

土留め工の設計サンプルデータ

概略出力例

TieRod-P131

「仮設指針」慣用法の設計計算例
控え杭タイロッド式土留めの
サンプルデータ

目次

1章 慣用法	1
1.1 右壁の設計	1
1.1.1 完成時	1
(1) 検討条件	1
1) 検討条件	2
2) 地盤条件	2
(2) 根入れ長の計算	3
1) 結果要旨	3
(3) 断面力の計算	4
1) 結果要旨	4
3) 土留め壁の剛性の検討	4
(4) 支保工反力の計算	7
1) 結果要旨	7
2) 外力表	7
1.1.2 壁体応力度	8
2章 底面安定	9
2.1 底面安定	9
2.1.1 ヒーピング	9
(1) 検討条件	9
(2) 安定数の検討	9
3章 支保工、控え杭の計算	10
3.1 タイロッドの設計	10
3.2 控え杭の設計	11
3.2.1 杭の諸元	11
3.2.2 設置位置の計算	11
3.2.3 根入れ長の計算	13
3.2.4 断面力の計算	13
3.2.5 控え杭応力度	15
3.3 腹起しの設計	16

1章 慣用法

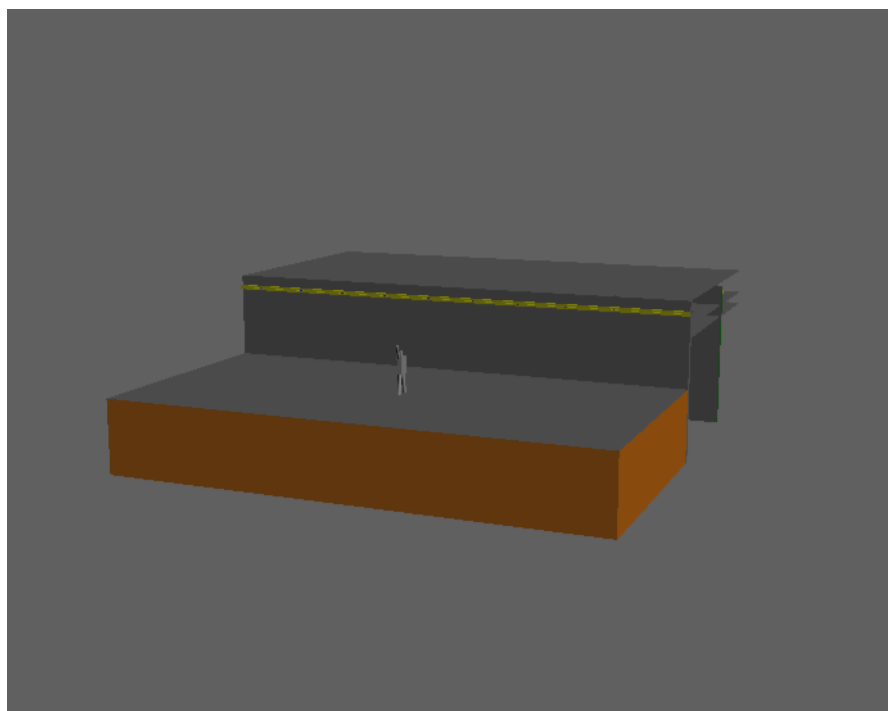
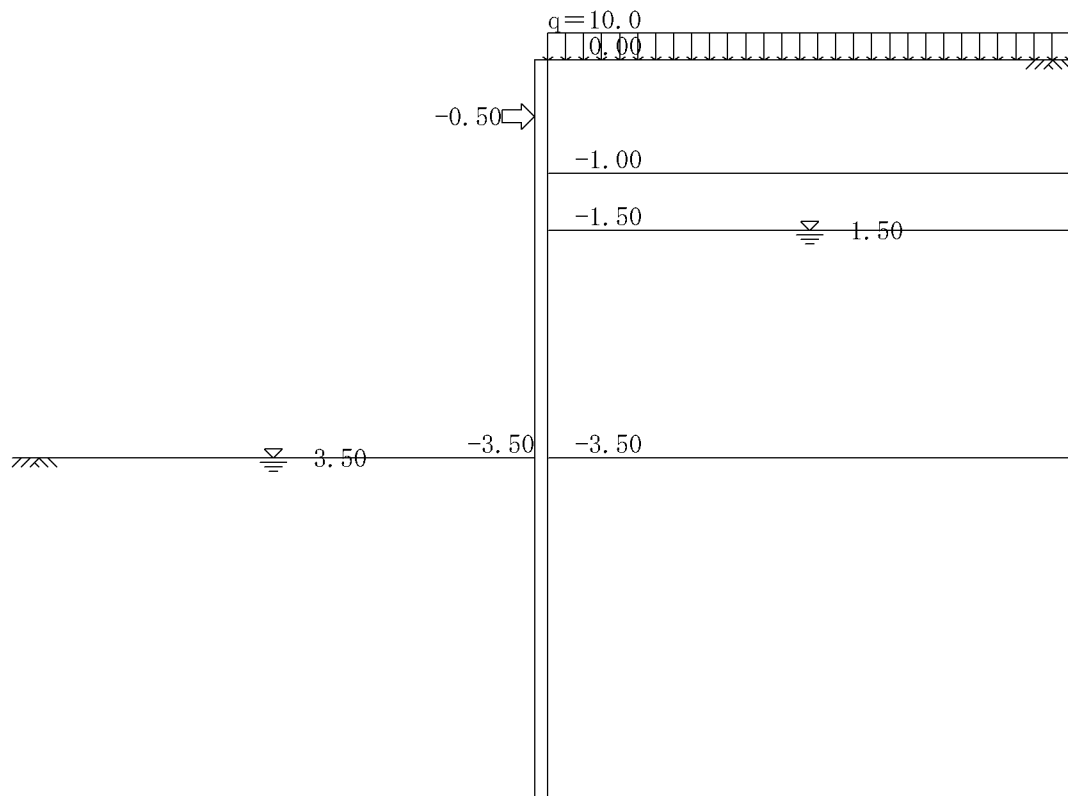
1.1 右壁の設計

1.1.1 完成時

(1) 検討条件

状態：最終掘削時

ケース名：完成時



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)	-3.500
最下段切ばり設置位置	G.L. (m)	-0.500
背面側水位位置	G.L. (m)	-1.500
掘削側水位位置	G.L. (m)	-3.500
背面側上載荷重	q	kN/m ²
掘削側上載荷重	q	kN/m ²
		10.00
		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	-1.000	砂質土	7.0	18.0	9.0	25.0	12.5
2	-1.000	-1.500	粘性土	3.0	15.0	6.0	0.0	0.0
3	-1.500	-3.500	粘性土	3.0	15.0	6.0	0.0	0.0
4	-3.500	-21.000	粘性土	3.0	15.0	6.0	0.0	0.0

No	粘 着 力			一軸圧縮 強度 qu (kN/m ²)	変形係数 Eo (kN/m ²)
	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	19600
2	20.0	0.0	-1.000	40.0	8400
3	20.0	0.0	-1.000	40.0	8400
4	20.0	0.0	-1.000	40.0	8400

・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	-3.500	-21.000	粘性土	3.0	15.0	6.0	0.0	0.0

No	粘 着 力			一軸圧縮 強度 qu (kN/m ²)	変形係数 Eo (kN/m ²)
	Co (kN/m ²)	増 分 k (kN/m ³)	基準標高 G.L. (m)		
1	20.0	0.0	-1.000	40.0	8400

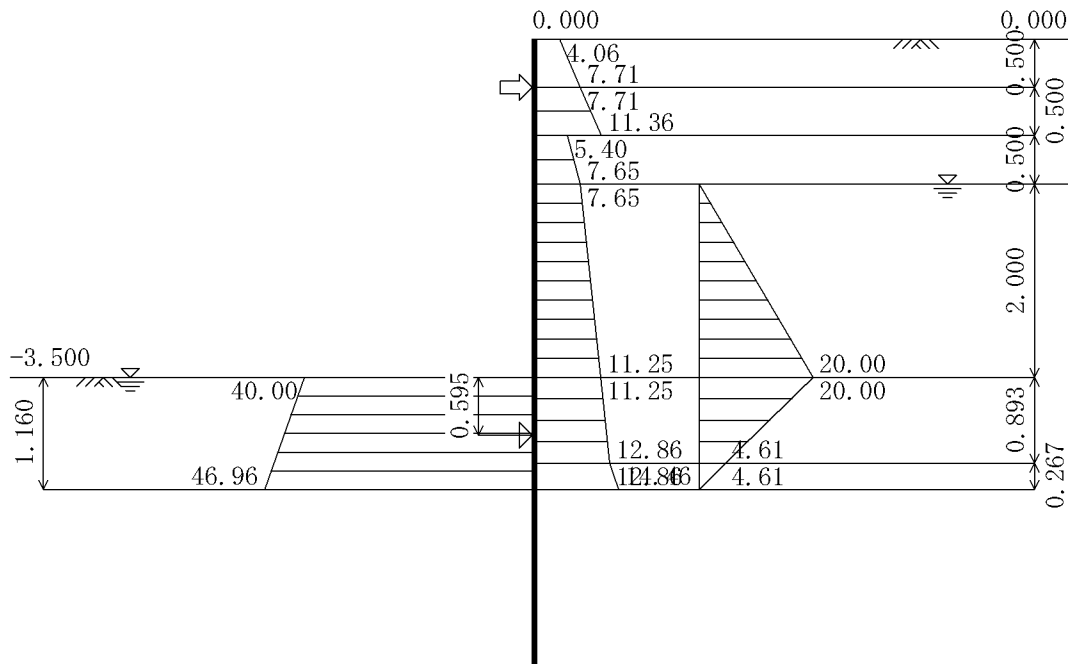
(2) 根入れ長の計算

1) 結果要旨

ケース名：完成時

解析方法：本ケースの最下段切ばりに関するモーメントのつり合いから根入れ長を計算

掘削底面位置		(G.L. -3.500)m
必要根入れ長	安全率 F	1.200
	つり合い深さ Z(m)	1.160(G.L. -4.660)m
	必要根入れ長 D(m)	1.392(G.L. -4.892)m
	仮想支持深さ Y(m)	0.595(G.L. -4.095)m
最小根入れ長	(m)	3.000(G.L. -6.500)m
決定根入れ長	決定根入れ長 (m)	3.000(G.L. -6.500)m
	判 定	
決定全長		6.500m



・ つり合い位置(G.L. -4.660)mにおける外力集計値

項 目	モーメント関連		水平力関連	
	主働側	Ma + Mw(kN.m/m)	180.61	Pa(kN/m)
受働側	Mp(kN.m/m)	181.34	Pp(kN/m)	50.44
比率 (Mp / (Ma + Mw))			1.0	
仮想支持深さ (Y) m			0.595	

Mpは最下段切梁位置回りのモーメントなので、仮想支持深さYは下式で修正している。

仮想支持深さ (Y) = Mp / Pp - (最下段切ばり位置 - 掘削底面)。

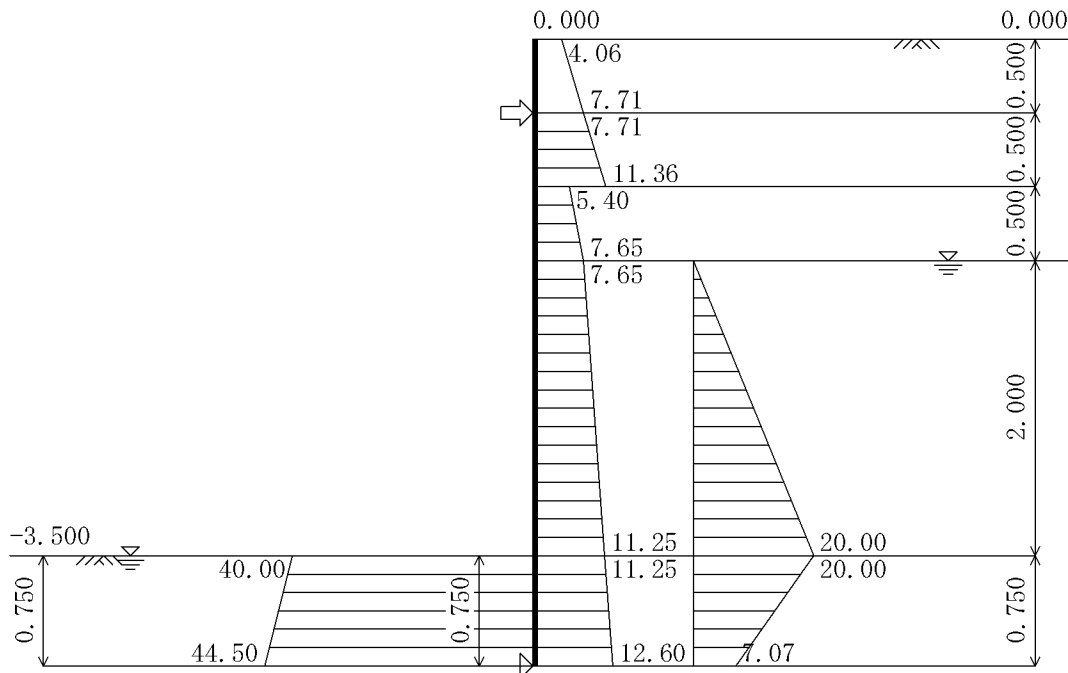
(3)断面力の計算

1)結果要旨

ケース名：完成時

解析方法：切ばり及び仮想支持点間をスパンとする単純ばりで検討する。

土圧は根入れ長計算用土圧を用いる。



・最下段切ばりと仮想支持点間の単純スパン

仮想支持深さは、根入れ長の計算で算定された0.595(m)を0.750(m)に補正しました。

最下段切りばり位置	m	(G.L. -0.500)m	
仮想支持点位置	m	(G.L. -4.250)m	
単純ばりスパン	m	3.750	
発生最大曲げモーメント	モーメント Mmax 発生位置 (切ばり点から)	kN.m/m m	28.13 2.076(G.L. -2.576)m
発生せん断力	せん断力 Smax 発生位置 (切ばり点から)	kN/m m	23.85 3.000(G.L. -3.500)m
反力	上側支点反力 RA 下側支点反力 RB	kN/m kN/m	23.08 23.85
最大変位	変位量 max 発生位置 (上切ばり点から)	m m	0.0025 1.875(G.L. -2.375)m

参考値

3)土留め壁の剛性の検討

壁体応力度上で余裕があっても、土留め壁の変形をある程度以下に抑えることができるように、十分な剛性が確保されているか否かを照査する。そのために、変位量は下式を満足していなければならない。

$$= 1 + 2 a$$

ここに、

：全壁体変位量

1：単純ばりとして求めた最大変位量

$$\delta 1 = \frac{5 \cdot w \cdot L^4}{384 \cdot EI \alpha}$$

2：弾性支点変位の影響変位量

$$2' = R / K$$

$$2 = 2' / 2$$

a：許容変位量

計算モデルは、最上段切ばり位置を剛な支点、仮想支持深さの1/2点を弾性支点とし、その間を単純ばりとする。荷重は、断面検討に用いた土圧と水圧をスパン全長に載荷する。荷重が台形状になる場合は、荷重の合力が等価な長方形分布荷重に換算して載荷する。

剛な支点位置（最上段切ばり位置）		G.L. (m)	-0.500
仮想支持点深さ		m	0.750
仮想支持点深さの1/2位置		G.L. (m)	-3.875
単純ばりのスパン		m	3.375
単純ばりに作用する荷重の合力		kN/m	57.56
等価な長方形分布荷重 $w = P / L$		kN/m ²	17.056
1	ヤング係数	E	$\times 10^6$ kN/m ²
	断面二次モーメント	I	m ⁴ /m
	有効率（変位計算用）		-----
	スパン中央のたわみ	1	m
2	水平方向地盤反力係数	kH	kN/m ³
	土留め壁の幅	B	m
	パネ区間の土留め杭の側面積 $A = B \times Y$		m ²
	パネ定数 $K = kH \times A$		kN/m ²
	支点反力 $R = w \times L / 2$		kN/m
	弾性支点の変位 $2' = R / K$		m
	支点変位の影響 $2 = 2' / 2$		m
全壁体変位量 = 1 + 2		m	0.0113
発生位置（スパンの1/2）		G.L. (m)	-2.188
許容変位量		a	0.300
判定		-----	

・単純ばりに作用する荷重の合力（P）

No	深さ GL(m)	層厚 h (m)	作用荷重 p kN/m ²	荷重 P kN/m
1	-0.500	0.500	7.71	4.77
	-1.000		11.36	
2	-1.000	0.500	5.40	3.26
	-1.500		7.65	
3	-1.500	2.000	7.65	38.90
	-3.500		31.25	
4	-3.500	0.375	31.25	10.63
	-3.875		25.46	
				57.56

・水平方向地盤反力係数

水平方向地盤反力係数は、仮想支持点までの平均値とし、下式により計算する。

$$kH = \eta kHo \left(\frac{BH}{0.3} \right)^{-3/4}$$

ここに、

：壁体形式に関わる係数（= 1.00）

連続した壁体の場合 = 1

kHo：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

$$kHo = \frac{1}{0.3} \alpha Eo$$

Eo：地盤の変形係数(kN/m²)

：地盤反力係数の推定に用いる係数

No	上面標高 G.L. (m)	下面標高 G.L. (m)	層厚 h m	Eo kN/m ²	kHo kN/m ³	kH kN/m ³	kH × h kN/m ²
1	-3.500	-4.250	0.750	8400	28000	2018	1514

No	上面標高 G.L. (m)	下面標高 G.L. (m)	層厚 h m	Eo kN/m ²	kHo kN/m ³	kH kN/m ³	kH × h kN/m ²
			0.750				1514

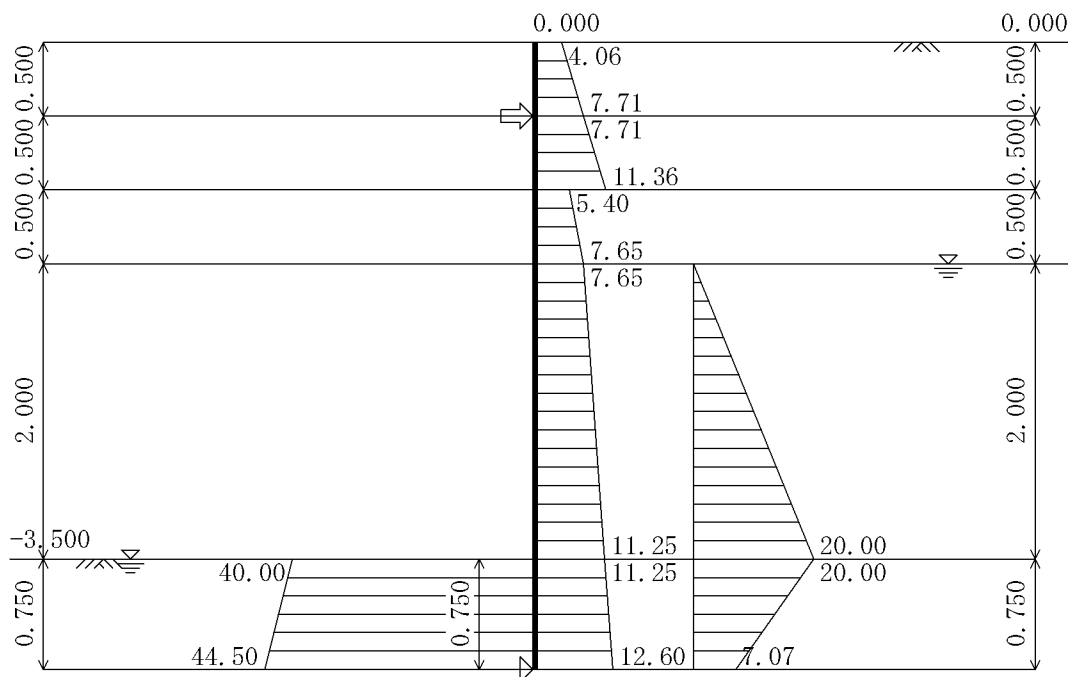
平均kH = (kH × h) / h = 2018 (kN/m³)

BH : 換算載荷幅 10.0(m)とする。

(4) 支保工反力の計算

1) 結果要旨

解析方法：張出しばり法



支保工 No	設置位置 G.L. (m)		支点位置 G.L. (m)	支点反力 kN/m	支保工反力 kN/m
1	-0.500	上スパン 下スパン	-4.250	26.20	26.20

支保工反力 = 支保工No. (n) 上スパン 支点反力 + 下スパン 支点反力

上スパンとは着目支保工とその直上の支保工間を指す。支点位置は、支保工No(n)の直上の支保工位置。

下スパンとは着目支保工とその直下の支保工間を指す。支点位置は、支保工No(n)の直下の支保工位置。

2) 外力表

No	深さ GL(m)	層厚 h (m)	受働土圧強度 pp kN/m²	主働土圧強度 pa kN/m²	水圧強度 pw kN/m²	作用荷重強度 p kN/m²
1	0.000	0.500	0.00	4.06	0.00	4.06
	-0.500		0.00	7.71	0.00	7.71
2	-0.500	0.500	0.00	7.71	0.00	7.71
	-1.000		0.00	11.36	0.00	11.36
3	-1.000	0.500	0.00	5.40	0.00	5.40
	-1.500		0.00	7.65	0.00	7.65
4	-1.500	2.000	0.00	7.65	0.00	7.65
	-3.500		0.00	11.25	20.00	31.25
5	-3.500	0.750	40.00	11.25	20.00	0.00
	-4.250		44.50	12.60	7.07	0.00
6	-4.250	0.143	0.00	0.00	0.00	0.00
	-4.393		0.00	0.00	0.00	0.00
7	-4.393	0.267	0.00	0.00	0.00	0.00
	-4.660		0.00	0.00	0.00	0.00

はりに作用させる荷重強度は、主働側の[主働土圧強度] + [水圧強度]の和から受働側の[受働土圧強度]を差し引いたものとする (p = pa + pw - pp)。

1.1.2 壁体応力度

(1) 使用断面

断面種類：鋼矢板

使用鋼材：III型

使用材質：SY295

断面諸元	単位	数値
断面係数 Z	$\times 10^3(\text{mm}^3/\text{m})$	1340
同上 有効率	-----	0.600
断面積 A	$\times 10^2(\text{mm}^2/\text{m})$	191.00

(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 $\times 10^6(\text{N}\cdot\text{mm}/\text{m})$	軸力 N $\times 10^2(\text{N}/\text{m})$	せん断力 S $\times 10^2(\text{N}/\text{m})$
Max時	28.13	0.00	23.85

(3) 曲げ応力度

$$\sigma = \frac{M}{\alpha \cdot Z} + \frac{N}{A} \leq \sigma_{sa}$$

ここに、

σ : 曲げ応力度(N/mm²)

a : 許容曲げ応力度(N/mm²)

Z : 使用断面係数

A : 使用断面積

状態	応力度 N/mm ²	許容応力度 sa N/mm ²	判定
Max時	35.0	270.0	

(4) せん断応力度

$$\tau = \frac{S}{A} \leq \tau_a$$

ここに、

τ : せん断応力度(N/mm²)

a : 許容せん断応力度(N/mm²)

状態	応力度 N/mm ²	許容応力度 a N/mm ²	判定
Max時	1.2	150.0	

2章 底面安定

2.1 底面安定

2.1.1 ヒーピング

(1) 検討条件

1) 検討方法：仮設指針による方法

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)	-3.500
背面側水位位置	G.L. (m)	-1.500
掘削側水位位置	G.L. (m)	-3.500
水の単位体積重量	w	kN/m ³
		10.0
上載荷重	q	kN/m ²
		10.00

ただし、上載荷重は無視する。

(2) 安定数の検討

1) 安定数の計算

下式を満足できない場合は、ヒーピングの検討を行う。

$$N_b = \frac{\sum (\gamma_i \cdot H_i) + q}{c} < N_{ba}$$

掘削底面での土の有効重量 H+q (kN/m ²)	掘削底面での粘着力 c (kN/m ²)	安定数 N _b	安定数許容値 N _{ba}	判定
57.50	20.00	2.875	3.14	

判定が $N_b < N_{ba}$ なので、ヒーピングの照査は省略する。

2) $(\sum \gamma_i \cdot H_i)$ 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）。

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 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	0.000	-1.000	1.000	18.0	18.00
2	-1.000	-1.500	0.500	15.0	7.50
3	-1.500	-3.500	2.000	16.0	32.00
			3.500		57.50

3) 粘着力は、掘削底面直下（掘削側）の層の上端の粘着力とする。

$$c = 20.00 \text{ kN/m}^2$$

3章 支保工、控え杭の計算

3.1 タイロッドの設計

(1)使用断面

使用タイロッド径 : タイロッド径 28.0(mm) × 使用本数n=1本
 使用材質 : SS400 (< 40mm)
 許容引張応力度 : $a = 141 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
 タイロッド設置間隔 : $L = 2.000 \text{ (m)}$
 ねじ部(呼称,有効断面積) : M27(A = 459.0mm²)

(2)タイロッド断面力の計算

タイロッド張力は、タイロッド反力並びに設置間隔より下式にて算出する。

$$T = Ra \times L = 26.20 \times 2.000 = 52.40 \text{ (kN/本)}$$

ここに、

T : タイロッド張力(kN/本)

Ra: タイロッド反力(kN/m)

L : タイロッド設置間隔(m)

(3)タイロッド応力度の計算

タイロッド応力度は下式を満足するものとする。

$$\sigma = \frac{T \times 10^3}{n \times A} \leq \sigma a$$

ここに、

: タイロッド応力度(N/mm²)

a: 許容引張応力度(N/mm²)

n : 使用本数

A : 使用断面積(mm²)

$$\sigma = \frac{52.40 \times 10^3}{1 \times 459.0} = 114.16 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma a = 141 \text{ (N/mm}^2\text{)} \dots \quad \text{OK}$$

3.2 控え杭の設計

3.2.1 杭の諸元

控え杭の諸元は次の通りとする。

(1)使用断面

断面種類:鋼矢板

使用鋼材:II型

断面諸元	単位	数値
断面積 A	cm ² /m	153.00
断面二次モーメント I	cm ⁴ /m	8740
断面係数 Z	cm ³ /m	874

(2)材質

使用材質 :SY295

ヤング係数:E = 2.000 × 10⁸(kN/m²)

(3)鋼矢板の有効率

計算種類	有効率
根入れ計算に用いる 算出用	1.00
断面力、変位計算に用いる 算出用	0.45
断面二次モーメント用(変位、断面力)	0.45
断面係数用(応力度)	0.60

3.2.2 設置位置の計算

(1)必要設置距離の計算

控え杭は、土留め壁仮想支持点を起点とした背面側主働すべり面と、控え杭のタイロッド取付点から下方に、1.00/ の位置を起点とした前面側の受働すべり面がタイロッド位置以下で交差しない位置に設ける。ここでは、主働すべり面と受働すべり面がタイロッド位置で交差する控え杭の位置を必要設置距離と呼ぶ。

1)主働すべり面

土留め壁仮想支持点(G.L. -4.250 m)を起点とした背面側主働すべり面は下表の通りである。

No	上面標高 G.L.(m)	下面標高 G.L.(m)	層厚 h m	内部摩擦角 (°)	主働崩壊角 a(°) = 45+ /2	各層の崩壊線 の幅 Ldi(m) = hi · cot a
2	-1.000	-4.250	3.250	0.00	45.00	3.250
1	-0.500	-1.000	0.500	25.00	57.50	0.319
			3.750			3.569

2)受働すべり面

控え杭のタイロッド取付点から下方に、1.00/ の位置を起点とした前面側受働すべり面は次の通りである。

$$\begin{aligned} \text{控え杭起点位置} &= \text{控え杭タイロッド取付点位置} - \frac{1.00}{\beta} \\ &= \text{G.L. } -0.500 - \frac{1.00}{0.439579} = \text{G.L. } -2.775(\text{m}) \end{aligned}$$

No	上面標高 G.L.(m)	下面標高 G.L.(m)	層厚 h m	内部摩擦角 (°)	受働崩壊角 p(°) = 45- /2	各層の崩壊線 の幅 Ldi(m) = hi · cot p
2	-1.000	-2.775	1.775	0.00	45.00	1.775
1	-0.500	-1.000	0.500	25.00	32.50	0.785
			2.275			2.560

3)必要設置距離

必要設置距離Ldminは下式の通りである。

$$Ldmin = h_i \cdot \cot a + h_i \cdot \cot p = 3.569 + 2.560 = 6.129(\text{m})$$

(2) 控え杭の設置位置

以上から、控え杭は、土留め壁から $L_d = 6.129(m)$ 後方に設置するものとする。

$L_d = 6.129(m)$ $L_{dmin} = 6.129(m) \dots$ 十分確保されている。

(3) 必要設置位置における 値の計算

土留め壁から必要設置距離 $L_{dmin} = 6.129(m)$ 離れた控え杭位置での 値は次の通りである。

1) 特性値 の計算

特性値 は下式により計算する。

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{kH \cdot B}{4EI \alpha}} = \sqrt[4]{\frac{2609.8 \times 1000.0 \times 10^{-3}}{4 \times 2.000 \times 10^8 \times 8740 \times 10^{-8} \times 1.000}} = 0.439579 (m^{-1})$$

ここに、

- 水平方向地盤反力係数 $kH = 2609.8 (kN/m^3)$
- 控え杭の幅 $B = 1000.0 \times 10^{-3} (m)$
- ヤング係数 $E = 2.000 \times 10^8 (kN/m^2)$
- 断面二次モーメント $I = 8740 \times 10^{-8} (m^4)$
- 有効率(根入れ計算用) $= 1.000$

2) 水平方向地盤反力係数の計算

水平方向地盤反力係数は、仮想地盤面 G.L. $-0.500(m)$ から $1/\beta = 2.275(m)$ の範囲の平均値とし、下式により計算する。

$$kH = \eta kHo \left(\frac{BH}{0.3} \right)^{-\frac{2}{4}}$$

ここに、

η : 壁体形式に関わる係数(控え杭は全て1.00扱いとする)

kHo : 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

$$kHo = \left(\frac{1}{0.3} \right) \alpha Eo$$

ここに、

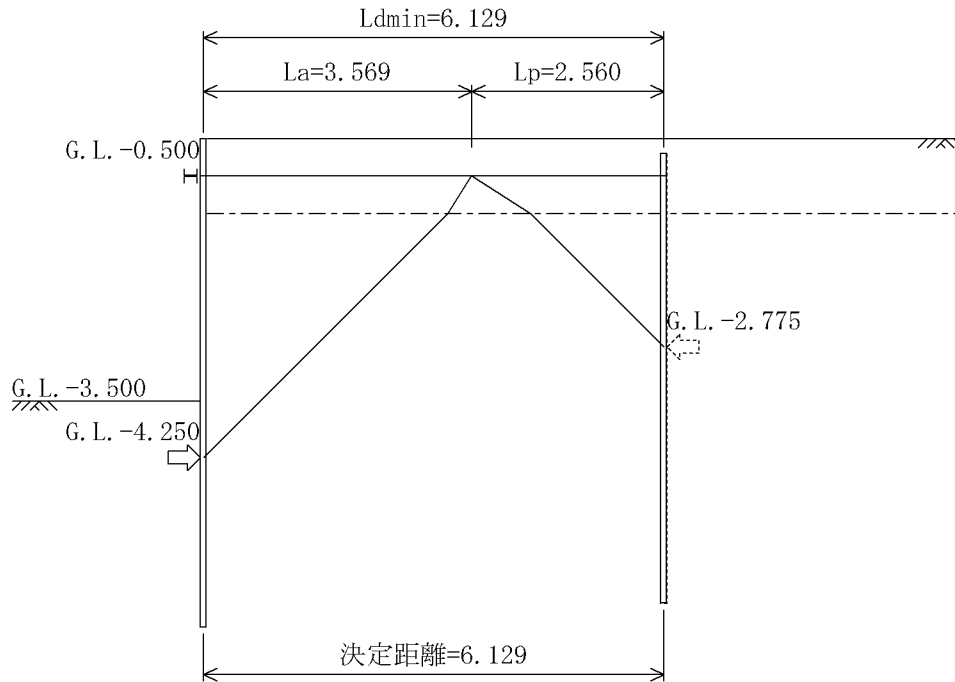
Eo : 地盤の変形係数 (kN/m^2)

α : 地盤反力係数の推定に用いる係数

BH : 換算載荷幅 $10.0(m)$ とする。

$$\frac{1}{\beta} \text{の範囲の平均 } kH = \frac{\sum kH \times h}{\sum h} = \frac{5937}{2.275} = 2609.8 (kN/m^3)$$

No	上面標高 G.L. (m)	下面標高 G.L. (m)	層厚 h m	Eo kN/m^2	kHo kN/m^3	kH kN/m^3	$kH \times h$ kN/m^2
1	-0.500	-1.000	0.500	19600	65333	4710	2355
2	-1.000	-2.775	1.775	8400	28000	2018	3582
			2.275				5937



3.2.3 根入れ長の計算

(1) 控え杭の長さ

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を仮想地盤面より下方に確保する。

$$D = \frac{\text{安全係数}}{\beta} = \frac{2.50}{0.439579} = 5.687 \text{ (m)} \leq \text{実根入れ長} = 5.687 \text{ (m)} \dots \text{ OK}$$

控え杭天端高	(G.L. -0.200)m	
控え杭タイロッド取付位置	(G.L. -0.500)m	
控え杭仮想地盤面	(G.L. -0.500)m	
必要根入れ長	安全係数	2.50
	特性値 (m ⁻¹)	0.439579
	D = 安全係数 /	5.687 (G.L. -6.187)m
決定根入れ長	実根入れ長 (m)	5.687 (G.L. -6.187)m
	判定	
決定全長	5.987m	

(2) 控え杭設置位置における β 値の計算

必要設置距離の検討に用いた β = 0.439579 (m⁻¹) を準用する。

3.2.4 断面力の計算

(1) 断面力の計算

1) 最大曲げモーメント

$$M_{\max} = 0.3224 \frac{H}{\beta} = 0.3224 \times \frac{26.20}{0.543380} = 15.55$$

ここに、

H: 控え杭に作用する水平力

連続壁扱として、 $H = Ra \times \sec \alpha$ とする (α はタイロッド傾角)。

2) 最大曲げモーメントの生ずる位置 (仮想地盤面より下方)

$$L_m = \frac{\pi}{4\beta} = \frac{\pi}{4 \times 0.543380} = 1.445$$

断面力の計算結果を整理すると下表の通りである。

特性値		m ⁻¹	0.543380
作用力	水平力 作用高さ(仮想地盤面から) H h	kN/m m	26.20 0.000
発生最大曲げ モーメント	モーメント Mmax 発生位置(仮想地盤面から)	kN.m/m m	15.55 1.445(G.L. -1.945)m
発生せん断力	せん断力 Smax 発生位置(仮想地盤面から)	kN/m m	26.20 0.000(G.L. -0.500)m

(2) 値の計算

1) 特性値 の計算

特性値 は下式により計算する。

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{kH \cdot B}{4EI \alpha}} = \sqrt[4]{\frac{2749.5 \times 1000.0 \times 10^{-3}}{4 \times 2.000 \times 10^8 \times 8740 \times 10^{-8} \times 0.450}} = 0.543380 \text{ (m}^{-1}\text{)}$$

ここに、

- 水平方向地盤反力係数 kH = 2749.5(kN/m³)
- 控え杭の幅 B = 1000.0 × 10⁻³(m)
- ヤング係数 E = 2.000 × 10⁸(kN/m²)
- 断面二次モーメント I = 8740 × 10⁻⁸(m⁴)
- 有効率(断面力変位計算用) = 0.450

2) 水平方向地盤反力係数の計算

水平方向地盤反力係数は、仮想地盤面G.L. -0.500(m)から1/β = 1.840(m)の範囲の平均値とし、下式により計算する。

$$kH = \eta kHo \left(\frac{BH}{0.3} \right)^{-\frac{2}{4}}$$

ここに、

η: 壁体形式に関わる係数(控え杭は全て1.00扱いとする)

kHo: 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

$$kHo = \left(\frac{1}{0.3} \right) \alpha Eo$$

ここに、

Eo: 地盤の変形係数(kN/m²)

α: 地盤反力係数の推定に用いる係数

BH: 換算載荷幅 10.0(m)とする。

$$\frac{1}{\beta} \text{の範囲の平均 } kH = \frac{\sum kH \times h}{\sum h} = \frac{5060}{1.840} = 2749.5 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

No	上面標高 G.L.(m)	下面標高 G.L.(m)	層厚 h m	Eo kN/m ²	kHo kN/m ³	kH kN/m ³	kH × h kN/m ²
1	-0.500	-1.000	0.500	19600	65333	4710	2355
2	-1.000	-2.340	1.340	8400	28000	2018	2705
			1.840				5060

(3) 変位量の計算

タイロッド取付位置における変位は下式を満足しなければならない。

$$\delta = \frac{H}{2EI \alpha \beta^3} \leq \delta a$$

ここに、

特性値 ヤング係数 断面二次モーメント 有効率 (断面二次モーメント用)	E I	$\times 10^8$ kN/m ² $\times 10^{-8}$ m ⁴ /m -----	0.543380 2.000 8740 0.450
水平力 水平力の作用高さ (仮想地盤面から)	H h	kN/m m(G.L.m)	26.20 0.000(G.L. -0.500)m
許容変位量	a	m	0.300

$$\delta = \frac{H}{2EI \alpha \beta^3} = \frac{26.20}{2 \times 2.000 \times 10^8 \times 8740 \times 10^{-8} \times 0.450 \times 0.543380^3}$$

$$= 0.010(\text{m}) \quad a=0.300(\text{m}) \dots \text{OK}$$

3.2.5 控え杭応力度

(1) 使用断面

断面種類: 鋼矢板

使用鋼材: II型

使用材質: SY295

断面諸元	単位	数値
断面係数 Z	$\times 10^3(\text{mm}^3/\text{m})$	874
同上 有効率	-----	0.600
断面積 A	$\times 10^2(\text{mm}^2/\text{m})$	153.00

(2) 設計断面力

設計断面力は下表の通りとする。

モーメント M $\times 10^6(\text{N}\cdot\text{mm}/\text{m})$	軸力 N $\times 10^3(\text{N}/\text{m})$	せん断力 S $\times 10^3(\text{N}/\text{m})$
15.55	0.00	26.20

(3) 曲げ応力度

曲げ応力度は下式を満足するものとする。

$$\sigma = \frac{M}{\alpha \cdot Z} + \frac{N}{A} \leq \sigma a$$

ここに、

: 曲げ応力度 (N/mm²)

a: 許容曲げ応力度 (N/mm²)

z : 使用断面係数

A : 使用断面積

$$\sigma = \frac{15.55 \times 10^6}{0.600 \times 874.0 \times 10^3} + \frac{0.00 \times 10^3}{153.00 \times 10^2} = 29.64 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma a = 270 \text{ (N/mm}^2\text{)} \dots \text{OK}$$

(4) せん断応力度

せん断応力度は下式を満足するものとする。

$$\tau = \frac{S}{A} \leq \tau a$$

ここに、

: せん断応力度 (N/mm²)

a: 許容せん断応力度 (N/mm²)

A : 使用断面積

$$\tau = \frac{26.20 \times 10^3}{153.00 \times 10^2} = 1.71 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \tau a = 150 \text{ (N/mm}^2\text{)} \dots \text{OK}$$

3.3 腹起しの設計

(1) 使用断面

使用鋼材 : [150 × 75 × 6.5 × 10

使用材質 : SS400

許容曲げ応力度 : $a = 210.0 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

(2) モーメントの算定

腹起しに発生するモーメントは下式より算出する。

$$M = \frac{T \times L}{10} = \frac{52.40 \times 2.000}{10} = 10.48 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}$$

ここに、

M: 曲げモーメント (kN・m/m)

T: タイロッド張力 (kN/本)

L: タイロッド設置間隔 (m)

(3) 応力度

腹起し応力度は下式を満足するものとする。

$$\sigma = \frac{M \times 10^6}{Z \times 10^3} \leq \sigma a$$

ここに、

: 腹起し応力度 (N/mm²)

a: 許容曲げ応力度 (N/mm²)

M : 曲げモーメント (kN・m/m)

Z : 断面係数 (= 115 × 2cm³) 2枚で1組扱いとし、登録鋼材の断面係数を2倍扱いとする。

$$\sigma = \frac{10.48 \times 10^6}{230 \times 10^3} = 45.57 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma a = 210.0 \text{ (N/mm}^2\text{)} \dots \quad \text{OK}$$