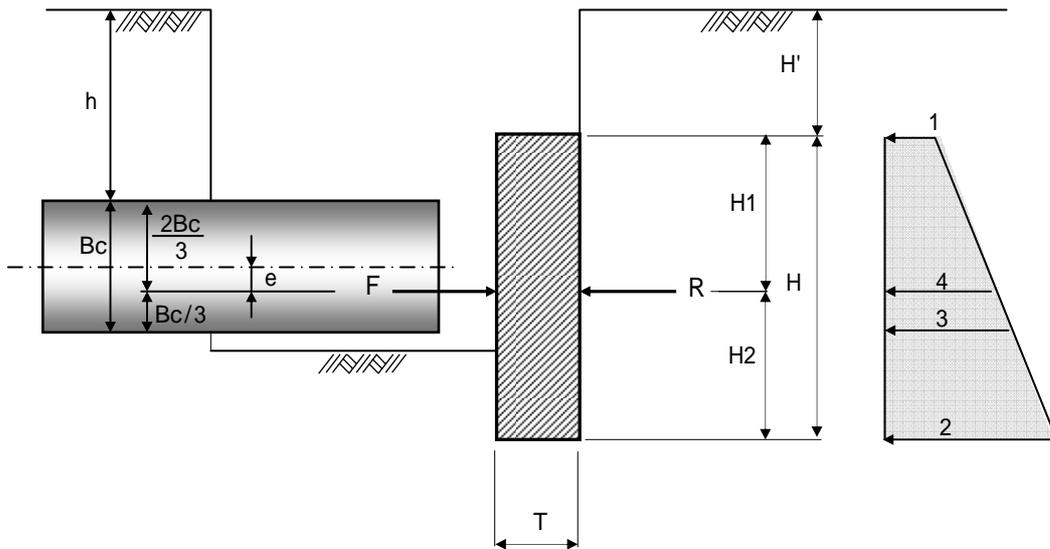


支圧壁の計算

発進N01

支圧壁については、管底部以下と管側方部分をそれぞれ片もち梁と仮定して抵抗モーメントとの比較により検討する。ただし、支圧壁の高さは推進力(F)および地盤反力(R)の作用位置が一致するものとし、その作用点はずり出しの関係から下図のように管下端から $B_c/3$ の位置にくると仮定する。

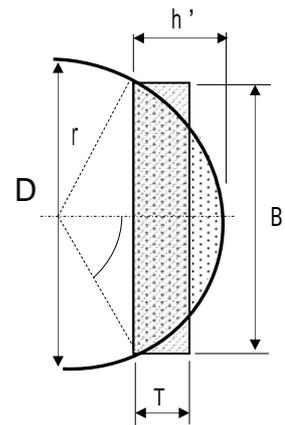


1.設計条件

管 呼 び 径	$B_o =$	2.000 (m)
管 外 径	$B_c =$	2.350 (m)
管 の 土 被 り	$h =$	10.000 (m)
推 進 力	$F =$	10000 (kN)
設 備 推 進 力	$J =$	12000 (kN)
設 備 の 余 裕 率	$=$	20 (%)
支 圧 壁 の 幅	$B =$	2.828 (m)
管 中 心 から 支 圧 壁 側 端 まで の 長 さ	$B_1 =$	1.414 (m)
支 圧 壁 高	$H =$	3.600 (m)
支 圧 壁 の 厚 み	$T =$	0.379 (m)
土 の 単 位 体 積 重 量	$=$	18.1 (kN/m ³)
内 部 摩 擦 角	$=$	31.2 (°)
土 の 粘 着 力	$C =$	0.0 (kN/m ²)
反 力 係 数	$=$	2.00 (1.5 ~ 2.5 通常は2を採用)
必 要 反 力	$R =$	12000 (kN)

三日月形支圧壁から矩形支圧壁への変換

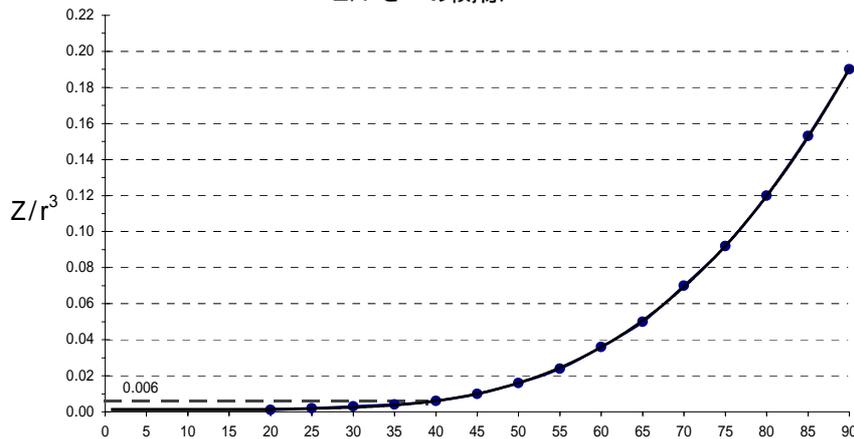
短	径	D =	4.500 (m)
半	径	r =	2.250 (m)
	幅	B =	2.828 (m)
高	さ	H =	3.600 (m)
厚	み	h' =	0.500 (m)
角	度	=	38.942 (°)



断面係数の決定

以下の表により三日月形支圧壁の断面係数を算定する。

Z/r³と の関係



出展: 技術資料ライナープレート(日本鋼管ライトスチール)
Z = 断面係数 r = 半径

上記の表により

$$Z / r^3 = 0.006$$

よって、断面係数(Z)は、

$$\begin{aligned} Z &= r^3 \times 0.006 \\ &= 2.250^3 \times 0.006 \\ &= 0.068 \end{aligned}$$

矩形支圧壁への変換

三日月形支圧壁を矩形支圧壁に断面係数を用い変換する。

矩形支圧壁の幅(b)を 2.828 m と仮定すると

矩形支圧壁の断面係数(z)は以下の式で表される。

$$\begin{aligned} z &= b \times T^2 / 6 \\ &= 0.471 \times T^2 \end{aligned} \quad \text{ここで、Tは矩形支圧壁に変換した場合の厚み(m)}$$

矩形支圧壁の厚み(T)の決定

三日月形支圧壁断面係数(Z)と矩形支圧壁断面係数(z)により厚み(T)を算定する。

算定に当たり、矩形支圧壁断面係数(z) < 三日月形支圧壁断面係数(Z)となるように算定を行う。

$$\begin{aligned} 0.471 \times T^2 &< 0.068 \\ \text{よって、} \quad h &= 0.379 < 0.379965358 \end{aligned}$$

変換後の矩形支圧壁の形状

幅(b)	2.828 (m)
高さ(H)	3.600 (m)
厚み(T)	0.379 (m)

2. 支圧壁の高さ(H)

地盤反力(R)は、以下の式の通りランキンの受働土圧で表される。

$$R = \gamma \times B \times \left\{ \frac{\gamma}{2} \times H^2 \times K_p + 2 \times C \times H \times (K_p) + \gamma' \times H \times K_p \right\}$$

ここに、R: 地盤反力(kN)
 γ : 係数
 B: 支圧壁の幅(m)
 γ : 土の単位体積重量(kN/m³)
 H: 支圧壁の高さ(m)
 K_p: 受働土圧係数
 C: 土の粘着力(kN/m²)
 H': 支圧壁の土被り(m)

この式を支圧壁の高さ(H₀)について展開すると、

$$0 = \left(\frac{\gamma}{2} \times K_p \right) H^2 + \{ 2 \times C \times (K_p) + \gamma' \times K_p \} H - R / (\gamma \times B)$$

地盤反力(R)と設備推進(J)の作用位置は一致するものとする、計算上の作用点は上図のように管下端からB_c/3の位置となる。

地盤反力(R)を2等分してH₁, H₂にそれぞれ負担させると、

$$\begin{aligned} \text{反力} & : R_1 = R_2 = R / 2 = J / 2 \\ & = 6000.000 \text{ (kN)} \\ \text{支圧壁の土被り} & : H' = h + 2 / 3 B_c - H_1 \\ & = 11.570 - H_1 \text{ (m)} \\ \text{受働土圧係数} & : K_p = \tan^2(45^\circ + \phi / 2) \\ & = 3.150 \end{aligned}$$

これらの値を用い、反力作用位置から支圧壁上端までの距離(H₁)をランキンの受働土圧式を用いて求めると

$$\begin{aligned} 0 & = \left(\frac{\gamma}{2} \times K_p \right) H_1^2 + \{ 2 \times C \times (K_p) + \gamma' \times K_p \} H_1 - R_1 / (\gamma \times B) \\ \text{支圧壁の土被り(H')} & \text{に } h + 2 / 3 B_c - H_1 \text{ を代入すると、} \\ 0 & = \left(\frac{\gamma}{2} \times K_p \right) H_1^2 - \{ 2 \times C \times (K_p) + (h + 2 / 3 B_c) \times \gamma \times K_p \} H_1 + R_1 / (\gamma \times B) \\ 0 & = 28.508 H_1^2 - 659.664 H_1 + 1060.66 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{受働土圧からの逆算値} & \quad H_1 = 1.738 \text{ (m)} \\ \text{とすると} & \quad H' = 11.570 - H_1 = 9.832 \text{ (m)} \end{aligned}$$

同様に、反力作用位置から支圧壁下端までの距離(H₂)をランキンの受働土圧式を用いて求めると

$$\text{反力作用位置までの距離: } h_0 = H' + H_1 = 11.570 \text{ (m)}$$

よって、

$$\begin{aligned} 0 & = \left(\frac{\gamma}{2} \times K_p \right) H_2^2 + \{ 2 \times C \times (K_p) + \gamma \times h_0 \times K_p \} H_2 - R_2 / (\gamma \times B) \\ 0 & = 28.508 H_2^2 + 659.664 H_2 - 1060.66 \\ \text{受働土圧からの逆算値} & \quad H_2 = 1.509 \text{ (m)} \end{aligned}$$

ここで支圧壁の高さHを 3.600 (m)とすると

$$\begin{aligned} H_1 & = 3.60 \times \frac{1.738}{1.738 + 1.509} = 1.927 \text{ (m)} & 1.93 \text{ (m)} \\ H_2 & = H - H_1 = 3.600 - 1.930 = 1.67 \text{ (m)} \\ \text{支圧壁の深さ} & \quad H' = 11.570 - H_1 = 9.640 \text{ (m)} \end{aligned}$$

3. 支圧壁の厚さ(T)

支圧壁の厚さ(T)は、管底部から支圧壁底部までと管側部から支圧壁側部までをそれぞれ片持梁と仮定し、モーメントの釣合いから計算する。

偏 心 量 : $e = H / 2 - H_2$
 $= 0.130 \quad (\text{m})$

単 位 幅 当 た り の 反 力 : $R_0 = R / B$
 $= 4242.641 \quad (\text{kN/m})$

管下端から支圧壁下端までの距離 : $x_1 = H_2 - Bc / 3 + 0.175 / 2 = 0.974 \quad (\text{m})$

管側端から支圧壁側端までの距離 : $x_2 = B_1 - Bc / 2 + 0.175 / 2 = 0.327 \quad (\text{m})$

支 圧 壁 上 端 部 の 発 生 応 力 : $\sigma_1 = R_0 / H \times (1 - 6 \times e / H) = 923.167 \quad (\text{kN/m}^2/\text{m})$

支 圧 壁 下 端 部 の 発 生 応 力 : $\sigma_2 = R_0 / H \times (1 + 6 \times e / H) = 1433.856 \quad (\text{kN/m}^2/\text{m})$

管 底 部 の 発 生 応 力 : $\sigma_3 = \sigma_1 + (\sigma_2 - \sigma_1) \times (H - x_1) / H$
 $= 1295.686 \quad (\text{kN/m}^2/\text{m})$

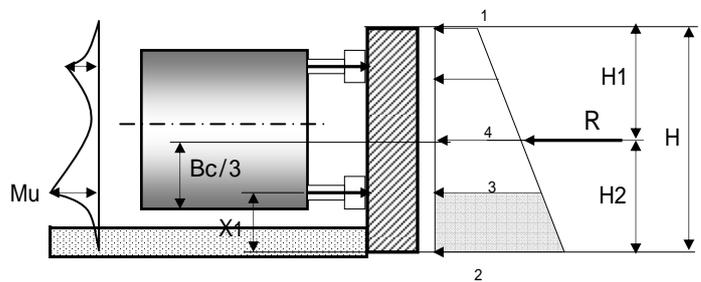
管 側 部 の 発 生 応 力 : $\sigma_4 = \sigma_1 + (\sigma_2 - \sigma_1) \times (H_1 - e) / H$
 $= 1178.512 \quad (\text{kN/m}^2/\text{m})$

管下端部の曲げモーメント(Mu) :

$$M_u = \left(-\frac{2}{3} + \frac{3}{6} \right) \times x_1^2$$

$$= 658.286 \quad (\text{kN}\cdot\text{m})$$

コンクリート基礎が有効に働くため問題ない。

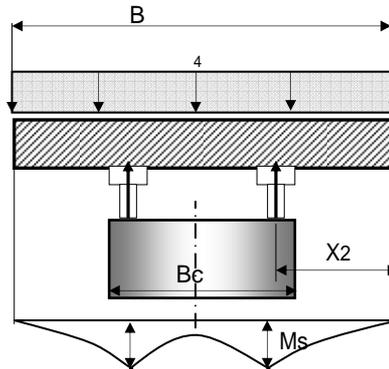


管側部の曲げモーメント(Ms)

$$M_s = \frac{4}{2} \times x_2^2$$

$$= 63.009 \quad (\text{kN}\cdot\text{m})$$

$$= 63009000 \quad (\text{N}\cdot\text{mm})$$



無筋コンクリートの抵抗モーメント(Mr)

$$M_r = 0.28 \times b \times T^2 \times c_t$$

$$= 588 \times T^2 \quad (\text{N}\cdot\text{mm})$$

ここに、単位幅: $b = 1000 \quad (\text{mm})$

コンクリートの引張強度: $c_t = 2.1 \quad (\text{N/mm}^2)$

管側部の曲げモーメントに対しては、 $M_r > M_s$ であればよいので

$$\frac{588 \times T \times T}{T} > 63009000$$

$$T > 327.4 \quad (\text{mm}) \quad 379(\text{mm})\dots\text{Ok}$$

