

擁壁タイプ

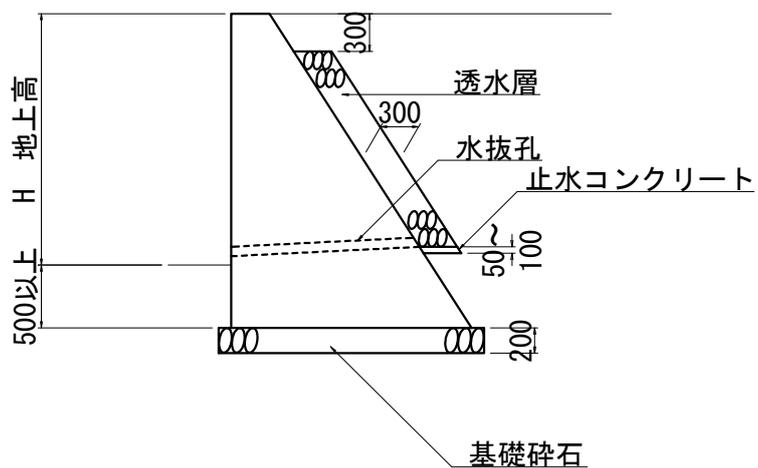
	重力式擁壁	片持ばり式擁壁	
		逆T式擁壁	L型擁壁
1.0m	G1.0	T1.0	L1.0
1.5m	G1.5	T1.5	L1.5
2.0m	G2.0	T2.0	L2.0
2.5m	—	T2.5	L2.5
3.0m	—	T3.0	L3.0
3.5m	—	T3.5	L3.5
4.0m	—	T4.0	L4.0
4.5m	—	T4.5	L4.5
5.0m	—	T5.0	L5.0

設計条件

		重力式擁壁	片持ばり式擁壁
背面盛土		水平	
上載荷重		10kN/m ² ※	
土質		砂質土	
背面土	内部摩擦角	30°	
	粘着力	0kN/m ²	
	単位体積重量	17kN/m ³	
支持地盤	内部摩擦角	30°	
	粘着力	0kN/m ²	
	摩擦係数	0.4	
	許容応力度	200kN/m ²	
コンクリートの設計基準強度		18N/mm ²	21N/mm ² (均しコンクリート：18N/mm ²)
鉄筋	種類及び品質	—	SD345
	かぶり厚さ（純かぶり）	—	縦壁：4cm 底版：6cm

※ 宅地造成等規制法施行令の別表第二の土圧係数には、5kN/m²程度の載荷荷重による土圧が含まれていることから、土圧の計算では載荷荷重から5kN/m²を控除する。

標準断面図



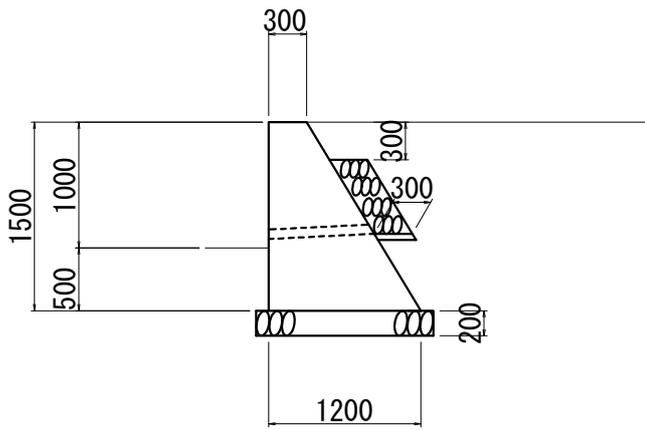
※ 透水層は栗石・砂利又は砕石を使用し、均一に突固め、背面全面に設ける。

※ 水抜孔は内径75mm以上の硬質塩化ビニルパイプその他これに類する耐水材料を用いたもので、壁面3m²当り1箇所以上設ける。また、勾配は逆勾配としないこと。

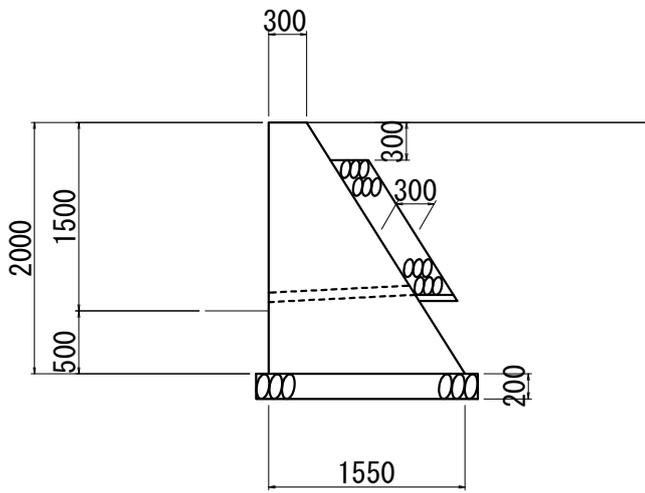
G1.0

重力式擁壁

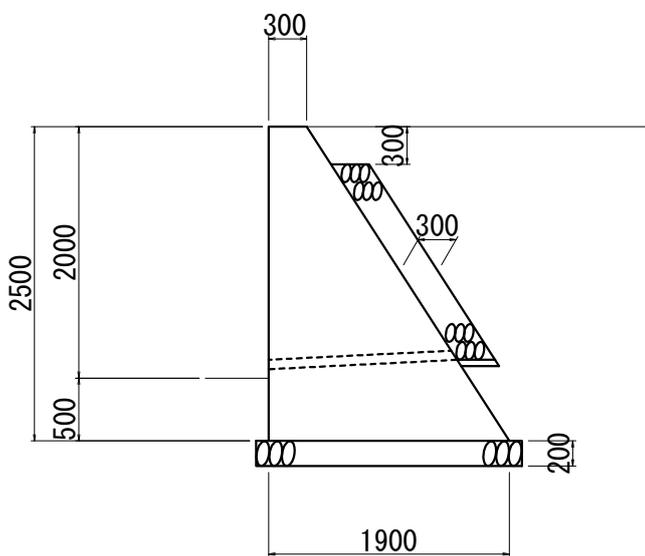
S=1:60



G1.5

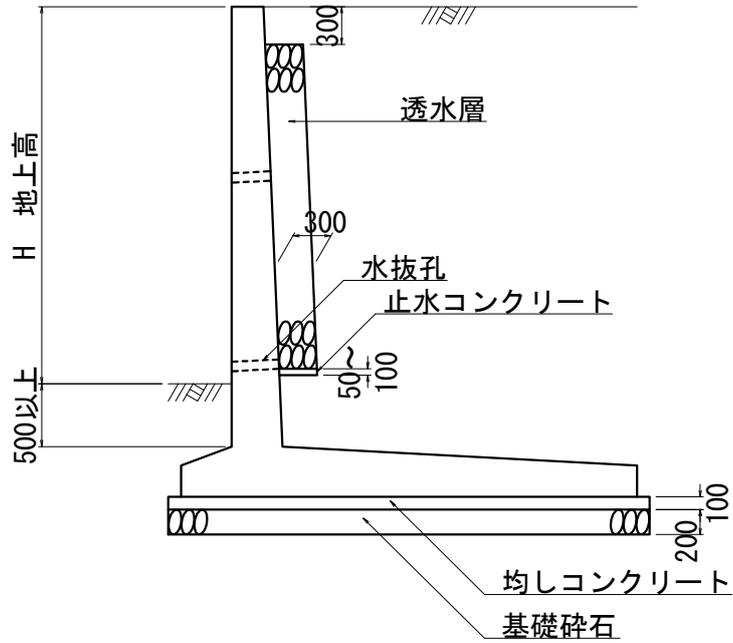


G2.0



必要地耐力 H=1.0 70kN/m²以上
H=1.5 90kN/m²以上
H=2.0 110kN/m²以上

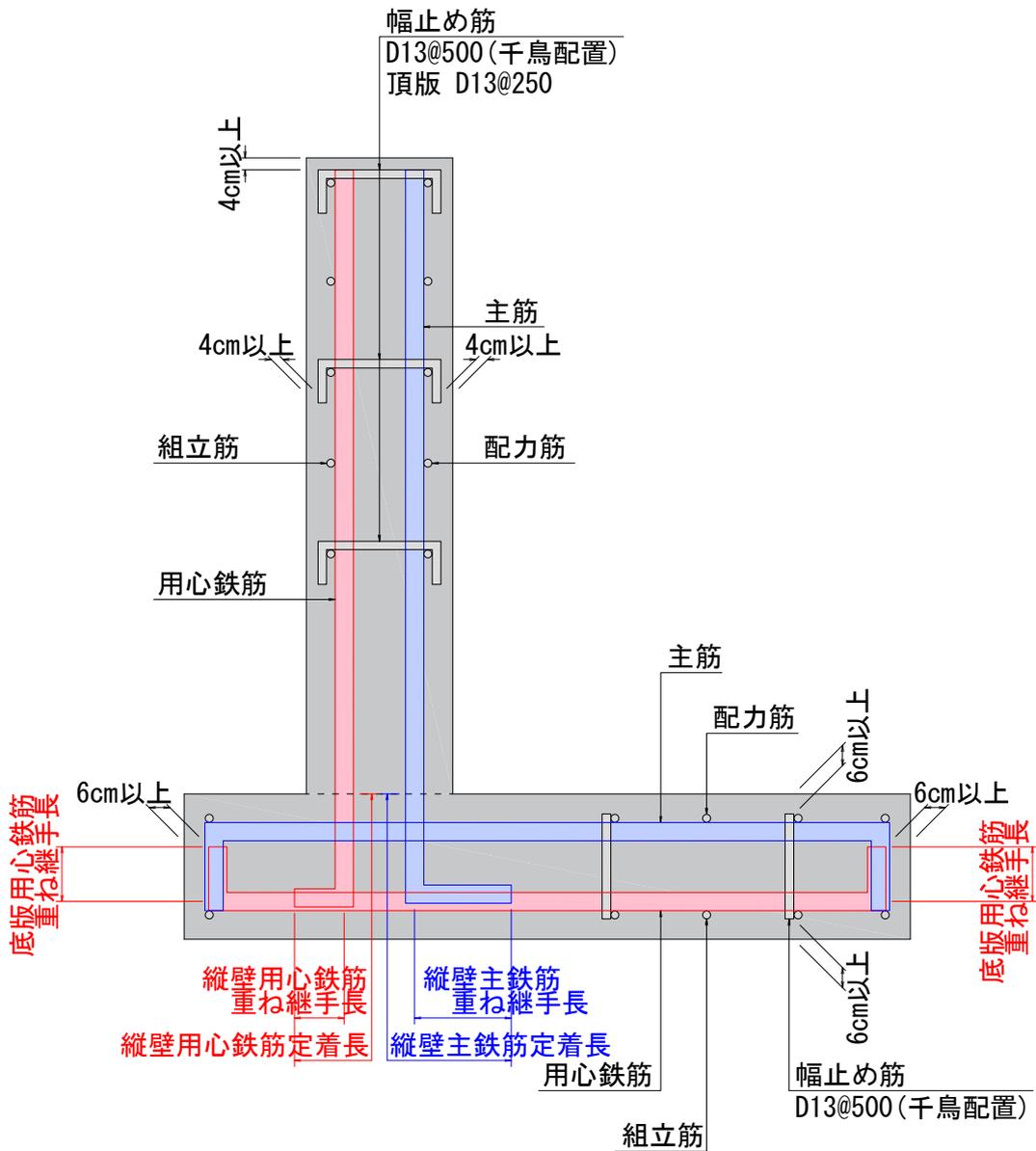
逆T式擁壁標準断面図



※ 透水層は栗石・砂利又は碎石を使用し、均一に突固め、背面全面に設ける。

※ 水抜きは内径75mm以上の硬質塩化ビニルパイプその他これに類する耐水材料を用いたもので、壁面3㎡当り1箇所以上設ける。また、勾配は逆勾配としないこと。

逆T式擁壁配筋要領図



定着長

主鉄筋 40D

用心鉄筋 25D

重ね継手長 25D

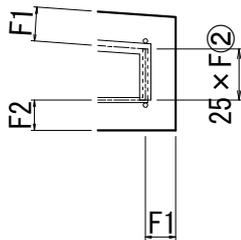
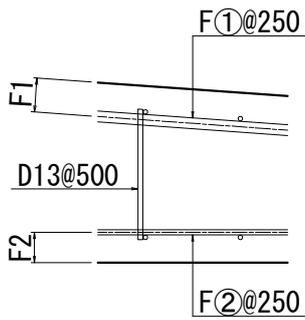
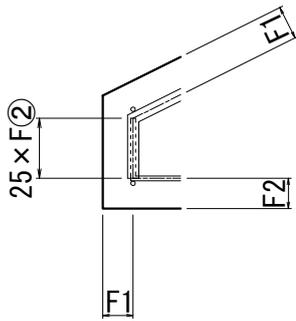
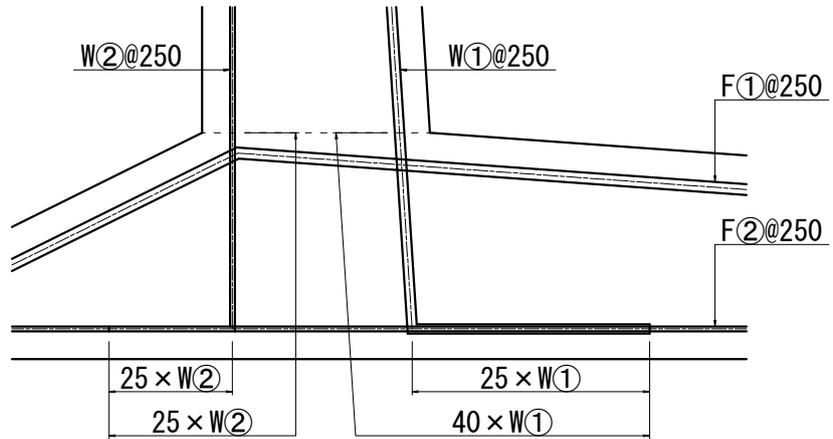
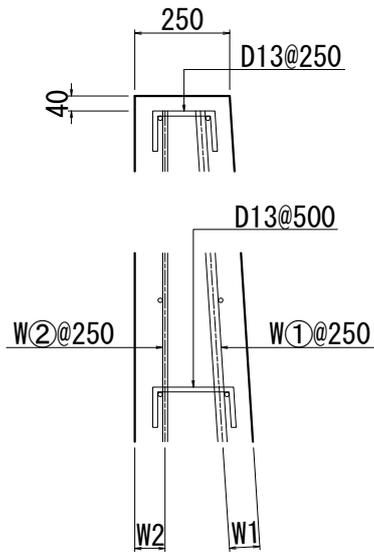
※1 縦壁主筋および用心鉄筋の底版下面の折り曲げは、定着長と重ね継手長の両方を満足させる

※2 底版主筋の折り曲げは底版用心鉄筋までとする

※3 底版用心鉄筋の折り曲げは重ね継手長とするが、最大は底版主鉄筋までとする

鉄筋かぶり詳細図

S=1:20



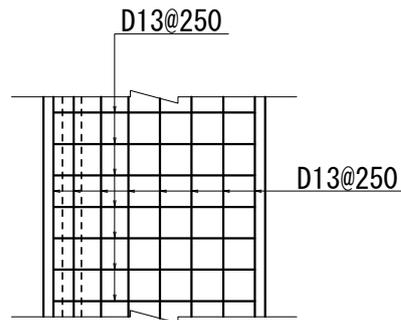
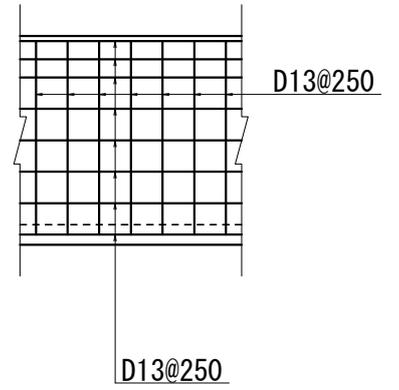
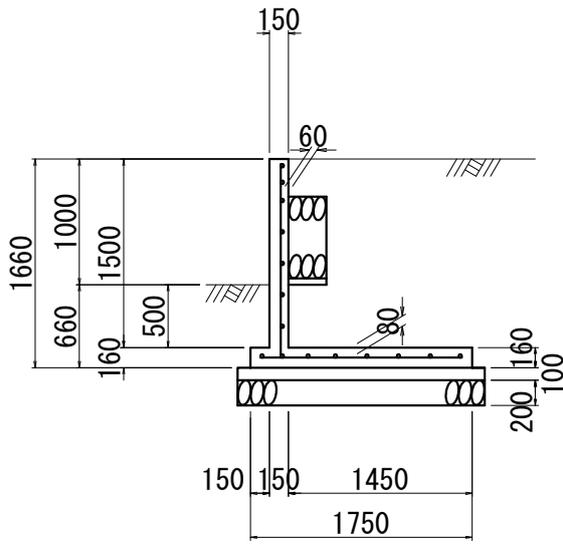
寸法表 (上段：主筋 下段：用心鉄筋)

	縦 壁		底 版	
	鉄筋径 W① W②	中心かぶり W1 W2	鉄筋径 F① F②	中心かぶり F1 F2
T1.0	D13 -	60 -	D13 -	80 -
T1.5	D13 D13	80 80	D13 D13	80 80
T2.0	D16 D13	80 80	D16 D13	90 80
T2.5	D16 D13	80 80	D16 D13	90 80
T3.0	D19 D13	80 80	D19 D13	90 80
T3.5	D19 D13	80 80	D22 D13	90 80
T4.0	D22 D13	80 80	D22 D13	90 80
T4.5	D25 D13	80 80	D25 D13	90 80
T5.0	D25 D13	80 80	D29 D13	90 80

T1.0

逆T式擁壁 地上高さ 1.0m

S=1:60

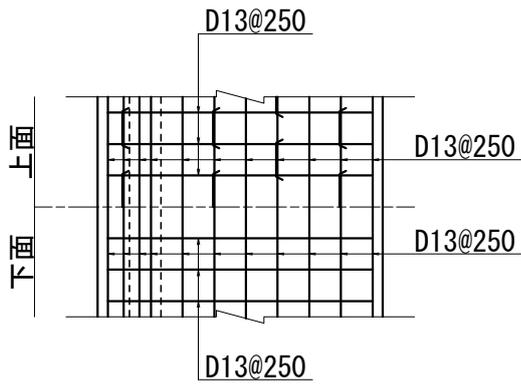
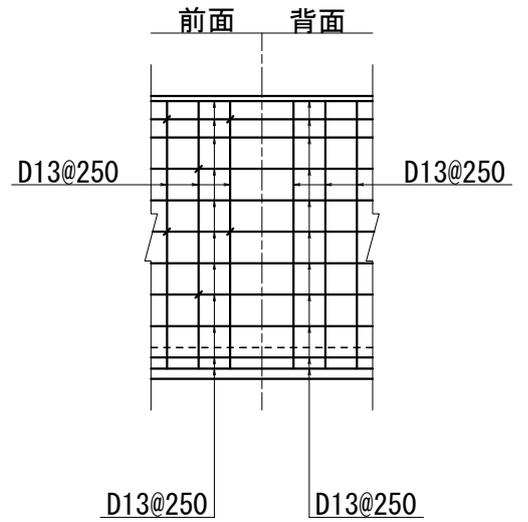
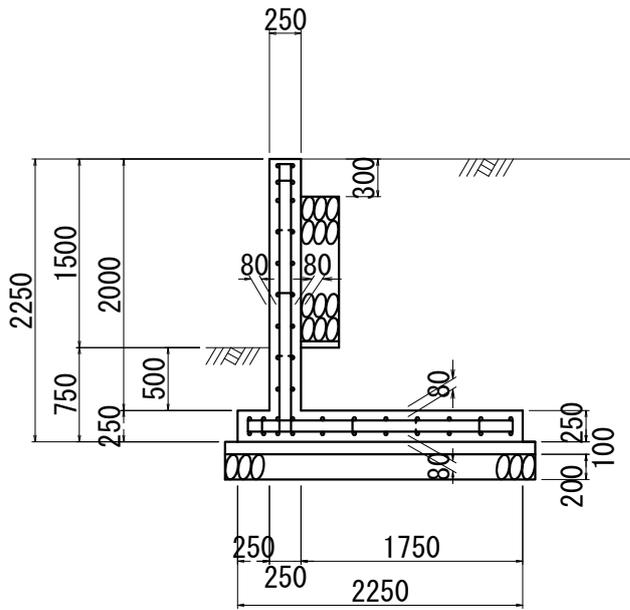


必要地耐力 50kN/m²以上

T1.5

逆T式擁壁 地上高さ 1.5m

S=1:60

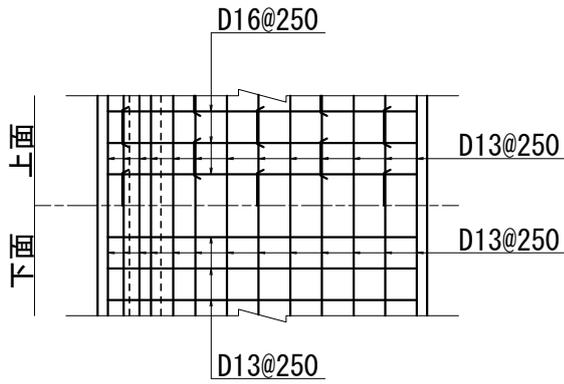
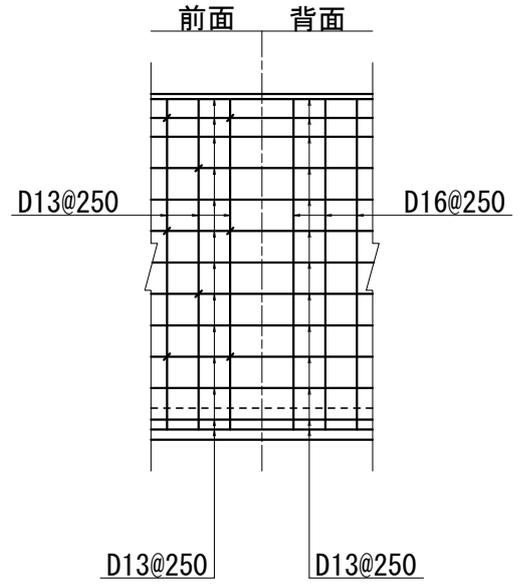
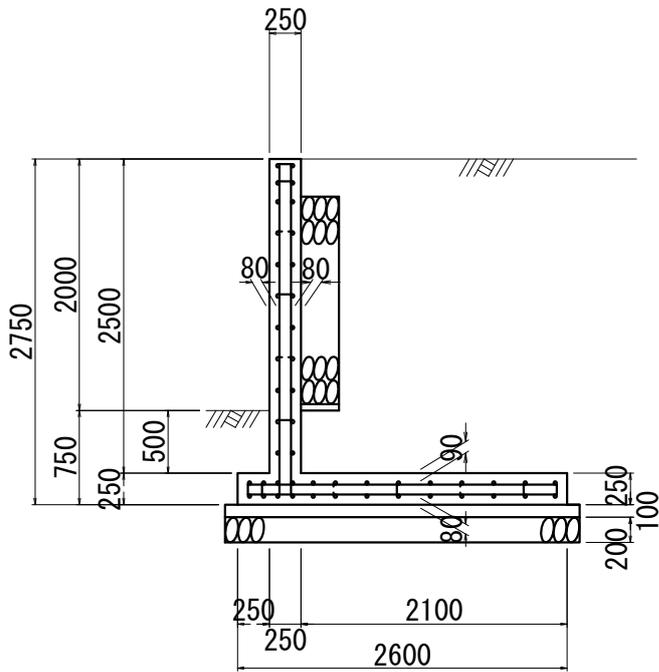


必要地耐力 60kN/m²以上

T2.0

逆T式擁壁 地上高さ 2.0m

S=1:60

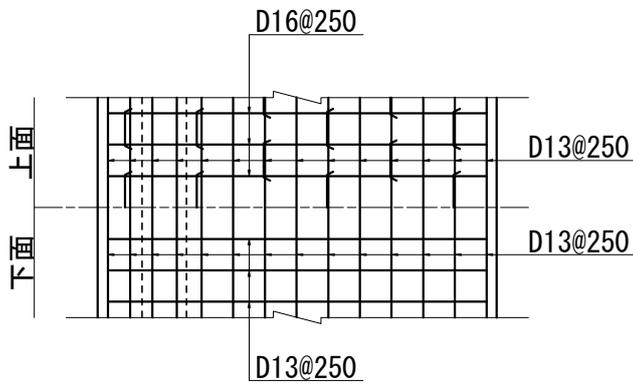
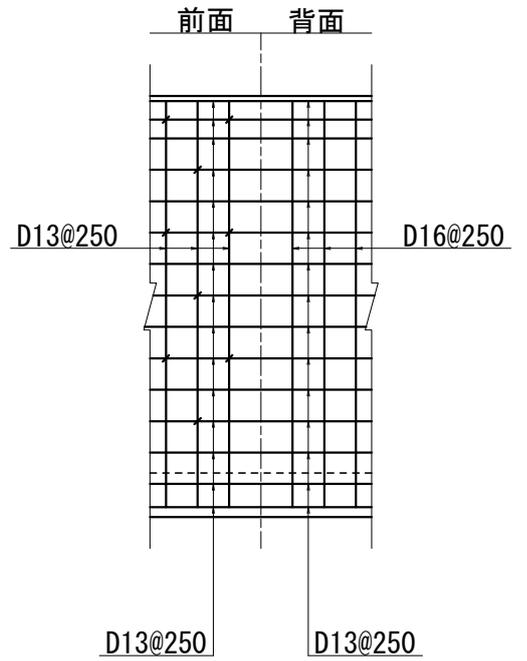
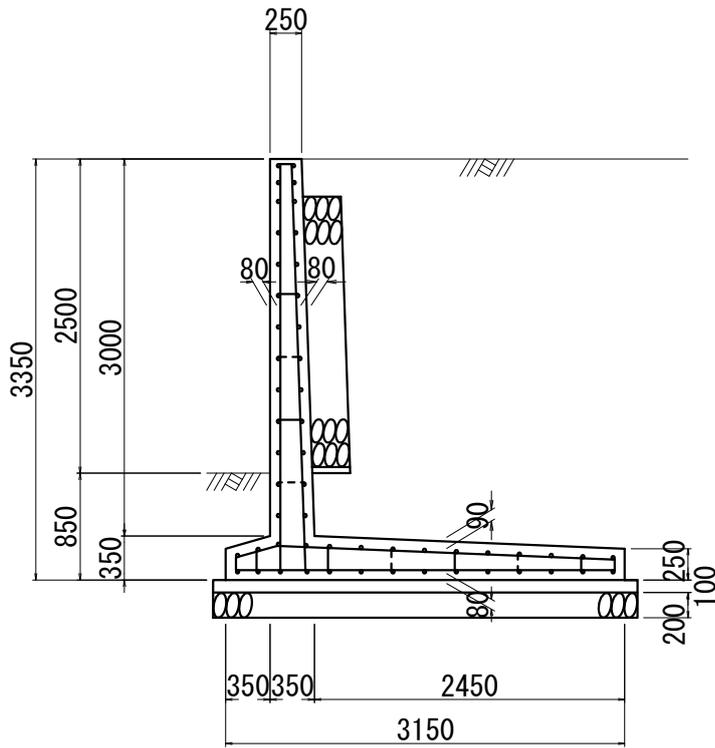


必要地耐力 70kN/m²以上

T2.5

逆T式擁壁 地上高さ 2.5m

S=1:60

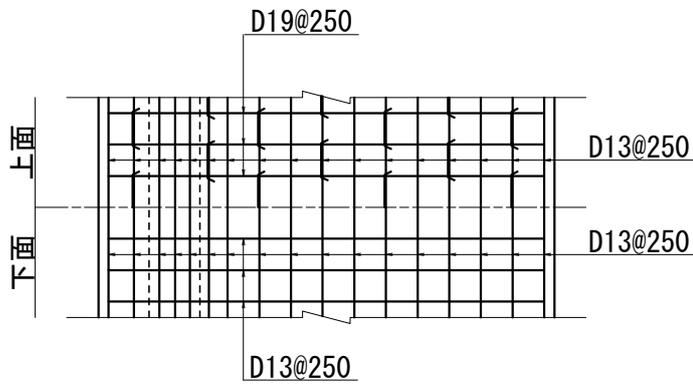
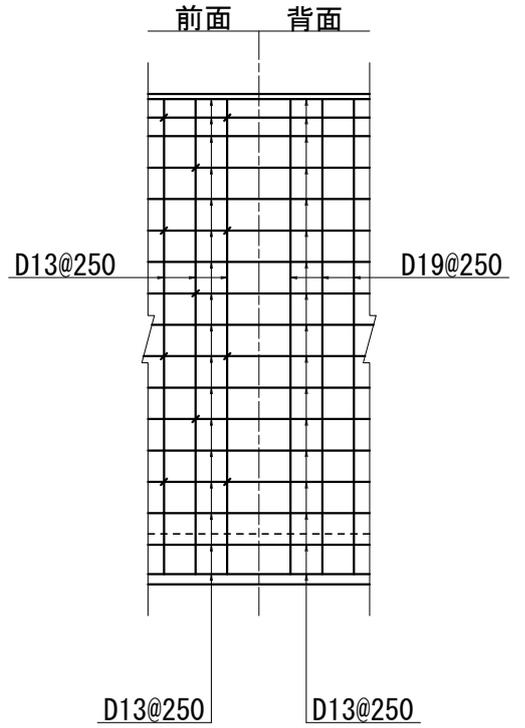
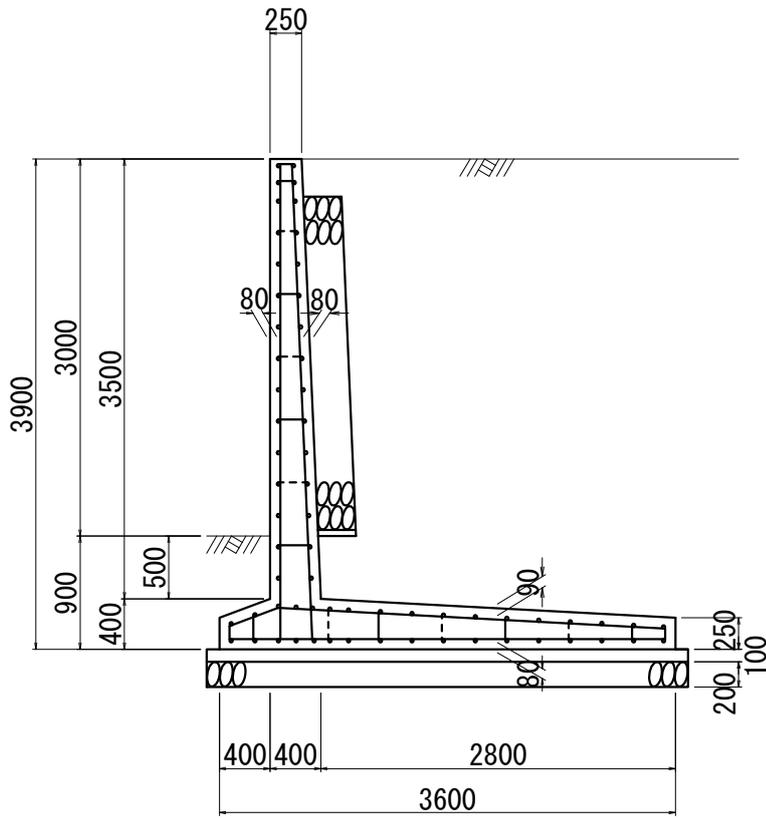


必要地耐力 90kN/m²以上

T3.0

逆T式擁壁 地上高さ 3.0m

S=1:60

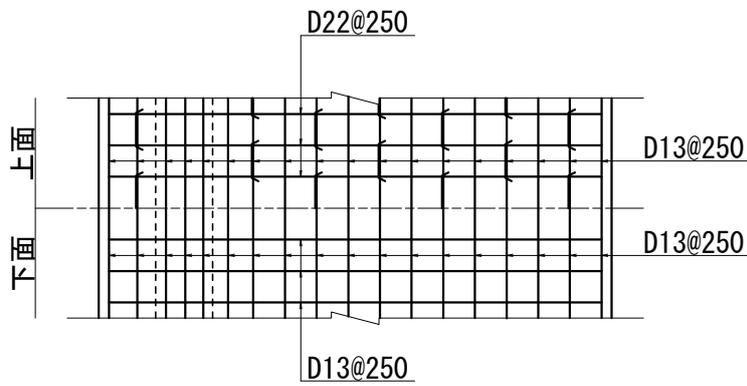
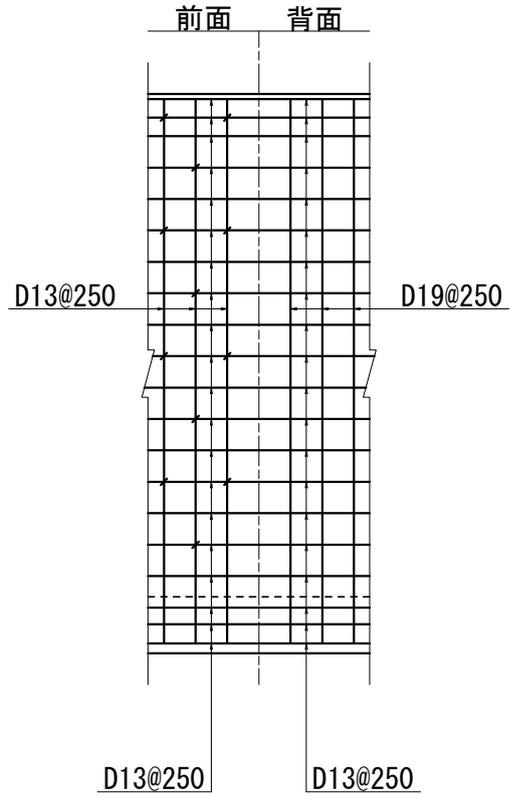
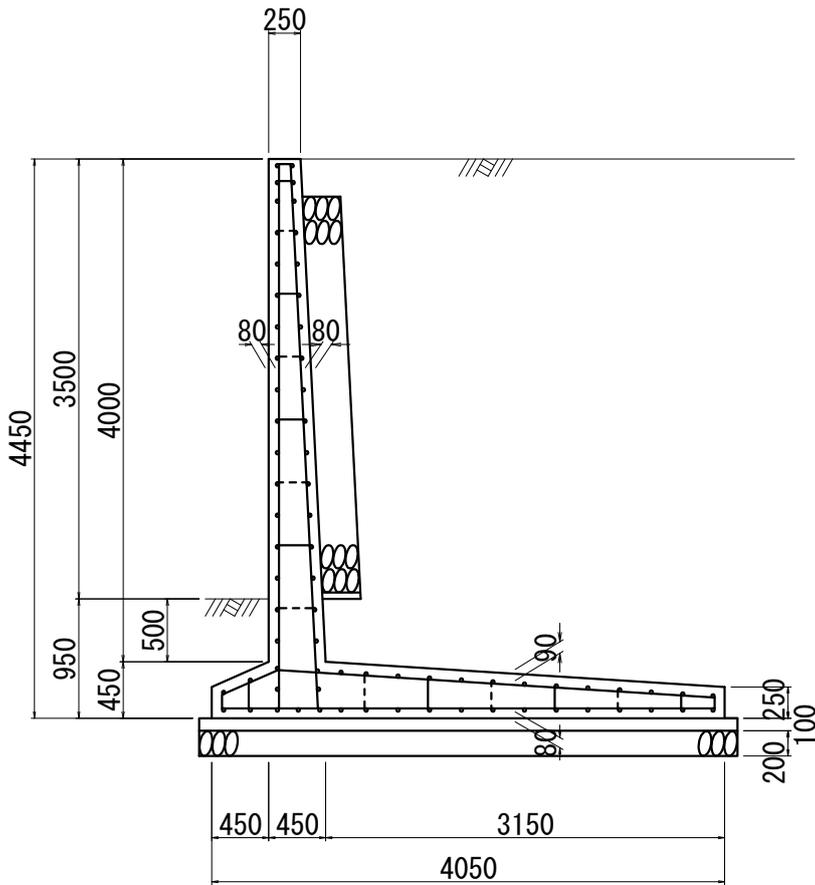


必要地耐力 100kN/m²以上

T3.5

逆T式擁壁 地上高さ 3.5m

S=1:60

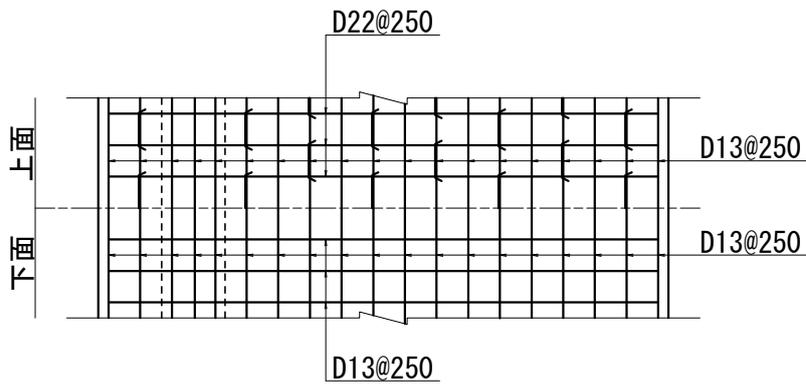
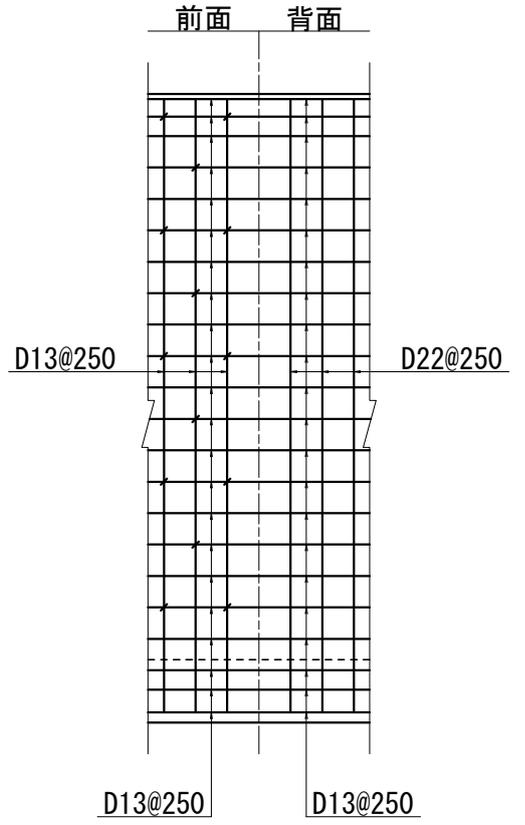
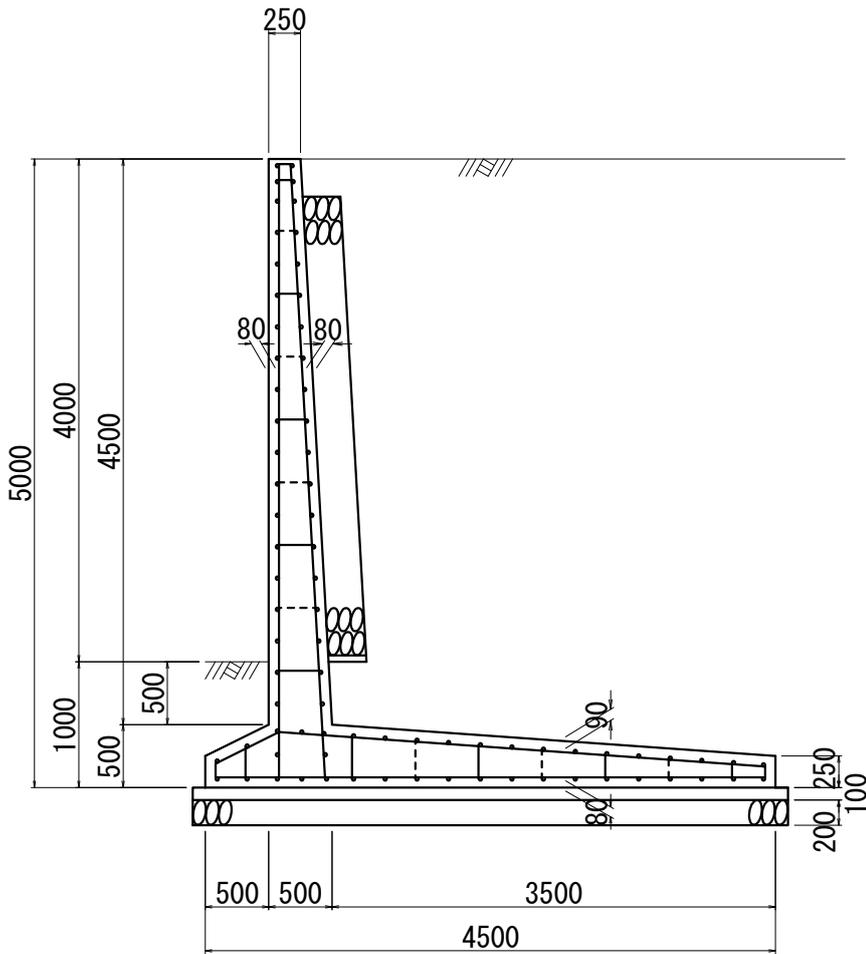


必要地耐力 110kN/m²以上

T4.0

逆T式擁壁 地上高さ 4.0m

S=1:60

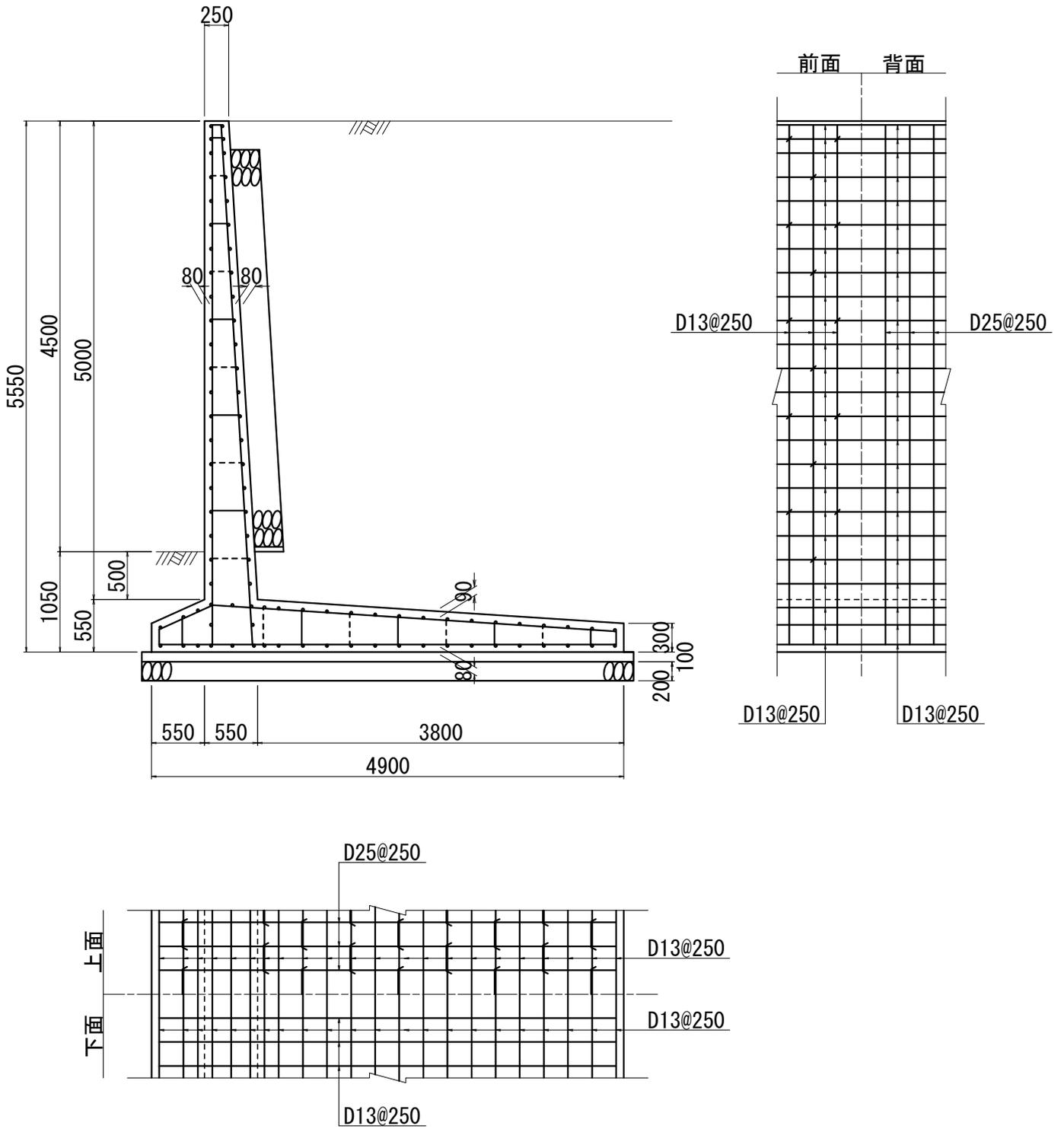


必要地耐力 120kN/m²以上

T4.5

逆T式擁壁 地上高さ 4.5m

S=1:60

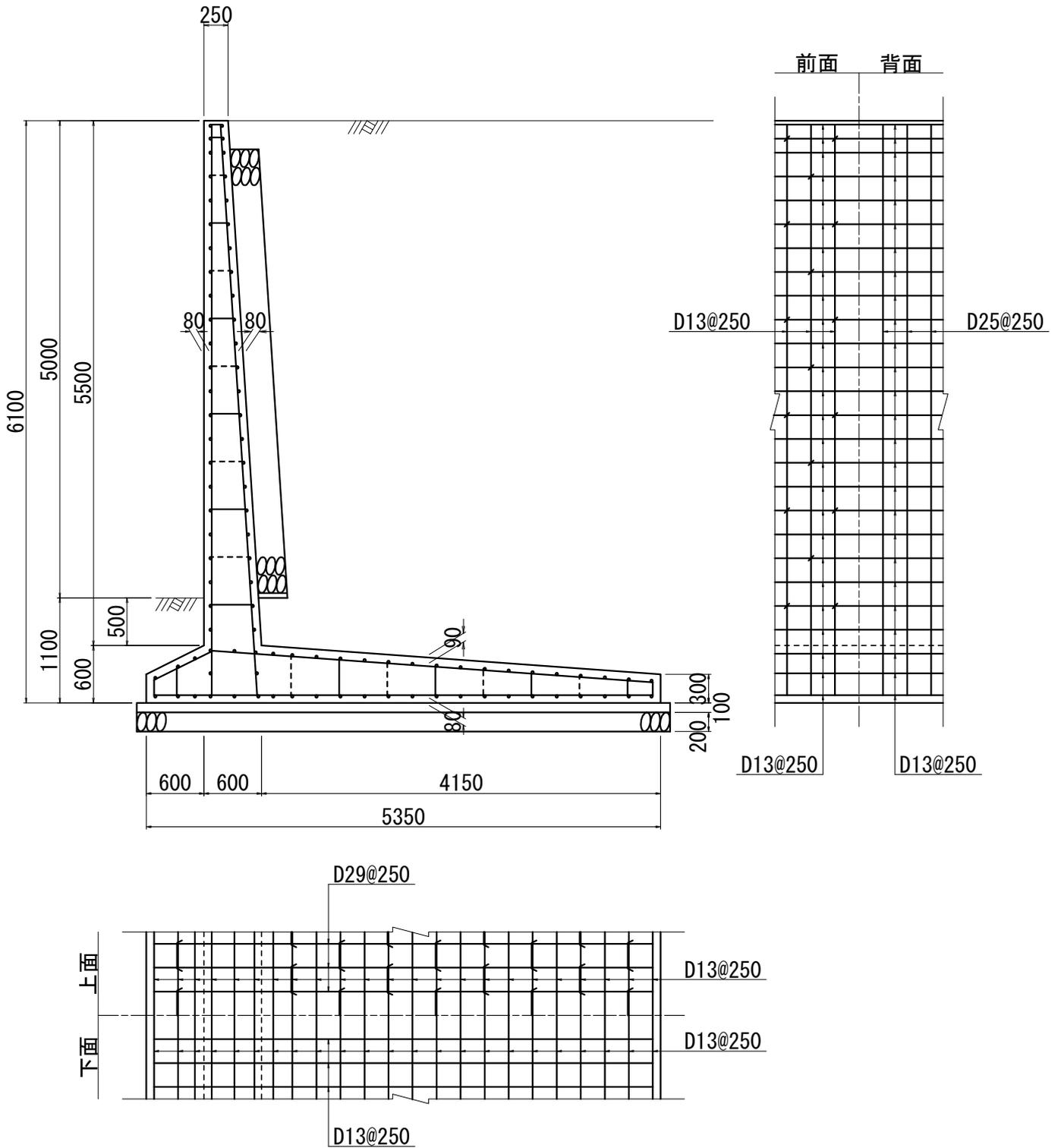


必要地耐力 140kN/m²以上

T5.0

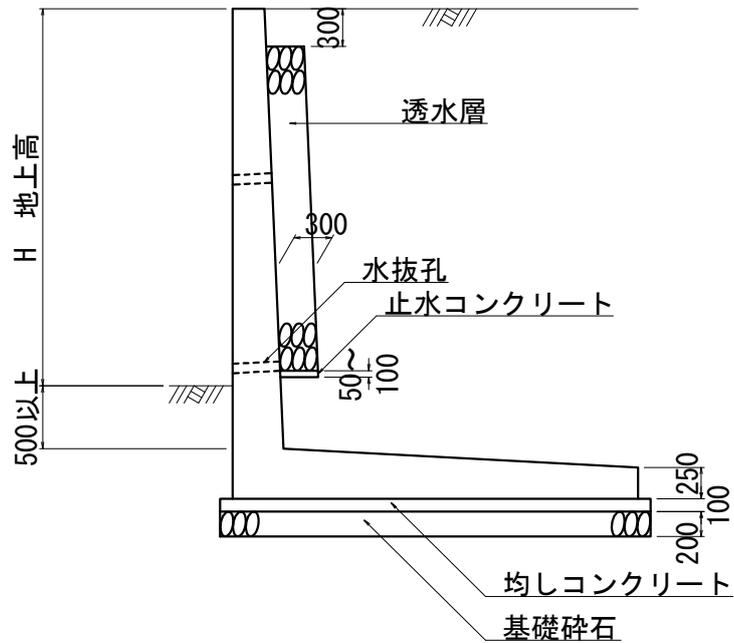
逆T式擁壁 地上高さ 5.0m

S=1:60



必要地耐力 150kN/m²以上

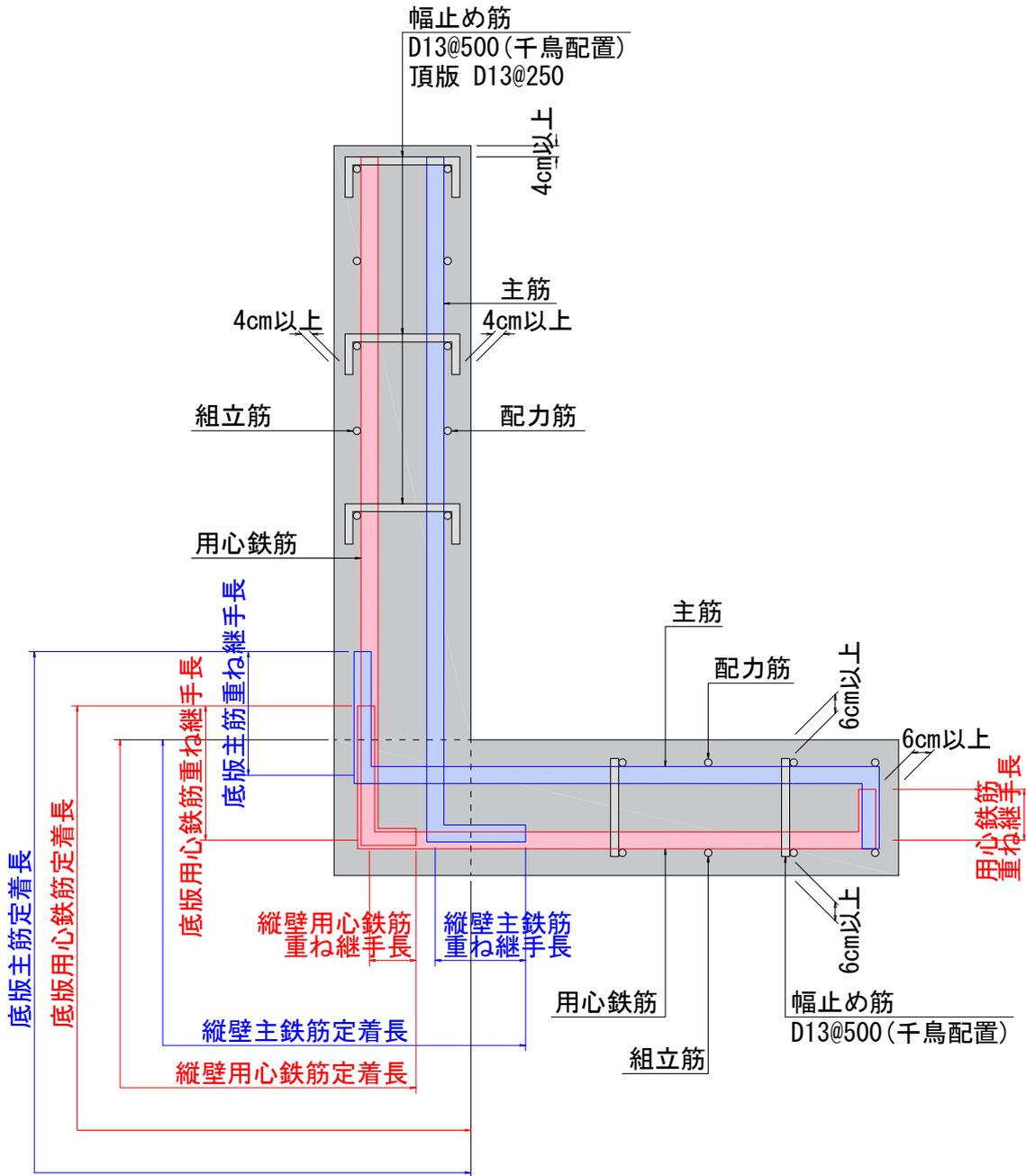
L型擁壁標準断面図



※ 透水層は栗石・砂利又は砕石を使用し、均一に突固め、背面全面に設ける。

※ 水抜孔は内径75mm以上の硬質塩化ビニルパイプその他これに類する耐水材料を用いたもので、壁面3㎡当り1箇所以上設ける。
また、勾配は逆勾配としないこと。

L型擁壁配筋要領図



定着長

主鉄筋 40D

用心鉄筋 25D

重ね継手長 25D

※1 縦壁主筋および用心鉄筋の底版下面の折り曲げは、定着長と重ね継手長の両方を満足させる

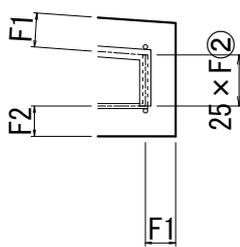
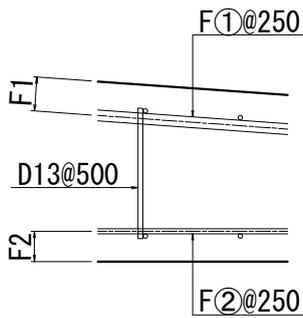
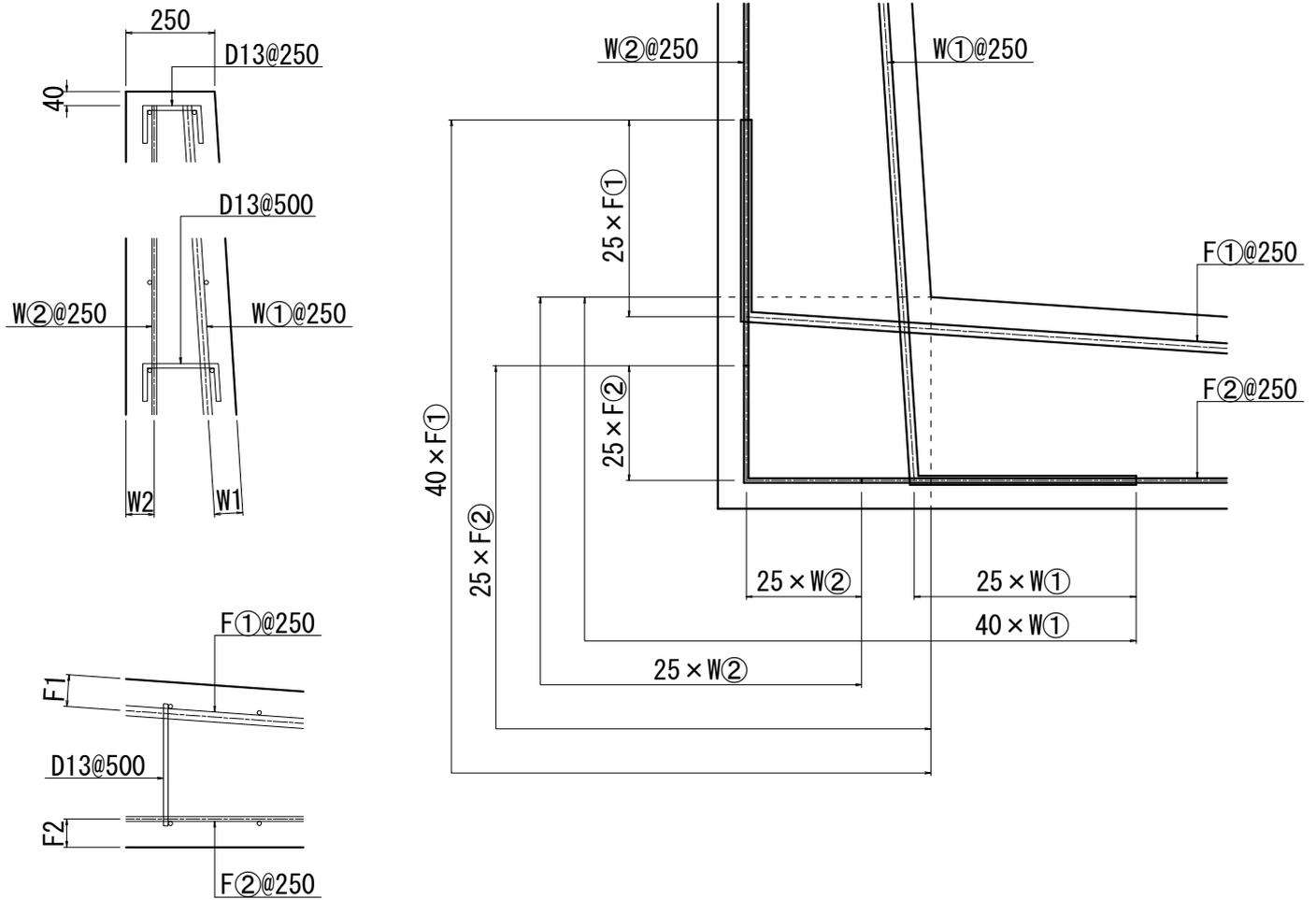
底版主筋および用心鉄筋の縦壁前面の折り曲げは、定着長と重ね継手長の両方を満足させる

※2 底版主筋のかかと端部の折り曲げは底版用心鉄筋までとする

※3 底版用心鉄筋のかかと端部の折り曲げは重ね継手長とするが、最大は底版主筋までとする

鉄筋かぶり詳細図

S=1:20



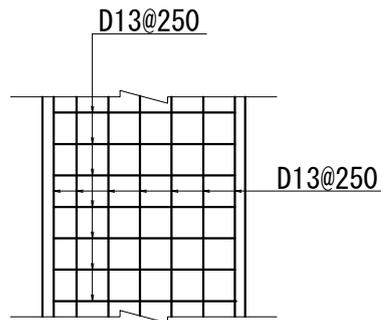
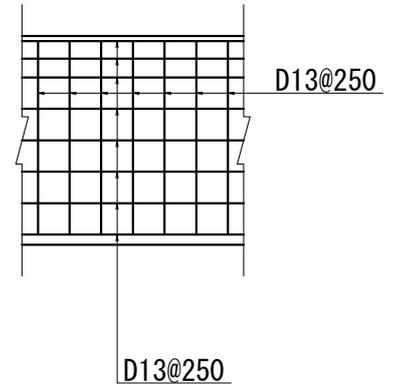
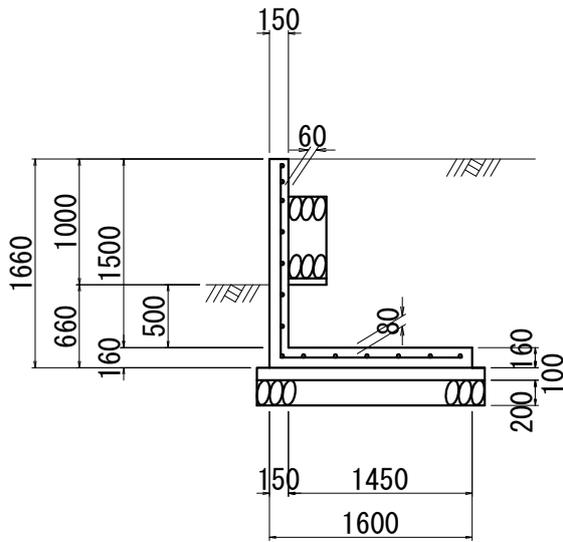
寸法表 (上段：主筋 下段：用心鉄筋)

	縦 壁		底 版	
	鉄筋径 W① W②	中心かぶり W1 W2	鉄筋径 F① F②	中心かぶり F1 F2
L1.0	D13 -	60 -	D13 -	80 -
L1.5	D13 D13	80 80	D13 D13	80 80
L2.0	D16 D13	80 80	D16 D13	90 80
L2.5	D16 D13	80 80	D16 D13	90 80
L3.0	D19 D13	80 80	D19 D13	90 80
L3.5	D19 D13	80 80	D22 D13	90 80
L4.0	D22 D13	80 80	D22 D13	90 80
L4.5	D25 D13	80 80	D25 D13	90 80
L5.0	D25 D13	80 80	D29 D13	90 80

L1.0

L型擁壁 地上高さ 1.0m

S=1:60

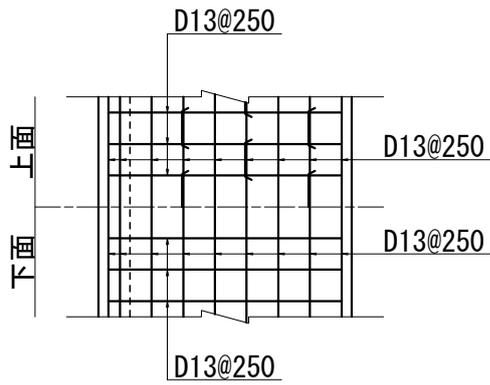
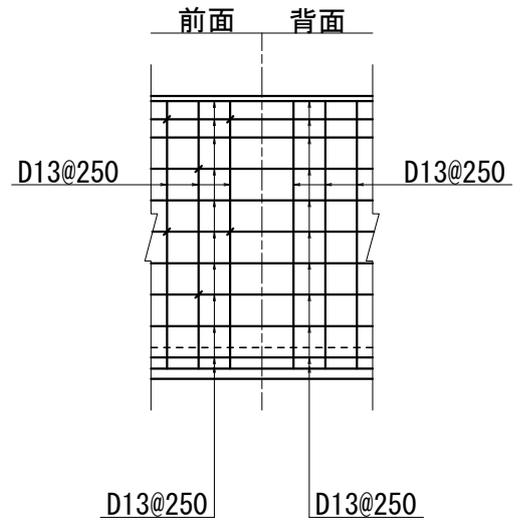
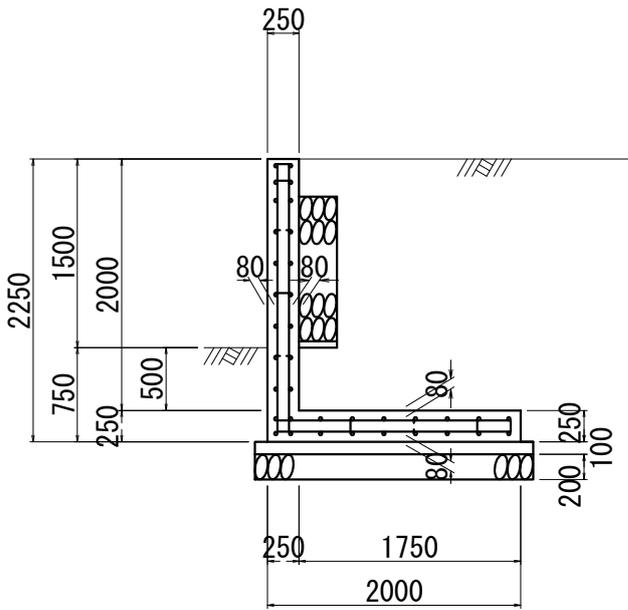


必要地耐力 60kN/m²以上

L1.5

L型擁壁 地上高さ 1.5m

S=1:60

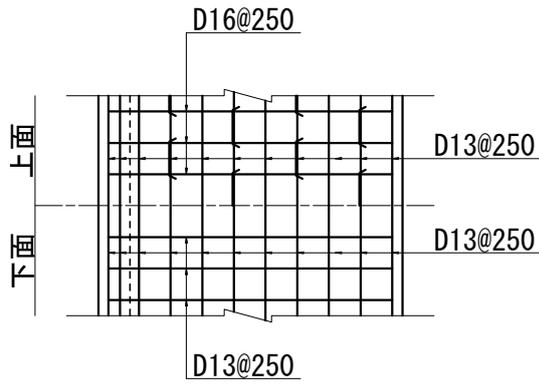
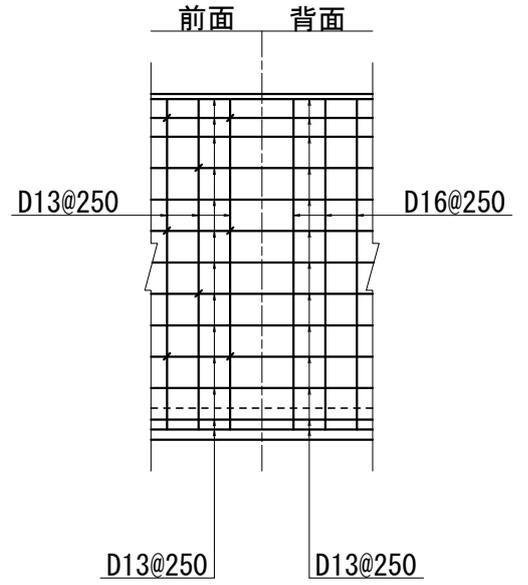
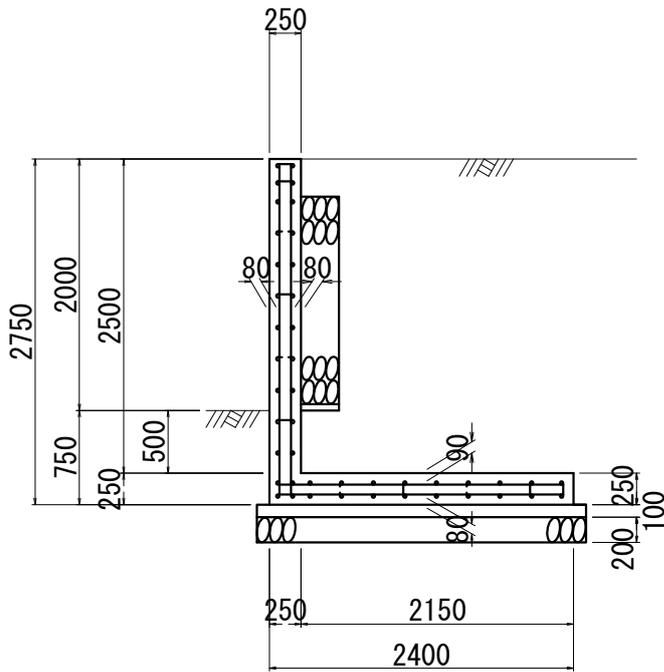


必要地耐力 80kN/m²以上

L2.0

L型擁壁 地上高さ 2.0m

S=1:60

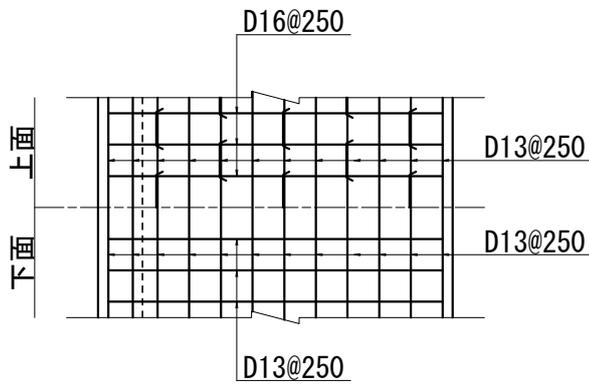
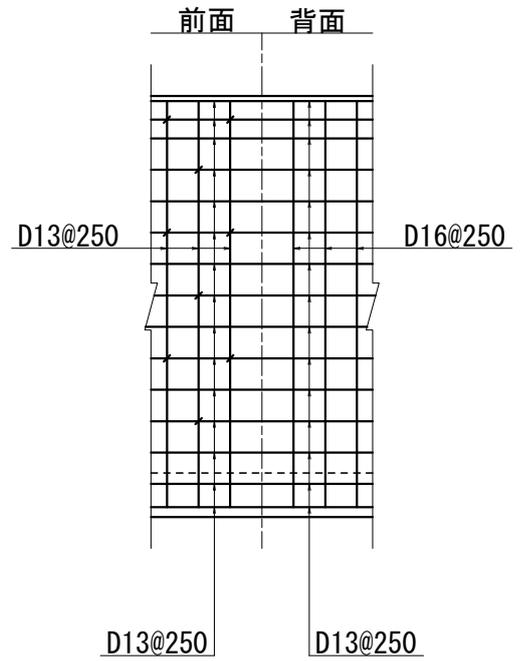
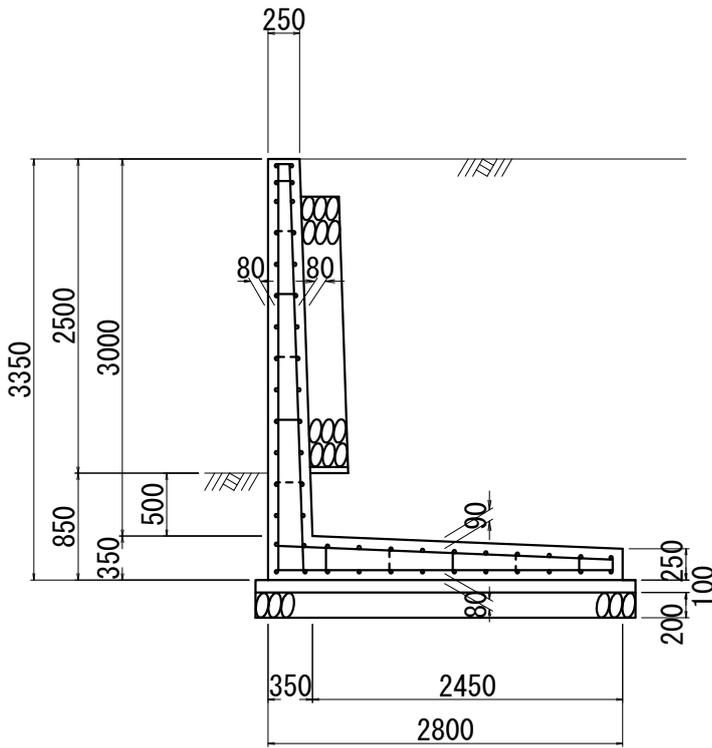


必要地耐力 100kN/m²以上

L2.5

L型擁壁 地上高さ 2.5m

S=1:60

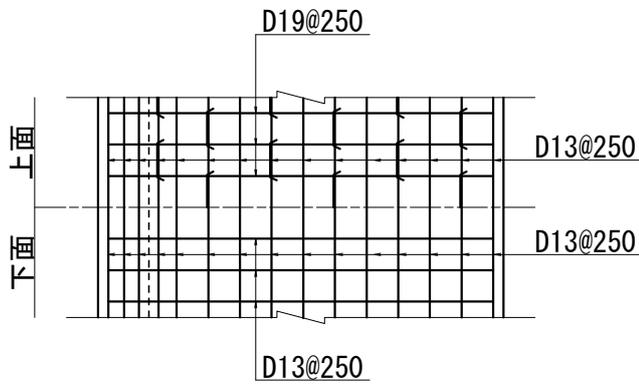
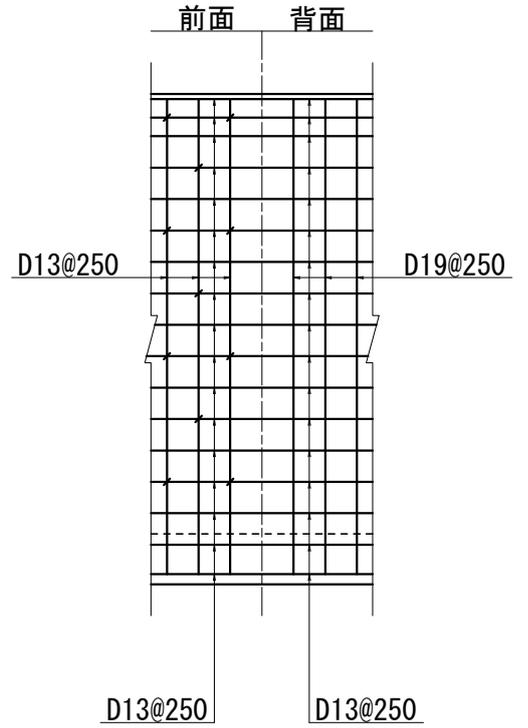
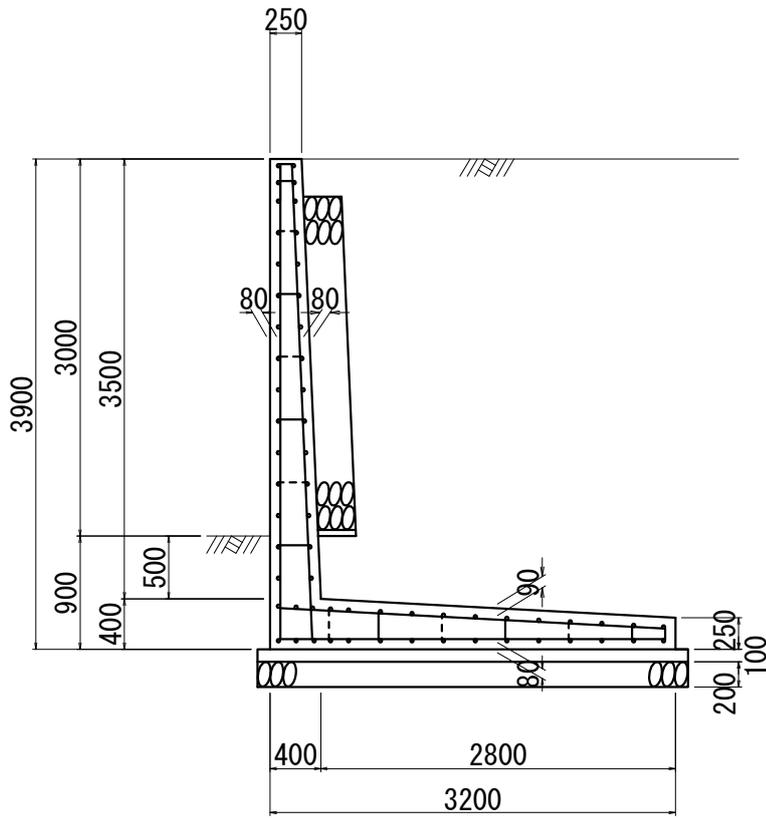


必要地耐力 120kN/m²以上

L3.0

L型擁壁 地上高さ 3.0m

S=1:60

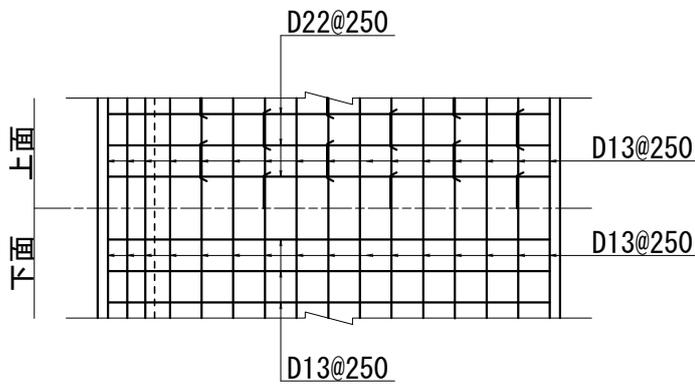
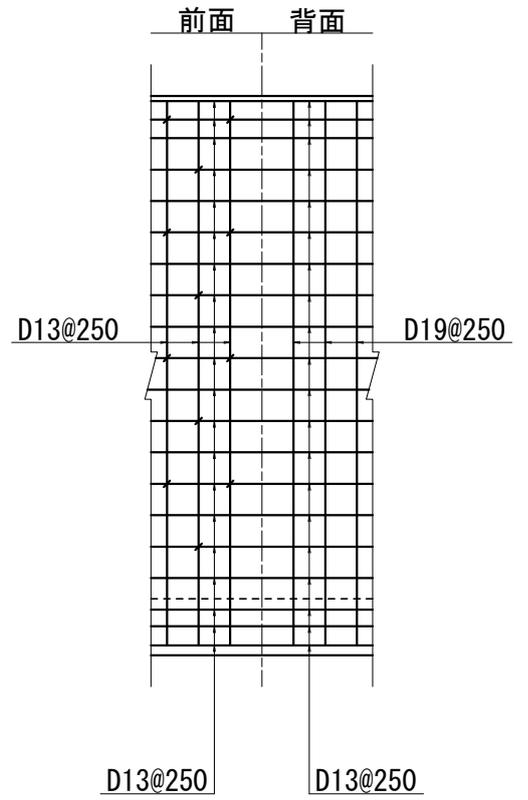
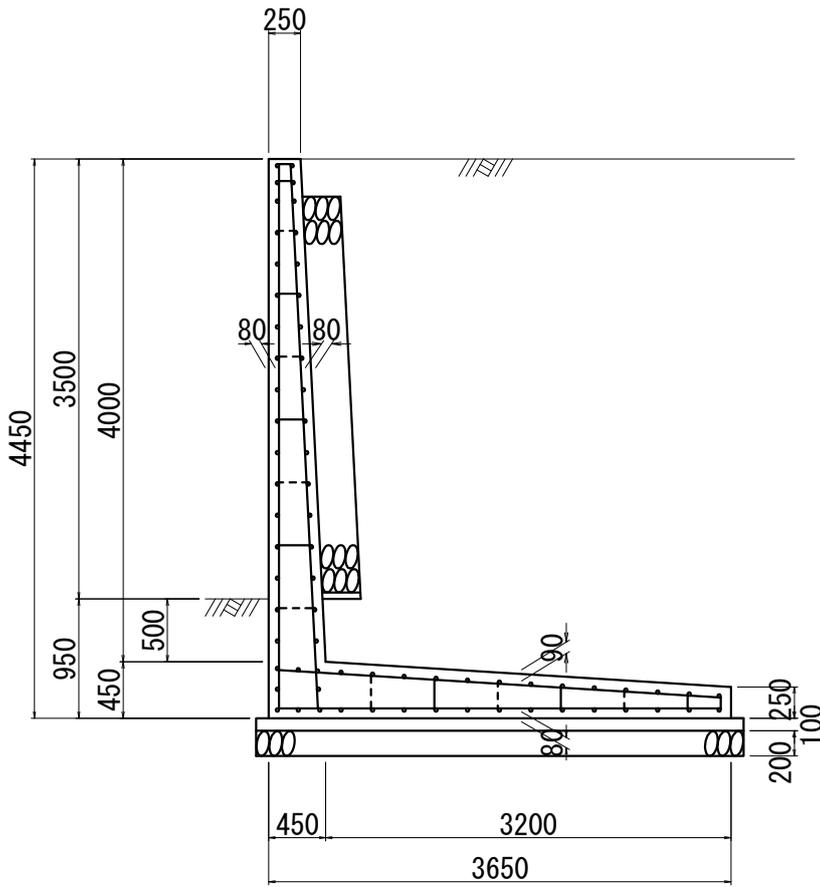


必要地耐力 140kN/m²以上

L3.5

L型擁壁 地上高さ 3.5m

S=1:60

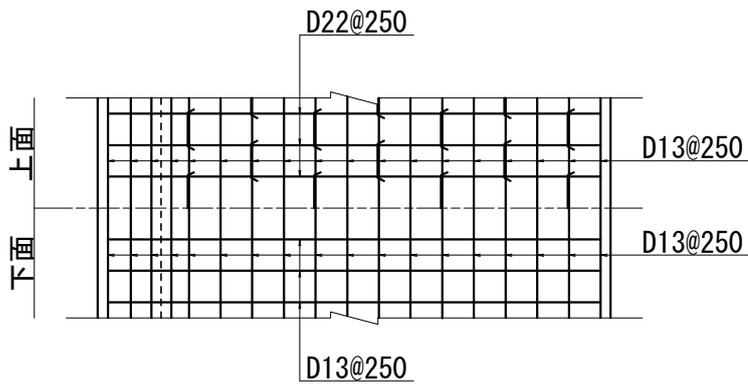
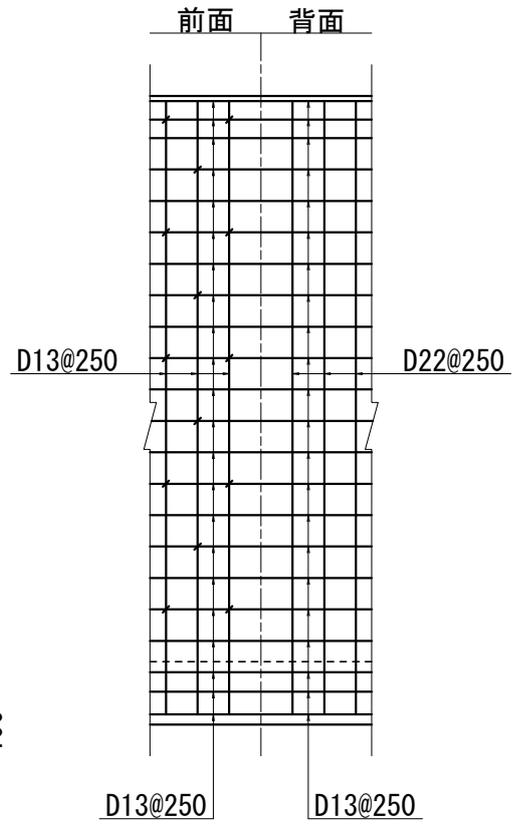
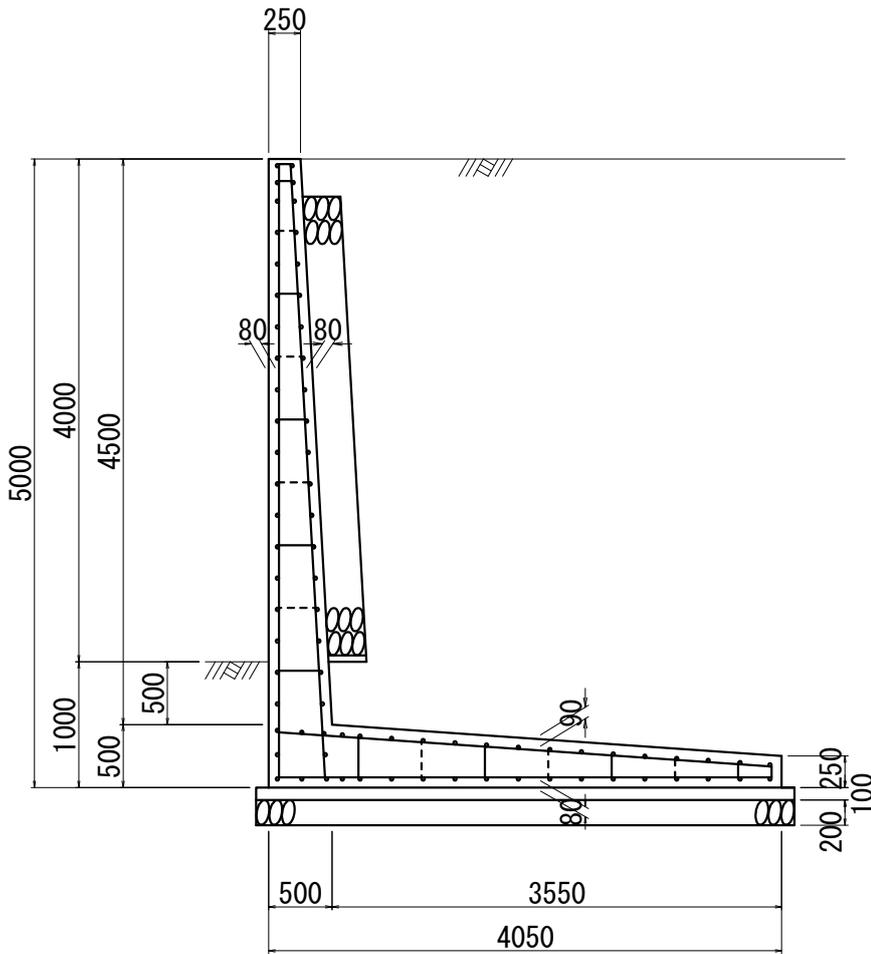


必要地耐力 160kN/m²以上

L4.0

L型擁壁 地上高さ 4.0m

S=1:60

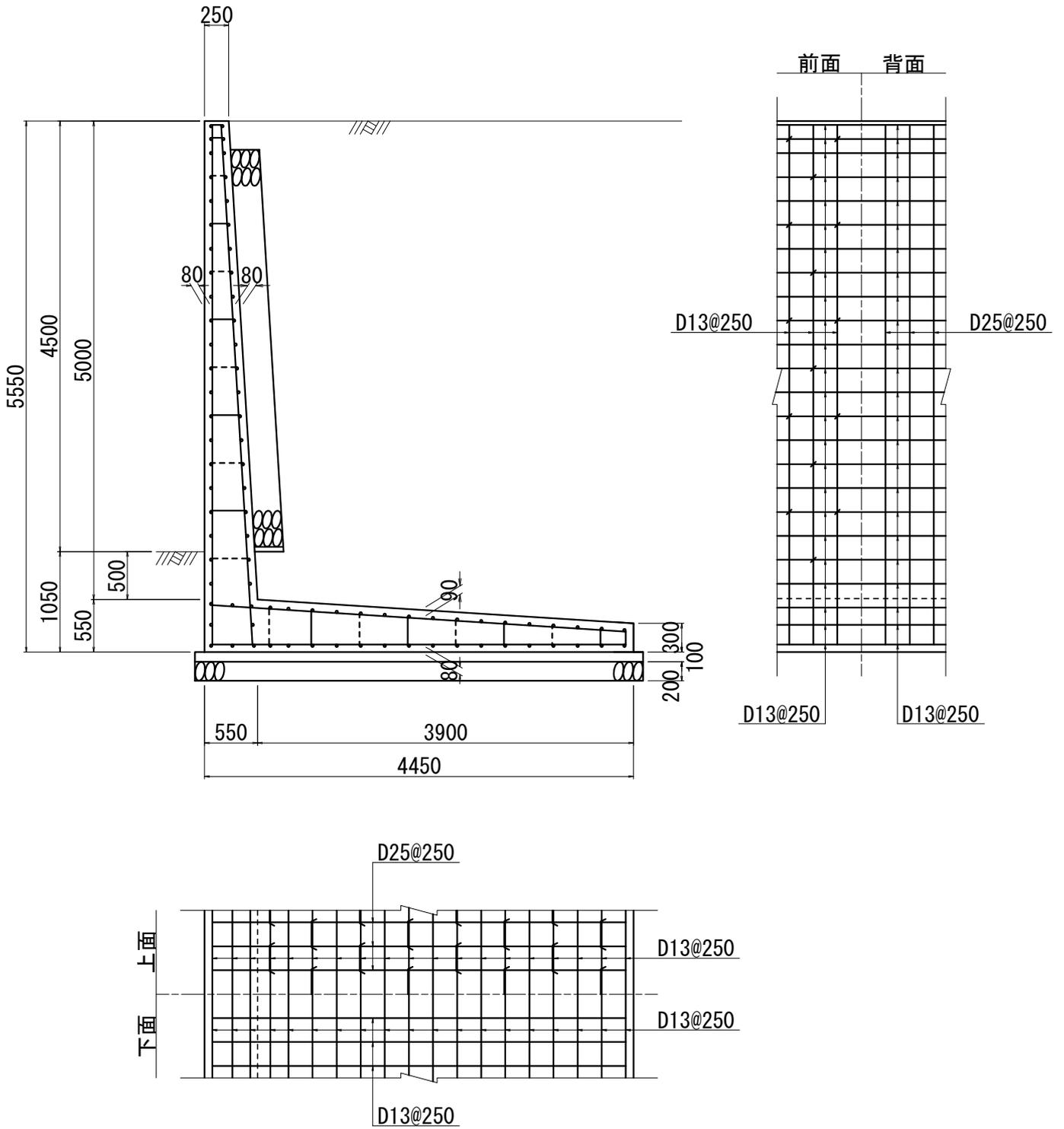


必要地耐力 170kN/m²以上

L4.5

L型擁壁 地上高さ 4.5m

S=1:60

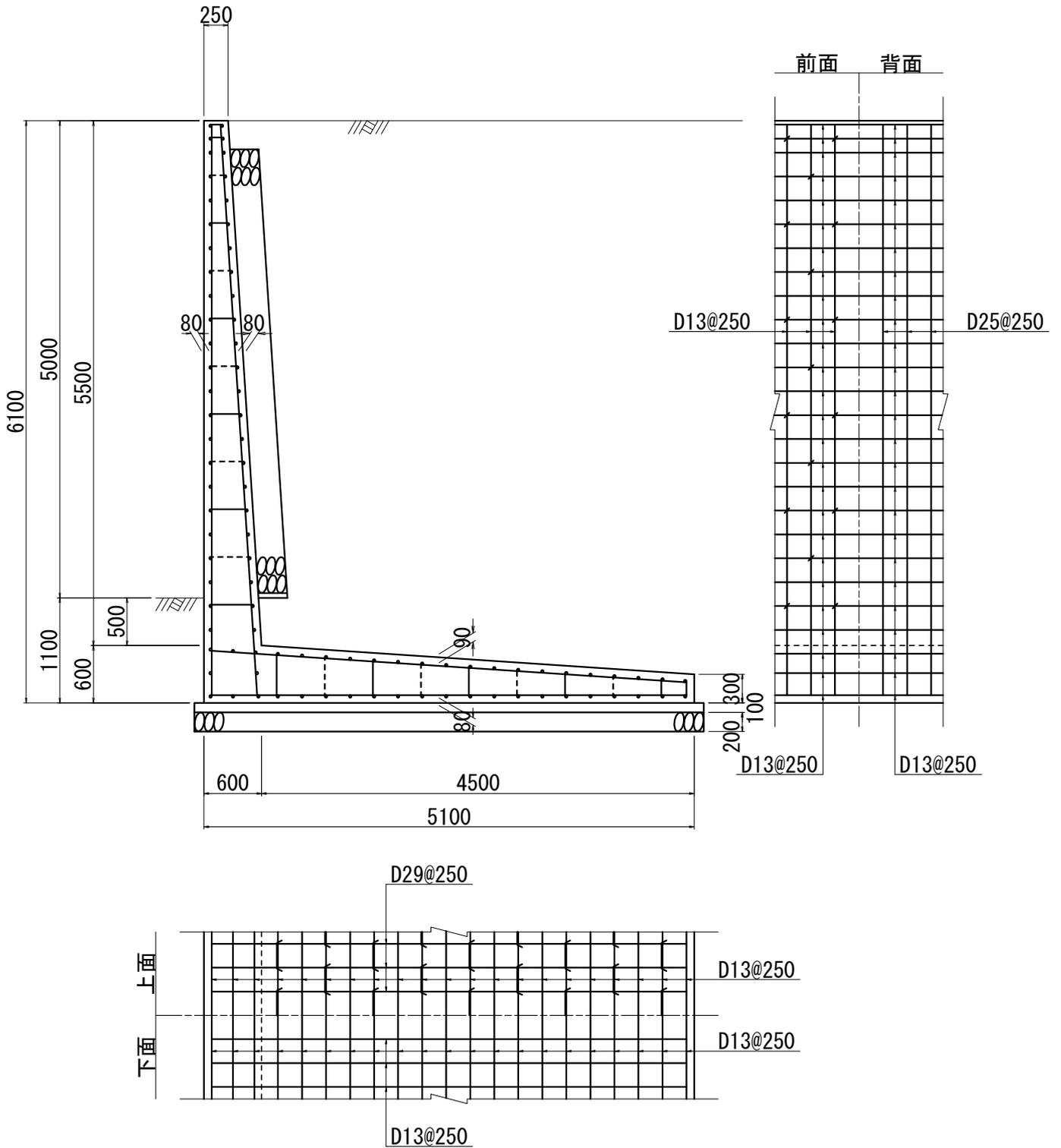


必要地耐力 190kN/m²以上

L5.0

L型擁壁 地上高さ 5.0m

S=1:60



必要地耐力 200kN/m²以上

【 G1.0 】

1章 設計条件

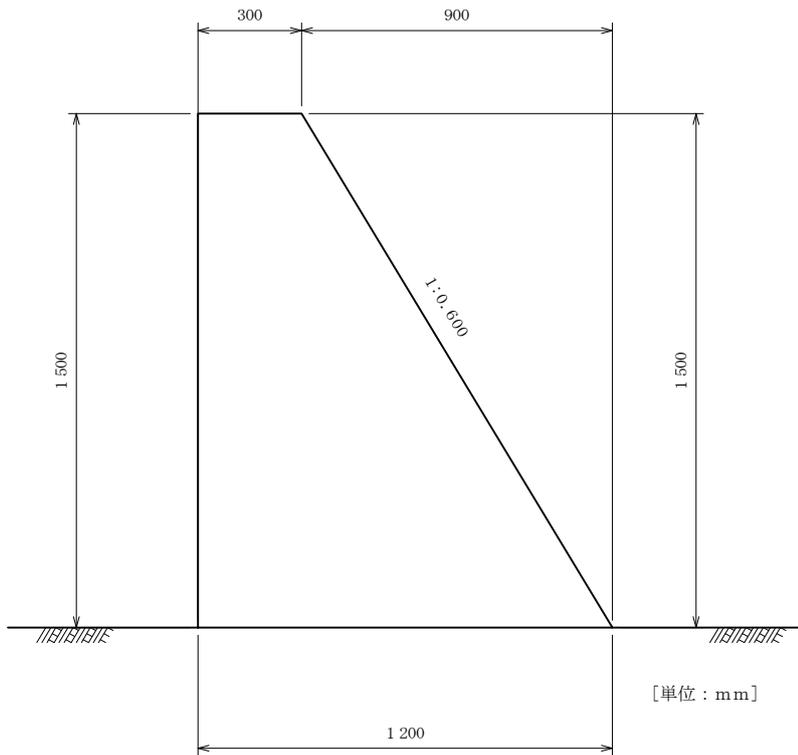
1.1 適用基準

ぎょうせい、盛土等防災マニュアルの解説 令和5年11月

1.2 形式

『重力式（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】 堅壁（無筋コンクリート）： $\sigma_{ck} = 18$ (N/mm²)

【土 質】 裏 込 め 土： 砂質土
埋 戻 し 土： 砂質土
支 持 地 盤： 砂質地盤

【内部摩擦角】 背 面 土 砂： 30.00 (度)

【単位体積重量】

(kN/m³)

軀 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	17.000	17.800
	前 面	17.000	17.800

1.5 土砂

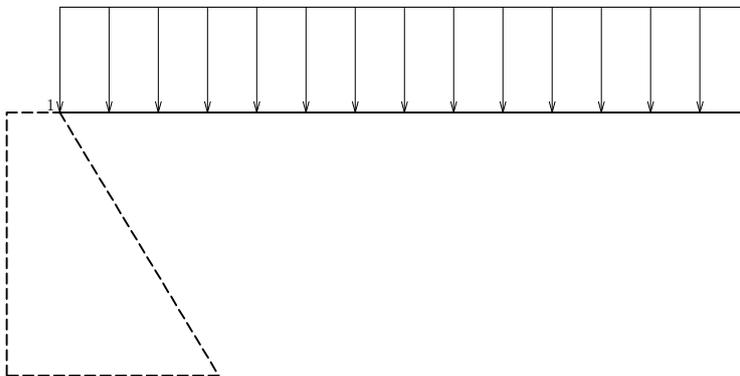
(1) 背面土砂形状



擁壁天端と地表面始点のレベル差	(m)	0.000
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 任意荷重

考慮しない

1.8 土圧

・土圧式：クーロン(物部・岡部)

・土圧係数直接入力

荷重状態	安定計算 土圧係数	堅壁設計 土圧係数
常時	0.40000	0.40000

・土圧の作用面の壁面摩擦角(度)

荷重状態	主働土圧			受働土圧
	安定計算時	堅壁設計時	切土	
常時土圧	20.000	20.000	————	————

・安定計算時の土圧の仮想背面は、堅壁背面

・安定計算時の土圧作用面が鉛直面となす角度 30.964 (度)

・堅壁設計時の土圧作用面が鉛直面となす角度 30.964 (度)

・粘着力(kN/m²)

荷重状態	主働土圧用	受働土圧用
常時	0.000	————

1.9 荷重組み合わせ

No	荷重名称	コメント
1	常時	常時

	荷重名称	1
土砂	砂質土	
載荷荷重	載荷荷重1	○
主働土圧	考慮しない	
	常時土圧	○

照査項目	1	
許容応力度法	安定・断面	
限界状態設計法	照査性能	————
	剛体安定	————
	断面破壊	————

照査性能を全ケース「安全・使用」とする

1.10 基礎の条件

1.10.1 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 μ	0.400

1.11 安定計算の許容値及び部材の許容応力度

1.11.1 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	200.000

1.11.2 部材の許容応力度

(1) 無筋コンクリート部材

1) 縦壁

(N/mm²)

荷 重 状 態	コンクリートの 圧縮応力度 σ_{ca}	コンクリートの 引張応力度 σ_{ta}	せん断 応力度 τ_{a1}
常時	6.000	0.600	0.600

2章 結果一覧

1. 安定計算

(1) 転倒に対する照査

荷重状態 (水 位)	つま先での作用力		転倒安全率		判定
	抵抗M (kN. m)	転倒M (kN. m)	計算値	安全率	
常時	10.867	3.826	2.840	≥ 1.500	○

(2) 滑動に対する照査

荷重状態 (水 位)	フーチング中心の作用力		滑動安全率		判定
	N (kN)	H (kN)	計算値	安全率	
常時	25.875	6.707	1.543	≥ 1.500	○

(3) 支持に対する照査

荷重状態 (水 位)	フーチング中心の作用力		反力作用幅 (m)	地盤反力度 (kN/m ²)		判定
	M (kN. m)	N (kN)		計算値	許容値	
常時	8.483	25.875	0.816	63.419	≤ 200.000	○

2. 断面計算 (許容応力度法)

(1) 曲げ応力度

部 材	荷重状態 (水 位)	M (kN. m)	圧縮応力度 (N/mm ²)		引張応力度 (N/mm ²)		判定
			計算値	許容値	計算値	許容値	
壁基部	常時	8.483	0.057	≤ 6.000	0.014	≤ 0.600	○

(2) せん断応力度

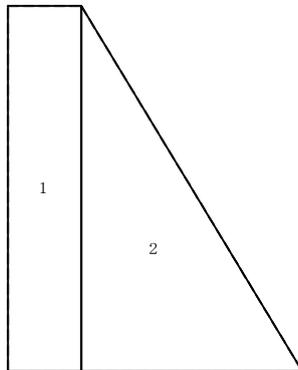
部 材	設計位置 (m)	荷重状態 (水 位)	せん断力 (kN)	せん断応力度 (N/mm ²)		判定
				計算値	許容値 τ_{a1} τ_{a2}	
壁基部	0.000	常時	6.707	0.006	≤ 0.600	○

3章 安定計算

3.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) 躯体

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	0.300 × 1.500 × 1.000	0.450	0.150	0.750	0.068	0.337	
2	1/2 × 0.900 × 1.500 × 1.000	0.675	0.600	0.500	0.405	0.338	
Σ		1.125	——	——	0.473	0.675	

$$\text{重心位置 } XG = \Sigma (Vi \cdot Xi) / \Sigma Vi = 0.473 / 1.125 = 0.420 \text{ (m)}$$

$$YG = \Sigma (Vi \cdot Yi) / \Sigma Vi = 0.675 / 1.125 = 0.600 \text{ (m)}$$

3.2 躯体自重，土砂重量，任意荷重，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 × 1.125 = 25.875	0.420

(2) 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	25.875	0.000	0.420	0.000	10.867	0.000
合計	25.875	0.000	——	——	10.867	0.000

3.3 土圧・水圧

[1] 常時

土圧は土圧係数により求める。

仮想背面の位置（つま先からの距離）	$x_p = 1.200 \text{ m}$
	$y_p = 0.000 \text{ m}$
仮想背面の高さ	$H = 1.500 \text{ m}$
水位面より上の高さ	$H_1 = 1.500 \text{ m}$
水位面より下の高さ	$H_2 = 0.000 \text{ m}$
土圧作用面が鉛直面となす角度	$\alpha = 30.964^\circ$
土砂の単位体積重量	$\gamma_s = 17.000 \text{ kN/m}^3$
土砂のせん断抵抗角	$\phi = 30.000^\circ$
地表面が水平面となす角度	$\beta = 0.000^\circ$
壁面摩擦角	$\delta = 2/3\phi = 20.000^\circ$

土圧作用面の上端土圧

$$p_1 = K \cdot q = 0.4000 \times 5.000 = 2.000 \text{ kN/m}^2$$

水位面での土圧

$$\begin{aligned} p_2 &= K \cdot \gamma_s \cdot H_1 + p_1 \\ &= 0.4000 \times 17.000 \times 1.500 + 2.000 \\ &= 12.200 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

土圧作用面の下端土圧

$$p_3 = p_2 = 12.200 \text{ kN/m}^2$$

水位以上の土圧力

$$P_1 = \frac{1}{2} \cdot (p_1 + p_2) \cdot H_1 = \frac{1}{2} \times (2.000 + 12.200) \times 1.500 = 10.650 \text{ kN}$$

水位以下の土圧力

$$P_2 = \frac{1}{2} \cdot (p_2 + p_3) \cdot H_2 = \frac{1}{2} \times (12.200 + 12.200) \times 0.000 = 0.000 \text{ kN}$$

土圧力

$$P = P_1 + P_2 = 10.650 + 0.000 = 10.650 \text{ kN}$$

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

$$P_h = P \cdot \cos(\alpha + \delta) = 10.650 \times \cos(30.964^\circ + 20.000^\circ) = 6.707 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$P_v = P \cdot \sin(\alpha + \delta) = 10.650 \times \sin(30.964^\circ + 20.000^\circ) = 8.272 \text{ kN}$$

作用位置

$$\begin{aligned} M_1 &= P_1 \cdot \left(\frac{2 \cdot p_1 + p_2}{p_1 + p_2} \cdot \frac{H_1}{3} + H_2 \right) \\ &= 10.650 \times \left(\frac{2 \times 2.000 + 12.200}{2.000 + 12.200} \times \frac{1.500}{3} + 0.000 \right) \\ &= 6.075 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

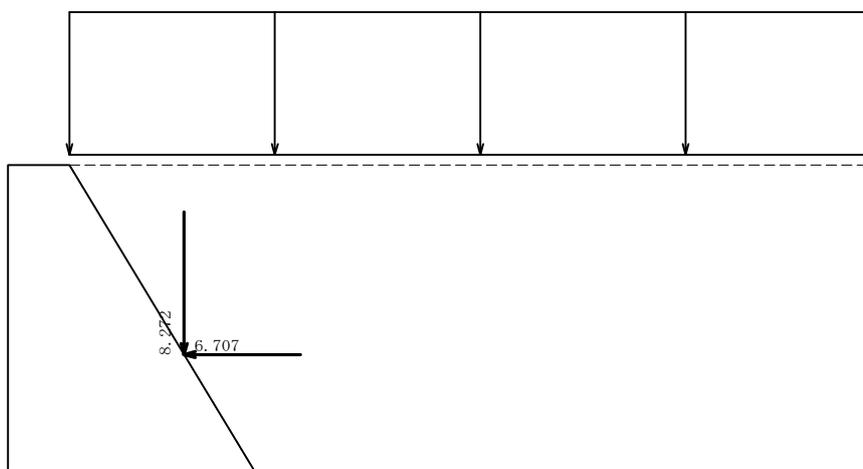
$$\begin{aligned}
 M2 &= P2 \cdot \left(\frac{2 \cdot p2 + p3}{p2 + p3} \cdot \frac{H2}{3} \right) \\
 &= 0.000 \times \left(\frac{2 \times 12.200 + 12.200}{12.200 + 12.200} \times \frac{0.000}{3} \right) \\
 &= 0.000 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

$$Ho = \frac{M1 + M2}{P1 + P2} = \frac{6.075 + 0.000}{10.650 + 0.000} = 0.570 \text{ m}$$

$$x = xp - Ho \cdot \tan \alpha = 1.200 - 0.570 \times \tan 30.964^\circ = 0.858 \text{ m}$$

$$y = yp + Ho = 0.000 + 0.570 = 0.570 \text{ m}$$

・土圧図

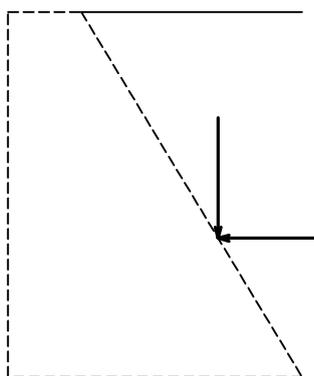


3.4 作用力の集計

(1) 躯体前面での作用力の集計

[1] 常時

(土圧の鉛直成分は集計されません)



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	25.875	0.000	0.420	0.000	10.867	0.000
土圧	0.000	6.707	0.858	0.570	0.000	3.826
合計	25.875	6.707	———	———	10.867	3.826

荷重状態 (水 位)	N_o (kN)	H_o (kN)	M_o (kN・m)
常時	25.875	6.707	7.042

(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 : $B_j = 1.200$ (m)

■ 単位幅当り

荷重状態 (水 位)	N_c (kN)	H_c (kN)	M_c (kN・m)
常時	25.875	6.707	8.483

■ 全幅 (10.000m) 当り

荷重状態 (水 位)	N_c (kN)	H_c (kN)	M_c (kN・m)
常時	258.750	67.075	84.835

3.5 安定計算結果

3.5.1 転倒に対する安定

$$F = \frac{|Mr|}{|Mo|} = \frac{|\Sigma V \cdot x_0 - \Sigma H \cdot y_0|}{|P_{AH} \cdot y_A - P_{AV} \cdot x_A|}$$

ここに、

Mr : 抵抗モーメント

Mo : 転倒モーメント

ΣV : 土圧の鉛直成分を除いた鉛直力の合計

x_0 : 土圧の鉛直成分を除いた鉛直力の合計の作用位置

ΣH : 土圧の水平成分を除いた水平力の合計

y_0 : 土圧の水平成分を除いた水平力の合計の作用位置

P_{AH} : 土圧の水平成分

y_A : 土圧の水平成分の作用位置

P_{AV} : 土圧の鉛直成分

x_A : 土圧の鉛直成分の作用位置

荷重状態 (水 位)	$\Sigma V \cdot x_0$ (kN・m)	$\Sigma H \cdot y_0$ (kN・m)	$P_{AH} \cdot y_A$ (kN・m)	$P_{AV} \cdot x_A$ (kN・m)
常時	10.867	0.000	3.826	0.000

荷重状態 (水 位)	Mr (kN・m)	Mo (kN・m)	安全率		判定
			$F = Mr/Mo$	許容値	
常時	10.867	3.826	2.840	≥ 1.500	○

3.5.2 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{R_v \cdot \mu + C_B \cdot B}{R_H}$$

ここに、

R_v : 底版下面における全鉛直荷重 (kN)

R_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, $\mu = 0.400$

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), $B = 1.200$

荷重状態 (水 位)	鉛直荷重 R_v (kN)	水平荷重 R_H (kN)	安全率 F_s	必要安全率 F_{sa}	判定
常時	25.875	6.707	1.543	≥ 1.500	○

3.5.3 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 : つま先から合力の作用点までの距離(m)

ΣMr : つま先回りの抵抗モーメント(kN・m)

ΣMt : つま先回りの転倒モーメント(kN・m)

ΣV : 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 = 1.200

荷重状態 (水 位)	ΣMr (kN・m)	ΣMt (kN・m)	ΣV (kN)	d (m)	e (m)
常時	10.867	3.826	25.875	0.272	0.328

(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

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

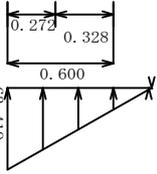
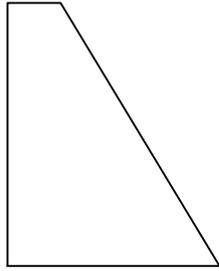
ここに、

ΣV : 底版下面に作用する全鉛直荷重(kN)

B : 底版幅(m), B = 1.200

e : 偏心量(m)

[1] 常時



地盤反力の作用幅 (m)	地盤反力の形状	地盤反力度 (kN/m ²)			判定
		qmin	qmax	許容値	
0.816	三角形	0.000	63.419 ≤	200.000	○

【 G1.5 】

1章 設計条件

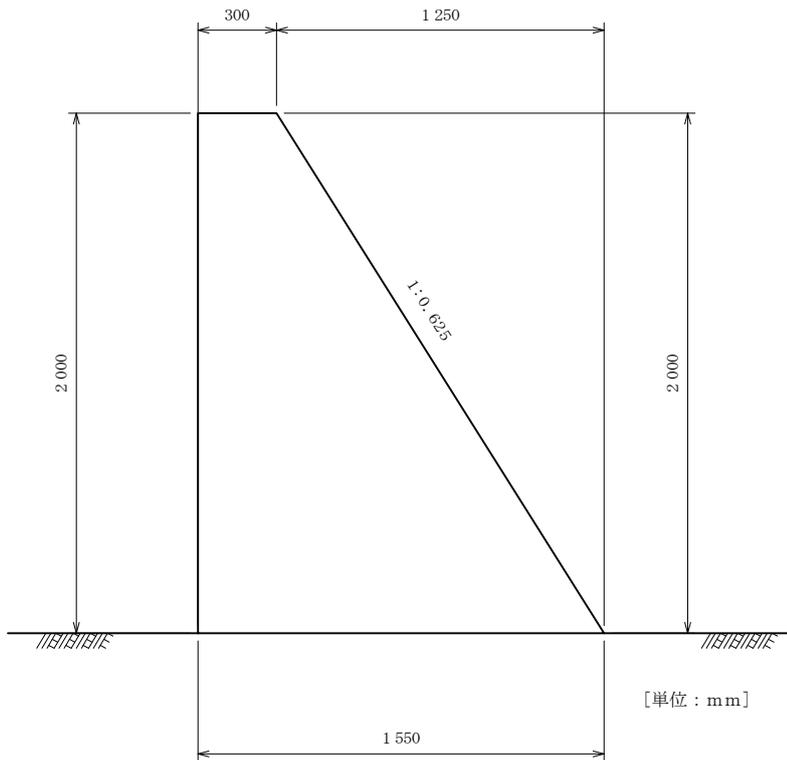
1.1 適用基準

ぎょうせい、盛土等防災マニュアルの解説 令和5年11月

1.2 形式

『重力式（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）： $\sigma_{ck} = 18$ (N/mm²)

【土質】 裏込め土：砂質土
埋戻し土：砂質土
支持地盤：砂質地盤

【内部摩擦角】 背面土砂：30.00 (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	17.000	17.800
	前 面	17.000	17.800

1.5 土砂

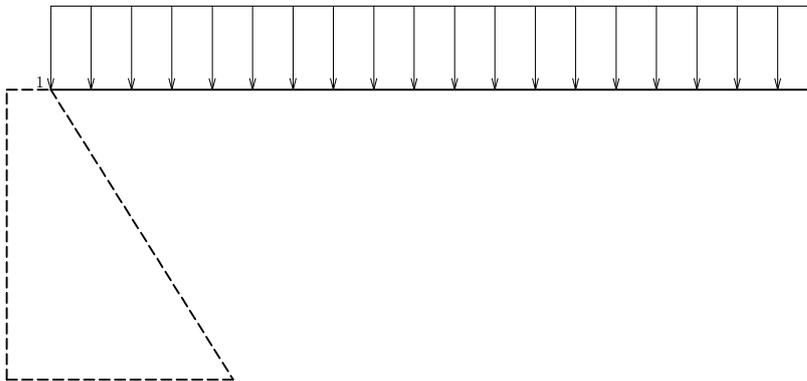
(1) 背面土砂形状



擁壁天端と地表面始点のレベル差	(m)	0.000
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	堅壁	底版
1	0.000	∞	10.000	10.000	○	○	—

1.7 任意荷重

考慮しない

1.8 土圧

・土圧式：クーロン(物部・岡部)

・土圧係数直接入力

荷重状態	安定計算 土圧係数	堅壁設計 土圧係数
常時	0.40000	0.40000

・土圧の作用面の壁面摩擦角(度)

荷重状態	主働土圧			受働土圧
	安定計算時	堅壁設計時	切土	
常時土圧	20.000	20.000	———	———

・安定計算時の土圧の仮想背面は、堅壁背面

・安定計算時の土圧作用面が鉛直面となす角度 32.005 (度)

・堅壁設計時の土圧作用面が鉛直面となす角度 32.005 (度)

・粘着力(kN/m²)

荷重状態	主働土圧用	受働土圧用
常時	0.000	———

1.9 荷重組み合わせ

No	荷重名称	コメント
1	常時	常時

	荷重名称	1
土砂	砂質土	
載荷荷重	載荷荷重1	○
主働土圧	考慮しない	
	常時土圧	○

照査項目	1	
許容応力度法	安定・断面	
限界状態設計法	照査性能	———
	剛体安定	———
	断面破壊	———

照査性能を全ケース「安全・使用」とする

1.10 基礎の条件

1.10.1 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 μ	0.400

1.11 安定計算の許容値及び部材の許容応力度

1.11.1 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	200.000

1.11.2 部材の許容応力度

(1) 無筋コンクリート部材

1) 縦壁

(N/mm²)

荷 重 状 態	コンクリートの 圧縮応力度 σ_{ca}	コンクリートの 引張応力度 σ_{ta}	せん断 応力度 τ_{a1}
常時	6.000	0.600	0.600

2章 結果一覧

1. 安定計算

(1) 転倒に対する照査

荷重状態 (水 位)	つま先での作用力		転倒安全率		判定
	抵抗M (kN. m)	転倒M (kN. m)	計算値	安全率	
常時	22. 674	8. 043	2. 819	≥ 1. 500	○

(2) 滑動に対する照査

荷重状態 (水 位)	フーチング中心の作用力		滑動安全率		判定
	N (kN)	H (kN)	計算値	安全率	
常時	42. 550	10. 834	1. 571	≥ 1. 500	○

(3) 支持に対する照査

荷重状態 (水 位)	フーチング中心の作用力		反力作用幅 (m)	地盤反力度 (kN/m ²)		判定
	M (kN. m)	N (kN)		計算値	許容値	
常時	18. 345	42. 550	1. 032	82. 461	≤ 200. 000	○

2. 断面計算 (許容応力度法)

(1) 曲げ応力度

部 材	荷重状態 (水 位)	M (kN. m)	圧縮応力度 (N/mm ²)		引張応力度 (N/mm ²)		判定
			計算値	許容値	計算値	許容値	
壁基部	常時	18. 345	0. 073	≤ 6. 000	0. 018	≤ 0. 600	○

(2) せん断応力度

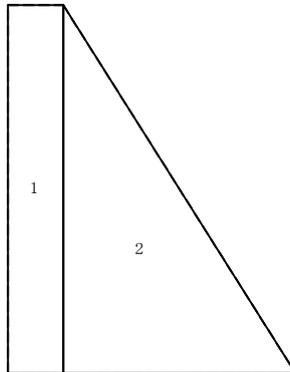
部 材	設計位置 (m)	荷重状態 (水 位)	せん断力 (kN)	せん断応力度 (N/mm ²)		判定
				計算値	許容値 τ_{a1} τ_{a2}	
壁基部	0. 000	常時	10. 834	0. 007	≤ 0. 600	○

3章 安定計算

3.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) 躯体

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	0.300 × 2.000 × 1.000	0.600	0.150	1.000	0.090	0.600	
2	1/2 × 1.250 × 2.000 × 1.000	1.250	0.717	0.667	0.896	0.833	
Σ		1.850	—	—	0.986	1.433	

$$\text{重心位置 } XG = \Sigma (Vi \cdot Xi) / \Sigma Vi = 0.986 / 1.850 = 0.533 \text{ (m)}$$

$$YG = \Sigma (Vi \cdot Yi) / \Sigma Vi = 1.433 / 1.850 = 0.775 \text{ (m)}$$

3.2 躯体自重, 土砂重量, 任意荷重, 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	$23.000 \times 1.850 = 42.550$	0.533

(2) 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	42.550	0.000	0.533	0.000	22.674	0.000
合計	42.550	0.000	—	—	22.674	0.000

3.3 土圧・水圧

[1] 常時

土圧は土圧係数により求める。

仮想背面の位置（つま先からの距離）	$x_p = 1.550 \text{ m}$
	$y_p = 0.000 \text{ m}$
仮想背面の高さ	$H = 2.000 \text{ m}$
水位面より上の高さ	$H_1 = 2.000 \text{ m}$
水位面より下の高さ	$H_2 = 0.000 \text{ m}$
土圧作用面が鉛直面となす角度	$\alpha = 32.005^\circ$
土砂の単位体積重量	$\gamma_s = 17.000 \text{ kN/m}^3$
土砂のせん断抵抗角	$\phi = 30.000^\circ$
地表面が水平面となす角度	$\beta = 0.000^\circ$
壁面摩擦角	$\delta = 2/3\phi = 20.000^\circ$

土圧作用面上端土圧

$$p_1 = K \cdot q = 0.4000 \times 5.000 = 2.000 \text{ kN/m}^2$$

水位面での土圧

$$\begin{aligned} p_2 &= K \cdot \gamma_s \cdot H_1 + p_1 \\ &= 0.4000 \times 17.000 \times 2.000 + 2.000 \\ &= 15.600 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

土圧作用面下端土圧

$$p_3 = p_2 = 15.600 \text{ kN/m}^2$$

水位以上の土圧力

$$P_1 = \frac{1}{2} \cdot (p_1 + p_2) \cdot H_1 = \frac{1}{2} \times (2.000 + 15.600) \times 2.000 = 17.600 \text{ kN}$$

水位以下の土圧力

$$P_2 = \frac{1}{2} \cdot (p_2 + p_3) \cdot H_2 = \frac{1}{2} \times (15.600 + 15.600) \times 0.000 = 0.000 \text{ kN}$$

土圧力

$$P = P_1 + P_2 = 17.600 + 0.000 = 17.600 \text{ kN}$$

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

$$P_h = P \cdot \cos(\alpha + \delta) = 17.600 \times \cos(32.005^\circ + 20.000^\circ) = 10.834 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$P_v = P \cdot \sin(\alpha + \delta) = 17.600 \times \sin(32.005^\circ + 20.000^\circ) = 13.870 \text{ kN}$$

作用位置

$$\begin{aligned} M_1 &= P_1 \cdot \left(\frac{2 \cdot p_1 + p_2}{p_1 + p_2} \cdot \frac{H_1}{3} + H_2 \right) \\ &= 17.600 \times \left(\frac{2 \times 2.000 + 15.600}{2.000 + 15.600} \times \frac{2.000}{3} + 0.000 \right) \\ &= 13.067 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

$$M2 = P2 \cdot \left(\frac{2 \cdot p2 + p3}{p2 + p3} \cdot \frac{H2}{3} \right)$$

$$= 0.000 \times \left(\frac{2 \times 15.600 + 15.600}{15.600 + 15.600} \times \frac{0.000}{3} \right)$$

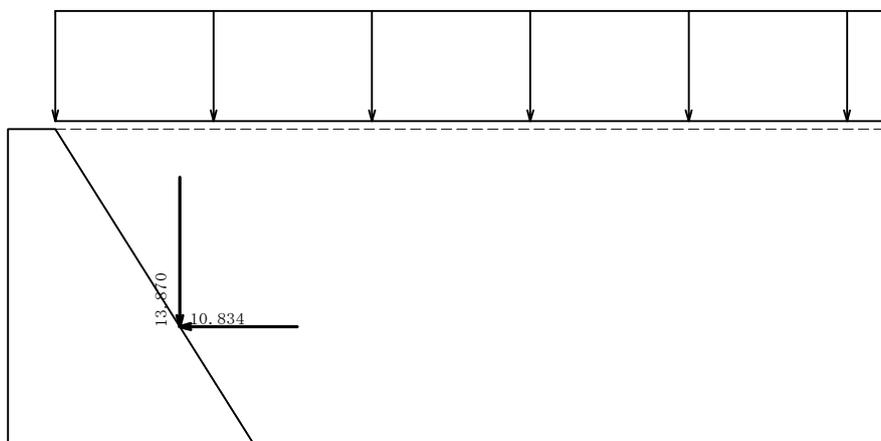
$$= 0.000 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$Ho = \frac{M1 + M2}{P1 + P2} = \frac{13.067 + 0.000}{17.600 + 0.000} = 0.742 \text{ m}$$

$$x = xp - Ho \cdot \tan \alpha = 1.550 - 0.742 \times \tan 32.005^\circ = 1.086 \text{ m}$$

$$y = yp + Ho = 0.000 + 0.742 = 0.742 \text{ m}$$

・土圧図

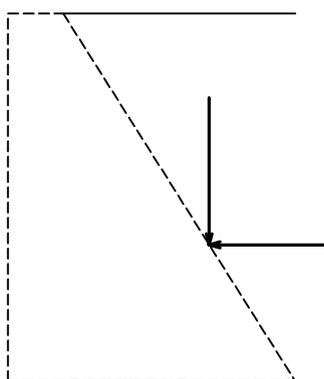


3.4 作用力の集計

(1) 躯体前面での作用力の集計

[1] 常時

(土圧の鉛直成分は集計されません)



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 _{Ki} = N _i · X _i	M _{Yi} = H _i · Y _i
自重	42.550	0.000	0.533	0.000	22.674	0.000
土圧	0.000	10.834	1.086	0.742	0.000	8.043
合計	42.550	10.834	—————	—————	22.674	8.043

荷重状態 (水 位)	N_o (kN)	H_o (kN)	M_o (kN·m)
常時	42.550	10.834	14.631

(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 : $B_j = 1.550$ (m)

■ 単位幅当り

荷重状態 (水 位)	N_c (kN)	H_c (kN)	M_c (kN·m)
常時	42.550	10.834	18.345

■ 全幅 (10.000m) 当り

荷重状態 (水 位)	N_c (kN)	H_c (kN)	M_c (kN·m)
常時	425.500	108.343	183.454

3.5 安定計算結果

3.5.1 転倒に対する安定

$$F = \frac{|Mr|}{|Mo|} = \frac{|\Sigma V \cdot x_0 - \Sigma H \cdot y_0|}{|P_{AH} \cdot y_A - P_{AV} \cdot x_A|}$$

ここに、

Mr : 抵抗モーメント

Mo : 転倒モーメント

ΣV : 土圧の鉛直成分を除いた鉛直力の合計

x_0 : 土圧の鉛直成分を除いた鉛直力の合計の作用位置

ΣH : 土圧の水平成分を除いた水平力の合計

y_0 : 土圧の水平成分を除いた水平力の合計の作用位置

P_{AH} : 土圧の水平成分

y_A : 土圧の水平成分の作用位置

P_{AV} : 土圧の鉛直成分

x_A : 土圧の鉛直成分の作用位置

荷重状態 (水 位)	$\Sigma V \cdot x_0$ (kN・m)	$\Sigma H \cdot y_0$ (kN・m)	$P_{AH} \cdot y_A$ (kN・m)	$P_{AV} \cdot x_A$ (kN・m)
常時	22.674	0.000	8.043	0.000

荷重状態 (水 位)	Mr (kN・m)	Mo (kN・m)	安全率		判定
			$F = Mr/Mo$	許容値	
常時	22.674	8.043	2.819	≥ 1.500	○

3.5.2 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{R_v \cdot \mu + C_B \cdot B}{R_H}$$

ここに、

R_v : 底版下面における全鉛直荷重 (kN)

R_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, $\mu = 0.400$

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), $B = 1.550$

荷重状態 (水 位)	鉛直荷重 R_v (kN)	水平荷重 R_H (kN)	安全率 F_s	必要安全率 F_{sa}	判定
常時	42.550	10.834	1.571	≥ 1.500	○

3.5.3 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 : つま先から合力の作用点までの距離(m)

ΣMr : つま先回りの抵抗モーメント(kN.m)

ΣMt : つま先回りの転倒モーメント(kN.m)

ΣV : 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 = 1.550

荷重状態 (水 位)	ΣMr (kN.m)	ΣMt (kN.m)	ΣV (kN)	d (m)	e (m)
常時	22.674	8.043	42.550	0.344	0.431

(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

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

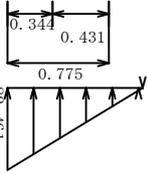
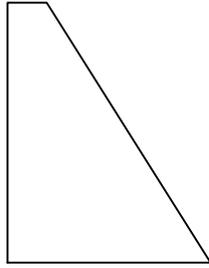
ここに、

ΣV : 底版下面に作用する全鉛直荷重(kN)

B : 底版幅(m), B = 1.550

e : 偏心量(m)

[1] 常時



地盤反力の作用幅(m)	地盤反力の形状	地盤反力度 (kN/m ²)			判定
		qmin	qmax	許容値	
1.032	三角形	0.000	82.461	≦ 200.000	○

【 G2.0 】

1章 設計条件

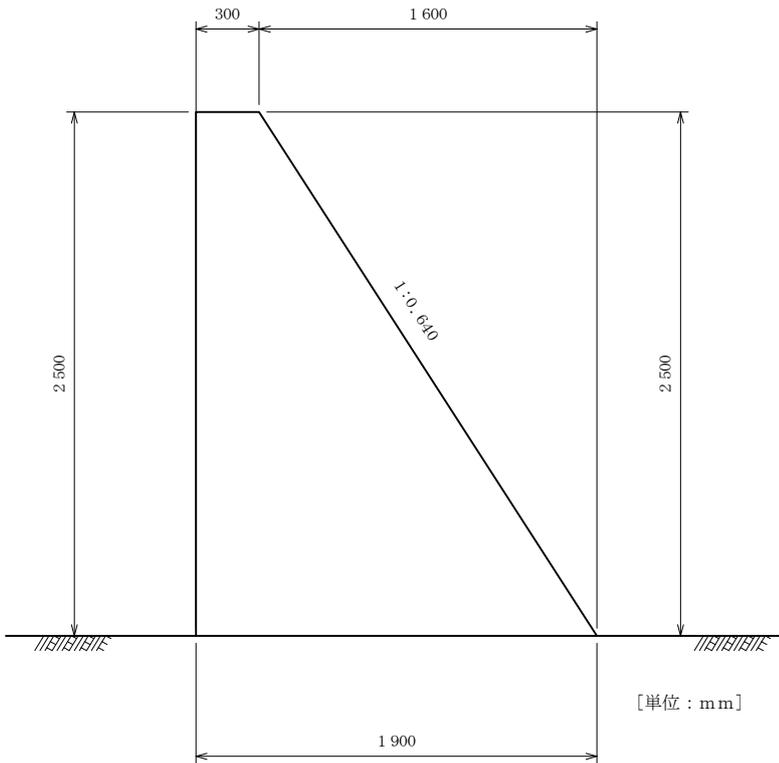
1.1 適用基準

ぎょうせい、盛土等防災マニュアルの解説 令和5年11月

1.2 形式

『重力式（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）： $\sigma_{ck} = 18$ (N/mm²)

【土 質】 裏 込 め 土： 砂質土
埋 戻 し 土： 砂質土
支 持 地 盤： 砂質地盤

【内部摩擦角】 背 面 土 砂： 30.00 (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	17.000	17.800
	前 面	17.000	17.800

1.5 土砂

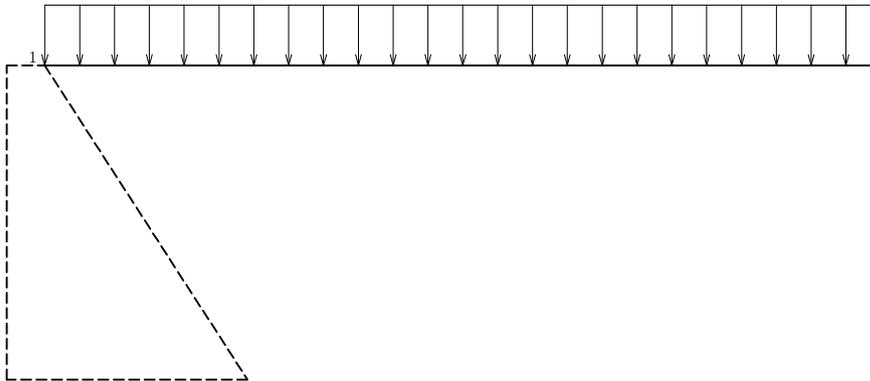
(1) 背面土砂形状



擁壁天端と地表面始点のレベル差	(m)	0.000
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 任意荷重

考慮しない

1.8 土圧

・土圧式：クーロン(物部・岡部)

・土圧係数直接入力

荷重状態	安定計算 土圧係数	堅壁設計 土圧係数
常時	0.40000	0.40000

・土圧の作用面の壁面摩擦角(度)

荷重 状態	主働土圧			受働土圧
	安定計算時	堅壁設計時	切土	
常時土圧	20.000	20.000	———	———

・安定計算時の土圧の仮想背面は、堅壁背面

・安定計算時の土圧作用面が鉛直面となす角度 32.619 (度)

・堅壁設計時の土圧作用面が鉛直面となす角度 32.619 (度)

・粘着力(kN/m²)

荷重 状態	主働土圧用	受働土圧用
常時	0.000	———

1.9 荷重組み合わせ

No	荷重名称	コメント
1	常時	常時

	荷重名称	1
土砂	砂質土	
載荷荷重	載荷荷重1	○
主働土圧	考慮しない	
	常時土圧	○

照査項目	1	
許容応力度法	安定・断面	
限界状態設計法	照査性能	———
	剛体安定	———
	断面破壊	———

照査性能を全ケース「安全・使用」とする

1.10 基礎の条件

1.10.1 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 μ	0.400

1.11 安定計算の許容値及び部材の許容応力度

1.11.1 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	200.000

1.11.2 部材の許容応力度

(1) 無筋コンクリート部材

1) 縦壁

(N/mm²)

荷 重 状 態	コンクリートの 圧縮応力度 σ_{ca}	コンクリートの 引張応力度 σ_{ta}	せん断 応力度 τ_{a1}
常時	6.000	0.600	0.600

2章 結果一覧

1. 安定計算

(1) 転倒に対する照査

荷重状態 (水 位)	つま先での作用力		転倒安全率		判定
	抵抗M (kN. m)	転倒M (kN. m)	計算値	安全率	
常時	40.921	14.545	2.813	≥ 1.500	○

(2) 滑動に対する照査

荷重状態 (水 位)	フーチング中心の作用力		滑動安全率		判定
	N (kN)	H (kN)	計算値	安全率	
常時	63.250	15.937	1.588	≥ 1.500	○

(3) 支持に対する照査

荷重状態 (水 位)	フーチング中心の作用力		反力作用幅 (m)	地盤反力度 (kN/m ²)		判定
	M (kN. m)	N (kN)		計算値	許容値	
常時	33.712	63.250	1.251	101.119	≤ 200.000	○

2. 断面計算 (許容応力度法)

(1) 曲げ応力度

部 材	荷重状態 (水 位)	M (kN. m)	圧縮応力度 (N/mm ²)		引張応力度 (N/mm ²)		判定
			計算値	許容値	計算値	許容値	
縦壁基部	常時	33.716	0.089	≤ 6.000	0.023	≤ 0.600	○

(2) せん断応力度

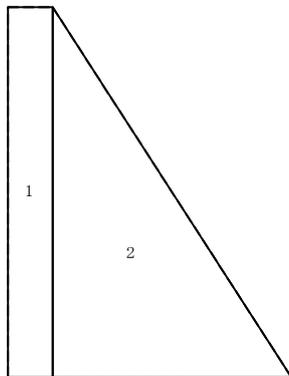
部 材	設計位置 (m)	荷重状態 (水 位)	せん断力 (kN)	せん断応力度 (N/mm ²)		判定
				計算値	許容値 τ_{a1} τ_{a2}	
縦壁基部	0.000	常時	15.937	0.008	≤ 0.600	○

3章 安定計算

3.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) 躯体

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	$0.300 \times 2.500 \times 1.000$	0.750	0.150	1.250	0.113	0.938	
2	$1/2 \times 1.600 \times 2.500 \times 1.000$	2.000	0.833	0.833	1.667	1.667	
Σ		2.750	———	———	1.779	2.604	

$$\text{重心位置 } X_G = \Sigma (V_i \cdot X_i) / \Sigma V_i = 1.779 / 2.750 = 0.647 \text{ (m)}$$

$$Y_G = \Sigma (V_i \cdot Y_i) / \Sigma V_i = 2.604 / 2.750 = 0.947 \text{ (m)}$$

3.2 躯体自重，土砂重量，任意荷重，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	$23.000 \times 2.750 = 63.250$	0.647

(2) 自重集計

[1] 常時

	重量 N_i (kN)	水平力 H_i (kN)	作用位置 (m)		モーメント (kN·m)	
			X_i	Y_i	$N_i \cdot X_i$	$H_i \cdot Y_i$
躯体	63.250	0.000	0.647	0.000	40.921	0.000
合計	63.250	0.000	———	———	40.921	0.000

3.3 土圧・水圧

[1] 常時

土圧は土圧係数により求める。

仮想背面の位置（つま先からの距離）	$x_p = 1.900 \text{ m}$
	$y_p = 0.000 \text{ m}$
仮想背面の高さ	$H = 2.500 \text{ m}$
水位面より上の高さ	$H_1 = 2.500 \text{ m}$
水位面より下の高さ	$H_2 = 0.000 \text{ m}$
土圧作用面が鉛直面となす角度	$\alpha = 32.619^\circ$
土砂の単位体積重量	$\gamma_s = 17.000 \text{ kN/m}^3$
土砂のせん断抵抗角	$\phi = 30.000^\circ$
地表面が水平面となす角度	$\beta = 0.000^\circ$
壁面摩擦角	$\delta = 2/3\phi = 20.000^\circ$

土圧作用面の上端土圧

$$p_1 = K \cdot q = 0.4000 \times 5.000 = 2.000 \text{ kN/m}^2$$

水位面での土圧

$$\begin{aligned} p_2 &= K \cdot \gamma_s \cdot H_1 + p_1 \\ &= 0.4000 \times 17.000 \times 2.500 + 2.000 \\ &= 19.000 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

土圧作用面の下端土圧

$$p_3 = p_2 = 19.000 \text{ kN/m}^2$$

水位以上の土圧力

$$P_1 = \frac{1}{2} \cdot (p_1 + p_2) \cdot H_1 = \frac{1}{2} \times (2.000 + 19.000) \times 2.500 = 26.250 \text{ kN}$$

水位以下の土圧力

$$P_2 = \frac{1}{2} \cdot (p_2 + p_3) \cdot H_2 = \frac{1}{2} \times (19.000 + 19.000) \times 0.000 = 0.000 \text{ kN}$$

土圧力

$$P = P_1 + P_2 = 26.250 + 0.000 = 26.250 \text{ kN}$$

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

$$P_h = P \cdot \cos(\alpha + \delta) = 26.250 \times \cos(32.619^\circ + 20.000^\circ) = 15.937 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$P_v = P \cdot \sin(\alpha + \delta) = 26.250 \times \sin(32.619^\circ + 20.000^\circ) = 20.859 \text{ kN}$$

作用位置

$$\begin{aligned} M_1 &= P_1 \cdot \left(\frac{2 \cdot p_1 + p_2}{p_1 + p_2} \cdot \frac{H_1}{3} + H_2 \right) \\ &= 26.250 \times \left(\frac{2 \times 2.000 + 19.000}{2.000 + 19.000} \times \frac{2.500}{3} + 0.000 \right) \\ &= 23.958 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

$$M2 = P2 \cdot \left(\frac{2 \cdot p2 + p3}{p2 + p3} \cdot \frac{H2}{3} \right)$$

$$= 0.000 \times \left(\frac{2 \times 19.000 + 19.000}{19.000 + 19.000} \times \frac{0.000}{3} \right)$$

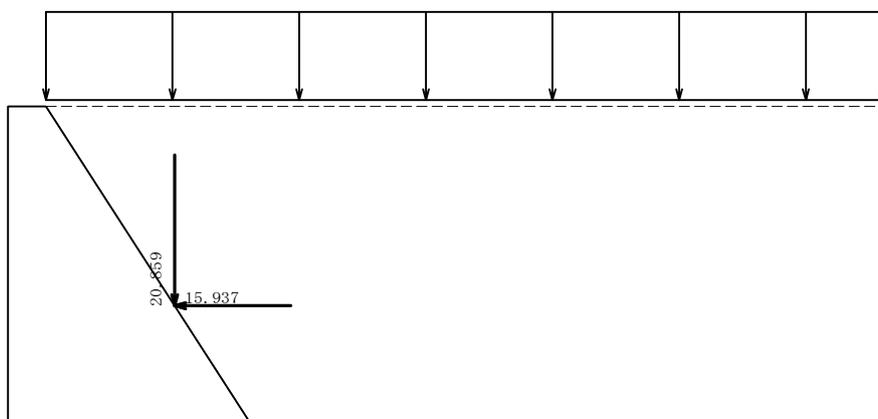
$$= 0.000 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$Ho = \frac{M1 + M2}{P1 + P2} = \frac{23.958 + 0.000}{26.250 + 0.000} = 0.913 \text{ m}$$

$$x = xp - Ho \cdot \tan \alpha = 1.900 - 0.913 \times \tan 32.619^\circ = 1.316 \text{ m}$$

$$y = yp + Ho = 0.000 + 0.913 = 0.913 \text{ m}$$

・土圧図

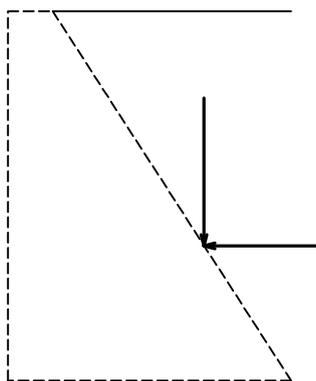


3.4 作用力の集計

(1) 躯体前面での作用力の集計

[1] 常時

(土圧の鉛直成分は集計されません)



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 · X _i	M _{yi} = H _i · Y _i
自重	63.250	0.000	0.647	0.000	40.921	0.000
土圧	0.000	15.937	1.316	0.913	0.000	14.545
合計	63.250	15.937	——	——	40.921	14.545

荷重状態 (水 位)	N_o (kN)	H_o (kN)	M_o (kN. m)
常時	63.250	15.937	26.375

(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 : $B_j = 1.900$ (m)

■ 単位幅当り

荷重状態 (水 位)	N_c (kN)	H_c (kN)	M_c (kN. m)
常時	63.250	15.937	33.712

■ 全幅 (10.000m) 当り

荷重状態 (水 位)	N_c (kN)	H_c (kN)	M_c (kN. m)
常時	632.500	159.366	337.122

3.5 安定計算結果

3.5.1 転倒に対する安定

$$F = \frac{|Mr|}{|Mo|} = \frac{|\Sigma V \cdot x_0 - \Sigma H \cdot y_0|}{|P_{AH} \cdot y_A - P_{AV} \cdot x_A|}$$

ここに、

Mr : 抵抗モーメント

Mo : 転倒モーメント

ΣV : 土圧の鉛直成分を除いた鉛直力の合計

x_0 : 土圧の鉛直成分を除いた鉛直力の合計の作用位置

ΣH : 土圧の水平成分を除いた水平力の合計

y_0 : 土圧の水平成分を除いた水平力の合計の作用位置

P_{AH} : 土圧の水平成分

y_A : 土圧の水平成分の作用位置

P_{AV} : 土圧の鉛直成分

x_A : 土圧の鉛直成分の作用位置

荷重状態 (水 位)	$\Sigma V \cdot x_0$ (kN・m)	$\Sigma H \cdot y_0$ (kN・m)	$P_{AH} \cdot y_A$ (kN・m)	$P_{AV} \cdot x_A$ (kN・m)
常時	40.921	0.000	14.545	0.000

荷重状態 (水 位)	Mr (kN・m)	Mo (kN・m)	安全率		判定
			$F = Mr/Mo$	許容値	
常時	40.921	14.545	2.813	≥ 1.500	○

3.5.2 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{R_v \cdot \mu + C_B \cdot B}{R_H}$$

ここに、

R_v : 底版下面における全鉛直荷重 (kN)

R_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, $\mu = 0.400$

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), $B = 1.900$

荷重状態 (水 位)	鉛直荷重 R_v (kN)	水平荷重 R_H (kN)	安全率 F_s	必要安全率 F_{sa}	判定
常時	63.250	15.937	1.588	≥ 1.500	○

3.5.3 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 : つま先から合力の作用点までの距離(m)

ΣMr : つま先回りの抵抗モーメント(kN・m)

ΣMt : つま先回りの転倒モーメント(kN・m)

ΣV : 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 = 1.900

荷重状態 (水 位)	ΣMr (kN・m)	ΣMt (kN・m)	ΣV (kN)	d (m)	e (m)
常時	40.921	14.545	63.250	0.417	0.533

(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

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

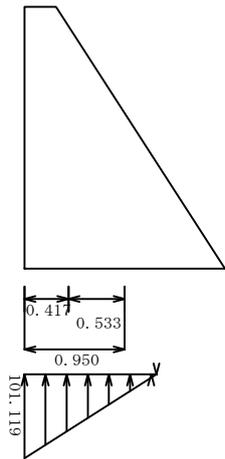
ここに、

ΣV : 底版下面に作用する全鉛直荷重(kN)

B : 底版幅(m), B = 1.900

e : 偏心量(m)

[1] 常時



地盤反力の作用幅 (m)	地盤反力の形状	地盤反力度 (kN/m ²)			判定
		qmin	qmax	許容値	
1.251	三角形	0.000	101.119 ≤	200.000	○

【 T1.0 】

1章 設計条件

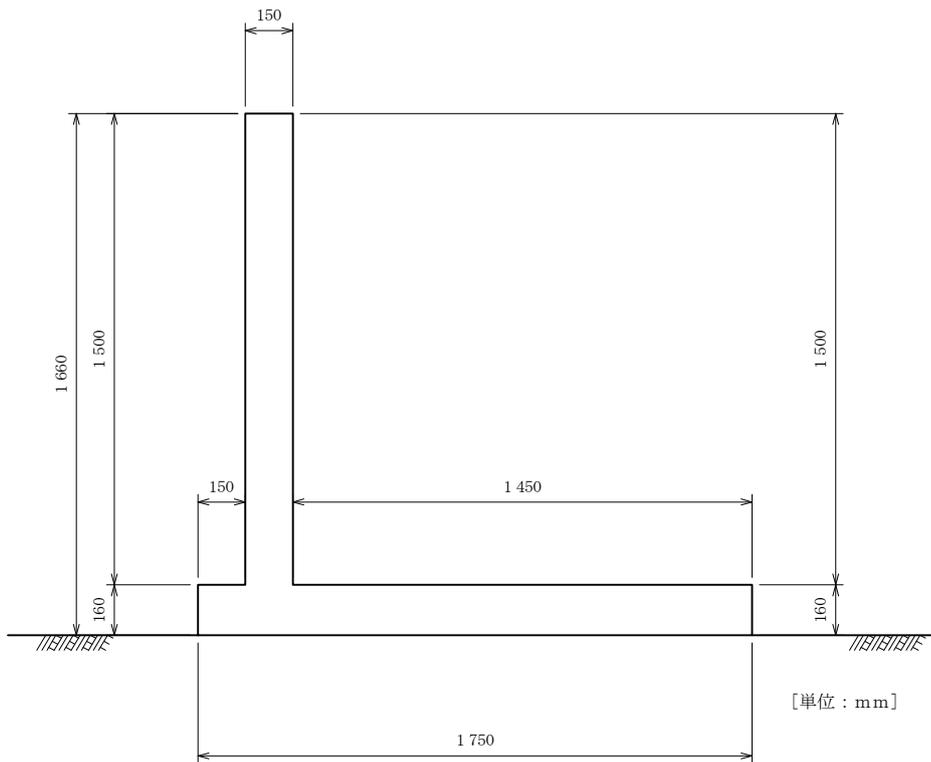
1.1 適用基準

ぎょうせい、盛土等防災マニュアルの解説 令和5年11月

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) : $\sigma_{ck} = 21$ (N/mm²)
底版 (鉄筋コンクリート) : $\sigma_{ck} = 21$ (N/mm²)

【鉄筋】 種類 : SD345

【土質】 裏込め土 : 砂質土
埋戻し土 : 砂質土
支持地盤 : 砂質地盤

【内部摩擦角】 背面土砂 : 30.00 (度)

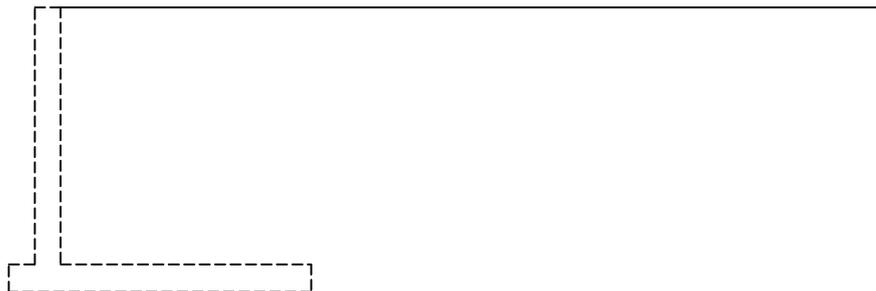
【単位体積重量】

(kN/m³)

軀 体	鉄筋コンクリート	24.000	
水	浮力算出用	9.800	
	土 砂	湿潤重量	飽和重量
	背 面	17.000	17.800
	前 面	17.000	17.800

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
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 堅 壁
			始端側	終端側	
1	0.000	∞	10.000	10.000	○

1.7 任意荷重

考慮しない

1.8 土圧

・土圧式：クーロン(物部・岡部)

・土圧係数直接入力

荷重状態	安定計算 土圧係数	堅壁設計 土圧係数
常時	0.40000	0.40000

・土圧の作用面の壁面摩擦角(度)

荷重状態	主働土圧			受働土圧
	安定計算時	堅壁設計時	切土	
常時土圧	0.000	20.000	———	———

・安定計算時の土圧の仮想背面は、かかと端(かか時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 0.000 (度)

・粘着力(kN/m²)

荷重状態	主働土圧用	受働土圧用
常時	0.000	———

1.9 荷重組み合わせ

No	荷重名称	コメント
1	常時	常時

	荷重名称	1
土砂	砂質土	
載荷荷重	載荷荷重	○
主働土圧	考慮しない	
	常時土圧	○

照査項目	1	
許容応力度法	安定・断面	
限界状態設計法	照査性能	———
	剛体安定	———
	断面破壊	———

照査性能を全ケース「安全・使用」とする

1.10 基礎の条件

1.10.1 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 μ	0.400

1.11 安定計算の許容値及び部材の許容応力度

1.11.1 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	200.000

1.11.2 部材の許容応力度

(1) 鉄筋コンクリート部材

1) 豎壁 (一般部材)

・鉄筋径 $\leq 28\text{mm}$ (N/mm²)

荷 重 状 態	コンクリートの 圧縮応力度 σ_{ca}	鉄筋の 引張応力度 σ_{sa}	せん断 応力度		鉄筋の 圧縮応力度 σ_{sba}
			τ_{a1}	τ_{a2}	
常時	7.000	215.000	0.700	1.600	215.000

・鉄筋径 $> 28\text{mm}$ (N/mm²)

荷 重 状 態	鉄筋の 引張応力度 σ_{sa}	鉄筋の 圧縮応力度 σ_{sba}
常時	195.000	195.000

2) 底版 (一般部材)

・鉄筋径 $\leq 28\text{mm}$ (N/mm²)

荷 重 状 態	コンクリートの 圧縮応力度 σ_{ca}	鉄筋の 引張応力度 σ_{sa}	せん断 応力度		鉄筋の 圧縮応力度 σ_{sba}
			τ_{a1}	τ_{a2}	
常時	7.000	215.000	0.700	1.600	—————

・鉄筋径 $> 28\text{mm}$ (N/mm²)

荷 重 状 態	鉄筋の 引張応力度 σ_{sa}	鉄筋の 圧縮応力度 σ_{sba}
常時	195.000	—————

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せん断応力度

τ_{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 結果一覧

1. 安定計算

(1) 転倒に対する照査

荷重状態 (水 位)	つま先での作用力		転倒安全率		判定
	抵抗M (kN.m)	転倒M (kN.m)	計算値	安全率	
常時	44.994	7.940	5.667	≥ 1.500	○

(2) 滑動に対する照査

荷重状態 (水 位)	フーチング中心の作用力		滑動安全率		判定
	N (kN)	H (kN)	計算値	安全率	
常時	49.095	12.689	1.548	≥ 1.500	○

(3) 支持に対する照査

荷重状態 (水 位)	フーチング中心の作用力		反力作用幅 (m)	地盤反力度 (kN/m ²)		判定
	M (kN.m)	N (kN)		計算値	許容値	
常時	3.729	63.595	1.750	43.645	≤ 200.000	○

2. 断面計算 (許容応力度法)

(1) 曲げ応力度

部 材	荷重状態 (水 位)	M (kN.m)	圧縮応力度 (N/mm ²)		引張応力度 (N/mm ²)		判定
			計算値	許容値	計算値	許容値	
堅壁基部	常時	5.708	4.734	≤ 7.000	140.902	≤ 215.000	○
つま先照査1	常時	0.443	0.446	≤ 7.000	12.380	≤ 215.000	○
かかと照査1	常時	5.708	5.752	≤ 7.000	159.481	≤ 215.000	○

(2) せん断応力度

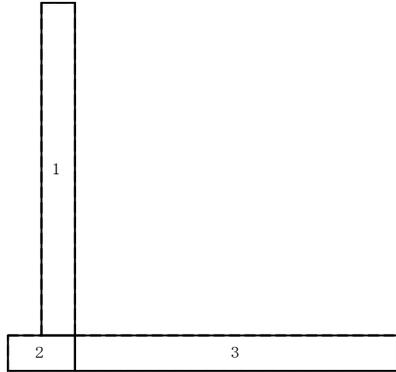
部 材	設計位置 (m)	荷重状態 (水 位)	せん断力 (kN)	せん断応力度 (N/mm ²)		判定
				計算値	許容値 τ a1 τ a2	
堅壁基部	0.000	常時	10.008	0.125	≤ 0.700 1.600	○
つま先照査2	0.080	常時	2.766	0.039	≤ 0.700 1.600	○
かかと照査2	0.080	常時	6.283	0.089	≤ 0.700 1.600	○

3章 安定計算

3.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) 躯体

1) ブロック割り



2) 体積・重心

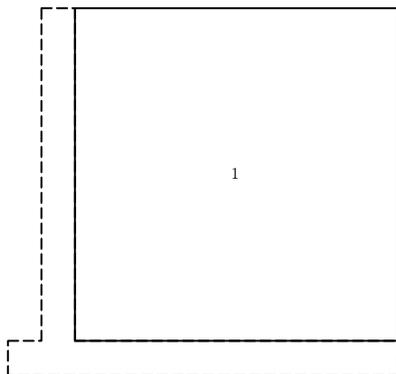
区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 Vi (m³)	重心位置(m)		Vi · Xi	Vi · Yi	備考
			Xi	Yi			
1	0.150 × 1.500 × 1.000	0.225	0.225	0.910	0.051	0.205	
2	0.300 × 0.160 × 1.000	0.048	0.150	0.080	0.007	0.004	
3	1.450 × 0.160 × 1.000	0.232	1.025	0.080	0.238	0.019	
Σ		0.505	——	——	0.296	0.227	

$$\text{重心位置 } XG = \frac{\Sigma (Vi \cdot Xi)}{\Sigma Vi} = \frac{0.296}{0.505} = 0.585 \text{ (m)}$$

$$YG = \frac{\Sigma (Vi \cdot Yi)}{\Sigma Vi} = \frac{0.227}{0.505} = 0.450 \text{ (m)}$$

(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(m)		Vi · Xi	Vi · Yi	備考
			Xi	Yi			
1	1.450 × 1.500 × 1.000	2.175	1.025	0.910	2.229	1.979	

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			
Σ		2.175	—	—	2.229	1.979	

$$\text{重心位置 } XG = \Sigma (Vi \cdot Xi) / \Sigma Vi = 2.229 / 2.175 = 1.025 \text{ (m)}$$

$$YG = \Sigma (Vi \cdot Yi) / \Sigma Vi = 1.979 / 2.175 = 0.910 \text{ (m)}$$

3.2 躯体自重，土砂重量，任意荷重，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	$24.000 \times 0.505 = 12.120$	0.585

(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 V1 (m³)	重心位置(m)	
		X	Y		X1	Y1
土砂(背面)	2.175	1.025	0.910	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)	2.175	1.025	0.910

水位より上の体積

$$Vu = V - V1$$

水位より上の重心位置

$$Xu = (V \cdot X - V1 \cdot X1) / Vu$$

$$Yu = (V \cdot Y - V1 \cdot Y1) / Vu$$

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 $W1 = V1 \cdot (\text{土の飽和重量})$ (kN)
土砂(背面)	$2.175 \times 17.000 = 36.975$	$0.000 \times 17.800 = 0.000$

位置	重量 W $Wu + W1$ (kN)	作用位置 X $(Wu \cdot Xu + W1 \cdot X1) / W$ (m)
土砂(背面)	36.975	1.025

(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
軀 体	12.120	0.000	0.585	0.000	7.095	0.000
背面土砂	36.975	0.000	1.025	0.000	37.899	0.000
合 計	49.095	0.000	—	—	44.994	0.000

3.3 地表面の載荷荷重, 雪荷重

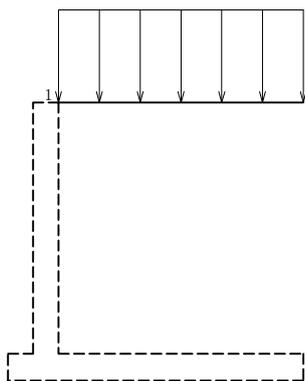
鉛直力

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

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	1.450	14.500	1.025

3.4 土圧・水圧

[1]常時

土圧は土圧係数により求める。

仮想背面の位置 (つま先からの距離) xp = 1.750 m

yp = 0.000 m

仮想背面の高さ H = 1.660 m

水位面より上の高さ H1 = 1.660 m

水位面より下の高さ H2 = 0.000 m

土圧作用面が鉛直面となす角度 α = 0.000 °

土砂の単位体積重量 γs = 17.000 kN/m³

土砂のせん断抵抗角 φ = 30.000 °

地表面が水平面となす角度 β = 0.000 °

壁面摩擦角 δ = 0.000 °

土圧作用面上端土圧

$$p1 = K \cdot q = 0.4000 \times 5.000 = 2.000 \text{ kN/m}^2$$

水位面での土圧

$$\begin{aligned} p2 &= K \cdot \gamma_s \cdot H1 + p1 \\ &= 0.4000 \times 17.000 \times 1.660 + 2.000 \\ &= 13.288 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

土圧作用面下端土圧

$$p3 = p2 = 13.288 \text{ kN/m}^2$$

水位以上の土圧力

$$P1 = \frac{1}{2} \cdot (p1 + p2) \cdot H1 = \frac{1}{2} \times (2.000 + 13.288) \times 1.660 = 12.689 \text{ kN}$$

水位以下の土圧力

$$P2 = \frac{1}{2} \cdot (p2 + p3) \cdot H2 = \frac{1}{2} \times (13.288 + 13.288) \times 0.000 = 0.000 \text{ kN}$$

土圧力

$$P = P1 + P2 = 12.689 + 0.000 = 12.689 \text{ kN}$$

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

$$Ph = P \cdot \cos(\alpha + \delta) = 12.689 \times \cos(0.000^\circ + 0.000^\circ) = 12.689 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$Pv = P \cdot \sin(\alpha + \delta) = 12.689 \times \sin(0.000^\circ + 0.000^\circ) = 0.000 \text{ kN}$$

作用位置

$$\begin{aligned} M1 &= P1 \cdot \left(\frac{2 \cdot p1 + p2}{p1 + p2} \cdot \frac{H1}{3} + H2 \right) \\ &= 12.689 \times \left(\frac{2 \times 2.000 + 13.288}{2.000 + 13.288} \times \frac{1.660}{3} + 0.000 \right) \\ &= 7.940 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

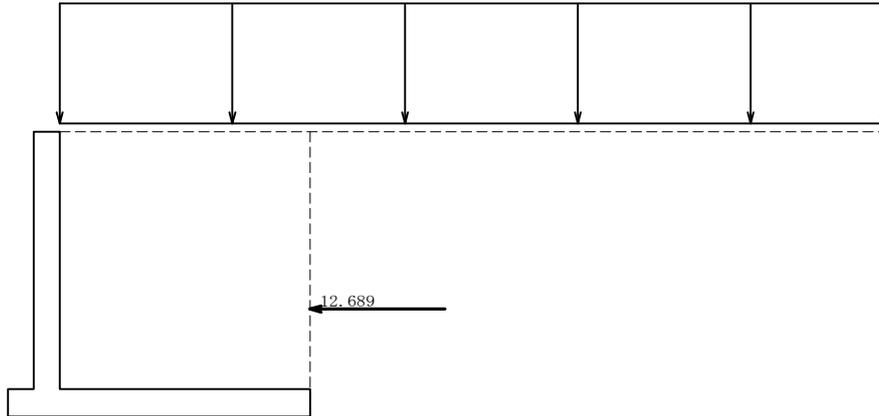
$$\begin{aligned} M2 &= P2 \cdot \left(\frac{2 \cdot p2 + p3}{p2 + p3} \cdot \frac{H2}{3} \right) \\ &= 0.000 \times \left(\frac{2 \times 13.288 + 13.288}{13.288 + 13.288} \times \frac{0.000}{3} \right) \\ &= 0.000 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

$$Ho = \frac{M1 + M2}{P1 + P2} = \frac{7.940 + 0.000}{12.689 + 0.000} = 0.626 \text{ m}$$

$$x = xp - Ho \cdot \tan \alpha = 1.750 - 0.626 \times \tan 0.000^\circ = 1.750 \text{ m}$$

$$y = yp + Ho = 0.000 + 0.626 = 0.626 \text{ m}$$

・土圧図

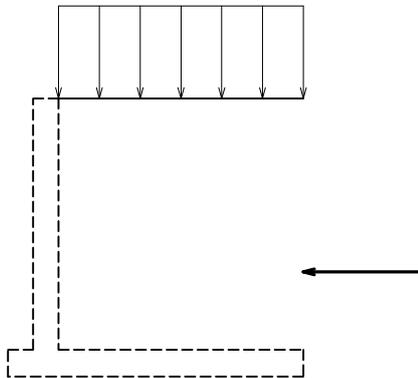


3.5 作用力の集計

(1) フーチング前面での作用力の集計

[1] 常時

(土圧の鉛直成分は集計されません)



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	49.095	0.000	0.916	0.000	44.994	0.000
載荷、雪	14.500	0.000	1.025	0.000	14.863	0.000
土圧	0.000	12.689	1.750	0.626	0.000	7.940
合計	63.595	12.689	———	———	59.856	7.940

・ 載荷位置 a (堅壁背面より後方)

荷重状態 (水 位)	N_o (kN)	H_o (kN)	M_o (kN・m)
常時	63.595	12.689	51.917

・ 載荷位置 b (仮想背面より後方)

荷重状態 (水 位)	N_o (kN)	H_o (kN)	M_o (kN・m)
常時	49.095	12.689	37.054

(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 : $B_j = 1.750$ (m)

・ 載荷位置 a (堅壁背面より後方)

■ 単位幅当り

荷重状態 (水 位)	N_c (kN)	H_c (kN)	M_c (kN. m)
常時	63.595	12.689	3.729

■ 全幅 (10.000m) 当り

荷重状態 (水 位)	N_c (kN)	H_c (kN)	M_c (kN. m)
常時	635.950	126.890	37.286

・ 載荷位置 b (仮想背面より後方)

■ 単位幅当り

荷重状態 (水 位)	N_c (kN)	H_c (kN)	M_c (kN. m)
常時	49.095	12.689	5.904

■ 全幅 (10.000m) 当り

荷重状態 (水 位)	N_c (kN)	H_c (kN)	M_c (kN. m)
常時	490.950	126.890	59.036

3.6 安定計算結果

3.6.1 転倒に対する安定

$$F = \frac{Mr}{Mo} = \frac{|\Sigma V \cdot x_0 - \Sigma H \cdot y_0|}{|P_{AH} \cdot y_A - P_{AV} \cdot x_A|}$$

ここに、

Mr : 抵抗モーメント

Mo : 転倒モーメント

ΣV : 土圧の鉛直成分を除いた鉛直力の合計

x_0 : 土圧の鉛直成分を除いた鉛直力の合計の作用位置

ΣH : 土圧の水平成分を除いた水平力の合計

y_0 : 土圧の水平成分を除いた水平力の合計の作用位置

P_{AH} : 土圧の水平成分

y_A : 土圧の水平成分の作用位置

P_{AV} : 土圧の鉛直成分

x_A : 土圧の鉛直成分の作用位置

・ 載荷位置 a (堅壁背面より後方)

荷重状態 (水 位)	$\Sigma V \cdot x_0$ (kN・m)	$\Sigma H \cdot y_0$ (kN・m)	$P_{AH} \cdot y_A$ (kN・m)	$P_{AV} \cdot x_A$ (kN・m)
常時	59.856	0.000	7.940	0.000

荷重状態 (水 位)	Mr (kN・m)	Mo (kN・m)	安全率		判定
			$F = Mr/Mo$	許容値	
常時	59.856	7.940	7.539	≥ 1.500	○

・ 載荷位置 b (仮想背面より後方)

荷重状態 (水 位)	$\Sigma V \cdot x_0$ (kN・m)	$\Sigma H \cdot y_0$ (kN・m)	$P_{AH} \cdot y_A$ (kN・m)	$P_{AV} \cdot x_A$ (kN・m)
常時	46.209	0.000	7.940	0.000

荷重状態 (水 位)	Mr (kN・m)	Mo (kN・m)	安全率		判定
			$F = Mr/Mo$	許容値	
常時	44.994	7.940	5.667	≥ 1.500	○

3.6.2 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{R_v \cdot \mu + C_b \cdot B}{R_H}$$

ここに、

R_v : 底版下面における全鉛直荷重 (kN)

R_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, $\mu = 0.400$

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), $B = 1.750$

・ 載荷位置 a (堅壁背面より後方)

荷重状態 (水 位)	鉛直荷重 R _v (kN)	水平荷重 R _h (kN)	安全率 F _s	必要安全率 F _{sa}	判定
常時	63.595	12.689	2.005	≥ 1.500	○

・ 載荷位置 b (仮想背面より後方)

荷重状態 (水 位)	鉛直荷重 R _v (kN)	水平荷重 R _h (kN)	安全率 F _s	必要安全率 F _{sa}	判定
常時	49.095	12.689	1.548	≥ 1.500	○

3.6.3 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 : つま先から合力の作用点までの距離 (m)

ΣMr : つま先回りの抵抗モーメント (kN・m)

ΣMt : つま先回りの転倒モーメント (kN・m)

ΣV : 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 = 1.750

・ 載荷位置 a (堅壁背面より後方)

荷重状態 (水 位)	ΣMr (kN・m)	ΣMt (kN・m)	ΣV (kN)	d (m)	e (m)
常時	59.856	7.940	63.595	0.816	0.059

・ 載荷位置 b (仮想背面より後方)

荷重状態 (水 位)	ΣMr (kN・m)	ΣMt (kN・m)	ΣV (kN)	d (m)	e (m)
常時	44.994	7.940	49.095	0.755	0.120

(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

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

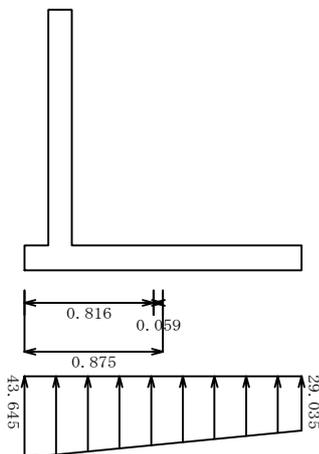
ここに、

ΣV : 底版下面に作用する全鉛直荷重 (kN)

B : 底版幅 (m), B = 1.750

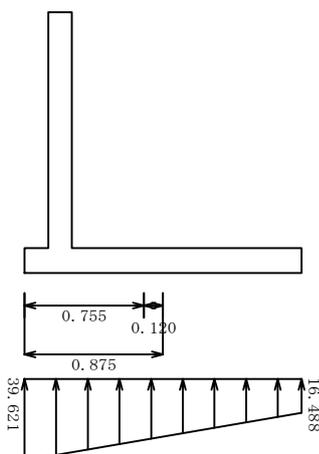
e : 偏心量 (m)

[1] 常時



• 載荷位置 a (堅壁背面より後方)

地盤反力の作用幅 (m)	地盤反力の形状	地盤反力度 (kN/m ²)			判定
		qmin	qmax	許容値	
1.750	台形	29.035	43.645 ≤	200.000	○



• 載荷位置 b (仮想背面より後方)

地盤反力の作用幅 (m)	地盤反力の形状	地盤反力度 (kN/m ²)			判定
		qmin	qmax	許容値	
1.750	台形	16.488	39.621 ≤	200.000	○

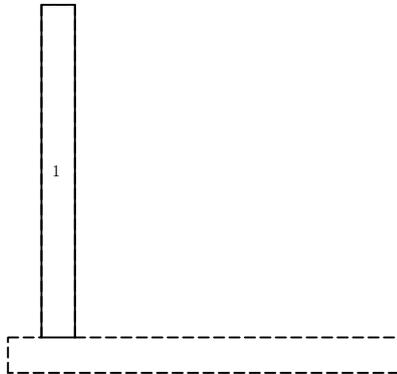
4章 縦壁の設計

4.1 縦壁基部の設計

4.1.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) 躯体

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	0.150 × 1.500 × 1.000	0.225	0.075	0.750	0.017	0.169	
Σ		0.225	—	—	0.017	0.169	

$$\text{重心 } X_G = \Sigma (V_i \cdot X_i) / \Sigma V_i = 0.017 / 0.225 = 0.075 \text{ (m)}$$

$$Y_G = \Sigma (V_i \cdot Y_i) / \Sigma V_i = 0.169 / 0.225 = 0.750 \text{ (m)}$$

4.1.2 躯体自重, 任意荷重

(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)	24.000 × 0.225 = 5.400	0.000

作用位置

$$X = X_c - X_G = 0.075 - 0.075 = 0.000 \text{ m}$$

ここに、

X_c : 設計断面位置での縦壁前面から設計断面中心までの水平距離(m)

4.1.3 土圧・水圧

[1] 常時

土圧は土圧係数により求める。

$$\begin{aligned} \text{仮想背面の位置 (断面中心からの距離)} \quad x_p &= 0.075 \text{ m} \\ y_p &= 0.000 \text{ m} \end{aligned}$$

仮想背面の高さ	H = 1.500 m
水位面より上の高さ	H1 = 1.500 m
水位面より下の高さ	H2 = 0.000 m
土圧作用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	$\gamma_s = 17.000 \text{ kN/m}^3$
背面土砂のせん断抵抗角	$\phi = 30.000^\circ$
地表面が水平面となす角度	$\beta = 0.000^\circ$
壁面摩擦角	$\delta = 20.000^\circ$

土圧作用面の上端土圧

$$p1 = K \cdot q = 0.4000 \times 5.000 = 2.000 \text{ kN/m}^2$$

水位面での土圧

$$\begin{aligned} p2 &= K \cdot \gamma_s \cdot H1 + p1 \\ &= 0.4000 \times 17.000 \times 1.500 + 2.000 \\ &= 12.200 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

土圧作用面の下端土圧

$$p3 = p2 = 12.200 \text{ kN/m}^2$$

水位以上の土圧力

$$P1 = \frac{1}{2} \cdot (p1 + p2) \cdot H1 = \frac{1}{2} \times (2.000 + 12.200) \times 1.500 = 10.650 \text{ kN}$$

水位以下の土圧力

$$P2 = \frac{1}{2} \cdot (p2 + p3) \cdot H2 = \frac{1}{2} \times (12.200 + 12.200) \times 0.000 = 0.000 \text{ kN}$$

土圧力

$$P = P1 + P2 = 10.650 + 0.000 = 10.650 \text{ kN}$$

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

$$Ph = P \cdot \cos(\alpha + \delta) = 10.650 \times \cos(0.000^\circ + 20.000^\circ) = 10.008 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$Pv = P \cdot \sin(\alpha + \delta) = 10.650 \times \sin(0.000^\circ + 20.000^\circ) = 3.643 \text{ kN}$$

作用位置

$$\begin{aligned} M1 &= P1 \cdot \left(\frac{2 \cdot p1 + p2}{p1 + p2} \cdot \frac{H1}{3} + H2 \right) \\ &= 10.650 \times \left(\frac{2 \times 2.000 + 12.200}{2.000 + 12.200} \times \frac{1.500}{3} + 0.000 \right) \\ &= 6.075 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

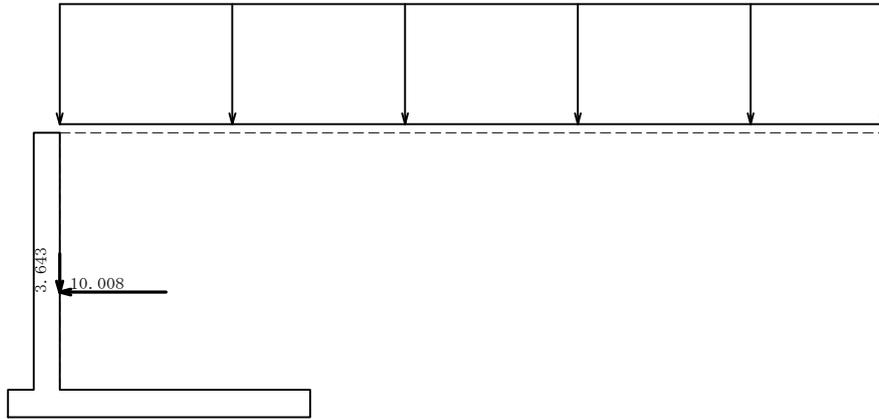
$$\begin{aligned} M2 &= P2 \cdot \left(\frac{2 \cdot p2 + p3}{p2 + p3} \cdot \frac{H2}{3} \right) \\ &= 0.000 \times \left(\frac{2 \times 12.200 + 12.200}{12.200 + 12.200} \times \frac{0.000}{3} \right) \\ &= 0.000 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

$$H_o = \frac{M_1 + M_2}{P_1 + P_2} = \frac{6.075 + 0.000}{10.650 + 0.000} = 0.570 \text{ m}$$

$$x = H_o \cdot \tan \alpha - x_p = 0.570 \times \tan 0.000^\circ - 0.075 = -0.075 \text{ m}$$

$$y = y_p + H_o = 0.000 + 0.570 = 0.570 \text{ m}$$

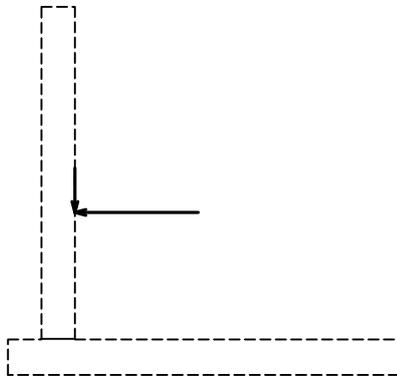
・土圧図



4.1.4 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)	$M = M_{x_i} + M_{y_i}$ (kN·m)
自重	5.400	0.000	0.000	0.000	0.000
土圧	3.643	10.008	-0.075	0.570	5.708
合計	0.000	10.008	—	—	5.708

※ 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

4.1.5 断面計算（許容応力度法）

(1) 鉄筋配置



単鉄筋

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	6.00	D13	1.267	4.000
	2	—	—	—	—

引張側必要鉄筋量 3.254 (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 = 150.000
- 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)
- σ_c : コンクリートの曲げ圧縮応力度 (N/mm²)
- σ_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)		判定
				計算値	許容値	計算値	許容値	
常時	5.708	0.000	3.016	4.734	≤ 7.000	140.902	≤ 215.000	○

(3)せん断応力度の照査

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

$$j = 1 - \frac{k}{3}$$

$$k = \sqrt{2n \cdot p + (n \cdot p)^2} - n \cdot p$$

$$p = \frac{A_s}{b \cdot d}$$

ここに、

τ_m : コンクリートの最大せん断応力度 (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)

j : コンクリートの圧縮応力の合力から鉄筋の図心までの距離と有効高さとの比

k : 中立軸からコンクリート圧縮縁までの距離と有効高さとの比

n : ヤング係数比

p : 鉄筋比

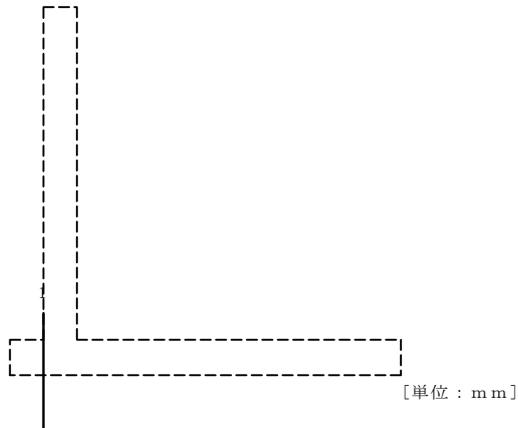
A_s : 鉄筋量 (mm²)

荷重状態 (水 位)	せん断力 S_h (kN)	有効高 d (cm)	j	せん断応力度 (N/mm ²)			判 定
				計算値 τ	許容値 τ_{a1}	許容値 τ_{a2}	
常時	10.008	9.000	0.888	0.125 ≤	0.700	1.600	○

5章 つま先版の設計

5.1 照査位置[1]の設計

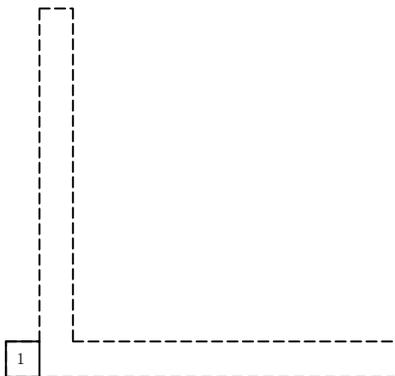
付け根からの距離 = 0.000 m



5.1.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) 躯体

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 X_i (m)	$V_i \cdot X_i$	備考
1	$0.150 \times 0.160 \times 1.000$	0.024	0.075	0.002	
Σ		0.024	—	0.002	

$$\text{重心位置 } XG = \Sigma (V_i \cdot X_i) / \Sigma V_i = 0.002 / 0.024 = 0.075 \text{ (m)}$$

5.1.2 躯体自重，土砂重量，任意荷重，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 $W = \gamma \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体	$24.000 \times 0.024 = 0.576$	0.075

5.1.3 地盤反力

鉛直力

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

作用位置

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

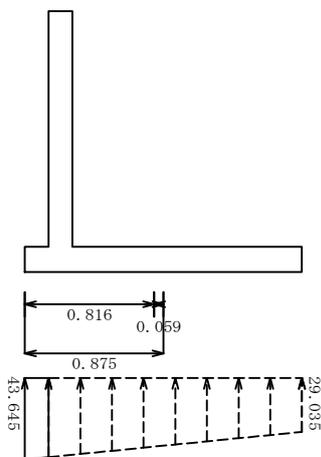
ここに、

q1 : つま先版前面位置の地盤反力度 (kN/m²)

q2 : つま先版設計位置の地盤反力度 (kN/m²)

L : 地盤反力作用幅 (m)

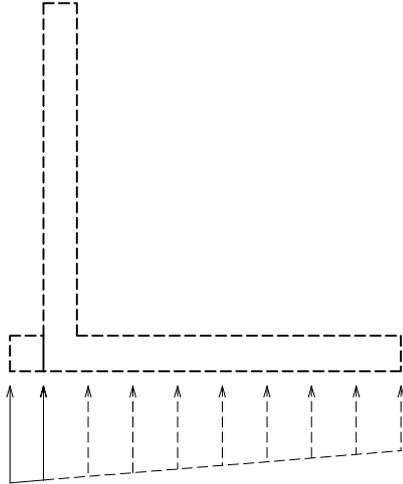
[1] 常時



地盤反力度 (kN/m ²)		作用幅 L (m)	鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2			
43.645	29.035	0.875	-6.453	0.075

5.1.4 断面力の集計

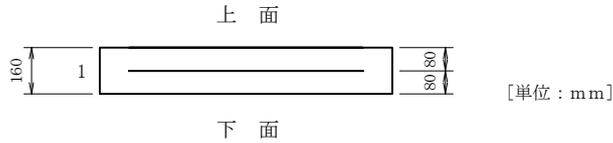
[1] 常時



項目	N_i (kN)	X_i (m)	$M = N_i \cdot X_i$ (kN·m)
自重	-0.576	0.075	-0.043
地盤反力	6.453	0.075	0.486
合計	5.877	—	0.443

5.1.5 断面計算（許容応力度法）

(1) 鉄筋配置



単鉄筋

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	8.00	D13	1.267	4.000	5.068
	2	—	—	—	—	—

引張側必要鉄筋量 0.267 (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

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

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

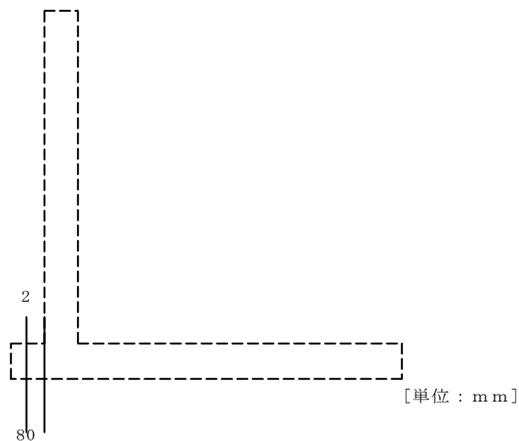
ここに、

- 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 = 160.000
- 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)
- σ_c : コンクリートの曲げ圧縮応力度 (N/mm²)
- σ_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)		判 定
			計算値	許容値	計算値	許容値	
常時	0.443	2.809	0.446	≤ 7.000	12.380	≤ 215.000	○

5.2 照査位置[2]の設計

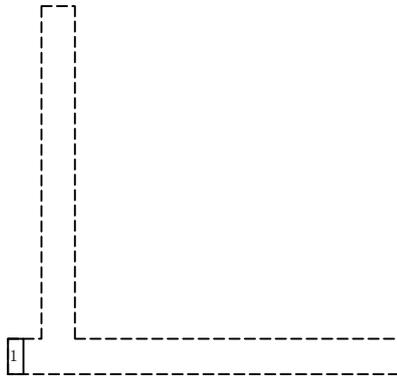
付け根からの距離 = 0.080 m



5.2.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) 躯体

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 X_i (m)	$V_i \cdot X_i$	備考
1	$0.070 \times 0.160 \times 1.000$	0.011	0.035	0.000	
Σ		0.011	—	0.000	

$$\text{重心位置 } XG = \Sigma (V_i \cdot X_i) / \Sigma V_i = 0.000 / 0.011 = 0.035 \text{ (m)}$$

5.2.2 躯体自重，土砂重量，任意荷重，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 $W = \gamma \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体	$24.000 \times 0.011 = 0.269$	0.035

5.2.3 地盤反力

鉛直力

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

作用位置

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

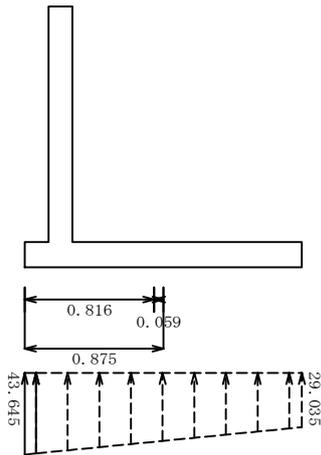
ここに、

q_1 : つま先版前面位置の地盤反力度 (kN/m²)

q_2 : つま先版設計位置の地盤反力度 (kN/m²)

L : 地盤反力作用幅 (m)

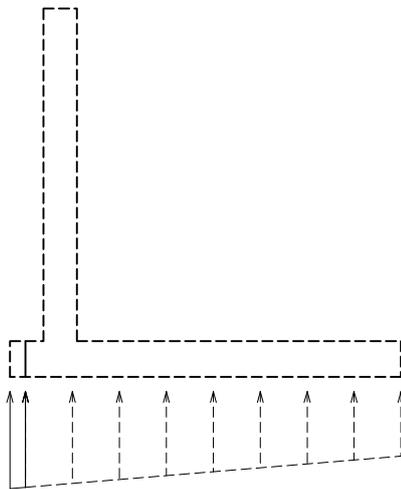
[1] 常時



地盤反力度 (kN/m ²)		作用幅 L (m)	鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2			
43.645	43.061	0.070	-3.035	0.035

5.2.4 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	-0.269	0.035	-0.009
地盤反力	3.035	0.035	0.106
合計	2.766	—	0.097

5.2.5 断面計算（許容応力度法）

(1)せん断応力度の照査

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

$$j = 1 - \frac{k}{3}$$

$$k = \sqrt{2n \cdot p + (n \cdot p)^2} - n \cdot p$$

$$p = \frac{A_s}{b \cdot d}$$

ここに、

τ_m : コンクリートの最大せん断応力度(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)

j : コンクリートの圧縮応力の合力から鉄筋の図心までの距離と有効高さとの比

k : 中立軸からコンクリート圧縮縁までの距離と有効高さとの比

n : ヤング係数比

p : 鉄筋比

A_s : 鉄筋量(mm²)

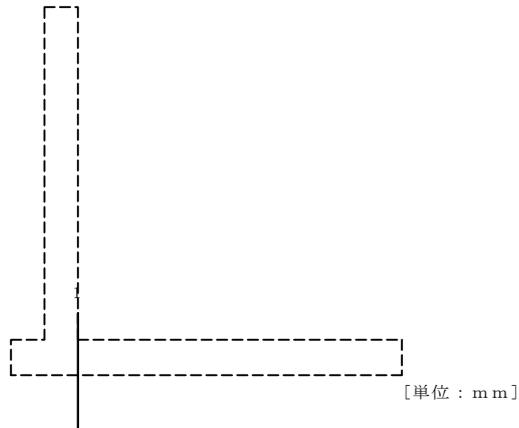
τ_{a1} : コンクリートのみでせん断力を負担する場合の許容せん断応力度(N/mm²)

荷重状態 (水 位)	せん断力 S_h (kN)	有効高 d (mm)	j	せん断応力度 (N/mm ²)		判 定
				計算値 τ	許容値 τ_{a1}	
常時	2.766	80.000	0.883	0.039	\leq 0.700	○

6章 かかと版の設計

6.1 照査位置[1]の設計

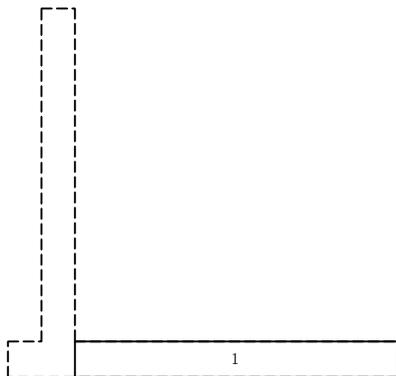
付け根からの距離 = 0.000 m



6.1.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) 躯体

1) ブロック割り



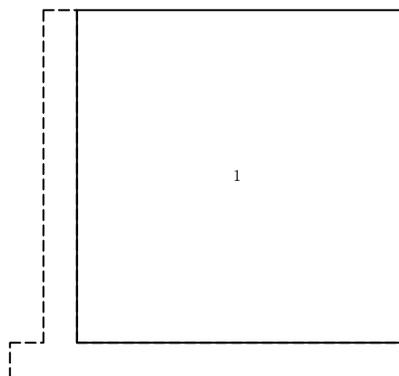
2) 体積・重心

区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 V_i (m^3)	重心位置 X_i (m)	$V_i \cdot X_i$	備考
1	$1.450 \times 0.160 \times 1.000$	0.232	0.725	0.168	
Σ		0.232	—	0.168	

$$\text{重心位置 } XG = \Sigma (V_i \cdot X_i) / \Sigma V_i = 0.168 / 0.232 = 0.725 \text{ (m)}$$

(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 V_i (m^3)	重心位置 X_i (m)	$V_i \cdot X_i$	備考
1	$1.450 \times 1.500 \times 1.000$	2.175	0.725	1.577	
Σ		2.175	—	1.577	

$$\text{重心位置 } X_G = \Sigma (V_i \cdot X_i) / \Sigma V_i = 1.577 / 2.175 = 0.725 \text{ (m)}$$

6.1.2 躯体自重, 土砂重量, 任意荷重, 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 $W = \gamma \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体	$24.000 \times 0.232 = 5.568$	0.725

(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 (m^3)	重心位置 X (m)	体積 V_l (m^3)	重心位置 X_l (m)
土砂(背面)	2.175	0.725	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(背面)	2.175	0.725

水位より上の体積

$$V_u = V - V_l$$

水位より上の重心位置

$$X_u = (V \cdot X - V_l \cdot X_l) / V_u$$

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 $W_l = V_l \cdot (\text{土の飽和重量})$ (kN)
土砂(背面)	$2.175 \times 17.000 = 36.975$	$0.000 \times 17.800 = 0.000$

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)	36.975	0.725

(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	5.568	0.725	4.037
背面土砂	36.975	0.725	26.807
合計	42.543	—	30.844

6.1.3 地盤反力

鉛直力

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

作用位置

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

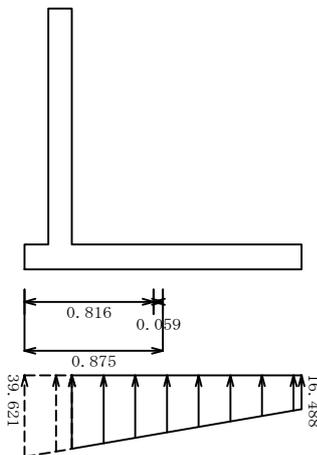
ここに、

q_1 : かかと版前面位置の地盤反力度 (kN/m²)

q_2 : かかと版設計位置の地盤反力度 (kN/m²)

L : 地盤反力作用幅 (m)

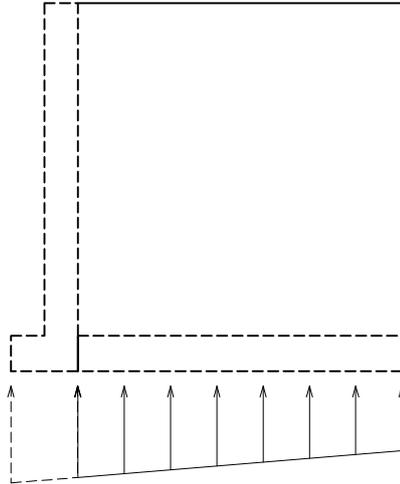
[1] 常時



地盤反力度 (kN/m ²)		作用幅 L (m)	鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q_1	q_2			
16.488	35.655	1.450	37.804	0.636

6.1.4 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	42.543	0.725	30.844
地盤反力	-37.804	0.636	-24.050
合計	4.739	—	6.794

縦壁基部の断面力 $M1 = 5.708 \text{ kN}\cdot\text{m}$

かかと版付け根の断面力 $M3 = 6.794 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$M3 > M1$ となったので、付け根の断面力として $M1$ を適用します。

6.1.5 断面計算（許容応力度法）

(1)鉄筋配置



単鉄筋

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	4.000	5.068
	2	—	—	—	—
下面	1'	—	—	—	—
	2'	—	—	—	—

引張側必要鉄筋量 $3.701 \text{ (cm}^2\text{)}$

(2) 曲げ応力度の照査

(参考)

中立軸の算出

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

より x を求める。

応力度の算出

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

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

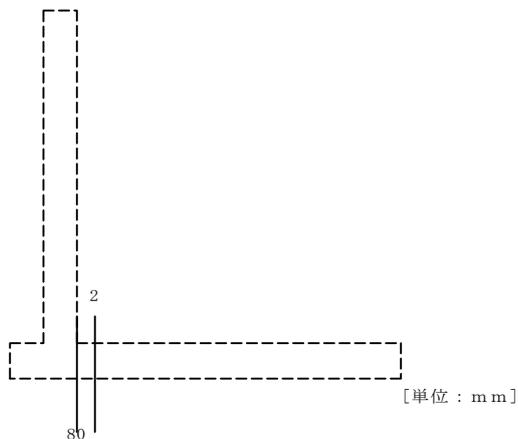
ここに、

- 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 = 160.000
- 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)
- σ_c : コンクリートの曲げ圧縮応力度 (N/mm²)
- σ_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)		判定
			計算値	許容値	計算値	許容値	
常時	5.708	2.809	5.752	≤ 7.000	159.481	≤ 215.000	○

6.2 照査位置[2]の設計

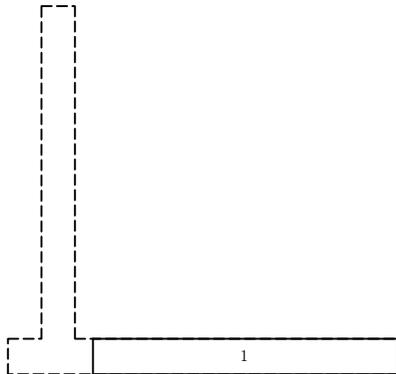
付け根からの距離 = 0.080 m



6.2.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) 躯体

1) ブロック割り



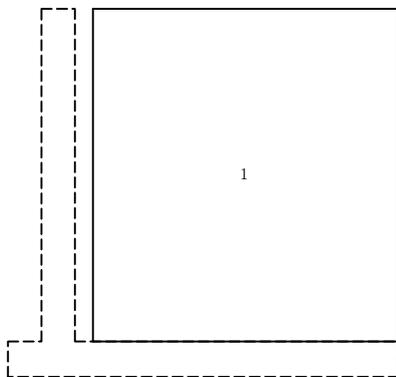
2) 体積・重心

区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 Vi (m ³)	重心位置 Xi (m)	Vi · Xi	備考
1	1.370 × 0.160 × 1.000	0.219	0.685	0.150	
Σ		0.219	—	0.150	

$$\text{重心位置 } XG = \Sigma (Vi \cdot Xi) / \Sigma Vi = 0.150 / 0.219 = 0.685 \text{ (m)}$$

(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 (m ³)	重心位置 Xi (m)	Vi · Xi	備考
1	1.370 × 1.500 × 1.000	2.055	0.685	1.408	
Σ		2.055	—	1.408	

$$\text{重心位置 } XG = \Sigma (Vi \cdot Xi) / \Sigma Vi = 1.408 / 2.055 = 0.685 \text{ (m)}$$

6.2.2 躯体自重，土砂重量，任意荷重，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 $W = \gamma \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体	$24.000 \times 0.219 = 5.261$	0.685

(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 (m^3)	重心位置 X (m)	体積 $V1$ (m^3)	重心位置 $X1$ (m)
土砂(背面)	2.055	0.685	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 Xu (m)
土砂(背面)	2.055	0.685

水位より上の体積

$$Vu = V - V1$$

水位より上の重心位置

$$Xu = (V \cdot X - V1 \cdot X1) / Vu$$

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 $W1 = V1 \cdot (\text{土の飽和重量})$ (kN)
土砂(背面)	$2.055 \times 17.000 = 34.935$	$0.000 \times 17.800 = 0.000$

位置	重量 W $Wu + W1$ (kN)	作用位置 X $(Wu \cdot Xu + W1 \cdot X1) / W$ (m)
土砂(背面)	34.935	0.685

(3) 自重集計

[1] 常時

	重量 Ni (kN)	作用位置 Xi (m)	モーメント $Ni \cdot Xi$ (kN.m)
躯体	5.261	0.685	3.604
背面土砂	34.935	0.685	23.930
合計	40.196	—	27.534

6.2.3 地表面の載荷荷重，雪荷重

鉛直力

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

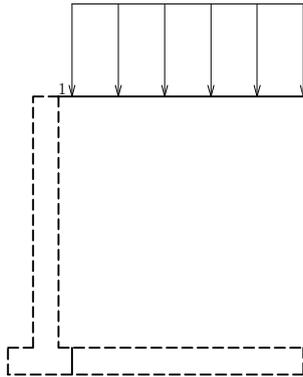
ここに、

q : 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	1.370	13.700	0.685

6.2.4 地盤反力

鉛直力

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

作用位置

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

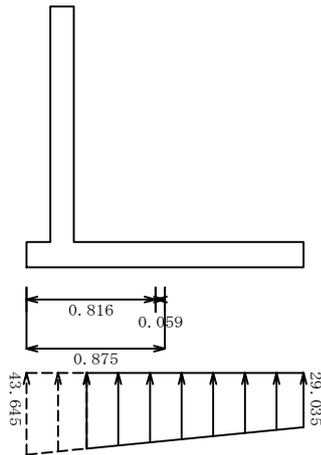
ここに、

q1 : かかと版前面位置の地盤反力度 (kN/m²)

q2 : かかと版設計位置の地盤反力度 (kN/m²)

L : 地盤反力作用幅 (m)

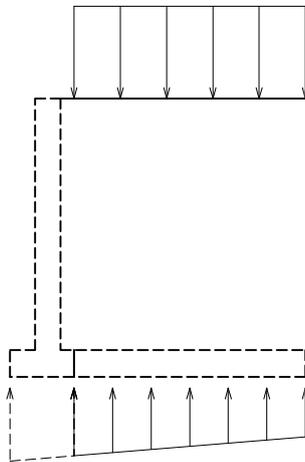
[1] 常時



地盤反力度 (kN/m ²)		作用幅 L (m)	鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2			
29.035	40.473	1.370	47.613	0.647

6.2.5 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	40.196	0.685	27.534
載荷、雪	13.700	0.685	9.384
地盤反力	-47.613	0.647	-30.826
合計	6.283	—	6.092

6.2.6 断面計算（許容応力度法）

(1) せん断応力度の照査

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

$$j = 1 - \frac{k}{3}$$

$$k = \sqrt{2n \cdot p + (n \cdot p)^2} - n \cdot p$$

$$p = \frac{A_s}{b \cdot d}$$

ここに、

τ_m : コンクリートの最大せん断応力度 (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)

j : コンクリートの圧縮応力の合力から鉄筋の図心までの距離と有効高さとの比

k : 中立軸からコンクリート圧縮縁までの距離と有効高さとの比

n : ヤング係数比

p : 鉄筋比

A_s : 鉄筋量 (mm²)

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)	j	せん断応力度 (N/mm ²)		判 定
				計算値 τ	許容値 τ_{a1}	
常時	6.283	80.000	0.883	0.089	\leq 0.700	○

【 T1.5 】

1章 設計条件

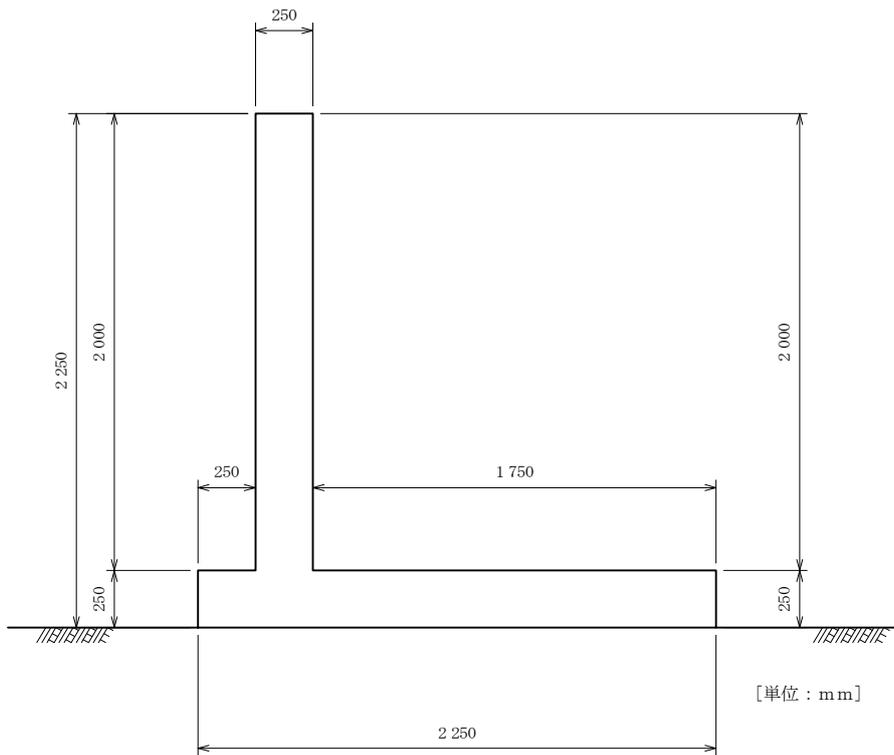
1.1 適用基準

ぎょうせい、盛土等防災マニュアルの解説 令和5年11月

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) : $\sigma_{ck} = 21$ (N/mm²)
底版 (鉄筋コンクリート) : $\sigma_{ck} = 21$ (N/mm²)

【鉄筋】 種類 : SD345

【土質】 裏込め土 : 砂質土
埋戻し土 : 砂質土
支持地盤 : 砂質地盤

【内部摩擦角】 背面土砂 : 30.00 (度)

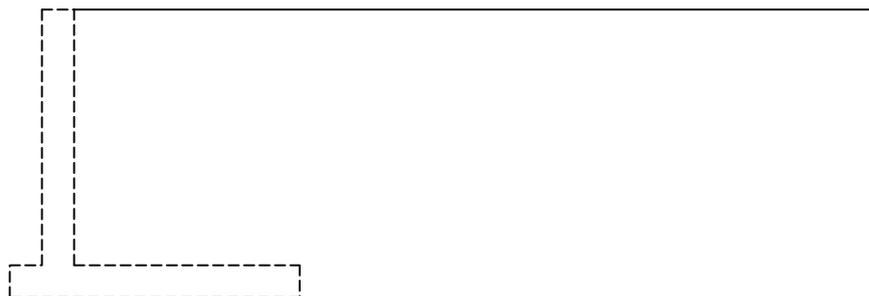
【単位体積重量】

(kN/m³)

軀 体	鉄筋コンクリート	24.000	
水	浮力算出用	9.800	
	土 砂	湿潤重量	飽和重量
	背 面	17.000	17.800
	前 面	17.000	17.800

1.5 土砂

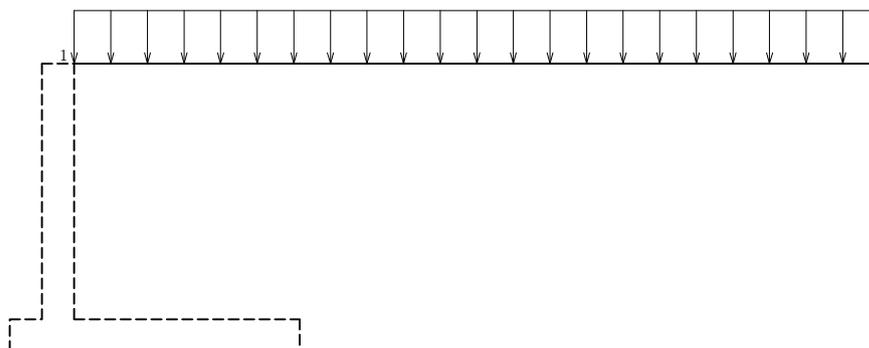
(1) 背面土砂形状



擁壁天端と地表面始点のレベル差	(m)	0.000
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 豎 壁
			始端側	終端側	
1	0.000	∞	10.000	10.000	○

1.7 任意荷重

考慮しない

1.8 土圧

・土圧式：クーロン(物部・岡部)

・土圧係数直接入力

荷重状態	安定計算 土圧係数	堅壁設計 土圧係数
常時	0.40000	0.40000

・土圧の作用面の壁面摩擦角(度)

荷重状態	主働土圧			受働土圧
	安定計算時	堅壁設計時	切土	
常時土圧	0.000	20.000	———	———

・安定計算時の土圧の仮想背面は、かかと端(かかところ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 0.000 (度)

・粘着力(kN/m²)

荷重状態	主働土圧用	受働土圧用
常時	0.000	———

1.9 荷重組み合わせ

No	荷重名称	コメント
1	常時	常時

	荷重名称	1
土砂	砂質土	
載荷荷重	載荷荷重	○
主働土圧	考慮しない	
	常時土圧	○

照査項目	1	
許容応力度法	安定・断面	
限界状態設計法	照査性能	———
	剛体安定	———
	断面破壊	———

照査性能を全ケース「安全・使用」とする

1.10 基礎の条件

1.10.1 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 μ	0.400

1.11 安定計算の許容値及び部材の許容応力度

1.11.1 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	200.000

1.11.2 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)

・鉄筋径 $\leq 28\text{mm}$ (N/mm²)

荷 重 状 態	コンクリートの 圧縮応力度 σ_{ca}	鉄筋の 引張応力度 σ_{sa}	せん断 応力度		鉄筋の 圧縮応力度 σ_{sba}
			τ_{a1}	τ_{a2}	
常時	7.000	215.000	0.700	1.600	215.000

・鉄筋径 $> 28\text{mm}$ (N/mm²)

荷 重 状 態	鉄筋の 引張応力度 σ_{sa}	鉄筋の 圧縮応力度 σ_{sba}
常時	195.000	195.000

2) 底版 (一般部材)

・鉄筋径 $\leq 28\text{mm}$ (N/mm²)

荷 重 状 態	コンクリートの 圧縮応力度 σ_{ca}	鉄筋の 引張応力度 σ_{sa}	せん断 応力度		鉄筋の 圧縮応力度 σ_{sba}
			τ_{a1}	τ_{a2}	
常時	7.000	215.000	0.700	1.600	—————

・鉄筋径 $> 28\text{mm}$ (N/mm²)

荷 重 状 態	鉄筋の 引張応力度 σ_{sa}	鉄筋の 圧縮応力度 σ_{sba}
常時	195.000	—————

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せん断応力度

τ_{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 結果一覧

1. 安定計算

(1) 転倒に対する照査

荷重状態 (水 位)	つま先での作用力		転倒安全率		判定
	抵抗M (kN.m)	転倒M (kN.m)	計算値	安全率	
常時	101.501	17.971	5.648	≥ 1.500	○

(2) 滑動に対する照査

荷重状態 (水 位)	フーチング中心の作用力		滑動安全率		判定
	N (kN)	H (kN)	計算値	安全率	
常時	85.000	21.712	1.566	≥ 1.500	○

(3) 支持に対する照査

荷重状態 (水 位)	フーチング中心の作用力		反力作用幅 (m)	地盤反力度 (kN/m ²)		判定
	M (kN.m)	N (kN)		計算値	許容値	
常時	7.721	102.500	2.250	54.706	≤ 200.000	○

2. 断面計算 (許容応力度法)

(1) 曲げ応力度

部 材	荷重状態 (水 位)	M (kN.m)	圧縮応力度 (N/mm ²)		引張応力度 (N/mm ²)		判定
			計算値	許容値	計算値	許容値	
堅壁基部	常時	12.278	3.607	≤ 7.000	155.915	≤ 215.000	○
つま先照査1	常時	1.501	0.441	≤ 7.000	19.059	≤ 215.000	○
かかと照査1	常時	12.278	3.607	≤ 7.000	155.915	≤ 215.000	○

(2) せん断応力度

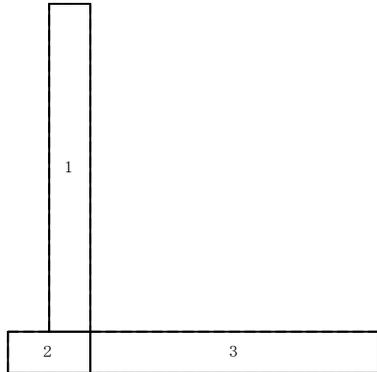
部 材	設計位置 (m)	荷重状態 (水 位)	せん断力 (kN)	せん断応力度 (N/mm ²)		判定
				計算値	許容値 τ a1 τ a2	
堅壁基部	0.000	常時	16.539	0.106	≤ 0.700 1.600	○
つま先照査2	0.125	常時	6.025	0.039	≤ 0.700 1.600	○
かかと照査2	0.125	常時	11.353	0.073	≤ 0.700 1.600	○

3章 安定計算

3.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) 躯体

1) ブロック割り



2) 体積・重心

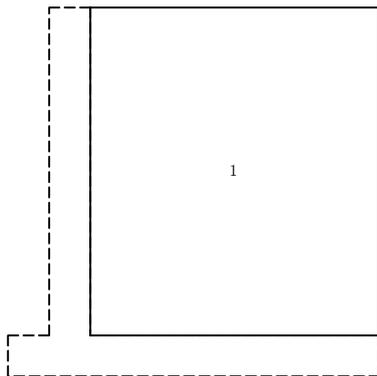
区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 V_i (m ³)	重心位置(m)		$V_i \cdot X_i$	$V_i \cdot Y_i$	備考
			X_i	Y_i			
1	$0.250 \times 2.000 \times 1.000$	0.500	0.375	1.250	0.188	0.625	
2	$0.500 \times 0.250 \times 1.000$	0.125	0.250	0.125	0.031	0.016	
3	$1.750 \times 0.250 \times 1.000$	0.438	1.375	0.125	0.602	0.055	
Σ		1.063	—	—	0.820	0.695	

$$\text{重心位置 } XG = \Sigma (V_i \cdot X_i) / \Sigma V_i = 0.820 / 1.063 = 0.772 \text{ (m)}$$

$$YG = \Sigma (V_i \cdot Y_i) / \Sigma V_i = 0.695 / 1.063 = 0.654 \text{ (m)}$$

(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 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	$1.750 \times 2.000 \times 1.000$	3.500	1.375	1.250	4.813	4.375	

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			
Σ		3.500	—	—	4.813	4.375	

$$\text{重心位置 } XG = \Sigma (Vi \cdot Xi) / \Sigma Vi = 4.813 / 3.500 = 1.375 \text{ (m)}$$

$$YG = \Sigma (Vi \cdot Yi) / \Sigma Vi = 4.375 / 3.500 = 1.250 \text{ (m)}$$

3.2 躯体自重，土砂重量，任意荷重，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	$24.000 \times 1.063 = 25.500$	0.772

(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 V1 (m³)	重心位置(m)	
		X	Y		X1	Y1
土砂(背面)	3.500	1.375	1.250	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)	3.500	1.375	1.250

水位より上の体積

$$Vu = V - V1$$

水位より上の重心位置

$$Xu = (V \cdot X - V1 \cdot X1) / Vu$$

$$Yu = (V \cdot Y - V1 \cdot Y1) / Vu$$

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 $W1 = V1 \cdot (\text{土の飽和重量})$ (kN)
土砂(背面)	$3.500 \times 17.000 = 59.500$	$0.000 \times 17.800 = 0.000$

位置	重量 W $Wu + W1$ (kN)	作用位置 X $(Wu \cdot Xu + W1 \cdot X1) / W$ (m)
土砂(背面)	59.500	1.375

(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
軀 体	25.500	0.000	0.772	0.000	19.688	0.000
背面土砂	59.500	0.000	1.375	0.000	81.813	0.000
合 計	85.000	0.000	——	——	101.501	0.000

3.3 地表面の載荷荷重, 雪荷重

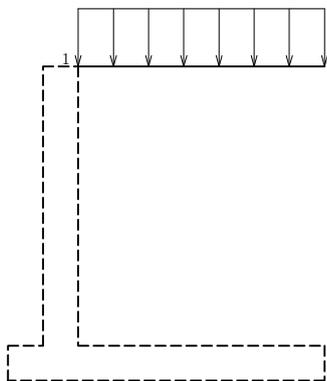
鉛直力

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

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	1.750	17.500	1.375

3.4 土圧・水圧

[1] 常時

土圧は土圧係数により求める。

仮想背面の位置 (つま先からの距離) xp = 2.250 m

yp = 0.000 m

仮想背面の高さ H = 2.250 m

水位面より上の高さ H1 = 2.250 m

水位面より下の高さ H2 = 0.000 m

土圧作用面が鉛直面となす角度 α = 0.000 °

土砂の単位体積重量 γs = 17.000 kN/m³

土砂のせん断抵抗角 φ = 30.000 °

地表面が水平面となす角度 β = 0.000 °

壁面摩擦角 δ = 0.000 °

土圧作用面上端土圧

$$p_1 = K \cdot q = 0.4000 \times 5.000 = 2.000 \text{ kN/m}^2$$

水位面での土圧

$$\begin{aligned} p_2 &= K \cdot \gamma_s \cdot H_1 + p_1 \\ &= 0.4000 \times 17.000 \times 2.250 + 2.000 \\ &= 17.300 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

土圧作用面下端土圧

$$p_3 = p_2 = 17.300 \text{ kN/m}^2$$

水位以上の土圧力

$$P_1 = \frac{1}{2} \cdot (p_1 + p_2) \cdot H_1 = \frac{1}{2} \times (2.000 + 17.300) \times 2.250 = 21.712 \text{ kN}$$

水位以下の土圧力

$$P_2 = \frac{1}{2} \cdot (p_2 + p_3) \cdot H_2 = \frac{1}{2} \times (17.300 + 17.300) \times 0.000 = 0.000 \text{ kN}$$

土圧力

$$P = P_1 + P_2 = 21.712 + 0.000 = 21.712 \text{ kN}$$

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

$$P_h = P \cdot \cos(\alpha + \delta) = 21.712 \times \cos(0.000^\circ + 0.000^\circ) = 21.712 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$P_v = P \cdot \sin(\alpha + \delta) = 21.712 \times \sin(0.000^\circ + 0.000^\circ) = 0.000 \text{ kN}$$

作用位置

$$\begin{aligned} M_1 &= P_1 \cdot \left(\frac{2 \cdot p_1 + p_2}{p_1 + p_2} \cdot \frac{H_1}{3} + H_2 \right) \\ &= 21.712 \times \left(\frac{2 \times 2.000 + 17.300}{2.000 + 17.300} \times \frac{2.250}{3} + 0.000 \right) \\ &= 17.972 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

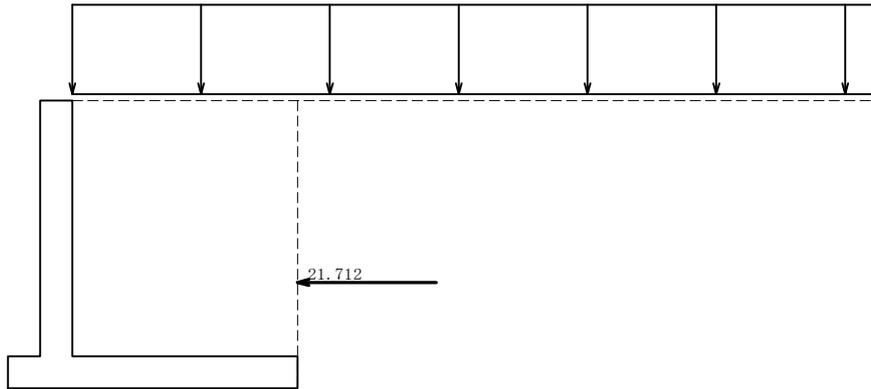
$$\begin{aligned} M_2 &= P_2 \cdot \left(\frac{2 \cdot p_2 + p_3}{p_2 + p_3} \cdot \frac{H_2}{3} \right) \\ &= 0.000 \times \left(\frac{2 \times 17.300 + 17.300}{17.300 + 17.300} \times \frac{0.000}{3} \right) \\ &= 0.000 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

$$H_o = \frac{M_1 + M_2}{P_1 + P_2} = \frac{17.972 + 0.000}{21.712 + 0.000} = 0.828 \text{ m}$$

$$x = x_p - H_o \cdot \tan \alpha = 2.250 - 0.828 \times \tan 0.000^\circ = 2.250 \text{ m}$$

$$y = y_p + H_o = 0.000 + 0.828 = 0.828 \text{ m}$$

・土圧図

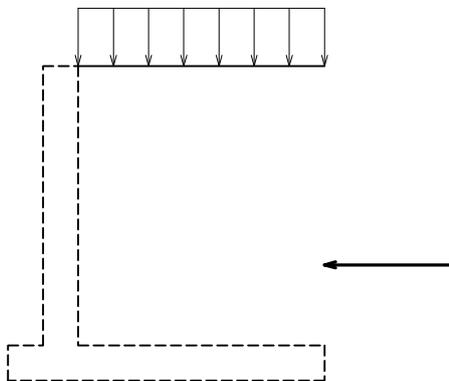


3.5 作用力の集計

(1) フーチング前面での作用力の集計

[1] 常時

(土圧の鉛直成分は集計されません)



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	85.000	0.000	1.194	0.000	101.501	0.000
載荷、雪	17.500	0.000	1.375	0.000	24.063	0.000
土圧	0.000	21.712	2.250	0.828	0.000	17.971
合計	102.500	21.712	—————	—————	125.563	17.971

・ 載荷位置 a (堅壁背面より後方)

荷重状態 (水位)	N_o (kN)	H_o (kN)	M_o (kN・m)
常時	102.500	21.712	107.592

・ 載荷位置 b (仮想背面より後方)

荷重状態 (水位)	N_o (kN)	H_o (kN)	M_o (kN・m)
常時	85.000	21.712	83.529

(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 : $B_j = 2.250$ (m)

・ 載荷位置 a (縦壁背面より後方)

■ 単位幅当り

荷重状態 (水 位)	N_c (kN)	H_c (kN)	M_c (kN.m)
常時	102.500	21.712	7.721

■ 全幅 (10.000m) 当り

荷重状態 (水 位)	N_c (kN)	H_c (kN)	M_c (kN.m)
常時	1025.000	217.125	77.209

・ 載荷位置 b (仮想背面より後方)

■ 単位幅当り

荷重状態 (水 位)	N_c (kN)	H_c (kN)	M_c (kN.m)
常時	85.000	21.712	12.096

■ 全幅 (10.000m) 当り

荷重状態 (水 位)	N_c (kN)	H_c (kN)	M_c (kN.m)
常時	850.000	217.125	120.959

3.6 安定計算結果

3.6.1 転倒に対する安定

$$F = \frac{Mr}{Mo} = \frac{|\Sigma V \cdot x_0 - \Sigma H \cdot y_0|}{|P_{AH} \cdot y_A - P_{AV} \cdot x_A|}$$

ここに、

Mr : 抵抗モーメント

Mo : 転倒モーメント

ΣV : 土圧の鉛直成分を除いた鉛直力の合計

x_0 : 土圧の鉛直成分を除いた鉛直力の合計の作用位置

ΣH : 土圧の水平成分を除いた水平力の合計

y_0 : 土圧の水平成分を除いた水平力の合計の作用位置

P_{AH} : 土圧の水平成分

y_A : 土圧の水平成分の作用位置

P_{AV} : 土圧の鉛直成分

x_A : 土圧の鉛直成分の作用位置

・ 載荷位置 a (堅壁背面より後方)

荷重状態 (水 位)	$\Sigma V \cdot x_0$ (kN. m)	$\Sigma H \cdot y_0$ (kN. m)	$P_{AH} \cdot y_A$ (kN. m)	$P_{AV} \cdot x_A$ (kN. m)
常時	125.563	0.000	17.971	0.000

荷重状態 (水 位)	Mr (kN. m)	Mo (kN. m)	安全率		判定
			$F = Mr/Mo$	許容値	
常時	125.563	17.971	6.987	≥ 1.500	○

・ 載荷位置 b (仮想背面より後方)

荷重状態 (水 位)	$\Sigma V \cdot x_0$ (kN. m)	$\Sigma H \cdot y_0$ (kN. m)	$P_{AH} \cdot y_A$ (kN. m)	$P_{AV} \cdot x_A$ (kN. m)
常時	104.125	0.000	17.971	0.000

荷重状態 (水 位)	Mr (kN. m)	Mo (kN. m)	安全率		判定
			$F = Mr/Mo$	許容値	
常時	101.501	17.971	5.648	≥ 1.500	○

3.6.2 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{R_v \cdot \mu + C_b \cdot B}{R_H}$$

ここに、

R_v : 底版下面における全鉛直荷重 (kN)

R_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, $\mu = 0.400$

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), $B = 2.250$

・ 載荷位置 a (堅壁背面より後方)

荷重状態 (水 位)	鉛直荷重 R _v (kN)	水平荷重 R _h (kN)	安全率 F _s	必要安全率 F _{sa}	判 定
常時	102.500	21.712	1.888	≥ 1.500	○

・ 載荷位置 b (仮想背面より後方)

荷重状態 (水 位)	鉛直荷重 R _v (kN)	水平荷重 R _h (kN)	安全率 F _s	必要安全率 F _{sa}	判 定
常時	85.000	21.712	1.566	≥ 1.500	○

3.6.3 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 : つま先から合力の作用点までの距離 (m)

ΣMr : つま先回りの抵抗モーメント (kN・m)

ΣMt : つま先回りの転倒モーメント (kN・m)

ΣV : 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 = 2.250

・ 載荷位置 a (堅壁背面より後方)

荷重状態 (水 位)	ΣMr (kN・m)	ΣMt (kN・m)	ΣV (kN)	d (m)	e (m)
常時	125.563	17.971	102.500	1.050	0.075

・ 載荷位置 b (仮想背面より後方)

荷重状態 (水 位)	ΣMr (kN・m)	ΣMt (kN・m)	ΣV (kN)	d (m)	e (m)
常時	101.501	17.971	85.000	0.983	0.142

(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

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

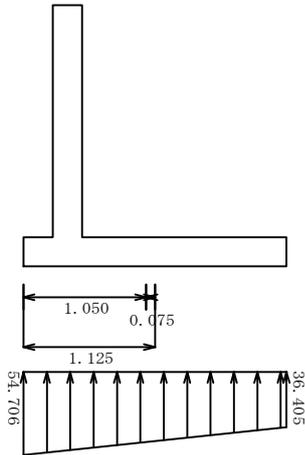
ここに、

ΣV : 底版下面に作用する全鉛直荷重 (kN)

B : 底版幅 (m), B = 2.250

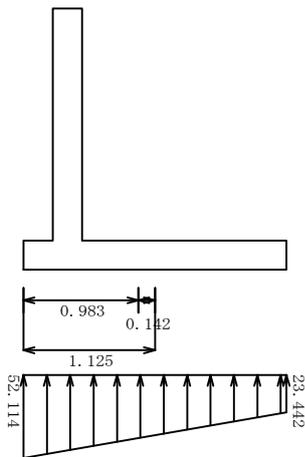
e : 偏心量 (m)

[1] 常時



- ・ 載荷位置 a (堅壁背面より後方)

地盤反力の作用幅 (m)	地盤反力の形状	地盤反力度 (kN/m ²)			判定
		qmin	qmax	許容値	
2.250	台形	36.405	54.706 ≤	200.000	○



- ・ 載荷位置 b (仮想背面より後方)

地盤反力の作用幅 (m)	地盤反力の形状	地盤反力度 (kN/m ²)			判定
		qmin	qmax	許容値	
2.250	台形	23.442	52.114 ≤	200.000	○

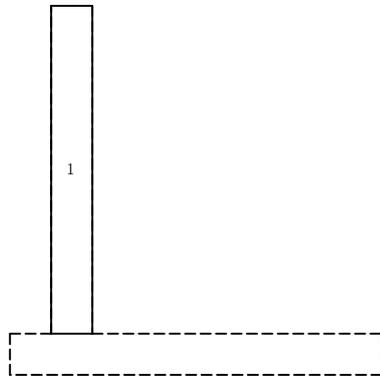
4章 縦壁の設計

4.1 縦壁基部の設計

4.1.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) 躯体

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	$0.250 \times 2.000 \times 1.000$	0.500	0.125	1.000	0.063	0.500	
Σ		0.500	—	—	0.063	0.500	

$$\text{重心 } X_G = \Sigma (V_i \cdot X_i) / \Sigma V_i = 0.063 / 0.500 = 0.125 \text{ (m)}$$

$$Y_G = \Sigma (V_i \cdot Y_i) / \Sigma V_i = 0.500 / 0.500 = 1.000 \text{ (m)}$$

4.1.2 躯体自重, 任意荷重

(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)	$24.000 \times 0.500 = 12.000$	0.000

作用位置

$$X = X_c - X_G = 0.125 - 0.125 = 0.000 \text{ m}$$

ここに、

X_c : 設計断面位置での縦壁前面から設計断面中心までの水平距離(m)

4.1.3 土圧・水圧

[1] 常時

土圧は土圧係数により求める。

$$\begin{aligned} \text{仮想背面の位置 (断面中心からの距離)} \quad x_p &= 0.125 \text{ m} \\ y_p &= 0.000 \text{ m} \end{aligned}$$

仮想背面の高さ	H = 2.000 m
水位面より上の高さ	H1 = 2.000 m
水位面より下の高さ	H2 = 0.000 m
土圧作用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	$\gamma_s = 17.000 \text{ kN/m}^3$
背面土砂のせん断抵抗角	$\phi = 30.000^\circ$
地表面が水平面となす角度	$\beta = 0.000^\circ$
壁面摩擦角	$\delta = 20.000^\circ$

土圧作用面上端土圧

$$p1 = K \cdot q = 0.4000 \times 5.000 = 2.000 \text{ kN/m}^2$$

水位面での土圧

$$\begin{aligned} p2 &= K \cdot \gamma_s \cdot H1 + p1 \\ &= 0.4000 \times 17.000 \times 2.000 + 2.000 \\ &= 15.600 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

土圧作用面下端土圧

$$p3 = p2 = 15.600 \text{ kN/m}^2$$

水位以上の土圧力

$$P1 = \frac{1}{2} \cdot (p1 + p2) \cdot H1 = \frac{1}{2} \times (2.000 + 15.600) \times 2.000 = 17.600 \text{ kN}$$

水位以下の土圧力

$$P2 = \frac{1}{2} \cdot (p2 + p3) \cdot H2 = \frac{1}{2} \times (15.600 + 15.600) \times 0.000 = 0.000 \text{ kN}$$

土圧力

$$P = P1 + P2 = 17.600 + 0.000 = 17.600 \text{ kN}$$

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

$$Ph = P \cdot \cos(\alpha + \delta) = 17.600 \times \cos(0.000^\circ + 20.000^\circ) = 16.539 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$Pv = P \cdot \sin(\alpha + \delta) = 17.600 \times \sin(0.000^\circ + 20.000^\circ) = 6.020 \text{ kN}$$

作用位置

$$\begin{aligned} M1 &= P1 \cdot \left(\frac{2 \cdot p1 + p2}{p1 + p2} \cdot \frac{H1}{3} + H2 \right) \\ &= 17.600 \times \left(\frac{2 \times 2.000 + 15.600}{2.000 + 15.600} \times \frac{2.000}{3} + 0.000 \right) \\ &= 13.067 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

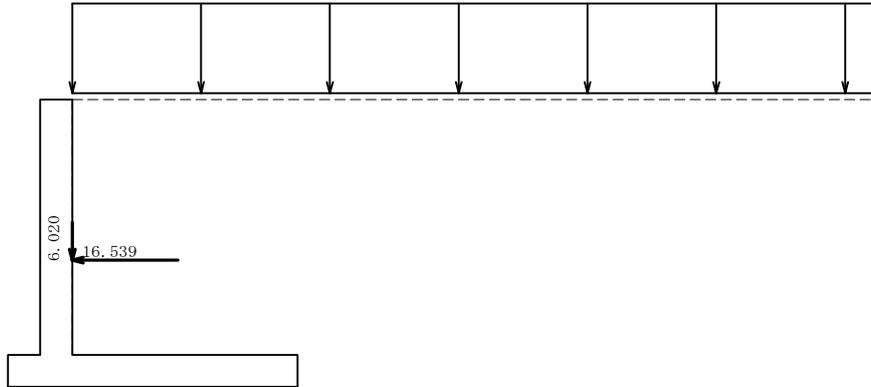
$$\begin{aligned} M2 &= P2 \cdot \left(\frac{2 \cdot p2 + p3}{p2 + p3} \cdot \frac{H2}{3} \right) \\ &= 0.000 \times \left(\frac{2 \times 15.600 + 15.600}{15.600 + 15.600} \times \frac{0.000}{3} \right) \\ &= 0.000 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

$$H_o = \frac{M_1 + M_2}{P_1 + P_2} = \frac{13.067 + 0.000}{17.600 + 0.000} = 0.742 \text{ m}$$

$$x = H_o \cdot \tan \alpha - x_p = 0.742 \times \tan 0.000^\circ - 0.125 = -0.125 \text{ m}$$

$$y = y_p + H_o = 0.000 + 0.742 = 0.742 \text{ m}$$

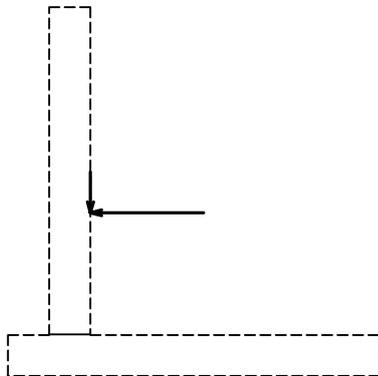
・土圧図



4.1.4 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

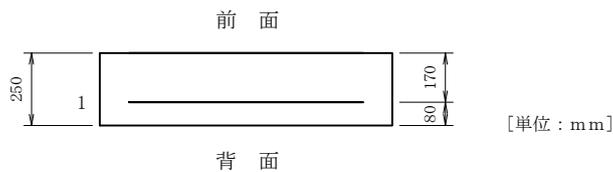


項目	N_i (kN)	H_i (kN)	X_i (m)	Y_i (m)	$M = M_{xi} + M_{yi}$ (kN·m)
自重	12.000	0.000	0.000	0.000	0.000
土圧	6.020	16.539	-0.125	0.742	12.278
合計	0.000	16.539	—————	—————	12.278

※ 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

4.1.5 断面計算（許容応力度法）

(1) 鉄筋配置



単鉄筋

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	8.00	D13	1.267	4.000
	2	—	—	—	—

引張側必要鉄筋量 3.629 (cm²)

(2) 曲げ応力度の照査

(参考)

中立軸の算出

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

より x を求める。

応力度の算出

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

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

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 = 250.000
- 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)
- σ_c : コンクリートの曲げ圧縮応力度 (N/mm²)
- σ_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)		判定
				計算値	許容値	計算値	許容値	
常時	12.278	0.000	4.379	3.607	≤ 7.000	155.915	≤ 215.000	○

(3)せん断応力度の照査

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

$$j = 1 - \frac{k}{3}$$

$$k = \sqrt{2n \cdot p + (n \cdot p)^2} - n \cdot p$$

$$p = \frac{A_s}{b \cdot d}$$

ここに、

τ_m : コンクリートの最大せん断応力度 (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)

j : コンクリートの圧縮応力の合力から鉄筋の図心までの距離と有効高さとの比

k : 中立軸からコンクリート圧縮縁までの距離と有効高さとの比

n : ヤング係数比

p : 鉄筋比

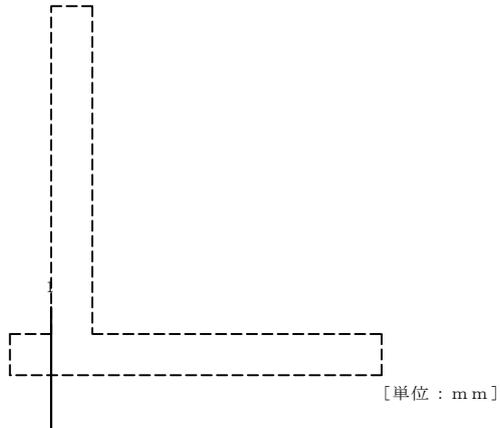
A_s : 鉄筋量 (mm²)

荷重状態 (水 位)	せん断力 S_h (kN)	有効高 d (cm)	j	せん断応力度 (N/mm ²)			判 定
				計算値 τ	許容値 τ_{a1}	許容値 τ_{a2}	
常時	16.539	17.000	0.914	0.106 ≤	0.700	1.600	○

5章 つま先版の設計

5.1 照査位置[1]の設計

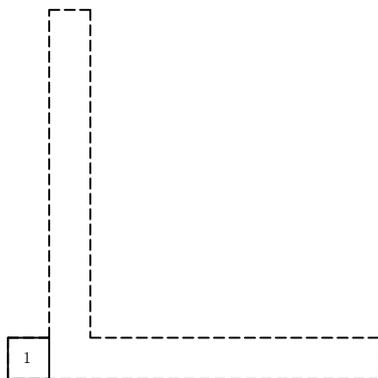
付け根からの距離 = 0.000 m



5.1.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) 躯体

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 X_i (m)	$V_i \cdot X_i$	備考
1	$0.250 \times 0.250 \times 1.000$	0.063	0.125	0.008	
Σ		0.063	—	0.008	

$$\text{重心位置 } XG = \Sigma (V_i \cdot X_i) / \Sigma V_i = 0.008 / 0.063 = 0.125 \text{ (m)}$$

5.1.2 躯体自重，土砂重量，任意荷重，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 $W = \gamma \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体	$24.000 \times 0.063 = 1.500$	0.125

5.1.3 地盤反力

鉛直力

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

作用位置

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

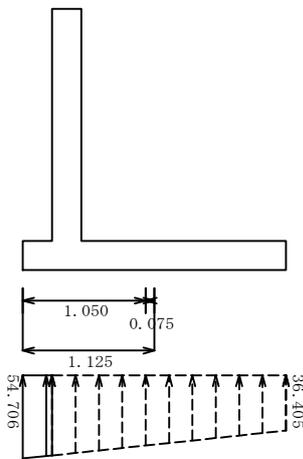
ここに、

q1 : つま先版前面位置の地盤反力度 (kN/m²)

q2 : つま先版設計位置の地盤反力度 (kN/m²)

L : 地盤反力作用幅 (m)

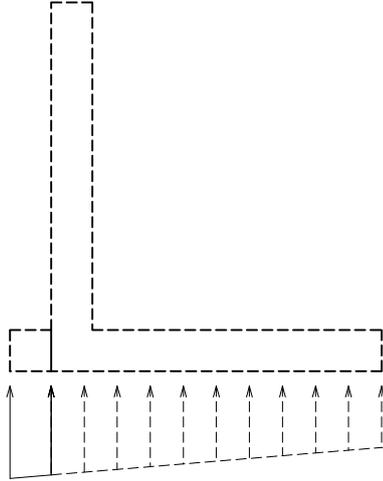
[1] 常時



地盤反力度 (kN/m ²)		作用幅 L (m)	鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2			
54.706	36.405	0.250	-13.422	0.126

5.1.4 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	-1.500	0.125	-0.188
地盤反力	13.422	0.126	1.688
合計	11.922	—	1.501

5.1.5 断面計算（許容応力度法）

(1) 鉄筋配置



単鉄筋

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	8.00	D13	1.267	4.000	5.068
	2	—	—	—	—	—

引張側必要鉄筋量 0.423 (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

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

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

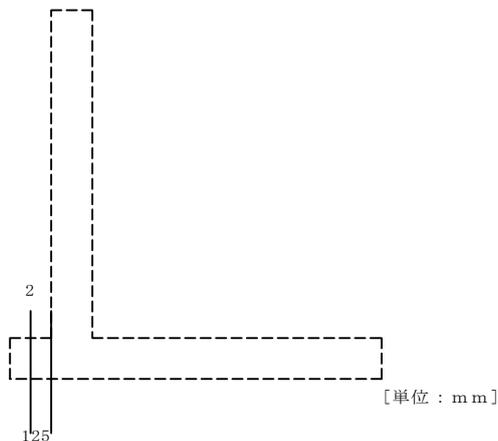
ここに、

- 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 = 250.000
- 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)
- σ_c : コンクリートの曲げ圧縮応力度 (N/mm²)
- σ_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)		判定
			計算値	許容値	計算値	許容値	
常時	1.501	4.379	0.441	≤ 7.000	19.059	≤ 215.000	○

5.2 照査位置[2]の設計

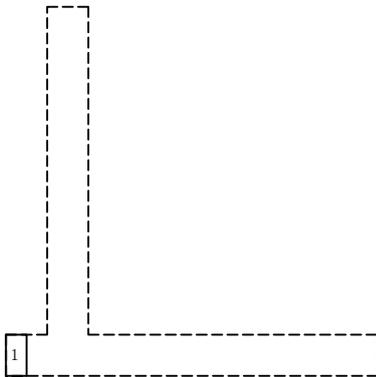
付け根からの距離 = 0.125 m



5.2.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) 躯体

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 X_i (m)	$V_i \cdot X_i$	備考
1	$0.125 \times 0.250 \times 1.000$	0.031	0.063	0.002	
Σ		0.031	—	0.002	

$$\text{重心位置 } XG = \Sigma (V_i \cdot X_i) / \Sigma V_i = 0.002 / 0.031 = 0.063 \text{ (m)}$$

5.2.2 躯体自重，土砂重量，任意荷重，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 $W = \gamma \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体	$24.000 \times 0.031 = 0.750$	0.063

5.2.3 地盤反力

鉛直力

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

作用位置

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

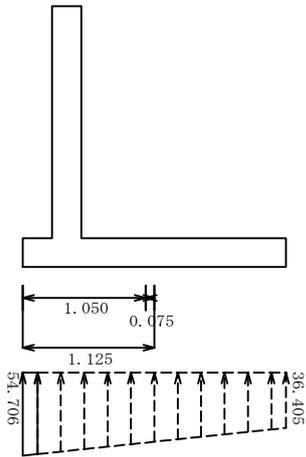
ここに、

q_1 : つま先版前面位置の地盤反力度 (kN/m²)

q_2 : つま先版設計位置の地盤反力度 (kN/m²)

L : 地盤反力作用幅 (m)

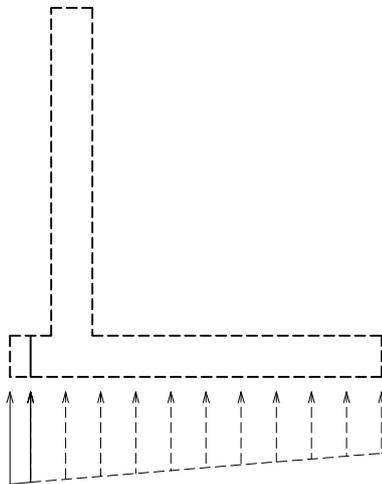
[1] 常時



地盤反力度 (kN/m ²)		作用幅 L (m)	鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2			
54.706	53.689	0.125	-6.775	0.063

5.2.4 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	-0.750	0.063	-0.047
地盤反力	6.775	0.063	0.425
合計	6.025	—	0.378

5.2.5 断面計算（許容応力度法）

(1)せん断応力度の照査

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

$$j = 1 - \frac{k}{3}$$

$$k = \sqrt{2n \cdot p + (n \cdot p)^2} - n \cdot p$$

$$p = \frac{A_s}{b \cdot d}$$

ここに、

τ_m : コンクリートの最大せん断応力度(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)

j : コンクリートの圧縮応力の合力から鉄筋の図心までの距離と有効高さとの比

k : 中立軸からコンクリート圧縮縁までの距離と有効高さとの比

n : ヤング係数比

p : 鉄筋比

A_s : 鉄筋量(mm²)

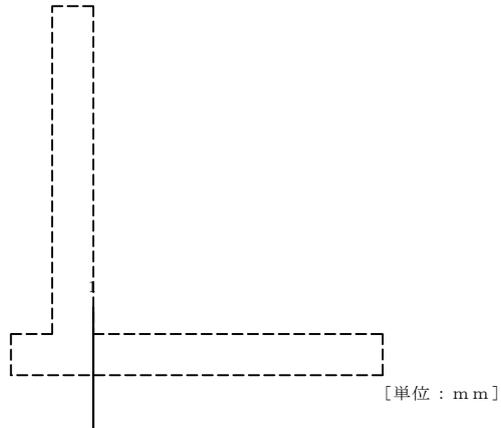
τ_{a1} : コンクリートのみでせん断力を負担する場合の許容せん断応力度(N/mm²)

荷重状態 (水 位)	せん断力 S_h (kN)	有効高 d (mm)	j	せん断応力度 (N/mm ²)		判 定
				計算値 τ	許容値 τ_{a1}	
常時	6.025	170.000	0.914	0.039	\leq 0.700	○

6章 かかと版の設計

6.1 照査位置[1]の設計

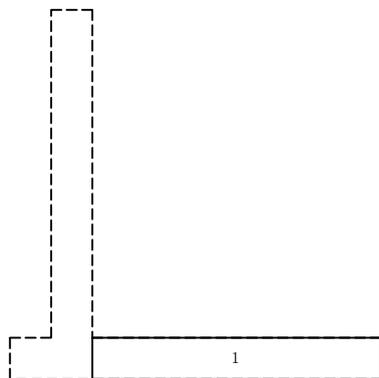
付け根からの距離 = 0.000 m



6.1.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) 躯体

1) ブロック割り



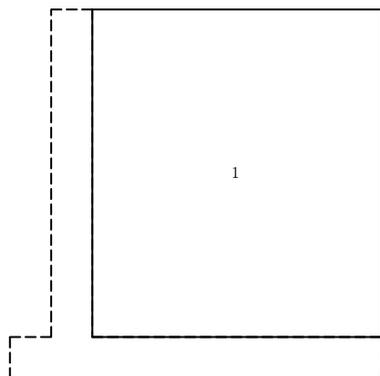
2) 体積・重心

区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 V_i (m^3)	重心位置 X_i (m)	$V_i \cdot X_i$	備考
1	$1.750 \times 0.250 \times 1.000$	0.438	0.875	0.383	
Σ		0.438	—	0.383	

$$\text{重心位置 } XG = \Sigma (V_i \cdot X_i) / \Sigma V_i = 0.383 / 0.438 = 0.875 \text{ (m)}$$

(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 V_i (m^3)	重心位置 X_i (m)	$V_i \cdot X_i$	備考
1	$1.750 \times 2.000 \times 1.000$	3.500	0.875	3.063	
Σ		3.500	—	3.063	

$$\text{重心位置 } X_G = \Sigma (V_i \cdot X_i) / \Sigma V_i = 3.063 / 3.500 = 0.875 \text{ (m)}$$

6.1.2 躯体自重, 土砂重量, 任意荷重, 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 $W = \gamma \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体	$24.000 \times 0.438 = 10.500$	0.875

(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 (m^3)	重心位置 X (m)	体積 V_1 (m^3)	重心位置 X_1 (m)
土砂(背面)	3.500	0.875	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(背面)	3.500	0.875

水位より上の体積

$$V_u = V - V_1$$

水位より上の重心位置

$$X_u = (V \cdot X - V_1 \cdot X_1) / V_u$$

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 $W_l = V_l \cdot (\text{土の飽和重量})$ (kN)
土砂(背面)	$3.500 \times 17.000 = 59.500$	$0.000 \times 17.800 = 0.000$

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)	59.500	0.875

(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	10.500	0.875	9.188
背面土砂	59.500	0.875	52.063
合計	70.000	—	61.250

6.1.3 地盤反力

鉛直力

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

作用位置

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

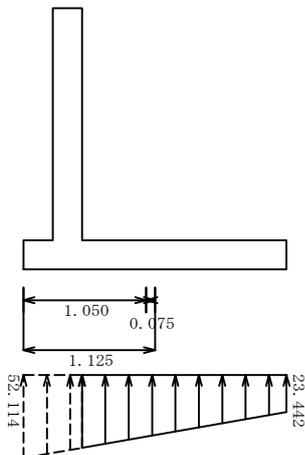
ここに、

q_1 : かかと版前面位置の地盤反力度 (kN/m²)

q_2 : かかと版設計位置の地盤反力度 (kN/m²)

L : 地盤反力作用幅 (m)

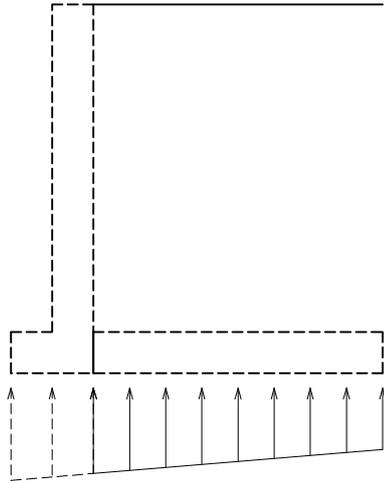
[1] 常時



地盤反力度 (kN/m ²)		作用幅 L (m)	鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q_1	q_2			
23.442	45.742	1.750	60.536	0.781

6.1.4 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	70.000	0.875	61.250
地盤反力	-60.536	0.781	-47.278
合計	9.464	—	13.972

堅壁基部の断面力 $M1 = 12.278 \text{ kN}\cdot\text{m}$

かかと版付け根の断面力 $M3 = 13.972 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$M3 > M1$ となったので、付け根の断面力として $M1$ を適用します。

6.1.5 断面計算（許容応力度法）

(1)鉄筋配置



単鉄筋

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	4.000	5.068
	2	—	—	—	—
下面	1'	—	—	—	—
	2'	—	—	—	—

引張側必要鉄筋量 $3.629 \text{ (cm}^2\text{)}$

(2) 曲げ応力度の照査

(参考)

中立軸の算出

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

より x を求める。

応力度の算出

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

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

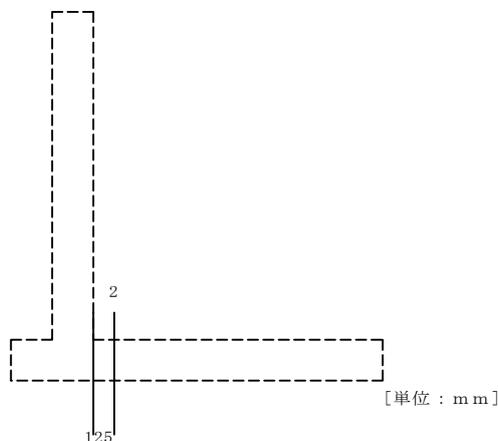
ここに、

- 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 = 250.000
- 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)
- σ_c : コンクリートの曲げ圧縮応力度 (N/mm²)
- σ_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)		判定
			計算値	許容値	計算値	許容値	
常時	12.278	4.379	3.607	≤ 7.000	155.915	≤ 215.000	○

6.2 照査位置[2]の設計

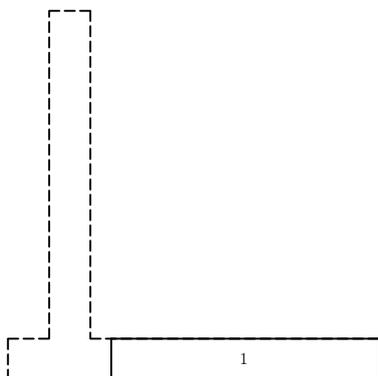
付け根からの距離 = 0.125 m



6.2.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) 躯体

1) ブロック割り



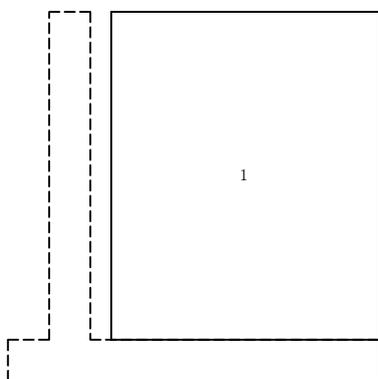
2) 体積・重心

区分	幅 × 計算式 高さ × 奥行	体積 Vi (m ³)	重心位置 Xi (m)	Vi・Xi	備考
1	1.625 × 0.250 × 1.000	0.406	0.813	0.330	
Σ		0.406	—	0.330	

重心位置 $XG = \Sigma (Vi \cdot Xi) / \Sigma Vi = 0.330 / 0.406 = 0.813$ (m)

(2) 背面土砂

1) ブロック割り



2) 体積・重心

区分	幅 × 計算式 高さ × 奥行	体積 Vi (m ³)	重心位置 Xi (m)	Vi・Xi	備考
1	1.625 × 2.000 × 1.000	3.250	0.813	2.641	
Σ		3.250	—	2.641	

重心位置 $XG = \Sigma (Vi \cdot Xi) / \Sigma Vi = 2.641 / 3.250 = 0.813$ (m)

6.2.2 躯体自重，土砂重量，任意荷重，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 $W = \gamma \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体	$24.000 \times 0.406 = 9.750$	0.813

(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 (m ³)	重心位置 X (m)	体積 $V1$ (m ³)	重心位置 $X1$ (m)
土砂(背面)	3.250	0.813	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 Xu (m)
土砂(背面)	3.250	0.813

水位より上の体積

$$Vu = V - V1$$

水位より上の重心位置

$$Xu = (V \cdot X - V1 \cdot X1) / Vu$$

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 $W1 = V1 \cdot (\text{土の飽和重量})$ (kN)
土砂(背面)	$3.250 \times 17.000 = 55.250$	$0.000 \times 17.800 = 0.000$

位置	重量 W $Wu + W1$ (kN)	作用位置 X $(Wu \cdot Xu + W1 \cdot X1) / W$ (m)
土砂(背面)	55.250	0.813

(3) 自重集計

[1] 常時

	重量 Ni (kN)	作用位置 Xi (m)	モーメント $Ni \cdot Xi$ (kN.m)
躯体	9.750	0.813	7.922
背面土砂	55.250	0.813	44.918
合計	65.000	—	52.840

6.2.3 地表面の載荷荷重，雪荷重

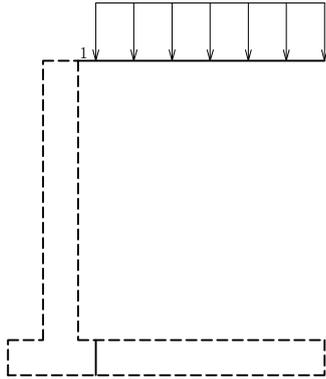
鉛直力

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

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	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	1.625	16.250	0.813

6.2.4 地盤反力

鉛直力

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

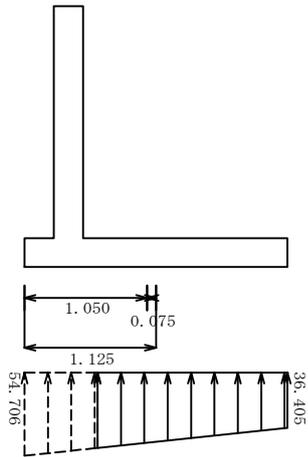
作用位置

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

ここに、

- q₁ : かかと版前面位置の地盤反力度 (kN/m²)
- q₂ : かかと版設計位置の地盤反力度 (kN/m²)
- L : 地盤反力作用幅 (m)

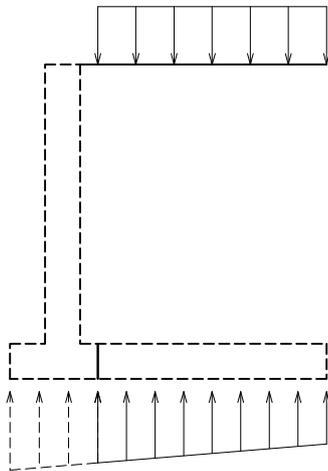
[1] 常時



地盤反力度 (kN/m ²)		作用幅 L (m)	鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2			
36.405	49.622	1.625	69.897	0.771

6.2.5 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	65.000	0.813	52.840
載荷、雪	16.250	0.813	13.203
地盤反力	-69.897	0.771	-53.883
合計	11.353	—	12.160

6.2.6 断面計算（許容応力度法）

(1)せん断応力度の照査

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

$$j = 1 - \frac{k}{3}$$

$$k = \sqrt{2n \cdot p + (n \cdot p)^2} - n \cdot p$$

$$p = \frac{A_s}{b \cdot d}$$

ここに、

τ_m : コンクリートの最大せん断応力度 (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)

j : コンクリートの圧縮応力の合力から鉄筋の図心までの距離と有効高さとの比

k : 中立軸からコンクリート圧縮縁までの距離と有効高さとの比

n : ヤング係数比

p : 鉄筋比

A_s : 鉄筋量 (mm²)

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)	j	せん断応力度 (N/mm ²)		判 定
				計算値 τ	許容値 τ_{a1}	
常時	11.353	170.000	0.914	0.073	\leq 0.700	○

【 T2.0 】

1章 設計条件

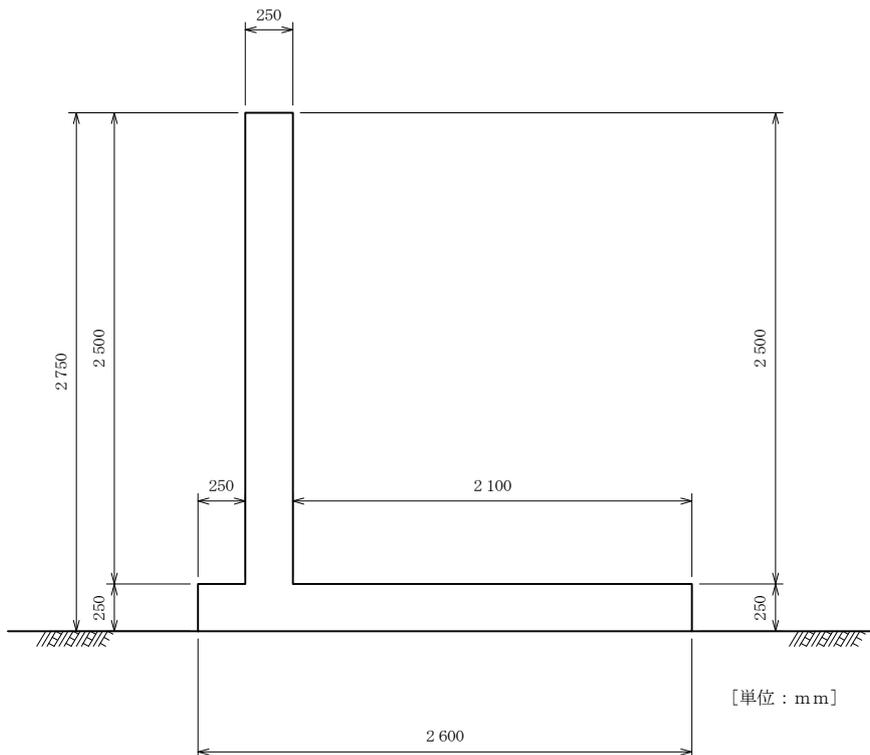
1.1 適用基準

ぎょうせい、盛土等防災マニュアルの解説 令和5年11月

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) : $\sigma_{ck} = 21$ (N/mm²)
底版 (鉄筋コンクリート) : $\sigma_{ck} = 21$ (N/mm²)

【鉄筋】 種類 : SD345

【土質】 裏込め土 : 砂質土
埋戻し土 : 砂質土
支持地盤 : 砂質地盤

【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	24.000	
水	浮力算出用	9.800	
	土 砂	湿潤重量	飽和重量
	背 面	17.000	17.800
	前 面	17.000	17.800

1.5 土砂

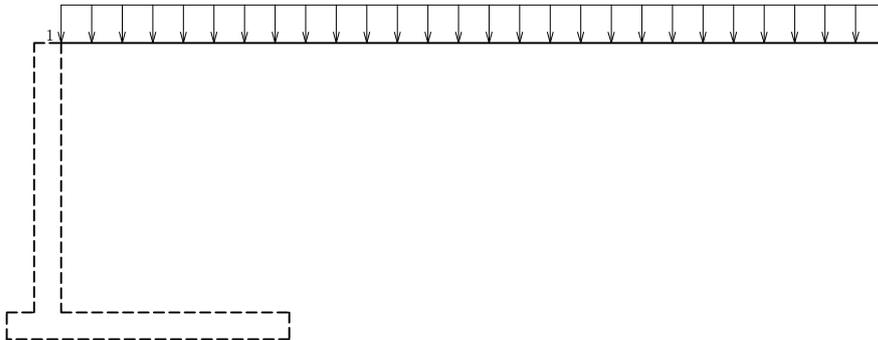
(1) 背面土砂形状



擁壁天端と地表面始点のレベル差	(m)	0.000
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 豎 壁
			始端側	終端側	
1	0.000	∞	10.000	10.000	○

1.7 任意荷重

考慮しない

1.8 土圧

・土圧式：クーロン(物部・岡部)

・土圧係数直接入力

荷重状態	安定計算 土圧係数	堅壁設計 土圧係数
常 時	0.40000	0.40000

・土圧の作用面の壁面摩擦角(度)

荷 重 状 態	主働土圧			受働土圧
	安定計算時	堅壁設計時	切土	
常時土圧	0.000	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 0.000 (度)

・粘着力(kN/m²)

荷 重 状 態	主働土圧用	受働土圧用
常 時	0.000	—————

1.9 荷重組み合わせ

No	荷重名称	コメント
1	常時	常時

	荷重名称	1
土 砂	砂質土	
載荷荷重	載荷荷重	○
主働土圧	考慮しない	
	常時土圧	○

照査項目	1	
許容応力度法	安定・断面	
限界状態設計法	照査性能	—————
	剛体安定	—————
	断面破壊	—————

照査性能を全ケース「安全・使用」とする

1.10 基礎の条件

1.10.1 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 μ	0.400

1.11 安定計算の許容値及び部材の許容応力度

1.11.1 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	200.000

1.11.2 部材の許容応力度

(1) 鉄筋コンクリート部材

1) 豎壁 (一般部材)

・鉄筋径 $\leq 28\text{mm}$ (N/mm²)

荷 重 状 態	コンクリートの 圧縮応力度 σ_{ca}	鉄筋の 引張応力度 σ_{sa}	せん断 応力度		鉄筋の 圧縮応力度 σ_{sba}
			τ_{a1}	τ_{a2}	
常時	7.000	215.000	0.700	1.600	215.000

・鉄筋径 $> 28\text{mm}$ (N/mm²)

荷 重 状 態	鉄筋の 引張応力度 σ_{sa}	鉄筋の 圧縮応力度 σ_{sba}
常時	195.000	195.000

2) 底版 (一般部材)

・鉄筋径 $\leq 28\text{mm}$ (N/mm²)

荷 重 状 態	コンクリートの 圧縮応力度 σ_{ca}	鉄筋の 引張応力度 σ_{sa}	せん断 応力度		鉄筋の 圧縮応力度 σ_{sba}
			τ_{a1}	τ_{a2}	
常時	7.000	215.000	0.700	1.600	—————

・鉄筋径 $> 28\text{mm}$ (N/mm²)

荷 重 状 態	鉄筋の 引張応力度 σ_{sa}	鉄筋の 圧縮応力度 σ_{sba}
常時	195.000	—————

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せん断応力度

τ_{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 結果一覧

1. 安定計算

(1) 転倒に対する照査

荷重状態 (水 位)	つま先での作用力		転倒安全率		判定
	抵抗M (kN. m)	転倒M (kN. m)	計算値	安全率	
常時	164. 242	31. 131	5. 276	≥ 1. 500	○

(2) 滑動に対する照査

荷重状態 (水 位)	フーチング中心の作用力		滑動安全率		判定
	N (kN)	H (kN)	計算値	安全率	
常時	119. 850	31. 212	1. 536	≥ 1. 500	○

(3) 支持に対する照査

荷重状態 (水 位)	フーチング中心の作用力		反力作用幅 (m)	地盤反力度 (kN/m ²)		判定
	M (kN. m)	N (kN)		計算値	許容値	
常時	17. 444	140. 850	2. 600	69. 656	≤ 200. 000	○

2. 断面計算 (許容応力度法)

(1) 曲げ応力度

部 材	荷重状態 (水 位)	M (kN. m)	圧縮応力度 (N/mm ²)		引張応力度 (N/mm ²)		判定
			計算値	許容値	計算値	許容値	
堅壁基部	常時	22. 514	5. 594	≤ 7. 000	185. 951	≤ 215. 000	○
つま先照査1	常時	1. 958	0. 575	≤ 7. 000	24. 867	≤ 215. 000	○
かかと照査1	常時	22. 514	6. 176	≤ 7. 000	198. 188	≤ 215. 000	○

(2) せん断応力度

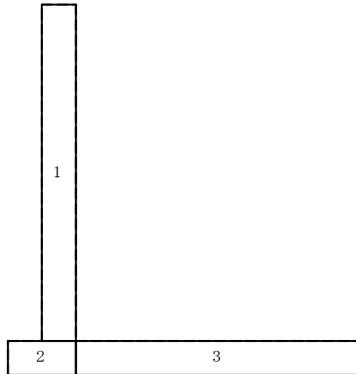
部 材	設計位置 (m)	荷重状態 (水 位)	せん断力 (kN)	せん断応力度 (N/mm ²)		判定
				計算値	許容値 τ a1 τ a2	
堅壁基部	0. 000	常時	24. 667	0. 162	≤ 0. 700 1. 600	○
つま先照査2	0. 125	常時	7. 864	0. 051	≤ 0. 700 1. 600	○
かかと照査2	0. 125	常時	15. 897	0. 111	≤ 0. 700 1. 600	○

3章 安定計算

3.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) 躯体

1) ブロック割り



2) 体積・重心

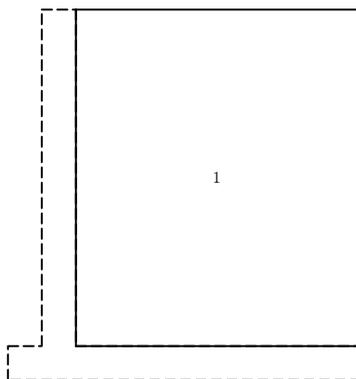
区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 Vi (m³)	重心位置(m)		Vi · Xi	Vi · Yi	備考
			Xi	Yi			
1	0.250 × 2.500 × 1.000	0.625	0.375	1.500	0.234	0.938	
2	0.500 × 0.250 × 1.000	0.125	0.250	0.125	0.031	0.016	
3	2.100 × 0.250 × 1.000	0.525	1.550	0.125	0.814	0.066	
Σ		1.275	——	——	1.079	1.019	

$$\text{重心位置 } XG = \frac{\Sigma (Vi \cdot Xi)}{\Sigma Vi} = \frac{1.079}{1.275} = 0.847 \text{ (m)}$$

$$YG = \frac{\Sigma (Vi \cdot Yi)}{\Sigma Vi} = \frac{1.019}{1.275} = 0.799 \text{ (m)}$$

(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(m)		Vi · Xi	Vi · Yi	備考
			Xi	Yi			
1	2.100 × 2.500 × 1.000	5.250	1.550	1.500	8.137	7.875	

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			
Σ		5.250	—	—	8.137	7.875	

$$\text{重心位置 } XG = \Sigma (Vi \cdot Xi) / \Sigma Vi = 8.137 / 5.250 = 1.550 \text{ (m)}$$

$$YG = \Sigma (Vi \cdot Yi) / \Sigma Vi = 7.875 / 5.250 = 1.500 \text{ (m)}$$

3.2 躯体自重，土砂重量，任意荷重，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	$24.000 \times 1.275 = 30.600$	0.847

(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 V1 (m³)	重心位置(m)	
		X	Y		X1	Y1
土砂(背面)	5.250	1.550	1.500	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)	5.250	1.550	1.500

水位より上の体積

$$Vu = V - V1$$

水位より上の重心位置

$$Xu = (V \cdot X - V1 \cdot X1) / Vu$$

$$Yu = (V \cdot Y - V1 \cdot Y1) / Vu$$

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 $W1 = V1 \cdot (\text{土の飽和重量})$ (kN)
土砂(背面)	$5.250 \times 17.000 = 89.250$	$0.000 \times 17.800 = 0.000$

位置	重量 W $Wu + W1$ (kN)	作用位置 X $(Wu \cdot Xu + W1 \cdot X1) / W$ (m)
土砂(背面)	89.250	1.550

(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
軀 体	30.600	0.000	0.847	0.000	25.905	0.000
背面土砂	89.250	0.000	1.550	0.000	138.337	0.000
合 計	119.850	0.000	—	—	164.242	0.000

3.3 地表面の載荷荷重, 雪荷重

鉛直力

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

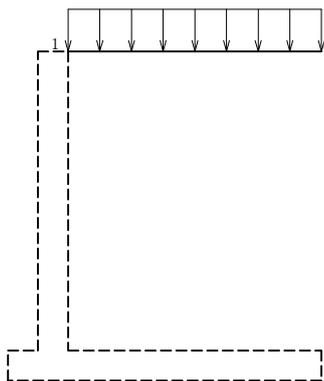
ここに、

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	2.100	21.000	1.550

3.4 土圧・水圧

[1] 常時

土圧は土圧係数により求める。

仮想背面の位置 (つま先からの距離)

$$x_p = 2.600 \text{ m}$$

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

仮想背面の高さ

$$H = 2.750 \text{ m}$$

水位面より上の高さ

$$H_1 = 2.750 \text{ m}$$

水位面より下の高さ

$$H_2 = 0.000 \text{ m}$$

土圧作用面が鉛直面となす角度

$$\alpha = 0.000^\circ$$

土砂の単位体積重量

$$\gamma_s = 17.000 \text{ kN/m}^3$$

土砂のせん断抵抗角

$$\phi = 30.000^\circ$$

地表面が水平面となす角度

$$\beta = 0.000^\circ$$

壁面摩擦角

$$\delta = 0.000^\circ$$

土圧作用面上端土圧

$$p_1 = K \cdot q = 0.4000 \times 5.000 = 2.000 \text{ kN/m}^2$$

水位面での土圧

$$\begin{aligned} p_2 &= K \cdot \gamma_s \cdot H_1 + p_1 \\ &= 0.4000 \times 17.000 \times 2.750 + 2.000 \\ &= 20.700 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

土圧作用面下端土圧

$$p_3 = p_2 = 20.700 \text{ kN/m}^2$$

水位以上の土圧力

$$P_1 = \frac{1}{2} \cdot (p_1 + p_2) \cdot H_1 = \frac{1}{2} \times (2.000 + 20.700) \times 2.750 = 31.212 \text{ kN}$$

水位以下の土圧力

$$P_2 = \frac{1}{2} \cdot (p_2 + p_3) \cdot H_2 = \frac{1}{2} \times (20.700 + 20.700) \times 0.000 = 0.000 \text{ kN}$$

土圧力

$$P = P_1 + P_2 = 31.212 + 0.000 = 31.212 \text{ kN}$$

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

$$P_h = P \cdot \cos(\alpha + \delta) = 31.212 \times \cos(0.000^\circ + 0.000^\circ) = 31.212 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$P_v = P \cdot \sin(\alpha + \delta) = 31.212 \times \sin(0.000^\circ + 0.000^\circ) = 0.000 \text{ kN}$$

作用位置

$$\begin{aligned} M_1 &= P_1 \cdot \left(\frac{2 \cdot p_1 + p_2}{p_1 + p_2} \cdot \frac{H_1}{3} + H_2 \right) \\ &= 31.212 \times \left(\frac{2 \times 2.000 + 20.700}{2.000 + 20.700} \times \frac{2.750}{3} + 0.000 \right) \\ &= 31.132 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

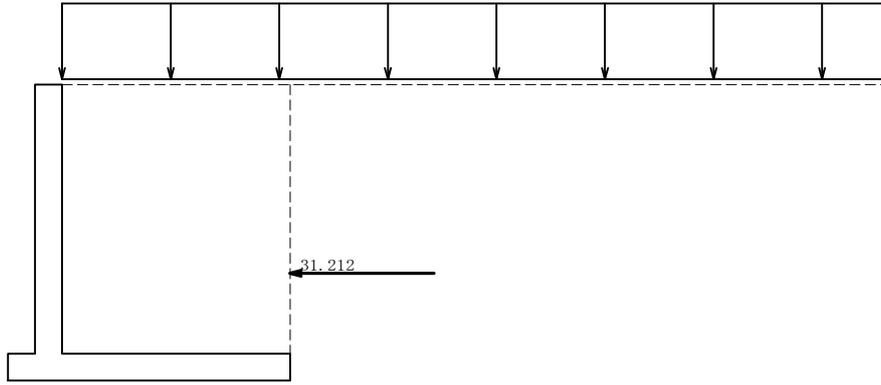
$$\begin{aligned} M_2 &= P_2 \cdot \left(\frac{2 \cdot p_2 + p_3}{p_2 + p_3} \cdot \frac{H_2}{3} \right) \\ &= 0.000 \times \left(\frac{2 \times 20.700 + 20.700}{20.700 + 20.700} \times \frac{0.000}{3} \right) \\ &= 0.000 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

$$H_o = \frac{M_1 + M_2}{P_1 + P_2} = \frac{31.132 + 0.000}{31.212 + 0.000} = 0.997 \text{ m}$$

$$x = x_p - H_o \cdot \tan \alpha = 2.600 - 0.997 \times \tan 0.000^\circ = 2.600 \text{ m}$$

$$y = y_p + H_o = 0.000 + 0.997 = 0.997 \text{ m}$$

・土圧図

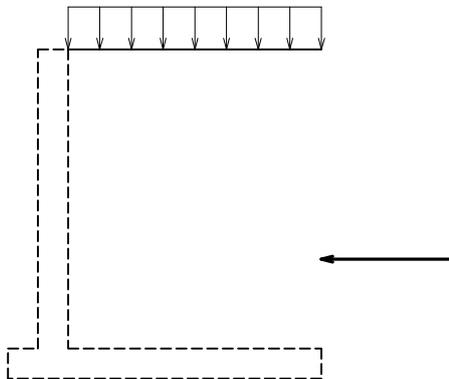


3.5 作用力の集計

(1) フーチング前面での作用力の集計

[1] 常時

(土圧の鉛直成分は集計されません)



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	119.850	0.000	1.370	0.000	164.242	0.000
載荷、雪	21.000	0.000	1.550	0.000	32.550	0.000
土圧	0.000	31.212	2.600	0.997	0.000	31.131
合計	140.850	31.212	———	———	196.792	31.131

・ 載荷位置 a (堅壁背面より後方)

荷重状態 (水位)	N_o (kN)	H_o (kN)	M_o (kN・m)
常時	140.850	31.212	165.661

・ 載荷位置 b (仮想背面より後方)

荷重状態 (水位)	N_o (kN)	H_o (kN)	M_o (kN・m)
常時	119.850	31.212	133.111

(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 : $B_j = 2.600$ (m)

・ 載荷位置 a (堅壁背面より後方)

■ 単位幅当り

荷重状態 (水 位)	N_c (kN)	H_c (kN)	M_c (kN.m)
常時	140.850	31.212	17.444

■ 全幅 (10.000m) 当り

荷重状態 (水 位)	N_c (kN)	H_c (kN)	M_c (kN.m)
常時	1408.500	312.125	174.443

・ 載荷位置 b (仮想背面より後方)

■ 単位幅当り

荷重状態 (水 位)	N_c (kN)	H_c (kN)	M_c (kN.m)
常時	119.850	31.212	22.694

■ 全幅 (10.000m) 当り

荷重状態 (水 位)	N_c (kN)	H_c (kN)	M_c (kN.m)
常時	1198.500	312.125	226.944

3.6 安定計算結果

3.6.1 転倒に対する安定

$$F = \frac{Mr}{Mo} = \frac{|\Sigma V \cdot x_0 - \Sigma H \cdot y_0|}{|P_{AH} \cdot y_A - P_{AV} \cdot x_A|}$$

ここに、

Mr : 抵抗モーメント

Mo : 転倒モーメント

ΣV : 土圧の鉛直成分を除いた鉛直力の合計

x_0 : 土圧の鉛直成分を除いた鉛直力の合計の作用位置

ΣH : 土圧の水平成分を除いた水平力の合計

y_0 : 土圧の水平成分を除いた水平力の合計の作用位置

P_{AH} : 土圧の水平成分

y_A : 土圧の水平成分の作用位置

P_{AV} : 土圧の鉛直成分

x_A : 土圧の鉛直成分の作用位置

・ 載荷位置 a (堅壁背面より後方)

荷重状態 (水 位)	$\Sigma V \cdot x_0$ (kN・m)	$\Sigma H \cdot y_0$ (kN・m)	$P_{AH} \cdot y_A$ (kN・m)	$P_{AV} \cdot x_A$ (kN・m)
常時	196.792	0.000	31.131	0.000

荷重状態 (水 位)	Mr (kN・m)	Mo (kN・m)	安全率		判定
			$F = Mr/Mo$	許容値	
常時	196.792	31.131	6.321	≥ 1.500	○

・ 載荷位置 b (仮想背面より後方)

荷重状態 (水 位)	$\Sigma V \cdot x_0$ (kN・m)	$\Sigma H \cdot y_0$ (kN・m)	$P_{AH} \cdot y_A$ (kN・m)	$P_{AV} \cdot x_A$ (kN・m)
常時	167.451	0.000	31.131	0.000

荷重状態 (水 位)	Mr (kN・m)	Mo (kN・m)	安全率		判定
			$F = Mr/Mo$	許容値	
常時	164.242	31.131	5.276	≥ 1.500	○

3.6.2 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{R_v \cdot \mu + C_b \cdot B}{R_H}$$

ここに、

R_v : 底版下面における全鉛直荷重 (kN)

R_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, $\mu = 0.400$

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), $B = 2.600$

・ 載荷位置 a (堅壁背面より後方)

荷重状態 (水 位)	鉛直荷重 R _v (kN)	水平荷重 R _h (kN)	安全率 F _s	必要安全率 F _{sa}	判 定
常時	140. 850	31. 212	1. 805	≥ 1. 500	○

・ 載荷位置 b (仮想背面より後方)

荷重状態 (水 位)	鉛直荷重 R _v (kN)	水平荷重 R _h (kN)	安全率 F _s	必要安全率 F _{sa}	判 定
常時	119. 850	31. 212	1. 536	≥ 1. 500	○

3. 6. 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 : つま先から合力の作用点までの距離 (m)

ΣMr : つま先回りの抵抗モーメント (kN. m)

ΣMt : つま先回りの転倒モーメント (kN. m)

ΣV : 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. 600

・ 載荷位置 a (堅壁背面より後方)

荷重状態 (水 位)	ΣMr (kN. m)	ΣMt (kN. m)	ΣV (kN)	d (m)	e (m)
常時	196. 792	31. 131	140. 850	1. 176	0. 124

・ 載荷位置 b (仮想背面より後方)

荷重状態 (水 位)	ΣMr (kN. m)	ΣMt (kN. m)	ΣV (kN)	d (m)	e (m)
常時	164. 242	31. 131	119. 850	1. 111	0. 189

(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

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

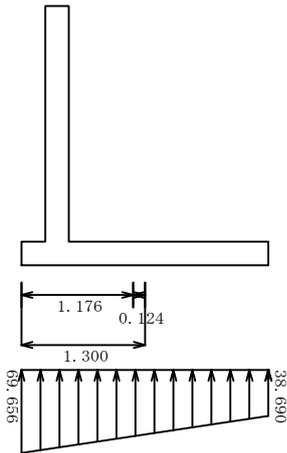
ここに、

ΣV : 底版下面に作用する全鉛直荷重 (kN)

B : 底版幅 (m), B = 2.600

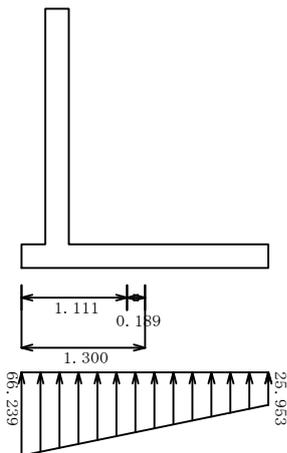
e : 偏心量 (m)

[1] 常時



- 載荷位置 a (堅壁背面より後方)

地盤反力の作用幅 (m)	地盤反力の形状	地盤反力度 (kN/m ²)			判定
		qmin	qmax	許容値	
2.600	台形	38.690	69.656 ≤	200.000	○



- 載荷位置 b (仮想背面より後方)

地盤反力の作用幅 (m)	地盤反力の形状	地盤反力度 (kN/m ²)			判定
		qmin	qmax	許容値	
2.600	台形	25.953	66.239 ≤	200.000	○

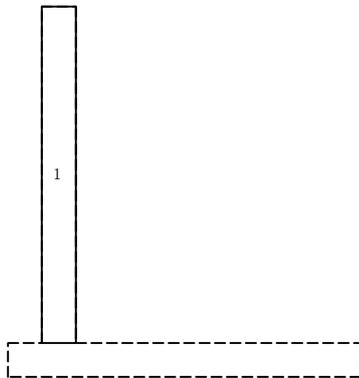
4章 縦壁の設計

4.1 縦壁基部の設計

4.1.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) 躯体

1) ブロック割り



2) 体積・重心

区分	幅 × 高さ × 奥行 計算式	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	0.250 × 2.500 × 1.000	0.625	0.125	1.250	0.078	0.781	
Σ		0.625	—	—	0.078	0.781	

$$\text{重心 } X_G = \Sigma (V_i \cdot X_i) / \Sigma V_i = 0.078 / 0.625 = 0.125 \text{ (m)}$$

$$Y_G = \Sigma (V_i \cdot Y_i) / \Sigma V_i = 0.781 / 0.625 = 1.250 \text{ (m)}$$

4.1.2 躯体自重, 任意荷重

(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)	$24.000 \times 0.625 = 15.000$	0.000

作用位置

$$X = X_c - X_G = 0.125 - 0.125$$

$$= 0.000 \text{ m}$$

ここに、

X_c : 設計断面位置での縦壁前面から設計断面中心までの水平距離(m)

4.1.3 土圧・水圧

[1] 常時

土圧は土圧係数により求める。

仮想背面の位置 (断面中心からの距離) $x_p = 0.125 \text{ m}$

$y_p = 0.000 \text{ m}$

仮想背面の高さ	H = 2.500 m
水位面より上の高さ	H1 = 2.500 m
水位面より下の高さ	H2 = 0.000 m
土圧作用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	$\gamma_s = 17.000 \text{ kN/m}^3$
背面土砂のせん断抵抗角	$\phi = 30.000^\circ$
地表面が水平面となす角度	$\beta = 0.000^\circ$
壁面摩擦角	$\delta = 20.000^\circ$

土圧作用面の上端土圧

$$p1 = K \cdot q = 0.4000 \times 5.000 = 2.000 \text{ kN/m}^2$$

水位面での土圧

$$\begin{aligned} p2 &= K \cdot \gamma_s \cdot H1 + p1 \\ &= 0.4000 \times 17.000 \times 2.500 + 2.000 \\ &= 19.000 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

土圧作用面の下端土圧

$$p3 = p2 = 19.000 \text{ kN/m}^2$$

水位以上の土圧力

$$P1 = \frac{1}{2} \cdot (p1 + p2) \cdot H1 = \frac{1}{2} \times (2.000 + 19.000) \times 2.500 = 26.250 \text{ kN}$$

水位以下の土圧力

$$P2 = \frac{1}{2} \cdot (p2 + p3) \cdot H2 = \frac{1}{2} \times (19.000 + 19.000) \times 0.000 = 0.000 \text{ kN}$$

土圧力

$$P = P1 + P2 = 26.250 + 0.000 = 26.250 \text{ kN}$$

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

$$Ph = P \cdot \cos(\alpha + \delta) = 26.250 \times \cos(0.000^\circ + 20.000^\circ) = 24.667 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$Pv = P \cdot \sin(\alpha + \delta) = 26.250 \times \sin(0.000^\circ + 20.000^\circ) = 8.978 \text{ kN}$$

作用位置

$$\begin{aligned} M1 &= P1 \cdot \left(\frac{2 \cdot p1 + p2}{p1 + p2} \cdot \frac{H1}{3} + H2 \right) \\ &= 26.250 \times \left(\frac{2 \times 2.000 + 19.000}{2.000 + 19.000} \times \frac{2.500}{3} + 0.000 \right) \\ &= 23.958 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

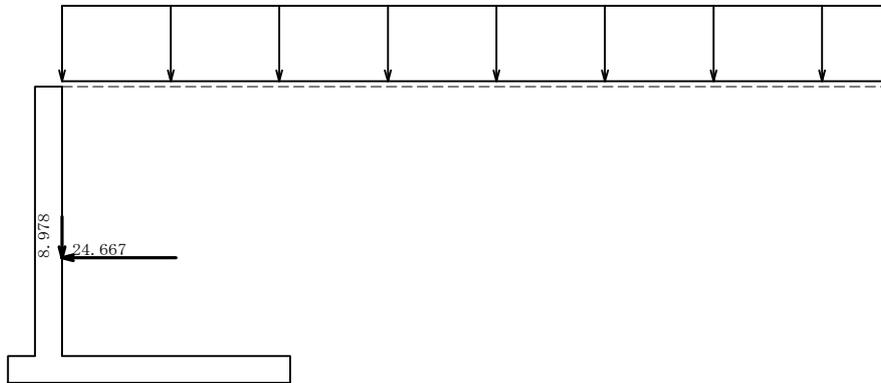
$$\begin{aligned} M2 &= P2 \cdot \left(\frac{2 \cdot p2 + p3}{p2 + p3} \cdot \frac{H2}{3} \right) \\ &= 0.000 \times \left(\frac{2 \times 19.000 + 19.000}{19.000 + 19.000} \times \frac{0.000}{3} \right) \\ &= 0.000 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

$$H_o = \frac{M_1 + M_2}{P_1 + P_2} = \frac{23.958 + 0.000}{26.250 + 0.000} = 0.913 \text{ m}$$

$$x = H_o \cdot \tan \alpha - x_p = 0.913 \times \tan 0.000^\circ - 0.125 = -0.125 \text{ m}$$

$$y = y_p + H_o = 0.000 + 0.913 = 0.913 \text{ m}$$

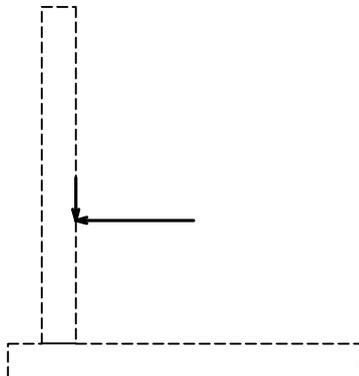
・土圧図



4.1.4 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)	$M = M_{xi} + M_{yi}$ (kN·m)
自重	15.000	0.000	0.000	0.000	0.000
土圧	8.978	24.667	-0.125	0.913	22.514
合計	0.000	24.667	—————	—————	22.514

※ 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

4.1.5 断面計算（許容応力度法）

(1) 鉄筋配置



単鉄筋

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	8.00	D16	1.986	4.000
	2	—	—	—	—

引張側必要鉄筋量 6.826 (cm²)

(2) 曲げ応力度の照査

(参考)

中立軸の算出

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

より x を求める。

応力度の算出

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

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

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 = 250.000
- 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)
- σ_c : コンクリートの曲げ圧縮応力度 (N/mm²)
- σ_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)		判定
				計算値	許容値	計算値	許容値	
常時	22.514	0.000	5.286	5.594	≤ 7.000	185.951	≤ 215.000	○

(3)せん断応力度の照査

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

$$j = 1 - \frac{k}{3}$$

$$k = \sqrt{2n \cdot p + (n \cdot p)^2} - n \cdot p$$

$$p = \frac{A_s}{b \cdot d}$$

ここに、

τ_m : コンクリートの最大せん断応力度 (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)

j : コンクリートの圧縮応力の合力から鉄筋の図心までの距離と有効高さとの比

k : 中立軸からコンクリート圧縮縁までの距離と有効高さとの比

n : ヤング係数比

p : 鉄筋比

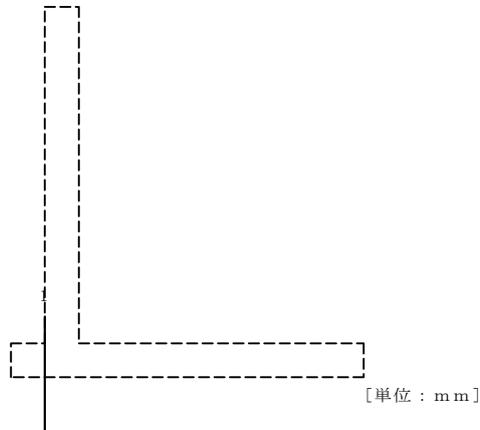
A_s : 鉄筋量 (mm²)

荷重状態 (水 位)	せん断力 S_h (kN)	有効高 d (cm)	j	せん断応力度 (N/mm ²)			判 定
				計算値 τ	許容値 τ_{a1}	許容値 τ_{a2}	
常時	24.667	17.000	0.896	0.162	0.700	1.600	○

5章 つま先版の設計

5.1 照査位置[1]の設計

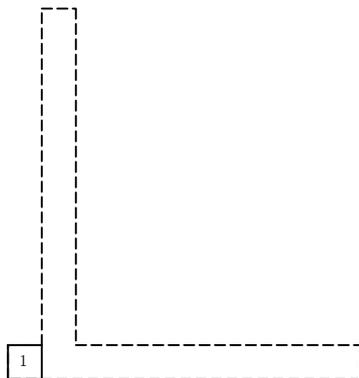
付け根からの距離 = 0.000 m



5.1.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) 躯体

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 X_i (m)	$V_i \cdot X_i$	備考
1	$0.250 \times 0.250 \times 1.000$	0.063	0.125	0.008	
Σ		0.063	—	0.008	

$$\text{重心位置 } XG = \Sigma (V_i \cdot X_i) / \Sigma V_i = 0.008 / 0.063 = 0.125 \text{ (m)}$$

5.1.2 躯体自重，土砂重量，任意荷重，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 $W = \gamma \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体	$24.000 \times 0.063 = 1.500$	0.125

5.1.3 地盤反力

鉛直力

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

作用位置

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

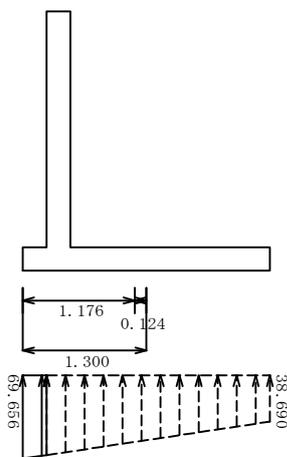
ここに、

q1 : つま先版前面位置の地盤反力度 (kN/m²)

q2 : つま先版設計位置の地盤反力度 (kN/m²)

L : 地盤反力作用幅 (m)

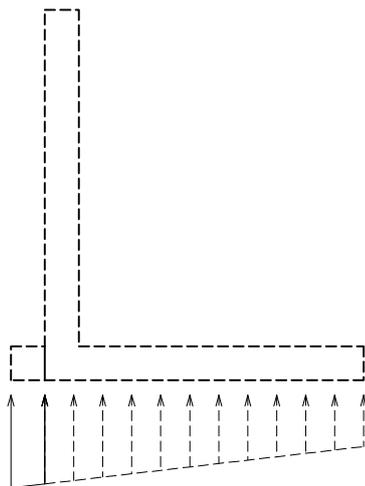
[1] 常時



地盤反力度 (kN/m ²)		作用幅 L (m)	鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2			
69.656	66.678	0.250	-17.042	0.126

5.1.4 断面力の集計

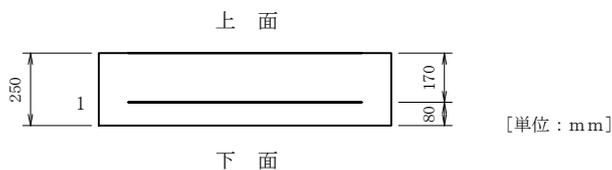
[1] 常時



項目	N_i (kN)	X_i (m)	$M = N_i \cdot X_i$ (kN·m)
自重	-1.500	0.125	-0.188
地盤反力	17.042	0.126	2.146
合計	15.542	—	1.958

5.1.5 断面計算（許容応力度法）

(1) 鉄筋配置



単鉄筋

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	8.00	D13	1.267	4.000	5.068
	2	—	—	—	—	—

引張側必要鉄筋量 0.554 (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

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

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

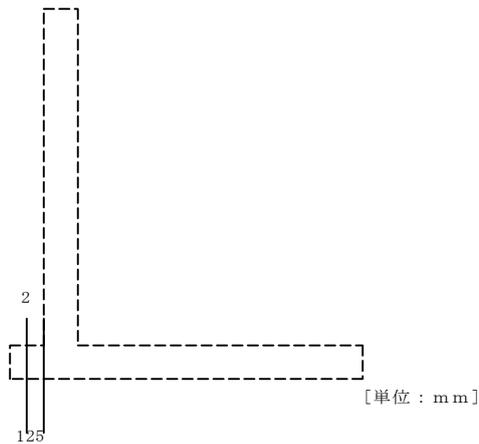
ここに、

- 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 = 250.000
- 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)
- σ_c : コンクリートの曲げ圧縮応力度 (N/mm²)
- σ_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)		判 定
			計算値	許容値	計算値	許容値	
常時	1.958	4.379	0.575	≤ 7.000	24.867	≤ 215.000	○

5.2 照査位置[2]の設計

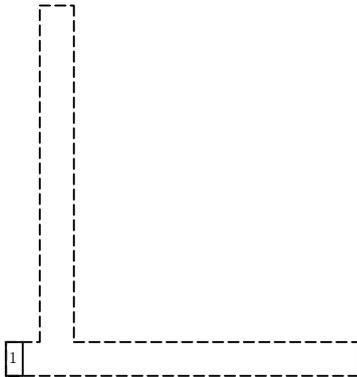
付け根からの距離 = 0.125 m



5.2.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) 躯体

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 X_i (m)	$V_i \cdot X_i$	備考
1	$0.125 \times 0.250 \times 1.000$	0.031	0.063	0.002	
Σ		0.031	—	0.002	

$$\text{重心位置 } XG = \Sigma (V_i \cdot X_i) / \Sigma V_i = 0.002 / 0.031 = 0.063 \text{ (m)}$$

5.2.2 躯体自重，土砂重量，任意荷重，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 $W = \gamma \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体	$24.000 \times 0.031 = 0.750$	0.063

5.2.3 地盤反力

鉛直力

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

作用位置

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

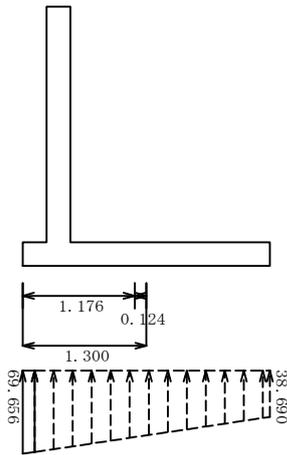
ここに、

q_1 : つま先版前面位置の地盤反力度 (kN/m^2)

q_2 : つま先版設計位置の地盤反力度 (kN/m^2)

L : 地盤反力作用幅 (m)

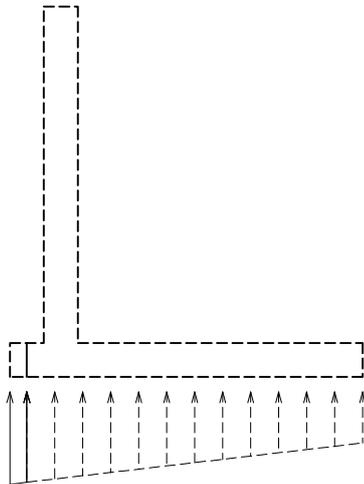
[1] 常時



地盤反力度 (kN/m ²)		作用幅 L (m)	鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2			
69.656	68.167	0.125	-8.614	0.063

5.2.4 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	-0.750	0.063	-0.047
地盤反力	8.614	0.063	0.540
合計	7.864	——	0.493

5.2.5 断面計算（許容応力度法）

(1)せん断応力度の照査

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

$$j = 1 - \frac{k}{3}$$

$$k = \sqrt{2n \cdot p + (n \cdot p)^2} - n \cdot p$$

$$p = \frac{A_s}{b \cdot d}$$

ここに、

τ_m : コンクリートの最大せん断応力度(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)

j : コンクリートの圧縮応力の合力から鉄筋の図心までの距離と有効高さとの比

k : 中立軸からコンクリート圧縮縁までの距離と有効高さとの比

n : ヤング係数比

p : 鉄筋比

A_s : 鉄筋量(mm²)

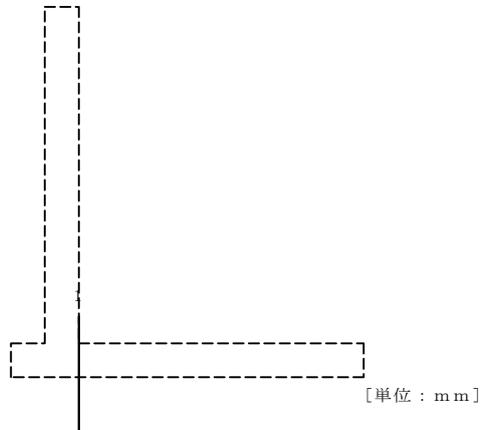
τ_{a1} : コンクリートのみでせん断力を負担する場合の許容せん断応力度(N/mm²)

荷重状態 (水 位)	せん断力 S_h (kN)	有効高 d (mm)	j	せん断応力度 (N/mm ²)		判 定
				計算値 τ	許容値 τ_{a1}	
常時	7.864	170.000	0.914	0.051	\leq 0.700	○

6章 かかと版の設計

6.1 照査位置[1]の設計

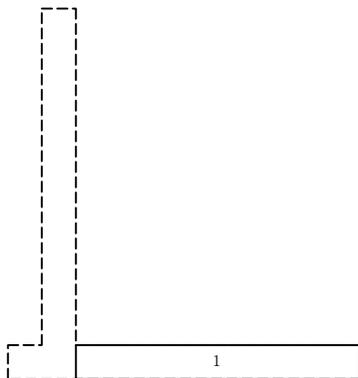
付け根からの距離 = 0.000 m



6.1.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) 躯体

1) ブロック割り



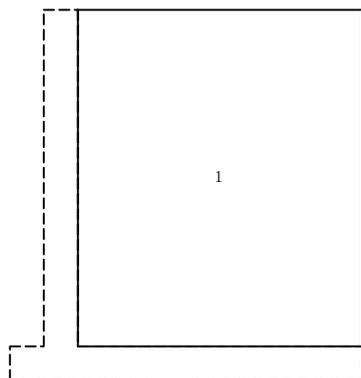
2) 体積・重心

区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 V_i (m^3)	重心位置 X_i (m)	$V_i \cdot X_i$	備考
1	$2.100 \times 0.250 \times 1.000$	0.525	1.050	0.551	
Σ		0.525	—	0.551	

$$\text{重心位置 } XG = \Sigma (V_i \cdot X_i) / \Sigma V_i = 0.551 / 0.525 = 1.050 \text{ (m)}$$

(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 V_i (m^3)	重心位置 X_i (m)	$V_i \cdot X_i$	備考
1	$2.100 \times 2.500 \times 1.000$	5.250	1.050	5.512	
Σ		5.250	—	5.512	

$$\text{重心位置 } XG = \Sigma (V_i \cdot X_i) / \Sigma V_i = 5.512 / 5.250 = 1.050 \text{ (m)}$$

6.1.2 躯体自重, 土砂重量, 任意荷重, 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 $W = \gamma \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体	$24.000 \times 0.525 = 12.600$	1.050

(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 (m^3)	重心位置 X (m)	体積 V_1 (m^3)	重心位置 X_1 (m)
土砂(背面)	5.250	1.050	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(背面)	5.250	1.050

水位より上の体積

$$V_u = V - V_1$$

水位より上の重心位置

$$X_u = (V \cdot X - V_1 \cdot X_1) / V_u$$

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 $W_l = V_l \cdot (\text{土の飽和重量})$ (kN)
土砂(背面)	$5.250 \times 17.000 = 89.250$	$0.000 \times 17.800 = 0.000$

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)	89.250	1.050

(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	12.600	1.050	13.230
背面土砂	89.250	1.050	93.712
合計	101.850	—	106.942

6.1.3 地盤反力

鉛直力

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

作用位置

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

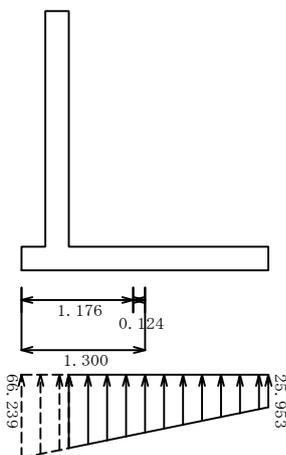
ここに、

q_1 : かかと版前面位置の地盤反力度 (kN/m²)

q_2 : かかと版設計位置の地盤反力度 (kN/m²)

L : 地盤反力作用幅 (m)

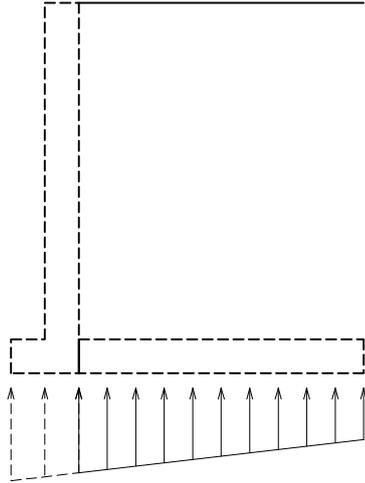
[1] 常時



地盤反力度 (kN/m ²)		作用幅 L (m)	鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q_1	q_2			
25.953	58.492	2.100	88.667	0.915

6.1.4 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	101.850	1.050	106.942
地盤反力	-88.667	0.915	-81.142
合計	13.183	—	25.800

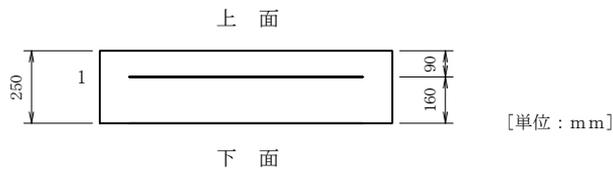
縦壁基部の断面力 $M1 = 22.514 \text{ kN}\cdot\text{m}$

かかと版付け根の断面力 $M3 = 25.800 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$M3 > M1$ となったので、付け根の断面力として $M1$ を適用します。

6.1.5 断面計算（許容応力度法）

(1)鉄筋配置



[単位：mm]

単鉄筋

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	D16	1.986	4.000	7.944
	2	—	—	—	—
下面	1'	—	—	—	—
	2'	—	—	—	—

引張側必要鉄筋量 $7.293 \text{ (cm}^2\text{)}$

(2) 曲げ応力度の照査

(参考)

中立軸の算出

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

より x を求める。

応力度の算出

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

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

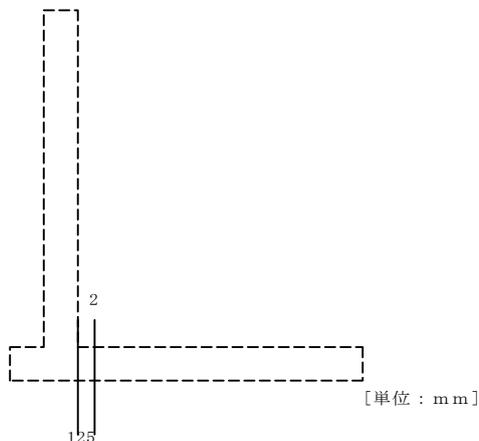
ここに、

- 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 = 250.000
- 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)
- σ_c : コンクリートの曲げ圧縮応力度 (N/mm²)
- σ_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)		判定
			計算値	許容値	計算値	許容値	
常時	22.514	5.096	6.176	≦ 7.000	198.188	≦ 215.000	○

6.2 照査位置[2]の設計

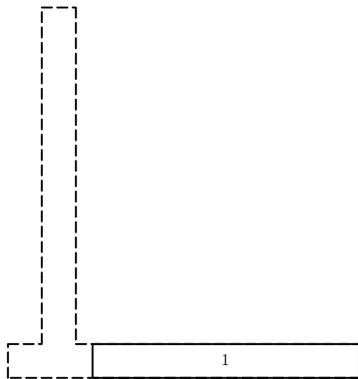
付け根からの距離 = 0.125 m



6.2.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) 躯体

1) ブロック割り



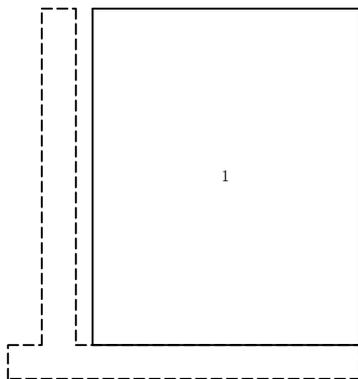
2) 体積・重心

区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 V_i (m^3)	重心位置 X_i (m)	$V_i \cdot X_i$	備考
1	$1.975 \times 0.250 \times 1.000$	0.494	0.988	0.488	
Σ		0.494	—	0.488	

$$\text{重心位置 } XG = \Sigma (V_i \cdot X_i) / \Sigma V_i = 0.488 / 0.494 = 0.987 \text{ (m)}$$

(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 V_i (m^3)	重心位置 X_i (m)	$V_i \cdot X_i$	備考
1	$1.975 \times 2.500 \times 1.000$	4.938	0.988	4.876	
Σ		4.938	—	4.876	

$$\text{重心位置 } XG = \Sigma (V_i \cdot X_i) / \Sigma V_i = 4.876 / 4.938 = 0.988 \text{ (m)}$$

6.2.2 躯体自重，土砂重量，任意荷重，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 $W = \gamma \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体	$24.000 \times 0.494 = 11.850$	0.988

(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 (m ³)	重心位置 X (m)	体積 $V1$ (m ³)	重心位置 $X1$ (m)
土砂(背面)	4.938	0.987	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 Xu (m)
土砂(背面)	4.938	0.988

水位より上の体積

$$Vu = V - V1$$

水位より上の重心位置

$$Xu = (V \cdot X - V1 \cdot X1) / Vu$$

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 $W1 = V1 \cdot (\text{土の飽和重量})$ (kN)
土砂(背面)	$4.938 \times 17.000 = 83.938$	$0.000 \times 17.800 = 0.000$

位置	重量 W $Wu + W1$ (kN)	作用位置 X $(Wu \cdot Xu + W1 \cdot X1) / W$ (m)
土砂(背面)	83.938	0.987

(3) 自重集計

[1] 常時

	重量 Ni (kN)	作用位置 Xi (m)	モーメント $Ni \cdot Xi$ (kN.m)
躯体	11.850	0.988	11.702
背面土砂	83.938	0.988	82.931
合計	95.788	—	94.633

6.2.3 地表面の載荷荷重，雪荷重

鉛直力

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

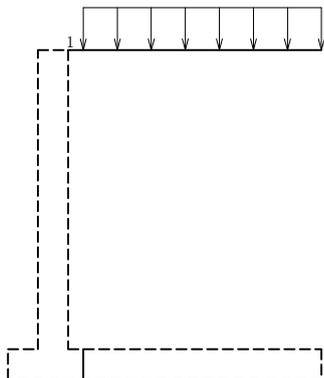
ここに、

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	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	1.975	19.750	0.987

6.2.4 地盤反力

鉛直力

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

作用位置

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

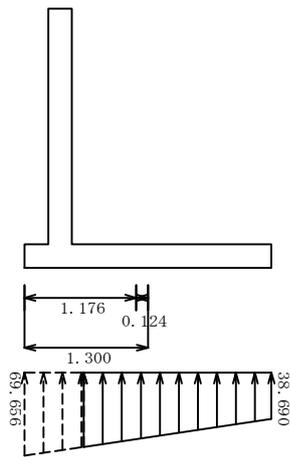
ここに、

q₁ : かかと版前面位置の地盤反力度 (kN/m²)

q₂ : かかと版設計位置の地盤反力度 (kN/m²)

L : 地盤反力作用幅 (m)

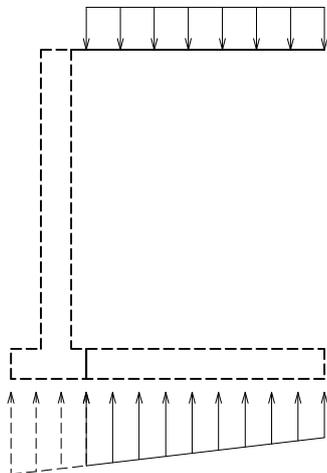
[1] 常時



地盤反力度 (kN/m ²)		作用幅 L (m)	鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2			
38.690	62.212	1.975	99.641	0.911

6.2.5 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	95.788	0.988	94.633
載荷、雪	19.750	0.988	19.503
地盤反力	-99.641	0.911	-90.749
合計	15.897	—	23.387

6.2.6 断面計算（許容応力度法）

(1)せん断応力度の照査

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

$$j = 1 - \frac{k}{3}$$

$$k = \sqrt{2n \cdot p + (n \cdot p)^2} - n \cdot p$$

$$p = \frac{A_s}{b \cdot d}$$

ここに、

τ_m : コンクリートの最大せん断応力度 (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)

j : コンクリートの圧縮応力の合力から鉄筋の図心までの距離と有効高さとの比

k : 中立軸からコンクリート圧縮縁までの距離と有効高さとの比

n : ヤング係数比

p : 鉄筋比

A_s : 鉄筋量 (mm²)

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)	j	せん断応力度 (N/mm ²)		判 定
				計算値 τ	許容値 τ_{a1}	
常時	15.897	160.000	0.894	0.111	\leq 0.700	○

【 T2.5 】

1章 設計条件

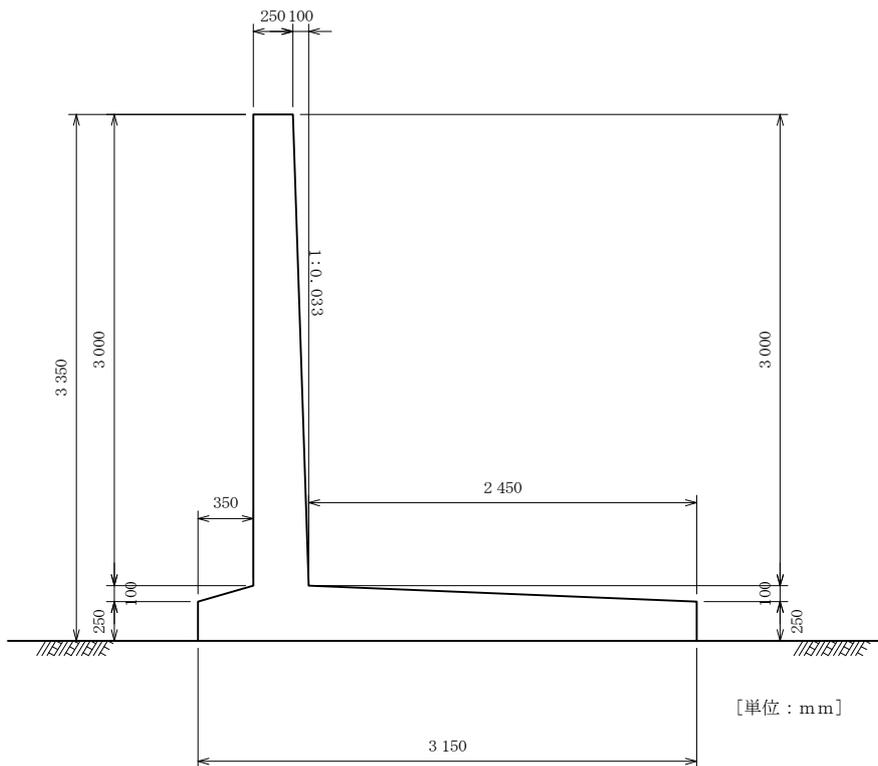
1.1 適用基準

ぎょうせい、盛土等防災マニュアルの解説 令和5年11月

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) : $\sigma_{ck} = 21$ (N/mm²)
底版 (鉄筋コンクリート) : $\sigma_{ck} = 21$ (N/mm²)

【鉄筋】 種類 : SD345

【土質】 裏込め土 : 砂質土
埋戻し土 : 砂質土
支持地盤 : 砂質地盤

【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	24.000	
水	浮力算出用	9.800	
	土 砂	湿潤重量	飽和重量
	背 面	17.000	17.800
	前 面	17.000	17.800

1.5 土砂

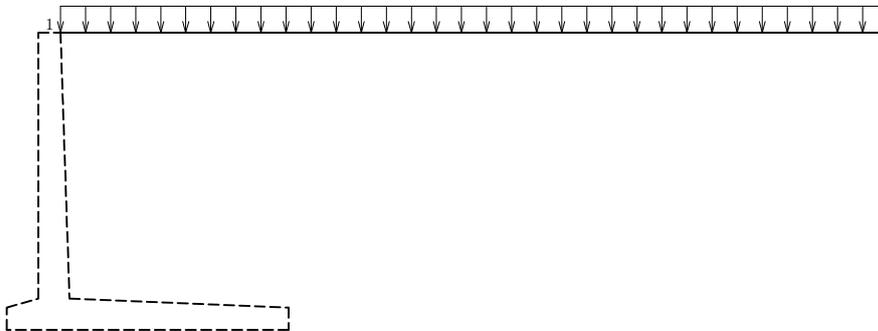
(1) 背面土砂形状



擁壁天端と地表面始点のレベル差	(m)	0.000
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 縦 壁
			始端側	終端側	
1	0.000	∞	10.000	10.000	○

1.7 任意荷重

考慮しない

1.8 土圧

・土圧式：クーロン(物部・岡部)

・土圧係数直接入力

荷重状態	安定計算 土圧係数	堅壁設計 土圧係数
常時	0.40000	0.40000

・土圧の作用面の壁面摩擦角(度)

荷重状態	主働土圧			受働土圧
	安定計算時	堅壁設計時	切土	
常時土圧	0.000	20.000	—	—

・安定計算時の土圧の仮想背面は、かかと端(かかところ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 1.909 (度)

・粘着力(kN/m²)

荷重状態	主働土圧用	受働土圧用
常時	0.000	—

1.9 荷重組み合わせ

No	荷重名称	コメント
1	常時	常時

	荷重名称	1
土砂	砂質土	
載荷荷重	載荷荷重	○
主働土圧	考慮しない	
	常時土圧	○

照査項目	1	
許容応力度法	安定・断面	
限界状態設計法	照査性能	—
	剛体安定	—
	断面破壊	—

照査性能を全ケース「安全・使用」とする

1.10 基礎の条件

1.10.1 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 μ	0.400

1.11 安定計算の許容値及び部材の許容応力度

1.11.1 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	200.000

1.11.2 部材の許容応力度

(1) 鉄筋コンクリート部材

1) 豎壁 (一般部材)

・鉄筋径 $\leq 28\text{mm}$ (N/mm²)

荷 重 状 態	コンクリートの 圧縮応力度 σ_{ca}	鉄筋の 引張応力度 σ_{sa}	せん断 応力度		鉄筋の 圧縮応力度 σ_{sba}
			τ_{a1}	τ_{a2}	
常時	7.000	215.000	0.700	1.600	215.000

・鉄筋径 $> 28\text{mm}$ (N/mm²)

荷 重 状 態	鉄筋の 引張応力度 σ_{sa}	鉄筋の 圧縮応力度 σ_{sba}
常時	195.000	195.000

2) 底版 (一般部材)

・鉄筋径 $\leq 28\text{mm}$ (N/mm²)

荷 重 状 態	コンクリートの 圧縮応力度 σ_{ca}	鉄筋の 引張応力度 σ_{sa}	せん断 応力度		鉄筋の 圧縮応力度 σ_{sba}
			τ_{a1}	τ_{a2}	
常時	7.000	215.000	0.700	1.600	————

・鉄筋径 $> 28\text{mm}$ (N/mm²)

荷 重 状 態	鉄筋の 引張応力度 σ_{sa}	鉄筋の 圧縮応力度 σ_{sba}
常時	195.000	————

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せん断応力度

τ_{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 結果一覧

1. 安定計算

(1) 転倒に対する照査

荷重状態 (水 位)	つま先での作用力		転倒安全率		判定
	抵抗M (kN. m)	転倒M (kN. m)	計算値	安全率	
常時	292.685	53.832	5.437	≥ 1.500	○

(2) 滑動に対する照査

荷重状態 (水 位)	フーチング中心の作用力		滑動安全率		判定
	N (kN)	H (kN)	計算値	安全率	
常時	174.283	44.856	1.554	≥ 1.500	○

(3) 支持に対する照査

荷重状態 (水 位)	フーチング中心の作用力		反力作用幅 (m)	地盤反力度 (kN/m ²)		判定
	M (kN. m)	N (kN)		計算値	許容値	
常時	27.993	199.783	3.150	80.350	≤ 200.000	○

2. 断面計算 (許容応力度法)

(1) 曲げ応力度

部 材	荷重状態 (水 位)	M (kN. m)	圧縮応力度 (N/mm ²)		引張応力度 (N/mm ²)		判定
			計算値	許容値	計算値	許容値	
堅壁基部	常時	36.741	4.301	≤ 7.000	187.302	≤ 215.000	○
つま先照査1	常時	4.428	0.620	≤ 7.000	34.808	≤ 215.000	○
かかと照査1	常時	36.741	4.570	≤ 7.000	194.813	≤ 215.000	○

(2) せん断応力度

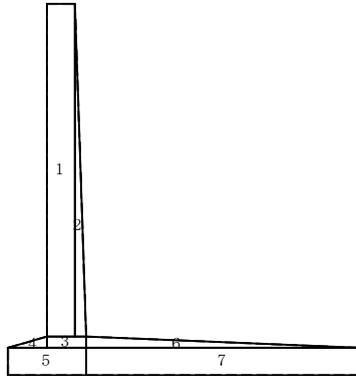
部 材	設計位置 (m)	荷重状態 (水 位)	せん断力 (kN)	せん断応力度 (N/mm ²)		判定
				計算値	許容値 τ a1 τ a2	
堅壁基部	0.000	常時	33.957	0.138	≤ 0.700 1.600	○
つま先照査2	0.175	常時	12.742	0.063	≤ 0.700 1.600	○
かかと照査2	0.175	常時	23.442	0.102	≤ 0.700 1.600	○

3章 安定計算

3.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) 躯体

1) ブロック割り



2) 体積・重心

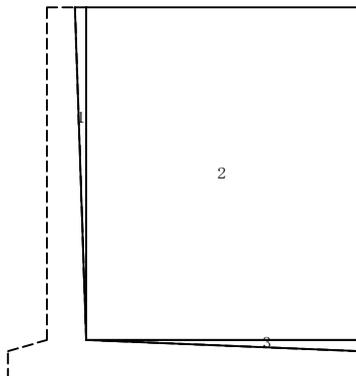
区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 Vi (m³)	重心位置(m)		Vi · Xi	Vi · Yi	備考
			Xi	Yi			
1	0.250 × 3.000 × 1.000	0.750	0.475	1.850	0.356	1.388	
2	1/2 × 0.100 × 3.000 × 1.000	0.150	0.633	1.350	0.095	0.203	
3	0.350 × 0.100 × 1.000	0.035	0.525	0.300	0.018	0.011	
4	1/2 × 0.350 × 0.100 × 1.000	0.018	0.233	0.283	0.004	0.005	
5	0.700 × 0.250 × 1.000	0.175	0.350	0.125	0.061	0.022	
6	1/2 × 2.450 × 0.100 × 1.000	0.123	1.517	0.283	0.186	0.035	
7	2.450 × 0.250 × 1.000	0.613	1.925	0.125	1.179	0.077	
Σ		1.862	—	—	1.900	1.739	

$$\text{重心位置 } XG = \frac{\Sigma (Vi \cdot Xi)}{\Sigma Vi} = \frac{1.900}{1.862} = 1.020 \text{ (m)}$$

$$YG = \frac{\Sigma (Vi \cdot Yi)}{\Sigma Vi} = \frac{1.739}{1.862} = 0.933 \text{ (m)}$$

(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(m)		Vi · Xi	Vi · Yi	備考
			Xi	Yi			
1	1/2 × 0.100 × 3.000 × 1.000	0.150	0.667	2.350	0.100	0.352	

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			
2	2.450 × 3.000 × 1.000	7.350	1.925	1.850	14.149	13.597	
3	1/2 × 2.450 × 0.100 × 1.000	0.123	2.333	0.317	0.286	0.039	
Σ		7.622	——	——	14.535	13.989	

$$\text{重心位置 } XG = \Sigma (Vi \cdot Xi) / \Sigma Vi = 14.535 / 7.622 = 1.907 \text{ (m)}$$

$$YG = \Sigma (Vi \cdot Yi) / \Sigma Vi = 13.989 / 7.622 = 1.835 \text{ (m)}$$

3.2 躯体自重, 土砂重量, 任意荷重, 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	$24.000 \times 1.862 = 44.700$	1.020

(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 V1 (m³)	重心位置 (m)	
		X	Y		X1	Y1
土砂(背面)	7.622	1.907	1.835	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)	7.622	1.907	1.835

水位より上の体積

$$Vu = V - V1$$

水位より上の重心位置

$$Xu = (V \cdot X - V1 \cdot X1) / Vu$$

$$Yu = (V \cdot Y - V1 \cdot Y1) / Vu$$

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 $W1 = V1 \cdot (\text{土の飽和重量})$ (kN)
土砂(背面)	$7.622 \times 17.000 = 129.583$	$0.000 \times 17.800 = 0.000$

位置	重量 W $Wu + W1$ (kN)	作用位置 X $(Wu \cdot Xu + W1 \cdot X1) / W$ (m)
土砂(背面)	129.583	1.907

(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	44.700	0.000	1.020	0.000	45.596	0.000
背面土砂	129.583	0.000	1.907	0.000	247.089	0.000
合計	174.283	0.000	——	——	292.685	0.000

3.3 地表面の載荷荷重, 雪荷重

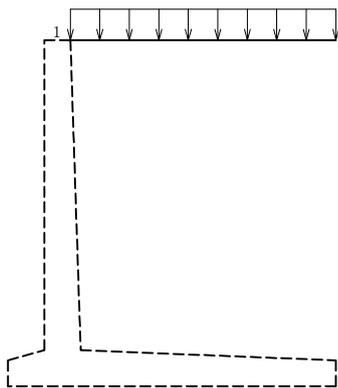
鉛直力

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

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	2.550	25.500	1.875

3.4 土圧・水圧

[1] 常時

土圧は土圧係数により求める。

仮想背面の位置 (つま先からの距離) xp = 3.150 m

yp = 0.000 m

仮想背面の高さ H = 3.350 m

水位面より上の高さ H1 = 3.350 m

水位面より下の高さ H2 = 0.000 m

土圧作用面が鉛直面となす角度 α = 0.000 °

土砂の単位体積重量 γs = 17.000 kN/m³

土砂のせん断抵抗角 φ = 30.000 °

地表面が水平面となす角度 β = 0.000 °

壁面摩擦角 δ = 0.000 °

土圧作用面上端土圧

$$p_1 = K \cdot q = 0.4000 \times 5.000 = 2.000 \text{ kN/m}^2$$

水位面での土圧

$$\begin{aligned} p_2 &= K \cdot \gamma_s \cdot H_1 + p_1 \\ &= 0.4000 \times 17.000 \times 3.350 + 2.000 \\ &= 24.780 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

土圧作用面下端土圧

$$p_3 = p_2 = 24.780 \text{ kN/m}^2$$

水位以上の土圧力

$$P_1 = \frac{1}{2} \cdot (p_1 + p_2) \cdot H_1 = \frac{1}{2} \times (2.000 + 24.780) \times 3.350 = 44.856 \text{ kN}$$

水位以下の土圧力

$$P_2 = \frac{1}{2} \cdot (p_2 + p_3) \cdot H_2 = \frac{1}{2} \times (24.780 + 24.780) \times 0.000 = 0.000 \text{ kN}$$

土圧力

$$P = P_1 + P_2 = 44.856 + 0.000 = 44.856 \text{ kN}$$

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

$$P_h = P \cdot \cos(\alpha + \delta) = 44.856 \times \cos(0.000^\circ + 0.000^\circ) = 44.856 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$P_v = P \cdot \sin(\alpha + \delta) = 44.856 \times \sin(0.000^\circ + 0.000^\circ) = 0.000 \text{ kN}$$

作用位置

$$\begin{aligned} M_1 &= P_1 \cdot \left(\frac{2 \cdot p_1 + p_2}{p_1 + p_2} \cdot \frac{H_1}{3} + H_2 \right) \\ &= 44.856 \times \left(\frac{2 \times 2.000 + 24.780}{2.000 + 24.780} \times \frac{3.350}{3} + 0.000 \right) \\ &= 53.831 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

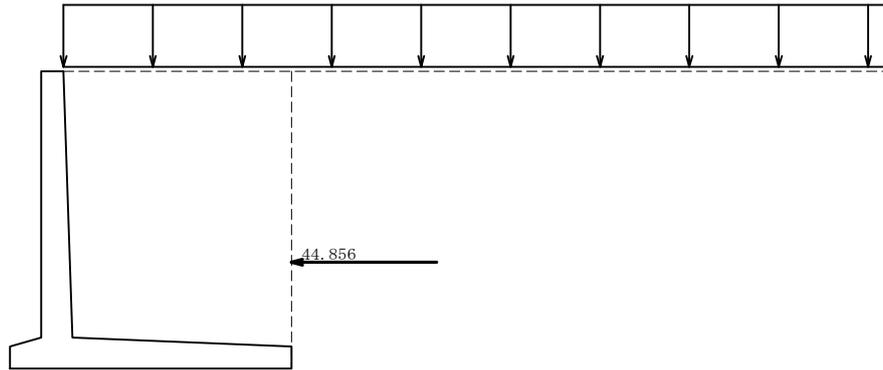
$$\begin{aligned} M_2 &= P_2 \cdot \left(\frac{2 \cdot p_2 + p_3}{p_2 + p_3} \cdot \frac{H_2}{3} \right) \\ &= 0.000 \times \left(\frac{2 \times 24.780 + 24.780}{24.780 + 24.780} \times \frac{0.000}{3} \right) \\ &= 0.000 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

$$H_o = \frac{M_1 + M_2}{P_1 + P_2} = \frac{53.831 + 0.000}{44.856 + 0.000} = 1.200 \text{ m}$$

$$x = x_p - H_o \cdot \tan \alpha = 3.150 - 1.200 \times \tan 0.000^\circ = 3.150 \text{ m}$$

$$y = y_p + H_o = 0.000 + 1.200 = 1.200 \text{ m}$$

・土圧図

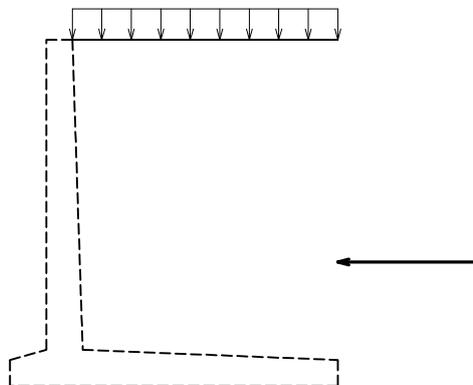


3.5 作用力の集計

(1) フーチング前面での作用力の集計

[1] 常時

(土圧の鉛直成分は集計されません)



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	174.283	0.000	1.679	0.000	292.685	0.000
載荷、雪	25.500	0.000	1.875	0.000	47.813	0.000
土圧	0.000	44.856	3.150	1.200	0.000	53.832
合計	199.783	44.856	———	———	340.497	53.832

・ 載荷位置 a (堅壁背面より後方)

荷重状態 (水位)	N_o (kN)	H_o (kN)	M_o (kN.m)
常時	199.783	44.856	286.665

・ 載荷位置 b (仮想背面より後方)

荷重状態 (水位)	N_o (kN)	H_o (kN)	M_o (kN.m)
常時	174.283	44.856	238.852

(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 : $B_j = 3.150$ (m)

・ 載荷位置 a (堅壁背面より後方)

■ 単位幅当り

荷重状態 (水 位)	N_c (kN)	H_c (kN)	M_c (kN. m)
常時	199.783	44.856	27.993

■ 全幅 (10.000m) 当り

荷重状態 (水 位)	N_c (kN)	H_c (kN)	M_c (kN. m)
常時	1997.830	448.565	279.935

・ 載荷位置 b (仮想背面より後方)

■ 単位幅当り

荷重状態 (水 位)	N_c (kN)	H_c (kN)	M_c (kN. m)
常時	174.283	44.856	35.643

■ 全幅 (10.000m) 当り

荷重状態 (水 位)	N_c (kN)	H_c (kN)	M_c (kN. m)
常時	1742.830	448.565	356.435

3.6 安定計算結果

3.6.1 転倒に対する安定

$$F = \frac{Mr}{Mo} = \frac{|\Sigma V \cdot x_0 - \Sigma H \cdot y_0|}{|P_{AH} \cdot y_A - P_{AV} \cdot x_A|}$$

ここに、

Mr : 抵抗モーメント

Mo : 転倒モーメント

ΣV : 土圧の鉛直成分を除いた鉛直力の合計

x_0 : 土圧の鉛直成分を除いた鉛直力の合計の作用位置

ΣH : 土圧の水平成分を除いた水平力の合計

y_0 : 土圧の水平成分を除いた水平力の合計の作用位置

P_{AH} : 土圧の水平成分

y_A : 土圧の水平成分の作用位置

P_{AV} : 土圧の鉛直成分

x_A : 土圧の鉛直成分の作用位置

・ 載荷位置 a (堅壁背面より後方)

荷重状態 (水 位)	$\Sigma V \cdot x_0$ (kN・m)	$\Sigma H \cdot y_0$ (kN・m)	$P_{AH} \cdot y_A$ (kN・m)	$P_{AV} \cdot x_A$ (kN・m)
常時	340.497	0.000	53.832	0.000

荷重状態 (水 位)	Mr (kN・m)	Mo (kN・m)	安全率		判定
			$F = Mr/Mo$	許容値	
常時	340.497	53.832	6.325	≥ 1.500	○

・ 載荷位置 b (仮想背面より後方)

荷重状態 (水 位)	$\Sigma V \cdot x_0$ (kN・m)	$\Sigma H \cdot y_0$ (kN・m)	$P_{AH} \cdot y_A$ (kN・m)	$P_{AV} \cdot x_A$ (kN・m)
常時	297.036	0.000	53.832	0.000

荷重状態 (水 位)	Mr (kN・m)	Mo (kN・m)	安全率		判定
			$F = Mr/Mo$	許容値	
常時	292.685	53.832	5.437	≥ 1.500	○

3.6.2 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{R_v \cdot \mu + C_b \cdot B}{R_H}$$

ここに、

R_v : 底版下面における全鉛直荷重 (kN)

R_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, $\mu = 0.400$

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), $B = 3.150$

・ 載荷位置 a (堅壁背面より後方)

荷重状態 (水 位)	鉛直荷重 R _v (kN)	水平荷重 R _h (kN)	安全率 F _s	必要安全率 F _{sa}	判 定
常時	199.783	44.856	1.782	≥ 1.500	○

・ 載荷位置 b (仮想背面より後方)

荷重状態 (水 位)	鉛直荷重 R _v (kN)	水平荷重 R _h (kN)	安全率 F _s	必要安全率 F _{sa}	判 定
常時	174.283	44.856	1.554	≥ 1.500	○

3.6.3 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 : つま先から合力の作用点までの距離 (m)

ΣMr : つま先回りの抵抗モーメント (kN・m)

ΣMt : つま先回りの転倒モーメント (kN・m)

ΣV : 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 = 3.150

・ 載荷位置 a (堅壁背面より後方)

荷重状態 (水 位)	ΣMr (kN・m)	ΣMt (kN・m)	ΣV (kN)	d (m)	e (m)
常時	340.497	53.832	199.783	1.435	0.140

・ 載荷位置 b (仮想背面より後方)

荷重状態 (水 位)	ΣMr (kN・m)	ΣMt (kN・m)	ΣV (kN)	d (m)	e (m)
常時	292.685	53.832	174.283	1.370	0.205

(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

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

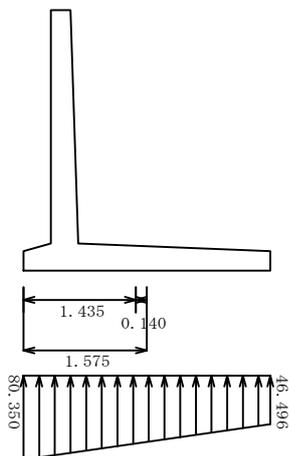
ここに、

ΣV : 底版下面に作用する全鉛直荷重 (kN)

B : 底版幅 (m), B = 3.150

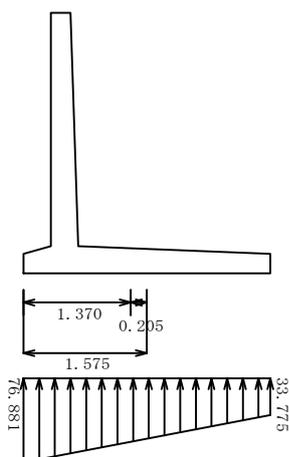
e : 偏心量 (m)

[1] 常時



・ 載荷位置 a (堅壁背面より後方)

地盤反力の作用幅 (m)	地盤反力の形状	地盤反力度 (kN/m ²)			判定
		qmin	qmax	許容値	
3.150	台形	46.496	80.350 ≤	200.000	○



・ 載荷位置 b (仮想背面より後方)

地盤反力の作用幅 (m)	地盤反力の形状	地盤反力度 (kN/m ²)			判定
		qmin	qmax	許容値	
3.150	台形	33.775	76.881 ≤	200.000	○

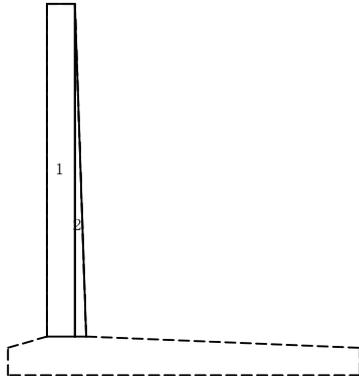
4章 縦壁の設計

4.1 縦壁基部の設計

4.1.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) 躯体

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	$0.250 \times 3.000 \times 1.000$	0.750	0.125	1.500	0.094	1.125	
2	$1/2 \times 0.100 \times 3.000 \times 1.000$	0.150	0.283	1.000	0.042	0.150	
Σ		0.900	—	—	0.136	1.275	

$$\text{重心 } X_G = \Sigma (V_i \cdot X_i) / \Sigma V_i = 0.136 / 0.900 = 0.151 \text{ (m)}$$

$$Y_G = \Sigma (V_i \cdot Y_i) / \Sigma V_i = 1.275 / 0.900 = 1.417 \text{ (m)}$$

4.1.2 躯体自重, 任意荷重

(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)	$24.000 \times 0.900 = 21.600$	0.024

作用位置

$$X = X_c - X_G = 0.175 - 0.151$$

$$= 0.024 \text{ m}$$

ここに、

X_c : 設計断面位置での縦壁前面から設計断面中心までの水平距離(m)

4.1.3 土圧・水圧

[1] 常時

土圧は土圧係数により求める。

$$\text{仮想背面の位置 (断面中心からの距離)} \quad x_p = 0.175 \text{ m}$$

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

仮想背面の高さ	H = 3.000 m
水位面より上の高さ	H1 = 3.000 m
水位面より下の高さ	H2 = 0.000 m
土圧作用面が鉛直面となす角度	$\alpha = 1.909^\circ$
背面土砂の単位体積重量	$\gamma_s = 17.000 \text{ kN/m}^3$
背面土砂のせん断抵抗角	$\phi = 30.000^\circ$
地表面が水平面となす角度	$\beta = 0.000^\circ$
壁面摩擦角	$\delta = 20.000^\circ$

土圧作用面上端土圧

$$p1 = K \cdot q = 0.4000 \times 5.000 = 2.000 \text{ kN/m}^2$$

水位面での土圧

$$\begin{aligned} p2 &= K \cdot \gamma_s \cdot H1 + p1 \\ &= 0.4000 \times 17.000 \times 3.000 + 2.000 \\ &= 22.400 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

土圧作用面下端土圧

$$p3 = p2 = 22.400 \text{ kN/m}^2$$

水位以上の土圧力

$$P1 = \frac{1}{2} \cdot (p1 + p2) \cdot H1 = \frac{1}{2} \times (2.000 + 22.400) \times 3.000 = 36.600 \text{ kN}$$

水位以下の土圧力

$$P2 = \frac{1}{2} \cdot (p2 + p3) \cdot H2 = \frac{1}{2} \times (22.400 + 22.400) \times 0.000 = 0.000 \text{ kN}$$

土圧力

$$P = P1 + P2 = 36.600 + 0.000 = 36.600 \text{ kN}$$

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

$$Ph = P \cdot \cos(\alpha + \delta) = 36.600 \times \cos(1.909^\circ + 20.000^\circ) = 33.957 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$Pv = P \cdot \sin(\alpha + \delta) = 36.600 \times \sin(1.909^\circ + 20.000^\circ) = 13.657 \text{ kN}$$

作用位置

$$\begin{aligned} M1 &= P1 \cdot \left(\frac{2 \cdot p1 + p2}{p1 + p2} \cdot \frac{H1}{3} + H2 \right) \\ &= 36.600 \times \left(\frac{2 \times 2.000 + 22.400}{2.000 + 22.400} \times \frac{3.000}{3} + 0.000 \right) \\ &= 39.600 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

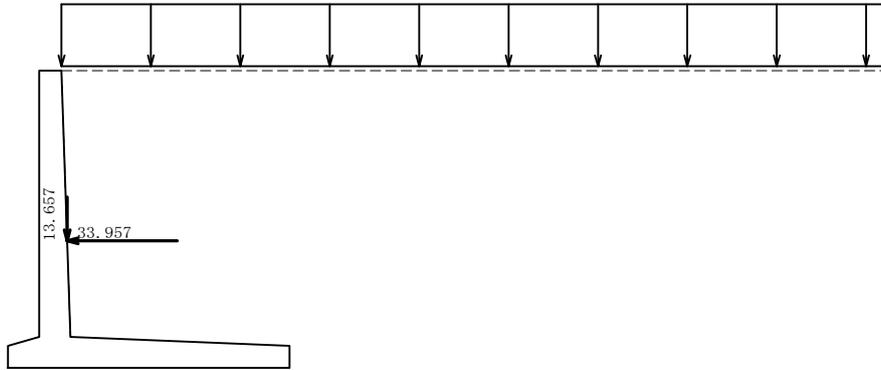
$$\begin{aligned} M2 &= P2 \cdot \left(\frac{2 \cdot p2 + p3}{p2 + p3} \cdot \frac{H2}{3} \right) \\ &= 0.000 \times \left(\frac{2 \times 22.400 + 22.400}{22.400 + 22.400} \times \frac{0.000}{3} \right) \\ &= 0.000 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

$$H_o = \frac{M1+M2}{P1+P2} = \frac{39.600+0.000}{36.600+0.000} = 1.082 \text{ m}$$

$$x = H_o \cdot \tan \alpha - x_p = 1.082 \times \tan 1.909^\circ - 0.175 = -0.139 \text{ m}$$

$$y = y_p + H_o = 0.000 + 1.082 = 1.082 \text{ m}$$

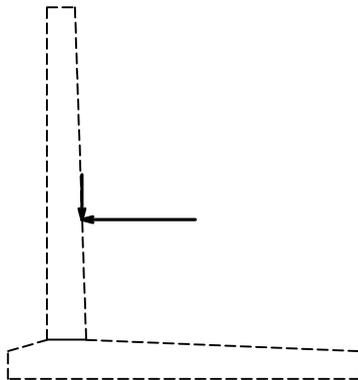
・土圧図



4.1.4 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

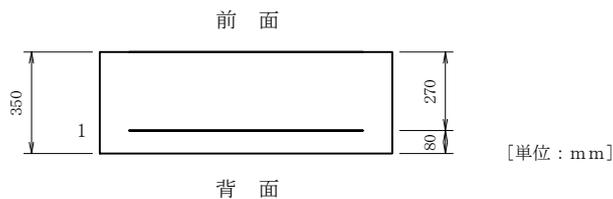


項目	N_i (kN)	H_i (kN)	X_i (m)	Y_i (m)	$M = M_{xi} + M_{yi}$ (kN·m)
自重	21.600	0.000	0.024	0.000	0.000
土圧	13.657	33.957	-0.139	1.082	36.741
合計	0.000	33.957	—————	—————	36.741

※ 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

4.1.5 断面計算（許容応力度法）

(1) 鉄筋配置



単鉄筋

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	8.00	D16	1.986	4.000
	2	—	—	—	—

引張側必要鉄筋量 6.883 (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), $h = 350.000$
- 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)
- σ_c : コンクリートの曲げ圧縮応力度 (N/mm²)
- σ_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)		判定
				計算値	許容値	計算値	許容値	
常時	36.741	0.000	6.917	4.301	≤ 7.000	187.302	≤ 215.000	○

(3) せん断応力度の照査

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

$$j = 1 - \frac{k}{3}$$

$$k = \sqrt{2n \cdot p + (n \cdot p)^2} - n \cdot p$$

$$p = \frac{A_s}{b \cdot d}$$

ここに、

τ_m : コンクリートの最大せん断応力度 (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)

j : コンクリートの圧縮応力の合力から鉄筋の図心までの距離と有効高さとの比

k : 中立軸からコンクリート圧縮縁までの距離と有効高さとの比

n : ヤング係数比

p : 鉄筋比

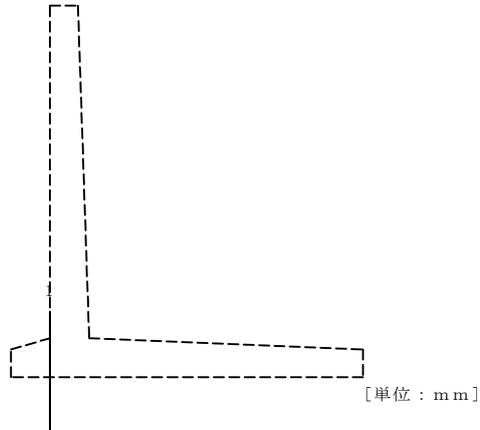
A_s : 鉄筋量 (mm²)

荷重状態 (水 位)	せん断力 S_h (kN)	有効高 d (cm)	j	せん断応力度 (N/mm ²)			判定
				計算値 τ	許容値 τ_{a1}	許容値 τ_{a2}	
常時	33.957	27.000	0.915	0.138	≤ 0.700	1.600	○

5章 つま先版の設計

5.1 照査位置[1]の設計

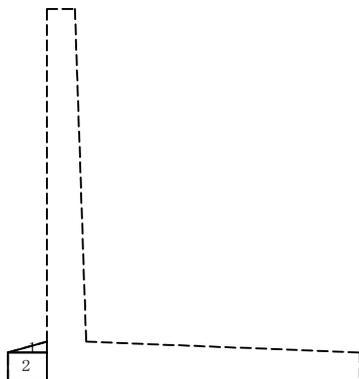
付け根からの距離 = 0.000 m



5.1.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) 躯体

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 X_i (m)	$V_i \cdot X_i$	備考
1	$1/2 \times 0.350 \times 0.100 \times 1.000$	0.018	0.117	0.002	
2	$0.350 \times 0.250 \times 1.000$	0.087	0.175	0.015	
Σ		0.105	—	0.017	

$$\text{重心位置 } XG = \Sigma (V_i \cdot X_i) / \Sigma V_i = 0.017 / 0.105 = 0.165 \text{ (m)}$$

5.1.2 躯体自重，土砂重量，任意荷重，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 $W = \gamma \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体	$24.000 \times 0.105 = 2.520$	0.165

5.1.3 地盤反力

鉛直力

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

作用位置

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

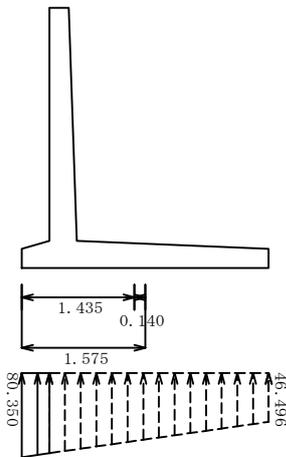
ここに、

q1 : つま先版前面位置の地盤反力度 (kN/m²)

q2 : つま先版設計位置の地盤反力度 (kN/m²)

L : 地盤反力作用幅 (m)

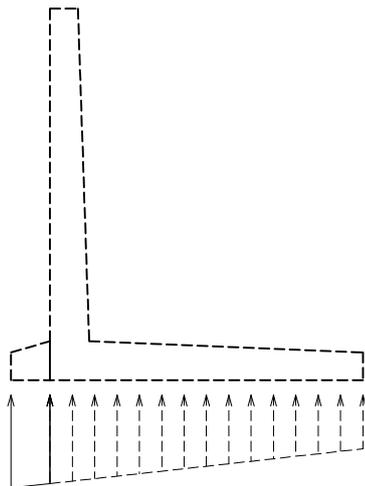
[1] 常時



地盤反力度 (kN/m ²)		作用幅 L (m)	鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2			
80.350	46.496	0.350	-27.464	0.176

5.1.4 断面力の集計

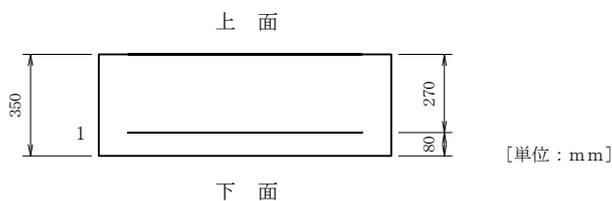
[1]常時



項目	N_i (kN)	X_i (m)	$M = N_i \cdot X_i$ (kN·m)
自重	-2.520	0.165	-0.417
地盤反力	27.464	0.176	4.845
合計	24.944	—	4.428

5.1.5 断面計算（許容応力度法）

(1)鉄筋配置



単鉄筋

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	8.00	D13	1.267	4.000	5.068
	2	—	—	—	—	—

引張側必要鉄筋量 0.787 (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

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

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

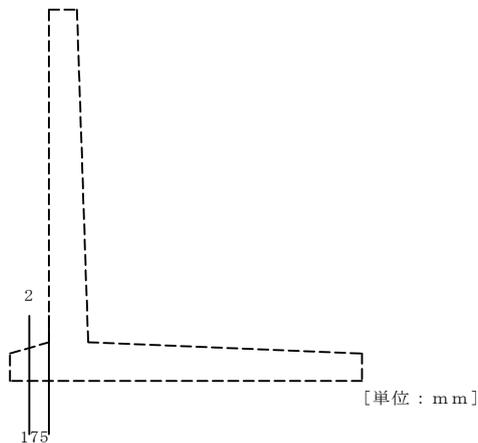
ここに、

- 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 = 350.000
- 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)
- σ_c : コンクリートの曲げ圧縮応力度 (N/mm²)
- σ_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)		判定
			計算値	許容値	計算値	許容値	
常時	4.428	5.691	0.620	≤ 7.000	34.808	≤ 215.000	○

5.2 照査位置[2]の設計

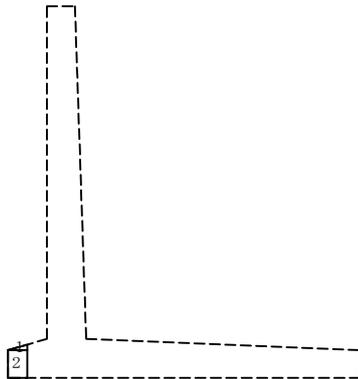
付け根からの距離 = 0.175 m



5.2.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) 躯体

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 X_i (m)	$V_i \cdot X_i$	備考
1	$1/2 \times 0.175 \times 0.050 \times 1.000$	0.004	0.058	0.000	
2	$0.175 \times 0.250 \times 1.000$	0.044	0.087	0.004	
Σ		0.048	—	0.004	

$$\text{重心位置 } X_G = \Sigma (V_i \cdot X_i) / \Sigma V_i = 0.004 / 0.048 = 0.085 \text{ (m)}$$

5.2.2 躯体自重，土砂重量，任意荷重，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 $W = \gamma \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体	$24.000 \times 0.048 = 1.155$	0.085

5.2.3 地盤反力

鉛直力

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

作用位置

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

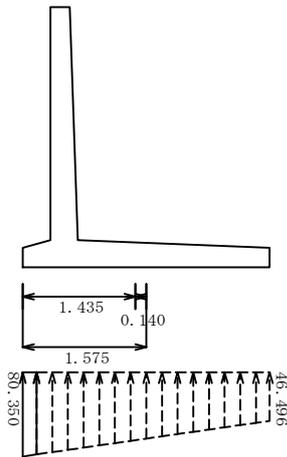
ここに、

q_1 : つま先版前面位置の地盤反力度 (kN/m^2)

q_2 : つま先版設計位置の地盤反力度 (kN/m^2)

L : 地盤反力作用幅 (m)

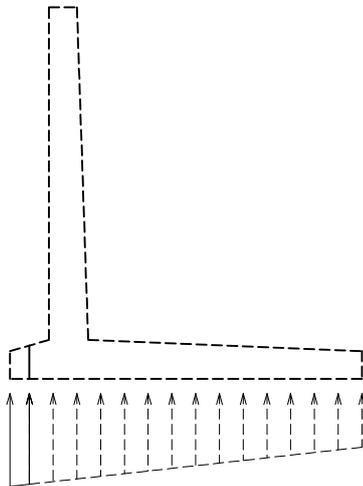
[1] 常時



地盤反力度 (kN/m ²)		作用幅 L (m)	鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2			
80.350	78.469	0.175	-13.897	0.088

5.2.4 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	-1.155	0.085	-0.098
地盤反力	13.897	0.088	1.221
合計	12.742	—	1.123

5.2.5 断面計算（許容応力度法）

(1)せん断応力度の照査

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

$$j = 1 - \frac{k}{3}$$

$$k = \sqrt{2n \cdot p + (n \cdot p)^2} - n \cdot p$$

$$p = \frac{A_s}{b \cdot d}$$

ここに、

τ_m : コンクリートの最大せん断応力度(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)

j : コンクリートの圧縮応力の合力から鉄筋の図心までの距離と有効高さとの比

k : 中立軸からコンクリート圧縮縁までの距離と有効高さとの比

n : ヤング係数比

p : 鉄筋比

A_s : 鉄筋量(mm²)

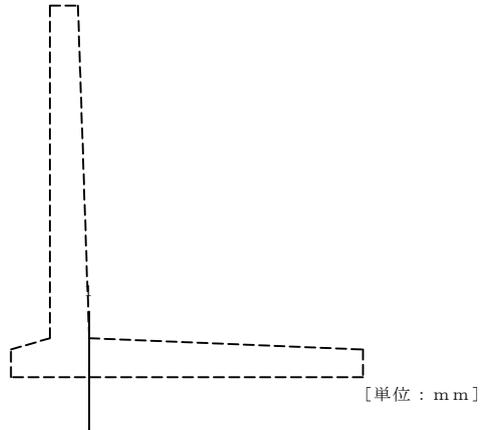
τ_{a1} : コンクリートのみでせん断力を負担する場合の許容せん断応力度(N/mm²)

荷重状態 (水 位)	せん断力 S_h (kN)	有効高 d (mm)	j	せん断応力度 (N/mm ²)		判 定
				計算値 τ	許容値 τ_{a1}	
常時	12.742	220.000	0.923	0.063	\leq 0.700	○

6章 かかと版の設計

6.1 照査位置[1]の設計

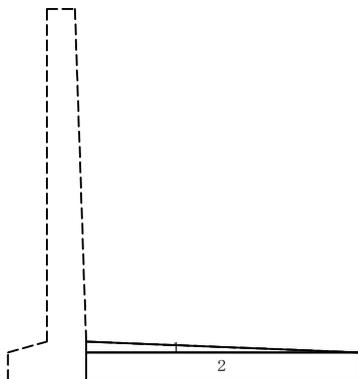
付け根からの距離 = 0.000 m



6.1.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) 躯体

1) ブロック割り



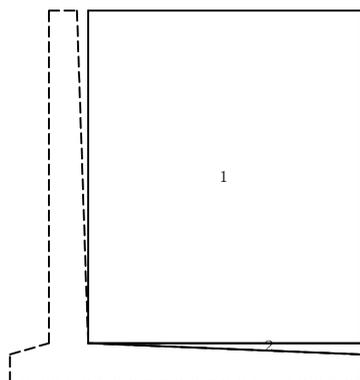
2) 体積・重心

区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 V_i (m^3)	重心位置 X_i (m)	$V_i \cdot X_i$	備考
1	$1/2 \times 2.450 \times 0.100 \times 1.000$	0.123	0.817	0.100	
2	$2.450 \times 0.250 \times 1.000$	0.613	1.225	0.750	
Σ		0.735	—	0.850	

$$\text{重心位置 } XG = \Sigma (V_i \cdot X_i) / \Sigma V_i = 0.850 / 0.735 = 1.157 \text{ (m)}$$

(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 V_i (m^3)	重心位置 X_i (m)	$V_i \cdot X_i$	備考
1	$2.450 \times 3.000 \times 1.000$	7.350	1.225	9.004	
2	$1/2 \times 2.450 \times 0.100 \times 1.000$	0.123	1.633	0.200	
Σ		7.472	—	9.204	

$$\text{重心位置 } XG = \Sigma (V_i \cdot X_i) / \Sigma V_i = 9.204 / 7.472 = 1.232 \text{ (m)}$$

6.1.2 躯体自重, 土砂重量, 任意荷重, 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 $W = \gamma \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体	$24.000 \times 0.735 = 17.640$	1.157

(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 (m^3)	重心位置 X (m)	体積 V_l (m^3)	重心位置 X_l (m)
土砂(背面)	7.472	1.232	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(背面)	7.472	1.232

水位より上の体積

$$V_u = V - V_l$$

水位より上の重心位置

$$X_u = (V \cdot X - V_1 \cdot X_1) / V_u$$

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 $W_1 = V_1 \cdot (\text{土の飽和重量})$ (kN)
土砂(背面)	$7.472 \times 17.000 = 127.033$	$0.000 \times 17.800 = 0.000$

位置	重量 W $W_u + W_1$ (kN)	作用位置 X $(W_u \cdot X_u + W_1 \cdot X_1) / W$ (m)
土砂(背面)	127.033	1.232

(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	17.640	1.157	20.409
背面土砂	127.033	1.232	156.505
合計	144.673	—	176.914

6.1.3 地盤反力

鉛直力

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

作用位置

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

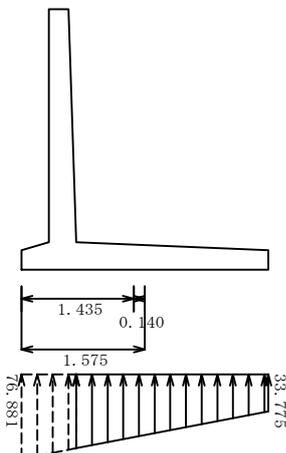
ここに、

q_1 : かかと版前面位置の地盤反力度 (kN/m²)

q_2 : かかと版設計位置の地盤反力度 (kN/m²)

L : 地盤反力作用幅 (m)

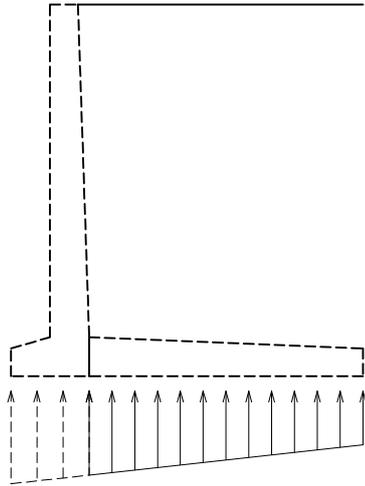
[1] 常時



地盤反力度 (kN/m ²)		作用幅 L (m)	鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q_1	q_2			
33.775	67.302	2.450	123.819	1.090

6.1.4 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	144.673	1.223	176.914
地盤反力	-123.819	1.090	-134.908
合計	20.854	—	42.005

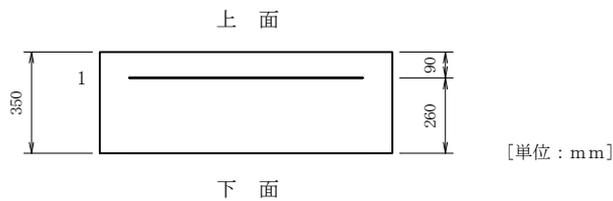
縦壁基部の断面力 $M1 = 36.741$ kN·m

かかと版付け根の断面力 $M3 = 42.005$ 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。

6.1.5 断面計算（許容応力度法）

(1)鉄筋配置



[単位：mm]

単鉄筋

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	9.00	D16	1.986	4.000	7.944
	2	—	—	—	—	—
下面	1'	—	—	—	—	—
	2'	—	—	—	—	—

引張側必要鉄筋量 7.169 (cm²)

(2) 曲げ応力度の照査

(参考)

中立軸の算出

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

より x を求める。

応力度の算出

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

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

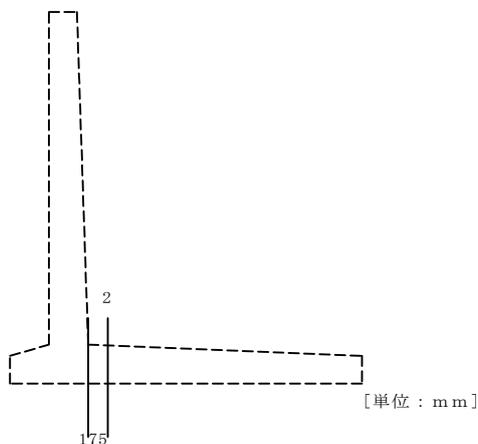
ここに、

- 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 = 350.000
- 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)
- σ_c : コンクリートの曲げ圧縮応力度 (N/mm²)
- σ_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)		判定
			計算値	許容値	計算値	許容値	
常時	36.741	6.768	4.570	≦ 7.000	194.813	≦ 215.000	○

6.2 照査位置[2]の設計

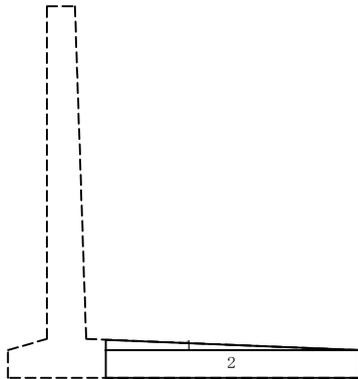
付け根からの距離 = 0.175 m



6.2.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) 躯体

1) ブロック割り



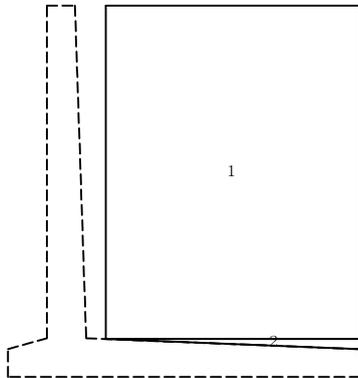
2) 体積・重心

区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 Vi (m ³)	重心位置 Xi (m)	Vi・Xi	備考
1	$1/2 \times 2.275 \times 0.093 \times 1.000$	0.106	0.758	0.080	
2	$2.275 \times 0.250 \times 1.000$	0.569	1.138	0.647	
Σ		0.674	—	0.727	

$$\text{重心位置 } XG = \Sigma (Vi \cdot Xi) / \Sigma Vi = 0.727 / 0.674 = 1.078 \text{ (m)}$$

(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 (m ³)	重心位置 Xi (m)	Vi・Xi	備考
1	$2.275 \times 3.007 \times 1.000$	6.841	1.138	7.782	
2	$1/2 \times 2.275 \times 0.093 \times 1.000$	0.106	1.517	0.160	
Σ		6.947	—	7.942	

$$\text{重心位置 } XG = \Sigma (Vi \cdot Xi) / \Sigma Vi = 7.942 / 6.947 = 1.143 \text{ (m)}$$

6.2.2 躯体自重, 土砂重量, 任意荷重, 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 $W = \gamma \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体	$24.000 \times 0.674 = 16.185$	1.078

(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 (m^3)	重心位置 X (m)	体積 $V1$ (m^3)	重心位置 $X1$ (m)
土砂(背面)	6.947	1.143	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 Xu (m)
土砂(背面)	6.947	1.143

水位より上の体積

$$Vu = V - V1$$

水位より上の重心位置

$$Xu = (V \cdot X - V1 \cdot X1) / Vu$$

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 $W1 = V1 \cdot (\text{土の飽和重量})$ (kN)
土砂(背面)	$6.947 \times 17.000 = 118.097$	$0.000 \times 17.800 = 0.000$

位置	重量 W $Wu + W1$ (kN)	作用位置 X $(Wu \cdot Xu + W1 \cdot X1) / W$ (m)
土砂(背面)	118.097	1.143

(3) 自重集計

[1] 常時

	重量 Ni (kN)	作用位置 Xi (m)	モーメント $Ni \cdot Xi$ (kN.m)
躯体	16.185	1.078	17.449
背面土砂	118.097	1.143	134.985
合計	134.282	—	152.434

6.2.3 地表面の載荷荷重，雪荷重

鉛直力

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

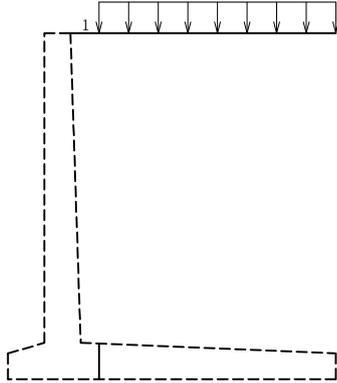
ここに、

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	2.275	22.750	1.138

6.2.4 地盤反力

鉛直力

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

作用位置

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

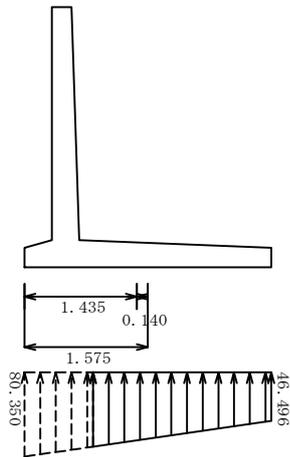
ここに、

q1 : かかと版前面位置の地盤反力度 (kN/m²)

q2 : かかと版設計位置の地盤反力度 (kN/m²)

L : 地盤反力作用幅 (m)

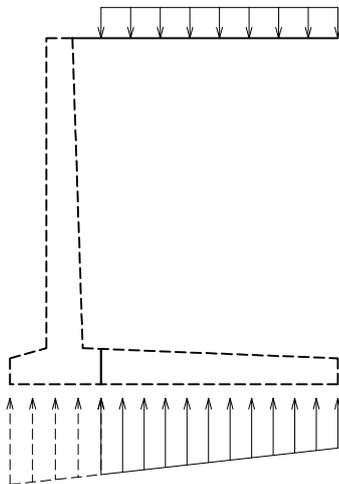
[1] 常時



地盤反力度 (kN/m ²)		作用幅 L (m)	鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2			
46.496	70.946	2.275	133.590	1.059

6.2.5 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	134.282	1.135	152.434
載荷、雪	22.750	1.138	25.878
地盤反力	-133.590	1.059	-141.414
合計	23.442	—	36.899

6.2.6 断面計算（許容応力度法）

(1) せん断応力度の照査

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

$$j = 1 - \frac{k}{3}$$

$$k = \sqrt{2n \cdot p + (n \cdot p)^2} - n \cdot p$$

$$p = \frac{A_s}{b \cdot d}$$

ここに、

τ_m : コンクリートの最大せん断応力度 (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)

j : コンクリートの圧縮応力の合力から鉄筋の図心までの距離と有効高さとの比

k : 中立軸からコンクリート圧縮縁までの距離と有効高さとの比

n : ヤング係数比

p : 鉄筋比

A_s : 鉄筋量 (mm²)

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)	j	せん断応力度 (N/mm ²)		判 定
				計算値 τ	許容値 τ_{a1}	
常時	23.442	252.857	0.912	0.102	\leq 0.700	○

【 T3.0 】

1章 設計条件

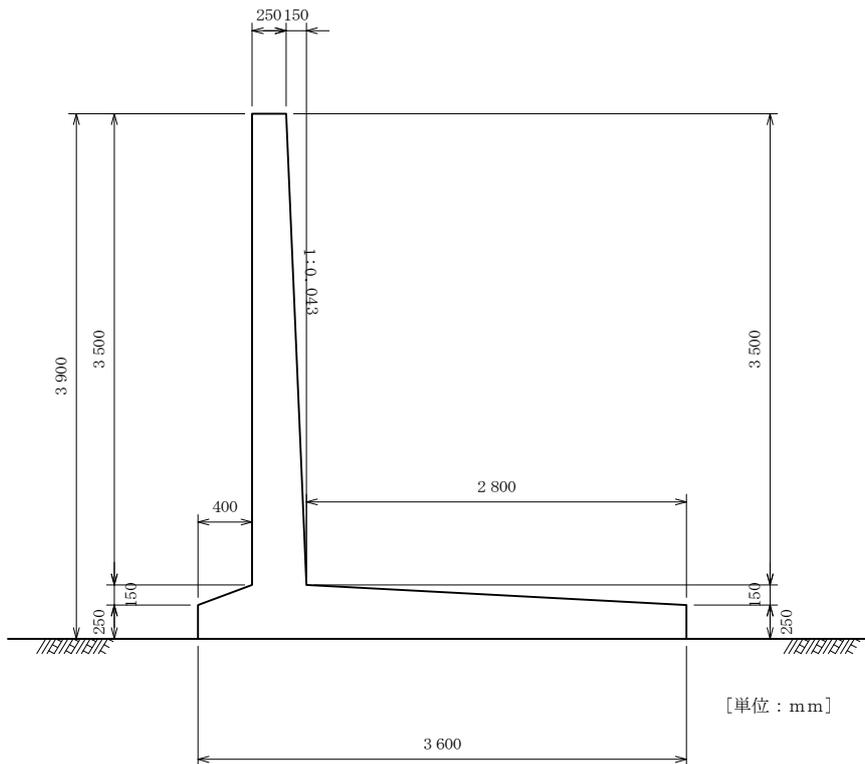
1.1 適用基準

ぎょうせい、盛土等防災マニュアルの解説 令和5年11月

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) : $\sigma_{ck} = 21$ (N/mm²)
底版 (鉄筋コンクリート) : $\sigma_{ck} = 21$ (N/mm²)

【鉄筋】 種類 : SD345

【土質】 裏込め土 : 砂質土
埋戻し土 : 砂質土
支持地盤 : 砂質地盤

【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	24.000	
水	浮力算出用	9.800	
	土 砂	湿潤重量	飽和重量
	背 面	17.000	17.800
	前 面	17.000	17.800

1.5 土砂

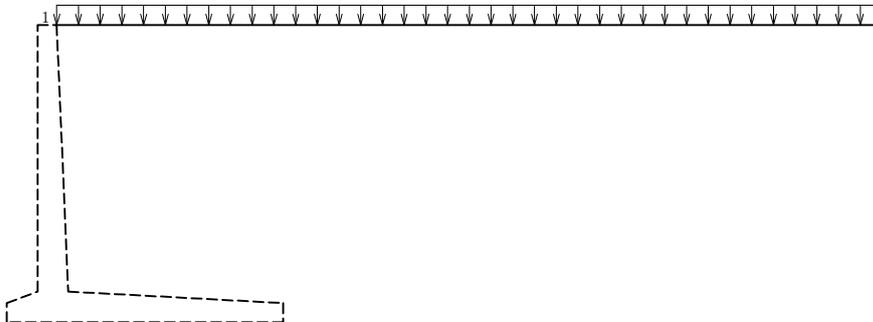
(1) 背面土砂形状



擁壁天端と地表面始点のレベル差	(m)	0.000
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 豎 壁
			始端側	終端側	
1	0.000	∞	10.000	10.000	○

1.7 任意荷重

考慮しない

1.8 土圧

・土圧式：クーロン(物部・岡部)

・土圧係数直接入力

荷重状態	安定計算 土圧係数	堅壁設計 土圧係数
常時	0.40000	0.40000

・土圧の作用面の壁面摩擦角(度)

荷重状態	主働土圧			受働土圧
	安定計算時	堅壁設計時	切土	
常時土圧	0.000	20.000	———	———

・安定計算時の土圧の仮想背面は、かかと端(かかところ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 2.454 (度)

・粘着力(kN/m²)

荷重状態	主働土圧用	受働土圧用
常時	0.000	———

1.9 荷重組み合わせ

No	荷重名称	コメント
1	常時	常時

	荷重名称	1
土砂	砂質土	
載荷荷重	載荷荷重	○
主働土圧	考慮しない	
	常時土圧	○

照査項目	1	
許容応力度法	安定・断面	
限界状態設計法	照査性能	———
	剛体安定	———
	断面破壊	———

照査性能を全ケース「安全・使用」とする

1.10 基礎の条件

1.10.1 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 μ	0.400

1.11 安定計算の許容値及び部材の許容応力度

1.11.1 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	200.000

1.11.2 部材の許容応力度

(1) 鉄筋コンクリート部材

1) 豎壁 (一般部材)

・鉄筋径 $\leq 28\text{mm}$ (N/mm²)

荷 重 状 態	コンクリートの 圧縮応力度 σ_{ca}	鉄筋の 引張応力度 σ_{sa}	せん断 応力度		鉄筋の 圧縮応力度 σ_{sba}
			τ_{a1}	τ_{a2}	
常時	7.000	215.000	0.700	1.600	215.000

・鉄筋径 $> 28\text{mm}$ (N/mm²)

荷 重 状 態	鉄筋の 引張応力度 σ_{sa}	鉄筋の 圧縮応力度 σ_{sba}
常時	195.000	195.000

2) 底版 (一般部材)

・鉄筋径 $\leq 28\text{mm}$ (N/mm²)

荷 重 状 態	コンクリートの 圧縮応力度 σ_{ca}	鉄筋の 引張応力度 σ_{sa}	せん断 応力度		鉄筋の 圧縮応力度 σ_{sba}
			τ_{a1}	τ_{a2}	
常時	7.000	215.000	0.700	1.600	—————

・鉄筋径 $> 28\text{mm}$ (N/mm²)

荷 重 状 態	鉄筋の 引張応力度 σ_{sa}	鉄筋の 圧縮応力度 σ_{sba}
常時	195.000	—————

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せん断応力度

τ_{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 結果一覧

1. 安定計算

(1) 転倒に対する照査

荷重状態 (水 位)	つま先での作用力		転倒安全率		判定
	抵抗M (kN. m)	転倒M (kN. m)	計算値	安全率	
常時	443.495	82.439	5.380	≥ 1.500	○

(2) 滑動に対する照査

荷重状態 (水 位)	フーチング中心の作用力		滑動安全率		判定
	N (kN)	H (kN)	計算値	安全率	
常時	230.733	59.514	1.551	≥ 1.500	○

(3) 支持に対する照査

荷重状態 (水 位)	フーチング中心の作用力		反力作用幅 (m)	地盤反力度 (kN/m ²)		判定
	M (kN. m)	N (kN)		計算値	許容値	
常時	44.676	260.233	3.600	92.970	≤ 200.000	○

2. 断面計算 (許容応力度法)

(1) 曲げ応力度

部 材	荷重状態 (水 位)	M (kN. m)	圧縮応力度 (N/mm ²)		引張応力度 (N/mm ²)		判定
			計算値	許容値	計算値	許容値	
堅壁基部	常時	56.229	4.346	≤ 7.000	169.042	≤ 215.000	○
つま先照査1	常時	6.739	0.720	≤ 7.000	44.453	≤ 215.000	○
かかと照査1	常時	56.229	4.580	≤ 7.000	174.682	≤ 215.000	○

(2) せん断応力度

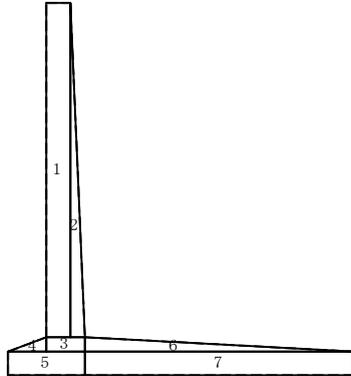
部 材	設計位置 (m)	荷重状態 (水 位)	せん断力 (kN)	せん断応力度 (N/mm ²)		判定
				計算値	許容値 τ a1 τ a2	
堅壁基部	0.000	常時	44.962	0.155	≤ 0.700 1.600	○
つま先照査2	0.200	常時	16.984	0.075	≤ 0.700 1.600	○
かかと照査2	0.200	常時	31.189	0.115	≤ 0.700 1.600	○

3章 安定計算

3.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) 躯体

1) ブロック割り



2) 体積・重心

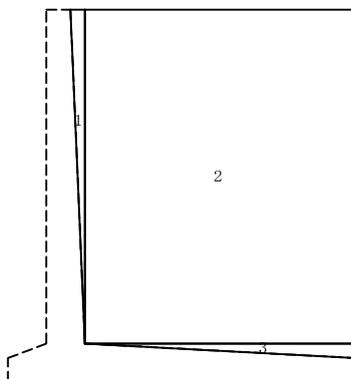
区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 Vi (m³)	重心位置(m)		Vi · Xi	Vi · Yi	備考
			Xi	Yi			
1	0.250 × 3.500 × 1.000	0.875	0.525	2.150	0.459	1.881	
2	1/2 × 0.150 × 3.500 × 1.000	0.262	0.700	1.567	0.184	0.411	
3	0.400 × 0.150 × 1.000	0.060	0.600	0.325	0.036	0.019	
4	1/2 × 0.400 × 0.150 × 1.000	0.030	0.267	0.300	0.008	0.009	
5	0.800 × 0.250 × 1.000	0.200	0.400	0.125	0.080	0.025	
6	1/2 × 2.800 × 0.150 × 1.000	0.210	1.733	0.300	0.364	0.063	
7	2.800 × 0.250 × 1.000	0.700	2.200	0.125	1.540	0.087	
Σ		2.338	—	—	2.671	2.497	

$$\text{重心位置 } XG = \frac{\Sigma (Vi \cdot Xi)}{\Sigma Vi} = \frac{2.671}{2.338} = 1.143 \text{ (m)}$$

$$YG = \frac{\Sigma (Vi \cdot Yi)}{\Sigma Vi} = \frac{2.497}{2.338} = 1.068 \text{ (m)}$$

(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(m)		Vi · Xi	Vi · Yi	備考
			Xi	Yi			
1	1/2 × 0.150 × 3.500 × 1.000	0.262	0.750	2.733	0.197	0.717	

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			
2	2.800 × 3.500 × 1.000	9.800	2.200	2.150	21.560	21.070	
3	1/2 × 2.800 × 0.150 × 1.000	0.210	2.667	0.350	0.560	0.073	
Σ		10.273	——	——	22.317	21.861	

$$\text{重心位置 } XG = \Sigma (Vi \cdot Xi) / \Sigma Vi = 22.317 / 10.273 = 2.172 \text{ (m)}$$

$$YG = \Sigma (Vi \cdot Yi) / \Sigma Vi = 21.861 / 10.273 = 2.128 \text{ (m)}$$

3.2 躯体自重，土砂重量，任意荷重，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	$24.000 \times 2.338 = 56.100$	1.143

(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 V1 (m³)	重心位置 (m)	
		X	Y		X1	Y1
土砂(背面)	10.273	2.172	2.128	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)	10.273	2.172	2.128

水位より上の体積

$$Vu = V - V1$$

水位より上の重心位置

$$Xu = (V \cdot X - V1 \cdot X1) / Vu$$

$$Yu = (V \cdot Y - V1 \cdot Y1) / Vu$$

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 $W1 = V1 \cdot (\text{土の飽和重量})$ (kN)
土砂(背面)	$10.273 \times 17.000 = 174.633$	$0.000 \times 17.800 = 0.000$

位置	重量 W $Wu + W1$ (kN)	作用位置 X $(Wu \cdot Xu + W1 \cdot X1) / W$ (m)
土砂(背面)	174.633	2.172

(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
軀 体	56.100	0.000	1.143	0.000	64.107	0.000
背面土砂	174.633	0.000	2.172	0.000	379.388	0.000
合 計	230.733	0.000	——	——	443.495	0.000

3.3 地表面の載荷荷重, 雪荷重

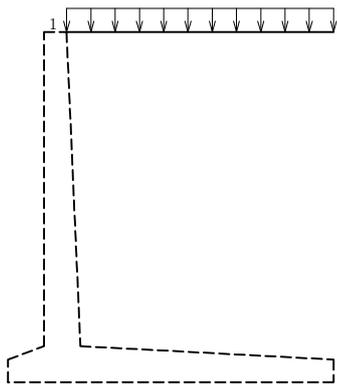
鉛直力

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

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	2.950	29.500	2.125

3.4 土圧・水圧

[1] 常時

土圧は土圧係数により求める。

仮想背面の位置 (つま先からの距離) xp = 3.600 m

yp = 0.000 m

仮想背面の高さ H = 3.900 m

水位面より上の高さ H1 = 3.900 m

水位面より下の高さ H2 = 0.000 m

土圧作用面が鉛直面となす角度 α = 0.000 °

土砂の単位体積重量 γs = 17.000 kN/m³

土砂のせん断抵抗角 φ = 30.000 °

地表面が水平面となす角度 β = 0.000 °

壁面摩擦角 δ = 0.000 °

土圧作用面上端土圧

$$p_1 = K \cdot q = 0.4000 \times 5.000 = 2.000 \text{ kN/m}^2$$

水位面での土圧

$$\begin{aligned} p_2 &= K \cdot \gamma_s \cdot H_1 + p_1 \\ &= 0.4000 \times 17.000 \times 3.900 + 2.000 \\ &= 28.520 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

土圧作用面下端土圧

$$p_3 = p_2 = 28.520 \text{ kN/m}^2$$

水位以上の土圧力

$$P_1 = \frac{1}{2} \cdot (p_1 + p_2) \cdot H_1 = \frac{1}{2} \times (2.000 + 28.520) \times 3.900 = 59.514 \text{ kN}$$

水位以下の土圧力

$$P_2 = \frac{1}{2} \cdot (p_2 + p_3) \cdot H_2 = \frac{1}{2} \times (28.520 + 28.520) \times 0.000 = 0.000 \text{ kN}$$

土圧力

$$P = P_1 + P_2 = 59.514 + 0.000 = 59.514 \text{ kN}$$

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

$$P_h = P \cdot \cos(\alpha + \delta) = 59.514 \times \cos(0.000^\circ + 0.000^\circ) = 59.514 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$P_v = P \cdot \sin(\alpha + \delta) = 59.514 \times \sin(0.000^\circ + 0.000^\circ) = 0.000 \text{ kN}$$

作用位置

$$\begin{aligned} M_1 &= P_1 \cdot \left(\frac{2 \cdot p_1 + p_2}{p_1 + p_2} \cdot \frac{H_1}{3} + H_2 \right) \\ &= 59.514 \times \left(\frac{2 \times 2.000 + 28.520}{2.000 + 28.520} \times \frac{3.900}{3} + 0.000 \right) \\ &= 82.438 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

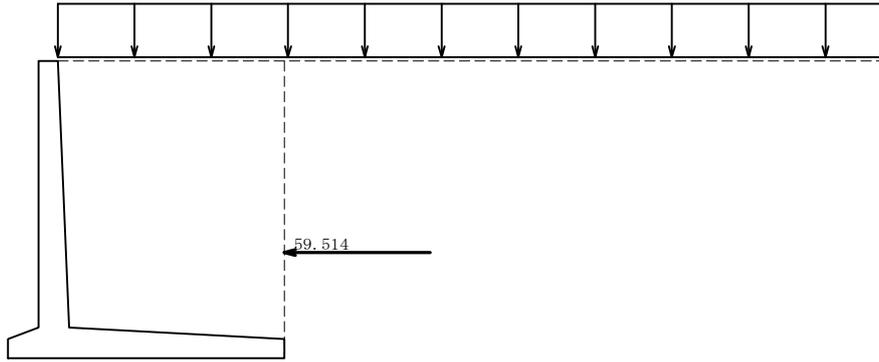
$$\begin{aligned} M_2 &= P_2 \cdot \left(\frac{2 \cdot p_2 + p_3}{p_2 + p_3} \cdot \frac{H_2}{3} \right) \\ &= 0.000 \times \left(\frac{2 \times 28.520 + 28.520}{28.520 + 28.520} \times \frac{0.000}{3} \right) \\ &= 0.000 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

$$H_o = \frac{M_1 + M_2}{P_1 + P_2} = \frac{82.438 + 0.000}{59.514 + 0.000} = 1.385 \text{ m}$$

$$x = x_p - H_o \cdot \tan \alpha = 3.600 - 1.385 \times \tan 0.000^\circ = 3.600 \text{ m}$$

$$y = y_p + H_o = 0.000 + 1.385 = 1.385 \text{ m}$$

・土圧図

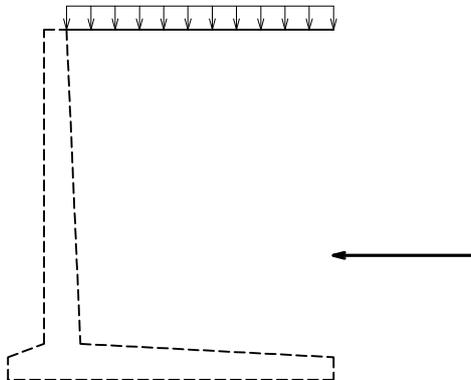


3.5 作用力の集計

(1) フーチング前面での作用力の集計

[1] 常時

(土圧の鉛直成分は集計されません)



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	230.733	0.000	1.922	0.000	443.495	0.000
載荷、雪	29.500	0.000	2.125	0.000	62.687	0.000
土圧	0.000	59.514	3.600	1.385	0.000	82.439
合計	260.233	59.514	—————	—————	506.182	82.439

・ 載荷位置 a (堅壁背面より後方)

荷重状態 (水 位)	N_o (kN)	H_o (kN)	M_o (kN・m)
常時	260.233	59.514	423.744

・ 載荷位置 b (仮想背面より後方)

荷重状態 (水 位)	N_o (kN)	H_o (kN)	M_o (kN・m)
常時	230.733	59.514	361.056

(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 : $B_j = 3.600$ (m)

・ 載荷位置 a (堅壁背面より後方)

■ 単位幅当り

荷重状態 (水 位)	N_c (kN)	H_c (kN)	M_c (kN. m)
常時	260.233	59.514	44.676

■ 全幅 (10.000m) 当り

荷重状態 (水 位)	N_c (kN)	H_c (kN)	M_c (kN. m)
常時	2602.330	595.140	446.757

・ 載荷位置 b (仮想背面より後方)

■ 単位幅当り

荷重状態 (水 位)	N_c (kN)	H_c (kN)	M_c (kN. m)
常時	230.733	59.514	54.263

■ 全幅 (10.000m) 当り

荷重状態 (水 位)	N_c (kN)	H_c (kN)	M_c (kN. m)
常時	2307.330	595.140	542.632

3.6 安定計算結果

3.6.1 転倒に対する安定

$$F = \frac{Mr}{Mo} = \frac{|\Sigma V \cdot x_0 - \Sigma H \cdot y_0|}{|P_{AH} \cdot y_A - P_{AV} \cdot x_A|}$$

ここに、

Mr : 抵抗モーメント

Mo : 転倒モーメント

ΣV : 土圧の鉛直成分を除いた鉛直力の合計

x_0 : 土圧の鉛直成分を除いた鉛直力の合計の作用位置

ΣH : 土圧の水平成分を除いた水平力の合計

y_0 : 土圧の水平成分を除いた水平力の合計の作用位置

P_{AH} : 土圧の水平成分

y_A : 土圧の水平成分の作用位置

P_{AV} : 土圧の鉛直成分

x_A : 土圧の鉛直成分の作用位置

・ 載荷位置 a (堅壁背面より後方)

荷重状態 (水 位)	$\Sigma V \cdot x_0$ (kN・m)	$\Sigma H \cdot y_0$ (kN・m)	$P_{AH} \cdot y_A$ (kN・m)	$P_{AV} \cdot x_A$ (kN・m)
常時	506.182	0.000	82.439	0.000

荷重状態 (水 位)	Mr (kN・m)	Mo (kN・m)	安全率		判定
			$F = Mr/Mo$	許容値	
常時	506.182	82.439	6.140	≥ 1.500	○

・ 載荷位置 b (仮想背面より後方)

荷重状態 (水 位)	$\Sigma V \cdot x_0$ (kN・m)	$\Sigma H \cdot y_0$ (kN・m)	$P_{AH} \cdot y_A$ (kN・m)	$P_{AV} \cdot x_A$ (kN・m)
常時	448.802	0.000	82.439	0.000

荷重状態 (水 位)	Mr (kN・m)	Mo (kN・m)	安全率		判定
			$F = Mr/Mo$	許容値	
常時	443.495	82.439	5.380	≥ 1.500	○

3.6.2 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{R_v \cdot \mu + C_b \cdot B}{R_H}$$

ここに、

R_v : 底版下面における全鉛直荷重 (kN)

R_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, $\mu = 0.400$

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), $B = 3.600$

・ 載荷位置 a (堅壁背面より後方)

荷重状態 (水 位)	鉛直荷重 R _v (kN)	水平荷重 R _h (kN)	安全率 F _s	必要安全率 F _{sa}	判 定
常時	260.233	59.514	1.749	≥ 1.500	○

・ 載荷位置 b (仮想背面より後方)

荷重状態 (水 位)	鉛直荷重 R _v (kN)	水平荷重 R _h (kN)	安全率 F _s	必要安全率 F _{sa}	判 定
常時	230.733	59.514	1.551	≥ 1.500	○

3.6.3 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 : つま先から合力の作用点までの距離 (m)

ΣMr : つま先回りの抵抗モーメント (kN・m)

ΣMt : つま先回りの転倒モーメント (kN・m)

ΣV : 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 = 3.600

・ 載荷位置 a (堅壁背面より後方)

荷重状態 (水 位)	ΣMr (kN・m)	ΣMt (kN・m)	ΣV (kN)	d (m)	e (m)
常時	506.182	82.439	260.233	1.628	0.172

・ 載荷位置 b (仮想背面より後方)

荷重状態 (水 位)	ΣMr (kN・m)	ΣMt (kN・m)	ΣV (kN)	d (m)	e (m)
常時	443.495	82.439	230.733	1.565	0.235

(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

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

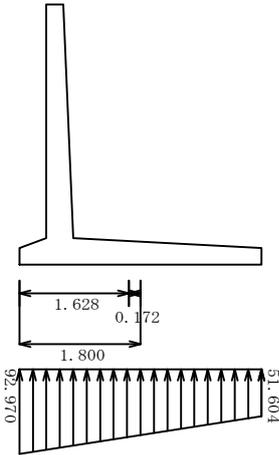
ここに、

ΣV : 底版下面に作用する全鉛直荷重 (kN)

B : 底版幅 (m), B = 3.600

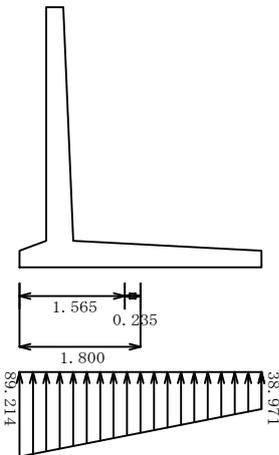
e : 偏心量 (m)

[1] 常時



・ 載荷位置 a (堅壁背面より後方)

地盤反力の作用幅 (m)	地盤反力の形状	地盤反力度 (kN/m ²)			判定
		qmin	qmax	許容値	
3.600	台形	51.604	92.970 ≤	200.000	○



・ 載荷位置 b (仮想背面より後方)

地盤反力の作用幅 (m)	地盤反力の形状	地盤反力度 (kN/m ²)			判定
		qmin	qmax	許容値	
3.600	台形	38.971	89.214 ≤	200.000	○

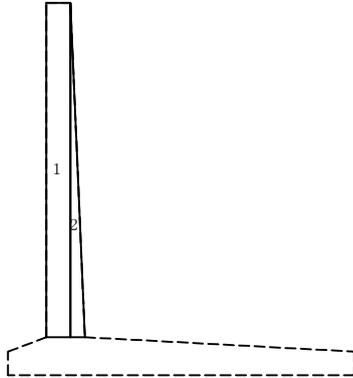
4章 縦壁の設計

4.1 縦壁基部の設計

4.1.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) 躯体

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	$0.250 \times 3.500 \times 1.000$	0.875	0.125	1.750	0.109	1.531	
2	$1/2 \times 0.150 \times 3.500 \times 1.000$	0.262	0.300	1.167	0.079	0.306	
Σ		1.138	—	—	0.188	1.838	

$$\text{重心 } X_G = \Sigma (V_i \cdot X_i) / \Sigma V_i = 0.188 / 1.138 = 0.165 \text{ (m)}$$

$$Y_G = \Sigma (V_i \cdot Y_i) / \Sigma V_i = 1.838 / 1.138 = 1.615 \text{ (m)}$$

4.1.2 躯体自重, 任意荷重

(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)	$24.000 \times 1.138 = 27.300$	0.035

作用位置

$$X = X_c - X_G = 0.200 - 0.165$$

$$= 0.035 \text{ m}$$

ここに、

X_c : 設計断面位置での縦壁前面から設計断面中心までの水平距離(m)

4.1.3 土圧・水圧

[1] 常時

土圧は土圧係数により求める。

$$\text{仮想背面の位置 (断面中心からの距離)} \quad x_p = 0.200 \text{ m}$$

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

仮想背面の高さ	H = 3.500 m
水位面より上の高さ	H1 = 3.500 m
水位面より下の高さ	H2 = 0.000 m
土圧作用面が鉛直面となす角度	$\alpha = 2.454^\circ$
背面土砂の単位体積重量	$\gamma_s = 17.000 \text{ kN/m}^3$
背面土砂のせん断抵抗角	$\phi = 30.000^\circ$
地表面が水平面となす角度	$\beta = 0.000^\circ$
壁面摩擦角	$\delta = 20.000^\circ$

土圧作用面の上端土圧

$$p1 = K \cdot q = 0.4000 \times 5.000 = 2.000 \text{ kN/m}^2$$

水位面での土圧

$$\begin{aligned} p2 &= K \cdot \gamma_s \cdot H1 + p1 \\ &= 0.4000 \times 17.000 \times 3.500 + 2.000 \\ &= 25.800 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

土圧作用面の下端土圧

$$p3 = p2 = 25.800 \text{ kN/m}^2$$

水位以上の土圧力

$$P1 = \frac{1}{2} \cdot (p1 + p2) \cdot H1 = \frac{1}{2} \times (2.000 + 25.800) \times 3.500 = 48.650 \text{ kN}$$

水位以下の土圧力

$$P2 = \frac{1}{2} \cdot (p2 + p3) \cdot H2 = \frac{1}{2} \times (25.800 + 25.800) \times 0.000 = 0.000 \text{ kN}$$

土圧力

$$P = P1 + P2 = 48.650 + 0.000 = 48.650 \text{ kN}$$

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

$$Ph = P \cdot \cos(\alpha + \delta) = 48.650 \times \cos(2.454^\circ + 20.000^\circ) = 44.962 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$Pv = P \cdot \sin(\alpha + \delta) = 48.650 \times \sin(2.454^\circ + 20.000^\circ) = 18.581 \text{ kN}$$

作用位置

$$\begin{aligned} M1 &= P1 \cdot \left(\frac{2 \cdot p1 + p2}{p1 + p2} \cdot \frac{H1}{3} + H2 \right) \\ &= 48.650 \times \left(\frac{2 \times 2.000 + 25.800}{2.000 + 25.800} \times \frac{3.500}{3} + 0.000 \right) \\ &= 60.842 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

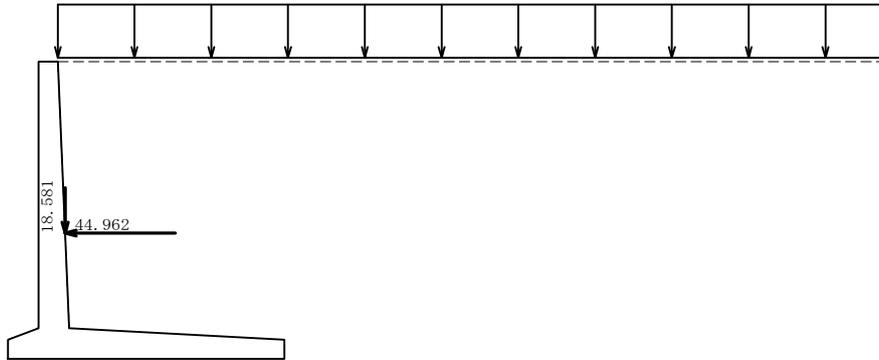
$$\begin{aligned} M2 &= P2 \cdot \left(\frac{2 \cdot p2 + p3}{p2 + p3} \cdot \frac{H2}{3} \right) \\ &= 0.000 \times \left(\frac{2 \times 25.800 + 25.800}{25.800 + 25.800} \times \frac{0.000}{3} \right) \\ &= 0.000 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

$$H_o = \frac{M_1 + M_2}{P_1 + P_2} = \frac{60.842 + 0.000}{48.650 + 0.000} = 1.251 \text{ m}$$

$$x = H_o \cdot \tan \alpha - x_p = 1.251 \times \tan 2.454^\circ - 0.200 = -0.146 \text{ m}$$

$$y = y_p + H_o = 0.000 + 1.251 = 1.251 \text{ m}$$

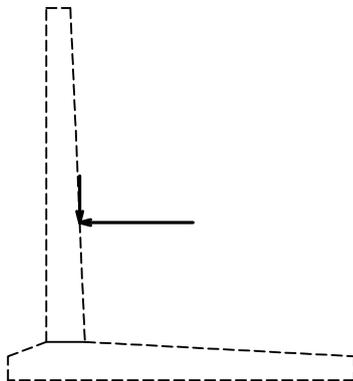
・土圧図



4.1.4 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

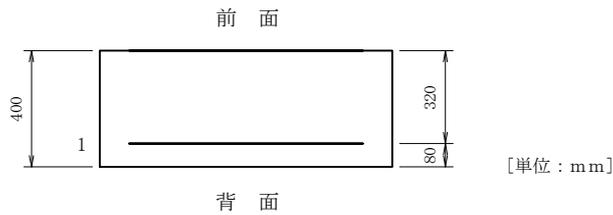


項目	N_i (kN)	H_i (kN)	X_i (m)	Y_i (m)	$M = M_{x_i} + M_{y_i}$ (kN·m)
自重	27.300	0.000	0.035	0.000	0.000
土圧	18.581	44.962	-0.146	1.251	56.229
合計	0.000	44.962	—————	—————	56.229

※ 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

4.1.5 断面計算（許容応力度法）

(1) 鉄筋配置



単鉄筋

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	8.00	D19	2.865	4.000
	2	—	—	—	—

引張側必要鉄筋量 8.917 (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)
- σ_c : コンクリートの曲げ圧縮応力度 (N/mm²)
- σ_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)		判定
				計算値	許容値	計算値	許容値	
常時	56.229	0.000	8.906	4.346	≤ 7.000	169.042	≤ 215.000	○

(3) せん断応力度の照査

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

$$j = 1 - \frac{k}{3}$$

$$k = \sqrt{2n \cdot p + (n \cdot p)^2} - n \cdot p$$

$$p = \frac{A_s}{b \cdot d}$$

ここに、

τ_m : コンクリートの最大せん断応力度 (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)

j : コンクリートの圧縮応力の合力から鉄筋の図心までの距離と有効高さとの比

k : 中立軸からコンクリート圧縮縁までの距離と有効高さとの比

n : ヤング係数比

p : 鉄筋比

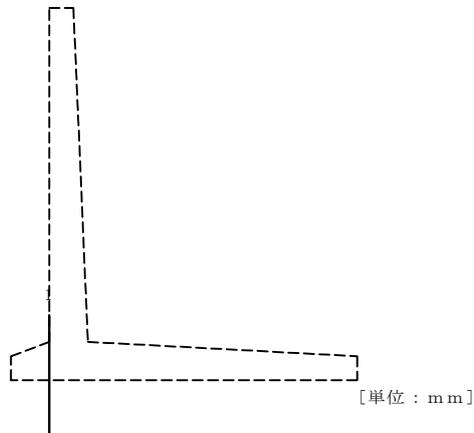
A_s : 鉄筋量 (mm²)

荷重状態 (水 位)	せん断力 S_h (kN)	有効高 d (cm)	j	せん断応力度 (N/mm ²)			判定
				計算値 τ	許容値 τ_{a1}	許容値 τ_{a2}	
常時	44.962	32.000	0.907	0.155	≤ 0.700	1.600	○

5章 つま先版の設計

5.1 照査位置[1]の設計

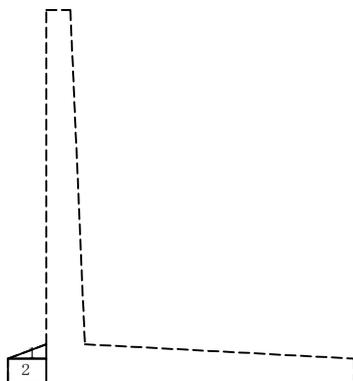
付け根からの距離 = 0.000 m



5.1.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) 躯体

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 X_i (m)	$V_i \cdot X_i$	備考
1	$1/2 \times 0.400 \times 0.150 \times 1.000$	0.030	0.133	0.004	
2	$0.400 \times 0.250 \times 1.000$	0.100	0.200	0.020	
Σ		0.130	—	0.024	

$$\text{重心位置 } XG = \Sigma (V_i \cdot X_i) / \Sigma V_i = 0.024 / 0.130 = 0.185 \text{ (m)}$$

5.1.2 躯体自重，土砂重量，任意荷重，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 $W = \gamma \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体	$24.000 \times 0.130 = 3.120$	0.185

5.1.3 地盤反力

鉛直力

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

作用位置

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

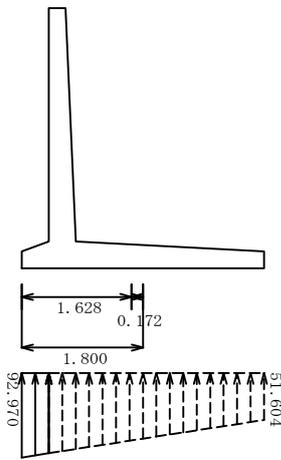
ここに、

q1 : つま先版前面位置の地盤反力度 (kN/m²)

q2 : つま先版設計位置の地盤反力度 (kN/m²)

L : 地盤反力作用幅 (m)

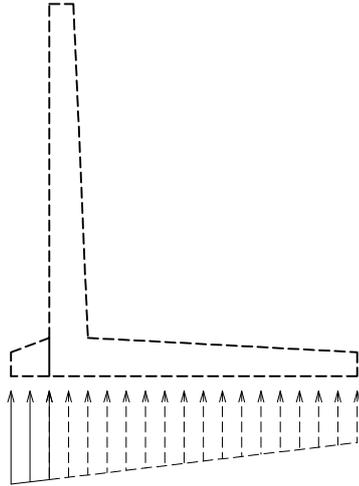
[1] 常時



地盤反力度 (kN/m ²)		作用幅 L (m)	鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2			
92.970	88.374	0.400	-36.269	0.202

5.1.4 断面力の集計

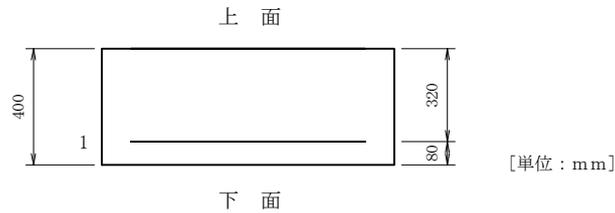
[1]常時



項目	N_i (kN)	X_i (m)	$M = N_i \cdot X_i$ (kN·m)
自重	-3.120	0.185	-0.576
地盤反力	36.269	0.202	7.315
合計	33.149	—	6.739

5.1.5 断面計算（許容応力度法）

(1)鉄筋配置



単鉄筋

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	8.00	D13	1.267	4.000	5.068
	2	—	—	—	—	—

引張側必要鉄筋量 1.011 (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

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

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

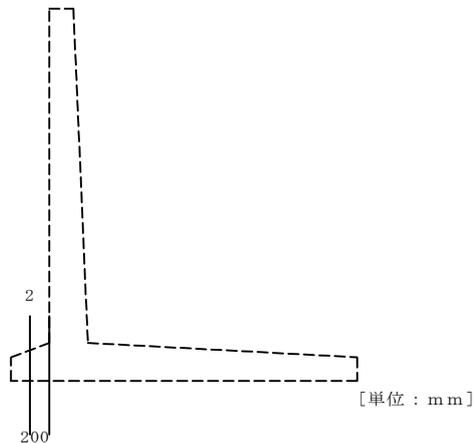
ここに、

- 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)
- σ_c : コンクリートの曲げ圧縮応力度 (N/mm²)
- σ_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)		判 定
			計算値	許容値	計算値	許容値	
常時	6.739	6.255	0.720	≤ 7.000	44.453	≤ 215.000	○

5.2 照査位置[2]の設計

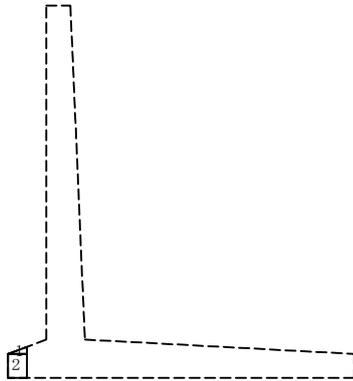
付け根からの距離 = 0.200 m



5.2.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) 躯体

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 X_i (m)	$V_i \cdot X_i$	備考
1	$1/2 \times 0.200 \times 0.075 \times 1.000$	0.007	0.067	0.001	
2	$0.200 \times 0.250 \times 1.000$	0.050	0.100	0.005	
Σ		0.058	—	0.006	

$$\text{重心位置 } X_G = \Sigma (V_i \cdot X_i) / \Sigma V_i = 0.006 / 0.058 = 0.096 \text{ (m)}$$

5.2.2 躯体自重，土砂重量，任意荷重，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 $W = \gamma \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体	$24.000 \times 0.058 = 1.380$	0.096

5.2.3 地盤反力

鉛直力

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

作用位置

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

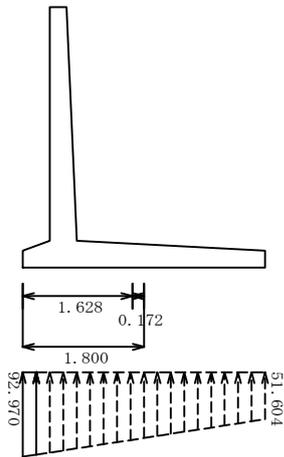
ここに、

q_1 : つま先版前面位置の地盤反力度 (kN/m^2)

q_2 : つま先版設計位置の地盤反力度 (kN/m^2)

L : 地盤反力作用幅 (m)

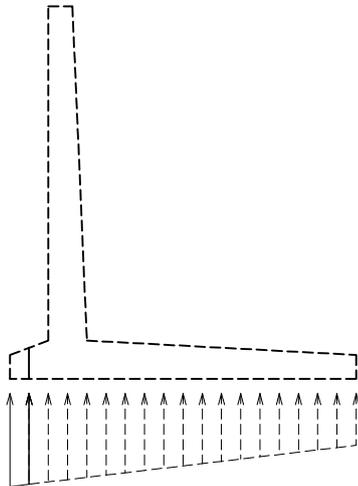
[1] 常時



地盤反力度 (kN/m ²)		作用幅 L (m)	鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2			
92.970	90.672	0.200	-18.364	0.100

5.2.4 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	-1.380	0.096	-0.132
地盤反力	18.364	0.100	1.844
合計	16.984	—	1.712

5.2.5 断面計算（許容応力度法）

(1)せん断応力度の照査

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

$$j = 1 - \frac{k}{3}$$

$$k = \sqrt{2n \cdot p + (n \cdot p)^2} - n \cdot p$$

$$p = \frac{A_s}{b \cdot d}$$

ここに、

τ_m : コンクリートの最大せん断応力度(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)

j : コンクリートの圧縮応力の合力から鉄筋の図心までの距離と有効高さとの比

k : 中立軸からコンクリート圧縮縁までの距離と有効高さとの比

n : ヤング係数比

p : 鉄筋比

A_s : 鉄筋量(mm²)

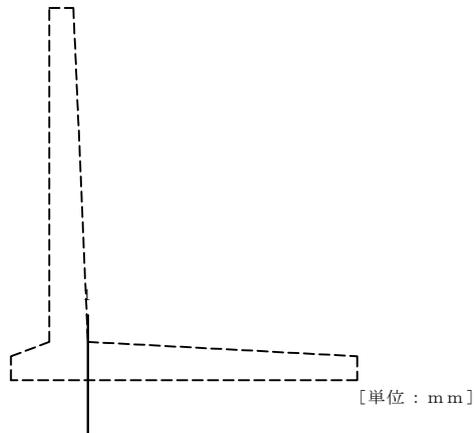
τ_{a1} : コンクリートのみでせん断力を負担する場合の許容せん断応力度(N/mm²)

荷重状態 (水 位)	せん断力 S_h (kN)	有効高 d (mm)	j	せん断応力度 (N/mm ²)		判 定
				計算値 τ	許容値 τ_{a1}	
常時	16.984	245.000	0.927	0.075	\leq 0.700	○

6章 かかと版の設計

6.1 照査位置[1]の設計

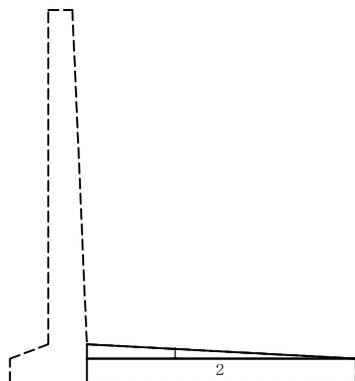
付け根からの距離 = 0.000 m



6.1.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) 躯体

1) ブロック割り



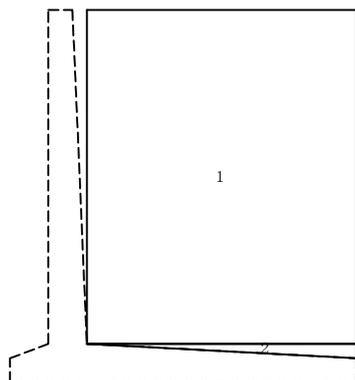
2) 体積・重心

区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 V_i (m^3)	重心位置 X_i (m)	$V_i \cdot X_i$	備考
1	$1/2 \times 2.800 \times 0.150 \times 1.000$	0.210	0.933	0.196	
2	$2.800 \times 0.250 \times 1.000$	0.700	1.400	0.980	
Σ		0.910	—	1.176	

$$\text{重心位置 } XG = \Sigma (V_i \cdot X_i) / \Sigma V_i = 1.176 / 0.910 = 1.292 \text{ (m)}$$

(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 V_i (m^3)	重心位置 X_i (m)	$V_i \cdot X_i$	備考
1	$2.800 \times 3.500 \times 1.000$	9.800	1.400	13.720	
2	$1/2 \times 2.800 \times 0.150 \times 1.000$	0.210	1.867	0.392	
Σ		10.010	—	14.112	

$$\text{重心位置 } XG = \Sigma (V_i \cdot X_i) / \Sigma V_i = 14.112 / 10.010 = 1.410 \text{ (m)}$$

6.1.2 躯体自重, 土砂重量, 任意荷重, 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 $W = \gamma \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体	$24.000 \times 0.910 = 21.840$	1.292

(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 (m^3)	重心位置 X (m)	体積 V_l (m^3)	重心位置 X_l (m)
土砂(背面)	10.010	1.410	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(背面)	10.010	1.410

水位より上の体積

$$V_u = V - V_l$$

水位より上の重心位置

$$X_u = (V \cdot X - V_1 \cdot X_1) / V_u$$

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 $W_1 = V_1 \cdot (\text{土の飽和重量})$ (kN)
土砂(背面)	$10.010 \times 17.000 = 170.170$	$0.000 \times 17.800 = 0.000$

位置	重量 W $W_u + W_1$ (kN)	作用位置 X $(W_u \cdot X_u + W_1 \cdot X_1) / W$ (m)
土砂(背面)	170.170	1.410

(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	21.840	1.292	28.224
背面土砂	170.170	1.410	239.940
合計	192.010	—	268.164

6.1.3 地盤反力

鉛直力

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

作用位置

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

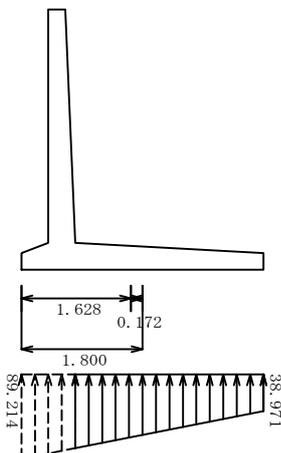
ここに、

q_1 : かかと版前面位置の地盤反力度 (kN/m²)

q_2 : かかと版設計位置の地盤反力度 (kN/m²)

L : 地盤反力作用幅 (m)

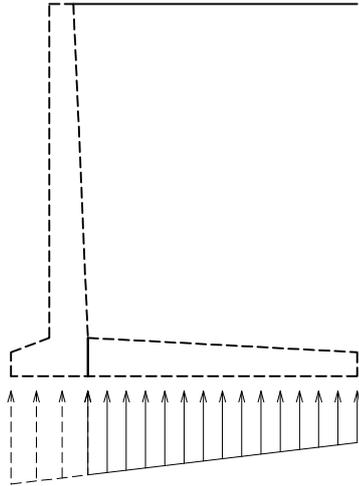
[1] 常時



地盤反力度 (kN/m ²)		作用幅 L (m)	鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q_1	q_2			
38.971	78.049	2.800	163.828	1.244

6.1.4 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	192.010	1.397	268.164
地盤反力	-163.828	1.244	-203.828
合計	28.182	—	64.336

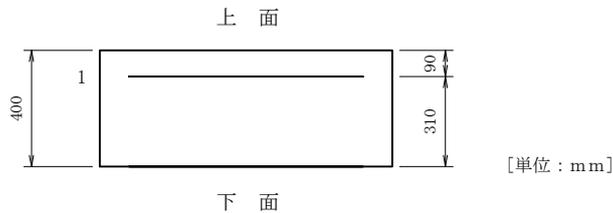
縦壁基部の断面力 $M1 = 56.229 \text{ kN}\cdot\text{m}$

かかと版付け根の断面力 $M3 = 64.336 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$M3 > M1$ となったので、付け根の断面力として $M1$ を適用します。

6.1.5 断面計算（許容応力度法）

(1)鉄筋配置



単鉄筋

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	D19	2.865	4.000	11.460
	2	—	—	—	—
下面	1'	—	—	—	—
	2'	—	—	—	—

引張側必要鉄筋量 $9.229 \text{ (cm}^2\text{)}$

(2) 曲げ応力度の照査

(参考)

中立軸の算出

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

より x を求める。

応力度の算出

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

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

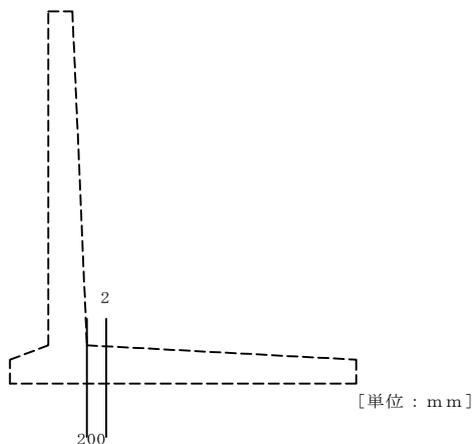
ここに、

- 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)
- σ_c : コンクリートの曲げ圧縮応力度 (N/mm²)
- σ_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)		判定
			計算値	許容値	計算値	許容値	
常時	56.229	8.750	4.580	≦ 7.000	174.682	≦ 215.000	○

6.2 照査位置[2]の設計

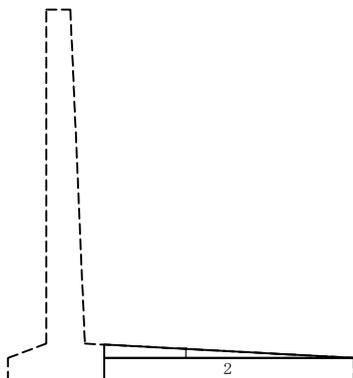
付け根からの距離 = 0.200 m



6.2.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) 躯体

1) ブロック割り



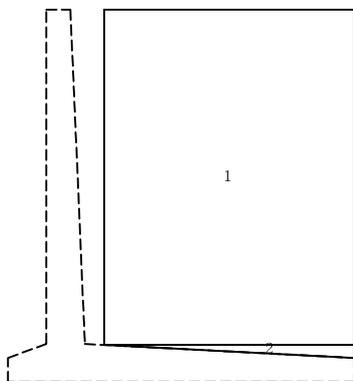
2) 体積・重心

区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 Vi (m ³)	重心位置 Xi (m)	Vi · Xi	備考
1	1/2 × 2.600 × 0.139 × 1.000	0.181	0.867	0.157	
2	2.600 × 0.250 × 1.000	0.650	1.300	0.845	
Σ		0.831	—	1.002	

重心位置 $XG = \Sigma (Vi \cdot Xi) / \Sigma Vi = 1.002 / 0.831 = 1.206 \text{ (m)}$

(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 (m ³)	重心位置 Xi (m)	Vi · Xi	備考
1	2.600 × 3.511 × 1.000	9.128	1.300	11.866	
2	1/2 × 2.600 × 0.139 × 1.000	0.181	1.733	0.314	
Σ		9.309	—	12.180	

重心位置 $XG = \Sigma (Vi \cdot Xi) / \Sigma Vi = 12.180 / 9.309 = 1.308 \text{ (m)}$

6.2.2 躯体自重，土砂重量，任意荷重，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 $W = \gamma \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体	$24.000 \times 0.831 = 19.946$	1.206

(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 (m ³)	重心位置 X (m)	体積 $V1$ (m ³)	重心位置 $X1$ (m)
土砂(背面)	9.309	1.308	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 Xu (m)
土砂(背面)	9.309	1.308

水位より上の体積

$$Vu = V - V1$$

水位より上の重心位置

$$Xu = (V \cdot X - V1 \cdot X1) / Vu$$

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 $W1 = V1 \cdot (\text{土の飽和重量})$ (kN)
土砂(背面)	$9.309 \times 17.000 = 158.252$	$0.000 \times 17.800 = 0.000$

位置	重量 W $Wu + W1$ (kN)	作用位置 X $(Wu \cdot Xu + W1 \cdot X1) / W$ (m)
土砂(背面)	158.252	1.308

(3) 自重集計

[1] 常時

	重量 Ni (kN)	作用位置 Xi (m)	モーメント $Ni \cdot Xi$ (kN.m)
躯体	19.946	1.206	24.046
背面土砂	158.252	1.308	206.994
合計	178.198	—	231.040

6.2.3 地表面の載荷荷重，雪荷重

鉛直力

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

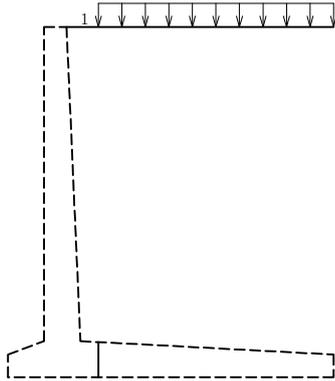
ここに、

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	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

6.2.4 地盤反力

鉛直力

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

作用位置

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

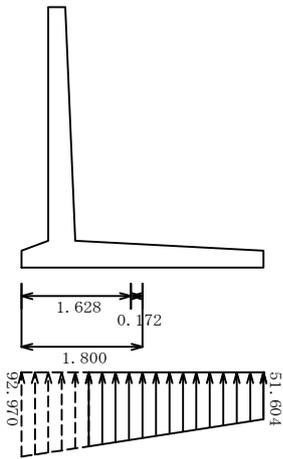
ここに、

q₁ : かかと版前面位置の地盤反力度 (kN/m²)

q₂ : かかと版設計位置の地盤反力度 (kN/m²)

L : 地盤反力作用幅 (m)

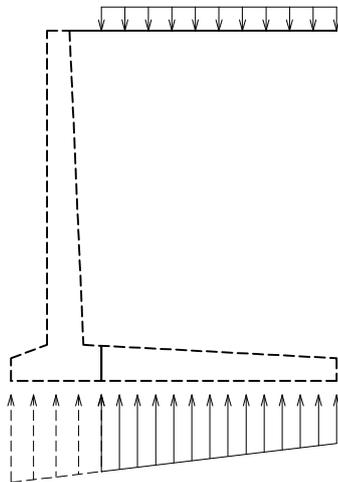
[1] 常時



地盤反力度 (kN/m ²)		作用幅 L (m)	鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2			
51.604	81.479	2.600	173.008	1.203

6.2.5 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	178.198	1.296	231.040
載荷、雪	26.000	1.300	33.800
地盤反力	-173.008	1.203	-208.081
合計	31.189	—	56.759

6.2.6 断面計算（許容応力度法）

(1)せん断応力度の照査

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

$$j = 1 - \frac{k}{3}$$

$$k = \sqrt{2n \cdot p + (n \cdot p)^2} - n \cdot p$$

$$p = \frac{A_s}{b \cdot d}$$

ここに、

- τ_m : コンクリートの最大せん断応力度 (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)
- j : コンクリートの圧縮応力の合力から鉄筋の図心までの距離と有効高さとの比
- k : 中立軸からコンクリート圧縮縁までの距離と有効高さとの比
- n : ヤング係数比
- p : 鉄筋比
- A_s : 鉄筋量 (mm²)
- 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)	j	せん断応力度 (N/mm ²)		判 定
				計算値 τ	許容値 τ_{a1}	
常時	31.189	299.286	0.905	0.115	≤ 0.700	○

【 T3.5 】

1章 設計条件

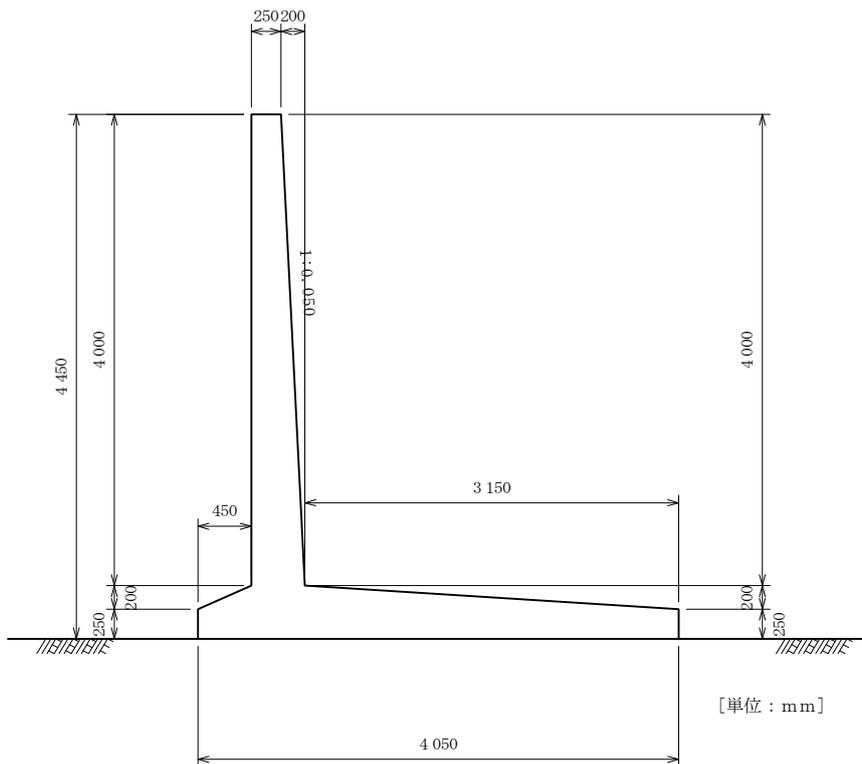
1.1 適用基準

ぎょうせい、盛土等防災マニュアルの解説 令和5年11月

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) : $\sigma_{ck} = 21$ (N/mm²)
底版 (鉄筋コンクリート) : $\sigma_{ck} = 21$ (N/mm²)

【鉄筋】 種類 : SD345

【土質】 裏込め土 : 砂質土
埋戻し土 : 砂質土
支持地盤 : 砂質地盤

【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	24.000	
水	浮力算出用	9.800	
	土 砂	湿潤重量	飽和重量
	背 面	17.000	17.800
	前 面	17.000	17.800

1.5 土砂

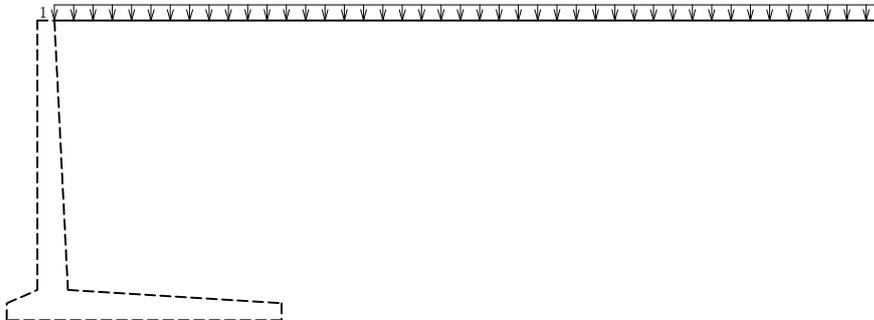
(1) 背面土砂形状



擁壁天端と地表面始点のレベル差	(m)	0.000
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 豎 壁
			始端側	終端側	
1	0.000	∞	10.000	10.000	○

1.7 任意荷重

考慮しない

1.8 土圧

・土圧式：クーロン(物部・岡部)

・土圧係数直接入力

荷重状態	安定計算 土圧係数	堅壁設計 土圧係数
常時	0.40000	0.40000

・土圧の作用面の壁面摩擦角(度)

荷重状態	主働土圧			受働土圧
	安定計算時	堅壁設計時	切土	
常時土圧	0.000	20.000	—	—

・安定計算時の土圧の仮想背面は、かかと端(かかところ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 2.862 (度)

・粘着力(kN/m²)

荷重状態	主働土圧用	受働土圧用
常時	0.000	—

1.9 荷重組み合わせ

No	荷重名称	コメント
1	常時	常時

	荷重名称	1
土砂	砂質土	
載荷荷重	載荷荷重	○
主働土圧	考慮しない	
	常時土圧	○

照査項目	1	
許容応力度法	安定・断面	
限界状態設計法	照査性能	—
	剛体安定	—
	断面破壊	—

照査性能を全ケース「安全・使用」とする

1.10 基礎の条件

1.10.1 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 μ	0.400

1.11 安定計算の許容値及び部材の許容応力度

1.11.1 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	200.000

1.11.2 部材の許容応力度

(1) 鉄筋コンクリート部材

1) 豎壁（一般部材）

・鉄筋径 $\leq 28\text{mm}$ (N/mm²)

荷 重 状 態	コンクリートの 圧縮応力度 σ_{ca}	鉄筋の 引張応力度 σ_{sa}	せん断 応力度		鉄筋の 圧縮応力度 σ_{sba}
			τ_{a1}	τ_{a2}	
常時	7.000	215.000	0.700	1.600	215.000

・鉄筋径 $> 28\text{mm}$ (N/mm²)

荷 重 状 態	鉄筋の 引張応力度 σ_{sa}	鉄筋の 圧縮応力度 σ_{sba}
常時	195.000	195.000

2) 底版（一般部材）

・鉄筋径 $\leq 28\text{mm}$ (N/mm²)

荷 重 状 態	コンクリートの 圧縮応力度 σ_{ca}	鉄筋の 引張応力度 σ_{sa}	せん断 応力度		鉄筋の 圧縮応力度 σ_{sba}
			τ_{a1}	τ_{a2}	
常時	7.000	215.000	0.700	1.600	———

・鉄筋径 $> 28\text{mm}$ (N/mm²)

荷 重 状 態	鉄筋の 引張応力度 σ_{sa}	鉄筋の 圧縮応力度 σ_{sba}
常時	195.000	———

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せん断応力度

τ_{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 結果一覧

1. 安定計算

(1) 転倒に対する照査

荷重状態 (水 位)	つま先での作用力		転倒安全率		判定
	抵抗M (kN. m)	転倒M (kN. m)	計算値	安全率	
常時	638.769	119.671	5.338	≥ 1.500	○

(2) 滑動に対する照査

荷重状態 (水 位)	フーチング中心の作用力		滑動安全率		判定
	N (kN)	H (kN)	計算値	安全率	
常時	295.055	76.229	1.548	≥ 1.500	○

(3) 支持に対する照査

荷重状態 (水 位)	フーチング中心の作用力		反力作用幅 (m)	地盤反力度 (kN/m ²)		判定
	M (kN. m)	N (kN)		計算値	許容値	
常時	66.664	328.555	4.050	105.510	≤ 200.000	○

2. 断面計算 (許容応力度法)

(1) 曲げ応力度

部 材	荷重状態 (水 位)	M (kN. m)	圧縮応力度 (N/mm ²)		引張応力度 (N/mm ²)		判定
			計算値	許容値	計算値	許容値	
堅壁基部	常時	81.578	4.986	≤ 7.000	210.792	≤ 215.000	○
つま先照査1	常時	9.730	0.826	≤ 7.000	55.267	≤ 215.000	○
かかと照査1	常時	81.578	4.657	≤ 7.000	162.635	≤ 215.000	○

(2) せん断応力度

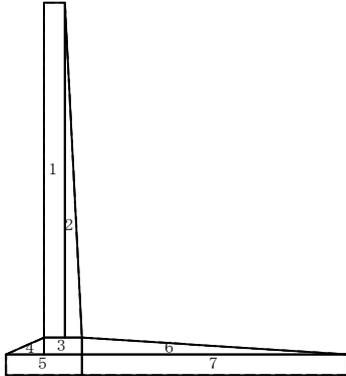
部 材	設計位置 (m)	荷重状態 (水 位)	せん断力 (kN)	せん断応力度 (N/mm ²)		判定
				計算値	許容値 τ a1 τ a2	
堅壁基部	0.000	常時	57.498	0.170	≤ 0.700 1.600	○
つま先照査2	0.225	常時	21.815	0.087	≤ 0.700 1.600	○
かかと照査2	0.225	常時	40.070	0.129	≤ 0.700 1.600	○

3章 安定計算

3.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) 躯体

1) ブロック割り



2) 体積・重心

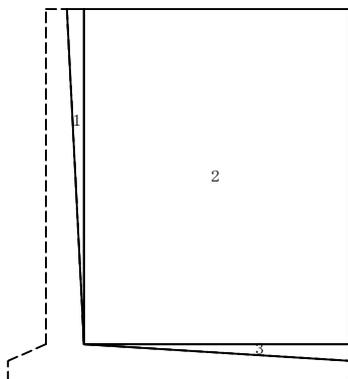
区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 Vi (m³)	重心位置(m)		Vi · Xi	Vi · Yi	備考
			Xi	Yi			
1	0.250 × 4.000 × 1.000	1.000	0.575	2.450	0.575	2.450	
2	1/2 × 0.200 × 4.000 × 1.000	0.400	0.767	1.783	0.307	0.713	
3	0.450 × 0.200 × 1.000	0.090	0.675	0.350	0.061	0.032	
4	1/2 × 0.450 × 0.200 × 1.000	0.045	0.300	0.317	0.014	0.014	
5	0.900 × 0.250 × 1.000	0.225	0.450	0.125	0.101	0.028	
6	1/2 × 3.150 × 0.200 × 1.000	0.315	1.950	0.317	0.614	0.100	
7	3.150 × 0.250 × 1.000	0.788	2.475	0.125	1.949	0.098	
Σ		2.863	—	—	3.620	3.435	

$$\text{重心位置 } XG = \frac{\Sigma (Vi \cdot Xi)}{\Sigma Vi} = \frac{3.620}{2.863} = 1.265 \text{ (m)}$$

$$YG = \frac{\Sigma (Vi \cdot Yi)}{\Sigma Vi} = \frac{3.435}{2.863} = 1.200 \text{ (m)}$$

(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(m)		Vi · Xi	Vi · Yi	備考
			Xi	Yi			
1	1/2 × 0.200 × 4.000 × 1.000	0.400	0.833	3.117	0.333	1.247	

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			
2	3.150 × 4.000 × 1.000	12.600	2.475	2.450	31.185	30.870	
3	1/2 × 3.150 × 0.200 × 1.000	0.315	3.000	0.383	0.945	0.121	
Σ		13.315	——	——	32.463	32.237	

$$\text{重心位置 } XG = \Sigma (Vi \cdot Xi) / \Sigma Vi = 32.463 / 13.315 = 2.438 \text{ (m)}$$

$$YG = \Sigma (Vi \cdot Yi) / \Sigma Vi = 32.237 / 13.315 = 2.421 \text{ (m)}$$

3.2 躯体自重, 土砂重量, 任意荷重, 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	24.000 × 2.863 = 68.700	1.265

(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 V1 (m³)	重心位置 (m)	
		X	Y		X1	Y1
土砂(背面)	13.315	2.438	2.421	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)	13.315	2.438	2.421

水位より上の体積

$$Vu = V - V1$$

水位より上の重心位置

$$Xu = (V \cdot X - V1 \cdot X1) / Vu$$

$$Yu = (V \cdot Y - V1 \cdot Y1) / Vu$$

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 $W1 = V1 \cdot (\text{土の飽和重量})$ (kN)
土砂(背面)	13.315 × 17.000 = 226.355	0.000 × 17.800 = 0.000

位置	重量 W $Wu + W1$ (kN)	作用位置 X $(Wu \cdot Xu + W1 \cdot X1) / W$ (m)
土砂(背面)	226.355	2.438

(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
軀 体	68.700	0.000	1.265	0.000	86.892	0.000
背面土砂	226.355	0.000	2.438	0.000	551.877	0.000
合 計	295.055	0.000	——	——	638.769	0.000

3.3 地表面の載荷荷重, 雪荷重

鉛直力

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

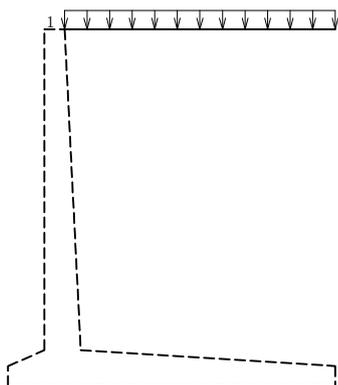
ここに、

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	3.350	33.500	2.375

3.4 土圧・水圧

[1] 常時

土圧は土圧係数により求める。

仮想背面の位置 (つま先からの距離)

$$x_p = 4.050 \text{ m}$$

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

仮想背面の高さ

$$H = 4.450 \text{ m}$$

水位面より上の高さ

$$H_1 = 4.450 \text{ m}$$

水位面より下の高さ

$$H_2 = 0.000 \text{ m}$$

土圧作用面が鉛直面となす角度

$$\alpha = 0.000^\circ$$

土砂の単位体積重量

$$\gamma_s = 17.000 \text{ kN/m}^3$$

土砂のせん断抵抗角

$$\phi = 30.000^\circ$$

地表面が水平面となす角度

$$\beta = 0.000^\circ$$

壁面摩擦角

$$\delta = 0.000^\circ$$

土圧作用面上端土圧

$$p1 = K \cdot q = 0.4000 \times 5.000 = 2.000 \text{ kN/m}^2$$

水位面での土圧

$$\begin{aligned} p2 &= K \cdot \gamma_s \cdot H1 + p1 \\ &= 0.4000 \times 17.000 \times 4.450 + 2.000 \\ &= 32.260 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

土圧作用面下端土圧

$$p3 = p2 = 32.260 \text{ kN/m}^2$$

水位以上の土圧力

$$P1 = \frac{1}{2} \cdot (p1 + p2) \cdot H1 = \frac{1}{2} \times (2.000 + 32.260) \times 4.450 = 76.229 \text{ kN}$$

水位以下の土圧力

$$P2 = \frac{1}{2} \cdot (p2 + p3) \cdot H2 = \frac{1}{2} \times (32.260 + 32.260) \times 0.000 = 0.000 \text{ kN}$$

土圧力

$$P = P1 + P2 = 76.229 + 0.000 = 76.229 \text{ kN}$$

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

$$Ph = P \cdot \cos(\alpha + \delta) = 76.229 \times \cos(0.000^\circ + 0.000^\circ) = 76.229 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$Pv = P \cdot \sin(\alpha + \delta) = 76.229 \times \sin(0.000^\circ + 0.000^\circ) = 0.000 \text{ kN}$$

作用位置

$$\begin{aligned} M1 &= P1 \cdot \left(\frac{2 \cdot p1 + p2}{p1 + p2} \cdot \frac{H1}{3} + H2 \right) \\ &= 76.229 \times \left(\frac{2 \times 2.000 + 32.260}{2.000 + 32.260} \times \frac{4.450}{3} + 0.000 \right) \\ &= 119.673 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

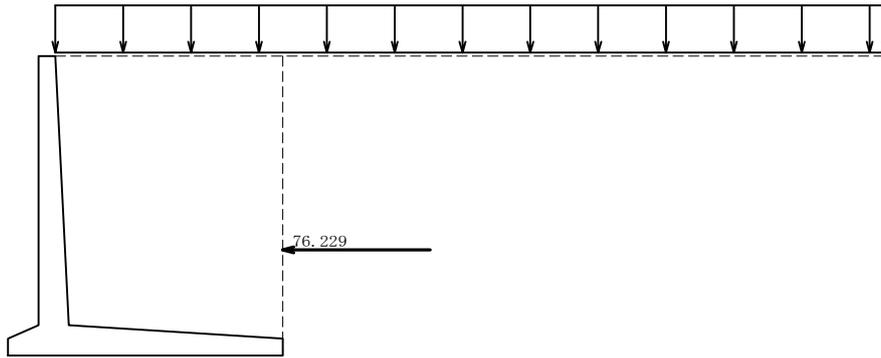
$$\begin{aligned} M2 &= P2 \cdot \left(\frac{2 \cdot p2 + p3}{p2 + p3} \cdot \frac{H2}{3} \right) \\ &= 0.000 \times \left(\frac{2 \times 32.260 + 32.260}{32.260 + 32.260} \times \frac{0.000}{3} \right) \\ &= 0.000 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

$$Ho = \frac{M1 + M2}{P1 + P2} = \frac{119.673 + 0.000}{76.229 + 0.000} = 1.570 \text{ m}$$

$$x = xp - Ho \cdot \tan \alpha = 4.050 - 1.570 \times \tan 0.000^\circ = 4.050 \text{ m}$$

$$y = yp + Ho = 0.000 + 1.570 = 1.570 \text{ m}$$

・土圧図

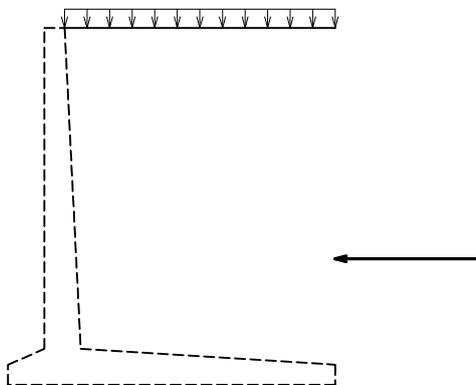


3.5 作用力の集計

(1) フーチング前面での作用力の集計

[1] 常時

(土圧の鉛直成分は集計されません)



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	295.055	0.000	2.165	0.000	638.769	0.000
載荷、雪	33.500	0.000	2.375	0.000	79.563	0.000
土圧	0.000	76.229	4.050	1.570	0.000	119.671
合計	328.555	76.229	—————	—————	718.331	119.671

・ 載荷位置 a (堅壁背面より後方)

荷重状態 (水位)	N_o (kN)	H_o (kN)	M_o (kN.m)
常時	328.555	76.229	598.660

・ 載荷位置 b (仮想背面より後方)

荷重状態 (水位)	N_o (kN)	H_o (kN)	M_o (kN.m)
常時	295.055	76.229	519.097

(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 : $B_j = 4.050$ (m)

・ 載荷位置 a (縦壁背面より後方)

■ 単位幅当り

荷重状態 (水 位)	N_c (kN)	H_c (kN)	M_c (kN. m)
常時	328.555	76.229	66.664

■ 全幅 (10.000m) 当り

荷重状態 (水 位)	N_c (kN)	H_c (kN)	M_c (kN. m)
常時	3285.550	762.285	666.640

・ 載荷位置 b (仮想背面より後方)

■ 単位幅当り

荷重状態 (水 位)	N_c (kN)	H_c (kN)	M_c (kN. m)
常時	295.055	76.229	78.389

■ 全幅 (10.000m) 当り

荷重状態 (水 位)	N_c (kN)	H_c (kN)	M_c (kN. m)
常時	2950.550	762.285	783.890

3.6 安定計算結果

3.6.1 転倒に対する安定

$$F = \frac{Mr}{Mo} = \frac{|\Sigma V \cdot x_0 - \Sigma H \cdot y_0|}{|P_{AH} \cdot y_A - P_{AV} \cdot x_A|}$$

ここに、

Mr : 抵抗モーメント

Mo : 転倒モーメント

ΣV : 土圧の鉛直成分を除いた鉛直力の合計

x_0 : 土圧の鉛直成分を除いた鉛直力の合計の作用位置

ΣH : 土圧の水平成分を除いた水平力の合計

y_0 : 土圧の水平成分を除いた水平力の合計の作用位置

P_{AH} : 土圧の水平成分

y_A : 土圧の水平成分の作用位置

P_{AV} : 土圧の鉛直成分

x_A : 土圧の鉛直成分の作用位置

・ 載荷位置 a (堅壁背面より後方)

荷重状態 (水 位)	$\Sigma V \cdot x_0$ (kN. m)	$\Sigma H \cdot y_0$ (kN. m)	$P_{AH} \cdot y_A$ (kN. m)	$P_{AV} \cdot x_A$ (kN. m)
常時	718.331	0.000	119.671	0.000

荷重状態 (水 位)	Mr (kN. m)	Mo (kN. m)	安全率		判定
			$F = Mr/Mo$	許容値	
常時	718.331	119.671	6.003	\geq 1.500	○

・ 載荷位置 b (仮想背面より後方)

荷重状態 (水 位)	$\Sigma V \cdot x_0$ (kN. m)	$\Sigma H \cdot y_0$ (kN. m)	$P_{AH} \cdot y_A$ (kN. m)	$P_{AV} \cdot x_A$ (kN. m)
常時	645.089	0.000	119.671	0.000

荷重状態 (水 位)	Mr (kN. m)	Mo (kN. m)	安全率		判定
			$F = Mr/Mo$	許容値	
常時	638.769	119.671	5.338	\geq 1.500	○

3.6.2 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{R_v \cdot \mu + C_b \cdot B}{R_H}$$

ここに、

R_v : 底版下面における全鉛直荷重 (kN)

R_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, $\mu = 0.400$

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), $B = 4.050$

・ 載荷位置 a (堅壁背面より後方)

荷重状態 (水 位)	鉛直荷重 R _v (kN)	水平荷重 R _h (kN)	安全率 F _s	必要安全率 F _{sa}	判 定
常時	328.555	76.229	1.724	≥ 1.500	○

・ 載荷位置 b (仮想背面より後方)

荷重状態 (水 位)	鉛直荷重 R _v (kN)	水平荷重 R _h (kN)	安全率 F _s	必要安全率 F _{sa}	判 定
常時	295.055	76.229	1.548	≥ 1.500	○

3.6.3 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 : つま先から合力の作用点までの距離 (m)

ΣMr : つま先回りの抵抗モーメント (kN・m)

ΣMt : つま先回りの転倒モーメント (kN・m)

ΣV : 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 = 4.050

・ 載荷位置 a (堅壁背面より後方)

荷重状態 (水 位)	ΣMr (kN・m)	ΣMt (kN・m)	ΣV (kN)	d (m)	e (m)
常時	718.331	119.671	328.555	1.822	0.203

・ 載荷位置 b (仮想背面より後方)

荷重状態 (水 位)	ΣMr (kN・m)	ΣMt (kN・m)	ΣV (kN)	d (m)	e (m)
常時	638.769	119.671	295.055	1.759	0.266

(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

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

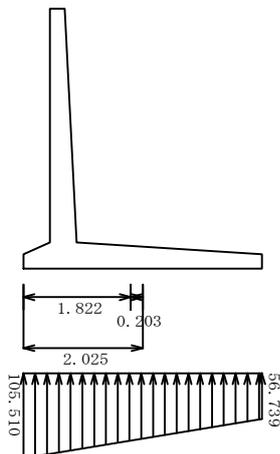
ここに、

ΣV : 底版下面に作用する全鉛直荷重 (kN)

B : 底版幅 (m), B = 4.050

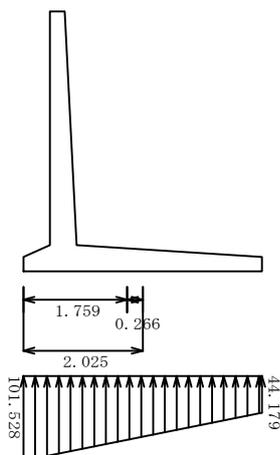
e : 偏心量 (m)

[1] 常時



・ 載荷位置 a (堅壁背面より後方)

地盤反力の作用幅 (m)	地盤反力の形状	地盤反力度 (kN/m ²)			判定
		qmin	qmax	許容値	
4.050	台形	56.739	105.510 ≤	200.000	○



・ 載荷位置 b (仮想背面より後方)

地盤反力の作用幅 (m)	地盤反力の形状	地盤反力度 (kN/m ²)			判定
		qmin	qmax	許容値	
4.050	台形	44.179	101.528 ≤	200.000	○

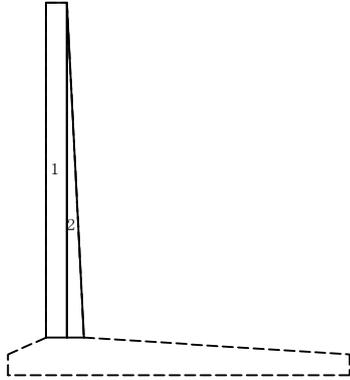
4章 縦壁の設計

4.1 縦壁基部の設計

4.1.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) 躯体

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	$0.250 \times 4.000 \times 1.000$	1.000	0.125	2.000	0.125	2.000	
2	$1/2 \times 0.200 \times 4.000 \times 1.000$	0.400	0.317	1.333	0.127	0.533	
Σ		1.400	—	—	0.252	2.533	

$$\begin{aligned} \text{重心 } X_G &= \Sigma (V_i \cdot X_i) / \Sigma V_i = 0.252 / 1.400 = 0.180 \text{ (m)} \\ Y_G &= \Sigma (V_i \cdot Y_i) / \Sigma V_i = 2.533 / 1.400 = 1.810 \text{ (m)} \end{aligned}$$

4.1.2 躯体自重, 任意荷重

(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)	$24.000 \times 1.400 = 33.600$	0.045

作用位置

$$\begin{aligned} X &= X_c - X_G = 0.225 - 0.180 \\ &= 0.045 \text{ m} \end{aligned}$$

ここに、

X_c : 設計断面位置での縦壁前面から設計断面中心までの水平距離(m)

4.1.3 土圧・水圧

[1] 常時

土圧は土圧係数により求める。

$$\begin{aligned} \text{仮想背面の位置 (断面中心からの距離)} \quad x_p &= 0.225 \text{ m} \\ y_p &= 0.000 \text{ m} \end{aligned}$$

仮想背面の高さ	$H = 4.000 \text{ m}$
水位面より上の高さ	$H1 = 4.000 \text{ m}$
水位面より下の高さ	$H2 = 0.000 \text{ m}$
土圧作用面が鉛直面となす角度	$\alpha = 2.862^\circ$
背面土砂の単位体積重量	$\gamma_s = 17.000 \text{ kN/m}^3$
背面土砂のせん断抵抗角	$\phi = 30.000^\circ$
地表面が水平面となす角度	$\beta = 0.000^\circ$
壁面摩擦角	$\delta = 20.000^\circ$

土圧作用面上端土圧

$$p1 = K \cdot q = 0.4000 \times 5.000 = 2.000 \text{ kN/m}^2$$

水位面での土圧

$$\begin{aligned} p2 &= K \cdot \gamma_s \cdot H1 + p1 \\ &= 0.4000 \times 17.000 \times 4.000 + 2.000 \\ &= 29.200 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

土圧作用面下端土圧

$$p3 = p2 = 29.200 \text{ kN/m}^2$$

水位以上の土圧力

$$P1 = \frac{1}{2} \cdot (p1 + p2) \cdot H1 = \frac{1}{2} \times (2.000 + 29.200) \times 4.000 = 62.400 \text{ kN}$$

水位以下の土圧力

$$P2 = \frac{1}{2} \cdot (p2 + p3) \cdot H2 = \frac{1}{2} \times (29.200 + 29.200) \times 0.000 = 0.000 \text{ kN}$$

土圧力

$$P = P1 + P2 = 62.400 + 0.000 = 62.400 \text{ kN}$$

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

$$Ph = P \cdot \cos(\alpha + \delta) = 62.400 \times \cos(2.862^\circ + 20.000^\circ) = 57.498 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$Pv = P \cdot \sin(\alpha + \delta) = 62.400 \times \sin(2.862^\circ + 20.000^\circ) = 24.244 \text{ kN}$$

作用位置

$$\begin{aligned} M1 &= P1 \cdot \left(\frac{2 \cdot p1 + p2}{p1 + p2} \cdot \frac{H1}{3} + H2 \right) \\ &= 62.400 \times \left(\frac{2 \times 2.000 + 29.200}{2.000 + 29.200} \times \frac{4.000}{3} + 0.000 \right) \\ &= 88.533 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

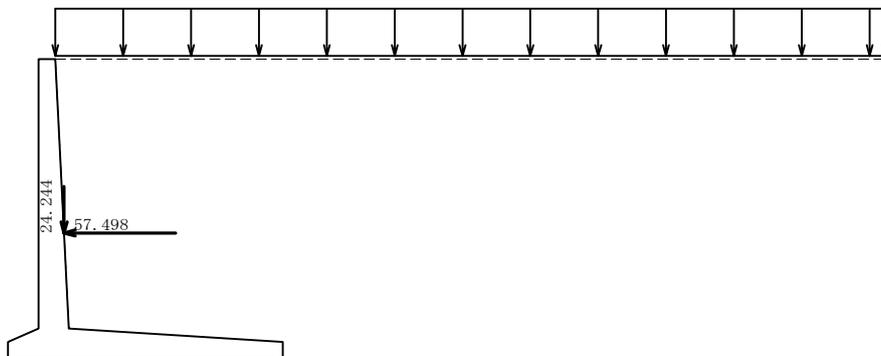
$$\begin{aligned} M2 &= P2 \cdot \left(\frac{2 \cdot p2 + p3}{p2 + p3} \cdot \frac{H2}{3} \right) \\ &= 0.000 \times \left(\frac{2 \times 29.200 + 29.200}{29.200 + 29.200} \times \frac{0.000}{3} \right) \\ &= 0.000 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

$$H_o = \frac{M_1 + M_2}{P_1 + P_2} = \frac{88.533 + 0.000}{62.400 + 0.000} = 1.419 \text{ m}$$

$$x = H_o \cdot \tan \alpha - x_p = 1.419 \times \tan 2.862^\circ - 0.225 = -0.154 \text{ m}$$

$$y = y_p + H_o = 0.000 + 1.419 = 1.419 \text{ m}$$

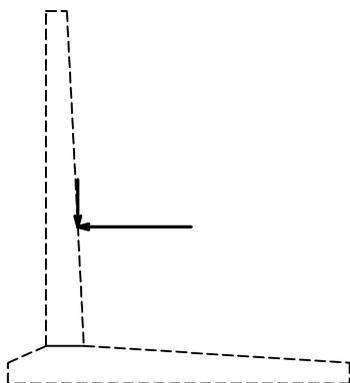
・土圧図



4.1.4 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

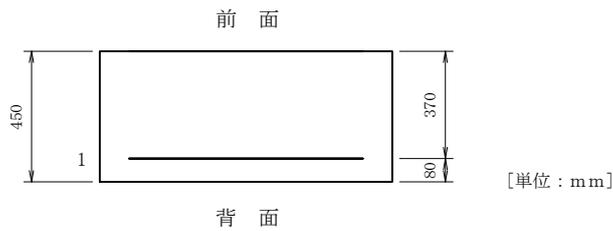


項目	N_i (kN)	H_i (kN)	X_i (m)	Y_i (m)	$M = M_{xi} + M_{yi}$ (kN·m)
自重	33.600	0.000	0.045	0.000	0.000
土圧	24.244	57.498	-0.154	1.419	81.578
合計	0.000	57.498	—————	—————	81.578

※ 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

4.1.5 断面計算（許容応力度法）

(1) 鉄筋配置



単鉄筋

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	8.00	D19	2.865	4.000
	2	—	—	—	—

引張側必要鉄筋量 11.229 (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 = 450.000
- 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)
- σ_c : コンクリートの曲げ圧縮応力度 (N/mm²)
- σ_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)		判定
				計算値	許容値	計算値	許容値	
常時	81.578	0.000	9.690	4.986	≤ 7.000	210.792	≤ 215.000	○

(3) せん断応力度の照査

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

$$j = 1 - \frac{k}{3}$$

$$k = \sqrt{2n \cdot p + (n \cdot p)^2} - n \cdot p$$

$$p = \frac{A_s}{b \cdot d}$$

ここに、

τ_m : コンクリートの最大せん断応力度 (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)

j : コンクリートの圧縮応力の合力から鉄筋の図心までの距離と有効高さとの比

k : 中立軸からコンクリート圧縮縁までの距離と有効高さとの比

n : ヤング係数比

p : 鉄筋比

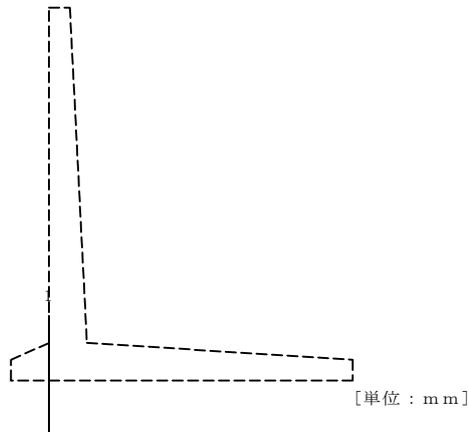
A_s : 鉄筋量 (mm²)

荷重状態 (水 位)	せん断力 S_h (kN)	有効高 d (cm)	j	せん断応力度 (N/mm ²)			判定
				計算値 τ	許容値 τ_{a1}	許容値 τ_{a2}	
常時	57.498	37.000	0.913	0.170	≤ 0.700	1.600	○

5章 つま先版の設計

5.1 照査位置[1]の設計

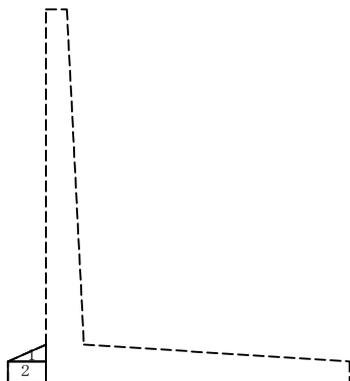
付け根からの距離 = 0.000 m



5.1.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) 躯体

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 X_i (m)	$V_i \cdot X_i$	備考
1	$1/2 \times 0.450 \times 0.200 \times 1.000$	0.045	0.150	0.007	
2	$0.450 \times 0.250 \times 1.000$	0.112	0.225	0.025	
Σ		0.157	—	0.032	

$$\text{重心位置 } XG = \Sigma (V_i \cdot X_i) / \Sigma V_i = 0.032 / 0.157 = 0.204 \text{ (m)}$$

5.1.2 躯体自重，土砂重量，任意荷重，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 $W = \gamma \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体	$24.000 \times 0.157 = 3.780$	0.204

5.1.3 地盤反力

鉛直力

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

作用位置

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

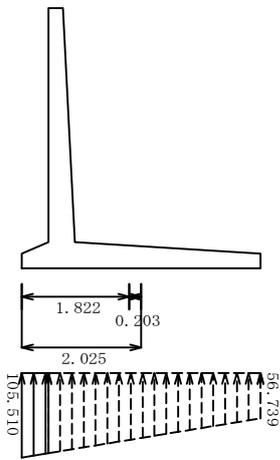
ここに、

q1 : つま先版前面位置の地盤反力度 (kN/m²)

q2 : つま先版設計位置の地盤反力度 (kN/m²)

L : 地盤反力作用幅 (m)

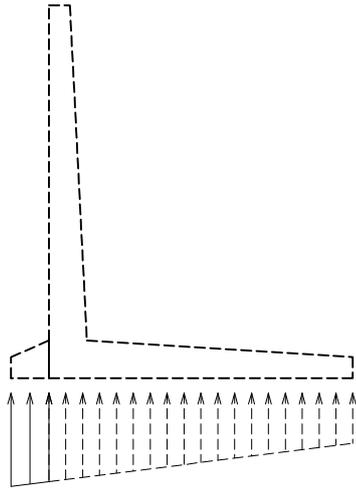
[1] 常時



地盤反力度 (kN/m ²)		作用幅 L (m)	鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2			
105.510	100.091	0.450	-46.260	0.227

5.1.4 断面力の集計

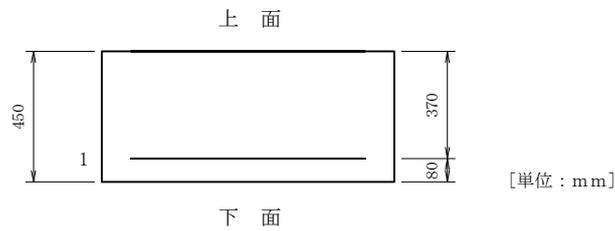
[1]常時



項目	N_i (kN)	X_i (m)	$M = N_i \cdot X_i$ (kN·m)
自重	-3.780	0.204	-0.770
地盤反力	46.260	0.227	10.500
合計	42.480	—	9.730

5.1.5 断面計算（許容応力度法）

(1)鉄筋配置



単鉄筋

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	8.00	D13	1.267	4.000	5.068
	2	—	—	—	—	—

引張側必要鉄筋量 1.264 (cm²)

(2) 曲げ応力度の照査

(参考)

中立軸の算出

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

より x を求める。

応力度の算出

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

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

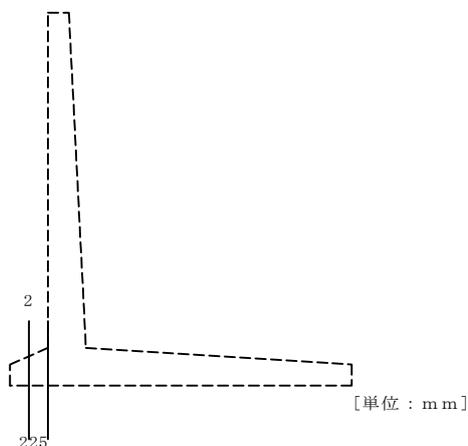
ここに、

- 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 = 450.000
- 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)
- σ_c : コンクリートの曲げ圧縮応力度 (N/mm²)
- σ_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)		判定
			計算値	許容値	計算値	許容値	
常時	9.730	6.779	0.826	≤ 7.000	55.267	≤ 215.000	○

5.2 照査位置[2]の設計

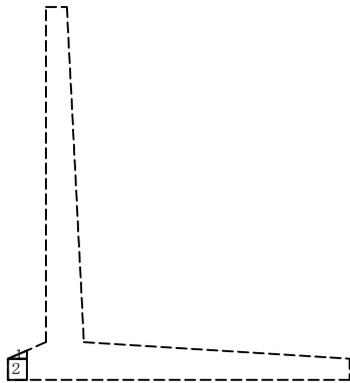
付け根からの距離 = 0.225 m



5.2.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) 躯体

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 X_i (m)	$V_i \cdot X_i$	備考
1	$1/2 \times 0.225 \times 0.100 \times 1.000$	0.011	0.075	0.001	
2	$0.225 \times 0.250 \times 1.000$	0.056	0.112	0.006	
Σ		0.067	—	0.007	

$$\text{重心位置 } X_G = \Sigma (V_i \cdot X_i) / \Sigma V_i = 0.007 / 0.067 = 0.106 \text{ (m)}$$

5.2.2 躯体自重，土砂重量，任意荷重，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 $W = \gamma \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体	$24.000 \times 0.067 = 1.620$	0.106

5.2.3 地盤反力

鉛直力

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

作用位置

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

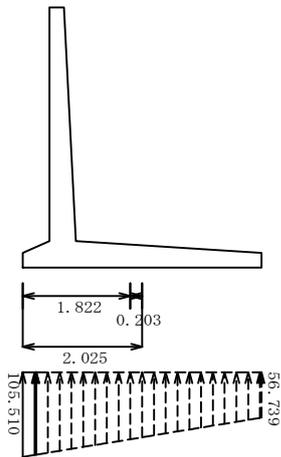
ここに、

q_1 : つま先版前面位置の地盤反力度 (kN/m^2)

q_2 : つま先版設計位置の地盤反力度 (kN/m^2)

L : 地盤反力作用幅 (m)

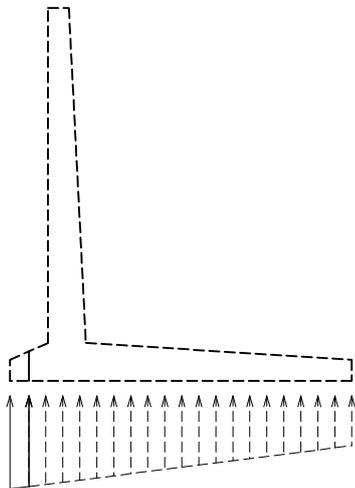
[1] 常時



地盤反力度 (kN/m ²)		作用幅 L (m)	鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2			
105.510	102.800	0.225	-23.435	0.113

5.2.4 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	-1.620	0.106	-0.172
地盤反力	23.435	0.113	2.648
合計	21.815	—	2.476

5.2.5 断面計算（許容応力度法）

(1)せん断応力度の照査

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

$$j = 1 - \frac{k}{3}$$

$$k = \sqrt{2n \cdot p + (n \cdot p)^2} - n \cdot p$$

$$p = \frac{A_s}{b \cdot d}$$

ここに、

τ_m : コンクリートの最大せん断応力度(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)

j : コンクリートの圧縮応力の合力から鉄筋の図心までの距離と有効高さとの比

k : 中立軸からコンクリート圧縮縁までの距離と有効高さとの比

n : ヤング係数比

p : 鉄筋比

A_s : 鉄筋量(mm²)

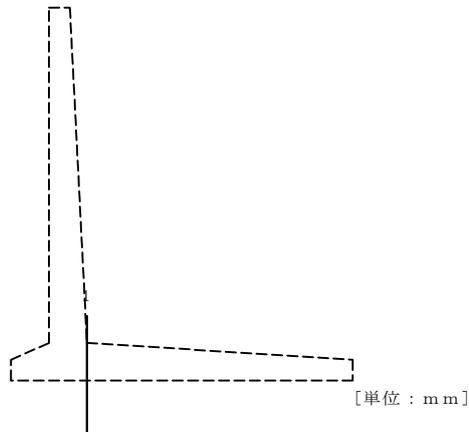
τ_{a1} : コンクリートのみでせん断力を負担する場合の許容せん断応力度(N/mm²)

荷重状態 (水 位)	せん断力 S_h (kN)	有効高 d (mm)	j	せん断応力度 (N/mm ²)		判 定
				計算値 τ	許容値 τ_{a1}	
常時	21.815	270.000	0.930	0.087	\leq 0.700	○

6章 かかと版の設計

6.1 照査位置[1]の設計

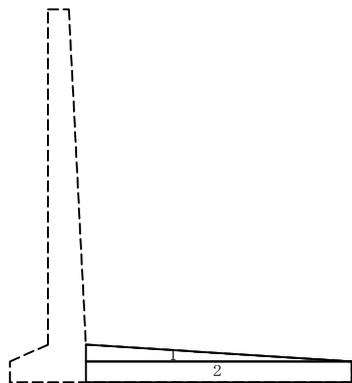
付け根からの距離 = 0.000 m



6.1.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) 躯体

1) ブロック割り



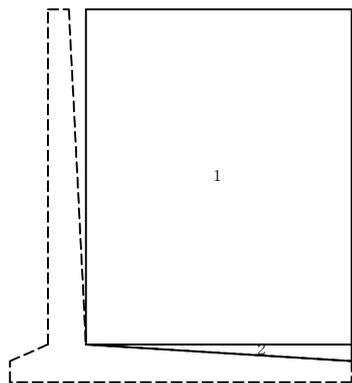
2) 体積・重心

区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 V_i (m^3)	重心位置 X_i (m)	$V_i \cdot X_i$	備考
1	$1/2 \times 3.150 \times 0.200 \times 1.000$	0.315	1.050	0.331	
2	$3.150 \times 0.250 \times 1.000$	0.788	1.575	1.240	
Σ		1.102	—	1.571	

$$\text{重心位置 } XG = \Sigma (V_i \cdot X_i) / \Sigma V_i = 1.571 / 1.102 = 1.425 \text{ (m)}$$

(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 V_i (m^3)	重心位置 X_i (m)	$V_i \cdot X_i$	備考
1	$3.150 \times 4.000 \times 1.000$	12.600	1.575	19.845	
2	$1/2 \times 3.150 \times 0.200 \times 1.000$	0.315	2.100	0.661	
Σ		12.915	—	20.507	

$$\text{重心位置 } XG = \Sigma (V_i \cdot X_i) / \Sigma V_i = 20.507 / 12.915 = 1.588 \text{ (m)}$$

6.1.2 躯体自重, 土砂重量, 任意荷重, 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 $W = \gamma \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体	$24.000 \times 1.102 = 26.460$	1.425

(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 (m^3)	重心位置 X (m)	体積 V_l (m^3)	重心位置 X_l (m)
土砂(背面)	12.915	1.588	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(背面)	12.915	1.588

水位より上の体積

$$V_u = V - V_l$$

水位より上の重心位置

$$X_u = (V \cdot X - V_1 \cdot X_1) / V_u$$

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 $W_1 = V_1 \cdot (\text{土の飽和重量})$ (kN)
土砂(背面)	$12.915 \times 17.000 = 219.555$	$0.000 \times 17.800 = 0.000$

位置	重量 W $W_u + W_1$ (kN)	作用位置 X $(W_u \cdot X_u + W_1 \cdot X_1) / W$ (m)
土砂(背面)	219.555	1.588

(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	26.460	1.425	37.706
背面土砂	219.555	1.588	348.653
合計	246.015	—	386.359

6.1.3 地盤反力

鉛直力

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

作用位置

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

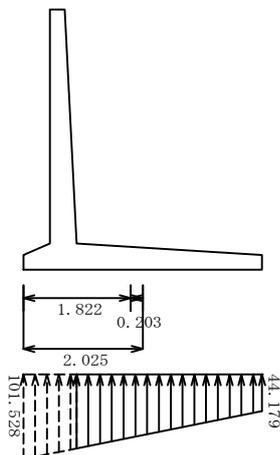
ここに、

q_1 : かかと版前面位置の地盤反力度 (kN/m²)

q_2 : かかと版設計位置の地盤反力度 (kN/m²)

L : 地盤反力作用幅 (m)

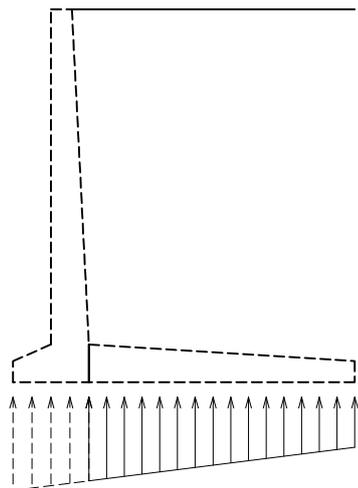
[1] 常時



地盤反力度 (kN/m ²)		作用幅 L (m)	鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q_1	q_2			
44.179	88.784	3.150	209.416	1.399

6.1.4 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	246.015	1.571	386.359
地盤反力	-209.416	1.399	-292.948
合計	36.599	—	93.410

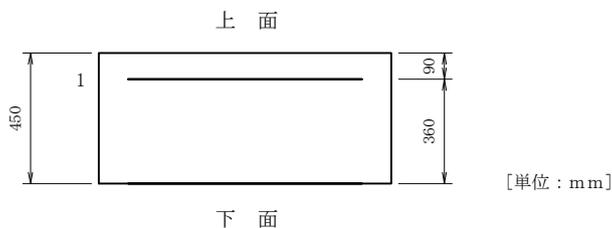
縦壁基部の断面力 $M1 = 81.578 \text{ kN}\cdot\text{m}$

かかと版付け根の断面力 $M3 = 93.410 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$M3 > M1$ となったので、付け根の断面力として $M1$ を適用します。

6.1.5 断面計算（許容応力度法）

(1)鉄筋配置



単鉄筋

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	9.00	D22	3.871	4.000	15.484
	2	—	—	—	—	—
下面	1'	—	—	—	—	—
	2'	—	—	—	—	—

引張側必要鉄筋量 $11.566 \text{ (cm}^2\text{)}$

(2) 曲げ応力度の照査

(参考)

中立軸の算出

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

より x を求める。

応力度の算出

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

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

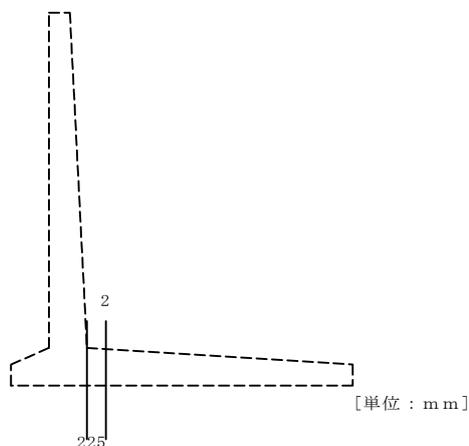
ここに、

- 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 = 450.000
- 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)
- σ_c : コンクリートの曲げ圧縮応力度 (N/mm²)
- σ_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)		判定
			計算値	許容値	計算値	許容値	
常時	81.578	10.816	4.657	≦ 7.000	162.635	≦ 215.000	○

6.2 照査位置[2]の設計

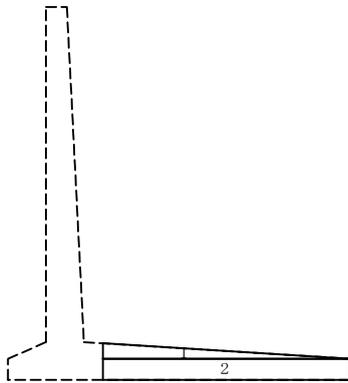
付け根からの距離 = 0.225 m



6.2.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) 躯体

1) ブロック割り



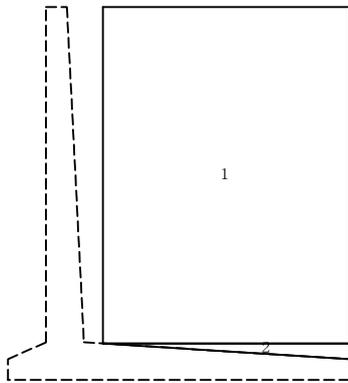
2) 体積・重心

区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 Vi (m ³)	重心位置 Xi (m)	Vi・Xi	備考
1	$1/2 \times 2.925 \times 0.186 \times 1.000$	0.272	0.975	0.265	
2	$2.925 \times 0.250 \times 1.000$	0.731	1.462	1.069	
Σ		1.003	—	1.334	

$$\text{重心位置 } XG = \Sigma (Vi \cdot Xi) / \Sigma Vi = 1.334 / 1.003 = 1.330 \text{ (m)}$$

(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 (m ³)	重心位置 Xi (m)	Vi・Xi	備考
1	$2.925 \times 4.014 \times 1.000$	11.742	1.462	17.172	
2	$1/2 \times 2.925 \times 0.186 \times 1.000$	0.272	1.950	0.530	
Σ		12.013	—	17.702	

$$\text{重心位置 } XG = \Sigma (Vi \cdot Xi) / \Sigma Vi = 17.702 / 12.013 = 1.474 \text{ (m)}$$

6.2.2 躯体自重，土砂重量，任意荷重，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 $W = \gamma \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体	$24.000 \times 1.003 = 24.068$	1.330

(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 (m ³)	重心位置 X (m)	体積 $V1$ (m ³)	重心位置 $X1$ (m)
土砂(背面)	12.013	1.474	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 Xu (m)
土砂(背面)	12.013	1.474

水位より上の体積

$$Vu = V - V1$$

水位より上の重心位置

$$Xu = (V \cdot X - V1 \cdot X1) / Vu$$

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 $W1 = V1 \cdot (\text{土の飽和重量})$ (kN)
土砂(背面)	$12.013 \times 17.000 = 204.228$	$0.000 \times 17.800 = 0.000$

位置	重量 W $Wu + W1$ (kN)	作用位置 X $(Wu \cdot Xu + W1 \cdot X1) / W$ (m)
土砂(背面)	204.228	1.474

(3) 自重集計

[1] 常時

	重量 Ni (kN)	作用位置 Xi (m)	モーメント $Ni \cdot Xi$ (kN.m)
躯体	24.068	1.330	32.022
背面土砂	204.228	1.474	301.032
合計	228.296	—	333.054

6.2.3 地表面の載荷荷重，雪荷重

鉛直力

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

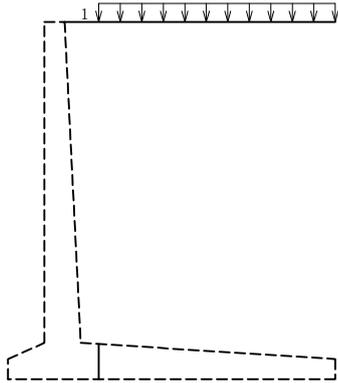
ここに、

q : 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	2.925	29.250	1.463

6.2.4 地盤反力

鉛直力

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

作用位置

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

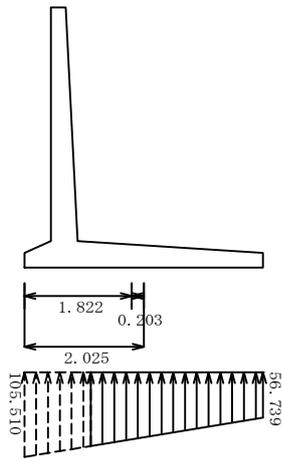
ここに、

q1 : かかと版前面位置の地盤反力度 (kN/m²)

q2 : かかと版設計位置の地盤反力度 (kN/m²)

L : 地盤反力作用幅 (m)

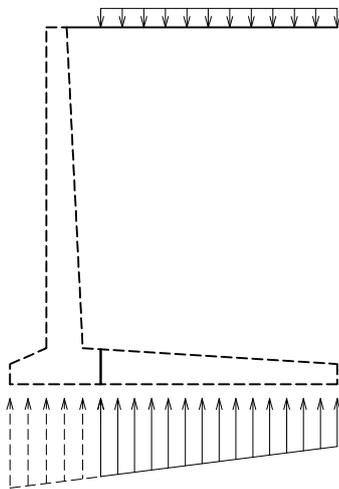
[1] 常時



地盤反力度 (kN/m ²)		作用幅 L (m)	鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2			
56.739	91.963	2.925	217.476	1.347

6.2.5 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	228.296	1.459	333.054
載荷、雪	29.250	1.462	42.778
地盤反力	-217.476	1.347	-292.945
合計	40.070	—	82.887

6.2.6 断面計算（許容応力度法）

(1)せん断応力度の照査

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

$$j = 1 - \frac{k}{3}$$

$$k = \sqrt{2n \cdot p + (n \cdot p)^2} - n \cdot p$$

$$p = \frac{A_s}{b \cdot d}$$

ここに、

τ_m : コンクリートの最大せん断応力度 (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)

j : コンクリートの圧縮応力の合力から鉄筋の図心までの距離と有効高さとの比

k : 中立軸からコンクリート圧縮縁までの距離と有効高さとの比

n : ヤング係数比

p : 鉄筋比

A_s : 鉄筋量 (mm²)

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)	j	せん断応力度 (N/mm ²)		判 定
				計算値 τ	許容値 τ_{a1}	
常時	40.070	345.714	0.898	0.129	\leq 0.700	○

【 T4.0 】

1章 設計条件

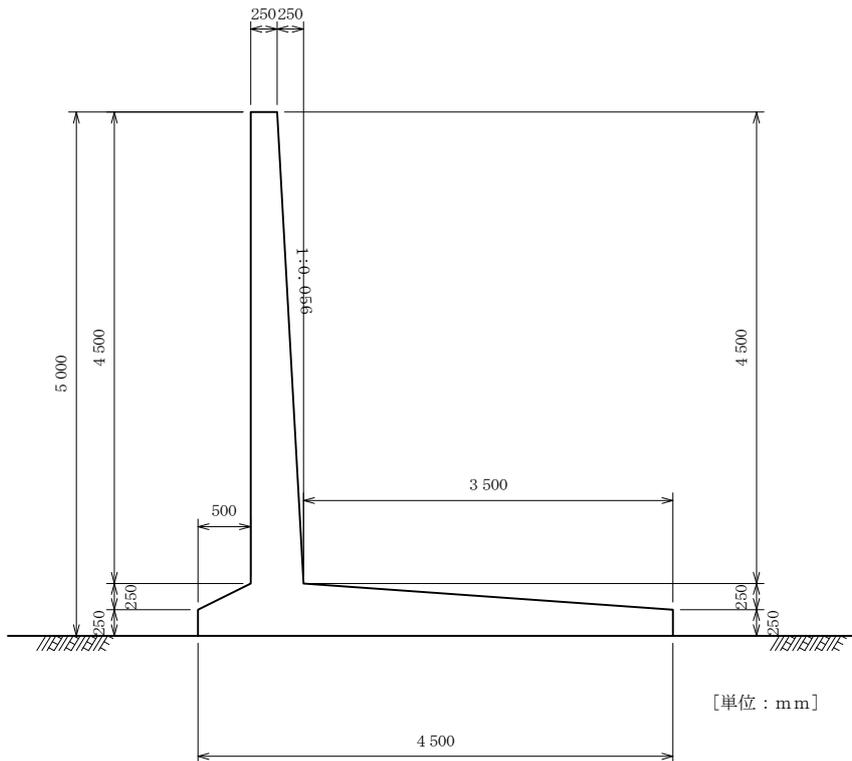
1.1 適用基準

ぎょうせい、盛土等防災マニュアルの解説 令和5年11月

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) $B = 10000(\text{mm})$

1.4 使用材料

【コンクリート】 縦壁 (鉄筋コンクリート) : $\sigma_{ck} = 21 (\text{N/mm}^2)$
底版 (鉄筋コンクリート) : $\sigma_{ck} = 21 (\text{N/mm}^2)$

【鉄筋】 種類 : SD345

【土質】 裏込め土 : 砂質土
埋戻し土 : 砂質土
支持地盤 : 砂質地盤

【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	24.000	
水	浮力算出用	9.800	
	土 砂	湿潤重量	飽和重量
	背 面	17.000	17.800
	前 面	17.000	17.800

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
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 豎 壁
			始端側	終端側	
1	0.000	∞	10.000	10.000	○

1.7 任意荷重

考慮しない

1.8 土圧

・土圧式：クーロン(物部・岡部)

・土圧係数直接入力

荷重状態	安定計算 土圧係数	堅壁設計 土圧係数
常時	0.40000	0.40000

・土圧の作用面の壁面摩擦角(度)

荷重状態	主働土圧			受働土圧
	安定計算時	堅壁設計時	切土	
常時土圧	0.000	20.000	———	———

・安定計算時の土圧の仮想背面は、かかと端(かかところ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 3.180 (度)

・粘着力(kN/m²)

荷重状態	主働土圧用	受働土圧用
常時	0.000	———

1.9 荷重組み合わせ

No	荷重名称	コメント
1	常時	常時

	荷重名称	1
土砂	砂質土	
載荷荷重	載荷荷重	○
主働土圧	考慮しない	
	常時土圧	○

照査項目	1	
許容応力度法	安定・断面	
限界状態設計法	照査性能	———
	剛体安定	———
	断面破壊	———

照査性能を全ケース「安全・使用」とする

1.10 基礎の条件

1.10.1 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 μ	0.400

1.11 安定計算の許容値及び部材の許容応力度

1.11.1 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	200.000

1.11.2 部材の許容応力度

(1) 鉄筋コンクリート部材

1) 豎壁 (一般部材)

・鉄筋径 $\leq 28\text{mm}$ (N/mm²)

荷 重 状 態	コンクリートの 圧縮応力度 σ_{ca}	鉄筋の 引張応力度 σ_{sa}	せん断 応力度		鉄筋の 圧縮応力度 σ_{sba}
			τ_{a1}	τ_{a2}	
常時	7.000	215.000	0.700	1.600	215.000

・鉄筋径 $> 28\text{mm}$ (N/mm²)

荷 重 状 態	鉄筋の 引張応力度 σ_{sa}	鉄筋の 圧縮応力度 σ_{sba}
常時	195.000	195.000

2) 底版 (一般部材)

・鉄筋径 $\leq 28\text{mm}$ (N/mm²)

荷 重 状 態	コンクリートの 圧縮応力度 σ_{ca}	鉄筋の 引張応力度 σ_{sa}	せん断 応力度		鉄筋の 圧縮応力度 σ_{sba}
			τ_{a1}	τ_{a2}	
常時	7.000	215.000	0.700	1.600	————

・鉄筋径 $> 28\text{mm}$ (N/mm²)

荷 重 状 態	鉄筋の 引張応力度 σ_{sa}	鉄筋の 圧縮応力度 σ_{sba}
常時	195.000	————

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せん断応力度

τ_{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 結果一覧

1. 安定計算

(1) 転倒に対する照査

荷重状態 (水 位)	つま先での作用力		転倒安全率		判定
	抵抗M (kN. m)	転倒M (kN. m)	計算値	安全率	
常時	884.245	166.668	5.305	≥ 1.500	○

(2) 滑動に対する照査

荷重状態 (水 位)	フーチング中心の作用力		滑動安全率		判定
	N (kN)	H (kN)	計算値	安全率	
常時	367.250	95.000	1.546	≥ 1.500	○

(3) 支持に対する照査

荷重状態 (水 位)	フーチング中心の作用力		反力作用幅 (m)	地盤反力度 (kN/m ²)		判定
	M (kN. m)	N (kN)		計算値	許容値	
常時	94.673	404.750	4.500	117.996	≤ 200.000	○

2. 断面計算 (許容応力度法)

(1) 曲げ応力度

部 材	荷重状態 (水 位)	M (kN. m)	圧縮応力度 (N/mm ²)		引張応力度 (N/mm ²)		判定
			計算値	許容値	計算値	許容値	
堅壁基部	常時	113.553	5.043	≤ 7.000	192.688	≤ 215.000	○
つま先照査1	常時	13.490	0.938	≤ 7.000	67.249	≤ 215.000	○
かかと照査1	常時	113.553	5.242	≤ 7.000	197.634	≤ 215.000	○

(2) せん断応力度

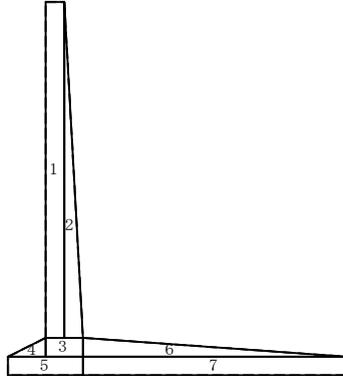
部 材	設計位置 (m)	荷重状態 (水 位)	せん断力 (kN)	せん断応力度 (N/mm ²)		判定
				計算値	許容値 τ a1 τ a2	
堅壁基部	0.000	常時	71.565	0.188	≤ 0.700 1.600	○
つま先照査2	0.250	常時	27.234	0.099	≤ 0.700 1.600	○
かかと照査2	0.250	常時	50.083	0.141	≤ 0.700 1.600	○

3章 安定計算

3.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) 躯体

1) ブロック割り



2) 体積・重心

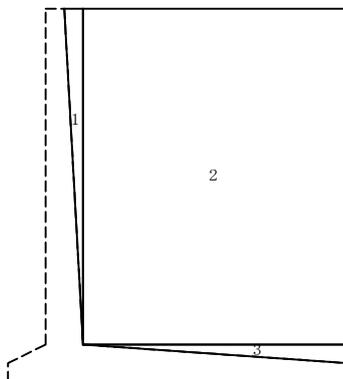
区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 V_i (m ³)	重心位置(m)		$V_i \cdot X_i$	$V_i \cdot Y_i$	備考
			X_i	Y_i			
1	$0.250 \times 4.500 \times 1.000$	1.125	0.625	2.750	0.703	3.094	
2	$1/2 \times 0.250 \times 4.500 \times 1.000$	0.563	0.833	2.000	0.469	1.125	
3	$0.500 \times 0.250 \times 1.000$	0.125	0.750	0.375	0.094	0.047	
4	$1/2 \times 0.500 \times 0.250 \times 1.000$	0.063	0.333	0.333	0.021	0.021	
5	$1.000 \times 0.250 \times 1.000$	0.250	0.500	0.125	0.125	0.031	
6	$1/2 \times 3.500 \times 0.250 \times 1.000$	0.438	2.167	0.333	0.948	0.146	
7	$3.500 \times 0.250 \times 1.000$	0.875	2.750	0.125	2.406	0.109	
Σ		3.438	—	—	4.766	4.573	

$$\text{重心位置 } XG = \Sigma (V_i \cdot X_i) / \Sigma V_i = 4.766 / 3.438 = 1.386 \text{ (m)}$$

$$YG = \Sigma (V_i \cdot Y_i) / \Sigma V_i = 4.573 / 3.438 = 1.330 \text{ (m)}$$

(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 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	$1/2 \times 0.250 \times 4.500 \times 1.000$	0.563	0.917	3.500	0.516	1.969	

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			
2	3.500 × 4.500 × 1.000	15.750	2.750	2.750	43.313	43.313	
3	1/2 × 3.500 × 0.250 × 1.000	0.438	3.333	0.417	1.458	0.182	
Σ		16.750	———	———	45.286	45.464	

$$\text{重心位置 } XG = \Sigma (Vi \cdot Xi) / \Sigma Vi = 45.286 / 16.750 = 2.704 \text{ (m)}$$

$$YG = \Sigma (Vi \cdot Yi) / \Sigma Vi = 45.464 / 16.750 = 2.714 \text{ (m)}$$

3.2 躯体自重, 土砂重量, 任意荷重, 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	24.000 × 3.438 = 82.500	1.386

(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 V1 (m³)	重心位置 (m)	
		X	Y		X1	Y1
土砂(背面)	16.750	2.704	2.714	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)	16.750	2.704	2.714

水位より上の体積

$$Vu = V - V1$$

水位より上の重心位置

$$Xu = (V \cdot X - V1 \cdot X1) / Vu$$

$$Yu = (V \cdot Y - V1 \cdot Y1) / Vu$$

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 $W1 = V1 \cdot (\text{土の飽和重量})$ (kN)
土砂(背面)	16.750 × 17.000 = 284.750	0.000 × 17.800 = 0.000

位置	重量 W Wu + W1 (kN)	作用位置 X (Wu · Xu + W1 · X1) / W (m)
土砂(背面)	284.750	2.704

(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
軀体	82.500	0.000	1.386	0.000	114.375	0.000
背面土砂	284.750	0.000	2.704	0.000	769.870	0.000
合計	367.250	0.000	——	——	884.245	0.000

3.3 地表面の載荷荷重, 雪荷重

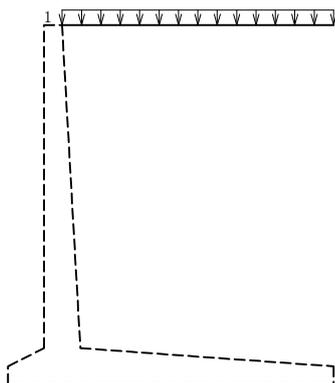
鉛直力

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

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	3.750	37.500	2.625

3.4 土圧・水圧

[1] 常時

土圧は土圧係数により求める。

仮想背面の位置 (つま先からの距離) xp = 4.500 m

yp = 0.000 m

仮想背面の高さ H = 5.000 m

水位面より上の高さ H1 = 5.000 m

水位面より下の高さ H2 = 0.000 m

土圧作用面が鉛直面となす角度 α = 0.000 °

土砂の単位体積重量 γs = 17.000 kN/m³

土砂のせん断抵抗角 φ = 30.000 °

地表面が水平面となす角度 β = 0.000 °

壁面摩擦角 δ = 0.000 °

土圧作用面上端土圧

$$p_1 = K \cdot q = 0.4000 \times 5.000 = 2.000 \text{ kN/m}^2$$

水位面での土圧

$$\begin{aligned} p_2 &= K \cdot \gamma_s \cdot H_1 + p_1 \\ &= 0.4000 \times 17.000 \times 5.000 + 2.000 \\ &= 36.000 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

土圧作用面下端土圧

$$p_3 = p_2 = 36.000 \text{ kN/m}^2$$

水位以上の土圧力

$$P_1 = \frac{1}{2} \cdot (p_1 + p_2) \cdot H_1 = \frac{1}{2} \times (2.000 + 36.000) \times 5.000 = 95.000 \text{ kN}$$

水位以下の土圧力

$$P_2 = \frac{1}{2} \cdot (p_2 + p_3) \cdot H_2 = \frac{1}{2} \times (36.000 + 36.000) \times 0.000 = 0.000 \text{ kN}$$

土圧力

$$P = P_1 + P_2 = 95.000 + 0.000 = 95.000 \text{ kN}$$

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

$$P_h = P \cdot \cos(\alpha + \delta) = 95.000 \times \cos(0.000^\circ + 0.000^\circ) = 95.000 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$P_v = P \cdot \sin(\alpha + \delta) = 95.000 \times \sin(0.000^\circ + 0.000^\circ) = 0.000 \text{ kN}$$

作用位置

$$\begin{aligned} M_1 &= P_1 \cdot \left(\frac{2 \cdot p_1 + p_2}{p_1 + p_2} \cdot \frac{H_1}{3} + H_2 \right) \\ &= 95.000 \times \left(\frac{2 \times 2.000 + 36.000}{2.000 + 36.000} \times \frac{5.000}{3} + 0.000 \right) \\ &= 166.667 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

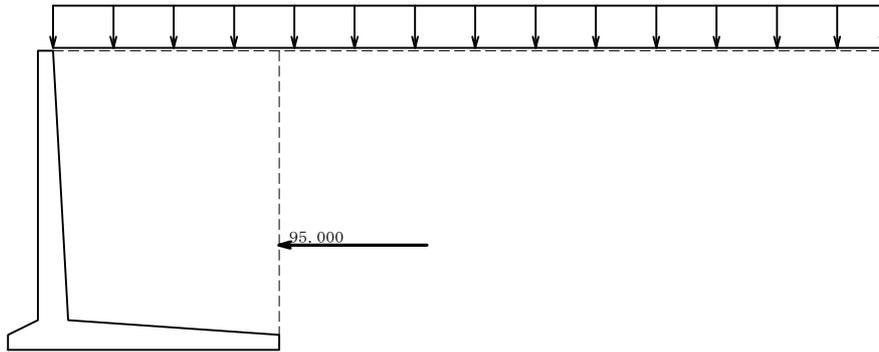
$$\begin{aligned} M_2 &= P_2 \cdot \left(\frac{2 \cdot p_2 + p_3}{p_2 + p_3} \cdot \frac{H_2}{3} \right) \\ &= 0.000 \times \left(\frac{2 \times 36.000 + 36.000}{36.000 + 36.000} \times \frac{0.000}{3} \right) \\ &= 0.000 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

$$H_o = \frac{M_1 + M_2}{P_1 + P_2} = \frac{166.667 + 0.000}{95.000 + 0.000} = 1.754 \text{ m}$$

$$x = x_p - H_o \cdot \tan \alpha = 4.500 - 1.754 \times \tan 0.000^\circ = 4.500 \text{ m}$$

$$y = y_p + H_o = 0.000 + 1.754 = 1.754 \text{ m}$$

・土圧図

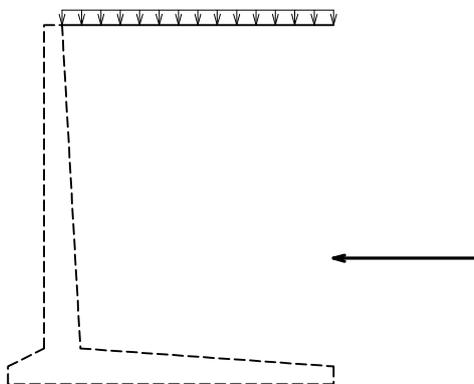


3.5 作用力の集計

(1) フーチング前面での作用力の集計

[1] 常時

(土圧の鉛直成分は集計されません)



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	367.250	0.000	2.408	0.000	884.245	0.000
載荷、雪	37.500	0.000	2.625	0.000	98.438	0.000
土圧	0.000	95.000	4.500	1.754	0.000	166.668
合計	404.750	95.000	—————	—————	982.682	166.668

・ 載荷位置 a (堅壁背面より後方)

荷重状態 (水 位)	N_o (kN)	H_o (kN)	M_o (kN・m)
常時	404.750	95.000	816.015

・ 載荷位置 b (仮想背面より後方)

荷重状態 (水 位)	N_o (kN)	H_o (kN)	M_o (kN・m)
常時	367.250	95.000	717.577

(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 : $B_j = 4.500$ (m)

・ 載荷位置 a (縦壁背面より後方)

■ 単位幅当り

荷重状態 (水 位)	N_c (kN)	H_c (kN)	M_c (kN. m)
常時	404.750	95.000	94.673

■ 全幅 (10.000m) 当り

荷重状態 (水 位)	N_c (kN)	H_c (kN)	M_c (kN. m)
常時	4047.500	950.000	946.730

・ 載荷位置 b (仮想背面より後方)

■ 単位幅当り

荷重状態 (水 位)	N_c (kN)	H_c (kN)	M_c (kN. m)
常時	367.250	95.000	108.735

■ 全幅 (10.000m) 当り

荷重状態 (水 位)	N_c (kN)	H_c (kN)	M_c (kN. m)
常時	3672.500	950.000	1087.355

3.6 安定計算結果

3.6.1 転倒に対する安定

$$F = \frac{Mr}{Mo} = \frac{|\Sigma V \cdot x_0 - \Sigma H \cdot y_0|}{|P_{AH} \cdot y_A - P_{AV} \cdot x_A|}$$

ここに、

Mr : 抵抗モーメント

Mo : 転倒モーメント

ΣV : 土圧の鉛直成分を除いた鉛直力の合計

x_0 : 土圧の鉛直成分を除いた鉛直力の合計の作用位置

ΣH : 土圧の水平成分を除いた水平力の合計

y_0 : 土圧の水平成分を除いた水平力の合計の作用位置

P_{AH} : 土圧の水平成分

y_A : 土圧の水平成分の作用位置

P_{AV} : 土圧の鉛直成分

x_A : 土圧の鉛直成分の作用位置

・ 載荷位置 a (堅壁背面より後方)

荷重状態 (水 位)	$\Sigma V \cdot x_0$ (kN・m)	$\Sigma H \cdot y_0$ (kN・m)	$P_{AH} \cdot y_A$ (kN・m)	$P_{AV} \cdot x_A$ (kN・m)
常時	982.683	0.000	166.668	0.000

荷重状態 (水 位)	Mr (kN・m)	Mo (kN・m)	安全率		判定
			$F = Mr/Mo$	許容値	
常時	982.682	166.668	5.896	≥ 1.500	○

・ 載荷位置 b (仮想背面より後方)

荷重状態 (水 位)	$\Sigma V \cdot x_0$ (kN・m)	$\Sigma H \cdot y_0$ (kN・m)	$P_{AH} \cdot y_A$ (kN・m)	$P_{AV} \cdot x_A$ (kN・m)
常時	891.637	0.000	166.668	0.000

荷重状態 (水 位)	Mr (kN・m)	Mo (kN・m)	安全率		判定
			$F = Mr/Mo$	許容値	
常時	884.245	166.668	5.305	≥ 1.500	○

3.6.2 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{R_v \cdot \mu + C_b \cdot B}{R_H}$$

ここに、

R_v : 底版下面における全鉛直荷重 (kN)

R_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, $\mu = 0.400$

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), $B = 4.500$

・ 載荷位置 a (堅壁背面より後方)

荷重状態 (水 位)	鉛直荷重 R _v (kN)	水平荷重 R _h (kN)	安全率 F _s	必要安全率 F _{sa}	判 定
常時	404.750	95.000	1.704	≥ 1.500	○

・ 載荷位置 b (仮想背面より後方)

荷重状態 (水 位)	鉛直荷重 R _v (kN)	水平荷重 R _h (kN)	安全率 F _s	必要安全率 F _{sa}	判 定
常時	367.250	95.000	1.546	≥ 1.500	○

3.6.3 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 : つま先から合力の作用点までの距離 (m)

ΣMr : つま先回りの抵抗モーメント (kN・m)

ΣMt : つま先回りの転倒モーメント (kN・m)

ΣV : 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 = 4.500

・ 載荷位置 a (堅壁背面より後方)

荷重状態 (水 位)	ΣMr (kN・m)	ΣMt (kN・m)	ΣV (kN)	d (m)	e (m)
常時	982.682	166.668	404.750	2.016	0.234

・ 載荷位置 b (仮想背面より後方)

荷重状態 (水 位)	ΣMr (kN・m)	ΣMt (kN・m)	ΣV (kN)	d (m)	e (m)
常時	884.245	166.668	367.250	1.954	0.296

(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

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

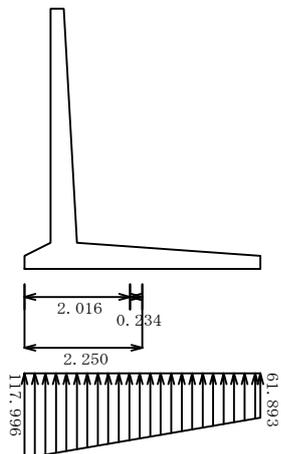
ここに、

ΣV : 底版下面に作用する全鉛直荷重 (kN)

B : 底版幅 (m), B = 4.500

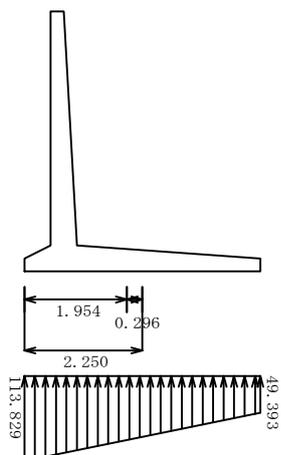
e : 偏心量 (m)

[1] 常時



・ 載荷位置 a (堅壁背面より後方)

地盤反力の作用幅 (m)	地盤反力の形状	地盤反力度 (kN/m ²)			判定
		qmin	qmax	許容値	
4.500	台形	61.893	117.996 ≤	200.000	○



・ 載荷位置 b (仮想背面より後方)

地盤反力の作用幅 (m)	地盤反力の形状	地盤反力度 (kN/m ²)			判定
		qmin	qmax	許容値	
4.500	台形	49.393	113.829 ≤	200.000	○

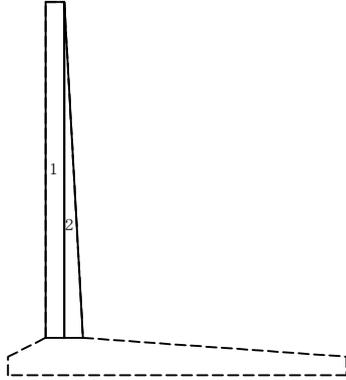
4章 縦壁の設計

4.1 縦壁基部の設計

4.1.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) 躯体

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	$0.250 \times 4.500 \times 1.000$	1.125	0.125	2.250	0.141	2.531	
2	$1/2 \times 0.250 \times 4.500 \times 1.000$	0.563	0.333	1.500	0.187	0.844	
Σ		1.688	—	—	0.328	3.375	

$$\text{重心 } X_G = \Sigma (V_i \cdot X_i) / \Sigma V_i = 0.328 / 1.688 = 0.194 \text{ (m)}$$

$$Y_G = \Sigma (V_i \cdot Y_i) / \Sigma V_i = 3.375 / 1.688 = 2.000 \text{ (m)}$$

4.1.2 躯体自重, 任意荷重

(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)	$24.000 \times 1.688 = 40.500$	0.056

作用位置

$$X = X_c - X_G = 0.250 - 0.194$$

$$= 0.056 \text{ m}$$

ここに、

X_c : 設計断面位置での縦壁前面から設計断面中心までの水平距離(m)

4.1.3 土圧・水圧

[1] 常時

土圧は土圧係数により求める。

仮想背面の位置 (断面中心からの距離) $x_p = 0.250 \text{ m}$

$y_p = 0.000 \text{ m}$

仮想背面の高さ	H = 4.500 m
水位面より上の高さ	H1 = 4.500 m
水位面より下の高さ	H2 = 0.000 m
土圧作用面が鉛直面となす角度	$\alpha = 3.180^\circ$
背面土砂の単位体積重量	$\gamma_s = 17.000 \text{ kN/m}^3$
背面土砂のせん断抵抗角	$\phi = 30.000^\circ$
地表面が水平面となす角度	$\beta = 0.000^\circ$
壁面摩擦角	$\delta = 20.000^\circ$

土圧作用面上端土圧

$$p1 = K \cdot q = 0.4000 \times 5.000 = 2.000 \text{ kN/m}^2$$

水位面での土圧

$$\begin{aligned} p2 &= K \cdot \gamma_s \cdot H1 + p1 \\ &= 0.4000 \times 17.000 \times 4.500 + 2.000 \\ &= 32.600 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

土圧作用面下端土圧

$$p3 = p2 = 32.600 \text{ kN/m}^2$$

水位以上の土圧力

$$P1 = \frac{1}{2} \cdot (p1 + p2) \cdot H1 = \frac{1}{2} \times (2.000 + 32.600) \times 4.500 = 77.850 \text{ kN}$$

水位以下の土圧力

$$P2 = \frac{1}{2} \cdot (p2 + p3) \cdot H2 = \frac{1}{2} \times (32.600 + 32.600) \times 0.000 = 0.000 \text{ kN}$$

土圧力

$$P = P1 + P2 = 77.850 + 0.000 = 77.850 \text{ kN}$$

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

$$Ph = P \cdot \cos(\alpha + \delta) = 77.850 \times \cos(3.180^\circ + 20.000^\circ) = 71.565 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$Pv = P \cdot \sin(\alpha + \delta) = 77.850 \times \sin(3.180^\circ + 20.000^\circ) = 30.643 \text{ kN}$$

作用位置

$$\begin{aligned} M1 &= P1 \cdot \left(\frac{2 \cdot p1 + p2}{p1 + p2} \cdot \frac{H1}{3} + H2 \right) \\ &= 77.850 \times \left(\frac{2 \times 2.000 + 32.600}{2.000 + 32.600} \times \frac{4.500}{3} + 0.000 \right) \\ &= 123.525 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

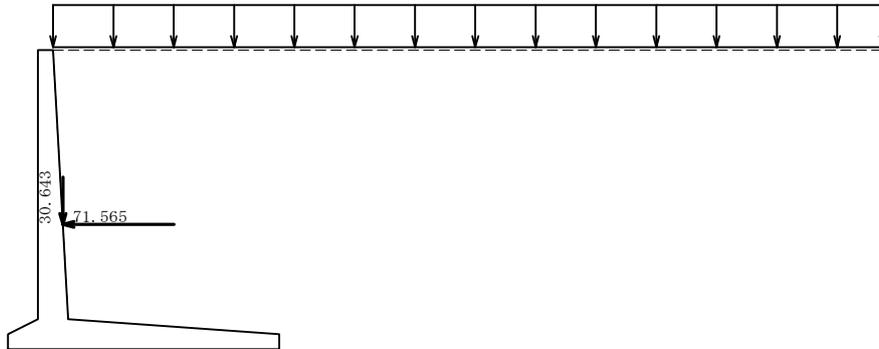
$$\begin{aligned} M2 &= P2 \cdot \left(\frac{2 \cdot p2 + p3}{p2 + p3} \cdot \frac{H2}{3} \right) \\ &= 0.000 \times \left(\frac{2 \times 32.600 + 32.600}{32.600 + 32.600} \times \frac{0.000}{3} \right) \\ &= 0.000 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

$$H_o = \frac{M1+M2}{P1+P2} = \frac{123.525+0.000}{77.850+0.000} = 1.587 \text{ m}$$

$$x = H_o \cdot \tan \alpha - x_p = 1.587 \times \tan 3.180^\circ - 0.250 = -0.162 \text{ m}$$

$$y = y_p + H_o = 0.000 + 1.587 = 1.587 \text{ m}$$

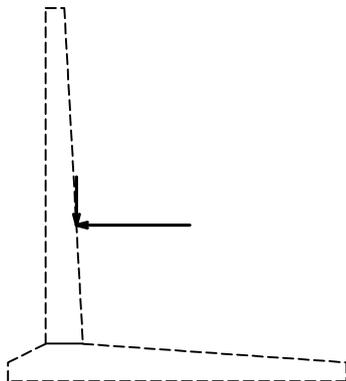
・土圧図



4.1.4 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

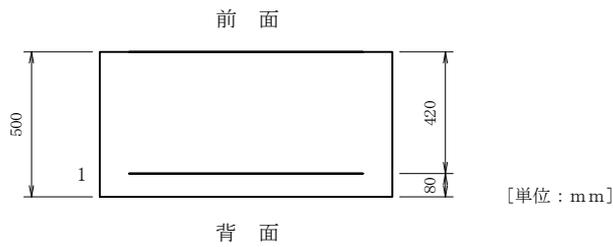


項目	N_i (kN)	H_i (kN)	X_i (m)	Y_i (m)	$M = M_{x_i} + M_{y_i}$ (kN·m)
自重	40.500	0.000	0.056	0.000	0.000
土圧	30.643	71.565	-0.162	1.587	113.553
合計	0.000	71.565	—————	—————	113.553

※ 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

4.1.5 断面計算（許容応力度法）

(1) 鉄筋配置



単鉄筋

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	8.00	D22	3.871	4.000
	2	—	—	—	—

引張側必要鉄筋量 13.814 (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 = 500.000
- 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)
- σ_c : コンクリートの曲げ圧縮応力度 (N/mm²)
- σ_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)		判定
				計算値	許容値	計算値	許容値	
常時	113.553	0.000	11.841	5.043	≤ 7.000	192.688	≤ 215.000	○

(3) せん断応力度の照査

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

$$j = 1 - \frac{k}{3}$$

$$k = \sqrt{2n \cdot p + (n \cdot p)^2} - n \cdot p$$

$$p = \frac{A_s}{b \cdot d}$$

ここに、

τ_m : コンクリートの最大せん断応力度 (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)

j : コンクリートの圧縮応力の合力から鉄筋の図心までの距離と有効高さとの比

k : 中立軸からコンクリート圧縮縁までの距離と有効高さとの比

n : ヤング係数比

p : 鉄筋比

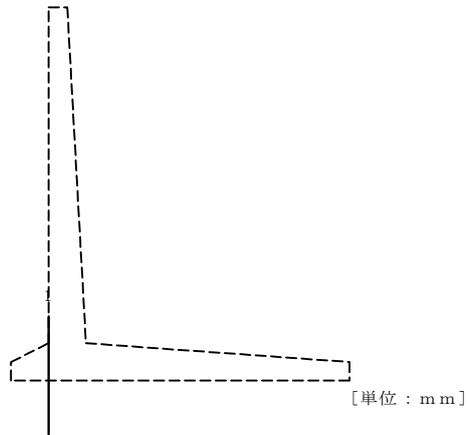
A_s : 鉄筋量 (mm²)

荷重状態 (水 位)	せん断力 S_h (kN)	有効高 d (cm)	j	せん断応力度 (N/mm ²)			判定
				計算値 τ	許容値 τ_{a1}	許容値 τ_{a2}	
常時	71.565	42.000	0.906	0.188	≤ 0.700	1.600	○

5章 つま先版の設計

5.1 照査位置[1]の設計

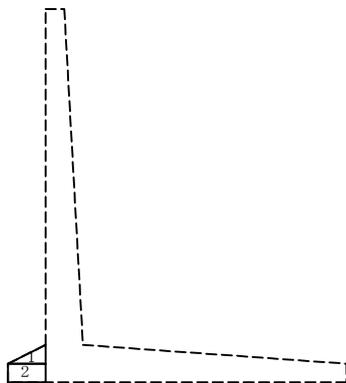
付け根からの距離 = 0.000 m



5.1.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) 躯体

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 X_i (m)	$V_i \cdot X_i$	備考
1	$1/2 \times 0.500 \times 0.250 \times 1.000$	0.063	0.167	0.010	
2	$0.500 \times 0.250 \times 1.000$	0.125	0.250	0.031	
Σ		0.188	—	0.042	

$$\text{重心位置 } XG = \Sigma (V_i \cdot X_i) / \Sigma V_i = 0.042 / 0.188 = 0.222 \text{ (m)}$$

5.1.2 躯体自重，土砂重量，任意荷重，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 $W = \gamma \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体	$24.000 \times 0.188 = 4.500$	0.222

5.1.3 地盤反力

鉛直力

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

作用位置

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

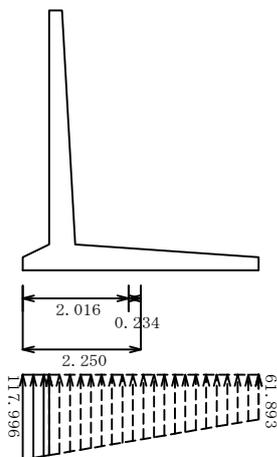
ここに、

q1 : つま先版前面位置の地盤反力度 (kN/m²)

q2 : つま先版設計位置の地盤反力度 (kN/m²)

L : 地盤反力作用幅 (m)

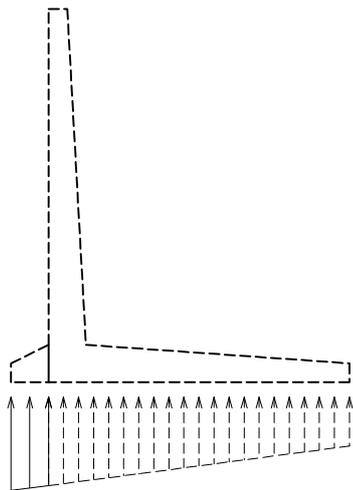
[1] 常時



地盤反力度 (kN/m ²)		作用幅 L (m)	鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2			
117.996	61.893	0.500	-57.440	0.252

5.1.4 断面力の集計

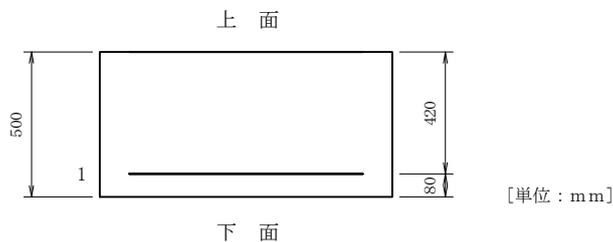
[1]常時



項目	N_i (kN)	X_i (m)	$M = N_i \cdot X_i$ (kN·m)
自重	-4.500	0.222	-1.000
地盤反力	57.440	0.252	14.490
合計	52.940	—	13.490

5.1.5 断面計算（許容応力度法）

(1)鉄筋配置



単鉄筋

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	8.00	D13	1.267	4.000	5.068
	2	—	—	—	—	—

引張側必要鉄筋量 1.546 (cm²)

(2) 曲げ応力度の照査

(参考)

中立軸の算出

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

より x を求める。

応力度の算出

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

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

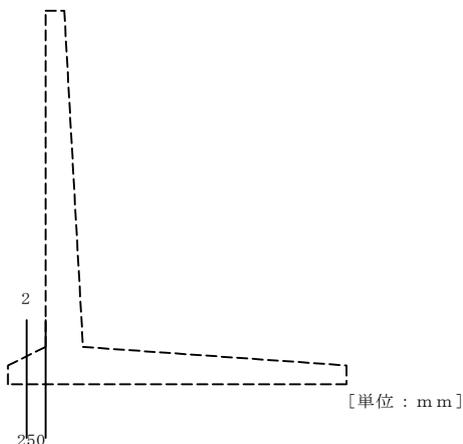
ここに、

- 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 = 500.000
- 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)
- σ_c : コンクリートの曲げ圧縮応力度 (N/mm²)
- σ_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)		判定
			計算値	許容値	計算値	許容値	
常時	13.490	7.269	0.938	≤ 7.000	67.249	≤ 215.000	○

5.2 照査位置[2]の設計

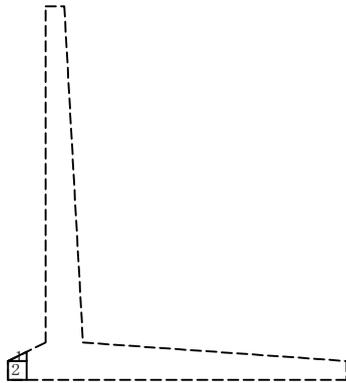
付け根からの距離 = 0.250 m



5.2.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) 躯体

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 X_i (m)	$V_i \cdot X_i$	備考
1	$1/2 \times 0.250 \times 0.125 \times 1.000$	0.016	0.083	0.001	
2	$0.250 \times 0.250 \times 1.000$	0.063	0.125	0.008	
Σ		0.078	—	0.009	

$$\text{重心位置 } X_G = \Sigma (V_i \cdot X_i) / \Sigma V_i = 0.009 / 0.078 = 0.117 \text{ (m)}$$

5.2.2 躯体自重，土砂重量，任意荷重，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 $W = \gamma \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体	$24.000 \times 0.078 = 1.875$	0.117

5.2.3 地盤反力

鉛直力

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

作用位置

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

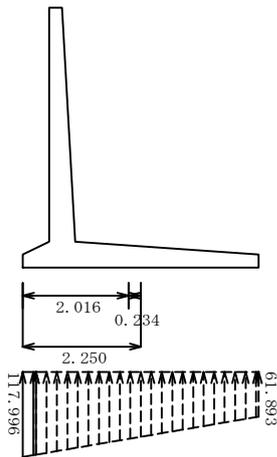
ここに、

q_1 : つま先版前面位置の地盤反力度 (kN/m^2)

q_2 : つま先版設計位置の地盤反力度 (kN/m^2)

L : 地盤反力作用幅 (m)

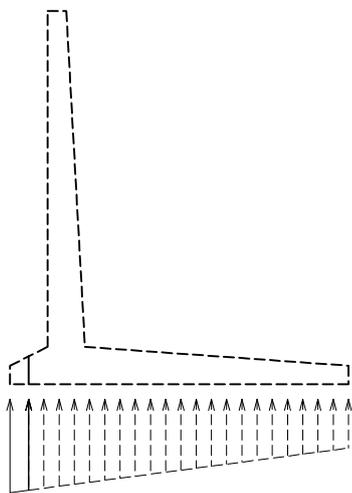
[1] 常時



地盤反力度 (kN/m ²)		作用幅 L (m)	鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2			
117.996	114.879	0.250	-29.109	0.126

5.2.4 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	-1.875	0.117	-0.219
地盤反力	29.109	0.126	3.655
合計	27.234	—————	3.436

5.2.5 断面計算（許容応力度法）

(1)せん断応力度の照査

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

$$j = 1 - \frac{k}{3}$$

$$k = \sqrt{2n \cdot p + (n \cdot p)^2} - n \cdot p$$

$$p = \frac{A_s}{b \cdot d}$$

ここに、

τ_m : コンクリートの最大せん断応力度(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)

j : コンクリートの圧縮応力の合力から鉄筋の図心までの距離と有効高さとの比

k : 中立軸からコンクリート圧縮縁までの距離と有効高さとの比

n : ヤング係数比

p : 鉄筋比

A_s : 鉄筋量(mm²)

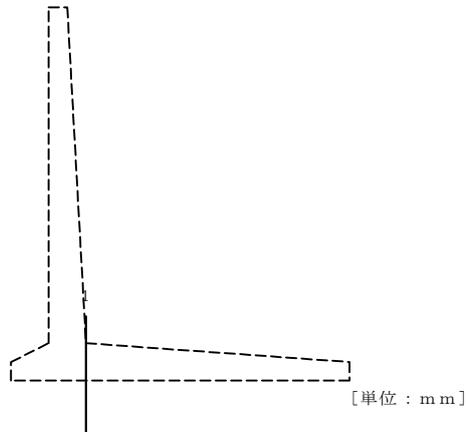
τ_{a1} : コンクリートのみでせん断力を負担する場合の許容せん断応力度(N/mm²)

荷重状態 (水 位)	せん断力 S_h (kN)	有効高 d (mm)	j	せん断応力度 (N/mm ²)		判 定
				計算値 τ	許容値 τ_{a1}	
常時	27.234	295.000	0.932	0.099	\leq 0.700	○

6章 かかと版の設計

6.1 照査位置[1]の設計

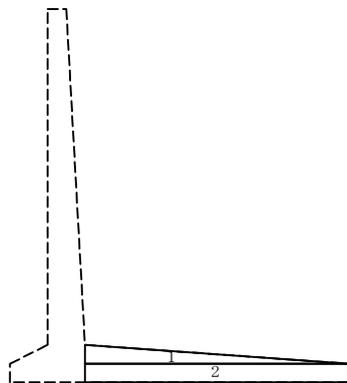
付け根からの距離 = 0.000 m



6.1.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) 躯体

1) ブロック割り



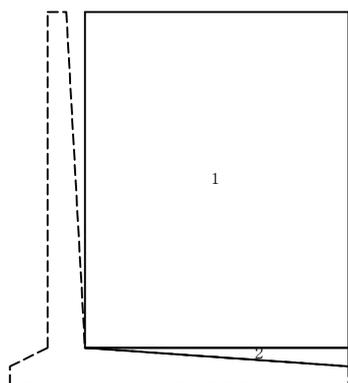
2) 体積・重心

区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 V_i (m^3)	重心位置 X_i (m)	$V_i \cdot X_i$	備考
1	$1/2 \times 3.500 \times 0.250 \times 1.000$	0.438	1.167	0.510	
2	$3.500 \times 0.250 \times 1.000$	0.875	1.750	1.531	
Σ		1.313	—	2.042	

$$\text{重心位置 } XG = \Sigma (V_i \cdot X_i) / \Sigma V_i = 2.042 / 1.313 = 1.556 \text{ (m)}$$

(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 V_i (m^3)	重心位置 X_i (m)	$V_i \cdot X_i$	備考
1	$3.500 \times 4.500 \times 1.000$	15.750	1.750	27.563	
2	$1/2 \times 3.500 \times 0.250 \times 1.000$	0.438	2.333	1.021	
Σ		16.188	—	28.583	

$$\text{重心位置 } XG = \Sigma (V_i \cdot X_i) / \Sigma V_i = 28.583 / 16.188 = 1.766 \text{ (m)}$$

6.1.2 躯体自重, 土砂重量, 任意荷重, 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 $W = \gamma \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体	$24.000 \times 1.313 = 31.500$	1.556

(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 (m^3)	重心位置 X (m)	体積 V_l (m^3)	重心位置 X_l (m)
土砂(背面)	16.188	1.766	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(背面)	16.188	1.766

水位より上の体積

$$V_u = V - V_l$$

水位より上の重心位置

$$X_u = (V \cdot X - V_1 \cdot X_1) / V_u$$

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 $W_1 = V_1 \cdot (\text{土の飽和重量})$ (kN)
土砂(背面)	$16.188 \times 17.000 = 275.188$	$0.000 \times 17.800 = 0.000$

位置	重量 W $W_u + W_1$ (kN)	作用位置 X $(W_u \cdot X_u + W_1 \cdot X_1) / W$ (m)
土砂(背面)	275.188	1.766

(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	31.500	1.556	49.000
背面土砂	275.188	1.766	485.982
合計	306.688	—	534.982

6.1.3 地盤反力

鉛直力

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

作用位置

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

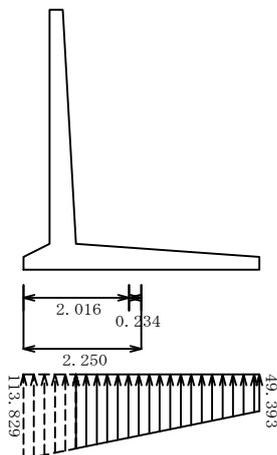
ここに、

q_1 : かかと版前面位置の地盤反力度 (kN/m²)

q_2 : かかと版設計位置の地盤反力度 (kN/m²)

L : 地盤反力作用幅 (m)

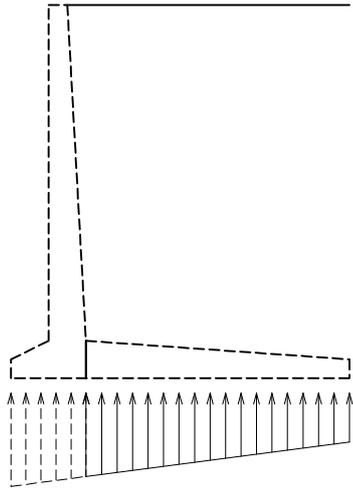
[1] 常時



地盤反力度 (kN/m ²)		作用幅 L (m)	鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q_1	q_2			
49.393	99.510	3.500	260.580	1.554

6.1.4 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	306.688	1.744	534.982
地盤反力	-260.580	1.554	-404.854
合計	46.108	—	130.128

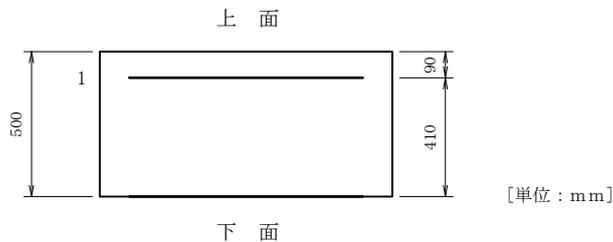
縦壁基部の断面力 $M1 = 113.553 \text{ kN}\cdot\text{m}$

かかと版付け根の断面力 $M3 = 130.128 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$M3 > M1$ となったので、付け根の断面力として $M1$ を適用します。

6.1.5 断面計算（許容応力度法）

(1)鉄筋配置



単鉄筋

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	9.00	D22	3.871	4.000	15.484
	2	—	—	—	—	—
下面	1'	—	—	—	—	—
	2'	—	—	—	—	—

引張側必要鉄筋量 $14.179 \text{ (cm}^2\text{)}$

(2) 曲げ応力度の照査

(参考)

中立軸の算出

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

より x を求める。

応力度の算出

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

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

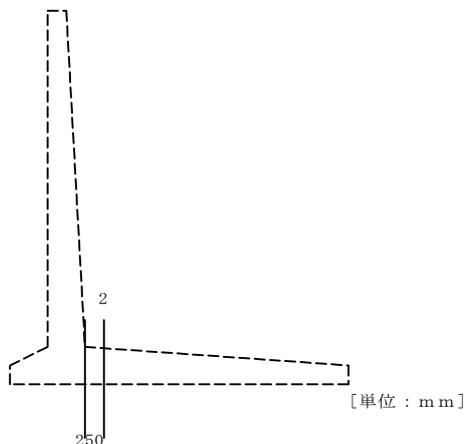
ここに、

- 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 = 500.000
- 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)
- σ_c : コンクリートの曲げ圧縮応力度 (N/mm²)
- σ_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)		判定
			計算値	許容値	計算値	許容値	
常時	113.553	11.670	5.242	≤ 7.000	197.634	≤ 215.000	○

6.2 照査位置[2]の設計

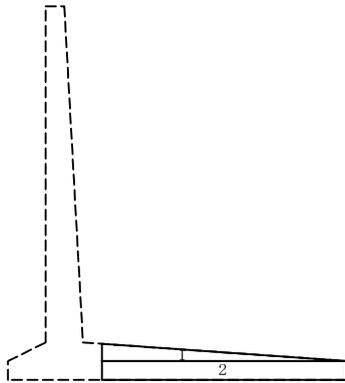
付け根からの距離 = 0.250 m



6.2.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) 躯体

1) ブロック割り



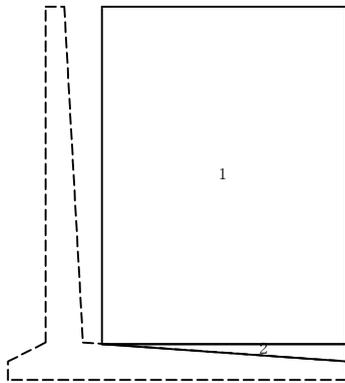
2) 体積・重心

区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 Vi (m ³)	重心位置 Xi (m)	Vi · Xi	備考
1	$1/2 \times 3.250 \times 0.232 \times 1.000$	0.377	1.083	0.409	
2	$3.250 \times 0.250 \times 1.000$	0.813	1.625	1.320	
Σ		1.190	—	1.729	

$$\text{重心位置 } XG = \Sigma (Vi \cdot Xi) / \Sigma Vi = 1.729 / 1.190 = 1.453 \text{ (m)}$$

(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 (m ³)	重心位置 Xi (m)	Vi · Xi	備考
1	$3.250 \times 4.518 \times 1.000$	14.683	1.625	23.860	
2	$1/2 \times 3.250 \times 0.232 \times 1.000$	0.377	2.167	0.817	
Σ		15.060	—	24.677	

$$\text{重心位置 } XG = \Sigma (Vi \cdot Xi) / \Sigma Vi = 24.677 / 15.060 = 1.639 \text{ (m)}$$

6.2.2 躯体自重，土砂重量，任意荷重，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 $W = \gamma \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体	$24.000 \times 1.190 = 28.554$	1.453

(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 (m ³)	重心位置 X (m)	体積 $V1$ (m ³)	重心位置 $X1$ (m)
土砂(背面)	15.060	1.639	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 Xu (m)
土砂(背面)	15.060	1.639

水位より上の体積

$$Vu = V - V1$$

水位より上の重心位置

$$Xu = (V \cdot X - V1 \cdot X1) / Vu$$

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 $W1 = V1 \cdot (\text{土の飽和重量})$ (kN)
土砂(背面)	$15.060 \times 17.000 = 256.025$	$0.000 \times 17.800 = 0.000$

位置	重量 W $Wu + W1$ (kN)	作用位置 X $(Wu \cdot Xu + W1 \cdot X1) / W$ (m)
土砂(背面)	256.025	1.639

(3) 自重集計

[1] 常時

	重量 Ni (kN)	作用位置 Xi (m)	モーメント $Ni \cdot Xi$ (kN.m)
躯体	28.554	1.453	41.495
背面土砂	256.025	1.639	419.625
合計	284.579	—	461.120

6.2.3 地表面の載荷荷重，雪荷重

鉛直力

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

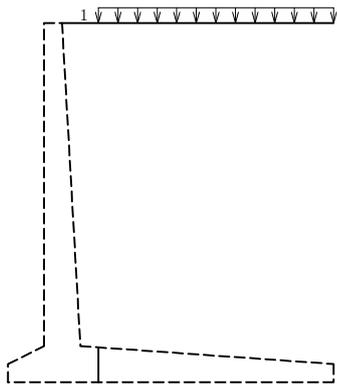
ここに、

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	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	3.250	32.500	1.625

6.2.4 地盤反力

鉛直力

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

作用位置

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

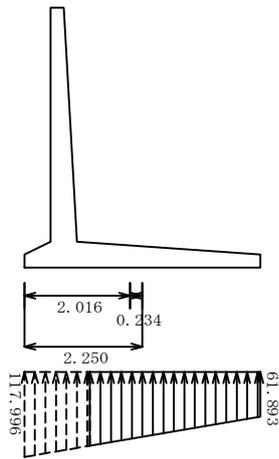
ここに、

q₁ : かかと版前面位置の地盤反力度 (kN/m²)

q₂ : かかと版設計位置の地盤反力度 (kN/m²)

L : 地盤反力作用幅 (m)

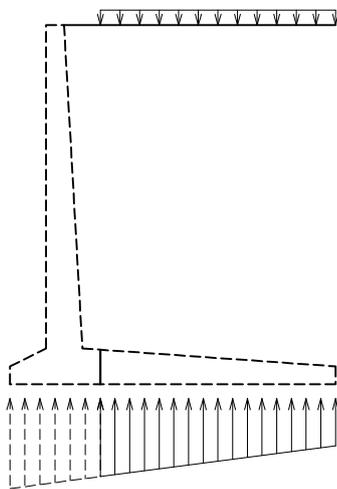
[1] 常時



地盤反力度 (kN/m ²)		作用幅 L (m)	鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2			
61.893	102.412	3.250	266.995	1.491

6.2.5 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	284.579	1.620	461.120
載荷、雪	32.500	1.625	52.813
地盤反力	-266.995	1.491	-398.202
合計	50.083	—	115.731

6.2.6 断面計算（許容応力度法）

(1) せん断応力度の照査

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

$$j = 1 - \frac{k}{3}$$

$$k = \sqrt{2n \cdot p + (n \cdot p)^2} - n \cdot p$$

$$p = \frac{A_s}{b \cdot d}$$

ここに、

τ_m : コンクリートの最大せん断応力度 (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)

j : コンクリートの圧縮応力の合力から鉄筋の図心までの距離と有効高さとの比

k : 中立軸からコンクリート圧縮縁までの距離と有効高さとの比

n : ヤング係数比

p : 鉄筋比

A_s : 鉄筋量 (mm²)

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)	j	せん断応力度 (N/mm ²)		判 定
				計算値 τ	許容値 τ_{a1}	
常時	50.083	392.143	0.903	0.141	\leq 0.700	○

【 T4.5 】

1章 設計条件

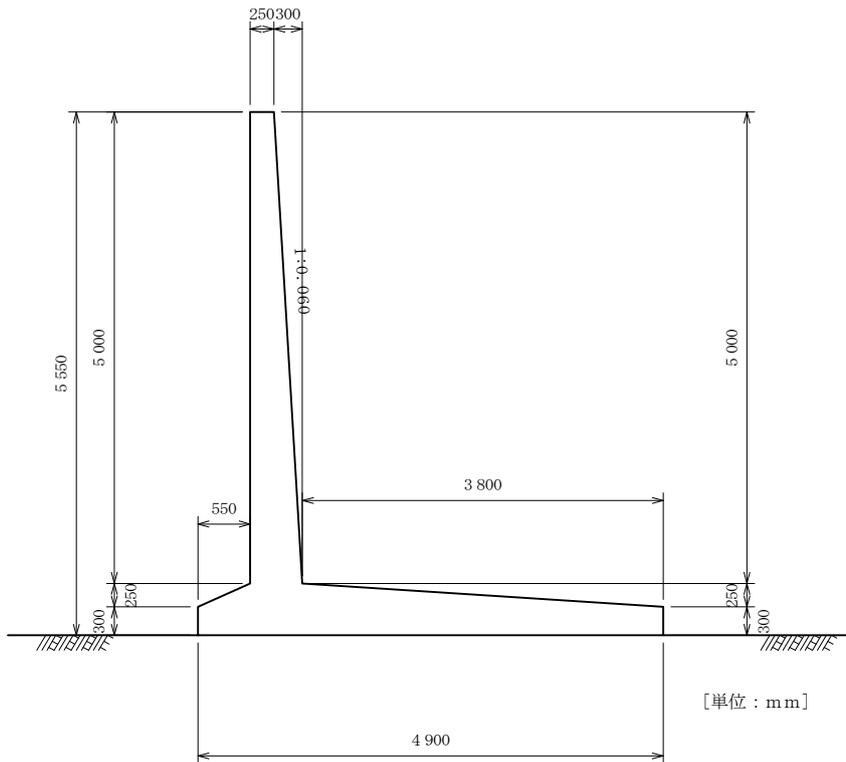
1.1 適用基準

ぎょうせい、盛土等防災マニュアルの解説 令和5年11月

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) : $\sigma_{ck} = 21$ (N/mm²)
底版 (鉄筋コンクリート) : $\sigma_{ck} = 21$ (N/mm²)

【鉄筋】 種類 : SD345

【土質】 裏込め土 : 砂質土
埋戻し土 : 砂質土
支持地盤 : 砂質地盤

【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	24.000	
水	浮力算出用	9.800	
	土 砂	湿潤重量	飽和重量
	背 面	17.000	17.800
	前 面	17.000	17.800

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
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 縦 壁
			始端側	終端側	
1	0.000	∞	10.000	10.000	○

1.7 任意荷重

考慮しない

1.8 土圧

・土圧式：クーロン(物部・岡部)

・土圧係数直接入力

荷重状態	安定計算 土圧係数	堅壁設計 土圧係数
常時	0.40000	0.40000

・土圧の作用面の壁面摩擦角(度)

荷重状態	主働土圧			受働土圧
	安定計算時	堅壁設計時	切土	
常時土圧	0.000	20.000	———	———

・安定計算時の土圧の仮想背面は、かかと端(かかところ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 3.434 (度)

・粘着力(kN/m²)

荷重状態	主働土圧用	受働土圧用
常時	0.000	———

1.9 荷重組み合わせ

No	荷重名称	コメント
1	常時	常時

	荷重名称	1
土砂	砂質土	
載荷荷重	載荷荷重	○
主働土圧	考慮しない	
	常時土圧	○

照査項目	1	
許容応力度法	安定・断面	
限界状態設計法	照査性能	———
	剛体安定	———
	断面破壊	———

照査性能を全ケース「安全・使用」とする

1.10 基礎の条件

1.10.1 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 μ	0.400

1.11 安定計算の許容値及び部材の許容応力度

1.11.1 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	200.000

1.11.2 部材の許容応力度

(1) 鉄筋コンクリート部材

1) 豎壁 (一般部材)

・鉄筋径 $\leq 28\text{mm}$ (N/mm²)

荷 重 状 態	コンクリートの 圧縮応力度 σ_{ca}	鉄筋の 引張応力度 σ_{sa}	せん断 応力度		鉄筋の 圧縮応力度 σ_{sba}
			τ_{a1}	τ_{a2}	
常時	7.000	215.000	0.700	1.600	215.000

・鉄筋径 $> 28\text{mm}$ (N/mm²)

荷 重 状 態	鉄筋の 引張応力度 σ_{sa}	鉄筋の 圧縮応力度 σ_{sba}
常時	195.000	195.000

2) 底版 (一般部材)

・鉄筋径 $\leq 28\text{mm}$ (N/mm²)

荷 重 状 態	コンクリートの 圧縮応力度 σ_{ca}	鉄筋の 引張応力度 σ_{sa}	せん断 応力度		鉄筋の 圧縮応力度 σ_{sba}
			τ_{a1}	τ_{a2}	
常時	7.000	215.000	0.700	1.600	————

・鉄筋径 $> 28\text{mm}$ (N/mm²)

荷 重 状 態	鉄筋の 引張応力度 σ_{sa}	鉄筋の 圧縮応力度 σ_{sba}
常時	195.000	————

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せん断応力度

τ_{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 結果一覧

1. 安定計算

(1) 転倒に対する照査

荷重状態 (水 位)	つま先での作用力		転倒安全率		判定
	抵抗M (kN. m)	転倒M (kN. m)	計算値	安全率	
常時	1164. 282	224. 545	5. 185	≥ 1. 500	○

(2) 滑動に対する照査

荷重状態 (水 位)	フーチング中心の作用力		滑動安全率		判定
	N (kN)	H (kN)	計算値	安全率	
常時	443. 455	115. 828	1. 531	≥ 1. 500	○

(3) 支持に対する照査

荷重状態 (水 位)	フーチング中心の作用力		反力作用幅 (m)	地盤反力度 (kN/m ²)		判定
	M (kN. m)	N (kN)		計算値	許容値	
常時	130. 328	484. 455	4. 900	131. 437	≤ 200. 000	○

2. 断面計算 (許容応力度法)

(1) 曲げ応力度

部 材	荷重状態 (水 位)	M (kN. m)	圧縮応力度 (N/mm ²)		引張応力度 (N/mm ²)		判定
			計算値	許容値	計算値	許容値	
堅壁基部	常時	152. 921	5. 118	≤ 7. 000	178. 400	≤ 215. 000	○
つま先照査1	常時	18. 120	1. 056	≤ 7. 000	80. 481	≤ 215. 000	○
かかと照査1	常時	152. 921	5. 299	≤ 7. 000	182. 478	≤ 215. 000	○

(2) せん断応力度

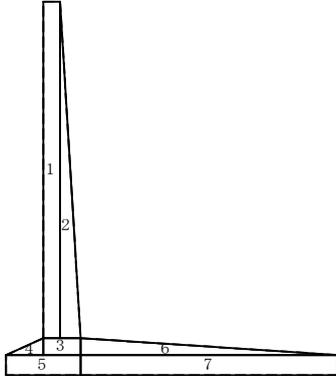
部 材	設計位置 (m)	荷重状態 (水 位)	せん断力 (kN)	せん断応力度 (N/mm ²)		判定
				計算値	許容値 τ a1 τ a2	
堅壁基部	0. 000	常時	87. 165	0. 206	≤ 0. 700 1. 600	○
つま先照査2	0. 275	常時	33. 250	0. 103	≤ 0. 700 1. 600	○
かかと照査2	0. 275	常時	61. 802	0. 156	≤ 0. 700 1. 600	○

3章 安定計算

3.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) 躯体

1) ブロック割り



2) 体積・重心

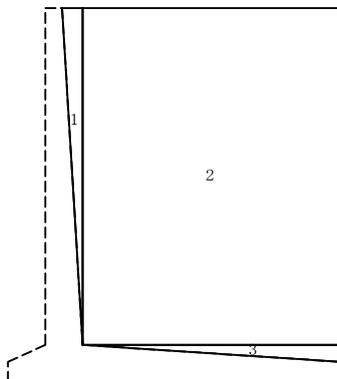
区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 V_i (m ³)	重心位置(m)		$V_i \cdot X_i$	$V_i \cdot Y_i$	備考
			X_i	Y_i			
1	$0.250 \times 5.000 \times 1.000$	1.250	0.675	3.050	0.844	3.812	
2	$1/2 \times 0.300 \times 5.000 \times 1.000$	0.750	0.900	2.217	0.675	1.663	
3	$0.550 \times 0.250 \times 1.000$	0.138	0.825	0.425	0.113	0.058	
4	$1/2 \times 0.550 \times 0.250 \times 1.000$	0.069	0.367	0.383	0.025	0.026	
5	$1.100 \times 0.300 \times 1.000$	0.330	0.550	0.150	0.182	0.050	
6	$1/2 \times 3.800 \times 0.250 \times 1.000$	0.475	2.367	0.383	1.124	0.182	
7	$3.800 \times 0.300 \times 1.000$	1.140	3.000	0.150	3.420	0.171	
Σ		4.151	—	—	6.383	5.962	

$$\text{重心位置 } XG = \Sigma (V_i \cdot X_i) / \Sigma V_i = 6.383 / 4.151 = 1.538 \text{ (m)}$$

$$YG = \Sigma (V_i \cdot Y_i) / \Sigma V_i = 5.962 / 4.151 = 1.436 \text{ (m)}$$

(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 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	$1/2 \times 0.300 \times 5.000 \times 1.000$	0.750	1.000	3.883	0.750	2.912	

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			
2	3.800 × 5.000 × 1.000	19.000	3.000	3.050	57.000	57.950	
3	1/2 × 3.800 × 0.250 × 1.000	0.475	3.633	0.467	1.726	0.222	
Σ		20.225	——	——	59.476	61.084	

$$\text{重心位置 } XG = \Sigma (Vi \cdot Xi) / \Sigma Vi = 59.476 / 20.225 = 2.941 \text{ (m)}$$

$$YG = \Sigma (Vi \cdot Yi) / \Sigma Vi = 61.084 / 20.225 = 3.020 \text{ (m)}$$

3.2 躯体自重，土砂重量，任意荷重，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	24.000 × 4.151 = 99.630	1.538

(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 V1 (m³)	重心位置 (m)	
		X	Y		X1	Y1
土砂(背面)	20.225	2.941	3.020	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)	20.225	2.941	3.020

水位より上の体積

$$Vu = V - V1$$

水位より上の重心位置

$$Xu = (V \cdot X - V1 \cdot X1) / Vu$$

$$Yu = (V \cdot Y - V1 \cdot Y1) / Vu$$

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 $W1 = V1 \cdot (\text{土の飽和重量})$ (kN)
土砂(背面)	20.225 × 17.000 = 343.825	0.000 × 17.800 = 0.000

位置	重量 W Wu + W1 (kN)	作用位置 X (Wu · Xu + W1 · X1) / W (m)
土砂(背面)	343.825	2.941

(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
軀体	99.630	0.000	1.538	0.000	153.194	0.000
背面土砂	343.825	0.000	2.941	0.000	1011.089	0.000
合計	443.455	0.000	——	——	1164.282	0.000

3.3 地表面の載荷荷重, 雪荷重

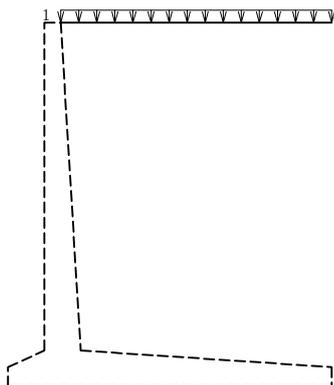
鉛直力

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

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	4.100	41.000	2.850

3.4 土圧・水圧

[1] 常時

土圧は土圧係数により求める。

仮想背面の位置 (つま先からの距離) xp = 4.900 m

yp = 0.000 m

仮想背面の高さ H = 5.550 m

水位面より上の高さ H1 = 5.550 m

水位面より下の高さ H2 = 0.000 m

土圧作用面が鉛直面となす角度 α = 0.000 °

土砂の単位体積重量 γs = 17.000 kN/m³

土砂のせん断抵抗角 φ = 30.000 °

地表面が水平面となす角度 β = 0.000 °

壁面摩擦角 δ = 0.000 °

土圧作用面上端土圧

$$p1 = K \cdot q = 0.4000 \times 5.000 = 2.000 \text{ kN/m}^2$$

水位面での土圧

$$\begin{aligned} p2 &= K \cdot \gamma_s \cdot H1 + p1 \\ &= 0.4000 \times 17.000 \times 5.550 + 2.000 \\ &= 39.740 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

土圧作用面下端土圧

$$p3 = p2 = 39.740 \text{ kN/m}^2$$

水位以上の土圧力

$$P1 = \frac{1}{2} \cdot (p1 + p2) \cdot H1 = \frac{1}{2} \times (2.000 + 39.740) \times 5.550 = 115.828 \text{ kN}$$

水位以下の土圧力

$$P2 = \frac{1}{2} \cdot (p2 + p3) \cdot H2 = \frac{1}{2} \times (39.740 + 39.740) \times 0.000 = 0.000 \text{ kN}$$

土圧力

$$P = P1 + P2 = 115.828 + 0.000 = 115.828 \text{ kN}$$

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

$$Ph = P \cdot \cos(\alpha + \delta) = 115.828 \times \cos(0.000^\circ + 0.000^\circ) = 115.828 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$Pv = P \cdot \sin(\alpha + \delta) = 115.828 \times \sin(0.000^\circ + 0.000^\circ) = 0.000 \text{ kN}$$

作用位置

$$\begin{aligned} M1 &= P1 \cdot \left(\frac{2 \cdot p1 + p2}{p1 + p2} \cdot \frac{H1}{3} + H2 \right) \\ &= 115.828 \times \left(\frac{2 \times 2.000 + 39.740}{2.000 + 39.740} \times \frac{5.550}{3} + 0.000 \right) \\ &= 224.550 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

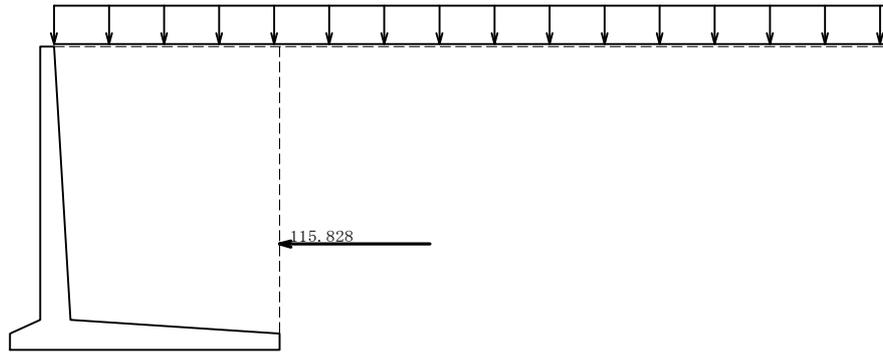
$$\begin{aligned} M2 &= P2 \cdot \left(\frac{2 \cdot p2 + p3}{p2 + p3} \cdot \frac{H2}{3} \right) \\ &= 0.000 \times \left(\frac{2 \times 39.740 + 39.740}{39.740 + 39.740} \times \frac{0.000}{3} \right) \\ &= 0.000 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

$$Ho = \frac{M1 + M2}{P1 + P2} = \frac{224.550 + 0.000}{115.828 + 0.000} = 1.939 \text{ m}$$

$$x = xp - Ho \cdot \tan \alpha = 4.900 - 1.939 \times \tan 0.000^\circ = 4.900 \text{ m}$$

$$y = yp + Ho = 0.000 + 1.939 = 1.939 \text{ m}$$

・土圧図

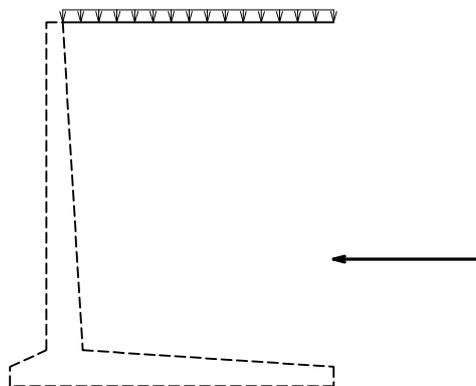


3.5 作用力の集計

(1) フーチング前面での作用力の集計

[1] 常時

(土圧の鉛直成分は集計されません)



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	443.455	0.000	2.625	0.000	1164.282	0.000
載荷、雪	41.000	0.000	2.850	0.000	116.850	0.000
土圧	0.000	115.828	4.900	1.939	0.000	224.545
合計	484.455	115.828	———	———	1281.132	224.545

・ 載荷位置 a (堅壁背面より後方)

荷重状態 (水 位)	N_o (kN)	H_o (kN)	M_o (kN・m)
常時	484.455	115.828	1056.587

・ 載荷位置 b (仮想背面より後方)

荷重状態 (水 位)	N_o (kN)	H_o (kN)	M_o (kN・m)
常時	443.455	115.828	939.737

(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 : $B_j = 4.900$ (m)

・ 載荷位置 a (縦壁背面より後方)

■ 単位幅当り

荷重状態 (水 位)	N_c (kN)	H_c (kN)	M_c (kN. m)
常時	484.455	115.828	130.328

■ 全幅 (10.000m) 当り

荷重状態 (水 位)	N_c (kN)	H_c (kN)	M_c (kN. m)
常時	4844.550	1158.285	1303.275

・ 載荷位置 b (仮想背面より後方)

■ 単位幅当り

荷重状態 (水 位)	N_c (kN)	H_c (kN)	M_c (kN. m)
常時	443.455	115.828	146.727

■ 全幅 (10.000m) 当り

荷重状態 (水 位)	N_c (kN)	H_c (kN)	M_c (kN. m)
常時	4434.550	1158.285	1467.275

3.6 安定計算結果

3.6.1 転倒に対する安定

$$F = \frac{Mr}{Mo} = \frac{|\Sigma V \cdot x_0 - \Sigma H \cdot y_0|}{|P_{AH} \cdot y_A - P_{AV} \cdot x_A|}$$

ここに、

Mr : 抵抗モーメント

Mo : 転倒モーメント

ΣV : 土圧の鉛直成分を除いた鉛直力の合計

x_0 : 土圧の鉛直成分を除いた鉛直力の合計の作用位置

ΣH : 土圧の水平成分を除いた水平力の合計

y_0 : 土圧の水平成分を除いた水平力の合計の作用位置

P_{AH} : 土圧の水平成分

y_A : 土圧の水平成分の作用位置

P_{AV} : 土圧の鉛直成分

x_A : 土圧の鉛直成分の作用位置

・ 載荷位置 a (堅壁背面より後方)

荷重状態 (水 位)	$\Sigma V \cdot x_0$ (kN・m)	$\Sigma H \cdot y_0$ (kN・m)	$P_{AH} \cdot y_A$ (kN・m)	$P_{AV} \cdot x_A$ (kN・m)
常時	1281.132	0.000	224.545	0.000

荷重状態 (水 位)	Mr (kN・m)	Mo (kN・m)	安全率		判定
			$F = Mr/Mo$	許容値	
常時	1281.132	224.545	5.705	≥ 1.500	○

・ 載荷位置 b (仮想背面より後方)

荷重状態 (水 位)	$\Sigma V \cdot x_0$ (kN・m)	$\Sigma H \cdot y_0$ (kN・m)	$P_{AH} \cdot y_A$ (kN・m)	$P_{AV} \cdot x_A$ (kN・m)
常時	1172.709	0.000	224.545	0.000

荷重状態 (水 位)	Mr (kN・m)	Mo (kN・m)	安全率		判定
			$F = Mr/Mo$	許容値	
常時	1164.282	224.545	5.185	≥ 1.500	○

3.6.2 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{R_v \cdot \mu + C_b \cdot B}{R_H}$$

ここに、

R_v : 底版下面における全鉛直荷重 (kN)

R_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, $\mu = 0.400$

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), $B = 4.900$

・ 載荷位置 a (堅壁背面より後方)

荷重状態 (水 位)	鉛直荷重 R _v (kN)	水平荷重 R _h (kN)	安全率 F _s	必要安全率 F _{sa}	判 定
常時	484.455	115.828	1.673	≥ 1.500	○

・ 載荷位置 b (仮想背面より後方)

荷重状態 (水 位)	鉛直荷重 R _v (kN)	水平荷重 R _h (kN)	安全率 F _s	必要安全率 F _{sa}	判 定
常時	443.455	115.828	1.531	≥ 1.500	○

3.6.3 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 : つま先から合力の作用点までの距離 (m)

ΣMr : つま先回りの抵抗モーメント (kN・m)

ΣMt : つま先回りの転倒モーメント (kN・m)

ΣV : 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 = 4.900

・ 載荷位置 a (堅壁背面より後方)

荷重状態 (水 位)	ΣMr (kN・m)	ΣMt (kN・m)	ΣV (kN)	d (m)	e (m)
常時	1281.132	224.545	484.455	2.181	0.269

・ 載荷位置 b (仮想背面より後方)

荷重状態 (水 位)	ΣMr (kN・m)	ΣMt (kN・m)	ΣV (kN)	d (m)	e (m)
常時	1164.282	224.545	443.455	2.119	0.331

(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

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

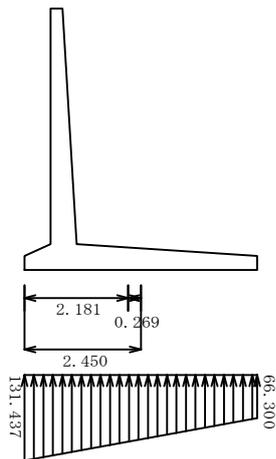
ここに、

ΣV : 底版下面に作用する全鉛直荷重 (kN)

B : 底版幅 (m), B = 4.900

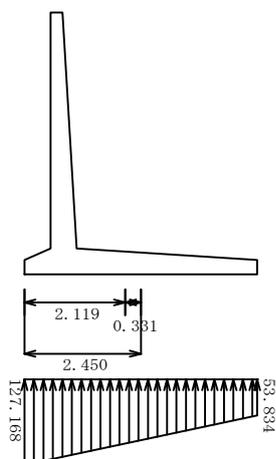
e : 偏心量 (m)

[1] 常時



- 載荷位置 a (堅壁背面より後方)

地盤反力の作用幅 (m)	地盤反力の形状	地盤反力度 (kN/m ²)			判定
		qmin	qmax	許容値	
4.900	台形	66.300	131.437 ≤	200.000	○



- 載荷位置 b (仮想背面より後方)

地盤反力の作用幅 (m)	地盤反力の形状	地盤反力度 (kN/m ²)			判定
		qmin	qmax	許容値	
4.900	台形	53.834	127.168 ≤	200.000	○

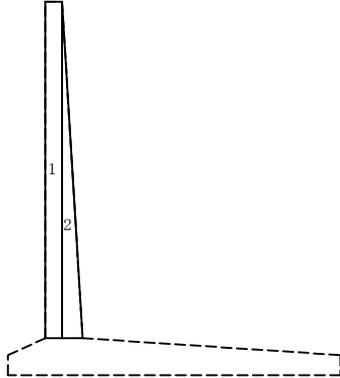
4章 縦壁の設計

4.1 縦壁基部の設計

4.1.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) 躯体

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	$0.250 \times 5.000 \times 1.000$	1.250	0.125	2.500	0.156	3.125	
2	$1/2 \times 0.300 \times 5.000 \times 1.000$	0.750	0.350	1.667	0.262	1.250	
Σ		2.000	—	—	0.419	4.375	

$$\text{重心 } X_G = \Sigma (V_i \cdot X_i) / \Sigma V_i = 0.419 / 2.000 = 0.209 \text{ (m)}$$

$$Y_G = \Sigma (V_i \cdot Y_i) / \Sigma V_i = 4.375 / 2.000 = 2.188 \text{ (m)}$$

4.1.2 躯体自重, 任意荷重

(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)	$24.000 \times 2.000 = 48.000$	0.066

作用位置

$$X = X_c - X_G = 0.275 - 0.209$$

$$= 0.066 \text{ m}$$

ここに、

X_c : 設計断面位置での縦壁前面から設計断面中心までの水平距離(m)

4.1.3 土圧・水圧

[1] 常時

土圧は土圧係数により求める。

$$\text{仮想背面の位置 (断面中心からの距離)} \quad x_p = 0.275 \text{ m}$$

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

仮想背面の高さ	H = 5.000 m
水位面より上の高さ	H1 = 5.000 m
水位面より下の高さ	H2 = 0.000 m
土圧作用面が鉛直面となす角度	$\alpha = 3.434^\circ$
背面土砂の単位体積重量	$\gamma_s = 17.000 \text{ kN/m}^3$
背面土砂のせん断抵抗角	$\phi = 30.000^\circ$
地表面が水平面となす角度	$\beta = 0.000^\circ$
壁面摩擦角	$\delta = 20.000^\circ$

土圧作用面上端土圧

$$p1 = K \cdot q = 0.4000 \times 5.000 = 2.000 \text{ kN/m}^2$$

水位面での土圧

$$\begin{aligned} p2 &= K \cdot \gamma_s \cdot H1 + p1 \\ &= 0.4000 \times 17.000 \times 5.000 + 2.000 \\ &= 36.000 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

土圧作用面下端土圧

$$p3 = p2 = 36.000 \text{ kN/m}^2$$

水位以上の土圧力

$$P1 = \frac{1}{2} \cdot (p1 + p2) \cdot H1 = \frac{1}{2} \times (2.000 + 36.000) \times 5.000 = 95.000 \text{ kN}$$

水位以下の土圧力

$$P2 = \frac{1}{2} \cdot (p2 + p3) \cdot H2 = \frac{1}{2} \times (36.000 + 36.000) \times 0.000 = 0.000 \text{ kN}$$

土圧力

$$P = P1 + P2 = 95.000 + 0.000 = 95.000 \text{ kN}$$

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

$$Ph = P \cdot \cos(\alpha + \delta) = 95.000 \times \cos(3.434^\circ + 20.000^\circ) = 87.165 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$Pv = P \cdot \sin(\alpha + \delta) = 95.000 \times \sin(3.434^\circ + 20.000^\circ) = 37.780 \text{ kN}$$

作用位置

$$\begin{aligned} M1 &= P1 \cdot \left(\frac{2 \cdot p1 + p2}{p1 + p2} \cdot \frac{H1}{3} + H2 \right) \\ &= 95.000 \times \left(\frac{2 \times 2.000 + 36.000}{2.000 + 36.000} \times \frac{5.000}{3} + 0.000 \right) \\ &= 166.667 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

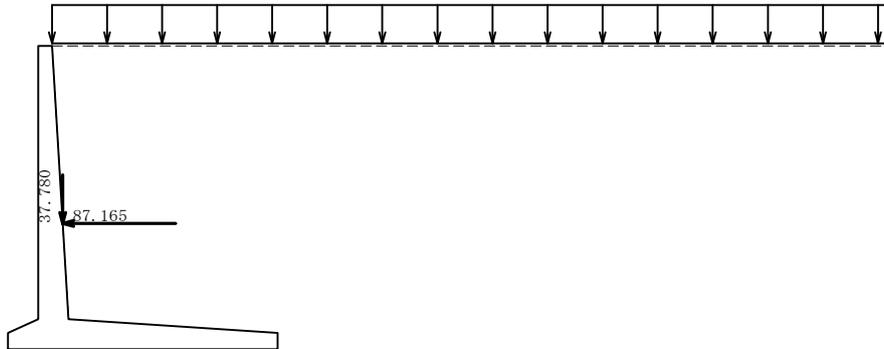
$$\begin{aligned} M2 &= P2 \cdot \left(\frac{2 \cdot p2 + p3}{p2 + p3} \cdot \frac{H2}{3} \right) \\ &= 0.000 \times \left(\frac{2 \times 36.000 + 36.000}{36.000 + 36.000} \times \frac{0.000}{3} \right) \\ &= 0.000 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

$$H_o = \frac{M_1 + M_2}{P_1 + P_2} = \frac{166.667 + 0.000}{95.000 + 0.000} = 1.754 \text{ m}$$

$$x = H_o \cdot \tan \alpha - x_p = 1.754 \times \tan 3.434^\circ - 0.275 = -0.170 \text{ m}$$

$$y = y_p + H_o = 0.000 + 1.754 = 1.754 \text{ m}$$

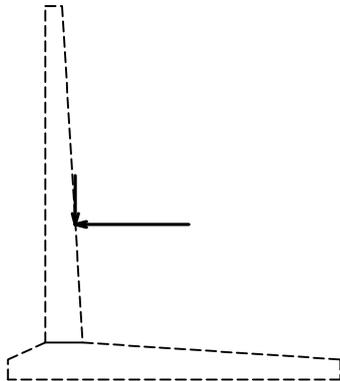
・土圧図



4.1.4 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

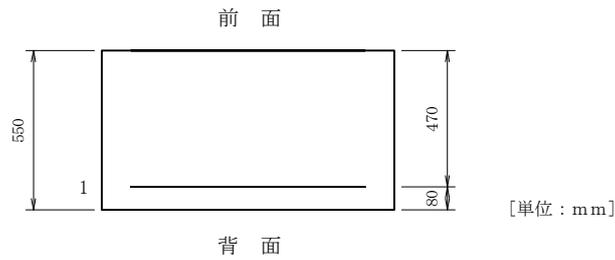


項目	N_i (kN)	H_i (kN)	X_i (m)	Y_i (m)	$M = M_{xi} + M_{yi}$ (kN·m)
自重	48.000	0.000	0.066	0.000	0.000
土圧	37.780	87.165	-0.170	1.754	152.921
合計	0.000	87.165	—————	—————	152.921

※ 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

4.1.5 断面計算（許容応力度法）

(1) 鉄筋配置



単鉄筋

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	8.00	D25	5.067	4.000	20.268
	2	—	—	—	—	—

引張側必要鉄筋量 16.673 (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 = 550.000
- 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)
- σ_c : コンクリートの曲げ圧縮応力度 (N/mm²)
- σ_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)		判定
				計算値	許容値	計算値	許容値	
常時	152.921	0.000	14.139	5.118	≤ 7.000	178.400	≤ 215.000	○

(3) せん断応力度の照査

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

$$j = 1 - \frac{k}{3}$$

$$k = \sqrt{2n \cdot p + (n \cdot p)^2} - n \cdot p$$

$$p = \frac{A_s}{b \cdot d}$$

ここに、

τ_m : コンクリートの最大せん断応力度 (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)

j : コンクリートの圧縮応力の合力から鉄筋の図心までの距離と有効高さとの比

k : 中立軸からコンクリート圧縮縁までの距離と有効高さとの比

n : ヤング係数比

p : 鉄筋比

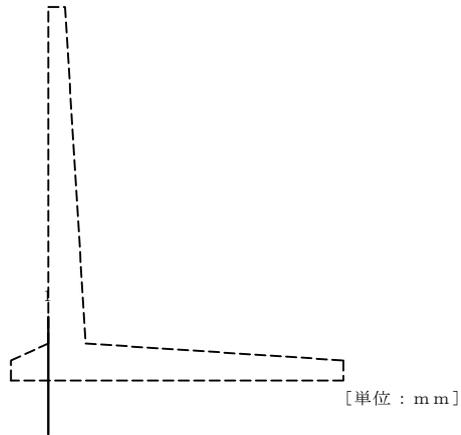
A_s : 鉄筋量 (mm²)

荷重状態 (水 位)	せん断力 S_h (kN)	有効高 d (cm)	j	せん断応力度 (N/mm ²)			判定
				計算値 τ	許容値 τ_{a1}	許容値 τ_{a2}	
常時	87.165	47.000	0.900	0.206	≤ 0.700	1.600	○

5章 つま先版の設計

5.1 照査位置[1]の設計

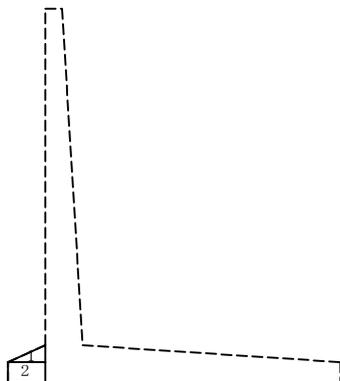
付け根からの距離 = 0.000 m



5.1.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) 躯体

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 X_i (m)	$V_i \cdot X_i$	備考
1	$1/2 \times 0.550 \times 0.250 \times 1.000$	0.069	0.183	0.013	
2	$0.550 \times 0.300 \times 1.000$	0.165	0.275	0.045	
Σ		0.234	—	0.058	

$$\text{重心位置 } XG = \Sigma (V_i \cdot X_i) / \Sigma V_i = 0.058 / 0.234 = 0.248 \text{ (m)}$$

5.1.2 躯体自重，土砂重量，任意荷重，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 $W = \gamma \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体	$24.000 \times 0.234 = 5.610$	0.248

5.1.3 地盤反力

鉛直力

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

作用位置

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

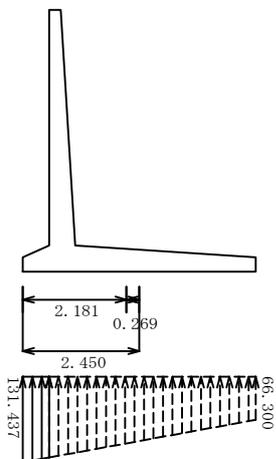
ここに、

q_1 : つま先版前面位置の地盤反力度 (kN/m²)

q_2 : つま先版設計位置の地盤反力度 (kN/m²)

L : 地盤反力作用幅 (m)

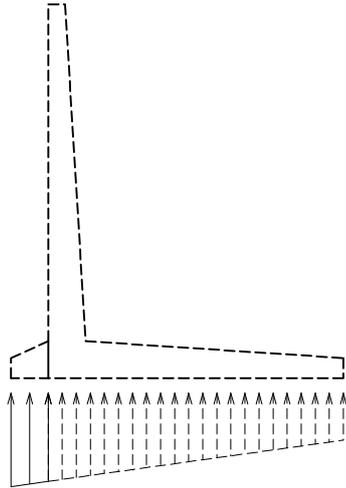
[1] 常時



地盤反力度 (kN/m ²)		作用幅 L (m)	鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q_1	q_2			
131.437	124.126	0.550	-70.280	0.278

5.1.4 断面力の集計

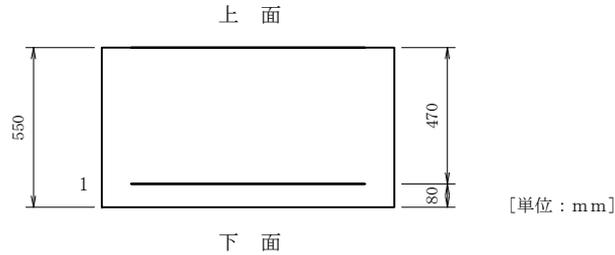
[1]常時



項目	N_i (kN)	X_i (m)	$M = N_i \cdot X_i$ (kN·m)
自重	-5.610	0.248	-1.391
地盤反力	70.280	0.278	19.511
合計	64.670	————	18.120

5.1.5 断面計算（許容応力度法）

(1)鉄筋配置



単鉄筋

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	8.00	D13	1.267	4.000	5.068
	2	—	—	—	—	—

引張側必要鉄筋量 1.857 (cm²)

(2) 曲げ応力度の照査

(参考)

中立軸の算出

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

より x を求める。

応力度の算出

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

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

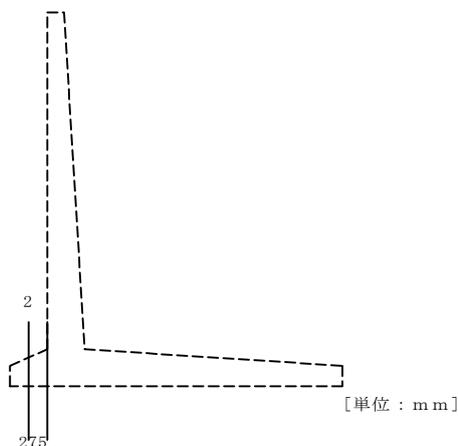
ここに、

- 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 = 550.000
- 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)
- σ_c : コンクリートの曲げ圧縮応力度 (N/mm²)
- σ_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)		判定
			計算値	許容値	計算値	許容値	
常時	18.120	7.728	1.056	≤ 7.000	80.481	≤ 215.000	○

5.2 照査位置[2]の設計

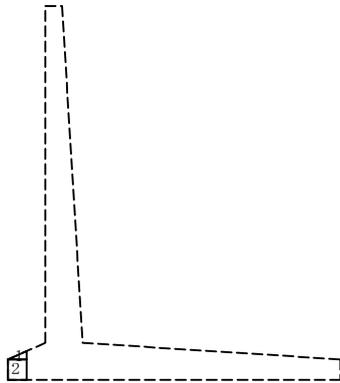
付け根からの距離 = 0.275 m



5.2.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) 躯体

1) ブロック割り



2) 体積・重心

区分	幅 × 高さ × 奥行 計算式	体積 V_i (m^3)	重心位置 X_i (m)	$V_i \cdot X_i$	備考
1	$1/2 \times 0.275 \times 0.125 \times 1.000$	0.017	0.092	0.002	
2	$0.275 \times 0.300 \times 1.000$	0.083	0.138	0.011	
Σ		0.100	—	0.013	

$$\text{重心位置 } X_G = \Sigma (V_i \cdot X_i) / \Sigma V_i = 0.013 / 0.100 = 0.130 \text{ (m)}$$

5.2.2 躯体自重，土砂重量，任意荷重，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 $W = \gamma \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体	$24.000 \times 0.100 = 2.393$	0.130

5.2.3 地盤反力

鉛直力

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

作用位置

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

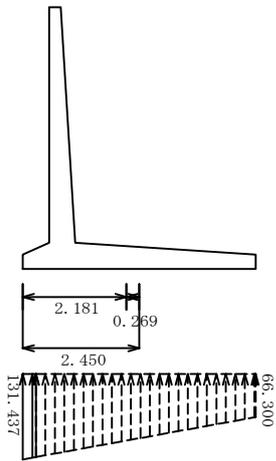
ここに、

q_1 : つま先版前面位置の地盤反力度 (kN/m^2)

q_2 : つま先版設計位置の地盤反力度 (kN/m^2)

L : 地盤反力作用幅 (m)

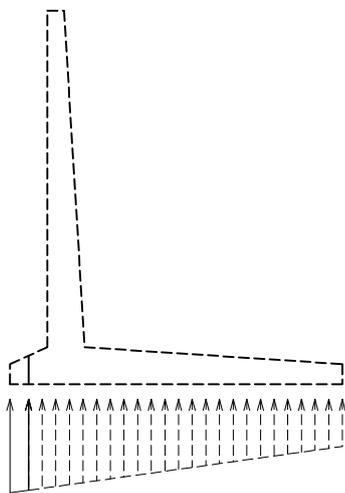
[1] 常時



地盤反力度 (kN/m ²)		作用幅 L (m)	鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2			
131.437	127.781	0.275	-35.643	0.138

5.2.4 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	-2.393	0.130	-0.310
地盤反力	35.643	0.138	4.924
合計	33.250	—————	4.614

5.2.5 断面計算（許容応力度法）

(1)せん断応力度の照査

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

$$j = 1 - \frac{k}{3}$$

$$k = \sqrt{2n \cdot p + (n \cdot p)^2} - n \cdot p$$

$$p = \frac{A_s}{b \cdot d}$$

ここに、

τ_m : コンクリートの最大せん断応力度(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)

j : コンクリートの圧縮応力の合力から鉄筋の図心までの距離と有効高さとの比

k : 中立軸からコンクリート圧縮縁までの距離と有効高さとの比

n : ヤング係数比

p : 鉄筋比

A_s : 鉄筋量(mm²)

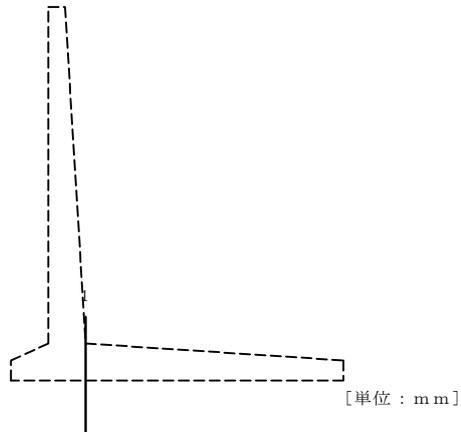
τ_{a1} : コンクリートのみでせん断力を負担する場合の許容せん断応力度(N/mm²)

荷重状態 (水 位)	せん断力 S_h (kN)	有効高 d (mm)	j	せん断応力度 (N/mm ²)		判 定
				計算値 τ	許容値 τ_{a1}	
常時	33.250	345.000	0.937	0.103	\leq 0.700	○

6章 かかと版の設計

6.1 照査位置[1]の設計

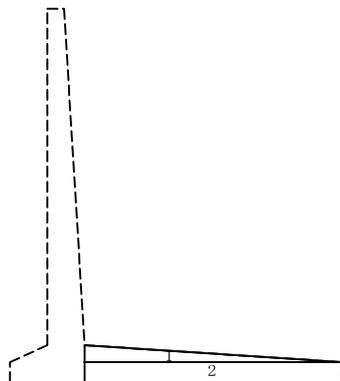
付け根からの距離 = 0.000 m



6.1.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) 躯体

1) ブロック割り



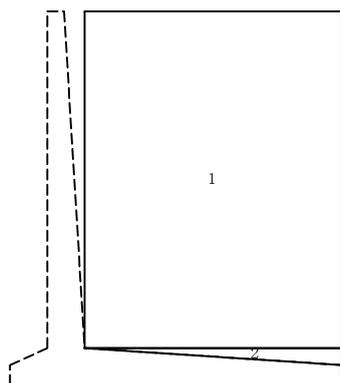
2) 体積・重心

区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 V_i (m^3)	重心位置 X_i (m)	$V_i \cdot X_i$	備考
1	$1/2 \times 3.800 \times 0.250 \times 1.000$	0.475	1.267	0.602	
2	$3.800 \times 0.300 \times 1.000$	1.140	1.900	2.166	
Σ		1.615	—	2.768	

$$\text{重心位置 } XG = \Sigma (V_i \cdot X_i) / \Sigma V_i = 2.768 / 1.615 = 1.714 \text{ (m)}$$

(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 V_i (m^3)	重心位置 X_i (m)	$V_i \cdot X_i$	備考
1	$3.800 \times 5.000 \times 1.000$	19.000	1.900	36.100	
2	$1/2 \times 3.800 \times 0.250 \times 1.000$	0.475	2.533	1.203	
Σ		19.475	—	37.303	

$$\text{重心位置 } XG = \Sigma (V_i \cdot X_i) / \Sigma V_i = 37.303 / 19.475 = 1.915 \text{ (m)}$$

6.1.2 躯体自重, 土砂重量, 任意荷重, 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 $W = \gamma \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体	$24.000 \times 1.615 = 38.760$	1.714

(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 (m^3)	重心位置 X (m)	体積 V_l (m^3)	重心位置 X_l (m)
土砂(背面)	19.475	1.915	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(背面)	19.475	1.915

水位より上の体積

$$V_u = V - V_l$$

水位より上の重心位置

$$X_u = (V \cdot X - V_1 \cdot X_1) / V_u$$

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 $W_1 = V_1 \cdot (\text{土の飽和重量})$ (kN)
土砂(背面)	$19.475 \times 17.000 = 331.075$	$0.000 \times 17.800 = 0.000$

位置	重量 W $W_u + W_1$ (kN)	作用位置 X $(W_u \cdot X_u + W_1 \cdot X_1) / W$ (m)
土砂(背面)	331.075	1.915

(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	38.760	1.714	66.424
背面土砂	331.075	1.915	634.009
合計	369.835	—	700.433

6.1.3 地盤反力

鉛直力

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

作用位置

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

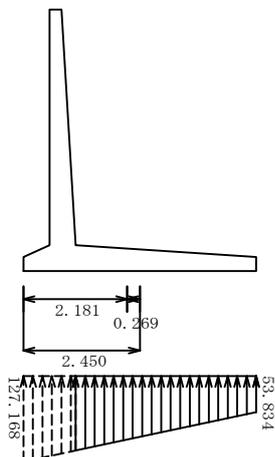
ここに、

q_1 : かかと版前面位置の地盤反力度 (kN/m²)

q_2 : かかと版設計位置の地盤反力度 (kN/m²)

L : 地盤反力作用幅 (m)

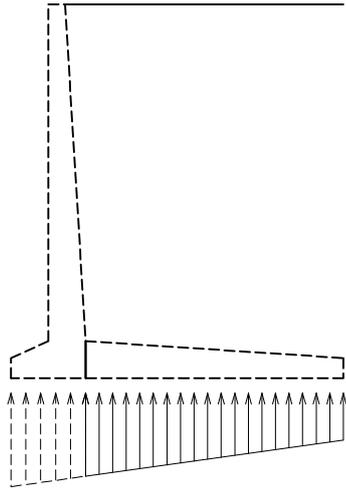
[1] 常時



地盤反力度 (kN/m ²)		作用幅 L (m)	鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q_1	q_2			
53.834	110.705	3.800	312.625	1.681

6.1.4 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	369.835	1.894	700.433
地盤反力	-312.625	1.681	-525.552
合計	57.210	—	174.881

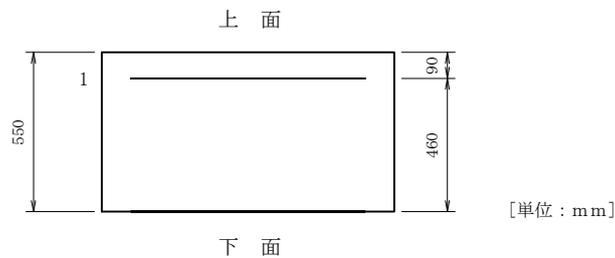
縦壁基部の断面力 $M1 = 152.921$ kN·m

かかと版付け根の断面力 $M3 = 174.881$ 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。

6.1.5 断面計算（許容応力度法）

(1)鉄筋配置



[単位：mm]

単鉄筋

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	9.00	D25	5.067	4.000	20.268
	2	—	—	—	—	—
下面	1'	—	—	—	—	—
	2'	—	—	—	—	—

引張側必要鉄筋量 17.072 (cm²)

(2) 曲げ応力度の照査

(参考)

中立軸の算出

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

より x を求める。

応力度の算出

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

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

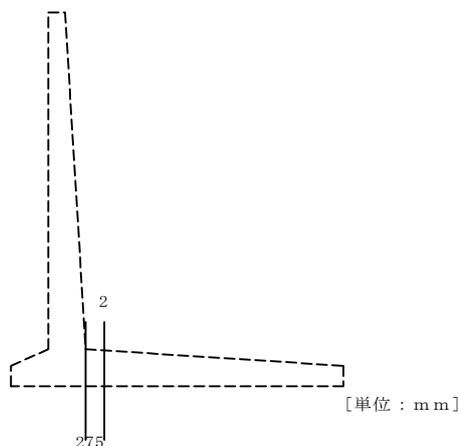
ここに、

- 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 = 550.000
- 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)
- σ_c : コンクリートの曲げ圧縮応力度 (N/mm²)
- σ_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)		判定
			計算値	許容値	計算値	許容値	
常時	152.921	13.958	5.299	≤ 7.000	182.478	≤ 215.000	○

6.2 照査位置[2]の設計

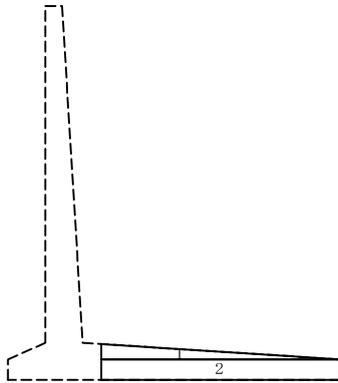
付け根からの距離 = 0.275 m



6.2.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) 躯体

1) ブロック割り



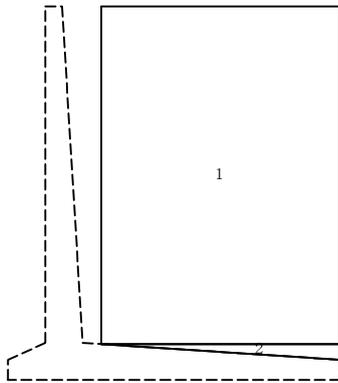
2) 体積・重心

区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 Vi (m ³)	重心位置 Xi (m)	Vi・Xi	備考
1	$1/2 \times 3.525 \times 0.232 \times 1.000$	0.409	1.175	0.480	
2	$3.525 \times 0.300 \times 1.000$	1.058	1.763	1.864	
Σ		1.466	—	2.344	

$$\text{重心位置 } XG = \Sigma (Vi \cdot Xi) / \Sigma Vi = 2.344 / 1.466 = 1.599 \text{ (m)}$$

(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 (m ³)	重心位置 Xi (m)	Vi・Xi	備考
1	$3.525 \times 5.018 \times 1.000$	17.689	1.763	31.176	
2	$1/2 \times 3.525 \times 0.232 \times 1.000$	0.409	2.350	0.961	
Σ		18.098	—	32.137	

$$\text{重心位置 } XG = \Sigma (Vi \cdot Xi) / \Sigma Vi = 32.137 / 18.098 = 1.776 \text{ (m)}$$

6.2.2 躯体自重，土砂重量，任意荷重，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 $W = \gamma \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体	$24.000 \times 1.466 = 35.190$	1.599

(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 (m ³)	重心位置 X (m)	体積 $V1$ (m ³)	重心位置 $X1$ (m)
土砂(背面)	18.098	1.776	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 Xu (m)
土砂(背面)	18.098	1.776

水位より上の体積

$$Vu = V - V1$$

水位より上の重心位置

$$Xu = (V \cdot X - V1 \cdot X1) / Vu$$

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 $W1 = V1 \cdot (\text{土の飽和重量})$ (kN)
土砂(背面)	$18.098 \times 17.000 = 307.658$	$0.000 \times 17.800 = 0.000$

位置	重量 W $Wu + W1$ (kN)	作用位置 X $(Wu \cdot Xu + W1 \cdot X1) / W$ (m)
土砂(背面)	307.658	1.776

(3) 自重集計

[1] 常時

	重量 Ni (kN)	作用位置 Xi (m)	モーメント $Ni \cdot Xi$ (kN.m)
躯体	35.190	1.599	56.259
背面土砂	307.658	1.776	546.401
合計	342.848	—	602.660

6.2.3 地表面の載荷荷重，雪荷重

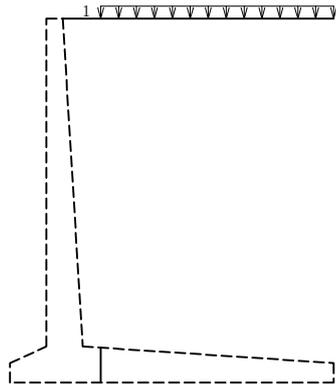
鉛直力

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

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	3.525	35.250	1.762

6.2.4 地盤反力

鉛直力

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

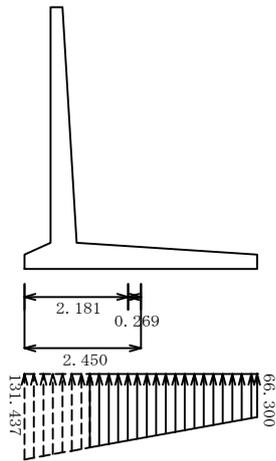
作用位置

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

ここに、

- q1 : かかと版前面位置の地盤反力度 (kN/m²)
- q2 : かかと版設計位置の地盤反力度 (kN/m²)
- L : 地盤反力作用幅 (m)

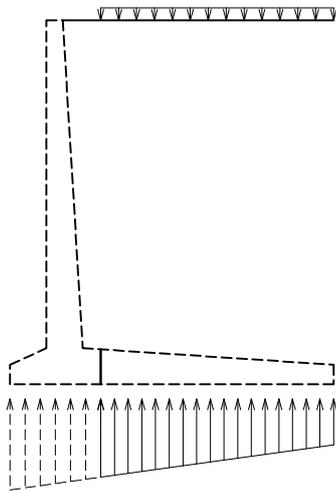
[1] 常時



地盤反力度 (kN/m ²)		作用幅 L (m)	鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2			
66.300	113.159	3.525	316.296	1.609

6.2.5 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	342.848	1.758	602.660
載荷、雪	35.250	1.763	62.128
地盤反力	-316.296	1.609	-508.951
合計	61.802	—	155.837

6.2.6 断面計算（許容応力度法）

(1) せん断応力度の照査

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

$$j = 1 - \frac{k}{3}$$

$$k = \sqrt{2n \cdot p + (n \cdot p)^2} - n \cdot p$$

$$p = \frac{A_s}{b \cdot d}$$

ここに、

τ_m : コンクリートの最大せん断応力度 (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)

j : コンクリートの圧縮応力の合力から鉄筋の図心までの距離と有効高さとの比

k : 中立軸からコンクリート圧縮縁までの距離と有効高さとの比

n : ヤング係数比

p : 鉄筋比

A_s : 鉄筋量 (mm²)

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)	j	せん断応力度 (N/mm ²)		判 定
				計算値 τ	許容値 τ_{a1}	
常時	61.802	441.908	0.897	0.156	≤ 0.700	○

【 T5.0 】

1章 設計条件

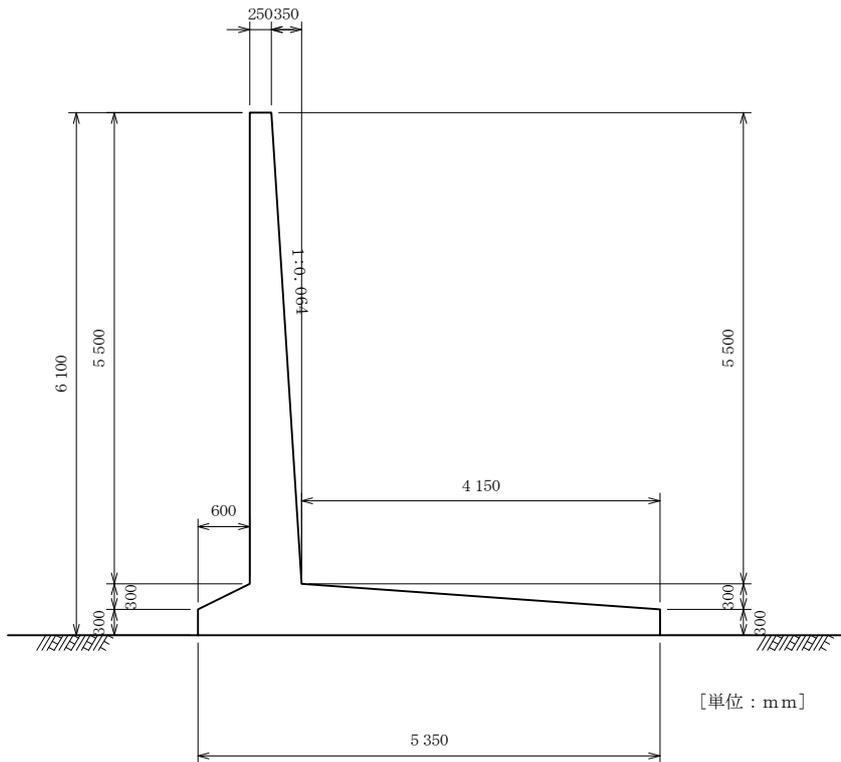
1.1 適用基準

ぎょうせい、盛土等防災マニュアルの解説 令和5年11月

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) : $\sigma_{ck} = 21$ (N/mm²)
底版 (鉄筋コンクリート) : $\sigma_{ck} = 21$ (N/mm²)

【鉄筋】 種類 : SD345

【土質】 裏込め土 : 砂質土
埋戻し土 : 砂質土
支持地盤 : 砂質地盤

【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	24.000	
水	浮力算出用	9.800	
	土砂	湿潤重量	飽和重量
	背面	17.000	17.800
	前面	17.000	17.800

1.5 土砂

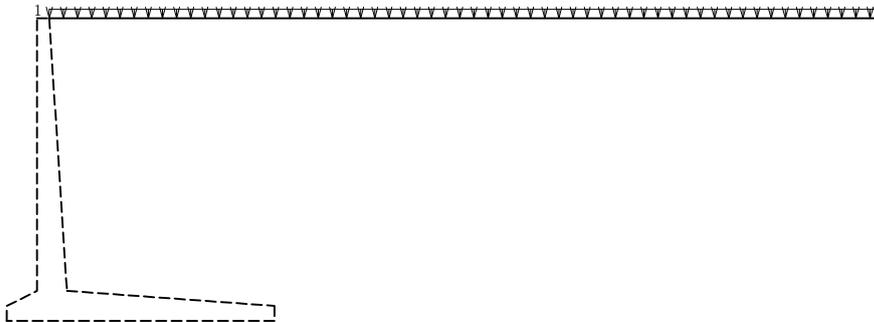
(1) 背面土砂形状



擁壁天端と地表面始点のレベル差	(m)	0.000
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 縦壁
			始端側	終端側	
1	0.000	∞	10.000	10.000	○

1.7 任意荷重

考慮しない

1.8 土圧

・土圧式：クーロン(物部・岡部)

・土圧係数直接入力

荷重状態	安定計算 土圧係数	堅壁設計 土圧係数
常時	0.40000	0.40000

・土圧の作用面の壁面摩擦角(度)

荷重状態	主働土圧			受働土圧
	安定計算時	堅壁設計時	切土	
常時土圧	0.000	20.000	———	———

・安定計算時の土圧の仮想背面は、かかと端(かかところ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 3.641 (度)

・粘着力(kN/m²)

荷重状態	主働土圧用	受働土圧用
常時	0.000	———

1.9 荷重組み合わせ

No	荷重名称	コメント
1	常時	常時

	荷重名称	1
土砂	砂質土	
載荷荷重	載荷荷重1	○
主働土圧	考慮しない	
	常時土圧	○

照査項目	1	
許容応力度法	安定・断面	
限界状態設計法	照査性能	———
	剛体安定	———
	断面破壊	———

照査性能を全ケース「安全・使用」とする

1.10 基礎の条件

1.10.1 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 μ	0.400

1.11 安定計算の許容値及び部材の許容応力度

1.11.1 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	200.000

1.11.2 部材の許容応力度

(1) 鉄筋コンクリート部材

1) 豎壁（一般部材）

・鉄筋径 $\leq 28\text{mm}$ (N/mm²)

荷 重 状 態	コンクリートの 圧縮応力度 σ_{ca}	鉄筋の 引張応力度 σ_{sa}	せん断 応力度		鉄筋の 圧縮応力度 σ_{sba}
			τ_{a1}	τ_{a2}	
常時	7.000	215.000	0.700	1.600	215.000

・鉄筋径 $> 28\text{mm}$ (N/mm²)

荷 重 状 態	鉄筋の 引張応力度 σ_{sa}	鉄筋の 圧縮応力度 σ_{sba}
常時	195.000	195.000

2) 底版（一般部材）

・鉄筋径 $\leq 28\text{mm}$ (N/mm²)

荷 重 状 態	コンクリートの 圧縮応力度 σ_{ca}	鉄筋の 引張応力度 σ_{sa}	せん断 応力度		鉄筋の 圧縮応力度 σ_{sba}
			τ_{a1}	τ_{a2}	
常時	7.000	215.000	0.700	1.600	———

・鉄筋径 $> 28\text{mm}$ (N/mm²)

荷 重 状 態	鉄筋の 引張応力度 σ_{sa}	鉄筋の 圧縮応力度 σ_{sba}
常時	195.000	———

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せん断応力度

τ_{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 結果一覧

1. 安定計算

(1) 転倒に対する照査

荷重状態 (水 位)	つま先での作用力		転倒安全率		判定
	抵抗M (kN. m)	転倒M (kN. m)	計算値	安全率	
常時	1523. 128	294. 448	5. 173	≥ 1. 500	○

(2) 滑動に対する照査

荷重状態 (水 位)	フーチング中心の作用力		滑動安全率		判定
	N (kN)	H (kN)	計算値	安全率	
常時	531. 010	138. 714	1. 531	≥ 1. 500	○

(3) 支持に対する照査

荷重状態 (水 位)	フーチング中心の作用力		反力作用幅 (m)	地盤反力度 (kN/m ²)		判定
	M (kN. m)	N (kN)		計算値	許容値	
常時	172. 647	576. 010	5. 350	143. 857	≤ 200. 000	○

2. 断面計算 (許容応力度法)

(1) 曲げ応力度

部 材	荷重状態 (水 位)	M (kN. m)	圧縮応力度 (N/mm ²)		引張応力度 (N/mm ²)		判定
			計算値	許容値	計算値	許容値	
堅壁基部	常時	200. 445	5. 687	≤ 7. 000	210. 414	≤ 215. 000	○
つま先照査1	常時	23. 679	1. 178	≤ 7. 000	94. 808	≤ 215. 000	○
かかと照査1	常時	200. 445	5. 385	≤ 7. 000	171. 233	≤ 195. 000	○

(2) せん断応力度

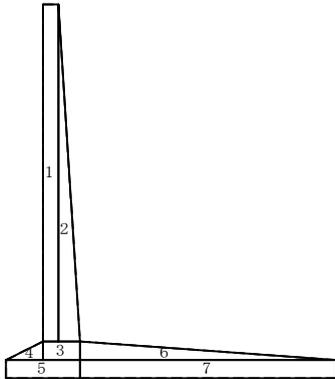
部 材	設計位置 (m)	荷重状態 (水 位)	せん断力 (kN)	せん断応力度 (N/mm ²)		判定
				計算値	許容値 τ a1 τ a2	
堅壁基部	0. 000	常時	104. 295	0. 222	≤ 0. 700 1. 600	○
つま先照査2	0. 300	常時	39. 848	0. 115	≤ 0. 700 1. 600	○
かかと照査2	0. 300	常時	74. 134	0. 170	≤ 0. 700 1. 600	○

3章 安定計算

3.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) 躯体

1) ブロック割り



2) 体積・重心

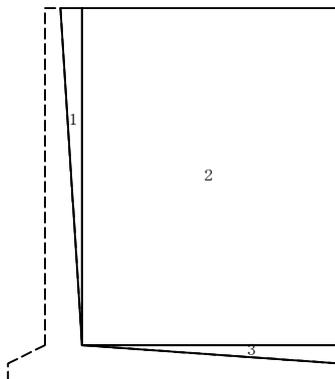
区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 Vi (m³)	重心位置(m)		Vi · Xi	Vi · Yi	備考
			Xi	Yi			
1	0.250 × 5.500 × 1.000	1.375	0.725	3.350	0.997	4.606	
2	1/2 × 0.350 × 5.500 × 1.000	0.962	0.967	2.433	0.930	2.342	
3	0.600 × 0.300 × 1.000	0.180	0.900	0.450	0.162	0.081	
4	1/2 × 0.600 × 0.300 × 1.000	0.090	0.400	0.400	0.036	0.036	
5	1.200 × 0.300 × 1.000	0.360	0.600	0.150	0.216	0.054	
6	1/2 × 4.150 × 0.300 × 1.000	0.623	2.583	0.400	1.608	0.249	
7	4.150 × 0.300 × 1.000	1.245	3.275	0.150	4.077	0.187	
Σ		4.835	—	—	8.027	7.555	

$$\text{重心位置 } XG = \frac{\Sigma (Vi \cdot Xi)}{\Sigma Vi} = \frac{8.027}{4.835} = 1.660 \text{ (m)}$$

$$YG = \frac{\Sigma (Vi \cdot Yi)}{\Sigma Vi} = \frac{7.555}{4.835} = 1.563 \text{ (m)}$$

(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(m)		Vi · Xi	Vi · Yi	備考
			Xi	Yi			
1	1/2 × 0.350 × 5.500 × 1.000	0.962	1.083	4.267	1.043	4.107	

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			
2	4.150 × 5.500 × 1.000	22.825	3.275	3.350	74.752	76.464	
3	1/2 × 4.150 × 0.300 × 1.000	0.623	3.967	0.500	2.469	0.311	
Σ		24.410	——	——	78.264	80.882	

$$\text{重心位置 } XG = \Sigma (Vi \cdot Xi) / \Sigma Vi = 78.264 / 24.410 = 3.206 \text{ (m)}$$

$$YG = \Sigma (Vi \cdot Yi) / \Sigma Vi = 80.882 / 24.410 = 3.313 \text{ (m)}$$

3.2 躯体自重，土砂重量，任意荷重，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	24.000 × 4.835 = 116.040	1.660

(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 V1 (m³)	重心位置 (m)	
		X	Y		X1	Y1
土砂(背面)	24.410	3.206	3.313	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)	24.410	3.206	3.313

水位より上の体積

$$Vu = V - V1$$

水位より上の重心位置

$$Xu = (V \cdot X - V1 \cdot X1) / Vu$$

$$Yu = (V \cdot Y - V1 \cdot Y1) / Vu$$

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 $W1 = V1 \cdot (\text{土の飽和重量})$ (kN)
土砂(背面)	24.410 × 17.000 = 414.970	0.000 × 17.800 = 0.000

位置	重量 W Wu + W1 (kN)	作用位置 X (Wu · Xu + W1 · X1) / W (m)
土砂(背面)	414.970	3.206

(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
軀 体	116.040	0.000	1.660	0.000	192.643	0.000
背面土砂	414.970	0.000	3.206	0.000	1330.485	0.000
合 計	531.010	0.000	——	——	1523.128	0.000

3.3 地表面の載荷荷重，雪荷重

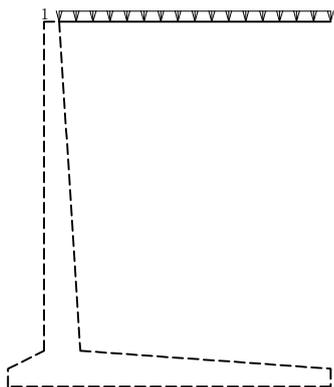
鉛直力

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

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	4.500	45.000	3.100

3.4 土圧・水圧

[1] 常時

土圧は土圧係数により求める。

仮想背面の位置（つま先からの距離） xp = 5.350 m

yp = 0.000 m

仮想背面の高さ H = 6.100 m

水位面より上の高さ H1 = 6.100 m

水位面より下の高さ H2 = 0.000 m

土圧作用面が鉛直面となす角度 α = 0.000 °

土砂の単位体積重量 γs = 17.000 kN/m³

土砂のせん断抵抗角 φ = 30.000 °

地表面が水平面となす角度 β = 0.000 °

壁面摩擦角 δ = 0.000 °

土圧作用面上端土圧

$$p_1 = K \cdot q = 0.4000 \times 5.000 = 2.000 \text{ kN/m}^2$$

水位面での土圧

$$\begin{aligned} p_2 &= K \cdot \gamma_s \cdot H_1 + p_1 \\ &= 0.4000 \times 17.000 \times 6.100 + 2.000 \\ &= 43.480 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

土圧作用面下端土圧

$$p_3 = p_2 = 43.480 \text{ kN/m}^2$$

水位以上の土圧力

$$P_1 = \frac{1}{2} \cdot (p_1 + p_2) \cdot H_1 = \frac{1}{2} \times (2.000 + 43.480) \times 6.100 = 138.714 \text{ kN}$$

水位以下の土圧力

$$P_2 = \frac{1}{2} \cdot (p_2 + p_3) \cdot H_2 = \frac{1}{2} \times (43.480 + 43.480) \times 0.000 = 0.000 \text{ kN}$$

土圧力

$$P = P_1 + P_2 = 138.714 + 0.000 = 138.714 \text{ kN}$$

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

$$P_h = P \cdot \cos(\alpha + \delta) = 138.714 \times \cos(0.000^\circ + 0.000^\circ) = 138.714 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$P_v = P \cdot \sin(\alpha + \delta) = 138.714 \times \sin(0.000^\circ + 0.000^\circ) = 0.000 \text{ kN}$$

作用位置

$$\begin{aligned} M_1 &= P_1 \cdot \left(\frac{2 \cdot p_1 + p_2}{p_1 + p_2} \cdot \frac{H_1}{3} + H_2 \right) \\ &= 138.714 \times \left(\frac{2 \times 2.000 + 43.480}{2.000 + 43.480} \times \frac{6.100}{3} + 0.000 \right) \\ &= 294.455 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

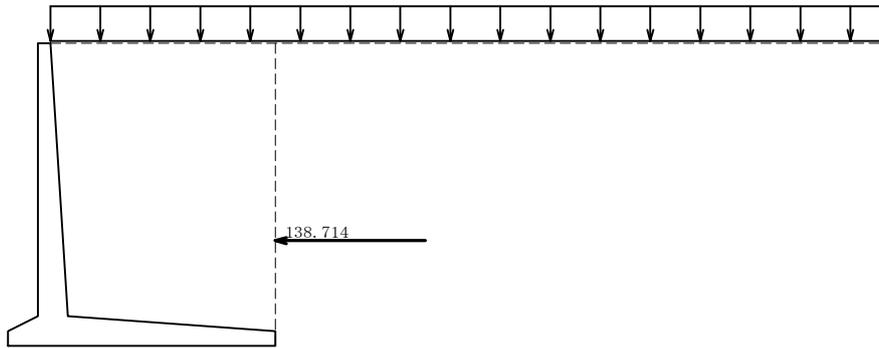
$$\begin{aligned} M_2 &= P_2 \cdot \left(\frac{2 \cdot p_2 + p_3}{p_2 + p_3} \cdot \frac{H_2}{3} \right) \\ &= 0.000 \times \left(\frac{2 \times 43.480 + 43.480}{43.480 + 43.480} \times \frac{0.000}{3} \right) \\ &= 0.000 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

$$H_o = \frac{M_1 + M_2}{P_1 + P_2} = \frac{294.455 + 0.000}{138.714 + 0.000} = 2.123 \text{ m}$$

$$x = x_p - H_o \cdot \tan \alpha = 5.350 - 2.123 \times \tan 0.000^\circ = 5.350 \text{ m}$$

$$y = y_p + H_o = 0.000 + 2.123 = 2.123 \text{ m}$$

・土圧図

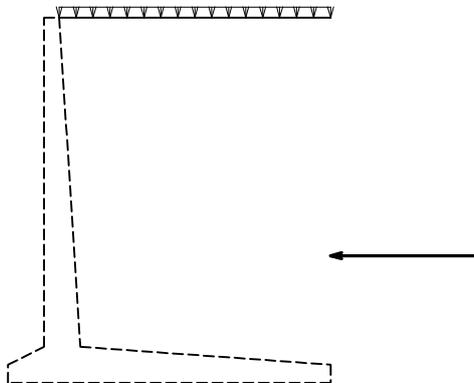


3.5 作用力の集計

(1) フーチング前面での作用力の集計

[1] 常時

(土圧の鉛直成分は集計されません)



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	531.010	0.000	2.868	0.000	1523.128	0.000
載荷、雪	45.000	0.000	3.100	0.000	139.500	0.000
土圧	0.000	138.714	5.350	2.123	0.000	294.448
合計	576.010	138.714	———	———	1662.628	294.448

・ 載荷位置 a (堅壁背面より後方)

荷重状態 (水位)	N_o (kN)	H_o (kN)	M_o (kN・m)
常時	576.010	138.714	1368.180

・ 載荷位置 b (仮想背面より後方)

荷重状態 (水位)	N_o (kN)	H_o (kN)	M_o (kN・m)
常時	531.010	138.714	1228.680

(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 : $B_j = 5.350$ (m)

・ 載荷位置 a (堅壁背面より後方)

■ 単位幅当り

荷重状態 (水 位)	N_c (kN)	H_c (kN)	M_c (kN. m)
常時	576.010	138.714	172.647

■ 全幅 (10.000m) 当り

荷重状態 (水 位)	N_c (kN)	H_c (kN)	M_c (kN. m)
常時	5760.100	1387.140	1726.471

・ 載荷位置 b (仮想背面より後方)

■ 単位幅当り

荷重状態 (水 位)	N_c (kN)	H_c (kN)	M_c (kN. m)
常時	531.010	138.714	191.772

■ 全幅 (10.000m) 当り

荷重状態 (水 位)	N_c (kN)	H_c (kN)	M_c (kN. m)
常時	5310.100	1387.140	1917.721

3.6 安定計算結果

3.6.1 転倒に対する安定

$$F = \frac{M_r}{M_o} = \frac{|\Sigma V \cdot x_o - \Sigma H \cdot y_o|}{|P_{AH} \cdot y_A - P_{AV} \cdot x_A|}$$

ここに、

M_r : 抵抗モーメント

M_o : 転倒モーメント

ΣV : 土圧の鉛直成分を除いた鉛直力の合計

x_o : 土圧の鉛直成分を除いた鉛直力の合計の作用位置

ΣH : 土圧の水平成分を除いた水平力の合計

y_o : 土圧の水平成分を除いた水平力の合計の作用位置

P_{AH} : 土圧の水平成分

y_A : 土圧の水平成分の作用位置

P_{AV} : 土圧の鉛直成分

x_A : 土圧の鉛直成分の作用位置

・ 載荷位置 a (堅壁背面より後方)

荷重状態 (水 位)	$\Sigma V \cdot x_o$ (kN・m)	$\Sigma H \cdot y_o$ (kN・m)	$P_{AH} \cdot y_A$ (kN・m)	$P_{AV} \cdot x_A$ (kN・m)
常時	1662.628	0.000	294.448	0.000

荷重状態 (水 位)	M_r (kN・m)	M_o (kN・m)	安全率		判定
			$F = M_r/M_o$	許容値	
常時	1662.628	294.448	5.647	≥ 1.500	○

・ 載荷位置 b (仮想背面より後方)

荷重状態 (水 位)	$\Sigma V \cdot x_o$ (kN・m)	$\Sigma H \cdot y_o$ (kN・m)	$P_{AH} \cdot y_A$ (kN・m)	$P_{AV} \cdot x_A$ (kN・m)
常時	1532.738	0.000	294.448	0.000

荷重状態 (水 位)	M_r (kN・m)	M_o (kN・m)	安全率		判定
			$F = M_r/M_o$	許容値	
常時	1523.128	294.448	5.173	≥ 1.500	○

3.6.2 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{R_v \cdot \mu + C_b \cdot B}{R_H}$$

ここに、

R_v : 底版下面における全鉛直荷重 (kN)

R_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, $\mu = 0.400$

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), $B = 5.350$

・ 載荷位置 a (堅壁背面より後方)

荷重状態 (水 位)	鉛直荷重 R _v (kN)	水平荷重 R _h (kN)	安全率 F _s	必要安全率 F _{sa}	判 定
常時	576.010	138.714	1.661	≥ 1.500	○

・ 載荷位置 b (仮想背面より後方)

荷重状態 (水 位)	鉛直荷重 R _v (kN)	水平荷重 R _h (kN)	安全率 F _s	必要安全率 F _{sa}	判 定
常時	531.010	138.714	1.531	≥ 1.500	○

3.6.3 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 : つま先から合力の作用点までの距離 (m)

ΣMr : つま先回りの抵抗モーメント (kN・m)

ΣMt : つま先回りの転倒モーメント (kN・m)

ΣV : 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 = 5.350

・ 載荷位置 a (堅壁背面より後方)

荷重状態 (水 位)	ΣMr (kN・m)	ΣMt (kN・m)	ΣV (kN)	d (m)	e (m)
常時	1662.628	294.448	576.010	2.375	0.300

・ 載荷位置 b (仮想背面より後方)

荷重状態 (水 位)	ΣMr (kN・m)	ΣMt (kN・m)	ΣV (kN)	d (m)	e (m)
常時	1523.128	294.448	531.010	2.314	0.361

(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

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

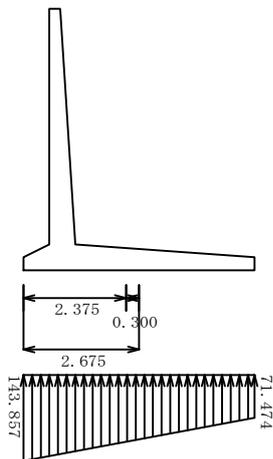
ここに、

ΣV : 底版下面に作用する全鉛直荷重 (kN)

B : 底版幅 (m), B = 5.350

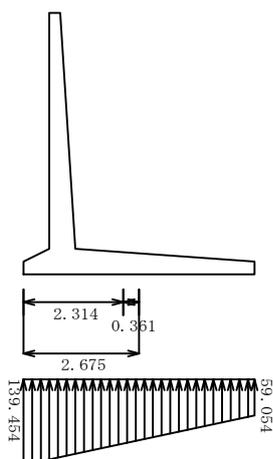
e : 偏心量 (m)

[1] 常時



- 載荷位置 a (堅壁背面より後方)

地盤反力の作用幅 (m)	地盤反力の形状	地盤反力度 (kN/m ²)			判定
		qmin	qmax	許容値	
5.350	台形	71.474	143.857 ≤	200.000	○



- 載荷位置 b (仮想背面より後方)

地盤反力の作用幅 (m)	地盤反力の形状	地盤反力度 (kN/m ²)			判定
		qmin	qmax	許容値	
5.350	台形	59.054	139.454 ≤	200.000	○

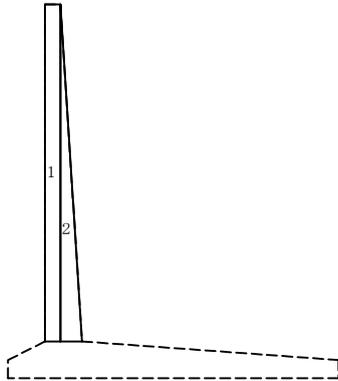
4章 縦壁の設計

4.1 縦壁基部の設計

4.1.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) 躯体

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	$0.250 \times 5.500 \times 1.000$	1.375	0.125	2.750	0.172	3.781	
2	$1/2 \times 0.350 \times 5.500 \times 1.000$	0.962	0.367	1.833	0.353	1.765	
Σ		2.338	—	—	0.525	5.546	

$$\text{重心 } X_G = \Sigma (V_i \cdot X_i) / \Sigma V_i = 0.525 / 2.338 = 0.225 \text{ (m)}$$

$$Y_G = \Sigma (V_i \cdot Y_i) / \Sigma V_i = 5.546 / 2.338 = 2.373 \text{ (m)}$$

4.1.2 躯体自重, 任意荷重

(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)	$24.000 \times 2.338 = 56.100$	0.076

作用位置

$$X = X_c - X_G = 0.300 - 0.225$$

$$= 0.076 \text{ m}$$

ここに、

X_c : 設計断面位置での縦壁前面から設計断面中心までの水平距離(m)

4.1.3 土圧・水圧

[1] 常時

土圧は土圧係数により求める。

$$\text{仮想背面の位置 (断面中心からの距離)} \quad x_p = 0.300 \text{ m}$$

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

仮想背面の高さ	H = 5.500 m
水位面より上の高さ	H1 = 5.500 m
水位面より下の高さ	H2 = 0.000 m
土圧作用面が鉛直面となす角度	$\alpha = 3.641^\circ$
背面土砂の単位体積重量	$\gamma_s = 17.000 \text{ kN/m}^3$
背面土砂のせん断抵抗角	$\phi = 30.000^\circ$
地表面が水平面となす角度	$\beta = 0.000^\circ$
壁面摩擦角	$\delta = 20.000^\circ$

土圧作用面上端土圧

$$p1 = K \cdot q = 0.4000 \times 5.000 = 2.000 \text{ kN/m}^2$$

水位面での土圧

$$\begin{aligned} p2 &= K \cdot \gamma_s \cdot H1 + p1 \\ &= 0.4000 \times 17.000 \times 5.500 + 2.000 \\ &= 39.400 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

土圧作用面下端土圧

$$p3 = p2 = 39.400 \text{ kN/m}^2$$

水位以上の土圧力

$$P1 = \frac{1}{2} \cdot (p1 + p2) \cdot H1 = \frac{1}{2} \times (2.000 + 39.400) \times 5.500 = 113.850 \text{ kN}$$

水位以下の土圧力

$$P2 = \frac{1}{2} \cdot (p2 + p3) \cdot H2 = \frac{1}{2} \times (39.400 + 39.400) \times 0.000 = 0.000 \text{ kN}$$

土圧力

$$P = P1 + P2 = 113.850 + 0.000 = 113.850 \text{ kN}$$

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

$$Ph = P \cdot \cos(\alpha + \delta) = 113.850 \times \cos(3.641^\circ + 20.000^\circ) = 104.295 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$Pv = P \cdot \sin(\alpha + \delta) = 113.850 \times \sin(3.641^\circ + 20.000^\circ) = 45.655 \text{ kN}$$

作用位置

$$\begin{aligned} M1 &= P1 \cdot \left(\frac{2 \cdot p1 + p2}{p1 + p2} \cdot \frac{H1}{3} + H2 \right) \\ &= 113.850 \times \left(\frac{2 \times 2.000 + 39.400}{2.000 + 39.400} \times \frac{5.500}{3} + 0.000 \right) \\ &= 218.808 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

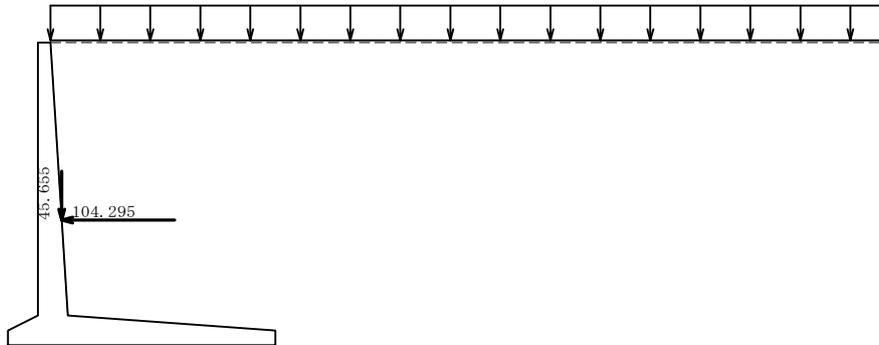
$$\begin{aligned} M2 &= P2 \cdot \left(\frac{2 \cdot p2 + p3}{p2 + p3} \cdot \frac{H2}{3} \right) \\ &= 0.000 \times \left(\frac{2 \times 39.400 + 39.400}{39.400 + 39.400} \times \frac{0.000}{3} \right) \\ &= 0.000 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

$$H_o = \frac{M_1 + M_2}{P_1 + P_2} = \frac{218.808 + 0.000}{113.850 + 0.000} = 1.922 \text{ m}$$

$$x = H_o \cdot \tan \alpha - x_p = 1.922 \times \tan 3.641^\circ - 0.300 = -0.178 \text{ m}$$

$$y = y_p + H_o = 0.000 + 1.922 = 1.922 \text{ m}$$

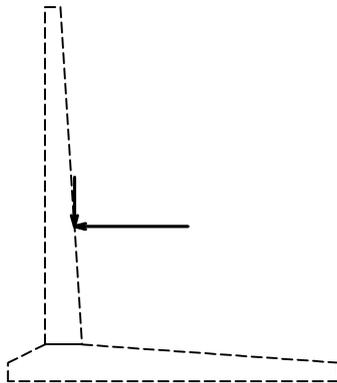
・土圧図



4.1.4 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

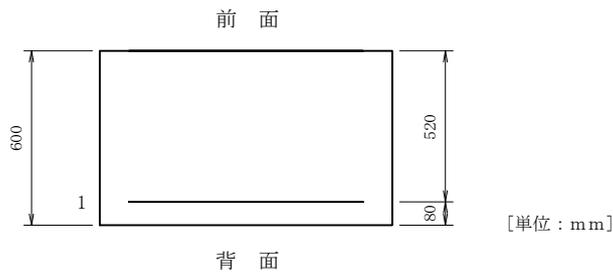


項目	N_i (kN)	H_i (kN)	X_i (m)	Y_i (m)	$M = M_{x_i} + M_{y_i}$ (kN·m)
自重	56.100	0.000	0.076	0.000	0.000
土圧	45.655	104.295	-0.178	1.922	200.445
合計	0.000	104.295	—————	—————	200.445

※ 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

4.1.5 断面計算（許容応力度法）

(1) 鉄筋配置



単鉄筋

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	8.00	D25	5.067	4.000
	2	—	—	—	—

引張側必要鉄筋量 19.816 (cm²)

(2) 曲げ応力度の照査

(参考)

中立軸の算出

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

よりxを求める。

応力度の算出

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

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

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)
- 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)
- σ_c : コンクリートの曲げ圧縮応力度(N/mm²)
- σ_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)		判定
				計算値	許容値	計算値	許容値	
常時	200.445	0.000	15.000	5.687	≤ 7.000	210.414	≤ 215.000	○

(3) せん断応力度の照査

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

$$j = 1 - \frac{k}{3}$$

$$k = \sqrt{2n \cdot p + (n \cdot p)^2} - n \cdot p$$

$$p = \frac{A_s}{b \cdot d}$$

ここに、

τ_m : コンクリートの最大せん断応力度 (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)

j : コンクリートの圧縮応力の合力から鉄筋の図心までの距離と有効高さとの比

k : 中立軸からコンクリート圧縮縁までの距離と有効高さとの比

n : ヤング係数比

p : 鉄筋比

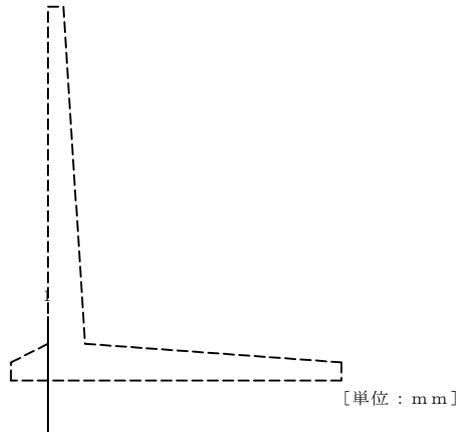
A_s : 鉄筋量 (mm²)

荷重状態 (水 位)	せん断力 S_h (kN)	有効高 d (cm)	j	せん断応力度 (N/mm ²)			判定
				計算値 τ	許容値 τ_{a1}	許容値 τ_{a2}	
常時	104.295	52.000	0.904	0.222	≤ 0.700	1.600	○

5章 つま先版の設計

5.1 照査位置[1]の設計

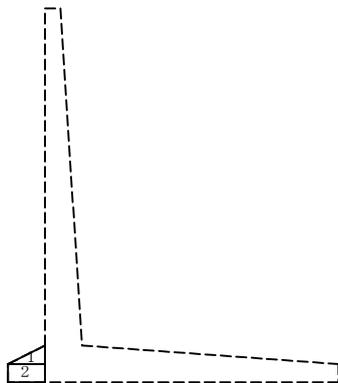
付け根からの距離 = 0.000 m



5.1.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) 躯体

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 X_i (m)	$V_i \cdot X_i$	備考
1	$1/2 \times 0.600 \times 0.300 \times 1.000$	0.090	0.200	0.018	
2	$0.600 \times 0.300 \times 1.000$	0.180	0.300	0.054	
Σ		0.270	—	0.072	

$$\text{重心位置 } XG = \Sigma (V_i \cdot X_i) / \Sigma V_i = 0.072 / 0.270 = 0.267 \text{ (m)}$$

5.1.2 躯体自重，土砂重量，任意荷重，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 $W = \gamma \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体	$24.000 \times 0.270 = 6.480$	0.267

5.1.3 地盤反力

鉛直力

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

作用位置

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

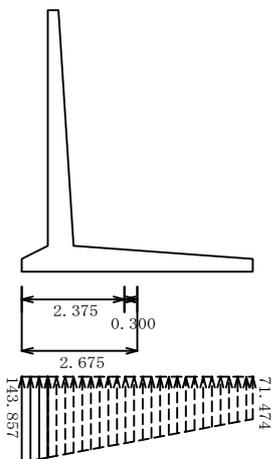
ここに、

q1 : つま先版前面位置の地盤反力度 (kN/m²)

q2 : つま先版設計位置の地盤反力度 (kN/m²)

L : 地盤反力作用幅 (m)

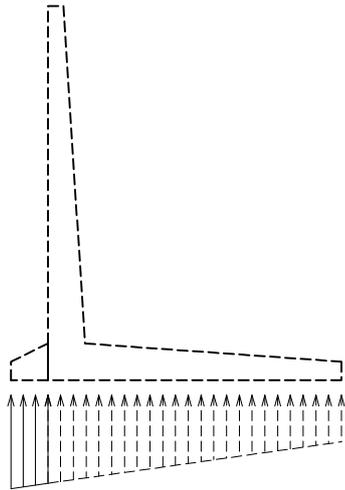
[1] 常時



地盤反力度 (kN/m ²)		作用幅 L (m)	鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2			
143.857	71.474	0.600	-83.879	0.303

5.1.4 断面力の集計

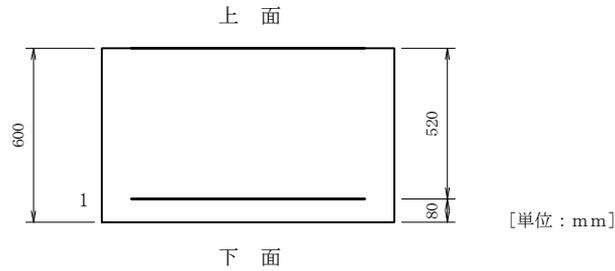
[1] 常時



項目	N_i (kN)	X_i (m)	$M = N_i \cdot X_i$ (kN·m)
自重	-6.480	0.267	-1.728
地盤反力	83.879	0.303	25.407
合計	77.399	—	23.679

5.1.5 断面計算（許容応力度法）

(1) 鉄筋配置



単鉄筋

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	8.00	D13	1.267	4.000	5.068
	2	—	—	—	—	—

引張側必要鉄筋量 2.196 (cm²)

(2) 曲げ応力度の照査

(参考)

中立軸の算出

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

より x を求める。

応力度の算出

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

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

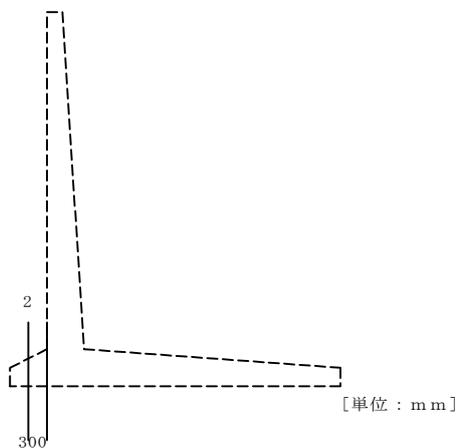
ここに、

- 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)
- 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)
- σ_c : コンクリートの曲げ圧縮応力度 (N/mm²)
- σ_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)		判定
			計算値	許容値	計算値	許容値	
常時	23.679	8.167	1.178	≤ 7.000	94.808	≤ 215.000	○

5.2 照査位置[2]の設計

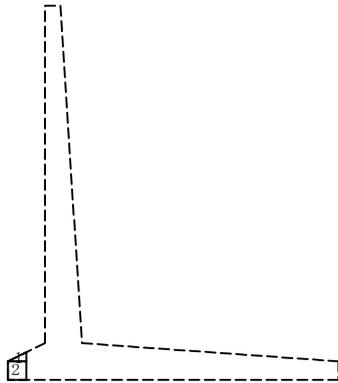
付け根からの距離 = 0.300 m



5.2.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) 躯体

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 X_i (m)	$V_i \cdot X_i$	備考
1	$1/2 \times 0.300 \times 0.150 \times 1.000$	0.023	0.100	0.002	
2	$0.300 \times 0.300 \times 1.000$	0.090	0.150	0.014	
Σ		0.113	—	0.016	

$$\text{重心位置 } X_G = \Sigma (V_i \cdot X_i) / \Sigma V_i = 0.016 / 0.113 = 0.140 \text{ (m)}$$

5.2.2 躯体自重，土砂重量，任意荷重，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 $W = \gamma \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体	$24.000 \times 0.113 = 2.700$	0.140

5.2.3 地盤反力

鉛直力

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

作用位置

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

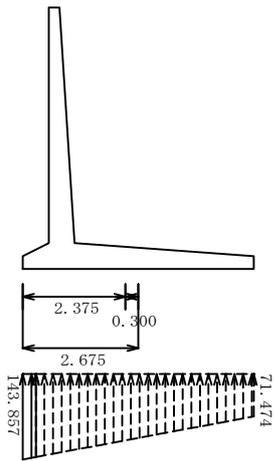
ここに、

q_1 : つま先版前面位置の地盤反力度 (kN/m^2)

q_2 : つま先版設計位置の地盤反力度 (kN/m^2)

L : 地盤反力作用幅 (m)

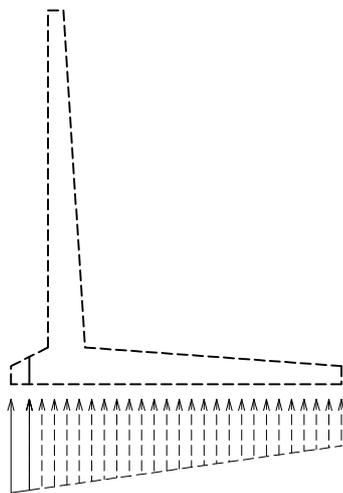
[1] 常時



地盤反力度 (kN/m ²)		作用幅 L (m)	鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2			
143.857	139.798	0.300	-42.548	0.151

5.2.4 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	-2.700	0.140	-0.378
地盤反力	42.548	0.151	6.413
合計	39.848	—	6.035

5.2.5 断面計算（許容応力度法）

(1)せん断応力度の照査

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

$$j = 1 - \frac{k}{3}$$

$$k = \sqrt{2n \cdot p + (n \cdot p)^2} - n \cdot p$$

$$p = \frac{A_s}{b \cdot d}$$

ここに、

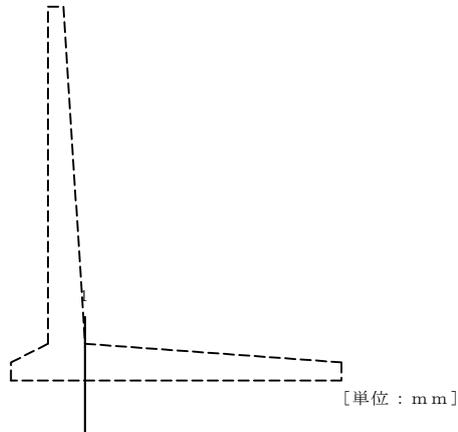
- τ_m : コンクリートの最大せん断応力度(N/mm²)
- S_h : 作用せん断力(N)
- d : 部材の有効高(mm)
- b : 部材断面幅(mm)
- j : コンクリートの圧縮応力の合力から鉄筋の図心までの距離と有効高さとの比
- k : 中立軸からコンクリート圧縮縁までの距離と有効高さとの比
- n : ヤング係数比
- p : 鉄筋比
- A_s : 鉄筋量(mm²)
- τ_{a1} : コンクリートのみでせん断力を負担する場合の許容せん断応力度(N/mm²)

荷重状態 (水 位)	せん断力 S_h (kN)	有効高 d (mm)	j	せん断応力度 (N/mm ²)		判 定
				計算値 τ	許容値 τ_{a1}	
常時	39.848	370.000	0.939	0.115	\leq 0.700	○

6章 かかと版の設計

6.1 照査位置[1]の設計

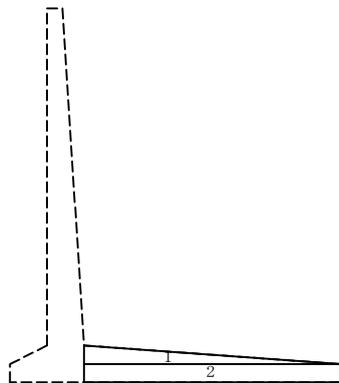
付け根からの距離 = 0.000 m



6.1.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) 躯体

1) ブロック割り



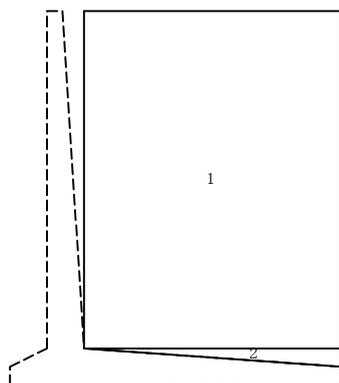
2) 体積・重心

区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 V_i (m^3)	重心位置 X_i (m)	$V_i \cdot X_i$	備考
1	$1/2 \times 4.150 \times 0.300 \times 1.000$	0.623	1.383	0.861	
2	$4.150 \times 0.300 \times 1.000$	1.245	2.075	2.583	
Σ		1.868	—	3.444	

$$\text{重心位置 } XG = \Sigma (V_i \cdot X_i) / \Sigma V_i = 3.444 / 1.868 = 1.844 \text{ (m)}$$

(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 V_i (m^3)	重心位置 X_i (m)	$V_i \cdot X_i$	備考
1	$4.150 \times 5.500 \times 1.000$	22.825	2.075	47.362	
2	$1/2 \times 4.150 \times 0.300 \times 1.000$	0.623	2.767	1.722	
Σ		23.448	—	49.084	

$$\text{重心位置 } XG = \Sigma (V_i \cdot X_i) / \Sigma V_i = 49.084 / 23.448 = 2.093 \text{ (m)}$$

6.1.2 躯体自重, 土砂重量, 任意荷重, 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 $W = \gamma \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体	$24.000 \times 1.868 = 44.820$	1.844

(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 (m^3)	重心位置 X (m)	体積 $V1$ (m^3)	重心位置 $X1$ (m)
土砂(背面)	23.448	2.093	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(背面)	23.448	2.093

水位より上の体積

$$V_u = V - V1$$

水位より上の重心位置

$$X_u = (V \cdot X - V_1 \cdot X_1) / V_u$$

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 $W_1 = V_1 \cdot (\text{土の飽和重量})$ (kN)
土砂(背面)	$23.448 \times 17.000 = 398.608$	$0.000 \times 17.800 = 0.000$

位置	重量 W $W_u + W_1$ (kN)	作用位置 X $(W_u \cdot X_u + W_1 \cdot X_1) / W$ (m)
土砂(背面)	398.608	2.093

(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	44.820	1.844	82.668
背面土砂	398.608	2.093	834.287
合計	443.428	—	916.954

6.1.3 地盤反力

鉛直力

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

作用位置

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

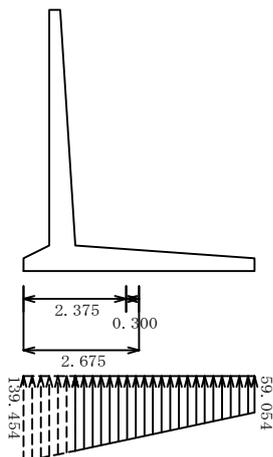
ここに、

q_1 : かかと版前面位置の地盤反力度 (kN/m²)

q_2 : かかと版設計位置の地盤反力度 (kN/m²)

L : 地盤反力作用幅 (m)

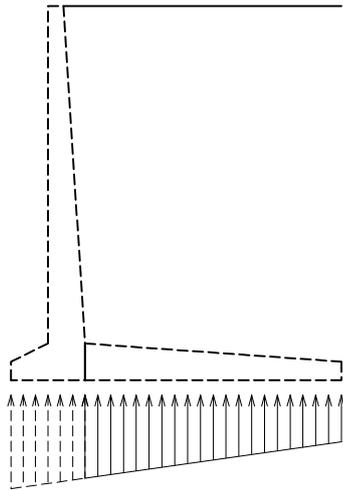
[1] 常時



地盤反力度 (kN/m ²)		作用幅 L (m)	鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q_1	q_2			
59.054	121.420	4.150	374.484	1.836

6.1.4 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	443.428	2.068	916.954
地盤反力	-374.484	1.836	-687.546
合計	68.944	—	229.408

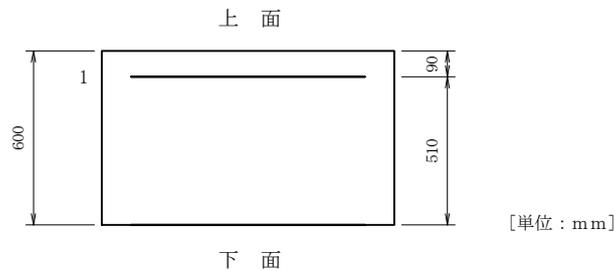
縦壁基部の断面力 $M1 = 200.445 \text{ kN}\cdot\text{m}$

かかと版付け根の断面力 $M3 = 229.408 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$M3 > M1$ となったので、付け根の断面力として $M1$ を適用します。

6.1.5 断面計算（許容応力度法）

(1)鉄筋配置



単鉄筋

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	D29	6.424	4.000	25.696
	2	—	—	—	—
下面	1'	—	—	—	—
	2'	—	—	—	—

引張側必要鉄筋量 $22.421 \text{ (cm}^2\text{)}$

(2) 曲げ応力度の照査

(参考)

中立軸の算出

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

より x を求める。

応力度の算出

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

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

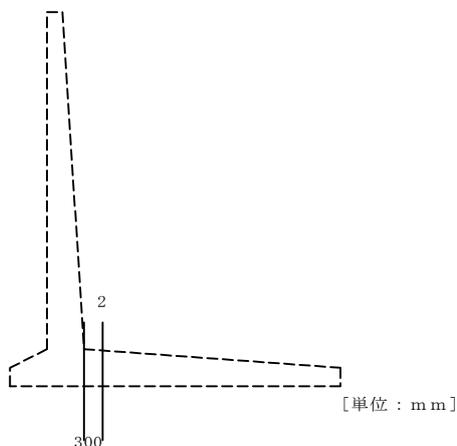
ここに、

- 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)
- 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)
- σ_c : コンクリートの曲げ圧縮応力度 (N/mm²)
- σ_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)		判定
			計算値	許容値	計算値	許容値	
常時	200.445	16.348	5.385	≤ 7.000	171.233	≤ 195.000	○

6.2 照査位置[2]の設計

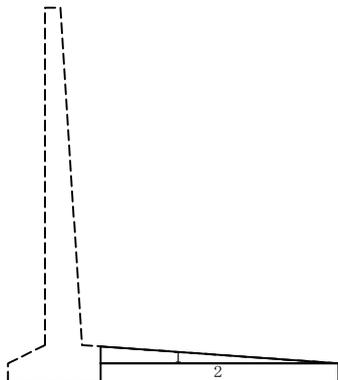
付け根からの距離 = 0.300 m



6.2.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) 躯体

1) ブロック割り



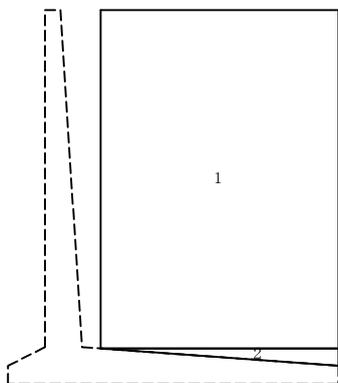
2) 体積・重心

区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 Vi (m ³)	重心位置 Xi (m)	Vi · Xi	備考
1	$1/2 \times 3.850 \times 0.278 \times 1.000$	0.536	1.283	0.688	
2	$3.850 \times 0.300 \times 1.000$	1.155	1.925	2.223	
Σ		1.691	—	2.911	

重心位置 $XG = \Sigma (Vi \cdot Xi) / \Sigma Vi = 2.911 / 1.691 = 1.722$ (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 (m ³)	重心位置 Xi (m)	Vi · Xi	備考
1	$3.850 \times 5.522 \times 1.000$	21.258	1.925	40.923	
2	$1/2 \times 3.850 \times 0.278 \times 1.000$	0.536	2.567	1.375	
Σ		21.794	—	42.298	

重心位置 $XG = \Sigma (Vi \cdot Xi) / \Sigma Vi = 42.298 / 21.794 = 1.941$ (m)

6.2.2 躯体自重, 土砂重量, 任意荷重, 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 $W = \gamma \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体	$24.000 \times 1.691 = 40.578$	1.722

(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 (m ³)	重心位置 X (m)	体積 $V1$ (m ³)	重心位置 $X1$ (m)
土砂(背面)	21.794	1.941	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 Xu (m)
土砂(背面)	21.794	1.941

水位より上の体積

$$Vu = V - V1$$

水位より上の重心位置

$$Xu = (V \cdot X - V1 \cdot X1) / Vu$$

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 $W1 = V1 \cdot (\text{土の飽和重量})$ (kN)
土砂(背面)	$21.794 \times 17.000 = 370.502$	$0.000 \times 17.800 = 0.000$

位置	重量 W $Wu + W1$ (kN)	作用位置 X $(Wu \cdot Xu + W1 \cdot X1) / W$ (m)
土砂(背面)	370.502	1.941

(3) 自重集計

[1] 常時

	重量 Ni (kN)	作用位置 Xi (m)	モーメント $Ni \cdot Xi$ (kN.m)
躯体	40.578	1.722	69.862
背面土砂	370.502	1.941	719.144
合計	411.080	—	789.006

6.2.3 地表面の載荷荷重，雪荷重

鉛直力

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

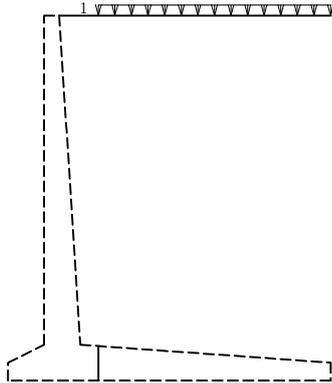
ここに、

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	3.850	38.500	1.925

6.2.4 地盤反力

鉛直力

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

作用位置

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

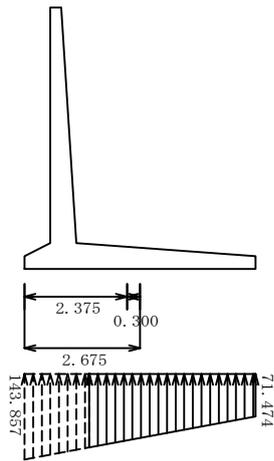
ここに、

q1 : かかと版前面位置の地盤反力度 (kN/m²)

q2 : かかと版設計位置の地盤反力度 (kN/m²)

L : 地盤反力作用幅 (m)

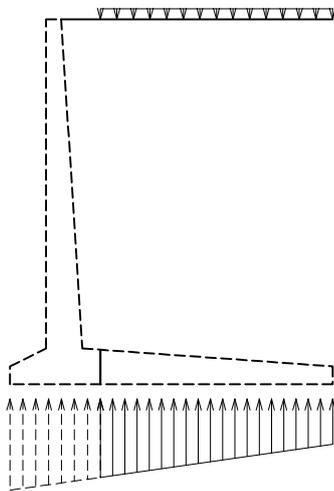
[1] 常時



地盤反力度 (kN/m ²)		作用幅 L (m)	鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2			
71.474	123.563	3.850	375.446	1.754

6.2.5 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	411.080	1.919	789.006
載荷、雪	38.500	1.925	74.113
地盤反力	-375.446	1.754	-658.393
合計	74.134	—	204.726

6.2.6 断面計算（許容応力度法）

(1) せん断応力度の照査

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

$$j = 1 - \frac{k}{3}$$

$$k = \sqrt{2n \cdot p + (n \cdot p)^2} - n \cdot p$$

$$p = \frac{A_s}{b \cdot d}$$

ここに、

τ_m : コンクリートの最大せん断応力度 (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)

j : コンクリートの圧縮応力の合力から鉄筋の図心までの距離と有効高さとの比

k : 中立軸からコンクリート圧縮縁までの距離と有効高さとの比

n : ヤング係数比

p : 鉄筋比

A_s : 鉄筋量 (mm²)

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)	j	せん断応力度 (N/mm ²)		判 定
				計算値 τ	許容値 τ_{a1}	
常時	74.134	488.313	0.891	0.170	\leq 0.700	○

【 L1.0 】

1章 設計条件

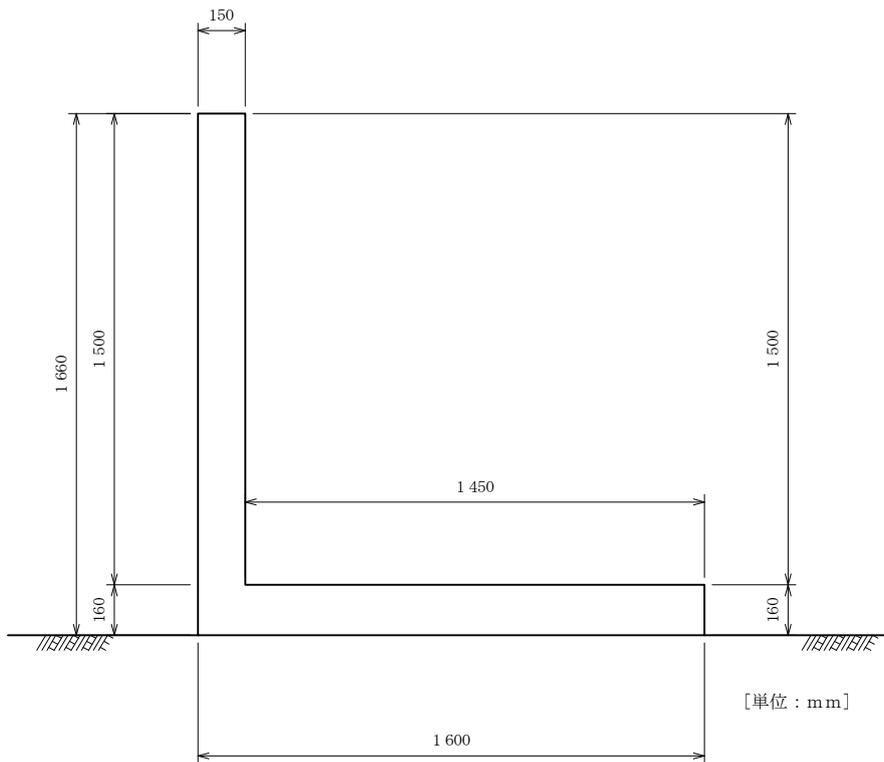
1.1 適用基準

ぎょうせい、盛土等防災マニュアルの解説 令和5年11月

1.2 形式

『L型-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 (鉄筋コンクリート) : $\sigma_{ck} = 21$ (N/mm²)
底版 (鉄筋コンクリート) : $\sigma_{ck} = 21$ (N/mm²)

【鉄筋】 種類 : SD345

【土質】 裏込め土 : 砂質土
埋戻し土 : 砂質土
支持地盤 : 砂質地盤

【内部摩擦角】 背面土砂 : 30.00 (度)

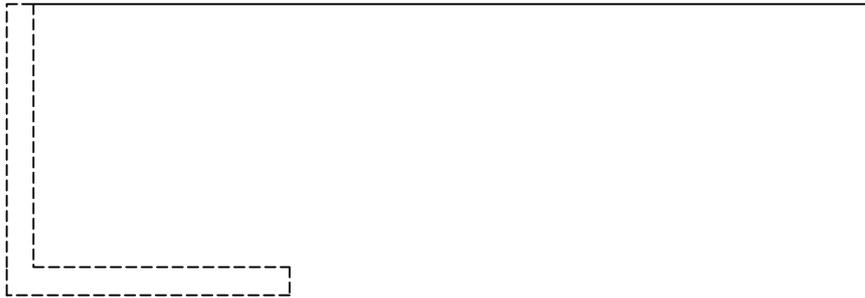
【単位体積重量】

(kN/m³)

軀 体	鉄筋コンクリート	24.000	
水	浮力算出用	9.800	
	土 砂	湿潤重量	飽和重量
	背 面	17.000	17.800
	前 面	17.000	17.800

1.5 土砂

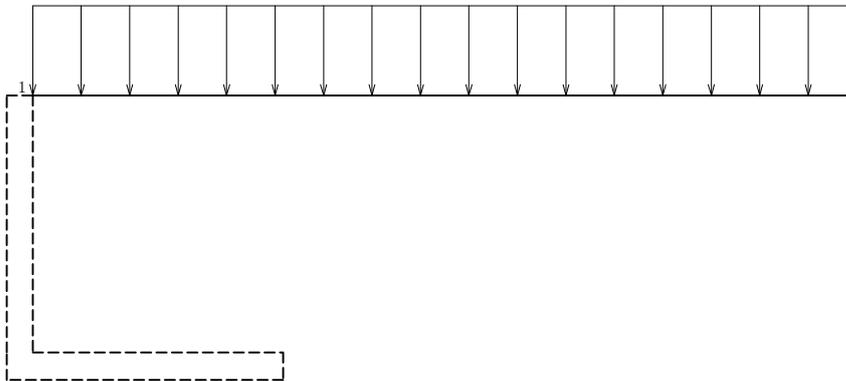
(1) 背面土砂形状



擁壁天端と地表面始点のレベル差	(m)	0.000
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 豎 壁
			始端側	終端側	
1	0.000	∞	10.000	10.000	○

1.7 任意荷重

考慮しない

1.8 土圧

・土圧式：クーロン(物部・岡部)

・土圧係数直接入力

荷重状態	安定計算 土圧係数	堅壁設計 土圧係数
常時	0.40000	0.40000

・土圧の作用面の壁面摩擦角(度)

荷重状態	主働土圧			受働土圧
	安定計算時	堅壁設計時	切土	
常時土圧	0.000	20.000	————	————

・安定計算時の土圧の仮想背面は、かかと端(かか時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 0.000 (度)

・粘着力(kN/m²)

荷重状態	主働土圧用	受働土圧用
常時	0.000	————

1.9 荷重組み合わせ

No	荷重名称	コメント
1	常時	常時

	荷重名称	1
土砂	砂質土	
載荷荷重	載荷荷重	○
主働土圧	考慮しない	
	常時土圧	○

照査項目	1	
許容応力度法	安定・断面	
限界状態設計法	照査性能	————
	剛体安定	————
	断面破壊	————

照査性能を全ケース「安全・使用」とする

1.10 基礎の条件

1.10.1 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 μ	0.400

1.11 安定計算の許容値及び部材の許容応力度

1.11.1 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	200.000

1.11.2 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)

・鉄筋径 $\leq 28\text{mm}$ (N/mm²)

荷 重 状 態	コンクリートの 圧縮応力度 σ_{ca}	鉄筋の 引張応力度 σ_{sa}	せん断 応力度		鉄筋の 圧縮応力度 σ_{sba}
			τ_{a1}	τ_{a2}	
常時	7.000	215.000	0.700	1.600	215.000

・鉄筋径 $> 28\text{mm}$ (N/mm²)

荷 重 状 態	鉄筋の 引張応力度 σ_{sa}	鉄筋の 圧縮応力度 σ_{sba}
常時	195.000	195.000

2) 底版 (一般部材)

・鉄筋径 $\leq 28\text{mm}$ (N/mm²)

荷 重 状 態	コンクリートの 圧縮応力度 σ_{ca}	鉄筋の 引張応力度 σ_{sa}	せん断 応力度		鉄筋の 圧縮応力度 σ_{sba}
			τ_{a1}	τ_{a2}	
常時	7.000	215.000	0.700	1.600	————

・鉄筋径 $> 28\text{mm}$ (N/mm²)

荷 重 状 態	鉄筋の 引張応力度 σ_{sa}	鉄筋の 圧縮応力度 σ_{sba}
常時	195.000	————

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せん断応力度

τ_{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 結果一覧

1. 安定計算

(1) 転倒に対する照査

荷重状態 (水 位)	つま先での作用力		転倒安全率		判定
	抵抗M (kN. m)	転倒M (kN. m)	計算値	安全率	
常時	37.673	7.940	4.745	≥ 1.500	○

(2) 滑動に対する照査

荷重状態 (水 位)	フーチング中心の作用力		滑動安全率		判定
	N (kN)	H (kN)	計算値	安全率	
常時	48.519	12.689	1.529	≥ 1.500	○

(3) 支持に対する照査

荷重状態 (水 位)	フーチング中心の作用力		反力作用幅 (m)	地盤反力度 (kN/m ²)		判定
	M (kN. m)	N (kN)		計算値	許容値	
常時	7.994	63.019	1.600	58.123	≤ 200.000	○

2. 断面計算 (許容応力度法)

(1) 曲げ応力度

部 材	荷重状態 (水 位)	M (kN. m)	圧縮応力度 (N/mm ²)		引張応力度 (N/mm ²)		判定
			計算値	許容値	計算値	許容値	
壁基部	常時	5.708	4.734	≤ 7.000	140.902	≤ 215.000	○
かかと照査1	常時	5.708	5.752	≤ 7.000	159.481	≤ 215.000	○

(2) せん断応力度

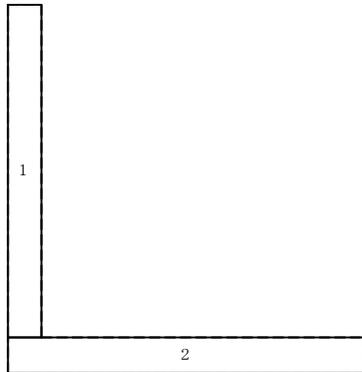
部 材	設計位置 (m)	荷重状態 (水 位)	せん断力 (kN)	せん断応力度 (N/mm ²)		判定
				計算値	許容値 τ_{a1} τ_{a2}	
壁基部	0.000	常時	10.008	0.125	≤ 0.700 1.600	○
かかと照査2	0.080	常時	3.625	0.051	≤ 0.700 1.600	○

3章 安定計算

3.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) 躯体

1) ブロック割り



2) 体積・重心

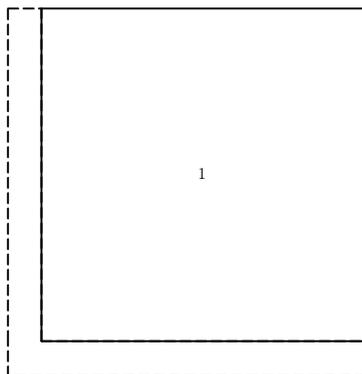
区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 Vi (m³)	重心位置(m)		Vi · Xi	Vi · Yi	備考
			Xi	Yi			
1	0.150 × 1.500 × 1.000	0.225	0.075	0.910	0.017	0.205	
2	1.600 × 0.160 × 1.000	0.256	0.800	0.080	0.205	0.020	
Σ		0.481	——	——	0.222	0.225	

$$\text{重心位置 } XG = \Sigma (Vi \cdot Xi) / \Sigma Vi = 0.222 / 0.481 = 0.461 \text{ (m)}$$

$$YG = \Sigma (Vi \cdot Yi) / \Sigma Vi = 0.225 / 0.481 = 0.468 \text{ (m)}$$

(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(m)		Vi · Xi	Vi · Yi	備考
			Xi	Yi			
1	1.450 × 1.500 × 1.000	2.175	0.875	0.910	1.903	1.979	
Σ		2.175	——	——	1.903	1.979	

$$\text{重心位置 } XG = \Sigma (Vi \cdot Xi) / \Sigma Vi = 1.903 / 2.175 = 0.875 \text{ (m)}$$

$$YG = \Sigma (Vi \cdot Yi) / \Sigma Vi = 1.979 / 2.175 = 0.910 \text{ (m)}$$

3.2 躯体自重，土砂重量，任意荷重，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	$24.000 \times 0.481 = 11.544$	0.461

(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 (m ³)	重心位置 (m)		体積 $V1$ (m ³)	重心位置 (m)	
		X	Y		X1	Y1
土砂(背面)	2.175	0.875	0.910	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)	2.175	0.875	0.910

水位より上の体積

$$Vu = V - V1$$

水位より上の重心位置

$$Xu = (V \cdot X - V1 \cdot X1) / Vu$$

$$Yu = (V \cdot Y - V1 \cdot Y1) / Vu$$

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 $W1 = V1 \cdot (\text{土の飽和重量})$ (kN)
土砂(背面)	$2.175 \times 17.000 = 36.975$	$0.000 \times 17.800 = 0.000$

位置	重量 W $Wu + W1$ (kN)	作用位置 X $(Wu \cdot Xu + W1 \cdot X1) / W$ (m)
土砂(背面)	36.975	0.875

(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	$Ni \cdot Xi$	$Hi \cdot Yi$
躯体	11.544	0.000	0.461	0.000	5.320	0.000
背面土砂	36.975	0.000	0.875	0.000	32.353	0.000
合計	48.519	0.000	—	—	37.673	0.000

3.3 地表面の載荷荷重，雪荷重

鉛直力

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

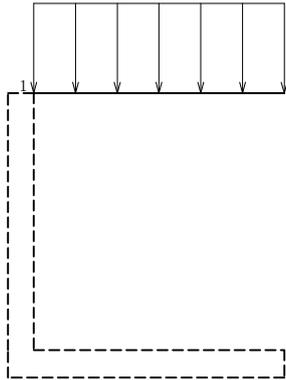
ここに、

q : 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	1.450	14.500	0.875

3.4 土圧・水圧

[1]常時

土圧は土圧係数により求める。

仮想背面の位置 (つま先からの距離)

$$x_p = 1.600 \text{ m}$$

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

仮想背面の高さ

$$H = 1.660 \text{ m}$$

水位面より上の高さ

$$H_1 = 1.660 \text{ m}$$

水位面より下の高さ

$$H_2 = 0.000 \text{ m}$$

土圧作用面が鉛直面となす角度

$$\alpha = 0.000^\circ$$

土砂の単位体積重量

$$\gamma_s = 17.000 \text{ kN/m}^3$$

土砂のせん断抵抗角

$$\phi = 30.000^\circ$$

地表面が水平面となす角度

$$\beta = 0.000^\circ$$

壁面摩擦角

$$\delta = 0.000^\circ$$

土圧作用面上端土圧

$$p_1 = K \cdot q = 0.4000 \times 5.000 = 2.000 \text{ kN/m}^2$$

水位面での土圧

$$\begin{aligned} p_2 &= K \cdot \gamma_s \cdot H_1 + p_1 \\ &= 0.4000 \times 17.000 \times 1.660 + 2.000 \\ &= 13.288 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

土圧作用面の下端土圧

$$p_3 = p_2 = 13.288 \text{ kN/m}^2$$

水位以上の土圧力

$$P_1 = \frac{1}{2} \cdot (p_1 + p_2) \cdot H_1 = \frac{1}{2} \times (2.000 + 13.288) \times 1.660 = 12.689 \text{ kN}$$

水位以下の土圧力

$$P_2 = \frac{1}{2} \cdot (p_2 + p_3) \cdot H_2 = \frac{1}{2} \times (13.288 + 13.288) \times 0.000 = 0.000 \text{ kN}$$

土圧力

$$P = P_1 + P_2 = 12.689 + 0.000 = 12.689 \text{ kN}$$

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

$$P_h = P \cdot \cos(\alpha + \delta) = 12.689 \times \cos(0.000^\circ + 0.000^\circ) = 12.689 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$P_v = P \cdot \sin(\alpha + \delta) = 12.689 \times \sin(0.000^\circ + 0.000^\circ) = 0.000 \text{ kN}$$

作用位置

$$\begin{aligned} M_1 &= P_1 \cdot \left(\frac{2 \cdot p_1 + p_2}{p_1 + p_2} \cdot \frac{H_1}{3} + H_2 \right) \\ &= 12.689 \times \left(\frac{2 \times 2.000 + 13.288}{2.000 + 13.288} \times \frac{1.660}{3} + 0.000 \right) \\ &= 7.940 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

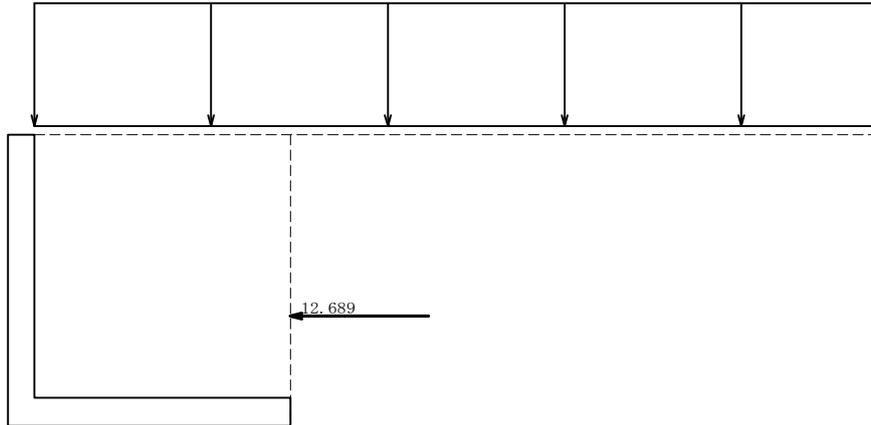
$$\begin{aligned} M_2 &= P_2 \cdot \left(\frac{2 \cdot p_2 + p_3}{p_2 + p_3} \cdot \frac{H_2}{3} \right) \\ &= 0.000 \times \left(\frac{2 \times 13.288 + 13.288}{13.288 + 13.288} \times \frac{0.000}{3} \right) \\ &= 0.000 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

$$H_o = \frac{M_1 + M_2}{P_1 + P_2} = \frac{7.940 + 0.000}{12.689 + 0.000} = 0.626 \text{ m}$$

$$x = x_p - H_o \cdot \tan \alpha = 1.600 - 0.626 \times \tan 0.000^\circ = 1.600 \text{ m}$$

$$y = y_p + H_o = 0.000 + 0.626 = 0.626 \text{ m}$$

・土圧図

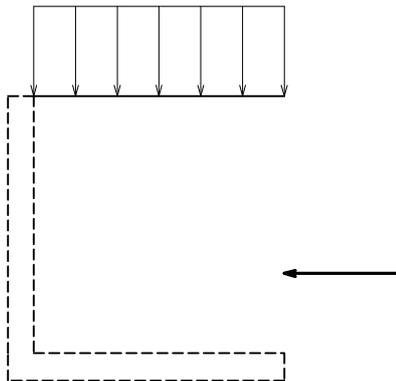


3.5 作用力の集計

(1) フーチング前面での作用力の集計

[1] 常時

(土圧の鉛直成分は集計されません)



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	48.519	0.000	0.776	0.000	37.673	0.000
載荷、雪	14.500	0.000	0.875	0.000	12.688	0.000
土圧	0.000	12.689	1.600	0.626	0.000	7.940
合計	63.019	12.689	———	———	50.361	7.940

・ 載荷位置 a (堅壁背面より後方)

荷重状態 (水位)	N_o (kN)	H_o (kN)	M_o (kN・m)
常時	63.019	12.689	42.421

・ 載荷位置 b (仮想背面より後方)

荷重状態 (水位)	N_o (kN)	H_o (kN)	M_o (kN・m)
常時	48.519	12.689	29.734

(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 : $B_j = 1.600$ (m)

・ 載荷位置 a (縦壁背面より後方)

■ 単位幅当り

荷重状態 (水 位)	N_c (kN)	H_c (kN)	M_c (kN. m)
常時	63.019	12.689	7.994

■ 全幅 (10.000m) 当り

荷重状態 (水 位)	N_c (kN)	H_c (kN)	M_c (kN. m)
常時	630.190	126.890	79.940

・ 載荷位置 b (仮想背面より後方)

■ 単位幅当り

荷重状態 (水 位)	N_c (kN)	H_c (kN)	M_c (kN. m)
常時	48.519	12.689	9.082

■ 全幅 (10.000m) 当り

荷重状態 (水 位)	N_c (kN)	H_c (kN)	M_c (kN. m)
常時	485.190	126.890	90.815

3.6 安定計算結果

3.6.1 転倒に対する安定

$$F = \frac{Mr}{Mo} = \frac{|\Sigma V \cdot x_0 - \Sigma H \cdot y_0|}{|P_{AH} \cdot y_A - P_{AV} \cdot x_A|}$$

ここに、

Mr : 抵抗モーメント

Mo : 転倒モーメント

ΣV : 土圧の鉛直成分を除いた鉛直力の合計

x_0 : 土圧の鉛直成分を除いた鉛直力の合計の作用位置

ΣH : 土圧の水平成分を除いた水平力の合計

y_0 : 土圧の水平成分を除いた水平力の合計の作用位置

P_{AH} : 土圧の水平成分

y_A : 土圧の水平成分の作用位置

P_{AV} : 土圧の鉛直成分

x_A : 土圧の鉛直成分の作用位置

・ 載荷位置 a (堅壁背面より後方)

荷重状態 (水 位)	$\Sigma V \cdot x_0$ (kN・m)	$\Sigma H \cdot y_0$ (kN・m)	$P_{AH} \cdot y_A$ (kN・m)	$P_{AV} \cdot x_A$ (kN・m)
常時	50.361	0.000	7.940	0.000

荷重状態 (水 位)	Mr (kN・m)	Mo (kN・m)	安全率		判定
			$F = Mr/Mo$	許容値	
常時	50.361	7.940	6.343	≥ 1.500	○

・ 載荷位置 b (仮想背面より後方)

荷重状態 (水 位)	$\Sigma V \cdot x_0$ (kN・m)	$\Sigma H \cdot y_0$ (kN・m)	$P_{AH} \cdot y_A$ (kN・m)	$P_{AV} \cdot x_A$ (kN・m)
常時	38.773	0.000	7.940	0.000

荷重状態 (水 位)	Mr (kN・m)	Mo (kN・m)	安全率		判定
			$F = Mr/Mo$	許容値	
常時	37.673	7.940	4.745	≥ 1.500	○

3.6.2 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{R_v \cdot \mu + C_b \cdot B}{R_H}$$

ここに、

R_v : 底版下面における全鉛直荷重 (kN)

R_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, $\mu = 0.400$

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), $B = 1.600$

・ 載荷位置 a (堅壁背面より後方)

荷重状態 (水 位)	鉛直荷重 R _v (kN)	水平荷重 R _h (kN)	安全率 F _s	必要安全率 F _{sa}	判 定
常時	63.019	12.689	1.987	≥ 1.500	○

・ 載荷位置 b (仮想背面より後方)

荷重状態 (水 位)	鉛直荷重 R _v (kN)	水平荷重 R _h (kN)	安全率 F _s	必要安全率 F _{sa}	判 定
常時	48.519	12.689	1.529	≥ 1.500	○

3.6.3 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 : つま先から合力の作用点までの距離 (m)

ΣMr : つま先回りの抵抗モーメント (kN・m)

ΣMt : つま先回りの転倒モーメント (kN・m)

ΣV : 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 = 1.600

・ 載荷位置 a (堅壁背面より後方)

荷重状態 (水 位)	ΣMr (kN・m)	ΣMt (kN・m)	ΣV (kN)	d (m)	e (m)
常時	50.361	7.940	63.019	0.673	0.127

・ 載荷位置 b (仮想背面より後方)

荷重状態 (水 位)	ΣMr (kN・m)	ΣMt (kN・m)	ΣV (kN)	d (m)	e (m)
常時	37.673	7.940	48.519	0.613	0.187

(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

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

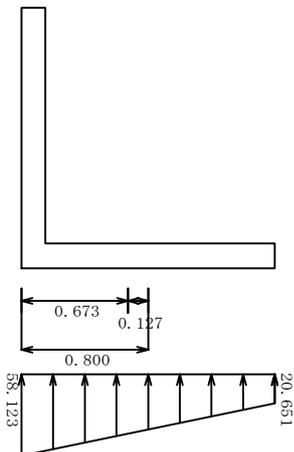
ここに、

ΣV : 底版下面に作用する全鉛直荷重 (kN)

B : 底版幅 (m), B = 1.600

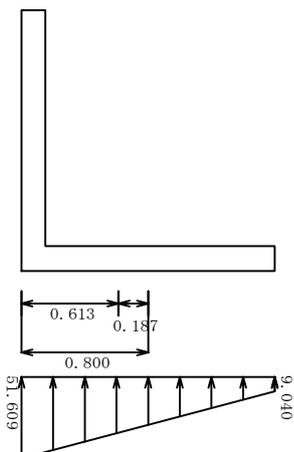
e : 偏心量 (m)

[1] 常時



- ・ 載荷位置 a (堅壁背面より後方)

地盤反力の作用幅 (m)	地盤反力の形状	地盤反力度 (kN/m ²)			判定
		qmin	qmax	許容値	
1.600	台形	20.651	58.123	≤ 200.000	○



- ・ 載荷位置 b (仮想背面より後方)

地盤反力の作用幅 (m)	地盤反力の形状	地盤反力度 (kN/m ²)			判定
		qmin	qmax	許容値	
1.600	台形	9.040	51.609	≤ 200.000	○

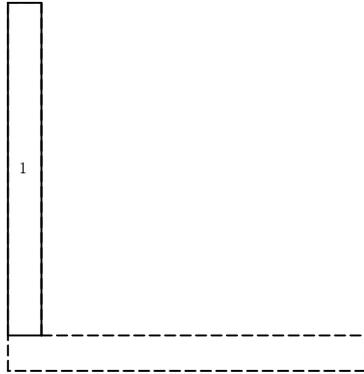
4章 縦壁の設計

4.1 縦壁基部の設計

4.1.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) 躯体

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	0.150 × 1.500 × 1.000	0.225	0.075	0.750	0.017	0.169	
Σ		0.225	—	—	0.017	0.169	

$$\text{重心 } X_G = \Sigma (V_i \cdot X_i) / \Sigma V_i = 0.017 / 0.225 = 0.075 \text{ (m)}$$

$$Y_G = \Sigma (V_i \cdot Y_i) / \Sigma V_i = 0.169 / 0.225 = 0.750 \text{ (m)}$$

4.1.2 躯体自重, 任意荷重

(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)	24.000 × 0.225 = 5.400	0.000

作用位置

$$X = X_c - X_G = 0.075 - 0.075 = 0.000 \text{ m}$$

ここに、

X_c : 設計断面位置での縦壁前面から設計断面中心までの水平距離(m)

4.1.3 土圧・水圧

[1] 常時

土圧は土圧係数により求める。

$$\begin{aligned} \text{仮想背面の位置 (断面中心からの距離)} \quad x_p &= 0.075 \text{ m} \\ y_p &= 0.000 \text{ m} \end{aligned}$$

仮想背面の高さ	H = 1.500 m
水位面より上の高さ	H1 = 1.500 m
水位面より下の高さ	H2 = 0.000 m
土圧作用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	$\gamma_s = 17.000 \text{ kN/m}^3$
背面土砂のせん断抵抗角	$\phi = 30.000^\circ$
地表面が水平面となす角度	$\beta = 0.000^\circ$
壁面摩擦角	$\delta = 20.000^\circ$

土圧作用面上端土圧

$$p1 = K \cdot q = 0.4000 \times 5.000 = 2.000 \text{ kN/m}^2$$

水位面での土圧

$$\begin{aligned} p2 &= K \cdot \gamma_s \cdot H1 + p1 \\ &= 0.4000 \times 17.000 \times 1.500 + 2.000 \\ &= 12.200 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

土圧作用面下端土圧

$$p3 = p2 = 12.200 \text{ kN/m}^2$$

水位以上の土圧力

$$P1 = \frac{1}{2} \cdot (p1 + p2) \cdot H1 = \frac{1}{2} \times (2.000 + 12.200) \times 1.500 = 10.650 \text{ kN}$$

水位以下の土圧力

$$P2 = \frac{1}{2} \cdot (p2 + p3) \cdot H2 = \frac{1}{2} \times (12.200 + 12.200) \times 0.000 = 0.000 \text{ kN}$$

土圧力

$$P = P1 + P2 = 10.650 + 0.000 = 10.650 \text{ kN}$$

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

$$Ph = P \cdot \cos(\alpha + \delta) = 10.650 \times \cos(0.000^\circ + 20.000^\circ) = 10.008 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$Pv = P \cdot \sin(\alpha + \delta) = 10.650 \times \sin(0.000^\circ + 20.000^\circ) = 3.643 \text{ kN}$$

作用位置

$$\begin{aligned} M1 &= P1 \cdot \left(\frac{2 \cdot p1 + p2}{p1 + p2} \cdot \frac{H1}{3} + H2 \right) \\ &= 10.650 \times \left(\frac{2 \times 2.000 + 12.200}{2.000 + 12.200} \times \frac{1.500}{3} + 0.000 \right) \\ &= 6.075 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

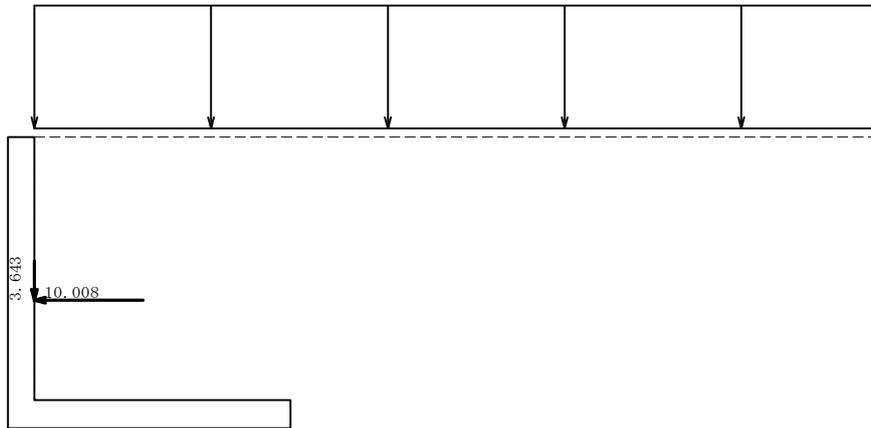
$$\begin{aligned} M2 &= P2 \cdot \left(\frac{2 \cdot p2 + p3}{p2 + p3} \cdot \frac{H2}{3} \right) \\ &= 0.000 \times \left(\frac{2 \times 12.200 + 12.200}{12.200 + 12.200} \times \frac{0.000}{3} \right) \\ &= 0.000 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

$$H_o = \frac{M_1 + M_2}{P_1 + P_2} = \frac{6.075 + 0.000}{10.650 + 0.000} = 0.570 \text{ m}$$

$$x = H_o \cdot \tan \alpha - x_p = 0.570 \times \tan 0.000^\circ - 0.075 = -0.075 \text{ m}$$

$$y = y_p + H_o = 0.000 + 0.570 = 0.570 \text{ m}$$

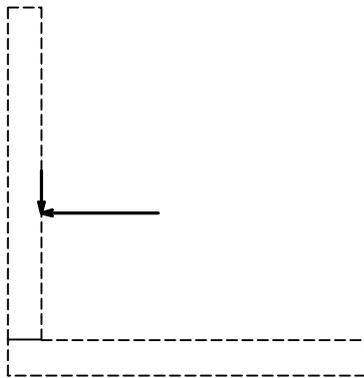
・土圧図



4.1.4 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

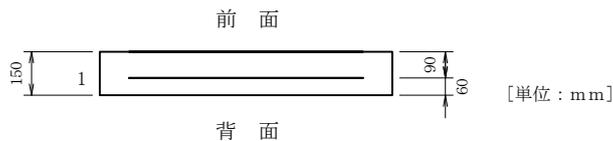


項目	N_i (kN)	H_i (kN)	X_i (m)	Y_i (m)	$M = M_{x_i} + M_{y_i}$ (kN·m)
自重	5.400	0.000	0.000	0.000	0.000
土圧	3.643	10.008	-0.075	0.570	5.708
合計	0.000	10.008	—————	—————	5.708

※ 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

4.1.5 断面計算（許容応力度法）

(1) 鉄筋配置



単鉄筋

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	6.00	D13	1.267	4.000
	2	—	—	—	—

引張側必要鉄筋量 3.254 (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 = 150.000
- 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)
- σ_c : コンクリートの曲げ圧縮応力度 (N/mm²)
- σ_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)		判定
				計算値	許容値	計算値	許容値	
常時	5.708	0.000	3.016	4.734	≤ 7.000	140.902	≤ 215.000	○

(3)せん断応力度の照査

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

$$j = 1 - \frac{k}{3}$$

$$k = \sqrt{2n \cdot p + (n \cdot p)^2} - n \cdot p$$

$$p = \frac{A_s}{b \cdot d}$$

ここに、

τ_m : コンクリートの最大せん断応力度 (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)

j : コンクリートの圧縮応力の合力から鉄筋の図心までの距離と有効高さとの比

k : 中立軸からコンクリート圧縮縁までの距離と有効高さとの比

n : ヤング係数比

p : 鉄筋比

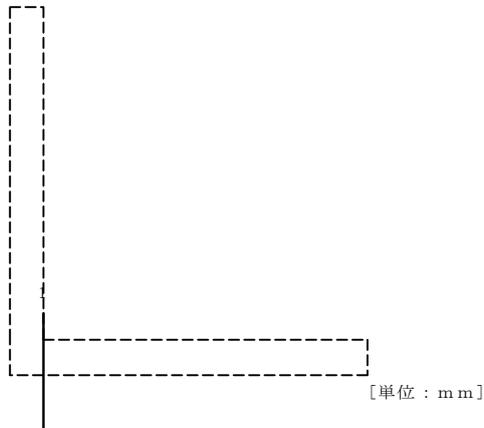
A_s : 鉄筋量 (mm²)

荷重状態 (水 位)	せん断力 S_h (kN)	有効高 d (cm)	j	せん断応力度 (N/mm ²)			判 定
				計算値 τ	許容値 τ_{a1}	許容値 τ_{a2}	
常時	10.008	9.000	0.888	0.125 ≤	0.700	1.600	○

5章 かかと版の設計

5.1 照査位置[1]の設計

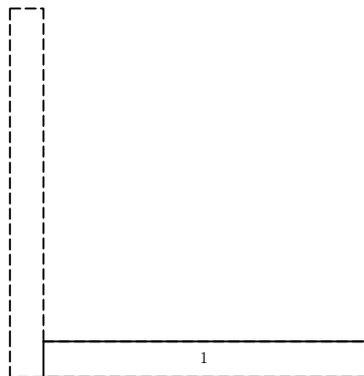
付け根からの距離 = 0.000 m



5.1.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) 躯体

1) ブロック割り



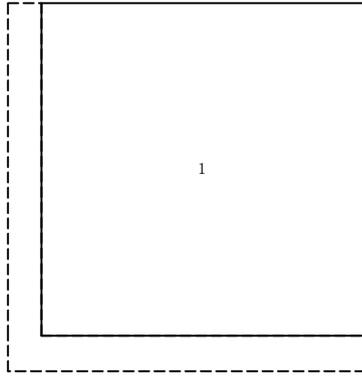
2) 体積・重心

区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 V_i (m^3)	重心位置 X_i (m)	$V_i \cdot X_i$	備考
1	$1.450 \times 0.160 \times 1.000$	0.232	0.725	0.168	
Σ		0.232	—	0.168	

$$\text{重心位置 } XG = \Sigma (V_i \cdot X_i) / \Sigma V_i = 0.168 / 0.232 = 0.725 \text{ (m)}$$

(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 V_i (m^3)	重心位置 X_i (m)	$V_i \cdot X_i$	備考
1	$1.450 \times 1.500 \times 1.000$	2.175	0.725	1.577	
Σ		2.175	—	1.577	

$$\text{重心位置 } XG = \Sigma (V_i \cdot X_i) / \Sigma V_i = 1.577 / 2.175 = 0.725 \text{ (m)}$$

5.1.2 躯体自重，土砂重量，任意荷重，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 $W = \gamma \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体	$24.000 \times 0.232 = 5.568$	0.725

(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 (m^3)	重心位置 X (m)	体積 V_l (m^3)	重心位置 X_l (m)
土砂(背面)	2.175	0.725	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(背面)	2.175	0.725

水位より上の体積

$$V_u = V - V_l$$

水位より上の重心位置

$$X_u = (V \cdot X - V_l \cdot X_l) / V_u$$

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 $W_l = V_l \cdot (\text{土の飽和重量})$ (kN)
土砂(背面)	$2.175 \times 17.000 = 36.975$	$0.000 \times 17.800 = 0.000$

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)	36.975	0.725

(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	5.568	0.725	4.037
背面土砂	36.975	0.725	26.807
合計	42.543	—	30.844

5.1.3 地盤反力

鉛直力

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

作用位置

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

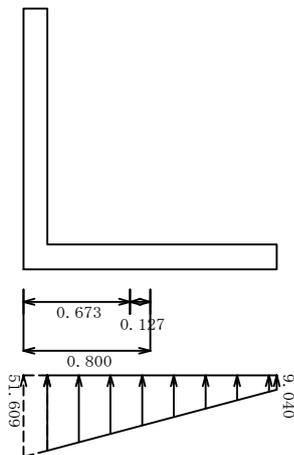
ここに、

q_1 : かかと版前面位置の地盤反力度 (kN/m²)

q_2 : かかと版設計位置の地盤反力度 (kN/m²)

L : 地盤反力作用幅 (m)

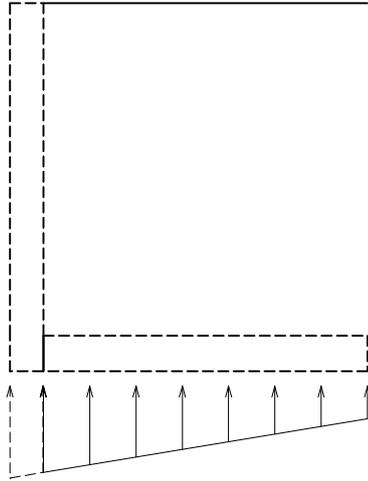
[1] 常時



地盤反力度 (kN/m ²)		作用幅 L (m)	鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q_1	q_2			
9.040	47.618	1.450	41.077	0.560

5.1.4 断面力の集計

[1]常時

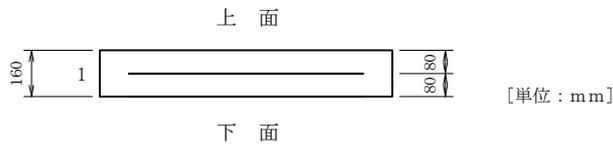


項目	N_i (kN)	X_i (m)	$M = N_i \cdot X_i$ (kN·m)
自重	42.543	0.725	30.844
地盤反力	-41.077	0.560	-23.022
合計	1.466	—	7.822

付け根の断面力として堅壁基部の断面力 5.708 kN·m を適用します。

5.1.5 断面計算（許容応力度法）

(1)鉄筋配置



単鉄筋

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	8.00	D13	1.267	4.000	5.068
	2	—	—	—	—	—
下面	1'	—	—	—	—	—
	2'	—	—	—	—	—

引張側必要鉄筋量 3.701 (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

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

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

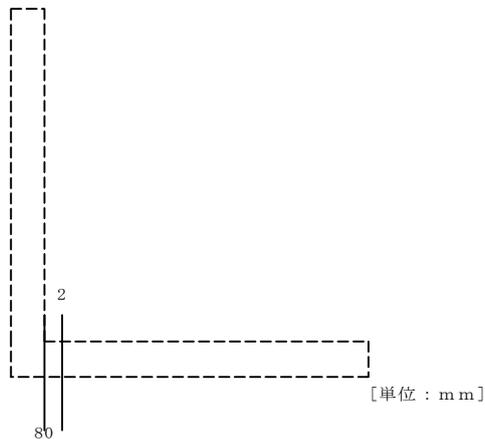
ここに、

- 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 = 160.000
- 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)
- σ_c : コンクリートの曲げ圧縮応力度 (N/mm²)
- σ_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)		判 定
			計算値	許容値	計算値	許容値	
常時	5.708	2.809	5.752	≤ 7.000	159.481	≤ 215.000	○

5.2 照査位置[2]の設計

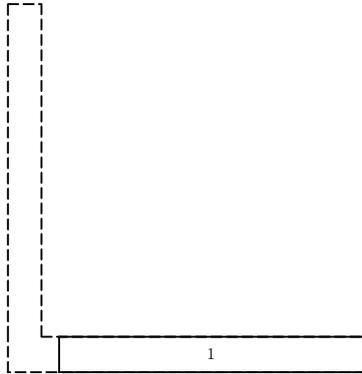
付け根からの距離 = 0.080 m



5.2.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) 躯体

1) ブロック割り



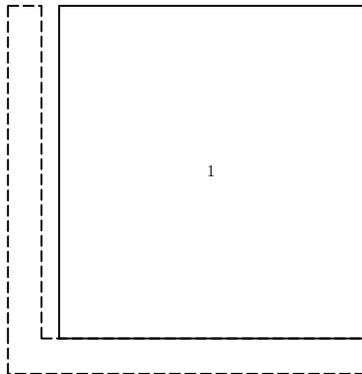
2) 体積・重心

区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 Vi (m ³)	重心位置 Xi (m)	Vi · Xi	備考
1	1.370 × 0.160 × 1.000	0.219	0.685	0.150	
Σ		0.219	—	0.150	

$$\text{重心位置 } XG = \Sigma (Vi \cdot Xi) / \Sigma Vi = 0.150 / 0.219 = 0.685 \text{ (m)}$$

(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 (m ³)	重心位置 Xi (m)	Vi · Xi	備考
1	1.370 × 1.500 × 1.000	2.055	0.685	1.408	
Σ		2.055	—	1.408	

$$\text{重心位置 } XG = \Sigma (Vi \cdot Xi) / \Sigma Vi = 1.408 / 2.055 = 0.685 \text{ (m)}$$

5.2.2 躯体自重, 土砂重量, 任意荷重, 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 $W = \gamma \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体	$24.000 \times 0.219 = 5.261$	0.685

(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 (m ³)	重心位置 X (m)	体積 $V1$ (m ³)	重心位置 $X1$ (m)
土砂(背面)	2.055	0.685	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 Xu (m)
土砂(背面)	2.055	0.685

水位より上の体積

$$Vu = V - V1$$

水位より上の重心位置

$$Xu = (V \cdot X - V1 \cdot X1) / Vu$$

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 $W1 = V1 \cdot (\text{土の飽和重量})$ (kN)
土砂(背面)	$2.055 \times 17.000 = 34.935$	$0.000 \times 17.800 = 0.000$

位置	重量 W $Wu + W1$ (kN)	作用位置 X $(Wu \cdot Xu + W1 \cdot X1) / W$ (m)
土砂(背面)	34.935	0.685

(3) 自重集計

[1] 常時

	重量 Ni (kN)	作用位置 Xi (m)	モーメント $Ni \cdot Xi$ (kN.m)
躯体	5.261	0.685	3.604
背面土砂	34.935	0.685	23.930
合計	40.196	—	27.534

5.2.3 地表面の載荷荷重，雪荷重

鉛直力

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

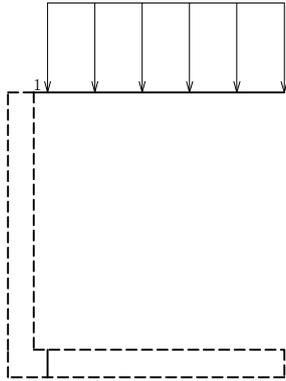
ここに、

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	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	1.370	13.700	0.685

5.2.4 地盤反力

鉛直力

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

作用位置

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

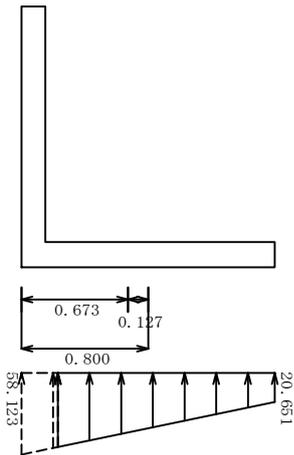
ここに、

q₁ : かかと版前面位置の地盤反力度 (kN/m²)

q₂ : かかと版設計位置の地盤反力度 (kN/m²)

L : 地盤反力作用幅 (m)

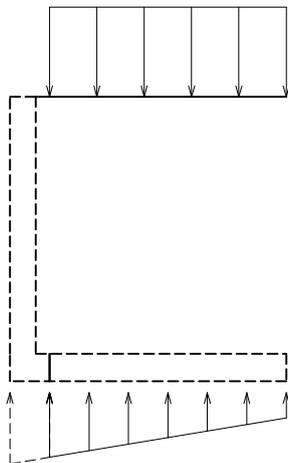
[1] 常時



地盤反力度 (kN/m ²)		作用幅 L (m)	鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2			
20.651	52.736	1.370	50.270	0.585

5.2.5 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	40.196	0.685	27.534
載荷、雪	13.700	0.685	9.384
地盤反力	-50.270	0.585	-29.417
合計	3.625	—	7.501

5.2.6 断面計算（許容応力度法）

(1) せん断応力度の照査

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

$$j = 1 - \frac{k}{3}$$

$$k = \sqrt{2n \cdot p + (n \cdot p)^2} - n \cdot p$$

$$p = \frac{A_s}{b \cdot d}$$

ここに、

τ_m : コンクリートの最大せん断応力度 (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)

j : コンクリートの圧縮応力の合力から鉄筋の図心までの距離と有効高さとの比

k : 中立軸からコンクリート圧縮縁までの距離と有効高さとの比

n : ヤング係数比

p : 鉄筋比

A_s : 鉄筋量 (mm²)

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)	j	せん断応力度 (N/mm ²)		判 定
				計算値 τ	許容値 τ_{a1}	
常時	3.625	80.000	0.883	0.051	\leq 0.700	○

【 L1.5 】

1章 設計条件

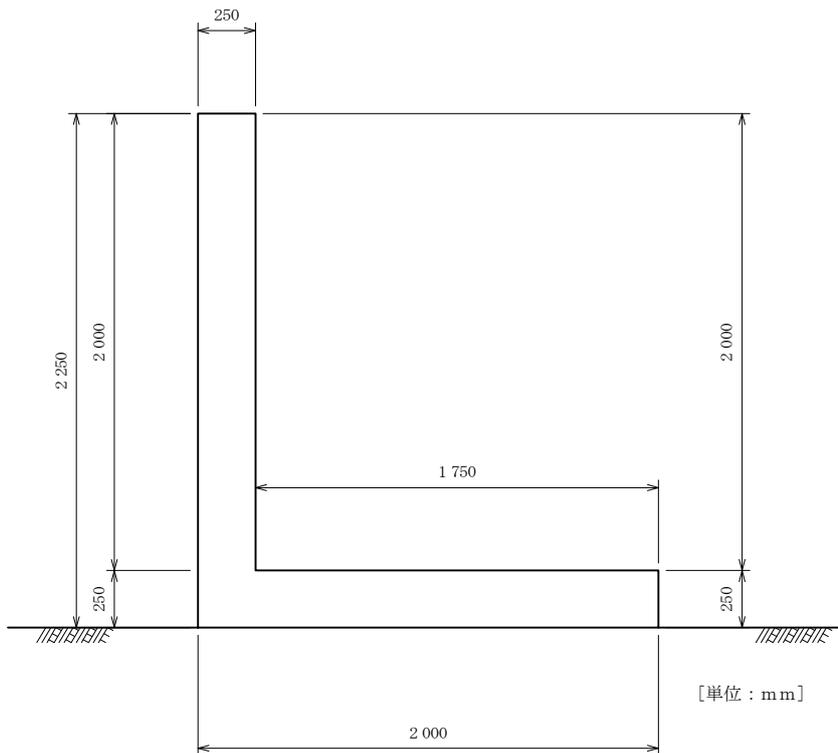
1.1 適用基準

ぎょうせい、盛土等防災マニュアルの解説 令和5年11月

1.2 形式

『L型-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 (鉄筋コンクリート) : $\sigma_{ck} = 21$ (N/mm²)
底版 (鉄筋コンクリート) : $\sigma_{ck} = 21$ (N/mm²)

【鉄筋】 種類 : SD345

【土質】 裏込め土 : 砂質土
埋戻し土 : 砂質土
支持地盤 : 砂質地盤

【内部摩擦角】 背面土砂 : 30.00 (度)

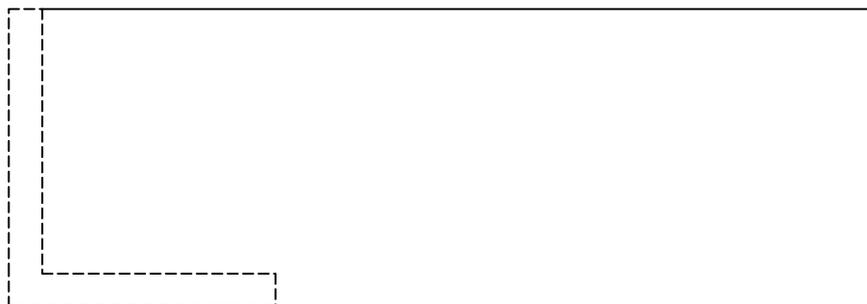
【単位体積重量】

(kN/m³)

軀 体	鉄筋コンクリート	24.000	
水	浮力算出用	9.800	
	土 砂	湿潤重量	飽和重量
	背 面	17.000	17.800
	前 面	17.000	17.800

1.5 土砂

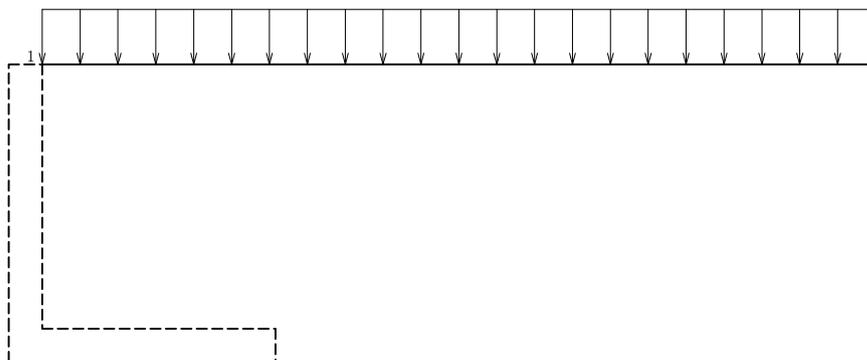
(1) 背面土砂形状



擁壁天端と地表面始点のレベル差	(m)	0.000
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 縦 壁
			始端側	終端側	
1	0.000	∞	10.000	10.000	○

1.7 任意荷重

考慮しない

1.8 土圧

・土圧式：クーロン(物部・岡部)

・土圧係数直接入力

荷重状態	安定計算 土圧係数	堅壁設計 土圧係数
常時	0.40000	0.40000

・土圧の作用面の壁面摩擦角(度)

荷重状態	主働土圧			受働土圧
	安定計算時	堅壁設計時	切土	
常時土圧	0.000	20.000	———	———

・安定計算時の土圧の仮想背面は、かかと端(かかところ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 0.000 (度)

・粘着力(kN/m²)

荷重状態	主働土圧用	受働土圧用
常時	0.000	———

1.9 荷重組み合わせ

No	荷重名称	コメント
1	常時	常時

	荷重名称	1
土砂	砂質土	
載荷荷重	載荷荷重	○
主働土圧	考慮しない	
	常時土圧	○

照査項目	1	
許容応力度法	安定・断面	
限界状態設計法	照査性能	———
	剛体安定	———
	断面破壊	———

照査性能を全ケース「安全・使用」とする

1.10 基礎の条件

1.10.1 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 μ	0.400

1.11 安定計算の許容値及び部材の許容応力度

1.11.1 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	200.000

1.11.2 部材の許容応力度

(1) 鉄筋コンクリート部材

1) 豎壁 (一般部材)

・鉄筋径 $\leq 28\text{mm}$ (N/mm²)

荷 重 状 態	コンクリートの 圧縮応力度 σ_{ca}	鉄筋の 引張応力度 σ_{sa}	せん断 応力度		鉄筋の 圧縮応力度 σ_{sba}
			τ_{a1}	τ_{a2}	
常時	7.000	215.000	0.700	1.600	215.000

・鉄筋径 $> 28\text{mm}$ (N/mm²)

荷 重 状 態	鉄筋の 引張応力度 σ_{sa}	鉄筋の 圧縮応力度 σ_{sba}
常時	195.000	195.000

2) 底版 (一般部材)

・鉄筋径 $\leq 28\text{mm}$ (N/mm²)

荷 重 状 態	コンクリートの 圧縮応力度 σ_{ca}	鉄筋の 引張応力度 σ_{sa}	せん断 応力度		鉄筋の 圧縮応力度 σ_{sba}
			τ_{a1}	τ_{a2}	
常時	7.000	215.000	0.700	1.600	—

・鉄筋径 $> 28\text{mm}$ (N/mm²)

荷 重 状 態	鉄筋の 引張応力度 σ_{sa}	鉄筋の 圧縮応力度 σ_{sba}
常時	195.000	—

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せん断応力度

τ_{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 結果一覧

1. 安定計算

(1) 転倒に対する照査

荷重状態 (水 位)	つま先での作用力		転倒安全率		判定
	抵抗M (kN. m)	転倒M (kN. m)	計算値	安全率	
常時	80.438	17.971	4.476	≥ 1.500	○

(2) 滑動に対する照査

荷重状態 (水 位)	フーチング中心の作用力		滑動安全率		判定
	N (kN)	H (kN)	計算値	安全率	
常時	83.500	21.712	1.538	≥ 1.500	○

(3) 支持に対する照査

荷重状態 (水 位)	フーチング中心の作用力		反力作用幅 (m)	地盤反力度 (kN/m ²)		判定
	M (kN. m)	N (kN)		計算値	許容値	
常時	18.846	101.000	2.000	78.769	≤ 200.000	○

2. 断面計算 (許容応力度法)

(1) 曲げ応力度

部 材	荷重状態 (水 位)	M (kN. m)	圧縮応力度 (N/mm ²)		引張応力度 (N/mm ²)		判定
			計算値	許容値	計算値	許容値	
壁基部	常時	12.278	3.607	≤ 7.000	155.915	≤ 215.000	○
かかと照査1	常時	12.278	3.607	≤ 7.000	155.915	≤ 215.000	○

(2) せん断応力度

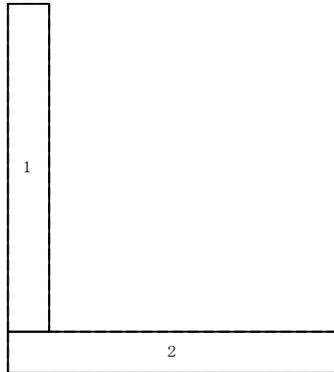
部 材	設計位置 (m)	荷重状態 (水 位)	せん断力 (kN)	せん断応力度 (N/mm ²)		判定
				計算値	許容値 τ a1 τ a2	
壁基部	0.000	常時	16.539	0.106	≤ 0.700 1.600	○
かかと照査2	0.125	常時	7.801	0.050	≤ 0.700 1.600	○

3章 安定計算

3.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) 躯体

1) ブロック割り



2) 体積・重心

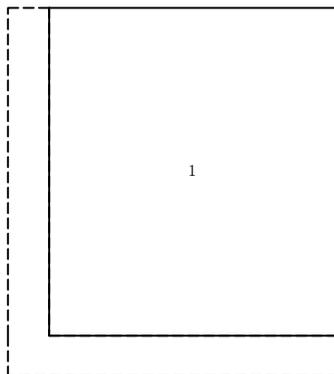
区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 V_i (m ³)	重心位置 (m)		$V_i \cdot X_i$	$V_i \cdot Y_i$	備考
			X_i	Y_i			
1	$0.250 \times 2.000 \times 1.000$	0.500	0.125	1.250	0.063	0.625	
2	$2.000 \times 0.250 \times 1.000$	0.500	1.000	0.125	0.500	0.063	
Σ		1.000	—	—	0.563	0.688	

$$\text{重心位置 } XG = \Sigma (V_i \cdot X_i) / \Sigma V_i = 0.563 / 1.000 = 0.563 \text{ (m)}$$

$$YG = \Sigma (V_i \cdot Y_i) / \Sigma V_i = 0.688 / 1.000 = 0.688 \text{ (m)}$$

(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 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	$1.750 \times 2.000 \times 1.000$	3.500	1.125	1.250	3.938	4.375	
Σ		3.500	—	—	3.938	4.375	

$$\text{重心位置 } XG = \Sigma (V_i \cdot X_i) / \Sigma V_i = 3.938 / 3.500 = 1.125 \text{ (m)}$$

$$YG = \Sigma (V_i \cdot Y_i) / \Sigma V_i = 4.375 / 3.500 = 1.250 \text{ (m)}$$

3.2 躯体自重，土砂重量，任意荷重，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	$24.000 \times 1.000 = 24.000$	0.563

(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 (m ³)	重心位置 (m)		体積 $V1$ (m ³)	重心位置 (m)	
		X	Y		X1	Y1
土砂(背面)	3.500	1.125	1.250	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)	3.500	1.125	1.250

水位より上の体積

$$Vu = V - V1$$

水位より上の重心位置

$$Xu = (V \cdot X - V1 \cdot X1) / Vu$$

$$Yu = (V \cdot Y - V1 \cdot Y1) / Vu$$

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 $W1 = V1 \cdot (\text{土の飽和重量})$ (kN)
土砂(背面)	$3.500 \times 17.000 = 59.500$	$0.000 \times 17.800 = 0.000$

位置	重量 W $Wu + W1$ (kN)	作用位置 X $(Wu \cdot Xu + W1 \cdot X1) / W$ (m)
土砂(背面)	59.500	1.125

(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	$Ni \cdot Xi$	$Hi \cdot Yi$
躯体	24.000	0.000	0.563	0.000	13.500	0.000
背面土砂	59.500	0.000	1.125	0.000	66.938	0.000
合計	83.500	0.000	—	—	80.438	0.000

3.3 地表面の載荷荷重，雪荷重

鉛直力

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

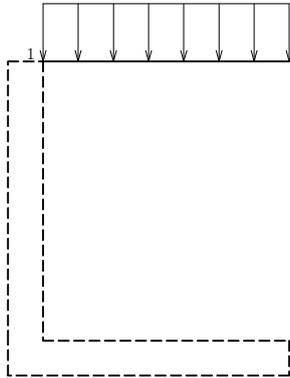
ここに、

q : 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	1.750	17.500	1.125

3.4 土圧・水圧

[1]常時

土圧は土圧係数により求める。

仮想背面の位置 (つま先からの距離)

$$x_p = 2.000 \text{ m}$$

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

仮想背面の高さ

$$H = 2.250 \text{ m}$$

水位面より上の高さ

$$H_1 = 2.250 \text{ m}$$

水位面より下の高さ

$$H_2 = 0.000 \text{ m}$$

土圧作用面が鉛直面となす角度

$$\alpha = 0.000^\circ$$

土砂の単位体積重量

$$\gamma_s = 17.000 \text{ kN/m}^3$$

土砂のせん断抵抗角

$$\phi = 30.000^\circ$$

地表面が水平面となす角度

$$\beta = 0.000^\circ$$

壁面摩擦角

$$\delta = 0.000^\circ$$

土圧作用面の上端土圧

$$p_1 = K \cdot q = 0.4000 \times 5.000 = 2.000 \text{ kN/m}^2$$

水位面での土圧

$$\begin{aligned} p_2 &= K \cdot \gamma_s \cdot H_1 + p_1 \\ &= 0.4000 \times 17.000 \times 2.250 + 2.000 \\ &= 17.300 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

土圧作用面の下端土圧

$$p_3 = p_2 = 17.300 \text{ kN/m}^2$$

水位以上の土圧力

$$P_1 = \frac{1}{2} \cdot (p_1 + p_2) \cdot H_1 = \frac{1}{2} \times (2.000 + 17.300) \times 2.250 = 21.712 \text{ kN}$$

水位以下の土圧力

$$P_2 = \frac{1}{2} \cdot (p_2 + p_3) \cdot H_2 = \frac{1}{2} \times (17.300 + 17.300) \times 0.000 = 0.000 \text{ kN}$$

土圧力

$$P = P_1 + P_2 = 21.712 + 0.000 = 21.712 \text{ kN}$$

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

$$P_h = P \cdot \cos(\alpha + \delta) = 21.712 \times \cos(0.000^\circ + 0.000^\circ) = 21.712 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$P_v = P \cdot \sin(\alpha + \delta) = 21.712 \times \sin(0.000^\circ + 0.000^\circ) = 0.000 \text{ kN}$$

作用位置

$$\begin{aligned} M_1 &= P_1 \cdot \left(\frac{2 \cdot p_1 + p_2}{p_1 + p_2} \cdot \frac{H_1}{3} + H_2 \right) \\ &= 21.712 \times \left(\frac{2 \times 2.000 + 17.300}{2.000 + 17.300} \times \frac{2.250}{3} + 0.000 \right) \\ &= 17.972 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

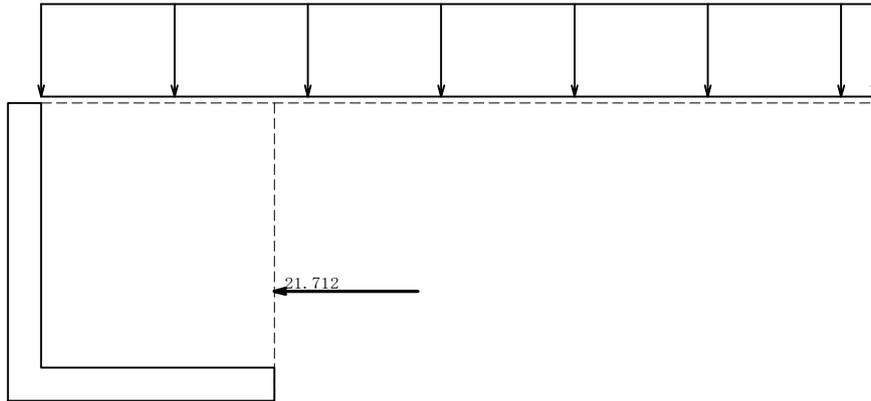
$$\begin{aligned} M_2 &= P_2 \cdot \left(\frac{2 \cdot p_2 + p_3}{p_2 + p_3} \cdot \frac{H_2}{3} \right) \\ &= 0.000 \times \left(\frac{2 \times 17.300 + 17.300}{17.300 + 17.300} \times \frac{0.000}{3} \right) \\ &= 0.000 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

$$H_o = \frac{M_1 + M_2}{P_1 + P_2} = \frac{17.972 + 0.000}{21.712 + 0.000} = 0.828 \text{ m}$$

$$x = x_p - H_o \cdot \tan \alpha = 2.000 - 0.828 \times \tan 0.000^\circ = 2.000 \text{ m}$$

$$y = y_p + H_o = 0.000 + 0.828 = 0.828 \text{ m}$$

・土圧図

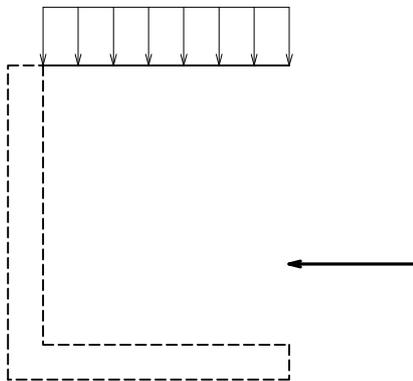


3.5 作用力の集計

(1) フーチング前面での作用力の集計

[1] 常時

(土圧の鉛直成分は集計されません)



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	83.500	0.000	0.963	0.000	80.438	0.000
載荷、雪	17.500	0.000	1.125	0.000	19.688	0.000
土圧	0.000	21.712	2.000	0.828	0.000	17.971
合計	101.000	21.712	———	———	100.126	17.971

・ 載荷位置 a (縦壁背面より後方)

荷重状態 (水位)	N_o (kN)	H_o (kN)	M_o (kN・m)
常時	101.000	21.712	82.154

・ 載荷位置 b (仮想背面より後方)

荷重状態 (水位)	N_o (kN)	H_o (kN)	M_o (kN・m)
常時	83.500	21.712	62.467

(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 : $B_j = 2.000$ (m)

・ 載荷位置 a (縦壁背面より後方)

■ 単位幅当り

荷重状態 (水 位)	N_c (kN)	H_c (kN)	M_c (kN.m)
常時	101.000	21.712	18.846

■ 全幅 (10.000m) 当り

荷重状態 (水 位)	N_c (kN)	H_c (kN)	M_c (kN.m)
常時	1010.000	217.125	188.459

・ 載荷位置 b (仮想背面より後方)

■ 単位幅当り

荷重状態 (水 位)	N_c (kN)	H_c (kN)	M_c (kN.m)
常時	83.500	21.712	21.033

■ 全幅 (10.000m) 当り

荷重状態 (水 位)	N_c (kN)	H_c (kN)	M_c (kN.m)
常時	835.000	217.125	210.334

3.6 安定計算結果

3.6.1 転倒に対する安定

$$F = \frac{Mr}{Mo} = \frac{|\Sigma V \cdot x_0 - \Sigma H \cdot y_0|}{|P_{AH} \cdot y_A - P_{AV} \cdot x_A|}$$

ここに、

Mr : 抵抗モーメント

Mo : 転倒モーメント

ΣV : 土圧の鉛直成分を除いた鉛直力の合計

x_0 : 土圧の鉛直成分を除いた鉛直力の合計の作用位置

ΣH : 土圧の水平成分を除いた水平力の合計

y_0 : 土圧の水平成分を除いた水平力の合計の作用位置

P_{AH} : 土圧の水平成分

y_A : 土圧の水平成分の作用位置

P_{AV} : 土圧の鉛直成分

x_A : 土圧の鉛直成分の作用位置

・ 載荷位置 a (堅壁背面より後方)

荷重状態 (水 位)	$\Sigma V \cdot x_0$ (kN・m)	$\Sigma H \cdot y_0$ (kN・m)	$P_{AH} \cdot y_A$ (kN・m)	$P_{AV} \cdot x_A$ (kN・m)
常時	100.126	0.000	17.971	0.000

荷重状態 (水 位)	Mr (kN・m)	Mo (kN・m)	安全率		判定
			$F = Mr/Mo$	許容値	
常時	100.126	17.971	5.571	≥ 1.500	○

・ 載荷位置 b (仮想背面より後方)

荷重状態 (水 位)	$\Sigma V \cdot x_0$ (kN・m)	$\Sigma H \cdot y_0$ (kN・m)	$P_{AH} \cdot y_A$ (kN・m)	$P_{AV} \cdot x_A$ (kN・m)
常時	82.777	0.000	17.971	0.000

荷重状態 (水 位)	Mr (kN・m)	Mo (kN・m)	安全率		判定
			$F = Mr/Mo$	許容値	
常時	80.438	17.971	4.476	≥ 1.500	○

3.6.2 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{R_v \cdot \mu + C_b \cdot B}{R_H}$$

ここに、

R_v : 底版下面における全鉛直荷重 (kN)

R_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, $\mu = 0.400$

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), $B = 2.000$

・ 載荷位置 a (堅壁背面より後方)

荷重状態 (水 位)	鉛直荷重 R _v (kN)	水平荷重 R _h (kN)	安全率 F _s	必要安全率 F _{sa}	判 定
常時	101.000	21.712	1.861	≥ 1.500	○

・ 載荷位置 b (仮想背面より後方)

荷重状態 (水 位)	鉛直荷重 R _v (kN)	水平荷重 R _h (kN)	安全率 F _s	必要安全率 F _{sa}	判 定
常時	83.500	21.712	1.538	≥ 1.500	○

3.6.3 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 : つま先から合力の作用点までの距離 (m)

ΣMr : つま先回りの抵抗モーメント (kN・m)

ΣMt : つま先回りの転倒モーメント (kN・m)

ΣV : 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 = 2.000

・ 載荷位置 a (堅壁背面より後方)

荷重状態 (水 位)	ΣMr (kN・m)	ΣMt (kN・m)	ΣV (kN)	d (m)	e (m)
常時	100.126	17.971	101.000	0.813	0.187

・ 載荷位置 b (仮想背面より後方)

荷重状態 (水 位)	ΣMr (kN・m)	ΣMt (kN・m)	ΣV (kN)	d (m)	e (m)
常時	80.438	17.971	83.500	0.748	0.252

(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

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

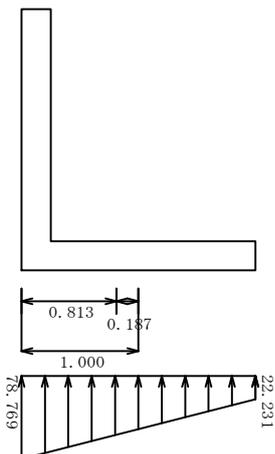
ここに、

ΣV : 底版下面に作用する全鉛直荷重 (kN)

B : 底版幅 (m), B = 2.000

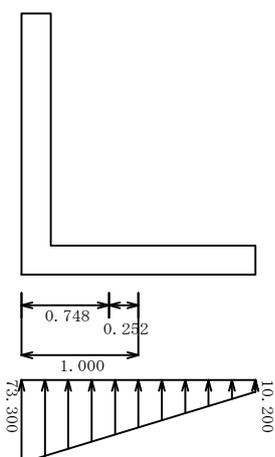
e : 偏心量 (m)

[1] 常時



- 載荷位置 a (堅壁背面より後方)

地盤反力の作用幅 (m)	地盤反力の形状	地盤反力度 (kN/m ²)			判定
		qmin	qmax	許容値	
2.000	台形	22.231	78.769 ≤	200.000	○



- 載荷位置 b (仮想背面より後方)

地盤反力の作用幅 (m)	地盤反力の形状	地盤反力度 (kN/m ²)			判定
		qmin	qmax	許容値	
2.000	台形	10.200	73.300 ≤	200.000	○

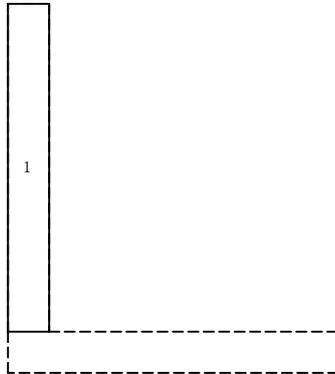
4章 縦壁の設計

4.1 縦壁基部の設計

4.1.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) 躯体

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	$0.250 \times 2.000 \times 1.000$	0.500	0.125	1.000	0.063	0.500	
Σ		0.500	—	—	0.063	0.500	

$$\text{重心 } X_G = \Sigma (V_i \cdot X_i) / \Sigma V_i = 0.063 / 0.500 = 0.125 \text{ (m)}$$

$$Y_G = \Sigma (V_i \cdot Y_i) / \Sigma V_i = 0.500 / 0.500 = 1.000 \text{ (m)}$$

4.1.2 躯体自重, 任意荷重

(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)	$24.000 \times 0.500 = 12.000$	0.000

作用位置

$$X = X_c - X_G = 0.125 - 0.125 = 0.000 \text{ m}$$

ここに、

X_c : 設計断面位置での縦壁前面から設計断面中心までの水平距離(m)

4.1.3 土圧・水圧

[1] 常時

土圧は土圧係数により求める。

$$\begin{aligned} \text{仮想背面の位置 (断面中心からの距離)} \quad x_p &= 0.125 \text{ m} \\ y_p &= 0.000 \text{ m} \end{aligned}$$

仮想背面の高さ	$H = 2.000 \text{ m}$
水位面より上の高さ	$H1 = 2.000 \text{ m}$
水位面より下の高さ	$H2 = 0.000 \text{ m}$
土圧作用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	$\gamma_s = 17.000 \text{ kN/m}^3$
背面土砂のせん断抵抗角	$\phi = 30.000^\circ$
地表面が水平面となす角度	$\beta = 0.000^\circ$
壁面摩擦角	$\delta = 20.000^\circ$

土圧作用面の上端土圧

$$p1 = K \cdot q = 0.4000 \times 5.000 = 2.000 \text{ kN/m}^2$$

水位面での土圧

$$\begin{aligned} p2 &= K \cdot \gamma_s \cdot H1 + p1 \\ &= 0.4000 \times 17.000 \times 2.000 + 2.000 \\ &= 15.600 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

土圧作用面の下端土圧

$$p3 = p2 = 15.600 \text{ kN/m}^2$$

水位以上の土圧力

$$P1 = \frac{1}{2} \cdot (p1 + p2) \cdot H1 = \frac{1}{2} \times (2.000 + 15.600) \times 2.000 = 17.600 \text{ kN}$$

水位以下の土圧力

$$P2 = \frac{1}{2} \cdot (p2 + p3) \cdot H2 = \frac{1}{2} \times (15.600 + 15.600) \times 0.000 = 0.000 \text{ kN}$$

土圧力

$$P = P1 + P2 = 17.600 + 0.000 = 17.600 \text{ kN}$$

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

$$Ph = P \cdot \cos(\alpha + \delta) = 17.600 \times \cos(0.000^\circ + 20.000^\circ) = 16.539 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$Pv = P \cdot \sin(\alpha + \delta) = 17.600 \times \sin(0.000^\circ + 20.000^\circ) = 6.020 \text{ kN}$$

作用位置

$$\begin{aligned} M1 &= P1 \cdot \left(\frac{2 \cdot p1 + p2}{p1 + p2} \cdot \frac{H1}{3} + H2 \right) \\ &= 17.600 \times \left(\frac{2 \times 2.000 + 15.600}{2.000 + 15.600} \times \frac{2.000}{3} + 0.000 \right) \\ &= 13.067 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

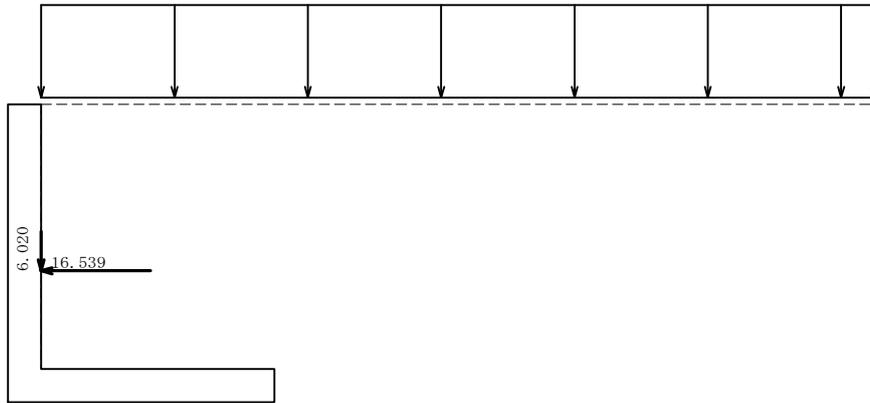
$$\begin{aligned} M2 &= P2 \cdot \left(\frac{2 \cdot p2 + p3}{p2 + p3} \cdot \frac{H2}{3} \right) \\ &= 0.000 \times \left(\frac{2 \times 15.600 + 15.600}{15.600 + 15.600} \times \frac{0.000}{3} \right) \\ &= 0.000 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

$$H_o = \frac{M_1 + M_2}{P_1 + P_2} = \frac{13.067 + 0.000}{17.600 + 0.000} = 0.742 \text{ m}$$

$$x = H_o \cdot \tan \alpha - x_p = 0.742 \times \tan 0.000^\circ - 0.125 = -0.125 \text{ m}$$

$$y = y_p + H_o = 0.000 + 0.742 = 0.742 \text{ m}$$

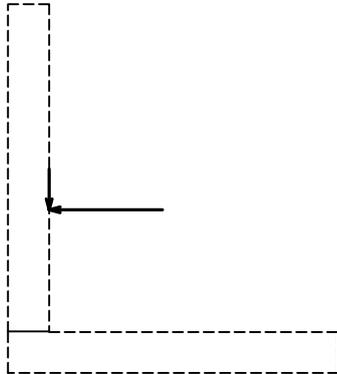
・土圧図



4.1.4 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)	$M = M_{xi} + M_{yi}$ (kN·m)
自重	12.000	0.000	0.000	0.000	0.000
土圧	6.020	16.539	-0.125	0.742	12.278
合計	0.000	16.539	—	—	12.278

※ 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

4.1.5 断面計算（許容応力度法）

(1) 鉄筋配置



単鉄筋

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	8.00	D13	1.267	4.000
	2	—	—	—	—

引張側必要鉄筋量 3.629 (cm²)

(2) 曲げ応力度の照査

(参考)

中立軸の算出

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

より x を求める。

応力度の算出

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

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

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 = 250.000
- 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)
- σ_c : コンクリートの曲げ圧縮応力度 (N/mm²)
- σ_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)		判定
				計算値	許容値	計算値	許容値	
常時	12.278	0.000	4.379	3.607	≤ 7.000	155.915	≤ 215.000	○

(3)せん断応力度の照査

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

$$j = 1 - \frac{k}{3}$$

$$k = \sqrt{2n \cdot p + (n \cdot p)^2} - n \cdot p$$

$$p = \frac{A_s}{b \cdot d}$$

ここに、

τ_m : コンクリートの最大せん断応力度 (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)

j : コンクリートの圧縮応力の合力から鉄筋の図心までの距離と有効高さとの比

k : 中立軸からコンクリート圧縮縁までの距離と有効高さとの比

n : ヤング係数比

p : 鉄筋比

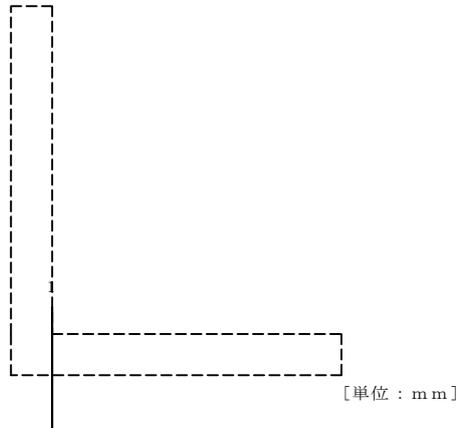
A_s : 鉄筋量 (mm²)

荷重状態 (水 位)	せん断力 S_h (kN)	有効高 d (cm)	j	せん断応力度 (N/mm ²)			判 定
				計算値 τ	許容値 τ_{a1}	許容値 τ_{a2}	
常時	16.539	17.000	0.914	0.106 ≤	0.700	1.600	○

5章 かかと版の設計

5.1 照査位置[1]の設計

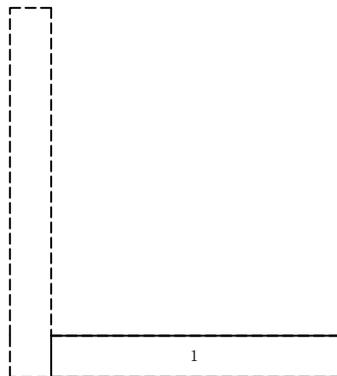
付け根からの距離 = 0.000 m



5.1.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) 躯体

1) ブロック割り



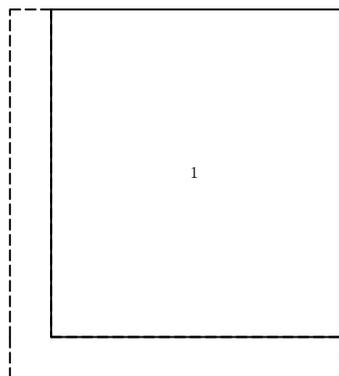
2) 体積・重心

区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 V_i (m^3)	重心位置 X_i (m)	$V_i \cdot X_i$	備考
1	$1.750 \times 0.250 \times 1.000$	0.438	0.875	0.383	
Σ		0.438	—	0.383	

$$\text{重心位置 } XG = \Sigma (V_i \cdot X_i) / \Sigma V_i = 0.383 / 0.438 = 0.875 \text{ (m)}$$

(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 V_i (m^3)	重心位置 X_i (m)	$V_i \cdot X_i$	備考
1	$1.750 \times 2.000 \times 1.000$	3.500	0.875	3.063	
Σ		3.500	—	3.063	

$$\text{重心位置 } X_G = \Sigma (V_i \cdot X_i) / \Sigma V_i = 3.063 / 3.500 = 0.875 \text{ (m)}$$

5.1.2 躯体自重，土砂重量，任意荷重，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 $W = \gamma \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体	$24.000 \times 0.438 = 10.500$	0.875

(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 (m^3)	重心位置 X (m)	体積 V_1 (m^3)	重心位置 X_1 (m)
土砂(背面)	3.500	0.875	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(背面)	3.500	0.875

水位より上の体積

$$V_u = V - V_1$$

水位より上の重心位置

$$X_u = (V \cdot X - V_1 \cdot X_1) / V_u$$

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 $W_l = V_l \cdot (\text{土の飽和重量})$ (kN)
土砂(背面)	$3.500 \times 17.000 = 59.500$	$0.000 \times 17.800 = 0.000$

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)	59.500	0.875

(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	10.500	0.875	9.188
背面土砂	59.500	0.875	52.063
合計	70.000	—	61.250

5.1.3 地盤反力

鉛直力

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

作用位置

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

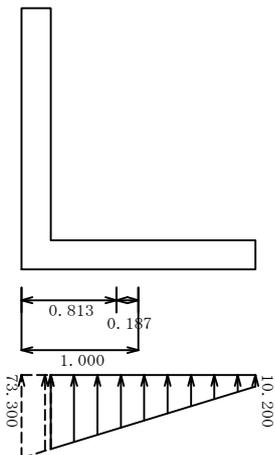
ここに、

q_1 : かかと版前面位置の地盤反力度 (kN/m²)

q_2 : かかと版設計位置の地盤反力度 (kN/m²)

L : 地盤反力作用幅 (m)

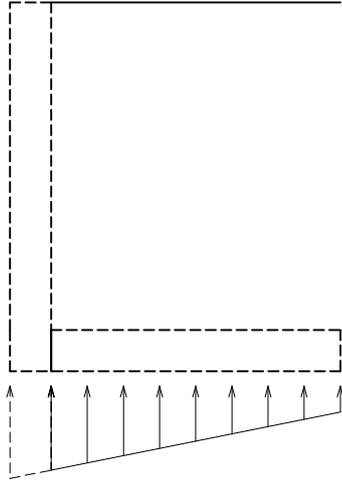
[1] 常時



地盤反力度 (kN/m ²)		作用幅 L (m)	鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q_1	q_2			
10.200	65.412	1.750	66.161	0.662

5.1.4 断面力の集計

[1]常時

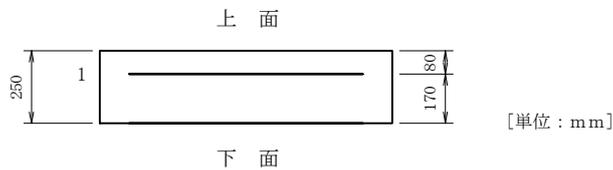


項目	N_i (kN)	X_i (m)	$M = N_i \cdot X_i$ (kN·m)
自重	70.000	0.875	61.250
地盤反力	-66.161	0.662	-43.800
合計	3.839	—	17.450

付け根の断面力として堅壁基部の断面力 12.278 kN·m を適用します。

5.1.5 断面計算（許容応力度法）

(1)鉄筋配置



単鉄筋

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	8.00	D13	1.267	4.000	5.068
	2	—	—	—	—	—
下面	1'	—	—	—	—	—
	2'	—	—	—	—	—

引張側必要鉄筋量 3.629 (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

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

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

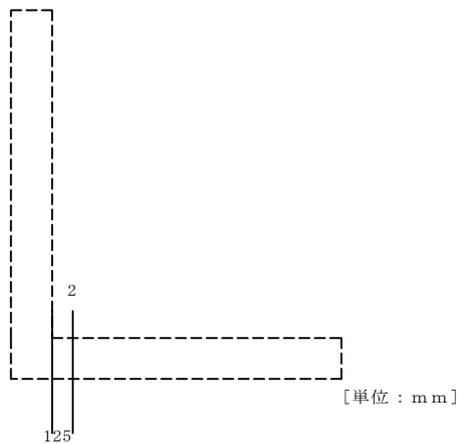
ここに、

- 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 = 250.000
- 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)
- σ_c : コンクリートの曲げ圧縮応力度 (N/mm²)
- σ_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)		判 定
			計算値	許容値	計算値	許容値	
常時	12.278	4.379	3.607	≤ 7.000	155.915	≤ 215.000	○

5.2 照査位置[2]の設計

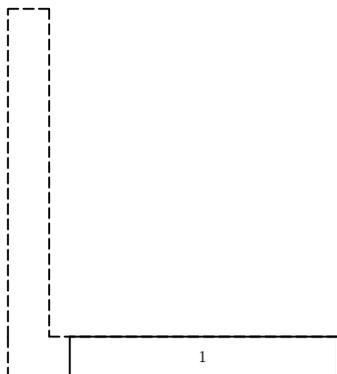
付け根からの距離 = 0.125 m



5.2.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) 躯体

1) ブロック割り



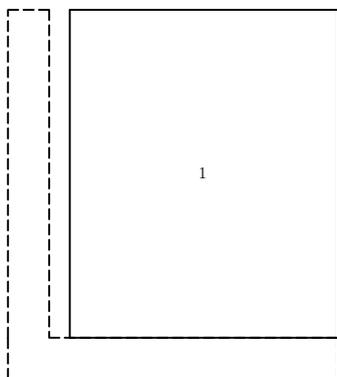
2) 体積・重心

区分	幅 × 高さ × 奥行 計算式	体積 Vi (m ³)	重心位置 Xi (m)	Vi・Xi	備考
1	1.625 × 0.250 × 1.000	0.406	0.813	0.330	
Σ		0.406	—	0.330	

重心位置 $XG = \Sigma (Vi \cdot Xi) / \Sigma Vi = 0.330 / 0.406 = 0.813 \text{ (m)}$

(2) 背面土砂

1) ブロック割り



2) 体積・重心

区分	幅 × 高さ × 奥行 計算式	体積 Vi (m ³)	重心位置 Xi (m)	Vi・Xi	備考
1	1.625 × 2.000 × 1.000	3.250	0.813	2.641	
Σ		3.250	—	2.641	

重心位置 $XG = \Sigma (Vi \cdot Xi) / \Sigma Vi = 2.641 / 3.250 = 0.813 \text{ (m)}$

5.2.2 躯体自重, 土砂重量, 任意荷重, 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 $W = \gamma \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体	$24.000 \times 0.406 = 9.750$	0.813

(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 (m ³)	重心位置 X (m)	体積 $V1$ (m ³)	重心位置 $X1$ (m)
土砂(背面)	3.250	0.813	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 Xu (m)
土砂(背面)	3.250	0.813

水位より上の体積

$$Vu = V - V1$$

水位より上の重心位置

$$Xu = (V \cdot X - V1 \cdot X1) / Vu$$

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 $W1 = V1 \cdot (\text{土の飽和重量})$ (kN)
土砂(背面)	$3.250 \times 17.000 = 55.250$	$0.000 \times 17.800 = 0.000$

位置	重量 W $Wu + W1$ (kN)	作用位置 X $(Wu \cdot Xu + W1 \cdot X1) / W$ (m)
土砂(背面)	55.250	0.813

(3) 自重集計

[1] 常時

	重量 Ni (kN)	作用位置 Xi (m)	モーメント $Ni \cdot Xi$ (kN.m)
躯体	9.750	0.813	7.922
背面土砂	55.250	0.813	44.918
合計	65.000	—	52.840

5.2.3 地表面の載荷荷重，雪荷重

鉛直力

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

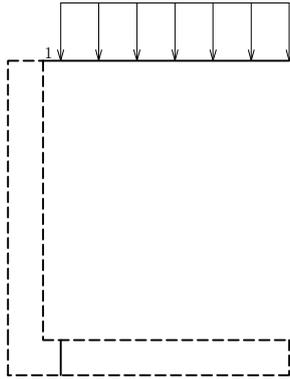
ここに、

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	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	1.625	16.250	0.813

5.2.4 地盤反力

鉛直力

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

作用位置

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

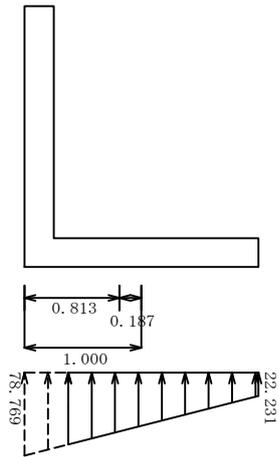
ここに、

q₁ : かかと版前面位置の地盤反力度 (kN/m²)

q₂ : かかと版設計位置の地盤反力度 (kN/m²)

L : 地盤反力作用幅 (m)

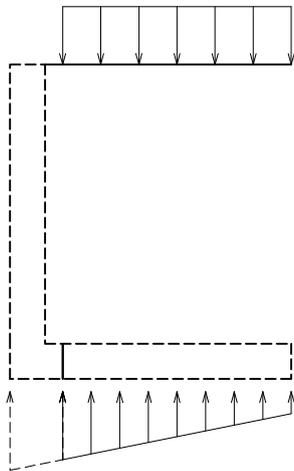
[1] 常時



地盤反力度 (kN/m ²)		作用幅 L (m)	鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2			
22.231	68.168	1.625	73.449	0.675

5.2.5 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	65.000	0.813	52.840
載荷、雪	16.250	0.813	13.203
地盤反力	-73.449	0.675	-49.569
合計	7.801	—	16.474

5.2.6 断面計算（許容応力度法）

(1) せん断応力度の照査

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

$$j = 1 - \frac{k}{3}$$

$$k = \sqrt{2n \cdot p + (n \cdot p)^2} - n \cdot p$$

$$p = \frac{A_s}{b \cdot d}$$

ここに、

τ_m : コンクリートの最大せん断応力度 (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)

j : コンクリートの圧縮応力の合力から鉄筋の図心までの距離と有効高さとの比

k : 中立軸からコンクリート圧縮縁までの距離と有効高さとの比

n : ヤング係数比

p : 鉄筋比

A_s : 鉄筋量 (mm²)

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)	j	せん断応力度 (N/mm ²)		判 定
				計算値 τ	許容値 τ_{a1}	
常時	7.801	170.000	0.914	0.050	\leq 0.700	○

【 L2.0 】

1章 設計条件

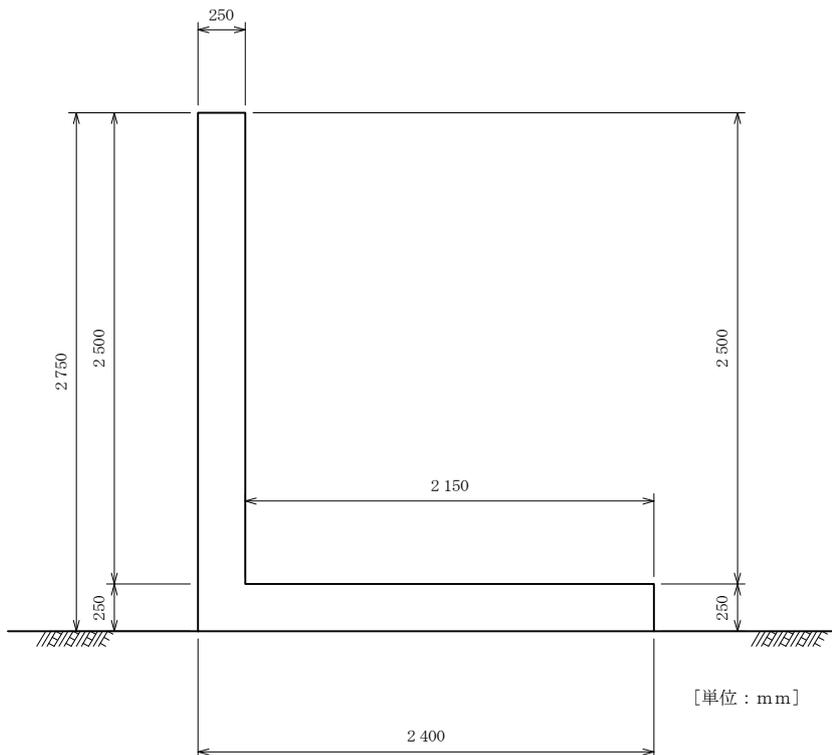
1.1 適用基準

ぎょうせい、盛土等防災マニュアルの解説 令和5年11月

1.2 形式

『L型-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（鉄筋コンクリート）： $\sigma_{ck} = 21$ (N/mm²)
底版（鉄筋コンクリート）： $\sigma_{ck} = 21$ (N/mm²)

【鉄筋】 種類：SD345

【土質】 裏込め土：砂質土
埋戻し土：砂質土
支持地盤：砂質地盤

【内部摩擦角】 背面土砂：30.00（度）

【単位体積重量】

(kN/m³)

躯体	鉄筋コンクリート	24.000	
水	浮力算出用	9.800	
	土 砂	湿潤重量	飽和重量
	背 面	17.000	17.800
	前 面	17.000	17.800

1.5 土砂

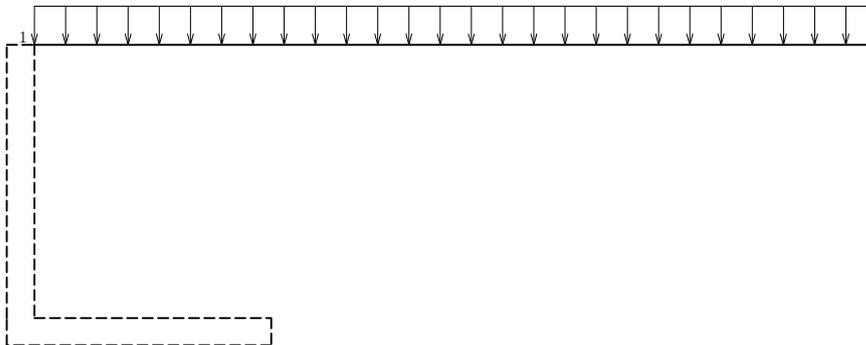
(1) 背面土砂形状



擁壁天端と地表面始点のレベル差	(m)	0.000
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 堅 壁
			始端側	終端側	
1	0.000	∞	10.000	10.000	○

1.7 任意荷重

考慮しない

1.8 土圧

・土圧式：クーロン(物部・岡部)

・土圧係数直接入力

荷重状態	安定計算 土圧係数	堅壁設計 土圧係数
常時	0.40000	0.40000

・土圧の作用面の壁面摩擦角(度)

荷重状態	主働土圧			受働土圧
	安定計算時	堅壁設計時	切土	
常時土圧	0.000	20.000	———	———

・安定計算時の土圧の仮想背面は、かかと端(かかところ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 0.000 (度)

・粘着力(kN/m²)

荷重状態	主働土圧用	受働土圧用
常時	0.000	———

1.9 荷重組み合わせ

No	荷重名称	コメント
1	常時	常時

	荷重名称	1
土砂	砂質土	
載荷荷重	載荷荷重	○
主働土圧	考慮しない	
	常時土圧	○

照査項目	1	
許容応力度法	安定・断面	
限界状態設計法	照査性能	———
	剛体安定	———
	断面破壊	———

照査性能を全ケース「安全・使用」とする

1.10 基礎の条件

1.10.1 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 μ	0.400

1.11 安定計算の許容値及び部材の許容応力度

1.11.1 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	200.000

1.11.2 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)

・鉄筋径 $\leq 28\text{mm}$ (N/mm²)

荷 重 状 態	コンクリートの 圧縮応力度 σ_{ca}	鉄筋の 引張応力度 σ_{sa}	せん断 応力度		鉄筋の 圧縮応力度 σ_{sba}
			τ_{a1}	τ_{a2}	
常時	7.000	215.000	0.700	1.600	215.000

・鉄筋径 $> 28\text{mm}$ (N/mm²)

荷 重 状 態	鉄筋の 引張応力度 σ_{sa}	鉄筋の 圧縮応力度 σ_{sba}
常時	195.000	195.000

2) 底版 (一般部材)

・鉄筋径 $\leq 28\text{mm}$ (N/mm²)

荷 重 状 態	コンクリートの 圧縮応力度 σ_{ca}	鉄筋の 引張応力度 σ_{sa}	せん断 応力度		鉄筋の 圧縮応力度 σ_{sba}
			τ_{a1}	τ_{a2}	
常時	7.000	215.000	0.700	1.600	———

・鉄筋径 $> 28\text{mm}$ (N/mm²)

荷 重 状 態	鉄筋の 引張応力度 σ_{sa}	鉄筋の 圧縮応力度 σ_{sba}
常時	195.000	———

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せん断応力度

τ_{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 結果一覧

1. 安定計算

(1) 転倒に対する照査

荷重状態 (水 位)	つま先での作用力		転倒安全率		判定
	抵抗M (kN. m)	転倒M (kN. m)	計算値	安全率	
常時	140. 227	31. 131	4. 504	≥ 1. 500	○

(2) 滑動に対する照査

荷重状態 (水 位)	フーチング中心の作用力		滑動安全率		判定
	N (kN)	H (kN)	計算値	安全率	
常時	120. 775	31. 212	1. 548	≥ 1. 500	○

(3) 支持に対する照査

荷重状態 (水 位)	フーチング中心の作用力		反力作用幅 (m)	地盤反力度 (kN/m ²)		判定
	M (kN. m)	N (kN)		計算値	許容値	
常時	33. 147	142. 275	2. 400	93. 809	≤ 200. 000	○

2. 断面計算 (許容応力度法)

(1) 曲げ応力度

部 材	荷重状態 (水 位)	M (kN. m)	圧縮応力度 (N/mm ²)		引張応力度 (N/mm ²)		判定
			計算値	許容値	計算値	許容値	
壁基部	常時	22. 514	5. 594	≤ 7. 000	185. 951	≤ 215. 000	○
かかと照査1	常時	22. 514	6. 176	≤ 7. 000	198. 188	≤ 215. 000	○

(2) せん断応力度

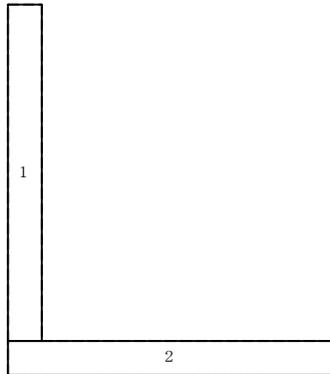
部 材	設計位置 (m)	荷重状態 (水 位)	せん断力 (kN)	せん断応力度 (N/mm ²)		判定
				計算値	許容値 τ_{a1} τ_{a2}	
壁基部	0. 000	常時	24. 667	0. 162	≤ 0. 700 1. 600	○
かかと照査2	0. 125	常時	9. 344	0. 065	≤ 0. 700 1. 600	○

3章 安定計算

3.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) 躯体

1) ブロック割り



2) 体積・重心

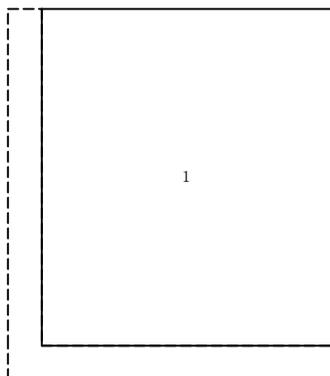
区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 V_i (m ³)	重心位置 (m)		$V_i \cdot X_i$	$V_i \cdot Y_i$	備考
			X_i	Y_i			
1	$0.250 \times 2.500 \times 1.000$	0.625	0.125	1.500	0.078	0.938	
2	$2.400 \times 0.250 \times 1.000$	0.600	1.200	0.125	0.720	0.075	
Σ		1.225	—	—	0.798	1.013	

$$\text{重心位置 } XG = \Sigma (V_i \cdot X_i) / \Sigma V_i = 0.798 / 1.225 = 0.652 \text{ (m)}$$

$$YG = \Sigma (V_i \cdot Y_i) / \Sigma V_i = 1.013 / 1.225 = 0.827 \text{ (m)}$$

(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 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	$2.150 \times 2.500 \times 1.000$	5.375	1.325	1.500	7.122	8.063	

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			
Σ		5.375	—	—	7.122	8.063	

$$\text{重心位置 } XG = \Sigma (Vi \cdot Xi) / \Sigma Vi = 7.122 / 5.375 = 1.325 \text{ (m)}$$

$$YG = \Sigma (Vi \cdot Yi) / \Sigma Vi = 8.063 / 5.375 = 1.500 \text{ (m)}$$

3.2 躯体自重，土砂重量，任意荷重，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	$24.000 \times 1.225 = 29.400$	0.652

(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 V1 (m³)	重心位置(m)	
		X	Y		X1	Y1
土砂(背面)	5.375	1.325	1.500	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)	5.375	1.325	1.500

水位より上の体積

$$Vu = V - V1$$

水位より上の重心位置

$$Xu = (V \cdot X - V1 \cdot X1) / Vu$$

$$Yu = (V \cdot Y - V1 \cdot Y1) / Vu$$

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 $W1 = V1 \cdot (\text{土の飽和重量})$ (kN)
土砂(背面)	$5.375 \times 17.000 = 91.375$	$0.000 \times 17.800 = 0.000$

位置	重量 W $Wu + W1$ (kN)	作用位置 X $(Wu \cdot Xu + W1 \cdot X1) / W$ (m)
土砂(背面)	91.375	1.325

(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	29.400	0.000	0.652	0.000	19.155	0.000
背面土砂	91.375	0.000	1.325	0.000	121.072	0.000
合計	120.775	0.000	——	——	140.227	0.000

3.3 地表面の載荷荷重，雪荷重

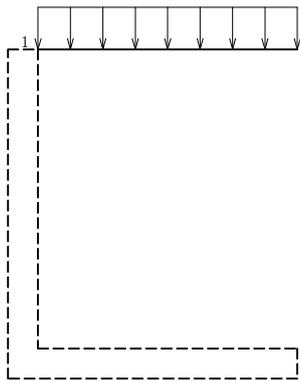
鉛直力

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

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	2.150	21.500	1.325

3.4 土圧・水圧

[1] 常時

土圧は土圧係数により求める。

仮想背面の位置（つま先からの距離） xp = 2.400 m

yp = 0.000 m

仮想背面の高さ H = 2.750 m

水位面より上の高さ H1 = 2.750 m

水位面より下の高さ H2 = 0.000 m

土圧作用面が鉛直面となす角度 α = 0.000 °

土砂の単位体積重量 γs = 17.000 kN/m³

土砂のせん断抵抗角 φ = 30.000 °

地表面が水平面となす角度 β = 0.000 °

壁面摩擦角 δ = 0.000 °

土圧作用面上端土圧

$$p_1 = K \cdot q = 0.4000 \times 5.000 = 2.000 \text{ kN/m}^2$$

水位面での土圧

$$\begin{aligned} p_2 &= K \cdot \gamma_s \cdot H_1 + p_1 \\ &= 0.4000 \times 17.000 \times 2.750 + 2.000 \\ &= 20.700 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

土圧作用面下端土圧

$$p_3 = p_2 = 20.700 \text{ kN/m}^2$$

水位以上の土圧力

$$P_1 = \frac{1}{2} \cdot (p_1 + p_2) \cdot H_1 = \frac{1}{2} \times (2.000 + 20.700) \times 2.750 = 31.212 \text{ kN}$$

水位以下の土圧力

$$P_2 = \frac{1}{2} \cdot (p_2 + p_3) \cdot H_2 = \frac{1}{2} \times (20.700 + 20.700) \times 0.000 = 0.000 \text{ kN}$$

土圧力

$$P = P_1 + P_2 = 31.212 + 0.000 = 31.212 \text{ kN}$$

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

$$P_h = P \cdot \cos(\alpha + \delta) = 31.212 \times \cos(0.000^\circ + 0.000^\circ) = 31.212 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$P_v = P \cdot \sin(\alpha + \delta) = 31.212 \times \sin(0.000^\circ + 0.000^\circ) = 0.000 \text{ kN}$$

作用位置

$$\begin{aligned} M_1 &= P_1 \cdot \left(\frac{2 \cdot p_1 + p_2}{p_1 + p_2} \cdot \frac{H_1}{3} + H_2 \right) \\ &= 31.212 \times \left(\frac{2 \times 2.000 + 20.700}{2.000 + 20.700} \times \frac{2.750}{3} + 0.000 \right) \\ &= 31.132 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

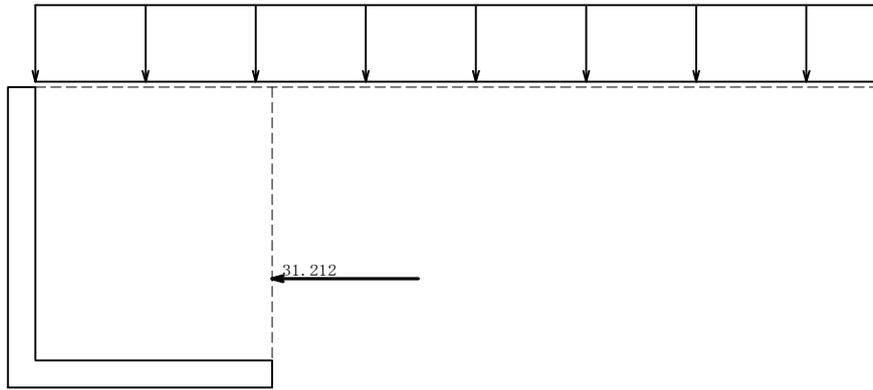
$$\begin{aligned} M_2 &= P_2 \cdot \left(\frac{2 \cdot p_2 + p_3}{p_2 + p_3} \cdot \frac{H_2}{3} \right) \\ &= 0.000 \times \left(\frac{2 \times 20.700 + 20.700}{20.700 + 20.700} \times \frac{0.000}{3} \right) \\ &= 0.000 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

$$H_o = \frac{M_1 + M_2}{P_1 + P_2} = \frac{31.132 + 0.000}{31.212 + 0.000} = 0.997 \text{ m}$$

$$x = x_p - H_o \cdot \tan \alpha = 2.400 - 0.997 \times \tan 0.000^\circ = 2.400 \text{ m}$$

$$y = y_p + H_o = 0.000 + 0.997 = 0.997 \text{ m}$$

・土圧図

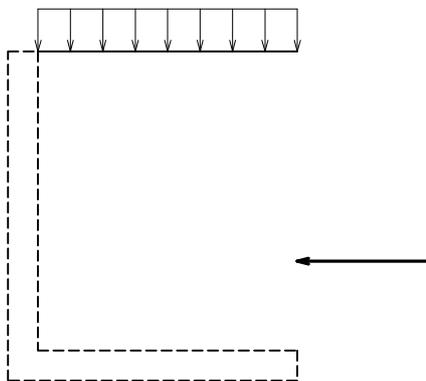


3.5 作用力の集計

(1) フーチング前面での作用力の集計

[1] 常時

(土圧の鉛直成分は集計されません)



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	120.775	0.000	1.161	0.000	140.227	0.000
載荷、雪	21.500	0.000	1.325	0.000	28.488	0.000
土圧	0.000	31.212	2.400	0.997	0.000	31.131
合計	142.275	31.212	—————	—————	168.715	31.131

・ 載荷位置 a (堅壁背面より後方)

荷重状態 (水位)	N_o (kN)	H_o (kN)	M_o (kN・m)
常時	142.275	31.212	137.583

・ 載荷位置 b (仮想背面より後方)

荷重状態 (水位)	N_o (kN)	H_o (kN)	M_o (kN・m)
常時	120.775	31.212	109.096

(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 : $B_j = 2.400$ (m)

・ 載荷位置 a (縦壁背面より後方)

■ 単位幅当り

荷重状態 (水 位)	N_c (kN)	H_c (kN)	M_c (kN.m)
常時	142.275	31.212	33.147

■ 全幅 (10.000m) 当り

荷重状態 (水 位)	N_c (kN)	H_c (kN)	M_c (kN.m)
常時	1422.750	312.125	331.468

・ 載荷位置 b (仮想背面より後方)

■ 単位幅当り

荷重状態 (水 位)	N_c (kN)	H_c (kN)	M_c (kN.m)
常時	120.775	31.212	35.834

■ 全幅 (10.000m) 当り

荷重状態 (水 位)	N_c (kN)	H_c (kN)	M_c (kN.m)
常時	1207.750	312.125	358.343

3.6 安定計算結果

3.6.1 転倒に対する安定

$$F = \frac{Mr}{Mo} = \frac{|\Sigma V \cdot x_0 - \Sigma H \cdot y_0|}{|P_{AH} \cdot y_A - P_{AV} \cdot x_A|}$$

ここに、

Mr : 抵抗モーメント

Mo : 転倒モーメント

ΣV : 土圧の鉛直成分を除いた鉛直力の合計

x_0 : 土圧の鉛直成分を除いた鉛直力の合計の作用位置

ΣH : 土圧の水平成分を除いた水平力の合計

y_0 : 土圧の水平成分を除いた水平力の合計の作用位置

P_{AH} : 土圧の水平成分

y_A : 土圧の水平成分の作用位置

P_{AV} : 土圧の鉛直成分

x_A : 土圧の鉛直成分の作用位置

・ 載荷位置 a (堅壁背面より後方)

荷重状態 (水 位)	$\Sigma V \cdot x_0$ (kN・m)	$\Sigma H \cdot y_0$ (kN・m)	$P_{AH} \cdot y_A$ (kN・m)	$P_{AV} \cdot x_A$ (kN・m)
常時	168.715	0.000	31.131	0.000

荷重状態 (水 位)	Mr (kN・m)	Mo (kN・m)	安全率		判定
			$F = Mr/Mo$	許容値	
常時	168.715	31.131	5.419	≥ 1.500	○

・ 載荷位置 b (仮想背面より後方)

荷重状態 (水 位)	$\Sigma V \cdot x_0$ (kN・m)	$\Sigma H \cdot y_0$ (kN・m)	$P_{AH} \cdot y_A$ (kN・m)	$P_{AV} \cdot x_A$ (kN・m)
常時	143.219	0.000	31.131	0.000

荷重状態 (水 位)	Mr (kN・m)	Mo (kN・m)	安全率		判定
			$F = Mr/Mo$	許容値	
常時	140.227	31.131	4.504	≥ 1.500	○

3.6.2 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{R_v \cdot \mu + C_b \cdot B}{R_H}$$

ここに、

R_v : 底版下面における全鉛直荷重 (kN)

R_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, $\mu = 0.400$

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), $B = 2.400$

・ 載荷位置 a (堅壁背面より後方)

荷重状態 (水 位)	鉛直荷重 R _v (kN)	水平荷重 R _h (kN)	安全率 F _s	必要安全率 F _{sa}	判定
常時	142. 275	31. 212	1. 823	≥ 1. 500	○

・ 載荷位置 b (仮想背面より後方)

荷重状態 (水 位)	鉛直荷重 R _v (kN)	水平荷重 R _h (kN)	安全率 F _s	必要安全率 F _{sa}	判定
常時	120. 775	31. 212	1. 548	≥ 1. 500	○

3. 6. 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 : つま先から合力の作用点までの距離 (m)

ΣMr : つま先回りの抵抗モーメント (kN. m)

ΣMt : つま先回りの転倒モーメント (kN. m)

ΣV : 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. 400

・ 載荷位置 a (堅壁背面より後方)

荷重状態 (水 位)	ΣMr (kN. m)	ΣMt (kN. m)	ΣV (kN)	d (m)	e (m)
常時	168. 715	31. 131	142. 275	0. 967	0. 233

・ 載荷位置 b (仮想背面より後方)

荷重状態 (水 位)	ΣMr (kN. m)	ΣMt (kN. m)	ΣV (kN)	d (m)	e (m)
常時	140. 227	31. 131	120. 775	0. 903	0. 297

(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

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

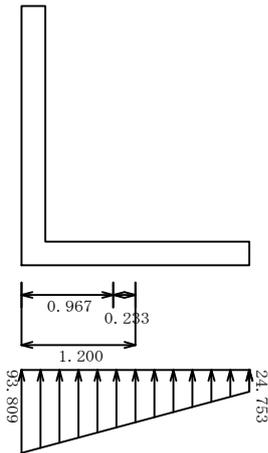
ここに、

ΣV : 底版下面に作用する全鉛直荷重 (kN)

B : 底版幅 (m), B = 2.400

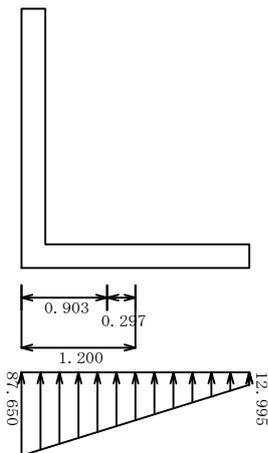
e : 偏心量 (m)

[1] 常時



- ・ 載荷位置 a (堅壁背面より後方)

地盤反力の作用幅 (m)	地盤反力の形状	地盤反力度 (kN/m ²)			判定
		qmin	qmax	許容値	
2.400	台形	24.753	93.809 ≤	200.000	○



- ・ 載荷位置 b (仮想背面より後方)

地盤反力の作用幅 (m)	地盤反力の形状	地盤反力度 (kN/m ²)			判定
		qmin	qmax	許容値	
2.400	台形	12.995	87.650 ≤	200.000	○

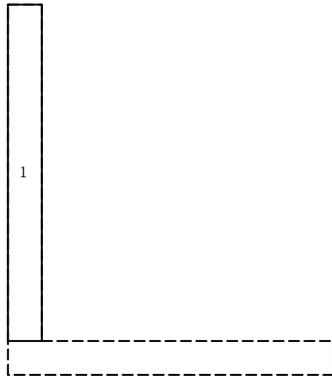
4章 縦壁の設計

4.1 縦壁基部の設計

4.1.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) 躯体

1) ブロック割り



2) 体積・重心

区分	幅 × 高さ × 奥行 計算式	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	0.250 × 2.500 × 1.000	0.625	0.125	1.250	0.078	0.781	
Σ		0.625	—	—	0.078	0.781	

$$\text{重心 } X_G = \Sigma (V_i \cdot X_i) / \Sigma V_i = 0.078 / 0.625 = 0.125 \text{ (m)}$$

$$Y_G = \Sigma (V_i \cdot Y_i) / \Sigma V_i = 0.781 / 0.625 = 1.250 \text{ (m)}$$

4.1.2 躯体自重, 任意荷重

(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)	$24.000 \times 0.625 = 15.000$	0.000

作用位置

$$X = X_c - X_G = 0.125 - 0.125 = 0.000 \text{ m}$$

ここに、

X_c : 設計断面位置での縦壁前面から設計断面中心までの水平距離(m)

4.1.3 土圧・水圧

[1] 常時

土圧は土圧係数により求める。

$$\begin{aligned} \text{仮想背面の位置 (断面中心からの距離)} \quad x_p &= 0.125 \text{ m} \\ y_p &= 0.000 \text{ m} \end{aligned}$$

仮想背面の高さ	H = 2.500 m
水位面より上の高さ	H1 = 2.500 m
水位面より下の高さ	H2 = 0.000 m
土圧作用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	$\gamma_s = 17.000 \text{ kN/m}^3$
背面土砂のせん断抵抗角	$\phi = 30.000^\circ$
地表面が水平面となす角度	$\beta = 0.000^\circ$
壁面摩擦角	$\delta = 20.000^\circ$

土圧作用面の上端土圧

$$p1 = K \cdot q = 0.4000 \times 5.000 = 2.000 \text{ kN/m}^2$$

水位面での土圧

$$\begin{aligned} p2 &= K \cdot \gamma_s \cdot H1 + p1 \\ &= 0.4000 \times 17.000 \times 2.500 + 2.000 \\ &= 19.000 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

土圧作用面の下端土圧

$$p3 = p2 = 19.000 \text{ kN/m}^2$$

水位以上の土圧力

$$P1 = \frac{1}{2} \cdot (p1 + p2) \cdot H1 = \frac{1}{2} \times (2.000 + 19.000) \times 2.500 = 26.250 \text{ kN}$$

水位以下の土圧力

$$P2 = \frac{1}{2} \cdot (p2 + p3) \cdot H2 = \frac{1}{2} \times (19.000 + 19.000) \times 0.000 = 0.000 \text{ kN}$$

土圧力

$$P = P1 + P2 = 26.250 + 0.000 = 26.250 \text{ kN}$$

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

$$Ph = P \cdot \cos(\alpha + \delta) = 26.250 \times \cos(0.000^\circ + 20.000^\circ) = 24.667 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$Pv = P \cdot \sin(\alpha + \delta) = 26.250 \times \sin(0.000^\circ + 20.000^\circ) = 8.978 \text{ kN}$$

作用位置

$$\begin{aligned} M1 &= P1 \cdot \left(\frac{2 \cdot p1 + p2}{p1 + p2} \cdot \frac{H1}{3} + H2 \right) \\ &= 26.250 \times \left(\frac{2 \times 2.000 + 19.000}{2.000 + 19.000} \times \frac{2.500}{3} + 0.000 \right) \\ &= 23.958 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M2 &= P2 \cdot \left(\frac{2 \cdot p2 + p3}{p2 + p3} \cdot \frac{H2}{3} \right) \\ &= 0.000 \times \left(\frac{2 \times 19.000 + 19.000}{19.000 + 19.000} \times \frac{0.000}{3} \right) \\ &= 0.000 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

$$H_o = \frac{M1+M2}{P1+P2} = \frac{23.958+0.000}{26.250+0.000} = 0.913 \text{ m}$$

$$x = H_o \cdot \tan \alpha - x_p = 0.913 \times \tan 0.000^\circ - 0.125 = -0.125 \text{ m}$$

$$y = y_p + H_o = 0.000 + 0.913 = 0.913 \text{ m}$$

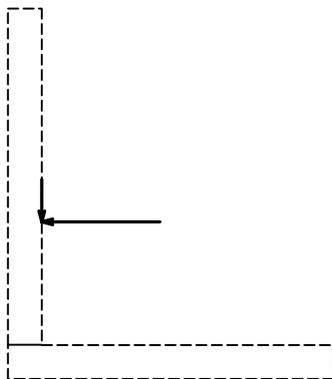
・土圧図



4.1.4 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)	$M = M_{xi} + M_{yi}$ (kN·m)
自重	15.000	0.000	0.000	0.000	0.000
土圧	8.978	24.667	-0.125	0.913	22.514
合計	0.000	24.667	—————	—————	22.514

※ 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

4.1.5 断面計算（許容応力度法）

(1) 鉄筋配置



単鉄筋

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	8.00	D16	1.986	4.000
	2	—	—	—	—

引張側必要鉄筋量 6.826 (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

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

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

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 = 250.000
- 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)
- σ_c : コンクリートの曲げ圧縮応力度 (N/mm²)
- σ_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)		判定
				計算値	許容値	計算値	許容値	
常時	22.514	0.000	5.286	5.594	≤ 7.000	185.951	≤ 215.000	○

(3)せん断応力度の照査

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

$$j = 1 - \frac{k}{3}$$

$$k = \sqrt{2n \cdot p + (n \cdot p)^2} - n \cdot p$$

$$p = \frac{A_s}{b \cdot d}$$

ここに、

τ_m : コンクリートの最大せん断応力度 (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)

j : コンクリートの圧縮応力の合力から鉄筋の図心までの距離と有効高さとの比

k : 中立軸からコンクリート圧縮縁までの距離と有効高さとの比

n : ヤング係数比

p : 鉄筋比

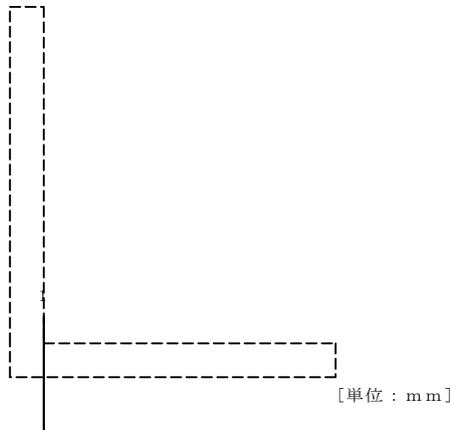
A_s : 鉄筋量 (mm²)

荷重状態 (水 位)	せん断力 S_h (kN)	有効高 d (cm)	j	せん断応力度 (N/mm ²)			判 定
				計算値 τ	許容値 τ_{a1}	許容値 τ_{a2}	
常時	24.667	17.000	0.896	0.162	0.700	1.600	○

5章 かかと版の設計

5.1 照査位置[1]の設計

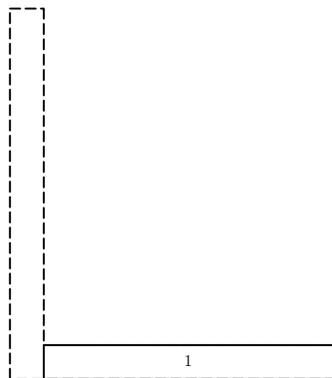
付け根からの距離 = 0.000 m



5.1.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) 躯体

1) ブロック割り



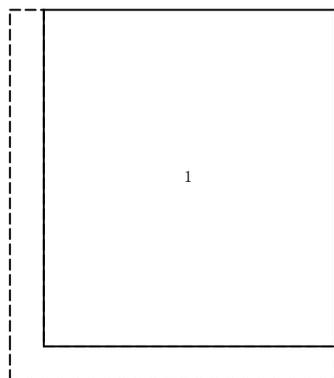
2) 体積・重心

区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 V_i (m^3)	重心位置 X_i (m)	$V_i \cdot X_i$	備考
1	$2.150 \times 0.250 \times 1.000$	0.538	1.075	0.578	
Σ		0.538	—	0.578	

$$\text{重心位置 } XG = \Sigma (V_i \cdot X_i) / \Sigma V_i = 0.578 / 0.538 = 1.075 \text{ (m)}$$

(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 V_i (m^3)	重心位置 X_i (m)	$V_i \cdot X_i$	備考
1	$2.150 \times 2.500 \times 1.000$	5.375	1.075	5.778	
Σ		5.375	—	5.778	

$$\text{重心位置 } XG = \Sigma (V_i \cdot X_i) / \Sigma V_i = 5.778 / 5.375 = 1.075 \text{ (m)}$$

5.1.2 躯体自重，土砂重量，任意荷重，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 $W = \gamma \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体	$24.000 \times 0.538 = 12.900$	1.075

(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 (m^3)	重心位置 X (m)	体積 V_1 (m^3)	重心位置 X_1 (m)
土砂(背面)	5.375	1.075	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(背面)	5.375	1.075

水位より上の体積

$$V_u = V - V_1$$

水位より上の重心位置

$$X_u = (V \cdot X - V_1 \cdot X_1) / V_u$$

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 $W_l = V_l \cdot (\text{土の飽和重量})$ (kN)
土砂(背面)	$5.375 \times 17.000 = 91.375$	$0.000 \times 17.800 = 0.000$

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)	91.375	1.075

(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	12.900	1.075	13.868
背面土砂	91.375	1.075	98.228
合計	104.275	—	112.095

5.1.3 地盤反力

鉛直力

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

作用位置

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

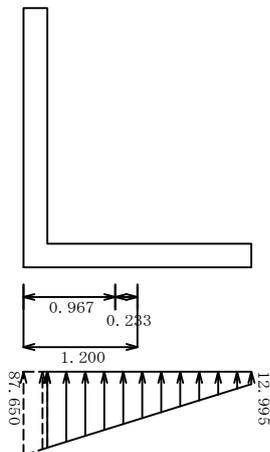
ここに、

q_1 : かかと版前面位置の地盤反力度 (kN/m²)

q_2 : かかと版設計位置の地盤反力度 (kN/m²)

L : 地盤反力作用幅 (m)

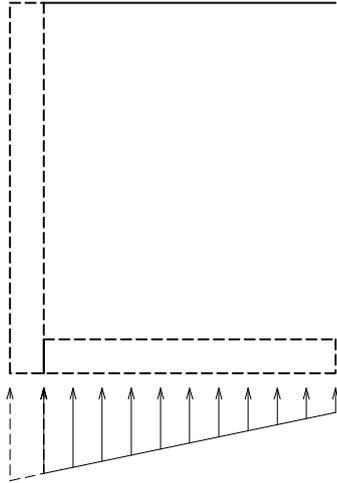
[1] 常時



地盤反力度 (kN/m ²)		作用幅 L (m)	鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q_1	q_2			
12.995	79.873	2.150	99.834	0.817

5.1.4 断面力の集計

[1]常時

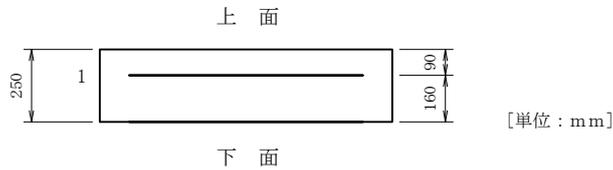


項目	N_i (kN)	X_i (m)	$M = N_i \cdot X_i$ (kN·m)
自重	104.275	1.075	112.095
地盤反力	-99.834	0.817	-81.559
合計	4.441	—	30.537

付け根の断面力として縦壁基部の断面力 22.514 kN·m を適用します。

5.1.5 断面計算（許容応力度法）

(1)鉄筋配置



単鉄筋

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	9.00	D16	1.986	4.000	7.944
	2	—	—	—	—	—
下面	1'	—	—	—	—	—
	2'	—	—	—	—	—

引張側必要鉄筋量 7.293 (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

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

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

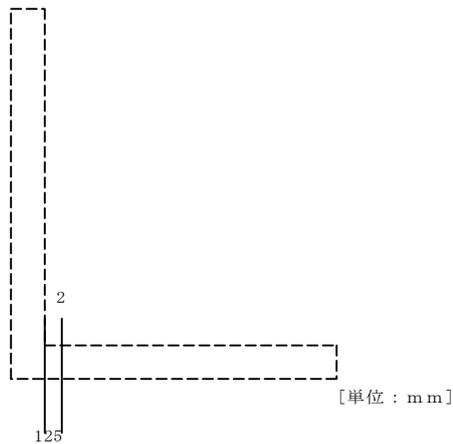
ここに、

- 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 = 250.000
- 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)
- σ_c : コンクリートの曲げ圧縮応力度 (N/mm²)
- σ_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)		判 定
			計算値	許容値	計算値	許容値	
常時	22.514	5.096	6.176	≤ 7.000	198.188	≤ 215.000	○

5.2 照査位置[2]の設計

付け根からの距離 = 0.125 m



5.2.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) 躯体

1) ブロック割り



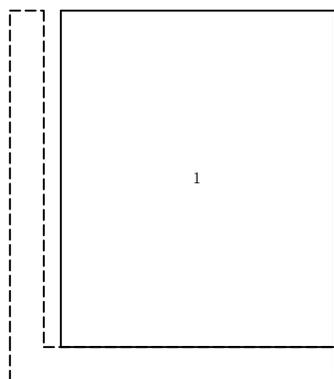
2) 体積・重心

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	2.025 × 0.250 × 1.000	0.506	1.013	0.513	
Σ		0.506	—	0.513	

重心位置 $XG = \Sigma (Vi \cdot Xi) / \Sigma Vi = 0.513 / 0.506 = 1.013 \text{ (m)}$

(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	2.025 × 2.500 × 1.000	5.063	1.013	5.126	
Σ		5.063	—	5.126	

重心位置 $XG = \Sigma (Vi \cdot Xi) / \Sigma Vi = 5.126 / 5.063 = 1.013 \text{ (m)}$

5.2.2 躯体自重，土砂重量，任意荷重，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 $W = \gamma \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体	$24.000 \times 0.506 = 12.150$	1.013

(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 (m^3)	重心位置 X (m)	体積 $V1$ (m^3)	重心位置 $X1$ (m)
土砂(背面)	5.063	1.012	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 Xu (m)
土砂(背面)	5.063	1.013

水位より上の体積

$$Vu = V - V1$$

水位より上の重心位置

$$Xu = (V \cdot X - V1 \cdot X1) / Vu$$

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 $W1 = V1 \cdot (\text{土の飽和重量})$ (kN)
土砂(背面)	$5.063 \times 17.000 = 86.063$	$0.000 \times 17.800 = 0.000$

位置	重量 W $Wu + W1$ (kN)	作用位置 X $(Wu \cdot Xu + W1 \cdot X1) / W$ (m)
土砂(背面)	86.063	1.012

(3) 自重集計

[1] 常時

	重量 Ni (kN)	作用位置 Xi (m)	モーメント $Ni \cdot Xi$ (kN.m)
躯体	12.150	1.013	12.302
背面土砂	86.063	1.013	87.182
合計	98.213	—	99.484

5.2.3 地表面の載荷荷重，雪荷重

鉛直力

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

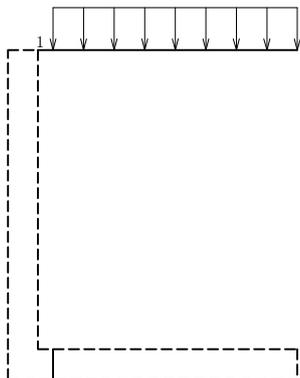
ここに、

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	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	2.025	20.250	1.013

5.2.4 地盤反力

鉛直力

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

作用位置

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

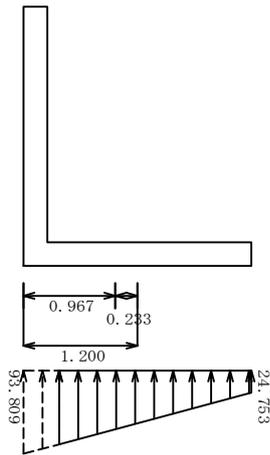
ここに、

q₁ : かかと版前面位置の地盤反力度 (kN/m²)

q₂ : かかと版設計位置の地盤反力度 (kN/m²)

L : 地盤反力作用幅 (m)

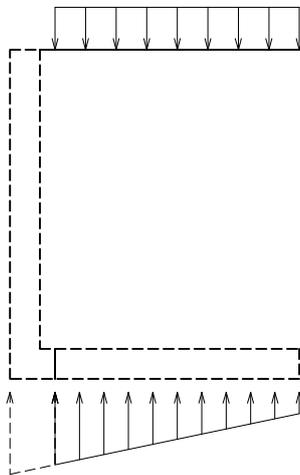
[1] 常時



地盤反力度 (kN/m ²)		作用幅 L (m)	鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2			
24.753	83.019	2.025	109.119	0.830

5.2.5 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	98.213	1.013	99.484
載荷、雪	20.250	1.013	20.503
地盤反力	-109.119	0.830	-90.573
合計	9.344	—	29.414

5.2.6 断面計算（許容応力度法）

(1) せん断応力度の照査

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

$$j = 1 - \frac{k}{3}$$

$$k = \sqrt{2n \cdot p + (n \cdot p)^2} - n \cdot p$$

$$p = \frac{A_s}{b \cdot d}$$

ここに、

τ_m : コンクリートの最大せん断応力度 (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)

j : コンクリートの圧縮応力の合力から鉄筋の図心までの距離と有効高さとの比

k : 中立軸からコンクリート圧縮縁までの距離と有効高さとの比

n : ヤング係数比

p : 鉄筋比

A_s : 鉄筋量 (mm²)

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)	j	せん断応力度 (N/mm ²)		判 定
				計算値 τ	許容値 τ_{a1}	
常時	9.344	160.000	0.894	0.065	\leq 0.700	○

【 L2.5 】

1章 設計条件

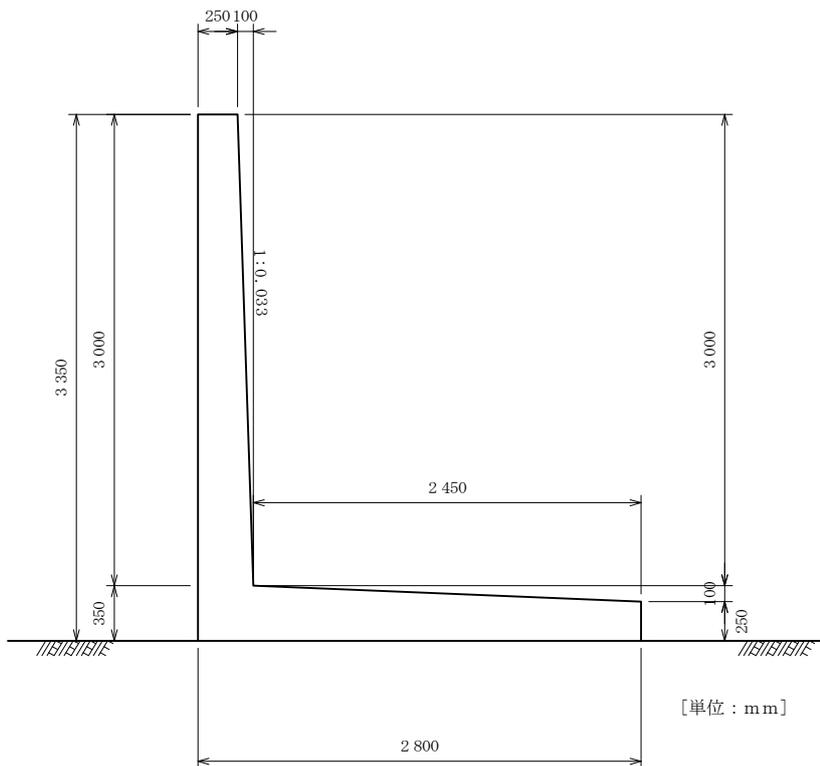
1.1 適用基準

ぎょうせい、盛土等防災マニュアルの解説 令和5年11月

1.2 形式

『L型-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 (鉄筋コンクリート) : $\sigma_{ck} = 21$ (N/mm²)
底版 (鉄筋コンクリート) : $\sigma_{ck} = 21$ (N/mm²)

【鉄筋】 種類 : SD345

【土質】 裏込め土 : 砂質土
埋戻し土 : 砂質土
支持地盤 : 砂質地盤

【内部摩擦角】 背面土砂 : 30.00 (度)

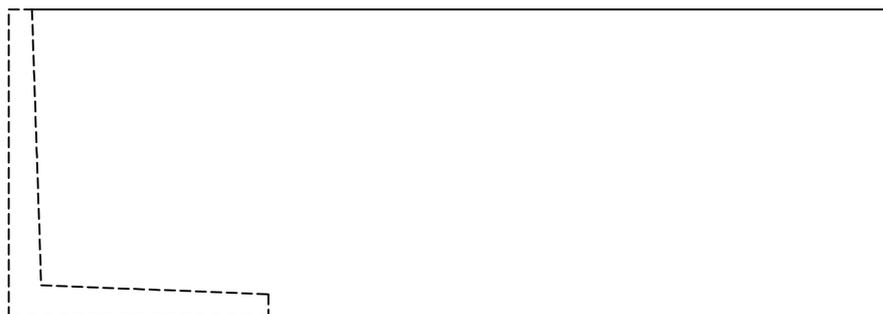
【単位体積重量】

(kN/m³)

軀 体	鉄筋コンクリート	24.000	
水	浮力算出用	9.800	
	土 砂	湿潤重量	飽和重量
	背 面	17.000	17.800
	前 面	17.000	17.800

1.5 土砂

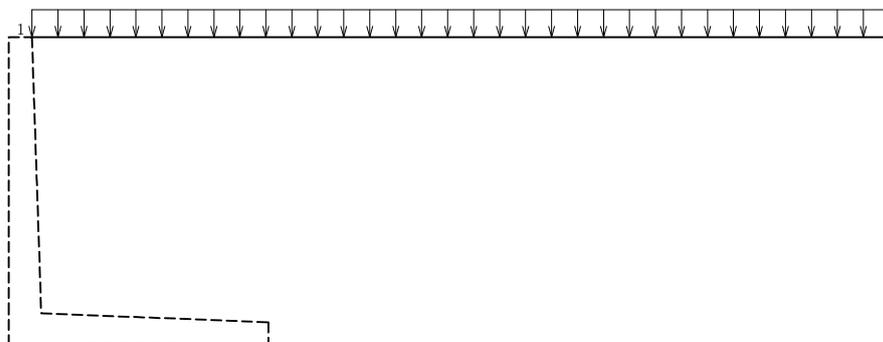
(1) 背面土砂形状



擁壁天端と地表面始点のレベル差	(m)	0.000
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 豎 壁
			始端側	終端側	
1	0.000	∞	10.000	10.000	○

1.7 任意荷重

考慮しない

1.8 土圧

・土圧式：クーロン(物部・岡部)

・土圧係数直接入力

荷重状態	安定計算 土圧係数	堅壁設計 土圧係数
常時	0.40000	0.40000

・土圧の作用面の壁面摩擦角(度)

荷重状態	主働土圧			受働土圧
	安定計算時	堅壁設計時	切土	
常時土圧	0.000	20.000	———	———

・安定計算時の土圧の仮想背面は、かかと端(かかところ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 1.909 (度)

・粘着力(kN/m²)

荷重状態	主働土圧用	受働土圧用
常時	0.000	———

1.9 荷重組み合わせ

No	荷重名称	コメント
1	常時	常時

	荷重名称	1
土砂	砂質土	
載荷荷重	載荷荷重	○
主働土圧	考慮しない	
	常時土圧	○

照査項目	1	
許容応力度法	安定・断面	
限界状態設計法	照査性能	———
	剛体安定	———
	断面破壊	———

照査性能を全ケース「安全・使用」とする

1.10 基礎の条件

1.10.1 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 μ	0.400

1.11 安定計算の許容値及び部材の許容応力度

1.11.1 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	200.000

1.11.2 部材の許容応力度

(1) 鉄筋コンクリート部材

1) 豎壁 (一般部材)

・鉄筋径 $\leq 28\text{mm}$ (N/mm²)

荷 重 状 態	コンクリートの 圧縮応力度 σ_{ca}	鉄筋の 引張応力度 σ_{sa}	せん断 応力度		鉄筋の 圧縮応力度 σ_{sba}
			τ_{a1}	τ_{a2}	
常時	7.000	215.000	0.700	1.600	215.000

・鉄筋径 $> 28\text{mm}$ (N/mm²)

荷 重 状 態	鉄筋の 引張応力度 σ_{sa}	鉄筋の 圧縮応力度 σ_{sba}
常時	195.000	195.000

2) 底版 (一般部材)

・鉄筋径 $\leq 28\text{mm}$ (N/mm²)

荷 重 状 態	コンクリートの 圧縮応力度 σ_{ca}	鉄筋の 引張応力度 σ_{sa}	せん断 応力度		鉄筋の 圧縮応力度 σ_{sba}
			τ_{a1}	τ_{a2}	
常時	7.000	215.000	0.700	1.600	—————

・鉄筋径 $> 28\text{mm}$ (N/mm²)

荷 重 状 態	鉄筋の 引張応力度 σ_{sa}	鉄筋の 圧縮応力度 σ_{sba}
常時	195.000	—————

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せん断応力度

τ_{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 結果一覧

1. 安定計算

(1) 転倒に対する照査

荷重状態 (水 位)	つま先での作用力		転倒安全率		判定
	抵抗M (kN. m)	転倒M (kN. m)	計算値	安全率	
常時	232.102	53.832	4.312	≥ 1.500	○

(2) 滑動に対する照査

荷重状態 (水 位)	フーチング中心の作用力		滑動安全率		判定
	N (kN)	H (kN)	計算値	安全率	
常時	171.763	44.856	1.532	≥ 1.500	○

(3) 支持に対する照査

荷重状態 (水 位)	フーチング中心の作用力		反力作用幅 (m)	地盤反力度 (kN/m ²)		判定
	M (kN. m)	N (kN)		計算値	許容値	
常時	59.011	197.263	2.800	115.613	≤ 200.000	○

2. 断面計算 (許容応力度法)

(1) 曲げ応力度

部 材	荷重状態 (水 位)	M (kN. m)	圧縮応力度 (N/mm ²)		引張応力度 (N/mm ²)		判定
			計算値	許容値	計算値	許容値	
壁基部	常時	36.741	4.301	≤ 7.000	187.302	≤ 215.000	○
かかと照査1	常時	36.741	4.570	≤ 7.000	194.813	≤ 215.000	○

(2) せん断応力度

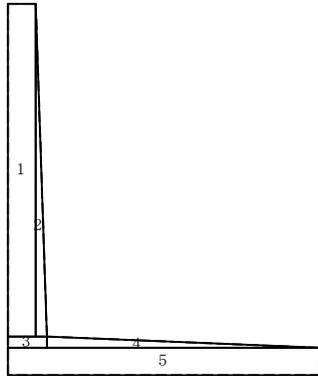
部 材	設計位置 (m)	荷重状態 (水 位)	せん断力 (kN)	せん断応力度 (N/mm ²)		判定
				計算値	許容値 τ_{a1} τ_{a2}	
壁基部	0.000	常時	33.957	0.138	≤ 0.700 1.600	○
かかと照査2	0.175	常時	16.019	0.069	≤ 0.700 1.600	○

3章 安定計算

3.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) 躯体

1) ブロック割り



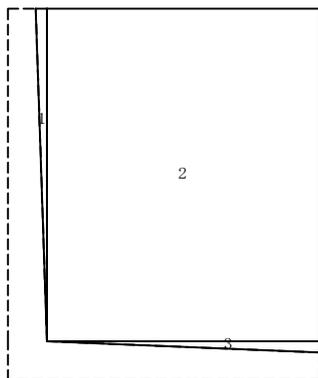
2) 体積・重心

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	0.250 × 3.000 × 1.000	0.750	0.125	1.850	0.094	1.388	
2	1/2 × 0.100 × 3.000 × 1.000	0.150	0.283	1.350	0.042	0.203	
3	0.350 × 0.100 × 1.000	0.035	0.175	0.300	0.006	0.011	
4	1/2 × 2.450 × 0.100 × 1.000	0.123	1.167	0.283	0.143	0.035	
5	2.800 × 0.250 × 1.000	0.700	1.400	0.125	0.980	0.087	
Σ		1.757	—	—	1.265	1.723	

$$\begin{aligned} \text{重心位置 } XG &= \Sigma (Vi \cdot Xi) / \Sigma Vi = 1.265 / 1.757 = 0.720 \text{ (m)} \\ YG &= \Sigma (Vi \cdot Yi) / \Sigma Vi = 1.723 / 1.757 = 0.980 \text{ (m)} \end{aligned}$$

(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 × 0.100 × 3.000 × 1.000	0.150	0.317	2.350	0.048	0.352	
2	2.450 × 3.000 × 1.000	7.350	1.575	1.850	11.576	13.597	

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			
3	1/2 × 2.450 × 0.100 × 1.000	0.123	1.983	0.317	0.243	0.039	
Σ		7.622	—	—	11.867	13.989	

$$\begin{aligned} \text{重心位置 } XG &= \Sigma (Vi \cdot Xi) / \Sigma Vi = 11.867 / 7.622 = 1.557 \text{ (m)} \\ YG &= \Sigma (Vi \cdot Yi) / \Sigma Vi = 13.989 / 7.622 = 1.835 \text{ (m)} \end{aligned}$$

3.2 躯体自重，土砂重量，任意荷重，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	24.000 × 1.757 = 42.180	0.720

(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 V1 (m³)	重心位置 (m)	
		X	Y		X1	Y1
土砂(背面)	7.622	1.557	1.835	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)	7.622	1.557	1.835

水位より上の体積

$$Vu = V - V1$$

水位より上の重心位置

$$Xu = (V \cdot X - V1 \cdot X1) / Vu$$

$$Yu = (V \cdot Y - V1 \cdot Y1) / Vu$$

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 $W1 = V1 \cdot (\text{土の飽和重量})$ (kN)
土砂(背面)	7.622 × 17.000 = 129.583	0.000 × 17.800 = 0.000

位置	重量 W Wu + W1 (kN)	作用位置 X (Wu · Xu + W1 · X1) / W (m)
土砂(背面)	129.583	1.557

(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
軀 体	42.180	0.000	0.720	0.000	30.367	0.000
背面土砂	129.583	0.000	1.557	0.000	201.735	0.000
合 計	171.763	0.000	——	——	232.102	0.000

3.3 地表面の載荷荷重, 雪荷重

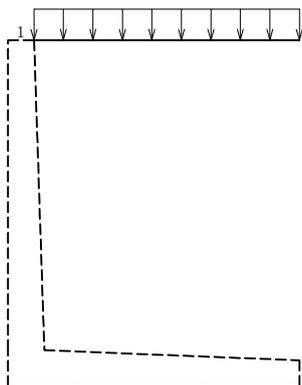
鉛直力

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

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	2.550	25.500	1.525

3.4 土圧・水圧

[1] 常時

土圧は土圧係数により求める。

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

$$H = 3.350 \text{ m}$$

水位面より上の高さ

$$H_1 = 3.350 \text{ m}$$

水位面より下の高さ

$$H_2 = 0.000 \text{ m}$$

土圧作用面が鉛直面となす角度

$$\alpha = 0.000^\circ$$

土砂の単位体積重量

$$\gamma_s = 17.000 \text{ kN/m}^3$$

土砂のせん断抵抗角

$$\phi = 30.000^\circ$$

地表面が水平面となす角度

$$\beta = 0.000^\circ$$

壁面摩擦角

$$\delta = 0.000^\circ$$

土圧作用面上端土圧

$$p1 = K \cdot q = 0.4000 \times 5.000 = 2.000 \text{ kN/m}^2$$

水位面での土圧

$$\begin{aligned} p2 &= K \cdot \gamma_s \cdot H1 + p1 \\ &= 0.4000 \times 17.000 \times 3.350 + 2.000 \\ &= 24.780 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

土圧作用面下端土圧

$$p3 = p2 = 24.780 \text{ kN/m}^2$$

水位以上の土圧力

$$P1 = \frac{1}{2} \cdot (p1 + p2) \cdot H1 = \frac{1}{2} \times (2.000 + 24.780) \times 3.350 = 44.856 \text{ kN}$$

水位以下の土圧力

$$P2 = \frac{1}{2} \cdot (p2 + p3) \cdot H2 = \frac{1}{2} \times (24.780 + 24.780) \times 0.000 = 0.000 \text{ kN}$$

土圧力

$$P = P1 + P2 = 44.856 + 0.000 = 44.856 \text{ kN}$$

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

$$Ph = P \cdot \cos(\alpha + \delta) = 44.856 \times \cos(0.000^\circ + 0.000^\circ) = 44.856 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$Pv = P \cdot \sin(\alpha + \delta) = 44.856 \times \sin(0.000^\circ + 0.000^\circ) = 0.000 \text{ kN}$$

作用位置

$$\begin{aligned} M1 &= P1 \cdot \left(\frac{2 \cdot p1 + p2}{p1 + p2} \cdot \frac{H1}{3} + H2 \right) \\ &= 44.856 \times \left(\frac{2 \times 2.000 + 24.780}{2.000 + 24.780} \times \frac{3.350}{3} + 0.000 \right) \\ &= 53.831 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

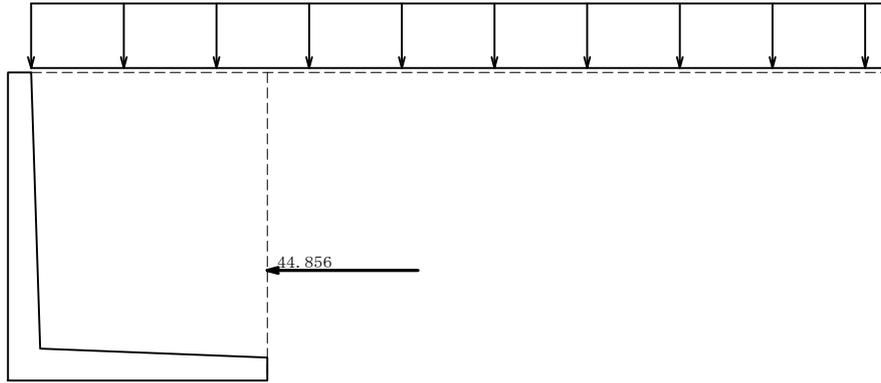
$$\begin{aligned} M2 &= P2 \cdot \left(\frac{2 \cdot p2 + p3}{p2 + p3} \cdot \frac{H2}{3} \right) \\ &= 0.000 \times \left(\frac{2 \times 24.780 + 24.780}{24.780 + 24.780} \times \frac{0.000}{3} \right) \\ &= 0.000 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

$$Ho = \frac{M1 + M2}{P1 + P2} = \frac{53.831 + 0.000}{44.856 + 0.000} = 1.200 \text{ m}$$

$$x = xp - Ho \cdot \tan \alpha = 2.800 - 1.200 \times \tan 0.000^\circ = 2.800 \text{ m}$$

$$y = yp + Ho = 0.000 + 1.200 = 1.200 \text{ m}$$

・土圧図

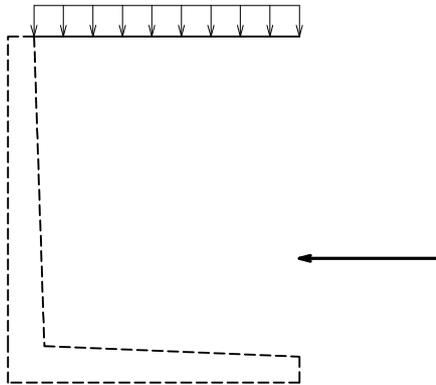


3.5 作用力の集計

(1) フーチング前面での作用力の集計

[1] 常時

(土圧の鉛直成分は集計されません)



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	171.763	0.000	1.351	0.000	232.102	0.000
載荷、雪	25.500	0.000	1.525	0.000	38.888	0.000
土圧	0.000	44.856	2.800	1.200	0.000	53.832
合計	197.263	44.856	—————	—————	270.990	53.832

・ 載荷位置 a (堅壁背面より後方)

荷重状態 (水位)	N_o (kN)	H_o (kN)	M_o (kN・m)
常時	197.263	44.856	217.157

・ 載荷位置 b (仮想背面より後方)

荷重状態 (水位)	N_o (kN)	H_o (kN)	M_o (kN・m)
常時	171.763	44.856	178.270

(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)

・ 載荷位置 a (堅壁背面より後方)

■ 単位幅当り

荷重状態 (水 位)	N_c (kN)	H_c (kN)	M_c (kN. m)
常時	197.263	44.856	59.011

■ 全幅 (10.000m) 当り

荷重状態 (水 位)	N_c (kN)	H_c (kN)	M_c (kN. m)
常時	1972.630	448.565	590.110

・ 載荷位置 b (仮想背面より後方)

■ 単位幅当り

荷重状態 (水 位)	N_c (kN)	H_c (kN)	M_c (kN. m)
常時	171.763	44.856	62.198

■ 全幅 (10.000m) 当り

荷重状態 (水 位)	N_c (kN)	H_c (kN)	M_c (kN. m)
常時	1717.630	448.565	621.985

3.6 安定計算結果

3.6.1 転倒に対する安定

$$F = \frac{Mr}{Mo} = \frac{|\Sigma V \cdot x_0 - \Sigma H \cdot y_0|}{|P_{AH} \cdot y_A - P_{AV} \cdot x_A|}$$

ここに、

Mr : 抵抗モーメント

Mo : 転倒モーメント

ΣV : 土圧の鉛直成分を除いた鉛直力の合計

x_0 : 土圧の鉛直成分を除いた鉛直力の合計の作用位置

ΣH : 土圧の水平成分を除いた水平力の合計

y_0 : 土圧の水平成分を除いた水平力の合計の作用位置

P_{AH} : 土圧の水平成分

y_A : 土圧の水平成分の作用位置

P_{AV} : 土圧の鉛直成分

x_A : 土圧の鉛直成分の作用位置

・ 載荷位置 a (堅壁背面より後方)

荷重状態 (水 位)	$\Sigma V \cdot x_0$ (kN・m)	$\Sigma H \cdot y_0$ (kN・m)	$P_{AH} \cdot y_A$ (kN・m)	$P_{AV} \cdot x_A$ (kN・m)
常時	270.990	0.000	53.832	0.000

荷重状態 (水 位)	Mr (kN・m)	Mo (kN・m)	安全率		判定
			$F = Mr/Mo$	許容値	
常時	270.990	53.832	5.034	≥ 1.500	○

・ 載荷位置 b (仮想背面より後方)

荷重状態 (水 位)	$\Sigma V \cdot x_0$ (kN・m)	$\Sigma H \cdot y_0$ (kN・m)	$P_{AH} \cdot y_A$ (kN・m)	$P_{AV} \cdot x_A$ (kN・m)
常時	235.959	0.000	53.832	0.000

荷重状態 (水 位)	Mr (kN・m)	Mo (kN・m)	安全率		判定
			$F = Mr/Mo$	許容値	
常時	232.102	53.832	4.312	≥ 1.500	○

3.6.2 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{R_v \cdot \mu + C_b \cdot B}{R_H}$$

ここに、

R_v : 底版下面における全鉛直荷重 (kN)

R_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, $\mu = 0.400$

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), $B = 2.800$

・ 載荷位置 a (堅壁背面より後方)

荷重状態 (水 位)	鉛直荷重 R _v (kN)	水平荷重 R _h (kN)	安全率 F _s	必要安全率 F _{sa}	判定
常時	197.263	44.856	1.759	≥ 1.500	○

・ 載荷位置 b (仮想背面より後方)

荷重状態 (水 位)	鉛直荷重 R _v (kN)	水平荷重 R _h (kN)	安全率 F _s	必要安全率 F _{sa}	判定
常時	171.763	44.856	1.532	≥ 1.500	○

3.6.3 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 : つま先から合力の作用点までの距離 (m)

ΣMr : つま先回りの抵抗モーメント (kN・m)

ΣMt : つま先回りの転倒モーメント (kN・m)

ΣV : 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

・ 載荷位置 a (堅壁背面より後方)

荷重状態 (水 位)	ΣMr (kN・m)	ΣMt (kN・m)	ΣV (kN)	d (m)	e (m)
常時	270.990	53.832	197.263	1.101	0.299

・ 載荷位置 b (仮想背面より後方)

荷重状態 (水 位)	ΣMr (kN・m)	ΣMt (kN・m)	ΣV (kN)	d (m)	e (m)
常時	232.102	53.832	171.763	1.038	0.362

(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

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

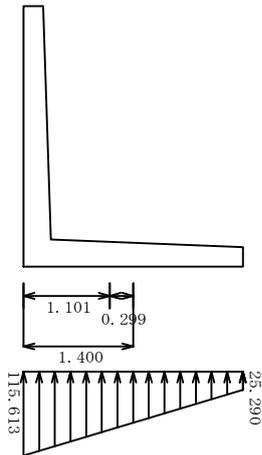
ここに、

ΣV : 底版下面に作用する全鉛直荷重 (kN)

B : 底版幅 (m), B = 2.800

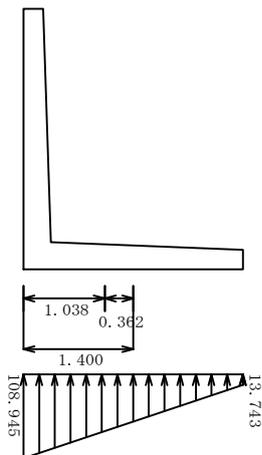
e : 偏心量 (m)

[1] 常時



- 載荷位置 a (堅壁背面より後方)

地盤反力の作用幅 (m)	地盤反力の形状	地盤反力度 (kN/m ²)			判定
		qmin	qmax	許容値	
2.800	台形	25.290	115.613 ≤	200.000	○



- 載荷位置 b (仮想背面より後方)

地盤反力の作用幅 (m)	地盤反力の形状	地盤反力度 (kN/m ²)			判定
		qmin	qmax	許容値	
2.800	台形	13.743	108.945 ≤	200.000	○

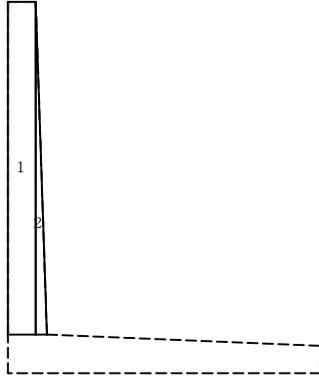
4章 縦壁の設計

4.1 縦壁基部の設計

4.1.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) 躯体

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	$0.250 \times 3.000 \times 1.000$	0.750	0.125	1.500	0.094	1.125	
2	$1/2 \times 0.100 \times 3.000 \times 1.000$	0.150	0.283	1.000	0.042	0.150	
Σ		0.900	—	—	0.136	1.275	

$$\text{重心 } X_G = \Sigma (V_i \cdot X_i) / \Sigma V_i = 0.136 / 0.900 = 0.151 \text{ (m)}$$

$$Y_G = \Sigma (V_i \cdot Y_i) / \Sigma V_i = 1.275 / 0.900 = 1.417 \text{ (m)}$$

4.1.2 躯体自重, 任意荷重

(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)	$24.000 \times 0.900 = 21.600$	0.024

作用位置

$$X = X_c - X_G = 0.175 - 0.151$$

$$= 0.024 \text{ m}$$

ここに、

X_c : 設計断面位置での縦壁前面から設計断面中心までの水平距離(m)

4.1.3 土圧・水圧

[1] 常時

土圧は土圧係数により求める。

$$\text{仮想背面の位置 (断面中心からの距離)} \quad x_p = 0.175 \text{ m}$$

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

仮想背面の高さ	H = 3.000 m
水位面より上の高さ	H1 = 3.000 m
水位面より下の高さ	H2 = 0.000 m
土圧作用面が鉛直面となす角度	$\alpha = 1.909^\circ$
背面土砂の単位体積重量	$\gamma_s = 17.000 \text{ kN/m}^3$
背面土砂のせん断抵抗角	$\phi = 30.000^\circ$
地表面が水平面となす角度	$\beta = 0.000^\circ$
壁面摩擦角	$\delta = 20.000^\circ$

土圧作用面の上端土圧

$$p1 = K \cdot q = 0.4000 \times 5.000 = 2.000 \text{ kN/m}^2$$

水位面での土圧

$$\begin{aligned} p2 &= K \cdot \gamma_s \cdot H1 + p1 \\ &= 0.4000 \times 17.000 \times 3.000 + 2.000 \\ &= 22.400 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

土圧作用面の下端土圧

$$p3 = p2 = 22.400 \text{ kN/m}^2$$

水位以上の土圧力

$$P1 = \frac{1}{2} \cdot (p1 + p2) \cdot H1 = \frac{1}{2} \times (2.000 + 22.400) \times 3.000 = 36.600 \text{ kN}$$

水位以下の土圧力

$$P2 = \frac{1}{2} \cdot (p2 + p3) \cdot H2 = \frac{1}{2} \times (22.400 + 22.400) \times 0.000 = 0.000 \text{ kN}$$

土圧力

$$P = P1 + P2 = 36.600 + 0.000 = 36.600 \text{ kN}$$

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

$$Ph = P \cdot \cos(\alpha + \delta) = 36.600 \times \cos(1.909^\circ + 20.000^\circ) = 33.957 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$Pv = P \cdot \sin(\alpha + \delta) = 36.600 \times \sin(1.909^\circ + 20.000^\circ) = 13.657 \text{ kN}$$

作用位置

$$\begin{aligned} M1 &= P1 \cdot \left(\frac{2 \cdot p1 + p2}{p1 + p2} \cdot \frac{H1}{3} + H2 \right) \\ &= 36.600 \times \left(\frac{2 \times 2.000 + 22.400}{2.000 + 22.400} \times \frac{3.000}{3} + 0.000 \right) \\ &= 39.600 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

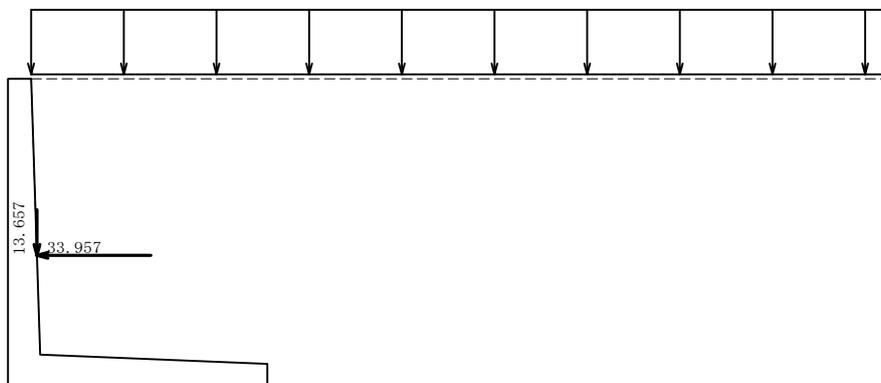
$$\begin{aligned} M2 &= P2 \cdot \left(\frac{2 \cdot p2 + p3}{p2 + p3} \cdot \frac{H2}{3} \right) \\ &= 0.000 \times \left(\frac{2 \times 22.400 + 22.400}{22.400 + 22.400} \times \frac{0.000}{3} \right) \\ &= 0.000 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

$$H_o = \frac{M_1 + M_2}{P_1 + P_2} = \frac{39.600 + 0.000}{36.600 + 0.000} = 1.082 \text{ m}$$

$$x = H_o \cdot \tan \alpha - x_p = 1.082 \times \tan 1.909^\circ - 0.175 = -0.139 \text{ m}$$

$$y = y_p + H_o = 0.000 + 1.082 = 1.082 \text{ m}$$

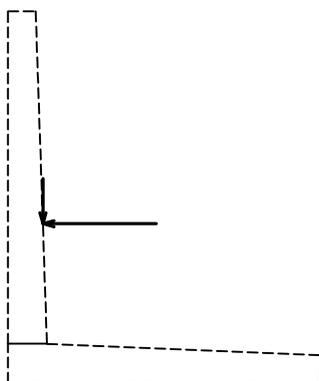
・土圧図



4.1.4 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

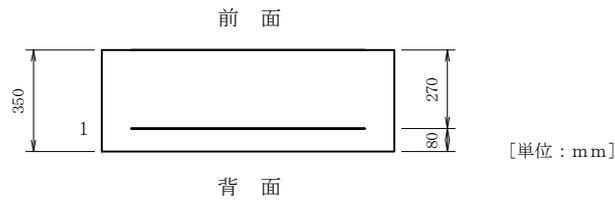


項目	N_i (kN)	H_i (kN)	X_i (m)	Y_i (m)	$M = M_{x_i} + M_{y_i}$ (kN·m)
自重	21.600	0.000	0.024	0.000	0.000
土圧	13.657	33.957	-0.139	1.082	36.741
合計	0.000	33.957	—————	—————	36.741

※ 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

4.1.5 断面計算（許容応力度法）

(1) 鉄筋配置



単鉄筋

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	8.00	D16	1.986	4.000
	2	—	—	—	—

引張側必要鉄筋量 6.883 (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), $h = 350.000$
- 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)
- σ_c : コンクリートの曲げ圧縮応力度 (N/mm²)
- σ_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)		判定
				計算値	許容値	計算値	許容値	
常時	36.741	0.000	6.917	4.301	≤ 7.000	187.302	≤ 215.000	○

(3) せん断応力度の照査

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

$$j = 1 - \frac{k}{3}$$

$$k = \sqrt{2n \cdot p + (n \cdot p)^2} - n \cdot p$$

$$p = \frac{A_s}{b \cdot d}$$

ここに、

τ_m : コンクリートの最大せん断応力度 (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)

j : コンクリートの圧縮応力の合力から鉄筋の図心までの距離と有効高さとの比

k : 中立軸からコンクリート圧縮縁までの距離と有効高さとの比

n : ヤング係数比

p : 鉄筋比

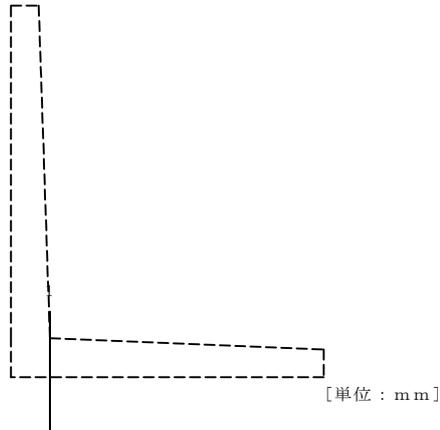
A_s : 鉄筋量 (mm²)

荷重状態 (水 位)	せん断力 S_h (kN)	有効高 d (cm)	j	せん断応力度 (N/mm ²)			判定
				計算値 τ	許容値 τ_{a1}	許容値 τ_{a2}	
常時	33.957	27.000	0.915	0.138	≤ 0.700	1.600	○

5章 かかと版の設計

5.1 照査位置[1]の設計

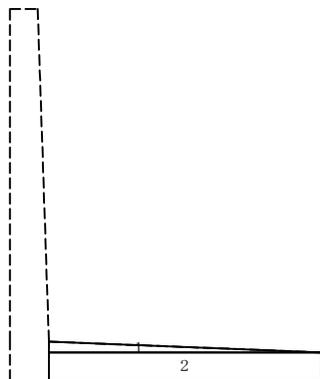
付け根からの距離 = 0.000 m



5.1.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) 躯体

1) ブロック割り



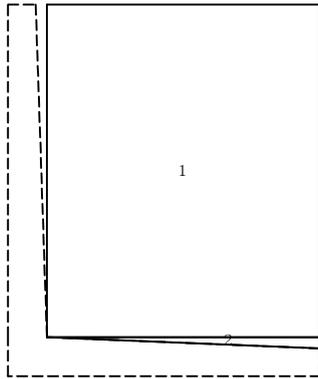
2) 体積・重心

区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 V_i (m^3)	重心位置 X_i (m)	$V_i \cdot X_i$	備考
1	$1/2 \times 2.450 \times 0.100 \times 1.000$	0.123	0.817	0.100	
2	$2.450 \times 0.250 \times 1.000$	0.613	1.225	0.750	
Σ		0.735	—	0.850	

$$\text{重心位置 } XG = \Sigma (V_i \cdot X_i) / \Sigma V_i = 0.850 / 0.735 = 1.157 \text{ (m)}$$

(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 (m ³)	重心位置 Xi (m)	Vi · Xi	備考
1	2.450 × 3.000 × 1.000	7.350	1.225	9.004	
2	1/2 × 2.450 × 0.100 × 1.000	0.123	1.633	0.200	
Σ		7.472	—	9.204	

$$\text{重心位置 } XG = \Sigma (Vi \cdot Xi) / \Sigma Vi = 9.204 / 7.472 = 1.232 \text{ (m)}$$

5.1.2 躯体自重, 土砂重量, 任意荷重, 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 $W = \gamma \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体	$24.000 \times 0.735 = 17.640$	1.157

(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 (m ³)	重心位置 X (m)	体積 V1 (m ³)	重心位置 X1 (m)
土砂(背面)	7.472	1.232	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 Xu (m)
土砂(背面)	7.472	1.232

水位より上の体積

$$Vu = V - V1$$

水位より上の重心位置

$$X_u = (V \cdot X - V_1 \cdot X_1) / V_u$$

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 $W_1 = V_1 \cdot (\text{土の飽和重量})$ (kN)
土砂(背面)	$7.472 \times 17.000 = 127.033$	$0.000 \times 17.800 = 0.000$

位置	重量 W $W_u + W_1$ (kN)	作用位置 X $(W_u \cdot X_u + W_1 \cdot X_1) / W$ (m)
土砂(背面)	127.033	1.232

(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	17.640	1.157	20.409
背面土砂	127.033	1.232	156.505
合計	144.673	—	176.914

5.1.3 地盤反力

鉛直力

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

作用位置

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

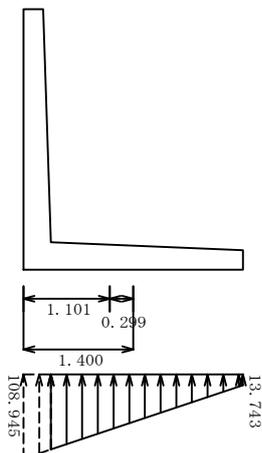
ここに、

q_1 : かかと版前面位置の地盤反力度 (kN/m²)

q_2 : かかと版設計位置の地盤反力度 (kN/m²)

L : 地盤反力作用幅 (m)

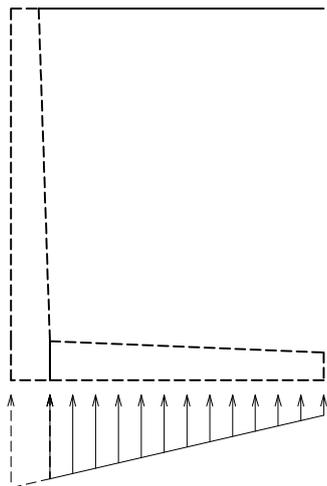
[1] 常時



地盤反力度 (kN/m ²)		作用幅 L (m)	鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q_1	q_2			
13.743	97.045	2.450	135.715	0.918

5.1.4 断面力の集計

[1]常時

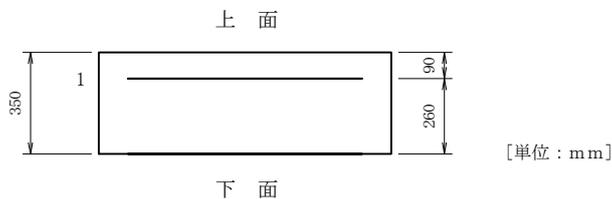


項目	N_i (kN)	X_i (m)	$M = N_i \cdot X_i$ (kN·m)
自重	144.673	1.223	176.914
地盤反力	-135.715	0.918	-124.583
合計	8.958	—	52.331

付け根の断面力として縦壁基部の断面力 36.741 kN·m を適用します。

5.1.5 断面計算（許容応力度法）

(1)鉄筋配置



単鉄筋

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	9.00	D16	1.986	4.000	7.944
	2	—	—	—	—	—
下面	1'	—	—	—	—	—
	2'	—	—	—	—	—

引張側必要鉄筋量 7.169 (cm²)

(2) 曲げ応力度の照査

(参考)

中立軸の算出

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

より x を求める。

応力度の算出

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

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

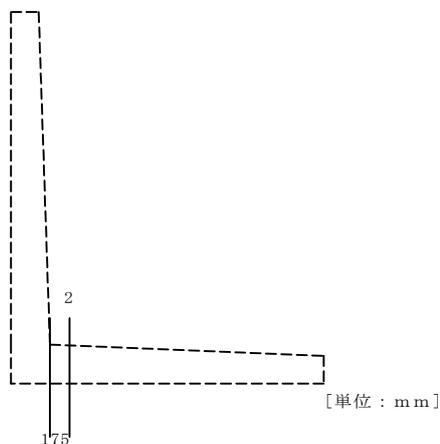
ここに、

- 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 = 350.000
- 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)
- σ_c : コンクリートの曲げ圧縮応力度 (N/mm²)
- σ_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)		判定
			計算値	許容値	計算値	許容値	
常時	36.741	6.768	4.570	≤ 7.000	194.813	≤ 215.000	○

5.2 照査位置[2]の設計

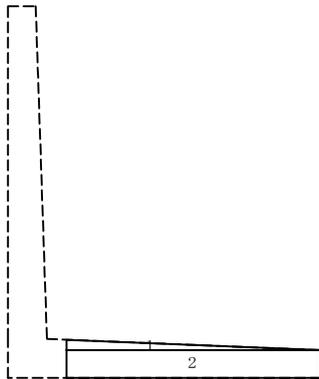
付け根からの距離 = 0.175 m



5.2.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) 躯体

1) ブロック割り



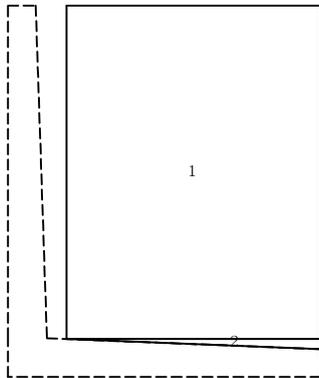
2) 体積・重心

区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 Vi (m ³)	重心位置 Xi (m)	Vi · Xi	備考
1	$1/2 \times 2.275 \times 0.093 \times 1.000$	0.106	0.758	0.080	
2	$2.275 \times 0.250 \times 1.000$	0.569	1.138	0.647	
Σ		0.674	—	0.727	

$$\text{重心位置 } XG = \Sigma (Vi \cdot Xi) / \Sigma Vi = 0.727 / 0.674 = 1.078 \text{ (m)}$$

(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 (m ³)	重心位置 Xi (m)	Vi · Xi	備考
1	$2.275 \times 3.007 \times 1.000$	6.841	1.138	7.782	
2	$1/2 \times 2.275 \times 0.093 \times 1.000$	0.106	1.517	0.160	
Σ		6.947	—	7.942	

$$\text{重心位置 } XG = \Sigma (Vi \cdot Xi) / \Sigma Vi = 7.942 / 6.947 = 1.143 \text{ (m)}$$

5.2.2 躯体自重，土砂重量，任意荷重，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 $W = \gamma \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体	$24.000 \times 0.674 = 16.185$	1.078

(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 (m^3)	重心位置 X (m)	体積 $V1$ (m^3)	重心位置 $X1$ (m)
土砂(背面)	6.947	1.143	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 Xu (m)
土砂(背面)	6.947	1.143

水位より上の体積

$$Vu = V - V1$$

水位より上の重心位置

$$Xu = (V \cdot X - V1 \cdot X1) / Vu$$

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 $W1 = V1 \cdot (\text{土の飽和重量})$ (kN)
土砂(背面)	$6.947 \times 17.000 = 118.097$	$0.000 \times 17.800 = 0.000$

位置	重量 W $Wu + W1$ (kN)	作用位置 X $(Wu \cdot Xu + W1 \cdot X1) / W$ (m)
土砂(背面)	118.097	1.143

(3) 自重集計

[1] 常時

	重量 Ni (kN)	作用位置 Xi (m)	モーメント $Ni \cdot Xi$ (kN.m)
躯体	16.185	1.078	17.449
背面土砂	118.097	1.143	134.985
合計	134.282	—	152.434

5.2.3 地表面の載荷荷重，雪荷重

鉛直力

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

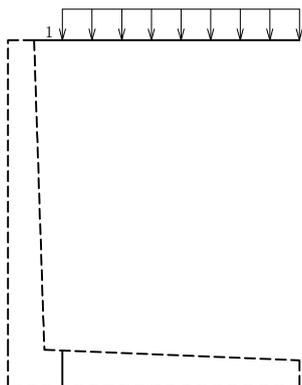
ここに、

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	2.275	22.750	1.138

5.2.4 地盤反力

鉛直力

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

作用位置

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

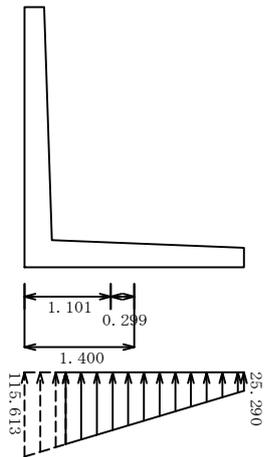
ここに、

q1 : かかと版前面位置の地盤反力度 (kN/m²)

q2 : かかと版設計位置の地盤反力度 (kN/m²)

L : 地盤反力作用幅 (m)

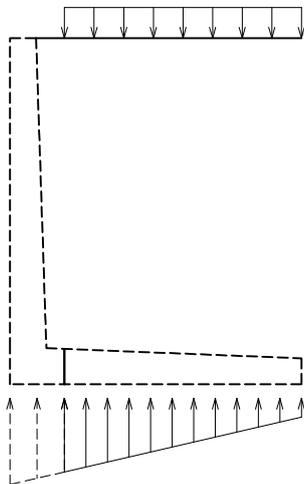
[1] 常時



地盤反力度 (kN/m ²)		作用幅 L (m)	鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2			
25.290	98.677	2.275	141.013	0.913

5.2.5 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	134.282	1.135	152.434
載荷、雪	22.750	1.138	25.878
地盤反力	-141.013	0.913	-128.750
合計	16.019	—	49.562

5.2.6 断面計算（許容応力度法）

(1) せん断応力度の照査

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

$$j = 1 - \frac{k}{3}$$

$$k = \sqrt{2n \cdot p + (n \cdot p)^2} - n \cdot p$$

$$p = \frac{A_s}{b \cdot d}$$

ここに、

τ_m : コンクリートの最大せん断応力度 (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)

j : コンクリートの圧縮応力の合力から鉄筋の図心までの距離と有効高さとの比

k : 中立軸からコンクリート圧縮縁までの距離と有効高さとの比

n : ヤング係数比

p : 鉄筋比

A_s : 鉄筋量 (mm²)

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)	j	せん断応力度 (N/mm ²)		判 定
				計算値 τ	許容値 τ_{a1}	
常時	16.019	252.857	0.912	0.069	\leq 0.700	○

【 L3.0 】

1章 設計条件

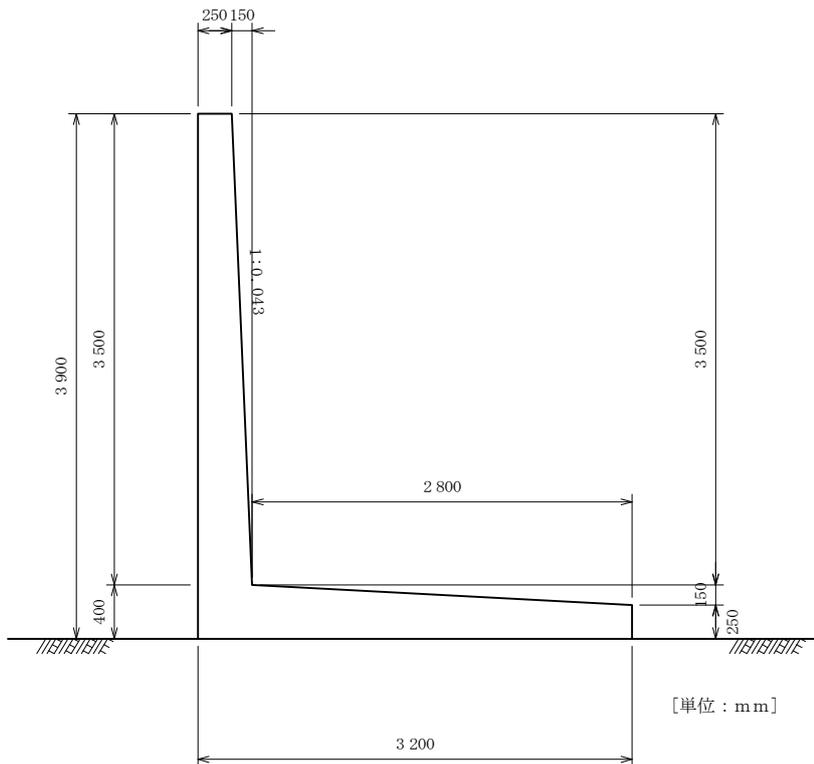
1.1 適用基準

ぎょうせい、盛土等防災マニュアルの解説 令和5年11月

1.2 形式

『L型-B (直接基礎)』

1.3 形状寸法



奥行方向幅 (ブロック長) $B = 10000(\text{mm})$

1.4 使用材料

【コンクリート】 縦壁 (鉄筋コンクリート) : $\sigma_{ck} = 21 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
底版 (鉄筋コンクリート) : $\sigma_{ck} = 21 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

【鉄筋】 種類 : SD345

【土質】 裏込め土 : 砂質土
埋戻し土 : 砂質土
支持地盤 : 砂質地盤

【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	24.000	
水	浮力算出用	9.800	
	土 砂	湿潤重量	飽和重量
	背 面	17.000	17.800
	前 面	17.000	17.800

1.5 土砂

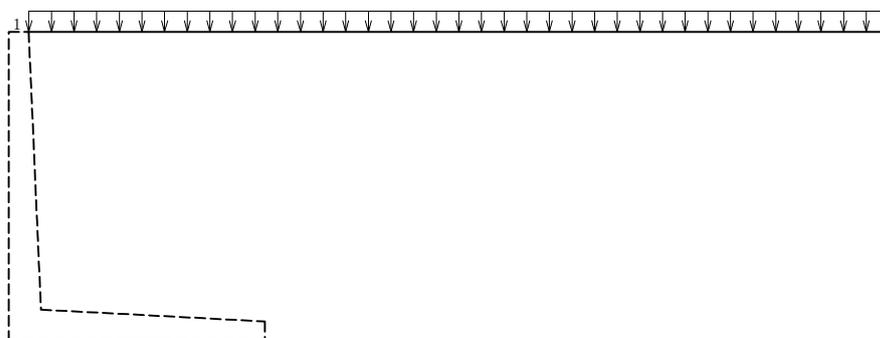
(1) 背面土砂形状



擁壁天端と地表面始点のレベル差	(m)	0.000
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 豎 壁
			始端側	終端側	
1	0.000	∞	10.000	10.000	○

1.7 任意荷重

考慮しない

1.8 土圧

・土圧式：クーロン(物部・岡部)

・土圧係数直接入力

荷重状態	安定計算 土圧係数	堅壁設計 土圧係数
常時	0.40000	0.40000

・土圧の作用面の壁面摩擦角(度)

荷重状態	主働土圧			受働土圧
	安定計算時	堅壁設計時	切土	
常時土圧	0.000	20.000	———	———

・安定計算時の土圧の仮想背面は、かかと端(かかところ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 2.454 (度)

・粘着力(kN/m²)

荷重状態	主働土圧用	受働土圧用
常時	0.000	———

1.9 荷重組み合わせ

No	荷重名称	コメント
1	常時	常時

	荷重名称	1
土砂	砂質土	
載荷荷重	載荷荷重	○
主働土圧	考慮しない	
	常時土圧	○

照査項目	1	
許容応力度法	安定・断面	
限界状態設計法	照査性能	———
	剛体安定	———
	断面破壊	———

照査性能を全ケース「安全・使用」とする

1.10 基礎の条件

1.10.1 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 μ	0.400

1.11 安定計算の許容値及び部材の許容応力度

1.11.1 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	200.000

1.11.2 部材の許容応力度

(1) 鉄筋コンクリート部材

1) 豎壁 (一般部材)

・鉄筋径 $\leq 28\text{mm}$ (N/mm²)

荷 重 状 態	コンクリートの 圧縮応力度 σ_{ca}	鉄筋の 引張応力度 σ_{sa}	せん断 応力度		鉄筋の 圧縮応力度 σ_{sna}
			τ_{a1}	τ_{a2}	
常時	7.000	215.000	0.700	1.600	215.000

・鉄筋径 $> 28\text{mm}$ (N/mm²)

荷 重 状 態	鉄筋の 引張応力度 σ_{sa}	鉄筋の 圧縮応力度 σ_{sna}
常時	195.000	195.000

2) 底版 (一般部材)

・鉄筋径 $\leq 28\text{mm}$ (N/mm²)

荷 重 状 態	コンクリートの 圧縮応力度 σ_{ca}	鉄筋の 引張応力度 σ_{sa}	せん断 応力度		鉄筋の 圧縮応力度 σ_{sna}
			τ_{a1}	τ_{a2}	
常時	7.000	215.000	0.700	1.600	————

・鉄筋径 $> 28\text{mm}$ (N/mm²)

荷 重 状 態	鉄筋の 引張応力度 σ_{sa}	鉄筋の 圧縮応力度 σ_{sna}
常時	195.000	————

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せん断応力度

τ_{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 結果一覧

1. 安定計算

(1) 転倒に対する照査

荷重状態 (水 位)	つま先での作用力		転倒安全率		判定
	抵抗M (kN. m)	転倒M (kN. m)	計算値	安全率	
常時	351.778	82.439	4.267	≥ 1.500	○

(2) 滑動に対する照査

荷重状態 (水 位)	フーチング中心の作用力		滑動安全率		判定
	N (kN)	H (kN)	計算値	安全率	
常時	227.613	59.514	1.530	≥ 1.500	○

(3) 支持に対する照査

荷重状態 (水 位)	フーチング中心の作用力		反力作用幅 (m)	地盤反力度 (kN/m ²)		判定
	M (kN. m)	N (kN)		計算値	許容値	
常時	91.154	257.113	3.200	133.758	≤ 200.000	○

2. 断面計算 (許容応力度法)

(1) 曲げ応力度

部 材	荷重状態 (水 位)	M (kN. m)	圧縮応力度 (N/mm ²)		引張応力度 (N/mm ²)		判定
			計算値	許容値	計算値	許容値	
壁基部	常時	56.229	4.346	≤ 7.000	169.042	≤ 215.000	○
かかと照査1	常時	56.229	4.580	≤ 7.000	174.682	≤ 215.000	○

(2) せん断応力度

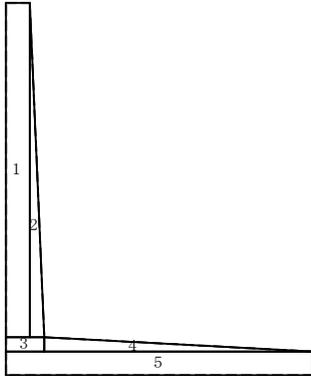
部 材	設計位置 (m)	荷重状態 (水 位)	せん断力 (kN)	せん断応力度 (N/mm ²)		判定
				計算値	許容値 τ_{a1} τ_{a2}	
壁基部	0.000	常時	44.962	0.155	≤ 0.700 1.600	○
かかと照査2	0.200	常時	21.332	0.079	≤ 0.700 1.600	○

3章 安定計算

3.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) 躯体

1) ブロック割り



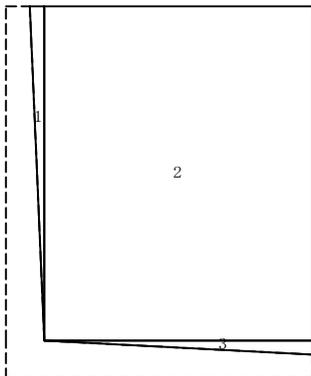
2) 体積・重心

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	0.250 × 3.500 × 1.000	0.875	0.125	2.150	0.109	1.881	
2	1/2 × 0.150 × 3.500 × 1.000	0.262	0.300	1.567	0.079	0.411	
3	0.400 × 0.150 × 1.000	0.060	0.200	0.325	0.012	0.019	
4	1/2 × 2.800 × 0.150 × 1.000	0.210	1.333	0.300	0.280	0.063	
5	3.200 × 0.250 × 1.000	0.800	1.600	0.125	1.280	0.100	
Σ		2.207	—	—	1.760	2.475	

$$\begin{aligned} \text{重心位置 } XG &= \Sigma (Vi \cdot Xi) / \Sigma Vi = 1.760 / 2.207 = 0.797 \text{ (m)} \\ YG &= \Sigma (Vi \cdot Yi) / \Sigma Vi = 2.475 / 2.207 = 1.121 \text{ (m)} \end{aligned}$$

(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 × 0.150 × 3.500 × 1.000	0.262	0.350	2.733	0.092	0.717	
2	2.800 × 3.500 × 1.000	9.800	1.800	2.150	17.640	21.070	

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			
3	1/2 × 2.800 × 0.150 × 1.000	0.210	2.267	0.350	0.476	0.073	
Σ		10.273	—	—	18.208	21.861	

$$\begin{aligned} \text{重心位置 } XG &= \Sigma (Vi \cdot Xi) / \Sigma Vi = 18.208 / 10.273 = 1.772 \text{ (m)} \\ YG &= \Sigma (Vi \cdot Yi) / \Sigma Vi = 21.861 / 10.273 = 2.128 \text{ (m)} \end{aligned}$$

3.2 躯体自重，土砂重量，任意荷重，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	24.000 × 2.207 = 52.980	0.797

(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 V1 (m³)	重心位置 (m)	
		X	Y		X1	Y1
土砂(背面)	10.273	1.772	2.128	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)	10.273	1.772	2.128

水位より上の体積

$$Vu = V - V1$$

水位より上の重心位置

$$Xu = (V \cdot X - V1 \cdot X1) / Vu$$

$$Yu = (V \cdot Y - V1 \cdot Y1) / Vu$$

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 $W1 = V1 \cdot (\text{土の飽和重量})$ (kN)
土砂(背面)	10.273 × 17.000 = 174.633	0.000 × 17.800 = 0.000

位置	重量 W Wu + W1 (kN)	作用位置 X (Wu · Xu + W1 · X1) / W (m)
土砂(背面)	174.633	1.772

(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
軀 体	52.980	0.000	0.797	0.000	42.243	0.000
背面土砂	174.633	0.000	1.772	0.000	309.535	0.000
合 計	227.613	0.000	——	——	351.778	0.000

3.3 地表面の載荷荷重, 雪荷重

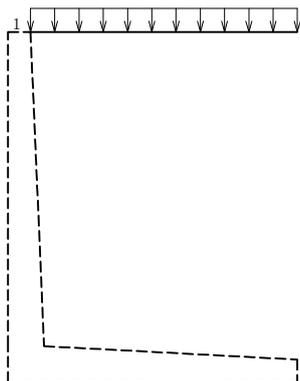
鉛直力

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

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	2.950	29.500	1.725

3.4 土圧・水圧

[1] 常時

土圧は土圧係数により求める。

仮想背面の位置 (つま先からの距離) xp = 3.200 m

yp = 0.000 m

仮想背面の高さ H = 3.900 m

水位面より上の高さ H1 = 3.900 m

水位面より下の高さ H2 = 0.000 m

土圧作用面が鉛直面となす角度 α = 0.000 °

土砂の単位体積重量 γs = 17.000 kN/m³

土砂のせん断抵抗角 φ = 30.000 °

地表面が水平面となす角度 β = 0.000 °

壁面摩擦角 δ = 0.000 °

土圧作用面上端土圧

$$p_1 = K \cdot q = 0.4000 \times 5.000 = 2.000 \text{ kN/m}^2$$

水位面での土圧

$$\begin{aligned} p_2 &= K \cdot \gamma_s \cdot H_1 + p_1 \\ &= 0.4000 \times 17.000 \times 3.900 + 2.000 \\ &= 28.520 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

土圧作用面下端土圧

$$p_3 = p_2 = 28.520 \text{ kN/m}^2$$

水位以上の土圧力

$$P_1 = \frac{1}{2} \cdot (p_1 + p_2) \cdot H_1 = \frac{1}{2} \times (2.000 + 28.520) \times 3.900 = 59.514 \text{ kN}$$

水位以下の土圧力

$$P_2 = \frac{1}{2} \cdot (p_2 + p_3) \cdot H_2 = \frac{1}{2} \times (28.520 + 28.520) \times 0.000 = 0.000 \text{ kN}$$

土圧力

$$P = P_1 + P_2 = 59.514 + 0.000 = 59.514 \text{ kN}$$

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

$$P_h = P \cdot \cos(\alpha + \delta) = 59.514 \times \cos(0.000^\circ + 0.000^\circ) = 59.514 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$P_v = P \cdot \sin(\alpha + \delta) = 59.514 \times \sin(0.000^\circ + 0.000^\circ) = 0.000 \text{ kN}$$

作用位置

$$\begin{aligned} M_1 &= P_1 \cdot \left(\frac{2 \cdot p_1 + p_2}{p_1 + p_2} \cdot \frac{H_1}{3} + H_2 \right) \\ &= 59.514 \times \left(\frac{2 \times 2.000 + 28.520}{2.000 + 28.520} \times \frac{3.900}{3} + 0.000 \right) \\ &= 82.438 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

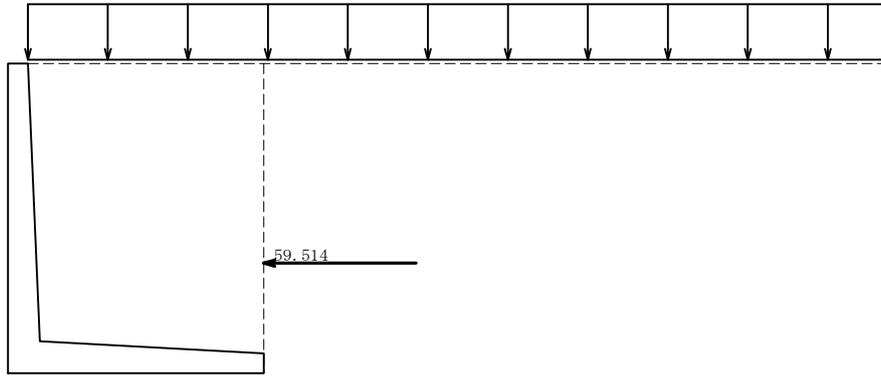
$$\begin{aligned} M_2 &= P_2 \cdot \left(\frac{2 \cdot p_2 + p_3}{p_2 + p_3} \cdot \frac{H_2}{3} \right) \\ &= 0.000 \times \left(\frac{2 \times 28.520 + 28.520}{28.520 + 28.520} \times \frac{0.000}{3} \right) \\ &= 0.000 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

$$H_o = \frac{M_1 + M_2}{P_1 + P_2} = \frac{82.438 + 0.000}{59.514 + 0.000} = 1.385 \text{ m}$$

$$x = x_p - H_o \cdot \tan \alpha = 3.200 - 1.385 \times \tan 0.000^\circ = 3.200 \text{ m}$$

$$y = y_p + H_o = 0.000 + 1.385 = 1.385 \text{ m}$$

・土圧図

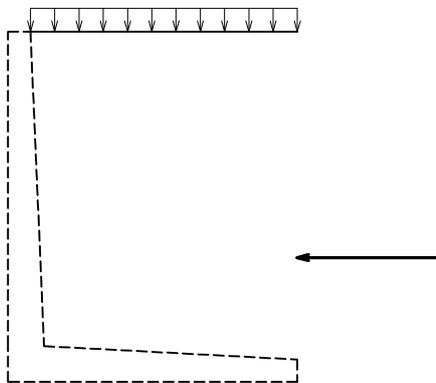


3.5 作用力の集計

(1) フーチング前面での作用力の集計

[1] 常時

(土圧の鉛直成分は集計されません)



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	227.613	0.000	1.546	0.000	351.778	0.000
載荷、雪	29.500	0.000	1.725	0.000	50.888	0.000
土圧	0.000	59.514	3.200	1.385	0.000	82.439
合計	257.113	59.514	————	————	402.665	82.439

・ 載荷位置 a (堅壁背面より後方)

荷重状態 (水位)	N_o (kN)	H_o (kN)	M_o (kN.m)
常時	257.113	59.514	320.227

・ 載荷位置 b (仮想背面より後方)

荷重状態 (水位)	N_o (kN)	H_o (kN)	M_o (kN.m)
常時	227.613	59.514	269.339

(2) フーチング中心での作用力の集計

$$\text{鉛 直 力} \quad : N_c = N_o \quad (\text{kN})$$

$$\text{水 平 力} \quad : H_c = H_o \quad (\text{kN})$$

$$\text{回 転 モ ー メ ン ト} \quad : M_c = N_o \cdot B_j / 2.0 - M_o \quad (\text{kN} \cdot \text{m})$$

ここに、

$$\text{フーチング土圧方向幅} \quad : B_j = 3.200 \quad (\text{m})$$

・ 載荷位置 a (堅壁背面より後方)

■ 単位幅当り

荷重状態 (水 位)	N_c (kN)	H_c (kN)	M_c (kN·m)
常時	257.113	59.514	91.154

■ 全幅(10.000m)当り

荷重状態 (水 位)	N_c (kN)	H_c (kN)	M_c (kN·m)
常時	2571.130	595.140	911.541

・ 載荷位置 b (仮想背面より後方)

■ 単位幅当り

荷重状態 (水 位)	N_c (kN)	H_c (kN)	M_c (kN·m)
常時	227.613	59.514	94.842

■ 全幅(10.000m)当り

荷重状態 (水 位)	N_c (kN)	H_c (kN)	M_c (kN·m)
常時	2276.130	595.140	948.416

3.6 安定計算結果

3.6.1 転倒に対する安定

$$F = \frac{Mr}{Mo} = \frac{|\Sigma V \cdot x_0 - \Sigma H \cdot y_0|}{|P_{AH} \cdot y_A - P_{AV} \cdot x_A|}$$

ここに、

Mr : 抵抗モーメント

Mo : 転倒モーメント

ΣV : 土圧の鉛直成分を除いた鉛直力の合計

x_0 : 土圧の鉛直成分を除いた鉛直力の合計の作用位置

ΣH : 土圧の水平成分を除いた水平力の合計

y_0 : 土圧の水平成分を除いた水平力の合計の作用位置

P_{AH} : 土圧の水平成分

y_A : 土圧の水平成分の作用位置

P_{AV} : 土圧の鉛直成分

x_A : 土圧の鉛直成分の作用位置

・ 載荷位置 a (堅壁背面より後方)

荷重状態 (水 位)	$\Sigma V \cdot x_0$ (kN・m)	$\Sigma H \cdot y_0$ (kN・m)	$P_{AH} \cdot y_A$ (kN・m)	$P_{AV} \cdot x_A$ (kN・m)
常時	402.665	0.000	82.439	0.000

荷重状態 (水 位)	Mr (kN・m)	Mo (kN・m)	安全率		判定
			F = Mr/Mo	許容値	
常時	402.665	82.439	4.884	≥ 1.500	○

・ 載荷位置 b (仮想背面より後方)

荷重状態 (水 位)	$\Sigma V \cdot x_0$ (kN・m)	$\Sigma H \cdot y_0$ (kN・m)	$P_{AH} \cdot y_A$ (kN・m)	$P_{AV} \cdot x_A$ (kN・m)
常時	356.465	0.000	82.439	0.000

荷重状態 (水 位)	Mr (kN・m)	Mo (kN・m)	安全率		判定
			F = Mr/Mo	許容値	
常時	351.778	82.439	4.267	≥ 1.500	○

3.6.2 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{R_v \cdot \mu + C_b \cdot B}{R_H}$$

ここに、

R_v : 底版下面における全鉛直荷重 (kN)

R_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, $\mu = 0.400$

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), $B = 3.200$

・ 載荷位置 a (堅壁背面より後方)

荷重状態 (水 位)	鉛直荷重 R _v (kN)	水平荷重 R _h (kN)	安全率 F _s	必要安全率 F _{sa}	判定
常時	257.113	59.514	1.728	≥ 1.500	○

・ 載荷位置 b (仮想背面より後方)

荷重状態 (水 位)	鉛直荷重 R _v (kN)	水平荷重 R _h (kN)	安全率 F _s	必要安全率 F _{sa}	判定
常時	227.613	59.514	1.530	≥ 1.500	○

3.6.3 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 : つま先から合力の作用点までの距離 (m)

ΣMr : つま先回りの抵抗モーメント (kN・m)

ΣMt : つま先回りの転倒モーメント (kN・m)

ΣV : 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 = 3.200

・ 載荷位置 a (堅壁背面より後方)

荷重状態 (水 位)	ΣMr (kN・m)	ΣMt (kN・m)	ΣV (kN)	d (m)	e (m)
常時	402.665	82.439	257.113	1.245	0.355

・ 載荷位置 b (仮想背面より後方)

荷重状態 (水 位)	ΣMr (kN・m)	ΣMt (kN・m)	ΣV (kN)	d (m)	e (m)
常時	351.778	82.439	227.613	1.183	0.417

(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

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

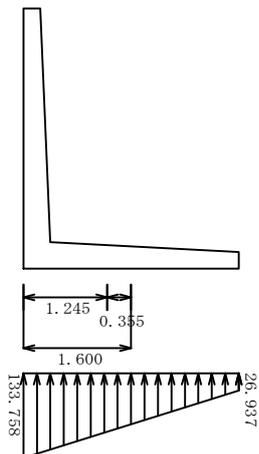
ここに、

ΣV : 底版下面に作用する全鉛直荷重 (kN)

B : 底版幅 (m), B = 3.200

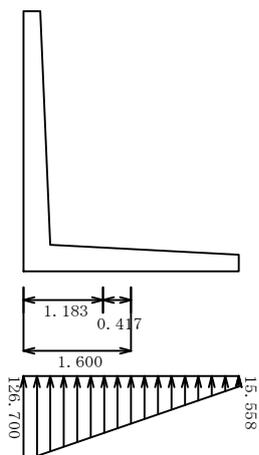
e : 偏心量 (m)

[1] 常時



- 載荷位置 a (堅壁背面より後方)

地盤反力の作用幅 (m)	地盤反力の形状	地盤反力度 (kN/m ²)			判定
		qmin	qmax	許容値	
3.200	台形	26.937	133.758 ≤	200.000	○



- 載荷位置 b (仮想背面より後方)

地盤反力の作用幅 (m)	地盤反力の形状	地盤反力度 (kN/m ²)			判定
		qmin	qmax	許容値	
3.200	台形	15.558	126.700 ≤	200.000	○

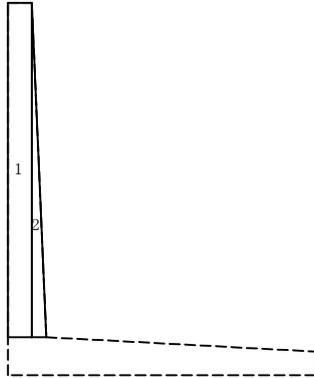
4章 縦壁の設計

4.1 縦壁基部の設計

4.1.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) 躯体

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	$0.250 \times 3.500 \times 1.000$	0.875	0.125	1.750	0.109	1.531	
2	$1/2 \times 0.150 \times 3.500 \times 1.000$	0.262	0.300	1.167	0.079	0.306	
Σ		1.138	—	—	0.188	1.838	

$$\text{重心 } X_G = \Sigma (V_i \cdot X_i) / \Sigma V_i = 0.188 / 1.138 = 0.165 \text{ (m)}$$

$$Y_G = \Sigma (V_i \cdot Y_i) / \Sigma V_i = 1.838 / 1.138 = 1.615 \text{ (m)}$$

4.1.2 躯体自重, 任意荷重

(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)	$24.000 \times 1.138 = 27.300$	0.035

作用位置

$$X = X_c - X_G = 0.200 - 0.165$$

$$= 0.035 \text{ m}$$

ここに、

X_c : 設計断面位置での縦壁前面から設計断面中心までの水平距離(m)

4.1.3 土圧・水圧

[1] 常時

土圧は土圧係数により求める。

$$\text{仮想背面の位置 (断面中心からの距離)} \quad x_p = 0.200 \text{ m}$$

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

仮想背面の高さ	H = 3.500 m
水位面より上の高さ	H1 = 3.500 m
水位面より下の高さ	H2 = 0.000 m
土圧作用面が鉛直面となす角度	$\alpha = 2.454^\circ$
背面土砂の単位体積重量	$\gamma_s = 17.000 \text{ kN/m}^3$
背面土砂のせん断抵抗角	$\phi = 30.000^\circ$
地表面が水平面となす角度	$\beta = 0.000^\circ$
壁面摩擦角	$\delta = 20.000^\circ$

土圧作用面の上端土圧

$$p1 = K \cdot q = 0.4000 \times 5.000 = 2.000 \text{ kN/m}^2$$

水位面での土圧

$$\begin{aligned} p2 &= K \cdot \gamma_s \cdot H1 + p1 \\ &= 0.4000 \times 17.000 \times 3.500 + 2.000 \\ &= 25.800 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

土圧作用面の下端土圧

$$p3 = p2 = 25.800 \text{ kN/m}^2$$

水位以上の土圧力

$$P1 = \frac{1}{2} \cdot (p1 + p2) \cdot H1 = \frac{1}{2} \times (2.000 + 25.800) \times 3.500 = 48.650 \text{ kN}$$

水位以下の土圧力

$$P2 = \frac{1}{2} \cdot (p2 + p3) \cdot H2 = \frac{1}{2} \times (25.800 + 25.800) \times 0.000 = 0.000 \text{ kN}$$

土圧力

$$P = P1 + P2 = 48.650 + 0.000 = 48.650 \text{ kN}$$

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

$$Ph = P \cdot \cos(\alpha + \delta) = 48.650 \times \cos(2.454^\circ + 20.000^\circ) = 44.962 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$Pv = P \cdot \sin(\alpha + \delta) = 48.650 \times \sin(2.454^\circ + 20.000^\circ) = 18.581 \text{ kN}$$

作用位置

$$\begin{aligned} M1 &= P1 \cdot \left(\frac{2 \cdot p1 + p2}{p1 + p2} \cdot \frac{H1}{3} + H2 \right) \\ &= 48.650 \times \left(\frac{2 \times 2.000 + 25.800}{2.000 + 25.800} \times \frac{3.500}{3} + 0.000 \right) \\ &= 60.842 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

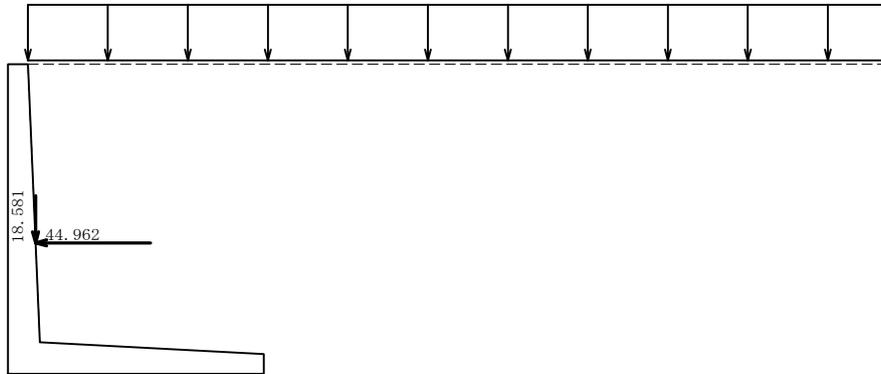
$$\begin{aligned} M2 &= P2 \cdot \left(\frac{2 \cdot p2 + p3}{p2 + p3} \cdot \frac{H2}{3} \right) \\ &= 0.000 \times \left(\frac{2 \times 25.800 + 25.800}{25.800 + 25.800} \times \frac{0.000}{3} \right) \\ &= 0.000 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

$$H_o = \frac{M_1 + M_2}{P_1 + P_2} = \frac{60.842 + 0.000}{48.650 + 0.000} = 1.251 \text{ m}$$

$$x = H_o \cdot \tan \alpha - x_p = 1.251 \times \tan 2.454^\circ - 0.200 = -0.146 \text{ m}$$

$$y = y_p + H_o = 0.000 + 1.251 = 1.251 \text{ m}$$

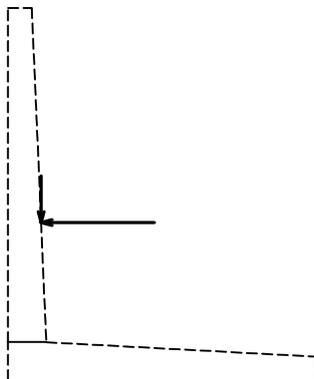
・土圧図



4.1.4 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

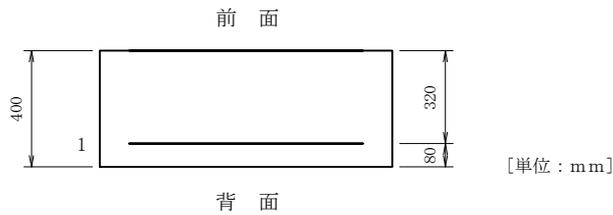


項目	N_i (kN)	H_i (kN)	X_i (m)	Y_i (m)	$M = M_{x_i} + M_{y_i}$ (kN·m)
自重	27.300	0.000	0.035	0.000	0.000
土圧	18.581	44.962	-0.146	1.251	56.229
合計	0.000	44.962	—————	—————	56.229

※ 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

4.1.5 断面計算（許容応力度法）

(1) 鉄筋配置



単鉄筋

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	8.00	D19	2.865	4.000
	2	—	—	—	—

引張側必要鉄筋量 8.917 (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)
- σ_c : コンクリートの曲げ圧縮応力度 (N/mm²)
- σ_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)		判定
				計算値	許容値	計算値	許容値	
常時	56.229	0.000	8.906	4.346	≤ 7.000	169.042	≤ 215.000	○

(3) せん断応力度の照査

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

$$j = 1 - \frac{k}{3}$$

$$k = \sqrt{2n \cdot p + (n \cdot p)^2} - n \cdot p$$

$$p = \frac{A_s}{b \cdot d}$$

ここに、

τ_m : コンクリートの最大せん断応力度 (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)

j : コンクリートの圧縮応力の合力から鉄筋の図心までの距離と有効高さとの比

k : 中立軸からコンクリート圧縮縁までの距離と有効高さとの比

n : ヤング係数比

p : 鉄筋比

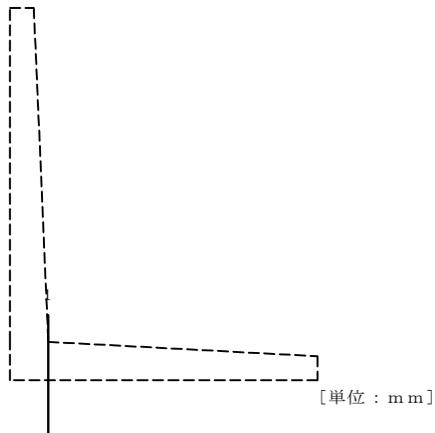
A_s : 鉄筋量 (mm²)

荷重状態 (水 位)	せん断力 S_h (kN)	有効高 d (cm)	j	せん断応力度 (N/mm ²)			判定
				計算値 τ	許容値 τ_{a1}	許容値 τ_{a2}	
常時	44.962	32.000	0.907	0.155	≤ 0.700	1.600	○

5章 かかと版の設計

5.1 照査位置[1]の設計

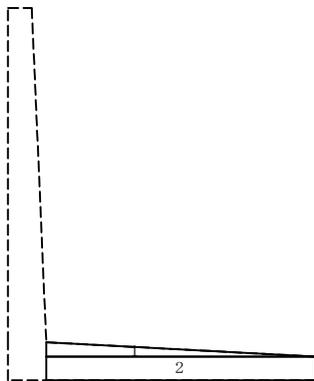
付け根からの距離 = 0.000 m



5.1.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) 躯体

1) ブロック割り



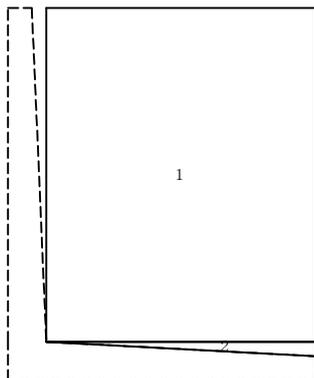
2) 体積・重心

区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 V_i (m^3)	重心位置 X_i (m)	$V_i \cdot X_i$	備考
1	$1/2 \times 2.800 \times 0.150 \times 1.000$	0.210	0.933	0.196	
2	$2.800 \times 0.250 \times 1.000$	0.700	1.400	0.980	
Σ		0.910	—	1.176	

$$\text{重心位置 } XG = \Sigma (V_i \cdot X_i) / \Sigma V_i = 1.176 / 0.910 = 1.292 \text{ (m)}$$

(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 V_i (m^3)	重心位置 X_i (m)	$V_i \cdot X_i$	備考
1	$2.800 \times 3.500 \times 1.000$	9.800	1.400	13.720	
2	$1/2 \times 2.800 \times 0.150 \times 1.000$	0.210	1.867	0.392	
Σ		10.010	—	14.112	

$$\text{重心位置 } XG = \Sigma (V_i \cdot X_i) / \Sigma V_i = 14.112 / 10.010 = 1.410 \text{ (m)}$$

5.1.2 躯体自重, 土砂重量, 任意荷重, 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 $W = \gamma \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体	$24.000 \times 0.910 = 21.840$	1.292

(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 (m^3)	重心位置 X (m)	体積 V_l (m^3)	重心位置 X_l (m)
土砂(背面)	10.010	1.410	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(背面)	10.010	1.410

水位より上の体積

$$V_u = V - V_l$$

水位より上の重心位置

$$X_u = (V \cdot X - V_1 \cdot X_1) / V_u$$

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 $W_1 = V_1 \cdot (\text{土の飽和重量})$ (kN)
土砂(背面)	$10.010 \times 17.000 = 170.170$	$0.000 \times 17.800 = 0.000$

位置	重量 W $W_u + W_1$ (kN)	作用位置 X $(W_u \cdot X_u + W_1 \cdot X_1) / W$ (m)
土砂(背面)	170.170	1.410

(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	21.840	1.292	28.224
背面土砂	170.170	1.410	239.940
合計	192.010	—	268.164

5.1.3 地盤反力

鉛直力

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

作用位置

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

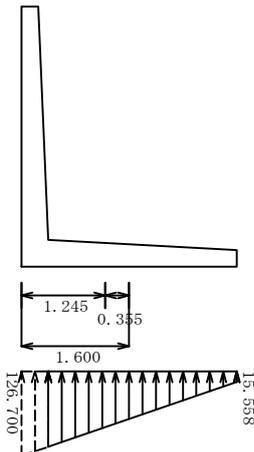
ここに、

q_1 : かかと版前面位置の地盤反力度 (kN/m²)

q_2 : かかと版設計位置の地盤反力度 (kN/m²)

L : 地盤反力作用幅 (m)

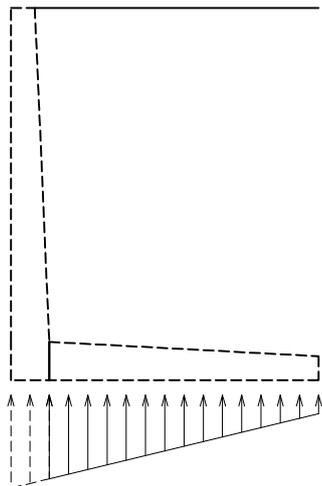
[1] 常時



地盤反力度 (kN/m ²)		作用幅 L (m)	鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q_1	q_2			
15.558	112.807	2.800	179.711	1.046

5.1.4 断面力の集計

[1]常時

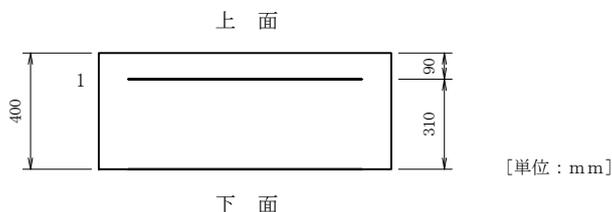


項目	N_i (kN)	X_i (m)	$M = N_i \cdot X_i$ (kN·m)
自重	192.010	1.397	268.164
地盤反力	-179.711	1.046	-188.060
合計	12.299	—	80.104

付け根の断面力として縦壁基部の断面力 56.229 kN·m を適用します。

5.1.5 断面計算（許容応力度法）

(1)鉄筋配置



単鉄筋

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	9.00	D19	2.865	4.000	11.460
	2	—	—	—	—	—
下面	1'	—	—	—	—	—
	2'	—	—	—	—	—

引張側必要鉄筋量 9.229 (cm²)

(2) 曲げ応力度の照査

(参考)

中立軸の算出

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

より x を求める。

応力度の算出

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

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

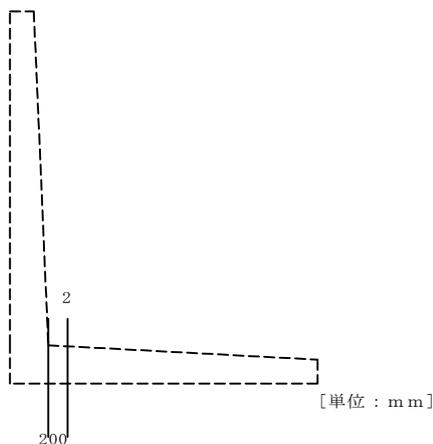
ここに、

- 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)
- σ_c : コンクリートの曲げ圧縮応力度 (N/mm²)
- σ_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)		判定
			計算値	許容値	計算値	許容値	
常時	56.229	8.750	4.580	≦ 7.000	174.682	≦ 215.000	○

5.2 照査位置[2]の設計

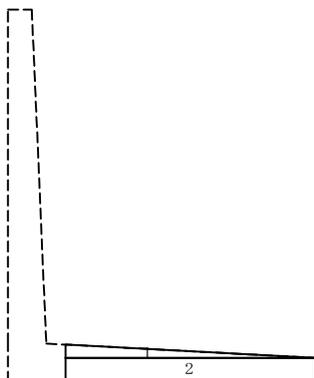
付け根からの距離 = 0.200 m



5.2.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) 躯体

1) ブロック割り



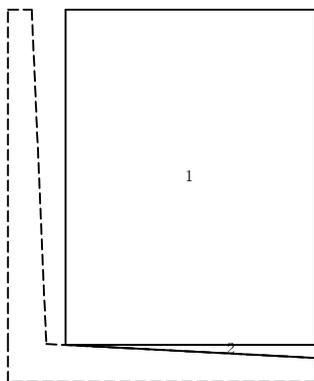
2) 体積・重心

区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 Vi (m ³)	重心位置 Xi (m)	Vi · Xi	備考
1	1/2 × 2.600 × 0.139 × 1.000	0.181	0.867	0.157	
2	2.600 × 0.250 × 1.000	0.650	1.300	0.845	
Σ		0.831	—	1.002	

重心位置 $XG = \Sigma (Vi \cdot Xi) / \Sigma Vi = 1.002 / 0.831 = 1.206$ (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 (m ³)	重心位置 Xi (m)	Vi · Xi	備考
1	2.600 × 3.511 × 1.000	9.128	1.300	11.866	
2	1/2 × 2.600 × 0.139 × 1.000	0.181	1.733	0.314	
Σ		9.309	—	12.180	

重心位置 $XG = \Sigma (Vi \cdot Xi) / \Sigma Vi = 12.180 / 9.309 = 1.308$ (m)

5.2.2 躯体自重，土砂重量，任意荷重，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 $W = \gamma \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体	$24.000 \times 0.831 = 19.946$	1.206

(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 (m^3)	重心位置 X (m)	体積 $V1$ (m^3)	重心位置 $X1$ (m)
土砂(背面)	9.309	1.308	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 Xu (m)
土砂(背面)	9.309	1.308

水位より上の体積

$$Vu = V - V1$$

水位より上の重心位置

$$Xu = (V \cdot X - V1 \cdot X1) / Vu$$

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 $W1 = V1 \cdot (\text{土の飽和重量})$ (kN)
土砂(背面)	$9.309 \times 17.000 = 158.252$	$0.000 \times 17.800 = 0.000$

位置	重量 W $Wu + W1$ (kN)	作用位置 X $(Wu \cdot Xu + W1 \cdot X1) / W$ (m)
土砂(背面)	158.252	1.308

(3) 自重集計

[1] 常時

	重量 Ni (kN)	作用位置 Xi (m)	モーメント $Ni \cdot Xi$ (kN.m)
躯体	19.946	1.206	24.046
背面土砂	158.252	1.308	206.994
合計	178.198	—	231.040

5.2.3 地表面の載荷荷重，雪荷重

鉛直力

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

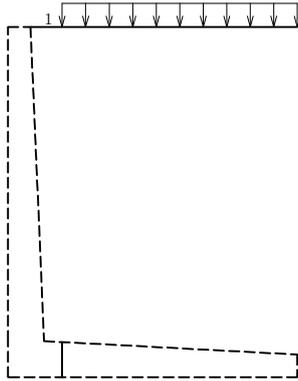
ここに、

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	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

5.2.4 地盤反力

鉛直力

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

作用位置

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

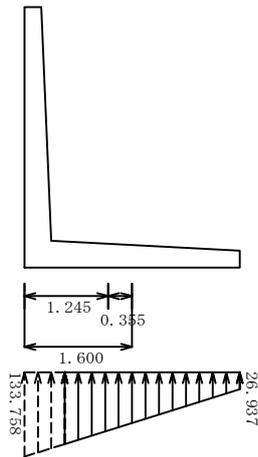
ここに、

q₁ : かかと版前面位置の地盤反力度 (kN/m²)

q₂ : かかと版設計位置の地盤反力度 (kN/m²)

L : 地盤反力作用幅 (m)

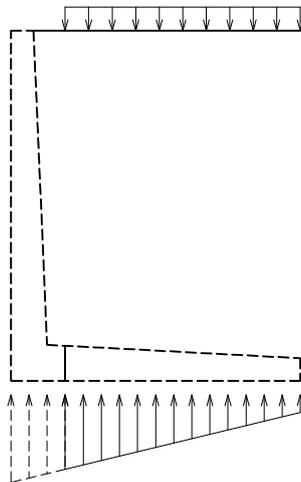
[1] 常時



地盤反力度 (kN/m ²)		作用幅 L (m)	鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2			
26.937	113.729	2.600	182.866	1.033

5.2.5 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	178.198	1.296	231.040
載荷、雪	26.000	1.300	33.800
地盤反力	-182.866	1.033	-188.833
合計	21.332	—	76.008

5.2.6 断面計算（許容応力度法）

(1)せん断応力度の照査

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

$$j = 1 - \frac{k}{3}$$

$$k = \sqrt{2n \cdot p + (n \cdot p)^2} - n \cdot p$$

$$p = \frac{A_s}{b \cdot d}$$

ここに、

- τ_m : コンクリートの最大せん断応力度 (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)
- j : コンクリートの圧縮応力の合力から鉄筋の図心までの距離と有効高さとの比
- k : 中立軸からコンクリート圧縮縁までの距離と有効高さとの比
- n : ヤング係数比
- p : 鉄筋比
- A_s : 鉄筋量 (mm²)
- 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)	j	せん断応力度 (N/mm ²)		判 定
				計算値 τ	許容値 τ_{a1}	
常時	21.332	299.286	0.905	0.079	≤ 0.700	○

【 L3.5 】

1章 設計条件

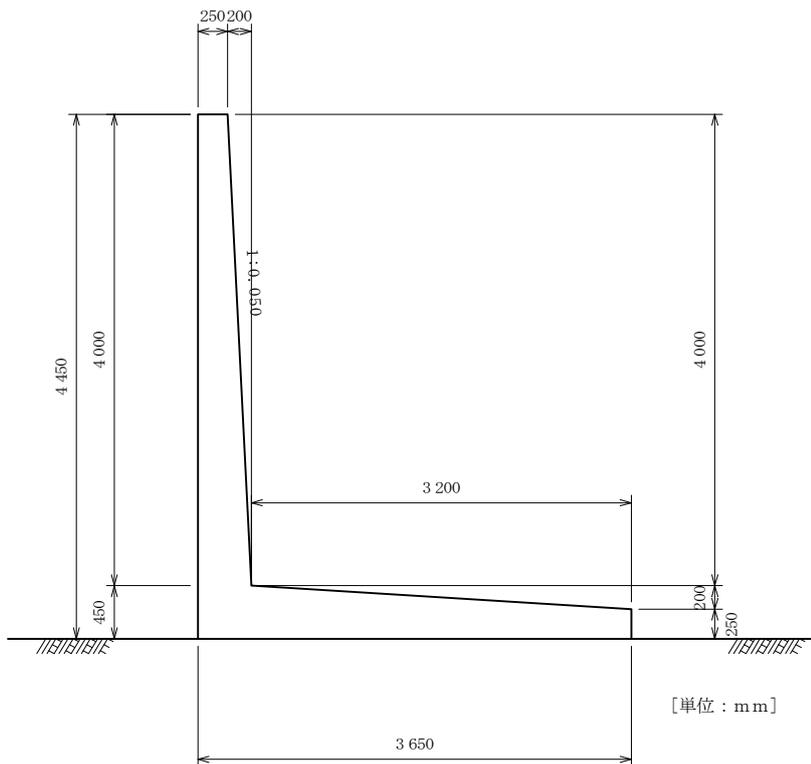
1.1 適用基準

ぎょうせい、盛土等防災マニュアルの解説 令和5年11月

1.2 形式

『L型-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 (鉄筋コンクリート) : $\sigma_{ck} = 21$ (N/mm²)
底版 (鉄筋コンクリート) : $\sigma_{ck} = 21$ (N/mm²)

【鉄筋】 種類 : SD345

【土質】 裏込め土 : 砂質土
埋戻し土 : 砂質土
支持地盤 : 砂質地盤

【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	24.000	
水	浮力算出用	9.800	
	土 砂	湿潤重量	飽和重量
	背 面	17.000	17.800
	前 面	17.000	17.800

1.5 土砂

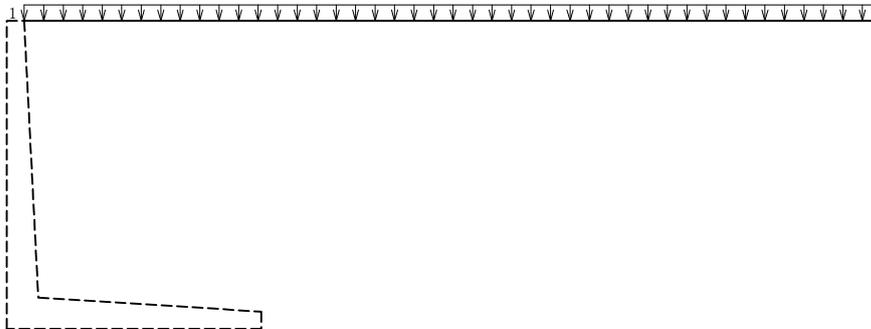
(1) 背面土砂形状



擁壁天端と地表面始点のレベル差	(m)	0.000
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 豎 壁
			始端側	終端側	
1	0.000	∞	10.000	10.000	○

1.7 任意荷重

考慮しない

1.8 土圧

・土圧式：クーロン(物部・岡部)

・土圧係数直接入力

荷重状態	安定計算 土圧係数	堅壁設計 土圧係数
常時	0.40000	0.40000

・土圧の作用面の壁面摩擦角(度)

荷重状態	主働土圧			受働土圧
	安定計算時	堅壁設計時	切土	
常時土圧	0.000	20.000	———	———

・安定計算時の土圧の仮想背面は、かかと端(かかところ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 2.862 (度)

・粘着力(kN/m²)

荷重状態	主働土圧用	受働土圧用
常時	0.000	———

1.9 荷重組み合わせ

No	荷重名称	コメント
1	常時	常時

	荷重名称	1
土砂	砂質土	
載荷荷重	載荷荷重	○
主働土圧	考慮しない	
	常時土圧	○

照査項目	1	
許容応力度法	安定・断面	
限界状態設計法	照査性能	———
	剛体安定	———
	断面破壊	———

照査性能を全ケース「安全・使用」とする

1.10 基礎の条件

1.10.1 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 μ	0.400

1.11 安定計算の許容値及び部材の許容応力度

1.11.1 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	200.000

1.11.2 部材の許容応力度

(1) 鉄筋コンクリート部材

1) 豎壁 (一般部材)

・鉄筋径 $\leq 28\text{mm}$ (N/mm²)

荷 重 状 態	コンクリートの 圧縮応力度 σ_{ca}	鉄筋の 引張応力度 σ_{sa}	せん断 応力度		鉄筋の 圧縮応力度 σ_{sba}
			τ_{a1}	τ_{a2}	
常時	7.000	215.000	0.700	1.600	215.000

・鉄筋径 $> 28\text{mm}$ (N/mm²)

荷 重 状 態	鉄筋の 引張応力度 σ_{sa}	鉄筋の 圧縮応力度 σ_{sba}
常時	195.000	195.000

2) 底版 (一般部材)

・鉄筋径 $\leq 28\text{mm}$ (N/mm²)

荷 重 状 態	コンクリートの 圧縮応力度 σ_{ca}	鉄筋の 引張応力度 σ_{sa}	せん断 応力度		鉄筋の 圧縮応力度 σ_{sba}
			τ_{a1}	τ_{a2}	
常時	7.000	215.000	0.700	1.600	—————

・鉄筋径 $> 28\text{mm}$ (N/mm²)

荷 重 状 態	鉄筋の 引張応力度 σ_{sa}	鉄筋の 圧縮応力度 σ_{sba}
常時	195.000	—————

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せん断応力度

τ_{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 結果一覧

1. 安定計算

(1) 転倒に対する照査

荷重状態 (水 位)	つま先での作用力		転倒安全率		判定
	抵抗M (kN. m)	転倒M (kN. m)	計算値	安全率	
常時	520. 882	119. 671	4. 353	≥ 1. 500	○

(2) 滑動に対する照査

荷重状態 (水 位)	フーチング中心の作用力		滑動安全率		判定
	N (kN)	H (kN)	計算値	安全率	
常時	295. 180	76. 229	1. 549	≥ 1. 500	○

(3) 支持に対する照査

荷重状態 (水 位)	フーチング中心の作用力		反力作用幅 (m)	地盤反力度 (kN/m ²)		判定
	M (kN. m)	N (kN)		計算値	許容値	
常時	133. 243	329. 180	3. 650	150. 194	≤ 200. 000	○

2. 断面計算 (許容応力度法)

(1) 曲げ応力度

部 材	荷重状態 (水 位)	M (kN. m)	圧縮応力度 (N/mm ²)		引張応力度 (N/mm ²)		判定
			計算値	許容値	計算値	許容値	
壁基部	常時	81. 578	4. 986	≤ 7. 000	210. 792	≤ 215. 000	○
かかと照査1	常時	81. 578	4. 657	≤ 7. 000	162. 635	≤ 215. 000	○

(2) せん断応力度

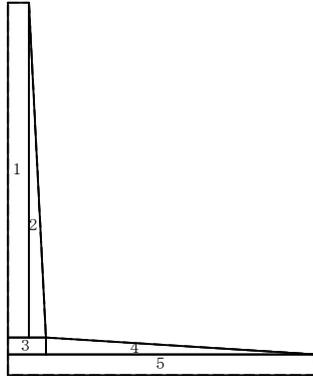
部 材	設計位置 (m)	荷重状態 (水 位)	せん断力 (kN)	せん断応力度 (N/mm ²)		判定
				計算値	許容値 τ_{a1} τ_{a2}	
壁基部	0. 000	常時	57. 498	0. 170	≤ 0. 700 1. 600	○
かかと照査2	0. 225	常時	26. 662	0. 086	≤ 0. 700 1. 600	○

3章 安定計算

3.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) 躯体

1) ブロック割り



2) 体積・重心

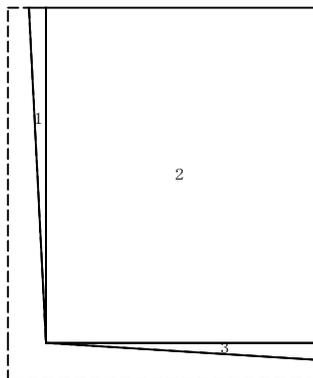
区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 Vi (m³)	重心位置(m)		Vi · Xi	Vi · Yi	備考
			Xi	Yi			
1	0.250 × 4.000 × 1.000	1.000	0.125	2.450	0.125	2.450	
2	1/2 × 0.200 × 4.000 × 1.000	0.400	0.317	1.783	0.127	0.713	
3	0.450 × 0.200 × 1.000	0.090	0.225	0.350	0.020	0.032	
4	1/2 × 3.200 × 0.200 × 1.000	0.320	1.517	0.317	0.485	0.101	
5	3.650 × 0.250 × 1.000	0.913	1.825	0.125	1.665	0.114	
Σ		2.722	—	—	2.423	3.410	

$$\text{重心位置 } XG = \Sigma (Vi \cdot Xi) / \Sigma Vi = 2.423 / 2.722 = 0.890 \text{ (m)}$$

$$YG = \Sigma (Vi \cdot Yi) / \Sigma Vi = 3.410 / 2.722 = 1.253 \text{ (m)}$$

(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(m)		Vi · Xi	Vi · Yi	備考
			Xi	Yi			
1	1/2 × 0.200 × 4.000 × 1.000	0.400	0.383	3.117	0.153	1.247	
2	3.200 × 4.000 × 1.000	12.800	2.050	2.450	26.240	31.360	

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			
3	1/2 × 3.200 × 0.200 × 1.000	0.320	2.583	0.383	0.827	0.123	
Σ		13.520	—	—	27.220	32.729	

$$\begin{aligned} \text{重心位置 } XG &= \Sigma (Vi \cdot Xi) / \Sigma Vi = 27.220 / 13.520 = 2.013 \text{ (m)} \\ YG &= \Sigma (Vi \cdot Yi) / \Sigma Vi = 32.729 / 13.520 = 2.421 \text{ (m)} \end{aligned}$$

3.2 躯体自重，土砂重量，任意荷重，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	24.000 × 2.722 = 65.340	0.890

(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 V1 (m³)	重心位置 (m)	
		X	Y		X1	Y1
土砂(背面)	13.520	2.013	2.421	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)	13.520	2.013	2.421

水位より上の体積

$$Vu = V - V1$$

水位より上の重心位置

$$Xu = (V \cdot X - V1 \cdot X1) / Vu$$

$$Yu = (V \cdot Y - V1 \cdot Y1) / Vu$$

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 $W1 = V1 \cdot (\text{土の飽和重量})$ (kN)
土砂(背面)	13.520 × 17.000 = 229.840	0.000 × 17.800 = 0.000

位置	重量 W Wu + W1 (kN)	作用位置 X (Wu · Xu + W1 · X1) / W (m)
土砂(背面)	229.840	2.013

(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
軀 体	65.340	0.000	0.890	0.000	58.142	0.000
背面土砂	229.840	0.000	2.013	0.000	462.740	0.000
合 計	295.180	0.000	——	——	520.882	0.000

3.3 地表面の載荷荷重, 雪荷重

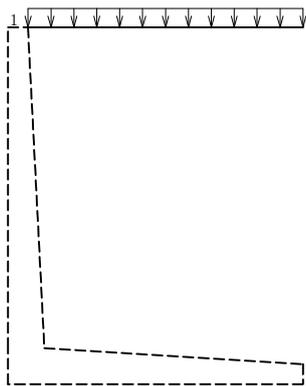
鉛直力

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

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	3.400	34.000	1.950

3.4 土圧・水圧

[1] 常時

土圧は土圧係数により求める。

仮想背面の位置 (つま先からの距離) xp = 3.650 m

yp = 0.000 m

仮想背面の高さ H = 4.450 m

水位面より上の高さ H1 = 4.450 m

水位面より下の高さ H2 = 0.000 m

土圧作用面が鉛直面となす角度 α = 0.000 °

土砂の単位体積重量 γs = 17.000 kN/m³

土砂のせん断抵抗角 φ = 30.000 °

地表面が水平面となす角度 β = 0.000 °

壁面摩擦角 δ = 0.000 °

土圧作用面上端土圧

$$p1 = K \cdot q = 0.4000 \times 5.000 = 2.000 \text{ kN/m}^2$$

水位面での土圧

$$\begin{aligned} p2 &= K \cdot \gamma_s \cdot H1 + p1 \\ &= 0.4000 \times 17.000 \times 4.450 + 2.000 \\ &= 32.260 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

土圧作用面下端土圧

$$p3 = p2 = 32.260 \text{ kN/m}^2$$

水位以上の土圧力

$$P1 = \frac{1}{2} \cdot (p1 + p2) \cdot H1 = \frac{1}{2} \times (2.000 + 32.260) \times 4.450 = 76.229 \text{ kN}$$

水位以下の土圧力

$$P2 = \frac{1}{2} \cdot (p2 + p3) \cdot H2 = \frac{1}{2} \times (32.260 + 32.260) \times 0.000 = 0.000 \text{ kN}$$

土圧力

$$P = P1 + P2 = 76.229 + 0.000 = 76.229 \text{ kN}$$

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

$$Ph = P \cdot \cos(\alpha + \delta) = 76.229 \times \cos(0.000^\circ + 0.000^\circ) = 76.229 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$Pv = P \cdot \sin(\alpha + \delta) = 76.229 \times \sin(0.000^\circ + 0.000^\circ) = 0.000 \text{ kN}$$

作用位置

$$\begin{aligned} M1 &= P1 \cdot \left(\frac{2 \cdot p1 + p2}{p1 + p2} \cdot \frac{H1}{3} + H2 \right) \\ &= 76.229 \times \left(\frac{2 \times 2.000 + 32.260}{2.000 + 32.260} \times \frac{4.450}{3} + 0.000 \right) \\ &= 119.673 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

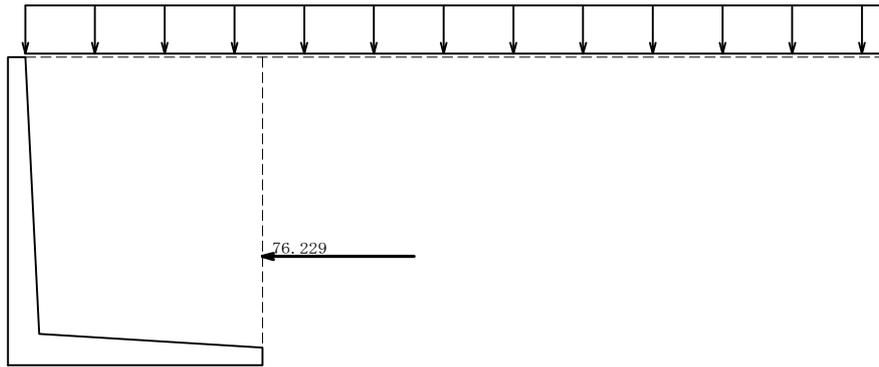
$$\begin{aligned} M2 &= P2 \cdot \left(\frac{2 \cdot p2 + p3}{p2 + p3} \cdot \frac{H2}{3} \right) \\ &= 0.000 \times \left(\frac{2 \times 32.260 + 32.260}{32.260 + 32.260} \times \frac{0.000}{3} \right) \\ &= 0.000 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

$$Ho = \frac{M1 + M2}{P1 + P2} = \frac{119.673 + 0.000}{76.229 + 0.000} = 1.570 \text{ m}$$

$$x = xp - Ho \cdot \tan \alpha = 3.650 - 1.570 \times \tan 0.000^\circ = 3.650 \text{ m}$$

$$y = yp + Ho = 0.000 + 1.570 = 1.570 \text{ m}$$

・土圧図

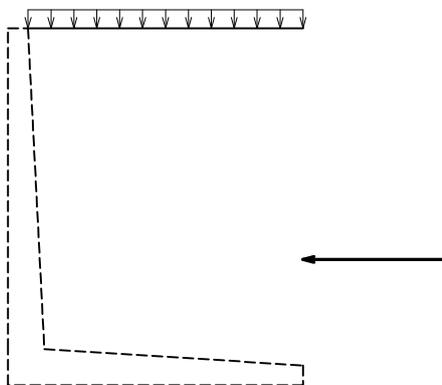


3.5 作用力の集計

(1) フーチング前面での作用力の集計

[1] 常時

(土圧の鉛直成分は集計されません)



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	295.180	0.000	1.765	0.000	520.882	0.000
載荷、雪	34.000	0.000	1.950	0.000	66.300	0.000
土圧	0.000	76.229	3.650	1.570	0.000	119.671
合計	329.180	76.229	—————	—————	587.182	119.671

・ 載荷位置 a (堅壁背面より後方)

荷重状態 (水位)	N_o (kN)	H_o (kN)	M_o (kN.m)
常時	329.180	76.229	467.510

・ 載荷位置 b (仮想背面より後方)

荷重状態 (水位)	N_o (kN)	H_o (kN)	M_o (kN.m)
常時	295.180	76.229	401.210

(2) フーチング中心での作用力の集計

$$\text{鉛 直 力} \quad : N_c = N_o \quad (\text{kN})$$

$$\text{水 平 力} \quad : H_c = H_o \quad (\text{kN})$$

$$\text{回 転 モ ー メ ン ト} \quad : M_c = N_o \cdot B_j / 2.0 - M_o \quad (\text{kN} \cdot \text{m})$$

ここに、

$$\text{フーチング土圧方向幅} \quad : B_j = 3.650 \quad (\text{m})$$

・ 載荷位置 a (堅壁背面より後方)

■ 単位幅当り

荷重状態 (水 位)	N_c (kN)	H_c (kN)	M_c (kN·m)
常時	329.180	76.229	133.243

■ 全幅 (10.000m) 当り

荷重状態 (水 位)	N_c (kN)	H_c (kN)	M_c (kN·m)
常時	3291.800	762.285	1332.431

・ 載荷位置 b (仮想背面より後方)

■ 単位幅当り

荷重状態 (水 位)	N_c (kN)	H_c (kN)	M_c (kN·m)
常時	295.180	76.229	137.493

■ 全幅 (10.000m) 当り

荷重状態 (水 位)	N_c (kN)	H_c (kN)	M_c (kN·m)
常時	2951.800	762.285	1374.931

3.6 安定計算結果

3.6.1 転倒に対する安定

$$F = \frac{Mr}{Mo} = \frac{|\Sigma V \cdot x_0 - \Sigma H \cdot y_0|}{|P_{AH} \cdot y_A - P_{AV} \cdot x_A|}$$

ここに、

Mr : 抵抗モーメント

Mo : 転倒モーメント

ΣV : 土圧の鉛直成分を除いた鉛直力の合計

x_0 : 土圧の鉛直成分を除いた鉛直力の合計の作用位置

ΣH : 土圧の水平成分を除いた水平力の合計

y_0 : 土圧の水平成分を除いた水平力の合計の作用位置

P_{AH} : 土圧の水平成分

y_A : 土圧の水平成分の作用位置

P_{AV} : 土圧の鉛直成分

x_A : 土圧の鉛直成分の作用位置

・ 載荷位置 a (堅壁背面より後方)

荷重状態 (水 位)	$\Sigma V \cdot x_0$ (kN. m)	$\Sigma H \cdot y_0$ (kN. m)	$P_{AH} \cdot y_A$ (kN. m)	$P_{AV} \cdot x_A$ (kN. m)
常時	587.182	0.000	119.671	0.000

荷重状態 (水 位)	Mr (kN. m)	Mo (kN. m)	安全率		判定
			F = Mr/Mo	許容値	
常時	587.182	119.671	4.907	≥ 1.500	○

・ 載荷位置 b (仮想背面より後方)

荷重状態 (水 位)	$\Sigma V \cdot x_0$ (kN. m)	$\Sigma H \cdot y_0$ (kN. m)	$P_{AH} \cdot y_A$ (kN. m)	$P_{AV} \cdot x_A$ (kN. m)
常時	526.533	0.000	119.671	0.000

荷重状態 (水 位)	Mr (kN. m)	Mo (kN. m)	安全率		判定
			F = Mr/Mo	許容値	
常時	520.882	119.671	4.353	≥ 1.500	○

3.6.2 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{R_v \cdot \mu + C_b \cdot B}{R_H}$$

ここに、

R_v : 底版下面における全鉛直荷重 (kN)

R_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, $\mu = 0.400$

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), $B = 3.650$

・ 載荷位置 a (堅壁背面より後方)

荷重状態 (水 位)	鉛直荷重 R _v (kN)	水平荷重 R _h (kN)	安全率 F _s	必要安全率 F _{sa}	判 定
常時	329.180	76.229	1.727	≥ 1.500	○

・ 載荷位置 b (仮想背面より後方)

荷重状態 (水 位)	鉛直荷重 R _v (kN)	水平荷重 R _h (kN)	安全率 F _s	必要安全率 F _{sa}	判 定
常時	295.180	76.229	1.549	≥ 1.500	○

3.6.3 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 : つま先から合力の作用点までの距離 (m)

ΣMr : つま先回りの抵抗モーメント (kN・m)

ΣMt : つま先回りの転倒モーメント (kN・m)

ΣV : 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 = 3.650

・ 載荷位置 a (堅壁背面より後方)

荷重状態 (水 位)	ΣMr (kN・m)	ΣMt (kN・m)	ΣV (kN)	d (m)	e (m)
常時	587.182	119.671	329.180	1.420	0.405

・ 載荷位置 b (仮想背面より後方)

荷重状態 (水 位)	ΣMr (kN・m)	ΣMt (kN・m)	ΣV (kN)	d (m)	e (m)
常時	520.882	119.671	295.180	1.359	0.466

(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

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

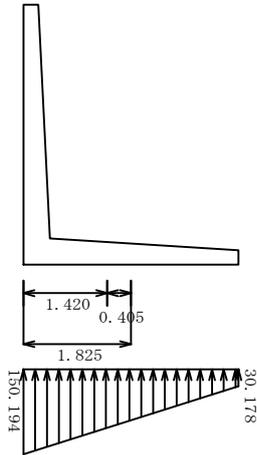
ここに、

ΣV : 底版下面に作用する全鉛直荷重 (kN)

B : 底版幅 (m), B = 3.650

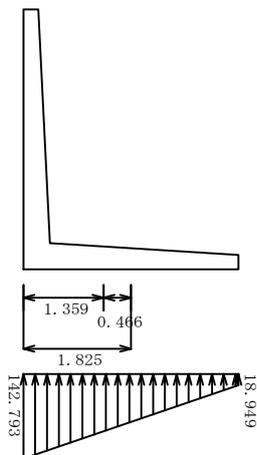
e : 偏心量 (m)

[1] 常時



- 載荷位置 a (堅壁背面より後方)

地盤反力の作用幅 (m)	地盤反力の形状	地盤反力度 (kN/m ²)			判定
		qmin	qmax	許容値	
3.650	台形	30.178	150.194 ≤	200.000	○



- 載荷位置 b (仮想背面より後方)

地盤反力の作用幅 (m)	地盤反力の形状	地盤反力度 (kN/m ²)			判定
		qmin	qmax	許容値	
3.650	台形	18.949	142.793 ≤	200.000	○

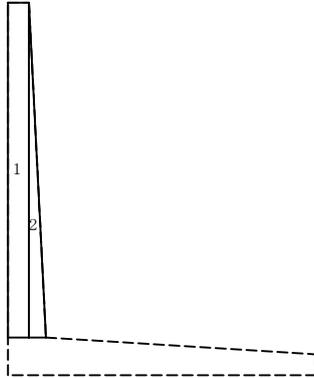
4章 縦壁の設計

4.1 縦壁基部の設計

4.1.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) 躯体

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	$0.250 \times 4.000 \times 1.000$	1.000	0.125	2.000	0.125	2.000	
2	$1/2 \times 0.200 \times 4.000 \times 1.000$	0.400	0.317	1.333	0.127	0.533	
Σ		1.400	—	—	0.252	2.533	

$$\begin{aligned} \text{重心 } X_G &= \Sigma (V_i \cdot X_i) / \Sigma V_i = 0.252 / 1.400 = 0.180 \text{ (m)} \\ Y_G &= \Sigma (V_i \cdot Y_i) / \Sigma V_i = 2.533 / 1.400 = 1.810 \text{ (m)} \end{aligned}$$

4.1.2 躯体自重, 任意荷重

(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)	$24.000 \times 1.400 = 33.600$	0.045

作用位置

$$\begin{aligned} X &= X_c - X_G = 0.225 - 0.180 \\ &= 0.045 \text{ m} \end{aligned}$$

ここに、

X_c : 設計断面位置での縦壁前面から設計断面中心までの水平距離(m)

4.1.3 土圧・水圧

[1] 常時

土圧は土圧係数により求める。

$$\begin{aligned} \text{仮想背面の位置 (断面中心からの距離)} \quad x_p &= 0.225 \text{ m} \\ y_p &= 0.000 \text{ m} \end{aligned}$$

仮想背面の高さ	$H = 4.000 \text{ m}$
水位面より上の高さ	$H1 = 4.000 \text{ m}$
水位面より下の高さ	$H2 = 0.000 \text{ m}$
土圧作用面が鉛直面となす角度	$\alpha = 2.862^\circ$
背面土砂の単位体積重量	$\gamma_s = 17.000 \text{ kN/m}^3$
背面土砂のせん断抵抗角	$\phi = 30.000^\circ$
地表面が水平面となす角度	$\beta = 0.000^\circ$
壁面摩擦角	$\delta = 20.000^\circ$

土圧作用面の上端土圧

$$p1 = K \cdot q = 0.4000 \times 5.000 = 2.000 \text{ kN/m}^2$$

水位面での土圧

$$\begin{aligned} p2 &= K \cdot \gamma_s \cdot H1 + p1 \\ &= 0.4000 \times 17.000 \times 4.000 + 2.000 \\ &= 29.200 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

土圧作用面の下端土圧

$$p3 = p2 = 29.200 \text{ kN/m}^2$$

水位以上の土圧力

$$P1 = \frac{1}{2} \cdot (p1 + p2) \cdot H1 = \frac{1}{2} \times (2.000 + 29.200) \times 4.000 = 62.400 \text{ kN}$$

水位以下の土圧力

$$P2 = \frac{1}{2} \cdot (p2 + p3) \cdot H2 = \frac{1}{2} \times (29.200 + 29.200) \times 0.000 = 0.000 \text{ kN}$$

土圧力

$$P = P1 + P2 = 62.400 + 0.000 = 62.400 \text{ kN}$$

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

$$Ph = P \cdot \cos(\alpha + \delta) = 62.400 \times \cos(2.862^\circ + 20.000^\circ) = 57.498 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$Pv = P \cdot \sin(\alpha + \delta) = 62.400 \times \sin(2.862^\circ + 20.000^\circ) = 24.244 \text{ kN}$$

作用位置

$$\begin{aligned} M1 &= P1 \cdot \left(\frac{2 \cdot p1 + p2}{p1 + p2} \cdot \frac{H1}{3} + H2 \right) \\ &= 62.400 \times \left(\frac{2 \times 2.000 + 29.200}{2.000 + 29.200} \times \frac{4.000}{3} + 0.000 \right) \\ &= 88.533 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

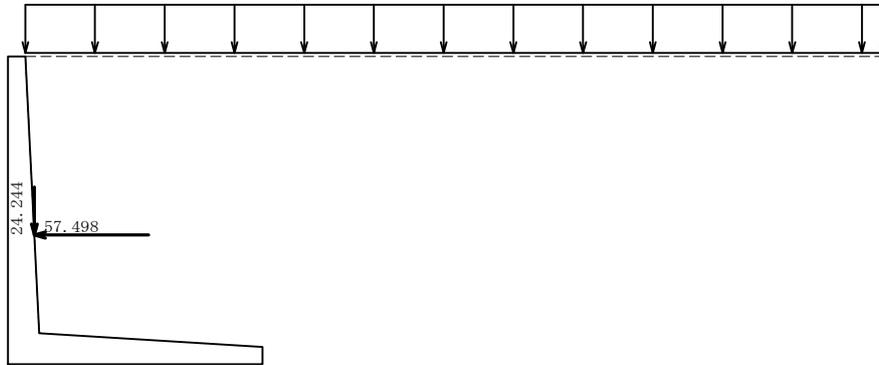
$$\begin{aligned} M2 &= P2 \cdot \left(\frac{2 \cdot p2 + p3}{p2 + p3} \cdot \frac{H2}{3} \right) \\ &= 0.000 \times \left(\frac{2 \times 29.200 + 29.200}{29.200 + 29.200} \times \frac{0.000}{3} \right) \\ &= 0.000 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

$$H_o = \frac{M_1 + M_2}{P_1 + P_2} = \frac{88.533 + 0.000}{62.400 + 0.000} = 1.419 \text{ m}$$

$$x = H_o \cdot \tan \alpha - x_p = 1.419 \times \tan 2.862^\circ - 0.225 = -0.154 \text{ m}$$

$$y = y_p + H_o = 0.000 + 1.419 = 1.419 \text{ m}$$

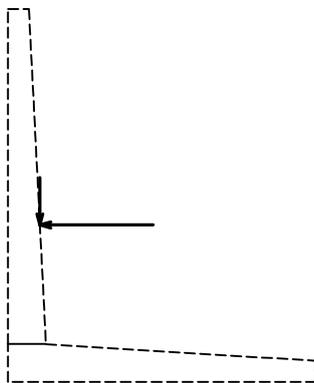
・土圧図



4.1.4 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

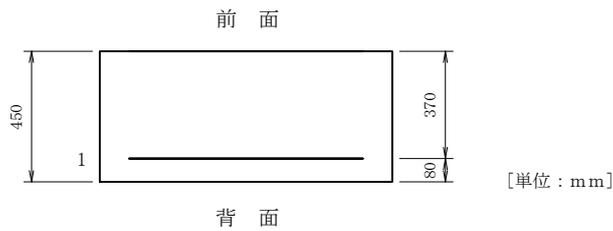


項目	N_i (kN)	H_i (kN)	X_i (m)	Y_i (m)	$M = M_{x_i} + M_{y_i}$ (kN·m)
自重	33.600	0.000	0.045	0.000	0.000
土圧	24.244	57.498	-0.154	1.419	81.578
合計	0.000	57.498	————	————	81.578

※ 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

4.1.5 断面計算（許容応力度法）

(1) 鉄筋配置



単鉄筋

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	8.00	D19	2.865	4.000
	2	—	—	—	—

引張側必要鉄筋量 11.229 (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 = 450.000
- 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)
- σ_c : コンクリートの曲げ圧縮応力度 (N/mm²)
- σ_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)		判定
				計算値	許容値	計算値	許容値	
常時	81.578	0.000	9.690	4.986	≤ 7.000	210.792	≤ 215.000	○

(3) せん断応力度の照査

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

$$j = 1 - \frac{k}{3}$$

$$k = \sqrt{2n \cdot p + (n \cdot p)^2} - n \cdot p$$

$$p = \frac{A_s}{b \cdot d}$$

ここに、

τ_m : コンクリートの最大せん断応力度 (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)

j : コンクリートの圧縮応力の合力から鉄筋の図心までの距離と有効高さとの比

k : 中立軸からコンクリート圧縮縁までの距離と有効高さとの比

n : ヤング係数比

p : 鉄筋比

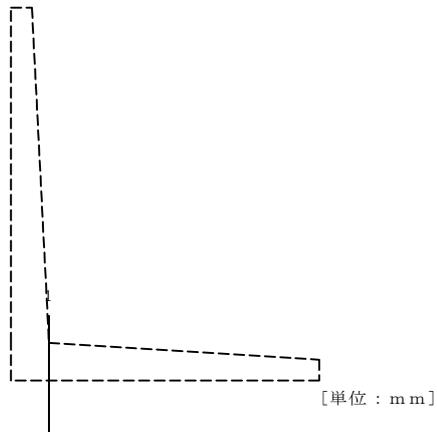
A_s : 鉄筋量 (mm²)

荷重状態 (水 位)	せん断力 S _h (kN)	有効高 d (cm)	j	せん断応力度 (N/mm ²)			判定
				計算値 τ	許容値 τ_{a1}	許容値 τ_{a2}	
常時	57.498	37.000	0.913	0.170	≤ 0.700	1.600	○

5章 かかと版の設計

5.1 照査位置[1]の設計

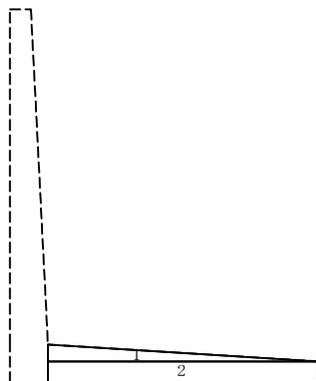
付け根からの距離 = 0.000 m



5.1.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) 躯体

1) ブロック割り



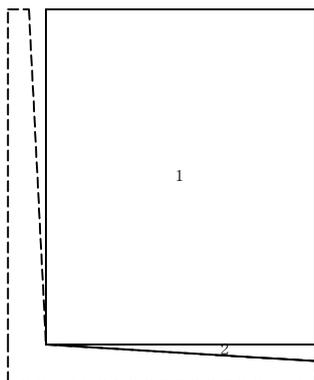
2) 体積・重心

区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 V_i (m^3)	重心位置 X_i (m)	$V_i \cdot X_i$	備考
1	$1/2 \times 3.200 \times 0.200 \times 1.000$	0.320	1.067	0.341	
2	$3.200 \times 0.250 \times 1.000$	0.800	1.600	1.280	
Σ		1.120	—	1.621	

$$\text{重心位置 } XG = \Sigma (V_i \cdot X_i) / \Sigma V_i = 1.621 / 1.120 = 1.448 \text{ (m)}$$

(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 V_i (m^3)	重心位置 X_i (m)	$V_i \cdot X_i$	備考
1	$3.200 \times 4.000 \times 1.000$	12.800	1.600	20.480	
2	$1/2 \times 3.200 \times 0.200 \times 1.000$	0.320	2.133	0.683	
Σ		13.120	—	21.163	

$$\text{重心位置 } XG = \Sigma (V_i \cdot X_i) / \Sigma V_i = 21.163 / 13.120 = 1.613 \text{ (m)}$$

5.1.2 躯体自重, 土砂重量, 任意荷重, 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 $W = \gamma \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体	$24.000 \times 1.120 = 26.880$	1.448

(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 (m^3)	重心位置 X (m)	体積 V_l (m^3)	重心位置 X_l (m)
土砂(背面)	13.120	1.613	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(背面)	13.120	1.613

水位より上の体積

$$V_u = V - V_l$$

水位より上の重心位置

$$X_u = (V \cdot X - V_1 \cdot X_1) / V_u$$

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 $W_1 = V_1 \cdot (\text{土の飽和重量})$ (kN)
土砂(背面)	$13.120 \times 17.000 = 223.040$	$0.000 \times 17.800 = 0.000$

位置	重量 W $W_u + W_1$ (kN)	作用位置 X $(W_u \cdot X_u + W_1 \cdot X_1) / W$ (m)
土砂(背面)	223.040	1.613

(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	26.880	1.448	38.912
背面土砂	223.040	1.613	359.764
合計	249.920	—	398.676

5.1.3 地盤反力

鉛直力

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

作用位置

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

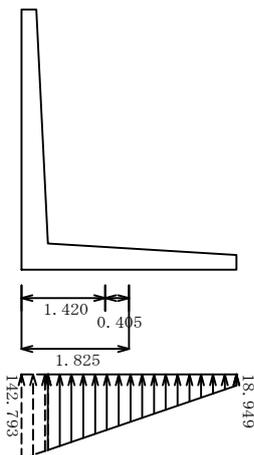
ここに、

q_1 : かかと版前面位置の地盤反力度 (kN/m²)

q_2 : かかと版設計位置の地盤反力度 (kN/m²)

L : 地盤反力作用幅 (m)

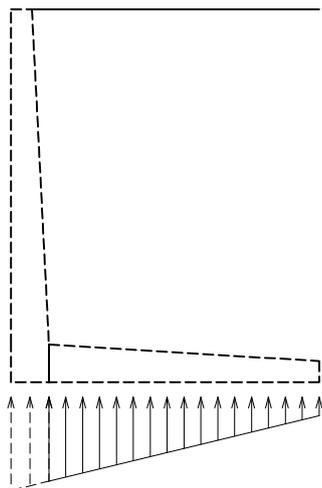
[1] 常時



地盤反力度 (kN/m ²)		作用幅 L (m)	鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q_1	q_2			
18.949	127.525	3.200	234.358	1.205

5.1.4 断面力の集計

[1]常時

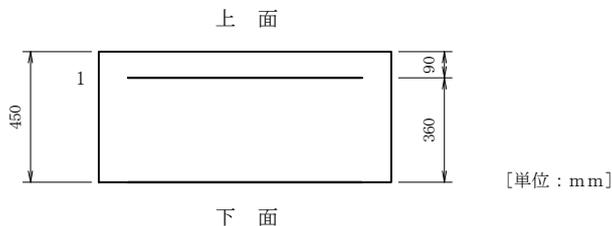


項目	N_i (kN)	X_i (m)	$M = N_i \cdot X_i$ (kN·m)
自重	249.920	1.595	398.676
地盤反力	-234.358	1.205	-282.321
合計	15.562	—	116.355

付け根の断面力として縦壁基部の断面力 81.578 kN·m を適用します。

5.1.5 断面計算（許容応力度法）

(1)鉄筋配置



単鉄筋

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	9.00	D22	3.871	4.000	15.484
	2	—	—	—	—	—
下面	1'	—	—	—	—	—
	2'	—	—	—	—	—

引張側必要鉄筋量 11.566 (cm²)

(2) 曲げ応力度の照査

(参考)

中立軸の算出

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

より x を求める。

応力度の算出

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

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

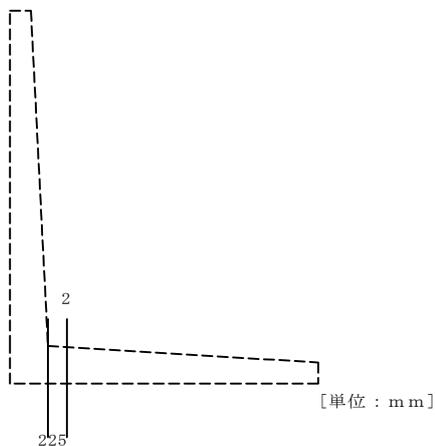
ここに、

- 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 = 450.000
- 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)
- σ_c : コンクリートの曲げ圧縮応力度 (N/mm²)
- σ_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)		判定
			計算値	許容値	計算値	許容値	
常時	81.578	10.816	4.657	≦ 7.000	162.635	≦ 215.000	○

5.2 照査位置[2]の設計

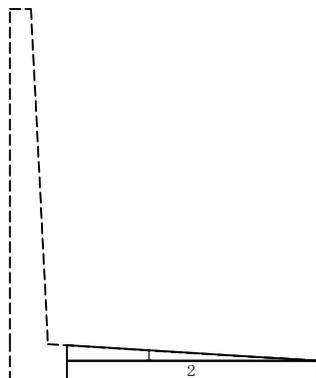
付け根からの距離 = 0.225 m



5.2.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) 躯体

1) ブロック割り



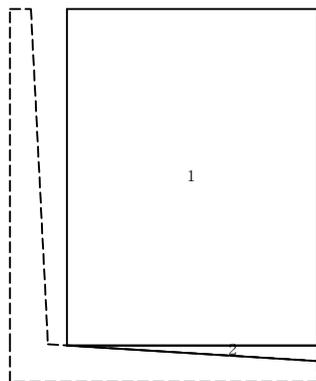
2) 体積・重心

区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 Vi (m ³)	重心位置 Xi (m)	Vi · Xi	備考
1	$1/2 \times 2.975 \times 0.186 \times 1.000$	0.277	0.992	0.274	
2	$2.975 \times 0.250 \times 1.000$	0.744	1.487	1.106	
Σ		1.020	—	1.381	

重心位置 $XG = \Sigma (Vi \cdot Xi) / \Sigma Vi = 1.381 / 1.020 = 1.353$ (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 (m ³)	重心位置 Xi (m)	Vi · Xi	備考
1	$2.975 \times 4.014 \times 1.000$	11.942	1.487	17.763	
2	$1/2 \times 2.975 \times 0.186 \times 1.000$	0.277	1.983	0.549	
Σ		12.218	—	18.312	

重心位置 $XG = \Sigma (Vi \cdot Xi) / \Sigma Vi = 18.312 / 12.218 = 1.499$ (m)

5.2.2 躯体自重，土砂重量，任意荷重，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 $W = \gamma \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体	$24.000 \times 1.020 = 24.488$	1.353

(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 (m^3)	重心位置 X (m)	体積 $V1$ (m^3)	重心位置 $X1$ (m)
土砂(背面)	12.218	1.499	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 Xu (m)
土砂(背面)	12.218	1.499

水位より上の体積

$$Vu = V - V1$$

水位より上の重心位置

$$Xu = (V \cdot X - V1 \cdot X1) / Vu$$

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 $W1 = V1 \cdot (\text{土の飽和重量})$ (kN)
土砂(背面)	$12.218 \times 17.000 = 207.713$	$0.000 \times 17.800 = 0.000$

位置	重量 W $Wu + W1$ (kN)	作用位置 X $(Wu \cdot Xu + W1 \cdot X1) / W$ (m)
土砂(背面)	207.713	1.499

(3) 自重集計

[1] 常時

	重量 Ni (kN)	作用位置 Xi (m)	モーメント $Ni \cdot Xi$ (kN.m)
躯体	24.488	1.353	33.135
背面土砂	207.713	1.499	311.362
合計	232.201	—	344.497

5.2.3 地表面の載荷荷重，雪荷重

鉛直力

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

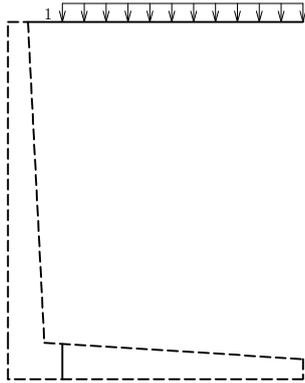
ここに、

q : 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	2.975	29.750	1.488

5.2.4 地盤反力

鉛直力

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

作用位置

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

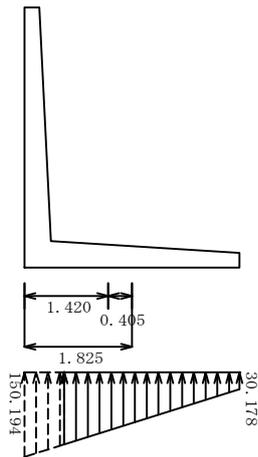
ここに、

q1 : かかと版前面位置の地盤反力度 (kN/m²)

q2 : かかと版設計位置の地盤反力度 (kN/m²)

L : 地盤反力作用幅 (m)

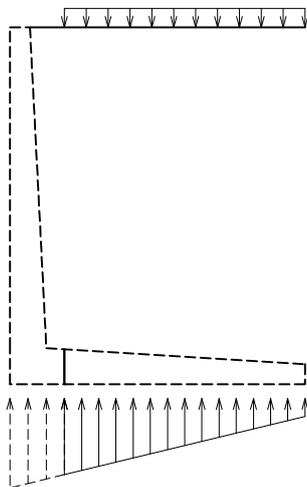
[1] 常時



地盤反力度 (kN/m ²)		作用幅 L (m)	鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2			
30.178	127.999	2.975	235.289	1.181

5.2.5 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	232.201	1.484	344.497
載荷、雪	29.750	1.487	44.253
地盤反力	-235.289	1.181	-277.844
合計	26.662	—	110.906

5.2.6 断面計算（許容応力度法）

(1)せん断応力度の照査

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

$$j = 1 - \frac{k}{3}$$

$$k = \sqrt{2n \cdot p + (n \cdot p)^2} - n \cdot p$$

$$p = \frac{A_s}{b \cdot d}$$

ここに、

- τ_m : コンクリートの最大せん断応力度 (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)
- j : コンクリートの圧縮応力の合力から鉄筋の図心までの距離と有効高さとの比
- k : 中立軸からコンクリート圧縮縁までの距離と有効高さとの比
- n : ヤング係数比
- p : 鉄筋比
- A_s : 鉄筋量 (mm²)
- 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)	j	せん断応力度 (N/mm ²)		判 定
				計算値 τ	許容値 τ_{a1}	
常時	26.662	345.938	0.898	0.086	≤ 0.700	○

【 L4.0 】

1章 設計条件

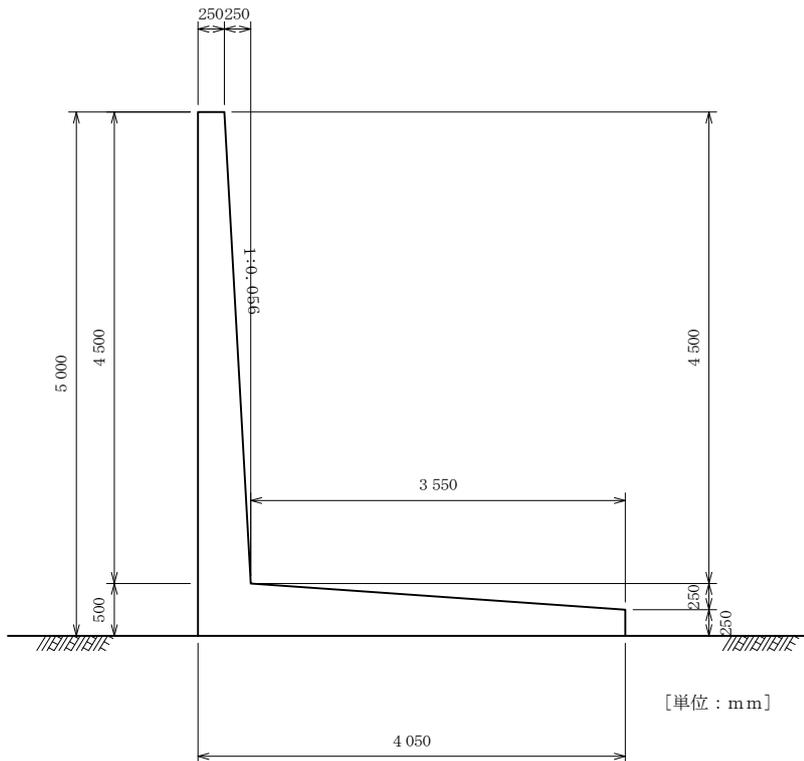
1.1 適用基準

ぎょうせい、盛土等防災マニュアルの解説 令和5年11月

1.2 形式

『L型-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 (鉄筋コンクリート) : $\sigma_{ck} = 21$ (N/mm²)
底版 (鉄筋コンクリート) : $\sigma_{ck} = 21$ (N/mm²)

【鉄筋】 種類 : SD345

【土質】 裏込め土 : 砂質土
埋戻し土 : 砂質土
支持地盤 : 砂質地盤

【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	24.000	
水	浮力算出用	9.800	
	土 砂	湿潤重量	飽和重量
	背 面	17.000	17.800
	前 面	17.000	17.800

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
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 豎 壁
			始端側	終端側	
1	0.000	∞	10.000	10.000	○

1.7 任意荷重

考慮しない

1.8 土圧

・土圧式：クーロン(物部・岡部)

・土圧係数直接入力

荷重状態	安定計算 土圧係数	堅壁設計 土圧係数
常時	0.40000	0.40000

・土圧の作用面の壁面摩擦角(度)

荷重状態	主働土圧			受働土圧
	安定計算時	堅壁設計時	切土	
常時土圧	0.000	20.000	———	———

・安定計算時の土圧の仮想背面は、かかと端(かかところ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 3.180 (度)

・粘着力(kN/m²)

荷重状態	主働土圧用	受働土圧用
常時	0.000	———

1.9 荷重組み合わせ

No	荷重名称	コメント
1	常時	常時

	荷重名称	1
土砂	砂質土	
載荷荷重	載荷荷重	○
主働土圧	考慮しない	
	常時土圧	○

照査項目	1	
許容応力度法	安定・断面	
限界状態設計法	照査性能	———
	剛体安定	———
	断面破壊	———

照査性能を全ケース「安全・使用」とする

1.10 基礎の条件

1.10.1 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 μ	0.400

1.11 安定計算の許容値及び部材の許容応力度

1.11.1 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	200.000

1.11.2 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)

・鉄筋径 $\leq 28\text{mm}$ (N/mm²)

荷 重 状 態	コンクリートの 圧縮応力度 σ_{ca}	鉄筋の 引張応力度 σ_{sa}	せん断 応力度		鉄筋の 圧縮応力度 σ_{sba}
			τ_{a1}	τ_{a2}	
常時	7.000	215.000	0.700	1.600	215.000

・鉄筋径 $> 28\text{mm}$ (N/mm²)

荷 重 状 態	鉄筋の 引張応力度 σ_{sa}	鉄筋の 圧縮応力度 σ_{sba}
常時	195.000	195.000

2) 底版 (一般部材)

・鉄筋径 $\leq 28\text{mm}$ (N/mm²)

荷 重 状 態	コンクリートの 圧縮応力度 σ_{ca}	鉄筋の 引張応力度 σ_{sa}	せん断 応力度		鉄筋の 圧縮応力度 σ_{sba}
			τ_{a1}	τ_{a2}	
常時	7.000	215.000	0.700	1.600	—

・鉄筋径 $> 28\text{mm}$ (N/mm²)

荷 重 状 態	鉄筋の 引張応力度 σ_{sa}	鉄筋の 圧縮応力度 σ_{sba}
常時	195.000	—

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せん断応力度

τ_{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 結果一覧

1. 安定計算

(1) 転倒に対する照査

荷重状態 (水 位)	つま先での作用力		転倒安全率		判定
	抵抗M (kN. m)	転倒M (kN. m)	計算値	安全率	
常時	719. 202	166. 668	4. 315	≥ 1. 500	○

(2) 滑動に対する照査

荷重状態 (水 位)	フーチング中心の作用力		滑動安全率		判定
	N (kN)	H (kN)	計算値	安全率	
常時	367. 131	95. 000	1. 546	≥ 1. 500	○

(3) 支持に対する照査

荷重状態 (水 位)	フーチング中心の作用力		反力作用幅 (m)	地盤反力度 (kN/m ²)		判定
	M (kN. m)	N (kN)		計算値	許容値	
常時	186. 156	405. 131	4. 050	168. 128	≤ 200. 000	○

2. 断面計算 (許容応力度法)

(1) 曲げ応力度

部 材	荷重状態 (水 位)	M (kN. m)	圧縮応力度 (N/mm ²)		引張応力度 (N/mm ²)		判定
			計算値	許容値	計算値	許容値	
壁基部	常時	113. 553	5. 043	≤ 7. 000	192. 688	≤ 215. 000	○
かかと照査1	常時	113. 553	5. 242	≤ 7. 000	197. 634	≤ 215. 000	○

(2) せん断応力度

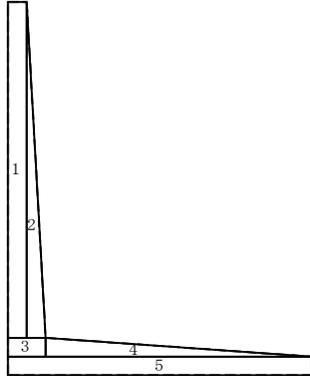
部 材	設計位置 (m)	荷重状態 (水 位)	せん断力 (kN)	せん断応力度 (N/mm ²)		判定
				計算値	許容値 τ_{a1} τ_{a2}	
壁基部	0. 000	常時	71. 565	0. 188	≤ 0. 700 1. 600	○
かかと照査2	0. 250	常時	33. 465	0. 094	≤ 0. 700 1. 600	○

3章 安定計算

3.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) 躯体

1) ブロック割り



2) 体積・重心

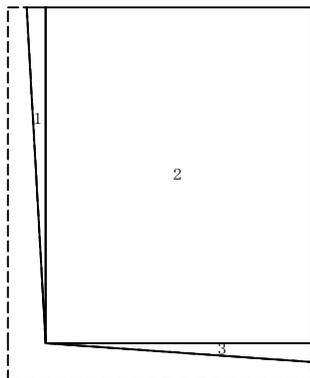
区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 V_i (m ³)	重心位置(m)		$V_i \cdot X_i$	$V_i \cdot Y_i$	備考
			X_i	Y_i			
1	$0.250 \times 4.500 \times 1.000$	1.125	0.125	2.750	0.141	3.094	
2	$1/2 \times 0.250 \times 4.500 \times 1.000$	0.563	0.333	2.000	0.187	1.125	
3	$0.500 \times 0.250 \times 1.000$	0.125	0.250	0.375	0.031	0.047	
4	$1/2 \times 3.550 \times 0.250 \times 1.000$	0.444	1.683	0.333	0.747	0.148	
5	$4.050 \times 0.250 \times 1.000$	1.013	2.025	0.125	2.050	0.127	
Σ		3.269	—	—	3.157	4.540	

$$\text{重心位置 } XG = \Sigma (V_i \cdot X_i) / \Sigma V_i = 3.157 / 3.269 = 0.966 \text{ (m)}$$

$$YG = \Sigma (V_i \cdot Y_i) / \Sigma V_i = 4.540 / 3.269 = 1.389 \text{ (m)}$$

(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 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	$1/2 \times 0.250 \times 4.500 \times 1.000$	0.563	0.417	3.500	0.234	1.969	
2	$3.550 \times 4.500 \times 1.000$	15.975	2.275	2.750	36.343	43.931	

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			
3	1/2 × 3.550 × 0.250 × 1.000	0.444	2.867	0.417	1.272	0.185	
Σ		16.981	—	—	37.850	46.085	

$$\begin{aligned} \text{重心位置 } XG &= \Sigma (Vi \cdot Xi) / \Sigma Vi = 37.850 / 16.981 = 2.229 \text{ (m)} \\ YG &= \Sigma (Vi \cdot Yi) / \Sigma Vi = 46.085 / 16.981 = 2.714 \text{ (m)} \end{aligned}$$

3.2 躯体自重，土砂重量，任意荷重，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	24.000 × 3.269 = 78.450	0.966

(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 V1 (m³)	重心位置 (m)	
		X	Y		X1	Y1
土砂(背面)	16.981	2.229	2.714	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)	16.981	2.229	2.714

水位より上の体積

$$Vu = V - V1$$

水位より上の重心位置

$$Xu = (V \cdot X - V1 \cdot X1) / Vu$$

$$Yu = (V \cdot Y - V1 \cdot Y1) / Vu$$

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 $W1 = V1 \cdot (\text{土の飽和重量})$ (kN)
土砂(背面)	16.981 × 17.000 = 288.681	0.000 × 17.800 = 0.000

位置	重量 W Wu + W1 (kN)	作用位置 X (Wu · Xu + W1 · X1) / W (m)
土砂(背面)	288.681	2.229

(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
軀 体	78.450	0.000	0.966	0.000	75.760	0.000
背面土砂	288.681	0.000	2.229	0.000	643.442	0.000
合 計	367.131	0.000	——	——	719.202	0.000

3.3 地表面の載荷荷重, 雪荷重

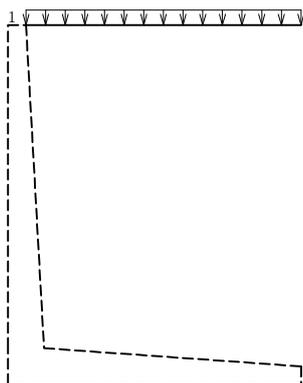
鉛直力

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

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	3.800	38.000	2.150

3.4 土圧・水圧

[1] 常時

土圧は土圧係数により求める。

仮想背面の位置 (つま先からの距離) xp = 4.050 m

yp = 0.000 m

仮想背面の高さ H = 5.000 m

水位面より上の高さ H1 = 5.000 m

水位面より下の高さ H2 = 0.000 m

土圧作用面が鉛直面となす角度 α = 0.000 °

土砂の単位体積重量 γs = 17.000 kN/m³

土砂のせん断抵抗角 φ = 30.000 °

地表面が水平面となす角度 β = 0.000 °

壁面摩擦角 δ = 0.000 °

土圧作用面上端土圧

$$p1 = K \cdot q = 0.4000 \times 5.000 = 2.000 \text{ kN/m}^2$$

水位面での土圧

$$\begin{aligned} p2 &= K \cdot \gamma_s \cdot H1 + p1 \\ &= 0.4000 \times 17.000 \times 5.000 + 2.000 \\ &= 36.000 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

土圧作用面下端土圧

$$p3 = p2 = 36.000 \text{ kN/m}^2$$

水位以上の土圧力

$$P1 = \frac{1}{2} \cdot (p1 + p2) \cdot H1 = \frac{1}{2} \times (2.000 + 36.000) \times 5.000 = 95.000 \text{ kN}$$

水位以下の土圧力

$$P2 = \frac{1}{2} \cdot (p2 + p3) \cdot H2 = \frac{1}{2} \times (36.000 + 36.000) \times 0.000 = 0.000 \text{ kN}$$

土圧力

$$P = P1 + P2 = 95.000 + 0.000 = 95.000 \text{ kN}$$

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

$$Ph = P \cdot \cos(\alpha + \delta) = 95.000 \times \cos(0.000^\circ + 0.000^\circ) = 95.000 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$Pv = P \cdot \sin(\alpha + \delta) = 95.000 \times \sin(0.000^\circ + 0.000^\circ) = 0.000 \text{ kN}$$

作用位置

$$\begin{aligned} M1 &= P1 \cdot \left(\frac{2 \cdot p1 + p2}{p1 + p2} \cdot \frac{H1}{3} + H2 \right) \\ &= 95.000 \times \left(\frac{2 \times 2.000 + 36.000}{2.000 + 36.000} \times \frac{5.000}{3} + 0.000 \right) \\ &= 166.667 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

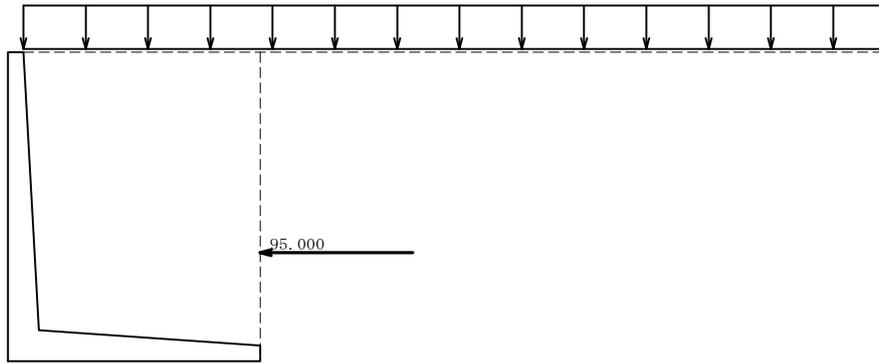
$$\begin{aligned} M2 &= P2 \cdot \left(\frac{2 \cdot p2 + p3}{p2 + p3} \cdot \frac{H2}{3} \right) \\ &= 0.000 \times \left(\frac{2 \times 36.000 + 36.000}{36.000 + 36.000} \times \frac{0.000}{3} \right) \\ &= 0.000 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

$$Ho = \frac{M1 + M2}{P1 + P2} = \frac{166.667 + 0.000}{95.000 + 0.000} = 1.754 \text{ m}$$

$$x = xp - Ho \cdot \tan \alpha = 4.050 - 1.754 \times \tan 0.000^\circ = 4.050 \text{ m}$$

$$y = yp + Ho = 0.000 + 1.754 = 1.754 \text{ m}$$

・土圧図

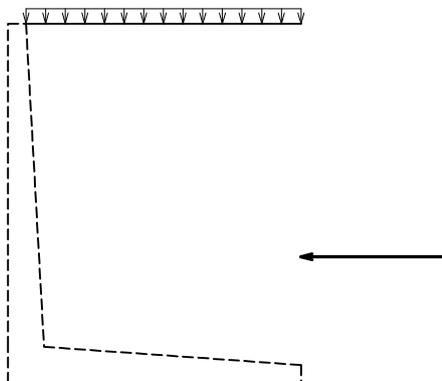


3.5 作用力の集計

(1) フーチング前面での作用力の集計

[1] 常時

(土圧の鉛直成分は集計されません)



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	367.131	0.000	1.959	0.000	719.202	0.000
载荷、雪	38.000	0.000	2.150	0.000	81.700	0.000
土圧	0.000	95.000	4.050	1.754	0.000	166.668
合計	405.131	95.000	———	———	800.902	166.668

・ 载荷位置 a (縦壁背面より後方)

荷重状態 (水位)	N_o (kN)	H_o (kN)	M_o (kN・m)
常時	405.131	95.000	634.234

・ 载荷位置 b (仮想背面より後方)

荷重状態 (水位)	N_o (kN)	H_o (kN)	M_o (kN・m)
常時	367.131	95.000	552.534

(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 : $B_j = 4.050$ (m)

・ 載荷位置 a (縦壁背面より後方)

■ 単位幅当り

荷重状態 (水 位)	N_c (kN)	H_c (kN)	M_c (kN. m)
常時	405.131	95.000	186.156

■ 全幅 (10.000m) 当り

荷重状態 (水 位)	N_c (kN)	H_c (kN)	M_c (kN. m)
常時	4051.310	950.000	1861.563

・ 載荷位置 b (仮想背面より後方)

■ 単位幅当り

荷重状態 (水 位)	N_c (kN)	H_c (kN)	M_c (kN. m)
常時	367.131	95.000	190.906

■ 全幅 (10.000m) 当り

荷重状態 (水 位)	N_c (kN)	H_c (kN)	M_c (kN. m)
常時	3671.310	950.000	1909.063

3.6 安定計算結果

3.6.1 転倒に対する安定

$$F = \frac{Mr}{Mo} = \frac{|\Sigma V \cdot x_0 - \Sigma H \cdot y_0|}{|P_{AH} \cdot y_A - P_{AV} \cdot x_A|}$$

ここに、

Mr : 抵抗モーメント

Mo : 転倒モーメント

ΣV : 土圧の鉛直成分を除いた鉛直力の合計

x_0 : 土圧の鉛直成分を除いた鉛直力の合計の作用位置

ΣH : 土圧の水平成分を除いた水平力の合計

y_0 : 土圧の水平成分を除いた水平力の合計の作用位置

P_{AH} : 土圧の水平成分

y_A : 土圧の水平成分の作用位置

P_{AV} : 土圧の鉛直成分

x_A : 土圧の鉛直成分の作用位置

・ 載荷位置 a (堅壁背面より後方)

荷重状態 (水 位)	$\Sigma V \cdot x_0$ (kN. m)	$\Sigma H \cdot y_0$ (kN. m)	$P_{AH} \cdot y_A$ (kN. m)	$P_{AV} \cdot x_A$ (kN. m)
常時	800.902	0.000	166.668	0.000

荷重状態 (水 位)	Mr (kN. m)	Mo (kN. m)	安全率		判定
			$F = Mr/Mo$	許容値	
常時	800.902	166.668	4.805	≥ 1.500	○

・ 載荷位置 b (仮想背面より後方)

荷重状態 (水 位)	$\Sigma V \cdot x_0$ (kN. m)	$\Sigma H \cdot y_0$ (kN. m)	$P_{AH} \cdot y_A$ (kN. m)	$P_{AV} \cdot x_A$ (kN. m)
常時	725.780	0.000	166.668	0.000

荷重状態 (水 位)	Mr (kN. m)	Mo (kN. m)	安全率		判定
			$F = Mr/Mo$	許容値	
常時	719.202	166.668	4.315	≥ 1.500	○

3.6.2 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{R_v \cdot \mu + C_b \cdot B}{R_H}$$

ここに、

R_v : 底版下面における全鉛直荷重 (kN)

R_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, $\mu = 0.400$

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), $B = 4.050$

・ 載荷位置 a (堅壁背面より後方)

荷重状態 (水 位)	鉛直荷重 R _v (kN)	水平荷重 R _h (kN)	安全率 F _s	必要安全率 F _{sa}	判 定
常時	405.131	95.000	1.706	≥ 1.500	○

・ 載荷位置 b (仮想背面より後方)

荷重状態 (水 位)	鉛直荷重 R _v (kN)	水平荷重 R _h (kN)	安全率 F _s	必要安全率 F _{sa}	判 定
常時	367.131	95.000	1.546	≥ 1.500	○

3.6.3 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 : つま先から合力の作用点までの距離 (m)

ΣMr : つま先回りの抵抗モーメント (kN・m)

ΣMt : つま先回りの転倒モーメント (kN・m)

ΣV : 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 = 4.050

・ 載荷位置 a (堅壁背面より後方)

荷重状態 (水 位)	ΣMr (kN・m)	ΣMt (kN・m)	ΣV (kN)	d (m)	e (m)
常時	800.902	166.668	405.131	1.566	0.459

・ 載荷位置 b (仮想背面より後方)

荷重状態 (水 位)	ΣMr (kN・m)	ΣMt (kN・m)	ΣV (kN)	d (m)	e (m)
常時	719.202	166.668	367.131	1.505	0.520

(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

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

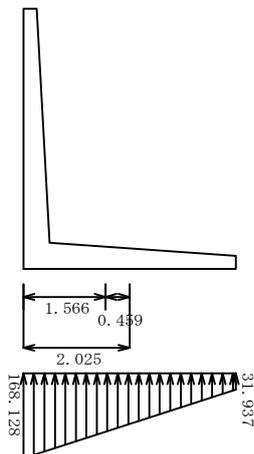
ここに、

ΣV : 底版下面に作用する全鉛直荷重 (kN)

B : 底版幅 (m), B = 4.050

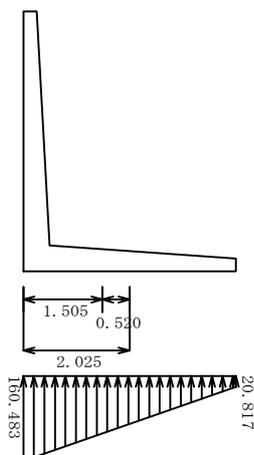
e : 偏心量 (m)

[1] 常時



- 載荷位置 a (堅壁背面より後方)

地盤反力の作用幅 (m)	地盤反力の形状	地盤反力度 (kN/m ²)			判定
		qmin	qmax	許容値	
4.050	台形	31.937	168.128 ≤	200.000	○



- 載荷位置 b (仮想背面より後方)

地盤反力の作用幅 (m)	地盤反力の形状	地盤反力度 (kN/m ²)			判定
		qmin	qmax	許容値	
4.050	台形	20.817	160.483 ≤	200.000	○

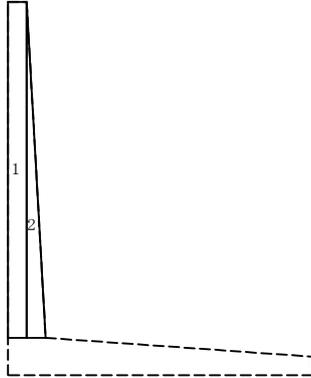
4章 縦壁の設計

4.1 縦壁基部の設計

4.1.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) 躯体

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	$0.250 \times 4.500 \times 1.000$	1.125	0.125	2.250	0.141	2.531	
2	$1/2 \times 0.250 \times 4.500 \times 1.000$	0.563	0.333	1.500	0.187	0.844	
Σ		1.688	—	—	0.328	3.375	

$$\text{重心 } XG = \Sigma (V_i \cdot X_i) / \Sigma V_i = 0.328 / 1.688 = 0.194 \text{ (m)}$$

$$YG = \Sigma (V_i \cdot Y_i) / \Sigma V_i = 3.375 / 1.688 = 2.000 \text{ (m)}$$

4.1.2 躯体自重, 任意荷重

(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)	$24.000 \times 1.688 = 40.500$	0.056

作用位置

$$X = X_c - XG = 0.250 - 0.194$$

$$= 0.056 \text{ m}$$

ここに、

X_c : 設計断面位置での縦壁前面から設計断面中心までの水平距離(m)

4.1.3 土圧・水圧

[1] 常時

土圧は土圧係数により求める。

仮想背面の位置 (断面中心からの距離) $x_p = 0.250 \text{ m}$

$y_p = 0.000 \text{ m}$

仮想背面の高さ	H = 4.500 m
水位面より上の高さ	H1 = 4.500 m
水位面より下の高さ	H2 = 0.000 m
土圧作用面が鉛直面となす角度	$\alpha = 3.180^\circ$
背面土砂の単位体積重量	$\gamma_s = 17.000 \text{ kN/m}^3$
背面土砂のせん断抵抗角	$\phi = 30.000^\circ$
地表面が水平面となす角度	$\beta = 0.000^\circ$
壁面摩擦角	$\delta = 20.000^\circ$

土圧作用面上端土圧

$$p1 = K \cdot q = 0.4000 \times 5.000 = 2.000 \text{ kN/m}^2$$

水位面での土圧

$$\begin{aligned} p2 &= K \cdot \gamma_s \cdot H1 + p1 \\ &= 0.4000 \times 17.000 \times 4.500 + 2.000 \\ &= 32.600 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

土圧作用面下端土圧

$$p3 = p2 = 32.600 \text{ kN/m}^2$$

水位以上の土圧力

$$P1 = \frac{1}{2} \cdot (p1 + p2) \cdot H1 = \frac{1}{2} \times (2.000 + 32.600) \times 4.500 = 77.850 \text{ kN}$$

水位以下の土圧力

$$P2 = \frac{1}{2} \cdot (p2 + p3) \cdot H2 = \frac{1}{2} \times (32.600 + 32.600) \times 0.000 = 0.000 \text{ kN}$$

土圧力

$$P = P1 + P2 = 77.850 + 0.000 = 77.850 \text{ kN}$$

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

$$Ph = P \cdot \cos(\alpha + \delta) = 77.850 \times \cos(3.180^\circ + 20.000^\circ) = 71.565 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$Pv = P \cdot \sin(\alpha + \delta) = 77.850 \times \sin(3.180^\circ + 20.000^\circ) = 30.643 \text{ kN}$$

作用位置

$$\begin{aligned} M1 &= P1 \cdot \left(\frac{2 \cdot p1 + p2}{p1 + p2} \cdot \frac{H1}{3} + H2 \right) \\ &= 77.850 \times \left(\frac{2 \times 2.000 + 32.600}{2.000 + 32.600} \times \frac{4.500}{3} + 0.000 \right) \\ &= 123.525 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

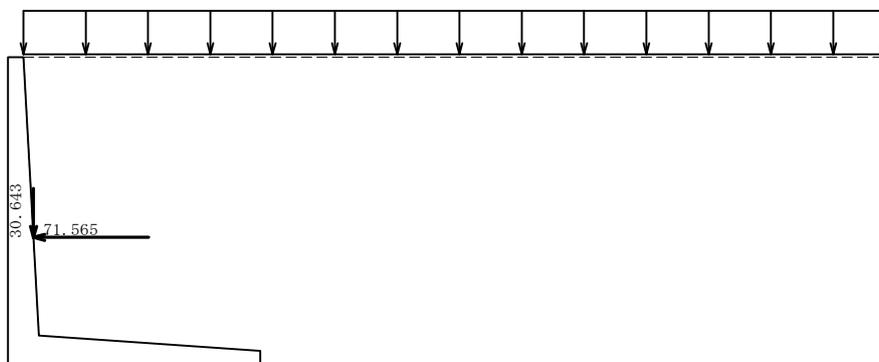
$$\begin{aligned} M2 &= P2 \cdot \left(\frac{2 \cdot p2 + p3}{p2 + p3} \cdot \frac{H2}{3} \right) \\ &= 0.000 \times \left(\frac{2 \times 32.600 + 32.600}{32.600 + 32.600} \times \frac{0.000}{3} \right) \\ &= 0.000 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

$$H_o = \frac{M_1 + M_2}{P_1 + P_2} = \frac{123.525 + 0.000}{77.850 + 0.000} = 1.587 \text{ m}$$

$$x = H_o \cdot \tan \alpha - x_p = 1.587 \times \tan 3.180^\circ - 0.250 = -0.162 \text{ m}$$

$$y = y_p + H_o = 0.000 + 1.587 = 1.587 \text{ m}$$

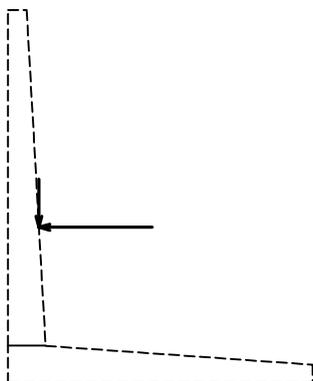
・土圧図



4.1.4 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

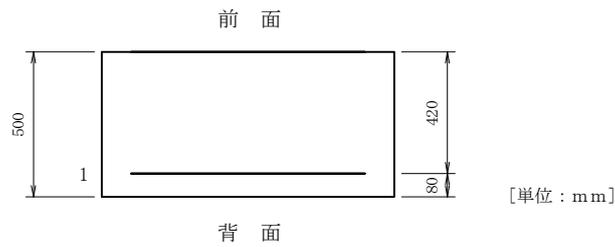


項目	N_i (kN)	H_i (kN)	X_i (m)	Y_i (m)	$M = M_{xi} + M_{yi}$ (kN·m)
自重	40.500	0.000	0.056	0.000	0.000
土圧	30.643	71.565	-0.162	1.587	113.553
合計	0.000	71.565	—————	—————	113.553

※ 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

4.1.5 断面計算（許容応力度法）

(1) 鉄筋配置



単鉄筋

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	8.00	D22	3.871	4.000
	2	—	—	—	—

引張側必要鉄筋量 13.814 (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 = 500.000
- 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)
- σ_c : コンクリートの曲げ圧縮応力度 (N/mm²)
- σ_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)		判定
				計算値	許容値	計算値	許容値	
常時	113.553	0.000	11.841	5.043	≤ 7.000	192.688	≤ 215.000	○

(3) せん断応力度の照査

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

$$j = 1 - \frac{k}{3}$$

$$k = \sqrt{2n \cdot p + (n \cdot p)^2} - n \cdot p$$

$$p = \frac{A_s}{b \cdot d}$$

ここに、

τ_m : コンクリートの最大せん断応力度 (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)

j : コンクリートの圧縮応力の合力から鉄筋の図心までの距離と有効高さとの比

k : 中立軸からコンクリート圧縮縁までの距離と有効高さとの比

n : ヤング係数比

p : 鉄筋比

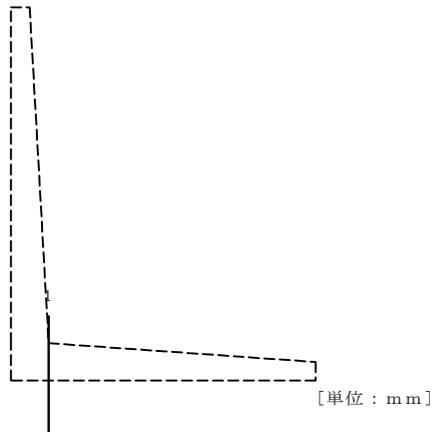
A_s : 鉄筋量 (mm²)

荷重状態 (水 位)	せん断力 S_h (kN)	有効高 d (cm)	j	せん断応力度 (N/mm ²)			判定
				計算値 τ	許容値 τ_{a1}	許容値 τ_{a2}	
常時	71.565	42.000	0.906	0.188	≤ 0.700	1.600	○

5章 かかと版の設計

5.1 照査位置[1]の設計

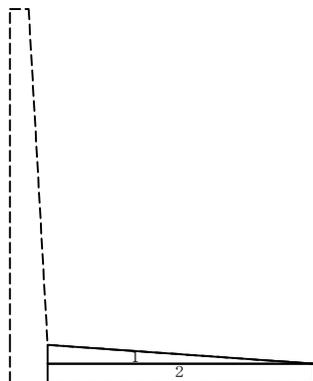
付け根からの距離 = 0.000 m



5.1.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) 躯体

1) ブロック割り



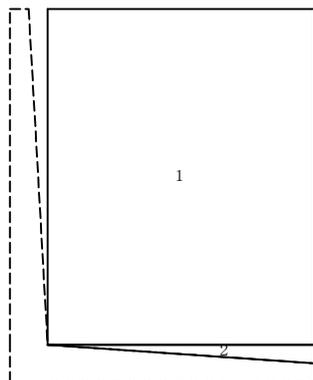
2) 体積・重心

区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 V_i (m^3)	重心位置 X_i (m)	$V_i \cdot X_i$	備考
1	$1/2 \times 3.550 \times 0.250 \times 1.000$	0.444	1.183	0.525	
2	$3.550 \times 0.250 \times 1.000$	0.887	1.775	1.575	
Σ		1.331	—	2.100	

$$\text{重心位置 } XG = \Sigma (V_i \cdot X_i) / \Sigma V_i = 2.100 / 1.331 = 1.578 \text{ (m)}$$

(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 V_i (m^3)	重心位置 X_i (m)	$V_i \cdot X_i$	備考
1	$3.550 \times 4.500 \times 1.000$	15.975	1.775	28.356	
2	$1/2 \times 3.550 \times 0.250 \times 1.000$	0.444	2.367	1.050	
Σ		16.419	—	29.406	

$$\text{重心位置 } XG = \Sigma (V_i \cdot X_i) / \Sigma V_i = 29.406 / 16.419 = 1.791 \text{ (m)}$$

5.1.2 躯体自重, 土砂重量, 任意荷重, 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 $W = \gamma \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体	$24.000 \times 1.331 = 31.950$	1.578

(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 (m^3)	重心位置 X (m)	体積 V_l (m^3)	重心位置 X_l (m)
土砂(背面)	16.419	1.791	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(背面)	16.419	1.791

水位より上の体積

$$V_u = V - V_l$$

水位より上の重心位置

$$X_u = (V \cdot X - V_1 \cdot X_1) / V_u$$

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 $W_1 = V_1 \cdot (\text{土の飽和重量})$ (kN)
土砂(背面)	$16.419 \times 17.000 = 279.119$	$0.000 \times 17.800 = 0.000$

位置	重量 W $W_u + W_1$ (kN)	作用位置 X $(W_u \cdot X_u + W_1 \cdot X_1) / W$ (m)
土砂(背面)	279.119	1.791

(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	31.950	1.578	50.410
背面土砂	279.119	1.791	499.902
合計	311.069	—	550.312

5.1.3 地盤反力

鉛直力

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

作用位置

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

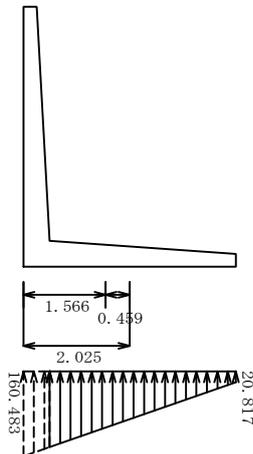
ここに、

q_1 : かかと版前面位置の地盤反力度 (kN/m²)

q_2 : かかと版設計位置の地盤反力度 (kN/m²)

L : 地盤反力作用幅 (m)

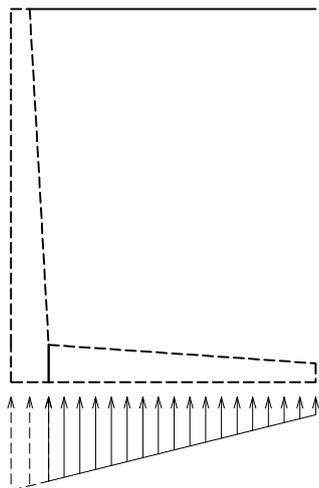
[1] 常時



地盤反力度 (kN/m ²)		作用幅 L (m)	鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q_1	q_2			
20.817	143.240	3.550	291.202	1.333

5.1.4 断面力の集計

[1]常時

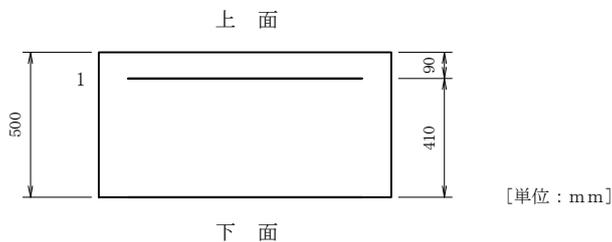


項目	N_i (kN)	X_i (m)	$M = N_i \cdot X_i$ (kN·m)
自重	311.069	1.769	550.312
地盤反力	-291.202	1.333	-388.313
合計	19.867	—	161.999

付け根の断面力として縦壁基部の断面力 113.553 kN·m を適用します。

5.1.5 断面計算（許容応力度法）

(1)鉄筋配置



単鉄筋

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	9.00	D22	3.871	4.000	15.484
	2	—	—	—	—	—
下面	1'	—	—	—	—	—
	2'	—	—	—	—	—

引張側必要鉄筋量 14.179 (cm²)

(2) 曲げ応力度の照査

(参考)

中立軸の算出

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

より x を求める。

応力度の算出

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

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

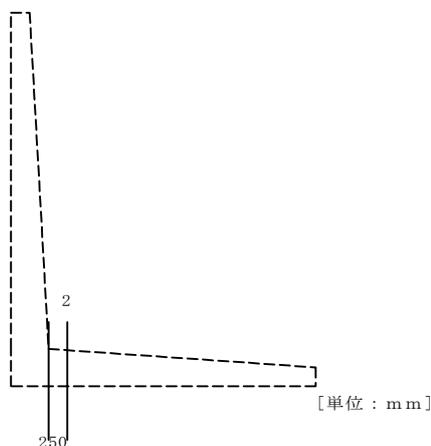
ここに、

- 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 = 500.000
- 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)
- σ_c : コンクリートの曲げ圧縮応力度 (N/mm²)
- σ_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)		判定
			計算値	許容値	計算値	許容値	
常時	113.553	11.670	5.242	≤ 7.000	197.634	≤ 215.000	○

5.2 照査位置[2]の設計

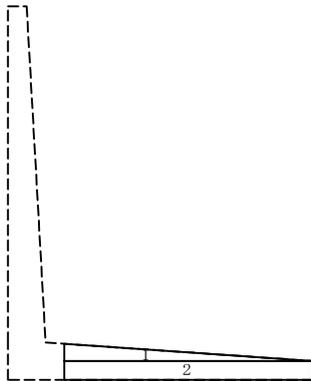
付け根からの距離 = 0.250 m



5.2.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) 躯体

1) ブロック割り



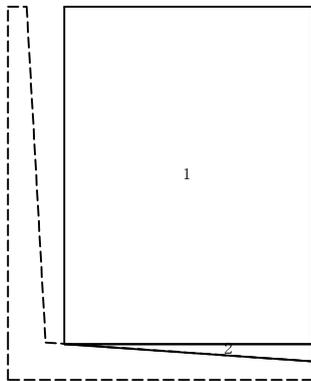
2) 体積・重心

区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 V_i (m^3)	重心位置 X_i (m)	$V_i \cdot X_i$	備考
1	$1/2 \times 3.300 \times 0.232 \times 1.000$	0.383	1.100	0.422	
2	$3.300 \times 0.250 \times 1.000$	0.825	1.650	1.361	
Σ		1.208	—	1.783	

$$\text{重心位置 } XG = \Sigma (V_i \cdot X_i) / \Sigma V_i = 1.783 / 1.208 = 1.475 \text{ (m)}$$

(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 V_i (m^3)	重心位置 X_i (m)	$V_i \cdot X_i$	備考
1	$3.300 \times 4.518 \times 1.000$	14.908	1.650	24.598	
2	$1/2 \times 3.300 \times 0.232 \times 1.000$	0.383	2.200	0.844	
Σ		15.292	—	25.442	

$$\text{重心位置 } XG = \Sigma (V_i \cdot X_i) / \Sigma V_i = 25.442 / 15.292 = 1.664 \text{ (m)}$$

5.2.2 躯体自重，土砂重量，任意荷重，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 $W = \gamma \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体	$24.000 \times 1.208 = 29.003$	1.475

(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 (m^3)	重心位置 X (m)	体積 $V1$ (m^3)	重心位置 $X1$ (m)
土砂(背面)	15.292	1.664	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 Xu (m)
土砂(背面)	15.292	1.664

水位より上の体積

$$Vu = V - V1$$

水位より上の重心位置

$$Xu = (V \cdot X - V1 \cdot X1) / Vu$$

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 $W1 = V1 \cdot (\text{土の飽和重量})$ (kN)
土砂(背面)	$15.292 \times 17.000 = 259.956$	$0.000 \times 17.800 = 0.000$

位置	重量 W $Wu + W1$ (kN)	作用位置 X $(Wu \cdot Xu + W1 \cdot X1) / W$ (m)
土砂(背面)	259.956	1.664

(3) 自重集計

[1] 常時

	重量 Ni (kN)	作用位置 Xi (m)	モーメント $Ni \cdot Xi$ (kN.m)
躯体	29.003	1.475	42.793
背面土砂	259.956	1.664	432.567
合計	288.959	—	475.360

5.2.3 地表面の載荷荷重，雪荷重

鉛直力

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

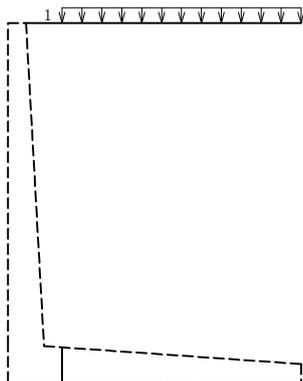
ここに、

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	3.300	33.000	1.650

5.2.4 地盤反力

鉛直力

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

作用位置

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

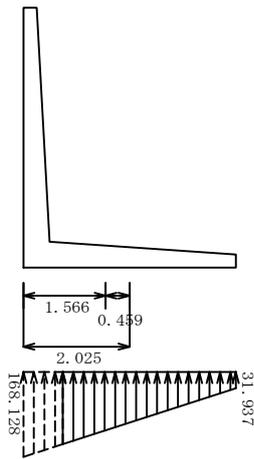
ここに、

q1 : かかと版前面位置の地盤反力度 (kN/m²)

q2 : かかと版設計位置の地盤反力度 (kN/m²)

L : 地盤反力作用幅 (m)

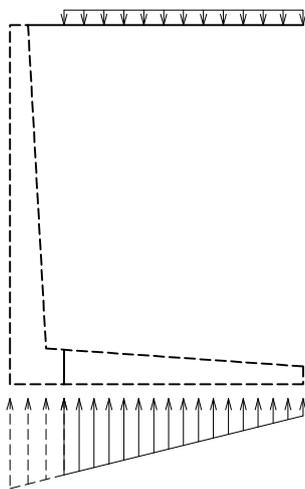
[1] 常時



地盤反力度 (kN/m ²)		作用幅 L (m)	鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2			
31.937	142.907	3.300	288.493	1.301

5.2.5 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	288.959	1.645	475.360
載荷、雪	33.000	1.650	54.450
地盤反力	-288.493	1.301	-375.308
合計	33.465	—	154.501

5.2.6 断面計算（許容応力度法）

(1) せん断応力度の照査

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

$$j = 1 - \frac{k}{3}$$

$$k = \sqrt{2n \cdot p + (n \cdot p)^2} - n \cdot p$$

$$p = \frac{A_s}{b \cdot d}$$

ここに、

τ_m : コンクリートの最大せん断応力度 (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)

j : コンクリートの圧縮応力の合力から鉄筋の図心までの距離と有効高さとの比

k : 中立軸からコンクリート圧縮縁までの距離と有効高さとの比

n : ヤング係数比

p : 鉄筋比

A_s : 鉄筋量 (mm²)

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)	j	せん断応力度 (N/mm ²)		判 定
				計算値 τ	許容値 τ_{a1}	
常時	33.465	392.394	0.903	0.094	\leq 0.700	○

【 L4.5 】

1章 設計条件

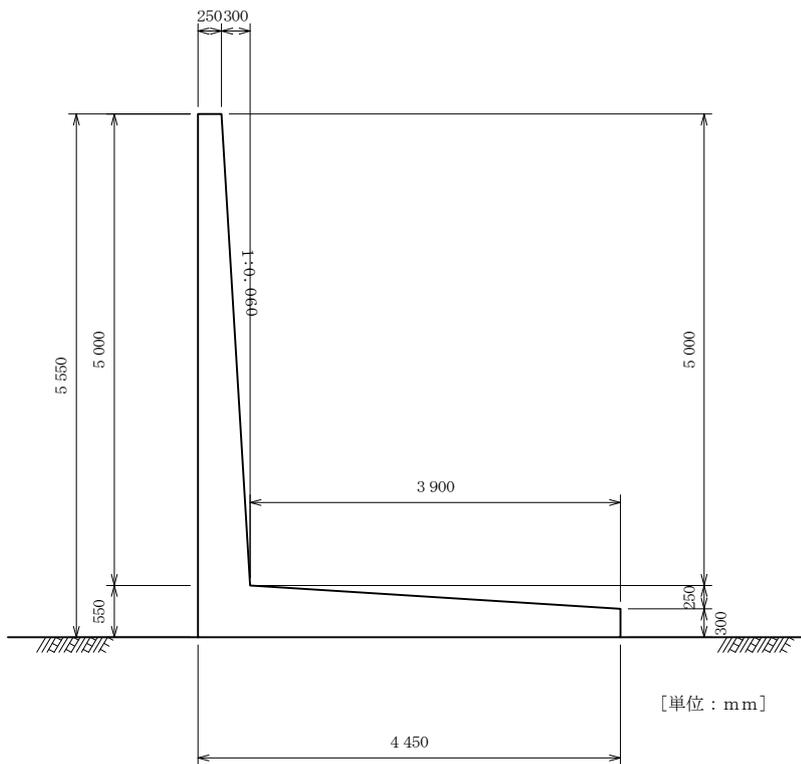
1.1 適用基準

ぎょうせい、盛土等防災マニュアルの解説 令和5年11月

1.2 形式

『L型-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 (鉄筋コンクリート) : $\sigma_{ck} = 21$ (N/mm²)
底版 (鉄筋コンクリート) : $\sigma_{ck} = 21$ (N/mm²)

【鉄筋】 種類 : SD345

【土質】 裏込め土 : 砂質土
埋戻し土 : 砂質土
支持地盤 : 砂質地盤

【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	24.000	
水	浮力算出用	9.800	
	土 砂	湿潤重量	飽和重量
	背 面	17.000	17.800
	前 面	17.000	17.800

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
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 縦 壁
			始端側	終端側	
1	0.000	∞	10.000	10.000	○

1.7 任意荷重

考慮しない

1.8 土圧

・土圧式：クーロン(物部・岡部)

・土圧係数直接入力

荷重状態	安定計算 土圧係数	堅壁設計 土圧係数
常時	0.40000	0.40000

・土圧の作用面の壁面摩擦角(度)

荷重状態	主働土圧			受働土圧
	安定計算時	堅壁設計時	切土	
常時土圧	0.000	20.000	———	———

・安定計算時の土圧の仮想背面は、かかと端(かかところ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 3.434 (度)

・粘着力(kN/m²)

荷重状態	主働土圧用	受働土圧用
常時	0.000	———

1.9 荷重組み合わせ

No	荷重名称	コメント
1	常時	常時

	荷重名称	1
土砂	砂質土	
載荷荷重	載荷荷重	○
主働土圧	考慮しない	
	常時土圧	○

照査項目	1	
許容応力度法	安定・断面	
限界状態設計法	照査性能	———
	剛体安定	———
	断面破壊	———

照査性能を全ケース「安全・使用」とする

1.10 基礎の条件

1.10.1 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 μ	0.400

1.11 安定計算の許容値及び部材の許容応力度

1.11.1 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	200.000

1.11.2 部材の許容応力度

(1) 鉄筋コンクリート部材

1) 豎壁 (一般部材)

・鉄筋径 $\leq 28\text{mm}$ (N/mm²)

荷 重 状 態	コンクリートの 圧縮応力度 σ_{ca}	鉄筋の 引張応力度 σ_{sa}	せん断 応力度		鉄筋の 圧縮応力度 σ_{sba}
			τ_{a1}	τ_{a2}	
常時	7.000	215.000	0.700	1.600	215.000

・鉄筋径 $> 28\text{mm}$ (N/mm²)

荷 重 状 態	鉄筋の 引張応力度 σ_{sa}	鉄筋の 圧縮応力度 σ_{sba}
常時	195.000	195.000

2) 底版 (一般部材)

・鉄筋径 $\leq 28\text{mm}$ (N/mm²)

荷 重 状 態	コンクリートの 圧縮応力度 σ_{ca}	鉄筋の 引張応力度 σ_{sa}	せん断 応力度		鉄筋の 圧縮応力度 σ_{sba}
			τ_{a1}	τ_{a2}	
常時	7.000	215.000	0.700	1.600	————

・鉄筋径 $> 28\text{mm}$ (N/mm²)

荷 重 状 態	鉄筋の 引張応力度 σ_{sa}	鉄筋の 圧縮応力度 σ_{sba}
常時	195.000	————

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せん断応力度

τ_{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 結果一覧

1. 安定計算

(1) 転倒に対する照査

荷重状態 (水 位)	つま先での作用力		転倒安全率		判定
	抵抗M (kN. m)	転倒M (kN. m)	計算値	安全率	
常時	964.483	224.545	4.295	≥ 1.500	○

(2) 滑動に対する照査

荷重状態 (水 位)	フーチング中心の作用力		滑動安全率		判定
	N (kN)	H (kN)	計算値	安全率	
常時	447.577	115.828	1.546	≥ 1.500	○

(3) 支持に対する照査

荷重状態 (水 位)	フーチング中心の作用力		反力作用幅 (m)	地盤反力度 (kN/m ²)		判定
	M (kN. m)	N (kN)		計算値	許容値	
常時	250.670	489.577	4.450	185.968	≤ 200.000	○

2. 断面計算 (許容応力度法)

(1) 曲げ応力度

部 材	荷重状態 (水 位)	M (kN. m)	圧縮応力度 (N/mm ²)		引張応力度 (N/mm ²)		判定
			計算値	許容値	計算値	許容値	
壁基部	常時	152.921	5.118	≤ 7.000	178.400	≤ 215.000	○
かかと照査1	常時	152.921	5.299	≤ 7.000	182.478	≤ 215.000	○

(2) せん断応力度

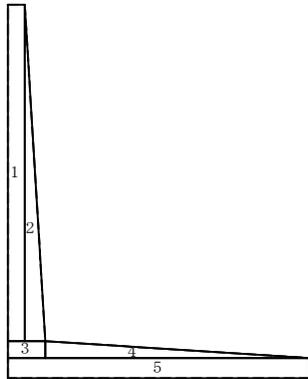
部 材	設計位置 (m)	荷重状態 (水 位)	せん断力 (kN)	せん断応力度 (N/mm ²)		判定
				計算値	許容値 τ a1 τ a2	
壁基部	0.000	常時	87.165	0.206	≤ 0.700 1.600	○
かかと照査2	0.275	常時	41.060	0.103	≤ 0.700 1.600	○

3章 安定計算

3.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) 躯体

1) ブロック割り



2) 体積・重心

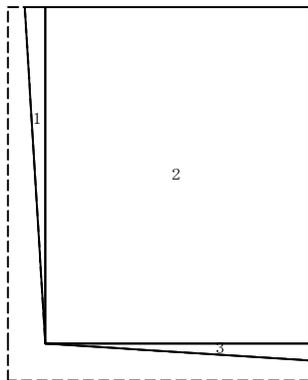
区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 Vi (m³)	重心位置 (m)		Vi · Xi	Vi · Yi	備考
			Xi	Yi			
1	0.250 × 5.000 × 1.000	1.250	0.125	3.050	0.156	3.812	
2	1/2 × 0.300 × 5.000 × 1.000	0.750	0.350	2.217	0.262	1.663	
3	0.550 × 0.250 × 1.000	0.138	0.275	0.425	0.038	0.058	
4	1/2 × 3.900 × 0.250 × 1.000	0.488	1.850	0.383	0.902	0.187	
5	4.450 × 0.300 × 1.000	1.335	2.225	0.150	2.970	0.200	
Σ		3.960	—	—	4.329	5.921	

$$\text{重心位置 } XG = \Sigma (Vi \cdot Xi) / \Sigma Vi = 4.329 / 3.960 = 1.093 \text{ (m)}$$

$$YG = \Sigma (Vi \cdot Yi) / \Sigma Vi = 5.921 / 3.960 = 1.495 \text{ (m)}$$

(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 (m)		Vi · Xi	Vi · Yi	備考
			Xi	Yi			
1	1/2 × 0.300 × 5.000 × 1.000	0.750	0.450	3.883	0.337	2.912	
2	3.900 × 5.000 × 1.000	19.500	2.500	3.050	48.750	59.475	

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			
3	1/2 × 3.900 × 0.250 × 1.000	0.488	3.150	0.467	1.536	0.228	
Σ		20.737	—	—	50.623	62.615	

$$\begin{aligned} \text{重心位置 } XG &= \Sigma (Vi \cdot Xi) / \Sigma Vi = 50.623 / 20.737 = 2.441 \text{ (m)} \\ YG &= \Sigma (Vi \cdot Yi) / \Sigma Vi = 62.615 / 20.737 = 3.019 \text{ (m)} \end{aligned}$$

3.2 躯体自重，土砂重量，任意荷重，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	24.000 × 3.960 = 95.040	1.093

(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 V1 (m³)	重心位置 (m)	
		X	Y		X1	Y1
土砂(背面)	20.737	2.441	3.019	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)	20.737	2.441	3.019

水位より上の体積

$$Vu = V - V1$$

水位より上の重心位置

$$Xu = (V \cdot X - V1 \cdot X1) / Vu$$

$$Yu = (V \cdot Y - V1 \cdot Y1) / Vu$$

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 $W1 = V1 \cdot (\text{土の飽和重量})$ (kN)
土砂(背面)	20.737 × 17.000 = 352.537	0.000 × 17.800 = 0.000

位置	重量 W Wu + W1 (kN)	作用位置 X (Wu · Xu + W1 · X1) / W (m)
土砂(背面)	352.537	2.441

(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
軀 体	95.040	0.000	1.093	0.000	103.892	0.000
背面土砂	352.537	0.000	2.441	0.000	860.592	0.000
合 計	447.577	0.000	——	——	964.483	0.000

3.3 地表面の載荷荷重, 雪荷重

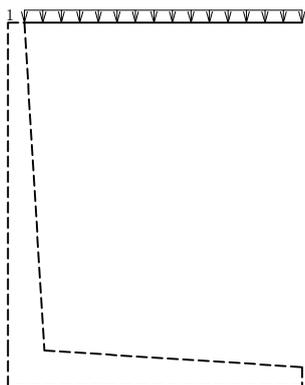
鉛直力

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

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	4.200	42.000	2.350

3.4 土圧・水圧

[1] 常時

土圧は土圧係数により求める。

仮想背面の位置 (つま先からの距離) xp = 4.450 m

yp = 0.000 m

仮想背面の高さ H = 5.550 m

水位面より上の高さ H1 = 5.550 m

水位面より下の高さ H2 = 0.000 m

土圧作用面が鉛直面となす角度 α = 0.000 °

土砂の単位体積重量 γs = 17.000 kN/m³

土砂のせん断抵抗角 φ = 30.000 °

地表面が水平面となす角度 β = 0.000 °

壁面摩擦角 δ = 0.000 °

土圧作用面上端土圧

$$p1 = K \cdot q = 0.4000 \times 5.000 = 2.000 \text{ kN/m}^2$$

水位面での土圧

$$\begin{aligned} p2 &= K \cdot \gamma_s \cdot H1 + p1 \\ &= 0.4000 \times 17.000 \times 5.550 + 2.000 \\ &= 39.740 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

土圧作用面下端土圧

$$p3 = p2 = 39.740 \text{ kN/m}^2$$

水位以上の土圧力

$$P1 = \frac{1}{2} \cdot (p1 + p2) \cdot H1 = \frac{1}{2} \times (2.000 + 39.740) \times 5.550 = 115.828 \text{ kN}$$

水位以下の土圧力

$$P2 = \frac{1}{2} \cdot (p2 + p3) \cdot H2 = \frac{1}{2} \times (39.740 + 39.740) \times 0.000 = 0.000 \text{ kN}$$

土圧力

$$P = P1 + P2 = 115.828 + 0.000 = 115.828 \text{ kN}$$

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

$$Ph = P \cdot \cos(\alpha + \delta) = 115.828 \times \cos(0.000^\circ + 0.000^\circ) = 115.828 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$Pv = P \cdot \sin(\alpha + \delta) = 115.828 \times \sin(0.000^\circ + 0.000^\circ) = 0.000 \text{ kN}$$

作用位置

$$\begin{aligned} M1 &= P1 \cdot \left(\frac{2 \cdot p1 + p2}{p1 + p2} \cdot \frac{H1}{3} + H2 \right) \\ &= 115.828 \times \left(\frac{2 \times 2.000 + 39.740}{2.000 + 39.740} \times \frac{5.550}{3} + 0.000 \right) \\ &= 224.550 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

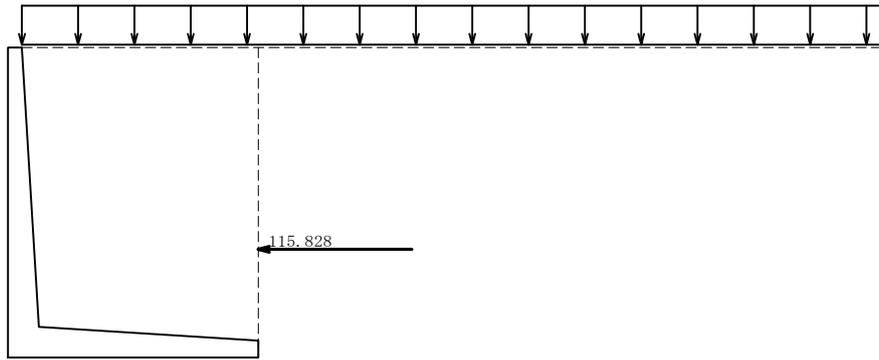
$$\begin{aligned} M2 &= P2 \cdot \left(\frac{2 \cdot p2 + p3}{p2 + p3} \cdot \frac{H2}{3} \right) \\ &= 0.000 \times \left(\frac{2 \times 39.740 + 39.740}{39.740 + 39.740} \times \frac{0.000}{3} \right) \\ &= 0.000 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

$$Ho = \frac{M1 + M2}{P1 + P2} = \frac{224.550 + 0.000}{115.828 + 0.000} = 1.939 \text{ m}$$

$$x = xp - Ho \cdot \tan \alpha = 4.450 - 1.939 \times \tan 0.000^\circ = 4.450 \text{ m}$$

$$y = yp + Ho = 0.000 + 1.939 = 1.939 \text{ m}$$

・土圧図

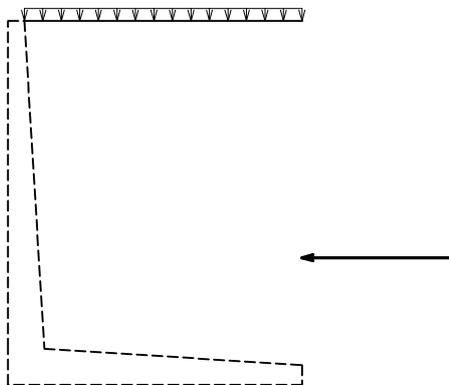


3.5 作用力の集計

(1) フーチング前面での作用力の集計

[1] 常時

(土圧の鉛直成分は集計されません)



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	447.577	0.000	2.155	0.000	964.483	0.000
載荷、雪	42.000	0.000	2.350	0.000	98.700	0.000
土圧	0.000	115.828	4.450	1.939	0.000	224.545
合計	489.577	115.828	———	———	1063.183	224.545

・ 載荷位置 a (堅壁背面より後方)

荷重状態 (水 位)	N_o (kN)	H_o (kN)	M_o (kN・m)
常時	489.577	115.828	838.638

・ 載荷位置 b (仮想背面より後方)

荷重状態 (水 位)	N_o (kN)	H_o (kN)	M_o (kN・m)
常時	447.577	115.828	739.938

(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 : $B_j = 4.450$ (m)

・ 載荷位置 a (縦壁背面より後方)

■ 単位幅当り

荷重状態 (水 位)	N_c (kN)	H_c (kN)	M_c (kN. m)
常時	489.577	115.828	250.670

■ 全幅 (10.000m) 当り

荷重状態 (水 位)	N_c (kN)	H_c (kN)	M_c (kN. m)
常時	4895.770	1158.285	2506.705

・ 載荷位置 b (仮想背面より後方)

■ 単位幅当り

荷重状態 (水 位)	N_c (kN)	H_c (kN)	M_c (kN. m)
常時	447.577	115.828	255.921

■ 全幅 (10.000m) 当り

荷重状態 (水 位)	N_c (kN)	H_c (kN)	M_c (kN. m)
常時	4475.770	1158.285	2559.205

3.6 安定計算結果

3.6.1 転倒に対する安定

$$F = \frac{Mr}{Mo} = \frac{|\Sigma V \cdot x_0 - \Sigma H \cdot y_0|}{|P_{AH} \cdot y_A - P_{AV} \cdot x_A|}$$

ここに、

Mr : 抵抗モーメント

Mo : 転倒モーメント

ΣV : 土圧の鉛直成分を除いた鉛直力の合計

x_0 : 土圧の鉛直成分を除いた鉛直力の合計の作用位置

ΣH : 土圧の水平成分を除いた水平力の合計

y_0 : 土圧の水平成分を除いた水平力の合計の作用位置

P_{AH} : 土圧の水平成分

y_A : 土圧の水平成分の作用位置

P_{AV} : 土圧の鉛直成分

x_A : 土圧の鉛直成分の作用位置

・ 載荷位置 a (堅壁背面より後方)

荷重状態 (水 位)	$\Sigma V \cdot x_0$ (kN・m)	$\Sigma H \cdot y_0$ (kN・m)	$P_{AH} \cdot y_A$ (kN・m)	$P_{AV} \cdot x_A$ (kN・m)
常時	1063.183	0.000	224.545	0.000

荷重状態 (水 位)	Mr (kN・m)	Mo (kN・m)	安全率		判定
			$F = Mr/Mo$	許容値	
常時	1063.183	224.545	4.735	≥ 1.500	○

・ 載荷位置 b (仮想背面より後方)

荷重状態 (水 位)	$\Sigma V \cdot x_0$ (kN・m)	$\Sigma H \cdot y_0$ (kN・m)	$P_{AH} \cdot y_A$ (kN・m)	$P_{AV} \cdot x_A$ (kN・m)
常時	971.975	0.000	224.545	0.000

荷重状態 (水 位)	Mr (kN・m)	Mo (kN・m)	安全率		判定
			$F = Mr/Mo$	許容値	
常時	964.483	224.545	4.295	≥ 1.500	○

3.6.2 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{R_v \cdot \mu + C_b \cdot B}{R_H}$$

ここに、

R_v : 底版下面における全鉛直荷重 (kN)

R_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, $\mu = 0.400$

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), $B = 4.450$

・ 載荷位置 a (堅壁背面より後方)

荷重状態 (水 位)	鉛直荷重 R _v (kN)	水平荷重 R _h (kN)	安全率 F _s	必要安全率 F _{sa}	判 定
常時	489.577	115.828	1.691	≥ 1.500	○

・ 載荷位置 b (仮想背面より後方)

荷重状態 (水 位)	鉛直荷重 R _v (kN)	水平荷重 R _h (kN)	安全率 F _s	必要安全率 F _{sa}	判 定
常時	447.577	115.828	1.546	≥ 1.500	○

3.6.3 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 : つま先から合力の作用点までの距離 (m)

ΣMr : つま先回りの抵抗モーメント (kN・m)

ΣMt : つま先回りの転倒モーメント (kN・m)

ΣV : 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 = 4.450

・ 載荷位置 a (堅壁背面より後方)

荷重状態 (水 位)	ΣMr (kN・m)	ΣMt (kN・m)	ΣV (kN)	d (m)	e (m)
常時	1063.183	224.545	489.577	1.713	0.512

・ 載荷位置 b (仮想背面より後方)

荷重状態 (水 位)	ΣMr (kN・m)	ΣMt (kN・m)	ΣV (kN)	d (m)	e (m)
常時	964.483	224.545	447.577	1.653	0.572

(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

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

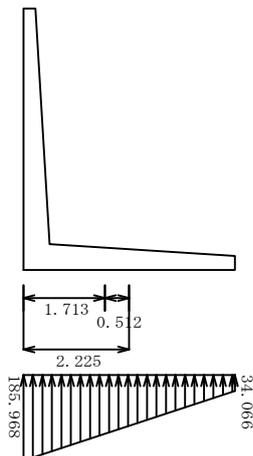
ここに、

ΣV : 底版下面に作用する全鉛直荷重 (kN)

B : 底版幅 (m), B = 4.450

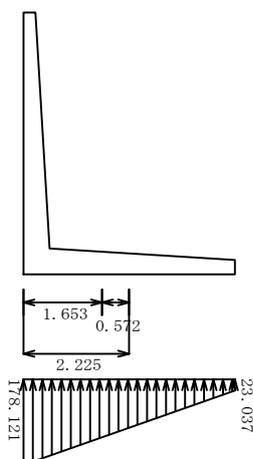
e : 偏心量 (m)

[1] 常時



・ 載荷位置 a (堅壁背面より後方)

地盤反力の作用幅 (m)	地盤反力の形状	地盤反力度 (kN/m ²)			判定
		qmin	qmax	許容値	
4.450	台形	34.066	185.968 ≤	200.000	○



・ 載荷位置 b (仮想背面より後方)

地盤反力の作用幅 (m)	地盤反力の形状	地盤反力度 (kN/m ²)			判定
		qmin	qmax	許容値	
4.450	台形	23.037	178.121 ≤	200.000	○

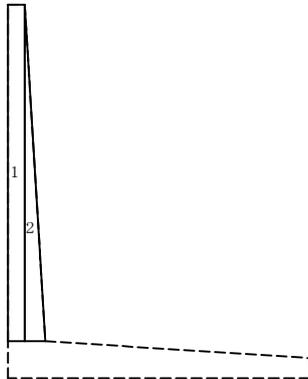
4章 縦壁の設計

4.1 縦壁基部の設計

4.1.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) 躯体

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	$0.250 \times 5.000 \times 1.000$	1.250	0.125	2.500	0.156	3.125	
2	$1/2 \times 0.300 \times 5.000 \times 1.000$	0.750	0.350	1.667	0.262	1.250	
Σ		2.000	—	—	0.419	4.375	

$$\text{重心 } X_G = \Sigma (V_i \cdot X_i) / \Sigma V_i = 0.419 / 2.000 = 0.209 \text{ (m)}$$

$$Y_G = \Sigma (V_i \cdot Y_i) / \Sigma V_i = 4.375 / 2.000 = 2.188 \text{ (m)}$$

4.1.2 躯体自重, 任意荷重

(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)	$24.000 \times 2.000 = 48.000$	0.066

作用位置

$$X = X_c - X_G = 0.275 - 0.209$$

$$= 0.066 \text{ m}$$

ここに、

X_c : 設計断面位置での縦壁前面から設計断面中心までの水平距離(m)

4.1.3 土圧・水圧

[1] 常時

土圧は土圧係数により求める。

$$\text{仮想背面の位置 (断面中心からの距離)} \quad x_p = 0.275 \text{ m}$$

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

仮想背面の高さ	$H = 5.000 \text{ m}$
水位面より上の高さ	$H1 = 5.000 \text{ m}$
水位面より下の高さ	$H2 = 0.000 \text{ m}$
土圧作用面が鉛直面となす角度	$\alpha = 3.434^\circ$
背面土砂の単位体積重量	$\gamma_s = 17.000 \text{ kN/m}^3$
背面土砂のせん断抵抗角	$\phi = 30.000^\circ$
地表面が水平面となす角度	$\beta = 0.000^\circ$
壁面摩擦角	$\delta = 20.000^\circ$

土圧作用面上端土圧

$$p1 = K \cdot q = 0.4000 \times 5.000 = 2.000 \text{ kN/m}^2$$

水位面での土圧

$$\begin{aligned} p2 &= K \cdot \gamma_s \cdot H1 + p1 \\ &= 0.4000 \times 17.000 \times 5.000 + 2.000 \\ &= 36.000 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

土圧作用面下端土圧

$$p3 = p2 = 36.000 \text{ kN/m}^2$$

水位以上の土圧力

$$P1 = \frac{1}{2} \cdot (p1 + p2) \cdot H1 = \frac{1}{2} \times (2.000 + 36.000) \times 5.000 = 95.000 \text{ kN}$$

水位以下の土圧力

$$P2 = \frac{1}{2} \cdot (p2 + p3) \cdot H2 = \frac{1}{2} \times (36.000 + 36.000) \times 0.000 = 0.000 \text{ kN}$$

土圧力

$$P = P1 + P2 = 95.000 + 0.000 = 95.000 \text{ kN}$$

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

$$Ph = P \cdot \cos(\alpha + \delta) = 95.000 \times \cos(3.434^\circ + 20.000^\circ) = 87.165 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$Pv = P \cdot \sin(\alpha + \delta) = 95.000 \times \sin(3.434^\circ + 20.000^\circ) = 37.780 \text{ kN}$$

作用位置

$$\begin{aligned} M1 &= P1 \cdot \left(\frac{2 \cdot p1 + p2}{p1 + p2} \cdot \frac{H1}{3} + H2 \right) \\ &= 95.000 \times \left(\frac{2 \times 2.000 + 36.000}{2.000 + 36.000} \times \frac{5.000}{3} + 0.000 \right) \\ &= 166.667 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

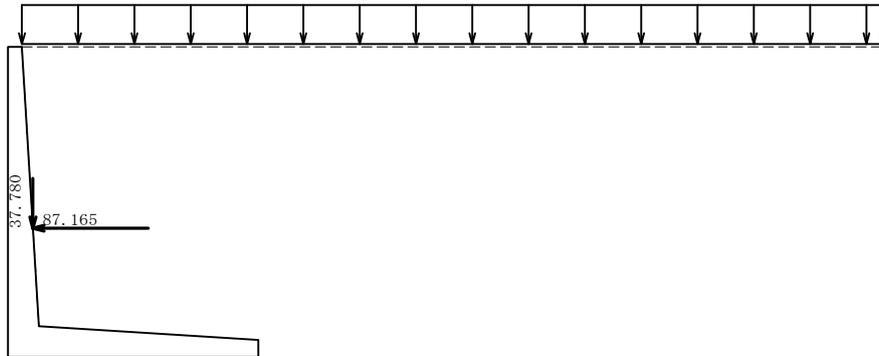
$$\begin{aligned} M2 &= P2 \cdot \left(\frac{2 \cdot p2 + p3}{p2 + p3} \cdot \frac{H2}{3} \right) \\ &= 0.000 \times \left(\frac{2 \times 36.000 + 36.000}{36.000 + 36.000} \times \frac{0.000}{3} \right) \\ &= 0.000 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

$$H_o = \frac{M1+M2}{P1+P2} = \frac{166.667+0.000}{95.000+0.000} = 1.754 \text{ m}$$

$$x = H_o \cdot \tan \alpha - x_p = 1.754 \times \tan 3.434^\circ - 0.275 = -0.170 \text{ m}$$

$$y = y_p + H_o = 0.000 + 1.754 = 1.754 \text{ m}$$

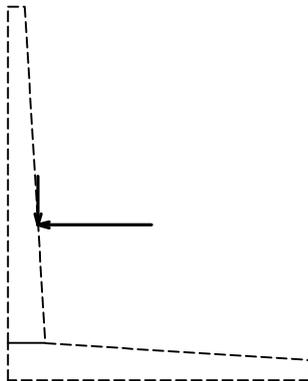
・土圧図



4.1.4 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

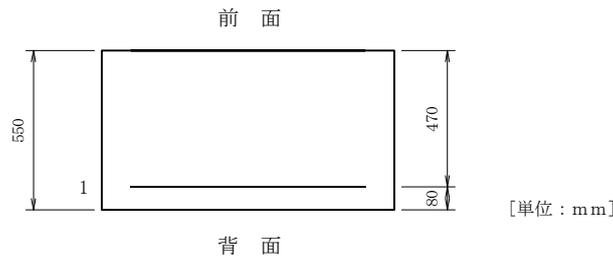


項目	N_i (kN)	H_i (kN)	X_i (m)	Y_i (m)	$M = M_{x_i} + M_{y_i}$ (kN·m)
自重	48.000	0.000	0.066	0.000	0.000
土圧	37.780	87.165	-0.170	1.754	152.921
合計	0.000	87.165	—————	—————	152.921

※ 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

4.1.5 断面計算（許容応力度法）

(1) 鉄筋配置



単鉄筋

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	8.00	D25	5.067	4.000	20.268
	2	—	—	—	—	—

引張側必要鉄筋量 16.673 (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 = 550.000
- 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)
- σ_c : コンクリートの曲げ圧縮応力度 (N/mm²)
- σ_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)		判定
				計算値	許容値	計算値	許容値	
常時	152.921	0.000	14.139	5.118	≤ 7.000	178.400	≤ 215.000	○

(3) せん断応力度の照査

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

$$j = 1 - \frac{k}{3}$$

$$k = \sqrt{2n \cdot p + (n \cdot p)^2} - n \cdot p$$

$$p = \frac{A_s}{b \cdot d}$$

ここに、

τ_m : コンクリートの最大せん断応力度 (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)

j : コンクリートの圧縮応力の合力から鉄筋の図心までの距離と有効高さとの比

k : 中立軸からコンクリート圧縮縁までの距離と有効高さとの比

n : ヤング係数比

p : 鉄筋比

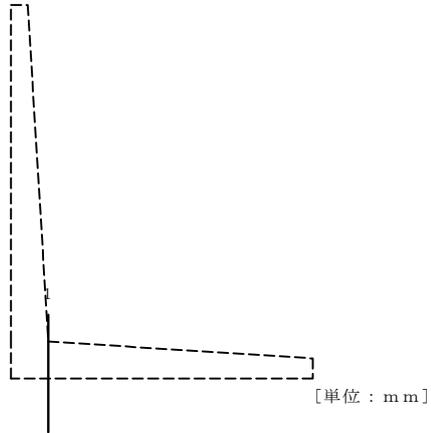
A_s : 鉄筋量 (mm²)

荷重状態 (水 位)	せん断力 S_h (kN)	有効高 d (cm)	j	せん断応力度 (N/mm ²)			判定
				計算値 τ	許容値 τ_{a1}	許容値 τ_{a2}	
常時	87.165	47.000	0.900	0.206	≤ 0.700	1.600	○

5章 かかと版の設計

5.1 照査位置[1]の設計

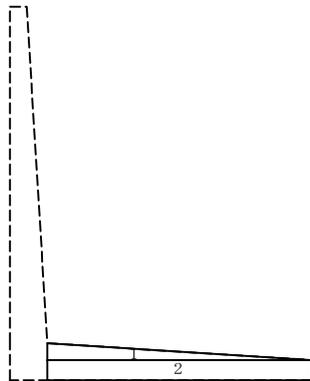
付け根からの距離 = 0.000 m



5.1.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) 躯体

1) ブロック割り



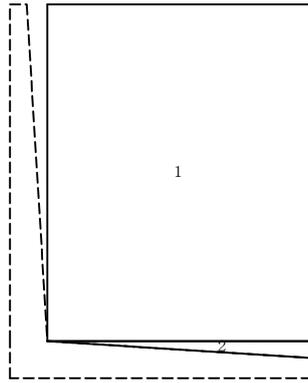
2) 体積・重心

区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 V_i (m^3)	重心位置 X_i (m)	$V_i \cdot X_i$	備考
1	$1/2 \times 3.900 \times 0.250 \times 1.000$	0.488	1.300	0.634	
2	$3.900 \times 0.300 \times 1.000$	1.170	1.950	2.281	
Σ		1.658	—	2.915	

$$\text{重心位置 } XG = \Sigma (V_i \cdot X_i) / \Sigma V_i = 2.915 / 1.658 = 1.759 \text{ (m)}$$

(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 V_i (m^3)	重心位置 X_i (m)	$V_i \cdot X_i$	備考
1	$3.900 \times 5.000 \times 1.000$	19.500	1.950	38.025	
2	$1/2 \times 3.900 \times 0.250 \times 1.000$	0.488	2.600	1.267	
Σ		19.987	—	39.293	

$$\text{重心位置 } XG = \Sigma (V_i \cdot X_i) / \Sigma V_i = 39.293 / 19.987 = 1.966 \text{ (m)}$$

5.1.2 躯体自重, 土砂重量, 任意荷重, 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 $W = \gamma \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体	$24.000 \times 1.658 = 39.780$	1.759

(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 (m^3)	重心位置 X (m)	体積 V_l (m^3)	重心位置 X_l (m)
土砂(背面)	19.987	1.966	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(背面)	19.987	1.966

水位より上の体積

$$V_u = V - V_l$$

水位より上の重心位置

$$X_u = (V \cdot X - V_1 \cdot X_1) / V_u$$

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 $W_1 = V_1 \cdot (\text{土の飽和重量})$ (kN)
土砂(背面)	$19.987 \times 17.000 = 339.787$	$0.000 \times 17.800 = 0.000$

位置	重量 W $W_u + W_1$ (kN)	作用位置 X $(W_u \cdot X_u + W_1 \cdot X_1) / W$ (m)
土砂(背面)	339.787	1.966

(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	39.780	1.759	69.966
背面土砂	339.787	1.966	668.021
合計	379.567	—	737.987

5.1.3 地盤反力

鉛直力

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

作用位置

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

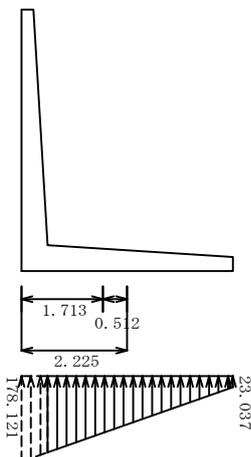
ここに、

q_1 : かかと版前面位置の地盤反力度 (kN/m²)

q_2 : かかと版設計位置の地盤反力度 (kN/m²)

L : 地盤反力作用幅 (m)

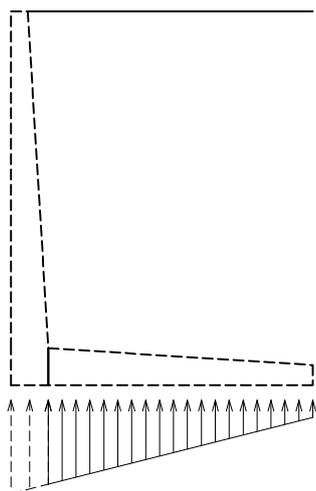
[1] 常時



地盤反力度 (kN/m ²)		作用幅 L (m)	鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q_1	q_2			
23.037	158.953	3.900	354.881	1.465

5.1.4 断面力の集計

[1]常時

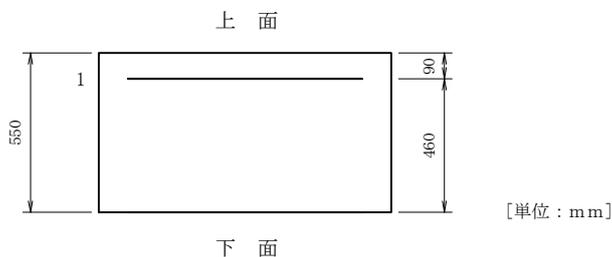


項目	N_i (kN)	X_i (m)	$M = N_i \cdot X_i$ (kN.m)
自重	379.567	1.944	737.987
地盤反力	-354.881	1.465	-519.744
合計	24.686	—	218.243

付け根の断面力として壁基部の断面力 152.921 kN.m を適用します。

5.1.5 断面計算（許容応力度法）

(1)鉄筋配置



単鉄筋

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	9.00	D25	5.067	4.000	20.268
	2	—	—	—	—	—
下面	1'	—	—	—	—	—
	2'	—	—	—	—	—

引張側必要鉄筋量 17.072 (cm²)

(2) 曲げ応力度の照査

(参考)

中立軸の算出

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

より x を求める。

応力度の算出

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

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

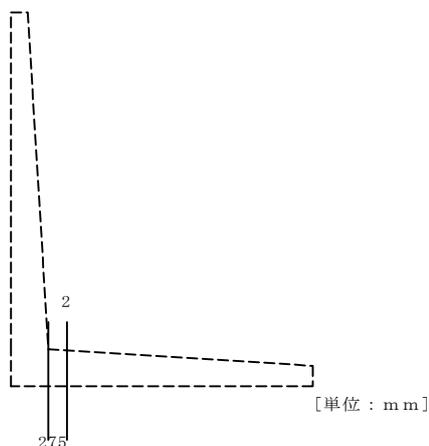
ここに、

- 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 = 550.000
- 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)
- σ_c : コンクリートの曲げ圧縮応力度 (N/mm²)
- σ_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)		判定
			計算値	許容値	計算値	許容値	
常時	152.921	13.958	5.299	≤ 7.000	182.478	≤ 215.000	○

5.2 照査位置[2]の設計

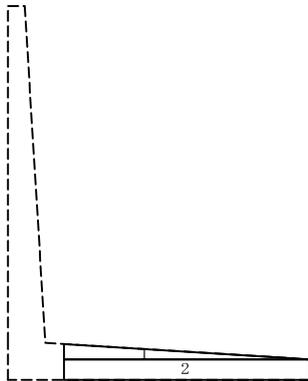
付け根からの距離 = 0.275 m



5.2.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) 躯体

1) ブロック割り



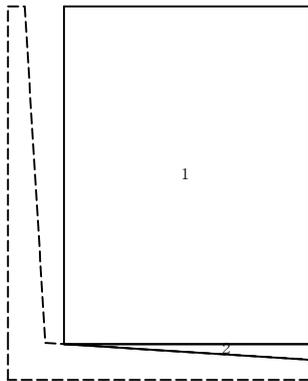
2) 体積・重心

区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 V_i (m^3)	重心位置 X_i (m)	$V_i \cdot X_i$	備考
1	$1/2 \times 3.625 \times 0.232 \times 1.000$	0.421	1.208	0.509	
2	$3.625 \times 0.300 \times 1.000$	1.087	1.813	1.971	
Σ		1.509	—	2.480	

$$\text{重心位置 } XG = \Sigma (V_i \cdot X_i) / \Sigma V_i = 2.480 / 1.509 = 1.644 \text{ (m)}$$

(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 V_i (m^3)	重心位置 X_i (m)	$V_i \cdot X_i$	備考
1	$3.625 \times 5.018 \times 1.000$	18.189	1.813	32.967	
2	$1/2 \times 3.625 \times 0.232 \times 1.000$	0.421	2.417	1.018	
Σ		18.610	—	33.985	

$$\text{重心位置 } XG = \Sigma (V_i \cdot X_i) / \Sigma V_i = 33.985 / 18.610 = 1.826 \text{ (m)}$$

5.2.2 躯体自重，土砂重量，任意荷重，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 $W = \gamma \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体	$24.000 \times 1.509 = 36.208$	1.644

(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 (m^3)	重心位置 X (m)	体積 $V1$ (m^3)	重心位置 $X1$ (m)
土砂(背面)	18.610	1.826	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 Xu (m)
土砂(背面)	18.610	1.826

水位より上の体積

$$Vu = V - V1$$

水位より上の重心位置

$$Xu = (V \cdot X - V1 \cdot X1) / Vu$$

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 $W1 = V1 \cdot (\text{土の飽和重量})$ (kN)
土砂(背面)	$18.610 \times 17.000 = 316.371$	$0.000 \times 17.800 = 0.000$

位置	重量 W $Wu + W1$ (kN)	作用位置 X $(Wu \cdot Xu + W1 \cdot X1) / W$ (m)
土砂(背面)	316.371	1.826

(3) 自重集計

[1] 常時

	重量 Ni (kN)	作用位置 Xi (m)	モーメント $Ni \cdot Xi$ (kN.m)
躯体	36.208	1.644	59.520
背面土砂	316.371	1.826	577.693
合計	352.579	—	637.213

5.2.3 地表面の載荷荷重，雪荷重

鉛直力

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

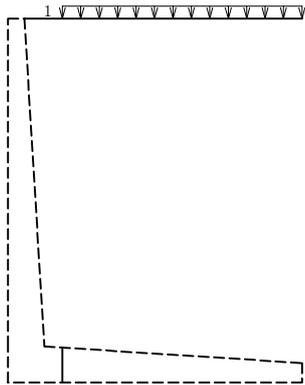
ここに、

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	3.625	36.250	1.813

5.2.4 地盤反力

鉛直力

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

作用位置

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

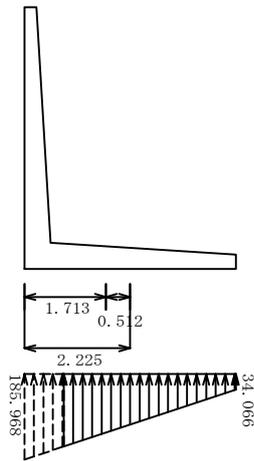
ここに、

q1 : かかと版前面位置の地盤反力度 (kN/m²)

q2 : かかと版設計位置の地盤反力度 (kN/m²)

L : 地盤反力作用幅 (m)

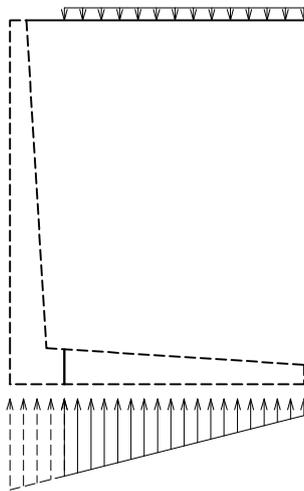
[1] 常時



地盤反力度 (kN/m ²)		作用幅 L (m)	鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2			
34.066	157.806	3.625	347.769	1.423

5.2.5 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	352.579	1.807	637.213
載荷、雪	36.250	1.813	65.703
地盤反力	-347.769	1.423	-494.829
合計	41.060	—	208.088

5.2.6 断面計算（許容応力度法）

(1) せん断応力度の照査

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

$$j = 1 - \frac{k}{3}$$

$$k = \sqrt{2n \cdot p + (n \cdot p)^2} - n \cdot p$$

$$p = \frac{A_s}{b \cdot d}$$

ここに、

τ_m : コンクリートの最大せん断応力度 (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)

j : コンクリートの圧縮応力の合力から鉄筋の図心までの距離と有効高さとの比

k : 中立軸からコンクリート圧縮縁までの距離と有効高さとの比

n : ヤング係数比

p : 鉄筋比

A_s : 鉄筋量 (mm²)

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)	j	せん断応力度 (N/mm ²)		判 定
				計算値 τ	許容値 τ_{a1}	
常時	41.060	442.372	0.897	0.103	\leq 0.700	○

【 L5.0 】

1章 設計条件

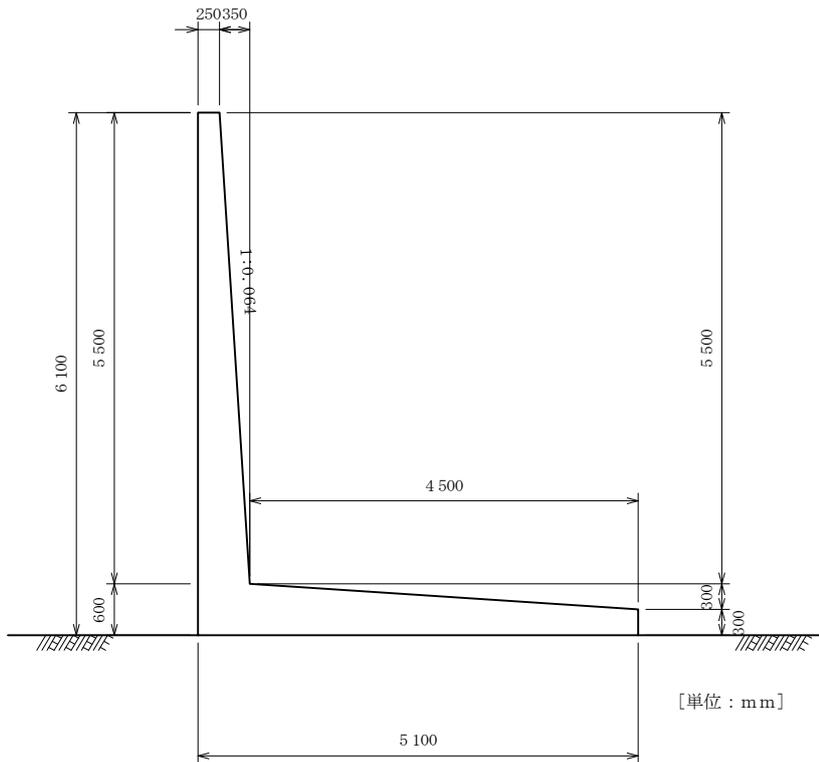
1.1 適用基準

ぎょうせい、盛土等防災マニュアルの解説 令和5年11月

1.2 形式

『L型-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 (鉄筋コンクリート) : $\sigma_{ck} = 21$ (N/mm²)
底版 (鉄筋コンクリート) : $\sigma_{ck} = 21$ (N/mm²)

【鉄筋】 種類 : SD345

【土質】 裏込め土 : 砂質土
埋戻し土 : 砂質土
支持地盤 : 砂質地盤

【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	24.000	
水	浮力算出用	9.800	
	土 砂	湿潤重量	飽和重量
	背 面	17.000	17.800
	前 面	17.000	17.800

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
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 豎 壁
			始端側	終端側	
1	0.000	∞	10.000	10.000	○

1.7 任意荷重

考慮しない

1.8 土圧

・土圧式：クーロン(物部・岡部)

・土圧係数直接入力

荷重状態	安定計算 土圧係数	堅壁設計 土圧係数
常 時	0.40000	0.40000

・土圧の作用面の壁面摩擦角(度)

荷 重 状 態	主働土圧			受働土圧
	安定計算時	堅壁設計時	切土	
常時土圧	0.000	20.000	———	———

・安定計算時の土圧の仮想背面は、かかと端(かかところ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 3.641 (度)

・粘着力(kN/m²)

荷 重 状 態	主働土圧用	受働土圧用
常 時	0.000	———

1.9 荷重組み合わせ

No	荷重名称	コメント
1	常時	常時

	荷重名称	1
土 砂	砂質土	
載荷荷重	載荷荷重	○
主働土圧	考慮しない	
	常時土圧	○

照査項目	1	
許容応力度法	安定・断面	
限界状態設計法	照査性能	———
	剛体安定	———
	断面破壊	———

照査性能を全ケース「安全・使用」とする

1.10 基礎の条件

1.10.1 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 μ	0.400

1.11 安定計算の許容値及び部材の許容応力度

1.11.1 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	200.000

1.11.2 部材の許容応力度

(1) 鉄筋コンクリート部材

1) 豎壁（一般部材）

・鉄筋径 $\leq 28\text{mm}$ (N/mm²)

荷 重 状 態	コンクリートの 圧縮応力度 σ_{ca}	鉄筋の 引張応力度 σ_{sa}	せん断 応力度		鉄筋の 圧縮応力度 σ_{sba}
			τ_{a1}	τ_{a2}	
常時	7.000	215.000	0.700	1.600	215.000

・鉄筋径 $> 28\text{mm}$ (N/mm²)

荷 重 状 態	鉄筋の 引張応力度 σ_{sa}	鉄筋の 圧縮応力度 σ_{sba}
常時	195.000	195.000

2) 底版（一般部材）

・鉄筋径 $\leq 28\text{mm}$ (N/mm²)

荷 重 状 態	コンクリートの 圧縮応力度 σ_{ca}	鉄筋の 引張応力度 σ_{sa}	せん断 応力度		鉄筋の 圧縮応力度 σ_{sba}
			τ_{a1}	τ_{a2}	
常時	7.000	215.000	0.700	1.600	———

・鉄筋径 $> 28\text{mm}$ (N/mm²)

荷 重 状 態	鉄筋の 引張応力度 σ_{sa}	鉄筋の 圧縮応力度 σ_{sba}
常時	195.000	———

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せん断応力度

τ_{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 結果一覧

1. 安定計算

(1) 転倒に対する照査

荷重状態 (水 位)	つま先での作用力		転倒安全率		判定
	抵抗M(kN.m)	転倒M(kN.m)	計算値	安全率	
常時	1389.902	294.448	4.720	≥ 1.500	○

(2) 滑動に対する照査

荷重状態 (水 位)	フーチング中心の作用力		滑動安全率		判定
	N (kN)	H (kN)	計算値	安全率	
常時	561.927	138.714	1.620	≥ 1.500	○

(3) 支持に対する照査

荷重状態 (水 位)	フーチング中心の作用力		反力作用幅 (m)	地盤反力度 (kN/m ²)		判定
	M (kN.m)	N (kN)		計算値	許容値	
常時	331.397	610.427	5.100	196.139	≤ 200.000	○

2. 断面計算 (許容応力度法)

(1) 曲げ応力度

部 材	荷重状態 (水 位)	M (kN.m)	圧縮応力度 (N/mm ²)		引張応力度 (N/mm ²)		判定
			計算値	許容値	計算値	許容値	
壁基部	常時	200.445	5.687	≤ 7.000	210.414	≤ 215.000	○
かかと照査1	常時	200.445	5.385	≤ 7.000	171.233	≤ 195.000	○

(2) せん断応力度

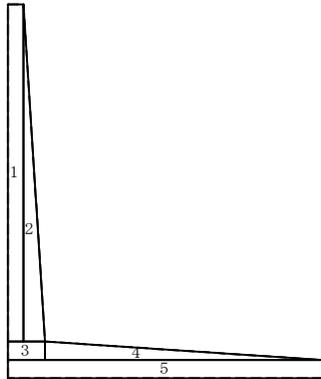
部 材	設計位置 (m)	荷重状態 (水 位)	せん断力 (kN)	せん断応力度 (N/mm ²)		判定
				計算値	許容値 τ a1 τ a2	
壁基部	0.000	常時	104.295	0.222	≤ 0.700 1.600	○
かかと照査2	0.300	常時	44.430	0.102	≤ 0.700 1.600	○

3章 安定計算

3.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) 躯体

1) ブロック割り



2) 体積・重心

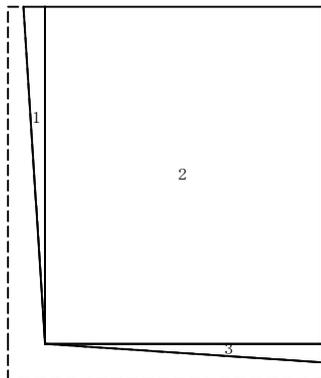
区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 Vi (m³)	重心位置(m)		Vi · Xi	Vi · Yi	備考
			Xi	Yi			
1	0.250 × 5.500 × 1.000	1.375	0.125	3.350	0.172	4.606	
2	1/2 × 0.350 × 5.500 × 1.000	0.962	0.367	2.433	0.353	2.342	
3	0.600 × 0.300 × 1.000	0.180	0.300	0.450	0.054	0.081	
4	1/2 × 4.500 × 0.300 × 1.000	0.675	2.100	0.400	1.417	0.270	
5	5.100 × 0.300 × 1.000	1.530	2.550	0.150	3.901	0.230	
Σ		4.722	—	—	5.898	7.529	

$$\text{重心位置 } XG = \Sigma (Vi \cdot Xi) / \Sigma Vi = 5.898 / 4.722 = 1.249 \text{ (m)}$$

$$YG = \Sigma (Vi \cdot Yi) / \Sigma Vi = 7.529 / 4.722 = 1.594 \text{ (m)}$$

(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(m)		Vi · Xi	Vi · Yi	備考
			Xi	Yi			
1	1/2 × 0.350 × 5.500 × 1.000	0.962	0.483	4.267	0.465	4.107	
2	4.500 × 5.500 × 1.000	24.750	2.850	3.350	70.537	82.912	

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			
3	1/2 × 4.500 × 0.300 × 1.000	0.675	3.600	0.500	2.430	0.338	
Σ		26.387	—	—	73.433	87.357	

$$\begin{aligned} \text{重心位置 } XG &= \Sigma (Vi \cdot Xi) / \Sigma Vi = 73.433 / 26.387 = 2.783 \text{ (m)} \\ YG &= \Sigma (Vi \cdot Yi) / \Sigma Vi = 87.357 / 26.387 = 3.311 \text{ (m)} \end{aligned}$$

3.2 躯体自重，土砂重量，任意荷重，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	24.000 × 4.722 = 113.340	1.249

(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 V1 (m³)	重心位置 (m)	
		X	Y		X1	Y1
土砂(背面)	26.387	2.783	3.311	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)	26.387	2.783	3.311

水位より上の体積

$$Vu = V - V1$$

水位より上の重心位置

$$Xu = (V \cdot X - V1 \cdot X1) / Vu$$

$$Yu = (V \cdot Y - V1 \cdot Y1) / Vu$$

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 $W1 = V1 \cdot (\text{土の飽和重量})$ (kN)
土砂(背面)	26.387 × 17.000 = 448.587	0.000 × 17.800 = 0.000

位置	重量 W Wu + W1 (kN)	作用位置 X (Wu · Xu + W1 · X1) / W (m)
土砂(背面)	448.587	2.783

(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
軀 体	113.340	0.000	1.249	0.000	141.547	0.000
背面土砂	448.587	0.000	2.783	0.000	1248.355	0.000
合 計	561.927	0.000	——	——	1389.902	0.000

3.3 地表面の載荷荷重, 雪荷重

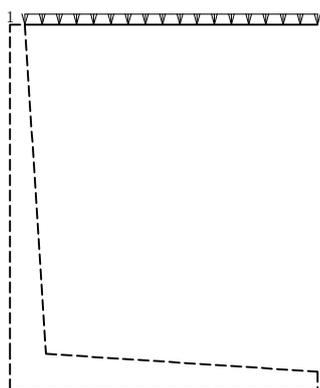
鉛直力

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

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	4.850	48.500	2.675

3.4 土圧・水圧

[1] 常時

土圧は土圧係数により求める。

- | | | |
|--------------------|------|--------------------------|
| 仮想背面の位置 (つま先からの距離) | xp = | 5.100 m |
| | yp = | 0.000 m |
| 仮想背面の高さ | H = | 6.100 m |
| 水位面より上の高さ | H1 = | 6.100 m |
| 水位面より下の高さ | H2 = | 0.000 m |
| 土圧作用面が鉛直面となす角度 | α = | 0.000 ° |
| 土砂の単位体積重量 | γs = | 17.000 kN/m ³ |
| 土砂のせん断抵抗角 | φ = | 30.000 ° |
| 地表面が水平面となす角度 | β = | 0.000 ° |
| 壁面摩擦角 | δ = | 0.000 ° |

土圧作用面上端土圧

$$p_1 = K \cdot q = 0.4000 \times 5.000 = 2.000 \text{ kN/m}^2$$

水位面での土圧

$$\begin{aligned} p_2 &= K \cdot \gamma_s \cdot H_1 + p_1 \\ &= 0.4000 \times 17.000 \times 6.100 + 2.000 \\ &= 43.480 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

土圧作用面下端土圧

$$p_3 = p_2 = 43.480 \text{ kN/m}^2$$

水位以上の土圧力

$$P_1 = \frac{1}{2} \cdot (p_1 + p_2) \cdot H_1 = \frac{1}{2} \times (2.000 + 43.480) \times 6.100 = 138.714 \text{ kN}$$

水位以下の土圧力

$$P_2 = \frac{1}{2} \cdot (p_2 + p_3) \cdot H_2 = \frac{1}{2} \times (43.480 + 43.480) \times 0.000 = 0.000 \text{ kN}$$

土圧力

$$P = P_1 + P_2 = 138.714 + 0.000 = 138.714 \text{ kN}$$

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

$$P_h = P \cdot \cos(\alpha + \delta) = 138.714 \times \cos(0.000^\circ + 0.000^\circ) = 138.714 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$P_v = P \cdot \sin(\alpha + \delta) = 138.714 \times \sin(0.000^\circ + 0.000^\circ) = 0.000 \text{ kN}$$

作用位置

$$\begin{aligned} M_1 &= P_1 \cdot \left(\frac{2 \cdot p_1 + p_2}{p_1 + p_2} \cdot \frac{H_1}{3} + H_2 \right) \\ &= 138.714 \times \left(\frac{2 \times 2.000 + 43.480}{2.000 + 43.480} \times \frac{6.100}{3} + 0.000 \right) \\ &= 294.455 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

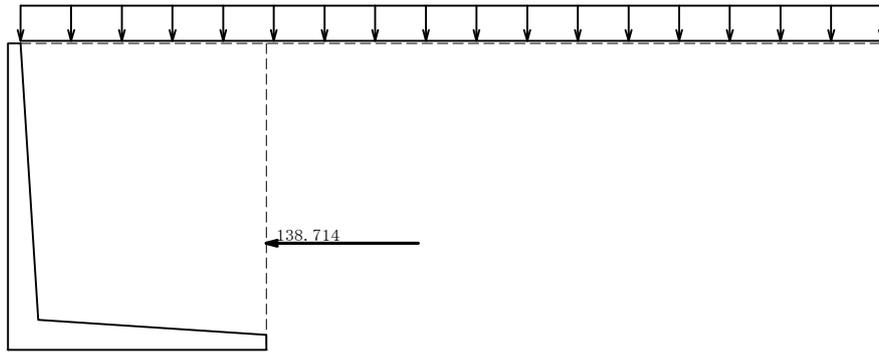
$$\begin{aligned} M_2 &= P_2 \cdot \left(\frac{2 \cdot p_2 + p_3}{p_2 + p_3} \cdot \frac{H_2}{3} \right) \\ &= 0.000 \times \left(\frac{2 \times 43.480 + 43.480}{43.480 + 43.480} \times \frac{0.000}{3} \right) \\ &= 0.000 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

$$H_o = \frac{M_1 + M_2}{P_1 + P_2} = \frac{294.455 + 0.000}{138.714 + 0.000} = 2.123 \text{ m}$$

$$x = x_p - H_o \cdot \tan \alpha = 5.100 - 2.123 \times \tan 0.000^\circ = 5.100 \text{ m}$$

$$y = y_p + H_o = 0.000 + 2.123 = 2.123 \text{ m}$$

・土圧図

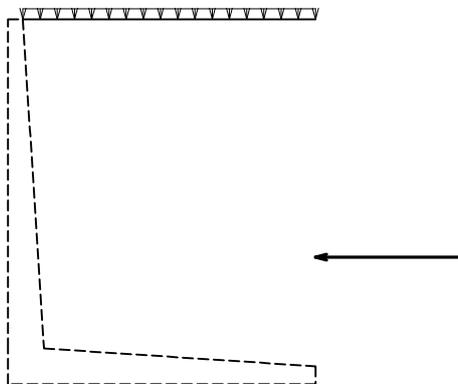


3.5 作用力の集計

(1) フーチング前面での作用力の集計

[1] 常時

(土圧の鉛直成分は集計されません)



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	561.927	0.000	2.474	0.000	1389.902	0.000
載荷、雪	48.500	0.000	2.675	0.000	129.738	0.000
土圧	0.000	138.714	5.100	2.123	0.000	294.448
合計	610.427	138.714	—————	—————	1519.640	294.448

・ 載荷位置 a (堅壁背面より後方)

荷重状態 (水位)	N_o (kN)	H_o (kN)	M_o (kN・m)
常時	610.427	138.714	1225.191

・ 載荷位置 b (仮想背面より後方)

荷重状態 (水位)	N_o (kN)	H_o (kN)	M_o (kN・m)
常時	561.927	138.714	1095.454

(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 : $B_j = 5.100$ (m)

・ 載荷位置 a (堅壁背面より後方)

■ 単位幅当り

荷重状態 (水 位)	N_c (kN)	H_c (kN)	M_c (kN. m)
常時	610.427	138.714	331.397

■ 全幅 (10.000m) 当り

荷重状態 (水 位)	N_c (kN)	H_c (kN)	M_c (kN. m)
常時	6104.270	1387.140	3313.975

・ 載荷位置 b (仮想背面より後方)

■ 単位幅当り

荷重状態 (水 位)	N_c (kN)	H_c (kN)	M_c (kN. m)
常時	561.927	138.714	337.460

■ 全幅 (10.000m) 当り

荷重状態 (水 位)	N_c (kN)	H_c (kN)	M_c (kN. m)
常時	5619.270	1387.140	3374.600

3.6 安定計算結果

3.6.1 転倒に対する安定

$$F = \frac{Mr}{Mo} = \frac{|\Sigma V \cdot x_0 - \Sigma H \cdot y_0|}{|P_{AH} \cdot y_A - P_{AV} \cdot x_A|}$$

ここに、

Mr : 抵抗モーメント

Mo : 転倒モーメント

ΣV : 土圧の鉛直成分を除いた鉛直力の合計

x_0 : 土圧の鉛直成分を除いた鉛直力の合計の作用位置

ΣH : 土圧の水平成分を除いた水平力の合計

y_0 : 土圧の水平成分を除いた水平力の合計の作用位置

P_{AH} : 土圧の水平成分

y_A : 土圧の水平成分の作用位置

P_{AV} : 土圧の鉛直成分

x_A : 土圧の鉛直成分の作用位置

・ 載荷位置 a (堅壁背面より後方)

荷重状態 (水 位)	$\Sigma V \cdot x_0$ (kN. m)	$\Sigma H \cdot y_0$ (kN. m)	$P_{AH} \cdot y_A$ (kN. m)	$P_{AV} \cdot x_A$ (kN. m)
常時	1519.640	0.000	294.448	0.000

荷重状態 (水 位)	Mr (kN. m)	Mo (kN. m)	安全率		判定
			$F = Mr/Mo$	許容値	
常時	1519.640	294.448	5.161	≥ 1.500	○

・ 載荷位置 b (仮想背面より後方)

荷重状態 (水 位)	$\Sigma V \cdot x_0$ (kN. m)	$\Sigma H \cdot y_0$ (kN. m)	$P_{AH} \cdot y_A$ (kN. m)	$P_{AV} \cdot x_A$ (kN. m)
常時	1398.900	0.000	294.448	0.000

荷重状態 (水 位)	Mr (kN. m)	Mo (kN. m)	安全率		判定
			$F = Mr/Mo$	許容値	
常時	1389.902	294.448	4.720	≥ 1.500	○

3.6.2 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{R_v \cdot \mu + C_b \cdot B}{R_H}$$

ここに、

R_v : 底版下面における全鉛直荷重 (kN)

R_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, $\mu = 0.400$

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), $B = 5.100$

・ 載荷位置 a (堅壁背面より後方)

荷重状態 (水 位)	鉛直荷重 R _v (kN)	水平荷重 R _h (kN)	安全率 F _s	必要安全率 F _{sa}	判 定
常時	610.427	138.714	1.760	≥ 1.500	○

・ 載荷位置 b (仮想背面より後方)

荷重状態 (水 位)	鉛直荷重 R _v (kN)	水平荷重 R _h (kN)	安全率 F _s	必要安全率 F _{sa}	判 定
常時	561.927	138.714	1.620	≥ 1.500	○

3.6.3 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 : つま先から合力の作用点までの距離 (m)

ΣMr : つま先回りの抵抗モーメント (kN・m)

ΣMt : つま先回りの転倒モーメント (kN・m)

ΣV : 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 = 5.100

・ 載荷位置 a (堅壁背面より後方)

荷重状態 (水 位)	ΣMr (kN・m)	ΣMt (kN・m)	ΣV (kN)	d (m)	e (m)
常時	1519.640	294.448	610.427	2.007	0.543

・ 載荷位置 b (仮想背面より後方)

荷重状態 (水 位)	ΣMr (kN・m)	ΣMt (kN・m)	ΣV (kN)	d (m)	e (m)
常時	1389.902	294.448	561.927	1.949	0.601

(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

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

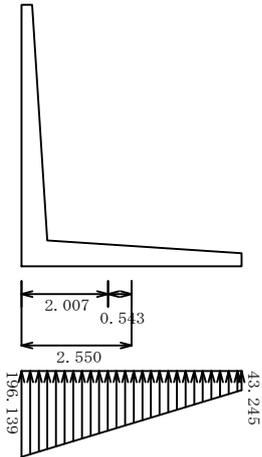
ここに、

ΣV : 底版下面に作用する全鉛直荷重 (kN)

B : 底版幅 (m), B = 5.100

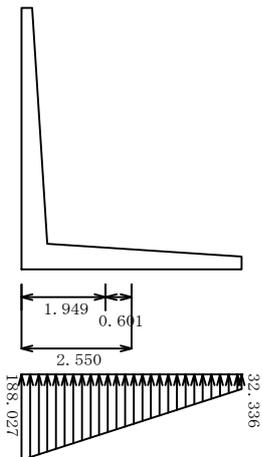
e : 偏心量 (m)

[1] 常時



- ・ 載荷位置 a (堅壁背面より後方)

地盤反力の作用幅 (m)	地盤反力の形状	地盤反力度 (kN/m ²)			判定
		qmin	qmax	許容値	
5.100	台形	43.245	196.139 ≤	200.000	○



- ・ 載荷位置 b (仮想背面より後方)

地盤反力の作用幅 (m)	地盤反力の形状	地盤反力度 (kN/m ²)			判定
		qmin	qmax	許容値	
5.100	台形	32.336	188.027 ≤	200.000	○

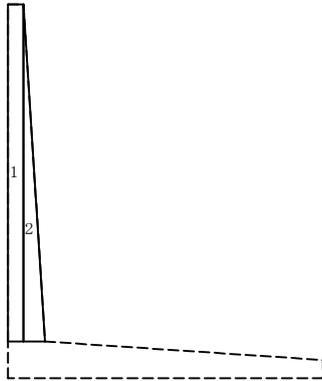
4章 縦壁の設計

4.1 縦壁基部の設計

4.1.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) 躯体

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	$0.250 \times 5.500 \times 1.000$	1.375	0.125	2.750	0.172	3.781	
2	$1/2 \times 0.350 \times 5.500 \times 1.000$	0.962	0.367	1.833	0.353	1.765	
Σ		2.338	—	—	0.525	5.546	

$$\text{重心 } X_G = \Sigma (V_i \cdot X_i) / \Sigma V_i = 0.525 / 2.338 = 0.225 \text{ (m)}$$

$$Y_G = \Sigma (V_i \cdot Y_i) / \Sigma V_i = 5.546 / 2.338 = 2.373 \text{ (m)}$$

4.1.2 躯体自重, 任意荷重

(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)	$24.000 \times 2.338 = 56.100$	0.076

作用位置

$$X = X_c - X_G = 0.300 - 0.225 = 0.076 \text{ m}$$

ここに、

X_c : 設計断面位置での縦壁前面から設計断面中心までの水平距離(m)

4.1.3 土圧・水圧

[1] 常時

土圧は土圧係数により求める。

$$\begin{aligned} \text{仮想背面の位置 (断面中心からの距離)} \quad x_p &= 0.300 \text{ m} \\ y_p &= 0.000 \text{ m} \end{aligned}$$

仮想背面の高さ	H = 5.500 m
水位面より上の高さ	H1 = 5.500 m
水位面より下の高さ	H2 = 0.000 m
土圧作用面が鉛直面となす角度	$\alpha = 3.641^\circ$
背面土砂の単位体積重量	$\gamma_s = 17.000 \text{ kN/m}^3$
背面土砂のせん断抵抗角	$\phi = 30.000^\circ$
地表面が水平面となす角度	$\beta = 0.000^\circ$
壁面摩擦角	$\delta = 20.000^\circ$

土圧作用面の上端土圧

$$p1 = K \cdot q = 0.4000 \times 5.000 = 2.000 \text{ kN/m}^2$$

水位面での土圧

$$\begin{aligned} p2 &= K \cdot \gamma_s \cdot H1 + p1 \\ &= 0.4000 \times 17.000 \times 5.500 + 2.000 \\ &= 39.400 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

土圧作用面の下端土圧

$$p3 = p2 = 39.400 \text{ kN/m}^2$$

水位以上の土圧力

$$P1 = \frac{1}{2} \cdot (p1 + p2) \cdot H1 = \frac{1}{2} \times (2.000 + 39.400) \times 5.500 = 113.850 \text{ kN}$$

水位以下の土圧力

$$P2 = \frac{1}{2} \cdot (p2 + p3) \cdot H2 = \frac{1}{2} \times (39.400 + 39.400) \times 0.000 = 0.000 \text{ kN}$$

土圧力

$$P = P1 + P2 = 113.850 + 0.000 = 113.850 \text{ kN}$$

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

$$Ph = P \cdot \cos(\alpha + \delta) = 113.850 \times \cos(3.641^\circ + 20.000^\circ) = 104.295 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$Pv = P \cdot \sin(\alpha + \delta) = 113.850 \times \sin(3.641^\circ + 20.000^\circ) = 45.655 \text{ kN}$$

作用位置

$$\begin{aligned} M1 &= P1 \cdot \left(\frac{2 \cdot p1 + p2}{p1 + p2} \cdot \frac{H1}{3} + H2 \right) \\ &= 113.850 \times \left(\frac{2 \times 2.000 + 39.400}{2.000 + 39.400} \times \frac{5.500}{3} + 0.000 \right) \\ &= 218.808 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

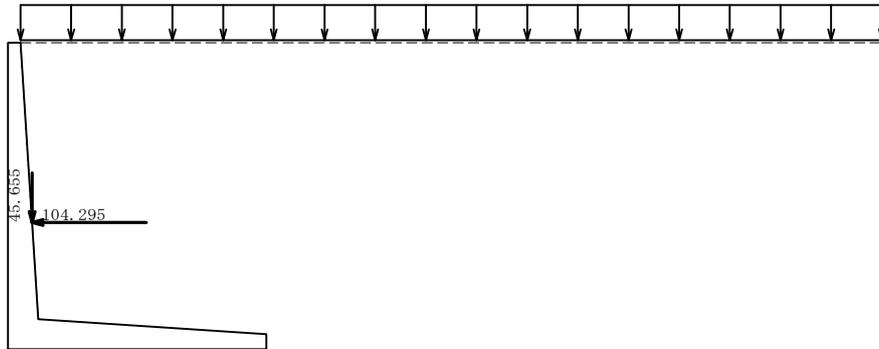
$$\begin{aligned} M2 &= P2 \cdot \left(\frac{2 \cdot p2 + p3}{p2 + p3} \cdot \frac{H2}{3} \right) \\ &= 0.000 \times \left(\frac{2 \times 39.400 + 39.400}{39.400 + 39.400} \times \frac{0.000}{3} \right) \\ &= 0.000 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

$$H_o = \frac{M1+M2}{P1+P2} = \frac{218.808+0.000}{113.850+0.000} = 1.922 \text{ m}$$

$$x = H_o \cdot \tan \alpha - x_p = 1.922 \times \tan 3.641^\circ - 0.300 = -0.178 \text{ m}$$

$$y = y_p + H_o = 0.000 + 1.922 = 1.922 \text{ m}$$

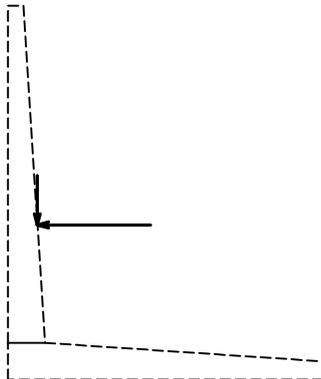
・土圧図



4.1.4 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

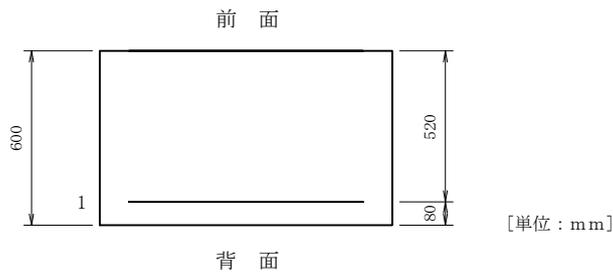


項目	N_i (kN)	H_i (kN)	X_i (m)	Y_i (m)	$M = M_{xi} + M_{yi}$ (kN·m)
自重	56.100	0.000	0.076	0.000	0.000
土圧	45.655	104.295	-0.178	1.922	200.445
合計	0.000	104.295	—————	—————	200.445

※ 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

4.1.5 断面計算（許容応力度法）

(1) 鉄筋配置



[単位：mm]

単鉄筋

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	8.00	D25	5.067	4.000
	2	—	—	—	—

引張側必要鉄筋量 19.816 (cm²)

(2) 曲げ応力度の照査

(参考)

中立軸の算出

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

よりxを求める。

応力度の算出

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

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

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)
- 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)
- σ_c : コンクリートの曲げ圧縮応力度(N/mm²)
- σ_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)		判定
				計算値	許容値	計算値	許容値	
常時	200.445	0.000	15.000	5.687	≤ 7.000	210.414	≤ 215.000	○

(3) せん断応力度の照査

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

$$j = 1 - \frac{k}{3}$$

$$k = \sqrt{2n \cdot p + (n \cdot p)^2} - n \cdot p$$

$$p = \frac{A_s}{b \cdot d}$$

ここに、

τ_m : コンクリートの最大せん断応力度 (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)

j : コンクリートの圧縮応力の合力から鉄筋の図心までの距離と有効高さとの比

k : 中立軸からコンクリート圧縮縁までの距離と有効高さとの比

n : ヤング係数比

p : 鉄筋比

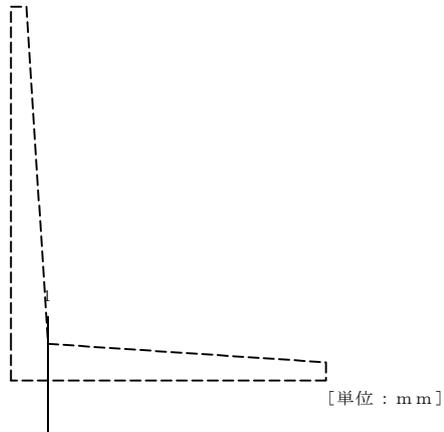
A_s : 鉄筋量 (mm²)

荷重状態 (水 位)	せん断力 S_h (kN)	有効高 d (cm)	j	せん断応力度 (N/mm ²)			判定
				計算値 τ	許容値 τ_{a1}	許容値 τ_{a2}	
常時	104.295	52.000	0.904	0.222	≤ 0.700	1.600	○

5章 かかと版の設計

5.1 照査位置[1]の設計

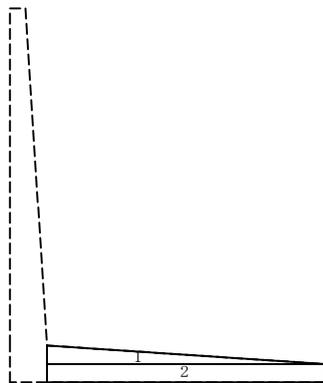
付け根からの距離 = 0.000 m



5.1.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) 躯体

1) ブロック割り



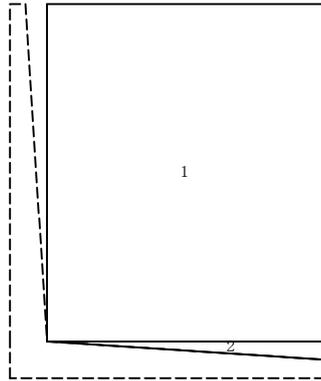
2) 体積・重心

区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 V_i (m^3)	重心位置 X_i (m)	$V_i \cdot X_i$	備考
1	$1/2 \times 4.500 \times 0.300 \times 1.000$	0.675	1.500	1.013	
2	$4.500 \times 0.300 \times 1.000$	1.350	2.250	3.038	
Σ		2.025	—	4.050	

$$\text{重心位置 } XG = \Sigma (V_i \cdot X_i) / \Sigma V_i = 4.050 / 2.025 = 2.000 \text{ (m)}$$

(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 V_i (m^3)	重心位置 X_i (m)	$V_i \cdot X_i$	備考
1	$4.500 \times 5.500 \times 1.000$	24.750	2.250	55.688	
2	$1/2 \times 4.500 \times 0.300 \times 1.000$	0.675	3.000	2.025	
Σ		25.425	—	57.713	

$$\text{重心位置 } XG = \Sigma (V_i \cdot X_i) / \Sigma V_i = 57.713 / 25.425 = 2.270 \text{ (m)}$$

5.1.2 躯体自重, 土砂重量, 任意荷重, 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 $W = \gamma \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体	$24.000 \times 2.025 = 48.600$	2.000

(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 (m^3)	重心位置 X (m)	体積 $V1$ (m^3)	重心位置 $X1$ (m)
土砂(背面)	25.425	2.270	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(背面)	25.425	2.270

水位より上の体積

$$V_u = V - V1$$

水位より上の重心位置

$$X_u = (V \cdot X - V_1 \cdot X_1) / V_u$$

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 $W_1 = V_1 \cdot (\text{土の飽和重量})$ (kN)
土砂(背面)	$25.425 \times 17.000 = 432.225$	$0.000 \times 17.800 = 0.000$

位置	重量 W $W_u + W_1$ (kN)	作用位置 X $(W_u \cdot X_u + W_1 \cdot X_1) / W$ (m)
土砂(背面)	432.225	2.270

(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	48.600	2.000	97.200
背面土砂	432.225	2.270	981.151
合計	480.825	—	1078.351

5.1.3 地盤反力

鉛直力

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

作用位置

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

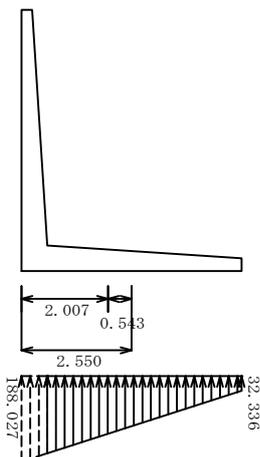
ここに、

q_1 : かかと版前面位置の地盤反力度 (kN/m²)

q_2 : かかと版設計位置の地盤反力度 (kN/m²)

L : 地盤反力作用幅 (m)

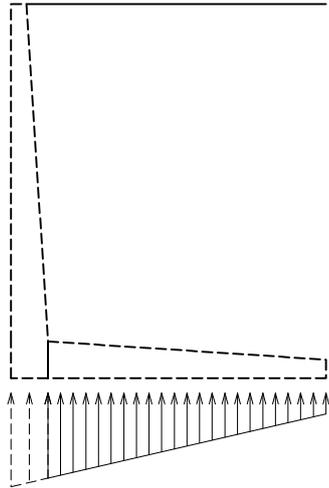
[1] 常時



地盤反力度 (kN/m ²)		作用幅 L (m)	鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q_1	q_2			
32.336	169.710	4.500	454.604	1.740

5.1.4 断面力の集計

[1]常時

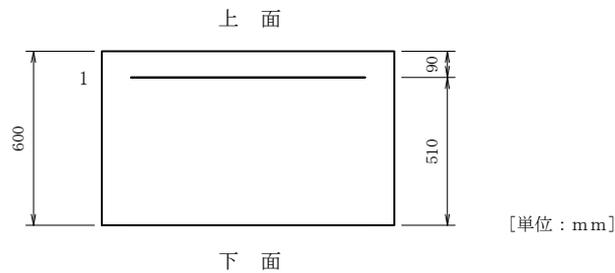


項目	N_i (kN)	X_i (m)	$M = N_i \cdot X_i$ (kN·m)
自重	480.825	2.243	1078.351
地盤反力	-454.604	1.740	-791.041
合計	26.221	—	287.310

付け根の断面力として縦壁基部の断面力 200.445 kN·m を適用します。

5.1.5 断面計算（許容応力度法）

(1)鉄筋配置



単鉄筋

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	9.00	D29	6.424	4.000	25.696
	2	—	—	—	—	—
下面	1'	—	—	—	—	—
	2'	—	—	—	—	—

引張側必要鉄筋量 22.421 (cm²)

(2) 曲げ応力度の照査

(参考)

中立軸の算出

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

より x を求める。

応力度の算出

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

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

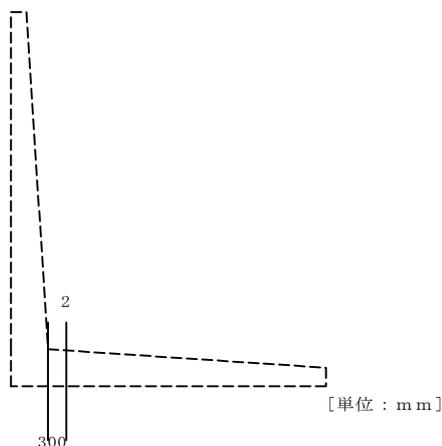
ここに、

- 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)
- 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)
- σ_c : コンクリートの曲げ圧縮応力度 (N/mm²)
- σ_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)		判定
			計算値	許容値	計算値	許容値	
常時	200.445	16.348	5.385	≤ 7.000	171.233	≤ 195.000	○

5.2 照査位置[2]の設計

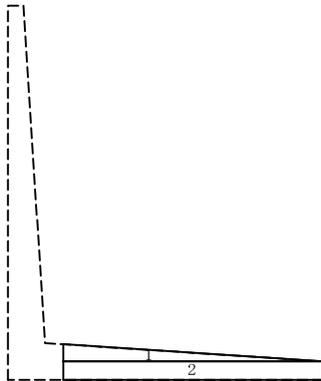
付け根からの距離 = 0.300 m



5.2.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) 躯体

1) ブロック割り



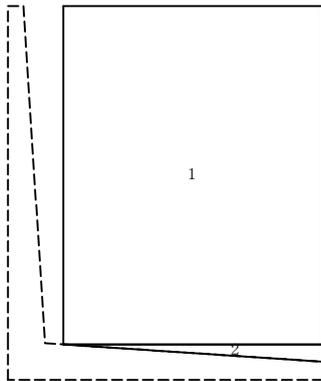
2) 体積・重心

区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 Vi (m ³)	重心位置 Xi (m)	Vi・Xi	備考
1	1/2 × 4.200 × 0.280 × 1.000	0.588	1.400	0.823	
2	4.200 × 0.300 × 1.000	1.260	2.100	2.646	
Σ		1.848	—	3.469	

$$\text{重心位置 } XG = \Sigma (Vi \cdot Xi) / \Sigma Vi = 3.469 / 1.848 = 1.877 \text{ (m)}$$

(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 (m ³)	重心位置 Xi (m)	Vi・Xi	備考
1	4.200 × 5.520 × 1.000	23.184	2.100	48.686	
2	1/2 × 4.200 × 0.280 × 1.000	0.588	2.800	1.646	
Σ		23.772	—	50.333	

$$\text{重心位置 } XG = \Sigma (Vi \cdot Xi) / \Sigma Vi = 50.333 / 23.772 = 2.117 \text{ (m)}$$

5.2.2 躯体自重, 土砂重量, 任意荷重, 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 $W = \gamma \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体	$24.000 \times 1.848 = 44.352$	1.877

(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 (m ³)	重心位置 X (m)	体積 $V1$ (m ³)	重心位置 $X1$ (m)
土砂(背面)	23.772	2.117	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 Xu (m)
土砂(背面)	23.772	2.117

水位より上の体積

$$Vu = V - V1$$

水位より上の重心位置

$$Xu = (V \cdot X - V1 \cdot X1) / Vu$$

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 $W1 = V1 \cdot (\text{土の飽和重量})$ (kN)
土砂(背面)	$23.772 \times 17.000 = 404.124$	$0.000 \times 17.800 = 0.000$

位置	重量 W $Wu + W1$ (kN)	作用位置 X $(Wu \cdot Xu + W1 \cdot X1) / W$ (m)
土砂(背面)	404.124	2.117

(3) 自重集計

[1] 常時

	重量 Ni (kN)	作用位置 Xi (m)	モーメント $Ni \cdot Xi$ (kN.m)
躯体	44.352	1.877	83.261
背面土砂	404.124	2.117	855.531
合計	448.476	—	938.792

5.2.3 地表面の載荷荷重，雪荷重

鉛直力

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

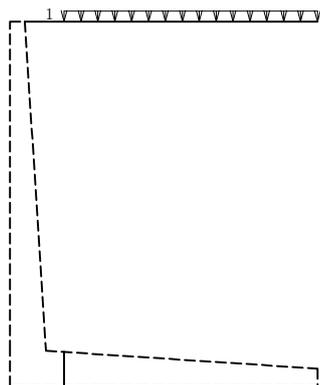
ここに、

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	4.200	42.000	2.100

5.2.4 地盤反力

鉛直力

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

作用位置

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

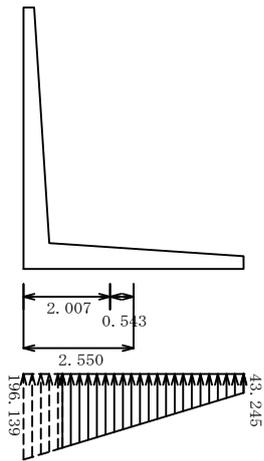
ここに、

q1 : かかと版前面位置の地盤反力度 (kN/m²)

q2 : かかと版設計位置の地盤反力度 (kN/m²)

L : 地盤反力作用幅 (m)

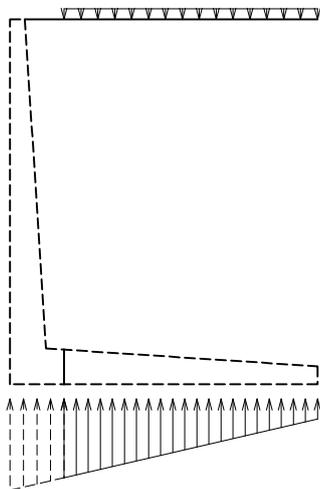
[1] 常時



地盤反力度 (kN/m ²)		作用幅 L (m)	鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2			
43.245	169.158	4.200	446.046	1.685

5.2.5 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	448.476	2.093	938.792
載荷、雪	42.000	2.100	88.200
地盤反力	-446.046	1.685	-751.604
合計	44.430	—	275.388

5.2.6 断面計算（許容応力度法）

(1) せん断応力度の照査

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

$$j = 1 - \frac{k}{3}$$

$$k = \sqrt{2n \cdot p + (n \cdot p)^2} - n \cdot p$$

$$p = \frac{A_s}{b \cdot d}$$

ここに、

τ_m : コンクリートの最大せん断応力度 (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)

j : コンクリートの圧縮応力の合力から鉄筋の図心までの距離と有効高さとの比

k : 中立軸からコンクリート圧縮縁までの距離と有効高さとの比

n : ヤング係数比

p : 鉄筋比

A_s : 鉄筋量 (mm²)

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)	j	せん断応力度 (N/mm ²)		判 定
				計算値 τ	許容値 τ_{a1}	
常時	44.430	490.000	0.891	0.102	\leq 0.700	○