

## 耐震計算 [ レベル2地震動 ]

### 1. 設計方針

#### 1-1 準拠基準

基準1 『下水道施設の耐震対策指針と解説 - 1997年版』 社団法人 日本下水道協会

基準2 土木研究所資料『大規模地下構造物の耐震設計法・ガイドライン(案) - 平成4年3月』

建設省土木研究所・地震防災部耐震研究室(現国土交通省)

参考基準 『下水道施設耐震計算例-管路施設編-平成13年4月』 社団法人 日本下水道協会

#### 1-2 設計対象地震動

##### (1) 設計応答速度

設計対象地震動は [ レベル2地震動 ] とし、その設計応答速度  $S_v$  は「共同溝設計指針」に示されている図-1.2.1 のとおりとする。

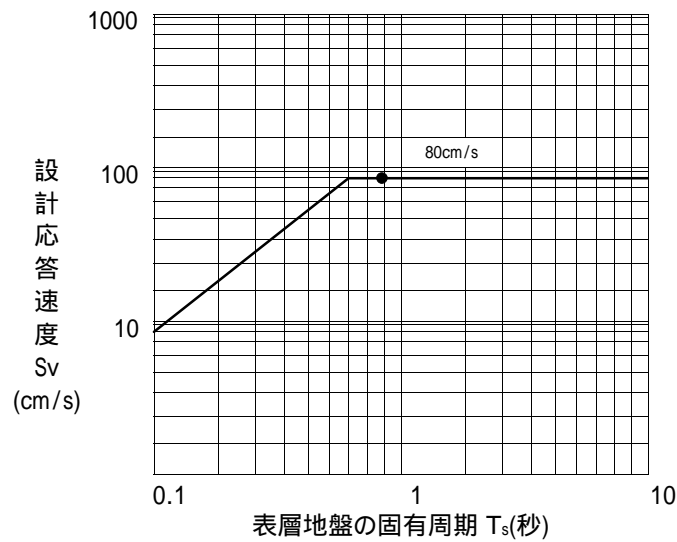


図-1.2.1 設計用応答速度

## 1-3 耐震照査指標

求められた地震時断面力によるセグメント部材の応力算定は、『シールド工用標準セグメント』(社団法人日本下水道協会編)に準じるが、この耐震性照査の指標値は、基準1の『下水道協会耐震指針』及び『トンネル標準示方書[シールド工法編]・同解説』(社団法人 土木学会)に基づき、

レベル1 - 許容応力度 注1)

レベル2 - 終局限界設計法 注2)

により評価する。

注1) レベル1のケースでは許容応力度によるものとするが、地震時の一時的荷重に対する割増しについては『トンネル標準示方書[シールド工法編]』「第45条 許容応力度の割増し」に示す

コンクリートおよび鉄筋は許容応力度の50%を上限とする。

鋼材、球状黒鉛鋳鉄および溶接構造用鋳鋼品は降伏点または耐力を上限とする。

ボルトは許容応力度の50%を上限とする。

に基づく。さらに「第44条 許容応力度」の解説(4)より、許容せん断応力度は許容引張応力度の1/3倍として定めるものとする。

注2) レベル2については『引張強度』を基準値とする。

## (1) 鋼材の応力度

鋼材の種類	許容応力度 N/mm <sup>2</sup>				降伏点または耐力 N/mm <sup>2</sup>			引張強度
	引張・圧縮曲げ		せん断		厚さ、径、辺または対辺距離(mm)			N/mm <sup>2</sup>
	常時	地震時	常時	地震時	16以下	16を超え 40以下	40を 超えるもの	
SM490A	215	490	125	-	325以上	315以上	295以上	490 ~ 610

## (2) ボルト応力度

強度区分	[N/mm <sup>2</sup> ]					
	引張り		せん断		降伏点 または耐力	引張強度
	常時	地震時	常時	地震時		
8.8	290	830	200	-	660	830

## 2. 設計条件

### 2-1 セグメント形状部材

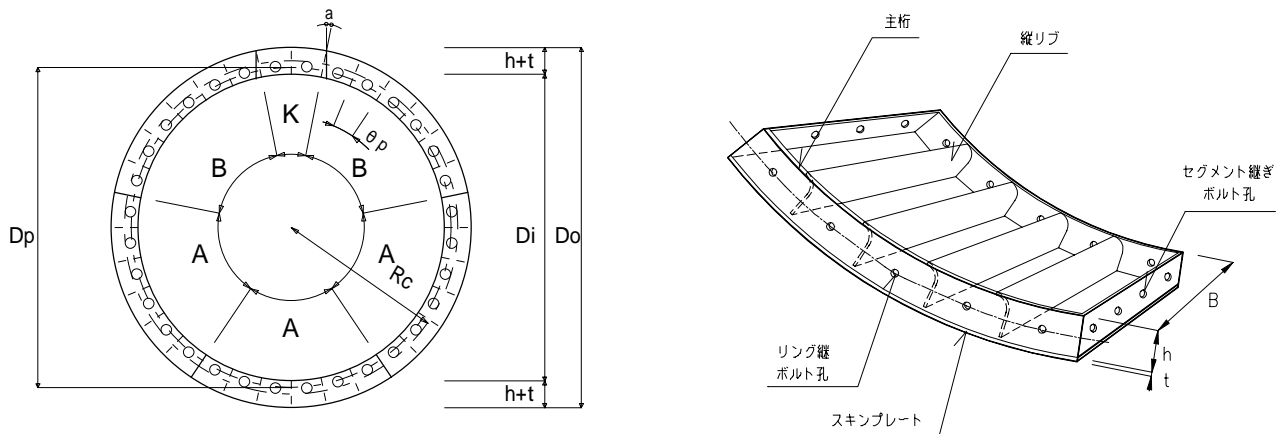


図-2.1.1 セグメント仕様(2本主桁)

(1) セグメントの仕様

[セグメント番号S50]

項目	単位	諸元値	備考	
セグメント外径	D <sub>0</sub>	m	3.550	
セグメント内径	D <sub>i</sub>	m	3.294	
セグメント幅	B	m	1.00	
セグメント高(桁高)	h	m	0.125	
セグメント図心半径	R <sub>c</sub>	m	1.7168	1
ボルトサークル径	D <sub>p</sub>	m	3.394	
分割数	n <sub>s</sub>	分割	6	
継手角度		°	14.5	
スキンプレート厚	t	m	0.0030	
主桁厚	t <sub>r</sub>	m	0.014	
縦リブ厚	t <sub>s</sub>	m	0.009	
縦リブ中心角	s	°	11.250	

1 図心半径:Rc = D<sub>0</sub> / 2 - y<sub>0</sub> より

y<sub>0</sub> = 主断面の外縁から中立軸までの距離

$$y_0 = \frac{2 \cdot (t_r \cdot h \cdot (t + h / 2) + 25 \cdot t^2 \cdot t / 2)}{2 \cdot (t_r \cdot h + 25 \cdot t^2)}$$

$$= \frac{2 \times (0.014 \times 0.125 \times (0.0030 + 0.125 / 2) + 25 \times 0.0030^2 \times 0.0030 / 2)}{2 \times (0.014 \times 0.125 + 25 \times 0.0030^2)}$$

$$= 0.0582 \text{ (m)}$$

ここに、 t : スキンプレート厚 0.0030 (m)

t<sub>r</sub> : 主桁厚 0.014 (m)

$$R_c = 3.550 / 2 - 0.0582 = 1.7168 \text{ (m)}$$

## (2) 継手ボルト仕様

## 形状寸法

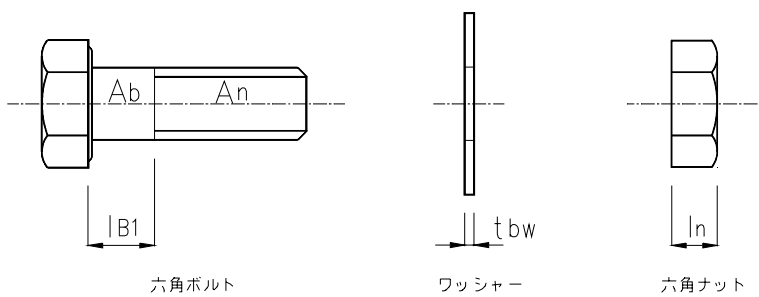


図-2.1.2 継手ボルト仕様

## 継手ボルト仕様

項目		単位	諸元値
継手ボルトの呼び径	$M_B$		20
ボルト孔の径	$b$	m	0.023
継手ボルトの断面積	$A_b$	$m^2$	0.000314
ネジ切り部有効断面積	$A_n$	$m^2$	0.000245
リング継ボルトの本数	$n_{rb}$	本	32
継手ボルト軸部長さ	$l_{B1}$	m	0.0200
平座金の枚数	$n_{bw}$	枚	1
平座金の厚さ	$t_{bw}$	m	0.0030
ナットの高さ	$l_n$	m	0.016
ナットの有効率	$C_b$	%	60
主桁外縁からボルト位置	$h_{BS}$	m	0.0750

## 2-2 表層地盤条件

## (1)表層地盤諸元

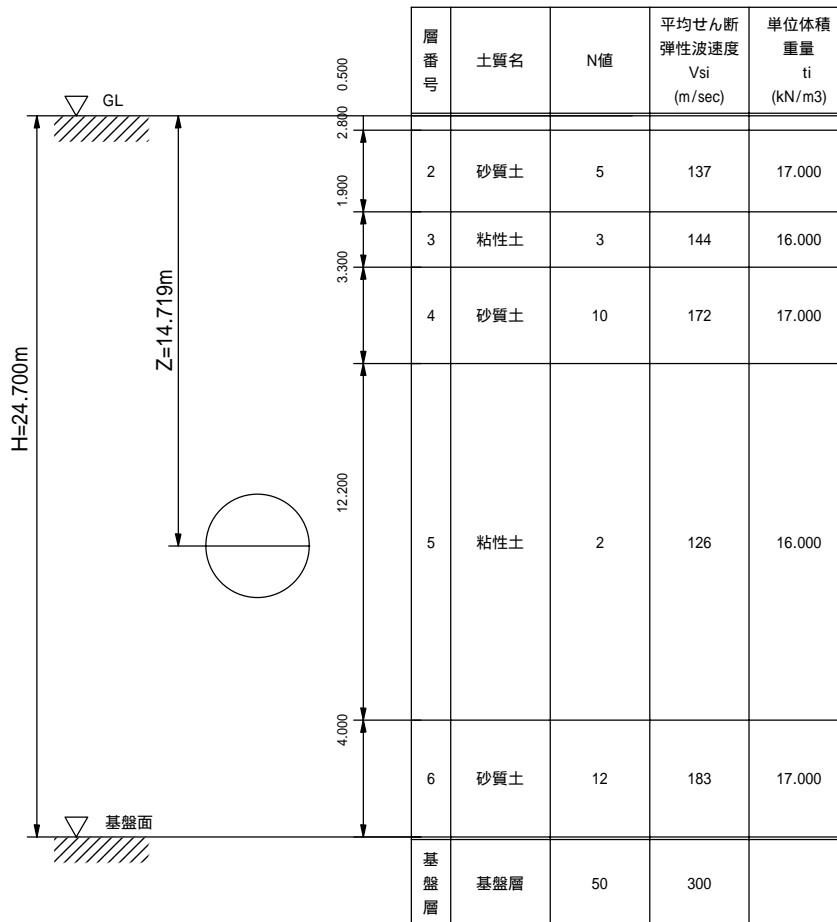


図-2.2.1 表層地盤諸元

但し、平均せん断弾性波速度  $V_{si}$  (m/sec) について、実測値がない為、下式より求めた。

「道路橋示方書・同解説 耐震設計編」平成8年12月

粘性土の場合

$$V_{si} = 100N_i^{1/3} (1 \leq N_i \leq 25)$$

砂質土の場合

$$V_{si} = 80N_i^{1/3} (1 \leq N_i \leq 50)$$

$$N_i = 0 \text{ の場合 } V_{si} = 50$$

ここに  $N_i$  : 標準貫入試験による  $i$  番目の地層平均  $N$  値

$i$  : 当該地盤が地表面から基盤面まで  $n$  層に区分される時の、地表面から  $i$  番目の地層の番号。

## (2) 基盤面位置

耐震設計における工学基盤面は、耐震設計上振動するとみなす地盤下部に存在する十分堅固でかつ対象地点に共通する広がりと安定した層厚を持つ地盤上面を指し、当該地盤調査及び土質試験結果に基づき設定するものであるが、一般には以下の条件により規定される。

工学基盤面とは、粘性土の場合はN値が25以上、砂質土の場合はN値が50以上の地層の上面もしくは、せん断弾性波速度が300m/s程度以上の地層の上面をいう。( 基盤面のせん断弾性波速度300m/sとは、上式の粘土の場合のN=25の時及び、砂質土のN=50を当てはめた場合の数値 ) なお、「トンネルライブラリー第9号開削トンネルの耐震設計」- 土木学会 では、さらに『開削トンネルがこのような硬い地盤の中に構築されることもあるが(上記に示す基盤条件を満足する地層を示す)その場合の基盤面はトンネルの下スラブから少なくとも5m以上下方を基盤面とする必要がある』と示している。

以上の条件より当該地盤における基盤面位置は GL-24.700m の 基盤層 層上面とする。

### 3. 地盤モデル

#### 3-1 地盤の特性値の算定

地盤の特性値は前項に示した地盤条件を基に以下の式より求めるものとする。

$$T_G = \sum_{i=1}^n \frac{H_i}{V_{si}}$$

ここで、 $T_G$  : 地盤の特性値 (sec)

$H_i$  :  $i$ 番目地層の厚さ (m)

$V_{si}$  :  $i$ 番目地層の平均せん断弾性波速度 (m/sec)

上式に各表層地盤条件を入れると次表のとおりとなる。

土質	各層厚 $H_i$ (m)	N値	各層のせん断 弾性波速度 $V_{si}$ (m/sec)	地盤の特性値 $4 \cdot H_i / V_{si}$ (sec)
砂質土	0.500	2	101	0.020
砂質土	2.800	5	137	0.082
粘性土	1.900	3	144	0.053
砂質土	3.300	10	172	0.077
粘性土	12.200	2	126	0.387
砂質土	4.000	12	183	0.087
合計	24.700			0.706

よって、表層地盤の特性値  $T_G = 0.706$  (sec)となる。

## 3-2 固有周期の算定

表層地盤の固有周期は、地盤の特性値を基準として地震時に生じるせん断ひずみを考慮して以下の式より求める。(日本道路協会『共同溝設計指針』参照)

$$T_s = 1.25 \cdot T_G = 1.25 \times 0.706 = 0.883 \text{ (sec)}$$

ここに、 $T_s$  : 表層地盤の固有周期

$T_G$  : 地盤の特性値 0.706(sec)

## 3-3 設計応答速度の設定

レベル2地震動による設計応答速度は、固有周期0.7秒以上では80cm/sとし、0.7秒以下については両対数グラフ上において直線で減ずることにより示された値とする。

日本道路協会『下水道施設の耐震対策指針と解説』より

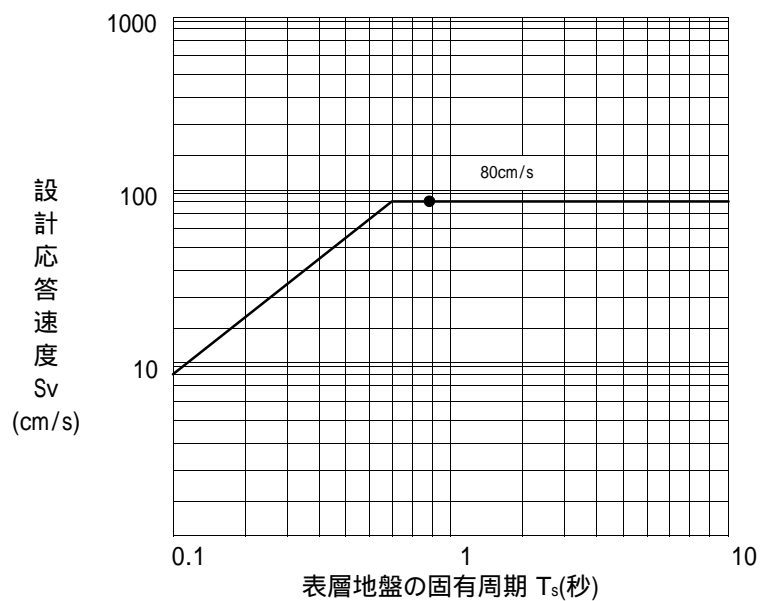


図-3.3.1 設計用応答速度

固有周期  $T_s = 0.883 \text{ (sec)}$  のときの設計応答速度  $S_v$  は 0.800 (m/sec) となる。



3-4 動的せん断変形係数  $G_s$  の算定

$$G_s = \frac{t_i(z)}{g} \cdot V_{Ds}^2$$

$$G_s = \frac{16.000}{9.8} \times 126.0^2 = 25920 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

ここで、  $G_s$  : 動的せん断変形係数 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $g$  : 重力加速度 9.8 (m/sec<sup>2</sup>)  
 $V_{Ds}$  : トンネル中心位置のせん断弾性波速度 126.0 (m/sec)  
 $H$  : 表層地盤の厚さ 24.700(m)  
 $T_s$  : 表層地盤の固有周期 0.883(sec)  
 $t_i(z)$  : トンネル中心位置(Z)の土の単位体積重量 16.000(kN/m<sup>3</sup>)

土質	各層厚 $H_i$ (m)	土の単位 体積重量 $t_i$ (kN/m <sup>3</sup> )	備考
砂質土	0.500	18.000	
砂質土	2.800	17.000	
粘性土	1.900	16.000	
砂質土	3.300	17.000	
粘性土	12.200	16.000	
砂質土	4.000	17.000	

トンネル中心位置の土層

## 3-5 地盤振動の波長の算定

地盤振動の波長は、地震波動の重複反射により表層地盤が最も大きく振動するときの波長  $L_1$  と、表層地盤の固有振動の1周期に耐震設計上の基盤を伝達する波動が進む距離  $L_2$  の調和平均波長  $L$  として求める。

$L$  : 地盤振動の波長

$$L = \frac{2L_1 \cdot L_2}{L_1 + L_2} = \frac{2 \times 98.8 \times 264.9}{98.8 + 264.9}$$

$$= 143.9 \text{ (m)}$$

$L_1$  : 表層地盤の地盤振動の波長

$$L_1 = V_{Ds} \cdot T_s = 4H = 4 \times 24.700$$

$$= 98.8 \text{ (m)}$$

$L_2$  : 基盤の地盤振動の波長

$$L_2 = V_{Bs} \cdot T_s = 300 \times 0.883$$

$$= 264.9 \text{ (m)}$$

ここで、 $H$ :	表層地盤の厚さ	24.700 (m)
$V_{Bs}$ :	基盤のせん断弾性波速度	300 (m/sec)
$T_s$ :	表層地盤の固有周期	0.883 (sec)

## 3-6 地盤バネ定数の算定

$K_{g1}$  : 地盤のバネ定数(軸方向)

$$K_{g1} = C_1 \cdot G_s = 1 \times 25920 = 25920 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$K_{g2}$  : 地盤のバネ定数(軸直角方向)

$$K_{g2} = C_2 \cdot G_s = 1 \times 25920 = 25920 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$K_{g3}$  : 地盤のバネ定数(鉛直方向)

$$K_{g3} = C_3 \cdot G_s = 3 \times 25920 = 77760 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

ここで、

$C_1, C_2, C_3$  : 地盤のバネ定数  $K_{g1}, K_{g2}, K_{g3}$  に対する定数で実験等による調査結果に基づいて定めるのが望ましい。一般には、 $C_1, C_2$  は、1.0、 $C_3$  は3.0としてよい。

日本道路協会『共同溝設計指針』より

$G_s$  : 動的せん断変形係数 25920 (kN/m<sup>2</sup>)

## (1)表層地盤特性値の計算結果一覧表

表層地盤を一層系にした場合の諸定数

項 目		単 位	算定結果
地盤の特性値	$T_G$	sec	0.706
表層地盤の固有周期	$T_s$	sec	0.883
設計応答速度	$S_v$	m/sec	0.800
表層地盤の換算単位体積重量	$\gamma_{eq}$	kN/m <sup>3</sup>	16.000
表層地盤のせん断弾性波速度	$V_{DS}$	m/sec	126.0
動的せん断変形係数	$G_s$	kN/m <sup>2</sup>	25920
地盤振動の波長	$L$	m	143.9
地盤のバネ定数(軸方向)	$K_{g1}$	kN/m <sup>2</sup>	25920
地盤のバネ定数(軸直角方向)	$K_{g2}$	kN/m <sup>2</sup>	25920
地盤のバネ定数(鉛直方向)	$K_{g3}$	kN/m <sup>2</sup>	77760

## 4. シールドトンネル管軸方向モデル

### 4-1 等価剛性モデル

#### (1) 等価軸剛性

応答変位法による管軸方向の検討では、シールドトンネルを弾性床上一様連続な梁として扱うが、この梁は本来セグメント本体及びその継手により構成された不連続構造である事からその剛性が圧縮と引張側に大きく変化する非線形的な性質をもつ。

そこで、これら不連続な覆工構造系と見かけ上等価な剛性（等価剛性）を圧縮側（等価圧縮剛性）と引張側（等価引張剛性）各々にモデル化する。なお、モデル化には以下の仮定を設ける。

- ・セグメントリングの円周方向の分割の影響は、軸力・曲げモーメント共に無いものとする。
- ・リング継手  $K_j$  は引張時のみバネとして扱うが、圧縮時にはこれを無視する。

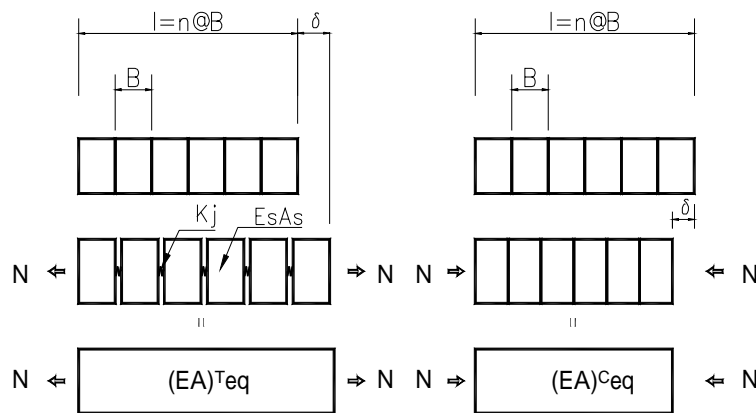


図-4.1.1 等価剛性モデル

#### (2) 等価曲げ剛性

セグメント覆工の等価曲げ剛性（管軸方向の曲げに対する剛性）は圧縮側がセグメント断面で引張側はリング継手（ボルト + 継手板）で抵抗するものとする。

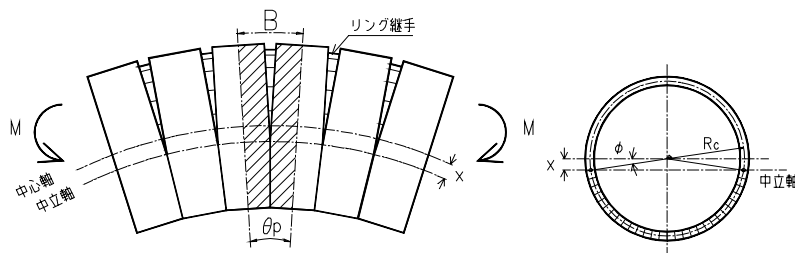


図-4.1.2 セグメントリング曲げ剛性

なお等価曲げ剛性のモデル化には以下の仮定を設ける。

- ・中立軸は断面中央から  $x$  だけ圧縮側にずれるものとし、その位置は長手方向で一定とする。
- ・セグメント及びリング継手の剛性は線形とする。

## 4-2 管軸方向断面諸元

## (1) セグメントの仕様一覧

## セグメント

項 目		単 位	諸 元 値
セグメント外径	$D_o$	m	3.550
セグメント内径	$D_i$	m	3.294
セグメント幅	B	m	1.00
セグメント図心半径	$R_c$	m	1.7168
ボルトサークル径	$D_p$	m	3.394
スキンプレートの厚さ	t	m	0.0030
縦リブの高さ	$h_s$	m	0.118
縦リブの厚さ	$t_s$	m	0.009
縦リブの幅	$b_s$	m	0.089
縦リブの内側曲線半径	$R_1$	m	0.0135
縦リブの外側曲線半径	$R_2$	m	0.0225
縦リブの本数	$n_{ja}$	本	26
継手板の高さ	$h_j$	m	0.125
継手板の厚さ	$t_j$	m	0.014
継手板の枚数	$n_j$	枚	12

## 継手ボルト

項 目		単 位	諸 元 値
継手ボルト呼び径	$M_B$		20
ボルト角度	B	°	11.250
ボルトの孔の径	b	m	0.023
継手ボルトの断面積	$A_b$	$m^2$	0.000314
ネジ切り部の有効断面積	$A_n$	$m^2$	0.000245
リング継手ボルトの本数(リング当り)	$n_{rb}$	本	32
継手ボルト軸部の長さ	$l_{B1}$	m	0.0200
平座金の枚数	$n_{bw}$	枚	1
平座金の厚さ	$t_{bw}$	m	0.0030
ナットの高さ	$l_n$	m	0.016
ナットの有効率	$C_b$	%	60
主桁外縁からボルト位置	$h_{BS}$	m	0.0750

(2) セグメントの管軸方向断面積 $A_s$ 及び断面二次モーメント $I_s$ の算定

## 1) セグメントの管軸方向断面積の算定

セグメントの管軸方向断面積は、スキンプレート、継手板、縦リブの面積を合計したものとする。

## スキンプレート断面積

スキンプレートは有効断面(縦リブ部はスキンプレート厚の40倍、継手板部は20倍)のみが働くものとする。

$$\begin{aligned} A_{s1} &= 40 \cdot t^2 \cdot n_{ja} + 20 \cdot t^2 \cdot n_j \\ &= 40 \times 0.0030^2 \times 26 + 20 \times 0.0030^2 \times 12 \\ &= 0.0115 \text{ (m}^2\text{)} \end{aligned}$$

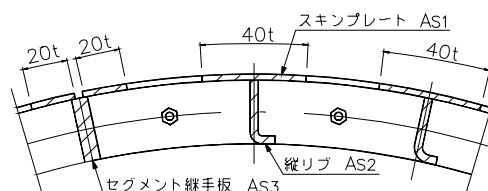


図-4.2.1 スチールセグメント部材詳細図

## 縦リブ断面積

$$\begin{aligned} A_{s2} &= (t_s \cdot (h_s - R_2) + \frac{\quad}{4} \cdot (R_2^2 - R_1^2) + t_s \cdot (b_s - R_2)) \cdot n_{ja} \\ &= (0.009 \times (0.118 - 0.0225) + \frac{\quad}{4} \times (0.0225^2 - 0.0135^2) + 0.009 \times (0.089 - 0.0225)) \times 26 \\ &= 0.0445 \text{ (m}^2\text{)} \end{aligned}$$

## 継手板

$$\begin{aligned} A_{s3} &= t_j \cdot h_j \cdot n_j \\ &= 0.014 \times 0.125 \times 12 = 0.0210 \text{ (m}^2\text{)} \end{aligned}$$

## セグメントの管軸方向断面積

$$A_{ss} = A_{s1} + A_{s2} + A_{s3} = 0.0115 + 0.0445 + 0.0210 = 0.0770 \text{ (m}^2\text{)}$$

$A_s = A_{ss}$  …… 鋼材の管軸方向断面積をセグメントの管軸方向断面積とする

ここで、  $A_{ss}$  : 鋼材の管軸方向断面積 0.0770 (m<sup>2</sup>)

$A_{s1}$  : スキンプレートの断面積 0.0115 (m<sup>2</sup>)

$A_{s2}$  : 縦リブ断面積 0.0445 (m<sup>2</sup>)

$A_{s3}$  : 継手板の断面 0.0210 (m<sup>2</sup>)

## 2) セグメントの断面二次モーメント算定

セグメントの断面二次モーメント $I_s$ は管軸方向断面積を有する中空円形断面として算定する。

セグメントの外径及び内径は管軸方向断面積より換算して求めた数値を使用する。

$$I_s = \frac{(D_3^4 - D_4^4)}{64}$$

但し、 $D_3$  : セグメントの換算外径(m) =  $2 \cdot R_c + t_c$

$D_4$  : セグメントの換算内径(m) =  $2 \cdot R_c - t_c$

$t_c$  : 中空断面の換算高さ (m)

$$t_c = \frac{A_s}{2 \cdot R_c} = \frac{0.0770}{2 \times 1.7168} = 0.0071 \text{ (m)}$$

ここで  $R_c$  : セグメントの図心半径 1.7168 (m)

$A_s$  : セグメントの管軸方向断面積 0.0770 (m<sup>2</sup>)

これより、

$$D_3 = 2 \cdot R_c + t_c = 2 \times 1.7168 + 0.0071 = 3.4407 \text{ (m)}$$

$$D_4 = 2 \cdot R_c - t_c = 2 \times 1.7168 - 0.0071 = 3.4265 \text{ (m)}$$

より、セグメントの断面二次モーメント  $I_s$  は

$$I_s = \frac{(3.4407^4 - 3.4265^4)}{64} = 0.1129 \text{ (m}^4\text{)}$$

3) セグメントの軸剛性  $K_s$  の算定

$$K_s = \frac{E_s \cdot A_{ss}}{B} = \frac{210000000 \times 0.0770}{1.00} = 16170000 \text{ (kN/m)}$$

ここで、 $E_s$  : 鋼材の弾性係数 210000000 (kN/m<sup>2</sup>)

$A_{ss}$  : 鋼材の管軸方向断面積 0.0770 (m<sup>2</sup>)

$B$  : セグメントの幅 1.00 (m)

4-3 リング継手の軸剛性  $k_j$  の算定

スチールセグメントのリング継手は図-4.3.1に示すように、主としてリング継ボルトと2枚の縦リブに挟まれた主桁材の挙動に支配されると考え、リング継手バネ定数を

リング継ボルトの軸剛性

縦リブ間の主桁を1枚の継手板とみなしてブロック割りした場合の曲げ剛性

の両者が直列バネとして働くものと仮定する。

すなわち、

$$\frac{1}{K_j} = \frac{1}{K_B} + \frac{2}{K_P}$$

ここに、  $K_j$  : リング継手全体の軸剛性

$K_B$  : 継手ボルト全体の軸剛性

$K_P$  : 継手板(主桁)全体の軸剛性

として求める。

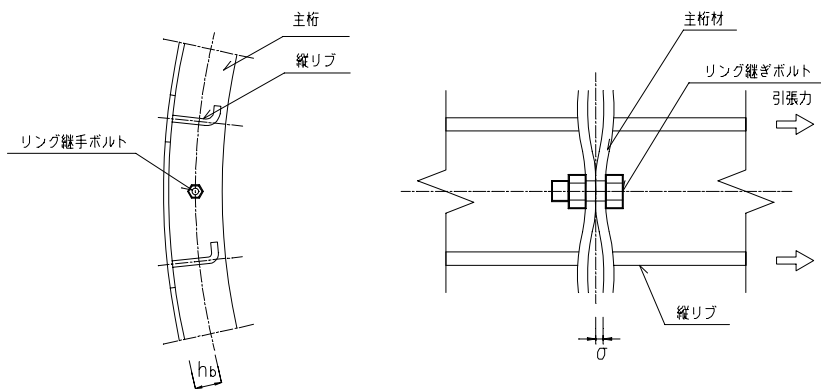


図-4.3.1 リング継手モデル図



## (1) 継手ボルト全体の軸剛性の算定

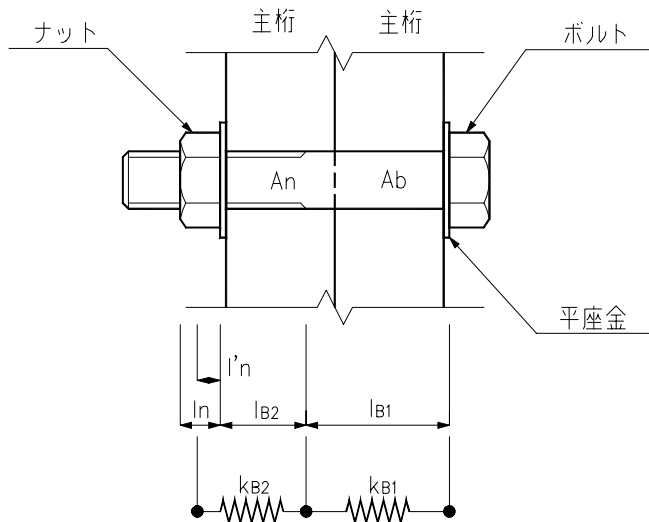


図-4.3.2 ボルトのバネ定数

継手ボルト1本当りの軸剛性 :  $k_B$

$$k_B = \frac{k_{B1} \cdot k_{B2}}{k_{B1} + k_{B2}} = \frac{E_B \cdot A_n}{A_n / A_b \cdot l_{B1} + l_{B2} + l'_n}$$

$$= \frac{210000000 \times 0.000245}{0.000245 / 0.000314 \times 0.0200 + 0.011 + 0.010} = 1405542 \text{ (kN/m)}$$

継手ボルト全体の軸剛性 :  $K_B$

$$K_B = k_B \cdot n_{rb} = 1405542 \times 32 = 44977344 \text{ (kN/m)}$$

ここに、  $E_B$  : ボルトの弾性係数 210000000 (kN/m<sup>2</sup>)

$A_n$  : ボルトネジ切部有効断面積 0.000245 (m<sup>2</sup>)

$A_b$  : ボルトの断面積 0.000314 (m<sup>2</sup>)

$k_{B1}$  : 軸部バネ定数

$k_{B2}$  : ネジ切部バネ定数

$l_{B1}$  : 継手ボルト軸部長さ 0.0200 (m)

$l_{B2}$  : 継手ボルトネジ切部長さ

$$l_{B2} = 2 \cdot t_r + n_{bw} \cdot t_{bw} - l_{B1}$$

$$= 2 \times 0.014 + 1 \times 0.0030 - 0.0200$$

$$= 0.011 \text{ (m)}$$

$l'_n$  : ナット部の有効長さ

$$l'_n = l_n \cdot C_b$$

$$= 0.016 \times 0.60 = 0.010 \text{ (m)}$$

(  $C_b$  : ナット有効率 = 60 % )

(2) 継手部材(主桁)の軸剛性の算定

スチールセグメントの継手部材はボルト1本当りを中心に外面をスキンプレートで両端を縦リブで溶接された主桁材を1つの継手部材として取り扱うものとするが、この軸剛性のモデル化については以下のとおりとする。

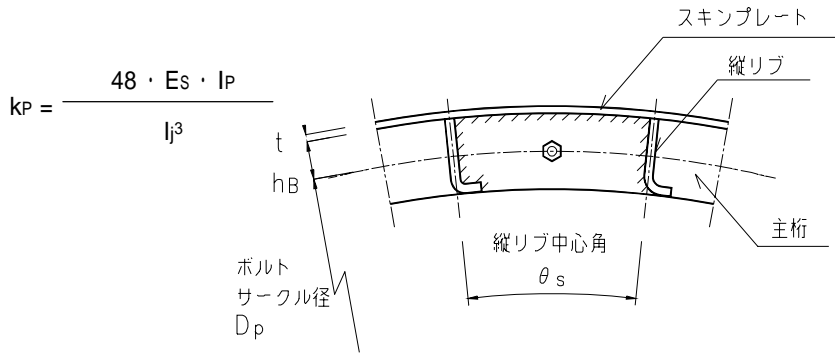
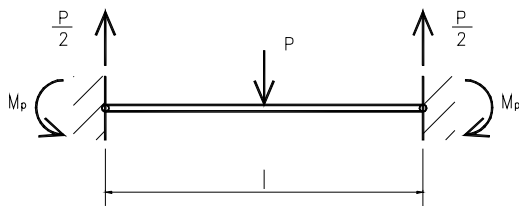


図-4.3.3 スチールセグメントリング継手図

1) 継手部材の軸剛性モデル

リング継手部材に地震引張力が作用すると、継手ボルトには縦リブを作用点とした面外方向の荷重による変形が生じる。この際初期荷重の段階ではボルトから短辺方向にあるスキンプレートからの片持梁として考えられるが、一般にスキンプレート厚は3～5mmと、およそ主桁厚の1/3～1/6厚の薄肉円筒殻である事から荷重の増加に伴い主桁より先に降伏点に達する。スキンプレートが降伏した後は、縦リブで固定された両端固定梁として扱う事ができるが、さらに継手引張が増加し、やがて両端固定部が降伏した後は、縦リブ間隔をスパンとする両端塑性ヒンジ支持として評価できる。ここでは両端固定部は降伏しているものとし、両端塑性ヒンジ支持として扱う(モデル図a)

① 両端塑性ヒンジ梁モデル



$$M_0 = \frac{Pl^3}{48EI} - \frac{Mpl^2}{8EI}$$

$$M_0 = \frac{Bt^2 y}{4}$$

( = 継手板一枚当り)

図-4.3.4 リング継手モデル

## 2) 解析対象セグメント継手部材軸剛性の算定

図-4.3.4 モデル図より継手部材(主桁)1枚当りのバネ定数  $k_P$  は、

$$k_P = \frac{48 \cdot E_s \cdot I_P}{l_j^3}$$

但し

・梁と仮定した継手板の断面二次モーメント :  $I_P$

$$I_P = \frac{h \cdot t_r^3}{12} = \frac{0.125 \times 0.014^3}{12}$$

$$= 28583 \times 10^{-12} \text{ (m}^4\text{)}$$

・梁と仮定したスパン :  $l_j$

$$l_j = R_P \cdot s \cdot \frac{\pi}{180} = 1.697 \times 11.250 \times \frac{\pi}{180} = 0.333 \text{ (m)}$$

ここに、	$h$	: 継手板高さ(主桁高さ)	0.125 (m)
	$E_s$	: 継手板の弾性係数	210000000 (kN/m <sup>2</sup> )
	$t_r$	: 主桁厚	0.014 (m)
	$R_P$	: ボルトのサークル半径	1.697 (m)
	$s$	: 縦リブ中心角	11.250(°)

$$k_P = \frac{48 \times 210000000 \times 28583 \times 10^{-12}}{0.333^3}$$

$$= 7803 \text{ (kN/m)}$$

以上の結果より継手板全体の軸剛性  $K_P$ は、リング当り継手ボルト本数  $n_{rb} = 32$  本より

$$K_P = k_P \times n_{rb} = 7803 \times 32 = 249696 \text{ (kN/m)}$$

## (3) リング継手の軸剛性の算定

(1)(2)で求めたボルトの軸剛性と継手板の曲げ剛性の全体効果を考慮して、リング継手の剛性を次式で求める。

$$\frac{1}{K_j} = \frac{1}{K_B} + \frac{2}{K_P} \quad \text{より}$$

$$K_j = \frac{K_B \cdot K_P}{K_P + 2K_B}$$

リング継手1箇所当りの軸剛性 :  $k_j$

$$k_j = \frac{k_B \cdot k_P}{k_P + 2k_B} = \frac{1405542 \times 7803}{7803 + 2 \times 1405542} = 3891 \text{ (kN/m)}$$

リング全体の軸剛性 :  $K_j$

$$K_j = k_j \cdot n_{rb} = 3891 \times 32 = 124512 \text{ (kN/m)}$$

## (4) リング継手軸剛性のまとめ

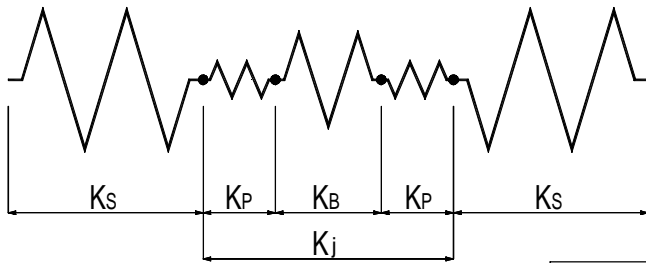


図-4.3.5 リング継手モデル図

バネ部材	単位	剛性値
継手板のバネ: $K_P$	kN/m	249696
継手ボルトのバネ: $K_B$	kN/m	44977344
リング継手のバネ: $K_j$	kN/m	124512
セグメントのバネ: $K_S$	kN/m	16170000

## 4-4 シールドトンネルの等価剛性

## (1) シールドトンネルの等価軸剛性の算定

等価剛性は、一次覆工セグメントで抵抗する直列バネ系を考える。

## 1) 等価圧縮剛性

$$\begin{aligned}(EA)^{C_{eq}} &= E_s \cdot A_s = 210000000 \times 0.0770 \\ &= 16170000 \text{ (kN)}\end{aligned}$$

## 2) 等価引張剛性

$$\begin{aligned}(EA)^{T_{eq}} &= \frac{1}{(K_s / K_j) + 1} \cdot E_s \cdot A_{ss} \\ &= \frac{1}{(16170000 / 124512) + 1} \times 210000000 \times 0.0770 \\ &= 123561 \text{ (kN)}\end{aligned}$$

ここで、	$(EA)^{C_{eq}}$	: 等価軸圧縮剛性	(kN)
	$(EA)^{T_{eq}}$	: 等価軸引張剛性	(kN)
	$E_s$	: 鋼材の弾性係数	210000000 (kN/m <sup>2</sup> )
	$A_s$	: セグメントの管軸方向断面積	0.0770 (m <sup>2</sup> )
	$A_{ss}$	: 鋼材の管軸方向断面積	0.0770 (m <sup>2</sup> )
	$K_s$	: セグメントの軸剛性	16170000 (kN/m)
	$K_j$	: リング継手全体の軸剛性(両端塑性支持)	124512 (kN/m)

(2) シールドトンネルの等価曲げ剛性の算定

等価曲げ剛性は、圧縮側がセグメント、引張側が継手系(継手ボルト+継手板)で抵抗するものとする。

$$(EI)_{eq} = \frac{\cos^3}{\cos + (\frac{\alpha}{2} + \beta) \cdot \sin} \cdot E_s \cdot I_s$$

- ここで、  $E_s$  : 鋼材の弾性係数 210000000 (kN/m<sup>2</sup>)
- $I_s$  : セグメントの断面2次モーメント 0.1129 (m<sup>4</sup>)
- $\alpha$  : トンネル断面中央軸から中立軸までの角度 (rad)
- $K_j$  : リング継手全体の軸剛性(両端塑性支持) 124512 (kN/m)

なお、  $\beta$  について下式を満足するよう、収束計算を行う。

$$\beta + \cot \alpha = \frac{1}{2} \cdot \left( \frac{1}{2} + \frac{K_j}{E_s \cdot A_s / B} \right)$$

1) 継手材の等価曲げ剛性  $(EI)_{eq}$

$$\begin{aligned} \beta + \cot \alpha &= \frac{1}{2} \cdot \left( \frac{1}{2} + \frac{K_j}{E_s \cdot A_s / B} \right) \\ &= \frac{1}{2} \cdot \left( \frac{1}{2} + \frac{124512}{210000000 \times 0.0770 / 1.00} \right) \\ &= 1.595 \end{aligned}$$

これより、  $\alpha = 1.163$  (rad)

$$\begin{aligned} (EI)_{eq} &= \frac{\cos^3 1.163}{\cos 1.163 + (\frac{\alpha}{2} + \beta) \times \sin 1.163} \times 210000000 \times 0.1129 \\ &= 508866 \text{ (kN}\cdot\text{m}^2) \end{aligned}$$

4-5 部材の剛性結果一覧

項目		単位	算定結果
セグメントリング断面積	$A_s$	m <sup>2</sup>	0.0770
セグメントリング軸剛性	$K_s$	kN/m	16170000
等価軸圧縮剛性	$(EA)_{Ceq}$	kN	16170000
等価引張剛性	$(EA)_{Teq}$	kN	123561
リング継手全体の軸剛性	$K_j$	kN/m	124512
等価曲げ剛性	$(EI)_{eq}$	kN $\cdot$ m <sup>2</sup>	508866

### 5. 応答変位法によるセグメント応力算定

#### 5-1 地震時水平地盤変位 $U_h(z)$ 及び地震時鉛直地盤変位 $U_v$ の算定

##### a) 地震時水平変位 $U_h(z)$ の算定

$$U_h(z) = \frac{2}{2} \cdot S_v \cdot T_s \cdot \cos\left(\frac{Z}{2H}\right)$$

$$= \frac{2}{2} \times 0.800 \times 0.883 \times \cos\left(\frac{14.719}{2 \times 24.700}\right) = 0.0849 \text{ (m)}$$

ここで、 $S_v$ :	速度応答スペクトル	0.800(m/sec)
$T_s$ :	地盤の固有周期	0.883(sec)
$Z$ :	トンネル中心までの深さ	14.719(m)
$H$ :	表層地盤の層厚	24.700(m)

##### b) 地震時鉛直地盤変位 $U_v$ の算定

地震時鉛直地盤変位  $U_v$  は、地震動の工学的特性を考慮し、原則として地震時水平地盤変位  $U_h(z)$  の  $1/2$  とする。

$$U_v = \frac{1}{2} \cdot U_h(z) = \frac{1}{2} \times 0.0849 = 0.0425 \text{ (m)}$$

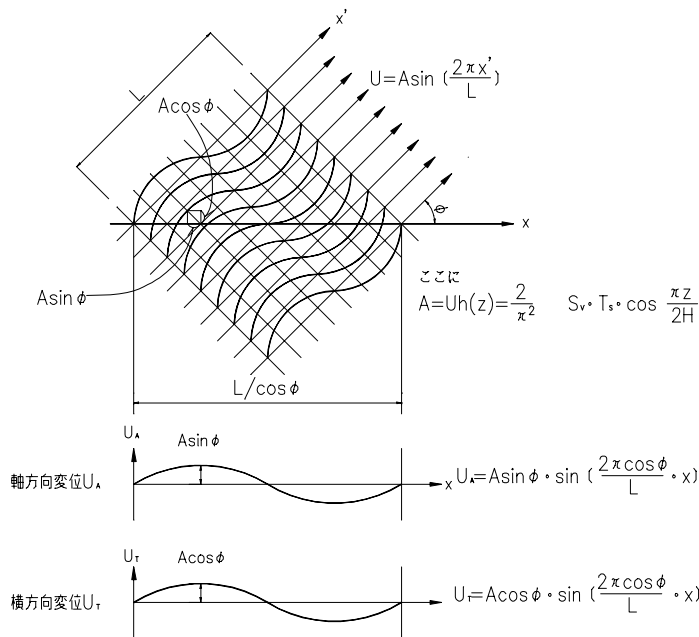


図-5.1.1 表層地盤の地震時地盤振動の変位振幅分布

## 5-2 地震時断面力算定 [ 両端塑性ヒンジ支持 ]

応答変位法によるシールドトンネルの断面力算定に当たってはまずシールドを地盤に弾性的に支持された梁としてモデル化し、地盤に相当する弾性床が地震時地盤変位を受けた際にシールドトンネルが 図-5.1.1 に示す様な変形をすると考え、このときに生じる地震時断面力 図-5.2.1 を算定するものである。

・水平面内の地震振動による圧縮軸力  $P^{C_h}$

$$P^{C_h} = c_1 \cdot \frac{\cdot U_{h(z)}}{L} \cdot (EA)^{C_{eq}}$$

$$= 0.627 \times \frac{\times 0.0849}{143.9} \times 16170000 = 18792.057 \text{ (kN)}$$

・水平面内の地震振動による引張軸力  $P^{T_h}$

$$P^{T_h} = T_1 \cdot \frac{\cdot U_{h(z)}}{L} \cdot (EA)^{T_{eq}}$$

$$= 0.995 \times \frac{\times 0.0849}{143.9} \times 123561 = 227.877 \text{ (kN)}$$

・鉛直面内の地震振動による圧縮軸力  $P^{C_v}$

$$P^{C_v} = c_1 \cdot \frac{\cdot (U_{h(z)} + U_v)}{2L} \cdot (EA)^{C_{eq}}$$

$$= 0.627 \times \frac{\times (0.0849 + 0.0425)}{2 \times 143.9} \times 16170000 = 14099.577 \text{ (kN)}$$

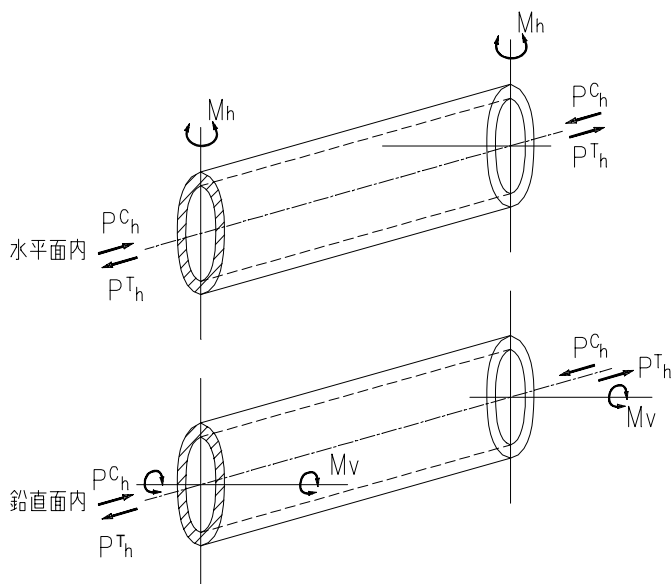


図-5.2.1 地震時のシールドトンネル断面力



・鉛直面内の地震振動による引張軸力  $P^T_V$

$$\begin{aligned}
 P^T_V &= T_1 \cdot \frac{\cdot (U_{h(z)} + U_V)}{2L} \cdot (EA)^{T_{eq}} \\
 &= 0.995 \times \frac{\times (0.0849 + 0.0425)}{2 \times 143.9} \times 123561 = 170.975 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

・水平面内の地震振動による曲げモーメント  $M_h$

$$\begin{aligned}
 M_h &= 2 \cdot \frac{4^2 \cdot U_{h(z)}}{L^2} \cdot (EI)_{eq} \\
 &= 1.000 \times \frac{4^2 \times 0.0849}{143.9^2} \times 508866 = 82.366 \text{ (kN}\cdot\text{m)}
 \end{aligned}$$

・鉛直面内の地震振動による曲げモーメント :  $M_V$

$$\begin{aligned}
 M_V &= 3 \cdot \frac{4^2 \cdot U_V}{L^2} \cdot (EI)_{eq} \\
 &= 1.000 \times \frac{4^2 \times 0.0425}{143.9^2} \times 508866 = 41.232 \text{ (kN}\cdot\text{m)}
 \end{aligned}$$

・水平面内の地震振動によるせん断力  $Q_h$

$$\begin{aligned}
 Q_h &= 2 \cdot \frac{8^3 \cdot U_{h(z)}}{L^3} \cdot (EI)_{eq} \\
 &= 1.000 \times \frac{8^3 \times 0.0849}{143.9^3} \times 508866 = 3.596 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

・鉛直面内の地震振動によるせん断力  $Q_V$

$$\begin{aligned}
 Q_V &= 3 \cdot \frac{8^3 \cdot U_V}{L^3} \cdot (EI)_{eq} \\
 &= 1.000 \times \frac{8^3 \times 0.0425}{143.9^3} \times 508866 = 1.800 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

ここで、	$(EA)^{C_{eq}}$ : 等価圧縮剛性	16170000(kN)
	$(EA)^{T_{eq}}$ : 等価引張剛性	123561(kN)
	$(EI)_{eq}$ : 等価曲げ剛性	508866(kN $\cdot$ m <sup>2</sup> )
	$U_{h(z)}$ : トンネル中心軸深さにおける地震時水平地盤変位	0.0849(m)
	$U_V$ : トンネル中心軸深さにおける地震時鉛直地盤変位	0.0425(m)
	$L$ : 地盤振動の波長	143.9(m)

$c_1$ 、 $T_1$ 、 $c_2$ 、 $c_3$ :地盤ひずみの構造物への伝達率

$$c_1 = \frac{1}{1 + (2 / (c_1 \cdot L_i))^2}$$

$$= \frac{1}{1 + (2 / (0.040 \times 203.5))^2} = 0.627$$

$$T_1 = \frac{1}{1 + (2 / (T_1 \cdot L_i))^2}$$

$$= \frac{1}{1 + (2 / (0.458 \times 203.5))^2} = 0.995$$

$$c_2 = \frac{1}{1 + (2 / (c_2 \cdot L))^4}$$

$$= \frac{1}{1 + (2 / (0.475 \times 143.9))^4} = 1.000$$

$$c_3 = \frac{1}{1 + (2 / (c_3 \cdot L))^4}$$

$$= \frac{1}{1 + (2 / (0.625 \times 143.9))^4} = 1.000$$

ここで、

$$c_1 = \sqrt{\frac{K_{g1}}{(EA)_{C_{eq}}}} = \sqrt{\frac{25920}{16170000}} = 0.040 \text{ (l/m)}$$

$$T_1 = \sqrt{\frac{K_{g1}}{(EA)_{T_{eq}}}} = \sqrt{\frac{25920}{123561}} = 0.458 \text{ (l/m)}$$

$$c_2 = 4 \sqrt{\frac{K_{g2}}{(EI)_{eq}}} = 4 \sqrt{\frac{25920}{508866}} = 0.475 \text{ (l/m)}$$

$$c_3 = 4 \sqrt{\frac{K_{g3}}{(EI)_{eq}}} = 4 \sqrt{\frac{77760}{508866}} = 0.625 \text{ (l/m)}$$

$$L_i = \sqrt{2} \cdot L = \sqrt{2} \times 143.9 = 203.5 \text{ (m)}$$

但し、 $K_{g1}$  : 地盤のバネ定数(軸方向) 25920 (kN/m<sup>2</sup>)

$K_{g2}$  : 地盤のバネ定数(軸直角方向) 25920 (kN/m<sup>2</sup>)

$K_{g3}$  : 地盤のバネ定数(鉛直方向) 77760 (kN/m<sup>2</sup>)

(1) 地震時断面力計算結果一覧表

項 目		単 位	断面力
水平面内の地震振動による圧縮軸力	$P_{Ch}$	kN	18792.057
水平面内の地震振動による引張軸力	$P_{Th}$	kN	227.877
鉛直面内の地震振動による圧縮軸力	$P_{Cv}$	kN	14099.577
鉛直面内の地震振動による引張軸力	$P_{Tv}$	kN	170.975
水平面内の地震振動による曲げモーメント	$M_h$	kN・m	82.366
鉛直面内の地震振動による曲げモーメント	$M_v$	kN・m	41.232
水平面内の地震振動によるせん断力	$Q_h$	kN	3.596
鉛直面内の地震振動によるせん断力	$Q_v$	kN	1.800
トンネル中心軸深における地震時水平地盤変位	$U_h$	m	0.0849
トンネル中心軸深における地震時鉛直地盤変位	$U_v$	m	0.0425

## 5-3 断面力の重ね合わせ(重畳) [ 両端塑性ヒンジ支持 ]

軸力と曲げモーメントを同時に受けるシールドトンネルの断面力は 図-5.3.1 に示すとおりトンネル管軸方向に対し45度の角度で入射する水平面内及び鉛直面内各々の成分、計4成分の地震振動及びトンネル管軸力方向と平行に入射する地震振動を位相差考慮の上、前項 5-2 で求めた断面力を以下のように重ね合わせるものとする。

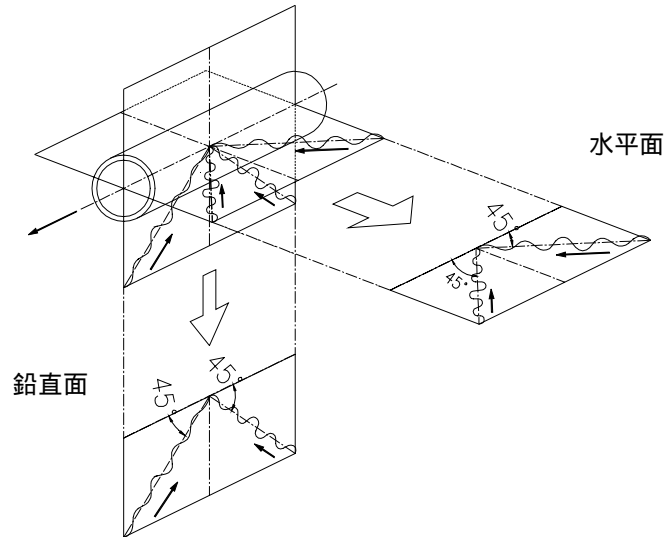


図-5.3.1 断面力の重ね合わせ

## (1) 水平面内

a) 水平、鉛直面内の合成圧縮軸力の重畳 :  $PC_0'$

$$\begin{aligned} PC_0' &= \frac{1}{\sqrt{2}} \cdot PC_0 \\ &= \frac{1}{\sqrt{2}} \times 33224.674 = 23493.392 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

b) 水平面内の曲げモーメントの重畳 :  $M_h'$

$$\begin{aligned} M_h' &= \frac{1}{\sqrt{2}} \cdot M_h \\ &= \frac{1}{\sqrt{2}} \times 82.366 = 58.242 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

ここで、  $M_h$  : 水平面内の地震振動による曲げモーメント 82.366(kN・m)

$PC_0$  : 水平、鉛直面内の合成圧縮軸力

$$\begin{aligned} PC_0 &= \sqrt{2PC_h^2 + 2PC_v^2} = \sqrt{2 \times 18792.057^2 + 2 \times 14099.577^2} \\ &= 33224.674 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

## (2) 鉛直面内

a) 水平、鉛直面内の合成引張軸力の重畳： $P_{T0}'$ 

$$P_{T0}' = \frac{1}{\sqrt{2}} \cdot P_{T0}$$

$$= \frac{1}{\sqrt{2}} \times 402.891 = 284.887 \text{ (kN)}$$

b) 鉛直面内の曲げモーメントの重畳： $M_{V}'$ 

$$M_{V}' = \frac{1}{\sqrt{2}} \cdot M_{V}$$

$$= \frac{1}{\sqrt{2}} \times 41.232 = 29.155 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

ここで、 $M_{V}$ ：鉛直面内の地震振動による曲げモーメント 41.232(kN・m) $P_{T0}$ ：水平、鉛直面内の合成引張軸力

$$P_{T0} = \sqrt{2P_{Th}^2 + 2P_{Tv}^2} = \sqrt{2 \times 227.877^2 + 2 \times 170.975^2}$$

$$= 402.891 \text{ (kN)}$$

## (3) 応力度照査対象断面力の重畳結果一覧

項 目		単 位	断面力
水平、鉛直面内の合成圧縮軸力の重畳	$P_{C0}'$	kN	23493.392
水平、鉛直面内の合成引張軸力の重畳	$P_{T0}'$	kN	284.887
水平面内の曲げモーメントの重畳	$M_{H}'$	kN・m	58.242
鉛直面内の曲げモーメントの重畳	$M_{V}'$	kN・m	29.155

## 5-4 断面力の補正 [ 両端塑性ヒンジ支持 ]

ここでは、前項で示された断面力に対し、地盤と管渠のすべりを考慮した補正を行う。

(1) 地盤と管渠のすべりを考慮した最大軸力  $P_{max}$  (kN)

a) 圧縮側最大軸力 :  $P_{C_{max}}$ (kN)

$$P_{C_{max}} = C \cdot P_{C_0'}$$

b) 引張側最大軸力 :  $P_{T_{max}}$ (kN)

$$P_{T_{max}} = T \cdot P_{T_0'}$$

ここに、 $C$  : 地盤と管渠間の限界せん断力を最大圧縮側軸力とした時の補正係数

$T$  : 地盤と管渠間の限界せん断力を最大引張側軸力とした時の補正係数

ただし、 $C$ と  $T$  は以下のように求める。

$$C = 1 + \frac{\cos(2 \cdot \theta / L_i)}{\cosh(c_1 \cdot (L_i / 2 - \theta))}$$

$$T = \frac{(EA)_{T_{eq}}}{(EA)_{C_{eq}}} \cdot \frac{T_1}{c_1} \cdot \left( 1 - \frac{\cos(2 \cdot \theta / L_i)}{\cosh(T_1 \cdot \theta)} \right)$$

また、地盤振動により管渠が軸引張を受ける区間長  $\theta$  は、 $0 < \theta < L_i / 4$ の範囲にあり、次式を満足する様トライアルで求める。

$$\frac{2}{T_1 \cdot L_i} \cdot T_1 \cdot \tanh(T_1 \cdot \theta) + \frac{2}{c_1 \cdot L_i} \cdot c_1 \cdot \tanh\left(c_1 \left(\frac{L_i}{2} - \theta\right)\right) - (T_1 - c_1) \cdot \tan\left(2 \cdot \frac{\theta}{L_i}\right) = 0$$

ここに、 $T_1$  : 0.458 (l/m)

$c_1$  : 0.040 (l/m)

$L_i$  : 203.5 (m)

$T_1$  : 0.995

$c_1$  : 0.627

を上式に代入し、トライアルで  $\theta$  を求めると

$$\theta = 31.695 \text{ (m) となる。}$$

したがって、 $c$  と  $T$  は以下のように求める。

$$c = 1 + \frac{\cos(2 \cdot \dots / L_i)}{\cosh(c_1 \cdot (L_i / 2 - \dots))}$$

$$= 1 + \frac{\cos(2 \times 31.695 / 203.5)}{\cosh(0.040 \times (203.5 / 2 - 31.695))} = 1.067$$

$$T = \frac{(EA)_{T_{eq}}}{(EA)_{C_{eq}}} \cdot \frac{T_1}{c_1} \cdot \left(1 - \frac{\cos(2 \cdot \dots / L_i)}{\cosh(T_1 \cdot \dots)}\right)$$

$$= \frac{123561}{16170000} \times \frac{0.995}{0.627} \times \left(1 - \frac{\cos(2 \times 31.695 / 203.5)}{\cosh(0.458 \times 31.695)}\right) = 0.012$$

これより、 $PC_o'$  : 23493.392 (kN)

$PT_o'$  : 284.887 (kN)より

$$PC_{max} = c \cdot PC_o' = 1.067 \times 23493.392 = 25067.449 \text{ (kN)}$$

$$PT_{max} = T \cdot PT_o' = 0.012 \times 284.887 = 3.419 \text{ (kN)}$$

## (2) 最大曲げモーメント: $M_{max}$ (kN・m)

最大曲げモーメントは、前項にて算出した水平面内曲げモーメントの重畳  $Mh'$  と鉛直面内  $Mv'$  を比較し最大値を採用する。

なお、曲げモーメントの補正は行わない。

$$Mh' : 58.242 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

$$Mv' : 29.155 \text{ (kN} \cdot \text{m) より}$$

$$M_{max} = Mh' = 58.242 \text{ (kN} \cdot \text{m) とする。}$$

### 断面力の補正結果一覧

項目		単位	断面力
圧縮側最大軸力	$PC_{max}$	(kN)	25067.449
引張側最大軸力	$PT_{max}$	(kN)	3.419
最大曲げモーメント	$M_{max}$	(kN・m)	58.242

## 5-5 応力度照査

## (1) 部材応力度の算出

a) セグメントの軸圧縮応力度：  $C_p'$

管軸圧縮方向については、セグメントを軸力と曲げモーメントが作用する直梁と仮定し、セグメント全体で抵抗すると考え、次式でリング方向最大縁応力度により照査する。

$$C_p' = \frac{PC_{\max}}{A_s} + \frac{M_{\max}}{I_s} \cdot y_{zs}$$

ただし、 $y_{zs}$ ：管渠中心より照査点(セグメント外端)までの距離(m)

$$y_{zs} : \text{セグメント外半径 } D_0 / 2 = 3.550 / 2 = 1.775 \text{ (m)}$$

$$A_s : \text{セグメントの断面積} \quad 0.0770 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$\begin{aligned} C_p' &= \frac{25067.449}{0.0770} + \frac{58.242}{0.1129} \times 1.775 \\ &= 326467 \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad 326.467 \text{ (N/mm}^2\text{)} \end{aligned}$$

なお、セグメント引張側応力度については、継手部主体で引張軸力に対抗していると考えセグメント本体についてはこれを照査しない。



b) リング継手ボルトの引張応力度：  $B$

継手ボルトの引張応力度  $B$  は引張軸力による応力  $B_1$  と曲げモーメントによる応力  $B_2$  の合成によるものとする。

$$B = B_1 + B_2$$

・軸力による継手ボルトの引張応力度：  $B_1$

$$B_1 = \frac{P_{T_{max}}}{A_B} = \frac{3.419}{0.007840} = 436 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$0.436 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$A_B : \text{ボルト断面積} = A_n \cdot n_{rb} = 0.000245 \times 32 = 0.007840 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$A_n : \text{ボルトネジ切り部有効断面積} \quad 0.000245 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$n_{rb} : \text{リング当り継手個数} \quad 32 \text{ (ヶ/Ring)}$$

・曲げモーメントによる継手ボルトの引張応力度：  $B_2$

$$B_2 = \frac{f_j}{A_n}$$

・但し  $f_j$  は、継手1個当りに生じる引張軸力(kN)を示し、下式で求める。

$$\begin{aligned} f_j &= \frac{M_{max} \cdot B}{E_s \cdot I_s} \cdot \frac{\sin \theta}{\cos^3 \theta} \cdot R_c (1 + \sin \theta) \cdot k_j \\ &= \frac{58.242 \times 1.00}{210 \times 10^6 \times 0.1129} \times \frac{\sin 1.163}{\cos^3 1.163} \times 1.7168 \times (1 + \sin 1.163) \times 3891 \\ &= 1.455 \text{ (KN)} \end{aligned}$$

ここに、	$M_{max}$ : 最大曲げモーメント	58.242 (kN・m)
	$I_s$ : セグメントの断面2次モーメント	0.1129 (m <sup>4</sup> )
	$B$ : セグメント幅	1.00 (m)
	$E_s$ : 鋼材の弾性係数	210000000 (kN/m <sup>2</sup> )
	$\theta$ : トンネル断面中央軸から中立軸までの角度(両端塑性ヒンジ)	1.163 (rad)
	$k_j$ : 両端塑性ヒンジ支持としたときの、リング継手1個当りの軸剛性	3891 (kN/m)
	$R_c$ : セグメントの図心半径	1.7168 (m)

したがって、曲げモーメントによる継手ボルトの引張応力度：  $B_2$

$$B_2 = \frac{f_j}{A_n} = \frac{1.455}{0.000245} = 5939 \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

$$5.939 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

したがって、リング継手ボルトの引張応力度  $B$  は

$$B = B_1 + B_2 = 0.436 + 5.939 = 6.375 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

c) 継手板の曲げ応力度:  $j$

継手板についても継手ボルトと同様に引張軸力による応力  $j_1$  と曲げモーメントによる応力  $j_2$  の合成により算出する。

$$j = j_1 + j_2$$

・引張軸力による継手板の曲げ応力度:  $j_1$  (両端塑性ヒンジ)

$$j_1 = B_m \cdot \frac{P_{T_{max}}}{n_{rb}} = 13591.837 \times \frac{3.419}{32}$$

$$= 1452 \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad 1.452 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$B_m = \frac{l_j}{h \cdot t_r^2} = \frac{0.333}{0.125 \times 0.014^2}$$

$$= 13591.837 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

・曲げモーメントによる継手板の曲げ応力度:  $j_2$

$$j_2 = B_m \cdot f_j = 13591.837 \times 1.455$$

$$= 19776 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$19.776 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

ここで、  $B_m$  : ボルト1本の軸力1(kN)当りの曲げ応力度

$B_t$  : ボルト1本の軸力1(kN)当りのせん断応力係数

$n_{rb}$  : リング当り継手箇所数 32 (箇所)

$l_j$  : 梁と仮定した継手板の幅 0.333 (m)

$h$  : 主桁の高さ 0.125 (m)

$t_r$  : 主桁の厚さ 0.014 (m)

これより継手板の曲げ応力度  $j$ は

$$j = j_1 + j_2 = 1.452 + 19.776 = 21.228 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

d) 継手板のせん断応力度：  $j$

$$j = j_1 + j_2$$

・引張軸力による継手板のせん断応力度：  $j_1$  (両端塑性ヒンジ)

$$j_1 = B_t \cdot \frac{P_{T_{max}}}{n_{rb}} = 285.714 \times \frac{3.419}{32}$$

$$= 31 \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad 0.031 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$B_t = \frac{1}{2 \cdot h \cdot t_r} = \frac{1}{2 \times 0.125 \times 0.014}$$

$$= 285.714 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

・曲げモーメントによる継手板のせん断応力度：  $j_2$

$$j_2 = B_t \cdot f_j = 285.714 \times 1.455$$

$$= 416 \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad 0.416 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

したがって、継手のせん断応力度  $j$ は

$$j = j_1 + j_2 = 0.031 + 0.416 = 0.447 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

(2) 応力度一覧表 (レベル2地震動想定)

項目	単位	降伏点	引張強度	応力度	判定	
軸力による応力度						
ボルト引張応力度	B1	N/mm <sup>2</sup>	660	830	0.436	OK
継手板曲げ応力度	j1	N/mm <sup>2</sup>	325	490	1.452	OK
継手板せん断応力度	j1	N/mm <sup>2</sup>	187	-	0.031	-
モーメントによる応力度						
ボルト引張応力度	B2	N/mm <sup>2</sup>	660	830	5.939	OK
継手板曲げ応力度	j2	N/mm <sup>2</sup>	325	490	19.776	OK
継手板せん断応力度	j2	N/mm <sup>2</sup>	187	-	0.416	-
軸力、モーメントの合成応力度						
セグメント圧縮応力度	Cp'	N/mm <sup>2</sup>	325	490	326.467	OK
ボルト引張応力度	B	N/mm <sup>2</sup>	660	830	6.375	OK
継手板曲げ応力度	j	N/mm <sup>2</sup>	325	490	21.228	OK
継手板せん断応力度	j	N/mm <sup>2</sup>	187	-	0.447	-

## (3) 変位量の算出

a) 変位量(伸び) :  $t$ 

$$\begin{aligned}
 t &= \frac{P_{T_{\max}}}{K_s} + \frac{P_{T_{\max}}}{K_j} \\
 &= \frac{3.419}{16170000} + \frac{3.419}{124512} \\
 &= 0.00002767(\text{m}) \quad 0.0277 (\text{mm})
 \end{aligned}$$

ここに、  $P_{T_{\max}}$  : 引張側軸力 3.419 (kN)  
 $K_s$  : セグメントの軸剛性 16170000 (kN/m)  
 $K_j$  : リング全体の軸剛性 124512 (kN/m)

b) リング継手ボルトのひずみ量 :  $bt$ 

$$bt = (t / L_{bc}) \cdot 100 = (0.0277 / 31.0) \times 100 = 0.0894 (\%)$$

ここに、  $L_{bc}$  :  $2 \cdot tr_1 + tbw \cdot nbw = 2 \times 14 + 3.0 \times 1 = 31.0$  (mm)  
 $tr_1$  : 端主桁厚 14 (mm)  
 $tbw$  : 平座金の厚さ 3.0 (mm)  
 $nbw$  : 平座金の枚数 1 (枚)

ひずみ量  $bt = 0.0894 (\%)$       伸び量基準値 = 22.00 (%)      OK

## 6. フレームモデルによるシールド鉛直断面の計算（レベル2地震動想定）

セグメント断面力の算定には常時の修正慣用法によるモデルと同様、セグメント周長を下図のとおり36分割したフレームモデルを用い、その節点をX、Y座標で整理する。また、地震時断面力は常時断面力と地震時増分荷重による断面力の重ね合せにより求める。

$$\text{地震時断面力} = (\text{常時断面力}) + (\text{地震時断面力})$$

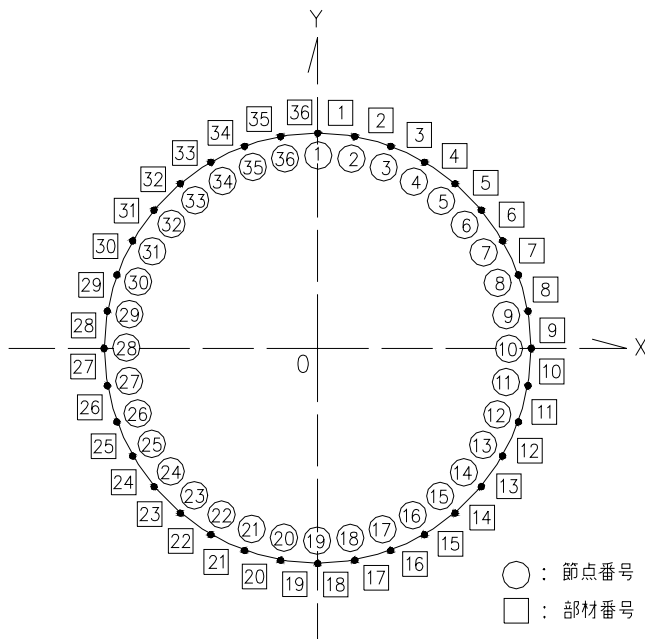


図.6.1.1 36分割フレームモデル

節点番号	X座標(m)	Y座標(m)	節点番号	X座標(m)	Y座標(m)
1	0.0000	1.7168	19	0.0000	-1.7168
2	0.2981	1.6907	20	-0.2981	-1.6907
3	0.5872	1.6133	21	-0.5872	-1.6133
4	0.8584	1.4868	22	-0.8584	-1.4868
5	1.1035	1.3151	23	-1.1035	-1.3151
6	1.3151	1.1035	24	-1.3151	-1.1035
7	1.4868	0.8584	25	-1.4868	-0.8584
8	1.6133	0.5872	26	-1.6133	-0.5872
9	1.6907	0.2981	27	-1.6907	-0.2981
10	1.7168	0.0000	28	-1.7168	0.0000
11	1.6907	-0.2981	29	-1.6907	0.2981
12	1.6133	-0.5872	30	-1.6133	0.5872
13	1.4868	-0.8584	31	-1.4868	0.8584
14	1.3151	-1.1035	32	-1.3151	1.1035
15	1.1035	-1.3151	33	-1.1035	1.3151
16	0.8584	-1.4868	34	-0.8584	1.4868
17	0.5872	-1.6133	35	-0.5872	1.6133
18	0.2981	-1.6907	36	-0.2981	1.6907

## (1)断面性能

## a)主桁の断面積

$$\begin{aligned}
 A_r &= 2 \cdot (t_r \cdot h + 25 \cdot t^2) \\
 &= 2 \times (0.014 \times 0.125 + 25 \times 0.0030^2) = 0.003950 \text{ (m}^2\text{)} \\
 \text{単位m当りに換算すると} & \quad 0.003950 / 1.00 = 0.003950 \text{ (m}^2\text{/m)}
 \end{aligned}$$

## b)中立軸の位置

$$\begin{aligned}
 y_0 &= \frac{2 \cdot (t_r \cdot h \cdot (t + h / 2) + 25 \cdot t^2 \cdot t / 2)}{2 \cdot (t_r \cdot h + 25 \cdot t^2)} \\
 &= \frac{2 \times (0.014 \times 0.125 \times (0.0030 + 0.125 / 2) + 25 \times 0.0030^2 \times 0.0030 / 2)}{2 \times (0.014 \times 0.125 + 25 \times 0.0030^2)} \\
 &= 0.0582 \text{ (m)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 y_i &= h + t - y_0 \\
 &= 0.125 + 0.0030 - 0.0582 \\
 &= 0.0698 \text{ (m)}
 \end{aligned}$$

## c)断面二次モーメント

$$\begin{aligned}
 I_{SE} &= 2 \left( \frac{t_r \cdot y_i^3}{3} + \frac{t_r (y_0 - t)^3}{3} + 25t^2 \left( y_0 - \frac{t}{2} \right)^2 + \frac{25 \cdot t^4}{12} \right) \\
 &= 2 \left( \frac{0.014 \times 0.0698^3}{3} + \frac{0.014 \times (0.0582 - 0.0030)^3}{3} \right. \\
 &\quad \left. + 25 \times 0.0030^2 \times \left( 0.0582 - \frac{0.0030}{2} \right)^2 + \frac{25 \times 0.0030^4}{12} \right) \\
 &= 0.000006190845 \text{ (m}^4\text{)} \quad 6190845 \times 10^{-12} \text{ (m}^4\text{)}
 \end{aligned}$$

$$\text{単位m当りに換算すると} \quad 6190845 \times 10^{-12} / 1.00 = 6190845 \times 10^{-12} \text{ (m}^4\text{)}$$

ここに、 $t_r$	: 主桁の厚さ	0.014 (m)
$t$	: スキンプレートの厚さ	0.0030 (m)
$y_i$	: 中立軸から内縁までの距離	0.0698 (m)
$y_0$	: 中立軸から外縁までの距離	0.0582 (m)
$B$	: セグメント幅	1.00 (m)

## 6-1 常時断面力算定

## (1)荷重条件

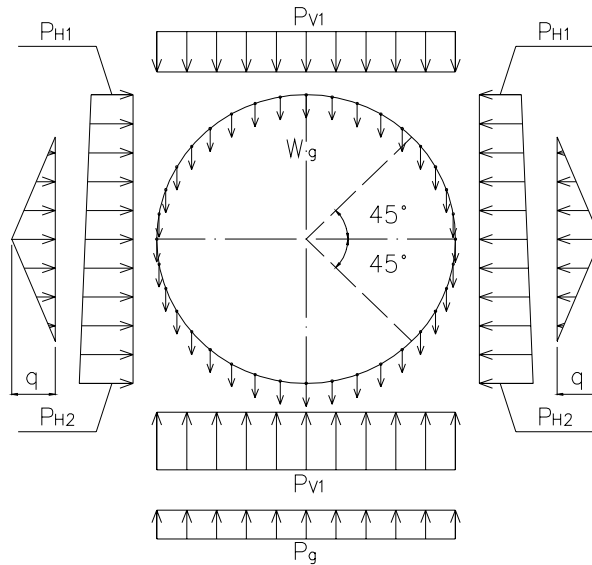


図.6.1.2 荷重図

鉛直荷重	$P_{V1}$	$\text{kN/m}^2$	207.104
頂部水平荷重	$P_{H1}$	$\text{kN/m}^2$	166.428
底部水平荷重	$P_{H2}$	$\text{kN/m}^2$	210.378
セグメントの円周単位当り重量	$W_g$	$\text{kN/m}^2$	1.001
自重による下部反力荷重	$P_g$	$\text{kN/m}^2$	3.145
地盤反力	$q$	$\text{kN/m}^2$	16.356

節点番号		(°)	水平荷重 $P_H(\text{kN/m}^2)$	(°)	地盤反力 $q(\text{kN/m}^2)$
1		0	166.4280	90	0.0000
2	36	10	166.7621	80	0.0000
3	35	20	167.7528	70	0.0000
4	34	30	169.3720	60	0.0000
5	33	40	171.5698	50	0.0000
6	32	50	174.2782	40	1.4883
7	31	60	177.4155	30	4.7906
8	30	70	180.8869	20	8.4445
9	29	80	184.5873	10	12.3396
10	28	90	188.4030	0	16.3560
11	27	100	192.2187	10	12.3396
12	26	110	195.9191	20	8.4445
13	25	120	199.3905	30	4.7906
14	24	130	202.5278	40	1.4883
15	23	140	205.2362	50	0.0000
16	22	150	207.4340	60	0.0000
17	21	160	209.0532	70	0.0000
18	20	170	210.0439	80	0.0000
19		180	210.3780	90	0.0000

## (2) フレーム支点条件

常時の場合は、下図に示すピンローラ支点とする。

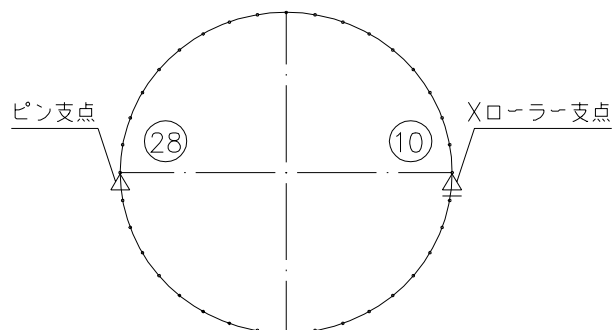


図.6.1.3 常時の支点条件



## (3)常時節点変位

節点 番号	X方向変位 (m)	Y方向変位 (m)	回轉變位 (m)	節点 番号	X方向変位 (m)	Y方向変位 (m)	回轉變位 (m)
1	0.005541	-0.008114	0.000000				
2	0.005461	-0.007713	0.002591	36	0.005622	-0.007713	-0.002591
3	0.005638	-0.006606	0.004749	35	0.005445	-0.006606	-0.004749
4	0.006228	-0.005061	0.006127	34	0.004855	-0.005061	-0.006127
5	0.007231	-0.003419	0.006536	33	0.003852	-0.003419	-0.006536
6	0.008483	-0.001991	0.005973	32	0.002600	-0.001991	-0.005973
7	0.009722	-0.000970	0.004614	31	0.001361	-0.000970	-0.004614
8	0.010676	-0.000384	0.002764	30	0.000407	-0.000384	-0.002764
9	0.011152	-0.000123	0.000763	29	-0.000069	-0.000123	-0.000763
10	0.011083	0.000000	-0.001109	28	0.000000	0.000000	0.001109
11	0.010520	0.000178	-0.002687	27	0.000563	0.000178	0.002687
12	0.009593	0.000559	-0.003886	26	0.001490	0.000559	0.003886
13	0.008480	0.001219	-0.004638	25	0.002603	0.001219	0.004638
14	0.007374	0.002149	-0.004895	24	0.003709	0.002149	0.004895
15	0.006445	0.003257	-0.004649	23	0.004638	0.003257	0.004649
16	0.005805	0.004391	-0.003939	22	0.005278	0.004391	0.003939
17	0.005485	0.005372	-0.002851	21	0.005598	0.005372	0.002851
18	0.005437	0.006037	-0.001494	20	0.005646	0.006037	0.001494
19	0.005541	0.006273	0.000000				

## (4)常時断面力

要素 番号	節点 番号	曲げモーメント M(kN・m)	せん断力 Q(kN)	軸力 N(kN)	要素 番号	節点 番号	曲げモーメント M(kN・m)	せん断力 Q(kN)	軸力 N(kN)
1	1	11.747	-3.274	318.243	36	1	11.747	3.274	318.243
1	2	10.767	-3.274	318.243	36	36	10.767	3.274	318.243
2	2	10.767	-9.308	321.450	35	36	10.767	9.308	321.450
2	3	7.982	-9.308	321.450	35	35	7.982	9.308	321.450
3	3	7.982	-13.335	327.307	34	35	7.982	13.335	327.307
3	4	3.991	-13.335	327.307	34	34	3.991	13.335	327.307
4	4	3.991	-14.798	334.792	33	34	3.991	14.798	334.792
4	5	-0.438	-14.798	334.792	33	33	-0.438	14.798	334.792
5	5	-0.438	-13.430	342.670	32	33	-0.438	13.430	342.670
5	6	-4.457	-13.430	342.670	32	32	-4.457	13.430	342.670
6	6	-4.457	-9.655	349.503	31	32	-4.457	9.655	349.503
6	7	-7.346	-9.655	349.503	31	31	-7.346	9.655	349.503
7	7	-7.346	-4.630	354.219	30	31	-7.346	4.630	354.219
7	8	-8.731	-4.630	354.219	30	30	-8.731	4.630	354.219
8	8	-8.731	0.255	356.583	29	30	-8.731	-0.255	356.583
8	9	-8.655	0.255	356.583	29	29	-8.655	-0.255	356.583
9	9	-8.655	3.500	357.069	28	29	-8.655	-3.500	357.069
9	10	-7.608	3.500	357.069	28	28	-7.608	-3.500	357.069
10	10	-7.608	5.012	356.584	27	28	-7.608	-5.012	356.584
10	11	-6.108	5.012	356.584	27	27	-6.108	-5.012	356.584
11	11	-6.108	6.009	355.626	26	27	-6.108	-6.009	355.626
11	12	-4.309	6.009	355.626	26	26	-4.309	-6.009	355.626
12	12	-4.309	6.963	354.207	25	26	-4.309	-6.963	354.207
12	13	-2.226	6.963	354.207	25	25	-2.226	-6.963	354.207
13	13	-2.226	7.415	352.423	24	25	-2.226	-7.415	352.423
13	14	-0.007	7.415	352.423	24	24	-0.007	-7.415	352.423
14	14	-0.007	7.201	350.459	23	24	-0.007	-7.201	350.459
14	15	2.148	7.201	350.459	23	23	2.148	-7.201	350.459
15	15	2.148	6.244	348.720	22	23	2.148	-6.244	348.720
15	16	4.017	6.244	348.720	22	22	4.017	-6.244	348.720
16	16	4.017	4.758	347.524	21	22	4.017	-4.758	347.524
16	17	5.441	4.758	347.524	21	21	5.441	-4.758	347.524
17	17	5.441	3.027	346.814	20	21	5.441	-3.027	346.814
17	18	6.347	3.027	346.814	20	20	6.347	-3.027	346.814
18	18	6.347	0.969	346.499	19	20	6.347	-0.969	346.499
18	19	6.637	0.969	346.499	19	19	6.637	-0.969	346.499

## 6-2 地震時断面力算定

## (1) フレーム条件

本検討では、全周に地盤バネを配置するものとし、拘束点は設けない。  
尚、地盤バネ及び地震力については、法線・接線方向モデルとして扱う。

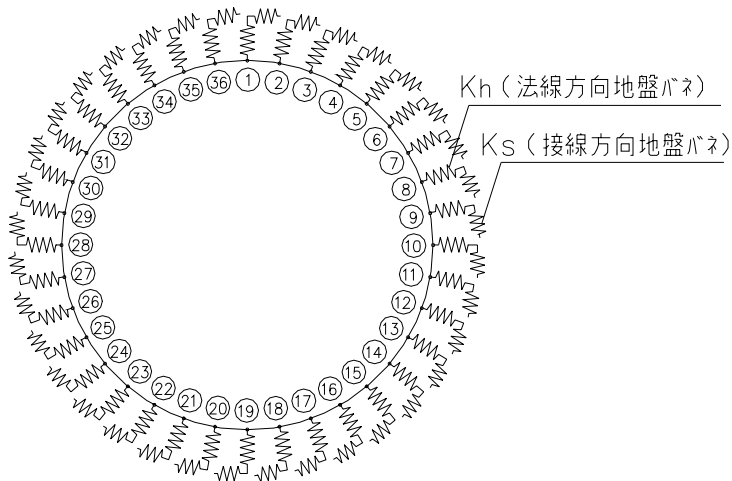


図.6.2.1 地震時断面力算定フレームモデル

(2) 水平方向地盤バネ定数:  $K_h$ 及びせん断バネ定数:  $K_s$ の算定

地盤バネ定数(水平方向地盤反力係数) $K_h$ は次式により求める。

$$K_h = K_{h0} \cdot (B_h / 0.3)^{-3/4}$$

$$K_{h0} = 1 / 0.3 \cdot E_0$$

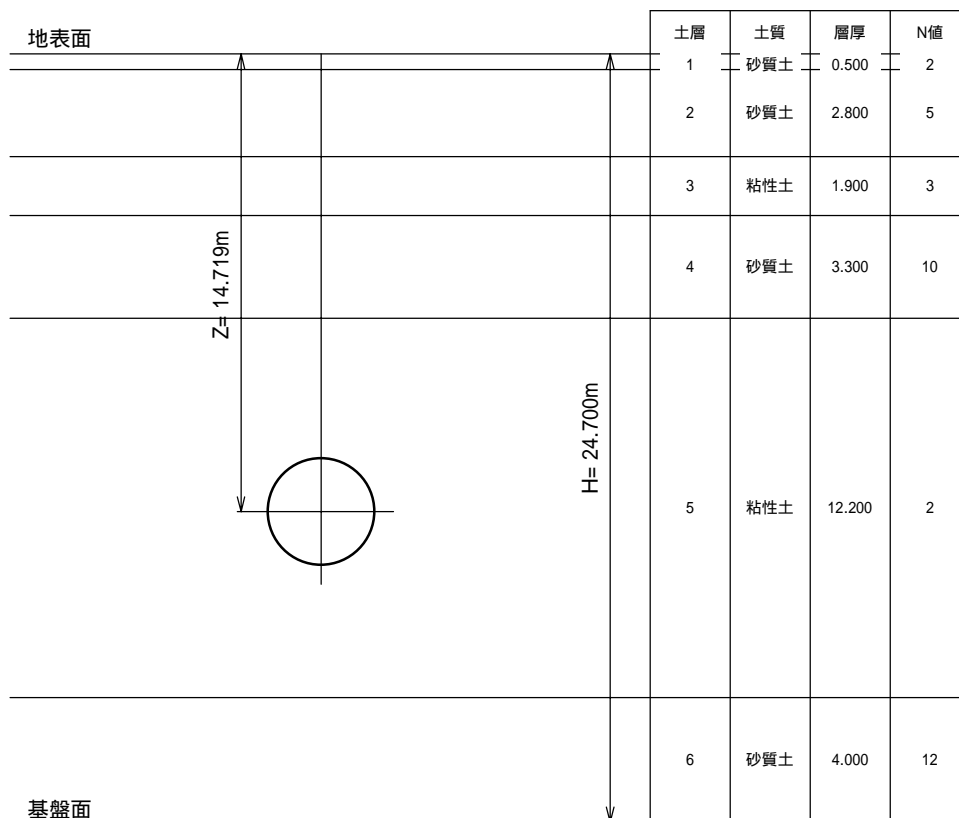
$$B_h = \sqrt{B \cdot D_c}$$

ここに、 $B$	: シールド管路の奥行長	10.00 (m)
$D_c$	: セグメント図心径	3.4336(m)
	: 補正係数	1.0
$E_0$	: 地盤の変形係数	$E_0 = 2800 \cdot N$ 値 (kN/m <sup>2</sup> )

またせん断バネ定数 $K_s$ は

$$K_s : 0.3 \cdot K_h \text{ とする。}$$

## (3)各層の地盤バネ定数及びせん断バネ定数



土層	土質名称	層厚	N値	$E_0$ (kN/m <sup>2</sup> )	$B_h$ (m)	$K_{h0}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$K_h$ (kN/m <sup>3</sup> )	$K_s$ (kN/m <sup>3</sup> )
1	砂質土	0.500	2	5600	5.860	18667	2009.021	602.706
2	砂質土	2.800	5	14000	5.860	46667	5022.553	1506.766
3	粘性土	1.900	3	8400	5.860	28000	3013.532	904.060
4	砂質土	3.300	10	28000	5.860	93333	10045.106	3013.532
5	粘性土	12.200	2	5600	5.860	18667	2009.021	602.706
6	砂質土	4.000	12	33600	5.860	112000	12054.127	3616.238

## (4)各節点の地盤バネ定数

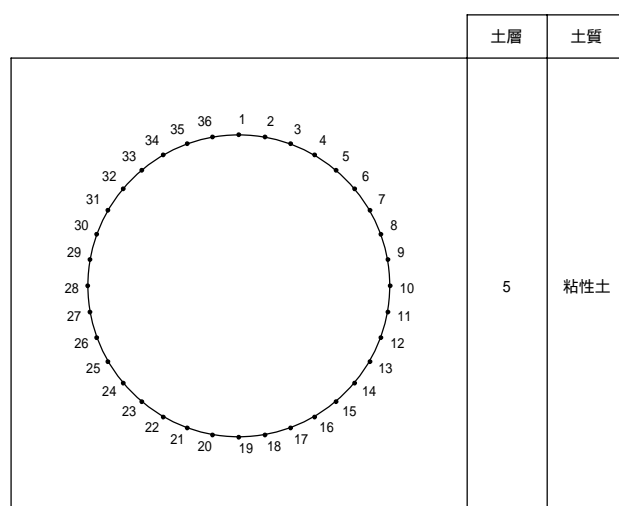


図.6.2.1 各節点が属する土層

節点番号	土層番号	1要素当りの周長 ds(m)	地盤バネ K <sub>h</sub> (kN/m <sup>3</sup> )	せん断バネ K <sub>s</sub> (kN/m <sup>3</sup> )	1要素当り 地盤バネ ds・K <sub>h</sub>	1要素当り せん断バネ ds・K <sub>s</sub>
1		5	2009.021	602.706	601.979	180.594
2	36	5	2009.021	602.706	601.979	180.594
3	35	5	2009.021	602.706	601.979	180.594
4	34	5	2009.021	602.706	601.979	180.594
5	33	5	2009.021	602.706	601.979	180.594
6	32	5	2009.021	602.706	601.979	180.594
7	31	5	2009.021	602.706	601.979	180.594
8	30	5	2009.021	602.706	601.979	180.594
9	29	5	2009.021	602.706	601.979	180.594
10	28	5	2009.021	602.706	601.979	180.594
11	27	5	2009.021	602.706	601.979	180.594
12	26	5	2009.021	602.706	601.979	180.594
13	25	5	2009.021	602.706	601.979	180.594
14	24	5	2009.021	602.706	601.979	180.594
15	23	5	2009.021	602.706	601.979	180.594
16	22	5	2009.021	602.706	601.979	180.594
17	21	5	2009.021	602.706	601.979	180.594
18	20	5	2009.021	602.706	601.979	180.594
19		5	2009.021	602.706	601.979	180.594

## (5)地震力の算定

地盤の応答変位は、次式にて法線方向成分と接線方向成分に分解し求める。

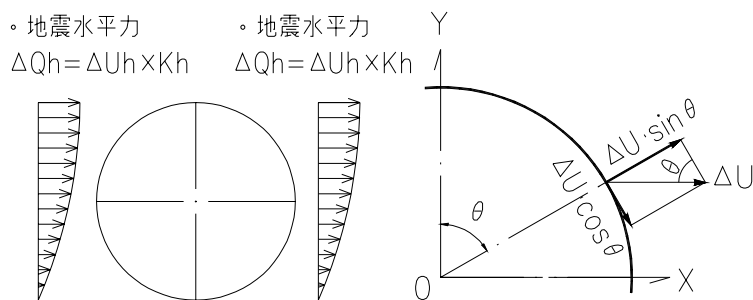


図.6.2.2 地震時荷重

地盤の応答変位は次式にて法線方向成分と接線方向成分に分解する。

a)地震時水平変位 
$$U_{h(z)} = \frac{2}{2} \cdot S_v \cdot T_s \cdot \cos\left(\frac{Z}{2H}\right)$$

b)法線方向成分 =  $U \cdot \sin$  (m)

c)接線方向成分 =  $U \cdot \cos$  (m)

地震力については、法線方向と接線方向に対し各々の地盤バネ定数を乗ずる。

a)法線方向地震力  $q_k = U \cdot \sin \cdot ds \cdot K_h$  (kN/m)

b)接線方向地震力  $q_j = U \cdot \cos \cdot ds \cdot K_s$  (kN/m)

節点 番号	深度 Z(m)	水平変位 $U_{h(z)}$ (m)	相対変位 U(m)	法線方向地 震変位成分 $U \cdot \sin$ (m)	接線方向地 震変位成分 $U \cdot \cos$ (m)	1要素長当り 地盤バネ定数 $ds \cdot K_h$ (kN/m <sup>2</sup> )	1要素長当り せん断バネ定数 $ds \cdot K_s$ (kN/m <sup>2</sup> )	法線方向 地震力 $q_k$ (kN/m)	接線方向 地震力 $q_j$ (kN/m)
1	13.0022	0.0969	0.0251	0.0000	0.0251	601.979	180.594	0.000	4.533
2	13.0283	0.0968	0.0250	0.0043	0.0246	601.979	180.594	2.613	4.446
3	13.1057	0.0962	0.0244	0.0083	0.0229	601.979	180.594	5.024	4.141
4	13.2322	0.0954	0.0236	0.0118	0.0204	601.979	180.594	7.103	3.691
5	13.4039	0.0942	0.0224	0.0144	0.0172	601.979	180.594	8.668	3.099
6	13.6155	0.0928	0.0210	0.0161	0.0135	601.979	180.594	9.684	2.438
7	13.8606	0.0910	0.0192	0.0166	0.0096	601.979	180.594	10.010	1.734
8	14.1318	0.0891	0.0173	0.0163	0.0059	601.979	180.594	9.786	1.069
9	14.4209	0.0871	0.0153	0.0151	0.0027	601.979	180.594	9.070	0.480
10	14.7190	0.0849	0.0131	0.0131	0.0000	601.979	180.594	7.886	0.000
11	15.0171	0.0827	0.0109	0.0107	-0.0019	601.979	180.594	6.462	-0.342
12	15.3062	0.0805	0.0087	0.0082	-0.0030	601.979	180.594	4.921	-0.537
13	15.5774	0.0785	0.0067	0.0058	-0.0034	601.979	180.594	3.493	-0.605
14	15.8225	0.0766	0.0048	0.0037	-0.0031	601.979	180.594	2.213	-0.557
15	16.0341	0.0750	0.0032	0.0021	-0.0025	601.979	180.594	1.238	-0.443
16	16.2058	0.0736	0.0018	0.0009	-0.0016	601.979	180.594	0.542	-0.282
17	16.3323	0.0726	0.0008	0.0003	-0.0008	601.979	180.594	0.165	-0.136
18	16.4097	0.0720	0.0002	0.0000	-0.0002	601.979	180.594	0.021	-0.036
19	16.4358	0.0718	0.0000	0.0000	0.0000	601.979	180.594	0.000	0.000
20	16.4097	0.0720	0.0002	0.0000	-0.0002	601.979	180.594	-0.021	-0.036
21	16.3323	0.0726	0.0008	-0.0003	-0.0008	601.979	180.594	-0.165	-0.136
22	16.2058	0.0736	0.0018	-0.0009	-0.0016	601.979	180.594	-0.542	-0.282
23	16.0341	0.0750	0.0032	-0.0021	-0.0025	601.979	180.594	-1.238	-0.443
24	15.8225	0.0766	0.0048	-0.0037	-0.0031	601.979	180.594	-2.213	-0.557
25	15.5774	0.0785	0.0067	-0.0058	-0.0034	601.979	180.594	-3.493	-0.605
26	15.3062	0.0805	0.0087	-0.0082	-0.0030	601.979	180.594	-4.921	-0.537
27	15.0171	0.0827	0.0109	-0.0107	-0.0019	601.979	180.594	-6.462	-0.342
28	14.7190	0.0849	0.0131	-0.0131	0.0000	601.979	180.594	-7.886	0.000
29	14.4209	0.0871	0.0153	-0.0151	0.0027	601.979	180.594	-9.070	0.480
30	14.1318	0.0891	0.0173	-0.0163	0.0059	601.979	180.594	-9.786	1.069
31	13.8606	0.0910	0.0192	-0.0166	0.0096	601.979	180.594	-10.010	1.734
32	13.6155	0.0928	0.0210	-0.0161	0.0135	601.979	180.594	-9.684	2.438
33	13.4039	0.0942	0.0224	-0.0144	0.0172	601.979	180.594	-8.668	3.099
34	13.2322	0.0954	0.0236	-0.0118	0.0204	601.979	180.594	-7.103	3.691
35	13.1057	0.0962	0.0244	-0.0083	0.0229	601.979	180.594	-5.024	4.141
36	13.0283	0.0968	0.0250	-0.0043	0.0246	601.979	180.594	-2.613	4.446

## (6)地震時節点変位

節点 番号	X方向変位 (m)	Y方向変位 (m)	回轉變位 (m)	節点 番号	X方向変位 (m)	Y方向変位 (m)	回轉變位 (m)
1	0.021231	0.000000	-0.000086				
2	0.021227	-0.000047	-0.000298	36	0.021227	0.000047	-0.000298
3	0.021181	-0.000212	-0.000912	35	0.021181	0.000212	-0.000912
4	0.021008	-0.000580	-0.001854	34	0.021008	0.000580	-0.001854
5	0.020591	-0.001173	-0.003014	33	0.020591	0.001173	-0.003014
6	0.019821	-0.001940	-0.004254	32	0.019821	0.001940	-0.004254
7	0.018630	-0.002772	-0.005428	31	0.018630	0.002772	-0.005428
8	0.017021	-0.003521	-0.006394	30	0.017021	0.003521	-0.006394
9	0.015070	-0.004042	-0.007035	29	0.015070	0.004042	-0.007035
10	0.012927	-0.004230	-0.007273	28	0.012927	0.004230	-0.007273
11	0.010777	-0.004042	-0.007074	27	0.010777	0.004042	-0.007074
12	0.008811	-0.003517	-0.006461	26	0.008811	0.003517	-0.006461
13	0.007182	-0.002758	-0.005505	25	0.007182	0.002758	-0.005505
14	0.005973	-0.001914	-0.004321	24	0.005973	0.001914	-0.004321
15	0.005191	-0.001135	-0.003053	23	0.005191	0.001135	-0.003053
16	0.004771	-0.000538	-0.001855	22	0.004771	0.000538	-0.001855
17	0.004600	-0.000175	-0.000874	21	0.004600	0.000175	-0.000874
18	0.004558	-0.000025	-0.000232	20	0.004558	0.000025	-0.000232
19	0.004556	0.000000	-0.000009				

## (7)地震時断面力

要素 番号	節点 番号	曲げモーメント M(kN・m)	せん断力 Q(kN)	軸力 N(kN)	要素 番号	節点 番号	曲げモーメント M(kN・m)	せん断力 Q(kN)	軸力 N(kN)
1	1	0.000	-6.178	0.892	36	1	0.000	-6.178	-0.892
1	2	-1.849	-6.178	0.892	36	36	1.849	-6.178	-0.892
2	2	-1.849	-5.451	2.580	35	36	1.849	-5.451	-2.580
2	3	-3.480	-5.451	2.580	35	35	3.480	-5.451	-2.580
3	3	-3.480	-4.093	3.951	34	35	3.480	-4.093	-3.951
3	4	-4.705	-4.093	3.951	34	34	4.705	-4.093	-3.951
4	4	-4.705	-2.235	4.859	33	34	4.705	-2.235	-4.859
4	5	-5.374	-2.235	4.859	33	33	5.374	-2.235	-4.859
5	5	-5.374	-0.112	5.179	32	33	5.374	-0.112	-5.179
5	6	-5.407	-0.112	5.179	32	32	5.407	-0.112	-5.179
6	6	-5.407	2.066	4.876	31	32	5.407	2.066	-4.876
6	7	-4.789	2.066	4.876	31	31	4.789	2.066	-4.876
7	7	-4.789	3.975	3.964	30	31	4.789	3.975	-3.964
7	8	-3.600	3.975	3.964	30	30	3.600	3.975	-3.964
8	8	-3.600	5.433	2.557	29	30	3.600	5.433	-2.557
8	9	-1.974	5.433	2.557	29	29	1.974	5.433	-2.557
9	9	-1.974	6.289	0.819	28	29	1.974	6.289	-0.819
9	10	-0.092	6.289	0.819	28	28	0.092	6.289	-0.819
10	10	-0.092	6.373	-1.057	27	28	0.092	6.373	1.057
10	11	1.815	6.373	-1.057	27	27	-1.815	6.373	1.057
11	11	1.815	5.682	-2.835	26	27	-1.815	5.682	2.835
11	12	3.516	5.682	-2.835	26	26	-3.516	5.682	2.835
12	12	3.516	4.266	-4.299	25	26	-3.516	4.266	4.299
12	13	4.792	4.266	-4.299	25	25	-4.792	4.266	4.299
13	13	4.792	2.343	-5.267	24	25	-4.792	2.343	5.267
13	14	5.494	2.343	-5.267	24	24	-5.494	2.343	5.267
14	14	5.494	0.106	-5.610	23	24	-5.494	0.106	5.610
14	15	5.525	0.106	-5.610	23	23	-5.525	0.106	5.610
15	15	5.525	-2.145	-5.288	22	23	-5.525	-2.145	5.288
15	16	4.884	-2.145	-5.288	22	22	-4.884	-2.145	5.288
16	16	4.884	-4.165	-4.318	21	22	-4.884	-4.165	4.318
16	17	3.637	-4.165	-4.318	21	21	-3.637	-4.165	4.318
17	17	3.637	-5.675	-2.819	20	21	-3.637	-5.675	2.819
17	18	1.939	-5.675	-2.819	20	20	-1.939	-5.675	2.819
18	18	1.939	-6.479	-0.980	19	20	-1.939	-6.479	0.980
18	19	0.000	-6.479	-0.980	19	19	0.000	-6.479	0.980

## (8)常時 + 地震時節点変位

節点番号	X方向変位 (m)	Y方向変位 (m)	回転変位 (m)	節点番号	X方向変位 (m)	Y方向変位 (m)	回転変位 (m)
1	0.026773	-0.008114	-0.000086				
2	0.026688	-0.007759	0.002293	36	0.026848	-0.007666	-0.002890
3	0.026819	-0.006818	0.003837	35	0.026627	-0.006394	-0.005661
4	0.027236	-0.005641	0.004273	34	0.025863	-0.004480	-0.007981
5	0.027822	-0.004591	0.003522	33	0.024443	-0.002246	-0.009550
6	0.028304	-0.003932	0.001718	32	0.022421	-0.000051	-0.010227
7	0.028352	-0.003742	-0.000814	31	0.019991	0.001802	-0.010042
8	0.027696	-0.003905	-0.003630	30	0.017428	0.003137	-0.009157
9	0.026222	-0.004166	-0.006272	29	0.015002	0.003919	-0.007798
10	0.024010	-0.004230	-0.008382	28	0.012927	0.004230	-0.006164
11	0.021297	-0.003864	-0.009762	27	0.011341	0.004220	-0.004387
12	0.018404	-0.002957	-0.010347	26	0.010301	0.004076	-0.002575
13	0.015662	-0.001539	-0.010143	25	0.009784	0.003978	-0.000866
14	0.013347	0.000235	-0.009216	24	0.009682	0.004063	0.000575
15	0.011636	0.002122	-0.007702	23	0.009829	0.004392	0.001596
16	0.010575	0.003853	-0.005794	22	0.010049	0.004929	0.002085
17	0.010085	0.005197	-0.003725	21	0.010197	0.005547	0.001977
18	0.009995	0.006013	-0.001726	20	0.010205	0.006062	0.001262
19	0.010097	0.006273	-0.000009				

## (9)常時 + 地震時断面力

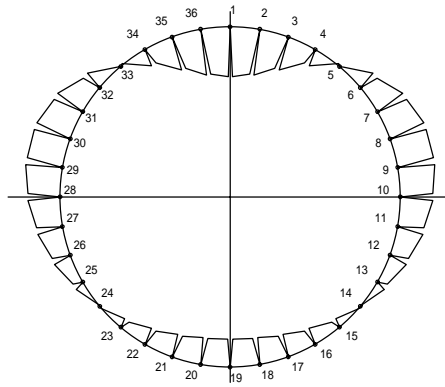
要素番号	節点番号	曲げモーメント M(kN・m)	せん断力 Q(kN)	軸力 N(kN)	要素番号	節点番号	曲げモーメント M(kN・m)	せん断力 Q(kN)	軸力 N(kN)
1	1	11.747	-9.452	319.135	36	1	11.747	-2.904	317.351
1	2	8.918	-9.452	319.135	36	36	12.616	-2.904	317.351
2	2	8.918	-14.759	324.030	35	36	12.616	3.857	318.870
2	3	4.502	-14.759	324.030	35	35	11.462	3.857	318.870
3	3	4.502	-17.428	331.258	34	35	11.462	9.242	323.356
3	4	-0.714	-17.428	331.258	34	34	8.696	9.242	323.356
4	4	-0.714	-17.033	339.651	33	34	8.696	12.563	329.933
4	5	-5.812	-17.033	339.651	33	33	4.936	12.563	329.933
5	5	-5.812	-13.542	347.849	32	33	4.936	13.318	337.491
5	6	-9.864	-13.542	347.849	32	32	0.950	13.318	337.491
6	6	-9.864	-7.589	354.379	31	32	0.950	11.721	344.627
6	7	-12.135	-7.589	354.379	31	31	-2.557	11.721	344.627
7	7	-12.135	-0.655	358.183	30	31	-2.557	8.605	350.255
7	8	-12.331	-0.655	358.183	30	30	-5.131	8.605	350.255
8	8	-12.331	5.688	359.140	29	30	-5.131	5.178	354.026
8	9	-10.629	5.688	359.140	29	29	-6.681	5.178	354.026
9	9	-10.629	9.789	357.888	28	29	-6.681	2.789	356.250
9	10	-7.700	9.789	357.888	28	28	-7.516	2.789	356.250
10	10	-7.700	11.385	355.527	27	28	-7.516	1.361	357.641
10	11	-4.293	11.385	355.527	27	27	-7.923	1.361	357.641
11	11	-4.293	11.691	352.791	26	27	-7.923	-0.327	358.461
11	12	-0.793	11.691	352.791	26	26	-7.825	-0.327	358.461
12	12	-0.793	11.229	349.908	25	26	-7.825	-2.697	358.506
12	13	2.566	11.229	349.908	25	25	-7.018	-2.697	358.506
13	13	2.566	9.758	347.156	24	25	-7.018	-5.072	357.690
13	14	5.487	9.758	347.156	24	24	-5.501	-5.072	357.690
14	14	5.487	7.307	344.849	23	24	-5.501	-7.095	356.069
14	15	7.673	7.307	344.849	23	23	-3.377	-7.095	356.069
15	15	7.673	4.099	343.432	22	23	-3.377	-8.389	354.008
15	16	8.901	4.099	343.432	22	22	-0.867	-8.389	354.008
16	16	8.901	0.593	343.206	21	22	-0.867	-8.923	351.842
16	17	9.078	0.593	343.206	21	21	1.804	-8.923	351.842
17	17	9.078	-2.648	343.995	20	21	1.804	-8.702	349.633
17	18	8.286	-2.648	343.995	20	20	4.408	-8.702	349.633
18	18	8.286	-5.510	345.519	19	20	4.408	-7.448	347.479
18	19	6.637	-5.510	345.519	19	19	6.637	-7.448	347.479

符号	要素	節点	M(kN・m)	N(kN)	Qmax(kN)
+Mmax	36	36	12.616	317.351	-17.428
-Mmax	7	8	-12.331	358.183	

## 6-3 断面力図

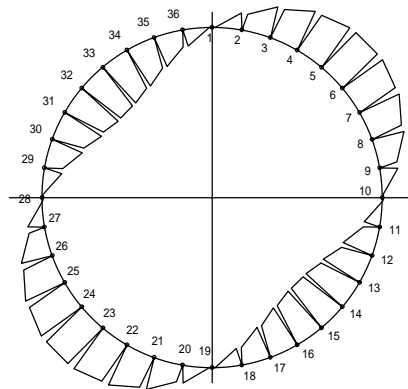
## (1) 曲げモーメント図

## a) 常時曲げモーメント



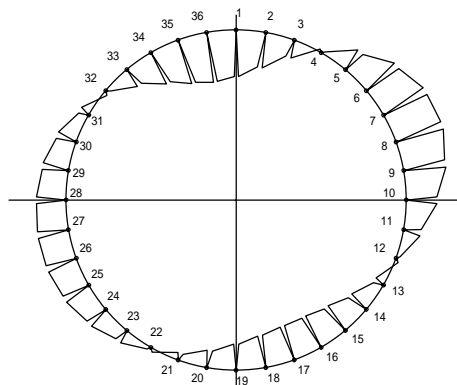
正の最大曲げモーメントが発生する要素 = 0  
 正の最大曲げモーメントが発生する節点 = 0  
 正の最大曲げモーメント = 11.747 (kN·m)  
 負の最大曲げモーメントが発生する要素 = 7  
 負の最大曲げモーメントが発生する節点 = 8  
 負の最大曲げモーメント = -8.731 (kN·m)

## b) 地震時曲げモーメント



正の最大曲げモーメントが発生する要素 = 14  
 正の最大曲げモーメントが発生する節点 = 15  
 正の最大曲げモーメント = 5.525 (kN·m)  
 負の最大曲げモーメントが発生する要素 = 22  
 負の最大曲げモーメントが発生する節点 = 23  
 負の最大曲げモーメント = -5.525 (kN·m)

## c) 常時+地震時曲げモーメント

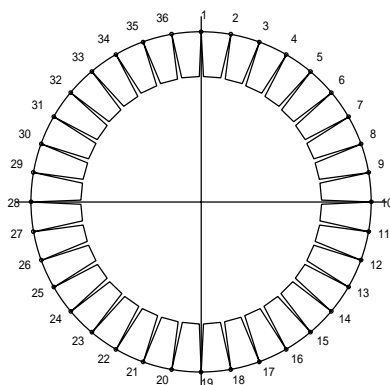


正の最大曲げモーメントが発生する要素 = 36  
 正の最大曲げモーメントが発生する節点 = 36  
 正の最大曲げモーメント = 12.616 (kN·m)  
 負の最大曲げモーメントが発生する要素 = 7  
 負の最大曲げモーメントが発生する節点 = 8  
 負の最大曲げモーメント = -12.331 (kN·m)



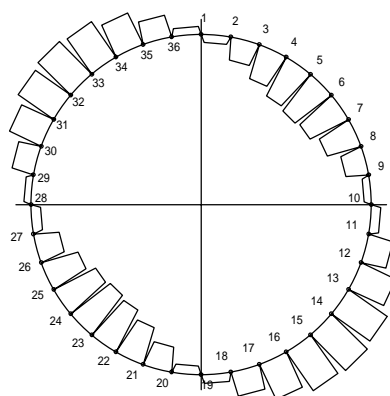
## (2)軸力図

## a)常時軸力



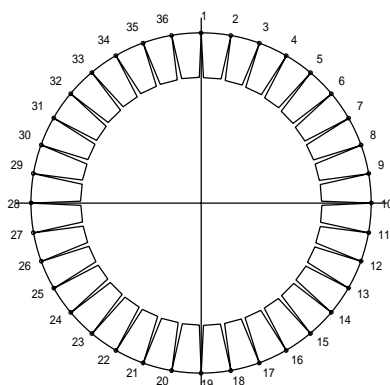
正の最大曲げモーメントが発生する要素 = 0  
 正の最大曲げモーメントが発生する節点 = 0  
 正の最大曲げモーメント位置軸力 = 0.000 (kN)  
 負の最大曲げモーメントが発生する要素 = 7  
 負の最大曲げモーメントが発生する節点 = 8  
 負の最大曲げモーメント位置軸力 = 354.219 (kN)

## b)地震時軸力



正の最大曲げモーメントが発生する要素 = 14  
 正の最大曲げモーメントが発生する節点 = 15  
 正の最大曲げモーメント位置軸力 = -5.610 (kN)  
 負の最大曲げモーメントが発生する要素 = 22  
 負の最大曲げモーメントが発生する節点 = 23  
 負の最大曲げモーメント位置軸力 = 5.288 (kN)

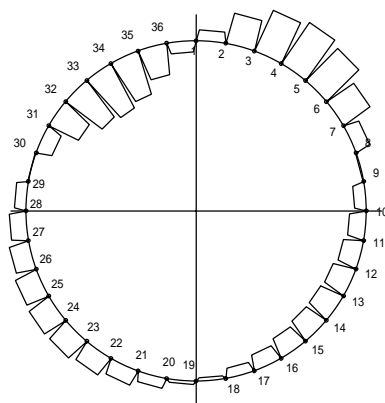
## c)常時+地震時軸力



正の最大曲げモーメントが発生する要素 = 36  
 正の最大曲げモーメントが発生する節点 = 36  
 正の最大曲げモーメント位置軸力 = 317.351 (kN)  
 負の最大曲げモーメントが発生する要素 = 7  
 負の最大曲げモーメントが発生する節点 = 8  
 負の最大曲げモーメント位置軸力 = 358.183 (kN)

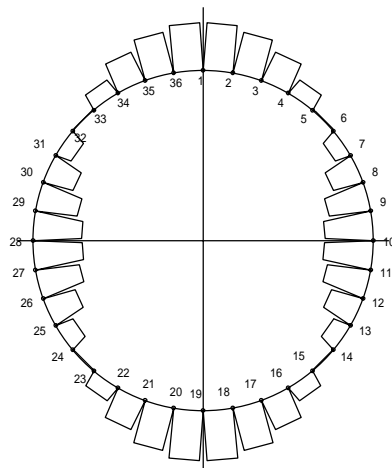
## (3)せん断力図

## a)常時せん断力



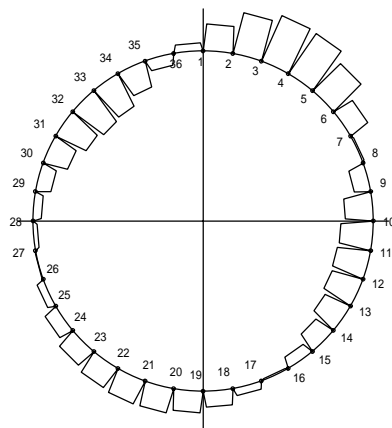
最大せん断力が発生する要素 = 4  
 最大せん断力が発生する節点 = 4  
 最大せん断力 = -14.798 (kN)

## b)地震時せん断力



最大せん断力が発生する要素 = 18  
 最大せん断力が発生する節点 = 18  
 最大せん断力 = -6.479 (kN)

## c)常時+地震時せん断力



最大せん断力が発生する要素 = 3  
 最大せん断力が発生する節点 = 3  
 最大せん断力 = -17.428 (kN)

## 6-4 全塑性モーメントによる照査(レベル2地震動想定)

## (1) 設計条件

## 1) 部材条件

項目		単位	諸元値
スキンプレート厚	t	m	0.0030
主桁厚	t <sub>r</sub>	m	0.014
セグメント高(桁高)	h	m	0.125
中心軸から外線までの距離	y <sub>0</sub>	m	0.0582

## 2) 断面条件

全塑性モーメントによる照査は『6-2章』で求めた地震時断面力(常時+地震時増分断面力)結果よりおこなう。

符号	節点番号	記号	単位	断面力
+Mmax	36	Mmax	kN・m	12.616
		N	kN	317.351
-Mmax	8	Mmax	kN・m	12.331
		N	kN	358.183

## (2) 全塑性モーメントによる限界曲げ耐力の計算

## 1) 全塑性状態における中立軸から縁端までの距離(m)

軸力Nが作用している全塑性状態での中立軸の位置は下式により求める。

$$y_{po} = \frac{1}{4 \cdot t_r} \cdot \left( \frac{N}{s_y} - 50 \cdot t^2 + 4 \cdot t_r \cdot t + 2 \cdot t_r \cdot h \right)$$

$$y_{pi} = h + t - y_{po}$$

ここに、	N	: 軸力	(kN)
	s <sub>y</sub>	: 鋼材の降伏点(SM490A)	325(N・mm <sup>2</sup> )
	y <sub>po</sub>	: 全塑性状態の中立軸から外縁までの距離	(m)
	y <sub>pi</sub>	: 全塑性状態の中立軸から内縁までの距離	(m)
	t	: スキンプレートの厚さ	0.0030(m)
	t <sub>r</sub>	: 主桁厚	0.014(m)
	h	: セグメント高(桁高)	0.125(m)

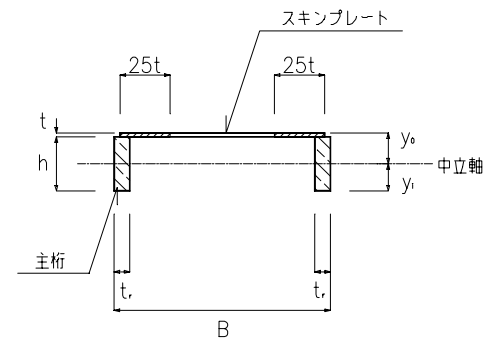


図-6.1.1 主桁断面

これより、限界曲げ耐力 $M_{ud}$ は 部材降伏点 × 中立軸回り断面一次モーメントで示せる。

$$M_{ud} = s_y \cdot \left( 25 \cdot t^2 \cdot 2 \cdot \left( y_0 - \frac{t}{2} \right) + 2 \cdot t_r \cdot (y_{po} - t) \cdot \left( y_0 - \frac{y_{po} - t}{2} - t \right) \right. \\ \left. + 2 \cdot t_r \cdot y_{pi} \cdot \left( h + t - \frac{y_{pi}}{2} - y_0 \right) \right)$$

ここに、 $y_0$  : 中立軸から外縁までの距離 0.0582 (m)

上式により $M_{ud}$ を求めるにあたっては、正曲げと負曲げについて行うものとし、各々下式により照査する。

$$\frac{r_i \cdot M_d}{M_{ud}} \quad 1.0 \quad \text{OK}$$

$M_d$  :  $M_{max}$

$r_i$  : 構造物係数 1.0

これより

a) 正曲げの場合 (節点番号 = 36)

$$M_{max} = 12.616 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$N = 317.351 \text{ kN} \quad \text{より}$$

$$y_{po} = \frac{1}{4 \times 0.014} \times \left( \frac{317.351}{325000} - 50 \times 0.0030^2 + 4 \times 0.014 \times 0.0030 + 2 \times 0.014 \times 0.125 \right)$$

$$= 0.075 \text{ (m)}$$

$$y_{pi} = 0.125 + 0.0030 - 0.075 = 0.053 \text{ (m)}$$

したがって、 $M_{ud}$ は

$$M_{ud} = 325000 \times \left( 25 \times 0.0030^2 \times 2 \times \left( 0.0582 - \frac{0.0030}{2} \right) \right. \\ \left. + 2 \times 0.014 \times (0.075 - 0.0030) \times \left( 0.0582 - \frac{0.075 - 0.0030}{2} - 0.0030 \right) \right. \\ \left. + 2 \times 0.014 \times 0.053 \times \left( 0.125 + 0.0030 - \frac{0.053}{2} - 0.0582 \right) \right)$$

$$= 41.756 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$\text{これより} \quad \frac{r_i \cdot M_d}{M_{ud}} = \frac{1.0 \times 12.616}{41.756} = 0.302 \quad 1.0 \quad \text{OK}$$

これより

b) 負曲げの場合 (節点番号 = 8)

$$\begin{aligned} M_{\max} &= 12.331 \text{ kN}\cdot\text{m} \\ N &= 358.183 \text{ kN} \quad \text{より} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} y_{po} &= \frac{1}{4 \times 0.014} \times \left( \frac{358.183}{325000} \right. \\ &\quad \left. - 50 \times 0.0030^2 + 4 \times 0.014 \times 0.0030 + 2 \times 0.014 \times 0.125 \right) \\ &= 0.077 \text{ (m)} \end{aligned}$$

$$y_{pi} = 0.125 + 0.0030 - 0.077 = 0.051 \text{ (m)}$$

したがって、 $M_{ud}$ は

$$\begin{aligned} M_{ud} &= 325000 \times \left( 25 \times 0.0030^2 \times 2 \times \left( 0.0582 - \frac{0.0030}{2} \right) \right. \\ &\quad \left. + 2 \times 0.014 \times (0.077 - 0.0030) \times \left( 0.0582 - \frac{0.077 - 0.0030}{2} - 0.0030 \right) \right. \\ &\quad \left. + 2 \times 0.014 \times 0.051 \times \left( 0.125 + 0.0030 - \frac{0.051}{2} - 0.0582 \right) \right) \\ &= 41.108 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

$$\text{これより} \quad \frac{r_i \cdot M_d}{M_{ud}} = \frac{1.0 \times 12.331}{41.108} = 0.300 \quad 1.0 \quad \text{OK}$$

(3) ボルトの応力度

1) ボルト諸元

項目		単位	諸元値
ボルト径			M - 20
ボルト長	IB	mm	0.0200
有効断面積	An	m <sup>2</sup>	0.000245
軸断面積	Ab	m <sup>2</sup>	0.000314
セグメント継ボルト	n <sub>sb</sub>	本	4

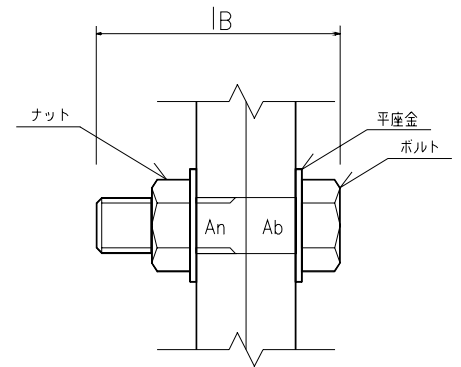


図-6.4.1 セグメント継ボルト

2) 引張力に対する検討

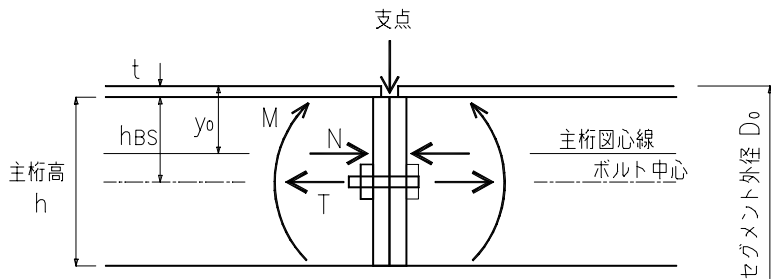


図-6.4.2 継手部に作用する応力

セグメント継ぎボルトのリング当りの引張力は、上図に示すとおり、継ぎ手部に作用する曲げモーメントMと軸力Nにより、継手板端部を支点として回転する場合を想定し下式で求める。

$$T = \frac{(M \cdot (1 - \quad) - N \cdot (y_0 - t)) \cdot B}{n_{sb} \cdot h_{BS}}$$

- ここに、 T : ボルト1本当りに作用する引張力 (N/Ring)
- y<sub>0</sub> : 主桁外縁からセグメント断面図心までの距離 0.0582 (m)
- t : スキンプレート厚 0.0030 (m)
- h<sub>BS</sub> : 主桁外縁からボルト位置までの距離 0.0750 (m)
- B : セグメント幅 1.00 (m)
- : 曲げモーメントの割増率 0 (%)

## 3)曲げに対する引張力

(a)正曲げに対する引張力 :  $T_1$  ( 節点番号 = 36 )最大曲げモーメント  $M = 12.616$  (kN・m/m)節点番号 = 36 位置軸力  $N = 317.351$  (kN/m)

・ボルトに発生する引張力

$$T_1 = \frac{(12.616 \times (1 - 0.00) - 317.351 \times (0.0582 - 0.0030)) \times 1.00}{4 \times 0.0750} = -16.339 \text{ (kN)}$$

 $T_1 = 0$ なのでボルトに引張力は働かない。

・ボルトに発生する応力度

$$B_1 = \frac{T_1}{A_n} = \frac{-16.339}{0.000245} = -66690 \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad -66.7 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

 $T_1$  : 正曲げに対するボルトに発生する引張力 (kN) $B_1$  : 正曲げに対するボルトに発生する応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

4) せん断力に対する検討

a) K型セグメントの継手部に対する検討

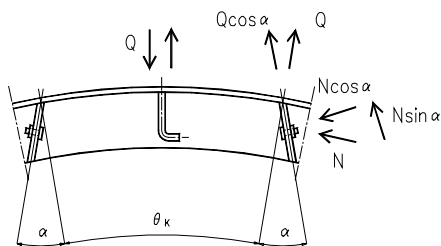


図-6.4.3 K型セグメント継手部に作用する応力

継手角度 = 14.5 °

$$\text{せん断力 } Q_k = N \cdot (\sin \alpha - f' \cdot \cos \alpha) - Q \cdot (\cos \alpha + f' \cdot \sin \alpha)$$

但し、 $f' = 0.3$  (鋼の摩擦係数)

K型セグメントの継手位置は  $\kappa = 0^\circ \sim 50^\circ$  の範囲内にあるので、この範囲に作用するせん断力 $Q_k$ を求め、検討する。

せん断力の計算結果

要素番号	節点番号	軸力 N (kN/m)	せん断力 Q (kN/m)	$N \cdot (\sin \alpha - f' \cdot \cos \alpha)$	$Q \cdot (\cos \alpha + f' \cdot \sin \alpha)$	合計せん断力 $Q_k$ (kN/m)
1	1	319.135	-9.452	-12.786	-9.861	-2.925
1	2	319.135	-9.452	-12.786	-9.861	-2.925
2	2	324.030	-14.759	-12.982	-15.397	2.415
2	3	324.030	-14.759	-12.982	-15.397	2.415
3	3	331.258	-17.428	-13.272	-18.182	4.910
3	4	331.258	-17.428	-13.272	-18.182	4.910
4	4	339.651	-17.033	-13.608	-17.770	4.162
4	5	339.651	-17.033	-13.608	-17.770	4.162
5	5	347.849	-13.542	-13.936	-14.128	0.192
5	6	347.849	-13.542	-13.936	-14.128	0.192
6	6	354.379	-7.589	-14.198	-7.917	-6.281

K部最大せん断力( $Q_{kmax}$ )は

$$Q_{kmax} = 4.910 \text{ (kN/m)}$$

これを1Ring当りに換算すると

$$Q_{kmax} = Q_{kmax} \cdot B = 4.910 \times 1.00 = 4.910 \text{ (kN/Ring)}$$

となり、これより使用ボルトのせん断応力度  $B_K$ を求める。

$$B_K = \frac{Q_{kmax}}{n_{sb} \cdot A_b} = \frac{4.910}{4 \times 0.000314} = 3909 \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad 3.9 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$



## b) 最大せん断力に対する検討

$Q_{max}$ を1リング当りに換算

$$Q_{max} = Q_{max} \cdot B = -17.428 \times 1.000 = -17.428$$

$$B = \frac{Q_{max}}{n_{sb} \cdot A_b} = \frac{17.428}{4 \times 0.000314}$$

$$= 13876 \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad 13.9 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

## (4) 断面力一覧表

## a) シールド鉛直断面の検討一覧表

符号	節点番号	$y_{po}$ (m)	$M_d(=M_{max})$ (kN·m)	$M_{ud}$ (kN·m)	$\frac{1.0 \cdot M_d}{M_{ud}}$	判定
		$y_{pi}$ (m)				
+Mmax	36	0.075	12.616	41.756	0.302	OK
		0.053				
-Mmax	8	0.077	-12.331	41.108	0.300	OK
		0.051				

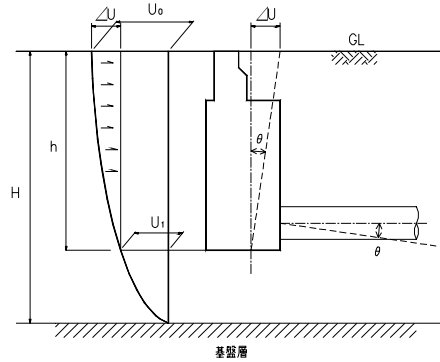
## b) ボルト応力度一覧表

ボルト	単位	耐力	引張強度	発生応力度	判定
正曲げ引張応力度	N/mm <sup>2</sup>	660	830	働かない	OK
せん断応力度(K型)	N/mm <sup>2</sup>	381	-	3.9	-
せん断応力度(最大)	N/mm <sup>2</sup>	381	-	13.9	-

## 7. 構造物躯体とシールド管路接合部についての検討

構造物躯体とシールド管路接続部については「下水道協会指針」に示す『§ 16 差し込み継手構造の円形管渠』に基づき行う。

### 7-1 構造物躯体とシールド管路の屈曲角(回転角)の算定



$$= \tan^{-1} ( U / h )$$

$$U_h(z) = \frac{2}{2} Sv \cdot Ts \cdot \cos \left( \frac{h}{2H} \right)$$

$$U = U_{h(0)} - U_{h(h)}$$

ここで、	: 躯体とシールドトンネルの回転角	(rad)
Z	: 地表面からの深さ	(m)
$U_{h(z)}$	: 地表面から深さZにおける最大変位振幅	(m)
h	: 躯体の深さ	17.000 (m)
$Sv$	: 基盤面における速度応答スペクトル	0.800 (m/sec)
H	: 表層地盤層	24.700 (m)
$Ts$	: 基盤の固有周期	0.883 (sec)
$U_{h(0)}$	: 地盤面での最大変位	(m)
$U_{h(h)}$	: 構造物躯体下面位置最大変位	(m)

#### 1) 地盤変位の算定

##### a) 地表面での変位 ; $U_{h(0)}$

$$U_{h(0)} = \frac{2}{2} \times 0.800 \times 0.883 \times \cos 0 = 0.143 \text{ (m)}$$

b) 構造物躯体下面での変位 ;  $U_{h(h)}$

$$U_{h(h)} = \frac{2}{2} \times 0.800 \times 0.883 \times \cos \left( \frac{\times 17.000}{2 \times 24.700} \right) = 0.067 \text{ (m)}$$

c) 地表と構造物躯体下面間の相対変位 ;  $U$

$$U = U_{h(0)} - U_{h(h)} = 0.143 - 0.067 = 0.076 \text{ (m)}$$

2) 躯体とシールドの屈曲角

$$\begin{aligned} &= \tan^{-1} \left( \frac{U}{h} \right) \\ &= \tan^{-1} \left( \frac{0.076}{17.000} \right) \\ &= 0.0045 \text{ (rad)} = 0.258^\circ \end{aligned}$$

## 7-2 構造物躯体からシールド管路の抜き出し量の算定

$$\text{抜き出し量} = g \cdot l$$

$$\text{但し } g (\text{地盤ひずみ}) = \left( \frac{\quad}{L} \right) \cdot U_h(z)$$

ここで、

$U_h(z)$ : トンネル位置での地盤変位	(m)
$L$ : 地盤振動の波長(調和平均波長)	(m)
$l$ : 管の有効長	(m)

a) トンネルの位置地盤変位 ;  $U_h(z)$

$$U_h(z) = \frac{2}{2} S_v \cdot T_s \cdot \cos \left( \frac{h}{2H} \right)$$

但し、構造物接合部における地表面からシールド管路中心位置Zまでの深さ = 14.719 (m)

$$U_h(z) = \frac{2}{2} \times 0.800 \times 0.883 \times \cos \left( \frac{\times 14.719}{2 \times 24.700} \right) = 0.0849 \text{ (m)}$$

b)  $l$  の決定

セグメントの場合、管軸方向リング単位にボルトで接続されている事を考慮し、管の有効長としてはセグメント幅Bとする。

よって、 $l = B = 1.00$  (m)とする。

c) 抜き出し量の算出

$$g = \left( \frac{\quad}{143.9} \right) \times 0.0849 = 0.0019 \text{ より}$$

以上の結果よりシールド管路の抜き出し量は

$$= g \times l = 0.0019 \times 1.00 = 0.0019 \text{ (m) となる。}$$

$$= 0.0019 \text{ (m)} \leq \text{シール材の止水可能な目開き量} = 0.003 \text{ m より OK}$$

d) リング継手ボルトのひずみ量 :  $b$

$$b = ( \quad / L_{bc} ) \cdot 100 = ( 1.9000 / 31.0 ) \times 100 = 6.1290 (\%)$$

ここに、  $L_{bc} : 2 \cdot tr_1 + tbW \cdot nbW = 2 \times 14 + 3.0 \times 1 = 31.0 \text{ (mm)}$

$tr_1 : \text{端主桁厚} \quad 14 \text{ (mm)}$

$tbW : \text{平座金の厚さ} \quad 3.0 \text{ (mm)}$

$nbW : \text{平座金の枚数} \quad 1 \text{ (枚)}$

ひずみ量  $b = 6.1290 (\%)$       伸び量基準値 = 22.00 (%)      OK