

擁壁の設計 サンプルデータ

詳細出力例

MANUCHO10

「側壁高さ，盛土勾配が異なり、偏土圧が作用
する「U型擁壁」の設計計算例

目次

1章 設計条件	1
1.1 一般事項	1
1.2 適用基準	1
1.3 形式	1
1.4 形状寸法	1
1.5 使用材料	2
1.6 土砂	2
1.7 載荷荷重	3
1.8 雪荷重	3
1.9 その他荷重	3
1.10 水位	3
1.11 浮力	4
1.12 土圧	4
1.13 水圧	4
1.14 基礎の条件	5
1.14.1 許容せん断抵抗算出用データ	5
1.15 安定計算の許容値及び部材の許容応力度	5
1.15.1 安定計算の許容値	5
1.15.2 部材の許容応力度	5
2章 安定計算	6
2.1 水位を考慮しないブロックデータ	6
2.2 水位を考慮するブロックデータ	6
2.3 躯体自重、土砂重量、その他荷重、浮力（揚圧力）による鉛直力、水平力	8
2.4 土圧・水圧	11
2.5 水平反力	27
2.6 作用力の集計	27
2.7 浮き上がりに対する検討	30
2.8 安定計算結果	30
2.8.1 転倒に対する安定	30
2.8.2 滑動に対する安定	31
2.8.3 支持に対する照査	31
3章 部材の設計	32
3.1 躯体自重、土砂重量、浮力	32
3.2 土圧	33
3.3 側壁の設計	37
3.3.1 水圧	37
3.3.2 水平反力	38
3.3.3 地盤反力	38
3.3.4 作用力の算定	40
3.3.5 断面力の算定	42
3.3.6 断面計算（許容応力度法）	43
3.4 底版の設計	50
3.4.1 水圧	50
3.4.2 水平反力	51
3.4.3 地盤反力	52
3.4.4 作用力の算定	54
3.4.5 断面力の算定	56
3.4.6 断面計算（許容応力度法）	57

1章 設計条件

1.1 一般事項

データ名：MANUCHO10.f8r (コメント：鉄筋コンクリート用水路構造計算 (直接基礎))

タイトル：U型水路工

コメント：鉄筋コンクリート用水路構造計算 (直接基礎)

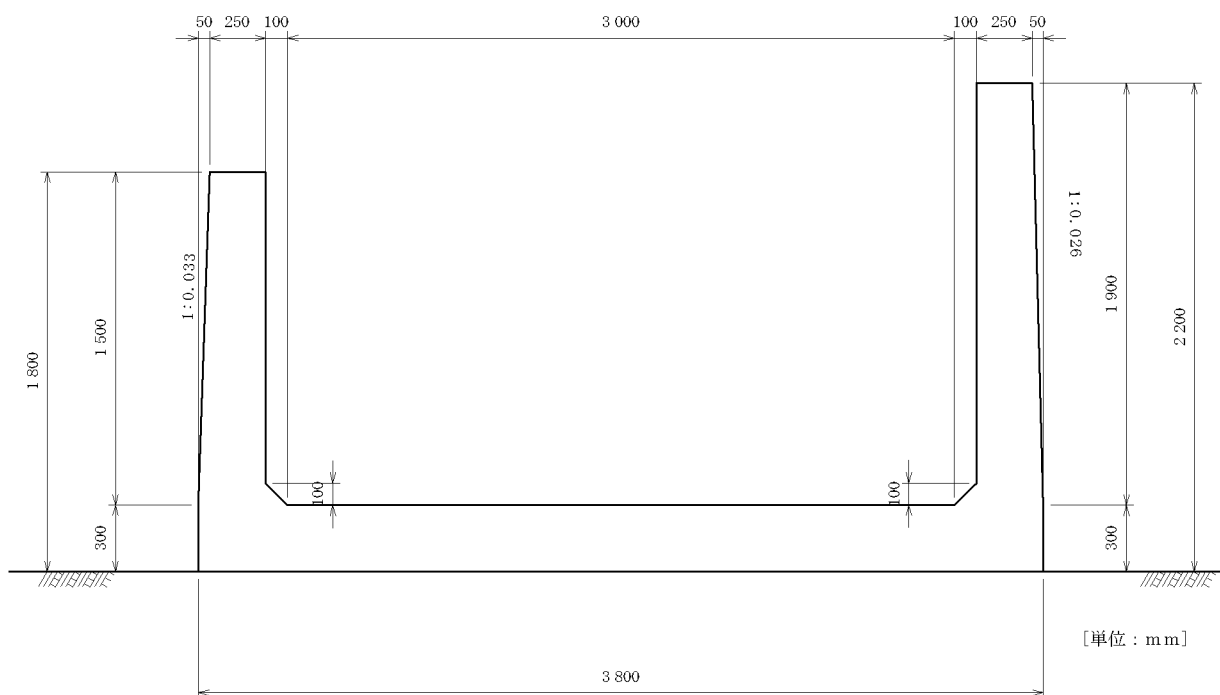
1.2 適用基準

(社)日本道路協会、道路土工 擁壁工指針 平成11年3月

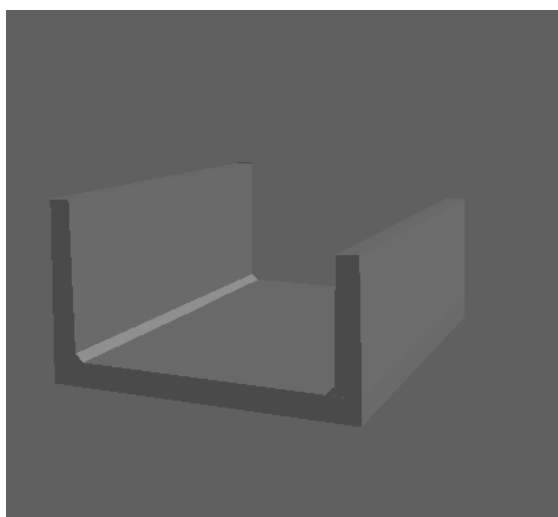
1.3 形式

『U型 - A (直接基礎)』

1.4 形状寸法



奥行方向幅 (ブロック長) B = 5000(mm)



1.5 使用材料

【コンクリート】 縦壁（鉄筋コンクリート）： $ck = 24$ (N/mm²)
 底板（鉄筋コンクリート）： $ck = 24$ (N/mm²)

【鉄筋】 種類： SD345

【内部摩擦角】 左側土砂： 25.00 (度)
 右側土砂： 25.00 (度)

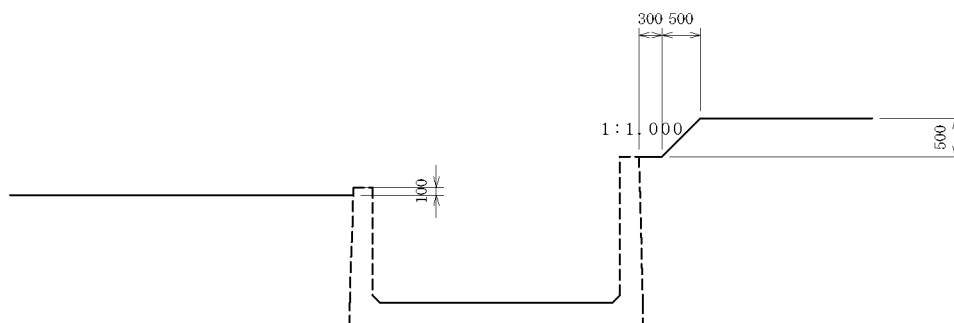
【単位体積重量】

(kN/m³)

躯体	鉄筋コンクリート	24.500	
水	浮力算出用	10.000	
	土砂	湿潤重量	飽和重量
	左側	18.000	19.000
	右側	18.000	19.000

【設計水平震度】 躯体： $Kh = 0.12$
 土砂(左側)： $Kh = 0.12$
 (右側)： $Kh = 0.12$

1.6 土砂



・左側土砂形状

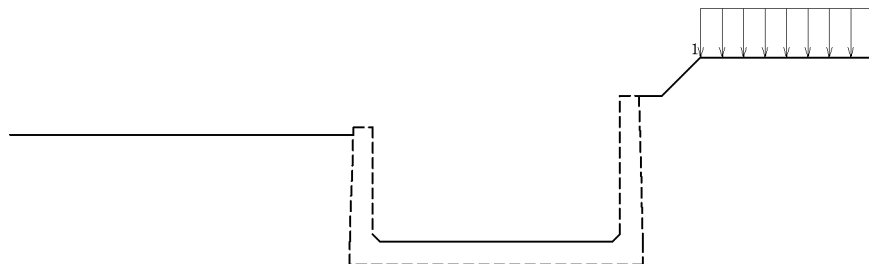
擁壁天端と地表面始点のレベル差	(m)	0.100
土圧を考慮しない高さHr	(m)	0.000

・右側土砂形状

擁壁天端と地表面始点のレベル差	(m)	0.000
勾配		1.000
盛土高	(m)	0.500
水平部分長	(m)	0.300
土圧を考慮しない高さHr	(m)	0.000

1.7 載荷荷重

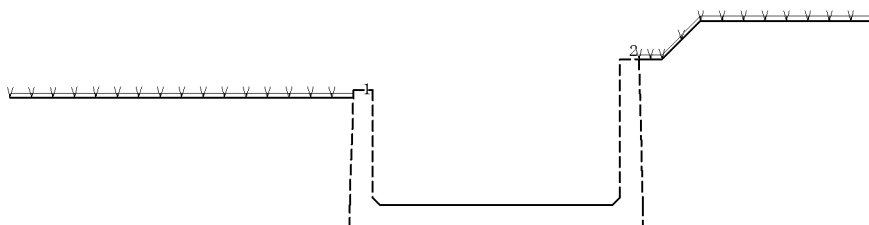
[1]常時



番号	載荷位置 (m)	載荷幅 (m)	荷重強度 (kN/m ²)		有効な検討		
			始端側	終端側	安定	豎壁	底板
1	0.800		10.000	0.000			

1.8 雪荷重

[1]常時



番号	作用位置 (m)	荷重強度 (kN/m ²)	有効な検討		
			安定	豎壁	底板
1	0.000	1.000			
2	0.000	1.000			

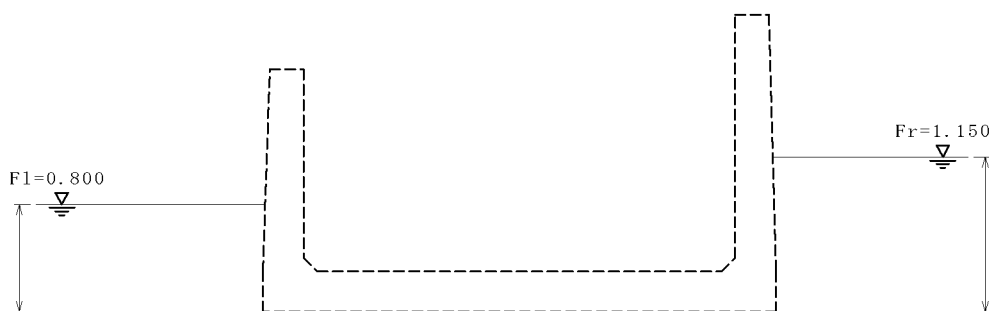
1.9 その他荷重

考慮しない

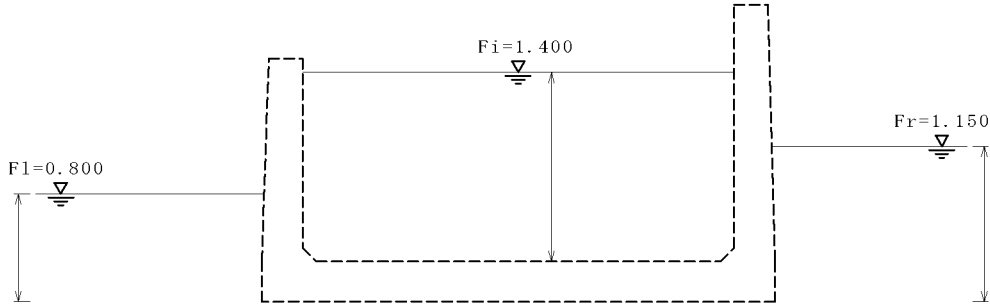
1.10 水位

[1]常時, 地震時

湯水時 : 左側水位F_l = 0.800 m, 内部水位F_i = 0.000 m, 右側水位F_r = 1.150 m



満水時 : 左側水位F_l = 0.800 m, 内部水位F_i = 1.400 m, 右側水位F_r = 1.150 m



1.11 浮力

- ・揚圧力として浮力相当分を考慮する

1.12 土圧

- ・土圧の作用面の壁面摩擦角(度)

			常 時	地震時
主働土圧	右側	安定計算時	16.667	12.500
		断面計算時	16.667	12.500
	左側	安定計算時	16.667	12.500
		断面計算時	16.667	12.500
受働土圧			16.667	12.500

- ・土圧の仮想背面（左側）は、側壁背面
" （右側）は、側壁背面

- ・安定計算時の土圧作用面が鉛直面となす角度（左側） 1.909（度）
（右側） 1.507（度）

- ・側壁設計時の土圧作用面が鉛直面となす角度（左側） 1.909（度）
（右側） 1.507（度）

- ・水位以下の土圧算出時の地震時慣性力（左側）は設計水平震度を適用
" （右側）は設計水平震度を適用
" （受働）は設計水平震度を適用

1.13 水圧

- ・静水圧の取扱い

荷 重 状 態	左 側	内 部	右 側
常 時	考 慮	考 慮	考 慮
地震時	考 慮	考 慮	考 慮

1.14 基礎の条件

1.14.1 許容せん断抵抗算出用データ

照査に用いる底版幅	全 幅
基礎底面と地盤との間の付着力 C_B (kN/m ²)	0.000
基礎底面と地盤との間の摩擦係数 $\tan \delta$	0.700

1.15 安定計算の許容値及び部材の許容応力度

1.15.1 安定計算の許容値

荷 重 態	許容偏心量 e_b / B (m)	滑動安全率	許容 支持力度 (kN/m ²)	浮き上がり 安全率
常時	1/6	1.500	1000.000	1.100
地震時	1/3	1.200	1500.000	1.000

ここに、

B : 基礎幅(m)

e_b : 荷重の偏心量(m) , ただし、 $e_b = M_b / V$

M_b : 基礎底面に作用するモ - メント(kN.m)

V : 基礎底面に作用する鉛直荷重(kN)

1.15.2 部材の許容応力度

(1) 鉄筋コンクリート部材

1) 縦壁 (水中部材)

(N/mm²)

荷 重 態	割増 係数	コンクリート の圧縮応力度 c_a	鉄筋の 引張応力度 s_a	せん断 応力度	
				a_1	a_2
常時	1.00	8.000	160.000	0.390	1.700
地震時	1.50	12.000	300.000	0.585	2.550

2) 底版 (水中部材)

(N/mm²)

荷 重 態	割増 係数	コンクリート の圧縮応力度 c_a	鉄筋の 引張応力度 s_a	せん断 応力度	
				a_1	a_2
常時	1.00	8.000	160.000	0.390	1.700
地震時	1.50	12.000	300.000	0.585	2.550

ここに、

a_1 : コンクリ - トのみでせん断力を負担する場合のせん断応力度

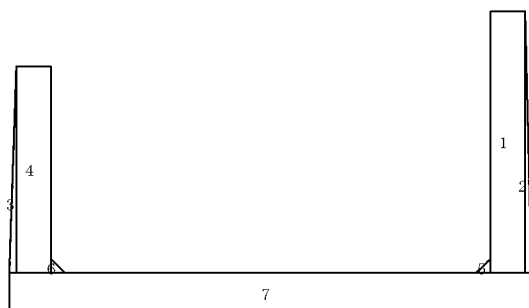
a_2 : 斜引張鉄筋と協同して負担する場合のせん断応力度

2章 安定計算

2.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) 躯体自重

1) ブロック割り



2) 自重・重心

区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 $V_i (m^3)$	重心位置(m)		$V_i \cdot X_i$	$V_i \cdot Y_i$	備考
			X_i	Y_i			
1	$0.250 \times 1.900 \times 1.000$	0.475	3.625	1.250	1.722	0.594	
2	$1/2 \times 0.050 \times 1.900 \times 1.000$	0.047	3.767	0.933	0.179	0.044	
3	$1/2 \times 0.050 \times 1.500 \times 1.000$	0.038	0.033	0.800	0.001	0.030	
4	$0.250 \times 1.500 \times 1.000$	0.375	0.175	1.050	0.066	0.394	
5	$1/2 \times 0.100 \times 0.100 \times 1.000$	0.005	3.467	0.333	0.017	0.002	
6	$1/2 \times 0.100 \times 0.100 \times 1.000$	0.005	0.333	0.333	0.002	0.002	
7	$3.800 \times 0.300 \times 1.000$	1.140	1.900	0.150	2.166	0.171	
		2.085	—	—	4.153	1.236	

$$\text{重心位置 } XG = (V_i \cdot X_i) / V_i = 4.153 / 2.085 = 1.992 \text{ (m)}$$

$$YG = (V_i \cdot Y_i) / V_i = 1.236 / 2.085 = 0.593 \text{ (m)}$$

2.2 水位を考慮するブロックデータ

(1) 背面水

[1] 常時 (湯水時)、常時 (満水時)、地震時 (満水時)

1) ブロック割り



2)体積・重心

区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 Vi (m³)	重心位置 (m)		Vi · Xi	Vi · Yi	備考
			Xi	Yi			
1	1/2 × 0.022 × 0.850 × 1.000	0.009	3.793	0.867	0.036	0.008	
		0.009	—	—	0.036	0.008	

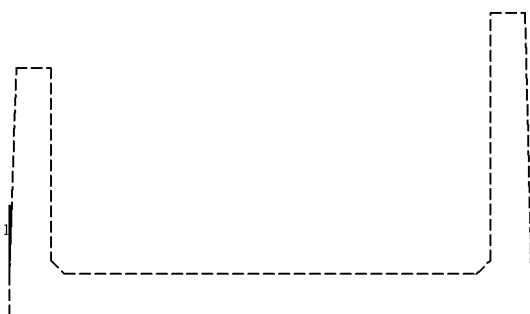
重心位置 XG = (Vi · Xi) / Vi = 0.036 / 0.009 = 3.793 (m)

YG = (Vi · Yi) / Vi = 0.008 / 0.009 = 0.867 (m)

(2)前面水

[1]常時 (湯水時)、常時 (満水時)、地震時 (満水時)

1)ブロック割り



2)体積・重心

区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 Vi (m³)	重心位置 (m)		Vi · Xi	Vi · Yi	備考
			Xi	Yi			
1	1/2 × 0.017 × 0.500 × 1.000	0.004	0.006	0.633	0.000	0.003	
		0.004	—	—	0.000	0.003	

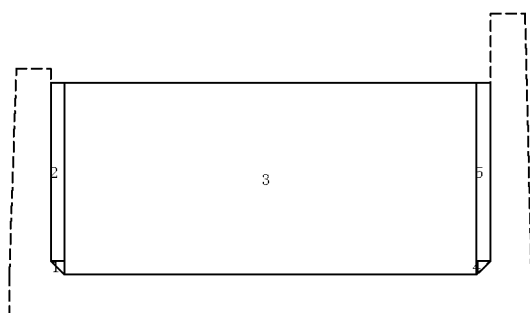
重心位置 XG = (Vi · Xi) / Vi = 0.000 / 0.004 = 0.006 (m)

YG = (Vi · Yi) / Vi = 0.003 / 0.004 = 0.633 (m)

(3)中詰土砂，内部水重

[1]常時 (満水時)、地震時 (満水時)

1)ブロック割り



2)体積・重心

区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 Vi (m³)	重心位置 (m)		Vi · Xi	Vi · Yi	備考
			Xi	Yi			
1	1/2 × 0.100 × 0.100 × 1.000	0.005	0.367	0.367	0.002	0.002	
2	0.100 × 1.300 × 1.000	0.130	0.350	1.050	0.045	0.136	
3	3.000 × 1.400 × 1.000	4.200	1.900	1.000	7.980	4.200	

区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 Vi (m³)	重心位置 (m)		Vi · Xi	Vi · Yi	備考
			Xi	Yi			
4	1/2 × 0.100 × 0.100 × 1.000	0.005	3.433	0.367	0.017	0.002	
5	0.100 × 1.300 × 1.000	0.130	3.450	1.050	0.448	0.136	
		4.470	———	———	8.493	4.477	

重心位置 $XG = (Vi \cdot Xi) / Vi = 8.493 / 4.470 = 1.900$ (m)
 $YG = (Vi \cdot Yi) / Vi = 4.477 / 4.470 = 1.001$ (m)

2.3 躯体自重，土砂重量，その他荷重，浮力（揚圧力）による鉛直力、水平力

(1)自重による作用力

[1]常時

位置	鉛直力 $W = \rho \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
側壁	24.500 × 0.945 = 23.153	2.102
底板	24.500 × 1.140 = 27.930	1.900

[2]地震時

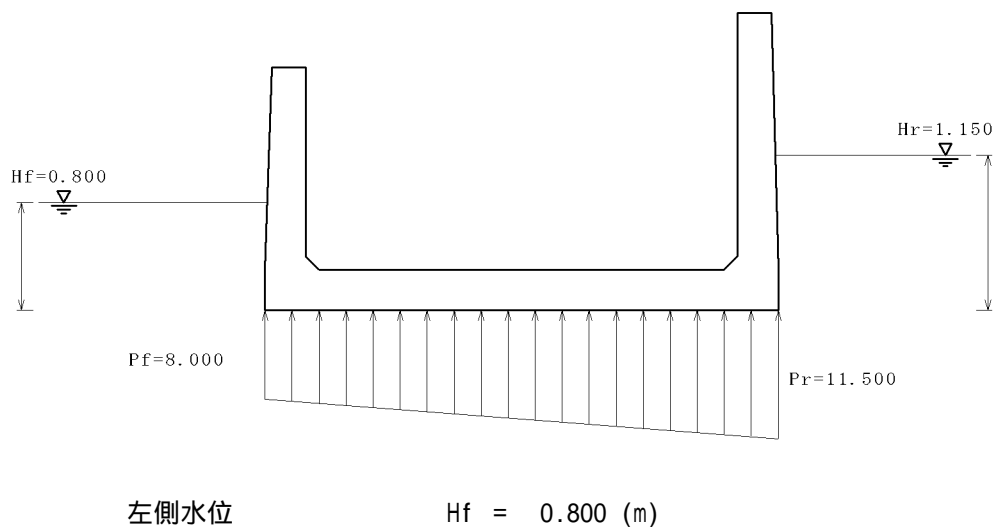
位置	鉛直力 $W = \rho \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
側壁	24.500 × 0.945 = 23.153	2.102
底板	24.500 × 1.140 = 27.930	1.900

位置	水平力 $H = W \cdot kh$ (kN)	作用位置 Y (m)
側壁	23.153 × 0.12 = 2.778	1.127
底板	27.930 × 0.12 = 3.352	0.150

(2)土砂重量，浮力

[1]常時（湧水時）

1)浮力の算出



右側水位 $H_r = 1.150 \text{ (m)}$

フーチング左側での水圧強度 $P_f = 8.000 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

フーチング右側での水圧強度 $P_r = 11.500 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

躯体底面に作用する浮力

$$U = \frac{P_f + P_r}{2} \cdot B_j \cdot B_c \cdot \lambda = 37.050 \text{ (kN)}$$

作用位置 (フーチング左側から)

$$X = \frac{P_f + 2 \cdot P_r}{3 \cdot (P_f + P_r)} \cdot B_j = 2.014 \text{ (m)}$$

ここに、

B_j : 土圧方向フーチング幅 $B_j = 3.800 \text{ (m)}$

B_c : 直角方向フーチング幅 $B_c = 1.000 \text{ (m)}$

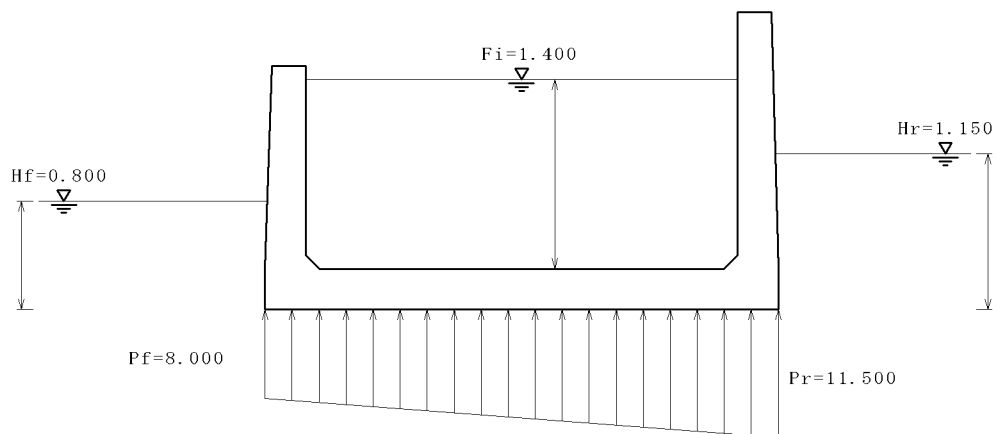
: 浮力の低減係数 = 1.000

[2] 常時 (満水時)

1) 水重による作用力

位置	鉛直力 $W = \text{鉛直力} \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
水重(内部)	$10.000 \times 4.470 = 44.700$	1.900

2) 浮力の算出



左側水位 $H_f = 0.800 \text{ (m)}$

右側水位 $H_r = 1.150 \text{ (m)}$

フーチング左側での水圧強度 $P_f = 8.000 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

フーチング右側での水圧強度 $P_r = 11.500 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

躯体底面に作用する浮力

$$U = \frac{P_f + P_r}{2} \cdot B_j \cdot B_c \cdot \lambda = 37.050 \text{ (kN)}$$

作用位置 (フーチング左側から)

$$X = \frac{P_f + 2 \cdot P_r}{3 \cdot (P_f + P_r)} \cdot B_j = 2.014 \text{ (m)}$$

ここに、

B_j : 土圧方向フーチング幅 B_j = 3.800 (m)
 B_c : 直角方向フーチング幅 B_c = 1.000 (m)
 : 浮力の低減係数 = 1.000

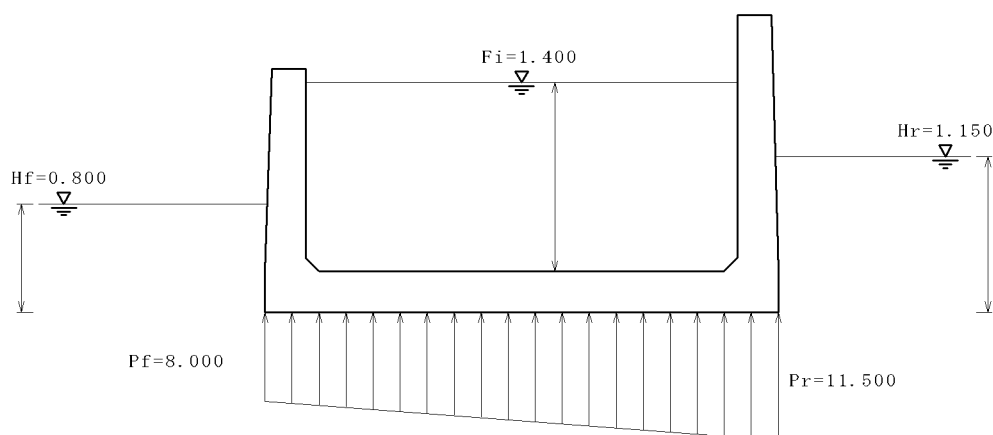
[3]地震時 (満水時)

1)水重による作用力

位置	鉛直力 $W = \rho \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
水重(内部)	10.000 × 4.470 = 44.700	1.900

位置	水平力 $H = W \cdot kh$ (kN)	作用位置 Y (m)
水重(内部)	44.700 × 0.120 = 5.364	1.001

2)浮力の算出



左側水位 H_f = 0.800 (m)

右側水位 H_r = 1.150 (m)

フーチング左側での水圧強度 P_f = 8.000 (kN/m²)

フーチング右側での水圧強度 P_r = 11.500 (kN/m²)

躯体底面に作用する浮力

$$U = \frac{P_f + P_r}{2} \cdot B_j \cdot B_c \cdot \lambda = 37.050 \text{ (kN)}$$

作用位置 (フーチング左側から)

$$X = \frac{Pf + 2 \cdot Pr}{3 \cdot (Pf + Pr)} \cdot Bj = 2.014 \text{ (m)}$$

ここに、

Bj : 土圧方向フーチング幅 Bj = 3.800 (m)
 Bc : 直角方向フーチング幅 Bc = 1.000 (m)
 : 浮力の低減係数 = 1.000

(3)自重集計

[1]常時 (湯水時)

	重量 Ni (kN)	水平力 Hi (kN)	作用位置(m)		モーメント(kN.m)	
			Xi	Yi	Ni · Xi	Hi · Yi
躯体	51.083	0.000	1.992	0.000	101.740	0.000
水重(背面)	0.095	0.000	3.789	0.000	0.360	0.000
水重(前面)	0.042	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
合計	51.220	0.000	———	———	102.100	0.000

[2]常時 (満水時)

	重量 Ni (kN)	水平力 Hi (kN)	作用位置(m)		モーメント(kN.m)	
			Xi	Yi	Ni · Xi	Hi · Yi
躯体	51.083	0.000	1.992	0.000	101.740	0.000
水重(背面)	0.095	0.000	3.789	0.000	0.360	0.000
水重(前面)	0.042	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
水重(内部)	44.700	0.000	1.900	0.000	84.930	0.000
合計	95.920	0.000	———	———	187.030	0.000

[3]地震時 (満水時)

	重量 Ni (kN)	水平力 Hi (kN)	作用位置(m)		モーメント(kN.m)	
			Xi	Yi	Ni · Xi	Hi · Yi
躯体	51.083	6.130	1.992	0.593	101.740	3.634
水重(背面)	0.095	0.000	3.789	0.000	0.360	0.000
水重(前面)	0.042	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
水重(内部)	44.700	5.364	1.900	1.001	84.930	5.372
合計	95.920	11.494	———	———	187.030	9.003

2.4 土圧・水圧

[1]常時 (湯水時)

右側主動土圧

土圧はクーロン式により求める。

仮想背面の位置 (左端部からの距離)	xp = 3.808 m
	yp = 0.000 m
仮想背面の高さ	H = 2.200 m
水位面より上の高さ	H1 = 1.050 m
水位面より下の高さ	H2 = 1.150 m
仮想背面が鉛直面となす角度	= 1.507 °
土砂の単位体積重量	s = 18.000 kN/m ³
土砂のせん断抵抗角	= 25.000 °
地表面が水平面となす角度	= 0.000 °
壁面摩擦角	= 2 / 3 = 16.667 °

盛土等分布荷重換算係数 I_w

$$\begin{aligned}
 I_w &= 1 + \left(\frac{X}{H_w}\right)^2 - \frac{2}{\pi} \left\{ 1 + \left(\frac{X}{H_w}\right)^2 \right\} \tan^{-1} \left(\frac{X}{H_w}\right) - \frac{2}{\pi} \left(\frac{X}{H_w}\right) \\
 &= 1 + \left(\frac{0.856}{2.200}\right)^2 - \frac{2}{\pi} \left\{ 1 + \left(\frac{0.856}{2.200}\right)^2 \right\} \tan^{-1} \left(\frac{0.856}{2.200}\right) - \frac{2}{\pi} \left(\frac{0.856}{2.200}\right) \\
 &= 0.63183
 \end{aligned}$$

盛土荷重の換算等分布荷重 q_w

$$\begin{aligned}
 q_w &= \gamma \cdot H_s \cdot I_w \\
 &= 18.000 \times 1.111 \times 0.63183 \\
 &= 12.637 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

ここに、

- X : 仮想距離(m) , X1 + X2 / 2
- X1 : 盛土の水平部分長(m) , X1 = 0.300
- X2 : 盛土の勾配部分長(m) , X2 = 1.111
- H_w : 躯体全高(m)
- H_s : H₀ + H₁(m)
- H₀ : 盛土高(m) , H₀ = 0.500
- H₁ : 換算盛土高(m) , H₁ = q / γ = 0.611
- q : 地表面載荷荷重(kN/m²) , q = 11.000

主働土圧係数は、

$$\begin{aligned}
 K &= \frac{\cos^2(\phi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cdot \cos(\alpha + \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta)}{\cos(\alpha + \delta) \cdot \cos(\alpha - \beta)}} \right]^2} \\
 &= \frac{\cos^2(25.00^\circ - 1.507^\circ)}{\cos^2 1.507^\circ \cdot \cos(1.507^\circ + 16.667^\circ)} \\
 &\quad \times \frac{1}{\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(25.00^\circ + 16.667^\circ) \cdot \sin(25.00^\circ - 0.000^\circ)}{\cos(1.507^\circ + 16.667^\circ) \cdot \cos(1.507^\circ - 0.000^\circ)}} \right]^2} \\
 &= 0.3717
 \end{aligned}$$

土圧作用面上端土圧

$$p1 = q \cdot K = 12.637 \times 0.3717 = 4.696 \text{ kN/m}^2$$

水位面での土圧

$$\begin{aligned} p_2 &= K \cdot \gamma_s \cdot H_1 + p_1 \\ &= 0.3717 \times 18.000 \times 1.050 + 4.696 \\ &= 11.721 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

土圧作用面の下端土圧

$$\begin{aligned} p_3 &= K \cdot (\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w) \cdot H_2 + p_2 \\ &= 0.3717 \times (19.000 - 10.000) \times 1.150 + 11.721 \\ &= 15.567 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

水位以上の土圧力

$$P_1 = \frac{1}{2} \cdot (p_1 + p_2) \cdot H_1 = \frac{1}{2} \times (4.696 + 11.721) \times 1.050 = 8.619 \text{ kN}$$

水位以下の土圧力

$$P_2 = \frac{1}{2} \cdot (p_2 + p_3) \cdot H_2 = \frac{1}{2} \times (11.721 + 15.567) \times 1.150 = 15.691 \text{ kN}$$

土圧力

$$P = P_1 + P_2 = 8.619 + 15.691 = 24.310 \text{ kN}$$

このときの土圧力の水平成分、鉛直成分、作用位置は次のようになる。

水平成分

$$P_h = P \cdot \cos(\alpha) = 24.310 \times \cos(1.507^\circ + 16.667^\circ) = 23.097 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$P_v = P \cdot \sin(\alpha) = 24.310 \times \sin(1.507^\circ + 16.667^\circ) = 7.582 \text{ kN}$$

作用位置

$$\begin{aligned} M_1 &= P_1 \cdot \left(\frac{2 \cdot p_1 + p_2}{p_1 + p_2} \cdot \frac{H_1}{3} + H_2 \right) \\ &= 8.619 \times \left(\frac{2 \times 4.696 + 11.721}{4.696 + 11.721} \times \frac{1.050}{3} + 1.150 \right) \\ &= 13.790 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

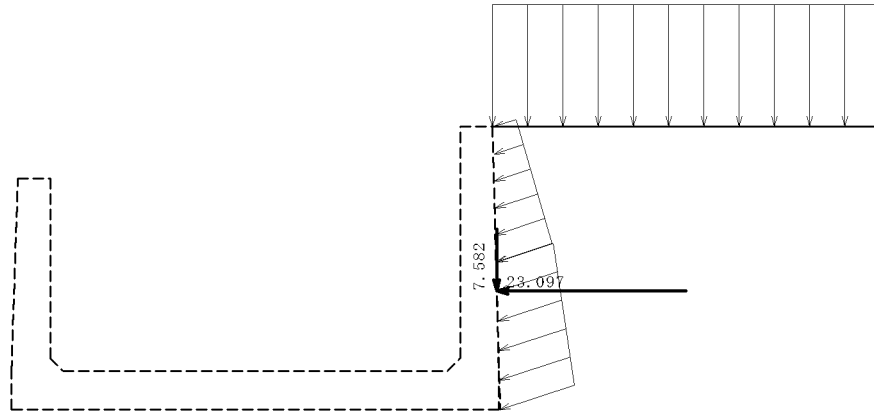
$$\begin{aligned} M_2 &= P_2 \cdot \left(\frac{2 \cdot p_2 + p_3}{p_2 + p_3} \cdot \frac{H_2}{3} \right) \\ &= 15.691 \times \left(\frac{2 \times 11.721 + 15.567}{11.721 + 15.567} \times \frac{1.150}{3} \right) \\ &= 8.599 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$H_o = \frac{M_1 + M_2}{P_1 + P_2} = \frac{13.790 + 8.599}{8.619 + 15.691} = 0.921 \text{ m}$$

$$x = x_p - H_o \cdot \tan \alpha = 3.808 - 0.921 \times \tan 1.507^\circ = 3.784 \text{ m}$$

$$y = y_p + H_o = 0.000 + 0.921 = 0.921 \text{ m}$$

・土圧図



左側主動土圧

土圧はクーロン式により求める。

仮想背面の位置（左端部からの距離）	$x_p = -0.010 \text{ m}$
	$y_p = 0.000 \text{ m}$
仮想背面の高さ	$H = 1.700 \text{ m}$
水位面より上の高さ	$H_1 = 0.900 \text{ m}$
水位面より下の高さ	$H_2 = 0.800 \text{ m}$
仮想背面が鉛直面となす角度	$= 1.909^\circ$
土砂の単位体積重量	$s = 18.000 \text{ kN/m}^3$
土砂のせん断抵抗角	$= 25.000^\circ$
地表面が水平面となす角度	$= 0.000^\circ$
壁面摩擦角	$= 2/3 = 16.667^\circ$

主動土圧係数は、

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

$$= \frac{\cos^2(25.00^\circ - 1.909^\circ)}{\cos^2 1.909^\circ \cdot \cos(1.909^\circ + 16.667^\circ)}$$

$$\times \frac{1}{\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(25.00^\circ + 16.667^\circ) \cdot \sin(25.00^\circ - 0.000^\circ)}{\cos(1.909^\circ + 16.667^\circ) \cdot \cos(1.909^\circ - 0.000^\circ)}} \right]^2}$$

$$= 0.3746$$

土圧作用面上端土圧

$$p_1 = q \cdot K = 1.000 \times 0.3746 = 0.375 \text{ kN/m}^2$$

水位面での土圧

$$p_2 = K \cdot \gamma_s \cdot H_1 + p_1$$

$$= 0.3746 \times 18.000 \times 0.900 + 0.375$$

$$= 6.443 \text{ kN/m}^2$$

土圧作用面の下端土圧

$$\begin{aligned}
 p_3 &= K \cdot (\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w) \cdot H_2 + p_2 \\
 &= 0.3746 \times (19.000 - 10.000) \times 0.800 + 6.443 \\
 &= 9.140 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

水位以上の土圧力

$$P_1 = \frac{1}{2} \cdot (p_1 + p_2) \cdot H_1 = \frac{1}{2} \times (0.375 + 6.443) \times 0.900 = 3.068 \text{ kN}$$

水位以下の土圧力

$$P_2 = \frac{1}{2} \cdot (p_2 + p_3) \cdot H_2 = \frac{1}{2} \times (6.443 + 9.140) \times 0.800 = 6.233 \text{ kN}$$

土圧力

$$P = P_1 + P_2 = 3.068 + 6.233 = 9.301 \text{ kN}$$

このときの土圧力の水平成分、鉛直成分、作用位置は次のようになる。

水平成分

$$P_h = P \cdot \cos(\theta) = 9.301 \times \cos(1.909^\circ + 16.667^\circ) = -8.816 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$P_v = P \cdot \sin(\theta) = 9.301 \times \sin(1.909^\circ + 16.667^\circ) = 2.963 \text{ kN}$$

作用位置

$$\begin{aligned}
 M_1 &= P_1 \cdot \left(\frac{2 \cdot p_1 + p_2}{p_1 + p_2} \cdot \frac{H_1}{3} + H_2 \right) \\
 &= 3.068 \times \left(\frac{2 \times 0.375 + 6.443}{0.375 + 6.443} \times \frac{0.900}{3} + 0.800 \right) \\
 &= 3.424 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

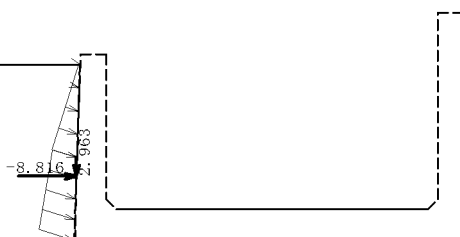
$$\begin{aligned}
 M_2 &= P_2 \cdot \left(\frac{2 \cdot p_2 + p_3}{p_2 + p_3} \cdot \frac{H_2}{3} \right) \\
 &= 6.233 \times \left(\frac{2 \times 6.443 + 9.140}{6.443 + 9.140} \times \frac{0.800}{3} \right) \\
 &= 2.350 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

$$H_o = \frac{M_1 + M_2}{P_1 + P_2} = \frac{3.424 + 2.350}{3.068 + 6.233} = 0.621 \text{ m}$$

$$x = x_p - H_o \cdot \tan \theta = -0.010 - 0.621 \times \tan 1.909^\circ = 0.011 \text{ m}$$

$$y = y_p + H_o = 0.000 + 0.621 = 0.621 \text{ m}$$

・土圧図



受働土圧

土圧はクーロン式により求める。

仮想地表面までの高さ	H =	1.700 m
水位面より上の高さ	H1 =	0.900 m
水位面より下の高さ	H2 =	0.800 m
土圧作用面が鉛直面となす角度	=	1.909 °
土砂の単位体積重量	s =	18.000 kN/m ³
土砂のせん断抵抗角	=	25.000 °
地表面が水平面となす角度	=	0.000 °
壁面摩擦角	= 2 / 3 =	16.667 °

受働土圧係数は、

$$\begin{aligned}
 K &= \frac{\cos^2(\phi + \alpha)}{\cos^2 \alpha \cdot \cos(\alpha - \delta) \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi + \beta)}{\cos(\alpha - \delta) \cdot \cos(\alpha - \beta)}} \right]^2} \\
 &= \frac{\cos^2(25.00^\circ + 1.909^\circ)}{\cos^2 1.909^\circ \cdot \cos(1.909^\circ - 16.667^\circ)} \\
 &\quad \times \frac{1}{\left[1 - \sqrt{\frac{\sin(25.00^\circ + 16.667^\circ) \cdot \sin(25.00^\circ + 0.000^\circ)}{\cos(1.909^\circ - 16.667^\circ) \cdot \cos(1.909^\circ - 0.000^\circ)}} \right]^2} \\
 &= 3.8764
 \end{aligned}$$

土圧作用面上端土圧

$$p1 = q \cdot K = 1.000 \times 3.8764 = 3.876 \text{ kN/m}^2$$

水位面での土圧

$$\begin{aligned}
 p2 &= K \cdot \gamma_s \cdot H1 + p1 \\
 &= 3.8764 \times 18.000 \times 0.900 + 3.876 \\
 &= 66.674 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

土圧作用面下端土圧

$$\begin{aligned}
 p3 &= K \cdot (\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w) \cdot H2 + p2 \\
 &= 3.8764 \times (19.000 - 10.000) \times 0.800 + 66.674 \\
 &= 94.584 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

水位以上の土圧力

$$P1 = \frac{1}{2} \cdot (p1 + p2) \cdot H1 = \frac{1}{2} \times (3.876 + 66.674) \times 0.900 = 31.748 \text{ kN}$$

水位以下の土圧力

$$P2 = \frac{1}{2} \cdot (p2 + p3) \cdot H2 = \frac{1}{2} \times (66.674 + 94.584) \times 0.800 = 64.503 \text{ kN}$$

土圧力

$$P = P1 + P2 = 31.748 + 64.503 = 96.251 \text{ kN}$$

このときの土圧力の水平成分は次のようになる。

$$Ph = P \cdot \cos(\quad) = 96.251 \times \cos(1.909^\circ - 16.667^\circ) = -93.076 \text{ kN}$$

[2]常時（満水時）

右側主動土圧

土圧はクーロン式により求める。

仮想背面の位置（左端部からの距離）	$x_p =$	3.808 m
	$y_p =$	0.000 m
仮想背面の高さ	$H =$	2.200 m
水位面より上の高さ	$H_1 =$	1.050 m
水位面より下の高さ	$H_2 =$	1.150 m
仮想背面が鉛直面となす角度	$=$	1.507 °
土砂の単位体積重量	$s =$	18.000 kN/m ³
土砂のせん断抵抗角	$=$	25.000 °
地表面が水平面となす角度	$=$	0.000 °
壁面摩擦角	$= 2 / 3 =$	16.667 °

盛土等分布荷重換算係数 I_w

$$I_w = 1 + \left(\frac{X}{H_w} \right)^2 - \frac{2}{\pi} \left\{ 1 + \left(\frac{X}{H_w} \right)^2 \right\} \tan^{-1} \left(\frac{X}{H_w} \right) - \frac{2}{\pi} \left(\frac{X}{H_w} \right)$$

$$= 1 + \left(\frac{0.856}{2.200} \right)^2 - \frac{2}{\pi} \left\{ 1 + \left(\frac{0.856}{2.200} \right)^2 \right\} \tan^{-1} \left(\frac{0.856}{2.200} \right) - \frac{2}{\pi} \left(\frac{0.856}{2.200} \right)$$

$$= 0.63183$$

盛土荷重の換算等分布荷重 q_w

$$q_w = \gamma \cdot H_s \cdot I_w$$

$$= 18.000 \times 1.111 \times 0.63183$$

$$= 12.637 \text{ kN/m}^2$$

ここに、

- X : 仮想距離(m) , $X_1 + X_2 / 2$
- X_1 : 盛土の水平部分長(m) , $X_1 = 0.300$
- X_2 : 盛土の勾配部分長(m) , $X_2 = 1.111$
- H_w : 躯体全高(m)
- H_s : $H_0 + H_1$ (m)
- H_0 : 盛土高(m) , $H_0 = 0.500$
- H_1 : 換算盛土高(m) , $H_1 = q / \gamma = 0.611$
- q : 地表面載荷荷重(kN/m²) , $q = 11.000$

主働土圧係数は、

$$\begin{aligned}
 K &= \frac{\cos^2(\phi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cdot \cos(\alpha + \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta)}{\cos(\alpha + \delta) \cdot \cos(\alpha - \beta)}} \right]^2} \\
 &= \frac{\cos^2(25.00^\circ - 1.507^\circ)}{\cos^2 1.507^\circ \cdot \cos(1.507^\circ + 16.667^\circ)} \\
 &\quad \times \frac{1}{\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(25.00^\circ + 16.667^\circ) \cdot \sin(25.00^\circ - 0.000^\circ)}{\cos(1.507^\circ + 16.667^\circ) \cdot \cos(1.507^\circ - 0.000^\circ)}} \right]^2} \\
 &= 0.3717
 \end{aligned}$$

土圧作用面上端土圧

$$p1 = q \cdot K = 12.637 \times 0.3717 = 4.696 \text{ kN/m}^2$$

水位面での土圧

$$\begin{aligned}
 p2 &= K \cdot \gamma_s \cdot H1 + p1 \\
 &= 0.3717 \times 18.000 \times 1.050 + 4.696 \\
 &= 11.721 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

土圧作用面下端土圧

$$\begin{aligned}
 p3 &= K \cdot (\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w) \cdot H2 + p2 \\
 &= 0.3717 \times (19.000 - 10.000) \times 1.150 + 11.721 \\
 &= 15.567 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

水位以上の土圧力

$$P1 = \frac{1}{2} \cdot (p1 + p2) \cdot H1 = \frac{1}{2} \times (4.696 + 11.721) \times 1.050 = 8.619 \text{ kN}$$

水位以下の土圧力

$$P2 = \frac{1}{2} \cdot (p2 + p3) \cdot H2 = \frac{1}{2} \times (11.721 + 15.567) \times 1.150 = 15.691 \text{ kN}$$

土圧力

$$P = P1 + P2 = 8.619 + 15.691 = 24.310 \text{ kN}$$

このときの土圧力の水平成分、鉛直成分、作用位置は次のようになる。

水平成分

$$Ph = P \cdot \cos(\alpha + \delta) = 24.310 \times \cos(1.507^\circ + 16.667^\circ) = 23.097 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$Pv = P \cdot \sin(\alpha + \delta) = 24.310 \times \sin(1.507^\circ + 16.667^\circ) = 7.582 \text{ kN}$$

作用位置

$$\begin{aligned}
 M1 &= P1 \cdot \left(\frac{2 \cdot p1 + p2}{p1 + p2} \cdot \frac{H1}{3} + H2 \right) \\
 &= 8.619 \times \left(\frac{2 \times 4.696 + 11.721}{4.696 + 11.721} \times \frac{1.050}{3} + 1.150 \right) \\
 &= 13.790 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

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

$$= 15.691 \times \left(\frac{2 \times 11.721 + 15.567}{11.721 + 15.567} \times \frac{1.150}{3} \right)$$

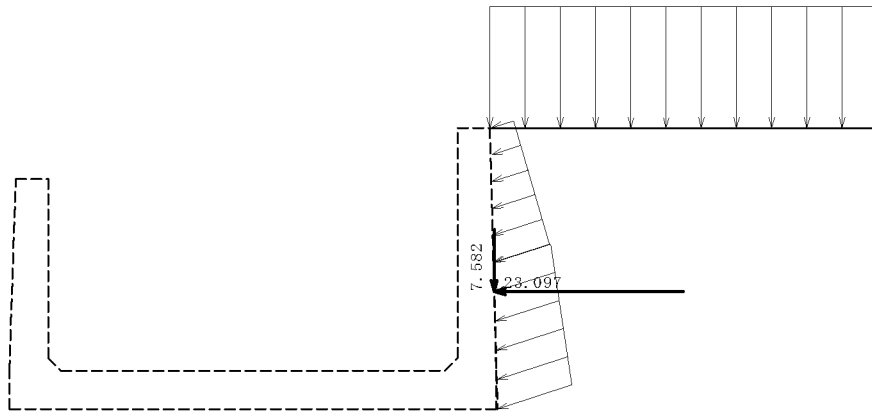
$$= 8.599 \text{ kN.m}$$

$$Ho = \frac{M1 + M2}{P1 + P2} = \frac{13.790 + 8.599}{8.619 + 15.691} = 0.921 \text{ m}$$

$$x = xp - Ho \cdot \tan \alpha = 3.808 - 0.921 \times \tan 1.507^\circ = 3.784 \text{ m}$$

$$y = yp + Ho = 0.000 + 0.921 = 0.921 \text{ m}$$

・土圧図



左側主動土圧

土圧はクーロン式により求める。

仮想背面の位置（左端部からの距離）	$x_p = -0.010 \text{ m}$
	$y_p = 0.000 \text{ m}$
仮想背面の高さ	$H = 1.700 \text{ m}$
水位面より上の高さ	$H1 = 0.900 \text{ m}$
水位面より下の高さ	$H2 = 0.800 \text{ m}$
仮想背面が鉛直面となす角度	$= 1.909^\circ$
土砂の単位体積重量	$s = 18.000 \text{ kN/m}^3$
土砂のせん断抵抗角	$= 25.000^\circ$
地表面が水平面となす角度	$= 0.000^\circ$
壁面摩擦角	$= 2/3 = 16.667^\circ$

主働土圧係数は、

$$\begin{aligned}
 K &= \frac{\cos^2(\phi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cdot \cos(\alpha + \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta)}{\cos(\alpha + \delta) \cdot \cos(\alpha - \beta)}} \right]^2} \\
 &= \frac{\cos^2(25.00^\circ - 1.909^\circ)}{\cos^2 1.909^\circ \cdot \cos(1.909^\circ + 16.667^\circ)} \\
 &\quad \times \frac{1}{\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(25.00^\circ + 16.667^\circ) \cdot \sin(25.00^\circ - 0.000^\circ)}{\cos(1.909^\circ + 16.667^\circ) \cdot \cos(1.909^\circ - 0.000^\circ)}} \right]^2} \\
 &= 0.3746
 \end{aligned}$$

土圧作用面上端土圧

$$p1 = q \cdot K = 1.000 \times 0.3746 = 0.375 \text{ kN/m}^2$$

水位面での土圧

$$\begin{aligned}
 p2 &= K \cdot \gamma_s \cdot H1 + p1 \\
 &= 0.3746 \times 18.000 \times 0.900 + 0.375 \\
 &= 6.443 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

土圧作用面下端土圧

$$\begin{aligned}
 p3 &= K \cdot (\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w) \cdot H2 + p2 \\
 &= 0.3746 \times (19.000 - 10.000) \times 0.800 + 6.443 \\
 &= 9.140 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

水位以上の土圧力

$$P1 = \frac{1}{2} \cdot (p1 + p2) \cdot H1 = \frac{1}{2} \times (0.375 + 6.443) \times 0.900 = 3.068 \text{ kN}$$

水位以下の土圧力

$$P2 = \frac{1}{2} \cdot (p2 + p3) \cdot H2 = \frac{1}{2} \times (6.443 + 9.140) \times 0.800 = 6.233 \text{ kN}$$

土圧力

$$P = P1 + P2 = 3.068 + 6.233 = 9.301 \text{ kN}$$

このときの土圧力の水平成分、鉛直成分、作用位置は次のようになる。

水平成分

$$Ph = P \cdot \cos(\alpha + \delta) = 9.301 \times \cos(1.909^\circ + 16.667^\circ) = -8.816 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$Pv = P \cdot \sin(\alpha + \delta) = 9.301 \times \sin(1.909^\circ + 16.667^\circ) = 2.963 \text{ kN}$$

作用位置

$$\begin{aligned}
 M1 &= P1 \cdot \left(\frac{2 \cdot p1 + p2}{p1 + p2} \cdot \frac{H1}{3} + H2 \right) \\
 &= 3.068 \times \left(\frac{2 \times 0.375 + 6.443}{0.375 + 6.443} \times \frac{0.900}{3} + 0.800 \right) \\
 &= 3.424 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

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

$$= 6.233 \times \left(\frac{2 \times 6.443 + 9.140}{6.443 + 9.140} \times \frac{0.800}{3} \right)$$

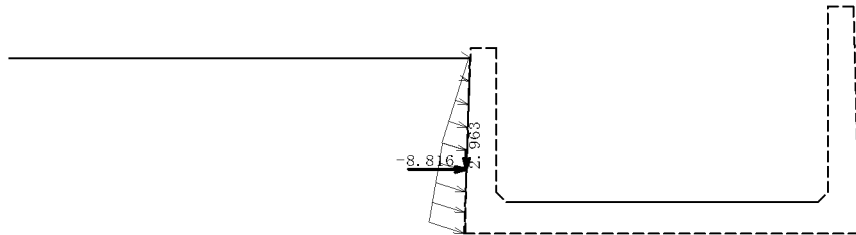
$$= 2.350 \text{ kN.m}$$

$$Ho = \frac{M1 + M2}{P1 + P2} = \frac{3.424 + 2.350}{3.068 + 6.233} = 0.621 \text{ m}$$

$$x = xp - Ho \cdot \tan \theta = -0.010 - 0.621 \times \tan 1.909^\circ = 0.011 \text{ m}$$

$$y = yp + Ho = 0.000 + 0.621 = 0.621 \text{ m}$$

・土圧図



[3]地震時（満水時）

右側主働土圧

土圧は物部・岡部の式により求める。

仮想背面の位置（左端部からの距離）	$x_p = 3.808 \text{ m}$
	$y_p = 0.000 \text{ m}$
仮想背面の高さ	$H = 2.200 \text{ m}$
水位面より上の高さ	$H1 = 1.050 \text{ m}$
水位面より下の高さ	$H2 = 1.150 \text{ m}$
仮想背面が鉛直面となす角度	$= 1.507^\circ$
土砂の単位体積重量	$s = 18.000 \text{ kN/m}^3$
土砂のせん断抵抗角	$= 25.000^\circ$
地表面が水平面となす角度	$= 0.000^\circ$
壁面摩擦角	$= 1/2 = 12.500^\circ$

盛土等分布荷重換算係数 I_w

$$I_w = 1 + \left(\frac{X}{H_w} \right)^2 - \frac{2}{\pi} \left\{ 1 + \left(\frac{X}{H_w} \right)^2 \right\} \tan^{-1} \left(\frac{X}{H_w} \right) - \frac{2}{\pi} \left(\frac{X}{H_w} \right)$$

$$= 1 + \left(\frac{0.550}{2.200} \right)^2 - \frac{2}{\pi} \left\{ 1 + \left(\frac{0.550}{2.200} \right)^2 \right\} \tan^{-1} \left(\frac{0.550}{2.200} \right) - \frac{2}{\pi} \left(\frac{0.550}{2.200} \right)$$

$$= 0.73764$$

盛土荷重の換算等分布荷重 q_w

$$\begin{aligned} q_w &= \gamma \cdot H_s \cdot I_w \\ &= 18.000 \times 0.500 \times 0.73764 \\ &= 6.639 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

ここに、

X : 仮想距離(m) , $X1 + X2 / 2$
 $X1$: 盛土の水平部分長(m) , $X1 = 0.300$
 $X2$: 盛土の勾配部分長(m) , $X2 = 0.500$
 H_w : 躯体全高(m)
 H_s : $H_0 + H_1$ (m)
 H_0 : 盛土高(m) , $H_0 = 0.500$
 H_1 : 換算盛土高(m) , $H_1 = q / \gamma = 0.000$
 q : 地表面載荷荷重(kN/m²) , $q = 0.000$

水位以上の地震時合成角

$$= \tan^{-1}kH = \tan^{-1}0.12 = 6.843^\circ$$

水位以上の主動土圧係数は、

$$\begin{aligned} K &= \frac{\cos^2(\phi - \alpha - \theta)}{\cos \theta \cdot \cos^2 \alpha \cdot \cos(\alpha + \delta + \theta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta - \theta)}{\cos(\alpha + \delta + \theta) \cdot \cos(\alpha - \beta)}} \right]^2} \\ &= \frac{\cos^2(25.00^\circ - 1.507^\circ - 6.843^\circ)}{\cos 6.843^\circ \cdot \cos^2 1.507^\circ \cdot \cos(1.507^\circ + 12.500^\circ + 6.843^\circ)} \\ &\quad \times \frac{1}{\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(25.00^\circ + 12.500^\circ) \cdot \sin(25.00^\circ - 0.000^\circ - 6.843^\circ)}{\cos(1.507^\circ + 12.500^\circ + 6.843^\circ) \cdot \cos(1.507^\circ - 0.000^\circ)}} \right]^2} \\ &= 0.4704 \end{aligned}$$

ただし、 $\sin(\dots) < 0$ のときは $\sin(\dots) = 0$ とする。

土圧作用面上端土圧

$$p1 = q \cdot K = 6.639 \times 0.4704 = 3.123 \text{ kN/m}^2$$

水位上面での土圧

$$\begin{aligned} p2 &= K \cdot \gamma_s \cdot H1 + p1 \\ &= 0.4704 \times 18.000 \times 1.050 + 3.123 \\ &= 12.014 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

水位下面での土圧

$$p3 = p2 = 12.014 \text{ kN/m}^2$$

土圧作用面下端土圧

$$\begin{aligned} p4 &= K' \cdot (\gamma_{sat} - \gamma_w) \cdot H2 + p3 \\ &= 0.4704 \times (19.000 - 10.000) \times 1.150 + 12.014 \\ &= 16.883 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

水位以上の土圧力

$$P1 = \frac{1}{2} \cdot (p1 + p2) \cdot H1 = \frac{1}{2} \times (3.123 + 12.014) \times 1.050 = 7.947 \text{ kN}$$

水位以下の土圧力

$$P2 = \frac{1}{2} \cdot (p3 + p4) \cdot H2 = \frac{1}{2} \times (12.014 + 16.883) \times 1.150 = 16.616 \text{ kN}$$

土圧力

$$P = P1 + P2 = 7.947 + 16.616 = 24.563 \text{ kN}$$

このときの土圧力の水平成分、鉛直成分、作用位置は次のようになる。

水平成分

$$Ph = P \cdot \cos(\theta) = 24.563 \times \cos(1.507^\circ + 12.500^\circ) = 23.833 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$Pv = P \cdot \sin(\theta) = 24.563 \times \sin(1.507^\circ + 12.500^\circ) = 5.945 \text{ kN}$$

作用位置

$$\begin{aligned} M1 &= P1 \cdot \left(\frac{2 \cdot p1 + p2}{p1 + p2} \cdot \frac{H1}{3} + H2 \right) \\ &= 7.947 \times \left(\frac{2 \times 3.123 + 12.014}{3.123 + 12.014} \times \frac{1.050}{3} + 1.150 \right) \\ &= 12.493 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

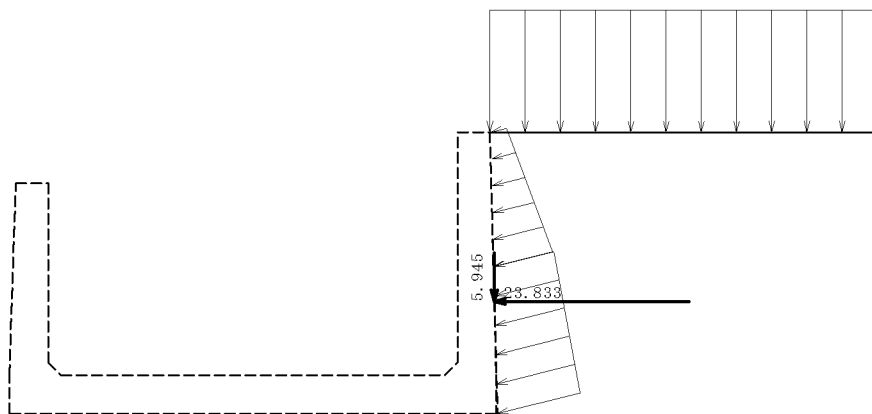
$$\begin{aligned} M2 &= P2 \cdot \left(\frac{2 \cdot p3 + p4}{p3 + p4} \cdot \frac{H2}{3} \right) \\ &= 16.616 \times \left(\frac{2 \times 12.014 + 16.883}{12.014 + 16.883} \times \frac{1.150}{3} \right) \\ &= 9.022 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$Ho = \frac{M1 + M2}{P1 + P2} = \frac{12.493 + 9.022}{7.947 + 16.616} = 0.876 \text{ m}$$

$$x = xp - Ho \cdot \tan \theta = 3.808 - 0.876 \times \tan 1.507^\circ = 3.785 \text{ m}$$

$$y = yp + Ho = 0.000 + 0.876 = 0.876 \text{ m}$$

・土圧図



左側主動土圧

土圧は物部・岡部の式により求める。

仮想背面の位置（左端部からの距離）	$x_p = -0.010 \text{ m}$
	$y_p = 0.000 \text{ m}$
仮想背面の高さ	$H = 1.700 \text{ m}$
水位面より上の高さ	$H_1 = 0.900 \text{ m}$
水位面より下の高さ	$H_2 = 0.800 \text{ m}$
仮想背面が鉛直面となす角度	$= 1.909^\circ$
土砂の単位体積重量	$s = 18.000 \text{ kN/m}^3$
土砂のせん断抵抗角	$= 25.000^\circ$
地表面が水平面となす角度	$= 0.000^\circ$
壁面摩擦角	$= 1/2 = 12.500^\circ$
水位以上の地震時合成角	$= \tan^{-1}kH = \tan^{-1}0.12 = 6.843^\circ$

水位以上の主動土圧係数は、

$$\begin{aligned}
 K &= \frac{\cos^2(\phi - \alpha - \theta)}{\cos \theta \cdot \cos^2 \alpha \cdot \cos(\alpha + \delta + \theta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta - \theta)}{\cos(\alpha + \delta + \theta) \cdot \cos(\alpha - \beta)}} \right]^2} \\
 &= \frac{\cos^2(25.00^\circ - 1.909^\circ - 6.843^\circ)}{\cos 6.843^\circ \cdot \cos^2 1.909^\circ \cdot \cos(1.909^\circ + 12.500^\circ + 6.843^\circ)} \\
 &\quad \times \frac{1}{\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(25.00^\circ + 12.500^\circ) \cdot \sin(25.00^\circ - 0.000^\circ - 6.843^\circ)}{\cos(1.909^\circ + 12.500^\circ + 6.843^\circ) \cdot \cos(1.909^\circ - 0.000^\circ)}} \right]^2} \\
 &= 0.4734
 \end{aligned}$$

ただし、 $\sin(\dots) < 0$ のときは $\sin(\dots) = 0$ とする。

土圧作用面上端土圧

$$p_1 = q \cdot K = 0.000 \times 0.4734 = 0.000 \text{ kN/m}^2$$

水位上面での土圧

$$\begin{aligned}
 p_2 &= K \cdot \gamma_s \cdot H_1 + p_1 \\
 &= 0.4734 \times 18.000 \times 0.900 + 0.000 \\
 &= 7.670 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

水位下面での土圧

$$p_3 = p_2 = 7.670 \text{ kN/m}^2$$

土圧作用面下端土圧

$$\begin{aligned}
 p_4 &= K' \cdot (\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w) \cdot H_2 + p_3 \\
 &= 0.4734 \times (19.000 - 10.000) \times 0.800 + 7.670 \\
 &= 11.078 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

水位以上の土圧力

$$P_1 = \frac{1}{2} \cdot (p_1 + p_2) \cdot H_1 = \frac{1}{2} \times (0.000 + 7.670) \times 0.900 = 3.451 \text{ kN}$$

水位以下の土圧力

$$P_2 = \frac{1}{2} \cdot (p_3 + p_4) \cdot H_2 = \frac{1}{2} \times (7.670 + 11.078) \times 0.800 = 7.499 \text{ kN}$$

土圧力

$$P = P_1 + P_2 = 3.451 + 7.499 = 10.950 \text{ kN}$$

このときの土圧力の水平成分、鉛直成分、作用位置は次のようになる。

水平成分

$$P_h = P \cdot \cos(\theta) = 10.950 \times \cos(1.909^\circ + 12.500^\circ) = -10.606 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$P_v = P \cdot \sin(\theta) = 10.950 \times \sin(1.909^\circ + 12.500^\circ) = 2.725 \text{ kN}$$

作用位置

$$\begin{aligned} M_1 &= P_1 \cdot \left(\frac{2 \cdot p_1 + p_2}{p_1 + p_2} \cdot \frac{H_1}{3} + H_2 \right) \\ &= 3.451 \times \left(\frac{2 \times 0.000 + 7.670}{0.000 + 7.670} \times \frac{0.900}{3} + 0.800 \right) \\ &= 3.796 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

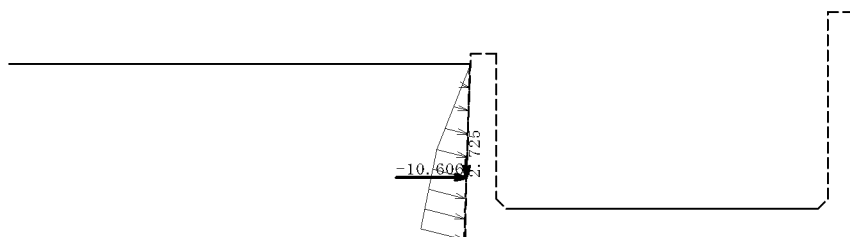
$$\begin{aligned} M_2 &= P_2 \cdot \left(\frac{2 \cdot p_3 + p_4}{p_3 + p_4} \cdot \frac{H_2}{3} \right) \\ &= 7.499 \times \left(\frac{2 \times 7.670 + 11.078}{7.670 + 11.078} \times \frac{0.800}{3} \right) \\ &= 2.820 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$H_o = \frac{M_1 + M_2}{P_1 + P_2} = \frac{3.796 + 2.820}{3.451 + 7.499} = 0.604 \text{ m}$$

$$x = x_p - H_o \cdot \tan \theta = -0.010 - 0.604 \times \tan 1.909^\circ = 0.010 \text{ m}$$

$$y = y_p + H_o = 0.000 + 0.604 = 0.604 \text{ m}$$

・土圧図



静水圧

$$P = \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot h^2$$

$$Y = \frac{h}{3}$$

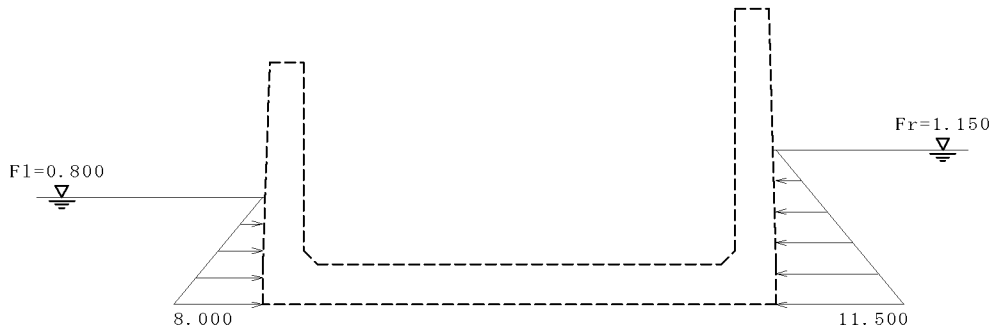
ここに、

w : 水の単位重量 (kN/m³), w = 10.000

h : 水位 (m)

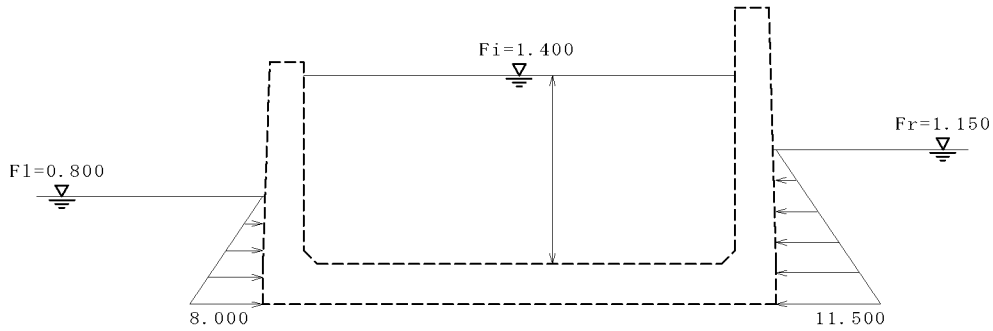
Y : 作用位置 (m)

[1]常時 (湯水時)



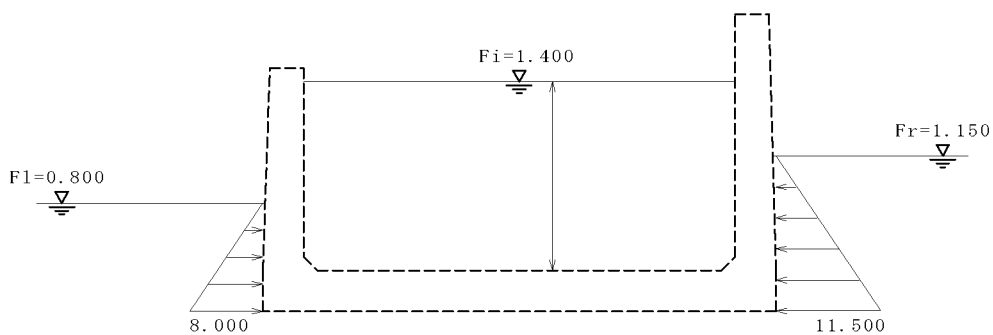
	h (m)	P (kN)	作用位置 Y (m)
左側	0.800	-3.200	0.267
右側	1.150	6.612	0.383

[2]常時 (満水時)



	h (m)	P (kN)	作用位置 Y (m)
左側	0.800	-3.200	0.267
右側	1.150	6.612	0.383

[3]地震時 (満水時)



	h (m)	P (kN)	作用位置 Y (m)
左側	0.800	-3.200	0.267
右側	1.150	6.612	0.383

2.5 水平反力

(主働土圧を用いた場合に安全率が確保できないケースについて必要水平反力を算出する。)

水平力

$$P_{PH2} = F_s \cdot \Sigma H - \Sigma V \cdot f$$

ここに、

P_{PH2} : 水平反力 (kN)

F_s : 安全率

H : 反力側土圧を除いた全水平力 (kN/m²)

V : 全鉛直力 (kN/m²)

f : 底面と基礎地盤との摩擦係数, $f = 0.700$

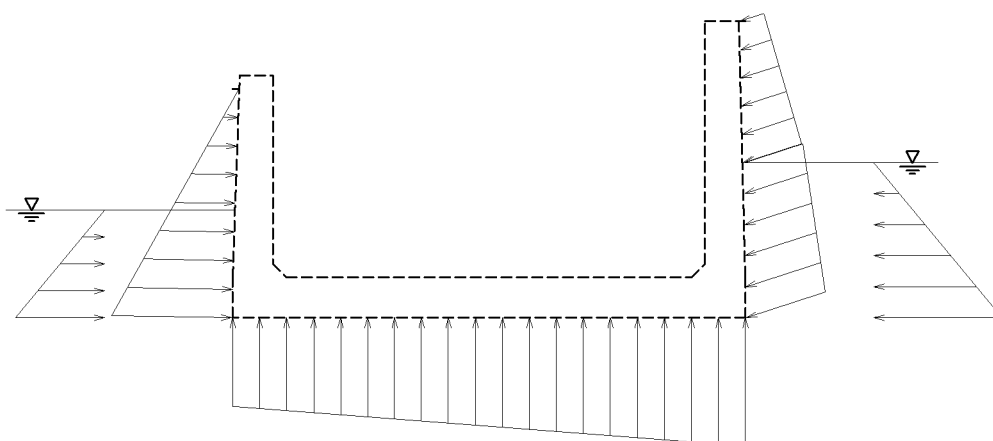
但し、水平反力は受働土圧 P_p を越えることはできない。

荷重状態 (水 位)	F_s	H (kN/m ²)	V (kN/m ²)	P_{PH2} (kN)	P_p (kN)
常時 (湯水時)	1.500	26.510	24.715	22.464	93.076

2.6 作用力の集計

(1)フーチング前面での作用力の集計

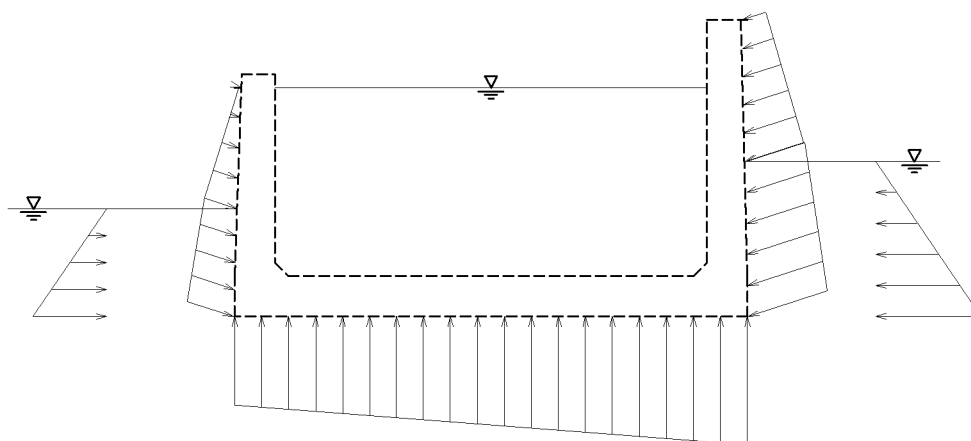
[1]常時 (湯水時)



項 目	鉛直力 N_i (kN)	水平力 H_i (kN)	アーム長		回転モーメント(kN.m)	
			X_i (m)	Y_i (m)	$M_{xi} = N_i \cdot X_i$	$M_{yi} = H_i \cdot Y_i$
自 重	51.220	0.000	1.993	0.000	102.100	0.000
浮 力	-37.050	0.000	2.014	0.000	-74.607	0.000
右側水圧	0.000	6.612	0.000	0.383	0.000	2.535
左側水圧	0.000	-3.200	0.000	0.267	0.000	-0.853
右側土圧	7.582	23.097	3.784	0.921	28.689	21.272
左側土圧	2.963	0.000	0.011	0.621	0.032	0.000
水平反力	0.000	-22.464	0.000	0.567	0.000	-12.730
合 計	24.715	4.045	—————	—————	56.214	10.224

左側壁は水平反力を適用

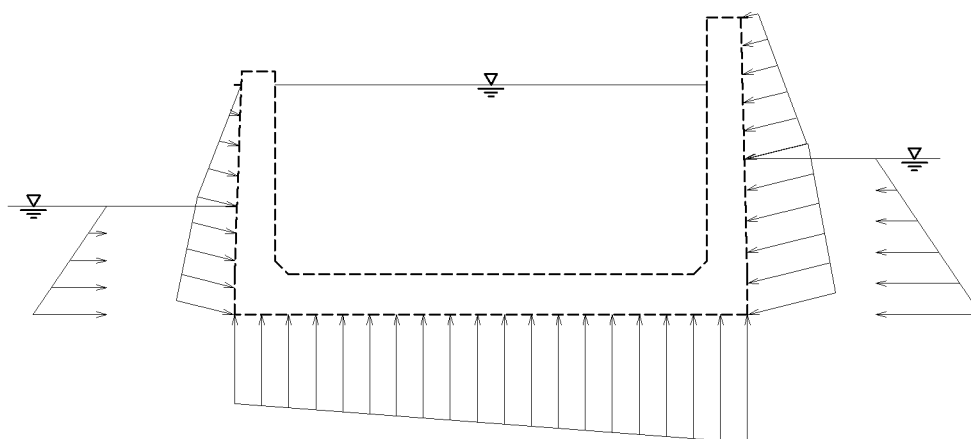
[2]常時 (満水時)



項目	鉛直力 N_i (kN)	水平力 H_i (kN)	アーム長		回転モーメント(kN.m)	
			X_i (m)	Y_i (m)	$M_{xi} = N_i \cdot X_i$	$M_{yi} = H_i \cdot Y_i$
自重	95.920	0.000	1.950	0.000	187.030	0.000
浮力	-37.050	0.000	2.014	0.000	-74.607	0.000
右側水圧	0.000	6.612	0.000	0.383	0.000	2.535
左側水圧	0.000	-3.200	0.000	0.267	0.000	-0.853
右側土圧	7.582	23.097	3.784	0.921	28.689	21.272
左側土圧	2.963	-8.816	0.011	0.621	0.032	-5.473
合計	69.415	17.693	—	—	141.144	17.481

土圧には左右とも主働土圧を適用

[3]地震時 (満水時)



項目	鉛直力 N_i (kN)	水平力 H_i (kN)	アーム長		回転モーメント(kN.m)	
			X_i (m)	Y_i (m)	$M_{xi} = N_i \cdot X_i$	$M_{yi} = H_i \cdot Y_i$
自重	95.920	11.494	1.950	0.783	187.030	9.003
浮力	-37.050	0.000	2.014	0.000	-74.607	0.000
右側水圧	0.000	6.612	0.000	0.383	0.000	2.535
左側水圧	0.000	-3.200	0.000	0.267	0.000	-0.853
右側土圧	5.945	23.833	3.785	0.876	22.502	20.875
左側土圧	2.725	-10.606	0.010	0.604	0.028	-6.408

項目	鉛直力 N _i (kN)	水平力 H _i (kN)	アーム長		回転モーメント(kN.m)	
			X _i (m)	Y _i (m)	M _{x_i} = N _i · X _i	M _{y_i} = H _i · Y _i
合計	67.540	28.133	—	—	134.953	25.153

土圧には左右とも主働土圧を適用

荷重状態(水位)	N _o (kN)	H _o (kN)	M _o (kN.m)
常時(湧水時)	24.715	4.045	45.990
常時(満水時)	69.415	17.693	123.663
地震時(満水時)	67.540	28.133	109.800

(2)フーチング中心での作用力の集計

鉛直力 : N_c = N_o (kN)
 水平力 : H_c = H_o (kN)
 回転モーメント : M_c = N_o · B_j / 2.0 - M_o (kN.m)

ここに、

フーチング土圧方向幅 : B_j = 3.800 (m)

単位幅当り

荷重状態(水位)	N _c (kN)	H _c (kN)	M _c (kN.m)
常時(湧水時)	24.715	4.045	0.968
常時(満水時)	69.415	17.693	8.225
地震時(満水時)	67.540	28.133	18.525

全幅(5.000m)当り

荷重状態(水位)	N _c (kN)	H _c (kN)	M _c (kN.m)
常時(湧水時)	123.573	20.227	4.840
常時(満水時)	347.073	88.467	41.124
地震時(満水時)	337.698	140.667	92.625

2.7 浮き上がりに対する検討

$$F_s = \frac{\sum Vu + \alpha \cdot Pv}{U}$$

ここに、

Vu : 浮力及び土圧の鉛直成分を除いた鉛直荷重の合計 (kN)

α : 土圧の鉛直成分の有効率、 $\alpha = 0.500$

Pv : 土圧の鉛直成分 (kN)

U : 浮力 (kN)

荷重状態 (水 位)	Vu (kN)	Pv (kN)	U (kN)	安全率 f_s	必要 安全率 f_{sa}
常時(湯水時)	51.220	10.545	37.050	1.525	1.100

2.8 安定計算結果

2.8.1 転倒に対する安定

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

ここに、

d : 底版つま先から合力の作用点までの距離 (m)

Mr : 底版つま先回りの抵抗モーメント (kN.m)

Mt : 底版つま先回りの転倒モーメント (kN.m)

V : 底版下面における全鉛直荷重 (kN)

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

ここに、

e : 合力の作用点の底版中央からの偏心距離 (m)

B : 底版幅 (m), $B = 3.800$

$$e_a = B / n$$

ここに、

e_a : 許容偏心距離 (m)

n : 安全率

荷重状態 (水 位)	Mr (kN.m)	Mt (kN.m)	V (kN)	d (m)	e (m)	e_a (m)
地震時(満水時)	134.953	25.153	67.540	1.626	0.274	1.267

2.8.2 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + C_b \cdot B + Pr}{\Sigma H}$$

ここに、

V : 底版下面における全鉛直荷重 (kN)

H : 底版下面における全水平荷重 (kN)

μ : 底版と支持地盤の間の摩擦係数, μ = 0.700

C_b : 底版と支持地盤の間の付着力 (kN/m²), C_b = 0.000

B : 底版幅 (m), B = 3.800

Pr : 水平反力

荷重状態 (水 位)	鉛直荷重 V(kN)	水平荷重 H(kN)	水平反力 Pr (kN)	安全率 F _s	必要安全率 F _{sa}
常時(満水時)	24.715	26.510	22.464	1.500	1.500

2.8.3 支持に対する照査

1) 合力作用点が底版中央の底版幅1/3 (ミドルサード) の中にある場合

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

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

2) 合力作用点が底版中央の底版幅2/3の中にある場合

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

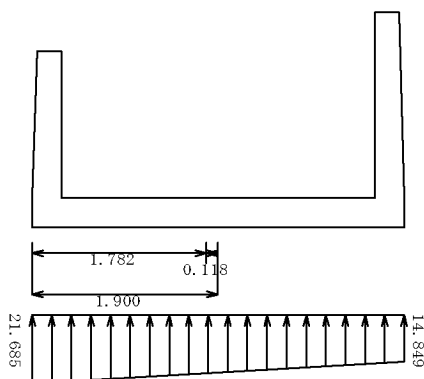
ここに、

V : 底版下面に作用する全鉛直荷重 (kN)

B : 底版幅 (m), B = 3.800

e : 偏心量 (m)

[1] 常時(満水時)



地盤反力の作用幅 (m) x及びB	地盤反力の形状	地盤反力度 (kN/m ²)		
		qmin	qmax	許容値
3.800	台形	14.849	21.685	1000.000

3章 部材の設計

3.1 躯体自重、土砂重量、浮力

1) 躯体自重

[1] 常時

・ 側壁鉛直力

位 置	$W = \quad \cdot A$ (kN/m ²)
左側壁天端	24.500 × 0.250 = 6.125
左側壁基部	24.500 × 0.300 = 7.350
右側壁天端	24.500 × 0.250 = 6.125
右側壁基部	24.500 × 0.300 = 7.350

・ 底版鉛直力

$$W = N / B$$

$$= 27.930 / 3.500$$

$$= 7.980 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

ここに、

N : 底版総重量(kN)

B : 底版軸線幅(m)

2) 浮力

$$p_l = H_f \cdot G_w$$

$$p_r = H_r \cdot G_w$$

$$p_l' = \left(p_l + \frac{p_r - p_l}{B} \times \frac{T_l}{2} \right) \times \gamma$$

$$p_r' = \left(p_r + \frac{p_l - p_r}{B} \times \frac{T_r}{2} \right) \times \gamma$$

但し、底版の張り出しがある場合は $p_l' = p_l$, $p_r' = p_r$

ここに、

p_l : 底版全幅左端の水圧強度(kN/m²)

p_r : 底版全幅右端の水圧強度(kN/m²)

p_l' : 底版軸線左端の水圧強度(kN/m²)

p_r' : 底版軸線右端の水圧強度(kN/m²)

H_f : 前面水位(m)

H_r : 背面水位(m)

T_l : 左側壁厚(m) , $T_l = 0.300$

T_r : 右側壁厚(m) , $T_r = 0.300$

B : 底版全幅(m) , B = 3.500

G : 水の単位体積重量(kN/m³) , $G_w = 10.000$

: 浮力の低減係数 , = 1.000

荷重状態(水位)	H_f (m)	H_r (m)	p_l (kN/m ²)	p_r (kN/m ²)	p_l' (kN/m ²)	p_r' (kN/m ²)
常時(湯水時)	0.800	1.150	8.000	11.500	8.138	11.362

底板軸線から外れる浮力を格点に集中荷重として考慮する

$$P_l = \frac{pl + pl'}{2} \times \frac{Tl}{2} \times \gamma$$

$$P_r = \frac{pr + pr'}{2} \times \frac{Tr}{2} \times \gamma$$

ここに、

P_l : 底板軸線左端の集中荷重 (kN/m)

P_r : 底板軸線右端の集中荷重 (kN/m)

: 浮力の低減係数, $= 1.000$

荷重状態 (水位)	P_l (kN/m)	P_r (kN/m)
常時 (湧水時)	1.210	1.715

3.2 土圧

[1]常時 (湧水時)

裏込め土 (右側)

土圧はクーロン式により求める。

仮想背面の高さ	$H = 2.050 \text{ m}$
水位面より上の高さ	$H_1 = 1.050 \text{ m}$
水位面より下の高さ	$H_2 = 1.000 \text{ m}$
仮想背面が鉛直面となす角度	$= 1.507^\circ$
背面土砂の単位体積重量	$s = 18.000 \text{ kN/m}^3$
背面土砂のせん断抵抗角	$= 25.000^\circ$
地表面が水平面となす角度	$= 0.000^\circ$
壁面摩擦角	$= 16.667^\circ$

盛土等分布荷重換算係数 I_w

$$I_w = 1 + \left(\frac{X}{H_w}\right)^2 - \frac{2}{\pi} \left\{ 1 + \left(\frac{X}{H_w}\right)^2 \right\} \tan^{-1} \left(\frac{X}{H_w}\right) - \frac{2}{\pi} \left(\frac{X}{H_w}\right)$$

$$= 1 + \left(\frac{0.856}{2.200}\right)^2 - \frac{2}{\pi} \left\{ 1 + \left(\frac{0.856}{2.200}\right)^2 \right\} \tan^{-1} \left(\frac{0.856}{2.200}\right) - \frac{2}{\pi} \left(\frac{0.856}{2.200}\right)$$

$$= 0.63183$$

盛土荷重の換算等分布荷重 q_w

$$q_w = \gamma \cdot H_s \cdot I_w$$

$$= 18.000 \times 1.111 \times 0.63183$$

$$= 12.637 \text{ kN/m}^2$$

ここに、

- X : 仮想距離(m) , $X1 + X2 / 2$
- X1 : 盛土の水平部分長(m) , $X1 = 0.300$
- X2 : 盛土の勾配部分長(m) , $X2 = 1.111$
- H_w : 躯体全高(m)
- H_s : H₀ + H₁(m)
- H₀ : 盛土高(m) , $H_0 = 0.500$
- H₁ : 換算盛土高(m) , $H_1 = q / \dots = 0.611$
- q : 地表面載荷荷重(kN/m²) , $q = 11.000$

主働土圧係数は、

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

$$= \frac{\cos^2(25.00^\circ - 1.507^\circ)}{\cos^2 1.507^\circ \cdot \cos(1.507^\circ + 16.667^\circ)}$$

$$\times \frac{1}{\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(25.00^\circ + 16.667^\circ) \cdot \sin(25.00^\circ - 0.000^\circ)}{\cos(1.507^\circ + 16.667^\circ) \cdot \cos(1.507^\circ - 0.000^\circ)}} \right]^2}$$

$$= 0.3717$$

土圧作用面上端土圧

$$p1 = q \cdot K = 12.637 \times 0.3717 = 4.696 \text{ kN/m}^2$$

水位面での土圧

$$p2 = K \cdot \gamma_s \cdot H1 + p1$$

$$= 0.3717 \times 18.000 \times 1.050 + 4.696$$

$$= 11.721 \text{ kN/m}^2$$

土圧作用面下端土圧

$$p3 = K \cdot (\gamma_{sat} - \gamma_w) \cdot H2 + p2$$

$$= 0.3717 \times (19.000 - 10.000) \times 1.000 + 11.721$$

$$= 15.066 \text{ kN/m}^2$$

土圧強度の分解

$$\text{水平成分 } p_h = p \cdot \cos(\dots)$$

$$\text{鉛直成分 } p_v = p \cdot \sin(\dots)$$

位置	土圧強度 (kN/m ²)	水平成分 (kN/m ²)	鉛直成分 (kN/m ²)
p1	4.696	4.462	1.465
p2	11.721	11.136	3.656
p3	15.066	14.314	4.699

水位以上の土圧力

$$P1 = \frac{1}{2} \cdot (p1 + p2) \cdot H1 = \frac{1}{2} \times (4.696 + 11.721) \times 1.050 = 8.619 \text{ kN}$$

水位以下の土圧力

$$P_2 = \frac{1}{2} \cdot (p_2 + p_3) \cdot H_2 = \frac{1}{2} \times (11.721 + 15.066) \times 1.000 = 13.393 \text{ kN}$$

土圧力

$$P = P_1 + P_2 = 8.619 + 13.393 = 22.012 \text{ kN}$$

このときの土圧力の水平成分、鉛直成分は次のようになる。

水平成分

$$P_h = P \cdot \cos(\theta) = 22.012 \times \cos(1.507^\circ + 16.667^\circ) = 20.914 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$P_v = P \cdot \sin(\theta) = 22.012 \times \sin(1.507^\circ + 16.667^\circ) = 6.866 \text{ kN}$$

側壁土圧として主働土圧を採用する場合は、軸線から外れる土圧を格点に集中荷重として考慮する

水平成分

$$P_{hs} = P_{hl} - P_{hu} = 23.097 - 20.914 = 2.183 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$P_{vs} = P_{vl} - P_{vu} = 7.582 - 6.866 = 0.717 \text{ kN}$$

ここに、

- P_{hs} : 格点に載荷する水平集中荷重(kN)
- P_{hl} : 底版底面位置での土圧合力水平成分(kN)
- P_{hu} : 底版軸線位置での土圧合力水平成分(kN)
- P_{vs} : 格点に載荷する鉛直集中荷重(kN)
- P_{vl} : 底版底面位置での土圧合力鉛直成分(kN)
- P_{vu} : 底版軸線位置での土圧合力鉛直成分(kN)

裏込め土(左側)

土圧はクーロン式により求める。

仮想背面の高さ	$H = 1.550 \text{ m}$
水位面より上の高さ	$H_1 = 0.900 \text{ m}$
水位面より下の高さ	$H_2 = 0.650 \text{ m}$
仮想背面が鉛直面となす角度	$= 1.909^\circ$
背面土砂の単位体積重量	$s = 18.000 \text{ kN/m}^3$
背面土砂のせん断抵抗角	$= 25.000^\circ$
地表面が水平面となす角度	$= 0.000^\circ$
壁面摩擦角	$= 16.667^\circ$

主働土圧係数は、

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

$$= \frac{\cos^2(25.00^\circ - 1.909^\circ)}{\cos^2 1.909^\circ \cdot \cos(1.909^\circ + 16.667^\circ)}$$

$$\times \frac{1}{\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(25.00^\circ + 16.667^\circ) \cdot \sin(25.00^\circ - 0.000^\circ)}{\cos(1.909^\circ + 16.667^\circ) \cdot \cos(1.909^\circ - 0.000^\circ)}} \right]^2}$$

$$= 0.3746$$

土圧作用面上端土圧

$$p1 = q \cdot K = 1.000 \times 0.3746 = 0.375 \text{ kN/m}^2$$

水位面での土圧

$$p2 = K \cdot \gamma_s \cdot H1 + p1$$

$$= 0.3746 \times 18.000 \times 0.900 + 0.375$$

$$= 6.443 \text{ kN/m}^2$$

土圧作用面下端土圧

$$p3 = K \cdot (\gamma_{sat} - \gamma_w) \cdot H2 + p2$$

$$= 0.3746 \times (19.000 - 10.000) \times 0.650 + 6.443$$

$$= 8.634 \text{ kN/m}^2$$

土圧強度の分解

$$\text{水平成分 } p_h = p \cdot \cos(\alpha)$$

$$\text{鉛直成分 } p_v = p \cdot \sin(\alpha)$$

位置	土圧強度 (kN/m ²)	水平成分 (kN/m ²)	鉛直成分 (kN/m ²)
p1	0.375	0.355	0.119
p2	6.443	6.107	2.052
p3	8.634	8.185	2.751

水位以上の土圧力

$$P1 = \frac{1}{2} \cdot (p1 + p2) \cdot H1 = \frac{1}{2} \times (0.375 + 6.443) \times 0.900 = 3.068 \text{ kN}$$

水位以下の土圧力

$$P2 = \frac{1}{2} \cdot (p2 + p3) \cdot H2 = \frac{1}{2} \times (6.443 + 8.634) \times 0.650 = 4.900 \text{ kN}$$

土圧力

$$P = P1 + P2 = 3.068 + 4.900 = 7.968 \text{ kN}$$

このときの土圧力の水平成分、鉛直成分は次のようになる。

水平成分

$$P_h = P \cdot \cos(\alpha) = 7.968 \times \cos(1.909^\circ + 16.667^\circ) = 7.553 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$P_v = P \cdot \sin(\quad + \quad) = 7.968 \times \sin(1.909^\circ + 16.667^\circ) = 2.538 \text{ kN}$$

側壁土圧として主働土圧を採用する場合は、軸線から外れる土圧を格点に集中荷重として考慮する
水平成分

$$P_{hs} = P_{hl} - P_{hu} = 8.817 - 7.553 = 1.264 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$P_{vs} = P_{vl} - P_{vu} = 2.963 - 2.538 = 0.425 \text{ kN}$$

ここに、

- P_{hs} : 格点に載荷する水平集中荷重(kN)
- P_{hl} : 底版底面位置での土圧合力水平成分(kN)
- P_{hu} : 底版軸線位置での土圧合力水平成分(kN)
- P_{vs} : 格点に載荷する鉛直集中荷重(kN)
- P_{vl} : 底版底面位置での土圧合力鉛直成分(kN)
- P_{vu} : 底版軸線位置での土圧合力鉛直成分(kN)

3.3 側壁の設計

3.3.1 水圧

静水圧

$$p_i = h_i \cdot G_w$$

ここに、

- p_i : 底版軸線端の静水圧強度(kN/m²)
- h_i : 底版軸線での水位(m)
- G_w : 水の単位体積重量(kN/m³) , G_w = 10.000

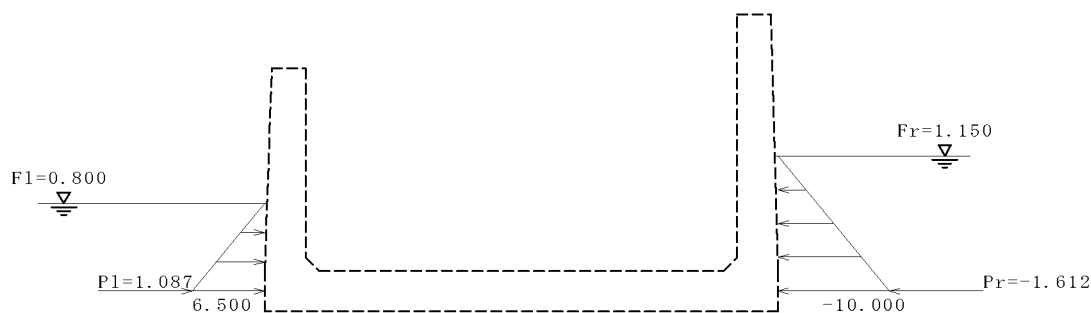
底版軸線から外れる水圧を格点に集中荷重として考慮する

$$P_o = \frac{p_o + p_i}{2} \times \frac{T}{2}$$

ここに、

- P_o : 底版軸線端の集中荷重(kN/m)
- p_o : 底版下面端の静水圧強度(kN/m²)
- T : 底版厚(m) , T = 0.300

[1]常時(湯水時)



位置	軸線内		軸線外		
	水位hi (m)	強度pi (kN/m ²)	水位ho (m)	強度po (kN/m ²)	集中荷重Po (kN/m)
左側	0.650	6.500	0.800	8.000	1.088
右側	1.000	10.000	1.150	11.500	1.613

3.3.2 水平反力

(主働土圧を用いた場合に安全率が確保できないケースについて必要水平反力を算出する。)

水平力

$$P_{PH2} = F_s \cdot \Sigma H - \Sigma V \cdot f$$

ここに、

P_{PH2} : 水平反力 (kN)

F_s : 安全率

H : 反力側土圧を除いた全水平力 (kN/m²)

V : 全鉛直力 (kN/m²)

f : 底面と基礎地盤との摩擦係数, $f = 0.700$

但し、水平反力は受働土圧 P_p を越えることはできない。

$$P_{H2} = \frac{2 \cdot P_{PH2}}{H}$$

$$P_{H2}' = \frac{P_{H2} \cdot H'}{H}$$

$$P = \frac{P_{H2} + P_{H2}'}{2} \times \frac{T}{2}$$

ここに、

P_{H2} : 底版下面位置での荷重強度 (kN/m²)

P_{H2}' : 軸線位置での荷重強度 (kN/m²)

H : 水平反力全高さ (m)

H' : 水平反力軸線高さ (m)

P : 軸線から外れる集中荷重 (kN/m)

T : 底版厚 (m), $T = 0.300$

荷重状態 (水位)	F_s	H (kN/m ²)	V (kN/m ²)	P_{PH2} (kN)	P_p (kN)
常時 (湧水時)	1.500	26.509	24.578	22.560	93.076

荷重状態 (水位)	H (m)	H' (m)	P_{H2} (kN/m ²)	P_{H2}' (kN/m ²)	P (kN/m)
常時 (湧水時)	1.700	1.550	26.541	24.199	3.806

3.3.3 地盤反力

1) 合力作用点及び偏心距離

$$d = \frac{M_o}{V}$$

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

2)合力作用点が底版中央の底版幅1/3 (ミドルサード) の中にある場合

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

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

3)合力作用点が底版中央の底版幅2/3の中にある場合

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

$$q_{\min} = 0.0$$

ここに、

- V : 底版に作用する鉛直荷重(kN)
- Mo : 底版左端に作用するモ-メント(kN.m)
- d : 合力の作用位置(m)
- e : 荷重の偏心量(m)
- ql : 底版軸線左端の地盤反力度(kN/m²)
- qr : 底版軸線右端の地盤反力度(kN/m²)
- e = 0.0のとき ql = qmax , qr = qmin
- e < 0.0のとき ql = qmin , qr = qmax
- B : 底版幅(m) , B = 3.500

荷重状態(水位)	V (kN)	Mo (kN.m)	d (m)	e (m)	ql (kN/m ²)	qr (kN/m ²)
常時(湧水時)	24.578	42.145	1.715	0.035	7.446	6.598

$$q_h = \frac{H}{B}$$

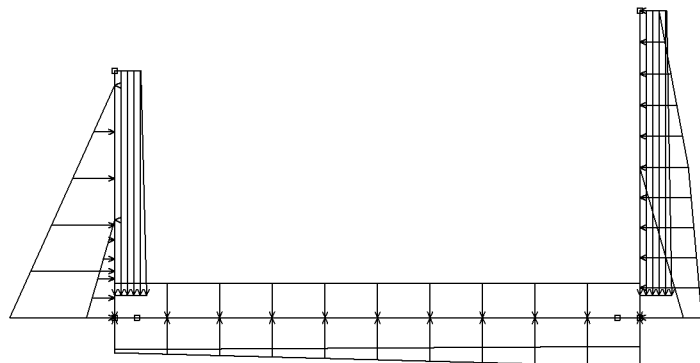
ここに、

- H : 骨組みに作用する水平力(kN)

荷重状態(水位)	H (kN)	qh (kN/m ²)
常時(湧水時)	3.950	1.128

3.3.4 作用力の算定

[1]常時 (湯水時)



躯体自重

荷 重	載荷部材	載荷方向	始点位置 (m)	載荷長 (m)	始点強度 (kN/m ²)	終点強度 (kN/m ²)
左側壁重量	左側壁	軸方向	0.000	1.500	6.125	7.350
右側壁重量	右側壁	軸方向	0.000	1.900	6.125	7.350
底板重量	底 版	鉛 直	0.000	3.500	7.980	7.980
ハンチ重量	左側壁	軸方向	1.400	0.100	0.000	2.450
ハンチ重量	右側壁	軸方向	1.800	0.100	0.000	2.450

土圧・水圧

荷 重	載荷部材	載荷方向	始点位置 (m)	載荷長 (m)	始点強度 (kN/m ²)	終点強度 (kN/m ²)
左側土圧	左側壁	軸方向	0.100	0.900	0.119	2.052
左側土圧	左側壁	軸方向	1.000	0.650	2.052	2.751
左側土圧	左側壁	鉛 直	1.650	0.000	0.425	0.000
右側土圧	右側壁	水 平	0.000	1.050	-4.462	-11.136
右側土圧	右側壁	軸方向	0.000	1.050	1.465	3.656
右側土圧	右側壁	水 平	1.050	1.000	-11.136	-14.314
右側土圧	右側壁	軸方向	1.050	1.000	3.656	4.699
右側土圧	右側壁	水 平	2.050	0.000	-2.183	0.000
右側土圧	右側壁	鉛 直	2.050	0.000	0.717	0.000
左側反力	左側壁	水 平	0.100	1.550	0.000	24.199
左側反力	左側壁	水 平	1.650	0.000	3.806	0.000
左側水圧	左側壁	水 平	1.000	0.650	0.000	6.500
左側水圧	左側壁	水 平	1.650	0.000	1.088	0.000
右側水圧	右側壁	水 平	1.050	1.000	0.000	-10.000
右側水圧	右側壁	水 平	2.050	0.000	-1.613	0.000

浮力

荷 重	載荷部材	載荷方向	始点位置 (m)	載荷長 (m)	始点強度 (kN/m ²)	終点強度 (kN/m ²)
浮力	底 版	鉛 直	0.000	3.500	-8.138	-11.362
浮力	底 版	鉛 直	0.000	0.000	-1.210	0.000
浮力	底 版	鉛 直	3.500	0.000	-1.715	0.000

地盤反力

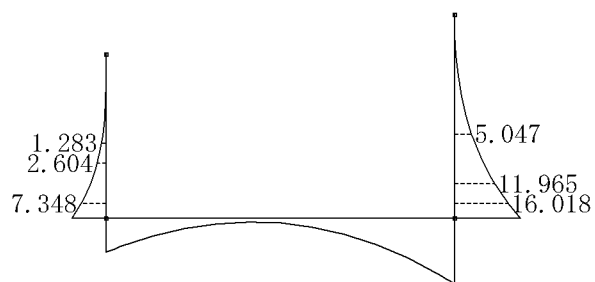
荷 重	載荷部材	載荷方向	始点位置 (m)	載荷長 (m)	始点強度 (kN/m ²)	終点強度 (kN/m ²)
地盤反力	底 版	鉛 直	0.000	3.500	-7.446	-6.598

荷 重	載荷部材	載荷方向	始点位置 (m)	載荷長 (m)	始点強度 (kN/m ²)	終点強度 (kN/m ²)
地盤反力	底 版	水 平	0.000	3.500	1.128	1.128

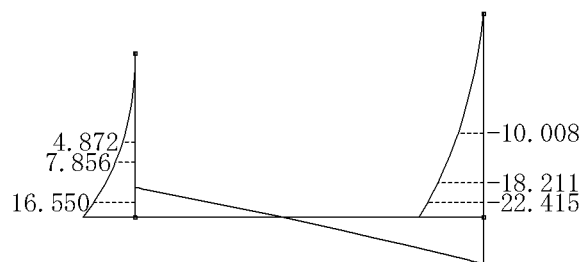
3.3.5 断面力の算定

[1]常時 (湯水時)

1) 曲げモーメント



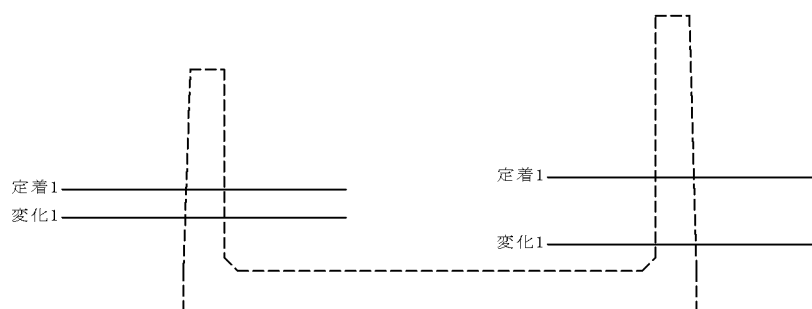
2) せん断力



3) 軸力



3.3.6 断面計算（許容応力度法）



1) 縦壁照査位置(右側)

番 号	変化 1	定着 1
照査位置	0.200	0.700

2) 縦壁照査位置(左側)

番 号	変化 1	定着 1
照査位置	0.400	0.610

1) 曲げ応力度の照査

(参考)

中立軸の算出

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

より x を求める。

応力度の算出

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

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

ここに、

- x : コンクリートの圧縮縁から中立軸までの距離 (mm)
- h : 部材断面の高さ (mm)
- b : 部材断面幅 (mm), b = 1000.000
- d : 部材の有効高 (mm)
- A_s : 引張側鉄筋の全断面積 (mm²)
- n : 鉄筋とコンクリートのヤング係数比, n = 15.00
- e : 部材断面の図心軸から軸方向力の作用点までの距離 (mm)
- c : コンクリートの曲げ圧縮応力度 (N/mm²)
- s : 鉄筋の引張応力度 (N/mm²)
- M : 曲げモーメント (N.mm)

2)せん断応力度の照査

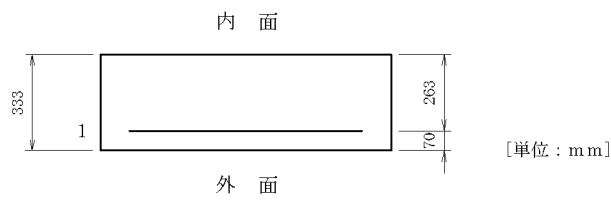
$$\tau_m = \frac{S_h}{b \cdot d} \leq \tau_{a1}$$

ここに、

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

[1]右側壁基部の設計

1)鉄筋配置



位置		かぶり (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)
内面	1'	—	—	—	—	—
	2'	—	—	—	—	—
外面	1	7.0	D10	0.713	8.00	5.706
	2	—	—	—	—	—

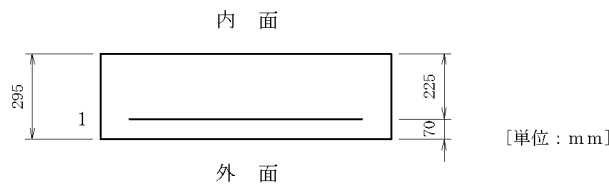
引張側必要鉄筋量 4.069 (cm²)

2) 応力度の照査

荷重名称			常時(湯水時)
曲げモーメント	M	kN.m	16.018
軸力	N	kN	—
せん断力	S	kN	22.415
部材幅	B	mm	1000.0
部材高	H	mm	333.0
有効高	d	mm	263.0
主鉄筋 引張側 鉄筋量	A _s	cm ²	5.706
圧縮側 鉄筋量	A _s '	cm ²	0.000
中立軸	X	mm	59.104
圧縮応力度	c	N/mm ²	2.229
許容圧縮応力度	c _a	N/mm ²	8.000
判定			
引張応力度	s	N/mm ²	115.362
許容引張応力度	s _a	N/mm ²	160.000
判定			
平均せん断応力度		N/mm ²	0.085
許容せん断応力度	a _t	N/mm ²	0.390
判定			

[2] 右側壁変化位置[1]の設計 基部からの距離 = 0.200 m

1) 鉄筋配置



位置	かぶり (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)
内面	1'	—	—	—	—
	2'	—	—	—	—
外面	1	7.0	D13	4.00	5.068
	2	—	—	—	—

引張側必要鉄筋量 3.556 (cm²)

2) 応力度の照査

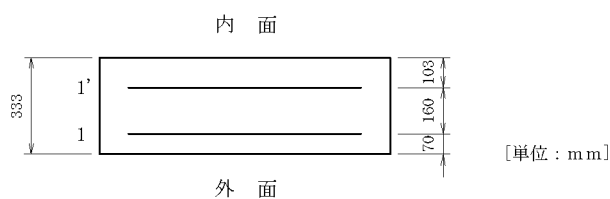
荷重名称			常時(湯水時)
曲げモーメント	M	kN.m	11.965
軸力	N	kN	————
せん断力	S	kN	18.211
部材幅	B	mm	1000.0
部材高	H	mm	295.0
有効高	d	mm	225.0
主鉄筋 引張側 鉄筋量	A _s	cm ²	5.068
圧縮側 鉄筋量	A _s '	cm ²	0.000
中立軸	X	mm	51.387
圧縮応力度	c	N/mm ²	2.241
許容圧縮応力度	c _a	N/mm ²	8.000
判定			
引張応力度	s	N/mm ²	113.564
許容引張応力度	s _a	N/mm ²	160.000
判定			
平均せん断応力度		N/mm ²	0.081
許容せん断応力度	a _t	N/mm ²	0.260
判定			

[3]右側壁定着位置[1]の設計 基部からの距離 = 0.700 m

荷重名称			常時(湯水時)
曲げモーメント	M	kN.m	5.047
軸力	N	kN	—
せん断力	S	kN	10.008
部材幅	B	mm	1000.0
部材高	H	mm	282.0
有効高	d	mm	212.0
主鉄筋 引張側 鉄筋量 圧縮側 鉄筋量	A _s	cm ²	5.068
	A _s '	cm ²	0.000
中立軸	X	mm	49.674
圧縮応力度	c	N/mm ²	1.040
許容圧縮応力度	c _a	N/mm ²	8.000
判定			
引張応力度	s	N/mm ²	50.957
許容引張応力度	s _a	N/mm ²	80.000
判定			
平均せん断応力度		N/mm ²	0.047
許容せん断応力度	a _t	N/mm ²	0.260
判定			

[4]左側壁基部の設計

1)鉄筋配置



位置	かぶり (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)	
内面	1'	10.3	D10	0.713	8.00	5.706
	2'	—	—	—	—	—
外面	1	7.0	D10	0.713	8.00	5.706
	2	—	—	—	—	—

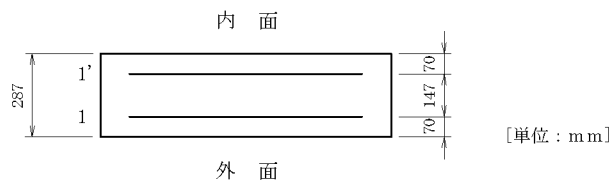
引張側必要鉄筋量 1.829 (cm²)

2)応力度の照査

荷重名称			常時(湯水時)
曲げモーメント	M	kN.m	7.348
軸力	N	kN	—
せん断力	S	kN	16.550
部材幅	B	mm	1000.0
部材高	H	mm	333.0
有効高	d	mm	263.0
主鉄筋 引張側 鉄筋量	A _s	cm ²	5.706
圧縮側 鉄筋量	A _s '	cm ²	5.706
中立軸	X	mm	59.104
圧縮応力度	c	N/mm ²	1.023
許容圧縮応力度	c _a	N/mm ²	8.000
判定			
引張応力度	s	N/mm ²	52.922
許容引張応力度	s _a	N/mm ²	160.000
判定			
平均せん断応力度		N/mm ²	0.063
許容せん断応力度	a _t	N/mm ²	0.390
判定			

[5]左側壁変化位置[1]の設計 基部からの距離 = 0.400 m

1)鉄筋配置



位置	かぶり (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)	
内面	1'	7.0	D10	0.713	4.00	2.853
	2'	—	—	—	—	—
外面	1	7.0	D13	1.267	4.00	5.068
	2	—	—	—	—	—

引張側必要鉄筋量 0.776 (cm²)

2) 応力度の照査

荷重名称			常時(湯水時)
曲げモーメント	M	kN.m	2.604
軸力	N	kN	————
せん断力	S	kN	7.856
部材幅	B	mm	1000.0
部材高	H	mm	287.0
有効高	d	mm	217.0
主鉄筋 引張側 鉄筋量	A _s	cm ²	5.068
圧縮側 鉄筋量	A _s '	cm ²	2.853
中立軸	X	mm	50.344
圧縮応力度	c	N/mm ²	0.517
許容圧縮応力度	c _a	N/mm ²	8.000
判定			
引張応力度	s	N/mm ²	25.659
許容引張応力度	s _a	N/mm ²	160.000
判定			
平均せん断応力度		N/mm ²	0.036
許容せん断応力度	a _t	N/mm ²	0.260
判定			

[6]左側壁定着位置[1]の設計 基部からの距離 = 0.610 m

荷重名称			常時(湯水時)
曲げモーメント	M	kN.m	1.283
軸力	N	kN	————
せん断力	S	kN	4.872
部材幅	B	mm	1000.0
部材高	H	mm	280.0
有効高	d	mm	210.0
主鉄筋 引張側 鉄筋量	A _s	cm ²	5.068
圧縮側 鉄筋量	A _s '	cm ²	2.853
中立軸	X	mm	49.424
圧縮応力度	c	N/mm ²	0.268
許容圧縮応力度	c _a	N/mm ²	8.000
判定			
引張応力度	s	N/mm ²	13.079
許容引張応力度	s _a	N/mm ²	80.000
判定			
平均せん断応力度		N/mm ²	0.023
許容せん断応力度	a _t	N/mm ²	0.260
判定			

3.4 底版の設計

3.4.1 水圧

静水圧

$$p_i = h_i \cdot G_w$$

ここに、

p_i : 底版軸線端の静水圧強度 (kN/m²)

h_i : 底版軸線での水位 (m)

G_w : 水の単位体積重量 (kN/m³) , $G_w = 10.000$

底版軸線から外れる水圧を格点に集中荷重として考慮する

$$P_o = \frac{p_o + p_i}{2} \times \frac{T}{2}$$

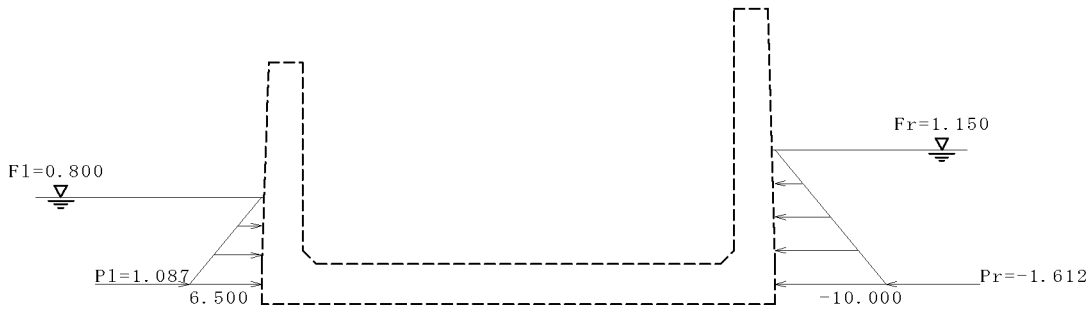
ここに、

P_o : 底版軸線端の集中荷重 (kN/m)

p_o : 底版下面端の静水圧強度 (kN/m²)

T : 底版厚 (m) , $T = 0.300$

[1]常時（湯水時）



位置	軸線内		軸線外		
	水位hi (m)	強度pi (kN/m ²)	水位ho (m)	強度po (kN/m ²)	集中荷重Po (kN/m)
左側	0.650	6.500	0.800	8.000	1.088
右側	1.000	10.000	1.150	11.500	1.613

3.4.2 水平反力

（主動土圧を用いた場合に安全率が確保できないケースについて必要水平反力を算出する。）

水平力

$$P_{PH2} = F_s \cdot \Sigma H - \Sigma V \cdot f$$

ここに、

P_{PH2} : 水平反力(kN)

F_s : 安全率

H : 反力側土圧を除いた全水平力(kN/m²)

V : 全鉛直力(kN/m²)

f : 底面と基礎地盤との摩擦係数, $f = 0.700$

但し、水平反力は受働土圧 P_p を越えることはできない。

$$P_{H2} = \frac{2 \cdot P_{PH2}}{H}$$

$$P_{H2}' = \frac{P_{H2} \cdot H'}{H}$$

$$P = \frac{P_{H2} + P_{H2}'}{2} \times \frac{T}{2}$$

ここに、

P_{H2} : 底版下面位置での荷重強度(kN/m²)

P_{H2}' : 軸線位置での荷重強度(kN/m²)

H : 水平反力全高さ(m)

H' : 水平反力軸線高さ(m)

P : 軸線から外れる集中荷重(kN/m)

T : 底版厚(m), $T = 0.300$

荷重状態（水位）	F_s	H (kN/m ²)	V (kN/m ²)	P_{PH2} (kN)	P_p (kN)
常時（湯水時）	1.500	26.510	24.715	22.464	93.076

荷重状態（水位）	H (m)	H' (m)	P _{H2} (kN/m ²)	P _{H2} ' (kN/m ²)	P (kN/m)
常時（湧水時）	1.700	1.550	26.429	24.097	3.789

3.4.3 地盤反力

1) 合力作用点及び偏心距離

$$d = \frac{M_o}{V}$$

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

2) 合力作用点 が底版中央の底版幅1/3（ミドルサード）の中にある場合

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

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

3) 合力作用点 が底版中央の底版幅2/3の中にある場合

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

$$q_{min} = 0.0$$

ここに、

- V : 底版に作用する鉛直荷重(kN)
- M_o : 底版左端に作用するモ-メント(kN.m)
- d : 合力の作用位置(m)
- e : 荷重の偏心量(m)
- q_l : 底版全幅左端の地盤反力度(kN/m²)
- q_r : 底版全幅右端の地盤反力度(kN/m²)
- e = 0.0のとき q_l = q_{max}, q_r = q_{min}
- e < 0.0のとき q_l = q_{min}, q_r = q_{max}
- B : 底版幅(m), B = 3.800

荷重状態（水位）	V (kN)	M _o (kN.m)	d (m)	e (m)	q _l (kN/m ²)	q _r (kN/m ²)
常時（湧水時）	24.715	45.990	1.861	0.039	6.906	6.102

$$q_l' = q_l + \frac{q_r - q_l}{B} \times \frac{T_l}{2}$$

$$q_r' = q_r + \frac{q_l - q_r}{B} \times \frac{T_r}{2}$$

但し、底版の張り出しがある場合は $q_l' = q_l$, $q_r' = q_r$

$$q_h = \frac{H}{B'}$$

ここに、

q_l' : 底版軸線左端の地盤反力度 (kN/m²)

q_r' : 底版軸線右端の地盤反力度 (kN/m²)

q_h : せん断地盤反力度 (kN/m²)

T_l : 左側壁厚 (m), $T_l = 0.300$

T_r : 右側壁厚 (m), $T_r = 0.300$

H : 骨組みに作用する水平力 (kN)

B' : 軸線幅 (m), $B' = 3.500$

荷重状態 (水 位)	q_l' (kN/m ²)	q_r' (kN/m ²)	H (kN)	q_h (kN/m ²)
常時 (湧水時)	6.874	6.134	4.045	1.156

底版軸線から外れる地盤反力を格点に集中荷重として考慮する

$$Q_l = \frac{q_l + q_l'}{2} \times \frac{T_l}{2}$$

$$Q_r = \frac{q_r + q_r'}{2} \times \frac{T_r}{2}$$

ここに、

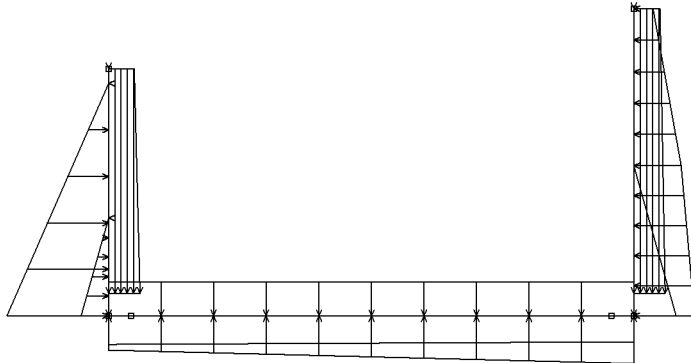
Q_l : 底版軸線左端の集中荷重 (kN/m)

Q_r : 底版軸線右端の集中荷重 (kN/m)

荷重状態 (水 位)	Q_l (kN/m)	Q_r (kN/m)
常時 (湧水時)	1.034	0.918

3.4.4 作用力の算定

[1]常時 (湯水時)



躯体自重

荷重	載荷部材	載荷方向	始点位置 (m)	載荷長 (m)	始点強度 (kN/m ²)	終点強度 (kN/m ²)
左側壁重量	左側壁	軸方向	0.000	1.500	6.125	7.350
右側壁重量	右側壁	軸方向	0.000	1.900	6.125	7.350
底板重量	底板	鉛直	0.000	3.500	7.980	7.980
ハンチ重量	左側壁	軸方向	1.400	0.100	0.000	2.450
ハンチ重量	右側壁	軸方向	1.800	0.100	0.000	2.450

土砂、水重

荷重	載荷部材	載荷方向	始点位置 (m)	載荷長 (m)	始点強度 (kN/m ²)	終点強度 (kN/m ²)
左側水重量	左側壁	鉛直	0.000	0.000	0.042	0.000
右側水重量	右側壁	鉛直	0.000	0.000	0.095	0.000

土圧・水圧

荷重	載荷部材	載荷方向	始点位置 (m)	載荷長 (m)	始点強度 (kN/m ²)	終点強度 (kN/m ²)
左側土圧	左側壁	軸方向	0.100	0.900	0.119	2.052
左側土圧	左側壁	軸方向	1.000	0.650	2.052	2.751
左側土圧	左側壁	鉛直	1.650	0.000	0.425	0.000
右側土圧	右側壁	水	0.000	1.050	-4.462	-11.136
右側土圧	右側壁	軸方向	0.000	1.050	1.465	3.656
右側土圧	右側壁	水	1.050	1.000	-11.136	-14.314
右側土圧	右側壁	軸方向	1.050	1.000	3.656	4.699
右側土圧	右側壁	水	2.050	0.000	-2.183	0.000
右側土圧	右側壁	鉛直	2.050	0.000	0.717	0.000
左側反力	左側壁	水	0.100	1.550	0.000	24.097
左側反力	左側壁	水	1.650	0.000	3.789	0.000
左側水圧	左側壁	水	1.000	0.650	0.000	6.500
左側水圧	左側壁	水	1.650	0.000	1.088	0.000
右側水圧	右側壁	水	1.050	1.000	0.000	-10.000
右側水圧	右側壁	水	2.050	0.000	-1.613	0.000

浮力

荷重	載荷部材	載荷方向	始点位置 (m)	載荷長 (m)	始点強度 (kN/m ²)	終点強度 (kN/m ²)
浮力	底板	鉛直	0.000	3.500	-8.138	-11.362
浮力	底板	鉛直	0.000	0.000	-1.210	0.000

荷 重	載荷部材	載荷方向	始点位置 (m)	載荷長 (m)	始点強度 (kN/m ²)	終点強度 (kN/m ²)
浮力	底 版	鉛 直	3.500	0.000	-1.715	0.000

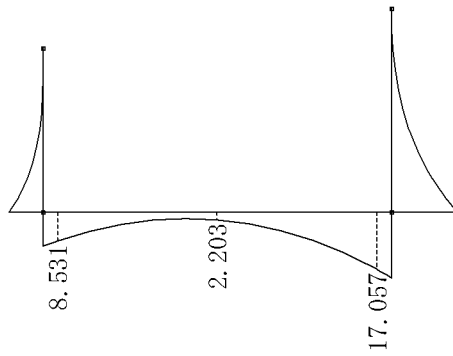
地盤反力

荷 重	載荷部材	載荷方向	始点位置 (m)	載荷長 (m)	始点強度 (kN/m ²)	終点強度 (kN/m ²)
地盤反力	底 版	鉛 直	0.000	3.500	-6.874	-6.134
地盤反力	底 版	鉛 直	0.000	0.000	-1.034	0.000
地盤反力	底 版	鉛 直	3.500	0.000	-0.918	0.000
地盤反力	底 版	水 平	0.000	3.500	1.156	1.156

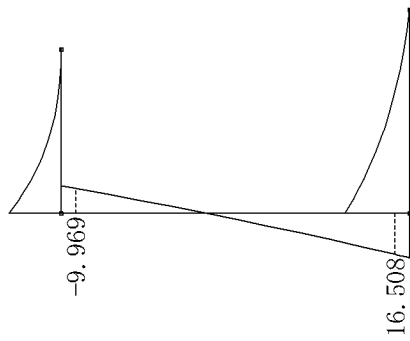
3.4.5 断面力の算定

[1]常時 (湯水時)

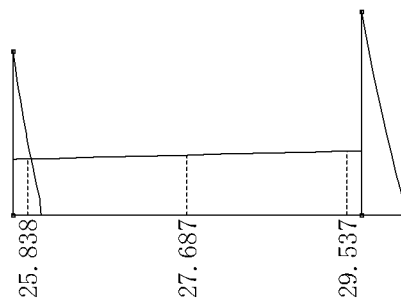
1) 曲げモーメント



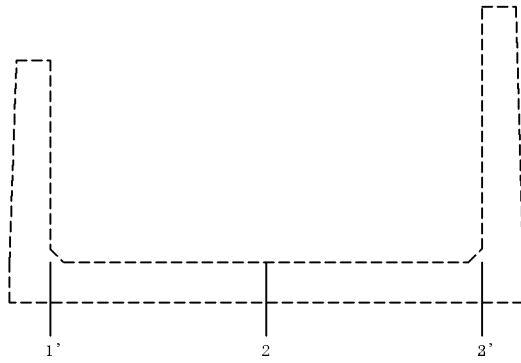
2) せん断力



3) 軸力



3.4.6 断面計算（許容応力度法）



1) 曲げ照査位置

番 号	1	2	3
照査位置	0.150	1.750	3.350

2) せん断照査位置

番 号	1'	2'
照査位置	0.150	3.350

(1) 曲げ応力度の照査

(参考)

中立軸の算出

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

より x を求める。

応力度の算出

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

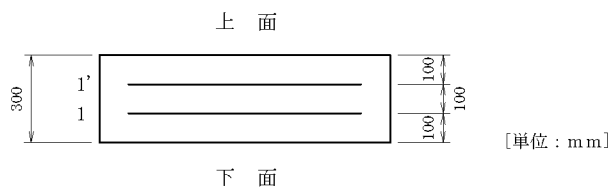
$$\sigma_s = n \cdot \sigma_c \cdot \frac{d - x}{x}$$

ここに、

- x : コンクリートの圧縮縁から中立軸までの距離 (mm)
- h : 部材断面の高さ (mm)
- b : 部材断面幅 (mm), b = 1000.000
- d : 部材の有効高 (mm)
- A_s : 引張側鉄筋の全断面積 (mm²)
- n : 鉄筋とコンクリートのヤング係数比, n = 15.00
- e : 部材断面の図心軸から軸方向力の作用点までの距離 (mm)
- c : コンクリートの曲げ圧縮応力度 (N/mm²)
- s : 鉄筋の引張応力度 (N/mm²)
- M : 曲げモーメント (N.mm)

[1] 曲げ照査位置 [1] 部材軸からの距離 左から 0.150 (m), 右から 3.350 (m)

1)鉄筋配置



位置	かぶり (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)	
上面	1'	10.0	D13	1.267	8.00	10.136
	2'	—	—	—	—	—
下面	1	10.0	D13	1.267	8.00	10.136
	2	—	—	—	—	—

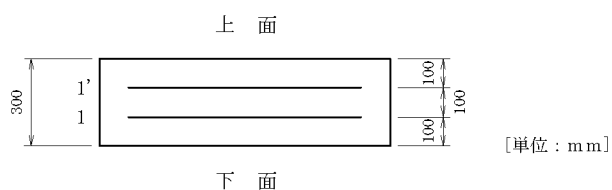
引張側必要鉄筋量 2.843 (cm²)

2)応力度の照査

荷重名称			常時(湯水時)
曲げモーメント	M	kN.m	8.531
軸力	N	kN	—
せん断力	S	kN	—
部材幅	B	mm	1000.0
部材高	H	mm	300.0
有効高	d	mm	200.0
主鉄筋 引張側 鉄筋量	A _s	cm ²	10.136
圧縮側 鉄筋量	A _s '	cm ²	0.000
中立軸	X	mm	64.233
圧縮応力度	c	N/mm ²	1.487
許容圧縮応力度	c _a	N/mm ²	8.000
判定			
引張応力度	s	N/mm ²	47.136
許容引張応力度	s _a	N/mm ²	160.000
判定			

[2]曲げ照査位置[2] 部材軸からの距離 左から1.750(m),右から1.750(m)

1)鉄筋配置



位置	かぶり (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)	
上面	1'	10.0	D13	1.267	8.00	10.136
	2'	—	—	—	—	—
下面	1	10.0	D13	1.267	8.00	10.136
	2	—	—	—	—	—

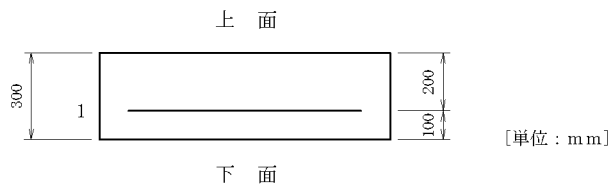
引張側必要鉄筋量 1.081 (cm²)

2) 応力度の照査

荷重名称			常時(満水時)
曲げモーメント	M	kN.m	-3.320
軸力	N	kN	—
せん断力	S	kN	—
部材幅	B	mm	1000.0
部材高	H	mm	300.0
有効高	d	mm	200.0
主鉄筋 引張側 鉄筋量	A _s	cm ²	10.136
圧縮側 鉄筋量	A _s '	cm ²	0.000
中立軸	X	mm	64.233
圧縮応力度	c	N/mm ²	0.579
許容圧縮応力度	c _a	N/mm ²	8.000
判定			
引張応力度	s	N/mm ²	18.345
許容引張応力度	s _a	N/mm ²	160.000
判定			

[3] 曲げ照査位置 [3] 部材軸からの距離 左から3.350(m), 右から0.150(m)

1) 鉄筋配置



位置	かぶり (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)	
上面	1'	—	—	—	—	
	2'	—	—	—	—	
下面	1	10.0	D13	1.267	8.00	10.136
	2	—	—	—	—	—

引張側必要鉄筋量 5.827 (cm²)

2)応力度の照査

荷重名称			常時(湯水時)
曲げモーメント	M	kN.m	17.057
軸力	N	kN	————
せん断力	S	kN	————
部材幅	B	mm	1000.0
部材高	H	mm	300.0
有効高	d	mm	200.0
主鉄筋 引張側 鉄筋量	A _s	cm ²	10.136
圧縮側 鉄筋量	A _s '	cm ²	0.000
中立軸	X	mm	64.233
圧縮応力度	c	N/mm ²	2.972
許容圧縮応力度	c _a	N/mm ²	8.000
判定			
引張応力度	s	N/mm ²	94.242
許容引張応力度	s _a	N/mm ²	160.000
判定			

(2)せん断応力度の照査

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

ここに、

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

[1]せん断照査位置[1] 部材軸からの距離 左から0.150(m),右から3.350(m)

荷重名称			常時(湯水時)
曲げモーメント	M	kN.m	————
軸力	N	kN	————
せん断力	S	kN	9.969
部材幅	B	mm	1000.0
部材高	H	mm	300.0
有効高	d	mm	200.0
平均せん断応力度		N/mm ²	0.050
許容せん断応力度	τ_{a1}	N/mm ²	0.390
判定			

[2]せん断照査位置[2] 部材軸からの距離 左から3.350(m),右から0.150(m)

荷重名称			常時(湯水時)
曲げモーメント	M	kN.m	——
軸力	N	kN	——
せん断力	S	kN	16.508
部材幅	B	mm	1000.0
部材高	H	mm	300.0
有効高	d	mm	200.0
平均せん断応力度		N/mm ²	0.083
許容せん断応力度	a ₁	N/mm ²	0.390
判定			