

目 次

1 設計条件	1
1-1 単位体積重量	1
1-2 許容応力度	1
1-3 水位	1
1-4 載荷重	1
1-5 断面形状	2
1-6 背面盛土形状	2
1-7 土質定数	3
1-8 水平震度	3
1-9 安定計算の許容値	3
1-10 検討ケース	3
2 作用荷重の計算	4
2-1 躯体自重の計算	4
2-2 土砂自重の計算	5
2-2-1 常時荷重ケース1(常時)	5
2-2-2 地震時荷重ケース1(地震時)	6
2-3 土圧の計算	7
2-3-1 常時荷重ケース1(常時)	7
2-3-2 地震時荷重ケース1(地震時)	11
2-4 水圧の計算	23
2-4-1 常時荷重ケース1(常時)	23
2-4-2 地震時荷重ケース1(地震時)	23
2-5 揚圧力の計算	24
2-5-1 常時荷重ケース1(常時)	24
2-5-2 地震時荷重ケース1(地震時)	24
2-6 載荷重の計算	25
2-6-1 常時荷重ケース1(常時)	25
2-6-2 地震時荷重ケース1(地震時)	25
3 安定計算	26
3-1 常時荷重ケース1(常時)	26
3-2 地震時荷重ケース1(地震時)	27
3-3 安定照査結果一覧表	28
4 部材計算	29
4-1 常時荷重ケース1(常時)	29
4-1-1 たて壁	29
4-1-2 つま先版	32
4-1-3 かかと版	37
4-2 地震時荷重ケース1(地震時)	42
4-2-1 たて壁	42
4-2-2 つま先版	45
4-2-3 かかと版	50
4-3 応力度照査結果一覧表	55
4-3-1 曲げモーメントに対する検討	55
4-3-2 せん断力に対する検討	55

1 設計条件

1-1 単位体積重量

鉄筋コンクリートの単位体積重量	$\gamma_c = 24.50 \text{ kN/m}^3$
土(湿潤)の単位体積重量	$\gamma_s = 18.60 \text{ kN/m}^3$
土(飽和)の単位体積重量	$\gamma_t = 19.60 \text{ kN/m}^3$
水の単位体積重量	$\gamma_w = 9.80 \text{ kN/m}^3$

1-2 許容応力度

コンクリートの設計基準強度	$\sigma_{ck} = 24.0 \text{ N/mm}^2$
---------------	-------------------------------------

項目	記号	単位	常時	地震時
鉄筋許容引張応力度	σ_{sa}	N/mm ²	160.0	300.0
コンクリート許容曲げ圧縮応力度	σ_{ca}	N/mm ²	8.0	12.0
コンクリート許容せん断応力度	τ_{ca}	N/mm ²	0.39	0.58

1-3 水位

項目	記号	単位	ケース1	
			常時	地震時
背面水位	H _{w1}	m	2.500	1.500
前面水位	H _{w2}	m	2.000	1.000

1-4 載荷重

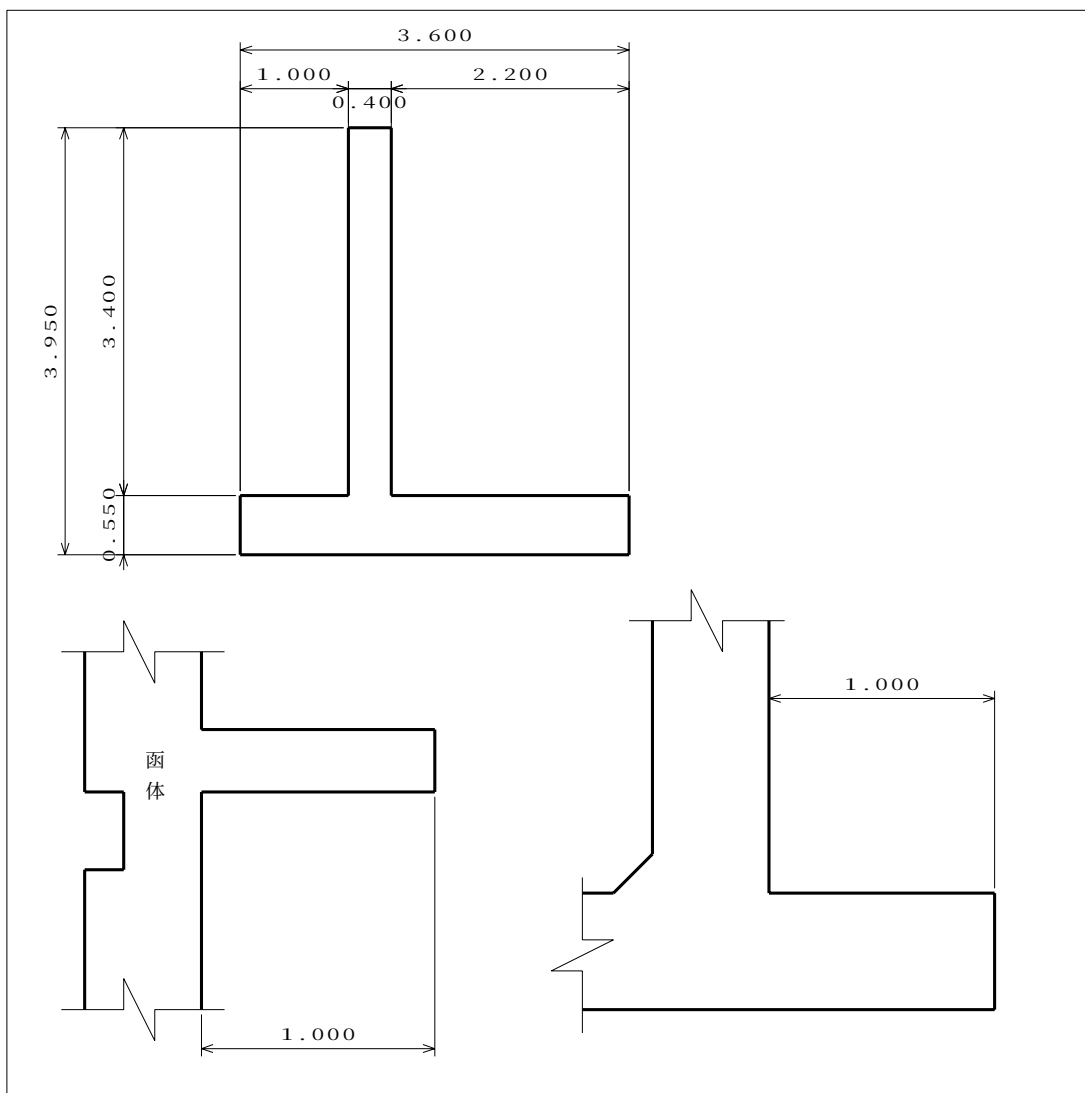
(1) 常時

No	載荷重名称	荷重強度 kN/m ²	載荷開始位置 (m)	載荷幅 (m)
1	常時戴荷重	0.00	0.000	0.000

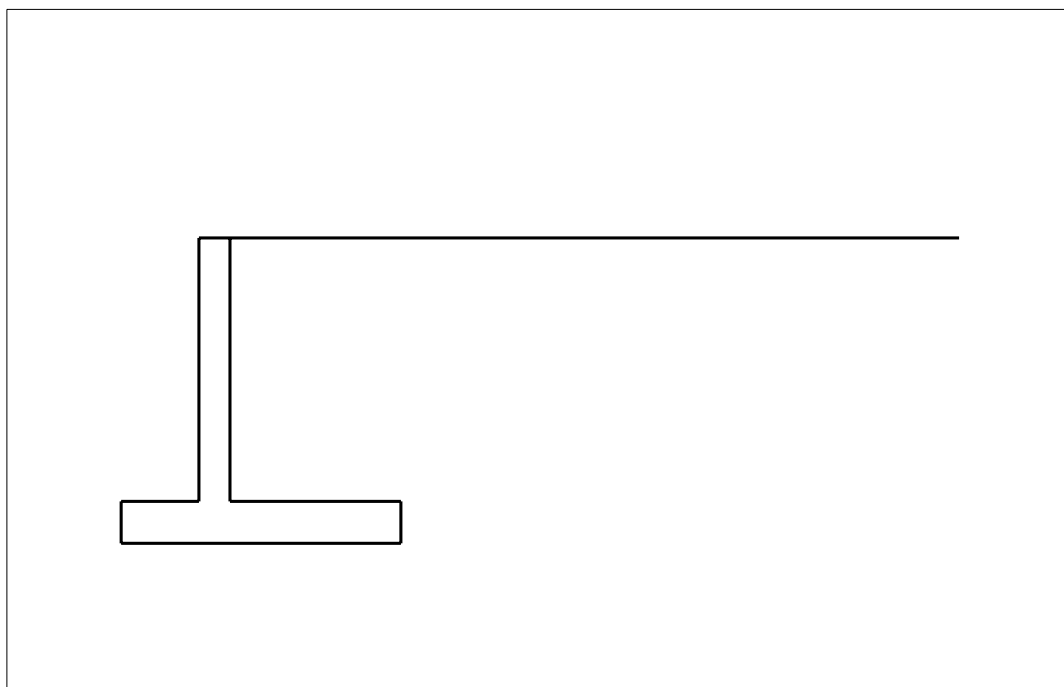
(2) 地震時

No	載荷重名称	荷重強度 kN/m ²	載荷開始位置 (m)	載荷幅 (m)	活荷重
1		0.00	0.000	0.000	

1-5 断面形状



1-6 背面盛土形状



1-7 土質定数

静止土圧係数	K_0	=	0.500
主働崩壊角	ω	=	45 ° (常時)
背面土砂の内部摩擦角	ϕ	=	30 °
基礎底面と地盤の間の摩擦係数	$\tan \phi_B$	=	0.600
基礎底面と地盤の間の付着力	C_B	=	0.00 kN/m ²

1-8 水平震度

空中の設計水平震度	k_h	=	0.200
水中の設計水平震度	k_h'	=	0.200

1-9 安定計算の許容値

(1) 転倒に対する検討

偏心量 e と底版幅 B の関係が

i) 常時

$$|e| \leq \frac{B}{6}$$

ii) 地震時

$$|e| \leq \frac{B}{3}$$

(2) 滑動に対する検討

滑動に対する安全率	常時	1.20
	地震時	1.50

(3) 地盤支持力に関する検討

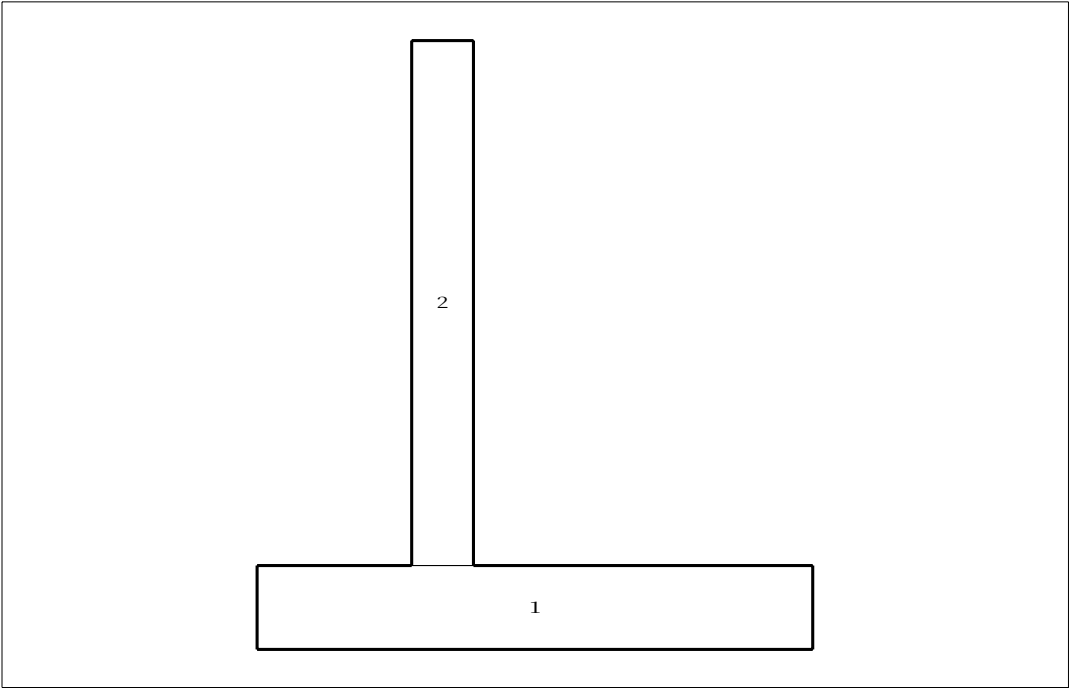
基礎地盤の許容支持力度

常時	q_a	= 300 kN/m ²
地震時	q_a'	= 450 kN/m ²

1-10 検討ケース

[illegible]

2 作用荷重の計算
2-1 躯体自重の計算



要素	要素の体積 V (m³)	単位 重量 (kN/m³)	自重 W (kN)	アーム長		モーメント	
				X (m)	Y (m)	M _x (kN・m)	M _y (kN・m)
1	3.600×0.550 = 1.980	24.50	48.510	1.800	0.275	87.318	13.340
2	0.400×3.400 = 1.360	24.50	33.320	1.200	2.250	39.984	74.970
合計			81.830			127.302	88.310

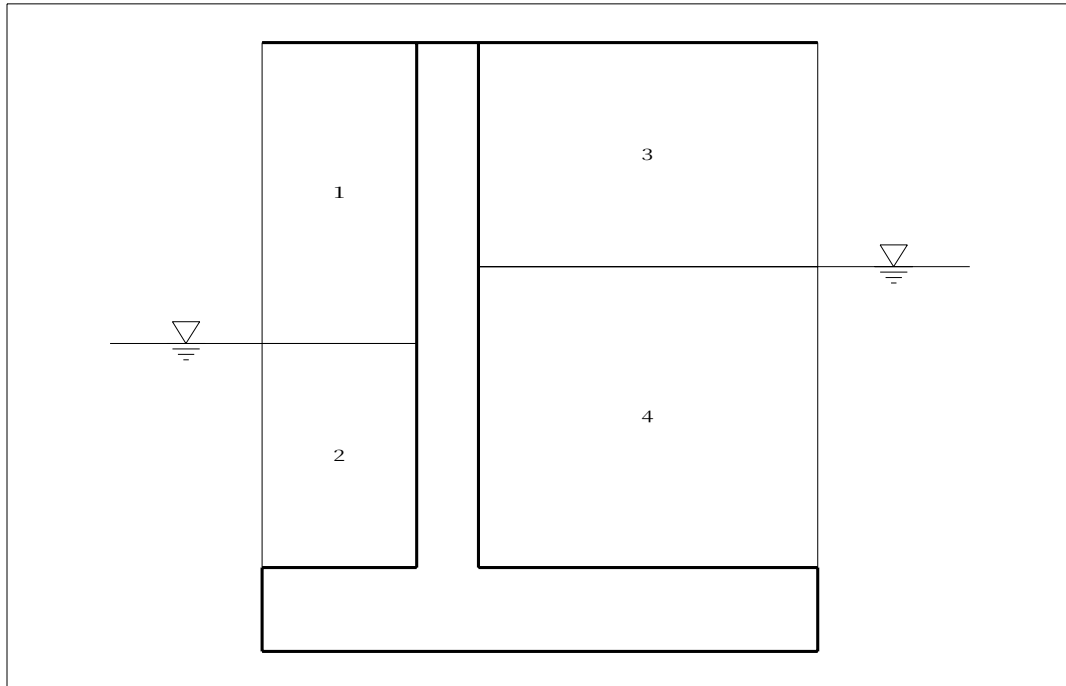
躯体の重心位置の算出

$$X = \frac{\sum M_x}{\sum W} = \frac{127.302}{81.830} = 1.556 \text{ (m)}$$

$$Y = \frac{\sum M_y}{\sum W} = \frac{88.310}{81.830} = 1.079 \text{ (m)}$$

2-2 土砂自重の計算

2-2-1 常時荷重ケース1(常時)



常時背面水位 $H_{w1} = 2.500$

常時前面水位 $H_{w2} = 2.000$

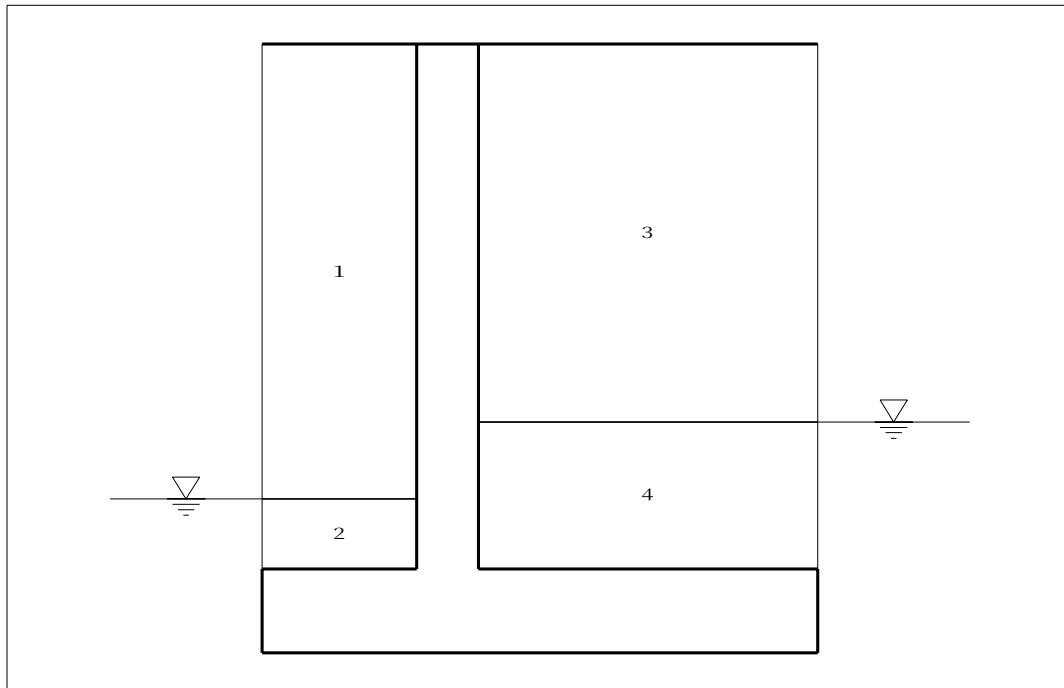
要素	要素の体積 V (m^3)	単位 重量 (kN/m^3)	自重 W (kN)	アーム長		モーメント	
				X (m)	Y (m)	M_x ($\text{kN}\cdot\text{m}$)	M_y ($\text{kN}\cdot\text{m}$)
1	$1.000 \times 1.950 = 1.950$	18.60	36.270	0.500	2.975	18.135	107.903
2	$1.000 \times 1.450 = 1.450$	19.60	28.420	0.500	1.275	14.210	36.236
3	$2.200 \times 1.450 = 3.190$	18.60	59.334	2.500	3.225	148.335	191.352
4	$2.200 \times 1.950 = 4.290$	19.60	84.084	2.500	1.525	210.210	128.228
合計			208.108			390.890	463.719

土砂の重心位置の算出

$$X = \frac{\sum M_x}{\sum W} = \frac{390.890}{208.108} = 1.878 \text{ (m)}$$

$$Y = \frac{\sum M_y}{\sum W} = \frac{463.719}{208.108} = 2.228 \text{ (m)}$$

2-2-2 地震時荷重ケース1(地震時)



地震時背面水位 $H_{n1}' = 1.500$

地震時前面水位 $H_{n2}' = 1.000$

要素	要素の体積 V (m^3)	単位 重量 (kN/m^3)	自重 W (kN)	アーム長		モーメント	
				X (m)	Y (m)	M_x ($\text{kN}\cdot\text{m}$)	M_y ($\text{kN}\cdot\text{m}$)
1	$1.000 \times 2.950 = 2.950$	18.60	54.870	0.500	2.475	27.435	135.803
2	$1.000 \times 0.450 = 0.450$	19.60	8.820	0.500	0.775	4.410	6.836
3	$2.200 \times 2.450 = 5.390$	18.60	100.254	2.500	2.725	250.635	273.192
4	$2.200 \times 0.950 = 2.090$	19.60	40.964	2.500	1.025	102.410	41.988
合計			204.908			384.890	457.819

土砂の重心位置の算出

$$X = \frac{\sum M_x}{\sum W} = \frac{384.890}{204.908} = 1.878 \text{ (m)}$$

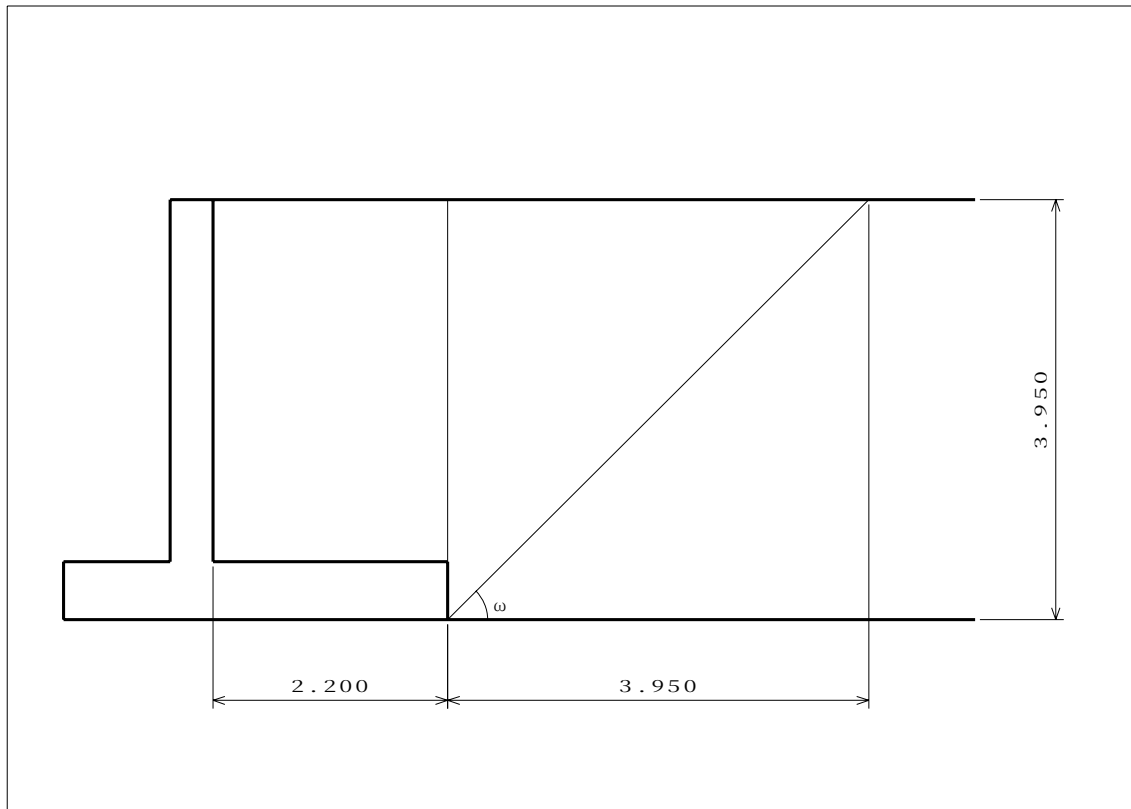
$$Y = \frac{\sum M_y}{\sum W} = \frac{457.819}{204.908} = 2.234 \text{ (m)}$$

2-3 土圧の計算

2-3-1 常時荷重ケース1(常時)

土圧は換算荷重を考慮した静止土圧により算定する。

(1) 仮想背面に作用させる場合



ここに、

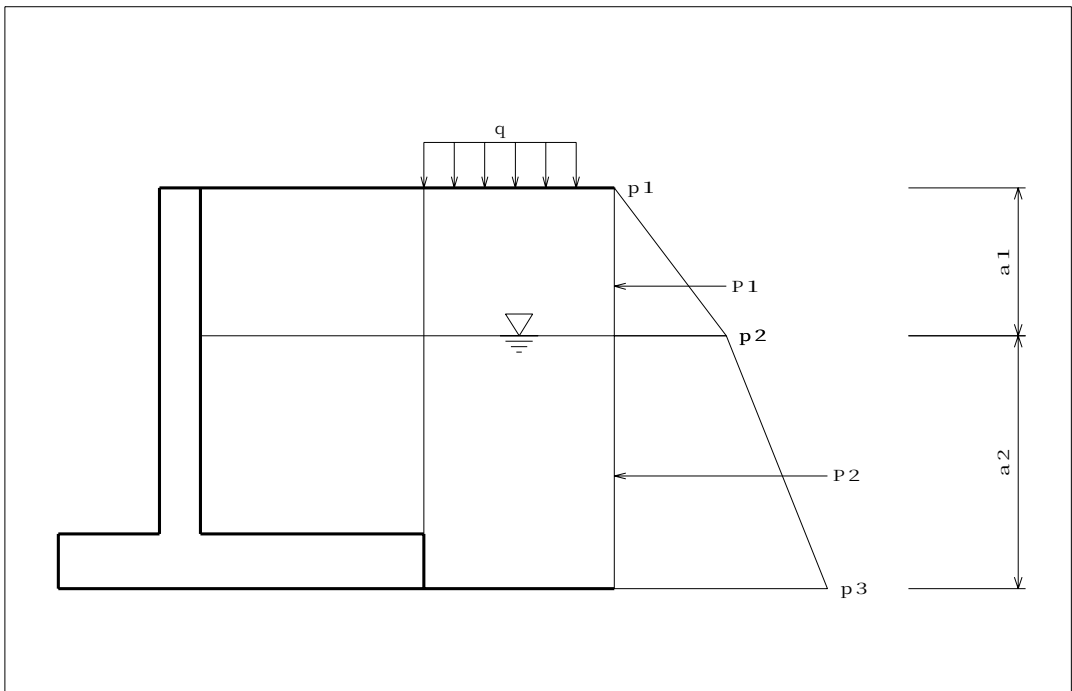
背面土砂の主働崩壊角(常時)

$$\omega = 45^\circ$$

上載荷重

換算する上載荷重はない

$$q = 0.00 \text{ kN/m}^2$$



静止土圧係数

$$K_0 = 0.500$$

土(湿潤)の単位体積重量

$$\gamma_s = 18.60 \text{ kN/m}^3$$

土(飽和)の単位体積重量

$$\gamma_t = 19.60 \text{ kN/m}^3$$

水の単位体積重量

$$\gamma_w = 9.80 \text{ kN/m}^3$$

水位以上の土圧作用高さ

$$a_1 = 1.450 \text{ m}$$

水位以下の土圧作用高さ

$$a_2 = 2.500 \text{ m}$$

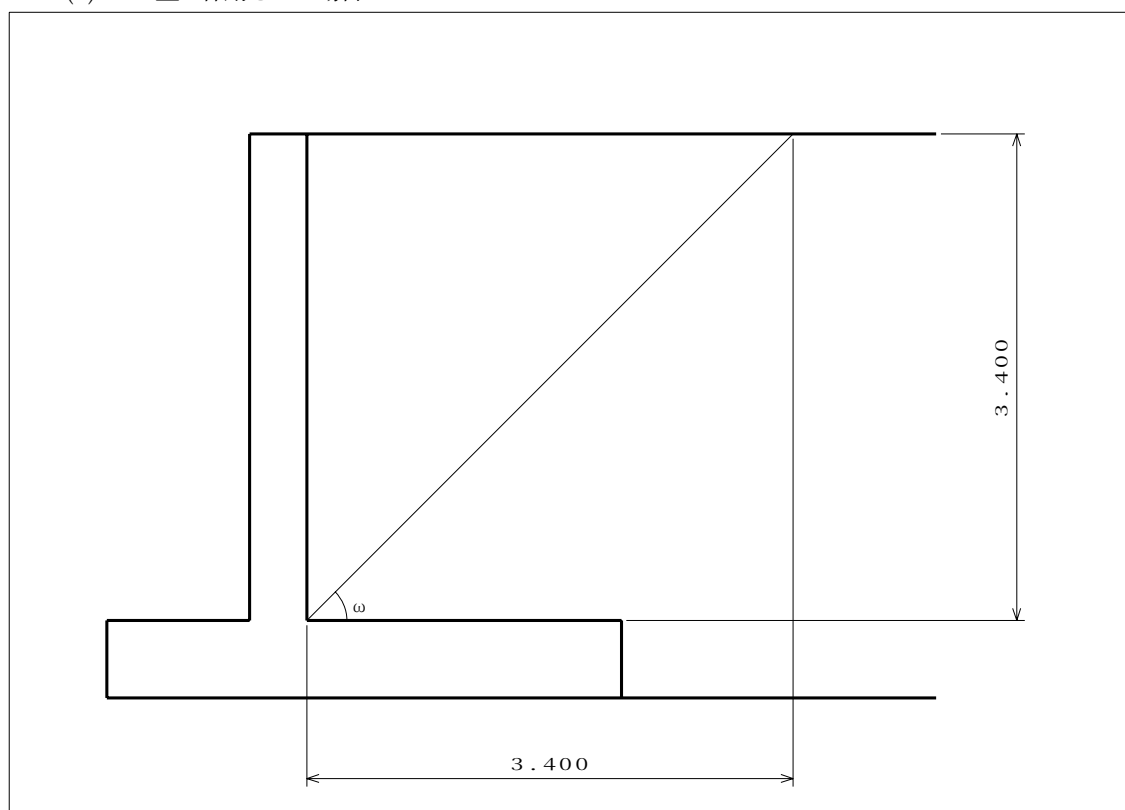
土圧強度

	算式	土圧強度 (kN/m ²)
p ₁	0.500×0.00	0.00
p ₂	$0.500 \times (0.00 + 1.450 \times 18.60)$	13.49
p ₃	$0.500 \times \{0.00 + 1.450 \times 18.60 + 2.500 \times (19.60 - 9.80)\}$	25.74

土圧

	算式	作用位置 y(m)	土圧 (kN/m)
P ₁	$(0.00 + 13.49) \times 1.450 \times 0.5$	2.983	9.78
P ₂	$(13.49 + 25.74) \times 2.500 \times 0.5$	1.120	49.03

(2) たて壁に作用させる場合



ここに、

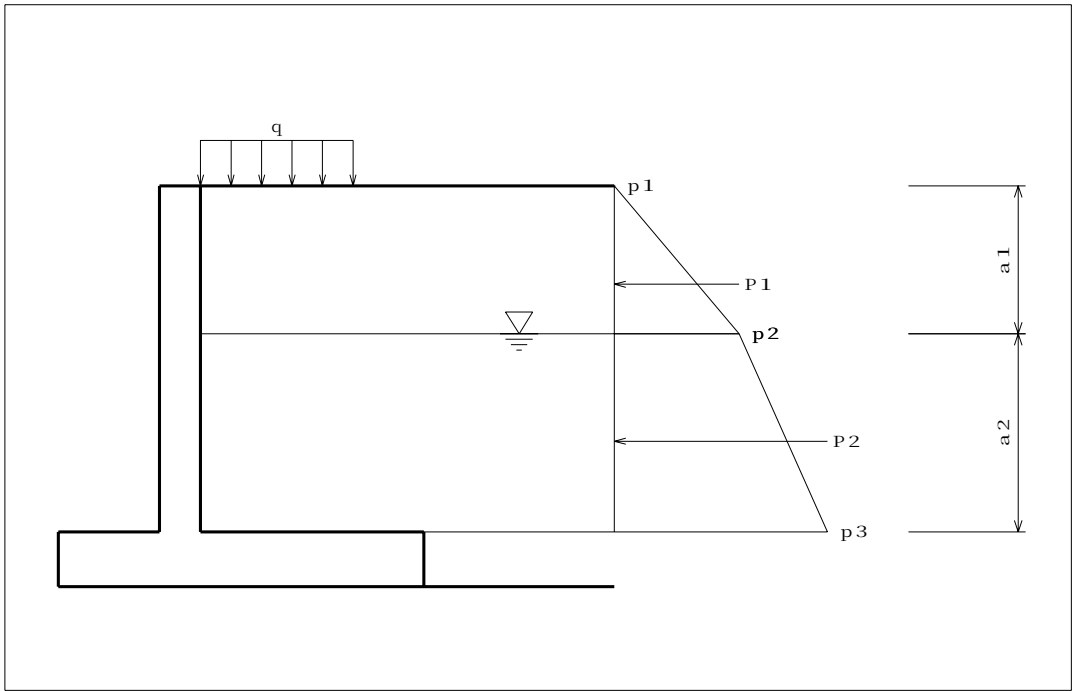
背面土砂の主働崩壊角(常時)

$$\omega = 45^{\circ}$$

上載荷重

換算する上載荷重はない

$$q = 0.00 \text{ kN/m}^2$$



静止土圧係数
 土(湿潤)の単位体積重量
 土(飽和)の単位体積重量
 水の単位体積重量
 水位以上の土圧作用高さ
 水位以下の土圧作用高さ

$K_0 = 0.500$
 $\gamma_s = 18.60 \text{ kN/m}^3$
 $\gamma_t = 19.60 \text{ kN/m}^3$
 $\gamma_w = 9.80 \text{ kN/m}^3$
 $a_1 = 1.450 \text{ m}$
 $a_2 = 1.950 \text{ m}$

土圧強度

	算式	土圧強度 (kN/m ²)
p ₁	0.500×0.00	0.00
p ₂	$0.500 \times (0.00 + 1.450 \times 18.60)$	13.49
p ₃	$0.500 \times \{0.00 + 1.450 \times 18.60 + 1.950 \times (19.60 - 9.80)\}$	23.04

土圧

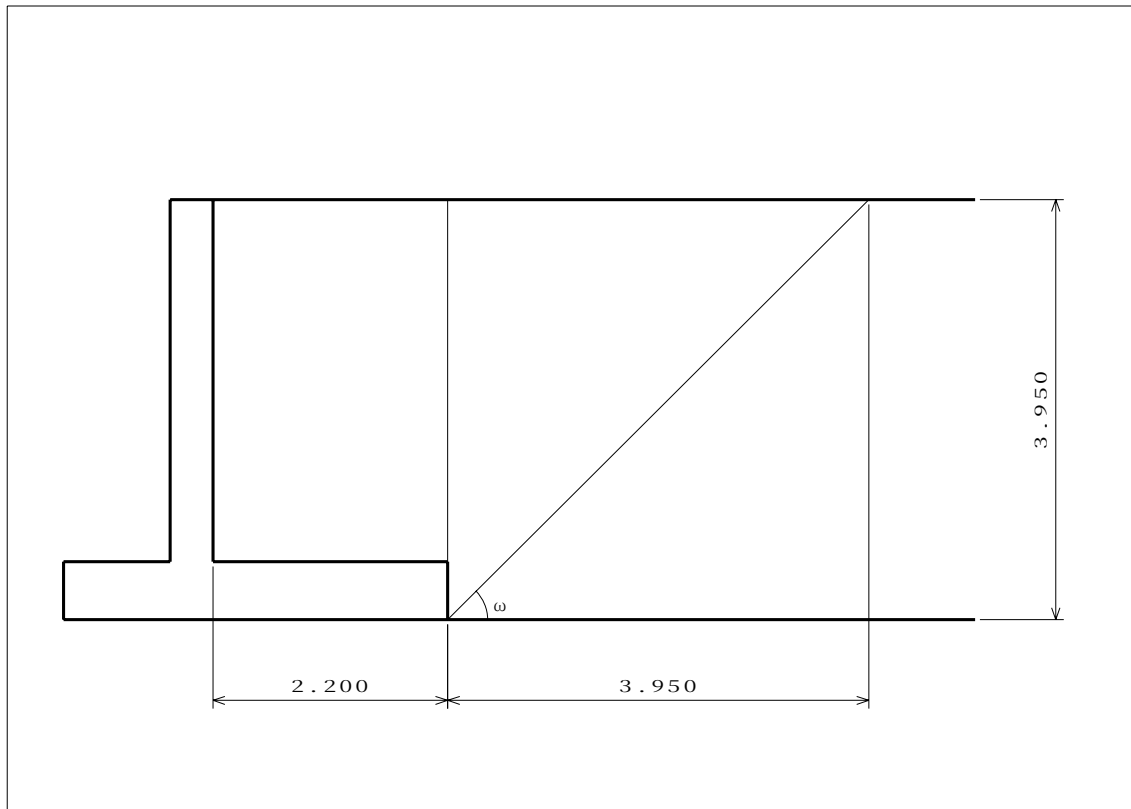
	算式	作用位置 y(m)	土圧 (kN/m)
P ₁	$(0.00 + 13.49) \times 1.450 \times 0.5$	2.983	9.78
P ₂	$(13.49 + 23.04) \times 1.950 \times 0.5$	1.440	35.61

2-3-2 地震時荷重ケース1(地震時)

土圧は地震時静止土圧により算定する。

(1) 仮想背面に作用させる場合

i) 常時静止土圧



ここに、

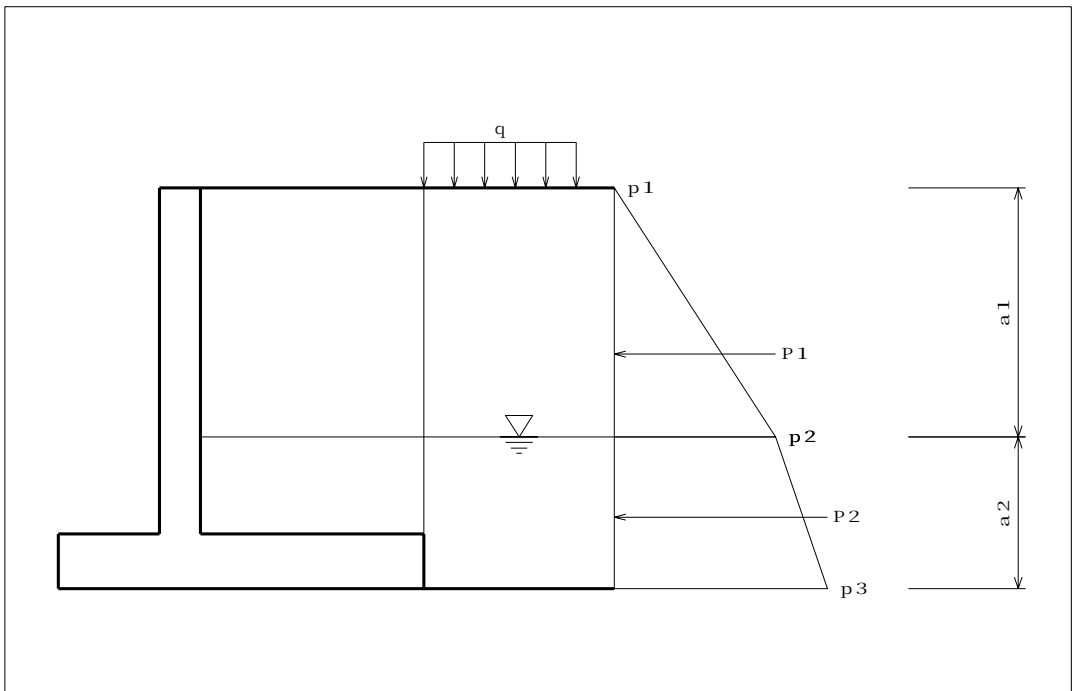
背面土砂の主働崩壊角(常時)

$$\omega = 45^\circ$$

上載荷重

換算する上載荷重はない

$$q = 0.00 \text{ kN/m}^2$$



静止土圧係数

$$K_0 = 0.500$$

土(湿潤)の単位体積重量

$$\gamma_s = 18.60 \text{ kN/m}^3$$

土(飽和)の単位体積重量

$$\gamma_t = 19.60 \text{ kN/m}^3$$

水の単位体積重量

$$\gamma_w = 9.80 \text{ kN/m}^3$$

水位以上の土圧作用高さ

$$a_1 = 2.450 \text{ m}$$

水位以下の土圧作用高さ

$$a_2 = 1.500 \text{ m}$$

土圧強度

	算式	土圧強度 (kN/m ²)
p ₁	0.500×0.00	0.00
p ₂	$0.500 \times (0.00 + 2.450 \times 18.60)$	22.79
p ₃	$0.500 \times \{0.00 + 2.450 \times 18.60 + 1.500 \times (19.60 - 9.80)\}$	30.14

土圧

	算式	作用位置 y(m)	土圧 (kN/m)
P ₁	$(0.00 + 22.79) \times 2.450 \times 0.5$	2.317	27.91
P ₂	$(22.79 + 30.14) \times 1.500 \times 0.5$	0.715	39.69

ii) 常時主働土圧

土圧係数

$$\begin{aligned} K_A &= \frac{\cos^2(\phi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cos(\alpha + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta)}{\cos(\alpha + \delta) \cos(\alpha - \beta)}} \right]^2} \\ &= \frac{\cos^2(30.0 - 0.0)}{\cos^2 0.0 \cos(0.0 + 30.0) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(30.0 + 30.0) \sin 30.0}{\cos 0.0 \cos(30.0 + 0.0)}} \right]^2} \\ &= 0.297 \end{aligned}$$

ここに、

背面土砂の内部摩擦角

$$\phi = 30.0^\circ$$

仮想背面と鉛直面とのなす角

$$\alpha = 0.0^\circ$$

地表面と水平面とのなす角

$$\beta = 0.0^\circ \text{ と仮定する}$$

壁面摩擦角(=φ)

$$\delta = 30.0^\circ$$

土圧強度

	算式	土圧強度 (kN/m ²)
p _{N1}	0.297 × 0.00	0.00
p _{N2}	0.297 × (0.00 + 2.450 × 18.60)	13.54
p _{N3}	0.297 × { 0.00 + 2.450 × 18.60 + 1.500 × (19.60 - 9.80) }	17.91

土圧

	算式	作用位置 y(m)	土圧 (kN/m)
P _{N1}	(0.00 + 13.54) × 2.450 × 0.5	2.317	16.59
P _{N2}	(13.54 + 17.91) × 1.500 × 0.5	0.715	23.59

iii) 地震時主働土圧

主働崩壊角

$$\begin{aligned}\cot(\omega - \beta) &= -\tan(\phi + \delta' + \alpha - \beta) + \sec(\phi + \delta' + \alpha - \beta) \sqrt{\frac{\cos(\alpha + \theta + \delta') \sin(\phi + \delta')}{\cos(\alpha - \beta) \sin(\phi - \beta - \theta)}} \\ &= -\tan(30.0 + 15.0 + 0.0) \\ &\quad + \sec(30.0 + 15.0 + 0.0) \sqrt{\frac{\cos(0.0 + 11.3 + 15.0) \sin(30.0 + 15.0)}{\cos 0.0 \sin(30.0 - 11.3)}} \\ &= 0.98898\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\omega &= \tan^{-1} \left[\frac{1}{\cot(\omega - \beta)} \right] + \beta = \tan^{-1} \frac{1}{0.98898} \\ &= 45.317\end{aligned}$$

ここに、

設計水平震度

$$k_h = 0.200$$

背面土砂の内部摩擦角

$$\phi = 30.0^\circ$$

たて壁背面と鉛直面とのなす角

$$\alpha = 0.0^\circ$$

地表面と水平面とのなす角

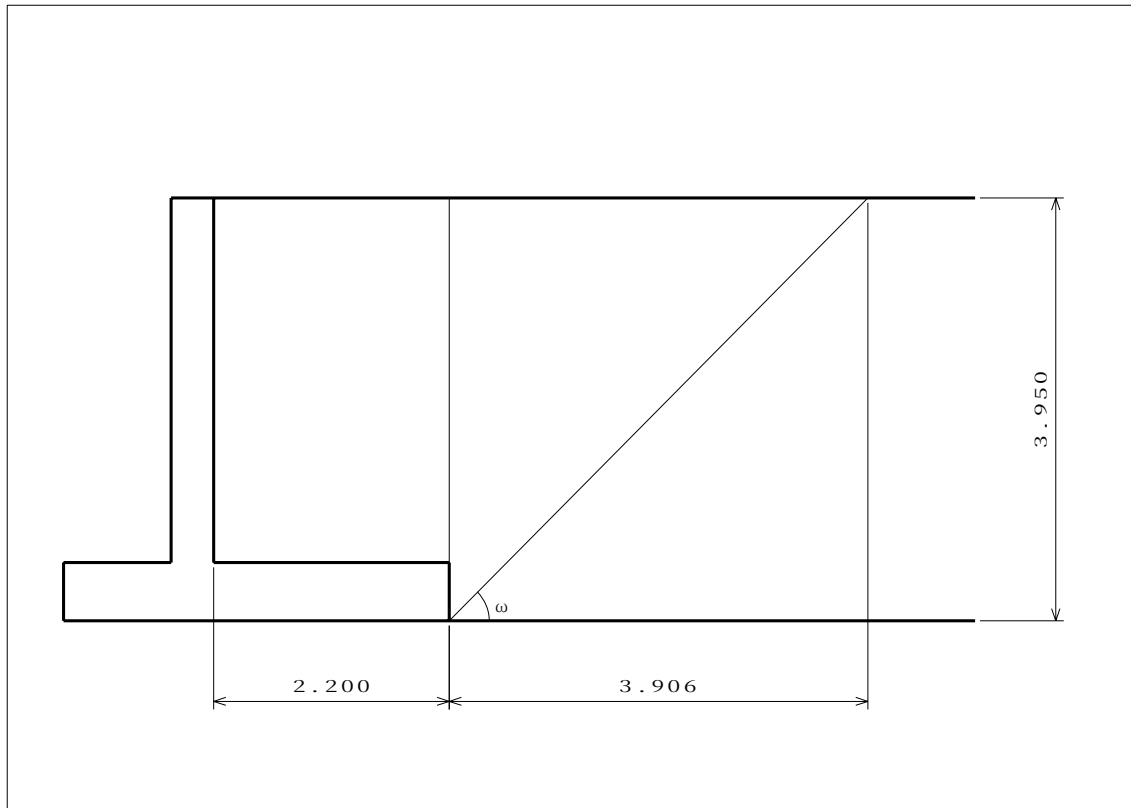
$$\beta = 0.0^\circ \text{ と仮定する}$$

壁面摩擦角(= $\phi/2$)

$$\delta' = 15.0^\circ$$

空中の地震合成角(= $\tan^{-1} k_h$)

$$\theta = 11.3^\circ$$



上載荷重

換算する上載荷重はない

$$q = 0.00 \text{ kN/m}^2$$

水中の地震時合成角

$$\begin{aligned}\theta' &= \tan^{-1} k_h' \\ &= \tan^{-1} 0.200 = 11.3^\circ\end{aligned}$$

ここに、

水中の設計水平震度

$$k_h' = 0.200$$

土圧係数

水位以上

$$\begin{aligned}K_{AE1} &= \frac{\cos^2(\phi - \theta' - \alpha)}{\cos \theta \cos^2 \alpha \cos(\alpha + \theta + \delta') \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta') \sin(\phi - \beta - \theta')}{\cos(\alpha + \theta + \delta') \cos(\alpha - \beta)}} \right]^2} \\ &= \frac{\cos^2(30.0 - 11.3 - 0.0)}{\cos 11.3 \cos^2 0.0 \cos(0.0 + 11.3 + 15.0) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(30.0 + 15.0) \sin(30.0 - 11.3)}{\cos(0.0 + 11.3 + 15.0) \cos 0.0}} \right]^2} \\ &= 0.452\end{aligned}$$

水位以下

$$\begin{aligned}K_{AE2} &= \frac{\cos^2(\phi - \theta' - \alpha)}{\cos \theta' \cos^2 \alpha \cos(\alpha + \theta' + \delta') \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta') \sin(\phi - \beta - \theta')}{\cos(\alpha + \theta' + \delta') \cos(\alpha - \beta)}} \right]^2} \\ &= \frac{\cos^2(30.0 - 11.3 - 0.0)}{\cos 11.3 \cos^2 0.0 \cos(0.0 + 11.3 + 15.0) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(30.0 + 15.0) \sin(30.0 - 11.3)}{\cos(0.0 + 11.3 + 15.0) \cos 0.0}} \right]^2} \\ &= 0.452\end{aligned}$$

土圧強度

	算式	土圧強度 (kN/m ²)
p _{E1}	0.452 × 0.00	0.00
p _{E2}	0.452 × (0.00 + 2.450 × 18.60)	20.60
p _{E2} '	0.452 × (0.00 + 2.450 × 18.60)	20.60
p _{E3}	0.452 × {0.00 + 2.450 × 18.60 + 1.500 × (19.60 - 9.80)}	27.24

土圧

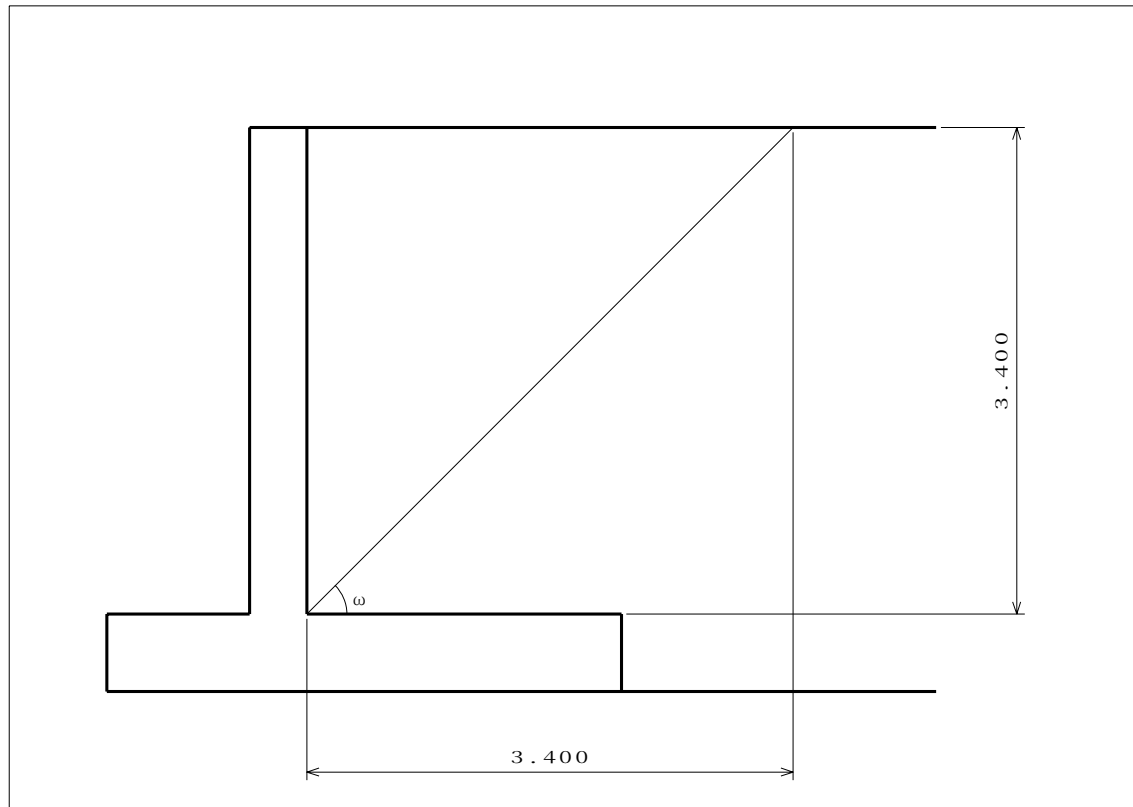
	算式	作用位置 y(m)	土圧 (kN/m)
P _{E1}	(0.00 + 20.60) × 2.450 × 0.5	2.317	25.23
P _{E2}	(20.60 + 27.24) × 1.500 × 0.5	0.715	35.88

iv) 地震時静止土圧

$$\begin{aligned}P_{oE1} &= P_1 + P_{E1} \cos(\alpha + \delta') - P_{N1} \cos(\alpha + \delta) \\&= 27.91 + 25.23 \times \cos(0.0 + 15.0) - 16.59 \times \cos(0.0 + 30.0) \\&= 37.92 \text{ kN/m} \\P_{oE2} &= P_2 + P_{E2} \cos(\alpha + \delta') - P_{N2} \cos(\alpha + \delta) \\&= 39.69 + 35.88 \times \cos(0.0 + 15.0) - 23.59 \times \cos(0.0 + 30.0) \\&= 53.92 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

(2) たて壁に作用させる場合

i) 常時静止土圧



ここに、

背面土砂の主働崩壊角(常時)

$$\omega = 45^{\circ}$$

上載荷重

換算する上載荷重はない

$$q = 0.00 \text{ kN/m}^2$$



	算式	土圧強度 (kN/m ²)
p ₁	0.500×0.00	0.00
p ₂	$0.500 \times (0.00 + 2.450 \times 18.60)$	22.79
p ₃	$0.500 \times \{0.00 + 2.450 \times 18.60 + 0.950 \times (19.60 - 9.80)\}$	27.44

	算式	作用位置 y(m)	土压 (kN/m)
P ₁	$(0.00 + 22.79) \times 2.450 \times 0.5$	2.317	27.91
P ₂	$(22.79 + 27.44) \times 0.950 \times 0.5$	1.010	23.86

ii) 常時主働土圧

土圧係数

$$\begin{aligned} K_A &= \frac{\cos^2(\phi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cos(\alpha + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta)}{\cos(\alpha + \delta) \cos(\alpha - \beta)}} \right]^2} \\ &= \frac{\cos^2(30.0 - 0.0)}{\cos^2 0.0 \cos(0.0 + 10.0) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(30.0 + 10.0) \sin 30.0}{\cos 0.0 \cos(10.0 + 0.0)}} \right]^2} \\ &= 0.308 \end{aligned}$$

ここに、

背面土砂の内部摩擦角

$$\phi = 30.0^\circ$$

たて壁背面と鉛直面とのなす角

$$\alpha = 0.0^\circ$$

地表面と水平面とのなす角

$$\beta = 0.0^\circ \text{ と仮定する}$$

壁面摩擦角(= $\phi/3$)

$$\delta = 10.0^\circ$$

土圧強度

	算式	土圧強度 (kN/m ²)
p_{N1}	0.308×0.00	0.00
p_{N2}	$0.308 \times (0.00 + 2.450 \times 18.60)$	14.06
p_{N3}	$0.308 \times \{0.00 + 2.450 \times 18.60 + 0.950 \times (19.60 - 9.80)\}$	16.93

土圧

	算式	作用位置 y(m)	土圧 (kN/m)
P_{N1}	$(0.00 + 14.06) \times 2.450 \times 0.5$	2.317	17.22
P_{N2}	$(14.06 + 16.93) \times 0.950 \times 0.5$	1.010	14.72

iii) 地震時主働土圧

主働崩壊角

$$\begin{aligned}\cot(\omega - \beta) &= -\tan(\phi + \delta' + \alpha - \beta) + \sec(\phi + \delta' + \alpha - \beta) \sqrt{\frac{\cos(\alpha + \theta + \delta') \sin(\phi + \delta')}{\cos(\alpha - \beta) \sin(\phi - \beta - \theta)}} \\ &= -\tan(30.0 + 0.0 + 0.0) \\ &\quad + \sec(30.0 + 0.0 + 0.0) \sqrt{\frac{\cos(0.0 + 11.3 + 0.0) \sin(30.0 + 0.0)}{\cos 0.0 \sin(30.0 - 11.3)}} \\ &= 0.85094\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\omega &= \tan^{-1} \left[\frac{1}{\cot(\omega - \beta)} \right] + \beta = \tan^{-1} \frac{1}{0.85094} \\ &= 49.604\end{aligned}$$

ここに、

設計水平震度

$$k_h = 0.200$$

背面土砂の内部摩擦角

$$\phi = 30.0^\circ$$

たて壁背面と鉛直面とのなす角

$$\alpha = 0.0^\circ$$

地表面と水平面とのなす角

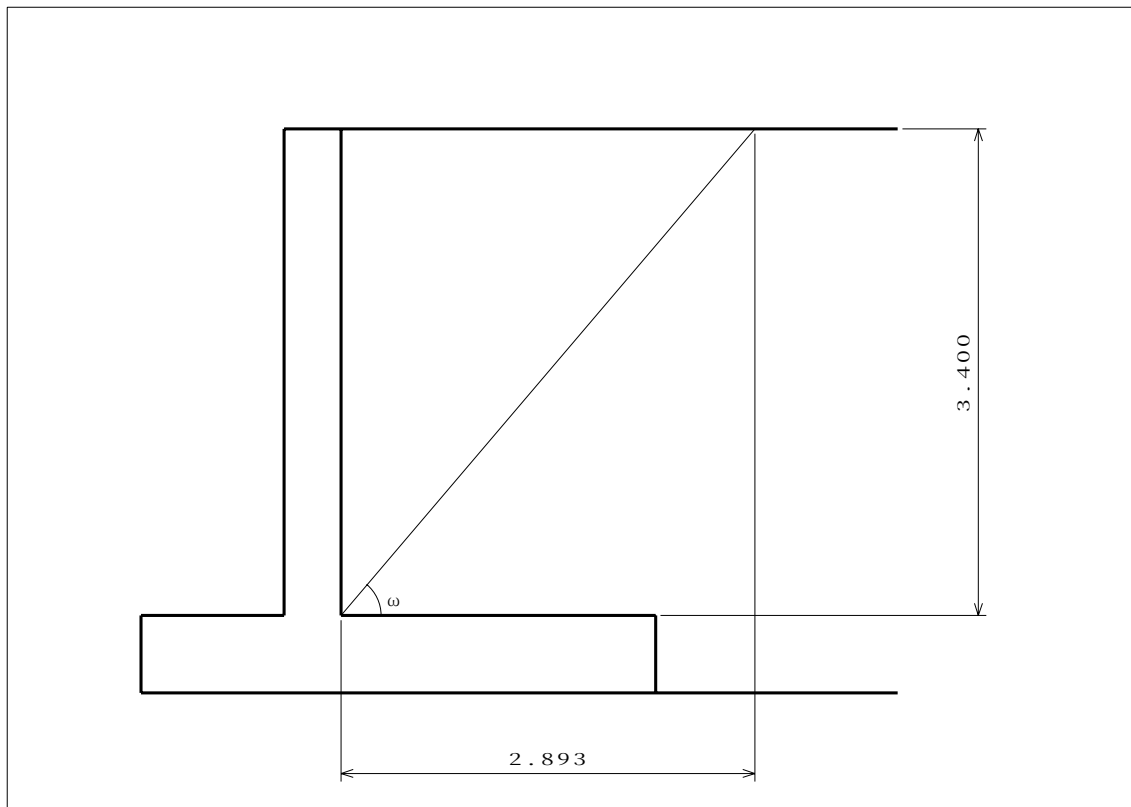
$$\beta = 0.0^\circ \text{ と仮定する}$$

壁面摩擦角

$$\delta' = 0.0^\circ$$

空中の地震合成角(= $\tan^{-1} k_h$)

$$\theta = 11.3^\circ$$



上載荷重

換算する上載荷重はない

$$q = 0.00 \text{ kN/m}^2$$

水中の地震時合成角

$$\begin{aligned}\theta' &= \tan^{-1} k_h' \\ &= \tan^{-1} 0.200 = 11.3^\circ\end{aligned}$$

ここに、

$$\text{水中の設計水平震度} \qquad k_h' = 0.200$$

土圧係数

水位以上

$$\begin{aligned}K_{AE1} &= \frac{\cos^2(\phi - \theta - \alpha)}{\cos \theta \cos^2 \alpha \cos(\alpha + \theta + \delta') \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta') \sin(\phi - \beta - \theta)}{\cos(\alpha + \theta + \delta') \cos(\alpha - \beta)}} \right]^2} \\ &= \frac{\cos^2(30.0 - 11.3 - 0.0)}{\cos 11.3 \cos^2 0.0 \cos(0.0 + 11.3 + 0.0) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(30.0 + 0.0) \sin(30.0 - 11.3)}{\cos(0.0 + 11.3 + 0.0) \cos 0.0}} \right]^2} \\ &= 0.473\end{aligned}$$

水位以下

$$\begin{aligned}K_{AE2} &= \frac{\cos^2(\phi - \theta' - \alpha)}{\cos \theta' \cos^2 \alpha \cos(\alpha + \theta' + \delta') \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta') \sin(\phi - \beta - \theta')}{\cos(\alpha + \theta' + \delta') \cos(\alpha - \beta)}} \right]^2} \\ &= \frac{\cos^2(30.0 - 11.3 - 0.0)}{\cos 11.3 \cos^2 0.0 \cos(0.0 + 11.3 + 0.0) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(30.0 + 0.0) \sin(30.0 - 11.3)}{\cos(0.0 + 11.3 + 0.0) \cos 0.0}} \right]^2} \\ &= 0.473\end{aligned}$$

土圧強度

	算式	土圧強度 (kN/m ²)
p _{E1}	0.473 × 0.00	0.00
p _{E2}	0.473 × (0.00 + 2.450 × 18.60)	21.57
p _{E2} '	0.473 × (0.00 + 2.450 × 18.60)	21.57
p _{E3}	0.473 × {0.00 + 2.450 × 18.60 + 0.950 × (19.60 - 9.80)}	25.97

土圧

	算式	作用位置 y(m)	土圧 (kN/m)
P _{E1}	(0.00 + 21.57) × 2.450 × 0.5	2.317	26.42
P _{E2}	(21.57 + 25.97) × 0.950 × 0.5	1.010	22.58

iv) 地震時静止土圧

$$\begin{aligned}P_{oE1} &= P_1 + P_{E1} \cos(\alpha + \delta') - P_{N1} \cos(\alpha + \delta) \\&= 27.91 + 26.42 \times \cos(0.0 + 0.0) - 17.22 \times \cos(0.0 + 10.0) \\&= 37.37 \text{ kN/m} \\P_{oE2} &= P_2 + P_{E2} \cos(\alpha + \delta') - P_{N2} \cos(\alpha + \delta) \\&= 23.86 + 22.58 \times \cos(0.0 + 0.0) - 14.72 \times \cos(0.0 + 10.0) \\&= 31.94 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

2-4 水圧の計算

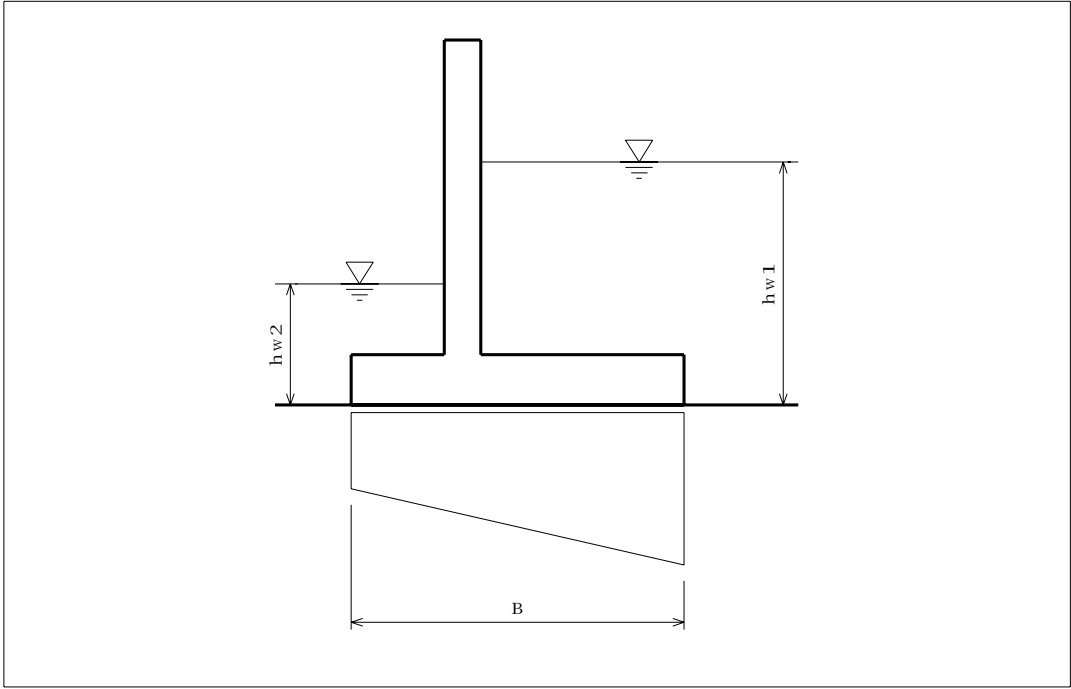
2-4-1 常時荷重ケース1(常時)

	算式	作用位置 y(m)	水圧力 P_w (kN/m)
前面	$9.80 \times 2.000^2 \times 0.5$	0.667	19.60
背面	$9.80 \times 2.500^2 \times 0.5$	0.833	30.63

2-4-2 地震時荷重ケース1(地震時)

	算式	作用位置 y(m)	水圧力 P_w (kN/m)
前面	$9.80 \times 1.000^2 \times 0.5$	0.333	4.90
背面	$9.80 \times 1.500^2 \times 0.5$	0.500	11.03

2-5 揚圧力の計算



底版幅 $B = 3.600 \text{ m}$

2-5-1 常時荷重ケース1(常時)

算式	作用位置 x(m)	揚圧力 U(kN/m)
$(2.500+2.000) \times 3.600 \times 9.80 \times 0.5$	1.867	79.38

2-5-2 地震時荷重ケース1(地震時)

算式	作用位置 x(m)	揚圧力 U(kN/m)
$(1.500+1.000) \times 3.600 \times 9.80 \times 0.5$	1.920	44.10

2-6 載荷重の計算

2-6-1 常時荷重ケース1(常時)

	荷重名称	荷重強度 q(kN/m ²)	載荷幅 W(m)	載荷重 Q(kN/m)
載荷重1	常時戴荷重	0.00	0.000	0.00
合計				0.00

2-6-2 地震時荷重ケース1(地震時)

	荷重名称	荷重強度 q(kN/m ²)	載荷幅 W(m)	載荷重 Q(kN/m)
載荷重1		0.00	0.000	0.00
合計				0.00

3 安定計算

3-1 常時荷重ケース1(常時)

(1) 作用荷重の集計

項目	鉛直力 V _i (kN)	水平力 H _i (kN)	アーム長		曲げモーメント	
			x _i (m)	y _i (m)	M _{xi} (kN・m)	M _{yi} (kN・m)
躯体自重	81.83	----	1.556	----	127.30	----
土砂自重	208.11	----	1.878	----	390.89	----
土圧(1)	----	9.78	----	2.983	----	29.17
土圧(2)	----	49.03	----	1.120	----	54.90
背面水圧	----	30.63	----	0.833	----	25.52
前面水圧	----	-19.60	----	0.667	----	-13.07
揚圧力	-79.38	----	1.867	----	-148.18	----
載荷重	0.00	----	0.000	----	0.00	----
合計	210.56	69.83	1.757	1.382	370.02	96.52

(2) 転倒に対する検討

合力の作用位置

$$d = \frac{\sum M_{xi} - \sum M_{yi}}{\sum V_i} = 1.299 \text{ m}$$

許容偏心距離

$$e_a = \frac{B}{6} = \frac{3.600}{6} = 0.600 \text{ m}$$

偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{3.600}{2} - 1.299 = 0.501 \text{ m}$$

$$|e| = 0.501 \text{ m} < e_a = 0.600 \text{ m} \text{ (OK)}$$

(3) 滑動に対する検討

$$\begin{aligned} F_s &= \frac{C_B \cdot B + \sum V_i \cdot \tan \phi_B}{\sum H_i} \\ &= \frac{0.00 \times 3.600 + 210.56 \times 0.60}{69.83} \\ &= 1.81 > 1.20 \text{ (OK)} \end{aligned}$$

ここに、

基礎底面と地盤との付着力

$$C_B = 0.00 \text{ kN/m}^2$$

底版幅

$$B = 3.600 \text{ m}$$

基礎底面と地盤との間の摩擦係数

$$\tan \phi_B = 0.60$$

(4) 地盤支持力に対する検討

地盤反力度

$|e| < \frac{B}{6}$ なので、台形分布となる。

$$\begin{aligned} q_{\max} &= \frac{\sum V_i}{B} + \frac{|6M_B|}{B^2} = \frac{210.56}{3.600} + \frac{6 \times 105.51}{3.600^2} \\ &= 107.34 \text{ kN/m}^2 < q_a = 300.00 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q_{\min} &= \frac{\sum V_i}{B} - \frac{|6M_B|}{B^2} = \frac{210.56}{3.600} - \frac{6 \times 105.51}{3.600^2} \\ &= 9.64 \text{ kN/m}^2 < q_a = 300.00 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

ここに、

基礎底面図心に作用するモーメント(= $\sum V_i \cdot e$)

$$M_B = 105.51 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

許容支持力度

$$q_a = 300.00 \text{ kN/m}^2$$

(5) 底版中央に作用する合力

$$V = \sum V_i \times l_2 \times 2 = 210.56 \times 1.000 \times 2 = 421.12 \text{ kN}$$

$$H = \sum H_i \times l_2 \times 2 = 69.83 \times 1.000 \times 2 = 139.65 \text{ kN}$$

$$M = \sum V_i \times e \times l_2 \times 2 = 210.56 \times 0.501 \times 1.000 \times 2 = 211.02 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

ここに、

底版の張り出し長

$$l_2 = 1.000 \text{ m}$$

3-2 地震時荷重ケース1(地震時)

(1) 作用荷重の集計

項目	鉛直力 V _i (kN)	水平力 H _i (kN)	アーム長		曲げモーメント	
			x _i (m)	y _i (m)	M _{xi} (kN・m)	M _{yi} (kN・m)
躯体自重	81.83	16.37	1.556	1.079	127.30	17.66
土砂自重	204.91	40.98	1.878	2.234	384.89	91.56
土圧(1)	----	37.92	----	2.317	----	87.85
土圧(2)	----	53.92	----	0.715	----	38.57
背面水圧	----	11.03	----	0.500	----	5.51
前面水圧	----	-4.90	----	0.333	----	-1.63
揚圧力	-44.10	----	1.920	----	-84.67	----
載荷重	0.00	----	0.000	----	0.00	----
合計	242.64	155.31	1.762	1.542	427.52	239.52

(2) 転倒に対する検討

合力の作用位置

$$d = \frac{\sum M_{xi} - \sum M_{yi}}{\sum V_i} = 0.775 \text{ m}$$

許容偏心距離

$$e_a = \frac{B}{3} = \frac{3.600}{3} = 1.200 \text{ m}$$

偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{3.600}{2} - 0.775 = 1.025 \text{ m}$$

$$|e| = 1.025 \text{ m} < e_a = 1.200 \text{ m} \quad (\text{OK})$$

(3) 滑動に対する検討

$$F_s = \frac{C_B \cdot B + \sum V_i \cdot \tan \phi_B}{\sum H_i}$$

$$= \frac{0.00 \times 3.600 + 242.64 \times 0.60}{155.31}$$

$$= 0.94 < 1.50 \quad (\text{OUT})$$

ここに、

基礎底面と地盤との付着力

$$C_B = 0.00 \text{ kN/m}^2$$

底版幅

$$B = 3.600 \text{ m}$$

基礎底面と地盤との間の摩擦係数

$$\tan \phi_B = 0.60$$

(4) 地盤支持力に対する検討

$|e| \geq \frac{B}{6}$ なので、三角形分布となる。

作用幅

$$x = 3 \left[\frac{B}{2} - |e| \right] = 3 \times \left[\frac{3.600}{2} - 1.025 \right]$$

$$= 2.324 \text{ m}$$

地盤反力度

$$q_{\max} = \frac{2 \sum V_i}{x} = \frac{2 \times 242.64}{2.324}$$

$$= 208.77 \text{ kN/m}^2 < q_a = 300.00 \text{ kN/m}^2$$

ここに、

許容支持力度

$$q_a = 300.00 \text{ kN/m}^2$$

(5) 底版中央に作用する合力

$$V = \sum V_i \times l_2 \times 2 = 242.64 \times 1.000 \times 2 = 485.28 \text{ kN}$$

$$H = \sum H_i \times l_2 \times 2 = 155.31 \times 1.000 \times 2 = 310.62 \text{ kN}$$

$$M = \sum V_i \times e \times l_2 \times 2 = 242.64 \times 1.025 \times 1.000 \times 2 = 497.49 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

ここに、

底版の張り出し長

$$l_2 = 1.000 \text{ m}$$

3-3 安定照査結果一覧表

荷重ケース		偏心量 (m) e e _a	滑動安全率 F _s F _{sa}	地盤反力度 (kN/m ²) q q _a	判定
常 時	常時	0.501 < 0.600	1.809 > 1.2	107.34 < 300.00	OK
地震時	地震時	1.025 < 1.200	0.937 < 1.5	208.77 < 300.00	OUT

4 部材計算

4-1 常時荷重ケース1(常時)

4-1-1 たて壁

(1) 樋門本体付け根

水平方向の鉄筋はD16 ctc250 の配置とする。

樋門本体付け根の照査には、たて壁底板付け根での土水圧強度を使用する。

土圧

$$P = p_3 \cdot l_1 = 23.04 \times 1.000 = 23.04 \text{ kN/m}$$

ここに、

たて壁底板付け根での土圧強度

$$p_3 = 23.04 \text{ kN/m}^2$$

たて壁の張り出し長

$$l_1 = 1.000 \text{ m}$$

水圧

$$\begin{aligned} P_w &= \gamma_w (a_2' - H_{w2} + C) l_1 = 9.80 \times (1.950 - 2.000 + 0.550) \times 1.000 \\ &= 4.90 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

ここに、

水の単位体積重量

$$\gamma_w = 9.80 \text{ kN/m}^3$$

たて壁付け根から背面水位までの高さ

$$a_2' = 1.950 \text{ m}$$

前面水位

$$H_{w2} = 2.000 \text{ m}$$

底板の厚さ

$$C = 0.550 \text{ m}$$

項目	鉛直力 V_i (kN)	水平力 H_i (kN)	アーム長		曲げモーメント	
			x_i (m)	y_i (m)	M_{xi} (kN・m)	M_{yi} (kN・m)
土圧	----	23.04	----	0.500	----	11.52
水圧	----	4.90	----	0.500	----	2.45
合計	----	27.94	----	----	----	13.97

曲げモーメント	M	=	13970000	N・mm
せん断力	S	=	27940	N
部材幅	b	=	1000	mm
部材高	D	=	400	mm
かぶり	d'	=	106	mm
有効高	d	=	294	mm
使用鉄筋量	As	=	794.4	mm ²

$$C = \frac{M}{b \cdot d^2} = \frac{13970000}{1000 \times 294^2} = 0.162 \text{ N/mm}^2$$

$$P = \frac{As}{b \cdot d} = \frac{794.4}{1000 \times 294} = 0.0027$$

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

$$j = 1 - \frac{k}{3}, \quad n = 15$$

$$\frac{1}{L_c} = \frac{2}{k \cdot j}, \quad \frac{1}{L_s} = \frac{1}{P \cdot j}$$

$$k = 0.247 \quad 1/L_s = 403.3$$

$$j = 0.918 \quad 1/L_c = 8.8$$

$$\sigma_s = C/L_s = 0.162 \times 403.3 = 65.2 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_c = C/L_c = 0.162 \times 8.8 = 1.4 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau = S/(b \cdot d) = 27940/(1000 \times 294) = 0.10 \text{ N/mm}^2$$

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	65.2	<	160.0	OK
コンクリート曲げ圧縮応力度	N/mm ²	1.4	<	8.0	OK
コンクリートせん断応力度	N/mm ²	0.10	<	0.39	OK

(2) 底版付け根

鉛直方向の鉄筋はD16 ctc125 の配置とする。

項目	鉛直力 V _i (kN)	水平力 H _i (kN)	アーム長		曲げモーメント	
			x _i (m)	y _i (m)	M _{xi} (kN・m)	M _{yi} (kN・m)
土圧	----	45.39	----	1.222	----	55.48
背面水圧	----	18.63	----	0.650	----	12.11
前面水圧	----	-10.30	----	0.483	----	-4.98
合計	----	53.72	----	----	----	62.62

曲げモーメント	M	=	62615167	N・mm
せん断力	S	=	53719	N
部材幅	b	=	1000	mm
部材高	D	=	400	mm
かぶり	d'	=	90	mm
有効高	d	=	310	mm
使用鉄筋量	As	=	1588.8	mm ²

$$C = \frac{M}{b \cdot d^2} = \frac{62615167}{1000 \times 310^2} = 0.652 \text{ N/mm}^2$$

$$P = \frac{As}{b \cdot d} = \frac{1588.8}{1000 \times 310} = 0.0051$$

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

$$j = 1 - \frac{k}{3}, \quad n = 15$$

$$\frac{1}{L_c} = \frac{2}{k \cdot j}, \quad \frac{1}{L_s} = \frac{1}{P \cdot j}$$

$$k = 0.323 \quad 1/L_s = 218.6$$

$$j = 0.892 \quad 1/L_c = 6.9$$

$$\sigma_s = C/L_s = 0.652 \times 218.6 = 142.5 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_c = C/L_c = 0.652 \times 6.9 = 4.5 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau = S/(b \cdot d) = 53719/(1000 \times 310) = 0.17 \text{ N/mm}^2$$

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	142.5	<	160.0	OK
コンクリート曲げ圧縮応力度	N/mm ²	4.5	<	8.0	OK
コンクリートせん断応力度	N/mm ²	0.17	<	0.39	OK

4-1-2 つま先版

(1) 樋門本体付け根

鉄筋はD16 ctc250 の配置とする。

せん断力は付け根からC/2(Cは底版の厚さ)離れた位置で求める。

つま先版の自重による曲げモーメントおよびせん断力

$$M_v = C \cdot l_2 \cdot \gamma_c \cdot \frac{l_2}{2} = 0.550 \times 1.000 \times 24.50 \times \frac{1.000}{2} = 6.74 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$S_v = C \cdot l_2' \cdot \gamma_c = 0.550 \times 0.725 \times 24.50 = 9.77 \text{ kN}$$

ここに、

底版の厚さ	C	= 0.550 m
つま先版の張り出し長	l_2	= 1.000 m
せん断力の照査位置(= $l_2 - C/2$)	l_2'	= 0.725 m
コンクリートの単位体積重量	γ_c	= 24.50 kN/m ³

つま先版にかかる地盤反力を等分布荷重に換算する。

$$q_3 = \frac{q_1(B-b_1) + q_2 \cdot b_1}{B} = \frac{107.34 \times (3.600 - 1.000) + 9.64 \times 1.000}{3.600}$$
$$= 80.20 \text{ kN/m}^2$$

$$Q = \frac{(q_1 + q_3)b_1}{2} = \frac{(107.34 + 80.20) \times 1.000}{2} = 93.77 \text{ kN/m}$$

$$q_4 = \frac{Q}{b_1} = \frac{93.77}{1.000} = 93.77 \text{ kN/m}^2$$

ここに、

底版幅	B	= 3.600 m
たて壁付け根からつま先版先端までの長さ	b_1	= 1.000 m
つま先版先端での地盤反力度	q_1	= 107.34 kN/m ²
かかと版先端での地盤反力度	q_2	= 9.64 kN/m ²
つま先版たて壁付け根での地盤反力度	q_3	
換算された等分布荷重強度	q_4	
つま先版にかかる地盤反力	Q	

地盤反力による曲げモーメントおよびせん断力

$$M_q = q_4 \cdot l_2 \cdot \frac{l_2}{2} = 93.77 \times 1.000 \times \frac{1.000}{2} = 46.88 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$S_q = q_4 \cdot l_2' = 93.77 \times 0.725 = 67.98 \text{ kN}$$

つま先版にかかる揚圧力を等分布荷重に換算する。

$$\begin{aligned}
 u_3 &= \frac{H_{w2}(B-b_1)+H_{w1}\cdot b_1}{B} \quad \gamma_w = \frac{2.000 \times (3.600-1.000)+2.500 \times 1.000}{3.600} \times 9.80 \\
 &= 20.96 \text{ kN/m}^2 \\
 U &= \frac{(H_{w2} \cdot \gamma_w + u_3) b_1}{2} = \frac{(2.000 \times 9.80 + 20.96) \times 1.000}{2} = 20.28 \text{ kN/m} \\
 u_4 &= \frac{U}{b_1} = \frac{20.28}{1.000} = 20.28 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

ここに、

底版幅	B	=	3.600	m
たて壁付け根がつま先版先端までの長さ	b ₁	=	1.000	m
前面水位	H _{w2}	=	2.000	m
背面水位	H _{w1}	=	2.500	m
水の単位体積重量	γ _w	=	9.80	kN/m ³
つま先版たて壁付け根での揚圧力度	u ₃			
換算された等分布荷重強度	u ₄			
つま先版にかかる揚圧力	U			

揚圧力による曲げモーメント及びせん断力

$$\begin{aligned}
 M_u &= u_4 \cdot l_2 \cdot \frac{l_2}{2} = 20.28 \times 1.000 \times \frac{1.000}{2} = 10.14 \text{ kN}\cdot\text{m} \\
 S_u &= u_4 \cdot l_2' = 20.28 \times 0.725 = 14.70 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

項目	鉛直力 V _i (kN)	水平力 H _i (kN)	アーム長		曲げモーメント	
			x _i (m)	y _i (m)	M _{xi} (kN・m)	M _{yi} (kN・m)
躯体自重	-9.77	----	----	----	-6.74	----
地盤反力	67.98	----	----	----	46.88	----
揚圧力	14.70	----	----	----	10.14	----
合計	72.92	----	----	----	50.29	----

曲げモーメント	M	=	50286309	N・mm
せん断力	S	=	72915	N
部材幅	b	=	1000	mm
部材高	D	=	550	mm
かぶり	d'	=	106	mm
有効高	d	=	444	mm
使用鉄筋量	As	=	794.4	mm ²

$$C = \frac{M}{b \cdot d^2} = \frac{50286309}{1000 \times 444^2} = 0.255 \text{ N/mm}^2$$

$$P = \frac{As}{b \cdot d} = \frac{794.4}{1000 \times 444} = 0.0018$$

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

$$j = 1 - \frac{k}{3}, \quad n = 15$$

$$\frac{1}{L_c} = \frac{2}{k \cdot j}, \quad \frac{1}{L_s} = \frac{1}{P \cdot j}$$

$$k = 0.206 \quad 1/L_s = 600.2$$

$$j = 0.931 \quad 1/L_c = 10.4$$

$$\sigma_s = C/L_s = 0.255 \times 600.2 = 153.1 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_c = C/L_c = 0.255 \times 10.4 = 2.7 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau = S/(b \cdot d) = 72915/(1000 \times 444) = 0.16 \text{ N/mm}^2$$

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	153.1	<	160.0	OK
コンクリート曲げ圧縮応力度	N/mm ²	2.7	<	8.0	OK
コンクリートせん断応力度	N/mm ²	0.16	<	0.39	OK

(2) たて壁付け根

水平方向の鉄筋はD16 ctc250 の配置とする。

つま先版の自重による曲げモーメントおよびせん断力

$$M_w = C \cdot b_1 \cdot \gamma_c \cdot \frac{b_1}{2} = 0.550 \times 1.000 \times 24.50 \times \frac{1.000}{2} = 6.74 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$S_w = C \cdot b_1 \cdot \gamma_c = 0.550 \times 1.000 \times 24.50 = 13.48 \text{ kN}$$

ここに、

底版の厚さ	C	= 0.550 m
つま先版の張り出し長	b ₁	= 1.000 m
コンクリートの単位体積重量	γ _c	= 24.50 kN/m ³

地盤反力による曲げモーメントおよびせん断力

$$l_3 = \frac{q_3 + 2q_1}{3(q_1 + q_3)} b_1 = \frac{80.20 + 2 \times 107.34}{3 \times (107.34 + 80.20)} \times 1.000 = 0.524 \text{ m}$$

$$M_q = Q \cdot l_3 = 93.77 \times 0.524 = 49.14 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$S_q = Q = 93.77 \text{ kN}$$

ここに、

つま先版先端での地盤反力度	q ₁	= 107.34 kN/m ²
つま先版たて壁付け根での地盤反力度	q ₃	= 80.20 kN/m ²
つま先版に作用する地盤反力	Q	= 93.77 kN/m

揚圧力による曲げモーメント及びせん断力

$$l_4 = \frac{2H_{w2} \cdot \gamma_w + u_3}{3(H_{w2} \cdot \gamma_w + u_3)} b_1 = \frac{2 \times 2.000 \times 9.80 + 20.96}{3 \times (2.000 \times 9.80 + 20.96)} \times 1.000 = 0.494 \text{ m}$$

$$M_u = U \cdot l_4 = 20.28 \times 0.494 = 10.03 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$S_u = U = 20.28 \text{ kN}$$

ここに、

前面水位	H _{w2}	= 2.000 m
つま先版たて壁付け根での揚圧力度	u ₃	= 20.96 kN/m ²
水の単位体積重量	γ _w	= 9.80 kN/m ³
つま先版に作用する揚圧力	U	= 20.28 kN/m
揚圧力の作用位置	l ₄	

項目	鉛直力 V _i (kN)	水平力 H _i (kN)	アーム長		曲げモーメント	
			x _i (m)	y _i (m)	M _{xi} (kN・m)	M _{yi} (kN・m)
躯体自重	-13.48	----	0.500	----	-6.74	----
地盤反力	93.77	----	0.524	----	49.14	----
揚圧力	20.28	----	0.494	----	10.03	----
合計	100.57	----	----	----	52.43	----

曲げモーメント	M	=	52434340	N・mm
せん断力	S	=	100573	N
部材幅	b	=	1000	mm
部材高	D	=	550	mm
かぶり	d'	=	90	mm
有効高	d	=	460	mm
使用鉄筋量	As	=	794.4	mm ²

$$C = \frac{M}{b \cdot d^2} = \frac{52434340}{1000 \times 460^2} = 0.248 \text{ N/mm}^2$$

$$P = \frac{As}{b \cdot d} = \frac{794.4}{1000 \times 460} = 0.0017$$

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

$$j = 1 - \frac{k}{3}, \quad n = 15$$

$$\frac{1}{L_c} = \frac{2}{k \cdot j}, \quad \frac{1}{L_s} = \frac{1}{P \cdot j}$$

$$k = 0.203 \quad 1/L_s = 621.1$$

$$j = 0.932 \quad 1/L_c = 10.6$$

$$\sigma_s = C/L_s = 0.248 \times 621.1 = 153.9 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_c = C/L_c = 0.248 \times 10.6 = 2.6 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau = S/(b \cdot d) = 100573/(1000 \times 460) = 0.22 \text{ N/mm}^2$$

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	153.9	<	160.0	OK
コンクリート曲げ圧縮応力度	N/mm ²	2.6	<	8.0	OK
コンクリートせん断応力度	N/mm ²	0.22	<	0.39	OK

4-1-3 かかと版

(1) 樋門本体付け根

鉄筋はD16 ctc250 の配置とする。

せん断力は付け根からC/2(Cは底版の厚さ)離れた位置で求める。

かかと版の自重による曲げモーメントおよびせん断力

$$M_v = C \cdot l_2 \cdot \gamma_c \cdot \frac{l_2}{2} = 0.550 \times 1.000 \times 24.50 \times \frac{1.000}{2} = 6.74 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$S_v = C \cdot l_2' \cdot \gamma_c = 0.550 \times 0.725 \times 24.50 = 9.77 \text{ kN}$$

ここに、

底版の厚さ	C	= 0.550 m
かかと版の張り出し長	l_2	= 1.000 m
せん断力の照査位置(= $l_2 - C/2$)	l_2'	= 0.725 m
コンクリートの単位体積重量	γ_c	= 24.50 kN/m ³

かかと版にかかる地盤反力を等分布荷重に換算する。

$$q_3 = \frac{q_1 \cdot b_2 + q_2(B - b_2)}{B} = \frac{107.34 \times 2.200 + 9.64 \times (3.600 - 2.200)}{3.600}$$
$$= 69.34 \text{ kN/m}^2$$

$$Q = \frac{(q_2 + q_3)b_2}{2} = \frac{(9.64 + 69.34) \times 2.200}{2} = 86.88 \text{ kN/m}$$

$$q_4 = \frac{Q}{b_2} = \frac{86.88}{2.200} = 39.49 \text{ kN/m}^2$$

ここに、

底版幅	B	= 3.600 m
たて壁付け根からかかと版先端までの長さ	b_2	= 2.200 m
つま先版先端での地盤反力度	q_1	= 107.34 kN/m ²
かかと版先端での地盤反力度	q_2	= 9.64 kN/m ²
かかと版たて壁付け根での地盤反力度	q_3	
換算された等分布荷重強度	q_4	
かかと版にかかる地盤反力	Q	

地盤反力による曲げモーメントおよびせん断力

$$M_q = q_4 \cdot l_2 \cdot \frac{l_2}{2} = 39.49 \times 1.000 \times \frac{1.000}{2} = 19.75 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$S_q = q_4 \cdot l_2' = 39.49 \times 0.725 = 28.63 \text{ kN}$$

かかと版にかかる揚圧力を等分布荷重に換算する。

$$u_3 = \frac{H_{w2} \cdot b_2 + H_{w1}(B - b_2)}{B} \gamma_w = \frac{2.000 \times 2.200 + 2.500 \times (3.600 - 2.200)}{3.600} \times 9.80$$

$$= 21.51 \text{ kN/m}^2$$

$$U = \frac{(H_{w1} \cdot \gamma_w + u_3) b_2}{2} = \frac{(2.500 \times 9.80 + 21.51) \times 2.200}{2} = 50.61 \text{ kN/m}$$

$$u_4 = \frac{U}{b_2} = \frac{50.61}{2.200} = 23.00 \text{ kN/m}^2$$

ここに、

底版幅	B	=	3.600	m
たて壁付け根からかかと版先端までの長さ	b ₂	=	2.200	m
前面水位	H _{w2}	=	2.000	m
背面水位	H _{w1}	=	2.500	m
水の単位体積重量	γ _w	=	9.80	kN/m ³
かかと版たて壁付け根での揚圧力度	u ₃			
換算された等分布荷重強度	u ₄			
かかと版にかかる揚圧力	U			

揚圧力による曲げモーメント及びせん断力

$$M_u = u_4 \cdot l_2 \cdot \frac{l_2}{2} = 23.00 \times 1.000 \times \frac{1.000}{2} = 11.50 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$S_u = u_4 \cdot l_2' = 23.00 \times 0.725 = 16.68 \text{ kN}$$

項目	鉛直力 V _i (kN)	水平力 H _i (kN)	アーム長		曲げモーメント	
			x _i (m)	y _i (m)	M _{xi} (kN・m)	M _{yi} (kN・m)
躯体自重	9.77	----	----	----	6.74	----
土砂自重	47.26	----	----	----	32.60	----
地盤反力	-28.63	----	----	----	-19.75	----
揚圧力	-16.68	----	----	----	-11.50	----
合計	11.72	----	----	----	8.09	----

曲げモーメント	M	=	8085064	N・mm
せん断力	S	=	11723	N
部材幅	b	=	1000	mm
部材高	D	=	550	mm
かぶり	d'	=	106	mm
有効高	d	=	444	mm
使用鉄筋量	As	=	794.4	mm ²

$$C = \frac{M}{b \cdot d^2} = \frac{8085064}{1000 \times 444^2} = 0.041 \text{ N/mm}^2$$

$$P = \frac{As}{b \cdot d} = \frac{794.4}{1000 \times 444} = 0.0018$$

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

$$j = 1 - \frac{k}{3}, \quad n = 15$$

$$\frac{1}{L_c} = \frac{2}{k \cdot j}, \quad \frac{1}{L_s} = \frac{1}{P \cdot j}$$

$$k = 0.206 \quad 1/L_s = 600.2$$

$$j = 0.931 \quad 1/L_c = 10.4$$

$$\sigma_s = C/L_s = 0.041 \times 600.2 = 24.6 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_c = C/L_c = 0.041 \times 10.4 = 0.4 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau = S/(b \cdot d) = 11723/(1000 \times 444) = 0.03 \text{ N/mm}^2$$

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	24.6	<	160.0	OK
コンクリート曲げ圧縮応力度	N/mm ²	0.4	<	8.0	OK
コンクリートせん断応力度	N/mm ²	0.03	<	0.39	OK

(2) たて壁付け根

水平方向の鉄筋はD16 ctc125 の配置とする。

かかと版の自重による曲げモーメントおよびせん断力

$$M_w = C \cdot b_2 \cdot \gamma_c \cdot \frac{b_2}{2} = 0.550 \times 2.200 \times 24.50 \times \frac{2.200}{2} = 32.61 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$S_w = C \cdot b_2 \cdot \gamma_c = 0.550 \times 2.200 \times 24.50 = 29.65 \text{ kN}$$

ここに、

底版の厚さ	C	= 0.550 m
かかと版の張り出し長	b ₂	= 2.200 m
コンクリートの単位体積重量	γ _c	= 24.50 kN/m ³

地盤反力による曲げモーメントおよびせん断力

$$l_3 = \frac{2q_2+q_3}{3(q_2+q_3)} b_2 = \frac{2 \times 9.64 + 69.34}{3 \times (9.64 + 69.34)} \times 2.200 = 0.823 \text{ m}$$

$$M_q = Q \cdot l_3 = 86.88 \times 0.823 = 71.49 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$S_q = Q = 86.88 \text{ kN}$$

ここに、

かかと版先端での地盤反力度	q ₂	= 9.64 kN/m ²
かかと版たて壁付け根での地盤反力度	q ₃	= 69.34 kN/m ²
かかと版に作用する地盤反力	Q	= 86.88 kN/m
地盤反力の作用位置	l ₃	= 0.823 m

揚圧力による曲げモーメント及びせん断力

$$l_4 = \frac{2H_{w1} \cdot \gamma_w + u_3}{3(H_{w1} \cdot \gamma_w + u_3)} b_2 = \frac{2 \times 2.500 \times 9.80 + 21.51}{3 \times (2.500 \times 9.80 + 21.51)} \times 2.200$$
$$= 1.124 \text{ m}$$

$$M_u = U \cdot l_4 = 50.61 \times 1.124 = 56.87 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$S_u = U = 50.61 \text{ kN}$$

ここに、

背面水位	H _{w1}	= 2.500 m
かかと版たて壁付け根での揚圧力度	u ₃	= 21.51 kN/m ²
水の単位体積重量	γ _w	= 9.80 kN/m ³
かかと版に作用する揚圧力	U	= 50.61 kN/m
揚圧力の作用位置	l ₄	

項目	鉛直力 V _i (kN)	水平力 H _i (kN)	アーム長		曲げモーメント	
			x _i (m)	y _i (m)	M _{xi} (kN・m)	M _{yi} (kN・m)
躯体自重	29.65	----	1.100	----	32.61	----
土砂自重	143.42	----	1.100	----	157.76	----
地盤反力	-86.88	----	0.823	----	-71.49	----
揚圧力	-50.61	----	1.124	----	-56.87	----
合計	35.57	----	----	----	62.00	----

曲げモーメント	M	=	62003945	N・mm
せん断力	S	=	35574	N
部材幅	b	=	1000	mm
部材高	D	=	550	mm
かぶり	d'	=	90	mm
有効高	d	=	460	mm
使用鉄筋量	As	=	1588.8	mm ²

$$C = \frac{M}{b \cdot d^2} = \frac{62003945}{1000 \times 460^2} = 0.293 \text{ N/mm}^2$$

$$P = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{1588.8}{1000 \times 460} = 0.0035$$

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

$$j = 1 - \frac{k}{3}, \quad n = 15$$

$$\frac{1}{L_c} = \frac{2}{k \cdot j}, \quad \frac{1}{L_s} = \frac{1}{P \cdot j}$$

$$k = 0.274 \quad 1/L_s = 318.7$$

$$j = 0.909 \quad 1/L_c = 8.0$$

$$\sigma_s = C/L_s = 0.293 \times 318.7 = 93.4 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_c = C/L_c = 0.293 \times 8.0 = 2.4 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau = S/(b \cdot d) = 35574/(1000 \times 460) = 0.08 \text{ N/mm}^2$$

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	93.4	<	160.0	OK
コンクリート曲げ圧縮応力度	N/mm ²	2.4	<	8.0	OK
コンクリートせん断応力度	N/mm ²	0.08	<	0.39	OK

4-2 地震時荷重ケース1(地震時)

4-2-1 たて壁

(1) 樋門本体付け根

水平方向の鉄筋はD16 ctc250 の配置とする。

樋門本体付け根の照査には、たて壁底板付け根での土水圧強度を使用する。

土圧

$$P = p_3 \cdot l_1 = 36.74 \times 1.000 = 36.74 \text{ kN/m}$$

ここに、

たて壁底板付け根での土圧強度

$$p_3 = 36.74 \text{ kN/m}^2$$

たて壁の張り出し長

$$l_1 = 1.000 \text{ m}$$

水圧

$$\begin{aligned} P_w &= \gamma_w (a_2' - H_{w2} + C) l_1 = 9.80 \times (0.950 - 1.000 + 0.550) \times 1.000 \\ &= 2.45 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

ここに、

水の単位体積重量

$$\gamma_w = 9.80 \text{ kN/m}^3$$

たて壁付け根から背面水位までの高さ

$$a_2' = 0.950 \text{ m}$$

前面水位

$$H_{w2} = 1.000 \text{ m}$$

底板の厚さ

$$C = 0.550 \text{ m}$$

項目	鉛直力 V_i (kN)	水平力 H_i (kN)	アーム長		曲げモーメント	
			x_i (m)	y_i (m)	M_{xi} (kN・m)	M_{yi} (kN・m)
躯体自重	----	1.96	----	0.500	----	0.98
土圧	----	36.74	----	0.500	----	18.37
水圧	----	2.45	----	0.500	----	1.23
合計	----	41.15	----	----	----	20.58

曲げモーメント	M	=	20575670	N・mm
せん断力	S	=	41151	N
部材幅	b	=	1000	mm
部材高	D	=	400	mm
かぶり	d'	=	106	mm
有効高	d	=	294	mm
使用鉄筋量	As	=	794.4	mm ²

$$C = \frac{M}{b \cdot d^2} = \frac{20575670}{1000 \times 294^2} = 0.238 \text{ N/mm}^2$$

$$P = \frac{As}{b \cdot d} = \frac{794.4}{1000 \times 294} = 0.0027$$

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

$$j = 1 - \frac{k}{3}, \quad n = 15$$

$$\frac{1}{L_c} = \frac{2}{k \cdot j}, \quad \frac{1}{L_s} = \frac{1}{P \cdot j}$$

$$k = 0.247 \quad 1/L_s = 403.3$$

$$j = 0.918 \quad 1/L_c = 8.8$$

$$\sigma_s = C/L_s = 0.238 \times 403.3 = 96.0 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_c = C/L_c = 0.238 \times 8.8 = 2.1 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau = S/(b \cdot d) = 41151/(1000 \times 294) = 0.14 \text{ N/mm}^2$$

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	96.0	<	300.0	OK
コンクリート曲げ圧縮応力度	N/mm ²	2.1	<	12.0	OK
コンクリートせん断応力度	N/mm ²	0.14	<	0.58	OK

(2) 底版付け根

鉛直方向の鉄筋はD16 ctc125 の配置とする。

項目	鉛直力 V _i (kN)	水平力 H _i (kN)	アーム長		曲げモーメント	
			x _i (m)	y _i (m)	M _{xi} (kN・m)	M _{yi} (kN・m)
躯体自重	----	6.66	----	1.700	----	11.33
土圧	----	69.32	----	1.165	----	80.73
背面水圧	----	4.42	----	0.317	----	1.40
前面水圧	----	0.99	----	0.150	----	0.15
合計	----	81.39	----	----	----	93.61

曲げモーメント	M	=	93607818	N・mm
せん断力	S	=	81395	N
部材幅	b	=	1000	mm
部材高	D	=	400	mm
かぶり	d'	=	90	mm
有効高	d	=	310	mm
使用鉄筋量	As	=	1588.8	mm ²

$$C = \frac{M}{b \cdot d^2} = \frac{93607818}{1000 \times 310^2} = 0.974 \text{ N/mm}^2$$

$$P = \frac{As}{b \cdot d} = \frac{1588.8}{1000 \times 310} = 0.0051$$

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

$$j = 1 - \frac{k}{3}, \quad n = 15$$

$$\frac{1}{L_c} = \frac{2}{k \cdot j}, \quad \frac{1}{L_s} = \frac{1}{P \cdot j}$$

$$k = 0.323 \quad 1/L_s = 218.6$$

$$j = 0.892 \quad 1/L_c = 6.9$$

$$\sigma_s = C/L_s = 0.974 \times 218.6 = 213.0 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_c = C/L_c = 0.974 \times 6.9 = 6.8 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau = S/(b \cdot d) = 81395/(1000 \times 310) = 0.26 \text{ N/mm}^2$$

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	213.0	<	300.0	OK
コンクリート曲げ圧縮応力度	N/mm ²	6.8	<	12.0	OK
コンクリートせん断応力度	N/mm ²	0.26	<	0.58	OK

4-2-2 つま先版

(1) 樋門本体付け根

鉄筋はD16 ctc250 の配置とする。

せん断力は付け根からC/2(Cは底版の厚さ)離れた位置で求める。

つま先版の自重による曲げモーメントおよびせん断力

$$M_w = C \cdot l_2 \cdot \gamma_c \cdot \frac{l_2}{2} = 0.550 \times 1.000 \times 24.50 \times \frac{1.000}{2} = 6.74 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$S_w = C \cdot l_2' \cdot \gamma_c = 0.550 \times 0.725 \times 24.50 = 9.77 \text{ kN}$$

ここに、

底版の厚さ	C	= 0.550 m
つま先版の張り出し長	l_2	= 1.000 m
せん断力の照査位置(= $l_2 - C/2$)	l_2'	= 0.725 m
コンクリートの単位体積重量	γ_c	= 24.50 kN/m ³

つま先版にかかる地盤反力を等分布荷重に換算する。

$$q_3 = \frac{q_1 \cdot b_1}{x} = \frac{208.77 \times 1.000}{2.324} = 89.81 \text{ kN/m}^2$$

$$Q = \frac{(q_1 + q_3) b_1}{2} = \frac{(208.77 + 89.81) \times 1.000}{2} = 149.29 \text{ kN/m}$$

$$q_4 = \frac{Q}{b_1} = \frac{149.29}{1.000} = 149.29 \text{ kN/m}^2$$

ここに、

たて壁付け根からつま先版先端までの長さ	b_1	= 1.000 m
つま先版先端での地盤反力度	q_1	= 208.77 kN/m ²
地盤反力の作用幅	x	= 2.324 m
つま先版たて壁付け根での地盤反力度	q_3	
換算された等分布荷重強度	q_4	
つま先版にかかる地盤反力	Q	

地盤反力による曲げモーメントおよびせん断力

$$M_q = q_4 \cdot l_2 \cdot \frac{l_2}{2} = 149.29 \times 1.000 \times \frac{1.000}{2} = 74.65 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$S_q = q_4 \cdot l_2' = 149.29 \times 0.725 = 108.24 \text{ kN}$$

つま先版にかかる揚圧力を等分布荷重に換算する。

$$u_3 = \frac{H_{w2}(B-b_1)+H_{w1} \cdot b_1}{B} \gamma_w = \frac{1.000 \times (3.600-1.000)+1.500 \times 1.000}{3.600} \times 9.80$$

$$= 11.16 \text{ kN/m}^2$$

$$U = \frac{(H_{w2} \cdot \gamma_w + u_3) b_1}{2} = \frac{(1.000 \times 9.80 + 11.16) \times 1.000}{2} = 10.48 \text{ kN/m}$$

$$u_4 = \frac{U}{b_1} = \frac{10.48}{1.000} = 10.48 \text{ kN/m}^2$$

ここに、

底版幅	B	=	3.600	m
たて壁付け根がつま先版先端までの長さ	b ₁	=	1.000	m
前面水位	H _{w2}	=	1.000	m
背面水位	H _{w1}	=	1.500	m
水の単位体積重量	γ _w	=	9.80	kN/m ³
つま先版たて壁付け根での揚圧力度	u ₃			
換算された等分布荷重強度	u ₄			
つま先版にかかる揚圧力	U			

揚圧力による曲げモーメント及びせん断力

$$M_u = u_4 \cdot l_2 \cdot \frac{l_2}{2} = 10.48 \times 1.000 \times \frac{1.000}{2} = 5.24 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$S_u = u_4 \cdot l_2' = 10.48 \times 0.725 = 7.60 \text{ kN}$$

項目	鉛直力 V _i (kN)	水平力 H _i (kN)	アーム長		曲げモーメント	
			x _i (m)	y _i (m)	M _{xi} (kN・m)	M _{yi} (kN・m)
躯体自重	-9.77	----	----	----	-6.74	----
地盤反力	108.24	----	----	----	74.65	----
揚圧力	7.60	----	----	----	5.24	----
合計	106.07	----	----	----	73.15	----

曲げモーメント	M	=	73148529	N・mm
せん断力	S	=	106065	N
部材幅	b	=	1000	mm
部材高	D	=	550	mm
かぶり	d'	=	106	mm
有効高	d	=	444	mm
使用鉄筋量	As	=	794.4	mm ²

$$C = \frac{M}{b \cdot d^2} = \frac{73148529}{1000 \times 444^2} = 0.371 \text{ N/mm}^2$$

$$P = \frac{As}{b \cdot d} = \frac{794.4}{1000 \times 444} = 0.0018$$

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

$$j = 1 - \frac{k}{3}, \quad n = 15$$

$$\frac{1}{L_c} = \frac{2}{k \cdot j}, \quad \frac{1}{L_s} = \frac{1}{P \cdot j}$$

$$k = 0.206 \quad 1/L_s = 600.2$$

$$j = 0.931 \quad 1/L_c = 10.4$$

$$\sigma_s = C/L_s = 0.371 \times 600.2 = 222.7 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_c = C/L_c = 0.371 \times 10.4 = 3.9 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau = S/(b \cdot d) = 106065/(1000 \times 444) = 0.24 \text{ N/mm}^2$$

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	222.7	<	300.0	OK
コンクリート曲げ圧縮応力度	N/mm ²	3.9	<	12.0	OK
コンクリートせん断応力度	N/mm ²	0.24	<	0.58	OK

(2) たて壁付け根

水平方向の鉄筋はD16 ctc250 の配置とする。

つま先版の自重による曲げモーメントおよびせん断力

$$M_w = C \cdot b_1 \cdot \gamma_c \cdot \frac{b_1}{2} = 0.550 \times 1.000 \times 24.50 \times \frac{1.000}{2} = 6.74 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$S_w = C \cdot b_1 \cdot \gamma_c = 0.550 \times 1.000 \times 24.50 = 13.48 \text{ kN}$$

ここに、

底版の厚さ	C	= 0.550 m
つま先版の張り出し長	b ₁	= 1.000 m
コンクリートの単位体積重量	γ _c	= 24.50 kN/m ³

地盤反力による曲げモーメントおよびせん断力

$$l_3 = \frac{q_3 + 2q_1}{3(q_1 + q_3)} b_1 = \frac{89.81 + 2 \times 208.77}{3 \times (208.77 + 89.81)} \times 1.000 = 0.566 \text{ m}$$

$$M_q = Q \cdot l_3 = 149.29 \times 0.566 = 84.56 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$S_q = Q = 149.29 \text{ kN}$$

ここに、

つま先版先端での地盤反力度	q ₁	= 208.77 kN/m ²
つま先版たて壁付け根での地盤反力度	q ₃	= 89.81 kN/m ²
つま先版に作用する地盤反力	Q	= 149.29 kN/m

揚圧力による曲げモーメント及びせん断力

$$l_4 = \frac{2H_{w2} \cdot \gamma_w + u_3}{3(H_{w2} \cdot \gamma_w + u_3)} b_1 = \frac{2 \times 1.000 \times 9.80 + 11.16}{3 \times (1.000 \times 9.80 + 11.16)} \times 1.000 = 0.489 \text{ m}$$

$$M_u = U \cdot l_4 = 10.48 \times 0.489 = 5.13 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$S_u = U = 10.48 \text{ kN}$$

ここに、

前面水位	H _{w2}	= 1.000 m
つま先版たて壁付け根での揚圧力度	u ₃	= 11.16 kN/m ²
水の単位体積重量	γ _w	= 9.80 kN/m ³
つま先版に作用する揚圧力	U	= 10.48 kN/m
揚圧力の作用位置	l ₄	

項目	鉛直力 V _i (kN)	水平力 H _i (kN)	アーム長		曲げモーメント	
			x _i (m)	y _i (m)	M _{xi} (kN・m)	M _{yi} (kN・m)
躯体自重	-13.48	----	0.500	----	-6.74	----
地盤反力	149.29	----	0.566	----	84.56	----
揚圧力	10.48	----	0.489	----	5.13	----
合計	146.30	----	----	----	82.95	----

曲げモーメント	M	=	82948035	N・mm
せん断力	S	=	146297	N
部材幅	b	=	1000	mm
部材高	D	=	550	mm
かぶり	d'	=	90	mm
有効高	d	=	460	mm
使用鉄筋量	As	=	794.4	mm ²

$$C = \frac{M}{b \cdot d^2} = \frac{82948035}{1000 \times 460^2} = 0.392 \text{ N/mm}^2$$

$$P = \frac{As}{b \cdot d} = \frac{794.4}{1000 \times 460} = 0.0017$$

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

$$j = 1 - \frac{k}{3}, \quad n = 15$$

$$\frac{1}{L_c} = \frac{2}{k \cdot j}, \quad \frac{1}{L_s} = \frac{1}{P \cdot j}$$

$$k = 0.203 \quad 1/L_s = 621.1$$

$$j = 0.932 \quad 1/L_c = 10.6$$

$$\sigma_s = C/L_s = 0.392 \times 621.1 = 243.5 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_c = C/L_c = 0.392 \times 10.6 = 4.1 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau = S/(b \cdot d) = 146297/(1000 \times 460) = 0.32 \text{ N/mm}^2$$

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	243.5	<	300.0	OK
コンクリート曲げ圧縮応力度	N/mm ²	4.1	<	12.0	OK
コンクリートせん断応力度	N/mm ²	0.32	<	0.58	OK

4-2-3 かかと版

(1) 樋門本体付け根

鉄筋はD16 ctc250 の配置とする。

せん断力は付け根からC/2(Cは底版の厚さ)離れた位置で求める。

かかと版の自重による曲げモーメントおよびせん断力

$$M_w = C \cdot l_2 \cdot \gamma_c \cdot \frac{l_2}{2} = 0.550 \times 1.000 \times 24.50 \times \frac{1.000}{2} = 6.74 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$S_w = C \cdot l_2' \cdot \gamma_c = 0.550 \times 0.725 \times 24.50 = 9.77 \text{ kN}$$

ここに、

底版の厚さ	C	= 0.550 m
かかと版の張り出し長	l_2	= 1.000 m
せん断力の照査位置(= $l_2 - C/2$)	l_2'	= 0.725 m
コンクリートの単位体積重量	γ_c	= 24.50 kN/m ³

かかと版にかかる地盤反力を等分布荷重に換算する。

$$q_3 = \frac{q_1(x-B+b_2)}{x} = \frac{208.77 \times (2.324-3.600+2.200)}{2.324}$$

$$= 83.03 \text{ kN/m}^2$$

$$Q = \frac{q_3(x-B+b_2)}{2} = \frac{83.03 \times (2.324-3.600+2.200)}{2}$$

$$= 38.38 \text{ kN/m}$$

$$q_4 = \frac{Q}{b_2} = \frac{38.38}{2.200} = 17.44 \text{ kN/m}^2$$

ここに、

底版幅	B	= 3.600 m
たて壁付け根からかかと版先端までの長さ	b_2	= 2.200 m
つま先版先端での地盤反力度	q_1	= 208.77 kN/m ²
地盤反力の作用幅	x	= 2.324 m
かかと版たて壁付け根での地盤反力度	q_3	
換算された等分布荷重強度	q_4	
かかと版にかかる地盤反力	Q	

地盤反力による曲げモーメントおよびせん断力

$$M_q = q_4 \cdot l_2 \cdot \frac{l_2}{2} = 17.44 \times 1.000 \times \frac{1.000}{2} = 8.72 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$S_q = q_4 \cdot l_2' = 17.44 \times 0.725 = 12.65 \text{ kN}$$

かかと版にかかる揚圧力を等分布荷重に換算する。

$$u_3 = \frac{H_{w2} \cdot b_2 + H_{w1}(B - b_2)}{B} \gamma_w = \frac{1.000 \times 2.200 + 1.500 \times (3.600 - 2.200)}{3.600} \times 9.80$$

$$= 11.71 \text{ kN/m}^2$$

$$U = \frac{(H_{w1} \cdot \gamma_w + u_3) b_2}{2} = \frac{(1.500 \times 9.80 + 11.71) \times 2.200}{2} = 29.05 \text{ kN/m}$$

$$u_4 = \frac{U}{b_2} = \frac{29.05}{2.200} = 13.20 \text{ kN/m}^2$$

ここに、

底版幅	B	=	3.600	m
たて壁付け根からかかと版先端までの長さ	b ₂	=	2.200	m
前面水位	H _{w2}	=	1.000	m
背面水位	H _{w1}	=	1.500	m
水の単位体積重量	γ _w	=	9.80	kN/m ³
かかと版たて壁付け根での揚圧力度	u ₃			
換算された等分布荷重強度	u ₄			
かかと版にかかる揚圧力	U			

揚圧力による曲げモーメント及びせん断力

$$M_u = u_4 \cdot l_2 \cdot \frac{l_2}{2} = 13.20 \times 1.000 \times \frac{1.000}{2} = 6.60 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$S_u = u_4 \cdot l_2' = 13.20 \times 0.725 = 9.57 \text{ kN}$$

項目	鉛直力 V _i (kN)	水平力 H _i (kN)	アーム長		曲げモーメント	
			x _i (m)	y _i (m)	M _{xi} (kN・m)	M _{yi} (kN・m)
躯体自重	9.77	----	----	----	6.74	----
土砂自重	46.54	----	----	----	32.10	----
地盤反力	-12.65	----	----	----	-8.72	----
揚圧力	-9.57	----	----	----	-6.60	----
合計	34.09	----	----	----	23.51	----

曲げモーメント	M	=	23508634	N・mm
せん断力	S	=	34088	N
部材幅	b	=	1000	mm
部材高	D	=	550	mm
かぶり	d'	=	106	mm
有効高	d	=	444	mm
使用鉄筋量	As	=	794.4	mm ²

$$C = \frac{M}{b \cdot d^2} = \frac{23508634}{1000 \times 444^2} = 0.119 \text{ N/mm}^2$$

$$P = \frac{As}{b \cdot d} = \frac{794.4}{1000 \times 444} = 0.0018$$

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

$$j = 1 - \frac{k}{3}, \quad n = 15$$

$$\frac{1}{L_c} = \frac{2}{k \cdot j}, \quad \frac{1}{L_s} = \frac{1}{P \cdot j}$$

$$k = 0.206 \quad 1/L_s = 600.2$$

$$j = 0.931 \quad 1/L_c = 10.4$$

$$\sigma_s = C/L_s = 0.119 \times 600.2 = 71.6 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_c = C/L_c = 0.119 \times 10.4 = 1.2 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau = S/(b \cdot d) = 34088/(1000 \times 444) = 0.08 \text{ N/mm}^2$$

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	71.6	<	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	0.08	<	0.58	OK

(2) たて壁付け根

水平方向の鉄筋はD16 ctc125 の配置とする。

かかと版の自重による曲げモーメントおよびせん断力

$$M_w = C \cdot b_2 \cdot \gamma_c \cdot \frac{b_2}{2} = 0.550 \times 2.200 \times 24.50 \times \frac{2.200}{2} = 32.61 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$S_w = C \cdot b_2 \cdot \gamma_c = 0.550 \times 2.200 \times 24.50 = 29.65 \text{ kN}$$

ここに、

底版の厚さ	C	= 0.550 m
かかと版の張り出し長	b ₂	= 2.200 m
コンクリートの単位体積重量	γ _c	= 24.50 kN/m ³

地盤反力による曲げモーメントおよびせん断力

$$l_3 = \frac{x-B+b_2}{3} = \frac{2.324-3.600+2.200}{3} = 0.308 \text{ m}$$

$$M_q = Q \cdot l_3 = 38.38 \times 0.308 = 11.83 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$S_q = Q = 38.38 \text{ kN}$$

ここに、

地盤反力の作用幅	x	= 2.324 m
かかと版に作用する地盤反力	Q	= 38.38 kN/m
地盤反力の作用位置	l ₃	= 0.308 m

揚圧力による曲げモーメント及びせん断力

$$l_4 = \frac{2H_{w1} \cdot \gamma_w + u_3}{3(H_{w1} \cdot \gamma_w + u_3)} b_2 = \frac{2 \times 1.500 \times 9.80 + 11.71}{3 \times (1.500 \times 9.80 + 11.71)} \times 2.200$$
$$= 1.142 \text{ m}$$

$$M_u = U \cdot l_4 = 29.05 \times 1.142 = 33.16 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$S_u = U = 29.05 \text{ kN}$$

ここに、

背面水位	H _{w1}	= 1.500 m
かかと版たて壁付け根での揚圧力度	u ₃	= 11.71 kN/m ²
水の単位体積重量	γ _w	= 9.80 kN/m ³
かかと版に作用する揚圧力	U	= 29.05 kN/m
揚圧力の作用位置	l ₄	

項目	鉛直力 V _i (kN)	水平力 H _i (kN)	アーム長		曲げモーメント	
			x _i (m)	y _i (m)	M _{xi} (kN・m)	M _{yi} (kN・m)
躯体自重	29.65	----	1.100	----	32.61	----
土砂自重	141.22	----	1.100	----	155.34	----
地盤反力	-38.38	----	0.308	----	-11.83	----
揚圧力	-29.05	----	1.142	----	-33.16	----
合計	103.44	----	----	----	142.96	----

曲げモーメント	M	=	142964197	N・mm
せん断力	S	=	103438	N
部材幅	b	=	1000	mm
部材高	D	=	550	mm
かぶり	d'	=	90	mm
有効高	d	=	460	mm
使用鉄筋量	As	=	1588.8	mm ²

$$C = \frac{M}{b \cdot d^2} = \frac{142964197}{1000 \times 460^2} = 0.676 \text{ N/mm}^2$$

$$P = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{1588.8}{1000 \times 460} = 0.0035$$

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

$$j = 1 - \frac{k}{3}, \quad n = 15$$

$$\frac{1}{L_c} = \frac{2}{k \cdot j}, \quad \frac{1}{L_s} = \frac{1}{P \cdot j}$$

$$k = 0.274 \quad 1/L_s = 318.7$$

$$j = 0.909 \quad 1/L_c = 8.0$$

$$\sigma_s = C/L_s = 0.676 \times 318.7 = 215.3 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_c = C/L_c = 0.676 \times 8.0 = 5.4 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau = S/(b \cdot d) = 103438/(1000 \times 460) = 0.22 \text{ N/mm}^2$$

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	215.3	<	300.0	OK
コンクリート曲げ圧縮応力度	N/mm ²	5.4	<	12.0	OK
コンクリートせん断応力度	N/mm ²	0.22	<	0.58	OK

4-3 応力度照査結果一覧表

4-3-1 曲げモーメントに対する検討

荷重ケース		部材	曲げ モーメント $M(kN \cdot m)$	コンクリートの 圧縮応力度 $\sigma_c \quad \sigma_{ca}$	鉄筋の 引張応力度 $\sigma_s \quad \sigma_{sa}$	判定
常 時	常時	たて壁(本体付け根)	13.97	$1.4 < 8.0$	$65.2 < 160.0$	OK
		たて壁(底版付け根)	62.62	$4.5 < 8.0$	$142.5 < 160.0$	OK
		つま先版(本体付け根)	50.29	$2.7 < 8.0$	$153.1 < 160.0$	OK
		つま先版(たて壁付け根)	52.43	$2.6 < 8.0$	$153.9 < 160.0$	OK
		かかと版(本体付け根)	8.09	$0.4 < 8.0$	$24.6 < 160.0$	OK
		かかと版(たて壁付け根)	62.00	$2.4 < 8.0$	$93.4 < 160.0$	OK
地震時	地震時	たて壁(本体付け根)	20.58	$2.1 < 12.0$	$96.0 < 300.0$	OK
		たて壁(底版付け根)	93.61	$6.8 < 12.0$	$213.0 < 300.0$	OK
		つま先版(本体付け根)	73.15	$3.9 < 12.0$	$222.7 < 300.0$	OK
		つま先版(たて壁付け根)	82.95	$4.1 < 12.0$	$243.5 < 300.0$	OK
		かかと版(本体付け根)	23.51	$1.2 < 12.0$	$71.6 < 300.0$	OK
		かかと版(たて壁付け根)	142.96	$5.4 < 12.0$	$215.3 < 300.0$	OK

4-3-2 せん断力に対する検討

荷重ケース		部材	せん断力 $S(kN)$	コンクリートの せん断応力度 $\tau \quad \tau_a$	判定
常 時	常時	たて壁(本体付け根)	27.94	$0.10 < 0.39$	OK
		たて壁(底版付け根)	53.72	$0.17 < 0.39$	OK
		つま先版(本体付け根)	72.92	$0.16 < 0.39$	OK
		つま先版(たて壁付け根)	100.57	$0.22 < 0.39$	OK
		かかと版(本体付け根)	11.72	$0.03 < 0.39$	OK
		かかと版(たて壁付け根)	35.57	$0.08 < 0.39$	OK
地震時	地震時	たて壁(本体付け根)	41.15	$0.14 < 0.58$	OK
		たて壁(底版付け根)	81.39	$0.26 < 0.58$	OK
		つま先版(本体付け根)	106.07	$0.24 < 0.58$	OK
		つま先版(たて壁付け根)	146.30	$0.32 < 0.58$	OK
		かかと版(本体付け根)	34.09	$0.08 < 0.58$	OK
		かかと版(たて壁付け根)	103.44	$0.22 < 0.58$	OK