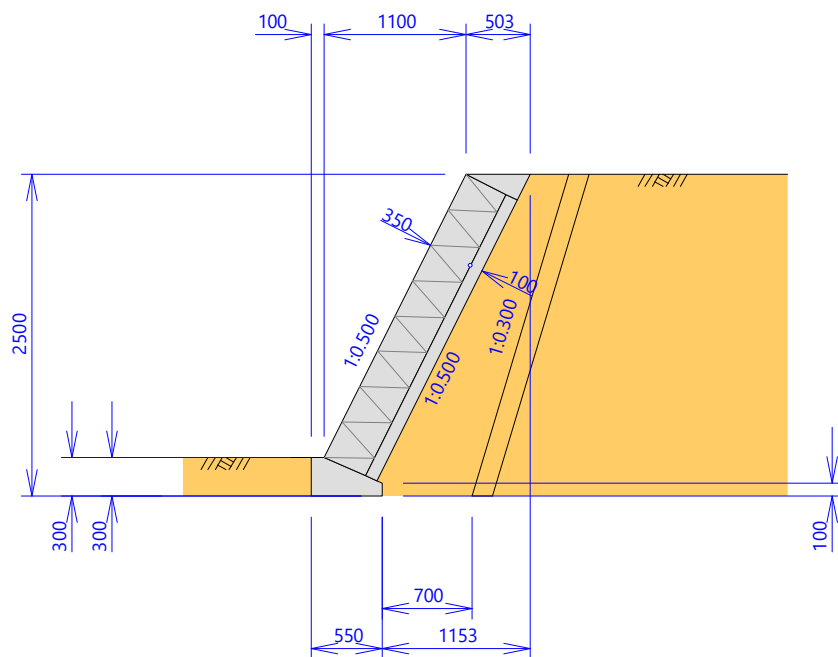


1 表題

2 設計条件

2.1 構造形式及び形状寸法

適用基準 : 土地改良事業計画設計基準 設計「農道」
 構造形式 : ブロック式
 背後地盤 : 切土部擁壁
 擁壁の高さ : $H = 2.500$ (m)
 擁壁の前面勾配 : $N = 0.500$
 擁壁1ブロック長 : $L = 10.000$ (m)



前面土砂高 常時 : 0.300 (m)
 地震時 : 0.500 (m)

水の影響 : 無視

2.2 単位体積重量

コンクリート	壁	23.000	(kN/m ³)
	基礎	23.000	(kN/m ³)
	裏込め	23.000	(kN/m ³)
裏込め土	湿潤重量	19.000	(kN/m ³)
前面土	湿潤重量	19.000	(kN/m ³)
水		9.800	(kN/m ³)

2.3 地盤の諸定数

2.3.1 裏込め土

内部摩擦角		35.000	(°)
壁面摩擦角	常時	23.333	(°)
	地震時	17.500	(°)
粘着力	常時	0.000	(kN/m ²)
	地震時	0.000	(kN/m ²)
切土面の摩擦角		30.000	(°)
切土面と裏込め土の間の粘着力		0.000	(kN/m ²)

2.3.2 基礎地盤

底面と地盤との間の	摩擦角	ϕ_B	30.000	($^{\circ}$)
	摩擦係数	μ	0.577	($\tan \phi_{B\%}$)
	付着力	c_B	0.000	(kN/m^2)
支持地盤の定数	せん断抵抗角	ϕ	30.000	($^{\circ}$)
	粘着力	c	0.000	(kN/m^2)
	単位重量	γ_1	16.000	(kN/m^3)
	支持地盤への根入れ深さ	D_f'	0.500	(m)
根入れ地盤の定数	根入れ深さ	D_f	0.500	(m)
	単位重量	γ_2	18.000	(kN/m^3)

2.4 許容応力度

コンクリート	設計基準強度	σ_{ck}	18.000	(N/mm^2)
	許容圧縮応力度	σ_{ca}	4.500	(N/mm^2)
	許容引張応力度	σ_{ta}	0.250	(N/mm^2)
	許容せん断応力度	τ_a	0.330	(N/mm^2)
鉄筋	許容引張応力度	σ_{sa}	176.000	(N/mm^2)

2.5 設計水平震度

設計水平震度	躯体	0.120
	裏込め土	0.120

2.6 安定計算

転倒に対する検討 : 示力線法により検討

2.7 荷重

2.7.1 任意断面位置の土圧

計算方法 : 逆算した土圧係数(K_a)を用いて算出する。

2.7.2 上載荷重

群集荷重	載荷位置	0.000	(m)
	載荷幅	3.000	(m)
	荷重強度	5.000	(kN/m^2)

2.8 荷重の組合せ

No	1	2	3	
ケース名称	自重	自重+載荷重(群集)	自重+慣性力	
地震の影響			○	
水の影響	—	—	—	
前面土砂	○	○	○	
自動車荷重	—	—	—	
群集荷重		○		
雪荷重	—	—	—	
宅地荷重	—	—	—	
自動車衝突荷重	—	—	—	
落石による降伏荷重	—	—	—	
風荷重	—	—	—	
くさびの粘着高				
滑動安全率	1.500	1.500	1.200	

2.9 準拠指針

土地改良事業計画設計基準・設計「農道」

平成17年3月 社団法人 農業土木学会

土地改良事業計画設計基準・設計「水路工」

平成26年3月 公益社団法人 農業農村工学会

3 底面における作用力

3.1 重量及び重心位置の計算方法

重量及び重心位置の計算は次式の座標法により行う。

$$A_c = \frac{1}{2} \Sigma (X_{i+1} \cdot Y_i - X_i \cdot Y_{i+1})$$

$$G_y = \frac{1}{2} \Sigma (Y_{i+1} - Y_i) \left\{ X_i^2 + \frac{1}{3} (X_{i+1} - X_i) (X_{i+1} + 2X_i) \right\}$$

$$G_x = \frac{1}{2} \Sigma (X_{i+1} - X_i) \left\{ Y_i^2 + \frac{1}{3} (Y_{i+1} - Y_i) (Y_{i+1} + 2Y_i) \right\}$$

$$X_c = \frac{G_y}{A_c}$$

$$Y_c = \frac{G_x}{A_c}$$

ここに、 A_c : 断面積 (m²)

G_y : y軸に関する断面一次モーメント (m³)

G_x : x軸に関する断面一次モーメント (m³)

X_c : X方向の図心座標 (m)

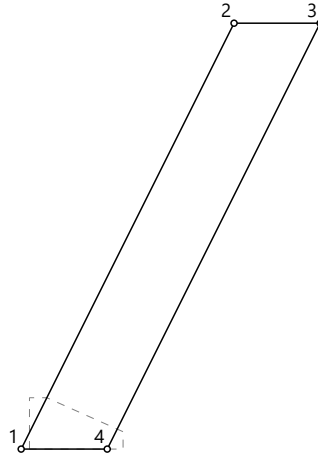
Y_c : Y方向の図心座標 (m)

X_i : i番目のX方向の座標 (m)

Y_i : i番目のY方向の座標 (m)

3.2 く体の重量及び重心位置

3.2.1 示力線計算用



No	座標値		断面積 A_c (m ²)	断面一次モーメント	
	X_i (m)	Y_i (m)		G_x (m ³)	G_y (m ³)
1	0.000	0.000	0.000000	1.302083	-0.651042
2	1.250	2.500	0.628894	1.572235	0.000000
3	1.753	2.500	0.628894	-1.302083	1.753566
4	0.503	0.000	0.000000	0.000000	0.000000
1	0.000	0.000	0.000000	0.000000	0.000000
Σ			1.257788	1.572235	1.102524

体積 $V_c = \Sigma A_c \times 1.000 = 1.258$ (m³)

重心位置 $X_c = \frac{\Sigma G_y}{\Sigma A_c} = \frac{1.102524}{1.257788} = 0.877$ (m)

$Y_c = \frac{\Sigma G_x}{\Sigma A_c} = \frac{1.572235}{1.257788} = 1.250$ (m)

単位重量 $\gamma = 23.000$ (kN/m³)

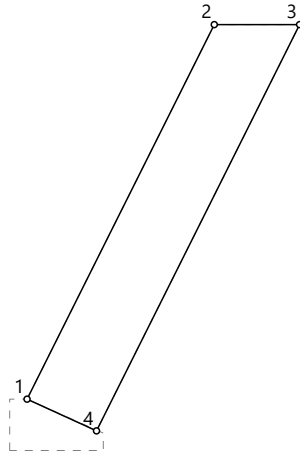
重量 $W_c = V_c \cdot \gamma = 1.258 \times 23.000 = 28.934$ (kN)

慣性力 $H_c = W_c \cdot k_H = 28.934 \times 0.120 = 3.472$ (kN)

モーメント $M_x = W_c \cdot X_c = 28.934 \times 0.877 = 25.375$ (kN·m)

$M_y = H_c \cdot Y_c = 3.472 \times 1.250 = 4.340$ (kN·m)

3.2.2 <体重量・壁部



No	座標値		断面積 A_c (m ²)	断面一次モーメント	
	X_i (m)	Y_i (m)		G_x (m ³)	G_y (m ³)
1	0.100	0.300	0.055000	1.299833	-0.575667
2	1.200	2.500	0.628894	1.572235	0.000000
3	1.703	2.500	0.539876	-1.301950	1.602041
4	0.512	0.117	-0.070894	-0.009524	-0.009847
1	0.100	0.300	0.000000	0.000000	0.000000
Σ			1.152876	1.560595	1.016528

体積 $V_c = \Sigma A_c \times 1.000 = 1.153$ (m³)

重心位置 $X_c = \frac{\Sigma G_y}{\Sigma A_c} = \frac{1.016528}{1.152876} = 0.882$ (m)

$Y_c = \frac{\Sigma G_x}{\Sigma A_c} = \frac{1.560595}{1.152876} = 1.354$ (m)

単位重量 $\gamma = 23.000$ (kN/m³)

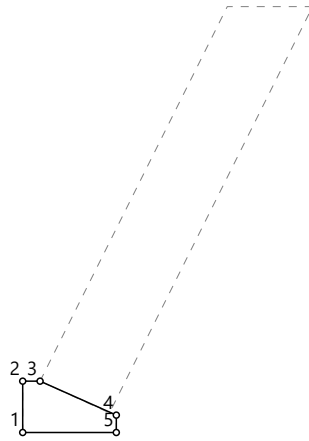
重量 $W_c = V_c \cdot \gamma = 1.153 \times 23.000 = 26.519$ (kN)

慣性力 $H_c = W_c \cdot k_H = 26.519 \times 0.120 = 3.182$ (kN)

モーメント $M_x = W_c \cdot X_c = 26.519 \times 0.882 = 23.390$ (kN・m)

$M_y = H_c \cdot Y_c = 3.182 \times 1.354 = 4.308$ (kN・m)

3.2.3 <体重量・基礎部



No	座標値		断面積 A_c (m ²)	断面一次モーメント	
	X_i (m)	Y_i (m)		G_x (m ³)	G_y (m ³)
1	0.000	0.000	0.000000	0.000000	0.000000
2	0.000	0.300	0.015000	0.004500	0.000000
3	0.100	0.300	0.077500	0.009750	0.012250
4	0.550	0.100	0.027500	0.000000	0.015125
5	0.550	0.000	0.000000	0.000000	0.000000
1	0.000	0.000	0.000000	0.000000	0.000000
Σ			0.120000	0.014250	0.027375

体積 $V_c = \Sigma A_c \times 1.000 = 0.120$ (m³)

重心位置 $X_c = \frac{\Sigma G_y}{\Sigma A_c} = \frac{0.027375}{0.120000} = 0.228$ (m)

$Y_c = \frac{\Sigma G_x}{\Sigma A_c} = \frac{0.014250}{0.120000} = 0.119$ (m)

単位重量 $\gamma = 23.000$ (kN/m³)

重量 $W_c = V_c \cdot \gamma = 0.120 \times 23.000 = 2.760$ (kN)

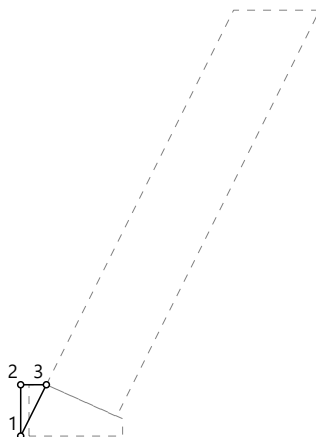
慣性力 $H_c = W_c \cdot k_H = 2.760 \times 0.120 = 0.331$ (kN)

モーメント $M_x = W_c \cdot X_c = 2.760 \times 0.228 = 0.629$ (kN・m)

$M_y = H_c \cdot Y_c = 0.331 \times 0.119 = 0.039$ (kN・m)

3.3 前面土の重量及び重心位置

3.3.1 示力線計算用：常時



No	座標値		断面積 A_c (m ²)	断面一次モーメント	
	X_i (m)	Y_i (m)		G_x (m ³)	G_y (m ³)
1	0.000	0.000	0.000000	0.000000	0.000000
2	0.000	0.300	0.022500	0.006750	0.000000
3	0.150	0.300	0.000000	-0.002250	0.001125
1	0.000	0.000	0.000000	0.000000	0.000000
Σ			0.022500	0.004500	0.001125

体積 $V_c = \Sigma A_c \times 1.000 = 0.022$ (m³)

重心位置 $X_c = \frac{\Sigma G_y}{\Sigma A_c} = \frac{0.001125}{0.022500} = 0.050$ (m)

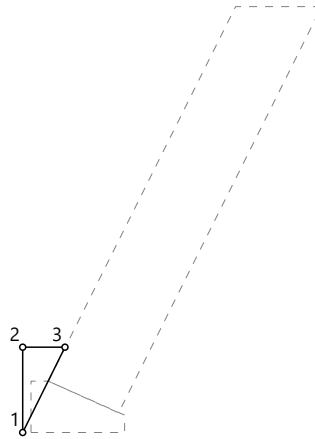
$Y_c = \frac{\Sigma G_x}{\Sigma A_c} = \frac{0.004500}{0.022500} = 0.200$ (m)

単位重量 $\gamma = 19.000$ (kN/m³)

重量 $W_c = V_c \cdot \gamma = 0.022 \times 19.000 = 0.437$ (kN)

モーメント $M_x = W_c \cdot X_c = 0.437 \times 0.050 = 0.022$ (kN·m)

3.3.2 示力線計算用：地震時



No	座標値		断面積 A_c (m ²)	断面一次モーメント	
	X_i (m)	Y_i (m)		G_x (m ³)	G_y (m ³)
1	0.000	0.000	0.000000	0.000000	0.000000
2	0.000	0.500	0.062500	0.031250	0.000000
3	0.250	0.500	0.000000	-0.010417	0.005208
1	0.000	0.000	0.000000	0.000000	0.000000
Σ			0.062500	0.020833	0.005208

体積 $V_c = \Sigma A_c \times 1.000 = 0.062$ (m³)

重心位置 $X_c = \frac{\Sigma G_y}{\Sigma A_c} = \frac{0.005208}{0.062500} = 0.083$ (m)

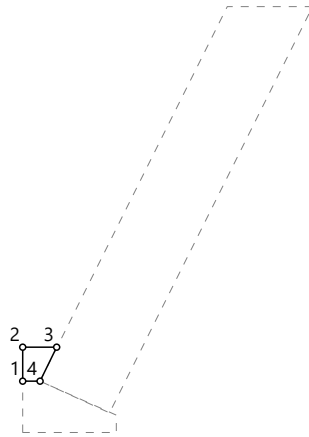
$Y_c = \frac{\Sigma G_x}{\Sigma A_c} = \frac{0.020833}{0.062500} = 0.333$ (m)

単位重量 $\gamma = 19.000$ (kN/m³)

重量 $W_c = V_c \cdot \gamma = 0.062 \times 19.000 = 1.197$ (kN)

モーメント $M_x = W_c \cdot X_c = 1.197 \times 0.083 = 0.099$ (kN·m)

3.3.3 地震時



No	座標値		断面積 A_c (m ²)	断面一次モーメント	
	X_i (m)	Y_i (m)		G_x (m ³)	G_y (m ³)
1	0.000	0.300	0.000000	0.000000	0.000000
2	0.000	0.500	0.050000	0.025000	0.000000
3	0.200	0.500	-0.005000	-0.008167	0.002333
4	0.100	0.300	-0.015000	-0.004500	0.000000
1	0.000	0.300	0.000000	0.000000	0.000000
Σ			0.030000	0.012333	0.002333

体積 $V_c = \Sigma A_c \times 1.000 = 0.030$ (m³)

重心位置 $X_c = \frac{\Sigma G_y}{\Sigma A_c} = \frac{0.002333}{0.030000} = 0.078$ (m)

$Y_c = \frac{\Sigma G_x}{\Sigma A_c} = \frac{0.012333}{0.030000} = 0.411$ (m)

単位重量 $\gamma = 19.000$ (kN/m³)

重量 $W_c = V_c \cdot \gamma = 0.030 \times 19.000 = 0.570$ (kN)

モーメント $M_x = W_c \cdot X_c = 0.570 \times 0.078 = 0.044$ (kN·m)

3.4 上載荷重

3.4.1 荷重ケース.2 - 自重+載荷重(群集)

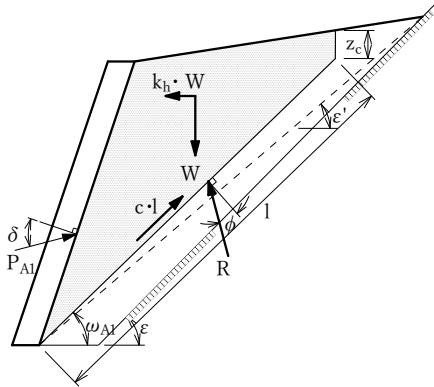
名 称	載荷位置 (m)	載 荷 幅 (m)	荷重強度 (kN/m ²)
群集荷重	0.000	3.000	5.000

3.5 土 圧

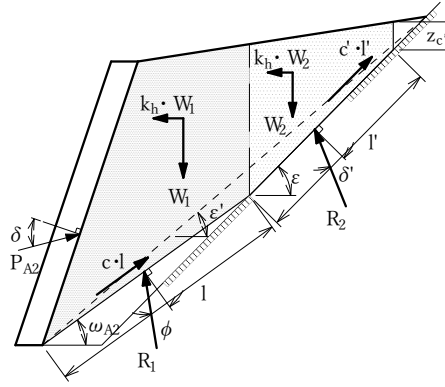
3.5.1 計算方法

土圧は試行くさび法により算出する。

(a), (b)の土圧を比較し大きい方の土圧を採用する。



(a) 裏込め土内部のすべり面



(b) 切土面でのすべり面

主働土圧の合力

$$P_A = \max(P_{A1}, P_{A2})$$

$$P_{A1} = \frac{W \cdot \sec \theta \cdot \sin(\omega_{A1} - \phi + \theta) - c \cdot l \cdot \cos \phi}{\cos(\omega_{A1} - \phi - \alpha - \delta)}$$

$$P_{A2} = \frac{Z}{\cos(\omega_{A2} - \phi - \alpha - \delta)}$$

$$Z = \left[W_1 \cdot \sin(\omega_{A2} - \phi + \theta) + W_2 \cdot \frac{\sin(\varepsilon - \delta' + \theta) \cdot \cos(\omega_{A2} - \phi)}{\cos(\varepsilon - \delta')} \right] \cdot \sec \theta - c \cdot l \cdot \cos \phi - c' \cdot l' \cdot \cos \delta' \cdot \frac{\cos(\omega_{A2} - \phi)}{\cos(\varepsilon - \delta')}$$

$$P_{AV} = 0.000$$

$$P_{AH} = P_A \quad \dots \text{ [全土圧を水平方向に作用させるものとする。]}$$

$$z_c = \frac{2c}{\gamma} \tan\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right)$$

土圧の作用位置 (m)

$$Y_P = \frac{1}{3}H$$

$$X_P = B - Y_P \cdot \tan \alpha$$

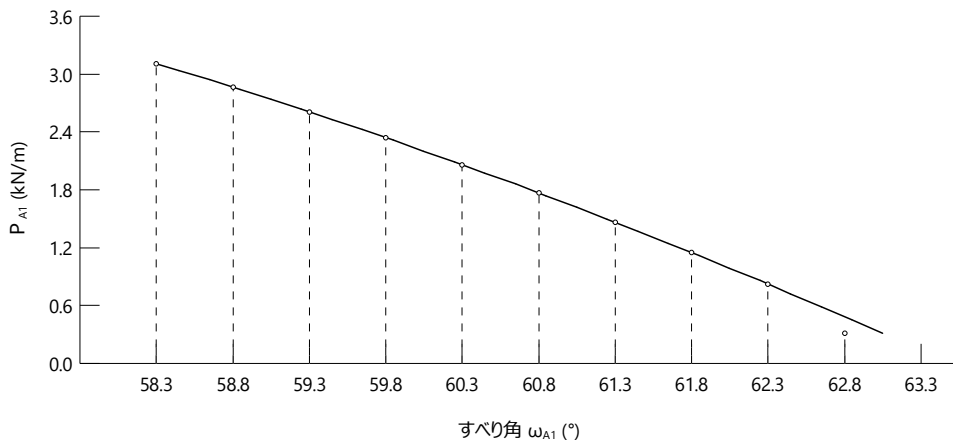
- ここに、 P_A : 主働土圧合力 (kN/m)
 P_{A1} : 裏込め土のみによる主働土圧の合力 (kN/m)
 P_{A2} : 切土面における主働土圧の合力 (kN/m)
 W : 地表面の亀裂深さ z_c を考慮した土くさびの重量(載荷重を含む) (kN/m)
 W_1 : 裏込め土内部のすべり面上の土くさびの重量(載荷重を含む) (kN/m)
 W_2 : 切土面上の亀裂深さ z_c を考慮した土くさびの重量(載荷重を含む) (kN/m)
 ω_{A1} : 裏込め土内部のすべり面の主働すべり角 (°)
 ω_{A2} : 擁壁かかとから切り土面までのすべり面の主働すべり角 (°)
 ε : 地山が水平面となす角 (°)
 c : 裏込め土の粘着力 (kN/m²)
 ϕ : 裏込め土のせん断抵抗角 (°)
 δ : 壁面摩擦角 (°)
 α : 壁面が鉛直面となす角 (°)
 c' : 切土面と裏込め土の間の粘着力 (kN/m²)
 δ' : 切土面におけるすべり摩擦角 (°)
 θ : 地震合成角 (°) 地震の影響を考慮しない場合は $\theta=0$ とする。
 $\theta = \tan^{-1} k_H$
 l : すべり面の長さ (m)
 l' : 切土面におけるすべり面の長さ (m)
 z_c : 地表面の亀裂深さ (m)
 γ : 裏込め土の単位体積重量 (kN/m³)
 H : 壁高 (m)
 P_{AV} : 主働土圧合力の鉛直成分 (kN/m)
 P_{AH} : 主働土圧合力の水平成分 (kN/m)
 X_P : 主働土圧合力のX方向の作用位置 (m)
 Y_P : 主働土圧合力のY方向の作用位置 (m)
 B : 底面幅 (m)

3.5.2 荷重ケース.1 - 自重

・水の影響を考慮しない ($h_w=0.000\text{m}$)、地震の影響を考慮しない

傾斜角	地山の傾斜角	$\varepsilon = 73.301 (^{\circ})$
	壁面傾斜角	$\alpha = -26.565 (^{\circ})$
地震の影響	設計水平震度	$k_H = 0.000$
	地震合成角	$\theta = 0.000 (^{\circ})$
裏込め土	内部摩擦角	$\phi = 35.000 (^{\circ})$
	壁面摩擦角	$\delta = 23.333 (^{\circ})$
	湿潤重量	$\gamma = 19.000 (\text{kN/m}^3)$
	粘着力	$c = 0.000 (\text{kN/m}^2)$
切土面	摩擦角	$\delta' = 30.000 (^{\circ})$
	裏込め土の間の粘着力	$c' = 0.000 (\text{kN/m}^2)$

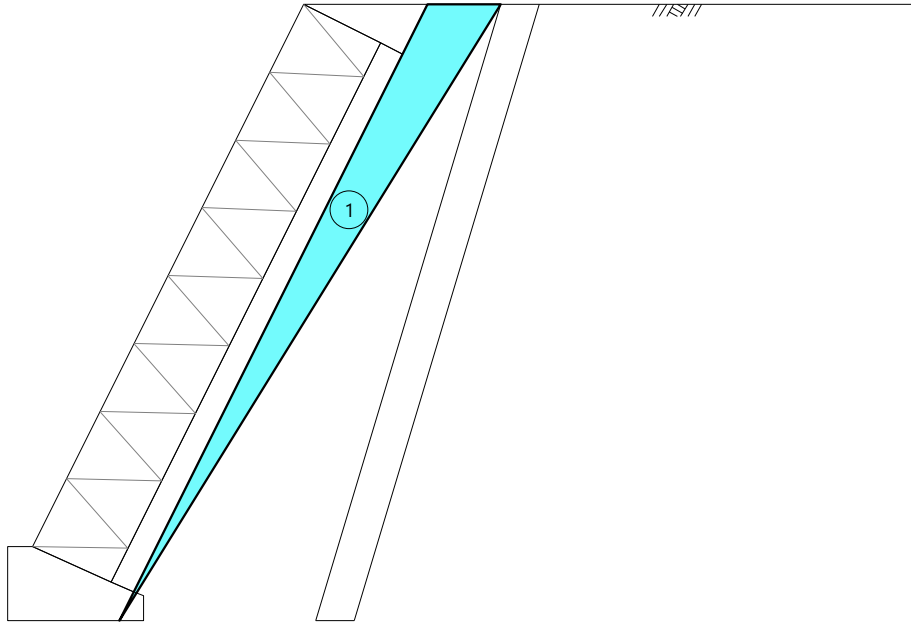
主働すべり角 ω_{A1} を変化させ最大土圧を算出した結果は下表の通り。但し $\omega_{A1} \geq \varepsilon' = 58.253 (^{\circ})$



$\omega_{A1} (^{\circ})$	$P_{A1} (\text{kN/m})$	$Q (\text{kN/m})$	$w_1 (\text{kN/m})$	$\frac{W (\text{kN/m})}{Q+w_1}$	$l (\text{m})$
63.000	0.311	0.000	0.566	0.566	2.806
62.200	0.857	0.000	1.617	1.617	2.826
62.000	0.989	0.000	1.883	1.883	2.831
61.200	1.498	0.000	2.954	2.954	2.853
61.000	1.620	0.000	3.225	3.225	2.858
60.600	1.859	0.000	3.769	3.769	2.870
60.400	1.975	0.000	4.042	4.042	2.875
60.200	2.090	0.000	4.317	4.317	2.881
60.000	2.203	0.000	4.593	4.593	2.887
59.800	2.314	0.000	4.870	4.870	2.893
59.600	2.423	0.000	5.148	5.148	2.899
59.400	2.530	0.000	5.427	5.427	2.904
59.000	2.739	0.000	5.989	5.989	2.917
58.800	2.841	0.000	6.271	6.271	2.923
58.253	3.110	0.000	7.051	7.051	2.940

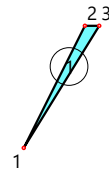
従って、最大主働土圧は $\omega_{A1} = 58.253 (^{\circ})$ の時となる。

$\omega_{A1} = 58.253 (^{\circ})$ の詳細を記す。



くさび形状面積計算表

No	座標値		断面積 A _c (m ²)
	X _i (m)	Y _i (m)	
1	0.453	0.000	-0.566394
2	1.703	2.500	0.371106
3	2.000	2.500	0.566394
1	0.453	0.000	0.000000
Σ			0.371106



地表面の亀裂深さ

地表面の亀裂を考慮しない。 ∴ z_c = 0.000 (m)

くさび重量

$$w_1 = 0.371106 \times 19.000 = 7.051 \text{ (kN/m)}$$

$$W = w_1 = 7.051 \text{ (kN/m)}$$

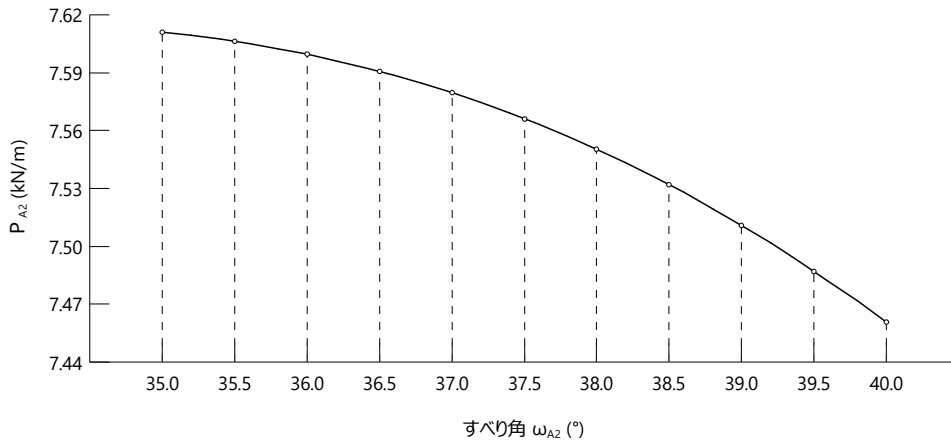
すべり面の長さ

$$l = \sqrt{(2.000 - 0.453)^2 + (2.500 - 0.000)^2} = 2.940 \text{ (m)}$$

主働土圧の合力

$$\begin{aligned}
 P_{A_1} &= \frac{W \cdot \sec \theta \cdot \sin(\omega_{A_1} - \phi + \theta) - c \cdot l \cdot \cos \phi}{\cos(\omega_{A_1} - \phi - \alpha - \delta)} \\
 &= \frac{\frac{7.051}{\cos 0} \times \sin(58.253 - 35 + 0) - 0.000 \times 2.940 \times \cos 35}{\cos(58.253 - 35 - (-26.565) - 23.333)} \\
 &= 3.110 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$

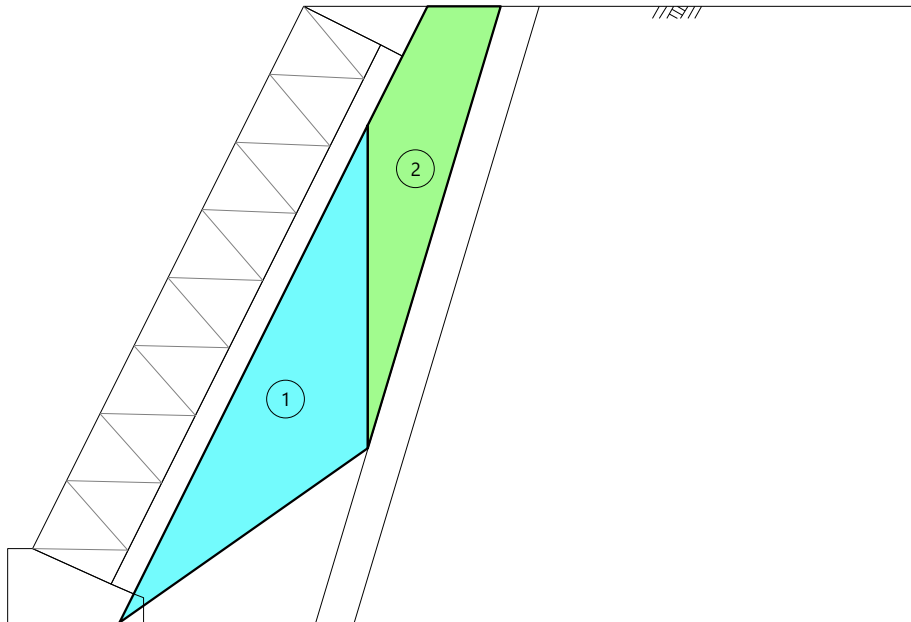
主働すべり角 ω_{A2} を変化させ最大土圧を算出した結果は下表の通り。但し $\omega_{A2} < \varepsilon' = 58.253(^{\circ})$



ω_{A2} ($^{\circ}$)	P_{A2} (kN/m)	Q_1 (kN/m)	w_1 (kN/m)	W_1 (kN/m) $Q_1 + w_1$	l_1 (m)	Q_2 (kN/m)	w_2 (kN/m)	W_2 (kN/m) $Q_2 + w_2$	l_2 (m)
40.000	7.461	0.000	12.508	12.508	1.390	0.000	6.704	6.704	1.677
39.000	7.511	0.000	12.528	12.528	1.354	0.000	6.996	6.996	1.720
38.000	7.550	0.000	12.543	12.543	1.321	0.000	7.278	7.278	1.761
37.000	7.580	0.000	12.554	12.554	1.289	0.000	7.549	7.549	1.800
36.000	7.600	0.000	12.562	12.562	1.260	0.000	7.811	7.811	1.837
35.000	7.611	0.000	12.566	12.566	1.232	0.000	8.063	8.063	1.873

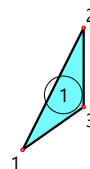
従って、最大主働土圧は $\omega_{A2} = 35.000(^{\circ})$ の時となる。

$\omega_{A2} = 35.000(^{\circ})$ の詳細を記す。

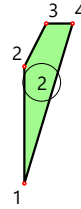


くさび形状面積計算表

No	座標値		断面積 A_c (m^2)
	X_i (m)	Y_i (m)	
1	0.453	0.000	-0.457100
2	1.462	2.018	0.958445
3	1.462	0.706	0.160032
1	0.453	0.000	0.000000
Σ			0.661377



No	座標値		断面積 A _c (m ²)
	X _i (m)	Y _i (m)	
1	1.462	0.706	-0.958445
2	1.462	2.018	-0.109294
3	1.703	2.500	0.371106
4	2.000	2.500	1.121022
1	1.462	0.706	0.000000
Σ			0.424389



地表面の亀裂深さ

地表面の亀裂を考慮しない。 ∴ z_c = 0.000 (m)

くさび重量

$$w_1 = 0.661377 \times 19.000 = 12.566 \text{ (kN/m)}$$

$$W_1 = w_1 = 12.566 \text{ (kN/m)}$$

$$w_2 = 0.424389 \times 19.000 = 8.063 \text{ (kN/m)}$$

$$W_2 = w_2 = 8.063 \text{ (kN/m)}$$

すべり面の長さ

$$l = \sqrt{(1.462-0.453)^2 + (0.706-0.000)^2} = 1.232 \text{ (m)}$$

$$l' = \sqrt{(2.000-1.462)^2 + (2.500-0.706)^2} = 1.873 \text{ (m)}$$

主働土圧の合力

$$\begin{aligned}
Z &= \left[W_1 \cdot \sin(\omega_{A_2} - \phi + \theta) + W_2 \frac{\sin(\varepsilon - \delta' + \theta) \cdot \cos(\omega_{A_2} - \phi)}{\cos(\varepsilon - \delta')} \right] \cdot \sec \theta \\
&\quad - c \cdot l \cdot \cos \phi - c' \cdot l' \cdot \cos \delta' \frac{\cos(\omega_{A_2} - \phi)}{\cos(\varepsilon - \delta')} \\
&= \left[12.566 \times \sin(35-35-0) + 8.063 \times \frac{\sin(73.301-30+0) \times \cos(35-35)}{\cos(73.301-30)} \right] \times \frac{1}{\cos 0} \\
&\quad - 0.000 \times 1.232 \times \cos 35 - 0.000 \times 1.873 \times \cos 30 \times \frac{\cos(35-35)}{\cos(73.301-30)} \\
&= 7.598
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
P_{A_2} &= \frac{Z}{\cos(\omega_{A_2} - \phi - \alpha - \delta)} = \frac{7.598}{\cos(35-35-(-26.565)-23.333)} \\
&= 7.610 \text{ (kN/m)}
\end{aligned}$$

$$P_A = \max(P_{A_1}, P_{A_2}) = \max(3.110, 7.610) = 7.600 \text{ (kN/m)}$$

$$P_{AV} = 0.000 \text{ (kN/m)}$$

$$P_{AH} = P_A = 7.600 \text{ (kN/m)}$$

土圧の作用位置 (m)

$$Y_P = \frac{1}{3}H = \frac{1}{3} \times 2.500 = 0.833 \text{ (m)}$$

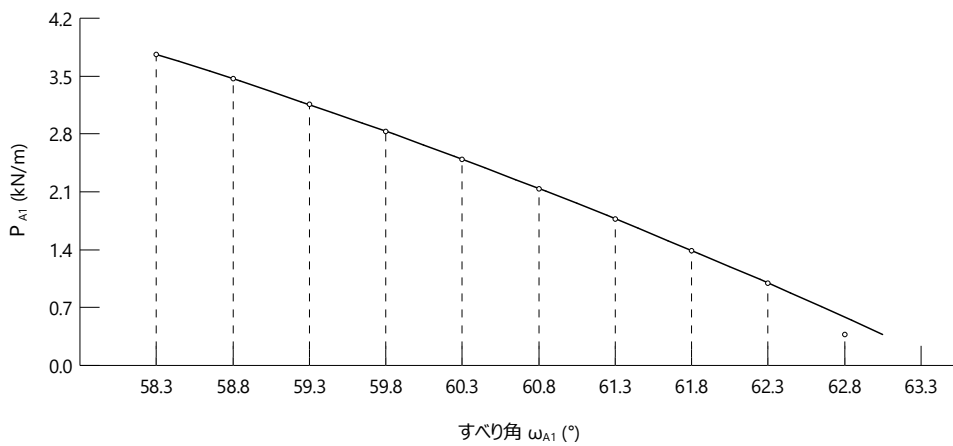
$$X_P = B - Y_P \cdot \tan \alpha = 0.453 - 0.833 \times \tan -26.565 = 0.920 \text{ (m)}$$

3.5.3 荷重ケース.2 - 自重+載荷重(群集)

・水の影響を考慮しない ($h_w=0.000\text{m}$)、地震の影響を考慮しない

傾斜角	地山の傾斜角	$\varepsilon = 73.301 (^{\circ})$
	壁面傾斜角	$\alpha = -26.565 (^{\circ})$
地震の影響	設計水平震度	$k_H = 0.000$
	地震合成角	$\theta = 0.000 (^{\circ})$
裏込め土	内部摩擦角	$\phi = 35.000 (^{\circ})$
	壁面摩擦角	$\delta = 23.333 (^{\circ})$
	湿潤重量	$\gamma = 19.000 (\text{kN/m}^3)$
	粘着力	$c = 0.000 (\text{kN/m}^2)$
切土面	摩擦角	$\delta' = 30.000 (^{\circ})$
	裏込め土の間の粘着力	$c' = 0.000 (\text{kN/m}^2)$

主働すべり角 ω_{A1} を変化させ最大土圧を算出した結果は下表の通り。但し $\omega_{A1} \geq \varepsilon' = 58.253 (^{\circ})$



$\omega_{A1} (^{\circ})$	$P_{A1} (\text{kN/m})$	$Q (\text{kN/m})$	$w_1 (\text{kN/m})$	$W (\text{kN/m})$ $Q+w_1$	$l (\text{m})$
63.000	0.376	0.119	0.566	0.685	2.806
62.200	1.038	0.341	1.617	1.958	2.826
62.000	1.198	0.396	1.883	2.279	2.831
61.200	1.813	0.622	2.954	3.576	2.853
61.000	1.961	0.679	3.225	3.903	2.858
60.600	2.250	0.793	3.769	4.562	2.870
60.400	2.391	0.851	4.042	4.893	2.875
60.200	2.530	0.909	4.317	5.226	2.881
60.000	2.667	0.967	4.593	5.560	2.887
59.800	2.801	1.025	4.870	5.895	2.893
59.600	2.933	1.084	5.148	6.231	2.899
59.400	3.063	1.142	5.427	6.569	2.904
59.000	3.316	1.261	5.989	7.249	2.917
58.800	3.439	1.320	6.271	7.592	2.923
58.253	3.765	1.484	7.051	8.535	2.940

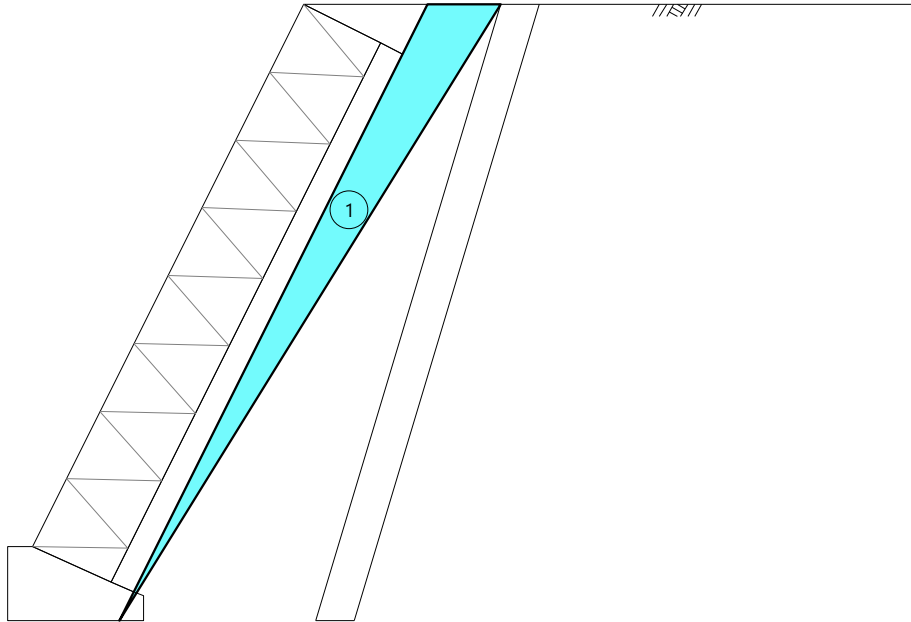
従って、最大主働土圧は $\omega_{A1} = 58.253 (^{\circ})$ の時となる。

$\omega_{A1} = 58.253 (^{\circ})$ の詳細を記す。

くさび上に作用する荷重一覧

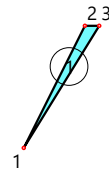
上載荷重作用範囲 $X_s = 1.703 (\text{m}) \sim X_e = 2.000 (\text{m})$

項目名	載荷位置 $X_q (\text{m})$	載荷幅 (m)	荷重強度 $q (\text{kN/m}^2)$	作用幅 $B_q (\text{m})$	上載荷重 $Q (\text{kN/m})$
群集荷重	1.703	3.000	5.000	0.297	1.485
Σ					1.485



くさび形状面積計算表

No	座標値		断面積 A _c (m ²)
	X _i (m)	Y _i (m)	
1	0.453	0.000	-0.566394
2	1.703	2.500	0.371106
3	2.000	2.500	0.566394
1	0.453	0.000	0.000000
Σ			0.371106



地表面の亀裂深さ

地表面の亀裂を考慮しない。 ∴ z_c = 0.000 (m)

くさび重量

$$w_1 = 0.371106 \times 19.000 = 7.051 \text{ (kN/m)}$$

$$W = Q + w_1 = 1.485 + 7.051 = 8.536 \text{ (kN/m)}$$

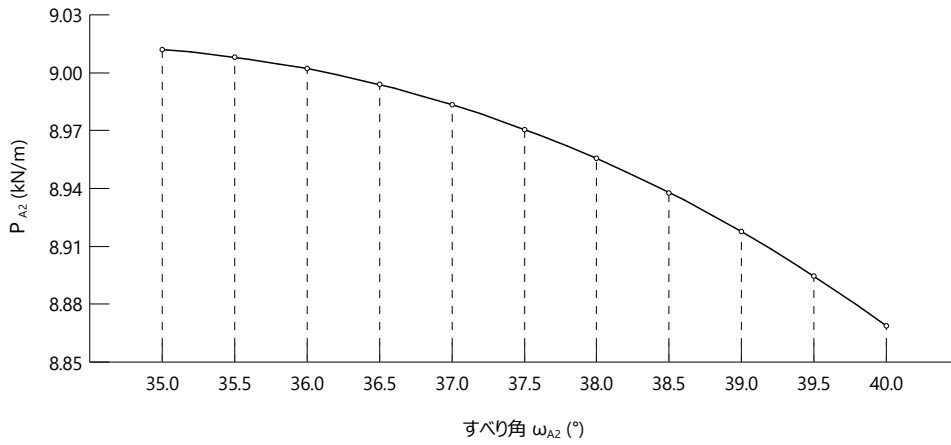
すべり面の長さ

$$l = \sqrt{(2.000 - 0.453)^2 + (2.500 - 0.000)^2} = 2.940 \text{ (m)}$$

主働土圧の合力

$$\begin{aligned}
 P_{A_1} &= \frac{W \cdot \sec \theta \cdot \sin(\omega_{A_1} - \phi + \theta) - c \cdot l \cdot \cos \phi}{\cos(\omega_{A_1} - \phi - \alpha - \delta)} \\
 &= \frac{\frac{8.536}{\cos 0} \times \sin(58.253 - 35 + 0) - 0.000 \times 2.940 \times \cos 35}{\cos(58.253 - 35 - (-26.565) - 23.333)} \\
 &= 3.765 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$

主働すべり角 ω_{A2} を変化させ最大土圧を算出した結果は下表の通り。但し $\omega_{A2} < \varepsilon' = 58.253(^{\circ})$



ω_{A2} ($^{\circ}$)	P_{A2} (kN/m)	Q_1 (kN/m)	w_1 (kN/m)	W_1 (kN/m) Q_1+w_1	l_1 (m)	Q_2 (kN/m)	w_2 (kN/m)	W_2 (kN/m) Q_2+w_2	l_2 (m)
40.000	8.869	0.000	12.508	12.508	1.390	1.484	6.704	8.188	1.677
39.000	8.918	0.000	12.528	12.528	1.354	1.484	6.996	8.481	1.720
38.000	8.956	0.000	12.543	12.543	1.321	1.484	7.278	8.762	1.761
37.000	8.983	0.000	12.554	12.554	1.289	1.484	7.549	9.034	1.800
36.000	9.002	0.000	12.562	12.562	1.260	1.484	7.811	9.295	1.837
35.000	9.012	0.000	12.566	12.566	1.232	1.484	8.063	9.548	1.873

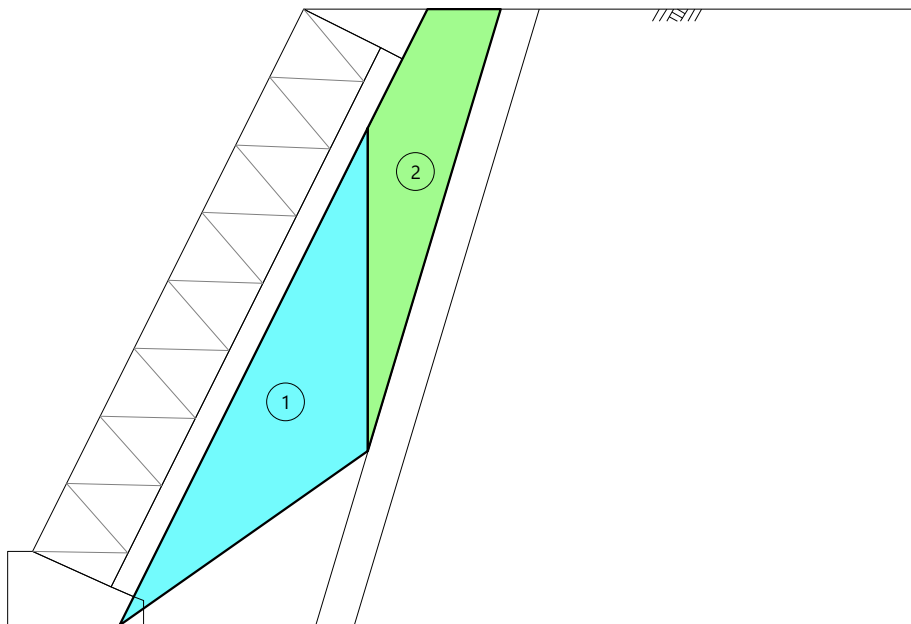
従って、最大主働土圧は $\omega_{A2}=35.000(^{\circ})$ の時となる。

$\omega_{A2}=35.000(^{\circ})$ の詳細を記す。

くさび上に作用する荷重一覧

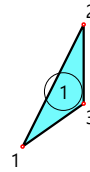
Q_1 範囲 $X_s = 1.703$ (m) $\sim X_c = 1.462$ (m) Q_2 範囲 $X_c = 1.462$ (m) $\sim X_e = 2.000$ (m)

項目名	載荷位置 X_q (m)	載荷幅 (m)	荷重強度 q (kN/m ²)	作用幅 B_{q1} (m)	上載荷重 Q_1 (kN/m)	作用幅 B_{q2} (m)	上載荷重 Q_2 (kN/m)
群集荷重	1.703	3.000	5.000	—	—	0.297	1.485
Σ					0.000		1.485

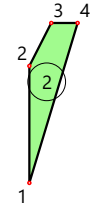


くさび形状面積計算表

No	座標値		断面積 A _c (m ²)
	X _i (m)	Y _i (m)	
1	0.453	0.000	-0.457100
2	1.462	2.018	0.958445
3	1.462	0.706	0.160032
1	0.453	0.000	0.000000
Σ			0.661377



No	座標値		断面積 A _c (m ²)
	X _i (m)	Y _i (m)	
1	1.462	0.706	-0.958445
2	1.462	2.018	-0.109294
3	1.703	2.500	0.371106
4	2.000	2.500	1.121022
1	1.462	0.706	0.000000
Σ			0.424389



地表面の亀裂深さ

地表面の亀裂を考慮しない。 ∴ z_c = 0.000 (m)

くさび重量

$$w_1 = 0.661377 \times 19.000 = 12.566 \text{ (kN/m)}$$

$$W_1 = w_1 = 12.566 \text{ (kN/m)}$$

$$w_2 = 0.424389 \times 19.000 = 8.063 \text{ (kN/m)}$$

$$W_2 = Q_2 + w_2 = 1.485 + 8.063 = 9.548 \text{ (kN/m)}$$

すべり面の長さ

$$l = \sqrt{(1.462 - 0.453)^2 + (0.706 - 0.000)^2} = 1.232 \text{ (m)}$$

$$l' = \sqrt{(2.000 - 1.462)^2 + (2.500 - 0.706)^2} = 1.873 \text{ (m)}$$

主働土圧の合力

$$Z = \left[W_1 \cdot \sin(\omega_{A_2} - \phi + \theta) + W_2 \frac{\sin(\varepsilon - \delta' + \theta) \cdot \cos(\omega_{A_2} - \phi)}{\cos(\varepsilon - \delta')} \right] \cdot \sec \theta$$

$$- c \cdot l \cdot \cos \phi - c' \cdot l' \cdot \cos \delta' \frac{\cos(\omega_{A_2} - \phi)}{\cos(\varepsilon - \delta')}$$

$$= \left[12.566 \times \sin(35 - 35 - 0) + 9.548 \times \frac{\sin(73.301 - 30 + 0) \times \cos(35 - 35)}{\cos(73.301 - 30)} \right] \times \frac{1}{\cos 0}$$

$$- 0.000 \times 1.232 \times \cos 35 - 0.000 \times 1.873 \times \cos 30 \times \frac{\cos(35 - 35)}{\cos(73.301 - 30)}$$

$$= 8.998$$

$$P_{A_2} = \frac{Z}{\cos(\omega_{A_2} - \phi - \alpha - \delta)} = \frac{8.998}{\cos(35 - 35 - (-26.565) - 23.333)}$$

$$= 9.012 \text{ (kN/m)}$$

$$P_A = \max(P_{A_1}, P_{A_2}) = \max(3.765, 9.012) = 9.025 \text{ (kN/m)}$$

$$P_{AV} = 0.000 \text{ (kN/m)}$$

$$P_{AH} = P_A = 9.025 \text{ (kN/m)}$$

土圧の作用位置 (m)

$$Y_P = \frac{1}{3}H = \frac{1}{3} \times 2.500 = 0.833 \text{ (m)}$$

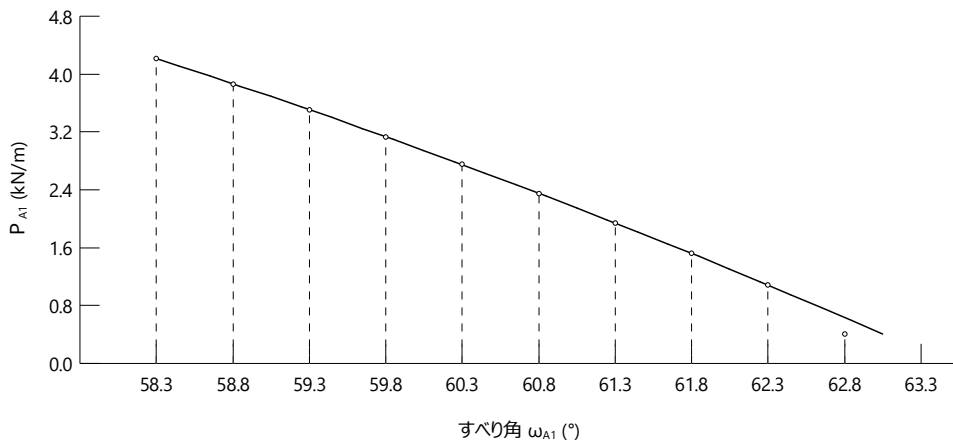
$$X_P = B - Y_P \cdot \tan \alpha = 0.453 - 0.833 \times \tan -26.565 = 0.920 \text{ (m)}$$

3.5.4 荷重ケース.3 - 自重+慣性力

・水の影響を考慮しない ($h_w=0.000\text{m}$)、地震の影響を考慮する

傾斜角	地山の傾斜角	$\varepsilon = 73.301 (^{\circ})$
	壁面傾斜角	$\alpha = -26.565 (^{\circ})$
地震の影響	設計水平震度	$k_H = 0.120$
	地震合成角	$\theta = 6.843 (^{\circ})$
裏込め土	内部摩擦角	$\phi = 35.000 (^{\circ})$
	壁面摩擦角	$\delta = 17.500 (^{\circ})$
	湿潤重量	$\gamma = 19.000 (\text{kN/m}^3)$
	粘着力	$c = 0.000 (\text{kN/m}^2)$
切土面	摩擦角	$\delta' = 30.000 (^{\circ})$
	裏込め土の間の粘着力	$c' = 0.000 (\text{kN/m}^2)$

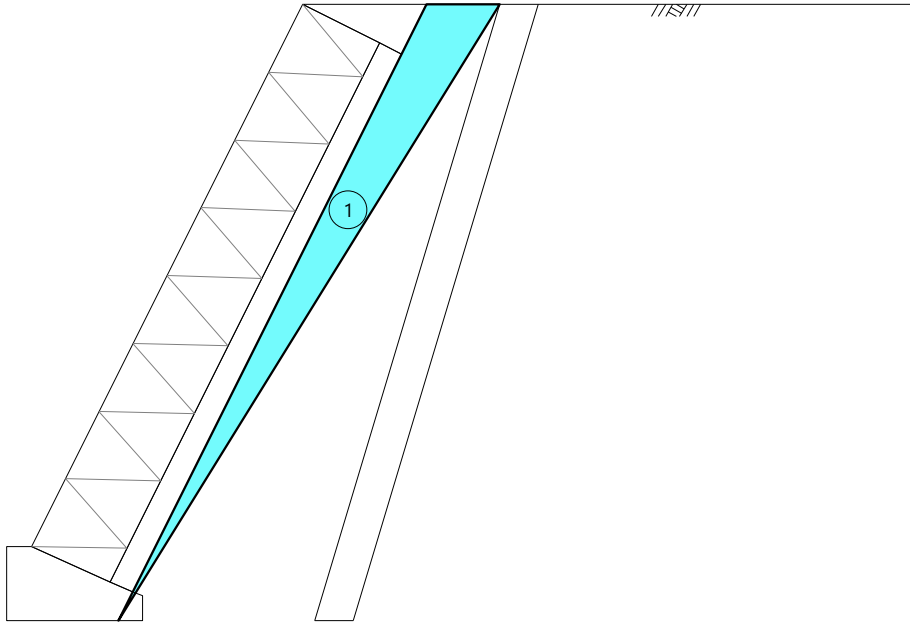
主働すべり角 ω_{A1} を変化させ最大土圧を算出した結果は下表の通り。但し $\omega_{A1} \geq \varepsilon' = 58.253 (^{\circ})$



$\omega_{A1} (^{\circ})$	$P_{A1} (\text{kN/m})$	$Q (\text{kN/m})$	$w_1 (\text{kN/m})$	$\frac{W (\text{kN/m})}{Q+w_1}$	$l (\text{m})$
63.000	0.408	0.000	0.566	0.566	2.806
62.200	1.131	0.000	1.617	1.617	2.826
62.000	1.306	0.000	1.883	1.883	2.831
61.200	1.987	0.000	2.954	2.954	2.853
61.000	2.152	0.000	3.225	3.225	2.858
60.600	2.476	0.000	3.769	3.769	2.870
60.400	2.634	0.000	4.042	4.042	2.875
60.200	2.791	0.000	4.317	4.317	2.881
60.000	2.946	0.000	4.593	4.593	2.887
59.800	3.099	0.000	4.870	4.870	2.893
59.600	3.249	0.000	5.148	5.148	2.899
59.400	3.398	0.000	5.427	5.427	2.904
59.000	3.690	0.000	5.989	5.989	2.917
58.800	3.833	0.000	6.271	6.271	2.923
58.253	4.214	0.000	7.051	7.051	2.940

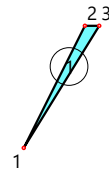
従って、最大主働土圧は $\omega_{A1} = 58.253 (^{\circ})$ の時となる。

$\omega_{A1} = 58.253 (^{\circ})$ の詳細を記す。



くさび形状面積計算表

No	座標値		断面積 A _c (m ²)
	X _i (m)	Y _i (m)	
1	0.453	0.000	-0.566394
2	1.703	2.500	0.371106
3	2.000	2.500	0.566394
1	0.453	0.000	0.000000
Σ			0.371106



地表面の亀裂深さ

地表面の亀裂を考慮しない。 ∴ z_c = 0.000 (m)

くさび重量

$$w_1 = 0.371106 \times 19.000 = 7.051 \text{ (kN/m)}$$

$$W = w_1 = 7.051 \text{ (kN/m)}$$

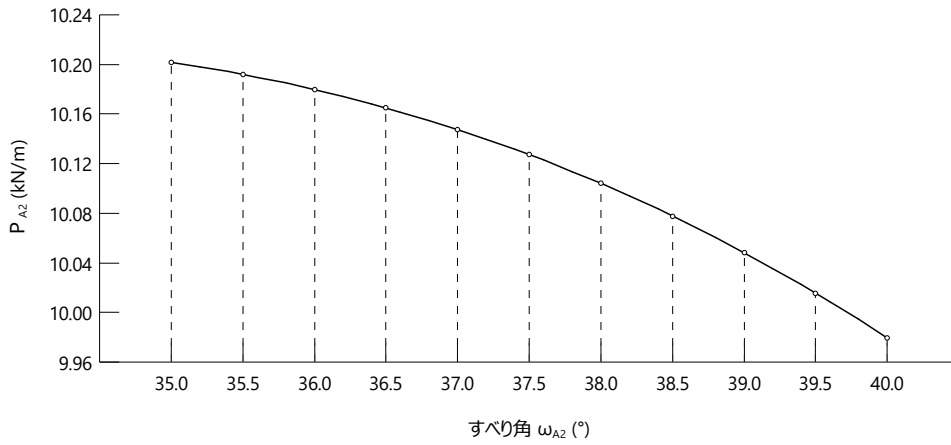
すべり面の長さ

$$l = \sqrt{(2.000 - 0.453)^2 + (2.500 - 0.000)^2} = 2.940 \text{ (m)}$$

主働土圧の合力

$$\begin{aligned}
 P_{A_1} &= \frac{W \cdot \sec \theta \cdot \sin(\omega_{A_1} - \phi + \theta) - c \cdot l \cdot \cos \phi}{\cos(\omega_{A_1} - \phi - \alpha - \delta)} \\
 &= \frac{\frac{7.051}{\cos 6.843} \times \sin(58.253 - 35 + 6.843) - 0.000 \times 2.940 \times \cos 35}{\cos(58.253 - 35 - (-26.565) - 17.5)} \\
 &= 4.214 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$

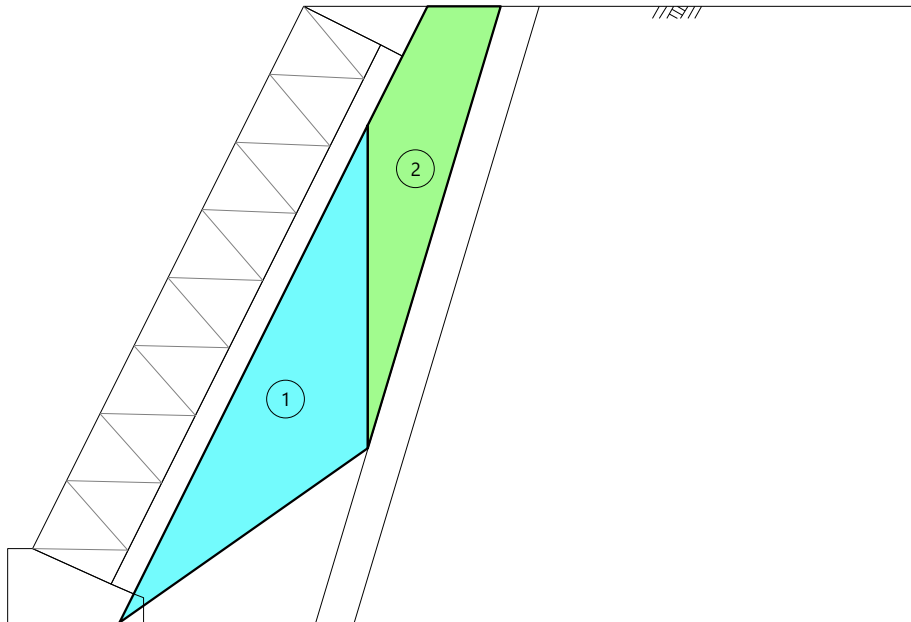
主働すべり角 ω_{A2} を変化させ最大土圧を算出した結果は下表の通り。但し $\omega_{A2} < \varepsilon' = 58.253(^{\circ})$



ω_{A2} ($^{\circ}$)	P_{A2} (kN/m)	Q_1 (kN/m)	w_1 (kN/m)	W_1 (kN/m) $Q_1 + w_1$	l_1 (m)	Q_2 (kN/m)	w_2 (kN/m)	W_2 (kN/m) $Q_2 + w_2$	l_2 (m)
40.000	9.980	0.000	12.508	12.508	1.390	0.000	6.704	6.704	1.677
39.000	10.048	0.000	12.528	12.528	1.354	0.000	6.996	6.996	1.720
38.000	10.104	0.000	12.543	12.543	1.321	0.000	7.278	7.278	1.761
37.000	10.148	0.000	12.554	12.554	1.289	0.000	7.549	7.549	1.800
36.000	10.180	0.000	12.562	12.562	1.260	0.000	7.811	7.811	1.837
35.000	10.202	0.000	12.566	12.566	1.232	0.000	8.063	8.063	1.873

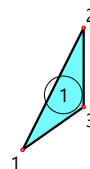
従って、最大主働土圧は $\omega_{A2} = 35.000(^{\circ})$ の時となる。

$\omega_{A2} = 35.000(^{\circ})$ の詳細を記す。

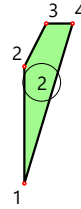


くさび形状面積計算表

No	座標値		断面積 A_c (m^2)
	X_i (m)	Y_i (m)	
1	0.453	0.000	-0.457100
2	1.462	2.018	0.958445
3	1.462	0.706	0.160032
1	0.453	0.000	0.000000
Σ			0.661377



No	座標値		断面積 A _c (m ²)
	X _i (m)	Y _i (m)	
1	1.462	0.706	-0.958445
2	1.462	2.018	-0.109294
3	1.703	2.500	0.371106
4	2.000	2.500	1.121022
1	1.462	0.706	0.000000
Σ			0.424389



地表面の亀裂深さ

地表面の亀裂を考慮しない。 ∴ z_c = 0.000 (m)

くさび重量

$$w_1 = 0.661377 \times 19.000 = 12.566 \text{ (kN/m)}$$

$$W_1 = w_1 = 12.566 \text{ (kN/m)}$$

$$w_2 = 0.424389 \times 19.000 = 8.063 \text{ (kN/m)}$$

$$W_2 = w_2 = 8.063 \text{ (kN/m)}$$

すべり面の長さ

$$l = \sqrt{(1.462-0.453)^2 + (0.706-0.000)^2} = 1.232 \text{ (m)}$$

$$l' = \sqrt{(2.000-1.462)^2 + (2.500-0.706)^2} = 1.873 \text{ (m)}$$

主働土圧の合力

$$\begin{aligned}
Z &= \left[W_1 \cdot \sin(\omega_{A_2} - \phi + \theta) + W_2 \frac{\sin(\varepsilon - \delta' + \theta) \cdot \cos(\omega_{A_2} - \phi)}{\cos(\varepsilon - \delta')} \right] \cdot \sec \theta \\
&\quad - c \cdot l \cdot \cos \phi - c' \cdot l' \cdot \cos \delta' \frac{\cos(\omega_{A_2} - \phi)}{\cos(\varepsilon - \delta')} \\
&= \left[12.566 \times \sin(35 - 35 - 6.843) + 8.063 \times \frac{\sin(73.301 - 30 + 6.843) \times \cos(35 - 35)}{\cos(73.301 - 30)} \right] \times \frac{1}{\cos 6.843} \\
&\quad - 0.000 \times 1.232 \times \cos 35 - 0.000 \times 1.873 \times \cos 30 \times \frac{\cos(35 - 35)}{\cos(73.301 - 30)} \\
&= 10.074
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
P_{A_2} &= \frac{Z}{\cos(\omega_{A_2} - \phi - \alpha - \delta)} = \frac{10.074}{\cos(35 - 35 - (-26.565) - 17.5)} \\
&= 10.201 \text{ (kN/m)}
\end{aligned}$$

$$P_A = \max(P_{A_1}, P_{A_2}) = \max(4.214, 10.201) = 10.213 \text{ (kN/m)}$$

$$P_{AV} = 0.000 \text{ (kN/m)}$$

$$P_{AH} = P_A = 10.213 \text{ (kN/m)}$$

土圧の作用位置 (m)

$$Y_P = \frac{1}{3}H = \frac{1}{3} \times 2.500 = 0.833 \text{ (m)}$$

$$X_P = B - Y_P \cdot \tan \alpha = 0.453 - 0.833 \times \tan -26.565 = 0.920 \text{ (m)}$$

3.6 作用力の集計(示力線計算用)

3.6.1 荷重ケース.1 - 自重

項目名	荷重 (kN/m)		アーム長 (m)		モーメント (kN・m/m)		備考
	鉛直力 V	水平力 H	X	Y	抵抗 M_r	転倒 M_o	
く体自重	28.934	0.000	0.877	0.000	25.375	0.000	項目3.2.1 参照
前面土	0.437	0.000	0.050	0.000	0.022	0.000	項目3.3.1 参照
土 圧	0.000	7.600	0.000	0.833	0.000	6.331	項目3.5.2 参照
Σ	29.371	7.600			25.397	6.331	

底面つま先からの荷重合力の作用位置

$$d = \frac{\Sigma M_r - \Sigma M_o}{\Sigma V} = \frac{25.397 - 6.331}{29.371} = 0.649 \text{ (m)}$$

3.6.2 荷重ケース.2 - 自重+載荷重(群集)

項目名	荷重 (kN/m)		アーム長 (m)		モーメント (kN・m/m)		備考
	鉛直力 V	水平力 H	X	Y	抵抗 M_r	転倒 M_o	
く体自重	28.934	0.000	0.877	0.000	25.375	0.000	項目3.2.1 参照
前面土	0.437	0.000	0.050	0.000	0.022	0.000	項目3.3.1 参照
土 圧	0.000	9.025	0.000	0.833	0.000	7.518	項目3.5.3 参照
Σ	29.371	9.025			25.397	7.518	

底面つま先からの荷重合力の作用位置

$$d = \frac{\Sigma M_r - \Sigma M_o}{\Sigma V} = \frac{25.397 - 7.518}{29.371} = 0.609 \text{ (m)}$$

3.6.3 荷重ケース.3 - 自重+慣性力

項目名	荷重 (kN/m)		アーム長 (m)		モーメント (kN・m/m)		備考
	鉛直力 V	水平力 H	X	Y	抵抗 M_r	転倒 M_o	
く体自重	28.934	3.472	0.877	1.250	25.375	4.340	項目3.2.1 参照
前面土	1.197	0.000	0.083	0.000	0.099	0.000	項目3.3.2 参照
土 圧	0.000	10.213	0.000	0.833	0.000	8.507	項目3.5.4 参照
Σ	30.131	13.685			25.474	12.847	

底面つま先からの荷重合力の作用位置

$$d = \frac{\Sigma M_r - \Sigma M_o}{\Sigma V} = \frac{25.474 - 12.847}{30.131} = 0.419 \text{ (m)}$$

3.7 作用力の集計

3.7.1 荷重ケース.1 - 自重

項目名	荷重 (kN/m)		アーム長 (m)		モーメント (kN・m/m)		備考
	鉛直力 V	水平力 H	X	Y	抵抗 M_r	転倒 M_o	
く体自重(壁)	26.519	0.000	0.882	0.000	23.390	0.000	項目3.2.2 参照
く体自重(基礎)	2.760	0.000	0.228	0.000	0.629	0.000	項目3.2.3 参照
土圧	0.000	7.600	0.920	0.833	0.000	6.331	項目3.5.2 参照
Σ	29.279	7.610			24.019	6.339	

底面つま先からの荷重合力の作用位置

$$d = \frac{\Sigma M_r - \Sigma M_o}{\Sigma V} = \frac{24.019 - 6.339}{29.279} = 0.604 \text{ (m)}$$

荷重の合力作用位置の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{0.550}{2} - 0.604 = -0.329 \text{ (m)}$$

3.7.2 荷重ケース.2 - 自重+載荷重(群集)

項目名	荷重 (kN/m)		アーム長 (m)		モーメント (kN・m/m)		備考
	鉛直力V	水平力H	X	Y	抵抗 M_r	転倒 M_o	
<体自重(壁)	26.519	0.000	0.882	0.000	23.390	0.000	項目3.2.2 参照
<体自重(基礎)	2.760	0.000	0.228	0.000	0.629	0.000	項目3.2.3 参照
土圧	0.000	9.025	0.920	0.833	0.000	7.518	項目3.5.3 参照
Σ	29.279	9.012			24.019	7.507	

底面つま先からの荷重合力の作用位置

$$d = \frac{\Sigma M_r - \Sigma M_o}{\Sigma V} = \frac{24.019 - 7.507}{29.279} = 0.564 \text{ (m)}$$

荷重の合力作用位置の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{0.550}{2} - 0.564 = -0.289 \text{ (m)}$$

3.7.3 荷重ケース.3 - 自重+慣性力

項目名	荷重 (kN/m)		アーム長 (m)		モーメント (kN・m/m)		備考
	鉛直力V	水平力H	X	Y	抵抗 M_r	転倒 M_o	
<体自重(壁)	26.519	3.182	0.882	1.354	23.390	4.308	項目3.2.2 参照
<体自重(基礎)	2.760	0.331	0.228	0.119	0.629	0.039	項目3.2.3 参照
前面土	0.570	0.000	0.078	0.411	0.044	0.000	項目3.3.3 参照
土圧	0.000	10.213	0.920	0.833	0.000	8.507	項目3.5.4 参照
Σ	29.849	13.714			24.063	12.844	

底面つま先からの荷重合力の作用位置

$$d = \frac{\Sigma M_r - \Sigma M_o}{\Sigma V} = \frac{24.063 - 12.844}{29.849} = 0.376 \text{ (m)}$$

荷重の合力作用位置の底版中央からの偏心距離

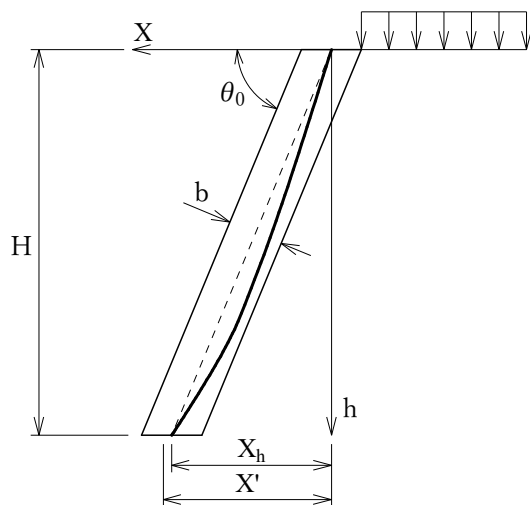
$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{0.550}{2} - 0.376 = -0.101 \text{ (m)}$$

4 安定計算

4.1 示力線法による検討

4.1.1 検討方法

示力線位置 X_h がブロック底版で、擁壁断面の中央1/3の外側の位置 X' (ミドルサード)より内側であることを照査する。ただし、示力線位置 X_h は擁壁天端の中心位置から、擁壁底面位置での合力の作用位置までの距離とする。また、基礎コンクリートの幅や重量は考慮しない。



安定条件

$$X' \geq X_h$$

$$X' = H \cdot \cot \theta_0 + \frac{b \cdot \operatorname{cosec} \theta_0}{6}$$

$$X_h = X_0 = h \cdot \cot \theta_0 + \frac{b \cdot \operatorname{cosec} \theta_0}{2} - d$$

ブロック積みの限界高さは $X' = X_h$ となる擁壁高 H を収束計算により算出する。

ここに、 X' : ミドルサード位置 (m)

X_0 : 合力の作用位置 (m)

X_h : 深さ h における示力線の位置 (m)

h : 壁天端からの深さ (m)

H : 擁壁の高さ = 2.500 (m)

b : ブロック積の控長+裏込めコンクリート厚 = 0.450 (m)

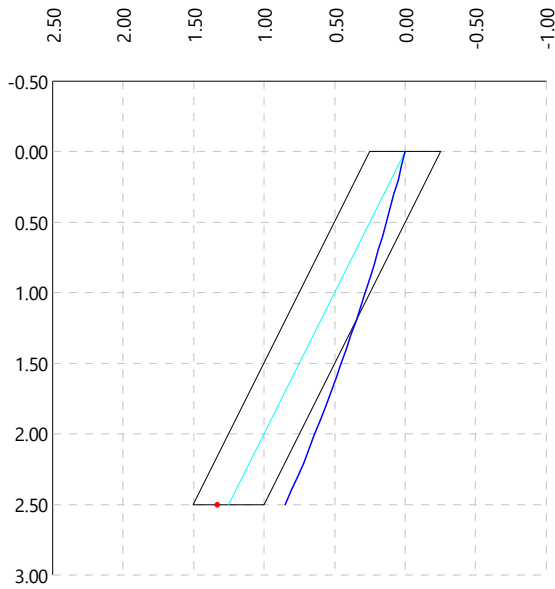
θ_0 : ブロックの傾斜面が水平面となす角 = 63.435 (°)

$$\theta_0 = \tan^{-1}(1/0.500)$$

d : 合力の作用位置 (m)

4.1.2 荷重ケース.1 - 自重

荷重の偏心位置より示力線位置を求めた。



合力作用位置 $d = 0.649$ (m) … [項目3.6.1] 参照

H (m)時の示力線位置

$$X_h = H \cdot \cot \theta_0 + \frac{b \cdot \operatorname{cosec} \theta_0}{2} - d = \frac{2.500}{\tan 63.435} + \frac{0.450}{2 \times \sin 63.435} - 0.649 = 0.852 \text{ (m)}$$

ミドルサード位置

$$X' = H \cdot \cot \theta_0 + \frac{b \cdot \operatorname{cosec} \theta_0}{6} = \frac{2.500}{\tan 63.435} + \frac{0.450}{6 \times \sin 63.435} = 1.334 \text{ (m)}$$

以上より、

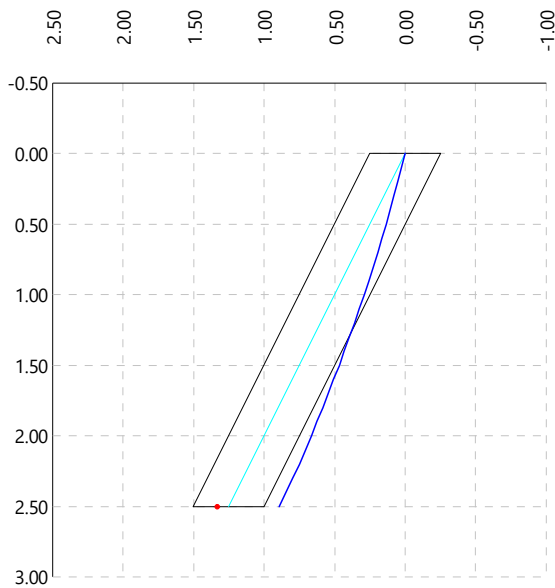
$$X' = 1.334 \geq X_h = 0.852 \quad \dots \text{OK}$$

$X_h = X'$ となるように擁壁高さを変化させ収束計算を行った結果、限界高さ H_A は以下の通り。

限界高さ $H_A = 7.456$ (m)

4.1.3 荷重ケース.2 - 自重+載荷重(群集)

荷重の偏心位置より示力線位置を求めた。



合力作用位置 $d = 0.609$ (m) … [項目3.6.2] 参照

H(m)時の示力線位置

$$X_h = H \cdot \cot \theta_0 + \frac{b \cdot \operatorname{cosec} \theta_0}{2} - d = \frac{2.500}{\tan 63.435} + \frac{0.450}{2 \times \sin 63.435} - 0.609 = 0.893 \text{ (m)}$$

ミドルサード位置

$$X' = H \cdot \cot \theta_0 + \frac{b \cdot \operatorname{cosec} \theta_0}{6} = \frac{2.500}{\tan 63.435} + \frac{0.450}{6 \times \sin 63.435} = 1.334 \text{ (m)}$$

以上より、

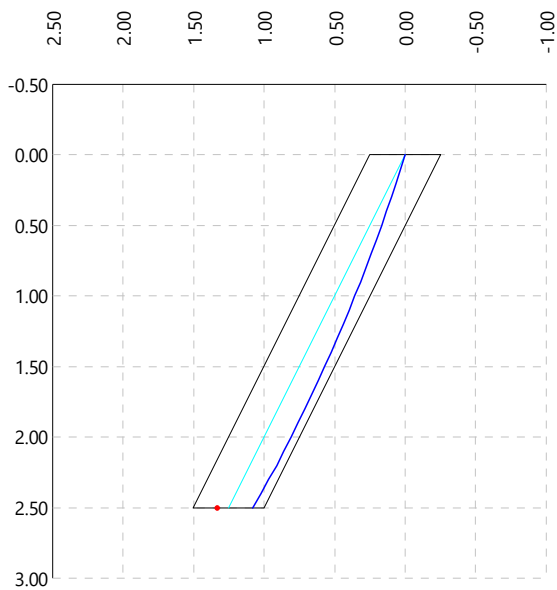
$$X' = 1.334 \geq X_h = 0.893 \quad \dots \text{OK}$$

$X_h = X'$ となるように擁壁高さを変化させ収束計算を行った結果、限界高さ H_A は以下の通り。

限界高さ $H_A = 6.328$ (m)

4.1.4 荷重ケース.3 - 自重+慣性力

荷重の偏心位置より示力線位置を求めた。



合力作用位置 $d = 0.419$ (m) … [項目3.6.3] 参照

H(m)時の示力線位置

$$X_h = H \cdot \cot \theta_0 + \frac{b \cdot \operatorname{cosec} \theta_0}{2} - d = \frac{2.500}{\tan 63.435} + \frac{0.450}{2 \times \sin 63.435} - 0.419 = 1.082 \text{ (m)}$$

ミドルサード位置

$$X' = H \cdot \cot \theta_0 + \frac{b \cdot \operatorname{cosec} \theta_0}{6} = \frac{2.500}{\tan 63.435} + \frac{0.450}{6 \times \sin 63.435} = 1.334 \text{ (m)}$$

以上より、

$$X' = 1.334 \geq X_h = 1.082 \quad \dots \text{OK}$$

$X_h = X'$ となるように擁壁高さを変化させ収束計算を行った結果、限界高さ H_A は以下の通り。

限界高さ $H_A = 4.426$ (m)

4.2 許容支持力の計算

4.2.1 計算方法

以下の公式により地盤の許容支持力を計算する。

- ・長期許容支持力度

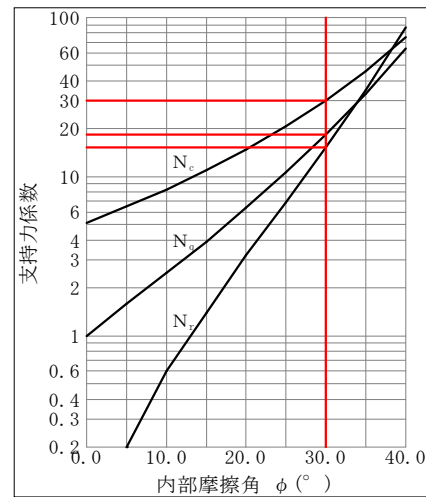
$$q_a = \frac{1}{3} \left(\alpha \cdot c \cdot N_c + \frac{1}{2} \beta \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_r + \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q \right)$$

- ・短期許容支持力度

$$q_a = \frac{1}{2} \left(\alpha \cdot c \cdot N_c + \frac{1}{2} \beta \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_r + \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q \right)$$

ここに、 q_a : 基礎地盤の許容鉛直支持力度 (kN/m²)
 α : 基礎の形状係数 = 1.0
 β : 基礎の形状係数 = 0.5
 c : 支持地盤の粘着力 = 0.000 (kN/m²)
 B : 擁壁底面幅 = 0.550 (m)
 γ_1 : 支持地盤の単位体積重量 = 16.000 (kN/m³)
 γ_2 : 根入れ地盤の単位体積重量 = 18.000 (kN/m³)
 D_f : 有効根入れ深さ = 0.500 (m)
 N_c, N_q, N_r : 支持力係数(内部摩擦角 ϕ の関数で次表より求める)

ϕ	N_c	N_q	N_r
0°	5.1	1.0	0.0
5°	6.5	1.6	0.2
10°	8.3	2.5	0.6
15°	11.0	3.9	1.4
20°	14.8	6.4	3.2
25°	20.7	10.7	6.9
30°	30.1	18.4	15.3
35°	46.1	33.3	35.2
40°	75.2	64.2	86.5



上表より、内部摩擦角=30.000(°)の値を採用する

$$N_c = 30.100, N_q = 18.400, N_r = 15.300$$

4.2.2 長期許容支持力度

- ・荷重ケース.1 - 自重
- ・荷重ケース.2 - 自重+載荷重(群集)

$$\begin{aligned} q_a &= \frac{1}{3} \left(\alpha \cdot c \cdot N_c + \frac{1}{2} \beta \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_r + \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q \right) \\ &= \frac{1}{3} \times \left(1.0 \times 0.000 \times 30.100 + \frac{1}{2} \times 0.5 \times 16.000 \times 0.550 \times 15.300 + 18.000 \times 0.500 \times 18.400 \right) \\ &= 66.420 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

4.2.3 短期許容支持力度

- ・荷重ケース.3 - 自重+慣性力

$$\begin{aligned} q_a &= \frac{1}{2} \left(\alpha \cdot c \cdot N_c + \frac{1}{2} \beta \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_r + \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q \right) \\ &= \frac{1}{2} \times \left(1.0 \times 0.000 \times 30.100 + \frac{1}{2} \times 0.5 \times 16.000 \times 0.550 \times 15.300 + 18.000 \times 0.500 \times 18.400 \right) \\ &= 99.630 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

4.3 地盤支持に対する検討

4.3.1 計算方法

地盤反力度は次式により算出し、地盤反力度が許容支持力を越えないことを照査する。
ただし、荷重による偏心は考慮しない。

$$q_{\max} = \frac{\Sigma V}{B} \leq q_a$$

4.3.2 荷重ケース.1 - 自重

全鉛直力 $\Sigma V = 29.279$ (kN/m) … [項目3.7.1] 参照

許容支持力 $q_a = 66.420$ (kN/m²) … [項目4.2.2] 参照

$$q_{\max} = \frac{\Sigma V}{B} = \frac{29.279}{0.550} = 53.235 \text{ (kN/m}^2\text{)} \leq q_a = 66.420 \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad \dots \text{ OK}$$

4.3.3 荷重ケース.2 - 自重+載荷重(群集)

全鉛直力 $\Sigma V = 29.279$ (kN/m) … [項目3.7.2] 参照

許容支持力 $q_a = 66.420$ (kN/m²) … [項目4.2.2] 参照

$$q_{\max} = \frac{\Sigma V}{B} = \frac{29.279}{0.550} = 53.235 \text{ (kN/m}^2\text{)} \leq q_a = 66.420 \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad \dots \text{ OK}$$

4.3.4 荷重ケース.3 - 自重+慣性力

全鉛直力 $\Sigma V = 29.849$ (kN/m) … [項目3.7.3] 参照

許容支持力 $q_a = 99.630$ (kN/m²) … [項目4.2.3] 参照

$$q_{\max} = \frac{\Sigma V}{B} = \frac{29.849}{0.550} = 54.271 \text{ (kN/m}^2\text{)} \leq q_a = 99.630 \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad \dots \text{ OK}$$

4.4 滑動に対する検討

4.4.1 計算方法

次式で求める滑動に対する安全率が所要安全率以上であることを照査する。

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c_B \cdot B'}{\Sigma H} \geq F_a$$

ここに、 ΣV : 底面に作用する全鉛直力 (kN/m)
 ΣH : 底面に作用する全水平力 (kN/m)
 μ : 底面と地盤との間の摩擦係数 = 0.577
 $\mu = \tan \phi_B = \tan(30.000)$
 ϕ_B : 底面と地盤との間の摩擦角 = 30.000 (°)
 c_B : 底面と地盤との間の粘着力 = 0.000 (kN/m²)
 B : 底面幅 = 0.550 (m)
 B' : 有効載荷幅 $B' = B - 2e$ (m)
 e : 荷重の偏心距離 (m)
 F_s : 滑動に対する安全率
 F_a : 滑動に対する所要安全率

4.4.2 荷重ケース.1 - 自重

全水平力 $\Sigma H = 7.610$ (kN/m) … [項目3.7.1] 参照
全鉛直力 $\Sigma V = 29.279$ (kN/m)
偏心距離 $e = -0.329$ (m)

$$B' = B - 2|e| = 0.550 - 2 \times 0.329 = -0.108 \text{ (m)}$$

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c_B \cdot B'}{\Sigma H} = \frac{29.279 \times 0.577 + 0.000 \times -0.108}{7.610} = 2.221$$

$$F_s = 2.221 \geq F_a = 1.500 \quad \dots \text{OK}$$

4.4.3 荷重ケース.2 - 自重+載荷重(群集)

全水平力 $\Sigma H = 9.012$ (kN/m) … [項目3.7.2] 参照
全鉛直力 $\Sigma V = 29.279$ (kN/m)
偏心距離 $e = -0.289$ (m)

$$B' = B - 2|e| = 0.550 - 2 \times 0.289 = -0.028 \text{ (m)}$$

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c_B \cdot B'}{\Sigma H} = \frac{29.279 \times 0.577 + 0.000 \times -0.028}{9.012} = 1.876$$

$$F_s = 1.876 \geq F_a = 1.500 \quad \dots \text{OK}$$

4.4.4 荷重ケース.3 - 自重+慣性力

全水平力 $\Sigma H = 13.714$ (kN/m) … [項目3.7.3] 参照
全鉛直力 $\Sigma V = 29.849$ (kN/m)
偏心距離 $e = -0.101$ (m)

$$B' = B - 2|e| = 0.550 - 2 \times 0.101 = 0.348 \text{ (m)}$$

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c_B \cdot B'}{\Sigma H} = \frac{29.849 \times 0.577 + 0.000 \times 0.348}{13.714} = 1.257$$

$$F_s = 1.257 \geq F_a = 1.200 \quad \dots \text{OK}$$

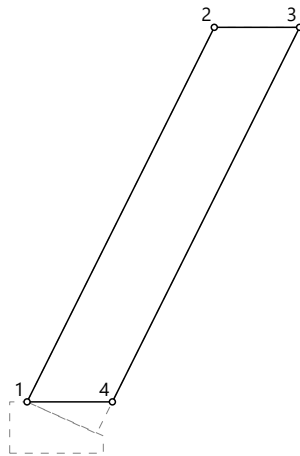
4.5 安定計算結果一覧

No	荷重ケース名	条件	水位	転倒の検討	滑動の検討	地盤反力度の検討
1	自重	常時	無視	$X_h = 0.852$ ≤ 1.334	$F_s = 2.221$ ≥ 1.500	$q_{max} = 53.235$ ≤ 66.420
				→ OK	→ OK	→ OK
2	自重+載荷重(群集)	常時	無視	$X_h = 0.893$ ≤ 1.334	$F_s = 1.876$ ≥ 1.500	$q_{max} = 53.235$ ≤ 66.420
				→ OK	→ OK	→ OK
3	自重+慣性力	地震時	無視	$X_h = 1.082$ ≤ 1.334	$F_s = 1.257$ ≥ 1.200	$q_{max} = 54.271$ ≤ 99.630
				→ OK	→ OK	→ OK

5 たて壁の断面計算

5.1 照査位置:0.000(m) - [I-I断面]

5.1.1 く体重量(壁部)



No	座標値		断面積 A_c (m ²)	断面一次モーメント	
	X_i (m)	Y_i (m)		G_x (m ³)	G_y (m ³)
1	-0.252	0.000	0.276713	0.887333	-0.208891
2	0.848	2.200	0.553427	1.217539	0.000000
3	1.352	2.200	0.276713	-0.887333	0.817661
4	0.252	0.000	0.000000	0.000000	0.000000
1	-0.252	0.000	0.000000	0.000000	0.000000
Σ			1.106854	1.217539	0.608770

体積 $V_c = \Sigma A_c \times 1.000 = 1.107$ (m³)

重心位置 $X_c = \frac{\Sigma G_y}{\Sigma A_c} = \frac{0.608770}{1.106854} = 0.550$ (m)

$Y_c = \frac{\Sigma G_x}{\Sigma A_c} = \frac{1.217539}{1.106854} = 1.100$ (m)

単位重量 $\gamma = 23.000$ (kN/m³)

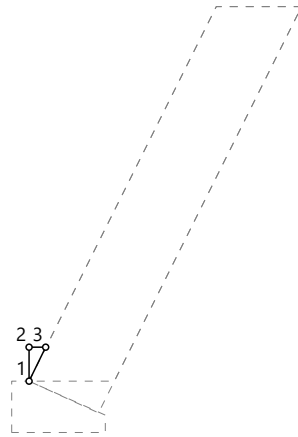
重量 $W_c = V_c \cdot \gamma = 1.107 \times 23.000 = 25.461$ (kN)

慣性力 $H_c = W_c \cdot k_H = 25.461 \times 0.120 = 3.055$ (kN)

モーメント $M_x = W_c \cdot X_c = 25.461 \times 0.550 = 14.004$ (kN·m)

$M_y = H_c \cdot Y_c = 3.055 \times 1.100 = 3.361$ (kN·m)

5.1.2 前面土重量・水位無視・地震時



No	座標値		断面積 A_c (m ²)	断面一次モーメント	
	X_i (m)	Y_i (m)		G_x (m ³)	G_y (m ³)
1	0.100	0.300	-0.010000	0.000000	-0.001000
2	0.100	0.500	0.025000	0.012500	0.000000
3	0.200	0.500	-0.005000	-0.008167	0.002333
1	0.100	0.300	0.000000	0.000000	0.000000
Σ			0.010000	0.004333	0.001333

体積 $V_c = \Sigma A_c \times 1.000 = 0.010$ (m³)

重心位置 $X_c = \frac{\Sigma G_y}{\Sigma A_c} = \frac{0.001333}{0.010000} = 0.133$ (m)

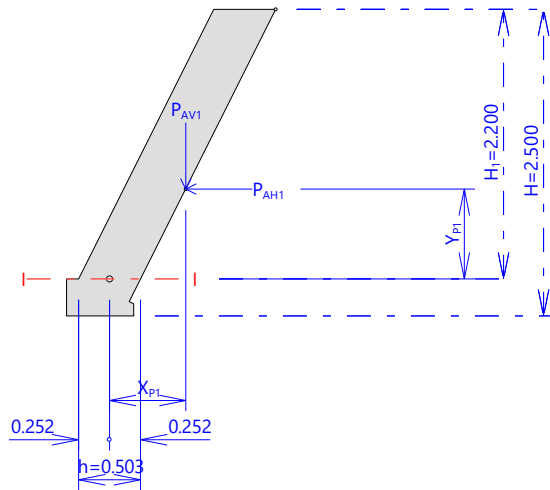
$Y_c = \frac{\Sigma G_x}{\Sigma A_c} = \frac{0.004333}{0.010000} = 0.433$ (m)

単位重量 $\gamma = 19.000$ (kN/m³)

重量 $W_c = V_c \cdot \gamma = 0.010 \times 19.000 = 0.190$ (kN)

モーメント $M_x = W_c \cdot X_c = 0.190 \times 0.133 = 0.025$ (kN·m)

5.1.3 土 圧



$$Y_{P_1} = \frac{1}{3} H_1 = \frac{1}{3} \times 2.200 = 0.733 \text{ (m)}$$

$$X_{P_1} = \frac{H_1}{3} \tan(-\alpha) + X_o = \frac{2.200}{3} \times \tan 26.565 + 0.252 = 0.618 \text{ (m)}$$

5.1.3.1 荷重ケース.1 - 自重

安定計算で算定された土圧から土圧係数 K_A を求め、断面位置から上部に作用する土圧 P_{A1} を求める。

主働土圧 $P_A = 7.600 \text{ (kN/m)}$ … [項目3.5.2] 参照

$$K_A = \frac{2P_A}{\gamma \cdot H^2} = \frac{2 \times 7.600}{19.000 \times 2.500^2} = 0.128$$

$$P_{A_1} = \frac{1}{2} \gamma \cdot H_1^2 \cdot K_A = \frac{1}{2} \times 19.000 \times 2.200^2 \times 0.128 = 5.885 \text{ (kN/m)}$$

$$P_{AV_1} = P_{A_1} \cdot \sin(\alpha + \delta) = 5.885 \times \sin(-26.565 + 23.333) = -0.332 \text{ (kN/m)}$$

$$P_{AH_1} = P_{A_1} \cdot \cos(\alpha + \delta) = 5.885 \times \cos(-26.565 + 23.333) = 5.876 \text{ (kN/m)}$$

5.1.3.2 荷重ケース.2 - 自重+載荷重(群集)

安定計算で算定された土圧から土圧係数 K_A を求め、断面位置から上部に作用する土圧 P_{A1} を求める。

主働土圧 $P_A = 9.025 \text{ (kN/m)}$ … [項目3.5.3] 参照

$$K_A = \frac{2P_A}{\gamma \cdot H^2} = \frac{2 \times 9.025}{19.000 \times 2.500^2} = 0.152$$

$$P_{A_1} = \frac{1}{2} \gamma \cdot H_1^2 \cdot K_A = \frac{1}{2} \times 19.000 \times 2.200^2 \times 0.152 = 6.989 \text{ (kN/m)}$$

$$P_{AV_1} = P_{A_1} \cdot \sin(\alpha + \delta) = 6.989 \times \sin(-26.565 + 23.333) = -0.394 \text{ (kN/m)}$$

$$P_{AH_1} = P_{A_1} \cdot \cos(\alpha + \delta) = 6.989 \times \cos(-26.565 + 23.333) = 6.978 \text{ (kN/m)}$$

5.1.3.3 荷重ケース.3 - 自重+慣性力

安定計算で算定された土圧から土圧係数 K_A を求め、断面位置から上部に作用する土圧 P_{A1} を求める。

主働土圧 $P_A = 10.213$ (kN/m) … [項目3.5.4] 参照

$$K_A = \frac{2P_A}{\gamma \cdot H^2} = \frac{2 \times 10.213}{19.000 \times 2.500^2} = 0.172$$

$$P_{A1} = \frac{1}{2} \gamma \cdot H_1^2 \cdot K_A = \frac{1}{2} \times 19.000 \times 2.200^2 \times 0.172 = 7.909 \text{ (kN/m)}$$

$$P_{AV1} = P_{A1} \cdot \sin(\alpha + \delta) = 7.909 \times \sin(-26.565 + 17.500) = -1.246 \text{ (kN/m)}$$

$$P_{AH1} = P_{A1} \cdot \cos(\alpha + \delta) = 7.909 \times \cos(-26.565 + 17.500) = 7.810 \text{ (kN/m)}$$

5.1.4 作用力の集計

5.1.4.1 荷重ケース.1 - 自重

項目名	軸力 N (kN/m)	せん断力 S (kN/m)	アーム長 (m)		モーメント S・Y-N・X M (kN・m/m)	備考
			X	Y		
<体自重	25.461	0.000	0.550	0.000	-14.004	項目5.1.1 参照
土 圧	-0.332	5.876	0.618	0.733	4.512	項目5.1.3.1 参照
Σ	25.129	5.876			-9.492	

5.1.4.2 荷重ケース.2 - 自重+載荷重(群集)

項目名	軸力 N (kN/m)	せん断力 S (kN/m)	アーム長 (m)		モーメント S・Y-N・X M (kN・m/m)	備考
			X	Y		
<体自重	25.461	0.000	0.550	0.000	-14.004	項目5.1.1 参照
土 圧	-0.394	6.978	0.618	0.733	5.358	項目5.1.3.2 参照
Σ	25.067	6.978			-8.646	

5.1.4.3 荷重ケース.3 - 自重+慣性力

項目名	軸力 N (kN/m)	せん断力 S (kN/m)	アーム長 (m)		モーメント S・Y-N・X M (kN・m/m)	備考
			X	Y		
<体自重	25.461	3.055	0.550	1.100	-10.643	項目5.1.1 参照
前面土	0.190	0.000	-0.218	0.000	0.041	
土 圧	-1.246	7.810	0.618	0.733	6.495	項目5.1.3.3 参照
Σ	24.405	10.865			-4.107	

5.1.5 応力度計算

5.1.5.1 計算方法

次式で求める各種応力度が許容値以下であることを照査する。

$$\sigma_{c1} = \frac{N}{b \cdot H} + \frac{6M}{b \cdot H^2}$$

$$\sigma_{c2} = \frac{N}{b \cdot H} - \frac{6M}{b \cdot H^2}$$

$$\max(\sigma_{c1}, \sigma_{c2}) \leq \sigma_{ca}$$

$$\max(-\sigma_{c1}, -\sigma_{c2}) \leq \sigma_{ta}$$

$$\tau_c = \frac{S}{b \cdot H} \leq \tau_{ca}$$

ここに、 σ_{c1}, σ_{c2} : 曲げ圧縮応力度
 負となった場合は曲げ引張応力度
 τ_c : せん断応力度
 N : 軸力 (kN/m)
 S : せん断力 (kN/m)
 M : 曲げモーメント (kN・m/m)
 b : 有効幅 = 1.0 (m)
 H : 部材厚 (m)
 σ_{ca} : 許容曲げ圧縮応力度
 σ_{ta} : 許容曲げ引張応力度
 τ_{ca} : 許容せん断応力度

5.1.5.2 荷重ケース.1 - 自重

軸力 $N = 25.129$ (kN/m) … [項目5.1.4.1] 参照
 せん断力 $S = 5.876$ (kN/m)
 曲げモーメント $M = -9.492$ (kN・m/m)
 許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{ca} = 4.500$ (N/mm²)
 許容曲げ引張応力度 $\sigma_{ta} = 0.250$ (N/mm²)
 許容せん断応力度 $\tau_{ca} = 0.330$ (N/mm²)

$$\sigma_{c1} = \frac{N}{b \cdot H} + \frac{6M}{b \cdot H^2} = \frac{25.129}{1 \times 0.503} + \frac{6 \times (-9.492)}{1 \times 0.503^2} = -175.140 \text{ (kN/m}^2\text{)} = -0.175 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{c2} = \frac{N}{b \cdot H} - \frac{6M}{b \cdot H^2} = \frac{25.129}{1 \times 0.503} - \frac{6 \times (-9.492)}{1 \times 0.503^2} = 275.057 \text{ (kN/m}^2\text{)} = 0.275 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\max(\sigma_{c1}, \sigma_{c2}) = 0.275 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ca} = 4.500 \text{ (N/mm}^2\text{)} \rightarrow \text{OK}$$

$$\max(-\sigma_{c1}, -\sigma_{c2}) = 0.175 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ta} = 0.250 \text{ (N/mm}^2\text{)} \rightarrow \text{OK}$$

$$\tau_c = \frac{|S|}{b \cdot H} = \frac{|5.876|}{1 \times 0.503}$$

$$= 11.682 \text{ (kN/m}^2\text{)} = 0.012 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \tau_{ca} = 0.330 \text{ (N/mm}^2\text{)} \rightarrow \text{OK}$$

5.1.5.3 荷重ケース.2 - 自重+載荷重(群集)

軸力 $N = 25.067$ (kN/m) … [項目5.1.4.2] 参照
 せん断力 $S = 6.978$ (kN/m)
 曲げモーメント $M = -8.646$ (kN・m/m)
 許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{ca} = 4.500$ (N/mm²)
 許容曲げ引張応力度 $\sigma_{ta} = 0.250$ (N/mm²)
 許容せん断応力度 $\tau_{ca} = 0.330$ (N/mm²)

$$\sigma_{c1} = \frac{N}{b \cdot H} + \frac{6M}{b \cdot H^2} = \frac{25.067}{1 \times 0.503} + \frac{6 \times (-8.646)}{1 \times 0.503^2} = -155.201 \text{ (kN/m}^2\text{)} = -0.155 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{c2} = \frac{N}{b \cdot H} - \frac{6M}{b \cdot H^2} = \frac{25.067}{1 \times 0.503} - \frac{6 \times (-8.646)}{1 \times 0.503^2} = 254.871 \text{ (kN/m}^2\text{)} = 0.255 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\max(\sigma_{c1}, \sigma_{c2}) = 0.255 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ca} = 4.500 \text{ (N/mm}^2\text{)} \rightarrow \text{OK}$$

$$\max(-\sigma_{c1}, -\sigma_{c2}) = 0.155 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ta} = 0.250 \text{ (N/mm}^2\text{)} \rightarrow \text{OK}$$

$$\tau_c = \frac{|S|}{b \cdot H} = \frac{|6.978|}{1 \times 0.503}$$

$$= 13.873 \text{ (kN/m}^2\text{)} = 0.014 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \tau_{ca} = 0.330 \text{ (N/mm}^2\text{)} \rightarrow \text{OK}$$

5.1.5.4 荷重ケース.3 - 自重+慣性力

軸力 $N = 24.405$ (kN/m) … [項目5.1.4.3] 参照
 せん断力 $S = 10.865$ (kN/m)
 曲げモーメント $M = -4.107$ (kN・m/m)
 許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{ca} = 4.500 \times 1.50 = 6.750$ (N/mm²)
 許容曲げ引張応力度 $\sigma_{ta} = 0.250 \times 1.50 = 0.375$ (N/mm²)
 許容せん断応力度 $\tau_{ca} = 0.330 \times 1.50 = 0.495$ (N/mm²)

$$\sigma_{c1} = \frac{N}{b \cdot H} + \frac{6M}{b \cdot H^2} = \frac{24.405}{1 \times 0.503} + \frac{6 \times (-4.107)}{1 \times 0.503^2} = -48.877 \text{ (kN/m}^2\text{)} = -0.049 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{c2} = \frac{N}{b \cdot H} - \frac{6M}{b \cdot H^2} = \frac{24.405}{1 \times 0.503} - \frac{6 \times (-4.107)}{1 \times 0.503^2} = 145.915 \text{ (kN/m}^2\text{)} = 0.146 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\max(\sigma_{c1}, \sigma_{c2}) = 0.146 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ca} = 6.750 \text{ (N/mm}^2\text{)} \rightarrow \text{OK}$$

$$\max(-\sigma_{c1}, -\sigma_{c2}) = 0.049 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ta} = 0.375 \text{ (N/mm}^2\text{)} \rightarrow \text{OK}$$

$$\tau_c = \frac{|S|}{b \cdot H} = \frac{|10.865|}{1 \times 0.503}$$

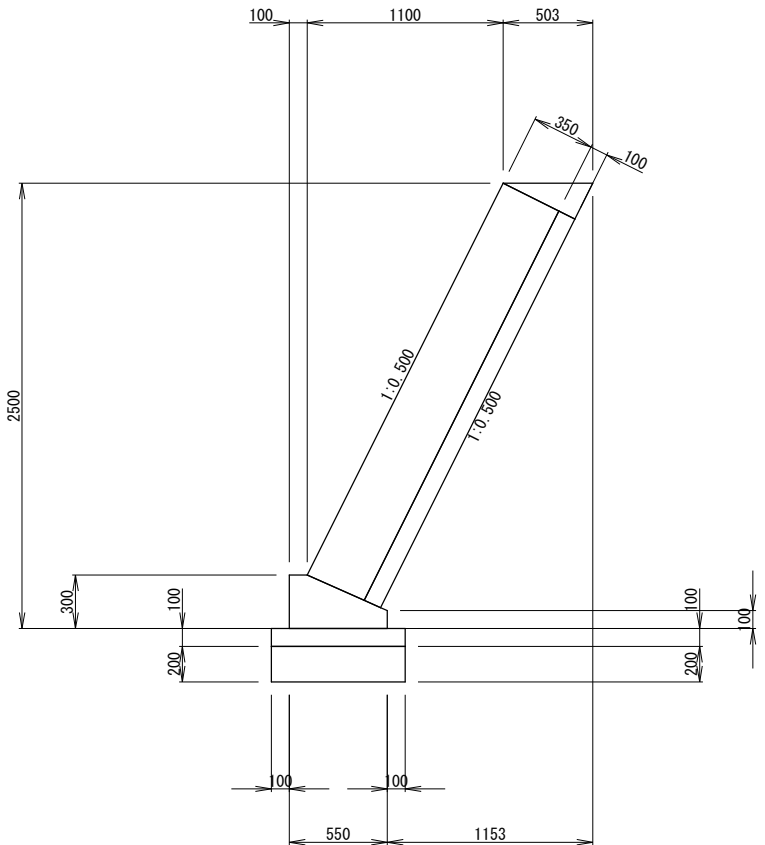
$$= 21.600 \text{ (kN/m}^2\text{)} = 0.022 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \tau_{ca} = 0.495 \text{ (N/mm}^2\text{)} \rightarrow \text{OK}$$

5.2 たて壁の応力度一覧

5.2.1 I-I断面(照査位置:0.000)

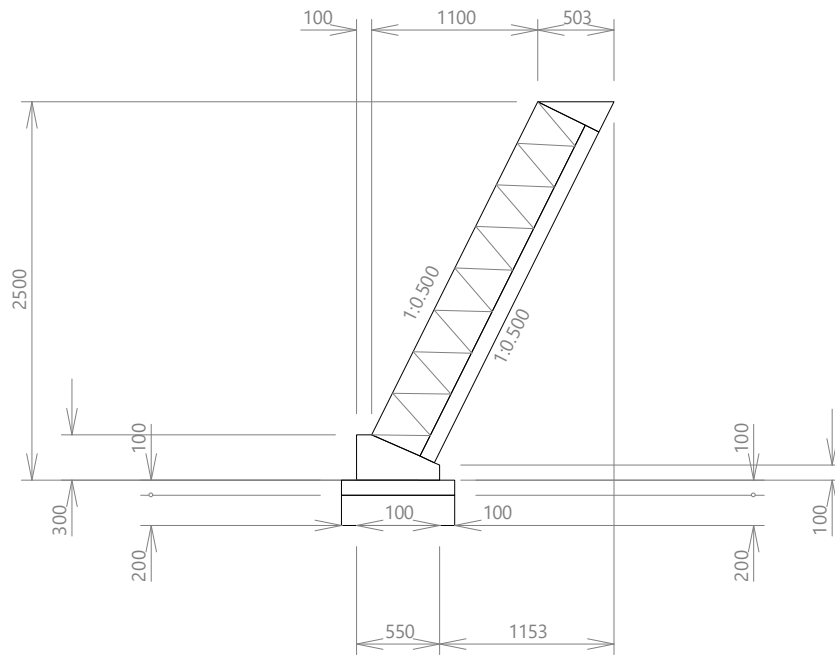
No	荷重ケース名	条件	水位	σ_c (N/mm ²)	σ_t (N/mm ²)	τ_c (N/mm ²)
1	自重	常時	無視	0.275 ≦ 4.500	0.175 ≦ 0.250	0.012 ≦ 0.330
				→ OK	→ OK	→ OK
2	自重+載荷重(群集)	常時	無視	0.255 ≦ 4.500	0.155 ≦ 0.250	0.014 ≦ 0.330
				→ OK	→ OK	→ OK
3	自重+慣性力	地震時	無視	0.146 ≦ 6.750	0.049 ≦ 0.375	0.022 ≦ 0.495
				→ OK	→ OK	→ OK

項目名	算出式	値	単位	備考
コンクリート量	$(0.550 \times 0.300 - 0.450 \times (0.450 \times 0.500) / 2) \times 10.000$	1.144	m ³	0.550-0.100 = 0.450
端型枠(断面)	$2 \times (0.550 \times 0.300 - 0.450 \times (0.450 \times 0.500) / 2)$	0.229	m ²	0.550-0.100 = 0.450
型枠	$(0.300 + (0.300 - 0.450 \times 0.500)) \times 10.000$	3.750	m ²	0.550-0.100 = 0.450
ブロック積面積	$2.200 / \cos(\tan^{-1}(0.500)) \times 10.000$	24.597	m ²	
均しコンクリート	$(0.550 + 2 \times 0.100) \times 0.100 \times 10.000$	0.750	m ³	
基礎材	$(0.550 + 2 \times 0.100) \times 0.200 \times 10.000$	1.500	m ³	



工事名			
図面名			
作成年月日			
縮尺	1/30	図面番号	葉之内
会社名			
事業者名			

1 数量計算



No	項目名	算出式	値	単位	備考
1	コンクリート量	$(0.550 \times 0.300 - 0.450 \times (0.450 \times 0.500) / 2) \times 10.000$	1.144	m ³	
2	端型枠 (断面)	$2 \times (0.550 \times 0.300 - 0.450 \times (0.450 \times 0.500) / 2)$	0.229	m ²	
3	型 枠	$(0.300 + (0.300 - 0.450 \times 0.500)) \times 10.000$	3.750	m ²	
4	ブロック積面積	$2.200 / \cos(\tan^{-1}(0.500)) \times 10.000$	24.597	m ²	
5	均しコンクリート	$(0.550 + 2 \times 0.100) \times 0.100 \times 10.000$	0.750	m ³	
6	基礎材	$(0.550 + 2 \times 0.100) \times 0.200 \times 10.000$	1.500	m ³	