

擁壁の設計 サンプルデータ

詳細出力例

MANUCHO18

改良試行くさび法（切土部擁壁）を採用した
「もたれ式擁壁」の設計計算例

目次

1章 設計条件	1
1.1 一般事項	1
1.2 形式	1
1.3 形状寸法	1
1.4 使用材料	1
1.5 土砂	2
1.6 載荷荷重	3
1.7 その他荷重	3
1.8 浮力	3
1.9 土圧	3
1.10 水圧	4
1.11 基礎の条件	4
1.11.1 許容せん断抵抗算出用データ	4
1.12 安定計算の許容値及び部材の許容応力度	4
1.12.1 安定計算の許容値	4
1.12.2 部材の許容応力度	4
2章 安定計算	5
2.1 水位を考慮しないブロックデータ	5
2.2 躯体自重，土砂重量，その他荷重，浮力（揚圧力）による鉛直力、水平力	5
2.3 土圧・水圧	5
2.4 作用力の集計	9
2.5 安定計算結果	11
2.5.1 転倒に対する安定	11
2.5.2 滑動に対する安定	11
2.5.3 支持に対する照査	11
3章 豎壁の設計	13
3.1 豎壁基部の設計	13
3.1.1 水位を考慮しないブロックデータ	13
3.1.2 躯体自重，その他荷重	13
3.1.3 土圧・水圧	13
3.1.4 断面力の集計	17
3.1.5 断面計算（許容応力度法）	18

1章 設計条件

1.1 一般事項

データ名：MANUCHO18.f8r (コメント：改良試行くさび法計算例)

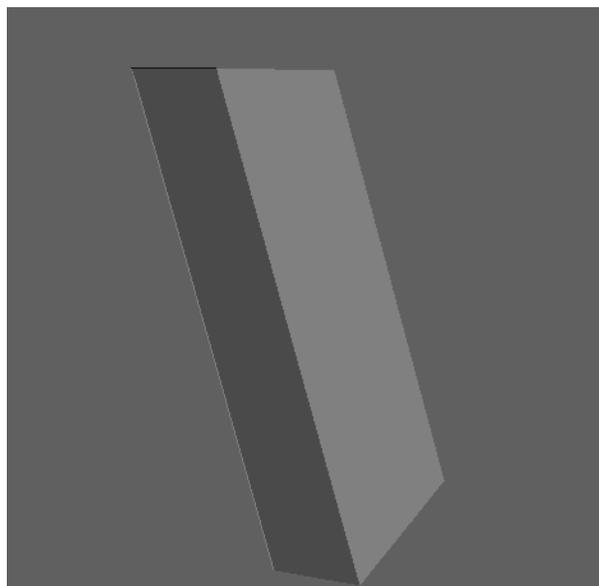
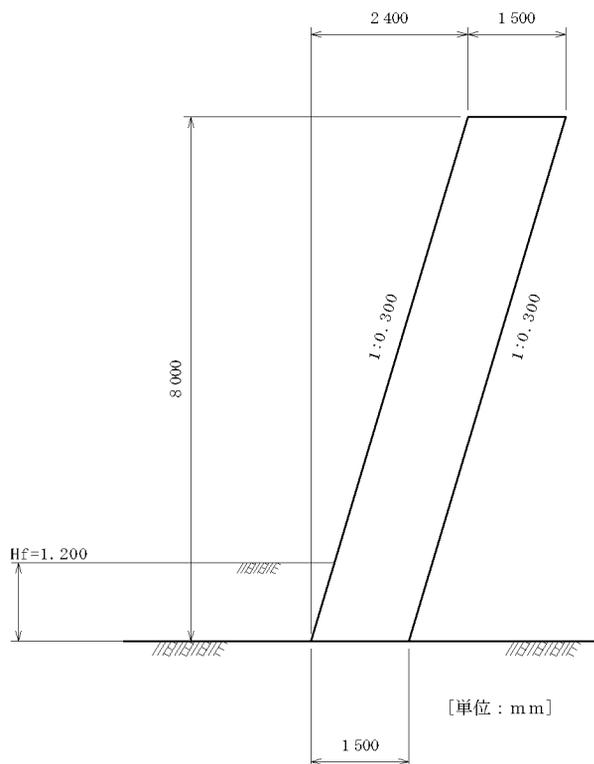
タイトル：切土部擁壁

コメント：改良試行くさび法計算例

1.2 形式

『もたれ式 - B (直接基礎)』

1.3 形状寸法



奥行方向幅 (ブロック長) B = 10000(mm)

1.4 使用材料

【コンクリート】 縦壁 (無筋コンクリート) : $c_k = 18$ (N/mm²)

【内部摩擦角】 背面土砂 : 35.00 (度)

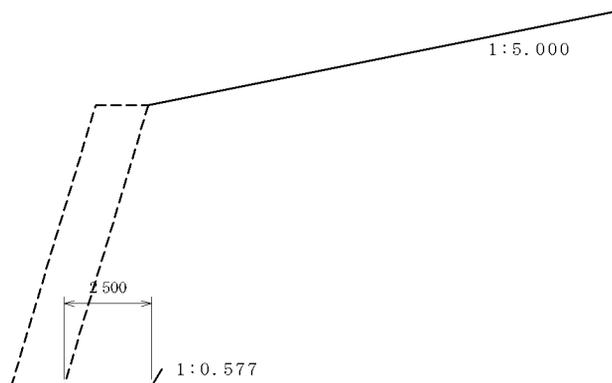
【単位体積重量】

(kN/m³)

躯体	無筋コンクリート	23.000	
水	浮力算出用	9.800	
	土砂	湿潤重量	飽和重量
	背面	20.000	21.000
	前面	20.000	21.000

1.5 土砂

(1)背面土砂形状



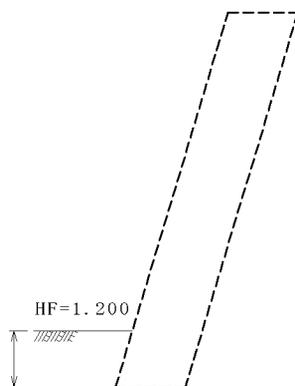
擁壁天端と地表面始点のレベル差	(m)	0.000
勾配		5.000

切土形状（仮想背面下端は安定照査に用いる仮想背面）

仮想背面下端から切土面下端までの水平距離	(m)	2.500
仮想背面下端から切土面下端とのレベル差	(m)	0.000
切土面の勾配		0.577

(2)前面土砂形状

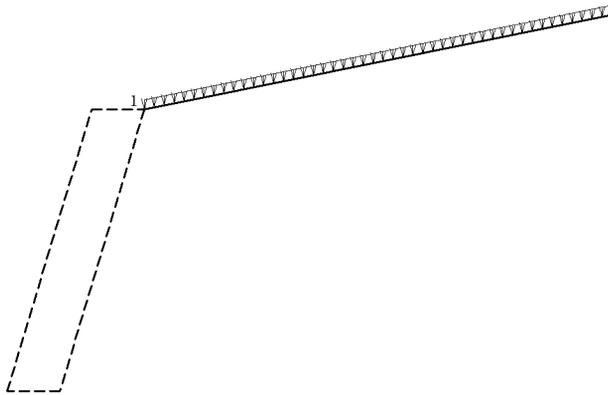
[1]常時



高さ	安定計算		つま先版 の設計時
	鉛直力	水平力	
1.200	無視	無視	—

1.6 載荷荷重

[1]常時



番号	載荷位置 (m)	載荷幅 (m)	荷重強度 (kN/m ²)		有効な検討		
			始端側	終端側	安定	豎壁	底板
1	0.000		10.000	10.000			×

1.7 その他荷重

考慮しない

1.8 浮力

- ・揚圧力として浮力相当分を考慮する

1.9 土圧

- ・土圧の作用面の壁面摩擦角(度)

荷 重 態	主働土圧			受働土圧
	安定計算時	断面計算時	切土	
常 時	23.333	23.333	29.167	—

- ・安定計算時の土圧の仮想背面は、豎壁背面
- ・安定計算時の土圧作用面が鉛直面となす角度 -16.699 (度)
- ・豎壁設計時の土圧作用面が鉛直面となす角度 -16.699 (度)
- ・粘着力(kN/m²)

荷 重 態	すべり面用	粘着高さ用
常 時	0.000	0.000

- ・水位以下の土圧算出時の地震時慣性力は設計水平震度を適用

1.10 水圧

・ 静水圧の取扱い

荷 重 状 態	背 面	前 面
常 時	考 慮	考 慮

1.11 基礎の条件

1.11.1 許容せん断抵抗算出用データ

照査に用いる底版幅	全 幅
基礎底面と地盤との間の付着力 CB (kN/m ²)	0.000
基礎底面と地盤との間の摩擦係数 tan δ	0.700

1.12 安定計算の許容値及び部材の許容応力度

1.12.1 安定計算の許容値

荷 重 状 態	転倒安全率	滑動安全率	許容 支持力度 (kN/m ²)
常時	1.500	1.500	1000.000

1.12.2 部材の許容応力度

(1) 無筋コンクリート部材

1) 豎壁

(N/mm²)

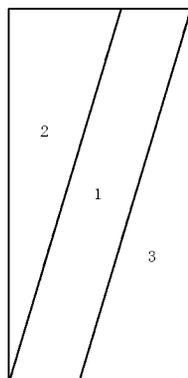
荷 重 状 態	割増 係数	コンクリート の圧縮応力度 σ_c	コンクリート の引張応力度 σ_t	せん断 応力度 σ_1
常時	1.00	4.500	0.230	0.330

2章 安定計算

2.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) 躯体自重

1) ブロック割り



2) 自重・重心

区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 Vi (m³)	重心位置 (m)		Vi · Xi	Vi · Yi	備考
			Xi	Yi			
1	3.900 × 8.000 × 1.000	31.200	1.950	4.000	60.840	124.800	
2	-1/2 × 2.400 × 8.000 × 1.000	-9.600	0.800	5.333	-7.680	-51.200	
3	-1/2 × 2.400 × 8.000 × 1.000	-9.600	3.100	2.667	-29.760	-25.600	
		12.000	——	——	23.400	48.000	

$$\text{重心位置 } XG = (Vi \cdot Xi) / Vi = 23.400 / 12.000 = 1.950 \text{ (m)}$$

$$YG = (Vi \cdot Yi) / Vi = 48.000 / 12.000 = 4.000 \text{ (m)}$$

2.2 躯体自重，土砂重量，その他荷重，浮力（揚圧力）による鉛直力、水平力

(1) 自重による作用力

[1] 常時

位置	鉛直力 $W = \gamma \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体	23.000 × 12.000 = 276.000	1.950

2.3 土圧・水圧

[1] 常時 (水位1)

すべり面を変化させた場合の土圧

仮想背面の位置（つま先からの距離）

$$xp = 1.500 \text{ m}$$

$$yp = 0.000 \text{ m}$$

仮想背面の高さ

$$H = 8.000 \text{ m}$$

仮想背面が鉛直面となす角度

$$= -16.699^\circ$$

壁背面が鉛直面となす角度

$$\theta = -16.699^\circ$$

背面土砂の単位体積重量

$$s = 20.000 \text{ kN/m}^3$$

背面土砂の内部摩擦角

$$= 35.000^\circ$$

壁面摩擦角

$$= 23.333^\circ$$

切土面dcが鉛直面となす角度 $k = 29.985^\circ$
 切土面dcが水平面となす角度 $= 60.015^\circ$
 切土面dcの摩擦角 $' = 29.167^\circ$
 すべり角の変化範囲 $k_i = 1.00 \sim 49.00$
 ただし、切土面上の折れ点位置 $x_d = 2.500 \text{ m}$
 (仮想背面の基点より) $y_d = 0.000 \text{ m}$

(1)第1土砂ブロックによる水平力Xの傾斜角 δ_x 算出

すべり面と切土面の交点を原点とした仮想すべり面 $'$ の変化範囲 $10.00^\circ \sim 85.00^\circ$

仮想すべり角($'$)に対する土砂重量 W_{1l}, W_{1r}

すべり角 '($^\circ$)	鉛直面より左側の土砂重量 W_{1l} (kN)				鉛直面より右側の土砂重量 W_{1r} (kN)			
	水位以上	水位以下	上載荷重	合計	水位以上	水位以下	上載荷重	合計
71.00	94.695	0.000	17.466	112.161	191.725	0.000	35.362	227.087
72.00	89.683	0.000	16.541	106.224	191.725	0.000	35.362	227.087

仮想すべり角($'$)に対する土砂重量 R_{1r}, X, δ_x

すべり角 '($^\circ$)	切土面 からの反力 R_{1r} (kN)	水平力 X (kN)	X の傾斜角 δ_x ($^\circ$)	$X \cdot \cos \delta_x$ (kN)
71.00	216.870	118.486	20.192	111.204
72.00	216.577	118.432	20.331	111.054

$X \cdot \cos \delta_x$ が最大となるのは、

$' = 71.00^\circ$ のとき $X \cdot \cos \delta_x = 111.204 \text{ kN}$

である。

$$\begin{aligned}
 X &= \frac{\sin(\varepsilon - \delta')}{\cos \delta_x} \cdot R_{1r} \\
 &= \frac{\sin(60.015 - 29.167)}{\cos 20.192} \cdot 216.870 \\
 &= 118.486 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \delta_x &= \tan^{-1} \frac{W_{1r} - R_{1r} \cdot \cos(\varepsilon - \delta')}{R_{1r} \cdot \sin(\varepsilon - \delta')} \\
 &= \tan^{-1} \frac{227.087 - 216.870 \cdot \cos(60.015 - 29.167)}{216.870 \cdot \sin(60.015 - 29.167)} \\
 &= 20.192^\circ
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 R_{1r} &= \frac{\sin(\omega_1 - \phi)}{\sin(\varepsilon + \omega_1 - \delta' - \phi)} \cdot (W_{1r} + W_{1l}) \\
 &= \frac{\sin(71.000 - 35.000)}{\sin(60.015 + 71.000 - 29.167 - 35.000)} \cdot (227.087 + 112.161) \\
 &= 216.870 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

(2)土圧の算出

すべり角(k)に対する水平力(X)

すべり角 k(°)	第1土砂ブロックの重量W1 (kN)				水平力 X (kN)
	水位以上	水位以下	上載荷重	合計	
34.00	202.926	0.000	36.381	239.307	124.720
35.00	191.725	0.000	35.362	227.087	118.486
36.00	180.009	0.000	34.265	214.274	111.824

すべり角(k)に対する土圧力(P)

すべり角 k(°)	第2土砂ブロックの重量W2 (kN)				土圧力 P (kN)
	水位以上	水位以下	上載荷重	合計	
34.00	355.608	0.000	16.929	372.537	119.256
35.00	362.397	0.000	17.948	380.345	119.285
36.00	369.358	0.000	19.045	388.403	119.161

土圧力が最大となるのは、

k = 35.00° のとき P = 119.285 kN である。

第1土砂ブロックによる水平力

$$X = W1 \cdot \frac{\cos(\alpha k + \delta')}{\sin(\alpha k + \delta' + \delta_x)} = 227.087 \times \frac{\cos(29.985^\circ + 29.167^\circ)}{\sin(29.985^\circ + 29.167^\circ + 20.192^\circ)} = 118.486 \text{ kN}$$

第2土砂ブロックによる土圧力

$$P = \frac{X \cdot \cos(\omega k - \phi) + W2 \cdot \sin(\omega k - \phi) - c \cdot L \cdot \cos \phi}{\cos(\omega k - \phi - \alpha - \delta)}$$

$$= \frac{118.486 \times \cos(35.00^\circ - 35.00^\circ) + 380.345 \times \sin(35.00^\circ - 35.00^\circ)}{\cos(35.00^\circ - 35.00^\circ - 16.699^\circ - 23.333^\circ)}$$

$$= \frac{0.000 \times 5.121 \times \cos 35.00^\circ}{\cos(35.00^\circ - 35.00^\circ - 16.699^\circ - 23.333^\circ)}$$

$$= 119.285 \text{ kN}$$

ここに、

W1 : 第1土砂ブロックの重量

W2 : 第2土砂ブロックの重量

k : すべり面amが水平面となす角度

c : すべり面amの粘着力

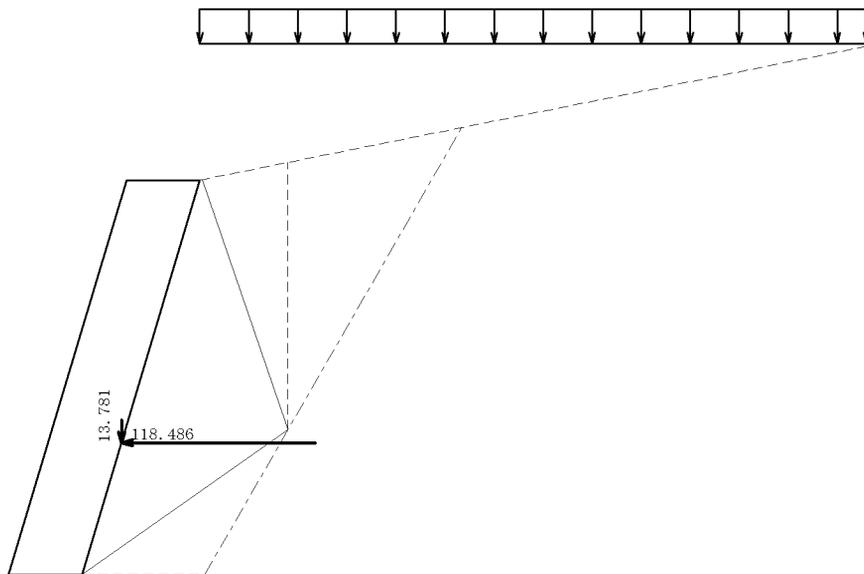
L : すべり面amの長さ

したがって、すべり面amを変化させた場合の土圧は、P1 = 119.285 kN

通常の盛土部の土圧

土圧は試行くさび法により求める。

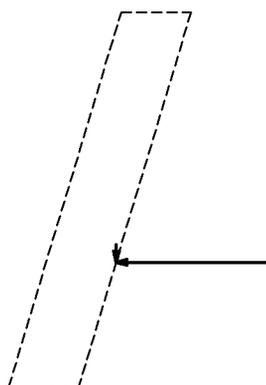
・土圧図



2.4 作用力の集計

(1) 躯体前面での作用力の集計

[1] 常時 (水位1)



項目	鉛直力 N_i (kN)	水平力 H_i (kN)	アーム長		回転モーメント(kN.m)	
			X_i (m)	Y_i (m)	$M_{xi} = N_i \cdot X_i$	$M_{yi} = H_i \cdot Y_i$
自重	276.000	0.000	1.950	0.000	538.200	0.000
土圧	13.781	118.486	2.300	2.667	31.696	315.963
合計	289.781	118.486	—————	—————	569.896	315.963

荷重状態 (水位)	N_o (kN)	H_o (kN)	M_o (kN.m)
常時(水位1)	289.781	118.486	253.933

(2) 躯体中心での作用力の集計

鉛直力 : $N_c = N_o$ (kN)

水平力 : $H_c = H_o$ (kN)

回転モーメント : $M_c = N_o \cdot B_j / 2.0 - M_o$ (kN.m)

ここに、

躯体土圧方向幅 : $B_j = 1.500$ (m)

単位幅当り

荷重状態 (水位)	N_c (kN)	H_c (kN)	M_c (kN.m)
常時(水位1)	289.781	118.486	-36.597

全幅(10.000m)当り

荷重状態 (水位)	N_c (kN)	H_c (kN)	M_c (kN.m)
常時(水位1)	2897.808	1184.861	-365.970

2.5 安定計算結果

2.5.1 転倒に対する安定

$$F = \frac{|Mr|}{|Mo|}$$

ここに、

Mr : 抵抗モーメント

Mo : 回転モーメント

荷重状態 (水位)	Mr (kN.m)	Mo (kN.m)	安全率	
			F = Mr/Mo	許容値
常時(水位1)	569.896	315.963	1.804	1.500

2.5.2 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + C_b \cdot B}{\Sigma H}$$

ここに、

V : 底版下面における全鉛直荷重(kN)

H : 底版下面における全水平荷重(kN)

μ : 底版と支持地盤の間の摩擦係数, μ = 0.700

C_b : 底版と支持地盤の間の付着力(kN/m²), C_b = 0.000

B : 底版幅(m), B = 1.500

荷重状態 (水位)	鉛直荷重 V(kN)	水平荷重 H(kN)	安全率 F _s	必要安全率 F _{sa}
常時(水位1)	289.781	118.486	1.712	1.500

2.5.3 支持に対する照査

(1) 合力作用点及び偏心量の算出

$$d = \frac{\Sigma Mr - \Sigma Mt}{\Sigma V}$$

ここに、

d : 底版つま先から合力の作用点までの距離(m)

Mr : 底版つま先回りの抵抗モーメント(kN.m)

Mt : 底版つま先回りの転倒モーメント(kN.m)

V : 底版下面における全鉛直荷重(kN)

$$e = \frac{B}{2} - d$$

ここに、

e : 合力の作用点の底版中央からの偏心距離(m)

B : 底版幅(m), B = 1.500

荷重状態(水位)	Mr (kN.m)	Mt (kN.m)	V (kN)	d (m)	e (m)
常時(水位1)	569.896	315.963	289.781	0.876	-0.126

(2)地盤反力度の算出

- ・合力作用点が底版中央の底版幅1/3(ミドルサード)の中にある場合

$$q_1 = \frac{\Sigma V}{B} \cdot \left(1 + \frac{6e}{B}\right)$$

$$q_2 = \frac{\Sigma V}{B} \cdot \left(1 - \frac{6e}{B}\right)$$

- ・合力作用点が底版中央の底版幅2/3の中にある場合

$$q_1 = \frac{2 \Sigma V}{3 \cdot (B/2 - e)}$$

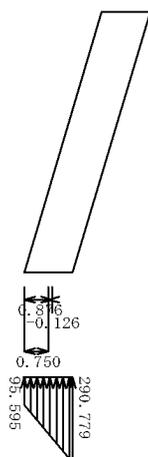
ここに、

V : 底版下面に作用する全鉛直荷重(kN)

B : 底版幅(m), B = 1.500

e : 偏心量(m)

[1]常時(水位1)



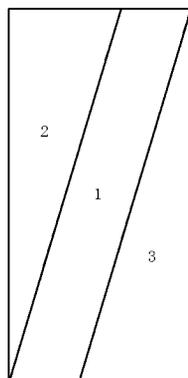
地盤反力の作用幅(m) x及びB	地盤反力の形状	地盤反力度 (kN/m ²)		
		qmin	qmax	許容値
1.500	台形	95.595	290.779	1000.000

3章 豎壁の設計

3.1 豎壁基部の設計

3.1.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) ブロック割り



(2) 体積・重心

区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 Vi (m³)	重心位置 (m)		Vi · Xi	Vi · Yi	備考
			Xi	Yi			
1	3.900 × 8.000 × 1.000	31.200	1.950	4.000	60.840	124.800	
2	-1/2 × 2.400 × 8.000 × 1.000	-9.600	0.800	5.333	-7.680	-51.197	
3	-1/2 × 2.400 × 8.000 × 1.000	-9.600	3.100	2.667	-29.760	-25.603	
		12.000	—	—	23.400	48.000	

$$\text{重心 } XG = (Vi \cdot Xi) / Vi = 23.400 / 12.000 = 1.950 \text{ (m)}$$

$$YG = (Vi \cdot Yi) / Vi = 48.000 / 12.000 = 4.000 \text{ (m)}$$

3.1.2 躯体自重, その他荷重

(1) 躯体自重

[1] 常時

位置	W = $\gamma \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体(無筋)	23.000 × 12.000 = 276.000	-1.200

3.1.3 土圧・水圧

[1] 常時 (水位1)

すべり面を変化させた場合の土圧

仮想背面の位置 (断面中心からの距離) $x_p = 0.750 \text{ m}$

$y_p = 0.000 \text{ m}$

仮想背面の高さ $H = 8.000 \text{ m}$

仮想背面が鉛直面となす角度 $= -16.699^\circ$

背面土砂の単位体積重量 $s = 20.000 \text{ kN/m}^3$

背面土砂の内部摩擦角 $= 35.000^\circ$

壁面摩擦角 $= 23.333^\circ$

切土面dcが鉛直面となす角度 $k = 29.985^\circ$
 切土面dcの摩擦角 $' = 29.167^\circ$
 すべり角の変化範囲 $k_i = 1.00^\circ \sim 49.00^\circ$
 ただし、切土面上の折れ点位置 $x_d = 2.500 \text{ m}$
 (仮想背面の基点より) $y_d = 0.000 \text{ m}$

(1)第1土砂ブロックによる水平力Xの傾斜角 α_x 算出
 すべり面と切土面の交点を原点とした仮想すべり面 $'$ の変化範囲 $10.00^\circ \sim 85.00^\circ$

仮想すべり角($'$)に対する土砂重量 W_{1l}, W_{1r}

すべり角 ' (°)	鉛直面より左側の土砂重量 W_{1l} (kN)				鉛直面より右側の土砂重量 W_{1r} (kN)			
	水位以上	水位以下	上載荷重	合計	水位以上	水位以下	上載荷重	合計
71.00	94.695	0.000	17.466	112.161	191.725	0.000	35.362	227.087
72.00	89.683	0.000	16.541	106.224	191.725	0.000	35.362	227.087

仮想すべり角($'$)に対する土砂重量 R_{1r}, X, α_x

すべり角 ' (°)	切土面 からの反力 R_{1r} (kN)	水平力 X (kN)	X の傾斜角 α_x (°)	$X \cdot \cos \alpha_x$ (kN)
71.00	216.870	118.486	20.192	111.204
72.00	216.577	118.432	20.331	111.054

$X \cdot \cos \alpha_x$ が最大となるのは、

$$' = 71.00^\circ \text{ のとき } X \cdot \cos \alpha_x = 111.204 \text{ kN}$$

である。

$$\begin{aligned} X &= \frac{\sin(\varepsilon - \delta')}{\cos \delta_x} \cdot R_{1r} \\ &= \frac{\sin(60.015 - 29.167)}{\cos 20.192} \cdot 216.870 \\ &= 118.486 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \delta_x &= \tan^{-1} \frac{W_{1r} - R_{1r} \cdot \cos(\varepsilon - \delta')}{R_{1r} \cdot \sin(\varepsilon - \delta')} \\ &= \tan^{-1} \frac{227.087 - 216.870 \cdot \cos(60.015 - 29.167)}{216.870 \cdot \sin(60.015 - 29.167)} \\ &= 20.192^\circ \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_{1r} &= \frac{\sin(\omega_1 - \phi)}{\sin(\varepsilon + \omega_1 - \delta' - \phi)} \cdot (W_{1r} + W_{1l}) \\ &= \frac{\sin(71.000 - 35.000)}{\sin(60.015 + 71.000 - 29.167 - 35.000)} \cdot (227.087 + 112.161) \\ &= 216.870 \text{ kN} \end{aligned}$$

(2)土圧の算出

すべり角(k)に対する水平力(X)

すべり角 k(°)	第1土砂ブロックの重量W1 (kN)				水平力 X (kN)
	水位以上	水位以下	上載荷重	合計	
34.00	202.926	0.000	36.381	239.307	124.720
35.00	191.725	0.000	35.362	227.087	118.486
36.00	180.009	0.000	34.265	214.274	111.824

すべり角(k)に対する土圧力(P)

すべり角 k(°)	第2土砂ブロックの重量W2 (kN)				土圧力 P (kN)
	水位以上	水位以下	上載荷重	合計	
34.00	355.608	0.000	16.929	372.537	119.256
35.00	362.397	0.000	17.948	380.345	119.285
36.00	369.358	0.000	19.045	388.403	119.161

土圧力が最大となるのは、

k = 35.00° のとき P = 119.285 kN である。

第1土砂ブロックによる水平力

$$X = W1 \cdot \frac{\cos(\alpha k + \delta')}{\sin(\alpha k + \delta' + \delta_x)} = 227.087 \times \frac{\cos(29.985^\circ + 29.167^\circ)}{\sin(29.985^\circ + 29.167^\circ + 20.192^\circ)} = 118.486 \text{ kN}$$

第2土砂ブロックによる土圧力

$$P = \frac{X \cdot \cos(\omega k - \phi) + W2 \cdot \sin(\omega k - \phi) - c \cdot L \cdot \cos \phi}{\cos(\omega k - \phi - \alpha - \delta)}$$

$$= \frac{118.486 \times \cos(35.00^\circ - 35.00^\circ) + 380.345 \times \sin(35.00^\circ - 35.00^\circ)}{\cos(35.00^\circ - 35.00^\circ - -16.699^\circ - 23.333^\circ)}$$

$$= \frac{0.000 \times 5.121 \times \cos 35.00^\circ}{\cos(35.00^\circ - 35.00^\circ - -16.699^\circ - 23.333^\circ)}$$

$$= 119.285 \text{ kN}$$

ここに、

W1 : 第1土砂ブロックの重量

W2 : 第2土砂ブロックの重量

k : すべり面amが水平面となす角度

c : すべり面amの粘着力

L : すべり面amの長さ

したがって、すべり面amを変化させた場合の土圧は、P1 = 119.285 kN

通常の盛土部の土圧

土圧は試行くさび法により求める。

仮想背面の位置 (断面中心からの距離) xp = 0.750 m

yp = 0.000 m

仮想背面の高さ H = 8.000 m

仮想背面が鉛直面となす角度 = -16.699 °
 背面土砂の単位体積重量 s = 20.000 kN/m³
 背面土砂の内部摩擦角 = 35.000 °
 壁面摩擦角 = 2 / 3 = 23.333 °
 すべり角の変化範囲 i = 50.00 ° ~ 80.00 °

すべり角()に対する土砂重量(W) , 土圧力(P)
 水位 hw = 0.000 m

すべり角 (°)	土砂重量 W(kN)				土圧力 P (kN)
	水位以上	水位以下	上載荷重	合計	
50.00	389.726	0.000	51.825	441.551	115.511
51.00	365.955	0.000	48.664	414.619	115.829
52.00	343.163	0.000	45.633	388.796	115.559

土圧力が最大となるのは、
 = 51.00 ° のとき P = 115.829 kN

である。

土圧力

$$\begin{aligned}
 P2 &= \frac{W \cdot \sin(\omega - \phi)}{\cos(\omega - \phi - \alpha - \delta)} \\
 &= \frac{414.619 \times \sin(51.00^\circ - 35.00^\circ)}{\cos(51.00^\circ - 35.00^\circ - -16.699^\circ - 23.333^\circ)} \\
 &= 115.829 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

土圧の決定

すべり面amを変化させた場合の土圧 P1 = 119.285 kN

通常の盛土部の土圧 P2 = 115.829 kN

P1 > P2なので、この場合の土圧は、 P = P1 = 119.285 kN

このときの土圧力の水平成分、鉛直成分、作用位置は次のようになる。

水平成分

$$Ph = P \cdot \cos(+) = 119.285 \times \cos(-16.699^\circ + 23.333^\circ) = 118.486 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$Pv = P \cdot \sin(+) = 119.285 \times \sin(-16.699^\circ + 23.333^\circ) = 13.781 \text{ kN}$$

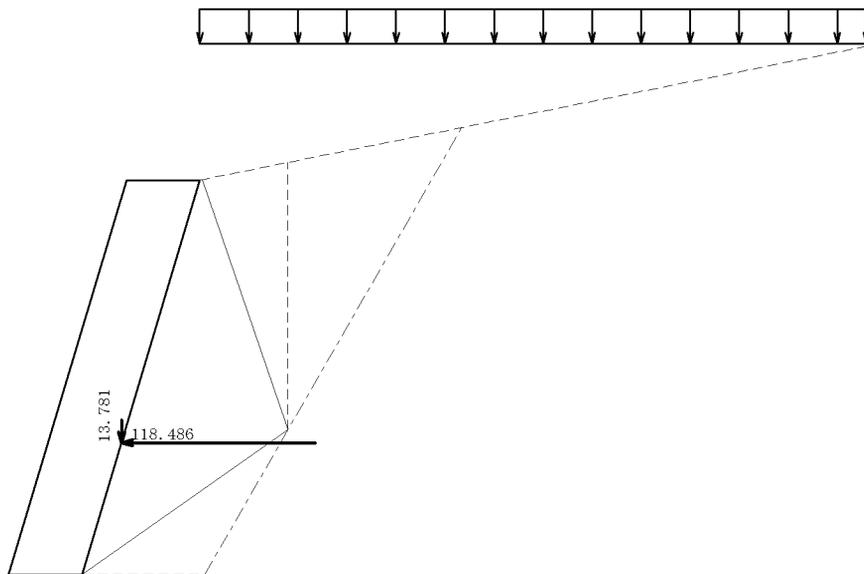
作用位置

$$Ho = \frac{H}{3} = \frac{8.000}{3} = 2.667 \text{ m}$$

$$x = Ho \cdot \tan - xp = 2.667 \times \tan -16.699^\circ - 0.750 = -1.550 \text{ m}$$

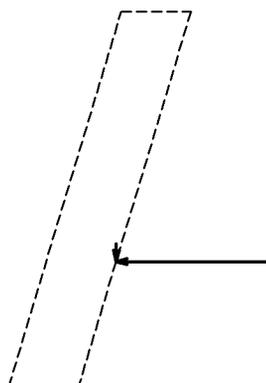
$$y = yp + Ho = 0.000 + 2.667 = 2.667 \text{ m}$$

・土圧図



3.1.4 断面力の集計

[1]常時 (水位1)



項目	N_i (kN)	H_i (kN)	X_i (m)	Y_i (m)	$M = M_{x_i} + M_{y_i}$ (kN.m)
自重	276.000	0.000	-1.200	0.000	-331.200
土圧	13.781	118.486	-1.550	2.667	294.641
合計	289.781	118.486	—————	—————	-36.559

X_i は設計断面中心からの距離 (前面側に向かって+)、 Y_i は設計断面からの高さ

3.1.5 断面計算（許容応力度法）

(1) 曲げ応力度の照査

$$\sigma_c = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{W}$$

ここに、

c : コンクリート断面の縁応力度(N/mm²)

N : 軸方向力(N)

A : コンクリートの全断面積(mm²) , A = 1500000.000

M : 曲げモーメント(N.mm)

W : コンクリート断面の図心軸に関する断面係数(mm³) , W = 375000.0 × 10³

荷重状態（水位）	M (kN.m)	N (kN)	圧縮応力度(N/mm ²)		引張応力度(N/mm ²)	
			計算値	許容値	計算値	許容値
常時(水位1)	-36.559	289.781	0.291	4.500	—	0.230

引張応力度が「 - 」の場合は、全断面圧縮状態による。

(2) せん断応力度の照査

$$\tau_m = \frac{S_h}{b \cdot d} \leq \tau_{a1}$$

ここに、

m : 部材断面に生じるコンクリートのせん断応力度(N/mm²)

S_h : 作用せん断力(N)

d : 部材の有効高(mm) , d = 1500.000

b : 部材断面幅(mm)

a₁ : コンクリートのみでせん断力を負担する場合の許容せん断応力度(N/mm²)

荷重状態（水位）	せん断力 S _h (kN)	せん断応力度(N/mm ²)	
		計算値	許容値 _{a1}
常時(水位1)	118.486	0.079	0.330