

たてこみ簡易土留め工の設計 サンプルデータ

出力例

Sample_6

掘削深さ 6.0m スライドレール (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)スライドレールの作用荷重	4
1.2.2 パネルの断面力	5
1.2.3 スライドレールの断面力	6
1.2.4 切ばり反力	8
1.3 応力度計算	9
1.3.1 パネル	9
(1)曲げ応力度	9
1.3.2 スライドレール	10
(1)断面性能	10
(2)設計断面力	10
(3)鋼材の許容曲げ応力度	10
(4)曲げ応力度	10
(5)せん断応力度	11
2章 支保工の計算	12
2.1 切ばり	12
2.1.1 設計条件	12
2.1.2 自重による曲げモーメント	12
2.1.3 軸方向許容圧縮応力度	12
2.1.4 応力度	13

1章 壁体の設計

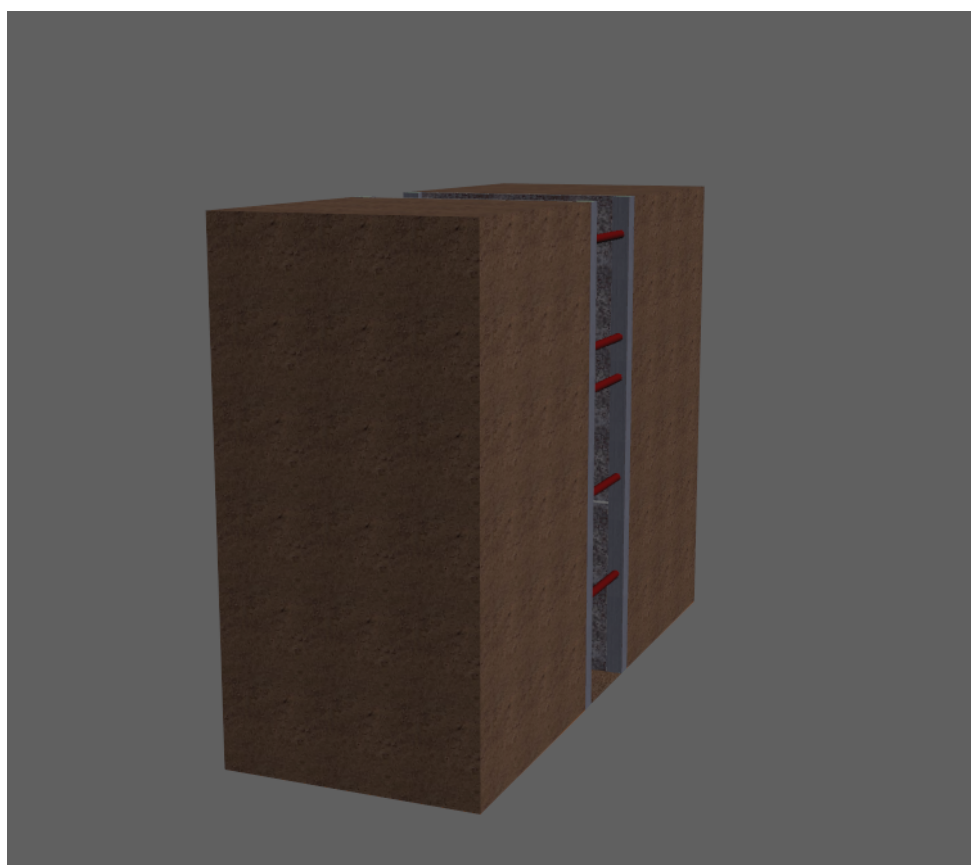
1.1 外力の計算

1.1.1 検討条件

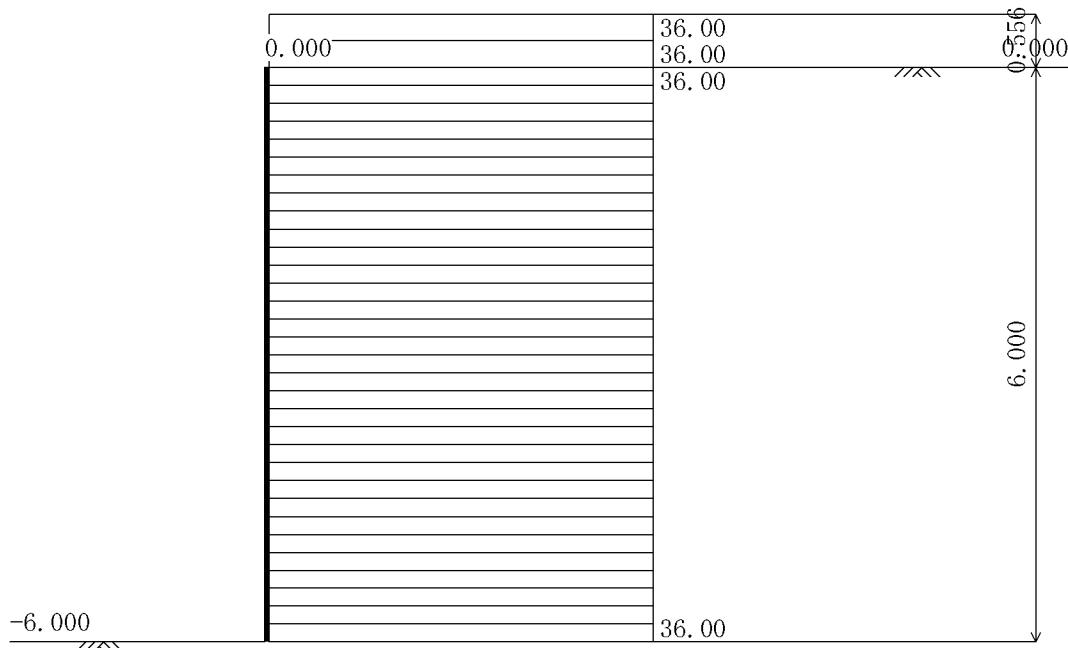
背面側地表面位置	G.L.(m)	0.000
掘削底面位置	G.L.(m)	-6.000
背面側上載荷重	q	kN/m ² 10.00

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	-6.000	砂質土	15.0	18.0	9.0	30.0	0.0	0.0	0.000
2	-6.000	-8.000	砂質土	15.0	18.0	9.0	30.0	0.0	0.0	0.000



1.1.3 土圧計算



(1) 計算係数

壁体天端位置	G.L.m	(G.L. 0.000)m
地表面位置	G.L.m	(G.L. 0.000)m
掘削底面位置	G.L.m	(G.L. -6.000)m
土の平均単位体積重量	kN/m ³	18.00
上載荷重分 q /	m	0.556(G.L. 0.556)m
掘削深さによる係数a	掘削深さ H Hによる係数a	m ----- 1.000
地質による係数b	地盤種類 地盤種別判定区間下面 地質による係数 b	----- m ----- 砂質土 6.000(G.L. -6.000)m 2.000
土圧強度 p = a · b ·	kN/m ²	36.00

地盤種類判定区間下面 = 仮想支持点位置

(2) 掘削底面までの土の平均単位重量

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 , iLi (kN/m ²)
1	0.000	-6.000	6.000	18.0	108.00
			6.000		108.00

= · h / h = 18.00(kN/m³)

(3) 主働土圧強度表

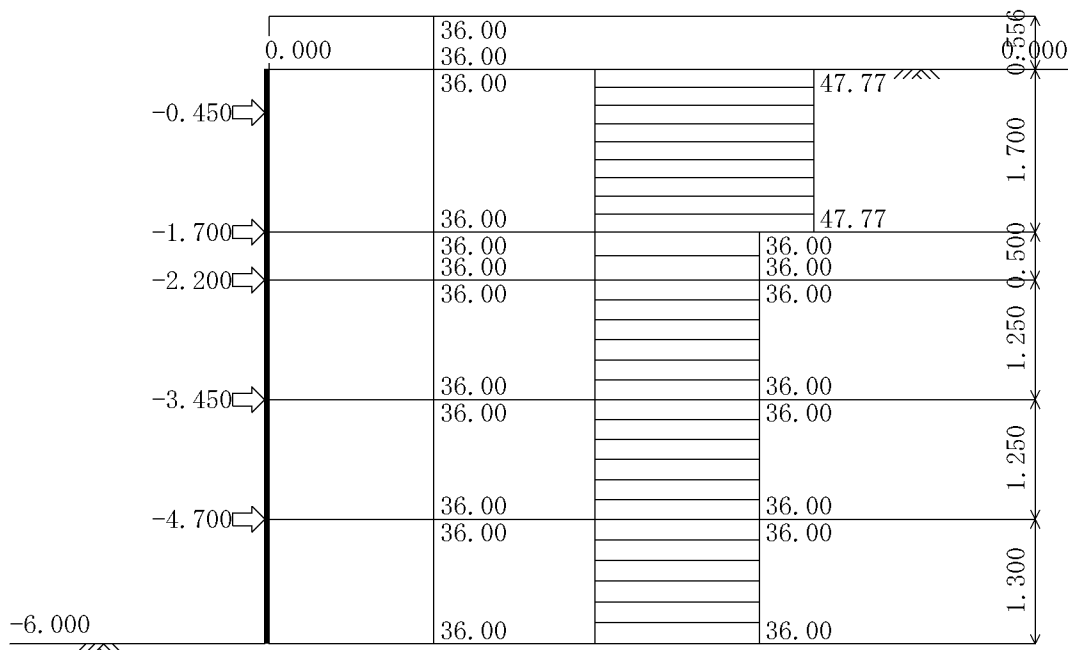
No	深さ GL(m)	層厚 h (m)	主働 土圧強度 pa kN/m ²
1	0.556 0.000	0.556	36.00 36.00
2	0.000 -6.000	6.000	36.00 36.00

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	0.556 0.000	0.556	36.00 36.00	20.02
2	0.000 -1.700	1.700	36.00 36.00	61.20
		2.256		81.22

設計区間高さ H = 1.700 (m)

設計土圧 $p_d = P / H = 47.77$ (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	-1.700 -2.200	0.500	36.00 36.00	18.00
		0.500		18.00

設計区間高さ H = 0.500 (m)

設計土圧 $p_d = P / H = 36.00$ (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	-2.200 -3.450	1.250	36.00 36.00	45.00
		1.250		45.00

設計区間高さ H = 1.250 (m)

設計土圧 $p_d = P / H = 36.00$ (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	-3.450 -4.700	1.250	36.00 36.00	45.00
		1.250		45.00

設計区間高さ H = 1.250 (m)

設計土圧 $p_d = P / H = 36.00$ (kN/m²)

・設計区間5

No	深 さ GL(m)	層 厚 h (m)	側圧強度 p kN/m ²	水 平 力 P kN/m
1	-4.700 -6.000	1.300	36.00 36.00	46.80
		1.300		46.80

設計区間高さ H = 1.300 (m)

設計土圧 $p_d = P / H = 36.00$ (kN/m²)

(2)スライドレールの作用荷重

各設計区間のスライドレールに作用する荷重を下式より計算する。

$$W_s = p_d \cdot B_x$$

ここに、

W_s :スライドレールの作用荷重(kN/m)

p_d :設計土圧(kN/m²)

B_x :スライドレール間隔(m) $B_x=3.000$ (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	-3.450	-4.700	1.250	36.00	108.00
2	-4.700	-6.000	1.300	36.00	108.00

1.2.2 パネルの断面力

(1)設計区間の曲げモーメント

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

ここに、

M :最大曲げモーメント(kN.m/m)

p_d :設計土圧(kN/m²)

L_p :パネル設計スパン(m)

$$L_p = B_x - 2 \cdot d = 3.000 - 2 \times 0.050 = 2.900(m)$$

ここに、

B_x :スライドレール間隔(m)

d :スライドレール中心から支点までの距離(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	-1.700	47.77	50.22
2	-1.700	-2.200	36.00	37.84
3	-2.200	-3.450	36.00	37.84
4	-3.450	-4.700	36.00	37.84
5	-4.700	-6.000	36.00	37.85

(2)パネルの最大曲げモーメント

各段パネルについて、受けている曲げモーメントの最大値を採用する。

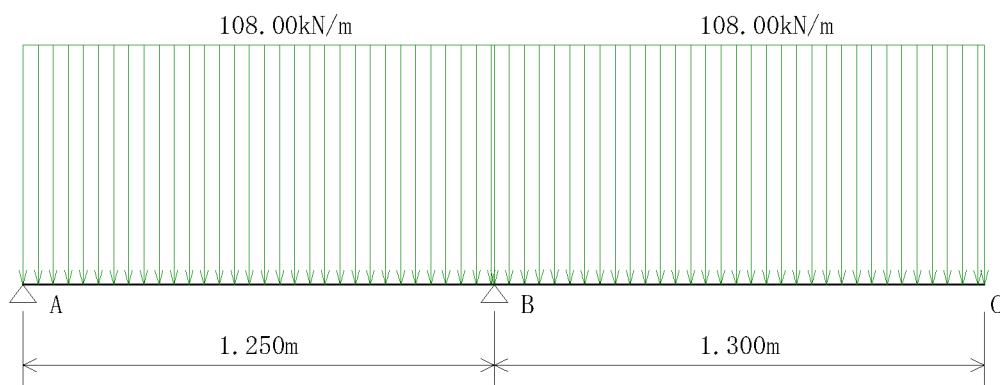
段 No.	上 端 G.L. (m)	下 端 G.L. (m)	モーメント M kN.m/m
1	0.000	-2.000	50.22
2	-2.000	-4.000	37.84
3	-4.000	-6.000	37.85

1.2.3 スライドレールの断面力

スライドレールは片持梁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	-3.450	-4.700	1.250	108.00
BC	-4.700	-6.000	1.300	108.00

(2)A点における反力

$$\begin{aligned}
 R_A &= \frac{W_{s1} \cdot L_{s1}^2 - W_{s2} \cdot L_{s2}^2}{2 \cdot L_{s1}} \\
 &= \frac{108.00 \times 1.250^2 - 108.00 \times 1.300^2}{2 \times 1.250} \\
 &= -5.51 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned}
 Q_{BA} &= \frac{-(W_{s1} \cdot L_{s1}^2 + W_{s2} \cdot L_{s2}^2)}{2 \cdot L_{s1}} \\
 &= \frac{-(108.00 \times 1.250^2 + 108.00 \times 1.300^2)}{2 \times 1.250} \\
 &= -140.51 \text{ (kN)} \\
 Q_{BC} &= W_{s2} \cdot L_{s2} \\
 &= 108.00 \times 1.300 \\
 &= 140.40 \text{ (kN)} \\
 Q &= \text{Max}(|Q_{BA}|, |Q_{BC}|) \\
 &= \text{Max}(140.51, 140.40) \\
 &= 140.51 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

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。

$$\begin{aligned}
 M &= \frac{W_{s2} \cdot L_{s2}^2}{2} \\
 &= \frac{108.00 \times 1.300^2}{2} \\
 &= 91.26 \text{ (kN} \cdot \text{m)}
 \end{aligned}$$

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。

$$N = p_d \cdot l_s \cdot B_x$$

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)

B_x : スライドレール間隔 (m) $B_x=3.000$ (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	-0.450	0.000	-1.700	1.700	47.77	243.65
2	-1.700	-1.700	-2.200	0.500	36.00	54.00
3	-2.200	-2.200	-3.450	1.250	36.00	135.00
4	-3.450	-3.450	-4.700	1.250	36.00	135.00
5	-4.700	-4.700	-6.000	1.300	36.00	140.40

1.3 応力度計算

1.3.1 パネル

(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	50.22	255.00	197.0	210.0	
2	37.84	255.00	148.4	210.0	
3	37.85	390.00	97.0	210.0	

1.3.2 スライドレール

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
フランジ厚さ tf	cm	1.90
ウェブ厚さ tw	cm	2.55
フランジ幅 b	cm	20.40
ウェブ幅 h	cm	36.80
断面二次モーメント I	× 10 ⁴ (mm ⁴)	31170

(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 ⁸ (N.mm)	せん断力 Q × 10 ³ (N)
通常時	91.26	140.51

(3)鋼材の許容曲げ応力度

$$\frac{L}{b} \leq 4.5 : \sigma_a = 210$$

$$4.5 < \frac{L}{b} \leq 30 : \sigma_a = \left[140 - 2.4 \left(\frac{L}{b} - 4.5 \right) \right] \times 1.5$$

ここに、

a: 許容曲げ応力度(N/mm²)

L : フランジ固定点間距離(cm)

b : 圧縮フランジ幅(cm)

検討ケース	L (cm)	b (cm)	L/b	a (N/mm ²)
通常時	130.0	20.4	6.4	203.3

(4)曲げ応力度

$$\sigma = \frac{M}{I} \times \frac{h}{2} \leq \sigma_a$$

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)

I : 断面二次モーメント(mm⁴)

h : ウェブ幅(mm)

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	53.9	203.3	

(5)せん断応力度

$$\tau = \frac{Q}{I} \times \left[\frac{h^2}{8} + \left(\frac{b \cdot h}{2} \times \frac{tf}{tw} \right) \right] \leq \tau a$$

ここに、

- : 曲げ応力度 (N/mm²)
- a: 許容曲げ応力度 (N/mm²)
- Q : 最大せん断力 (N)
- I : 断面二次モーメント (mm⁴)
- h : ウェブ幅 (mm)
- b : フランジ幅 (mm)
- tf : フランジ厚さ (mm)
- tw : ウェブ厚さ (mm)

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	20.2	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	243.65
2	54.00
3	135.00
4	135.00
5	140.40

(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)	28.10
断面係数 Z	$\times 10^3$ (mm ³)	85.30
断面二次半径 r	(cm)	4.36
単位長自重 W _j	$\times 10^{-3}$ (kN/m)	430.0
(B-2)の2	(m)	0.500

掘削幅 B = 1.600(m)

座屈長 L = B - 2 = 1.600 - 0.500 = 1.100(m)

2.1.2 自重による曲げモーメント

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

$$= \frac{0.430 \times 1.100^2}{8} = 0.065 \text{ (kN.m)}$$

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)
110.00	4.36	25.23	201.1

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	243.65	28.10	0.065	85.30	87.5	201.1	
2	54.00	28.10	0.065	85.30	20.0	201.1	
3	135.00	28.10	0.065	85.30	48.8	201.1	
4	135.00	28.10	0.065	85.30	48.8	201.1	
5	140.40	28.10	0.065	85.30	50.7	201.1	