

設計対象地震動レベル2（前後方向地震動）

項目	記号	単位	節点 5※		節点 6※	
			点3	点2	点3	点2
着目位置 曲げ せん断力			点3側h/2点	——	点3側h/2点	——
部材幅	B	mm	1000.0	1000.0	1000.0	1000.0
部材高	H	mm	400.0	400.0	400.0	400.0
有効幅	b.	mm	1000.0	1000.0	1000.0	1000.0
有効高	d	mm	300.0	300.0	300.0	300.0
曲げモーメント	$M_d$	kN.m	-8.2874	5.4212	-9.6690	5.7993
軸力	$N_d$	kN	22.6429	22.6429	27.8697	27.8697
主鉄筋 鉄筋量 引張側 圧縮側	$A_s$	mm <sup>2</sup>	D16×4.00 794.400	D16×4.00 794.400	D16×4.00 794.400	D16×4.00 794.400
	$A_c$	mm <sup>2</sup>	0.000	0.000	0.000	0.000
ヤング係数比	n		8.0000	8.0000	8.0000	8.0000
中立軸	X	mm	17.968	17.968	18.283	18.283
コンクリート材料強度	$f'_{cs}$	N/mm <sup>2</sup>	24.0	24.0	24.0	24.0
鉄筋材料強度	$f_{ys}$	N/mm <sup>2</sup>	345.0	345.0	345.0	345.0
コンクリート設計圧縮強度	$f'_{cd}$	N/mm <sup>2</sup>	24.000	24.000	24.000	24.000
鉄筋の設計降伏強度	$f_{yd}$	N/mm <sup>2</sup>	345.000	345.000	345.000	345.000
設計曲げ耐力	$M_{rd}$	kN.m	-84.534	84.534	-85.497	85.497
$\gamma_c \cdot M_d / M_{rd}$			0.098	0.064	0.113	0.068
判定 ( $\gamma_c \cdot M_d / M_{rd} \leq 1.0$ )			○	○	○	○
部材高	H	mm	400.0	——	400.0	——
有効高	d	mm	300.0	——	300.0	——
せん断力	$V_d$	kN	-16.7085	——	-18.8533	——
曲げモーメント	$M_d$	kN.m	0.8264	——	0.6146	——
軸力	$N_d$	kN	22.6429	——	27.8697	——
せん断補強筋 ピッチ 鉄筋量	$S_s$	mm	0.000	——	0.000	——
	$A_s$	mm <sup>2</sup>	0.000	——	0.000	——
コンクリートの設計せん断強度	$f_{td}$	N/mm <sup>2</sup>	0.5769	——	0.5769	——
鉄筋の設計降伏強度	$f_{yd}$	N/mm <sup>2</sup>	0.00	——	0.00	——
有効高による補正	$\beta_d$		1.351	——	1.351	——
引張主鉄筋比による補正	$\beta_s$		0.642	——	0.642	——
軸圧縮力による補正	$\beta_n$		2.000	——	2.000	——
せん断耐力(コンクリート)	$V_{rd}$	kN	300.222	——	300.222	——
せん断耐力(鉄筋)	$V_{sd}$	kN	0.000	——	0.000	——
せん断耐力( $V_{rd} + V_{sd}$ )	$V_{rd}$	kN	300.222	——	300.222	——
$\gamma_c \cdot V_d / V_{rd}$			0.056	——	0.063	——
判定 ( $\gamma_c \cdot V_d / V_{rd} \leq 1.0$ )			○	——	○	——

※単鉄筋による耐力照査結果を示す。

設計対象地震動レベル2（前後方向地震動）

項目	記号	単位	節点 7※		節点 8(上)※	
			点3	点2	点3	点2
着目位置 曲げ せん断力			点3	点2	点3	点2
			点3側h/2点	——	点3側h/2点	——
部材幅	B	mm	1000.0	1000.0	1000.0	1000.0
部材高	H	mm	400.0	400.0	400.0	400.0
有効幅	b.	mm	1000.0	1000.0	1000.0	1000.0
有効高	d	mm	300.0	300.0	300.0	300.0
曲げモーメント	$M_d$	kN・m	-10.7219	5.7118	-12.6573	6.8740
軸力	$N_d$	kN	32.8897	32.8897	38.4646	38.4646
主鉄筋 鉄筋量 引張側 圧縮側	$A_s$	mm <sup>2</sup>	D16×4.00 794.400	D16×4.00 794.400	D16×4.00 794.400	D16×4.00 794.400
	$A_c$	mm <sup>2</sup>	0.000	0.000	0.000	0.000
ヤング係数比	n		8.0000	8.0000	8.0000	8.0000
中立軸	X	mm	18.587	18.587	18.925	18.925
コンクリート材料強度	$f'_{cs}$	N/mm <sup>2</sup>	24.0	24.0	24.0	24.0
鉄筋材料強度	$f_{ys}$	N/mm <sup>2</sup>	345.0	345.0	345.0	345.0
コンクリート設計圧縮強度	$f'_{cd}$	N/mm <sup>2</sup>	24.000	24.000	24.000	24.000
鉄筋の設計降伏強度	$f_{yd}$	N/mm <sup>2</sup>	345.000	345.000	345.000	345.000
設計曲げ耐力	$M_{rd}$	kN・m	-86.424	86.424	-87.452	87.452
$\gamma_s \cdot M_d / M_{rd}$			0.124	0.066	0.145	0.079
判定 ( $\gamma_s \cdot M_d / M_{rd} \leq 1.0$ )			○	○	○	○
部材高	H	mm	400.0	——	400.0	——
有効高	d	mm	300.0	——	300.0	——
せん断力	$V_d$	kN	-20.0300	——	-23.8055	——
曲げモーメント	$M_d$	kN・m	0.2036	——	0.3275	——
軸力	$N_d$	kN	32.8897	——	38.4646	——
せん断補強筋 ピッチ 鉄筋量	$S_s$	mm	0.000	——	0.000	——
	$A_s$	mm <sup>2</sup>	0.000	——	0.000	——
コンクリートの設計せん断強度	$f_{vd}$	N/mm <sup>2</sup>	0.5769	——	0.5769	——
鉄筋の設計降伏強度	$f_{yd}$	N/mm <sup>2</sup>	0.00	——	0.00	——
有効高による補正	$\beta_s$		1.351	——	1.351	——
引張主鉄筋比による補正	$\beta_p$		0.642	——	0.642	——
軸圧縮力による補正	$\beta_n$		2.000	——	2.000	——
せん断耐力(コンクリート)	$V_{cs}$	kN	300.222	——	300.222	——
せん断耐力(鉄筋)	$V_{cs}$	kN	0.000	——	0.000	——
せん断耐力( $V_{cs} + V_{cs}$ )	$V_{rd}$	kN	300.222	——	300.222	——
$\gamma_s \cdot V_d / V_{rd}$			0.067	——	0.079	——
判定 ( $\gamma_s \cdot V_d / V_{rd} \leq 1.0$ )			○	——	○	——

※単鉄筋による耐力照査結果を示す。



## 構造計算

### 豎坑構造計算書



### Ⅲ-1 豎坑構造計算書

1. 設計の考え方 .....	1
2. 豎坑本体構造計算 .....	4
2-1 設計条件 .....	6
2-2 荷重の計算 .....	6
2-3 断面力の算定 .....	6
3. 豎坑受樹構造計算 .....	9
3-1 設計条件 .....	9
3-2 荷重の計算 .....	12
3-3 断面力の算定 .....	14
3-4 応力度の照査 .....	19



## 1. 設計の考え方

### 1) 設計の基本

- ライナープレート設計については、別途の豎坑本体の計算結果から全水圧  $h=18.0$  m を考慮した荷重においても構造の安全性が確保されており、本計画ではライナープレートの設置はあくまでも、①. 施工時における埋立材の敷き均し転圧機材からの本体保護、②. 埋立材と豎坑本体との縁切りを図り圧密沈下における負の周面摩擦の軽減を主とする。

したがって、ライナープレートの応力は、埋立1層毎の高さ  $h=2.50$  m に対処できる構造で計画することを基本とし、埋立の進捗に応じて適宜設定する。

- 地中内の構造物（カルバート等と同等）として考え、常時の荷重で設計を行い地震時の検討は行わない。

### 2) 作用荷重

#### a) 土圧

- 土圧は、豎坑の周囲に均等に作用するものとして、静止土圧係数  $K=0.5$  を使用する。
- 地盤の不陸、傾斜や施工時の不確定要素等による偏土圧を考慮する。  
偏土圧は、『トンネル標準示方書開削工法・同解説』より静止土圧の20%とする。
- 土圧の算定は、旧来の『道路橋示方書・同解説（下部構造編）』により、GL-15mまでの三角分布荷重とし、これ以深では土圧の増加はないものとする。大深度構造物となるケーソンに係る土圧の算定法であり、コルゲートライナー技術協会においては、現在も適用されている。本設計の対象箇所は、長期間の埋立による盛土工ではあるが、埋立の経過とともに地盤の安定化が進むと考えられるため、自然地盤同様のアーチアクションが生ずるものと考えられるため、この土圧の算定法を採用する。

#### b) 水圧

- 水圧は、排水施設等の目詰まりなど、安全側を考慮して埋立天端まで ( $h=20.00$  m) を考慮する。

#### c) 負の周面摩擦力

- 埋立材の圧密沈下を考慮して、豎坑本体における負の周面摩擦力を考慮する。  
(『道路橋示方書・同解説（下部構造編）杭基礎』および、ネクスコ『設計要領第2集』に準拠して計算する。)
- 埋立材の圧密沈下の場合、周面摩擦力 ( $f$ ) は、 $f=0.4 \cdot \sigma_z'$  ( $\sigma_z'$ :鉛直方向の有効応力) を考慮して、豎坑本体における負の周面摩擦力を考慮する。

豎坑における最大周面摩擦力は、次表より

施工方法———中掘り杭工法（豎坑の実態に最も近い構造）

地盤の種類———砂質土（N値5を仮定）

と仮定し周面摩擦力 ( $f$ )  $= 2 \cdot N$  ( $\leq 100$ )

$= 2 \times 5 = 10.0$  kN/m<sup>2</sup> とする。

最大周面摩擦力 (kN/m<sup>2</sup>)

施工方法	地盤の種類	
	砂質土	粘性土
打ち込み杭工法	2・N(≦100)	C又は10・N(≦150)
場所打ち杭工法	5・N(≦200)	C又は10・N(≦150)
中掘り杭工法	2・N(≦100)	0.8C又は8・N(≦100)
プレボーリング杭工法	5・N(≦150)	C又は10・N(≦100)
鋼管ソイルセメント杭工法	10・N(≦200)	C又は10・N(≦200)

Cは地盤の粘着力 (kN/m<sup>2</sup>) Nは標準貫入試験のN値

- ・ ネクスコ『設計要領第2集』では、負の周面摩擦力の低減方法として、外表面にアスファルトを塗布した実験結果から、無処理の構造に対して負の周面摩擦力が1/3に低減されたと報告されており、今回計画では杭施工と異なり底面から順次盛り上げる施工手順であり堅坑にアスファルト材の塗布と、ライナープレートと中詰の施工により負の周面摩擦力が低減できるものとして、負の周面摩擦力 $R_n f$ の作用力を1/3に低減する。

d) 載荷重

- ・ 埋立材の各層毎の転圧、締め固め機材を考慮して、載荷重 $q = 10\text{KN/m}^2$ を考慮する。

3) 対象箇所の物性値

a) 埋立物

湿潤単位体積重量  $\gamma_{t1} = 13.6 \text{ kN/m}^3$   
 水中単位体積重量  $\gamma'_{t1} = 4.6 \text{ kN/m}^3$

b) 中詰砂

湿潤単位体積重量  $\gamma_{t2} = 15.8 \text{ kN/m}^3$   
 水中単位体積重量  $\gamma'_{t2} = 6.8 \text{ kN/m}^3$

c) 支持地盤

- ・ 地盤の許容支持力 (常時)

軟岩・土丹  $Q = 330 \text{ kN/m}^2$   
 (平板載荷試験により確認する)

4) 材料および許容応力度 (道路土工 擁壁工指針に準拠)

a) コンクリート

単位重量  $\gamma_c = 24.5 \text{ kN/m}^3$   
 設計基準強度  $\sigma_{ck} = 24 \text{ N/mm}^2$   
 許容曲げ圧縮応力度  $\sigma_{ca} = 8.0 \text{ N/mm}^2$   
 許容せん断応力度  $\tau_a = 0.35 \text{ N/mm}^2$

b) 鉄筋 (SD345)

許容引張応力度  $\sigma_{sa}=180 \text{ N/mm}^2$

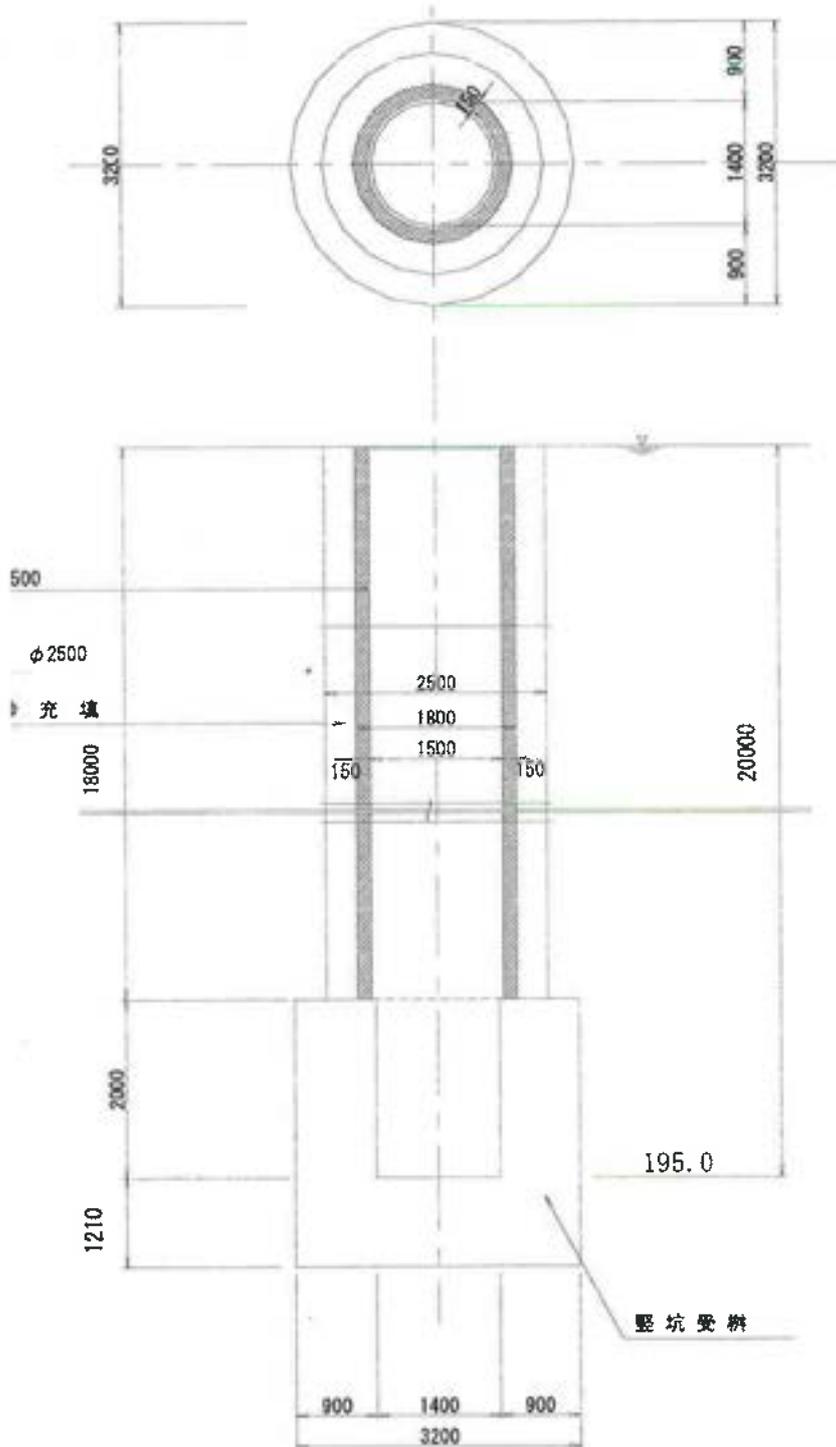
(水中)  $\sigma_{sa}=160 \text{ N/mm}^2$

\*. 既製品壁坑直壁の応力は上記以上とする。

## 2. 堅坑本体 (φ1500 t=150) 構造計算

### 2-1 設計条件

#### 1) 形状寸法



\* III-1 堅坑の天端標高は210mであるが、堅坑深さは5m深い高さ20mで検討した

a) 土圧

- ・土圧は、堅坑の周囲に均等に作用するものとして、静止土圧係数  $K=0.5$  を使用する。
- ・土圧の算定は、GL-15mまでの三角分布荷重とし、これ以深では等分布と考え土圧の増加はないものとする。
- ・傾斜や施工時の不確定要素等による偏土圧を考慮する。偏土圧は、静止土圧の20%とする。

b) 水圧

- ・水圧は、排水施設等の目詰まりなど、安全側を考慮して埋立天端まで ( $h_{max}=18.00m$ ) を考慮する。

c) 載荷重

- ・盛土材の各層毎の転圧、締め固め機材を考慮して、載荷重  $q=10 \text{ kN/m}^2$  を考慮する。

3) 対象箇所の物性値

a) 埋立物

- ・湿潤単位体積重量  $\gamma t_1 = 13.6 \text{ kN/m}^3$
- ・水中単位体積重量  $\gamma' t_1 = 4.6 \text{ kN/m}^3$

b) 中詰砂

- ・湿潤単位体積重量  $\gamma t_2 = 15.8 \text{ kN/m}^3$
- ・水中単位体積重量  $\gamma' t_2 = 6.8 \text{ kN/m}^3$

4) 材料および許容応力度 (道路土工 擁壁工指針に準拠)

a) コンクリート

- |           |                                   |
|-----------|-----------------------------------|
| 単位重量      | $\gamma c = 24.5 \text{ kN/m}^3$  |
| 設計基準強度    | $\sigma_{ck} = 24 \text{ N/mm}^2$ |
| 許容曲げ圧縮応力度 | $\sigma_{ca} = 8 \text{ N/mm}^2$  |
| 許容せん断応力度  | $\tau_a = 0.35 \text{ N/mm}^2$    |

b) 鉄筋 (SD345)

- |         |                                    |
|---------|------------------------------------|
| 許容引張応力度 | $\sigma_{sa} = 180 \text{ N/mm}^2$ |
| (水中)    | $\sigma_{sa} = 160 \text{ N/mm}^2$ |

\*. 既製品堅坑直壁の応力は上記以上とする。

## 2-2 荷重の計算

### 1) 側壁 (水平荷重)

計算は側壁最深部である深度  $h_w = 18.0\text{m}$  の位置で行う。

#### a) 側壁全周に均等に作用する水平荷重 $Ph1$

静止土圧・水圧・活荷重による側圧を考慮する。

$$\begin{aligned} Ph1 &= (q + \gamma' \cdot t_1 \cdot h1) \cdot K + \gamma_w \cdot h_w \\ &= (10.0 + 4.6 \times 15.0) \times 0.5 + 10.0 \times 18.0 \\ &= 219.5 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

#### b) 一方向から作用する偏荷重 $Ph2$

作用荷重は、静止土圧の20%とする。

$$\begin{aligned} Ph2 &= \gamma' \cdot t_1 \cdot h1 \cdot k \cdot 0.20 \\ &= 4.6 \times 15.0 \times 0.5 \times 0.20 \\ &= 6.9 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

ここに、	$q$ : 地表面載荷重	= 10.0 kN/m <sup>2</sup>
	$\gamma t_1$ : 埋立物の湿潤単位体積重量	= 13.6 kN/m <sup>3</sup>
	$\gamma' t_1$ : 埋立物の水中単位体積重量	= 4.6 kN/m <sup>3</sup>
	$\gamma_w$ : 水の単位体積重量	= 10.0 kN/m <sup>3</sup>
	$h_w$ : 地下水位 (GL-)	= 0.0m (18.0m)
	$h1$ : 静止土圧考慮深さ	= 15.0m
	$K$ : 静止土圧係数	= 0.5
	$H$ : 豎坑受樹天端深度 (GL-)	= 18.0m

## 2-3 断面力の計算

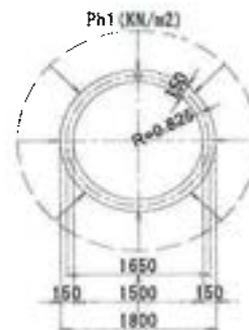
### 1) 側壁

#### c) 等分布荷重による断面力

軸力のみ発生し、せん断力、曲げモーメントは発生しない。

$$\begin{aligned} N &= Ph1 \cdot r \\ &= 219.5 \times (1.50 + 0.150) / 2 \\ &= 181.1 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

ここに、	$N$ : 軸力	= 181.1 kN/m
	$Ph1$ : 等分布側圧	= 219.5 kN/m <sup>2</sup>
	$r$ : 側壁半径	= 0.825 m



d) 偏荷重による断面力

$$M_A = 0.163 \cdot Ph_2 \cdot r$$

$$= 0.163 \times 6.9 \times 0.825 = 0.928 \text{ kN}\cdot\text{m}/\text{m}$$

$$M_B = -0.125 \cdot Ph_2 \cdot r$$

$$= -0.125 \times 6.9 \times 0.825 = -0.712 \text{ kN}/\text{m}$$

$$M_C = 0.087 \cdot Ph_2 \cdot r$$

$$= 0.087 \times 6.9 \times 0.825 = 0.495 \text{ kN}/\text{m}$$

$$N_A = 0.212 \cdot Ph_2 \cdot r$$

$$= 0.212 \times 6.9 \times 0.825 = 1.207 \text{ kN}/\text{m}$$

$$N_B = 1.000 \cdot Ph_2 \cdot r$$

$$= 1.000 \times 6.9 \times 0.825 = 5.693 \text{ kN}/\text{m}$$

$$N_C = -0.212 \cdot Ph_2 \cdot r$$

$$= -0.212 \times 6.9 \times 0.825 = -1.207 \text{ kN}/\text{m}$$

e) 合力による断面力

A点  $M = 0.928 \text{ kN}\cdot\text{m}/\text{m}$   
 $N = 181.1 + 1.207 = 182.3 \text{ kN}/\text{m}$

偏心量  $e = M/N = 0.928/182.3$   
 $= 0.0051 \text{ m}$

B点  $M = -0.712 \text{ kN}\cdot\text{m}/\text{m}$   
 $N = 181.1 + 5.693 = 186.8 \text{ kN}/\text{m}$

偏心量  $e = M/N = 0.712/186.8$   
 $= 0.0038 \text{ m}$

C点  $M = 0.495 \text{ kN}\cdot\text{m}/\text{m}$   
 $N = 181.1 - 1.207 = 179.9 \text{ kN}/\text{m}$

偏心量  $e = M/N = 0.495/179.9$   
 $= 0.0027 \text{ m}$

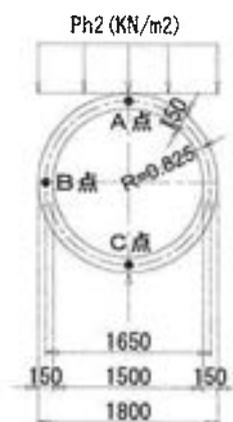
f) 全断面圧縮となる許容偏心量  $p_0$

$$p_0 = B/6$$

$$= 0.150/6$$

$$= 0.025\text{m} \geq \text{各点の偏心量 } e$$

以上より全点全圧縮である。



g) 断面計算

コンクリート曲げ圧縮応力度 ( $\sigma_c$ )

$$\sigma_c = \frac{N}{B} \left( 1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) \quad B : \text{整坑部材厚 } 150\text{mm}$$

A点

$$\begin{aligned} \sigma_c &= \frac{182.3}{150} \left( 1 \pm \frac{6 \times 5.1}{150} \right) = 1.46 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_{ca} = 8 \text{ N/mm}^2 \\ &= 0.97 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

B点

$$\begin{aligned} \sigma_c &= \frac{186.8}{150} \left( 1 \pm \frac{6 \times 3.8}{150} \right) = 1.43 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_{ca} = 8 \text{ N/mm}^2 \\ &= 1.06 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

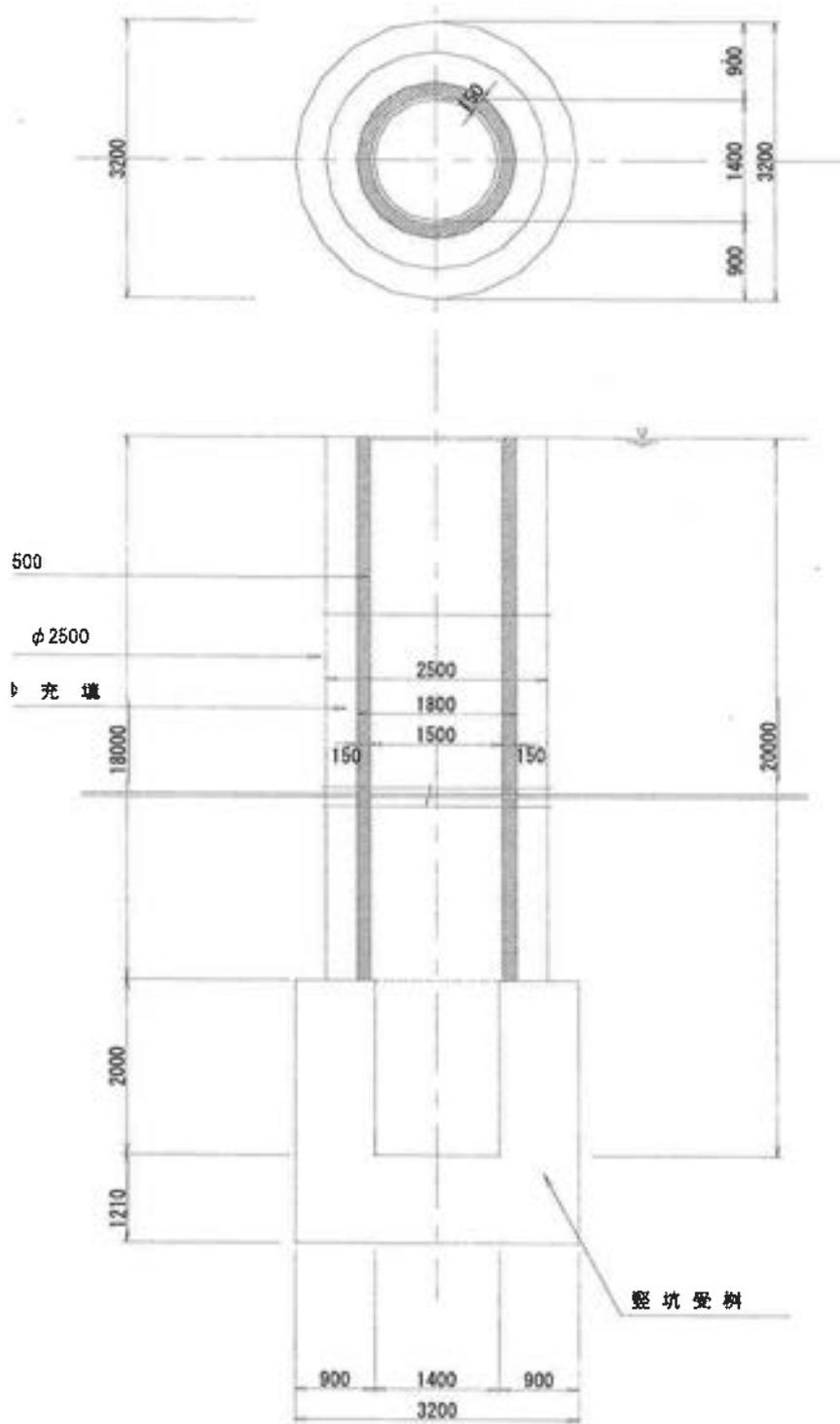
C点

$$\begin{aligned} \sigma_c &= \frac{179.9}{150} \left( 1 \pm \frac{6 \times 2.7}{150} \right) = 1.33 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_{ca} = 8 \text{ N/mm}^2 \\ &= 1.07 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

### 3. 竖坑受树构造计算

#### 3-1 设计条件

##### 1) 形状寸法



2) 荷重

a) 土圧

- ・土圧は、堅坑の周囲に均等に作用するものとして、静止土圧係数  $K=0.5$  を使用する。
- ・土圧の算定は、 $GL-15m$  までの三角分布荷重とし、これ以深では等分布と考え土圧の増加はないものとする。
- ・傾斜や施工時の不確定要素等による偏土圧を考慮する。偏土圧は、静止土圧の20%とする。

b) 水圧

- ・水圧は、排水施設等の根詰まりなど、安全側を考慮して盛土天端まで ( $h_{max}=65.00m$ ) を考慮する。

c) 負の周面摩擦力 ( $R_n f$ )

- ・埋立材の圧密沈下を考慮して、堅坑本体おける負の周面摩擦力を考慮する。

負の周面摩擦力は、下記の仮定で算定する。

堅坑における最大周面摩擦力は、次表より

施工方法-----中掘り杭工法

地盤の種類----砂質土 (N値5を仮定)

と仮定し周面摩擦力 ( $f$ ) =  $2 \cdot N$  ( $\leq 100$ )

=  $2 \times 5 = 10.0 \text{ kN/m}^2$  とする。

表 - 最大周面摩擦力 ( $\text{kN/m}^2$ )

施工方法	地盤の種類	
	砂質土	粘性土
打ち込み杭工法	$2 \cdot N (\leq 100)$	$C$ 又は $10 \cdot N (\leq 150)$
場所打ち杭工法	$5 \cdot N (\leq 200)$	$C$ 又は $10 \cdot N (\leq 150)$
中掘り杭工法	$2 \cdot N (\leq 100)$	$0.8C$ 又は $8 \cdot N (\leq 100)$
プレボーリング杭工法	$5 \cdot N (\leq 150)$	$C$ 又は $10 \cdot N (\leq 100)$
鋼管ソイルセメント杭工法	$10 \cdot N (\leq 200)$	$C$ 又は $10 \cdot N (\leq 200)$

$C$  は地盤の粘着力 ( $\text{kN/m}^2$ )  $N$  は標準貫入試験の  $N$  値

これまでの実験結果から、アスファルト材塗布等の摩擦力低減対策を行う事とし、負の周面摩擦力の作用力を1/3に低減する。

d) 載荷重

- ・盛土材の各層毎の転圧、占め固め機材を考慮して、載荷重  $q = 10 \text{ kN/m}^2$  を考慮する。

3) 対象箇所の物性値

a) 埋立物

- ・ 湿潤単位体積重量  $\gamma_{t_1} = 13.6 \text{ kN/m}^3$
- ・ 水中単位体積重量  $\gamma'_{t_1} = 4.6 \text{ kN/m}^3$

b) 中詰砂

- ・ 湿潤単位体積重量  $\gamma_{t_2} = 15.8 \text{ kN/m}^3$
- ・ 水中単位体積重量  $\gamma'_{t_2} = 6.8 \text{ kN/m}^3$

c) 支持地盤

- ・ 地盤の許容支持力 (常時)  
軟岩・土丹  $Q = 330 \text{ kN/m}^2$   
(平板載荷試験により確認する)

4) 材料および許容応力度 (道路土工 擁壁工指針に準拠)

a) コンクリート

- 単位重量  $\gamma_c = 24.5 \text{ kN/m}^3$
- 設計基準強度  $\sigma_{ck} = 24 \text{ N/mm}^2$
- 許容曲げ圧縮応力度  $\sigma_{ca} = 8.0 \text{ N/mm}^2$
- 許容せん断応力度  $\tau_a = 0.35 \text{ N/mm}^2$

b) 鉄筋 (SD345)

- 許容引張応力度  $\sigma_{sa} = 180 \text{ N/mm}^2$
- (水中)  $\sigma_{sa} = 160 \text{ N/mm}^2$

\*. 既製品縦坑直壁の応力は上記以上とする。

### 3-2 荷重の計算

#### 1) 側壁 (水平荷重)

計算は側壁最深部である深度  $h_w = 20.0\text{m}$ の位置で行う。

##### 3-2.1.1.1 側壁全周に均等に作用する水平荷重 $Ph_1$

静止土圧・水圧・活荷重による側圧を考慮する。

$$\begin{aligned} Ph_1 &= (q + \gamma' t_1 \cdot h_1) \cdot K + \gamma_w \cdot h_w \\ &= (10.0 + 4.6 \times 15.0) \times 0.5 + 10.0 \times 20.0 \\ &= 239.5 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

##### 3-2.1.1.2 一方向から作用する偏荷重 $Ph_2$

作用荷重は、静止土圧の20%とする。

$$\begin{aligned} Ph_2 &= \gamma' t_1 \cdot h_1 \cdot k \cdot 0.20 \\ &= 4.6 \times 15.0 \times 0.5 \times 0.20 \\ &= 6.9 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

ここに、	$q$ : 地表面載荷重	$= 10.0 \text{ kN/m}^2$
	$\gamma t_1$ : 埋立物の湿潤単位体積重量	$= 13.6 \text{ kN/m}^3$
	$\gamma' t_1$ : 埋立物の水中単位体積重量	$= 4.6 \text{ kN/m}^3$
	$\gamma_w$ : 水の単位体積重量	$= 10.0 \text{ kN/m}^3$
	$h_w$ : 地下水位 (GL-)	$= 0.0\text{m} (20.0\text{m})$
	$h_1$ : 静止土圧考慮深さ	$= 15.0\text{m}$
	$K$ : 静止土圧係数	$= 0.5$
	$H$ : 堅坑受樹天端深度 (GL-)	$= 18.0\text{m}$

活荷重	$q_1 = 10.0 \text{ kN/m}^2$
既製品側壁自重	M3SS240: 4,570kg/本 ( $h=2.40\text{m}$ ) $= (18.0/2.40) \times 4,570$ $= 34,275 \text{ kg} = 342.8 \text{ kN}$

場所打ち受樹分	$= \pi/4 \cdot (D^2 - D_0^2) \cdot H \cdot \gamma_c$ $= 3.1416/4 \times (3.2^2 - 1.40^2) \times 2.0 \times 24.5$ $= 318.7 \text{ kN}$
---------	---

ライナープレート ( $\phi 2500$ $L=18.0\text{m}$ ) 重量	$= 279\text{kg/m} \times 18.0\text{m}$ $= 5,022\text{kg} = 50.2 \text{ kN}$
--	--

中詰砂重量	$\pi/4 \times (2.50^2 - 1.80^2) \times H \times \gamma t_2$
-------	---

$$=3.1416/4 \times (2.50^2 - 1.80^2) \times 18.0 \times 15.8$$

$$=672.3 \text{ kN}$$

2) 底版

樹外面埋立物重量  $\pi/4 \times (3.20^2 - 2.5^2) \times H \times \gamma t_1$

$$=3.1416/4 \times (3.20^2 - 2.50^2) \times 18.0 \times 13.6$$

$$=767.1 \text{ kN}$$

負の周面摩擦力 (Rn f) 堅坑  $\phi 1.80\text{m}$   $h=18.0\text{m}$   $f=2 \times 5=10 \text{ kN/m}^2$

$$= f \cdot h \cdot \pi \cdot D$$

$$=10.0 \times 18.0 \times 3.1416 \times 1.80$$

$$=1,017.9 \text{ kN}$$

(Rn f) 受樹  $\phi 3.20\text{m}$   $h=2.00\text{m}$   $f=2 \times 5=10 \text{ kN/m}^2$

$$= f \cdot h \cdot \pi \cdot D$$

$$=10.0 \times 2.0 \times 3.1416 \times 3.20$$

$$=201.1 \text{ kN}$$

周面摩擦合計

$$=1,017.9 + 201.1$$

$$=1,219.0 \text{ kN}$$

低減策による1/3低減値

$$=1,219.0 \times 1/3$$

$$=406.3 \text{ kN}$$

合計  $Pvs=342.8 + 318.7 + 50.2 + 672.3 + 767.1 + 406.3 = 2,557.4 \text{ kN}$

地盤反力  $Pv = q_1 + \frac{Pvs}{\pi/4 \cdot D^2}$

$$=10.0 + \frac{2,557.4}{3.1416/4 \times 3.20^2}$$

$$=328.0 \text{ kN/m}^2 < 1,050 \text{ kN/m}^2$$

### 3-3 断面力の計算

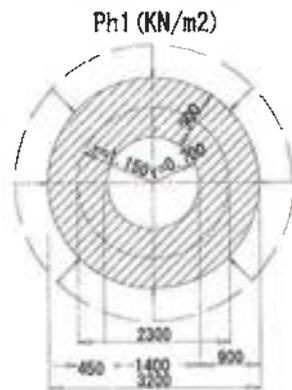
#### 1) 側壁

##### a) 等分布荷重による断面力

軸力のみ発生し、せん断力、曲げモーメントは発生しない。

$$\begin{aligned} N &= Ph1 \cdot r \\ &= 239.5 \times 1.150 \\ &= 275.4 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

ここに、  
N:軸力 kN/m  
Ph1:等分布側圧=239.5 kN/m<sup>2</sup>  
r:側壁半径=1.150m



b) 偏荷重による断面力

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

$$= 0.163 \times 6.9 \times 1.150 = 1.293 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

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

$$= -0.125 \times 6.9 \times 1.150 = -0.992 \text{ kN/m}$$

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

$$= 0.087 \times 6.9 \times 1.150 = 0.690 \text{ kN/m}$$

$$N_A = 0.212 \cdot Ph^2 \cdot r$$

$$= 0.212 \times 6.9 \times 1.150 = 1.682 \text{ kN/m}$$

$$N_B = 1.000 \cdot Ph^2 \cdot r$$

$$= 1.000 \times 6.9 \times 1.150 = 7.935 \text{ kN/m}$$

$$N_C = -0.212 \cdot Ph^2 \cdot r$$

$$= -0.212 \times 6.9 \times 1.150 = -1.682 \text{ kN/m}$$

c) 合力による断面力

A点  $M = 1.293 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$   
 $N = 275.4 + 1.682 = 277.1 \text{ N/m}$

偏心量  $e = M/N = 1.293/277.1$   
 $= 0.0047 \text{ m}$

B点  $M = -0.992 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$   
 $N = 275.4 + 7.935 = 283.3 \text{ kN/m}$

偏心量  $e = M/N = 0.992/283.3$   
 $= 0.0035 \text{ m}$

C点  $M = 0.690 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$   
 $N = 275.4 - 1.682 = 273.7 \text{ kN/m}$

偏心量  $e = M/N = 0.690/273.7$   
 $= 0.0025 \text{ m}$

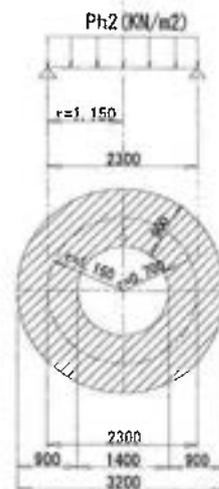
d) 全断面圧縮となる許容偏心量  $p_0$

$$p_0 = B/6$$

$$= 0.900/6$$

$$= 0.150 \text{ m} \geq \text{各点の偏心量 } e$$

以上より全点全圧縮である。



e) 断面計算

コンクリート曲げ圧縮応力度 ( $\sigma_c$ )

$$\sigma_c = \frac{N}{B} \left( 1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) \quad B : \text{整坑部材厚 } 900\text{mm}$$

A点

$$\sigma_c = \frac{277.1}{900} \left( 1 \pm \frac{6 \times 4.7}{900} \right) = 0.32 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_{ca} = 8 \text{ N/mm}^2 \\ = 0.30 \text{ N/mm}^2$$

B点

$$\sigma_c = \frac{283.3}{900} \left( 1 \pm \frac{6 \times 3.5}{900} \right) = 0.32 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_{ca} = 8 \text{ N/mm}^2 \\ = 0.31 \text{ N/mm}^2$$

C点

$$\sigma_c = \frac{273.7}{900} \left( 1 \pm \frac{6 \times 2.5}{900} \right) = 0.30 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_{ca} = 8 \text{ N/mm}^2 \\ = 0.30 \text{ N/mm}^2$$

2) 底板

開口部は単純支持、それ以外は固定の円板となるが、安全側の計算方法として円盤の中央部は単純支持で計算し、端部は周辺固定の円板として計算する。

- (トンネル標準示方書「開削工法編」P279)

曲げモーメントの算定では、 $r=1.150\text{m}$ 側壁中心スパンを考慮するが、せん断に対しては  $r=1.40\text{m}/2 = 0.700\text{m}$  直壁内側位置で算定する

(1) 底板中央部上面

(等分布荷重を受ける周辺単純支持の円板)

a) 中央部曲げモーメントの計算

$$\begin{aligned} M_r &= \frac{(3+\nu) \cdot w \cdot a^2}{16} \\ &= \frac{(3+0.2) \times 328.0 \times 1.150^2}{16} \\ &= 86.8 \text{ kN}\cdot\text{m}/\text{m} \end{aligned}$$

b) せん断力の計算

$$Q_r = \frac{w \cdot r}{2}$$

最大せん断力の発生位置  $r=a=0.70\text{m}$

$$Q_{r\max} = \frac{328.0 \times 0.70}{2}$$

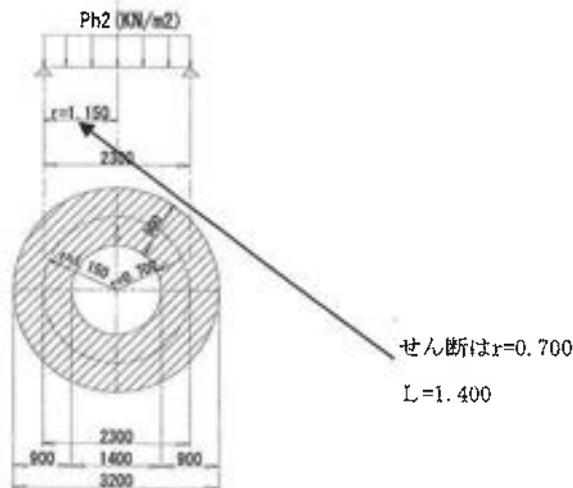
$$= 114.8 \text{ kN}/\text{m}$$

ここに、

$w=328.0$  (底板に作用する地盤反力= $P_v$ )

$a=0.70$  (底板半径)

$\nu=0.20$  (ポアソン比)



(2) 底板端部下面

(等分布荷重を受ける周辺固定の円板)

a) 端部曲げモーメントの計算

$$\begin{aligned} M_r &= \frac{-2 \cdot w \cdot a^2}{16} \\ &= \frac{-2 \times 328.0 \times 1.150^2}{16} \\ &= -54.2 \text{ kN}\cdot\text{m/m} \end{aligned}$$

b) せん断力の計算

$$Q_r = \frac{w \cdot r}{2}$$

最大せん断力の発生位置  $r = a = 0.70\text{m}$

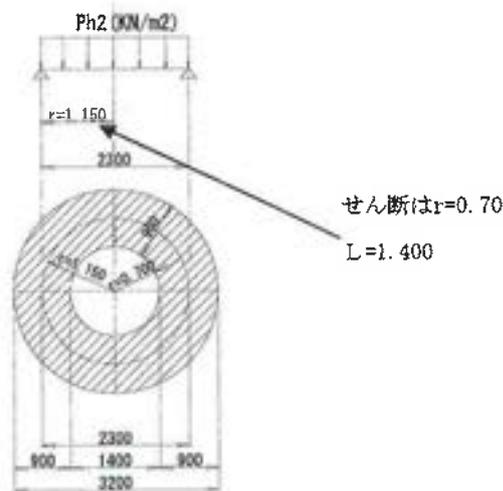
$$\begin{aligned} Q_{r\max} &= \frac{328.0 \times 0.70}{2} \\ &= 114.8 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

ここに、

$w = 328.0$  (底板に作用する地盤反力  $= Pv$ )

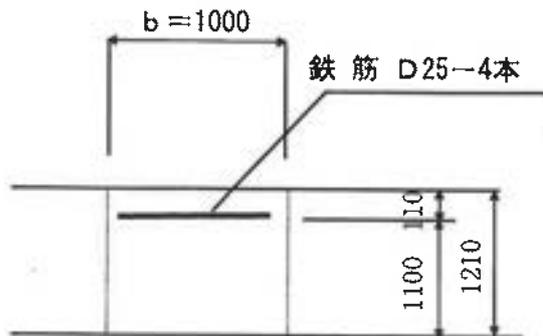
$a = 0.70$  (底板半径)

$\nu = 0.20$  (ポアソン比)



### 3-4 応力度の照査

#### (1) 底版中央部上面



有効幅 (b)  
b = 100 cm

鉄筋量  
AS = D25-4本 (@250)  
= 5.07 × 4 = 20.28 cm<sup>2</sup>  
(2,028 mm<sup>2</sup>)

鉄筋比 (P)

$$P = AS / bd = 2,028 / (1100 \times 1000) = 0.00184$$

コンクリートと鉄筋の弾性係数  $n = 15$  として、鉄筋比 (P) より k,

j, m を求める。

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

$$= \frac{\sqrt{2 \times 15 \times 0.00184 + (15 \times 0.00184)^2} - 15 \times 0.00184}{2}$$

$$= 0.209$$

$$j = 1 - k/3 = 1 - 0.209/3$$

$$= 0.930$$

$$m = k / (2 \cdot p) = 0.209 / (2 \times 0.00184)$$

$$= 56.8$$

#### 常時応力度

鉄筋の引張応力度

$$\sigma_s = M / (A_s \cdot j \cdot d)$$

$$= 86.8 \times 10^6 / (2,028 \times 0.930 \times 1100)$$

$$= 41.8 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{sa} = 180 \text{ N/mm}^2 \quad \text{ok}$$

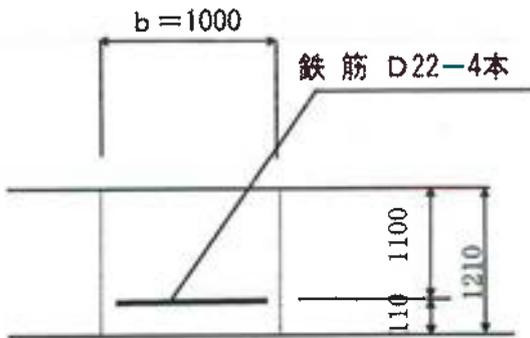
コンクリートの圧縮応力度

$$\begin{aligned}\sigma_c &= \sigma_s / m \\ &= 41.8 / 56.8 \\ &= 0.73 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{ca} = 8 \text{ N/mm}^2 \quad \text{ok}\end{aligned}$$

コンクリートのせん断応力度

$$\begin{aligned}\tau &= S / (b' \cdot d \cdot J) \\ &= 114.8 \times 10^3 / (1000 \times 1100 \times 0.930) \\ &= 0.11 \text{ N/mm}^2 < \tau_a = 0.35 \text{ N/mm}^2 \quad \text{ok}\end{aligned}$$

(2) 底版端部下面



有効幅 (b)  
b = 100 cm

鉄筋量  
AS = D22-4本 (@250)  
= 3.871 × 4 = 15.484 cm<sup>2</sup>  
(1548.4 mm<sup>2</sup>)

鉄筋比 (P)

$$P = AS / bd = 1548.4 / (1100 \times 1000) = 0.00141$$

コンクリートと鉄筋の弾性係数 n = 15として、鉄筋比 (P) より k,

j, mを求める。

$$\begin{aligned}k &= \sqrt{2 \cdot n \cdot p + (n \cdot p)^2} - n \cdot p \\ &= \sqrt{2 \times 15 \times 0.00141 + (15 \times 0.00141)^2} - 15 \times 0.00141 \\ &= 0.186\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}j &= 1 - k/3 = 1 - 0.186/3 \\ &= 0.938\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}m &= k / (2 \cdot p) = 0.186 / (2 \times 0.00141) \\ &= 66.0\end{aligned}$$

### 常時応力度

鉄筋の引張応力度

$$\begin{aligned}\sigma_s &= M / (A_s \cdot j \cdot d) \\ &= 54.2 \times 10^6 / (1548.4 \times 0.938 \times 1100) \\ &= 33.9 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{sa} = 180 \text{ N/mm}^2 \quad \text{ok}\end{aligned}$$

コンクリートの圧縮応力度

$$\begin{aligned}\sigma_c &= \sigma_s / m \\ &= 33.9 / 66.0 \\ &= 0.51 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{ca} = 8 \text{ N/mm}^2 \quad \text{ok}\end{aligned}$$

コンクリートのせん断応力度

$$\begin{aligned}\tau &= S / (b' \cdot d \cdot J) \\ &= 114.8 \times 10^3 / (1000 \times 1100 \times 0.938) \\ &= 0.11 \text{ N/mm}^2 < \tau_a = 0.35 \text{ N/mm}^2 \quad \text{ok}\end{aligned}$$



## Ⅲ-2 堅坑構造計算書

1. 設計の考え方 .....	1
2. 堅坑本体構造計算 .....	4
2-1 設計条件 .....	6
2-2 荷重の計算 .....	6
2-3 断面力の算定 .....	6
3. 堅坑受樹構造計算 .....	9
3-1 設計条件 .....	9
3-2 荷重の計算 .....	12
3-3 断面力の算定 .....	14
3-4 応力度の照査 .....	19



## 1. 設計の考え方

### 1) 設計の基本

- ライナープレート設計については、別途の堅坑本体の計算結果から全水圧  $h = 63.0 \text{ m}$  を考慮した荷重においても構造の安全性が確保されており、本計画ではライナープレートの設置はあくまでも、①. 施工時における埋立材の敷き均し転圧機材からの本体保護、②. 埋立材と堅坑本体との縁切りを図り圧密沈下における負の周面摩擦の軽減を主とする。

したがって、ライナープレートの応力は、埋立1層毎の高さ  $h = 2.50 \text{ m}$  に対処できる構造で計画することを基本とし、埋立の進捗に応じて適宜設定する。

- 地中内の構造物（カルバート等と同等）として考え、常時の荷重で設計を行い地震時の検討は行わない。

### 2) 作用荷重

#### a) 土圧

- 土圧は、堅坑の周囲に均等に作用するものとして、静止土圧係数  $K = 0.5$  を使用する。
- 地盤の不陸、傾斜や施工時の不確定要素等による偏土圧を考慮する。  
偏土圧は、『トンネル標準示方書開削工法・同解説』より静止土圧の20%とする。
- 土圧の算定は、旧来の『道路橋示方書・同解説（下部構造編）』により、GL-15mまでの三角分布荷重とし、これ以深では土圧の増加はないものとする。大深度構造物となるケーソンに係る土圧の算定法であり、コルゲートライナー技術協会においては、現在も適用されている。本設計の対象箇所は、長期間の埋立による盛土工ではあるが、埋立の経過とともに地盤の安定化が進むと考えられるため、自然地盤同様のアーチアクションが生ずるものと考えられるため、この土圧の算定法を採用する。

#### b) 水圧

- 水圧は、排水施設等の目詰まりなど、安全側を考慮して埋立天端まで ( $h = 65.00 \text{ m}$ ) を考慮する。

#### c) 負の周面摩擦力

- 埋立材の圧密沈下を考慮して、堅坑本体における負の周面摩擦力を考慮する。  
(『道路橋示方書・同解説（下部構造編）杭基礎』および、ネクスコ『設計要領第2集』に準拠して計算する。)
- 埋立材の圧密沈下の場合、周面摩擦力 ( $f$ ) は、 $f = 0.4 \cdot \sigma_z'$  ( $\sigma_z'$ : 鉛直方向の有効応力) を考慮して、堅坑本体における負の周面摩擦力を考慮する。

堅坑における最大周面摩擦力は、次表より

施工方法———中掘り杭工法（堅坑の実態に最も近い構造）

地盤の種類———砂質土（N値5を仮定）

と仮定し周面摩擦力 ( $f$ )  $= 2 \cdot N$  ( $\leq 100$ )

$= 2 \times 5 = 10.0 \text{ kN/m}^2$  とする。

最大周面摩擦力 (k N/m<sup>2</sup>)

施工方法	地盤の種類	
	砂質土	粘性土
打ち込み杭工法	2・N(≦100)	C又は10・N(≦150)
場所打ち杭工法	5・N(≦200)	C又は10・N(≦150)
中掘り杭工法	2・N(≦100)	0.8C又は8・N(≦100)
プレボーリング杭工法	5・N(≦150)	C又は10・N(≦100)
鋼管ソイルセメント杭工法	10・N(≦200)	C又は10・N(≦200)

Cは地盤の粘着力 (k N/m<sup>2</sup>) Nは標準貫入試験のN値

- ・ ネクスコ『設計要領第2集』では、負の周面摩擦力の低減方法として、外表面にアスファルトを塗布した実験結果から、無処理の構造に対して負の周面摩擦力が1/3に低減されたと報告されており、今回計画では杭施工と異なり底面から順次盛り上げる施工手順であり、堅坑にアスファルト材の塗布と、ライナープレートと中詰の施工により負の周面摩擦力が低減できるものとして、負の周面摩擦力  $R_n f$  の作用力を1/3に低減する。

d) 載荷重

- ・ 埋立材の各層毎の転圧、締め固め機材を考慮して、載荷重  $q = 10 \text{ kN/m}^2$  を考慮する。

3) 対象箇所の物性値

a) 埋立物

湿潤単位体積重量  $\gamma_{t1} = 13.6 \text{ kN/m}^3$   
 水中単位体積重量  $\gamma'_{t1} = 4.6 \text{ kN/m}^3$

b) 中詰砂

湿潤単位体積重量  $\gamma_{t2} = 15.8 \text{ kN/m}^3$   
 水中単位体積重量  $\gamma'_{t2} = 6.8 \text{ kN/m}^3$

c) 支持地盤

- ・ 地盤の許容支持力 (常時)

亀裂の少ない硬岩

$$Q = 1050 \text{ kN/m}^2$$

(平板載荷試験により確認する)

4) 材料および許容応力度 (道路土工 擁壁工指針に準拠)

a) コンクリート

単位重量  $\gamma_c = 24.5 \text{ kN/m}^3$   
 設計基準強度  $\sigma_{ck} = 24 \text{ N/mm}^2$   
 許容曲げ圧縮応力度  $\sigma_{ca} = 8.0 \text{ N/mm}^2$   
 許容せん断応力度  $\tau_a = 0.35 \text{ N/mm}^2$

b) 鉄筋 (SD345)

許容引張応力度	$\sigma_{sa}=180 \text{ N/mm}^2$
(水中)	$\sigma_{sa}=160 \text{ N/mm}^2$

\*. 既製品堅坑直壁の応力は上記以上とする。



## 2) 荷重

### a) 土圧

- ・土圧は、堅坑の周囲に均等に作用するものとして、静止土圧係数  $K=0.5$  を使用する。
- ・土圧の算定は、GL-15mまでの三角分布荷重とし、これ以深では等分布と考え土圧の増加はないものとする。
- ・傾斜や施工時の不確定要素等による偏土圧を考慮する。偏土圧は、静止土圧の20%とする。

### b) 水圧

- ・水圧は、排水施設等の目詰まりなど、安全側を考慮して埋立天端まで ( $h_{max}=63.00m$ ) を考慮する。

### c) 載荷重

- ・盛土材の各層毎の転圧、締め固め機材を考慮して、載荷重  $q=10 \text{ kN/m}^2$  を考慮する。

## 3) 対象箇所の物性値

### a) 埋立物

- ・湿潤単位体積重量  $\gamma_{t1} = 13.6 \text{ kN/m}^3$
- ・水中単位体積重量  $\gamma'_{t1} = 4.6 \text{ kN/m}^3$

### b) 中詰砂

- ・湿潤単位体積重量  $\gamma_{t2} = 15.8 \text{ kN/m}^3$
- ・水中単位体積重量  $\gamma'_{t2} = 6.8 \text{ kN/m}^3$

## 4) 材料および許容応力度 (道路土工 擁壁工指針に準拠)

### a) コンクリート

- |           |                                   |
|-----------|-----------------------------------|
| 単位重量      | $\gamma_c = 24.5 \text{ kN/m}^3$  |
| 設計基準強度    | $\sigma_{ck} = 24 \text{ N/mm}^2$ |
| 許容曲げ圧縮応力度 | $\sigma_{ca} = 8 \text{ N/mm}^2$  |
| 許容せん断応力度  | $\tau_a = 0.35 \text{ N/mm}^2$    |

### b) 鉄筋 (SD345)

- |         |                                    |
|---------|------------------------------------|
| 許容引張応力度 | $\sigma_{sa} = 180 \text{ N/mm}^2$ |
| (水中)    | $\sigma_{sa} = 160 \text{ N/mm}^2$ |

\*. 既製品堅坑直壁の応力は上記以上とする。

## 2-2 荷重の計算

### 1) 側壁 (水平荷重)

計算は側壁最深部である深度  $h_w = 63.0\text{m}$  の位置で行う。

#### a) 側壁全周に均等に作用する水平荷重 $Ph1$

静止土圧・水圧・活荷重による側圧を考慮する。

$$\begin{aligned} Ph1 &= (q + \gamma' \cdot t_1 \cdot h1) \cdot K + \gamma_w \cdot h_w \\ &= (10.0 + 4.6 \times 15.0) \times 0.5 + 10.0 \times 63.0 \\ &= 669.5 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

#### b) 一方向から作用する偏荷重 $Ph2$

作用荷重は、静止土圧の20%とする。

$$\begin{aligned} Ph2 &= \gamma' \cdot t_1 \cdot h1 \cdot k \cdot 0.20 \\ &= 4.6 \times 15.0 \times 0.5 \times 0.20 \\ &= 6.9 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

ここに、	$q$ : 地表面載荷重	$= 10.0 \text{ kN/m}^2$
	$\gamma t_1$ : 埋立物の湿潤単位体積重量	$= 13.6 \text{ kN/m}^3$
	$\gamma' t_1$ : 埋立物の水中単位体積重量	$= 4.6 \text{ kN/m}^3$
	$\gamma_w$ : 水の単位体積重量	$= 10.0 \text{ kN/m}^3$
	$h_w$ : 地下水位 (GL-)	$= 0.0\text{m} (63.0\text{m})$
	$h1$ : 静止土圧考慮深さ	$= 15.0\text{m}$
	$K$ : 静止土圧係数	$= 0.5$
	$H$ : 竪坑受樹天端深度 (GL-)	$= 63.0\text{m}$

## 2-3 断面力の計算

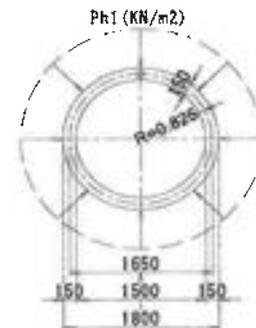
### 1) 側壁

#### c) 等分布荷重による断面力

軸力のみ発生し、せん断力、曲げモーメントは発生しない。

$$\begin{aligned} N &= Ph1 \cdot r \\ &= 669.5 \times (1.50 + 0.150) / 2 \\ &= 552.3 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

ここに、	$N$ : 軸力	$= 552.3 \text{ kN/m}$
	$Ph1$ : 等分布側圧	$= 669.5 \text{ kN/m}^2$
	$r$ : 側壁半径	$= 0.825 \text{ m}$



d) 偏荷重による断面力

$$MA = 0.163 \cdot Ph^2 \cdot r$$

$$= 0.163 \times 6.9 \times 0.825 = 0.928 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$MB = -0.125 \cdot Ph^2 \cdot r$$

$$= -0.125 \times 6.9 \times 0.825 = -0.712 \text{ kN/m}$$

$$MC = 0.087 \cdot Ph^2 \cdot r$$

$$= 0.087 \times 6.9 \times 0.825 = 0.495 \text{ kN/m}$$

$$NA = 0.212 \cdot Ph^2 \cdot r$$

$$= 0.212 \times 6.9 \times 0.825 = 1.207 \text{ kN/m}$$

$$NB = 1.000 \cdot Ph^2 \cdot r$$

$$= 1.000 \times 6.9 \times 0.825 = 5.693 \text{ kN/m}$$

$$NC = -0.212 \cdot Ph^2 \cdot r$$

$$= -0.212 \times 6.9 \times 0.825 = -1.207 \text{ kN/m}$$

e) 合力による断面力

A点 M = 0.928 kN·m/m

$$N = 552.3 + 1.207 = 553.5 \text{ kN/m}$$

$$\text{偏心量 } e = M/N = 0.928/553.5$$

$$= 0.0017 \text{ m}$$

B点 M = -0.712 kN·m/m

$$N = 552.3 + 5.693 = 558.0 \text{ kN/m}$$

$$\text{偏心量 } e = M/N = 0.712/558.0$$

$$= 0.0013 \text{ m}$$

C点 M = 0.495 kN·m/m

$$N = 552.3 - 1.207 = 551.1 \text{ kN/m}$$

$$\text{偏心量 } e = M/N = 0.495/551.1$$

$$= 0.0009 \text{ m}$$

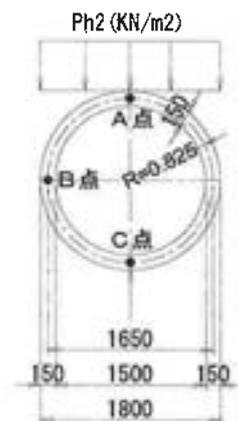
f) 全断面圧縮となる許容偏心量  $p_0$

$$p_0 = B/6$$

$$= 0.150/6$$

$$= 0.025 \text{ m} \geq \text{各点の偏心量 } e$$

以上より全点全圧縮である。



g) 断面計算

コンクリート曲げ圧縮応力度 ( $\sigma_c$ )

$$\sigma_c = \frac{N}{B} \left( 1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) \quad B : \text{竖坑部材厚 } 150\text{mm}$$

A点

$$\begin{aligned} \sigma_c &= \frac{553.5}{150} \left( 1 - \frac{6 \times 1.7}{150} \right) = 3.94 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_{ca} = 8 \text{ N/mm}^2 \\ &= 3.44 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

B点

$$\begin{aligned} \sigma_c &= \frac{558.0}{150} \left( 1 - \frac{6 \times 1.3}{150} \right) = 3.91 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_{ca} = 8 \text{ N/mm}^2 \\ &= 3.53 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

C点

$$\begin{aligned} \sigma_c &= \frac{551.1}{150} \left( 1 - \frac{6 \times 0.9}{150} \right) = 3.81 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_{ca} = 8 \text{ N/mm}^2 \\ &= 3.54 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$



2) 荷重

a) 土圧

- ・土圧は、堅坑の周囲に均等に作用するものとして、静止土圧係数  $K=0.5$  を使用する。
- ・土圧の算定は、GL-15mまでの三角分布荷重とし、これ以深では等分布と考え土圧の増加はないものとする。
- ・傾斜や施工時の不確定要素等による偏土圧を考慮する。偏土圧は、静止土圧の20%とする。

b) 水圧

- ・水圧は、排水施設等の根詰まりなど、安全側を考えて盛土天端まで ( $h_{max}=65.00m$ ) を考慮する。

c) 負の周面摩擦力 ( $Rnf$ )

- ・埋立材の圧密沈下を考慮して、堅坑本体における負の周面摩擦力を考慮する。

負の周面摩擦力は、下記の仮定で算定する。

堅坑における最大周面摩擦力は、次表より

施工方法-----中掘り杭工法

地盤の種類-----砂質土 (N値5を仮定)

と仮定し周面摩擦力 ( $f$ ) =  $2 \cdot N$  ( $\leq 100$ )

=  $2 \times 5 = 10.0 \text{ kN/m}^2$  とする。

表 - 最大周面摩擦力 ( $\text{kN/m}^2$ )

施工方法	地盤の種類	
	砂質土	粘性土
打ち込み杭工法	$2 \cdot N (\leq 100)$	$C$ 又は $10 \cdot N (\leq 150)$
場所打ち杭工法	$5 \cdot N (\leq 200)$	$C$ 又は $10 \cdot N (\leq 150)$
中掘り杭工法	$2 \cdot N (\leq 100)$	$0.8C$ 又は $8 \cdot N (\leq 100)$
プレボーリング杭工法	$5 \cdot N (\leq 150)$	$C$ 又は $10 \cdot N (\leq 100)$
鋼管ソイルセメント杭工法	$10 \cdot N (\leq 200)$	$C$ 又は $10 \cdot N (\leq 200)$

$C$ は地盤の粘着力 ( $\text{kN/m}^2$ )  $N$ は標準貫入試験のN値

これまでの実験結果から、アスファルト材塗布等の摩擦力低減対策を行う事とし、負の周面摩擦力の作用力を1/3に低減する。

d) 載荷重

- ・盛土材の各層毎の転圧、占め固め機材を考慮して、載荷重  $q = 10\text{KN/m}^2$  を考慮する。

3) 対象箇所の物性値

a) 埋立物

- ・ 湿潤単位体積重量  $\gamma_{t1} = 13.6 \text{ kN/m}^3$
- ・ 水中単位体積重量  $\gamma'_{t1} = 4.6 \text{ kN/m}^3$

b) 中詰砂

- ・ 湿潤単位体積重量  $\gamma_{t2} = 15.8 \text{ kN/m}^3$
- ・ 水中単位体積重量  $\gamma'_{t2} = 6.8 \text{ kN/m}^3$

c) 支持地盤

- ・ 地盤の許容支持力 (常時)  
亀裂の少ない硬岩  $Q = 1050 \text{ kN/m}^2$   
(平板載荷試験により確認する)

4) 材料および許容応力度 (道路土工 擁壁工指針に準拠)

a) コンクリート

- 単位重量  $\gamma_c = 24.5 \text{ kN/m}^3$
- 設計基準強度  $\sigma_{ck} = 24 \text{ N/mm}^2$
- 許容曲げ圧縮応力度  $\sigma_{ca} = 8.0 \text{ N/mm}^2$
- 許容せん断応力度  $\tau_a = 0.35 \text{ N/mm}^2$

b) 鉄筋 (S D 345)

- 許容引張応力度  $\sigma_{sa} = 180 \text{ N/mm}^2$
- (水中)  $\sigma_{sa} = 160 \text{ N/mm}^2$

\*. 既製品縦坑直壁の応力は上記以上とする。

### 3-2 荷重の計算

#### 1) 側壁 (水平荷重)

計算は側壁最深部である深度  $h_w = 65.0\text{m}$ の位置で行う。

##### 3-2.1.1.1 側壁全周に均等に作用する水平荷重 $Ph_1$

静止土圧・水圧・活荷重による側圧を考慮する。

$$\begin{aligned} Ph_1 &= (q + \gamma' t_1 \cdot h_1) \cdot K + \gamma_w \cdot h_w \\ &= (10.0 + 4.6 \times 15.0) \times 0.5 + 10.0 \times 65.0 \\ &= 689.5 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

##### 3-2.1.1.2 一方向から作用する偏荷重 $Ph_2$

作用荷重は、静止土圧の20%とする。

$$\begin{aligned} Ph_2 &= \gamma' t_1 \cdot h_1 \cdot k \cdot 0.20 \\ &= 4.6 \times 15.0 \times 0.5 \times 0.20 \\ &= 6.9 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

ここに、	$q$ : 地表面載荷重	$= 10.0 \text{ kN/m}^2$
	$\gamma t_1$ : 埋立物の湿潤単位体積重量	$= 13.6 \text{ kN/m}^3$
	$\gamma' t_1$ : 埋立物の水中単位体積重量	$= 4.6 \text{ kN/m}^3$
	$\gamma_w$ : 水の単位体積重量	$= 10.0 \text{ kN/m}^3$
	$h_w$ : 地下水位 (GL-)	$= 0.0\text{m} (65.0\text{m})$
	$h_1$ : 静止土圧考慮深さ	$= 15.0\text{m}$
	$K$ : 静止土圧係数	$= 0.5$
	$H$ : 竪坑受樹天端深度 (GL-)	$= 63.0\text{m}$

活荷重	$q_1 = 10.0 \text{ kN/m}^2$
既製品側壁自重	$M3SS240: 4,570\text{kg/本} (h=2.40\text{m})$ $= (63.0/2.40) \times 4,570$ $= 119,962.5 \text{ kg} = 1,199.6 \text{ kN}$

場所打ち受樹分	$= \pi/4 \cdot (D^2 - D_0^2) \cdot H \cdot \gamma_c$ $= 3.1416/4 \times (3.2^2 - 1.40^2) \times 2.0 \times 24.5$ $= 318.7 \text{ kN}$
---------	---

ライナープレート ( $\phi 2500$ $L=63.0\text{m}$ ) 重量	$= 279\text{kg/m} \times 63.0\text{m}$ $= 17,577\text{kg} = 175.8 \text{ kN}$
--	--

中詰砂重量	$\pi/4 \times (2.50^2 - 1.80^2) \times H \times \gamma t_2$
-------	---

$$= 3.1416/4 \times (2.50^2 - 1.80^2) \times 63.0 \times 15.8$$

$$= 2,353.2 \text{ kN}$$

2) 底版

樹外面埋立物重量  $\pi/4 \times (3.20^2 - 2.5^2) \times H \times \gamma t_1$

$$= 3.1416/4 \times (3.20^2 - 2.50^2) \times 63.0 \times 13.6$$

$$= 2,685.0 \text{ kN}$$

負の周面摩擦力 (Rn f) 豎坑  $\phi 1.80\text{m}$   $h=63.0\text{m}$   $f=2 \times 5=10 \text{ kN/m}^2$

$$= f \cdot h \cdot \pi \cdot D$$

$$= 10.0 \times 63.0 \times 3.1416 \times 1.80$$

$$= 3,562.6 \text{ kN}$$

(Rn f) 受樹  $\phi 3.20\text{m}$   $h=2.00\text{m}$   $f=2 \times 5=10 \text{ kN/m}^2$

$$= f \cdot h \cdot \pi \cdot D$$

$$= 10.0 \times 2.0 \times 3.1416 \times 3.20$$

$$= 201.1 \text{ kN}$$

周面摩擦合計

$$= 3,562.6 + 201.1$$

$$= 3,763.7 \text{ kN}$$

低減策による1/3低減値

$$= 3,763.7 \times 1/3$$

$$= 1,254.6 \text{ kN}$$

合計  $P_{vs} = 1,199.6 + 318.7 + 175.8 + 2,353.2 + 2,685.0 + 1,254.6 = 7,986.9 \text{ kN}$

地盤反力  $P_v = q_1 + \frac{P_{vs}}{\pi/4 \cdot D^2}$

$$= 10.0 + \frac{7,986.9}{3.1416/4 \times 3.20^2}$$

$$= 1,003.1 \text{ kN/m}^2 < 1,050 \text{ kN/m}^2$$

### 3-3 断面力の計算

#### 1) 側壁

##### a) 等分布荷重による断面力

軸力のみ発生し、せん断力、曲げモーメントは発生しない。

$$\begin{aligned} N &= Ph1 \cdot r \\ &= 689.5 \times 1.150 \\ &= 792.9 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

ここに、 N:軸力 kN/m  
Ph1:等分布側圧=689.5 kN/m<sup>2</sup>  
r:側壁半径=1.150m



b) 偏荷重による断面力

$$MA = 0.163 \cdot Ph_2 \cdot r$$

$$= 0.163 \times 6.9 \times 1.150 = 1.293 \text{ kN}\cdot\text{m}/\text{m}$$

$$MB = -0.125 \cdot Ph_2 \cdot r$$

$$= -0.125 \times 6.9 \times 1.150 = -0.992 \text{ kN}/\text{m}$$

$$MC = 0.087 \cdot Ph_2 \cdot r$$

$$= 0.087 \times 6.9 \times 1.150 = 0.690 \text{ kN}/\text{m}$$

$$NA = 0.212 \cdot Ph_2 \cdot r$$

$$= 0.212 \times 6.9 \times 1.150 = 1.682 \text{ kN}/\text{m}$$

$$NB = 1.000 \cdot Ph_2 \cdot r$$

$$= 1.000 \times 6.9 \times 1.150 = 7.935 \text{ kN}/\text{m}$$

$$NC = -0.212 \cdot Ph_2 \cdot r$$

$$= -0.212 \times 6.9 \times 1.150 = -1.682 \text{ kN}/\text{m}$$

c) 合力による断面力

A点  $M = 1.293 \text{ kN}\cdot\text{m}/\text{m}$   
 $N = 792.9 + 1.682 = 794.6 \text{ N}/\text{m}$

偏心量  $e = M/N = 1.293/794.6$   
 $= 0.0016 \text{ m}$

B点  $M = -0.992 \text{ kN}\cdot\text{m}/\text{m}$   
 $N = 792.9 + 7.935 = 800.8 \text{ kN}/\text{m}$

偏心量  $e = M/N = 0.992/800.8$   
 $= 0.0012 \text{ m}$

C点  $M = 0.690 \text{ kN}\cdot\text{m}/\text{m}$   
 $N = 792.9 - 1.682 = 791.2 \text{ kN}/\text{m}$

偏心量  $e = M/N = 0.690/791.2$   
 $= 0.0009 \text{ m}$

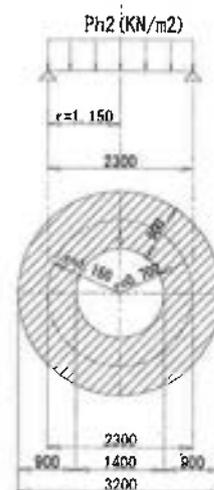
d) 全断面圧縮となる許容偏心量  $p_0$

$$p_0 = B/6$$

$$= 0.900/6$$

$$= 0.150 \text{ m} \geq \text{各点の偏心量 } e$$

以上より全点全圧縮である。



e) 断面計算

コンクリート曲げ圧縮応力度 ( $\sigma_c$ )

$$\sigma_c = \frac{N}{B} \left( 1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) \quad B: \text{壁坑部材厚 } 900\text{mm}$$

A点

$$\begin{aligned} \sigma_c &= \frac{794.6}{900} \left( 1 \pm \frac{6 \times 1.6}{900} \right) = 0.89 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_{ca} = 8 \text{ N/mm}^2 \\ &= 0.87 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

B点

$$\begin{aligned} \sigma_c &= \frac{800.8}{900} \left( 1 \pm \frac{6 \times 1.2}{900} \right) = 0.90 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_{ca} = 8 \text{ N/mm}^2 \\ &= 0.88 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

C点

$$\begin{aligned} \sigma_c &= \frac{791.2}{900} \left( 1 \pm \frac{6 \times 0.9}{900} \right) = 0.88 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_{ca} = 8 \text{ N/mm}^2 \\ &= 0.87 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

2) 底版

開口部は単純支持、それ以外は固定の円板となるが、安全側の計算方法として円盤の中央部は単純支持で計算し、端部は周辺固定の円板として計算する。

～（トンネル標準示方書「開削工法編」P279）

曲げモーメントの算定では、 $r=1.150\text{m}$ 側壁中心スパンを考慮するが、せん断に対しては  $r=1.40\text{m}/2 = 0.700\text{m}$  直壁内側位置で算定する

(1) 底版中央部上面

（等分布荷重を受ける周辺単純支持の円板）

a) 中央部曲げモーメントの計算

$$\begin{aligned} M_r &= \frac{(3+\nu) \cdot w \cdot a^2}{16} \\ &= \frac{(3+0.2) \times 1,003.1 \times 1.150^2}{16} \\ &= 265.3 \text{ kN}\cdot\text{m}/\text{m} \end{aligned}$$

b) せん断力の計算

$$Q_r = \frac{w \cdot r}{2}$$

最大せん断力の発生位置  $r=a=0.70\text{m}$

$$Q_{r\max} = \frac{1,003.1 \times 0.70}{2}$$

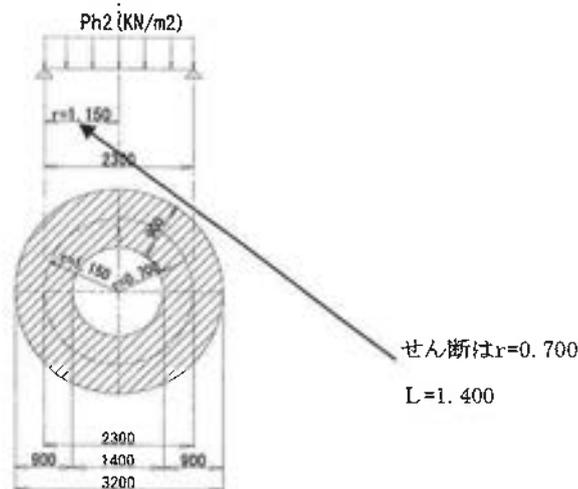
$$= 351.1 \text{ kN}/\text{m}$$

ここに、

$w=1,003.1$ （底版に作用する地盤反力 $=P_v$ ）

$a=0.70$ （底版半径）

$\nu=0.20$ （ポアソン比）



(2) 底板端部下面

(等分布荷重を受ける周辺固定の円板)

a) 端部曲げモーメントの計算

$$M_r = \frac{-2 \cdot w \cdot a^2}{16}$$
$$= \frac{-2 \times 1,003.1 \times 1.150^2}{16}$$
$$= -165.8 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

b) せん断力の計算

$$Q_r = \frac{w \cdot r}{2}$$

最大せん断力の発生位置  $r = a = 0.70\text{m}$

$$Q_{r\max} = \frac{1,003.1 \times 0.70}{2}$$

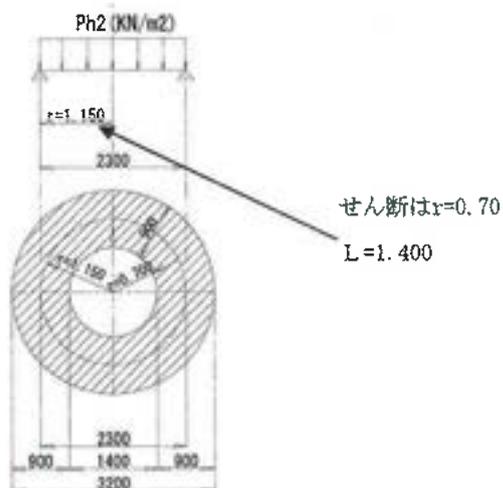
$$= 351.1 \text{ kN/m}$$

ここに、

$w = 1,003.1$  (底板に作用する地盤反力  $= P_v$ )

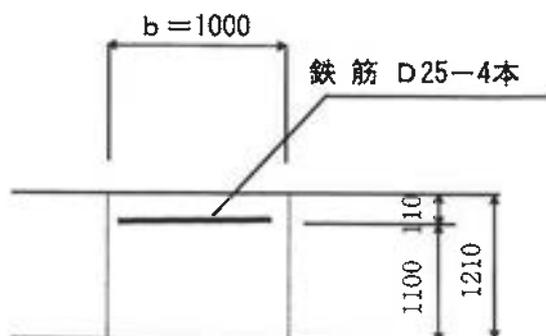
$a = 0.70$  (底板半径)

$\nu = 0.20$  (ポアソン比)



### 3-4 応力度の照査

#### (1) 底版中央部上面



有効幅 (b)  
b = 100 cm

鉄筋量  
AS = D25-4本 (@250)  
= 5.07 × 4 = 20.28 cm<sup>2</sup>  
(2,028 mm<sup>2</sup>)

鉄筋比 (P)

$$P = AS / bd = 2,028 / (1100 \times 1000) = 0.00184$$

コンクリートと鉄筋の弾性係数 n = 15として、鉄筋比 (P) より k,

j, mを求める。

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

$$= \sqrt{2 \times 15 \times 0.00184 + (15 \times 0.00184)^2} - 15 \times 0.00184$$

$$= 0.209$$

$$j = 1 - k/3 = 1 - 0.209/3$$

$$= 0.930$$

$$m = k / (2 \cdot p) = 0.209 / (2 \times 0.00184)$$

$$= 56.8$$

#### 常時応力度

鉄筋の引張応力度

$$\sigma_s = M / (A_s \cdot j \cdot d)$$

$$= 265.3 \times 10^6 / (2,028 \times 0.930 \times 1100)$$

$$= 127.9 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{sa} = 180 \text{ N/mm}^2 \quad \circ k$$

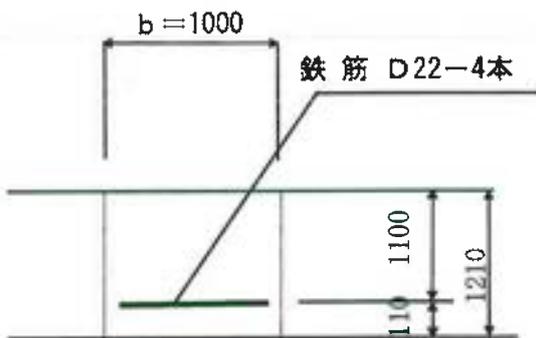
コンクリートの圧縮応力度

$$\begin{aligned}\sigma_c &= \sigma_s / m \\ &= 127.9 / 56.8 \\ &= 2.3 / \text{mm}^2 < \sigma_{ca} = 8 \text{ N/mm}^2 \quad \text{ok}\end{aligned}$$

コンクリートのせん断応力度

$$\begin{aligned}\tau &= S / (b' \cdot d \cdot J) \\ &= 351.1 \times 10^3 / (1000 \times 1100 \times 0.930) \\ &= 0.34 \text{ N/mm}^2 < \tau_a = 0.35 \text{ N/mm}^2 \quad \text{ok}\end{aligned}$$

(2) 底版端部下面



有効幅 (b)  
b = 1000 cm

鉄筋量  
AS = D22-4本 (@250)  
= 3.871 × 4 = 15.484 cm<sup>2</sup>  
(1548.4 mm<sup>2</sup>)

鉄筋比 (P)

$$P = AS / bd = 1548.4 / (1100 \times 1000) = 0.00141$$

コンクリートと鉄筋の弾性係数 n = 15として、鉄筋比 (P) より k,

j, mを求める。

$$\begin{aligned}k &= \sqrt{2 \cdot n \cdot p + (n \cdot p)^2} - n \cdot p \\ &= \sqrt{2 \times 15 \times 0.00141 + (15 \times 0.00141)^2} - 15 \times 0.00141 \\ &= 0.186\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}j &= 1 - k/3 = 1 - 0.186/3 \\ &= 0.938\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}m &= k / (2 \cdot p) = 0.186 / (2 \times 0.00141) \\ &= 66.0\end{aligned}$$

**常時応力度**

鉄筋の引張応力度

$$\begin{aligned}\sigma_s &= M / (A_s \cdot j \cdot d) \\ &= 165.8 \times 10^6 / (1548.4 \times 0.938 \times 1100) \\ &= 103.8 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{sa} = 180 \text{ N/mm}^2 \quad \text{ok}\end{aligned}$$

コンクリートの圧縮応力度

$$\begin{aligned}\sigma_c &= \sigma_s / m \\ &= 103.8 / 66.0 \\ &= 1.6 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{ca} = 8 \text{ N/mm}^2 \quad \text{ok}\end{aligned}$$

コンクリートのせん断応力度

$$\begin{aligned}\tau &= S / (b' \cdot d \cdot J) \\ &= 351.1 \times 10^3 / (1000 \times 1100 \times 0.938) \\ &= 0.34 \text{ N/mm}^2 < \tau_a = 0.35 \text{ N/mm}^2 \quad \text{ok}\end{aligned}$$



# 構造計算

## 水管橋構造計算書

表紙共 31 枚

単純支持  $\pi$  型補剛形式パイプビーム  
水管橋強度計算書 (二重管)

平成28年10月13日

外管 : STK400  $\phi$  508.0  $\times$  6.4t

内管 : SUS304TP 300A Sch20S (t=6.5mm)

支間長 21.4 m

耐震設計 レベル2

株式会社多久製作所

# 単純支持π型補剛形式水管橋強度計算書(二重管)

## 1. 設計条件

呼び径 : 内管 SUS304TP 300A Sch20S(t=6.5mm)

外管 STK400 φ508.0×6.4t

設計内圧 : 常圧 0.75 MPa  
常圧+水撃圧 1.25 MPa

形式 : 単純支持π型補剛形式水管橋強度計算書(二重管)

支間長 : 21.4 m

仕様管材 : STK400 / SUS304

管種/鋼材	引張及び曲げ	せん断
SUS304	120 N/mm <sup>2</sup>	70 N/mm <sup>2</sup>
STK400	140 N/mm <sup>2</sup>	80 N/mm <sup>2</sup>

### 許容応力の割増

主荷重と風荷重の合成応力に対して	.....	1.25
主荷重と地震荷重の合成応力に対して	.....	1.50
リングサポート部に対して (常時)	.....	1.25
(地震時)	.....	1.60
歩廊通行荷重に対して	.....	1.50

### 溶接効率

工場溶接部	.....	100%
現場溶接部	.....	90%

許容たわみ度 : 1/350

風荷重 : 円筒 ..... 1.5 KN/m<sup>2</sup>  
平板 ..... 3.0 KN/m<sup>2</sup>

地震荷重 : 地震動レベル1に用いる設計水平震度 K h1 = 0.2  
地震動レベル2に用いる設計水平震度 K h2 = 0.45  
地震動レベル2に用いる設計鉛直震度 K v2 = K h2 ÷ 2 = 0.225

積雪荷重 : 1050 N/m<sup>2</sup>

温度変化 : -10°C ~ +40°C

歩廊 : 考慮する

積雪荷重 : 考慮する

## 2. 許容応力度

### 2-1 外管及び補剛部材の許容応力度

#### (1) 許容軸方向引張応力度

及び 許容曲げ引張応力度  $\sigma_{bta} = 140 \text{ N/mm}^2$

#### (2) 許容曲げ圧縮応力度

主部材(管体部)

(a)  $R \div \alpha \div t \leq 50$  :  $140 \text{ N/mm}^2$

(b)  $50 < R \div \alpha \div t \leq 200$  :  $140 - 0.44 \times ((R \div \alpha \div t) - 50) \text{ N/mm}^2$

$$R \div \alpha \div t = (508 \div 2) \div 1.2 \div 6.4 = 33.1$$

(軸力の影響が小さいため純曲げのみと仮定して  $\alpha = 1.2$  とする)

∴ 式 (a) を使用する  $\sigma_{bca} = 140 \text{ N/mm}^2$

補剛部材(フランジ部)

$$b \div (38.7 \times f) \leq t : 140 \text{ N/mm}^2 = 10.3 \leq 22$$

∴  $\sigma_{bca} = 140 \text{ N/mm}^2$

#### (3) 許容軸方向圧縮応力度

局部座屈に対する許容応力

主部材(管体部)

(a)  $R \div \alpha \div t \leq 50$  :  $140 \text{ N/mm}^2$

(b)  $50 < R \div \alpha \div t \leq 200$  :  $140 - 0.44 \times ((R \div \alpha \div t) - 50) \text{ N/mm}^2$

$$R \div \alpha \div t = (508 \div 2) \div 1.0 \div 6.4 = 39.7$$

(安全側として純圧縮と仮定して  $\alpha = 1.0$  とする)

∴ 式 (a) を使用する  $\sigma_{cal} = 140 \text{ N/mm}^2$

補剛部材(フランジ部)

$$\sigma_{cal} = \sigma_{bca} = 140 \text{ N/mm}^2$$

局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度

(a)  $L \div r \leq 18$  :  $140 \text{ N/mm}^2$

(b)  $18 < L \div r \leq 92$  :  $140 - 0.82 \times ((L \div r) - 18) \text{ N/mm}^2$

(c)  $92 < L \div r$  :  $1200000 \div (6700 + (L \div r)^2) \text{ N/mm}^2$

$$L \div r = 21400 \div 180.8 = 118$$

∴ 式 (c) を使用する  $\sigma_{cag} = 58 \text{ N/mm}^2$

$$\sigma_{ca} = \sigma_{cag} \times \sigma_{cal} \div \sigma_{cao}$$

$$\sigma_{ca} = 58 \times 140 \div 140 = 58 \text{ N/mm}^2$$

#### (4) 許容せん断応力度

$$\tau_a = 80 \text{ N/mm}^2$$

### 2-2 内管の許容応力度

許容軸方向引張応力度

及び 許容曲げ引張応力度  $\sigma_{bta} = 120 \text{ N/mm}^2$

### 3. 円周方向応力(内管)

#### 3.1 内圧による引張応力

##### (1) 常圧作用時

$$\sigma_h = P \times r_i \div t$$

$$\begin{aligned} \text{ここで } P &: \text{設計内圧} = 0.75 \text{ MPa} \\ r_i &: \text{管内半径} = 152.75 \text{ mm} \\ t &: \text{管厚} = 6.5 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \therefore \sigma_h &= 0.75 \times 152.75 \div 6.5 \\ &= 17.6 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{ta} = 120 \text{ N/mm}^2 \quad \text{****OK} \end{aligned}$$

##### (2) 常圧+水撃圧作用時

$$\sigma'_h = P' \times r_i \div t$$

$$\begin{aligned} \text{ここで } P' &: \text{設計内圧} = 1.25 \text{ MPa} \\ r_i &: \text{管内半径} = 152.75 \text{ mm} \\ t &: \text{管厚} = 6.5 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \therefore \sigma'_h &= 1.25 \times 152.75 \div 6.5 \\ &= 29.4 \text{ N/mm}^2 < 1.5 \sigma_a = 120 \times 1.5 = 180 \text{ N/mm}^2 \\ &\quad \text{****OK} \end{aligned}$$

### 4. 管の座屈に対する検討(内管)

管内空虚時の限界座屈荷重

$$P_k = 2 \times E \div (1 - \nu^2) \times (t \div D)^3$$

$$\begin{aligned} \text{ここで } P_k &: \text{限界座屈荷重} \quad \text{N/mm}^2 \\ E &: \text{ヤング係数} \quad 195000 \text{ N/mm}^2 \\ \nu &: \text{ポアソン比} \quad 0.3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \therefore P_k &= 2 \times 195000 \div (1 - 0.3^2) \times (6.5 \div 318.5)^3 \\ &= 3.6 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

## 5. 荷重

### 5.1 鉛直荷重

外管の自重	( φ 508.0 )	776.6 N/m
内管の自重	( 300A )	495.5 N/m
内管の水重量	( 300A )	733.0 N/m
補剛材重量	( フランジ )	1016.4 N/m
補剛材重量	( ウェブ )	501.5 N/m
積雪荷重		630.0 N/m
保温材重量		44.3 N/m
歩廊荷重		520.0 N/m

---


$$W_{vo} = 4717.3 \text{ N/m}$$

$$W_{v'} = 3984.3 \text{ N/m}$$

(水重量、歩廊通行荷重を除いた値)

$$W_{v''} = 4717.3 \text{ N/m}$$

(歩廊通行荷重を除いた値)

空虚時  $W_{v'''} = 3354.3 \text{ N/m}$

ここで、  $W_{vo} \div 1.5 = 3144.9 \text{ N/m} < W_{v''} = 4717.3 \text{ N/m}$

よって、鉛直荷重  $W_v$  は  $W_{v''} = 4717.3$  の値を用いる。

### 5.2 水平荷重

#### (1) 風荷重

水道管(半分)	381.0 N/m
水道管(半分)+補剛材	1349.9 N/m
歩廊	400.0 N/m

---


$$W_{wi} = 2130.9 \text{ N/m}$$

#### (2) 管体部の地震荷重(歩廊通行荷重は除く)

$$W_k = K_h I \times W_v$$

$$= 0.2 \times 4717.3 = 943.5 \text{ N/m}$$

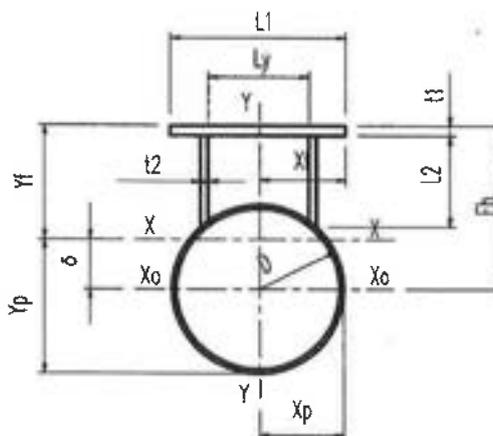
$$W_{wi} \div 1.25 = 1704.7 > W_k \div 1.5 = 629.0$$

従って水平荷重  $W_H$  は 風荷重 の  $W_{wi} = 2130.9$  の値を用いる。

## 6. 管梁の断面諸係数及び許容応力度

L1 :	600.0
t1 :	22.0
L2 :	271.4
t2 :	12.0
D :	508.0
Fh :	450.0
Ly :	400.0

(単位mm)



### 6.1 断面係数 X-X軸に対して

(1) X0-X0軸に対して

断面	A(mm <sup>2</sup> )	y(mm)	A·y(mm <sup>3</sup> )	A·y <sup>2</sup> (mm <sup>4</sup> )	i(mm <sup>4</sup> )
1PL- 600 × 22	13200	439	5794481	2543637437	532400
2PL- 271.40 × 12	6514	292	1903768	556425442	39981541
φ 508 × 6.4	10085				317236492
Σ	29799		7698249	3100062880	357750433

中立軸 X-Xに対する偏心量 δ

$$\begin{aligned}\delta &= \Sigma A \times y \div \Sigma A = 7698249 \div 29799 \\ &= 258 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}Y_p &= D \div 2 + \delta = 508 \div 2 + 258 \\ &= 512 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}Y_f &= F_h - \delta = 450 - 258 \\ &= 192 \text{ mm}\end{aligned}$$

断面二次モーメント Ix

$$\begin{aligned}I_x &= \Sigma A \cdot y^2 + \Sigma I - \delta^2 \times \Sigma A = 3100062880 + 357750433 \\ &= 1469044914 \text{ mm}^4\end{aligned}$$

断面係数

$$Z_{xp} = I_x \div Y_p = 1469044914 \div 512$$

$$= 2867322 \text{ mm}^3$$

$$Z_{xf} = I_x \div Y_f = 1469044914 \div 192$$

$$= 7665828 \text{ mm}^3$$

断面二次半径

$$r_x = \sqrt{I_x \div \Sigma A} = \sqrt{(1469044914 \div 29799)}$$

$$= 222 \text{ mm}$$

(2) Y-Y 軸に対して

断面	A (mm <sup>2</sup> )	x (mm)	A · x <sup>2</sup> (mm <sup>4</sup> )	i (mm <sup>4</sup> )
1PL- 600 × 22	13200			396000000
2PL- 271.4 × 12	6514	200	260544000	78163
φ 508 × 6.4	10085			317236492
Σ	29799		260544000	713314655

中立軸 Y-Y は Yo-Yo に同じ

$$X_p = D \div 2 = 508 \div 2$$

$$= 254 \text{ mm}$$

$$X_f = L_1 \div 2 = 600 \div 2$$

$$= 300 \text{ mm}$$

断面二次モーメント I<sub>x</sub>

$$I_y = \Sigma A \cdot x^2 + \Sigma I = 260544000 + 713314655$$

$$= 973858655 \text{ mm}^4$$

断面係数

$$Z_{yp} = I_y \div X_p = 973858655 \div 254$$

$$= 3834089 \text{ mm}^3$$

$$Z_{yf} = I_y \div X_f = 973858655 \div 300$$

$$= 3246196 \text{ mm}^3$$

断面二次半径

$$r_y = \sqrt{I_y \div \Sigma A} = \sqrt{(973858655 \div 29799)}$$

$$= 181 \text{ mm}$$

## 7. 管軸方向応力

### 7.1 鉛直荷重による反力、曲げモーメント及び応力

(1) 反力

$$\begin{aligned} RA = RB = Wv \times L \div 2 &= 4717 \times 21 \div 2 \\ &= 50475 \text{ N} \end{aligned}$$

(2) 曲げモーメント

$$\begin{aligned} Mv \text{ max} = (Wv \div 1000 \times L^2) \div 8 &= 5 \times 21400^2 \div 8 \\ &= 270041095 \text{ N}\cdot\text{mm} \end{aligned}$$

(3) 曲げ応力

$$\begin{aligned} \sigma \text{ vp max} = Mv \text{ max} \div Zxp &= 270041095 \div 2867322 \\ &= 94 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma \text{ vf max} = Mv \text{ max} \div Zxf &= 270041095 \div 7665828 \\ &= 35 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

### 7.2 管軸方向推力

(1) 伸縮時沓の摩擦による推力

$$P1 = R \times f$$

$$\begin{aligned} \text{ここで } R &: \text{ 支点反力 (=RA=RB) = } 50475 \text{ N} \\ f &: \text{ プレート沓の摩擦係数 = } 0.1 \end{aligned}$$

$$\therefore P1 = 50475 \times 0.1 = 5.047 \text{ KN}$$

(2) 伸縮時伸縮継手の摩擦による推力

$$P2 = f' \times \pi \times Do$$

$$\begin{aligned} \text{ここで } f' &: \text{ 伸縮継手の摩擦力 = } 7 \text{ N/mm} \\ Do &: \text{ 管の外径 = } 318.5 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\therefore P2 = 7 \times 3.142 \times 318.5 = 7.004 \text{ KN}$$

(3) 伸縮継手部に内圧により生ずる推力

$$P3 = P \times \pi \times Dm \times t$$

$$\text{ここで } Dm : \text{ 軸力作用面の中心径 = } 312 \text{ mm}$$

常圧作用時

$$P3 = 0.75 \times 3.142 \times 312 \times 6.5 = 4.778 \text{ KN}$$

常圧+水撃圧作用時

$$P'3 = 1.25 \times 3.142 \times 312 \times 6.5 = 7.964 \text{ KN}$$

(4) 管軸方向推力の集計

常圧作用時

$$\begin{aligned}\Sigma P &= P1 + P2 + P3 \\ &= 5.047 + 7.004 + 4.778 = 16.830 \text{ KN}\end{aligned}$$

常圧+水撃圧作用時

$$\begin{aligned}\Sigma P' &= P1 + P2 + P3' \\ &= 5.047 + 7.004 + 7.964 = 20.016 \text{ KN}\end{aligned}$$

(5) 管軸方向推力による応力

常圧作用時

$$\begin{aligned}\sigma P &= \Sigma P \div A \\ &= 16830.0 \div 10085 = 1.7 < 58 \text{ N/mm}^2 \quad \text{****OK}\end{aligned}$$

常圧+水撃圧作用時

$$\begin{aligned}\sigma P' &= \Sigma P' \div A \\ &= 20015.6 \div 10085 = 2.0 < 58 \text{ N/mm}^2 \quad \text{****OK}\end{aligned}$$

7.3 リングサポートの拘束による曲げ応力

二重管構造で、リングサポートは外管に取付るため、内圧による拘束は作用しない。

$$\text{常圧作用時} \quad (P=P= 0 \text{ MPa} )$$

$$\sigma_{pr} = 0.0 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{常圧+水撃圧作用時} \quad (P=P'= 0 \text{ MPa} )$$

$$\sigma_{pr}' = 0.0 \text{ N/mm}^2$$

#### 7.4 管軸方向応力の計算

##### (1) 圧縮、曲げ応力(フランジ)

常圧作用時

支点部において

$$\sigma_c = \sigma_{ps} = 1.7 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{bc} = \sigma_{pr} = 0.0 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_c \div \sigma_{ca} + \sigma_{bc} \div \sigma_{bca} = 1.7 \div 57.9 + 0.0 \div 140 = 0.029 < 1 \quad \text{****OK}$$

支点部(中央)において

$$\sigma_c = \sigma_p = 1.7 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{bc} = \sigma_{vf} = 35.2 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_c \div \sigma_{ca} + \sigma_{bc} \div \sigma_{bca} = 1.7 \div 57.9 + 35.2 \div 140 = 0.28 < 1 \quad \text{****OK}$$

常圧+水撃圧作用時

支点部において

$$\sigma_c = \sigma_{ps}' = 2.0 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{bc} = \sigma_{pr}' = 0.0 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_c \div (1.5 \times \sigma_{ca}) + \sigma_{bc} \div (1.6 \times \sigma_{bca}) = 2.0 \div 86.9 + 0.0 \div 224 = 0.023 < 1 \quad \text{****OK}$$

支点部(中央)において

$$\sigma_c = \sigma_{p}' = 2.0 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{bc} = \sigma_{vf} = 35.2 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_c \div (1.5 \times \sigma_{ca}) + \sigma_{bc} \div (1.6 \times \sigma_{bca}) = 2.0 \div 86.9 + 35.2 \div 224 = 0.18 < 1 \quad \text{****OK}$$

##### (2) 引張曲げ応力(管体部)

支点部(中央)において

常圧+水撃圧作用時

$$\sigma_t = |\sigma_c| = 2.0 \text{ N/mm}^2 \quad \sigma_{bt} = \sigma_{vp} = 94.2 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_t + \sigma_{bt} = 2.0 + 94.2 = 96.2 < \sigma_{ta} = 140 \text{ N/mm}^2 \quad \text{****OK}$$

## 7.5 水平荷重に対する検討及び水平荷重と鉛直荷重の曲げ応力の合成

### (1) 水平荷重に対する検討

水平荷重と鉛直荷重の荷重比・断面係数比

$$N = (W_{wi} \div W_v) \times (Z_x \div Z_y)$$

$$N_p = (W_{wi} \div W_v) \times (Z_{xp} \div Z_{yp}) = ( 2131 \div 4717 ) \times ( 2867322 \div 3834089 ) \\ = 0.338$$

$$N_f = (W_{wi} \div W_v) \times (Z_{xf} \div Z_{yf}) = ( 2131 \div 4717 ) \times ( 7665828 \div 3246196 ) \\ = 1.067$$

水平荷重による応力

$$\sigma_h = N \times \sigma_v$$

最大曲げ応力(支間中央部)

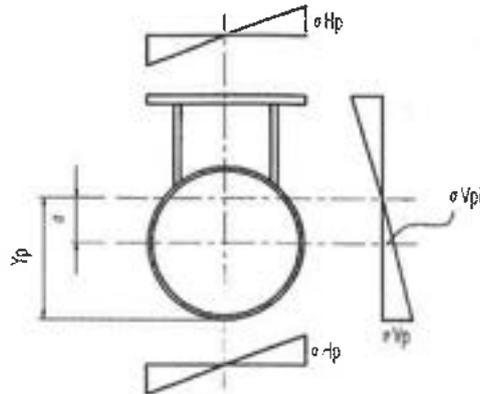
$$\sigma_{hp} = N_p \times \sigma_{vp} = 0.338 \times 94.2 = 31.8 \\ < 140 \times 1.25 \times = 175 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{hf} = N_f \times \sigma_{vf} = 1.067 \times 35.2 = 37.6 \quad \text{****OK} \\ < 140 \times 1.25 \times = 175 \text{ N/mm}^2$$

\*\*\*\*OK

(2) 水平荷重、鉛直荷重の曲げ応力の合成

水平荷重、鉛直荷重による応力は下図のように生じているとして、下式で求める



管体部合成応力

$$\sigma_{tp} = \sigma_{vpi} + \sqrt{((\sigma_{vp} - \sigma_{vpi})^2 + \sigma_{hp}^2)} + \sigma_t$$

ここに  $\sigma_{vpi} = \delta \div y_p \times \sigma_{vp} = 258.3 \div 512.3 \times 94.2$   
 $= 47.5 \text{ N/mm}^2$

フランジ部

$$\sigma_{tf} = \sigma_{vf} + \sigma_{hf} + \sigma_c$$

最大合成応力

$$\begin{aligned} \sigma_{tp} &= 47.5 + \sqrt{((94.2 - 47.5)^2 + 31.8^2)} + 1.7 \\ &= 105.7 \text{ N/mm}^2 < 140 \times 1.25 = 175 \text{ N/mm}^2 \quad \dots \text{OK} \\ \sigma_{tf} &= 35.2 + 37.6 + 1.7 \\ &= 74.5 \text{ N/mm}^2 < 140 \times 1.25 = 175 \text{ N/mm}^2 \quad \dots \text{OK} \end{aligned}$$

8. せん断に対する検討

$$\begin{aligned} Q_{\max} = RA = RB &= 50475 \text{ N} \\ \tau_{p \max} = 2 \times Q_{\max} \div A &= 2 \times 50475 \div 10085 \\ &= 10 \text{ N/mm}^2 < 80 \text{ N/mm}^2 \quad \dots \text{OK} \end{aligned}$$

## 9. たわみに対する検討

### 9.1 鉛直荷重によるたわみ

#### (1) たわみ

$$\begin{aligned}\delta v &= 5 \times (Wv \div 1000) \times L^4 \div (384 \times E \times Ix) \\ &= 5 \times 4.7 \times 21400^4 \div (384 \times 200000 \times 1469044914) \\ &= 44 \text{ mm}\end{aligned}$$

#### (2) たわみ度

$$\delta v_{\max} \div L = 44 \div 21400 = 1/488 < 1/350 \quad \dots\text{OK}$$

### 9.2 水平荷重によるたわみ

#### (1) たわみ

$$\begin{aligned}\delta h &= 5 \times (Wwi \div 1000) \times L^4 \div (384 \times E \times Iy) \\ &= 5 \times 2.1 \times 21400^4 \div (384 \times 200000 \times 973858655) \\ &= 30 \text{ mm}\end{aligned}$$

#### (2) たわみ度

$$\delta h_{\max} \div L = 30 \div 21400 = 1/716 < 1/350 \quad \dots\text{OK}$$

## 10. リングサポート部の検討

風荷重時および地震時レベル2について検討する。

### 10.1 荷重

#### (1) 鉛直荷重

鉛直支点反力

$$R_v = 50475 \text{ N} \quad (R_A = R_B)$$

風荷重時の鉛直荷重

$$Q_v = R_v = 50475 \text{ N}$$

地震時の鉛直慣性力を考慮した鉛直荷重

$$\begin{aligned} Q_{vk} &= (1 + K_{v2}) \times R_v = (1 + 0.225) \times 50475 \\ &= 61832 \text{ N} \end{aligned}$$

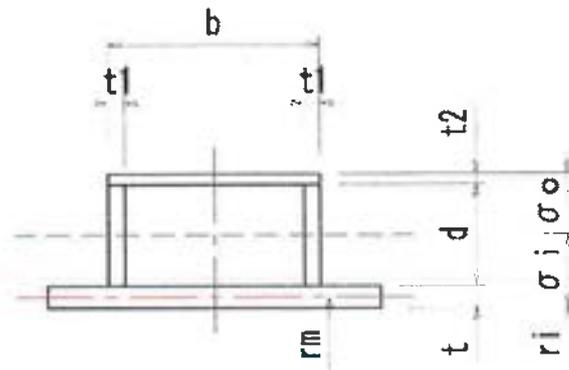
地震動レベル2に用いる設計水平震度  $K_{h2} = 0.45$

地震動レベル2に用いる設計鉛直震度  $K_{v2} = K_{h2} \div 2 = 0.225$

10.2 リングサポートの断面性能

	A (mm <sup>2</sup> )	v (mm)	A·v (mm <sup>3</sup> )	A·v <sup>2</sup> (mm <sup>4</sup> )	i (mm <sup>4</sup> )
1 - PL 160 × 6	960	109.4	105024	11489626	2880
2 - PL 100 × 9	1800	56.4	101520	5725728	1500000
1 - PL 222.5 × 6.4	1424	3.2	4557	14582	4861
Σ	4184		211101	17229936	1507741

$b = 160 \text{ mm}$   
 $t_1 = 9 \text{ mm}$   
 $t_2 = 6 \text{ mm}$   
 $d = 100 \text{ mm}$   
 $B_o = 222.5 \text{ mm}$   
 $t = 6.4 \text{ mm}$   
 $r_i = 247.6 \text{ mm}$   
 $r_m = 250.8 \text{ mm}$



$$\delta_i = \frac{\Sigma A \cdot v}{\Sigma A}$$

$$= \frac{211101}{4184}$$

$$= 50.5 \text{ mm}$$

$$\delta_o = 112.4 - \delta_i$$

$$= 112.4 - 50.5$$

$$= 61.9 \text{ mm}$$

断面二次モーメント

$$I = \Sigma A \cdot v^2 + \Sigma i - \delta_i^2 \cdot \Sigma A$$

$$= 17229936 + 1507741 - 50.5^2 \times 4184$$

$$= 8067431 \text{ mm}^4$$

断面係数

$$Z_i = I \div \delta_i = \frac{8067431}{50.5}$$

$$= 159751 \text{ mm}^3$$

$$Z_o = I \div \delta_o = \frac{8067431}{61.9}$$

$$= 130330 \text{ mm}^3$$

### 10.3 リングサポートの応力

管中心に $n \cdot Q_v$ なる水平荷重を考慮したときリングサポートの応力は管の側面( $\theta = 90^\circ$  及び  $270^\circ$ )において最大となる、この点における鉛直荷重 $Q_v$ と水平荷重 $n \cdot Q_v$ による応力は概略次の様になる。

リングの軸力 $T$

$$T = \pm [0.25 \pm n \{0.0796 - 0.318 \{ (rm \div R) + (\pi \times H \div (4 \times R)) \} \}] \times Q_v$$

リングの曲げモーメント $M$ (内部引っ張りを正)

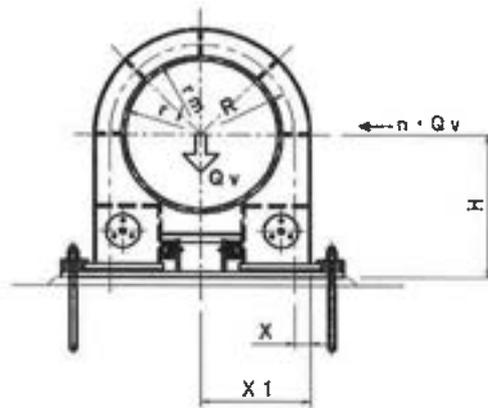
$$M = \pm \{0.25 \times X \pm (0.0796 \times R + (0.25 \times H))\} \times Q_v$$

軸力 $N$ (引っ張りを正)

$$N = P \times rm \{b + 1.56(1 - \nu^2) \times \sqrt{rm \times t}\}$$

ここで、

- $n$  : 鉛直荷重と水平荷重の比  
 風荷重時  $n = WH \div WV = n_{wi}$   
 $= 2131 \div 4717$   
 $= 0.45$   
 地震時  $n = QH \div Q_v = Kh_2 \div (1 + Kv^2)$   
 $= 0.45 \div (1 + 0.225)$   
 $= 0.37$
- $A$  : 組み合わせリングの断面積  
 $= 4184 \text{ mm}^2$
- $I$  : 組み合わせリングの断面2次モーメント  
 $= 8067431 \text{ mm}^4$
- $rm$  : 管平均半径  
 $= 250.8 \text{ mm}$
- $R$  : 組み合わせリング'の中立軸半径  
 $= 298.1 \text{ mm}$
- $S$  : リングのせん断力
- $X$  : 柱と中立軸間距離  
 $(X_1 = 357 \text{ mm})$   
 $= 58.9 \text{ mm}$
- $H$  : 柱の高さ  
 $= 461 \text{ mm}$
- $b$  : リングの幅  
 $= 160 \text{ mm}$
- $t$  : 管厚  
 $= 6.4 \text{ mm}$
- $\nu$  : ポアソン比  
 $= 0.3$



(1) 風荷重時

1) リングの軸力Tの計算

$$\begin{aligned} 90^\circ (-) : T &= [-0.25+n\{0.0796-0.318((rm \div R)+(\pi \times H \div (4 \times R)))\}] \times Rv \\ &= [ -0.25 + 0.45 \times \{ 0.0796 - 0.318 (( 250.8 \div 298.1 )+ \\ &\quad (\pi \times 461 \div ( 4 \times 298.1 )))\}] \times 50475 \\ &= -25661 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 90^\circ (+) : T &= [0.25+n\{0.0796-0.318((rm \div R)-(\pi \times H \div (4 \times R)))\}] \times Qv \\ &= 17123 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 270^\circ (-) : T &= [0.25-n\{0.0796-0.318((rm \div R)-(\pi \times H \div (4 \times R)))\}] \times Qv \\ &= 8115 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 270^\circ (+) : T &= [-0.25-n\{0.0796-0.318((rm \div R)+(\pi \times H \div (4 \times R)))\}] \times Rv \\ &= 423 \text{ N} \end{aligned}$$

2) リングの曲げモーメントMの計算

$$\begin{aligned} 90^\circ (-) : M &= \{0.25 \times X+n \times (0.0796 \times R-(0.25 \times H))\} \times Rv \\ &= \{ 0.25 \times 58.9 + 0.45 \times (0.0796 \times 298.1 -( 0.25 \\ &\quad \times 461 ))\} \times 50475 \\ &= -1335546 \text{ N}\cdot\text{mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 90^\circ (+) : M &= \{-0.25 \times X+n \times (0.0796 \times R+(0.25 \times H))\} \times Rv \\ &= 2413484 \text{ N}\cdot\text{mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 270^\circ (-) : M &= \{-0.25 \times X-n \times (0.0796 \times R+(0.25 \times H))\} \times Rv \\ &= -3899973 \text{ N}\cdot\text{mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 270^\circ (+) : M &= \{0.25 \times X-n \times (0.0796 \times R-(0.25 \times H))\} \times Rv \\ &= 2822035 \text{ N}\cdot\text{mm} \end{aligned}$$

3) 内圧によるリングの軸力Nの計算

$$N = P \times r_i \{ b + 1.56(1 - \nu^2) \times \sqrt{(rm \times t)} \}$$

静水圧

$$\begin{aligned} N &= 0 \times 247.6 \times \{ 160 + 1.56 \times ( 1 - 0.3^2 ) \times \\ &\quad \sqrt{( 250.8 \times 6.4 )} \} = 0 \text{ N} \end{aligned}$$

静水圧+水撃圧

$$\begin{aligned} N' &= 0 \times 247.6 \times \{ 160 + 1.56 \times ( 1 - 0.3^2 ) \times \\ &\quad \sqrt{( 250.8 \times 6.4 )} \} = 0 \text{ N} \end{aligned}$$

4) 応力の計算

(a) 静水圧

・内縁応力度  $\sigma_i = T \div A + M \div Z_i + N \div A$

$A = 4184 \text{ mm}^2 \quad Z_i = 159751 \text{ mm}^3$

$\theta$	$T/A$	$M/Z_i$	$N/A$	$\sigma_i$
	$\text{N/mm}^2$	$\text{N/mm}^2$	$\text{N/mm}^2$	$\text{N/mm}^2$
90° (-)	-7	-9	0	-16
90° (+)	5	16	0	21
270° (-)	2	-25	0	-23
270° (+)	1	18	0	19

$< 1.25 \times \sigma_{ta} =$

....OK  
 ....OK  
 ....OK  
 ....OK  
 175 N/mm<sup>2</sup>

・外縁応力度  $\sigma_o = T \div A - M \div Z_o + N \div A$

$A = 4184 \text{ mm}^2 \quad Z_o = 130330 \text{ mm}^3$

$\theta$	$T/A$	$M/Z_i$	$N/A$	$\sigma_o$
	$\text{N/mm}^2$	$\text{N/mm}^2$	$\text{N/mm}^2$	$\text{N/mm}^2$
90° (-)	-7	-11	0	4
90° (+)	5	19	0	-14
270° (-)	2	-30	0	32
270° (+)	1	22	0	-21

$< 1.25 \times \sigma_{ta} =$

....OK  
 ....OK  
 ....OK  
 ....OK  
 175 N/mm<sup>2</sup>

(b) 静水圧+水撃圧

・内縁応力度  $\sigma_i = T \div A + M \div Z_i + N' \div A$

$A = 4184 \text{ mm}^2 \quad Z_i = 159751 \text{ mm}^3$

$\theta$	$T/A$	$M/Z_i$	$N'/A$	$\sigma_i$
	$\text{N/mm}^2$	$\text{N/mm}^2$	$\text{N/mm}^2$	$\text{N/mm}^2$
90° (-)	-7	-9	0	-16
90° (+)	5	16	0	21
270° (-)	2	-25	0	-23
270° (+)	1	18	0	19

$< 1.5 \times \sigma_{ta} =$

....OK  
 ....OK  
 ....OK  
 ....OK  
 210 N/mm<sup>2</sup>

・外縁応力度  $\sigma_o = T \div A - M \div Z_o + N' \div A$

$A = 4184 \text{ mm}^2 \quad Z_o = 130330 \text{ mm}^3$

$\theta$	$T/A$	$M/Z_i$	$N'/A$	$\sigma_o$
	$\text{N/mm}^2$	$\text{N/mm}^2$	$\text{N/mm}^2$	$\text{N/mm}^2$
90° (-)	-7	-11	0	4
90° (+)	5	19	0	-14
270° (-)	2	-30	0	32
270° (+)	1	22	0	-21

$< 1.5 \times \sigma_{ta} =$

....OK  
 ....OK  
 ....OK  
 ....OK  
 210 N/mm<sup>2</sup>

2) 地震重時

1) リングの軸力Tの計算

$$\begin{aligned}
 90^\circ (-) : T &= [-0.25+n\{0.0796-0.318((r_m \div R)+(\pi \times H \div (4 \times R)))\}] \times Q_v \\
 &= [ -0.25 + 0.37 \times \{ 0.0796 - 0.318 (( 250.8 \div 298.1 ) + \\
 &\quad (\pi \times 461 \div ( 4 \times 298.1 ))) \}] \times 61832 \\
 &= -28594 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 90^\circ (+) : T &= [0.25+n\{0.0796-0.318((r_m \div R)-(\pi \times H \div (4 \times R)))\}] \times Q_v \\
 &= 19995 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 270^\circ (-) : T &= [0.25-n\{0.0796-0.318((r_m \div R)-(\pi \times H \div (4 \times R)))\}] \times Q_v \\
 &= 10921 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 270^\circ (+) : T &= [-0.25-n\{0.0796-0.318((r_m \div R)+(\pi \times H \div (4 \times R)))\}] \times Q_v \\
 &= -2322 \text{ N}
 \end{aligned}$$

2) リングの曲げモーメントMの計算

$$\begin{aligned}
 90^\circ (-) : M &= \{0.25 \times X + n \times (0.0796 \times R - (0.25 \times H))\} \times Q_v \\
 &= \{ 0.25 \times 58.9 + 0.37 \times (0.0796 \times 298.1 - ( 0.25 \\
 &\quad \times 461 )) \} \times 61832 \\
 &= -1183332 \text{ N}\cdot\text{mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 90^\circ (+) : M &= \{-0.25 \times X + n \times (0.0796 \times R + (0.25 \times H))\} \times Q_v \\
 &= 2269058 \text{ N}\cdot\text{mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 270^\circ (-) : M &= \{-0.25 \times X - n \times (0.0796 \times R + (0.25 \times H))\} \times Q_v \\
 &= -4090010 \text{ N}\cdot\text{mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 270^\circ (+) : M &= \{0.25 \times X - n \times (0.0796 \times R - (0.25 \times H))\} \times Q_v \\
 &= 3004284 \text{ N}\cdot\text{mm}
 \end{aligned}$$

3) 内圧によるリングの軸力Nの計算

地震時ゆえ、静水圧+水撃圧について計算する。

$$N' = P \times r_i \{ b + 1.56(1 - \nu^2) \times \sqrt{(r_m \times t)} \}$$

静水圧+水撃圧

$$\begin{aligned}
 N' &= 0 \times 247.6 \times \{ 160 + 1.56 \times ( 1 - 0.3^2 ) \times \\
 &\quad \sqrt{( 250.8 \times 6.4 )} \} = 0 \text{ N}
 \end{aligned}$$

4) 応力の計算

(a) 静水圧+水撃圧

・内縁応力度  $\sigma_i = T \div A + M \div Z_i + N' \div A$

$A = 4184 \text{ mm}^2 \quad Z_i = 159751 \text{ mm}^3$

$\theta$	$T/A$	$M/Z_i$	$N'/A$	$\sigma_i$
	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>
90° (-)	-7	-8	0	-15
90° (+)	5	15	0	20
270° (-)	3	-26	0	-23
270° (+)	-1	19	0	18

$< 1.5 \times \sigma_{ta} =$

....OK  
 ....OK  
 ....OK  
 ....OK  
 210 N/mm<sup>2</sup>

・外縁応力度  $\sigma_o = T \div A - M \div Z_o + N' \div A$

$A = 4184 \text{ mm}^2 \quad Z_o = 130330 \text{ mm}^3$

$\theta$	$T/A$	$M/Z_i$	$N'/A$	$\sigma_o$
	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>
90° (-)	-7	-10	0	3
90° (+)	5	18	0	-13
270° (-)	3	-32	0	35
270° (+)	-1	24	0	-25

$< 1.5 \times \sigma_{ta} =$

....OK  
 ....OK  
 ....OK  
 ....OK  
 210 N/mm<sup>2</sup>

10.4 リングサポート部の合成応力度

$\sigma_g = \sqrt{(\sigma_1^2 + \sigma_2^2 - \sigma_1 \cdot \sigma_2 + 3 \cdot \tau^2)}$

- $\sigma_g$  : 合成応力
- $\sigma_1$  : 円周方向応力(リングサポートの内縁の応力)
- $\sigma_2$  : 管軸方向応力
- $\tau$  : 管軸垂直方向のせん断力

支点A, Bにおいて( $\theta = 90^\circ$ )

(1) 風荷重時

1) 静水圧

(a) 管壁の曲げ応力考慮なし

$\sigma_1 = 21 \text{ N/mm}^2$  (リングサポート内縁応力)

$\sigma_2 = \sigma_p = -1.7 \text{ N/mm}^2$

$\tau = \tau_p = 10 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_g = \sqrt{(21^2 + (-1.7)^2 - 21 \times (-1.7) + 3 \times 10^2)}$   
 $= 27.9 \text{ N/mm}^2 < 1.25 \times \sigma_{ta} = 175 \text{ N/mm}^2 \quad \dots \text{OK}$

(b)管壁の曲げ応力考慮

$$\sigma_1 = 21 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{リングサポート内縁応力})$$

$$\sigma_p = -1.7 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_2 = \sigma_{pr} + \sigma_p = 0 + (-1.7) = -1.7 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau = \tau_v = 10 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} \sigma_g &= \sqrt{(21^2 + (-1.7)^2 - 21 \times (-1.7) + 3 \times 10^2)} \\ &= 27.9 \text{ N/mm}^2 < 1.45 \times \sigma_{ta} = 203 \text{ N/mm}^2 \quad \dots \text{OK} \end{aligned}$$

2) 静水圧+水撃圧

$\sigma_1$ が、地震時(静水圧+水撃圧)の方が大きいため検討は、省略する。

(2) 地震時

1) 静水圧+水撃圧

(a)管壁の曲げ応力考慮なし

$$\sigma_1 = 20 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{リングサポート内縁応力})$$

$$\sigma_2 = \sigma_{p'} = -2 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} \tau &= 2 \cdot Q_{vk} \div A = 2 \times 61832 \div 10085.3 \\ &= 12.26 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_g &= \sqrt{(20^2 + (-2)^2 - 20 \times (-2) + 3 \times 12.26^2)} \\ &= 29.9 \text{ N/mm}^2 < 1.5 \times \sigma_{ta} = 210 \text{ N/mm}^2 \quad \dots \text{OK} \end{aligned}$$

(b)管壁の曲げ応力考慮

$$\sigma_1 = 20 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{リングサポート内縁応力})$$

$$\sigma_{pr'} = 0 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_2 = \sigma_{pr'} + \sigma_{p'} = 0 + (-2) = -2 \text{ N/mm}^2$$

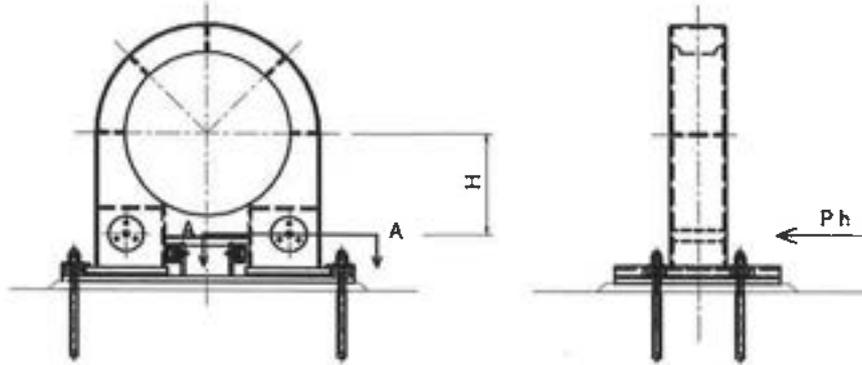
$$\begin{aligned} \tau &= 2 \cdot Q_{vk} \div A = 2 \times 61832 \div 10085.3 \\ &= 12.3 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_g &= \sqrt{(20^2 + (-2)^2 - 20 \times (-2) + 3 \times 12.3^2)} \\ &= 30 \text{ N/mm}^2 < 1.60 \times \sigma_{ta} = 224 \text{ N/mm}^2 \quad \dots \text{OK} \end{aligned}$$

### 10.5 軸方向力に対する柱の検討

地震時にリングサポートに作用する軸方向荷重は、リングサポートの柱脚部で負担するものとする。

検討は、管中心軸を固定側として、落橋防止取付部に集中荷重を受けたときの片持ち梁として考える。



#### (1) 荷重

##### 1) 鉛直荷重

$$N = 1 \div 2 \times (1 + K_{v2}) \times R_v$$

$N$  : 鉛直震度を考慮した鉛直荷重  
 $K_{v2}$  : 設計鉛直震度 0.225  
 $R_v$  : 支点部の支点反力 50475 N

$$\begin{aligned}
 &= 1 \div 2 \times (1 + 0.225) \times 50475 \\
 &= 30916 \text{ N}
 \end{aligned}$$

##### 2) 水平荷重

$$P_h = 1 \div 2 \times W_{v'} \times L \times K_{h2}$$

$P_h$  : 柱脚部一ヶ所に作用する荷重  
 $W_{v'}$  : 水重, 歩廊通行荷重を除いた鉛直荷重 3984 N/m  
 $L$  : 支間長 21400 mm  
 $K_{h2}$  : 設計水平震度 0.45

$$\begin{aligned}
 &= 1 \div 2 \times 3.984 \times 21400 \times 0.45 \\
 &= 19183 \text{ N}
 \end{aligned}$$

#### (2) 管軸方向水平荷重による曲げモーメント

$$M = P_h \times H = 19183 \times 461 = 8843363 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

(3) 断面係数

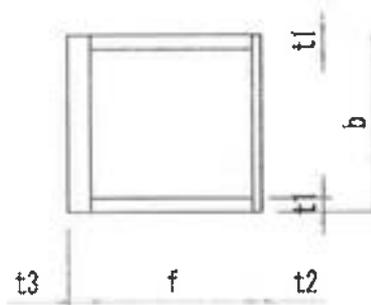
	A (mm <sup>2</sup> )	v (mm)	A·v (mm <sup>3</sup> )	A·v <sup>2</sup> (mm <sup>4</sup> )	i (mm <sup>4</sup> )
1 - PL 218 × 9	1962	4.5	8829	39731	13244
1 - PL 160 × 6	960	80	76800	6144000	2048000
1 - PL 218 × 9	1962	155.5	305091	47441651	13244
1 - PL 160 × 6	960	80	76800	6144000	2048000
Σ	5844		467520	59769382	4122488

b : 160 mm  
 t1 : 9 mm  
 t2 : 6 mm  
 f : 218 mm  
 t3 : 6 mm

$$\delta = \Sigma A \cdot y \div \Sigma A$$

$$= 467520 \div 5844$$

$$= 80 \text{ mm}$$



断面二次モーメント

$$I = \Sigma A \cdot y^2 + \Sigma i - \delta^2 \cdot \Sigma A$$

$$= 59769382 + 4122488 - 80^2 \times 5844$$

$$= 26490270 \text{ mm}^4$$

断面係数

$$Z = I \div \delta$$

$$= 26490270 \div 80$$

$$= 331128 \text{ mm}^3$$

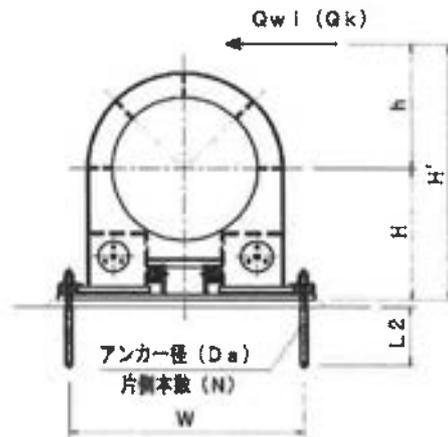
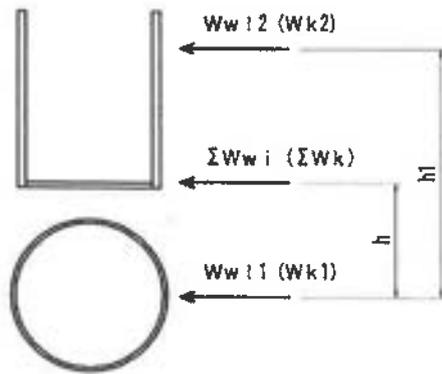
(4) 応力度の照査

$$\delta = N \div A + M \div Z$$

$$= 30916 \div 5844 + 8843363 \div 331128$$

$$= 32 \text{ N/mm}^2 < 1.5 \times \sigma_a = 210 \text{ N/mm}^2 \quad \text{****OK}$$

## 11. リングサポート部の安定性



$h1$  : 920 mm

$W$  : 880 mm  
 $Da$  : 20 mm  
 $L2$  : 200 mm

$J$  : 440 mm  
 $(J=W \div 2)$   
 $H$  : 357 mm  
 $N$  : 2 個  
 (片側)

### 11.1 風荷重時

#### (1) 水平荷重合力の作用位置

$$h = \frac{\sum (W_{wi} \cdot h1)}{\sum W_{wi}}$$

$$= \frac{(400 \times 920)}{2131}$$

$$= 172.7 \text{ mm}$$

ここで、

$W_{wi}$ : 各部材の風荷重

本管 : 1731 N/m  
 歩廊 : 400 N/m  
 $\Sigma W_{wi}$  : 2131 N/m

$$H' = H + h$$

$$= 357 + 172.7$$

$$= 529.7 \text{ mm}$$

$h1$ : 各部材の風荷重の作用高

本管 : 0 m  
 歩廊 : 0.92 m

#### (2) 支点反力

・鉛直荷重による支点反力

風荷重時の鉛直荷重による支点反力は、管内空虚時について計算する。

$$Qv' = Rv \times (Wv' \div Wv'')$$

$$= 50475 \times (3984 \div 3354)$$

$$= 59956 \text{ N}$$

$Wv'$  : 3984 N/m  
 $Wv''$  : 3354 N/m

・水平荷重(風荷重)による支点反力

$$\begin{aligned} Q_{wi} &= R_v \times (W_{wi} \div W_v) \\ &= 50475 \times (2131 \div 3354) \\ &= 32070 \text{ N} \end{aligned}$$

(3) 転倒・抵抗モーメント

・転倒モーメント

$$\begin{aligned} M_{twi} &= Q_{wi} \cdot H' = 32070 \times 529.7 \\ &= 16987479 \text{ N}\cdot\text{mm} \end{aligned}$$

・抵抗モーメント

$$\begin{aligned} M_{rwi} &= Q_v' \cdot J = 59956 \times 440 \\ &= 26380640 \text{ N}\cdot\text{mm} \end{aligned}$$

$M_{rwi} > M_{twi}$  ゆえ抵抗モーメントが大きいため、アンカーボルトに引き抜きは作用しないため、特に照査は行う必要はない。

## 11.2 地震時(地震動レベル2)

荷重が大きい満水時にて検討する。

### (1) 水平荷重合力の作用位置

$$h = \Sigma (W_{ki} \cdot h_i) \div \Sigma W_k$$

$$= ( 234 \times 920 )$$

$$\div 1509.4$$

$$= 142.6 \text{ mm}$$

ここで、

$W_{ki}$ : 各部材の地震荷重

$$\text{本管} : 1275.4 \text{ N/m} \\ (\text{kh}^2 \cdot W_{v1})$$

$$\text{歩廊} : 234 \text{ N/m} \\ (\text{kh}^2 \cdot W_{v2})$$

$$\Sigma W_k : 1509.4 \text{ N/m}$$

$$H' = H + h$$

$$= 357 + 142.6$$

$$= 499.6 \text{ mm}$$

$h_i$ : 各部材の風荷重の作用高

$$\text{本管} : 0 \text{ m}$$

$$\text{歩廊} : 0.92 \text{ m}$$

### (2) 支点反力

・鉛直荷重による支点反力

$$Q_{vk}' = R_v \times (1 - K_v2)$$

$$= 50475 \times ( 1 - 0.225 )$$

$$= 39118 \text{ N}$$

・水平荷重による支点反力

$$Q_k = K_h2 \cdot R_v$$

$$= 0.45 \times 50475$$

$$= 22714 \text{ N}$$

(3) 転倒・抵抗モーメント

・転倒モーメント

$$\begin{aligned} M_{ik} &= Q_k \cdot H' &= & 22714 \times 499.6 \\ &= & 11347914.4 \text{ N}\cdot\text{mm} \end{aligned}$$

・抵抗モーメント

$$\begin{aligned} M_{rk} &= Q_{vk}' \cdot J &= & 39118 \times 440 \\ &= & 17211920 \text{ N}\cdot\text{mm} \end{aligned}$$

$M_{rwi} > M_{twi}$  ゆえ抵抗モーメントが大きいため、アンカーボルトに引き抜きは作用しないため、特に照査は行う必要はない。

## 12.落橋防止装置

### 12.1 橋軸方向

設計荷重は、地震時レベル2(震度法)に用いる設計水平震度に管内水重を除く

一連の鉛直荷重を乗じて加算される慣性力に相当する水平力の1.5倍とする。

$$H_{fx} = 1.5 \cdot kh_2 \cdot Wv' \cdot L$$

H <sub>fx</sub>	: 設計荷重	
Kh <sub>2</sub>	: 地震時レベル2(震度法)に用いる設計水平震度	0.45
Wv'	: 水重, 歩廊通行荷重を除く鉛直荷重	3984 N/m
L	: 支間長	21400 mm

$$= 1.5 \times 0.45 \times 3,984 \times 21400$$

$$= 57549 \text{ N}$$

1支点当り2組の落橋防止構造を取付ける。

従って、落橋防止構造1組に作用する荷重Pは、

$$P = 1 \div 2 \times H_{fx}$$

$$= 28775 \text{ N}$$

落橋防止装置 (G) 180KNタイプ



落橋防止の許容耐力

$$P_a = 180000 \text{ N} \quad (180 \text{ KN})$$

$$\therefore P = 28775 \text{ N} < P_a = 180000 \text{ N} \quad \dots \text{OK}$$

### 12.2 橋軸直角方向

設計荷重は、地震時レベル2(震度法)に用いる設計水平震度に、鉛直荷重反力を乗じて算出される

慣性力に相当する水平力の1.5倍として、次式より求める。

$$H_{fy} = 1.5 \cdot Kh_1 \cdot R_v$$

$$= 1.5 \times 0.45 \times 50472 = 34069 \text{ N}$$

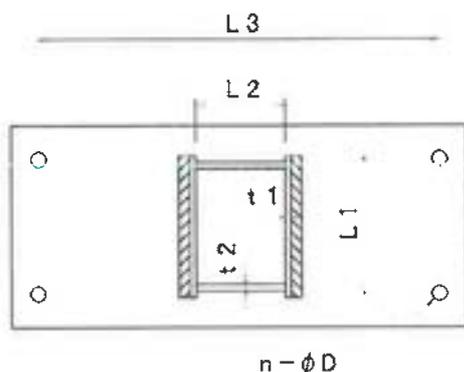
ここで

$$Wv'' : \text{歩廊通行荷重を除く鉛直荷重} \quad 4717 \text{ N/m}$$

$$R_v = 1 \div 2 \times Wv'' \times L$$

$$= 50472 \text{ N}$$

12.3 アンカーピースの検討



- ・アンカーピース
  - 部材 L1 = 530 mm
  - 部材 t1 = 12 mm
  - 部材 L2 = 116 mm
  - 部材 t2 = 12 mm
  - 材質 SS400
  - 許容せん断応力度  $\tau_a = 80 \text{ N/mm}^2$
  - 許容引張力  $\sigma_{ca} = 140 \text{ N/mm}^2$
  - 作用高さ h = 45 mm
- ・アンカーボルト
  - 径 D = 20 mm
  - 本数 n = 4
  - 有効長(穿孔長) L = 200 mm
  - 断面積 A = 245 mm<sup>2</sup>
  - ボルト間隔 L3 = 880 mm
  - 材質 SUS304
  - 許容引張力  $\sigma_{ca} = 120 \text{ N/mm}^2$
  - 許容付着応力度  $\sigma_{fa} = 17.6 \text{ N/mm}^2$   
(樹脂アンカーボルト)
  - 許容せん断応力度  $\tau_a = 60 \text{ N/mm}^2$

	A (mm <sup>2</sup> )	v (mm)	A·v (mm <sup>3</sup> )	A·v <sup>2</sup> (mm <sup>4</sup> )	i (mm <sup>4</sup> )
1 - PL 530 × 12	6360	6.0	38160	228960	76320
2 - PL 116 × 12	2784	70.0	194880	13641600	3121792
1 - PL 530 × 12	6360	134.0	852240	114200160	76320
Σ	15504		1085280	128070720	3274432

$$\delta_i = \frac{\Sigma A \cdot v}{\Sigma A} = \frac{1085280}{15504} = 70.0 \text{ mm}$$

$$\delta_o = 140 - \delta_i = 140 - 70.0 = 70.0 \text{ mm}$$

断面二次モーメント

$$I = \Sigma A \cdot y^2 + \Sigma i - \delta_i^2 \cdot \Sigma A$$

$$= 128070720 + 3274432 - 70.0^2 \times 15504$$

$$= 55375552 \text{ mm}^4$$

断面係数

$$Z_i = I \div \delta_i = \frac{55375552}{70.0} = 791079 \text{ mm}^3$$

$$Z_o = I \div \delta_o = \frac{55375552}{70.0} = 791079 \text{ mm}^3$$