

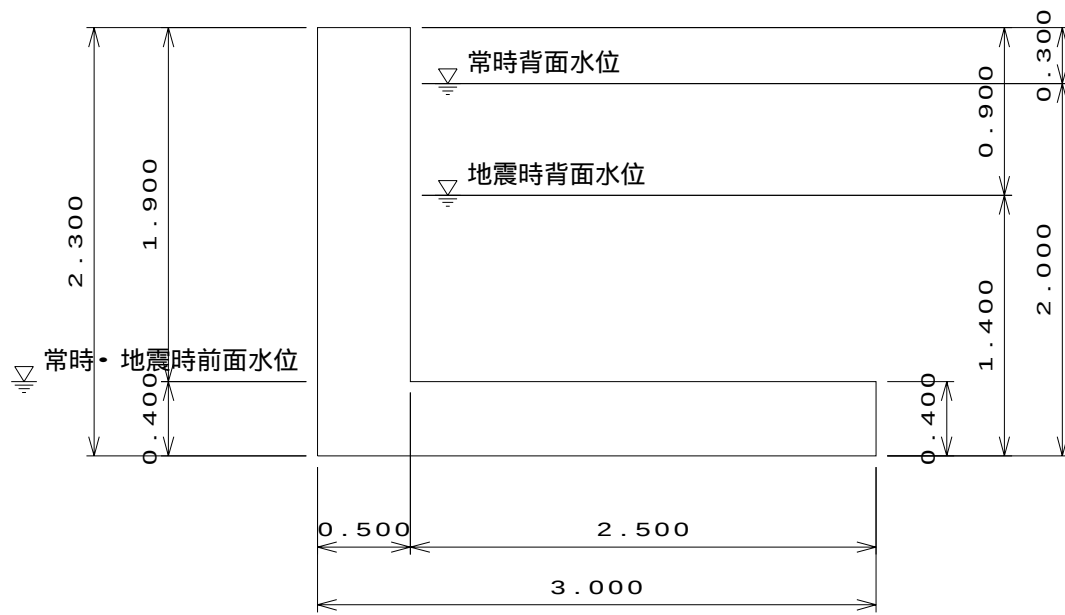
目 次

1 設計条件	1
1-1 構造形式	1
1-2 基礎形式	1
1-3 単位体積重量	1
1-4 諸元	1
1-5 許容応力度	1
1-6 載荷重	1
1-7 安定条件	1
1-8 躯体形状	2
1-9 背面土砂地表面形状	2
1-10 荷重ケース	3
1-10-1 浮力有り（常時）	3
1-10-2 浮力有り（地震時）	3
1-10-3 浮力無し（常時）	4
1-10-4 浮力無し（地震時）	4
2 安定照査に用いる外力の集計	5
2-1 浮力有り（常時）	5
2-1-1 躯体自重及び土砂自重	5
2-1-2 水圧、揚圧力	7
2-1-3 土圧	8
2-1-4 作用力の集計	10
2-1-5 つま先に関する作用力	10
2-1-6 底版中心に関する作用力	10
2-2 浮力有り（地震時）	11
2-2-1 躯体自重及び土砂自重	11
2-2-2 水圧、揚圧力	13
2-2-3 土圧	14
2-2-4 作用力の集計	16
2-2-5 つま先に関する作用力	16
2-2-6 底版中心に関する作用力	16
2-3 浮力無し（常時）	17
2-3-1 躯体自重及び土砂自重	17
2-3-2 土圧	18
2-3-3 作用力の集計	20
2-3-4 つま先に関する作用力	20
2-3-5 底版中心に関する作用力	20
2-4 浮力無し（地震時）	21
2-4-1 躯体自重及び土砂自重	21
2-4-2 土圧	22
2-4-3 作用力の集計	24
2-4-4 つま先に関する作用力	24
2-4-5 底版中心に関する作用力	24
2-5 作用力の集計一覧表	25
2-5-1 つま先に関する作用力	25
2-5-2 底版中心に関する作用力	25
3 躯体の安定照査	26
3-1 浮力有り（常時）	26
3-1-1 転倒に対する検討	26
3-1-2 滑動に対する検討	26
3-1-3 地盤反力度に対する検討	26
3-2 浮力有り（地震時）	27
3-2-1 転倒に対する検討	27
3-2-2 滑動に対する検討	27
3-2-3 地盤反力度に対する検討	27
3-3 浮力無し（常時）	28
3-3-1 転倒に対する検討	28
3-3-2 滑動に対する検討	28
3-3-3 地盤反力度に対する検討	28

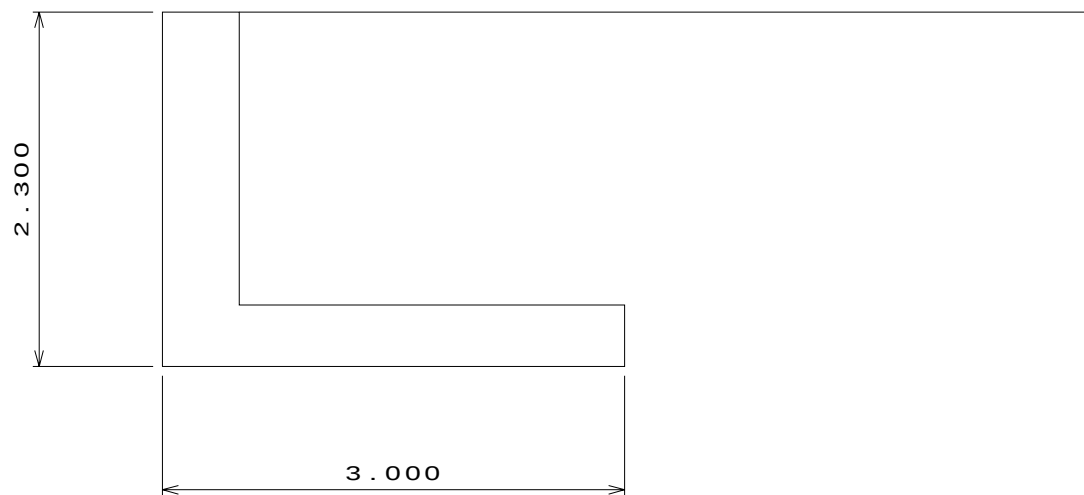
3-4 浮力無し（地震時）	29
3-4-1 転倒に対する検討	29
3-4-2 滑動に対する検討	29
3-4-3 地盤反力度に対する検討	29
3-5 安定照査結果一覧表	30
4 たて壁の設計	31
4-1 浮力有り（常時）	31
4-1-1 断面力の算定	31
4-1-2 応力度計算	35
4-2 浮力有り（地震時）	36
4-2-1 断面力の算定	36
4-2-2 応力度計算	39
4-3 浮力無し（常時）	40
4-3-1 断面力の算定	40
4-3-2 応力度計算	43
4-4 浮力無し（地震時）	44
4-4-1 断面力の算定	44
4-4-2 応力度計算	47
4-5 たて壁結果一覧表	48
4-5-1 曲げモーメントに対する検討	48
4-5-2 せん断力に対する検討	48
5 かかと版の設計（曲げモーメントに対する検討）	49
5-1 浮力有り（常時）	49
5-1-1 断面力の算定	49
5-1-2 応力度計算	55
5-2 浮力有り（地震時）	56
5-2-1 断面力の算定	56
5-2-2 応力度計算	61
5-3 浮力無し（常時）	62
5-3-1 断面力の算定	62
5-3-2 応力度計算	66
5-4 浮力無し（地震時）	67
5-4-1 断面力の算定	67
5-4-2 応力度計算	71
6 かかと版の設計（せん断力に対する検討）	72
6-1 浮力有り（常時）	72
6-1-1 断面力の算定	72
6-1-2 応力度計算	78
6-2 浮力有り（地震時）	79
6-2-1 断面力の算定	79
6-2-2 応力度計算	84
6-3 浮力無し（常時）	85
6-3-1 断面力の算定	85
6-3-2 応力度計算	89
6-4 浮力無し（地震時）	90
6-4-1 断面力の算定	90
6-4-2 応力度計算	94
6-5 かかと版結果一覧表	95
6-5-1 曲げモーメントに対する検討	95
6-5-2 せん断力に対する検討	95

転倒	常時：合力の作用位置が底版幅中央 1/3 以内に入ること。
	地震時：合力の作用位置が底版幅中央 2/3 以内に入ること。
滑動	常時：安全率 $F_s = 1.5$ 以上(浮力を考慮する場合は 1.2 以上)
	地震時：安全率 $F_s = 1.2$ 以上
許容支持力	常時：300.0 kN/m ²
	地震時：450.0 kN/m ²

1-8 躯体形状



1-9 背面土砂地表面形状



1-10 荷重ケース

1-10-1 浮力有り（常時）

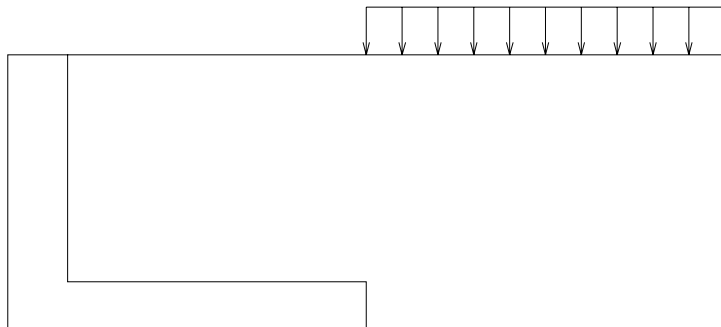
本ケースは、荷重状態を常時扱いとして設計する。

a. 水位

本ケースでは、前面水位 0.400 m 背面水位 2.000 m として水位の影響を考慮する。

b. 地表面載荷荷重

本ケースでは、地表面載荷荷重を以下のように設定する。



No	荷重強度 $q(\text{kN/m}^2)$	載荷位置
1	3.43	安定照査時の仮想背面から後方

1-10-2 浮力有り（地震時）

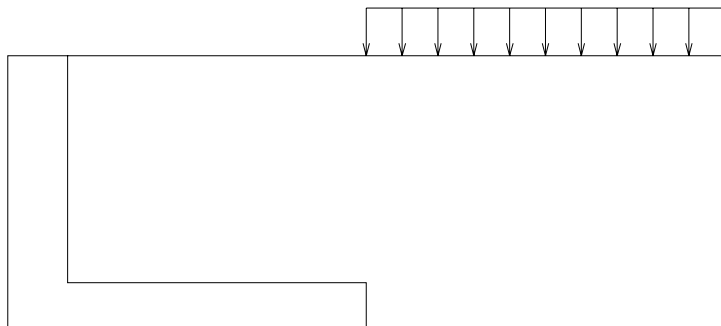
本ケースは、荷重状態を地震時扱いとして設計する。

a. 水位

本ケースでは、前面水位 0.400 m 背面水位 1.400 m として水位の影響を考慮する。

b. 地表面載荷荷重

本ケースでは、地表面載荷荷重を以下のように設定する。



No	荷重強度 $q(\text{kN/m}^2)$	載荷位置
1	3.43	安定照査時の仮想背面から後方

1-10-3 浮力無し（常時）

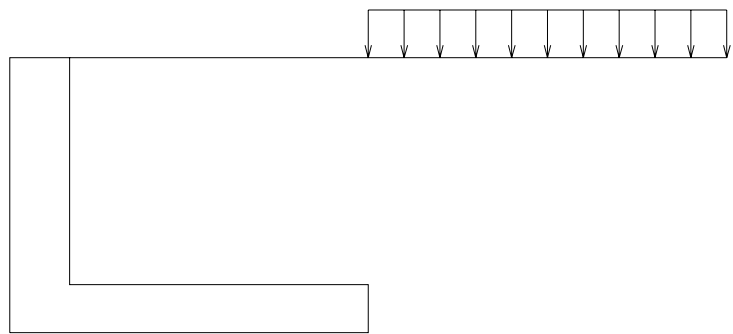
本ケースは、荷重状態を常時扱いとして設計する。

a. 水位

本ケースでは水位を考慮しない。

b. 地表面載荷荷重

本ケースでは、地表面載荷荷重を以下のように設定する。



No	荷重強度 q(kN/m ²)	載荷位置
1	3.43	安定照査時の仮想背面から後方

1-10-4 浮力無し（地震時）

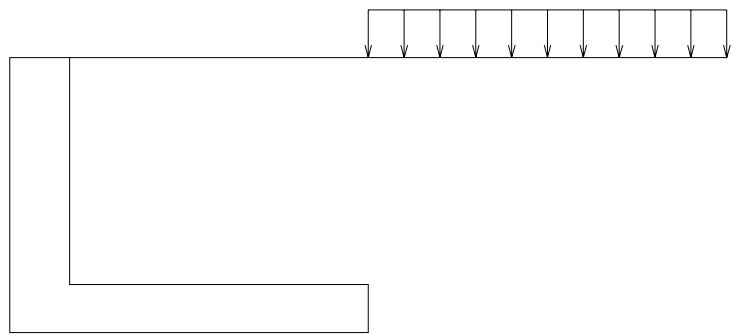
本ケースは、荷重状態を地震時扱いとして設計する。

a. 水位

本ケースでは水位を考慮しない。

b. 地表面載荷荷重

本ケースでは、地表面載荷荷重を以下のように設定する。



No	荷重強度 q(kN/m ²)	載荷位置
1	3.43	安定照査時の仮想背面から後方

2 安定照査に用いる外力の集計

集計計算は擁壁の奥行き 1m 当たりで行う。

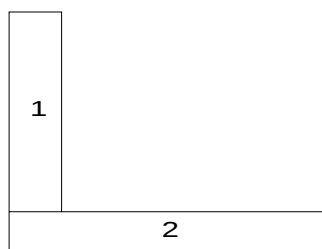
また、計算上の座標原点はつま先とし、集計後に底版中心の外力に換算する。

2-1 浮力有り（常時）

2-1-1 躯体自重及び土砂自重

躯体または土砂を分割し、各要素の重量及びつま先からの距離(x_i , y_i)を求めて、自重及び重心位置を算出する。

a. 躯体自重



躯体の重量と重心位置

躯体の単位重量 $\gamma = 24.50 \text{ kN/m}^3$ 重量 $W_i = \gamma \cdot V_i$

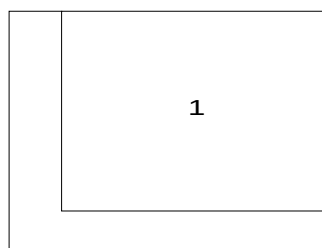
要素	要素の体積 $V_i (\text{m}^3)$	重量 $W_i (\text{kN})$	アーム長		モーメント($\text{kN}\cdot\text{m}$)	
			$x_i (\text{m})$	$y_i (\text{m})$	$W_i \cdot x_i$	$W_i \cdot y_i$
1	$0.500 \times 1.900 = 0.950$	23.28	0.250	1.350	5.82	31.43
2	$3.000 \times 0.400 = 1.200$	29.40	1.500	0.200	44.10	5.88
Σ	2.150	52.68			49.92	37.31

重心位置

$$x = \Sigma (W_i \cdot x_i) / \Sigma W_i = 49.92 / 52.68 = 0.948 \text{ m}$$

$$y = \Sigma (W_i \cdot y_i) / \Sigma W_i = 37.31 / 52.68 = 0.708 \text{ m}$$

b. 背面土砂全体積



背面土砂の体積と重心位置

要素	要素の体積 $V_i (\text{m}^3)$	アーム長		モーメント($\text{kN}\cdot\text{m}$)	
		$x_i (\text{m})$	$y_i (\text{m})$	$V_i \cdot x_i$	$V_i \cdot y_i$
1	$2.500 \times 1.900 = 4.750$	1.750	1.350	8.31	6.41
Σ	4.750			8.31	6.41

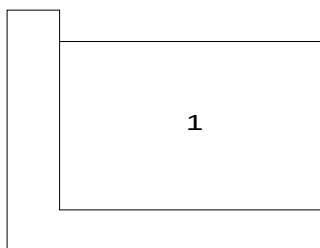
重心位置

$$x = \Sigma (V_i \cdot x_i) / \Sigma V_i = 8.31 / 4.75 = 1.750 \text{ m}$$

$$y = \Sigma (V_i \cdot y_i) / \Sigma V_i = 6.41 / 4.75 = 1.350 \text{ m}$$

c. 水位以下の背面土砂体積

背面水位 2.000 m



水位以下の背面土砂の体積と重心位置

要素	要素の体積 V_i (m³)	アーム長		モーメント(kN・m)	
		x_i (m)	y_i (m)	$V_i \cdot x_i$	$V_i \cdot y_i$
1	$2.500 \times 1.600 = 4.000$	1.750	1.200	7.00	4.80
Σ	4.000			7.00	4.80

重心位置

$$x = \Sigma (V_i \cdot x_i) / \Sigma V_i = 7.00 / 4.00 = 1.750 \text{ m}$$

$$y = \Sigma (V_i \cdot y_i) / \Sigma V_i = 4.80 / 4.00 = 1.200 \text{ m}$$

d. 水位以上の土砂体積

水位以上の土砂体積は、全体の体積から水位下の体積を差し引いて求める。

$$V_3 = V_1 - V_2$$

$$x_3 = (V_1 \cdot x_1 - V_2 \cdot x_2) / V_3$$

$$y_3 = (V_1 \cdot y_1 - V_2 \cdot y_2) / V_3$$

ここに、

V_1, V_2, V_3 : 全体、水位以下及び水位以上の土砂体積 (m³)

x_1, x_2, x_3 : 全体、水位以下及び水位以上の重心位置 (m)

y_1, y_2, y_3 : "

水位以上の土砂体積

	体積 V (m³)	重心位置	
		x (m)	y (m)
全 体	4.750	1.750	1.350
水位以下	4.000	1.750	1.200
水位以上	0.750	1.750	2.150

e. 自重の集計

	体積×単重 = 重量		作用位置 x (m)	モーメント $W \cdot x$ (kN・m)
	V (m³)	γ (kN/m³) W (kN)		
躯体		52.68	0.948	49.94
背面土砂 水位以上	$0.750 \times$	$18.60 = 13.95$	1.750	24.41
背面土砂 水位以下	$4.000 \times$	$19.60 = 78.40$	1.750	137.20
前面水重		0.00	0.000	0.00
合 計		145.03		211.55

作用位置

$$x = \Sigma (W_i \cdot x_i) / \Sigma W_i = 211.55 / 145.03 = 1.459 \text{ m}$$

2-1-2 水圧、揚圧力

a. 水圧

背面側の水圧

$$\text{背面水位 } H_1 = 2.000 \text{ m}$$

$$\text{背面水圧 } P_1 = 1 / 2 \cdot \gamma_w \cdot H_1^2 = 1 / 2 \times 9.80 \times 2.000^2 = 19.60 \text{ kN}$$

$$\text{作用位置 } y_1 = H_1 / 3 = 2.000 / 3 = 0.667 \text{ m}$$

前面側の水圧

$$\text{前面水位 } H_2 = 0.400 \text{ m}$$

$$\text{前面水圧 } P_2 = 1 / 2 \cdot \gamma_w \cdot H_2^2 = 1 / 2 \times 9.80 \times 0.400^2 = 0.78 \text{ kN}$$

$$\text{作用位置 } y_2 = H_2 / 3 = 0.400 / 3 = 0.133 \text{ m}$$

b. 揚圧力

$$\text{つま先での揚圧力度 } p_2 = \gamma_w \cdot H_2 = 9.80 \times 0.400 = 3.92 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{かかとでの揚圧力度 } p_1 = \gamma_w \cdot H_1 = 9.80 \times 2.000 = 19.60 \text{ kN/m}^2$$

揚圧力

$$U = 1/2 \cdot (p_2 + p_1) \cdot B = 1/2 \times (3.92 + 19.60) \times 3.000 = 35.28 \text{ kN}$$

揚圧力の作用位置

$$x = \frac{p_2 + 2 \cdot p_1}{p_2 + p_1} \cdot \frac{B}{3} = \frac{3.92 + 2 \times 19.60}{3.92 + 19.60} \times \frac{3.000}{3} = 1.833 \text{ m}$$

2-1-3 土圧

土圧はクーロン式により求める。

仮想背面の位置	$x_p = 3.000 \text{ m}$
(つま先からの距離)	$y_p = 0.000 \text{ m}$
仮想背面の高さ	$H = 2.300 \text{ m}$
仮想背面が鉛直面となす角度	$\alpha = 0.0^\circ$
背面土砂の単位体積重量	$\gamma_s = 18.60 \text{ kN/m}^3$
背面土砂の内部摩擦角	$\varphi = 30.0^\circ$
地表面が水平面となす角度	$\beta = 0.0^\circ$
壁面摩擦角	$\delta = 30.0^\circ$

$$K = \frac{\cos^2(\varphi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cos(\alpha + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\alpha + \delta) \cos(\alpha - \beta)}} \right]^2}$$
$$= 0.297$$

水位以上の作用高さ	$H_a = 0.300 \text{ m}$
水位以下の作用高さ	$H_b = 2.000 \text{ m}$

土圧作用面上端土圧

$$p_1 = q \cdot K = 3.43 \times 0.297 = 1.02 \text{ kN/m}^2$$

水位面での土圧

$$p_2 = K \cdot \gamma_s \cdot H_a + p_1 = 0.297 \times 18.60 \times 0.300 + 1.02 = 2.68 \text{ kN/m}^2$$

土圧作用面下端土圧

$$p_3 = K \cdot (\gamma_t - \gamma_w) \cdot H_b + p_2$$
$$= 0.297 \times (19.60 - 9.80) \times 2.000 + 2.68 = 8.50 \text{ kN/m}^2$$

水位以上の土圧力

$$P_1 = 1 / 2 \cdot (p_1 + p_2) \cdot H_a = 1 / 2 \times (1.02 + 2.68) \times 0.300 = 0.56 \text{ kN}$$

水位以下の土圧力

$$P_2 = 1 / 2 \cdot (p_2 + p_3) \cdot H_b = 1 / 2 \times (2.68 + 8.50) \times 2.000 = 11.18 \text{ kN}$$

土圧力

$$P = P_1 + P_2 = 0.56 + 11.18 = 11.74 \text{ kN}$$

このときの土圧分の水平成分、鉛直成分、作用位置は次のようになる。

水平成分

$$P_h = P \cdot \cos(\alpha + \delta) = 11.74 \times \cos(0.0 + 30.0) = 10.17 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$P_v = P \cdot \sin(\alpha + \delta) = 11.74 \times \sin(0.0 + 30.0) = 5.87 \text{ kN}$$

作用位置

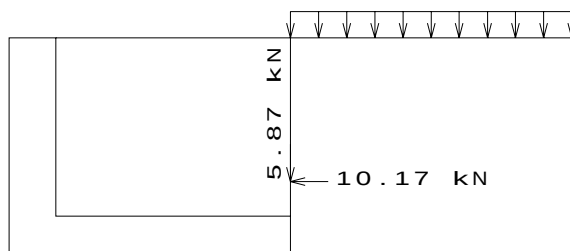
$$M_1 = P_1 \cdot \left(\frac{2 \cdot p_1 + p_2}{p_1 + p_2} \cdot \frac{H_1}{3} + H_2 \right) = 1.19 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_2 = P_2 \cdot \left(\frac{2 \cdot p_2 + p_3}{p_2 + p_3} \cdot \frac{H_2}{3} \right) = 9.24 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$H_0 = \frac{M_1 + M_2}{P_1 + P_2} = \frac{1.19 + 9.24}{0.56 + 11.18} = 0.888 \text{ m}$$

$$x = x_p - H_0 \cdot \tan \alpha = 3.000 - 0.888 \times \tan(0.0^\circ) = 3.000 \text{ m}$$

$$y = y_p + H_0 = 0.000 + 0.888 = 0.888 \text{ m}$$



2-1-4 作用力の集計

つま先に関する作用力の集計をすると、次のようになる

区分	鉛直力 V_i (m ³)	水平力 H_i (kN)	アーム長		モーメント(kN・m)	
			x_i (m)	y_i (m)	$V_i \cdot x_i$	$H_i \cdot y_i$
自重/地震時慣性力	145.03	---	1.459	---	211.60	---
背面水圧	---	19.60	---	0.667	---	13.07
前面水圧	---	-0.78	---	0.133	---	-0.10
揚圧力	-35.28	---	1.833	---	-64.67	---
地表面載荷荷重	0.00	---	0.000	---	0.00	---
土圧	5.87	10.17	3.000	0.888	17.61	9.03
その他の荷重	0.00	0.00	0.000	0.000	0.00	0.00
合 計	115.62	28.99			164.54	22.00

2-1-5 つま先に関する作用力

鉛直力 $V = 115.62$ kN

水平力 $H = 28.99$ kN

モーメント $M = \sum (V_i \cdot x_i) - \sum (H_i \cdot y_i) = 164.54 - 22.00 = 142.54$ kN・m

2-1-6 底版中心に関する作用力

鉛直力 $V_c = V = 115.62$ kN

水平力 $H_c = H = 28.99$ kN

モーメント $M_c = (V \cdot B / 2) - M$
 $= (115.62 \times 3.00 / 2) - 142.54 = 30.89$ kN・m

2-2 浮力有り（地震時）

2-2-1 躯体自重及び土砂自重

a. 躯体自重

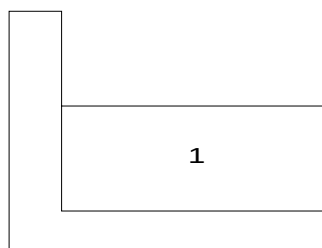
躯体自重は、最初のケースと同様なので省略する。

b. 背面土砂全体積

背面土砂全体積は、最初のケースと同様なので省略する。

c. 水位以下の背面土砂体積

背面水位 1.400 m



水位以下の背面土砂の体積と重心位置

要素	要素の体積 $V_i (\text{m}^3)$	アーム長		モーメント($\text{kN} \cdot \text{m}$)	
		$x_i (\text{m})$	$y_i (\text{m})$	$V_i \cdot x_i$	$V_i \cdot y_i$
1	$2.500 \times 1.000 = 2.500$	1.750	0.900	4.38	2.25
Σ	2.500			4.38	2.25

重心位置

$$x = \Sigma (V_i \cdot x_i) / \Sigma V_i = 4.38 / 2.50 = 1.750 \text{ m}$$

$$y = \Sigma (V_i \cdot y_i) / \Sigma V_i = 2.25 / 2.50 = 0.900 \text{ m}$$

d. 水位以上の土砂体積

水位以上の土砂体積は、全体の体積から水位下の体積を差し引いて求める。

$$V_3 = V_1 - V_2$$

$$x_3 = (V_1 \cdot x_1 - V_2 \cdot x_2) / V_3$$

$$y_3 = (V_1 \cdot y_1 - V_2 \cdot y_2) / V_3$$

ここに、

V_1, V_2, V_3 : 全体、水位以下及び水位以上の土砂体積 (m^3)

x_1, x_2, x_3 : 全体、水位以下及び水位以上の重心位置 (m)

y_1, y_2, y_3 : "

水位以上の土砂体積

	体積 $V(\text{m}^3)$	重心位置	
		$x(\text{m})$	$y(\text{m})$
全 体	4.750	1.750	1.350
水位以下	2.500	1.750	0.900
水位以上	2.250	1.750	1.850

e. 自重の集計

	体積×単重 = 重量			作用位置 x(m)	モーメント W・x(kN・m)
	V(m³)	γ (kN/m³)	W(kN)		
躯体			52.68	0.948	49.94
背面土砂 水位以上	2.250×	18.60 =	41.85	1.750	73.24
背面土砂 水位以下	2.500×	19.60 =	49.00	1.750	85.75
前面水重			0.00	0.000	0.00
合 計			143.53		208.93

作用位置

$$x = \Sigma (W_i \cdot x_i) / \Sigma W_i = 208.93 / 143.53 = 1.456 \text{ m}$$

	重量×震度 = 水平力			作用位置 y(m)	モーメント H・y(kN・m)
	W(kN)	K _h	H(kN)		
躯体	52.680×	0.20 =	10.54	0.708	7.46
背面土砂 水位以上	41.850×	0.20 =	8.37	1.850	15.48
背面土砂 水位以下	49.000×	0.20 =	9.80	0.900	8.82
前面水重	0.000×	0.20 =	0.00	0.000	0.00
合 計			28.71		31.76

作用位置

$$y = \Sigma (H_i \cdot y_i) / \Sigma H_i = 31.76 / 28.71 = 1.106 \text{ m}$$

2-2-2 水圧、揚圧力

a. 水圧

背面側の水圧

$$\text{背面水位 } H_1 = 1.400 \text{ m}$$

$$\text{背面水圧 } P_1 = 1 / 2 \cdot \gamma_w \cdot H_1^2 = 1 / 2 \times 9.80 \times 1.400^2 = 9.60 \text{ kN}$$

$$\text{作用位置 } y_1 = H_1 / 3 = 1.400 / 3 = 0.467 \text{ m}$$

前面側の水圧

$$\text{前面水位 } H_2 = 0.400 \text{ m}$$

$$\text{前面水圧 } P_2 = 1 / 2 \cdot \gamma_w \cdot H_2^2 = 1 / 2 \times 9.80 \times 0.400^2 = 0.78 \text{ kN}$$

$$\text{作用位置 } y_2 = H_2 / 3 = 0.400 / 3 = 0.133 \text{ m}$$

b. 揚圧力

$$\text{つま先での揚圧力度 } p_2 = \gamma_w \cdot H_2 = 9.80 \times 0.400 = 3.92 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{かかとでの揚圧力度 } p_1 = \gamma_w \cdot H_1 = 9.80 \times 1.400 = 13.72 \text{ kN/m}^2$$

揚圧力

$$U = 1/2 \cdot (p_2 + p_1) \cdot B = 1/2 \times (3.92 + 13.72) \times 3.000 = 26.46 \text{ kN}$$

揚圧力の作用位置

$$x = \frac{p_2 + 2 \cdot p_1}{p_2 + p_1} \cdot \frac{B}{3} = \frac{3.92 + 2 \times 13.72}{3.92 + 13.72} \times \frac{3.000}{3} = 1.778 \text{ m}$$

2-2-3 土圧

土圧は物部・岡部の式により求める。

仮想背面の位置	$x_p = 3.000 \text{ m}$
(つま先からの距離)	$y_p = 0.000 \text{ m}$
仮想背面の高さ	$H = 2.300 \text{ m}$
仮想背面が鉛直面となす角度	$\alpha = 0.0^\circ$
背面土砂の単位体積重量	$\gamma_s = 18.60 \text{ kN/m}^3$
背面土砂の内部摩擦角	$\varphi = 30.0^\circ$
地表面が水平面となす角度	$\beta = 0.0^\circ$
壁面摩擦角	$\delta = 15.0^\circ$
水位以上の地震時合成角	$\theta = \tan^{-1} \cdot K_h = 11.310^\circ$

$$K = \frac{\cos^2(\varphi - \theta - \alpha)}{\cos \theta \cos^2 \alpha \cos(\alpha + \theta + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos(\alpha + \theta + \delta) \cos(\alpha - \beta)}} \right]^2}$$

$$= 0.452$$

ただし、 $(\varphi - \beta - \theta) < 0$ の時は $\sin(\varphi - \beta - \theta) = 0$ とする

水位以下の地震時合成角 $\theta' = \tan^{-1} \cdot K_h' = 15.642^\circ$

$$K' = \frac{\cos^2(\varphi - \theta' - \alpha)}{\cos \theta' \cos^2 \alpha \cos(\alpha + \theta' + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta - \theta')}{\cos(\alpha + \theta' + \delta) \cos(\alpha - \beta)}} \right]^2}$$

$$= 0.538$$

ただし、 $(\varphi - \beta - \theta') < 0$ の時は $\sin(\varphi - \beta - \theta') = 0$ とする

水位以上の作用高さ $H_a = 0.900 \text{ m}$

水位以下の作用高さ $H_b = 1.400 \text{ m}$

土圧作用面上端土圧

$$p_1 = q \cdot K = 3.43 \times 0.452 = 1.55 \text{ kN/m}^2$$

水位上面での土圧

$$p_2 = K \cdot \gamma_s \cdot H_a + p_1 = 0.452 \times 18.60 \times 0.900 + 1.55 = 9.12 \text{ kN/m}^2$$

水位下面での土圧

$$p_3 = K' \cdot (q + \gamma_s \cdot H_a) = 0.538 \times (3.43 + 18.60 \times 0.900) = 10.85 \text{ kN/m}^2$$

土圧作用面下端土圧

$$p_4 = K' \cdot (\gamma_t - \gamma_w) \cdot H_b + p_3$$

$$= 0.538 \times (19.60 - 9.80) \times 1.400 + 10.85 = 18.23 \text{ kN/m}^2$$

水位以上の土圧力

$$P_1 = 1 / 2 \cdot (p_1 + p_2) \cdot H_a = 1 / 2 \times (1.55 + 9.12) \times 0.900 = 4.80 \text{ kN}$$

水位以下の土圧力

$$P_2 = 1 / 2 \cdot (p_3 + p_4) \cdot H_b = 1 / 2 \times (10.85 + 18.23) \times 1.400 = 20.36 \text{ kN}$$

土圧力

$$P = P_1 + P_2 = 4.80 + 20.36 = 25.16 \text{ kN}$$

このときの土圧分の水平成分、鉛直成分、作用位置は次のようになる。

水平成分

$$P_h = P \cdot \cos(\alpha + \delta) = 25.16 \times \cos(0.0 + 15.0) = 24.30 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$P_v = P \cdot \sin(\alpha + \delta) = 25.16 \times \sin(0.0 + 15.0) = 6.51 \text{ kN}$$

作用位置

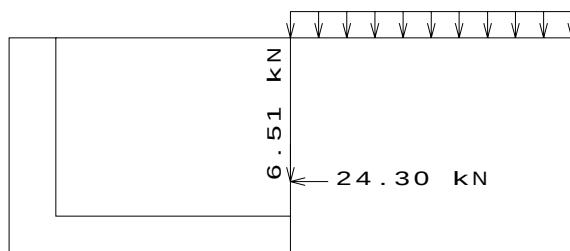
$$M_1 = P_1 \cdot \left(\frac{2 \cdot p_1 + p_2}{p_1 + p_2} \cdot \frac{H_1}{3} + H_2 \right) = 8.37 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_2 = P_2 \cdot \left(\frac{2 \cdot p_3 + p_4}{p_3 + p_4} \cdot \frac{H_2}{3} \right) = 13.05 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$H_0 = \frac{M_1 + M_2}{P_1 + P_2} = \frac{8.37 + 13.05}{4.80 + 20.36} = 0.851 \text{ m}$$

$$x = x_p - H_0 \cdot \tan \alpha = 3.000 - 0.851 \times \tan(0.0^\circ) = 3.000 \text{ m}$$

$$y = y_p + H_0 = 0.000 + 0.851 = 0.851 \text{ m}$$



2-2-4 作用力の集計

つま先に関する作用力の集計をすると、次のようになる

区分	鉛直力 V_i (kN)	水平力 H_i (kN)	アーム長		モーメント(kN・m)	
			x_i (m)	y_i (m)	$V_i \cdot x_i$	$H_i \cdot y_i$
自重/地震時慣性力	143.53	28.71	1.456	1.106	208.98	31.75
背面水圧	---	9.60	---	0.467	---	4.48
前面水圧	---	-0.78	---	0.133	---	-0.10
揚圧力	-26.46	---	1.778	---	-47.05	---
地表面載荷荷重	0.00	---	0.000	---	0.00	---
土圧	6.51	24.30	3.000	0.851	19.53	20.68
その他の荷重	0.00	0.00	0.000	0.000	0.00	0.00
合 計	123.58	61.83			181.46	56.81

2-2-5 つま先に関する作用力

鉛直力 $V = 123.58$ kN

水平力 $H = 61.83$ kN

モーメント $M = \sum (V_i \cdot x_i) - \sum (H_i \cdot y_i) = 181.46 - 56.81 = 124.65$ kN・m

2-2-6 底版中心に関する作用力

鉛直力 $V_c = V = 123.58$ kN

水平力 $H_c = H = 61.83$ kN

モーメント $M_c = (V \cdot B / 2) - M$
 $= (123.58 \times 3.00 / 2) - 124.65 = 60.72$ kN・m

2-3 浮力無し（常時）

2-3-1 躯体自重及び土砂自重

a. 躯体自重

躯体自重は、最初のケースと同様なので省略する。

b. 背面土砂全体積

背面土砂全体積は、最初のケースと同様なので省略する。

c. 自重の集計

	体積×単重 = 重量		作用位置 x(m)	モーメント W・x(kN・m)
	V(m³)	γ (kN/m³) W(kN)		
躯体		52.68	0.948	49.94
背面土砂	4.750 ×	18.60 = 88.35	1.750	154.61
合 計		141.03		204.55

作用位置

$$x = \sum (W_i \cdot x_i) / \sum W_i = 204.55 / 141.03 = 1.450 \text{ m}$$

2-3-2 土圧

土圧はクーロン式により求める。

仮想背面の位置	$x_p = 3.000 \text{ m}$
(つま先からの距離)	$y_p = 0.000 \text{ m}$
仮想背面の高さ	$H = 2.300 \text{ m}$
仮想背面が鉛直面となす角度	$\alpha = 0.0^\circ$
背面土砂の単位体積重量	$\gamma_s = 18.60 \text{ kN/m}^3$
背面土砂の内部摩擦角	$\varphi = 30.0^\circ$
地表面が水平面となす角度	$\beta = 0.0^\circ$
壁面摩擦角	$\delta = 30.0^\circ$

$$K = \frac{\cos^2(\varphi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cos(\alpha + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\alpha + \delta) \cos(\alpha - \beta)}} \right]^2}$$
$$= 0.297$$

土圧作用面上端土圧

$$p_1 = q \cdot K = 3.43 \times 0.297 = 1.02 \text{ kN/m}^2$$

土圧作用面下端土圧

$$p_2 = K \cdot \gamma_s \cdot H + p_1 = 0.297 \times 18.60 \times 2.300 + 1.02 = 13.73 \text{ kN/m}^2$$

土圧力

$$P = 1 / 2 \cdot (p_1 + p_2) \cdot H = 1 / 2 \times (1.02 + 13.73) \times 2.300 = 16.96 \text{ kN}$$

このときの土圧分の水平成分、鉛直成分、作用位置は次のようになる。

水平成分

$$P_h = P \cdot \cos(\alpha + \delta) = 16.96 \times \cos(0.0 + 30.0) = 14.69 \text{ kN}$$

鉛直成分

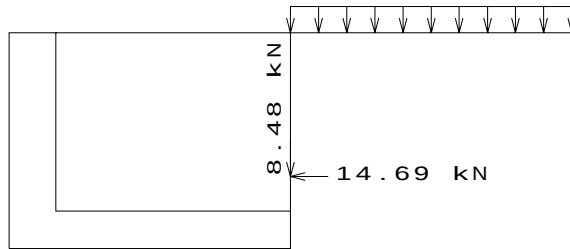
$$P_v = P \cdot \sin(\alpha + \delta) = 16.96 \times \sin(0.0 + 30.0) = 8.48 \text{ kN}$$

作用位置

$$H_0 = \frac{2 \cdot p_1 + p_2}{p_1 + p_2} \cdot \frac{H}{3} = \frac{2 \times 1.02 + 13.73}{1.02 + 13.73} \times \frac{2.300}{3} = 0.820 \text{ m}$$

$$x = x_p - H_0 \cdot \tan \alpha = 3.000 - 0.820 \times \tan(0.0^\circ) = 3.000 \text{ m}$$

$$y = y_p + H_0 = 0.000 + 0.820 = 0.820 \text{ m}$$



2-3-3 作用力の集計

つま先に関する作用力の集計をすると、次のようになる

区分	鉛直力 V_i (m ³)	水平力 H_i (kN)	アーム長		モーメント(kN・m)	
			x_i (m)	y_i (m)	$V_i \cdot x_i$	$H_i \cdot y_i$
自重/地震時慣性力	141.03	---	1.450	---	204.49	---
背面水压	---	---	---	---	---	---
前面水压	---	---	---	---	---	---
揚圧力	---	---	---	---	---	---
地表面載荷荷重	0.00	---	0.000	---	0.00	---
土圧	8.48	14.69	3.000	0.820	25.44	12.05
その他の荷重	0.00	0.00	0.000	0.000	0.00	0.00
合 計	149.51	14.69			229.93	12.05

2-3-4 つま先に関する作用力

鉛直力 $V = 149.51$ kN

水平力 $H = 14.69$ kN

モーメント $M = \sum (V_i \cdot x_i) - \sum (H_i \cdot y_i) = 229.93 - 12.05 = 217.88$ kN・m

2-3-5 底版中心に関する作用力

鉛直力 $V_c = V = 149.51$ kN

水平力 $H_c = H = 14.69$ kN

モーメント $M_c = (V \cdot B / 2) - M$
 $= (149.51 \times 3.00 / 2) - 217.88 = 6.39$ kN・m

2-4 浮力無し（地震時）

2-4-1 躯体自重及び土砂自重

a. 躯体自重

躯体自重は、最初のケースと同様なので省略する。

b. 背面土砂全体積

背面土砂全体積は、最初のケースと同様なので省略する。

c. 自重の集計

	体積×単重 = 重量		作用位置 x(m)	モーメント W・x(kN・m)
	V(m³)	γ (kN/m³) W(kN)		
躯体		52.68	0.948	49.94
背面土砂	4.750 ×	18.60 = 88.35	1.750	154.61
合 計		141.03		204.55

作用位置

$$x = \sum (W_i \cdot x_i) / \sum W_i = 204.55 / 141.03 = 1.450 \text{ m}$$

	重量×震度 = 水平力			作用位置 y(m)	モーメント H・y(kN・m)
	W(kN)	K _h	H(kN)		
躯体	52.680 ×	0.20 =	10.54	0.708	7.46
背面土砂	88.350 ×	0.20 =	17.67	1.350	23.85
合 計			28.21		31.31

作用位置

$$y = \sum (H_i \cdot y_i) / \sum H_i = 31.31 / 28.21 = 1.110 \text{ m}$$

2-4-2 土圧

土圧は物部・岡部の式により求める。

仮想背面の位置	$x_p = 3.000 \text{ m}$
(つま先からの距離)	$y_p = 0.000 \text{ m}$
仮想背面の高さ	$H = 2.300 \text{ m}$
仮想背面が鉛直面となす角度	$\alpha = 0.0^\circ$
背面土砂の単位体積重量	$\gamma_s = 18.60 \text{ kN/m}^3$
背面土砂の内部摩擦角	$\varphi = 30.0^\circ$
地表面が水平面となす角度	$\beta = 0.0^\circ$
壁面摩擦角	$\delta = 15.0^\circ$
水位以上の地震時合成角	$\theta = \tan^{-1} \cdot K_h = 11.310^\circ$

$$K = \frac{\cos^2(\varphi - \theta - \alpha)}{\cos \theta \cos^2 \alpha \cos(\alpha + \theta + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos(\alpha + \theta + \delta) \cos(\alpha - \beta)}} \right]^2}$$
$$= 0.452$$

ただし、 $(\varphi - \beta - \theta) < 0$ の時は $\sin(\varphi - \beta - \theta) = 0$ とする

土圧作用面上端土圧

$$p_1 = q \cdot K = 3.43 \times 0.452 = 1.55 \text{ kN/m}^2$$

土圧作用面下端土圧

$$p_2 = K \cdot \gamma_s \cdot H + p_1 = 0.452 \times 18.60 \times 2.300 + 1.55 = 20.89 \text{ kN/m}^2$$

土圧力

$$P = 1 / 2 \cdot (p_1 + p_2) \cdot H = 1 / 2 \times (1.55 + 20.89) \times 2.300 = 25.81 \text{ kN}$$

このときの土圧分の水平成分、鉛直成分、作用位置は次のようになる。

水平成分

$$P_h = P \cdot \cos(\alpha + \delta) = 25.81 \times \cos(0.0 + 15.0) = 24.93 \text{ kN}$$

鉛直成分

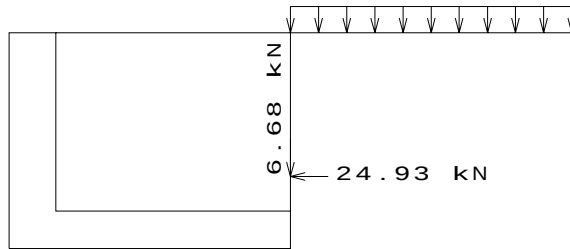
$$P_v = P \cdot \sin(\alpha + \delta) = 25.81 \times \sin(0.0 + 15.0) = 6.68 \text{ kN}$$

作用位置

$$H_0 = \frac{2 \cdot p_1 + p_2}{p_1 + p_2} \cdot \frac{H}{3} = \frac{2 \times 1.55 + 20.89}{1.55 + 20.89} \times \frac{2.300}{3} = 0.819 \text{ m}$$

$$x = x_p - H_0 \cdot \tan \alpha = 3.000 - 0.819 \times \tan(0.0^\circ) = 3.000 \text{ m}$$

$$y = y_p + H_0 = 0.000 + 0.819 = 0.819 \text{ m}$$



2-4-3 作用力の集計

つま先に関する作用力の集計をすると、次のようになる

区分	鉛直力 V_i (m ³)	水平力 H_i (kN)	アーム長		モーメント(kN・m)	
			x_i (m)	y_i (m)	$V_i \cdot x_i$	$H_i \cdot y_i$
自重/地震時慣性力	141.03	28.21	1.450	1.110	204.49	31.31
背面水压	---	---	---	---	---	---
前面水压	---	---	---	---	---	---
揚圧力	---	---	---	---	---	---
地表面載荷荷重	0.00	---	0.000	---	0.00	---
土圧	6.68	24.93	3.000	0.819	20.04	20.42
その他の荷重	0.00	0.00	0.000	0.000	0.00	0.00
合 計	147.71	53.14			224.53	51.73

2-4-4 つま先に関する作用力

鉛直力 $V = 147.71$ kN

水平力 $H = 53.14$ kN

モーメント $M = \sum (V_i \cdot x_i) - \sum (H_i \cdot y_i) = 224.53 - 51.73 = 172.80$ kN・m

2-4-5 底版中心に関する作用力

鉛直力 $V_c = V = 147.71$ kN

水平力 $H_c = H = 53.14$ kN

モーメント $M_c = (V \cdot B / 2) - M$
 $= (147.71 \times 3.00 / 2) - 172.80 = 48.77$ kN・m

2-5 作用力の集計一覧表

2-5-1 つま先に関する作用力

荷重ケース	鉛直力 V(kN)	水平力 H(kN)	モーメント M(kN・m)
浮力有り(常時)	115.62	28.99	142.54
浮力有り(地震時)	123.58	61.83	124.65
浮力無し(常時)	149.51	14.69	217.88
浮力無し(地震時)	147.71	53.14	172.80

2-5-2 底版中心に関する作用力

荷重ケース	鉛直力 V(kN)	水平力 H(kN)	モーメント M(kN・m)
浮力有り(常時)	115.62	28.99	30.89
浮力有り(地震時)	123.58	61.83	60.72
浮力無し(常時)	149.51	14.69	6.39
浮力無し(地震時)	147.71	53.14	48.77

3 躯体の安定照査

3-1 浮力有り（常時）

3-1-1 転倒に対する検討

合力の作用位置（つま先からの距離）

$$d = M / V = 142.54 / 115.62 = 1.233 \text{ m}$$

許容偏心距離

$$e_a = B / 3 = 1.000 \text{ m}$$

偏心距離

$$e = B / 2 - d = 3.000 / 2 - 1.233 \\ = 0.267 \text{ m} < e_a = 1.000 \text{ m (OK)}$$

ここに、

M：つま先に関するモーメント (kN・m)

V：鉛直力 (kN)

B：底版幅 (m)

3-1-2 滑動に対する検討

$$F = \frac{V \cdot \mu + C \cdot B}{H} = \frac{115.62 \times 0.58 + 0.00 \times 3.00}{28.99} \\ = 2.313 \quad 1.2 \text{ (OK)}$$

ここに、

V：鉛直力 (kN)

μ ：底版と基礎地盤の間の摩擦係数

C：底版と基礎地盤の間の粘着力 (kN/m²)

B：底版幅 (m)

H：水平力 (kN)

3-1-3 地盤反力度に対する検討

底版反力度の作用位置

$$x = 3 \cdot d = 3 \times 1.233 = 3.699 \text{ m} \\ = 3.699 \text{ m} > B = 3.000 \text{ m} \cdots \text{台形分布}$$

底版反力度

$$q_1 = \frac{V_c}{B} + \frac{6 \cdot M_c}{B^2} = \frac{115.62}{3.000} + \frac{6 \times 30.89}{3.000^2} = 59.13 \text{ kN/m}^2 \\ q_2 = \frac{V_c}{B} - \frac{6 \cdot M_c}{B^2} = \frac{115.62}{3.000} - \frac{6 \times 30.89}{3.000^2} = 17.95 \text{ kN/m}^2$$

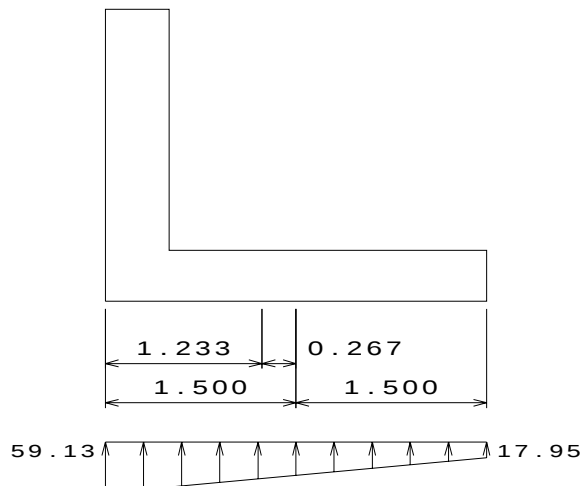
ここに、

d：合力の作用位置（つま先から）(m)

V_c：底版中心に関する鉛直力 (kN)

B：底版幅 (m)

M_c：底版中心に関するモーメント (kN・m)



3-2 浮力有り（地震時）

3-2-1 転倒に対する検討

合力の作用位置（つま先からの距離）

$$d = M / V = 124.65 / 123.58 = 1.009 \text{ m}$$

許容偏心距離

$$e_a = B / 3 = 1.000 \text{ m}$$

偏心距離

$$e = B / 2 - d = 3.000 / 2 - 1.009 \\ = 0.491 \text{ m} < e_a = 1.000 \text{ m} \text{ (OK)}$$

ここに、

M：つま先に関するモーメント (kN・m)

V：鉛直力 (kN)

B：底版幅 (m)

3-2-2 滑動に対する検討

$$F = \frac{V \cdot \mu + C \cdot B}{H} = \frac{123.58 \times 0.58 + 0.00 \times 3.00}{61.83} \\ = 1.159 < 1.2 \text{ (OUT)}$$

ここに、

V：鉛直力 (kN)

μ ：底版と基礎地盤の間の摩擦係数

C：底版と基礎地盤の間の粘着力 (kN/m²)

B：底版幅 (m)

H：水平力 (kN)

3-2-3 地盤反力度に対する検討

底版反力度の作用位置

$$x = 3 \cdot d = 3 \times 1.009 = 3.027 \text{ m}$$

$$= 3.027 \text{ m} > B = 3.000 \text{ m} \cdots \text{台形分布}$$

底版反力度

$$q_1 = \frac{V_c}{B} + \frac{6 \cdot M_c}{B^2} = \frac{123.58}{3.000} + \frac{6 \times 60.72}{3.000^2} = 81.67 \text{ kN/m}^2$$

$$q_2 = \frac{V_c}{B} - \frac{6 \cdot M_c}{B^2} = \frac{123.58}{3.000} - \frac{6 \times 60.72}{3.000^2} = 0.71 \text{ kN/m}^2$$

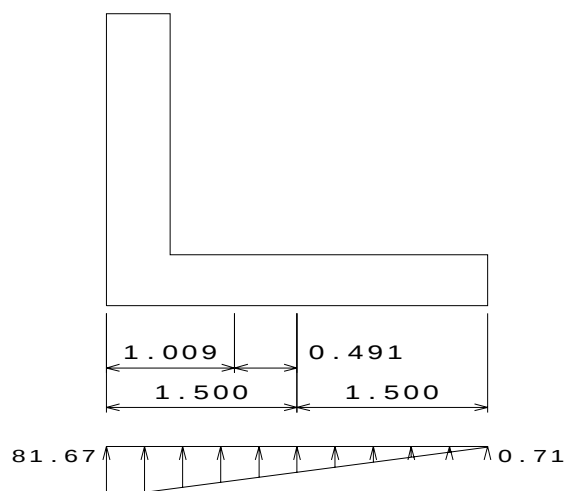
ここに、

d：合力の作用位置（つま先から）(m)

V_c：底版中心に関する鉛直力 (kN)

B：底版幅 (m)

M_c：底版中心に関するモーメント (kN・m)



3-3 浮力無し（常時）

3-3-1 転倒に対する検討

合力の作用位置（つま先からの距離）

$$d = M / V = 217.88 / 149.51 = 1.457 \text{ m}$$

許容偏心距離

$$e_a = B / 6 = 0.500 \text{ m}$$

偏心距離

$$e = B / 2 - d = 3.000 / 2 - 1.457 \\ = 0.043 \text{ m} < e_a = 0.500 \text{ m} \text{ (OK)}$$

ここに、

M：つま先に関するモーメント (kN・m)

V：鉛直力 (kN)

B：底版幅 (m)

3-3-2 滑動に対する検討

$$F = \frac{V \cdot \mu + C \cdot B}{H} = \frac{149.51 \times 0.58 + 0.00 \times 3.00}{14.69} \\ = 5.903 \quad 1.5 \text{ (OK)}$$

ここに、

V：鉛直力 (kN)

μ ：底版と基礎地盤間の摩擦係数

C：底版と基礎地盤間の粘着力 (kN/m²)

B：底版幅 (m)

H：水平力 (kN)

3-3-3 地盤反力度に対する検討

底版反力度の作用位置

$$x = 3 \cdot d = 3 \times 1.457 = 4.371 \text{ m}$$

$$= 4.371 \text{ m} > B = 3.000 \text{ m} \cdots \text{台形分布}$$

底版反力度

$$q_1 = \frac{V_c}{B} + \frac{6 \cdot M_c}{B^2} = \frac{149.51}{3.000} + \frac{6 \times 6.39}{3.000^2} = 54.10 \text{ kN/m}^2$$

$$q_2 = \frac{V_c}{B} - \frac{6 \cdot M_c}{B^2} = \frac{149.51}{3.000} - \frac{6 \times 6.39}{3.000^2} = 45.58 \text{ kN/m}^2$$

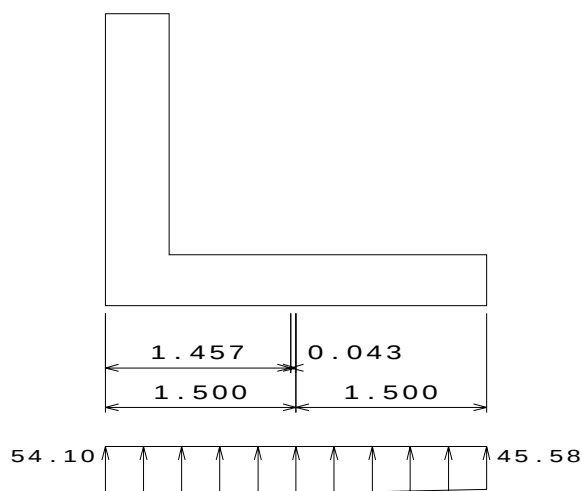
ここに、

d：合力の作用位置（つま先から）(m)

V_c：底版中心に関する鉛直力 (kN)

B：底版幅 (m)

M_c：底版中心に関するモーメント (kN・m)



3-4 浮力無し（地震時）

3-4-1 転倒に対する検討

合力の作用位置（つま先からの距離）

$$d = M / V = 172.80 / 147.71 = 1.170 \text{ m}$$

許容偏心距離

$$e_a = B / 3 = 1.000 \text{ m}$$

偏心距離

$$e = B / 2 - d = 3.000 / 2 - 1.170 \\ = 0.330 \text{ m} < e_a = 1.000 \text{ m} \text{ (OK)}$$

ここに、

M：つま先に関するモーメント (kN・m)

V：鉛直力 (kN)

B：底版幅 (m)

3-4-2 滑動に対する検討

$$F = \frac{V \cdot \mu + C \cdot B}{H} = \frac{147.71 \times 0.58 + 0.00 \times 3.00}{53.14} \\ = 1.612 > 1.2 \text{ (OK)}$$

ここに、

V：鉛直力 (kN)

μ ：底版と基礎地盤間の摩擦係数

C：底版と基礎地盤間の粘着力 (kN/m²)

B：底版幅 (m)

H：水平力 (kN)

3-4-3 地盤反力度に対する検討

底版反力度の作用位置

$$x = 3 \cdot d = 3 \times 1.170 = 3.510 \text{ m}$$

$$= 3.510 \text{ m} > B = 3.000 \text{ m} \cdots \text{台形分布}$$

底版反力度

$$q_1 = \frac{V_c}{B} + \frac{6 \cdot M_c}{B^2} = \frac{147.71}{3.000} + \frac{6 \times 48.77}{3.000^2} = 81.75 \text{ kN/m}^2$$

$$q_2 = \frac{V_c}{B} - \frac{6 \cdot M_c}{B^2} = \frac{147.71}{3.000} - \frac{6 \times 48.77}{3.000^2} = 16.72 \text{ kN/m}^2$$

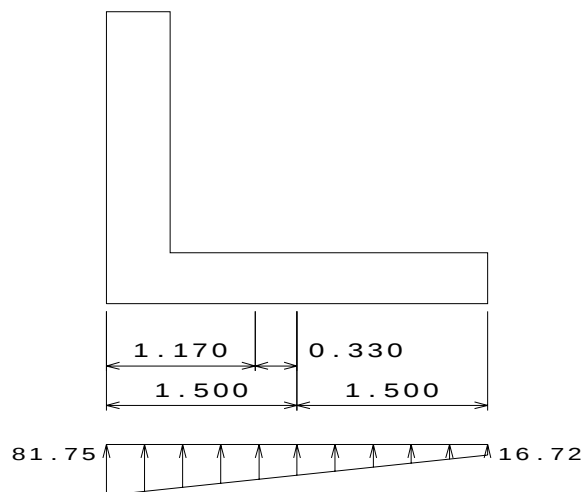
ここに、

d：合力の作用位置（つま先から）(m)

V_c ：底版中心に関する鉛直力 (kN)

B：底版幅 (m)

M_c ：底版中心に関するモーメント (kN・m)



3-5 安定照査結果一覧表

荷重ケース	偏心量 (m)		滑動安全率		地盤反力度 (kN/m ²)		判定
	e	e _a	F _s	F _{sa}	q	q _a	
浮力有り(常時)	0.267 < 1.000		2.313 > 1.2		59.13 < 300.00		OK
浮力有り(地震時)	0.491 < 1.000		1.159 < 1.2		81.67 < 450.00		OUT
浮力無し(常時)	0.043 < 0.500		5.903 > 1.5		54.10 < 300.00		OK
浮力無し(地震時)	0.330 < 1.000		1.612 > 1.2		81.75 < 450.00		OK

4 たて壁の設計

設計断面位置 : たて壁基部

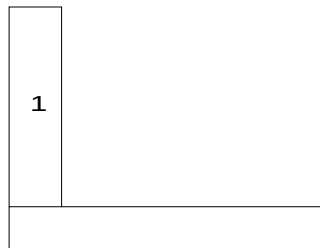
なお、断面設計はたて壁の奥行き 1m 当たりで行う。

4-1 浮力有り (常時)

4-1-1 断面力の算定

たて壁を分割し、各要素の重量及び基部前面からの距離(x_i , y_i)を求めて、自重及び重心位置を算出する。

a. 自重



たて壁の重量と重心位置

躯体の単位重量 $\gamma = 24.50 \text{ kN/m}^3$ 重量 $W_i = \gamma \cdot V_i$

要素	要素の体積 $V_i (\text{m}^3)$	重量 $W_i (\text{kN})$	アーム長		モーメント($\text{kN} \cdot \text{m}$)	
			$x_i (\text{m})$	$y_i (\text{m})$	$W_i \cdot x_i$	$K_h \cdot W_i \cdot y_i$
1	$0.500 \times 1.900 = 0.950$	23.28	0.250	0.950	5.82	4.43
Σ	0.950	23.28			5.82	4.43

基部前面からの重心位置

$$x = \Sigma (W_i \cdot x_i) / \Sigma W_i = 5.82 / 23.28 = 0.250 \text{ m}$$

$$y = \Sigma (K_h \cdot W_i \cdot y_i) / \Sigma W_i = 4.43 / 23.28 = 0.950 \text{ m}$$

設計断面中心からの重心位置

$$x' = x_0 - x = 0.250 - 0.250 = 0.000 \text{ m}$$

$$y' = y = 0.950 \text{ m}$$

ここに、

x_0 : 基部前面と設計断面中心の水平距離 (m)

b. 土圧

土圧はクーロン式により求める。

仮想背面の位置	$x_p = 0.250 \text{ m}$
(つま先からの距離)	$y_p = 0.000 \text{ m}$
仮想背面の高さ	$H = 1.900 \text{ m}$
仮想背面が鉛直面となす角度	$\alpha = 0.0^\circ$
背面土砂の単位体積重量	$\gamma_s = 18.60 \text{ kN/m}^3$
背面土砂の内部摩擦角	$\varphi = 30.0^\circ$
地表面が水平面となす角度	$\beta = 0.0^\circ$
壁面摩擦角	$\delta = 10.0^\circ$

$$K = \frac{\cos^2(\varphi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cos(\alpha + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\alpha + \delta) \cos(\alpha - \beta)}} \right]^2}$$
$$= 0.308$$

水位以上の作用高さ	$H_a = 0.300 \text{ m}$
水位以下の作用高さ	$H_b = 1.600 \text{ m}$

土圧作用面上端土圧

$$p_1 = q \cdot K = 3.43 \times 0.308 = 1.06 \text{ kN/m}^2$$

水位面での土圧

$$p_2 = K \cdot \gamma_s \cdot H_a + p_1 = 0.308 \times 18.60 \times 0.300 + 1.06 = 2.78 \text{ kN/m}^2$$

土圧作用面下端土圧

$$p_3 = K \cdot (\gamma_t - \gamma_w) \cdot H_b + p_2$$
$$= 0.308 \times (19.60 - 9.80) \times 1.600 + 2.78 = 7.61 \text{ kN/m}^2$$

水位以上の土圧力

$$P_1 = 1 / 2 \cdot (p_1 + p_2) \cdot H_a = 1 / 2 \times (1.06 + 2.78) \times 0.300 = 0.58 \text{ kN}$$

水位以下の土圧力

$$P_2 = 1 / 2 \cdot (p_2 + p_3) \cdot H_b = 1 / 2 \times (2.78 + 7.61) \times 1.600 = 8.31 \text{ kN}$$

土圧力

$$P = P_1 + P_2 = 0.58 + 8.31 = 8.89 \text{ kN}$$

このときの土圧分の水平成分、鉛直成分、作用位置は次のようになる。

水平成分

$$P_h = P \cdot \cos(\alpha + \delta) = 8.89 \times \cos(0.0 + 10.0) = 8.75 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$P_v = P \cdot \sin(\alpha + \delta) = 8.89 \times \sin(0.0 + 10.0) = 1.54 \text{ kN}$$

作用位置

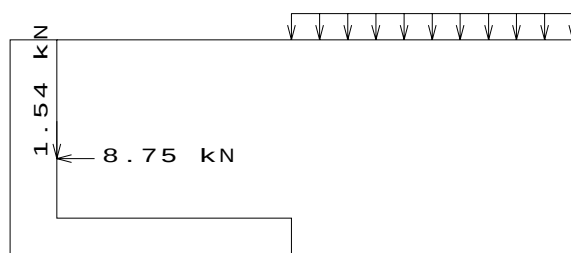
$$M_1 = P_1 \cdot \left(\frac{2 \cdot p_1 + p_2}{p_1 + p_2} \cdot \frac{H_1}{3} + H_2 \right) = 1.00 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_2 = P_2 \cdot \left(\frac{2 \cdot p_2 + p_3}{p_2 + p_3} \cdot \frac{H_2}{3} \right) = 5.62 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$H_0 = \frac{M_1 + M_2}{P_1 + P_2} = \frac{1.00 + 5.62}{0.58 + 8.31} = 0.745 \text{ m}$$

$$x = H_0 \cdot \tan \alpha - x_p = 0.745 \times \tan(0.0^\circ) - 0.250 = -0.250 \text{ m}$$

$$y = y_p + H_0 = 0.000 + 0.745 = 0.745 \text{ m}$$



c. 水圧

背面側の水圧

$$\text{背面水位 } H_1 = 1.600 \text{ m}$$

$$\text{背面水圧 } P_1 = 1 / 2 \cdot \gamma_w \cdot H_1^2 = 1 / 2 \times 9.80 \times 1.600^2 = 12.54 \text{ kN}$$

$$\text{作用位置 } y_1 = H_1 / 3 = 1.600 / 3 = 0.533 \text{ m}$$

前面側の水圧

$$\text{前面水位 } H_2 = 0.000 \text{ m}$$

$$\text{前面水圧 } P_2 = 1 / 2 \cdot \gamma_w \cdot H_2^2 = 1 / 2 \times 9.80 \times 0.000^2 = 0.00 \text{ kN}$$

$$\text{作用位置 } y_2 = H_2 / 3 = 0.000 / 3 = 0.000 \text{ m}$$

d. 断面力の集計

設計断面位置 たて壁基部

区分	鉛直力 $V_i (\text{m}^3)$	水平力 $H_i (\text{kN})$	アーム長		モーメント($\text{kN} \cdot \text{m}$)	
			$x_i (\text{m})$	$y_i (\text{m})$	$V_i \cdot x_i$	$H_i \cdot y_i$
自重/地震時慣性力	23.28	---	0.000	---	0.00	---
背面水圧	---	12.54	---	0.533	---	6.68
前面水圧	---	0.00	---	0.000	---	0.00
土圧	1.54	8.75	-0.250	0.745	-0.39	6.52
その他の荷重	0.00	0.00	0.000	0.000	0.00	0.00
合 計	24.82	21.29			-0.39	13.20

ただし、 x_i は設計断面中心からの距離（前面側に向かって +）

y_i は設計断面位置からの高さ

e. 設計断面力

鉛直力による偏心モーメントを考慮しない設計断面力は、次のようになる。

$$\text{曲げモーメント } M = \sum (H_i \cdot y_i) = 13.20 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{せん断力 } S = \sum (H_i) = 21.29 \text{ kN}$$

4-1-2 応力度計算

鉄筋は D16 ctc 250 の配置とする

曲げモーメント	M =	13200000 N・mm
せん断力	S =	21290 N
部材幅	b =	1000 mm
部材高	D =	500 mm
かぶり	d' =	120 mm
有効高	d =	380 mm
使用鉄筋量	A _s =	794.4 mm ²

圧縮縁から中立軸までの距離 X = 84 mm

$$\sigma_s = 47.2 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_c = 0.9 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau = S / (b \cdot d) = 21290 / (1000 \times 380) = 0.06 \text{ N/mm}^2$$

項目	単位	実応力度		許容応力度	判定
鉄筋引張応力度	N/mm ²	47.2	<	160.0	OK
コンクリート曲げ圧縮応力度	N/mm ²	0.9	<	8.0	OK
コンクリートせん断応力度	N/mm ²	0.06	<	0.39	OK

4-2 浮力有り（地震時）

4-2-1 断面力の算定

a. 自重

躯体自重は、最初のケースと同様なので省略する。

b. 土圧

土圧は物部・岡部の式により求める。

仮想背面の位置	$x_p = 0.250 \text{ m}$
（つま先からの距離）	$y_p = 0.000 \text{ m}$
仮想背面の高さ	$H = 1.900 \text{ m}$
仮想背面が鉛直面となす角度	$\alpha = 0.0^\circ$
背面土砂の単位体積重量	$\gamma_s = 18.60 \text{ kN/m}^3$
背面土砂の内部摩擦角	$\varphi = 30.0^\circ$
地表面が水平面となす角度	$\beta = 0.0^\circ$
壁面摩擦角	$\delta = 0.0^\circ$
水位以上の地震時合成角	$\theta = \tan^{-1} \cdot K_h = 11.310^\circ$

$$K = \frac{\cos^2(\varphi - \theta - \alpha)}{\cos \theta \cos^2 \alpha \cos(\alpha + \theta + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos(\alpha + \theta + \delta) \cos(\alpha - \beta)}} \right]^2}$$
$$= 0.473$$

ただし、 $(\varphi - \beta - \theta) < 0$ の時は $\sin(\varphi - \beta - \theta) = 0$ とする

水位以下の地震時合成角 $\theta' = \tan^{-1} \cdot K_h' = 15.642^\circ$

$$K' = \frac{\cos^2(\varphi - \theta' - \alpha)}{\cos \theta' \cos^2 \alpha \cos(\alpha + \theta' + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta - \theta')}{\cos(\alpha + \theta' + \delta) \cos(\alpha - \beta)}} \right]^2}$$
$$= 0.548$$

ただし、 $(\varphi - \beta - \theta') < 0$ の時は $\sin(\varphi - \beta - \theta') = 0$ とする

水位以上の作用高さ $H_a = 0.900 \text{ m}$

水位以下の作用高さ $H_b = 1.000 \text{ m}$

土圧作用面上端土圧

$$p_1 = q \cdot K = 3.43 \times 0.473 = 1.62 \text{ kN/m}^2$$

水位上面での土圧

$$p_2 = K \cdot \gamma_s \cdot H_a + p_1 = 0.473 \times 18.60 \times 0.900 + 1.62 = 9.54 \text{ kN/m}^2$$

水位下面での土圧

$$p_3 = K' \cdot (q + \gamma_s \cdot H_a) = 0.548 \times (3.43 + 18.60 \times 0.900) = 11.05 \text{ kN/m}^2$$

土圧作用面下端土圧

$$p_4 = K' \cdot (\gamma_t - \gamma_w) \cdot H_b + p_3$$
$$= 0.548 \times (19.60 - 9.80) \times 1.000 + 11.05 = 16.42 \text{ kN/m}^2$$

水位以上の土圧力

$$P_1 = 1 / 2 \cdot (p_1 + p_2) \cdot H_a = 1 / 2 \times (1.62 + 9.54) \times 0.900 = 5.02 \text{ kN}$$

水位以下の土圧力

$$P_2 = 1 / 2 \cdot (p_3 + p_4) \cdot H_b = 1 / 2 \times (11.05 + 16.42) \times 1.000 = 13.74 \text{ kN}$$

土圧力

$$P = P_1 + P_2 = 5.02 + 13.74 = 18.76 \text{ kN}$$

このときの土圧分の水平成分、鉛直成分、作用位置は次のようになる。

水平成分

$$P_h = P \cdot \cos(\alpha + \delta) = 18.76 \times \cos(0.0 + 0.0) = 18.76 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$P_v = P \cdot \sin(\alpha + \delta) = 18.76 \times \sin(0.0 + 0.0) = 0.00 \text{ kN}$$

作用位置

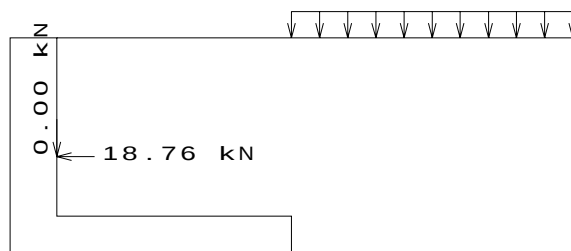
$$M_1 = P_1 \cdot \left(\frac{2 \cdot p_1 + p_2}{p_1 + p_2} \cdot \frac{H_1}{3} + H_2 \right) = 6.74 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_2 = P_2 \cdot \left(\frac{2 \cdot p_3 + p_4}{p_3 + p_4} \cdot \frac{H_2}{3} \right) = 6.42 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$H_0 = \frac{M_1 + M_2}{P_1 + P_2} = \frac{6.74 + 6.42}{5.02 + 13.74} = 0.701 \text{ m}$$

$$x = H_0 \cdot \tan \alpha - x_p = 0.701 \times \tan(0.0^\circ) - 0.250 = -0.250 \text{ m}$$

$$y = y_p + H_0 = 0.000 + 0.701 = 0.701 \text{ m}$$



c. 水圧

背面側の水圧

$$\text{背面水位 } H_1 = 1.000 \text{ m}$$

$$\text{背面水圧 } P_1 = 1 / 2 \cdot \gamma_w \cdot H_1^2 = 1 / 2 \times 9.80 \times 1.000^2 = 4.90 \text{ kN}$$

$$\text{作用位置 } y_1 = H_1 / 3 = 1.000 / 3 = 0.333 \text{ m}$$

前面側の水圧

$$\text{前面水位 } H_2 = 0.000 \text{ m}$$

$$\text{前面水圧 } P_2 = 1 / 2 \cdot \gamma_w \cdot H_2^2 = 1 / 2 \times 9.80 \times 0.000^2 = 0.00 \text{ kN}$$

$$\text{作用位置 } y_2 = H_2 / 3 = 0.000 / 3 = 0.000 \text{ m}$$

d. 断面力の集計

設計断面位置 たて壁基部

区分	鉛直力 $V_i \text{ (m}^3\text{)}$	水平力 $H_i \text{ (kN)}$	アーム長		モーメント(kN・m)	
			$x_i \text{ (m)}$	$y_i \text{ (m)}$	$V_i \cdot x_i$	$H_i \cdot y_i$
自重/地震時慣性力	23.28	4.66	0.000	0.950	0.00	4.43
背面水圧	---	4.90	---	0.333	---	1.63
前面水圧	---	0.00	---	0.000	---	0.00
土圧	0.00	18.76	-0.250	0.701	0.00	13.15
その他の荷重	0.00	0.00	0.000	0.000	0.00	0.00
合 計	23.28	28.32			0.00	19.21

ただし、 x_i は設計断面中心からの距離（前面側に向かって +）

y_i は設計断面位置からの高さ

e. 設計断面力

鉛直力による偏心モーメントを考慮しない設計断面力は、次のようになる。

$$\text{曲げモーメント } M = \sum (H_i \cdot y_i) = 19.21 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{せん断力 } S = \sum (H_i) = 28.32 \text{ kN}$$

4-2-2 応力度計算

鉄筋は D16 ctc 250 の配置とする

曲げモーメント	M =	19210000 N・mm
せん断力	S =	28320 N
部材幅	b =	1000 mm
部材高	D =	500 mm
かぶり	d' =	120 mm
有効高	d =	380 mm
使用鉄筋量	A _s =	794.4 mm ²

圧縮縁から中立軸までの距離 X = 84 mm

$$\sigma_s = 68.7 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_c = 1.3 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau = S / (b \cdot d) = 28320 / (1000 \times 380) = 0.07 \text{ N/mm}^2$$

項目	単位	実応力度		許容応力度	判定
鉄筋引張応力度	N/mm ²	68.7	<	300.0	OK
コンクリート曲げ圧縮応力度	N/mm ²	1.3	<	12.0	OK
コンクリートせん断応力度	N/mm ²	0.07	<	0.58	OK

4-3 浮力無し（常時）

4-3-1 断面力の算定

a. 自重

躯体自重は、最初のケースと同様なので省略する。

b. 土圧

土圧はクーロン式により求める。

仮想背面の位置 (つま先からの距離)	$x_p = 0.250 \text{ m}$ $y_p = 0.000 \text{ m}$
仮想背面の高さ	$H = 1.900 \text{ m}$
仮想背面が鉛直面となす角度	$\alpha = 0.0^\circ$
背面土砂の単位体積重量	$\gamma_s = 18.60 \text{ kN/m}^3$
背面土砂の内部摩擦角	$\varphi = 30.0^\circ$
地表面が水平面となす角度	$\beta = 0.0^\circ$
壁面摩擦角	$\delta = 10.0^\circ$

$$K = \frac{\cos^2(\varphi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cos(\alpha + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\alpha + \delta) \cos(\alpha - \beta)}} \right]^2}$$
$$= 0.308$$

土圧作用面上端土圧

$$p_1 = q \cdot K = 3.43 \times 0.308 = 1.06 \text{ kN/m}^2$$

土圧作用面下端土圧

$$p_2 = K \cdot \gamma_s \cdot H + p_1 = 0.308 \times 18.60 \times 1.900 + 1.06 = 11.94 \text{ kN/m}^2$$

土圧力

$$P = 1 / 2 \cdot (p_1 + p_2) \cdot H = 1 / 2 \times (1.06 + 11.94) \times 1.900 = 12.35 \text{ kN}$$

このときの土圧分の水平成分、鉛直成分、作用位置は次のようになる。

水平成分

$$P_h = P \cdot \cos(\alpha + \delta) = 12.35 \times \cos(0.0 + 10.0) = 12.16 \text{ kN}$$

鉛直成分

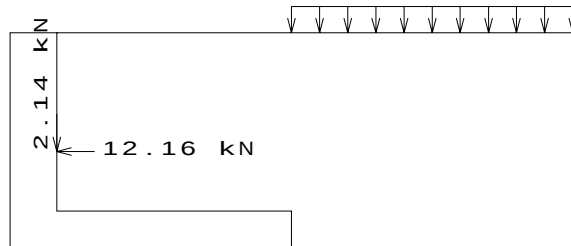
$$P_v = P \cdot \sin(\alpha + \delta) = 12.35 \times \sin(0.0 + 10.0) = 2.14 \text{ kN}$$

作用位置

$$H_0 = \frac{2 \cdot p_1 + p_2}{p_1 + p_2} \cdot \frac{H}{3} = \frac{2 \times 1.06 + 11.94}{1.06 + 11.94} \times \frac{1.900}{3} = 0.685 \text{ m}$$

$$x = H_0 \cdot \tan \alpha - x_0 = 0.685 \times \tan(0.0^\circ) - 0.250 = -0.250 \text{ m}$$

$$y = y_p + H_0 = 0.000 + 0.685 = 0.685 \text{ m}$$



c. 断面力の集計

設計断面位置 たて壁基部

区分	鉛直力 V_i (m ³)	水平力 H_i (kN)	アーム長		モーメント(kN・m)	
			x_i (m)	y_i (m)	$V_i \cdot x_i$	$H_i \cdot y_i$
自重/地震時慣性力	23.28	---	0.000	---	0.00	---
背面水压	---	---	---	---	---	---
前面水压	---	---	---	---	---	---
土圧	2.14	12.16	-0.250	0.685	-0.54	8.33
その他の荷重	0.00	0.00	0.000	0.000	0.00	0.00
合 計	25.42	12.16			-0.54	8.33

ただし、 x_i は設計断面中心からの距離（前面側に向かって + ）
 y_i は設計断面位置からの高さ

d. 設計断面力

鉛直力による偏心モーメントを考慮しない設計断面力は、次のようになる。

曲げモーメント $M = \sum (H_i \cdot y_i) = 8.33 \text{ kN} \cdot \text{m}$

せん断力 $S = \sum (H_i) = 12.16 \text{ kN}$

4-3-2 応力度計算

鉄筋は D16 ctc 250 の配置とする

曲げモーメント	M =	8330000 N・mm
せん断力	S =	12160 N
部材幅	b =	1000 mm
部材高	D =	500 mm
かぶり	d' =	120 mm
有効高	d =	380 mm
使用鉄筋量	A _s =	794.4 mm ²

圧縮縁から中立軸までの距離 X = 84 mm

$$\sigma_s = 29.8 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_c = 0.6 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau = S / (b \cdot d) = 12160 / (1000 \times 380) = 0.03 \text{ N/mm}^2$$

項目	単位	実応力度		許容応力度	判定
鉄筋引張応力度	N/mm ²	29.8	<	160.0	OK
コンクリート曲げ圧縮応力度	N/mm ²	0.6	<	8.0	OK
コンクリートせん断応力度	N/mm ²	0.03	<	0.39	OK

4-4 浮力無し（地震時）

4-4-1 断面力の算定

a. 自重

躯体自重は、最初のケースと同様なので省略する。

b. 土圧

土圧は物部・岡部の式により求める。

仮想背面の位置 (つま先からの距離)	$x_p = 0.250 \text{ m}$ $y_p = 0.000 \text{ m}$
仮想背面の高さ	$H = 1.900 \text{ m}$
仮想背面が鉛直面となす角度	$\alpha = 0.0^\circ$
背面土砂の単位体積重量	$\gamma_s = 18.60 \text{ kN/m}^3$
背面土砂の内部摩擦角	$\varphi = 30.0^\circ$
地表面が水平面となす角度	$\beta = 0.0^\circ$
壁面摩擦角	$\delta = 0.0^\circ$
水位以上の地震時合成角	$\theta = \tan^{-1} \cdot K_h = 11.310^\circ$

$$K = \frac{\cos^2(\varphi - \theta - \alpha)}{\cos \theta \cos^2 \alpha \cos(\alpha + \theta + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos(\alpha + \theta + \delta) \cos(\alpha - \beta)}} \right]^2}$$
$$= 0.473$$

ただし、 $(\varphi - \beta - \theta) < 0$ の時は $\sin(\varphi - \beta - \theta) = 0$ とする

土圧作用面上端土圧

$$p_1 = q \cdot K = 3.43 \times 0.473 = 1.62 \text{ kN/m}^2$$

土圧作用面下端土圧

$$p_2 = K \cdot \gamma_s \cdot H + p_1 = 0.473 \times 18.60 \times 1.900 + 1.62 = 18.34 \text{ kN/m}^2$$

土圧力

$$P = 1 / 2 \cdot (p_1 + p_2) \cdot H = 1 / 2 \times (1.62 + 18.34) \times 1.900 = 18.96 \text{ kN}$$

このときの土圧分の水平成分、鉛直成分、作用位置は次のようになる。

水平成分

$$P_h = P \cdot \cos(\alpha + \delta) = 18.96 \times \cos(0.0 + 0.0) = 18.96 \text{ kN}$$

鉛直成分

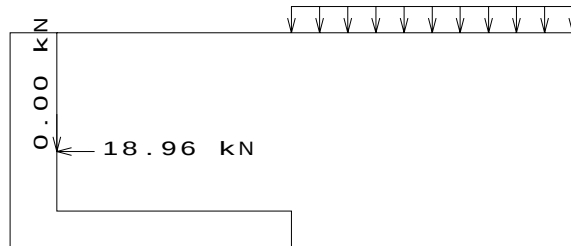
$$P_v = P \cdot \sin(\alpha + \delta) = 18.96 \times \sin(0.0 + 0.0) = 0.00 \text{ kN}$$

作用位置

$$H_0 = \frac{2 \cdot p_1 + p_2}{p_1 + p_2} \cdot \frac{H}{3} = \frac{2 \times 1.62 + 18.34}{1.62 + 18.34} \times \frac{1.900}{3} = 0.685 \text{ m}$$

$$x = H_0 \cdot \tan \alpha - x_0 = 0.685 \times \tan(0.0^\circ) - 0.250 = -0.250 \text{ m}$$

$$y = y_p + H_0 = 0.000 + 0.685 = 0.685 \text{ m}$$



c. 断面力の集計

設計断面位置 たて壁基部

区分	鉛直力 V_i (m ³)	水平力 H_i (kN)	アーム長		モーメント(kN・m)	
			x_i (m)	y_i (m)	$V_i \cdot x_i$	$H_i \cdot y_i$
自重/地震時慣性力	23.28	4.66	0.000	0.950	0.00	4.43
背面水压	---	---	---	---	---	---
前面水压	---	---	---	---	---	---
土圧	0.00	18.96	-0.250	0.685	0.00	12.99
その他の荷重	0.00	0.00	0.000	0.000	0.00	0.00
合 計	23.28	23.62			0.00	17.42

ただし、 x_i は設計断面中心からの距離（前面側に向かって + ）
 y_i は設計断面位置からの高さ

d. 設計断面力

鉛直力による偏心モーメントを考慮しない設計断面力は、次のようになる。

曲げモーメント $M = \sum (H_i \cdot y_i) = 17.42 \text{ kN} \cdot \text{m}$

せん断力 $S = \sum (H_i) = 23.62 \text{ kN}$

4-4-2 応力度計算

鉄筋は D16 ctc 250 の配置とする

曲げモーメント	M =	17420000 N・mm
せん断力	S =	23620 N
部材幅	b =	1000 mm
部材高	D =	500 mm
かぶり	d' =	120 mm
有効高	d =	380 mm
使用鉄筋量	A _s =	794.4 mm ²

圧縮縁から中立軸までの距離 X = 84 mm

$$\sigma_s = 62.3 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_c = 1.2 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau = S / (b \cdot d) = 23620 / (1000 \times 380) = 0.06 \text{ N/mm}^2$$

項目	単位	実応力度		許容応力度	判定
鉄筋引張応力度	N/mm ²	62.3	<	300.0	OK
コンクリート曲げ圧縮応力度	N/mm ²	1.2	<	12.0	OK
コンクリートせん断応力度	N/mm ²	0.06	<	0.58	OK

4-5 たて壁結果一覧表

4-5-1 曲げモーメントに対する検討

荷重ケース	曲げ モーメント M(kN・m)	コンクリートの 圧縮応力度		鉄筋の 引張応力度		判定
		σ_c	σ_{ca}	σ_s	σ_{sa}	
浮力有り(常時)	13.20	0.9	< 8.0	47.2	< 160.0	OK
浮力有り(地震時)	19.21	1.3	< 12.0	68.7	< 300.0	OK
浮力無し(常時)	8.33	0.6	< 8.0	29.8	< 160.0	OK
浮力無し(地震時)	17.42	1.2	< 12.0	62.3	< 300.0	OK

4-5-2 せん断力に対する検討

荷重ケース	せん断力 S(kN)	コンクリートの せん断応力度		判定
		τ	τ_a	
浮力有り(常時)	21290.00	0.06	< 0.39	OK
浮力有り(地震時)	28320.00	0.07	< 0.58	OK
浮力無し(常時)	12160.00	0.03	< 0.39	OK
浮力無し(地震時)	23620.00	0.06	< 0.58	OK

5 かかと版の設計（曲げモーメントに対する検討）

設計断面位置： かかと版付け根

なお、断面設計はかかと版の奥行き 1m 当たりで行う。

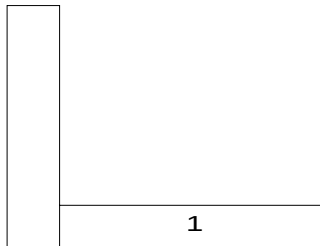
5-1 浮力有り（常時）

5-1-1 断面力の算定

かかと版または背面土砂を分割し、各要素の重量及び基部前面からの距離(x_i)を求めて、自重及び重心位置を算出する。

a. 躯体自重

1) かかと版自重



躯体の重量と重心位置

躯体の単位重量 $\gamma = 24.50 \text{ kN/m}^3$ 重量 $W_i = \gamma \cdot V_i$

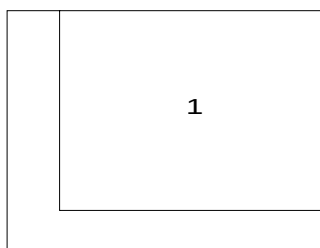
要素	要素の体積 $V_i (\text{m}^3)$	重量 $W_i (\text{kN})$	アーム長 $x_i (\text{m})$	モーメント $W_i \cdot x_i (\text{kN} \cdot \text{m})$
1	$2.500 \times 0.400 = 1.000$	24.50	1.250	30.63
Σ	1.000	24.50		30.63

重心位置

$$x = \Sigma (W_i \cdot x_i) / \Sigma W_i = 30.63 / 24.50 = 1.250 \text{ m}$$

2) 背面土砂全体積

背面水位 2.000 m



背面土砂の体積と重心位置

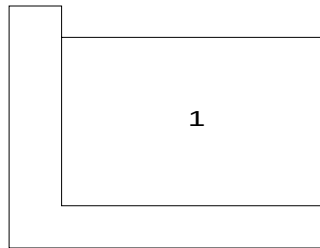
要素	要素の体積 $V_i (\text{m}^3)$	アーム長 $x_i (\text{m})$	モーメント $V_i \cdot x_i (\text{kN} \cdot \text{m})$
1	$2.500 \times 1.900 = 4.750$	1.250	5.94
Σ	4.750		5.94

重心位置

$$x = \Sigma (V_i \cdot x_i) / \Sigma V_i = 5.94 / 4.75 = 1.250 \text{ m}$$

3) 水位以下の背面土砂体積

背面水位 2.000 m



水位以下の背面土砂の体積と重心位置

要素	要素の体積 $V_i (\text{m}^3)$	アーム長 $x_i (\text{m})$	モーメント $V_i \cdot x_i (\text{kN} \cdot \text{m})$
1	$2.500 \times 1.600 = 4.000$	1.250	5.00
Σ	4.000		5.00

重心位置

$$x = \Sigma (V_i \cdot x_i) / \Sigma V_i = 5.00 / 4.00 = 1.250 \text{ m}$$

4) 水位以上の土砂体積

水位以上の土砂体積は、全体の体積から水位下の体積を差し引いて求める。

$$V_3 = V_1 - V_2$$

$$x_3 = (V_1 \cdot x_1 - V_2 \cdot x_2) / V_3$$

ここに、

V_1, V_2, V_3 : 全体、水位以下及び水位以上の土砂体積 (m^3)

x_1, x_2, x_3 : 全体、水位以下及び水位以上の重心位置 (m)

水位以上の土砂体積

	体積 $V(\text{m}^3)$	重心位置 $x(\text{m})$
全 体	4.750	1.250
水位以下	4.000	1.250
水位以上	0.750	1.250

5) 自重の集計

	体積×単重 = 重量		作用位置 x(m)	モーメント W・x(kN・m)
	V(m³)	γ (kN/m³) W(kN)		
躯体		24.50	1.250	30.63
背面土砂 水位以上	0.750 ×	18.60 = 13.95	1.250	17.44
背面土砂 水位以下	4.000 ×	19.60 = 78.40	1.250	98.00
合 計		116.85		146.07

作用位置

$$x = \sum (W_i \cdot x_i) / \sum W_i = 146.07 / 116.85 = 1.250 \text{ m}$$

b. 揚圧力

前面水位 $H_2 = 0.400 \text{ m}$

背面水位 $H_1 = 2.000 \text{ m}$

つま先での揚圧力度 $p_2 = \gamma_w \cdot H_2 = 9.80 \times 0.400 = 3.92 \text{ kN/m}^2$

かかとでの揚圧力度 $p_1 = \gamma_w \cdot H_1 = 9.80 \times 2.000 = 19.60 \text{ kN/m}^2$

底版幅 $B = 3.000 \text{ m}$

設計断面位置より前方の揚圧力度の作用幅

$$L = 2.500 \text{ m}$$

$$p_3 = p_1 - \frac{p_1 - p_2}{B} \cdot L = 6.53 \text{ kN/m}^2$$

揚圧力

$$U = 1/2 \cdot (p_1 + p_3) \cdot L = 1/2 \times (19.60 + 6.53) \times 2.500 = 32.66 \text{ kN}$$

揚圧力の作用位置

$$x = \frac{p_3 + 2 \cdot p_1}{p_3 + p_1} \cdot \frac{L}{3} = \frac{6.53 + 2 \times 19.60}{6.53 + 19.60} \times \frac{2.500}{3} = 1.458 \text{ m}$$

c.土圧

土圧はクーロン式により求める。

仮想背面の位置	$x_p = 3.000 \text{ m}$
(つま先からの距離)	$y_p = 0.000 \text{ m}$
仮想背面の高さ	$H = 2.300 \text{ m}$
仮想背面が鉛直面となす角度	$\alpha = 0.0^\circ$
背面土砂の単位体積重量	$\gamma_s = 18.60 \text{ kN/m}^3$
背面土砂の内部摩擦角	$\varphi = 30.0^\circ$
地表面が水平面となす角度	$\beta = 0.0^\circ$
壁面摩擦角	$\delta = 30.0^\circ$

$$K = \frac{\cos^2(\varphi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cos(\alpha + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\alpha + \delta) \cos(\alpha - \beta)}} \right]^2}$$

$$= 0.297$$

水位以上の作用高さ	$H_a = 0.300 \text{ m}$
水位以下の作用高さ	$H_b = 2.000 \text{ m}$

土圧作用面の上端土圧

$$p_1 = q \cdot K = 3.43 \times 0.297 = 1.02 \text{ kN/m}^2$$

水位面での土圧

$$p_2 = K \cdot \gamma_s \cdot H_a + p_1 = 0.297 \times 18.60 \times 0.300 + 1.02 = 2.68 \text{ kN/m}^2$$

土圧作用面の下端土圧

$$p_3 = K \cdot (\gamma_t - \gamma_w) \cdot H_b + p_2$$

$$= 0.297 \times (19.60 - 9.80) \times 2.000 + 2.68 = 8.50 \text{ kN/m}^2$$

水位以上の土圧力

$$P_1 = 1 / 2 \cdot (p_1 + p_2) \cdot H_a = 1 / 2 \times (1.02 + 2.68) \times 0.300 = 0.56 \text{ kN}$$

水位以下の土圧力

$$P_2 = 1 / 2 \cdot (p_2 + p_3) \cdot H_b = 1 / 2 \times (2.68 + 8.50) \times 2.000 = 11.18 \text{ kN}$$

土圧力

$$P = P_1 + P_2 = 0.56 + 11.18 = 11.74 \text{ kN}$$

このときの土圧分の水平成分、鉛直成分、作用位置は次のようになる。

水平成分

$$P_h = P \cdot \cos(\alpha + \delta) = 11.74 \times \cos(0.0 + 30.0) = 10.17 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$P_v = P \cdot \sin(\alpha + \delta) = 11.74 \times \sin(0.0 + 30.0) = 5.87 \text{ kN}$$

作用位置

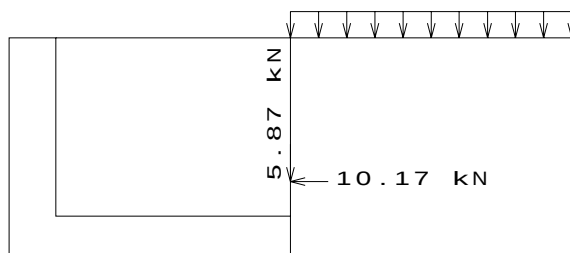
$$M_1 = P_1 \cdot \left(\frac{2 \cdot p_1 + p_2}{p_1 + p_2} \cdot \frac{H_1}{3} + H_2 \right) = 1.19 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_2 = P_2 \cdot \left(\frac{2 \cdot p_2 + p_3}{p_2 + p_3} \cdot \frac{H_2}{3} \right) = 9.24 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$H_0 = \frac{M_1 + M_2}{P_1 + P_2} = \frac{1.19 + 9.24}{0.56 + 11.18} = 0.888 \text{ m}$$

$$x = x_p - H_0 \cdot \tan \alpha = 3.000 - 0.888 \times \tan(0.0^\circ) = 3.000 \text{ m}$$

$$y = y_p + H_0 = 0.000 + 0.888 = 0.888 \text{ m}$$



土圧の鉛直成分は、これと等価の三角形分布荷重とする。

$$p_v = \frac{2 \cdot P_v}{L} = \frac{2 \times 5.87}{2.500} = 4.70 \text{ kN/m}$$

ここに、

p_v : 等価の三角形分布荷重 (kN/m)

P_v : 土圧の鉛直成分 (kN)

L : かかと版の長さ (m)

鉛直力

$$N = 1 / 2 \cdot p_v \cdot L = P_v = 5.88 \text{ kN}$$

作用位置

$$x = 2 / 3 \cdot L = 2 / 3 \times 2.500 = 1.667 \text{ m}$$

d. 地盤反力

地盤反力度の分布形 台形分布

つま先での地盤反力度 $q_1 = 59.13 \text{ kN/m}^2$

かかとでの地盤反力度 $q_2 = 17.95 \text{ kN/m}^2$

地盤反力度の全作用幅 $B = 3.000 \text{ m}$

設計断面位置より前方の地盤反力度の作用幅

$$L = 2.500 \text{ m}$$

設計断面位置での地盤反力度

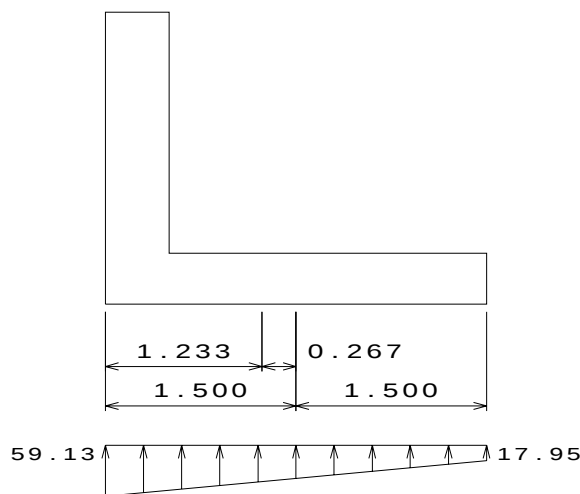
$$q_3 = q_2 + \frac{q_1 - q_2}{B} \cdot L = 52.27 \text{ kN/m}^2$$

地盤反力

$$Q = 1 / 2 \cdot (q_2 + q_3) \cdot L = 1 / 2 \times (17.95 + 52.27) \times 2.500 = 87.78 \text{ kN}$$

作用位置 (設計断面位置より)

$$x = \frac{q_3 + 2 \cdot q_2}{q_3 + q_2} \cdot \frac{L}{3} = \frac{52.27 + 2 \times 17.95}{52.27 + 17.95} \times \frac{2.500}{3} = 1.046 \text{ m}$$



e. 断面力の集計

設計断面位置 かかと版付け根

区分	鉛直力 $V_i \text{ (kN)}$	アーム長 $x_i \text{ (m)}$	モーメント $V_i \cdot x_i \text{ (kN} \cdot \text{m)}$
自重	116.85	1.250	146.06
揚圧力	-32.66	1.458	-47.62
土圧	5.88	1.667	9.80
地表面載荷荷重	0.00	0.000	0.00
地盤反力	-87.78	1.046	-91.82
合 計	2.29		16.42

ただし、 x_i は設計断面中心からの距離 (前面側に向かって +)

y_i は設計断面位置からの高さ

f. 設計断面力

設計断面力は、たて壁基部の曲げモーメントと比較して小さい方を用いる。

かかと版付け根の曲げモーメント $M_3 = \sum (V_i \cdot x_i) = 16.42 \text{ kN} \cdot \text{m}$

(かかと版は上側引張)

たて壁基部の曲げモーメント $M_1 = 13.20 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$M_1 < M_3$ なので

$$M = M_1 = 13.20 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

5-1-2 応力度計算

鉄筋は D16 ctc 250 の配置とする

曲げモーメント	M =	13200000 N・mm
部材幅	b =	1000 mm
部材高	D =	400 mm
かぶり	d' =	150 mm
有効高	d =	250 mm
使用鉄筋量	A _s =	794.4 mm ²

圧縮縁から中立軸までの距離 X = 66 mm

$$\sigma_s = 72.9 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_c = 1.7 \text{ N/mm}^2$$

項目	単位	実応力度		許容応力度	判定
鉄筋引張応力度	N/mm ²	72.9	<	160.0	OK
コンクリート曲げ圧縮応力度	N/mm ²	1.7	<	8.0	OK

5-2 浮力有り（地震時）

5-2-1 断面力の算定

a. 躯体自重

1) かかと版自重

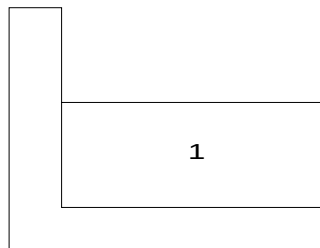
躯体自重は、最初のケースと同様なので省略する。

2) 背面土砂全体積

背面土砂全体積は、最初のケースと同様なので省略する。

3) 水位以下の背面土砂体積

背面水位 1.400 m



水位以下の背面土砂の体積と重心位置

要素	要素の体積 $V_i \text{ (m}^3\text{)}$	アーム長 $x_i \text{ (m)}$	モーメント $V_i \cdot x_i \text{ (kN} \cdot \text{m)}$
1	$2.500 \times 1.000 = 2.500$	1.250	3.13
Σ	2.500		3.13

重心位置

$$x = \Sigma (V_i \cdot x_i) / \Sigma V_i = 3.13 / 2.50 = 1.250 \text{ m}$$

4) 水位以上の土砂体積

水位以上の土砂体積は、全体の体積から水位下の体積を差し引いて求める。

$$V_3 = V_1 - V_2$$

$$x_3 = (V_1 \cdot x_1 - V_2 \cdot x_2) / V_3$$

ここに、

V_1, V_2, V_3 : 全体、水位以下及び水位以上の土砂体積 (m^3)

x_1, x_2, x_3 : 全体、水位以下及び水位以上の重心位置 (m)

水位以上の土砂体積

	体積 $V(\text{m}^3)$	重心位置 $x(\text{m})$
全 体	4.750	1.250
水位以下	2.500	1.250
水位以上	2.250	1.250

5) 自重の集計

	体積×単重 = 重量		作用位置 x(m)	モーメント W・x(kN・m)
	V(m³)	γ (kN/m³) W(kN)		
躯体		24.50	1.250	30.63
背面土砂 水位以上	2.250 ×	18.60 = 41.85	1.250	52.31
背面土砂 水位以下	2.500 ×	19.60 = 49.00	1.250	61.25
合 計		115.35		144.19

作用位置

$$x = \sum (W_i \cdot x_i) / \sum W_i = 144.19 / 115.35 = 1.250 \text{ m}$$

b. 揚圧力

前面水位 $H_2 = 0.400 \text{ m}$

背面水位 $H_1 = 1.400 \text{ m}$

つま先での揚圧力度 $p_2 = \gamma_w \cdot H_2 = 9.80 \times 0.400 = 3.92 \text{ kN/m}^2$

かかとでの揚圧力度 $p_1 = \gamma_w \cdot H_1 = 9.80 \times 1.400 = 13.72 \text{ kN/m}^2$

底版幅 $B = 3.000 \text{ m}$

設計断面位置より前方の揚圧力度の作用幅

$$L = 2.500 \text{ m}$$

$$p_3 = p_1 - \frac{p_1 - p_2}{B} \cdot L = 5.55 \text{ kN/m}^2$$

揚圧力

$$U = 1/2 \cdot (p_1 + p_3) \cdot L = 1/2 \times (13.72 + 5.55) \times 2.500 = 24.09 \text{ kN}$$

揚圧力の作用位置

$$x = \frac{p_3 + 2 \cdot p_1}{p_3 + p_1} \cdot \frac{L}{3} = \frac{5.55 + 2 \times 13.72}{5.55 + 13.72} \times \frac{2.500}{3} = 1.427 \text{ m}$$

c.土圧

土圧は物部・岡部の式により求める。

仮想背面の位置	$x_p = 3.000 \text{ m}$
(つま先からの距離)	$y_p = 0.000 \text{ m}$
仮想背面の高さ	$H = 2.300 \text{ m}$
仮想背面が鉛直面となす角度	$\alpha = 0.0^\circ$
背面土砂の単位体積重量	$\gamma_s = 18.60 \text{ kN/m}^3$
背面土砂の内部摩擦角	$\varphi = 30.0^\circ$
地表面が水平面となす角度	$\beta = 0.0^\circ$
壁面摩擦角	$\delta = 15.0^\circ$
水位以上の地震時合成角	$\theta = \tan^{-1} \cdot K_h = 11.310^\circ$

$$K = \frac{\cos^2(\varphi - \theta - \alpha)}{\cos \theta \cos^2 \alpha \cos(\alpha + \theta + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos(\alpha + \theta + \delta) \cos(\alpha - \beta)}} \right]^2}$$

$$= 0.452$$

ただし、 $(\varphi - \beta - \theta) < 0$ の時は $\sin(\varphi - \beta - \theta) = 0$ とする

水位以下の地震時合成角 $\theta' = \tan^{-1} \cdot K_h' = 15.642^\circ$

$$K' = \frac{\cos^2(\varphi - \theta' - \alpha)}{\cos \theta' \cos^2 \alpha \cos(\alpha + \theta' + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta - \theta')}{\cos(\alpha + \theta' + \delta) \cos(\alpha - \beta)}} \right]^2}$$

$$= 0.538$$

ただし、 $(\varphi - \beta - \theta') < 0$ の時は $\sin(\varphi - \beta - \theta') = 0$ とする

水位以上の作用高さ $H_a = 0.900 \text{ m}$

水位以下の作用高さ $H_b = 1.400 \text{ m}$

土圧作用面上端土圧

$$p_1 = q \cdot K = 3.43 \times 0.452 = 1.55 \text{ kN/m}^2$$

水位上面での土圧

$$p_2 = K \cdot \gamma_s \cdot H_a + p_1 = 0.452 \times 18.60 \times 0.900 + 1.55 = 9.12 \text{ kN/m}^2$$

水位下面での土圧

$$p_3 = K' \cdot (q + \gamma_s \cdot H_a) = 0.538 \times (3.43 + 18.60 \times 0.900) = 10.85 \text{ kN/m}^2$$

土圧作用面下端土圧

$$p_4 = K' \cdot (\gamma_t - \gamma_w) \cdot H_b + p_3$$

$$= 0.538 \times (19.60 - 9.80) \times 1.400 + 10.85 = 18.23 \text{ kN/m}^2$$

水位以上の土圧力

$$P_1 = 1 / 2 \cdot (p_1 + p_2) \cdot H_a = 1 / 2 \times (1.55 + 9.12) \times 0.900 = 4.80 \text{ kN}$$

水位以下の土圧力

$$P_2 = 1 / 2 \cdot (p_3 + p_4) \cdot H_b = 1 / 2 \times (10.85 + 18.23) \times 1.400 = 20.36 \text{ kN}$$

土圧力

$$P = P_1 + P_2 = 4.80 + 20.36 = 25.16 \text{ kN}$$

このときの土圧分の水平成分、鉛直成分、作用位置は次のようになる。

水平成分

$$P_h = P \cdot \cos(\alpha + \delta) = 25.16 \times \cos(0.0 + 15.0) = 24.30 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$P_v = P \cdot \sin(\alpha + \delta) = 25.16 \times \sin(0.0 + 15.0) = 6.51 \text{ kN}$$

作用位置

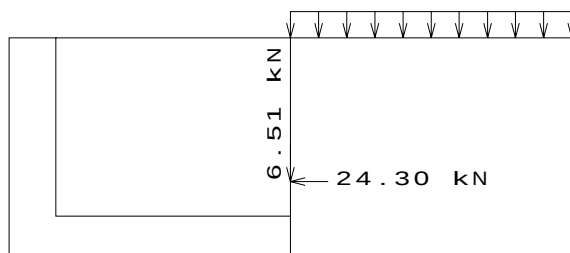
$$M_1 = P_1 \cdot \left(\frac{2 \cdot p_1 + p_2}{p_1 + p_2} \cdot \frac{H_1}{3} + H_2 \right) = 8.37 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_2 = P_2 \cdot \left(\frac{2 \cdot p_3 + p_4}{p_3 + p_4} \cdot \frac{H_2}{3} \right) = 13.05 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$H_0 = \frac{M_1 + M_2}{P_1 + P_2} = \frac{8.37 + 13.05}{4.80 + 20.36} = 0.851 \text{ m}$$

$$x = x_p - H_0 \cdot \tan \alpha = 3.000 - 0.851 \times \tan(0.0^\circ) = 3.000 \text{ m}$$

$$y = y_p + H_0 = 0.000 + 0.851 = 0.851 \text{ m}$$



土圧の鉛直成分は、これと等価の三角形分布荷重とする。

$$p_v = \frac{2 \cdot P_v}{L} = \frac{2 \times 6.51}{2.500} = 5.21 \text{ kN/m}$$

ここに、

p_v : 等価の三角形分布荷重 (kN/m)

P_v : 土圧の鉛直成分 (kN)

L : かかと版の長さ (m)

鉛直力

$$N = 1 / 2 \cdot p_v \cdot L = P_v = 6.51 \text{ kN}$$

作用位置

$$x = 2 / 3 \cdot L = 2 / 3 \times 2.500 = 1.667 \text{ m}$$

d. 地盤反力

地盤反力度の分布形 台形分布

つま先での地盤反力度 $q_1 = 81.67 \text{ kN/m}^2$

かかとでの地盤反力度 $q_2 = 0.71 \text{ kN/m}^2$

地盤反力度の全作用幅 $B = 3.000 \text{ m}$

設計断面位置より前方の地盤反力度の作用幅

$$L = 2.500 \text{ m}$$

設計断面位置での地盤反力度

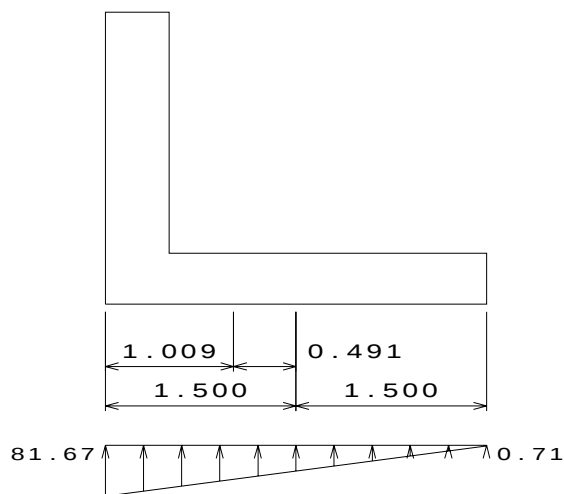
$$q_3 = q_2 + \frac{q_1 - q_2}{B} \cdot L = 68.18 \text{ kN/m}^2$$

地盤反力

$$Q = 1 / 2 \cdot (q_2 + q_3) \cdot L = 1 / 2 \times (0.71 + 68.18) \times 2.500 = 86.11 \text{ kN}$$

作用位置 (設計断面位置より)

$$x = \frac{q_3 + 2 \cdot q_2}{q_3 + q_2} \cdot \frac{L}{3} = \frac{68.18 + 2 \times 0.71}{68.18 + 0.71} \times \frac{2.500}{3} = 0.842 \text{ m}$$



e. 断面力の集計

設計断面位置 かかと版付け根

区分	鉛直力 $V_i \text{ (kN)}$	アーム長 $x_i \text{ (m)}$	モーメント $V_i \cdot x_i \text{ (kN} \cdot \text{m)}$
自重	115.35	1.250	144.19
揚圧力	-24.09	1.427	-34.38
土圧	6.51	1.667	10.85
地表面載荷荷重	0.00	0.000	0.00
地盤反力	-86.11	0.842	-72.50
合 計	11.66		48.16

ただし、 x_i は設計断面中心からの距離 (前面側に向かって +)

y_i は設計断面位置からの高さ

f. 設計断面力

設計断面力は、たて壁基部の曲げモーメントと比較して小さい方を用いる。

かかと版付け根の曲げモーメント $M_3 = \sum (V_i \cdot x_i) = 48.16 \text{ kN} \cdot \text{m}$

(かかと版は上側引張)

たて壁基部の曲げモーメント $M_1 = 19.21 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$M_1 < M_3$ なので

$$M = M_1 = 19.21 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

5-2-2 応力度計算

鉄筋は D16 ctc 250 の配置とする

曲げモーメント	M =	19210000 N・mm
部材幅	b =	1000 mm
部材高	D =	400 mm
かぶり	d' =	150 mm
有効高	d =	250 mm
使用鉄筋量	A _s =	794.4 mm ²

圧縮縁から中立軸までの距離 X = 66 mm

$$\sigma_s = 106.1 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_c = 2.5 \text{ N/mm}^2$$

項目	単位	実応力度		許容応力度	判定
鉄筋引張応力度	N/mm ²	106.1	<	300.0	OK
コンクリート曲げ圧縮応力度	N/mm ²	2.5	<	12.0	OK

5-3 浮力無し（常時）

5-3-1 断面力の算定

a. 躯体自重

1) かかと版自重

躯体自重は、最初のケースと同様なので省略する。

2) 背面土砂全体積

背面土砂全体積は、最初のケースと同様なので省略する。

3) 自重の集計

	体積×単重 = 重量		作用位置 x(m)	モーメント W・x(kN・m)
	V(m³)	γ (kN/m³) W(kN)		
躯体		24.50	1.250	30.63
背面土砂	4.750 ×	18.60 = 88.35	1.250	110.44
合 計		112.85		141.07

作用位置

$$x = \sum (W_i \cdot x_i) / \sum W_i = 141.07 / 112.85 = 1.250 \text{ m}$$

b.土圧

土圧はクーロン式により求める。

仮想背面の位置	$x_p = 3.000 \text{ m}$
(つま先からの距離)	$y_p = 0.000 \text{ m}$
仮想背面の高さ	$H = 2.300 \text{ m}$
仮想背面が鉛直面となす角度	$\alpha = 0.0^\circ$
背面土砂の単位体積重量	$\gamma_s = 18.60 \text{ kN/m}^3$
背面土砂の内部摩擦角	$\varphi = 30.0^\circ$
地表面が水平面となす角度	$\beta = 0.0^\circ$
壁面摩擦角	$\delta = 30.0^\circ$

$$K = \frac{\cos^2(\varphi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cos(\alpha + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\alpha + \delta) \cos(\alpha - \beta)}} \right]^2}$$
$$= 0.297$$

土圧作用面上端土圧

$$p_1 = q \cdot K = 3.43 \times 0.297 = 1.02 \text{ kN/m}^2$$

土圧作用面下端土圧

$$p_2 = K \cdot \gamma_s \cdot H + p_1 = 0.297 \times 18.60 \times 2.300 + 1.02 = 13.73 \text{ kN/m}^2$$

土圧力

$$P = 1 / 2 \cdot (p_1 + p_2) \cdot H = 1 / 2 \times (1.02 + 13.73) \times 2.300 = 16.96 \text{ kN}$$

このときの土圧分の水平成分、鉛直成分、作用位置は次のようになる。

水平成分

$$P_h = P \cdot \cos(\alpha + \delta) = 16.96 \times \cos(0.0 + 30.0) = 14.69 \text{ kN}$$

鉛直成分

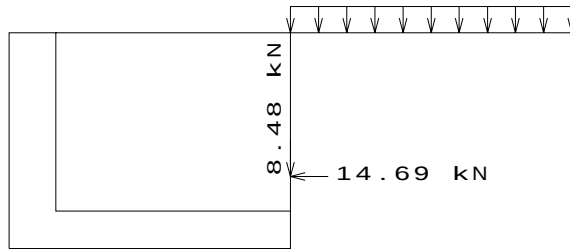
$$P_v = P \cdot \sin(\alpha + \delta) = 16.96 \times \sin(0.0 + 30.0) = 8.48 \text{ kN}$$

作用位置

$$H_0 = \frac{2 \cdot p_1 + p_2}{p_1 + p_2} \cdot \frac{H}{3} = \frac{2 \times 1.02 + 13.73}{1.02 + 13.73} \times \frac{2.300}{3} = 0.820 \text{ m}$$

$$x = x_p - H_0 \cdot \tan \alpha = 3.000 - 0.820 \times \tan(0.0^\circ) = 3.000 \text{ m}$$

$$y = y_p + H_0 = 0.000 + 0.820 = 0.820 \text{ m}$$



土圧の鉛直成分は、これと等価の三角形分布荷重とする。

$$p_v = \frac{2 \cdot P_v}{L} = \frac{2 \times 8.48}{2.500} = 6.78 \text{ kN/m}$$

ここに、

p_v : 等価の三角形分布荷重 (kN/m)

P_v : 土圧の鉛直成分 (kN)

L : かかと版の長さ (m)

鉛直力

$$N = 1 / 2 \cdot p_v \cdot L = P_v = 8.48 \text{ kN}$$

作用位置

$$x = 2 / 3 \cdot L = 2 / 3 \times 2.500 = 1.667 \text{ m}$$

c. 地盤反力

地盤反力度の分布形 台形分布

つま先での地盤反力度 $q_1 = 54.10 \text{ kN/m}^2$

かかとでの地盤反力度 $q_2 = 45.58 \text{ kN/m}^2$

地盤反力度の全作用幅 $B = 3.000 \text{ m}$

設計断面位置より前方の地盤反力度の作用幅

$$L = 2.500 \text{ m}$$

設計断面位置での地盤反力度

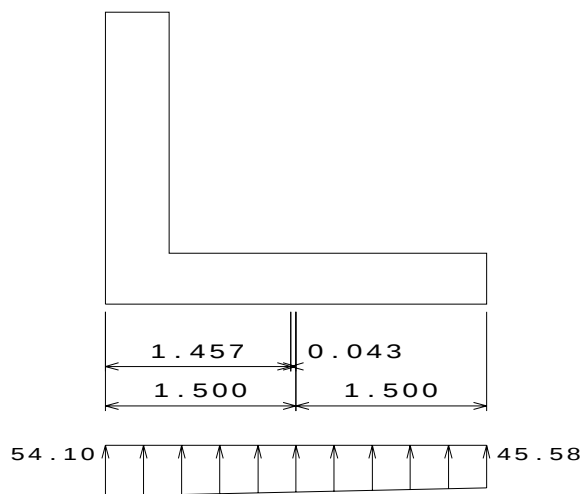
$$q_3 = q_2 + \frac{q_1 - q_2}{B} \cdot L = 52.68 \text{ kN/m}^2$$

地盤反力

$$Q = 1 / 2 \cdot (q_2 + q_3) \cdot L = 1 / 2 \times (45.58 + 52.68) \times 2.500 = 122.83 \text{ kN}$$

作用位置 (設計断面位置より)

$$x = \frac{q_3 + 2 \cdot q_2}{q_3 + q_2} \cdot \frac{L}{3} = \frac{52.68 + 2 \times 45.58}{52.68 + 45.58} \times \frac{2.500}{3} = 1.220 \text{ m}$$



d. 断面力の集計

設計断面位置 かかと版付け根

区分	鉛直力 $V_i \text{ (kN)}$	アーム長 $x_i \text{ (m)}$	モーメント $V_i \cdot x_i \text{ (kN} \cdot \text{m)}$
自重	112.85	1.250	141.06
土圧	8.48	1.667	14.14
地表面載荷荷重	0.00	0.000	0.00
地盤反力	-122.83	1.220	-149.85
合 計	-1.50		5.35

ただし、 x_i は設計断面中心からの距離 (前面側に向かって +)

y_i は設計断面位置からの高さ

e. 設計断面力

設計断面力は、たて壁基部の曲げモーメントと比較して小さい方を用いる。

かかと版付け根の曲げモーメント $M_3 = \sum (V_i \cdot x_i) = 5.35 \text{ kN} \cdot \text{m}$

(かかと版は上側引張)

たて壁基部の曲げモーメント $M_1 = 8.33 \text{ kN} \cdot \text{m}$

M_1 M_3 なので

$$M = M_3 = 5.35 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

5-3-2 応力度計算

鉄筋は D16 ctc 250 の配置とする

曲げモーメント	M =	5350000 N・mm
部材幅	b =	1000 mm
部材高	D =	400 mm
かぶり	d' =	150 mm
有効高	d =	250 mm
使用鉄筋量	A _s =	794.4 mm ²

圧縮縁から中立軸までの距離 X = 66 mm

$$\sigma_s = 29.5 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_c = 0.7 \text{ N/mm}^2$$

項目	単位	実応力度		許容応力度	判定
鉄筋引張応力度	N/mm ²	29.5	<	160.0	OK
コンクリート曲げ圧縮応力度	N/mm ²	0.7	<	8.0	OK

5-4 浮力無し（地震時）

5-4-1 断面力の算定

a. 躯体自重

1) かかと版自重

躯体自重は、最初のケースと同様なので省略する。

2) 背面土砂全体積

背面土砂全体積は、最初のケースと同様なので省略する。

3) 自重の集計

	体積×単重 = 重量		作用位置 x(m)	モーメント W・x(kN・m)
	V(m³)	γ (kN/m³) W(kN)		
躯体		24.50	1.250	30.63
背面土砂	4.750 ×	18.60 = 88.35	1.250	110.44
合 計		112.85		141.07

作用位置

$$x = \sum (W_i \cdot x_i) / \sum W_i = 141.07 / 112.85 = 1.250 \text{ m}$$

b. 土圧

土圧は物部・岡部の式により求める。

仮想背面の位置	$x_p = 3.000 \text{ m}$
(つま先からの距離)	$y_p = 0.000 \text{ m}$
仮想背面の高さ	$H = 2.300 \text{ m}$
仮想背面が鉛直面となす角度	$\alpha = 0.0^\circ$
背面土砂の単位体積重量	$\gamma_s = 18.60 \text{ kN/m}^3$
背面土砂の内部摩擦角	$\varphi = 30.0^\circ$
地表面が水平面となす角度	$\beta = 0.0^\circ$
壁面摩擦角	$\delta = 15.0^\circ$
水位以上の地震時合成角	$\theta = \tan^{-1} \cdot K_h = 11.310^\circ$

$$K = \frac{\cos^2(\varphi - \theta - \alpha)}{\cos \theta \cos^2 \alpha \cos(\alpha + \theta + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos(\alpha + \theta + \delta) \cos(\alpha - \beta)}} \right]^2}$$
$$= 0.452$$

ただし、 $(\varphi - \beta - \theta) < 0$ の時は $\sin(\varphi - \beta - \theta) = 0$ とする

土圧作用面上端土圧

$$p_1 = q \cdot K = 3.43 \times 0.452 = 1.55 \text{ kN/m}^2$$

土圧作用面下端土圧

$$p_2 = K \cdot \gamma_s \cdot H + p_1 = 0.452 \times 18.60 \times 2.300 + 1.55 = 20.89 \text{ kN/m}^2$$

土圧力

$$P = 1 / 2 \cdot (p_1 + p_2) \cdot H = 1 / 2 \times (1.55 + 20.89) \times 2.300 = 25.81 \text{ kN}$$

このときの土圧分の水平成分、鉛直成分、作用位置は次のようになる。

水平成分

$$P_h = P \cdot \cos(\alpha + \delta) = 25.81 \times \cos(0.0 + 15.0) = 24.93 \text{ kN}$$

鉛直成分

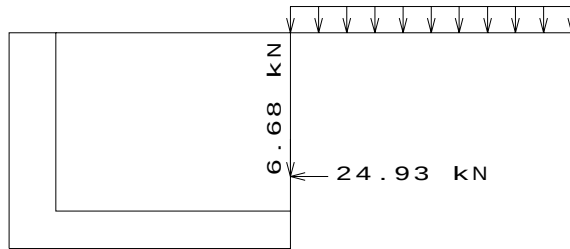
$$P_v = P \cdot \sin(\alpha + \delta) = 25.81 \times \sin(0.0 + 15.0) = 6.68 \text{ kN}$$

作用位置

$$H_0 = \frac{2 \cdot p_1 + p_2}{p_1 + p_2} \cdot \frac{H}{3} = \frac{2 \times 1.55 + 20.89}{1.55 + 20.89} \times \frac{2.300}{3} = 0.819 \text{ m}$$

$$x = x_p - H_0 \cdot \tan \alpha = 3.000 - 0.819 \times \tan(0.0^\circ) = 3.000 \text{ m}$$

$$y = y_p + H_0 = 0.000 + 0.819 = 0.819 \text{ m}$$



土圧の鉛直成分は、これと等価の三角形分布荷重とする。

$$p_v = \frac{2 \cdot P_v}{L} = \frac{2 \times 6.68}{2.500} = 5.34 \text{ kN/m}$$

ここに、

p_v : 等価の三角形分布荷重 (kN/m)

P_v : 土圧の鉛直成分 (kN)

L : かかと版の長さ (m)

鉛直力

$$N = 1 / 2 \cdot p_v \cdot L = P_v = 6.68 \text{ kN}$$

作用位置

$$x = 2 / 3 \cdot L = 2 / 3 \times 2.500 = 1.667 \text{ m}$$

c. 地盤反力

地盤反力度の分布形 台形分布

つま先での地盤反力度 $q_1 = 81.75 \text{ kN/m}^2$

かかとでの地盤反力度 $q_2 = 16.72 \text{ kN/m}^2$

地盤反力度の全作用幅 $B = 3.000 \text{ m}$

設計断面位置より前方の地盤反力度の作用幅

$$L = 2.500 \text{ m}$$

設計断面位置での地盤反力度

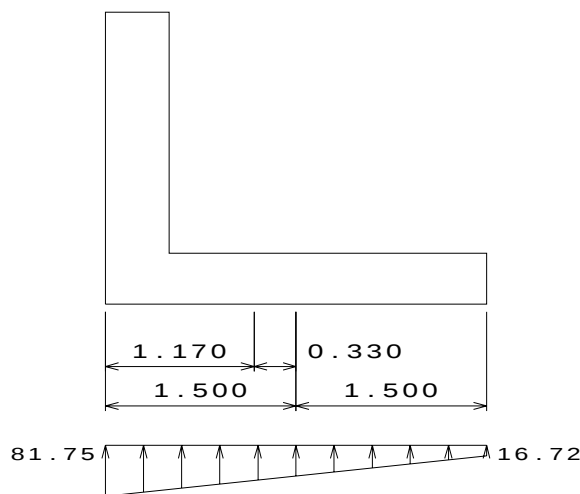
$$q_3 = q_2 + \frac{q_1 - q_2}{B} \cdot L = 70.91 \text{ kN/m}^2$$

地盤反力

$$Q = 1 / 2 \cdot (q_2 + q_3) \cdot L = 1 / 2 \times (16.72 + 70.91) \times 2.500 = 109.54 \text{ kN}$$

作用位置 (設計断面位置より)

$$x = \frac{q_3 + 2 \cdot q_2}{q_3 + q_2} \cdot \frac{L}{3} = \frac{70.91 + 2 \times 16.72}{70.91 + 16.72} \times \frac{2.500}{3} = 0.992 \text{ m}$$



d. 断面力の集計

設計断面位置 かかと版付け根

区分	鉛直力 $V_i \text{ (kN)}$	アーム長 $x_i \text{ (m)}$	モーメント $V_i \cdot x_i \text{ (kN} \cdot \text{m)}$
自重	112.85	1.250	141.06
土圧	6.68	1.667	11.14
地表面載荷荷重	0.00	0.000	0.00
地盤反力	-109.54	0.992	-108.66
合 計	9.99		43.54

ただし、 x_i は設計断面中心からの距離 (前面側に向かって +)

y_i は設計断面位置からの高さ

e. 設計断面力

設計断面力は、たて壁基部の曲げモーメントと比較して小さい方を用いる。

かかと版付け根の曲げモーメント $M_3 = \sum (V_i \cdot x_i) = 43.54 \text{ kN} \cdot \text{m}$

(かかと版は上側引張)

たて壁基部の曲げモーメント $M_1 = 17.42 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$M_1 < M_3$ なので

$$M = M_1 = 17.42 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

5-4-2 応力度計算

鉄筋は D16 ctc 250 の配置とする

曲げモーメント	M =	17420000 N・mm
部材幅	b =	1000 mm
部材高	D =	400 mm
かぶり	d' =	150 mm
有効高	d =	250 mm
使用鉄筋量	A _s =	794.4 mm ²

圧縮縁から中立軸までの距離 X = 66 mm

$$\sigma_s = 96.2 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_c = 2.3 \text{ N/mm}^2$$

項目	単位	実応力度		許容応力度	判定
鉄筋引張応力度	N/mm ²	96.2	<	300.0	OK
コンクリート曲げ圧縮応力度	N/mm ²	2.3	<	12.0	OK

6 かかと版の設計（せん断力に対する検討）

設計断面位置： かかと版付け根から 0.200 m

なお、断面設計はかかと版の奥行き 1m 当たりで行う。

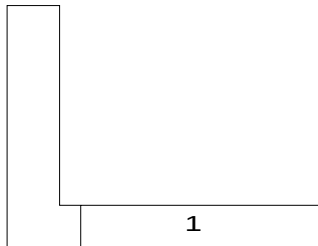
6-1 浮力有り（常時）

6-1-1 断面力の算定

かかと版または背面土砂を分割し、各要素の重量及び基部前面からの距離(x_i)を求めて、自重及び重心位置を算出する。

a. 躯体自重

1) かかと版自重



躯体の重量と重心位置

躯体の単位重量 $\gamma = 24.50 \text{ kN/m}^3$ 重量 $W_i = \gamma \cdot V_i$

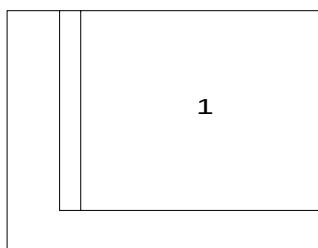
要素	要素の体積 $V_i (\text{m}^3)$	重量 $W_i (\text{kN})$	アーム長 $x_i (\text{m})$	モーメント $W_i \cdot x_i (\text{kN} \cdot \text{m})$
1	$2.300 \times 0.400 = 0.920$	22.54	1.150	25.92
Σ	0.920	22.54		25.92

重心位置

$$x = \Sigma (W_i \cdot x_i) / \Sigma W_i = 25.92 / 22.54 = 1.150 \text{ m}$$

2) 背面土砂全体積

背面水位 2.000 m



背面土砂の体積と重心位置

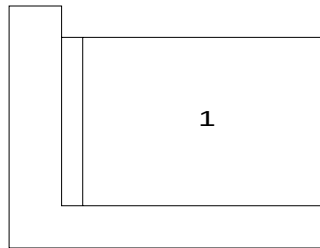
要素	要素の体積 $V_i (\text{m}^3)$	アーム長 $x_i (\text{m})$	モーメント $V_i \cdot x_i (\text{kN} \cdot \text{m})$
1	$2.300 \times 1.900 = 4.370$	1.150	5.03
Σ	4.370		5.03

重心位置

$$x = \Sigma (V_i \cdot x_i) / \Sigma V_i = 5.03 / 4.37 = 1.150 \text{ m}$$

3) 水位以下の背面土砂体積

背面水位 2.000 m



水位以下の背面土砂の体積と重心位置

要素	要素の体積 $V_i (\text{m}^3)$	アーム長 $x_i (\text{m})$	モーメント $V_i \cdot x_i (\text{kN} \cdot \text{m})$
1	$2.300 \times 1.600 = 3.680$	1.150	4.23
Σ	3.680		4.23

重心位置

$$x = \Sigma (V_i \cdot x_i) / \Sigma V_i = 4.23 / 3.68 = 1.150 \text{ m}$$

4) 水位以上の土砂体積

水位以上の土砂体積は、全体の体積から水位下の体積を差し引いて求める。

$$V_3 = V_1 - V_2$$

$$x_3 = (V_1 \cdot x_1 - V_2 \cdot x_2) / V_3$$

ここに、

V_1, V_2, V_3 : 全体、水位以下及び水位以上の土砂体積 (m^3)

x_1, x_2, x_3 : 全体、水位以下及び水位以上の重心位置 (m)

水位以上の土砂体積

	体積 $V(\text{m}^3)$	重心位置 $x(\text{m})$
全 体	4.370	1.150
水位以下	3.680	1.150
水位以上	0.690	1.150

5) 自重の集計

	体積×単重 = 重量		作用位置 x(m)	モーメント W・x(kN・m)
	V(m³)	γ (kN/m³) W(kN)		
躯体		22.54	1.150	25.92
背面土砂 水位以上	0.750 ×	18.60 = 12.83	1.150	14.75
背面土砂 水位以下	4.000 ×	19.60 = 72.13	1.150	82.95
合 計		107.50		123.62

作用位置

$$x = \sum (W_i \cdot x_i) / \sum W_i = 123.62 / 107.50 = 1.150 \text{ m}$$

b. 揚圧力

前面水位 $H_2 = 0.400 \text{ m}$

背面水位 $H_1 = 2.000 \text{ m}$

つま先での揚圧力度 $p_2 = \gamma_w \cdot H_2 = 9.80 \times 0.400 = 3.92 \text{ kN/m}^2$

かかとでの揚圧力度 $p_1 = \gamma_w \cdot H_1 = 9.80 \times 2.000 = 19.60 \text{ kN/m}^2$

底版幅 $B = 3.000 \text{ m}$

設計断面位置より前方の揚圧力度の作用幅

$$L = 2.300 \text{ m}$$

$$p_3 = p_1 - \frac{p_1 - p_2}{B} \cdot L = 7.58 \text{ kN/m}^2$$

揚圧力

$$U = 1/2 \cdot (p_1 + p_3) \cdot L = 1/2 \times (19.60 + 7.58) \times 2.300 = 31.26 \text{ kN}$$

揚圧力の作用位置

$$x = \frac{p_3 + 2 \cdot p_1}{p_3 + p_1} \cdot \frac{L}{3} = \frac{7.58 + 2 \times 19.60}{7.58 + 19.60} \times \frac{2.300}{3} = 1.320 \text{ m}$$

c.土圧

土圧はクーロン式により求める。

仮想背面の位置	$x_p = 3.000 \text{ m}$
(つま先からの距離)	$y_p = 0.000 \text{ m}$
仮想背面の高さ	$H = 2.300 \text{ m}$
仮想背面が鉛直面となす角度	$\alpha = 0.0^\circ$
背面土砂の単位体積重量	$\gamma_s = 18.60 \text{ kN/m}^3$
背面土砂の内部摩擦角	$\varphi = 30.0^\circ$
地表面が水平面となす角度	$\beta = 0.0^\circ$
壁面摩擦角	$\delta = 30.0^\circ$

$$K = \frac{\cos^2(\varphi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cos(\alpha + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\alpha + \delta) \cos(\alpha - \beta)}} \right]^2}$$

$$= 0.297$$

水位以上の作用高さ	$H_a = 0.300 \text{ m}$
水位以下の作用高さ	$H_b = 2.000 \text{ m}$

土圧作用面上端土圧

$$p_1 = q \cdot K = 3.43 \times 0.297 = 1.02 \text{ kN/m}^2$$

水位面での土圧

$$p_2 = K \cdot \gamma_s \cdot H_a + p_1 = 0.297 \times 18.60 \times 0.300 + 1.02 = 2.68 \text{ kN/m}^2$$

土圧作用面下端土圧

$$p_3 = K \cdot (\gamma_t - \gamma_w) \cdot H_b + p_2$$

$$= 0.297 \times (19.60 - 9.80) \times 2.000 + 2.68 = 8.50 \text{ kN/m}^2$$

水位以上の土圧力

$$P_1 = 1 / 2 \cdot (p_1 + p_2) \cdot H_a = 1 / 2 \times (1.02 + 2.68) \times 0.300 = 0.56 \text{ kN}$$

水位以下の土圧力

$$P_2 = 1 / 2 \cdot (p_2 + p_3) \cdot H_b = 1 / 2 \times (2.68 + 8.50) \times 2.000 = 11.18 \text{ kN}$$

土圧力

$$P = P_1 + P_2 = 0.56 + 11.18 = 11.74 \text{ kN}$$

このときの土圧分の水平成分、鉛直成分、作用位置は次のようになる。

水平成分

$$P_h = P \cdot \cos(\alpha + \delta) = 11.74 \times \cos(0.0 + 30.0) = 10.17 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$P_v = P \cdot \sin(\alpha + \delta) = 11.74 \times \sin(0.0 + 30.0) = 5.87 \text{ kN}$$

作用位置

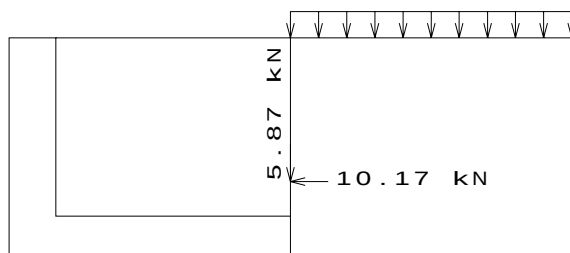
$$M_1 = P_1 \cdot \left(\frac{2 \cdot p_1 + p_2}{p_1 + p_2} \cdot \frac{H_1}{3} + H_2 \right) = 1.19 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_2 = P_2 \cdot \left(\frac{2 \cdot p_2 + p_3}{p_2 + p_3} \cdot \frac{H_2}{3} \right) = 9.24 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$H_0 = \frac{M_1 + M_2}{P_1 + P_2} = \frac{1.19 + 9.24}{0.56 + 11.18} = 0.888 \text{ m}$$

$$x = x_p - H_0 \cdot \tan \alpha = 3.000 - 0.888 \times \tan(0.0^\circ) = 3.000 \text{ m}$$

$$y = y_p + H_0 = 0.000 + 0.888 = 0.888 \text{ m}$$



土圧の鉛直成分は、これと等価の三角形分布荷重とする。

$$p_v = \frac{2 \cdot P_v}{L} = \frac{2 \times 5.87}{2.300} = 5.10 \text{ kN/m}$$

ここに、

p_v : 等価の三角形分布荷重 (kN/m)

P_v : 土圧の鉛直成分 (kN)

L : かかと版の長さ (m)

鉛直力

$$N = 1 / 2 \cdot p_v \cdot L = P_v = 5.87 \text{ kN}$$

作用位置

$$x = 2 / 3 \cdot L = 2 / 3 \times 2.300 = 1.533 \text{ m}$$

d. 地盤反力

地盤反力度の分布形 台形分布

つま先での地盤反力度 $q_1 = 59.13 \text{ kN/m}^2$

かかとでの地盤反力度 $q_2 = 17.95 \text{ kN/m}^2$

地盤反力度の全作用幅 $B = 3.000 \text{ m}$

設計断面位置より前方の地盤反力度の作用幅

$$L = 2.300 \text{ m}$$

設計断面位置での地盤反力度

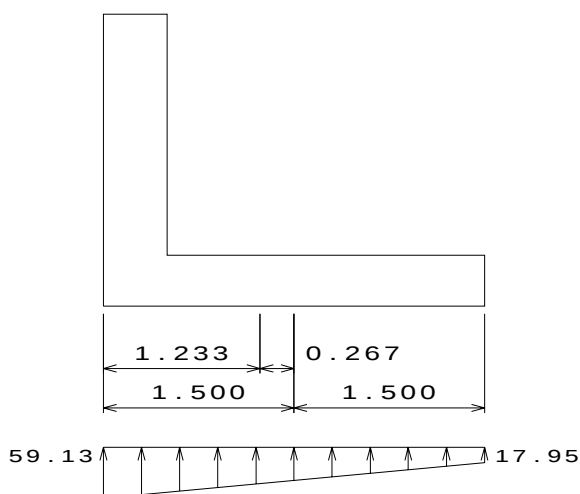
$$q_3 = q_2 + \frac{q_1 - q_2}{B} \cdot L = 49.52 \text{ kN/m}^2$$

地盤反力

$$Q = 1 / 2 \cdot (q_2 + q_3) \cdot L = 1 / 2 \times (17.95 + 49.52) \times 2.300 = 77.59 \text{ kN}$$

作用位置 (設計断面位置より)

$$x = \frac{q_3 + 2 \cdot q_2}{q_3 + q_2} \cdot \frac{L}{3} = \frac{49.52 + 2 \times 17.95}{49.52 + 17.95} \times \frac{2.300}{3} = 0.971 \text{ m}$$



e. 断面力の集計

設計断面位置 セン断照査位置

区分	鉛直力 $V_i \text{ (kN)}$	アーム長 $x_i \text{ (m)}$	モーメント $V_i \cdot x_i \text{ (kN} \cdot \text{m)}$
自重	107.50	1.150	123.63
揚圧力	-31.26	1.320	-41.26
土圧	5.87	1.533	9.00
地表面載荷荷重	0.00	0.000	0.00
地盤反力	-77.59	0.971	-75.34
合 計	4.52		16.03

ただし、 x_i は設計断面中心からの距離 (前面側に向かって +)

y_i は設計断面位置からの高さ

f. 設計断面力

$$\text{せん断力 } S = \sum (V_i) = 4.52 \text{ kN}$$

(かかと版は上側引張)

6-1-2 応力度計算

a. せん断応力度に対する検討

設計位置	かかと版付け根から	=	0.200 m
断面の幅	B	=	1000 mm
断面の高さ	H	=	400 mm
せん断力	S	=	4520 N
曲げモーメント	M	=	16030000 N・mm

b. 平均せん断応力度

$$\tau_m = \frac{S_h}{b \cdot d} = \frac{4520}{1000 \times 250} = 0.02 \text{ N/mm}^2$$

ここに、

b: 断面の幅 (= 1000 mm)

d: 断面の有効高 (= 250 mm)

S_h: 断面の有効高の変化の影響を考慮したせん断力 (N)

$$S_h = S - M / d \cdot \tan \theta$$

S: 断面に作用するせん断力 (N)

M: 断面に作用する曲げモーメント (N・mm)

θ: 底版上面と水平面のなす角度 (°)

c. 許容せん断応力度の割増し係数

$$\alpha = 2.0 \quad (a / d_o < 1.0)$$

$$\alpha = 3 - a / d_o \quad (1.0 \leq a / d_o < 2.0)$$

$$\alpha = 1.0 \quad (2.0 \leq a / d_o)$$

ここに、

a: かかと版の長さから、つま先版前面の高さの1/2を差し引いた値
(= 2500 - 400 / 2 = 2300 mm)

d_o: かかと版付け根の有効高 (= 250 mm)

従って、

$$a / d_o = 2300 / 250 = 9.20$$

$$\alpha = 1.000$$

d. せん断応力度の判定

$$\tau_m = 0.02 \text{ N/mm}^2 < \alpha \cdot \tau_a = 0.39 \text{ N/mm}^2 \quad \text{OK}$$

6-2 浮力有り（地震時）

6-2-1 断面力の算定

a. 躯体自重

1) かかと版自重

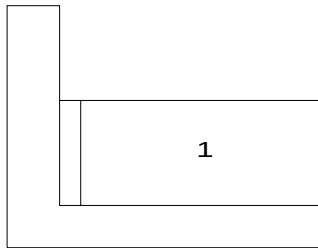
躯体自重は、最初のケースと同様なので省略する。

2) 背面土砂全体積

背面土砂全体積は、最初のケースと同様なので省略する。

3) 水位以下の背面土砂体積

背面水位 1.400 m



水位以下の背面土砂の体積と重心位置

要素	要素の体積 $V_i \text{ (m}^3\text{)}$	アーム長 $x_i \text{ (m)}$	モーメント $V_i \cdot x_i \text{ (kN} \cdot \text{m)}$
1	$2.300 \times 1.000 = 2.300$	1.150	2.65
Σ	2.300		2.65

重心位置

$$x = \Sigma (V_i \cdot x_i) / \Sigma V_i = 2.65 / 2.30 = 1.150 \text{ m}$$

4) 水位以上の土砂体積

水位以上の土砂体積は、全体の体積から水位下の体積を差し引いて求める。

$$V_3 = V_1 - V_2$$

$$x_3 = (V_1 \cdot x_1 - V_2 \cdot x_2) / V_3$$

ここに、

V_1, V_2, V_3 : 全体、水位以下及び水位以上の土砂体積 (m^3)

x_1, x_2, x_3 : 全体、水位以下及び水位以上の重心位置 (m)

水位以上の土砂体積

	体積 $V(\text{m}^3)$	重心位置 $x(\text{m})$
全 体	4.370	1.150
水位以下	2.300	1.150
水位以上	2.070	1.150

5) 自重の集計

	体積×単重 = 重量		作用位置 x(m)	モーメント W・x(kN・m)
	V(m³)	γ (kN/m³) W(kN)		
躯体		22.54	1.150	25.92
背面土砂 水位以上	2.250 ×	18.60 = 38.50	1.150	44.28
背面土砂 水位以下	2.500 ×	19.60 = 45.08	1.150	51.84
合 計		106.12		122.04

作用位置

$$x = \sum (W_i \cdot x_i) / \sum W_i = 122.04 / 106.12 = 1.150 \text{ m}$$

b. 揚圧力

前面水位 $H_2 = 0.400 \text{ m}$

背面水位 $H_1 = 1.400 \text{ m}$

つま先での揚圧力度 $p_2 = \gamma_w \cdot H_2 = 9.80 \times 0.400 = 3.92 \text{ kN/m}^2$

かかとでの揚圧力度 $p_1 = \gamma_w \cdot H_1 = 9.80 \times 1.400 = 13.72 \text{ kN/m}^2$

底版幅 $B = 3.000 \text{ m}$

設計断面位置より前方の揚圧力度の作用幅

$$L = 2.300 \text{ m}$$

$$p_3 = p_1 - \frac{p_1 - p_2}{B} \cdot L = 6.21 \text{ kN/m}^2$$

揚圧力

$$U = 1/2 \cdot (p_1 + p_3) \cdot L = 1/2 \times (13.72 + 6.21) \times 2.300 = 22.92 \text{ kN}$$

揚圧力の作用位置

$$x = \frac{p_3 + 2 \cdot p_1}{p_3 + p_1} \cdot \frac{L}{3} = \frac{6.21 + 2 \times 13.72}{6.21 + 13.72} \times \frac{2.300}{3} = 1.294 \text{ m}$$

c.土圧

土圧は物部・岡部の式により求める。

仮想背面の位置	$x_p = 3.000 \text{ m}$
(つま先からの距離)	$y_p = 0.000 \text{ m}$
仮想背面の高さ	$H = 2.300 \text{ m}$
仮想背面が鉛直面となす角度	$\alpha = 0.0^\circ$
背面土砂の単位体積重量	$\gamma_s = 18.60 \text{ kN/m}^3$
背面土砂の内部摩擦角	$\varphi = 30.0^\circ$
地表面が水平面となす角度	$\beta = 0.0^\circ$
壁面摩擦角	$\delta = 15.0^\circ$
水位以上の地震時合成角	$\theta = \tan^{-1} \cdot K_h = 11.310^\circ$

$$K = \frac{\cos^2(\varphi - \theta - \alpha)}{\cos \theta \cos^2 \alpha \cos(\alpha + \theta + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos(\alpha + \theta + \delta) \cos(\alpha - \beta)}} \right]^2}$$

$$= 0.452$$

ただし、 $(\varphi - \beta - \theta) < 0$ の時は $\sin(\varphi - \beta - \theta) = 0$ とする

水位以下の地震時合成角 $\theta' = \tan^{-1} \cdot K_h' = 15.642^\circ$

$$K' = \frac{\cos^2(\varphi - \theta' - \alpha)}{\cos \theta' \cos^2 \alpha \cos(\alpha + \theta' + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta - \theta')}{\cos(\alpha + \theta' + \delta) \cos(\alpha - \beta)}} \right]^2}$$

$$= 0.538$$

ただし、 $(\varphi - \beta - \theta') < 0$ の時は $\sin(\varphi - \beta - \theta') = 0$ とする

水位以上の作用高さ $H_a = 0.900 \text{ m}$

水位以下の作用高さ $H_b = 1.400 \text{ m}$

土圧作用面上端土圧

$$p_1 = q \cdot K = 3.43 \times 0.452 = 1.55 \text{ kN/m}^2$$

水位上面での土圧

$$p_2 = K \cdot \gamma_s \cdot H_a + p_1 = 0.452 \times 18.60 \times 0.900 + 1.55 = 9.12 \text{ kN/m}^2$$

水位下面での土圧

$$p_3 = K' \cdot (q + \gamma_s \cdot H_a) = 0.538 \times (3.43 + 18.60 \times 0.900) = 10.85 \text{ kN/m}^2$$

土圧作用面下端土圧

$$p_4 = K' \cdot (\gamma_t - \gamma_w) \cdot H_b + p_3$$

$$= 0.538 \times (19.60 - 9.80) \times 1.400 + 10.85 = 18.23 \text{ kN/m}^2$$

水位以上の土圧力

$$P_1 = 1 / 2 \cdot (p_1 + p_2) \cdot H_a = 1 / 2 \times (1.55 + 9.12) \times 0.900 = 4.80 \text{ kN}$$

水位以下の土圧力

$$P_2 = 1 / 2 \cdot (p_3 + p_4) \cdot H_b = 1 / 2 \times (10.85 + 18.23) \times 1.400 = 20.36 \text{ kN}$$

土圧力

$$P = P_1 + P_2 = 4.80 + 20.36 = 25.16 \text{ kN}$$

このときの土圧分の水平成分、鉛直成分、作用位置は次のようになる。

水平成分

$$P_h = P \cdot \cos(\alpha + \delta) = 25.16 \times \cos(0.0 + 15.0) = 24.30 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$P_v = P \cdot \sin(\alpha + \delta) = 25.16 \times \sin(0.0 + 15.0) = 6.51 \text{ kN}$$

作用位置

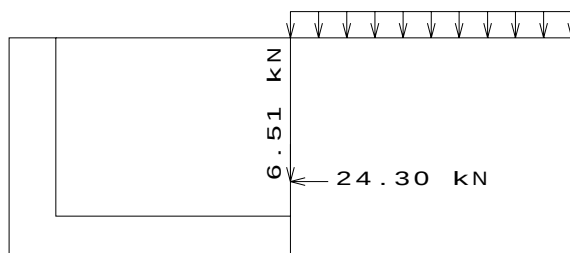
$$M_1 = P_1 \cdot \left(\frac{2 \cdot p_1 + p_2}{p_1 + p_2} \cdot \frac{H_1}{3} + H_2 \right) = 8.37 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_2 = P_2 \cdot \left(\frac{2 \cdot p_3 + p_4}{p_3 + p_4} \cdot \frac{H_2}{3} \right) = 13.05 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$H_0 = \frac{M_1 + M_2}{P_1 + P_2} = \frac{8.37 + 13.05}{4.80 + 20.36} = 0.851 \text{ m}$$

$$x = x_p - H_0 \cdot \tan \alpha = 3.000 - 0.851 \times \tan(0.0^\circ) = 3.000 \text{ m}$$

$$y = y_p + H_0 = 0.000 + 0.851 = 0.851 \text{ m}$$



土圧の鉛直成分は、これと等価の三角形分布荷重とする。

$$p_v = \frac{2 \cdot P_v}{L} = \frac{2 \times 6.51}{2.300} = 5.66 \text{ kN/m}$$

ここに、

p_v : 等価の三角形分布荷重 (kN/m)

P_v : 土圧の鉛直成分 (kN)

L : かかと版の長さ (m)

鉛直力

$$N = 1 / 2 \cdot p_v \cdot L = P_v = 6.51 \text{ kN}$$

作用位置

$$x = 2 / 3 \cdot L = 2 / 3 \times 2.300 = 1.533 \text{ m}$$

d.地盤反力

地盤反力度の分布形 台形分布

つま先での地盤反力度 $q_1 = 81.67 \text{ kN/m}^2$

かかとでの地盤反力度 $q_2 = 0.71 \text{ kN/m}^2$

地盤反力度の全作用幅 $B = 3.000 \text{ m}$

設計断面位置より前方の地盤反力度の作用幅

$$L = 2.300 \text{ m}$$

設計断面位置での地盤反力度

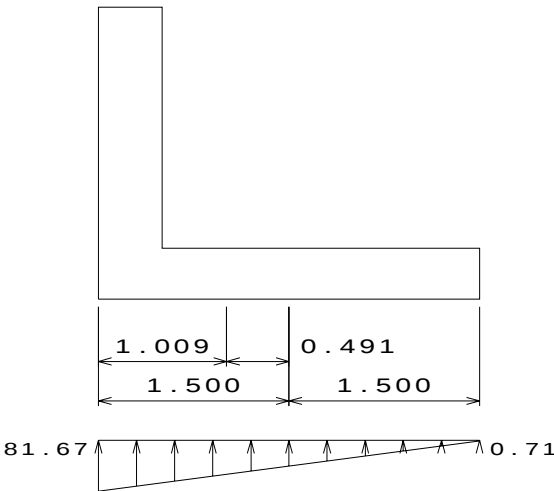
$$q_3 = q_2 + \frac{q_1 - q_2}{B} \cdot L = 62.78 \text{ kN/m}^2$$

地盤反力

$$Q = 1 / 2 \cdot (q_2 + q_3) \cdot L = 1 / 2 \times (0.71 + 62.78) \times 2.300 = 73.01 \text{ kN}$$

作用位置 (設計断面位置より)

$$x = \frac{q_3 + 2 \cdot q_2}{q_3 + q_2} \cdot \frac{L}{3} = \frac{62.78 + 2 \times 0.71}{62.78 + 0.71} \times \frac{2.300}{3} = 0.775 \text{ m}$$



e.断面力の集計

設計断面位置 セン断照査位置

区分	鉛直力 $V_i \text{ (kN)}$	アーム長 $x_i \text{ (m)}$	モーメント $V_i \cdot x_i \text{ (kN} \cdot \text{m)}$
自重	106.12	1.150	122.04
揚圧力	-22.92	1.294	-29.66
土圧	6.51	1.533	9.98
地表面載荷荷重	0.00	0.000	0.00
地盤反力	-73.01	0.775	-56.58
合 計	16.70		45.78

ただし、 x_i は設計断面中心からの距離 (前面側に向かって +)
 y_i は設計断面位置からの高さ

f.設計断面力

せん断力 $S = \sum (V_i) = 16.70 \text{ kN}$
(かかと版は上側引張)

6-2-2 応力度計算

a. せん断応力度に対する検討

設計位置	かかと版付け根から	=	0.200 m
断面の幅	B	=	1000 mm
断面の高さ	H	=	400 mm
せん断力	S	=	16700 N
曲げモーメント	M	=	45780000 N・mm

b. 平均せん断応力度

$$\tau_m = \frac{S_h}{b \cdot d} = \frac{16700}{1000 \times 250} = 0.07 \text{ N/mm}^2$$

ここに、

b: 断面の幅 (= 1000 mm)

d: 断面の有効高 (= 250 mm)

S_h: 断面の有効高の変化の影響を考慮したせん断力 (N)

$$S_h = S - M / d \cdot \tan \theta$$

S: 断面に作用するせん断力 (N)

M: 断面に作用する曲げモーメント (N・mm)

θ: 底版上面と水平面のなす角度 (°)

c. 許容せん断応力度の割増し係数

$$\alpha = 2.0 \quad (a / d_o < 1.0)$$

$$\alpha = 3 - a / d_o \quad (1.0 \leq a / d_o < 2.0)$$

$$\alpha = 1.0 \quad (2.0 \leq a / d_o)$$

ここに、

a: かかと版の長さから、つま先版前面の高さの1/2を差し引いた値
(= 2500 - 400 / 2 = 2300 mm)

d_o: かかと版付け根の有効高 (= 250 mm)

従って、

$$a / d_o = 2300 / 250 = 9.20$$

$$\alpha = 1.000$$

d. せん断応力度の判定

$$\tau_m = 0.07 \text{ N/mm}^2 < \alpha \cdot \tau_a = 0.58 \text{ N/mm}^2 \quad \text{OK}$$

6-3 浮力無し（常時）

6-3-1 断面力の算定

a. 躯体自重

1) かかと版自重

躯体自重は、最初のケースと同様なので省略する。

2) 背面土砂全体積

背面土砂全体積は、最初のケースと同様なので省略する。

3) 自重の集計

	体積×単重 = 重量		作用位置 x(m)	モーメント W・x(kN・m)
	V(m³)	γ (kN/m³) W(kN)		
躯体		22.54	1.150	25.92
背面土砂	4.750 ×	18.60 = 81.28	1.150	93.47
合 計		103.82		119.39

作用位置

$$x = \sum (W_i \cdot x_i) / \sum W_i = 119.39 / 103.82 = 1.150 \text{ m}$$

b.土圧

土圧はクーロン式により求める。

仮想背面の位置	$x_p = 3.000 \text{ m}$
(つま先からの距離)	$y_p = 0.000 \text{ m}$
仮想背面の高さ	$H = 2.300 \text{ m}$
仮想背面が鉛直面となす角度	$\alpha = 0.0^\circ$
背面土砂の単位体積重量	$\gamma_s = 18.60 \text{ kN/m}^3$
背面土砂の内部摩擦角	$\varphi = 30.0^\circ$
地表面が水平面となす角度	$\beta = 0.0^\circ$
壁面摩擦角	$\delta = 30.0^\circ$

$$K = \frac{\cos^2(\varphi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cos(\alpha + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\alpha + \delta) \cos(\alpha - \beta)}} \right]^2}$$
$$= 0.297$$

土圧作用面上端土圧

$$p_1 = q \cdot K = 3.43 \times 0.297 = 1.02 \text{ kN/m}^2$$

土圧作用面下端土圧

$$p_2 = K \cdot \gamma_s \cdot H + p_1 = 0.297 \times 18.60 \times 2.300 + 1.02 = 13.73 \text{ kN/m}^2$$

土圧力

$$P = 1 / 2 \cdot (p_1 + p_2) \cdot H = 1 / 2 \times (1.02 + 13.73) \times 2.300 = 16.96 \text{ kN}$$

このときの土圧分の水平成分、鉛直成分、作用位置は次のようになる。

水平成分

$$P_h = P \cdot \cos(\alpha + \delta) = 16.96 \times \cos(0.0 + 30.0) = 14.69 \text{ kN}$$

鉛直成分

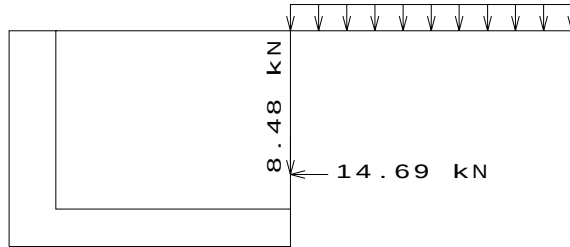
$$P_v = P \cdot \sin(\alpha + \delta) = 16.96 \times \sin(0.0 + 30.0) = 8.48 \text{ kN}$$

作用位置

$$H_0 = \frac{2 \cdot p_1 + p_2}{p_1 + p_2} \cdot \frac{H}{3} = \frac{2 \times 1.02 + 13.73}{1.02 + 13.73} \times \frac{2.300}{3} = 0.820 \text{ m}$$

$$x = x_p - H_0 \cdot \tan \alpha = 3.000 - 0.820 \times \tan(0.0^\circ) = 3.000 \text{ m}$$

$$y = y_p + H_0 = 0.000 + 0.820 = 0.820 \text{ m}$$



土圧の鉛直成分は、これと等価の三角形分布荷重とする。

$$p_v = \frac{2 \cdot P_v}{L} = \frac{2 \times 8.48}{2.300} = 7.37 \text{ kN/m}$$

ここに、

p_v : 等価の三角形分布荷重 (kN/m)

P_v : 土圧の鉛直成分 (kN)

L : かかと版の長さ (m)

鉛直力

$$N = 1 / 2 \cdot p_v \cdot L = P_v = 8.48 \text{ kN}$$

作用位置

$$x = 2 / 3 \cdot L = 2 / 3 \times 2.300 = 1.533 \text{ m}$$

c. 地盤反力

地盤反力度の分布形 台形分布

つま先での地盤反力度 $q_1 = 54.10 \text{ kN/m}^2$

かかとでの地盤反力度 $q_2 = 45.58 \text{ kN/m}^2$

地盤反力度の全作用幅 $B = 3.000 \text{ m}$

設計断面位置より前方の地盤反力度の作用幅

$$L = 2.300 \text{ m}$$

設計断面位置での地盤反力度

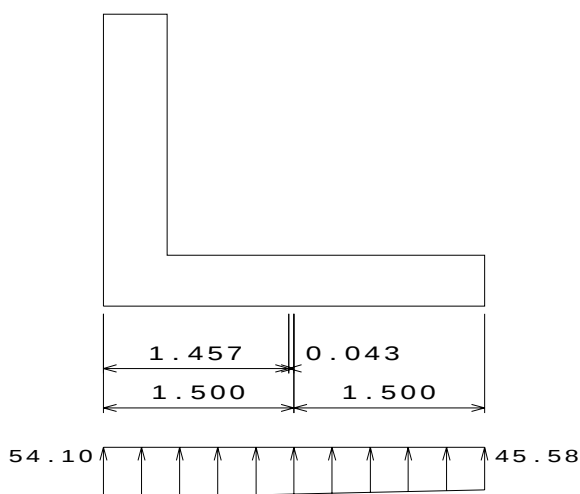
$$q_3 = q_2 + \frac{q_1 - q_2}{B} \cdot L = 52.11 \text{ kN/m}^2$$

地盤反力

$$Q = 1 / 2 \cdot (q_2 + q_3) \cdot L = 1 / 2 \times (45.58 + 52.11) \times 2.300 = 112.34 \text{ kN}$$

作用位置 (設計断面位置より)

$$x = \frac{q_3 + 2 \cdot q_2}{q_3 + q_2} \cdot \frac{L}{3} = \frac{52.11 + 2 \times 45.58}{52.11 + 45.58} \times \frac{2.300}{3} = 1.124 \text{ m}$$



d. 断面力の集計

設計断面位置 セン断照査位置

区分	鉛直力 $V_i \text{ (kN)}$	アーム長 $x_i \text{ (m)}$	モーメント $V_i \cdot x_i \text{ (kN} \cdot \text{m)}$
自重	103.82	1.150	119.39
土圧	8.48	1.533	13.00
地表面載荷荷重	0.00	0.000	0.00
地盤反力	-112.34	1.124	-126.27
合 計	-0.04		6.12

ただし、 x_i は設計断面中心からの距離 (前面側に向かって +)

y_i は設計断面位置からの高さ

e. 設計断面力

$$\text{せん断力 } S = \sum (V_i) = -0.04 \text{ kN}$$

(かかと版は上側引張)

6-3-2 応力度計算

a. せん断応力度に対する検討

設計位置	かかと版付け根から	=	0.200 m
断面の幅	B	=	1000 mm
断面の高さ	H	=	400 mm
せん断力	S	=	-40 N
曲げモーメント	M	=	6120000 N・mm

b. 平均せん断応力度

$$\tau_m = \frac{S_h}{b \cdot d} = \frac{40}{1000 \times 250} = 0.00 \text{ N/mm}^2$$

ここに、

b: 断面の幅 (= 1000 mm)

d: 断面の有効高 (= 250 mm)

S_h: 断面の有効高の変化の影響を考慮したせん断力 (N)

$$S_h = S - M / d \cdot \tan \theta$$

S: 断面に作用するせん断力 (N)

M: 断面に作用する曲げモーメント (N・mm)

θ: 底版上面と水平面のなす角度 (°)

c. 許容せん断応力度の割増し係数

$$\alpha = 2.0 \quad (a / d_o < 1.0)$$

$$\alpha = 3 - a / d_o \quad (1.0 \leq a / d_o < 2.0)$$

$$\alpha = 1.0 \quad (2.0 \leq a / d_o)$$

ここに、

a: かかと版の長さから、つま先版前面の高さの1/2を差し引いた値
(= 2500 - 400 / 2 = 2300 mm)

d_o: かかと版付け根の有効高 (= 250 mm)

従って、

$$a / d_o = 2300 / 250 = 9.20$$

$$\alpha = 1.000$$

d. せん断応力度の判定

$$\tau_m = 0.00 \text{ N/mm}^2 < \alpha \cdot \tau_a = 0.39 \text{ N/mm}^2 \quad \text{OK}$$

6-4 浮力無し（地震時）

6-4-1 断面力の算定

a. 躯体自重

1) かかと版自重

躯体自重は、最初のケースと同様なので省略する。

2) 背面土砂全体積

背面土砂全体積は、最初のケースと同様なので省略する。

3) 自重の集計

	体積×単重 = 重量		作用位置 x(m)	モーメント W・x(kN・m)
	V(m³)	γ (kN/m³) W(kN)		
躯体		22.54	1.150	25.92
背面土砂	4.750 ×	18.60 = 81.28	1.150	93.47
合 計		103.82		119.39

作用位置

$$x = \sum (W_i \cdot x_i) / \sum W_i = 119.39 / 103.82 = 1.150 \text{ m}$$

b.土圧

土圧は物部・岡部の式により求める。

仮想背面の位置	$x_p = 3.000 \text{ m}$
(つま先からの距離)	$y_p = 0.000 \text{ m}$
仮想背面の高さ	$H = 2.300 \text{ m}$
仮想背面が鉛直面となす角度	$\alpha = 0.0^\circ$
背面土砂の単位体積重量	$\gamma_s = 18.60 \text{ kN/m}^3$
背面土砂の内部摩擦角	$\varphi = 30.0^\circ$
地表面が水平面となす角度	$\beta = 0.0^\circ$
壁面摩擦角	$\delta = 15.0^\circ$
水位以上の地震時合成角	$\theta = \tan^{-1} \cdot K_h = 11.310^\circ$

$$K = \frac{\cos^2(\varphi - \theta - \alpha)}{\cos \theta \cos^2 \alpha \cos(\alpha + \theta + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos(\alpha + \theta + \delta) \cos(\alpha - \beta)}} \right]^2}$$
$$= 0.452$$

ただし、 $(\varphi - \beta - \theta) < 0$ の時は $\sin(\varphi - \beta - \theta) = 0$ とする

土圧作用面上端土圧

$$p_1 = q \cdot K = 3.43 \times 0.452 = 1.55 \text{ kN/m}^2$$

土圧作用面下端土圧

$$p_2 = K \cdot \gamma_s \cdot H + p_1 = 0.452 \times 18.60 \times 2.300 + 1.55 = 20.89 \text{ kN/m}^2$$

土圧力

$$P = 1 / 2 \cdot (p_1 + p_2) \cdot H = 1 / 2 \times (1.55 + 20.89) \times 2.300 = 25.81 \text{ kN}$$

このときの土圧分の水平成分、鉛直成分、作用位置は次のようになる。

水平成分

$$P_h = P \cdot \cos(\alpha + \delta) = 25.81 \times \cos(0.0 + 15.0) = 24.93 \text{ kN}$$

鉛直成分

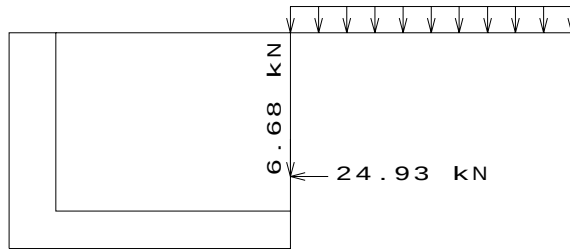
$$P_v = P \cdot \sin(\alpha + \delta) = 25.81 \times \sin(0.0 + 15.0) = 6.68 \text{ kN}$$

作用位置

$$H_0 = \frac{2 \cdot p_1 + p_2}{p_1 + p_2} \cdot \frac{H}{3} = \frac{2 \times 1.55 + 20.89}{1.55 + 20.89} \times \frac{2.300}{3} = 0.819 \text{ m}$$

$$x = x_p - H_0 \cdot \tan \alpha = 3.000 - 0.819 \times \tan(0.0^\circ) = 3.000 \text{ m}$$

$$y = y_p + H_0 = 0.000 + 0.819 = 0.819 \text{ m}$$



土圧の鉛直成分は、これと等価の三角形分布荷重とする。

$$p_v = \frac{2 \cdot P_v}{L} = \frac{2 \times 6.68}{2.300} = 5.81 \text{ kN/m}$$

ここに、

p_v : 等価の三角形分布荷重 (kN/m)

P_v : 土圧の鉛直成分 (kN)

L : かかと版の長さ (m)

鉛直力

$$N = 1 / 2 \cdot p_v \cdot L = P_v = 6.68 \text{ kN}$$

作用位置

$$x = 2 / 3 \cdot L = 2 / 3 \times 2.300 = 1.533 \text{ m}$$

c.地盤反力

地盤反力度の分布形 台形分布

つま先での地盤反力度 $q_1 = 81.75 \text{ kN/m}^2$

かかとでの地盤反力度 $q_2 = 16.72 \text{ kN/m}^2$

地盤反力度の全作用幅 $B = 3.000 \text{ m}$

設計断面位置より前方の地盤反力度の作用幅

$$L = 2.300 \text{ m}$$

設計断面位置での地盤反力度

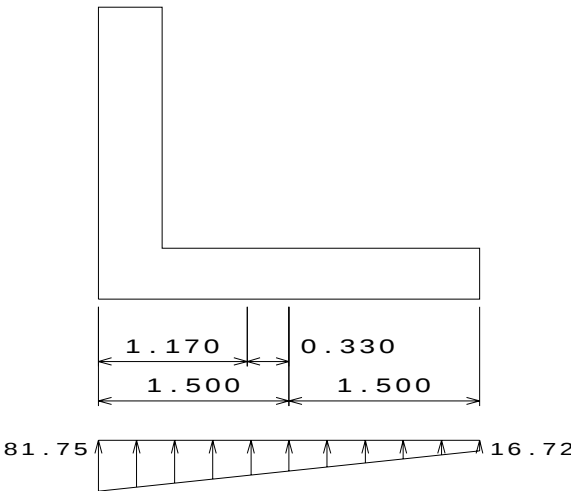
$$q_3 = q_2 + \frac{q_1 - q_2}{B} \cdot L = 66.58 \text{ kN/m}^2$$

地盤反力

$$Q = 1 / 2 \cdot (q_2 + q_3) \cdot L = 1 / 2 \times (16.72 + 66.58) \times 2.300 = 95.80 \text{ kN}$$

作用位置 (設計断面位置より)

$$x = \frac{q_3 + 2 \cdot q_2}{q_3 + q_2} \cdot \frac{L}{3} = \frac{66.58 + 2 \times 16.72}{66.58 + 16.72} \times \frac{2.300}{3} = 0.921 \text{ m}$$



d.断面力の集計

設計断面位置 セン断照査位置

区分	鉛直力 $V_i \text{ (kN)}$	アーム長 $x_i \text{ (m)}$	モーメント $V_i \cdot x_i \text{ (kN} \cdot \text{m)}$
自重	103.82	1.150	119.39
土圧	6.68	1.533	10.24
地表面載荷荷重	0.00	0.000	0.00
地盤反力	-95.80	0.921	-88.23
合 計	14.70		41.40

ただし、 x_i は設計断面中心からの距離 (前面側に向かって +)

y_i は設計断面位置からの高さ

e.設計断面力

$$\text{せん断力 } S = \sum (V_i) = 14.70 \text{ kN}$$

(かかと版は上側引張)

6-4-2 応力度計算

a. せん断応力度に対する検討

設計位置	かかと版付け根から	=	0.200 m
断面の幅	B	=	1000 mm
断面の高さ	H	=	400 mm
せん断力	S	=	14700 N
曲げモーメント	M	=	41400000 N・mm

b. 平均せん断応力度

$$\tau_m = \frac{S_h}{b \cdot d} = \frac{14700}{1000 \times 250} = 0.06 \text{ N/mm}^2$$

ここに、

b: 断面の幅 (= 1000 mm)

d: 断面の有効高 (= 250 mm)

S_h: 断面の有効高の変化の影響を考慮したせん断力 (N)

$$S_h = S - M / d \cdot \tan \theta$$

S: 断面に作用するせん断力 (N)

M: 断面に作用する曲げモーメント (N・mm)

θ: 底版上面と水平面のなす角度 (°)

c. 許容せん断応力度の割増し係数

$$\alpha = 2.0 \quad (a / d_o < 1.0)$$

$$\alpha = 3 - a / d_o \quad (1.0 \leq a / d_o < 2.0)$$

$$\alpha = 1.0 \quad (2.0 \leq a / d_o)$$

ここに、

a: かかと版の長さから、つま先版前面の高さの1/2を差し引いた値
(= 2500 - 400 / 2 = 2300 mm)

d_o: かかと版付け根の有効高 (= 250 mm)

従って、

$$a / d_o = 2300 / 250 = 9.20$$

$$\alpha = 1.000$$

d. せん断応力度の判定

$$\tau_m = 0.06 \text{ N/mm}^2 < \alpha \cdot \tau_a = 0.58 \text{ N/mm}^2 \quad \text{OK}$$

6-5 かかと版結果一覧表

6-5-1 曲げモーメントに対する検討

荷重ケース	曲げ モーメント M(kN・m)	コンクリートの 圧縮応力度		鉄筋の 引張応力度		判定
		σ_c	σ_{ca}	σ_s	σ_{sa}	
浮力有り(常時)	13.20	1.7	8.0	72.9	160.0	OK
浮力有り(地震時)	19.21	2.5	12.0	106.1	300.0	OK
浮力無し(常時)	5.35	0.7	8.0	29.5	160.0	OK
浮力無し(地震時)	17.42	2.3	12.0	96.2	300.0	OK

6-5-2 せん断力に対する検討

荷重ケース	せん断力 S(kN)	コンクリートの せん断応力度		判定
		τ	τ_a	
浮力有り(常時)	4.52	0.02	0.39	OK
浮力有り(地震時)	16.70	0.07	0.58	OK
浮力無し(常時)	0.04	0.00	0.39	OK
浮力無し(地震時)	14.70	0.06	0.58	OK