

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。

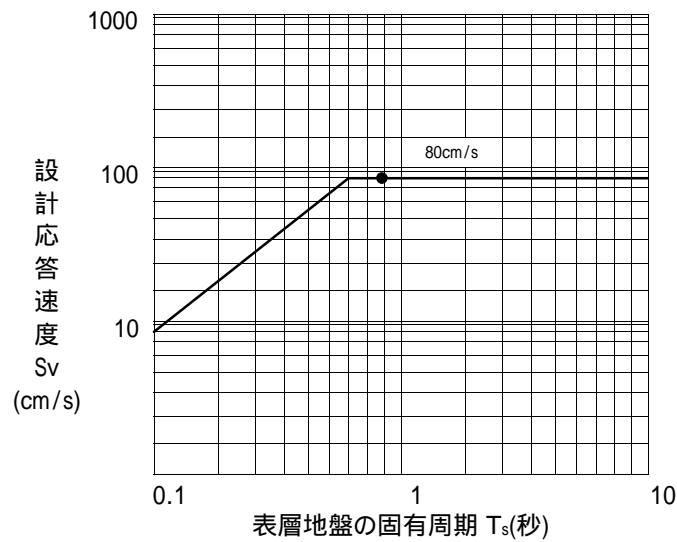


図-1.2.1 設計用応答速度

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 ²				降伏点または耐力 N/mm ²			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 ²
	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 ²]					
	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

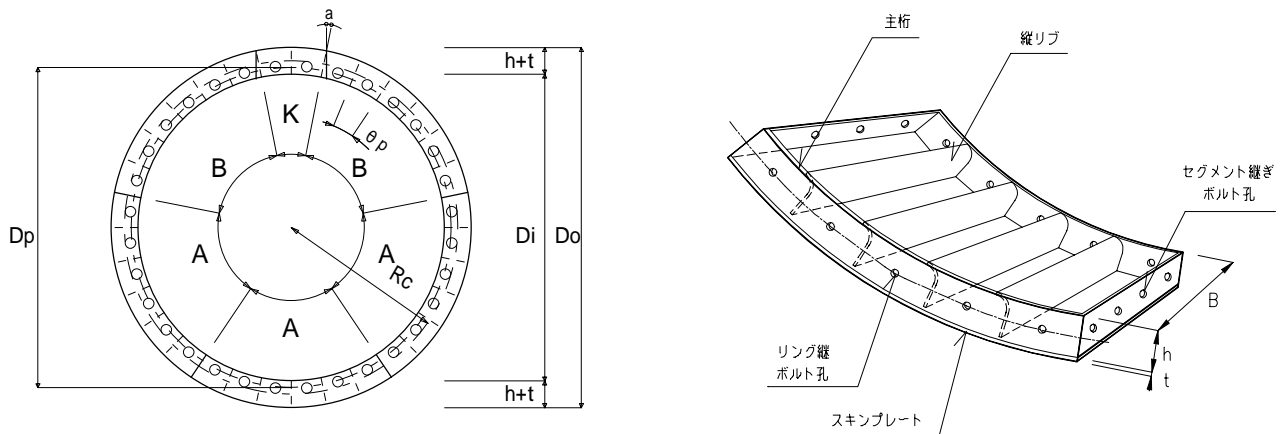


図-2.1.1 セグメント仕様(2本主桁)

(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	Do	m	3.550	
セグメント内径	Di	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	Rc	m	1.7168	1
ボルトサークル径	Dp	m	3.394	
分割数	ns	分割	6	
継手角度		°	14.5	
スキンプレート厚	t	m	0.0030	
主桁厚	tr	m	0.014	
縦リブ厚	ts	m	0.009	
縦リブ中心角	s	°	11.250	

1 図心半径: $Rc = Do / 2 - y_0$ より

$y_0 =$ 主断面の外縁から中立軸までの距離

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

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

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

ここに、 t : スキンプレート厚 0.0030 (m)

tr : 主桁厚 0.014 (m)

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

(2) 継手ボルト仕様

形状寸法

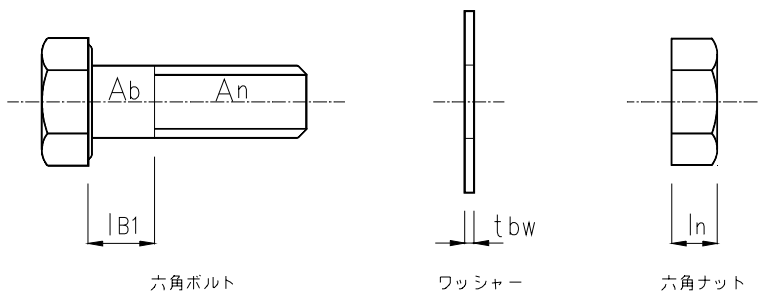


図-2.1.2 継手ボルト仕様

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

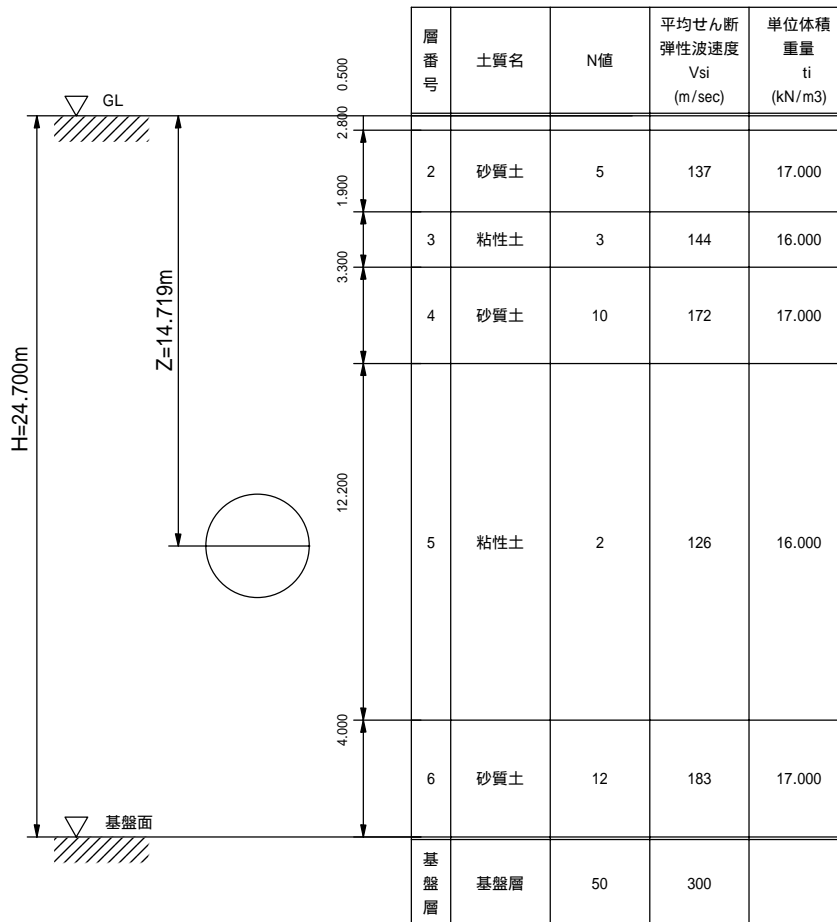


図-2.2.1 表層地盤諸元

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 $\sum H_i/V_{si}$ (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

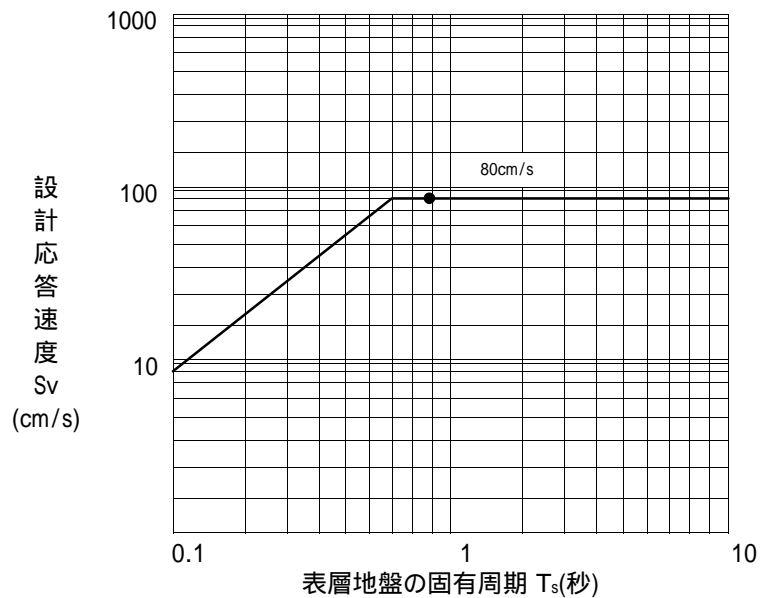


図-3.3.1 設計用応答速度

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/m²)
 g : 重力加速度 9.8 (m/sec²)
 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/m³)

土質	各層厚 H_i (m)	土の単位 体積重量 t_i (kN/m ³)	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/m²)

(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	γ_{eq}	kN/m ³	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 ²	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 ²	25920
地盤のバネ定数(軸直角方向)	K_{g2}	kN/m ²	25920
地盤のバネ定数(鉛直方向)	K_{g3}	kN/m ²	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。

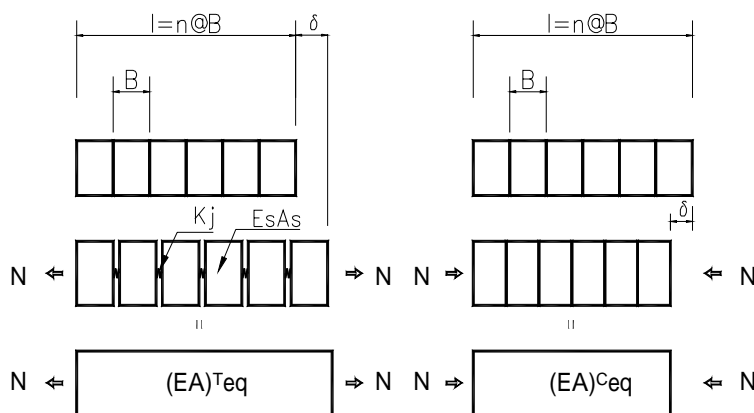


図-4.1.1 等価剛性モデル

(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。

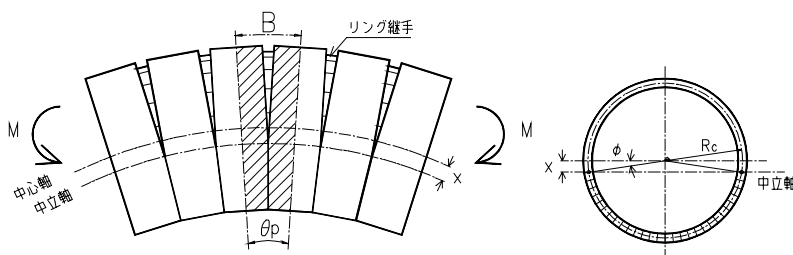


図-4.1.2 セグメントリング曲げ剛性

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。

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

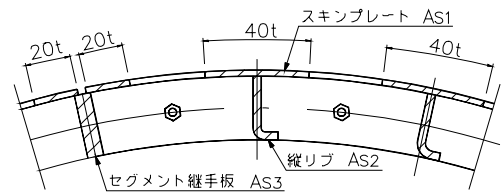


図-4.2.1 スチールセグメント部材詳細図

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 (m²)

A_{s1} : スキンプレートの断面積 0.0115 (m²)

A_{s2} : 縦リブ断面積 0.0445 (m²)

A_{s3} : 継手板の断面 0.0210 (m²)

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) = $2 \cdot Rc + tc$

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

tc : 中空断面の換算高さ (m)

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

ここで Rc : 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 (m²)

これより、

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

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

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/m²)

A_{ss} : 鋼材の管軸方向断面積 0.0770 (m²)

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。

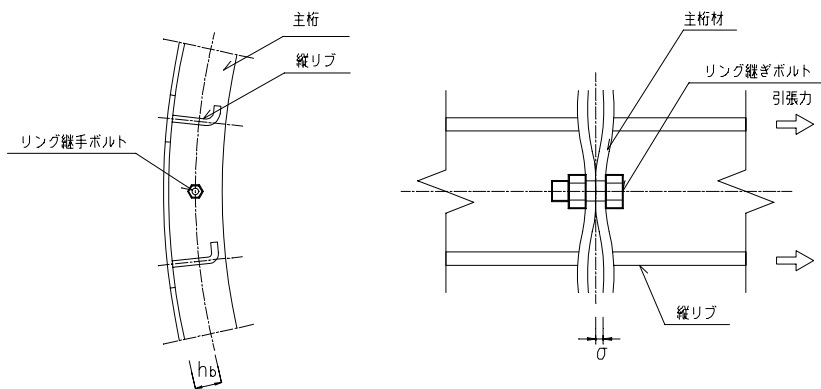


図-4.3.1 リング継手モデル図

(1) 継手ボルト全体の軸剛性の算定

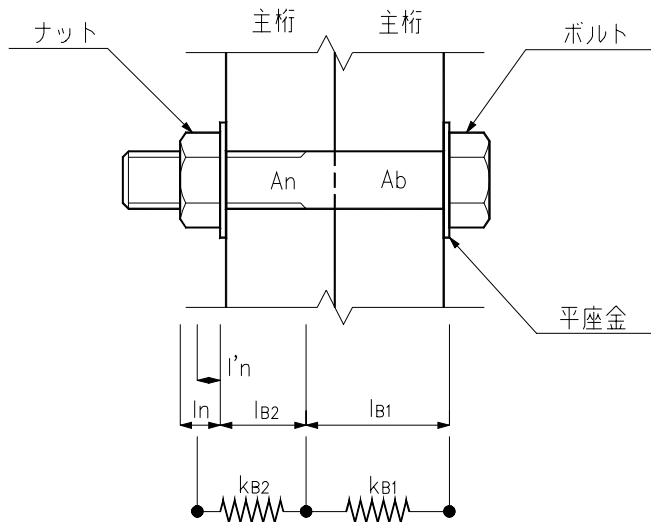


図-4.3.2 ボルトのバネ定数

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/m²)

A_n : ボルトネジ切部有効断面積 0.000245 (m²)

A_b : ボルトの断面積 0.000314 (m²)

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。

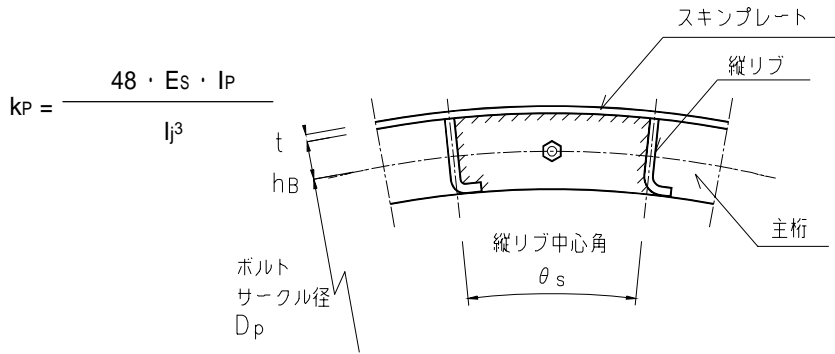
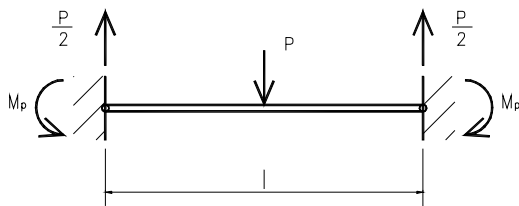


図-4.3.3 スチールセグメントリング継手図

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 ²)
	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

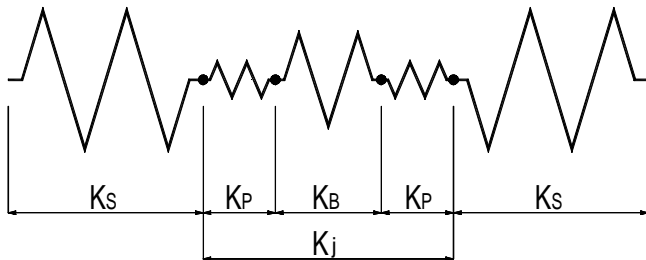


図-4.3.5 リング継手モデル図

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 ²)
	A_s	: セグメントの管軸方向断面積	0.0770 (m ²)
	A_{ss}	: 鋼材の管軸方向断面積	0.0770 (m ²)
	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。

$$(EI)_{eq} = \frac{\cos^3}{\cos + \left(\frac{1}{2} + \frac{K_j}{Es \cdot As / B} \right) \cdot \sin} \cdot Es \cdot Is$$

ここで、 Es : 鋼材の弾性係数 210000000 (kN/m²)
 Is : セグメントの断面2次モーメント 0.1129 (m⁴)
 θ : 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、 θ について下式を満足するよう、収束計算を行う。

$$\theta + \cot \theta = \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{1}{2} + \frac{K_j}{Es \cdot As / B} \right)$$

1) 継手材の等価曲げ剛性 $(EI)_{eq}$

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

これより、 $\theta = 1.163$ (rad)

$$\begin{aligned} (EI)_{eq} &= \frac{\cos^3 1.163}{\cos 1.163 + \left(\frac{1}{2} + 1.163 \right) \times \sin 1.163} \times 210000000 \times 0.1129 \\ &= 508866 \text{ (kN}\cdot\text{m}^2) \end{aligned}$$

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 ²	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	$(EA)_{C_{eq}}$	kN	16170000
等価引張剛性	$(EA)_{T_{eq}}$	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 ²	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。

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

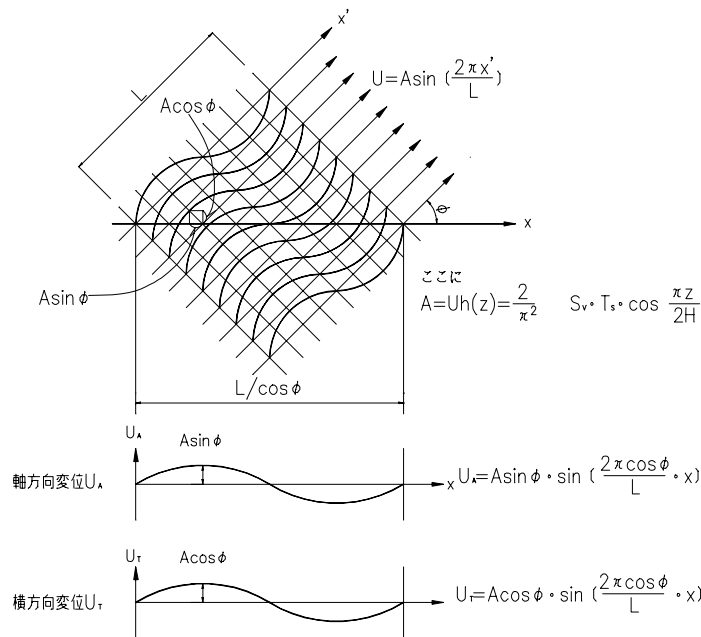


図-5.1.1 表層地盤の地震時地盤振動の変位振幅分布

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}

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

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

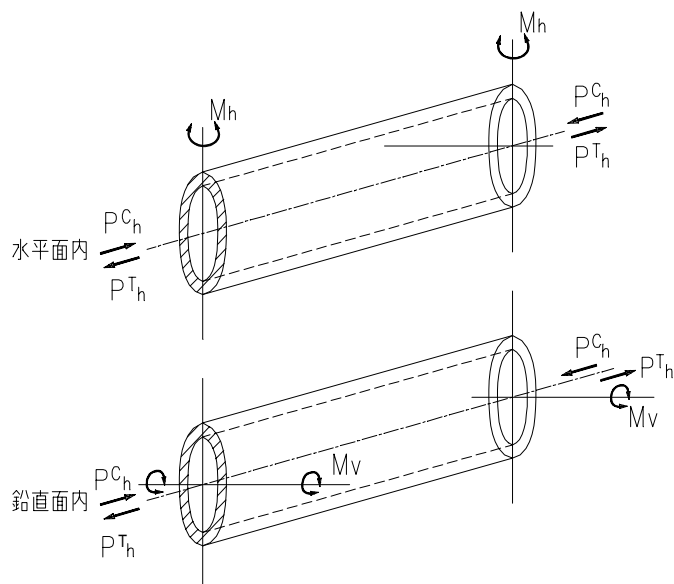


図-5.2.1 地震時のシールドトンネル断面力

・鉛直面内の地震振動による引張軸力 P^T_V

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

・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 ²)
	$U_{h(z)}$: 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 、 2 、 3 :地盤ひずみの構造物への伝達率

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

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

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

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

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

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

$$3 = \frac{1}{1 + (2 / (3 \cdot L))^4}$$

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

ここで、

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

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

$$2 = 4 \sqrt{\frac{K_{g2}}{(EI)_{eq}}} = 4 \sqrt{\frac{25920}{508866}} = 0.475 \text{ (l/m)}$$

$$3 = 4 \sqrt{\frac{K_{g3}}{(EI)_{eq}}} = 4 \sqrt{\frac{77760}{508866}} = 0.625 \text{ (l/m)}$$

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

但し、 K_{g1} : 地盤のバネ定数(軸方向) 25920 (kN/m²)

K_{g2} : 地盤のバネ定数(軸直角方向) 25920 (kN/m²)

K_{g3} : 地盤のバネ定数(鉛直方向) 77760 (kN/m²)

(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。

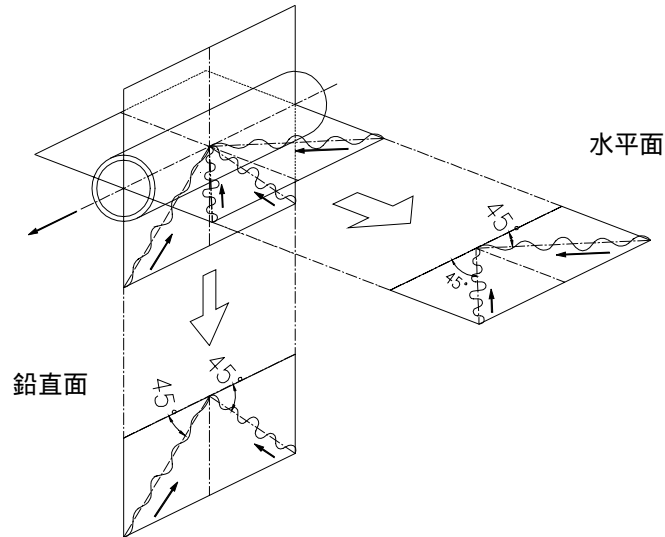


図-5.3.1 断面力の重ね合わせ

(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 θ 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 θ 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。

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

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

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

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

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。

$$f_j = \frac{M_{max} \cdot B}{E_s \cdot I_s} \cdot \frac{\sin \theta}{\cos^3 \theta} \cdot R_c (1 + \sin \theta) \cdot k_j$$

$$= \frac{58.242 \times 1.00}{210 \times 10^6 \times 0.1129} \times \frac{\sin 1.163}{\cos^3 1.163} \times 1.7168 \times (1 + \sin 1.163) \times 3891$$

$$= 1.455 \text{ (KN)}$$

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 ⁴)
B :	セグメント幅	1.00 (m)
E_s :	鋼材の弾性係数	210000000 (kN/m ²)
	: 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 ²	660	830	0.436	OK
継手板曲げ応力度	j1	N/mm ²	325	490	1.452	OK
継手板せん断応力度	j1	N/mm ²	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 ²	660	830	5.939	OK
継手板曲げ応力度	j2	N/mm ²	325	490	19.776	OK
継手板せん断応力度	j2	N/mm ²	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 ²	325	490	326.467	OK
ボルト引張応力度	B	N/mm ²	660	830	6.375	OK
継手板曲げ応力度	j	N/mm ²	325	490	21.228	OK
継手板せん断応力度	j	N/mm ²	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. シールド鉛直断面の計算 (レベル2地震動想定)

6-1 表層地盤水平変位

応答変位法による横方向耐震検討では、実際にはリング方向に5分割以上されているセグメント部材を剛性が一様で地盤に弾性的に支持されたリング(曲がりはり)にモデル化し、これにまず 図-6.1.1 に示す地震時地盤変位、地震時周面せん断力及び慣性力を作用させて地震時増分断面力を算出する。

さらにこの地震時増分断面力と常時荷重による断面力と重ね合わせる事で地震時断面力を決定し、所要の耐震性を確保できるよう部材断面を決定するものである。

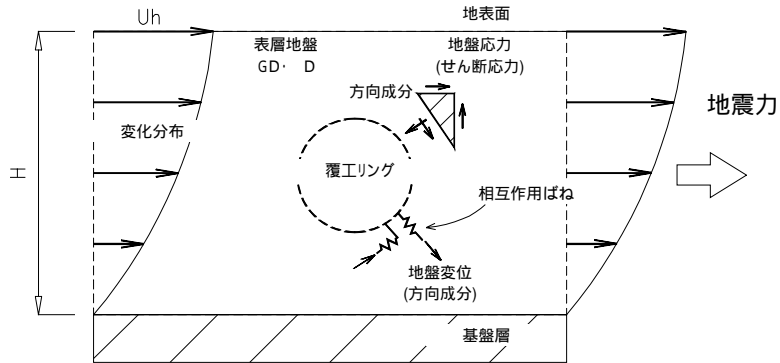


図-6.1.1 応答変位法による耐震計算法

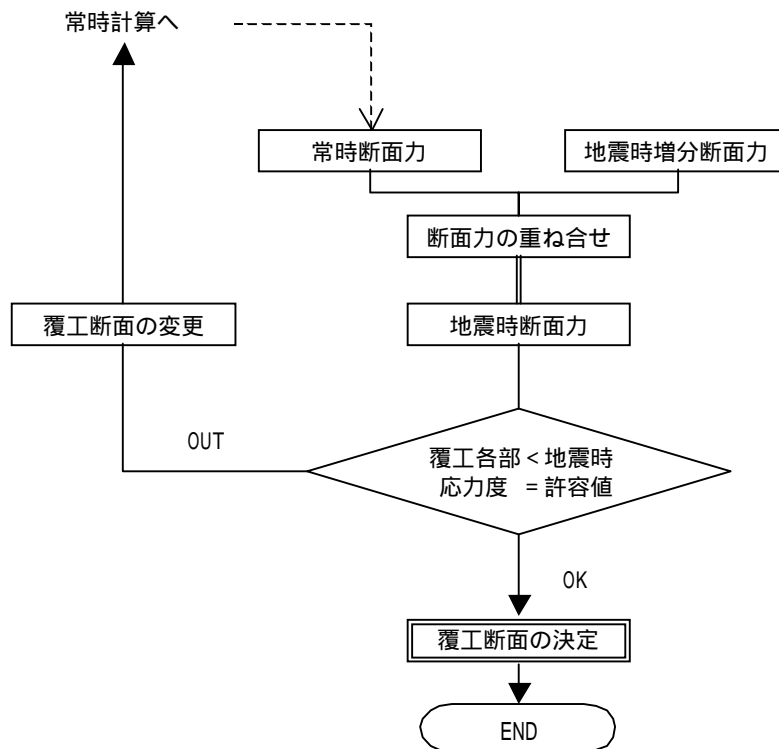


図-6.1.2 横方向耐震計算フロー

(1) 地盤振動の振幅

$$U_{h(hi)} = \frac{2}{2} \cdot S_v \cdot T_s \cdot \cos \left(\frac{H_{hi}}{2H} \right)$$

- 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)
 H_{hi} : 地表面からの深さ (m)
 H : 表層地盤の層厚 24.700 (m)

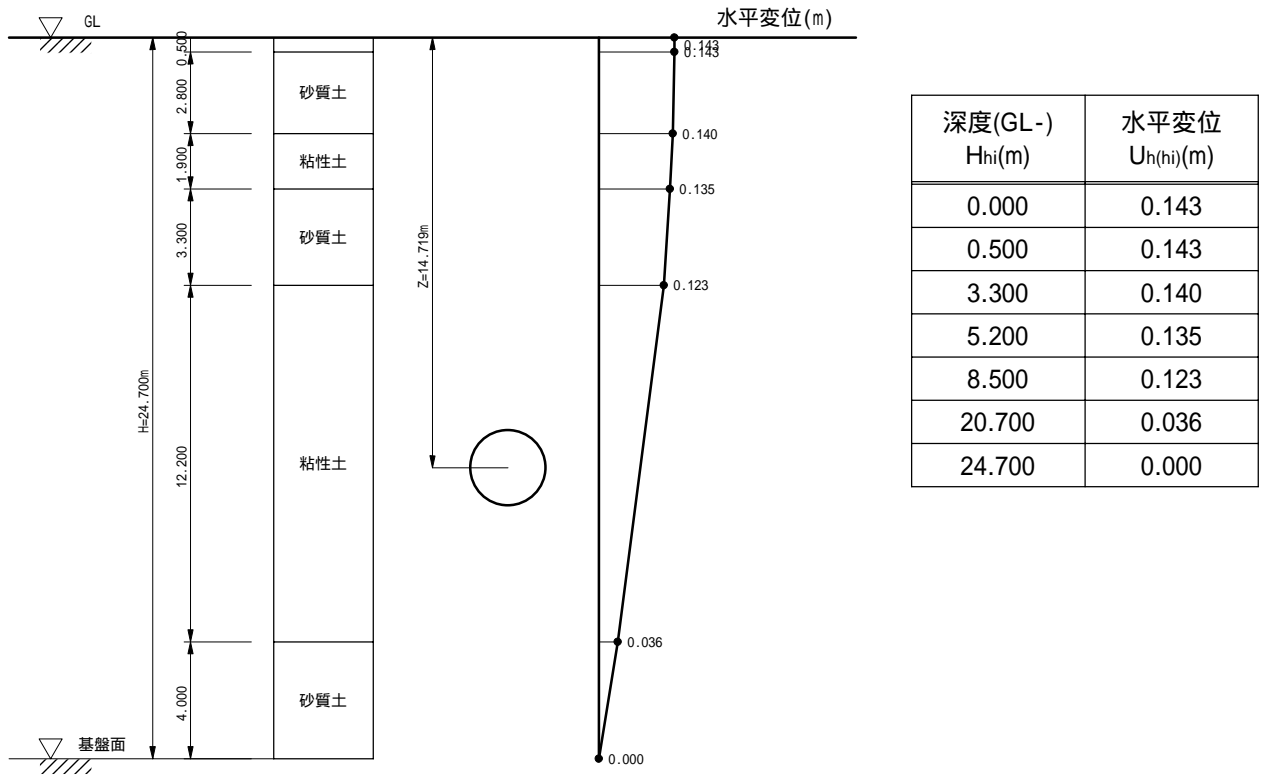


図-6.1.3 横方向水平変位図

(2) 主桁の断面性能

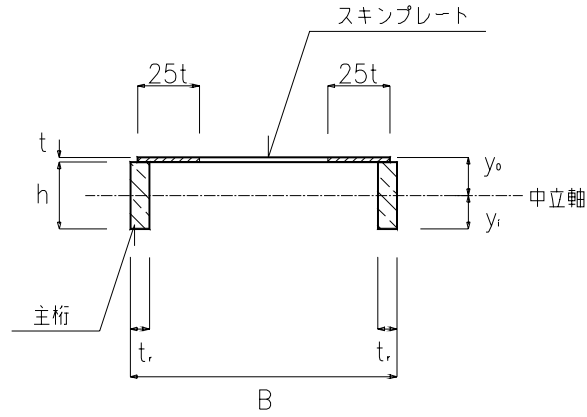


図-6.1.4 主桁断面

a) 主桁の断面積(単位m当り)

$$\begin{aligned}
 A_r &= 2 \cdot (t_r \cdot h + 25 \cdot t^2) / B \\
 &= 2 \times (0.014 \times 0.125 + 25 \times 0.0030^2) / 1.000000 = 0.003950 \text{ (m}^2\text{)} \\
 &3950 \text{ (mm}^2\text{)}
 \end{aligned}$$

b) 中立軸の位置

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

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

ここで、 t_r	: 主桁の厚さ	0.014 (m)
h	: 主桁の高さ	0.125 (m)
t	: スキンプレートの厚さ	0.0030 (m)

c) 断面2次モーメント

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

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

ここに、 tr	: 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)

d) 断面係数

$$\begin{aligned}
 \text{外縁に対する断面係数} \quad Z_0 &= \frac{I_{SE}}{y_0} = \frac{6190845 \times 10^{-12}}{0.0582} = 0.000106372 \text{ (m}^3\text{)} \quad 106372 \text{ (mm}^3\text{)} \\
 \text{内縁に対する断面係数} \quad Z_i &= \frac{I_{SE}}{y_i} = \frac{6190845 \times 10^{-12}}{0.0698} = 0.000088694 \text{ (m}^3\text{)} \quad 88694 \text{ (mm}^3\text{)}
 \end{aligned}$$

ここに、 y ₀	: 中立軸から外縁までの距離	0.0582 (m)
y _i	: 中立軸から内縁までの距離	0.0698 (m)

e) 覆工の曲げ剛性(単位m当り)

$$EI = \eta \cdot E_s \cdot I_{SE} = 1.00 \times 210000000 \times 6190845 \times 10^{-12} = 1300.1 \text{ (kN} \cdot \text{m}^2\text{/m)}$$

ここに、 E _s	: 主桁の弾性係数	210000000 (kN・m ² /m)
η	: 曲げ剛性の有効率	100 (%)

6-2 地震時断面力の算出

(1) 地震時増分断面力の算出

地震動によって発生する断面力は、「大規模地下構造物の耐震設計法・ガイドライン(案)」の近似計算法により求める。

・覆工に生じる曲げモーメント: $M(\theta)$

$$M(\theta) = \frac{3 \cdot EI}{2Rc \cdot H} \cdot U_{h0} \cdot \sin\left(\frac{\theta \cdot Z}{2H}\right) \cdot C \cdot \sin 2\theta$$

・覆工に生じるせん断力: $Q(\theta)$

$$Q(\theta) = - \frac{3 \cdot EI}{Rc^2 \cdot H} \cdot U_{h0} \cdot \sin\left(\frac{\theta \cdot Z}{2H}\right) \cdot C \cdot \cos 2\theta$$

・覆工に生じる軸力: $N(\theta)$

$$N(\theta) = - \frac{3 \cdot EI}{Rc^2 \cdot H} \cdot U_{h0} \cdot \sin\left(\frac{\theta \cdot Z}{2H}\right) \cdot \left(1 + \frac{Gs \cdot Rc^3}{6EI}\right) \cdot C \cdot \sin 2\theta$$

ここに、	θ : 覆工頂点からの角度(反時計回り)	(rad)
	H : 表層地盤の層厚	24.700 (m)
	Z : トンネル中心の深度	14.719 (m)
	Rc : 覆工の図心半径	1.7168 (m)
	EI : 覆工の曲げ剛性(単位m当り)	1300.1 (kN・m ² /m)
	$U_{h(0)}$: 地表面での地盤振動の振幅	0.143 (m)
	G_s : 表層地盤の動的せん断弾性係数	25920 (kN/m ²)
	ν : 表層地盤の動的ポアソン比	0.50
	C : 計算式の精度を補う係数	1.3

$$C = \frac{4(1 - \nu) G_s \cdot Rc^3}{(3 - 2\nu) G_s \cdot Rc^3 + 6(3 - 4\nu) \cdot EI}$$

$$= \frac{4 \times (1 - 0.50) \times 25920 \times 1.7168^3}{(3 - 2 \times 0.50) \times 25920 \times 1.7168^3 + 6 \times (3 - 4 \times 0.50) \times 1300.1}$$

$$= 0.971$$

地震時断面力計算結果

覆工頂点からの角度 (°)時計回り	曲げモーメント M(kN・m)	せん断力 Q(kN)	軸力 N(kN)
0	0.000	-24.464	0.000
10	-7.182	-22.989	149.051
20	-13.498	-18.741	280.125
30	-18.186	-12.232	377.411
40	-20.681	-4.248	429.176
50	-20.681	4.248	429.176
60	-18.186	12.232	377.411
70	-13.498	18.741	280.125
80	-7.182	22.989	149.051
90	0.000	24.464	0.000
100	7.182	22.989	-149.051
110	13.498	18.741	-280.125
120	18.186	12.232	-377.411
130	20.681	4.248	-429.176
140	20.681	-4.248	-429.176
150	18.186	-12.232	-377.411
160	13.498	-18.741	-280.125
170	7.182	-22.989	-149.051
180	0.000	-24.464	0.000
190	-7.182	-22.989	149.051
200	-13.498	-18.741	280.125
210	-18.186	-12.232	377.411
220	-20.681	-4.248	429.176
230	-20.681	4.248	429.176
240	-18.186	12.232	377.411
250	-13.498	18.741	280.125
260	-7.182	22.989	149.051
270	0.000	24.464	0.000
280	7.182	22.989	-149.051
290	13.498	18.741	-280.125
300	18.186	12.232	-377.411
310	20.681	4.248	-429.176
320	20.681	-4.248	-429.176
330	18.186	-12.232	-377.411
340	13.498	-18.741	-280.125
350	7.182	-22.989	-149.051
360	0.000	-24.464	0.000

注) 常時断面力計算式の中で、覆工頂点からの角度()は、時計回りを正として設定して覆工に生じる地震時増分断面力計算式の中では、角度()は反時計回りを正と設定している。そのため、断面力を重ね合わせる時は、は常時と同じ方向で統一することにして、地震時増分断面力MとNは符号をつけて合成する。

(2) 断面力の重ね合わせ

1) 常時の断面力 セグメント常時計算書より

覆工頂点からの角度 (°)時計回り	曲げモーメント M(kN・m)	せん断力 Q(kN)	軸力 N(kN)
0	11.758	0.000	318.946
10	10.773	-6.469	320.594
20	8.009	-11.669	325.251
30	4.011	-14.575	332.110
40	-0.437	-14.614	340.006
50	-4.455	-11.808	347.606
60	-7.330	-7.190	353.483
70	-8.716	-2.106	357.023
80	-8.680	2.107	358.365
90	-7.645	4.430	358.255
100	-6.142	5.587	357.534
110	-4.313	6.583	356.324
120	-2.232	7.232	354.702
130	-0.029	7.384	352.801
140	2.128	6.898	350.867
150	4.021	5.636	349.392
160	5.460	3.913	348.452
170	6.346	1.986	347.961
180	6.644	0.000	347.813
190	6.346	-1.986	347.961
200	5.460	-3.913	348.452
210	4.021	-5.636	349.392
220	2.128	-6.898	350.867
230	-0.029	-7.384	352.801
240	-2.232	-7.232	354.702
250	-4.313	-6.583	356.324
260	-6.142	-5.587	357.534
270	-7.645	-4.430	358.255
280	-8.680	-2.107	358.365
290	-8.716	2.106	357.023
300	-7.330	7.190	353.483
310	-4.455	11.808	347.606
320	-0.437	14.614	340.006
330	4.011	14.575	332.110
340	8.009	11.669	325.251
350	10.773	6.469	320.594
360	11.758	0.000	318.946

2) 常時の断面力 + 地震時断面力

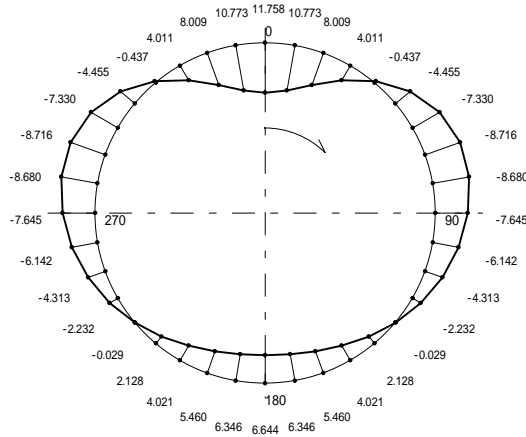
覆工頂点からの角度 (°)時計回り	曲げモーメント M(kN・m)	せん断力 Q(kN)	軸力 N(kN)
0	11.758	-24.464	318.946
10	3.591	-29.458	469.645
20	-5.489	-30.410	605.376
30	-14.175	-26.807	709.521
40	-21.118	-18.862	769.182
50	-25.136	-7.560	776.782
60	-25.516	5.042	730.894
70	-22.214	16.635	637.148
80	-15.862	25.096	507.416
90	-7.645	28.894	358.255
100	1.040	28.576	208.483
110	9.185	25.324	76.199
120	15.954	19.464	-22.709
130	20.652	11.632	-76.375
140	22.809	2.650	-78.309
150	22.207	-6.596	-28.019
160	18.958	-14.828	68.327
170	13.528	-21.003	198.910
180	6.644	-24.464	347.813
190	-0.836	-24.975	497.012
200	-8.038	-22.654	628.577
210	-14.165	-17.868	726.803
220	-18.553	-11.146	780.043
230	-20.710	-3.136	781.977
240	-20.418	5.000	732.113
250	-17.811	12.158	636.449
260	-13.324	17.402	506.585
270	-7.645	20.034	358.255
280	-1.498	20.882	209.314
290	4.782	20.847	76.898
300	10.856	19.422	-23.928
310	16.226	16.056	-81.570
320	20.244	10.366	-89.170
330	22.197	2.343	-45.301
340	21.507	-7.072	45.126
350	17.955	-16.520	171.543
360	11.758	-24.464	318.946

(°)		M(kN・m)	N(kN)	Qmax(kN)
+Mmax	140	22.809	-78.309	-30.410
-Mmax	60	-25.516	730.894	

6-3 断面力図

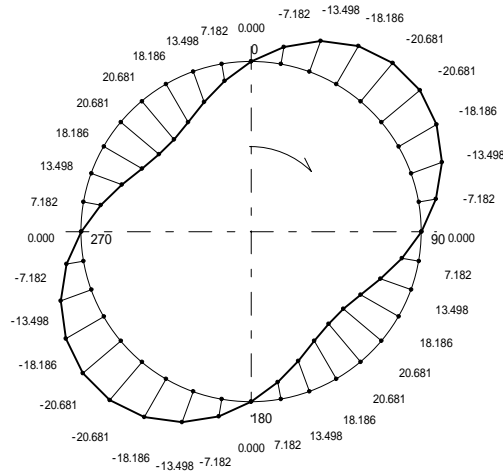
(1) 曲げモーメント図

a) 常時曲げモーメント



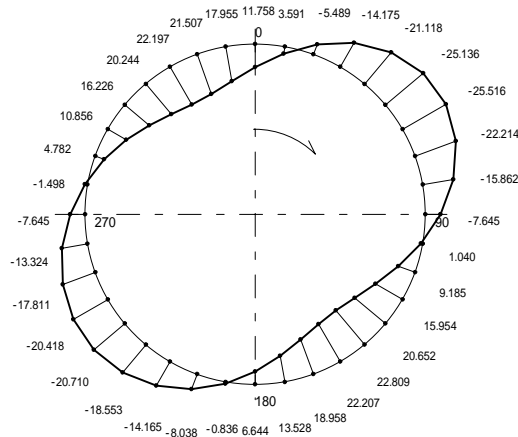
正最大曲げモーメント位置 = 0°
 正最大曲げモーメント = 11.758 (kN·m)
 負最大曲げモーメント位置 = 70°
 負最大曲げモーメント = -8.716 (kN·m)

b) 地震時曲げモーメント



正最大曲げモーメント位置 = 130°
 正最大曲げモーメント = 20.681 (kN·m)
 負最大曲げモーメント位置 = 40°
 負最大曲げモーメント = -20.681 (kN·m)

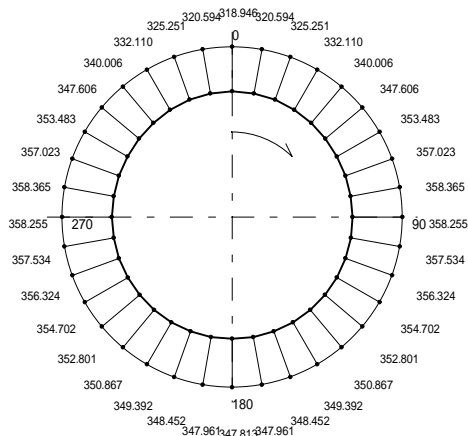
c) 常時+地震時曲げモーメント



正最大曲げモーメント位置 = 140°
 正最大曲げモーメント = 22.809 (kN·m)
 負最大曲げモーメント位置 = 60°
 負最大曲げモーメント = -25.516 (kN·m)

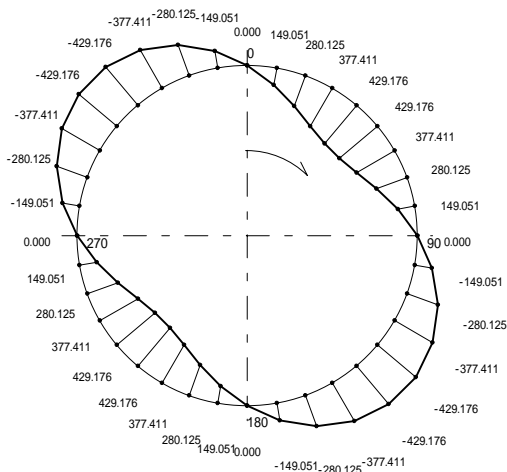
(2)軸力图

a)常時軸力



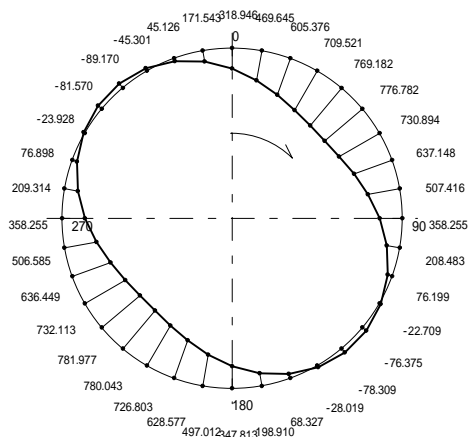
正最大曲げモーメント位置 = 0°
 正最大曲げモーメント位置の軸力 = 318.946 (kN)
 負最大曲げモーメント位置 = 70°
 負最大曲げモーメント位置の軸力 = 357.023 (kN)

b)地震時軸力



正最大曲げモーメント位置 = 130°
 正最大曲げモーメント位置の軸力 = -429.176 (kN)
 負最大曲げモーメント位置 = 40°
 負最大曲げモーメント位置の軸力 = 429.176 (kN)

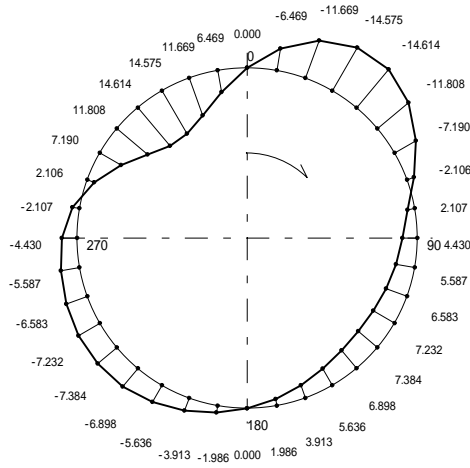
c)常時+地震時軸力



正最大曲げモーメント位置 = 140°
 正最大曲げモーメント位置の軸力 = -78.309 (kN)
 負最大曲げモーメント位置 = 60°
 負最大曲げモーメント位置の軸力 = 730.894 (kN)

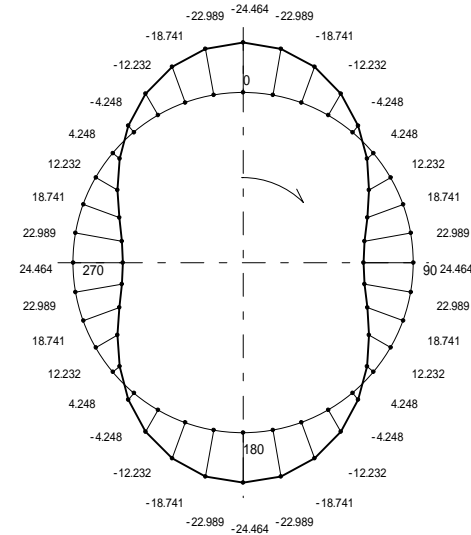
(3)せん断力図

a)常時せん断力



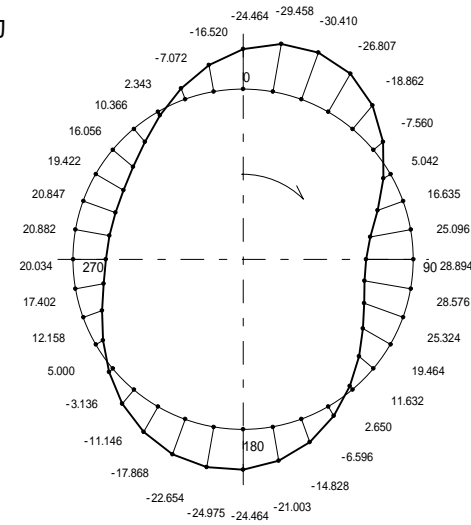
最大せん断力位置 = 40°
 最大せん断力 = -14.614 (kN)

b)地震時せん断力



最大せん断力位置 = 0°
 最大せん断力 = -24.464 (kN)

c)常時+地震時せん断力



最大せん断力位置 = 20°
 最大せん断力 = -30.410 (kN)

6-4 応力度照査

(1) 応力照査位置

最大断面力が生じる $\theta = 140^\circ$ 及び 60° について断面の照査を行う。

	($^\circ$)	M(kN・m)	N(kN)
+Mmax	140	22.809	-78.309
-Mmax	60	-25.516	730.894

(2) セグメントの応力度

セグメントに発生する応力度は、主桁とスキムプレートの有効幅分を主断面とみなして求めるものとする。

$$\sigma_o = \frac{1000N}{A_r} + \frac{1000000M \cdot (1 + \theta)}{Z_o}$$

$$\sigma_i = \frac{1000N}{A_r} - \frac{1000000M \cdot (1 + \theta)}{Z_i}$$

ここで、 σ_o : 外縁応力度 (N/mm²)

σ_i : 内縁応力度 (N/mm²)

A_r : 主桁の断面積 3950 (mm²)

Z_o : 外縁に対する断面係数 106372 (mm³)

Z_i : 内縁に対する断面係数 88694 (mm³)

θ : 曲げモーメント割増率 0 (%)

a) 正曲げ時

$$\sigma_o = \frac{1000N}{A_r} + \frac{1000000M \cdot (1 + \theta)}{Z_o}$$

$$= \frac{1000 \times (-78.309)}{3950} + \frac{1000000 \times 22.809 \times (1 + 0.00)}{106372} = 194.6 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_i = \frac{1000N}{A_r} - \frac{1000000M \cdot (1 + \theta)}{Z_i}$$

$$= \frac{1000 \times (-78.309)}{3950} - \frac{1000000 \times 22.809 \times (1 + 0.00)}{88694} = -277.0 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

b) 負曲げ時

$$\sigma_o = \frac{1000N}{A_r} + \frac{1000000M \cdot (1 + \theta)}{Z_o}$$

$$= \frac{1000 \times 730.894}{3950} + \frac{1000000 \times -25.516 \times (1 + 0.00)}{106372} = -54.8 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_i = \frac{1000N}{A_r} - \frac{1000000M \cdot (1 + \theta)}{Z_i}$$

$$= \frac{1000 \times 730.894}{3950} - \frac{1000000 \times -25.516 \times (1 + 0.00)}{88694} = 472.7 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

(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 ²	0.000245
軸断面積	Ab	m ²	0.000314
セグメント継ボルト	n _{sb}	本	4

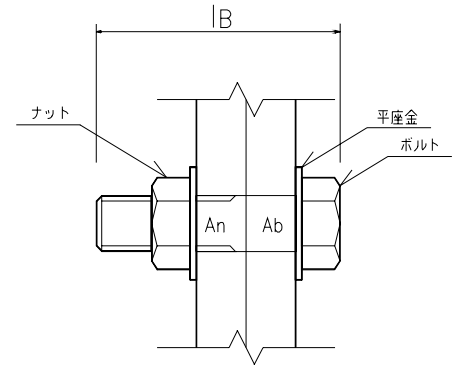


図-6.4.1 セグメント継ボルト

2) 引張力に対する検討

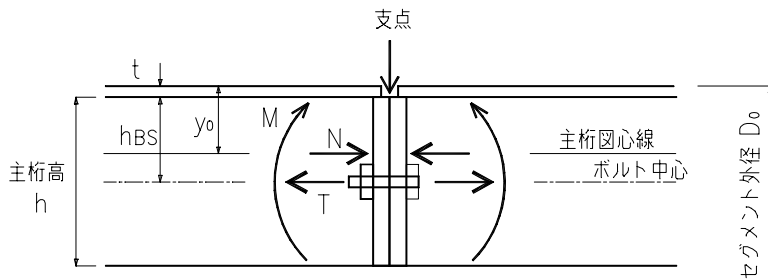


図-6.4.2 継手部に作用する応力

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、継ぎ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)
- y₀ : 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_{BS} : 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 ($\theta = 140^\circ$)最大曲げモーメント $M = 22.809$ (kN·m/m) $\theta = 140^\circ$ 位置軸力 $N = -78.309$ (kN/m)

・ボルトに発生する引張力

$$T_1 = \frac{(22.809 \times (1 - 0.00) - (-78.309) \times (0.0582 - 0.0030)) \times 1.00}{4 \times 0.0750} = 90.439 \text{ (kN)}$$

・ボルトに発生する応力度

$$B_1 = \frac{T_1}{A_n} = \frac{90.439}{0.000245} = 369139 \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad 369.1 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

 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/mm²)

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

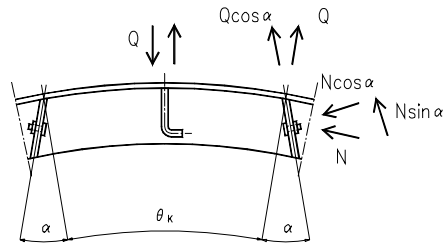


図-6.4.3 K型セグメント継手部に作用する応力

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 $\theta_k = 0^\circ \sim 50^\circ$ 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

	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)
0	318.946	-24.464	-12.778	-25.522	12.744
10	469.645	-29.458	-18.816	-30.732	11.916
20	605.376	-30.410	-24.254	-31.726	7.472
30	709.521	-26.807	-28.426	-27.967	-0.459
40	769.182	-18.862	-30.817	-19.678	-11.139
50	776.782	-7.560	-31.121	-7.887	-23.234

K部最大せん断力(Q_{kmax})は

$$Q_{kmax} = 12.744 \text{ (kN/m)}$$

これを1Ring当りに換算すると

$$Q_{kmax} = Q_{kmax} \cdot B = 12.744 \times 1.00 = 12.744 \text{ (kN/Ring)}$$

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。

$$B_K = \frac{Q_{kmax}}{n_{sb} \cdot A_b} = \frac{12.744}{4 \times 0.000314} = 10146 \text{ (kN/m}^2) \quad 10.1 \text{ (N/mm}^2)$$

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

$$Q_{max} = Q_{max} \cdot B = -30.410 \times 1.000 = -30.410$$

$$B = \frac{Q_{max}}{n_{sb} \cdot A_b} = \frac{30.410}{4 \times 0.000314}$$

$$= 24212 \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad 24.2 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

(4) 断面力一覧表

a) シールド鉛直断面の検討一覧表

項目		単位	降伏点	引張強度	応力度	判定
常時 + 地震時						
正曲げ時	外縁側	N/mm ²	325	490	194.6	OK
正曲げ時	内縁側	N/mm ²	325	490	-277.0	OK
負曲げ時	外縁側	N/mm ²	325	490	-54.8	OK
負曲げ時	内縁側	N/mm ²	325	490	472.7	OK

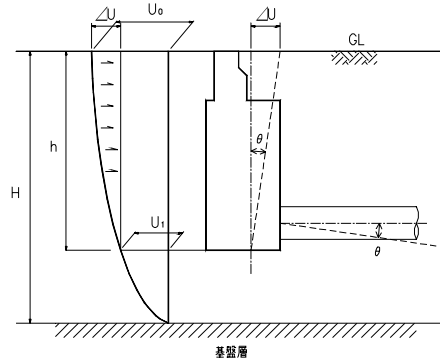
b) ボルト応力度一覧表

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 ²	660	830	369.1	OK
せん断応力度(K型)	N/mm ²	381	-	10.1	-
せん断応力度(最大)	N/mm ²	381	-	24.2	-

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



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

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

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

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)
S_v	: 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)
T_s	: 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拔出し量の算定

$$\text{拔出量} = g \cdot l$$

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

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) 拔出量 の算出

$$g = (\quad / 143.9) \times 0.0849 = 0.0019 \text{ より}$$

以上の結果よりシールド管路の拔出量 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} : $2 \cdot tr_1 + tbW \cdot nbW = 2 \times 14 + 3.0 \times 1 = 31.0$ (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 $b = 6.1290$ (%) 伸び量基準値 = 22.00 (%) OK