

たてこみ簡易土留め工の設計 サンプルデータ

出力例

Sample_2

掘削深さ 3.0m 縦梁プレート (砂質土)

目次

1章 壁体の設計	1
1.1 外力の計算	1
1.1.1 検討条件	1
1.1.2 地盤条件	1
1.1.3 土圧計算	2
1.2 通常時	3
1.2.1 作用荷重	3
(1)設計土圧	3
(2)縦梁の作用荷重	4
1.2.2 プレートの断面力	5
1.2.3 縦梁の断面力	6
1.2.4 切ばり反力	8
1.3 応力度計算	9
1.3.1 プレート	9
(1)曲げ応力度	9
1.3.2 縦梁	10
(1)断面性能	10
(2)設計断面力	10
(3)曲げ応力度	10
(4)せん断応力度	10
2章 支保工の計算	11
2.1 切ばり	11
2.1.1 設計条件	11
2.1.2 自重による曲げモーメント	11
2.1.3 軸方向許容圧縮応力度	11
2.1.4 応力度	12

1章 壁体の設計

1.1 外力の計算

1.1.1 検討条件

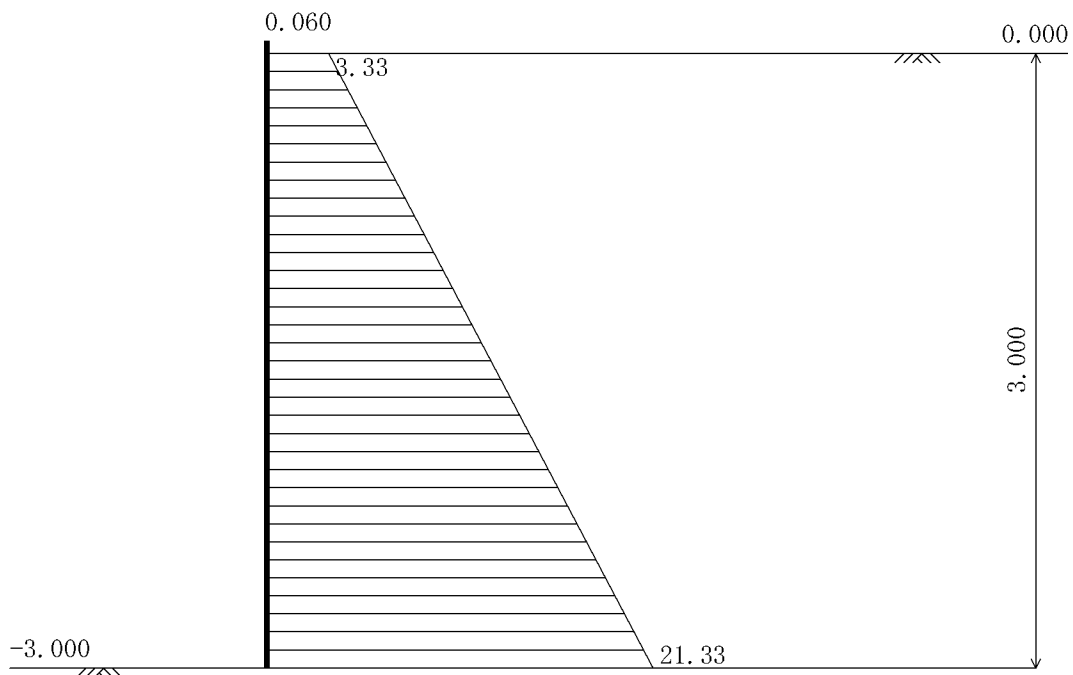
背面側地表面位置	G.L.(m)	0.000
掘削底面位置	G.L.(m)	-3.000
背面側上載荷重	q	kN/m ² 10.00

1.1.2 地盤条件

No	標 高		地 盤 種 類	平均 N値	土の単位重量		内 部 摩 擦 角 (度)	粘 着 力		
	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)		Co (kN/m ²)	増 分 k (kN/m ³)	基準標高 G.L.(m)
1	0.000	-3.000	砂質土	15.0	18.0	9.0	30.0	0.0	0.0	0.000
2	-3.000	-4.000	砂質土	15.0	18.0	9.0	30.0	0.0	0.0	0.000



1.1.3 土圧計算



$pa^* = \max (pa, pamin)$

$pa = Ka (\quad h+q) - 2c$ $Ka, Ka = \tan^2 (45^\circ - \quad / 2)$

$pamin : 0.30 \cdot \quad h$ (粘性土のみ)

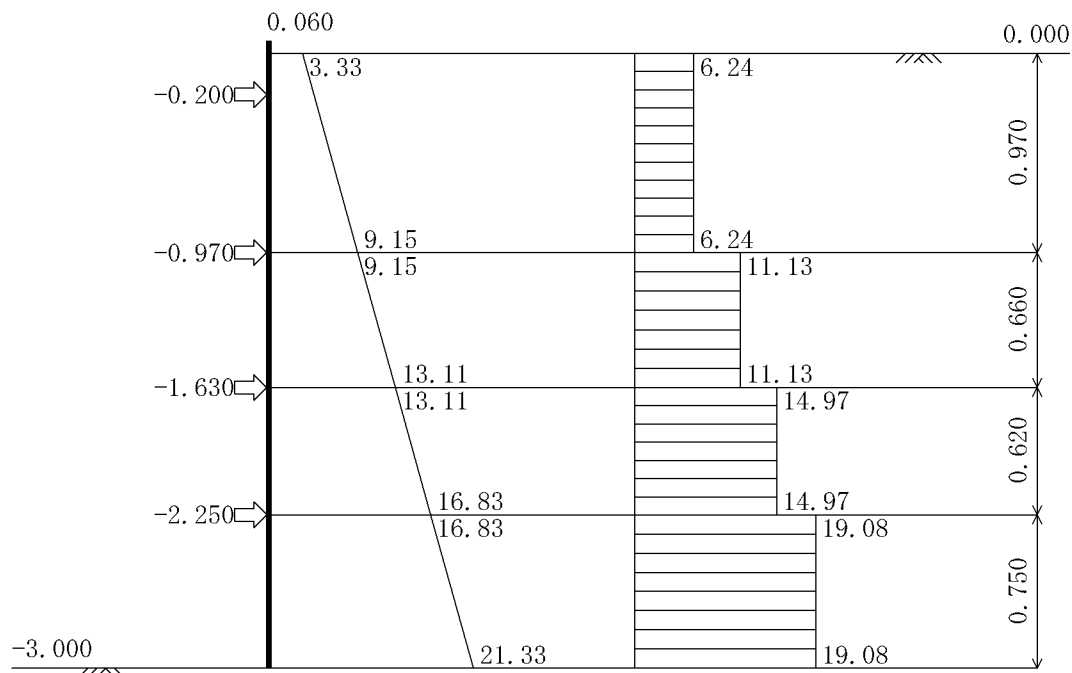
No	深 さ GL(m)	層 厚 h (m)	土の 単重	内 部 摩擦角 (度)	粘着力 c kN/m ²	有 効 上 載 圧 rh+q kN/m ²	土 圧 係 数 Ka	主 働 土 圧 強 度 pa kN/m ²	最 小 土 圧 強 度 pamin kN/m ²	採 用 土 圧 強 度 pa* kN/m ²
1	0.000 -3.000	3.000	18.0	30.00	0.0 0.0	10.00 64.00	0.333	3.33 21.33	0.00 0.00	3.33 21.33

1.2 通常時

1.2.1 作用荷重

ケース名：通常時

下方分担法により切ばり位置の荷重分担範囲を設計区間とする。



(1) 設計土圧

各設計区間の平均土圧を設計土圧とする。

・設計区間1

No	深さ GL(m)	層厚 h (m)	側圧強度 p kN/m ²	水平力 P kN/m
1	0.000 -0.970	0.970	3.33 9.15	6.06
		0.970		6.06

設計区間高さ H = 0.970 (m)

設計土圧 $p_d = P / H = 6.24$ (kN/m²)

・設計区間2

No	深さ GL(m)	層厚 h (m)	側圧強度 p kN/m ²	水平力 P kN/m
1	-0.970 -1.630	0.660	9.15 13.11	7.35
		0.660		7.35

設計区間高さ H = 0.660 (m)

設計土圧 $p_d = P / H = 11.13$ (kN/m²)

・設計区間3

No	深 さ GL(m)	層 厚 h (m)	側圧強度 p kN/m ²	水 平 力 P kN/m
1	-1.630 -2.250	0.620	13.11 16.83	9.28
		0.620		9.28

設計区間高さ H = 0.620 (m)

設計土圧 $p_d = P / H = 14.97$ (kN/m²)

・設計区間4

No	深 さ GL(m)	層 厚 h (m)	側圧強度 p kN/m ²	水 平 力 P kN/m
1	-2.250 -3.000	0.750	16.83 21.33	14.31
		0.750		14.31

設計区間高さ H = 0.750 (m)

設計土圧 $p_d = P / H = 19.08$ (kN/m²)

(2) 縦梁の作用荷重

各設計区間の縦梁に作用する荷重を下式より計算する。

$$W_s = \frac{p_d \cdot L_p}{2}$$

ここに、

W_s : 縦梁の作用荷重 (kN/m)

p_d : 設計土圧 (kN/m²)

L_p : プレート長さ (m) $L_p=3.000$ (m)

区間 No.	範 囲		区間長 l_s m	設計土圧 p_d kN/m ²	作用荷重 W_s kN/m
	上 面 G.L. (m)	下 面 G.L. (m)			
1	-1.630	-2.250	0.620	14.97	22.46
2	-2.250	-3.000	0.750	19.08	28.63

1.2.2 プレートの断面力

(1)設計区間の曲げモーメント

$$M = \frac{p_d \cdot B_x^2}{8}$$

ここに、

M :最大曲げモーメント(kN.m/m)

p_d :設計土圧(kN/m²)

B_x :縦梁間隔(m)

$$B_x = L_p - 2 \cdot d = 3.000 - 2 \times 0.075 = 2.850(m)$$

ここに、

L_p :プレート長さ(m)

d :プレート端部から縦梁中心までの距離(m)

設計 区間 No.	範 囲		設計土圧 p_d kN/m ²	モーメント M kN.m/m
	上 面 G.L. (m)	下 面 G.L. (m)		
1	0.000	-0.970	6.24	6.34
2	-0.970	-1.630	11.13	11.30
3	-1.630	-2.250	14.97	15.20
4	-2.250	-3.000	19.08	19.38

(2)プレートの最大曲げモーメント

各段プレートについて、受けている曲げモーメントの最大値を採用する。

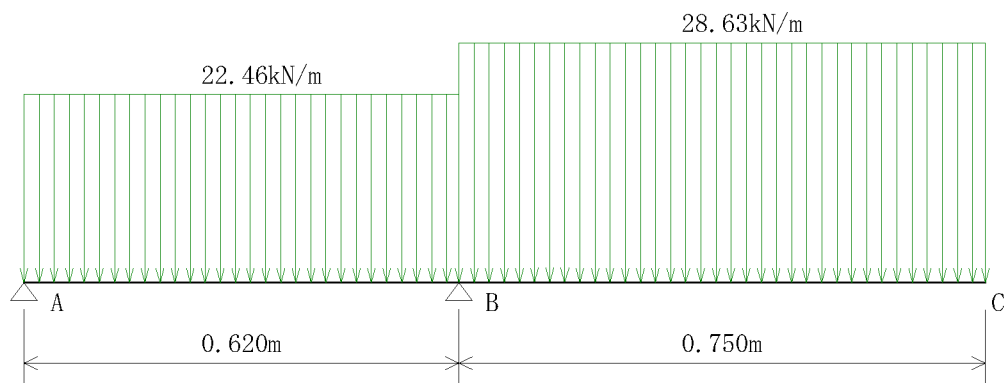
段 No.	上 端 G.L. (m)	下 端 G.L. (m)	モーメント M kN.m/m
1	0.060	-0.460	6.34
2	-0.460	-1.480	11.30
3	-1.480	-3.000	19.38

1.2.3 縦梁の断面力

縦梁は片持梁ABCで設計し、B点の曲げ応力度とせん断応力度で検討する。

(1)作用荷重

載荷方式：下方分担法で計算したままで載荷する



区間	範囲		スパン長 L_s m	作用荷重 W_s kN/m
	始点 G.L. (m)	終点 G.L. (m)		
AB	-1.630	-2.250	0.620	22.46
BC	-2.250	-3.000	0.750	28.63

(2)A点における反力

$$\begin{aligned}
 R_A &= \frac{W_{s1} \cdot L_{s1}^2 - W_{s2} \cdot L_{s2}^2}{2 \cdot L_{s1}} \\
 &= \frac{22.46 \times 0.620^2 - 28.63 \times 0.750^2}{2 \times 0.620} \\
 &= -6.02 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

ここに、

R_A : A点における反力 (kN)

W_{s1} : AB間の作用荷重 (kN/m)

W_{s2} : BC間の作用荷重 (kN/m)

L_{s1} : AB間スパン長 (m)

L_{s2} : BC間スパン長 (m)

(3)最大せん断力

$$Q_{BA} = \frac{-(W_{s1} \cdot L_{s1}^2 + W_{s2} \cdot L_{s2}^2)}{2 \cdot L_{s1}}$$

$$= \frac{-(22.46 \times 0.620^2 + 28.63 \times 0.750^2)}{2 \times 0.620}$$

$$= -19.95 \text{ (kN)}$$

$$Q_{BC} = W_{s2} \cdot L_{s2}$$

$$= 28.63 \times 0.750$$

$$= 21.47 \text{ (kN)}$$

$$Q = \text{Max}(|Q_{BA}|, |Q_{BC}|)$$

$$= \text{Max}(19.95, 21.47)$$

$$= 21.47 \text{ (kN)}$$

ここに、

Q_{BA} : AB間によるB点のせん断力 (kN)

Q_{BC} : BC間によるB点のせん断力 (kN)

Q : 最大せん断力 (kN)

(4)最大曲げモーメント

最大曲げモーメントはB点の位置に発生する。

$$M = \frac{W_{s2} \cdot L_{s2}^2}{2}$$

$$= \frac{28.63 \times 0.750^2}{2}$$

$$= 8.05 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

1.2.4 切ばり反力

解析方法：下方分担法

切ばり反力を下式により計算する。

$$N = \frac{p_d \cdot l_s \cdot L_p}{2}$$

ここに

N：切ばり反力(kN)

 p_d ：設計土圧(kN/m²) l_s ：切ばりの土圧分担範囲長(m) L_p ：プレート長さ(m) $L_p=3.000$ (m)

段 No.	設置位置 G.L. (m)	分 担 範 囲			設計土圧 p_d kN/m ²	切ばり反力 N kN
		上 面 G.L. (m)	下 面 G.L. (m)	長さ l_s (m)		
1	-0.200	0.000	-0.970	0.970	6.24	9.08
2	-0.970	-0.970	-1.630	0.660	11.13	11.02
3	-1.630	-1.630	-2.250	0.620	14.97	13.93
4	-2.250	-2.250	-3.000	0.750	19.08	21.47

1.3 応力度計算

1.3.1 プレート

(1) 曲げ応力度

$$\sigma = \frac{M}{Z} \leq \sigma_a$$

ここに、

σ : 曲げ応力度 (N/mm²)

σ_a : 許容曲げ応力度 (N/mm²)

M : 最大曲げモーメント

Z : 断面係数

段 No.	モーメント M × 10 ⁶ (N・mm/m)	断面係数 Z × 10 ³ (mm ³ /m)	応力度 N/mm ²	許容応力度 a N/mm ²	判 定
1	6.34	220.00	28.8	210.0	
2	11.30	195.00	58.0	210.0	
3	19.38	200.00	96.9	210.0	

1.3.2 縦梁

曲げ応力度とせん断応力度がともに許容応力度の45.0%を超える場合は、合成応力度の検討をする。

(1) 断面性能

材質：SS400

断面諸元	単位	数値
断面積	A	14.70
断面係数	Z	107.00

(2) 設計断面力

設計断面力は下表の通りとする。

検討ケース	モーメント M × 10 ⁶ (N.mm)	せん断力 Q × 10 ³ (N)
通常時	8.05	21.47

(3) 曲げ応力度

$$\sigma = \frac{M}{Z} \leq \sigma a$$

ここに、

: 曲げ応力度(N/mm²)

a: 許容曲げ応力度(N/mm²)

M : 最大曲げモーメント(N.mm)

Z : 断面係数(mm³)

検討ケース	応力度 N/mm ²	許容応力度 a N/mm ²	判定
通常時	75.2	210.0	

(4) せん断応力度

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

ここに、

: せん断応力度(N/mm²)

a: 許容せん断応力度(N/mm²)

Q : 最大せん断力(N)

A : 断面積(mm²)

検討ケース	応力度 N/mm ²	許容応力度 a N/mm ²	判定
通常時	14.6	120.0	

2章 支保工の計算

2.1 切ばり

2.1.1 設計条件

(1)切ばり反力

段 No.	反力 (kN)
1	9.08
2	11.02
3	13.93
4	21.47

(2)断面性能

材質 SS400

断面諸元		単位	数値
断面積	A	$\times 10^2$ (mm ²)	12.85
断面係数	Z	$\times 10^3$ (mm ³)	30.10
断面二次半径	r	(cm)	3.45
単位長自重	W _j	$\times 10^{-3}$ (kN/m)	99.0
(B-2)の2	2	(m)	0.260

掘削幅 B = 1.150(m)

座屈長 L = B - 2 = 1.150 - 0.260 = 0.890(m)

2.1.2 自重による曲げモーメント

$$M = \frac{W_j \cdot L^2}{8}$$

$$= \frac{0.099 \times 0.890^2}{8} = 0.010 \text{ (kN.m)}$$

ここに、

M : 許容曲げ応力度 (kN.m)

W_j : 単位長自重 (kN/m)

L : 座屈長 (m)

2.1.3 軸方向許容圧縮応力度

$$\frac{L}{r} \leq 18 \quad : \quad \sigma_a = 210$$

$$18 < \frac{L}{r} \leq 92 : \quad \sigma_a = \left[140 - 0.82 \left(\frac{L}{r} - 18 \right) \right] \times 1.5$$

$$92 < \frac{L}{r} \quad : \quad \sigma_a = \frac{1200000}{6700 + (L/r)^2} \times 1.5$$

ここに、

a : 軸方向許容圧縮応力度 (N/mm²)

L : 座屈長 (cm)

r : 断面二次半径 (cm)

L (cm)	r (cm)	L/r	a (N/mm ²)
89.00	3.45	25.80	200.4

2.1.4 応力度

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M}{Z} \leq \sigma_a$$

ここに、

σ : 曲げ圧縮応力度 (N/mm²)

σ_a : 軸方向許容圧縮応力度 (N/mm²)

N : 軸力 (切ばり反力)

A : 断面積

M : 自重による曲げモーメント

Z : 断面係数

段 No.	軸力 N × 10 ³ (N)	断面積 A × 10 ² (mm ²)	モーメント M × 10 ⁶ (N.mm)	断面係数 Z × 10 ³ (mm ³)	応力度 N/mm ²	許容応力度 a N/mm ²	判定
1	9.08	12.85	0.010	30.10	7.4	200.4	
2	11.02	12.85	0.010	30.10	8.9	200.4	
3	13.93	12.85	0.010	30.10	11.2	200.4	
4	21.47	12.85	0.010	30.10	17.0	200.4	