

擁壁工安定計算書

重力式擁壁工

衝擊力作用時、崩壊土砂堆積時

(X = 10.000 , Y = 8.677)

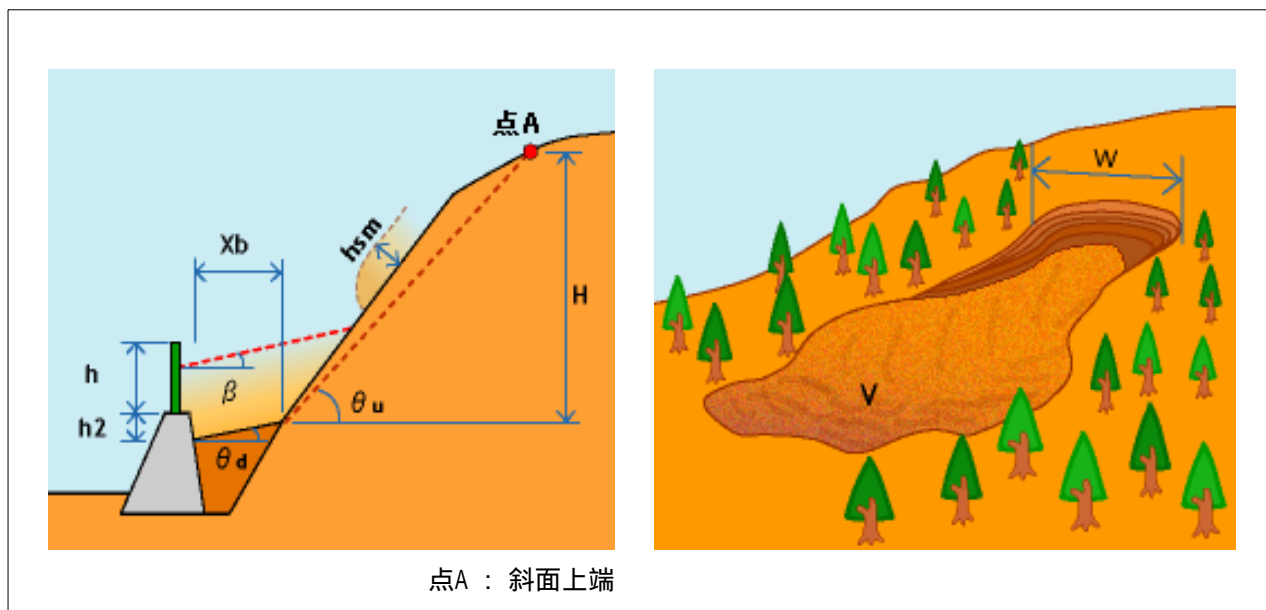
1. 設計条件

以下の条件にて安定計算を行う。

設計条件一覧表

検討項目		記号	単位	値(衝撃・土砂堆積時)	
擁壁形状		H1	m	5.000	
		B1	m	0.600	
		B2	m	3.100	
		N1	-	0.50	
		N2	-	0.00	
	擁壁の単位体積重量	c	kN/m ³	23.0	
裏込土	裏込土の単位体積重量		kN/m ³	20.0	
	裏込土のせん断抵抗角		°	35.0	
	裏込土の粘着力	C	kN/m ²	0.0	
その他の条件	壁面摩擦角		°	23.333	
	地山との境界における壁面摩擦角	'	°	23.333	
	擁壁背面と鉛直面のなす角		°	0.000	
	底面と土の摩擦係数	μ	-	0.60	
	底面と土の付着力	C _B	kN/m ²	0.0	
	粘着高	Z	m	-	
	地下水位の考慮	-	-	考慮しない	
	水の単位体積重量	w	kN/m ³	9.8	
	試行くさび角度		°	35 ~ 80(増分ピッチ 1)	
	試行くさび開始点	hs	m	擁壁底面	
その他荷重	-	-	-		
許容値	滑動に対する安全率(衝撃・土砂堆積時)	Fs	-	1.0	1.2
	転倒に対する e の許容範囲(衝撃・土砂堆積時)	-	-	1.033	1.033
	許容支持力度(衝撃・土砂堆積時)	qa	kN/m ²	900	900

また、衝撃力作用時および崩壊土砂堆積時の条件を以下に記す。



検討項目		記号	単位	値(常時)
地形・形状条件	斜面高	H	m	28.890
	斜面勾配	u	°	57
	斜面下端から平坦部の傾斜度	d	°	0
	斜面下端から擁壁までの距離	Xb	m	3.236
	堆積勾配		°	0
	落石防護柵高	h	m	1.55
	擁壁突出高さ	h2	m	1.000
崩壊土砂条件	移動の高さ	hsm	m	1.0
	土砂等の密度	m	t/m ³	1.8
	土砂等の比重		t/m ³	2.6
	土砂等の容積濃度	c	-	0.50
	重力加速度	g	m/s ²	9.81
	流体抵抗係数	fb	-	0.025
	待受け擁壁における衝撃力緩和係数	'	-	0.5
	崩壊土砂量	V	m ³	214.3
	崩壊幅	W	m	23.9
	崩壊土砂の単位体積重量	d	kN/m ³	17.0
	崩壊土砂のせん断抵抗角	d	°	30.0
	壁面摩擦角	d	°	20.000
	地山との境界における壁面摩擦角	d'	°	20.000
	擁壁背面と鉛直面のなす角	d	°	0.000
	試行くさび角度	d	°	30 ~ 80(増分ピッチ 1)

2. 自重およびモーメントの算出

擁壁形状から自重およびモーメントを算出する。モーメントは擁壁形状の重心位置から算出する。擁壁の作用位置は重心位置となる。算出方法を以下に記す。

	計算補助 なし
面積	$A = (B1 + B2) \times H1 / 2$
鉛直力 (重量)	$V = W = A \times c$
アーム位置 Y	$Y = (2 \times B1 + B2) / (B1 + B2) \times H1 / 3$
アーム位置 X	$X = B2 / 2 + (N1 - N2) / 2 \times Y$
抵抗モーメント	$Mr = V \times X$

以上の式を用いて算出した結果を以下にまとめる。

擁壁の自重および抵抗モーメント算出

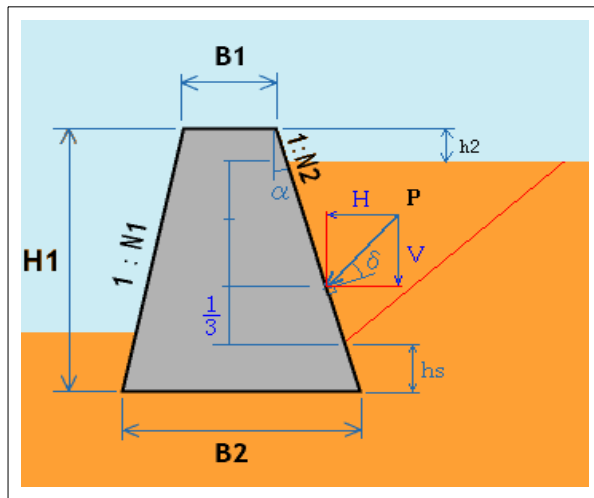
	面積 A (m ²)	単位体積重量 c (kN/m ³)	鉛直力 V (kN)	アーム位置 X (m)	抵抗モーメント Mr (kN・m)
擁壁	9.250	23.0	212.750	2.034	432.734

擁壁の作用位置 $X = 2.034$ (m)

3. 最大土圧の算出（衝撃力作用時）

擁壁に作用する切土部土圧を算出する。「道路土工 - 擁壁工指針 P27」（日本道路協会）では、すべり面を変化させて最大の土圧合力を求める試行くさび法にて算出する。

土圧合力は土圧分布の重心位置に作用するが、「道路土工 - 擁壁工指針 P61」では土圧分布を三角形分布と仮定している。よって、土圧合力は土圧分布下端より分布高さの1/3の位置に作用する。



土圧合力の作用位置

アーム位置

$$Y = \frac{(H1 - hs - h2)}{3} + hs = 1.333 \text{ (m)}$$

(擁壁突出高さ $h2 = 1.000 \text{ m}$)

$$X = B2 - N2 \times Y = 3.100 \text{ (m)}$$

また、作用位置での土圧合力 P は水平成分と鉛直成分に分類する。各成分は以下の式により算出する。

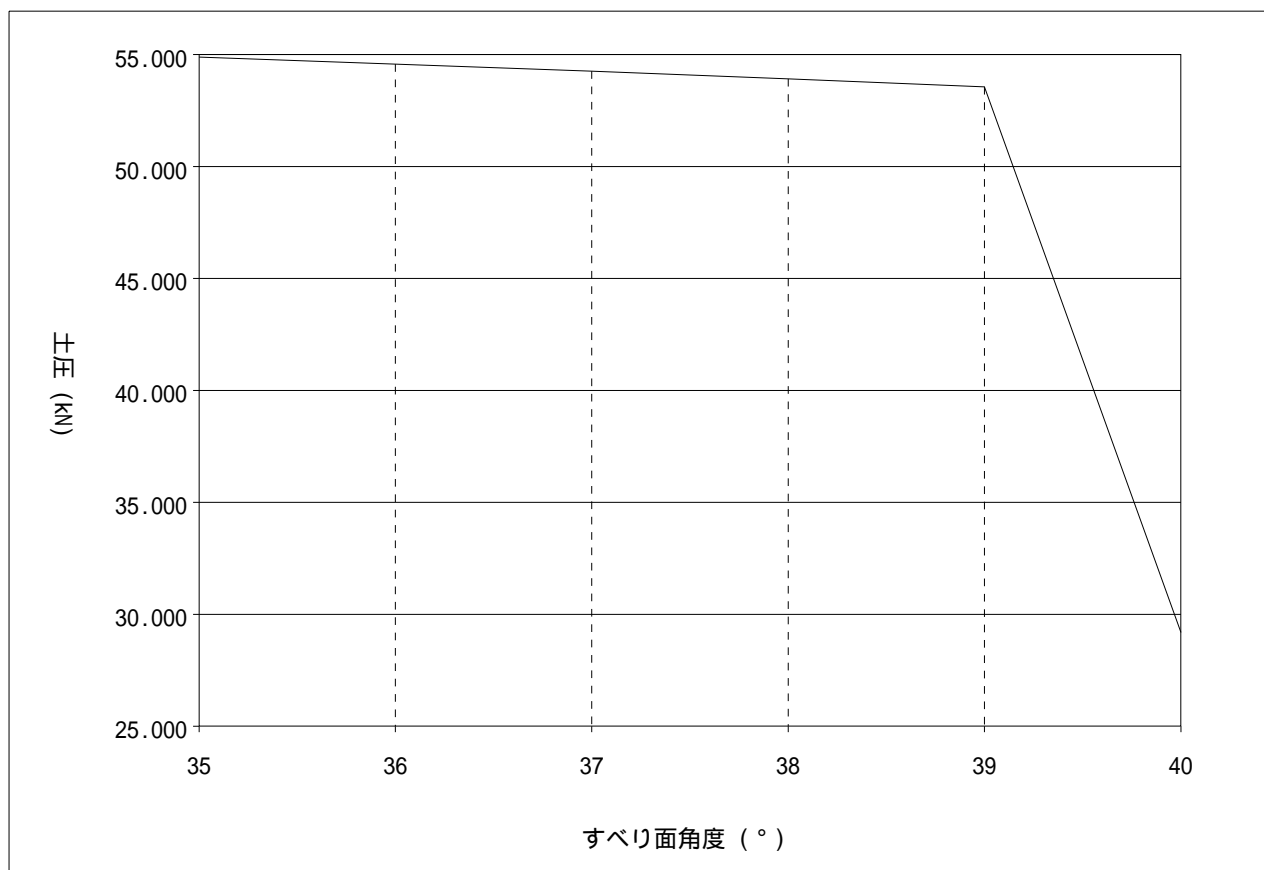
$$\text{鉛直土圧力 } P_v = P \times \sin(+)$$

$$\text{水平土圧力 } P_H = P \times \cos(+)$$

試行くさび角度 を $35 \sim 80 (^\circ)$ の範囲において最大土圧合力を求める。

すべり面角度と土圧

すべり面角度 (°)	土圧合力 P (kN/m)	鉛直成分 P _V (kN/m)	水平成分 P _H (kN/m)	備考
35	54.887	21.739	50.398	最大土圧
36	54.577	21.617	50.114	
37	54.256	21.489	49.819	
38	53.911	21.353	49.502	
39	53.557	21.213	49.177	
40	29.190	11.561	26.803	



すべり面角度 - 土圧関係図

以上の結果より、すべり面角度 = 35 (°) のとき、土圧合力は最大となる。

土くさびの重量 W_1 、 W_2 は次式で算出する。

$$\begin{aligned} W_1 &= A_1 \times \quad = \quad 2.869 \times 20.0 \\ &= 57.380 \quad (\text{kN/m}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} W_2 &= A_2 \times \quad = \quad 2.996 \times 20.0 \\ &= 59.920 \quad (\text{kN/m}) \end{aligned}$$

ここに

A_1 、 A_2 : 土塊面積 (m²)
: 土塊の単位体積重量 (kN/m³)

よって、最大となる土圧合力 P は次のようになる。

$$\begin{aligned} P &= \frac{W_1 \times \sin(\quad - \quad) + W_2 \times \cos(\quad - \quad) \times \tan(\quad - \quad)'}{\cos(\quad - \quad - \quad)} \\ &= \frac{57.380 \times \sin(35 - 35.0) + 59.920 \times \cos(35 - 35.0) \times \tan(63.4 - 23.333)}{\cos(35 - 35.0 - 0.000 - 23.333)} \\ &= 54.887 \quad (\text{kN}) \end{aligned}$$

ここに

W_1 、 W_2 : 土くさびの重量 (kN/m)
: すべり面角度 (°)
: 裏込土のせん断抵抗角 (°)
: 擁壁背面と鉛直面とのなす角 (°)
: 壁面摩擦角 (°)
' : 地山との境界における壁面摩擦角 (°)
: 切土面角度 (°)

4. 衝撃力の算出

崩壊土砂による衝撃力は、崩壊土砂の先頭部が擁壁に衝撃力として作用する。
 擁壁に作用する衝撃力は以下の通りとする。

$$F = \lambda \cdot F_{sm}$$

ここに、 F : 待受け擁壁に作用する衝撃力 (kN/m²)

F_{sm} : 移動の力 (kN/m²)

(国土交通省告示第332号(平成13年3月28日)に示される算出式による移動の力)

λ : 待受け擁壁における衝撃力緩和係数

4.1 移動の力 F_{sm} の算出

移動の力は「土砂災害防止に関する基礎調査の手引き」により次式によって算出する。

$$F_{sm} = \rho_m \cdot g \cdot h_{sm} \left[\left\{ \frac{bu}{a} \left(1 - \exp\left(\frac{-2 \cdot a \cdot H}{h_{sm} \cdot \sin u}\right) \right) \cos^2(u - d) \right\} \exp\left(\frac{-2 \cdot a \cdot X_b}{h_{sm}}\right) + \frac{bd}{a} \left(1 - \exp\left(\frac{-2 \cdot a \cdot X_b}{h_{sm}}\right) \right) \right]$$

$$a = \frac{2}{(\gamma - 1)C + 1} \gamma b$$

$$bu = \cos u \left\{ \tan u - \frac{(\gamma - 1)C}{(\gamma - 1)C + 1} \tan d \right\}$$

$$bd = \cos d \left\{ \tan d - \frac{(\gamma - 1)C}{(\gamma - 1)C + 1} \tan d \right\}$$

ここに、	土石等の密度	ρ_m	=	1.8	(t/m ³)
	重力加速度	g	=	9.81	(m/s ²)
	土石等の比重		=	2.6	(t/m ³)
	土石等の容積濃度	c	=	0.50	
	崩壊土砂のせん断抵抗角	d	=	30.0	(°)
	流体抵抗係数	fb	=	0.025	
	斜面高	H	=	28.890	(m)
	移動の高さ	h_{sm}	=	1.0	(m)
	斜面勾配	u	=	57	(°)
	斜面下端から平坦部の傾斜度	d	=	0	(°)
	斜面下端から擁壁までの距離	X_b	=	3.236	(m)

$$a = \frac{2}{(-1)C+1} fb = \frac{2}{(2.6-1) \times 0.50 + 1} \times 0.025 = 0.028$$

$$\begin{aligned} bu &= \cos u \left\{ \tan u - \frac{(-1)C}{(-1)C+1} \tan d \right\} \\ &= \cos(57) \times \left\{ \tan(57) - \frac{(2.6-1) \times 0.50}{(2.6-1) \times 0.50 + 1} \times \tan(30.0) \right\} \\ &= 0.70 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} bd &= \cos d \left\{ \tan d - \frac{(-1)C}{(-1)C+1} \tan d \right\} \\ &= \cos(0) \times \left\{ \tan(0) - \frac{(2.6-1) \times 0.50}{(2.6-1) \times 0.50 + 1} \times \tan(30.0) \right\} \\ &= -0.26 \end{aligned}$$

よって、移動の力 F_{sm} は次のようになる。

$$\begin{aligned} F_{sm} &= m \cdot g \cdot h_{sm} \left[\left\{ \frac{bu}{a} \left(1 - \exp\left(\frac{-2 \cdot a \cdot H}{h_{sm} \cdot \sin u} \right) \right) \cos^2(u - d) \right\} \exp\left(\frac{-2 \cdot a \cdot X_b}{h_{sm}} \right) \right. \\ &\quad \left. + \frac{bd}{a} \left(1 - \exp\left(\frac{-2 \cdot a \cdot X_b}{h_{sm}} \right) \right) \right] \\ &= 1.8 \times 9.81 \times 1.0 \times \left[\left\{ \frac{0.70}{0.028} \times \left(1 - \exp\left(\frac{-2 \times 0.028 \times 28.890}{1.0 \times \sin(57)} \right) \right) \right. \right. \\ &\quad \left. \times \cos^2(57 - 0) \right\} \times \exp\left(\frac{-2 \times 0.028 \times 3.236}{1.0} \right) \\ &\quad \left. + \frac{-0.26}{0.028} \times \left(1 - \exp\left(\frac{-2 \times 0.028 \times 3.236}{1.0} \right) \right) \right] \\ &= 66.2 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

また、参考として、流速 V_s は次のようになる。

$$\begin{aligned} F_{sm} &= m \times V_s^2 \text{ より} \\ V_s &= \sqrt{\frac{F_{sm}}{m}} = \sqrt{\frac{66.2}{1.8}} \\ &= 6.06 \text{ (m/s)} \end{aligned}$$

4.2 衝撃力 F の算出

擁壁に作用する衝撃力は次のようになる。

$$\begin{aligned} F &= \gamma \cdot F_{sm} \\ &= 0.5 \times 66.2 \\ &= 33.1 \quad (\text{kN/m}^2) \end{aligned}$$

ここに、 衝撃力緩和係数 $\gamma = 0.5$

擁壁背面には、 衝撃力 F に崩壊土砂の高さを乗じた力が水平力として擁壁に作用する。

$$\begin{aligned} F_H &= F \cdot h_{sm} \quad (\text{奥行き}1.0\text{mあたり}) \\ &= 33.1 \times 1.0 \\ &= 33.1 \quad (\text{kN}) \end{aligned}$$

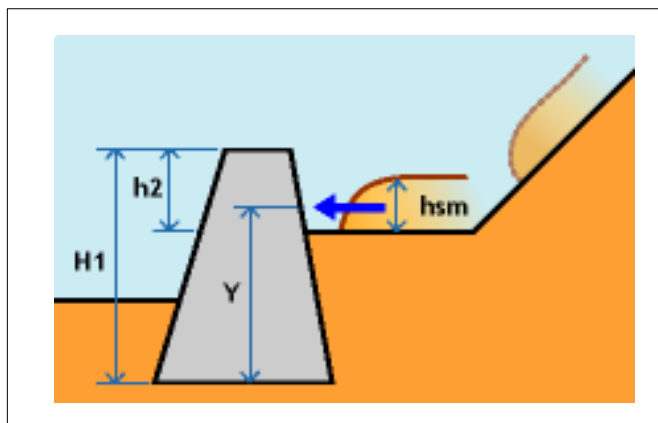
ここに、 移動の高さ $h_{sm} = 1.0 \quad (\text{m})$

アーム位置

$$\begin{aligned} Y &= H_1 - h_2 + \frac{h_{sm}}{2} \\ &= 5.000 - 1.000 + \frac{1.0}{2} \\ &= 4.500 \quad (\text{m}) \end{aligned}$$

ここに、 擁壁高さ $H_1 = 5.000 \quad (\text{m})$

擁壁突出高さ $h_2 = 1.000 \quad (\text{m})$



5. 安定計算（衝撃力作用時）

5.1 荷重集計

前章で算出した値から各モーメントを算出する。

荷重集計表

荷重名称	鉛直成分 V (kN)	アーム X (m)	抵抗モーメント Mr (kN・m)	水平成分 H (kN)	アーム Y (m)	転倒モーメント Mo (kN・m)
自重	212.750	2.034	432.734	-	-	-
土圧	21.739	3.100	67.391	50.398	1.333	67.181
衝撃力	-	-	-	33.100	4.500	148.950
計	234.489		500.125	83.498		216.131

5.2 作用位置の算出

合力の作用位置は次式で計算することができる。

$$d = \frac{Mr - Mo}{V} = \frac{500.125 - 216.131}{234.489} \\ = 1.211 \text{ (m)}$$

以上より安定度を照査する。

5.3 滑動に対する検討

擁壁には、擁壁を底版下面に沿って滑らせようとする滑動力と、これに対して底版と支持地盤の間に生じる滑動抵抗力が作用する。滑動抵抗力が不足すると擁壁は前方に押し出されるように滑動する。

擁壁に対する安全率 F_s は次式によって算出する。

$$F_s = \frac{V \times \mu + C_B \times B_2}{H} = \frac{234.489 \times 0.60 + 0.0 \times 3.100}{83.498} \\ = 1.6$$

ここに

μ : 擁壁底版と支持地盤との間の摩擦係数

C_B : 擁壁底版と支持地盤との間の粘着力 (kN/m²)

B_2 : 擁壁の底版幅 (m)

以上の結果が所定の安全率 1.0 を確保できれば安定と判定する。

$$F_s = 1.6 > 1.0 \quad \dots \quad \text{OK}$$

よって、滑動に対し安定である。

5.4 転倒に対する検討

転倒に対する安定度は、合力作用点の底版中央からの偏心距離 e が規定した範囲内にあるかどうかで判定する。

偏心距離 e は次式によって算出する。

$$\begin{aligned} e &= \frac{B2}{2} - d = \frac{3.100}{2} - 1.211 \\ &= 0.339 \text{ (m)} \end{aligned}$$

$$|e| = 0.339 \text{ (m)}$$

衝撃力作用時の場合、この値が底版中央の底版幅2/3の範囲内になければならない。すなわち、偏心距離 e は次式を満足しなければならない。

$$|e| \leq \frac{B2}{3} = \frac{3.100}{3} = 1.033 \text{ (m)}$$

$$|e| = 0.339 \quad 1.033 \quad \dots \quad \text{OK}$$

よって、転倒に対し安定である。

5.5 地盤の支持力に対する検討

擁壁に作用する鉛直力は支持地盤によって支持されるが、支持地盤の支持力が不足すると底版のつま先またはかかどが支持地盤にめり込むような変状を起こす恐れがある。

合力作用点が底版中央の底版幅1/3の中にあるため、地盤反力度 q_1 、 q_2 は次式にて算出する。

$$\begin{aligned} q_1 &= \frac{V}{B2} \times \left(1 + \frac{6 \times e}{B2}\right) = \frac{234.489}{3.100} \times \left(1 + \frac{6 \times 0.339}{3.100}\right) \\ &= 126 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q_2 &= \frac{V}{B2} \times \left(1 - \frac{6 \times e}{B2}\right) = \frac{234.489}{3.100} \times \left(1 - \frac{6 \times 0.339}{3.100}\right) \\ &= 27 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

以上の結果が許容支持力 q_a の値以下であれば安定と判定する。

$$q_1 = 126 \quad q_a = 900 \quad \dots \quad \text{OK}$$

$$q_2 = 27 \quad q_a = 900 \quad \dots \quad \text{OK}$$

よって、支持力に対し安定である。

5.6 擁壁の安定結果

以上の結果より、この擁壁は衝撃力作用時において安定構造物である。

6. 崩壊土砂捕捉容量の検討

崩壊土砂が落石防護柵を含めた擁壁背後の空間に堆積する。

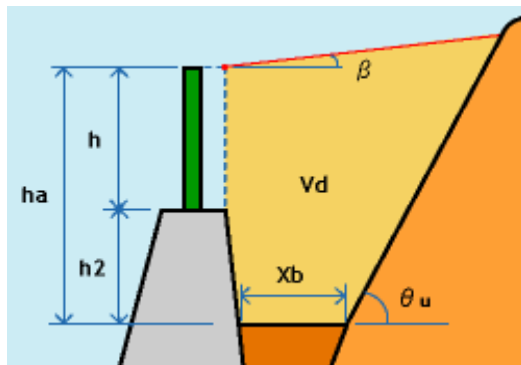
したがって、崩壊土砂が溢れることのないよう、崩壊土砂量を十分に捕捉できる空間を確保する。よって、次式を満足するようにする。

$$V_d \geq v$$

ここに、 V_d : 土砂捕捉容量 (m²)
 v : 単位幅当たり崩壊断面積 (m²)

6.1 土砂捕捉容量の算出

土砂捕捉容量 V_d は、以下のモデルにて算出する。



X_b	=	3.236 (m)	:	斜面下端から擁壁までの距離
θ_u	=	57 (°)	:	斜面勾配
	=	0 (°)	:	堆積勾配
h_2	=	1.000 (m)	:	擁壁突出高さ(擁壁の空き高さ)
h	=	1.55 (m)	:	落石防護柵高
h_a	=	2.550 (m)	:	落石防護柵高さを含めた空き高さ

よって、土砂捕捉容量は次のようになる。

$$V_d = 9.57 \text{ (m}^2\text{)}$$

6.2 崩壊断面積の算出

崩壊断面積は全国の斜面崩壊データでの斜面高さ毎に区分した崩壊土砂量(下表参照)より求める。

斜面高 $H = 28.890 \text{ m}$ より、

$$\text{崩壊土砂量} \quad V = 214.3 \quad (\text{m}^3)$$

$$\text{崩壊幅} \quad W = 23.9 \quad (\text{m})$$

$$\begin{aligned} \text{単位幅当たり崩壊断面積} \quad v &= V / W \\ &= 8.97 \quad (\text{m}^2) \end{aligned}$$

表 斜面高さ毎の崩壊土砂量

斜面高 (m)	崩壊土砂量 V (m^3)	崩壊幅 W (m)
5 $H < 10$	41.9	13.8
10 $H < 15$	78.9	17.1
15 $H < 20$	101.2	18.6
20 $H < 25$	150.0	21.2
25 $H < 30$	214.3	23.9
30 $H < 40$	238.3	24.8
40 $H < 50$	371.4	28.8
50 H	500.0	31.8

斜面高が5m未満の場合は、5 $H < 10$ の値を採用する。

6.3 捕捉容量の判定

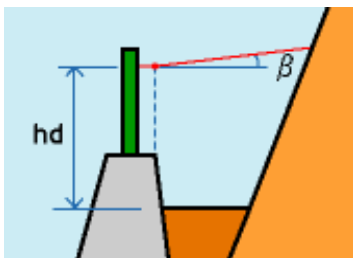
崩壊断面積 v と土砂捕捉容量 V_d の関係は次のようになる。

$$V_d \quad v \quad \dots \quad \text{OK}$$

よって、崩壊土砂量に対して捕捉容量を確保しており安全である。

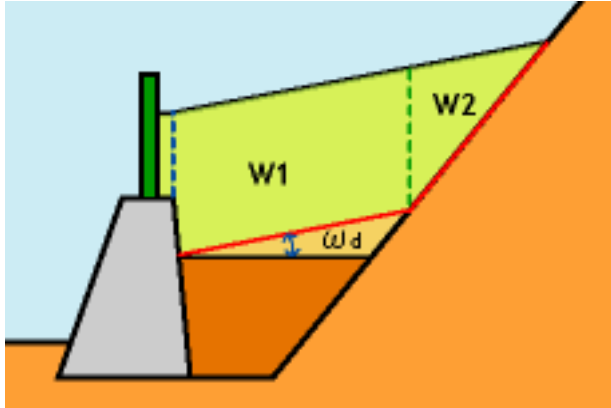
また、崩壊土砂の堆積高さは次のようになる。

$$h_d = 2.41 \quad (\text{m})$$



6.4 崩壊土砂による堆積土圧の算出

崩壊土砂の土圧を試行くさび法(切土部土圧)にて算出する。



また、作用位置での土圧合力 P は水平成分と鉛直成分に分類する。各成分は以下の式により算出する。

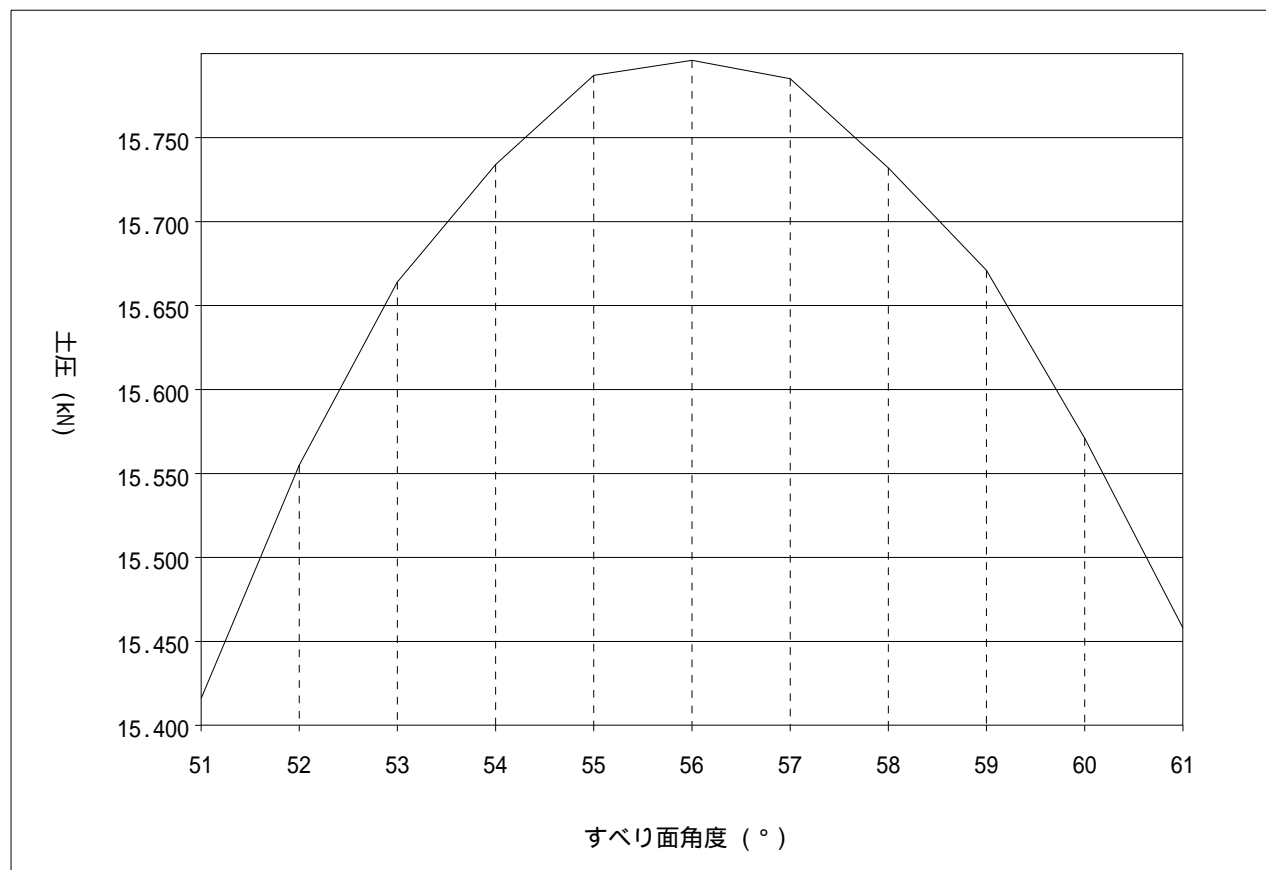
$$\text{鉛直土圧力 } P_v = P \times \sin(\alpha + \delta)$$

$$\text{水平土圧力 } P_H = P \times \cos(\alpha + \delta)$$

試行くさび角度 δ を $30 \sim 80 (^{\circ})$ の範囲において最大土圧合力を求める。

すべり面角度と土圧

すべり面角度 d (°)	土圧合力 P (kN/m)	鉛直成分 P _V (kN/m)	水平成分 P _H (kN/m)	備考
51	15.416	5.273	14.486	
52	15.555	5.320	14.617	
53	15.664	5.357	14.719	
54	15.734	5.381	14.785	
55	15.787	5.399	14.835	
56	15.796	5.403	14.843	最大土圧
57	15.785	5.399	14.833	
58	15.732	5.381	14.783	
59	15.671	5.360	14.726	
60	15.571	5.326	14.632	
61	15.458	5.287	14.526	



すべり面角度 - 土圧関係図

以上の結果より、すべり面角度 $d = 56 (^\circ)$ のとき、土圧合力は最大となる。

土くさびの重量(上載荷重を含む) W は次式で算出する。

$$\begin{aligned} W &= A_d \times \gamma + (q \times b) = 2.108 \times 17.0 + 0.000 \\ &= 35.836 \quad (\text{kN/m}) \end{aligned}$$

ここに

- A_d : 崩壊土砂の土塊面積 (m^2)
- γ : 土塊の単位体積重量(崩壊土砂) (kN/m^3)
- q : 上載荷重 (kN/m^2)
- b : 載荷幅 (m)

上載荷重 q (kN/m^2)	載荷幅 b (m)
3.5	

よって、最大となる土圧合力 P は次のようになる。

$$\begin{aligned} P &= \frac{W \times \sin(\alpha - \beta)}{\cos(\alpha - \beta - \delta - \theta)} \\ &= \frac{35.836 \times \sin(56 - 30.0)}{\cos(56 - 30.0 - 0.000 - 20.000)} \\ &= 15.796 \quad (\text{kN}) \end{aligned}$$

ここに

- W : 土くさびの重量 (kN/m)
- α : すべり面角度 ($^\circ$)
- β : 裏込土のせん断抵抗角 ($^\circ$)
- δ : 擁壁背面と鉛直面とのなす角 ($^\circ$)
- θ : 壁面摩擦角 ($^\circ$)

落石防護柵と擁壁部に加わる土圧を分けて考慮することから、土圧係数に割戻し、それぞれに加わる土圧を算定する。

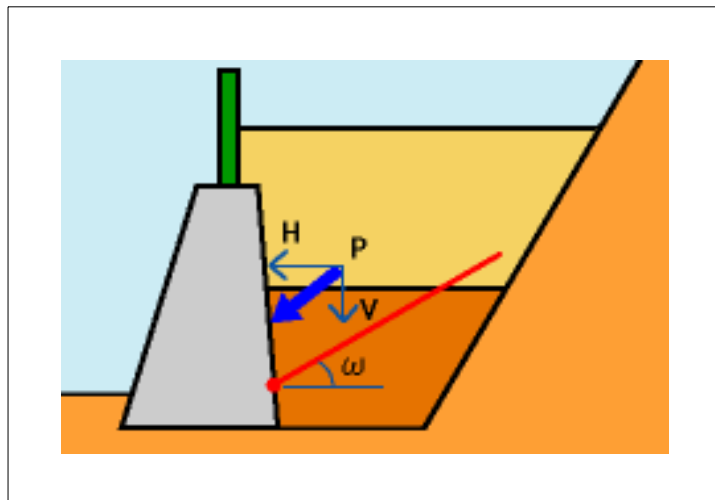
崩壊土砂の土圧係数

$$\text{水平方向} \quad K_{adh} = \frac{2P_H}{d \cdot h d^2} = \frac{2 \times 14.843}{17.0 \times 2.41^2} = 0.301$$

$$\text{鉛直方向} \quad K_{adv} = \frac{2P_V}{d \cdot h d^2} = \frac{2 \times 5.403}{17.0 \times 2.41^2} = 0.109$$

6.5 壁面全体に作用する土圧の算出

擁壁に作用する切土部土圧を算出する。「道路土工 - 擁壁工指針 P27」(日本道路協会)では、すべり面を変化させて最大の土圧合力を求める試行くさび法にて算出する。



土圧合力の作用位置

また、作用位置での土圧合力 P は水平成分と鉛直成分に分類する。各成分は以下の式により算出する。

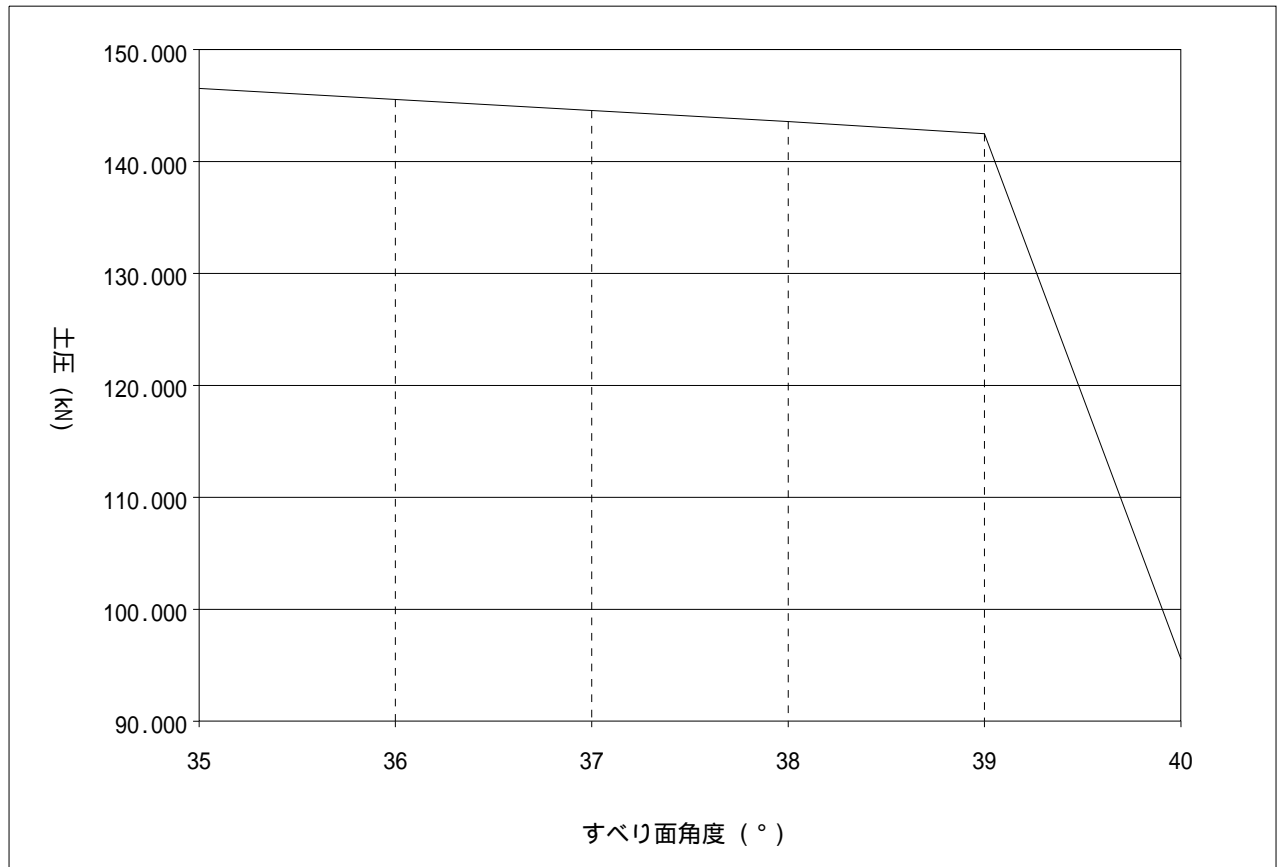
$$\text{鉛直土圧力 } P_v = P \times \sin(\theta + \omega)$$

$$\text{水平土圧力 } P_H = P \times \cos(\theta + \omega)$$

試行くさび角度 ω を $35 \sim 80$ (°) の範囲において最大土圧合力を求める。

すべり面角度と土圧

すべり面角度 (°)	土圧合力 P (kN/m)	鉛直成分 P _V (kN/m)	水平成分 P _H (kN/m)	備考
35	146.524	58.034	134.541	最大土圧
36	145.540	57.645	133.638	
37	144.551	57.253	132.729	
38	143.570	56.864	131.829	
39	142.474	56.430	130.822	
40	95.560	37.849	87.745	



すべり面角度 - 土圧関係図

以上の結果より、すべり面角度 = 35 (°) のとき、土圧合力は最大となる。

土くさびの重量 W_1 、 W_2 は次式で算出する。

$$W_1 = A_1 \times \gamma + A_{d1} \times \gamma_d + (q \times b) = 2.869 \times 20.0 + 1.922 \times 17.0 + 0.000$$

$$= 90.054 \quad (\text{kN/m})$$

$$W_2 = A_2 \times \gamma + A_{d2} \times \gamma_d + (q \times b) = 2.994 \times 20.0 + 5.887 \times 17.0 + 0.000$$

$$= 159.959 \quad (\text{kN/m})$$

ここに

- A_1 、 A_2 : 土塊面積 (m^2)
 A_{d1} 、 A_{d2} : 土塊の単位体積重量 (kN/m^3)
 γ : 崩壊土砂の土塊面積 (m^2)
 γ_d : 土塊の単位体積重量(崩壊土砂) (kN/m^3)
 q : 上載荷重 (kN/m^2)
 b : 載荷幅 (m)

上載荷重 q (kN/m^2)	載荷幅 b (m)	
	W1 部分	W2 部分
3.5		0.0

よって、最大となる土圧合力 P は次のようになる。

$$P = \frac{W_1 \times \sin(\alpha - \beta) + W_2 \times \cos(\alpha - \beta) \times \tan(\alpha - \delta')}{\cos(\alpha - \beta - \delta')}$$

$$= \frac{90.054 \times \sin(35 - 35.0) + 159.959 \times \cos(35 - 35.0) \times \tan(63.4 - 23.333)}{\cos(35 - 35.0 - 0.000 - 23.333)}$$

$$= 146.524 \quad (\text{kN})$$

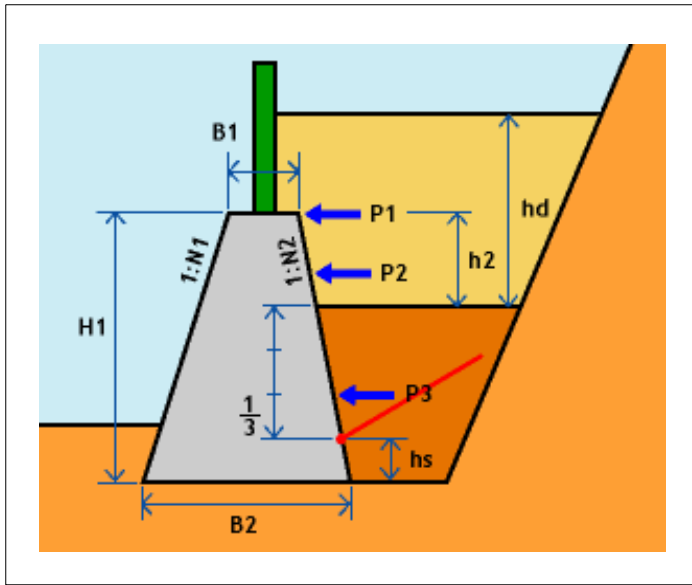
ここに

- W_1 、 W_2 : 土くさびの重量 (kN/m)
 α : すべり面角度 ($^\circ$)
 β : 裏込土のせん断抵抗角 ($^\circ$)
 δ : 擁壁背面と鉛直面とのなす角 ($^\circ$)
 δ' : 壁面摩擦角 ($^\circ$)
 δ'' : 地山との境界における壁面摩擦角 ($^\circ$)
 θ : 切土面角度 ($^\circ$)

7. 土圧の集計

裏込め土砂による土圧は、壁面全体に作用する土圧から崩壊土砂による土圧を差し引いたものとして求める。

土圧の種類	P_v (kN/m)	P_H (kN/m)
壁面全体に作用する土圧	58.034	134.541
崩壊土砂による土圧	5.403	14.843
裏込め土による土圧	52.631	119.698



・各作用位置における土圧の算出

土圧の種類	鉛直成分 V (kN)	アーム X (m)	抵抗モーメント Mr (kN・m)	水平成分 H (kN)	アーム Y (kN)	転倒モーメント Mo (kN・m)
P1	1.842	3.100	5.710	5.087	5.000	25.435
P2	2.613	3.100	8.100	7.215	4.500	32.468
P2'	0.927	3.100	2.874	2.559	4.333	11.088
P3	52.631	3.100	163.156	119.698	1.333	159.557

<鉛直・水平成分の算出式>

$$P1_V = \frac{1}{2} \times (hd - h2)^2 \times Kad_v \times d$$

$$P1_H = \frac{1}{2} \times (hd - h2)^2 \times Kadh \times d$$

$$P2_V = (hd - h2) \times Kad_v \times h2 \times d$$

$$P2_H = (hd - h2) \times Kadh \times h2 \times d$$

$$P2'_V = \frac{1}{2} \times h2^2 \times Kad_v \times d$$

$$P2'_H = \frac{1}{2} \times h2^2 \times Kadh \times d$$

<アーム位置の算出式>

$$Y_{P1} = H1$$

$$X_{P1} = H1 \times N1 + B1$$

$$Y_{P2} = H1 - \frac{h2}{2}$$

$$X_{P2} = B2 - Y_{P2} \times N2$$

$$Y_{P2'} = H1 - h2 + \frac{h2}{3}$$

$$X_{P2'} = B2 - Y_{P2'} \times N2$$

$$Y_{P3} = \frac{(H1 - h2 - hs)}{3} + hs$$

$$X_{P3} = B2 - Y_{P3} \times N2$$

8. 安定計算（崩壊土砂堆積時）

8.1 荷重集計

前章で算出した値から各モーメントを算出する。

荷重集計表

荷重名称	鉛直成分 V (kN)	アーム X (m)	抵抗モーメント Mr (kN・m)	水平成分 H (kN)	アーム Y (m)	転倒モーメント Mo (kN・m)
自重	212.750	2.034	432.734	-	-	-
土圧	58.013	3.100	179.840	134.559	1.698	228.548
計	270.763		612.574	134.559		228.548

8.2 作用位置の算出

合力の作用位置は次式で計算することができる。

$$d = \frac{Mr - Mo}{V} = \frac{612.574 - 228.548}{270.763}$$

$$= 1.418 \text{ (m)}$$

以上より安定度を照査する。

8.3 滑動に対する検討

擁壁には、擁壁を底版下面に沿って滑らせようとする滑動力と、これに対して底版と支持地盤の間に生じる滑動抵抗力が作用する。滑動抵抗力が不足すると擁壁は前方に押し出されるように滑動する。

擁壁に対する安全率 F_s は次式によって算出する。

$$F_s = \frac{V \times \mu + C_B \times B_2}{H} = \frac{270.763 \times 0.60 + 0.0 \times 3.100}{134.559}$$

$$= 1.2$$

ここに

μ : 擁壁底版と支持地盤との間の摩擦係数

C_B : 擁壁底版と支持地盤との間の粘着力 (kN/m²)

B_2 : 擁壁の底版幅 (m)

以上の結果が所定の安全率 1.2 を確保できれば安定と判定する。

$$F_s = 1.2 \quad 1.2 \dots \text{OK}$$

よって、滑動に対し安定である。

8.4 転倒に対する検討

転倒に対する安定度は、合力作用点の底版中央からの偏心距離 e が規定した範囲内にあるかどうかで判定する。

偏心距離 e は次式によって算出する。

$$\begin{aligned} e &= \frac{B2}{2} - d = \frac{3.100}{2} - 1.418 \\ &= 0.132 \text{ (m)} \end{aligned}$$

$$|e| = 0.132 \text{ (m)}$$

崩壊土砂堆積時の場合、この値が底版中央の底版幅2/3の範囲内になければならない。すなわち、偏心距離 e は次式を満足しなければならない。

$$|e| \leq \frac{B2}{3} = \frac{3.100}{3} = 1.033 \text{ (m)}$$

$$|e| = 0.132 \quad 1.033 \quad \dots \quad \text{OK}$$

よって、転倒に対し安定である。

8.5 地盤の支持力に対する検討

擁壁に作用する鉛直力は支持地盤によって支持されるが、支持地盤の支持力が不足すると底版のつま先またはかかどが支持地盤にめり込むような変状を起こす恐れがある。

合力作用点が底版中央の底版幅1/3の中にあるため、地盤反力度 q_1 、 q_2 は次式にて算出する。

$$\begin{aligned} q_1 &= \frac{V}{B2} \times \left(1 + \frac{6 \times e}{B2}\right) = \frac{270.763}{3.100} \times \left(1 + \frac{6 \times 0.132}{3.100}\right) \\ &= 110 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q_2 &= \frac{V}{B2} \times \left(1 - \frac{6 \times e}{B2}\right) = \frac{270.763}{3.100} \times \left(1 - \frac{6 \times 0.132}{3.100}\right) \\ &= 66 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

以上の結果が許容支持力 q_a の値以下であれば安定と判定する。

$$q_1 = 110 \quad q_a = 900 \quad \dots \quad \text{OK}$$

$$q_2 = 66 \quad q_a = 900 \quad \dots \quad \text{OK}$$

よって、支持力に対し安定である。

8.6 擁壁の安定結果

以上の結果より、この擁壁は崩壊土砂堆積時において安定構造物である。