

# 擁壁の設計 サンプルデータ

詳細出力例

MANUCHO11

「土地改良事業設計指針 ため池整備」の  
「洪水吐の安定計算」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	2
1.8 その他荷重	3
1.9 水位	3
1.10 浮力	4
1.11 土圧	4
1.12 水圧	5
1.13 基礎の条件	5
1.13.1 許容せん断抵抗算出用データ	5
1.14 安定計算の許容値及び部材の許容応力度	5
1.14.1 安定計算の許容値	5
1.14.2 部材の許容応力度	6
2章 安定計算	7
2.1 水位を考慮しないブロックデータ	7
2.2 水位を考慮するブロックデータ	7
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	9
2.4 土圧・水圧	12
2.5 水平反力	25
2.6 作用力の集計	26
2.7 浮き上がりに対する検討	29
2.8 安定計算結果	29
2.8.1 転倒に対する安定	29
2.8.2 滑動に対する安定	30
2.8.3 支持に対する照査	30
3章 部材の設計	31
3.1 躯体自重、土砂重量、浮力	31
3.2 側壁の設計	32
3.2.1 土圧（外側）	32
3.2.2 水圧	39
3.2.3 地盤反力	40
3.2.4 作用力の算定	42
3.2.5 断面力の算定	43
3.2.6 断面計算（許容応力度法）	44
3.3 底版の設計	46
3.3.1 土圧（外側）	46
3.3.2 水圧	53
3.3.3 地盤反力	54
3.3.4 作用力の算定	56
3.3.5 断面力の算定	58
3.3.6 断面計算（許容応力度法）	59

# 1章 設計条件

## 1.1 一般事項

データ名：MANUCHO11.f8r (コメント：土地改良事業設計指針 「ため池整備」 洪水吐の安定計算例)

タイトル：洪水吐

コメント：土地改良事業設計指針 「ため池整備」 洪水吐の安定計算例

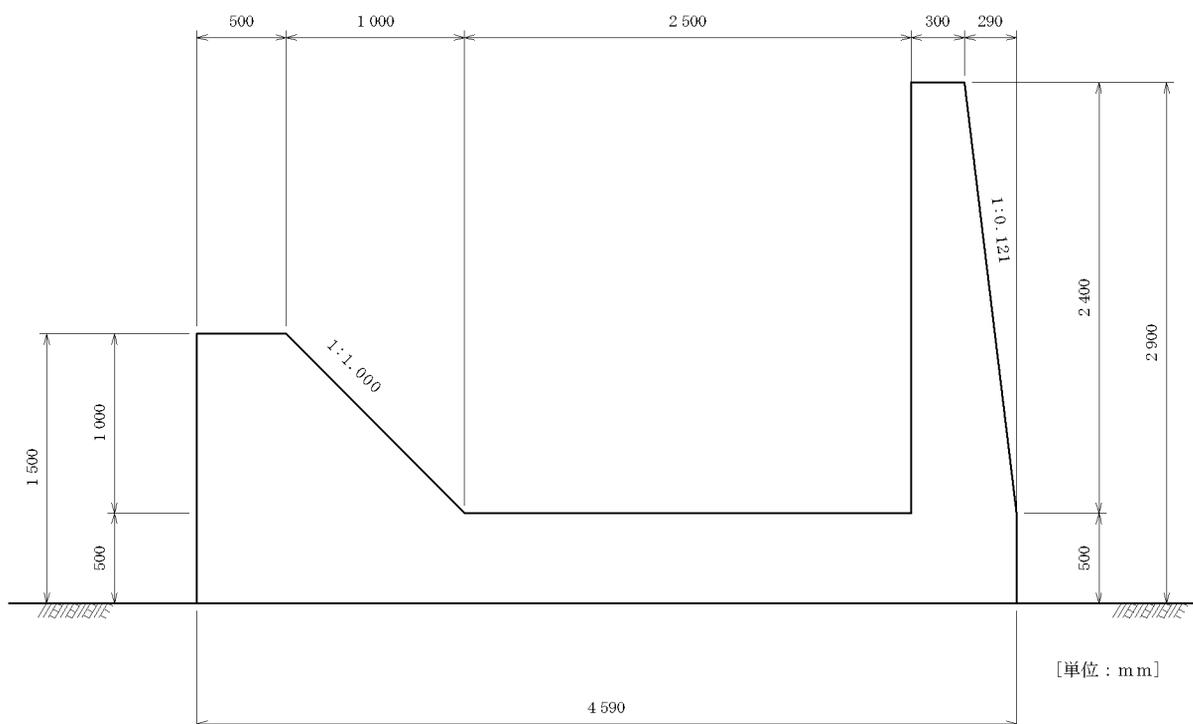
## 1.2 適用基準

(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）：  $c_k = 21$  (N/mm<sup>2</sup>)  
 底板（鉄筋コンクリート）：  $c_k = 21$  (N/mm<sup>2</sup>)

【鉄筋】 種類： SD295

【内部摩擦角】 左側土砂： 30.00 (度)  
 右側土砂： 30.00 (度)

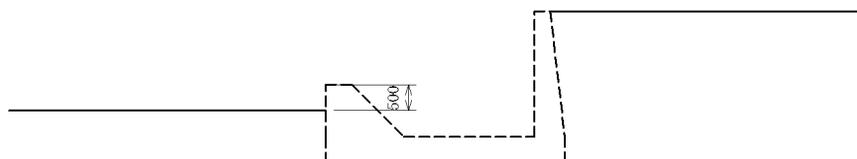
【単位体積重量】

(kN/m<sup>3</sup>)

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	19.800
	右側	18.000	19.800

【設計水平震度】 躯体：  $K_h = 0.15$   
 土砂(左側)：  $K_h = 0.15$   
 (右側)：  $K_h = 0.15$

### 1.6 土砂



・左側土砂形状

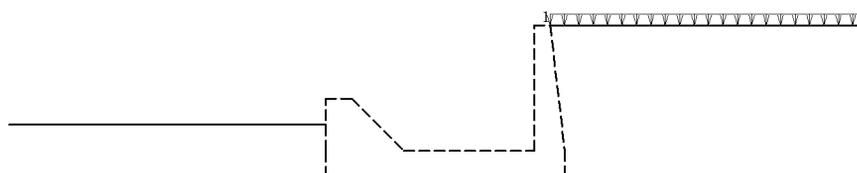
擁壁天端と地表面始点のレベル差	(m)	0.500
土圧を考慮しない高さHr	(m)	0.000

・右側土砂形状

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

### 1.7 載荷荷重

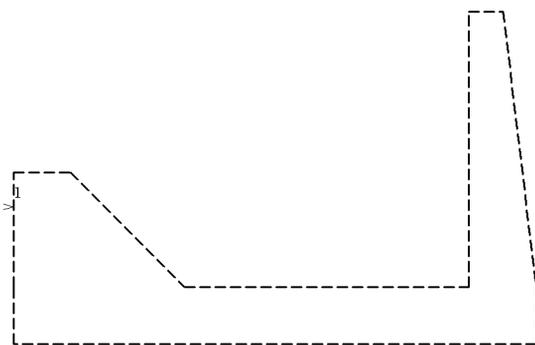
[1]ケース ， ケース



番号	載荷位置 (m)	載荷幅 (m)	荷重強度 (kN/m <sup>2</sup> )		有効な検討		
			始端側	終端側	安定	豎壁	底版
1	0.000		3.000	3.000			

### 1.8 その他荷重

[1]ケース

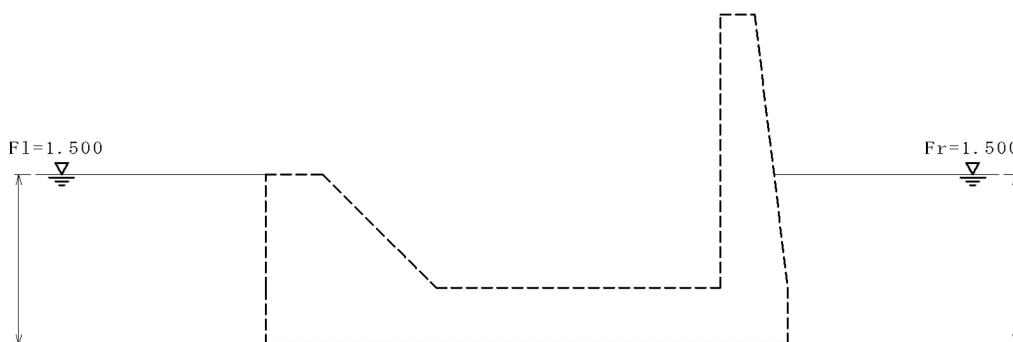


番号	荷 重 称	荷 重 類	載荷部材	載荷位置 (m)	強度q1 (kN) モーメントM (kN/m)	強度q2 (kN)	載荷幅W (m)	有効な検討		
								安定	豎壁	底版
1	動水圧	水平荷重	左側壁	0.300	-0.214	-	0.000			

### 1.9 水位

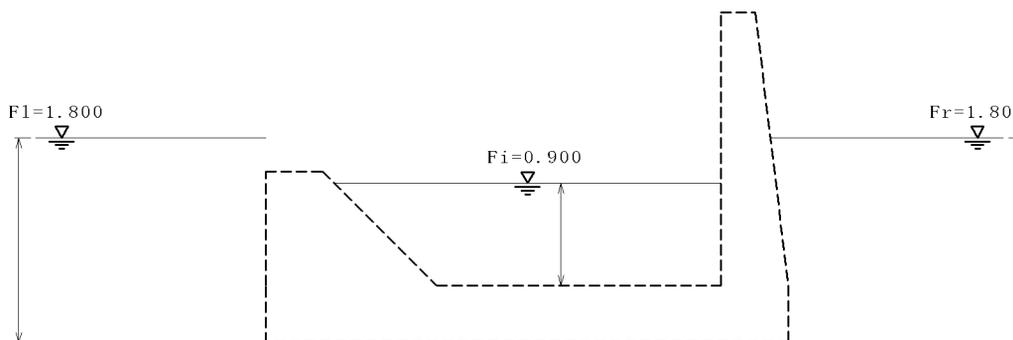
[1]ケース

常時満水時: 左側水位F<sub>l</sub> = 1.500 m, 内部水位F<sub>i</sub> = 0.000 m, 右側水位F<sub>r</sub> = 1.500 m



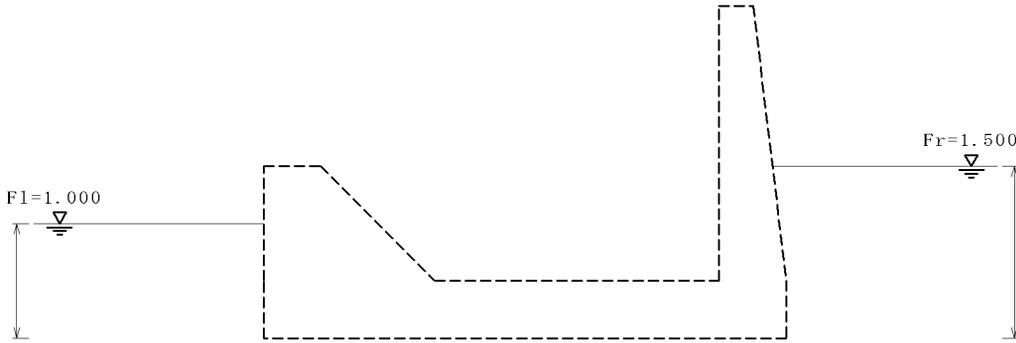
[2]ケース

設計洪水時: 左側水位F<sub>l</sub> = 1.800 m, 内部水位F<sub>i</sub> = 0.900 m, 右側水位F<sub>r</sub> = 1.800 m



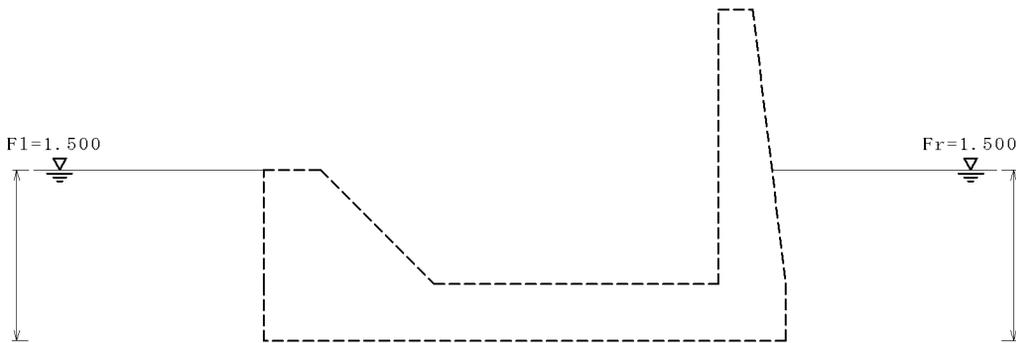
[3]ケース

緊急放流時：左側水位 $F_l = 1.000$  m, 内部水位 $F_i = 0.000$  m, 右側水位 $F_r = 1.500$  m



[4]ケース

地震満水時：左側水位 $F_l = 1.500$  m, 内部水位 $F_i = 0.000$  m, 右側水位 $F_r = 1.500$  m



1.10 浮力

- ・揚圧力として浮力相当分を考慮する

1.11 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	30.000	30.000
		断面計算時	20.000	15.000
	左側	安定計算時	20.000	15.000
		断面計算時	20.000	15.000
受働土圧			20.000	15.000

- ・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） 0.000（度）  
 （右側） 5.700（度）

- ・側壁設計時の土圧作用面が鉛直面となす角度（左側） 0.000（度）  
 （右側） 5.700（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

## 1.12 水圧

- ・静水圧の取扱い

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

## 1.13 基礎の条件

### 1.13.1 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 <sup>2</sup> )	0.000
基礎底面と地盤との間の摩擦係数 $\tan \delta$	0.577

## 1.14 安定計算の許容値及び部材の許容応力度

### 1.14.1 安定計算の許容値

荷 重 状 態	許容偏心量 $e_b / B$ (m)	滑動安全率	許容支持力度 (kN/m <sup>2</sup> )	浮き上がり安全率
ケース	1/6	1.500	200.000	1.100
ケース	1/6	1.500	200.000	1.100
ケース	1/6	1.500	200.000	1.100
ケース	1/3	1.200	300.000	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)

1.14.2 部材の許容応力度

(1)鉄筋コンクリート部材

1) 豎壁（一般部材）

(N/mm<sup>2</sup>)

荷 重 状 態	割増 係数	コンクリート の圧縮応力度 ca	鉄筋の 引張応力度 sa	せん断 応力度	
				a1	a2
ケース	1.00	8.000	176.000	0.420	1.600
ケース	1.00	8.000	176.000	0.420	1.600
ケース	1.00	8.000	176.000	0.420	1.600
ケース	1.50	12.000	264.000	0.630	2.400

2) 底版（一般部材）

(N/mm<sup>2</sup>)

荷 重 状 態	割増 係数	コンクリート の圧縮応力度 ca	鉄筋の 引張応力度 sa	せん断 応力度	
				a1	a2
ケース	1.00	8.000	176.000	0.420	1.600
ケース	1.00	8.000	176.000	0.420	1.600
ケース	1.00	8.000	176.000	0.420	1.600
ケース	1.50	12.000	264.000	0.630	2.400

ここに、

a1 : コンクリートのみでせん断力を負担する場合のせん断応力度

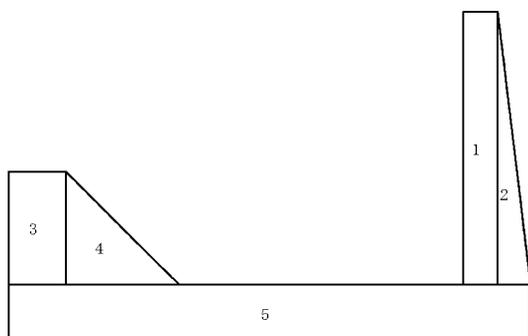
a2 : 斜引張鉄筋と協同して負担する場合のせん断応力度

## 2章 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	$0.300 \times 2.400 \times 1.000$	0.720	4.150	1.700	2.988	1.224	
2	$1/2 \times 0.290 \times 2.400 \times 1.000$	0.348	4.397	1.300	1.530	0.452	
3	$0.500 \times 1.000 \times 1.000$	0.500	0.250	1.000	0.125	0.500	
4	$1/2 \times 1.000 \times 1.000 \times 1.000$	0.500	0.833	0.833	0.417	0.417	
5	$4.590 \times 0.500 \times 1.000$	2.295	2.295	0.250	5.267	0.574	
		4.363	—	—	10.327	3.167	

$$\text{重心位置 } XG = (V_i \cdot X_i) / V_i = 10.327 / 4.363 = 2.367 \text{ (m)}$$

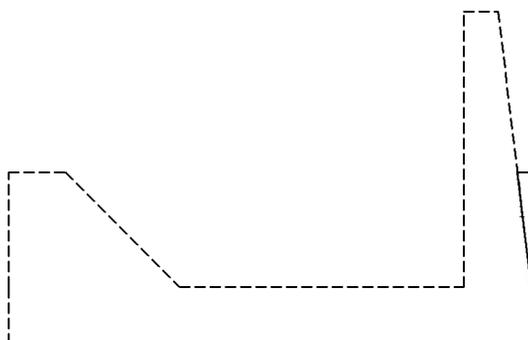
$$YG = (V_i \cdot Y_i) / V_i = 3.167 / 4.363 = 0.726 \text{ (m)}$$

### 2.2 水位を考慮するブロックデータ

#### (1) 背面水

[1] ケース (常時満水時)、ケース (緊急放流時)

##### 1) ブロック割り



2)体積・重心

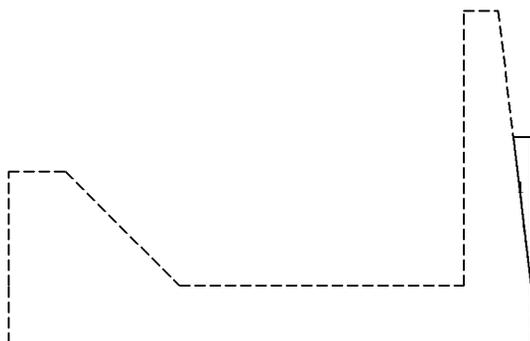
区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 Vi (m³)	重心位置(m)		Vi・Xi	Vi・Yi	備考
			Xi	Yi			
1	1/2 × 0.121 × 1.000 × 1.000	0.060	4.550	1.167	0.275	0.070	
		0.060	—	—	0.275	0.070	

重心位置 XG = (Vi・Xi) / Vi = 0.275 / 0.060 = 4.550 (m)

YG = (Vi・Yi) / Vi = 0.070 / 0.060 = 1.167 (m)

[2]ケース (設計洪水時)

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 × 0.157 × 1.300 × 1.000	0.102	4.538	1.367	0.463	0.140	
		0.102	—	—	0.463	0.140	

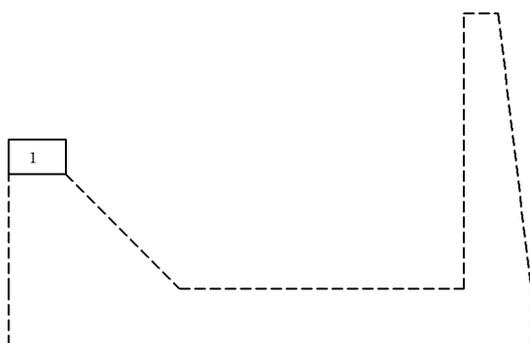
重心位置 XG = (Vi・Xi) / Vi = 0.463 / 0.102 = 4.538 (m)

YG = (Vi・Yi) / Vi = 0.140 / 0.102 = 1.367 (m)

(2)前面水

[1]ケース (設計洪水時)

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	0.500 × 0.300 × 1.000	0.150	0.250	1.650	0.038	0.248	

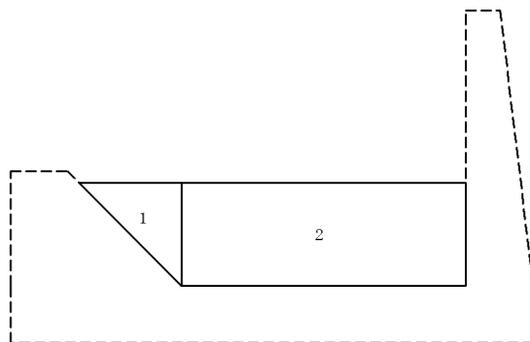
区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 Vi (m³)	重心位置 (m)		Vi · Xi	Vi · Yi	備考
			Xi	Yi			
		0.150	—	—	0.038	0.248	

$$\begin{aligned} \text{重心位置 } XG &= (Vi \cdot Xi) / Vi = 0.038 / 0.150 = 0.250 \text{ (m)} \\ YG &= (Vi \cdot Yi) / Vi = 0.248 / 0.150 = 1.650 \text{ (m)} \end{aligned}$$

(3)中詰土砂，内部水重

[1]ケース（設計洪水時）

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 × 0.900 × 0.900 × 1.000	0.405	1.200	1.100	0.486	0.446	
2	2.500 × 0.900 × 1.000	2.250	2.750	0.950	6.188	2.137	
		2.655	—	—	6.674	2.583	

$$\begin{aligned} \text{重心位置 } XG &= (Vi \cdot Xi) / Vi = 6.674 / 2.655 = 2.514 \text{ (m)} \\ YG &= (Vi \cdot Yi) / Vi = 2.583 / 2.655 = 0.973 \text{ (m)} \end{aligned}$$

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

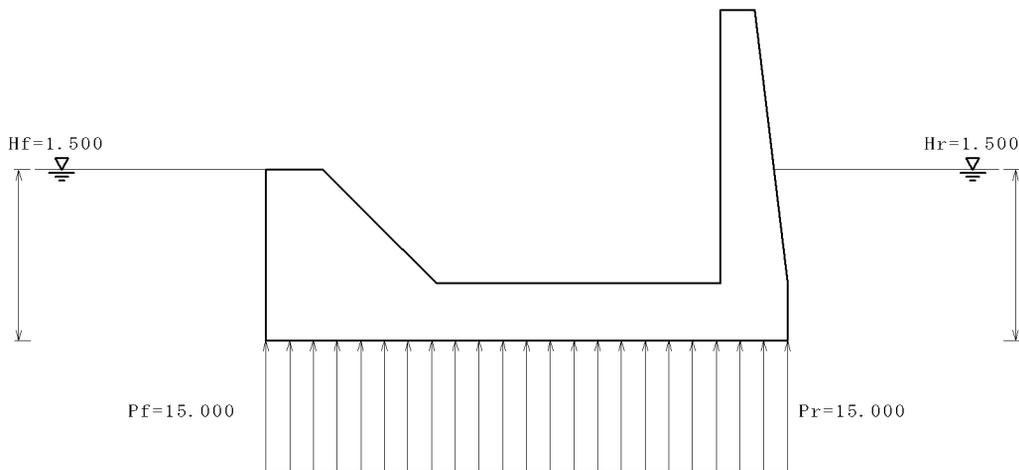
[1]ケース、ケース、ケース

位置	鉛直力 $W = \rho \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
側壁	24.500 × 2.068 = 50.666	2.447
底板	24.500 × 2.295 = 56.228	2.295

(2)土砂重量, 浮力

[1]ケース (常時満水時)

1)浮力の算出



左側水位  $H_f = 1.500 \text{ (m)}$   
 右側水位  $H_r = 1.500 \text{ (m)}$

フーチング左側での水圧強度  $P_f = 15.000 \text{ (kN/m}^2\text{)}$   
 フーチング右側での水圧強度  $P_r = 15.000 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

躯体底面に作用する浮力

$$U = \frac{P_f + P_r}{2} \cdot B_j \cdot B_c \cdot \lambda = 68.850 \text{ (kN)}$$

作用位置 (フーチング左側から)

$$X = \frac{P_f + 2 \cdot P_r}{3 \cdot (P_f + P_r)} \cdot B_j = 2.295 \text{ (m)}$$

ここに、

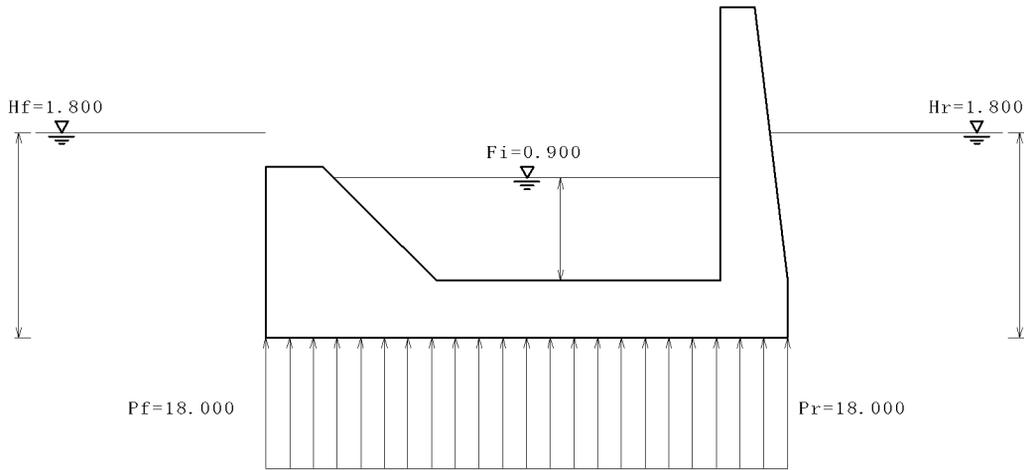
$B_j$  : 土圧方向フーチング幅  $B_j = 4.590 \text{ (m)}$   
 $B_c$  : 直角方向フーチング幅  $B_c = 1.000 \text{ (m)}$   
 : 浮力の低減係数  $= 1.000$

[2]ケース (設計洪水時)

1)水重による作用力

位置	鉛直力 $W = \quad \cdot \quad V$ (kN)	作用位置 $X$ (m)
水重(内部)	$10.000 \times 2.655 = 26.550$	2.514

2)浮力の算出



左側水位  $H_f = 1.800 \text{ (m)}$   
 右側水位  $H_r = 1.800 \text{ (m)}$

フーチング左側での水圧強度  $P_f = 18.000 \text{ (kN/m}^2\text{)}$   
 フーチング右側での水圧強度  $P_r = 18.000 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

躯体底面に作用する浮力

$$U = \frac{P_f + P_r}{2} \cdot B_j \cdot B_c \cdot \lambda = 82.620 \text{ (kN)}$$

作用位置 (フーチング左側から)

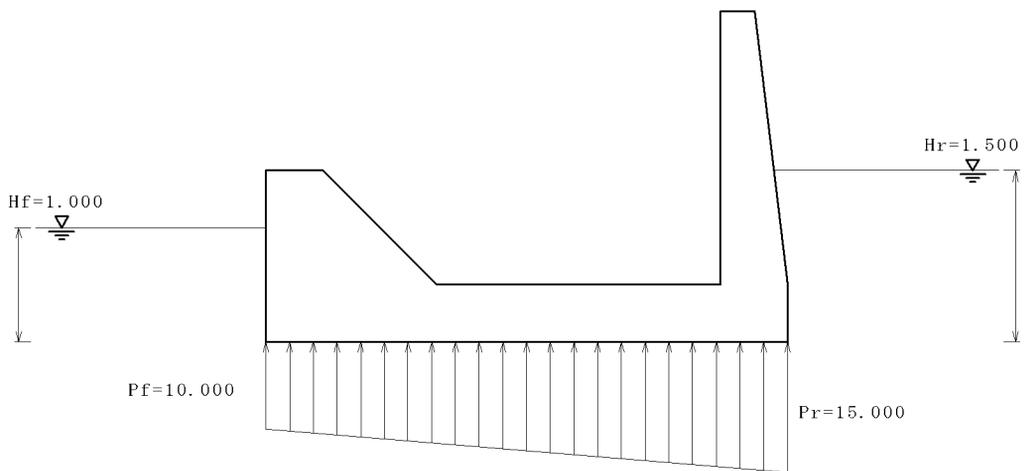
$$X = \frac{P_f + 2 \cdot P_r}{3 \cdot (P_f + P_r)} \cdot B_j = 2.295 \text{ (m)}$$

ここに、

$B_j$  : 土圧方向フーチング幅  $B_j = 4.590 \text{ (m)}$   
 $B_c$  : 直角方向フーチング幅  $B_c = 1.000 \text{ (m)}$   
 : 浮力の低減係数  $= 1.000$

[3] ケース (緊急放流時)

1) 浮力の算出



左側水位  $H_f = 1.000 \text{ (m)}$   
 右側水位  $H_r = 1.500 \text{ (m)}$

フーチング左側での水圧強度 Pf = 10.000 (kN/m<sup>2</sup>)

フーチング右側での水圧強度 Pr = 15.000 (kN/m<sup>2</sup>)

躯体底面に作用する浮力

$$U = \frac{Pf + Pr}{2} \cdot Bj \cdot Bc \cdot \lambda = 57.375 \text{ (kN)}$$

作用位置 (フーチング左側から)

$$X = \frac{Pf + 2 \cdot Pr}{3 \cdot (Pf + Pr)} \cdot Bj = 2.448 \text{ (m)}$$

ここに、

Bj : 土圧方向フーチング幅 Bj = 4.590 (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]ケース (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	106.894	0.000	2.367	0.000	253.005	0.000
水重(背面)	0.604	0.000	4.550	0.000	2.748	0.000
合計	107.497	0.000	———	———	255.753	0.000

[2]ケース (設計洪水時)

	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	106.894	0.000	2.367	0.000	253.005	0.000
水重(背面)	1.021	0.000	4.538	0.000	4.633	0.000
水重(前面)	1.500	0.000	0.250	0.000	0.375	0.000
水重(内部)	26.550	0.000	2.514	0.000	66.735	0.000
合計	135.965	0.000	———	———	324.748	0.000

[3]ケース (緊急放流時)

	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	106.894	0.000	2.367	0.000	253.005	0.000
水重(背面)	0.604	0.000	4.550	0.000	2.748	0.000
合計	107.497	0.000	———	———	255.753	0.000

## 2.4 土圧・水圧

[1]ケース (常時満水時)

右側主働土圧

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 = 4.589 m
	yp = 0.000 m
仮想背面の高さ	H = 2.900 m
水位面より上の高さ	H1 = 1.400 m
水位面より下の高さ	H2 = 1.500 m
仮想背面が鉛直面となす角度	= 5.700 °
土砂の単位体積重量	s = 18.000 kN/m <sup>3</sup>
土砂のせん断抵抗角	= 30.000 °
地表面が水平面となす角度	= 0.000 °
壁面摩擦角	= 30.000 °
主働土圧係数は、	

$$\begin{aligned}
 K &= \frac{\cos^2(\phi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cdot \cos(\alpha + \delta) \cdot \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta)}{\cos(\alpha + \delta) \cdot \cos(\alpha - \beta)}} \right]^2} \\
 &= \frac{\cos^2(30.00^\circ - 5.700^\circ)}{\cos^2 5.700^\circ \cdot \cos(5.700^\circ + 30.000^\circ)} \\
 &\quad \times \frac{1}{\left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(30.00^\circ + 30.000^\circ) \cdot \sin(30.00^\circ - 0.000^\circ)}{\cos(5.700^\circ + 30.000^\circ) \cdot \cos(5.700^\circ - 0.000^\circ)}} \right]^2} \\
 &= 0.3444
 \end{aligned}$$

土圧作用面上端土圧

$$p1 = q \cdot K = 3.000 \times 0.3444 = 1.033 \text{ kN/m}^2$$

水位面での土圧

$$\begin{aligned}
 p2 &= K \cdot \gamma_s \cdot H1 + p1 \\
 &= 0.3444 \times 18.000 \times 1.400 + 1.033 \\
 &= 9.711 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

土圧作用面下端土圧

$$\begin{aligned}
 p3 &= K \cdot (\gamma_{sat} - \gamma_w) \cdot H2 + p2 \\
 &= 0.3444 \times (19.800 - 10.000) \times 1.500 + 9.711 \\
 &= 14.773 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

水位以上の土圧力

$$P1 = \frac{1}{2} \cdot (p1 + p2) \cdot H1 = \frac{1}{2} \times (1.033 + 9.711) \times 1.400 = 7.521 \text{ kN}$$

水位以下の土圧力

$$P2 = \frac{1}{2} \cdot (p2 + p3) \cdot H2 = \frac{1}{2} \times (9.711 + 14.773) \times 1.500 = 18.363 \text{ kN}$$

土圧力

$$P = P1 + P2 = 7.521 + 18.363 = 25.884 \text{ kN}$$

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

$$P_h = P \cdot \cos( \quad + \quad ) = 25.884 \times \cos( 5.700^\circ + 30.000^\circ ) = 21.020 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$P_v = P \cdot \sin( \quad + \quad ) = 25.884 \times \sin( 5.700^\circ + 30.000^\circ ) = 15.104 \text{ kN}$$

作用位置

$$\begin{aligned} M_1 &= P_1 \cdot \left( \frac{2 \cdot p_1 + p_2}{p_1 + p_2} \cdot \frac{H_1}{3} + H_2 \right) \\ &= 7.521 \times \left( \frac{2 \times 1.033 + 9.711}{1.033 + 9.711} \times \frac{1.400}{3} + 1.500 \right) \\ &= 15.132 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

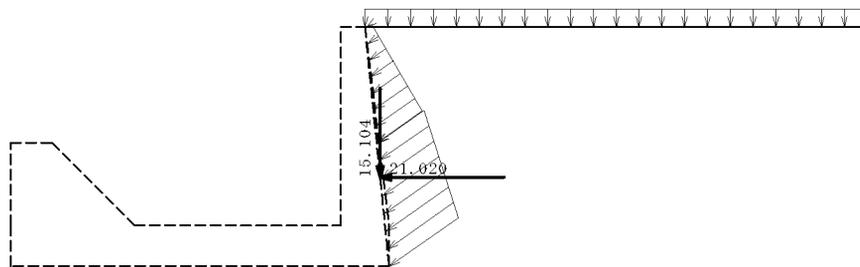
$$\begin{aligned} M_2 &= P_2 \cdot \left( \frac{2 \cdot p_2 + p_3}{p_2 + p_3} \cdot \frac{H_2}{3} \right) \\ &= 18.363 \times \left( \frac{2 \times 9.711 + 14.773}{9.711 + 14.773} \times \frac{1.500}{3} \right) \\ &= 12.817 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$H_o = \frac{M_1 + M_2}{P_1 + P_2} = \frac{15.132 + 12.817}{7.521 + 18.363} = 1.080 \text{ m}$$

$$x = x_p - H_o \cdot \tan \quad = 4.589 - 1.080 \times \tan 5.700^\circ = 4.482 \text{ m}$$

$$y = y_p + H_o = 0.000 + 1.080 = 1.080 \text{ m}$$

・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）	$x_p = 0.000 \text{ m}$
	$y_p = 0.000 \text{ m}$
仮想背面の高さ	$H = 1.000 \text{ m}$
水位面より上の高さ	$H_1 = 0.000 \text{ m}$
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	$= 0.000^\circ$
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	$= 30.000^\circ$
地表面が水平面となす角度	$= 0.000^\circ$
壁面摩擦角	$= 20.000^\circ$

主働土圧係数は、

$$\begin{aligned}
 K &= \frac{\cos^2(\phi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cdot \cos(\alpha + \delta) \cdot \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta)}{\cos(\alpha + \delta) \cdot \cos(\alpha - \beta)}} \right]^2} \\
 &= \frac{\cos^2(30.00^\circ - 0.000^\circ)}{\cos^2 0.000^\circ \cdot \cos(0.000^\circ + 20.000^\circ)} \\
 &\quad \times \frac{1}{\left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(30.00^\circ + 20.000^\circ) \cdot \sin(30.00^\circ - 0.000^\circ)}{\cos(0.000^\circ + 20.000^\circ) \cdot \cos(0.000^\circ - 0.000^\circ)}} \right]^2} \\
 &= 0.2973
 \end{aligned}$$

土圧作用面上端土圧

$$p1 = q \cdot K = 0.000 \times 0.2973 = 0.000 \text{ kN/m}^2$$

水位面での土圧

$$\begin{aligned}
 p2 &= K \cdot \gamma_s \cdot H1 + p1 \\
 &= 0.2973 \times 18.000 \times 0.000 + 0.000 \\
 &= 0.000 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

土圧作用面下端土圧

$$\begin{aligned}
 p3 &= K \cdot (\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w) \cdot H2 + p2 \\
 &= 0.2973 \times (19.800 - 10.000) \times 1.000 + 0.000 \\
 &= 2.914 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

水位以上の土圧力

$$P1 = \frac{1}{2} \cdot (p1 + p2) \cdot H1 = \frac{1}{2} \times (0.000 + 0.000) \times 0.000 = 0.000 \text{ kN}$$

水位以下の土圧力

$$P2 = \frac{1}{2} \cdot (p2 + p3) \cdot H2 = \frac{1}{2} \times (0.000 + 2.914) \times 1.000 = 1.457 \text{ kN}$$

土圧力

$$P = P1 + P2 = 0.000 + 1.457 = 1.457 \text{ kN}$$

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

$$Ph = P \cdot \cos(\alpha + \delta) = 1.457 \times \cos(0.000^\circ + 20.000^\circ) = -1.369 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$Pv = P \cdot \sin(\alpha + \delta) = 1.457 \times \sin(0.000^\circ + 20.000^\circ) = 0.498 \text{ kN}$$

作用位置

$$\begin{aligned}
 M1 &= P1 \cdot \left( \frac{2 \cdot p1 + p2}{p1 + p2} \cdot \frac{H1}{3} + H2 \right) \\
 &= 0.000 \times \left( \frac{2 \times 0.000 + 0.000}{0.000 + 0.000} \times \frac{0.000}{3} + 1.000 \right) \\
 &= 0.000 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$



## 土圧作用面上端土圧

$$p_1 = q \cdot K = 0.000 \times 0.3444 = 0.000 \text{ kN/m}^2$$

## 水位面での土圧

$$\begin{aligned} p_2 &= K \cdot \gamma_s \cdot H_1 + p_1 \\ &= 0.3444 \times 18.000 \times 1.100 + 0.000 \\ &= 6.818 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

## 土圧作用面下端土圧

$$\begin{aligned} p_3 &= K \cdot (\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w) \cdot H_2 + p_2 \\ &= 0.3444 \times (19.800 - 10.000) \times 1.800 + 6.818 \\ &= 12.893 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

## 水位以上の土圧力

$$P_1 = \frac{1}{2} \cdot (p_1 + p_2) \cdot H_1 = \frac{1}{2} \times (0.000 + 6.818) \times 1.100 = 3.750 \text{ kN}$$

## 水位以下の土圧力

$$P_2 = \frac{1}{2} \cdot (p_2 + p_3) \cdot H_2 = \frac{1}{2} \times (6.818 + 12.893) \times 1.800 = 17.740 \text{ kN}$$

## 土圧力

$$P = P_1 + P_2 = 3.750 + 17.740 = 21.490 \text{ kN}$$

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

$$P_h = P \cdot \cos(\theta) = 21.490 \times \cos(5.700^\circ + 30.000^\circ) = 17.452 \text{ kN}$$

## 鉛直成分

$$P_v = P \cdot \sin(\theta) = 21.490 \times \sin(5.700^\circ + 30.000^\circ) = 12.540 \text{ kN}$$

## 作用位置

$$\begin{aligned} M_1 &= P_1 \cdot \left( \frac{2 \cdot p_1 + p_2}{p_1 + p_2} \cdot \frac{H_1}{3} + H_2 \right) \\ &= 3.750 \times \left( \frac{2 \times 0.000 + 6.818}{0.000 + 6.818} \times \frac{1.100}{3} + 1.800 \right) \\ &= 8.126 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

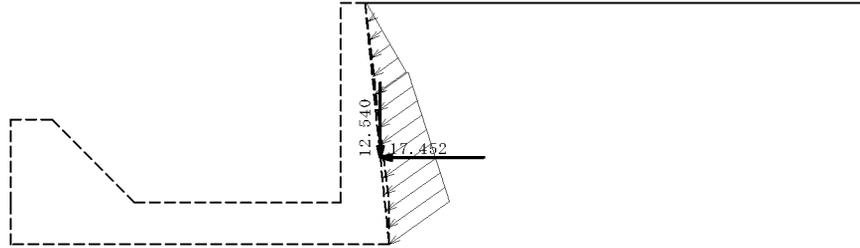
$$\begin{aligned} M_2 &= P_2 \cdot \left( \frac{2 \cdot p_2 + p_3}{p_2 + p_3} \cdot \frac{H_2}{3} \right) \\ &= 17.740 \times \left( \frac{2 \times 6.818 + 12.893}{6.818 + 12.893} \times \frac{1.800}{3} \right) \\ &= 14.334 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$H_o = \frac{M_1 + M_2}{P_1 + P_2} = \frac{8.126 + 14.334}{3.750 + 17.740} = 1.045 \text{ m}$$

$$x = x_p - H_o \cdot \tan \theta = 4.589 - 1.045 \times \tan 5.700^\circ = 4.485 \text{ m}$$

$$y = y_p + H_o = 0.000 + 1.045 = 1.045 \text{ m}$$

・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）	$x_p = 0.000 \text{ m}$
	$y_p = 0.000 \text{ m}$
仮想背面の高さ	$H = 1.000 \text{ m}$
水位面より上の高さ	$H_1 = 0.000 \text{ m}$
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	$= 0.000^\circ$
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	$= 30.000^\circ$
地表面が水平面となす角度	$= 0.000^\circ$
壁面摩擦角	$= 20.000^\circ$

主動土圧係数は、

$$\begin{aligned}
 K &= \frac{\cos^2(\phi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cdot \cos(\alpha + \delta) \cdot \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta)}{\cos(\alpha + \delta) \cdot \cos(\alpha - \beta)}} \right]^2} \\
 &= \frac{\cos^2(30.00^\circ - 0.000^\circ)}{\cos^2 0.000^\circ \cdot \cos(0.000^\circ + 20.000^\circ)} \\
 &\quad \times \frac{1}{\left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(30.00^\circ + 20.000^\circ) \cdot \sin(30.00^\circ - 0.000^\circ)}{\cos(0.000^\circ + 20.000^\circ) \cdot \cos(0.000^\circ - 0.000^\circ)}} \right]^2} \\
 &= 0.2973
 \end{aligned}$$

土圧作用面上端土圧

$$p_1 = q \cdot K = 0.000 \times 0.2973 = 0.000 \text{ kN/m}^2$$

水位面での土圧

$$\begin{aligned}
 p_2 &= K \cdot \gamma_s \cdot H_1 + p_1 \\
 &= 0.2973 \times 18.000 \times 0.000 + 0.000 \\
 &= 0.000 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

土圧作用面の下端土圧

$$\begin{aligned}
 p_3 &= K \cdot (\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w) \cdot H_2 + p_2 \\
 &= 0.2973 \times (19.800 - 10.000) \times 1.000 + 0.000 \\
 &= 2.914 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

水位以上の土圧力

$$P1 = \frac{1}{2} \cdot (p1 + p2) \cdot H1 = \frac{1}{2} \times (0.000 + 0.000) \times 0.000 = 0.000 \text{ kN}$$

水位以下の土圧力

$$P2 = \frac{1}{2} \cdot (p2 + p3) \cdot H2 = \frac{1}{2} \times (0.000 + 2.914) \times 1.000 = 1.457 \text{ kN}$$

土圧力

$$P = P1 + P2 = 0.000 + 1.457 = 1.457 \text{ kN}$$

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

$$Ph = P \cdot \cos(\theta) = 1.457 \times \cos(0.000^\circ + 20.000^\circ) = -1.369 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$Pv = P \cdot \sin(\theta) = 1.457 \times \sin(0.000^\circ + 20.000^\circ) = 0.498 \text{ kN}$$

作用位置

$$\begin{aligned} M1 &= P1 \cdot \left( \frac{2 \cdot p1 + p2}{p1 + p2} \cdot \frac{H1}{3} + H2 \right) \\ &= 0.000 \times \left( \frac{2 \times 0.000 + 0.000}{0.000 + 0.000} \times \frac{0.000}{3} + 1.000 \right) \\ &= 0.000 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

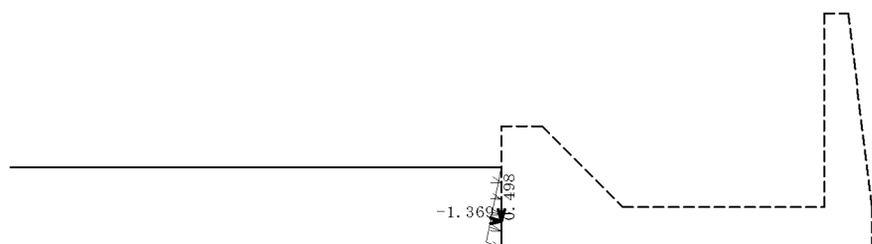
$$\begin{aligned} M2 &= P2 \cdot \left( \frac{2 \cdot p2 + p3}{p2 + p3} \cdot \frac{H2}{3} \right) \\ &= 1.457 \times \left( \frac{2 \times 0.000 + 2.914}{0.000 + 2.914} \times \frac{1.000}{3} \right) \\ &= 0.485 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$Ho = \frac{M1 + M2}{P1 + P2} = \frac{0.000 + 0.485}{0.000 + 1.457} = 0.333 \text{ m}$$

$$x = xp - Ho \cdot \tan \theta = 0.000 - 0.333 \times \tan 0.000^\circ = 0.000 \text{ m}$$

$$y = yp + Ho = 0.000 + 0.333 = 0.333 \text{ m}$$

・土圧図



[3]ケース (緊急放流時)

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 = 4.589 m
	yp = 0.000 m
仮想背面の高さ	H = 2.900 m
水位面より上の高さ	H1 = 1.400 m
水位面より下の高さ	H2 = 1.500 m
仮想背面が鉛直面となす角度	= 5.700 °
土砂の単位体積重量	s = 18.000 kN/m <sup>3</sup>
土砂のせん断抵抗角	= 30.000 °
地表面が水平面となす角度	= 0.000 °
壁面摩擦角	= 30.000 °
主働土圧係数は、	

$$\begin{aligned}
 K &= \frac{\cos^2(\phi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cdot \cos(\alpha + \delta) \cdot \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta)}{\cos(\alpha + \delta) \cdot \cos(\alpha - \beta)}} \right]^2} \\
 &= \frac{\cos^2(30.00^\circ - 5.700^\circ)}{\cos^2 5.700^\circ \cdot \cos(5.700^\circ + 30.000^\circ)} \\
 &\quad \times \frac{1}{\left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(30.00^\circ + 30.000^\circ) \cdot \sin(30.00^\circ - 0.000^\circ)}{\cos(5.700^\circ + 30.000^\circ) \cdot \cos(5.700^\circ - 0.000^\circ)}} \right]^2} \\
 &= 0.3444
 \end{aligned}$$

土圧作用面上端土圧

$$p1 = q \cdot K = 3.000 \times 0.3444 = 1.033 \text{ kN/m}^2$$

水位面での土圧

$$\begin{aligned}
 p2 &= K \cdot \gamma_s \cdot H1 + p1 \\
 &= 0.3444 \times 18.000 \times 1.400 + 1.033 \\
 &= 9.711 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

土圧作用面下端土圧

$$\begin{aligned}
 p3 &= K \cdot (\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w) \cdot H2 + p2 \\
 &= 0.3444 \times (19.800 - 10.000) \times 1.500 + 9.711 \\
 &= 14.773 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

水位以上の土圧力

$$P1 = \frac{1}{2} \cdot (p1 + p2) \cdot H1 = \frac{1}{2} \times (1.033 + 9.711) \times 1.400 = 7.521 \text{ kN}$$

水位以下の土圧力

$$P2 = \frac{1}{2} \cdot (p2 + p3) \cdot H2 = \frac{1}{2} \times (9.711 + 14.773) \times 1.500 = 18.363 \text{ kN}$$

土圧力

$$P = P1 + P2 = 7.521 + 18.363 = 25.884 \text{ kN}$$

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

$$Ph = P \cdot \cos(\alpha + \delta) = 25.884 \times \cos(5.700^\circ + 30.000^\circ) = 21.020 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$P_v = P \cdot \sin(\theta) = 25.884 \times \sin(5.700^\circ + 30.000^\circ) = 15.104 \text{ kN}$$

作用位置

$$\begin{aligned} M_1 &= P_1 \cdot \left( \frac{2 \cdot p_1 + p_2}{p_1 + p_2} \cdot \frac{H_1}{3} + H_2 \right) \\ &= 7.521 \times \left( \frac{2 \times 1.033 + 9.711}{1.033 + 9.711} \times \frac{1.400}{3} + 1.500 \right) \\ &= 15.132 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

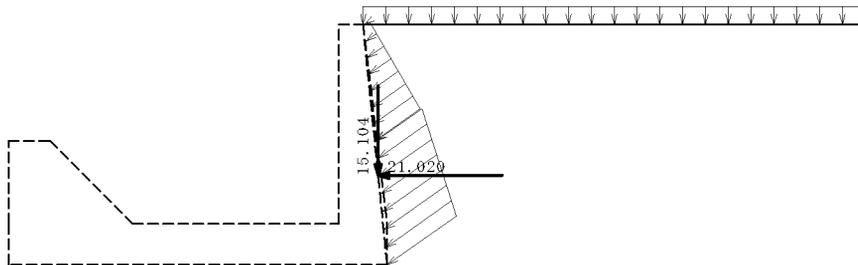
$$\begin{aligned} M_2 &= P_2 \cdot \left( \frac{2 \cdot p_2 + p_3}{p_2 + p_3} \cdot \frac{H_2}{3} \right) \\ &= 18.363 \times \left( \frac{2 \times 9.711 + 14.773}{9.711 + 14.773} \times \frac{1.500}{3} \right) \\ &= 12.817 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$H_o = \frac{M_1 + M_2}{P_1 + P_2} = \frac{15.132 + 12.817}{7.521 + 18.363} = 1.080 \text{ m}$$

$$x = x_p - H_o \cdot \tan \theta = 4.589 - 1.080 \times \tan 5.700^\circ = 4.482 \text{ m}$$

$$y = y_p + H_o = 0.000 + 1.080 = 1.080 \text{ m}$$

・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）

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

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

仮想背面の高さ

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

水位面より上の高さ

$$H_1 = 0.000 \text{ m}$$

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

$$= 0.000^\circ$$

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

$$= 30.000^\circ$$

地表面が水平面となす角度

$$= 0.000^\circ$$

壁面摩擦角

$$= 20.000^\circ$$

主働土圧係数は、

$$\begin{aligned}
 K &= \frac{\cos^2(\phi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cdot \cos(\alpha + \delta) \cdot \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta)}{\cos(\alpha + \delta) \cdot \cos(\alpha - \beta)}} \right]^2} \\
 &= \frac{\cos^2(30.00^\circ - 0.000^\circ)}{\cos^2 0.000^\circ \cdot \cos(0.000^\circ + 20.000^\circ)} \\
 &\quad \times \frac{1}{\left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(30.00^\circ + 20.000^\circ) \cdot \sin(30.00^\circ - 0.000^\circ)}{\cos(0.000^\circ + 20.000^\circ) \cdot \cos(0.000^\circ - 0.000^\circ)}} \right]^2} \\
 &= 0.2973
 \end{aligned}$$

土圧作用面上端土圧

$$p1 = q \cdot K = 0.000 \times 0.2973 = 0.000 \text{ kN/m}^2$$

水位面での土圧

$$\begin{aligned}
 p2 &= K \cdot \gamma_s \cdot H1 + p1 \\
 &= 0.2973 \times 18.000 \times 0.000 + 0.000 \\
 &= 0.000 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

土圧作用面下端土圧

$$\begin{aligned}
 p3 &= K \cdot (\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w) \cdot H2 + p2 \\
 &= 0.2973 \times (19.800 - 10.000) \times 1.000 + 0.000 \\
 &= 2.914 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

水位以上の土圧力

$$P1 = \frac{1}{2} \cdot (p1 + p2) \cdot H1 = \frac{1}{2} \times (0.000 + 0.000) \times 0.000 = 0.000 \text{ kN}$$

水位以下の土圧力

$$P2 = \frac{1}{2} \cdot (p2 + p3) \cdot H2 = \frac{1}{2} \times (0.000 + 2.914) \times 1.000 = 1.457 \text{ kN}$$

土圧力

$$P = P1 + P2 = 0.000 + 1.457 = 1.457 \text{ kN}$$

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

$$Ph = P \cdot \cos(\alpha + \delta) = 1.457 \times \cos(0.000^\circ + 20.000^\circ) = -1.369 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$Pv = P \cdot \sin(\alpha + \delta) = 1.457 \times \sin(0.000^\circ + 20.000^\circ) = 0.498 \text{ kN}$$

作用位置

$$\begin{aligned}
 M1 &= P1 \cdot \left( \frac{2 \cdot p1 + p2}{p1 + p2} \cdot \frac{H1}{3} + H2 \right) \\
 &= 0.000 \times \left( \frac{2 \times 0.000 + 0.000}{0.000 + 0.000} \times \frac{0.000}{3} + 1.000 \right) \\
 &= 0.000 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

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

$$= 1.457 \times \left( \frac{2 \times 0.000 + 2.914}{0.000 + 2.914} \times \frac{1.000}{3} \right)$$

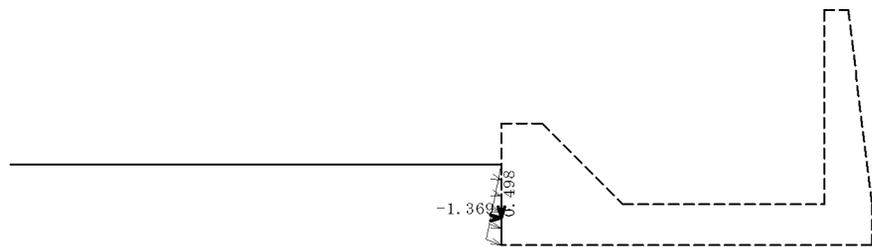
$$= 0.485 \text{ kN.m}$$

$$Ho = \frac{M1 + M2}{P1 + P2} = \frac{0.000 + 0.485}{0.000 + 1.457} = 0.333 \text{ m}$$

$$x = xp - Ho \cdot \tan \alpha = 0.000 - 0.333 \times \tan 0.000^\circ = 0.000 \text{ m}$$

$$y = yp + Ho = 0.000 + 0.333 = 0.333 \text{ m}$$

・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 = 1.000 m
水位面より上の高さ	H1 = 0.000 m
水位面より下の高さ	H2 = 1.000 m
土圧作用面が鉛直面となす角度	= 0.000 °
土砂の単位体積重量	s = 18.000 kN/m³
土砂のせん断抵抗角	= 30.000 °
地表面が水平面となす角度	= 0.000 °
壁面摩擦角	= 2 / 3 = 20.000 °

受働土圧係数は、

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

$$= \frac{\cos^2(30.00^\circ + 0.000^\circ)}{\cos^2 0.000^\circ \cdot \cos(0.000^\circ - 20.000^\circ)}$$

$$\times \frac{1}{\left[ 1 - \sqrt{\frac{\sin(30.00^\circ + 20.000^\circ) \cdot \sin(30.00^\circ + 0.000^\circ)}{\cos(0.000^\circ - 20.000^\circ) \cdot \cos(0.000^\circ - 0.000^\circ)}} \right]^2}$$

$$= 6.1054$$

土圧作用面上端土圧

$$p1 = q \cdot K = 0.000 \times 6.1054 = 0.000 \text{ kN/m}^2$$

水位面での土圧

$$\begin{aligned}
 p2 &= K \cdot \gamma_s \cdot H1 + p1 \\
 &= 6.1054 \times 18.000 \times 0.000 + 0.000 \\
 &= 0.000 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

土圧作用面の下端土圧

$$\begin{aligned}
 p3 &= K \cdot (\gamma_{sat} - \gamma_w) \cdot H2 + p2 \\
 &= 6.1054 \times (19.800 - 10.000) \times 1.000 + 0.000 \\
 &= 59.833 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

水位以上の土圧力

$$P1 = \frac{1}{2} \cdot (p1 + p2) \cdot H1 = \frac{1}{2} \times (0.000 + 0.000) \times 0.000 = 0.000 \text{ kN}$$

水位以下の土圧力

$$P2 = \frac{1}{2} \cdot (p2 + p3) \cdot H2 = \frac{1}{2} \times (0.000 + 59.833) \times 1.000 = 29.916 \text{ kN}$$

土圧力

$$P = P1 + P2 = 0.000 + 29.916 = 29.916 \text{ kN}$$

このときの土圧力の水平成分は次のようになる。

$$Ph = P \cdot \cos(\quad) = 29.916 \times \cos(0.000^\circ - 20.000^\circ) = -28.112 \text{ kN}$$

静水圧

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

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

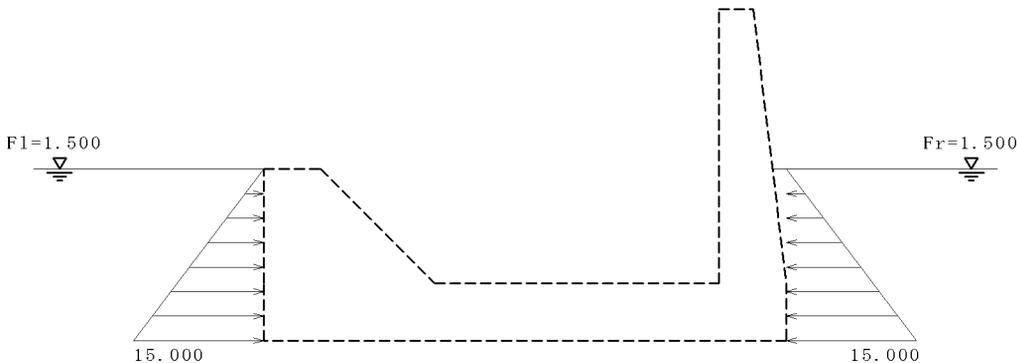
ここに、

w : 水の単位重量 (kN/m<sup>3</sup>), w = 10.000

h : 水位 (m)

Y : 作用位置 (m)

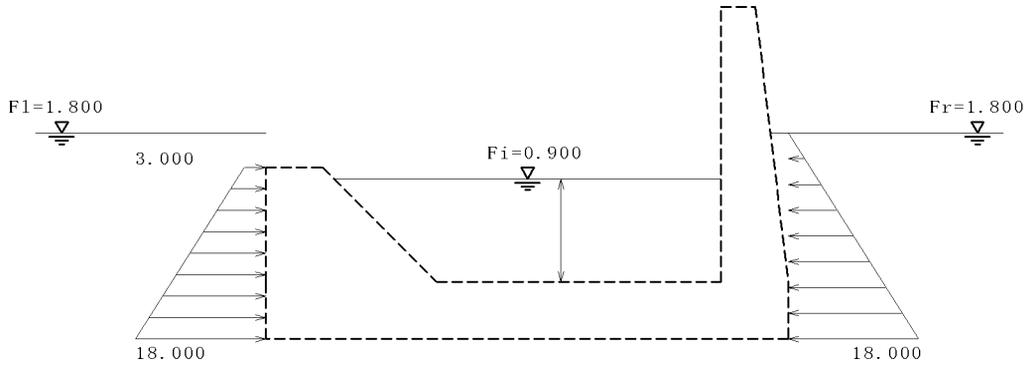
[1] ケース (常時満水時)



	h (m)	P (kN)	作用位置 Y (m)
左側	1.500	-11.250	0.500

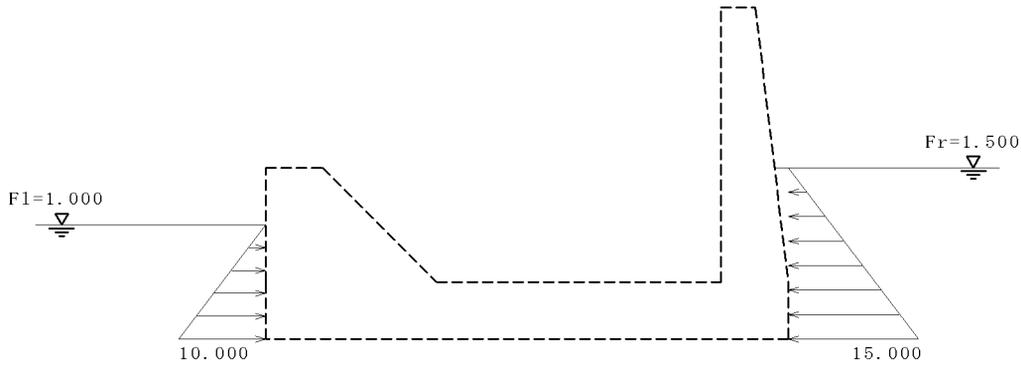
	h (m)	P (kN)	作用位置 Y (m)
右側	1.500	11.250	0.500

[2]ケース (設計洪水時)



	h (m)	P (kN)	作用位置 Y (m)
左側	1.800	-15.750	0.571
右側	1.800	16.200	0.600

[3]ケース (緊急放流時)



	h (m)	P (kN)	作用位置 Y (m)
左側	1.000	-5.000	0.333
右側	1.500	11.250	0.500

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/m<sup>2</sup>)

$V$  : 全鉛直力 (kN/m<sup>2</sup>)

$f$  : 底面と基礎地盤との摩擦係数,  $f = 0.577$

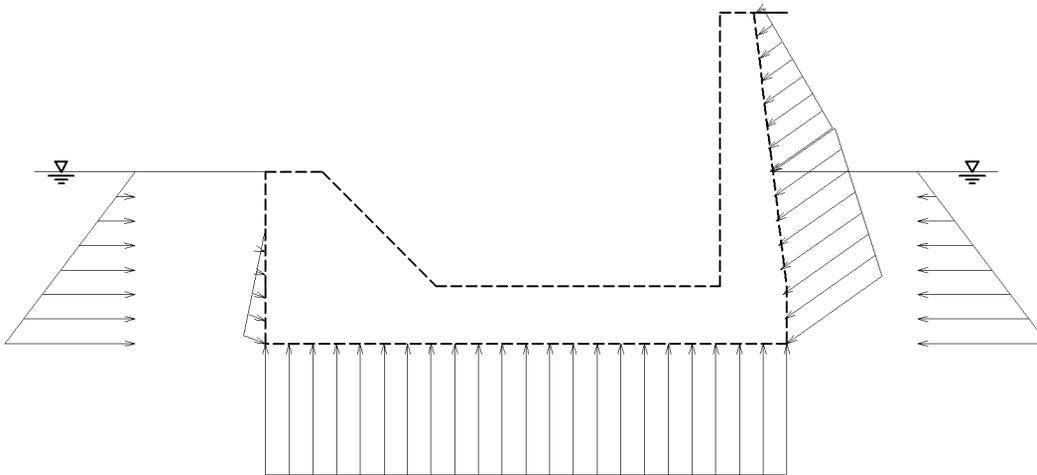
但し、水平反力は受働土圧 $P_p$ を越えることはできない。

荷重状態 (水 位)	$F_s$	$H$ (kN/m <sup>2</sup> )	$V$ (kN/m <sup>2</sup> )	$P_{PH2}$ (kN)	$P_p$ (kN)
ケース (緊急放流時)	1.500	27.270	65.725	2.982	28.112

2.6 作用力の集計

(1)フーチング前面での作用力の集計

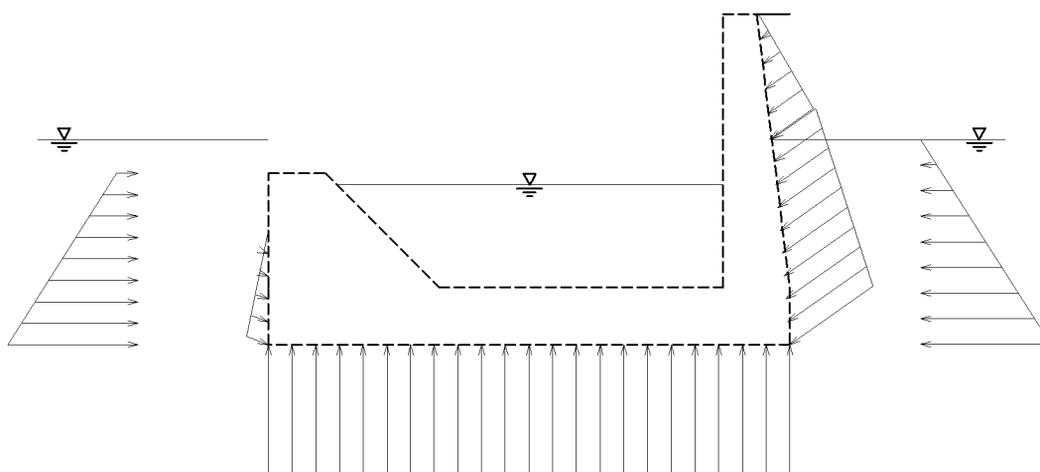
[1]ケース (常時満水時)



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	107.497	0.000	2.379	0.000	255.753	0.000
浮 力	-68.850	0.000	2.295	0.000	-158.011	0.000
右側水圧	0.000	11.250	0.000	0.500	0.000	5.625
左側水圧	0.000	-11.250	0.000	0.500	0.000	-5.625
右側土圧	15.104	21.020	4.482	1.080	67.693	22.697
左側土圧	0.498	-1.369	0.000	0.333	0.000	-0.456
合 計	54.250	19.651	————	————	165.435	22.242

土圧には左右とも主働土圧を適用

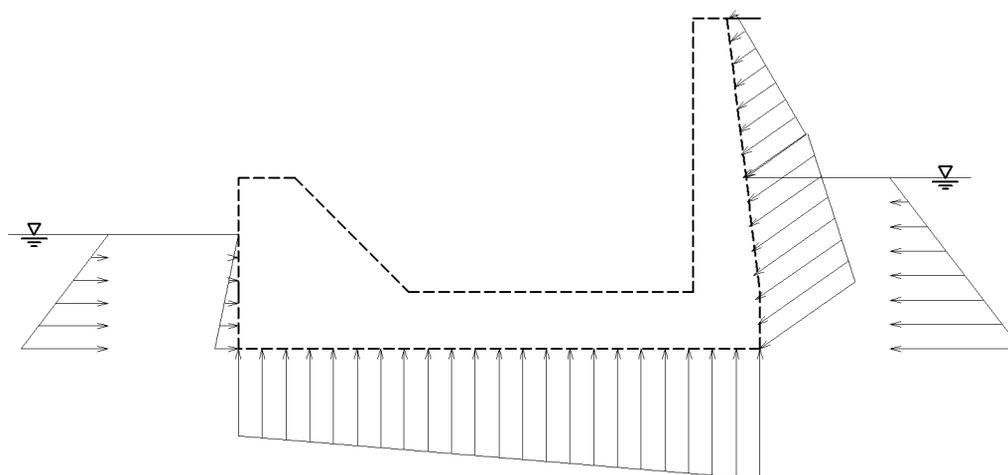
[2] ケース (設計洪水時)



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	135.965	0.000	2.388	0.000	324.748	0.000
浮力	-82.620	0.000	2.295	0.000	-189.613	0.000
右側水圧	0.000	16.200	0.000	0.600	0.000	9.720
左側水圧	0.000	-15.750	0.000	0.571	0.000	-9.000
右側土圧	12.540	17.452	4.485	1.045	56.245	18.240
左側土圧	0.498	-1.369	0.000	0.333	0.000	-0.456
合計	66.383	16.533	—	—	191.380	18.504

土圧には左右とも主働土圧を適用

[3] ケース (緊急放流時)



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	107.497	0.000	2.379	0.000	255.753	0.000
浮力	-57.375	0.000	2.448	0.000	-140.454	0.000
右側水圧	0.000	11.250	0.000	0.500	0.000	5.625
左側水圧	0.000	-5.000	0.000	0.333	0.000	-1.667
右側土圧	15.104	21.020	4.482	1.080	67.693	22.697

項目	鉛直力 N <sub>i</sub> (kN)	水平力 H <sub>i</sub> (kN)	アーム長		回転モーメント(kN.m)	
			X <sub>i</sub> (m)	Y <sub>i</sub> (m)	M <sub>xi</sub> = N <sub>i</sub> · X <sub>i</sub>	M <sub>yi</sub> = H <sub>i</sub> · Y <sub>i</sub>
左側土圧	0.498	0.000	0.000	0.333	0.000	0.000
水平反力	0.000	-2.982	0.000	0.333	0.000	-0.994
合計	65.725	24.288	—	—	182.992	25.662

左側壁は水平反力を適用

荷重状態(水位)	N <sub>o</sub> (kN)	H <sub>o</sub> (kN)	M <sub>o</sub> (kN.m)
ケース (常時満水時)	54.250	19.651	143.194
ケース (設計洪水時)	66.383	16.533	172.876
ケース (緊急放流時)	65.725	24.288	157.330

(2)フーチング中心での作用力の集計

鉛直力 : N<sub>c</sub> = N<sub>o</sub> (kN)

水平力 : H<sub>c</sub> = H<sub>o</sub> (kN)

回転モーメント : M<sub>c</sub> = N<sub>o</sub> · B<sub>j</sub> / 2.0 - M<sub>o</sub> (kN.m)

ここに、

フーチング土圧方向幅 : B<sub>j</sub> = 4.590 (m)

単位幅当り

荷重状態(水位)	N <sub>c</sub> (kN)	H <sub>c</sub> (kN)	M <sub>c</sub> (kN.m)
ケース (常時満水時)	54.250	19.651	-18.689
ケース (設計洪水時)	66.383	16.533	-20.527
ケース (緊急放流時)	65.725	24.288	-6.491

全幅(5.000m)当り

荷重状態(水位)	N <sub>c</sub> (kN)	H <sub>c</sub> (kN)	M <sub>c</sub> (kN.m)
ケース (常時満水時)	271.251	98.254	-93.447
ケース (設計洪水時)	331.916	82.663	-102.635
ケース (緊急放流時)	328.626	121.442	-32.453

## 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、 α = 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 <sub>s</sub>	必要 安全率 f <sub>sa</sub>
ケース (常時満水時)	107.497	15.603	68.850	1.675	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 = 4.590

$$e_a = B / n$$

ここに、

e<sub>a</sub> : 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 <sub>a</sub> (m)
ケース (常時満水時)	165.435	22.242	54.250	2.640	0.345	0.765

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 = 0.577

C<sub>b</sub> : 底版と支持地盤の間の付着力(kN/m<sup>2</sup>), C<sub>b</sub> = 0.000

B : 底版幅(m), B = 4.590

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 <sub>s</sub>	必要安全率 F <sub>sa</sub>
ケース (緊急放流時)	65.725	27.270	2.982	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

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

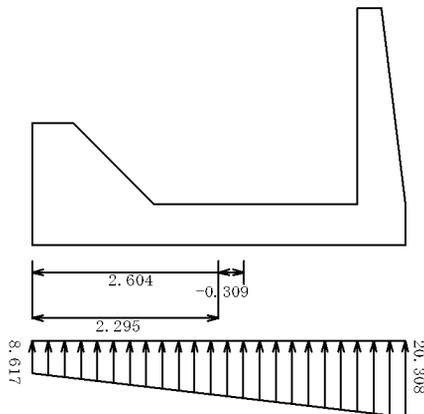
ここに、

V : 底版下面に作用する全鉛直荷重(kN)

B : 底版幅(m), B = 4.590

e : 偏心量(m)

[1]ケース (設計洪水時)



地盤反力の作用幅(m) x及びB	地盤反力の形状	地盤反力度度 (kN/m <sup>2</sup> )		
		qmin	qmax	許容値
4.590	台形	8.617	20.308	200.000

### 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] ケース、ケース

##### ・側壁鉛直力

位置	$W = \text{ (kN/m}^2\text{)} \cdot A$
左側壁天端	$24.500 \times 0.500 = 12.250$
左側壁基部	$24.500 \times 1.500 = 36.750$
右側壁天端	$24.500 \times 0.300 = 7.350$
右側壁基部	$24.500 \times 0.590 = 14.455$

##### ・底版鉛直力

$$W = N / B$$

$$= 56.228 / 3.545$$

$$= 15.861 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

ここに、

N : 底版総重量(kN)

B : 底版軸線幅(m)

##### 2) 内部水重鉛直力

$$W = N / L$$

ここに、

W : 内部水重強度(kN/m<sup>2</sup>)

N : 内部水総重量(kN)

L : 載荷幅(m)

荷重状態(水位)	載荷部材	N (kN)	L (m)	W (kN/m <sup>2</sup> )
ケース (設計洪水時)	底版	26.550	2.500	10.620

### 3)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/m<sup>2</sup>)

$p_r$  : 底版全幅右端の水圧強度 (kN/m<sup>2</sup>)

$p_l'$  : 底版軸線左端の水圧強度 (kN/m<sup>2</sup>)

$p_r'$  : 底版軸線右端の水圧強度 (kN/m<sup>2</sup>)

$H_f$  : 前面水位 (m)

$H_r$  : 背面水位 (m)

$T_l$  : 左側壁厚 (m) ,  $T_l = 1.500$

$T_r$  : 右側壁厚 (m) ,  $T_r = 0.590$

$B$  : 底版全幅 (m) ,  $B = 3.545$

$G$  : 水の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>) ,  $G_w = 10.000$

: 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 <sup>2</sup> )	$p_r$ (kN/m <sup>2</sup> )	$p_l'$ (kN/m <sup>2</sup> )	$p_r'$ (kN/m <sup>2</sup> )
ケース (常時満水時)	1.500	1.500	15.000	15.000	15.000	15.000
ケース (設計洪水時)	1.800	1.800	18.000	18.000	18.000	18.000

底版軸線から外れる浮力を格点に集中荷重として考慮する

$$P_l = \frac{p_l + p_l'}{2} \times \frac{T_l}{2} \times \gamma$$

$$P_r = \frac{p_r + p_r'}{2} \times \frac{T_r}{2} \times \gamma$$

ここに、

$P_l$  : 底版軸線左端の集中荷重 (kN/m)

$P_r$  : 底版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)
ケース (常時満水時)	11.250	4.425
ケース (設計洪水時)	13.500	5.310

## 3.2 側壁の設計

### 3.2.1 土圧 (外側)

[1]ケース (常時満水時)

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 = 2.650 m
水位面より上の高さ	H1 = 1.400 m
水位面より下の高さ	H2 = 1.250 m
仮想背面が鉛直面となす角度	= 5.700 °
背面土砂の単位体積重量	s = 18.000 kN/m <sup>3</sup>
背面土砂のせん断抵抗角	= 30.000 °
地表面が水平面となす角度	= 0.000 °
壁面摩擦角	= 20.000 °

主働土圧係数は、

$$\begin{aligned}
 K &= \frac{\cos^2(\phi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cdot \cos(\alpha + \delta) \cdot \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta)}{\cos(\alpha + \delta) \cdot \cos(\alpha - \beta)}} \right]^2} \\
 &= \frac{\cos^2(30.00^\circ - 5.700^\circ)}{\cos^2 5.700^\circ \cdot \cos(5.700^\circ + 20.000^\circ)} \\
 &\quad \times \frac{1}{\left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(30.00^\circ + 20.000^\circ) \cdot \sin(30.00^\circ - 0.000^\circ)}{\cos(5.700^\circ + 20.000^\circ) \cdot \cos(5.700^\circ - 0.000^\circ)}} \right]^2} \\
 &= 0.3405
 \end{aligned}$$

土圧作用面上端土圧

$$p1 = q \cdot K = 3.000 \times 0.3405 = 1.021 \text{ kN/m}^2$$

水位面での土圧

$$\begin{aligned}
 p2 &= K \cdot \gamma_s \cdot H1 + p1 \\
 &= 0.3405 \times 18.000 \times 1.400 + 1.021 \\
 &= 9.602 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

土圧作用面下端土圧

$$\begin{aligned}
 p3 &= K \cdot (\gamma_{sat} - \gamma_w) \cdot H2 + p2 \\
 &= 0.3405 \times (19.800 - 10.000) \times 1.250 + 9.602 \\
 &= 13.773 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

土圧強度の分解

水平成分  $p_h = p \cdot \cos(\quad)$   
鉛直成分  $p_v = p \cdot \sin(\quad)$

位置	土圧強度 (kN/m <sup>2</sup> )	水平成分 (kN/m <sup>2</sup> )	鉛直成分 (kN/m <sup>2</sup> )
p1	1.021	0.920	0.443
p2	9.602	8.652	4.164
p3	13.773	12.410	5.973

水位以上の土圧力

$$P1 = \frac{1}{2} \cdot (p1 + p2) \cdot H1 = \frac{1}{2} \times (1.021 + 9.602) \times 1.400 = 7.436 \text{ kN}$$

水位以下の土圧力

$$P_2 = \frac{1}{2} \cdot (p_2 + p_3) \cdot H_2 = \frac{1}{2} \times (9.602 + 13.773) \times 1.250 = 14.609 \text{ kN}$$

土圧力

$$P = P_1 + P_2 = 7.436 + 14.609 = 22.046 \text{ kN}$$

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

$$P_h = P \cdot \cos(\theta) = 22.046 \times \cos(5.700^\circ + 20.000^\circ) = 19.865 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$P_v = P \cdot \sin(\theta) = 22.046 \times \sin(5.700^\circ + 20.000^\circ) = 9.560 \text{ kN}$$

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

$$P_{hs} = P_{hl} - P_{hu} = 23.061 - 19.865 = 3.197 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$P_{vs} = P_{vl} - P_{vu} = 11.099 - 9.560 = 1.538 \text{ kN}$$

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	$H = 0.750 \text{ m}$
水位面より上の高さ	$H_1 = 0.000 \text{ m}$
水位面より下の高さ	$H_2 = 0.750 \text{ m}$
仮想背面が鉛直面となす角度	$= 0.000^\circ$
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	$= 30.000^\circ$
地表面が水平面となす角度	$= 0.000^\circ$
壁面摩擦角	$= 20.000^\circ$

主働土圧係数は、

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

$$= \frac{\cos^2(30.00^\circ - 0.000^\circ)}{\cos^2 0.000^\circ \cdot \cos(0.000^\circ + 20.000^\circ)} \times \frac{1}{\left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(30.00^\circ + 20.000^\circ) \cdot \sin(30.00^\circ - 0.000^\circ)}{\cos(0.000^\circ + 20.000^\circ) \cdot \cos(0.000^\circ - 0.000^\circ)}} \right]^2}$$

$$= 0.2973$$

土圧作用面上端土圧

$$p1 = q \cdot K = 0.000 \times 0.2973 = 0.000 \text{ kN/m}^2$$

水位面での土圧

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

$$= 0.2973 \times 18.000 \times 0.000 + 0.000$$

$$= 0.000 \text{ kN/m}^2$$

土圧作用面下端土圧

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

$$= 0.2973 \times (19.800 - 10.000) \times 0.750 + 0.000$$

$$= 2.185 \text{ kN/m}^2$$

土圧強度の分解

水平成分  $p_h = p \cdot \cos(\alpha + \delta)$

鉛直成分  $p_v = p \cdot \sin(\alpha + \delta)$

位置	土圧強度 (kN/m <sup>2</sup> )	水平成分 (kN/m <sup>2</sup> )	鉛直成分 (kN/m <sup>2</sup> )
p1	0.000	0.000	0.000
p2	0.000	0.000	0.000
p3	2.185	2.053	0.747

水位以上の土圧力

$$P1 = \frac{1}{2} \cdot (p1 + p2) \cdot H1 = \frac{1}{2} \times (0.000 + 0.000) \times 0.000 = 0.000 \text{ kN}$$

水位以下の土圧力

$$P2 = \frac{1}{2} \cdot (p2 + p3) \cdot H2 = \frac{1}{2} \times (0.000 + 2.185) \times 0.750 = 0.819 \text{ kN}$$

土圧力

$$P = P1 + P2 = 0.000 + 0.819 = 0.819 \text{ kN}$$

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

$$P_h = P \cdot \cos(\alpha + \delta) = 0.819 \times \cos(0.000^\circ + 20.000^\circ) = 0.770 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$P_v = P \cdot \sin(\quad + \quad) = 0.819 \times \sin(0.000^\circ + 20.000^\circ) = 0.280 \text{ kN}$$

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

$$P_{hs} = P_{hl} - P_{hu} = 1.369 - 0.770 = 0.599 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$P_{vs} = P_{vl} - P_{vu} = 0.498 - 0.280 = 0.218 \text{ kN}$$

ここに、

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

[2]ケース (設計洪水時)

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 = 2.650 m
水位面より上の高さ	H1 = 1.100 m
水位面より下の高さ	H2 = 1.550 m
仮想背面が鉛直面となす角度	= 5.700 °
背面土砂の単位体積重量	s = 18.000 kN/m <sup>3</sup>
背面土砂のせん断抵抗角	= 30.000 °
地表面が水平面となす角度	= 0.000 °
壁面摩擦角	= 20.000 °

主働土圧係数は、

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

$$= \frac{\cos^2(30.00^\circ - 5.700^\circ)}{\cos^2 5.700^\circ \cdot \cos(5.700^\circ + 20.000^\circ)}$$

$$\times \frac{1}{\left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(30.00^\circ + 20.000^\circ) \cdot \sin(30.00^\circ - 0.000^\circ)}{\cos(5.700^\circ + 20.000^\circ) \cdot \cos(5.700^\circ - 0.000^\circ)}} \right]^2}$$

$$= 0.3405$$

土圧作用面上端土圧

$$p_1 = q \cdot K = 0.000 \times 0.3405 = 0.000 \text{ kN/m}^2$$

水位面での土圧

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

$$= 0.3405 \times 18.000 \times 1.100 + 0.000$$

$$= 6.742 \text{ kN/m}^2$$

## 土圧作用面の下端土圧

$$\begin{aligned}
 p_3 &= K \cdot (\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w) \cdot H_2 + p_2 \\
 &= 0.3405 \times (19.800 - 10.000) \times 1.550 + 6.742 \\
 &= 11.914 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

## 土圧強度の分解

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

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

位置	土圧強度 (kN/m <sup>2</sup> )	水平成分 (kN/m <sup>2</sup> )	鉛直成分 (kN/m <sup>2</sup> )
p1	0.000	0.000	0.000
p2	6.742	6.075	2.924
p3	11.914	10.735	5.167

## 水位以上の土圧力

$$P_1 = \frac{1}{2} \cdot (p_1 + p_2) \cdot H_1 = \frac{1}{2} \times (0.000 + 6.742) \times 1.100 = 3.708 \text{ kN}$$

## 水位以下の土圧力

$$P_2 = \frac{1}{2} \cdot (p_2 + p_3) \cdot H_2 = \frac{1}{2} \times (6.742 + 11.914) \times 1.550 = 14.458 \text{ kN}$$

## 土圧力

$$P = P_1 + P_2 = 3.708 + 14.458 = 18.166 \text{ kN}$$

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

$$P_h = P \cdot \cos(\theta + \alpha) = 18.166 \times \cos(5.700^\circ + 20.000^\circ) = 16.369 \text{ kN}$$

## 鉛直成分

$$P_v = P \cdot \sin(\theta + \alpha) = 18.166 \times \sin(5.700^\circ + 20.000^\circ) = 7.878 \text{ kN}$$

側壁土圧として主動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

$$P_{hs} = P_{hl} - P_{hu} = 19.147 - 16.369 = 2.778 \text{ kN}$$

## 鉛直成分

$$P_{vs} = P_{vl} - P_{vu} = 9.215 - 7.878 = 1.337 \text{ kN}$$

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。

$$\text{仮想背面の高さ} \quad H = 0.750 \text{ m}$$

$$\text{水位面より上の高さ} \quad H_1 = 0.000 \text{ m}$$

水位面より下の高さ	H2 = 0.750 m
仮想背面が鉛直面となす角度	= 0.000 °
背面土砂の単位体積重量	s = 18.000 kN/m <sup>3</sup>
背面土砂のせん断抵抗角	= 30.000 °
地表面が水平面となす角度	= 0.000 °
壁面摩擦角	= 20.000 °

主働土圧係数は、

$$\begin{aligned}
 K &= \frac{\cos^2(\phi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cdot \cos(\alpha + \delta) \cdot \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta)}{\cos(\alpha + \delta) \cdot \cos(\alpha - \beta)}} \right]^2} \\
 &= \frac{\cos^2(30.00^\circ - 0.000^\circ)}{\cos^2 0.000^\circ \cdot \cos(0.000^\circ + 20.000^\circ)} \\
 &\quad \times \frac{1}{\left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(30.00^\circ + 20.000^\circ) \cdot \sin(30.00^\circ - 0.000^\circ)}{\cos(0.000^\circ + 20.000^\circ) \cdot \cos(0.000^\circ - 0.000^\circ)}} \right]^2} \\
 &= 0.2973
 \end{aligned}$$

土圧作用面上端土圧

$$p1 = q \cdot K = 0.000 \times 0.2973 = 0.000 \text{ kN/m}^2$$

水位面での土圧

$$\begin{aligned}
 p2 &= K \cdot \gamma s \cdot H1 + p1 \\
 &= 0.2973 \times 18.000 \times 0.000 + 0.000 \\
 &= 0.000 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

土圧作用面の下端土圧

$$\begin{aligned}
 p3 &= K \cdot (\gamma_{sat} - \gamma_w) \cdot H2 + p2 \\
 &= 0.2973 \times (19.800 - 10.000) \times 0.750 + 0.000 \\
 &= 2.185 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

土圧強度の分解

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

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

位置	土圧強度 (kN/m <sup>2</sup> )	水平成分 (kN/m <sup>2</sup> )	鉛直成分 (kN/m <sup>2</sup> )
p1	0.000	0.000	0.000
p2	0.000	0.000	0.000
p3	2.185	2.053	0.747

水位以上の土圧力

$$P1 = \frac{1}{2} \cdot (p1 + p2) \cdot H1 = \frac{1}{2} \times (0.000 + 0.000) \times 0.000 = 0.000 \text{ kN}$$

水位以下の土圧力

$$P2 = \frac{1}{2} \cdot (p2 + p3) \cdot H2 = \frac{1}{2} \times (0.000 + 2.185) \times 0.750 = 0.819 \text{ kN}$$

土圧力

$$P = P1 + P2 = 0.000 + 0.819 = 0.819 \text{ kN}$$

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

$$Ph = P \cdot \cos( + ) = 0.819 \times \cos( 0.000^\circ + 20.000^\circ ) = 0.770 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$Pv = P \cdot \sin( + ) = 0.819 \times \sin( 0.000^\circ + 20.000^\circ ) = 0.280 \text{ kN}$$

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

$$Phs = Phl - Phu = 1.369 - 0.770 = 0.599 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$Pvs = Pvl - Pvu = 0.498 - 0.280 = 0.218 \text{ kN}$$

ここに、

- Phs : 格点に載荷する水平集中荷重(kN)
- Phl : 底版底面位置での土圧合力水平成分(kN)
- Phu : 底版軸線位置での土圧合力水平成分(kN)
- Pvs : 格点に載荷する鉛直集中荷重(kN)
- Pvl : 底版底面位置での土圧合力鉛直成分(kN)
- Pvu : 底版軸線位置での土圧合力鉛直成分(kN)

3.2.2 水圧

静水圧

$$pi = hi \cdot Gw$$

ここに、

- pi : 底版軸線端の静水圧強度(kN/m<sup>2</sup>)
- hi : 底版軸線での水位(m)
- Gw : 水の単位体積重量(kN/m<sup>3</sup>) , Gw = 10.000

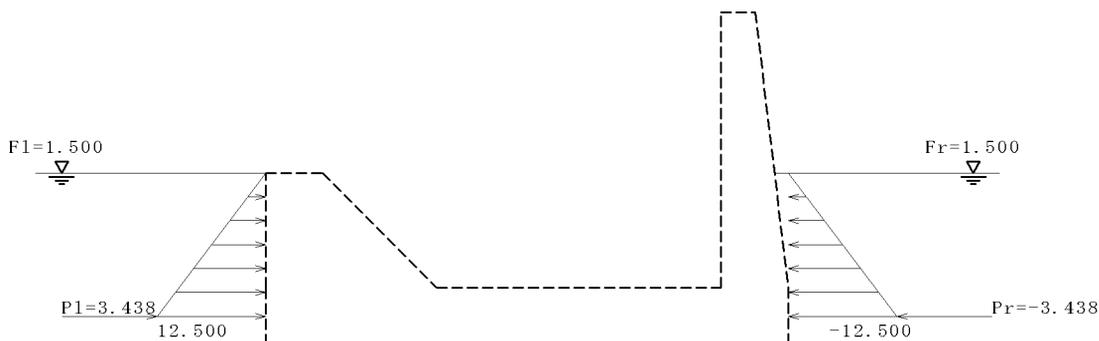
底版軸線から外れる水圧を格点に集中荷重として考慮する

$$Po = \frac{po + pi}{2} \times \frac{T}{2}$$

ここに、

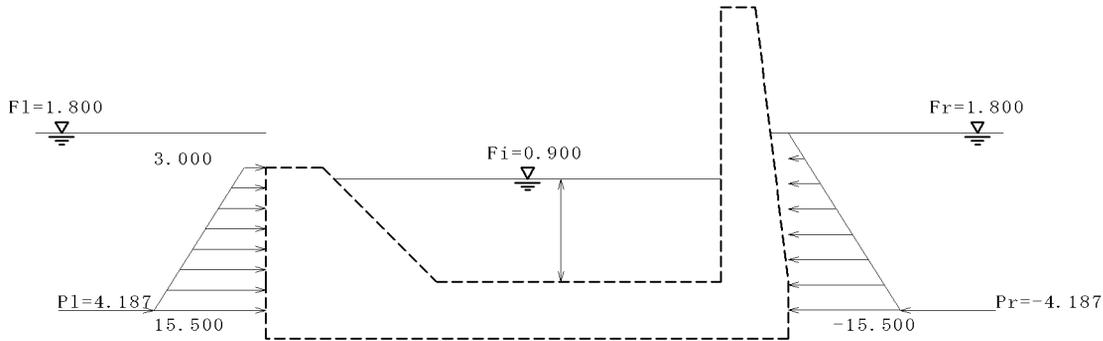
- Po : 底版軸線端の集中荷重(kN/m)
- po : 底版下面端の静水圧強度(kN/m<sup>2</sup>)
- T : 底版厚(m) , T = 0.500

[1]ケース (常時満水時)



位置	軸線内		軸線外		
	水位hi (m)	強度pi (kN/m <sup>2</sup> )	水位ho (m)	強度po (kN/m <sup>2</sup> )	集中荷重Po (kN/m)
左側	1.250	12.500	1.500	15.000	3.438
右側	1.250	12.500	1.500	15.000	3.438

[2] ケース (設計洪水時)



位置	軸線内		軸線外		
	水位hi (m)	強度pi (kN/m <sup>2</sup> )	水位ho (m)	強度po (kN/m <sup>2</sup> )	集中荷重Po (kN/m)
左側	1.550	15.500	1.800	18.000	4.187
右側	1.550	15.500	1.800	18.000	4.187

3.2.3 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/m<sup>2</sup>)
- qr : 底版軸線右端の地盤反力度(kN/m<sup>2</sup>)
- 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 = 3.545

荷重状態(水位)	V (kN)	Mo (kN.m)	d (m)	e (m)	ql (kN/m <sup>2</sup> )	qr (kN/m <sup>2</sup> )
ケース (緊急放流時)	61.115	111.233	1.820	-0.048	15.853	18.627

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

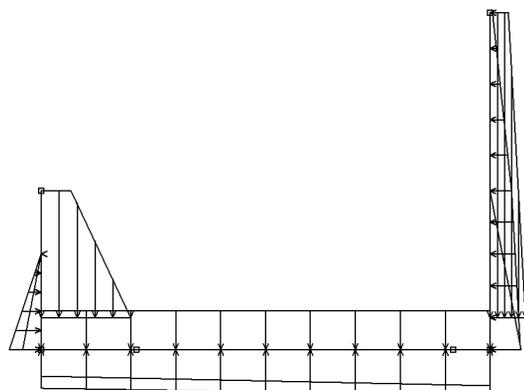
ここに、

- H : 骨組みに作用する水平力(kN)

荷重状態(水位)	H (kN)	qh (kN/m <sup>2</sup> )
ケース (緊急放流時)	20.608	5.813

### 3.2.4 作用力の算定

#### [1]ケース (緊急放流時)



#### 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 <sup>2</sup> )	終点強度 (kN/m <sup>2</sup> )
左側壁重量	左側壁	軸方向	0.000	1.000	12.250	36.750
右側壁重量	右側壁	軸方向	0.000	2.400	7.350	14.455
底板重量	底板	鉛直	0.000	3.545	15.861	15.861

#### 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 <sup>2</sup> )	終点強度 (kN/m <sup>2</sup> )
左側土圧	左側壁	軸方向	0.500	0.750	0.000	0.747
左側土圧	左側壁	鉛直	1.250	0.000	0.218	0.000
右側土圧	右側壁	水平	0.000	1.400	-0.920	-8.652
右側土圧	右側壁	軸方向	0.000	1.400	0.443	4.164
右側土圧	右側壁	水平	1.400	1.250	-8.652	-12.410
右側土圧	右側壁	軸方向	1.400	1.250	4.164	5.973
右側土圧	右側壁	水平	2.650	0.000	-3.197	0.000
右側土圧	右側壁	鉛直	2.650	0.000	1.538	0.000
左側反力	左側壁	水平	0.500	0.750	0.000	13.055
左側反力	左側壁	水平	1.250	0.000	3.808	0.000
左側水圧	左側壁	水平	0.500	0.750	0.000	7.500
左側水圧	左側壁	水平	1.250	0.000	2.188	0.000
右側水圧	右側壁	水平	1.400	1.250	0.000	-12.500
右側水圧	右側壁	水平	2.650	0.000	-3.438	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 <sup>2</sup> )	終点強度 (kN/m <sup>2</sup> )
浮力	底板	鉛直	0.000	3.545	-10.817	-14.679
浮力	底板	鉛直	0.000	0.000	-7.806	0.000
浮力	底板	鉛直	3.545	0.000	-4.378	0.000

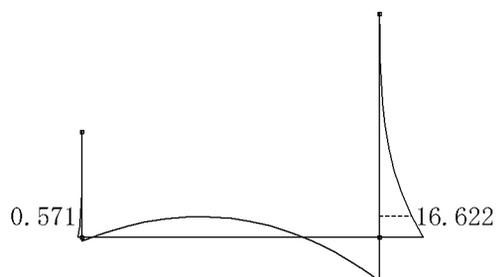
#### 地盤反力

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 <sup>2</sup> )	終点強度 (kN/m <sup>2</sup> )
地盤反力	底板	鉛直	0.000	3.545	-15.853	-18.627
地盤反力	底板	水平	0.000	3.545	5.813	5.813

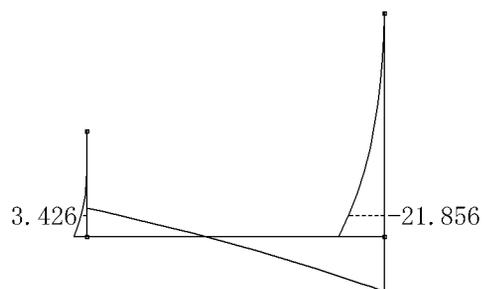
### 3.2.5 断面力の算定

[1] ケース (緊急放流時)

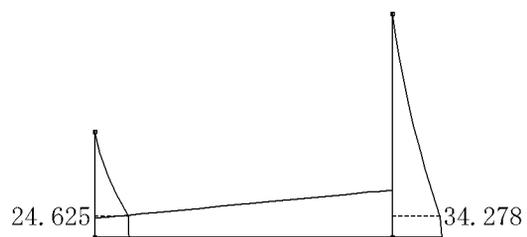
1) 曲げモーメント



2) せん断力



3) 軸力



### 3.2.6 断面計算（許容応力度法）

#### 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 (mm<sup>2</sup>)
- $n$  : 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/mm<sup>2</sup>)
- $s$  : 鉄筋の引張応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $M$  : 曲げモーメント (N.mm)

#### 2) せん断応力度の照査

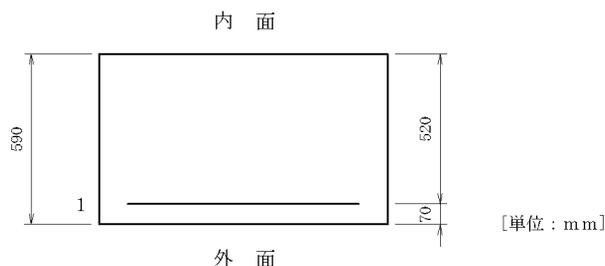
$$\tau_u = \frac{S_h}{b \cdot d} \leq \tau_{a1}$$

ここに、

- $\tau_u$  : 部材断面に生じるコンクリートのせん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $S_h$  : 作用せん断力 (N)
- $d$  : 部材の有効高 (mm)
- $b$  : 部材断面幅 (mm)
- $\tau_{a1}$  : 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/mm<sup>2</sup>)

#### [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 <sup>2</sup> /本)	本数	鉄筋量 (cm <sup>2</sup> )
内面	1'	—	—	—	—
	2'	—	—	—	—
外面	1	7.0	D10	0.713	8.00
	2	—	—	—	—

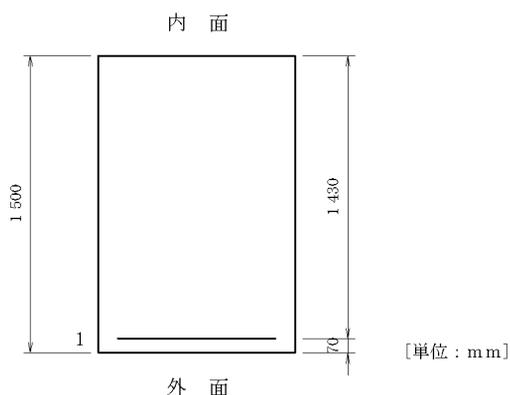
引張側必要鉄筋量 1.879 (cm<sup>2</sup>)

2) 応力度の照査

荷重名称			ケース (常時満水時)	ケース (設計洪水時)
曲げモーメント	M	kN.m	16.622	15.464
軸力	N	kN	—	—
せん断力	S	kN	21.856	22.229
部材幅	B	mm	1000.0	1000.0
部材高	H	mm	590.0	590.0
有効高	d	mm	520.0	520.0
主鉄筋 引張側 鉄筋量	A <sub>s</sub>	cm <sup>2</sup>	5.706	5.706
圧縮側 鉄筋量	A <sub>s</sub> '	cm <sup>2</sup>	0.000	0.000
中立軸	X	mm	86.210	86.210
圧縮応力度	c	N/mm <sup>2</sup>	0.786	0.731
許容圧縮応力度	c <sub>a</sub>	N/mm <sup>2</sup>	8.000	8.000
判定				
引張応力度	s	N/mm <sup>2</sup>	59.289	55.159
許容引張応力度	s <sub>a</sub>	N/mm <sup>2</sup>	176.000	176.000
判定				
平均せん断応力度		N/mm <sup>2</sup>	0.042	0.043
許容せん断応力度	a <sub>t</sub>	N/mm <sup>2</sup>	0.420	0.420
判定				

[2] 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 <sup>2</sup> /本)	本数	鉄筋量 (cm <sup>2</sup> )	
内面	1'	—	—	—	—	
	2'	—	—	—	—	
外面	1	7.0	D6	0.317	8.00	2.534
	2	—	—	—	—	—

引張側必要鉄筋量 0.129 (cm<sup>2</sup>)

## 2) 応力度の照査

荷重名称			ケース (設計洪水時)
曲げモーメント	M	kN.m	3.224
軸力	N	kN	—
せん断力	S	kN	8.342
部材幅	B	mm	1000.0
部材高	H	mm	1500.0
有効高	d	mm	1430.0
主鉄筋 引張側 鉄筋量	A <sub>s</sub>	cm <sup>2</sup>	2.534
圧縮側 鉄筋量	A <sub>s</sub> '	cm <sup>2</sup>	0.000
中立軸	X	mm	100.525
圧縮応力度	c	N/mm <sup>2</sup>	0.046
許容圧縮応力度	c <sub>a</sub>	N/mm <sup>2</sup>	8.000
判定			
引張応力度	s	N/mm <sup>2</sup>	9.111
許容引張応力度	s <sub>a</sub>	N/mm <sup>2</sup>	176.000
判定			
平均せん断応力度		N/mm <sup>2</sup>	0.006
許容せん断応力度	a <sub>t</sub>	N/mm <sup>2</sup>	0.420
判定			

## 3.3 底版の設計

### 3.3.1 土圧 (外側)

[1] ケース (常時満水時)

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 =	2.650 m
水位面より上の高さ	H1 =	1.400 m
水位面より下の高さ	H2 =	1.250 m
仮想背面が鉛直面となす角度	=	5.700 °
背面土砂の単位体積重量	s =	18.000 kN/m <sup>3</sup>

背面土砂のせん断抵抗角	= 30.000 °
地表面が水平面となす角度	= 0.000 °
壁面摩擦角	= 30.000 °

主働土圧係数は、

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

$$= \frac{\cos^2(30.00^\circ - 5.700^\circ)}{\cos^2 5.700^\circ \cdot \cos(5.700^\circ + 30.000^\circ)}$$

$$\times \frac{1}{\left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(30.00^\circ + 30.000^\circ) \cdot \sin(30.00^\circ - 0.000^\circ)}{\cos(5.700^\circ + 30.000^\circ) \cdot \cos(5.700^\circ - 0.000^\circ)}} \right]^2}$$

$$= 0.3444$$

土圧作用面上端土圧

$$p1 = q \cdot K = 3.000 \times 0.3444 = 1.033 \text{ kN/m}^2$$

水位面での土圧

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

$$= 0.3444 \times 18.000 \times 1.400 + 1.033$$

$$= 9.711 \text{ kN/m}^2$$

土圧作用面下端土圧

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

$$= 0.3444 \times (19.800 - 10.000) \times 1.250 + 9.711$$

$$= 13.930 \text{ kN/m}^2$$

土圧強度の分解

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

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

位置	土圧強度 (kN/m <sup>2</sup> )	水平成分 (kN/m <sup>2</sup> )	鉛直成分 (kN/m <sup>2</sup> )
p1	1.033	0.839	0.603
p2	9.711	7.886	5.667
p3	13.930	11.312	8.128

水位以上の土圧力

$$P1 = \frac{1}{2} \cdot (p1 + p2) \cdot H1 = \frac{1}{2} \times (1.033 + 9.711) \times 1.400 = 7.521 \text{ kN}$$

水位以下の土圧力

$$P2 = \frac{1}{2} \cdot (p2 + p3) \cdot H2 = \frac{1}{2} \times (9.711 + 13.930) \times 1.250 = 14.775 \text{ kN}$$

土圧力

$$P = P1 + P2 = 7.521 + 14.775 = 22.296 \text{ kN}$$

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

$$P_h = P \cdot \cos(\theta) = 22.296 \times \cos(5.700^\circ + 30.000^\circ) = 18.106 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$P_v = P \cdot \sin(\theta) = 22.296 \times \sin(5.700^\circ + 30.000^\circ) = 13.011 \text{ kN}$$

側壁土圧として主動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

$$P_{hs} = P_{hl} - P_{hu} = 21.020 - 18.106 = 2.914 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$P_{vs} = P_{vl} - P_{vu} = 15.104 - 13.011 = 2.094 \text{ kN}$$

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	$H = 0.750 \text{ m}$
水位面より上の高さ	$H_1 = 0.000 \text{ m}$
水位面より下の高さ	$H_2 = 0.750 \text{ m}$
仮想背面が鉛直面となす角度	$= 0.000^\circ$
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	$= 30.000^\circ$
地表面が水平面となす角度	$= 0.000^\circ$
壁面摩擦角	$= 20.000^\circ$

主動土圧係数は、

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

$$= \frac{\cos^2(30.00^\circ - 0.000^\circ)}{\cos^2 0.000^\circ \cdot \cos(0.000^\circ + 20.000^\circ)}$$

$$\times \frac{1}{\left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(30.00^\circ + 20.000^\circ) \cdot \sin(30.00^\circ - 0.000^\circ)}{\cos(0.000^\circ + 20.000^\circ) \cdot \cos(0.000^\circ - 0.000^\circ)}} \right]^2}$$

$$= 0.2973$$

土圧作用面上端土圧

$$p_1 = q \cdot K = 0.000 \times 0.2973 = 0.000 \text{ kN/m}^2$$

水位面での土圧

$$\begin{aligned}
 p_2 &= K \cdot \gamma_s \cdot H_1 + p_1 \\
 &= 0.2973 \times 18.000 \times 0.000 + 0.000 \\
 &= 0.000 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

土圧作用面の下端土圧

$$\begin{aligned}
 p_3 &= K \cdot (\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w) \cdot H_2 + p_2 \\
 &= 0.2973 \times (19.800 - 10.000) \times 0.750 + 0.000 \\
 &= 2.185 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

土圧強度の分解

水平成分  $p_h = p \cdot \cos(\theta)$

鉛直成分  $p_v = p \cdot \sin(\theta)$

位置	土圧強度 (kN/m <sup>2</sup> )	水平成分 (kN/m <sup>2</sup> )	鉛直成分 (kN/m <sup>2</sup> )
p1	0.000	0.000	0.000
p2	0.000	0.000	0.000
p3	2.185	2.053	0.747

水位以上の土圧力

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

水位以下の土圧力

$$P_2 = \frac{1}{2} \cdot (p_2 + p_3) \cdot H_2 = \frac{1}{2} \times (0.000 + 2.185) \times 0.750 = 0.819 \text{ kN}$$

土圧力

$$P = P_1 + P_2 = 0.000 + 0.819 = 0.819 \text{ kN}$$

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

$$P_h = P \cdot \cos(\theta) = 0.819 \times \cos(0.000^\circ + 20.000^\circ) = 0.770 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$P_v = P \cdot \sin(\theta) = 0.819 \times \sin(0.000^\circ + 20.000^\circ) = 0.280 \text{ kN}$$

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

$$P_{hs} = P_{h1} - P_{hu} = 1.369 - 0.770 = 0.600 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$P_{vs} = P_{v1} - P_{vu} = 0.498 - 0.280 = 0.218 \text{ kN}$$

ここに、

- $P_{hs}$  : 格点に載荷する水平集中荷重(kN)
- $P_{h1}$  : 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)
- $P_{v1}$  : 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)

[2]ケース (設計洪水時)

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 = 2.650 m
水位面より上の高さ	H1 = 1.100 m
水位面より下の高さ	H2 = 1.550 m
仮想背面が鉛直面となす角度	= 5.700 °
背面土砂の単位体積重量	s = 18.000 kN/m <sup>3</sup>
背面土砂のせん断抵抗角	= 30.000 °
地表面が水平面となす角度	= 0.000 °
壁面摩擦角	= 30.000 °

主働土圧係数は、

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

$$= \frac{\cos^2(30.00^\circ - 5.700^\circ)}{\cos^2 5.700^\circ \cdot \cos(5.700^\circ + 30.000^\circ)} \times \frac{1}{\left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(30.00^\circ + 30.000^\circ) \cdot \sin(30.00^\circ - 0.000^\circ)}{\cos(5.700^\circ + 30.000^\circ) \cdot \cos(5.700^\circ - 0.000^\circ)}} \right]^2}$$

$$= 0.3444$$

土圧作用面上端土圧

$$p1 = q \cdot K = 0.000 \times 0.3444 = 0.000 \text{ kN/m}^2$$

水位面での土圧

$$p2 = K \cdot \gamma s \cdot H1 + p1$$

$$= 0.3444 \times 18.000 \times 1.100 + 0.000$$

$$= 6.818 \text{ kN/m}^2$$

土圧作用面下端土圧

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

$$= 0.3444 \times (19.800 - 10.000) \times 1.550 + 6.818$$

$$= 12.049 \text{ kN/m}^2$$

土圧強度の分解

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

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

位置	土圧強度 (kN/m <sup>2</sup> )	水平成分 (kN/m <sup>2</sup> )	鉛直成分 (kN/m <sup>2</sup> )
p1	0.000	0.000	0.000
p2	6.818	5.537	3.979
p3	12.049	9.785	7.031

水位以上の土圧力

$$P1 = \frac{1}{2} \cdot (p1 + p2) \cdot H1 = \frac{1}{2} \times (0.000 + 6.818) \times 1.100 = 3.750 \text{ kN}$$

水位以下の土圧力

$$P2 = \frac{1}{2} \cdot (p2 + p3) \cdot H2 = \frac{1}{2} \times (6.818 + 12.049) \times 1.550 = 14.622 \text{ kN}$$

土圧力

$$P = P1 + P2 = 3.750 + 14.622 = 18.372 \text{ kN}$$

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

$$Ph = P \cdot \cos(\theta) = 18.372 \times \cos(5.700^\circ + 30.000^\circ) = 14.920 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$Pv = P \cdot \sin(\theta) = 18.372 \times \sin(5.700^\circ + 30.000^\circ) = 10.721 \text{ kN}$$

側壁土圧として主動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

$$Phs = Phl - Phu = 17.452 - 14.920 = 2.532 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$Pvs = Pvl - Pvu = 12.540 - 10.721 = 1.819 \text{ kN}$$

ここに、

- Phs : 格点に載荷する水平集中荷重(kN)
- Phl : 底版底面位置での土圧合力水平成分(kN)
- Phu : 底版軸線位置での土圧合力水平成分(kN)
- Pvs : 格点に載荷する鉛直集中荷重(kN)
- Pvl : 底版底面位置での土圧合力鉛直成分(kN)
- Pvu : 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 = 0.750 m
水位面より上の高さ	H1 = 0.000 m
水位面より下の高さ	H2 = 0.750 m
仮想背面が鉛直面となす角度	= 0.000 °
背面土砂の単位体積重量	s = 18.000 kN/m <sup>3</sup>
背面土砂のせん断抵抗角	= 30.000 °
地表面が水平面となす角度	= 0.000 °
壁面摩擦角	= 20.000 °

主働土圧係数は、

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

$$= \frac{\cos^2(30.00^\circ - 0.000^\circ)}{\cos^2 0.000^\circ \cdot \cos(0.000^\circ + 20.000^\circ)} \times \frac{1}{\left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(30.00^\circ + 20.000^\circ) \cdot \sin(30.00^\circ - 0.000^\circ)}{\cos(0.000^\circ + 20.000^\circ) \cdot \cos(0.000^\circ - 0.000^\circ)}} \right]^2}$$

$$= 0.2973$$

土圧作用面上端土圧

$$p1 = q \cdot K = 0.000 \times 0.2973 = 0.000 \text{ kN/m}^2$$

水位面での土圧

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

$$= 0.2973 \times 18.000 \times 0.000 + 0.000$$

$$= 0.000 \text{ kN/m}^2$$

土圧作用面下端土圧

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

$$= 0.2973 \times (19.800 - 10.000) \times 0.750 + 0.000$$

$$= 2.185 \text{ kN/m}^2$$

土圧強度の分解

水平成分  $p_h = p \cdot \cos(\alpha + \delta)$

鉛直成分  $p_v = p \cdot \sin(\alpha + \delta)$

位置	土圧強度 (kN/m <sup>2</sup> )	水平成分 (kN/m <sup>2</sup> )	鉛直成分 (kN/m <sup>2</sup> )
p1	0.000	0.000	0.000
p2	0.000	0.000	0.000
p3	2.185	2.053	0.747

水位以上の土圧力

$$P1 = \frac{1}{2} \cdot (p1 + p2) \cdot H1 = \frac{1}{2} \times (0.000 + 0.000) \times 0.000 = 0.000 \text{ kN}$$

水位以下の土圧力

$$P2 = \frac{1}{2} \cdot (p2 + p3) \cdot H2 = \frac{1}{2} \times (0.000 + 2.185) \times 0.750 = 0.819 \text{ kN}$$

土圧力

$$P = P1 + P2 = 0.000 + 0.819 = 0.819 \text{ kN}$$

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

$$P_h = P \cdot \cos(\alpha + \delta) = 0.819 \times \cos(0.000^\circ + 20.000^\circ) = 0.770 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$P_v = P \cdot \sin( \quad + \quad ) = 0.819 \times \sin( 0.000^\circ + 20.000^\circ ) = 0.280 \text{ kN}$$

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

$$P_{hs} = P_{hl} - P_{hu} = 1.369 - 0.770 = 0.600 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$P_{vs} = P_{vl} - P_{vu} = 0.498 - 0.280 = 0.218 \text{ kN}$$

ここに、

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

3.3.2 水圧

静水圧

$$p_i = h_i \cdot G_w$$

ここに、

- p<sub>i</sub> : 底版軸線端の静水圧強度(kN/m<sup>2</sup>)
- h<sub>i</sub> : 底版軸線での水位(m)
- G<sub>w</sub> : 水の単位体積重量(kN/m<sup>3</sup>) , G<sub>w</sub> = 10.000

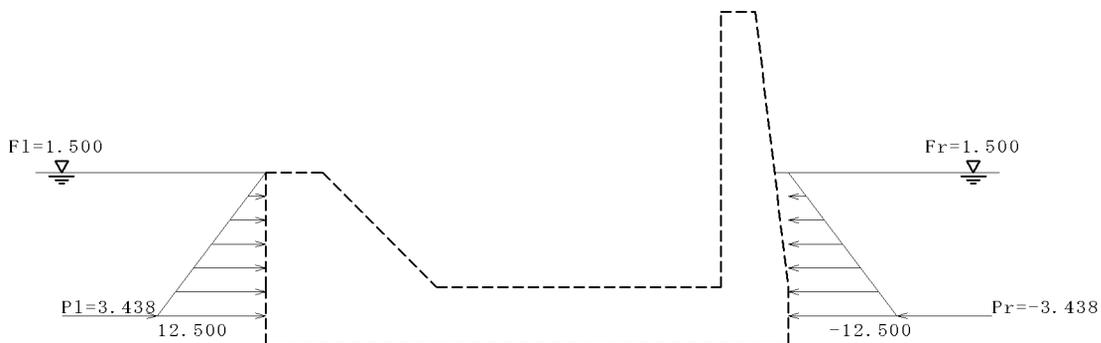
底版軸線から外れる水圧を格点に集中荷重として考慮する

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

ここに、

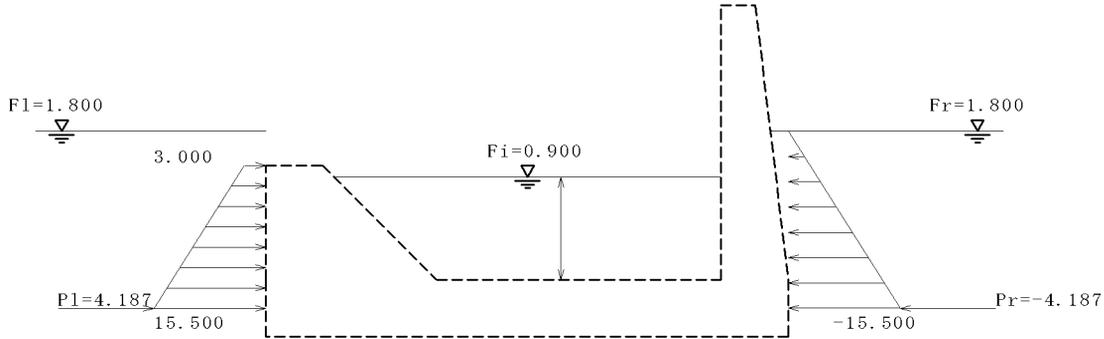
- P<sub>o</sub> : 底版軸線端の集中荷重(kN/m)
- p<sub>o</sub> : 底版下面端の静水圧強度(kN/m<sup>2</sup>)
- T : 底版厚(m) , T = 0.500

[1]ケース (常時満水時)



位置	軸線内		軸線外		
	水位hi (m)	強度pi (kN/m <sup>2</sup> )	水位ho (m)	強度po (kN/m <sup>2</sup> )	集中荷重Po (kN/m)
左側	1.250	12.500	1.500	15.000	3.438
右側	1.250	12.500	1.500	15.000	3.438

[2] ケース (設計洪水時)



位置	軸線内		軸線外		
	水位hi (m)	強度pi (kN/m <sup>2</sup> )	水位ho (m)	強度po (kN/m <sup>2</sup> )	集中荷重Po (kN/m)
左側	1.550	15.500	1.800	18.000	4.187
右側	1.550	15.500	1.800	18.000	4.187

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 : 底版全幅左端の地盤反力度(kN/m<sup>2</sup>)
- qr : 底版全幅右端の地盤反力度(kN/m<sup>2</sup>)
- 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 = 4.590

荷重状態(水位)	V (kN)	Mo (kN.m)	d (m)	e (m)	ql (kN/m <sup>2</sup> )	qr (kN/m <sup>2</sup> )
ケース (緊急放流時)	65.725	157.330	2.394	-0.099	12.471	16.168

$$ql' = ql + \frac{qr - ql}{B} \times \frac{Tl}{2}$$

$$qr' = qr + \frac{ql - qr}{B} \times \frac{Tr}{2}$$

但し、底版の張り出しがある場合は ql' = ql, qr' = qr

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

ここに、

- ql' : 底版軸線左端の地盤反力度(kN/m<sup>2</sup>)
- qr' : 底版軸線右端の地盤反力度(kN/m<sup>2</sup>)
- qh : せん断地盤反力度(kN/m<sup>2</sup>)
- Tl : 左側壁厚(m) , Tl = 1.500
- Tr : 右側壁厚(m) , Tr = 0.590
- H : 骨組みに作用する水平力(kN)
- B' : 軸線幅(m) , B' = 3.545

荷重状態(水位)	ql' (kN/m <sup>2</sup> )	qr' (kN/m <sup>2</sup> )	H (kN)	qh (kN/m <sup>2</sup> )
ケース (緊急放流時)	13.075	15.930	24.289	6.852

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

$$Ql = \frac{ql + ql'}{2} \times \frac{Tl}{2}$$

$$Qr = \frac{qr + qr'}{2} \times \frac{Tr}{2}$$

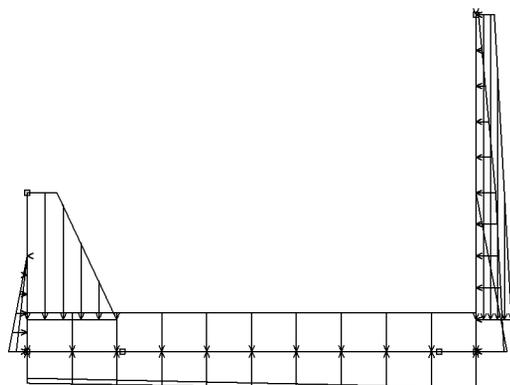
ここに、

- Ql : 底版軸線左端の集中荷重(kN/m)
- Qr : 底版軸線右端の集中荷重(kN/m)

荷重状態(水位)	Ql (kN/m)	Qr (kN/m)
ケース (緊急放流時)	9.580	4.735

### 3.3.4 作用力の算定

#### [1]ケース (緊急放流時)



#### 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 <sup>2</sup> )	終点強度 (kN/m <sup>2</sup> )
左側壁重量	左側壁	軸方向	0.000	1.000	12.250	36.750
右側壁重量	右側壁	軸方向	0.000	2.400	7.350	14.455
底板重量	底板	鉛直	0.000	3.545	15.861	15.861

#### 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 <sup>2</sup> )	終点強度 (kN/m <sup>2</sup> )
右側水重量	右側壁	鉛直	0.000	0.000	0.604	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 <sup>2</sup> )	終点強度 (kN/m <sup>2</sup> )
左側土圧	左側壁	軸方向	0.500	0.750	0.000	0.747
左側土圧	左側壁	鉛直	1.250	0.000	0.218	0.000
右側土圧	右側壁	水平	0.000	1.400	-0.839	-7.886
右側土圧	右側壁	軸方向	0.000	1.400	0.603	5.667
右側土圧	右側壁	水平	1.400	1.250	-7.886	-11.312
右側土圧	右側壁	軸方向	1.400	1.250	5.667	8.128
右側土圧	右側壁	水平	2.650	0.000	-2.914	0.000
右側土圧	右側壁	鉛直	2.650	0.000	2.094	0.000
左側反力	左側壁	水平	0.500	0.750	0.000	4.472
左側反力	左側壁	水平	1.250	0.000	1.304	0.000
左側水圧	左側壁	水平	0.500	0.750	0.000	7.500
左側水圧	左側壁	水平	1.250	0.000	2.188	0.000
右側水圧	右側壁	水平	1.400	1.250	0.000	-12.500
右側水圧	右側壁	水平	2.650	0.000	-3.438	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 <sup>2</sup> )	終点強度 (kN/m <sup>2</sup> )
浮力	底板	鉛直	0.000	3.545	-10.817	-14.679
浮力	底板	鉛直	0.000	0.000	-7.806	0.000
浮力	底板	鉛直	3.545	0.000	-4.378	0.000

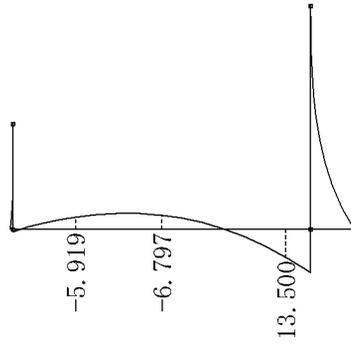
#### 地盤反力

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 <sup>2</sup> )	終点強度 (kN/m <sup>2</sup> )
地盤反力	底板	鉛直	0.000	3.545	-13.075	-15.930
地盤反力	底板	鉛直	0.000	0.000	-9.580	0.000
地盤反力	底板	鉛直	3.545	0.000	-4.735	0.000
地盤反力	底板	水平	0.000	3.545	6.852	6.852

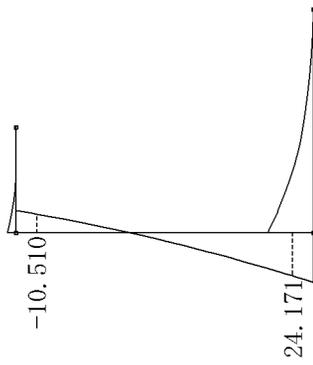
### 3.3.5 断面力の算定

[1] ケース (緊急放流時)

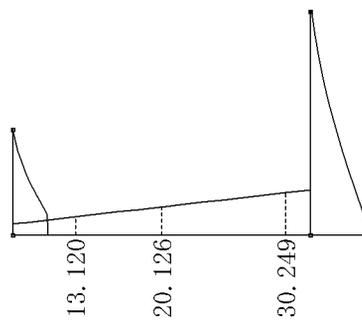
1) 曲げモーメント



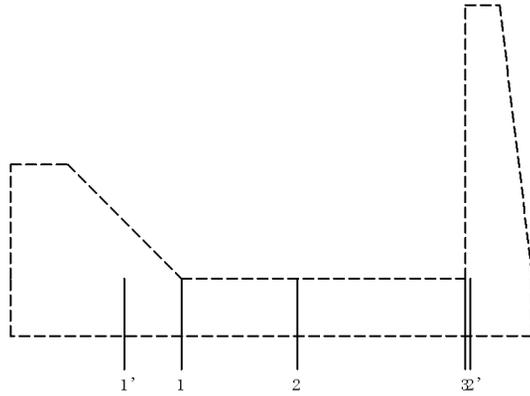
2) せん断力



3) 軸力



3.3.6 断面計算（許容応力度法）



1) 曲げ照査位置

番 号	1	2	3
照査位置	0.750	1.773	3.250

2) せん断照査位置

番 号	1'	2'
照査位置	0.250	3.295

(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

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

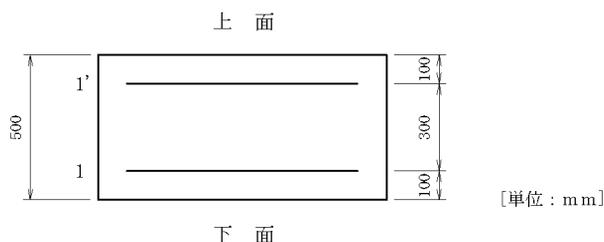
$$\sigma_s = n \cdot \sigma_c \cdot \frac{d-x}{x}$$

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<sub>s</sub> : 引張側鉄筋の全断面積 (mm<sup>2</sup>)
- 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/mm<sup>2</sup>)
- s : 鉄筋の引張応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- 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 0.750 (m), 右から 2.795 (m)

1)鉄筋配置



位置		かぶり (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm <sup>2</sup> /本)	本数	鉄筋量 (cm <sup>2</sup> )
上面	1'	10.0	D10	0.713	8.00	5.706
	2'	—	—	—	—	—
下面	1	10.0	D10	0.713	8.00	5.706
	2	—	—	—	—	—

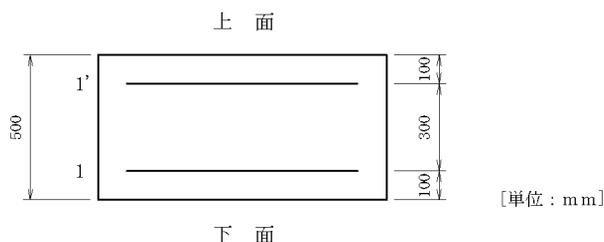
引張側必要鉄筋量 0.863 (cm<sup>2</sup>)

2)応力度の照査

荷重名称			ケース (緊急放流時)
曲げモーメント	M	kN.m	-5.919
軸力	N	kN	—
せん断力	S	kN	—
部材幅	B	mm	1000.0
部材高	H	mm	500.0
有効高	d	mm	400.0
主鉄筋 引張側 鉄筋量	A <sub>s</sub>	cm <sup>2</sup>	5.706
圧縮側 鉄筋量	A <sub>s</sub> '	cm <sup>2</sup>	0.000
中立軸	X	mm	74.646
圧縮応力度	c	N/mm <sup>2</sup>	0.423
許容圧縮応力度	c <sub>a</sub>	N/mm <sup>2</sup>	8.000
判定			
引張応力度	s	N/mm <sup>2</sup>	27.649
許容引張応力度	s <sub>a</sub>	N/mm <sup>2</sup>	176.000
判定			

[2]曲げ照査位置[2] 部材軸からの距離 左から1.773(m),右から1.773(m)

1)鉄筋配置



位置		かぶり (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm <sup>2</sup> /本)	本数	鉄筋量 (cm <sup>2</sup> )
上面	1'	10.0	D10	0.713	8.00	5.706
	2'	—	—	—	—	—
下面	1	10.0	D10	0.713	8.00	5.706
	2	—	—	—	—	—

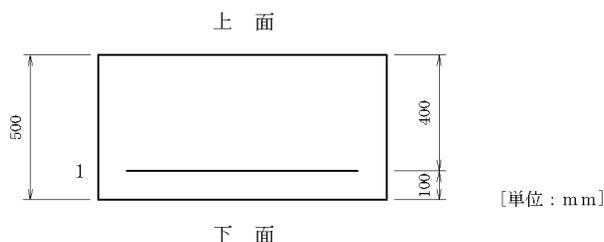
引張側必要鉄筋量 0.993 (cm<sup>2</sup>)

2)応力度の照査

荷重名称			ケース (緊急放流時)
曲げモーメント	M	kN.m	-6.797
軸力	N	kN	—
せん断力	S	kN	—
部材幅	B	mm	1000.0
部材高	H	mm	500.0
有効高	d	mm	400.0
主鉄筋 引張側 鉄筋量	A <sub>s</sub>	cm <sup>2</sup>	5.706
圧縮側 鉄筋量	A <sub>s</sub> '	cm <sup>2</sup>	0.000
中立軸	X	mm	74.646
圧縮応力度	c	N/mm <sup>2</sup>	0.486
許容圧縮応力度	c <sub>a</sub>	N/mm <sup>2</sup>	8.000
判定			
引張応力度	s	N/mm <sup>2</sup>	31.750
許容引張応力度	s <sub>a</sub>	N/mm <sup>2</sup>	176.000
判定			

[3]曲げ照査位置[3] 部材軸からの距離 左から3.250(m),右から0.295(m)

1)鉄筋配置



位置		かぶり (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm <sup>2</sup> /本)	本数	鉄筋量 (cm <sup>2</sup> )
上面	1'	—	—	—	—	—
	2'	—	—	—	—	—
下面	1	10.0	D10	0.713	8.00	5.706
	2	—	—	—	—	—

引張側必要鉄筋量 2.185 (cm<sup>2</sup>)

2)応力度の照査

荷重名称			ケース (設計洪水時)
曲げモーメント	M	kN.m	14.762
軸力	N	kN	—
せん断力	S	kN	—
部材幅	B	mm	1000.0
部材高	H	mm	500.0
有効高	d	mm	400.0
主鉄筋 引張側 鉄筋量	A <sub>s</sub>	cm <sup>2</sup>	5.706
圧縮側 鉄筋量	A <sub>s</sub> '	cm <sup>2</sup>	0.000
中立軸	X	mm	74.646
圧縮応力度	c	N/mm <sup>2</sup>	1.055
許容圧縮応力度	c <sub>a</sub>	N/mm <sup>2</sup>	8.000
判定			
引張応力度	s	N/mm <sup>2</sup>	68.959
許容引張応力度	s <sub>a</sub>	N/mm <sup>2</sup>	176.000
判定			

(2)せん断応力度の照査

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

ここに、

- $\tau_u$  : コンクリートの平均せん断応力度(N/mm<sup>2</sup>)
- $S_h$  : 作用せん断力(N)
- $d$  : 部材の有効高(mm)
- $b$  : 部材断面幅(mm)
- $\tau_{a1}$  : 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/mm<sup>2</sup>)

[1]せん断照査位置[1] 部材軸からの距離 左から0.250(m),右から3.295(m)

荷重名称			ケース (常時満水時)
曲げモーメント	M	kN.m	———
軸力	N	kN	———
せん断力	S	kN	11.044
部材幅	B	mm	1000.0
部材高	H	mm	500.0
有効高	d	mm	400.0
平均せん断応力度		N/mm <sup>2</sup>	0.028
許容せん断応力度	$\tau_{a1}$	N/mm <sup>2</sup>	0.420
判定			

[2]せん断照査位置[2] 部材軸からの距離 左から3.295(m),右から0.250(m)

荷重名称			ケース (緊急放流時)
曲げモーメント	M	kN.m	———
軸力	N	kN	———
せん断力	S	kN	24.171
部材幅	B	mm	1000.0
部材高	H	mm	500.0
有効高	d	mm	400.0
平均せん断応力度		N/mm <sup>2</sup>	0.060
許容せん断応力度	$\tau_{a1}$	N/mm <sup>2</sup>	0.420
判定			