

擁壁の設計 サンプルデータ

詳細出力例

MANUCHO17

改良試行くさび法（盛土部擁壁）を採用した
「逆T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	2
1.7 その他荷重	3
1.8 土圧	3
1.9 基礎の条件	3
1.9.1 許容せん断抵抗算出用データ	3
1.10 安定計算の許容値及び部材の許容応力度	3
1.10.1 安定計算の許容値	3
1.10.2 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	6
2.3 地表面の載荷荷重，雪荷重	7
2.4 土圧・水圧	7
2.5 作用力の集計	10
2.6 安定計算結果	11
2.6.1 転倒に対する安定	11
2.6.2 滑動に対する安定	11
2.6.3 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	15
3.1.5 断面計算（許容応力度法）	15
4章 つま先版の設計	17
4.1 照査位置[1]の設計	17
4.1.1 水位を考慮しないブロックデータ	17
4.1.2 躯体自重，土砂重量，その他荷重，浮力（揚圧力）による鉛直力	18
4.1.3 地盤反力	18
4.1.4 断面力の集計	19
4.1.5 断面計算（許容応力度法）	19
4.2 照査位置[2]の設計	20
4.2.1 水位を考慮しないブロックデータ	21
4.2.2 躯体自重，土砂重量，その他荷重，浮力（揚圧力）による鉛直力	21
4.2.3 地盤反力	21
4.2.4 断面力の集計	22
4.2.5 断面計算（許容応力度法）	22
5章 かかと版の設計	24
5.1 照査位置[1]の設計	24
5.1.1 水位を考慮しないブロックデータ	24
5.1.2 躯体自重，土砂重量，その他荷重，浮力（揚圧力）による鉛直力	25
5.1.3 地表面の載荷荷重，雪荷重	26

5.1.4 土圧	27
5.1.5 地盤反力	29
5.1.6 断面力の集計	30
5.1.7 断面計算（許容応力度法）	31
5.2 照査位置[2]の設計	32
5.2.1 水位を考慮しないブロックデータ	32
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	33
5.2.3 地表面の載荷荷重，雪荷重	34
5.2.4 土圧	35
5.2.5 地盤反力	37
5.2.6 断面力の集計	38
5.2.7 断面計算（許容応力度法）	39

1章 設計条件

1.1 一般事項

データ名：MANUCHO17.f8r (コメント：改良試行くさび法計算例)

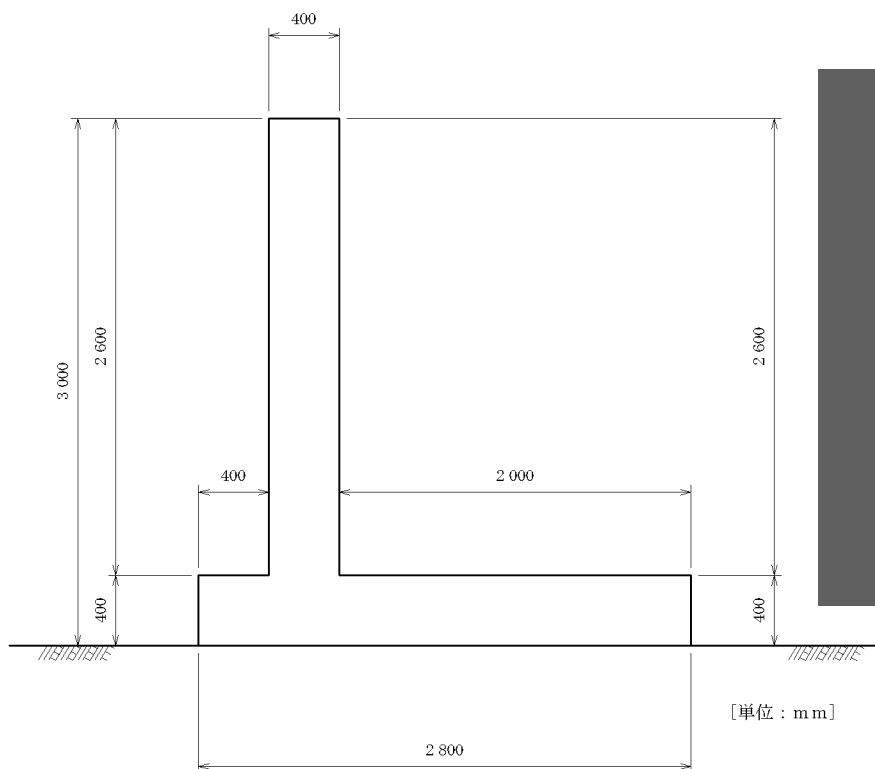
タイトル：盛土部擁壁

コメント：改良試行くさび法計算例

1.2 形式

『逆T型 - A (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 (鉄筋コンクリート) : $ck = 24$ (N/mm²)
底版 (鉄筋コンクリート) : $ck = 24$ (N/mm²)

【鉄筋】 種類 : SD345

【内部摩擦角】 背面土砂 : 35.00 (度)

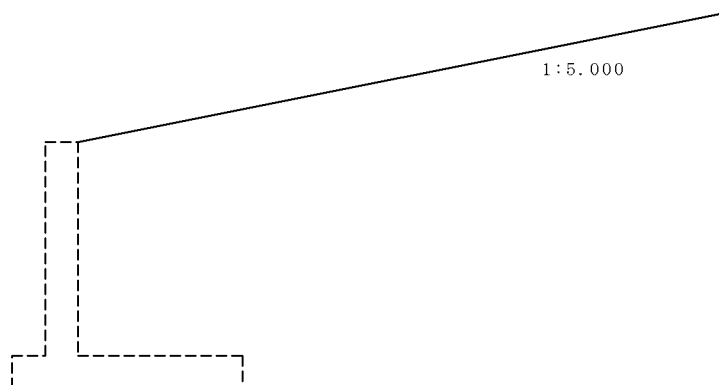
【単位体積重量】

(kN/m³)

軀 体	鉄筋コンクリート	24.500	
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

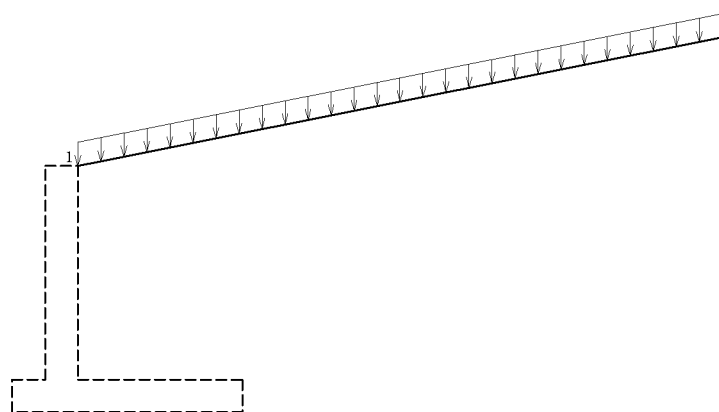
(1)背面土砂形状



擁壁天端と地表面始点のレベル差	(m)	0.000
勾配		5.000
土圧を考慮しない高さHr	(m)	0.000

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 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	11.310	23.333	————	————

・安定計算時の土圧の仮想背面は、かかと端(かかとから鉛直に伸ばした線)

・安定計算時の土圧作用面が鉛直面となす角度 0.000 (度)

・豎壁設計時の土圧作用面が鉛直面となす角度 0.000 (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

1.9 基礎の条件

1.9.1 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 C_B (kN/m ²)	0.000
基礎底面と地盤との間の摩擦係数 $\tan \delta$	0.600

1.10 安定計算の許容値及び部材の許容応力度

1.10.1 安定計算の許容値

荷 重 態	許容偏心量 e_b / B (m)	滑動安全率	許容支持力度 (kN/m ²)
常時	1/6	1.500	300.000

ここに、

B : 基礎幅(m)

e_b : 荷重の偏心量(m) , ただし、 $e_b = M_b / V$

M_b : 基礎底面に作用するモ - メント(kN.m)

V : 基礎底面に作用する鉛直荷重(kN)

1.10.2 部材の許容応力度

(1)鉄筋コンクリート部材

1) 縦壁（水中部材）

(N/mm²)

荷 重 状 態	割増 係 数	コンクリート の圧縮応力度 ca	鉄筋の 引張応力度 sa	せん断 応 力 度	
				a1	a2
常時	1.00	8.000	160.000	0.390	1.700

2) 底版（水中部材）

(N/mm²)

荷 重 状 態	割増 係 数	コンクリート の圧縮応力度 ca	鉄筋の 引張応力度 sa	せん断 応 力 度	
				a1	a2
常時	1.00	8.000	160.000	0.390	1.700

ここに、

a1 : コンクリートのみでせん断力を負担する場合のせん断応力度

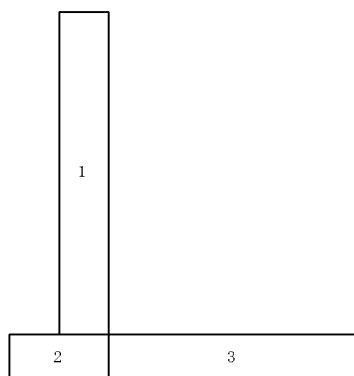
a2 : 斜引張鉄筋と協同して負担する場合のせん断応力度

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



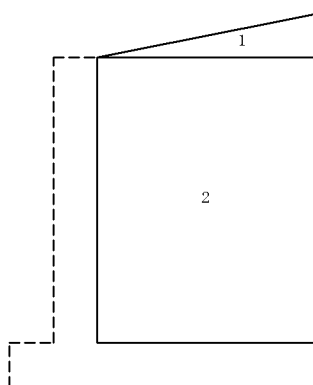
2) 自重・重心

区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 V_i (m ³)	重心位置(m)		$V_i \cdot X_i$	$V_i \cdot Y_i$	備考
			X_i	Y_i			
1	0.400 × 2.600 × 1.000	1.040	0.600	1.700	0.624	1.768	
2	0.800 × 0.400 × 1.000	0.320	0.400	0.200	0.128	0.064	
3	2.000 × 0.400 × 1.000	0.800	1.800	0.200	1.440	0.160	
		2.160	———	———	2.192	1.992	

$$\begin{aligned} \text{重心位置 } XG &= (V_i \cdot X_i) / V_i = 2.192 / 2.160 = 1.015 \text{ (m)} \\ YG &= (V_i \cdot Y_i) / V_i = 1.992 / 2.160 = 0.922 \text{ (m)} \end{aligned}$$

(2) 背面土砂

1) ブロック割り



2) 体積・重心

区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 V_i (m ³)	重心位置(m)		$V_i \cdot X_i$	$V_i \cdot Y_i$	備考
			X_i	Y_i			
1	$1/2 \times 2.000 \times 0.400 \times 1.000$	0.400	2.133	3.133	0.853	1.253	
2	$2.000 \times 2.600 \times 1.000$	5.200	1.800	1.700	9.360	8.840	

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			
		5.600	—	—	10.213	10.093	

$$\begin{aligned} \text{重心位置 } XG &= (Vi \cdot Xi) / Vi = 10.213 / 5.600 = 1.824 \text{ (m)} \\ \text{重心位置 } YG &= (Vi \cdot Yi) / Vi = 10.093 / 5.600 = 1.802 \text{ (m)} \end{aligned}$$

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 $W = \quad \cdot \quad V$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体	24.500 × 2.160 = 52.920	1.015

(2)土砂重量，浮力

[1]常時

1)土砂重量による作用力

水位位置による分割

位置	全体積、重心位置			水位より下の体積、重心位置		
	体積 V(m³)	重心位置(m)		体積 VI(m³)	重心位置(m)	
		X	Y		XI	YI
土砂(背面)	5.600	1.824	1.802	0.000	0.000	0.000

位置	水位より上の体積、重心位置		
	体積 Vu(m³)	重心位置(m)	
		Xu	Yu
土砂(背面)	5.600	1.824	1.802

水位より上の体積

$$Vu = V - VI$$

水位より上の重心位置

$$Xu = (V \cdot X - VI \cdot XI) / Vu$$

$$Yu = (V \cdot Y - VI \cdot YI) / Vu$$

土砂による作用力

位置	水位より上の重量 $Wu = Vu \cdot (\text{土の湿潤重量})$ (kN)	水位より下の重量 $WI = VI \cdot (\text{土の飽和重量})$ (kN)
土砂(背面)	5.600 × 20.000 = 112.000	0.000 × 21.000 = 0.000

位置	重量 W Wu + WI (kN)	作用位置 X (Wu · Xu + WI · XI) / W (m)
土砂(背面)	112.000	1.824

(3)自重集計

[1]常時

	重量 Ni (kN)	水平力 Hi (kN)	作用位置(m)		モーメント(kN.m)	
			Xi	Yi	Ni・Xi	Hi・Yi
躯体	52.920	0.000	1.015	0.000	53.704	0.000
背面土砂	112.000	0.000	1.824	0.000	204.266	0.000
合計	164.920	0.000	——	——	257.970	0.000

2.3 地表面の載荷荷重，雪荷重

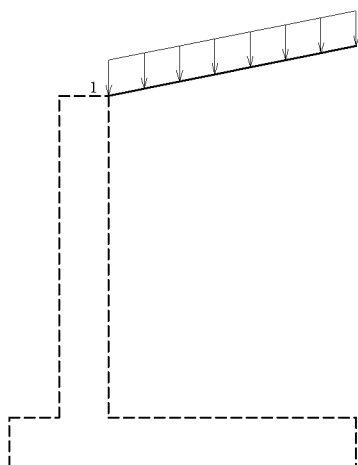
鉛直力

$$N = \frac{1}{2} \cdot (q1 + q2) \cdot L$$

ここに、

- q : 載荷荷重強度
- L : 載荷荷重長さ
- X : つま先位置から合力作用点までの距離

[1]常時



番号	q1 (kN/m ²)	q2 (kN/m ²)	L (m)	鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
1	10.000	10.000	2.000	20.000	1.800

2.4 土圧・水圧

[1]常時

土圧は改良試行くさび法により求める。

仮想背面の位置（つま先からの距離） xp = 2.800 m

yp = 0.000 m

仮想背面の高さ H = 3.400 m

仮想背面が鉛直面となす角度 = 0.000 °

壁背面が鉛直面となす角度 ' = 0.000 °

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 = 35.00 °

仮想背面より後方のすべり角 ω_1 の変化範囲 40.00 ° ~ 70.00 °

仮想背面より前方のすべり角 ω_2 の変化範囲 40.00 ° ~ 70.00 °

水位 $h_w = 0.000$ m

仮想背面より後方のすべり角 (ω_1) に対する土砂重量 W_1 , 反力 R_1 , 土圧力 P

すべり角 ω_1 (°)	仮想背面より後方の土砂重量 W_1 (kN)				すべり面 からの反力 R_1 (kN)	土圧力 P (kN)	$P \cdot \cos$ (kN)
	水位以上	水位以下	上載荷重	合計			
57.00	86.277	0.000	25.376	111.653	111.475	42.575	41.759
58.00	82.552	0.000	24.280	106.832	106.977	42.627	41.799
59.00	78.947	0.000	23.220	102.167	102.719	42.602	41.780

$\omega_1 = 58.00$ ° の時の仮想背面より前方のすべり角 (ω_2) に対する土砂重量 W_2 , 反力 R_1 , 反力 R_c , 土圧力 P

すべり角 ω_2 (°)	仮想背面より前方の土砂重量 W_2 (kN)				すべり面 からの反力 R_1 (kN)	壁面 からの反力 R_c (kN)	土圧力 P (kN)	$P \cdot \cos$ (kN)
	水位以上	水位以下	上載荷重	合計				
66.00	47.260	0.000	13.900	61.160	106.947	0.000	42.621	41.788
67.00	45.230	0.000	13.303	58.533	106.977	0.000	42.627	41.799
68.00	43.214	0.000	12.710	55.924	106.923	0.000	42.616	41.778

$P \cdot \cos$ が最大となるのは、

$\omega_1 = 58.00$ °, $\omega_2 = 67.00$ ° のとき $P \cdot \cos = 41.799$ kN

である。

壁面摩擦角

$$\begin{aligned} \delta &= \tan^{-1} \frac{W_1 - R_1 \cdot \cos(\omega_1 - \phi)}{R_1 \cdot \sin(\omega_1 - \phi)} \\ &= \tan^{-1} \frac{106.832 - 106.977 \times \cos(58.000 - 35.000)}{106.977 \cdot \sin(58.000 - 35.000)} \\ &= 11.310 \text{ °} \end{aligned}$$

後方のすべり面からの反力 R_1

$$\begin{aligned} R_1 &= \frac{(W_1 + W_2) \cdot \sin(\omega_2 - \phi) + R_c \cdot \cos(\omega_2 - \phi + \delta_c + \alpha')}{\sin(\omega_1 + \omega_2 - 2\phi)} \\ &= \frac{(106.832 + 58.533) \times \sin(67.000 - 35.000) + 0.000 \times \cos(67.000 - 35.000 + 0.000 + 0.000)}{\sin(58.000 + 67.000 - 2 \times 35.000)} \\ &= 106.977 \text{ kN} \end{aligned}$$

ここに、

R_c : 壁面からの反力 (前方すべり面が壁に当たる場合に壁面に作用する主動土圧) (kN)
(参考)

$$\begin{aligned} R_c &= \frac{1}{2} \gamma s \cdot h_c^2 \cdot K_{AC} \left\{ 1 + \frac{2 \cdot q}{\gamma s \cdot h_c} \cdot \frac{\cos \alpha' \cos \beta}{\cos(\alpha' - \beta)} \right\} \\ K_{AC} &= \frac{\cos^2(\phi - \alpha' - \theta)}{\cos \theta \cos^2 \alpha' \cos(\alpha' + \delta_c + \theta) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta_c) \sin(\phi - \beta - \theta)}{\cos(\alpha' + \delta_c + \theta) \cos(\alpha' - \beta)}} \right\}^2} \end{aligned}$$

h_c : R_c 算出高さ(m), $h_c = 0.000$
 : 地表面角度(°), $= 0.000$
 : 地震時合成角(°), $= 0.000$
 c : R_c を求める場合の壁面摩擦角(°), $c = 0.000$

土圧力 P

$$\begin{aligned}
 P &= \frac{R_1 \cdot \sin(\omega_1 - \phi)}{\cos \delta} \\
 &= \frac{106.977 \times \sin(58.000 - 35.000)}{\cos 11.310} \\
 &= 42.627 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

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

$$P_h = P \cdot \cos(\quad + \quad) = 42.627 \times \cos(0.000^\circ + 11.310^\circ) = 41.799 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$P_v = P \cdot \sin(\quad + \quad) = 42.627 \times \sin(0.000^\circ + 11.310^\circ) = 8.360 \text{ kN}$$

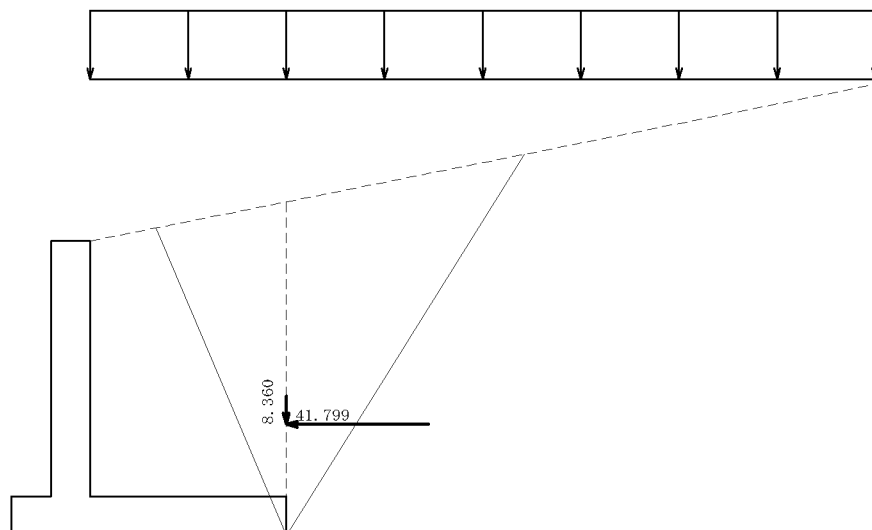
作用位置

$$H_o = \frac{H}{3} = \frac{3.400}{3} = 1.133 \text{ m}$$

$$x = x_p - H_o \cdot \tan \quad = 2.800 - 1.133 \times \tan 0.000^\circ = 2.800 \text{ m}$$

$$y = y_p + H_o = 0.000 + 1.133 = 1.133 \text{ m}$$

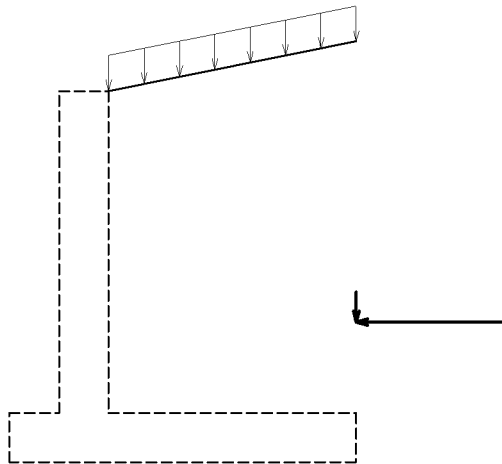
・土圧図



2.5 作用力の集計

(1)フーチング前面での作用力の集計

[1]常時



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	164.920	0.000	1.564	0.000	257.970	0.000
載荷、雪	20.000	0.000	1.800	0.000	36.000	0.000
土圧	8.360	41.799	2.800	1.133	23.408	47.358
合計	193.280	41.799	—	—	317.378	47.358

荷重状態(水位)	N_o (kN)	H_o (kN)	M_o (kN.m)
常時	193.280	41.799	270.020

(2)フーチング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、

フーチング土圧方向幅 : $B_j = 2.800$ (m)

単位幅当り

荷重状態(水位)	N_c (kN)	H_c (kN)	M_c (kN.m)
常時	193.280	41.799	0.572

全幅(10.000m)当り

荷重状態(水位)	N_c (kN)	H_c (kN)	M_c (kN.m)
常時	1932.800	417.990	5.723

2.6 安定計算結果

2.6.1 転倒に対する安定

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

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 = 2.800

$$e_a = B / n$$

ここに、

e_a : 許容偏心距離(m)

n : 安全率

荷重状態(水位)	Mr (kN.m)	Mt (kN.m)	V (kN)	d (m)	e (m)	e _a (m)
常時	317.378	47.358	193.280	1.397	0.003	0.467

2.6.2 滑動に対する安定

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

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 = 0.600

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 = 2.800

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	193.280	41.799	2.774	1.500

2.6.3 支持に対する照査

1) 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

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

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

2)合力作用点が底版中央の底版幅2/3の中にある場合

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

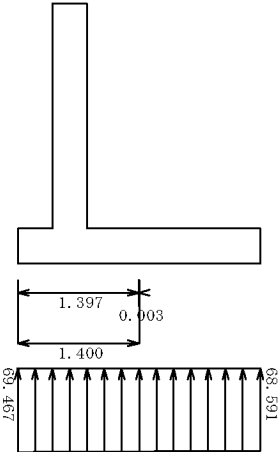
ここに、

V : 底版下面に作用する全鉛直荷重(kN)

B : 底版幅(m), B = 2.800

e : 偏心量(m)

[1]常時



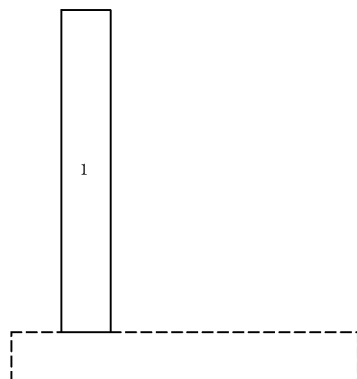
地盤反力の作用幅(m) x及びB	地盤反力の形状	地盤反力度 (kN/m ²)		
		qmin	qmax	許容値
2.800	台形	68.591	69.467	300.000

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	0.400 × 2.600 × 1.000	1.040	0.200	1.300	0.208	1.352	
		1.040	—	—	0.208	1.352	

$$\text{重心 } XG = (Vi \cdot Xi) / Vi = 0.208 / 1.040 = 0.200 \text{ (m)}$$

$$YG = (Vi \cdot Yi) / Vi = 1.352 / 1.040 = 1.300 \text{ (m)}$$

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(鉄筋)	$24.500 \times 1.040 = 25.480$	0.000

3.1.3 土圧・水圧

[1] 常時

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） $x_p = 0.200 \text{ m}$

$y_p = 0.000 \text{ m}$

仮想背面の高さ $H = 2.600 \text{ m}$

仮想背面が鉛直面となす角度 $= 0.000^\circ$

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 $= 2/3 = 23.333^\circ$

すべり角の変化範囲 $i = 10.00^\circ \sim 85.00^\circ$

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	
56.00	52.707	0.000	20.272	72.979	26.175
57.00	50.453	0.000	19.405	69.858	26.176
58.00	48.274	0.000	18.567	66.841	26.117

土圧力が最大となるのは、

$$= 57.00^\circ \text{ のとき } P = 26.176 \text{ kN}$$

である。

土圧力

$$P = \frac{W \cdot \sin(\omega - \phi)}{\cos(\omega - \phi - \alpha - \delta)}$$

$$= \frac{69.858 \times \sin(57.00^\circ - 35.00^\circ)}{\cos(57.00^\circ - 35.00^\circ - 0.000^\circ - 23.333^\circ)}$$

$$= 26.176 \text{ kN}$$

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

$$P_h = P \cdot \cos(+) = 26.176 \times \cos(0.000^\circ + 23.333^\circ) = 24.035 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$P_v = P \cdot \sin(+) = 26.176 \times \sin(0.000^\circ + 23.333^\circ) = 10.368 \text{ kN}$$

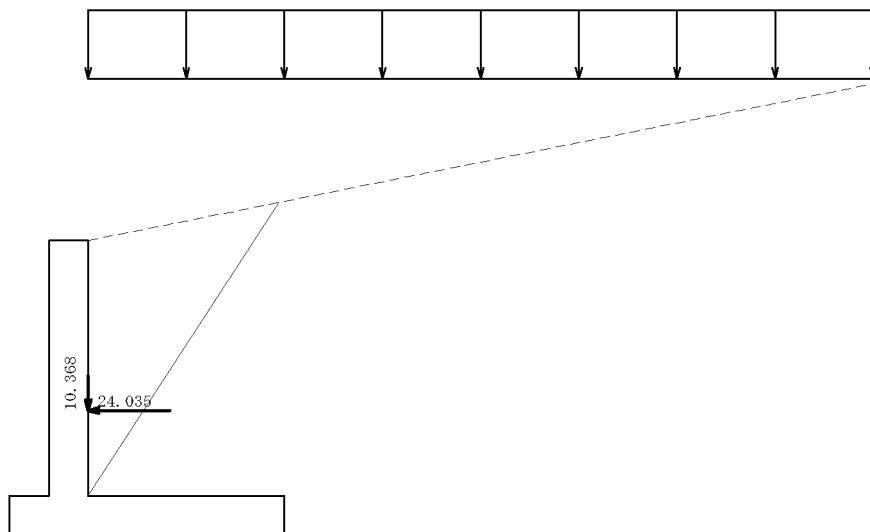
作用位置

$$H_o = \frac{H}{3} = \frac{2.600}{3} = 0.867 \text{ m}$$

$$x = H_o \cdot \tan - x_p = 0.867 \times \tan 0.000^\circ - 0.200 = -0.200 \text{ m}$$

$$y = y_p + H_o = 0.000 + 0.867 = 0.867 \text{ m}$$

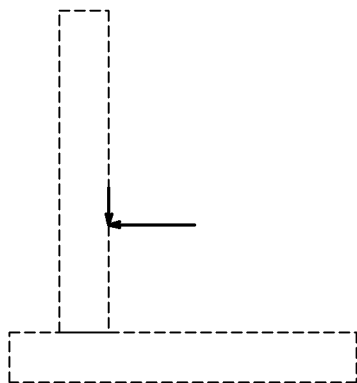
・土圧図



3.1.4 断面力の集計

(偏心モーメント及び軸力を無視するため鉛直力は集計されません)

[1]常時

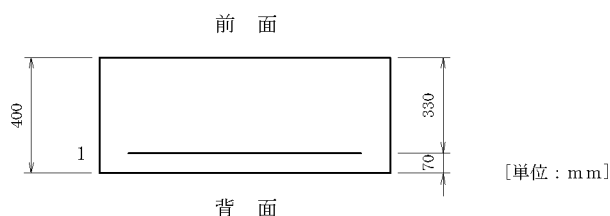


項目	N _i (kN)	H _i (kN)	X _i (m)	Y _i (m)	M = M _x +M _y (kN・m)
自重	25.480	0.000	0.000	0.000	0.000
土圧	10.368	24.035	-0.200	0.867	20.838
合計	0.000	24.035	————	————	20.838

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)鉄筋配置



位置	かぶり (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)
前面	1'	—	—	—	—
	2'	—	—	—	—
背面	1	7.0	D13	4.00	5.068
	2	—	—	—	—

引張側必要鉄筋量 4.195 (cm²)

(2)曲げ応力度の照査

(参考)

中立軸の算出

$$x^2 + \frac{2 \cdot n}{b} \{ A_s \cdot (x - d) \} = 0.0$$

より x を求める。

応力度の算出

$$\sigma_c = \frac{M}{\frac{b \cdot x}{2} \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{x}{3}\right) + n \cdot A_s \cdot \frac{(x-d) \cdot (h/2-d)}{x}}$$

$$\sigma_s = n \cdot \sigma_c \cdot \frac{d-x}{x}$$

ここに、

- x : コンクリートの圧縮縁から中立軸までの距離(mm)
- h : 部材断面の高さ(mm) , h = 400.000
- b : 部材断面幅(mm) , b = 1000.000
- d : 部材の有効高(mm)
- As : 引張側鉄筋の全断面積(mm²)
- n : 鉄筋とコンクリートのヤング係数比 , n = 15.00
- e : 部材断面の図心軸から軸方向力の作用点までの距離(mm)
- c : コンクリートの曲げ圧縮応力度(N/mm²)
- s : 鉄筋の引張応力度(N/mm²)
- M : 曲げモーメント(N.mm)

荷重状態(水位)	M (kN.m)	N (kN)	x (cm)	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	20.838	0.000	6.362	2.120	8.000	133.165	160.000

(3)せん断応力度の照査

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

ここに、

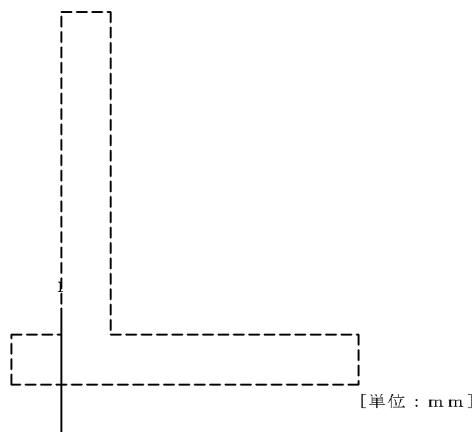
- τ_m : コンクリートのせん断応力度(N/mm²)
- S_h : 作用せん断力(N)
- d : 部材断面の有効高(mm)
- b : 部材断面幅(mm)

荷重状態(水位)	せん断力 S _h (kN)	有効高 d(cm)	せん断応力度(N/mm ²)		
			計算値	許容値 _{a1}	許容値 _{a2}
常時	24.035	33.000	0.073	0.390	1.700

4章 つま先版の設計

4.1 照査位置[1]の設計

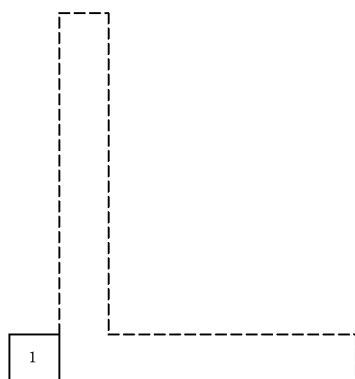
付け根からの距離 = 0.000 m



4.1.1 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 V_i (m^3)	重心位置 X_i (m)	$V_i \cdot X_i$	備考
1	$0.400 \times 0.400 \times 1.000$	0.160	0.200	0.032	
		0.160	—	0.032	

$$\text{重心位置 } XG = (V_i \cdot X_i) / V_i = 0.032 / 0.160 = 0.200 \text{ (m)}$$

4.1.2 躯体自重，土砂重量，その他荷重，浮力（揚圧力）による鉛直力

(1)自重による作用力

[1]常時

位置	鉛直力 $W = \text{ } \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体	$24.500 \times 0.160 = 3.920$	0.200

4.1.3 地盤反力

鉛直力

$$N = \frac{1}{2}(q1+q2) \cdot L$$

作用位置

$$X = \frac{2 \cdot q1+q2}{3 \cdot (q1+q2)} \cdot L$$

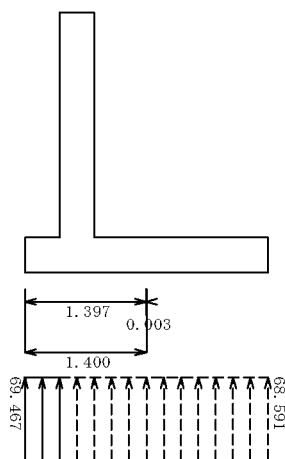
ここに、

q1 : つま先版前面位置の地盤反力度

q2 : つま先版設計位置の地盤反力度

L : 地盤反力作用幅 L = 0.400 (m)

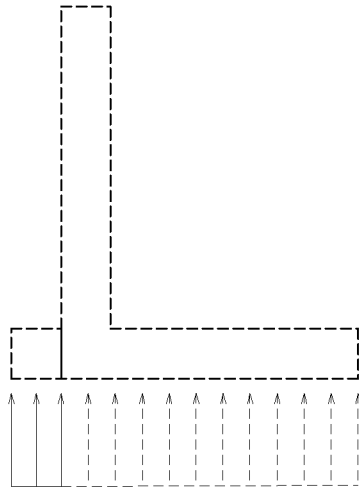
[1]常時



地盤反力度(kN/m ²)		鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2		
69.467	69.591	-27.762	0.200

4.1.4 断面力の集計

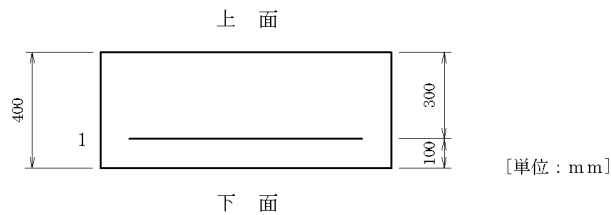
[1]常時



項目	N_i (kN)	X_i (m)	$M = N_i \cdot X_i$ (kN.m)
自重	-3.920	0.200	-0.784
地盤反力	27.762	0.200	5.554
合計	23.842	—	4.770

4.1.5 断面計算（許容応力度法）

(1)鉄筋配置



位置		かぶり (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)
上面	1'	—	—	—	—	—
	2'	—	—	—	—	—
下面	1	10.0	D16	1.986	4.00	7.944
	2	—	—	—	—	—

引張側必要鉄筋量 1.027 (cm²)

(2)曲げ応力度の照査

(参考)

中立軸の算出

$$x^2 + \frac{2 \cdot n}{b} \{A_s \cdot (x-d)\} = 0.0$$

より x を求める。

応力度の算出

$$\sigma_c = \frac{M}{\frac{b \cdot x}{2} \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{x}{3}\right) + n \cdot A_s \cdot \frac{(x-d) \cdot (h/2-d)}{x}}$$

$$\sigma_s = n \cdot \sigma_c \cdot \frac{d-x}{x}$$

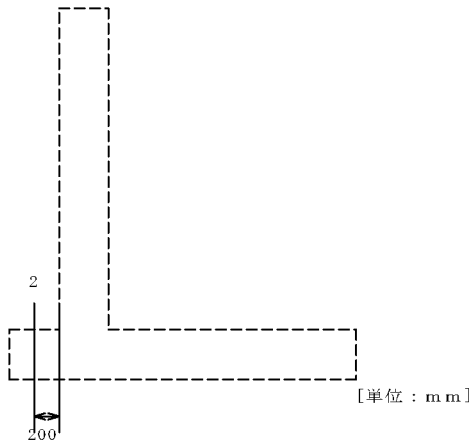
ここに、

- x : コンクリートの圧縮縁から中立軸までの距離(mm)
- h : 部材断面の高さ(mm) , h = 400.000
- b : 部材断面幅(mm) , b = 1000.000
- d : 部材の有効高(mm)
- As : 引張側鉄筋の全断面積(mm²)
- n : 鉄筋とコンクリートのヤング係数比 , n = 15.00
- e : 部材断面の図心軸から軸方向力の作用点までの距離(mm)
- c : コンクリートの曲げ圧縮応力度(N/mm²)
- s : 鉄筋の引張応力度(N/mm²)
- M : 曲げモーメント(N.mm)

荷重状態(水位)	M (kN.m)	x (cm)	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	4.770	7.349	0.471	8.000	21.793	160.000

4.2 照査位置[2]の設計

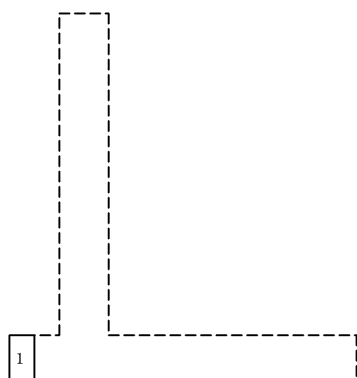
付け根からの距離 = 0.200 m



4.2.1 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 (m ³)	重心位置 Xi (m)	Vi · Xi	備考
1	0.200 × 0.400 × 1.000	0.080	0.100	0.008	
		0.080	—	0.008	

$$\text{重心位置 } XG = (Vi \cdot Xi) / Vi = 0.008 / 0.080 = 0.100 \text{ (m)}$$

4.2.2 躯体自重，土砂重量，その他荷重，浮力（揚圧力）による鉛直力

(1) 自重による作用力

[1] 常時

位置	鉛直力 $W = \quad \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体	24.500 × 0.080 = 1.960	0.100

4.2.3 地盤反力

鉛直力

$$N = \frac{1}{2} (q1 + q2) \cdot L$$

作用位置

$$X = \frac{2 \cdot q1 + q2}{3 \cdot (q1 + q2)} \cdot L$$

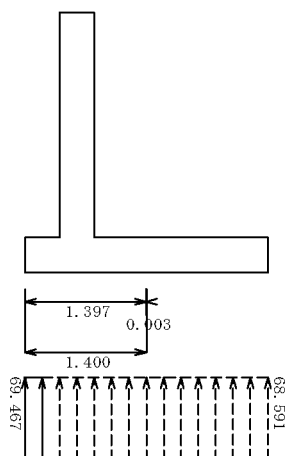
ここに、

q1 : つま先版前面位置の地盤反力度

q2 : つま先版設計位置の地盤反力度

L : 地盤反力作用幅 L = 0.200 (m)

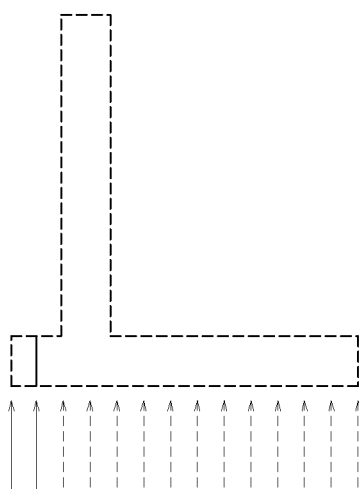
[1]常時



地盤反力度(kN/m ²)		鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2		
69.467	69.404	-13.887	0.100

4.2.4 断面力の集計

[1]常時



項目	N _i (kN)	X _i (m)	M = N _i · X _i (kN·m)
自重	-1.960	0.100	-0.196
地盤反力	13.887	0.100	1.389
合計	11.927	—	1.193

4.2.5 断面計算（許容応力度法）

(1)せん断応力度の照査

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

ここに、

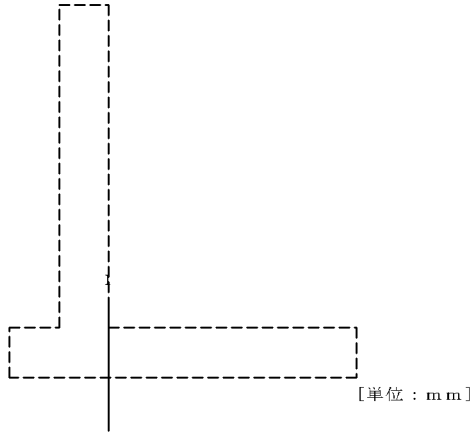
- τ_n : コンクリートの平均せん断応力度(N/mm²)
- S_h : 作用せん断力(N)
- d : 部材の有効高(mm)
- b : 部材断面幅(mm)
- τ_{a1} : コンクリートのみでせん断力を負担する場合の許容せん断応力度(N/mm²)

荷重状態 (水位)	せん断力 S_r (kN)	有効高 d (mm)	せん断応力度 (N/mm ²)	
			計算値	許容値 σ_t
常時	11.927	300.000	0.040	0.390

5章 かかと版の設計

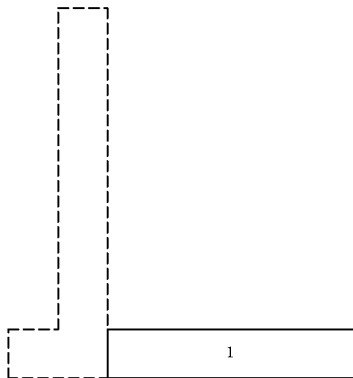
5.1 照査位置[1]の設計

付け根からの距離 = 0.000 m



5.1.1 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



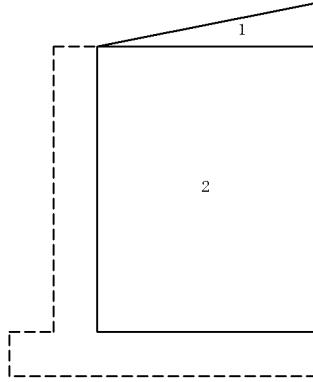
2) 自重・重心

区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 V_i (m^3)	重心位置 X_i (m)	$V_i \cdot X_i$	備考
1	2.000 × 0.400 × 1.000	0.800	1.000	0.800	
		0.800	—	0.800	

$$\text{重心位置 } XG = (V_i \cdot X_i) / V_i = 0.800 / 0.800 = 1.000 \text{ (m)}$$

(2)背面土砂

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 Xi (m)	Vi・Xi	備考
1	1/2 × 2.000 × 0.400 × 1.000	0.400	1.333	0.533	
2	2.000 × 2.600 × 1.000	5.200	1.000	5.200	
		5.600	—	5.733	

重心位置 XG = (Vi・Xi) / Vi = 5.733 / 5.600 = 1.024 (m)

5.1.2 躯体自重，土砂重量，その他荷重，浮力（揚圧力）による鉛直力

(1)自重による作用力

[1]常時

位置	鉛直力 W = $\rho \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体	24.500 × 0.800 = 19.600	1.000

(2)土砂重量，浮力

[1]常時

1)土砂重量による作用力

水位位置による分割

位置	全体積、重心位置		水位より下の体積、重心位置	
	体積 V (m³)	重心位置 X (m)	体積 VI (m³)	重心位置 XI (m)
土砂(背面)	5.600	1.024	0.000	0.000

位置	水位より上の体積、重心位置	
	体積 Vu (m³)	重心位置 Xu (m)
土砂(背面)	5.600	1.024

水位より上の体積

$V_u = V - V_I$

水位より上の重心位置

$$X_u = (V \cdot X - V_I \cdot X_I) / V_u$$

土砂による作用力

位置	水位より上の重量 $W_u = V_u \cdot (\text{土の湿潤重量})$ (kN)	水位より下の重量 $W_I = V_I \cdot (\text{土の飽和重量})$ (kN)
土砂(背面)	$5.600 \times 20.000 = 112.000$	$0.000 \times 21.000 = 0.000$

位置	重量 W $W_u + W_I$ (kN)	作用位置 X $(W_u \cdot X_u + W_I \cdot X_I) / W$ (m)
土砂(背面)	112.000	1.024

(3)自重集計

[1]常時

	重量 N_i (kN)	作用位置 X_i (m)	モーメント $N_i \cdot X_i$ (kN.m)
躯体	19.600	1.000	19.600
背面土砂	112.000	1.024	114.688
合計	131.600	—	134.288

5.1.3 地表面の載荷荷重，雪荷重

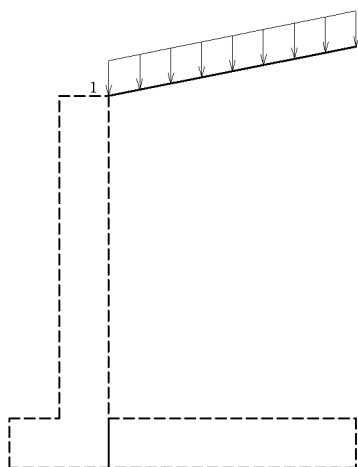
鉛直力

$$N = \frac{1}{2} \cdot (q_1 + q_2) \cdot L$$

ここに、

- q : 地表面載荷荷重強度
- L : 地表面載荷荷重長さ
- X : 設計断面位置から合力作用点までの距離

[1]常時



番号	q_1 (kN/m ²)	q_2 (kN/m ²)	L (m)	鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
1	10.000	10.000	2.000	20.000	1.000

5.1.4 土圧

[1]常時

土圧は改良試行くさび法により求める。

仮想背面の位置（つま先からの距離）	$x_p = 2.800 \text{ m}$
	$y_p = 0.000 \text{ m}$
仮想背面の高さ	$H = 3.400 \text{ m}$
仮想背面が鉛直面となす角度	$= 0.000^\circ$
壁背面が鉛直面となす角度	$\alpha' = 0.000^\circ$
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	$= 35.000^\circ$

仮想背面より後方のすべり角 ω_1 の変化範囲 $40.00^\circ \sim 70.00^\circ$

仮想背面より前方のすべり角 ω_2 の変化範囲 $40.00^\circ \sim 70.00^\circ$

水位 $h_w = 0.000 \text{ m}$

仮想背面より後方のすべり角 (ω_1) に対する土砂重量 W_1 , 反力 R_1 , 土圧力 P

すべり角 ω_1 ($^\circ$)	仮想背面より後方の土砂重量 W_1 (kN)				すべり面 からの反力 R_1 (kN)	土圧力 P (kN)	$P \cdot \cos$ (kN)
	水位以上	水位以下	上載荷重	合計			
57.00	86.277	0.000	25.376	111.653	111.475	42.575	41.759
58.00	82.552	0.000	24.280	106.832	106.977	42.627	41.799
59.00	78.947	0.000	23.220	102.167	102.719	42.602	41.780

$\omega_1 = 58.00^\circ$ の時の仮想背面より前方のすべり角 (ω_2) に対する土砂重量 W_2 , 反力 R_1 , 反力 R_c , 土圧力 P

すべり角 ω_2 ($^\circ$)	仮想背面より前方の土砂重量 W_2 (kN)				すべり面 からの反力 R_1 (kN)	壁面 からの反力 R_c (kN)	土圧力 P (kN)	$P \cdot \cos$ (kN)
	水位以上	水位以下	上載荷重	合計				
66.00	47.260	0.000	13.900	61.160	106.947	0.000	42.621	41.788
67.00	45.230	0.000	13.303	58.533	106.977	0.000	42.627	41.799
68.00	43.214	0.000	12.710	55.924	106.923	0.000	42.616	41.778

$P \cdot \cos$ が最大となるのは、

$\omega_1 = 58.00^\circ$, $\omega_2 = 67.00^\circ$ のとき $P \cdot \cos = 41.799 \text{ kN}$

である。

壁面摩擦角

$$\begin{aligned} \delta &= \tan^{-1} \frac{W_1 - R_1 \cdot \cos(\omega_1 - \phi)}{R_1 \cdot \sin(\omega_1 - \phi)} \\ &= \tan^{-1} \frac{106.832 - 106.977 \times \cos(58.000 - 35.000)}{106.977 \cdot \sin(58.000 - 35.000)} \\ &= 11.310^\circ \end{aligned}$$

後方のすべり面からの反力 R_1

$$\begin{aligned} R_1 &= \frac{(W_1 + W_2) \cdot \sin(\omega_2 - \phi) + R_c \cdot \cos(\omega_2 - \phi + \delta_c + \alpha')}{\sin(\omega_1 + \omega_2 - 2\phi)} \\ &= \frac{(106.832 + 58.533) \times \sin(67.000 - 35.000) + 0.000 \times \cos(67.000 - 35.000 + 0.000 + 0.000)}{\sin(58.000 + 67.000 - 2 \times 35.000)} \\ &= 106.977 \text{ kN} \end{aligned}$$

ここに、

R_c : 壁面からの反力 (前方すべり面が壁に当たる場合に壁面に作用する主動土圧) (kN)
(参考)

$$R_c = \frac{1}{2} \gamma_s \cdot h_c^2 \cdot K_{Ac} \left\{ 1 + \frac{2 \cdot q}{\gamma_s \cdot h_c} \cdot \frac{\cos \alpha' \cos \beta}{\cos(\alpha' - \beta)} \right\}$$

$$K_{Ac} = \frac{\cos^2(\phi - \alpha' - \theta)}{\cos \theta \cos^2 \alpha' \cos(\alpha' + \delta_c + \theta) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta_c) \sin(\phi - \beta - \theta)}{\cos(\alpha' + \delta_c + \theta) \cos(\alpha' - \beta)}} \right\}^2}$$

h_c : R_c 算出高さ(m), $h_c = 0.000$

: 地表面角度(°), $= 0.000$

: 地震時合成角(°), $= 0.000$

c : R_c を求める場合の壁面摩擦角(°), $c = 0.000$

土圧力 P

$$P = \frac{R_1 \cdot \sin(\omega_1 - \phi)}{\cos \delta}$$

$$= \frac{106.977 \times \sin(58.000 - 35.000)}{\cos 11.310}$$

$$= 42.627 \text{ kN}$$

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

$$P_h = P \cdot \cos(\quad + \quad) = 42.627 \times \cos(0.000^\circ + 11.310^\circ) = 41.799 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$P_v = P \cdot \sin(\quad + \quad) = 42.627 \times \sin(0.000^\circ + 11.310^\circ) = 8.360 \text{ kN}$$

作用位置

$$H_o = \frac{H}{3} = \frac{3.400}{3} = 1.133 \text{ m}$$

$$y = y_p + H_o = 0.000 + 1.133 = 1.133 \text{ m}$$

土圧の鉛直成分は、これと等価の三角形分布荷重とする。

$$p_v = \frac{2 \cdot P_v}{L} = \frac{2 \times 8.360}{2.000} = 8.360 \text{ kN/m}$$

ここに、

p_v : 等価の三角形分布荷重

P_v : 土圧の鉛直成分

L : かかと版の長さ

付け根から設計断面位置までの距離 $L_1 = 0.000 \text{ m}$

設計断面位置より後方の分布荷重作用幅 $L_2 = 2.000 \text{ m}$

$$\text{設計断面位置の分布荷重強度 } p_d = \frac{p_v}{L} \cdot L_1 = \frac{8.360}{2.000} \times 0.000 = 0.000 \text{ kN/m}$$

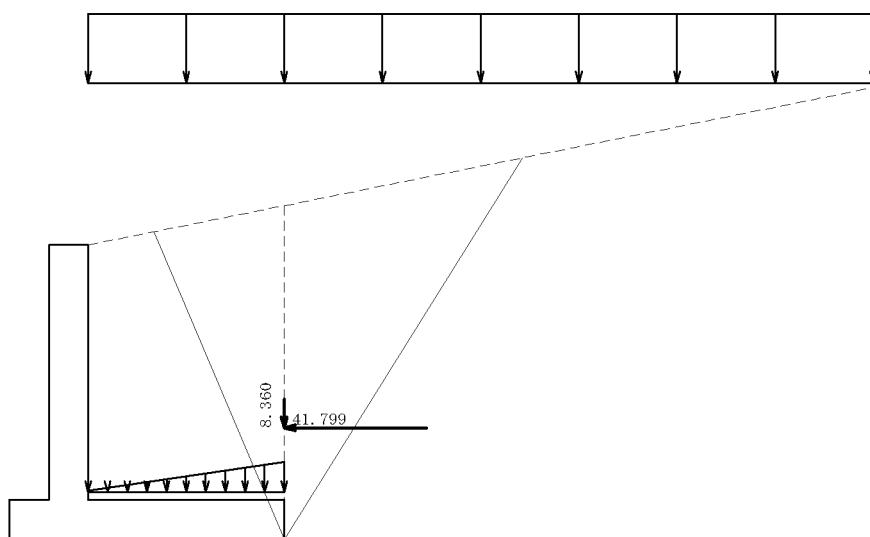
鉛直力

$$N = \frac{1}{2} \cdot (pd + pv) \cdot L2 = \frac{1}{2} \times (0.000 + 8.360) \times 2.000 = 8.360 \text{ kN}$$

作用位置

$$x = \frac{pd + 2 \cdot pv}{pd + pv} \cdot \frac{L2}{3} = \frac{0.000 + 2 \times 8.360}{0.000 + 8.360} \times \frac{2.000}{3} = 1.333 \text{ m}$$

・土圧図



5.1.5 地盤反力

鉛直力

$$N = \frac{1}{2} (q1 + q2) \cdot L$$

作用位置

$$X = \frac{2 \cdot q1 + q2}{3 \cdot (q1 + q2)} \cdot L$$

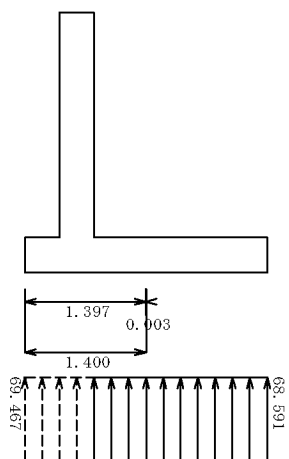
ここに、

q1 : かかと版前面位置の地盤反力度

q2 : かかと版設計位置の地盤反力度

L : 地盤反力作用幅 L = 2.000 (m)

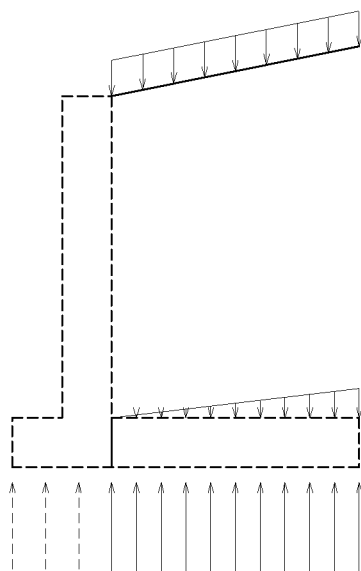
[1]常時



地盤反力度(kN/m ²)		鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2		
68.591	69.217	137.808	0.998

5.1.6 断面力の集計

[1]常時



項目	N _i (kN)	X _i (m)	M = N _i · X _i (kN·m)
自重	131.600	1.020	134.288
載荷、雪	20.000	1.000	20.000
土圧	8.360	1.333	11.147
地盤反力	-137.808	0.998	-137.599
合計	22.152	—	27.836

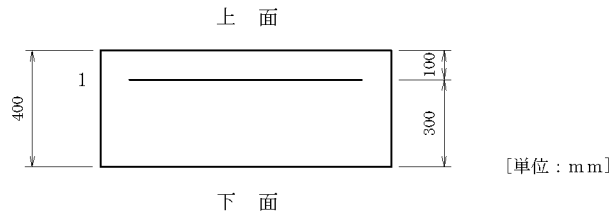
縦壁基部の断面力 M1 = 20.838 kN.m

かかと版付け根の断面力 M3 = 27.836 kN.m

M3 > M1 となったので、付け根の断面力として M1 を適用します。

5.1.7 断面計算（許容応力度法）

(1)鉄筋配置



位置	かぶり (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)	
上面	1	10.0	D13	1.267	4.00	5.068
	2	—	—	—	—	—
下面	1'	—	—	—	—	—
	2'	—	—	—	—	—

引張側必要鉄筋量 4.641 (cm²)

(2)曲げ応力度の照査

(参考)

中立軸の算出

$$x^2 + \frac{2 \cdot n}{b} \{A_s \cdot (x-d)\} = 0.0$$

よりxを求める。

応力度の算出

$$\sigma_c = \frac{M}{\frac{b \cdot x}{2} \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{x}{3}\right) + n \cdot A_s \cdot \frac{(x-d) \cdot (h/2-d)}{x}}$$

$$\sigma_s = n \cdot \sigma_c \cdot \frac{d-x}{x}$$

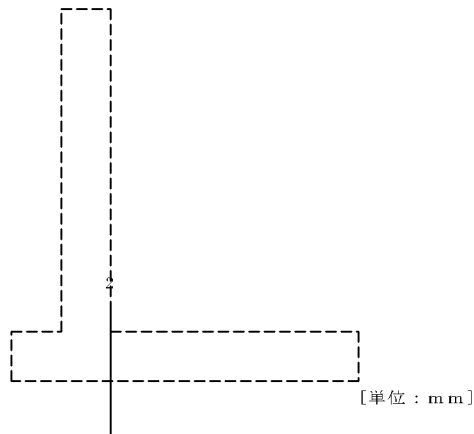
ここに、

- x : コンクリートの圧縮縁から中立軸までの距離(mm)
- h : 部材断面の高さ(mm) , h = 400.000
- b : 部材断面幅(mm) , b = 1000.000
- d : 部材の有効高(mm)
- A_s : 引張側鉄筋の全断面積(mm²)
- n : 鉄筋とコンクリートのヤング係数比 , n = 15.00
- e : 部材断面の図心軸から軸方向力の作用点までの距離(mm)
- c : コンクリートの曲げ圧縮応力度(N/mm²)
- s : 鉄筋の引張応力度(N/mm²)
- M : 曲げモーメント(N.mm)

荷重状態（水位）	M (kN.m)	x (cm)	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	20.838	6.035	2.467	8.000	146.917	160.000

5.2 照査位置[2]の設計

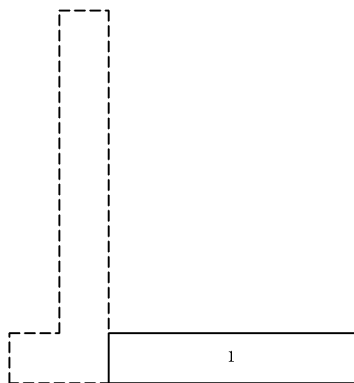
付け根からの距離 = 0.000 m



5.2.1 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



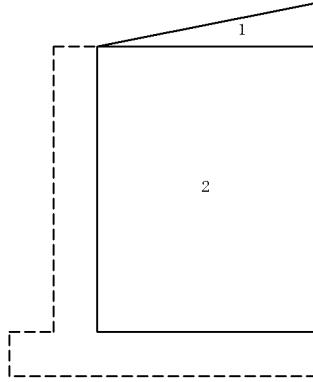
2) 自重・重心

区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 V_i (m^3)	重心位置 X_i (m)	$V_i \cdot X_i$	備考
1	2.000 × 0.400 × 1.000	0.800	1.000	0.800	
		0.800	—	0.800	

$$\text{重心位置 } XG = (V_i \cdot X_i) / V_i = 0.800 / 0.800 = 1.000 \text{ (m)}$$

(2)背面土砂

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 Xi (m)	Vi・Xi	備考
1	1/2 × 2.000 × 0.400 × 1.000	0.400	1.333	0.533	
2	2.000 × 2.600 × 1.000	5.200	1.000	5.200	
		5.600	—	5.733	

重心位置 XG = (Vi・Xi) / Vi = 5.733 / 5.600 = 1.024 (m)

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

(1)自重による作用力

[1]常時

位置	鉛直力 W = $\rho \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体	24.500 × 0.800 = 19.600	1.000

(2)土砂重量，浮力

[1]常時

1)土砂重量による作用力

水位位置による分割

位置	全体積、重心位置		水位より下の体積、重心位置	
	体積 V (m³)	重心位置 X (m)	体積 VI (m³)	重心位置 XI (m)
土砂(背面)	5.600	1.024	0.000	0.000

位置	水位より上の体積、重心位置	
	体積 Vu (m³)	重心位置 Xu (m)
土砂(背面)	5.600	1.024

水位より上の体積

$V_u = V - V_I$

水位より上の重心位置

$$X_u = (V \cdot X - V_I \cdot X_I) / V_u$$

土砂による作用力

位置	水位より上の重量 $W_u = V_u \cdot (\text{土の湿潤重量})$ (kN)	水位より下の重量 $W_I = V_I \cdot (\text{土の飽和重量})$ (kN)
土砂(背面)	$5.600 \times 20.000 = 112.000$	$0.000 \times 21.000 = 0.000$

位置	重量 W $W_u + W_I$ (kN)	作用位置 X $(W_u \cdot X_u + W_I \cdot X_I) / W$ (m)
土砂(背面)	112.000	1.024

(3)自重集計

[1]常時

	重量 N_i (kN)	作用位置 X_i (m)	モーメント $N_i \cdot X_i$ (kN.m)
躯体	19.600	1.000	19.600
背面土砂	112.000	1.024	114.688
合計	131.600	—	134.288

5.2.3 地表面の載荷荷重，雪荷重

鉛直力

$$N = \frac{1}{2} \cdot (q_1 + q_2) \cdot L$$

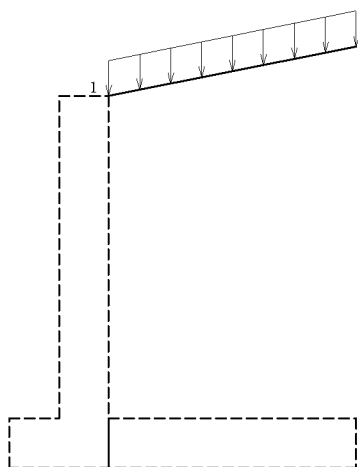
ここに、

q : 地表面載荷荷重強度

L : 地表面載荷荷重長さ

X : 設計断面位置から合力作用点までの距離

[1]常時



番号	q1 (kN/m ²)	q2 (kN/m ²)	L (m)	鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
1	10.000	10.000	2.000	20.000	1.000

5.2.4 土圧

[1]常時

土圧は改良試行くさび法により求める。

仮想背面の位置（つま先からの距離） $x_p = 2.800 \text{ m}$
 $y_p = 0.000 \text{ m}$
 仮想背面の高さ $H = 3.400 \text{ m}$
 仮想背面が鉛直面となす角度 $= 0.000^\circ$
 壁背面が鉛直面となす角度 $\alpha' = 0.000^\circ$
 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 $= 35.000^\circ$

仮想背面より後方のすべり角 ω_1 の変化範囲 $40.00^\circ \sim 70.00^\circ$

仮想背面より前方のすべり角 ω_2 の変化範囲 $40.00^\circ \sim 70.00^\circ$

水位 $h_w = 0.000 \text{ m}$

仮想背面より後方のすべり角 (ω_1) に対する土砂重量 W_1 , 反力 R_1 , 土圧力 P

すべり角 ω_1 ($^\circ$)	仮想背面より後方の土砂重量 W_1 (kN)				すべり面 からの反力 R_1 (kN)	土圧力 P (kN)	$P \cdot \cos$ (kN)
	水位以上	水位以下	上載荷重	合計			
57.00	86.277	0.000	25.376	111.653	111.475	42.575	41.759
58.00	82.552	0.000	24.280	106.832	106.977	42.627	41.799
59.00	78.947	0.000	23.220	102.167	102.719	42.602	41.780

$\omega_1 = 58.00^\circ$ の時の仮想背面より前方のすべり角 (ω_2) に対する土砂重量 W_2 , 反力 R_1 , 反力 R_c , 土圧力 P

すべり角 ω_2 ($^\circ$)	仮想背面より前方の土砂重量 W_2 (kN)				すべり面 からの反力 R_1 (kN)	壁面 からの反力 R_c (kN)	土圧力 P (kN)	$P \cdot \cos$ (kN)
	水位以上	水位以下	上載荷重	合計				
66.00	47.260	0.000	13.900	61.160	106.947	0.000	42.621	41.788
67.00	45.230	0.000	13.303	58.533	106.977	0.000	42.627	41.799
68.00	43.214	0.000	12.710	55.924	106.923	0.000	42.616	41.778

$P \cdot \cos$ が最大となるのは、

$\omega_1 = 58.00^\circ$, $\omega_2 = 67.00^\circ$ のとき $P \cdot \cos = 41.799 \text{ kN}$

である。

壁面摩擦角

$$\delta = \tan^{-1} \frac{W_1 - R_1 \cdot \cos(\omega_1 - \phi)}{R_1 \cdot \sin(\omega_1 - \phi)}$$

$$= \tan^{-1} \frac{106.832 - 106.977 \times \cos(58.000 - 35.000)}{106.977 \cdot \sin(58.000 - 35.000)}$$

$$= 11.310^\circ$$

後方のすべり面からの反力 R_1

$$R_1 = \frac{(W_1 + W_2) \cdot \sin(\omega_2 - \phi) + R_c \cdot \cos(\omega_2 - \phi + \delta_c + \alpha')}{\sin(\omega_1 + \omega_2 - 2\phi)}$$

$$= \frac{(106.832 + 58.533) \times \sin(67.000 - 35.000) + 0.000 \times \cos(67.000 - 35.000 + 0.000 + 0.000)}{\sin(58.000 + 67.000 - 2 \times 35.000)}$$

$$= 106.977 \text{ kN}$$

ここに、

R_c : 壁面からの反力 (前方すべり面が壁に当たる場合に壁面に作用する主動土圧) (kN)
(参考)

$$R_c = \frac{1}{2} \gamma_s \cdot h_c^2 \cdot K_{Ac} \left\{ 1 + \frac{2 \cdot q}{\gamma_s \cdot h_c} \cdot \frac{\cos \alpha' \cos \beta}{\cos(\alpha' - \beta)} \right\}$$

$$K_{Ac} = \frac{\cos^2(\phi - \alpha' - \theta)}{\cos \theta \cos^2 \alpha' \cos(\alpha' + \delta_c + \theta) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta_c) \sin(\phi - \beta - \theta)}{\cos(\alpha' + \delta_c + \theta) \cos(\alpha' - \beta)}} \right\}^2}$$

h_c : R_c 算出高さ(m), $h_c = 0.000$

: 地表面角度(°), = 0.000

: 地震時合成角(°), = 0.000

c : R_c を求める場合の壁面摩擦角(°), $c = 0.000$

土圧力 P

$$P = \frac{R_1 \cdot \sin(\omega_1 - \phi)}{\cos \delta}$$

$$= \frac{106.977 \times \sin(58.000 - 35.000)}{\cos 11.310}$$

$$= 42.627 \text{ kN}$$

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

$$P_h = P \cdot \cos(\quad + \quad) = 42.627 \times \cos(0.000^\circ + 11.310^\circ) = 41.799 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$P_v = P \cdot \sin(\quad + \quad) = 42.627 \times \sin(0.000^\circ + 11.310^\circ) = 8.360 \text{ kN}$$

作用位置

$$H_o = \frac{H}{3} = \frac{3.400}{3} = 1.133 \text{ m}$$

$$y = y_p + H_o = 0.000 + 1.133 = 1.133 \text{ m}$$

土圧の鉛直成分は、これと等価の三角形分布荷重とする。

$$p_v = \frac{2 \cdot P_v}{L} = \frac{2 \times 8.360}{2.000} = 8.360 \text{ kN/m}$$

ここに、

p_v : 等価の三角形分布荷重

P_v : 土圧の鉛直成分

L : かかと版の長さ

付け根から設計断面位置までの距離 $L_1 = 0.000 \text{ m}$

設計断面位置より後方の分布荷重作用幅 $L_2 = 2.000 \text{ m}$

$$\text{設計断面位置の分布荷重強度 } p_d = \frac{p_v}{L} \cdot L_1 = \frac{8.360}{2.000} \times 0.000 = 0.000 \text{ kN/m}$$

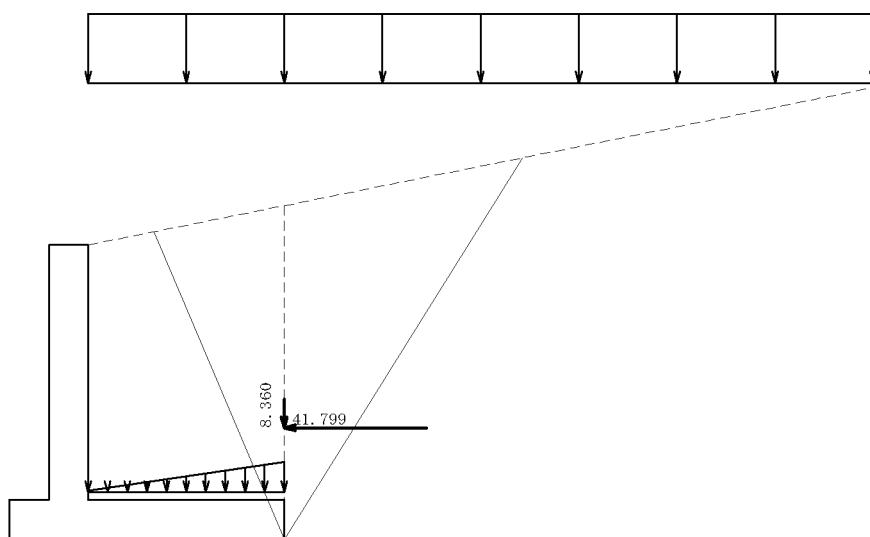
鉛直力

$$N = \frac{1}{2} \cdot (pd + pv) \cdot L2 = \frac{1}{2} \times (0.000 + 8.360) \times 2.000 = 8.360 \text{ kN}$$

作用位置

$$x = \frac{pd + 2 \cdot pv}{pd + pv} \cdot \frac{L2}{3} = \frac{0.000 + 2 \times 8.360}{0.000 + 8.360} \times \frac{2.000}{3} = 1.333 \text{ m}$$

・土圧図



5.2.5 地盤反力

鉛直力

$$N = \frac{1}{2} (q1 + q2) \cdot L$$

作用位置

$$X = \frac{2 \cdot q1 + q2}{3 \cdot (q1 + q2)} \cdot L$$

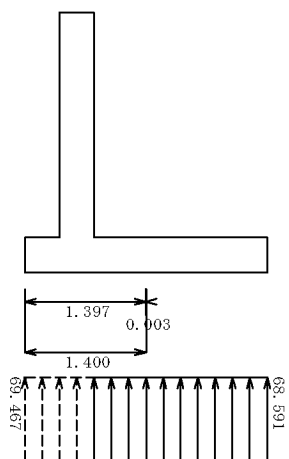
ここに、

q1 : かかと版前面位置の地盤反力度

q2 : かかと版設計位置の地盤反力度

L : 地盤反力作用幅 L = 2.000 (m)

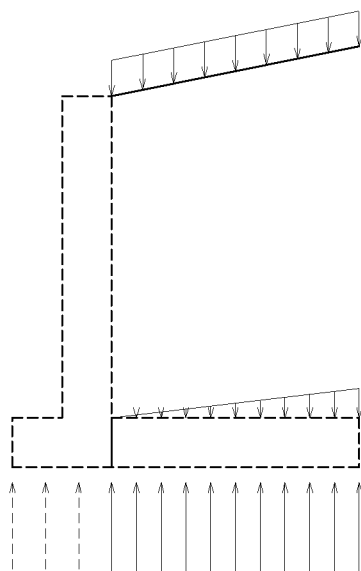
[1]常時



地盤反力度(kN/m ²)		鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2		
68.591	69.217	137.808	0.998

5.2.6 断面力の集計

[1]常時



項目	N _i (kN)	X _i (m)	M = N _i · X _i (kN·m)
自重	131.600	1.020	134.288
載荷、雪	20.000	1.000	20.000
土圧	8.360	1.333	11.147
地盤反力	-137.808	0.998	-137.599
合計	22.152	—	27.836

5.2.7 断面計算（許容応力度法）

(1)せん断応力度の照査

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

ここに、

- τ_m : コンクリートの平均せん断応力度(N/mm²)
- S_h : 作用せん断力(N)
- d : 部材の有効高(mm)
- b : 部材断面幅(mm)
- τ_{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)	有効高 d (mm)	せん断応力度(N/mm ²)	
			計算値	許容値 τ_{a1}
常時	22.152	300.000	0.074	0.390