

# 集水柵構造計算システム

出力例  
三辺固定スラブ法

Ver5.0



SYSTEM INFORMATION PLANNING

株式会社システム情報企画

# 1. 設計条件

## 1.1. 基本条件

- ・適用基準 : 適用基準無し (全項目ユーザー入力)
- ・構造種別 : 鉄筋コンクリート
- ・土圧算出公式 : 静止土圧
- ・側壁解析方法 : 三辺固定スラブ法

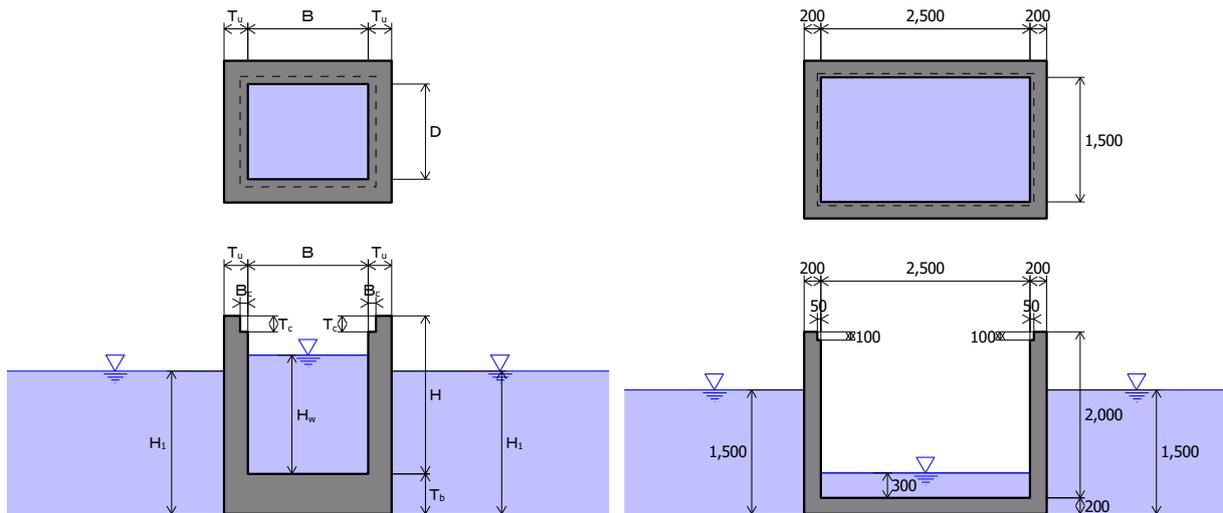
## 1.2 単位体積重量

項目	記号	値	単位	備考
鉄筋コンクリート	$\gamma_{rc}$	24.500	kN/m <sup>3</sup>	
無筋コンクリート	$\gamma_{ck}$	23.000	kN/m <sup>3</sup>	
土砂 (湿潤)	$\gamma_t$	18.000	kN/m <sup>3</sup>	
土砂 (水中)	$\gamma_{ws}$	10.000	kN/m <sup>3</sup>	
水	$\gamma_w$	9.800	kN/m <sup>3</sup>	

## 1.3 土質定数

項目	記号	値	単位	備考
土の内部摩擦角	$\phi$	—	°	せん断抵抗角
土の粘着力	c	—	kN/m <sup>2</sup>	
静止土圧係数	$k_0$	0.500		

## 1.4 躯体形状



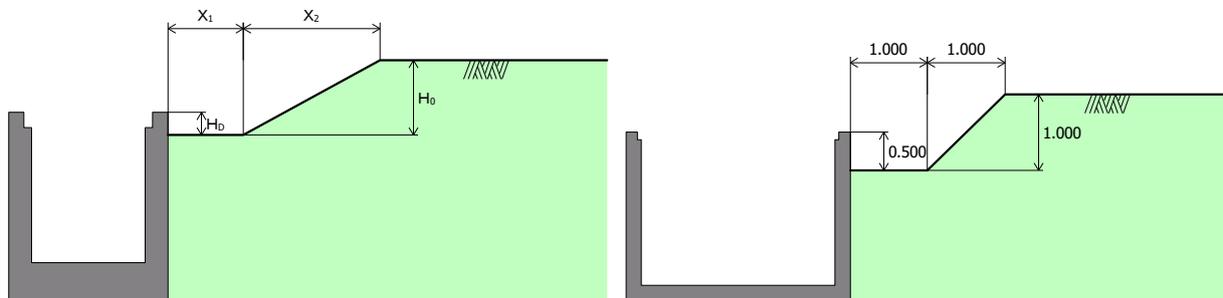
上段：平面図／下段：断面図

構造寸法一覧表

項目	記号	値	単位	備考
集水樹の内空幅	B	2,500	mm	
集水樹の内空奥行き	D	1,500	mm	
集水樹の高さ(深さ)	H	2,000	mm	
側壁外側のコロビ幅	$B_1$	—	mm	
側壁の上部壁厚	$T_u$	200	mm	
側壁の下部壁厚	$T_d$	200	mm	側壁は直壁とし上下同じ厚さとする。
底版の厚さ	$T_b$	200	mm	
内水位(水深)	$H_w$	300	mm	
地下水位	$H_1$	1,500	mm	
蓋板の厚さ	$T_c$	100	mm	
蓋受け幅	$B_c$	50	mm	

開口部：B寸法面(前)		無し		矩形	<input type="radio"/> 円形
項 目	記号	値	単位	備 考	
中心からの離れ	$X_{o1}$	0	mm		
底からの落差	$Y_{o1}$	500	mm		
開口部の高さ(直径)	$H_{o1}$	600	mm		
開口部の幅	$W_{o1}$	500	mm	矩形のみ	
開口部：B寸法面(奥)		無し	<input type="radio"/>	矩形	<input type="radio"/> 円形
項 目	記号	値	単位	備 考	
中心からの離れ	$X_{o2}$	0	mm		
底からの落差	$Y_{o2}$	1,500	mm		
開口部の高さ(直径)	$H_{o2}$	500	mm		
開口部の幅	$W_{o2}$	500	mm	矩形のみ	
開口部：D寸法面(左)		無し		矩形	<input type="radio"/> 円形
項 目	記号	値	単位	備 考	
中心からの離れ	$X_{o3}$	0	mm		
底からの落差	$Y_{o3}$	300	mm		
開口部の高さ(直径)	$H_{o3}$	300	mm		
開口部の幅	$W_{o3}$	—	mm	矩形のみ	
開口部：D寸法面(右)		無し		矩形	<input type="radio"/> 円形
項 目	記号	値	単位	備 考	
中心からの離れ	$X_{o4}$	0	mm		
底からの落差	$Y_{o4}$	300	mm		
開口部の高さ(直径)	$H_{o4}$	300	mm		
開口部の幅	$W_{o4}$	—	mm	矩形のみ	

### 1.5 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
側壁天端からの落差	$H_0$	0.500	m	
ステップ幅	$X_1$	1.000	m	
法 幅	$X_2$	1.000	m	
法 高	$H_0$	1.000	m	

### 1.6 土圧公式

- ・ 静止土圧  
主働土圧強度

$$P_a = K_0(\gamma \cdot h + q)$$

ここに、

$K_0$  : 静止土圧係数

$P_a$  : 静止土圧強度 (kN/m<sup>2</sup>)

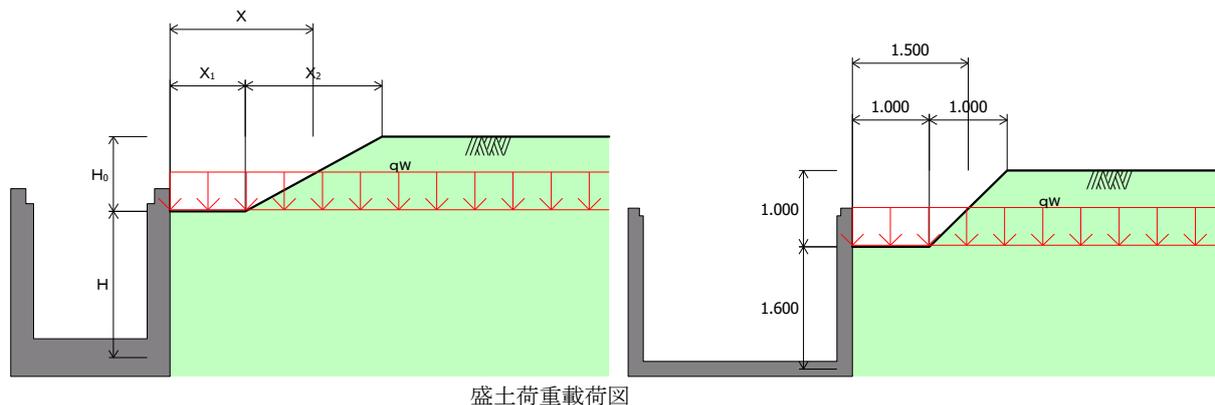
$q$  : 載荷重強度 (kN/m<sup>2</sup>)

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

$h$  : 地表面より任意位置の深さ (m)

## 2 荷重データ

### 2.1 台形盛土荷重



盛土荷重載荷図

盛土荷重算定表

項目	記号	値	単位	備考
ステップ幅	$X_1$	1.000	m	
盛土法幅	$X_2$	1.000	m	
盛土高	$H_0$	1.000	m	
仮想距離	$X$	1.500	m	$X_1 + X_2 / 2$
荷重作用範囲	$H$	1.600	m	壁高 + 底版厚 / 2 - 落差
等分布荷重換算係数	$I_w$	0.381		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	$q_w$	6.858	kN/m <sup>2</sup>	$\gamma_t \cdot H_0 \cdot I_w$

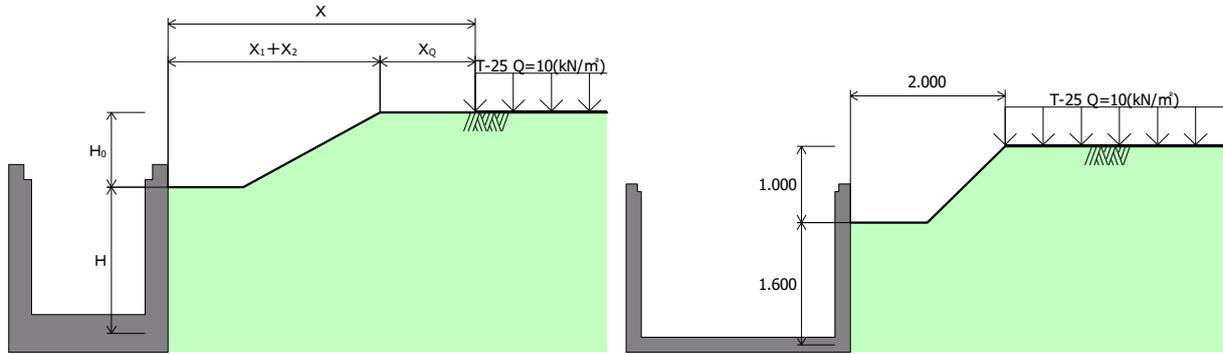
$$\begin{aligned} \text{仮想距離 } X &= \text{ステップ幅} + \text{法幅} / 2 = 1.000 + 1.000 / 2 \\ &= 1.500 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{荷重作用範囲 } H &= \text{壁高} + \text{底版厚} / 2 - \text{落差} = 2.000 + 0.200 / 2 - 0.500 \\ &= 1.600 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{換算後の等分布荷重 } q_w &= \gamma_t \cdot H_0 \cdot I_w = 18.000 \times 1.000 \times 0.381 \\ &= 6.858 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} I_w &= 1 + \left(\frac{X}{H}\right)^2 - \frac{2}{\pi} \left[ 1 + \left(\frac{X}{H}\right)^2 \right] \tan^{-1} \left(\frac{X}{H}\right) - \frac{2}{\pi} \left(\frac{X}{H}\right) \\ &= 1 + \left(\frac{1.500}{1.600}\right)^2 - \frac{2}{\pi} \times \left[ 1 + \left(\frac{1.500}{1.600}\right)^2 \right] \times \tan^{-1} \left(\frac{1.500}{1.600}\right) - \frac{2}{\pi} \times \left(\frac{1.500}{1.600}\right) \\ &= 0.381 \end{aligned}$$

## 2.2 自動車荷重



自動車荷重載荷図

自動車荷重算定表

項目	記号	値	単位	備考
法肩からの距離	$X_q$	0.000	m	
等分布荷重	$Q$	10.000	kN/m <sup>2</sup>	T-25
荷重作用位置	$X$	2.000	m	計算値
荷重作用範囲	$H$	1.600	m	壁高+底版厚/2-落差
等分布荷重換算係数	$I_w$	0.305		フリーリッジの地盤応力理論を 応用したモーメント換算
換算後の等分布荷重	$q_q$	3.050	kN/m <sup>2</sup>	$Q \cdot I_w$

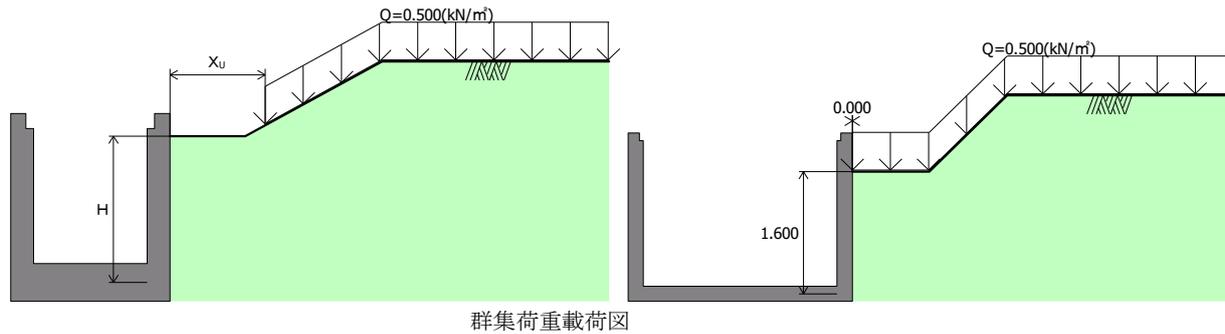
$$\begin{aligned} \text{荷重作用位置 } X &= \text{ステップ幅} + \text{法幅} + \text{法肩からの距離} = 1.000 + 1.000 + 0.000 \\ &= 2.000 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{荷重作用範囲 } H &= \text{壁高} + \text{底版厚} / 2 - \text{落差} = 2.000 + 0.200 / 2 - 0.500 \\ &= 1.600 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{換算後の等分布荷重 } q_q &= Q \cdot I_w = 10.000 \times 0.305 \\ &= 3.050 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} I_w &= 1 + \left(\frac{X}{H}\right)^2 - \frac{2}{\pi} \left[ 1 + \left(\frac{X}{H}\right)^2 \right] \tan^{-1} \left(\frac{X}{H}\right) - \frac{2}{\pi} \left(\frac{X}{H}\right) \\ &= 1 + \left(\frac{2.000}{1.600}\right)^2 - \frac{2}{\pi} \times \left[ 1 + \left(\frac{2.000}{1.600}\right)^2 \right] \times \tan^{-1} \left(\frac{2.000}{1.600}\right) - \frac{2}{\pi} \times \left(\frac{2.000}{1.600}\right) \\ &= 0.305 \end{aligned}$$

## 2.3 群集荷重



群集荷重載荷図

群集荷重算定表

項目	記号	値	単位	備考
側壁外側からの距離	$X_u$	0.000	m	
等分布荷重	$Q$	0.500	kN/m <sup>2</sup>	
荷重作用位置	$X$	0.000	m	$X_u$
荷重作用範囲	$H$	1.600	m	壁高+底版厚/2-落差
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	$q_u$	0.500	kN/m <sup>2</sup>	$Q \cdot I_w$

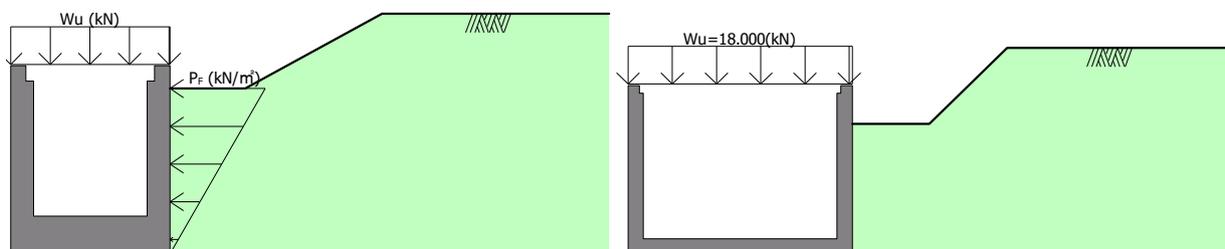
$$\text{荷重作用位置 } X = 0.000$$

$$\begin{aligned} \text{荷重作用範囲 } H &= \text{壁高} + \text{底版厚} / 2 - \text{落差} = 2.000 + 0.200 / 2 - 0.500 \\ &= 1.600 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{換算後の等分布荷重 } q_u &= Q \cdot I_w = 0.500 \times 1.000 \\ &= 0.500 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} I_w &= 1 + \left(\frac{X}{H}\right)^2 - \frac{2}{\pi} \left[ 1 + \left(\frac{X}{H}\right)^2 \right] \tan^{-1} \left(\frac{X}{H}\right) - \frac{2}{\pi} \left(\frac{X}{H}\right) \\ &= 1 + \left(\frac{0.000}{1.600}\right)^2 - \frac{2}{\pi} \times \left[ 1 + \left(\frac{0.000}{1.600}\right)^2 \right] \times \tan^{-1} \left(\frac{0.000}{1.600}\right) - \frac{2}{\pi} \times \left(\frac{0.000}{1.600}\right) \\ &= 1.000 \end{aligned}$$

## 2.4 その他の荷重



その他荷重載荷図

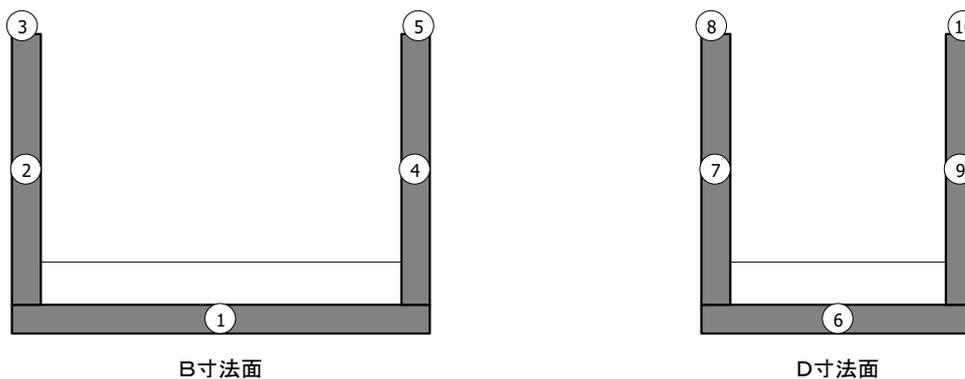
その他の荷重算定表

項目	記号	値	単位	備考
上面荷重	$W_{U1}$	15.000	kN	蓋板重量
上面荷重	$W_{U2}$	3.000	kN	その他荷重
凍上力	$P_F$	0.000	kN/m <sup>2</sup>	

### 3 荷重算出

#### 3.1 自重の算出(断面)

自重は断面を各ブロックに分けて算出し合算することにより断面重量を求める。  
その際に、“B寸法面”での重量と“D寸法面”での重量を算出する。



自重算出図

B寸法面

番号	計 算 式	荷重 W (kN)	荷 重		アーム長		モーメント	
			鉛直 V (kN)	水平 H (kN)	水平 Δ X (m)	鉛直 Δ Y (m)	M <sub>X</sub> (kN・m) Δ X・V	M <sub>Y</sub> (kN・m) Δ Y・H
1	24.500×2.900×0.200	14.210	14.210	0.000	1.450	0.100	20.604500	0.000000
2	24.500×0.200×1.900	9.310	9.310	0.000	0.100	1.150	0.931000	0.000000
3	24.500×0.150×0.100	0.368	0.368	0.000	0.075	2.150	0.027600	0.000000
4	24.500×0.200×1.900	9.310	9.310	0.000	2.800	1.150	26.068000	0.000000
5	24.500×0.150×0.100	0.368	0.368	0.000	2.825	2.150	1.039600	0.000000
合 計		33.566	33.566	0.000			48.670700	0.000000

D寸法面

番号	計 算 式	荷重 W (kN)	荷 重		アーム長		モーメント	
			鉛直 V (kN)	水平 H (kN)	水平 Δ X (m)	鉛直 Δ Y (m)	M <sub>X</sub> (kN・m) Δ X・V	M <sub>Y</sub> (kN・m) Δ Y・H
6	24.500×1.900×0.200	9.310	9.310	0.000	0.950	0.100	8.844500	0.000000
7	24.500×0.200×1.900	9.310	9.310	0.000	0.100	1.150	0.931000	0.000000
8	24.500×0.150×0.100	0.368	0.368	0.000	0.075	2.150	0.027600	0.000000
9	24.500×0.200×1.900	9.310	9.310	0.000	1.800	1.150	16.758000	0.000000
10	24.500×0.150×0.100	0.368	0.368	0.000	1.825	2.150	0.671600	0.000000
合 計		28.666	28.666	0.000			27.232700	0.000000

#### 3.2 自重の算出(全重)

側壁部の体積は側壁外側の体積から内空部の体積を控除することにより求める。

側壁の外側や内側に傾斜がある場合、傾斜部の体積は次式のオベリスク (方光体) の公式を用いる。

$$V = \frac{H}{6} \{ B_t \cdot D_t + (B_t + B_b)(D_t + D_b) + B_b \cdot D_b \}$$

ここに、 V : 体積  
H : 高さ (側壁高さ)  
B<sub>t</sub> : 上幅 (側壁天端B面[外側・内空])  
D<sub>t</sub> : 上奥行 (側壁天端D面[外側・内空])  
B<sub>b</sub> : 下幅 (側壁下端B面[外側・内空])  
D<sub>b</sub> : 下奥行 (側壁下端D面[外側・内空])

・ 上幅 (上奥行)

$$B_{to} = B + 2T_u = 2.500 + 2 \times 0.200 = 2.900 \text{ (m)}$$

$$D_{to} = D + 2T_u = 1.500 + 2 \times 0.200 = 1.900 \text{ (m)}$$

$$B_{ti} = B = 2.500 \text{ (m)}$$

$$D_{ti} = D = 1.500 \text{ (m)}$$

- ・ 下幅 (下奥行)

$$B_{bo} = B_{to} = 2.900 \text{ (m)}$$

$$D_{bo} = D_{to} = 1.900 \text{ (m)}$$

$$B_{bi} = B_{ti} = 2.500 \text{ (m)}$$

$$D_{bi} = D_{ti} = 1.500 \text{ (m)}$$

- ・ 側壁外側体積

$$V_o = 2.000 \times 2.900 \times 1.900 = 11.020 \text{ (m}^3\text{)}$$

- ・ 側壁内空体積

$$V_i = 2.000 \times 2.500 \times 1.500 = 7.500 \text{ (m}^3\text{)}$$

- ・ 側壁体積

$$V_1 = 11.020 - 7.500 = 3.520 \text{ (m}^3\text{)}$$

- ・ 底版体積

$$V_b = 2.900 \times 1.900 \times 0.200 = 1.102 \text{ (m}^3\text{)}$$

- ・ 蓋受け部

$$A_c = 2B_c(B_{ti} + D_{ti} + 2B_c) = 2 \times 0.050 \times (2.500 + 1.500 + 2 \times 0.050) = 0.410 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$V_c = A_c \cdot T_c = 0.410 \times 0.100 = 0.041 \text{ (m}^3\text{)}$$

- ・ 側壁体積(蓋受け控除後)

$$V_1 = 3.520 - 0.041 = 3.479 \text{ (m}^3\text{)}$$

- ・ 側壁自重

$$W_1 = \gamma_{rc} \cdot V_1 = 24.500 \times 3.479 = 85.236 \text{ (kN)}$$

- ・ 底版自重

$$W_2 = \gamma_{rc} \cdot V_b = 24.500 \times 1.102 = 26.999 \text{ (kN)}$$

- ・ 躯体自重

$$W_a = W_1 + W_2 = 85.236 + 26.999 = 112.235 \text{ (kN)}$$

### 3.3 開口部

- ・ B寸法面(前)

$$A_{o1} = \pi \frac{H_{o1}^2}{4} = \pi \times \frac{0.600^2}{4} = 0.283 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$V_{o1} = A_{o1} \cdot T_u = 0.283 \times 0.200 = 0.057 \text{ (m}^3\text{)}$$

$$W_{o1} = V_{o1} \cdot \gamma_{rc} = 0.057 \times 24.500 = 1.397 \text{ (kN)}$$

ここに、  $W_o$  : 開口部控除重量 (kN)

$V_o$  : 開口部体積 (m<sup>3</sup>)

$A_o$  : 開口部面積 (m<sup>2</sup>)

- ・ B寸法面(奥)

$$A_{o2} = H_{o2} \cdot W_{o2} = 0.500 \times 0.500 = 0.250 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$V_{o2} = A_{o2} \cdot T_u = 0.250 \times 0.200 = 0.050 \text{ (m}^3\text{)}$$

$$W_{o2} = V_{o2} \cdot \gamma_{rc} = 0.050 \times 24.500 = 1.225 \text{ (kN)}$$

- ・ D寸法面(左)

$$A_{o3} = \pi \frac{H_{o3}^2}{4} = \pi \times \frac{0.300^2}{4} = 0.071 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$V_{o3} = A_{o3} \cdot T_u = 0.071 \times 0.200 = 0.014 \text{ (m}^3\text{)}$$

$$W_{o3} = V_{o3} \cdot \gamma_{rc} = 0.014 \times 24.500 = 0.343 \text{ (kN)}$$

- ・ D寸法面(右)

$$A_{o4} = \pi \frac{H_{o4}^2}{4} = \pi \times \frac{0.300^2}{4} = 0.071 \text{ (m}^2\text{)}$$

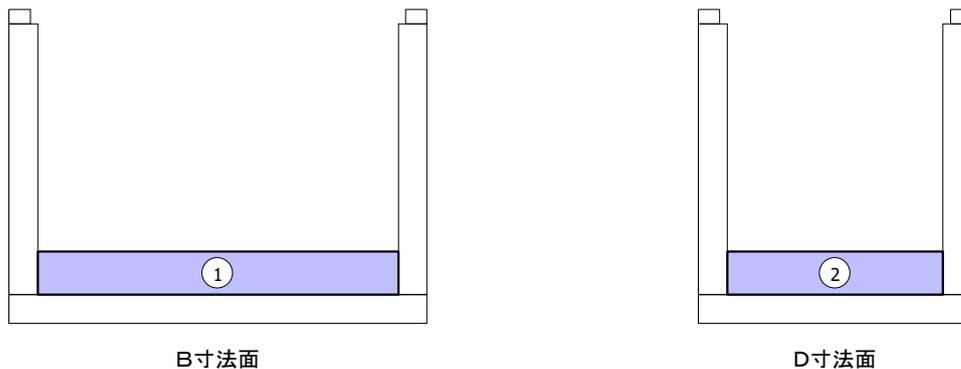
$$V_{o4} = A_{o4} \cdot T_u = 0.071 \times 0.200 = 0.014 \text{ (m}^3\text{)}$$

$$W_{o4} = V_{o4} \cdot \gamma_{rc} = 0.014 \times 24.500 = 0.343 \text{ (kN)}$$

## 開口部控除集計

No	壁面	形状	面積 $A_o(m^2)$	壁厚 $T_u(m)$	体積 $V_o(m^3)$	重量 $W_o(kN)$
1	B寸法面(前)	円形	0.283	0.200	0.057	1.397
2	B寸法面(奥)	矩形	0.250	0.200	0.050	1.225
3	D寸法面(左)	円形	0.071	0.200	0.014	0.343
4	D寸法面(右)	円形	0.071	0.200	0.014	0.343
合 計						3.308

### 3.4 内水重の算出(断面)



内水重算出図

B寸法面

番号	計 算 式	荷重 W (kN)	荷 重		アーム長		モーメント	
			鉛直 V (kN)	水平 H (kN)	水平 $\Delta X$ (m)	鉛直 $\Delta Y$ (m)	$M_X$ (kN・m) $\Delta X \cdot V$	$M_Y$ (kN・m) $\Delta Y \cdot H$
1	$9.800 \times 2.500 \times 0.300$	7.350	7.350	0.000	1.450	0.350	10.657500	0.000000
合 計		7.350	7.350	0.000			10.657500	0.000000

D寸法面

番号	計 算 式	荷重 W (kN)	荷 重		アーム長		モーメント	
			鉛直 V (kN)	水平 H (kN)	水平 $\Delta X$ (m)	鉛直 $\Delta Y$ (m)	$M_X$ (kN・m) $\Delta X \cdot V$	$M_Y$ (kN・m) $\Delta Y \cdot H$
2	$9.800 \times 1.500 \times 0.300$	4.410	4.410	0.000	0.950	0.350	4.189500	0.000000
合 計		4.410	4.410	0.000			4.189500	0.000000

### 3.5 内水重の算出(全重)

側壁の内側に傾斜がある場合、オベリスク（方光体）の公式を用いる。

- ・水面幅（奥行）

$$B_{tw} = B_{bi} = 2.500 \text{ (m)}$$

$$D_{tw} = D_{bi} = 1.500 \text{ (m)}$$

- ・内水体積

$$V_w = 0.300 \times 2.500 \times 1.500 = 1.125 \text{ (m}^3\text{)}$$

- ・内水重

$$W_w = \gamma_w \cdot V_w = 9.800 \times 1.125 = 11.025 \text{ (kN)}$$

## 4 安定計算

### 4.1 断面計算

安定計算では正面(B面)側と側面(D面)側のそれぞれを計算し許容値内に収まることを確認する。  
各面の自重と底版幅、また内水断面積を以下にまとめる。

項目	記号	単位	B面	D面	備考
躯体自重	$W_a$	$\text{kN/m}^2$	33.566	28.666	「3.1」にて算出
内水重	$W_w$	$\text{kN/m}^2$	7.350	4.410	「3.4」にて算出
作用幅	$L$	m	2.900	1.900	$B_{bo}$ 、 $D_{bo}$
頂版幅	$L_T$	m	2.900	1.900	$B_{to}$ 、 $D_{to}$ (上面荷重分布幅)

### 4.2 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。

$$q_u = (i_c \cdot \alpha \cdot C_1 \cdot N_c + i_r \cdot \beta \cdot \gamma_1 \cdot B_e \cdot \eta \cdot N_r + i_q \cdot \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q)$$

$$q_a = \frac{1}{n} q_u$$

- ここに、
- $q_a$  : 地盤の許容支持力度 ( $\text{kN/m}^2$ )
  - $n$  : 安全率 (常時は $n=3$ 、地震時は $n=1.5$ )
  - $q_u$  : 地盤の極限支持力度 ( $\text{kN/m}^2$ )
  - $C_1$  : 支持地盤の粘着力 ( $\text{kN/m}^2$ )
  - $\gamma_1$  : 支持地盤の単位重量 ( $\text{kN/m}^3$ )
  - $\gamma_2$  : 根入れ部分の土の平均単位重量 ( $\text{kN/m}^3$ )
  - $\alpha$ 、 $\beta$  : 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
  - $D_f$  : 基礎に近接した最低地盤面から基礎底面までの深さ (m)
  - $i_c$ 、 $i_r$ 、 $i_q$  : 荷重傾斜に対する補正係数
  - $B_e$  : 基礎荷重面の有効幅、荷重の偏心が無い場合は短辺幅 (m)

- ・最低地盤面からの根入深さ

$$D_f = H + T_B - H_d = 2.000 + 0.200 - 0.500 = 1.700 \text{ (m)}$$

- ・基礎荷重面下の単位体積重量

$$\gamma_1 = \gamma_t = 18.000 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

- ・基礎荷重面より上の単位体積重量

$$\gamma_2 = \gamma_t = 18.000 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

- ・基礎の形状係数

基礎の形状係数は底版形状が長方形(正方形)で次式により算出。

$$\alpha = 1.0 + 0.2 \frac{B}{L} \quad , \quad \beta = 0.5 - 0.2 \frac{B}{L}$$

$B$ : 長方形の短辺長さ  $L$ : 長方形の長辺長さ

$$B = D_{bo} = 1.900 \text{ (m)} \quad , \quad L = B_{bo} = 2.900 \text{ (m)}$$

$$\alpha = 1.0 + 0.2 \times \frac{1.900}{2.900} = 1.131$$

$$\beta = 0.5 - 0.2 \times \frac{1.900}{2.900} = 0.369$$

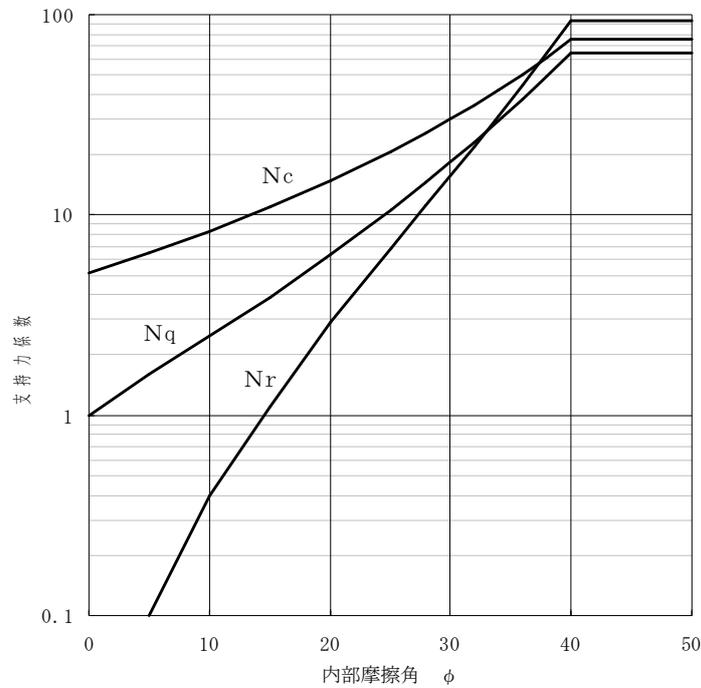
- ・支持力係数

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 =  $30.000$  ( $^\circ$ )

支持力係数は以下の通りとする。

$$N_c = 30.1 \quad , \quad N_r = 15.7 \quad , \quad N_q = 18.4$$



・荷重傾斜に対する補正係数

基礎底面に水平力が生じていないため、荷重傾斜に対する補正係数は考慮しない。

$$i_c = i_q = i_r = 1.000$$

項目	記号	値	単位	備考
最低地盤面からの根入深さ	$D_f$	1.700	m	
地盤の粘着力	$C_1$	0.000	$\text{kN/m}^2$	
土の内部摩擦角	$\phi_1$	30.000	$^\circ$	
基礎荷重面下の単位体積重量	$\gamma_1$	18.000	$\text{kN/m}^3$	
〃より上の単位体積重量	$\gamma_2$	18.000	$\text{kN/m}^3$	
基礎の形状係数	$\alpha$	1.131		
基礎の形状係数	$\beta$	0.369		
支持力係数	$N_c$	30.1		
支持力係数	$N_r$	15.7		
支持力係数	$N_q$	18.4		
荷重傾斜に対する補正係数	$i_c$	1.000		
荷重傾斜に対する補正係数	$i_r$	1.000		
荷重傾斜に対する補正係数	$i_q$	1.000		
基礎荷重面の短辺幅	$B_e$	1.900	m	B
基礎の寸法による補正係数	$\eta$	1.000		
地盤の許容支持力度	$q_a$	253.724	$\text{kN/m}^2$	

$$i_c \cdot \alpha \cdot C_1 \cdot N_c = 1.000 \times 1.131 \times 0.000 \times 30.1 = 0.000 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$i_r \cdot \beta \cdot \gamma_1 \cdot B_e \cdot \eta \cdot N_r = 1.000 \times 0.369 \times 18.000 \times 1.900 \times 1.000 \times 15.7 = 198.131 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$i_q \cdot \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q = 1.000 \times 18.000 \times 1.700 \times 18.4 = 563.040 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_u = 0.000 + 198.131 + 563.040 = 761.171 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_a = \frac{1}{3.0} q_u = \frac{1}{3.0} \times 761.171 = 253.724 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

### 4.3 地盤支持力に対する検討（常時）

地盤支持力に対する検討では、最大地盤反力度が許容支持力以下であることを検証する。

## B面

番号	項目	記号	荷重		モーメント		備考
			鉛直 V (kN)	水平 H (kN)	$M_x$ (kN・m) $\Delta X \cdot V$	$M_y$ (kN・m) $\Delta Y \cdot H$	
1	躯体自重	$W_{ab}$	33.566	0.000	48.670700	0.000000	「3.1」合計より
合計			33.566	0.000	48.670700	0.000000	

項目	記号	値	単位	備考
合計荷重	$P_{all}$	33.566	kN/m	
許容支持力度	$q_a$	253.724	kN/m <sup>2</sup>	「4.2」にて算出

$$q_{max} = \frac{P_{all}}{L_B} \leq q_a$$

$$\frac{33.566}{2.900} \leq 253.724 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$11.574 \text{ (kN/m}^2\text{)} \leq 253.724 \text{ (kN/m}^2\text{)} \text{ 《左式を満足しているため OK》}$$

## D面

番号	項目	記号	荷重		モーメント		備考
			鉛直 V (kN)	水平 H (kN)	$M_x$ (kN・m) $\Delta X \cdot V$	$M_y$ (kN・m) $\Delta Y \cdot H$	
1	躯体自重	$W_{ad}$	28.666	0.000	27.232700	0.000000	「3.1」合計より
合計			28.666	0.000	27.232700	0.000000	

項目	記号	値	単位	備考
合計荷重	$P_{all}$	28.666	kN/m	
許容支持力度	$q_a$	253.724	kN/m <sup>2</sup>	「4.2」にて算出

$$q_{max} = \frac{P_{all}}{L_D} \leq q_a$$

$$\frac{28.666}{1.900} \leq 253.724 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$15.087 \text{ (kN/m}^2\text{)} \leq 253.724 \text{ (kN/m}^2\text{)} \text{ 《左式を満足しているため OK》}$$

## 5 部材断面の検討

### 5.1 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
		外側最大	内側最大	
側壁	土 圧	○		
	盛土荷重			
	自動車荷重	○		
	群集荷重	○		
	雪荷重			
	凍上圧			
	側壁に作用する水圧			
	集水桝内の水圧		○	
	地震時慣性力			
	その他荷重(kN/m <sup>2</sup> )	——	——	
底板	自重	○	○	
	上面荷重			
上面荷重	蓋板重量			
	その他荷重			
	採用値計	0.000	0.000	

### 5.2 側壁解析方法

側壁解析方法			備考
	水平応力解析		
○	三辺固定スラブ法		
	両端固定梁+三辺固定版		
ケース名	等変分布荷重	等分布荷重	備考
外側最大	側壁高	側壁高	
内側最大	側壁高	側壁高	

## 6 主働土圧強度計算（側壁）

### 6.1 側壁に作用する上載荷重

項 目	値 (kN/m <sup>2</sup> )	外側最大		内側最大	
		要否	採用値 (kN/m <sup>2</sup> )	要否	採用値 (kN/m <sup>2</sup> )
盛土荷重	6.858		—		—
自動車荷重	3.050	○	3.050		—
群集荷重	0.500	○	0.000		—
雪荷重	—		—		—
その他荷重			—		—
合 計			3.050		0.000

積雪荷重と自動車荷重を組み合わせる場合には、雪荷重として1.0kN/m<sup>2</sup>を見込む。  
また、群集荷重と雪荷重は比較して大きい値を採用し、自動車荷重と群集荷重は同時に作用しないものとする。

### 6.2 土圧・水圧による等変分布荷重(外側最大)

項 目	記号	単位	底版厚中央	備 考
照 査 位 置	h	m	2.100	天端からの距離
土 砂 高	水中外	H <sub>s</sub>	1.600	
	水 中	H <sub>ws</sub>	0.000	地下水を考慮しない
	外 水 位	H <sub>wo</sub>	0.000	地下水を考慮しない
内 水 位	H <sub>wi</sub>	m	0.000	内水位を考慮しない
土 圧	水中外	P <sub>s</sub>	kN/m <sup>2</sup> 14.400	
	水 中	P <sub>ws</sub>	kN/m <sup>2</sup> 0.000	
	土圧計	P <sub>ah</sub>	kN/m <sup>2</sup> 14.400	
外 水 圧	P <sub>wo</sub>	kN/m <sup>2</sup>	0.000	
内 水 圧	P <sub>wi</sub>	kN/m <sup>2</sup>	0.000	荷重の向きが逆となるため負の値で表示する。

#### a) 土圧の計算

$$P_s = \gamma_t \cdot H_s \cdot K_0$$

$$P_{ah} = P_s$$

・底版厚中央

$$P_s = \gamma_t \cdot H_s \cdot K_0 = 18.000 \times 1.600 \times 0.500 = 14.400$$

$$P_{ah} = P_s = 14.400$$

### 6.3 上載荷重による等分布荷重(外側最大)

項 目	記号	単位	底版厚中央	備 考
照 査 位 置	h	m	2.100	
上載荷重合計	q	kN/m <sup>2</sup>	3.050	
土 圧 係 数	K <sub>0</sub>		0.500	静止土圧
載荷重水平成分	P <sub>q</sub>	kN/m <sup>2</sup>	1.525	

#### 荷重の計算

$$P_q = q \cdot K_0$$

・底版厚中央

$$P_q = 3.050 \times 0.500 = 1.525$$

#### 6.4 土圧・水圧による等変分布荷重(内側最大)

項目	記号	単位	底版厚中央	備考	
照査位置	h	m	2.100	天端からの距離	
土砂高	水中外	H <sub>s</sub>	m	0.000	土圧を考慮しない
	水中	H <sub>ws</sub>	m	0.000	土圧を考慮しない
	外水位	H <sub>wo</sub>	m	0.000	地下水を考慮しない
内水位	H <sub>wi</sub>	m	0.300		
土圧	水中外	P <sub>s</sub>	kN/m <sup>2</sup>	0.000	
	水中	P <sub>ws</sub>	kN/m <sup>2</sup>	0.000	
	土圧計	P <sub>ah</sub>	kN/m <sup>2</sup>	0.000	
	外水圧	P <sub>wo</sub>	kN/m <sup>2</sup>	0.000	
内水圧	P <sub>wi</sub>	kN/m <sup>2</sup>	-2.940	荷重の向きが逆となるため負の値で表示する。	

##### a) 水圧の計算

$$P_{wi} = \gamma_w \cdot H_{wi}$$

・底版厚中央

$$P_{wi} = \gamma_w \cdot H_{wi} = 9.800 \times 0.300 = 2.940$$

#### 6.5 上載荷重による等分布荷重(内側最大)

項目	記号	単位	底版厚中央	備考
照査位置	h	m	2.100	
上載荷重合計	q	kN/m <sup>2</sup>	0.000	
土圧係数	K <sub>0</sub>		0.500	静止土圧
載荷重水平成分	P <sub>q</sub>	kN/m <sup>2</sup>	0.000	

##### 荷重の計算

$$P_q = q \cdot K_0$$

・底版厚中央

$$P_q = 0.000 \times 0.500 = 0.000$$

#### 6.6 主働土圧集計表

項目	記号	単位	外側最大	内側最大	備考	
底版厚中央	土圧	P <sub>ah</sub>	kN/m <sup>2</sup>	14.400	0.000	
	外水圧	P <sub>wo</sub>	kN/m <sup>2</sup>	0.000	0.000	
	内水圧	P <sub>wi</sub>	kN/m <sup>2</sup>	0.000	-2.940	荷重の向きが逆となるため負の値で表示する。
	載荷重	P <sub>q</sub>	kN/m <sup>2</sup>	1.525	0.000	
	等変分布計		kN/m <sup>2</sup>	14.400	-2.940	
	等分布計		kN/m <sup>2</sup>	1.525	0.000	
	合計		kN/m <sup>2</sup>	15.925	-2.940	

## 7 底版反力の計算

### 7.1 側壁自重の計算

項目	記号	値	単位	備考
側壁重量	$W_1$	85.236	kN	「3.2」にて算出
底版重量	$W_2$	26.999	kN	「3.2」にて算出
底版軸間距離	$B_c$	2.700	m	幅方向
底版軸間距離	$D_c$	1.700	m	奥行方向

### 7.2 鉛直荷重集計表

項目	値 (kN)	外側最大		内側最大	
		要否	採用値 (kN)	要否	採用値 (kN)
自重	85.236	○	85.236	○	85.236
上面荷重	18.000		—		—
重量合計( $Q_A$ )			85.236		85.236

### 7.3 地盤反力の計算

地盤反力は、鉛直方向の荷重を作用面積で除したもので表すことができる。

作用面積は、側壁軸位置(中心)で囲まれた範囲とする。

$$\text{作用面積 } A = B_c \cdot D_c$$

$$\text{地盤反力 } W_R = \frac{Q_A}{A} \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

各検討ケースの計算を次に示す。

$$A = 2.700 \times 1.700 = 4.590 \text{ (m}^2\text{)}$$

・外側最大

$$W_R = \frac{Q_A}{A} = \frac{85.236}{4.590} = 18.570 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

・内側最大

$$W_R = \frac{Q_A}{A} = \frac{85.236}{4.590} = 18.570 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

### 7.4 地盤反力集計表

項目	記号	単位	外側最大	内側最大	備考
重量合計	$Q_A$	kN	85.236	85.236	
地盤反力	$W_R$	kN/m <sup>2</sup>	18.570	18.570	

## 8. 応力解析（側壁）

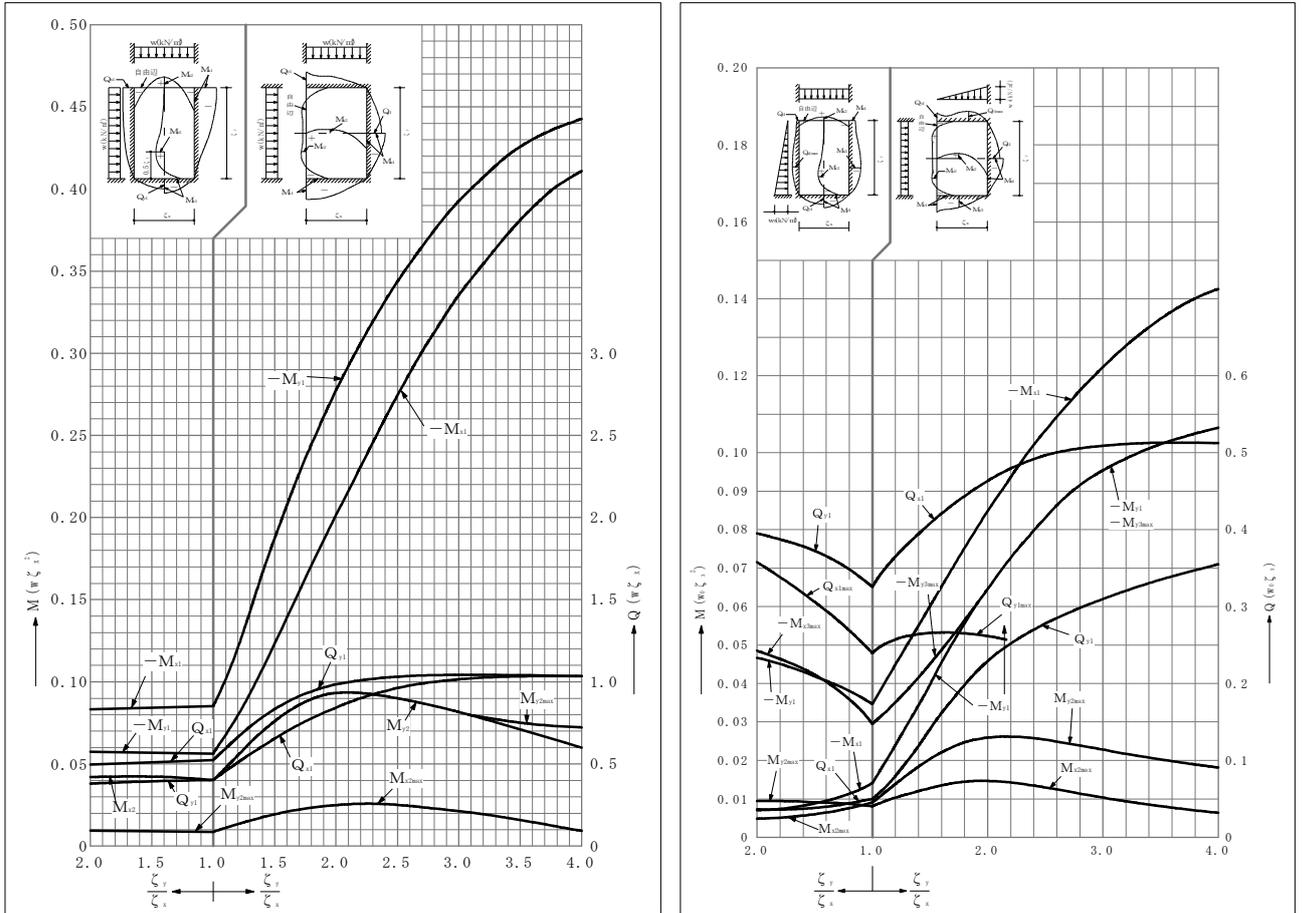
### 8.1 三辺固定スラブについて

集水桝の構造上、側壁に関しては「三辺固定1辺自由スラブ」と考えることができる。

その際、土圧・水圧に関しては等変分布荷重<sup>\*1</sup>として検討し、上載荷重に関しては等分布荷重として検討する。

側壁の縦と幅を比べて、短辺を $\zeta_x$ 長辺を $\zeta_y$ として、その辺長比を用いて、グラフより各係数を読み取り計算を行う。

その際、等分布荷重と等変分布荷重とは、各モーメントやせん断力の最大位置が、上下方向にずれを生じているが、無視して合算し計算を行う。



左図：三辺固定1辺自由等分布スラブ応力図/右図：三辺固定1辺自由等変分布スラブ応力図

各曲げモーメント  $M = k \cdot P \cdot \zeta_x^2$

各せん断力  $Q = k \cdot P \cdot \zeta_x$

ここに  $k$ ：各種係数（グラフからの読取り値）

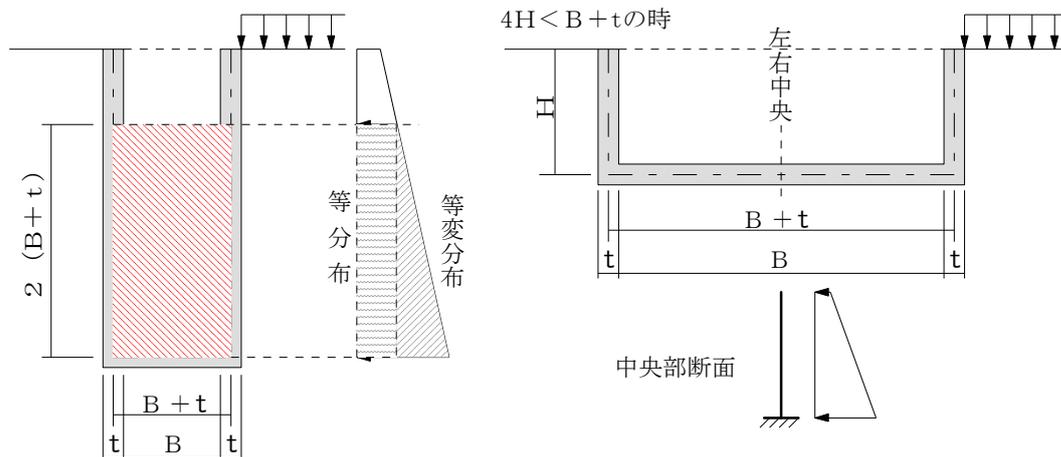
$P$ ：土圧、荷重強度（kN/m<sup>2</sup>）

$\zeta_x$ ：短辺長（m）

また、辺長比が縦長で2.0を超える場合には、底版より底版幅の2倍の位置までを検討する。

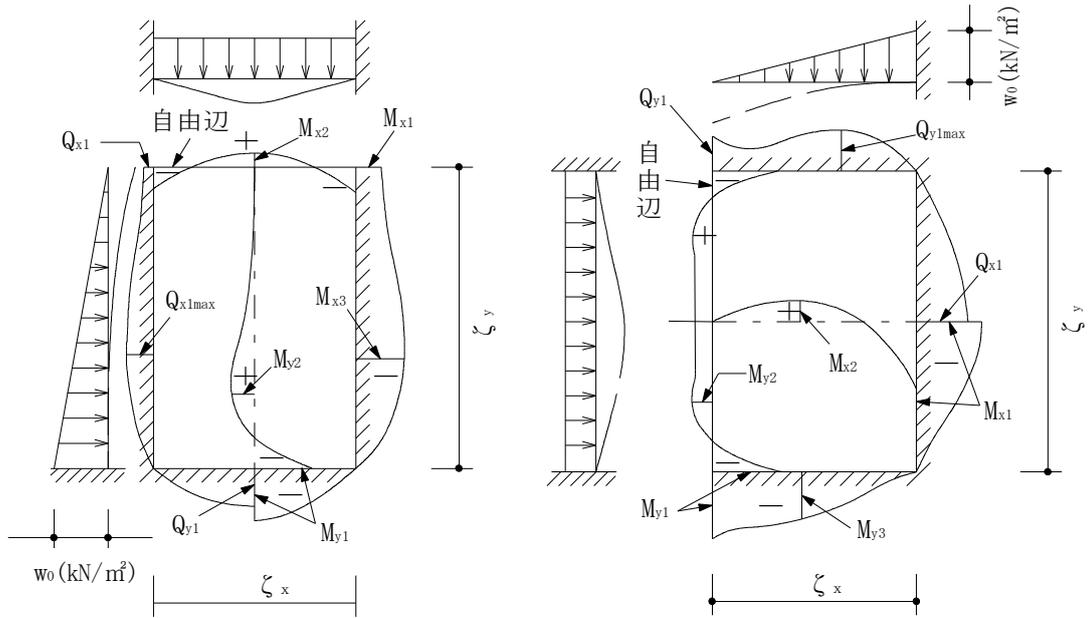
その際、その範囲より上部に生じている土圧や水圧を等分布荷重が生じているものとして等分布と等変分布に分けて検討する。

逆に、辺長比が横長で4.0を超える場合には、側壁の左右中央部を片持ち梁として計算する。



応力概要図

## 8.2 側壁の応力計算（外側最大）



三辺固定1辺自由等変分布スラブ応力分布図

a) B面スラブ解析

・土圧・水圧による応力（等変分布荷重）

$$\begin{aligned} \text{照査幅 } LB &= B + T_u = 2,500 + 200 \\ &= 2,700 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{照査深さ } LH &= H + T_B/2 = 2,000 + 200 / 2 \\ &= 2,100 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

したがって、右図形状

$$\zeta_y = 2,700 \quad \zeta_x = 2,100 \quad \zeta_y / \zeta_x = 1.29$$

$$\text{等変分布荷重 } W_0 = 14.400 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$M_{y1} = -0.02868 \quad M_{y1} (W_0 \cdot \zeta_x^2) = -0.02868 \times 14.400 \times 2.100^2 = -1.821 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$M_{x1} = -0.04940 \quad M_{x1} (W_0 \cdot \zeta_x^2) = -0.04940 \times 14.400 \times 2.100^2 = -3.137 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$M_{y2\text{Max}} = 0.01593 \quad M_{y2\text{Max}} (W_0 \cdot \zeta_x^2) = 0.01593 \times 14.400 \times 2.100^2 = 1.012 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$M_{x2\text{Max}} = 0.01117 \quad M_{x2\text{Max}} (W_0 \cdot \zeta_x^2) = 0.01117 \times 14.400 \times 2.100^2 = 0.709 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

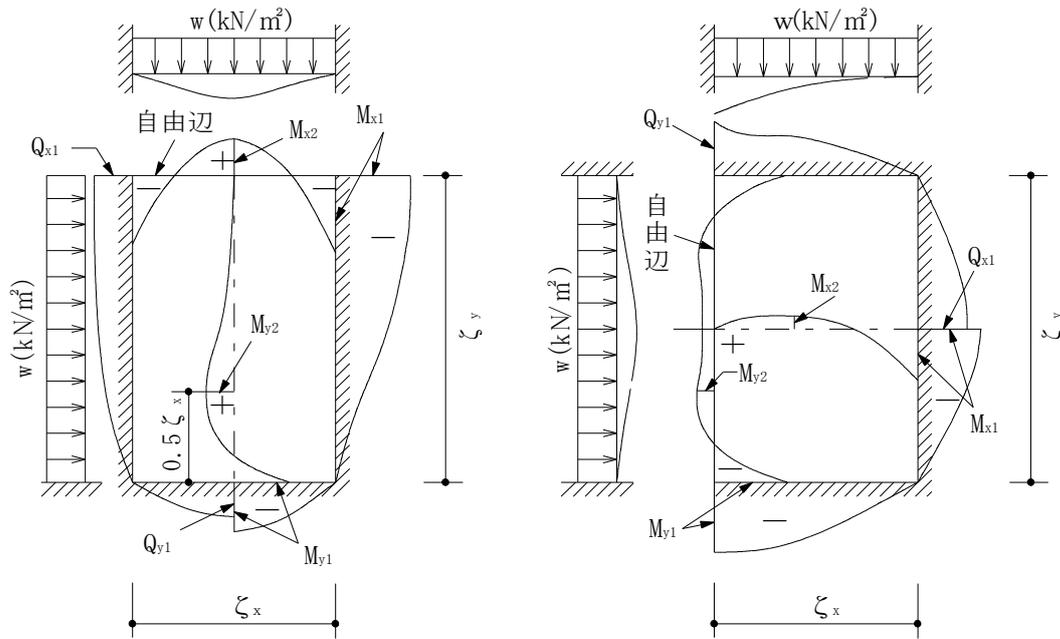
$$M_{y3\text{Max}} = -0.03808 \quad M_{y3\text{Max}} (W_0 \cdot \zeta_x^2) = -0.03808 \times 14.400 \times 2.100^2 = -2.418 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$Q_{y1} = 0.09760 \quad Q_{y1} (W_0 \cdot \zeta_x) = 0.09760 \times 14.400 \times 2.100 = 2.951 \text{ (kN)}$$

$$Q_{y1\text{Max}} = 0.26035 \quad Q_{y1\text{Max}} (W_0 \cdot \zeta_x) = 0.26035 \times 14.400 \times 2.100 = 7.873 \text{ (kN)}$$

$$Q_{x1} = 0.37722 \quad Q_{x1} (W_0 \cdot \zeta_x) = 0.37722 \times 14.400 \times 2.100 = 11.407 \text{ (kN)}$$

・荷重等による応力（等分布荷重）



三辺固定1辺自由等分布スラブ応力分布図

照査深さ  $LH = H + T_B / 2 = 2,000 + 200 / 2$   
 $= 2,100 \text{ (mm)}$

したがって、右図形状

$\zeta_y = 2,700$      $\zeta_x = 2,100$      $\zeta_y / \zeta_x = 1.29$

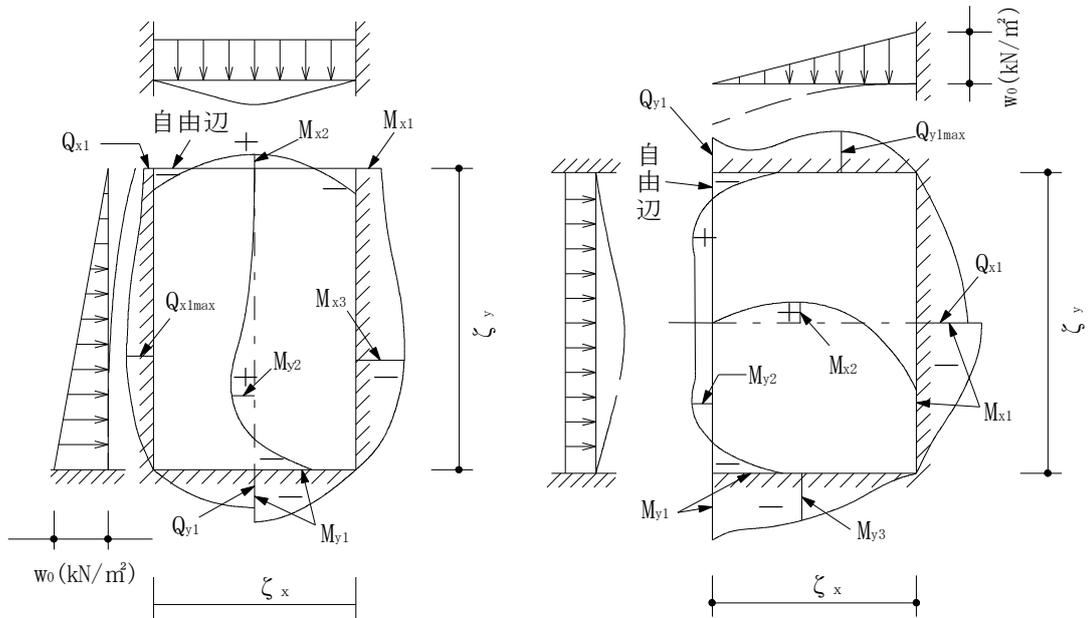
等分布荷重  $W = 1.525 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

$M_{y1} = -0.14083$	$M_{y1} (W \cdot \zeta_x^2) = -0.14083 \times 1.525 \times 2.100^2 = -0.947 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
$M_{x1} = -0.09141$	$M_{x1} (W \cdot \zeta_x^2) = -0.09141 \times 1.525 \times 2.100^2 = -0.615 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
$M_{y2} = 0.06231$	$M_{y2} (W \cdot \zeta_x^2) = 0.06231 \times 1.525 \times 2.100^2 = 0.419 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
$M_{y2Max} = 0.06231$	$M_{y2Max} (W \cdot \zeta_x^2) = 0.06231 \times 1.525 \times 2.100^2 = 0.419 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
$M_{x2Max} = 0.01518$	$M_{x2Max} (W \cdot \zeta_x^2) = 0.01518 \times 1.525 \times 2.100^2 = 0.102 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
$Q_{y1} = 0.72171$	$Q_{y1} (W \cdot \zeta_x) = 0.72171 \times 1.525 \times 2.100 = 2.311 \text{ (kN)}$
$Q_{x1} = 0.55645$	$Q_{x1} (W \cdot \zeta_x) = 0.55645 \times 1.525 \times 2.100 = 1.782 \text{ (kN)}$

「B面」応力表

項目		$W_0=14.400$	$W=1.525$	合計	備考
曲げモーメント	Side-Top	-1.821	-0.947	-2.768	
	Side-Mid	-2.418	-0.947	-3.365	
	Center-Bottom	-3.137	-0.615	-3.752	
	Center-Mid	0.709	0.102	0.811	
	Center-Top	1.012	0.419	1.431	
	Top	1.012	0.419	1.431	
せん断力	Side-Top	2.951	2.311	5.262	
	Side-Mid	7.873	2.311	10.184	
	Center-Btm	11.407	1.782	13.189	

Side-TopとSide-Mid、Center-TopとTopを絶対値で比較し、大きい値を採用する。



三辺固定1辺自由等変分布スラブ応力分布図

b) D面スラブ解析

・土圧・水圧による応力 (等変分布荷重)

照査幅  $LD = D + T_u = 1,500 + 200 = 1,700 \text{ (mm)}$

照査深さ  $LH = H + T_B/2 = 2,000 + 200 / 2 = 2,100 \text{ (mm)}$

したがって、左図形状

$\zeta_y = 2,100 \quad \zeta_x = 1,700 \quad \zeta_y / \zeta_x = 1.24$

等変分布荷重  $W_0 = 14.400 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

$M_{x1} = -0.01096$	$M_{x1} (W_0 \cdot \zeta_x^2) = -0.01096 \times 14.400 \times 1.700^2 = -0.456 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
$M_{y1} = -0.03870$	$M_{y1} (W_0 \cdot \zeta_x^2) = -0.03870 \times 14.400 \times 1.700^2 = -1.611 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
$M_{x2\text{Max}} = 0.00738$	$M_{x2\text{Max}} (W_0 \cdot \zeta_x^2) = 0.00738 \times 14.400 \times 1.700^2 = 0.307 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
$M_{y2\text{Max}} = 0.00878$	$M_{y2\text{Max}} (W_0 \cdot \zeta_x^2) = 0.00878 \times 14.400 \times 1.700^2 = 0.365 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
$M_{x3\text{Max}} = -0.03698$	$M_{x3\text{Max}} (W_0 \cdot \zeta_x^2) = -0.03698 \times 14.400 \times 1.700^2 = -1.539 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
$Q_{x1} = 0.04342$	$Q_{x1} (W_0 \cdot \zeta_x) = 0.04342 \times 14.400 \times 1.700 = 1.063 \text{ (kN)}$
$Q_{x1\text{Max}} = 0.27506$	$Q_{x1\text{Max}} (W_0 \cdot \zeta_x) = 0.27506 \times 14.400 \times 1.700 = 6.733 \text{ (kN)}$
$Q_{y1} = 0.35230$	$Q_{y1} (W_0 \cdot \zeta_x) = 0.35230 \times 14.400 \times 1.700 = 8.624 \text{ (kN)}$

・荷重等による応力 (等分布荷重)

照査深さ  $LH = H + T_B/2 = 2,000 + 200 / 2 = 2,100 \text{ (mm)}$

したがって、左図形状

$\zeta_y = 2,100 \quad \zeta_x = 1,700 \quad \zeta_y / \zeta_x = 1.24$

等分布荷重  $W = 1.525 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

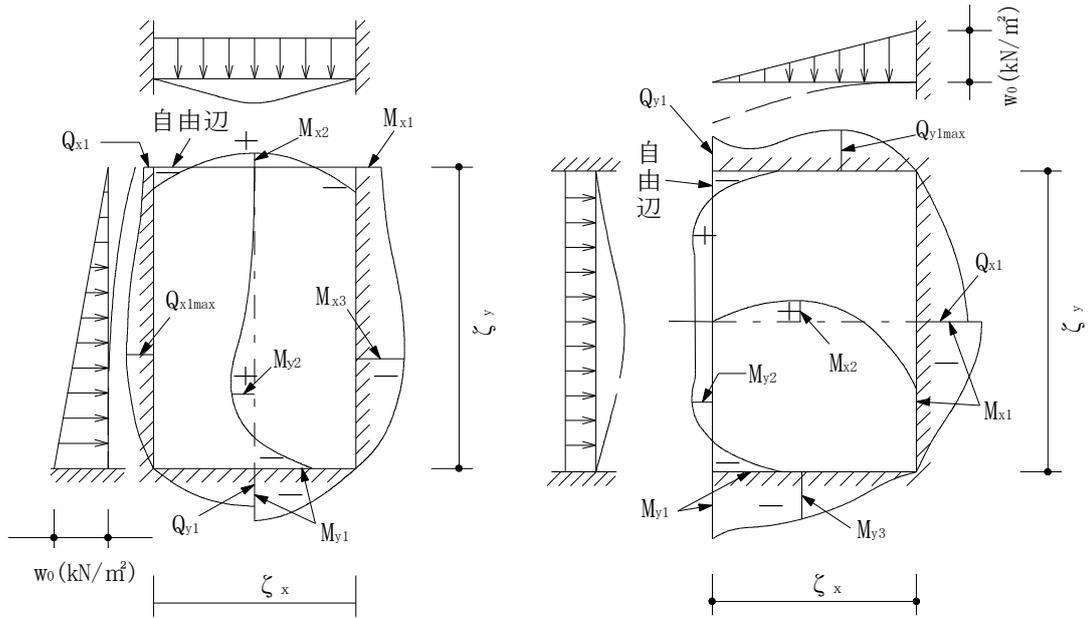
$M_{x1} = -0.08422$	$M_{x1} (W \cdot \zeta_x^2) = -0.08422 \times 1.525 \times 1.700^2 = -0.371 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
$M_{y1} = -0.05684$	$M_{y1} (W \cdot \zeta_x^2) = -0.05684 \times 1.525 \times 1.700^2 = -0.251 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
$M_{x2} = 0.04186$	$M_{x2} (W \cdot \zeta_x^2) = 0.04186 \times 1.525 \times 1.700^2 = 0.184 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
$M_{x2\text{Max}} = 0.04186$	$M_{x2\text{Max}} (W \cdot \zeta_x^2) = 0.04186 \times 1.525 \times 1.700^2 = 0.184 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
$M_{y2\text{Max}} = 0.00894$	$M_{y2\text{Max}} (W \cdot \zeta_x^2) = 0.00894 \times 1.525 \times 1.700^2 = 0.039 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
$Q_{x1} = 0.52084$	$Q_{x1} (W \cdot \zeta_x) = 0.52084 \times 1.525 \times 1.700 = 1.350 \text{ (kN)}$
$Q_{y1} = 0.40116$	$Q_{y1} (W \cdot \zeta_x) = 0.40116 \times 1.525 \times 1.700 = 1.040 \text{ (kN)}$

「D面」応力表

項 目		$W_0=14.400$	$W=1.525$	合 計	備 考
曲 げ モ ー メ ン ト	Side-Top	-0.456	-0.371	-0.827	
	Side-Mid	-1.539	-0.371	-1.910	
	Center-Bottom	-1.611	-0.251	-1.862	
	Center-Mid	0.365	0.039	0.404	
	Center-Top	0.307	0.184	0.491	
	Top	0.307	0.184	0.491	
せん 断 力	Side-Top	1.063	1.350	2.413	
	Side-Mid	6.733	1.350	8.083	
	Center-Btm	8.624	1.040	9.664	

Side-TopとSide-Mid、Center-TopとTopを絶対値で比較し、大きい値を採用する。

### 8.3 側壁の応力計算（内側最大）



三辺固定1辺自由等変分布スラブ応力分布図

#### a) B面スラブ解析

・土圧・水圧による応力（等変分布荷重）

$$\begin{aligned} \text{照査幅 } LB &= B + T_u = 2,500 + 200 \\ &= 2,700 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{照査深さ } LH &= H + T_B/2 = 2,000 + 200 / 2 \\ &= 2,100 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

したがって、右図形状

$$\zeta_y = 2,700 \quad \zeta_x = 2,100 \quad \zeta_y / \zeta_x = 1.29$$

$$\text{等変分布荷重 } W_0 = -2.940 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$M_{y1} = -0.02868$	$M_{y1} (W_0 \cdot \zeta_x^2) = -0.02868 \times -2.940 \times 2.100^2 = 0.372 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
$M_{x1} = -0.04940$	$M_{x1} (W_0 \cdot \zeta_x^2) = -0.04940 \times -2.940 \times 2.100^2 = 0.640 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
$M_{y2\text{Max}} = 0.01593$	$M_{y2\text{Max}} (W_0 \cdot \zeta_x^2) = 0.01593 \times -2.940 \times 2.100^2 = -0.207 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
$M_{x2\text{Max}} = 0.01117$	$M_{x2\text{Max}} (W_0 \cdot \zeta_x^2) = 0.01117 \times -2.940 \times 2.100^2 = -0.145 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
$M_{y3\text{Max}} = -0.03808$	$M_{y3\text{Max}} (W_0 \cdot \zeta_x^2) = -0.03808 \times -2.940 \times 2.100^2 = 0.494 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
$Q_{y1} = 0.09760$	$Q_{y1} (W_0 \cdot \zeta_x) = 0.09760 \times -2.940 \times 2.100 = -0.603 \text{ (kN)}$
$Q_{y1\text{Max}} = 0.26035$	$Q_{y1\text{Max}} (W_0 \cdot \zeta_x) = 0.26035 \times -2.940 \times 2.100 = -1.607 \text{ (kN)}$
$Q_{x1} = 0.37722$	$Q_{x1} (W_0 \cdot \zeta_x) = 0.37722 \times -2.940 \times 2.100 = -2.329 \text{ (kN)}$

・荷重等による応力（等分布荷重）

$$\begin{aligned} \text{照査深さ } LH &= H + T_B/2 = 2,000 + 200 / 2 \\ &= 2,100 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

したがって、右図形状

$$\zeta_y = 2,700 \quad \zeta_x = 2,100 \quad \zeta_y / \zeta_x = 1.29$$

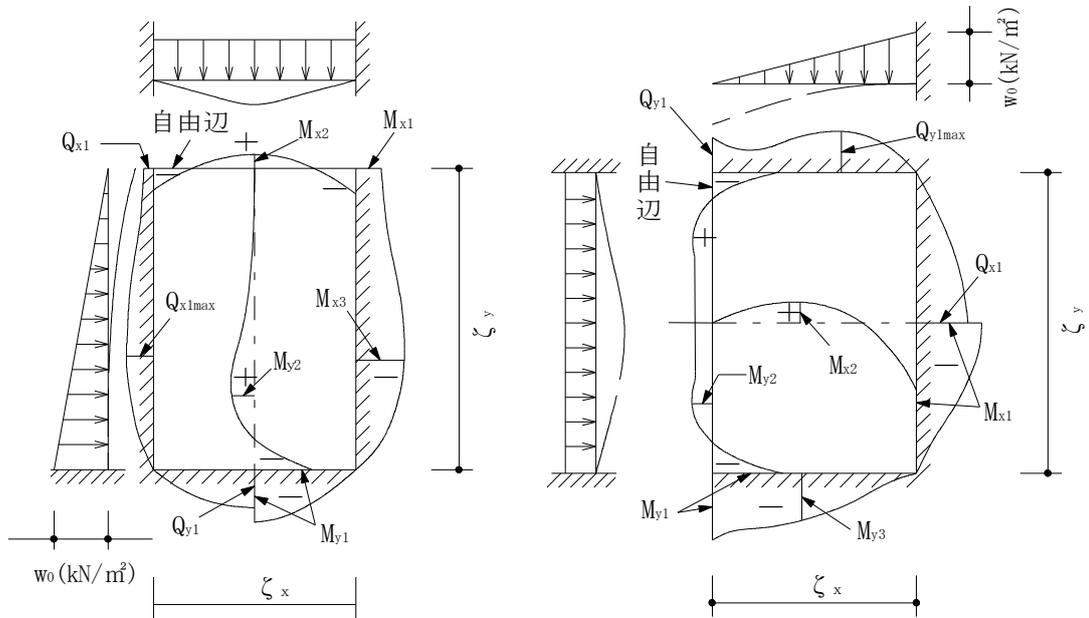
$$\text{等分布荷重 } W = 0.000 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$M_{y1} = -0.14083$	$M_{y1} (W \cdot \zeta_x^2) = -0.14083 \times 0.000 \times 2.100^2 = 0.000 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
$M_{x1} = -0.09141$	$M_{x1} (W \cdot \zeta_x^2) = -0.09141 \times 0.000 \times 2.100^2 = 0.000 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
$M_{y2} = 0.06231$	$M_{y2} (W \cdot \zeta_x^2) = 0.06231 \times 0.000 \times 2.100^2 = 0.000 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
$M_{y2\text{Max}} = 0.06231$	$M_{y2\text{Max}} (W \cdot \zeta_x^2) = 0.06231 \times 0.000 \times 2.100^2 = 0.000 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
$M_{x2\text{Max}} = 0.01518$	$M_{x2\text{Max}} (W \cdot \zeta_x^2) = 0.01518 \times 0.000 \times 2.100^2 = 0.000 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
$Q_{y1} = 0.72171$	$Q_{y1} (W \cdot \zeta_x) = 0.72171 \times 0.000 \times 2.100 = 0.000 \text{ (kN)}$
$Q_{x1} = 0.55645$	$Q_{x1} (W \cdot \zeta_x) = 0.55645 \times 0.000 \times 2.100 = 0.000 \text{ (kN)}$

「B面」応力表

項 目		$W_0 = -2.940$	$W = 0.000$	合 計	備 考
曲 げ モ ー メ ン ト	Side-Top	0.372	0.000	0.372	
	Side-Mid	0.494	0.000	0.494	
	Center-Bottom	0.640	0.000	0.640	
	Center-Mid	-0.145	0.000	-0.145	
	Center-Top	-0.207	0.000	-0.207	
	Top	-0.207	0.000	-0.207	
せん 断 力	Side-Top	-0.603	0.000	-0.603	
	Side-Mid	-1.607	0.000	-1.607	
	Center-Btm	-2.329	0.000	-2.329	

Side-TopとSide-Mid、Center-TopとTopを絶対値で比較し、大きい値を採用する。



三辺固定1辺自由等変分布スラブ応力分布図

b) D面スラブ解析

・土圧・水圧による応力 (等変分布荷重)

照査幅  $LD = D + T_u = 1,500 + 200 = 1,700 \text{ (mm)}$

照査深さ  $LH = H + T_B/2 = 2,000 + 200 / 2 = 2,100 \text{ (mm)}$

したがって、左図形状

$\zeta_y = 2,100 \quad \zeta_x = 1,700 \quad \zeta_y/\zeta_x = 1.24$

等変分布荷重  $W_0 = -2.940 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

$M_{x1} = -0.01096$	$M_{x1} (W_0 \cdot \zeta_x^2) = -0.01096 \times -2.940 \times 1.700^2 = 0.093 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
$M_{y1} = -0.03870$	$M_{y1} (W_0 \cdot \zeta_x^2) = -0.03870 \times -2.940 \times 1.700^2 = 0.329 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
$M_{x2Max} = 0.00738$	$M_{x2Max} (W_0 \cdot \zeta_x^2) = 0.00738 \times -2.940 \times 1.700^2 = -0.063 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
$M_{y2Max} = 0.00878$	$M_{y2Max} (W_0 \cdot \zeta_x^2) = 0.00878 \times -2.940 \times 1.700^2 = -0.075 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
$M_{x3Max} = -0.03698$	$M_{x3Max} (W_0 \cdot \zeta_x^2) = -0.03698 \times -2.940 \times 1.700^2 = 0.314 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
$Q_{x1} = 0.04342$	$Q_{x1} (W_0 \cdot \zeta_x) = 0.04342 \times -2.940 \times 1.700 = -0.217 \text{ (kN)}$
$Q_{x1Max} = 0.27506$	$Q_{x1Max} (W_0 \cdot \zeta_x) = 0.27506 \times -2.940 \times 1.700 = -1.375 \text{ (kN)}$
$Q_{y1} = 0.35230$	$Q_{y1} (W_0 \cdot \zeta_x) = 0.35230 \times -2.940 \times 1.700 = -1.761 \text{ (kN)}$

・荷重等による応力 (等分布荷重)

照査深さ  $LH = H + T_B/2 = 2,000 + 200 / 2 = 2,100 \text{ (mm)}$

したがって、左図形状

$\zeta_y = 2,100 \quad \zeta_x = 1,700 \quad \zeta_y/\zeta_x = 1.24$

等分布荷重  $W = 0.000 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

$M_{x1} = -0.08422$	$M_{x1} (W \cdot \zeta_x^2) = -0.08422 \times 0.000 \times 1.700^2 = 0.000 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
$M_{y1} = -0.05684$	$M_{y1} (W \cdot \zeta_x^2) = -0.05684 \times 0.000 \times 1.700^2 = 0.000 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
$M_{x2} = 0.04186$	$M_{x2} (W \cdot \zeta_x^2) = 0.04186 \times 0.000 \times 1.700^2 = 0.000 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
$M_{x2Max} = 0.04186$	$M_{x2Max} (W \cdot \zeta_x^2) = 0.04186 \times 0.000 \times 1.700^2 = 0.000 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
$M_{y2Max} = 0.00894$	$M_{y2Max} (W \cdot \zeta_x^2) = 0.00894 \times 0.000 \times 1.700^2 = 0.000 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
$Q_{x1} = 0.52084$	$Q_{x1} (W \cdot \zeta_x) = 0.52084 \times 0.000 \times 1.700 = 0.000 \text{ (kN)}$
$Q_{y1} = 0.40116$	$Q_{y1} (W \cdot \zeta_x) = 0.40116 \times 0.000 \times 1.700 = 0.000 \text{ (kN)}$

「D面」応力表

項 目		$W_0 = -2.940$	$W = 0.000$	合 計	備 考
曲 げ モ ー メ ン ト	Side-Top	0.093	0.000	0.093	
	Side-Mid	0.314	0.000	0.314	
	Center-Bottom	0.329	0.000	0.329	
	Center-Mid	-0.075	0.000	-0.075	
	Center-Top	-0.063	0.000	-0.063	
	Top	-0.063	0.000	-0.063	
せん 断 力	Side-Top	-0.217	0.000	-0.217	
	Side-Mid	-1.375	0.000	-1.375	
	Center-Btm	-1.761	0.000	-1.761	

Side-TopとSide-Mid、Center-TopとTopを絶対値で比較し、大きい値を採用する。

#### 8.4 応力一覧表

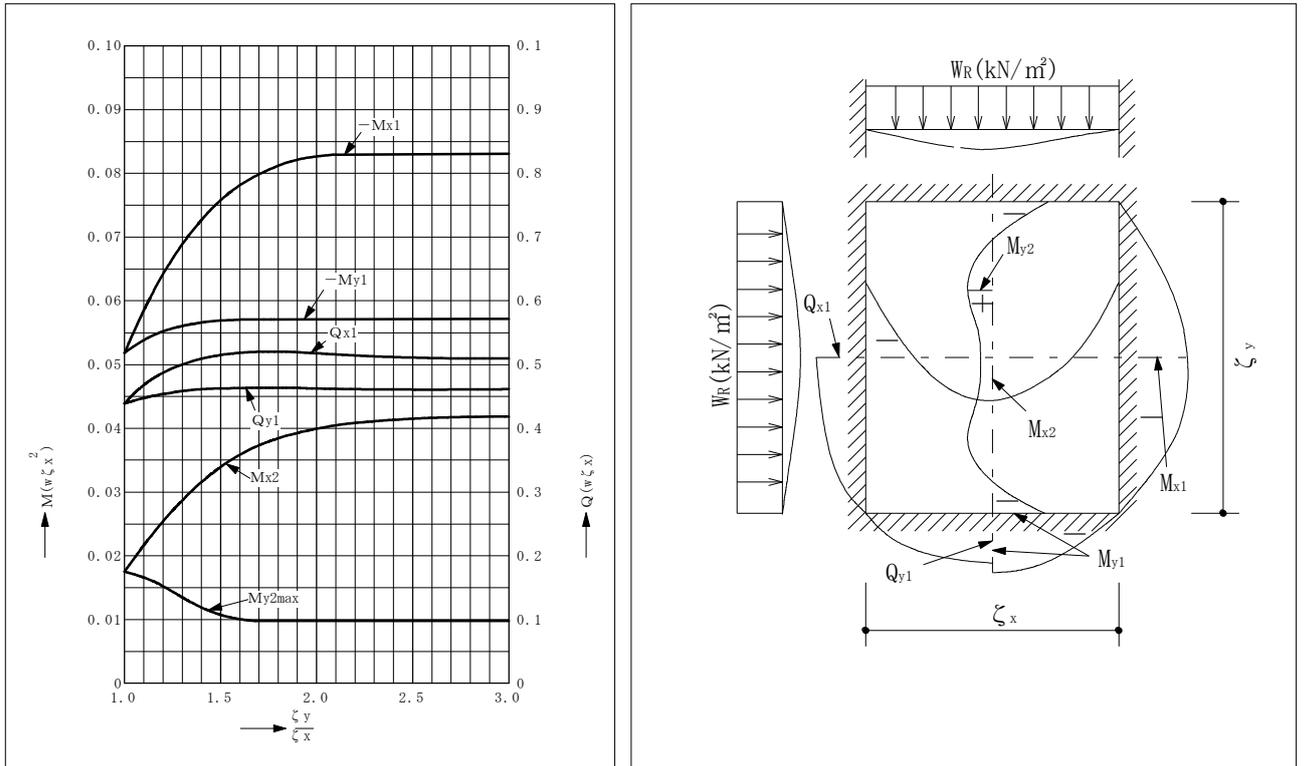
項 目		外側最大	内側最大	備 考
曲げモーメント	Side	B面	-3.365	0.494
		D面	-1.910	0.314
	Center-Bottom	B面	-3.752	0.640
		D面	-1.862	0.329
	Center-Top	B面	1.431	-0.207
		D面	0.491	-0.063
	Center-Mid	B面	0.811	-0.145
		D面	0.404	-0.075
せん断力	Side	B面	10.184	1.607
		D面	8.083	1.375
	Center-Bottom	B面	13.189	2.329
		D面	9.664	1.761

## 9. 応力解析（底版）

### 9.1 四辺固定スラブについて

集水桝の構造上、底版に関しては「四辺固定等分布スラブ」と考えることが出来る。

底版の短辺を $\zeta_x$ 長辺を $\zeta_y$ として、その辺長比を用いて、グラフより各係数を読み取り計算を行う。



四辺固定等分布スラブ応力図

#### ・スラブ計算

各曲げモーメント  $M = k \cdot W_R \cdot \zeta_x^2$

各せん断力  $Q = k \cdot W_R \cdot \zeta_x$

ここに、  $k$  : 各種係数（グラフからの読取り値）

$W_R$  : 土圧、荷重強度（ $\text{kN/m}^2$ ）

$\zeta_x$  : 短辺長（m）

## 9.2 スラブ条件

$$LB = (B + T_u)(2,500 + 200)$$

$$= 2,700 \text{ (mm)}$$

$$LD = (D + T_u)(1,500 + 200)$$

$$= 1,700 \text{ (mm)}$$

$$\text{したがって、} \zeta_x = 1.700 \text{ (m)} \quad \zeta_y = 2.700 \text{ (m)} \quad \zeta_y / \zeta_x = 1.59$$

上記結果より、4辺固定等分布スラブとして各係数値を求め各応力を計算する。

各係数値は、

$$k_{Mx1} = -0.07776$$

$$k_{My1} = -0.05699$$

$$k_{Mx2} = 0.03561$$

$$k_{My2} = 0.01016$$

$$k_{Qx1} = 0.51766$$

$$k_{Qy1} = 0.46284$$

## 9.3 底版の応力計算（外側最大）

$$\text{底版反力 } W_R = 18.570 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$M_{x1} = k_{Mx1} \cdot W_R \cdot \zeta_x^2 = -0.07776 \times 18.570 \times 1.700^2 = -4.173 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$M_{y1} = k_{My1} \cdot W_R \cdot \zeta_x^2 = -0.05699 \times 18.570 \times 1.700^2 = -3.058 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$M_{x2} = k_{Mx2} \cdot W_R \cdot \zeta_x^2 = 0.03561 \times 18.570 \times 1.700^2 = 1.911 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$M_{y2max} = k_{My2} \cdot W_R \cdot \zeta_x^2 = 0.01016 \times 18.570 \times 1.700^2 = 0.545 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$Q_{x1} = k_{Qx1} \cdot W_R \cdot \zeta_x = 0.51766 \times 18.570 \times 1.700 = 16.342 \text{ (kN)}$$

$$Q_{y1} = k_{Qy1} \cdot W_R \cdot \zeta_x = 0.46284 \times 18.570 \times 1.700 = 14.611 \text{ (kN)}$$

## 9.4 底版の応力計算（内側最大）

$$\text{底版反力 } W_R = 18.570 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$M_{x1} = k_{Mx1} \cdot W_R \cdot \zeta_x^2 = -0.07776 \times 18.570 \times 1.700^2 = -4.173 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$M_{y1} = k_{My1} \cdot W_R \cdot \zeta_x^2 = -0.05699 \times 18.570 \times 1.700^2 = -3.058 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$M_{x2} = k_{Mx2} \cdot W_R \cdot \zeta_x^2 = 0.03561 \times 18.570 \times 1.700^2 = 1.911 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$M_{y2max} = k_{My2} \cdot W_R \cdot \zeta_x^2 = 0.01016 \times 18.570 \times 1.700^2 = 0.545 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$Q_{x1} = k_{Qx1} \cdot W_R \cdot \zeta_x = 0.51766 \times 18.570 \times 1.700 = 16.342 \text{ (kN)}$$

$$Q_{y1} = k_{Qy1} \cdot W_R \cdot \zeta_x = 0.46284 \times 18.570 \times 1.700 = 14.611 \text{ (kN)}$$

## 9.5 底版応力一覧表

項	目	単位	外側最大	内側最大	備 考
曲げ モー メント	$M_{x1}$	kN・m	-4.173	-4.173	
	$M_{y1}$	kN・m	-3.058	-3.058	
	$M_{x2}$	kN・m	1.911	1.911	
	$M_{y2max}$	kN・m	0.545	0.545	
せん断力	$Q_{x1}$	kN	16.342	16.342	
	$Q_{y1}$	kN	14.611	14.611	

## 10. 最大応力集計

### 10.1 側 壁 (B面)

項 目		単位	縦軸内側	横軸内側	縦軸外側	横軸外側	備 考
外側 最大	曲げモーメント M	kN・m	0.811	1.431	-3.752	-3.365	
	せん断力 S	kN	—	—	13.189	10.184	
内側 最大	曲げモーメント M	kN・m	0.640	0.494	-0.145	-0.207	
	せん断力 S	kN	2.329	1.607	—	—	

### 10.2 側 壁 (D面)

項 目		単位	縦軸内側	横軸内側	縦軸外側	横軸外側	備 考
外側 最大	曲げモーメント M	kN・m	0.404	0.491	-1.862	-1.910	
	せん断力 S	kN	—	—	9.664	8.083	
内側 最大	曲げモーメント M	kN・m	0.329	0.314	-0.075	-0.063	
	せん断力 S	kN	1.761	1.375	—	—	

### 10.3 底 版

項 目		単位	B辺内側	D辺内側	B辺外側	D辺外側	備 考
外側 最大	曲げモーメント M	kN・m	0.545	1.911	-3.058	-4.173	
	せん断力 S	kN	—	—	14.611	16.342	
内側 最大	曲げモーメント M	kN・m	0.545	1.911	-3.058	-4.173	
	せん断力 S	kN	—	—	14.611	16.342	

# 11 部材計算

## 11.1 部材条件

部 材	鉄筋コンクリート			無筋コンクリート
項 目	記号	値	単位	備 考
常時許容曲げ圧縮応力度	$\sigma_{ca}$	8.00	N/mm <sup>2</sup>	
常時許容せん断応力度	$\tau_a$	0.36	N/mm <sup>2</sup>	
常時許容付着応力度	$\tau_{0a}$	1.50	N/mm <sup>2</sup>	
地震時許容せん断応力度	$\tau_{Ea}$	0.54	N/mm <sup>2</sup>	
常時許容引張応力度	$\sigma_{sa}$	176.0	N/mm <sup>2</sup>	
常時許容圧縮応力度	$\sigma_{sa'}$	176.0	N/mm <sup>2</sup>	
ヤング係数比	n	15.0		
せん断力の算出方法	<input type="radio"/>	平均せん断力		最大せん断力
その他の条件		側壁に対する軸方向力を検討する。		
	<input type="radio"/>	鉄筋かぶりを個別に指定する。		
		許容付着応力度を無視する。		

## 11.2 配筋条件

側 壁	配筋方法	単鉄筋	<input type="radio"/>	縦横同じ	横外・縦内	縦外・横内
		複鉄筋		縦横同じ	横外・縦内	縦外・横内
	計算方法	<input type="radio"/>	単鉄筋計算		複鉄筋計算	
	標準かぶり(mm)	内側	——	外側	70	
底 版	配筋方法	単鉄筋	<input type="radio"/>	幅奥同じ	奥外・幅内	幅外・奥内
		複鉄筋		幅奥同じ	奥外・幅内	幅外・奥内
	計算方法	<input type="radio"/>	単鉄筋計算		複鉄筋計算	
	標準かぶり(mm)	内側	——	外側	70	
	かぶりの指定方法	<input type="radio"/>	鉄筋中心まで		鉄筋表面まで	

※「標準かぶり」とは、コンクリート表面と表面に最も近い鉄筋間の距離。

項 目	グループ番号	鉄筋径	ピッチ (mm)	かぶり (mm)	備 考
B面外側横鉄筋	--	D13	250	70	
B面外側縦鉄筋	--	D13	250	70	
D面外側横鉄筋	--	D13	250	70	
D面外側縦鉄筋	--	D13	250	70	
底版外側幅鉄筋	--	D13	250	70	
底版外側奥行鉄筋	--	D13	250	70	

※ここでの「かぶり」は、コンクリート表面から鉄筋中心までの距離。

## 12 応力計算公式

### 12.1 無筋公式

断面係数算定式

$$\text{断面係数 } Z = b \cdot h^2 / 6$$

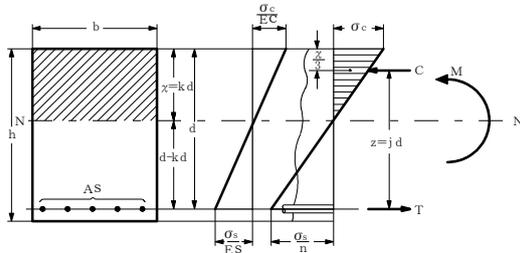
$$\text{部材断面積 } A = b \cdot h$$

応力度算定式

$$\text{曲げ引張応力度 } \sigma_c = M / Z$$

$$\text{せん断応力度 } \tau = S / A$$

### 12.2 単鉄筋公式（軸力考慮無し）



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

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

$$j = 1 - \frac{k}{3}$$

$$\tau = \frac{S}{b \cdot d} \quad (\text{平均せん断力})$$

$$\tau = \frac{S}{b \cdot j \cdot d} \quad (\text{最大せん断力})$$

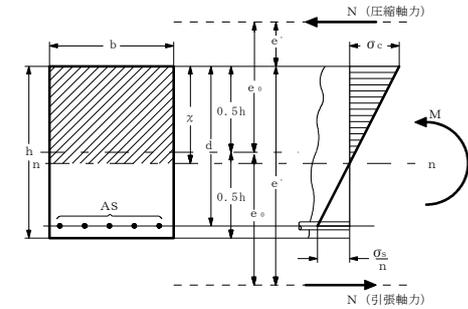
$$\tau_0 = \frac{S}{U \cdot j \cdot d}$$

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

$$\sigma_s = \frac{M}{A_s \cdot j \cdot d}$$

長方形梁応力分布図と応力計算公式

### 12.3 単鉄筋公式（軸力考慮時）



$$\chi^3 + 3e' \cdot \chi^2 + \frac{6n}{b} A_s (d + e') \chi - \frac{6n}{b} A_s \cdot d (d + e') = 0$$

$$\sigma_c = \frac{N}{\frac{b \cdot \chi}{2} - n \cdot A_s \frac{d - \chi}{\chi}} \quad \tau = \frac{S}{b \cdot d} \quad (\text{平均せん断力})$$

$$\tau = \frac{S}{b \cdot j \cdot d} \quad (\text{最大せん断力})$$

$$\tau_0 = \frac{S}{U \cdot j \cdot d}$$

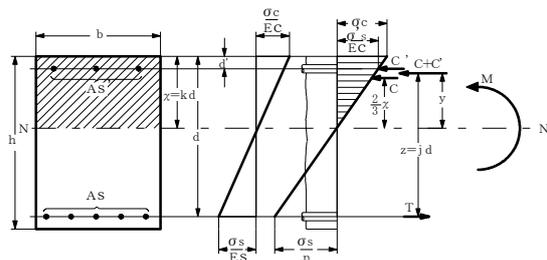
$$\sigma_s = n \cdot \sigma_c \frac{d - \chi}{\chi}$$

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

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

長方形梁応力分布図と応力計算公式

### 12.4 複鉄筋公式



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

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

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

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

$$\sigma_c = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot L_c} \quad \sigma_s = \frac{M}{A_s \cdot j \cdot d} \quad \tau = \frac{S}{b \cdot j \cdot d} \quad (\text{最大せん断力})$$

$$\tau = \frac{S}{b \cdot d} \quad (\text{平均せん断力}) \quad \tau_0 = \frac{S}{U \cdot j \cdot d}$$

長方形梁応力分布図と応力計算公式

# 13. 応力検討

## 13.1 B 面

				許容値	外側最大				内側最大			
					縦軸内側	横軸内側	縦軸外側	横軸外側	縦軸内側	横軸内側	縦軸外側	横軸外側
断面力	曲げモーメント	M	kN・m		0.811	1.431	-3.752	-3.365	0.640	0.494	-0.145	-0.207
	せん断力	S	kN		—	—	13.189	10.184	2.329	1.607	—	—
部材	単位部材幅	b	mm		1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000
	部材厚	h	mm		200	200	200	200	200	200	200	200
配筋計画	引張側 かぶり	c	mm		130	130	70	70	130	130	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											
データ	引張側 鉄筋断面積	A <sub>s</sub>	mm <sup>2</sup>		507	507	507	507	507	507	507	507
	圧縮側 鉄筋断面積	A <sub>s</sub> '	mm <sup>2</sup>									
	鉄筋 周長	U	mm		160	160	160	160	160	160	160	160
	有効部材厚	d	mm		70	70	130	130	70	70	130	130
	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			0.00724	0.00724	0.00390	0.00390	0.00724	0.00724	0.00390	0.00390
	圧縮鉄筋比	p'										
	中立軸比	k			0.36993	0.36993	0.28852	0.28852	0.36993	0.36993	0.28852	0.28852
	応力軸比	j			0.87669	0.87669	0.90383	0.90383	0.87669	0.87669	0.90383	0.90383
		L <sub>c</sub>										
計算結果	中立軸の位置	χ	mm		25.895	25.895	37.508	37.508	25.895	25.895	37.508	37.508
	曲げ圧縮応力度	σ <sub>c</sub>	N/mm <sup>2</sup>	8.00	1.021	1.801	1.703	1.527	0.805	0.622	0.066	0.094
	引張応力度	σ <sub>s</sub>	N/mm <sup>2</sup>	176.00	26.066	45.993	62.983	56.487	20.570	15.877	2.434	3.475
	圧縮応力度	σ <sub>s</sub> '	N/mm <sup>2</sup>									
	せん断応力度	τ	N/mm <sup>2</sup>	0.36	—	—	0.101	0.078	0.033	0.023	—	—
	付着応力度	τ <sub>0</sub>	N/mm <sup>2</sup>	1.50	—	—	0.702	0.542	0.237	0.164	—	—
判定					OK							
計算式					単鉄筋計算							

13.2 D 面

				許容値	外側最大				内側最大			
					縦軸内側	横軸内側	縦軸外側	横軸外側	縦軸内側	横軸内側	縦軸外側	横軸外側
断面力	曲げモーメント	M	kN・m		0.404	0.491	-1.862	-1.910	0.329	0.314	-0.075	-0.063
	せん断力	S	kN		—	—	9.664	8.083	1.761	1.375	—	—
部材	単位部材幅	b	mm		1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000
	部材厚	h	mm		200	200	200	200	200	200	200	200
配筋計画	引張側 かぶり	c	mm		130	130	70	70	130	130	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											
データ	引張側 鉄筋断面積	A <sub>s</sub>	mm <sup>2</sup>		507	507	507	507	507	507	507	507
	圧縮側 鉄筋断面積	A <sub>s</sub> '	mm <sup>2</sup>									
	鉄筋周長	U	mm		160	160	160	160	160	160	160	160
	有効部材厚	d	mm		70	70	130	130	70	70	130	130
	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			0.00724	0.00724	0.00390	0.00390	0.00724	0.00724	0.00390	0.00390
	圧縮鉄筋比	p'										
	中立軸比	k			0.36993	0.36993	0.28852	0.28852	0.36993	0.36993	0.28852	0.28852
	応力軸比	j			0.87669	0.87669	0.90383	0.90383	0.87669	0.87669	0.90383	0.90383
		L <sub>c</sub>										
	中立軸の位置	χ	mm		25.895	25.895	37.508	37.508	25.895	25.895	37.508	37.508
計算結果	曲げ圧縮応力度	σ <sub>c</sub>	N/mm <sup>2</sup>	8.00	0.508	0.618	0.845	0.867	0.414	0.395	0.034	0.029
	引張応力度	σ <sub>s</sub>	N/mm <sup>2</sup>	176.00	12.985	15.781	31.257	32.062	10.574	10.092	1.259	1.058
	圧縮応力度	σ <sub>s</sub> '	N/mm <sup>2</sup>									
	せん断応力度	τ	N/mm <sup>2</sup>	0.36	—	—	0.074	0.062	0.025	0.020	—	—
	付着応力度	τ <sub>0</sub>	N/mm <sup>2</sup>	1.50	—	—	0.514	0.430	0.179	0.140	—	—
判定					OK							
計算式					単鉄筋計算							

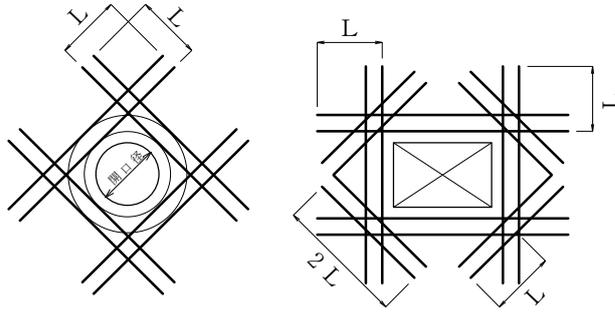
13.3 底 版

				許容値	外側最大				内側最大			
					B辺内側	D辺内側	B辺外側	D辺外側	B辺内側	D辺内側	B辺外側	D辺外側
断面力	曲げモーメント	M	kN・m		0.545	1.911	-3.058	-4.173	0.545	1.911	-3.058	-4.173
	せん断力	S	kN		—	—	14.611	16.342	—	—	14.611	16.342
部材	単位部材幅	b	mm		1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000
	部材厚	h	mm		200	200	200	200	200	200	200	200
配筋計画	引張側 かぶり	c	mm		130	130	70	70	130	130	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											
データ	引張側 鉄筋断面積	A <sub>s</sub>	mm <sup>2</sup>		507	507	507	507	507	507	507	507
	圧縮側 鉄筋断面積	A <sub>s</sub> '	mm <sup>2</sup>									
	鉄筋周長	U	mm		160	160	160	160	160	160	160	160
	有効部材厚	d	mm		70	70	130	130	70	70	130	130
	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			0.00724	0.00724	0.00390	0.00390	0.00724	0.00724	0.00390	0.00390
	圧縮鉄筋比	p'										
	中立軸比	k			0.36993	0.36993	0.28852	0.28852	0.36993	0.36993	0.28852	0.28852
	応力軸比	j			0.87669	0.87669	0.90383	0.90383	0.87669	0.87669	0.90383	0.90383
		L <sub>c</sub>										
	中立軸の位置	χ	mm		25.895	25.895	37.508	37.508	25.895	25.895	37.508	37.508
計算結果	曲げ圧縮応力度	σ <sub>c</sub>	N/mm <sup>2</sup>	8.00	0.686	2.405	1.388	1.894	0.686	2.405	1.388	1.894
	引張応力度	σ <sub>s</sub>	N/mm <sup>2</sup>	176.00	17.516	61.420	51.333	70.050	17.516	61.420	51.333	70.050
	圧縮応力度	σ <sub>s</sub> '	N/mm <sup>2</sup>									
	せん断応力度	τ	N/mm <sup>2</sup>	0.36	—	—	0.112	0.126	—	—	0.112	0.126
	付着応力度	τ <sub>0</sub>	N/mm <sup>2</sup>	1.50	—	—	0.777	0.869	—	—	0.777	0.869
判定					OK							
計算式					単鉄筋計算							

# 14 開口部

開口部を設けたために配置できなくなった主鉄筋及び配力鉄筋は、各断面において所要鉄筋量を満足するように、開口部の周辺に配置しなければならない。

補強のために配置する用心鉄筋は、開口部の隅から十分な定着が得られるまで伸ばして配置するのがよい。

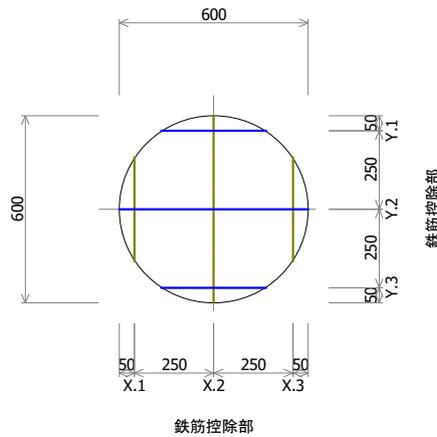


$$L = \frac{\sigma_{sa}}{4 \tau_{oa}} \phi = \frac{176.00}{4 \times 1.50} \times \phi = 29.33 \phi \approx 30 \phi$$

$$L_c = 2 \sqrt{\left(\frac{D_o}{2}\right)^2 - \chi^2} \quad \dots\dots\dots (\text{円形開口時})$$

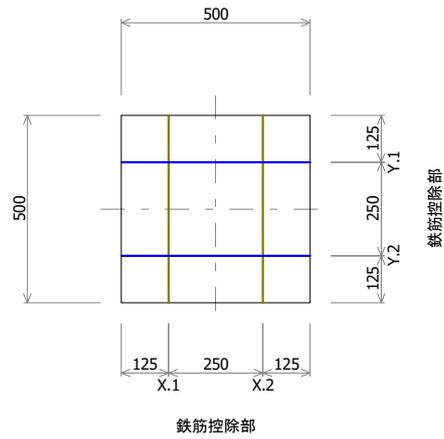
- ここに、
- L : 定着長 (mm)
  - $\sigma_{sa}$  : 鉄筋の許容引張応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
  - $\tau_{oa}$  : コンクリートの付着応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
  - $\phi$  : 鉄筋径 (mm)
  - $L_c$  : 切断長 (mm)
  - $D_o$  : 開口部の直径 (mm)
  - $\chi$  : 開口部中心から鉄筋までの離れ (mm)

## 14.1 B寸法面(前)



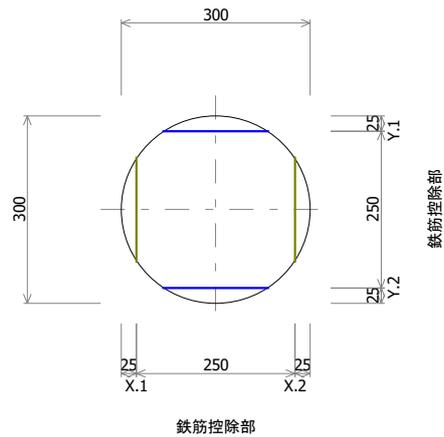
位置	鉄筋径		定着長 L (mm) 30 $\phi$	鉄筋の 断面積 A (mm <sup>2</sup> )	本数 N (本)	鉄筋量 N · A (mm <sup>2</sup> )	切断長 $L_c$ (mm)						
	呼び径	外形 (mm)					1	2	3	4	5	計	
内側	縦方向		0.00	0	0.00	0	0.00						0
	横方向		0.00	0	0.00	0	0.00						0
外側	縦方向	D13	12.70	381	126.70	3	380.10	332	600	332			1264
	横方向	D13	12.70	381	126.70	3	380.10	332	600	332			1264

### 14.2 B寸法面(奥)



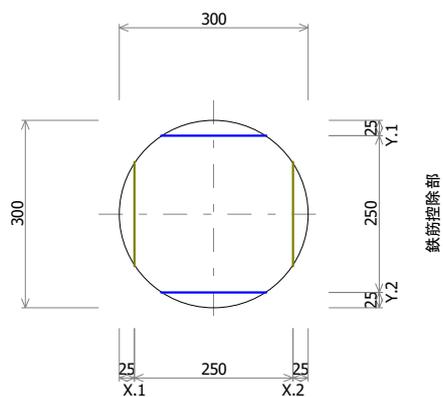
位置		鉄筋径		定着長 L (mm) 30 φ	鉄筋の 断面積 A (mm <sup>2</sup> )	本数 N (本)	鉄筋量 N・A (mm <sup>3</sup> )	切断長 L <sub>c</sub> (mm)						
		呼び径	外形 (mm)					1	2	3	4	5	計	
内側	縦方向		12.70	0	126.70	0	0.00							0
	横方向		12.70	0	126.70	0	0.00							0
外側	縦方向	D13	12.70	381	126.70	2	253.40	500	500					1000
	横方向	D13	12.70	381	126.70	2	253.40	500	500					1000

### 14.3 D寸法面(左)



位置		鉄筋径		定着長 L (mm) 30 φ	鉄筋の 断面積 A (mm <sup>2</sup> )	本数 N (本)	鉄筋量 N・A (mm <sup>3</sup> )	切断長 L <sub>c</sub> (mm)						
		呼び径	外形 (mm)					1	2	3	4	5	計	
内側	縦方向		12.70	0	126.70	0	0.00							0
	横方向		12.70	0	126.70	0	0.00							0
外側	縦方向	D13	12.70	381	126.70	2	253.40	166	166					332
	横方向	D13	12.70	381	126.70	2	253.40	166	166					332

14.4 D寸法面(右)

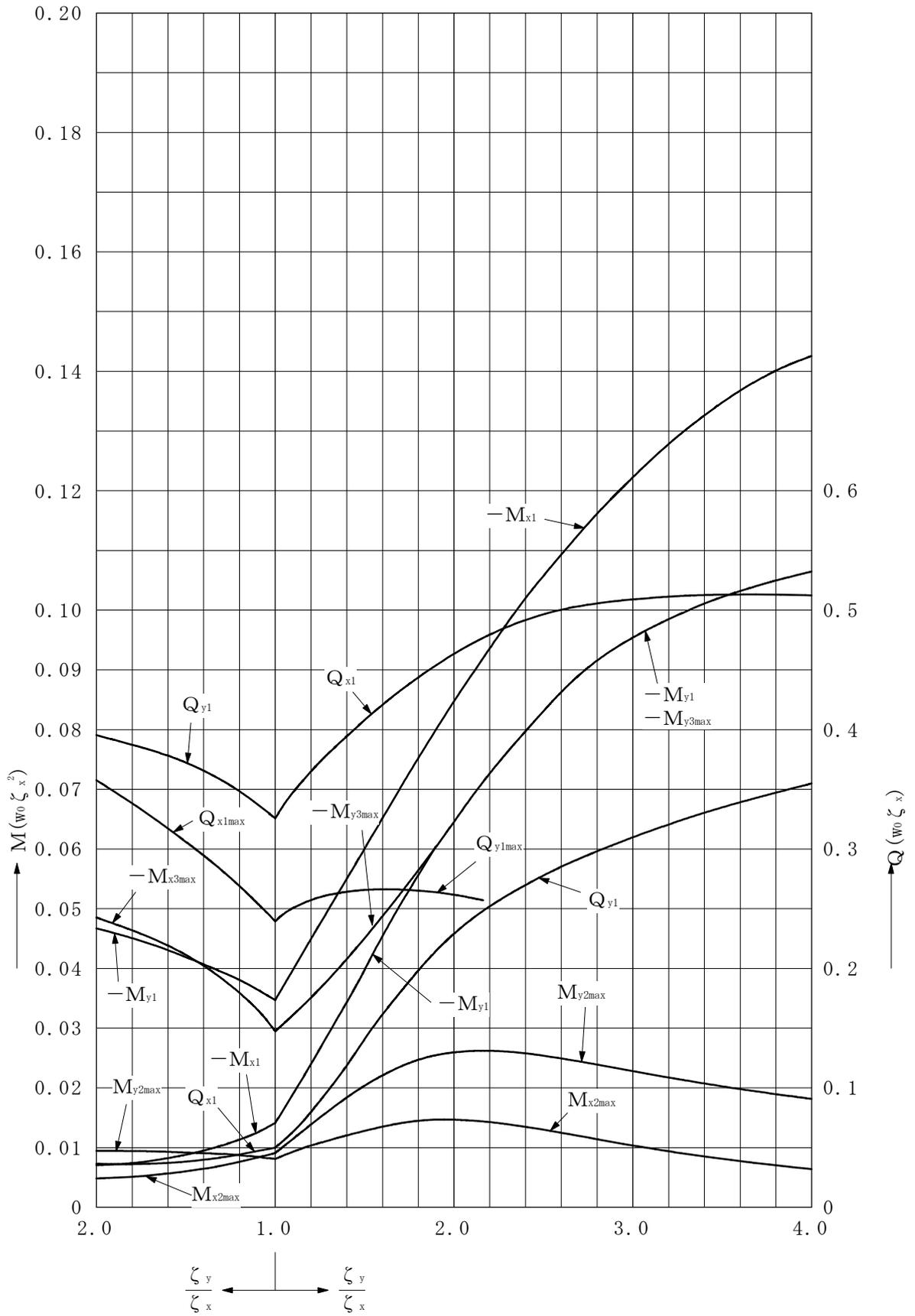


鉄筋控除部

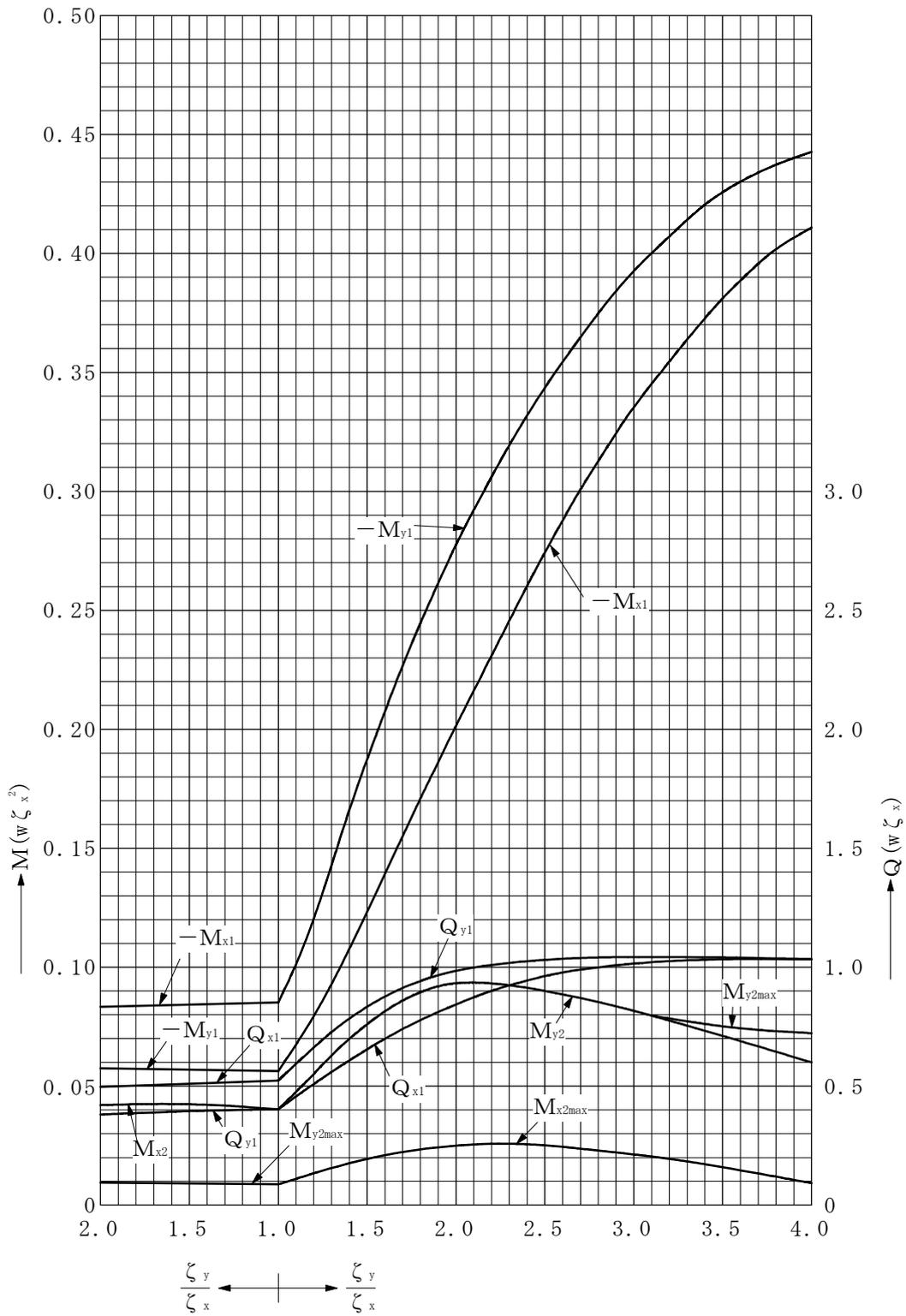
位置		鉄筋径		定着長 L (mm) 30 φ	鉄筋の 断面積 A (mm <sup>2</sup> )	本数 N (本)	鉄筋量 N・A (mm <sup>3</sup> )	切断長 L <sub>c</sub> (mm)						
		呼び径	外形 (mm)					1	2	3	4	5	計	
内側	縦方向		12.70	0	126.70	0	0.00							0
	横方向		12.70	0	126.70	0	0.00							0
外側	縦方向	D13	12.70	381	126.70	2	253.40	166	166					332
	横方向	D13	12.70	381	126.70	2	253.40	166	166					332

# 15 参考資料

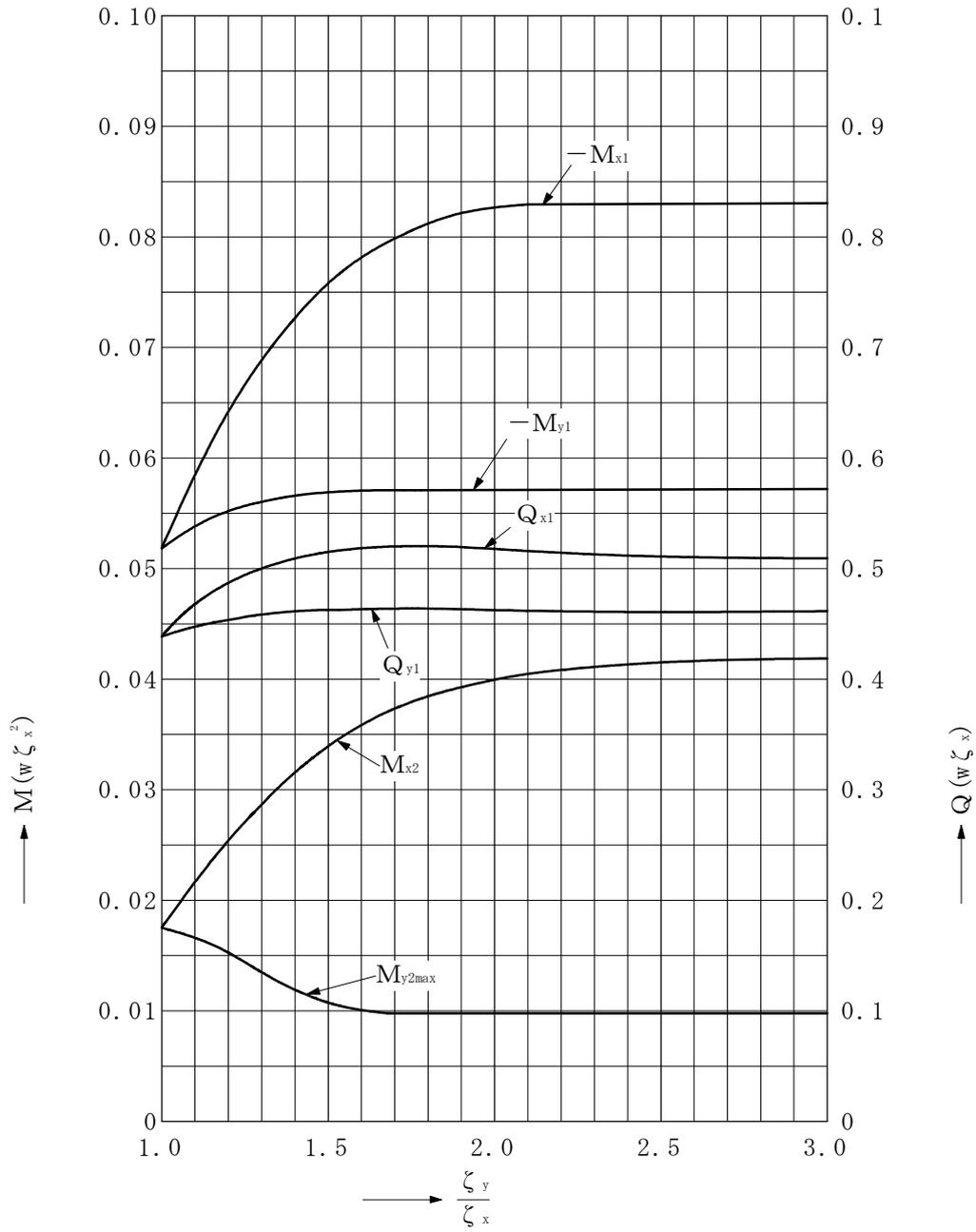
## 15.1 等変分布荷重時 3 辺固定 1 辺自由スラブの応力図



15.2 等分布荷重時3辺固定1辺自由スラブの応力図



15.3 等分布荷重時4辺固定スラブの応力図



15.4 等変分布荷重時4辺固定スラブの応力図

