

集水桝構造計算システム

出力例
水平応力解析法

Ver5.0



株式会社システム情報企画

SYSTEM INFORMATION PLANNING

1. 設計条件

1.1. 基本条件

- ・適用基準 : 土地改良事業計画設計基準 設計「水路工」 平成26年3月
- ・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 : 水平応力解析

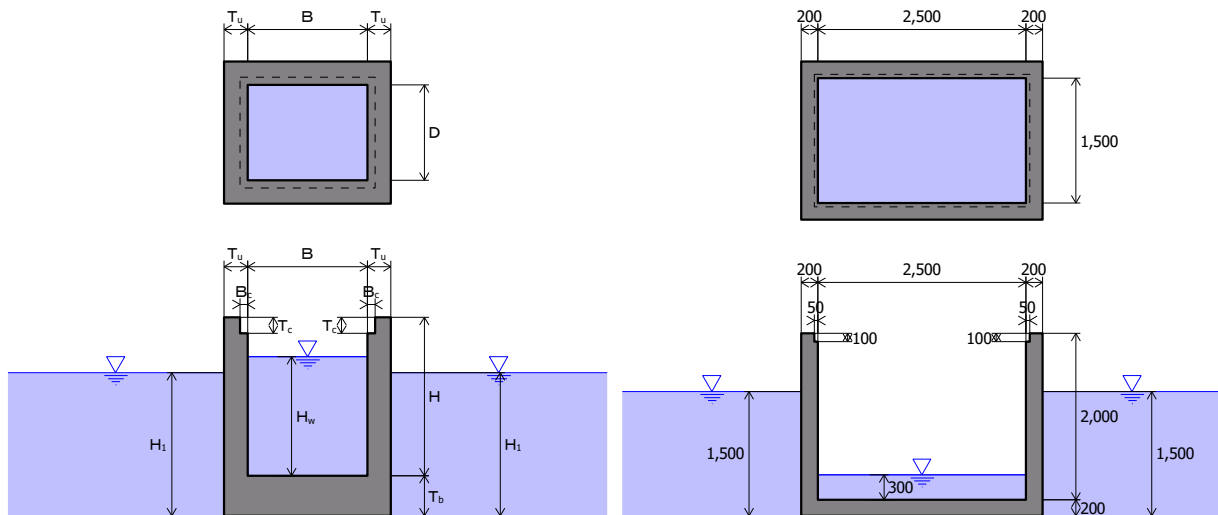
1.2 単位体積重量

項目	記号	値	単位	備考
鉄筋コンクリート	γ_{rc}	24.500	kN/m ³	
無筋コンクリート	γ_{ck}	23.000	kN/m ³	
土砂 (湿潤)	γ_t	18.000	kN/m ³	
土砂 (水中)	γ_{ws}	10.000	kN/m ³	
水	γ_w	9.800	kN/m ³	

1.3 土質定数

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

1.4 躯体形状



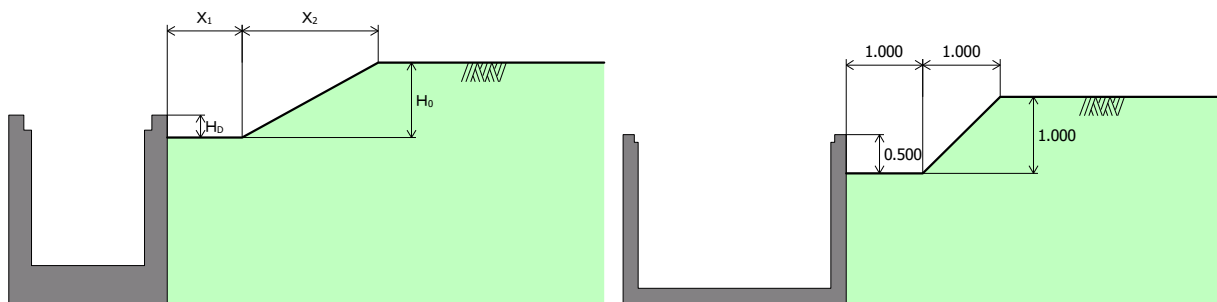
上段：平面図／下段：断面図

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	○	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		○	矩形	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		

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 _b	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、

K₀ : 静止土圧係数

P_a : 静止土圧強度 (kN/m²)

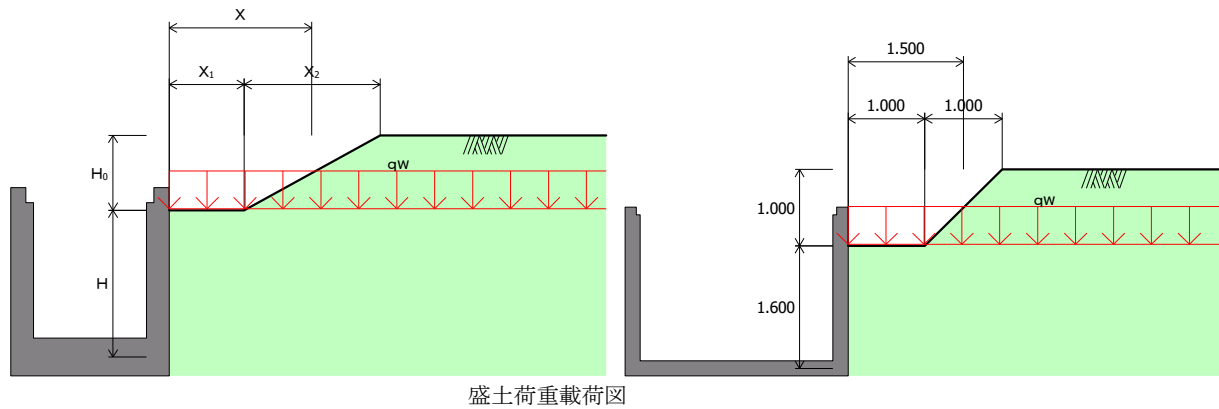
q : 載荷重強度 (kN/m²)

γ : 土の単位体積重量 (kN/m³)

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 ²	$\gamma_t \cdot H_0 \cdot I_w$

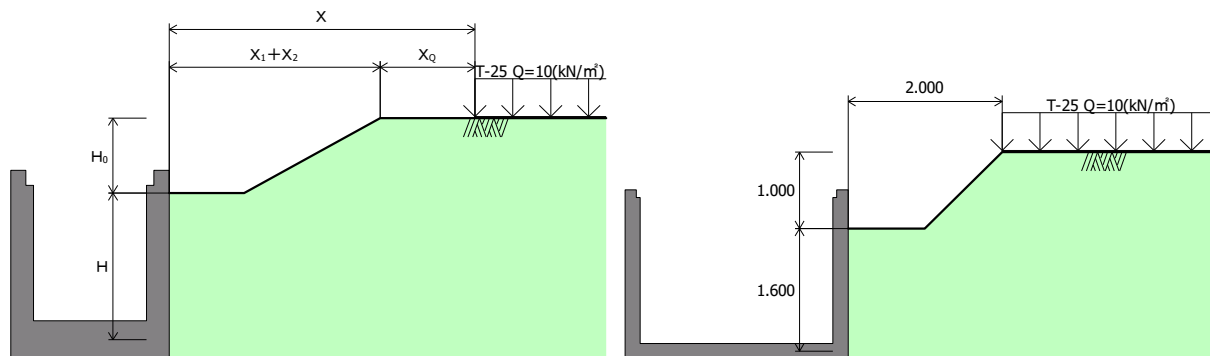
$$\begin{aligned} \text{仮想距離 } X &= \text{ステップ幅} + \text{法幅} / 2 = 1.000 + 1.000 / 2 \\ &= 1.500 \end{aligned}$$

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

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

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

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 ²	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 ²	$Q \cdot I_w$

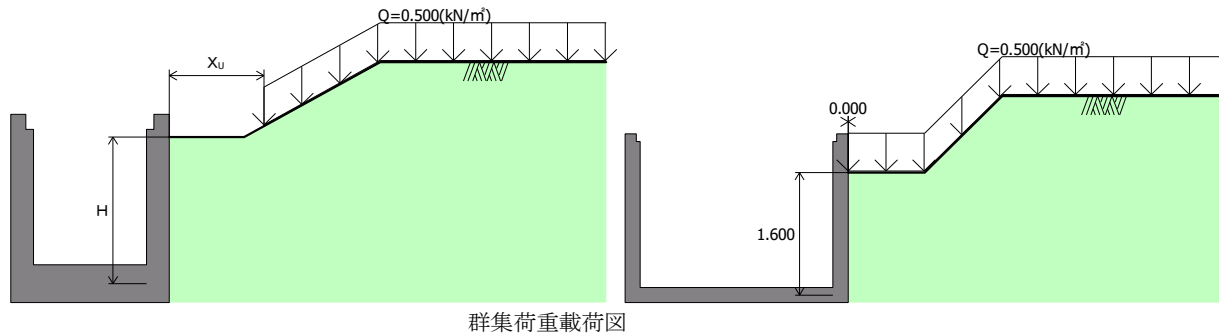
$$\begin{aligned} \text{荷重作用位置 } X &= \text{ステップ幅} + \text{法幅} + \text{法肩からの距離} = 1.000 + 1.000 + 0.000 \\ &= 2.000 \end{aligned}$$

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

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

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

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 ²	
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 ²	$Q \cdot I_w$

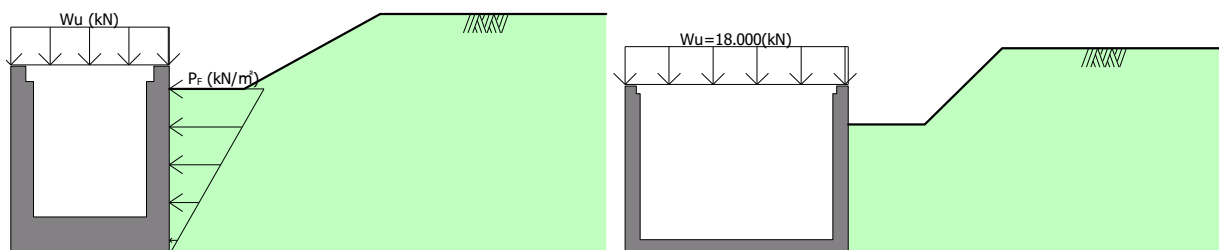
$$\text{荷重作用位置 } X = 0.000$$

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

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

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

2.4 その他の荷重



その他荷重載荷図

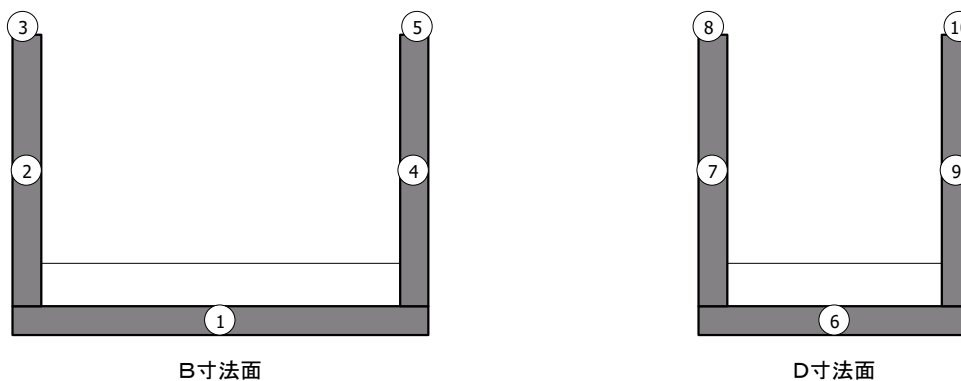
その他の荷重算定表

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 ²	

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 _X (kN・m) Δ X・V	M _Y (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 _X (kN・m) Δ X・V	M _Y (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_t : 上幅（側壁天端B面[外側・内空]）
 D_t : 上奥行（側壁天端D面[外側・内空]）
 B_b : 下幅（側壁下端B面[外側・内空]）
 D_b : 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 (m³)

A_o : 開口部面積 (m²)

- ・B寸法面(奥)

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

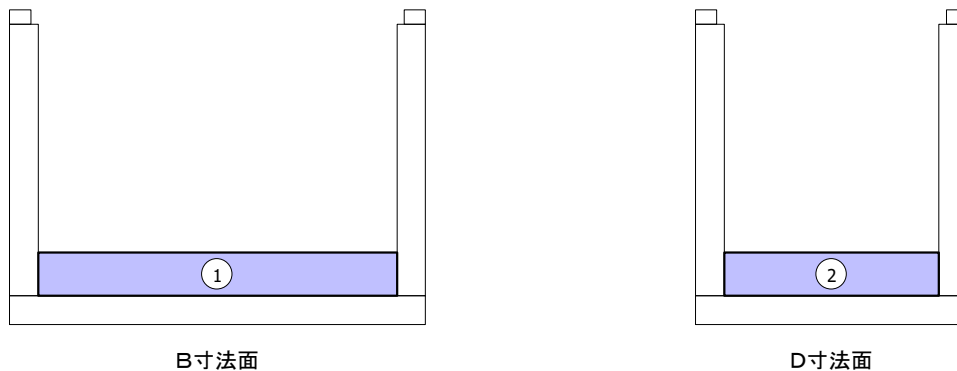
$$V_{o2} = A_{o2} \cdot T_u = 0.250 \times 0.200 = 0.050 \text{ (m}^3\text{)}$$

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

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
合計						2.622

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 ΔX (m)	鉛直 ΔY (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 ΔX (m)	鉛直 ΔY (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	kN/m^2	33.566	28.666	「3.1」にて算出
内水重	W_w	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 (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 (kN/m^2)
 - C_1 : 支持地盤の粘着力 (kN/m^2)
 - γ_1 : 支持地盤の単位重量 (kN/m^3)
 - γ_2 : 根入れ部分の土の平均単位重量 (kN/m^3)
 - α 、 β : 基礎の形状係数
 - N_c 、 N_r 、 N_q : 支持力係数、内部摩擦角 ϕ 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

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

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

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

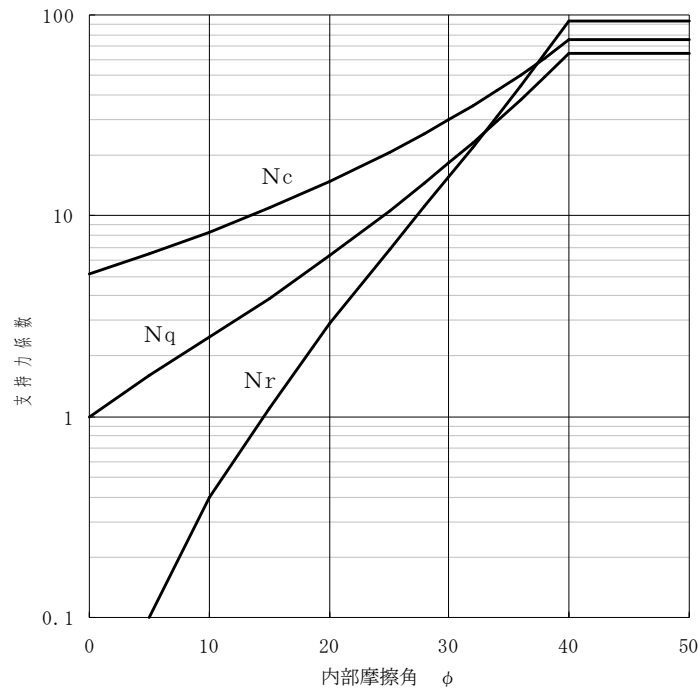
- ・支持力係数

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

ϕ : 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	kN/m^2	
土の内部摩擦角	ϕ_1	30.000	°	
基礎荷重面下の単位体積重量	γ_1	18.000	kN/m^3	
〃より上の単位体積重量	γ_2	18.000	kN/m^3	
基礎の形状係数	α	1.131		
基礎の形状係数	β	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	η	1.000		
地盤の許容支持力度	q_a	253.724	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 ²	「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 ²	「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 ²)	——	——	
底板	自重	○	○	
	上面荷重	18.000		
上面荷重	蓋板重量	15.000		
	その他荷重	3.000		
	採用値計	18.000	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		
項目名	照査位置 (mm)		備考
	天端から	底版下から	
底版中心	2,100	100	
部材内側からh/2の位置を照査断面とする。			

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 ²)	外側最大		内側最大	
		要否	採用値 (kN/m ²)	要否	採用値 (kN/m ²)
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/m²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	底版中心	備 考
照 査 位 置	h	m	2.100	天端からの距離
土 砂 高	水中外	H _s	1.600	
	水 中	H _{ws}	0.000	地下水を考慮しない
	外 水 位	H _{wo}	0.000	地下水を考慮しない
内 水 位	H _{wi}	m	0.000	内水位を考慮しない
土 圧	水中外	P _s	kN/m ² 14.400	
	水 中	P _{ws}	kN/m ² 0.000	
	土圧計	P _{ah}	kN/m ² 14.400	
外 水 圧	P _{wo}	kN/m ²	0.000	
内 水 圧	P _{wi}	kN/m ²	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

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

$$P_{ah} = P_s$$

・底版中心

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

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

6.3 上載荷重による等分布荷重(外側最大)

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

荷重の計算

$$P_q = q \cdot K_0$$

・底版中心

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

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	底版中心	備考	
照査位置	h	m	2.100	天端からの距離	
土砂高	水中外	H _s	m	0.000	土圧を考慮しない
	水中	H _{ws}	m	0.000	土圧を考慮しない
	外水位	H _{wo}	m	0.000	地下水を考慮しない
内水位	H _{wi}	m	0.300		
土圧	水中外	P _s	kN/m ²	0.000	
	水中	P _{ws}	kN/m ²	0.000	
	土圧計	P _{ah}	kN/m ²	0.000	
外水圧	P _{wo}	kN/m ²	0.000		
内水圧	P _{wi}	kN/m ²	-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

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

・底版中心

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

6.5 上載荷重による等分布荷重(内側最大)

項目	記号	単位	底版中心	備考
照査位置	h	m	2.100	
上載荷重合計	q	kN/m ²	0.000	
土圧係数	K ₀		0.500	静止土圧
載荷重水平成分	P _q	kN/m ²	0.000	

荷重の計算

$$P_q = q \cdot K_0$$

・底版中心

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

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	
底版中心	土圧	P _{ah}	kN/m ²	14.400	0.000	
	外水圧	P _{wo}	kN/m ²	0.000	0.000	
	内水圧	P _{wi}	kN/m ²	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 _q	kN/m ²	1.525	0.000	
	等変分布計		kN/m ²	14.400	-2.940	
	等分布計		kN/m ²	1.525	0.000	
	合計		kN/m ²	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	○	18.000		——
重量合計(Q_A)			103.236		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

$$W_R = \frac{Q_A}{A} = \frac{103.236}{4.590} = 22.492 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

・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	103.236	85.236	
地盤反力	W_R	kN/m ²	22.492	18.570	

8. 応力解析（側壁）

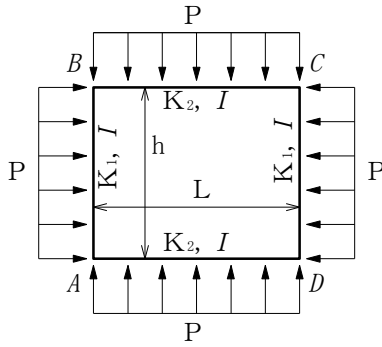
8.1 水平応力解析式について

各部材の端モーメントを求め、分布荷重を載荷した単純梁にそれら端モーメントが作用したもものとして、始点反力を求めることでせん断力を求めることが出来、部材中央に生じるモーメントを最大曲げモーメントとする事が出来る。

$$K_i = I_i / L \quad (\text{又は } h)$$

I_i : 断面二次モーメント (m⁴)
 L, h : 部材寸法 (m)
 K_i : 剛度

ただし、集水桝の場合側壁の部材厚は全て同じであるため、断面二次モーメント I も 4 辺同じである。さらに、4 辺に生じる分布荷重 P も同じ深さでの水平力であるため同値となる。



一般式 $M_{ij} = 2EK(2\theta_i + \theta_j - 3R) - C_{ji}$
 $M_{ji} = 2EK(2\theta_j + \theta_i - 3R) + C_{ji}$

左右・上下対象な荷重を受ける場合 $k = h/L$ となり一般式は以下のようになる。

$$M_{AB} = (2\theta_A + \theta_B) - C_{AB}$$

$$M_{AD} = k(\theta_A) + C_{AD}$$

このとき、 θ_A と θ_B の関係は、等分布荷重が生じることから同じ値で向きが逆になる。したがって、次のように書き換えることが出来る。

$$M_{AB} = \theta_A - C_{AB}$$

$$M_{AD} = k(\theta_A) + C_{AD}$$

A_A, B_B 部材のたわみ角は以下のようなになる。

荷重項 $C_{AB} = P \cdot h^2 / 12 = P \cdot k^2 \cdot L^2 / 12$
 $C_{AD} = P \cdot L^2 / 12$

なお、 $M_{AB} = -M_{AD}$ 、 $M_{DA} = -M_{DC}$ 、 $M_{BA} = -M_{BC}$ 、 $M_{CB} = -M_{CD}$ 、である。

節点方程式

$$M_{AB} + M_{AD} = 0$$

平衡方程式

$$(1+k)\theta_A = C_{AB} - C_{AD} \quad \dots\dots (M_{AB} + M_{AD} = 0 \text{ より})$$

上記式から θ_A 値を求め、一般式に代入することによって $i-j$ 部材の端モーメント M_{ij} が求まる。

θ_A の値は、

$$\theta_A = \frac{C_{AB} - C_{AD}}{1+k} = \frac{P \cdot L^2 (k^2 - 1)}{12(1+k)}$$

分布荷重と端モーメントを単純梁に載荷し、各部材に作用するせん断力を求める。

このとき、両端のモーメントが同値で向きが反対であるためせん断力の計算では無視出来る。

また、荷重は4辺共に等分布荷重であるため以下のようなになる。

$$S_L = P \cdot L / 2$$

$$S_h = P \cdot h / 2 = P \cdot k \cdot L / 2$$

4辺とも等分布荷重であり両端のモーメントが、同値で向きが反対であるため最大曲げモーメントは、部材中央部に生じる。

$$M_L = P \cdot L^2 / 8 + M_{AB}$$

$$M_h = P \cdot h^2 / 8 + M_{AB} = P \cdot k^2 \cdot L^2 / 8 + M_{AB}$$

ここで、 M_{AB} は θ_A の式より次のように求めることが出来る。

$$\begin{aligned} M_{AB} &= \frac{P \cdot L^2(k^2+1)}{12(k+1)} - \frac{P \cdot L^2 \cdot k^2}{12} = -\frac{P \cdot L^2}{12} \cdot \frac{k^3+1}{k+1} \\ &= -\frac{1}{12} (k^2 - k + 1) P \cdot L^2 \end{aligned}$$

また、ここで求めた部材端モーメントの式を各部材の最大曲げモーメントの公式に代入することにより次式を導き出すことが出来る。

$$M_L = \frac{1}{24} (-2k^2 + 2k + 1) P \cdot L^2$$

$$M_h = \frac{1}{24} (k^2 + 2k - 2) P \cdot L^2$$

8.2 側壁の応力計算（底版中心）

照査位置 $h_1 = 2,100$ (mm)

内空幅 $b_1 = 2,500$ (mm)

内空奥行 $d_1 = 1,500$ (mm)

側壁厚 $t_1 = 200$ (mm)

$$L_1 = (d_1 + t_1) / 1,000 = (1,500 + 200) / 1,000 \\ = 1.700 \text{ (m)}$$

$$k_1 = (b_1 + t_1) / (d_1 + t_1) = (2,500 + 200) / (1,500 + 200) \\ = 1.58824$$

端部モーメント $M_{ABn} = -(k_1^2 - k_1 + 1) P_n \cdot L_1^2 / 12$

曲げモーメント $M_{Dn} = (-2k_1^2 + 2k_1 + 1) P_n \cdot L_1^2 / 24$

曲げモーメント $M_{Bn} = (k_1^2 + 2k_1 - 2) P_n \cdot L_1^2 / 24$

せん断力 $S_{Dn} = P_n \cdot L_1 / 2$

せん断力 $S_{Bn} = P_n \cdot k_1 \cdot L_1 / 2$

・外側最大

分布荷重 $P_1 = 15.925$ (kN/m²)

端部モーメント $M_{AB1} = -(1.58824^2 - 1.58824 + 1) \times 15.925 \times 1.700^2 / 12 \\ = -7.418$ (kN·m)

曲げモーメント $M_{D1} = (-2 \times 1.58824^2 + 2 \times 1.58824 + 1) \times 15.925 \times 1.700^2 / 24 \\ = -1.666$ (kN·m)

曲げモーメント $M_{B1} = (1.58824^2 + 2 \times 1.58824 - 2) \times 15.925 \times 1.700^2 / 24 \\ = 7.093$ (kN·m)

せん断力 $S_{D1} = 15.925 \times 1.700 / 2 = 13.536$ (kN)

せん断力 $S_{B1} = 15.925 \times 1.58824 \times 1.700 / 2 = 21.499$ (kN)

・内側最大

分布荷重 $P_2 = -2.940$ (kN/m²)

端部モーメント $M_{AB2} = -(1.58824^2 - 1.58824 + 1) \times (-2.940) \times 1.700^2 / 12 \\ = 1.370$ (kN·m)

曲げモーメント $M_{D2} = (-2 \times 1.58824^2 + 2 \times 1.58824 + 1) \times (-2.940) \times 1.700^2 / 24 \\ = 0.307$ (kN·m)

曲げモーメント $M_{B2} = (1.58824^2 + 2 \times 1.58824 - 2) \times (-2.940) \times 1.700^2 / 24 \\ = -1.310$ (kN·m)

せん断力 $S_{D2} = (-2.940) \times 1.700 / 2 = 2.499$ (kN)

せん断力 $S_{B2} = (-2.940) \times 1.58824 \times 1.700 / 2 = 3.969$ (kN)

8.3 側壁応力一覧表

・ 底板中心

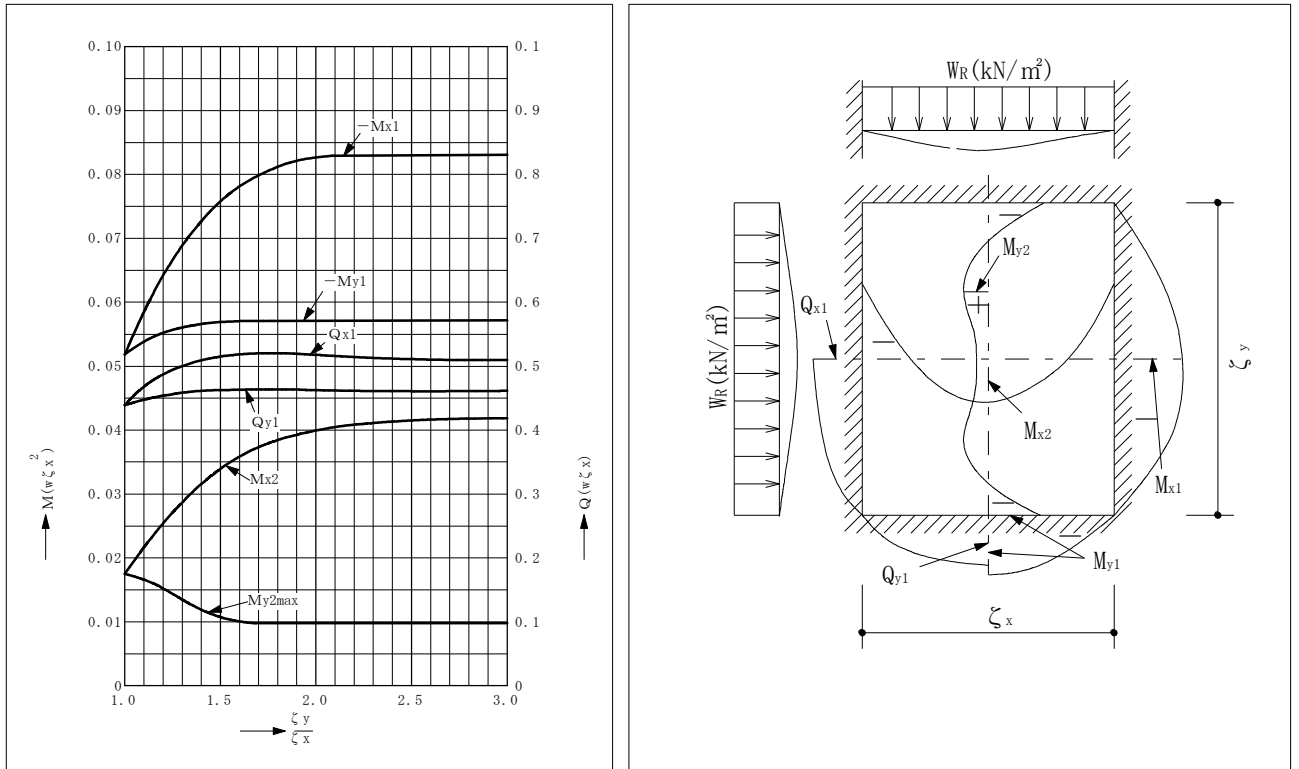
項 目		単位	外側最大	内側最大	備 考
モーメント	端部 M _{AB}	kN・m	-7.418	1.370	
	中央 M _D	kN・m	-1.666	0.307	
	中央 M _B	kN・m	7.093	-1.310	
せん断力	端部 S _D	kN	13.536	2.499	
	端部 S _B	kN	21.499	3.969	

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 ζ_x 長辺を ζ_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（ kN/m^2 ）

ζ_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）

$$\text{底版反力 } W_R = 22.492 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$M_{x1} = k_{Mx1} \cdot W_R \cdot \zeta_x^2 = -0.07776 \times 22.492 \times 1.700^2 = -5.054 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$M_{y1} = k_{My1} \cdot W_R \cdot \zeta_x^2 = -0.05699 \times 22.492 \times 1.700^2 = -3.704 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$M_{x2} = k_{Mx2} \cdot W_R \cdot \zeta_x^2 = 0.03561 \times 22.492 \times 1.700^2 = 2.315 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$M_{y2max} = k_{My2} \cdot W_R \cdot \zeta_x^2 = 0.01016 \times 22.492 \times 1.700^2 = 0.660 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$Q_{x1} = k_{Qx1} \cdot W_R \cdot \zeta_x = 0.51766 \times 22.492 \times 1.700 = 19.793 \text{ (kN)}$$

$$Q_{y1} = k_{Qy1} \cdot W_R \cdot \zeta_x = 0.46284 \times 22.492 \times 1.700 = 17.697 \text{ (kN)}$$

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	-5.054	-4.173	
	M_{y1}	kN・m	-3.704	-3.058	
	M_{x2}	kN・m	2.315	1.911	
	M_{y2max}	kN・m	0.660	0.545	
せん 断力	Q_{x1}	kN	19.793	16.342	
	Q_{y1}	kN	17.697	14.611	

10. 最大応力集計

10.1 側壁（底版中心）

項 目		単位	B面中央	B面端部	D面中央	D面端部	備 考
外側 最大	曲げモーメント M	kN・m	7.093	-7.418	-1.666	-7.418	
	せん断力 S	kN	0.000	21.499	0.000	13.536	
内側 最大	曲げモーメント M	kN・m	-1.310	1.370	0.307	1.370	
	せん断力 S	kN	0.000	3.969	0.000	2.499	

10.2 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	0.660	2.315	-3.704	-5.054	
	せん断力 S	kN	—	—	17.697	19.793	
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	σ_{ca}	9.00	N/mm ²	
常時許容せん断応力度	τ_a	0.39	N/mm ²	
常時許容付着応力度	τ_{0a}	1.60	N/mm ²	
地震時許容せん断応力度	τ_{Ea}	0.59	N/mm ²	
常時許容引張応力度	σ_{sa}	176.0	N/mm ²	
常時許容圧縮応力度	$\sigma_{sa'}$	176.0	N/mm ²	
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	<input type="checkbox"/>	側壁に対する軸方向力を検討する。		
	<input type="checkbox"/>	鉄筋かぶりを個別に指定する。		
	<input type="checkbox"/>	許容付着応力度を無視する。		
	<input type="checkbox"/>	許容せん断応力度の補正係数を考慮する。		

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	--	D16	250	70	
B面外側縦鉄筋	--	D16	250	70	
D面外側横鉄筋	--	D16	500	70	
D面外側縦鉄筋	--	D16	250	70	
底版外側幅鉄筋	--	D16	500	70	
底版外側奥行鉄筋	--	D16	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

$$\text{断面係数 } Z = b \cdot h^2 / 6$$

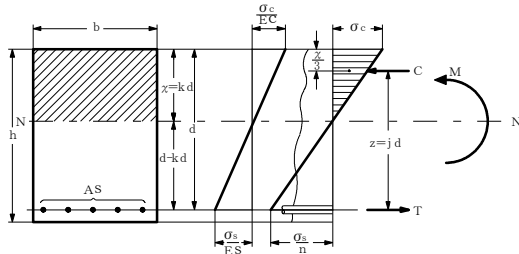
$$\text{部材断面積 } A = b \cdot h$$

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）



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

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

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

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

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

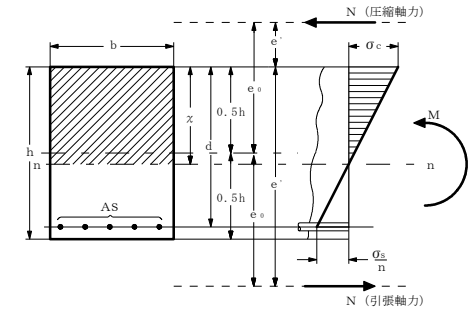
$$\tau_0 = \frac{S}{U \cdot j \cdot d}$$

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

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

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）



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

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

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

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

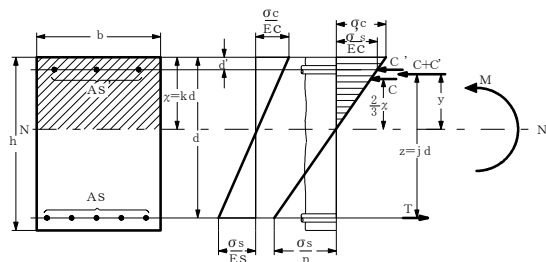
$$\sigma_s = n \cdot \sigma_c \frac{d - \chi}{\chi}$$

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

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

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 側壁(底版中心)

				許容値	外側最大				内側最大			
					B面中央	B面端部	D面中央	D面端部	B面中央	B面端部	D面中央	D面端部
断面力	曲げモーメント	M	kN・m		7.093	-7.418	-1.666	-7.418	-1.310	1.370	0.307	1.370
	せん断力	S	kN		0.000	21.499	0.000	13.536	0.000	3.969	0.000	2.499
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	70	70	70	70	130	130	130
	圧縮側 かぶり	c'	mm									
	引張側 鉄筋・ピッチ				D16@250	D16@250	D16@500	D16@500	D16@250	D16@250	D16@500	D16@500
	圧縮側 鉄筋・ピッチ											
データ	引張側 鉄筋断面積	A _s	mm ²		794	794	397	397	794	794	397	397
	圧縮側 鉄筋断面積	A _s '	mm ²									
	鉄筋周長	U	mm		200	200	100	100	200	200	100	100
	有効部材厚	d	mm		70	130	130	130	130	70	70	70
	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			0.01134	0.00611	0.00305	0.00305	0.00611	0.01134	0.00567	0.00567
	圧縮鉄筋比	p'										
	中立軸比	k			0.43746	0.34619	0.26018	0.26018	0.34619	0.43746	0.33606	0.33606
	応力軸比	j			0.85418	0.88460	0.91327	0.91327	0.88460	0.85418	0.88798	0.88798
		L _c										
計算結果	中立軸の位置	χ	mm		30.622	45.005	33.823	33.823	45.005	30.622	23.524	23.524
	曲げ圧縮応力度	σ _c	N/mm ²	9.00	7.748	2.867	0.830	3.695	0.506	1.496	0.420	1.874
	引張応力度	σ _s	N/mm ²	176.00	149.404	81.241	35.346	157.382	14.347	28.857	12.441	55.517
	圧縮応力度	σ _s '	N/mm ²									
	せん断応力度	τ	N/mm ²	0.39	0.000	0.165	0.000	0.104	0.000	0.057	0.000	0.036
	付着応力度	τ ₀	N/mm ²	1.60	0.000	0.935	0.000	1.140	0.000	0.332	0.000	0.402
判定					OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
計算式					単鉄筋計算							

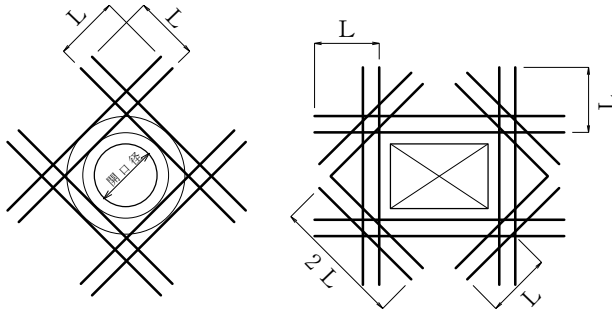
13.2 底 版

				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		0.660	2.315	-3.704	-5.054	0.545	1.911	-3.058	-4.173
	せん断力	S	kN		—	—	17.697	19.793	—	—	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				D16@500	D16@250	D16@500	D16@250	D16@500	D16@250	D16@500	D16@250
	圧縮側 鉄筋・ピッチ											
データ	引張側 鉄筋断面積	A _s	mm ²		397	794	397	794	397	794	397	794
	圧縮側 鉄筋断面積	A _s '	mm ²									
	鉄筋周長	U	mm		100	200	100	200	100	200	100	200
	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			0.00567	0.01134	0.00305	0.00611	0.00567	0.01134	0.00305	0.00611
	圧縮鉄筋比	p'										
	中立軸比	k			0.33606	0.43746	0.26018	0.34619	0.33606	0.43746	0.26018	0.34619
	応力軸比	j			0.88798	0.85418	0.91327	0.88460	0.88798	0.85418	0.91327	0.88460
		L _c										
	中立軸の位置	χ	mm		23.524	30.622	33.823	45.005	23.524	30.622	33.823	45.005
計算結果	曲げ圧縮応力度	σ _c	N/mm ²	9.00	0.903	2.529	1.845	1.953	0.745	2.087	1.523	1.613
	引張応力度	σ _s	N/mm ²	176.00	26.746	48.762	78.585	55.351	22.085	40.252	64.879	45.702
	圧縮応力度	σ _s '	N/mm ²									
	せん断応力度	τ	N/mm ²	0.39	—	—	0.136	0.152	—	—	0.112	0.126
	付着応力度	τ ₀	N/mm ²	1.60	—	—	1.491	0.861	—	—	1.231	0.711
判定					OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	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。

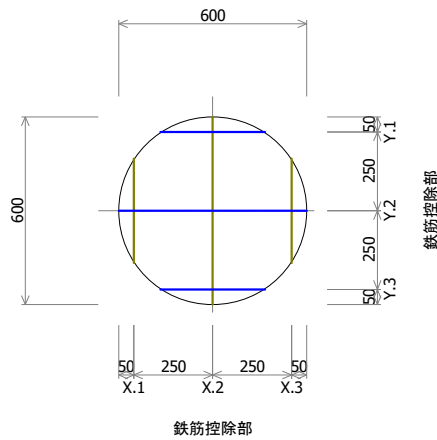


$$L = \frac{\sigma_{sa}}{4 \tau_{oa}} \phi = \frac{176.00}{4 \times 1.60} \times \phi = 27.50 \phi \approx 28 \phi$$

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

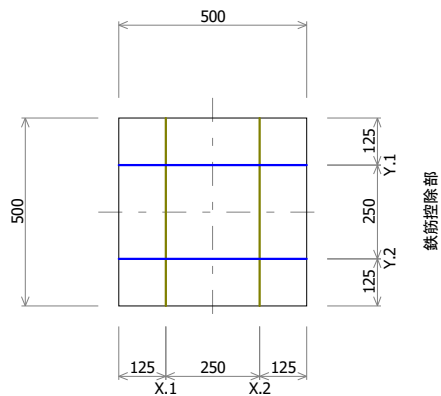
- ここに、
- L : 定着長 (mm)
 - σ_{sa} : 鉄筋の許容引張応力度 (N/mm²)
 - τ_{oa} : コンクリートの付着応力度 (N/mm²)
 - ϕ : 鉄筋径 (mm)
 - L_c : 切断長 (mm)
 - D_o : 開口部の直径 (mm)
 - χ : 開口部中心から鉄筋までの離れ (mm)

14.1 B寸法面(前)



位置	鉄筋径		定着長 L (mm) 28 φ	鉄筋の 断面積 A (mm ²)	本数 N (本)	鉄筋量 N・A (mm ²)	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	D16	15.90	445	198.60	3	595.80	332	600	332			1264
	横方向	D16	15.90	445	198.60	3	595.80	332	600	332			1264

14.2 B寸法面(奥)

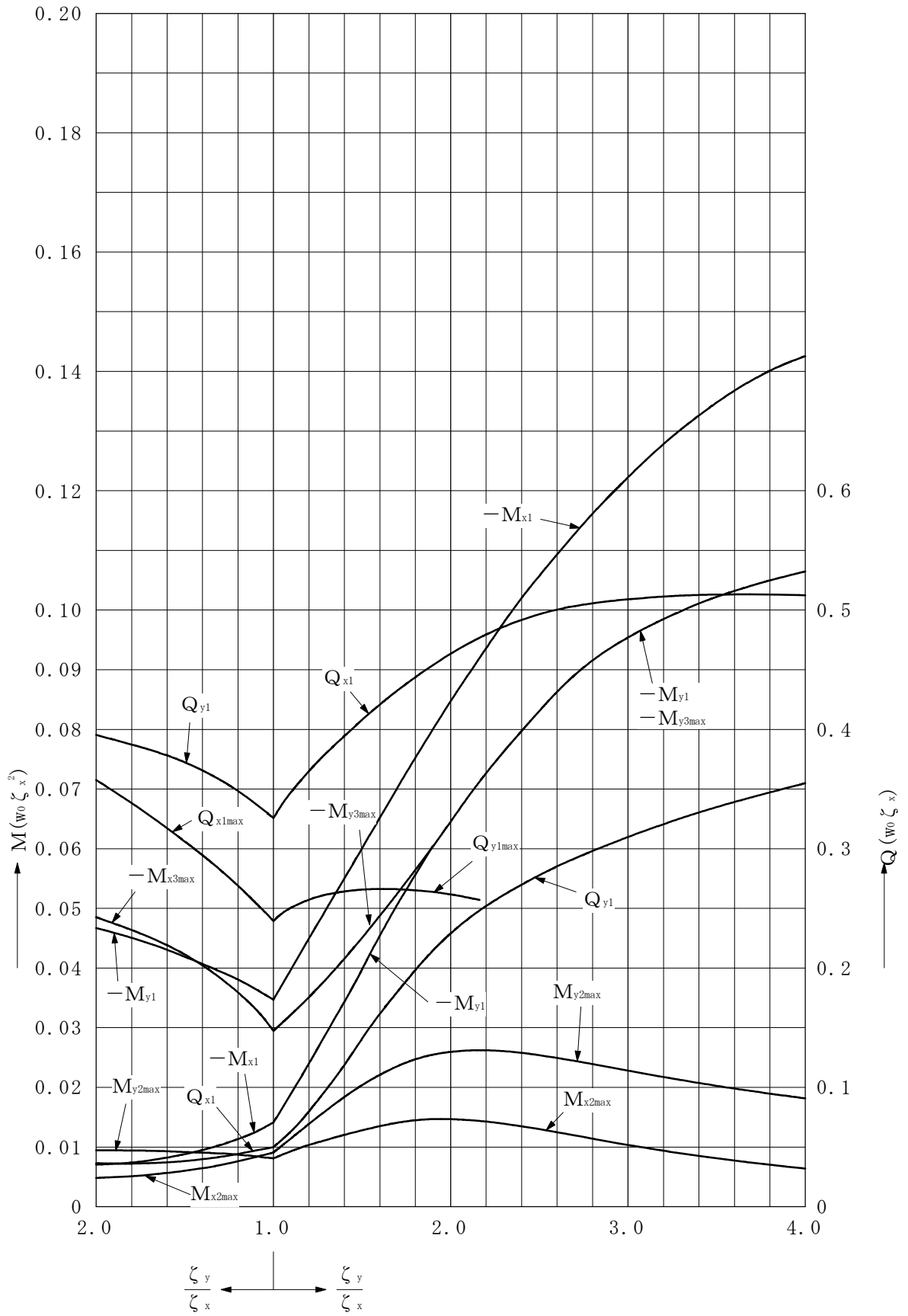


鉄筋控除部

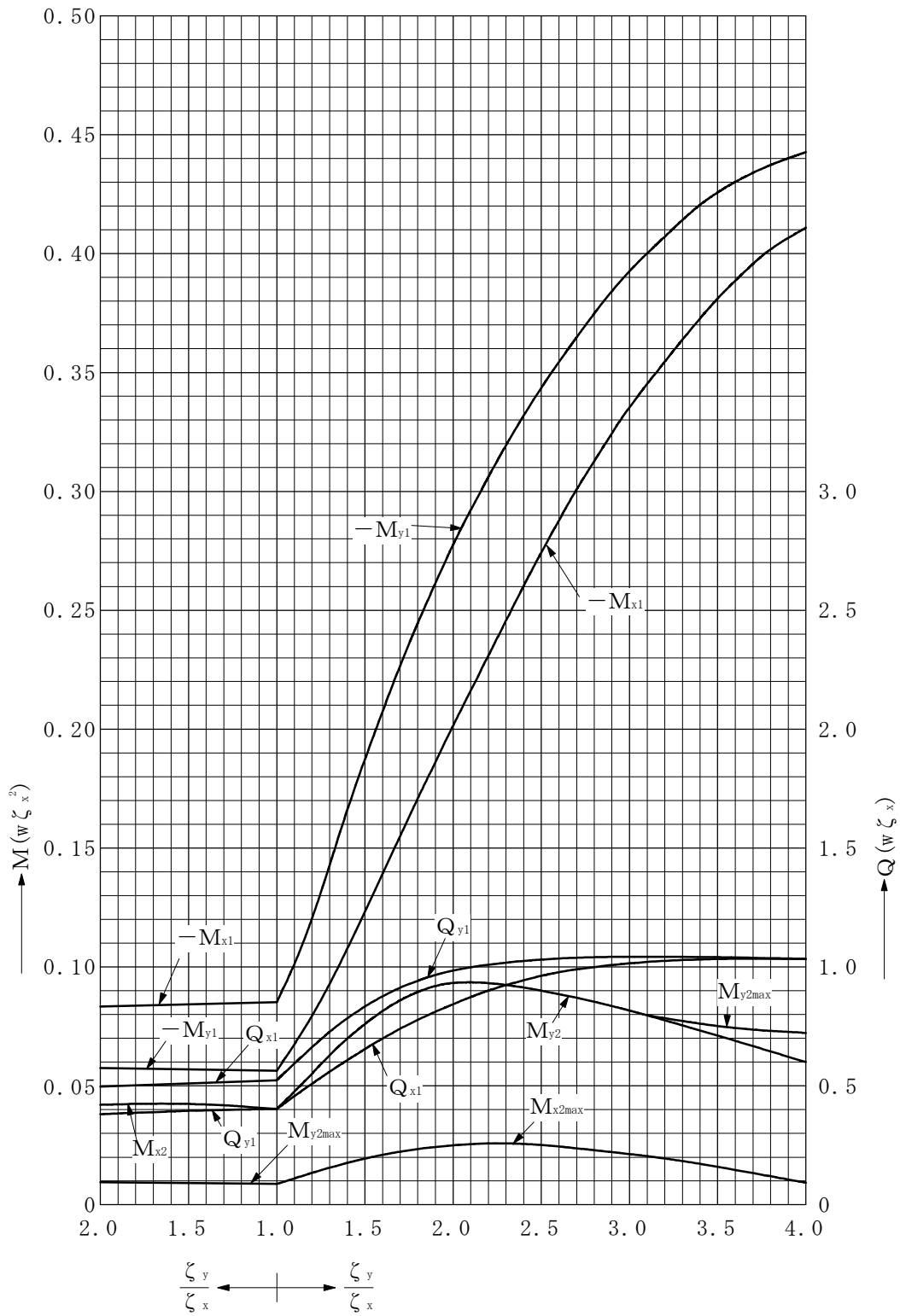
位置		鉄筋径		定着長 L (mm) 28 φ	鉄筋の 断面積 A (mm ²)	本数 N (本)	鉄筋量 N · A (mm ³)	切断長 L _c (mm)						
		呼び径	外形 (mm)					1	2	3	4	5	計	
内側	縦方向		15.90	0	198.60	0	0.00							0
	横方向		15.90	0	198.60	0	0.00							0
外側	縦方向	D16	15.90	445	198.60	2	397.20	500	500					1000
	横方向	D16	15.90	445	198.60	2	397.20	500	500					1000

15 参考資料

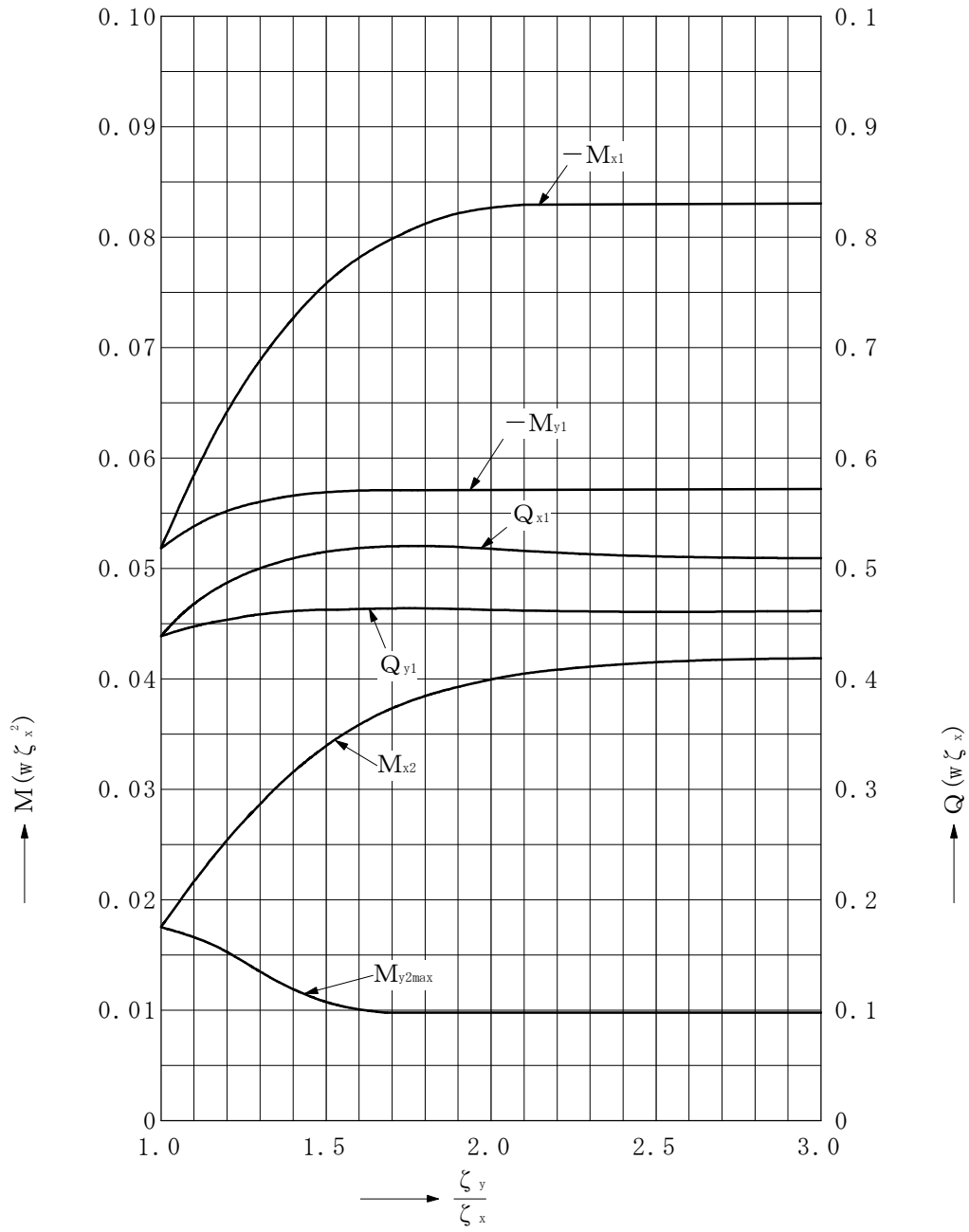
15.1 等変分布荷重時 3 辺固定 1 辺自由スラブの応力図



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

