

土留め工の設計サンプルデータ

概略出力例

MAFF-H13(V6)

「土地改良基準(平成 13 年)」慣用法の
設計計算例

自立式:コンクリート矢板サンプルデータ

目次

1章 慣用法	1
1.1 左壁の設計	1
1.1.1 自立時	1
(1) 検討条件	1
1) 検討条件	2
2) 地盤条件	2
(2) 外力の計算	3
1) 主働側上載荷重	3
2) 主働土圧強度表	4
3) 受働土圧強度表	5
4) 残留水圧強度表	5
5) 側圧合計表	5
(3) 仮想地盤面	6
1) 仮想地盤面位置	6
2) 作用荷重強度	6
(4) 根入れ長の計算	7
1) 結果要旨	7
(5) 断面力の計算	8
1) 結果要旨	8
2) 変位	10
1.1.2 壁体応力度	11
2章 底面安定	12
2.1 左壁の設計	12
2.1.1 ボイリング	12
(1) 検討条件	12
(2) 安定性の照査	12
2.1.2 ヒーピング	14
(1) 検討条件	14
(2) ヒーピングの検討	14

1章 慣用法

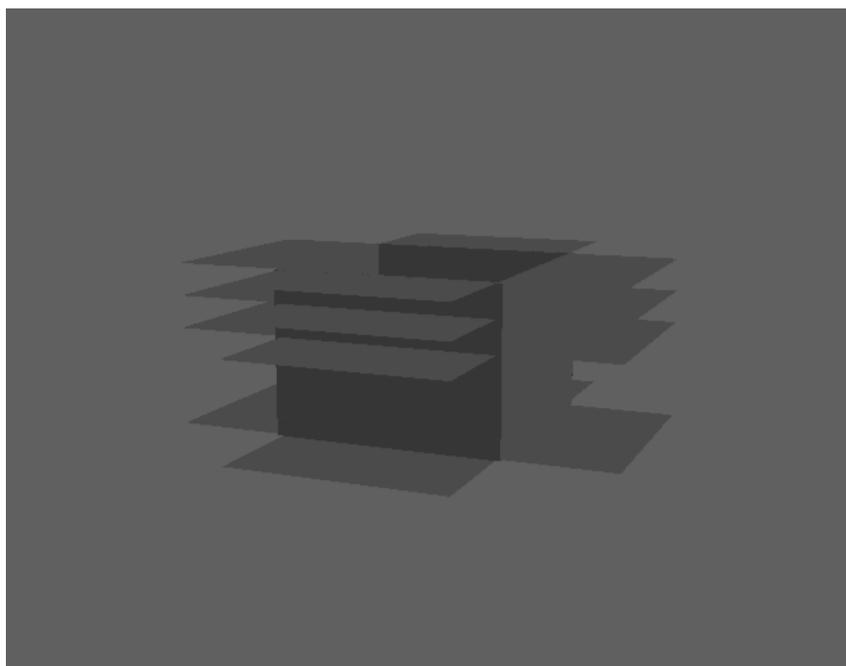
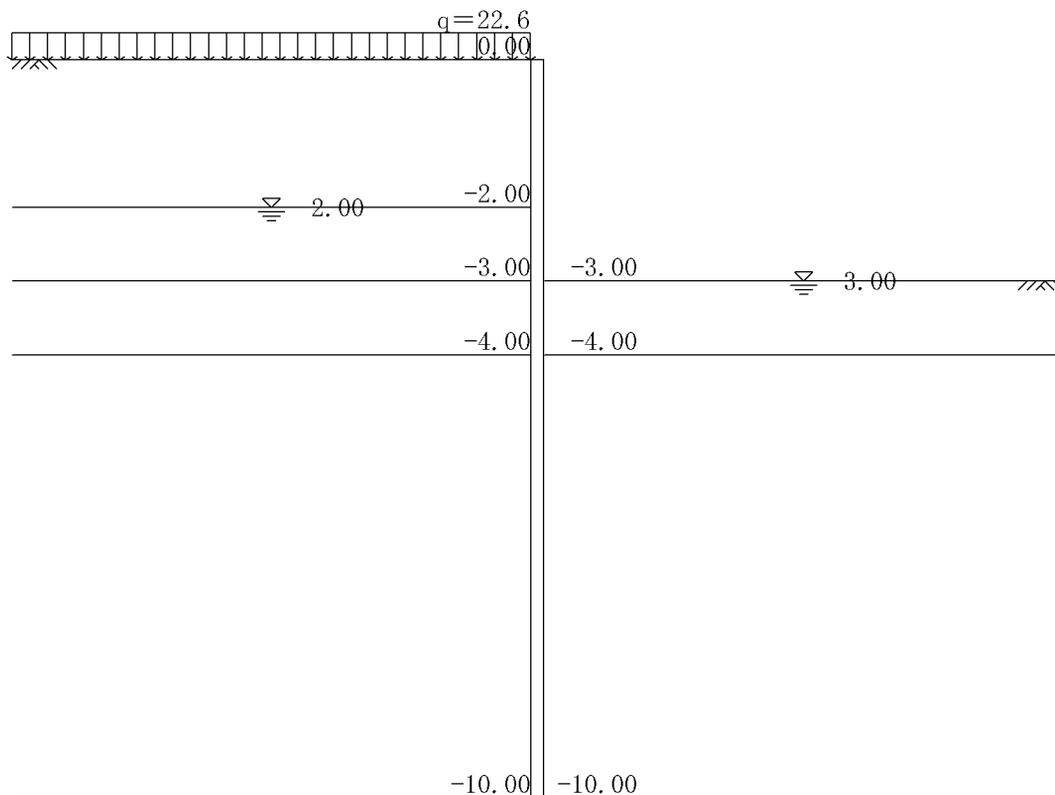
1.1 左壁の設計

1.1.1 自立時

(1) 検討条件

状態：自立時

ケース名：自立時



1) 検討条件

背面側地表面位置	G.L. (m)	0.000	
掘削底面位置	G.L. (m)	-3.000	
背面側水位位置	G.L. (m)	-2.000	
掘削側水位位置	G.L. (m)	-3.000	
背面側上載荷重	q	kN/m ²	22.63
掘削側上載荷重	q	kN/m ²	0.00

2) 地盤条件

・背面側

No	標 高		地 盤 種 類	平均 N値	土の単位重量		内 部 摩 擦 角 (度)	壁 面 摩 擦 角 (度)
	層 上 面 G.L. (m)	層 下 面 G.L. (m)			湿潤重量 (kN/m ³)	水中重量 (kN/m ³)		
1	0.000	-2.000	砂質土	10.0	16.0	7.0	30.0	15.0
2	-2.000	-3.000	砂質土	10.0	16.0	7.0	30.0	15.0
3	-3.000	-4.000	砂質土	10.0	16.0	7.0	30.0	15.0
4	-4.000	-10.000	粘性土	10.0	17.0	8.0	0.0	15.0
5	-10.000	-30.000	砂質土	30.0	18.0	9.0	36.0	15.0

No	粘 着 力			一軸圧縮 強度 qu (kN/m ²)	水平地盤 バネ kH (kN/m ³)
	Co (kN/m ²)	増 分 k (kN/m ³)	基準標高 G.L. (m)		
1	0.0	0.0	0.000	0.0	17599
2	0.0	0.0	0.000	0.0	17599
3	0.0	0.0	0.000	0.0	17599
4	30.0	0.0	-4.000	60.0	17599
5	0.0	0.0	-10.000	0.0	27491

・掘削側

No	標 高		地 盤 種 類	平均 N値	土の単位重量		内 部 摩 擦 角 (度)	壁 面 摩 擦 角 (度)
	層 上 面 G.L. (m)	層 下 面 G.L. (m)			湿潤重量 (kN/m ³)	水中重量 (kN/m ³)		
1	-3.000	-4.000	砂質土	10.0	16.0	7.0	30.0	15.0
2	-4.000	-10.000	粘性土	10.0	17.0	8.0	0.0	15.0
3	-10.000	-30.000	砂質土	30.0	18.0	9.0	36.0	15.0

No	粘 着 力			一軸圧縮 強度 qu (kN/m ²)	水平地盤 バネ kH (kN/m ³)
	Co (kN/m ²)	増 分 k (kN/m ³)	基準標高 G.L. (m)		
1	0.0	0.0	0.000	0.0	17599
2	30.0	0.0	-4.000	60.0	17599
3	0.0	0.0	-10.000	0.0	27491

(2)外力の計算

1)主働側上載荷重

・自動車荷重による上載荷重

$$\begin{aligned}
 q_q &= Q \cdot I_q \\
 &= 10.00 \times 0.401 \\
 &= 4.01 \text{ (kN/m}^2\text{)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 I_q &= 1 + \left(\frac{X_s}{H'}\right)^2 - \frac{2}{\pi} \left\{ 1 + \left(\frac{X_s}{H'}\right)^2 \right\} \tan^{-1} \left(\frac{X_s}{H'}\right) - \frac{2}{\pi} \left(\frac{X_s}{H'}\right) \\
 &= 1 + \left(\frac{3.500}{4.000}\right)^2 - \frac{2}{\pi} \times \left\{ 1 + \left(\frac{3.500}{4.000}\right)^2 \right\} \times \tan^{-1} \left(\frac{3.500}{4.000}\right) - \frac{2}{\pi} \times \left(\frac{3.500}{4.000}\right) \\
 &= 0.401
 \end{aligned}$$

ここに、

 q_q :自動車荷重の換算等分布荷重(kN/m²) Q :自動車荷重強度(kN/m²) I_q :等分布荷重換算係数 X_s :載荷開始位置(m)

$$\begin{aligned}
 X_s &= L_1 + L_2 + L_3 \\
 &= 1.000 + 2.000 + 0.500 = 3.500 \text{ (m)}
 \end{aligned}$$

ここに、

 L_1 :法尻までの離れ(m) L_2 :法面幅(m) L_3 :自動車荷重が法肩からの離れ(m) H' :掘削底面からの作用高(m)

$$H' = H + h = 3.000 + 1.000 = 4.000 \text{ (m)}$$

ここに、

 H :掘削深さ(m) h :盛土高(m)

・盛土荷重による上載荷重

盛土の土砂重量を下記計算方法により等分布荷重に換算する。

$$\begin{aligned}
 q_w &= \gamma \cdot h \cdot I_w \\
 &= 18.00 \times 1.000 \times 0.479 \\
 &= 8.63 \text{ (kN/m}^2\text{)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 I_w &= 1 + \left(\frac{L}{H}\right)^2 - \frac{2}{\pi} \left\{ 1 + \left(\frac{L}{H}\right)^2 \right\} \tan^{-1} \left(\frac{L}{H}\right) - \frac{2}{\pi} \left(\frac{L}{H}\right) \\
 &= 1 + \left(\frac{2.000}{3.000}\right)^2 - \frac{2}{\pi} \times \left\{ 1 + \left(\frac{2.000}{3.000}\right)^2 \right\} \times \tan^{-1} \left(\frac{2.000}{3.000}\right) - \frac{2}{\pi} \times \left(\frac{2.000}{3.000}\right) \\
 &= 0.479
 \end{aligned}$$

ここに、

 q_w :盛土荷重の換算等分布荷重(kN/m²):盛土の単位体積重量(kN/m³) h :盛土高(m) I_w :等分布荷重換算係数

L: 仮想距離 (m)

$$L = L_1 + \frac{L_2}{2} = 1.000 + \frac{2.000}{2} = 2.000 \text{ (m)}$$

ここに、

L_1 : 法尻までの離れ (m)

L_2 : 法面幅 (m)

H: 掘削深さ (m)

・自動車と盛土荷重による上載荷重合計

自動車による 上載荷重 kN/m ²	盛土による 上載荷重 kN/m ²	計 kN/m ²
4.01	8.63	12.63

2) 主働土圧強度表

$$pa^* = \max(pa1, pa2)$$

砂質土

$$pa1 = Ka \left(\sum \gamma h + \frac{q}{\cos i} \right)$$

$$Ka' = \frac{\cos^2 \phi}{\cos \delta \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - i)}{\cos \delta \cos i}} \right]^2}$$

$$Ka = Ka' \cos \delta$$

$$pa2 = 0.0$$

粘性土

$$pa1 = (h + q) - 2c$$

$$pa2 = Kc(h + q)$$

$$Kc = 0.5$$

地表面が水平となす角 $i = 0.000^\circ$

No	深さ GL(m)	層厚 h (m)	土の 単重	内 部 摩擦角 (度)	粘着力 c kN/m ²	壁 面 摩擦角 (度)	有 効 上 載 圧 rh+q kN/m ²	土 係 数 Ka	主 働 土 圧 強 度 pa1 kN/m ²	主 働 土 圧 強 度 pa2 kN/m ²	採 用 土 圧 強 度 pa* kN/m ²
1	0.000 -2.000	2.000	16.0	30.00	0.0 0.0	15.00	22.63 54.63	0.291	6.59 15.91	0.00 0.00	6.59 15.91
2	-2.000 -3.000	1.000	7.0	30.00	0.0 0.0	15.00	54.63 61.63	0.291	15.91 17.94	0.00 0.00	15.91 17.94
3	-3.000 -4.000	1.000	7.0	30.00	0.0 0.0	15.00	61.63 68.63	0.291	17.94 19.98	0.00 0.00	17.94 19.98
4	-4.000 -10.000	6.000	8.0	0.00	30.0 30.0	15.00	68.63 116.63	1.000	8.63 56.63	34.32 58.32	34.32 58.32
5	-10.000 -30.000	20.000	9.0	36.00	0.0 0.0	15.00	116.63 296.63	0.230	26.80 68.16	0.00 0.00	26.80 68.16

3) 受働土圧強度表

砂質土

$$pp = Kp(\sum \gamma h + q)$$

$$Kp' = \frac{\cos^2 \phi}{\cos \delta \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin \phi}{\cos \delta}} \right]^2}$$

$$Kp = Kp' \cos \delta$$

粘性土

$$pp = (\sum \gamma h + q) + 2c$$

No	深さ GL(m)	層厚 h (m)	土の 単重	内 部 摩擦角 (度)	粘着力 c kN/m ²	壁 面 摩擦角 (度)	有 効 上 載 圧 rh+q kN/m ²	土 係 数 Kp	受 働 土 圧 強 度 pp kN/m ²
1	-3.000 -4.000	1.000	7.0	30.00	0.0 0.0	15.00	0.00 7.00	4.807	0.00 33.65
2	-4.000 -10.000	6.000	8.0	0.00	30.0 30.0	15.00	7.00 55.00	1.000	67.00 115.00
3	-10.000 -30.000	20.000	9.0	36.00	0.0 0.0	15.00	55.00 235.00	6.710	369.05 1576.86

4) 残留水圧強度表

No	深 さ GL(m)	層 厚 h (m)	水 圧 強 度 pw kN/m ²
1	-2.000 -3.000	1.000	0.00 10.00
2	-3.000 -4.000	1.000	10.00 10.00
3	-4.000 -10.000	6.000	10.00 10.00
4	-10.000 -30.000	20.000	10.00 10.00

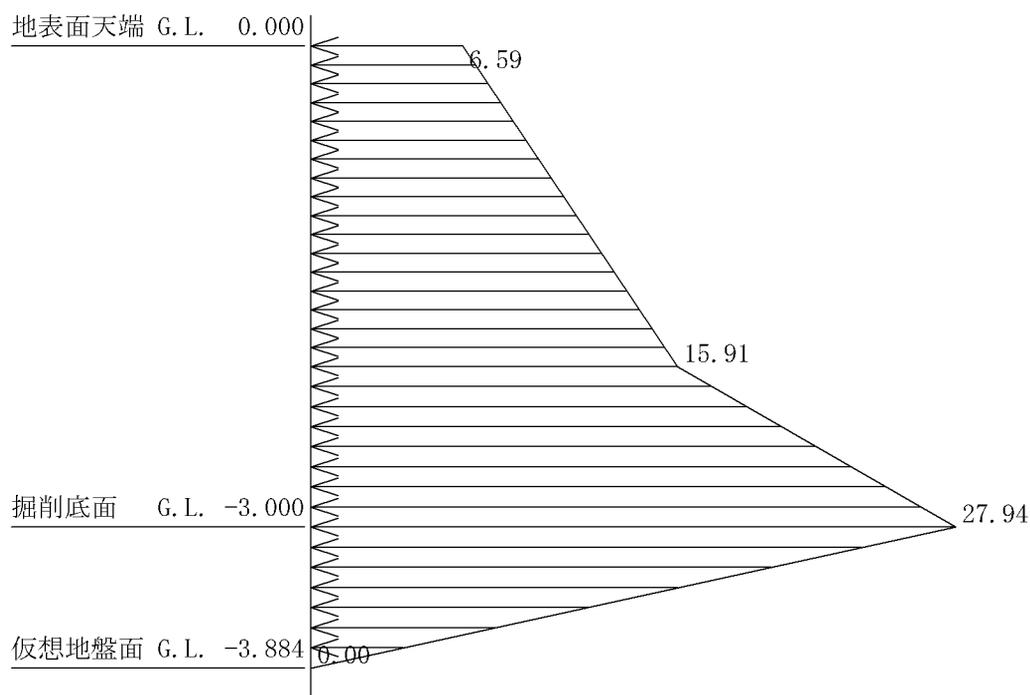
5) 側圧合計表

No	深 さ GL(m)	層 厚 (m)	受働側(kN/m ²)	主働側(kN/m ²)		
			受働土圧 pp	主働土圧 pa	残留水圧 pw	合計 pa+pw
1	0.000 -2.000	2.000	0.00	6.59	0.00	6.59
			0.00	15.91	0.00	15.91
2	-2.000 -3.000	1.000	0.00	15.91	0.00	15.91
			0.00	17.94	10.00	27.94
3	-3.000 -4.000	1.000	0.00	17.94	10.00	27.94
			33.65	19.98	10.00	29.98
4	-4.000 -10.000	6.000	67.00	34.32	10.00	44.32
			115.00	58.32	10.00	68.32
5	-10.000 -30.000	20.000	369.05	26.80	10.00	36.80
			1576.86	68.16	10.00	78.16

(3) 仮想地盤面

1) 仮想地盤面位置

仮想地盤面位置 G.L. -3.884m



2) 作用荷重強度

No	深 さ GL(m)	層 厚 h (m)	受 働 側圧強度 pp kN/m ²	主 働 側圧強度 pa+pw kN/m ²	作 用 荷重強度 p kN/m ²
1	0.000	2.000	0.00	6.59	6.59
	-2.000		0.00	15.91	15.91
2	-2.000	1.000	0.00	15.91	15.91
	-3.000		0.00	27.94	27.94
3	-3.000	0.884	0.00	27.94	27.94
	-3.884		29.75	29.75	0.00

(4)根入れ長の計算

1)結果要旨

ケース名：自立時

解析方法：杭長は、弾性床上の半無限長の杭として下式から求められる必要根入れ長以上とする。

$$D = \frac{\text{安全係数}}{\beta}$$

仮想地盤面位置		(G.L. -3.884)m
必要根入れ長	安全係数	3.00
	特性値 (m ⁻¹) D = 安全係数 /	0.5961 5.033(G.L. -8.917)m
最小根入れ長 (m)		3.000(G.L. -6.884)m
決定根入れ長	実根入れ長 (m)	6.116(G.L. -10.000)m
	判定	
決定全長		10.000m

必要根入れ長 = 仮想地盤面 - 必要根入れ先端高

決定根入れ長 = 仮想地盤面 - 決定根入れ先端高

決定全長 = 壁天端高 - 決定根入れ先端高

・特性値 の計算

特性値 は下式により計算する。

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{kH \cdot B}{4EI \alpha}} = \sqrt[4]{\frac{17599 \times 1.000}{4 \times 0.210 \times 10^8 \times 0.00166000 \times 1.000}} = 0.5961 \text{ (m}^{-1}\text{)}$$

ここに、

水平方向地盤反力係数 $kH = 17599 \text{ (kN/m}^3\text{)}$

土留め壁の幅 $B = 1.000 \text{ (m)}$

弾性係数 $E = 0.210 \times 10^8 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

断面二次モーメント $I = 0.00166000 \text{ (m}^4\text{)}$

有効率 (根入れ計算用) = 1.000

・水平方向地盤反力係数の計算

水平方向地盤反力係数は、通常、 $1 / \quad = 1.6775 \text{ (m)}$ の範囲の平均値とします。

No	上面標高 G.L. (m)	下面標高 G.L. (m)	層厚 h m	kH kN/m ³	kH × h kN/m ²
1	-3.884	-4.000	0.116	17599	2041
2	-4.000	-5.562	1.562	17599	27481
			1.678		29522

$$\text{平均}kH = (kH \times h) / h = 17599 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

(5) 断面力の計算

1) 結果要旨

ケース名：自立時

解析方法：弾性床上の半無限長の杭として下式にて断面力を計算する。

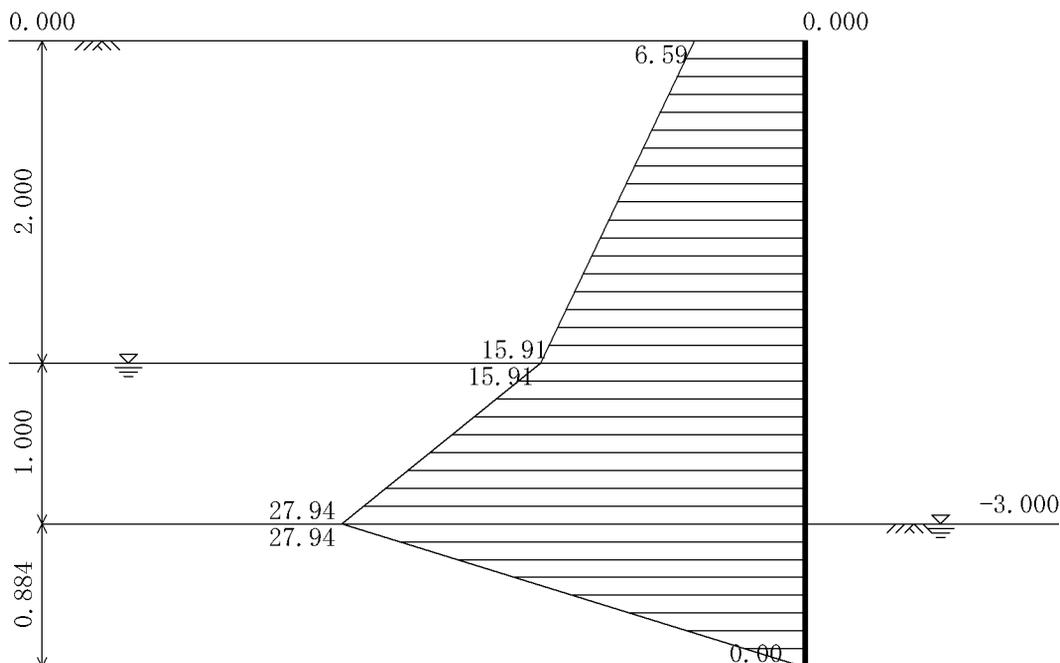
- ・最大曲げモーメント

$$M_{max} = \frac{P}{2 \cdot \beta} \cdot \sqrt{\{(1+2\beta h_0)^2 + 1\}} \cdot \exp\left\{-\tan^{-1} \frac{1}{1+2\beta h_0}\right\}$$

- ・最大曲げモーメントの生ずる位置（仮想地盤面から）

$$L_m = \frac{1}{\beta} \cdot \left\{ \tan^{-1} \frac{1}{1+2\beta h_0} \right\}$$

特性値		m ⁻¹	0.5961
掘削底面以上の作用側圧	水平力 P	kN/m	56.77
	モーメント M	kN.m/m	98.39
	作用高さ h ₀	m	1.733
発生最大曲げモーメント	モーメント M _{max}	kN.m/m	112.05
	発生位置（仮想地盤面から）	m	0.529(G.L. -4.413)m
発生せん断力	せん断力 S _{max}	kN/m	56.77
	発生位置（仮想地盤面から）	m	0.000(G.L. -3.884)m



・特性値 の計算

特性値 は下式により計算する。

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{kH \cdot B}{4EI \alpha}} = \sqrt[4]{\frac{17599 \times 1.000}{4 \times 0.210 \times 10^8 \times 0.00166000 \times 1.000}} = 0.5961 \text{ (m}^{-1}\text{)}$$

ここに、

水平方向地盤反力係数 $kH = 17599 \text{ (kN/m}^3\text{)}$

土留め壁の幅 $B = 1.000 \text{ (m)}$

弾性係数 $E = 0.210 \times 10^8 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

断面二次モーメント $I = 0.00166000 \text{ (m}^4\text{)}$

有効率（断面力、変位計算用） = 1.000

・水平方向地盤反力係数の計算

水平方向地盤反力係数は、通常、 $1/\alpha = 1.6775 \text{ (m)}$ の範囲の平均値とし、下式により計算する。

No	上面標高 G.L. (m)	下面標高 G.L. (m)	層厚 h m	kH kN/m ³	kH × h kN/m ²
1	-3.884	-4.000	0.116	17599	2041
2	-4.000	-5.562	1.562	17599	27481
			1.678		29522

$$\text{平均}kH = (kH \times h) / h = 17599 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

BH：換算載荷幅 10.0(m)とする。

2)変位

変位は下式より求める。

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

ここに、

δ₁ : 照査位置での変位量

1 : 仮想地盤面での変位量

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

2 : 仮想地盤面でのたわみ角による照査位置 (h) での変位量

$$\delta_2 = \frac{(1 + 2 \cdot \beta \cdot h_0)}{2EI \alpha \beta^2} \cdot P \cdot h$$

3 : 仮想地盤面以上の片持ちばりの照査位置 (h) での変位量

・ 3計算式(構造力学公式集参照)

$$\delta_3 = \frac{P \cdot L^3}{6EI \alpha} \{-\lambda^3 + 3\lambda^2\} \dots (i式)$$

ここに、

λ : h₀/L

L : 仮想地盤面から照査位置までの突出長(m)

・ 検討条件

特性値 弾性係数 断面二次モーメント 有効率 (断面二次モーメント用)	E I	m ⁻¹ × 10 ⁹ kN/m ² m ⁴ -----	0.5961 0.210 0.00166000 1.00
モーメント 水平力 水平力の作用位置 (仮想地盤面から) h ₀	M P	kN.m/m kN/m m(G.L.m)	98.39 56.77 1.733(-2.151)
許容変位量		m	0.0750

・ 検討結果

項 目	単 位	壁体天端	地表面	背面水位面
計算位置 (仮想地盤面から) h	m(G.L.m)	3.884(0.000)	_____	_____
1	m	0.0078	_____	_____
2	m	0.0273	_____	_____
3	m	0.0081	_____	_____
= δ ₁ + δ ₂ + δ ₃	m	() 0.0432	_____	_____

1.1.2 壁体応力度

(1) 使用断面

断面種類：コンクリート矢板

材料名称：KC350

断面形状：溝形

断面方向：引張側を背面側とする

(2) 設計断面力

設計断面力は下表の通りとする。

状態	モーメント M × 10 ⁶ (N.mm/m)
Min時	112.05

(3) 曲げひび割れモーメント照査

$$M_{max} < \cdot Mc'$$

$$M_{min} < \cdot Mc$$

ここに、

M_{max} : 掘削側最大曲げモーメント(N.mm/m)

M_{min} : 背面側最小曲げモーメント(N.mm/m)

: ひび割れモーメントの割増係数

Mc : 引張側(背面側)ひび割れモーメント(N.mm/m)

Mc' : 圧縮側(掘削側)ひび割れモーメント(N.mm/m)

状態	曲げモーメント × 10 ⁶ (N.mm/m)	ひび割れモーメント × 10 ⁶ (N.mm/m)			判定
	M		Mc(Mc')	Mc	
Min時	112.05	1.00	190.00	190.00	

Mcの値に*印が付いているのはMc'を表しています。

2章 底面安定

2.1 左壁の設計

2.1.1 ボイリング

(1)検討条件

1)検討方法：仮設指針(平成11年)、首都高速(平成15年)の方法(土留め形状：矩形)

2)検討条件

背面側地表天端	G.L.(m)	0.000
壁体先端位置	G.L.(m)	-10.000
掘削底面位置	G.L.(m)	-3.000
根入れ長 Ld	m	7.000
背面側水位位置	G.L.(m)	-2.000
掘削側水位位置	G.L.(m)	-3.000
水位差 hw	m	1.000
水の単位体積重量 w	kN/m ³	10.0
掘削側上載荷重 q	kN/m ²	0.000

(2)安定性の照査

1)安全率の計算

ボイリングに対しては、次式を満足していなければならない。

$$F_s = \frac{W+q}{U} \geq F_{sa}$$

土の有効重量 W+q (kN/m ²)	平均過剰 間隙水圧 U (kN/m ²)	安全率 F _s	必要 安全率 F _{sa}	判定
48.00	7.13	6.73	1.20	

2)土の有効重量について(掘削側根入れ区間)

$$W = \gamma \cdot Ld = 48.00 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

γ：土の平均単位体積重量(kN/m³) 水位以下は(湿潤重量-水の単位重量),水位より上は湿潤重量。

No	層上面高 G.L.(m)	層下面高 G.L.(m)	層厚 L _i (m)	土の単位重量 γ _i (kN/m ³)	土の有効重量 γ _i L _i (kN/m ²)
1	-3.000	-4.000	1.000	6.0	6.00
2	-4.000	-10.000	6.000	7.0	42.00
			7.000		48.00

3)平均過剰間隙水圧について

$$U = \lambda \cdot \frac{1.57 \cdot \gamma_w \cdot hw}{4.0} = 7.13 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

ただし、U w・hw= 10.00(kN/m²)でなければならない。

λ：土留め形状に関する補正係数(矩形形状) = 1・2

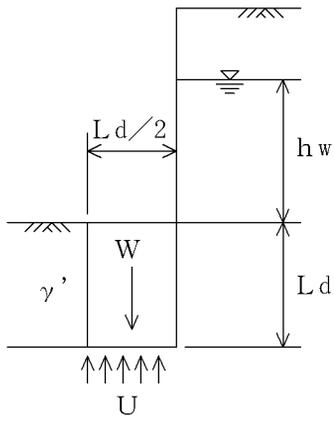
1：掘削幅に関する補正係数(ただし、1<1.5の時は1=1.5とする)

$$1 = 1.30 + 0.70 (B / Ld)^{-0.45}$$

2：土留め平面形状に関する補正係数(ただし、L/B=長辺/短辺)

$$2 = 0.95 + 0.09 (L / B + 0.37)^{-2.00}$$

掘削幅 B (m)	掘削延長 L (m)	掘削幅補正係数		平面形状補正係数		補正係数
		短辺 / Ld	1	長辺 / 短辺	2	
13.500	13.500	1.929	1.821	1.000	0.998	1.817



2.1.2 ヒーピング

(1) 検討条件

1) 検討方法：土地改良基準による方法

2) 検討条件

背面側地表面位置	G.L. (m)	0.000	
掘削底面位置	G.L. (m)	-3.000	
背面側水位位置	G.L. (m)	-2.000	
掘削側水位位置	G.L. (m)	-3.000	
水の単位体積重量	w	kN/m ³	10.0
上載荷重	q	kN/m ²	22.63

ただし、上載荷重は無視する。

3) ($\sum \gamma_i \cdot H_i$) は、掘削底面までの土の有効重量である（背面側地盤の掘削区間）。

γ_i : 各層の土の単位体積重量(kN/m³)

背面側水位より上は、湿潤重量。

背面側水位～掘削側水位区間は、（水中重量 + 水の単位重量）。

掘削側水位より下は、水中重量。

水の層は、水の単位体積重量。

No	層上面高 標 G.L. (m)	層下面高 標 G.L. (m)	層厚 Li (m)	土の 単位重量 (kN/m ³)	土の有効重量 $\gamma_i Li$ (kN/m ²)
1	0.000	-2.000	2.000	16.0	32.00
2	-2.000	-3.000	1.000	17.0	17.00
			3.000		49.00

(2) ヒーピングの検討

深さ方向の粘着力の増分	a	kN/m ³	2.0
現地盤面での粘着力	b	kN/m ³	5.0
許容安全率	Fs		1.2

1) 最小の安全率を与える可能すべり深さx₀

$$x_0 = \sqrt{\frac{aH^2 + 2bH}{4a}}$$

$$= \sqrt{\frac{2.0 \times (3.000)^2 + 2 \times 5.0 \times 3.000}{4 \times 2.0}}$$

$$= 2.449 \text{ (m)}$$

2) x₀における安全率

安全率は下式から算出する。

$$F_s = \frac{2}{\sum \gamma_i \cdot H_i + q} \left\{ (aH + b) \times \pi + 2 \times \sqrt{a^2 \times H^2 + 2abH} \right\}$$

$$= \frac{2}{49.00} \left\{ (2.0 \times 3.000 + 5.0) \times \pi + 2 \times \sqrt{(2.0)^2 \times (3.000)^2 + 2 \times 2.0 \times 5.0 \times 3.000} \right\}$$

$$= 2.21$$

3) 判定

安全率	必要安全率	判定
2.210	1.20	

したがって、ヒーピングに対して安全である。