

港湾設計シリーズ

控え矢板式係船岸6

Ver 1. X. X

商 品 概 説 書

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. 見かけの震度の算定方法について	4
見かけの震度	4
動水圧の算定について	5
2-2. 土圧の考え方について	6
常時砂質土の土圧	6
地震時砂質土の土圧	7
常時粘性土の土圧	8
地震時粘性土の土圧	9
地震時粘性土主働土圧の考え方	10
2-3. 残留水位の考え方について	14
2-4. 崩壊角の算定方法について	15
砂質土の主働崩壊角算定式	15
砂質土の受働崩壊角算定式	16
粘性土の主働崩壊角算定式	17
粘性土の受働崩壊角算定式	18
2-5. 腐食後の断面性能について	19
鋼矢板の場合	19
鋼管矢板／鋼管杭の場合	20
H形鋼杭の場合	23
溝形鋼の場合	24
2-6. 前面矢板の根入れ長について	25
フリーアースサポート法	25
たわみ曲線法	26
ロウの方法	28
2-7. タイロッドについて	29
2-8. タイワイヤーについて	30
2-9. 腹おこし材について	31
2-10. 控え矢板・直杭の計算方法について	32
チャンの方式（突出長あり）	32
チャンの方式（突出長なし）	33
港研方式（突出長あり）	34
港研方式（突出長なし）	36
2-11. 控え版の計算方法について	37
安定検討	37
断面検討（許容応力度法）	38
断面検討（限界状態設計法）	39
2-12. 控え組杭の計算方法について	43
控え組杭の応力に関する検討	43
杭の軸方向支持力のみを考慮して水平支持力を算定する場合	44
杭の軸直角方向支持力を考慮して水平支持力を算定する場合	45
組杭の最大曲げモーメント	47
杭の支持力－照査式	48
杭の支持力－打ち込み杭	50

- 目次 -

杭の支持力－中掘り杭（道路橋示方書H24年以前）	51
杭の支持力－中掘り杭（道路橋示方書H29年）	53
杭の支持力－埋込み杭（漁港基準）許容応力度法	54
負の周面摩擦－照査式	55
負の周面摩擦－打込み杭	56
負の周面摩擦－中掘り杭（道路橋示方書H24年以前）	57
負の周面摩擦－中掘り杭（道路橋示方書H29年）	58
負の周面摩擦－埋込み杭（漁港基準）許容応力度法	59
2－13． κ_H の計算方法について	60
2－14．H30年港湾基準の照査方法について	62
標準的な部分係数	62
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	64
3．補足資料	65
3－1．参考文献	65

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「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。

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、控え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

- ・ 前面矢板の計算は、ロウの方法・フリーアースサポート法・たわみ曲線法を用意しています。
- ・ 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。
- ・ 前面矢板に作用する土圧に任意の土圧が指定可能です。
- ・ 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。河川モードの場合は、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。
- ・ タイ材・腹おこし材データを保持しており、断面を自動決定します。
- ・ 控え工の種類として、控え矢板、控え直杭、控え版、控え組杭の検討が可能です。
- ・ 控え矢板・直杭の計算は、チャンの方式・港研方式（S型地盤・C型地盤）を用意しています。
- ・ 控え矢板として、鋼矢板・PC矢板が指定可能です。
- ・ 控え直杭として、鋼管杭・H形鋼杭が指定可能です。
- ・ 控え組杭として、鋼管杭・H形鋼杭が指定可能です。
- ・ 控え矢板・直杭の場合、杭の突出長を考慮できます。
- ・ 置き換え土の計算が可能です。
- ・ フリーアースサポート法において、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。

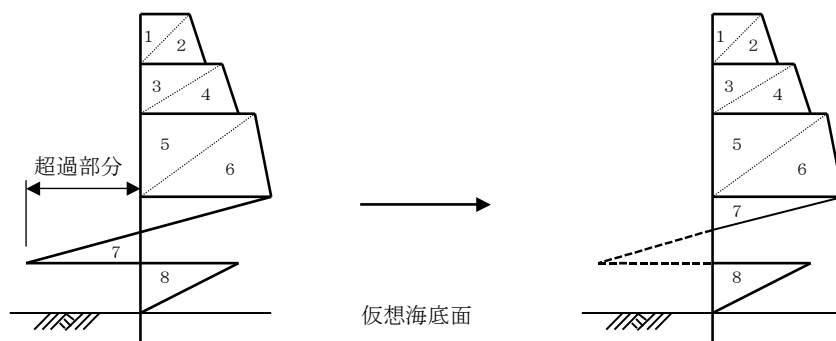
1-2. システムの制限事項

[データ容量]

- ・ 層データ数 最大 15層
- ・ 鋼管矢板データ数 最大 6データ
- ・ 杭データ数 最大 6データ
- ・ 追加矢板データ数 最大 30件
- ・ その他外力データ数 最大 3つ

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、上部工天端高以下の高さを設定して下さい。
- ・ 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。
- ・ 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。
- ・ 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。



- ・ 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

√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. 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

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)

2-2. 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

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

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

2) 受働土圧

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

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

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くは岡部式(式-5)を用いるか又は、常時土圧式を用いるなどの選択を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)

地震時粘性土主動土圧の考え方

本プログラムでは、地震時粘性土主動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。

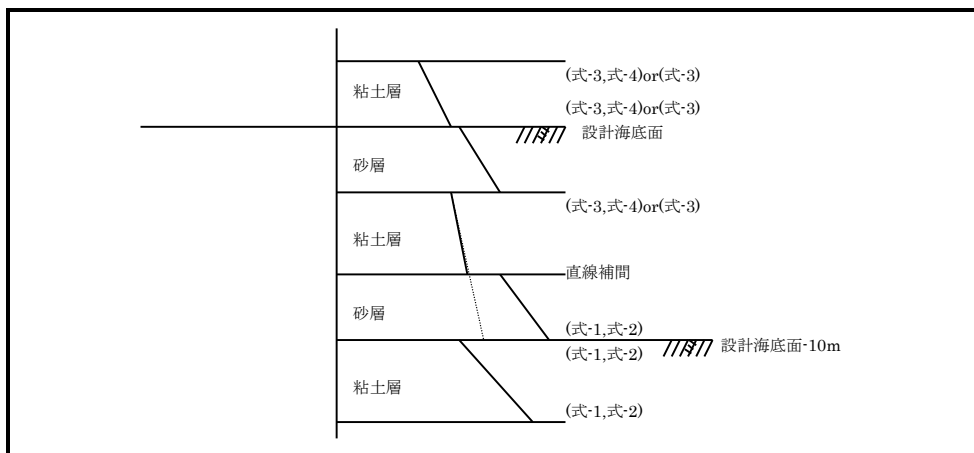
(bの方法を選択した場合)

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かあるいは、(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かあるいは、(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かあるいは、(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。



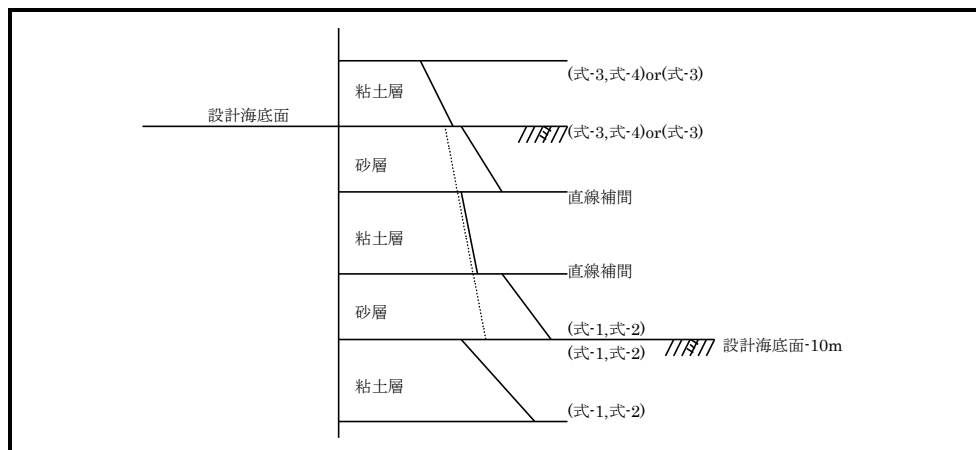
(cの方法を選択した場合)

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。

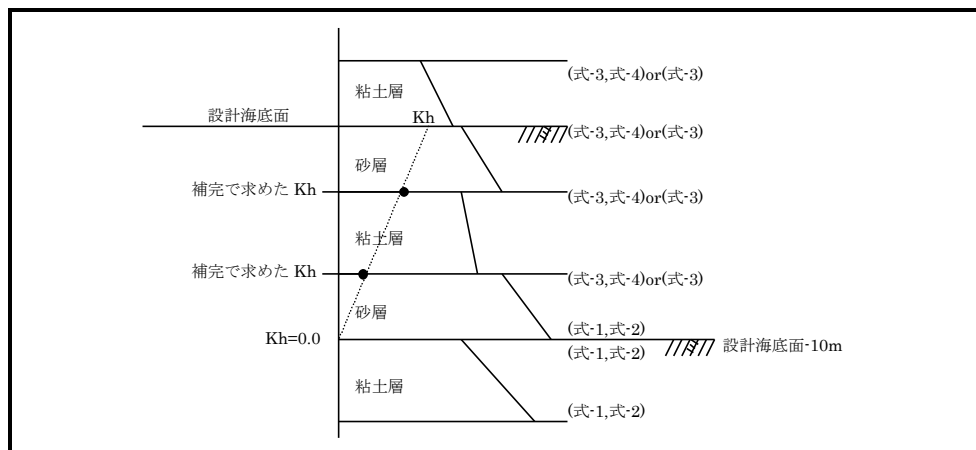
(dの方法を選択した場合)

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。

2-3. 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)

2-4. 崩壊角の算定方法について

本プログラムでは、杭の突出長を算出するために崩壊角を計算します。各土層の上限・下限値を算出し、その平均値を崩壊角とします。

砂質土の主働崩壊角算定式

1) 常時の主働崩壊角算定式

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

2) 地震時の主働崩壊角算定式

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

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

砂質土の受働崩壊角算定式

1) 常時の受働崩壊角算定式

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

2) 地震時の受働崩壊角算定式

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

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。

粘性土の受働崩壊角算定式

1) 常時の受働崩壊角算定式

常時の粘性土には、受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) 地震時の受働崩壊角算定式

地震時の粘性土には、受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、入力値を用いるか、あるいは岡部式により算出するかを選択が可能となっています。岡部式で崩壊角を算出する場合、算出式は以下のようになります。

$$2\alpha = 90^\circ - \mu$$
$$\mu = \tan^{-1} \frac{\bar{a}}{\sqrt{\bar{b}^2 - \bar{a}^2}}$$
$$\bar{a} = -\sin \theta$$
$$\bar{b} = -\sin \theta + \frac{2c \cdot \cos \theta}{\Sigma \gamma h + w}$$

参照：『土圧係数図表 日本港湾協会編』

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。

α : 崩壊面が水平となす角度 (度)

2-5. 腐食後の断面性能について

各種鋼材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. 「鋼矢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』)

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、

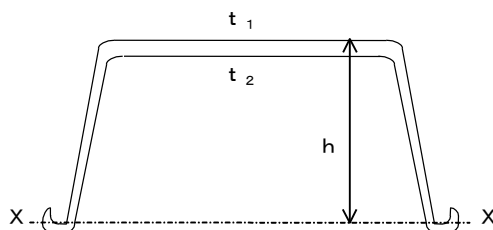
I : 腐食後の断面二次モーメント (cm^4/m)

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／鋼管杭の場合

鋼管杭については、 t_1 、 t_2 の腐食代が同じ場合と考え継手有効間隔（B）は、考慮しません。

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、

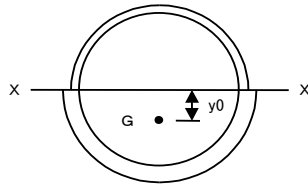
- I_{nx} : 図心軸に関する断面の断面二次モーメント
 D : 外形の直径
 d : 内径の直径

- 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

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

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

$Y2=-2 \cdot D2 / (3 \cdot \pi)$ 符号に注意！！…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。

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

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

$I3=-\pi \cdot D3^4 / 64$ 符号に注意！！…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。

$A=A1+A2+A3$ …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。

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

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

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

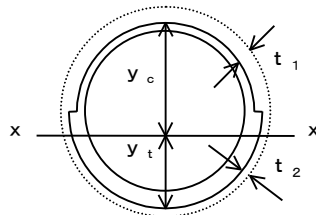
ここに、

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

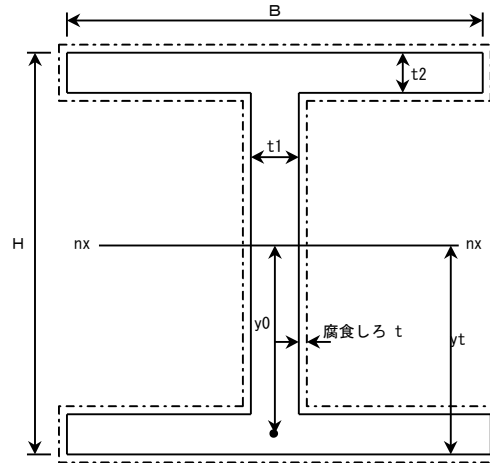
y_t : 図心軸から下縁までの距離



H形鋼杭の場合

H形鋼の場合、腐食前の断面性能については、直接入力か内部計算を行うことができます。腐食後の断面性能は以下のようにして計算します。

1) 断面二次モーメント (I)



$$I_{nx} = \left\{ \frac{B \times t_2^3}{12} + B \times t_2 \times y_0^2 \right\} \times 2.0 + \frac{t_1 \times (H - 2.0 \times t_2)^3}{12}$$

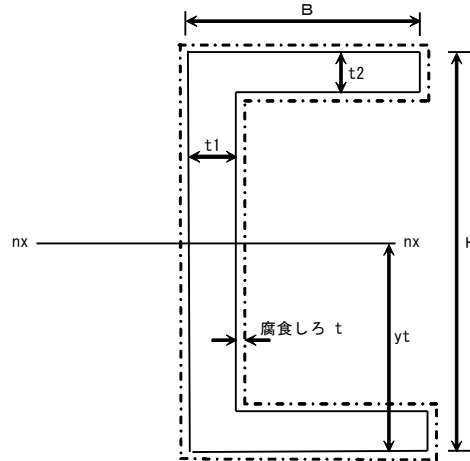
2) 断面係数 (Z)

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

溝形鋼の場合

溝形鋼の腐食前の断面性能については、内部保持しています。腐食後の断面性能は以下のようにして計算します。

1) 断面係数 (Z)



$$Z = \frac{I_{nx}}{y_t} = \frac{BH^3/12}{H/2} \text{ より、}$$

$$Z = \frac{B \cdot H^3 - (B - t_1) \cdot (H - 2t_2)^3}{6 \cdot H}$$

2-6. 前面矢板の根入れ長について

フリーアースサポート法

根入れ長は、以下の式を満足するように決定します。

【許容応力度法】

$$M_p \geq F_S \cdot M_A$$

ここに、

M_A : 主働側土圧および残留水圧によるタイロッド取付点まわりのモーメント ($kN \cdot m/m$)

$$M_A = P_a \cdot b + P_w \cdot c + P_{dw} \cdot d$$

M_p : 受働側土圧によるタイロッド取付点まわりのモーメント ($kN \cdot m/m$)

$$M_p = P_p \cdot a$$

F_S : 安全率

【部分係数法】

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

$$R_k = a P_{pk}$$

$$S_k = b P_{ak} + c P_{wk} + d P_{dwk}$$

ここに、

P_p : 矢板壁に作用する受働土圧合力 (kN/m)

P_a : 矢板壁に作用する主働土圧合力 (kN/m)

P_w : 壁体に作用する残留水圧合力 (kN/m)

P_{dw} : 壁体に作用する動水圧合力 (kN/m) (地震時の場合のみ)

$a \sim d$: タイロッド取付け位置から合力の作用点までの距離 (m)

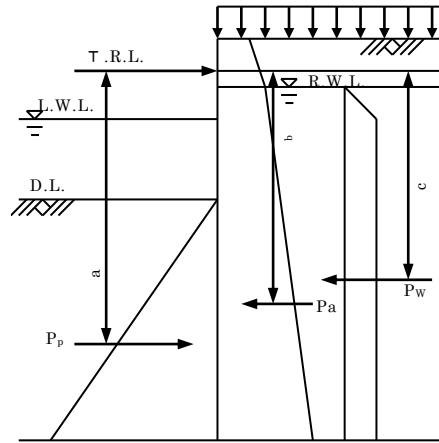
R : 抵抗項 ($kN \cdot m/m$)

S : 荷重項 ($kN \cdot m/m$)

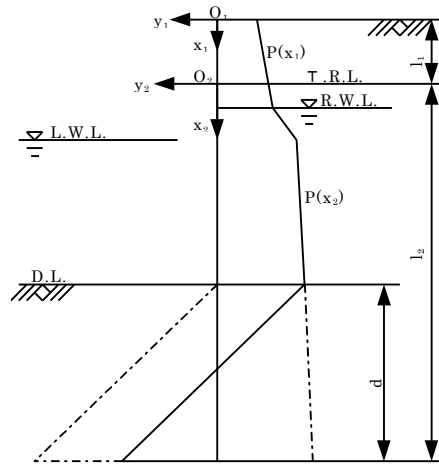
γ_R : 抵抗項に乗じる部分係数

γ_S : 荷重項に乗じる部分係数

m : 調整係数



たわみ曲線法



上図のように座標を与えますと、タイロッド取付け点 O_2 より上側の支配方程式は(1)式で、また、下側の支配方程式は(2)式で与えられます。

$$EI \frac{d^4 y_1}{dx_1^4} = B \cdot p(x_1) \quad (1)$$

$$EI \frac{d^4 y_2}{dx_2^4} = B \cdot p(x_2) \quad (2)$$

ここに、

- E : 鋼材の弾性係数 (kN/m^2)
- I : 鋼矢板壁の断面二次モーメント (m^4)
- B : 壁幅 (m)
- p : 荷重関数 (kN/m^2)
- x_1 : 天端からの深さ (m)
- x_2 : タイロッド取付け点からの深さ (m)
- y_1, y_2 : 鋼矢板壁の変位 (m)

(1)式及び(2)式の解は、(3)式、(4)式のようにになります。

$$y_1 = a_1 + b_1 x_1 + c_1 x_1^2 + d_1 x_1^3 + \frac{B}{EI} \iiint p(x_1)(dx_1)^4 \quad (3)$$

$$y_2 = a_2 + b_2 x_2 + c_2 x_2^2 + d_2 x_2^3 + \frac{B}{EI} \iiint p(x_2)(dx_2)^4 \quad (4)$$

$a_1 \sim d_1, a_2 \sim d_2$: 積分定数

ここで、上記 2 式の境界条件は、下記のように与えられます。

$$\left. \begin{array}{l} (i) \quad \text{鋼矢板壁天端 } O_1 \text{ における境界条件} \\ \quad -EIy_1''(0) = 0, \quad -EIy_1'''(0) = 0 \\ (ii) \quad \text{タイロッド取付点 } O_2 \text{ における境界条件} \\ \quad y_1(l_1) = y_2(0) = 0, \quad y_1'(l_1) = y_2'(0) \\ \quad -EIy_1''(l_1) = -EIy_2''(0), \quad -EIy_1'''(l_1) + A_p = -EIy_2'''(0) \\ \quad A_p : \text{タイロッド取付点反力}(kN) \\ (iii) \quad \text{鋼矢板壁下端における境界条件} \\ \quad y_2(l_2) = 0, \quad y_2'(l_2) = 0, \quad -EIy_2''(l_2) = 0 \end{array} \right\} (5)$$

支配方程式 (3) 式、(4) 式と、境界条件式 (5) を比べますと、未知数が積分定数と取付け点反力の 9 個に対して境界条件が 10 個であり、境界条件の方が 1 つ多くなっています。それ故、鋼矢板壁下端における 3 個の境界条件のうち 2 個を取出し、除いた条件式を満足するまで、順次繰り返し計算を行い根入れ長を決定します。

このようにして、根入れ長が決定されればすべての未知数 (積分定数、タイロッド取付け点反力) が決まります。故に、先の支配方程式 (3) 式および (4) 式より鋼矢板壁各部の 4 諸量 (変位、たわみ角、曲げモーメント、せん断力) は全て得られます。尚、実際の根入れ長は、先の計算により得られた根入れ長に所定の安全率 (調整係数) をかけて決定します。

ロウの方法

ロウの方法は、根入れ部を弾性支承上のはりとして解く方法で、基本式は以下のようになっています。

$$\frac{d^4 y}{dx^4} EI = p(x) = P_{A0} + K_{AD} \cdot \gamma \cdot x - K_0 \cdot \gamma \cdot x - \left(\frac{lh}{D_F \cdot r_t} \right) \cdot x \cdot y$$

ここに、

- E : 矢板のヤング係数 (MN/m^2)
- I : 矢板の単位幅当たりの断面二次モーメント (m^4/m)
- P_{AD} : 海底面における主働土圧と残留水圧による荷重強度 ($MN/m^2/m$)
- K_{AD} : 矢板壁根入れ部の主働土圧係数
- γ : 土の単位体積重量 (MN/m^3)
- K_0 : 静止土圧係数
- l_h : 矢板壁の地盤反力係数 (MN/m^3)
- D_F : 矢板壁の収束根入れ長 (m)
- r_t : 根入れ部前面の第一次の正の反力土圧の作用深さと D_F の比

本システムでは、フリーアースサポート法で計算した根入れ長が、下記のロウの方法による根入れ長を満足するように決定します。ここでは、値の大きくなる方の値を用いています。

$$\delta_N = \frac{D_F}{H_T} \geq 4.9510 \times \omega^{-0.2} - 0.2486$$

$$\delta_s = \frac{D_F}{H_T} \geq 5.0916 \times \omega^{-0.2} - 0.2591$$

ここに、

- δ_s : 矢板の根入れ長とタイ材取り付け点から海底面までの高さの比
- D_F : 矢板の根入れ長 (m)
- H_T : タイ材取り付け点から海底面までの高さ (m)
- ω : シミラリティナンバー ($= \rho \cdot l_h$)
- ρ : フレキシビリティナンバー ($= HT^4/EI$) (m^3/MN)
- E : 矢板のヤング係数 (MN/m^2)
- I : 矢板の単位幅当たりの断面二次モーメント (m^4/m)
- l_h : 矢板壁の地盤反力係数 (MN/m^3)

最大曲げモーメント及び、タイ材取り付け点反力については、仮想ばり法で求めた結果を下記の式を用いて修正します。

$$\mu_N = \frac{M_F}{M_T} = 3.8625 \times \omega^{-0.2} + 0.2255$$

$$\mu_s = \frac{M_F}{M_T} = 4.5647 \times \omega^{-0.2} + 0.1329$$

$$\tau_N = \frac{T_F}{T_T} = 1.8259 \times \omega^{-0.2} + 0.6232$$

$$\tau_s = \frac{T_F}{T_T} = 2.3174 \times \omega^{-0.2} + 0.5514$$

ここに、

μ : たわみ曲線解析において収束根入れ長 D_F のときの最大曲げモーメント M_F とタイ材取付点及び海底面を支点とした仮想ばり法の設計の最大曲げモーメント M_T との比

τ : たわみ曲線解析において収束根入れ長 D_F のときのタイ材取付点反力 T_F と仮想ばり法で求めたタイ材取付点反力 T_T との比

A_p : タイ材取付点反力 (T_F, T_T) (kN/m)

2-7. タイロッドについて

本プログラムでは、タイ材（タイロッド）をプログラム内部に保持し、下の式を満足するように断面の小さいものからトライアル計算を行い、決定します。

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. 1104

参照：『漁港・漁場の施設の設計参考図書 2015年』P. 524

【許容応力度法】

$$\sigma_a \geq \frac{T}{A}$$

ここに、

T : タイ材の張力(N)

A : タイ材の断面積(mm²)

σ_a : 許容引張応力度(N/mm²)

【部分係数法】

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

$$R_k = \sigma_{yk}$$

$$S_k = \frac{T_k}{A}$$

ここに、

σ_y : タイ材の引張降伏応力度(N/mm²)

T : タイ材の張力(N)

A : タイ材の断面積(mm²)

R : 抵抗項(N/mm²)

S : 荷重項(N/mm²)

γ_R : 抵抗項に乗じる部分係数

γ_S : 荷重項に乗じる部分係数

m : 調整係数

2-8. タイワイヤーについて

本プログラムでは、タイ材（タイワイヤー）をプログラム内部に保持し、下の式を満足するように断面の小さいものからトライアル計算を行い、決定します。

尚、部分係数法の場合の照査には「降伏点荷重」か引張荷重（破断荷重）×2/3を「みなし降伏点荷重」として用いるかを選択することができます。2022年より以前は、「みなし降伏点荷重」が標準でしたが、以降は「降伏点荷重」を用いることが標準となります。

【許容応力度法】

$$T \leq T_a$$

ここに、

T : タイ材の張力 (N)

T_a : 許容引張荷重 (N)

【部分係数法】

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

$$R_k = T_{yk} \text{ or } T_{ys}$$

$$S_k = T_k$$

$$T_{yk} = T_{us} \cdot 2/3$$

ここに、

T_{us} : タイ材の引張荷重 (N)

T_{yk} : タイ材のみなし降伏点荷重 (N)

T_{ys} : タイ材の降伏点荷重 (N)

T_k : タイ材の張力 (N)

R : 抵抗項 (N)

S : 荷重項 (N)

γ_R : 抵抗項に乗じる部分係数

γ_S : 荷重項に乗じる部分係数

m : 調整係数

2-9. 腹おこし材について

本プログラムでは、腹おこし材をプログラム内部に保持し、下の式を満足するように断面の小さいものからトライアル計算を行い、決定します。また、分母値は、プログラムにより入力可能となっています。

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.1107～

参照：『漁港・漁場の施設の設計参考図書 2015年』P.524～

$$M_{\max} = \frac{T \cdot L}{K}$$

ここに、

M_{\max} : 腹おこしに作用する最大曲げモーメント ($kN \cdot m$)

T : タイロッドの張力 (kN)

L : タイロッド取り付け間隔 (m)

K : 係数 (腹起しを3径間連続梁とする場合は $K=10$ としてよい)

【許容応力度法】

$$\sigma_a \geq \frac{M_{\max}}{2 \cdot Z}$$

ここに、

σ_a : 腹起しの許容曲げ応力度 (N/mm^2)

M_{\max} : 腹起しに生じる最大曲げモーメント ($N \cdot mm/m$)

Z : 腹起しの断面係数 (mm^3)

【部分係数法】

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

$$R_k = \sigma_{yk}$$

$$S_k = \frac{M_{\max k}}{2 \cdot Z}$$

ここに、

σ_y : 腹起しの曲げ降伏応力度 (N/mm^2)

M_{\max} : 腹起しに生じる最大曲げモーメント ($N \cdot mm/m$)

Z : 腹起しの断面係数 (mm^3)

γ_R : 抵抗項に乗じる部分係数

γ_S : 荷重項に乗じる部分係数

m : 調整係数

2-10. 控え矢板・直杭の計算方法について

本システムには、控え矢板・直杭の計算方法としてチャンの方式、港研方式（C型地盤、S型地盤）を用意しています。それぞれに突出長も考慮できます。

チャンの方式（突出長あり）

参照：『道路橋示方書・同解説IV下部構造編 平成24年3月』P. 626～

参照：『漁港・漁場の施設の設計参考図書 2015年』P. 266

$$l_{m1} = \frac{1}{\beta} \left(\tan^{-1} \frac{-\beta h}{1 + \beta h} + \pi \right)$$

$$\delta = \frac{(1 + \beta h)^3 + 1/2}{3EI\beta^3} T$$

$$M_{\max} = -Th \cdot \phi_m$$

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

ここに、

l_{m1} : 曲げモーメント第一0点までの深さ (m)

δ : タイロッド取付点変位 (m)

M_{max} : 最大曲げモーメント (kN・m)

E : 鋼材の弾性係数 (kN・m²)

I : 控え直杭の断面二次モーメント (m⁴)

T : タイロッド張力 (kN)

h : 合力の作用位置 (m)

k_h : 横方向地盤反力係数 (kN/m³)

B : くい幅、杭径 (m)

β : 特性値 (m⁻¹)

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

チャンの方式（突出長なし）

参照：『道路橋示方書・同解説IV下部構造編 平成24年3月』P. 626～

参照：『漁港・漁場の施設の設計参考図書 2015年』P. 265

$$l_{m1} = \frac{\pi}{\beta}$$

$$\delta = \frac{T}{2EI\beta^3}$$

$$M_{\max} = -0.3224 \frac{T}{\beta}$$

ここに、

l_{m1} : 曲げモーメント第一0点までの深さ (m)

δ : タイロッド取付点変位 (m)

M_{\max} : 最大曲げモーメント (kN・m)

E : 鋼材の弾性係数 (kN・m²)

I : 控え直杭の断面二次モーメント (m⁴)

T : タイロッド張力 (kN)

k_h : 横方向地盤反力係数 (kN/m³)

B : くい幅、杭径 (m)

β : 特性値 (m⁻¹)

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

港研方式（突出長あり）

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

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

$$p = k_s x y^{0.5} : S \text{型地盤}$$

$$p = k_c y^{0.5} : C \text{型地盤}$$

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

$$R_x = R_h = \frac{(h_0)_p}{(h)_s} \quad R_{EI} = \frac{(EI)_p}{(EI)_s}$$
$$R_{BK} = \frac{(Bk_s)_p}{(Bk_s)_s} : S\text{型地盤} \quad R_{BK} = \frac{(B \cdot k_c)_p}{(B \cdot k_c)_s} : C\text{型地盤}$$

(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

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

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

$$\log y_{top} = \log(y_{top})_s + \log R_y$$

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_{top} : 鋼矢板壁の杭頭変位 (m)

港研方式（突出長なし）

(S型地盤)

$$\log M_{\max} = -0.05825 + \frac{1}{7} \log EI - \frac{2}{7} \log Bk_s + \frac{8}{7} \log T$$

$$\log l_{m1} = 0.53473 + \frac{1}{7} \log EI - \frac{2}{7} \log Bk_s + \frac{1}{7} \log T$$

$$\log \delta = 0.38958 - \frac{4}{7} \log EI - \frac{6}{7} \log Bk_s + \frac{10}{7} \log T$$

(C型地盤)

$$\log M_{\max} = -0.28846 + \frac{1}{5} \log EI - \frac{2}{5} \log Bk_c + \frac{6}{5} \log T$$

$$\log l_{m1} = 0.55205 + \frac{1}{5} \log EI - \frac{2}{5} \log Bk_c + \frac{1}{5} \log T$$

$$\log \delta = 0.11328 - \frac{2}{5} \log EI - \frac{6}{5} \log Bk_c + \frac{8}{5} \log T$$

ここに、

M_{\max} : 最大曲げモーメント (kN・m)

l_{m1} : 曲げモーメント第一零点深さ (m)

δ : タイロッド取付点変位 (m)

T : タイロッド張力 (kN)

E : 鋼材の弾性係数 (kN・m²)

I : 控え直杭の断面二次モーメント (m⁴)

B : くい幅、杭径 (m)

k_s : S型地盤の横抵抗定数 (kN/m^{3.5})

k_c : C型地盤の横抵抗定数 (kN/m^{2.5})

2-11. 控え版の計算方法について

本システムには、控え工として控え版を用意しています。断面検討については、それぞれ許容応力度法、限界状態設計法を用意しています。

安定検討

【許容応力度法】

$$F = E_p / (A_p + E_A)$$

ここに、

F : 安全率

E_p : 控え版に作用する受働土圧 (kN/m)

A_p : タイ材取付点半力 (kN/m)

E_A : 控え版に作用する主働土圧 (kN/m)

【部分係数法】

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

$$R_k = E_{pk}$$

$$S_k = (A_{pk} + E_{Ak})$$

ここに、

E_p : 控え版に作用する受働土圧 (kN/m)

A_p : タイ材取付点反力 (kN/m)

E_A : 控え版に作用する主働土圧 (kN/m)

ただし、控え版に作用する土圧の算定に当たって、載荷重は主働土圧には考慮し、受働土圧には考慮しない。

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.1111～

参照：『漁港・漁場の施設の設計参考図書 2015年』P.527

断面検討（許容応力度法）

参照：『漁港・漁場の施設の設計参考図書 2015年』P. 527

$$M_H = T\ell/12$$

$$S_H = T/2$$

$$M_V = T \cdot h/8 \cdot \ell$$

$$S_V = T/2 \cdot \ell$$

ここに、

M_H : 水平方向の最大曲げモーメント ($kN \cdot m$)

S_H : 水平方向の最大せん断力 (kN)

M_V : 鉛直方向の最大曲げモーメント ($kN \cdot m$)

S_V : 鉛直方向の最大せん断力 (kN)

T : タイ材張力 (kN)

ℓ : タイ材取付け間隔 (m)

h : 版の高さ (m)

この場合、 M_H に対しては、タイ材取付け点を中心として $2b$ の幅が有効であると仮定して配筋しても良い。ここに、 b はタイ材取付け位置における控え版の厚さである。

$$\sigma_s = \frac{M}{A_s \cdot j \cdot d}$$

$$\sigma_c = \frac{2M}{k \cdot j \cdot b \cdot d^2}$$

$$\tau = \frac{S}{b \cdot j \cdot d}$$

$$\tau_0 = \frac{S}{U \cdot j \cdot d}$$

ここに、

σ_s : 鉄筋の引張応力度 (N/mm^2)

σ_c : コンクリートの圧縮応力度 (N/mm^2)

τ : コンクリートのせん断応力度 (N/mm^2)

τ_0 : 鉄筋の付着応力度 (N/mm^2)

M : 曲げモーメント ($N \cdot mm$)

S : せん断力 (N)

A_s : 鉄筋の断面積 (mm^2)

j : 抵抗偶力のアーム長の有効高に対する割合

d : 有効高 (mm)

k : 圧縮域の有効高に対する割合

U : 鉄筋の全周長 (mm)

断面検討（限界状態設計法）

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.1113～

$$M_{dH} = T\ell/12$$

$$V_{dH} = T/2$$

$$M_{dV} = T \cdot h/8 \cdot \ell$$

$$V_{dV} = T/2 \cdot \ell$$

ここに、

M_{dH} : 水平方向の曲げモーメントの設計用値 (kN・m)

V_{dH} : 水平方向のせん断力の設計用値 (kN)

M_{dV} : 鉛直方向の曲げモーメントの設計用値 (kN・m)

V_{dV} : 鉛直方向のせん断力の設計用値 (kN)

T : タイ材張力 (kN)

ℓ : タイ材取付け間隔 (m)

h : 版の高さ (m)

この場合、 M_H に対しては、タイ材取付け点を中心として $2b$ の幅が有効であると仮定して配筋しても良い。ここに、 b はタイ材取付け位置における控え版の厚さである。

1) 終局限界状態

i) 曲げモーメントに対する検討

曲げモーメントに対する検討は、次式の断面耐力 (M_{ud}) と断面力 (M_d) の比較により行う。

$$\gamma_i \cdot M_d / M_{ud} \leq 1.0$$

$$M_{ud} = A_s \cdot f_{yd} \cdot d \cdot \left(1 - \frac{p_w}{1.7} \cdot \frac{f_{yd}}{f'_{cd}} \right) / \gamma_b$$

ここに、

M_d : 曲げモーメント

M_{ud} : 設計断面耐力

γ_i : 構造物係数

A_s : 鉄筋量

F_{yd} : 鉄筋の設計引張降伏強度 $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_{ms}$

f'_{cd} : コンクリートの設計圧縮強度 $f'_{cd} = f'_{ck} / \gamma_{mc}$

p_w : 鉄筋比 ($p_w = A_s / (b_w \cdot d)$)

d : 有効高さ

γ_b : 部材係数

ii) せん断力に対する検討

せん断力に対する検討は、次式のせん断耐力 (V_{yd}) と断面力 (V_d) の比較により行う。

$$\gamma_i \cdot V_d / V_{yd} \leq 1.0$$

$$V_{yd} = V_{cd} + V_{sd}$$

ここに、

V_{cd} : せん断補強筋を用いない部材のせん断耐力の設計用値

$$V_{cd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot f_{vcd} \cdot bw \cdot d / \gamma_b$$

$$f_{vcd} : 0.2 \cdot (f'_{cd})^{1/3} \quad (f'_{cd} : N/mm^2)$$

$$\beta_d : \text{せん断耐力の有効高さに関する係数} \quad \beta_d : (100/d)^{1/4} \quad (d : cm)$$

$$\beta_p : \text{せん断耐力の軸方向鉄筋比に関する係数} \quad \beta_p : (100 \cdot pw)^{1/3}$$

$$\beta_n : \text{せん断耐力の軸方向力に関する係数} (= 1.0)$$

M_d : 設計曲げモーメント

bw : 腹部の幅

d : 有効高さ

γ_b : 部材係数 (= 1.3)

V_{sd} : せん断補強筋により受持たれるせん断耐力の設計用値 (= 0.0)

2) 使用限界状態

i) 曲げモーメントによるひび割れ幅の検討

ひび割れ幅の検討は、次式のひび割れ幅 (w_d) と許容ひび割れ幅 (w_c) の比較により行う。

$$\gamma_i \cdot w_d / w_c \leq 1.0$$

2002年制定コンクリート示方書

$$w_d = 1.1 \cdot k_1 \cdot k_2 \cdot k_3 \cdot [4 \cdot c + 0.7 \cdot (c_\phi - \phi)] \left(\frac{\sigma_{se}}{E_s} + \varepsilon_\phi \right)$$

$$w_c = (0.0035 \text{ or } 0.0040) \cdot c$$

ここに、

w : ひび割れ幅

k_1 : 鉄筋の付着性状を表す定数。異径鉄筋の場合に1.0、普通丸鋼の場合に1.3

k_2 : コンクリートの品質がひび割れ幅に及ぼす影響を表す係数

$$k_2 = 15 / (f'c + 20) + 0.7$$

$f'c$: コンクリートの圧縮強度。一般に設計圧縮強度を用いてよい。

k_3 : 引張鋼材の段数の影響を表す係数

$$k_3 = 5(n+2) / (7n+8)$$

n : 引張鋼材の段数

当システムでは1にしています。

c : 鉄筋のかぶり

c_ϕ : 鉄筋の中心間隔

ϕ : 鉄筋径

σ_{se} : 鉄筋応力度の増加量

E_s : 鉄筋のヤング係数

ε_ϕ : コンクリートの乾燥収縮及びクリープによるひび割れを考慮する為の数値

$$\sigma_{se} = M / (A_s \cdot j \cdot d)$$

M : 使用限界状態の曲げモーメント

A_s : 鉄筋量

j : 応力間距離 ($j = 1 - k/3$)

k : 中立軸比

$$k = \sqrt{2 \cdot n \cdot pw + (n \cdot pw)^2} - n \cdot pw$$

pw : 鉄筋比 ($pw = A_s / (b \cdot d)$)

n : ヤング係数比 (E_s / E_c)

ii) コンクリートの圧縮応力度に対する検討

永続状態におけるコンクリートの圧縮応力度に対する照査は、次式により行う。

$$\sigma'_c \leq 0.4f'_{ck}$$

ここに、

σ'_c : 永続作用によりコンクリートに生じる圧縮応力度(N/mm²)

f'_{ck} : コンクリートの圧縮強度の特性値(N/mm²)

$$\sigma'_c = \frac{2M_d}{k \cdot j \cdot b \cdot d^2}$$

ここに、

M_d : 曲げモーメント

σ'_c : コンクリートの圧縮応力度

j : 抵抗偶力のアーム長の有効高に対する割合

d : 有効高さ

k : 圧縮域の有効高に対する割合

b : 部材幅

iii) せん断力によるひび割れ幅の検討

せん断力が、材料係数 γ_{mc} 、部材係数 γ_b を 1.0 とした場合のせん断耐力 (V_{cd}) の 70% より小さい場合は検討を省略できる。

2-12. 控え組杭の計算方法について

本システムには、控え工として控え組杭を用意しています。組杭の水平支持力の検討については、杭の軸方向力のみを考慮する場合と、杭の軸直角方向支持力を考慮する場合があります。

また、杭先端支持力検討については、打ち込み杭、中掘杭（道路橋示方書H24年以前、H29年）、埋込み杭が計算可能であり、負の周面摩擦力の検討も可能です。尚、中掘杭（道路橋示方書H24年以前）、埋込み杭については、許容応力度法の場合のみ選択可能です。

控え組杭の応力に関する検討

【許容応力度法】

$$\sigma_a \geq \frac{P}{A}$$

ここに、

σ_a : 控え杭の許容曲げ応力度 (N/mm^2)

P : 組杭に生じる軸方向力 (N)

A : 組杭の断面積 (mm^2)

【部分係数法】

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

$$R_k = \sigma_{yk}$$

$$S_k = \left(\frac{P}{A} + \frac{M_{max}}{Z} \right)$$

ここに、

σ_y : 控え杭の曲げ降伏応力度 (N/mm^2)

P : 組杭に生じる軸方向力 (N)

A : 組杭の断面積 (mm^2)

M_{max} : 控え杭に生じる最大曲げモーメント ($N \cdot mm$)

Z : 控え杭の断面係数 (mm^3)

R : 抵抗項 (N/mm^2)

S : 荷重項 (N/mm^2)

γ_R : 抵抗項に乗じる部分係数

γ_S : 荷重項に乗じる部分係数

m : 調整係数

杭の軸方向支持力のみを考慮して水平支持力を算定する場合

$$P_1 = \frac{V_i \sin \theta_2 + H_i \cos \theta_2}{\sin(\theta_1 + \theta_2)}$$

$$P_2 = \frac{V_i \sin \theta_1 - H_i \cos \theta_1}{\sin(\theta_1 + \theta_2)}$$

ここに、

$P_{1,2}$: 各杭に働く押込み力(負になった場合は引抜き力) (kN)

$\theta_{1,2}$: 各杭の傾斜角(°)

V_i : 組杭の鉛直反力(kN)

H_i : 組杭の水平反力(kN)

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. 723~

参照: 『漁港・漁場の施設の設計参考図書 2015年』 P. 256

杭の軸直角方向支持力を考慮して水平支持力を算定する場合

$$\begin{aligned}
 N_1 &= \frac{\omega_1}{\Delta} [\{\mu_1 \cos \theta_1 + \mu_2 \cos \theta_2 \cos(\theta_1 + \theta_2) + \omega_2 \sin \theta_2 \sin(\theta_1 + \theta_2)\}V \\
 &\quad + \{\mu_1 \sin \theta_1 - \mu_2 \sin \theta_2 \cos(\theta_1 + \theta_2) + \omega_2 \cos \theta_2 \sin(\theta_1 + \theta_2)\}H] \\
 N_2 &= \frac{\omega_2}{\Delta} [\{\mu_2 \cos \theta_2 + \mu_1 \cos \theta_1 \cos(\theta_1 + \theta_2) + \omega_1 \sin \theta_1 \sin(\theta_1 + \theta_2)\}V \\
 &\quad - \{\mu_2 \sin \theta_2 - \mu_1 \sin \theta_1 \cos(\theta_1 + \theta_2) + \omega_1 \cos \theta_1 \sin(\theta_1 + \theta_2)\}H] \\
 H_1 &= \frac{\mu_1}{\Delta} [-\{\omega_1 \sin \theta_1 - \omega_2 \sin \theta_2 \cos(\theta_1 + \theta_2) + \mu_2 \cos \theta_2 \sin(\theta_1 + \theta_2)\}V \\
 &\quad + \{\omega_1 \cos \theta_1 + \omega_2 \cos \theta_2 \cos(\theta_1 + \theta_2) + \mu_2 \sin \theta_2 \sin(\theta_1 + \theta_2)\}H] \\
 H_2 &= \frac{\mu_2}{\Delta} [\{\omega_2 \cos \theta_2 - \omega_1 \sin \theta_1 \cos(\theta_1 + \theta_2) + \mu_1 \cos \theta_1 \sin(\theta_1 + \theta_2)\}V \\
 &\quad + \{\omega_2 \cos \theta_2 + \omega_1 \cos \theta_1 \cos(\theta_1 + \theta_2) + \mu_1 \sin \theta_1 \sin(\theta_1 + \theta_2)\}H] \\
 \Delta &= (\omega_1 + \omega_2)(\mu_1 + \mu_2) + (\omega_1 - \mu_1)(\omega_2 - \mu_2)\sin^2(\theta_1 + \theta_2)
 \end{aligned}$$

また、杭頭の鉛直変位及び、水平変位は下式により算出される

$$\begin{aligned}
 \delta_1' = \delta_2' &= \frac{1}{\Delta} [\{\omega_1 \sin^2 \theta_1 + \mu_1 \cos^2 \theta_1 + \omega_2 \sin^2 \theta_2 + \mu_2 \cos^2 \theta_2\}V \\
 &\quad + \frac{1}{2} \{(\mu_1 - \omega_1)\sin 2\theta_1 + (\omega_2 - \mu_2)\sin 2\theta_2\}H] \\
 \eta_1' = \eta_2' &= \frac{1}{\Delta} \left[\frac{1}{2} \{(\mu_1 - \omega_1)\sin 2\theta_1 + (\omega_2 - \mu_2)\sin 2\theta_2\}V \right. \\
 &\quad \left. + \{\mu_1 \sin^2 \theta_1 + \omega_1 \cos^2 \theta_1 + \mu_2 \sin^2 \theta_2 + \omega_2 \cos^2 \theta_2\}H \right]
 \end{aligned}$$

ここに、

N_1, N_2 : 各杭に作用する軸方向力 (圧縮力を正とする) (kN)

H_1, H_2 : 各杭に作用する軸直角方向力 (kN)

V : 組杭一組当たりの鉛直荷重 (kN)

H : 組杭一組当たりの水平荷重 (kN)

θ_1, θ_2 : 各杭が鉛直となす角(°)

ω_1, ω_2 : 各杭頭の軸方向ばね係数 (kN/m)

μ_1, μ_2 : 各杭頭の軸方向ばね係数 (kN/m)

δ_1', δ_2' : 各杭頭の鉛直変位 (m)

η_1', η_2' : 各杭頭の水平変位 (m)

各記号の添え字は、水平力のみが作用した場合、押し込み杭となる杭に関するものを1、引抜き杭に関するものを2とする。

杭頭ばね係数は、以下に示す値を用いる。尚、杭頭軸直角方向ばね係数(μ)については、杭頭ヒンジの場合で、地上部の無い場合($\lambda=0$)の式を用いる。

(杭頭軸方向ばね係数 ω —支持杭の場合)

$$\omega = \frac{AE}{\lambda + l}$$

(杭頭軸方向ばね係数 ω －摩擦杭の場合 [粘性土])

$$\omega = \frac{2AE}{2\lambda + l}$$

(杭頭軸方向ばね係数 ω －摩擦杭の場合 [砂質土])

$$\omega = \frac{3AE}{3\lambda + l}$$

(杭頭軸直角方向ばね係数 μ)

$$\mu = 2EI\beta^3 = \frac{E_s}{2\beta}$$

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

ここに、

l : 杭の根入れ長 (m)

λ : 杭の地上部長 (m)

E : 杭材のヤング率 (kN/m^2)

A : 杭の断面積 (m^2)

I : 杭の断面二次モーメント (m^4)

E_s : 地盤の弾性係数 (kN/m^2) $E_s = k_h B$

B : 杭幅 (m)

k_h : 横方向地盤反力係数 (kN/m^3)

参照 : 『港湾の施設の技術上の基準・同解説(上) 平成11年4月』 P. 474～

組杭の最大曲げモーメント

【杭頭固定】

$$M_d = 0.5 \cdot \left(\lambda + \frac{1}{\beta \cdot \cos \theta} \right) \cdot H$$

ここに、

M_d : 斜杭の杭頭モーメント (kN・m)

λ : 組杭の地上部長 (m)

β : 地盤の特性値 (m^{-1})

θ : 杭の傾斜角 (°)

H : 斜杭に作用する軸直角方向力 (kN)

【杭頭ピン】

$$l_m = \frac{1}{\beta} \tan^{-1} \frac{1}{1 + 2\beta h_0}$$
$$M_d = -\frac{H}{2\beta} \sqrt{(1 + 2\beta h_0)^2 + 1} \cdot e^{-\beta l_m}$$

ここに、

M_d : 地中部最大曲げモーメント (kN・m)

l_m : 地中部最大曲げモーメントの生じる深さ (m)

β : 地盤の特性値 (m^{-1})

$$h_0 = \lambda + \frac{M}{H}$$

M : 杭頭の作用モーメント (kN・m)

H : 斜杭に作用する軸直角方向力 (kN)

λ : 組杭の地上部長 (m)

杭の支持力—照査式

1) 軸方向押し込み支持力

【許容応力度法】

$$N + w \leq R_a = \frac{R_u}{F}$$

ここに、

R_u : 杭の極限支持力 (kN)

R_a : 杭の許容支持力 (kN)

w : 杭の自重(浮力を差し引いたもの) (kN)

F : 安全率

ただし、 w は次式により算定するものとする

$$w = A \cdot \gamma \cdot L - A \cdot \gamma_w \cdot L_w$$

ここに、

A : 杭の断面積 (m²)

γ : 杭の単位体積重量 (kN/m³)

L : 杭の長さ (m)

γ_w : 海水の単位体積重量 (kN/m³)

L_w : 杭の浮力を受ける部分の長さ (m)

【部分係数法】

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

$$R_k = R_{uk}$$

$$S_k = N_k + w_k$$

ここに、

N : 組杭に生じる軸方向力 (kN)

R_u : 静的最大軸方向抵抗力 (kN)

w : 杭の自重(浮力を差し引いたもの) (kN)

R : 抵抗項(kN)

S : 荷重項(kN)

γ_R : 抵抗項に乗じる部分係数

γ_S : 荷重項に乗じる部分係数

m : 調整係数

2) 軸方向引き抜き支持力

【許容応力度法】

$$N \leq R_a = w + \frac{R_u}{F}$$

ここに、

R_u : 杭の極限支持力 (kN)

R_a : 杭の許容支持力 (kN)

w : 杭の自重(浮力を差し引いたもの) (kN)

F : 安全率

【部分係数法】

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

$$R_k = R_{uk}$$

$$S_k = N_k - w_k$$

ここに、

N : 組杭に生じる軸方向力 (kN)

R_u : 静的最大軸方向抵抗力 (kN)

w : 杭の自重(浮力を差し引いたもの) (kN)

R : 抵抗項(kN)

S : 荷重項(kN)

γ_R : 抵抗項に乗じる部分係数

γ_S : 荷重項に乗じる部分係数

m : 調整係数

杭の支持力ー打ち込み杭

1) 軸方向押し込み支持力

[支持層：砂質土]

$$R_u = 300 \cdot N \cdot A_p + \sum 2 \cdot N_i \cdot A_s + \sum c_{ai} \cdot A_s$$

ここに、

R_u ：杭の極限支持力 (kN)

N ：杭の先端地盤のN値

A_p ：杭の先端面積(m²)

A_s ：杭の周表面積 $A_s = U \cdot L_i$ (m²)

U ：杭の周長 $U = \pi \cdot B$ (m)

B ：杭径 (m)

L_i ：層の厚さ (m)

N_i ：砂質土層内の平均N値

c_{ai} ：粘性土層内の平均付着力 (kN/m²)

ただし、N値は次式により算定するものとする

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

ここに、

N_1 ：杭先端位置でのN値

\overline{N}_2 ：杭先端より上方へ4Bなる範囲内の平均のN値

[支持層：粘性土]

$$R_u = 6 \cdot C_p \cdot A_p + \sum 2 \cdot N_i \cdot A_s + \sum c_{ai} \cdot A_s \quad (\text{部分係数法})$$

$$R_u = 8 \cdot C_p \cdot A_p + \sum 2 \cdot N_i \cdot A_s + \sum c_{ai} \cdot A_s \quad (\text{許容応力度法})$$

ここに、

C_p ：杭先端位置での粘着力 (kN/m²)

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. 693～

参照：『漁港・漁場の施設の設計参考図書 2015年』P. 258～

2) 軸方向引き抜き支持力

$$R_u = \sum 2 \cdot N_i \cdot A_s + \sum c_{ai} \cdot A_s$$

ここに、

R_u : 杭の極限支持力 (kN)

A_s : 杭の周表面積 $A_s = U \cdot L_i$ (m²)

U : 杭の周長 $U = \pi \cdot B$ (m)

B : 杭径 (m)

L_i : 層の厚さ (m)

N_i : 砂質土層内の平均N値

c_{ai} : 粘性土層内の平均付着力 (kN/m²)

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. 699～

参照 : 『漁港・漁場の施設の設計参考図書 2015年』 P. 262～

杭の支持力—中掘り杭 (道路橋示方書H24年以前)

1) 軸方向押し込み支持力

道路橋示方書 平成8年

$$R_u = q_d \cdot A_p + U \left(\sum N_i \cdot L_i + \sum 0.5 \cdot c_{ai} \cdot L_i \right) \quad N \leq 50, 0.5c_a \leq 100$$

道路橋示方書 平成14年

$$R_u = q_d \cdot A_p + U \left(\sum 2 \cdot N_i \cdot L_i + \sum 0.8 \cdot c_{ai} \cdot L_i \right) \quad 2N \leq 100, 0.8c_a \leq 100$$

ここに、

R_u : 杭の極限支持力 (kN)

q_d : 杭先端で支持する単位面積当りの極限支持力度 (kN)

A_p : 杭の先端面積 (m²)

U : 杭の周長 $U = \pi \cdot B$ (m)

B : 杭径 (m)

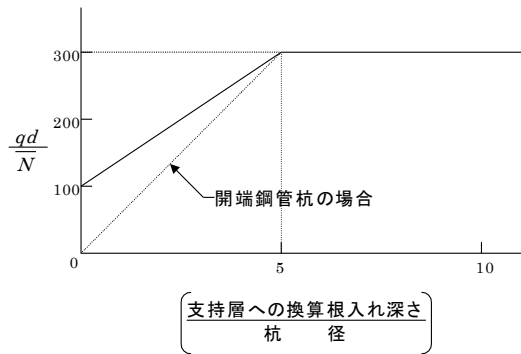
L_i : 層の厚さ (m)

N_i : 砂質土層内の平均N値

c_{ai} : 粘性土層内の平均付着力 (kN/m²)

この支持力の算定式は道路橋示方書 平成8年に掲載されているものと道路橋示方書 平成14年に掲載されているものとの2種類を選択できます。極限支持力度 q_d の算定法として以下の5種類を選択できます。

1 : 最終打撃方式



$$qd = \frac{300}{5} \cdot \bar{N} \cdot \left(\frac{\text{支持層への換算根入れ深さ}}{\text{杭径}} \right)$$

2 : セメントミルク噴出攪拌方式 (砂層) $qd = 150 \cdot N$

3 : セメントミルク噴出攪拌方式 (砂礫層) $qd = 200 \cdot N$

4 : コンクリート打設方式 (砂礫層及び砂層) $qd = 3000$

5 : コンクリート打設方式 (良質な砂礫層) $qd = 5000$

6 : コンクリート打設方式 (硬質粘性土層) $qd = 3 \cdot qu$ qu : 一軸圧縮強度 (kN/m²)

2) 軸方向引き抜き支持力

道路橋示方書 平成8年

$$R_u = U \left(\sum N_i \cdot L_i + \sum 0.5 \cdot c_{ai} \cdot L_i \right) \quad N \leq 50, 0.5c_a \leq 100$$

道路橋示方書 平成14年

$$R_u = U \left(\sum 2 \cdot N_i \cdot L_i + \sum 0.8 \cdot c_{ai} \cdot L_i \right) \quad 2N \leq 100, 0.8c_a \leq 100$$

ここに、

R_u : 杭の極限支持力 (kN)

U : 杭の周長 $U = \pi \cdot B$ (m)

B : 杭径 (m)

L_i : 層の厚さ (m)

N_i : 砂質土層内の平均N値

c_{ai} : 粘性土層内の平均付着力 (kN/m²)

この支持力の算定式は道路橋示方書 平成8年に掲載されているものと道路橋示方書 平成14年に掲載されているものの2種類を選択できます。

参照 : 『道路橋示方書・同解説IV下部構造編 平成24年3月』 P. 395~

参照 : 『道路橋示方書・同解説IV下部構造編 平成14年3月』 P. 353

参照 : 『道路橋示方書・同解説IV下部構造編 平成14年3月』 P. 362

参照 : 『道路橋示方書・同解説IV下部構造編 平成8年12月』 P. 336

杭の支持力—中掘り杭（道路橋示方書H29年）

1) 軸方向押し込み支持力

$$R_u = q_d \cdot A_p + U \left(\sum 2 \cdot N_i \cdot L_i + \sum 0.8 \cdot c_{ai} \cdot L_i \right) \quad 2N \leq 100, 0.8c_a \leq 70$$

ここに、

R_u : 杭の極限支持力 (kN)

q_d : 杭先端で支持する単位面積当りの極限支持力度 (kN)

A_p : 杭の先端面積 (m²)

U : 杭の周長 $U = \pi \cdot B$ (m)

B : 杭径 (m)

L_i : 層の厚さ (m)

N_i : 砂質土層内の平均N値

c_{ai} : 粘性土層内の平均付着力 (kN/m²)

極限支持力度 q_d の算定法として以下の4種類を選択できます。

- | | |
|-------------------------|---------------------|
| 1 : 最終打撃方式（粘性土層） | $q_d = 90 \cdot N$ |
| 2 : 最終打撃方式（砂・砂れき層） | $q_d = 130 \cdot N$ |
| 3 : セメントミルク噴出攪拌方式（砂層） | $q_d = 220 \cdot N$ |
| 4 : セメントミルク噴出攪拌方式（砂れき層） | $q_d = 250 \cdot N$ |

2) 軸方向引き抜き支持力

$$R_u = U \left(\sum 2 \cdot N_i \cdot L_i + \sum 0.8 \cdot c_{ai} \cdot L_i \right) \quad 2N \leq 100, 0.8c \leq 70$$

ここに、

R_u : 杭の極限支持力 (kN)

U : 杭の周長 $U = \pi \cdot B$ (m)

B : 杭径 (m)

L_i : 層の厚さ (m)

N_i : 砂質土層内の平均N値

c_{ai} : 粘性土層内の平均付着力 (kN/m²)

参照：『道路橋示方書・同解説IV下部構造編 平成29年11月』P. 238～

杭の支持力—埋込み杭（漁港基準）許容応力度法

1) 軸方向押し込み支持力

$$Ra = \frac{1}{F} \left[200 \cdot \eta \cdot \bar{N} \cdot Ap + \left(\sum 2 \cdot Ns \cdot Ls + \sum 10 \cdot Nc \cdot Lc \right) \cdot \phi \right] - w$$

ここに

Ra : 長期許容支持力 (上部構造からの荷重とくいの自重の和に対して適用) (kN)

η : 開端くいの閉塞効力 (閉端くいでは $\eta = 1$)

\bar{N} : 先端抵抗N値 (くい先端より下へ1.0d～上へ4.0dの間の実測N値の平均)

Ap : くい先端の全断面積 (開端くいでは閉鎖断面積とする) (m^2)

Ns : くい周地盤中、砂質部分の実測N値の平均

Ls : くい周地盤中、砂質部分にあるくい長さ (m)

Nc : くい周地盤中、粘土質部分の実測N値の平均

ただし、実測値のうち $N = 0$ は0.5とみなし、またその上限は4とする

Lc : くい周地盤中、粘土質部分にあるくい長さ (m)

ϕ : くいの周長 (m)

w : くいの自重 (kN)

F : 安全率

2) 軸方向引き抜き支持力

$$Ra = \frac{1}{F} \left(\sum 2 \cdot Ns \cdot Ls + \sum 10 \cdot Nc \cdot Lc \right) \cdot \phi + w$$

ここに

Ra : 長期許容支持力 (上部構造からの荷重とくいの自重の和に対して適用) (kN)

Ns : くい周地盤中、砂質部分の実測N値の平均

Ls : くい周地盤中、砂質部分にあるくい長さ (m)

Nc : くい周地盤中、粘土質部分の実測N値の平均

ただし、実測値のうち $N = 0$ は0.5とみなし、またその上限は4とする

Lc : くい周地盤中、粘土質部分にあるくい長さ (m)

ϕ : くいの周長 (m)

w : くいの自重 (kN)

F : 安全率

参照：『漁港構造物設計ガイド平成6年度版』

負の周面摩擦－照査式

【許容応力度法】

$$Ra \leq \frac{1}{1.2} \cdot Rp - Rnf, \max$$

$$Ra \leq \sigma f \cdot Ae - Rnf, \max$$

ここに

Ra : 軸方向許容支持力 (常時) (kN)

Rp : くい先端支持力 (極限值) (kN)

Rnf, \max : 負の周面摩擦の最大値 (kN)

σf : くい降伏点圧縮応力度、又は長期許容圧縮応力度の1.5倍 (kN/m²)

Ae : くい有効断面積 $Ae = \pi/4 \cdot (B^2 - B'^2)$ (m²)

B : 腐食後の杭径 (m)

B' : 杭の内径 (m)

【部分係数法】

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

$$R_k = R_{pk}, \quad S_k = R_{ak} + R_{nf, \max} \quad (1)$$

$$R_k = \sigma_{fk}, \quad S_k = \frac{(R_{ak} + R_{nf, \max})}{A_e} \quad (2)$$

ここに、

R : 抵抗項(kN)

S : 荷重項(kN)

γ_R : 抵抗項に乗じる部分係数

γ_S : 荷重項に乗じる部分係数

m : 調整係数

負の周面摩擦－打込み杭

1) 負の周面摩擦の最大値 $R_{nf, max}$

$$R_{nf, max} = \left(\sum 2 \cdot N_{si} \cdot L_i + \sum \frac{q_{ui} \cdot L_i}{2} \right) \cdot \phi$$

ここに

$R_{nf, max}$: 負の周面摩擦の最大値 (kN)

N_{si} : 層内での平均N値 (砂質土)

q_{ui} : 層内での平均一軸圧縮強度 (粘性土) (kN/m^2)

L_i : 層の厚さ (m)

ϕ : くいの周長 (m)

2) くい先端支持力

[支持層：砂質土]

$$R_p = 300 \cdot N \cdot A_p + 2 \cdot N_s \cdot L \cdot \phi$$

ここに

R_p : くい先端支持力 (kN)

N : くい先端地盤のN値

A_p : くい先端面積 (m^2)

L : くいが支持地盤 (砂質土地盤) 中に貫入している長さ (m)

N_s : L区間での平均N値

[支持層：粘性土]

$$R_p = 6 \cdot C_p \cdot A_p + C_a \cdot L \cdot \phi \quad (\text{部分係数法})$$

$$R_p = 8 \cdot C_p \cdot A_p + C_a \cdot L \cdot \phi \quad (\text{許容応力度法})$$

ここに、

R_p : 杭の先端支持力 (kN)

C_p : 杭先端位置での粘着力

A_p : 杭の先端面積 (m^2)

L : 杭が支持地盤 (粘性土地盤) 中に貫入している長さ (m)

C_a : L区間での平均付着力

負の周面摩擦－中掘り杭（道路橋示方書H24年以前）

1) 負の周面摩擦の最大値 $R_{nf, max}$

道路橋示方書 平成8年

$$R_{nf, max} = \left(\sum N_{si} \cdot L_i + \sum 0.5 \cdot c_{ai} \cdot L_i \right) \cdot \phi N_s \leq 50, 0.5c_a \leq 100$$

道路橋示方書 平成14年

$$R_{nf, max} = \left(\sum 2N_{si} \cdot L_i + \sum 0.8 \cdot c_{ai} \cdot L_i \right) \cdot \phi 2N_s \leq 100, 0.8c_a \leq 100$$

ここに

$R_{nf, max}$: 負の周面摩擦の最大値 (kN)

N_{si} : 層内での平均N値 (砂質土)

c_{ai} : 層内での平均付着力 (粘性土) (kN/m^2)

L_i : 層の厚さ (m)

ϕ : くい周長 (m)

2) ぐいの先端支持力 R_p

[支持層：砂質土]

道路橋示方書 平成8年

$$R_p = q_d \cdot A_p + N_s \cdot L \cdot \phi N_s \leq 50$$

道路橋示方書 平成14年

$$R_p = q_d \cdot A_p + 2 \cdot N_s \cdot L \cdot \phi 2N_s \leq 100$$

ここに

R_p : ぐいの先端支持力 (kN)

q_d : くい先端で支持する単位面積当りの極限支持力度 (kN/m^2)

A_p : ぐいの先端面積 (m^2)

L : ぐいが支持地盤 (砂質土地盤) 中に貫入している長さ (m)

N_s : L区間での平均N値

[支持層：粘性土]

道路橋示方書 平成8年

$$R_p = q_d \cdot A_p + 0.5 \cdot c_a \cdot L \cdot \phi 0.5c_a \leq 100$$

道路橋示方書 平成14年

$$R_p = q_d \cdot A_p + 0.8 \cdot c_a \cdot L \cdot \phi 0.8c_a \leq 100$$

ここに

R_p : ぐいの先端支持力 (kN)

q_d : くい先端で支持する単位面積当りの極限支持力度 (kN/m^2)

A_p : ぐいの先端面積 (m^2)

L : ぐいが支持地盤 (粘性土地盤) 中に貫入している長さ (m)

c_a : L区間での平均付着力 (kN/m^2)

この支持力の算定式は道路橋示方書 平成8年に掲載されているものと
道路橋示方書 平成14年に掲載されているものとの2種類を選択できます。

負の周面摩擦－中掘り杭（道路橋示方書H29年）

1) 負の周面摩擦の最大値 $R_{nf, max}$

$$R_{nf, max} = \left(\sum 2N_{si} \cdot L_i + \sum 0.8 \cdot c_{ai} \cdot L_i \right) \cdot \phi \cdot 2N_s \leq 100, 0.8c_a \leq 70$$

ここに

- $R_{nf, max}$: 負の周面摩擦の最大値 (kN)
 N_{si} : 層内での平均N値 (砂質土)
 c_{ai} : 層内での平均付着力 (粘性土) (kN/m²)
 L_i : 層の厚さ (m)
 ϕ : くい周長 (m)

2) ぐいの先端支持力 R_p

[支持層：砂質土]

$$R_p = q_d \cdot A_p + 2 \cdot N_s \cdot L \cdot \phi \cdot 2N_s \leq 100$$

ここに

- R_p : ぐいの先端支持力 (kN)
 q_d : ぐい先端で支持する単位面積当りの極限支持力度 (kN/m²)
 A_p : ぐいの先端面積 (m²)
 L : ぐいが支持地盤 (砂質土地盤) 中に貫入している長さ (m)
 N_s : L区間での平均N値

[支持層：粘性土]

$$R_p = q_d \cdot A_p + 0.8 \cdot c_a \cdot L \cdot \phi \cdot 0.8c_a \leq 70$$

ここに

- R_p : ぐいの先端支持力 (kN)
 q_d : ぐい先端で支持する単位面積当りの極限支持力度 (kN/m²)
 A_p : ぐいの先端面積 (m²)
 L : ぐいが支持地盤 (粘性土地盤) 中に貫入している長さ (m)
 c_a : L区間での平均付着力 (kN /m²)

負の周面摩擦－埋込み杭（漁港基準）許容応力度法

1) 負の周面摩擦の最大値 $R_{nf, max}$

$$R_{nf, max} = \left(\sum 2 \cdot N_{si} \cdot L_{si} + \sum 10 \cdot N_{ci} \cdot L_{ci} \right) \cdot \phi$$

ここに

$R_{nf, max}$: 負の周面摩擦の最大値 (kN)

N_{si} : くい周地盤中、砂質部分の実測N値の平均

L_{si} : くい周地盤中、砂質部分にあるくい長さ (m)

N_{ci} : くい周地盤中、粘土質部分の実測N値の平均

ただし、実測値のうち $N = 0$ は0.5とみなし、またその上限は4とする

L_{ci} : くい周地盤中、粘土質部分にあるくい長さ (m)

ϕ : くいの周長 (m)

2) くいの先端支持力 R_p

[支持層：砂質土]

$$R_p = 200 \cdot \eta \cdot \bar{N} \cdot A_p + 2 \cdot N_s \cdot L \cdot \phi$$

ここに

R_p : くいの先端支持力 (kN)

η : 開端くいの閉塞効力 (開端くいでは $\eta = 1$)

\bar{N} : 先端抵抗N値 (くい先端より下へ $1.0d$ ～上へ $4.0d$ の間の実測N値の平均)

A_p : くい先端の全断面積 (開端くいでは閉鎖断面積とする) (m^2)

L : くいが支持地盤 (砂質土地盤) 中に貫入している長さ (m)

N_s : L 区間での平均N値

[支持層：粘性土]

$$R_p = 200 \cdot \eta \cdot \bar{N} \cdot A_p + 10 \cdot N_c \cdot L \cdot \phi$$

ここに

L : くいが支持地盤 (粘性土地盤) 中に貫入している長さ (m)

N_c : L 区間での実測N値の平均

ただし、実測値のうち $N = 0$ は0.5とみなし、またその上限は4とする

2-13. k_h の計算方法について

控え工が控え矢板・直杭で根入れ部の計算がチャンの方式の場合や控え組杭の計算の場合、 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

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

$$B_H = \sqrt{\frac{D}{\beta}}, \quad \beta = \sqrt[4]{\frac{k_h D}{4EI}}$$

ここに、

D: 杭径(m)

EI: 曲げ剛性($kN \cdot m^2$)

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) 控え工が矢板の場合は、10.0m

β : 特性値(m^{-1})

k_h : 水平方向地盤反力係数(kN/m^3)

- 5) 道路土工(仮設) C→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 →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、粘性土で、N値が無い場合は $qu \rightarrow N$ でK値を算出します。

$$K_h = 1500 \cdot 2 \cdot X \cdot C$$

Xについては、 $qu(N/mm^2) = N/X$ の入力値(X)を kN/m^2 に単位変換かけたもの

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

斜角による K_h の補正

斜杭の傾き(度)	算 定 式
$-30^\circ < \theta \leq -20^\circ$	$K_h' = K_h \times (-0.051 \theta + 0.71)$
$-20^\circ < \theta \leq -10^\circ$	$K_h' = K_h \times (-0.039 \theta + 0.95)$
$-10^\circ < \theta < 0^\circ$	$K_h' = K_h \times (-0.034 \theta + 1.00)$
$0^\circ < \theta < 10^\circ$	$K_h' = K_h \times (-0.026 \theta + 1.00)$
$10^\circ \leq \theta < 20^\circ$	$K_h' = K_h \times (-0.024 \theta + 0.98)$
$20^\circ \leq \theta < 30^\circ$	$K_h' = K_h \times (-0.017 \theta + 0.84)$

2-14. 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、標準的な部分係数（ γ ）が用意されています。また、レベル1地震動に関する変動状態では、各外力の部分係数は1.00です。

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. 1099～

標準的な部分係数

表-1 矢板壁の根入れ長照査に用いる部分係数

照査対象	土層構成	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
フリーアースサポート法による矢板の根入れ長（永続状態）	砂質土地盤	0.72	1.09	— (1.00)
	粘性土が含まれる場合	0.77	1.11	
フリーアースサポート法による矢板の根入れ長（レベル1地震動に対する変動状態）	すべての土層構成	— (1.00)	— (1.00)	1.20

表-2 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）	0.84	1.18	— (1.00)
矢板壁の応力（レベル1地震動に対する変動状態）	— (1.00)	— (1.00)	1.12

表-3 タイ材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
タイ材の応力（永続状態）	0.64	1.29	— (1.00)
タイ材の応力（レベル1地震動等に対する変動状態）	— (1.00)	— (1.00)	1.67

表-4 腹起し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
腹起しの応力 (永続状態)	— (1.00)	— (1.00)	1.67
腹起しの応力 (レベル1地震動等に対する変動状態)	— (1.00)	— (1.00)	1.12

表-5 控え直杭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
控え直杭の応力 (永続状態)	— (1.00)	— (1.00)	1.67
控え直杭の応力 (レベル1地震動等に対する変動状態)	— (1.00)	— (1.00)	1.12

表-6 控え組杭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
控え組杭の応力 (永続状態)	— (1.00)	— (1.00)	1.67
控え組杭の応力 (レベル1地震動等に対する変動状態)	— (1.00)	— (1.00)	1.12

表-7 控え組杭の軸力照査に用いる部分係数

照査対象	杭の種類		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
	控え組杭の軸力 (永続状態)	引抜杭		1.00	1.00
押込杭		1.00	1.00	2.50	
控え組杭の軸力 (レベル1地震動等に対する変動状態)	引抜杭		1.00	1.00	2.50
	押込杭	支持杭	1.00	1.00	1.50
		摩擦杭	1.00	1.00	2.00

表-8 控え版の安定性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
控え版の安定性 (永続状態)	— (1.00)	— (1.00)	2.50
控え版の安定性 (レベル1地震動等に対する変動状態)	— (1.00)	— (1.00)	2.00

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

基準書には、たわみ曲線法及び、負の周面摩擦の照査に用いる部分係数は示されていません。そのため、「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。

表-9 矢板壁の根入れ長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
たわみ曲線法による矢板の根入れ長 (永続状態)	— (1.00)	— (1.00)	1.20
たわみ曲線法による矢板の根入れ長 (レベル1地震動に対する変動状態)	— (1.00)	— (1.00)	1.20

表-10 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
たわみ曲線法による矢板壁の応力 (永続状態)	— (1.00)	— (1.00)	1.67
たわみ曲線法による矢板壁の応力 (レベル1地震動に対する変動状態)	— (1.00)	— (1.00)	1.12

表-11 控え組杭の負の周面摩擦の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
$m \cdot \frac{\gamma_S (R_{ak} + R_{nf,max})}{\gamma_R R_{pk}} \leq 1.0$	— (1.00)	— (1.00)	1.20
$m \cdot \frac{\gamma_S [(R_{ak} + R_{nf,max})/A_e]}{\gamma_R \sigma_{fk}} \leq 1.0$	— (1.00)	— (1.00)	1.00

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
- ・ 港湾構造物設計事例集 平成30年12月 沿岸開発技術研究センター
- ・ 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・同解説 平成29年11月 日本道路協会
- ・ 道路橋示方書・同解説 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