

たてこみ簡易土留め工の設計 サンプルデータ

出力例

Sample_1

掘削深さ 3.0m スライドレール(粘性土:N>5)

捨梁計算付

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 捨梁施工時	9
1.3.1 作用荷重	9
(1)設計土圧	9
(2)スライドレールの作用荷重	9
1.3.2 パネルの断面力	10
1.3.3 スライドレールの断面力	11
1.3.4 最下段切ばり、捨ばり反力	12
1.4 応力度計算	13
1.4.1 パネル	13
(1)曲げ応力度	13
1.4.2 スライドレール	14
(1)断面性能	14
(2)設計断面力	14
(3)鋼材の許容曲げ応力度	14
(4)曲げ応力度	14
(5)せん断応力度	15
2章 支保工の計算	16
2.1 切ばり	16
2.1.1 設計条件	16
2.1.2 自重による曲げモーメント	16
2.1.3 軸方向許容圧縮応力度	16
2.1.4 応力度	17
2.2 捨ばり	18
2.2.1 設計条件	18
2.2.2 座屈の許容応力度	18
2.2.3 応力度	18
3章 底面安定	19
3.1 ヒービング	19
3.1.1 検討条件	19
3.1.2 安定数の検討	19

1章 壁体の設計

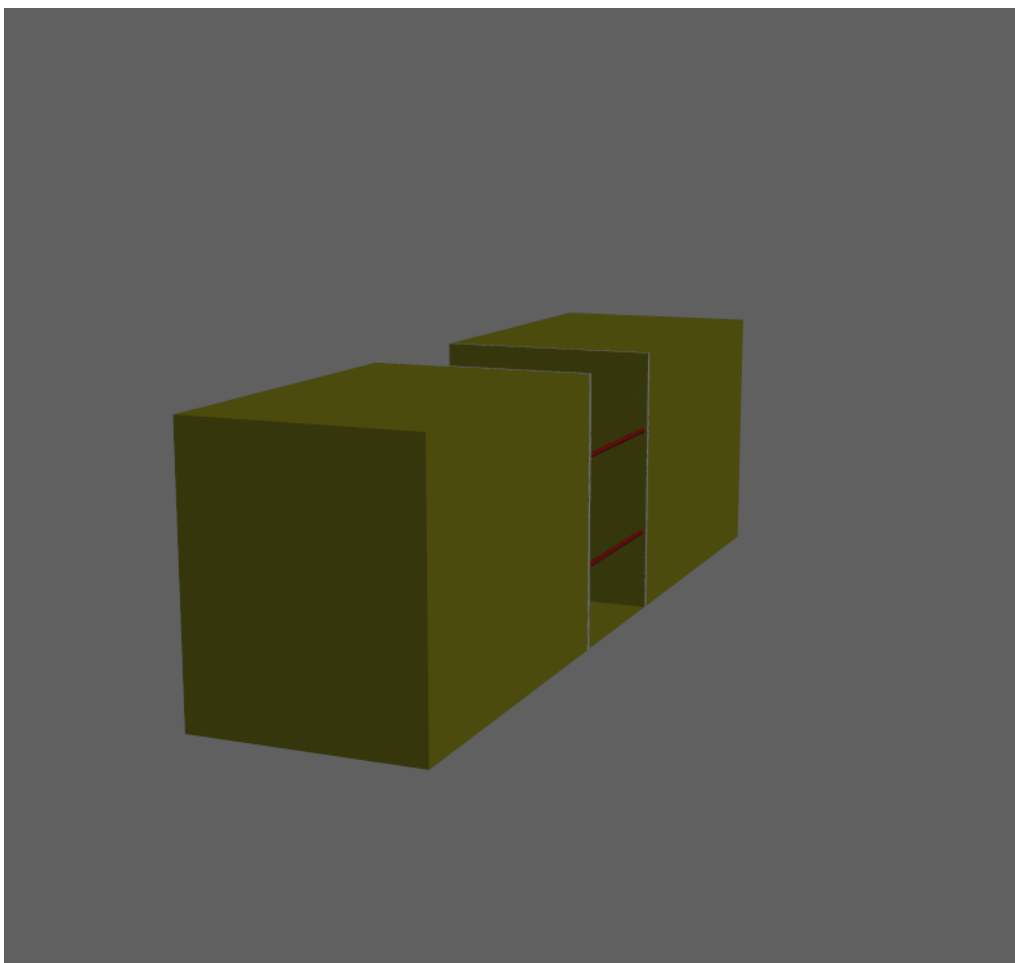
1.1 外力の計算

1.1.1 検討条件

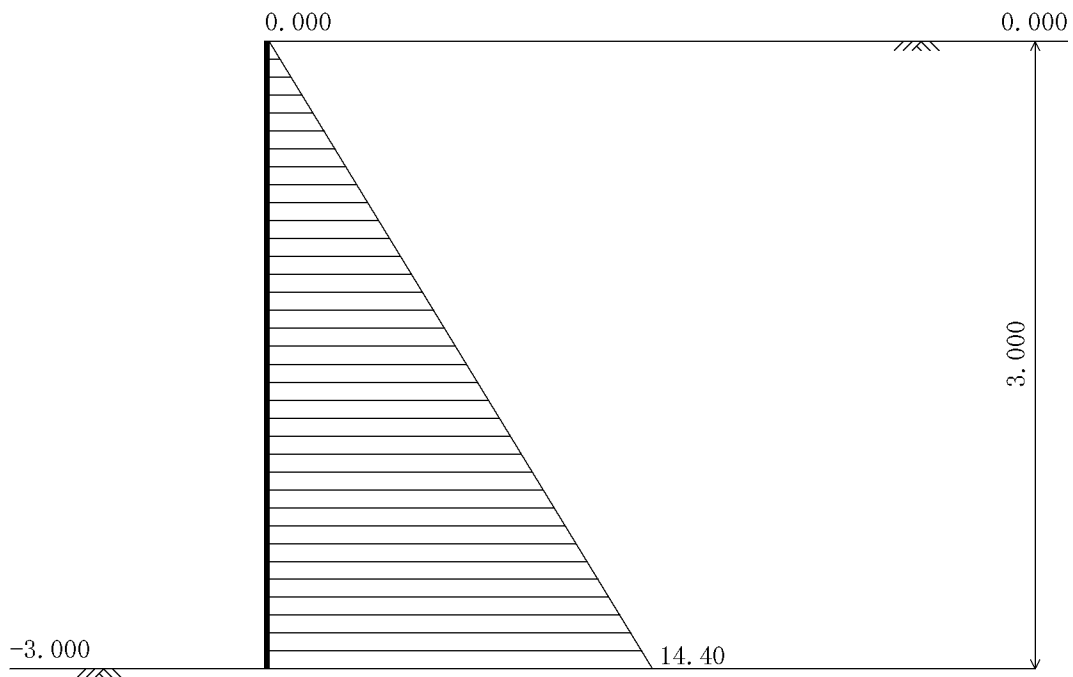
背面側地表面位置	G.L.(m)	0.000
掘削底面位置	G.L.(m)	-3.000
背面側上載荷重	q	kN/m ² 10.00

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	粘性土	6.0	16.0	8.0	0.0	36.0	0.0	0.000
2	-3.000	-6.000	粘性土	6.0	16.0	8.0	0.0	36.0	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)

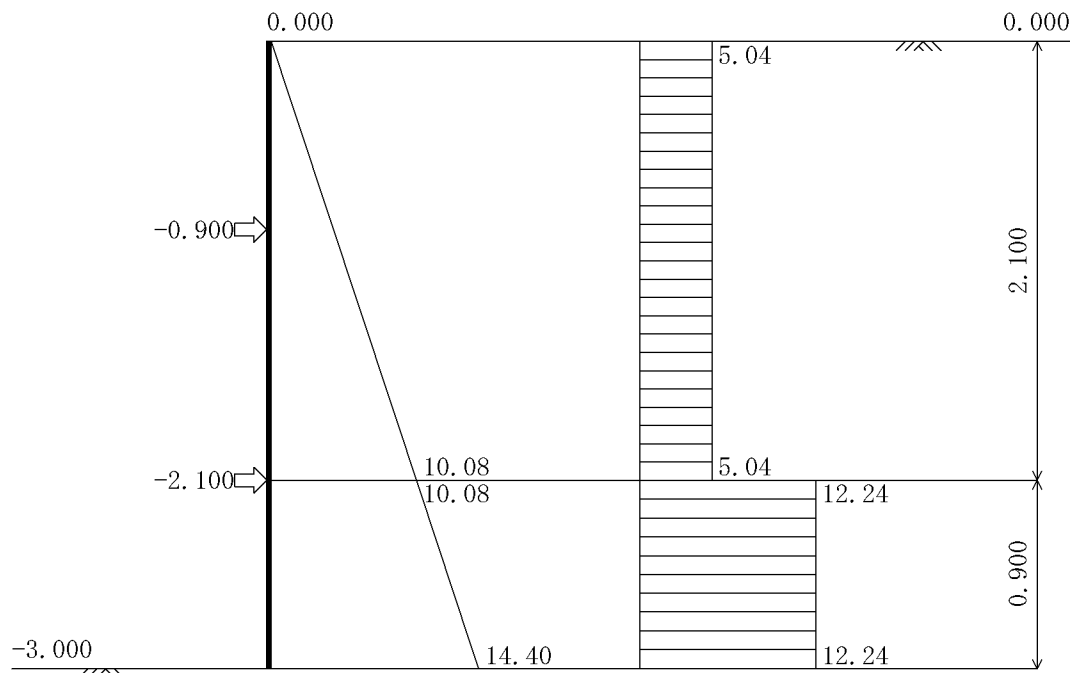
No	深 さ GL(m)	層 厚 h (m)	土の 単重	内 部 摩擦角 (度)	粘着力 c kN/m ²	有 効 上 載 圧 rh+q kN/m ²	土 圧 係 数 Ka	主 働 土 圧 強 度 pa kN/m ²	最 小 土 圧 強 度 pamin kN/m ²	採 用 土 圧 強 度 pa* kN/m ²
1	0.000 -3.000	3.000	16.0	0.00	36.0 36.0	10.00 58.00	1.000	-62.00 -14.00	0.00 14.40	0.00 14.40

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 -2.100	2.100	0.00 10.08	10.58
		2.100		10.58

設計区間高さ H = 2.100 (m)

設計土圧 $p_d = P / H = 5.04$ (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	-2.100 -3.000	0.900	10.08 14.40	11.02
		0.900		11.02

設計区間高さ H = 0.900 (m)

設計土圧 $p_d = P / H = 12.24$ (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) $B_x=2.500$ (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	-0.900	-2.100	1.200	5.04	12.60
2	-2.100	-3.000	0.900	12.24	30.60

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)

$$L_p = B_x - 2 \cdot d = 2.500 - 2 \times 0.044 = 2.412(m)$$

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	-2.100	5.04	3.67
2	-2.100	-3.000	12.24	8.90

(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。

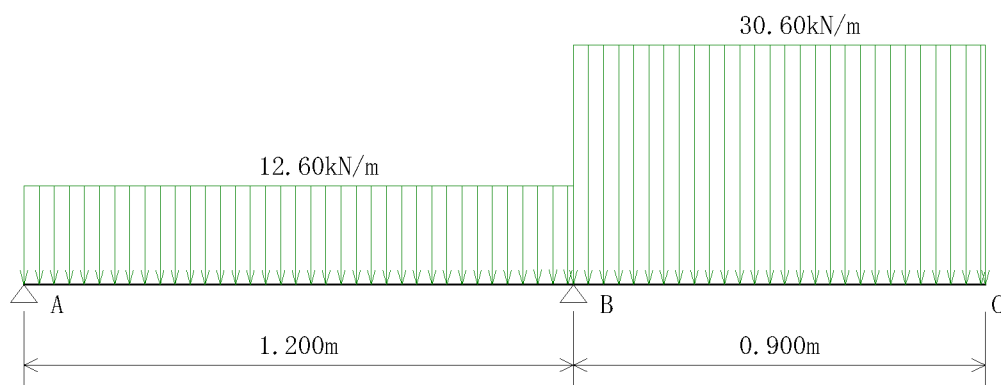
段 No.	上 端 G.L. (m)	下 端 G.L. (m)	モーメント M kN.m/m
1	0.000	-0.500	3.67
2	-0.500	-1.500	3.67
3	-1.500	-3.000	8.90

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	-0.900	-2.100	1.200	12.60
BC	-2.100	-3.000	0.900	30.60

(2)A点における反力

$$\begin{aligned}
 R_A &= \frac{W_{s1} \cdot L_{s1}^2 - W_{s2} \cdot L_{s2}^2}{2 \cdot L_{s1}} \\
 &= \frac{12.60 \times 1.200^2 - 30.60 \times 0.900^2}{2 \times 1.200} \\
 &= -2.77 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

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

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

$$= \frac{-(12.60 \times 1.200^2 + 30.60 \times 0.900^2)}{2 \times 1.200}$$

$$= -17.89 \text{ (kN)}$$

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

$$= 30.60 \times 0.900$$

$$= 27.54 \text{ (kN)}$$

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

$$= \text{Max}(17.89, 27.54)$$

$$= 27.54 \text{ (kN)}$$

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。

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

$$= \frac{30.60 \times 0.900^2}{2}$$

$$= 12.39 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

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。

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

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) $B_x=2.500$ (m)

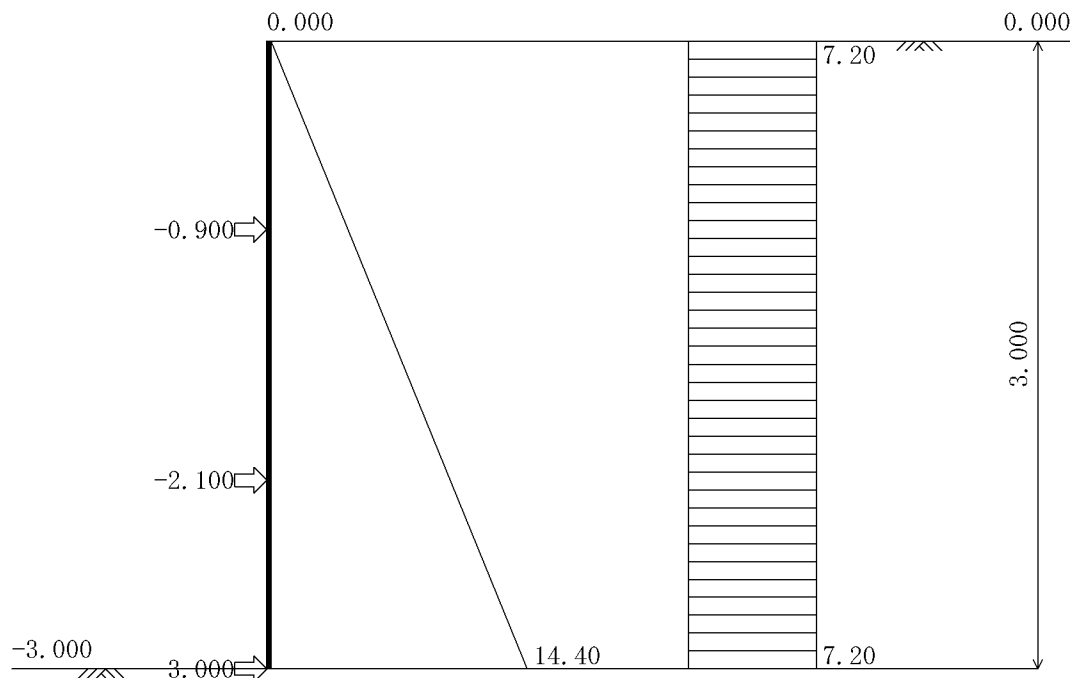
段 No.	設置位置 G.L. (m)	分 担 範 囲			設計土圧 p_d kN/m ²	切ばり反力 N kN
		上 面 G.L. (m)	下 面 G.L. (m)	長さ l_s (m)		
1	-0.900	0.000	-2.100	2.100	5.04	26.46
2	-2.100	-2.100	-3.000	0.900	12.24	27.54

1.3 捨梁施工時

1.3.1 作用荷重

ケース名：捨ばり施工時

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 -3.000	3.000	0.00 14.40	21.60
		3.000		21.60

設計区間高さ H = 3.000 (m)

設計土圧 $p_d = P / H = 7.20$ (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) $B_x = 2.500$ (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	-0.900	-3.000	2.100	7.20	18.00

1.3.2 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)

$$L_p = B_x - 2 \cdot d = 2.500 - 2 \times 0.044 = 2.412(m)$$

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	-3.000	7.20	5.24

(2)パネルの最大曲げモーメント

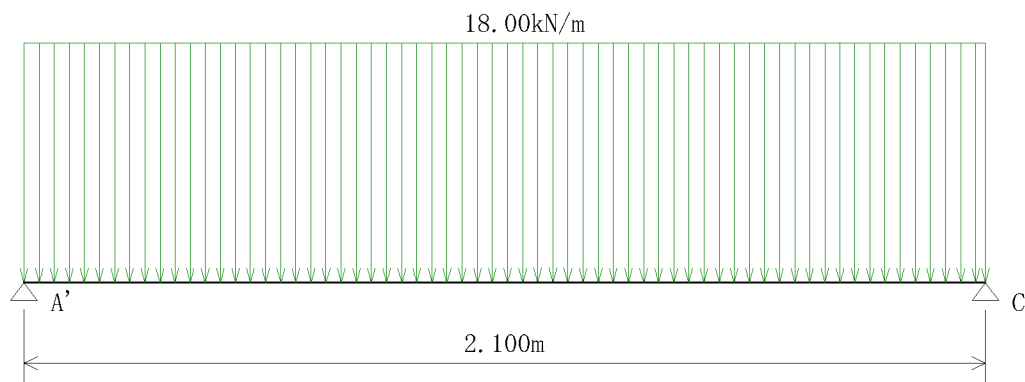
各段パネルについて、受けている曲げモーメントの最大値を採用する。

段 No.	上 端 G.L. (m)	下 端 G.L. (m)	モーメント M kN.m/m
1	0.000	-0.500	5.24
2	-0.500	-1.500	5.24
3	-1.500	-3.000	5.24

1.3.3 スライドレールの断面力

スライドレールを単純ばりA'Cで設計する。

(1)作用荷重



区間	範囲		スパン長 L_s m	作用荷重 W_s kN/m
	始 G.L. (m)	終 点 G.L. (m)		
A'C	-0.900	-3.000	2.100	18.00

(2)最大せん断力

$$Q = \frac{W_s \times L_s}{2}$$

$$= \frac{18.00 \times 2.100}{2}$$

$$= 18.90 \text{ (kN)}$$

ここに、

Q : 最大せん断力 (kN)

W_s : A'C間の作用荷重 (kN/m)

L_s : A'C間スパン長 (m)

(3)最大曲げモーメント

$$M = \frac{W_s \times L_s^2}{8}$$

$$= \frac{18.00 \times 2.100^2}{8}$$

$$= 9.92 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

発生位置GL. -1.950m (A'点より1.050m)

1.3.4 最下段切ばり、捨ばり反力

最下段切ばりと捨ばりを支点とする単純ばりで反力を計算する。

$$N = \frac{p_d \cdot L_s \cdot B_x}{2}$$

ここに

N : 反力 (kN)

p_d : 設計土圧 (kN/m²)

l_s : 土圧分担範囲長 (m)

B_x : スライドレール間隔 (m) $B_x=2.500$ (m)

	設置位置 G.L. (m)	分 担 範 囲			設計土圧 p_d kN/m ²	反 力 N kN
		上 面 G.L. (m)	下 面 G.L. (m)	長さ l_s (m)		
切ばりNo. 1	-0.900	0.000	-3.000	3.000	7.20	27.00
捨ばり	-3.000	-0.900	-3.000	2.100	7.20	18.90

1.4 応力度計算

1.4.1 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	5.24	175.00	29.9	210.0	
2	5.24	163.00	32.1	210.0	
3	8.90	196.00	45.4	210.0	

1.4.2 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	2.50
ウェブ厚さ tw	cm	2.40
フランジ幅 b	cm	11.20
ウェブ幅 h	cm	13.80
断面二次モーメント I	× 10 ⁴ (mm ⁴)	1653

(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	12.39	27.54
捨梁施工時	9.92	18.90

(3) 鋼材の許容曲げ応力度

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

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

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	90.0	11.2	8.0	197.3
捨梁施工時	210.0	11.2	18.8	158.7

(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	51.7	197.3	
捨梁施工時	41.4	158.7	

(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	17.4	120.0	
捨梁施工時	11.9	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	27.00
2	27.54

(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)	14.45
断面係数	Z	$\times 10^3$ (mm ³)	28.45
断面二次半径	r	(cm)	2.96
単位長自重	W _j	$\times 10^{-3}$ (kN/m)	113.0
(B-2)の2	2	(m)	0.450

掘削幅 B = 2.000(m)

座屈長 L = B - 2 = 2.000 - 0.450 = 1.550(m)

2.1.2 自重による曲げモーメント

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

$$= \frac{0.113 \times 1.550^2}{8} = 0.034 \text{ (kN.m)}$$

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)
155.00	2.96	52.36	167.7

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	27.00	14.45	0.034	28.45	19.9	167.7	
2	27.54	14.45	0.034	28.45	20.3	167.7	

2.2 捨ばり

2.2.1 設計条件

(1) 捨ばり反力

捨ばり反力 $N = 18.90(\text{kN})$

(2) 断面性能

材質 松丸太
 直径 $d = 9.0(\text{cm})$
 掘削幅 $B = 2.000(\text{m})$
 座屈長 $L = B - 2 \times 0.450 = 1.550(\text{m})$
 断面積 $A = \frac{\pi}{4} \cdot d^2 = \frac{\pi}{4} \times 9.0^2 = 63.6(\text{cm}^2)$
 断面二次半径 $r = d/4 = 9.0/4 = 2.3(\text{cm})$
 圧縮の許容応力度 $f_c = 12.0(\text{N/mm}^2)$

2.2.2 座屈の許容応力度

$$\lambda \leq 30 \quad : \quad f_k = f_c$$

$$30 < \lambda \leq 100 \quad : \quad f_k = f_c (1.3 - 0.01 \lambda)$$

$$\lambda > 100 \quad : \quad f_k = \frac{0.3 f_c}{(\lambda / 100)^2}$$

ここに、

f_c : 圧縮の許容応力度 (N/mm^2)

f_k : 座屈の許容応力度 (N/mm^2)

: 長細比

$$= L/r$$

L : 座屈長 (cm)

r : 断面二次半径 (cm)

L (cm)	r (cm)	=L/r	f_c (N/mm^2)	f_k (N/mm^2)
155.00	2.25	68.89	12.0	7.3

2.2.3 応力度

$$\sigma = \frac{N}{A} \leq f_k$$

ここに、

: 圧縮応力度 (N/mm^2)

f_k : 座屈の許容応力度 (N/mm^2)

N : 軸力 (切ばり反力)

A : 断面積

軸力 N $\times 10^3(\text{N})$	断面積 A $\times 10^2(\text{mm}^2)$	応力度 N/mm^2	許容応力度 f_k N/mm^2	判定
18.90	63.62	3.0	7.3	

3章 底面安定

3.1 ヒービング

3.1.1 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)	-3.000
上載荷重	q	kN/m ² 10.00

ただし、上載荷重は無視する。

3.1.2 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、ヒービングの検討を行う。

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

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
48.00	36.00	1.333	3.14	

判定が なので、ヒービングの照査は省略する。

(2) ($\gamma_i \cdot H_i$) 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	-3.000	3.000	16.0	48.00
			3.000		48.00

(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。

$$c = 36.00 \text{ kN/m}^2$$