

3 鉄筋コンクリート造擁壁の

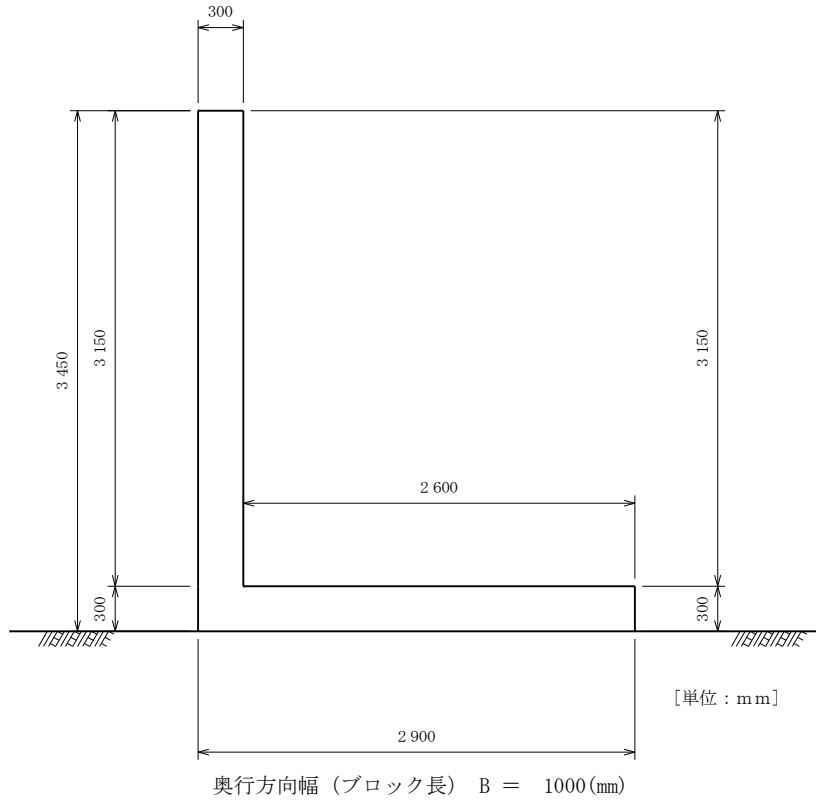
構造計算例

I 鉄筋コンクリート造擁壁の構造計算例

§ 1. 設計条件

1.1 形状寸法

1.1.1 躯体形状寸法



1.2 使用材料

- 【コンクリート】 縦壁 (鉄筋コンクリート) : $\sigma_{ck} = 24$ (N/mm²)
 底版 (鉄筋コンクリート) : $\sigma_{ck} = 24$ (N/mm²)
- 【鉄筋】 種類 : SD345
- 【内部摩擦角】 背面土砂 : 25.00 (度)
- 【単位体積重量】 (kN/m³)

躯体	鉄筋コンクリート	24.500	
水	浮力算出用	9.800	
	土砂	湿潤重量	飽和重量
	背面	18.000	19.000
	前面	18.000	19.000

1.3 載荷荷重

荷重状態	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	縦壁	底版
常時	0.000	∞	9.800	9.800	○	○	○

1.4 土砂

- 背面土砂形状

擁壁天端と地表面始点のレベル差 (m)	0.000
---------------------	-------

- 前面土砂高さ

荷重状態	高さ
常時	0.450

- 土砂の取扱い (前面土砂)

荷重状態	安定計算時		つま先版設計時
	鉛直力	水平力	
常時	無視	無視	—

1.5 土圧

- 土圧の作用面の壁面摩擦角(度)

荷 重 態	主働土圧			受働土圧
	安定計算時	断面計算時	切土	
常 時	0.000	16.667	—	—

- 土圧を考慮しない下面からの高さ 0.000 (m)
- 安定計算時の土圧の仮想背面は、かかと端(かかとから鉛直に伸ばした線)
- 安定計算時の土圧作用面が鉛直面となす角度 0.000 (度)
- 堅壁設計時の土圧作用面が鉛直面となす角度 0.000 (度)
- 粘着力(kN/m²)

荷 重 態	すべり面用	粘着高さ用
常 時	0.000	0.000

- 水位以下の土圧算出時の地震時慣性力は設計水平震度を適用

1.6 基礎の条件

1.6.1 許容せん断抵抗算出用データ

照査に用いる底版幅	全 幅
基礎底面と地盤との間の付着力 CB (kN/m ²)	0.000
基礎底面と地盤との間の摩擦係数tan φ _B	0.400

1.7 安定計算の許容値及び部材の許容応力度

1.7.1 安定計算の許容値

荷 重 態	許容偏心量 e _B / B (m)	転倒安全率	滑動安全率	最大 地盤反力度 (kN/m ²)
常時	1/6	1.500	1.500	135.000

1.7.2 部材の許容応力度

(1) 鉄筋コンクリート部材

1) 堅壁 (一般部材)

(N/mm²)

荷 重 態	割増 係数	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 τ _{a1} τ _{a2}	
常時	1.00	8.000	195.000	0.390	1.700

2) 底版 (一般部材)

(N/mm²)

荷 重 態	割増 係数	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 τ _{a1} τ _{a2}	
常時	1.00	8.000	195.000	0.390	1.700

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

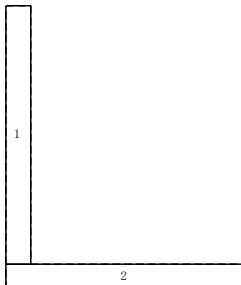
§ 2. 安定計算

2.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) 躯体自重

1) ブロック割り

2) 自重・重心



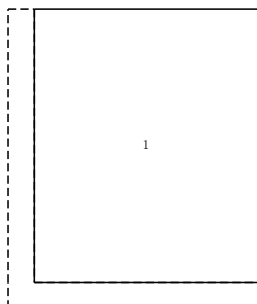
区分	幅 × 高さ × 奥行	体積 V _i (m ³)	重心位置(m)		V _i · X _i	V _i · Y _i	備考
			X _i	Y _i			
1	0.300 × 3.150 × 1.000	0.945	0.150	1.875	0.142	1.772	
2	2.900 × 0.300 × 1.000	0.870	1.450	0.150	1.262	0.131	
Σ		1.815	—	—	1.403	1.902	

$$\begin{aligned} \text{重心位置 } XG &= \frac{\sum (V_i \cdot X_i)}{\sum V_i} = \frac{1.403}{1.815} = 0.773 \text{ (m)} \\ YG &= \frac{\sum (V_i \cdot Y_i)}{\sum V_i} = \frac{1.902}{1.815} = 1.048 \text{ (m)} \end{aligned}$$

(2) 背面土砂

1) ブロック割り

2) 体積・重心



区分	幅 × 高さ × 奥行	体積 V _i (m ³)	重心位置(m)		V _i · X _i	V _i · Y _i	備考
			X _i	Y _i			
1	2.600 × 3.150 × 1.000	8.190	1.600	1.875	13.104	15.356	
Σ		8.190	—	—	13.104	15.356	

$$\begin{aligned} \text{重心位置 } XG &= \frac{\sum (V_i \cdot X_i)}{\sum V_i} = \frac{13.104}{8.190} = 1.600 \text{ (m)} \\ YG &= \frac{\sum (V_i \cdot Y_i)}{\sum V_i} = \frac{15.356}{8.190} = 1.875 \text{ (m)} \end{aligned}$$

2.2 躯体自重，土砂重量による鉛直力、水平力

(1) 躯体自重による作用力

[1] 常時

位置	$W = \frac{\gamma}{(kN)} \cdot V$	作用位置 (m)
躯体	$24.500 \times 1.815 = 44.467$	0.773

(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)	8.190	1.600	1.875	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)	8.190	1.600	1.875

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	$Wu = Vu \cdot \frac{\text{水位より上の重量}}{\text{(土の湿潤重量)}} (kN)$	$W1 = V1 \cdot \frac{\text{水位より下の重量}}{\text{(土の飽和重量)}} (kN)$
土砂(背面)	$8.190 \times 18.000 = 147.420$	$0.000 \times 19.000 = 0.000$

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)	147.420	1.600

(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	44.467	0.000	0.773	0.000	34.380	0.000
背面土砂	147.420	0.000	1.600	0.000	235.872	0.000
合計	191.887	0.000	——	——	270.252	0.000

2.3 地表面の載荷荷重

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

荷重状態	$q1$ (kN/m ²)	$q2$ (kN/m ²)	L (m)	鉛直力 (kN)	作用位置 (m)
常時	9.800	9.800	2.600	25.480	1.600

2.4 土圧

[1] 常時

土圧は試行くさび法により求める。

仮想背面の位置 (つま先からの距離)

$$xp = 2.900 \text{ m}$$

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

仮想背面の高さ

$$H = 3.450 \text{ m}$$

仮想背面が鉛直面となす角度

$$\alpha = 0.000^\circ$$

背面土砂の単位体積重量

$$\gamma s = 18.000 \text{ kN/m}^3$$

背面土砂の内部摩擦角

$$\phi = 25.00^\circ$$

壁面摩擦角

$$\delta = \beta = 0.000^\circ$$

すべり角の変化範囲

$$\omega i = 10.00^\circ \sim 85.00^\circ$$

すべり角(ω)に対する土砂重量(W)，土圧力(P)

水位 hw = 0.000 m

すべり角 ω (°)	土砂重量 W(kN)				土圧力 P (kN)
	水位以上	水位以下	上載荷重	合計	
57.00	69.566	0.000	21.956	91.522	57.189
58.00	66.938	0.000	21.127	88.065	57.190

59.00	64.366	0.000	20.315	84.681	57.118
-------	--------	-------	--------	--------	--------

土圧力が最大となるのは、

$$\omega = 58.00^\circ \text{ のとき } P = 57.190 \text{ kN}$$

である。

土圧力

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

$$= \frac{88.065 \times \sin(58.00^\circ - 25.00^\circ)}{\cos(58.00^\circ - 25.00^\circ - 0.000^\circ - 0.000^\circ)}$$

$$= 57.190 \text{ kN}$$

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

$$P_h = P \cdot \cos(\alpha + \delta) = 57.190 \times \cos(0.000^\circ + 0.000^\circ) = 57.190 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$P_v = P \cdot \sin(\alpha + \delta) = 57.190 \times \sin(0.000^\circ + 0.000^\circ) = 0.000 \text{ kN}$$

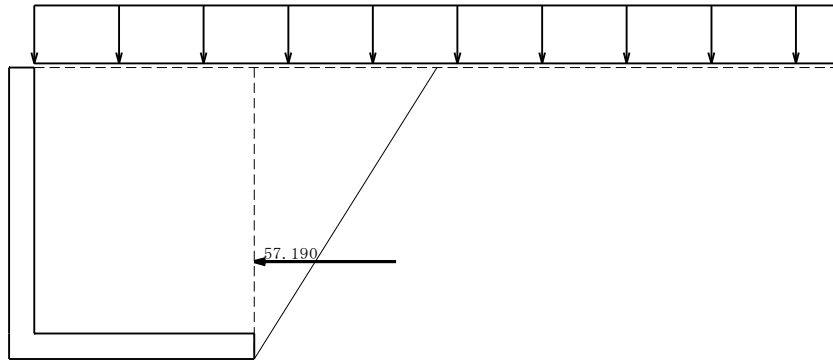
作用位置

$$H_o = \frac{H}{3} = \frac{3.450}{3} = 1.150 \text{ m}$$

$$x = x_p - H_o \cdot \tan \alpha = 2.900 - 1.150 \times \tan 0.000^\circ = 2.900 \text{ m}$$

$$y = y_p + H_o = 0.000 + 1.150 = 1.150 \text{ m}$$

・土圧図



2.5 作用力の集計

(1) フーチング前面での作用力の集計

[1] 常時

項目	鉛直力 N_i (kN)	水平力 H_i (kN)	アーム長		回転モーメント (kN・m)	
			X_i (m)	Y_i (m)	$M_{xi} = N_i \cdot X_i$	$M_{yi} = H_i \cdot Y_i$
自重	191.887	0.000	1.408	0.000	270.252	0.000
載荷、雪	25.480	0.000	1.600	0.000	40.768	0.000
土圧	0.000	57.190	2.900	1.150	0.000	65.768
合計	217.367	57.190	—————	—————	311.020	65.768

荷重状態 (水位)	N_c (kN)	H_c (kN)	M_{c0} (kN・m)
常時	217.367	57.190	245.251

(2) フーチング中心での作用力の集計

$$\text{鉛直力} : N_c = N_o \quad (\text{kN})$$

$$\text{水平力} : H_c = H_o \quad (\text{kN})$$

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

ここに、

$$\text{フーチング土圧方向幅} : B_j = 2.900 \quad (\text{m})$$

■ 単位幅当り

荷重状態 (水位)	N_c (kN)	H_c (kN)	M_c (kN・m)
常時	217.367	57.190	69.932

■ 全幅 (1.000m) 当り

荷重状態 (水位)	N_c (kN)	H_c (kN)	M_c (kN・m)
常時	217.367	57.190	69.932

2.6 安定計算結果

2.6.1 転倒に対する安定

(1) 合力作用点及び偏心量の算出

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

ここに、

d : 底版つま先から合力の作用点までの距離 (m)

$\sum Mr$: 底版つま先回りの抵抗モーメント (kN・m)

$\sum Mt$: 底版つま先回りの転倒モーメント (kN・m)

$\sum V$: 底版下面における全鉛直荷重 (kN)

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

ここに、

e : 合力の作用点の底版中央からの偏心距離 (m)

B : 底版幅 (m), B = 2.900

$$e_a = B/n$$

ここに、

e_a : 許容偏心距離 (m)

n : 安全率

荷重状態 (水 位)	$\sum Mr$ (kN・m)	$\sum Mt$ (kN・m)	$\sum V$ (kN)	d (m)	e (m)	e_a (m)
常時	311.020	65.768	217.367	1.128	0.322	≤ 0.483

(2) 安全率の算出

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

ここに、

Mr : 抵抗モーメント

Mo : 転倒モーメント

$\sum V$: 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

$\sum H$: 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)	$\sum V \cdot x_0$ (kN・m)	$\sum H \cdot y_0$ (kN・m)	$P_{AH} \cdot y_A$ (kN・m)	$P_{AV} \cdot x_A$ (kN・m)
常時	311.020	0.000	65.768	0.000

荷重状態 (水 位)	$\frac{Mr}{(kN \cdot m)}$	$\frac{Mo}{(kN \cdot m)}$	安全率	
			F = Mr/Mo	許容値
常時	311.020	65.768	4.729	≥ 1.500

2.6.2 滑動に対する安定

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

ここに、

$\sum V$: 底版下面における全鉛直荷重 (kN)

$\sum H$: 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 = 2.900

荷重状態 (水 位)	鉛直荷重 $\sum V$ (kN)	水平荷重 $\sum H$ (kN)	安全率 F_s	必要安全率 F_{sa}
常時	217.367	57.190	1.520	≥ 1.500

2.6.3 地盤反力度の計算

1) 合力作用点が底版中央の底版幅1/3 (ミドルサード) の中にある場合

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

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

2) 合力作用点が底版中央の底版幅2/3の中にある場合

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

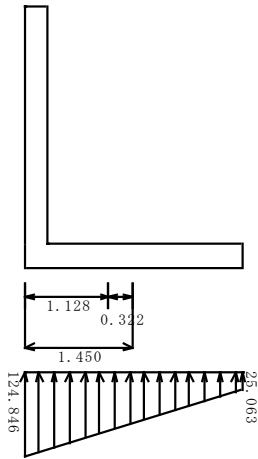
ここに、

$\sum V$: 底版下面に作用する全鉛直荷重 (kN)

B : 底版幅 (m), B = 2.900

e : 偏心量 (m)

[1]常時



地盤反力の作用幅 (m) x及びB	地盤反力の形状	地盤反力度 (kN/m²)		
		qmin	qmax	最大値
2.900	台形	25.063	124.846	≤ 135.000

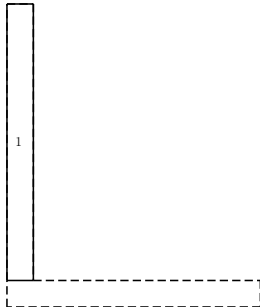
§ 3. 壁設計

3.1 壁基部の設計

3.1.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1)ブロック割り

(2)体積・重心



区分	幅 × 計算式 × 奥行	体積 Vi (m³)	重心位置 (m)		Vi · Xi	Vi · Yi	備考
			Xi	Yi			
1	0.300 × 3.150 × 1.000	0.945	0.150	1.575	0.142	1.488	
Σ		0.945	—	—	0.142	1.488	

$$\begin{aligned} \text{重心 } XG &= \Sigma (Vi \cdot Xi) / \Sigma Vi = 0.142 / 0.945 = 0.150 \text{ (m)} \\ \text{重心 } YG &= \Sigma (Vi \cdot Yi) / \Sigma Vi = 1.488 / 0.945 = 1.575 \text{ (m)} \end{aligned}$$

3.1.2 躯体自重

(1)躯体自重

[1]常時

位置	$W = \gamma \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体(鉄筋)	$24.500 \times 0.945 = 23.153$	0.150

3.1.3 土圧

[1]常時

土圧は試行くさび法により求める。

仮想背面の位置 (断面中心からの距離) $x_p = 0.150 \text{ m}$

$y_p = 0.000 \text{ m}$

仮想背面の高さ $H = 3.150 \text{ m}$

仮想背面が鉛直面となす角度 $\alpha = 0.000^\circ$

背面土砂の単位体積重量 $\gamma_s = 18.000 \text{ kN/m}^3$

背面土砂の内部摩擦角 $\phi = 25.00^\circ$

壁面摩擦角 $\delta = 2/3\phi = 16.667^\circ$

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

すべり角 (ω) に対する土砂重量 (W), 土圧力 (P)

水位 $h_w = 0.000 \text{ m}$

すべり角 ω (°)	土砂重量 W (kN)				土圧力 P (kN)
	水位以上	水位以下	上載荷重	合計	
52.00	69.771	0.000	24.118	93.889	43.327
53.00	67.294	0.000	23.262	90.556	43.359
54.00	64.882	0.000	22.428	87.310	43.329

土圧力が最大となるのは、

$\omega = 53.00^\circ$ のとき $P = 43.359 \text{ kN}$

である。

土圧力

$$\begin{aligned} P &= \frac{W \cdot \sin(\omega - \phi)}{\cos(\omega - \phi - \alpha - \delta)} \\ &= \frac{90.556 \times \sin(53.00^\circ - 25.00^\circ)}{\cos(53.00^\circ - 25.00^\circ - 0.000^\circ - 16.667^\circ)} \\ &= 43.359 \text{ kN} \end{aligned}$$

このときの土圧力の水平成分、鉛直成分、作用位置は次のようになる。

水平成分

$$P_h = P \cdot \cos(\alpha + \delta) = 43.359 \times \cos(0.000^\circ + 16.667^\circ) = 41.537 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$P_v = P \cdot \sin(\alpha + \delta) = 43.359 \times \sin(0.000^\circ + 16.667^\circ) = 12.436 \text{ kN}$$

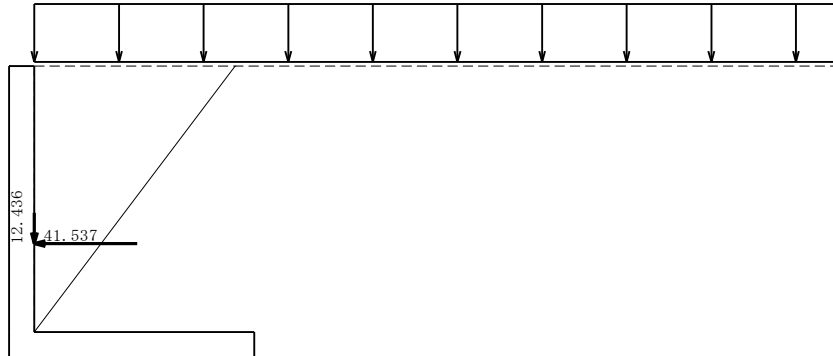
作用位置

$$H_o = \frac{H}{3} = \frac{3.150}{3} = 1.050 \text{ m}$$

$$x = H_o \cdot \tan \alpha - x_p = 1.050 \times \tan 0.000^\circ - 0.150 = -0.150 \text{ m}$$

$$y = y_p + H_o = 0.000 + 1.050 = 1.050 \text{ m}$$

・土圧図



3.1.4 断面力の集計

(偏心モーメント及び軸力を無視するため鉛直力は集計されません)

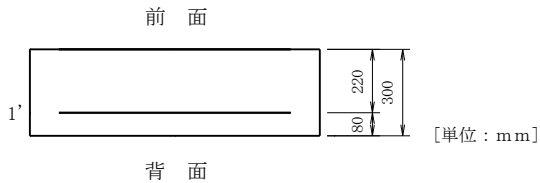
[1] 常時

項目	N_i (kN)	H_i (kN)	X_i (m)	Y_i (m)	$M = M_{xi} + M_{yi}$ (kN·m)
自重	23.153	0.000	0.000	0.000	0.000
土圧	12.436	41.537	-0.150	1.050	43.614
合計	0.000	41.537	—	—	43.614

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

3.1.5 断面計算

(1) 鉄筋配置



位置	かぶり (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)
前面	1	—	—	—	—
	2	—	—	—	—
背面	1'	8.0	D22	3.871	4.00
	2'	—	—	—	—

引張側必要鉄筋量 11.399 (cm²)

(2) 曲げ応力度の照査

(参考)

中立軸の算出

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

よりxを求める。

応力度の算出

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

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

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 = 300.000

b : 部材断面幅 (mm), b = 1000.000

d : 部材の有効高 (mm)

d' : 鉄筋のかぶり (mm)

As : 引張側鉄筋の全断面積 (mm²)

As' : 圧縮側鉄筋の全断面積 (mm²)

n : 鉄筋とコンクリートのヤング係数比, n = 15.00

e : 部材断面の図心軸から軸方向力の作用点までの距離 (mm)

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)	
				計算値	許容値	計算値	許容値
常時	43.614	0.000	8.049	5.609	≤ 8.000	145.823	≤ 195.000

(3)せん断応力度の照査

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

ここに、

- τ_n : コンクリートのせん断応力度 (N/mm²)
- S_h : 作用せん断力 (kN)
- d' : 部材断面の有効高 (mm)
- b : 部材断面幅 (mm)
- S : 部材断面に作用するせん断力 (kN)

荷重状態 (水 位)	せん断力 S_h (kN)	有効高 d' (cm)	せん断応力度 (N/mm ²)		
			計算値 τ	許容値 τ_{a1}	許容値 τ_{a2}
常時	41.537	22.000	0.189 ≤	0.390	1.700

§ 4. かかと版の設計

4.1 かかと版付け根位置の設計

4.1.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) 躯体自重

1) ブロック割り

2) 自重・重心



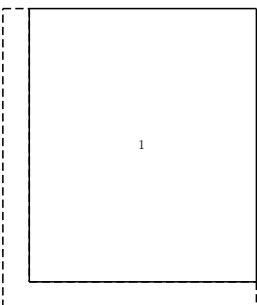
区分	幅 × 高さ × 奥行	体積 V_i (m ³)	重心位置 X_i (m)	$V_i \cdot X_i$	備考
1	2.600 × 0.300 × 1.000	0.780	1.300	1.014	
Σ		0.780	—	1.014	

重心位置 $XG = \Sigma (V_i \cdot X_i) / \Sigma V_i = 1.014 / 0.780 = 1.300$ (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	体積 V_i (m ³)	重心位置 X_i (m)	$V_i \cdot X_i$	備考
1	2.600 × 3.150 × 1.000	8.190	1.300	10.647	
Σ		8.190	—	10.647	

重心位置 $XG = \Sigma (V_i \cdot X_i) / \Sigma V_i = 10.647 / 8.190 = 1.300$ (m)

4.1.2 躯体自重, 土砂重量による鉛直力

(1) 躯体自重による作用力

[1] 常時

位置	$W = \frac{V}{X} \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体	$24.500 \times 0.780 = 19.110$	1.300

(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)	8.190	1.300	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)	8.190	1.300

水位より上の体積

$$V_u = V - V_l$$

水位より上の重心位置

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

2) 土砂による作用力

位置	$W_u = V_u \cdot \frac{\text{水位より上の重量}}{\text{(土の湿潤重量)}} \text{ (kN)}$	$W_l = V_l \cdot \frac{\text{水位より下の重量}}{\text{(土の飽和重量)}} \text{ (kN)}$
土砂(背面)	$8.190 \times 18.000 = 147.420$	$0.000 \times 19.000 = 0.000$
位置	重量 W (kN)	作用位置 X (m)
土砂(背面)	147.420	1.300

(3) 自重集計

[1] 常時

	重量 N_i (kN)	作用位置 X_i (m)	モーメント $N_i \cdot X_i$ (kN·m)
躯体	19.110	1.300	24.843
背面土砂	147.420	1.300	191.646
合計	166.530	—	216.489

4.1.3 地表面の載荷荷重

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

荷重状態	q_1 (kN/m ²)	q_2 (kN/m ²)	L (m)	鉛直力 (kN)	作用位置 (m)
常時	9.800	9.800	2.600	25.480	1.300

4.1.4 土圧

[1] 常時

土圧は試行くさび法により求める。

仮想背面の位置 (つま先からの距離)

$$x_p = 2.900 \text{ m}$$

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

仮想背面の高さ

$$H = 3.450 \text{ m}$$

仮想背面が鉛直面となす角度

$$\alpha = 0.000^\circ$$

背面土砂の単位体積重量

$$\gamma_s = 18.000 \text{ kN/m}^3$$

背面土砂の内部摩擦角

$$\phi = 25.00^\circ$$

壁面摩擦角

$$\delta = \beta = 0.000^\circ$$

すべり角の変化範囲

$$\omega_i = 10.00^\circ \sim 85.00^\circ$$

すべり角 (ω) に対する土砂重量 (W), 土圧力 (P)

水位 $h_w = 0.000 \text{ m}$

すべり角 ω (°)	土砂重量 W (kN)				土圧力 P (kN)
	水位以上	水位以下	上載荷重	合計	
57.00	69.566	0.000	21.956	91.522	57.189
58.00	66.938	0.000	21.127	88.065	57.190
59.00	64.366	0.000	20.315	84.681	57.118

土圧力が最大となるのは、

$$\omega = 58.00^\circ \text{ のとき } P = 57.190 \text{ kN}$$

である。

土圧力

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

$$= \frac{88.065 \times \sin(58.00^\circ - 25.00^\circ)}{\cos(58.00^\circ - 25.00^\circ - 0.000^\circ - 0.000^\circ)}$$

$$= 57.190 \text{ kN}$$

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

$$P_h = P \cdot \cos(\alpha + \delta) = 57.190 \times \cos(0.000^\circ + 0.000^\circ) = 57.190 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$P_v = P \cdot \sin(\alpha + \delta) = 57.190 \times \sin(0.000^\circ + 0.000^\circ) = 0.000 \text{ kN}$$

作用位置

$$H_o = \frac{H}{3} = \frac{3.450}{3} = 1.150 \text{ m}$$

$$y = y_p + H_o = 0.000 + 1.150 = 1.150 \text{ m}$$

土圧の鉛直成分は、これと等価の三角形分布荷重とする。

$$p_v = \frac{2 \cdot P_v}{L} = \frac{2 \times 0.000}{2.600} = 0.000 \text{ kN/m}$$

ここに、

p_v : 等価の三角形分布荷重

P_v : 土圧の鉛直成分

L : かかと版の長さ

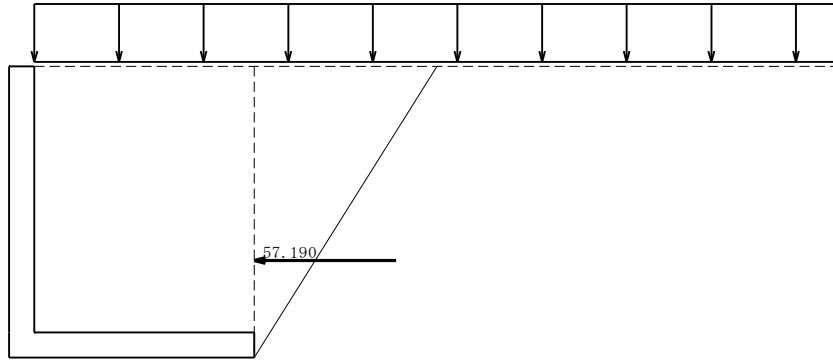
鉛直力

$$N = \frac{1}{2} \cdot p_v \cdot L = P_v = 0.000 \text{ kN}$$

作用位置

$$x = \frac{2}{3} \cdot L = \frac{2}{3} \times 2.600 = 1.733 \text{ m}$$

・土圧図



4.1.5 地盤反力

鉛直力

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

作用位置

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

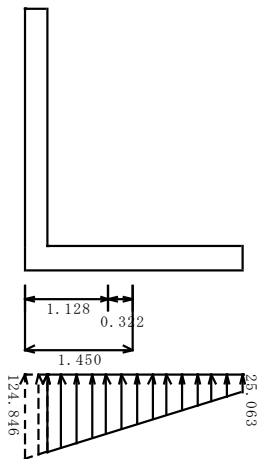
ここに、

q1 : かかと版前面位置の地盤反力度

q2 : かかと版設計位置の地盤反力度

L : かかと版設計張出長 L = 2.600 (m)

[1]常時



地盤反力度 (kN/m ²)		鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2		
25.063	114.524	181.463	1.022

4.1.6 断面力の集計

[1]常時

項目	N _i (kN)	X _i (m)	M = N _i · X _i (kN · m)
自重	166.530	1.300	216.489
載荷、雪	25.480	1.300	33.124
地盤反力	-181.463	1.022	-185.505
合計	10.547	—	64.108

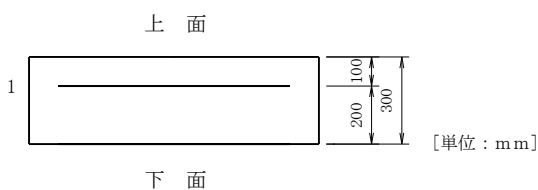
堅壁基部の断面力 M1 = 43.614 kN · m

かかと版付け根の断面力 M3 = 64.108 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。

4.1.7 断面計算

(1)鉄筋配置



位置	かぶり (cm)	鉄筋 径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)	
上面	1	10.0	D22	3.871	4.00	15.484
	2	—	—	—	—	—
下面	1'	—	—	—	—	—
	2'	—	—	—	—	—

引張側必要鉄筋量 12.663 (cm²)

(2) 曲げ応力度の照査

(参考)

中立軸の算出

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

より x を求める。

応力度の算出

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

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

ここに、

- x : コンクリートの圧縮縁から中立軸までの距離 (mm)
- h : 部材断面の高さ (mm), h = 300.000
- b : 部材断面幅 (mm), b = 1000.000
- d : 部材の有効高 (mm)
- d' : 鉄筋のかぶり (mm)
- As : 引張側鉄筋の全断面積 (mm²)
- As' : 圧縮側鉄筋の全断面積 (mm²)
- n : 鉄筋とコンクリートのヤング係数比, n = 15.00
- e : 部材断面の図心軸から軸方向力の作用点までの距離 (mm)
- 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)	
			計算値	許容値	計算値	許容値
常時	43.614	7.592	6.577	≤ 8.000	161.242	≤ 195.000

4.2 セン断検討位置[1]の設計

付け根からの距離 = 0.000 m

4.2.1 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	166.530	1.300	216.489
載荷、雪	25.480	1.300	33.124
地盤反力	-181.463	1.022	-185.505
合 計	10.547	—	64.108

4.2.2 断面計算

(1) セン断応力度の照査

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

ここに、

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

荷重状態 (水 位)	せん断力 S _h (kN)	有効高 d (mm)	せん断応力度 (N/mm ²)	
			計算値 τ	許容値 τ _{a1}
常時	10.547	200.000	0.053	≤ 0.390

II 突起の計算

突起の設置については、突起が無い形状でも滑動の安全率を1.0以上確保すること。

($\mu = 0.4$ 、 $C = 0$ で試算)

突起にかかる地盤反力

$$q_T = q_1 - \{(q_1 - q_2) \cdot B_t / B\}$$

突起の高さ

H_t = 底板幅の10~15%とする。

(q_T 、 q_1 、 q_2 は地盤反力、 B は底板幅)

突起の位置

底板の中央 (原則として1/3以内) に入るよう設置する。

滑動の安全率 (F_s)

$$F_s = \{(q_1 + q_2) / 2 \cdot B \cdot \tan \phi + C \cdot B_t\} / PH$$

(ϕ は基礎地盤の内部摩擦角、 C は粘着力)

この時、 $F_s \geq 1.5$ であること。

突起に加わる水平力

$$R_t = \{(q_1 + q_T) / 2 \cdot B_t \cdot \tan \phi + C \cdot B_t\} / F_s$$

$$M = H_t \cdot R_t / 2$$

$$S = R_t$$

部材厚さ： t 鉄筋のかぶり： $d = c + 1 \text{ cm} = 6 \text{ cm} + 1 \text{ cm} = 7 \text{ cm}$ において、

必要鉄筋量

$$A_{s0} = M / \{\sigma_{sa} \cdot 7/8 \cdot (t - d)\} \leq A_s \text{ (設計鉄筋量) を満たすこと。}$$

さらに、

$$p = A_s / (b \cdot d)$$

$$k = \{2 \cdot p \cdot n + (p \cdot n)^2\}^{1/2} - p \cdot n$$

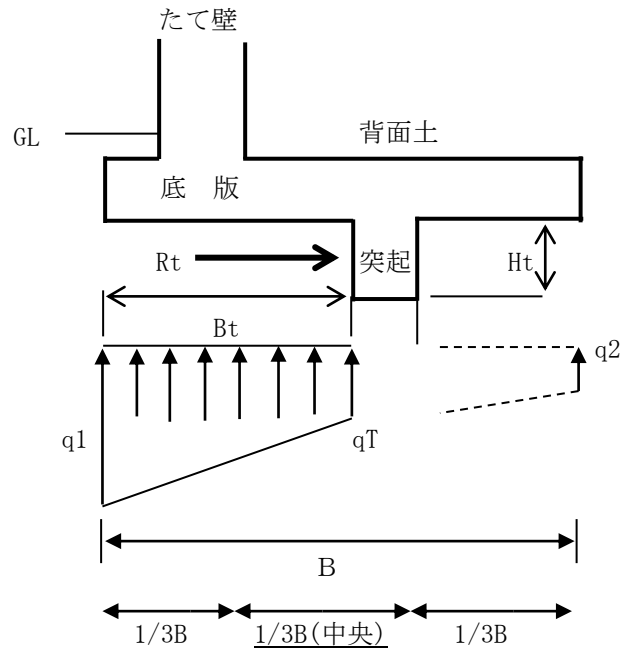
$$j = 1 - k / 3 \quad \text{において、}$$

$$\sigma_s \text{ (引張り応力度)} = M / (A_s \cdot j \cdot d) \leq \sigma_{sa}$$

$$\sigma_c \text{ (曲げ圧縮応力度)} = 2M / (k \cdot j \cdot b \cdot d^2) \leq \sigma_{ca}$$

$$\tau \text{ (せん断応力度)} = S / (j \cdot b \cdot d) \leq \tau_a$$

これらを満たすこと



※1 ϕ 、 C は三軸試験等の室内試験により得られた数値を採用すること。

(ボーリング調査に基づく推定値の採用は不可。)

※2 突起を設ける場合には必要地耐力の大小に関わらず、床付け時及び配筋時の中間検査を受けること。

【参考文献】 道路橋示方書・同解説 下部構造編 日本道路協会 編
宅地防災マニュアルの解説 宅地防災研究会 編