

水路設計計算システム

【側壁高・背面土が左右同じ場合の計算例】

Ver7.0



SYSTEM INFORMATION PLANNING

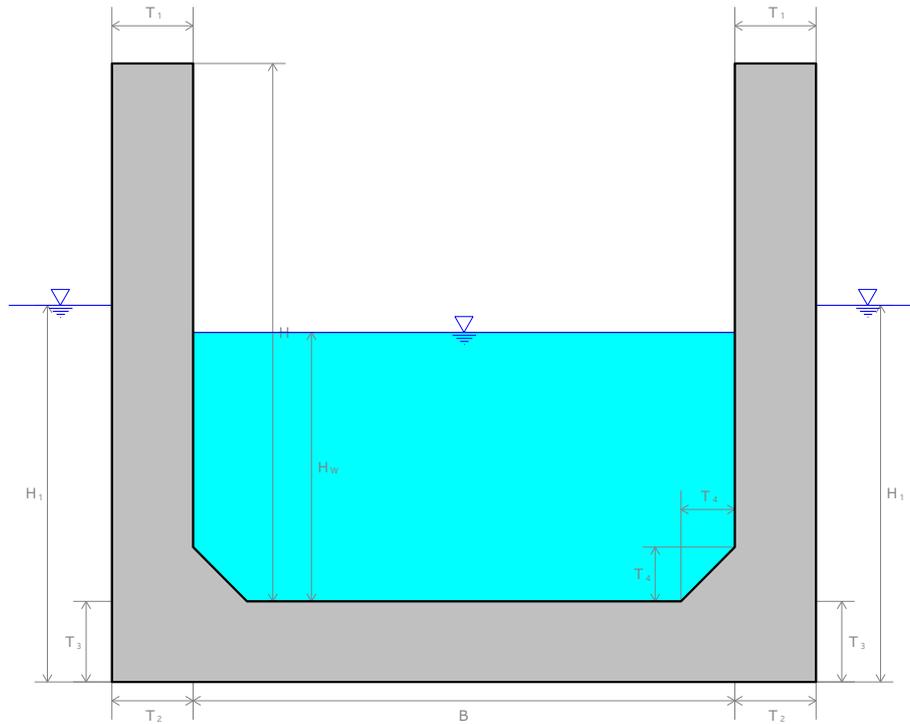
株式会社システム情報企画

1. 設計条件

1.1 単位体積重量

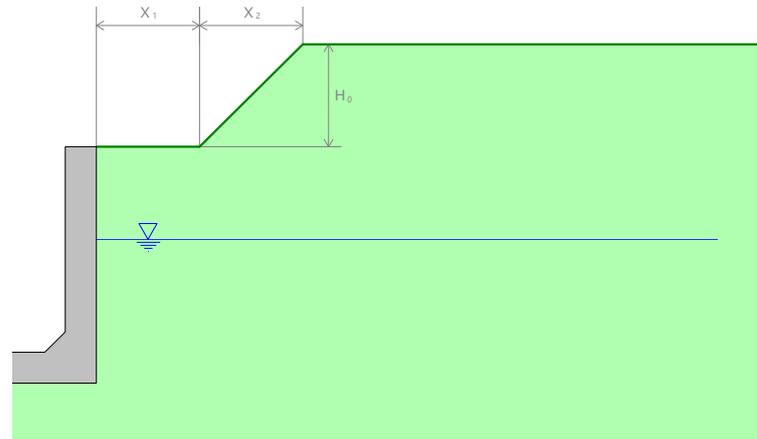
項目	記号	値	単位
フルーム(躯体)	γ_{sc}	24.500	kN/m ³
湿潤土	γ_t	18.000	kN/m ³
水中土	γ_{ws}	10.000	kN/m ³
水	γ_w	9.800	kN/m ³

1.2 躯体形状



項目	記号	値	単位	備考
側壁高	H	1000	mm	
水路内幅	B	1000	mm	
側壁上部厚	T ₁	150	mm	
側壁下部厚	T ₂	150	mm	
底版厚	T ₃	150	mm	
ハンチ幅・高さ	T ₄	100	mm	
水路内水位	H _w	500	mm	
地下水位	H ₁	700	mm	

1.3 背面土形状



背面土砂形状は、「盛土形状」に設定

項目	記号	値	単位	備考
ステップ幅	X ₁	0.500	m	
法幅	X ₂	0.500	m	
法高	H ₀	0.500	m	

1.4 土質条件

土圧係数は、「クーロン土圧公式」にて算出する。

項目	記号	値	単位	備考
土の内部摩擦角度	ϕ	30.000	°	
側壁面又は仮想背面と土との摩擦角	δ	20.000	°	計算値
壁背面の傾斜角	θ	90.000	°	計算値
壁背面土の傾斜角	i	0.000	°	水平面 = 0°
主働土圧係数	K _A	0.297		計算値
受働土圧係数	K _P	6.105		計算値

【側壁面又は仮想背面との摩擦角】

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

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

【壁背面の傾斜角】

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

【クーロン土圧公式】

・主働土圧係数

$$K_A = \frac{\sin^2(\theta - \theta_0 + \phi)}{\sin^2 \theta \cdot \cos \theta_0 \cdot \sin(\theta - \theta_0 - \delta) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - i - \theta_0)}{\sin(\theta - \theta_0 - \delta) \cdot \sin(\theta + i)}} \right\}^2}$$

上記式に対し、それぞれの値を代入し主働土圧係数(K_A)を求める。

ただし、 $\phi - i - \theta_0 < 0$ の場合は、 $\sin(\phi - i - \theta_0) = 0$ とする。

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

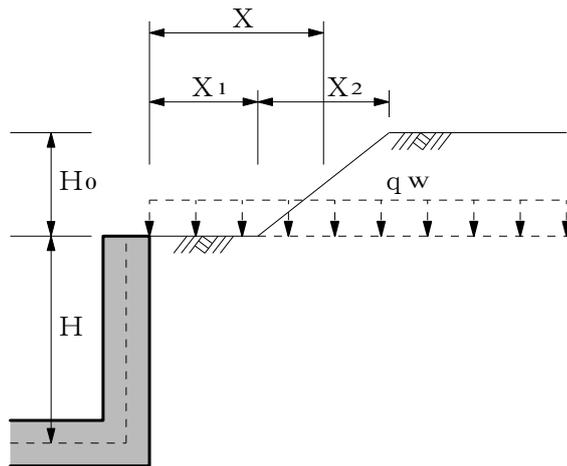
・受働土圧係数

$$K_p = \frac{\sin^2(\theta + \theta_0 - \phi)}{\sin^2 \theta \cdot \cos \theta_0 \cdot \sin(\theta + \theta_0 + \delta) \left\{ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi + i - \theta_0)}{\sin(\theta + \theta_0 + \delta) \cdot \sin(\theta + i)}} \right\}^2}$$

上記式に対し、それぞれの値を代入し受働土圧係数(K_p)を求める。
 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 台形盛土荷重



項目	記号	値		単位	備考
		左側	右側		
ステップ幅	X ₁	——	0.500	m	
盛土法幅	X ₂	——	0.500	m	
盛土高	H ₀	——	0.500	m	
仮想距離	X	——	0.750	m	X ₁ + X ₂ / 2
荷重作用範囲	H	——	1.075	m	壁高 + 底版厚 / 2 - 落差
等分布荷重換算係数	I _w	——	0.466		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 _w	——	4.194	kN/m ²	γ _t · H ₀ · I _w

・左右共通（左側省略）

$$\begin{aligned} \text{仮想距離 } X &= \text{ステップ幅} + \text{法幅} / 2 = 0.500 + 0.500 / 2 \\ &= 0.750 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{荷重作用範囲 } H &= \text{壁高} + \text{底版厚} / 2 = 1.000 + 0.150 / 2 \\ &= 1.075 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{換算後の等分布荷重 } q_w &= \gamma_t \cdot H_0 \cdot I_w = 18.000 \times 0.500 \times 0.466 \\ &= 4.194 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} I_w &= 1 + \left(\frac{X}{H} \right)^2 - \frac{2}{\pi} \left\{ 1 + \left(\frac{X}{H} \right)^2 \right\} \tan^{-1} \left(\frac{X}{H} \right) - \frac{2}{\pi} \left(\frac{X}{H} \right) \\ &= 1 + (0.750/1.075)^2 - 2/\pi \cdot \{1 + (0.750/1.075)^2\} \cdot \tan^{-1}(0.750/1.075) - 2/\pi \cdot (0.750/1.075) \\ &= 0.466 \end{aligned}$$

3 安定計算

3.1 浮上に対する検討

1) 諸条件

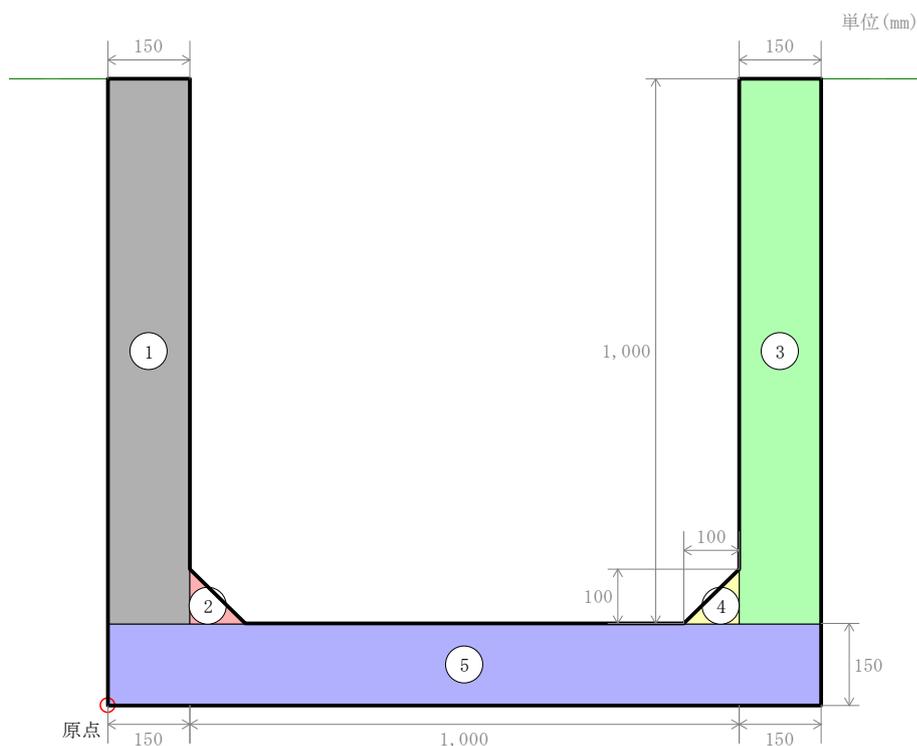
項目	記号	値	単位	備考
安全率	F_s	1.200		
地下水位	H_1	0.700	m	底版下からの水位
静水圧	P	6.860	kN/m^2	$\gamma_w \cdot H_1$
作用幅	L	1.300	m	$B + 2T_2$

- ・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ない。
- ・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		
盛土荷重	4.194	—	○	—	4.194	kN/m^2	
合計				—	4.194	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)	ΔX (m)	ΔY (m)	M_x ($\text{kN} \cdot \text{m}$)	M_y ($\text{kN} \cdot \text{m}$)
1	$24.500 \times 0.150 \times 1.000$	3.675	3.675	0.075	0.650	0.276		
2	$24.500 \times 0.100 \times 0.100 \div 2$	0.123	0.123	0.183	0.183	0.023		
3	$24.500 \times 0.150 \times 1.000$	3.675	3.675	1.225	0.650	4.502		
4	$24.500 \times 0.100 \times 0.100 \div 2$	0.123	0.123	1.117	0.183	0.137		
5	$24.500 \times 1.300 \times 0.150$	4.778	4.778	0.650	0.075	3.106		
合計		12.374	12.374	0.000		8.044	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

主働土圧強度の算出

$$\begin{aligned}
 H_1 &= 0.700 \text{ m} \\
 H_2 &= H + T_3 - H_0 - H_1 = 1.000 + 0.150 - 0.000 - 0.700 \\
 &= 0.450 \text{ m} \\
 P_{H1} &= K_A \cdot \gamma_t \cdot H_2 = 0.297 \times 18.000 \times 0.450 \\
 &= 2.406 \text{ kN/m}^2 \\
 P_{H2} &= K_A \cdot \gamma_{ws} \cdot H_1 + P_{H1} = 0.297 \times 10.000 \times 0.700 + 2.406 \\
 &= 4.485 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

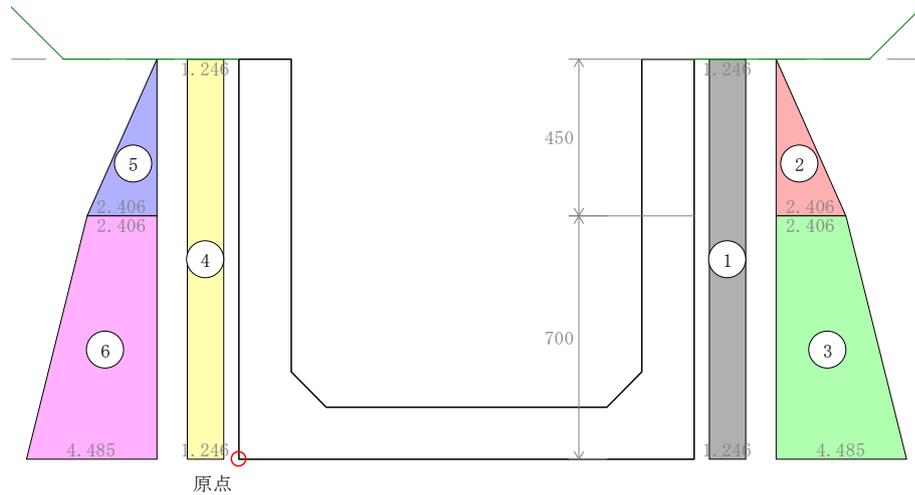
ここに、

- H_D : 側壁天端から地盤までの落差 (m)
- q : 水路側壁に作用する荷重の合計 (kN/m²)
- H_1 : 底版下より地下水位線までの高さ (m)
- H_2 : 地盤線より地下水位線までの深さ (m)

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。

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

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)	ΔX (m)	ΔY (m)	M_x (kN・m)	M_y (kN・m)
1	1.246×1.150	1.433	0.490	1.347	1.300	0.575	0.637	0.775
2	$2.406 \times 0.450 \div 2$	0.541	0.185	0.509	1.300	0.850	0.241	0.433
3	$0.700 \times (2.406 + 4.485) \div 2$	2.412	0.825	2.267	1.300	0.315	1.073	0.714
4	1.246×1.150	1.433	0.490	-1.347		0.575		-0.775
5	$2.406 \times 0.450 \div 2$	0.541	0.185	-0.509		0.850		-0.433
6	$0.700 \times (2.406 + 4.485) \div 2$	2.412	0.825	-2.267		0.315		-0.714
合計		8.772	3.000	0.000			1.951	0.000

「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) 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。

$$F_s \leq (\Sigma V + P_v) / (P \cdot L) \dots\dots\dots (1)$$
$$F_s = (12.374 + 3.000 \times 0.5) / (6.860 \times 1.300) \geq 1.200$$
$$= 1.556 \geq 1.200 \dots\dots\dots \text{OK}$$

ここに、

ΣV : 躯体の自重 (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/m²)

L : 作用幅 (m)

3.2 地盤支持力に対する検討

1) 諸条件

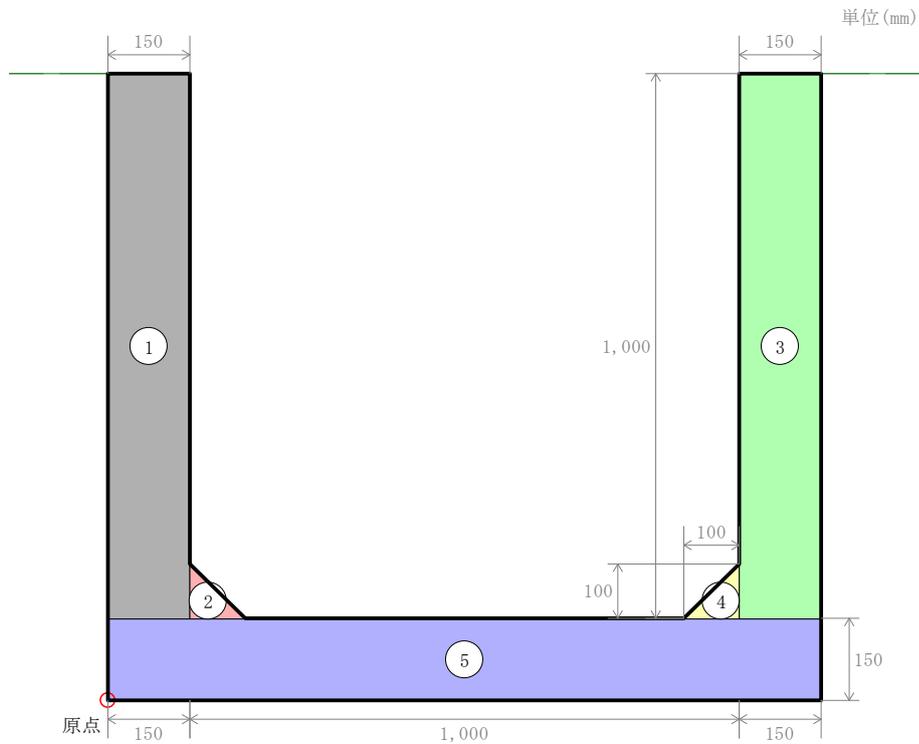
項目	記号	値	単位	備考
許容支持力	q_a	30.000	kN/m ²	

- ・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ない。
- ・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		
盛土荷重	4.194	—	—	—	—	kN/m ²	
合計						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)	ΔX (m)	ΔY (m)	M_X (kN·m)	M_Y (kN·m)
1	$24.500 \times 0.150 \times 1.000$	3.675	3.675		0.075	0.650	0.276	
2	$24.500 \times 0.100 \times 0.100 \div 2$	0.123	0.123		0.183	0.183	0.023	
3	$24.500 \times 0.150 \times 1.000$	3.675	3.675		1.225	0.650	4.502	
4	$24.500 \times 0.100 \times 0.100 \div 2$	0.123	0.123		1.117	0.183	0.137	
5	$24.500 \times 1.300 \times 0.150$	4.778	4.778		0.650	0.075	3.106	
合計		12.374	12.374	0.000			8.044	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

主働土圧強度の算出

$$\begin{aligned}
 H_1 &= 0.700 \text{ m} \\
 H_2 &= H + T_3 - H_0 - H_1 = 1.000 + 0.150 - 0.000 - 0.700 \\
 &= 0.450 \text{ m} \\
 P_{H1} &= K_A \cdot \gamma_t \cdot H_2 = 0.297 \times 18.000 \times 0.450 \\
 &= 2.406 \text{ kN/m}^2 \\
 P_{H2} &= K_A \cdot \gamma_t \cdot H_1 + P_{H1} = 0.297 \times 18.000 \times 0.700 + 2.406 \\
 &= 6.148 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

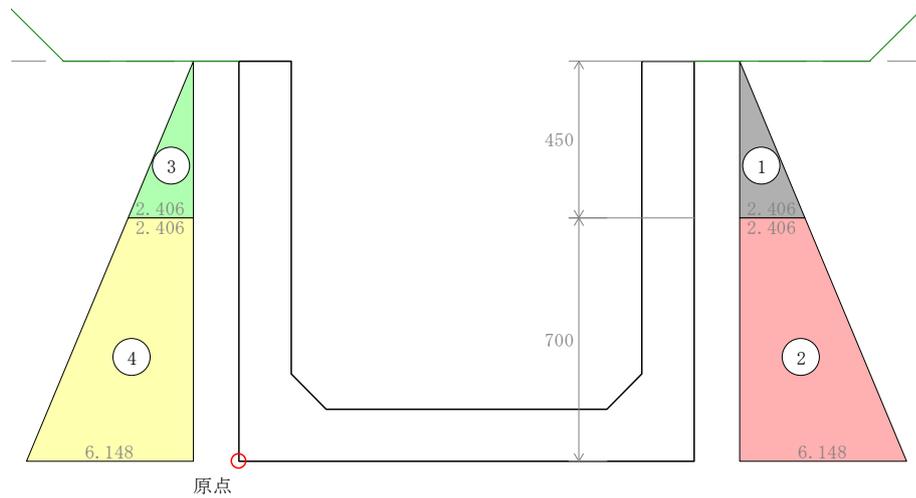
ここに、

- H_0 : 側壁天端から地盤までの落差 (m)
- H_1 : 底版下より地下水位線までの高さ (m)
- H_2 : 地盤線より地下水位線までの深さ (m)

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。

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

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)	ΔX (m)	ΔY (m)	M_X (kN・m)	M_Y (kN・m)
1	$2.406 \times 0.450 \div 2$	0.541	0.185	0.509	1.300	0.850	0.241	0.433
2	$0.700 \times (2.406 + 6.148) \div 2$	2.994	1.024	2.814	1.300	0.299	1.331	0.841
3	$2.406 \times 0.450 \div 2$	0.541	0.185	-0.509		0.850		-0.433
4	$0.700 \times (2.406 + 6.148) \div 2$	2.994	1.024	-2.814		0.299		-0.841
合計		7.070	2.418	0.000			1.572	0.000

「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) 地盤支持力の検討

基礎地盤支持力の検討は、式(2)による。

$$q_{\max} = \Sigma V / L \leq q_a \quad \dots\dots\dots (2)$$

ここに、

q_{\max} : 最大地盤反力度 (kN/m²)

q_a : 許容地盤支持力度 (kN/m²)

L : 基礎面の長さ (作用幅) (m)

ΣV : 合力の鉛直分力 (kN/m)

土圧および載荷重の鉛直成分も含む。

項 目	外 力		モーメント	
	V (kN)	H (kN)	M _x (kN・m)	M _y (kN・m)
自 重	12.374		8.044	
土圧および載荷重	2.418		1.572	
合 計	14.792	0.000	9.616	0.000

$$q_{\max} = 14.792 / 1.300$$

$$= 11.378 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_{\max} = 11.378 \text{ (kN/m}^2\text{)} \leq q_a = 30.000 \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad \dots\dots\dots \text{OK}$$

3.3 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=1.556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 11.378 (kN/m²) が、設定されている許容支持力 30.000 (kN/m²) 以下のため。

..... OK

4 地震時の設計条件

土圧係数は、「クーロン土圧公式」にて算出する。

項 目	記号	値	単位	備 考
設計水平震度	K_h	0.120		
設計鉛直震度	K_v	0.000		
土の内部摩擦角度	ϕ	30.000	°	
側壁面又は仮想背面と土との摩擦角	δ	15.000	°	計算値
壁背面の傾斜角	θ	90.000	°	計算値
地震時合成角度	θ_0	6.843	°	計算値
壁背面土の傾斜角	i	0.000	°	水平面 = 0°
地震時主働土圧係数	K_{AE}	0.383		計算値
地震時受働土圧係数	K_{PE}	4.477		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

$$\delta = 1/2 \phi \text{ とする。}$$

したがって、 $\delta = 15.000$

【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】

$$\begin{aligned} \theta_0 &= \tan^{-1} \frac{K_h}{1-K_v} = \tan^{-1} \frac{0.120}{1-0.000} \\ &= 6.843 \end{aligned}$$

【クーロン土圧公式】

・主働土圧係数

$$K_{AE} = \frac{\sin^2(\theta - \theta_0 + \phi)}{\sin^2 \theta \cdot \cos \theta_0 \cdot \sin(\theta - \theta_0 - \delta) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - i - \theta_0)}{\sin(\theta - \theta_0 - \delta) \cdot \sin(\theta + i)}} \right\}^2}$$

上記式に対し、それぞれの値を代入し主働土圧係数(K_{AE})を求める。

ただし、 $\phi - i - \theta_0 < 0$ の場合は、 $\sin(\phi - i - \theta_0) = 0$ とする。

・受働土圧係数

$$K_{PE} = \frac{\sin^2(\theta + \theta_0 - \phi)}{\sin^2 \theta \cdot \cos \theta_0 \cdot \sin(\theta + \theta_0 + \delta) \left\{ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi + i - \theta_0)}{\sin(\theta + \theta_0 + \delta) \cdot \sin(\theta + i)}} \right\}^2}$$

上記式に対し、それぞれの値を代入し受働土圧係数(K_{PE})を求める。

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

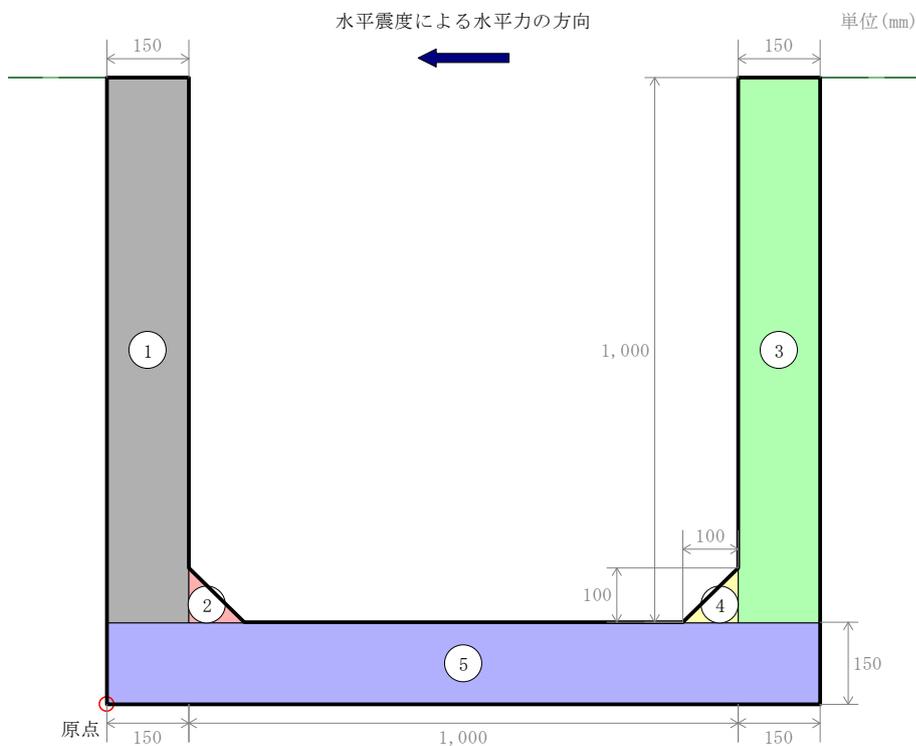
項目	記号	値	単位	備考
地震時許容支持力	q_a	45.000	kN/m ²	

- ・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ない。
- ・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。
- ・鉛直方に浮力を含めない。
- ・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		
盛土荷重	4.194	—	—	—	—	kN/m ²	
合計						kN/m ²	

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)	ΔX (m)	ΔY (m)	M_x (kN・m)	M_y (kN・m)
1	$24.500 \times 0.150 \times 1.000$	3.675	3.675	0.441	0.075	0.650	0.276	0.287
2	$24.500 \times 0.100 \times 0.100 \div 2$	0.123	0.123	0.015	0.183	0.183	0.023	0.003
3	$24.500 \times 0.150 \times 1.000$	3.675	3.675	0.441	1.225	0.650	4.502	0.287
4	$24.500 \times 0.100 \times 0.100 \div 2$	0.123	0.123	0.015	1.117	0.183	0.137	0.003
5	$24.500 \times 1.300 \times 0.150$	4.778	4.778	0.573	0.650	0.075	3.106	0.043
合計		12.374	12.374	1.485			8.044	0.623

「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）

主働土圧強度の算出

$$\begin{aligned}
 H_1 &= 0.700 \text{ m} \\
 H_2 &= H + T_3 - H_D - H_1 = 1.000 + 0.150 - 0.000 - 0.700 \\
 &= 0.450 \text{ m} \\
 P_{H1} &= (1 - K_v) \cdot K_{AE} \cdot \gamma_t \cdot H_2 = (1 - 0.000) \times 0.383 \times 18.000 \times 0.450 \\
 &= 3.102 \text{ kN/m}^2 \\
 P_{H2} &= (1 - K_v) \cdot K_{AE} \cdot \gamma_t \cdot H_1 + P_{H1} = (1 - 0.000) \times 0.383 \times 18.000 \times 0.700 + 3.102 \\
 &= 7.928 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

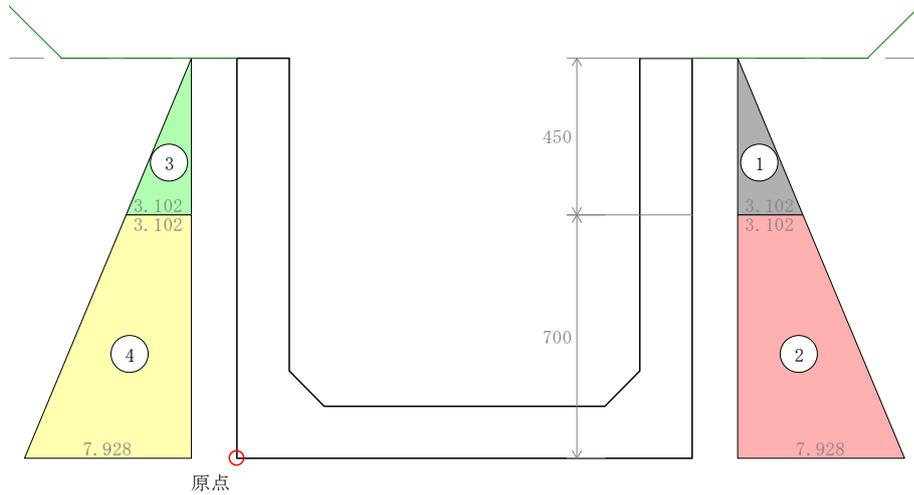
ここに、

- H_D : 側壁天端から地盤までの落差 (m)
- H_1 : 底版下より地下水位線までの高さ (m)
- H_2 : 地盤線より地下水位線までの深さ (m)

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。

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

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)	ΔX (m)	ΔY (m)	M_x (kN・m)	M_y (kN・m)
1	$3.102 \times 0.450 \div 2$	0.698	0.181	0.674	1.300	0.850	0.235	0.573
2	$0.700 \times (3.102 + 7.928) \div 2$	3.861	1.000	3.730	1.300	0.299	1.300	1.115
3	$3.102 \times 0.450 \div 2$	0.698	0.181	-0.674		0.850		-0.573
4	$0.700 \times (3.102 + 7.928) \div 2$	3.861	1.000	-3.730		0.299		-1.115
合計		9.118	2.362	0.000			1.535	0.000

「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(2)による。

$$L_e = L - 2e$$

$$q_{\max} = \Sigma V / L_e \leq q_a \quad \dots\dots\dots (2)$$

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

ここに、

- q_{\max} : 最大地盤反力度 (kN/m²)
- q_a : 許容地盤支持力度 (kN/m²)
- L : 基礎面の長さ (作用幅) (m)
- L_e : 基礎面の有効長さ (有効載荷幅) (m)
- e : ΣV の作用点の偏心距離 (m)
- ΣV : 合力の鉛直分力 (kN/m)
土圧および載荷重の鉛直成分も含む。
- ΣM_x : 原点における全抵抗モーメント (kN・m)
- ΣM_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	12.374	1.485	8.044	0.623
土圧および載荷重	2.362		1.535	
合 計	14.736	1.485	9.579	0.623

$$e = |1.300 / 2 - (9.579 - 0.623) / 14.736|$$

$$= 0.042 \text{ (m)}$$

$$L_e = 1.300 - 2 \times 0.042 = 1.216 \text{ (m)}$$

$$q_{\max} = 14.736 / 1.216 = 12.118 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_{\max} = 12.118 \text{ (kN/m}^2\text{)} \leq q_a = 45.000 \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad \dots\dots\dots \text{OK}$$

5.2 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 $12.118 \text{ (kN/m}^2\text{)}$ が、設定されている許容支持力 $45.000 \text{ (kN/m}^2\text{)}$ 以下のため。

..... **OK**

6 部材断面の検討

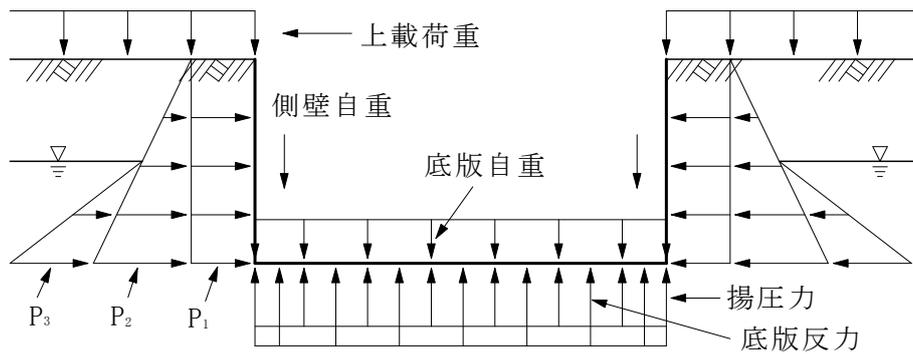
6.1 荷重の組み合わせ（荷重ケース）

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			
		側壁水平荷重			
	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	常時	

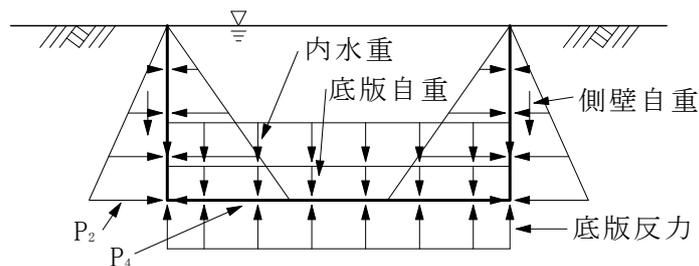
ケース 1：側壁、底版の各部材の外側に最大曲げモーメントが生ずる場合。

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】

部材計算時の壁面摩擦角 δ の値は $(2/3)\phi$ とする。

張出しの長さ

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

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

【壁背面の傾斜角】

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

【クーロン土圧公式】

・主動土圧係数

$$K_A = \frac{\sin^2(\theta - \theta_0 + \phi)}{\sin^2\theta \cdot \cos\theta_0 \cdot \sin(\theta - \theta_0 - \delta) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - i - \theta_0)}{\sin(\theta - \theta_0 - \delta) \cdot \sin(\theta + i)}} \right\}^2}$$

上記式に対し、それぞれの値を代入し主動土圧係数 (K_A) を求める。

ただし、 $\phi - i - \theta_0 < 0$ の場合は、 $\sin(\phi - i - \theta_0) = 0$ とする。

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

構造計算時における主動土圧係数を次に記す。

$$K_A = 0.297$$

また、荷重ケース 3 においては、内部摩擦角 30° における主動土圧の値を上限としているため、その時の値を次に記す。

$$\phi = 30.000$$

$$\delta = 20.000$$

$$K_{A30} = 0.297$$

【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 δ の値は $(1/2)\phi$ とする。

$$\text{したがって、} \delta = 15.000$$

【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】

$$\begin{aligned} \theta_0 &= \tan^{-1} \frac{K_h}{1 - K_v} = \tan^{-1} \frac{0.120}{1 - 0.000} \\ &= 6.843 \end{aligned}$$

・主動土圧係数

$$K_{AE} = \frac{\sin^2(\theta - \theta_0 + \phi)}{\sin^2\theta \cdot \cos\theta_0 \cdot \sin(\theta - \theta_0 - \delta) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - i - \theta_0)}{\sin(\theta - \theta_0 - \delta) \cdot \sin(\theta + i)}} \right\}^2}$$

上記式に対し、それぞれの値を代入し主働土圧係数(K_{AE})を求める。
ただし、 $\phi - i - \theta_0 < 0$ の場合は、 $\sin(\phi - i - \theta_0) = 0$ とする。

構造計算時における主動土圧係数を次に記す。

$$K_{AE} = 0.383$$

また、荷重ケース3においては、内部摩擦角 30° における主動土圧の値を上限としているため、その時の値を次に記す。

$$\phi = 30.000$$

$$\delta = 15.000$$

$$K_{AE30} = 0.383$$

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

側壁	記号	位置	h(m)	hd(m)	ho(m)	hi(m)	ha(m)	S	M
	1	底版の上面	1.000	1.000	0.550	—	—	○	—
2	側壁付け根	1.075	1.075	0.625	—	—	—	○	
底版	記号	位置	LL(m)		LR(m)		S	M	
	3	左側壁付け根	0.000		1.150		—	○	
	4	左側壁内面	0.075		1.075		○	—	
	5	最大モーメント	0.575		0.575		—	○	
	6	右側壁内面	1.075		0.075		○	—	
7	右側壁付け根	1.150		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

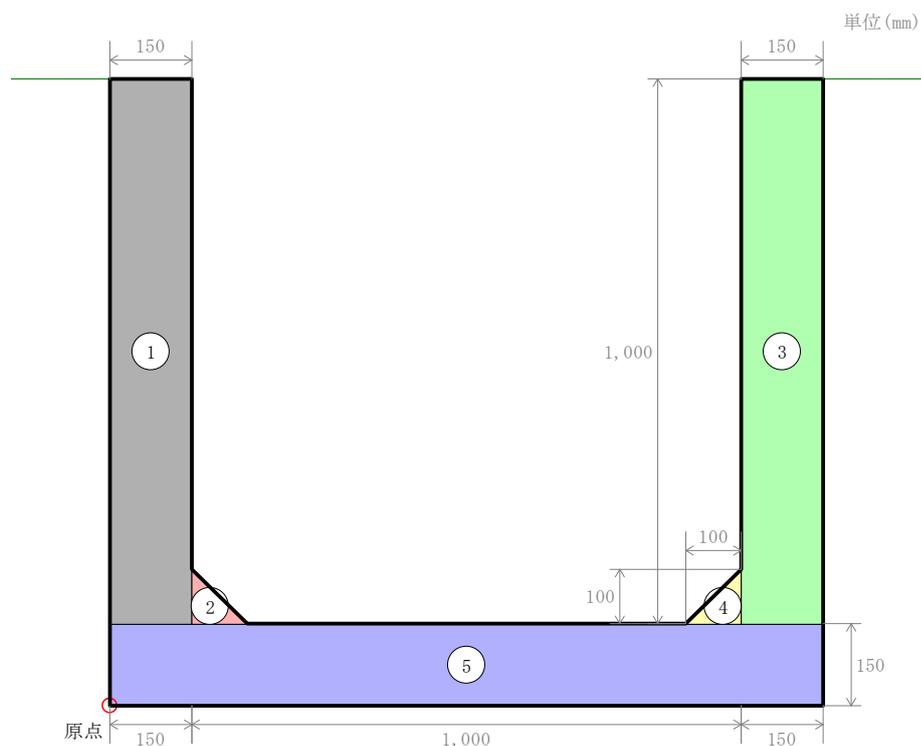
LR: 右端からの距離

2) 上載荷重

項目名	値 (kN/m ²)	水路左側		水路右側	
		計上	採用値 (kN/m ²)	計上	採用値 (kN/m ²)
盛土荷重	4.194			○	4.194
自動車荷重	—				—
群集荷重	—				—
積雪荷重	—				—
任意荷重	—				—
合計		—		4.194	

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/m²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)	ΔX (m)	ΔY (m)	M_X (kN・m)	M_Y (kN・m)
1	$24.500 \times 0.150 \times 1.000$	3.675	3.675		0.075	0.650	0.276	
2	$24.500 \times 0.100 \times 0.100 \div 2$	0.123	0.123		0.183	0.183	0.023	
3	$24.500 \times 0.150 \times 1.000$	3.675	3.675		1.225	0.650	4.502	
4	$24.500 \times 0.100 \times 0.100 \div 2$	0.123	0.123		1.117	0.183	0.137	
5	$24.500 \times 1.300 \times 0.150$	4.778	4.778		0.650	0.075	3.106	
合計		12.374	12.374	0.000			8.044	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。

$$\begin{aligned}
 \text{反力鉛直成分} &= \text{No. 1} + \text{No. 2} + \text{No. 3} + \text{No. 4} \\
 &= 3.675 + 0.123 + 3.675 + 0.123 \\
 &= 7.596
 \end{aligned}$$

4) 土圧および載荷重の算出

主働土圧強度の算出

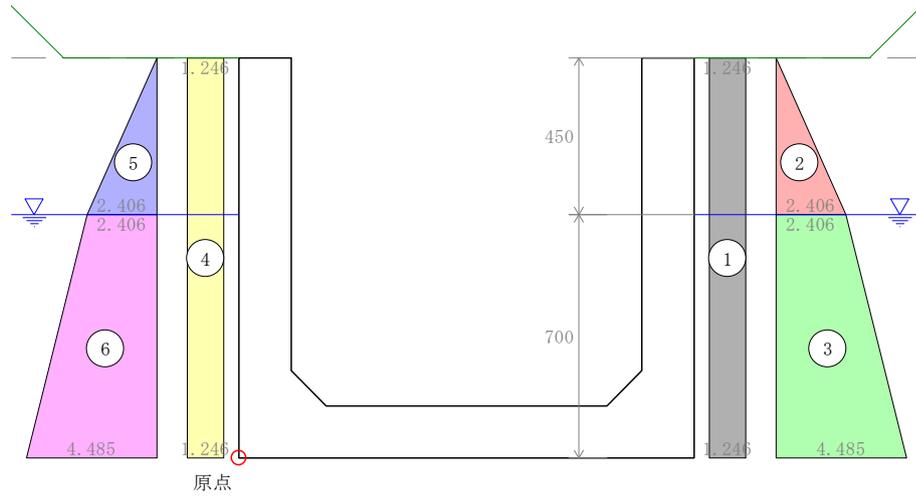
$$\begin{aligned}
 H_1 &= 0.700 \text{ m} \\
 H_2 &= H + T_3 - H_D - H_1 = 1.000 + 0.150 - 0.000 - 0.700 \\
 &= 0.450 \text{ m} \\
 P_{H1} &= K_A \cdot q = 0.297 \times 4.194 \\
 &= 1.246 \text{ kN/m}^2 \\
 P_{H2} &= K_A \cdot \gamma_t \cdot H_2 = 0.297 \times 18.000 \times 0.450 \\
 &= 2.406 \text{ kN/m}^2 \\
 P_{H3} &= K_A \cdot \gamma_{ws} \cdot H_1 + P_{H2} = 0.297 \times 10.000 \times 0.700 + 2.406 \\
 &= 4.485 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

ここに、

$$\begin{aligned}
 H_D &: \text{側壁天端から地盤までの落差 (m)} \\
 q &: \text{水路側壁に作用する荷重の合計 (kN/m}^2\text{)} \\
 H_1 &: \text{底版下より地下水位線までの高さ (m)} \\
 H_2 &: \text{地盤線より地下水位線までの深さ (m)}
 \end{aligned}$$

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。

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



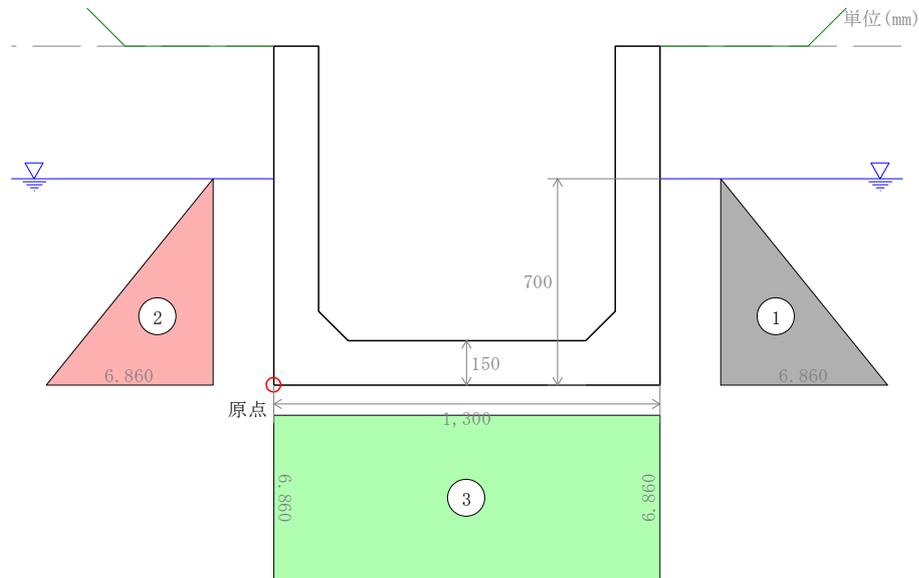
番号	計 算 式	荷重 (kN)	荷 重		アーム長		モーメント	
			鉛直 (kN)	水平 (kN)	ΔX (m)	ΔY (m)	M_x (kN・m)	M_y (kN・m)
1	1.246×1.150	1.433	0.490	1.347	1.300	0.575	0.637	0.775
2	$2.406 \times 0.450 \div 2$	0.541	0.185	0.509	1.300	0.850	0.241	0.433
3	$0.700 \times (2.406 + 4.485) \div 2$	2.412	0.825	2.267	1.300	0.315	1.073	0.714
4	1.246×1.150	1.433	0.490	-1.347		0.575		-0.775
5	$2.406 \times 0.450 \div 2$	0.541	0.185	-0.509		0.850		-0.433
6	$0.700 \times (2.406 + 4.485) \div 2$	2.412	0.825	-2.267		0.315		-0.714
合計		8.772	3.000	0.000			1.951	0.000

「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

$$P_{H1} = \gamma_w \cdot H_1 = 9.800 \times 0.700 = 6.860 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{V1} = \gamma_w \cdot H_1 = 9.800 \times 0.700 = 6.860 \text{ kN/m}^2$$



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)	ΔX (m)	ΔY (m)	M_x (kN・m)	M_y (kN・m)
1	$6.860 \times 0.700 \div 2$	2.401		2.401	1.300	0.233		0.559
2	$6.860 \times 0.700 \div 2$	2.401		-2.401		0.233		-0.559
3	1.300×6.860	8.918	-8.918		0.650		-5.797	
合計		13.720	-8.918	0.000			-5.797	0.000

「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) 底版反力の算出

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	12.374		8.044		7.596
土圧および載荷重	3.000		1.951		3.000
水 圧	-8.918		-5.797		
合 計	6.456	0.000	4.198	0.000	10.596

$$q = \Sigma V / L$$

ここに、

q : 底版の反力強度 (kN/m²)

L : 基礎面の長さ (作用幅) (m)

ΣV : 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 (ハンチ含む) に関する自重とする。

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、クーロン土圧公式による場合は、壁面に対する土圧の鉛直成分も考慮する。

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。

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。

$$\begin{aligned} q &= 10.596 / 1.150 \\ &= 9.214 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

7) 側壁の断面力計算

断面1 側壁

$$\begin{aligned} S_{s1} &= (1/2 \cdot \gamma_t \cdot h_d^2 + q \cdot h_d) \cdot K_A \cdot \cos \delta + 1/2 \cdot (\gamma_{ws} - \gamma_t) \cdot h_o^2 \cdot K_A \cdot \cos \delta + 1/2 \cdot \gamma_w \cdot h_o^2 \\ &= (1/2 \times 18.000 \times 1.000^2 + 4.194 \times 1.000) \times 0.297 \times \cos 20.000 + 1/2 \times (10.000 - 18.000) \times \\ &\quad 0.550^2 \times 0.297 \times \cos 20.000 + 1/2 \times 9.800 \times 0.550^2 \\ &= 4.827 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

断面2 側壁

$$\begin{aligned} M_{s2} &= (1/6 \cdot \gamma_t \cdot h_d^3 + 1/2 \cdot q \cdot h_d^2) \cdot K_A \cdot \cos \delta + 1/6 \cdot (\gamma_{ws} - \gamma_t) \cdot h_o^3 \cdot K_A \cdot \cos \delta + 1/6 \cdot \gamma_w \cdot h_o^3 \\ &= (1/6 \times 18.000 \times 1.075^3 + 1/2 \times 4.194 \times 1.075^2) \times 0.297 \times \cos 20.000 + 1/6 \times (10.000 - \\ &\quad 18.000) \times 0.625^3 \times 0.297 \times \cos 20.000 + 1/6 \times 9.800 \times 0.625^3 \\ &= 2.024 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

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。

・左右共通

$$\text{部材端モーメント } M_{S2} = 2.024 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

断面3 底版

$$\begin{aligned} M_{T3} &= M_{S2} - 1/2 \cdot q \cdot \chi \cdot (B_L - \chi) \\ &= 2.024 - 1/2 \times 9.214 \times 0.000 \times (1.150 - 0.000) \\ &= 2.024 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

断面4 底版

$$\begin{aligned} S_{T4} &= -1/2 \cdot q \cdot (B_L - 2\chi) \\ &= -1/2 \times 9.214 \times (1.150 - 2 \times 0.075) \\ &= -4.607 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

断面5 底版

$$\begin{aligned} M_{T5} &= M_{S2} - 1/2 \cdot q \cdot \chi \cdot (B_L - \chi) \\ &= 2.024 - 1/2 \times 9.214 \times 0.575 \times (1.150 - 0.575) \\ &= 0.501 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

断面6 底版

$$\begin{aligned} S_{T6} &= -1/2 \cdot q \cdot (B_L - 2\chi) \\ &= -1/2 \times 9.214 \times (1.150 - 2 \times 1.075) \\ &= 4.607 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

断面7 底版

$$\begin{aligned} M_{T7} &= M_{S2} - 1/2 \cdot q \cdot \chi \cdot (B_L - \chi) \\ &= 2.024 - 1/2 \times 9.214 \times 1.150 \times (1.150 - 1.150) \\ &= 2.024 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

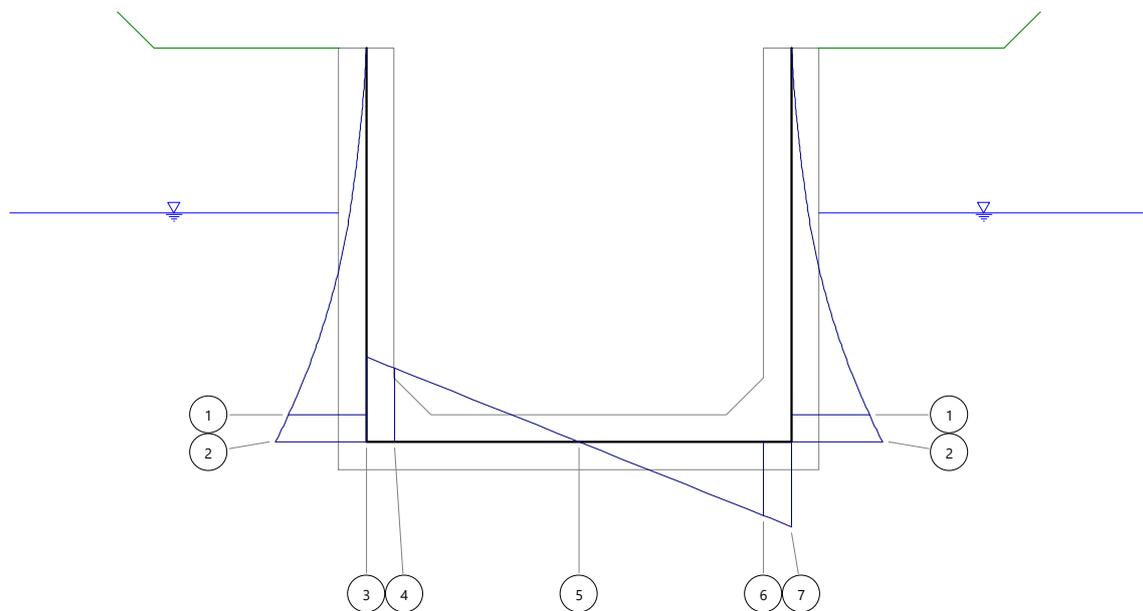
9) 断面力一覧

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	底版の上面	1.000	4.827	—
2	側壁付根	1.075	—	2.024	
底版	記号	位置	χ (m)	せん断力 S (kN)	曲げモーメント M (kN・m)
	3	左側壁付け根	0.000	—	2.024
	4	左側壁内面	0.075	-4.607	—
	5	最大モーメント	0.575	—	0.501
	6	右側壁内面	1.075	4.607	—
7	右側壁付け根	1.150	—	2.024	

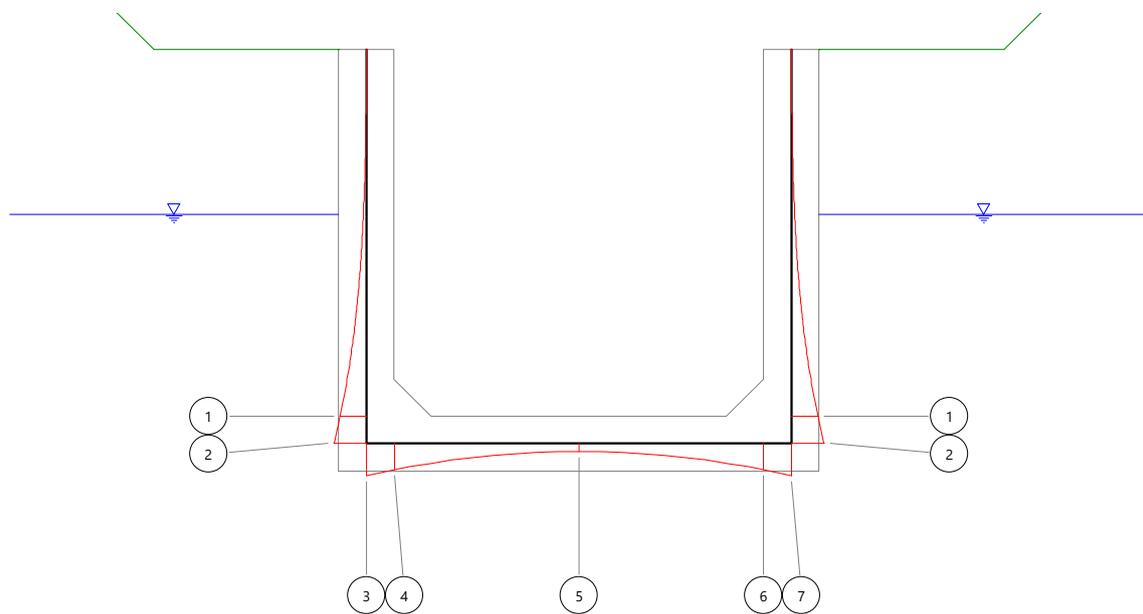
断面力は荷重方向により以下のように表示する。

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



7.2 荷重組み合わせパターン（常時：ケース3）

1) 検討位置

側壁	記号	位置	h(m)	hd(m)	ho(m)	hi(m)	ha(m)	S	M
	1	底版の上面	1.000	1.000	—	0.500	0.500	○	—
2	側壁付け根	1.075	1.075	—	0.500	0.575	—	○	
底版	記号	位置	LL(m)		LR(m)		S	M	
	3	左側壁付け根	0.000		1.150		—	○	
	4	左側壁内面	0.075		1.075		○	—	
	5	最大モーメント	0.575		0.575		—	○	
	6	右側壁内面	1.075		0.075		○	—	
7	右側壁付け根	1.150		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 $ha = hi + h - \text{側壁高} (\text{又は } hi)$

LL:左端からの距離

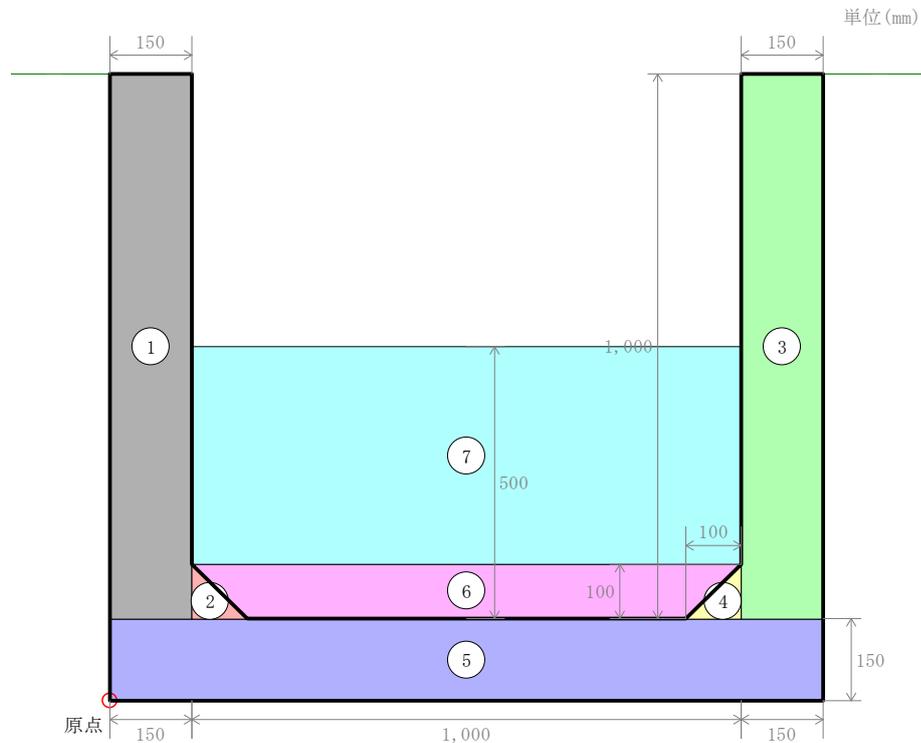
LR:右端からの距離

2) 上載荷重

項目名	値 (kN/m ²)	水路左側		水路右側	
		計上	採用値 (kN/m ²)	計上	採用値 (kN/m ²)
盛土荷重	4.194			○	4.194
自動車荷重	—				—
群集荷重	—				—
積雪荷重	—				—
任意荷重	—				—
合計					4.194

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/m²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)	ΔX (m)	ΔY (m)	M_X (kN・m)	M_Y (kN・m)
1	$24.500 \times 0.150 \times 1.000$	3.675	3.675		0.075	0.650	0.276	
2	$24.500 \times 0.100 \times 0.100 \div 2$	0.123	0.123		0.183	0.183	0.023	
3	$24.500 \times 0.150 \times 1.000$	3.675	3.675		1.225	0.650	4.502	
4	$24.500 \times 0.100 \times 0.100 \div 2$	0.123	0.123		1.117	0.183	0.137	
5	$24.500 \times 1.300 \times 0.150$	4.778	4.778		0.650	0.075	3.106	
6	$9.800 \times 0.100 \times (0.800 + 1.000) \div 2$	0.882	0.882		0.650	0.202	0.573	
7	$9.800 \times 1.000 \times 0.400$	3.920	3.920		0.650	0.450	2.548	
合計		17.176	17.176	0.000			11.165	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。

$$\begin{aligned}
 \text{反力鉛直成分} &= \text{No. 1} + \text{No. 2} + \text{No. 3} + \text{No. 4} \\
 &= 3.675 + 0.123 + 3.675 + 0.123 \\
 &= 7.596
 \end{aligned}$$

4) 土圧および載荷重の算出

ケース3において、水路外側に生じる外力は荷重として作用していると考えられ、その大きさは主働土圧とする。

ただし、この場合の土圧係数は内部摩擦角 30° の場合の値を上限とする。

内部摩擦角 30° の時の主働土圧係数

$$K_{A30} = 0.297$$

$$K_A = 0.297 \leq K_{A30} = 0.297$$

したがって主働土圧係数は

$$K_A = 0.297$$

とし、水路外側の主働土圧を求める。

主働土圧強度の算出

$$H_1 = 0.700 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 H_2 &= H + T_3 - H_D - H_1 = 1.000 + 0.150 - 0.000 - 0.700 \\
 &= 0.450 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_{H1} &= K_A \cdot \gamma_t \cdot H_2 = 0.297 \times 18.000 \times 0.450 \\
 &= 2.406 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_{H2} &= K_A \cdot \gamma_t \cdot H_1 + P_{H1} = 0.297 \times 18.000 \times 0.700 + 2.406 \\
 &= 6.148 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

ここに、

H_D : 側壁天端から地盤までの落差 (m)

q : 水路側壁に作用する荷重の合計 (kN/m^2)

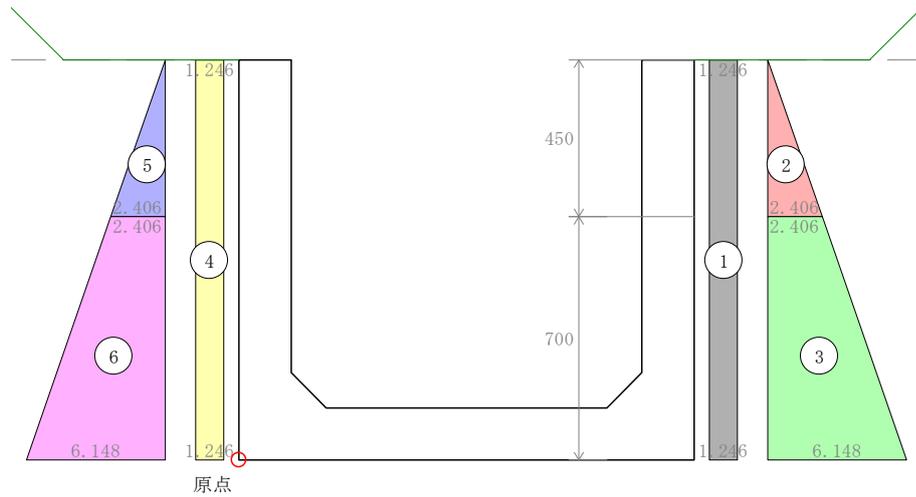
H_1 : 底版下より地下水位線までの高さ (m)

H_2 : 地盤線より地下水位線までの深さ (m)

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。

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

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



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)	ΔX (m)	ΔY (m)	M_x (kN・m)	M_y (kN・m)
1	1.246×1.150	1.433	0.490	1.347	1.300	0.575	0.637	0.775
2	$2.406 \times 0.450 \div 2$	0.541	0.185	0.509	1.300	0.850	0.241	0.433
3	$0.700 \times (2.406 + 6.148) \div 2$	2.994	1.024	2.814	1.300	0.299	1.331	0.841
4	1.246×1.150	1.433	0.490	-1.347		0.575		-0.775
5	$2.406 \times 0.450 \div 2$	0.541	0.185	-0.509		0.850		-0.433
6	$0.700 \times (2.406 + 6.148) \div 2$	2.994	1.024	-2.814		0.299		-0.841
合計		9.936	3.398	0.000			2.209	0.000

「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) 底版反力の算出

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	17.176		11.165		7.596
土圧および載荷重	3.398		2.209		3.398
合 計	20.574	0.000	13.374	0.000	10.994

$$q = \Sigma V / L$$

ここに、

- q : 底版の反力強度 (kN/m²)
L : 基礎面の長さ (作用幅) (m)
 ΣV : 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 (ハンチ含む) に関する自重とする。

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、クーロン土圧公式による場合は、壁面に対する土圧の鉛直成分も考慮する。

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。

$$\begin{aligned} q &= 10.994 / 1.150 \\ &= 9.560 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

6) 側壁の断面力計算

断面1 側壁

$$\begin{aligned} S_{s1} &= (1/2 \cdot \gamma_t \cdot h_d^2 + q \cdot h_d) \cdot K_A \cdot \cos \delta - (1/2 \cdot \gamma_w \cdot h_i^2) \\ &= (1/2 \times 18.000 \times 1.000^2 + 4.194 \times 1.000) \times 0.297 \times \cos 20.000 - (1/2 \times 9.800 \times 0.500^2) \\ &= 2.457 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

断面2 側壁

$$\begin{aligned} M_{s2} &= (1/6 \cdot \gamma_t \cdot h_d^3 + 1/2 \cdot q \cdot h_d^2) \cdot K_A \cdot \cos \delta - \{1/6 \cdot \gamma_w \cdot h_i^2 (3h_a - 2h_i)\} \\ &= (1/6 \times 18.000 \times 1.075^3 + 1/2 \times 4.194 \times 1.075^2) \times 0.297 \times \cos 20.000 - \{1/6 \times 9.800 \times 0.500^2 \times (3 \\ &\quad \times 0.575 - 2 \times 0.500)\} \\ &= 1.420 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

7) 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。

・左右共通

$$\text{部材端モーメント } M_{S2} = 1.420 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

断面3 底版

$$\begin{aligned} M_{T3} &= M_{S2} - 1/2 \cdot q \cdot \chi \cdot (B_L - \chi) \\ &= 1.420 - 1/2 \times 9.560 \times 0.000 \times (1.150 - 0.000) \\ &= 1.420 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

断面4 底版

$$\begin{aligned} S_{T4} &= -1/2 \cdot q \cdot (B_L - 2\chi) \\ &= -1/2 \times 9.560 \times (1.150 - 2 \times 0.075) \\ &= -4.780 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

断面5 底版

$$\begin{aligned} M_{T5} &= M_{S2} - 1/2 \cdot q \cdot \chi \cdot (B_L - \chi) \\ &= 1.420 - 1/2 \times 9.560 \times 0.575 \times (1.150 - 0.575) \\ &= -0.160 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

断面6 底版

$$\begin{aligned} S_{T6} &= -1/2 \cdot q \cdot (B_L - 2\chi) \\ &= -1/2 \times 9.560 \times (1.150 - 2 \times 1.075) \\ &= 4.780 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

断面7 底版

$$\begin{aligned} M_{T7} &= M_{S2} - 1/2 \cdot q \cdot \chi \cdot (B_L - \chi) \\ &= 1.420 - 1/2 \times 9.560 \times 1.150 \times (1.150 - 1.150) \\ &= 1.420 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

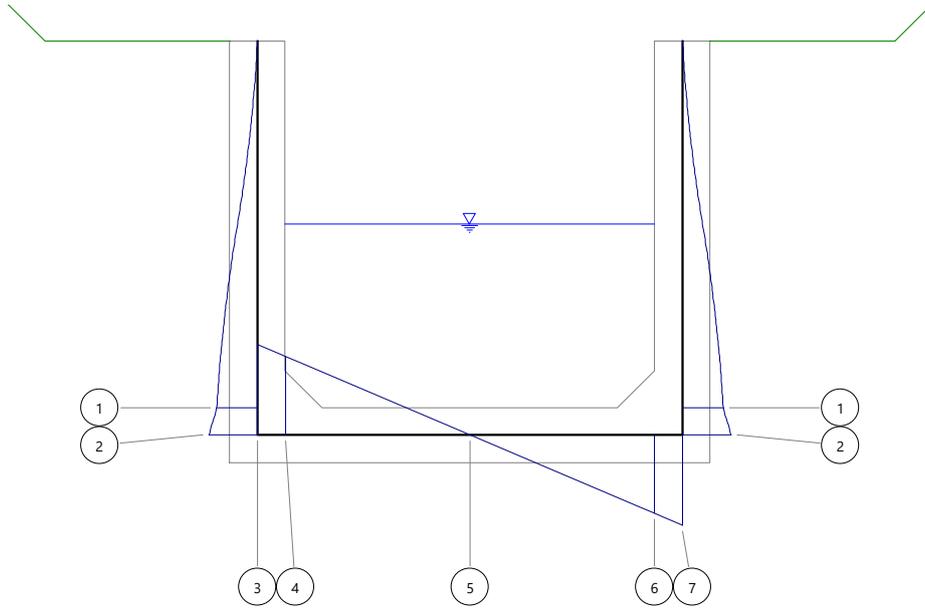
8) 断面力一覧

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	底版の上面		1.000	2.457
2	側壁付根		1.075	—	1.420
底版	記号	位置	χ (m)	せん断力 S (kN)	曲げモーメント M (kN·m)
	3	左側壁付け根	0.000	—	1.420
	4	左側壁内面	0.075	-4.780	—
	5	最大モーメント	0.575	—	-0.160
	6	右側壁内面	1.075	4.780	—
7	右側壁付け根	1.150	—	1.420	

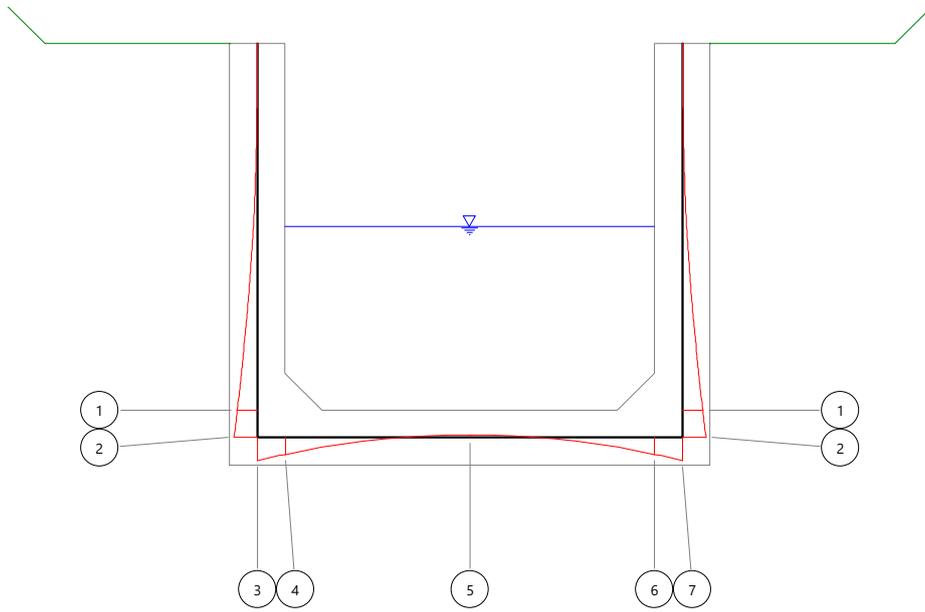
断面力は荷重方向により以下のように表示する。

外側：プラス / 内側：マイナス

9) せん断力図



10) 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

γ_w ：水の単位体積重量 (kN/m³)

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/m²)

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 $y = a \cdot x^2$ の y を水深 H とし x 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/m²)

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(0.120)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版軸線の間に三角形分布するものとして作用させる。

側壁に生じる慣性力反力の作用長を以下に記す。

$$H_P = H + T_3 / 2 - H_D = 1.000 + 0.150 / 2 - 0.000 = 1.075 \text{ (m)}$$

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	
躯体自重	kN
自重慣性力	kN
水路上面荷重水平力	kN
慣性力強度	kN/m ²

慣性力による反力強度の式を以下に記す。

$$P_{PH} = 2(P_H + P_{CH}) / H_P^2$$

$$P_H = P \cdot K_h$$

ここに、 P_{PH} : 地震時慣性力による反力強度(慣性力強度) (kN/m²)

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_P : 側壁に生じる反力の作用長 (m)

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)

8 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)

T₁ : 側壁天端の水平幅 (mm)

T₂ : 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)

- ・側壁部材厚一覧表

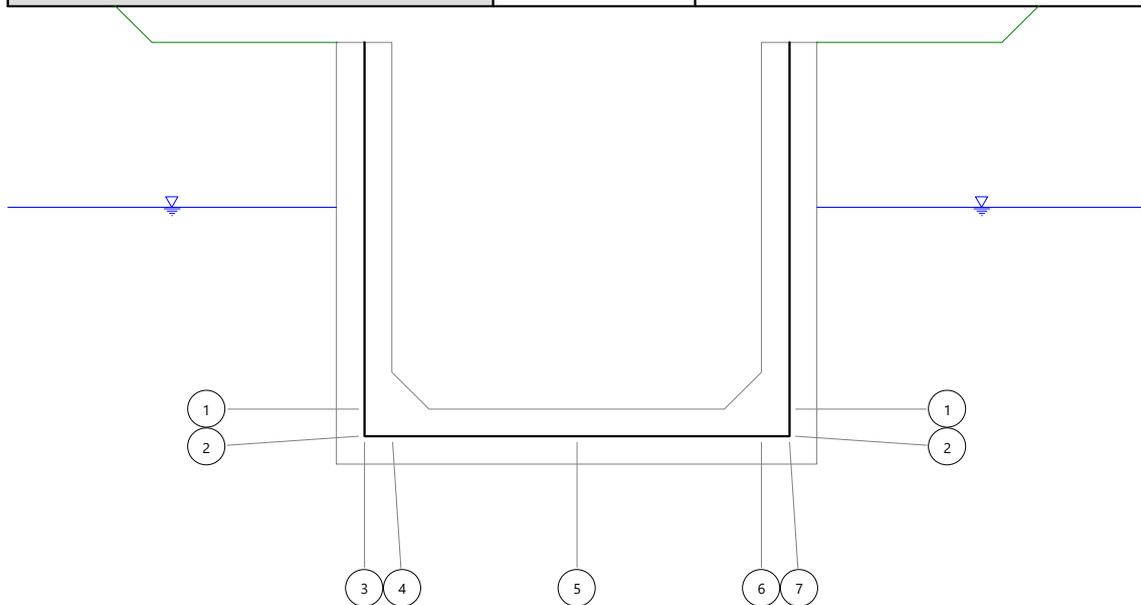
No	照査位置 h (mm)	部材厚 W (mm)
1	1,000	150
2	1,075	150

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)

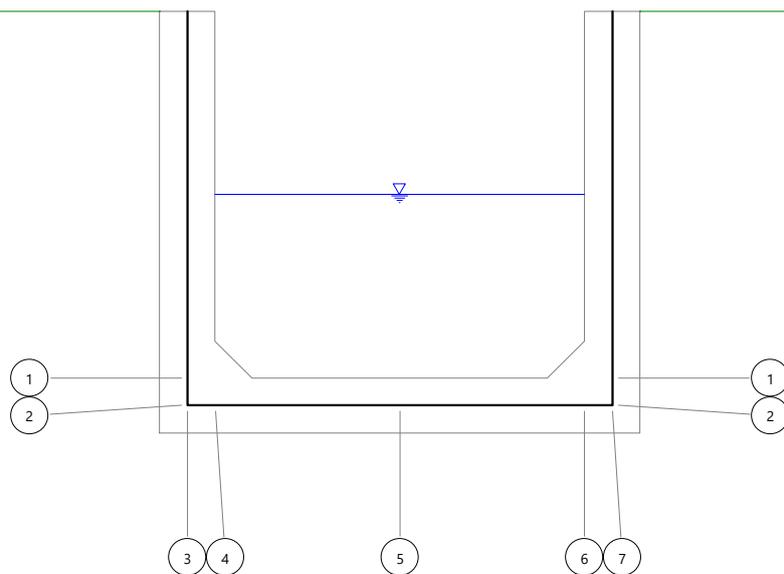
		許容値	側 壁		底 版				
			1	2	3	4	5	6	7
検討位置 H (m)			1.000	1.075	0.000	0.075	0.575	1.075	1.150
断面力	曲げモーメント M (kN・m)		—	2.024	2.024	—	0.501	—	2.024
	せん断力 S (kN)		4.827	—	—	-4.607	—	4.607	—
部材	単位部材幅 b (mm)		1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000
	部材厚 h (mm)		150	150	150	150	150	150	150
配筋計画	引張側 かぶり c (mm)		70	70	70	70	70	70	70
	圧縮側 かぶり c' (mm)		—	—	—	—	—	—	—
	引張側 鉄筋・ピッチ		D13@250						
	圧縮側 鉄筋・ピッチ		—	—	—	—	—	—	—
断面力方向及び引張鉄筋 内・外			外側						
データ	引張側 鉄筋断面積 A _s (mm ²)		507	507	507	507	507	507	507
	圧縮側 鉄筋断面積 A _s ' (mm ²)		—	—	—	—	—	—	—
	鉄筋周長 U (mm)		160	160	160	160	160	160	160
	有効部材厚 d (mm)		80	80	80	80	80	80	80
	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
	引張鉄筋比 p		0.00634	0.00634	0.00634	0.00634	0.00634	0.00634	0.00634
	圧縮鉄筋比 p'		—	—	—	—	—	—	—
	中立軸比 k		0.35127	0.35127	0.35127	0.35127	0.35127	0.35127	0.35127
	応力軸比 j		0.88291	0.88291	0.88291	0.88291	0.88291	0.88291	0.88291
	係数 L _c		—	—	—	—	—	—	—
	中立軸の位置 χ (mm)		28.10	28.10	28.10	28.10	28.10	28.10	28.10
計算結果	曲げ圧縮応力度 σ _c (N/mm ²)	8.000	—	2.039	2.039	—	0.505	—	2.039
	引張応力度 σ _s (N/mm ²)	176.000	—	56.519	56.519	—	13.990	—	56.519
	圧縮応力度 σ _s ' (N/mm ²)	176.000	—	—	—	—	—	—	—
	せん断応力度 τ (N/mm ²)	0.420	0.068	—	—	0.065	—	0.065	—
	付着応力度 τ _o (N/mm ²)	1.500	0.427	—	—	0.408	—	0.408	—
判 定			OK						
計 算 式			単鉄筋計算		単鉄筋計算				



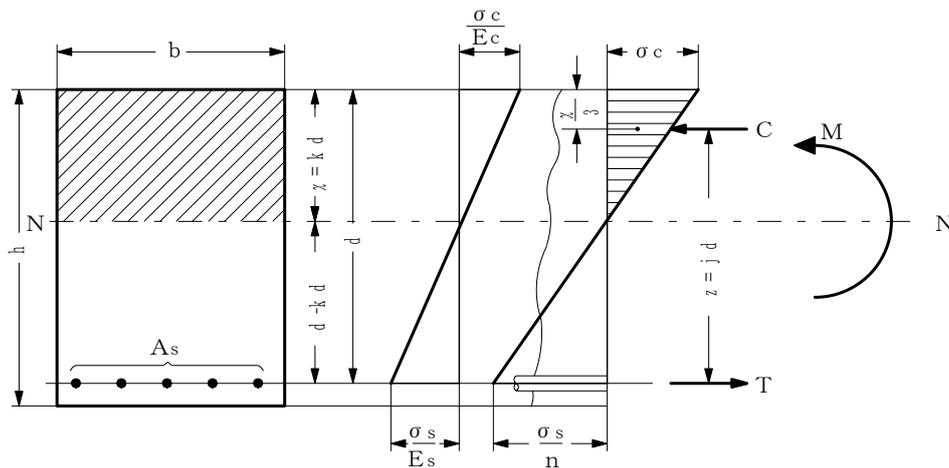
9.2 荷重組み合わせパターン（常時：ケース3）

1) 応力度計算表（鉄筋）

		許容値	側 壁		底 版				
			1	2	3	4	5	6	7
検討位置 H (m)			1.000	1.075	0.000	0.075	0.575	1.075	1.150
断面力	曲げモーメント M (kN・m)		—	1.420	1.420	—	-0.160	—	1.420
	せん断力 S (kN)		2.457	—	—	-4.780	—	4.780	—
部材	単位部材幅 b (mm)		1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000
	部材厚 h (mm)		150	150	150	150	150	150	150
配筋計画	引張側 かぶり c (mm)		70	70	70	70	80	70	70
	圧縮側 かぶり c' (mm)		—	—	—	—	—	—	—
	引張側 鉄筋・ピッチ		D13@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	内側	外側	外側
データ	引張側 鉄筋断面積 A_s (mm ²)		507	507	507	507	507	507	507
	圧縮側 鉄筋断面積 A_s' (mm ²)		—	—	—	—	—	—	—
	鉄筋周長 U (mm)		160	160	160	160	160	160	160
	有効部材厚 d (mm)		80	80	80	80	70	80	80
	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
	引張鉄筋比 p		0.00634	0.00634	0.00634	0.00634	0.00724	0.00634	0.00634
	圧縮鉄筋比 p'		—	—	—	—	—	—	—
	中立軸比 k		0.35127	0.35127	0.35127	0.35127	0.36993	0.35127	0.35127
	応力軸比 j		0.88291	0.88291	0.88291	0.88291	0.87669	0.88291	0.88291
	係数 L_c		—	—	—	—	—	—	—
	中立軸の位置 χ (mm)		28.10	28.10	28.10	28.10	25.89	28.10	28.10
計算結果	曲げ圧縮応力度 σ_c (N/mm ²)	8.000	—	1.431	1.431	—	0.201	—	1.431
	引張応力度 σ_s (N/mm ²)	176.000	—	39.653	39.653	—	5.142	—	39.653
	圧縮応力度 σ_s' (N/mm ²)	176.000	—	—	—	—	—	—	—
	せん断応力度 τ (N/mm ²)	0.420	0.035	—	—	0.068	—	0.068	—
	付着応力度 τ_o (N/mm ²)	1.500	0.217	—	—	0.423	—	0.423	—
判 定			OK						
計 算 式			単鉄筋計算		単鉄筋計算				



単鉄筋の算定式



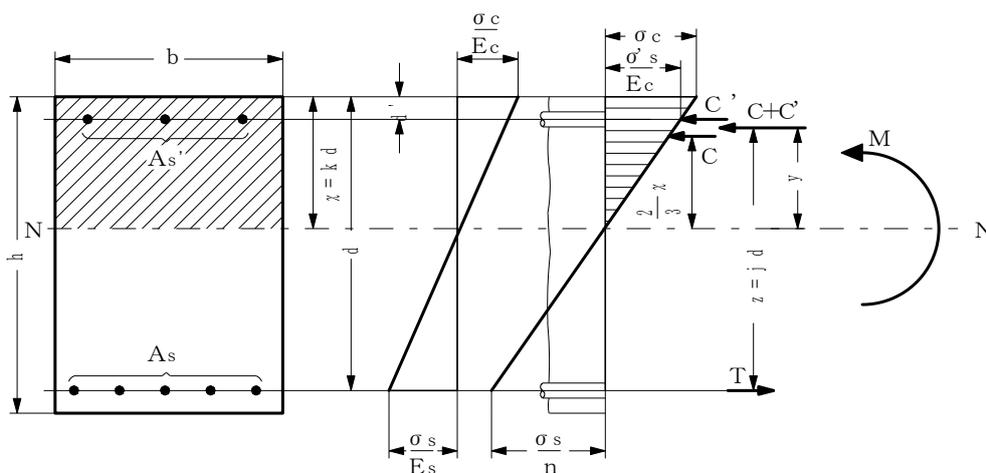
$$p = \frac{A_s}{b \cdot d}$$

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

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

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

複鉄筋の算定式



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

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

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

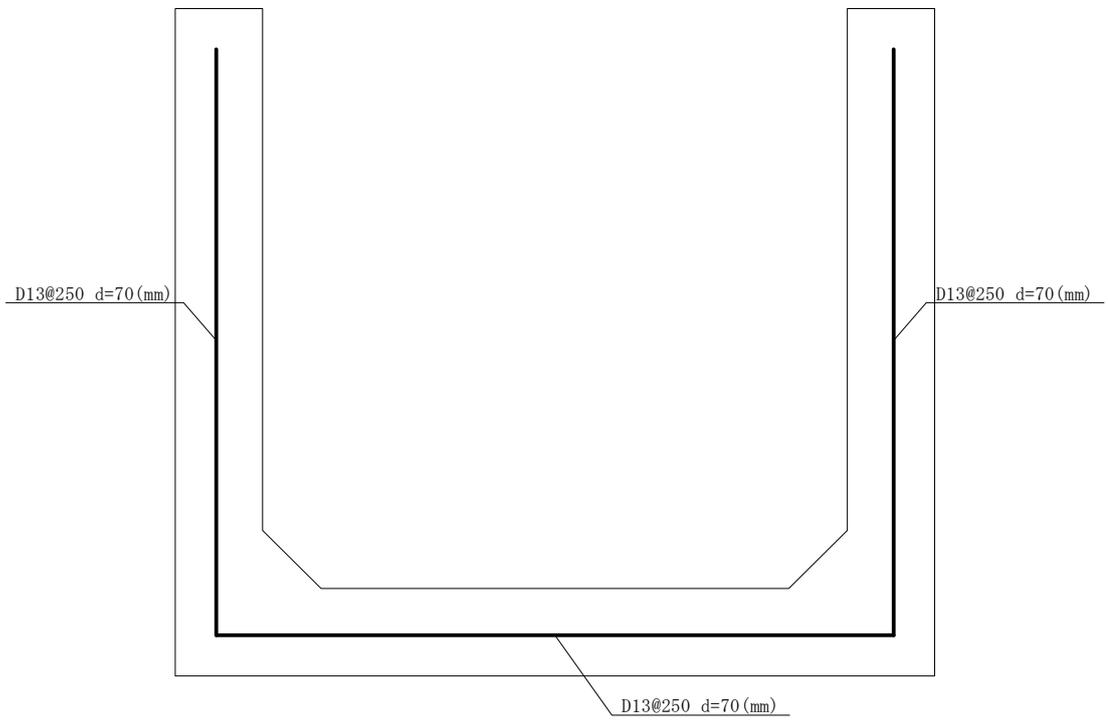
$$j = \frac{k^2 \left(1 - \frac{k}{3} \right) + 2n p' \left(k - \frac{d'}{d} \right) \left(1 - \frac{d'}{d} \right)}{k^2 + 2n p' \left(k - \frac{d'}{d} \right)}$$

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

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

10. 配筋图

1) 正面图

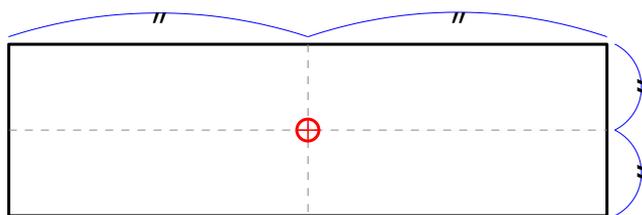


参考資料 重心の計算

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。

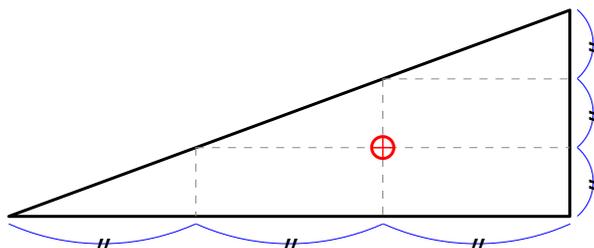
丸は重心の位置を示す。



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。



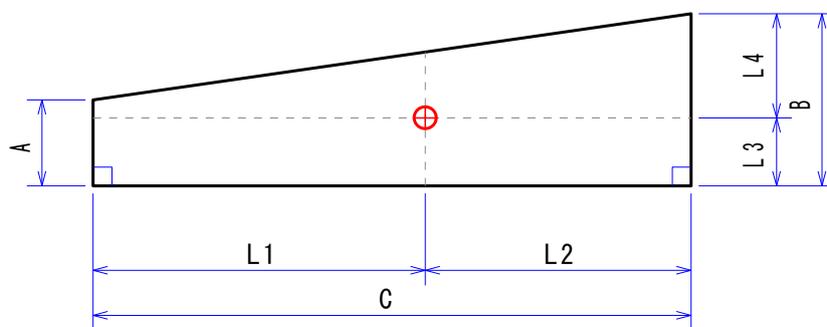
3. 台形（直角のある台形）の重心

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。



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

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

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

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