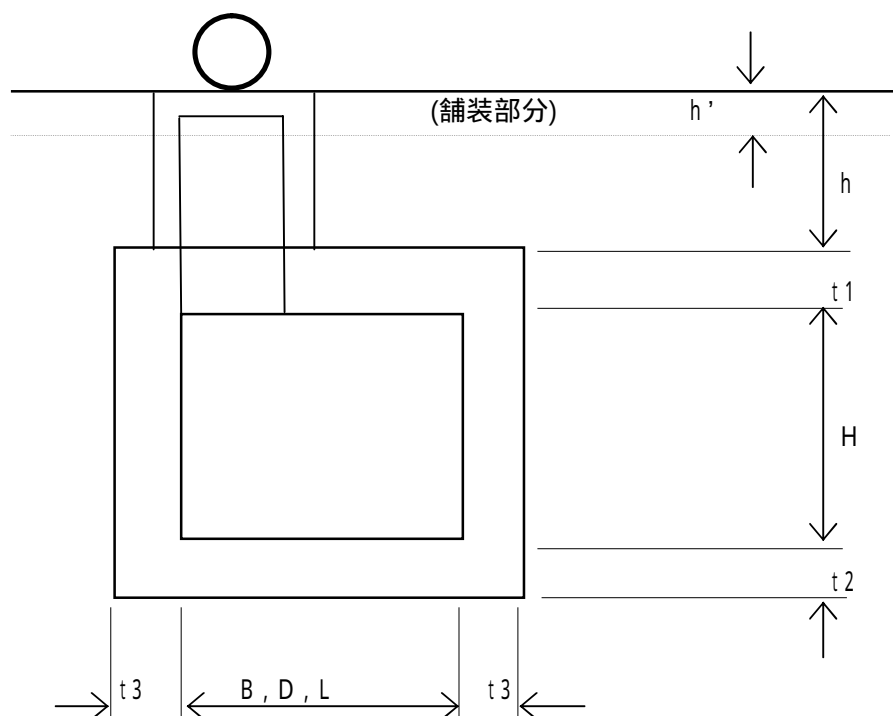


(2) 頂板の計算

1) 計算条件

スラブ形状	(矩形:1 円形:2)		2
マンホール内径	D (m)	=	2.00
マンホール内法高さ	H (m)	=	7.92
マンホール壁厚	頂板 & 有効高	t1(m) & d1(m)	= 0.25 0.18
	底盤 & 有効高	t2(m) & d2(m)	= 0.40 0.33
	側壁	t3(m)	= 0.25
頂板土被り (内、舗装厚分)	h (m)	=	1.00
	h'(m)	=	0.12
土 の単位重量	γ_t (kN/m ³)	=	18.0
舗装 の単位重量	γ_p (kN/m ³)	=	22.5
コンクリートの単位重量	γ_c (kN/m ³)	=	24.5
側壁加算重量	ΔW (kN)	=	32.9 中間床板
活荷重	T - (250or140)	=	250
スラブ計算図表応力係数 頂板 ($l_y / l_x = 1.00$)	曲げモーメント M	端部x1	0.042 中央x2 0.028
	せん断力 Q	端部x1	0.44 (絶対値)
底盤 ($l_y / l_x = 1.00$)	曲げモーメント M	端部x1	0.042 中央x2 0.028
	せん断力 Q	端部x1	0.44 (絶対値)



2) 荷重計算

・土荷重

$$\begin{aligned} wd1 &= \gamma_p \cdot h' + \gamma_t (h - h') \\ &= 22.5 \times 0.12 + 18.0 \times (1.00 - 0.12) \\ &= 18.5 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

・活荷重

T - 250 荷重による。

Case-1: 後輪荷重1輪が蓋を介して頂板全面に作用する時

分布幅(直径)は $B + t3 = 2.25 \text{ m}$

$$\begin{aligned} wl'1 &= \frac{100 \times (1 + i) \times \beta}{\pi / 4 \times 2.25^2} \\ &= \frac{100 \times (1 + 0.3) \times 0.9}{\pi / 4 \times 5.06} = 29.4 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

ここで i : 衝撃係数 = 0.3

Case-2: 後輪荷重が45°の分布角で頂板に作用する時

分布幅は $0.2 + 2h = 2.20 \text{ m} < 2.25 \text{ m} = (B + t3)$

故に分布幅は 2.25 m とする。

$$\begin{aligned} wl'2 &= \frac{2 \times 100 \times (1 + i) \times \beta}{2.75 \times 2.25} \\ &= \frac{200 \times (1 + 0.3) \times 0.9}{2.75 \times 2.25} = 37.8 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

ここで i : 衝撃係数 = 0.3

$$wl' = wl'2 = 37.8 \text{ kN/m}^2$$

$$wl' > 10 \text{ kN/m}^2 \text{ より } wl = 37.8 \text{ kN/m}^2$$

・頂板自重

$$\begin{aligned} wd2 &= \gamma_c \cdot t1 \\ &= 24.5 \times 0.25 = 6.1 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

頂板に作用する等分布荷重計は

$$ws = wd1 + wl + wd2 = 62.4 \text{ kN/m}^2 = w$$

3) 断面力の計算

二方向スラブとしてスラブ計算図表を用いて計算する。

短辺方向の支間 l_x は

$$l_x = D + t3 / 2 \times 2 = 2.00 + 0.25 = 2.25 \text{ m}$$

長辺方向の支間 l_y は

$$l_y = D + t3 / 2 \times 2 = 2.00 + 0.25 = 2.25 \text{ m}$$

$$l_y / l_x = 1.00$$

・曲げモーメント

$$\begin{aligned} \text{端部} \quad M_{x1} &= - 0.042 w \cdot l_x^2 \\ &= - 0.042 \times 62.4 \times 2.25^2 \\ &= - 13.3 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{中央} \quad M_{x2} &= 0.028 w \cdot l_x^2 \\ &= 0.028 \times 62.4 \times 2.25^2 \\ &= 8.8 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

・せん断力

(x = 0 点)

$$\begin{aligned}\text{端部 } Q_{x1} &= -0.440 \text{ w} \cdot l_x \\ &= -0.440 \times 62.4 \times 2.25 \\ &= -61.8 \text{ kN}\end{aligned}$$

(x = 2d 点)

$$\begin{aligned}x &= 2 \times 0.18 = 0.36 \text{ m} \\ l_x / 2 &= 2.25 / 2 = 1.13 \text{ m}\end{aligned}$$

端部

$$\begin{aligned}Q_{x1'} &= Q_{x1} \times (l_x / 2 - X) / (l_x / 2) \\ &= -61.8 \times (1.13 - 0.36) / 1.13 \\ &= -42.0 \text{ kN}\end{aligned}$$

(3) 底盤の計算

1) 荷重計算

・頂板荷重計

$$ws = 62.4 \text{ kN/m}^2$$

・側壁自重

側壁周長 lw は

$$lw = \pi (D + t3) = 7.07 \text{ m}$$

躯体底面積 A は

$$A = \pi / 4 \cdot (D + 2 \cdot t3)^2 = 4.91 \text{ m}^2$$

$$wd3 = \frac{\gamma c \cdot lw \cdot t3 \cdot H}{A}$$

$$= \frac{24.5 \times 7.07 \times 0.25 \times 7.92}{4.91}$$

$$= 69.9 \text{ kN/m}^2$$

・側壁加算荷重

$$wd4 = \Delta W / A = 32.9 / 4.91 = 6.7 \text{ kN/m}^2$$

以上より底盤反力は

$$q = ws + wd3 + wd4 = 139.0 \text{ kN/m}^2 = w$$

2) 断面力の計算

$$l_y / l_x = 1.00 \quad \text{より}$$

・曲げモーメント

$$\begin{aligned} \text{端部} \quad M_{x1} &= - 0.042 \quad w \cdot l_x^2 \\ &= - 0.042 \quad \times \quad 139.0 \quad \times \quad 2.25^2 \\ &= - 29.6 \quad \text{kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{中央} \quad M_{x2} &= 0.028 \quad w \cdot l_x^2 \\ &= 0.028 \quad \times \quad 139.0 \quad \times \quad 2.25^2 \\ &= 19.7 \quad \text{kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

・せん断力

($x = 0$ 点)

$$\begin{aligned} \text{端部} \quad Q_{x1} &= - 0.44 \quad w \cdot l_x \\ &= - 0.44 \quad \times \quad 139.0 \quad \times \quad 2.25 \\ &= - 137.6 \quad \text{kN} \end{aligned}$$

($x = 2d$ 点)

$$x = 2 \times 0.33 = 0.66 \quad \text{m}$$

$$l_x / 2 = 2.25 / 2 = 1.13 \quad \text{m}$$

端部

$$\begin{aligned} Q_{x1'} &= Q_{x1} \times (l_x / 2 - x) / (l_x / 2) \\ &= -137.6 \quad \times \quad (1.13 - 0.66) / 1.13 \\ &= -56.9 \quad \text{kN} \end{aligned}$$

(4) 円形側壁の検討

1) 計算条件

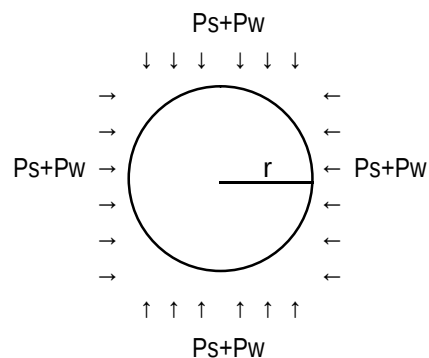
マンホール内径	D (m)	=	2.00	
マンホール壁厚	t (m)	=	0.25	
検討地点深度	H (m)	=	9.17	
地下水位	GL-(m)	=	0.33	BorNo.38
土の単位重量	γ (kN/m ³)	=	18.0	
土の水中重量	γ' (kN/m ³)	=	9.0	
コンクリートの単位重量	γ_c (kN/m ³)	=	24.5	
上載荷重	q (kN/m ²)	=	10.0	
静止土圧係数	K	=	0.50	
設計水平震度	kH	=	0.15	0.18×0.85(種新潟)
無筋コンクリートの設計基準強度	σ_{ck} (N/mm ²)	=	18.0	
鉄筋コンクリートの設計基準強度	σ_{ck} (N/mm ²)	=	24.0	

2)常時の検討

$$\begin{aligned}
 \text{土圧 } P_s &= K (\sum \gamma \cdot h + q) \\
 &= 0.50 \\
 &\quad \times (18.0 \times 0.33 + 9.0 \times 8.84 + 10.0) \\
 &= 47.8 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{水圧 } P_w &= 10.0 \times (H - 0.33) \\
 &= 10.0 \times (9.17 - 0.33) = 88.4 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

常時は軸力のみ発生する。



常時の軸力 N は

$$N = (P_s + P_w) \times r$$
$$= (47.8 + 88.4) \times 1.125 = 153.2 \text{ kN/m}$$

ここで、 r : リング半径

$$= 1/2 \times (2.00 + 0.25)$$
$$= 1.13 \text{ m}$$

圧縮応力度 σ_c は

$$\sigma_c = N / A$$
$$= \frac{153.2 \times 10^3}{250,000} = 0.61 \text{ N/mm}^2$$

ここで、 A : 断面積

$$= 250 \text{ mm} \times 1000 \text{ mm} = 250,000 \text{ mm}^2/\text{m}$$

無筋コンクリートでは $\sigma_{cK} = 18.0 \text{ N/mm}^2$ として

$$\sigma_c \quad \sigma_{ca} = 4.5 \text{ N/mm}^2 \quad \cdots \text{ O.K.}$$

鉄筋コンクリートでは $\sigma_{cK} = 24.0 \text{ N/mm}^2$ として

$$\sigma_c \quad \sigma_{ca} = 8.0 \text{ N/mm}^2 \quad \cdots \text{ O.K.}$$

3) 地震時の検討

円形断面に一方方向より偏荷重を受ける時の断面力は次式により求まる。

・曲げモーメント

$$M_A = 0.163 P \cdot r^2$$

$$M_B = -0.125 P \cdot r^2$$

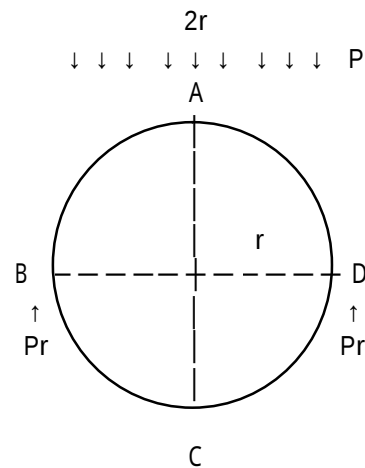
$$M_C = 0.087 P \cdot r^2$$

・軸力

$$N_A = 0.212 P \cdot r$$

$$N_B = P \cdot r$$

$$N_C = -0.212 P \cdot r$$



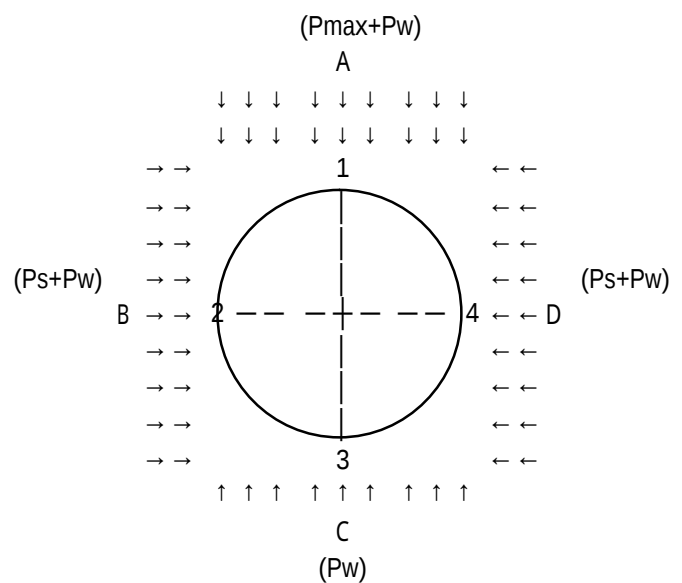
但し、
 M_i : i 点の曲げモーメント (kN・m)
 N_i : i 点の軸力 (kN)
 P : 作用荷重 (kN/m²)
 r : リング半径 (m)

地震時の荷重の作用状態を右図

のように考えれば、前出式による

合成応力を求めることにより、各

点の断面力が算出できる。



ここで、地盤反力 $P_{\max}$ は躯体の慣性力であるから

$$\begin{aligned} P_{\max} &= \frac{2 \pi \cdot r \cdot t \cdot \gamma_c \cdot kH}{2r + t} \\ &= \frac{2 \pi \times 1.13 \times 0.25 \times 24.5 \times 0.15}{2 \times 1.13 + 0.25} \\ &= 2.6 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

また、

$$\begin{aligned} P_s &= 47.8 \text{ kN/m}^2 \\ P_w &= 88.4 \text{ kN/m}^2 \\ r &= 1.13 \text{ m} \end{aligned}$$

・ A 点の合成断面力

曲げモーメント

$$\begin{aligned} Ma_1 &= 0.163 (P_{\max} + P_w) \cdot r^2 = 18.8 \\ Ma_2 &= - 0.125 (P_s + P_w) \cdot r^2 = -21.5 \\ Ma_3 &= 0.087 P_w \cdot r^2 = 9.7 \\ Ma_4 &= - 0.125 (P_s + P_w) \cdot r^2 = -21.5 \\ Ma &= \Sigma M_{aj} = -14.6 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

軸力

$$\begin{aligned} Na_1 &= 0.212 (P_{\max} + P_w) \cdot r = 21.7 \\ Na_2 &= 1.000 (P_s + P_w) \cdot r = 153.2 \\ Na_3 &= - 0.212 P_w \cdot r = -21.1 \\ Na_4 &= 1.000 (P_s + P_w) \cdot r = 153.2 \\ Na &= \Sigma N_{aj} = 307.0 \text{ kN} \end{aligned}$$

・B点の合成断面力

曲げモーメント

$$\begin{aligned} Mb1 &= - 0.125 (P_{max}+P_w) \cdot r^2 = -14.4 \\ Mb2 &= 0.087 (P_s+P_w) \cdot r^2 = 15.0 \\ Mb3 &= - 0.125 P_w \cdot r^2 = -14.0 \\ Mb4 &= 0.163 (P_s+P_w) \cdot r^2 = 28.1 \\ Mb &= \Sigma M_{bj} = 14.7 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

軸力

$$\begin{aligned} Nb1 &= 1.000 (P_{max}+P_w) \cdot r = 102.4 \\ Nb2 &= - 0.212 (P_s+P_w) \cdot r = -32.5 \\ Nb3 &= 1.000 P_w \cdot r = 99.5 \\ Nb4 &= 0.212 (P_s+P_w) \cdot r = 32.5 \\ Nb &= \Sigma N_{bj} = 201.8 \text{ kN} \end{aligned}$$

・C点の合成断面力

曲げモーメント

$$\begin{aligned} Mc1 &= 0.087 (P_{max}+P_w) \cdot r^2 = 10.0 \\ Mc2 &= - 0.125 (P_s+P_w) \cdot r^2 = -21.5 \\ Mc3 &= 0.163 P_w \cdot r^2 = 18.2 \\ Mc4 &= - 0.125 (P_s+P_w) \cdot r^2 = -21.5 \\ Mc &= \Sigma M_{cj} = -14.8 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

|

軸力

$$\begin{aligned} N_{c1} &= -0.212 (P_{\max} + P_w) \cdot r = -21.7 \\ N_{c2} &= 1.000 (P_s + P_w) \cdot r = 153.2 \\ N_{c3} &= 0.212 P_w \cdot r = 21.1 \\ N_{c4} &= 1.000 (P_s + P_w) \cdot r = 153.2 \\ N_c &= \sum N_{cj} = 305.7 \text{ kN} \end{aligned}$$

ここで、

$$\begin{aligned} M_{ij} &: i \text{ 点の } j \text{ 方向荷重に対する曲げモーメント} \quad (\text{kN} \cdot \text{m}) \\ N_{ij} &: i \text{ 点の } j \text{ 方向荷重に対する軸力} \quad (\text{kN}) \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S_{a \sim b} &= (M_a - M_b) / r = -26.0 \text{ kN} \\ S_{b \sim c} &= (M_b - M_c) / r = 26.2 \text{ kN} \end{aligned}$$

各点の曲げ引っ張り応力度は次式による。

$$\sigma_b = \frac{N}{A} - \frac{M}{Z} \quad (\text{N/mm}^2)$$

ここで、

$$\begin{aligned} Z: \text{断面係数} &= \frac{b \cdot h^2}{6} \\ &= \frac{1,000 \times 250^2}{6} = 10,416,667 \text{ mm}^3 \end{aligned}$$

|

・A点の応力度

$$\sigma_{bA} = \frac{307.0 \times 10^3}{250,000} - \frac{14.6 \times 10^6}{10,416,667} = -0.17 \text{ N/mm}^2$$

・B点の応力度

$$\sigma_{bB} = \frac{201.8 \times 10^3}{250,000} - \frac{14.7 \times 10^6}{10,416,667} = -0.60 \text{ N/mm}^2$$

・C点の応力度

$$\sigma_{bC} = \frac{305.7 \times 10^3}{250,000} - \frac{14.8 \times 10^6}{10,416,667} = -0.20 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{b\max} = 0.60 \text{ N/mm}^2$$

無筋コンクリートの許容曲げ引っ張り応力度は、

$$\text{常時} \quad \sigma_{ba} = \frac{\sigma_{ck}}{80} = \frac{18}{80} = 0.23 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{地震時} \quad \sigma_{ba} = \frac{\sigma_{ck}}{80} = \frac{18}{80} \times 1.5 = 0.34 \text{ N/mm}^2$$

である。本ケースでは

$$\sigma_{b\max} > \sigma_{ba} = 0.34 \text{ N/mm}^2$$

となるので、鉄筋コンクリートを採用する。