



# 下水道常時計算(現場打ちマンホール) 円形

出力例

2010 年 11 月版

# 目次

1	設計条件	1
1-1	設計荷重	1
1-1-1	土質条件	1
1-1-2	地下水	1
1-1-3	活荷重	1
1-2	コンクリート材料	2
1-3	鉄筋材料	2
1-4	斜引張鉄筋材料	2
1-5	部材	2
1-6	形状	3
1-7	部材の解析モデル	3
2	荷重計算	4
2-1	鉛直荷重	4
2-1-1	躯体自重	4
2-1-2	土砂重量	4
2-1-3	活荷重	4
2-1-4	頂版、底版部材に作用する鉛直荷重	5
2-1-5	中床版部材に作用する鉛直荷重	6
2-2	水平荷重	7
2-2-1	土圧	7
2-2-2	水压	7
2-2-3	活荷重による水平土圧	7
2-2-4	水平荷重集計	7
3	断面力計算	9
3-1	頂版の断面力計算	9
3-2	側壁の断面力計算（側壁-1）	10
3-2-1	等圧による断面力の計算	10
3-2-2	偏圧による断面力の計算	10
3-2-3	断面力の集計	10
3-3	中床版の断面力計算	11
3-4	側壁の断面力計算（側壁-2）	12
3-4-1	等圧による断面力の計算	12
3-4-2	偏圧による断面力の計算	12
3-4-3	断面力の集計	12
3-5	底版の断面力計算	13
4	応力度照査	14
4-1	頂版の応力度照査	14
4-1-1	前後方向の応力度照査	14
4-2	側壁の応力度照査（側壁-1）	16
4-2-1	水平方向の応力度照査	16
4-3	中床版の応力度照査	18
4-3-1	前後方向の応力度照査	18
4-4	側壁の応力度照査（側壁-2）	20
4-4-1	水平方向の応力度照査	20
4-5	底版の応力度照査	22
4-5-1	前後方向の応力度照査	22
5	安定計算	24
5-1	浮力の安定	24
5-2	支持力の安定	24

円形

## 1 設計条件

## 1-1 設計荷重

## 1-1-1 土質条件

土圧強度を一定とする深さ 15.000 (m)

土層 番号	深度 Z (m)	層厚 h (m)	単位重量 (大気中) (kN/m <sup>3</sup> )	単位重量 (水中) ' (kN/m <sup>3</sup> )	静止土圧 係数 $k_0$	鉛直土圧 係数
1	4.200	4.200	18.00	9.00	0.500	1.000
2	7.800	3.600	18.00	9.00	0.500	1.000
3	16.500	8.700	14.00	5.00	0.500	1.000
4	18.300	1.800	20.00	11.00	0.500	1.000
5	30.300	12.000	18.00	9.00	0.500	1.000

## 1-1-2 地下水

地表面からの深さ H 6.040 (m)

単位重量  $\gamma_w$  10.00 (kN/m<sup>3</sup>)

## 1-1-3 活荷重

T-25 軸重 100.0 (kN)

地表面載荷荷重  $P_{v1}$  10.00 (kN/m<sup>2</sup>)衝撃係数  $i$ 

土かぶり (h)	衝撃係数
$h < 4m$	0.3
$4m \leq h$	0

低減係数

土かぶり h 1m かつ 内空幅 B 4m の場合	左記以外の場合
1.0	0.9

## 1-2 コンクリート材料

		材料番号1	材料番号2	単位
材料強度	$f'_{ck}$	24.0	24.0	N/mm <sup>2</sup>
ヤング係数	$E_c$	25000.0	25000.0	N/mm <sup>2</sup>
許容曲げ圧縮応力度	$\sigma_{ca}$	9.00	9.00	N/mm <sup>2</sup>
許容せん断応力度(平均)	$\sigma_{a1}$	0.390	0.390	N/mm <sup>2</sup>
許容せん断応力度(最大)	$\sigma_{a1}$	0.450	0.450	N/mm <sup>2</sup>
許容せん断応力度(平均)	$\sigma_{a2}$	1.700	1.700	N/mm <sup>2</sup>
許容せん断応力度(最大)	$\sigma_{a2}$	2.000	2.000	N/mm <sup>2</sup>
許容付着応力度	$\sigma_{oa}$	1.60	1.60	N/mm <sup>2</sup>
単位重量(大気中)	$\gamma_c$	24.50	24.50	kN/m <sup>3</sup>

## 1-3 鉄筋材料

		材料番号1	材料番号2	単位
ヤング係数	$E_s$	200000.0	200000.0	N/mm <sup>2</sup>
許容引張応力度(大気中)	$\sigma_{sa1}$	160.0	160.0	N/mm <sup>2</sup>
許容引張応力度(水中)	$\sigma_{sa2}$	160.0	160.0	N/mm <sup>2</sup>

## 1-4 斜引張鉄筋材料

	材料番号1	単位
許容引張応力度	$\sigma_{sa}$	160.0 N/mm <sup>2</sup>

## 1-5 部材

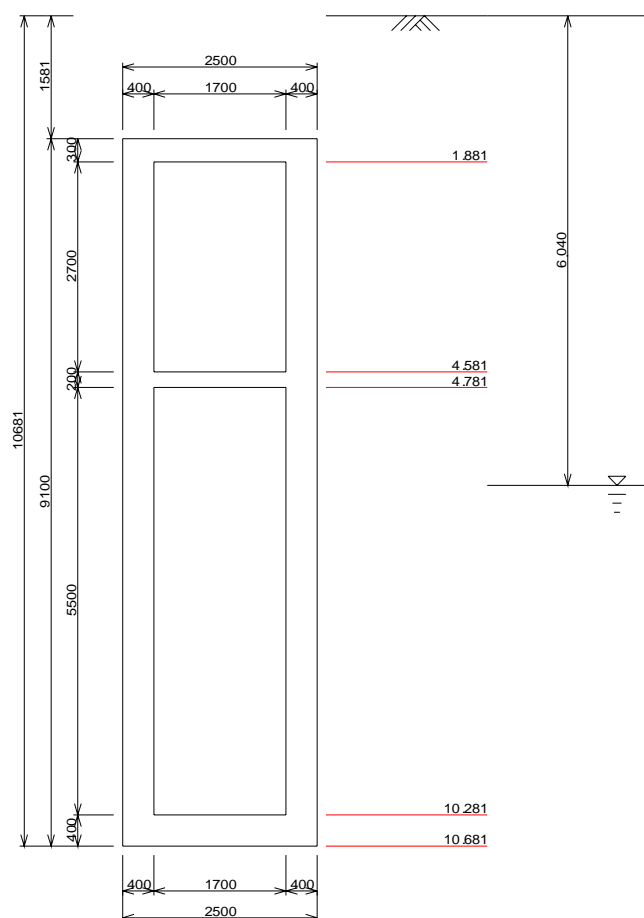
地表面から部材1上端までの距離 1.581 (m)

部材 番号	深度 (m)	部材高 (m)	部位	部材名称	断面 照査 有無	使用 材料 番号
1	1.881	0.300	頂版			1
2	4.581	2.700	側壁	側壁-1		1
3	4.781	0.200	中床版			1
4	10.281	5.500	側壁	側壁-2		1
5	10.681	0.400	底板			1

## 1-6 形状

部材 番号	平面 形状	正面寸法					側面寸法				
		外形上縁 (m)	内形上縁 (m)	外形下縁 (m)	内形下縁 (m)	ハンチ (m)	外形上縁 (m)	内形上縁 (m)	外形下縁 (m)	内形下縁 (m)	ハンチ (m)
1	円形	2.500		2.500							
2	円形	2.500	1.700	2.500	1.700						
3	円形	2.500		2.500							
4	円形	2.500	1.700	2.500	1.700						
5	円形	2.500		2.500							

形状図



## 1-7 部材の解析モデル

部材 番号	平面 形状	部位	解析条件	備考
1	円形	頂版	周辺固定支持板	
2	円形	側壁	リング構造解析	
3	円形	中床版	周辺固定支持板	
4	円形	側壁	リング構造解析	
5	円形	底版	周辺固定支持板	

## 2 荷重計算

## 2-1 鉛直荷重

## 2-1-1 躯体自重

部材 番号	部位	名称	算出式 載荷面積×高さ×単位重量	重量 (kN)
1	頂版		$/4 \times 2.500^2 \times 0.300 \times 24.50$	36.08
累計 $W_{d1} =$				36.08
2	側壁	側壁-1	$/4 \times (2.500^2 - 1.700^2) \times 2.700 \times 24.50$	174.57
3	中床版	群集荷重	$/4 \times 1.700^2 \times 5.00$	11.35
3	中床版		$/4 \times 2.500^2 \times 0.200 \times 24.50$	24.05
4	側壁	側壁-2	$/4 \times (2.500^2 - 1.700^2) \times 5.500 \times 24.50$	355.60
累計 $W_{d2} =$				601.65
5	底版		$/4 \times 2.500^2 \times 0.400 \times 24.50$	48.11
累計 $W_d =$				649.76

## 2-1-2 土砂重量

部材 番号	部位	名称	算出式 載荷面積×高さ×単位重量	重量 (kN)
1	頂版上面			
	土砂	地下水位上部	$/4 \times 2.500^2 \times 1.581 \times 18.00$	139.69
累計 $W_u =$				139.69

## 2-1-3 活荷重

## (1) 後輪荷重

設計に用いる活荷重は以下の後輪荷重を載荷する。

$$\begin{aligned}
 P_l &= \frac{2 \times \text{後輪荷重}}{T \text{ 荷重 1 組の占有幅}} \times (1 + \text{衝撃係数}) \\
 &= \frac{2 \times 100.0}{2.75} \times (1 + 0.3) = 94.55 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

## (2) 活荷重による鉛直荷重

土かぶり厚が4m未満の活荷重による鉛直荷重は以下により算出する。

$$P_{vI} = \frac{P_I \cdot}{W_I} = \frac{P_I \cdot}{2 \cdot h + 0.2}$$

ここに、

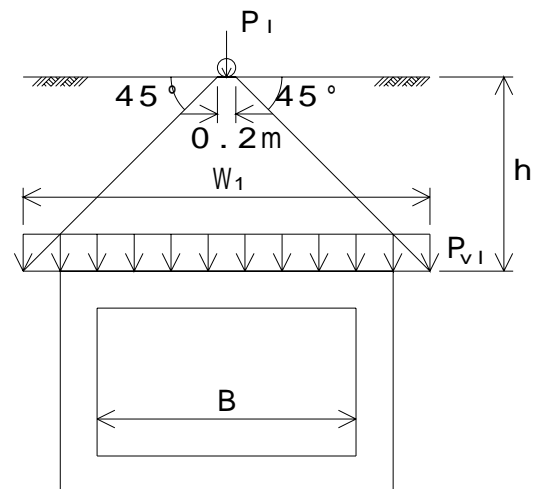
$P_{vI}$  : 活荷重による鉛直荷重 (kN/m<sup>2</sup>)

$P_I$  : 後輪による活荷重 (kN/m)

$W_I$  : 後輪荷重の分布幅 (m)

: 低減係数

$h$  : 土かぶり厚 (m)



頂版  $h = 1.581$  m

$$P_{vI} = \frac{94.55 \times 0.90}{2 \times 1.581 + 0.2} = 25.31 \text{ kN/m}^2$$

## 2-1-4 頂版、底版部材に作用する鉛直荷重

頂版部材に作用する鉛直荷重、底版部材に作用する地盤反力は以下により算出する。

$$W = \frac{W_d + W_u}{A} + P_{vI}$$

ここに、

$W$  : 版部材に作用する荷重 (kN/m<sup>2</sup>)

$W_d$  : 躯体自重 (kN)

$W_u$  : 土砂重量 (kN)

$P_{vI}$  : 活荷重による鉛直荷重 (kN/m<sup>2</sup>)

$A$  : 載荷面積 (m<sup>2</sup>)

## (1) 頂版 部材番号-1

$$W = \frac{36.08 + 139.69}{/4 \times 2.500^2} + 25.31 = 35.81 + 25.31 \\ = 61.12 \text{ kN/m}^2$$

## (2) 底版 部材番号-5

$$W = \frac{601.65 + 139.69}{/4 \times 2.500^2} + 25.31 = 151.02 + 25.31 \\ = 176.33 \text{ kN/m}^2$$

## 2-1-5 中床版部材に作用する鉛直荷重

中床版部材に作用する鉛直荷重は以下により算出する。

$$W = \gamma_c \cdot t + W_l$$

ここに、

$W$  : 版部材に作用する荷重 (kN/m<sup>2</sup>)

$\gamma_c$  : コンクリートの単位重量 (kN/m<sup>3</sup>)

$t$  : 部材厚 (m)

$W_l$  : 群集荷重 = 5.00 (kN/m<sup>2</sup>)

## (1) 中床版 部材番号-3

$$W = 24.50 \times 0.200 + 5.00$$

$$= 9.90 \text{ kN/m}^2$$

## 2-2 水平荷重

### 2-2-1 土圧

側壁に作用する水平土圧は以下により算出する。

- ・地下水面より浅い場合

$$P_{hd} = k_0 \cdot \gamma \cdot h$$

- ・地下水面より深い場合

$$P_{hd} = k_0 \cdot \gamma \cdot (h - h_w) + k_0 \cdot \gamma' \cdot h_w$$

ここに、

$P_{hd}$  : 土圧による水平荷重 (kN/m<sup>2</sup>)

$k_0$  : 静止土圧係数

$\gamma$  : 土の単位重量(大気中) (kN/m<sup>3</sup>)

$\gamma'$  : 土の単位重量(水中) (kN/m<sup>3</sup>)

$h_w$  : 水中の層厚 (m)

$h$  : 層厚 (m)

### 2-2-2 水压

地下水位以深の側壁に作用する水压は以下により算出する。

$$P_w = \gamma_w \cdot (h - h_w)$$

ここに、

$P_w$  : 水压 (kN/m<sup>2</sup>)

$\gamma_w$  : 水の単位重量 = 10.00 (kN/m<sup>3</sup>)

$h_w$  : 地表面から地下水位面までの距離 = 6.040 (m)

$h$  : 地表面からの距離 (m)

### 2-2-3 活荷重による水平土圧

側壁に作用する活荷重による水平土圧は、深さに関係なく以下により算出する。

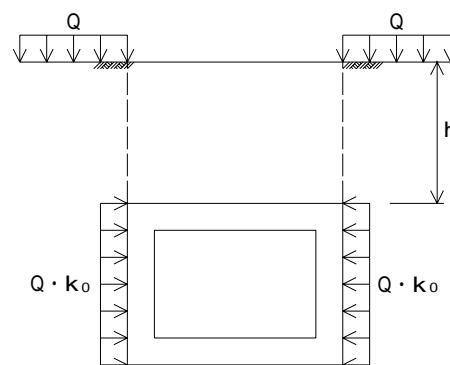
$$P_{hl} = Q \cdot k_0$$

ここに、

$P_{hl}$  : 活荷重による水平土圧 (kN/m<sup>2</sup>)

$Q$  : 地表面載荷荷重 = 10.00 (kN/m<sup>2</sup>)

$k_0$  : 静止土圧係数



### 2-2-4 水平荷重集計

部材 番号	深さ (m)	平面 形状	部位	位置	$P_{hd}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$P_w$ (kN/m <sup>2</sup> )	$P_{hl}$ (kN/m <sup>2</sup> )	合計 (kN/m <sup>2</sup> )
1	1.731	円形	頂版	中心	15.58		5.00	20.58
2	1.881	円形	側壁	上端	16.93		5.00	21.93
2	4.200	円形	側壁	土層境界	37.80		5.00	42.80
2	4.581	円形	側壁	下端	41.23		5.00	46.23

部材 番号	深さ (m)	平面 形状	部位	位置	$P_{hd}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$P_w$ (kN/m <sup>2</sup> )	$P_{hl}$ (kN/m <sup>2</sup> )	合計 (kN/m <sup>2</sup> )
3	4.681	円形	中床版	中心	42.13		5.00	47.13
4	4.781	円形	側壁	上端	43.03		5.00	48.03
4	6.040	円形	側壁	水位面	54.36	0.00	5.00	59.36
4	7.800	円形	側壁	土層境界	62.28	17.60	5.00	84.88
4	10.281	円形	側壁	下端	68.48	42.41	5.00	115.89
5	10.481	円形	底版	中心	68.98	44.41	5.00	118.39

### 3 断面力計算

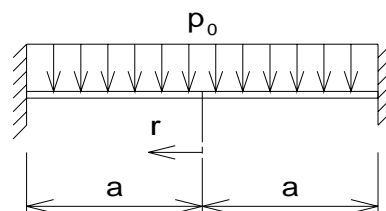
#### 3-1 頂版の断面力計算

頂版は等分布荷重を受ける周辺固定支持板として算出する。

$$M_r = \frac{p_0 \cdot a^2}{16} \cdot \left[ (1 + \nu) - (3 + \nu) \cdot \left( \frac{r}{a} \right)^2 \right]$$

$$M = \frac{p_0 \cdot a^2}{16} \cdot \left[ (1 + \nu) - (1 + 3 \cdot \nu) \cdot \left( \frac{r}{a} \right)^2 \right]$$

$$S_r = - \frac{p_0 \cdot r}{2}$$



ここに、

$M_r$  : 半径方向曲げモーメント (kN・m)

$M$  : 周辺方向曲げモーメント (kN・m)

$S_r$  : せん断力 (kN)

$p_0$  : 上面に作用する等分布荷重 = 61.12 (kN/m<sup>2</sup>)

$a$  : 側壁中心半径 = 1.050 (m)

$\nu$  : ポアソン比 = 0.20

$r$  : 照査位置 (m)

#### (1) 曲げモーメント

端部  $r = a$

$$M_r = \frac{61.12 \times 1.050^2}{16} \times \left[ (1 + 0.20) - (3 + 0.20) \times \left( \frac{1.050}{1.050} \right)^2 \right] = -8.42 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M = \frac{61.12 \times 1.050^2}{16} \times \left[ (1 + 0.20) - (1 + 3 \times 0.20) \times \left( \frac{1.050}{1.050} \right)^2 \right] = -1.68 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

中央部  $r = 0$

$$M_r = \frac{61.12 \times 1.050^2}{16} \times \left[ (1 + 0.20) - (3 + 0.20) \times \left( \frac{0.000}{1.050} \right)^2 \right] = 5.05 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M = \frac{61.12 \times 1.050^2}{16} \times \left[ (1 + 0.20) - (1 + 3 \times 0.20) \times \left( \frac{0.000}{1.050} \right)^2 \right] = 5.05 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

#### (2) せん断力

端部  $r = a$

$$S_r = - \frac{61.12 \times 1.050}{2} = -32.09 \text{ kN}$$

照査位置  $r = 0.700 \text{ m}$

$$S_r = - \frac{61.12 \times 0.700}{2} = -21.39 \text{ kN}$$

### 3-2 側壁の断面力計算 (側壁-1)

#### 3-2-1 等圧による断面力の計算

等圧による断面力の計算は、4方向より水圧を受ける条件により行う。

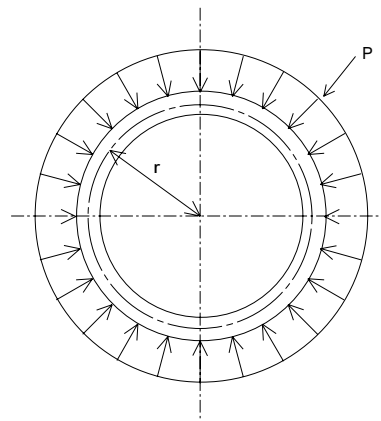
軸力は次式に単位長さを乗じて求める。

$$\begin{aligned} N &= P \cdot r \\ &= 46.23 \times 1.050 \\ &= 48.54 \text{ kN} \end{aligned}$$

ここに、

$$\begin{aligned} N &: \text{軸力 (kN)} \\ P &: \text{等圧荷重} = 46.23 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ r &: \text{側壁中心半径} = 1.050 \text{ (m)} \end{aligned}$$

この場合、曲げモーメントとせん断力は生じない。



#### 3-2-2 偏圧による断面力の計算

断面力は、土圧の20%を1方向より偏荷重として受ける場合を考える。

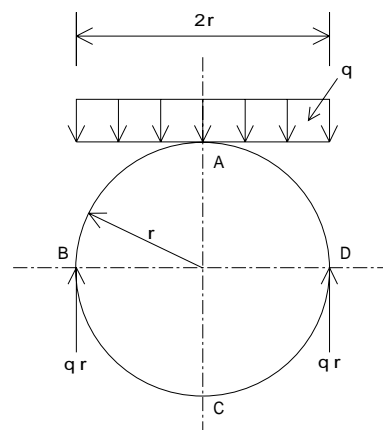
図のA～C各点のモーメントは次式に地盤反力の絶対値を与え、単位長さを乗じて求める。

図のA～C各点の軸力は次式に単位長さを乗じて求める。

$$\begin{aligned} M_A &= 0.163q \cdot r^2 = 0.163 \times 9.25 \times 1.050^2 = 1.66 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ M_B &= -0.125q \cdot r^2 = -0.125 \times 9.25 \times 1.050^2 = -1.27 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ M_C &= 0.087q \cdot r^2 = 0.087 \times 9.25 \times 1.050^2 = 0.89 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ N_A &= 0.212q \cdot r = 0.212 \times 9.25 \times 1.050 = 2.06 \text{ kN} \\ N_B &= q \cdot r = 9.25 \times 1.050 = 9.71 \text{ kN} \\ N_C &= -0.212q \cdot r = -0.212 \times 9.25 \times 1.050 = -2.06 \text{ kN} \end{aligned}$$

ここに、

$$\begin{aligned} M &: \text{曲げモーメント (kN} \cdot \text{m)} \\ N &: \text{軸力 (kN)} \\ q &: \text{偏荷重} = \text{土圧} \times 20(\%) = 9.25 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ r &: \text{側壁中心半径} = 1.050 \text{ (m)} \end{aligned}$$



#### 3-2-3 断面力の集計

設計断面力は、等圧と偏圧による断面力を重ね合わせた数値を考える。

$$\begin{aligned} M_A &= 1.66 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ M_B &= -1.27 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ M_C &= 0.89 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ N_A &= 48.54 + 2.06 = 50.60 \text{ kN} \\ N_B &= 48.54 + 9.71 = 58.25 \text{ kN} \\ N_C &= 48.54 - 2.06 = 46.48 \text{ kN} \end{aligned}$$

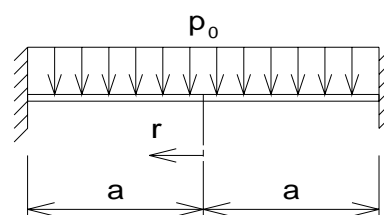
## 3-3 中床版の断面力計算

中床版は等分布荷重を受ける周辺固定支持板として算出する。

$$M_r = \frac{p_0 \cdot a^2}{16} \cdot \left[ (1 + \nu) - (3 + \nu) \cdot \left( \frac{r}{a} \right)^2 \right]$$

$$M = \frac{p_0 \cdot a^2}{16} \cdot \left[ (1 + \nu) - (1 + 3 \cdot \nu) \cdot \left( \frac{r}{a} \right)^2 \right]$$

$$S_r = - \frac{p_0 \cdot r}{2}$$



ここに、

- $M_r$  : 半径方向曲げモーメント (kN・m)
- $M$  : 周辺方向曲げモーメント (kN・m)
- $S_r$  : せん断力 (kN)
- $p_0$  : 上面に作用する等分布荷重 = 9.90 (kN/m<sup>2</sup>)
- $a$  : 側壁中心半径 = 1.050 (m)
- $\nu$  : ポアソン比 = 0.20
- $r$  : 照査位置 (m)

## (1) 曲げモーメント

端部  $r = a$

$$M_r = \frac{9.90 \times 1.050^2}{16} \times \left[ (1 + 0.20) - (3 + 0.20) \times \left( \frac{1.050}{1.050} \right)^2 \right] = -1.36 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M = \frac{9.90 \times 1.050^2}{16} \times \left[ (1 + 0.20) - (1 + 3 \times 0.20) \times \left( \frac{1.050}{1.050} \right)^2 \right] = -0.27 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

中央部  $r = 0$

$$M_r = \frac{9.90 \times 1.050^2}{16} \times \left[ (1 + 0.20) - (3 + 0.20) \times \left( \frac{0.000}{1.050} \right)^2 \right] = 0.82 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M = \frac{9.90 \times 1.050^2}{16} \times \left[ (1 + 0.20) - (1 + 3 \times 0.20) \times \left( \frac{0.000}{1.050} \right)^2 \right] = 0.82 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

## (2) せん断力

端部  $r = a$

$$S_r = - \frac{9.90 \times 1.050}{2} = -5.20 \text{ kN}$$

照査位置  $r = 0.750 \text{ m}$

$$S_r = - \frac{9.90 \times 0.750}{2} = -3.71 \text{ kN}$$

### 3-4 側壁の断面力計算 (側壁-2)

#### 3-4-1 等圧による断面力の計算

等圧による断面力の計算は、4方向より水圧を受ける条件により行う。

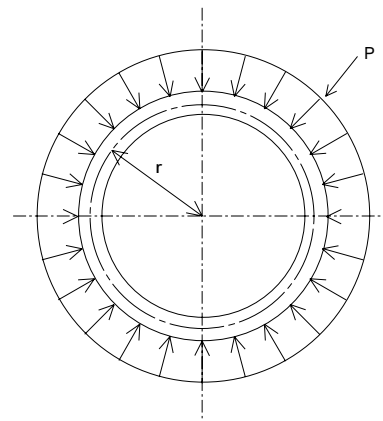
軸力は次式に単位長さを乗じて求める。

$$\begin{aligned} N &= P \cdot r \\ &= 115.89 \times 1.050 \\ &= 121.68 \text{ kN} \end{aligned}$$

ここに、

$$\begin{aligned} N &: \text{軸力 (kN)} \\ P &: \text{等圧荷重} = 115.89 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ r &: \text{側壁中心半径} = 1.050 \text{ (m)} \end{aligned}$$

この場合、曲げモーメントとせん断力は生じない。



#### 3-4-2 偏圧による断面力の計算

断面力は、土圧の20%を1方向より偏荷重として受ける場合を考える。

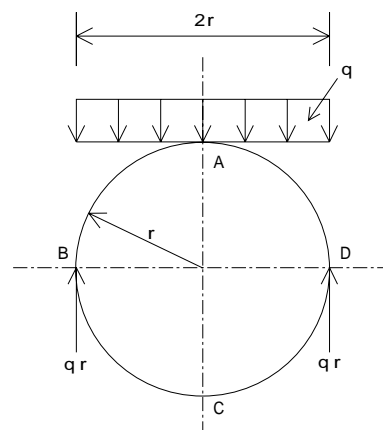
図のA～C各点のモーメントは次式に地盤反力の絶対値を与え、単位長さを乗じて求める。

図のA～C各点の軸力は次式に単位長さを乗じて求める。

$$\begin{aligned} M_A &= 0.163q \cdot r^2 = 0.163 \times 14.70 \times 1.050^2 = 2.64 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ M_B &= -0.125q \cdot r^2 = -0.125 \times 14.70 \times 1.050^2 = -2.03 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ M_C &= 0.087q \cdot r^2 = 0.087 \times 14.70 \times 1.050^2 = 1.41 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ N_A &= 0.212q \cdot r = 0.212 \times 14.70 \times 1.050 = 3.27 \text{ kN} \\ N_B &= q \cdot r = 14.70 \times 1.050 = 15.43 \text{ kN} \\ N_C &= -0.212q \cdot r = -0.212 \times 14.70 \times 1.050 = -3.27 \text{ kN} \end{aligned}$$

ここに、

$$\begin{aligned} M &: \text{曲げモーメント (kN} \cdot \text{m)} \\ N &: \text{軸力 (kN)} \\ q &: \text{偏荷重} = \text{土圧} \times 20(\%) = 14.70 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ r &: \text{側壁中心半径} = 1.050 \text{ (m)} \end{aligned}$$



#### 3-4-3 断面力の集計

設計断面力は、等圧と偏圧による断面力を重ね合わせた数値を考える。

$$\begin{aligned} M_A &= 2.64 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ M_B &= -2.03 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ M_C &= 1.41 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ N_A &= 121.68 + 3.27 = 124.95 \text{ kN} \\ N_B &= 121.68 + 15.43 = 137.11 \text{ kN} \\ N_C &= 121.68 - 3.27 = 118.41 \text{ kN} \end{aligned}$$

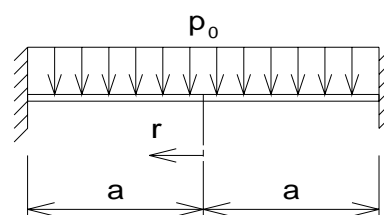
## 3-5 底版の断面力計算

底版は等分布荷重を受ける周辺固定支持板として算出する。

$$M_r = \frac{p_0 \cdot a^2}{16} \cdot \left[ (1 + \nu) - (3 + \nu) \cdot \left( \frac{r}{a} \right)^2 \right]$$

$$M = \frac{p_0 \cdot a^2}{16} \cdot \left[ (1 + \nu) - (1 + 3 \cdot \nu) \cdot \left( \frac{r}{a} \right)^2 \right]$$

$$S_r = - \frac{p_0 \cdot r}{2}$$



ここに、

$M_r$  : 半径方向曲げモーメント (kN・m)

$M$  : 周辺方向曲げモーメント (kN・m)

$S_r$  : せん断力 (kN)

$p_0$  : 上面に作用する等分布荷重 = 176.33 (kN/m<sup>2</sup>)

$a$  : 側壁中心半径 = 1.050 (m)

$\nu$  : ポアソン比 = 0.20

$r$  : 照査位置 (m)

## (1) 曲げモーメント

端部  $r = a$

$$M_r = \frac{176.33 \times 1.050^2}{16} \times \left[ (1 + 0.20) - (3 + 0.20) \times \left( \frac{1.050}{1.050} \right)^2 \right] = -24.30 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M = \frac{176.33 \times 1.050^2}{16} \times \left[ (1 + 0.20) - (1 + 3 \times 0.20) \times \left( \frac{1.050}{1.050} \right)^2 \right] = -4.86 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

中央部  $r = 0$

$$M_r = \frac{176.33 \times 1.050^2}{16} \times \left[ (1 + 0.20) - (3 + 0.20) \times \left( \frac{0.000}{1.050} \right)^2 \right] = 14.58 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M = \frac{176.33 \times 1.050^2}{16} \times \left[ (1 + 0.20) - (1 + 3 \times 0.20) \times \left( \frac{0.000}{1.050} \right)^2 \right] = 14.58 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

## (2) せん断力

端部  $r = a$

$$S_r = - \frac{176.33 \times 1.050}{2} = -92.57 \text{ kN}$$

照査位置  $r = 0.650 \text{ m}$

$$S_r = - \frac{176.33 \times 0.650}{2} = -57.31 \text{ kN}$$

4 応力度照査

4-1 頂版の応力度照査

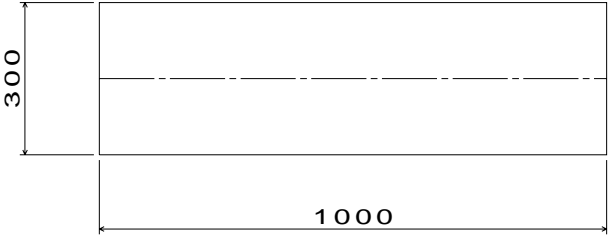
4-1-1 前後方向の応力度照査

部材番号 1

地表面からの深度 1.581 ~ 1.881 m

平面形状 円形

形状図の単位:mm



前後方向鉄筋(上面)

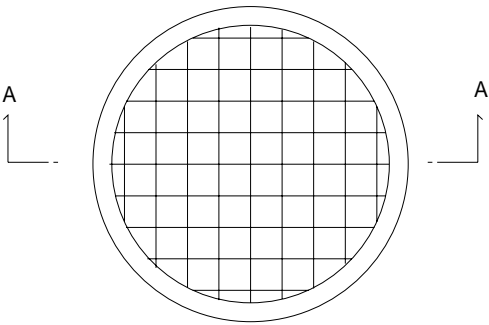
かぶり (mm)	ピッチ (mm)	鉄筋径	本数	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )
70.0	200	D13	5.0	633.50

前後方向鉄筋(下面)

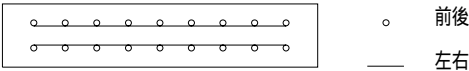
かぶり (mm)	ピッチ (mm)	鉄筋径	本数	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )
70.0	200	D13	5.0	633.50

斜引張鉄筋

ピッチ (mm)	鉄筋径	本数	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )
0		0.0	0.00



平面図



A - A

項目	記号	単位	端部	中央部
曲げモーメント	M	kN・m	-8.42	5.05
軸力	N	kN		
部材幅	B	mm	1000.0	1000.0
部材高	H	mm	300.0	300.0
主鉄筋 鉄筋量 引張側	A <sub>s</sub>	mm <sup>2</sup>	633.50	633.50
	A <sub>s</sub> '	mm <sup>2</sup>		
最小鉄筋量 0.002 B・H 曲げ 0.008 N×10 <sup>3</sup> / 'ca 軸力	A <sub>smin</sub>	mm <sup>2</sup>	600.00	600.00
	A <sub>smin</sub>	mm <sup>2</sup>		
ヤング係数比	n		15	15
中立軸	X	mm	57.2922	57.2908
コンクリート圧縮応力度	' <sub>c</sub>	N/mm <sup>2</sup>	1.39	0.84
コンクリート許容圧縮応力度	' <sub>ca</sub>	N/mm <sup>2</sup>	9.00	9.00
判定				
鉄筋引張応力度	s	N/mm <sup>2</sup>	63.04	37.83
鉄筋許容引張応力度	sa	N/mm <sup>2</sup>	160.00	160.00
判定				

項目	記号	単位	h/2点
せん断力	S	kN	21.39
有効幅	b <sub>w</sub>	mm	1000.0
有効高	d	mm	230.0
全圧縮応力の作用点から引張鉄筋断面 図心までの距離と有効高の比	J		0.917
せん断応力度		N/mm <sup>2</sup>	0.101
許容せん断応力度	a1	N/mm <sup>2</sup>	0.450
必要斜引張鉄筋量	A <sub>wreq</sub>	mm <sup>2</sup>	
斜引張鉄筋量	A <sub>w</sub>	mm <sup>2</sup>	0.00
許容せん断応力度(鉄筋と共同)	a2	N/mm <sup>2</sup>	
判定			
コンクリート付着応力度	o	N/mm <sup>2</sup>	0.507
コンクリート許容付着応力度	oa	N/mm <sup>2</sup>	1.600
判定			

4-2 側壁の応力度照査 (側壁-1)

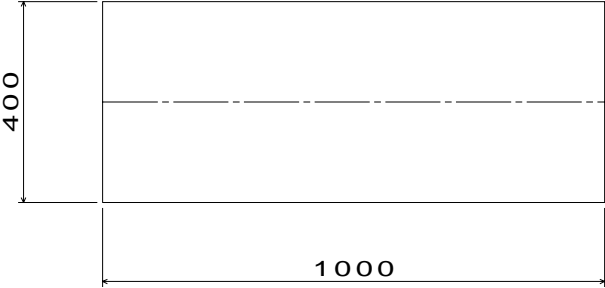
4-2-1 水平方向の応力度照査

部材番号 2

地表面からの深度 1.881 ~ 4.581 m

平面形状 円形

形状図の単位:mm



水平方向鉄筋(外側)

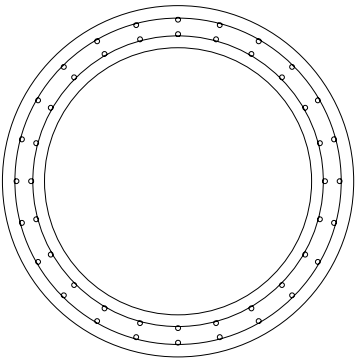
かぶり (mm)	ピッチ (mm)	鉄筋径	本数	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )
70.0	200	D13	5.0	633.50

水平方向鉄筋(内側)

かぶり (mm)	ピッチ (mm)	鉄筋径	本数	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )
70.0	200	D13	5.0	633.50

斜引|張鉄筋

ピッチ (mm)	鉄筋径	本数	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )
0		0.0	0.00



○ 鉛直  
— 水平

平面図

項目	記号	単位	A点	B点	C点
曲げモーメント	M	kN・m	1.66	-1.27	0.89
軸力	N	kN	50.60	58.25	46.48
部材幅	B	mm	1000.0	1000.0	1000.0
部材高	H	mm	400.0	400.0	400.0
主鉄筋 鉄筋量 引張側	A <sub>s</sub>	mm <sup>2</sup>	633.50	633.50	633.50
	A <sub>s</sub> '	mm <sup>2</sup>			
最小鉄筋量 0.002 B・H 曲げ 0.008 N×10 <sup>3</sup> / 'ca 軸力	A <sub>smin</sub>	mm <sup>2</sup>	800.00	800.00	800.00
	A <sub>smin</sub>	mm <sup>2</sup>	44.98	51.78	41.32
ヤング係数比 中立軸	n		15	15	15
	X	mm			
コンクリート圧縮応力度	' <sub>c</sub>	N/mm <sup>2</sup>	0.18	0.18	0.14
コンクリート許容圧縮応力度	' <sub>ca</sub>	N/mm <sup>2</sup>	9.00	9.00	9.00
判定					
鉄筋引張応力度	s	N/mm <sup>2</sup>	0.00	0.00	0.00
鉄筋許容引張応力度	sa	N/mm <sup>2</sup>	160.00	160.00	160.00
判定					

4-3 中床版の応力度照査

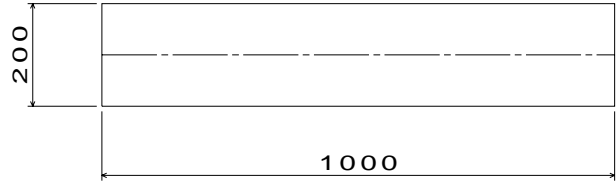
4-3-1 前後方向の応力度照査

部材番号 3

地表面からの深度 4.581 ~ 4.781 m

平面形状 円形

形状図の単位:mm



前後方向鉄筋(上面)

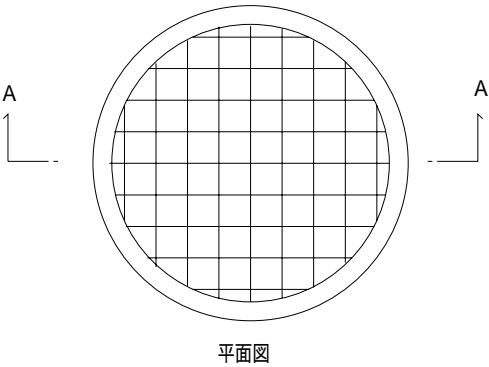
かぶり (mm)	ピッチ (mm)	鉄筋径	本数	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )
70.0	200	D13	5.0	633.50

前後方向鉄筋(下面)

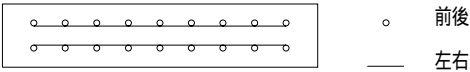
かぶり (mm)	ピッチ (mm)	鉄筋径	本数	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )
70.0	200	D13	5.0	633.50

斜引張鉄筋

ピッチ (mm)	鉄筋径	本数	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )
0		0.0	0.00



平面図



A - A

項目	記号	単位	端部	中央部
曲げモーメント	M	kN・m	-1.36	0.82
軸力	N	kN		
部材幅	B	mm	1000.0	1000.0
部材高	H	mm	200.0	200.0
主鉄筋 鉄筋量 引張側 圧縮側	A <sub>s</sub>	mm <sup>2</sup>	633.50	633.50
	A <sub>s</sub> '	mm <sup>2</sup>		
最小鉄筋量 $0.002 B \cdot H$ 曲げ $0.008 N \times 10^3 / '_{ca}$ 軸力	A <sub>Smin</sub>	mm <sup>2</sup>	400.00	400.00
	A <sub>Smin</sub>	mm <sup>2</sup>		
ヤング係数比	n		15	15
中立軸	X	mm	41.1036	41.1027
コンクリート圧縮応力度	' <sub>c</sub>	N/mm <sup>2</sup>	0.57	0.34
コンクリート許容圧縮応力度	' <sub>ca</sub>	N/mm <sup>2</sup>	9.00	9.00
判定				
鉄筋引張応力度	s	N/mm <sup>2</sup>	18.52	11.11
鉄筋許容引張応力度	sa	N/mm <sup>2</sup>	160.00	160.00
判定				

項目	記号	単位	h/2点
せん断力	S	kN	3.71
有効幅	b <sub>w</sub>	mm	1000.0
有効高	d	mm	130.0
全圧縮応力の作用点から引張鉄筋断面 図心までの距離と有効高の比	J		0.895
せん断応力度		N/mm <sup>2</sup>	0.032
許容せん断応力度	a <sub>1</sub>	N/mm <sup>2</sup>	0.450
必要斜引張鉄筋量	A <sub>wreq</sub>	mm <sup>2</sup>	
斜引張鉄筋量	A <sub>w</sub>	mm <sup>2</sup>	0.00
許容せん断応力度(鉄筋と共同)	a <sub>2</sub>	N/mm <sup>2</sup>	
判定			
コンクリート付着応力度	o	N/mm <sup>2</sup>	0.160
コンクリート許容付着応力度	oa	N/mm <sup>2</sup>	1.600
判定			

4-4 側壁の応力度照査 (側壁-2)

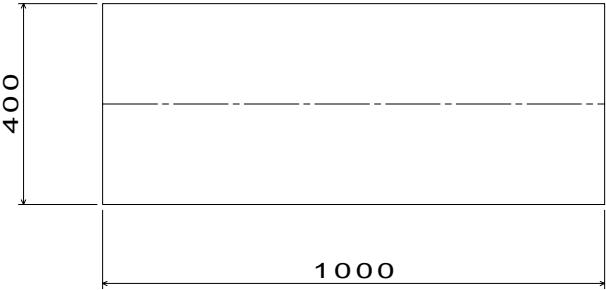
4-4-1 水平方向の応力度照査

部材番号 4

地表面からの深度 4.781 ~ 10.281 m

平面形状 円形

形状図の単位:mm



水平方向鉄筋(外側)

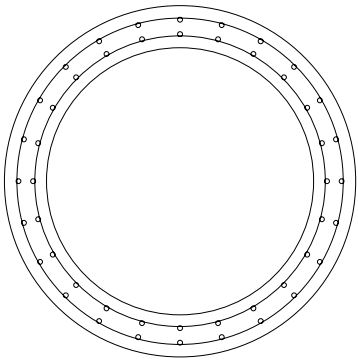
かぶり (mm)	ピッチ (mm)	鉄筋径	本数	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )
70.0	200	D13	5.0	633.50

水平方向鉄筋(内側)

かぶり (mm)	ピッチ (mm)	鉄筋径	本数	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )
70.0	200	D13	5.0	633.50

斜引|張鉄筋

ピッチ (mm)	鉄筋径	本数	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )
0		0.0	0.00



○ 鉛直  
— 水平

平面図

項目	記号	単位	A点	B点	C点
曲げモーメント	M	kN・m	2.64	-2.03	1.41
軸力	N	kN	124.95	137.11	118.41
部材幅	B	mm	1000.0	1000.0	1000.0
部材高	H	mm	400.0	400.0	400.0
主鉄筋 鉄筋量 引張側	A <sub>s</sub>	mm <sup>2</sup>	633.50	633.50	633.50
	A <sub>s</sub> '	mm <sup>2</sup>			
最小鉄筋量 0.002 B・H 曲げ 0.008 N×10 <sup>3</sup> / 'ca 軸力	A <sub>smin</sub>	mm <sup>2</sup>	800.00	800.00	800.00
	A <sub>smin</sub>	mm <sup>2</sup>	111.07	121.88	105.25
ヤング係数比 中立軸	n		15	15	15
	X	mm			
コンクリート圧縮応力度	' <sub>c</sub>	N/mm <sup>2</sup>	0.39	0.40	0.33
コンクリート許容圧縮応力度	' <sub>ca</sub>	N/mm <sup>2</sup>	9.00	9.00	9.00
判定					
鉄筋引張応力度	s	N/mm <sup>2</sup>	0.00	0.00	0.00
鉄筋許容引張応力度	sa	N/mm <sup>2</sup>	160.00	160.00	160.00
判定					

4-5 底版の応力度照査

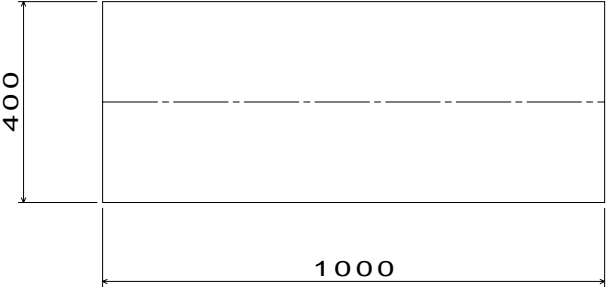
4-5-1 前後方向の応力度照査

部材番号 5

地表面からの深度 10.281 ~ 10.681 m

平面形状 円形

形状図の単位:mm



前後方向鉄筋(上面)

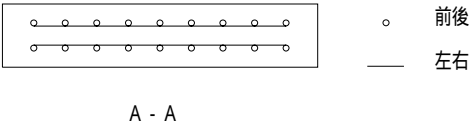
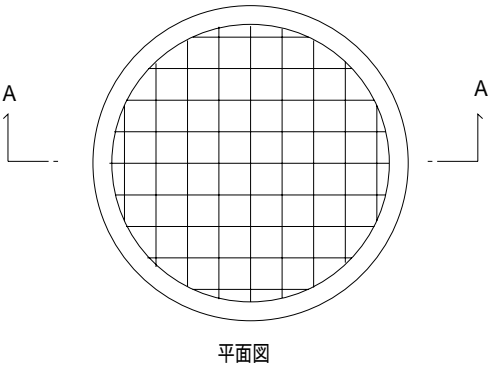
かぶり (mm)	ピッチ (mm)	鉄筋径	本数	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )
70.0	200	D13	5.0	633.50

前後方向鉄筋(下面)

かぶり (mm)	ピッチ (mm)	鉄筋径	本数	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )
70.0	200	D13	5.0	633.50

斜引張鉄筋

ピッチ (mm)	鉄筋径	本数	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )
0		0.0	0.00



項目	記号	単位	端部	中央部
曲げモーメント	M	kN・m	-24.30	14.58
軸力	N	kN		
部材幅	B	mm	1000.0	1000.0
部材高	H	mm	400.0	400.0
主鉄筋 鉄筋量 引張側	A <sub>s</sub>	mm <sup>2</sup>	633.50	633.50
圧縮側	A <sub>s</sub> '	mm <sup>2</sup>		
最小鉄筋量 0.002 B・H 曲げ	A <sub>smin</sub>	mm <sup>2</sup>	800.00	800.00
0.008 N×10 <sup>3</sup> / 'ca 軸力	A <sub>smin</sub>	mm <sup>2</sup>		
ヤング係数比	n		15	15
中立軸	X	mm	70.2593	70.2589
コンクリート圧縮応力度	' <sub>c</sub>	N/mm <sup>2</sup>	2.26	1.35
コンクリート許容圧縮応力度	' <sub>ca</sub>	N/mm <sup>2</sup>	9.00	9.00
判定				
鉄筋引張応力度	s	N/mm <sup>2</sup>	125.12	75.07
鉄筋許容引張応力度	sa	N/mm <sup>2</sup>	160.00	160.00
判定				

項目	記号	単位	h/2点
せん断力	S	kN	57.31
有効幅	b <sub>w</sub>	mm	1000.0
有効高	d	mm	330.0
全圧縮応力の作用点から引張鉄筋断面 図心までの距離と有効高の比	J		0.929
せん断応力度		N/mm <sup>2</sup>	0.187
許容せん断応力度	a1	N/mm <sup>2</sup>	0.450
必要斜引張鉄筋量	A <sub>wreq</sub>	mm <sup>2</sup>	
斜引張鉄筋量	A <sub>w</sub>	mm <sup>2</sup>	0.00
許容せん断応力度(鉄筋と共同)	a2	N/mm <sup>2</sup>	
判定			
コンクリート付着応力度	o	N/mm <sup>2</sup>	0.935
コンクリート許容付着応力度	oa	N/mm <sup>2</sup>	1.600
判定			

## 5 安定計算

### 5-1 浮力の安定

浮力の安定に対する検討は活荷重を除いて以下により算出する。

・揚圧力

$$\begin{aligned} U &= A \cdot h \cdot \gamma_w \\ &= (1/4 \times 2.500^2) \times 4.641 \times 10.00 \\ &= 227.81 \text{ kN} \end{aligned}$$

ここに、

U : 揚圧力 (kN)  
 A : 底版面積 (m<sup>2</sup>)  
 h : 地下水位面から底版下面までの距離 = 4.641 (m)  
 $\gamma_w$  : 水の単位重量 = 10.00 (kN/m<sup>3</sup>)

・鉛直荷重

$$\begin{aligned} W &= W_d + W_u \\ &= 649.76 + 139.69 \\ &= 789.45 \text{ kN} \end{aligned}$$

ここに、

W : 鉛直荷重 (kN)  
 $W_d$  : 躯体自重 = 649.76 (kN)  
 $W_u$  : 上載土砂重量 = 139.69 (kN)

$$F = \frac{W}{U} = \frac{789.45}{227.81} = 3.47 \quad \text{安全率 } F_a = 1.2 \text{ より、}$$

浮力の安定に対して安全である。

### 5-2 支持力の安定

支持力について以下により検討を行う。

・躯体体積分の固有地盤重量

部材 番号	部位	算出式 躯体体積×単位重量(大気中)	重量 (kN)
1	頂版	$1/4 \times 2.500^2 \times 0.300 \times 18.00$	26.51
2	側壁	$1/4 \times 2.500^2 \times 2.319 \times 18.00$	204.90
2	側壁	$1/4 \times 2.500^2 \times 0.381 \times 18.00$	33.66
3	中床版	$1/4 \times 2.500^2 \times 0.200 \times 18.00$	17.67
4	側壁	$1/4 \times 2.500^2 \times 3.019 \times 18.00$	266.75
4	側壁	$1/4 \times 2.500^2 \times 2.481 \times 14.00$	170.50
5	底版	$1/4 \times 2.500^2 \times 0.400 \times 14.00$	27.49
累計 $W_s =$			747.48

ここに、

$W_s$  : 躯体体積分の固有地盤重量 (kN)

$W_d$  : 躯体自重 = 649.76 (kN)

$$\frac{W_s}{W_d} = \frac{747.48}{649.76} = 1.15 \quad 1.0 \text{ より、}$$

支持力の安定に対して安全である。