

擁壁の設計 サンプルデータ

詳細出力例

AUTOCHO1

「 逆T式擁壁 」の直接基礎の計算例

目次

1章 設計条件	1
1.1 一般事項	1
1.2 適用基準	1
1.3 形式	1
1.4 形状寸法	1
1.5 使用材料	1
1.6 土砂	2
1.7 載荷荷重	3
1.8 その他荷重	3
1.9 水位	3
1.10 浮力	3
1.11 土圧	3
1.12 水圧	4
1.13 基礎の条件	4
1.13.1 許容せん断抵抗算出用データ	4
1.13.2 フーチング厚さ照査用データ	4
1.14 安定計算の許容値及び部材の許容応力度	5
1.14.1 安定計算の許容値	5
1.14.2 部材の許容応力度	5
2章 安定計算	6
2.1 水位を考慮しないブロックデータ	6
2.2 水位を考慮するブロックデータ	7
2.3 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	8
2.4 地表面の載荷荷重，雪荷重	11
2.5 土圧・水圧	12
2.6 作用力の集計	14
2.7 安定計算結果	17
2.7.1 転倒に対する安定	17
2.7.2 滑動に対する安定	17
2.7.3 支持に対する照査	18
2.7.4 フーチング厚さの照査	19
3章 豎壁の設計	21
3.1 豎壁基部の設計	21
3.1.1 水位を考慮しないブロックデータ	21
3.1.2 躯体自重，その他荷重	21
3.1.3 土圧・水圧	21
3.1.4 断面力の集計	22
3.1.5 断面計算（許容応力度法）	23
4章 つま先版の設計	26
4.1 照査位置[1]の設計	26
4.1.1 水位を考慮しないブロックデータ	26
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	27
4.1.3 地盤反力	28
4.1.4 断面力の集計	29
4.1.5 断面計算（許容応力度法）	29
4.2 照査位置[2]の設計	30
4.2.1 水位を考慮しないブロックデータ	31
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	32
4.2.3 地盤反力	33

4.2.4 断面力の集計	33
4.2.5 断面計算（許容応力度法）	34
5章 かかと版の設計	35
5.1 照査位置[1]の設計	35
5.1.1 水位を考慮しないブロックデータ	35
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	36
5.1.3 地表面の載荷荷重，雪荷重	37
5.1.4 土圧	37
5.1.5 地盤反力	39
5.1.6 断面力の集計	40
5.1.7 断面計算（許容応力度法）	41
5.2 照査位置[2]の設計	42
5.2.1 水位を考慮しないブロックデータ	42
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	43
5.2.3 地表面の載荷荷重，雪荷重	44
5.2.4 土圧	44
5.2.5 地盤反力	46
5.2.6 断面力の集計	47
5.2.7 断面計算（許容応力度法）	48

1章 設計条件

1.1 一般事項

データ名：AUTOCHO1.f8r (コメント：逆T型-A 形状自動決定 直接基礎)

タイトル：逆T型-A サンプルデータ

コメント：逆T型-A 形状自動決定 直接基礎

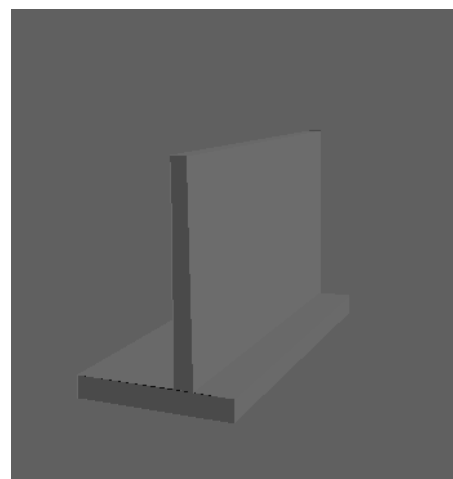
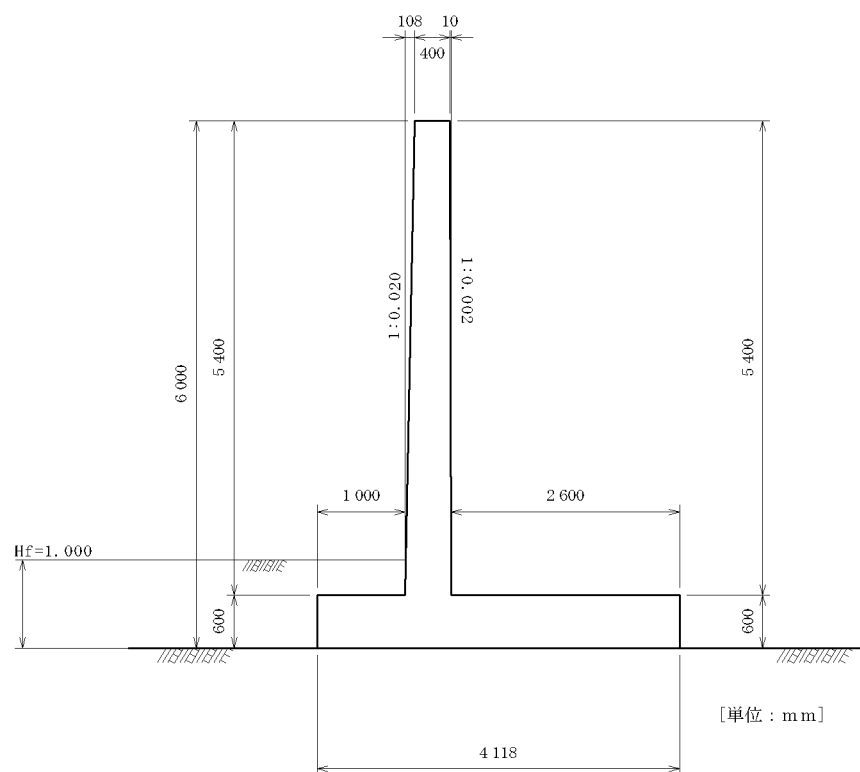
1.2 適用基準

(社)日本道路協会、道路橋示方書・同解説 下部構造編 平成14年3月

1.3 形式

『逆T型 - A (直接基礎)』

1.4 形状寸法



奥行方向幅 (ブロック長) B = 10000(mm)

1.5 使用材料

【コンクリート】 縦壁 (鉄筋コンクリート) : ck = 21 (N/mm²)
 底板 (鉄筋コンクリート) : ck = 21 (N/mm²)

【鉄筋】 種類 : SD295

【内部摩擦角】 背面土砂 : 30.00 (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	10.000	
	土 砂	湿潤重量	飽和重量
	背 面	19.000	19.500
	前 面	14.000	15.000

1.6 土砂

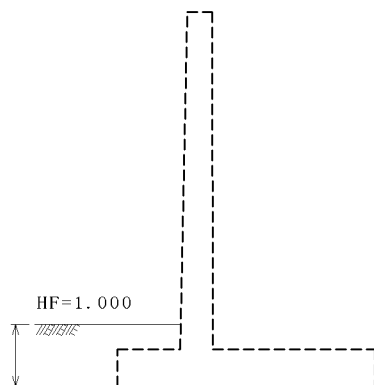
(1)背面土砂形状



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

(2)前面土砂形状

[1]常 時荷重



高さ	安定計算		つま先版 の設計時
	鉛直力	水平力	
1.000	考 慮	考 慮	考 慮

1.7 載荷荷重

[1]常 時荷重



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	底版
1	0.000		10.000	10.000			

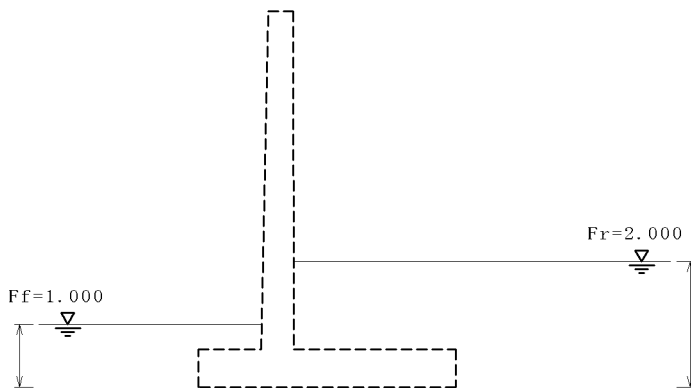
1.8 その他荷重

考慮しない

1.9 水位

[1]常 時荷重

高水位 : 前面水位Ff = 1.000 m, 背面水位Fr = 2.000 m



1.10 浮力

・揚圧力として浮力相当分を考慮する

1.11 土圧

・土圧の作用面の壁面摩擦角(度)

荷 重 態 状	主働土圧			受働土圧
	安定計算時	断面計算時	切土	
常 時	30.000	20.000	—————	—————

- ・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)
- ・ 堅壁設計時の土圧作用面が鉛直面となす角度 0.106 (度)
- ・ 粘着力(kN/m²)

荷 重 状 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

1.12 水圧

- ・ 静水圧の取扱い

荷 重 状 態	背 面	前 面
常 時	無 視	無 視

1.13 基礎の条件

1.13.1 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)	10.000
基礎底面と地盤との間の摩擦係数 tan δ	0.600

1.13.2 フーチング厚さ照査用データ

(1)地盤データ

基礎底面の变形係数 E _s (kN/m ²)	常 時
	20000.000

(2)底版データ

フーチングのヤング係数 × 10 ⁴ (N/mm ²)	2.500
フーチング厚さ上限値 (土圧幅 - 堅壁厚) / n	10.00

1.14 安定計算の許容値及び部材の許容応力度

1.14.1 安定計算の許容値

荷 重 状 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 時荷重	1/6	1.500	200.000

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)

1.14.2 部材の許容応力度

(1)鉄筋コンクリート部材

1) 縦壁 (一般部材)

(N/mm²)

荷 重 状 態	割増 係数	コンクリート の圧縮応力度	鉄筋の 引張応力度	せん断 応力度	
		c_a	s_a	a_1	a_2
常 時荷重	1.00	7.000	180.000	0.220	1.600

2) 底版 (一般部材)

(N/mm²)

荷 重 状 態	割増 係数	コンクリート の圧縮応力度	鉄筋の 引張応力度	せん断 応力度	
		c_a	s_a	a_1	a_2
常 時荷重	1.00	7.000	180.000	0.220	1.600

ここに、

a_1 : コンクリ - トのみでせん断力を負担する場合のせん断応力度

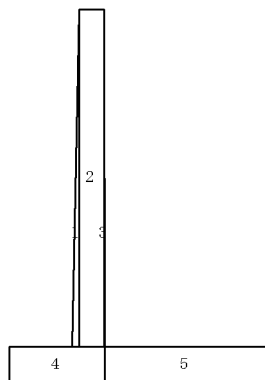
a_2 : 斜引張鉄筋と協同して負担する場合のせん断応力度

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



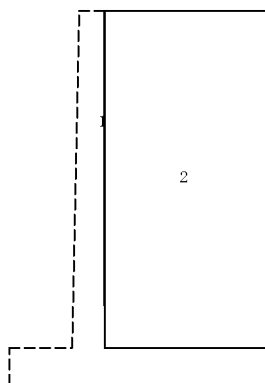
2) 自重・重心

区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 Vi (m³)	重心位置 (m)		Vi · Xi	Vi · Yi	備考
			Xi	Yi			
1	1/2 × 0.108 × 5.400 × 1.000	0.292	1.072	2.400	0.313	0.700	
2	0.400 × 5.400 × 1.000	2.160	1.308	3.300	2.825	7.128	
3	1/2 × 0.010 × 5.400 × 1.000	0.027	1.511	2.400	0.041	0.065	
4	1.518 × 0.600 × 1.000	0.911	0.759	0.300	0.691	0.273	
5	2.600 × 0.600 × 1.000	1.560	2.818	0.300	4.396	0.468	
		4.949	—	—	8.266	8.634	

$$\begin{aligned} \text{重心位置 } XG &= (Vi \cdot Xi) / Vi = 8.266 / 4.949 = 1.670 \text{ (m)} \\ \text{重心位置 } YG &= (Vi \cdot Yi) / Vi = 8.634 / 4.949 = 1.744 \text{ (m)} \end{aligned}$$

(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 Vi (m³)	重心位置 (m)		Vi · Xi	Vi · Yi	備考
			Xi	Yi			
1	1/2 × 0.010 × 5.400 × 1.000	0.027	1.515	4.200	0.041	0.113	
2	2.600 × 5.400 × 1.000	14.040	2.818	3.300	39.565	46.332	

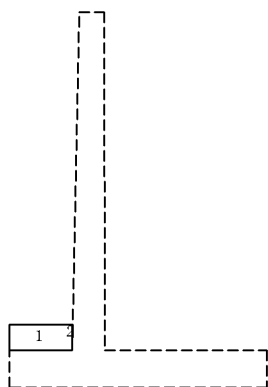
区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 Vi (m³)	重心位置 (m)		Vi · Xi	Vi · Yi	備考
			Xi	Yi			
		14.067	—	—	39.606	46.445	

$$\begin{aligned} \text{重心位置 } XG &= (Vi \cdot Xi) / Vi = 39.606 / 14.067 = 2.815 \text{ (m)} \\ YG &= (Vi \cdot Yi) / Vi = 46.445 / 14.067 = 3.302 \text{ (m)} \end{aligned}$$

(3) 前面土砂

[1] 常時荷重

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	1.000 × 0.400 × 1.000	0.400	0.500	0.800	0.200	0.320	
2	1/2 × 0.008 × 0.400 × 1.000	0.002	1.003	0.867	0.002	0.001	
		0.402	—	—	0.202	0.321	

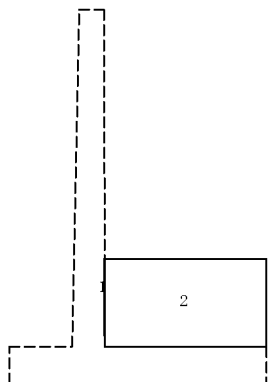
$$\begin{aligned} \text{重心位置 } XG &= (Vi \cdot Xi) / Vi = 0.202 / 0.402 = 0.502 \text{ (m)} \\ YG &= (Vi \cdot Yi) / Vi = 0.321 / 0.402 = 0.800 \text{ (m)} \end{aligned}$$

2.2 水位を考慮するブロックデータ

(1) 背面土砂

[1] 常時荷重 (高水位)

1) ブロック割り



2)体積・重心

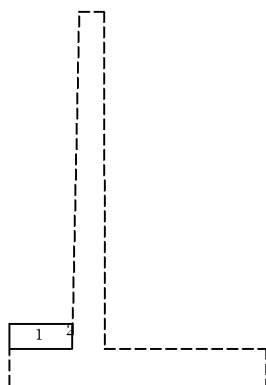
区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 Vi (m³)	重心位置 (m)		Vi · Xi	Vi · Yi	備考
			Xi	Yi			
1	1/2 × 0.003 × 1.400 × 1.000	0.002	1.517	1.533	0.003	0.003	
2	2.600 × 1.400 × 1.000	3.640	2.818	1.300	10.258	4.732	
		3.642	—	—	10.260	4.735	

重心位置 $XG = (Vi \cdot Xi) / Vi = 10.260 / 3.642 = 2.817 (m)$
 $YG = (Vi \cdot Yi) / Vi = 4.735 / 3.642 = 1.300 (m)$

(2)前面土砂

[1]常 時荷重 (高水位)

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	1.000 × 0.400 × 1.000	0.400	0.500	0.800	0.200	0.320	
2	1/2 × 0.008 × 0.400 × 1.000	0.002	1.003	0.867	0.002	0.001	
		0.402	—	—	0.202	0.321	

重心位置 $XG = (Vi \cdot Xi) / Vi = 0.202 / 0.402 = 0.502 (m)$
 $YG = (Vi \cdot Yi) / Vi = 0.321 / 0.402 = 0.800 (m)$

2.3 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 時荷重

位置	鉛直力 $W = \gamma \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体	$24.500 \times 4.949 = 121.260$	1.670

(2)土砂重量，浮力

[1]常 時荷重 (低水位)

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(m ³)	重心位置(m)		体 積 VI(m ³)	重心位置(m)	
		X	Y		XI	YI
土砂(背面)	14.067	2.815	3.302	0.000	0.000	0.000
土砂(前面)	0.402	0.502	0.800	0.000	0.000	0.000

位 置	水位より上の体積、重心位置		
	体 積 Vu(m ³)	重心位置(m)	
		Xu	Yu
土砂(背面)	14.067	2.815	3.302
土砂(前面)	0.402	0.502	0.800

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 · (土の湿潤重量) (kN)	水位より下の重量 WI = VI · (土の飽和重量) (kN)
土砂(背面)	14.067 × 19.000 = 267.273	0.000 × 19.500 = 0.000
土砂(前面)	0.402 × 14.000 = 5.622	0.000 × 15.000 = 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)	267.273	2.815
土砂(前面)	5.622	0.502

[2]常 時荷重 (高水位)

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(m ³)	重心位置(m)		体 積 VI(m ³)	重心位置(m)	
		X	Y		XI	YI
土砂(背面)	14.067	2.815	3.302	3.642	2.817	1.300
土砂(前面)	0.402	0.502	0.800	0.402	0.502	0.800

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)	10.425	2.815	4.001
土砂(前面)	0.000	0.000	0.000

水位より上の体積

$$Vu = V - VI$$

水位より上の重心位置

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

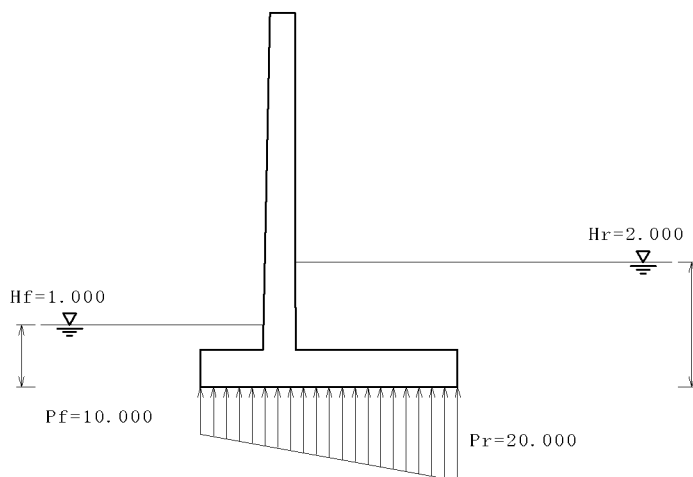
$$Yu = (V \cdot Y - VI \cdot YI) / Vu$$

土砂による作用力

位置	水位より上の重量 Wu = Vu · (土の湿潤重量) (kN)		水位より下の重量 WI = VI · (土の飽和重量) (kN)	
	土砂(背面)	10.425 × 19.000 = 198.079		3.642 × 19.500 = 71.015
土砂(前面)	0.000 × 14.000 = 0.000		0.402 × 15.000 = 6.024	

位置	重量 W Wu + WI (kN)		作用位置 X (Wu · Xu + WI · XI) / W (m)	
	土砂(背面)	269.094		2.816
土砂(前面)	6.024		0.502	

2)浮力の算出



前面水位 $H_f = 1.000$ (m)

背面水位 $H_r = 2.000$ (m)

フーチング前面での水圧強度 $P_f = 10.000$ (kN/m²)

フーチング背面での水圧強度 $P_r = 20.000$ (kN/m²)

躯体底面に作用する浮力

$$U = \frac{P_f + P_r}{2} \cdot B_j \cdot B_c \cdot \lambda = 61.770 \text{ (kN)}$$

作用位置（フーチング前面から）

$$X = \frac{Pf + 2 \cdot Pr}{3 \cdot (Pf + Pr)} \cdot Bj = 2.288 \text{ (m)}$$

ここに、

Bj : 土圧方向フーチング幅 Bj = 4.118 (m)
 Bc : 直角方向フーチング幅 Bc = 1.000 (m)
 : 浮力の低減係数 = 1.000

(3)自重集計

[1]常 時荷重 (低水位)

	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
軀 体	121.260	0.000	1.670	0.000	202.519	0.000
背面土砂	267.273	0.000	2.815	0.000	752.506	0.000
前面土砂	5.622	0.000	0.502	0.000	2.822	0.000
合 計	394.155	0.000	———	———	957.846	0.000

[2]常 時荷重 (高水位)

	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
軀 体	121.260	0.000	1.670	0.000	202.519	0.000
背面土砂	269.094	0.000	2.816	0.000	757.666	0.000
前面土砂	6.024	0.000	0.502	0.000	3.024	0.000
合 計	396.378	0.000	———	———	963.208	0.000

2.4 地表面の載荷荷重，雪荷重

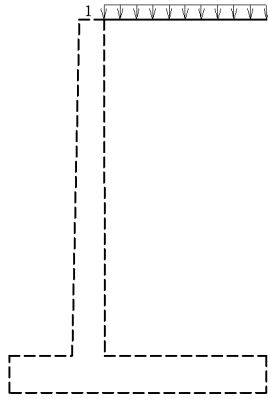
鉛直力

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

ここに、

q : 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 時荷重



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	2.610	26.100	2.813

2.5 土圧・水圧

[1]常 時荷重 (低水位)

土圧は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 = 4.118 m
 yp = 0.000 m
 仮想背面の高さ H = 6.000 m
 仮想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 = 19.000 kN/m³
 背面土砂の内部摩擦角 = 30.00 °
 壁面摩擦角 = 30.00 °
 すべり角の変化範囲 i = 56.00 ° ~ 64.00 °

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	
56.00	230.682	0.000	40.471	271.153	119.156
58.00	213.705	0.000	37.492	251.197	118.002

土圧力が最大となるのは、

$$= 56.00^\circ \text{ のとき } P = 119.156 \text{ kN}$$

である。

土圧力

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

$$= \frac{271.153 \times \sin(56.00^\circ - 30.00^\circ)}{\cos(56.00^\circ - 30.00^\circ - 0.000^\circ - 30.000^\circ)}$$

$$= 119.156 \text{ kN}$$

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

$$P_h = P \cdot \cos(\theta) = 119.156 \times \cos(0.000^\circ + 30.000^\circ) = 103.192 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$P_v = P \cdot \sin(\theta) = 119.156 \times \sin(0.000^\circ + 30.000^\circ) = 59.578 \text{ kN}$$

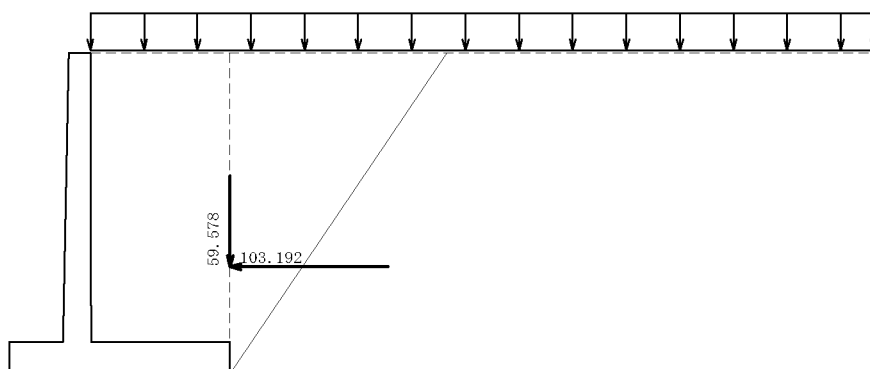
作用位置

$$H_o = \frac{H}{3} = \frac{6.000}{3} = 2.000 \text{ m}$$

$$x = x_p - H_o \cdot \tan \theta = 4.118 - 2.000 \times \tan 0.000^\circ = 4.118 \text{ m}$$

$$y = y_p + H_o = 0.000 + 2.000 = 2.000 \text{ m}$$

・土圧図



[2]常時荷重 (高水位)

土圧は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)

$$x_p = 4.118 \text{ m}$$

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

仮想背面の高さ

$$H = 6.000 \text{ m}$$

仮想背面が鉛直面となす角度

$$\theta = 0.000^\circ$$

背面土砂の単位体積重量

$$s = 19.000 \text{ kN/m}^3$$

背面土砂の内部摩擦角

$$\phi = 30.00^\circ$$

壁面摩擦角

$$\delta = 30.00^\circ$$

すべり角の変化範囲

$$i = 56.00^\circ \sim 64.00^\circ$$

すべり角()に対する土砂重量(W), 土圧力(P)

水位 $h_w = 2.000 \text{ m}$

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	205.051	12.816	40.471	258.338	113.524
58.00	189.960	11.873	37.492	239.325	112.425

土圧力が最大となるのは、

$$= 56.00^\circ \text{ のとき } P = 113.524 \text{ kN}$$

である。

土圧力

$$\begin{aligned}
 P &= \frac{W \cdot \sin(\omega - \phi)}{\cos(\omega - \phi - \alpha - \delta)} \\
 &= \frac{258.338 \times \sin(56.00^\circ - 30.00^\circ)}{\cos(56.00^\circ - 30.00^\circ - 0.000^\circ - 30.000^\circ)} \\
 &= 113.524 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

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

$$P_h = P \cdot \cos(\quad) = 113.524 \times \cos(0.000^\circ + 30.000^\circ) = 98.315 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$P_v = P \cdot \sin(\quad) = 113.524 \times \sin(0.000^\circ + 30.000^\circ) = 56.762 \text{ kN}$$

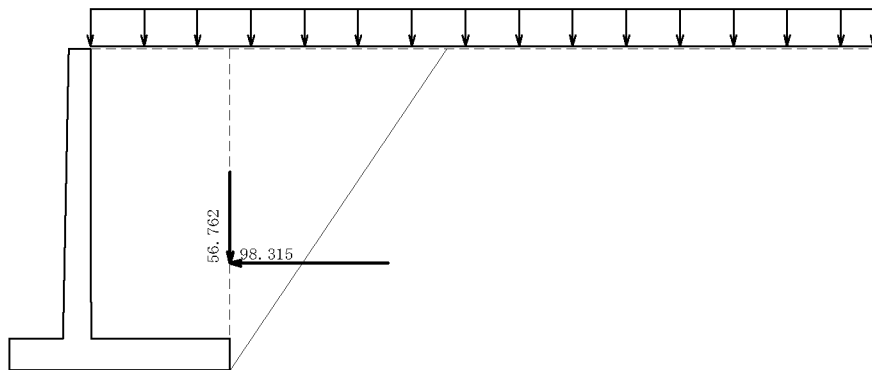
作用位置

$$H_o = \frac{H}{3} = \frac{6.000}{3} = 2.000 \text{ m}$$

$$x = x_p - H_o \cdot \tan \quad = 4.118 - 2.000 \times \tan 0.000^\circ = 4.118 \text{ m}$$

$$y = y_p + H_o = 0.000 + 2.000 = 2.000 \text{ m}$$

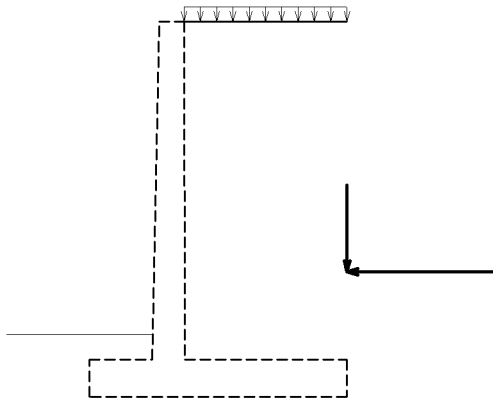
・土圧図



2.6 作用力の集計

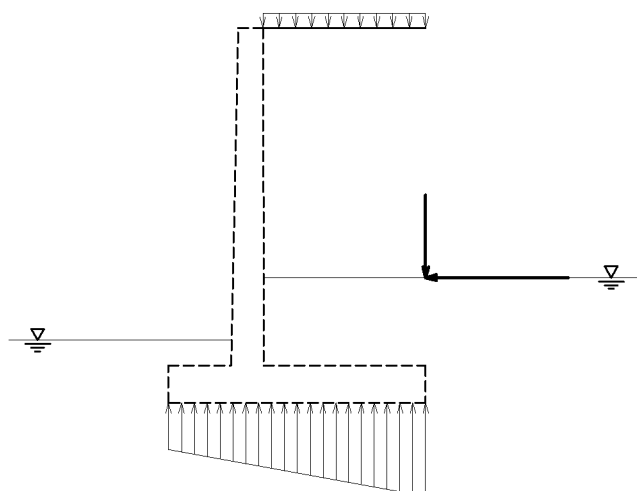
(1)フーチング前面での作用力の集計

[1]常 時荷重 (低水位)



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	394.155	0.000	2.430	0.000	957.846	0.000
載荷、雪	26.100	0.000	2.813	0.000	73.419	0.000
土圧	59.578	103.192	4.118	2.000	245.342	206.384
合計	479.833	103.192	—	—	1276.608	206.384

[2]常時荷重 (高水位)



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	396.378	0.000	2.430	0.000	963.208	0.000
浮力	-61.770	0.000	2.288	0.000	-141.316	0.000
載荷、雪	26.100	0.000	2.813	0.000	73.419	0.000
土圧	56.762	98.315	4.118	2.000	233.746	196.630
合計	417.470	98.315	—	—	1129.057	196.630

荷重状態 (水位)	N_o (kN)	H_o (kN)	M_o (kN.m)
常時荷重(低水位)	479.833	103.192	1070.224
常時荷重(高水位)	417.470	98.315	932.427

(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 : $B_j = 4.118$ (m)

単位幅当り

荷重状態(水位)	N_c (kN)	H_c (kN)	M_c (kN.m)
常時荷重(低水位)	479.833	103.192	-82.247
常時荷重(高水位)	417.470	98.315	-72.856

全幅(10.000m)当り

荷重状態(水位)	N_c (kN)	H_c (kN)	M_c (kN.m)
常時荷重(低水位)	4798.333	1031.920	-822.468
常時荷重(高水位)	4174.703	983.150	-728.560

2.7 安定計算結果

2.7.1 転倒に対する安定

$$e_B = \frac{M_B}{V}$$

ここに、

- e_B : 荷重の偏心量(m)
- M_B : 基礎底面に作用するモーメント(kN.m)
- V : 基礎底面に作用する鉛直荷重(kN)

$$e_a = B/n$$

ここに、

- e_a : 荷重の許容偏心量(m)
- B : 基礎幅(m) , $B = 4.118$
- n : 安全率

荷重状態(水位)	M_B (kN.m)	V (kN)	e_B (m)	e_a (m)
常時荷重(高水位)	-72.856	417.470	0.175	0.686

2.7.2 滑動に対する安定

$$H_u = c_B A_e + V \tan \delta_B$$

ここに、

- H_u : 基礎底面と地盤との間に働くせん断抵抗力(kN)
- c_B : 基礎底面と地盤との間の付着力(kN/m²) , $c_B = 10.000$
- $\tan \delta_B$: 基礎底面と地盤との間の摩擦係数 , $\tan \delta_B = 0.600$
- A_e : 有効載荷面積(m²) , $A_e = L \cdot B_e$
- V : 基礎底面に作用する鉛直荷重(kN)
- L : 基礎の奥行き(m) , $L = 1.000$
- B_e : 基礎の有効載荷幅(m) , $B_e = B - 2e_B$
- B : 基礎幅(m) , $B = 4.118$
- e_B : 荷重の偏心量(m)

荷重状態(水位)	偏心量 $e_B = M/V$ (m)	有効 載荷面積 A_e (m ²)	有効 載荷幅 B_e (m)	鉛直荷重 V (kN)
常時荷重(高水位)	-0.175	4.118	4.118	417.470

$$f_s = H_u / H_b$$

ここに、

- f_s : 滑動に対する安全率
- H_b : 基礎底面に作用する水平荷重(kN)

荷重状態(水位)	せん断 抵抗力 H_u (kN)	作用 水平力 H_b (kN)	安全率 f_s	必要 安全率 f_{sa}
常時荷重(高水位)	291.662	98.315	2.967	1.500

2.7.3 支持に対する照査

1) 荷重の作用位置が底面の核内にある場合 (台形分布)

$$q_{min}, q_{max} = \frac{V}{LB} \pm \frac{6M_b}{LB^2}$$

2) 荷重の作用位置が底面の核外にある場合 (三角形分布)

$$q_{max} = 2 \frac{V}{L \cdot x}$$

ここに、

V : 基礎底面に作用する鉛直荷重(kN)

M_b : 基礎底面中心に作用するモ - メント(kN.m)

e_b : 荷重の偏心量(m)

x : 底面反力の作用幅(m) , x = 3 (B / 2 - e_b)

xがBより小さいときには、三角形分布になり、
xがBより大きい時には、台形分布となる。

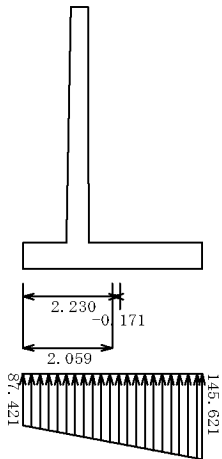
q_{max} : 基礎底面における最大地盤反力度(kN/m²)

q_{min} : 基礎底面における最小地盤反力度(kN)

B : 基礎幅(m) , B = 4.118

L : 基礎の奥行き(m) , L = 1.000

[1] 常 時 荷 重 (低 水 位)



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)		
		q _{min}	q _{max}	許容値
4.118	台形	87.421	145.621	200.000

2.7.4 フーチング厚さの照査

(1) β による判定

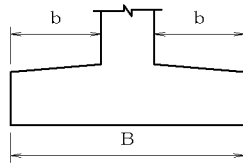
$$\beta < 1.0$$

ここに、

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{3 \cdot k_v}{E \cdot h^3}} \quad (\text{m}^{-1})$$

k_v : 鉛直方向地盤反力係数(kN/m³)

$$k_v = k_{v0} \cdot \left(\frac{Bv}{0.3}\right)^{-3/4}$$



k_{v0} : 直径30cmの剛体円板による平板載荷試験の値に相当する鉛直方向地盤反力係数(kN/m³)

$$k_{v0} = \frac{1}{0.3} \cdot \alpha E_0$$

Bv : 基礎に換算載荷幅(m)

$$Bv = \sqrt{A_v} = \sqrt{L \cdot B} = 6.417$$

E_0 : 設計の対象とする位置の変形係数(kN/m²)

A_v : 鉛直方向の換算載荷幅(m²)

B : フーチングの幅(m) , $B = 4.118$

L : フーチングの奥行(m) , $L = 10.000$

E : フーチングのヤング係数(kN/m²) , $E = 2.50 \times 10^7$

h : フーチングの厚さ(m) , $h = 0.600$

α : フーチングの換算突出長(m) , $\alpha = 2.059$

$$\alpha = b \quad (b \text{ は上図の長い方})$$

ただし、 $b < B/2$ ならば $b = B/2$

荷重状態	変形係数 E_0 (kN/m ²)	鉛直方向地盤反力係数		β (m ⁻¹)	$\beta < 1.0$
		k_{v0} (kN/m ²)	k_v (kN/m ²)		
常時	20000.000	66666.667	6702.585	0.247026	0.509

(2)フーチング厚さの上限値 (土圧方向幅 - 縦壁の厚さ) / n による判定

$$FH_1 < FH_2$$

ここに、

FH_1 : フーチングの厚さ(m) , $FH_1 = 0.600$

FH_2 : 剛体であると判定する厚さ(m) , $FH_2 = 3.600 / 10.000 = 0.360$

(3)照査結果

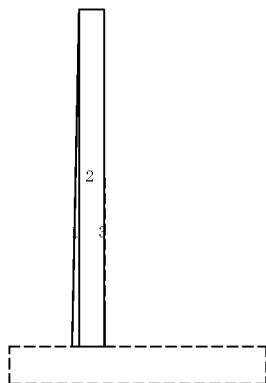
(1) ・ による判定	(2)フーチング厚さの 上限値による判定	総合判定
フーチングは 剛体と見なせる	フーチングは 剛体と見なせる	(1)または(2)を満足しているので フーチングは剛体として設計してよい

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	1/2 × 0.108 × 5.400 × 1.000	0.292	0.072	1.800	0.021	0.526	
2	0.400 × 5.400 × 1.000	2.160	0.308	2.700	0.665	5.832	
3	1/2 × 0.010 × 5.400 × 1.000	0.027	0.511	1.800	0.014	0.049	
		2.479	—	—	0.700	6.406	

$$\text{重心 } XG = (Vi \cdot Xi) / Vi = 0.700 / 2.479 = 0.282 \text{ (m)}$$

$$YG = (Vi \cdot Yi) / Vi = 6.406 / 2.479 = 2.584 \text{ (m)}$$

3.1.2 躯体自重, その他荷重

(1) 躯体自重

[1] 常時荷重

位置	W = $\gamma \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体(鉄筋)	24.500 × 2.479 = 60.736	-0.023

3.1.3 土圧・水圧

[1] 常時荷重 (低水位)

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) $x_p = 0.259 \text{ m}$

$y_p = 0.000 \text{ m}$

仮想背面の高さ $H = 5.400 \text{ m}$

仮想背面が鉛直面となす角度 $= 0.106^\circ$

背面土砂の単位体積重量 $s = 19.000 \text{ kN/m}^3$

背面土砂の内部摩擦角 $= 30.000^\circ$

壁面摩擦角 $= 20.000^\circ$

すべり角の変化範囲

$$i = 56.00^\circ \sim 64.00^\circ$$

すべり角()に対する土砂重量(W) , 土圧力(P)

水位 $h_w = 0.000 \text{ m}$

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	187.365	0.000	36.523	223.888	98.668
58.00	173.614	0.000	33.843	207.457	98.327

土圧力が最大となるのは、

$$= 56.00^\circ \text{ のとき } P = 98.668 \text{ kN}$$

である。

土圧力

$$\begin{aligned}
 P &= \frac{W \cdot \sin(\omega - \phi)}{\cos(\omega - \phi - \alpha - \delta)} \\
 &= \frac{223.888 \times \sin(56.00^\circ - 30.00^\circ)}{\cos(56.00^\circ - 30.00^\circ - 0.106^\circ - 20.000^\circ)} \\
 &= 98.668 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

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

$$P_h = P \cdot \cos(+) = 98.668 \times \cos(0.106^\circ + 20.000^\circ) = 92.655 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$P_v = P \cdot \sin(+) = 98.668 \times \sin(0.106^\circ + 20.000^\circ) = 33.918 \text{ kN}$$

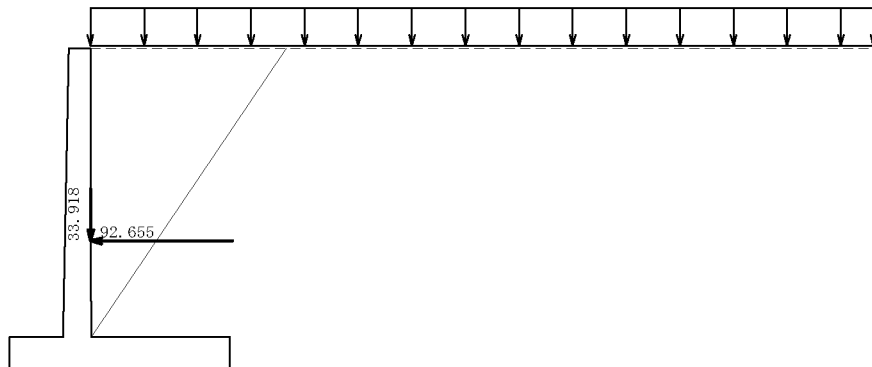
作用位置

$$H_o = \frac{H}{3} = \frac{5.400}{3} = 1.800 \text{ m}$$

$$x = H_o \cdot \tan - x_p = 1.800 \times \tan 0.106^\circ - 0.259 = -0.256 \text{ m}$$

$$y = y_p + H_o = 0.000 + 1.800 = 1.800 \text{ m}$$

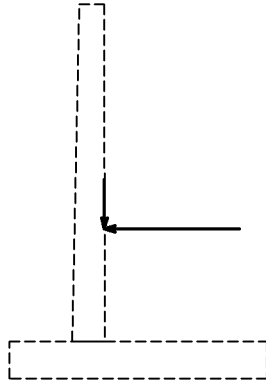
・土圧図



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 時荷重 (低水位)

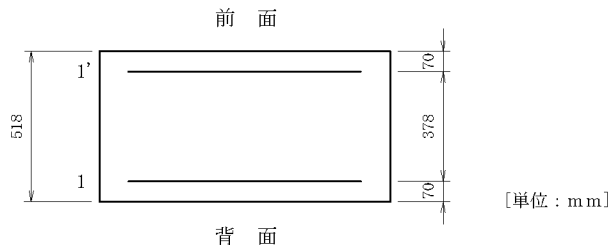


項 目	N _i (kN)	H _i (kN)	X _i (m)	Y _i (m)	M = M _{x_i} +M _{y_i} (kN.m)
自 重	60.736	0.000	-0.023	0.000	0.000
土 圧	33.918	92.655	-0.256	1.800	166.779
合 計	0.000	92.655	————	————	166.779

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'	7.0	D19	2.865	4.00	11.460
	2'	—	—	—	—	—
背 面	1	7.0	D29	6.424	4.00	25.696
	2	—	—	—	—	—

引張側必要鉄筋量 23.209 (cm²)

圧縮側必要鉄筋量 10.351 (cm²)

(2)曲げ応力度の照査

(参考)

中立軸の算出

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

よりxを求める。

応力度の算出

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

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

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 = 518.000
- b : 部材断面幅(mm) , b = 1000.000
- d : 部材の有効高(mm)
- d' : 鉄筋のかぶり(mm)
- As : 引張側鉄筋の全断面積(mm²)
- As' : 圧縮側鉄筋の全断面積(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
常時荷重(低水位)	166.779	0.000	14.442	5.178	7.000	163.270	180.000

(3)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 : せん断力(N)
- d : 部材断面の有効高(mm)
- b : 部材断面幅(mm)
- τ_{a1} : 割増しされた許容せん断応力度(N/mm²)

$$\tau_{a1} = C_e \cdot C_{pt} \cdot C_N \cdot \tau_{a1}'$$

$$C_N = 1 + \frac{M_o}{M} \quad (1 \leq C_N \leq 2)$$

ここに、

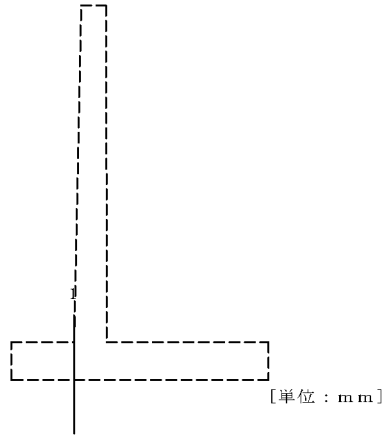
- τ_{a1}' : コンクリートのみでせん断力を負担する場合の許容せん断応力度(N/mm²)
- C_e : 部材断面の有効高に関する補正係数
- C_{pt} : 引張主鉄筋比Ptに関する補正係数
- C_N : 軸方向圧縮力による補正係数
- M_o : 軸方向圧縮力によりコンクリートの応力度が部材引張縁で零となる曲げモーメント(kN.m)

荷重状態(水位)	せん断力 S_v (kN)	有効高 d (cm)	せん断応力度 (N/mm ²)			補正係数		
			計算値	許容値 a_1	許容値 a_2	Ce	Cpt	CN
常時荷重(低水位)	92.655	44.800	0.207	0.360	1.600	1.32	1.24	1.00

4章 つま先版の設計

4.1 照査位置[1]の設計

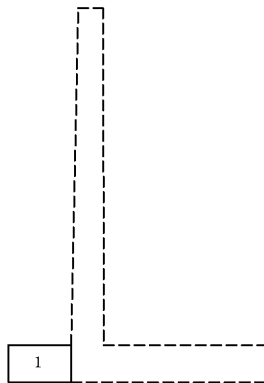
付け根からの距離 = 0.000 m



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

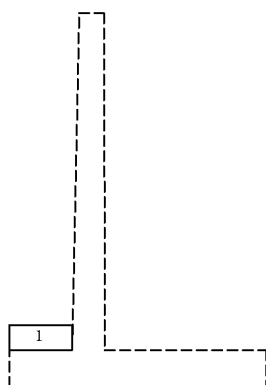
区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 V_i (m^3)	重心位置 X_i (m)	$V_i \cdot X_i$	備考
1	1.000 × 0.600 × 1.000	0.600	0.500	0.300	
		0.600	—	0.300	

$$\text{重心位置 } X_G = (V_i \cdot X_i) / V_i = 0.300 / 0.600 = 0.500 \text{ (m)}$$

(2) 前面土砂

[1] 常時荷重

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	1.000 × 0.400 × 1.000	0.400	0.500	0.200	
		0.400	—	0.200	

重心位置 $XG = (Vi \cdot Xi) / Vi = 0.200 / 0.400 = 0.500$ (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] 常時荷重

位置	鉛直力 $W = \rho \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体	24.500 × 0.600 = 14.700	0.500

(2) 土砂重量，浮力

[1] 常時荷重（低水位）

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(前面)	0.400	0.500	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(前面)	0.400	0.500

水位より上の体積

$Vu = V - VI$

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(前面)	$0.400 \times 14.000 = 5.600$	$0.000 \times 15.000 = 0.000$

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(前面)	5.600	0.500

(3)自重集計

[1]常時荷重(低水位)

	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	14.700	0.500	7.350
前面土砂	5.600	0.500	2.800
合計	20.300	—	10.150

4.1.3 地盤反力

鉛直力

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

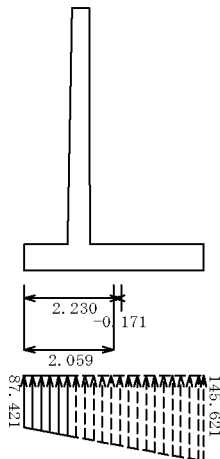
作用位置

$$X = \frac{2 \cdot q_1 + q_2}{3 \cdot (q_1 + q_2)} \cdot L$$

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 = 1.000 (m)

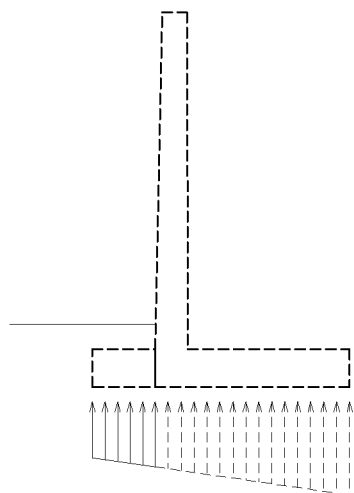
[1]常時荷重(低水位)



地盤反力度(kN/m ²)		鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2		
87.421	145.621	-94.488	0.488

4.1.4 断面力の集計

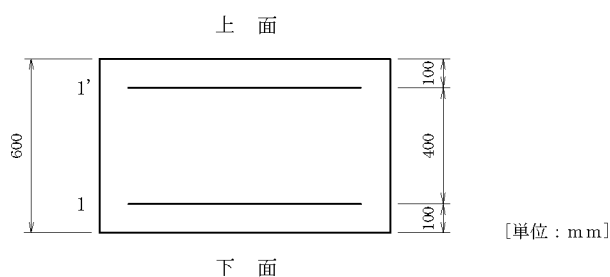
[1]常 時荷重 (低水位)



項目	N_i (kN)	X_i (m)	$M = N_i \cdot X_i$ (kN.m)
自重	-20.300	0.500	-10.150
地盤反力	94.488	0.488	46.066
合計	74.188	—	35.916

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'	10.0	D13	1.267	2.00	2.534
	2'	—	—	—	—	—
下 面	1	10.0	D13	1.267	4.00	5.068
	2	—	—	—	—	—

引張側必要鉄筋量 4.179 (cm²)

圧縮側必要鉄筋量 2.090 (cm²)

(2) 曲げ応力度の照査

(参考)

中立軸の算出

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

より x を求める。

応力度の算出

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

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

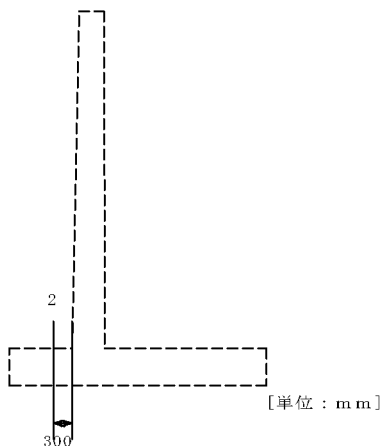
ここに、

- 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 = 600.000
- b : 部材断面幅 (mm) , b = 1000.000
- d : 部材の有効高 (mm)
- d' : 鉄筋のかぶり (mm)
- As : 引張側鉄筋の全断面積 (mm²)
- As' : 圧縮側鉄筋の全断面積 (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 時荷重 (低水位)	35.916	8.075	1.917	7.000	149.272	180.000

4.2 照査位置[2]の設計

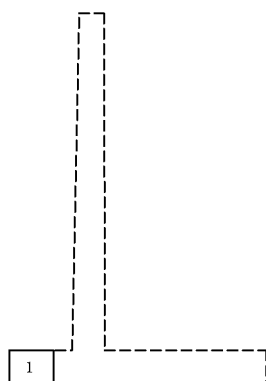
付け根からの距離 = 0.300 m



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

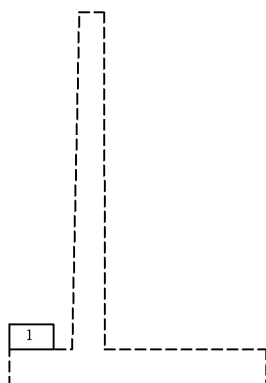
区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 Vi (m³)	重心位置 Xi (m)	Vi · Xi	備考
1	0.700 × 0.600 × 1.000	0.420	0.350	0.147	
		0.420	—	0.147	

$$\text{重心位置 } XG = (Vi \cdot Xi) / Vi = 0.147 / 0.420 = 0.350 \text{ (m)}$$

(2) 前面土砂

[1] 常時荷重

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	0.700 × 0.400 × 1.000	0.280	0.350	0.098	
		0.280	—	0.098	

$$\text{重心位置 } XG = (Vi \cdot Xi) / Vi = 0.098 / 0.280 = 0.350 \text{ (m)}$$

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 時荷重

位 置	鉛直力 $W = \gamma \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体	$24.500 \times 0.420 = 10.290$	0.350

(2)土砂重量，浮力

[1]常 時荷重（低水位）

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 (m^3)	重心位置 X (m)	体 積 V_I (m^3)	重心位置 X_I (m)
土砂(前面)	0.280	0.350	0.000	0.000

位 置	水位より上の体積、重心位置	
	体 積 V_u (m^3)	重心位置 X_u (m)
土砂(前面)	0.280	0.350

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(前面)	$0.280 \times 14.000 = 3.920$	$0.000 \times 15.000 = 0.000$

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(前面)	3.920	0.350

(3)自重集計

[1]常 時荷重（低水位）

	重 量 N_i (kN)	作用位置 X_i (m)	モーメント $N_i \cdot X_i$ (kN.m)
軀 体	10.290	0.350	3.601
前面土砂	3.920	0.350	1.372
合 計	14.210	—	4.974

4.2.3 地盤反力

鉛直力

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

作用位置

$$X = \frac{2 \cdot q_1 + q_2}{3 \cdot (q_1 + q_2)} \cdot L$$

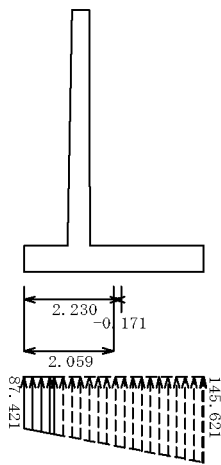
ここに、

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 = 0.700 (m)

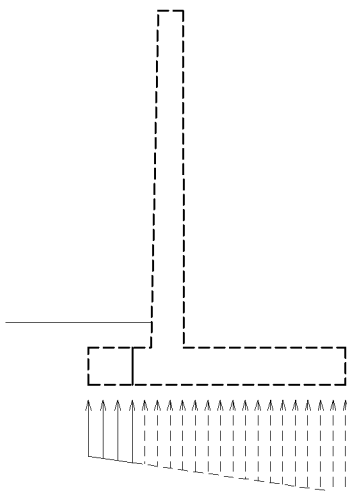
[1]常 時荷重(低水位)



地盤反力度 (kN/m ²)		鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2		
87.421	97.314	-64.657	0.344

4.2.4 断面力の集計

[1]常 時荷重 (低水位)



項目	N _i (kN)	X _i (m)	M = N _i · X _i (kN·m)
自重	-14.210	0.350	-4.974
地盤反力	64.657	0.344	22.226
合計	50.447	—	17.253

4.2.5 断面計算（許容応力度法）

(1)せん断応力度の照査

$$a > 2.5d \text{ の場合 } S_h = S - \frac{M}{d'} \tan \theta$$

$$a \leq 2.5d \text{ の場合 } S_h = S$$

ここに、

S_h : 部材断面の有効高の変化の影響を考慮したせん断力(N)

d : フーチングの有効高で、柱あるいは壁前面及び背面の位置で求める(mm)

d' : 部材断面の有効高(mm)

b : 部材断面幅(mm)

S : 部材断面に作用するせん断力(N)

M : 部材断面に作用する曲げモーメント(N.mm)

θ : フーチング上面と水平面のなす角度, $\theta = 0.000$, $\tan \theta = 0.000$

a : せん断スパン(mm)

荷重状態(水位)	有効高 d' (cm)	$2.5 \cdot d$	せん断スパン a (cm)	S (kN)	M (kN.m)	$M/d' \cdot \tan \theta$	S_h (kN)
常時荷重(低水位)	50.000	125.000	> 48.410	50.447	17.253	0.000	50.447

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

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 : フーチングの有効高で、柱あるいは壁前面及び背面の位置で求める(mm)

d' : 部材断面の有効高(mm)

b : 部材断面幅(mm)

S : 部材断面に作用するせん断力(N)

τ_{a1} : 割増しされた許容せん断応力度(N/mm²)

$$\tau_{a1} = C_e \cdot C_{pt} \cdot C_{dc} \cdot \tau_{a1}'$$

ここに、

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)

C_e : 部材断面の有効高に関する補正係数

C_{pt} : 引張主鉄筋比 P_t に関する補正係数

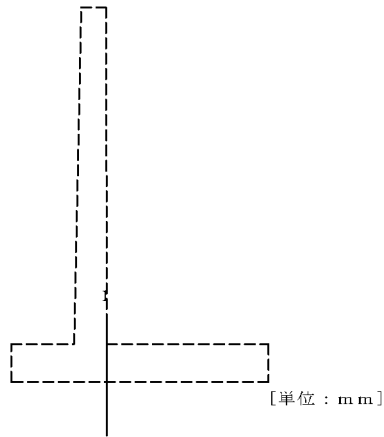
C_{dc} : せん断スパン比に関する補正係数

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)			補正係数		
			計算値	許容値 τ_{a1}	許容値 τ_{a2}	C_e	C_{pt}	C_{dc}
常時荷重(低水位)	50.447	50.000	0.101	0.825	1.600	1.29	0.70	4.15

5章 かかと版の設計

5.1 照査位置[1]の設計

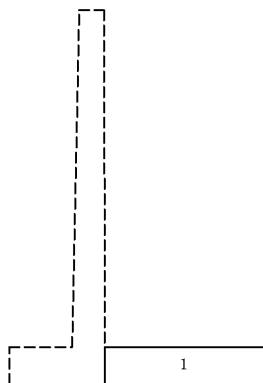
付け根からの距離 = 0.000 m



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



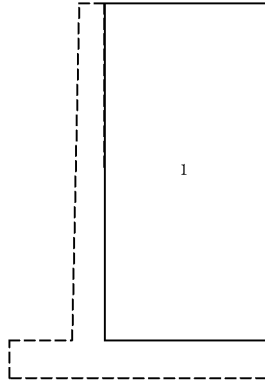
2) 自重・重心

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	2.600 × 0.600 × 1.000	1.560	1.300	2.028	
		1.560	—	2.028	

$$\text{重心位置 } XG = (V_i \cdot X_i) / V_i = 2.028 / 1.560 = 1.300 \text{ (m)}$$

(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	2.600 × 5.400 × 1.000	14.040	1.300	18.252	
		14.040	—	18.252	

重心位置 $XG = (Vi \cdot Xi) / Vi = 18.252 / 14.040 = 1.300$ (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]常時荷重

位置	鉛直力 $W = V \cdot \gamma$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体	$24.500 \times 1.560 = 38.220$	1.300

(2)土砂重量，浮力

[1]常時荷重（低水位）

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)	14.040	1.300	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)	14.040	1.300

水位より上の体積

$Vu = V - VI$

水位より上の重心位置

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

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 $W_l = V_l \cdot (\text{土の飽和重量})$ (kN)
土砂(背面)	$14.040 \times 19.000 = 266.760$	$0.000 \times 19.500 = 0.000$

位置	重量 W $W_u + W_l$ (kN)	作用位置 X $(W_u \cdot X_u + W_l \cdot X_l) / W$ (m)
土砂(背面)	266.760	1.300

(3)自重集計

[1]常時荷重 (低水位)

	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	38.220	1.300	49.686
背面土砂	266.760	1.300	346.788
合計	304.980	—	396.474

5.1.3 地表面の載荷荷重, 雪荷重

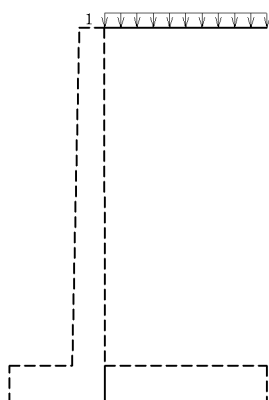
鉛直力

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

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]常時荷重



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	2.600	26.000	1.300

5.1.4 土圧

[1]常時荷重 (低水位)

土圧は試行くさび法により求める。

設計断面位置より後方の分布荷重作用幅 $L_2 = 2.600 \text{ m}$

設計断面位置の分布荷重強度 $p_d = \frac{p_v}{L} \cdot L_1 = \frac{45.829}{2.600} \times 0.000 = 0.000 \text{ kN/m}$

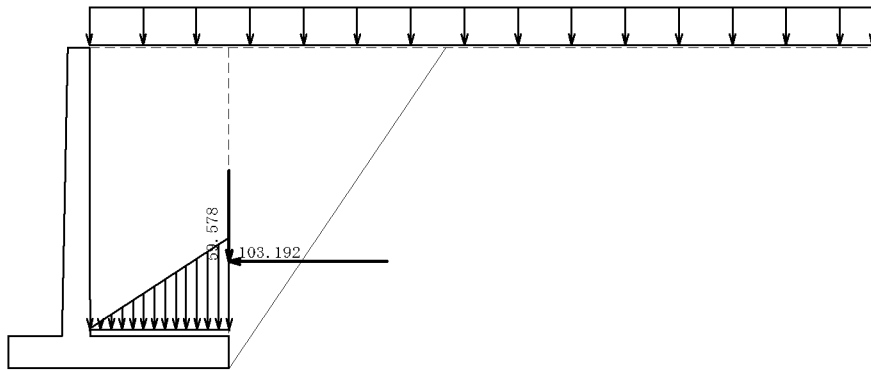
鉛直力

$$N = \frac{1}{2} \cdot (p_d + p_v) \cdot L_2 = \frac{1}{2} \times (0.000 + 45.829) \times 2.600 = 59.578 \text{ kN}$$

作用位置

$$x = \frac{p_d + 2 \cdot p_v}{p_d + p_v} \cdot \frac{L_2}{3} = \frac{0.000 + 2 \times 45.829}{0.000 + 45.829} \times \frac{2.600}{3} = 1.733 \text{ m}$$

・土圧図



5.1.5 地盤反力

鉛直力

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

作用位置

$$X = \frac{2 \cdot q_1 + q_2}{3 \cdot (q_1 + q_2)} \cdot L$$

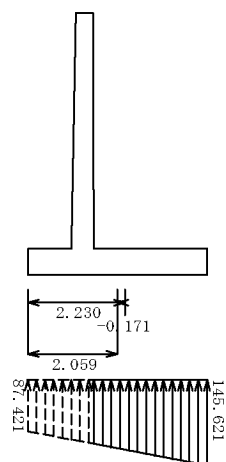
ここに、

q_1 : かかと版前面位置の地盤反力度

q_2 : かかと版設計位置の地盤反力度

L : 地盤反力作用幅 $L = 2.600 \text{ (m)}$

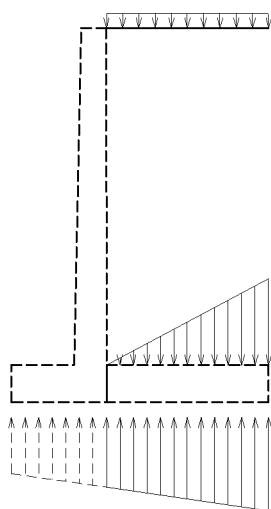
[1]常 時荷重(低水位)



地盤反力度(kN/m ²)		鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2		
145.621	108.875	330.845	1.363

5.1.6 断面力の集計

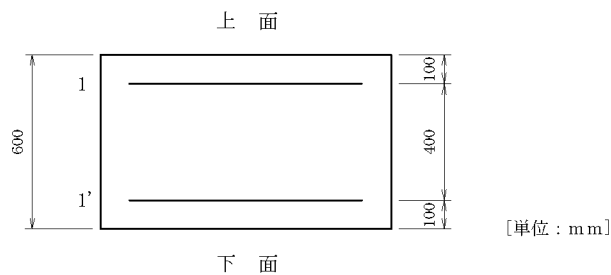
[1]常 時荷重 (低水位)



項 目	N _i (kN)	X _i (m)	M = N _i · X _i (kN·m)
自 重	304.980	1.300	396.474
載荷、雪	26.000	1.300	33.800
土 圧	59.578	1.733	103.269
地盤反力	-330.845	1.363	-450.798
合 計	59.713	—	82.744

5.1.7 断面計算（許容応力度法）

(1)鉄筋配置



[単位：mm]

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	D13	1.267	8.00	10.136
	2	—	—	—	—
下面	1'	D13	1.267	4.00	5.068
	2'	—	—	—	—

引張側必要鉄筋量 9.918 (cm²)

圧縮側必要鉄筋量 4.959 (cm²)

(2)曲げ応力度の照査

(参考)

中立軸の算出

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

よりxを求める。

応力度の算出

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

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

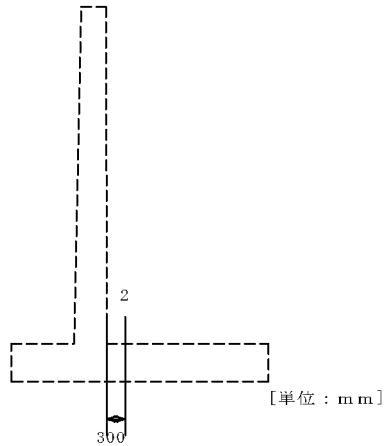
ここに、

- 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 = 600.000
- b : 部材断面幅(mm) , b = 1000.000
- d : 部材の有効高(mm)
- d' : 鉄筋のかぶり(mm)
- As : 引張側鉄筋の全断面積(mm²)
- As' : 圧縮側鉄筋の全断面積(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 時荷重(低水位)	82.744	10.854	3.258	7.000	176.249	180.000

5.2 照査位置[2]の設計

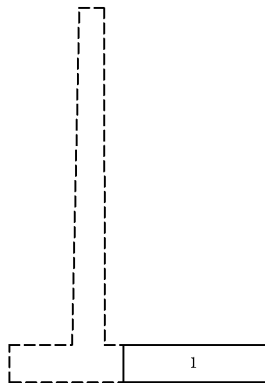
付け根からの距離 = 0.300 m



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



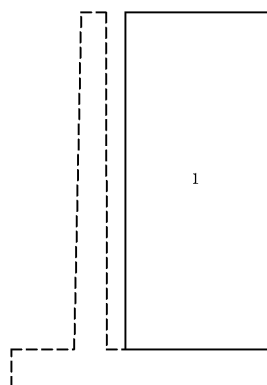
2) 自重・重心

区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 Vi (m ³)	重心位置 Xi (m)	Vi · Xi	備考
1	2.300 × 0.600 × 1.000	1.380	1.150	1.587	
		1.380	—	1.587	

$$\text{重心位置 } XG = (Vi \cdot Xi) / Vi = 1.587 / 1.380 = 1.150 \text{ (m)}$$

(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	2.300 × 5.400 × 1.000	12.420	1.150	14.283	
		12.420	—	14.283	

重心位置 $XG = (Vi \cdot Xi) / Vi = 14.283 / 12.420 = 1.150$ (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]常時荷重

位置	鉛直力 $W = V \cdot \gamma$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体	24.500 × 1.380 = 33.810	1.150

(2)土砂重量，浮力

[1]常時荷重（低水位）

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)	12.420	1.150	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)	12.420	1.150

水位より上の体積

$Vu = V - VI$

水位より上の重心位置

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

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 $W_l = V_l \cdot (\text{土の飽和重量})$ (kN)
土砂(背面)	$12.420 \times 19.000 = 235.980$	$0.000 \times 19.500 = 0.000$

位置	重量 W $W_u + W_l$ (kN)	作用位置 X $(W_u \cdot X_u + W_l \cdot X_l) / W$ (m)
土砂(背面)	235.980	1.150

(3)自重集計

[1]常時荷重 (低水位)

	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	33.810	1.150	38.882
背面土砂	235.980	1.150	271.377
合計	269.790	—	310.259

5.2.3 地表面の載荷荷重, 雪荷重

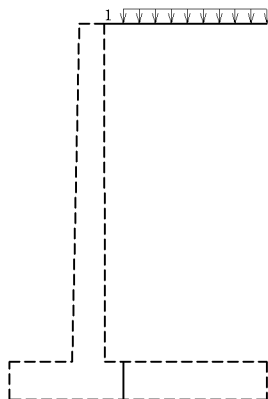
鉛直力

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

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]常時荷重



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	2.300	23.000	1.150

5.2.4 土圧

[1]常時荷重 (低水位)

土圧は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） $x_p = 4.118 \text{ m}$
 $y_p = 0.000 \text{ m}$
 仮想背面の高さ $H = 6.000 \text{ m}$
 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 $s = 19.000 \text{ kN/m}^3$
 背面土砂の内部摩擦角 $= 30.000^\circ$
 壁面摩擦角 $= 30.000^\circ$
 すべり角の変化範囲 $i = 56.00^\circ \sim 64.00^\circ$

すべり角()に対する土砂重量(W) , 土圧力(P)
 水位 $h_w = 0.000 \text{ m}$

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	230.682	0.000	40.471	271.153	119.156
58.00	213.705	0.000	37.492	251.197	118.002

土圧力が最大となるのは、
 $= 56.00^\circ$ のとき $P = 119.156 \text{ kN}$
 である。
 土圧力

$$\begin{aligned}
 P &= \frac{W \cdot \sin(\omega - \phi)}{\cos(\omega - \phi - \alpha - \delta)} \\
 &= \frac{271.153 \times \sin(56.00^\circ - 30.00^\circ)}{\cos(56.00^\circ - 30.00^\circ - 0.000^\circ - 30.000^\circ)} \\
 &= 119.156 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

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

$$P_h = P \cdot \cos(+) = 119.156 \times \cos(0.000^\circ + 30.000^\circ) = 103.192 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$P_v = P \cdot \sin(+) = 119.156 \times \sin(0.000^\circ + 30.000^\circ) = 59.578 \text{ kN}$$

作用位置

$$H_o = \frac{H}{3} = \frac{6.000}{3} = 2.000 \text{ m}$$

$$y = y_p + H_o = 0.000 + 2.000 = 2.000 \text{ m}$$

土圧の鉛直成分は、これと等価の三角形分布荷重とする。

$$p_v = \frac{2 \cdot P_v}{L} = \frac{2 \times 59.578}{2.600} = 45.829 \text{ kN/m}$$

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 : かと版の長さ

付け根から設計断面位置までの距離 $L_1 = 0.300 \text{ m}$

設計断面位置より後方の分布荷重作用幅 $L_2 = 2.300 \text{ m}$

$$\text{設計断面位置の分布荷重強度 } p_d = \frac{p_v}{L} \cdot L_1 = \frac{45.829}{2.600} \times 0.300 = 5.288 \text{ kN/m}$$

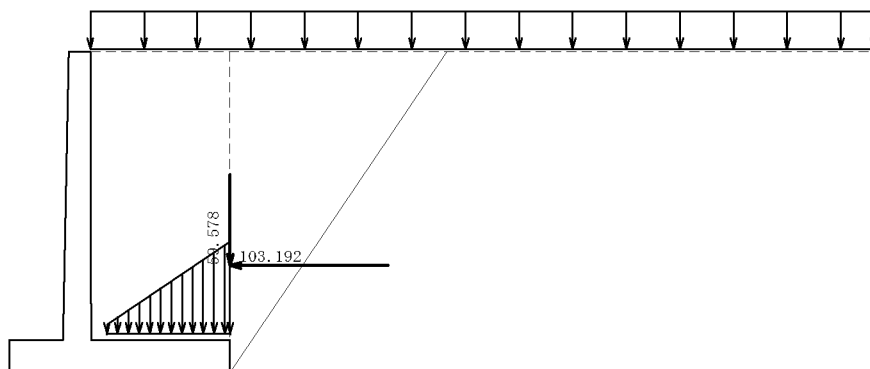
鉛直力

$$N = \frac{1}{2} \cdot (p_d + p_v) \cdot L_2 = \frac{1}{2} \times (5.288 + 45.829) \times 2.300 = 58.785 \text{ kN}$$

作用位置

$$x = \frac{p_d + 2 \cdot p_v}{p_d + p_v} \cdot \frac{L_2}{3} = \frac{5.288 + 2 \times 45.829}{5.288 + 45.829} \times \frac{2.300}{3} = 1.454 \text{ m}$$

・土圧図



5.2.5 地盤反力

鉛直力

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

作用位置

$$X = \frac{2 \cdot q_1 + q_2}{3 \cdot (q_1 + q_2)} \cdot L$$

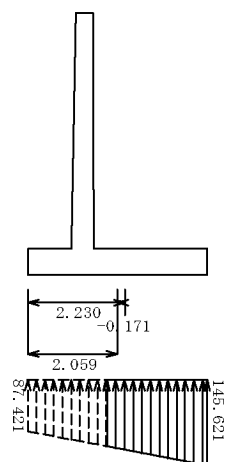
ここに、

q_1 : かかと版前面位置の地盤反力度

q_2 : かかと版設計位置の地盤反力度

L : 地盤反力作用幅 $L = 2.300 \text{ (m)}$

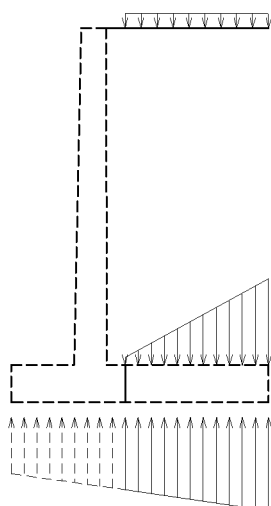
[1]常 時荷重(低水位)



地盤反力度(kN/m ²)		鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2		
145.621	113.115	297.546	1.198

5.2.6 断面力の集計

[1]常 時荷重 (低水位)



項 目	N _i (kN)	X _i (m)	M = N _i · X _i (kN·m)
自 重	269.790	1.150	310.259
載荷、雪	23.000	1.150	26.450
土 圧	58.785	1.454	85.474
地盤反力	-297.546	1.198	-356.508
合 計	54.028	—	65.675

5.2.7 断面計算（許容応力度法）

(1)せん断応力度の照査

$$a > 2.5d \text{ の場合 } S_h = S - \frac{M}{d'} \tan \theta$$

$$a \leq 2.5d \text{ の場合 } S_h = S$$

ここに、

S_h : 部材断面の有効高の変化の影響を考慮したせん断力(N)

d : フーチングの有効高で、柱あるいは壁前面及び背面の位置で求める(mm)

d' : 部材断面の有効高(mm)

b : 部材断面幅(mm)

S : 部材断面に作用するせん断力(N)

M : 部材断面に作用する曲げモーメント(N.mm)

θ : フーチング上面と水平面のなす角度, $\theta = 0.000$, $\tan \theta = 0.000$

a : せん断スパン(mm)

荷重状態(水位)	有効高 d' (cm)	$2.5 \cdot d$	せん断スパン a (cm)	S (kN)	M (kN.m)	$M/d' \cdot \tan \theta$	S_h (kN)
常時荷重(低水位)	50.000	125.000	164.470	54.028	65.675	0.000	54.028

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

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 : フーチングの有効高で、柱あるいは壁前面及び背面の位置で求める(mm)

d' : 部材断面の有効高(mm)

b : 部材断面幅(mm)

S : 部材断面に作用するせん断力(N)

τ_{a1} : 割増しされた許容せん断応力度(N/mm²)

$$\tau_{a1} = C_e \cdot C_{pt} \cdot C_{dc} \cdot \tau_{a1}'$$

ここに、

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)

C_e : 部材断面の有効高に関する補正係数

C_{pt} : 引張主鉄筋比 P_t に関する補正係数

C_{dc} : せん断スパン比に関する補正係数

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)			補正係数		
			計算値	許容値 τ_{a1}	許容値 τ_{a2}	C_e	C_{pt}	C_{dc}
常時荷重(低水位)	54.028	50.000	0.108	0.255	1.600	1.29	0.90	1.00