

Sample

平成29年度施行 ○○建設事務所管内

○○○○対策詳細設計外一連業務

自立式親杭横矢板土留め壁 設計計算書

○○工区, SP 0000.00～SP 0000.00

仮設土留め壁 No.00

設計ケース No.00

Sample

平成30年1月

○○○○建設部 ○○建設事務所

○○○○設計株式会社

目 次

	Page
§ 1. 設計条件	p. 1
1-1. 基本条件	p. 1
1-2. 土質条件	p. 2
1-3. 土留め杭（親杭）の条件	p. 2
1-4. 土留め板（横矢板）の条件	p. 3
§ 2. 主働土圧および側圧	p. 4
2-1. 主働土圧の計算方法	p. 4
2-2. 主働土圧	p. 5
2-3. 側圧（水平力）とモーメント	p. 5
2-4. 側圧（水平力）の作用位置	p. 6
§ 3. 土留め壁の根入れ長	p. 7
3-1. 土留め壁（親杭）の特性値に基づく根入れ長	p. 7
3-2. 土留め壁（親杭）の必要根入れ長	p. 9
3-3. 土留め壁（親杭）の設計長さ	p. 9
§ 4. 土留め壁の剛性	p. 10
4-1. 断面力	p. 10
4-2. 応力度	p. 11
§ 5. 土留め壁の変位量	p. 12
5-1. 土留め壁頭部変位量の計算方法	p. 12
5-2. 掘削底面における変位量	p. 12
5-3. 掘削底面におけるたわみ角による変位量	p. 13
5-4. 掘削底面以浅における片持梁のたわみ量	p. 13
5-5. 地表面における土留め壁の変位量	p. 14
§ 6. 土留め板（横矢板）の板厚	p. 15
6-1. 土留め板（横矢板）板厚の計算方法	p. 15
6-2. 断面力	p. 16
6-3. 設計板厚	p. 16

§ 7. 掘削底面の安定（ボーリング・矩形掘削）		p. 17
7-1. ボーリングの検討式		p. 17
7-2. 掘削底面以深の地質条件		p. 18
7-3. ボーリングに対する安全率		p. 19
7-4. ボーリングを防止するための必要根入れ長		p. 20
§ 8. 掘削底面の安定（パイピング）		p. 21
8-1. パイピングの検討式		p. 21
8-2. パイピングに対する安全率		p. 21
8-3. パイピングを防止するための必要根入れ長		p. 22
	END	p. 22

§ 1. 設計条件

1-1. 基本条件

- (1) 土留め壁の形式 : 自立式親杭横矢板壁
- (2) 土留め壁の設計高さ : $H = 2.500 \text{ m}$ (掘削底面の深度 GL-m)
- (3) 土留め壁の天端突出長 : $L_c = 0.500 \text{ m}$
- (4) 土留め壁の最小根入れ長 : $L_m = 2.500 \text{ m}$ ($\because$ 掘削底面の深さ $H < 3\text{m}$)
- (5) 地表面の上載荷重 : $q = 10.00 \text{ kN/m}^2$
- (6) 土留め壁の断面性能の有効率 (係数)
- a) 断面二次モーメント : $\varepsilon_1 = 100 \% = 1.00$ (根入れの計算)
- $\varepsilon_2 = 100 \% = 1.00$ (断面力・変位量の計算)
- b) 断面係数 : $\varepsilon_3 = 100 \% = 1.00$
- (7) 地表面の許容変位量 : $\delta_a \leq H \times 0.03$ ($\because$ 土留め壁設計高さの 3% 以下)
- $\leq 2.500 \times 0.03 = 0.0750 \text{ m} = 75.0 \text{ mm}$
- (8) 掘削底面の安定性の検討 : 「ボーリング」「パイピング」
- (9) 準拠指針

・道路土工一仮設構造物工指針；公益社団法人 日本道路協会，平成11年3月．

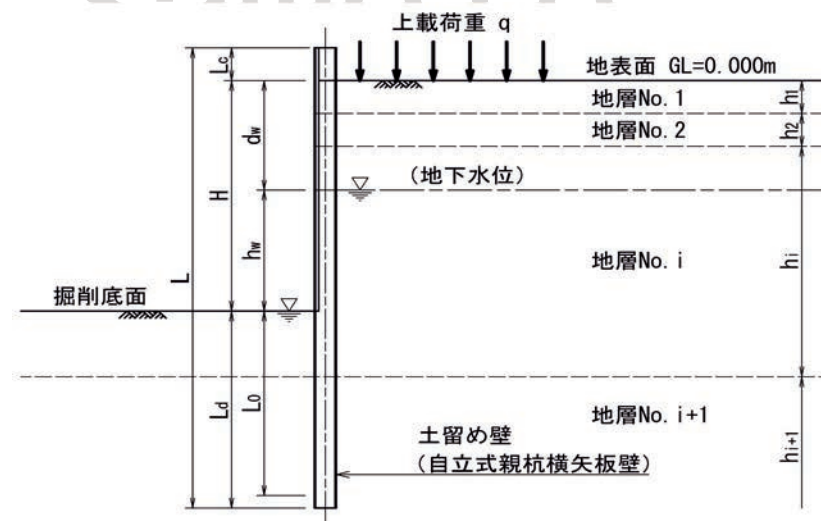


図1-1 土留め壁の検討断面

1-2. 土質条件

(1) 地層および土質定数

表1-1 地層および土質定数

地層 No.	土質	層厚 h (m)	深度 d (GL-m)	湿潤単位 体積重量 γ_t (kN/m ³)	水中単位 体積重量 γ' (kN/m ³)	内部摩擦角 ϕ (°)	粘着力 c (kN/m ²)	代表N値	難 透 水 層
1	砂質土	1.000	0.000	18.00	9.00	20.00	0.00	5.0	
			1.000						
2	砂質土	1.000	1.000	18.00	9.00	25.00	0.00	10.0	
			2.000						
3	砂質土	1.000	2.000	18.50	9.50	30.00	0.00	20.0	
			3.000						
4	砂質土	17.000	3.000	19.00	10.00	35.00	0.00	30.0	
			20.000						

※) 水中単位体積重量: $\gamma' = \gamma_t - 9.0 \text{ kN/m}^3$

(2) 掘削底面以深の地盤変形係数

a) 地盤反力係数の取扱い : 代表N値に基づく換算値を採用

b) 地盤反力係数の推定係数 : $\alpha = 1$ c) 代表N値 : $N = 20.0$ (掘削底面以深の最小N値 $N = 20.0$)

d) 変形係数 (換算値) : $E_0 = 2800 \times N$
 $= 2800 \times 20.0 = 56000 \text{ kN/m}^2$

e) 変形係数 (測定値) : $E_0 = \quad \text{— kN/m}^2$

(3) 地下水の条件

a) 地下水位 (深度) : $d_w = 1.500 \text{ GL-m}$ b) 地下水の水位差 : $h_w = H - d_w$ (ただし, $h_w \geq 0.000 \text{ m}$) $= 2.500 - 1.500 = 1.000 \text{ m}$ c) 地下水の単位体積重量 : $\gamma_w = 10.0 \text{ kN/m}^3$

1-3. 土留め杭（親杭）の条件

- (1) 親杭材の規格 : H-175×175× 7.5×11
- (2) 親杭の間隔 : $B_0 = 1.500 \text{ m}$
- (3) 断面二次モーメント : $I_x = 2900 \text{ cm}^4$
- (4) 断面係数 : $Z_x = 331.0 \text{ cm}^3$
- (5) 弾性係数 : $E = 200000 \text{ N/mm}^2$
- (6) 許容曲げ引張り応力度 : $\sigma_{ta} = 210 \text{ N/mm}^2$ (溶接継手なし・工場溶接継手)

1-4. 土留め板（横矢板）の条件

- (1) 横矢板の材質 : 【針葉樹】 すず, もみ, えぞまつ, とどまつ, べいす
ぎ, べいつが
- (2) 許容曲げ引張り応力度 : $\sigma_{ta} = 10.5 \text{ N/mm}^2$
- (3) 許容せん断応力度 : $\tau_a = 0.75 \text{ N/mm}^2$
- (4) 最小板厚 : $t_{min} = 30 \text{ mm}$

§ 2. 主働土圧および側圧

2-1. 主働土圧の計算方法

掘削底面以浅（地表面から掘削底面まで）の土留め壁に作用する主働土圧を，以下に示すランキン・レザール式に基づいて算出する。

$$P_a = K_a \times \{ \Sigma (\gamma \times h) + q \} - 2 \times c \times \sqrt{K_a}$$

ここに， P_a : 地表面から掘削底面までの土留め壁に作用する土圧 (kN/m²)

粘性土については，次式で算出される土圧を下限値とする。

$$P_{a \min} = 0.3 \times \Sigma (\gamma \times h) \quad ※) \text{ 上載荷重を考慮しない。}$$

K_a : 各地層の主働土圧係数 $K_a = \tan^2(45^\circ - \phi/2)$

γ : 各地層の土の湿潤単位体積重量 (kN/m³)

地下水位以深では，水中単位体積重量 γ' (kN/m³) を採用する。

h : 各地層の着目深度までの層厚 (m)

c : 各地層の土の粘着力 (kN/m²)

ϕ : 各地層の土の内部摩擦角 (°)

q : 地表面における上載荷重 (kN/m²)

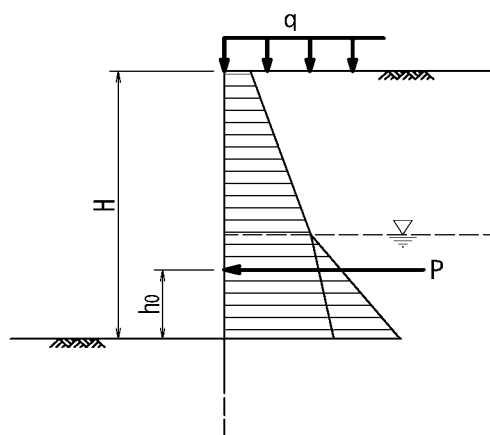


図2-1 土留め壁に作用する土圧および水圧

2-2. 主働土圧

掘削底面以浅の土留め壁に作用する主働土圧と静水圧を 表2-1 に示す。

表2-1 掘削底面以浅の土留め壁に作用する主働土圧および静水圧

深度 d (GL-m)	層厚 h (m)	地層 No. i	γ (kN/m ³)	ϕ (°)	c (kN/m ²)	K_a	$\Sigma(\gamma h) + q$ (kN/m ²)	$2c\sqrt{K_a}$ (kN/m ²)	P_a (kN/m ²)	$P_{a \min}$ (kN/m ²)	静水圧 (kN/m ²)	土圧＋ 静水圧 (kN/m ²)
0.000	1.000	1	18.0	20.0	0.0	0.4903	10.00	0.00	4.90	0.00	0.00	4.90
1.000							28.00		13.73	0.00	0.00	13.73
1.000	0.500	2	18.0	25.0	0.0	0.4059	28.00	0.00	11.37	0.00	0.00	11.37
1.500							37.00		15.02	0.00	0.00	15.02
1.500	0.500	2	9.0	25.0	0.0	0.4059	37.00	0.00	15.02	0.00	0.00	15.02
2.000							41.50		16.84	0.00	5.00	21.84
2.000	0.500	3	9.5	30.0	0.0	0.3333	41.50	0.00	13.83	0.00	5.00	18.83
2.500							46.25		15.42	0.00	10.00	25.42

※) 地下水位 : $d_w = 1.500 \text{ m}$, ※) 上載荷重 : $q = 10.00 \text{ kN/m}^2$

2-3. 側圧（水平力）とモーメント

掘削底面以浅の主働土圧に起因する側圧（水平力）とモーメントを 表2-2 に示す。

表2-2 掘削底面以浅の側圧（水平力）とモーメント

深度 d (GL-m)	層厚 h (m)	地層 No. i	土圧＋静水圧 (kN/m ²)	(土圧＋ 静水圧)× B_0 (kN/m ²)	側圧 P (kN/本)	アーム長 L (m)	モーメント M (kN・m/本)
0.000	1.000	1	4.90	7.35	13.975	1.921	26.846
1.000			13.73	20.60			
1.000	0.500	2	11.37	17.06	9.898	1.238	12.254
1.500			15.02	22.53			
1.500	0.500	2	15.02	22.53	13.823	0.735	10.160
2.000			21.84	32.76			
2.000	0.500	3	18.83	28.25	16.595	0.238	3.950
2.500			25.42	38.13			
合計値 (最大値)			(25.42)	(38.13)	54.291		53.210

※) 親杭の間隔 : $B_0 = 1.500 \text{ m/本}$

2-4. 側圧（水平力）の作用位置

前ページの「表2-2 掘削底面以浅の側圧（水平力）とモーメント」に基づき、掘削底面から側圧（水平力）合力作用位置までの高さを次式で求める。

$$h_0 = \frac{\Sigma M}{\Sigma P}$$
$$= \frac{53.210}{54.291} = 0.980 \text{ m}$$

ここに、 h_0 : 掘削底面から側圧（水平力）の合力作用位置までの高さ (m)

ΣP : 主働土圧に起因する側圧（水平力）の合計値

$$\Sigma P = 54.291 \text{ kN/本}$$

ΣM : 側圧（水平力）に起因するモーメントの合計値

$$\Sigma M = 53.210 \text{ kN}\cdot\text{m/本}$$

§ 3. 土留め壁の根入れ長

3-1. 土留め壁（親杭）の特性値に基づく根入れ長

(1) 根入れ長の計算方法

土留め壁（親杭）の特性値に基づく必要根入れ長は、次式によって求める。

$$L_{\beta} = \frac{2.5}{\beta}$$

ここに、 L_{β} : 親杭の特性値に基づく必要根入れ長 (m)

β : 親杭の特性値 (m^{-1})

上式中の「 β : 親杭の特性値」は、次式で求められる。

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_H \times B_f}{4 \times E \times \varepsilon_1 \times I_x}}$$

ここに、 k_H : 水平方向地盤反力係数 (kN/m^3)

B_f : 親杭のフランジ幅 (m)

$$B_f = 0.175 \text{ m}$$

E : 親杭の弾性係数 (kN/m^2)

$$E = 2.0 \times 10^8 \text{ kN/m}^2$$

I_x : 親杭の断面二次モーメント (m^4)

$$I_x = 2900 \times 10^{-8} \text{ m}^4$$

ε_1 : 断面二次モーメントの有効率

$$\varepsilon_1 = 100 \% = 1.00$$

上式中の「 k_H : 水平方向地盤反力係数」は、次式で求められる。

$$k_H = \eta \times k_{H0} \times \left(\frac{B_H}{0.3} \right)^{-3/4}$$

ここに、 η : 壁体形式に係わる係数

親杭横矢板壁の場合、 $\eta = B_0 / B_f$ (ただし、 $\eta \leq 4.0$)

$$= 1.500 / 0.175 = 8.6 \Rightarrow 4.0$$

B_0 : 親杭の中心間隔 (m)

$$B_0 = 1.500 \text{ m}$$

B_H : 換算載荷幅 (m)

$$B_H = 10.0 \text{ m}$$

k_{H0} : 直径30cmの剛体円盤による平板載荷試験の値に相当する水平方向地盤反力係数 (kN/m^3)

上式中の「 k_{H0} ：直径30cmの剛体円盤による平板載荷試験値に相当する水平方向地盤反力係数」は、次式で求められる。

$$k_{H0} = \frac{1}{0.3} \times \alpha \times E_0$$

ここに、 α ：地盤反力係数の推定に用いる係数 $\alpha = 1$

E_0 ：地盤の変形係数 (kN/m²) $E_0 = 56000 \text{ kN/m}^2$

(2) 平板載荷試験値に相当する水平方向地盤反力係数

$$\begin{aligned} k_{H0} &= \frac{1}{0.3} \times \alpha \times E_0 \\ &= \frac{1}{0.3} \times 1 \times 56000 = 186667 \text{ kN/m}^3 \end{aligned}$$

(3) 水平方向地盤反力係数

$$\begin{aligned} k_H &= \eta \times k_{H0} \times \left(\frac{B_H}{0.3} \right)^{-3/4} \\ &= 4.0 \times 186667 \times \left(\frac{10.0}{0.3} \right)^{-3/4} = 53823 \text{ kN/m}^3 \end{aligned}$$

(4) 土留め壁（親杭）の特性値

$$\begin{aligned} \beta &= \sqrt[4]{\left(\frac{k_H \times B_f}{4 \times E \times \varepsilon_1 \times I_x} \right)} \\ &= \sqrt[4]{\left(\frac{53823 \times 0.175}{4 \times 2.0 \times 10^8 \times 1.00 \times 2900 \times 10^{-8}} \right)} = 0.798 \text{ m}^{-1} \end{aligned}$$

(5) 土留め壁（親杭）の特性値に基づく必要根入れ長

$$\begin{aligned} L_\beta &= \frac{2.5}{\beta} \\ &= \frac{2.5}{0.798} = 3.133 \text{ m} \end{aligned}$$

3-2. 土留め壁（親杭）の必要根入れ長

土留め壁の必要根入れ長については、「土留め壁の形式から決定される最小根入れ長」，「掘削底面の安定性から決定される根入れ長」，および「土留め壁（親杭）の特性値から決定される根入れ長」のうち，最大の値を採用する。

- (1) 土留め壁の形式から決定される最小根入れ長

$$L_m = 2.500 \text{ m} \quad (\because \text{土留め壁の設計高さ } H \leq 3\text{m} \text{ の場合, } L_{\min} = H)$$

- (2) 掘削底面の安定性から決定される根入れ長

本件においては、「ボーリング」「パイピング」の発生が懸念されることから，掘削底面の安定性から決定される根入れ長として，以下の値を採用する。

$$L_s = 1.000 \text{ m}$$

- (3) 土留め壁（親杭）の特性値から決定される必要根入れ長

$$L_\beta = 3.133 \text{ m}$$

- (4) 必要根入れ長

必要根入れ長として，(1)～(3)の最大値を採用する。

$$L_0 = 3.133 \text{ m}$$

3-3. 土留め壁（親杭）の設計長さ

土留め壁（親杭）の設計長さについては，「 L_0 ：土留め壁の必要根入れ長」＋「 H ：土留め壁の設計高さ」＋「 L_c ：土留め壁の天端突出長」を超える長さが必要である。当該設計計算においては，土留め壁（親杭）の設計長さ L として，以下の値を採用する。

$$L = L_0 + H + L_c = 3.133 + 2.500 + 0.500 = 6.133 \text{ m} \Rightarrow 6.5 \text{ m}$$

$$\text{ここに, } H : \text{土留め壁の高さ(掘削底面の深度)} \quad H = 2.500 \text{ m (GL-m)}$$

$$L_c : \text{土留め壁の天端突出長 (m)} \quad L_c = 0.500 \text{ m}$$

このとき，土留め壁（親杭）の設計根入れ長 L_d は，以下の値となる。

$$L_d = L - L_c - H = 6.500 - 0.500 - 2.500 = 3.500 \text{ m}$$

また，土留め壁（親杭）の先端の深度は，以下の値となる。

$$d_p = L - L_c = 6.500 - 0.500 = 6.000 \text{ GL-m}$$

§ 4. 土留め壁の剛性

4-1. 断面力

土留め壁の断面計算に用いる最大曲げモーメントは、次式により求める。

$$\begin{aligned}
 M_{\max} &= \frac{P}{2 \times \beta} \times \sqrt{\{(1 + 2 \times \beta \times h_0)^2 + 1\}} \times \exp\left\{-\tan^{-1}\left(\frac{1}{1 + 2 \times \beta \times h_0}\right)\right\} \\
 &= \frac{54.291}{2 \times 0.798} \times \sqrt{\{(1 + 2 \times 0.798 \times 0.980)^2 + 1\}} \\
 &\quad \times \exp\left\{-\tan^{-1}\left(\frac{1}{1 + 2 \times 0.798 \times 0.980}\right)\right\} \\
 &= 64.55 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

ここに、 $M_{\max}$: 土留め壁に発生する最大曲げモーメント (kN・m)

P : 親杭に作用する側圧 (水平力) の合力 (kN) $P = 54.291 \text{ kN}$

h_0 : 掘削底面から合力作用位置までの高さ (m) $h_0 = 0.980 \text{ m}$

β : 親杭の特性値 (m^{-1})

$$\begin{aligned}
 \beta &= \sqrt[4]{\left(\frac{k_H \times B_f}{4 \times E \times \varepsilon_2 \times I_x}\right)} \\
 &= \sqrt[4]{\left(\frac{53823 \times 0.175}{4 \times 2.0 \times 10^8 \times 1.00 \times 2900 \times 10^{-8}}\right)} \\
 &= 0.798 \text{ m}^{-1}
 \end{aligned}$$

k_H : 水平方向地盤反力係数 (kN/m^3) $k_H = 53823 \text{ kN}/\text{m}^3$

B_f : 親杭のフランジ幅 (m) $B_f = 0.175 \text{ m}$

E : 親杭の弾性係数 (kN/m^2) $E = 2.0 \times 10^8 \text{ kN}/\text{m}^2$

I_x : 親杭の断面二次モーメント (m^4) $I_x = 2900 \times 10^{-8} \text{ m}^4$

ε_2 : 断面二次モーメントの有効率 $\varepsilon_2 = 100 \% = 1.00$

4-2. 応力度

土留め壁の曲げ引張り応力度は、次式により求める。

$$\begin{aligned}\sigma_t &= \frac{M_{\max}}{\varepsilon_3 \times Z_x} \\ &= \frac{64.55 \times 10^6}{1.0 \times 331.0 \times 10^3} \\ &= 195.02 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_{ta} = 210 \text{ N/mm}^2 \quad \text{—OK—}\end{aligned}$$

ここに、 σ_t : 親杭に発生する曲げ引張り応力度 (N/mm²)

Z_x : 親杭の断面係数 (mm³) $Z_x = 331.0 \times 10^3 \text{ mm}^3$

ε_3 : 断面係数の有効率 $\varepsilon_3 = 100 \% = 1.00$

σ_{ta} : 親杭の許容曲げ引張り応力度 $\sigma_{ta} = 210 \text{ N/mm}^2$

以上より、本件で選定した土留め杭（親杭）材「H-175×175× 7.5×11」は、土留め壁に作用する側圧（水平力）に対して、十分な剛性を有していると言える。

§ 5. 土留め壁の変位量

5-1. 土留め壁頭部変位量の計算方法

地表面における土留め壁の変位量は、次式により求める。

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

ここに、 δ : 地表面における土留め壁の変位量 (m)

δ_1 : 掘削底面における変位量 (m)

δ_2 : 掘削底面におけるたわみ角による変位量 (m)

δ_3 : 掘削底面以浅における片持梁のたわみ量 (m)

5-2. 掘削底面における変位量

$$\begin{aligned}\delta_1 &= \frac{1 + \beta \times h_0}{2 \times E \times \varepsilon_2 \times I_x \times \beta_3} \times P \\ &= \frac{1 + 0.798 \times 0.980}{2 \times 2.0 \times 10^8 \times 1.00 \times 2900 \times 10^{-8} \times 0.798^3} \times 54.291 \\ &= 0.0164 \text{ m}\end{aligned}$$

ここに、 h_0 : 掘削底面から合力位置までの高さ (m)

$$h_0 = 0.980 \text{ m}$$

E : 親杭の弾性係数 (kN/m²)

$$E = 2.0 \times 10^8 \text{ kN/m}^2$$

I_x : 親杭の断面二次モーメント (m⁴)

$$I_x = 2900 \times 10^{-8} \text{ m}^4$$

ε_2 : 断面二次モーメントの有効率

$$\varepsilon_2 = 100 \% = 1.00$$

P : 親杭に作用する側圧の合力 (kN)

$$P = 54.291 \text{ kN}$$

β : 親杭の特性値 (m⁻¹)

$$\begin{aligned}\beta &= \sqrt[4]{\frac{k_H \times B_f}{4 \times E \times \varepsilon_2 \times I_x}} \\ &= \sqrt[4]{\frac{53823 \times 0.175}{4 \times 2.0 \times 10^8 \times 1.00 \times 2900 \times 10^{-8}}} \\ &= 0.798 \text{ m}^{-1}\end{aligned}$$

k_H : 水平方向地盤反力係数 (kN/m³)

$$k_H = 53823 \text{ kN/m}^3$$

B_f : 親杭のフランジ幅 (m)

$$B_f = 0.175 \text{ m}$$

5-3. 掘削底面におけるたわみ角による変位量

$$\begin{aligned}
 \delta_2 &= \frac{1+2 \times \beta \times h_0}{2 \times E \times \varepsilon_2 \times I_x \times \beta^2} \times P \times H \\
 &= \frac{1+2 \times 0.798 \times 0.980}{2 \times 2.0 \times 10^8 \times 1.00 \times 2900 \times 10^{-8} \times 0.798^2} \times 54.291 \times 2.500 \\
 &= 0.0471 \text{ m}
 \end{aligned}$$

ここに、 H : 土留め壁の設計高さ (m) H = 2.500 m

5-4. 掘削底面以浅における片持梁のたわみ量

掘削底面以浅における片持梁のたわみ量は、モーメントを等価とする三角形分布荷重の掘削底面での荷重強度より求める。

(1) モーメントを等価とする三角形分布荷重の掘削底面での荷重強度

$$\begin{aligned}
 P_2' &= \frac{6 \times M}{H^2} \\
 &= \frac{6 \times 53.210}{2.500^2} = 51.08 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

ここに、 M : 掘削底面回りのモーメント (kN・m) M = 53.210 kN・m

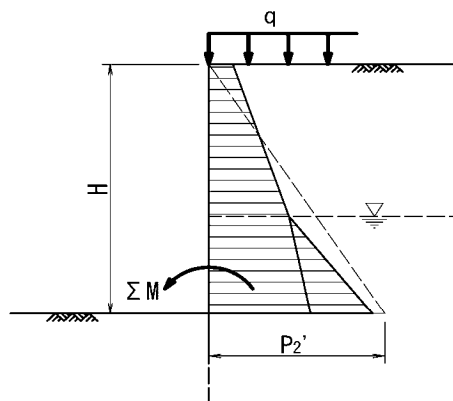


図5-1 モーメントを等価とする三角形分布荷重

(2) 片持梁のたわみ量

$$\begin{aligned}
 \delta_3 &= \frac{P_2' \times H^4}{30 \times E \times \varepsilon_2 \times I_x} \\
 &= \frac{51.08 \times 2.500^4}{30 \times 2.0 \times 10^8 \times 1.00 \times 2900 \times 10^{-8}} = 0.0115 \text{ m}
 \end{aligned}$$

5-5. 地表面における土留め壁の変位量

$$\begin{aligned} \delta &= \delta_1 + \delta_2 + \delta_3 \\ &= 0.0164 + 0.0471 + 0.0115 \\ &= 0.0750 \text{ m} \leq \delta_a = 0.0750 \text{ m} \qquad \text{---OK---} \end{aligned}$$

ここに、 δ_1 : 掘削底面における変位量 (m) $\delta_1 = 0.0164 \text{ m}$
 δ_2 : 掘削底面におけるたわみ角による変位量 (m) $\delta_2 = 0.0471 \text{ m}$
 δ_3 : 掘削底面以浅における片持梁のたわみ量 (m) $\delta_3 = 0.0115 \text{ m}$

§ 6. 土留め板（横矢板）の板厚

6-1. 土留め板（横矢板）板厚の計算方法

土留め板（横矢板）の検討では，背面側主働土圧が等分布荷重として作用する単純梁を仮定して，必要板厚を算出する。ただし，自立式土留め壁の設計においては，最終掘削時の最大土圧に基づいて板厚を算出する。

(1) 等分布荷重（最大土圧） : $P_a = 25.42 \text{ kN/m}^2$

(2) 横矢板の設計梁長 : $L_2 = B_0 - B_f = 1.500 - 0.175 = 1.325 \text{ m}$

ここに， B_0 : 親杭の中心間隔 (m) $B_0 = 1.500 \text{ m}$

B_f : 親杭のフランジ幅 (m) $B_f = 0.175 \text{ m}$

(3) 横矢板の最小板厚 : $t_{\min} = 30 \text{ mm}$

(4) 横矢板の材質 : 【針葉樹】 すず，もみ，えぞまつ，とどまつ，べいすぎ，

べいつが

(5) 許容曲げ引張り応力度 : $\sigma_{ta} = 10.5 \text{ N/mm}^2$

(6) 許容せん断応力度 : $\tau_a = 0.75 \text{ N/mm}^2$

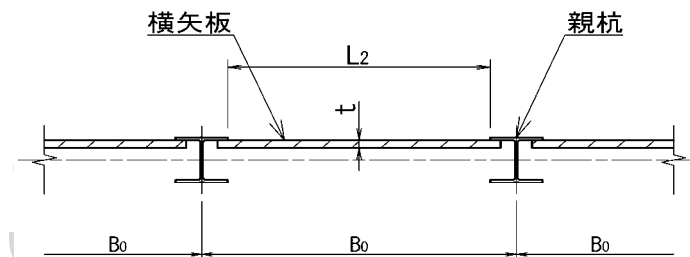


図6-1 土留め板の寸法

6-2. 断面力

等分布荷重を受ける単純梁の断面力は、次式で求めることができる。

(1) 最大曲げモーメント

$$\begin{aligned} M_{\max} &= \frac{P_a \times L_2^2}{8} \\ &= \frac{25.42 \times 1.325^2}{8} = 5.58 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

(2) 最大せん断力

$$\begin{aligned} S_{\max} &= \frac{P_a \times L_2}{2} \\ &= \frac{25.42 \times 1.325}{2} = 16.84 \text{ kN} \end{aligned}$$

6-3. 設計板厚

(1) 最大曲げモーメントに対する必要板厚

$$\begin{aligned} t_1 &= \sqrt{\left(\frac{6 \times M_{\max}}{b \times \sigma_a} \right)} \\ &= \sqrt{\left(\frac{6 \times 5.58 \times 10^6}{1000 \times 10.5} \right)} = 56.5 \text{ mm} \end{aligned}$$

ここに、 b : 横矢板の深さ方向の設計単位幅 (m) $b = 1000 \text{ mm}$

(2) 最大せん断力に対する必要板厚

$$\begin{aligned} t_2 &= \frac{S_{\max}}{b \times \tau_a} \\ &= \frac{16.84 \times 10^3}{1000 \times 0.75} = 22.5 \text{ mm} \end{aligned}$$

(3) 採用板厚

土留め板（横矢板）の採用板厚は、断面力と許容応力度から算出される t_1 および t_2 のうちの大きい方の値以上、かつ最小板厚 $t_{\min}$ 以上とする。

$$t = 60 \text{ mm}$$

※) 土留め板（横矢板）の長さについては、その両端において、板厚以上、かつ 40mm 以上が土留め杭（親杭）のフランジにかかる長さとする。

§ 7. 掘削底面の安定（ボーリング・矩形掘削）

7-1. ボーリングの検討式

ボーリングの検討に当たっては、次式により安全率を求める。

$$F_s = \frac{w}{u}$$

ここに、 F_s : ボーリングに対する安全率 (許容安全率 $F_{sa} \geq 1.2$)

w : 土の有効重量 (kN/m^2)

$$w = \gamma' \times L_d$$

u : 土留壁先端の平均過剰間隙水圧 (kN/m^2)

$$u = \lambda \times \frac{1.57 \times \gamma_w \times h_w}{4} \quad \text{※) ただし, } u \leq \gamma_w \times h_w$$

γ' : 土の水中単位対策重量 (kN/m^3)

※) 土の水中単位体積重量 γ' は、湿潤単位体積重量 γ から水の単位体積重量 γ_w を差し引いた値とする。

γ_w : 水の単位対策重量 (kN/m^3) $\gamma_w = 10.0 \text{ kN/m}^3$

h_w : 地下水の水位差 (m) $h_w = 1.000 \text{ m}$

L_d : 土留壁の根入れ長 (m) $L_d = 3.500 \text{ m}$

λ : 掘削形状に係わる補正係数 (掘削底面の平面形状：矩形)

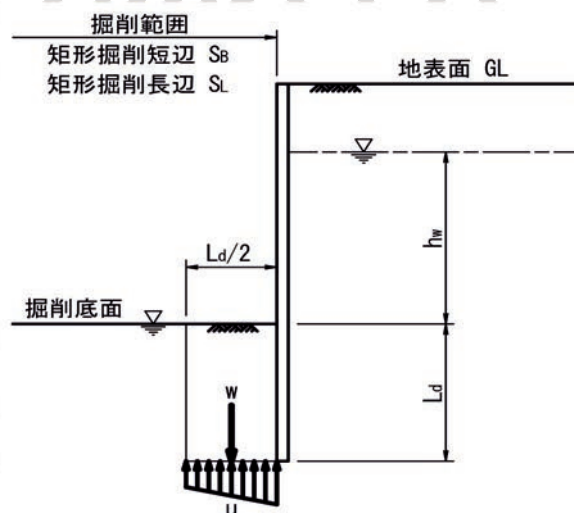


図7-1 ボーリングの検討方法

前ページの安全率式中の「 λ : 掘削形状に係わる補正係数」は、掘削底面の平面形状が矩形の場合、次式で求められる。

$$\lambda = \lambda_1 \times \lambda_2$$

ここに、 λ_1 : 掘削幅に係わる補正係数

$$\lambda_1 = 1.30 + 0.7 \times (S_B/L_d) - 0.45 \quad ※) \text{ただし, } \lambda_1 \geq 1.5$$

λ_2 : 掘削の平面形状に係わる補正係数

$$\lambda_2 = 0.95 + 0.09 \times \{(S_L/S_B) + 0.37\}^{-2}$$

S_B : 掘削平面形状の短辺の長さ (m) $S_B = 7.500 \text{ m}$

S_L : 掘削平面形状の長辺の長さ (m) $S_L = 12.000 \text{ m}$

7-2. 掘削底面以深の地質条件

表7-1 掘削底面～土留め壁先端の土の有効重量

深度 d (GL-m)	層厚 h (m)	地層No. i	土質分類	湿潤単位 体積重量 γ_t (kN/m ³)	水中単位 体積重量 γ' (kN/m ³)	土の有効重量 $\gamma' \times h$ (kN/m ²)
2.500	0.500	3	砂質土	18.50	8.50	4.250
3.000						
3.000	3.000	4	砂質土	19.00	9.00	27.000
6.000						
6.000	14.000	4	砂質土	19.00	9.00	
20.000						
合計						31.250

※) 土留め壁先端の深度: $d_p = 6.000 \text{ GL-m}$, ※) 水中単位重量: $\gamma' = \gamma_t - \gamma_w$

上表より、ボーリング検討における土留め壁先端の土の有効重量を以下の値とする。

$$w = 31.250 \text{ kN/m}^2$$

7-3. ボイリングに対する安全率

(1) 掘削形状に係わる補正係数

$$\begin{aligned}\lambda &= \lambda_1 \times \lambda_2 \\ &= 1.797 \times 0.973 = 1.748\end{aligned}$$

・掘削幅に係わる補正係数

$$\begin{aligned}\lambda_1 &= 1.30 + 0.7 \times (S_B/L_d)^{-0.45} \quad (\text{ただし } \lambda_1 \geq 1.5) \\ &= 1.30 + 0.7 \times (7.500 / 3.500)^{-0.45} = 1.797\end{aligned}$$

・掘削の平面形状に係わる補正係数

$$\begin{aligned}\lambda_2 &= 0.95 + 0.09 \times \{(S_L/S_B) + 0.37\}^{-2} \\ &= 0.95 + 0.09 \times \{(12.000 / 7.500) + 0.37\}^{-2} = 0.973\end{aligned}$$

(2) 土留壁先端の平均過剰間隙水圧

$$\begin{aligned}u &= \lambda \times \frac{1.57 \times \gamma_w \times h_w}{4} \quad (\text{ただし, } u \leq \gamma_w \times h_w = 10.000 \text{ kN/m}^2) \\ &= 1.748 \times \frac{1.57 \times 10.0 \times 1.000}{4} = 6.861 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

(3) ボイリングに対する安全率

$$\begin{aligned}F_s &= w / u \\ &= 31.250 / 6.861 \\ &= 4.555 \geq F_{sa} = 1.2 \quad \text{—OK—}\end{aligned}$$

以上の計算結果より、本件においては、ボイリングに対して安全と評価する。

7-4. ボイリングを防止するための必要根入れ長

表7-2 ボイリングを防止するための必要根入れ長

根入れ長 L_d (m)	土の有効重量 w (kN/m ²)	掘削形状補正係数			平均過剰間隙水圧 u (kN/m ²)	安全率 F_s	ボイリングの判定
		λ_1	λ_2	λ			
0.250	2.125	1.500	0.973	1.460	5.731	0.371	—NG—
0.500	4.250	1.507	0.973	1.466	5.754	0.739	—NG—
0.750	6.500	1.548	0.973	1.506	5.911	1.100	—NG—
1.000	8.750	1.583	0.973	1.540	6.045	1.447	—OK—
1.250	11.000	1.613	0.973	1.569	6.158	1.786	—OK—
1.500	13.250	1.639	0.973	1.595	6.260	2.117	—OK—
1.750	15.500	1.664	0.973	1.619	6.355	2.439	—OK—
2.000	17.750	1.686	0.973	1.640	6.437	2.757	—OK—
2.250	20.000	1.707	0.973	1.661	6.519	3.068	—OK—
2.500	22.250	1.727	0.973	1.680	6.594	3.374	—OK—
2.750	24.500	1.746	0.973	1.699	6.669	3.674	—OK—
3.000	26.750	1.763	0.973	1.715	6.731	3.974	—OK—
3.250	29.000	1.780	0.973	1.732	6.798	4.266	—OK—
3.500	31.250	1.797	0.973	1.748	6.861	4.555	—OK—
3.750	33.500	1.812	0.973	1.763	6.920	4.841	—OK—
4.000	35.750	1.828	0.973	1.779	6.983	5.120	—OK—
4.250	38.000	1.842	0.973	1.792	7.034	5.402	—OK—
4.500	40.250	1.856	0.973	1.806	7.089	5.678	—OK—
4.750	42.500	1.870	0.973	1.820	7.144	5.949	—OK—
5.000	44.750	1.883	0.973	1.832	7.191	6.223	—OK—
5.250	47.000	1.896	0.973	1.845	7.242	6.490	—OK—
5.500	49.250	1.909	0.973	1.857	7.289	6.757	—OK—
5.750	51.500	1.921	0.973	1.869	7.336	7.020	—OK—
6.000	53.750	1.933	0.973	1.881	7.383	7.280	—OK—
6.250	56.000	1.945	0.973	1.892	7.426	7.541	—OK—
6.500	58.250	1.956	0.973	1.903	7.469	7.799	—OK—
6.750	60.500	1.968	0.973	1.915	7.516	8.049	—OK—
7.000	62.750	1.979	0.973	1.926	7.560	8.300	—OK—
7.250	65.000	1.989	0.973	1.935	7.595	8.558	—OK—
7.500	67.250	2.000	0.973	1.946	7.638	8.805	—OK—
7.750	69.500	2.010	0.973	1.956	7.677	9.053	—OK—
8.000	71.750	2.021	0.973	1.966	7.717	9.298	—OK—
8.250	74.000	2.031	0.973	1.976	7.756	9.541	—OK—
8.500	76.250	2.041	0.973	1.986	7.795	9.782	—OK—
8.750	78.500	2.050	0.973	1.995	7.830	10.026	—OK—
9.000	80.750	2.060	0.973	2.004	7.866	10.266	—OK—
9.250	83.000	2.069	0.973	2.013	7.901	10.505	—OK—
9.500	85.250	2.079	0.973	2.023	7.940	10.737	—OK—
9.750	87.500	2.088	0.973	2.032	7.976	10.970	—OK—
10.000	89.750	2.097	0.973	2.040	8.007	11.209	—OK—

上表より、ボイリングを防止するための必要根入れ長として、以下の値を採用する。

$$L_b = 1.000 \text{ m} \leq L_d = 3.500 \text{ m} \quad \text{—OK—}$$

§ 8. 掘削底面の安定（パイピング）

8-1. パイピングの検討式

パイピングの検討に当たっては、浸透流路長と水位差の比に基づく安全率式を用いる。

$$F_s = \frac{L_h + L_p}{2 \times h_w}$$

ここに、 F_s : パイピングに対する安全率 (許容安全率 $F_{sa} \geq 1.0$)

L_h : 土留壁背面側の浸透流路長 (m)

$$L_h = L_d + h_w = 3.500 + 1.000 = 4.500 \text{ m}$$

L_d : 土留壁の根入れ長 (m) $L_d = 3.500 \text{ m}$

h_w : 地下水の水位差 (m) $h_w = 1.000 \text{ m}$

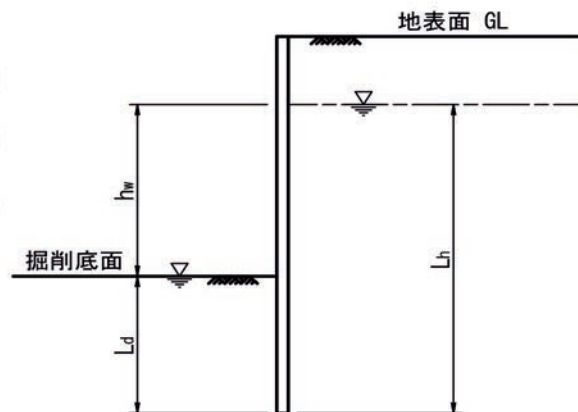


図8-1 パイピングの検討方法

8-2. パイピングに対する安全率

$$F_s = \frac{L_h + L_p}{2 \times h_w}$$

$$= \frac{4.500 + 3.500}{2 \times 1.000}$$

$$= 4.000 \geq F_{sa} = 1.0$$

—OK—

以上の計算結果より、本件においては、パイピングに対して安全と評価する。

8-3. パイピングを防止するための必要根入れ長

安全率式に基づいて、パイピングを防止するための必要根入れ長を次式により求める。

$$F_{sa} \leq \frac{L_h + L_p}{2 \times h_w}$$

$$F_{sa} \leq \frac{(L_p + h_w) + L_p}{2 \times h_w}$$

$$L_p \geq \frac{h_w \times F_{sa}}{2}$$

ここに、 L_p : パイピング防止のための必要根入れ長 (m)

$$L_p = \frac{1.000}{2} \times 1.0$$

$$= 0.500 \text{ m} \leq L_d = 3.500 \text{ m}$$

—OK—