

# 水路設計計算システム

Ver6.0

適用基準

土地改良事業計画設計基準 設計「水路工」  
基準書 技術書 (H26/3)

出力例

鉄筋コンクリート水路構造計算書  
(安定計算および部材断面計算)

開発・販売元

(株)SIP システム お問い合わせ先 : 大阪事務所 (技術サービス)

〒542-0081 大阪府大阪市中央区南船場 1-18-24-501

TEL : 06-6125-2232 FAX : 06-6125-2233

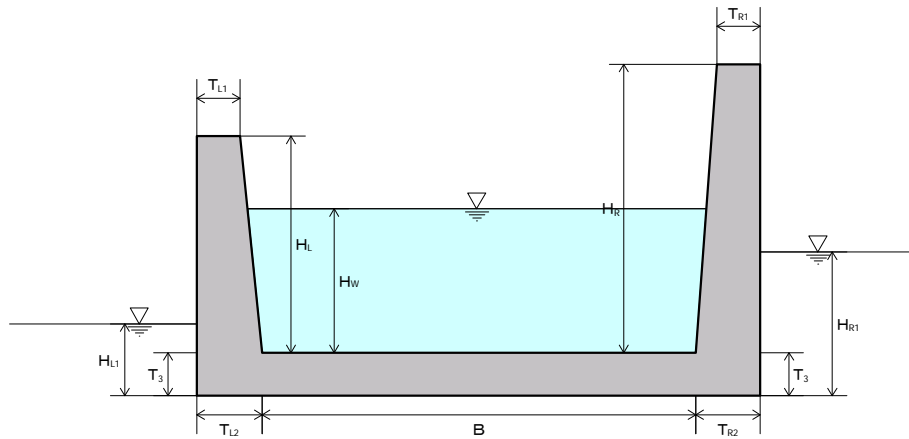
<http://www.sipc.co.jp> [mail@sipc.co.jp](mailto:mail@sipc.co.jp)

# 1. 設計条件

## 1.1 単位体積重量

項目	記号	値	単位
フルーム(躯体)	$\gamma_{sc}$	24.500	kN/m <sup>3</sup>
湿潤土	$\gamma_t$	18.000	kN/m <sup>3</sup>
水中土	$\gamma_{ws}$	10.000	kN/m <sup>3</sup>
水	$\gamma_w$	9.800	kN/m <sup>3</sup>

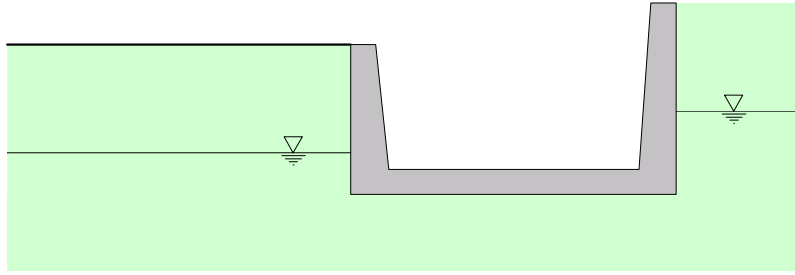
## 1.2 躯体形状



項目	記号	値	単位	備考
側壁高(右側)	$H_R$	2000	mm	
側壁高(左側)	$H_L$	1500	mm	
水路内幅	$B$	3000	mm	
側壁上部厚(右側)	$T_{R1}$	300	mm	
側壁下部厚(右側)	$T_{R2}$	450	mm	
側壁上部厚(左側)	$T_{L1}$	300	mm	
側壁下部厚(左側)	$T_{L2}$	450	mm	
底版厚	$T_3$	300	mm	
水路内水位	$H_w$	1000	mm	
地下水位(右側)	$H_{R1}$	1000	mm	
地下水位(左側)	$H_{L1}$	500	mm	

- ・ 右側壁の内側に傾斜を設け、外側は直とする。
- ・ 左側壁の内側に傾斜を設け、外側は直とする。

### 1.3 背面土形状



水路右側の背面土砂形状は、「任意形状」に設定

番号	X (m)	Y (m)	番号	X (m)	Y (m)	番号	X (m)	Y (m)
----	----------	----------	----	----------	----------	----	----------	----------

側壁の外側において落差を考慮した位置を原点とし、Xは右方向を+、Yは上方向を+とした絶対座標。

水路左側の背面土砂形状は、「フラット」に設定

### 1.4 土質条件

土圧公式は、「試行くさび法」にて算出する。

項目	記号	値	単位	備考
土の内部摩擦角度	$\phi_R$	30.000	°	右側
土の内部摩擦角度	$\phi_L$	25.000	°	左側
側壁面又は仮想背面と土との摩擦角 (右側)	$\delta_R$	20.000	°	計算値
側壁面又は仮想背面と土との摩擦角 (左側)	$\delta_L$	16.667	°	計算値
壁背面の傾斜角 (右側)	$\theta_R$	90.000	°	計算値
壁背面の傾斜角 (左側)	$\theta_L$	90.000	°	計算値

#### 【側壁面又は仮想背面との摩擦角】

##### ・右側

側壁背面のコロビ「n」の算出

$$n = 0.000 \text{ (側壁背面が直のため)}$$

張出しの長さ

$$T_B = 0.000 \text{ (m)}$$

$n < 0.100$  で、しかも  $T_B < 0.100$  のため

$$\delta_R = 2/3 \phi = 20.000$$

##### ・左側

側壁背面のコロビ「n」の算出

$$n = 0.000 \text{ (側壁背面が直のため)}$$

張出しの長さ

$$T_B = 0.000 \text{ (m)}$$

$n < 0.100$  で、しかも  $T_B < 0.100$  のため

$$\delta_L = 2/3 \phi = 16.667$$

#### 【壁背面の傾斜角】

$$\theta_R = 90.000^\circ \text{ (右側壁背面が直のため)}$$

$$\theta_L = 90.000^\circ \text{ (左側壁背面が直のため)}$$

#### 【試行くさび法】

##### ・主働土圧

$$P_A = \frac{\sin(\omega - \phi + \theta_0)}{\cos(\omega - \phi - \delta - 90 + \theta) \cdot \cos \theta_0} W$$

上記式に対し、左右それぞれの値を代入し、 $\omega$ の値を変化させ求まる左右の土圧それぞれにおける最大値を主働土圧( $P_{AR}$ 、 $P_{AL}$ )とする。

ここに、

$\omega$  : すべり面が水平面となす角 (°)

$W$  : 土くさびの重量 (上載荷重を含む) (kN/m)

常時の計算においては、地震時合成角度  $\theta_0 = 0$  とする。

・受働土圧

$$P_P = \frac{\sin(\omega + \phi - \theta_0)}{\cos(\omega + \phi + \delta - 90 + \theta) \cdot \cos \theta_0} W$$

上記式に対し、左右それぞれの値を代入し、 $\omega$ の値を変化させ求まる左右の土圧それぞれにおける最小値を受働土圧( $P_{PR}$ 、 $P_{PL}$ )とする。

ここに、

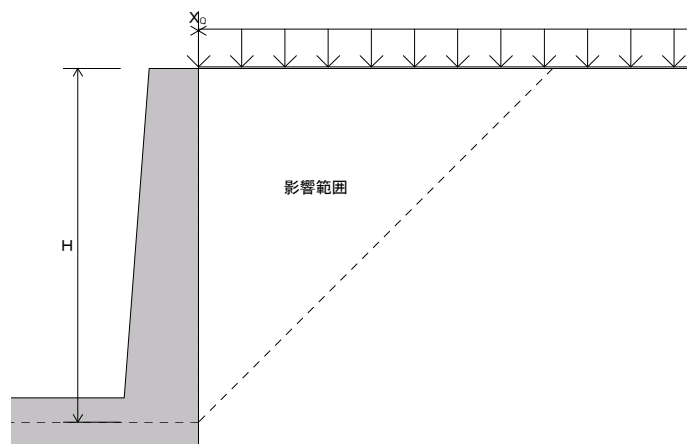
$\omega$  : すべり面が水平面となす角 (°)

$W$  : 土くさびの重量 (上載荷重を含む) (kN/m)

常時の計算においては、地震時合成角度  $\theta_0 = 0$  とする。

## 2 荷重データ

### 2.1 自動車荷重



項目	記号	値		単位	備考
		左側	右側		
法肩からの距離	$X_q$	0.000	—	m	
等分布荷重	$Q$	7.000	—	kN/m <sup>2</sup>	左側 : T-14
荷重作用位置	$X$	0.000	—	m	
荷重作用範囲	$H$	1.650	—	m	
法高	$H_0$	—	—	m	
等分布荷重換算係数	$I_w$	1.000	—		フリューリッヒの地盤応力理論を応用したモーメント換算
換算後の等分布荷重	$q_q$	7.000	—	kN/m <sup>2</sup>	$Q \cdot I_w$

・左側

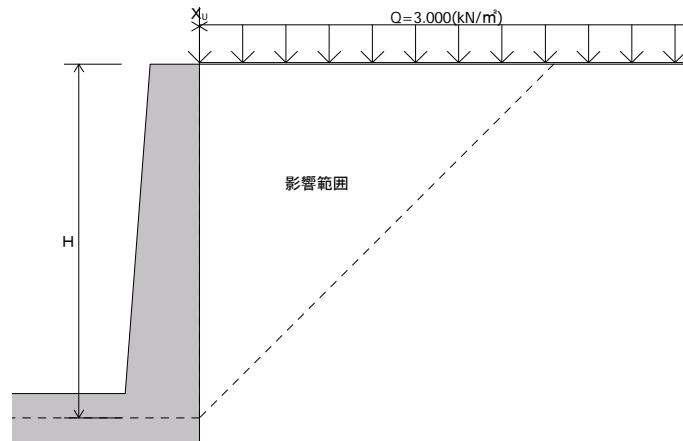
$$\text{荷重作用位置 } X = 0.000$$

$$\begin{aligned} \text{荷重作用範囲 } H &= \text{壁高} + \text{底版厚} / 2 = 1.500 + 0.300 / 2 \\ &= 1.650 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{換算後の等分布荷重 } q_q &= Q \cdot I_w = 7.000 \times 1.000 \\ &= 7.000 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} I_w &= 1 + \left( \frac{X}{H} \right)^2 - \frac{2}{\pi} \left\{ 1 + \left( \frac{X}{H} \right)^2 \right\} \tan^{-1} \left( \frac{X}{H} \right) - \frac{2}{\pi} \left( \frac{X}{H} \right) \\ &= 1 + (0.000/1.650)^2 - 2/\pi \cdot \{1 + (0.000/1.650)^2\} \cdot \tan^{-1}(0.000/1.650) - 2/\pi \cdot (0.000/1.650) \\ &= 1.000 \end{aligned}$$

## 2.2 群集荷重



項目	記号	値		単位	備考
		左側	右側		
側壁外側からの距離	$X_U$	——	0.000	m	
等分布荷重	$Q$	——	3.000	kN/m <sup>2</sup>	
荷重作用位置	$X$	——	0.000	m	$X_U$
荷重作用範囲	$H$	——	2.150	m	
法高	$H_0$	——	——	m	
等分布荷重換算係数	$I_w$	——	1.000		フリューリッヒの地盤応力理論を応用したモーメント換算
換算後の等分布荷重	$q_U$	——	3.000	kN/m <sup>2</sup>	$Q \cdot I_w$

・右側

荷重作用位置  $X = 0.000$

荷重作用範囲  $H = \text{壁高} + \text{底版厚} / 2 = 2.000 + 0.300 / 2$   
 $= 2.150$

換算後の等分布荷重  $q_U = Q \cdot I_w = 3.000 \times 1.000$   
 $= 3.000$

$$\begin{aligned}
 I_w &= 1 + \left( \frac{X}{H} \right)^2 - \frac{2}{\pi} \left\{ 1 + \left( \frac{X}{H} \right)^2 \right\} \tan^{-1} \left( \frac{X}{H} \right) - \frac{2}{\pi} \left( \frac{X}{H} \right) \\
 &= 1 + (0.000/2.150)^2 - 2/\pi \cdot \{1 + (0.000/2.150)^2\} \cdot \tan^{-1}(0.000/2.150) - 2/\pi \cdot (0.000/2.150) \\
 &= 1.000
 \end{aligned}$$

### 3 安定計算

#### 3.1 浮上に対する検討

##### 1) 諸条件

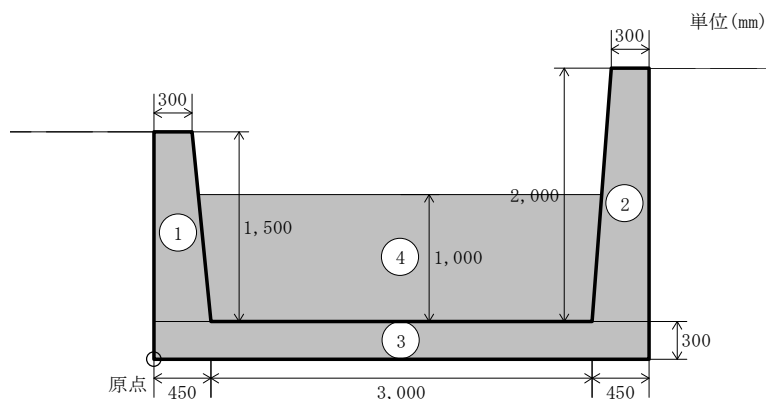
項目	記号	値	単位	備考
安全率	$F_s$	1.200		
地下水位 (右側)	$H_{R1}$	1.000	m	底版下からの水位
地下水位 (左側)	$H_{L1}$	0.500	m	底版下からの水位
静水圧	$P$	7.350	$\text{kN/m}^2$	$\gamma_w \cdot (H_{R1} + H_{L1}) / 2$
作用幅	$L$	3.900	m	$B + T_{R2} + T_{L2}$

- ・張出し重量を自重に含めない。
- ・水路内の水重量を自重に含める。
- ・地下水圧を考慮しない。
- ・地下水位以下の土砂重量を水中土として計算する。
- ・鉛直力に浮力を含めない。

##### 2) 作用する荷重の組み合わせ

項目	値	考慮		採用値		単位	備考
		左	右	左	右		
自動車荷重	L: 7.000 R: 0.000	—	—	—	—	$\text{kN/m}^2$	
群集荷重	L: 0.000 R: 3.000	—	—	—	—	$\text{kN/m}^2$	
合計						$\text{kN/m}^2$	

##### 3) 自重の算出



番号	計算式	荷重 (kN)	荷重		アーム長		モーメント	
			鉛直 (kN)	水平 (kN)	$\Delta X$ (m)	$\Delta Y$ (m)	$M_x$ (kN·m)	$M_y$ (kN·m)
1	$24.500 \times 1.500 \times (0.300 + 0.450) \div 2$	13.781	13.781		0.190	1.000	2.618	
2	$24.500 \times 2.000 \times (0.300 + 0.450) \div 2$	18.375	18.375		3.710	1.233	68.171	
3	$24.500 \times 3.900 \times 0.300$	28.665	28.665		1.950	0.150	55.897	
4	$9.800 \times 1.000 \times (3.000 + 3.175) \div 2$	30.258	30.258		1.944	0.805	58.822	
合計		91.079	91.079	0.000			185.508	0.000

「アーム長」とは、原点から重心までの距離。Xは水平距離、Yは鉛直距離を指す。

##### 4) 土圧および載荷重の算出

主働土圧の算出

すべり角度 $\omega$ を変化させ、土圧 $P_A$ を算出し最大となる値をもとめ、これを主働土圧とする。

$\omega$ を変化させたときの各値の一覧表を以下に示す。

水路右側

$\omega$ (°)	$A_1$ (m <sup>2</sup> )	$A_2$ (m <sup>2</sup> )	L (m)	W (kN/m)	K	$P_A$ (kN/m)
50.000	1.800	0.420	1.930	36.600	0.342/1.000	12.517
52.000	1.676	0.391	1.797	34.078	0.375/0.999	12.792
54.000	1.558	0.363	1.671	31.674	0.407/0.998	12.917
55.000	1.502	0.350	1.610	30.536	0.423/0.996	12.969
55.119	1.495	0.349	1.603	30.400	0.424/0.996	12.941
<b>55.120</b>	<b>1.495</b>	<b>0.349</b>	<b>1.603</b>	<b>30.400</b>	<b>0.425/0.996</b>	<b>12.972</b>
55.121	1.495	0.349	1.603	30.400	0.425/0.996	12.972
56.000	1.447	0.337	1.551	29.416	0.438/0.995	12.949
58.000	1.340	0.312	1.437	27.240	0.469/0.990	12.905

水路左側

$\omega$ (°)	$A_1$ (m <sup>2</sup> )	$A_2$ (m <sup>2</sup> )	L (m)	W (kN/m)	K	$P_A$ (kN/m)
50.000	1.254	0.105	1.510	23.622	0.423/0.989	10.103
52.000	1.168	0.098	1.406	22.004	0.454/0.984	10.152
53.000	1.127	0.094	1.356	21.226	0.469/0.981	10.148
53.196	1.119	0.094	1.347	21.082	0.472/0.980	10.154
<b>53.197</b>	<b>1.119</b>	<b>0.094</b>	<b>1.347</b>	<b>21.082</b>	<b>0.473/0.980</b>	<b>10.175</b>
53.198	1.118	0.094	1.347	21.064	0.473/0.980	10.167
54.000	1.086	0.091	1.308	20.458	0.485/0.977	10.156
56.000	1.008	0.084	1.214	18.984	0.515/0.969	10.090
58.000	0.934	0.078	1.125	17.592	0.545/0.960	9.987

$A_1, A_2$ は、座標法により算出。

Lは、壁背面（形状によっては仮想背面）から仮定したすべり面と地表面との交点までの水平距離。

$$W = A_1 \times \gamma_t + A_2 \times \gamma_{ws} + L \times q$$

$$P_A = K \times W$$

ここに、

$\omega$  : 仮定したすべり面が水平面となす角(°)

$A_1$  : 湿潤土面積(m<sup>2</sup>)

$A_2$  : 水中土面積(m<sup>2</sup>)

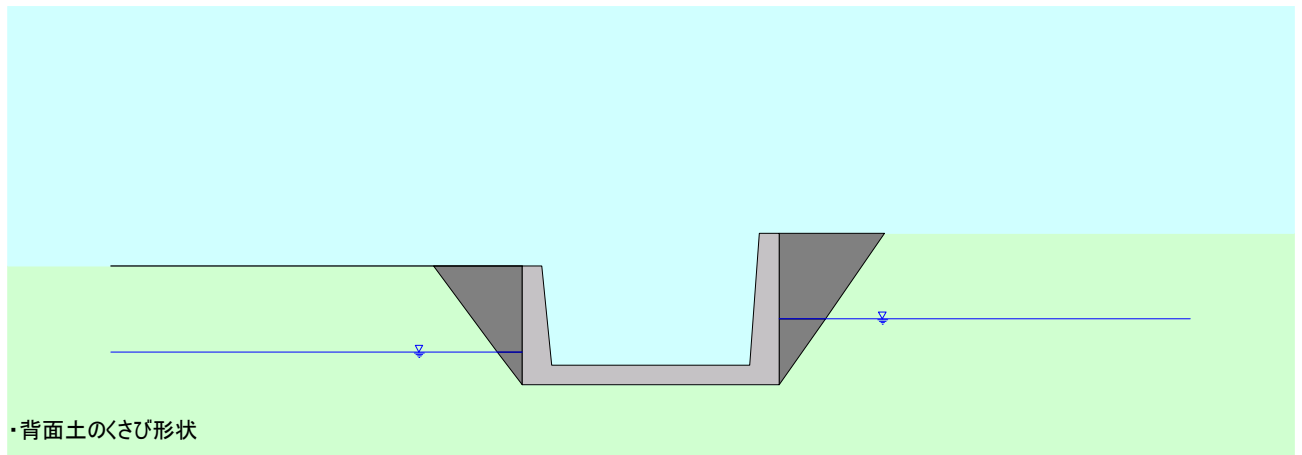
L : 荷重作用長(m)

W : くさび重量(kN/m)

K : 係数  $\sin(\omega - \phi + \theta_0) / \cos(\omega - \phi - \delta - 90 + \theta) \cdot \cos \theta_0$

$P_A$  : 土圧(kN/m) (極大値を主働土圧とする。)

上記結果より、左右それぞれのすべり角度 $\omega$ の値は、右 55.120(°)、左 53.197(°)となり、主働土圧は右 12.972(kN/m)、左 10.175(kN/m)となる。また、その際のくさび形状を次に示す。





水路右側の壁面に作用する荷重は鉛直方向と水平方向に以下の係数で荷重を分ける。

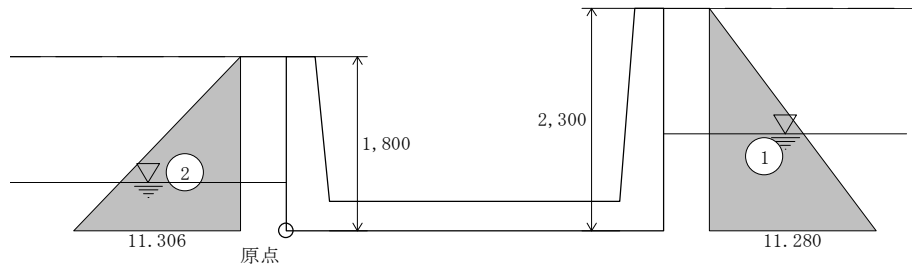
$$\begin{aligned} \text{鉛直方向} &= \sin(\delta_R + 90 - \theta_R) = \sin(20.000 + 90 - 90.000) \\ &= 0.342 \\ \text{水平方向} &= \cos(\delta_R + 90 - \theta_R) = \cos(20.000 + 90 - 90.000) \\ &= 0.940 \end{aligned}$$

水路左側の壁面に作用する荷重は鉛直方向と水平方向に以下の係数で荷重を分ける。

ただし水平方向に関しては、右側の荷重に対し荷重方向が逆になるため係数の符号を反転させるものとする。

$$\begin{aligned} \text{鉛直方向} &= \sin(\delta_L + 90 - \theta_L) = \sin(16.667 + 90 - 90.000) \\ &= 0.287 \\ \text{水平方向} &= -\cos(\delta_L + 90 - \theta_L) = -\cos(16.667 + 90 - 90.000) \\ &= -0.958 \end{aligned}$$

単位 (mm)



番号	計 算 式	荷重 (kN)	荷 重		アーム長		モーメント	
			鉛直 (kN)	水平 (kN)	$\Delta X$ (m)	$\Delta Y$ (m)	$M_x$ (kN・m)	$M_y$ (kN・m)
1	$11.280 \times 2.300 \div 2$	12.972	4.436	12.194	3.900	0.767	17.300	9.353
2	$11.306 \times 1.800 \div 2$	10.175	2.920	-9.748		0.600		-5.849
合計		23.147	7.356	2.446			17.300	3.504

「アーム長」とは、原点から作用点までの距離。Xは壁面までの水平距離、Yは重心位置までの鉛直距離。

## 5) 水路上面荷重の算出

番号	項 目	荷重 (kN)		アーム長 (m)		モーメント (kN・m)	
		鉛直	水平	$\Delta X$	$\Delta Y$	$M_x$	$M_y$
1	コンクリートの蓋版荷重 (3.6m × 0.5m × 1.0m × 25.4kN/m <sup>3</sup> )	44.100	0.000	1.950	2.550	85.995	0.000
2	蓋版上面への後輪荷重 (3.6m × 3.0kN/m <sup>2</sup> )	55.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
合計		99.100	0.000			86.019	0.000

## 6) 安全率の算出

浮上に対する検討は、式(1)の条件が満足しなければならない。

$$F_s \leq (\Sigma V + P_v) / (P \cdot L) \dots\dots\dots (1)$$

$$F_s = (91.079 + 99.100 + 7.356 \times 0.5) / (7.350 \times 3.900) \geq 1.200$$
$$= 6.763 \geq 1.200 \dots\dots\dots \mathbf{OK}$$

ここに、

$\Sigma V$  : 躯体の自重(水路上面荷重を含む) (kN/m)

$P_v$  : 土圧の壁面摩擦による鉛直成分 (kN/m)

ただし、浮上の検討においては安全側に考え、50%を計上する。

$P$  : 静水圧 (kN/m<sup>2</sup>)

$L$  : 作用幅 (m)

### 3.2 地盤支持力に対する検討

#### 1) 諸条件

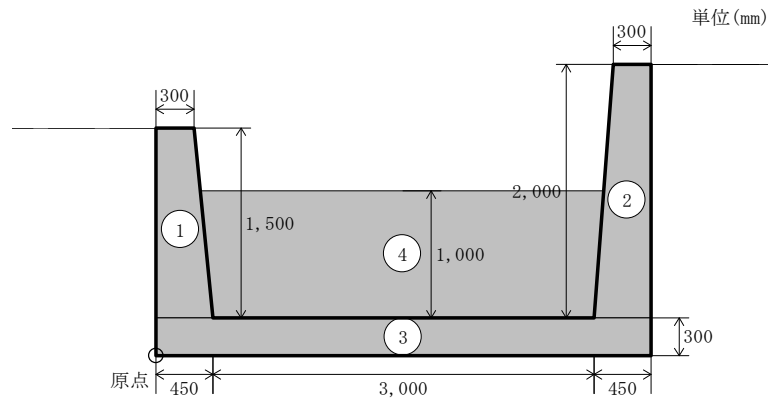
項目	記号	値	単位	備考
許容支持力	$q_a$	382.410	kN/m <sup>2</sup>	

- ・張出し重量を自重に含める。
- ・張出し上の土砂重量を自重に含める。
- ・水路内の水重量を自重に含める。
- ・地下水圧を考慮しない。
- ・地下水位以下の土砂重量を湿潤土として計算する。
- ・鉛直力に浮力を含めない。

#### 2) 作用する荷重の組み合わせ

項目	値	考慮		採用値		単位	備考
		左	右	左	右		
自動車荷重	L: 7.000 R: 0.000	○	—	7.000	—	kN/m <sup>2</sup>	
群集荷重	L: 0.000 R: 3.000	—	—	—	—	kN/m <sup>2</sup>	
合計				7.000	—	kN/m <sup>2</sup>	

#### 3) 自重の算出



番号	計算式	荷重 (kN)	荷重		アーム長		モーメント	
			鉛直 (kN)	水平 (kN)	$\Delta X$ (m)	$\Delta Y$ (m)	$M_x$ (kN・m)	$M_y$ (kN・m)
1	$24.500 \times 1.500 \times (0.300 + 0.450) \div 2$	13.781	13.781		0.190	1.000	2.618	
2	$24.500 \times 2.000 \times (0.300 + 0.450) \div 2$	18.375	18.375		3.710	1.233	68.171	
3	$24.500 \times 3.900 \times 0.300$	28.665	28.665		1.950	0.150	55.897	
4	$9.800 \times 1.000 \times (3.000 + 3.175) \div 2$	30.258	30.258		1.944	0.805	58.822	
合計		91.079	91.079	0.000			185.508	0.000

「アーム長」とは、原点から重心までの距離。Xは水平距離、Yは鉛直距離を指す。

#### 4) 土圧および載荷重の算出

主働土圧の算出

すべり角度 $\omega$ を変化させ、土圧 $P_A$ を算出し最大となる値をもとめ、これを主働土圧とする。

$\omega$ を変化させたときの各値の一覧表を以下に示す。

水路右側

$\omega$ (°)	$A_1$ (m <sup>2</sup> )	$A_2$ (m <sup>2</sup> )	L (m)	W (kN/m)	K	$P_A$ (kN/m)
50.000	1.800	0.420	1.930	39.960	0.342/1.000	13.666
52.000	1.676	0.391	1.797	37.206	0.375/0.999	13.966
54.000	1.558	0.363	1.671	34.578	0.407/0.998	14.101
55.000	1.502	0.350	1.610	33.336	0.423/0.996	14.158
55.119	1.495	0.349	1.603	33.192	0.424/0.996	14.130
<b>55.120</b>	<b>1.495</b>	<b>0.349</b>	<b>1.603</b>	<b>33.192</b>	<b>0.425/0.996</b>	<b>14.163</b>
55.121	1.495	0.349	1.603	33.192	0.425/0.996	14.163
56.000	1.447	0.337	1.551	32.112	0.438/0.995	14.136
58.000	1.340	0.312	1.437	29.736	0.469/0.990	14.087

水路左側

$\omega$ (°)	$A_1$ (m <sup>2</sup> )	$A_2$ (m <sup>2</sup> )	L (m)	W (kN/m)	K	$P_A$ (kN/m)
50.000	1.254	0.105	1.510	35.035	0.423/0.989	14.985
52.000	1.168	0.098	1.406	32.632	0.454/0.984	15.056
53.000	1.127	0.094	1.356	31.473	0.469/0.981	15.047
53.196	1.119	0.094	1.347	31.261	0.472/0.980	15.056
<b>53.197</b>	<b>1.119</b>	<b>0.094</b>	<b>1.347</b>	<b>31.261</b>	<b>0.473/0.980</b>	<b>15.088</b>
53.198	1.118	0.094	1.347	31.243	0.473/0.980	15.080
54.000	1.086	0.091	1.308	30.340	0.485/0.977	15.061
56.000	1.008	0.084	1.214	28.155	0.515/0.969	14.964
58.000	0.934	0.078	1.125	26.089	0.545/0.960	14.811

$A_1, A_2$ は、座標法により算出。

Lは、壁背面（形状によっては仮想背面）から仮定したすべり面と地表面との交点までの水平距離。

$$W = (A_1 + A_2) \times \gamma_t + L \times q$$

$$P_A = K \times W$$

ここに、

$\omega$  : 仮定したすべり面が水平面となす角(°)

$A_1$  : 湿潤土面積(m<sup>2</sup>)

$A_2$  : 水中土面積(m<sup>2</sup>)

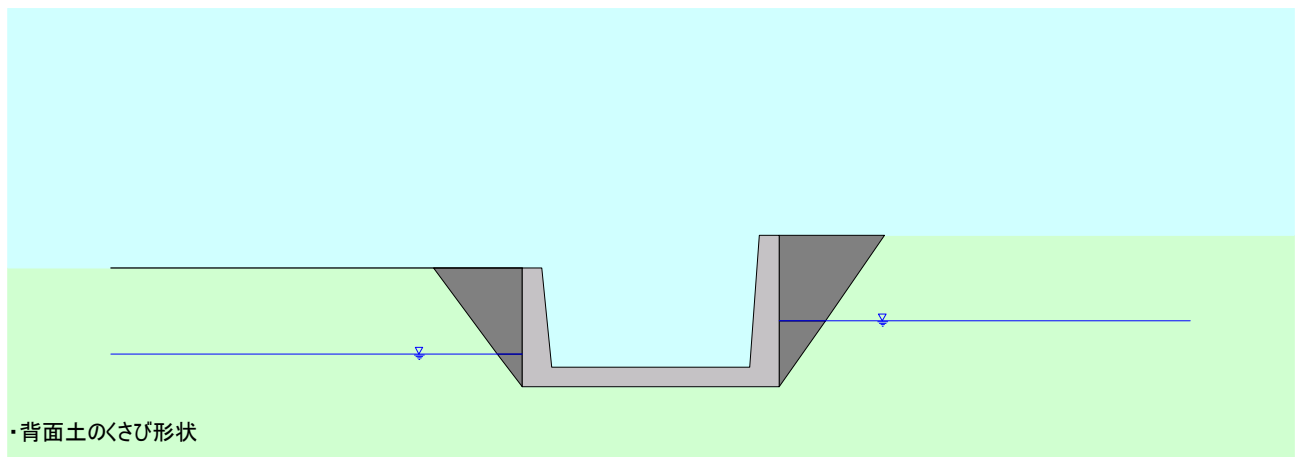
L : 荷重作用長(m)

W : くさび重量(kN/m)

K : 係数  $\sin(\omega - \phi + \theta_0) / \cos(\omega - \phi - \delta - 90 + \theta) \cdot \cos \theta_0$

$P_A$  : 土圧(kN/m) (極大値を主働土圧とする。)

上記結果より、左右それぞれのすべり角度 $\omega$ の値は、右 55.120(°)、左 53.197(°)となり、主働土圧は右 14.163(kN/m)、左 15.088(kN/m)となる。また、その際のくさび形状を次に示す。



水路右側の壁面に作用する荷重は鉛直方向と水平方向に以下の係数で荷重を分ける。

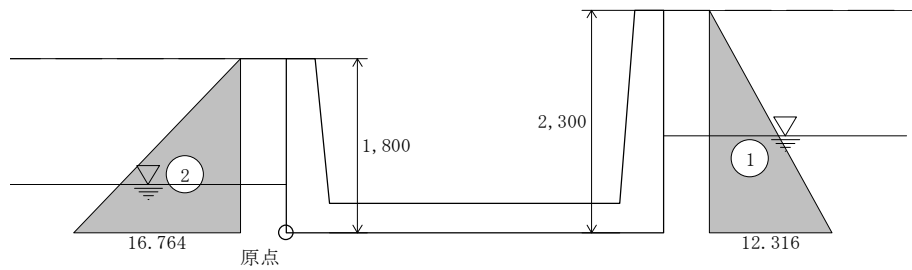
$$\begin{aligned} \text{鉛直方向} &= \sin(\delta_R + 90 - \theta_R) = \sin(20.000 + 90 - 90.000) \\ &= 0.342 \\ \text{水平方向} &= \cos(\delta_R + 90 - \theta_R) = \cos(20.000 + 90 - 90.000) \\ &= 0.940 \end{aligned}$$

水路左側の壁面に作用する荷重は鉛直方向と水平方向に以下の係数で荷重を分ける。

ただし水平方向に関しては、右側の荷重に対し荷重方向が逆になるため係数の符号を反転させるものとする。

$$\begin{aligned} \text{鉛直方向} &= \sin(\delta_L + 90 - \theta_L) = \sin(16.667 + 90 - 90.000) \\ &= 0.287 \\ \text{水平方向} &= -\cos(\delta_L + 90 - \theta_L) = -\cos(16.667 + 90 - 90.000) \\ &= -0.958 \end{aligned}$$

単位 (mm)



番号	計 算 式	荷重 (kN)	荷 重		アーム長		モーメント	
			鉛直 (kN)	水平 (kN)	$\Delta X$ (m)	$\Delta Y$ (m)	$M_x$ (kN・m)	$M_y$ (kN・m)
1	$12.316 \times 2.300 \div 2$	14.163	4.844	13.313	3.900	0.767	18.892	10.211
2	$16.764 \times 1.800 \div 2$	15.088	4.330	-14.454		0.600		-8.672
合計		29.251	9.174	-1.141			18.892	1.539

「アーム長」とは、原点から作用点までの距離。Xは壁面までの水平距離、Yは重心位置までの鉛直距離。

## 5) 水路上面荷重の算出

番号	項 目	荷重 (kN)		アーム長 (m)		モーメント (kN・m)	
		鉛直	水平	$\Delta X$	$\Delta Y$	$M_x$	$M_y$
1	コンクリートの蓋版荷重 (3.6m × 0.5m × 1.0m × 25.4kN/m <sup>3</sup> )	44.100	0.000	1.950	2.550	85.995	0.000
2	蓋版上面への後輪荷重 (3.6m × 3.0kN/m <sup>2</sup> )	55.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
合計		99.100	0.000			86.019	0.000

## 6) 地盤支持力の検討

基礎地盤支持力の検討は、式(3)および式(4)による。

・合力の作用点が中央1/3内にあるとき

$$q_1 = \Sigma V / L \cdot (1 + 6e / L) \quad \dots\dots\dots (3-1)$$

$$q_2 = \Sigma V / L \cdot (1 - 6e / L) \quad \dots\dots\dots (3-2)$$

$$q_1 \leq q_a \text{ しかも } q_2 \leq q_a \quad \dots\dots\dots (3)$$

・合力の作用点が中央1/3以外にあるとき

$$q_{\max} = 4/3 \cdot \{ \Sigma V / (L - 2e) \} \leq q_a \quad \dots\dots\dots (4)$$

・共通

$$e = | L / 2 - (\Sigma M_x - \Sigma M_y) / \Sigma V |$$

ここに、

- $q_1, q_2$  : 底版の両端における反力強度 (kN/m<sup>2</sup>)
- $q_{\max}$  : 最大地盤反力度 (kN/m<sup>2</sup>)
- $q_a$  : 許容地盤支持力度 (kN/m<sup>2</sup>)
- $L$  : 基礎面の長さ (作用幅) (m)
- $e$  :  $\Sigma V$  の作用点の偏心距離 (m)
- $\Sigma V$  : 合力の鉛直分力 (kN/m)
- 土圧および載荷重の鉛直成分・水路内の水重量も含む。
- $\Sigma M_x$  : 原点における全抵抗モーメント (kN・m)
- $\Sigma M_y$  : 原点における全転倒モーメント (kN・m)

項 目	外 力		モーメント	
	V (kN)	H (kN)	M <sub>x</sub> (kN・m)	M <sub>y</sub> (kN・m)
自 重	91.079		185.508	
土圧および載荷重	9.174	-1.141	18.892	1.539
水路上面荷重	99.100		86.019	
合 計	199.353	-1.141	290.419	1.539

$$e = | 3.900 / 2 - (290.419 - 1.539) / 199.353 |$$

$$= 0.501 \text{ (m)}$$

偏心距離が中央(1.950m)の1/3(0.650m)内にあるため、式(3)にて地盤反力を検討する。

$$q_1 = 199.353 / 3.900 \times (1 + 6 \times 0.501 / 3.900)$$

$$= 90.515 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 199.353 / 3.900 \times (1 - 6 \times 0.501 / 3.900)$$

$$= 11.717 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

したがって、 $q_{\max} = 90.515 \text{ (kN/m}^2\text{)}$  となる。

$$q_{\max} = 90.515 \text{ (kN/m}^2\text{)} \leq q_a = 382.410 \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad \dots\dots\dots \text{OK}$$

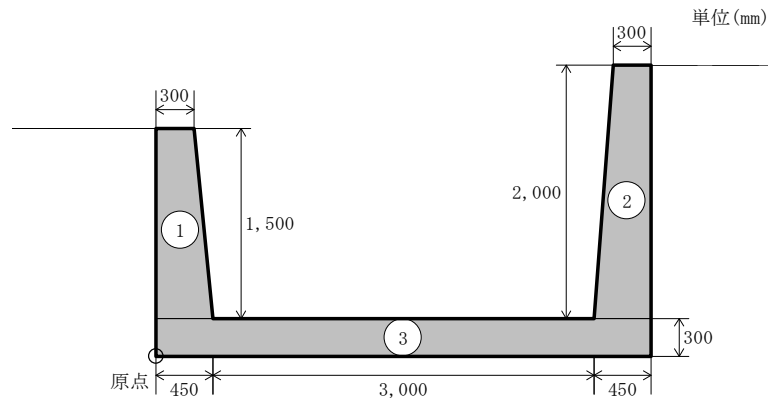
### 3.3 転倒に対する検討

- ・張出し重量を自重に含める。
- ・張出し上の土砂重量を自重に含める。
- ・水路内の水重量を自重に含めない。
- ・地下水圧を考慮する。
- ・地下水位以下の土砂重量を水中土として計算する。
- ・鉛直力に浮力を考慮する。

#### 1) 作用する荷重の組み合わせ

項目	値	考慮		採用値		単位	備考
		左	右	左	右		
自動車荷重	L: 7.000 R: 0.000	○	—	7.000	—	kN/m <sup>2</sup>	
群集荷重	L: 0.000 R: 3.000	—	—	—	—	kN/m <sup>2</sup>	
合計				7.000	—	kN/m <sup>2</sup>	

#### 2) 自重の算出



番号	計算式	荷重 (kN)	荷重		アーム長		モーメント	
			鉛直 (kN)	水平 (kN)	$\Delta X$ (m)	$\Delta Y$ (m)	$M_X$ (kN・m)	$M_Y$ (kN・m)
1	$24.500 \times 1.500 \times (0.300 + 0.450) \div 2$	13.781	13.781		0.190	1.000	2.618	
2	$24.500 \times 2.000 \times (0.300 + 0.450) \div 2$	18.375	18.375		3.710	1.233	68.171	
3	$24.500 \times 3.900 \times 0.300$	28.665	28.665		1.950	0.150	55.897	
合計		60.821	60.821	0.000			126.686	0.000

「アーム長」とは、原点から重心までの距離。Xは水平距離、Yは鉛直距離を指す。

#### 3) 土圧および載荷重の算出

主働土圧の算出

すべり角度 $\omega$ を変化させ、土圧 $P_A$ を算出し最大となる値をもとめ、これを主働土圧とする。

$\omega$ を変化させたときの各値の一覧表を以下に示す。

水路右側

$\omega$ (°)	$A_1$ (m <sup>2</sup> )	$A_2$ (m <sup>2</sup> )	L (m)	W (kN/m)	K	$P_A$ (kN/m)
50.000	1.800	0.420	1.930	36.600	0.342/1.000	12.517
52.000	1.676	0.391	1.797	34.078	0.375/0.999	12.792
54.000	1.558	0.363	1.671	31.674	0.407/0.998	12.917
55.000	1.502	0.350	1.610	30.536	0.423/0.996	12.969
55.119	1.495	0.349	1.603	30.400	0.424/0.996	12.941
<b>55.120</b>	<b>1.495</b>	<b>0.349</b>	<b>1.603</b>	<b>30.400</b>	<b>0.425/0.996</b>	<b>12.972</b>
55.121	1.495	0.349	1.603	30.400	0.425/0.996	12.972
56.000	1.447	0.337	1.551	29.416	0.438/0.995	12.949
58.000	1.340	0.312	1.437	27.240	0.469/0.990	12.905

水路左側

$\omega$ (°)	$A_1$ (m <sup>2</sup> )	$A_2$ (m <sup>2</sup> )	L (m)	W (kN/m)	K	$P_A$ (kN/m)
50.000	1.254	0.105	1.510	34.195	0.423/0.989	14.625
52.000	1.168	0.098	1.406	31.848	0.454/0.984	14.694
53.000	1.127	0.094	1.356	30.721	0.469/0.981	14.687
53.391	1.111	0.093	1.337	30.289	0.475/0.979	14.696
<b>53.392</b>	<b>1.111</b>	<b>0.093</b>	<b>1.337</b>	<b>30.288</b>	<b>0.476/0.979</b>	<b>14.726</b>
53.393	1.111	0.093	1.337	30.288	0.476/0.979	14.726
54.000	1.086	0.091	1.308	29.612	0.485/0.977	14.700
56.000	1.008	0.084	1.214	27.483	0.515/0.969	14.607
58.000	0.934	0.078	1.125	25.465	0.545/0.960	14.457

$A_1, A_2$ は、座標法により算出。

Lは、壁背面（形状によっては仮想背面）から仮定したすべり面と地表面との交点までの水平距離。

$$W = A_1 \times \gamma_t + A_2 \times \gamma_{ws} + L \times q$$

$$P_A = K \times W$$

ここに、

$\omega$  : 仮定したすべり面が水平面となす角(°)

$A_1$  : 湿潤土面積(m<sup>2</sup>)

$A_2$  : 水中土面積(m<sup>2</sup>)

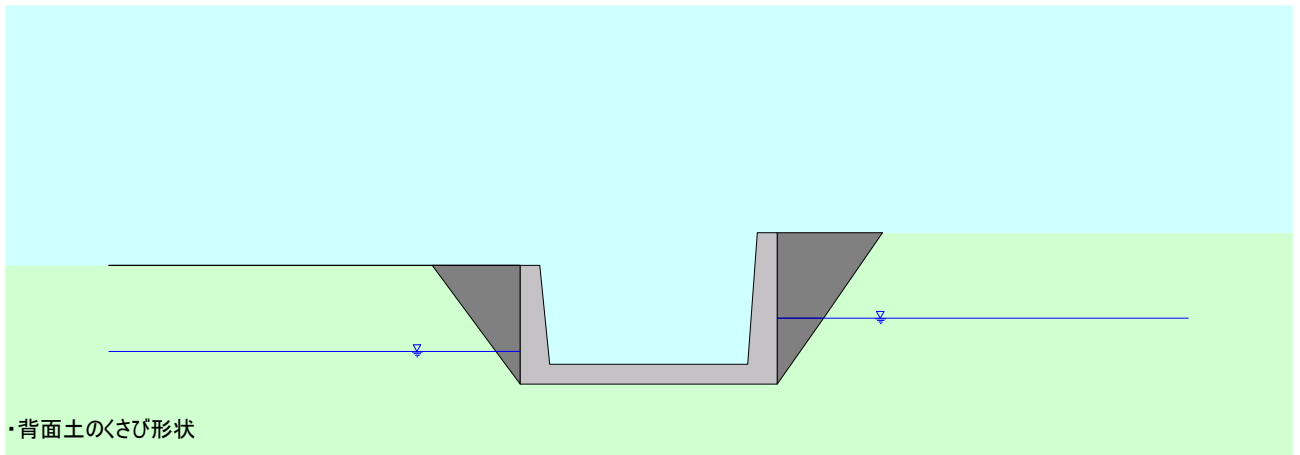
L : 荷重作用長(m)

W : くさび重量(kN/m)

K : 係数  $\sin(\omega - \phi + \theta_0) / \cos(\omega - \phi - \delta - 90 + \theta) \cdot \cos \theta_0$

$P_A$  : 土圧(kN/m) (極大値を主働土圧とする。)

上記結果より、左右それぞれのすべり角度 $\omega$ の値は、右 55.120(°)、左 53.392(°)となり、主働土圧は右 12.972(kN/m)、左 14.726(kN/m)となる。また、その際のくさび形状を次に示す。



水路右側の壁面に作用する荷重は鉛直方向と水平方向に以下の係数で荷重を分ける。

$$\begin{aligned} \text{鉛直方向} &= \sin(\delta_R + 90 - \theta_R) = \sin(20.000 + 90 - 90.000) \\ &= 0.342 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{水平方向} &= \cos(\delta_R + 90 - \theta_R) = \cos(20.000 + 90 - 90.000) \\ &= 0.940 \end{aligned}$$

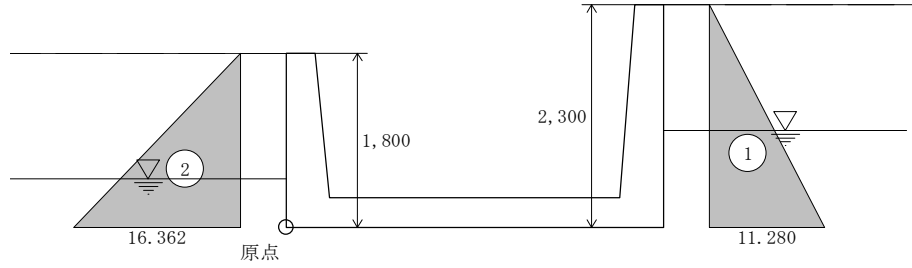
水路左側の壁面に作用する荷重は鉛直方向と水平方向に以下の係数で荷重を分ける。

ただし水平方向に関しては、右側の荷重に対し荷重方向が逆になるため係数の符号を反転させるものとする。

$$\begin{aligned} \text{鉛直方向} &= \sin(\delta_L + 90 - \theta_L) = \sin(16.667 + 90 - 90.000) \\ &= 0.287 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{水平方向} &= -\cos(\delta_L + 90 - \theta_L) = -\cos(16.667 + 90 - 90.000) \\ &= -0.958 \end{aligned}$$





番号	計 算 式	荷重 (kN)	荷 重		アーム長		モーメント	
			鉛直 (kN)	水平 (kN)	$\Delta X$ (m)	$\Delta Y$ (m)	$M_x$ (kN・m)	$M_y$ (kN・m)
1	$11.280 \times 2.300 \div 2$	12.972	4.436	12.194	3.900	0.767	17.300	9.353
2	$16.362 \times 1.800 \div 2$	14.726	4.226	-14.108		0.600		-8.465
合計		27.698	8.662	-1.914			17.300	0.888

「アーム長」とは、原点から作用点までの距離。Xは壁面までの水平距離、Yは重心位置までの鉛直距離。

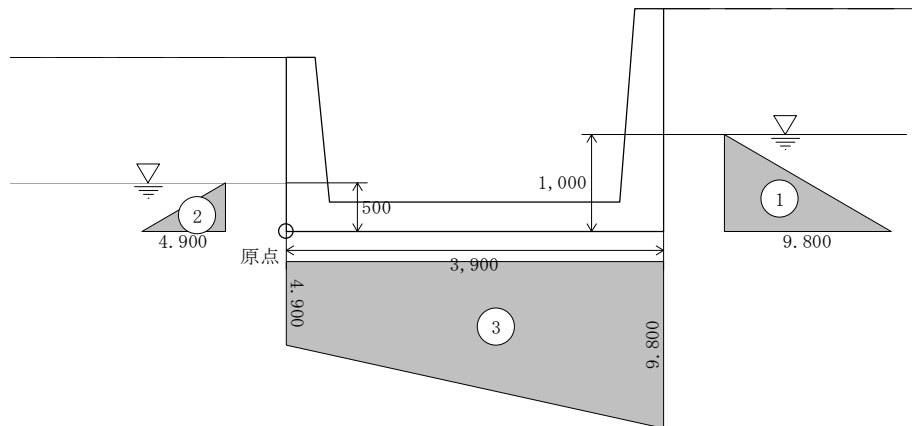
#### 4) 水路上面荷重の算出

番号	項 目	荷重 (kN)		アーム長 (m)		モーメント (kN・m)	
		鉛直	水平	$\Delta X$	$\Delta Y$	$M_x$	$M_y$
1	コンクリートの蓋版荷重 (3.6m × 0.5m × 1.0m × 25.4kN/m <sup>3</sup> )	44.100	0.000	1.950	2.550	85.995	0.000
合計		44.100	0.000			85.995	0.000

#### 5) 水圧の算出

$$P_{V1} = \gamma_w \cdot H_{R1} = 9.800 \times 1.000 = 9.800 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{V2} = \gamma_w \cdot H_{L1} = 9.800 \times 0.500 = 4.900 \text{ kN/m}^2$$



番号	計 算 式	荷重 (kN)	荷 重		アーム長		モーメント	
			鉛直 (kN)	水平 (kN)	$\Delta X$ (m)	$\Delta Y$ (m)	$M_x$ (kN・m)	$M_y$ (kN・m)
1	$9.800 \times 1.000 \div 2$	4.900		4.900	3.900	0.333		1.632
2	$4.900 \times 0.500 \div 2$	1.225		-1.225		0.167		-0.205
3	$3.900 \times (4.900 + 9.800) \div 2$	28.665	-28.665		2.167		-62.117	
合計		34.790	-28.665	3.675			-62.117	1.427

「アーム長」とは、原点から作用点までの距離。Xは壁面までの水平距離、Yは重心位置までの鉛直距離。但し、揚圧力の場合は底面に作用するためXは重心位置までの水平距離、Y=0となる。

## 6) 転倒に対する検討

構造物の転倒に対する安定条件は、以下の値を満足するものでなければならない。

- ①  $L/2 < e$  ならば、構造物は転倒する。  
 ②  $L/6 < e \leq L/2$  ならば、転倒はしないが構造物底面に引張応力が生ずる。  
 したがって、転倒に対する安定条件は、式(5)を満足させる必要がある。

$$\text{常 時} : e \leq L/6 \quad \dots\dots\dots (5)$$

$$e = |L/2 - (\Sigma M_x - \Sigma M_y) / \Sigma V|$$

ここに、

- $e$  : 合力の作用線が底面と交わる点と底面中心との距離 (m)  
 $L$  : 底面の長さ (作用幅) (m)  
 $\Sigma V$  : 全鉛直力 (kN/m)  
 土圧および載荷重の鉛直成分・浮力も含む。  
 $\Sigma M_x$  : 原点における全抵抗モーメント (kN・m)  
 $\Sigma M_y$  : 原点における全転倒モーメント (kN・m)

項 目	外 力		モーメント	
	V (kN)	H (kN)	$M_x$ (kN・m)	$M_y$ (kN・m)
自 重	60.821		126.686	
土圧および載荷重	8.662	-1.914	17.300	0.888
水 圧	-28.665	3.675	-62.117	1.427
水路上面荷重	44.100		85.995	
合 計	84.918	1.761	167.864	2.315

$$e = |3.900 / 2 - (167.864 - 2.315) / 84.918|$$

$$= 0.000 \text{ (m)}$$

$$L/6 = 3.900 / 6$$

$$= 0.650 \text{ (m)}$$

$$e = 0.000 \text{ (m)} \leq L/6 = 0.650 \text{ (m)} \quad \dots\dots\dots \text{OK}$$

### 3.4 滑動に対する検討

#### 1) 諸条件

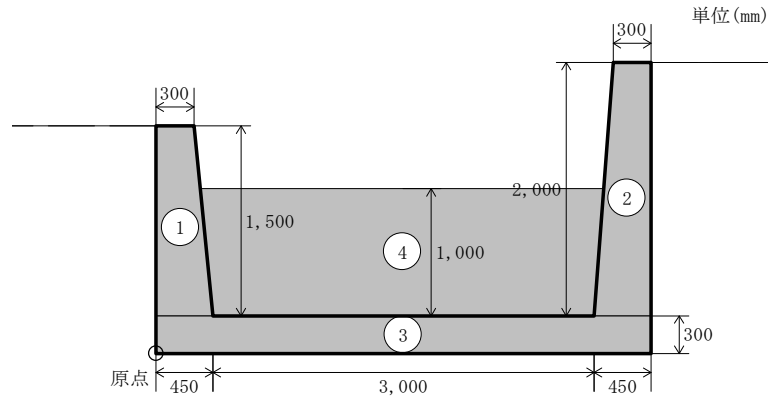
項目	記号	値	単位	備考
安全率	$F_s$	1.500		
底面と地盤との摩擦係数	$F$	0.577		$\tan \phi$

- ・張出し重量を自重に含める。
- ・張出し上の土砂重量を自重に含める。
- ・水路内の水重量を自重に含める。
- ・地下水圧を考慮する。
- ・地下水位以下の土砂重量を水中土として計算する。
- ・鉛直力に浮力を考慮する。

#### 2) 作用する荷重の組み合わせ

項目	値	考慮		採用値		単位	備考
		左	右	左	右		
自動車荷重	L: 7.000 R: 0.000	—	—	—	—	kN/m <sup>2</sup>	
群集荷重	L: 0.000 R: 3.000	—	—	—	—	kN/m <sup>2</sup>	
合計						kN/m <sup>2</sup>	

#### 3) 自重の算出



番号	計算式	荷重(kN)	荷重		アーム長		モーメント	
			鉛直(kN)	水平(kN)	$\Delta X$ (m)	$\Delta Y$ (m)	$M_x$ (kN・m)	$M_y$ (kN・m)
1	$24.500 \times 1.500 \times (0.300 + 0.450) \div 2$	13.781	13.781		0.190	1.000	2.618	
2	$24.500 \times 2.000 \times (0.300 + 0.450) \div 2$	18.375	18.375		3.710	1.233	68.171	
3	$24.500 \times 3.900 \times 0.300$	28.665	28.665		1.950	0.150	55.897	
4	$9.800 \times 1.000 \times (3.000 + 3.175) \div 2$	30.258	30.258		1.944	0.805	58.822	
合計		91.079	91.079	0.000			185.508	0.000

「アーム長」とは、原点から重心までの距離。Xは水平距離、Yは鉛直距離を指す。

#### 4) 土圧および載荷重の算出

主働土圧の算出

すべり角度 $\omega$ を変化させ、土圧 $P_A$ を算出し最大となる値をもとめ、これを主働土圧とする。

$\omega$ を変化させたときの各値の一覧表を以下に示す。

水路右側

$\omega$ (°)	$A_1$ (m <sup>2</sup> )	$A_2$ (m <sup>2</sup> )	L (m)	W (kN/m)	K	$P_A$ (kN/m)
50.000	1.800	0.420	1.930	36.600	0.342/1.000	12.517
52.000	1.676	0.391	1.797	34.078	0.375/0.999	12.792
54.000	1.558	0.363	1.671	31.674	0.407/0.998	12.917
55.000	1.502	0.350	1.610	30.536	0.423/0.996	12.969
55.119	1.495	0.349	1.603	30.400	0.424/0.996	12.941
<b>55.120</b>	<b>1.495</b>	<b>0.349</b>	<b>1.603</b>	<b>30.400</b>	<b>0.425/0.996</b>	<b>12.972</b>
55.121	1.495	0.349	1.603	30.400	0.425/0.996	12.972
56.000	1.447	0.337	1.551	29.416	0.438/0.995	12.949
58.000	1.340	0.312	1.437	27.240	0.469/0.990	12.905

水路左側

$\omega$ (°)	$A_1$ (m <sup>2</sup> )	$A_2$ (m <sup>2</sup> )	L (m)	W (kN/m)	K	$P_A$ (kN/m)
50.000	1.254	0.105	1.510	23.622	0.423/0.989	10.103
52.000	1.168	0.098	1.406	22.004	0.454/0.984	10.152
53.000	1.127	0.094	1.356	21.226	0.469/0.981	10.148
53.196	1.119	0.094	1.347	21.082	0.472/0.980	10.154
<b>53.197</b>	<b>1.119</b>	<b>0.094</b>	<b>1.347</b>	<b>21.082</b>	<b>0.473/0.980</b>	<b>10.175</b>
53.198	1.118	0.094	1.347	21.064	0.473/0.980	10.167
54.000	1.086	0.091	1.308	20.458	0.485/0.977	10.156
56.000	1.008	0.084	1.214	18.984	0.515/0.969	10.090
58.000	0.934	0.078	1.125	17.592	0.545/0.960	9.987

$A_1, A_2$ は、座標法により算出。

Lは、壁背面（形状によっては仮想背面）から仮定したすべり面と地表面との交点までの水平距離。

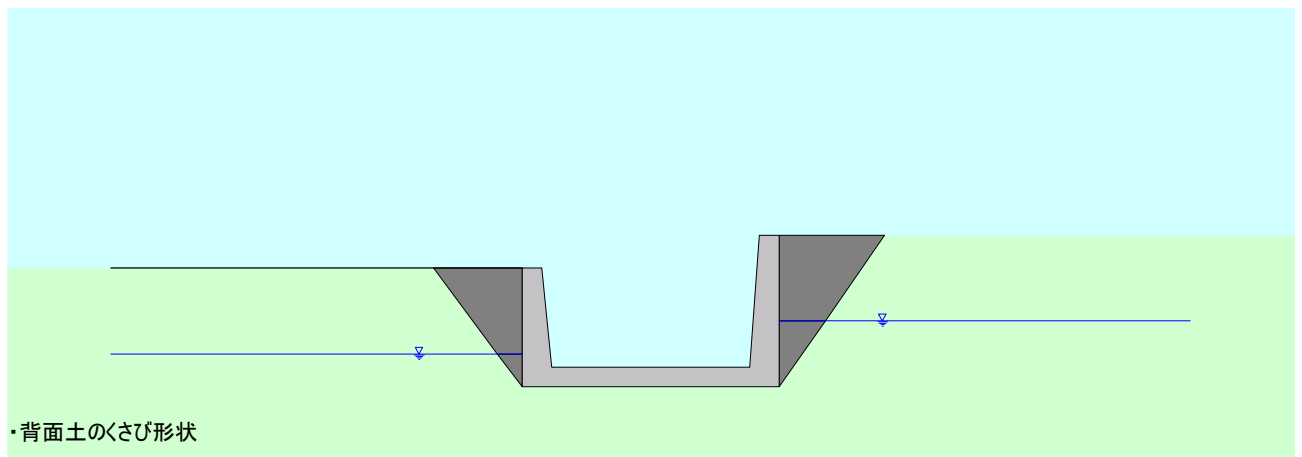
$$W = A_1 \times \gamma_t + A_2 \times \gamma_{ws} + L \times q$$

$$P_A = K \times W$$

ここに、

- $\omega$  : 仮定したすべり面が水平面となす角(°)
- $A_1$  : 湿潤土面積(m<sup>2</sup>)
- $A_2$  : 水中土面積(m<sup>2</sup>)
- L : 荷重作用長(m)
- W : くさび重量(kN/m)
- K : 係数  $\sin(\omega - \phi + \theta_0) / \cos(\omega - \phi - \delta - 90 + \theta) \cdot \cos \theta_0$
- $P_A$  : 土圧(kN/m) (極大値を主働土圧とする。)

上記結果より、左右それぞれのすべり角度 $\omega$ の値は、右 55.120(°)、左 53.197(°)となり、主働土圧は右 12.972(kN/m)、左 10.175(kN/m)となる。また、その際のくさび形状を次に示す。



水路右側の壁面に作用する荷重は鉛直方向と水平方向に以下の係数で荷重を分ける。

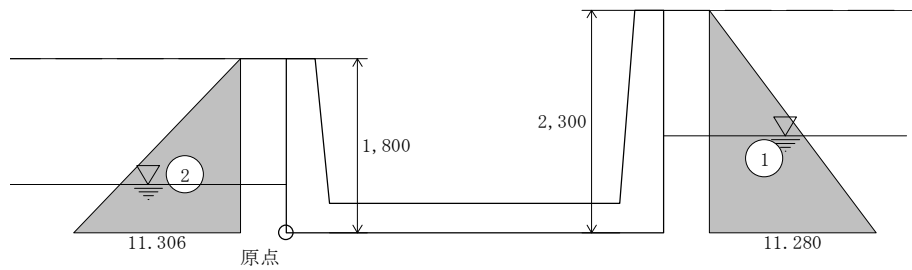
$$\begin{aligned} \text{鉛直方向} &= \sin(\delta_R + 90 - \theta_R) = \sin(20.000 + 90 - 90.000) \\ &= 0.342 \\ \text{水平方向} &= \cos(\delta_R + 90 - \theta_R) = \cos(20.000 + 90 - 90.000) \\ &= 0.940 \end{aligned}$$

水路左側の壁面に作用する荷重は鉛直方向と水平方向に以下の係数で荷重を分ける。

ただし水平方向に関しては、右側の荷重に対し荷重方向が逆になるため係数の符号を反転させるものとする。

$$\begin{aligned} \text{鉛直方向} &= \sin(\delta_L + 90 - \theta_L) = \sin(16.667 + 90 - 90.000) \\ &= 0.287 \\ \text{水平方向} &= -\cos(\delta_L + 90 - \theta_L) = -\cos(16.667 + 90 - 90.000) \\ &= -0.958 \end{aligned}$$

単位 (mm)



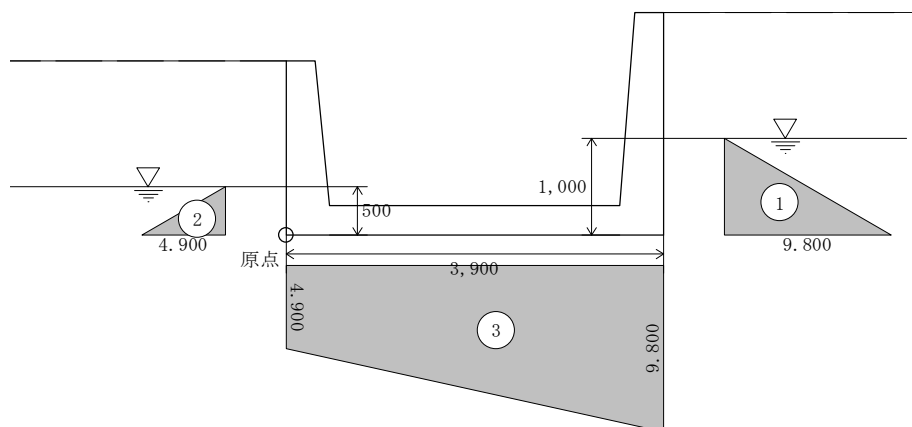
番号	計 算 式	荷重 (kN)	荷 重		アーム長		モーメント	
			鉛直 (kN)	水平 (kN)	$\Delta X$ (m)	$\Delta Y$ (m)	$M_X$ (kN・m)	$M_Y$ (kN・m)
1	$11.280 \times 2.300 \div 2$	12.972	4.436	12.194	3.900	0.767	17.300	9.353
2	$11.306 \times 1.800 \div 2$	10.175	2.920	-9.748		0.600		-5.849
合計		23.147	7.356	2.446			17.300	3.504

「アーム長」とは、原点から作用点までの距離。Xは壁面までの水平距離、Yは重心位置までの鉛直距離。

## 5) 水圧の算出

$$\begin{aligned} P_{V1} &= \gamma_w \cdot H_{R1} = 9.800 \times 1.000 = 9.800 \text{ kN/m}^2 \\ P_{V2} &= \gamma_w \cdot H_{L1} = 9.800 \times 0.500 = 4.900 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

単位 (mm)



番号	計 算 式	荷重 (kN)	荷 重		アーム長		モーメント	
			鉛直 (kN)	水平 (kN)	$\Delta X$ (m)	$\Delta Y$ (m)	$M_x$ (kN・m)	$M_y$ (kN・m)
1	$9.800 \times 1.000 \div 2$	4.900		4.900	3.900	0.333		1.632
2	$4.900 \times 0.500 \div 2$	1.225		-1.225		0.167		-0.205
3	$3.900 \times (4.900 + 9.800) \div 2$	28.665	-28.665		2.167		-62.117	
合計		34.790	-28.665	3.675			-62.117	1.427

「アーム長」とは、原点から作用点までの距離。Xは壁面までの水平距離、Yは重心位置までの鉛直距離。但し、揚圧力の場合は底面に作用するためXは重心位置までの水平距離、Y=0となる。

## 6) 滑動に対する検討

滑動に対する安定条件は、式(6)を満足するものでなければならない。

$$F_s = R_H / \Sigma H \geq 1.500 \quad \dots\dots\dots (6)$$

$$R_H = \Sigma V \cdot F$$

ここに、

$R_H$  : 滑動抵抗力 (kN/m)

$\Sigma H$  : 全水平力 (kN/m)

$\Sigma V$  : 全鉛直力 (kN/m)

土圧および載荷重の鉛直成分・水路内の水重量・浮力も含む。

$F_s$  : 安全率

$F$  : 底面と基礎地盤との摩擦係数

$$F = \tan \phi$$

ただし、 $\phi = \phi_R$

項 目	外 力		モーメント	
	V (kN)	H (kN)	$M_x$ (kN・m)	$M_y$ (kN・m)
自 重	91.079		185.508	
土圧および載荷重	7.356	2.446	17.300	3.504
水 圧	-28.665	3.675	-62.117	1.427
合 計	69.770	6.121	140.691	4.931

$$\phi = \phi_R = 30.000$$

$$\begin{aligned} F_s &= \Sigma V \cdot \tan \phi / \Sigma H \geq 1.500 \\ &= 69.770 \times \tan 30.000 / 6.121 \geq 1.500 \\ &= 69.770 \times 0.577 / 6.121 \geq 1.500 \\ &= 6.577 \geq 1.500 \quad \dots\dots\dots \mathbf{OK} \end{aligned}$$



### 3.5 総合判定（常時の安定計算）

- ・ 浮上に対する検討の結果

浮上に対する検討で計算された安全率=6.763が、設定された安全率=1.200以上となるため。

…………… **OK**

- ・ 地盤支持力に対する検討の結果

算出された最大地盤反力 90.515(kN/m<sup>2</sup>)が、設定されている許容支持力 382.410(kN/m<sup>2</sup>)以下のため。

…………… **OK**

- ・ 転倒に対する検討の結果

算出された偏心距離 0.000(m)が、基礎面の長さ 3.900(m)の1/6 以下にあるため。

…………… **OK**

- ・ 滑動に対する検討の結果

滑動に対する検討で計算された安全率=6.577が、設定された安全率=1.500以上となるため。

…………… **OK**

## 4 地震時の設計条件

土圧公式は、「試行くさび法」にて算出する。

項 目	記号	値	単位	備 考
設計水平震度	$K_h$	0.160		
設計鉛直震度	$K_v$	0.000		
土の内部摩擦角度	$\phi_R$	30.000	°	右側
土の内部摩擦角度	$\phi_L$	25.000	°	左側
側壁面又は仮想背面と土との摩擦角（右側）	$\delta_R$	15.000	°	計算値
側壁面又は仮想背面と土との摩擦角（左側）	$\delta_L$	12.500	°	計算値
壁背面の傾斜角（右側）	$\theta_R$	90.000	°	計算値
壁背面の傾斜角（左側）	$\theta_L$	90.000	°	計算値
地震時合成角度	$\theta_0$	9.090	°	計算値

### 【側壁面又は仮想背面との摩擦角】

地震時における壁面摩擦角の値は、壁面の傾斜や張出しの有無に関係なく  
 $\delta = 1/2\phi$ とする。

#### ・右側

したがって、 $\delta_R = 15.000$

#### ・左側

したがって、 $\delta_L = 12.500$

### 【壁背面の傾斜角】

側壁背面の傾斜角の計算は、「設計条件」－「土質条件」を参照。

### 【地震時合成角】

$$\begin{aligned}\theta_0 &= \tan^{-1}\{K_h / (1 - K_v)\} \\ &= \tan^{-1}\{0.160 / (1.0 - 0.000)\} \\ &= 9.090\end{aligned}$$

### 【試行くさび法】

#### ・主働土圧

$$P_A = \frac{\sin(\omega - \phi + \theta_0)}{\cos(\omega - \phi - \delta - 90 + \theta) \cdot \cos \theta_0} W$$

上記式に対し、左右それぞれの値を代入し、 $\omega$ の値を変化させ求まる左右の土圧それぞれにおける最大値を主働土圧（ $P_{AER}$ 、 $P_{AEL}$ ）とする。

#### ・受働土圧

$$P_P = \frac{\sin(\omega + \phi - \theta_0)}{\cos(\omega + \phi + \delta - 90 + \theta) \cdot \cos \theta_0} W$$

上記式に対し、左右それぞれの値を代入し、 $\omega$ の値を変化させ求まる左右の土圧それぞれにおける最小値を受働土圧（ $P_{PER}$ 、 $P_{PEL}$ ）とする。

## 5 地震時安定計算

### 5.1 地盤支持力に対する検討（地震時）

#### 1) 諸条件

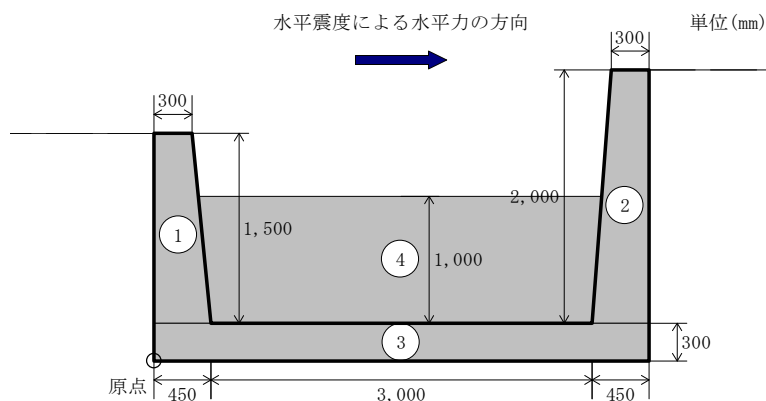
項目	記号	値	単位	備考
地震時許容支持力	$q_a$	573.615	kN/m <sup>2</sup>	

- ・張出し重量を自重に含める。
- ・張出し上の土砂重量を自重に含める。
- ・水路内の水重量を自重に含める。
- ・地下水圧を考慮しない。
- ・地下水位以下の土砂重量を湿潤土として計算する。
- ・鉛直力に浮力を含まない。
- ・地震時動水圧を考慮する。

#### 2) 作用する荷重の組み合わせ

項目	値	考慮		採用値		単位	備考
		左	右	左	右		
自動車荷重	L: 7.000 R: 0.000	○	—	7.000	—	kN/m <sup>2</sup>	
群集荷重	L: 0.000 R: 3.000	—	—	—	—	kN/m <sup>2</sup>	
合計				7.000	—	kN/m <sup>2</sup>	

#### 3) 自重の算出



地震時の自重計算において水平震度を考慮しているため、自重に設計水平震度を乗じたものを水平力とする。（但し、水路内の水には水平震度が生じないものとする。）

番号	計算式	荷重 (kN)	荷 重		アーム長		モーメント	
			鉛直 (kN)	水平 (kN)	$\Delta X$ (m)	$\Delta Y$ (m)	$M_x$ (kN・m)	$M_y$ (kN・m)
1	$24.500 \times 1.500 \times (0.300 + 0.450) \div 2$	13.781	13.781	-2.205	0.190	1.000	2.618	-2.205
2	$24.500 \times 2.000 \times (0.300 + 0.450) \div 2$	18.375	18.375	-2.940	3.710	1.233	68.171	-3.625
3	$24.500 \times 3.900 \times 0.300$	28.665	28.665	-4.586	1.950	0.150	55.897	-0.688
4	$9.800 \times 1.000 \times (3.000 + 3.175) \div 2$	30.258	30.258		1.944	0.805	58.822	
合計		91.079	91.079	-9.731			185.508	-6.518

「アーム長」とは、原点から重心までの距離。Xは水平距離、Yは鉛直距離を指す。

#### 4) 土圧および載荷重の算出（地震時）

主働土圧の算出

すべり角度 $\omega$ を変化させ、土圧 $P_{AE}$ を算出し最大となる値をもとめ、これを主働土圧とする。

$\omega$ を変化させたときの各値の一覧表を以下に示す。

水路右側

$\omega$ (°)	$A_1$ (m <sup>2</sup> )	$A_2$ (m <sup>2</sup> )	L (m)	W (kN/m)	K	$P_A$ (kN/m)
40.000	2.556	0.596	2.741	56.736	0.327/0.984	18.854
42.000	2.382	0.555	2.554	52.866	0.360/0.986	19.302
44.000	2.221	0.518	2.382	49.302	0.392/0.987	19.581
46.000	2.071	0.483	2.221	45.972	0.424/0.987	19.749
48.000	1.931	0.450	2.071	42.858	0.455/0.986	19.777
48.599	1.891	0.441	2.028	41.976	0.465/0.985	19.816
<b>48.600</b>	<b>1.891</b>	<b>0.441</b>	<b>2.028</b>	<b>41.976</b>	<b>0.465/0.985</b>	<b>19.816</b>
48.601	1.891	0.441	2.028	41.976	0.465/0.985	19.816
49.000	1.865	0.435	1.999	41.400	0.471/0.985	19.796

水路左側

$\omega$ (°)	$A_1$ (m <sup>2</sup> )	$A_2$ (m <sup>2</sup> )	L (m)	W (kN/m)	K	$P_A$ (kN/m)
40.000	1.782	0.149	2.145	49.774	0.408/0.987	20.575
42.000	1.660	0.139	1.999	46.376	0.440/0.984	20.737
43.000	1.603	0.134	1.930	44.778	0.455/0.983	20.726
43.264	1.588	0.133	1.913	44.366	0.459/0.982	20.737
<b>43.265</b>	<b>1.588</b>	<b>0.133</b>	<b>1.912</b>	<b>44.365</b>	<b>0.460/0.982</b>	<b>20.782</b>
43.266	1.588	0.133	1.912	44.365	0.460/0.982	20.782
44.000	1.548	0.129	1.864	43.234	0.471/0.981	20.758
46.000	1.444	0.121	1.738	40.338	0.501/0.977	20.685
48.000	1.346	0.113	1.621	37.607	0.531/0.971	20.566

$A_1, A_2$ は、座標法により算出。

Lは、壁背面（形状によっては仮想背面）から仮定したすべり面と地表面との交点までの水平距離。

$$W = (A_1 + A_2) \times \gamma_t + L \times q$$

$$P_A = K \times W$$

ここに、

$\omega$  : 仮定したすべり面が水平面となす角(°)

$A_1$  : 湿潤土面積(m<sup>2</sup>)

$A_2$  : 水中土面積(m<sup>2</sup>)

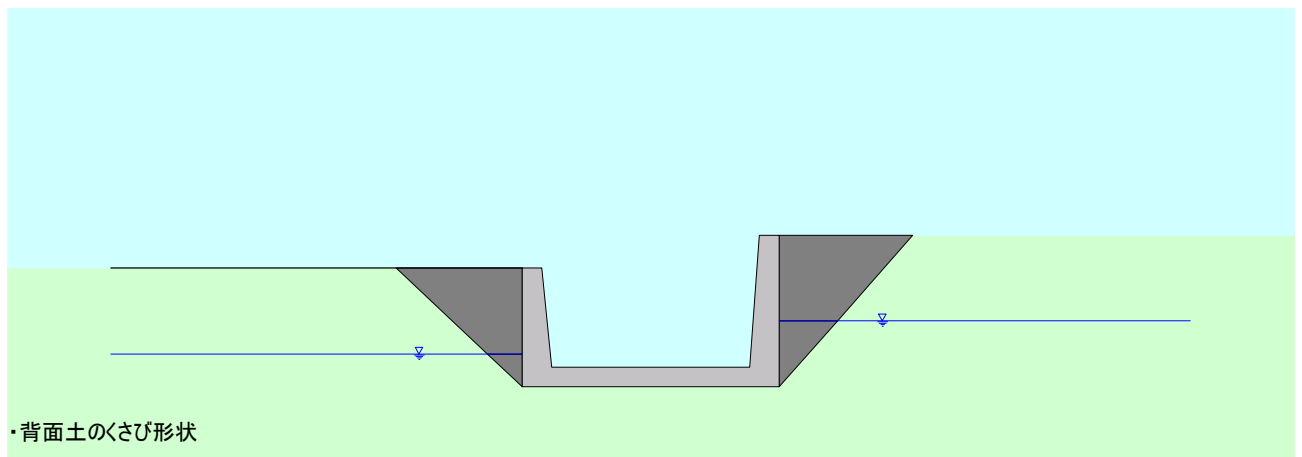
L : 荷重作用長(m)

W : くさび重量(kN/m)

K : 係数  $\sin(\omega - \phi + \theta_0) / \cos(\omega - \phi - \delta - 90 + \theta) \cdot \cos \theta_0$

$P_A$  : 土圧(kN/m) (極大値を主働土圧とする。)

上記結果より、左右それぞれのすべり角度 $\omega$ の値は、右 48.600(°)、左 43.265(°)となり、主働土圧は右 19.816(kN/m)、左 20.782(kN/m)となる。また、その際のくさび形状を次に示す。



水路右側の壁面に作用する荷重は鉛直方向と水平方向に以下の係数で荷重を分ける。

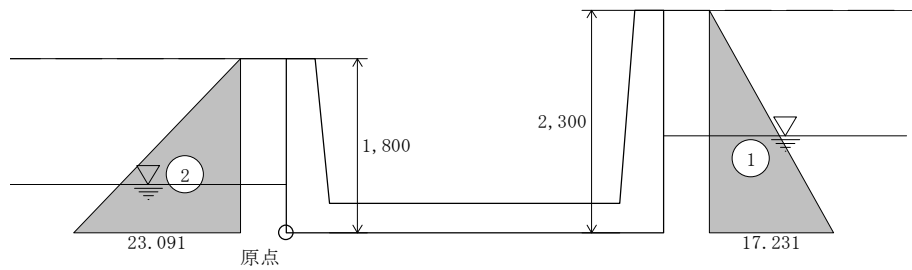
$$\begin{aligned} \text{鉛直方向} &= \sin(\delta_R + 90 - \theta_R) = \sin(15.000 + 90 - 90.000) \\ &= 0.259 \\ \text{水平方向} &= \cos(\delta_R + 90 - \theta_R) = \cos(15.000 + 90 - 90.000) \\ &= 0.966 \end{aligned}$$

水路左側の壁面に作用する荷重は鉛直方向と水平方向に以下の係数で荷重を分ける。

ただし水平方向に関しては、右側の荷重に対し荷重方向が逆になるため係数の符号を反転させるものとする。

$$\begin{aligned} \text{鉛直方向} &= \sin(\delta_L + 90 - \theta_L) = \sin(12.500 + 90 - 90.000) \\ &= 0.216 \\ \text{水平方向} &= -\cos(\delta_L + 90 - \theta_L) = -\cos(12.500 + 90 - 90.000) \\ &= -0.976 \end{aligned}$$

単位 (mm)



番号	計 算 式	荷重 (kN)	荷 重		アーム長		モーメント	
			鉛直 (kN)	水平 (kN)	$\Delta X$ (m)	$\Delta Y$ (m)	$M_X$ (kN・m)	$M_Y$ (kN・m)
1	$17.231 \times 2.300 \div 2$	19.816	5.132	19.142	3.900	0.767	20.015	14.682
2	$23.091 \times 1.800 \div 2$	20.782	4.489	-20.283		0.600		-12.170
合計		40.598	9.621	-1.141			20.015	2.512

「アーム長」とは、原点から作用点までの距離。Xは壁面までの水平距離、Yは重心位置までの鉛直距離。

## 5) 地震時における地盤支持力の検討

地震時においては、設計水平震度により躯体に対し水平力が生じる。この水平力により、躯体の底版に偏心荷重が作用する。

そのため、基礎地盤支持力の検討は、式(3)および式(4)による。

・合力の作用点が中央1/3内にあるとき

$$q_1 = \Sigma V / L \cdot (1 + 6e / L) \quad \dots\dots\dots (3-1)$$

$$q_2 = \Sigma V / L \cdot (1 - 6e / L) \quad \dots\dots\dots (3-2)$$

$$q_1 \leq q_a \text{ しかも } q_2 \leq q_a \quad \dots\dots\dots (3)$$

・合力の作用点が中央1/3以外にあるとき

$$q_{\max} = 4/3 \cdot \{ \Sigma V / (L - 2e) \} \leq q_a \quad \dots\dots\dots (4)$$

・共通

$$e = | L/2 - (\Sigma M_x - \Sigma M_y) / \Sigma V |$$

ここに、

- $q_1, q_2$  : 底版の両端における反力強度 (kN/m<sup>2</sup>)
- $q_{\max}$  : 最大地盤反力度 (kN/m<sup>2</sup>)
- $q_a$  : 許容地盤支持力度 (kN/m<sup>2</sup>)
- $L$  : 基礎面の長さ (作用幅) (m)
- $e$  :  $\Sigma V$  の作用点の偏心距離 (m)
- $\Sigma V$  : 合力の鉛直分力 (kN/m)  
土圧および載荷重の鉛直成分・水路内の水重量も含む。
- $\Sigma M_x$  : 原点における全抵抗モーメント (kN・m)
- $\Sigma M_y$  : 原点における全転倒モーメント (kN・m)

項 目	外 力		モーメント	
	V (kN)	H (kN)	M <sub>x</sub> (kN・m)	M <sub>y</sub> (kN・m)
自 重	91.079	-9.731	185.508	-6.518
土圧および載荷重	9.621	-1.141	20.015	2.512
水 圧		-1.830		-1.282
合 計	100.700	-12.702	205.523	-5.288

$$e = | 3.900 / 2 - \{ 205.523 - (-5.288) \} / 100.700 |$$

$$= 0.143 \text{ (m)}$$

偏心距離が中央(1.950m)の1/3(0.650m)内にあるため、式(3)にて地盤反力を検討する。

$$q_1 = 100.700 / 3.900 \times (1 + 6 \times 0.143 / 3.900)$$

$$= 31.501 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 100.700 / 3.900 \times (1 - 6 \times 0.143 / 3.900)$$

$$= 20.140 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

したがって、 $q_{\max} = 31.501 \text{ (kN/m}^2\text{)}$  となる。

$$q_{\max} = 31.501 \text{ (kN/m}^2\text{)} \leq q_a = 573.615 \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad \dots\dots\dots \text{OK}$$

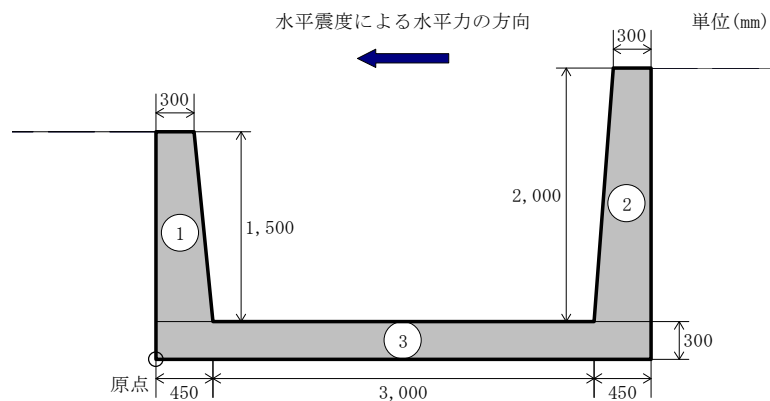
## 5.2 転倒に対する検討（地震時）

- ・張出し重量を自重に含める。
- ・張出し上の土砂重量を自重に含める。
- ・水路内の水重量を自重に含めない。
- ・地下水圧を考慮する。
- ・地下水位以下の土砂重量を水中土として計算する。
- ・鉛直力に浮力を考慮する。
- ・地震時動水圧を考慮する。

### 1) 作用する荷重の組み合わせ

項目	値	考慮		採用値		単位	備考
		左	右	左	右		
自動車荷重	L: 7.000 R: 0.000	—	—	—	—	kN/m <sup>2</sup>	
群集荷重	L: 0.000 R: 3.000	—	—	—	—	kN/m <sup>2</sup>	
合計				—	—	kN/m <sup>2</sup>	

### 2) 自重の算出



地震時の自重計算において水平震度を考慮しているため、自重に設計水平震度を乗じたものを水平力とする。（但し、水路内の水には水平震度が生じないものとする。）

番号	計算式	荷重 (kN)	荷重		アーム長		モーメント	
			鉛直 (kN)	水平 (kN)	$\Delta X$ (m)	$\Delta Y$ (m)	$M_x$ (kN・m)	$M_y$ (kN・m)
1	$24.500 \times 1.500 \times (0.300 + 0.450) \div 2$	13.781	13.781	2.205	0.190	1.000	2.618	2.205
2	$24.500 \times 2.000 \times (0.300 + 0.450) \div 2$	18.375	18.375	2.940	3.710	1.233	68.171	3.625
3	$24.500 \times 3.900 \times 0.300$	28.665	28.665	4.586	1.950	0.150	55.897	0.688
合計		60.821	60.821	9.731			126.686	6.518

「アーム長」とは、原点から重心までの距離。Xは水平距離、Yは鉛直距離を指す。

### 3) 土圧および載荷重の算出（地震時）

主働土圧の算出

すべり角度 $\omega$ を変化させ、土圧 $P_{AE}$ を算出し最大となる値をもとめ、これを主働土圧とする。

$\omega$ を変化させたときの各値の一覧表を以下に示す。

水路右側

$\omega$ (°)	$A_1$ (m <sup>2</sup> )	$A_2$ (m <sup>2</sup> )	L (m)	W (kN/m)	K	$P_A$ (kN/m)
40.000	2.556	0.596	2.741	51.968	0.327/0.984	17.270
42.000	2.382	0.555	2.554	48.426	0.360/0.986	17.681
44.000	2.221	0.518	2.382	45.158	0.392/0.987	17.935
46.000	2.071	0.483	2.221	42.108	0.424/0.987	18.089
48.000	1.931	0.450	2.071	39.258	0.455/0.986	18.116
48.599	1.891	0.441	2.028	38.448	0.465/0.985	18.151
<b>48.600</b>	<b>1.891</b>	<b>0.441</b>	<b>2.028</b>	<b>38.448</b>	<b>0.465/0.985</b>	<b>18.151</b>
48.601	1.891	0.441	2.028	38.448	0.465/0.985	18.151
49.000	1.865	0.435	1.999	37.920	0.471/0.985	18.132

水路左側

$\omega$ (°)	$A_1$ (m <sup>2</sup> )	$A_2$ (m <sup>2</sup> )	L (m)	W (kN/m)	K	$P_A$ (kN/m)
40.000	1.782	0.149	2.145	33.566	0.408/0.987	13.875
42.000	1.660	0.139	1.999	31.270	0.440/0.984	13.983
43.000	1.603	0.134	1.930	30.194	0.455/0.983	13.976
43.279	1.588	0.133	1.912	29.914	0.460/0.982	14.013
<b>43.280</b>	<b>1.588</b>	<b>0.133</b>	<b>1.911</b>	<b>29.914</b>	<b>0.460/0.982</b>	<b>14.013</b>
43.281	1.588	0.133	1.911	29.914	0.460/0.982	14.013
44.000	1.548	0.129	1.864	29.154	0.471/0.981	13.997
46.000	1.444	0.121	1.738	27.202	0.501/0.977	13.949
48.000	1.346	0.113	1.621	25.358	0.531/0.971	13.867

$A_1, A_2$ は、座標法により算出。

Lは、壁背面（形状によっては仮想背面）から仮定したすべり面と地表面との交点までの水平距離。

$$W = A_1 \times \gamma_t + A_2 \times \gamma_{ws} + L \times q$$

$$P_A = K \times W$$

ここに、

$\omega$  : 仮定したすべり面が水平面となす角(°)

$A_1$  : 湿潤土面積(m<sup>2</sup>)

$A_2$  : 水中土面積(m<sup>2</sup>)

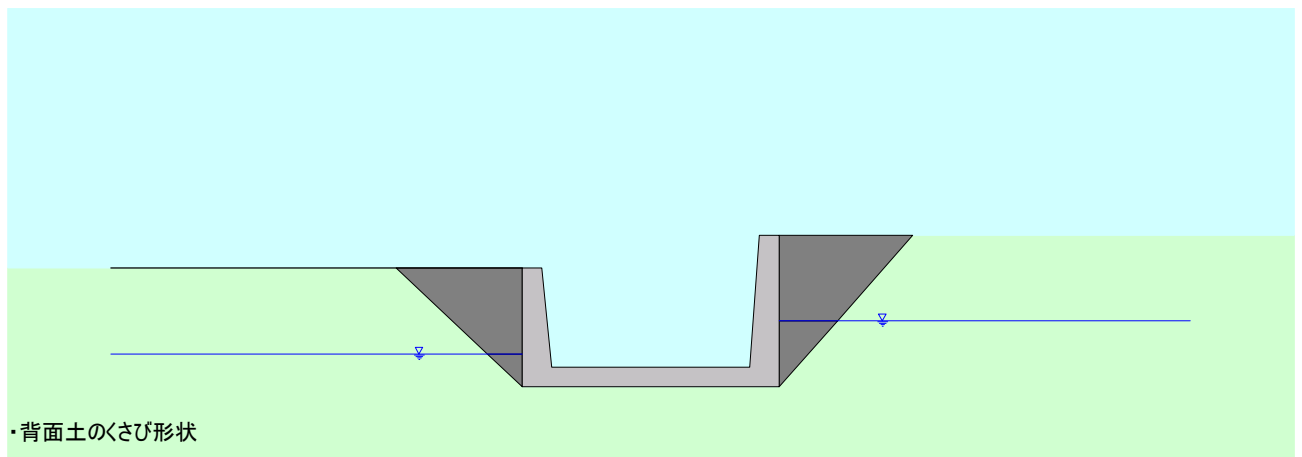
L : 荷重作用長(m)

W : くさび重量(kN/m)

K : 係数  $\sin(\omega - \phi + \theta_0) / \cos(\omega - \phi - \delta - 90 + \theta) \cdot \cos \theta_0$

$P_A$  : 土圧(kN/m) (極大値を主働土圧とする。)

上記結果より、左右それぞれのすべり角度 $\omega$ の値は、右 48.600(°)、左 43.280(°)となり、主働土圧は右 18.151(kN/m)、左 14.013(kN/m)となる。また、その際のくさび形状を次に示す。





水路右側の壁面に作用する荷重は鉛直方向と水平方向に以下の係数で荷重を分ける。

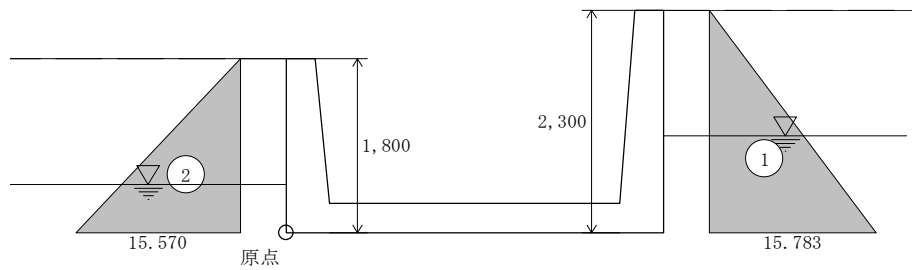
$$\begin{aligned} \text{鉛直方向} &= \sin(\delta_R + 90 - \theta_R) = \sin(15.000 + 90 - 90.000) \\ &= 0.259 \\ \text{水平方向} &= \cos(\delta_R + 90 - \theta_R) = \cos(15.000 + 90 - 90.000) \\ &= 0.966 \end{aligned}$$

水路左側の壁面に作用する荷重は鉛直方向と水平方向に以下の係数で荷重を分ける。

ただし水平方向に関しては、右側の荷重に対し荷重方向が逆になるため係数の符号を反転させるものとする。

$$\begin{aligned} \text{鉛直方向} &= \sin(\delta_L + 90 - \theta_L) = \sin(12.500 + 90 - 90.000) \\ &= 0.216 \\ \text{水平方向} &= -\cos(\delta_L + 90 - \theta_L) = -\cos(12.500 + 90 - 90.000) \\ &= -0.976 \end{aligned}$$

単位 (mm)



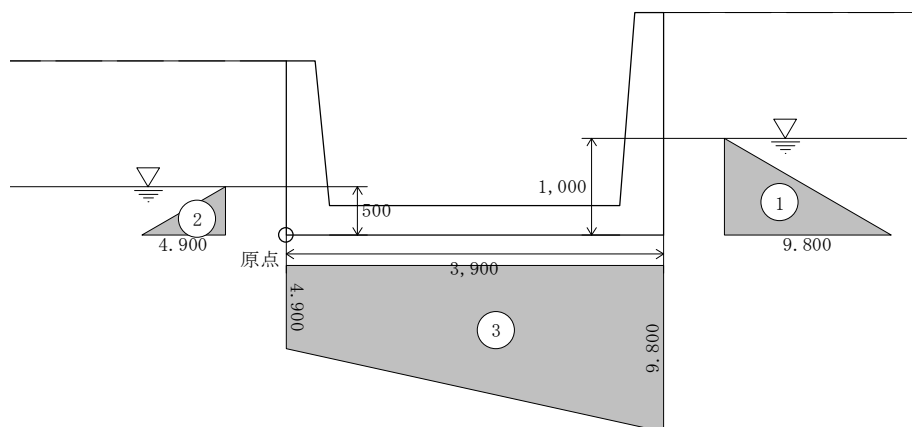
番号	計 算 式	荷重 (kN)	荷 重		アーム長		モーメント	
			鉛直 (kN)	水平 (kN)	$\Delta X$ (m)	$\Delta Y$ (m)	$M_X$ (kN・m)	$M_Y$ (kN・m)
1	$15.783 \times 2.300 \div 2$	18.151	4.701	17.534	3.900	0.767	18.334	13.449
2	$15.570 \times 1.800 \div 2$	14.013	3.027	-13.677		0.600		-8.206
合計		32.164	7.728	3.857			18.334	5.243

「アーム長」とは、原点から作用点までの距離。Xは壁面までの水平距離、Yは重心位置までの鉛直距離。

#### 4) 水圧の算出

$$\begin{aligned} P_{V1} &= \gamma_w \cdot H_{R1} = 9.800 \times 1.000 = 9.800 \text{ kN/m}^2 \\ P_{V2} &= \gamma_w \cdot H_{L1} = 9.800 \times 0.500 = 4.900 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

単位 (mm)



番号	計 算 式	荷重 (kN)	荷 重		アーム長		モーメント	
			鉛直 (kN)	水平 (kN)	$\Delta X$ (m)	$\Delta Y$ (m)	$M_x$ (kN・m)	$M_y$ (kN・m)
1	$9.800 \times 1.000 \div 2$	4.900		4.900	3.900	0.333		1.632
2	$4.900 \times 0.500 \div 2$	1.225		-1.225		0.167		-0.205
3	$3.900 \times (4.900 + 9.800) \div 2$	28.665	-28.665		2.167		-62.117	
合計		34.790	-28.665	3.675			-62.117	1.427

「アーム長」とは、原点から作用点までの距離。Xは壁面までの水平距離、Yは重心位置までの鉛直距離。但し、揚圧力の場合は底面に作用するためXは重心位置までの水平距離、Y=0となる。

## 5) 地震時における転倒に対する検討

構造物の転倒に対する安定条件は、以下の値を満足するものでなければならない。

- ①  $L/2 < e$  ならば、構造物は転倒する。
  - ②  $L/6 < e \leq L/2$  ならば、転倒はしないが構造物底面部に引張応力が生ずる。
- したがって、転倒に対する安定条件は、式(5)を満足させる必要がある。

$$\text{地震時} : e \leq L/3 \quad \dots\dots\dots (5)$$

$$e = |L/2 - (\Sigma M_x - \Sigma M_y) / \Sigma V|$$

ここに、

- $e$  : 合力の作用線が底面と交わる点と底面中心との距離 (m)
- $L$  : 底面の長さ (作用幅) (m)
- $\Sigma V$  : 全鉛直力 (kN/m)  
土圧および載荷重の鉛直成分・浮力も含む。
- $\Sigma M_x$  : 原点における全抵抗モーメント (kN・m)
- $\Sigma M_y$  : 原点における全転倒モーメント (kN・m)

項 目	外 力		モーメント	
	V (kN)	H (kN)	$M_x$ (kN・m)	$M_y$ (kN・m)
自 重	60.821	9.731	126.686	6.518
土圧および載荷重	7.728	3.857	18.334	5.243
水 圧	-28.665	3.675	-62.117	1.427
合 計	39.884	17.263	82.903	13.188

$$e = |3.900 / 2 - (82.903 - 13.188) / 39.884|$$

$$= 0.202 \text{ (m)}$$

$$L/3 = 3.900 / 3$$

$$= 1.300 \text{ (m)}$$

$$e = 0.202 \text{ (m)} \leq L/3 = 1.300 \text{ (m)} \quad \dots\dots\dots \text{OK}$$

### 5.3 総合判定（地震時の安定計算）

- ・地盤支持力に対する検討の結果

算出された最大地盤反力  $31.501 \text{ (kN/m}^2\text{)}$  が、設定されている許容支持力  $573.615 \text{ (kN/m}^2\text{)}$  以下のため。

…………… **OK**

- ・転倒に対する検討の結果

算出された偏心距離  $0.202 \text{ (m)}$  が、基礎面の長さ  $3.900 \text{ (m)}$  の  $1/3$  以下にあるため。

…………… **OK**

## 6 部材断面の検討

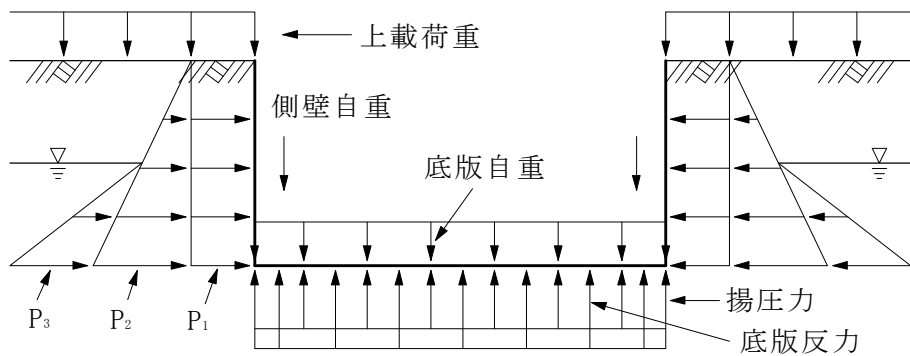
### 6.1 荷重の組み合わせ（荷重ケース）

荷重		項目	部材断面の検討		備考
			ケース 1	ケース 3	
自重			○	○	
土圧及び 載荷重	埋戻しの状態	湿潤状態	○	○	地下水位より上
		飽和状態	○		地下水位より下
	路面荷重	盛土荷重	○	○	
		自動車荷重	○		
		群集荷重	○		
		雪荷重	○		
		その他			
	水路上面荷重			44.100 ( 44.100)	44.100 ( 44.100)
凍上圧					
地下水	側壁に作用する水圧		○		
	揚圧力		○		
フルーム内の充滿水				○	
計算種別			常時/地震時	常時/地震時	

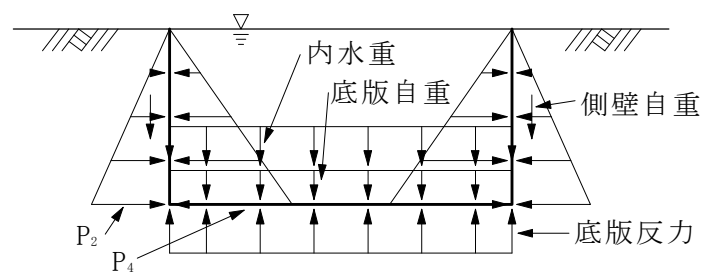
ケース 1：側壁、底版の各部材の外側に最大曲げモーメントが生ずる場合。

ケース 3：側壁、底版の各部材の内側に最大曲げモーメントが生ずる場合。

(側壁の埋戻し土の反力が期待できる場合)



ケース I



ケース III

**【仮想背面との摩擦角 常時】**

## ・右側

部材計算時の壁面摩擦角  $\delta$  の値は  $(2/3)\phi$  とする。

張出しの長さ

$$T_B = 0.000 \text{ (m)}$$

$$\delta_R = 2/3\phi = 20.000$$

## ・左側

張出しの長さ

$$T_B = 0.000 \text{ (m)}$$

$$\delta_L = 2/3\phi = 16.667$$

**【壁背面の傾斜角】**

$$\theta_R = 90.000^\circ \quad (\text{右側壁背面が直のため})$$

$$\theta_L = 90.000^\circ \quad (\text{左側壁背面が直のため})$$

**【試行くさび法】**

## ・主働土圧

$$P_A = \frac{\sin(\omega - \phi + \theta_0)}{\cos(\omega - \phi - \delta - 90 + \theta) \cdot \cos \theta_0} W$$

上記式に対し、左右それぞれの値を代入し、 $\omega$  の値を変化させ求まる左右の土圧それぞれにおける最大値を主働土圧 ( $P_{AR}$ 、 $P_{AL}$ ) とする。

ここに、

$\omega$  : すべり面が水平面となす角 ( $^\circ$ )

$W$  : 土くさびの重量 (上載荷重を含む) (kN/m)

常時の計算においては、地震時合成角度  $\theta_0 = 0$  とする。

**【仮想背面との摩擦角 地震時】**

地震時における部材計算時の壁面摩擦角  $\delta$  の値は  $(1/2)\phi$  とする。

## ・右側

したがって、 $\delta_R = 15.000$

## ・左側

したがって、 $\delta_L = 12.500$

**【壁背面の傾斜角】**

側壁背面の傾斜角の計算は、「設計条件」－「土質条件」を参照。

**【地震時合成角】**

$$\begin{aligned} \theta_0 &= \tan^{-1} \{K_h / (1 - K_v)\} \\ &= \tan^{-1} \{0.160 / (1.0 - 0.000)\} \\ &= 9.090 \end{aligned}$$

## ・主働土圧

$$P_A = \frac{\sin(\omega - \phi + \theta_0)}{\cos(\omega - \phi - \delta - 90 + \theta) \cdot \cos \theta_0} W$$

上記式に対し、左右それぞれの値を代入し、 $\omega$  の値を変化させ求まる左右の土圧それぞれにおける最大値を主働土圧 ( $P_{AER}$ 、 $P_{AEL}$ ) とする。

## 7 部材断面力計算

### 7.1 荷重組み合わせパターン（常時：ケース1）

#### 1) 検討位置

右側壁	記号	位置	h(m)	hd(m)	ho(m)	hi(m)	ha(m)
	1	側壁高の1/3	1.433	1.433	0.133	—	—
	2	底版の上面	2.000	2.000	0.700	—	—
3	側壁付根	2.150	2.150	0.850	—	—	
左側壁	記号	位置	h(m)	hd(m)	ho(m)	hi(m)	ha(m)
	4	側壁高の1/3	1.100	1.100	—	—	—
	5	底版の上面	1.500	1.500	0.200	—	—
6	側壁付根	1.650	1.650	0.350	—	—	
底版	記号	位置	LL(m)		LR(m)		
	7	左側壁付け根	0.000		3.450		
	8	最大モーメント	1.686		1.764		
9	右側壁付け根	3.450		0.000			

h : 天端からの距離

hd:土圧作用高さ  $hd = h - \text{天端から地盤までの落差}$

ho:影響地下水位  $ho = h + \text{地下水位} - \text{側壁高} - \text{底版厚}$

hi:影響内水位  $hi = h + \text{内水位} - \text{側壁高}$

ha:内水位照査深さ  $ha = hi + h - \text{側壁高 (又は hi)}$

LL:左端からの距離

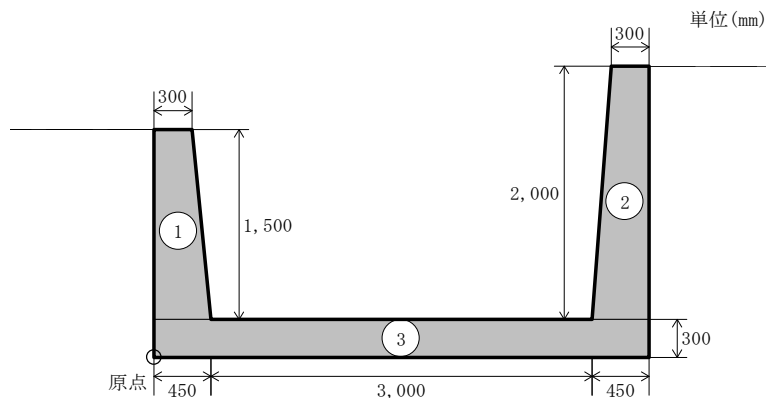
LR:右端からの距離

#### 2) 上載荷重

項目名	値 (kN/m <sup>2</sup> )	水路左側		水路右側	
		計上	採用値 (kN/m <sup>2</sup> )	計上	採用値 (kN/m <sup>2</sup> )
盛土荷重	—		—		—
自動車荷重	L: 7.000 R: 0.000	○	7.000		—
群集荷重	L: 0.000 R: 3.000		—	○	3.000
積雪荷重	—		—		—
任意荷重	—		—		—
合計		7.000		3.000	

積雪荷重に於いて自動車荷重と組み合わせる場合は、1.0kN/m<sup>2</sup>を見込む

#### 3) 自重の算出



番号	計算式	荷重 (kN)	荷重		アーム長		モーメント	
			鉛直 (kN)	水平 (kN)	$\Delta X$ (m)	$\Delta Y$ (m)	$M_x$ (kN・m)	$M_y$ (kN・m)
1	$24.500 \times 1.500 \times (0.300 + 0.450) \div 2$	13.781	13.781		0.190	1.000	2.618	
2	$24.500 \times 2.000 \times (0.300 + 0.450) \div 2$	18.375	18.375		3.710	1.233	68.171	
3	$24.500 \times 3.900 \times 0.300$	28.665	28.665		1.950	0.150	55.897	
合計		60.821	60.821	0.000			126.686	0.000

「アーム長」とは、原点から重心までの距離。Xは水平距離、Yは鉛直距離を指す。

側壁及び底版自重により生じる底版反力の内、底版自重及び内水重はこれにより生じる底版反力と等分布荷重として作用方向が反対で同値であることから相殺させ、それ以外の自重による底版反力のみによって計算する。

上記表より底版自重及び内水重を除いた自重の鉛直成分を次にまとめる。

$$\begin{aligned} \text{反力鉛直成分} &= \text{No. 1} + \text{No. 2} \\ &= 13.781 + 18.375 \\ &= 32.156 \end{aligned}$$

#### 4) 土圧および載荷重の算出

主働土圧の算出

すべり角度 $\omega$ を変化させ、土圧 $P_A$ を算出し最大となる値をもとめ、これを主働土圧とする。

$\omega$ を変化させたときの各値の一覧表を以下に示す。

水路右側

$\omega$ (°)	$A_1$ (m <sup>2</sup> )	$A_2$ (m <sup>2</sup> )	L (m)	W (kN/m)	K	$P_A$ (kN/m)
50.000	1.800	0.420	1.930	42.390	0.342/1.000	14.497
52.000	1.676	0.391	1.797	39.469	0.375/0.999	14.816
54.000	1.558	0.363	1.671	36.687	0.407/0.998	14.962
55.000	1.502	0.350	1.610	35.367	0.423/0.996	15.020
55.119	1.495	0.349	1.603	35.210	0.424/0.996	14.989
<b>55.120</b>	<b>1.495</b>	<b>0.349</b>	<b>1.603</b>	<b>35.210</b>	<b>0.425/0.996</b>	<b>15.024</b>
55.121	1.495	0.349	1.603	35.210	0.425/0.996	15.024
56.000	1.447	0.337	1.551	34.070	0.438/0.995	14.998
58.000	1.340	0.312	1.437	31.552	0.469/0.990	14.947

水路左側

$\omega$ (°)	$A_1$ (m <sup>2</sup> )	$A_2$ (m <sup>2</sup> )	L (m)	W (kN/m)	K	$P_A$ (kN/m)
50.000	1.254	0.105	1.510	34.195	0.423/0.989	14.625
52.000	1.168	0.098	1.406	31.848	0.454/0.984	14.694
53.000	1.127	0.094	1.356	30.721	0.469/0.981	14.687
53.391	1.111	0.093	1.337	30.289	0.475/0.979	14.696
<b>53.392</b>	<b>1.111</b>	<b>0.093</b>	<b>1.337</b>	<b>30.288</b>	<b>0.476/0.979</b>	<b>14.726</b>
53.393	1.111	0.093	1.337	30.288	0.476/0.979	14.726
54.000	1.086	0.091	1.308	29.612	0.485/0.977	14.700
56.000	1.008	0.084	1.214	27.483	0.515/0.969	14.607
58.000	0.934	0.078	1.125	25.465	0.545/0.960	14.457

$A_1, A_2$ は、座標法により算出。

Lは、壁背面（形状によっては仮想背面）から仮定したすべり面と地表面との交点までの水平距離。

$$\begin{aligned} W &= A_1 \times \gamma_t + A_2 \times \gamma_{ws} + L \times q \\ P_A &= K \times W \end{aligned}$$

ここに、

$\omega$  : 仮定したすべり面が水平面となす角(°)

$A_1$  : 湿潤土面積(m<sup>2</sup>)

$A_2$  : 水中土面積(m<sup>2</sup>)

L : 荷重作用長(m)

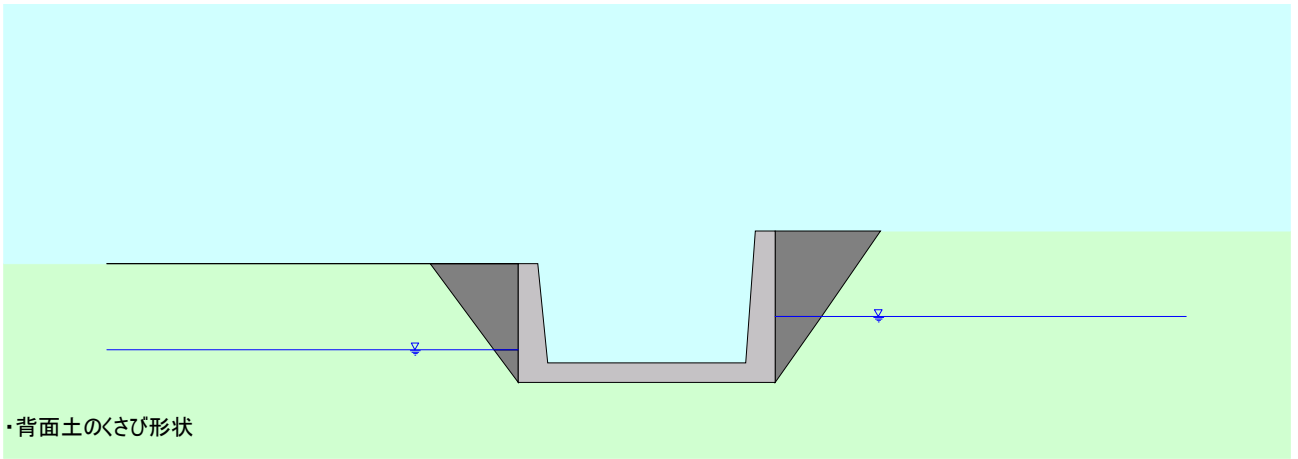
W : くさび重量(kN/m)

K : 係数  $\sin(\omega - \phi + \theta_0) / \cos(\omega - \phi - \delta - 90 + \theta) \cdot \cos \theta_0$

$P_A$  : 土圧(kN/m) (極大値を主働土圧とする。)

上記結果より、左右それぞれのすべり角度 $\omega$ の値は、右 55.120(°)、左 53.392(°)となり、主働土圧は右 15.024(kN/m)、左 14.726(kN/m)となる。また、その際のくさび形状を次に示す。





・背面土のくさび形状

水路右側の壁面に作用する荷重は鉛直方向と水平方向に以下の係数で荷重を分ける。

$$\begin{aligned} \text{鉛直方向} &= \sin(\delta_R + 90 - \theta_R) = \sin(20.000 + 90 - 90.000) \\ &= 0.342 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{水平方向} &= \cos(\delta_R + 90 - \theta_R) = \cos(20.000 + 90 - 90.000) \\ &= 0.940 \end{aligned}$$

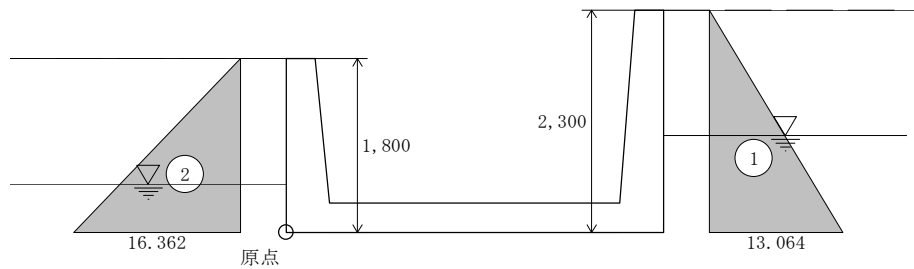
水路左側の壁面に作用する荷重は鉛直方向と水平方向に以下の係数で荷重を分ける。

ただし水平方向に関しては、右側の荷重に対し荷重方向が逆になるため係数の符号を反転させるものとする。

$$\begin{aligned} \text{鉛直方向} &= \sin(\delta_L + 90 - \theta_L) = \sin(16.667 + 90 - 90.000) \\ &= 0.287 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{水平方向} &= -\cos(\delta_L + 90 - \theta_L) = -\cos(16.667 + 90 - 90.000) \\ &= -0.958 \end{aligned}$$

単位 (mm)



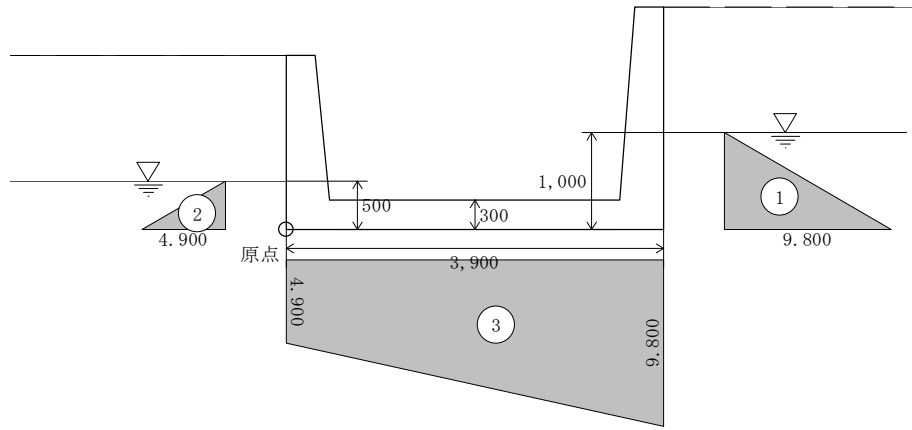
番号	計 算 式	荷重 (kN)	荷 重		アーム長		モーメント	
			鉛直 (kN)	水平 (kN)	$\Delta X$ (m)	$\Delta Y$ (m)	$M_x$ (kN・m)	$M_y$ (kN・m)
1	$13.064 \times 2.300 \div 2$	15.024	5.138	14.123	3.900	0.767	20.038	10.832
2	$16.362 \times 1.800 \div 2$	14.726	4.226	-14.108		0.600		-8.465
合計		29.750	9.364	0.015			20.038	2.367

「アーム長」とは、原点から作用点までの距離。Xは壁面までの水平距離、Yは重心位置までの鉛直距離。

5) 水圧の算出

$$P_{v1} = \gamma_w \cdot H_{R1} = 9.800 \times 1.000 = 9.800 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{v2} = \gamma_w \cdot H_{L1} = 9.800 \times 0.500 = 4.900 \text{ kN/m}^2$$



番号	計 算 式	荷重 (kN)	荷 重		アーム長		モーメント	
			鉛直 (kN)	水平 (kN)	$\Delta X$ (m)	$\Delta Y$ (m)	$M_x$ (kN・m)	$M_y$ (kN・m)
1	$9.800 \times 1.000 \div 2$	4.900		4.900	3.900	0.333		1.632
2	$4.900 \times 0.500 \div 2$	1.225		-1.225		0.167		-0.205
3	$3.900 \times (4.900 + 9.800) \div 2$	28.665	-28.665		2.167		-62.117	
合計		34.790	-28.665	3.675			-62.117	1.427

「アーム長」とは、原点から作用点までの距離。Xは壁面までの水平距離、Yは重心位置までの鉛直距離。但し、揚圧力の場合は底面に作用するためXは重心位置までの水平距離、Y=0となる。

### 6) 水路上面荷重の算出

番号	項 目	荷重 (kN)		アーム長 (m)		モーメント (kN・m)	
		鉛直	水平	$\Delta X$	$\Delta Y$	$M_x$	$M_y$
1	コンクリートの蓋版荷重 (3.6m×0.5m×1.0m×25.4kN/m <sup>3</sup> )	44.100	0.000	1.950	2.550	85.995	0.000
合計		44.100	0.000			85.995	0.000

### 7) 偏心距離および底版反力の算出

以下の式に従い偏心距離を求める。

$$e = |L/2 - (\Sigma M_x - \Sigma M_y) / \Sigma V|$$

ここに、

e : 合力の作用線が底面と交わる点と底面中心との距離 (m)

L : 底面の長さ (作用幅) (m)

$\Sigma V$  : 全鉛直力 (kN/m)

土圧および載荷重の鉛直成分・浮力も含む。

$\Sigma M_x$  : 原点における全抵抗モーメント (kN・m)

$\Sigma M_y$  : 原点における全転倒モーメント (kN・m)

項 目	外 力		モーメント		底版反力 鉛直成分 (kN/m)
	V (kN)	H (kN)	$M_x$ (kN・m)	$M_y$ (kN・m)	
自 重	60.821		126.686		32.156
土圧および載荷重	9.364	0.015	20.038	2.367	9.364
水 圧	-28.665	3.675	-62.117	1.427	
水路上面荷重	44.100		85.995		44.100
合 計	85.620	3.690	170.602	3.794	85.620

$$\begin{aligned}
 e &= 3.900 / 2 - (170.602 - 3.794) / 85.620 \\
 &= 0.002 \text{ (m)}
 \end{aligned}$$

偏心距離が中央(1.725m)の1/3(0.575m)内にあるため、次式にて地盤反力を検討する。

$$\begin{aligned}
 q_R &= \Sigma V / L \cdot (1 - 6e / L) \\
 q_L &= \Sigma V / L \cdot (1 + 6e / L)
 \end{aligned}$$

ここに、

$$\begin{aligned}
 q_R, q_L &: \text{底版の両端における反力強度 (kN/m}^2\text{)} \\
 L &: \text{基礎面の長さ (作用幅) (m)} \\
 e &: \Sigma V \text{の作用点の偏心距離 (m)} \\
 \Sigma V &: \text{合力の鉛直分力 (kN/m)}
 \end{aligned}$$

このときの基礎面の長さ(作用幅)は、左右側壁の中心間の距離とし、合力の鉛直分力は側壁に関する自重と水路上面に生じる荷重とする。

但し、張出しを含む場合には、張出し部分にも底版反力が生じるとして、作用幅を張出し端部とし、張出し上部の土砂も自重に含める。

底版自重及び内水重はこれにより生じる底版反力と等分布荷重として作用する方向が反対で同値であることから相殺される。

浮力(又は揚圧力)は、側壁及び底版自重により生じる底版反力より小さいので、底版反力のみを考慮する。

また、水路上面に上載荷重 $Q_c=44.100$ が生じるものとする。

以上により、底版反力は底版反力鉛直成分の合計値を用いて計算を行う。

$$\begin{aligned}
 q_R &= 85.620 / 3.450 \times (1 - 6 \times 0.002 / 3.450) \\
 &= 24.731 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\
 q_L &= 85.620 / 3.450 \times (1 + 6 \times 0.002 / 3.450) \\
 &= 24.904 \text{ (kN/m}^2\text{)}
 \end{aligned}$$

## 8) 側壁の断面力計算

試行くさび法では、主働土圧が側壁に対し三角形に分布すると仮定し各段面のせん断力と曲げモーメントを求める。

$$\begin{aligned} P_{AM} &= 2 \cdot P_A / H^2 = 2 \times 15.024 / 2.150^2 \\ &= 6.500 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

ここに、

$P_A$  : 主働土圧 (kN/m)

$H$  : 主働土圧を受ける側壁の高さ (m)

$P_{AM}$  : 側壁に生じる主働土圧が三角形分布と仮定する時の単位荷重強度 (kN/m<sup>2</sup>)

断面1 右側壁

$$\begin{aligned} S_{S1} &= 1/2 \cdot P_{AM} \cdot h_d^2 \cdot \cos \delta_R + 1/2 \cdot \gamma_w \cdot h_o^2 \\ &= 1/2 \times 6.500 \times 1.433^2 \times \cos 20.000 + 1/2 \times 9.800 \times 0.133^2 \\ &= 6.358 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{S1} &= 1/6 \cdot P_{AM} \cdot h_d^3 \cdot \cos \delta_R + 1/6 \cdot \gamma_w \cdot h_o^3 \\ &= 1/6 \times 6.500 \times 1.433^3 \times \cos 20.000 + 1/6 \times 9.800 \times 0.133^3 \\ &= 3.000 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

断面2 右側壁

$$\begin{aligned} S_{S2} &= 1/2 \cdot P_{AM} \cdot h_d^2 \cdot \cos \delta_R + 1/2 \cdot \gamma_w \cdot h_o^2 \\ &= 1/2 \times 6.500 \times 2.000^2 \times \cos 20.000 + 1/2 \times 9.800 \times 0.700^2 \\ &= 14.618 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{S2} &= 1/6 \cdot P_{AM} \cdot h_d^3 \cdot \cos \delta_R + 1/6 \cdot \gamma_w \cdot h_o^3 \\ &= 1/6 \times 6.500 \times 2.000^3 \times \cos 20.000 + 1/6 \times 9.800 \times 0.700^3 \\ &= 8.705 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

断面3 右側壁

$$\begin{aligned} S_{S3} &= 1/2 \cdot P_{AM} \cdot h_d^2 \cdot \cos \delta_R + 1/2 \cdot \gamma_w \cdot h_o^2 \\ &= 1/2 \times 6.500 \times 2.150^2 \times \cos 20.000 + 1/2 \times 9.800 \times 0.850^2 \\ &= 17.658 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{S3} &= 1/6 \cdot P_{AM} \cdot h_d^3 \cdot \cos \delta_R + 1/6 \cdot \gamma_w \cdot h_o^3 \\ &= 1/6 \times 6.500 \times 2.150^3 \times \cos 20.000 + 1/6 \times 9.800 \times 0.850^3 \\ &= 11.121 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

試行くさび法では、主働土圧が側壁に対し三角形に分布すると仮定し各段面のせん断力と曲げモーメントを求める。

$$\begin{aligned} P_{AM} &= 2 \cdot P_A / H^2 = 2 \times 14.726 / 1.650^2 \\ &= 10.818 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

ここに、

$P_A$  : 主働土圧 (kN/m)

$H$  : 主働土圧を受ける側壁の高さ (m)

$P_{AM}$  : 側壁に生じる主働土圧が三角形分布と仮定する時の単位荷重強度 (kN/m<sup>2</sup>)

断面4 左側壁

$$\begin{aligned} S_{S4} &= 1/2 \cdot P_{AM} \cdot h_d^2 \cdot \cos \delta_L \\ &= 1/2 \times 10.818 \times 1.100^2 \times \cos 16.667 \\ &= 6.270 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{S4} &= 1/6 \cdot P_{AM} \cdot h_d^3 \cdot \cos \delta_L \\ &= 1/6 \times 10.818 \times 1.100^3 \times \cos 16.667 \\ &= 2.299 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

断面5 左側壁

$$\begin{aligned} S_{S5} &= 1/2 \cdot P_{AM} \cdot h_d^2 \cdot \cos \delta_L + 1/2 \cdot \gamma_w \cdot h_o^2 \\ &= 1/2 \times 10.818 \times 1.500^2 \times \cos 16.667 + 1/2 \times 9.800 \times 0.200^2 \\ &= 11.855 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{S5} &= 1/6 \cdot P_{AM} \cdot h_d^3 \cdot \cos \delta_L + 1/6 \cdot \gamma_w \cdot h_o^3 \\ &= 1/6 \times 10.818 \times 1.500^3 \times \cos 16.667 + 1/6 \times 9.800 \times 0.200^3 \\ &= 5.843 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

断面6 左側壁

$$\begin{aligned} S_{S6} &= 1/2 \cdot P_{AM} \cdot h_d^2 \cdot \cos \delta_L + 1/2 \cdot \gamma_w \cdot h_o^2 \\ &= 1/2 \times 10.818 \times 1.650^2 \times \cos 16.667 + 1/2 \times 9.800 \times 0.350^2 \\ &= 14.708 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{S6} &= 1/6 \cdot P_{AM} \cdot h_d^3 \cdot \cos \delta_L + 1/6 \cdot \gamma_w \cdot h_o^3 \\ &= 1/6 \times 10.818 \times 1.650^3 \times \cos 16.667 + 1/6 \times 9.800 \times 0.350^3 \\ &= 7.829 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

## 9) 底版の断面力計算

側壁底部の曲げモーメントを底版端部に生じる材端モーメントとして底版の計算を行う。

・右側

$$\text{部材端モーメント } M_{SR} = M_{S3} = 11.121 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

・左側

$$\text{部材端モーメント } M_{SL} = M_{S6} = 7.829 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

断面7 底版

$$\begin{aligned} S_{T7} &= -1/2 \cdot q_L \cdot (B_L - 2\chi) + (q_L - q_R) \cdot B_L \cdot 1/2 \cdot (1/3 - \chi^2/B_L^2) + (M_{SR} - M_{SL})/B_L \\ &= -1/2 \times 24.904 \times (3.450 - 2 \times 0.000) + (24.904 - 24.731) \times 3.450 \times 1/2 \times (1/3 - 0.000^2 / 3.450^2) + (11.121 - 7.829) / 3.450 \\ &= -41.906 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{T7} &= (M_{SR} - M_{SL}) \cdot \chi / B_L + M_{SL} + 1/6 \cdot \chi \cdot (B_L - \chi) \cdot \{(1 + \chi / B_L) \cdot (q_L - q_R) - 3q_L\} \\ &= (11.121 - 7.829) \times 0.000 / 3.450 + 7.829 + 1/6 \times 0.000 \times (3.450 - 0.000) \times \{(1 + 0.000 / 3.450) \times (24.904 - 24.731) - 3 \times 24.904\} \\ &= 7.829 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

断面8 底版

$$\begin{aligned} S_{T8} &= -1/2 \cdot q_L \cdot (B_L - 2\chi) + (q_L - q_R) \cdot B_L \cdot 1/2 \cdot (1/3 - \chi^2/B_L^2) + (M_{SR} - M_{SL})/B_L \\ &= -1/2 \times 24.904 \times (3.450 - 2 \times 1.686) + (24.904 - 24.731) \times 3.450 \times 1/2 \times (1/3 - 1.686^2 / 3.450^2) + (11.121 - 7.829) / 3.450 \\ &= 0.000 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{T8} &= (M_{SR} - M_{SL}) \cdot \chi / B_L + M_{SL} + 1/6 \cdot \chi \cdot (B_L - \chi) \cdot \{(1 + \chi / B_L) \cdot (q_L - q_R) - 3q_L\} \\ &= (11.121 - 7.829) \times 1.686 / 3.450 + 7.829 + 1/6 \times 1.686 \times (3.450 - 1.686) \times \{(1 + 1.686 / 3.450) \times (24.904 - 24.731) - 3 \times 24.904\} \\ &= -27.468 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

断面9 底版

$$\begin{aligned} S_{T9} &= -1/2 \cdot q_L \cdot (B_L - 2\chi) + (q_L - q_R) \cdot B_L \cdot 1/2 \cdot (1/3 - \chi^2/B_L^2) + (M_{SR} - M_{SL})/B_L \\ &= -1/2 \times 24.904 \times (3.450 - 2 \times 3.450) + (24.904 - 24.731) \times 3.450 \times 1/2 \times (1/3 - 3.450^2 / 3.450^2) + (11.121 - 7.829) / 3.450 \\ &= 43.715 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{T9} &= (M_{SR} - M_{SL}) \cdot \chi / B_L + M_{SL} + 1/6 \cdot \chi \cdot (B_L - \chi) \cdot \{(1 + \chi / B_L) \cdot (q_L - q_R) - 3q_L\} \\ &= (11.121 - 7.829) \times 3.450 / 3.450 + 7.829 + 1/6 \times 3.450 \times (3.450 - 3.450) \times \{(1 + 3.450 / 3.450) \times (24.904 - 24.731) - 3 \times 24.904\} \\ &= 11.121 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

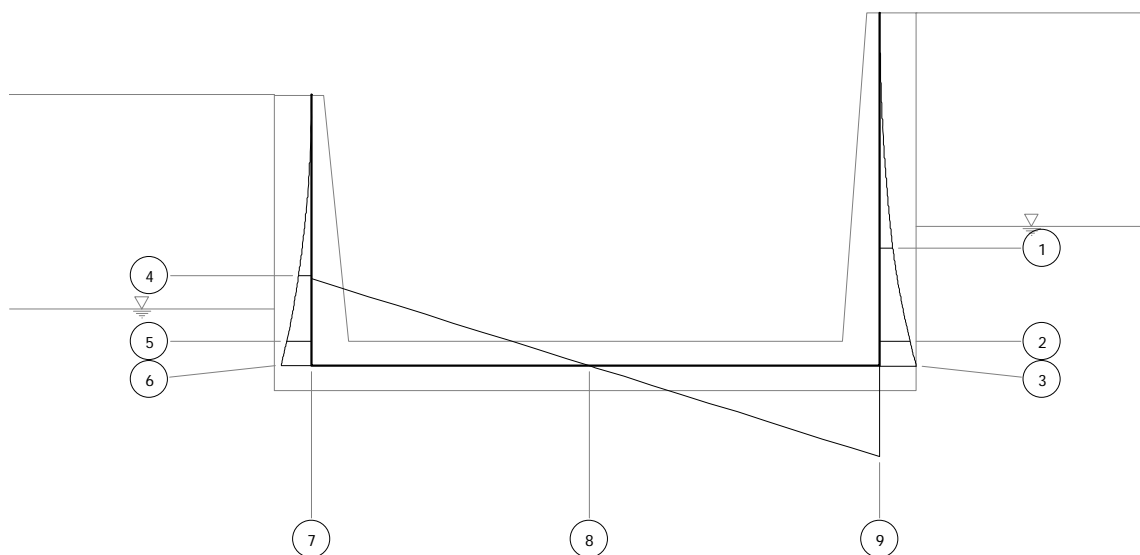
## 10) 断面力一覧

右側壁	記号	位置	h (m)	せん断力 S (kN)	曲げモーメント M (kN・m)
	1	側壁高の 1 / 3	1.433	6.358	3.000
2	底版の上面	2.000	14.618	8.705	
3	側壁付根	2.150	17.658	11.121	
左側壁	記号	位置	h (m)	せん断力 S (kN)	曲げモーメント M (kN・m)
	4	側壁高の 1 / 3	1.100	6.270	2.299
	5	底版の上面	1.500	11.855	5.843
6	側壁付根	1.650	14.708	7.829	
底版	記号	位置	$\chi$ (m)	せん断力 S (kN)	曲げモーメント M (kN・m)
	7	左側壁付け根	0.000	-41.906	7.829
	8	最大モーメント	1.686	0.000	-27.468
9	右側壁付け根	3.450	43.715	11.121	

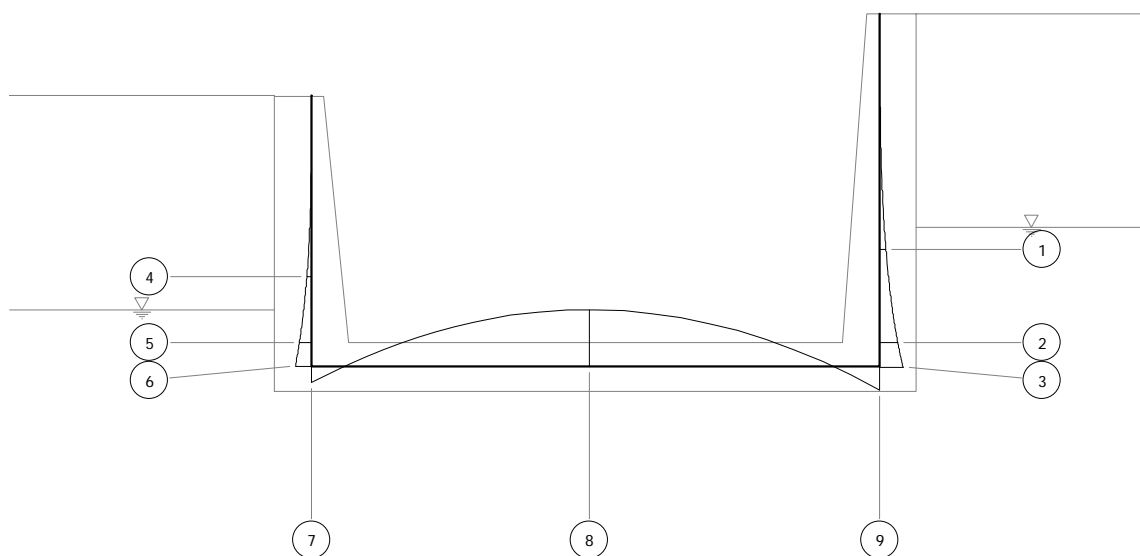
断面力は荷重方向により以下のように表示する。

外側：プラス / 内側：マイナス

11) せん断力図



12) 曲げモーメント図



## 7.2 荷重組み合わせパターン（常時：ケース3）

### 1) 検討位置

右側壁	記号	位置	h(m)	hd(m)	ho(m)	hi(m)	ha(m)
	1	側壁高の1/3	1.433	1.433	—	0.433	0.433
	2	底版の上面	2.000	2.000	—	1.000	1.000
3	側壁付根	2.150	2.150	—	1.000	1.150	
左側壁	記号	位置	h(m)	hd(m)	ho(m)	hi(m)	ha(m)
	4	側壁高の1/3	1.100	1.100	—	0.600	0.600
	5	底版の上面	1.500	1.500	—	1.000	1.000
6	側壁付根	1.650	1.650	—	1.000	1.150	
底版	記号	位置	LL(m)		LR(m)		
	7	左側壁付け根	0.000		3.450		
	8	最大モーメント	1.703		1.747		
9	右側壁付け根	3.450		0.000			

h：天端からの距離

hd：土圧作用高さ  $hd = h - \text{天端から地盤までの落差}$

ho：影響地下水位  $ho = h + \text{地下水位} - \text{側壁高} - \text{底版厚}$

hi：影響内水位  $hi = h + \text{内水位} - \text{側壁高}$

ha：内水位照査深さ  $ha = hi + h - \text{側壁高 (又は hi)}$

LL：左端からの距離

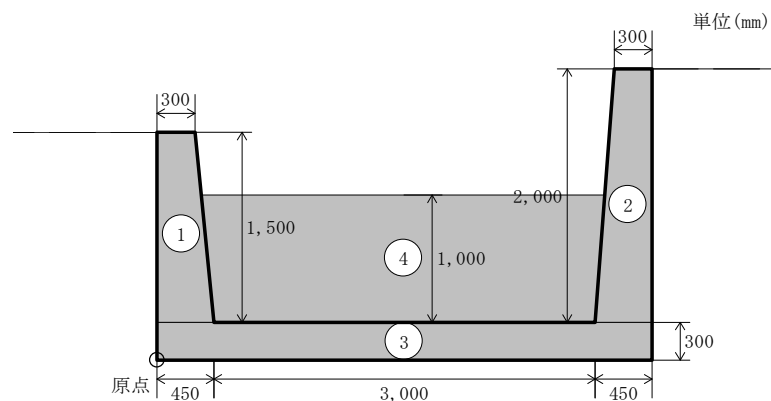
LR：右端からの距離

### 2) 上載荷重

項目名	値 (kN/m <sup>2</sup> )	水路左側		水路右側	
		計上	採用値 (kN/m <sup>2</sup> )	計上	採用値 (kN/m <sup>2</sup> )
盛土荷重	—		—		—
自動車荷重	L: 7.000 R: 0.000		—		—
群集荷重	L: 0.000 R: 3.000		—		—
積雪荷重	—		—		—
任意荷重	—		—		—
合計			—		—

積雪荷重に於いて自動車荷重と組み合わせる場合は、1.0kN/m<sup>2</sup>を見込む

### 3) 自重の算出



番号	計 算 式	荷重 (kN)	荷 重		アーム長		モーメント	
			鉛直 (kN)	水平 (kN)	$\Delta X$ (m)	$\Delta Y$ (m)	$M_x$ (kN・m)	$M_y$ (kN・m)
1	$24.500 \times 1.500 \times (0.300 + 0.450) \div 2$	13.781	13.781		0.190	1.000	2.618	
2	$24.500 \times 2.000 \times (0.300 + 0.450) \div 2$	18.375	18.375		3.710	1.233	68.171	
3	$24.500 \times 3.900 \times 0.300$	28.665	28.665		1.950	0.150	55.897	
4	$9.800 \times 1.000 \times (3.000 + 3.175) \div 2$	30.258	30.258		1.944	0.805	58.822	
合計		91.079	91.079	0.000			185.508	0.000

「アーム長」とは、原点から重心までの距離。Xは水平距離、Yは鉛直距離を指す。



側壁及び底版自重により生じる底版反力の内、底版自重及び内水重はこれにより生じる底版反力と等分布荷重として作用方向が反対で同値であることから相殺させ、それ以外の自重による底版反力のみによって計算する。

上記表より底版自重及び内水重を除いた自重の鉛直成分を次にまとめる。

$$\begin{aligned} \text{反力鉛直成分} &= \text{No. 1} + \text{No. 2} \\ &= 13.781 + 18.375 \\ &= 32.156 \end{aligned}$$

#### 4) 土圧および載荷重の算出

主働土圧の算出

すべり角度 $\omega$ を変化させ、土圧 $P_A$ を算出し最大となる値をもとめ、これを主働土圧とする。

$\omega$ を変化させたときの各値の一覧表を以下に示す。

水路右側

$\omega$ (°)	$A_1$ (m <sup>2</sup> )	$A_2$ (m <sup>2</sup> )	L (m)	W (kN/m)	K	$P_A$ (kN/m)
50.000	1.800	0.420	1.930	39.960	0.342/1.000	13.666
52.000	1.676	0.391	1.797	37.206	0.375/0.999	13.966
54.000	1.558	0.363	1.671	34.578	0.407/0.998	14.101
55.000	1.502	0.350	1.610	33.336	0.423/0.996	14.158
55.119	1.495	0.349	1.603	33.192	0.424/0.996	14.130
<b>55.120</b>	<b>1.495</b>	<b>0.349</b>	<b>1.603</b>	<b>33.192</b>	<b>0.425/0.996</b>	<b>14.163</b>
55.121	1.495	0.349	1.603	33.192	0.425/0.996	14.163
56.000	1.447	0.337	1.551	32.112	0.438/0.995	14.136
58.000	1.340	0.312	1.437	29.736	0.469/0.990	14.087

水路左側

$\omega$ (°)	$A_1$ (m <sup>2</sup> )	$A_2$ (m <sup>2</sup> )	L (m)	W (kN/m)	K	$P_A$ (kN/m)
50.000	1.254	0.105	1.510	24.462	0.423/0.989	10.463
52.000	1.168	0.098	1.406	22.788	0.454/0.984	10.514
53.000	1.127	0.094	1.356	21.978	0.469/0.981	10.507
53.196	1.119	0.094	1.347	21.834	0.472/0.980	10.516
<b>53.197</b>	<b>1.119</b>	<b>0.094</b>	<b>1.347</b>	<b>21.834</b>	<b>0.473/0.980</b>	<b>10.538</b>
53.198	1.118	0.094	1.347	21.816	0.473/0.980	10.530
54.000	1.086	0.091	1.308	21.186	0.485/0.977	10.517
56.000	1.008	0.084	1.214	19.656	0.515/0.969	10.447
58.000	0.934	0.078	1.125	18.216	0.545/0.960	10.341

$A_1, A_2$ は、座標法により算出。

Lは、壁背面（形状によっては仮想背面）から仮定したすべり面と地表面との交点までの水平距離。

$$\begin{aligned} W &= (A_1 + A_2) \times \gamma_t + L \times q \\ P_A &= K \times W \end{aligned}$$

ここに、

$\omega$  : 仮定したすべり面が水平面となす角(°)

$A_1$  : 湿潤土面積(m<sup>2</sup>)

$A_2$  : 水中土面積(m<sup>2</sup>)

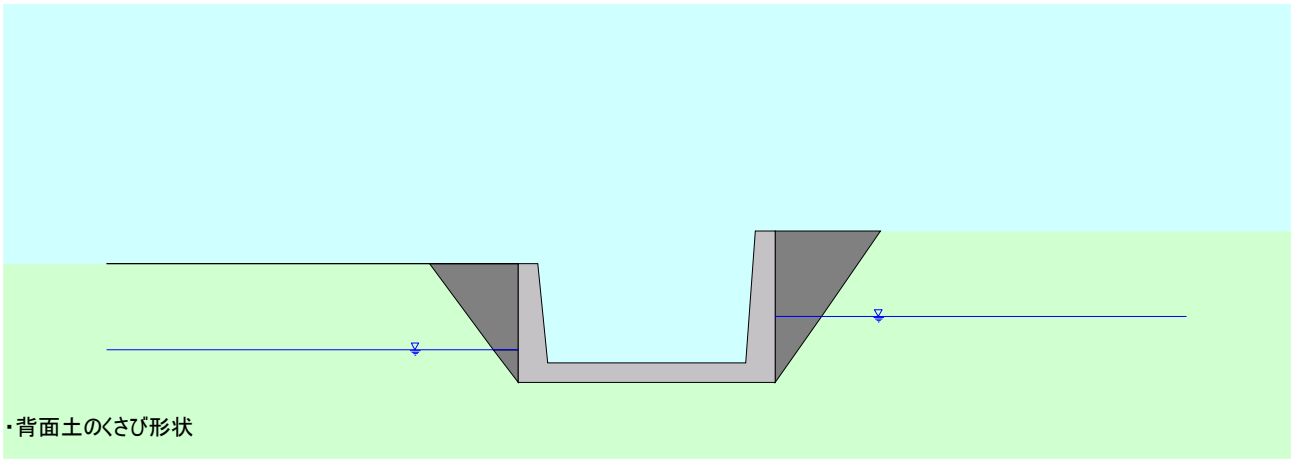
L : 荷重作用長(m)

W : くさび重量(kN/m)

K : 係数  $\sin(\omega - \phi + \theta_0) / \cos(\omega - \phi - \delta - 90 + \theta) \cdot \cos \theta_0$

$P_A$  : 土圧(kN/m) (極大値を主働土圧とする。)

上記結果より、左右それぞれのすべり角度 $\omega$ の値は、右 55.120(°)、左 53.197(°)となり、主働土圧は右 14.163(kN/m)、左 10.538(kN/m)となる。また、その際のくさび形状を次に示す。



背面土のくさび形状

水路右側の壁面に作用する荷重は鉛直方向と水平方向に以下の係数で荷重を分ける。

$$\begin{aligned} \text{鉛直方向} &= \sin(\delta_R + 90 - \theta_R) = \sin(20.000 + 90 - 90.000) \\ &= 0.342 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{水平方向} &= \cos(\delta_R + 90 - \theta_R) = \cos(20.000 + 90 - 90.000) \\ &= 0.940 \end{aligned}$$

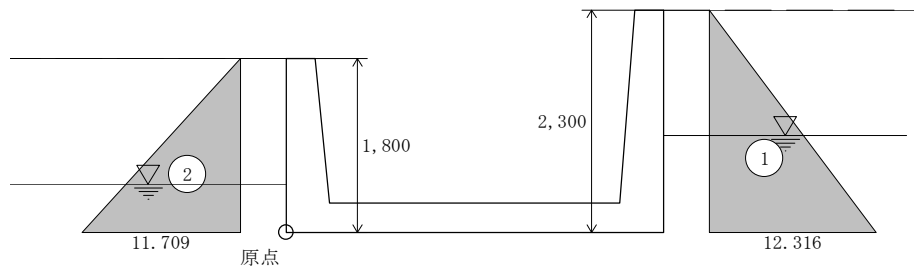
水路左側の壁面に作用する荷重は鉛直方向と水平方向に以下の係数で荷重を分ける。

ただし水平方向に関しては、右側の荷重に対し荷重方向が逆になるため係数の符号を反転させるものとする。

$$\begin{aligned} \text{鉛直方向} &= \sin(\delta_L + 90 - \theta_L) = \sin(16.667 + 90 - 90.000) \\ &= 0.287 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{水平方向} &= -\cos(\delta_L + 90 - \theta_L) = -\cos(16.667 + 90 - 90.000) \\ &= -0.958 \end{aligned}$$

単位 (mm)



番号	計 算 式	荷重 (kN)	荷 重		アーム長		モーメント	
			鉛直 (kN)	水平 (kN)	$\Delta X$ (m)	$\Delta Y$ (m)	$M_X$ (kN・m)	$M_Y$ (kN・m)
1	$12.316 \times 2.300 \div 2$	14.163	4.844	13.313	3.900	0.767	18.892	10.211
2	$11.709 \times 1.800 \div 2$	10.538	3.024	-10.095		0.600		-6.057
合計		24.701	7.868	3.218			18.892	4.154

「アーム長」とは、原点から作用点までの距離。Xは壁面までの水平距離、Yは重心位置までの鉛直距離。

## 5) 水路上面荷重の算出

番号	項 目	荷重 (kN)		アーム長 (m)		モーメント (kN・m)	
		鉛直	水平	$\Delta X$	$\Delta Y$	$M_X$	$M_Y$
1	コンクリートの蓋版荷重 (3.6m × 0.5m × 1.0m × 25.4kN/m <sup>3</sup> )	44.100	0.000	1.950	2.550	85.995	0.000
合計		44.100	0.000			85.995	0.000

## 6) 偏心距離および底版反力の算出

以下の式に従い偏心距離を求める。

$$e = |L/2 - (\Sigma M_x - \Sigma M_y) / \Sigma V|$$

ここに、

$e$  : 合力の作用線が底面と交わる点と底面中心との距離 (m)

$L$  : 底面の長さ (作用幅) (m)

$\Sigma V$  : 全鉛直力 (kN/m)

土圧および載荷重の鉛直成分・水路内の水重量も含む。

$\Sigma M_x$  : 原点における全抵抗モーメント (kN・m)

$\Sigma M_y$  : 原点における全転倒モーメント (kN・m)

項 目	外 力		モーメント		底版反力 鉛直成分 (kN/m)
	V (kN)	H (kN)	$M_x$ (kN・m)	$M_y$ (kN・m)	
自 重	91.079		185.508		32.156
土圧および載荷重	7.868	3.218	18.892	4.154	7.868
水路上面荷重	44.100		85.995		44.100
合 計	143.047	3.218	290.395	4.154	84.124

$$e = 3.900 / 2 - (290.395 - 4.154) / 143.047$$

$$= -0.051 \text{ (m)}$$

偏心距離が中央(1.725m)の1/3(0.575m)内にあるため、次式にて地盤反力を検討する。

$$q_R = \Sigma V / L \cdot (1 - 6e / L)$$

$$q_L = \Sigma V / L \cdot (1 + 6e / L)$$

ここに、

$q_R, q_L$  : 底版の両端における反力強度 (kN/m<sup>2</sup>)

$L$  : 基礎面の長さ (作用幅) (m)

$e$  :  $\Sigma V$ の作用点の偏心距離 (m)

$\Sigma V$  : 合力の鉛直分力 (kN/m)

このときの基礎面の長さ (作用幅) は、左右側壁の中心間の距離とし、合力の鉛直分力は側壁に関する自重と水路上面に生じる荷重とする。

但し、張出しを含む場合には、張出し部分にも底版反力が生じるとして、作用幅を張出し端部とし、張出し上部の土砂も自重に含める。

底版自重及び内水重はこれにより生じる底版反力と等分布荷重として作用する方向が反対で同値であることから相殺される。

また、水路上面に上載荷重 $Q_c=44.100$ が生じるものとする。

以上により、底版反力は底版反力鉛直成分の合計値を用いて計算を行う。

$$q_R = 84.124 / 3.450 \times (1 - 6 \times -0.051 / 3.450)$$

$$= 26.547 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_L = 84.124 / 3.450 \times (1 + 6 \times -0.051 / 3.450)$$

$$= 22.221 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

## 7) 側壁の断面力計算

試行くさび法では、主働土圧が側壁に対し三角形に分布すると仮定し各段面のせん断力と曲げモーメントを求める。

$$\begin{aligned} P_{AM} &= 2 \cdot P_A / H^2 = 2 \times 14.163 / 2.150^2 \\ &= 6.128 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

ここに、

$P_A$  : 主働土圧 (kN/m)

$H$  : 主働土圧を受ける側壁の高さ (m)

$P_{AM}$  : 側壁に生じる主働土圧が三角形分布と仮定する時の単位荷重強度 (kN/m<sup>2</sup>)

断面1 右側壁

$$\begin{aligned} S_{S1} &= 1/2 \cdot P_{AM} \cdot h_d^2 \cdot \cos \delta_R - (1/2 \cdot \gamma_w \cdot h_i^2) \\ &= 1/2 \times 6.128 \times 1.433^2 \times \cos 20.000 - (1/2 \times 9.800 \times 0.433^2) \\ &= 4.994 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{S1} &= 1/6 \cdot P_{AM} \cdot h_d^3 \cdot \cos \delta_R - (1/6 \cdot \gamma_w \cdot h_i^3) \\ &= 1/6 \times 6.128 \times 1.433^3 \times \cos 20.000 - (1/6 \times 9.800 \times 0.433^3) \\ &= 2.692 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

断面2 右側壁

$$\begin{aligned} S_{S2} &= 1/2 \cdot P_{AM} \cdot h_d^2 \cdot \cos \delta_R - (1/2 \cdot \gamma_w \cdot h_i^2) \\ &= 1/2 \times 6.128 \times 2.000^2 \times \cos 20.000 - (1/2 \times 9.800 \times 1.000^2) \\ &= 6.617 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{S2} &= 1/6 \cdot P_{AM} \cdot h_d^3 \cdot \cos \delta_R - (1/6 \cdot \gamma_w \cdot h_i^3) \\ &= 1/6 \times 6.128 \times 2.000^3 \times \cos 20.000 - (1/6 \times 9.800 \times 1.000^3) \\ &= 6.044 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

断面3 右側壁

$$\begin{aligned} S_{S3} &= 1/2 \cdot P_{AM} \cdot h_d^2 \cdot \cos \delta_R - (1/2 \cdot \gamma_w \cdot h_i^2) \\ &= 1/2 \times 6.128 \times 2.150^2 \times \cos 20.000 - (1/2 \times 9.800 \times 1.000^2) \\ &= 8.409 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{S3} &= 1/6 \cdot P_{AM} \cdot h_d^3 \cdot \cos \delta_R - \{1/6 \cdot \gamma_w \cdot h_i^2 (3h_a - 2h_i)\} \\ &= 1/6 \times 6.128 \times 2.150^3 \times \cos 20.000 - \{1/6 \times 9.800 \times 1.000^2 \times (3 \times 1.150 - 2 \times 1.000)\} \\ &= 7.170 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

試行くさび法では、主働土圧が側壁に対し三角形に分布すると仮定し各段面のせん断力と曲げモーメントを求める。

$$\begin{aligned} P_{AM} &= 2 \cdot P_A / H^2 = 2 \times 10.538 / 1.650^2 \\ &= 7.741 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

ここに、

$P_A$  : 主働土圧 (kN/m)

$H$  : 主働土圧を受ける側壁の高さ (m)

$P_{AM}$  : 側壁に生じる主働土圧が三角形分布と仮定する時の単位荷重強度 (kN/m<sup>2</sup>)

断面4 左側壁

$$\begin{aligned} S_{S4} &= 1/2 \cdot P_{AM} \cdot h_d^2 \cdot \cos \delta_L - (1/2 \cdot \gamma_w \cdot h_i^2) \\ &= 1/2 \times 7.741 \times 1.100^2 \times \cos 16.667 - (1/2 \times 9.800 \times 0.600^2) \\ &= 2.723 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{S4} &= 1/6 \cdot P_{AM} \cdot h_d^3 \cdot \cos \delta_L - (1/6 \cdot \gamma_w \cdot h_i^3) \\ &= 1/6 \times 7.741 \times 1.100^3 \times \cos 16.667 - (1/6 \times 9.800 \times 0.600^3) \\ &= 1.292 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

断面5 左側壁

$$\begin{aligned} S_{S5} &= 1/2 \cdot P_{AM} \cdot h_d^2 \cdot \cos \delta_L - (1/2 \cdot \gamma_w \cdot h_i^2) \\ &= 1/2 \times 7.741 \times 1.500^2 \times \cos 16.667 - (1/2 \times 9.800 \times 1.000^2) \\ &= 3.443 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{S5} &= 1/6 \cdot P_{AM} \cdot h_d^3 \cdot \cos \delta_L - (1/6 \cdot \gamma_w \cdot h_i^3) \\ &= 1/6 \times 7.741 \times 1.500^3 \times \cos 16.667 - (1/6 \times 9.800 \times 1.000^3) \\ &= 2.538 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

断面6 左側壁

$$\begin{aligned} S_{S6} &= 1/2 \cdot P_{AM} \cdot h_d^2 \cdot \cos \delta_L - (1/2 \cdot \gamma_w \cdot h_i^2) \\ &= 1/2 \times 7.741 \times 1.650^2 \times \cos 16.667 - (1/2 \times 9.800 \times 1.000^2) \\ &= 5.195 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{S6} &= 1/6 \cdot P_{AM} \cdot h_d^3 \cdot \cos \delta_L - \{1/6 \cdot \gamma_w \cdot h_i^2 (3h_a - 2h_i)\} \\ &= 1/6 \times 7.741 \times 1.650^3 \times \cos 16.667 - \{1/6 \times 9.800 \times 1.000^2 \times (3 \times 1.150 - 2 \times 1.000)\} \\ &= 3.184 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

## 8) 底版の断面力計算

側壁底部の曲げモーメントを底版端部に生じる材端モーメントとして底版の計算を行う。

・右側

$$\text{部材端モーメント } M_{SR} = M_{S3} = 7.170 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

・左側

$$\text{部材端モーメント } M_{SL} = M_{S6} = 3.184 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

断面7 底版

$$\begin{aligned} S_{T7} &= -1/2 \cdot q_L \cdot (B_L - 2\chi) + (q_L - q_R) \cdot B_L \cdot 1/2 \cdot (1/3 - \chi^2/B_L^2) + (M_{SR} - M_{SL})/B_L \\ &= -1/2 \times 22.221 \times (3.450 - 2 \times 0.000) + (22.221 - 26.547) \times 3.450 \times 1/2 \times (1/3 - 0.000^2 / 3.450^2) + (7.170 - 3.184) / 3.450 \\ &= -39.663 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{T7} &= (M_{SR} - M_{SL}) \cdot \chi / B_L + M_{SL} + 1/6 \cdot \chi \cdot (B_L - \chi) \cdot \{(1 + \chi / B_L) \cdot (q_L - q_R) - 3q_L\} \\ &= (7.170 - 3.184) \times 0.000 / 3.450 + 3.184 + 1/6 \times 0.000 \times (3.450 - 0.000) \times \{(1 + 0.000 / 3.450) \times (22.221 - 26.547) - 3 \times 22.221\} \\ &= 3.184 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

断面8 底版

$$\begin{aligned} S_{T8} &= -1/2 \cdot q_L \cdot (B_L - 2\chi) + (q_L - q_R) \cdot B_L \cdot 1/2 \cdot (1/3 - \chi^2/B_L^2) + (M_{SR} - M_{SL})/B_L \\ &= -1/2 \times 22.221 \times (3.450 - 2 \times 1.703) + (22.221 - 26.547) \times 3.450 \times 1/2 \times (1/3 - 1.703^2 / 3.450^2) + (7.170 - 3.184) / 3.450 \\ &= 0.000 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{T8} &= (M_{SR} - M_{SL}) \cdot \chi / B_L + M_{SL} + 1/6 \cdot \chi \cdot (B_L - \chi) \cdot \{(1 + \chi / B_L) \cdot (q_L - q_R) - 3q_L\} \\ &= (7.170 - 3.184) \times 1.703 / 3.450 + 3.184 + 1/6 \times 1.703 \times (3.450 - 1.703) \times \{(1 + 1.703 / 3.450) \times (22.221 - 26.547) - 3 \times 22.221\} \\ &= -31.108 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

断面9 底版

$$\begin{aligned} S_{T9} &= -1/2 \cdot q_L \cdot (B_L - 2\chi) + (q_L - q_R) \cdot B_L \cdot 1/2 \cdot (1/3 - \chi^2/B_L^2) + (M_{SR} - M_{SL})/B_L \\ &= -1/2 \times 22.221 \times (3.450 - 2 \times 3.450) + (22.221 - 26.547) \times 3.450 \times 1/2 \times (1/3 - 3.450^2 / 3.450^2) + (7.170 - 3.184) / 3.450 \\ &= 44.461 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{T9} &= (M_{SR} - M_{SL}) \cdot \chi / B_L + M_{SL} + 1/6 \cdot \chi \cdot (B_L - \chi) \cdot \{(1 + \chi / B_L) \cdot (q_L - q_R) - 3q_L\} \\ &= (7.170 - 3.184) \times 3.450 / 3.450 + 3.184 + 1/6 \times 3.450 \times (3.450 - 3.450) \times \{(1 + 3.450 / 3.450) \times (22.221 - 26.547) - 3 \times 22.221\} \\ &= 7.170 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

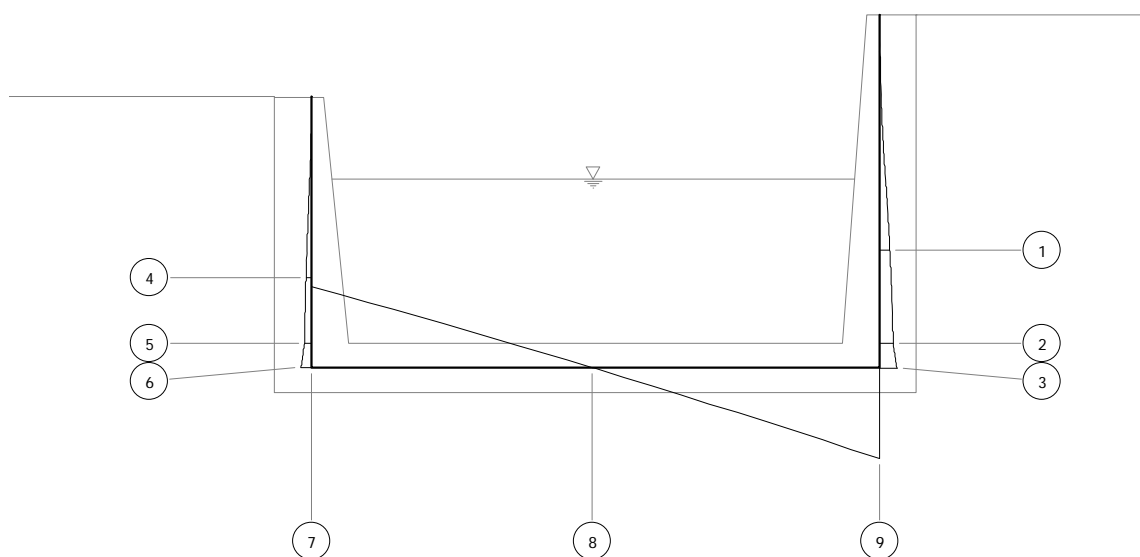
## 9) 断面力一覧

右側壁	記号	位置	h (m)	せん断力 S (kN)	曲げモーメント M (kN・m)
	1	側壁高の 1 / 3	1.433	4.994	2.692
2	底版の上面	2.000	6.617	6.044	
3	側壁付根	2.150	8.409	7.170	
左側壁	記号	位置	h (m)	せん断力 S (kN)	曲げモーメント M (kN・m)
	4	側壁高の 1 / 3	1.100	2.723	1.292
	5	底版の上面	1.500	3.443	2.538
6	側壁付根	1.650	5.195	3.184	
底版	記号	位置	$\chi$ (m)	せん断力 S (kN)	曲げモーメント M (kN・m)
	7	左側壁付け根	0.000	-39.663	3.184
	8	最大モーメント	1.703	0.000	-31.108
9	右側壁付け根	3.450	44.461	7.170	

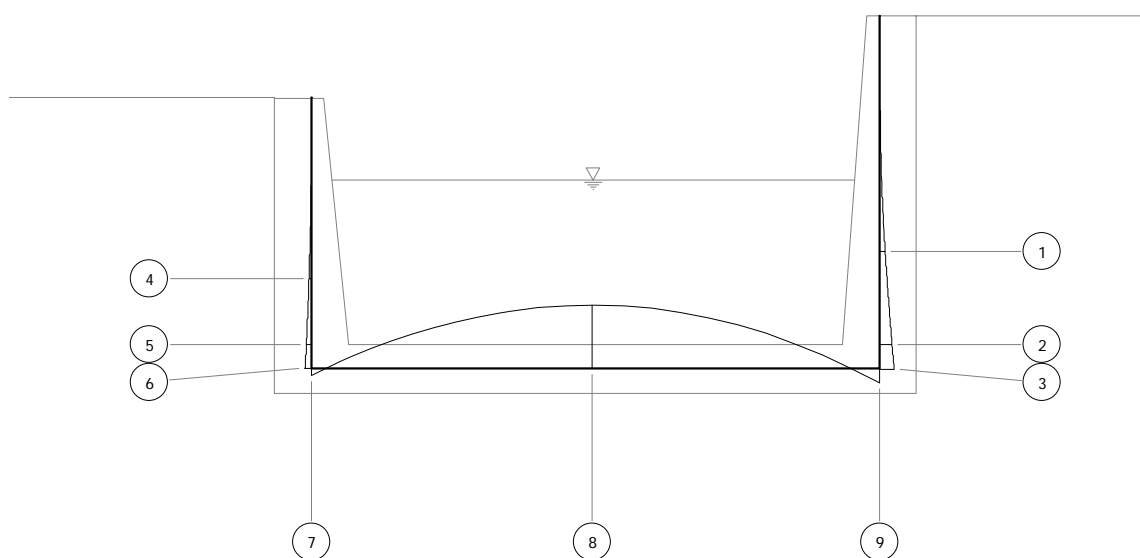
断面力は荷重方向により以下のように表示する。

外側：プラス / 内側：マイナス

10) せん断力図



11) 曲げモーメント図



### 7.3 全動水圧の算出

動水圧の公式はWestergaard式を採用する。

$$P_{ew} = \frac{7}{12} K_h \cdot \gamma_w \cdot H^2$$

$$H_{ew} = \frac{2}{5} H$$

ここに、 $P_{ew}$ ：構造物に作用する全地震時動水圧 (kN)

$K_h$ ：設計水平震度

$\gamma_w$ ：水の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

$H$ ：水深 (m)

$H_{ew}$ ：水路底面から地震時動水圧の合力作用点までの深さ (m)

構造計算時の照査位置が動水圧作用範囲内にある場合には、上記 $H_{ew}$ の公式より動水圧を放物形と仮定し、各照査位置までの面積と図心を算出する。

動水圧＝放物線の面積として式を置き換えることにより、水深位置における動水圧強度を導き出すことが出来る。

$$\frac{7}{12} K_h \cdot \gamma_w \cdot H^2 = \frac{2}{3} B_H \cdot H$$

$$B_H = \frac{7}{8} K_h \cdot \gamma_w \cdot H$$

ここに、 $B_H$ ：水深位置における動水圧強度 (kN/m<sup>2</sup>)

さらに、各照査位置の動水圧も放物線の公式にあてはめる事により導き出すことが出来る。放物線の公式  $y = a \cdot \chi^2$  の  $y$  を水深  $H$  とし  $\chi$  を水深位置における動水圧強度  $B_H$  とすることで、定数  $a = H / B_H^2$  として求まる。

また、導き出された定数  $a$  により照査位置  $h$  における動水圧強度  $B_h$  は、 $B_h = (h / a)^{0.5}$  として求められ、地震時動水圧  $P_{ew}$  は放物線面積の公式より、 $P_{ew} = 2/3 \cdot B_h \cdot h$  となる。

ここで、 $B_h$  を置き換えさらに定数  $a$  と  $B_H$  も置き換えることにより、照査位置  $h$  における地震時動水圧の公式を導き出すことが出来る。下記に導き出した公式を記す。

$$\begin{aligned} P_{ew} &= \frac{2}{3} B_h \cdot h = \frac{2}{3} \cdot \frac{\sqrt{h}}{\sqrt{a}} \cdot h \\ &= \frac{2}{3} \cdot \frac{h^{1.5}}{\sqrt{H}} \cdot B_H \\ &= \frac{2}{3} \cdot \frac{h^{1.5}}{\sqrt{H}} \cdot \frac{7}{8} K_h \cdot \gamma_w \cdot H \\ &= \frac{7}{12} K_h \cdot \gamma_w \cdot \sqrt{H} \cdot h^{1.5} \end{aligned}$$

ここに、 $P_{ew}$ ：照査位置における地震時動水圧 (kN)

$h$ ：水面からの深さ (照査位置) (m)

$B_h$ ：照査位置  $h$  における動水圧強度 (kN/m<sup>2</sup>)

$a$ ：放物線係数

ただし、照査位置が水深位置より深い場合には、Westergaard式で求めた地震時動水圧を採用する。また構造計算時の作用方向は、安全を考え照査位置毎に内外の土圧や水圧の大なる向きに慣性方向を一致させた計算を行う。



## 7.4 地震時慣性力の算出

地震時慣性力は、躯体の質量に設計水平震度(0.160)を乗じたものとする。

慣性力に対する反力は、水平土圧を慣性力の合力と釣り合うように、水路天端の地表面と底板軸線の間に三角形分布するものとして作用させる。

左右側壁に生じる慣性力反力の作用長を以下に記す。

・右側壁

$$H_{PR} = H_R + T_3 / 2 - H_{DR} = 2.000 + 0.300 / 2 - 0.000 = 2.150 \text{ (m)}$$

・左側壁

$$H_{PL} = H_L + T_3 / 2 - H_{DL} = 1.500 + 0.300 / 2 - 0.000 = 1.650 \text{ (m)}$$

各荷重ケースにおける、慣性力および慣性力による反力強度を次に記す。

その際に、水路上面荷重(蓋版荷重)が含まれている荷重ケースの場合には、その上面荷重も躯体の一部として自重に加える。

また、土圧を考慮していない荷重ケースにおいては、土圧による反力が生じないとして、躯体自重の慣性力による反力も生じないと考える。

荷重ケース		ケース 1	ケース 3
躯体自重	kN	60.821	60.821
自重慣性力	kN	9.731	9.731
水路上面荷重水平力	kN	7.056	7.056
右側慣性力強度	kN/m <sup>2</sup>	7.263	7.263
左側慣性力強度	kN/m <sup>2</sup>	12.332	12.332

慣性力による反力強度の式を以下に記す。

$$P_{PH} = 2(P_H + P_{CH}) / H_{PR}^2 \quad (\text{右側の場合、左側の場合は} H_{PL})$$

$$P_H = P \cdot K_h$$

ここに、 $P_{PH}$  : 地震時慣性力による反力強度(慣性力強度) (kN/m<sup>2</sup>)

$P_H$  : 地震時慣性力による水平力(自重慣性力) (kN)

$P_{CH}$  : 水路上面荷重による水平力 (kN)

$P$  : 躯体自重 (kN)

$H_{PR}$  : 右側壁に生じる反力の作用長 (m)

$H_{PL}$  : 左側壁に生じる反力の作用長 (m)

・ケース 1

$$P_{H1} = 60.821 \times 0.160 = 9.731 \text{ (kN)}$$

$$P_{PH1} = 2 \times (9.731 + 7.056) / 2.150^2 = 7.263 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$P_{PH1} = 2 \times (9.731 + 7.056) / 1.650^2 = 12.332 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

・ケース 3

$$P_{H2} = 60.821 \times 0.160 = 9.731 \text{ (kN)}$$

$$P_{PH2} = 2 \times (9.731 + 7.056) / 2.150^2 = 7.263 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$P_{PH2} = 2 \times (9.731 + 7.056) / 1.650^2 = 12.332 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

慣性力による、側壁に対するせん断力や曲げモーメントは、片持ち梁に対する三角形荷重として計算を行う。

$$S = 1/2 \cdot P_{PH} \cdot h_d^2$$

$$M = 1/6 \cdot P_{PH} \cdot h_d^3$$

ここに、 $S$  : せん断力 (kN)

$M$  : 曲げモーメント (kN・m)

$h_d$  : 土圧作用高さ(地表面から照査位置までの深さ) (m)

## 7.5 荷重組み合わせパターン（地震時：ケース1）

### 1) 検討位置

右側壁	記号	位置	h (m)	hd (m)	ho (m)	hi (m)	ha (m)
	1	側壁高の1/3	1.433	1.433	0.133	—	—
	2	底版の上面	2.000	2.000	0.700	—	—
3	側壁付根	2.150	2.150	0.850	—	—	
左側壁	記号	位置	h (m)	hd (m)	ho (m)	hi (m)	ha (m)
	4	側壁高の1/3	1.100	1.100	—	—	—
	5	底版の上面	1.500	1.500	0.200	—	—
6	側壁付根	1.650	1.650	0.350	—	—	
底版	記号	位置	LL (m)		LR (m)		
	7	左側壁付け根	0.000		3.450		
	8	最大モーメント	1.475		1.975		
9	右側壁付け根	3.450		0.000			

h：天端からの距離

hd：土圧作用高さ  $hd = h - \text{天端から地盤までの落差}$

ho：影響地下水位  $ho = h + \text{地下水位} - \text{側壁高} - \text{底版厚}$

hi：影響内水位  $hi = h + \text{内水位} - \text{側壁高}$

ha：内水位照査深さ  $ha = hi + h - \text{側壁高 (又は hi)}$

LL：左端からの距離

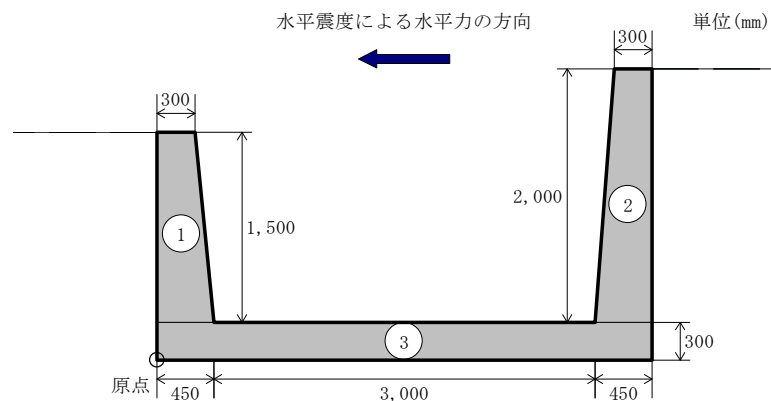
LR：右端からの距離

### 2) 上載荷重

項目名	値 (kN/m <sup>2</sup> )	水路左側		水路右側	
		計上	採用値 (kN/m <sup>2</sup> )	計上	採用値 (kN/m <sup>2</sup> )
盛土荷重	—		—		—
自動車荷重	L: 7.000 R: 0.000		—		—
群集荷重	L: 0.000 R: 3.000		—		—
積雪荷重	—		—		—
任意荷重	—		—		—
合計			—		—

積雪荷重に於いて自動車荷重と組み合わせる場合は、1.0kN/m<sup>2</sup>を見込む

### 3) 自重の算出



地震時の自重計算において水平震度を考慮しているため、自重に設計水平震度を乗じたものを水平力とする。（但し、水路内の水には水平震度が生じないものとする。）

番号	計 算 式	荷重 (kN)	荷 重		アーム長		モーメント	
			鉛直 (kN)	水平 (kN)	$\Delta X$ (m)	$\Delta Y$ (m)	$M_x$ (kN・m)	$M_y$ (kN・m)
1	$24.500 \times 1.500 \times (0.300 + 0.450) \div 2$	13.781	13.781	2.205	0.190	1.000	2.618	2.205
2	$24.500 \times 2.000 \times (0.300 + 0.450) \div 2$	18.375	18.375	2.940	3.710	1.233	68.171	3.625
3	$24.500 \times 3.900 \times 0.300$	28.665	28.665	4.586	1.950	0.150	55.897	0.688
合計		60.821	60.821	9.731			126.686	6.518

「アーム長」とは、原点から重心までの距離。Xは水平距離、Yは鉛直距離を指す。

側壁及び底版自重により生じる底版反力の内、底版自重及び内水重はこれにより生じる底版反力と等分布荷重として作用方向が反対で同値であることから相殺させ、それ以外の自重による底版反力のみによって計算する。

上記表より底版自重及び内水重を除いた自重の鉛直成分を次にまとめる。

$$\begin{aligned}
 \text{反力鉛直成分} &= \text{No. 1} + \text{No. 2} \\
 &= 13.781 + 18.375 \\
 &= 32.156
 \end{aligned}$$

#### 4) 土圧および載荷重の算出（地震時）

主働土圧の算出

すべり角度 $\omega$ を変化させ、土圧 $P_{AE}$ を算出し最大となる値をもとめ、これを主働土圧とする。

$\omega$ を変化させたときの各値の一覧表を以下に示す。

水路右側

$\omega$ (°)	$A_1$ (m <sup>2</sup> )	$A_2$ (m <sup>2</sup> )	L (m)	W (kN/m)	K	$P_A$ (kN/m)
40.000	2.556	0.596	2.741	51.968	0.327/0.984	17.270
42.000	2.382	0.555	2.554	48.426	0.360/0.986	17.681
44.000	2.221	0.518	2.382	45.158	0.392/0.987	17.935
46.000	2.071	0.483	2.221	42.108	0.424/0.987	18.089
48.000	1.931	0.450	2.071	39.258	0.455/0.986	18.116
48.599	1.891	0.441	2.028	38.448	0.465/0.985	18.151
<b>48.600</b>	<b>1.891</b>	<b>0.441</b>	<b>2.028</b>	<b>38.448</b>	<b>0.465/0.985</b>	<b>18.151</b>
48.601	1.891	0.441	2.028	38.448	0.465/0.985	18.151
49.000	1.865	0.435	1.999	37.920	0.471/0.985	18.132

水路左側

$\omega$ (°)	$A_1$ (m <sup>2</sup> )	$A_2$ (m <sup>2</sup> )	L (m)	W (kN/m)	K	$P_A$ (kN/m)
40.000	1.782	0.149	2.145	33.566	0.408/0.987	13.875
42.000	1.660	0.139	1.999	31.270	0.440/0.984	13.983
43.000	1.603	0.134	1.930	30.194	0.455/0.983	13.976
43.279	1.588	0.133	1.912	29.914	0.460/0.982	14.013
<b>43.280</b>	<b>1.588</b>	<b>0.133</b>	<b>1.911</b>	<b>29.914</b>	<b>0.460/0.982</b>	<b>14.013</b>
43.281	1.588	0.133	1.911	29.914	0.460/0.982	14.013
44.000	1.548	0.129	1.864	29.154	0.471/0.981	13.997
46.000	1.444	0.121	1.738	27.202	0.501/0.977	13.949
48.000	1.346	0.113	1.621	25.358	0.531/0.971	13.867

A<sub>1</sub>, A<sub>2</sub>は、座標法により算出。

Lは、壁背面（形状によっては仮想背面）から仮定したすべり面と地表面との交点までの水平距離。

$$W = A_1 \times \gamma_t + A_2 \times \gamma_{ws} + L \times q$$

$$P_A = K \times W$$

ここに、

$\omega$  : 仮定したすべり面が水平面となす角(°)

A<sub>1</sub> : 湿潤土面積(m<sup>2</sup>)

A<sub>2</sub> : 水中土面積(m<sup>2</sup>)

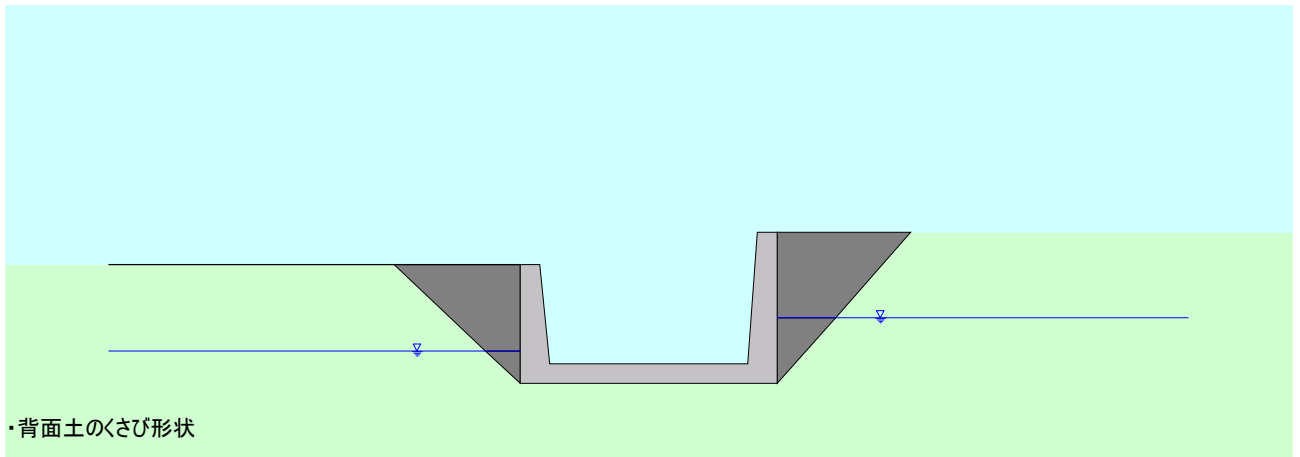
L : 荷重作用長(m)

W : くさび重量(kN/m)

K : 係数  $\sin(\omega - \phi + \theta_0) / \cos(\omega - \phi - \delta - 90 + \theta) \cdot \cos \theta_0$

P<sub>A</sub> : 土圧(kN/m) (極大値を主働土圧とする。)

上記結果より、左右それぞれのすべり角度 $\omega$ の値は、右 48.600(°)、左 43.280(°)となり、主働土圧は右 18.151(kN/m)、左 14.013(kN/m)となる。また、その際のくさび形状を次に示す。



水路右側の壁面に作用する荷重は鉛直方向と水平方向に以下の係数で荷重を分ける。

$$\begin{aligned} \text{鉛直方向} &= \sin(\delta_R + 90 - \theta_R) = \sin(15.000 + 90 - 90.000) \\ &= 0.259 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{水平方向} &= \cos(\delta_R + 90 - \theta_R) = \cos(15.000 + 90 - 90.000) \\ &= 0.966 \end{aligned}$$

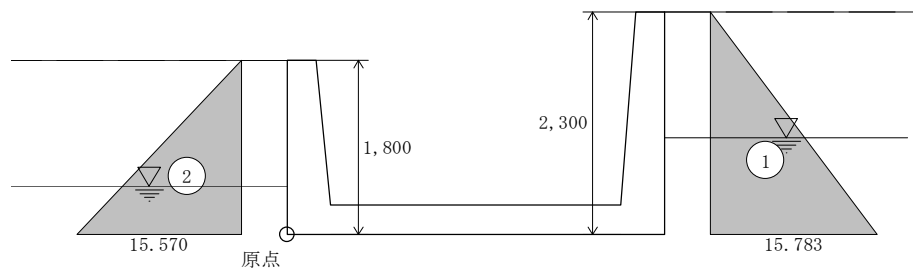
水路左側の壁面に作用する荷重は鉛直方向と水平方向に以下の係数で荷重を分ける。

ただし水平方向に関しては、右側の荷重に対し荷重方向が逆になるため係数の符号を反転させるものとする。

$$\begin{aligned} \text{鉛直方向} &= \sin(\delta_L + 90 - \theta_L) = \sin(12.500 + 90 - 90.000) \\ &= 0.216 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{水平方向} &= -\cos(\delta_L + 90 - \theta_L) = -\cos(12.500 + 90 - 90.000) \\ &= -0.976 \end{aligned}$$

単位(mm)



番号	計 算 式	荷重 (kN)	荷 重		アーム長		モーメント	
			鉛直 (kN)	水平 (kN)	$\Delta X$ (m)	$\Delta Y$ (m)	$M_x$ (kN・m)	$M_y$ (kN・m)
1	$15.783 \times 2.300 \div 2$	18.151	4.701	17.534	3.900	0.767	18.334	13.449
2	$15.570 \times 1.800 \div 2$	14.013	3.027	-13.677		0.600		-8.206
合計		32.164	7.728	3.857			18.334	5.243

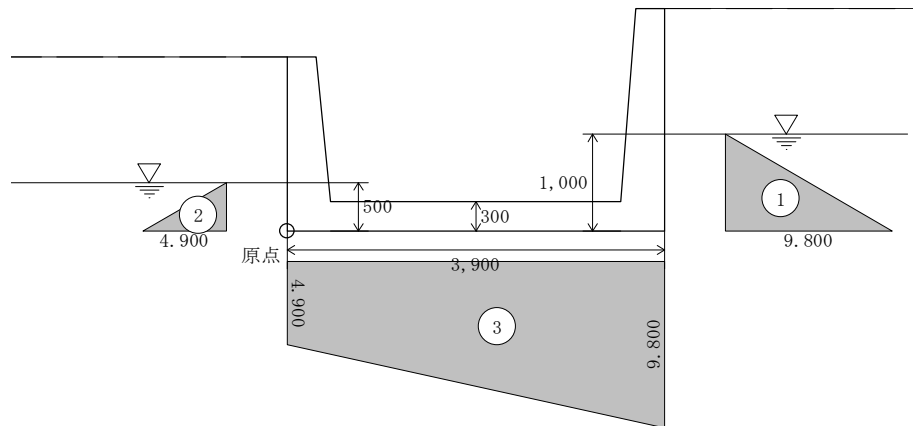
「アーム長」とは、原点から作用点までの距離。Xは壁面までの水平距離、Yは重心位置までの鉛直距離。

### 5) 水圧の算出

$$P_{V1} = \gamma_w \cdot H_{R1} = 9.800 \times 1.000 = 9.800 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{V2} = \gamma_w \cdot H_{L1} = 9.800 \times 0.500 = 4.900 \text{ kN/m}^2$$

単位 (mm)



番号	計 算 式	荷重 (kN)	荷 重		アーム長		モーメント	
			鉛直 (kN)	水平 (kN)	$\Delta X$ (m)	$\Delta Y$ (m)	$M_x$ (kN・m)	$M_y$ (kN・m)
1	$9.800 \times 1.000 \div 2$	4.900		4.900	3.900	0.333		1.632
2	$4.900 \times 0.500 \div 2$	1.225		-1.225		0.167		-0.205
3	$3.900 \times (4.900 + 9.800) \div 2$	28.665	-28.665		2.167		-62.117	
合計		34.790	-28.665	3.675			-62.117	1.427

「アーム長」とは、原点から作用点までの距離。Xは壁面までの水平距離、Yは重心位置までの鉛直距離。但し、揚圧力の場合は底面に作用するためXは重心位置までの水平距離、Y=0となる。

### 6) 水路上面荷重の算出

番号	項 目	荷重 (kN)		アーム長 (m)		モーメント (kN・m)	
		鉛直	水平	$\Delta X$	$\Delta Y$	$M_x$	$M_y$
1	コンクリートの蓋版荷重 (3.6m × 0.5m × 1.0m × 25.4kN/m³)	44.100	7.056	1.950	2.550	85.995	17.993
合計		44.100	7.056			85.995	17.993

## 7) 偏心距離および底版反力の算出

以下の式に従い偏心距離を求める。

$$e = |L/2 - (\Sigma M_x - \Sigma M_y) / \Sigma V|$$

ここに、

$e$  : 合力の作用線が底面と交わる点と底面中心との距離 (m)

$L$  : 底面の長さ (作用幅) (m)

$\Sigma V$  : 全鉛直力 (kN/m)

土圧および載荷重の鉛直成分・浮力も含む。

$\Sigma M_x$  : 原点における全抵抗モーメント (kN・m)

$\Sigma M_y$  : 原点における全転倒モーメント (kN・m)

項 目	外 力		モーメント		底版反力 鉛直成分 (kN/m)
	V (kN)	H (kN)	$M_x$ (kN・m)	$M_y$ (kN・m)	
自 重	60.821	9.731	126.686	6.518	32.156
土圧および載荷重	7.728	3.857	18.334	5.243	7.728
水 圧	-28.665	3.675	-62.117	1.427	
水路上面荷重	44.100	7.056	85.995	17.993	44.100
合 計	83.984	24.319	168.898	31.181	83.984

$$e = 3.900 / 2 - \{168.898 - (31.181)\} / 83.984$$

$$= 0.310 \text{ (m)}$$

偏心距離が中央(1.725m)の1/3(0.575m)内にあるため、次式にて地盤反力を検討する。

$$q_R = \Sigma V / L \cdot (1 - 6e / L)$$

$$q_L = \Sigma V / L \cdot (1 + 6e / L)$$

ここに、

$q_R, q_L$  : 底版の両端における反力強度 (kN/m<sup>2</sup>)

$L$  : 基礎面の長さ (作用幅) (m)

$e$  :  $\Sigma V$ の作用点の偏心距離 (m)

$\Sigma V$  : 合力の鉛直分力 (kN/m)

このときの基礎面の長さ(作用幅)は、左右側壁の中心間の距離とし、合力の鉛直分力は側壁に関する自重と水路上面に生じる荷重とする。

但し、張出しを含む場合には、張出し部分にも底版反力が生じるとして、作用幅を張出し端部とし、張出し上部の土砂も自重に含める。

底版自重及び内水重はこれにより生じる底版反力と等分布荷重として作用する方向が反対で同値であることから相殺される。

浮力(又は揚圧力)は、側壁及び底版自重により生じる底版反力より小さいので、底版反力のみを考慮する。

また、水路上面に上載荷重 $Q_c=44.100$ が生じるものとする。

以上により、底版反力は底版反力鉛直成分の合計値を用いて計算を行う。

$$q_R = 83.984 / 3.450 \times (1 - 6 \times 0.310 / 3.450)$$

$$= 11.219 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_L = 83.984 / 3.450 \times (1 + 6 \times 0.310 / 3.450)$$

$$= 37.467 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

## 8) 側壁の断面力計算

試行くさび法では、主働土圧が側壁に対し三角形に分布すると仮定し各段面のせん断力と曲げモーメントを求める。

$$\begin{aligned}P_{AM} &= 2 \cdot P_A / H^2 = 2 \times 18.151 / 2.150^2 \\ &= 7.853 \text{ (kN/m}^2\text{)}\end{aligned}$$

ここに、

$P_A$  : 主働土圧 (kN/m)

$H$  : 主働土圧を受ける側壁の高さ (m)

$P_{AM}$  : 側壁に生じる主働土圧が三角形分布と仮定する時の単位荷重強度 (kN/m<sup>2</sup>)

断面1 右側壁

$$\begin{aligned}S_{S1} &= 1/2 \cdot P_{AM} \cdot h_d^2 \cdot \cos \delta_R + 1/2 \cdot \gamma_w \cdot h_o^2 + 1/2 \cdot P_{PHR1} \cdot h_d^2 \\ &= 1/2 \times 7.853 \times 1.433^2 \times \cos 15.000 + 1/2 \times 9.800 \times 0.133^2 + 1/2 \times 7.263 \times 1.433^2 \\ &= 15.332 \text{ (kN)}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_{S1} &= 1/6 \cdot P_{AM} \cdot h_d^3 \cdot \cos \delta_R + 1/6 \cdot \gamma_w \cdot h_o^3 + 1/6 \cdot P_{PHR1} \cdot h_d^3 \\ &= 1/6 \times 7.853 \times 1.433^3 \times \cos 15.000 + 1/6 \times 9.800 \times 0.133^3 + 1/6 \times 7.263 \times 1.433^3 \\ &= 7.286 \text{ (kN}\cdot\text{m)}\end{aligned}$$

断面2 右側壁

$$\begin{aligned}S_{S2} &= 1/2 \cdot P_{AM} \cdot h_d^2 \cdot \cos \delta_R + 1/2 \cdot \gamma_w \cdot h_o^2 + 1/2 \cdot P_{PHR1} \cdot h_d^2 \\ &= 1/2 \times 7.853 \times 2.000^2 \times \cos 15.000 + 1/2 \times 9.800 \times 0.700^2 + 1/2 \times 7.263 \times 2.000^2 \\ &= 32.098 \text{ (kN)}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_{S2} &= 1/6 \cdot P_{AM} \cdot h_d^3 \cdot \cos \delta_R + 1/6 \cdot \gamma_w \cdot h_o^3 + 1/6 \cdot P_{PHR1} \cdot h_d^3 \\ &= 1/6 \times 7.853 \times 2.000^3 \times \cos 15.000 + 1/6 \times 9.800 \times 0.700^3 + 1/6 \times 7.263 \times 2.000^3 \\ &= 20.359 \text{ (kN}\cdot\text{m)}\end{aligned}$$

断面3 右側壁

$$\begin{aligned}S_{S3} &= 1/2 \cdot P_{AM} \cdot h_d^2 \cdot \cos \delta_R + 1/2 \cdot \gamma_w \cdot h_o^2 + 1/2 \cdot P_{PHR1} \cdot h_d^2 \\ &= 1/2 \times 7.853 \times 2.150^2 \times \cos 15.000 + 1/2 \times 9.800 \times 0.850^2 + 1/2 \times 7.263 \times 2.150^2 \\ &= 37.860 \text{ (kN)}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_{S3} &= 1/6 \cdot P_{AM} \cdot h_d^3 \cdot \cos \delta_R + 1/6 \cdot \gamma_w \cdot h_o^3 + 1/6 \cdot P_{PHR1} \cdot h_d^3 \\ &= 1/6 \times 7.853 \times 2.150^3 \times \cos 15.000 + 1/6 \times 9.800 \times 0.850^3 + 1/6 \times 7.263 \times 2.150^3 \\ &= 25.598 \text{ (kN}\cdot\text{m)}\end{aligned}$$

試行くさび法では、主働土圧が側壁に対し三角形に分布すると仮定し各段面のせん断力と曲げモーメントを求める。

$$\begin{aligned}P_{AM} &= 2 \cdot P_A / H^2 = 2 \times 14.013 / 1.650^2 \\ &= 10.294 \text{ (kN/m}^2\text{)}\end{aligned}$$

ここに、

$P_A$  : 主働土圧 (kN/m)

$H$  : 主働土圧を受ける側壁の高さ (m)

$P_{AM}$  : 側壁に生じる主働土圧が三角形分布と仮定する時の単位荷重強度 (kN/m<sup>2</sup>)

断面4 左側壁

$$\begin{aligned}S_{S4} &= 1/2 \cdot P_{AM} \cdot h_d^2 \cdot \cos \delta_L + 1/2 \cdot P_{PHL1} \cdot h_d^2 \\ &= 1/2 \times 10.294 \times 1.100^2 \times \cos 12.500 + 1/2 \times 12.332 \times 1.100^2 \\ &= 13.541 \text{ (kN)}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_{S4} &= 1/6 \cdot P_{AM} \cdot h_d^3 \cdot \cos \delta_L + 1/6 \cdot P_{PHL1} \cdot h_d^3 \\ &= 1/6 \times 10.294 \times 1.100^3 \times \cos 12.500 + 1/6 \times 12.332 \times 1.100^3 \\ &= 4.965 \text{ (kN}\cdot\text{m)}\end{aligned}$$

断面5 左側壁

$$\begin{aligned}S_{S5} &= 1/2 \cdot P_{AM} \cdot h_d^2 \cdot \cos \delta_L + 1/2 \cdot \gamma_w \cdot h_o^2 + 1/2 \cdot P_{PHL1} \cdot h_d^2 \\ &= 1/2 \times 10.294 \times 1.500^2 \times \cos 12.500 + 1/2 \times 9.800 \times 0.200^2 + 1/2 \times 12.332 \times 1.500^2 \\ &= 25.376 \text{ (kN)}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_{S5} &= 1/6 \cdot P_{AM} \cdot h_d^3 \cdot \cos \delta_L + 1/6 \cdot \gamma_w \cdot h_o^3 + 1/6 \cdot P_{PHL1} \cdot h_d^3 \\ &= 1/6 \times 10.294 \times 1.500^3 \times \cos 12.500 + 1/6 \times 9.800 \times 0.200^3 + 1/6 \times 12.332 \times 1.500^3 \\ &= 12.603 \text{ (kN}\cdot\text{m)}\end{aligned}$$

断面6 左側壁

$$\begin{aligned} S_{S6} &= 1/2 \cdot P_{AM} \cdot h_d^2 \cdot \cos \delta_L + 1/2 \cdot \gamma_w \cdot h_o^2 + 1/2 \cdot P_{PHL1} \cdot h_d^2 \\ &= 1/2 \times 10.294 \times 1.650^2 \times \cos 12.500 + 1/2 \times 9.800 \times 0.350^2 + 1/2 \times 12.332 \times 1.650^2 \\ &= 31.068 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{S6} &= 1/6 \cdot P_{AM} \cdot h_d^3 \cdot \cos \delta_L + 1/6 \cdot \gamma_w \cdot h_o^3 + 1/6 \cdot P_{PHL1} \cdot h_d^3 \\ &= 1/6 \times 10.294 \times 1.650^3 \times \cos 12.500 + 1/6 \times 9.800 \times 0.350^3 + 1/6 \times 12.332 \times 1.650^3 \\ &= 16.827 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$



## 9) 底版の断面力計算

側壁底部の曲げモーメントを底版端部に生じる材端モーメントとして底版の計算を行う。

・右側

$$\text{部材端モーメント } M_{SR} = M_{S3} = 25.598 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

・左側

$$\text{部材端モーメント } M_{SL} = M_{S6} = 16.827 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

断面7 底版

$$\begin{aligned} S_{T7} &= -1/2 \cdot q_L \cdot (B_L - 2\chi) + (q_L - q_R) \cdot B_L \cdot 1/2 \cdot (1/3 - \chi^2/B_L^2) + (M_{SR} - M_{SL})/B_L \\ &= -1/2 \times 37.467 \times (3.450 - 2 \times 0.000) + (37.467 - 11.219) \times 3.450 \times 1/2 \times (1/3 - 0.000^2 / 3.450^2) + (25.598 - 16.827) / 3.450 \\ &= -46.996 \text{ (kN)} \\ M_{T7} &= (M_{SR} - M_{SL}) \cdot \chi / B_L + M_{SL} + 1/6 \cdot \chi \cdot (B_L - \chi) \cdot \{(1 + \chi / B_L) \cdot (q_L - q_R) - 3q_L\} \\ &= (25.598 - 16.827) \times 0.000 / 3.450 + 16.827 + 1/6 \times 0.000 \times (3.450 - 0.000) \times \{(1 + 0.000 / 3.450) \times (37.467 - 11.219) - 3 \times 37.467\} \\ &= 16.827 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

断面8 底版

$$\begin{aligned} S_{T8} &= -1/2 \cdot q_L \cdot (B_L - 2\chi) + (q_L - q_R) \cdot B_L \cdot 1/2 \cdot (1/3 - \chi^2/B_L^2) + (M_{SR} - M_{SL})/B_L \\ &= -1/2 \times 37.467 \times (3.450 - 2 \times 1.475) + (37.467 - 11.219) \times 3.450 \times 1/2 \times (1/3 - 1.475^2 / 3.450^2) + (25.598 - 16.827) / 3.450 \\ &= 0.000 \text{ (kN)} \\ M_{T8} &= (M_{SR} - M_{SL}) \cdot \chi / B_L + M_{SL} + 1/6 \cdot \chi \cdot (B_L - \chi) \cdot \{(1 + \chi / B_L) \cdot (q_L - q_R) - 3q_L\} \\ &= (25.598 - 16.827) \times 1.475 / 3.450 + 16.827 + 1/6 \times 1.475 \times (3.450 - 1.475) \times \{(1 + 1.475 / 3.450) \times (37.467 - 11.219) - 3 \times 37.467\} \\ &= -15.804 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

断面9 底版

$$\begin{aligned} S_{T9} &= -1/2 \cdot q_L \cdot (B_L - 2\chi) + (q_L - q_R) \cdot B_L \cdot 1/2 \cdot (1/3 - \chi^2/B_L^2) + (M_{SR} - M_{SL})/B_L \\ &= -1/2 \times 37.467 \times (3.450 - 2 \times 3.450) + (37.467 - 11.219) \times 3.450 \times 1/2 \times (1/3 - 3.450^2 / 3.450^2) + (25.598 - 16.827) / 3.450 \\ &= 36.988 \text{ (kN)} \\ M_{T9} &= (M_{SR} - M_{SL}) \cdot \chi / B_L + M_{SL} + 1/6 \cdot \chi \cdot (B_L - \chi) \cdot \{(1 + \chi / B_L) \cdot (q_L - q_R) - 3q_L\} \\ &= (25.598 - 16.827) \times 3.450 / 3.450 + 16.827 + 1/6 \times 3.450 \times (3.450 - 3.450) \times \{(1 + 3.450 / 3.450) \times (37.467 - 11.219) - 3 \times 37.467\} \\ &= 25.598 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

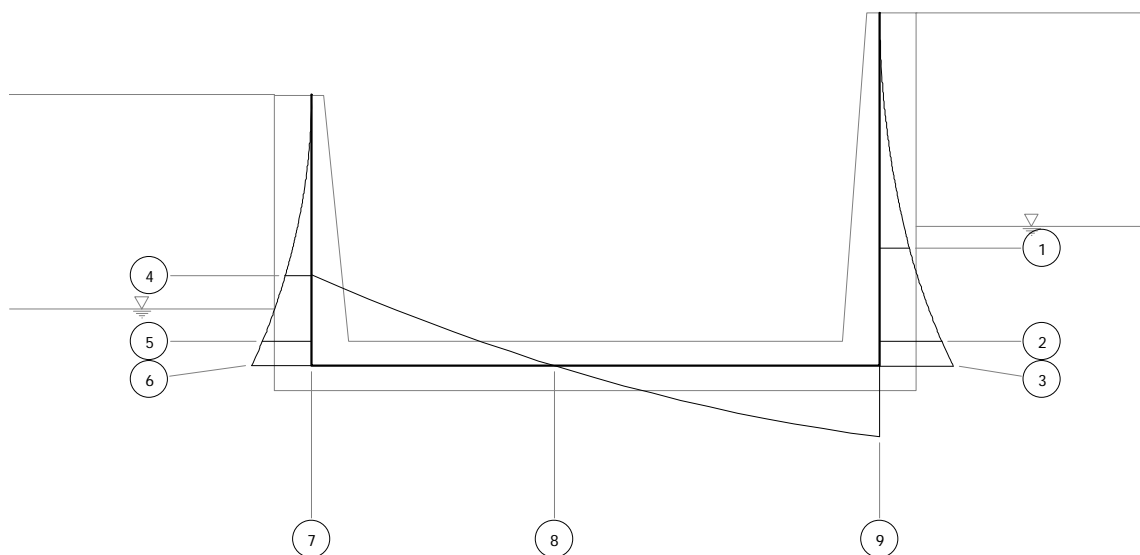
## 10) 断面力一覧

右側壁	記号	位置	h (m)	せん断力 S (kN)	曲げモーメント M (kN・m)
	1	側壁高の 1 / 3	1.433	15.332	7.286
2	底版の上面	2.000	32.098	20.359	
3	側壁付根	2.150	37.860	25.598	
左側壁	記号	位置	h (m)	せん断力 S (kN)	曲げモーメント M (kN・m)
	4	側壁高の 1 / 3	1.100	13.541	4.965
	5	底版の上面	1.500	25.376	12.603
6	側壁付根	1.650	31.068	16.827	
底版	記号	位置	$\chi$ (m)	せん断力 S (kN)	曲げモーメント M (kN・m)
	7	左側壁付け根	0.000	-46.996	16.827
	8	最大モーメント	1.475	0.000	-15.804
9	右側壁付け根	3.450	36.988	25.598	

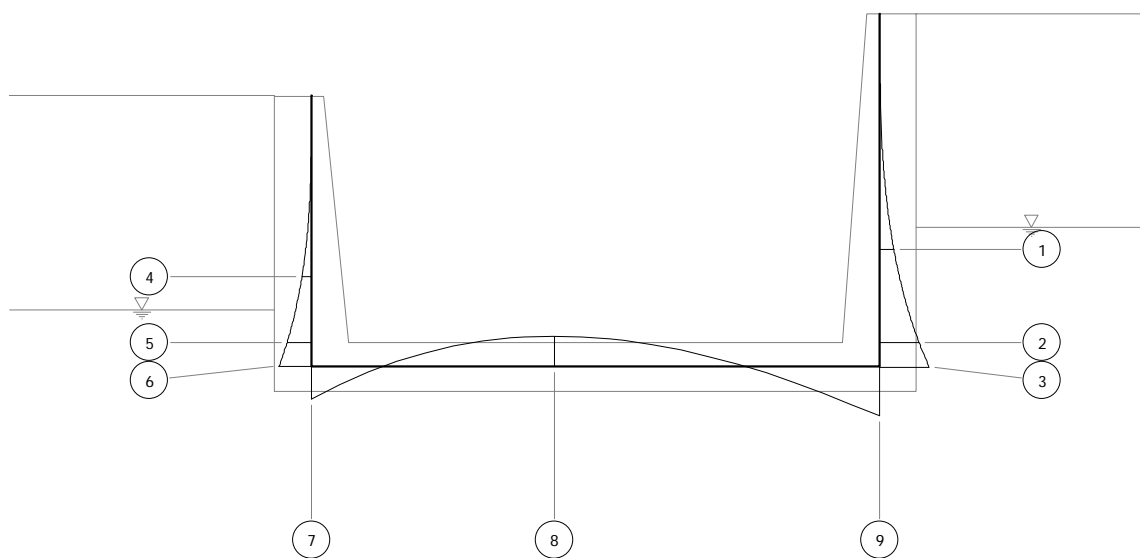
断面力は荷重方向により以下のように表示する。

外側：プラス / 内側：マイナス

11) せん断力図



12) 曲げモーメント図



## 7.6 荷重組み合わせパターン（地震時：ケース3）

### 1) 検討位置

右側壁	記号	位置	h (m)	hd (m)	ho (m)	hi (m)	ha (m)
	1	側壁高の 1 / 3	1.433	1.433	—	0.433	0.433
	2	底版の上面	2.000	2.000	—	1.000	1.000
3	側壁付根	2.150	2.150	—	1.000	1.150	
左側壁	記号	位置	h (m)	hd (m)	ho (m)	hi (m)	ha (m)
	4	側壁高の 1 / 3	1.100	1.100	—	0.600	0.600
	5	底版の上面	1.500	1.500	—	1.000	1.000
6	側壁付根	1.650	1.650	—	1.000	1.150	
底版	記号	位置	LL (m)		LR (m)		
	7	左側壁付け根	0.000		3.450		
	8	最大モーメント	1.618		1.832		
9	右側壁付け根	3.450		0.000			

h : 天端からの距離

hd: 土圧作用高さ  $hd = h - \text{天端から地盤までの落差}$

ho: 影響地下水位  $ho = h + \text{地下水位} - \text{側壁高} - \text{底版厚}$

hi: 影響内水位  $hi = h + \text{内水位} - \text{側壁高}$

ha: 内水位照査深さ  $ha = hi + h - \text{側壁高 (又は hi)}$

LL: 左端からの距離

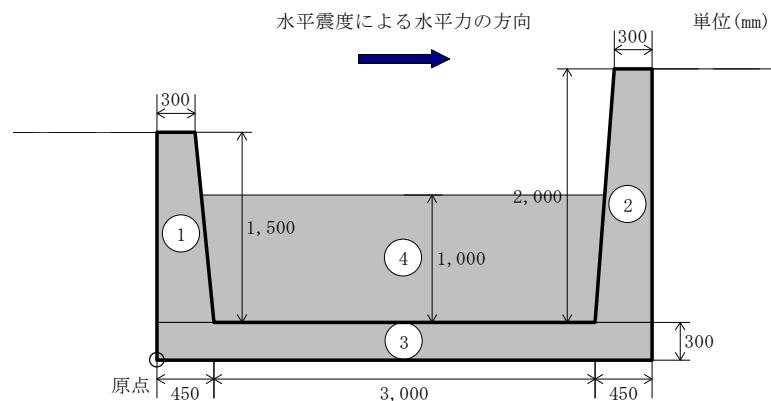
LR: 右端からの距離

### 2) 上載荷重

項目名	値 (kN/m <sup>2</sup> )	水路左側		水路右側	
		計上	採用値 (kN/m <sup>2</sup> )	計上	採用値 (kN/m <sup>2</sup> )
盛土荷重	—		—		—
自動車荷重	L: 7.000 R: 0.000		—		—
群集荷重	L: 0.000 R: 3.000		—		—
積雪荷重	—		—		—
任意荷重	—		—		—
合計			—		—

積雪荷重に於いて自動車荷重と組み合わせる場合は、1.0kN/m<sup>2</sup>を見込む

### 3) 自重の算出



地震時の自重計算において水平震度を考慮しているため、自重に設計水平震度を乗じたものを水平力とする。（但し、水路内の水には水平震度が生じないものとする。）

番号	計 算 式	荷重 (kN)	荷 重		アーム長		モーメント	
			鉛直 (kN)	水平 (kN)	$\Delta X$ (m)	$\Delta Y$ (m)	$M_x$ (kN・m)	$M_y$ (kN・m)
1	$24.500 \times 1.500 \times (0.300 + 0.450) \div 2$	13.781	13.781	-2.205	0.190	1.000	2.618	-2.205
2	$24.500 \times 2.000 \times (0.300 + 0.450) \div 2$	18.375	18.375	-2.940	3.710	1.233	68.171	-3.625
3	$24.500 \times 3.900 \times 0.300$	28.665	28.665	-4.586	1.950	0.150	55.897	-0.688
4	$9.800 \times 1.000 \times (3.000 + 3.175) \div 2$	30.258	30.258		1.944	0.805	58.822	
合計		91.079	91.079	-9.731			185.508	-6.518

「アーム長」とは、原点から重心までの距離。Xは水平距離、Yは鉛直距離を指す。

側壁及び底版自重により生じる底版反力の内、底版自重及び内水重はこれにより生じる底版反力と等分布荷重として作用方向が反対で同値であることから相殺させ、それ以外の自重による底版反力のみによって計算する。

上記表より底版自重及び内水重を除いた自重の鉛直成分を次にまとめる。

$$\begin{aligned}
 \text{反力鉛直成分} &= \text{No. 1} + \text{No. 2} \\
 &= 13.781 + 18.375 \\
 &= 32.156
 \end{aligned}$$

#### 4) 土圧および載荷重の算出（地震時）

主働土圧の算出

すべり角度 $\omega$ を変化させ、土圧 $P_{AE}$ を算出し最大となる値をもとめ、これを主働土圧とする。

$\omega$ を変化させたときの各値の一覧表を以下に示す。

水路右側

$\omega$ (°)	$A_1$ (m <sup>2</sup> )	$A_2$ (m <sup>2</sup> )	L (m)	W (kN/m)	K	$P_A$ (kN/m)
40.000	2.556	0.596	2.741	56.736	0.327/0.984	18.854
42.000	2.382	0.555	2.554	52.866	0.360/0.986	19.302
44.000	2.221	0.518	2.382	49.302	0.392/0.987	19.581
46.000	2.071	0.483	2.221	45.972	0.424/0.987	19.749
48.000	1.931	0.450	2.071	42.858	0.455/0.986	19.777
48.599	1.891	0.441	2.028	41.976	0.465/0.985	19.816
<b>48.600</b>	<b>1.891</b>	<b>0.441</b>	<b>2.028</b>	<b>41.976</b>	<b>0.465/0.985</b>	<b>19.816</b>
48.601	1.891	0.441	2.028	41.976	0.465/0.985	19.816
49.000	1.865	0.435	1.999	41.400	0.471/0.985	19.796

水路左側

$\omega$ (°)	$A_1$ (m <sup>2</sup> )	$A_2$ (m <sup>2</sup> )	L (m)	W (kN/m)	K	$P_A$ (kN/m)
40.000	1.782	0.149	2.145	34.758	0.408/0.987	14.368
42.000	1.660	0.139	1.999	32.382	0.440/0.984	14.480
43.000	1.603	0.134	1.930	31.266	0.455/0.983	14.472
43.279	1.588	0.133	1.912	30.978	0.460/0.982	14.511
<b>43.280</b>	<b>1.588</b>	<b>0.133</b>	<b>1.911</b>	<b>30.978</b>	<b>0.460/0.982</b>	<b>14.511</b>
43.281	1.588	0.133	1.911	30.978	0.460/0.982	14.511
44.000	1.548	0.129	1.864	30.186	0.471/0.981	14.493
46.000	1.444	0.121	1.738	28.170	0.501/0.977	14.445
48.000	1.346	0.113	1.621	26.262	0.531/0.971	14.362

A<sub>1</sub>, A<sub>2</sub>は、座標法により算出。

Lは、壁背面（形状によっては仮想背面）から仮定したすべり面と地表面との交点までの水平距離。

$$W = (A_1 + A_2) \times \gamma_t + L \times q$$

$$P_A = K \times W$$

ここに、

$\omega$  : 仮定したすべり面が水平面となす角(°)

A<sub>1</sub> : 湿潤土面積(m<sup>2</sup>)

A<sub>2</sub> : 水中土面積(m<sup>2</sup>)

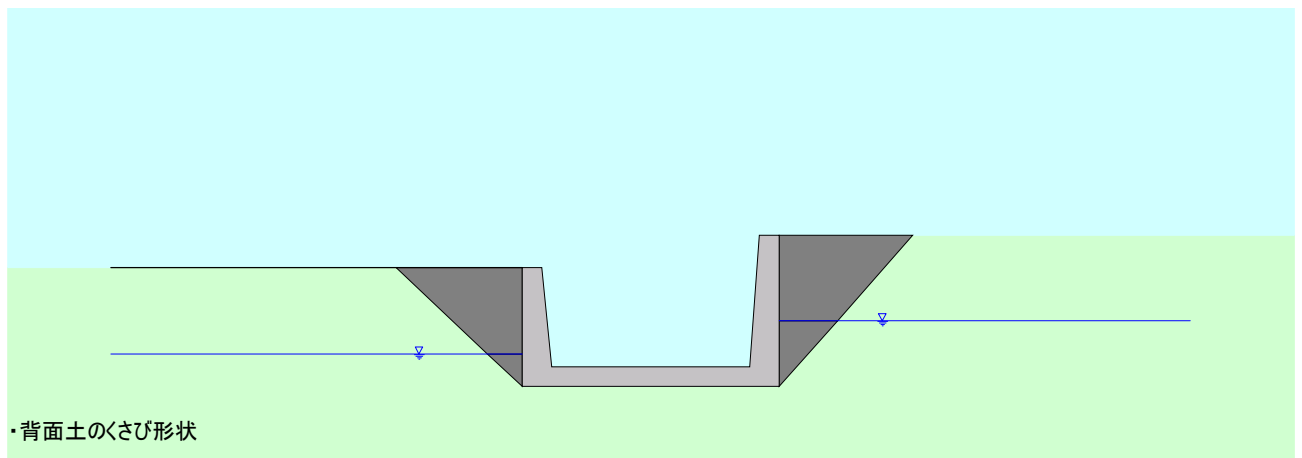
L : 荷重作用長(m)

W : くさび重量(kN/m)

K : 係数  $\sin(\omega - \phi + \theta_0) / \cos(\omega - \phi - \delta - 90 + \theta) \cdot \cos \theta_0$

P<sub>A</sub> : 土圧(kN/m) (極大値を主働土圧とする。)

上記結果より、左右それぞれのすべり角度 $\omega$ の値は、右 48.600(°)、左 43.280(°)となり、主働土圧は右 19.816(kN/m)、左 14.511(kN/m)となる。また、その際のくさび形状を次に示す。



水路右側の壁面に作用する荷重は鉛直方向と水平方向に以下の係数で荷重を分ける。

$$\begin{aligned} \text{鉛直方向} &= \sin(\delta_R + 90 - \theta_R) = \sin(15.000 + 90 - 90.000) \\ &= 0.259 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{水平方向} &= \cos(\delta_R + 90 - \theta_R) = \cos(15.000 + 90 - 90.000) \\ &= 0.966 \end{aligned}$$

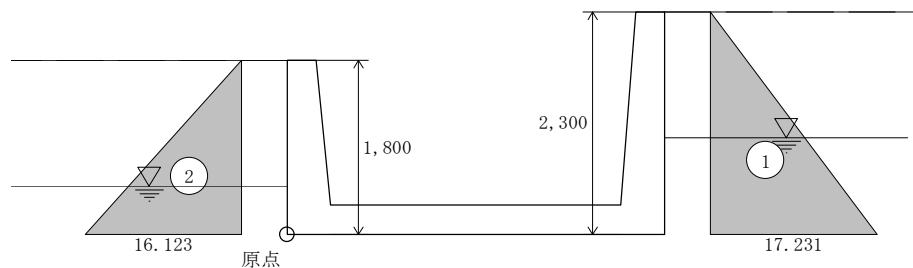
水路左側の壁面に作用する荷重は鉛直方向と水平方向に以下の係数で荷重を分ける。

ただし水平方向に関しては、右側の荷重に対し荷重方向が逆になるため係数の符号を反転させるものとする。

$$\begin{aligned} \text{鉛直方向} &= \sin(\delta_L + 90 - \theta_L) = \sin(12.500 + 90 - 90.000) \\ &= 0.216 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{水平方向} &= -\cos(\delta_L + 90 - \theta_L) = -\cos(12.500 + 90 - 90.000) \\ &= -0.976 \end{aligned}$$

単位(mm)



番号	計 算 式	荷重 (kN)	荷 重		アーム長		モーメント	
			鉛直 (kN)	水平 (kN)	$\Delta X$ (m)	$\Delta Y$ (m)	$M_x$ (kN・m)	$M_y$ (kN・m)
1	$17.231 \times 2.300 \div 2$	19.816	5.132	19.142	3.900	0.767	20.015	14.682
2	$16.123 \times 1.800 \div 2$	14.511	3.134	-14.163		0.600		-8.498
合計		34.327	8.266	4.979			20.015	6.184

「アーム長」とは、原点から作用点までの距離。Xは壁面までの水平距離、Yは重心位置までの鉛直距離。

### 5) 水路上面荷重の算出

番号	項 目	荷重 (kN)		アーム長 (m)		モーメント (kN・m)	
		鉛直	水平	$\Delta X$	$\Delta Y$	$M_x$	$M_y$
1	コンクリートの蓋版荷重 (3.6m×0.5m×1.0m×25.4kN/m <sup>3</sup> )	44.100	7.056	1.950	2.550	85.995	17.993
合計		44.100	7.056			85.995	17.993

### 6) 偏心距離および底版反力の算出

以下の式に従い偏心距離を求める。

$$e = |L/2 - (\Sigma M_x - \Sigma M_y) / \Sigma V|$$

ここに、

e : 合力の作用線が底面と交わる点と底面中心との距離 (m)

L : 底面の長さ (作用幅) (m)

$\Sigma V$  : 全鉛直力 (kN/m)

土圧および載荷重の鉛直成分・水路内の水重量も含む。

$\Sigma M_x$  : 原点における全抵抗モーメント (kN・m)

$\Sigma M_y$  : 原点における全転倒モーメント (kN・m)

項 目	外 力		モーメント		底版反力 鉛直成分 (kN/m)
	V (kN)	H (kN)	$M_x$ (kN・m)	$M_y$ (kN・m)	
自 重	91.079	-9.731	185.508	-6.518	32.156
土圧および載荷重	8.266	4.979	20.015	6.184	8.266
水 圧		-1.830		-1.282	
水路上面荷重	44.100	7.056	85.995	17.993	44.100
合 計	143.445	0.474	291.518	16.377	84.522

$$\begin{aligned}
 e &= 3.900 / 2 - \{291.518 - (16.377)\} / 143.445 \\
 &= 0.032 \text{ (m)}
 \end{aligned}$$

偏心距離が中央(1.725m)の1/3(0.575m)内にあるため、次式にて地盤反力を検討する。

$$\begin{aligned}
 q_R &= \Sigma V / L \cdot (1 - 6e / L) \\
 q_L &= \Sigma V / L \cdot (1 + 6e / L)
 \end{aligned}$$

ここに、

$$\begin{aligned}
 q_R, q_L &: \text{底版の両端における反力強度 (kN/m}^2\text{)} \\
 L &: \text{基礎面の長さ (作用幅) (m)} \\
 e &: \Sigma V \text{の作用点の偏心距離 (m)} \\
 \Sigma V &: \text{合力の鉛直分力 (kN/m)}
 \end{aligned}$$

このときの基礎面の長さ(作用幅)は、左右側壁の中心間の距離とし、合力の鉛直分力は側壁に関する自重と水路上面に生じる荷重とする。

但し、張出しを含む場合には、張出し部分にも底版反力が生じるとして、作用幅を張出し端部とし、張出し上部の土砂も自重に含める。

底版自重及び内水重はこれにより生じる底版反力と等分布荷重として作用する方向が反対で同値であることから相殺される。

また、水路上面に上載荷重 $Q_c=44.100$ が生じるものとする。

以上により、底版反力は底版反力鉛直成分の合計値を用いて計算を行う。

$$\begin{aligned}
 q_R &= 84.522 / 3.450 \times (1 - 6 \times 0.032 / 3.450) \\
 &= 23.136 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\
 q_L &= 84.522 / 3.450 \times (1 + 6 \times 0.032 / 3.450) \\
 &= 25.863 \text{ (kN/m}^2\text{)}
 \end{aligned}$$

## 7) 側壁の断面力計算

試行くさび法では、主働土圧が側壁に対し三角形に分布すると仮定し各段面のせん断力と曲げモーメントを求める。

$$\begin{aligned} P_{AM} &= 2 \cdot P_A / H^2 = 2 \times 19.816 / 2.150^2 \\ &= 8.574 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

ここに、

$P_A$  : 主働土圧 (kN/m)

$H$  : 主働土圧を受ける側壁の高さ (m)

$P_{AM}$  : 側壁に生じる主働土圧が三角形分布と仮定する時の単位荷重強度 (kN/m<sup>2</sup>)

断面1 右側壁

$$\begin{aligned} S_{S1} &= 1/2 \cdot P_{AM} \cdot h_d^2 \cdot \cos \delta_R - (1/2 \cdot \gamma_w \cdot h_i^2) + 1/2 \cdot P_{PHR2} \cdot h_d^2 \\ &= 1/2 \times 8.574 \times 1.433^2 \times \cos 15.000 - (1/2 \times 9.800 \times 0.433^2) + 1/2 \times 7.263 \times 1.433^2 \\ &= 15.041 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{S1} &= 1/6 \cdot P_{AM} \cdot h_d^3 \cdot \cos \delta_R - (1/6 \cdot \gamma_w \cdot h_i^3) + 1/6 \cdot P_{PHR2} \cdot h_d^3 \\ &= 1/6 \times 8.574 \times 1.433^3 \times \cos 15.000 - (1/6 \times 9.800 \times 0.433^3) + 1/6 \times 7.263 \times 1.433^3 \\ &= 7.491 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

断面2 右側壁

$$\begin{aligned} S_{S2} &= 1/2 \cdot P_{AM} \cdot h_d^2 \cdot \cos \delta_R - (1/2 \cdot \gamma_w \cdot h_i^2) + 1/2 \cdot P_{PHR2} \cdot h_d^2 \\ &= 1/2 \times 8.574 \times 2.000^2 \times \cos 15.000 - (1/2 \times 9.800 \times 1.000^2) + 1/2 \times 7.263 \times 2.000^2 \\ &= 26.189 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{S2} &= 1/6 \cdot P_{AM} \cdot h_d^3 \cdot \cos \delta_R - (1/6 \cdot \gamma_w \cdot h_i^3) + 1/6 \cdot P_{PHR2} \cdot h_d^3 \\ &= 1/6 \times 8.574 \times 2.000^3 \times \cos 15.000 - (1/6 \times 9.800 \times 1.000^3) + 1/6 \times 7.263 \times 2.000^3 \\ &= 19.093 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

断面3 右側壁

$$\begin{aligned} S_{S3} &= 1/2 \cdot P_{AM} \cdot h_d^2 \cdot \cos \delta_R - (1/2 \cdot \gamma_w \cdot h_i^2) + 1/2 \cdot P_{PHR2} \cdot h_d^2 \\ &= 1/2 \times 8.574 \times 2.150^2 \times \cos 15.000 - (1/2 \times 9.800 \times 1.000^2) + 1/2 \times 7.263 \times 2.150^2 \\ &= 31.028 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{S3} &= 1/6 \cdot P_{AM} \cdot h_d^3 \cdot \cos \delta_R - \{1/6 \cdot \gamma_w \cdot h_i^2(3h_a - 2h_i)\} + 1/6 \cdot P_{PHR2} \cdot h_d^3 \\ &= 1/6 \times 8.574 \times 2.150^3 \times \cos 15.000 - \{1/6 \times 9.800 \times 1.000^2 \times (3 \times 1.150 - 2 \times 1.000)\} + 1/6 \\ &\quad \times 7.263 \times 2.150^3 \\ &= 23.379 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

試行くさび法では、主働土圧が側壁に対し三角形に分布すると仮定し各段面のせん断力と曲げモーメントを求める。

$$\begin{aligned} P_{AM} &= 2 \cdot P_A / H^2 = 2 \times 14.511 / 1.650^2 \\ &= 10.660 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

ここに、

$P_A$  : 主働土圧 (kN/m)

$H$  : 主働土圧を受ける側壁の高さ (m)

$P_{AM}$  : 側壁に生じる主働土圧が三角形分布と仮定する時の単位荷重強度 (kN/m<sup>2</sup>)

断面4 左側壁

$$\begin{aligned} S_{S4} &= 1/2 \cdot P_{AM} \cdot h_d^2 \cdot \cos \delta_L - (1/2 \cdot \gamma_w \cdot h_i^2) + 1/2 \cdot P_{PHL2} \cdot h_d^2 \\ &= 1/2 \times 10.660 \times 1.100^2 \times \cos 12.500 - (1/2 \times 9.800 \times 0.600^2) + 1/2 \times 12.332 \times 1.100^2 \\ &= 11.993 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{S4} &= 1/6 \cdot P_{AM} \cdot h_d^3 \cdot \cos \delta_L - (1/6 \cdot \gamma_w \cdot h_i^3) + 1/6 \cdot P_{PHL2} \cdot h_d^3 \\ &= 1/6 \times 10.660 \times 1.100^3 \times \cos 12.500 - (1/6 \times 9.800 \times 0.600^3) + 1/6 \times 12.332 \times 1.100^3 \\ &= 4.692 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$



断面5 左側壁

$$\begin{aligned} S_{S5} &= 1/2 \cdot P_{AM} \cdot h_d^2 \cdot \cos \delta_L - (1/2 \cdot \gamma_w \cdot h_i^2) + 1/2 \cdot P_{PHL2} \cdot h_d^2 \\ &= 1/2 \times 10.660 \times 1.500^2 \times \cos 12.500 - (1/2 \times 9.800 \times 1.000^2) + 1/2 \times 12.332 \times 1.500^2 \\ &= 20.682 \text{ (kN)} \\ M_{S5} &= 1/6 \cdot P_{AM} \cdot h_d^3 \cdot \cos \delta_L - (1/6 \cdot \gamma_w \cdot h_i^3) + 1/6 \cdot P_{PHL2} \cdot h_d^3 \\ &= 1/6 \times 10.660 \times 1.500^3 \times \cos 12.500 - (1/6 \times 9.800 \times 1.000^3) + 1/6 \times 12.332 \times 1.500^3 \\ &= 11.158 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

断面6 左側壁

$$\begin{aligned} S_{S6} &= 1/2 \cdot P_{AM} \cdot h_d^2 \cdot \cos \delta_L - (1/2 \cdot \gamma_w \cdot h_i^2) + 1/2 \cdot P_{PHL2} \cdot h_d^2 \\ &= 1/2 \times 10.660 \times 1.650^2 \times \cos 12.500 - (1/2 \times 9.800 \times 1.000^2) + 1/2 \times 12.332 \times 1.650^2 \\ &= 26.054 \text{ (kN)} \\ M_{S6} &= 1/6 \cdot P_{AM} \cdot h_d^3 \cdot \cos \delta_L - \{1/6 \cdot \gamma_w \cdot h_i^2(3h_a - 2h_i)\} + 1/6 \cdot P_{PHL2} \cdot h_d^3 \\ &= 1/6 \times 10.660 \times 1.650^3 \times \cos 12.500 - \{1/6 \times 9.800 \times 1.000^2 \times (3 \times 1.150 - 2 \times 1.000)\} + \\ &\quad 1/6 \times 12.332 \times 1.650^3 \\ &= 14.657 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

## 8) 地震時動水圧の算出

### 8-1 右側壁外側

地震時動水圧が生じていないため計算対象外

### 8-2 右側壁内側

$$\begin{aligned}
 h_t &= H_R - H_w = 2.000 - 1.000 = 1.000 \text{ (m)} \\
 h_b &= H_R = 2.000 \text{ (m)} \\
 h_w &= h_b - h_t = 2.000 - 1.000 = 1.000 \text{ (m)} \\
 P_{ew} &= 7/12 \cdot K_h \cdot \gamma_w \cdot h_w^2 = 7/12 \times 0.160 \times 9.800 \times 1.000^2 = 0.915 \text{ (kN)} \\
 y &= h_b - 2/5 \cdot h_w = 2.000 - 2/5 \times 1.000 = 1.600 \text{ (m)}
 \end{aligned}$$

### 8-3 左側壁外側

地震時動水圧が生じていないため計算対象外

### 8-4 左側壁内側

$$\begin{aligned}
 h_t &= H_L - H_w = 1.500 - 1.000 = 0.500 \text{ (m)} \\
 h_b &= H_L = 1.500 \text{ (m)} \\
 h_w &= h_b - h_t = 1.500 - 0.500 = 1.000 \text{ (m)} \\
 P_{ew} &= 7/12 \cdot K_h \cdot \gamma_w \cdot h_w^2 = 7/12 \times 0.160 \times 9.800 \times 1.000^2 = 0.915 \text{ (kN)} \\
 y &= h_b - 2/5 \cdot h_w = 1.500 - 2/5 \times 1.000 = 1.100 \text{ (m)}
 \end{aligned}$$

ここに、 $h_t$  : 地震時動水圧作用位置上部 (天端からの距離) (m)  
 $h_b$  : 地震時動水圧作用位置下部 (天端からの距離) (m)  
 $h_w$  : 地震時動水圧作用高さ (m)  
 $P_{ew}$  : 地震時動水圧 (kN)  
 $y$  : 天端から地震時動水圧合力位置までの長さ (m)

上記結果を下記表にまとめる。

位置	動水圧範囲			動水圧	アーム長
	$h_t$	$h_b$	$h_w$	$P_{ew}$	$y$
右	外側	—	—	—	—
	内側	1.000	2.000	1.000	0.915
左	外側	—	—	—	—
	内側	0.500	1.500	1.000	0.915

## 9) 照査位置での動水圧と動水圧による応力算出

地震時動水圧が生じている側壁とその面に対して、各照査位置毎に地震時動水圧を求め、それによって生じるせん断力と曲げモーメントを算出し先に求めた照査位置毎のせん断力と曲げモーメントに加える。

その際、地震時動水圧の方向は地震により正負反転すると考え内外の動水圧をせん断力、曲げモーメントが大きくなる向きに加減算する事とする。

ゆえに、地震時動水圧の算出は内外にかかわらず、正の向きで算出する。

### 9-1 右側壁内側

断面1  $h_t < h < h_b$  のため

$$\begin{aligned}
 P_{ei} &= 7/12 K_h \cdot \gamma_w \cdot h_w^{0.5} (h - h_t)^{1.5} = 7/12 \times 0.160 \times 9.800 \times 1.000^{0.5} \times (1.433 - 1.000)^{1.5} \\
 &= 0.261 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

$$Y_{ei} = 2/5 (h - h_t) = 2/5 \times (1.433 - 1.000) = 0.173 \text{ (m)}$$

断面2  $h \geq h_b$  のため

$$P_{ei} = P_{ew} = 0.915 \text{ (kN)}$$

$$Y_{ei} = h - y = 2.000 - 1.600 = 0.400 \text{ (m)}$$

断面3  $h \geq h_b$  のため

$$P_{ei} = P_{ew} = 0.915 \text{ (kN)}$$

$$Y_{ei} = h - y = 2.150 - 1.600 = 0.550 \text{ (m)}$$

9-2 左側壁内側

断面4  $h_t < h < h_b$ のため

$$P_{ei} = 7/12 K_h \cdot \gamma_w \cdot h_w^{0.5} (h - h_t)^{1.5} = 7/12 \times 0.160 \times 9.800 \times 1.000^{0.5} \times (1.100 - 0.500)^{1.5} \\ = 0.425 \text{ (kN)}$$

$$Y_{ei} = 2/5 (h - h_t) = 2/5 \times (1.100 - 0.500) = 0.240 \text{ (m)}$$

断面5  $h \geq h_b$ のため

$$P_{ei} = P_{ew} = 0.915 \text{ (kN)}$$

$$Y_{ei} = h - y = 1.500 - 1.100 = 0.400 \text{ (m)}$$

断面6  $h \geq h_b$ のため

$$P_{ei} = P_{ew} = 0.915 \text{ (kN)}$$

$$Y_{ei} = h - y = 1.650 - 1.100 = 0.550 \text{ (m)}$$

ここに、 $h$  : 天端から照査位置までの距離 (m)

$P_{eo}$  : 側壁外側に生じる地震時動水圧 (kN)

$P_{ei}$  : 側壁内側に生じる地震時動水圧 (kN)

$Y_{eo}$  : 側壁外側に生じる地震時動水圧の合力から照査位置までの距離 (m)

$Y_{ei}$  : 側壁内側に生じる地震時動水圧の合力から照査位置までの距離 (m)

上記結果を下記表にまとめ、せん断力と曲げモーメントを集計する。

右側壁	記号	位置	h (m)	$P_{eo}$ (kN)	$P_{ei}$ (kN)	$Y_{eo}$ (m)	$Y_{ei}$ (m)	$S_e$ (kN)	$M_e$ (kN・m)	$S_s$ (kN)	$M_s$ (kN・m)	S (kN)	M (kN・m)
	1	側壁高の1/3	1.433	—	0.261	—	0.173	0.261	0.045	15.041	7.491	15.302	7.536
2	底版の上面	2.000	—	0.915	—	0.400	0.915	0.366	26.189	19.093	27.104	19.459	
3	側壁付根	2.150	—	0.915	—	0.550	0.915	0.503	31.028	23.379	31.943	23.882	
左側壁	記号	位置	h (m)	$P_{eo}$ (kN)	$P_{ei}$ (kN)	$Y_{eo}$ (m)	$Y_{ei}$ (m)	$S_e$ (kN)	$M_e$ (kN・m)	$S_s$ (kN)	$M_s$ (kN・m)	S (kN)	M (kN・m)
	4	側壁高の1/3	1.100	—	0.425	—	0.240	0.425	0.102	11.993	4.692	12.418	4.794
	5	底版の上面	1.500	—	0.915	—	0.400	0.915	0.366	20.682	11.158	21.597	11.524
6	側壁付根	1.650	—	0.915	—	0.550	0.915	0.503	26.054	14.657	26.969	15.160	

ここに、 $S_e$  : 地震時動水圧によるせん断力  $S_e = P_{eo} + P_{ei}$

$M_e$  : 地震時動水圧による曲げモーメント  $M_e = P_{eo} \times Y_{eo} + P_{ei} \times Y_{ei}$

$S_s$  : 上記を除く側壁に作用するせん断力 ≪ 「7) 側壁の断面力計算」より ≫

$M_s$  : 上記を除く側壁に作用する曲げモーメント ≪ 「7) 側壁の断面力計算」より ≫

S : 側壁に作用するせん断力合計

M : 側壁に作用する曲げモーメント合計

以降の計算および判定で用いるせん断力と曲げモーメントは、上記一覧表のSとMを用いる。

## 10) 底版の断面力計算

側壁底部の曲げモーメントを底版端部に生じる材端モーメントとして底版の計算を行う。

・右側

$$\text{部材端モーメント } M_{SR} = M_{S3} - 2 \times 0.503 = 23.882 - 2 \times 0.503 = 22.876 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

上記式中の「 $2 \times 0.503$ 」は、底版部計算時に地震時動水圧の作用方向が同時に同じ向きに働いている状態になるように側壁端部の曲げモーメントを調整している。 $2$ は2倍を表し $0.503$ は側壁端部に作用させた動水圧による曲げモーメントの値である。

(側壁計算時には、動水圧の向きは側壁に対してモーメントが大きくなるようにしているため左右での向きが異なる。)

・左側

$$\text{部材端モーメント } M_{SL} = M_{S6} = 15.160 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

断面7 底版

$$\begin{aligned} S_{T7} &= -1/2 \cdot q_L \cdot (B_L - 2\chi) + (q_L - q_R) \cdot B_L \cdot 1/2 \cdot (1/3 - \chi^2/B_L^2) + (M_{SR} - M_{SL})/B_L \\ &= -1/2 \times 25.863 \times (3.450 - 2 \times 0.000) + (25.863 - 23.136) \times 3.450 \times 1/2 \times (1/3 - 0.000^2 / 3.450^2) + (22.876 - 15.160) / 3.450 \\ &= -40.809 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{T7} &= (M_{SR} - M_{SL}) \cdot \chi / B_L + M_{SL} + 1/6 \cdot \chi \cdot (B_L - \chi) \cdot \{(1 + \chi / B_L) \cdot (q_L - q_R) - 3q_L\} \\ &= (22.876 - 15.160) \times 0.000 / 3.450 + 15.160 + 1/6 \times 0.000 \times (3.450 - 0.000) \times \{(1 + 0.000 / 3.450) \times (25.863 - 23.136) - 3 \times 25.863\} \\ &= 15.160 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

断面8 底版

$$\begin{aligned} S_{T8} &= -1/2 \cdot q_L \cdot (B_L - 2\chi) + (q_L - q_R) \cdot B_L \cdot 1/2 \cdot (1/3 - \chi^2/B_L^2) + (M_{SR} - M_{SL})/B_L \\ &= -1/2 \times 25.863 \times (3.450 - 2 \times 1.618) + (25.863 - 23.136) \times 3.450 \times 1/2 \times (1/3 - 1.618^2 / 3.450^2) + (22.876 - 15.160) / 3.450 \\ &= 0.000 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{T8} &= (M_{SR} - M_{SL}) \cdot \chi / B_L + M_{SL} + 1/6 \cdot \chi \cdot (B_L - \chi) \cdot \{(1 + \chi / B_L) \cdot (q_L - q_R) - 3q_L\} \\ &= (22.876 - 15.160) \times 1.618 / 3.450 + 15.160 + 1/6 \times 1.618 \times (3.450 - 1.618) \times \{(1 + 1.618 / 3.450) \times (25.863 - 23.136) - 3 \times 25.863\} \\ &= -17.574 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

断面9 底版

$$\begin{aligned} S_{T9} &= -1/2 \cdot q_L \cdot (B_L - 2\chi) + (q_L - q_R) \cdot B_L \cdot 1/2 \cdot (1/3 - \chi^2/B_L^2) + (M_{SR} - M_{SL})/B_L \\ &= -1/2 \times 25.863 \times (3.450 - 2 \times 3.450) + (25.863 - 23.136) \times 3.450 \times 1/2 \times (1/3 - 3.450^2 / 3.450^2) + (22.876 - 15.160) / 3.450 \\ &= 43.714 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{T9} &= (M_{SR} - M_{SL}) \cdot \chi / B_L + M_{SL} + 1/6 \cdot \chi \cdot (B_L - \chi) \cdot \{(1 + \chi / B_L) \cdot (q_L - q_R) - 3q_L\} \\ &= (22.876 - 15.160) \times 3.450 / 3.450 + 15.160 + 1/6 \times 3.450 \times (3.450 - 3.450) \times \{(1 + 3.450 / 3.450) \times (25.863 - 23.136) - 3 \times 25.863\} \\ &= 22.876 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

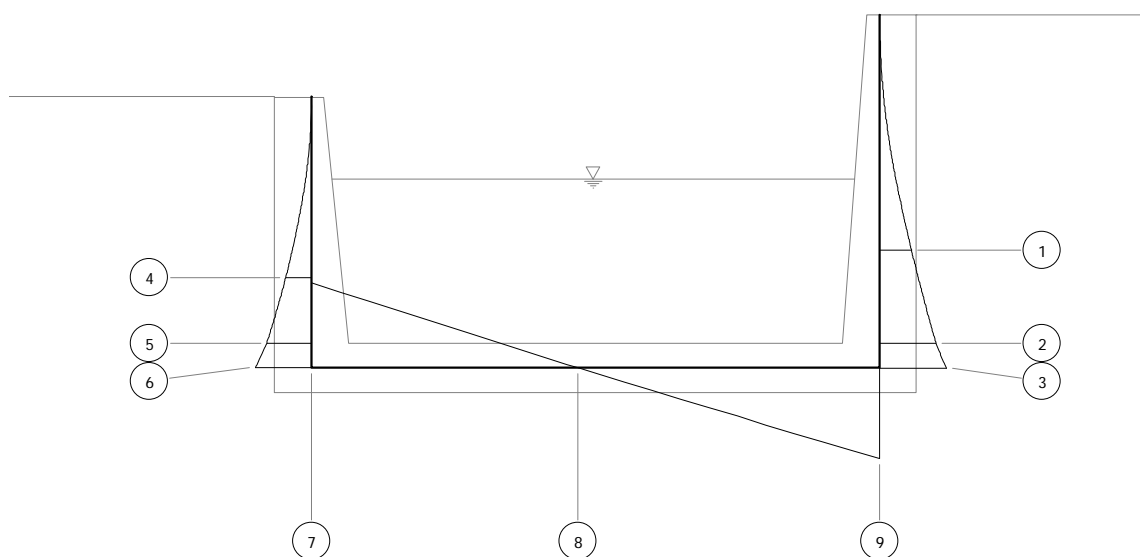
## 11) 断面力一覧

右側壁	記号	位置	h(m)	せん断力 S(kN)	曲げモーメント M(kN・m)
	1	側壁高の1/3	1.433	15.302	7.536
2	底版の上面	2.000	27.104	19.459	
3	側壁付根	2.150	31.943	23.882	
左側壁	記号	位置	h(m)	せん断力 S(kN)	曲げモーメント M(kN・m)
	4	側壁高の1/3	1.100	12.418	4.794
	5	底版の上面	1.500	21.597	11.524
6	側壁付根	1.650	26.969	15.160	
底版	記号	位置	$\chi$ (m)	せん断力 S(kN)	曲げモーメント M(kN・m)
	7	左側壁付け根	0.000	-40.809	15.160
	8	最大モーメント	1.618	0.000	-17.574
9	右側壁付け根	3.450	43.714	22.876	

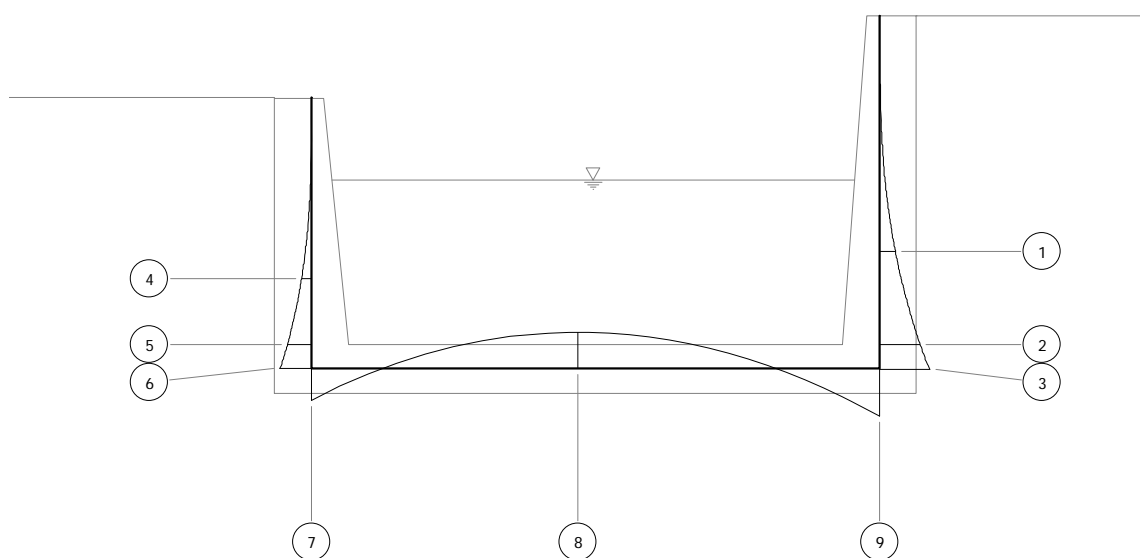
断面力は荷重方向により以下のように表示する。

外側：プラス / 内側：マイナス

12) せん断力図



13) 曲げモーメント図



## 8 段落とし位置の計算

### 8.1 右側壁外側

側壁の鉄筋量を半減する位置は、水路の場合 $1/2A_s(A_{s2})$ に対する鉄筋の応力度が許容応力度 $\sigma_{sa}$ に等しくなる位置に定着長 $(L_d+L_s)$ を加えた長さ $L_1$ とする。

#### 1) 基本定着長の算出

引張鉄筋の基本定着長 $L_d$ は、次式により求める。ただし、この値は $20\phi$ 以上とする。

$$L_d = \sigma_{sa} / (4 \cdot \tau_{oa}) \cdot \phi$$

ここに、

$L_d$  : 引張り鉄筋の基本定着長(mm)

$\phi$  : 主鉄筋の直径(mm)

$\sigma_{sa}$  : 鉄筋の基本定着長を算出する場合の許容引張り応力度(N/mm<sup>2</sup>)

$\tau_{oa}$  : コンクリートの許容付着応力度(N/mm<sup>2</sup>)

$$\begin{aligned} L_d &= \sigma_{sa} / (4 \cdot \tau_{oa}) \cdot \phi \\ &= 176.0 / (4 \times 1.60) \times \phi \\ &= 27.50 \phi \\ \therefore & 28\phi \text{とする。} \\ &= 28 \times 16 = 448 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

#### 2) 釣り合い応力位置の算出と段落とし位置の算出

鉄筋量を減じた $(A_{s2})$ 時の応力度 $(\sigma_{s2})$ が許容応力度 $(\sigma_{sa})$ に等しくなる位置 $(h_{s2})$ を求める。

$h_{s2}$ の位置は曲げモーメントや部材厚により変化するため、比較計算を行い $\sigma_{sa}$ を越えない近似値になる位置をcm単位で求めた。その時の天端からの位置 $(h_{s2})$ と外力を次表にまとめる。

また鉄筋の段落とし位置は、常時・地震時を比較し鉄筋長が長くなる方を採用する。

荷重ケース		天端からの距離 $h_{s2}$ (m)	部材有効高さ $d [L_s]$ (m)	曲げモーメント $M$ (N/mm <sup>2</sup> )	引張応力度 $\sigma_{s2}$ (N/mm <sup>2</sup> )	段落し位置 (切り上げ) $L_1$ (m)
常時	ケース 1	2.150	0.390	11.121	75.882	0.840
	ケース 3	2.150	0.390	7.170	48.923	0.840
地震時	ケース 1	2.150	0.390	25.598	174.662	0.840
	ケース 3	2.150	0.390	23.882	162.953	0.840

立ち上げ鉄筋量  $A_{s2} = 397.0(\text{mm}^2)$      $h_{s1} = \text{壁高} + \text{底版厚} / 2 = 2.150(\text{m})$

$L_1 = h_{s1} - h_{s2} + L_d + L_s$      $L_d = 0.448(\text{m})$      $h_{s3} = h_{s2} - L_d - L_s$

上記結果より、段落とし鉄筋長  $L_1 = 0.84(\text{m})$     天端からの位置  $h_{s3} = 1.31(\text{m})$

### 8.2 右側壁内側

側壁の鉄筋量を半減する位置は、水路の場合 $1/2A_s(A_{s2})$ に対する鉄筋の応力度が許容応力度 $\sigma_{sa}$ に等しくなる位置に定着長 $(L_d+L_s)$ を加えた長さ $L_1$ とする。

#### 1) 基本定着長の算出

$$\begin{aligned} L_d &= \sigma_{sa} / (4 \cdot \tau_{oa}) \cdot \phi \\ &= 176.0 / (4 \times 1.60) \times \phi \\ &= 27.50 \phi \\ \therefore & 28\phi \text{とする。} \\ &= 28 \times 16 = 448 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

#### 2) 釣り合い応力位置の算出と段落とし位置の算出

鉄筋量を減じた $(A_{s2})$ 時の応力度 $(\sigma_{s2})$ が許容応力度 $(\sigma_{sa})$ に達しないため、釣り合い位置を付根として計算を行う。

釣り合い位置  $h_{s2} = 2.150(\text{m})$

部材有効高さ  $L_s = 0.390(\text{m})$

立ち上げ鉄筋量  $A_{s2} = 397.0(\text{mm}^2)$      $h_{s1} = \text{壁高} + \text{底版厚} / 2 = 2.150(\text{m})$

$L_1 = h_{s1} - h_{s2} + L_d + L_s$      $L_d = 0.448(\text{m})$      $h_{s3} = h_{s2} - L_d - L_s$

上記結果より、段落とし鉄筋長  $L_1 = 0.84(\text{m})$     天端からの位置  $h_{s3} = 1.31(\text{m})$

### 8.3 左側壁外側

側壁の鉄筋量を半減する位置は、水路の場合 $1/2A_s(A_{s2})$ に対する鉄筋の応力度が許容応力度 $\sigma_{sa}$ に等しくなる位置に定着長 $(L_d+L_s)$ を加えた長さ $L_1$ とする。

#### 1) 基本定着長の算出

$$\begin{aligned} L_d &= \sigma_{sa} / (4 \cdot \tau_{oa}) \cdot \phi \\ &= 176.0 / (4 \times 1.60) \times \phi \\ &= 27.50 \phi \\ \therefore & 28 \phi \text{ とする。} \\ &= 28 \times 16 = 448 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

#### 2) 釣り合い応力位置の算出と段落とし位置の算出

荷重ケース		天端からの距離 $h_{s2}$ (m)	部材有効高さ $d [L_s]$ (m)	曲げモーメント $M$ (N/mm <sup>2</sup> )	引張応力度 $\sigma_{s2}$ (N/mm <sup>2</sup> )	段落し位置 (切り上げ) $L_1$ (m)
常時	ケース 1	1.650	0.390	7.829	53.419	0.840
	ケース 3	1.650	0.390	3.184	21.725	0.840
地震時	ケース 1	1.650	0.390	16.827	114.815	0.840
	ケース 3	1.650	0.390	15.160	103.441	0.840

立ち上げ鉄筋量  $A_{s2} = 397.0(\text{mm}^2)$        $h_{s1} = \text{壁高} + \text{底版厚} / 2 = 1.650(\text{m})$   
 $L_1 = h_{s1} - h_{s2} + L_d + L_s$        $L_d = 0.448(\text{m})$        $h_{s3} = h_{s2} - L_d - L_s$   
 上記結果より、段落とし鉄筋長  $L_1 = 0.84(\text{m})$       天端からの位置  $h_{s3} = 0.81(\text{m})$

### 8.4 左側壁内側

側壁の鉄筋量を半減する位置は、水路の場合 $1/2A_s(A_{s2})$ に対する鉄筋の応力度が許容応力度 $\sigma_{sa}$ に等しくなる位置に定着長 $(L_d+L_s)$ を加えた長さ $L_1$ とする。

#### 1) 基本定着長の算出

$$\begin{aligned} L_d &= \sigma_{sa} / (4 \cdot \tau_{oa}) \cdot \phi \\ &= 176.0 / (4 \times 1.60) \times \phi \\ &= 27.50 \phi \\ \therefore & 28 \phi \text{ とする。} \\ &= 28 \times 16 = 448 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

#### 2) 釣り合い応力位置の算出と段落とし位置の算出

鉄筋量を減じた $(A_{s2})$ 時の応力度 $(\sigma_{s2})$ が許容応力度 $(\sigma_{sa})$ に達しないため、釣り合い位置を付根として計算を行う。

釣り合い位置  $h_{s2} = 1.650(\text{m})$   
 部材有効高さ  $L_s = 0.390(\text{m})$   
 立ち上げ鉄筋量  $A_{s2} = 397.0(\text{mm}^2)$        $h_{s1} = \text{壁高} + \text{底版厚} / 2 = 1.650(\text{m})$   
 $L_1 = h_{s1} - h_{s2} + L_d + L_s$        $L_d = 0.448(\text{m})$        $h_{s3} = h_{s2} - L_d - L_s$   
 上記結果より、段落とし鉄筋長  $L_1 = 0.84(\text{m})$       天端からの位置  $h_{s3} = 0.81(\text{m})$

### 8.5 断面検討位置

右側壁	記号	位置	h(m)
	1	段落し位置	1.310
	2	側壁高の1/3	1.433
	3	底版の上面	2.000
	4	釣り合い応力位置 側壁付根	2.150
左側壁	記号	位置	h(m)
	5	段落し位置	0.810
	6	側壁高の1/3	1.100
	7	底版の上面	1.500
	8	釣り合い応力位置 側壁付根	1.650

## 9 部材厚の算出

- ・軸線が鉛直の場合

$$W = (T_2 - T_1) \cdot h / H + T_1$$

ただし、 $h > H$ の場合は、 $W = T_2$

ここに、

- W : 部材厚 (mm)
- h : 側壁天端から照査位置までの鉛直距離 (mm)
- T<sub>1</sub> : 側壁天端の水平幅 (mm)
- T<sub>2</sub> : 側壁下端の水平幅 (mm)
- H : 側壁天端から側壁下端までの鉛直距離 (mm)

- ・右側壁部材厚一覧表

No	照査位置 h (mm)	部材厚 W (mm)
1	1,310	398
2	1,433	407
3	2,000	450
4	2,150	450

- ・左側壁部材厚一覧表

No	照査位置 h (mm)	部材厚 W (mm)
1	810	381
2	1,100	410
3	1,500	450
4	1,650	450

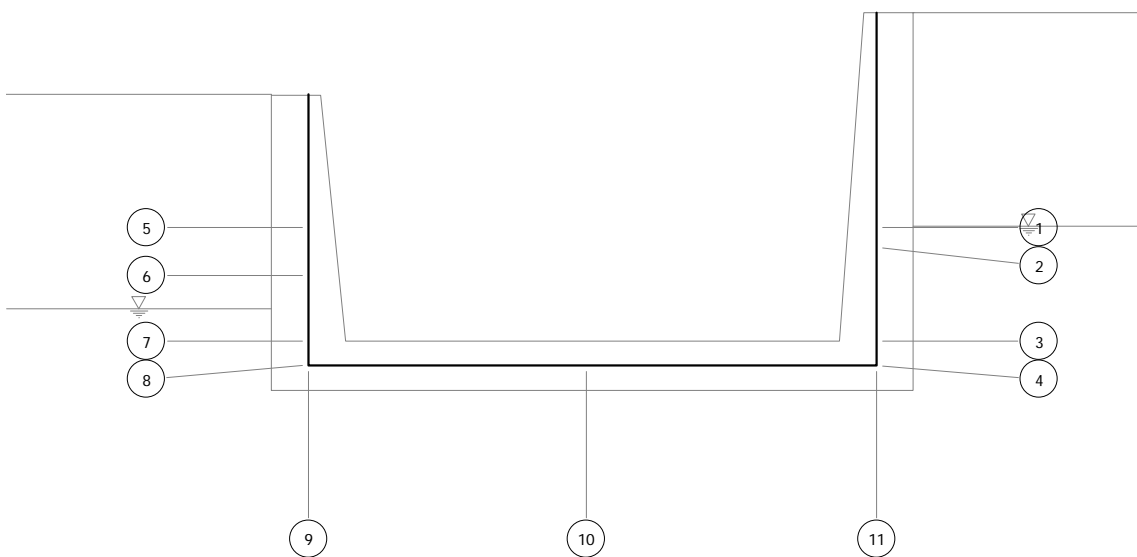


## 9 応力度計算(鉄筋)

### 9.1 荷重組み合わせパターン (常時: ケース1)

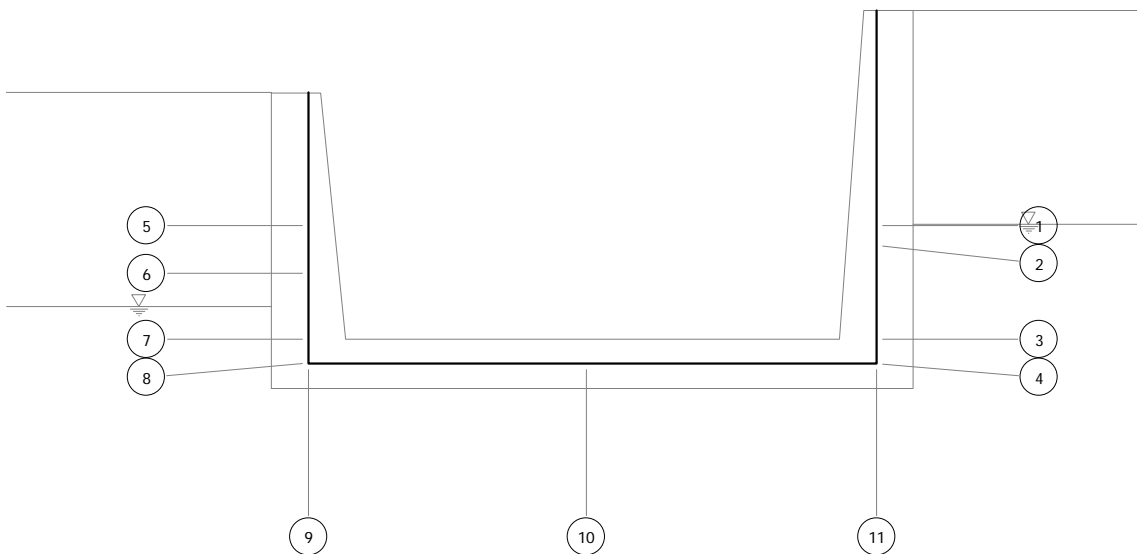
#### 1) 応力度計算表(鉄筋)

		許容値	右側壁				左側壁			
			1	2	3	4	5	6	7	8
検討位置 H (m)			1.310	1.433	2.000	2.150	0.810	1.100	1.500	1.650
断面力	曲げモーメント M (kN・m)		2.289	3.000	8.705	11.121	0.918	2.299	5.843	7.829
	せん断力 S (kN)		5.242	6.358	14.618	17.658	3.400	6.270	11.855	14.708
部材	単位部材幅 b (mm)		1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000
	部材厚 h (mm)		398	407	450	450	381	410	450	450
配筋計画	引張側 かぶり c (mm)		60	60	60	60	60	60	60	60
	圧縮側 かぶり c' (mm)		—	—	—	—	—	—	—	—
	引張側 鉄筋・ピッチ		D16@500	D16@250	D16@250	D16@250	D16@500	D16@250	D16@250	D16@250
	圧縮側 鉄筋・ピッチ		—	—	—	—	—	—	—	—
断面力方向及び引張鉄筋 内・外			外側	外側	外側	外側	外側	外側	外側	外側
データ	引張側 鉄筋断面積 A <sub>s</sub> (mm <sup>2</sup> )		397	794	794	794	397	794	794	794
	圧縮側 鉄筋断面積 A <sub>s</sub> ' (mm <sup>2</sup> )		—	—	—	—	—	—	—	—
	鉄筋周長 U (mm)		200	200	200	200	200	200	200	200
	有効部材厚 d (mm)		338	347	390	390	321	350	390	390
	圧縮側かぶり d' (mm)		—	—	—	—	—	—	—	—
係数	ヤング係数比 n		15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00
	引張鉄筋比 p		0.00117	0.00229	0.00204	0.00204	0.00124	0.00227	0.00204	0.00204
	圧縮鉄筋比 p'		—	—	—	—	—	—	—	—
	中立軸比 k		0.17062	0.23000	0.21867	0.21867	0.17517	0.22912	0.21867	0.21867
	応力軸比 j		0.94313	0.92333	0.92711	0.92711	0.94161	0.92363	0.92711	0.92711
	係数 L <sub>c</sub>		—	—	—	—	—	—	—	—
	中立軸の位置 χ (mm)		57.67	79.81	85.28	85.28	56.23	80.19	85.28	85.28
計算結果	曲げ圧縮応力度 σ <sub>c</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	9.000	0.249	0.235	0.565	0.721	0.108	0.177	0.379	0.508
	引張応力度 σ <sub>s</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	176.000	18.087	11.793	30.322	38.737	7.650	8.957	20.353	27.270
	圧縮応力度 σ <sub>s</sub> ' (N/mm <sup>2</sup> )	176.000	—	—	—	—	—	—	—	—
	せん断応力度 τ (N/mm <sup>2</sup> )	0.450	0.016	0.020	0.040	0.049	0.011	0.019	0.033	0.041
	付着応力度 τ <sub>o</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	1.600	0.082	0.099	0.202	0.244	0.056	0.097	0.164	0.203
判定			OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
計算式			単鉄筋計算				単鉄筋計算			



## 2) 応力度計算表(鉄筋)

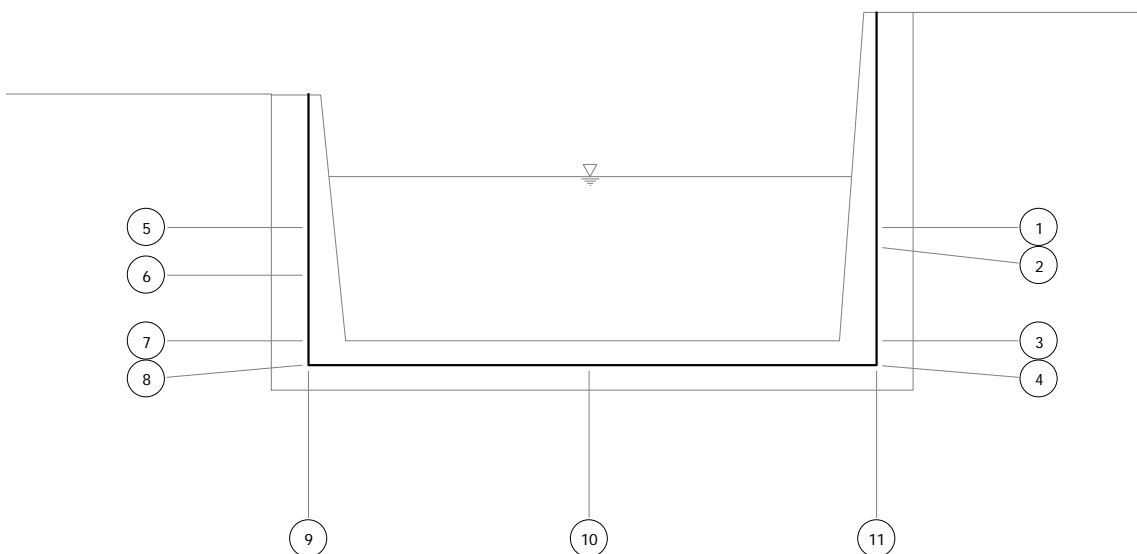
		許容値	底 版		
			9	10	11
検討位置 H (m)			0.000	1.686	3.450
断面力	曲げモーメント M (kN・m)		7.829	-27.468	11.121
	せん断力 S (kN)		-41.906	0.000	43.715
部材	単位部材幅 b (mm)		1000	1000	1000
	部材厚 h (mm)		300	300	300
配筋計画	引張側 かぶり c (mm)		60	60	60
	圧縮側 かぶり c' (mm)		—	—	—
	引張側 鉄筋・ピッチ		D16@250	D19@250	D16@250
	圧縮側 鉄筋・ピッチ		—	—	—
断面力方向及び引張鉄筋 内・外			外側	内側	外側
データ	引張側 鉄筋断面積 A <sub>s</sub> (mm <sup>2</sup> )		794	1146	794
	圧縮側 鉄筋断面積 A <sub>s</sub> ' (mm <sup>2</sup> )		—	—	—
	鉄筋周長 U (mm)		200	240	200
	有効部材厚 d (mm)		240	240	240
	圧縮側かぶり d' (mm)		—	—	—
係数	ヤング係数比 n		15.00	15.00	15.00
	引張鉄筋比 p		0.00331	0.00478	0.00331
	圧縮鉄筋比 p'		—	—	—
	中立軸比 k		0.26936	0.31371	0.26936
	応力軸比 j		0.91021	0.89543	0.91021
	係数 L <sub>c</sub>		—	—	—
	中立軸の位置 χ (mm)		64.65	75.29	64.65
計算結果	曲げ圧縮応力度 σ <sub>c</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	9.000	1.109	3.395	1.575
	引張応力度 σ <sub>s</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	176.000	45.137	111.532	64.117
	圧縮応力度 σ <sub>s</sub> ' (N/mm <sup>2</sup> )	176.000	—	—	—
	せん断応力度 τ (N/mm <sup>2</sup> )	0.450	0.192	0.000	0.200
	付着応力度 τ <sub>o</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	1.600	0.959	0.000	1.001
<b>判 定</b>			<b>OK</b>	<b>OK</b>	<b>OK</b>
計 算 式			単鉄筋計算		



## 9.2 荷重組み合わせパターン（常時：ケース3）

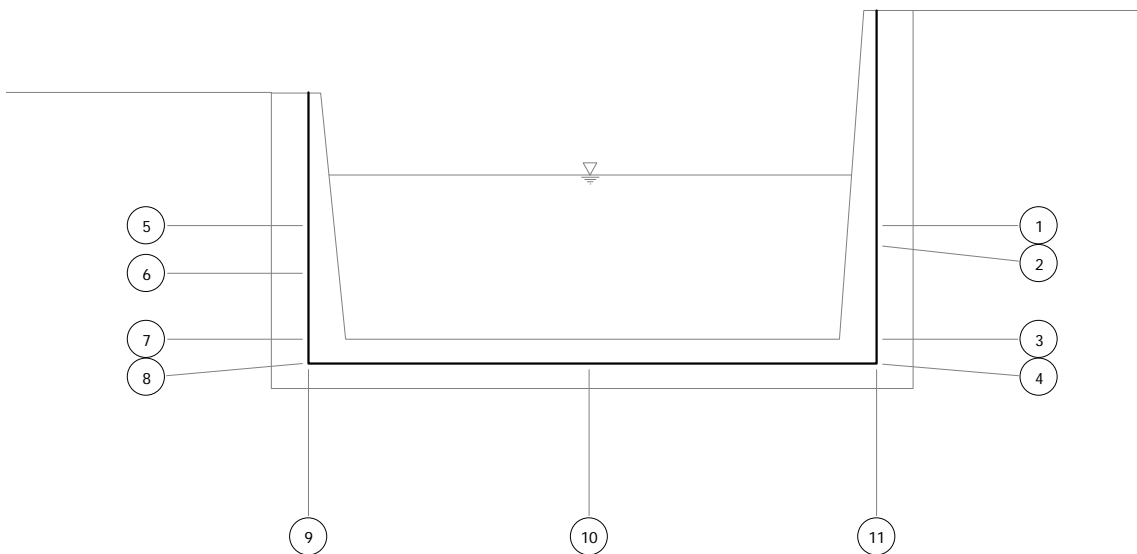
### 1) 応力度計算表(鉄筋)

		許容値	右側壁				左側壁			
			1	2	3	4	5	6	7	8
検討位置 H (m)			1.310	1.433	2.000	2.150	0.810	1.100	1.500	1.650
断面力	曲げモーメント M (kN・m)		2.109	2.692	6.044	7.170	0.608	1.292	2.538	3.184
	せん断力 S (kN)		4.470	4.994	6.617	8.409	1.962	2.723	3.443	5.195
部材	単位部材幅 b (mm)		1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000
	部材厚 h (mm)		398	407	450	450	381	410	450	450
配筋計画	引張側 かぶり c (mm)		60	60	60	60	60	60	60	60
	圧縮側 かぶり c' (mm)		—	—	—	—	—	—	—	—
	引張側 鉄筋・ピッチ		D16@500	D16@250	D16@250	D16@250	D16@500	D16@250	D16@250	D16@250
	圧縮側 鉄筋・ピッチ		—	—	—	—	—	—	—	—
断面力方向及び引張鉄筋 内・外			外側	外側	外側	外側	外側	外側	外側	外側
データ	引張側 鉄筋断面積 $A_s$ (mm <sup>2</sup> )		397	794	794	794	397	794	794	794
	圧縮側 鉄筋断面積 $A_s'$ (mm <sup>2</sup> )		—	—	—	—	—	—	—	—
	鉄筋周長 U (mm)		200	200	200	200	200	200	200	200
	有効部材厚 d (mm)		338	347	390	390	321	350	390	390
	圧縮側かぶり d' (mm)		—	—	—	—	—	—	—	—
係数	ヤング係数比 n		15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00
	引張鉄筋比 p		0.00117	0.00229	0.00204	0.00204	0.00124	0.00227	0.00204	0.00204
	圧縮鉄筋比 p'		—	—	—	—	—	—	—	—
	中立軸比 k		0.17062	0.23000	0.21867	0.21867	0.17517	0.22912	0.21867	0.21867
	応力軸比 j		0.94313	0.92333	0.92711	0.92711	0.94161	0.92363	0.92711	0.92711
	係数 $L_c$		—	—	—	—	—	—	—	—
	中立軸の位置 $\chi$ (mm)		57.67	79.81	85.28	85.28	56.23	80.19	85.28	85.28
計算結果	曲げ圧縮応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	9.000	0.229	0.211	0.392	0.465	0.072	0.100	0.165	0.207
	引張応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	176.000	16.665	10.582	21.053	24.975	5.067	5.034	8.840	11.091
	圧縮応力度 $\sigma_s'$ (N/mm <sup>2</sup> )	176.000	—	—	—	—	—	—	—	—
	せん断応力度 $\tau$ (N/mm <sup>2</sup> )	0.450	0.014	0.016	0.018	0.023	0.006	0.008	0.010	0.014
	付着応力度 $\tau_o$ (N/mm <sup>2</sup> )	1.600	0.070	0.078	0.092	0.116	0.032	0.042	0.048	0.072
判定			OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
計算式			単鉄筋計算				単鉄筋計算			



2) 応力度計算表(鉄筋)

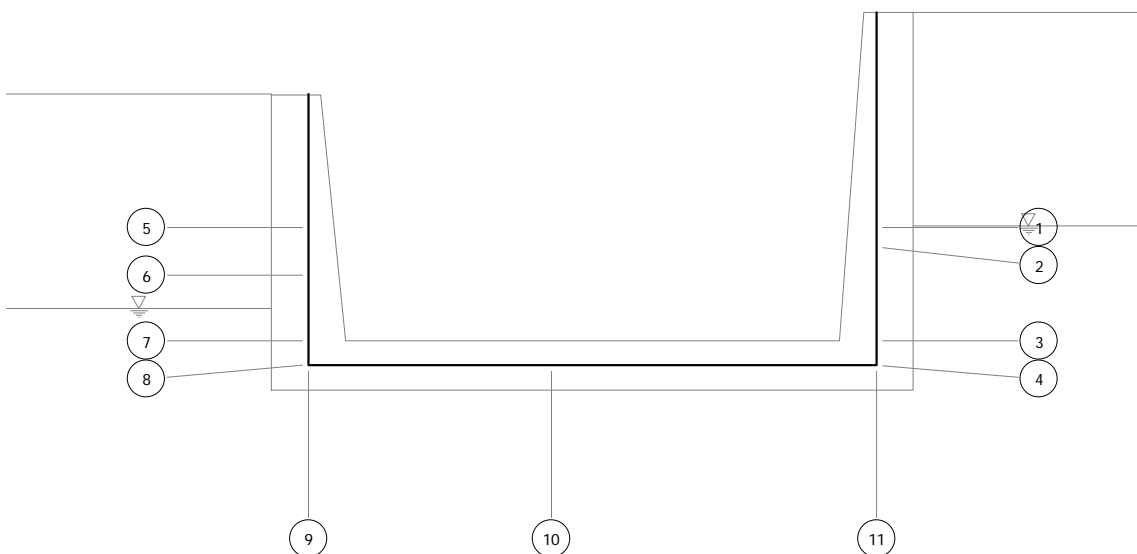
		許容値	底 版		
			9	10	11
検討位置 H (m)			0.000	1.703	3.450
断面力	曲げモーメント M (kN・m)		3.184	-31.108	7.170
	せん断力 S (kN)		-39.663	0.000	44.461
部材	単位部材幅 b (mm)		1000	1000	1000
	部材厚 h (mm)		300	300	300
配筋計画	引張側 かぶり c (mm)		60	60	60
	圧縮側 かぶり c' (mm)		—	—	—
	引張側 鉄筋・ピッチ		D16@250	D19@250	D16@250
	圧縮側 鉄筋・ピッチ		—	—	—
断面力方向及び引張鉄筋 内・外			外側	内側	外側
データ	引張側 鉄筋断面積 A <sub>s</sub> (mm <sup>2</sup> )		794	1146	794
	圧縮側 鉄筋断面積 A <sub>s</sub> ' (mm <sup>2</sup> )		—	—	—
	鉄筋周長 U (mm)		200	240	200
	有効部材厚 d (mm)		240	240	240
	圧縮側かぶり d' (mm)		—	—	—
係数	ヤング係数比 n		15.00	15.00	15.00
	引張鉄筋比 p		0.00331	0.00478	0.00331
	圧縮鉄筋比 p'		—	—	—
	中立軸比 k		0.26936	0.31371	0.26936
	応力軸比 j		0.91021	0.89543	0.91021
	係数 L <sub>c</sub>		—	—	—
	中立軸の位置 χ (mm)		64.65	75.29	64.65
計算結果	曲げ圧縮応力度 σ <sub>c</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	9.000	0.451	3.845	1.015
	引張応力度 σ <sub>s</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	176.000	18.357	126.312	41.338
	圧縮応力度 σ <sub>s</sub> ' (N/mm <sup>2</sup> )	176.000	—	—	—
	せん断応力度 τ (N/mm <sup>2</sup> )	0.450	0.182	0.000	0.204
	付着応力度 τ <sub>o</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	1.600	0.908	0.000	1.018
判 定			OK	OK	OK
計 算 式			単鉄筋計算		



### 9.3 荷重組み合わせパターン（地震時：ケース1）

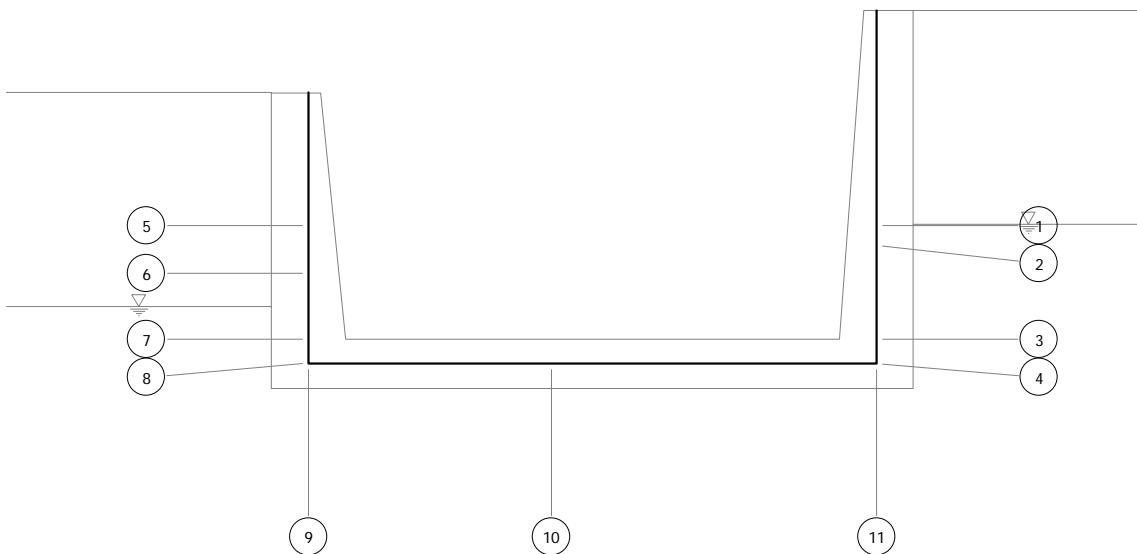
#### 1) 応力度計算表（鉄筋）

		許容値	右側壁				左側壁			
			1	2	3	4	5	6	7	8
検討位置 H (m)			1.310	1.433	2.000	2.150	0.810	1.100	1.500	1.650
断面力	曲げモーメント M (kN・m)		5.563	7.286	20.359	25.598	1.982	4.965	12.603	16.827
	せん断力 S (kN)		12.741	15.332	32.098	37.860	7.343	13.541	25.376	31.068
部材	単位部材幅 b (mm)		1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000
	部材厚 h (mm)		398	407	450	450	381	410	450	450
配筋計画	引張側 かぶり c (mm)		60	60	60	60	60	60	60	60
	圧縮側 かぶり c' (mm)		—	—	—	—	—	—	—	—
	引張側 鉄筋・ピッチ		D16@500	D16@250	D16@250	D16@250	D16@500	D16@250	D16@250	D16@250
	圧縮側 鉄筋・ピッチ		—	—	—	—	—	—	—	—
断面力方向及び引張鉄筋 内・外			外側	外側	外側	外側	外側	外側	外側	外側
データ	引張側 鉄筋断面積 $A_s$ (mm <sup>2</sup> )		397	794	794	794	397	794	794	794
	圧縮側 鉄筋断面積 $A_s'$ (mm <sup>2</sup> )		—	—	—	—	—	—	—	—
	鉄筋周長 U (mm)		200	200	200	200	200	200	200	200
	有効部材厚 d (mm)		338	347	390	390	321	350	390	390
	圧縮側かぶり d' (mm)		—	—	—	—	—	—	—	—
係数	ヤング係数比 n		15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00
	引張鉄筋比 p		0.00117	0.00229	0.00204	0.00204	0.00124	0.00227	0.00204	0.00204
	圧縮鉄筋比 p'		—	—	—	—	—	—	—	—
	中立軸比 k		0.17062	0.23000	0.21867	0.21867	0.17517	0.22912	0.21867	0.21867
	応力軸比 j		0.94313	0.92333	0.92711	0.92711	0.94161	0.92363	0.92711	0.92711
	係数 $L_c$		—	—	—	—	—	—	—	—
	中立軸の位置 $\chi$ (mm)		57.67	79.81	85.28	85.28	56.23	80.19	85.28	85.28
計算結果	曲げ圧縮応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	13.500	0.605	0.570	1.320	1.660	0.233	0.383	0.817	1.091
	引張応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	264.000	43.957	28.641	70.915	89.164	16.517	19.343	43.899	58.613
	圧縮応力度 $\sigma_s'$ (N/mm <sup>2</sup> )	264.000	—	—	—	—	—	—	—	—
	せん断応力度 $\tau$ (N/mm <sup>2</sup> )	0.670	0.040	0.048	0.089	0.105	0.024	0.042	0.070	0.086
	付着応力度 $\tau_o$ (N/mm <sup>2</sup> )	2.400	0.200	0.239	0.444	0.524	0.121	0.209	0.351	0.430
判定			OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
計算式			単鉄筋計算				単鉄筋計算			



2) 応力度計算表(鉄筋)

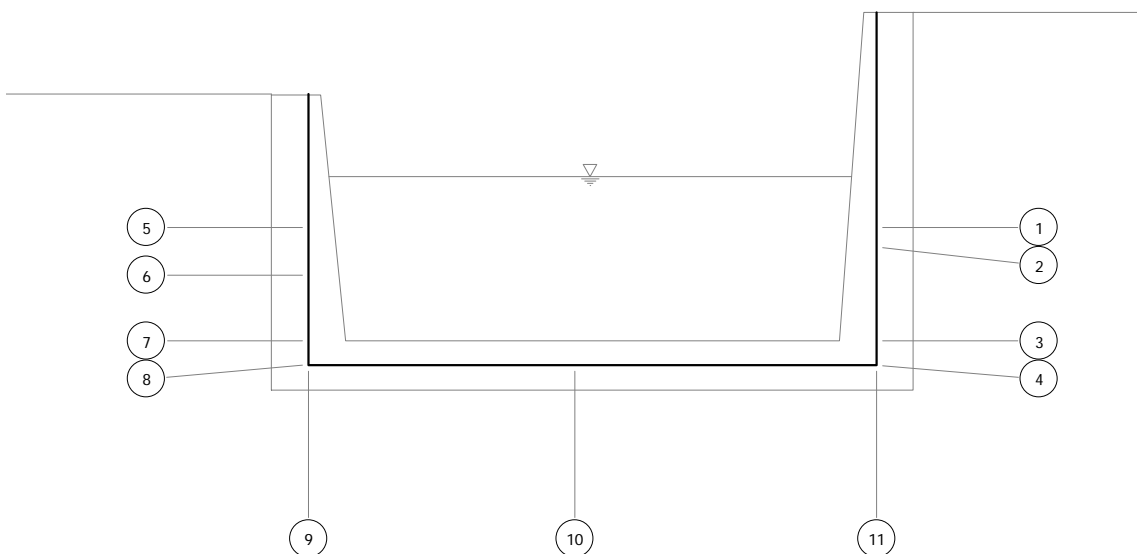
		許容値	底 版		
			9	10	11
検討位置 H (m)			0.000	1.475	3.450
断面力	曲げモーメント M (kN・m)		16.827	-15.804	25.598
	せん断力 S (kN)		-46.996	0.000	36.988
部材	単位部材幅 b (mm)		1000	1000	1000
	部材厚 h (mm)		300	300	300
配筋計画	引張側 かぶり c (mm)		60	60	60
	圧縮側 かぶり c' (mm)		—	—	—
	引張側 鉄筋・ピッチ		D16@250	D19@250	D16@250
	圧縮側 鉄筋・ピッチ		—	—	—
断面力方向及び引張鉄筋 内・外			外側	内側	外側
データ	引張側 鉄筋断面積 A <sub>s</sub> (mm <sup>2</sup> )		794	1146	794
	圧縮側 鉄筋断面積 A <sub>s</sub> ' (mm <sup>2</sup> )		—	—	—
	鉄筋周長 U (mm)		200	240	200
	有効部材厚 d (mm)		240	240	240
	圧縮側かぶり d' (mm)		—	—	—
係数	ヤング係数比 n		15.00	15.00	15.00
	引張鉄筋比 p		0.00331	0.00478	0.00331
	圧縮鉄筋比 p'		—	—	—
	中立軸比 k		0.26936	0.31371	0.26936
	応力軸比 j		0.91021	0.89543	0.91021
	係数 L <sub>c</sub>		—	—	—
	中立軸の位置 χ (mm)		64.65	75.29	64.65
計算結果	曲げ圧縮応力度 σ <sub>c</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	13.500	2.383	1.954	3.625
	引張応力度 σ <sub>s</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	264.000	97.014	64.171	147.582
	圧縮応力度 σ <sub>s</sub> ' (N/mm <sup>2</sup> )	264.000	—	—	—
	せん断応力度 τ (N/mm <sup>2</sup> )	0.670	0.215	0.000	0.169
	付着応力度 τ <sub>o</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	2.400	1.076	0.000	0.847
判 定			OK	OK	OK
計 算 式			単鉄筋計算		



## 9.4 荷重組み合わせパターン（地震時：ケース3）

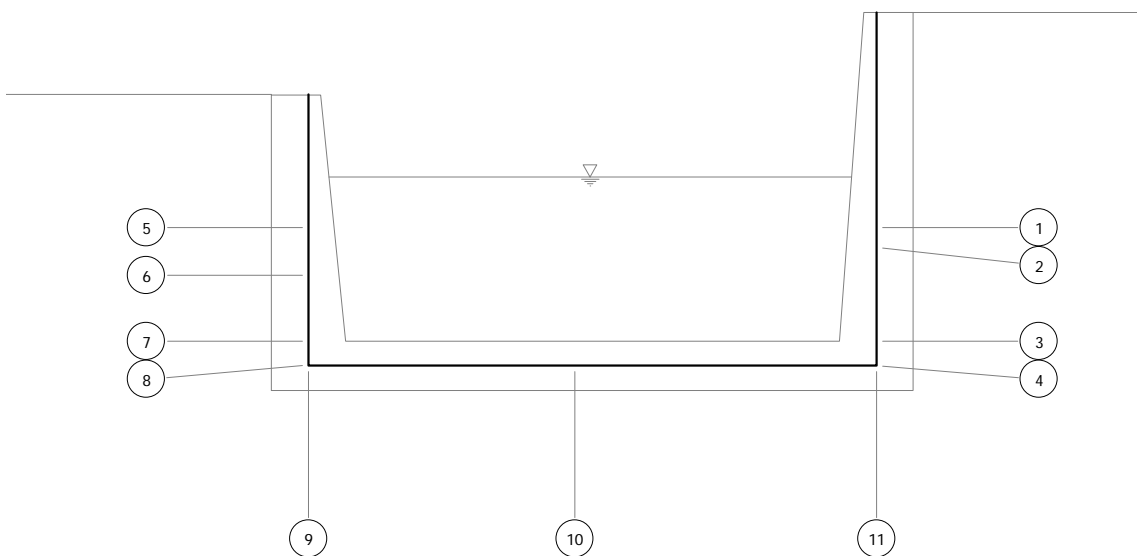
### 1) 応力度計算表（鉄筋）

		許容値	右側壁				左側壁			
			1	2	3	4	5	6	7	8
検討位置 H (m)			1.310	1.433	2.000	2.150	0.810	1.100	1.500	1.650
断面力	曲げモーメント M (kN・m)		5.795	7.536	19.459	23.882	1.985	4.794	11.524	15.160
	せん断力 S (kN)		13.025	15.302	27.104	31.943	7.147	12.418	21.597	26.969
部材	単位部材幅 b (mm)		1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000
	部材厚 h (mm)		398	407	450	450	381	410	450	450
配筋計画	引張側 かぶり c (mm)		60	60	60	60	60	60	60	60
	圧縮側 かぶり c' (mm)		—	—	—	—	—	—	—	—
	引張側 鉄筋・ピッチ		D16@500	D16@250	D16@250	D16@250	D16@500	D16@250	D16@250	D16@250
	圧縮側 鉄筋・ピッチ		—	—	—	—	—	—	—	—
断面力方向及び引張鉄筋 内・外			外側	外側	外側	外側	外側	外側	外側	外側
データ	引張側 鉄筋断面積 $A_s$ (mm <sup>2</sup> )		397	794	794	794	397	794	794	794
	圧縮側 鉄筋断面積 $A_s'$ (mm <sup>2</sup> )		—	—	—	—	—	—	—	—
	鉄筋周長 U (mm)		200	200	200	200	200	200	200	200
	有効部材厚 d (mm)		338	347	390	390	321	350	390	390
	圧縮側かぶり d' (mm)		—	—	—	—	—	—	—	—
係数	ヤング係数比 n		15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00
	引張鉄筋比 p		0.00117	0.00229	0.00204	0.00204	0.00124	0.00227	0.00204	0.00204
	圧縮鉄筋比 p'		—	—	—	—	—	—	—	—
	中立軸比 k		0.17062	0.23000	0.21867	0.21867	0.17517	0.22912	0.21867	0.21867
	応力軸比 j		0.94313	0.92333	0.92711	0.92711	0.94161	0.92363	0.92711	0.92711
	係数 $L_c$		—	—	—	—	—	—	—	—
	中立軸の位置 $\chi$ (mm)		57.67	79.81	85.28	85.28	56.23	80.19	85.28	85.28
計算結果	曲げ圧縮応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	13.500	0.630	0.589	1.262	1.549	0.234	0.370	0.747	0.983
	引張応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	264.000	45.790	29.623	67.780	83.187	16.542	18.677	40.141	52.806
	圧縮応力度 $\sigma_s'$ (N/mm <sup>2</sup> )	264.000	—	—	—	—	—	—	—	—
	せん断応力度 $\tau$ (N/mm <sup>2</sup> )	0.670	0.041	0.048	0.075	0.088	0.024	0.038	0.060	0.075
	付着応力度 $\tau_o$ (N/mm <sup>2</sup> )	2.400	0.204	0.239	0.375	0.442	0.118	0.192	0.299	0.373
判定			OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
計算式			単鉄筋計算				単鉄筋計算			



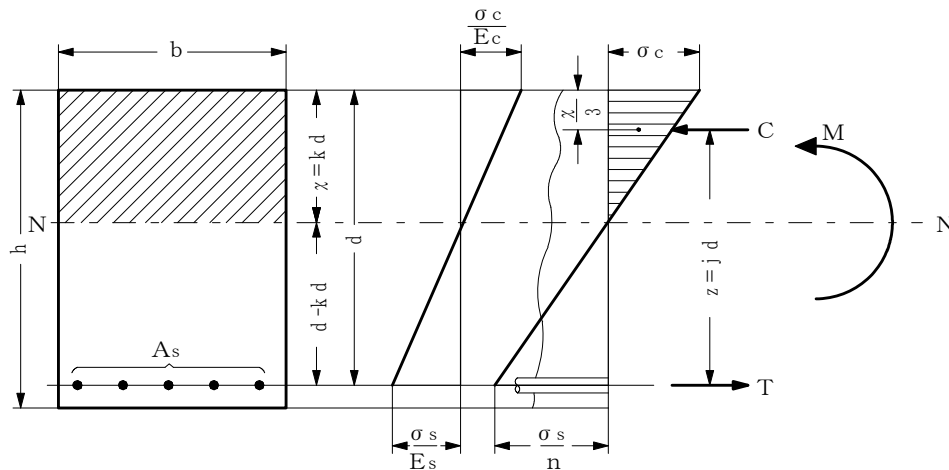
2) 応力度計算表(鉄筋)

		許容値	底 版		
			9	10	11
検討位置 H (m)			0.000	1.618	3.450
断面力	曲げモーメント M (kN・m)		15.160	-17.574	22.876
	せん断力 S (kN)		-40.809	0.000	43.714
部材	単位部材幅 b (mm)		1000	1000	1000
	部材厚 h (mm)		300	300	300
配筋計画	引張側 かぶり c (mm)		60	60	60
	圧縮側 かぶり c' (mm)		—	—	—
	引張側 鉄筋・ピッチ		D16@250	D19@250	D16@250
	圧縮側 鉄筋・ピッチ		—	—	—
断面力方向及び引張鉄筋 内・外			外側	内側	外側
データ	引張側 鉄筋断面積 A <sub>s</sub> (mm <sup>2</sup> )		794	1146	794
	圧縮側 鉄筋断面積 A <sub>s</sub> ' (mm <sup>2</sup> )		—	—	—
	鉄筋周長 U (mm)		200	240	200
	有効部材厚 d (mm)		240	240	240
	圧縮側かぶり d' (mm)		—	—	—
係数	ヤング係数比 n		15.00	15.00	15.00
	引張鉄筋比 p		0.00331	0.00478	0.00331
	圧縮鉄筋比 p'		—	—	—
	中立軸比 k		0.26936	0.31371	0.26936
	応力軸比 j		0.91021	0.89543	0.91021
	係数 L <sub>c</sub>		—	—	—
	中立軸の位置 χ (mm)		64.65	75.29	64.65
計算結果	曲げ圧縮応力度 σ <sub>c</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	13.500	2.147	2.172	3.240
	引張応力度 σ <sub>s</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	264.000	87.403	71.358	131.888
	圧縮応力度 σ <sub>s</sub> ' (N/mm <sup>2</sup> )	264.000	—	—	—
	せん断応力度 τ (N/mm <sup>2</sup> )	0.670	0.187	0.000	0.200
	付着応力度 τ <sub>o</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	2.400	0.934	0.000	1.001
判 定			OK	OK	OK
計 算 式			単鉄筋計算		





単鉄筋の算定式



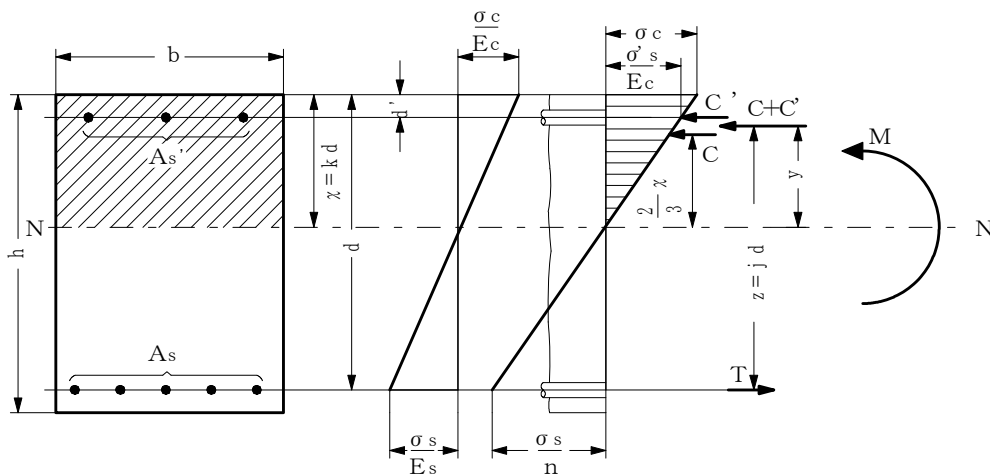
$$p = \frac{A_s}{b \cdot d}$$

$$k = \sqrt{2n \cdot p + (n \cdot p)^2} - n \cdot p \quad j = 1 - \frac{k}{3}$$

$$\sigma_c = \frac{2M}{k \cdot j \cdot b \cdot d^2} \quad \tau = \frac{S}{b \cdot j \cdot d}$$

$$\sigma_s = \frac{M}{A_s \cdot j \cdot d} \quad \tau_0 = \frac{S}{U \cdot j \cdot d}$$

複鉄筋の算定式



$$p = \frac{A_s}{b \cdot d}$$

$$p' = \frac{A_s'}{b \cdot d}$$

$$k = \sqrt{2n \left( p + p' \cdot \frac{d'}{d} \right) + n^2 (p + p')^2} - n (p + p')$$

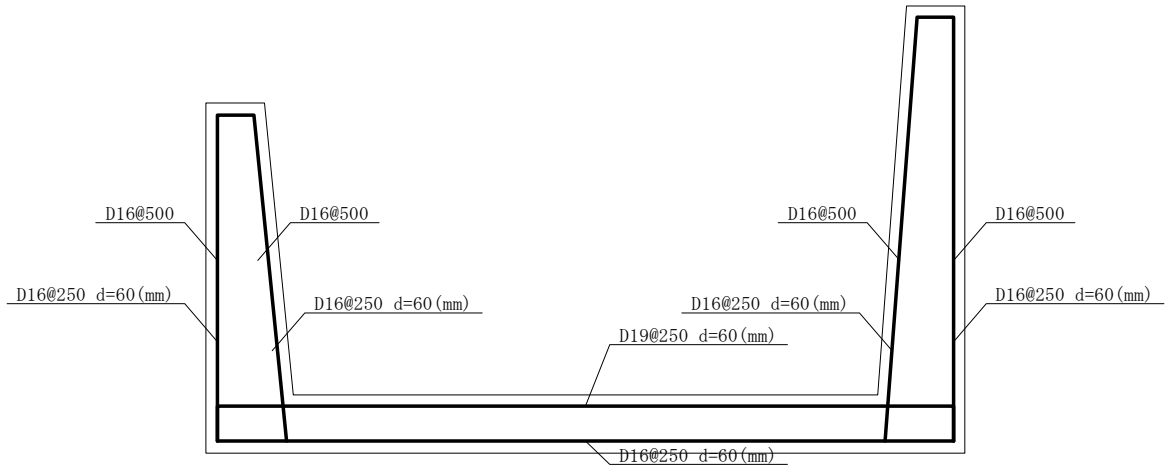
$$j = \frac{k^2 \left( 1 - \frac{k}{3} \right) + 2n p' \left( k - \frac{d'}{d} \right) \left( 1 - \frac{d'}{d} \right)}{k^2 + 2n p' \left( k - \frac{d'}{d} \right)}$$

$$\sigma_c = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot L_c} \quad L_c = \frac{k}{2} \left( 1 - \frac{k}{3} \right) + \frac{n p'}{k} \left( k - \frac{d'}{d} \right) \left( 1 - \frac{d'}{d} \right)$$

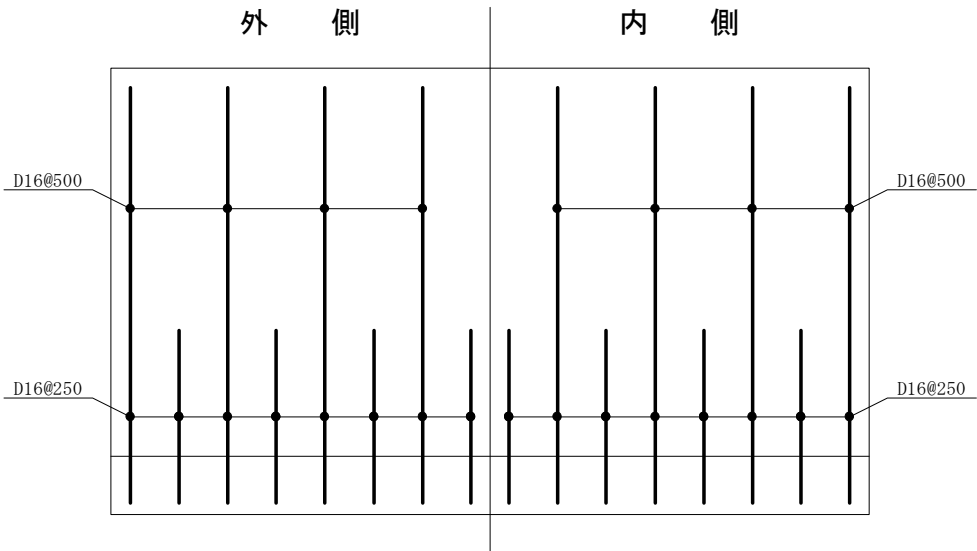
$$\sigma_s = \frac{M}{A_s \cdot j \cdot d} \quad \tau = \frac{S}{b \cdot j \cdot d} \quad \tau_0 = \frac{S}{U \cdot j \cdot d} \quad \sigma_{s'} = n \cdot \sigma_c \left( 1 - \frac{d'}{k \cdot d} \right)$$

# 10. 配筋图

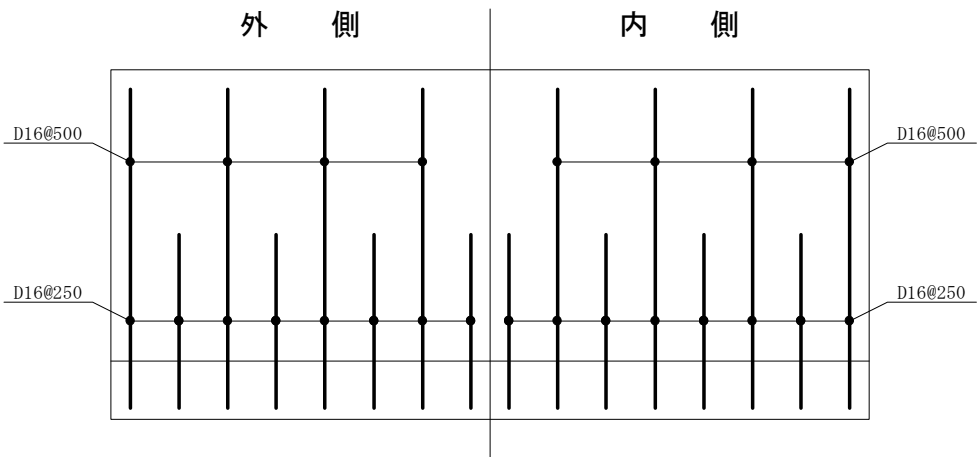
## 1) 正面图



## 2) 右侧壁图



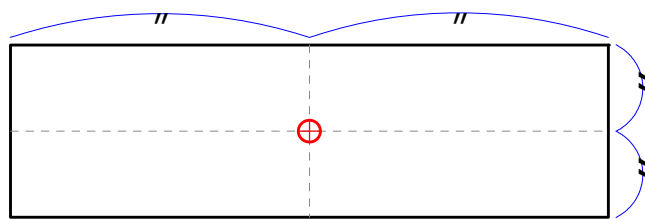
## 3) 左侧壁图



## 参考資料 重心の計算

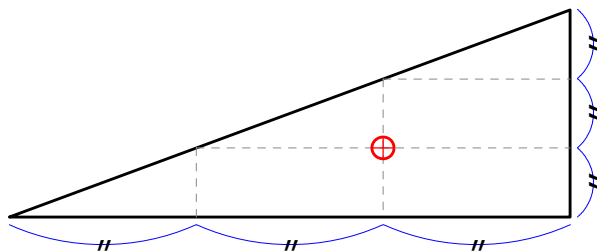
### 1. 長方形の重心

長方形の重心は、水平・垂直共に辺長の  $1/2$  の位置となる。  
丸は重心の位置を示す。



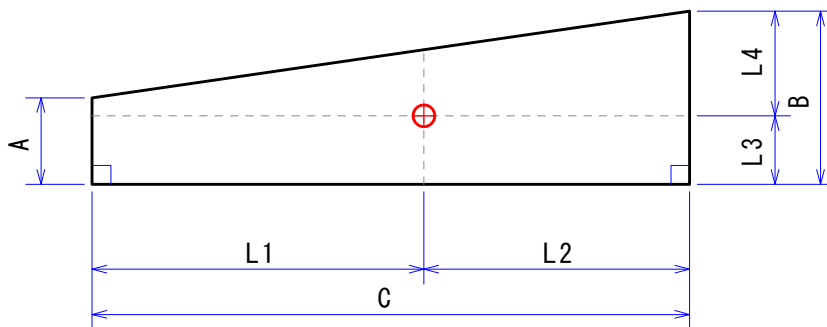
### 2. 直角三角形の重心

直角三角形の重心は、水平・垂直共に直角をなす角より辺長の  $1/3$  の位置となる。  
丸は重心の位置を示す。



### 3. 台形（直角のある台形）の重心

二つの直角を含む台形の基点から重心までの距離は、基点の位置や台形の向きにより縦横それぞれの計算式が異なる。  
各点から重心までの距離を求める式を以下に示す。  
台形の向きや基点の位置に応じて適時読み替えを行う。  
丸は重心の位置を示す。



$$L1 = \frac{C}{3} \cdot \frac{A + 2B}{A + B}$$

$$L3 = \frac{1}{3} \left( A + B - \frac{A \cdot B}{A + B} \right)$$

$$L2 = \frac{C}{3} \cdot \frac{2A + B}{A + B}$$

$$L4 = \frac{1}{3} \left( 2B - \frac{A^2}{A + B} \right)$$

## 基礎地盤の検討

### (1) 許容支持力の計算

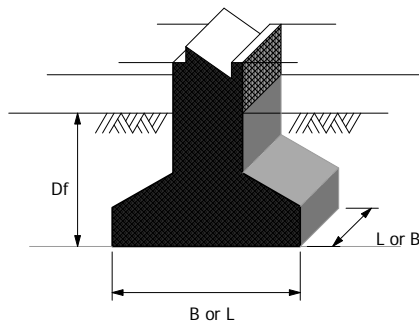
コンクリート擁壁水路のように浅い基礎に対する地盤の支持力に関する算定方法は、各種提案されているが、この計算書ではテルツァギー(Terzaghi)の修正支持力公式を用いて検討する。

$$q_a = 1/3 \times (i_c \cdot \alpha \cdot c \cdot N_c + i_r \cdot \beta \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot \eta \cdot N_r + i_q \cdot \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q)$$

- ここに、 $c$  : 支持地盤の粘着力 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $\gamma_1$  : 支持地盤の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)  
 $\gamma_2$  : 根入れ部分の土の平均単位重量 (kN/m<sup>3</sup>)  
 $\gamma_1, \gamma_2$ には地下水位下の場合は水中単位重量  
 $\alpha, \beta$  : 基礎の形状係数  
 $N_c, N_r, N_q$  : 支持力係数、内部摩擦角  $\phi$  の関数  
 $i_c, i_r, i_q$  : 荷重傾斜に対する補正係数  
 $D_f$  : 基礎に近接した最低地盤面から基礎底面までの深さ (m)  
 隣接地で掘削の行われるおそれのある場合は、その影響を考慮しておくことが望ましい。(有効根入れ)  
 $B$  : 基礎荷重面の最小幅、円形の場合は直径 (m)  
 荷重の偏心がある場合には有効幅  $B_e$  を持ちいる。  
 $\eta$  : 基礎の寸法による補正係数で、常時は  $\eta = 1.0$  とする。

基礎荷重面の形状	連続	正方形	長方形	円形
$\alpha$	1.0	1.2	$1.0 + 0.2 \times B / L$	1.2
$\beta$	0.5	0.3	$0.5 - 0.2 \times B / L$	0.3

$B$  : 長方形の短辺長さ  
 $L$  : 長方形の長辺長さ



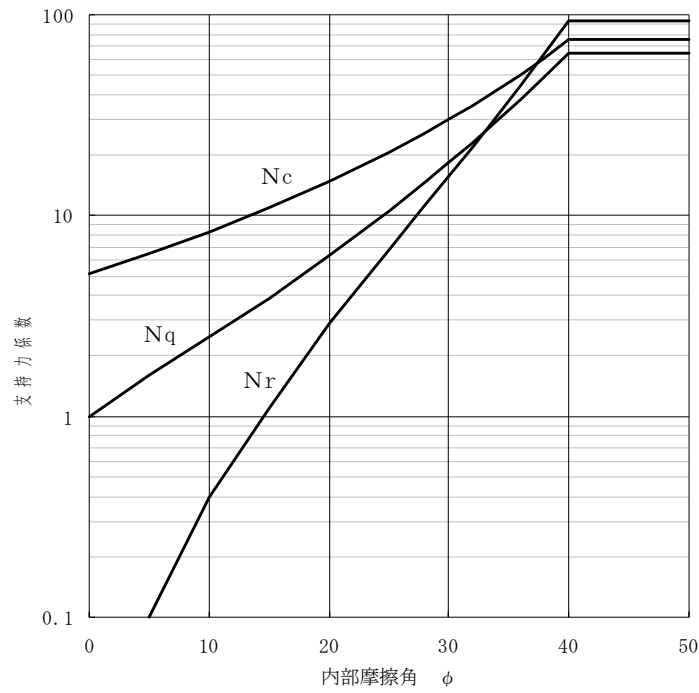
基礎荷重面の形状は「連続」であるため、  
 $\alpha = 1.000$      $\beta = 0.500$  とする。

その他の条件として

- $B$  : 基礎荷重面の最小幅 = 3.900 (m)
- $D_f$  : 最低地盤面からの根入れ深さ = 1.800 (m)
- $\gamma_1$  : 支持地盤の単位体積重量 = 18.000 (kN/m<sup>3</sup>)
- $\gamma_2$  : 根入れ部分の平均単位体積重量 = 18.000 (kN/m<sup>3</sup>)
- $c$  : 土の粘着力 = 0.000 (kN/m<sup>2</sup>)

支持力係数  $N_c, N_r, N_q$ は、土の内部摩擦角  $\phi$  の値を用いて次の図より求める。

$\phi$  : 土の内部摩擦角 = 30.000 (°)



支持力係数は以下の通りとする。

$$N_c = 30.100 \quad N_r = 15.700 \quad N_q = 18.400$$

基礎底面に鉛直荷重と水平荷重が同時に作用しているため、以下の条件にて算出した補正係数を用いる。

$$\text{鉛直荷重 } V = 199.353 \text{ (kN)}$$

$$\text{水平荷重 } H = 1.141 \text{ (kN)}$$

$$\text{基礎底面の摩擦係数 } \mu = 0.577$$

$$\tan \theta = H/V, \text{ かつ } \tan \theta \leq \mu \text{ とする。}$$

$$1.141/199.353 = 0.006 \leq 0.577 \text{ であるため。 } \theta = \tan^{-1} H/V \text{ で算出する。}$$

$$\text{荷重の傾斜角 } \theta = \tan^{-1} 1.141/199.353 = 0.328 \text{ (度)}$$

$$i_c = i_q = (1 - \theta/90)^2 = (1 - 0.328/90)^2 = 0.993$$

$$i_r = (1 - \theta/\phi)^2 = (1 - 0.328/30.000)^2 = 0.978$$

荷重が基礎底面の図心から偏心しているため基礎幅を低減した有効載荷幅を用いて許容支持力を算出する。

$$\text{偏心距離 } e = 0.501 \text{ (m)}$$

$$\text{有効載荷幅 } B_e = B - 2e = 3.900 - 2 \times 0.501 = 2.898 \text{ (m)}$$

基礎の寸法効果は考慮しない。 $\eta = 1.0$ とする。

以上の条件により許容支持力は、次のように計算される。

$$q_a = 1/3 \times (i_c \cdot \alpha \cdot c \cdot N_c + i_r \cdot \beta \cdot \gamma_1 \cdot B_e \cdot \eta \cdot N_r + i_q \cdot \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q)$$

$$\begin{aligned} i_c \cdot \alpha \cdot c \cdot N_c &= 0.993 \times 1.000 \times 0.000 \times 30.100 \\ &= 0.000 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} i_r \cdot \beta \cdot \gamma_1 \cdot B_e \cdot \eta \cdot N_r &= 0.978 \times 0.500 \times 18.000 \times 2.898 \times 1.000 \times 15.700 \\ &= 400.479 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} i_q \cdot \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q &= 0.993 \times 18.000 \times 1.800 \times 18.400 \\ &= 591.987 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q_a &= 1/3 \times (0.000 + 400.479 + 591.987) \\ &= 330.822 \end{aligned}$$

よって、許容支持力  $q_a = 330.822$  (kN/m<sup>2</sup>) となる。

## 設計水平震度の算出

構造物の耐震設計に用いる設計水平震度は、以下の式により算出する。

$$k_h = c_z \cdot k_{h0}$$

ここに、

$k_h$  : 設計水平震度 (小数点以下 2 桁に丸める)

$c_z$  : 地域別補正係数

$k_{h0}$  : 構造物の耐震設計に用いる設計水平震度の標準値

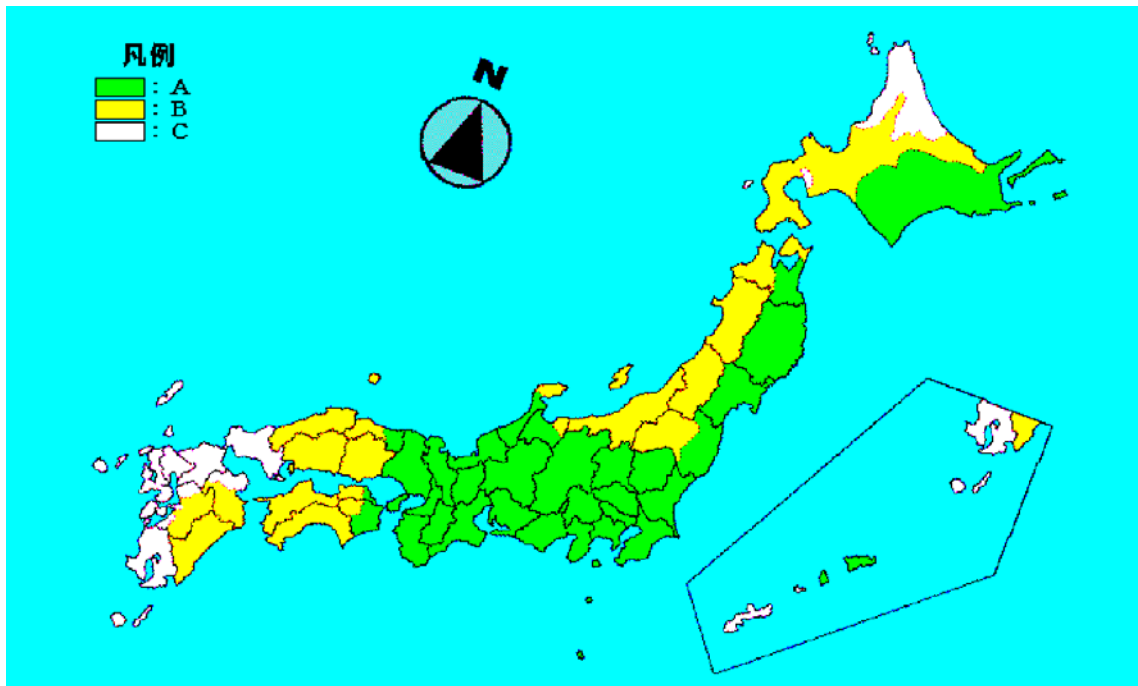
表 1 地域別補正係数 ( $c_z$ )

地域区分	A 地域	B 地域	C 地域
補正係数	1.00	0.85	0.70

表 2 構造物の耐震設計に用いる設計水平震度の標準値

地盤種別	I 種	II 種	III 種
$k_{h0}$	0.12	0.15	0.18

### 1 地域別補正係数



地域別補正係数 ( $c_z$ ) は、前図の地域区分により、表 1 の値を参考とする。

富山県のうち富山市は、「A 地域」であるため表 1 より地域別補正係数  $c_z$  の値は 1.00 となる。

### 2 設計水平震度の標準値

表 2 に示す耐震設計の地盤種別は、原則として下記の式で算出される地盤の特性値  $T_G$  をもとに表 3 により区分する。地表面が基礎面と一致する場合は I 種地盤とする。

$$T_G = 4 \cdot \sum_{i=1}^n \frac{H_i}{V_{s i}}$$

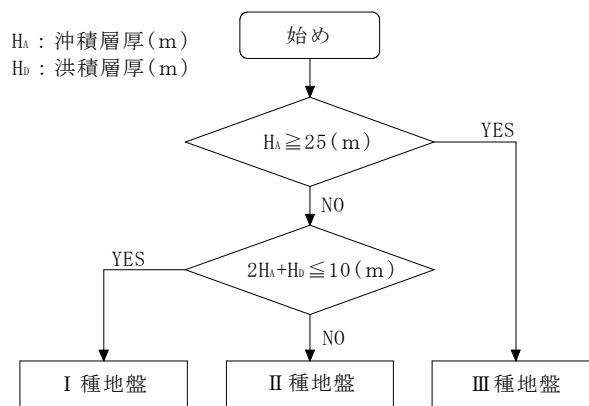
ここに、

- $T_G$  : 地盤の特性値 (s)
- $H_i$  :  $i$  番目の土層の厚さ (m)
- $V_{si}$  :  $i$  番目の土層の平均せん断弾性波速度 (m/s)
  - 粘性土層の場合  $V_{si} = 100 N_i^{1/3}$  ( $1 \leq N_i \leq 25$ )
  - 砂質土層の場合  $V_{si} = 80 N_i^{1/3}$  ( $1 \leq N_i \leq 50$ )
- $N_i$  : 標準貫入試験による  $i$  番目の土層の平均  $N$  値
- $i$  : 当該地盤が地表面から基礎面まで  $n$  層に区分されるときの、地表面から  $i$  番目の土層の番号。基礎面とは、粘性土の場合は  $N$  値が 25 以上、砂質土層の場合は  $N$  値が 50 以上の土層の上面、若しくは、せん断弾性波速度が 300m/s 程度以上の土層の上面をいう。

表 3 耐震設計上の地盤種別

地盤種別	I種	II種	III種
地盤の特性値 $T_G$	$T_G < 0.2$	$0.2 \leq T_G < 0.6$	$0.6 \leq T_G$

なお、 $T_G$  を式にて求め難い場合（相当深くまでボーリング調査を行っても基礎面が現れない場合等）には、以下の図により地盤種別分類を行う。



当該地区において地盤種別は「I種地盤」とし設計水平震度の標準値  $k_h$  の値は表 2 より 0.12 とする。

### 3 設計水平震度の算出

項目 1・2 により求めた各項目の値を冒頭での計算式にあてはめ設計水平震度を算出する。

項 目	記号	値
地域別補正係数	$c_z$	1.00
設計水平震度の標準値	$k_{h0}$	0.12

したがって、設計水平震度  $k_h$  は、

$$\begin{aligned}
 k_h &= c_z \cdot k_{h0} \\
 &= 1.00 \times 0.12 \\
 &= 0.12
 \end{aligned}$$

よって、設計水平震度  $k_h$  の値は、0.12 とする。



## 1. 安定計算

### 1.1 浮上に対する検討

項目	記号	値	単位	備考
安全率 (条件)	$F_s$	1.200		
地下水位 (右側)	$H_{R1}$	1.000	m	底版下からの水位
地下水位 (左側)	$H_{L1}$	0.500	m	底版下からの水位
静水圧	$P$	7.350	kN/m <sup>2</sup>	$\gamma_w \times (H_{R1} + H_{L1}) / 2$
作用幅	$L$	3.900	m	$B + T_{R2} + T_{L2}$
躯体の自重	$\Sigma V$	190.179	kN/m	
土圧の壁面摩擦による鉛直成分	$P_v$	3.678	kN/m	壁面摩擦角を考慮しないため無視
安全率 (計算結果)	$F_s$	6.763		$(\Sigma V + P_v) / (P \cdot L)$
浮上に対する判定		OK		

### 1.2 地盤支持力に対する検討

項目	記号	値	単位	備考
許容支持力	$q_a$	382.410	kN/m <sup>2</sup>	
全鉛直力	$\Sigma V$	199.353	kN/m	
全抵抗モーメント	$\Sigma M_x$	290.419	kN/m <sup>2</sup>	水路左下原点
全転倒モーメント	$\Sigma M_y$	1.539	kN/m <sup>2</sup>	水路左下原点
基礎面の長さ (作用幅)	$L$	3.900	m	$B + T_{R2} + T_{L2}$
偏心距離	$e$	0.501	m	$L/2 - (\Sigma M_x - \Sigma M_y) / \Sigma V$
底版の地盤反力度 1	$q_1$	90.515	kN/m <sup>2</sup>	$\Sigma V / L \cdot (1 + 6e / L)$
底版の地盤反力度 2	$q_2$	11.717	kN/m <sup>2</sup>	$\Sigma V / L \cdot (1 - 6e / L)$
最大地盤反力度	$q_{max}$	90.515	kN/m <sup>2</sup>	
地盤支持力に対する判定		OK		

### 1.3 転倒に対する検討

項目	記号	値	単位	備考
基礎面の長さ (作用幅)	$L$	3.900	m	$B + T_{R2} + T_{L2}$
全鉛直力	$\Sigma V$	84.918	kN/m	
全抵抗モーメント	$\Sigma M_x$	167.864	kN/m <sup>2</sup>	水路左下原点
全転倒モーメント	$\Sigma M_y$	2.315	kN/m <sup>2</sup>	水路左下原点
偏心距離	$e$	0.000	m	$ L/2 - (\Sigma M_x - \Sigma M_y) / \Sigma V $
許容値	$L/6$	0.650	m	$L/6$
転倒に対する判定		OK		

### 1.4 滑動に対する検討

項目	記号	値	単位	備考
安全率 (条件)	$F_s$	1.500		
底面と地盤との摩擦係数	$F$	0.577		$\tan \phi$
全鉛直力	$\Sigma V$	69.770	kN/m	
全水平力	$\Sigma H$	6.121	kN/m	
安全率 (計算結果)	$F_s$	6.577		$\Sigma V \cdot F / \Sigma H$
滑動に対する判定		OK		

## 1.5 総合判定（常時の安定計算）

- ・ 浮上に対する検討の結果

浮上に対する検討で計算された安全率=6.763が、設定された安全率=1.200以上となるため。

…………… **OK**

- ・ 地盤支持力に対する検討の結果

算出された最大地盤反力 90.515(kN/m<sup>2</sup>)が、設定されている許容支持力 382.410(kN/m<sup>2</sup>)以下のため。

…………… **OK**

- ・ 転倒に対する検討の結果

算出された偏心距離 0.000(m)が、基礎面の長さ 3.900(m)の1/6 以下にあるため。

…………… **OK**

- ・ 滑動に対する検討の結果

滑動に対する検討で計算された安全率=6.577が、設定された安全率=1.500以上となるため。

…………… **OK**

## 2. 地震時安定計算

### 2.1 地盤支持力に対する検討

項目	記号	値	単位	備考
許容支持力（地震時）	$q_a$	573.615	kN/m <sup>2</sup>	
全鉛直力	$\Sigma V$	100.700	kN/m	
全抵抗モーメント	$\Sigma M_x$	205.523	kN/m <sup>2</sup>	水路左下原点
全転倒モーメント	$\Sigma M_y$	-5.288	kN/m <sup>2</sup>	水路左下原点
基礎面の長さ（作用幅）	L	3.900	m	$B + T_{R2} + T_{L2}$
偏心距離	e	0.143	m	$L/2 - (\Sigma M_x - \Sigma M_y) / \Sigma V$
底版の地盤反力度 1	$q_1$	31.501	kN/m <sup>2</sup>	$\Sigma V / L \cdot (1 + 6e / L)$
底版の地盤反力度 2	$q_2$	20.140	kN/m <sup>2</sup>	$\Sigma V / L \cdot (1 - 6e / L)$
最大地盤反力度	$q_{max}$	31.501	kN/m <sup>2</sup>	
地盤支持力に対する判定	OK			

### 2.2 転倒に対する検討

項目	記号	値	単位	備考
基礎面の長さ（作用幅）	L	3.900	m	$B + T_{R2} + T_{L2}$
全鉛直力	$\Sigma V$	39.884	kN/m	
全抵抗モーメント	$\Sigma M_x$	82.903	kN/m <sup>2</sup>	水路左下原点
全転倒モーメント	$\Sigma M_y$	13.188	kN/m <sup>2</sup>	水路左下原点
偏心距離	e	0.202	m	$ L/2 - (\Sigma M_x - \Sigma M_y) / \Sigma V $
許容値	$L/3$	1.300	m	$L/3$
転倒に対する判定	OK			

### 2.3 総合判定（地震時の安定計算）

- ・地盤支持力に対する検討の結果

算出された最大地盤反力 31.501(kN/m<sup>2</sup>)が、設定されている許容支持力 573.615(kN/m<sup>2</sup>)以下のため。

…………… OK

- ・転倒に対する検討の結果

算出された偏心距離 0.202(m)が、基礎面の長さ 3.900(m)の1/3 以下にあるため。

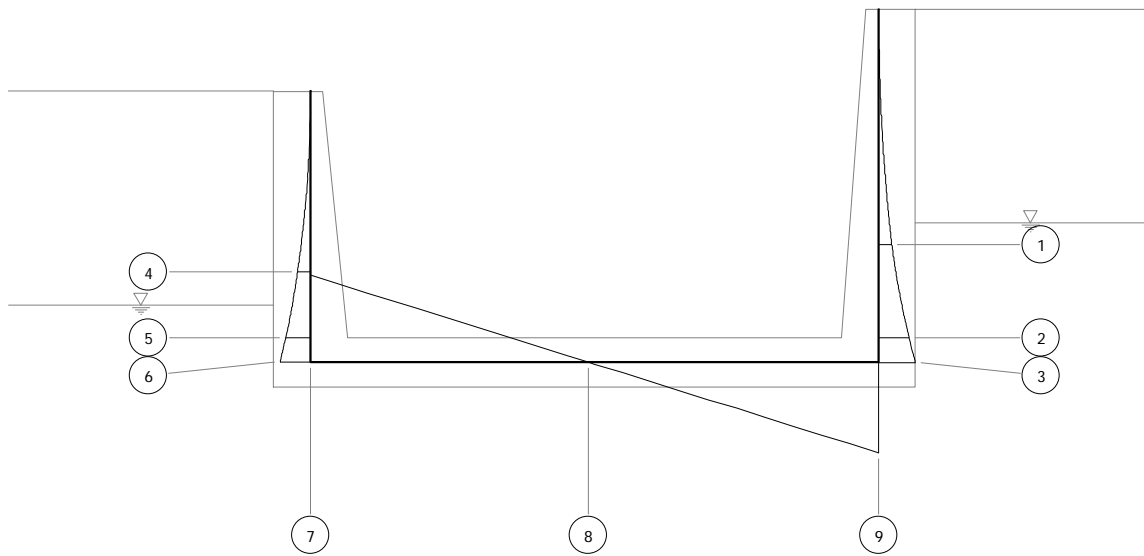
…………… OK

1) 断面力一覧（常時：ケース1）

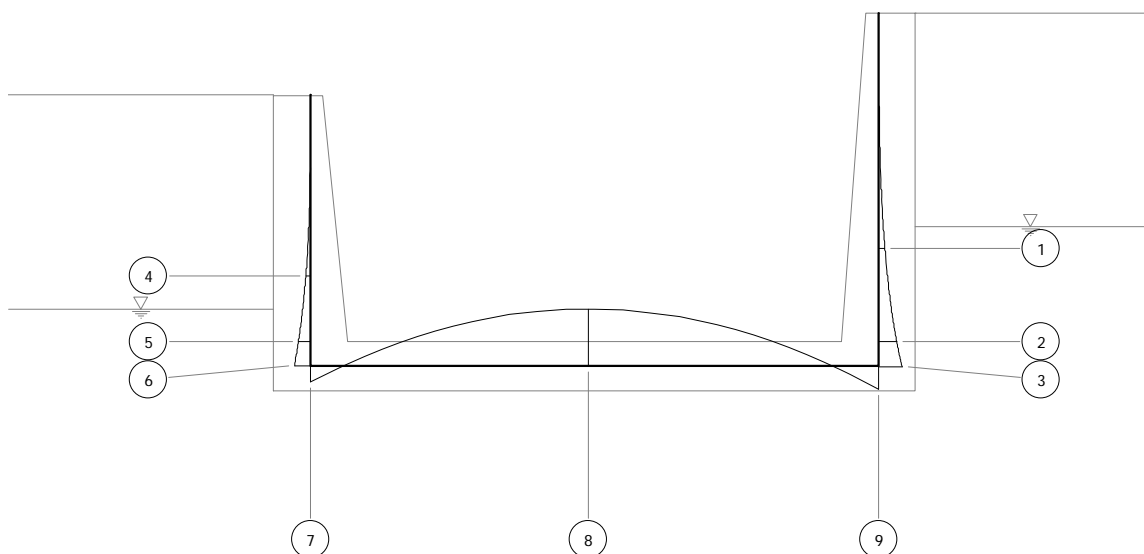
右側壁	記号	位置	h(m)	せん断力 S (kN)	曲げモーメント M (kN・m)
	1	側壁高の 1 / 3	1.433	6.358	3.000
	2	底版の上面	2.000	14.618	8.705
3	側壁付根	2.150	17.658	11.121	
左側壁	記号	位置	h(m)	せん断力 S (kN)	曲げモーメント M (kN・m)
	4	側壁高の 1 / 3	1.100	6.270	2.299
	5	底版の上面	1.500	11.855	5.843
6	側壁付根	1.650	14.708	7.829	
底版	記号	位置	$x$ (m)	せん断力 S (kN)	曲げモーメント M (kN・m)
	7	左側壁付け根	0.000	-41.906	7.829
	8	最大モーメント	1.686	0.000	-27.468
9	右側壁付け根	3.450	43.715	11.121	

断面力は荷重方向により以下のように表示する。  
 外側：プラス / 内側：マイナス

2) せん断力図



3) 曲げモーメント図

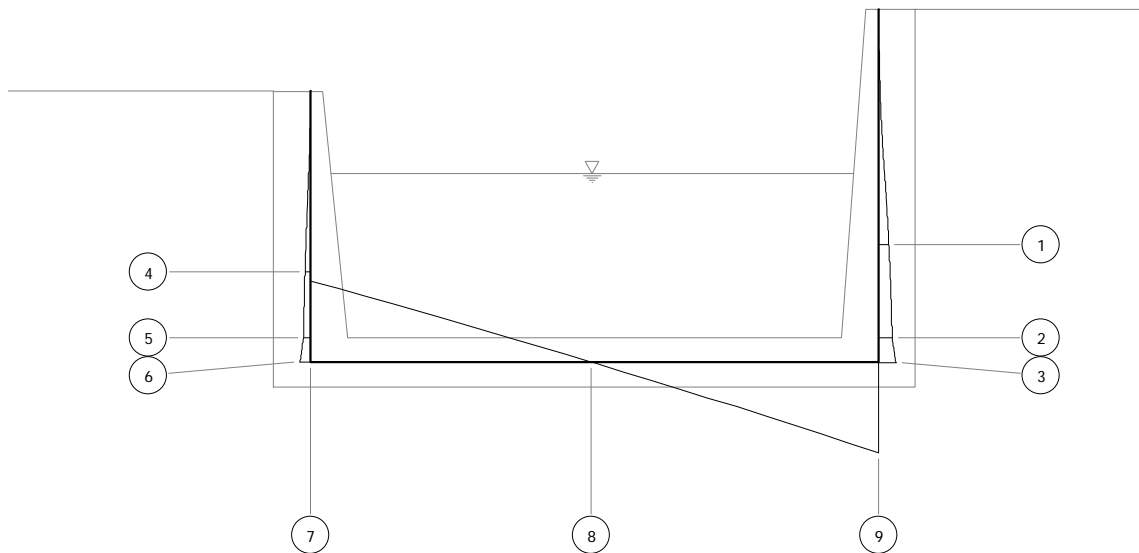


1) 断面力一覧（常時：ケース3）

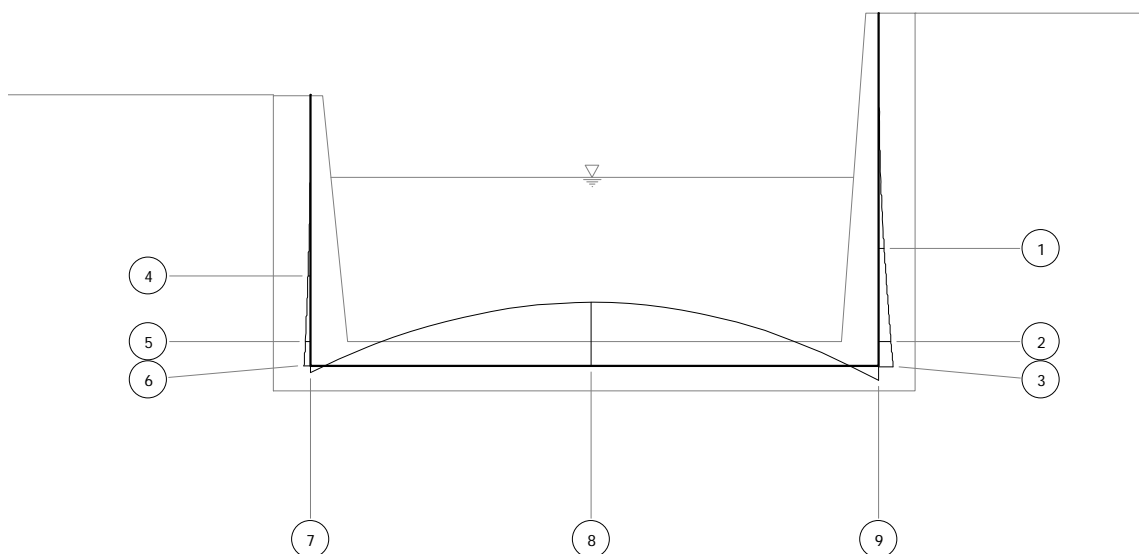
右側壁	記号	位置	h(m)	せん断力 S (kN)	曲げモーメント M (kN・m)
	1	側壁高の 1 / 3	1.433	4.994	2.692
	2	底版の上面	2.000	6.617	6.044
	3	側壁付根	2.150	8.409	7.170
左側壁	記号	位置	h(m)	せん断力 S (kN)	曲げモーメント M (kN・m)
	4	側壁高の 1 / 3	1.100	2.723	1.292
	5	底版の上面	1.500	3.443	2.538
	6	側壁付根	1.650	5.195	3.184
底版	記号	位置	$x$ (m)	せん断力 S (kN)	曲げモーメント M (kN・m)
	7	左側壁付け根	0.000	-39.663	3.184
	8	最大モーメント	1.703	0.000	-31.108
	9	右側壁付け根	3.450	44.461	7.170

断面力は荷重方向により以下のように表示する。  
 外側：プラス / 内側：マイナス

2) せん断力図



3) 曲げモーメント図

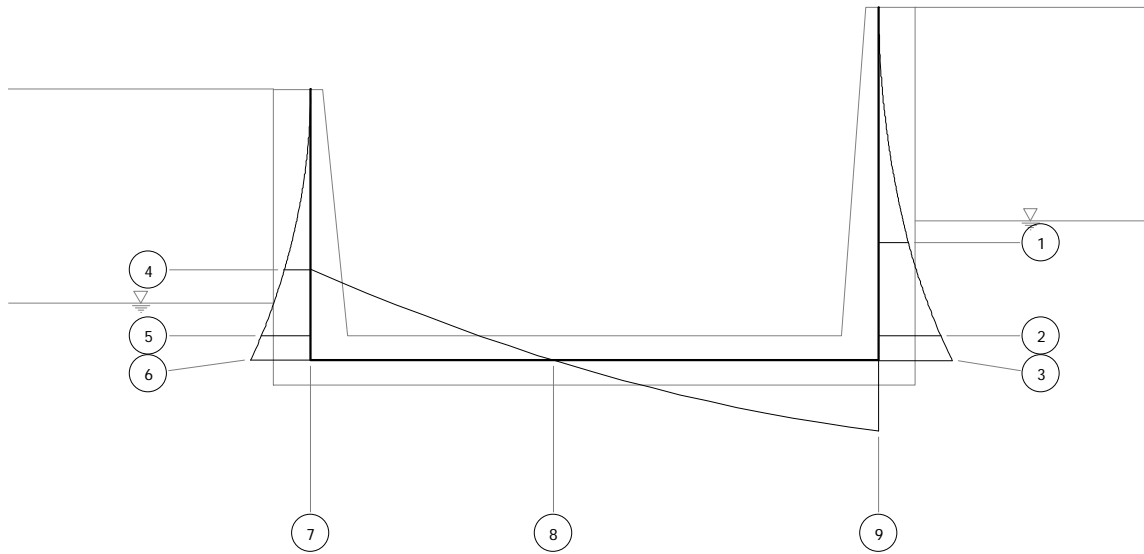


1) 断面力一覧（地震時：ケース 1）

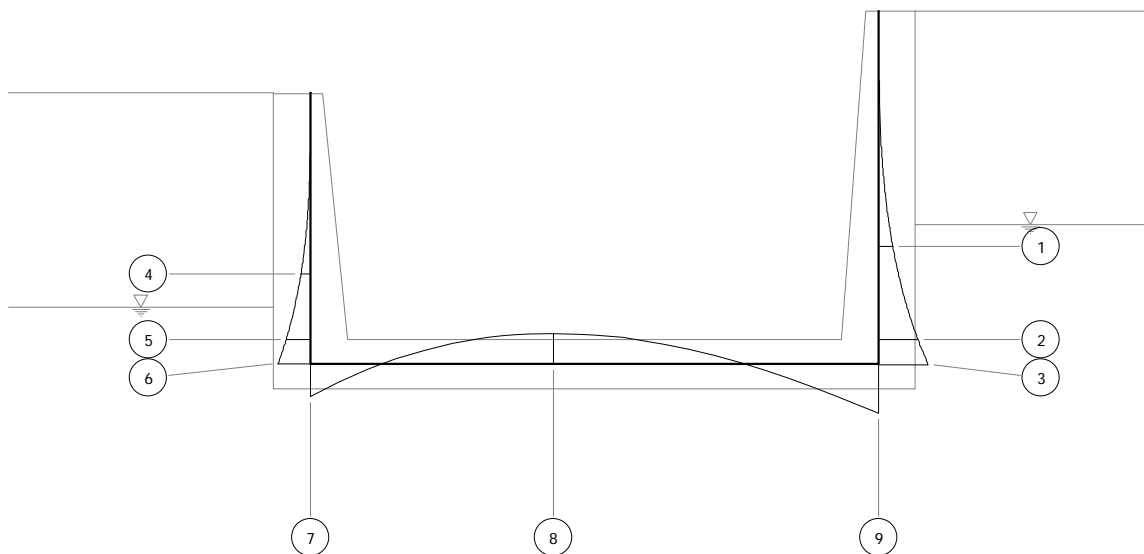
右側壁	記号	位置	h(m)	せん断力 S (kN)	曲げモーメント M (kN・m)
	1	側壁高の 1 / 3	1.433	15.332	7.286
	2	底版の上面	2.000	32.098	20.359
	3	側壁付根	2.150	37.860	25.598
左側壁	記号	位置	h(m)	せん断力 S (kN)	曲げモーメント M (kN・m)
	4	側壁高の 1 / 3	1.100	13.541	4.965
	5	底版の上面	1.500	25.376	12.603
	6	側壁付根	1.650	31.068	16.827
底版	記号	位置	$x$ (m)	せん断力 S (kN)	曲げモーメント M (kN・m)
	7	左側壁付け根	0.000	-46.996	16.827
	8	最大モーメント	1.475	0.000	-15.804
	9	右側壁付け根	3.450	36.988	25.598

断面力は荷重方向により以下のように表示する。  
 外側：プラス / 内側：マイナス

2) せん断力図



3) 曲げモーメント図



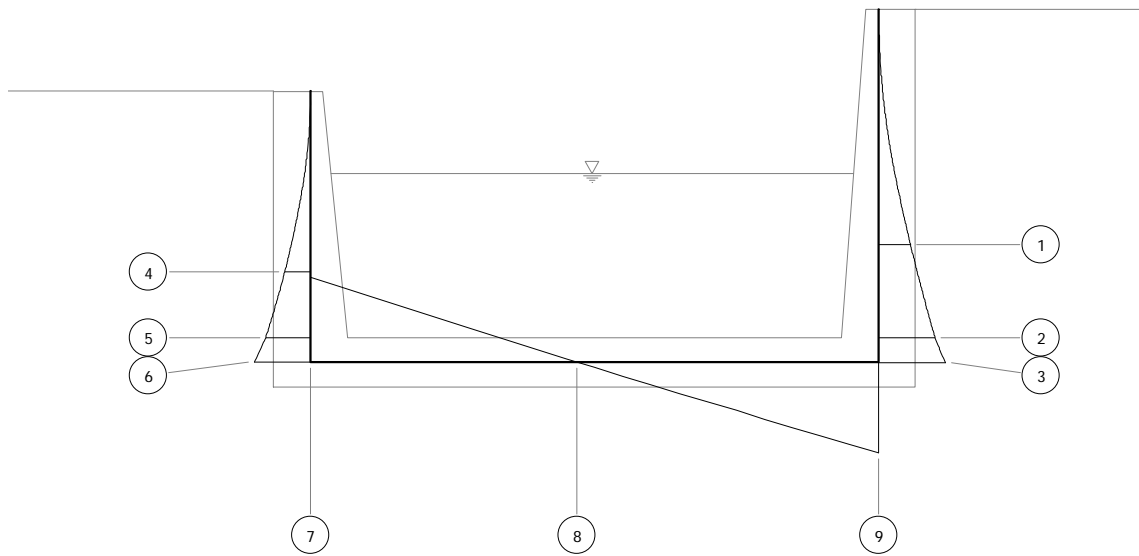
### 1) 断面力一覧（地震時：ケース3）

右側壁	記号	位置	h(m)	せん断力 S (kN)	曲げモーメント M (kN・m)
	1	側壁高の 1 / 3	1.433	15.302	7.536
	2	底版の上面	2.000	27.104	19.459
	3	側壁付根	2.150	31.943	23.882
左側壁	記号	位置	h(m)	せん断力 S (kN)	曲げモーメント M (kN・m)
	4	側壁高の 1 / 3	1.100	12.418	4.794
	5	底版の上面	1.500	21.597	11.524
	6	側壁付根	1.650	26.969	15.160
底版	記号	位置	$x$ (m)	せん断力 S (kN)	曲げモーメント M (kN・m)
	7	左側壁付け根	0.000	-40.809	15.160
	8	最大モーメント	1.618	0.000	-17.574
	9	右側壁付け根	3.450	43.714	22.876

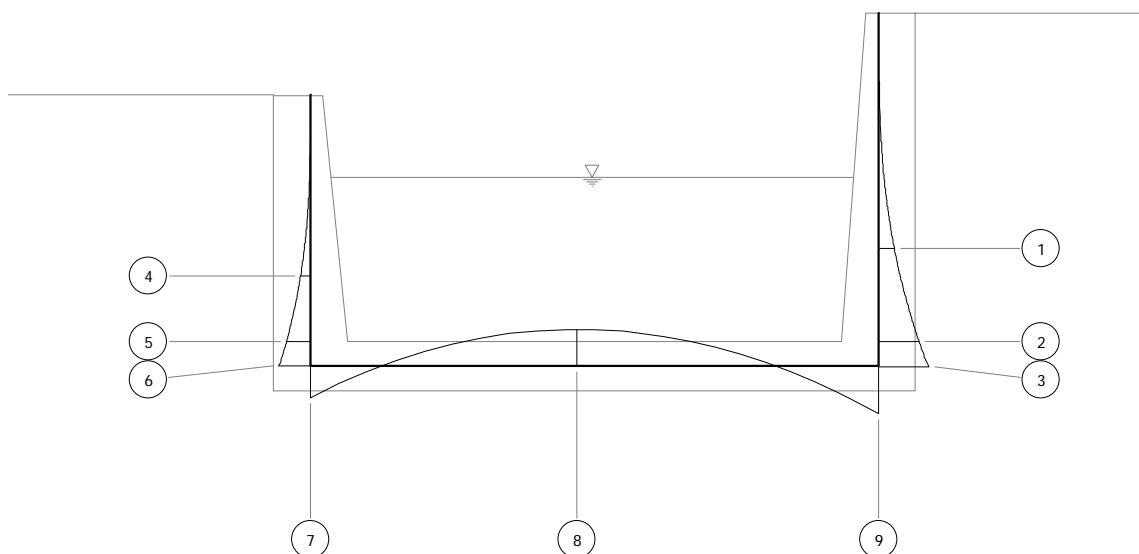
断面力は荷重方向により以下のように表示する。

外側：プラス / 内側：マイナス

### 2) せん断力図



### 3) 曲げモーメント図



## 4 応力度計算

### 4.1 荷重組み合わせパターン（常時：ケース1）

番号	検討位置 H (m)	引張側 鉄筋・ピッチ	圧縮側 鉄筋・ピッチ	曲げ圧縮 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	引張 応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	圧縮 応力度 $\sigma_s'$ (N/mm <sup>2</sup> )	せん断 応力度 $\tau$ (N/mm <sup>2</sup> )	付着 応力度 $\tau_o$ (N/mm <sup>2</sup> )	判定
	許容値			9.000	176.000	176.000	0.450	1.600	
1	1.433	D16@250		0.235	11.793		0.020	0.099	OK
2	2.000	D16@250		0.565	30.322		0.040	0.202	OK
3	2.150	D16@250		0.721	38.737		0.049	0.244	OK
4	1.100	D16@250		0.177	8.957		0.019	0.097	OK
5	1.500	D16@250		0.379	20.353		0.033	0.164	OK
6	1.650	D16@250		0.508	27.270		0.041	0.203	OK
7	0.000	D16@250		1.109	45.137		0.192	0.959	OK
8	1.686	D19@250		3.395	111.532		0.000	0.000	OK
9	3.450	D16@250		1.575	64.117		0.200	1.001	OK

### 4.2 荷重組み合わせパターン（常時：ケース3）

番号	検討位置 H (m)	引張側 鉄筋・ピッチ	圧縮側 鉄筋・ピッチ	曲げ圧縮 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	引張 応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	圧縮 応力度 $\sigma_s'$ (N/mm <sup>2</sup> )	せん断 応力度 $\tau$ (N/mm <sup>2</sup> )	付着 応力度 $\tau_o$ (N/mm <sup>2</sup> )	判定
	許容値			9.000	176.000	176.000	0.450	1.600	
1	1.433	D16@250		0.211	10.582		0.016	0.078	OK
2	2.000	D16@250		0.392	21.053		0.018	0.092	OK
3	2.150	D16@250		0.465	24.975		0.023	0.116	OK
4	1.100	D16@250		0.100	5.034		0.008	0.042	OK
5	1.500	D16@250		0.165	8.840		0.010	0.048	OK
6	1.650	D16@250		0.207	11.091		0.014	0.072	OK
7	0.000	D16@250		0.451	18.357		0.182	0.908	OK
8	1.703	D19@250		3.845	126.312		0.000	0.000	OK
9	3.450	D16@250		1.015	41.338		0.204	1.018	OK



#### 4.3 荷重組み合わせパターン（地震時：ケース1）

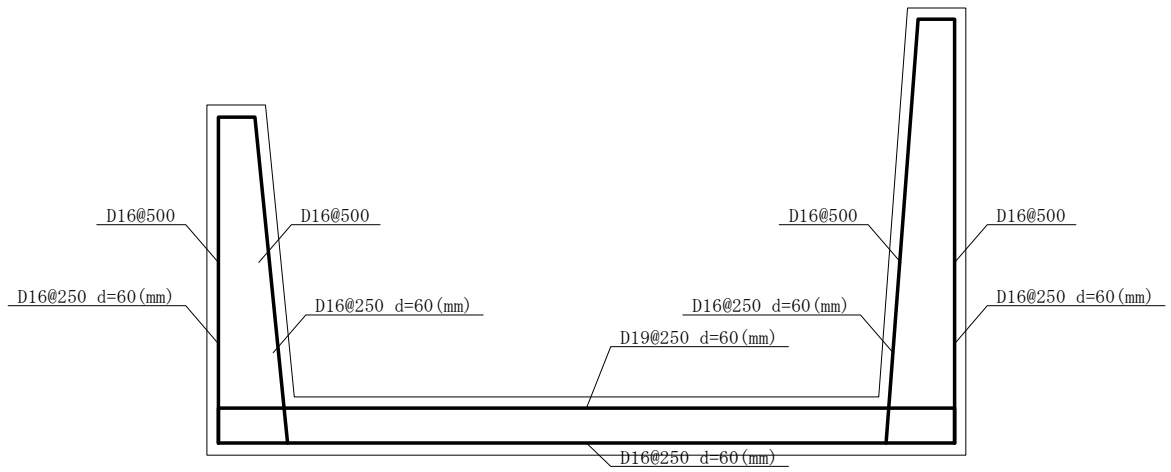
番号	検討位置 H(m)	引張側 鉄筋・ピッチ	圧縮側 鉄筋・ピッチ	曲げ圧縮 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	引張 応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	圧縮 応力度 $\sigma_s'$ (N/mm <sup>2</sup> )	せん断 応力度 $\tau$ (N/mm <sup>2</sup> )	付着 応力度 $\tau_o$ (N/mm <sup>2</sup> )	判定
	許容値			13.500	264.000	264.000	0.670	2.400	
1	1.433	D16@250		0.570	28.641		0.048	0.239	OK
2	2.000	D16@250		1.320	70.915		0.089	0.444	OK
3	2.150	D16@250		1.660	89.164		0.105	0.524	OK
4	1.100	D16@250		0.383	19.343		0.042	0.209	OK
5	1.500	D16@250		0.817	43.899		0.070	0.351	OK
6	1.650	D16@250		1.091	58.613		0.086	0.430	OK
7	0.000	D16@250		2.383	97.014		0.215	1.076	OK
8	1.475	D19@250		1.954	64.171		0.000	0.000	OK
9	3.450	D16@250		3.625	147.582		0.169	0.847	OK

#### 4.4 荷重組み合わせパターン（地震時：ケース3）

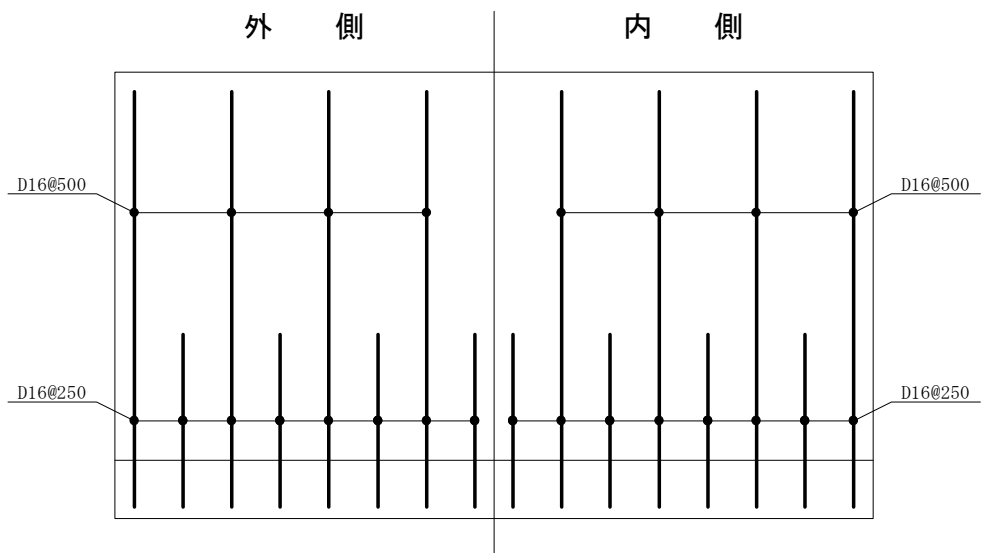
番号	検討位置 H(m)	引張側 鉄筋・ピッチ	圧縮側 鉄筋・ピッチ	曲げ圧縮 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	引張 応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	圧縮 応力度 $\sigma_s'$ (N/mm <sup>2</sup> )	せん断 応力度 $\tau$ (N/mm <sup>2</sup> )	付着 応力度 $\tau_o$ (N/mm <sup>2</sup> )	判定
	許容値			13.500	264.000	264.000	0.670	2.400	
1	1.433	D16@250		0.589	29.623		0.048	0.239	OK
2	2.000	D16@250		1.262	67.780		0.075	0.375	OK
3	2.150	D16@250		1.549	83.187		0.088	0.442	OK
4	1.100	D16@250		0.370	18.677		0.038	0.192	OK
5	1.500	D16@250		0.747	40.141		0.060	0.299	OK
6	1.650	D16@250		0.983	52.806		0.075	0.373	OK
7	0.000	D16@250		2.147	87.403		0.187	0.934	OK
8	1.618	D19@250		2.172	71.358		0.000	0.000	OK
9	3.450	D16@250		3.240	131.888		0.200	1.001	OK

## 5. 配筋图

### 1) 正面图



### 2) 右侧壁图



### 3) 左侧壁图

