 鋼矢板の腐食代 (cm)

t_2 : 鋼矢板の腐食代 (cm)



鋼管矢板の場合

1) 継手有効間隔 (B)

継手有効間隔は、直接値を入力することもできますが、以下の5型については、プログラムの内部で継手有効間隔を算出します。

a. L-T型 (二港湾型) L-65×65×8

$$B = \left\{ \frac{D}{2} + 76 + \sqrt{\left(\frac{D}{2}\right)^2 - 80^2} \right\} - D$$

b. L-T型 (二港湾型) L-75×75×9

$$B = \left\{ \frac{D}{2} + 85.5 + \sqrt{\left(\frac{D}{2}\right)^2 - 90^2} \right\} - D$$

c. L-T型 (二港湾型) L-100×75×10

$$B = \left\{ \frac{D}{2} + 110.0 + \sqrt{\left(\frac{D}{2}\right)^2 - 90^2} \right\} - D$$

ここに、

B: 継手有効間隔 (mm)

D: 鋼管の外形 (mm)

d. P-T型 (パイプT型) B = 180.0mm

e. P-P型 (パイプ型) B = 247.8mm

2) 断面二次モーメント (I)

- a. まったく腐食がない場合か、あるいは t_1 、 t_2 の腐食代が同じ場合は次式を使用します。

$$I_{nx} = \frac{\pi}{64} (D^4 - d^4)$$

ここに、

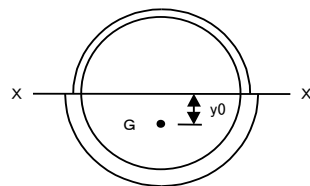
- I_{nx} : 図心軸に関する断面の断面二次モーメント
 D : 外形の直径
 d : 内径の直径

- b. 腐食代が t_1 、 t_2 で違う場合は次式を使用します。

$$I_{nx} = I_x - Ay_0^2$$

ここに、

- I_{nx} : 図心軸に関する断面の断面二次モーメント
 I_x : X-X軸に関する断面二次モーメント
 A : 断面積
 y_0 : X-X軸と図心との離れ



計算過程の詳細を以下に示します。

- ① 海側の腐食しろを差し引いた直径を計算します。D1
- ② 陸側の腐食しろを差し引いた直径を計算します。D2
- ③ 内径の直径を計算します。D3
- ④ それぞれの直径に対する面積を計算します。ただし、①・②の円は、半円の面積を計算します。

$$A1 = \pi \cdot D1^2 / 8$$

$$A2 = \pi \cdot D2^2 / 8$$

$$A3 = -\pi \cdot D3^2 / 4 \quad \text{符号に注意!! ...内径の面積なので符号を負とします。}$$

- ⑤ ①と②の半円の重心位置を計算します。回転体の重心位置の計算は、次の定義から求められます。

(回転体の体積 = 回転させる面積 (半円) × 重心が回った距離 (円周))

したがって、半円の重心距離 (Y) は、

$$4 \cdot \pi \cdot r^3 / 3 = \pi \cdot r^2 / 2 \times 2\pi Y$$

$$Y = 4 \cdot r / (3 \cdot \pi)$$

ここでは、直径であらわしているため $r = D/2$ で置き換えると

$$Y=2 \cdot D / (3 \cdot \pi)$$

$$Y1=2 \cdot D1 / (3 \cdot \pi)$$

$$Y2=-2 \cdot D2 / (3 \cdot \pi) \quad \text{符号に注意!!} \dots \text{軸の反対側となるので符号を負とします。}$$

- ⑥ それぞれの円の断面二次モーメントを計算します。ただし、①・②の円は、半円の断面二次モーメントを計算します。

$$I1=\pi \cdot D1^4 / 128$$

$$I2=\pi \cdot D2^4 / 128$$

$$I3=-\pi \cdot D3^4 / 64 \quad \text{符号に注意!!} \dots \text{内径の断面二次モーメントなので符号を負とします。}$$

- ⑦ 全面積を計算します。

$A=A1+A2+A3 \dots$ 上で、符号を変化させているので内径部分を差し引いた面積となっています。

- ⑧ 全面積の重心を計算します。

$$Y=(A1 \cdot Y1+A2 \cdot Y2) / A$$

- ⑨ 断面二次モーメントを計算します。

$$I=I1+I2+I3-A \cdot Y^2$$

3) 断面係数 (Z)

断面係数は、腐食後の断面二次モーメントを用い次式から計算します。腐食代が t_1 、 t_2 で違う場合は、最小の断面係数 (Z) を採用します。

$$Z_c = \frac{I_{nx}}{y_c}$$

$$Z_t = \frac{I_{nx}}{y_t}$$

$$Z = \min(Z_c, Z_t)$$

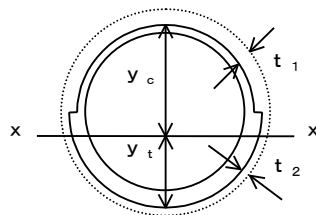
ここに、

Z : 断面係数

I_{nx} : 図心軸に関する断面の断面二次モーメント

y_c : 図心軸から上縁までの距離

y_t : 図心軸から下縁までの距離



2-6. 土圧の考え方について

参照：『港湾の施設の技術上の基準・同解説(上) 平成30年5月』P. 350～

参照：『漁港・漁場の施設の設計参考図書 2015年』P. 146～

常時砂質土の土圧

1) 主働土圧

$$p_a = K_a \cdot \cos \delta \cdot \left[\Sigma \gamma h + \frac{w \cos \varphi}{\cos(\varphi - \beta)} \right]$$
$$K_a = \frac{\cos^2(\phi - \varphi)}{\cos^2 \varphi \cos(\delta + \varphi) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta)}{\cos(\delta + \varphi) \cos(\varphi - \beta)}} \right]^2}$$

2) 受働土圧

$$p_p = K_p \cdot \cos \delta \cdot \left[\Sigma \gamma h + \frac{w \cos \varphi}{\cos(\varphi - \beta)} \right]$$
$$K_p = \frac{\cos^2(\phi + \varphi)}{\cos^2 \varphi \cos(\delta + \varphi) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi - \delta) \sin(\phi + \beta)}{\cos(\delta + \varphi) \cos(\varphi - \beta)}} \right]^2}$$

ここに、

$p_a(p_p)$: 壁面に働く主(受)働土圧強度 (kN/m^2)

ϕ : 土の内部摩擦角 (度)

γ : 土の単位体積重量 (kN/m^3)

h : 土層の厚さ (m)

$K_a(K_p)$: 土層の主(受)働土圧係数

φ : 壁面が鉛直となす角度 (度)

β : 地表面が水平となす角度 (度)

δ : 壁面摩擦角 (度)

地震時砂質土の土圧

1) 主働土圧

$$p_a = K_a \cdot \cos \delta \cdot \left[\Sigma \gamma h + \frac{w \cos \varphi}{\cos(\varphi - \beta)} \right]$$

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi - \varphi - \theta)}{\cos \theta \cos^2 \varphi \cos(\delta + \varphi + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta - \theta)}{\cos(\delta + \varphi + \theta) \cos(\varphi - \beta)}} \right]^2}$$

2) 受働土圧

$$p_p = K_p \cdot \cos \delta \cdot \left[\Sigma \gamma h + \frac{w \cos \varphi}{\cos(\varphi - \beta)} \right]$$

$$K_p = \frac{\cos^2(\phi + \varphi - \theta)}{\cos \theta \cos^2 \varphi \cos(\delta + \varphi - \theta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi - \delta) \sin(\phi + \beta - \theta)}{\cos(\delta + \varphi - \theta) \cos(\varphi - \beta)}} \right]^2}$$

ここに、

- $p_a(p_p)$: 壁面に働く主(受)働土圧強度 (kN/m^2)
- ϕ : 土の内部摩擦角 (度)
- γ : 土の単位体積重量 (kN/m^3)
- h : 土層の厚さ (m)
- $K_a(K_p)$: 土層の主(受)働土圧係数
- ϕ : 壁面が鉛直となす角度 (度)
- β : 地表面が水平となす角度 (度)
- δ : 壁面摩擦角 (度)
- θ : 地震合成角 (度) $\theta = \tan^{-1} k$ 又は、 $\theta = \tan^{-1} k'$ で表わされる。
- k : 震度
- k' : 見かけの震度

常時粘性土の土圧

1) 主働土圧

次に示される(式-1)あるいは(式-2)のうち、構造物に危険となる土圧分布を用いるか(漁港基準)あるいは、(式-1)のみを用いるか(港湾基準)の選択がプログラムで可能になっています。また、(式-2)のみを用いることも可能です。(式-1)を使用した場合に生じる負の土圧領域は考慮せず、正の土圧が発生する深さまでは土圧を0とします。

$$P_{a1} = \Sigma\gamma h + w - 2c \quad (\text{式-1})$$

$$P_{a2} = K_c(\Sigma\gamma h + w) \quad (\text{式-2})$$

2) 受働土圧

$$p_p = \Sigma\gamma h + w + 2c$$

ここに、

p_a : 壁面に働く主働土圧強度 (kN/m^2)

p_p : 壁面に働く受働土圧強度 (kN/m^2)

γ : 土の単位体積重量 (kN/m^3)

h : 土層の厚さ (m)

w : 地表面単位面積当り載荷重 (kN/m^2)

c : 粘着力 (kN/m^2)

K_c : 圧密平衡係数、 $K_c = 0.5$

地震時粘性土の土圧

1) 主働土圧

次に示される(式-3)あるいは(式-4)のうち、構造物に危険となる土圧分布を用いるか(漁港基準)あるいは、(式-3)のみを用いるか(港湾基準)の選択がプログラムで可能になっています。また、(式-4)のみ用いることも可能です。

(式-3)のルート内が負になる場合、入力画面で指定した崩壊角を使用して土圧を計算するかもしれない岡部式(式-5)を用いるか又は、常時土圧式用いてかを選択することができます。ただし、「1-3. データ入力・計算上の注意事項」に記載している内容をご確認の上、必要であれば選択してください。

$$P_{a1} = \frac{(\Sigma\gamma h + w) \sin(\zeta + \theta)}{\cos \theta \sin \zeta} - \frac{c}{\cos \zeta \sin \zeta} \quad (\text{式-3})$$

$$\zeta = \tan^{-1} \sqrt{1 - \left(\frac{\Sigma\gamma h + 2w}{2c} \right) \tan \theta}$$

$$P_{a2} = K_c(\Sigma\gamma h + w) \quad (\text{式-4})$$

$$P_a = \frac{(\Sigma\gamma h + w) \sin(\alpha + \theta)}{\cos \theta \sin \alpha} - \frac{c}{\cos \alpha \sin \alpha} \quad (\text{式-5})$$

$$2\alpha = 90^\circ - \mu$$

$$\mu = \tan^{-1} \frac{\bar{a}}{\sqrt{\bar{b}^2 - \bar{a}^2}}$$

$$\bar{a} = \sin \theta$$

$$\bar{b} = \sin \theta + \frac{2c \cdot \cos \theta}{\Sigma\gamma h + w}$$

参照：『土圧係数図表 日本港湾協会編』

2) 受働土圧

$$p_p = \Sigma\gamma h + w + 2c$$

ここに、

p_a : 壁面に働く主働土圧強度 (kN/m^2)

p_p : 壁面に働く受働土圧強度 (kN/m^2)

γ : 土の単位体積重量 (kN/m^3)

h : 土層の厚さ (m)

w : 地表面単位面積当り載荷重 (kN/m^2)

c : 粘着力 (kN/m^2)

K_c : 圧密平衡係数、 $K_c = 0.5$

θ : 地震合成角 (度) $\theta = \tan^{-1} k$ 又は、 $\theta = \tan^{-1} k'$ で表わされる。

k : 震度

k' : 見かけの震度

α, ζ : 崩壊面が水平となす角度 (度)

地震時粘性土主働土圧の考え方

本プログラムでは、地震時粘性土主働土圧の計算方法を以下の4つの方法の中から選択します。次の文献の解釈によります。設計事例集などに使用されている方法は、cの方法です。

参照：『港湾の施設の技術上の基準・同解説(上) 平成30年5月』P.356

(3) 海底面下における粘性土の地震時土圧を算出する場合、海底面においては見かけの震度を用いて土圧を求めるが、海底面下10m以下においては震度を0として土圧を求めることができる。ただし、海底面下10mにおける土圧が海底面における値より小さい場合には、海底面における値を用いるべきである。

参照：『漁港・漁場の施設の設計参考図書 2015年』P.154

(3) 海底面下における地震時の土圧の算定

海底面下における粘性土の地震時の土圧を算出する場合、海底面においては見かけの震度 k' を用いて土圧を求めるが、海底面下10m以下においては震度をゼロとして土圧を求めてよい。ただし、海底面下10mにおける土圧が海底面における値より小さい場合には、海底面における値を用いる。

- a. 上・下共に見かけの震度を用いて土圧を計算する
- b. 海底面～海底面-10m間の土圧強度を直線補完 (土層下限値のみ補完で算出)
- c. 海底面～海底面-10m間の土圧強度を直線補完 (土層上・下限値共に補完で算出)
- d. 海底面～海底面-10m間の見かけの震度を直線補完

(aの方法を選択した場合)

海底面～海底面-10m以内に粘土層がある場合でも、全て見かけの震度を考慮し、計算式の選択により(式-3、式-4)の構造物に危険側となる値があるいは、(式-3)・(式-4)のみで計算します。

海底面-10m以深の粘土層については、見かけの震度を0として、計算式の選択により(式-1、式-2)の構造物に危険側となる値があるいは、(式-1)・(式-2)のみで計算します。

尚、層の下限値が層の上限値よりも小さくなる場合は、層の上限値を層の下限の土圧とするかどうかの選択が可能です。

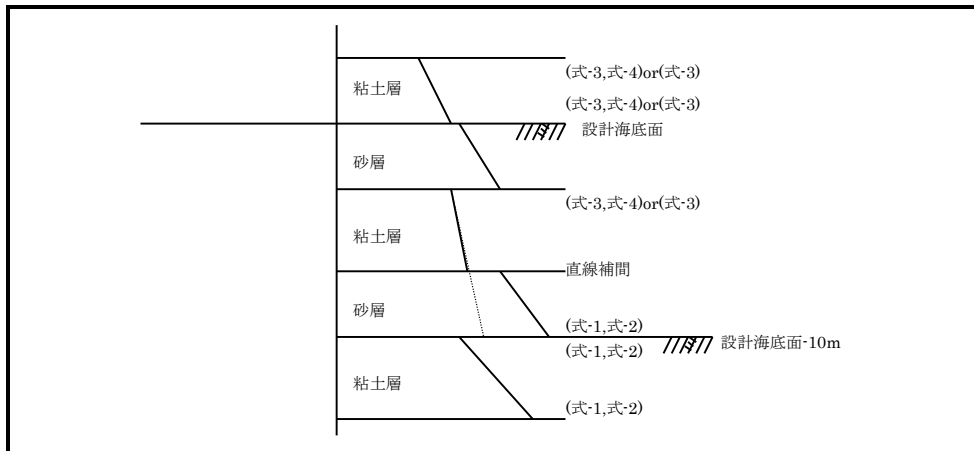
(bの方法を選択した場合)

海底面～海底面－10m以内に粘土層がある場合に、層の上限の土圧は、見かけの震度を考慮し、計算式の選択により(式-3、式-4)の構造物に危険側となる値があるいは、(式-3)・(式-4)のみで計算します。

層の下限の土圧は、その土層が海底面－10m位置までであると仮定し、見かけの震度を0として、計算式の選択により(式-1、式-2)の構造物に危険側となる値があるいは、(式-1)・(式-2)のみで計算し、実際の層の下限位置で直線補完を行います。

海底面－10m以深の粘土層については、見かけの震度を0として、計算式の選択により(式-1、式-2)の構造物に危険側となる値があるいは、(式-1)・(式-2)のみで計算します。

尚、層の下限値が層の上限値よりも小さくなる場合は、層の上限値を層の下限の土圧とするかどうかの選択が可能です。



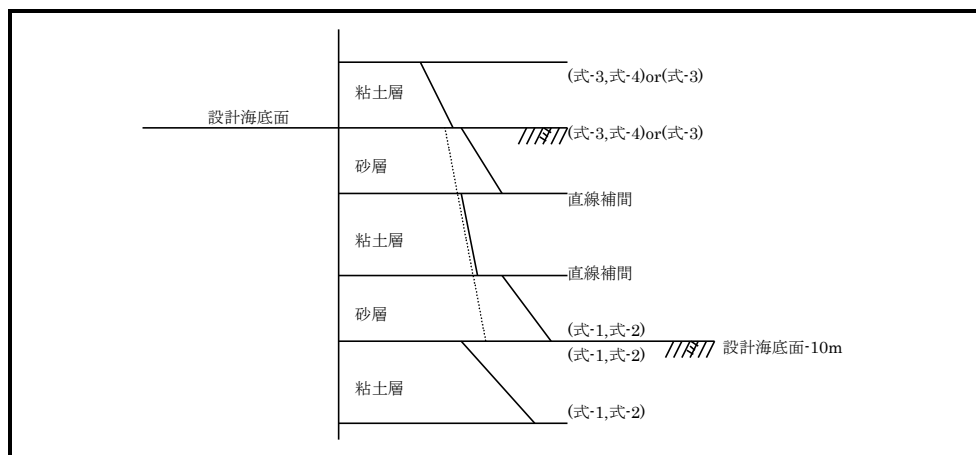
(cの方法を選択した場合)

海底面～海底面－10m以内に粘土層がある場合に、その粘性土が一様にあるものとし、層の上限位置を海底面位置と仮定して、見かけの震度を考慮し、計算式の選択により(式-3、式-4)の構造物に危険側となる値があるいは、(式-3)・(式-4)のみで計算し、実際の層の上限位置で直線補完を行います。

層の下限の土圧は、その土層が海底面－10m位置までであると仮定し、見かけの震度を0として、計算式の選択により(式-1、式-2)の構造物に危険側となる値があるいは、(式-1)・(式-2)のみで計算し、実際の層の下限位置で直線補完を行います。尚、層の上限・下限の土圧強度が海底面位置の土圧強度よりも小さくなった場合、海底面位置の土圧強度を採用するかどうかの選択が可能です。

海底面－10m以深の粘土層については、見かけの震度を0として、計算式の選択により(式-1、式-2)の構造物に危険側となる値があるいは、(式-1)・(式-2)のみで計算します。

尚、層の下限値が層の上限値よりも小さくなる場合は、層の上限値を層の下限の土圧とするかどうかの選択が可能です。



※ 粘性土が設計海底面を挟む場合、使用する見かけの震度は、実際の土層による見かけの震度です。

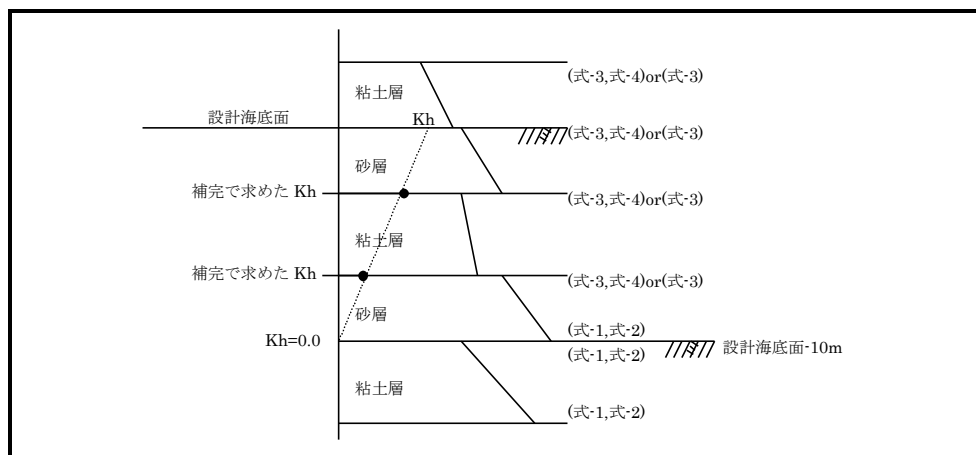
(dの方法を選択した場合)

海底面～海底面－10m以内に粘土層がある場合に、実際の土層の見かけの震度を計算し、その見かけの震度を設計海底面の見かけの震度と仮定します。その見かけの震度が、海底面－10m位置で0.0になるものとして実際の土層上限・下限で直線補完を行います。求めた土層上限の見かけの震度を用いて、計算式の選択により(式-3、式-4)の構造物に危険側となる値があるいは、(式-3)・(式-4)のみで計算します。

層の下限の土圧は、求めた層の下限値の見かけの震度を用いて、計算式の選択により(式-3、式-4)の構造物に危険側となる値があるいは、(式-3)・(式-4)のみで計算します。尚、層の上限・下限の土圧強度が海底面位置の土圧強度よりも小さくなった場合、海底面位置の土圧強度を採用するかどうかの選択が可能です。

海底面－10m以深の粘土層については、見かけの震度を0として、計算式の選択により(式-1、式-2)の構造物に危険側となる値があるいは、(式-1)・(式-2)のみで計算します。

尚、層の下限値が層の上限値よりも小さくなる場合は、層の上限値を層の下限の土圧とするかどうかの選択が可能です。



※ 粘性土が設計海底面を挟む場合、使用する見かけの震度は、実際の土層による見かけの震度です。

2-7. 残留水位の考え方について

係船岸等で裏込め又は、裏埋土内の水位と前面の水位との間に水位差が生じる場合には、設計にあたり、以下に示す残留水位が係船岸等に作用するものとします。

参照：『港湾の施設の技術上の基準・同解説(上) 平成30年5月』P. 358

参照：『漁港・漁場の施設の設計参考図書 2015年』P. 155～

$$0 \leq y < h_w \text{ のとき } p_w = \gamma_w y$$

$$h_w \leq y \text{ のとき } p_w = \gamma_w h_w$$

ここに、

p_w : 残留水圧 (kN/m²)

h_w : 残留水位差、裏込め又は裏埋土内の水位が前面の水位よりも高い場合でその時の最大の水位差 (m)

y : 裏込め又は裏埋土内の水面から残留水位を求める点までの深さ (m)

γ_w : 水の単位体積重量 (kN/m³)

2-8. 液状化層の流動土圧について

主働側の流動土圧

$$PE_a = K(\Sigma\gamma h + w) + 7/8 \cdot k \cdot \gamma_s \sqrt{Hy}$$

ここに、

PE_a : 液状化層の主働側土圧 (kN/m^2)

K : 土圧係数 (通常1.0を用います。)

w : 上載荷重 (kN/m^2)

k : 設計震度

γ_s : 泥水比重 (kN/m^3)

H : 液状化層の層厚 (m)

y : 液状化層天端からの距離 (m)

ここで、連続する複数の土層が液状化する場合、液状化層天端高さは液状化が始まる土層の上限高さとなります。また、採用する土圧は、通常に計算した地震時主働土圧と主働流動土圧を比較し、値の大きい方を取ります。

受働側の流動土圧

$$PE_p = K(\Sigma\gamma h + w)$$

$$P_{pd} = 7/8 \cdot k \cdot \left\{ \gamma_w \sqrt{H_1 y_1} + \gamma \sqrt{H_2 y_2} \right\}$$

ここに、

PE_p : 液状化層の受働側静的圧力 (kN/m^2)

P_{pd} : 液状化層の受働側動的圧力 (kN/m^2)

K : 土圧係数 (通常1.0を用います。)

w : 上載荷重 (kN/m^2)

k : 設計震度

γ : 土の単位体積重量 (kN/m^3)

γ_w : 水比重 (kN/m^3) (通常水の単位体積重量です。)

H_2 : 液状化層の層厚 (m)

H_1 : 前面水位から液状化層までの厚さ (m)

y_1, y_2 : 液状化層天端からの距離 (m)

ここで、連続する複数の土層が液状化する場合、液状化層天端高さは液状化が始まる土層の上限高さとなります。また、採用する土圧は、通常に計算した地震時受働土圧と受働流動土圧を比較し、値の小さい方を取ります。

2-9. 波圧の考え方について

波長の算定

本システムでは、波長を計算で求めるかあるいは、直接入力するかを選択するようになっています。計算で波長を求める場合、入力データとして与えられた周期と水深から波長を計算します。波長を求める水深は、プログラムのスイッチにより選択可能となっています。

波長を計算する式は以下のようになっています。

$$L = \frac{gT^2}{2\pi} \tanh \frac{2\pi h}{L}$$

ここに、

L : 波長 (m)

T : 周期 (s)

h : 水深 (m)

g : 重力加速度 (m/s^2)

波圧算定方法について

1) 波高

- ・ 合田式 (港湾基準)

最高波高が砕波の影響を受けない場合

$$H_b = H_{\max} = 1.8 H_{1/3}$$

$H_{1/3}$: 直立壁前面水深における進行波としての有義波高 (m)

最高波高が砕波の影響を受ける場合

$$H_b = (\text{不規則波の砕波変形を考慮した } H_{\max})$$

ただし、この場合の最高波高は直立壁前面から $5 H_{1/3}$ だけ沖側に離れた地点での水深 h_b に対する値を用いる。

参照 : 『港湾の施設の技術上の基準・同解説(上) 平成30年5月』 P. 213~

- ・ 合田式 (漁港基準)

H_d : 設計で用いる進行波としての有義波高 (m)

参照 : 『漁港・漁場の施設の設計参考図書 2015年』 P. 85~

- ・ 黒田式／広井式（森平式）
検討SWで、黒田式／広井式（森平式）を選択した場合、重複波・碎波の判定はプログラム内部で行います。漁港基準に関しては、波高の区別がされていませんが本システムでは、有義波高の項目の値を使用します。
その場合に使用する波高は、以下の通りです。

（港湾基準） $H_{1/3}$: 直立壁前面水深における進行波としての有義波高 (m)
 （漁港基準） H : 堤体前面の波高 (m)

設計計算に使用する波高は以下の通りです。本システムでは、波高 (H_b) の項目の値を使用します。

（港湾基準）

[黒田式] H_b : 壁体設置位置における進行波としての有義波高 (m)

[広井式] H_b : 壁体設置位置における進行波としての有義波高 (m)

[森平式] $H_{1/3}$: 設計有義波高 (m)

（漁港基準）

[黒田式] H : 壁体設置位置における進行波としての波高 (m)

[広井式] H : 直立壁前面から5波高分沖までの区間の最大波高 (m)

[森平式] H : 直立壁前面から5波高分沖までの区間の最大波高 (m)

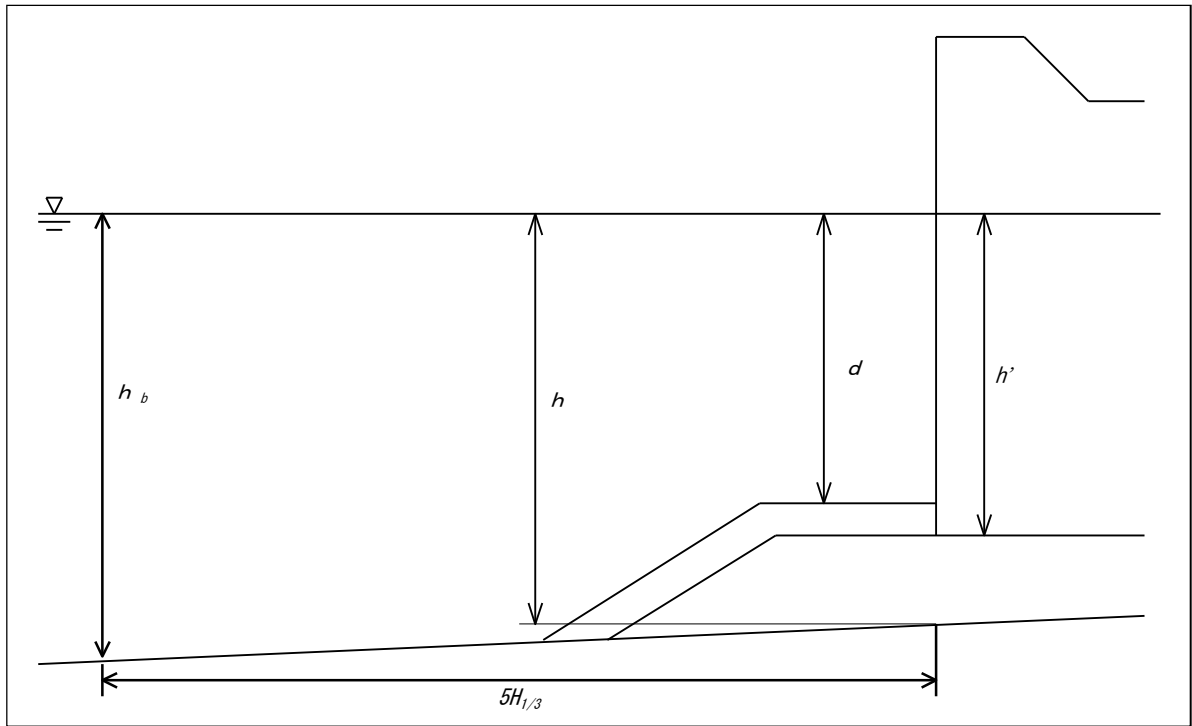
参照：『漁港・漁場の施設の設計の手引き 2003年版（上）』P.59～

2) 水深

- ・ 合田式
波圧・波長計算用水深は、 h : 直立壁前面における水深 (m) を無条件に使用します。
- ・ 黒田式／広井式（森平式）
碎波・重複波の判定に使用する水深は、 d : 根固め工又はマウンド被覆工天端のいずれか小さい方の水深 (m) を無条件に使用します。
波圧・波長計算用水深として以下の水深のどちらを使用するか選択可能となっています。

h : 直立壁前面における水深 (m)

d : 根固め工又はマウンド被覆工天端のいずれか小さい方の水深 (m)



3) 波圧算定式

検討SWで、黒田式／広井式（森平式）を選択した場合、重複波・碎波の判定はプログラム内部で行います。消波工の有無のSWが消波工ありで、碎波だった場合は、自動的に波圧算定式は森平式が採用されます。

（港湾基準）

- ① $d/H_{1/3} \geq 2$ （重複波）の場合、黒田式を用いる。
- ② $d/H_{1/3} < 2$ （碎波）の場合、広井式を用いる。 [消波工なし]
- ③ $d/H_{1/3} < 2$ （碎波）の場合、森平式を用いる。 [消波工あり]

（漁港基準）

- ① $h > 2H$ （重複波）の場合、黒田式を用いる。
- ② $h \leq 2H$ （碎波）の場合、広井式を用いる。 [消波工なし]
- ③ $h \leq 2H$ （碎波）の場合、森平式を用いる。 [消波工あり]

合田式（港湾基準）

$$\eta^* = 0.75(1 + \cos \beta) \lambda_1 H_D$$

$$p_1 = 0.5(1 + \cos \beta) (\alpha_1 \lambda_1 + \alpha_2 \lambda_2 \cos^2 \beta) \rho_0 g H_D$$

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

$$p_3 = \alpha_3 p_1$$

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

$$\alpha_2 = \min \left[\frac{h_b - d}{3h_b} \left(\frac{H_D}{d} \right)^2, \frac{2d}{H_D} \right]$$

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

ここに、

η^* : 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 (kN/m²)

p_2 : 海底面における波圧強度 (kN/m²)

p_3 : 直立壁底面における波圧強度 (kN/m²)

h : 直立壁前面における水深 (m)

h_b : 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 : 根固め工又はマウンド被覆工天端のいずれか小さい方の水深 (m)

ρ_0 : 海水の密度

g : 重力加速度 (9.81m/s²)

H_D : 設計計算に用いる波高 (m)

L : 水深 h における設計計算に用いる波長 (m)

$\min(a, b)$: a 又は、 b のいずれか小さい値

β : 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)

λ_1, λ_2 : 波圧の補正係数 (通常は1.0)

参照 : 『港湾の施設の技術上の基準・同解説(上) 平成30年5月』 P.213~

合田式（漁港基準）

$$\eta^* = 0.75(1 + \cos \beta) \lambda_1 \lambda_0 H$$

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

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

$$p_3 = \alpha_3 p_1$$

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

$$\alpha_2 = \min \left[\frac{h_b - d}{3h_b} \left(\frac{\lambda_0 H_d}{d} \right)^2, \frac{2d}{\lambda_0 H_d} \right]$$

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

ここに、

η^* : 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/m²)

p_2 : 海底面における波圧強度 (kN/m²)

p_3 : 直立壁の底面における波圧強度 (kN/m²)

ρ_0 : 海水の密度 (通常は1.030t/m³)

g : 重力加速度 (9.81m/s²)

β : 波の主方向から±15°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 (°)

λ_1 及び λ_2 : 波圧の補正係数

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)

λ_0 : 波高の補正係数

$\lambda_0 H_d$: 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波長沖までの区間の $\lambda_0 H_d$ 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)

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)

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)

参照：『漁港・漁場の施設的设计参考図書 2015年』P. 85～

黒田式

1) 港湾基準

- ・ 静水面の上下0～ $H_D/2$ の範囲

$$p_b = 1.5w_0H_D \cos^2 \beta$$

ここに、

p_b : 砕波による波圧強度 (kN/m^2)

w_0 : 海水の単位体積重量 (kN/m^3)

H_D : 壁体設置位置における進行波としての波高 (m)

β : 構造物法線と、波の主方向から $\pm 15^\circ$ の範囲内で最も危険な方向とのなす角 (度)

- ・ 静水面上 $H_D/2$ 以上及び静水面下 $H_D/2$ 以下の範囲

$$p_1 = (p_2 + w_0 h) \left(\frac{H_D + \delta_0}{h + H_D + \delta_0} \right)$$

$$p_2 = \frac{w_0 H_D}{\cosh\left(\frac{2\pi h}{L}\right)}$$

$$\delta_0 = \frac{\pi H_D^2}{L} \coth \frac{2\pi h}{L}$$

ここに、

p_1 : 壁面に波の峰があるときの静水面における波圧強度 (kN/m^2)

p_2 : 壁体下端における波圧強度 (kN/m^2)

w_0 : 海水の単位体積重量 (kN/m^3)

δ_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 : 設計計算に用いる波高 (m)

L : 水深 h における波長 (m)

2) 漁港基準

- ・ 静水面の上下0～H/2の範囲

$$p_b = 1.5wH$$

ここに、

p_b : 碎波による波圧強度 (kN/m^2)

w : 海水の単位体積重量 (kN/m^3)

H : 壁体設置位置における進行波としての波高 (m)

- ・ 静水面上H/2以上及び静水面下H/2以下の範囲

$$p_1 = (p_2 + wh) \left(\frac{H + \delta_0}{h + H + \delta_0} \right)$$

$$p_2 = \frac{wH}{\cosh(2\pi h/L)}$$

$$\delta_0 = \frac{\pi H^2}{L} \coth \frac{2\pi h}{L}$$

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 (kN/m^2)

p_2 : 壁体下端における波圧強度 (kN/m^2)

w : 海水の単位体積重量 (kN/m^3)

δ_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 : 壁体設置位置における進行波としての波高 (m)

L : 水深hにおける波長 (m)

参照：『漁港・漁場の施設の設計の手引き 2003年版（上）』P.59～

広井式

1) 港湾基準

$$p_b = 1.5w_0 H_D \cos^2 \beta$$

ここに、

p_b : 砕波による波圧強度 (kN/m^2)

w_0 : 海水の単位体積重量 (kN/m^3)

H_D : 壁体設置位置における進行波としての波高 (m)

β : 構造物法線と、波の主方向から $\pm 15^\circ$ の範囲内で最も危険な方向とのなす角 (度)

2) 漁港基準

$$p = 1.5wH \cos^2 \beta (\beta < 45^\circ \text{ の場合})$$

$$p = 0.75wH (\beta \geq 45^\circ \text{ の場合})$$

ここに、

w : 海水の単位体積重量 (kN/m^3)

H : 直立壁前面から5波高分沖までの区間の最大波高 (m)

β : 波の主方向と直立壁の法線の垂直とのなす角度 $\pm 15^\circ$ の範囲において、直立壁に最も危険な波圧を与える角度 (度)

森平式

1) 港湾基準

$$\bar{p} = 1.0w_0 H_{1/3} \cos \beta (0 \leq \beta \leq 45^\circ)$$

$$\bar{p} = 0.7w_0 H_{1/3} (\beta > 45^\circ)$$

ここに、

\bar{p} : 消波ブロックを被覆したときの直立壁に作用する平均波圧強度 (kN/m^2)

w_0 : 海水の単位体積重量 (kN/m^3)

$H_{1/3}$: 壁体設置位置における進行波としての波高 (m)

β : 構造物法線の垂線と、波の主方向から $\pm 15^\circ$ の範囲内で最も危険な方向とのなす角 (度)

2) 漁港基準

$$p = 1.0wH \cos \beta (\beta < 45^\circ)$$

$$p = 0.7wH (\beta \geq 45^\circ)$$

ここに、

p : 消波工で被覆された直立壁に作用する波圧 (kN/m^2)

w : 海水の単位体積重量 (kN/m^3)

H : 直立壁前面から5波高分沖までの区間の最大波高 (m)

β : 波の主方向と直立壁の法線の垂直とのなす角度 $\pm 15^\circ$ の範囲において、直立壁に最も危険な波圧を与える角度 (度)

2-10. 杭部の計算方法について

本システムには、杭部の計算方法としてチャンの方式、港研方式、伝達マトリックスの方式の3つの方法を用意しています。

チャンの方式

参照：『港湾の施設の技術上の基準・同解説(中) 平成30年5月』P. 704～

参照：『漁港・漁場の施設の設計参考図書 2015年』P. 264

1) 基本式

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} = -P = -pB$$

$$p = \frac{E_s}{B} y = k_h y$$

ここに、

$E I$: 杭の曲げ剛性 ($kN \cdot m^2$)

x : 地表面からの深さ (m)

y : 深さ x における杭の変位 (m)

P : 深さ x における杭の単位長さ当たりの地盤反力 (kN/m)

p : 深さ x における杭の単位面積当たりの地盤反力 (kN/m^2)

B : 杭幅 (m)

E_s : 地盤の弾性係数 (kN/m^2)

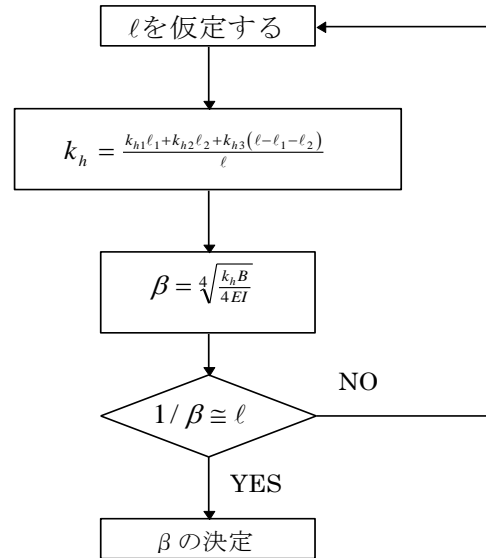
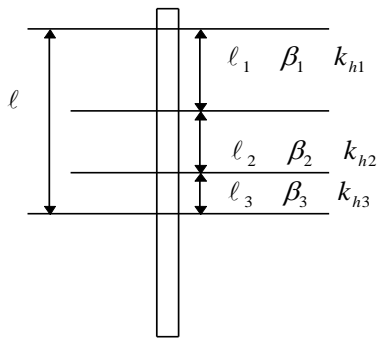
k_h : 横方向地盤反力係数 (kN/m^3)

2) 特性値 (β) の算出

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

多層地盤の場合は、地表面から $1/\beta$ の区間の横方向地盤反力係数の平均値を用いて計算する。

参照：『漁港・漁場の施設の設計参考図書 2015年』P. 267



3) 最大曲げモーメント

$$M_{\max} = M_0 \cdot \phi_m$$

$$\phi_m = \frac{\sqrt{(1+2\beta h_0)^2 + 1}}{2\beta h_0} \cdot e^{-\tan^{-1}\left(\frac{1}{1+2\beta h_0}\right)}$$

ここに、

M_0 : 地上部の最大曲げモーメント (kN・m)

h_0 : 合力作用高さ (m)

4) 変位量

$$\delta = \delta_1 + \delta_2 + \delta_3$$

$$\delta_1 = \frac{(1+\beta h_0)H_0}{2EI\beta^3}$$

$$\delta_2 = \frac{(1+2\beta h_0)H_0 R_h}{2EI\beta^3}$$

$$\delta_3 = \frac{BR_h}{EI} Q$$

ここに、

δ : 矢板の変位量 (m)

δ_1 : 仮想海底面における矢板の変位量 (m)

δ_2 : 仮想海底面のたわみ角によるこの点より上の矢板の回転角のために生ずる矢板天端の変位量 (m)

δ_3 : 地上部を片持ち梁とした時の頭部変位量 (m)

β : 特性値 (m^{-1})

h_0 : 合力作用高さ (m)

H_0 : 水平力 (kN)

R_h : 仮想海底面から天端までの高さ (m)

$E I$: 杭の曲げ剛性 ($kN \cdot m^2$)

Q : 変形係数 (kN/m)

変形係数 Q は、次のように表わされる。

$$Q = \sum \frac{H_i}{6} (3-d)d^2$$

$$d = \frac{h_i}{R_h}$$

ここに、

H_i : 各集中荷重 (kN/m)

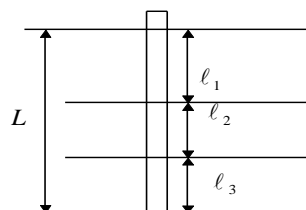
h_i : 仮想海底面より各集中荷重の作用高 (m)

5) 根入れ長

$$L \geq 3 / \beta$$

多層地盤の場合は、以下の方法により決定するかもしくは、最大曲げモーメント算出時に使用した特性値 (β) をそのまま用いて根入れ長を算出するかの選択を行うことができます。

参照：『漁港・漁場の施設の設計参考図書 2015年』P. 269



$$L = l_1 + l_2 + l_3$$

$$\beta_1 l_1 + \beta_2 l_2 + \beta_3 l_3 \geq 3$$

港研方式

参照：『港湾の施設の技術上の基準・同解説(中) 平成30年5月』P. 711～

1) 基本式

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} = -P = -pB$$

$$p = k_s x y^{0.5} : S型地盤$$

$$p = k_c y^{0.5} : C型地盤$$

ここに、

$E I$: 杭の曲げ剛性 ($kN \cdot m^2$)

x : 地表面からの深さ (m)

y : 深さ x における杭の変位 (m)

P : 深さ x における杭の単位長さ当たりの地盤反力 (kN/m)

p : 深さ x における杭の単位面積当たりの地盤反力 (kN/m^2)

B : 杭幅 (m)

E_s : 地盤の弾性係数 (kN/m^2)

k_s : S型地盤における横抵抗定数 ($kN/m^{3.5}$)

k_c : C型地盤における横抵抗定数 ($kN/m^{2.5}$)

2) 計算手順

港研方式では、あるくい(原型杭 = p ぐい)の挙動を推定するのに、一定の基準ぐい(s ぐい)について求めた基準曲線を換算係数を用いて換算するという方法をとります。計算手順は、以下の通りとなっています。

a. 基準杭の諸元

載 荷 高 さ		$h=1m$
曲 げ 剛 性		$EI=10^4 kN \cdot m^2$
横 抵 抗 定 数	S型地盤	$Bk_s=0.5m \times 2000kN/m^{3.5}=1000kN/m^{2.5}$
	C型地盤	$Bk_c=0.5m \times 2000kN/m^{2.5}=1000kN/m^{1.5}$

b. 換算係数の計算

$$R_x = R_h = \frac{(h_0)_p}{(h)_s} \quad R_{EI} = \frac{(EI)_p}{(EI)_s}$$

$$R_{BK} = \frac{(Bk_s)_p}{(Bk_s)_s} : S型地盤 \quad R_{BK} = \frac{(Bk_c)_p}{(Bk_c)_s} : C型地盤$$

(S型地盤)

$$\begin{aligned}\log R_T = \log R_s &= 7(\log R_x) - (\log R_{EI}) + 2(\log R_{BK}) \\ \log R_M &= 8(\log R_x) - (\log R_{EI}) + 2(\log R_{BK}) \\ \log R_i &= 9(\log R_x) - 2(\log R_{EI}) + 2(\log R_{BK}) \\ \log R_y &= 10(\log R_x) - 2(\log R_{EI}) + 2(\log R_{BK})\end{aligned}$$

(C型地盤)

$$\begin{aligned}\log R_T = \log R_s &= 5(\log R_x) - (\log R_{EI}) + 2(\log R_{BK}) \\ \log R_M &= 6(\log R_x) - (\log R_{EI}) + 2(\log R_{BK}) \\ \log R_i &= 7(\log R_x) - 2(\log R_{EI}) + 2(\log R_{BK}) \\ \log R_y &= 8(\log R_x) - 2(\log R_{EI}) + 2(\log R_{BK})\end{aligned}$$

c. 基準杭の荷重の計算

$$\log T_s = \log T_p - \log R_T$$

d. 基準杭の諸量

上の $\log T_s$ より、基準曲線表より各諸量を比例配分により求めます。

e. 鋼矢板壁の諸量

$$\log M_{\max} = \log(M_{\max})_s + \log R_M$$

$$\log l_{m1} = \log(l_{m1})_s$$

$$\log y_0 = \log(y_0)_s + \log R_y$$

$$\log i_0 = \log(i_0)_s + \log R_i$$

ここに、

M_{\max} : 鋼矢板壁の最大曲げモーメント ($kN \cdot m$)

l_{m1} : 鋼矢板壁の曲げモーメント第一零点深さ (m)

y_0 : 鋼矢板壁の仮想地表面変位 (m)

i_0 : 鋼矢板壁の仮想地表面のたわみ角 (rad)

3) 変位量

$$\delta = \delta_1 + \delta_2 + \delta_3$$

$$\delta_1 = y_0$$

$$\delta_2 = i_0 \cdot R_h$$

$$\delta_3 = \frac{BR_h}{EI} Q$$

ここに、

δ : 矢板の変位量 (m)

δ_1 : 仮想海底面における矢板の変位量 (m)

δ_2 : 仮想海底面のたわみ角によるこの点より上の矢板の回転角のために生ずる
矢板天端の変位量 (m)

δ_3 : 地上部を片持ち梁とした時の頭部変位量 (m)

R_h : 仮想海底面から天端までの高さ (m)

$E I$: 杭の曲げ剛性 ($kN \cdot m^2$)

Q : 変形係数 (kN/m)

変形係数 Q は、次のように表わされる。

$$Q = \sum \frac{H_i}{6} (3-d)d^2$$

$$d = \frac{h_i}{R_h}$$

ここに、

H_i : 各集中荷重 (kN/m)

h_i : 仮想海底面より各集中荷重の作用高 (m)

4) 根入れ長

根入れ長は、上記の l_{m1} の 1.5 倍以上とします。

$$L \geq 1.5l_{m1}$$

伝達マトリックスの方式

1) 伝達マトリックスの計算方法

伝達マトリックスは、杭部材を分割し i 点（杭の上部）と j 点（杭の下部）の力の向きを仮定した場合以下のように書くことができます。

$$X^j = \begin{Bmatrix} u_j \\ \alpha_j \\ M_j \\ Q_j \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} C_{11}^i & C_{12}^i & C_{13}^i & C_{14}^i \\ C_{21}^i & C_{22}^i & C_{23}^i & C_{24}^i \\ C_{31}^i & C_{32}^i & C_{33}^i & C_{34}^i \\ C_{41}^i & C_{42}^i & C_{43}^i & C_{44}^i \end{bmatrix} \times \begin{Bmatrix} u_i \\ \alpha_i \\ M_i \\ Q_i \end{Bmatrix} = C^i \times X^i$$

ただし、

$$\begin{aligned} C_{11}^i &= C_{22}^i = C_{33}^i = C_{44}^i = \cosh \beta y \cos \beta y \\ C_{12}^i &= -C_{34}^i = (\cosh \beta y \sin \beta y + \sinh \beta y \cos \beta y) / 2\beta \\ C_{13}^i &= -C_{24}^i = -(\sinh \beta y \sin \beta y) / 2EI\beta^2 \\ C_{14}^i &= (\cosh \beta y \sin \beta y - \sinh \beta y \cos \beta y) / 4EI\beta^3 \\ C_{21}^i &= -C_{43}^i = (\sinh \beta y \cos \beta y - \cosh \beta y \sin \beta y)\beta \\ C_{23}^i &= -(\cosh \beta y \sin \beta y + \sinh \beta y \cos \beta y) / 2EI\beta \\ C_{31}^i &= -C_{42}^i = 2EI\beta^2 \sinh \beta y \sin \beta y \\ C_{32}^i &= (\cosh \beta y \sin \beta y - \sinh \beta y \cos \beta y)EI\beta \\ C_{41}^i &= -2EI\beta^3 (\cosh \beta y \sin \beta y + \sinh \beta y \cos \beta y) \end{aligned}$$

ここに、

$$\begin{aligned} u &: \text{変位 (m)} \\ \alpha &: \text{回転角 (rad)} \\ M &: \text{曲げモーメント (kN}\cdot\text{m)} \\ Q &: \text{せん断力 (kN)} \end{aligned}$$

非線形の場合は、上記の伝達マトリックス法を使用し、下記の k が一致するまで繰り返し計算を行います。その場合の杭の分割長は、初期値では 0.1m 程度となっています。分割長は、プログラムで変更が可能となっています。

$$EI \frac{d^4 u}{dy^4} + k(y, u) = 0$$

$$k(y, u) \text{ は、 } k(y, u) = k_0 u^{-\frac{1}{2}} \text{ や、 } k(y, u) = k_0 y u^{-\frac{1}{2}}$$

詳細については、以下の書籍を参照して下さい。

杭基礎設計便覧 P. 202 伝達マトリックス法を用いた計算法
平成 4 年 10 月 社団法人 日本道路協会

2) 変位置

$$\delta = \delta_1 + \delta_2 + \delta_3$$

$$\delta_1 = u_0$$

$$\delta_2 = \alpha_0 \cdot R_h$$

$$\delta_3 = \frac{BR_h}{EI} Q$$

ここに、

δ : 矢板の変位量 (m)

δ_1 : 仮想海底面における矢板の変位量 (m)

δ_2 : 仮想海底面のたわみ角によるこの点より上の矢板の回転角のために生ずる矢板天端の変位量 (m)

δ_3 : 地上部を片持ち梁とした時の頭部変位量 (m)

R_h : 仮想海底面から天端までの高さ (m)

$E I$: 杭の曲げ剛性 ($kN \cdot m^2$)

Q : 変形係数 (kN/m)

変形係数 Q は、次のように表わされる。

$$Q = \sum \frac{H_i}{6} (3-d)d^2$$

$$d = \frac{h_i}{R_h}$$

ここに、

H_i : 各集中荷重 (kN/m)

h_i : 仮想海底面より各集中荷重の作用高 (m)

3) 根入れ長

有限長杭の計算の場合、根入れ長は入力した値とします。

2-11. 鋼管矢板の二次応力について

二次応力の算定

一般に鋼管矢板を使用する場合、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します。自立矢板壁は変位の大きい構造であり、最大曲げモーメントの生じる位置に近いところで二次応力が比較的大きくなるおそれがあります。そこで、鋼管矢板の二次応力を、以下の式を用いて算出し照査します。

参照：『港湾の施設の技術上の基準・同解説(中) 平成30年5月』P.1123

$$\sigma = \alpha p \left(\frac{D}{t} \right)^2 \times 10^{-3}$$

ここに、

σ : 二次応力 (N/mm^2)

p : 矢板壁に作用する土圧及び、残留水圧 (kN/m^2)

D : 杭の径 (mm)

t : 杭の肉厚 (mm)

α : 係数

尚、港湾の施設の技術上の基準・同解説(下) 平成11年4月P.808では、上式の係数 α に0.21が値としてセットされています。ここでの初期値は、それに倣っています。

ここで、二次応力とは常に発生しているものなので、矢板壁に働く土圧及び、残留水圧に関しては、常時のみ算定しこれを用い常時、地震時とも評価します。

参照：『港湾構造物設計事例集(上巻) 平成11年4月』P.9-13

ただし、港研方式で矢板の計算を行った場合、最大曲げモーメントの生じる位置が計算できません。したがって、最大曲げモーメント位置の計算にはチャンの式を用いることとします。

$$l_{mMAX} = \frac{1}{\beta} \tan^{-1} \frac{1}{1 + 2\beta h_0}$$

ここに、

l_{mMAX} : 最大曲げモーメント位置 (m)

β : 特性値 (m^{-1})

h_0 : 荷重作用高 (m)

二次応力の評価

二次応力は、曲げによる軸方向応力度 σ_l と二次応力 σ_t との2方向の応力が作用するときの合成応力として評価します。

1) 許容応力度法

$$f = \sqrt{(\sigma_l^2 + \sigma_t^2 - \sigma_l\sigma_t)} \leq F\sigma_a$$

このとき安全率(F)は常時1.1、地震時1.5とします。また、曲げによる軸方向応力と同様に二次応力のみでの照査も行っています。

参照：『港湾構造物設計事例集(上巻) 平成11年4月』P. 9-13

2) 部分係数法

$$m \cdot \frac{S_d}{R_d} \leq 1.0 \quad R_d = \gamma_R R_k \quad S_d = \gamma_S S_k$$

$$R_k = f_{yk} / \gamma_m$$

$$S_k = \gamma_b \sqrt{(\sigma_{lk}^2 + \sigma_{tk}^2 - \sigma_{lk}\sigma_{tk})}$$

ここに、

σ_l : 杭の軸方向応力度 (N/mm²)

σ_t : 杭の二次応力度 (N/mm²)

f_{yk} : 杭の降伏応力度 (N/mm²)

γ_m : 材料係数 (=1.05)

γ_b : 部材係数 (=1.1)

R : 抵抗項 (N/mm²)

S : 作用項 (N/mm²)

γ_R : 抵抗項に乗じる部分係数

γ_S : 作用項に乗じる部分係数

m : 調整係数

参照：『港湾の施設の技術上の基準・同解説(中) 平成30年5月』P. 1124

2-12. k_h の計算方法について

根入れ部の計算が「チャンの方式」「チャンの方式（多層地盤）」の場合、 k_h の計算方法として以下の8種類を用意しています。

- 1) K値直接入力
- 2) 横山の図
- 3) $K=1500 \cdot N$
- 4) 道路橋N値→K値

$$K_H = \frac{\alpha}{0.3} \cdot E_0 \cdot \left(\frac{B_H}{0.3}\right)^{\frac{3}{4}}$$

$$B_H = 10.0m$$

ここに、

α : 地盤反力係数の推定に用いる係数 $\alpha = 1$ (常時) $\alpha = 2$ (地震時)

E_0 : 標準貫入試験のN値(入力値)より $E_0 = 2800 \cdot N$ で推定した変形係数

B_H : 換算載荷幅(m)

- 5) 道路土工(仮設) $C \rightarrow K$ 値
算定式は、4) 道路橋N値→K値の場合と同様、 α 、 E_0 の内容は以下の通り
 α : 地盤反力係数の推定に用いる係数 $\alpha = 4$ (常時) $\alpha = 8$ (地震時)
 E_0 : $\alpha E_0 = 210c$ で推定 ただし、 c は土の粘着力 (kN/m^2)
- 6) 道路橋 $E_0 \rightarrow K$ 値
算定式は、4) 道路橋N値→K値の場合と同様、 α 、 E_0 の内容は以下の通り
 α : 地盤反力係数の推定に用いる係数 $\alpha = 4$ (常時) $\alpha = 8$ (地震時)
 E_0 : ボーリング孔内で測定した変形係数(入力値)
- 7) 福岡・宇都の図

$$K_h = 0.691N^{0.406}$$

- 8) 相関式による

$$K_h = 3910N^{0.733}$$

尚、5)については、道路橋N値→K値が選択された場合でかつ粘性土でかつN値がセットされていない場合に採用されます。

参照：『港湾の施設の技術上の基準・同解説(中) 平成30年5月』P. 710～

参照：『港湾の施設の技術上の基準・同解説(下) 平成19年7月』P. 627～

参照：『道路橋示方書・同解説IV下部構造編 平成24年3月』P. 285

2-13. H30年港湾基準の照査方法について

既に港湾の施設の技術上の基準・同解説では、H19年版より構造物の照査方法が、許容応力度法によるものから材料係数アプローチによるレベル1信頼性設計法に基づく方法（部分係数を用いた設計用値による性能照査式）（以下、部分係数法）に変更となっています。

この度のH30年版では、部分係数の与え方が荷重抵抗係数アプローチによるものに変更となりました。

部分係数法での、各外力を求める方法は許容応力度法の場合と同じです。一般に、部分係数（ γ ）が乗じられていない値を部分係数法では特性値と呼び、部分係数（ γ ）が乗じられた値を設計用値と呼びます。

- ※ 基準書には、合成応力度の照査に用いる部分係数を除いて、標準的な部分係数は示されていません。そのため、矢板壁に生じる最大曲げモーメントによる応力度の照査などは、「過去の経験に基づく方法」（過去の適用事例が多く、十分に実績のある、従来から利用されてきた安全率法や許容応力度法）に準ずるものとして、全ての部分係数を便宜上1.0とした上で、調整係数を用いて照査することを前提として初期値を設定しています。

参照：『港湾の施設の技術上の基準・同解説（中）平成30年5月』P.1124

参照：『港湾の施設の技術上の基準・同解説（上）平成30年5月』P.27～

過去の設計法における設定に基づく方法（形式的な部分係数法）の部分係数の例

表-1 矢板壁の応力照査に用いる部分係数

照査対象	抵抗項に乗じる 部分係数 γ_R	荷重項に乗じる 部分係数 γ_S	調整係数 m
矢板壁の応力 (永続状態)	— (1.00)	— (1.00)	1.68
矢板壁の応力 (レベル1地震動等に対する変動状態)	— (1.00)	— (1.00)	1.12

表-2 矢板壁の合成応力照査に用いる部分係数

照査対象	抵抗項に乗じる 部分係数 γ_R	荷重項に乗じる 部分係数 γ_S	調整係数 m
矢板壁の合成応力 (永続状態)	— (1.00)	— (1.00)	1.20
矢板壁の合成応力 (レベル1地震動に対する変動状態)	— (1.00)	— (1.00)	1.00
材料係数 $\gamma_m = 1.05$ 部材係数 $\gamma_b = 1.10$			

尚、本方法による場合は、従来の許容応力度法と計算結果が等価となるように、調整係数を用いて調整します。使用鋼材により降伏応力度と許容応力度の比率に若干の値の変動があります。下に一例を示しますので参考にしてください。

	許容応力度		降伏応力度	調整係数 (m)	
	常時	地震時		永続状態	変動状態
SYW295	180.0	270.0	295.0	1.64	1.09
SYW390	235.0	352.5	390.0	1.66	1.11
SYW430	255.0	382.5	430.0	1.69	1.13
SKY400	140.0	210.0	235.0	1.68	1.12
SKY490	185.0	277.5	315.0	1.70	1.14

3. 補足資料

3-1. 参考文献

準拠基準及び参考文献は以下の通りです。

- ・ 港湾の施設の技術上の基準・同解説 平成30年5月 日本港湾協会
- ・ 港湾の施設の技術上の基準・同解説 平成11年4月 日本港湾協会
- ・ 港湾構造物設計事例集 平成11年4月 沿岸開発技術研究センター
- ・ 漁港・漁場の施設の設計参考図書 2015年版 水産庁
- ・ 道路橋示方書 平成24年3月 日本道路協会
- ・ 杭基礎設計便覧 平成27年3月 日本道路協会
- ・ 建設省河川砂防技術基準（案）同解説 設計編[Ⅰ][Ⅱ]
平成9年9月 日本河川協会
- ・ 災害復旧工事の設計要領 平成14年版 全国防災協会