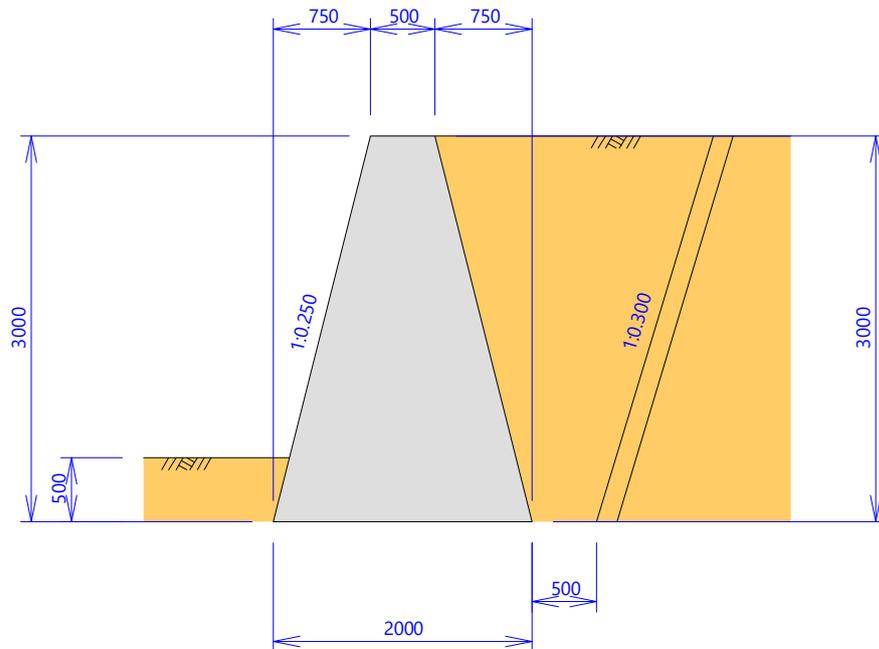


1 表題

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 : 重力式
背後地盤 : 切土部擁壁
擁壁の高さ : $H = 3.000$ (m)
擁壁1ブロック長 : $L = 10.000$ (m)



前面土砂高 常時 : 0.500 (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)
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		27.000	(°)
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 : 偏心量で検討
 滑動に対する検討 : 前面受働土圧を考慮しない

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

自動車荷重(T-25)	載荷位置	0.000	(m)
	載荷幅	6.000	(m)
	荷重強度	10.000	(kN/m^2)

2.8 荷重の組合せ

No	1	2		
ケース名称	自重+載荷重(自動車)	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	1.200		

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)

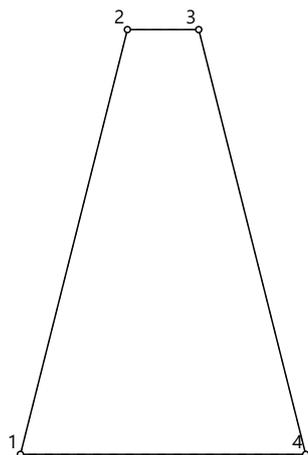
Y_c : Y方向の図心座標 (m)

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 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	0.000	0.000	0.000000	1.125000	-0.281250
2	0.750	3.000	0.750000	2.250000	0.000000
3	1.250	3.000	3.000000	1.125000	4.031250
4	2.000	0.000	0.000000	0.000000	0.000000
1	0.000	0.000	0.000000	0.000000	0.000000
Σ			3.750000	4.500000	3.750000

体積 $V_c = \Sigma A_c \times 1.000 = 3.750$ (m³)

重心位置 $X_c = \frac{\Sigma G_y}{\Sigma A_c} = \frac{3.750000}{3.750000} = 1.000$ (m)

$Y_c = \frac{\Sigma G_x}{\Sigma A_c} = \frac{4.500000}{3.750000} = 1.200$ (m)

単位重量 $\gamma = 23.000$ (kN/m³)

重量 $W_c = V_c \cdot \gamma = 3.750 \times 23.000 = 86.250$ (kN)

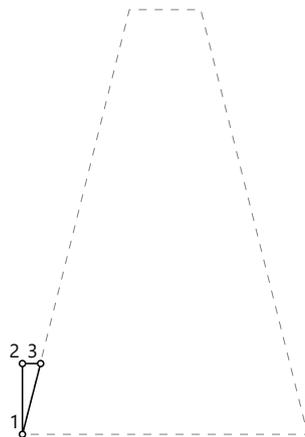
慣性力 $H_c = W_c \cdot k_H = 86.250 \times 0.120 = 10.350$ (kN)

モーメント $M_x = W_c \cdot X_c = 86.250 \times 1.000 = 86.250$ (kN·m)

$M_y = H_c \cdot Y_c = 10.350 \times 1.200 = 12.420$ (kN·m)

3.3 前面土の重量及び重心位置

3.3.1 共通(常時・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	0.031250	0.015625	0.000000
3	0.125	0.500	0.000000	-0.005208	0.001302
1	0.000	0.000	0.000000	0.000000	0.000000
Σ			0.031250	0.010417	0.001302

体積 $V_c = \Sigma A_c \times 1.000 = 0.031$ (m³)

重心位置 $X_c = \frac{\Sigma G_y}{\Sigma A_c} = \frac{0.001302}{0.031250} = 0.042$ (m)

$Y_c = \frac{\Sigma G_x}{\Sigma A_c} = \frac{0.010417}{0.031250} = 0.333$ (m)

単位重量 $\gamma = 19.000$ (kN/m³)

重量 $W_c = V_c \cdot \gamma = 0.031 \times 19.000 = 0.589$ (kN)

モーメント $M_x = W_c \cdot X_c = 0.589 \times 0.042 = 0.025$ (kN・m)

3.4 上載荷重

3.4.1 荷重ケース.1 - 自重+載荷重(自動車)

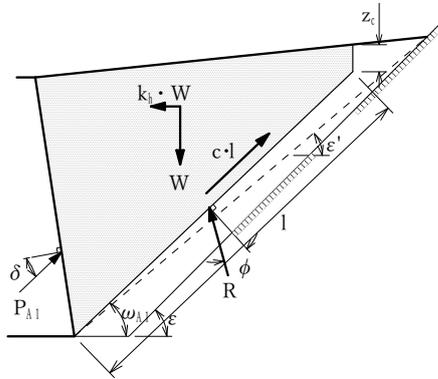
名 称	載荷位置 (m)	載 荷 幅 (m)	荷重強度 (kN/m ²)
自動車荷重	0.000	6.000	10.000

3.5 土 圧

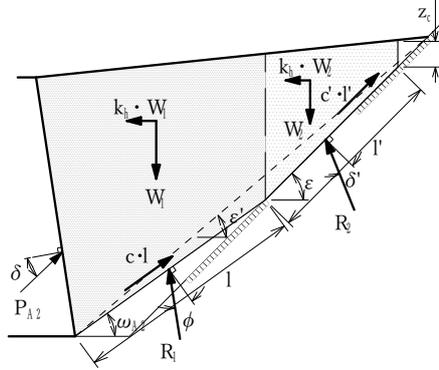
3.5.1 計算方法

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

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

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

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

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

$$P_{AV} = P_A \cdot \sin(\alpha + \delta)$$

$$P_{AH} = P_A \cdot \cos(\alpha + \delta)$$

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

土圧の作用位置 (m)

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

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

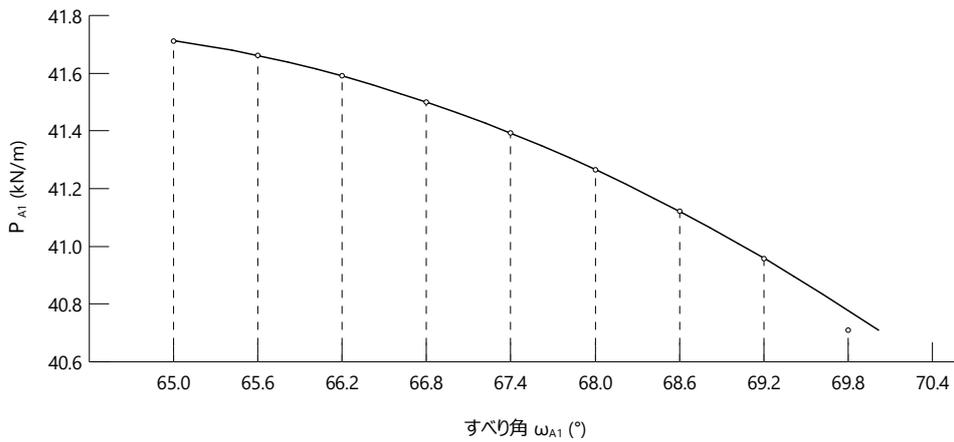
- ここに、 P_A : 主働土圧合力 (kN/m)
 P_{A1} : 裏込め土のみによる主働土圧の合力 (kN/m)
 P_{A2} : 切土面における主働土圧の合力 (kN/m)
 W : 地表面の亀裂深さ z_c を考慮した土くさびの重量(載荷重を含む) (kN/m)
 W_1 : 裏込め土内部のすべり面上の土くさびの重量(載荷重を含む) (kN/m)
 W_2 : 切土面上の亀裂深さ z_c を考慮した土くさびの重量(載荷重を含む) (kN/m)
 ω_{A1} : 裏込め土内部のすべり面の主働すべり角 (°)
 ω_{A2} : 擁壁かかとから切り土面までのすべり面の主働すべり角 (°)
 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+載荷重(自動車)

・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	$\alpha = 14.036 (^{\circ})$
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	$\delta' = 27.000 (^{\circ})$
	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 $\omega_{A1} \geq \varepsilon' = 64.983 (^{\circ})$



$\omega_{A1} (^{\circ})$	$P_{A1} (\text{kN/m})$	$Q (\text{kN/m})$	$w_1 (\text{kN/m})$	$W (\text{kN/m})$ $Q+w_1$	$l (\text{m})$
70.000	40.709	18.419	52.494	70.914	3.193
69.000	41.010	19.016	54.195	73.211	3.213
68.000	41.262	19.621	55.919	75.540	3.236
67.000	41.464	20.234	57.668	77.902	3.259
66.000	41.614	20.857	59.442	80.299	3.284
65.005	41.711	21.486	61.235	82.721	3.310
64.983	41.712	21.500	61.275	82.775	3.311

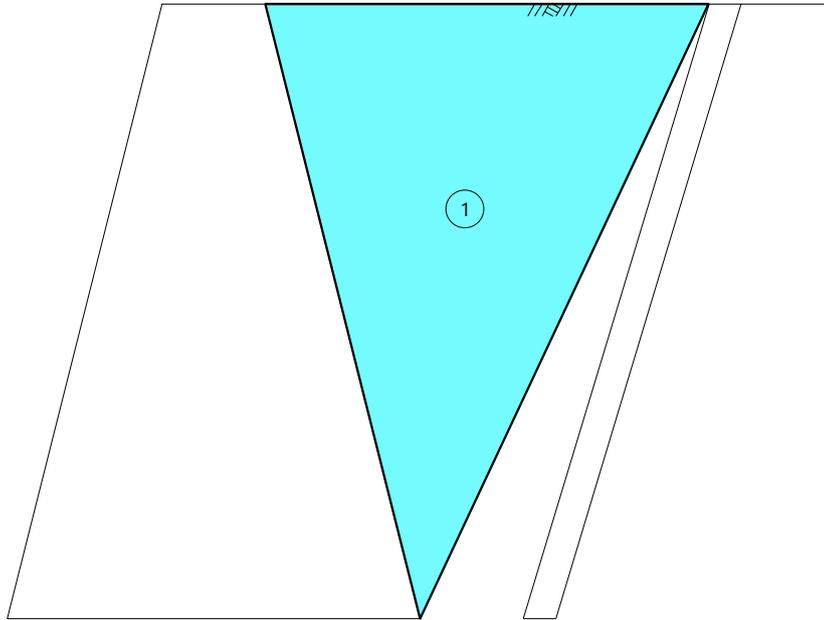
従って、最大主働土圧は $\omega_{A1}=65.005 (^{\circ})$ の時となる。

$\omega_{A1}=65.005 (^{\circ})$ 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 $X_s = 1.250 (\text{m}) \sim X_e = 3.399 (\text{m})$

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 $Q (\text{kN/m})$
自動車荷重	1.250	6.000	10.000	2.149	21.490
Σ					21.490



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	2.000	0.000	-3.000000
2	1.250	3.000	3.222910
3	3.399	3.000	3.000000
1	2.000	0.000	0.000000
Σ			3.222910



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

$$w_1 = 3.222910 \times 19.000 = 61.235 \text{ (kN/m)}$$

$$W = Q + w_1 = 21.490 + 61.235 = 82.725 \text{ (kN/m)}$$

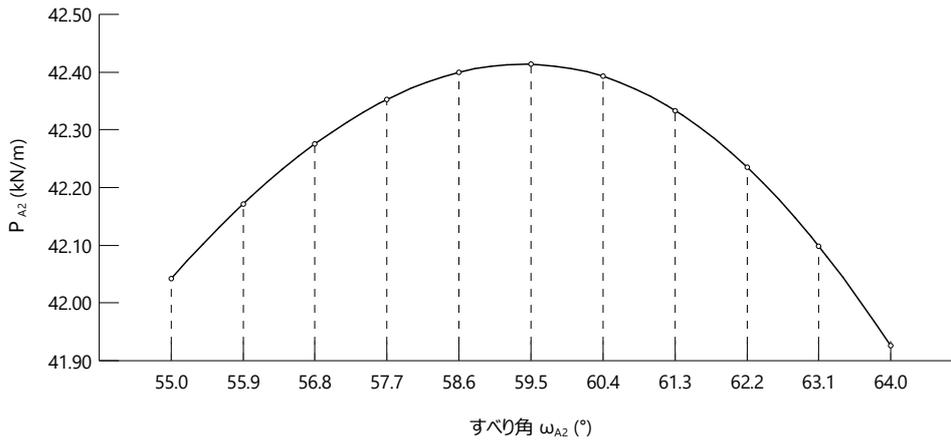
すべり面の長さ

$$l = \sqrt{(3.399 - 2.000)^2 + (3.000 - 0.000)^2} = 3.310 \text{ (m)}$$

主働土圧の合力

$$\begin{aligned}
 P_{A_1} &= \frac{W \cdot \sec \theta \cdot \sin(\omega_{A_1} - \phi + \theta) - c \cdot l \cdot \cos \phi}{\cos(\omega_{A_1} - \phi - \alpha - \delta)} \\
 &= \frac{\frac{82.725}{\cos 0} \times \sin(65.005 - 35 + 0) - 0.000 \times 3.310 \times \cos 35}{\cos(65.005 - 35 - 14.036 - 23.333)} \\
 &= 41.713 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$

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 $\omega_{A2} < \varepsilon' = 64.983(^{\circ})$



$\omega_{A2} (^{\circ})$	$P_{A2} \text{ (kN/m)}$	$Q_1 \text{ (kN/m)}$	$w_1 \text{ (kN/m)}$	$W_1 \text{ (kN/m)}$ $Q_1 + w_1$	$l_1 \text{ (m)}$	$Q_2 \text{ (kN/m)}$	$w_2 \text{ (kN/m)}$	$W_2 \text{ (kN/m)}$ $Q_2 + w_2$	$l_2 \text{ (m)}$
64.000	41.926	20.490	62.551	83.041	2.963	1.010	0.323	1.333	0.351
63.000	42.115	19.659	63.117	82.776	2.678	1.841	1.073	2.914	0.641
62.200	42.236	19.101	63.251	82.352	2.487	2.399	1.823	4.222	0.835
62.000	42.261	18.974	63.254	82.228	2.444	2.526	2.021	4.548	0.879
61.200	42.342	18.506	63.177	81.683	2.285	2.994	2.839	5.833	1.042
61.000	42.358	18.398	63.140	81.538	2.248	3.102	3.046	6.148	1.079
60.600	42.383	18.193	63.048	81.241	2.178	3.307	3.463	6.769	1.151
60.400	42.393	18.095	62.995	81.090	2.145	3.405	3.671	7.075	1.185
60.200	42.400	18.000	62.938	80.938	2.113	3.500	3.878	7.378	1.218
60.000	42.406	17.908	62.877	80.785	2.082	3.592	4.085	7.677	1.250
59.800	42.411	17.819	62.812	80.631	2.051	3.681	4.291	7.972	1.281
59.600	42.413	17.732	62.745	80.477	2.022	3.768	4.496	8.264	1.311
59.463	42.414	17.674	62.697	80.371	2.002	3.826	4.636	8.462	1.331
59.000	42.410	17.486	62.528	80.014	1.939	4.014	5.103	9.117	1.397
58.800	42.405	17.408	62.452	79.860	1.913	4.092	5.302	9.394	1.424
58.000	42.372	17.117	62.132	79.249	1.815	4.383	6.083	10.465	1.525
57.000	42.295	16.793	61.712	78.505	1.706	4.707	7.016	11.723	1.638
56.000	42.185	16.505	61.283	77.789	1.610	4.995	7.900	12.895	1.738
55.000	42.042	16.248	60.856	77.104	1.525	5.252	8.735	13.987	1.828

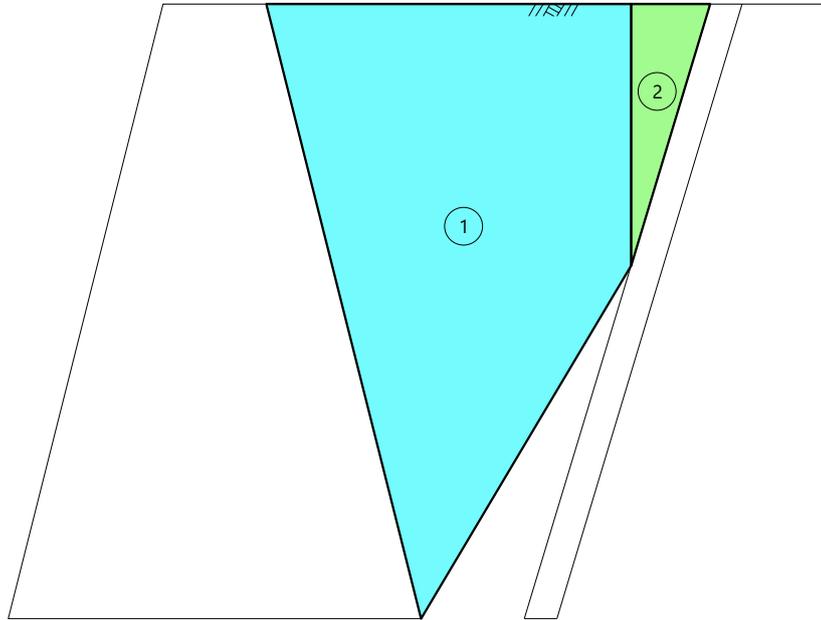
従って、最大主働土圧は $\omega_{A2} = 59.463(^{\circ})$ の時となる。

$\omega_{A2} = 59.463(^{\circ})$ の詳細を記す。

くさび上に作用する荷重一覧

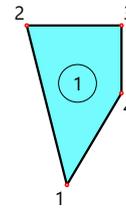
Q_1 範囲 $X_s = 1.250 \text{ (m)} \sim X_c = 3.017 \text{ (m)}$ Q_2 範囲 $X_c = 3.017 \text{ (m)} \sim X_e = 3.400 \text{ (m)}$

項目名	載荷位置 $X_q \text{ (m)}$	載荷幅 (m)	荷重強度 $q \text{ (kN/m}^2\text{)}$	作用幅 $B_{q1} \text{ (m)}$	上載荷重 $Q_1 \text{ (kN/m)}$	作用幅 $B_{q2} \text{ (m)}$	上載荷重 $Q_2 \text{ (kN/m)}$
自動車荷重	1.250	6.000	10.000	1.767	17.670	0.383	3.830
Σ					17.670		3.830

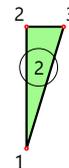


くさび形状面積計算表

No	座標値		断面積 A_c (m ²)
	X_i (m)	Y_i (m)	
1	2.000	0.000	-3.000000
2	1.250	3.000	2.651096
3	3.017	3.000	1.924108
4	3.017	1.725	1.724657
1	2.000	0.000	0.000000
Σ			3.299861



No	座標値		断面積 A_c (m ²)
	X_i (m)	Y_i (m)	
1	3.017	1.725	-1.924108
2	3.017	3.000	0.573904
3	3.400	3.000	1.594178
1	3.017	1.725	0.000000
Σ			0.243975



地表面の亀裂深さ

$$\text{地表面の亀裂を考慮しない。} \quad \therefore z_c = 0.000 \text{ (m)}$$

くさび重量

$$w_1 = 3.299861 \times 19.000 = 62.697 \text{ (kN/m)}$$

$$W_1 = Q_1 + w_1 = 17.670 + 62.697 = 80.367 \text{ (kN/m)}$$

$$w_2 = 0.243975 \times 19.000 = 4.636 \text{ (kN/m)}$$

$$W_2 = Q_2 + w_2 = 3.830 + 4.636 = 8.466 \text{ (kN/m)}$$

すべり面の長さ

$$l = \sqrt{(3.017 - 2.000)^2 + (1.725 - 0.000)^2} = 2.002 \text{ (m)}$$

$$l' = \sqrt{(3.400 - 3.017)^2 + (3.000 - 1.725)^2} = 1.331 \text{ (m)}$$

主働土圧の合力

$$\begin{aligned} Z &= \left\{ W_1 \cdot \sin(\omega_{A_2} - \phi + \theta) + W_2 \frac{\sin(\varepsilon - \delta' + \theta) \cdot \cos(\omega_{A_2} - \phi)}{\cos(\varepsilon - \delta')} \right\} \cdot \sec \theta \\ &\quad - c \cdot l \cdot \cos \phi - c' \cdot l' \cdot \cos \delta' \frac{\cos(\omega_{A_2} - \phi)}{\cos(\varepsilon - \delta')} \\ &= \left\{ 80.367 \times \sin(59.463 - 35 - 0) + 8.466 \times \frac{\sin(73.301 - 27 + 0) \times \cos(59.463 - 35)}{\cos(73.301 - 27)} \right\} \times \frac{1}{\cos 0} \\ &\quad - 0.000 \times 2.002 \times \cos 35 - 0.000 \times 1.331 \times \cos 27 \times \frac{\cos(59.463 - 35)}{\cos(73.301 - 27)} \\ &= 41.345 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{A_2} &= \frac{Z}{\cos(\omega_{A_2} - \phi - \alpha - \delta)} = \frac{41.345}{\cos(59.463 - 35 - 14.036 - 23.333)} \\ &= 42.416 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

$$P_A = \max(P_{A_1}, P_{A_2}) = \max(41.713, 42.416) = 42.416 \text{ (kN/m)}$$

$$P_{AV} = P_A \cdot \sin(\alpha + \delta) = 42.416 \times \sin(14.036 + 23.333) = 25.744 \text{ (kN/m)}$$

$$P_{AH} = P_A \cdot \cos(\alpha + \delta) = 42.416 \times \cos(14.036 + 23.333) = 33.710 \text{ (kN/m)}$$

土圧の作用位置 (m)

$$Y_P = \frac{1}{3}H = \frac{1}{3} \times 3.000 = 1.000 \text{ (m)}$$

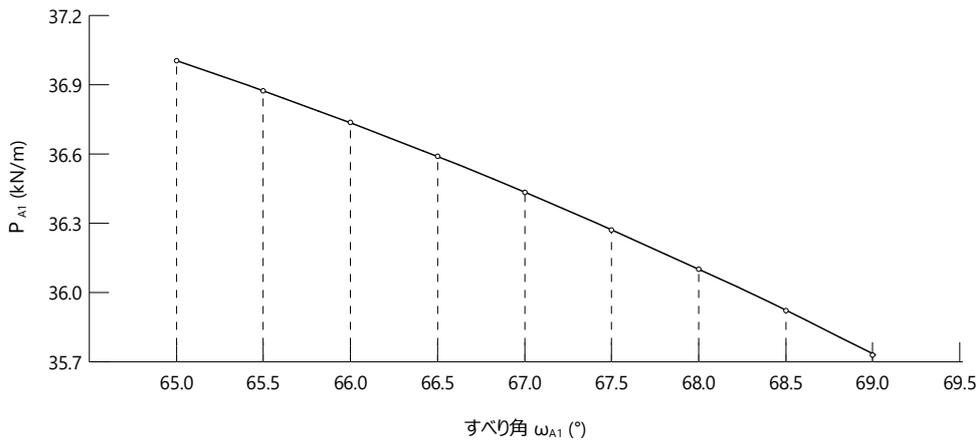
$$X_P = B - Y_P \cdot \tan \alpha = 2.000 - 1.000 \times \tan 14.036 = 1.750 \text{ (m)}$$

3.5.3 荷重ケース.2 - 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	$\alpha = 14.036 (^{\circ})$
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	$\delta' = 27.000 (^{\circ})$
	裏込め土の間の粘着力	$c' = 0.000 (\text{kN/m}^2)$

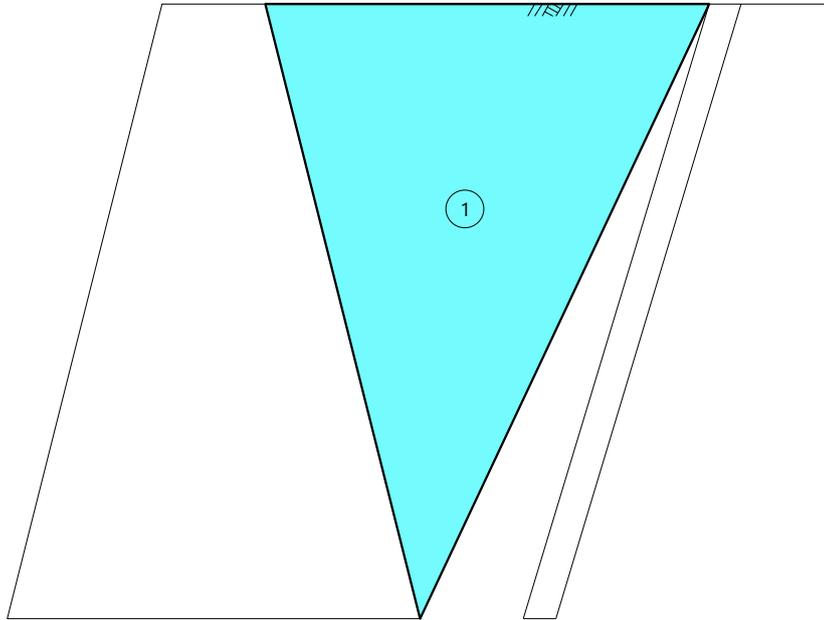
主働すべり角 ω_{A1} を変化させ最大土圧を算出した結果は下表の通り。但し $\omega_{A1} \geq \varepsilon' = 64.983 (^{\circ})$



$\omega_{A1} (^{\circ})$	$P_{A1} (\text{kN/m})$	$Q (\text{kN/m})$	$w_1 (\text{kN/m})$	$\frac{W (\text{kN/m})}{Q+w_1}$	$l (\text{m})$
69.000	35.730	0.000	54.195	54.195	3.213
68.000	36.095	0.000	55.919	55.919	3.236
67.000	36.429	0.000	57.668	57.668	3.259
66.000	36.731	0.000	59.442	59.442	3.284
64.983	37.004	0.000	61.275	61.275	3.311

従って、最大主働土圧は $\omega_{A1} = 64.983 (^{\circ})$ の時となる。

$\omega_{A1} = 64.983 (^{\circ})$ 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	2.000	0.000	-3.000000
2	1.250	3.000	3.225000
3	3.400	3.000	3.000000
1	2.000	0.000	0.000000
Σ			3.225000



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

$$w_1 = 3.225000 \times 19.000 = 61.275 \text{ (kN/m)}$$

$$W = w_1 = 61.275 \text{ (kN/m)}$$

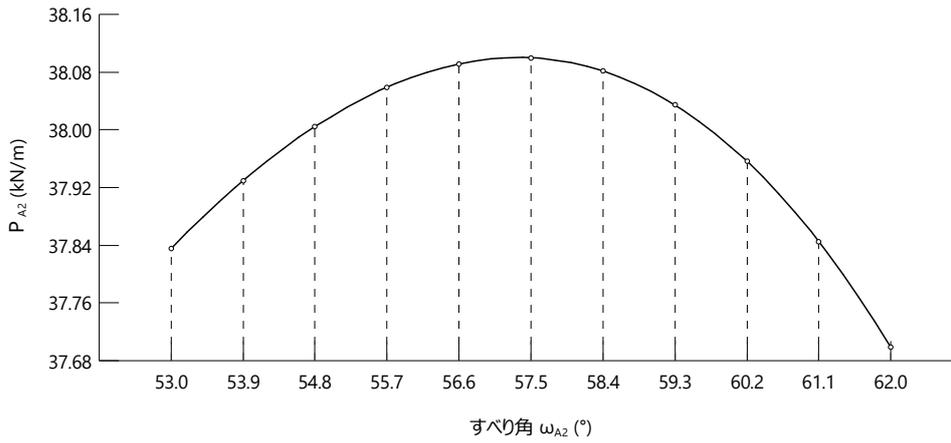
すべり面の長さ

$$l = \sqrt{(3.400-2.000)^2 + (3.000-0.000)^2} = 3.311 \text{ (m)}$$

主働土圧の合力

$$\begin{aligned}
 P_{A_1} &= \frac{W \cdot \sec \theta \cdot \sin(\omega_{A_1} - \phi + \theta) - c \cdot l \cdot \cos \phi}{\cos(\omega_{A_1} - \phi - \alpha - \delta)} \\
 &= \frac{\frac{61.275}{\cos 6.843} \times \sin(64.983 - 35 + 6.843) - 0.000 \times 3.311 \times \cos 35}{\cos(64.983 - 35 - 14.036 - 17.5)} \\
 &= 37.004 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$

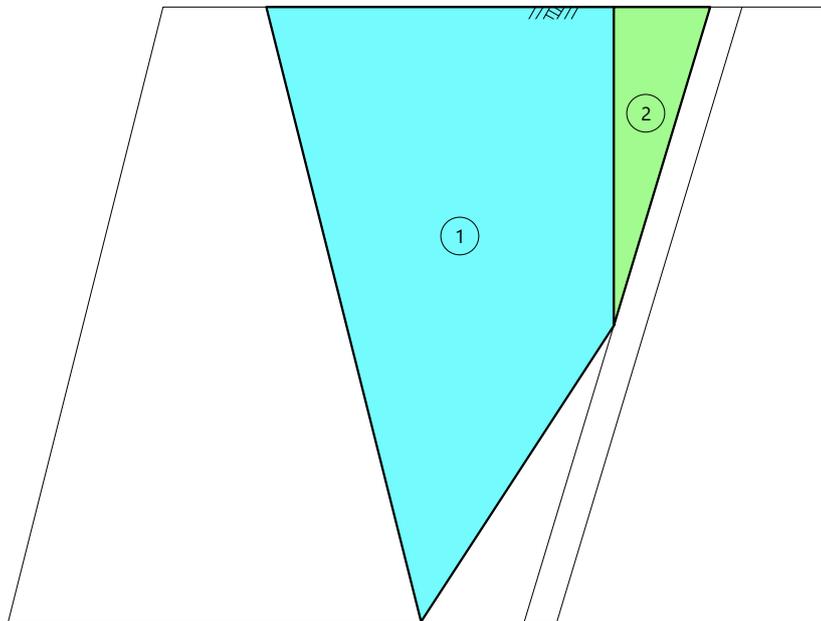
主働すべり角 ω_{A2} を変化させ最大土圧を算出した結果は下表の通り。但し $\omega_{A2} < \varepsilon' = 64.983(^{\circ})$



$\omega_{A2} (^{\circ})$	$P_{A2} \text{ (kN/m)}$	$Q_1 \text{ (kN/m)}$	$w_1 \text{ (kN/m)}$	$\frac{W_1 \text{ (kN/m)}}{Q_1 + w_1}$	$l_1 \text{ (m)}$	$Q_2 \text{ (kN/m)}$	$w_2 \text{ (kN/m)}$	$\frac{W_2 \text{ (kN/m)}}{Q_2 + w_2}$	$l_2 \text{ (m)}$
62.000	37.699	0.000	63.254	63.254	2.444	0.000	2.021	2.021	0.879
61.200	37.830	0.000	63.177	63.177	2.285	0.000	2.839	2.839	1.042
61.000	37.859	0.000	63.140	63.140	2.248	0.000	3.046	3.046	1.079
60.600	37.911	0.000	63.048	63.048	2.178	0.000	3.463	3.463	1.151
60.400	37.935	0.000	62.995	62.995	2.145	0.000	3.671	3.671	1.185
60.200	37.956	0.000	62.938	62.938	2.113	0.000	3.878	3.878	1.218
60.000	37.977	0.000	62.877	62.877	2.082	0.000	4.085	4.085	1.250
59.800	37.995	0.000	62.812	62.812	2.051	0.000	4.291	4.291	1.281
59.600	38.012	0.000	62.745	62.745	2.022	0.000	4.496	4.496	1.311
59.400	38.028	0.000	62.675	62.675	1.993	0.000	4.700	4.700	1.341
59.000	38.054	0.000	62.528	62.528	1.939	0.000	5.103	5.103	1.397
58.800	38.064	0.000	62.452	62.452	1.913	0.000	5.302	5.302	1.424
58.000	38.093	0.000	62.132	62.132	1.815	0.000	6.083	6.083	1.525
57.143	38.100	0.000	61.773	61.773	1.721	0.000	6.886	6.886	1.623
57.000	38.098	0.000	61.712	61.712	1.706	0.000	7.016	7.016	1.638
56.000	38.073	0.000	61.283	61.283	1.610	0.000	7.900	7.900	1.738
55.000	38.018	0.000	60.856	60.856	1.525	0.000	8.735	8.735	1.828
54.000	37.939	0.000	60.436	60.436	1.449	0.000	9.521	9.521	1.908
53.000	37.836	0.000	60.026	60.026	1.380	0.000	10.262	10.262	1.981

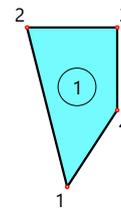
従って、最大主働土圧は $\omega_{A2} = 57.143(^{\circ})$ の時となる。

$\omega_{A2} = 57.143(^{\circ})$ の詳細を記す。

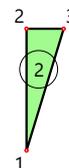


くさび形状面積計算表

No	座標値		断面積 A_c (m ²)
	X_i (m)	Y_i (m)	
1	2.000	0.000	-3.000000
2	1.250	3.000	2.525548
3	2.934	3.000	2.279980
4	2.934	1.446	1.445662
1	2.000	0.000	0.000000
Σ			3.251189



No	座標値		断面積 A_c (m ²)
	X_i (m)	Y_i (m)	
1	2.934	1.446	-2.279980
2	2.934	3.000	0.699452
3	3.400	3.000	1.942922
1	2.934	1.446	0.000000
Σ			0.362395



地表面の亀裂深さ

$$\text{地表面の亀裂を考慮しない。} \quad \therefore z_c = 0.000 \text{ (m)}$$

くさび重量

$$w_1 = 3.251189 \times 19.000 = 61.773 \text{ (kN/m)}$$

$$W_1 = w_1 = 61.773 \text{ (kN/m)}$$

$$w_2 = 0.362395 \times 19.000 = 6.886 \text{ (kN/m)}$$

$$W_2 = w_2 = 6.886 \text{ (kN/m)}$$

すべり面の長さ

$$l = \sqrt{(2.934-2.000)^2 + (1.446-0.000)^2} = 1.721 \text{ (m)}$$

$$l' = \sqrt{(3.400-2.934)^2 + (3.000-1.446)^2} = 1.623 \text{ (m)}$$

主働土圧の合力

$$\begin{aligned} Z &= \left\{ W_1 \cdot \sin(\omega_{A_2} - \phi + \theta) + W_2 \frac{\sin(\varepsilon - \delta' + \theta) \cdot \cos(\omega_{A_2} - \phi)}{\cos(\varepsilon - \delta')} \right\} \cdot \sec \theta \\ &\quad - c \cdot l \cdot \cos \phi - c' \cdot l' \cdot \cos \delta' \frac{\cos(\omega_{A_2} - \phi)}{\cos(\varepsilon - \delta')} \\ &= \left\{ 61.773 \times \sin(57.143 - 35 - 6.843) + 6.886 \times \frac{\sin(73.301 - 27 + 6.843) \times \cos(57.143 - 35)}{\cos(73.301 - 27)} \right\} \times \frac{1}{\cos 6.843} \\ &\quad - 0.000 \times 1.721 \times \cos 35 - 0.000 \times 1.623 \times \cos 27 \times \frac{\cos(57.143 - 35)}{\cos(73.301 - 27)} \\ &= 37.589 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{A_2} &= \frac{Z}{\cos(\omega_{A_2} - \phi - \alpha - \delta)} = \frac{37.589}{\cos(57.143 - 35 - 14.036 - 17.5)} \\ &= 38.100 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

$$P_A = \max(P_{A_1}, P_{A_2}) = \max(37.004, 38.100) = 38.100 \text{ (kN/m)}$$

$$P_{AV} = P_A \cdot \sin(\alpha + \delta) = 38.100 \times \sin(14.036 + 17.500) = 19.928 \text{ (kN/m)}$$

$$P_{AH} = P_A \cdot \cos(\alpha + \delta) = 38.100 \times \cos(14.036 + 17.500) = 32.473 \text{ (kN/m)}$$

土圧の作用位置 (m)

$$Y_P = \frac{1}{3}H = \frac{1}{3} \times 3.000 = 1.000 \text{ (m)}$$

$$X_P = B - Y_P \cdot \tan \alpha = 2.000 - 1.000 \times \tan 14.036 = 1.750 \text{ (m)}$$

3.6 作用力の集計

3.6.1 荷重ケース.1 - 自重+載荷重(自動車)

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	86.250	0.000	1.000	0.000	86.250	0.000	項目3.2.1 参照
前面土	0.589	0.000	0.042	0.000	0.025	0.000	項目3.3.1 参照
土圧	25.744	33.710	1.750	1.000	45.052	33.710	項目3.5.2 参照
Σ	112.583	33.710			131.327	33.710	

底面つま先からの荷重合力の作用位置

$$d = \frac{\Sigma M_r - \Sigma M_o}{\Sigma V} = \frac{131.327 - 33.710}{112.583} = 0.867 \text{ (m)}$$

荷重の合力作用位置の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{2.000}{2} - 0.867 = 0.133 \text{ (m)}$$

3.6.2 荷重ケース.2 - 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	86.250	10.350	1.000	1.200	86.250	12.420	項目3.2.1 参照
前面土	0.589	0.000	0.042	0.333	0.025	0.000	項目3.3.1 参照
土圧	19.928	32.473	1.750	1.000	34.874	32.473	項目3.5.3 参照
Σ	106.767	42.823			121.149	44.893	

底面つま先からの荷重合力の作用位置

$$d = \frac{\Sigma M_r - \Sigma M_o}{\Sigma V} = \frac{121.149 - 44.893}{106.767} = 0.714 \text{ (m)}$$

荷重の合力作用位置の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{2.000}{2} - 0.714 = 0.286 \text{ (m)}$$

4 安定計算

4.1 転倒に対する検討

4.1.1 検討方法

次式のとおり、合力の偏心距離 e が許容偏心量以下であることを照査する。

$$|e| \leq \frac{B}{n}$$

ここに、 e : 合力の作用点の底面中央からの偏心距離 (m)
 d : 底面つま先から荷重の合力の作用点までの距離 (m)
 B : 底面幅 = 2.000 (m)
 n : 許容偏心量の算出に用いる係数

4.1.2 荷重ケース.1 - 自重+載荷重(自動車)

偏心量 $e = 0.133$ (m) … [項目3.6.1] 参照

$$|e| = 0.133 \text{ (m)} \leq \frac{B}{n} = \frac{2.000}{6} = 0.333 \text{ (m)} \quad \dots \text{ OK}$$

4.1.3 荷重ケース.2 - 自重+慣性力

偏心量 $e = 0.286$ (m) … [項目3.6.2] 参照

$$|e| = 0.286 \text{ (m)} \leq \frac{B}{n} = \frac{2.000}{3} = 0.667 \text{ (m)} \quad \dots \text{ OK}$$

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

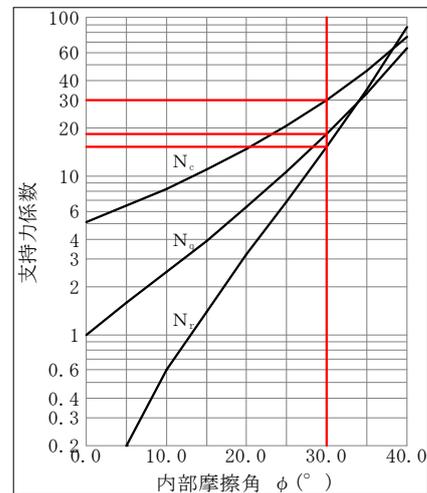
$$q_a = \frac{1}{3} \left(\alpha \cdot c \cdot N_c + \frac{1}{2} \beta \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_r + \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q \right)$$

・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 = 2.000 (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+載荷重(自動車)

$$\begin{aligned} q_a &= \frac{1}{3} \left(\alpha \cdot c \cdot N_c + \frac{1}{2} \beta \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_r + \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q \right) \\ &= \frac{1}{3} \times \left(1.0 \times 0.000 \times 30.100 + \frac{1}{2} \times 0.5 \times 16.000 \times 2.000 \times 15.300 + 18.000 \times 0.500 \times 18.400 \right) \\ &= 96.000 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

4.2.3 短期許容支持力度

・荷重ケース.2 - 自重+慣性力

$$\begin{aligned} q_a &= \frac{1}{2} \left(\alpha \cdot c \cdot N_c + \frac{1}{2} \beta \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_r + \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q \right) \\ &= \frac{1}{2} \times \left(1.0 \times 0.000 \times 30.100 + \frac{1}{2} \times 0.5 \times 16.000 \times 2.000 \times 15.300 + 18.000 \times 0.500 \times 18.400 \right) \\ &= 144.000 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

4.3 地盤支持に対する検討

4.3.1 計算方法

地盤反力は以下の式により算出し、最大地盤反力度が許容地盤反力度を越えないことを照査する。

a) 荷重合力の作用点が底面中央の底面幅1/3(ミドルサード)の中にある場合

$$q_1 = \frac{\Sigma V}{B} \cdot \left(1 + \frac{6e}{B}\right), \quad q_2 = \frac{\Sigma V}{B} \cdot \left(1 - \frac{6e}{B}\right)$$
$$\text{Max}(q_1, q_2) \leq q_a$$

b) 荷重合力の作用点が底面幅1/3(ミドルサード)の外にある場合

$$q_{\max} = \frac{4}{3} \cdot \frac{\Sigma V}{B - 2|e|} \leq q_a$$

4.3.2 荷重ケース.1 - 自重+載荷重(自動車)

全鉛直力 $\Sigma V = 112.583 \text{ (kN/m)}$ … [項目3.6.1] 参照

許容支持力 $q_a = 96.000 \text{ (kN/m}^2\text{)}$ … [項目4.2.2] 参照

偏心距離 $e = 0.133 \text{ (m)}$ … [項目3.6.1] 参照

$|e| = 0.133 \text{ (m)} \leq B/6 = 0.333 \text{ (m)}$ 、合力の作用位置がミドルサードの中のため

$$q_1 = \frac{\Sigma V}{B} \cdot \left(1 + \frac{6e}{B}\right) = \frac{112.583}{2.000} \times \left(1 + \frac{6 \times 0.133}{2.000}\right) = 78.752 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = \frac{\Sigma V}{B} \cdot \left(1 - \frac{6e}{B}\right) = \frac{112.583}{2.000} \times \left(1 - \frac{6 \times 0.133}{2.000}\right) = 33.831 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\text{Max}(q_1, q_2) = \text{Max}(78.752, 33.831) = 78.752 \text{ (kN/m}^2\text{)} \leq q_a = 96.000 \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad \dots \text{OK}$$

4.3.3 荷重ケース.2 - 自重+慣性力

全鉛直力 $\Sigma V = 106.767 \text{ (kN/m)}$ … [項目3.6.2] 参照

許容支持力 $q_a = 144.000 \text{ (kN/m}^2\text{)}$ … [項目4.2.3] 参照

偏心距離 $e = 0.286 \text{ (m)}$ … [項目3.6.2] 参照

$|e| = 0.286 \text{ (m)} \leq B/6 = 0.333 \text{ (m)}$ 、合力の作用位置がミドルサードの中のため

$$q_1 = \frac{\Sigma V}{B} \cdot \left(1 + \frac{6e}{B}\right) = \frac{106.767}{2.000} \times \left(1 + \frac{6 \times 0.286}{2.000}\right) = 99.187 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = \frac{\Sigma V}{B} \cdot \left(1 - \frac{6e}{B}\right) = \frac{106.767}{2.000} \times \left(1 - \frac{6 \times 0.286}{2.000}\right) = 7.580 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\text{Max}(q_1, q_2) = \text{Max}(99.187, 7.580) = 99.187 \text{ (kN/m}^2\text{)} \leq q_a = 144.000 \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad \dots \text{OK}$$

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 = 2.000 (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+載荷重(自動車)

全水平力 $\Sigma H = 33.710$ (kN/m) … [項目3.6.1] 参照
 全鉛直力 $\Sigma V = 112.583$ (kN/m)
 偏心距離 $e = 0.133$ (m)

$$B' = B - 2|e| = 2.000 - 2 \times 0.133 = 1.734 \text{ (m)}$$

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c_B \cdot B'}{\Sigma H} = \frac{112.583 \times 0.577 + 0.000 \times 1.734}{33.710} = 1.928$$

$$F_s = 1.928 \geq F_a = 1.500 \quad \dots \text{OK}$$

4.4.3 荷重ケース.2 - 自重+慣性力

全水平力 $\Sigma H = 42.823$ (kN/m) … [項目3.6.2] 参照
 全鉛直力 $\Sigma V = 106.767$ (kN/m)
 偏心距離 $e = 0.286$ (m)

$$B' = B - 2|e| = 2.000 - 2 \times 0.286 = 1.428 \text{ (m)}$$

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c_B \cdot B'}{\Sigma H} = \frac{106.767 \times 0.577 + 0.000 \times 1.428}{42.823} = 1.439$$

$$F_s = 1.439 \geq F_a = 1.200 \quad \dots \text{OK}$$

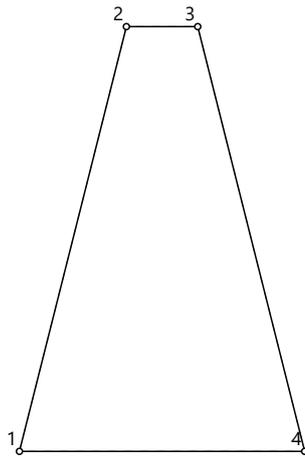
4.5 安定計算結果一覧

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+載荷重(自動車)	常時	無視	$e = 0.133$ ≤ 0.333	$F_s = 1.928$ ≥ 1.500	$q_{\max} = 78.752$ $q_{\min} = 33.831$ ≤ 96.000
				→ OK	→ OK	→ OK
2	自重+慣性力	地震時	無視	$e = 0.286$ ≤ 0.667	$F_s = 1.439$ ≥ 1.200	$q_{\max} = 99.187$ $q_{\min} = 7.580$ ≤ 144.000
				→ 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	-1.000	0.000	1.500000	1.125000	-0.656250
2	-0.250	3.000	0.750000	2.250000	0.000000
3	0.250	3.000	1.500000	1.125000	0.656250
4	1.000	0.000	0.000000	0.000000	0.000000
1	-1.000	0.000	0.000000	0.000000	0.000000
Σ			3.750000	4.500000	0.000000

体積 $V_c = \Sigma A_c \times 1.000 = 3.750$ (m³)

重心位置 $X_c = \frac{\Sigma G_y}{\Sigma A_c} = \frac{0.000000}{3.750000} = 0.000$ (m)

$Y_c = \frac{\Sigma G_x}{\Sigma A_c} = \frac{4.500000}{3.750000} = 1.200$ (m)

単位重量 $\gamma = 23.000$ (kN/m³)

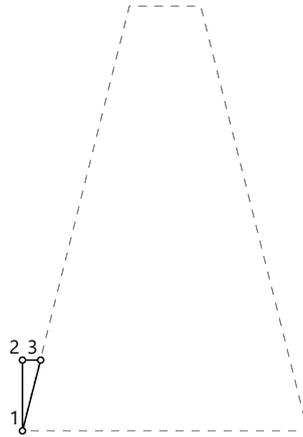
重量 $W_c = V_c \cdot \gamma = 3.750 \times 23.000 = 86.250$ (kN)

慣性力 $H_c = W_c \cdot k_H = 86.250 \times 0.120 = 10.350$ (kN)

モーメント $M_x = W_c \cdot X_c = 86.250 \times 0.000 = 0.000$ (kN·m)

$M_y = H_c \cdot Y_c = 10.350 \times 1.200 = 12.420$ (kN·m)

5.1.2 前面土重量・水位無視(常時・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	0.031250	0.015625	0.000000
3	0.125	0.500	0.000000	-0.005208	0.001302
1	0.000	0.000	0.000000	0.000000	0.000000
Σ			0.031250	0.010417	0.001302

体積 $V_c = \Sigma A_c \times 1.000 = 0.031$ (m³)

重心位置 $X_c = \frac{\Sigma G_y}{\Sigma A_c} = \frac{0.001302}{0.031250} = 0.042$ (m)

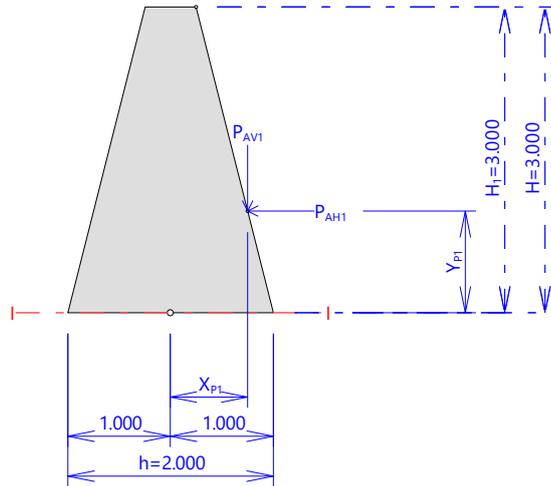
$Y_c = \frac{\Sigma G_x}{\Sigma A_c} = \frac{0.010417}{0.031250} = 0.333$ (m)

単位重量 $\gamma = 19.000$ (kN/m³)

重量 $W_c = V_c \cdot \gamma = 0.031 \times 19.000 = 0.589$ (kN)

モーメント $M_x = W_c \cdot X_c = 0.589 \times 0.042 = 0.025$ (kN·m)

5.1.3 土 圧



$$Y_{P_1} = \frac{1}{3}H_1 = \frac{1}{3} \times 3.000 = 1.000 \text{ (m)}$$

$$X_{P_1} = \frac{H_1}{3} \tan(-\alpha) + X_o = \frac{3.000}{3} \times \tan-14.036 + 1.000 = 0.750 \text{ (m)}$$

5.1.3.1 荷重ケース.1 - 自重+載荷重(自動車)

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 $P_A = 42.416 \text{ (kN/m)}$ … [項目3.5.2] 参照

$$K_A = \frac{2P_A}{\gamma \cdot H^2} = \frac{2 \times 42.416}{19.000 \times 3.000^2} = 0.496$$

$$P_{A_1} = \frac{1}{2} \gamma \cdot H_1^2 \cdot K_A = \frac{1}{2} \times 19.000 \times 3.000^2 \times 0.496 = 42.408 \text{ (kN/m)}$$

$$P_{AV_1} = P_{A_1} \cdot \sin(\alpha + \delta) = 42.408 \times \sin(14.036 + 23.333) = 25.740 \text{ (kN/m)}$$

$$P_{AH_1} = P_{A_1} \cdot \cos(\alpha + \delta) = 42.408 \times \cos(14.036 + 23.333) = 33.703 \text{ (kN/m)}$$

5.1.3.2 荷重ケース.2 - 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 $P_A = 38.100 \text{ (kN/m)}$ … [項目3.5.3] 参照

$$K_A = \frac{2P_A}{\gamma \cdot H^2} = \frac{2 \times 38.100}{19.000 \times 3.000^2} = 0.446$$

$$P_{A_1} = \frac{1}{2} \gamma \cdot H_1^2 \cdot K_A = \frac{1}{2} \times 19.000 \times 3.000^2 \times 0.446 = 38.133 \text{ (kN/m)}$$

$$P_{AV_1} = P_{A_1} \cdot \sin(\alpha + \delta) = 38.133 \times \sin(14.036 + 17.500) = 19.945 \text{ (kN/m)}$$

$$P_{AH_1} = P_{A_1} \cdot \cos(\alpha + \delta) = 38.133 \times \cos(14.036 + 17.500) = 32.501 \text{ (kN/m)}$$

5.1.4 作用力の集計

5.1.4.1 荷重ケース.1 - 自重+載荷重(自動車)

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	86.250	0.000	0.000	0.000	0.000	項目5.1.1 参照
前面土	0.589	0.000	-0.958	0.000	0.564	項目5.1.2 参照
土 圧	25.740	33.703	0.750	1.000	14.398	項目5.1.3.1 参照
Σ	112.579	33.703			14.962	

5.1.4.2 荷重ケース.2 - 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		
く体自重	86.250	10.350	0.000	1.200	12.420	項目5.1.1 参照
前面土	0.589	0.000	-0.958	0.000	0.564	項目5.1.2 参照
土 圧	19.945	32.501	0.750	1.000	17.542	項目5.1.3.2 参照
Σ	106.784	42.851			30.526	

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+載荷重(自動車)

軸 力 N = 112.579 (kN/m) … [項目5.1.4.1] 参照

せん断力 S = 33.703 (kN/m)

曲げモーメント M = 14.962 (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)

$$\sigma_{c1} = \frac{N}{b \cdot H} + \frac{6M}{b \cdot H^2} = \frac{112.579}{1 \times 2.000} + \frac{6 \times 14.962}{1 \times 2.000^2} = 78.733 \text{ (kN/m}^2\text{)} = 0.079 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{c2} = \frac{N}{b \cdot H} - \frac{6M}{b \cdot H^2} = \frac{112.579}{1 \times 2.000} - \frac{6 \times 14.962}{1 \times 2.000^2} = 33.847 \text{ (kN/m}^2\text{)} = 0.034 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\max(\sigma_{c1}, \sigma_{c2}) = 0.079 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ca} = 4.500 \text{ (N/mm}^2\text{)} \rightarrow \text{OK}$$

σ_{c1}, σ_{c2} 共に正のため曲げ引張応力は生じない。

$$\tau_c = \frac{|S|}{b \cdot H} = \frac{|33.703|}{1 \times 2.000}$$

$$= 16.852 \text{ (kN/m}^2\text{)} = 0.017 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \tau_{ca} = 0.330 \text{ (N/mm}^2\text{)} \rightarrow \text{OK}$$

5.1.5.3 荷重ケース.2 - 自重+慣性力

軸力 $N = 106.784$ (kN/m) … [項目5.1.4.2] 参照
 せん断力 $S = 42.851$ (kN/m)
 曲げモーメント $M = 30.526$ (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)

$$\sigma_{c1} = \frac{N}{b \cdot H} + \frac{6M}{b \cdot H^2} = \frac{106.784}{1 \times 2.000} + \frac{6 \times 30.526}{1 \times 2.000^2} = 99.181 \text{ (kN/m}^2\text{)} = 0.099 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{c2} = \frac{N}{b \cdot H} - \frac{6M}{b \cdot H^2} = \frac{106.784}{1 \times 2.000} - \frac{6 \times 30.526}{1 \times 2.000^2} = 7.603 \text{ (kN/m}^2\text{)} = 0.008 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\max(\sigma_{c1}, \sigma_{c2}) = 0.099 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ca} = 6.750 \text{ (N/mm}^2\text{)} \rightarrow \text{OK}$$

σ_{c1}, σ_{c2} 共に正のため曲げ引張応力は生じない。

$$\tau_c = \frac{|S|}{b \cdot H} = \frac{|42.851|}{1 \times 2.000}$$

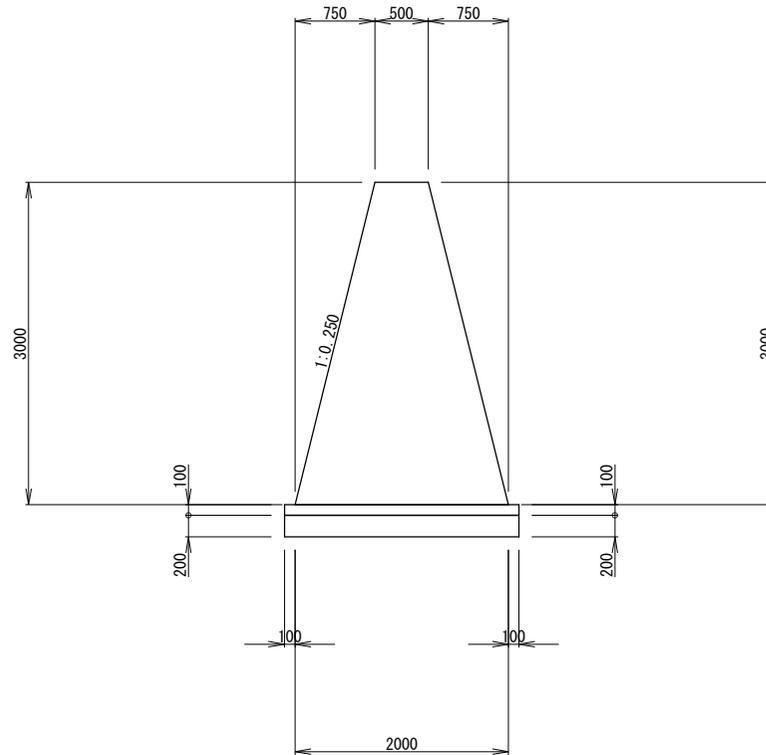
$$= 21.426 \text{ (kN/m}^2\text{)} = 0.021 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \tau_{ca} = 0.495 \text{ (N/mm}^2\text{)} \rightarrow \text{OK}$$

5.2 たて壁の応力度一覧

5.2.1 I-I断面(照査位置:0.000)

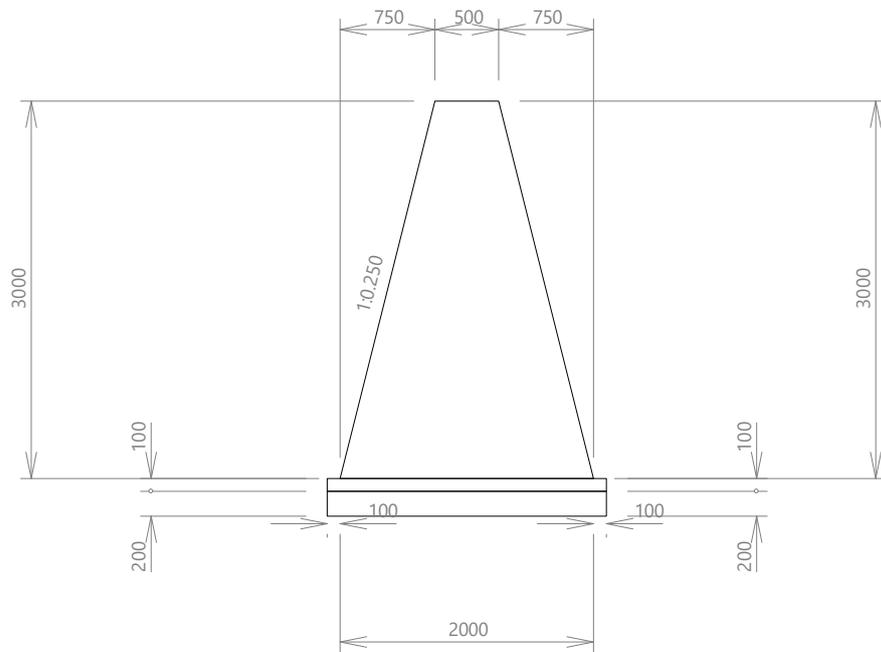
No	荷重ケース名	条件	水位	σ_c (N/mm ²)	σ_t (N/mm ²)	τ_c (N/mm ²)
1	自重+載荷重(自動車)	常時	無視	0.079 ≦ 4.500	—	0.017 ≦ 0.330
				→ OK	→ OK	→ OK
2	自重+慣性力	地震時	無視	0.099 ≦ 6.750	—	0.021 ≦ 0.495
				→ OK	→ OK	→ OK

項目名	算出式	値	単位	備考
コンクリート量	$(3.000 \times 2.000 - 3.000 \times 0.750/2 - 3.000 \times 0.750/2) \times 10.000$	37.500	m ³	2.000-0.750-0.500 = 0.750 3.000-0.000 = 3.000
端型枠 (断面)	$2 \times (3.000 \times 2.000 - 3.000 \times 0.750/2 - 3.000 \times 0.750/2)$	7.500	m ²	2.000-0.750-0.500 = 0.750 3.000-0.000 = 3.000
型枠	$((3.000^2+0.750^2)^{0.5} + (3.000^2+0.750^2)^{0.5} + 2 \times 0.000) \times 10.000$	61.847	m ²	2.000-0.750-0.500 = 0.750 3.000-0.000 = 3.000
均しコンクリート	$(2.000+2 \times 0.100) \times 0.100 \times 10.000$	2.200	m ³	
基礎材	$(2.000+2 \times 0.100) \times 0.200 \times 10.000$	4.400	m ³	



工事名			
図面名			
作成年月日			
縮尺	1/50	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	$(3.000 \times 2.000 - 3.000 \times 0.750/2 - 3.000 \times 0.750/2) \times 10.000$	37.500	m ³	
2	端型枠 (断面)	$2 \times (3.000 \times 2.000 - 3.000 \times 0.750/2 - 3.000 \times 0.750/2)$	7.500	m ²	
3	型 枠	$((3.000^2 + 0.750^2)^{0.5} + (3.000^2 + 0.750^2)^{0.5} + 2 \times 0.000) \times 10.000$	61.847	m ²	
4	均しコンクリート	$(2.000 + 2 \times 0.100) \times 0.100 \times 10.000$	2.200	m ³	
5	基礎材	$(2.000 + 2 \times 0.100) \times 0.200 \times 10.000$	4.400	m ³	