

耐震計算例(区間1) [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。

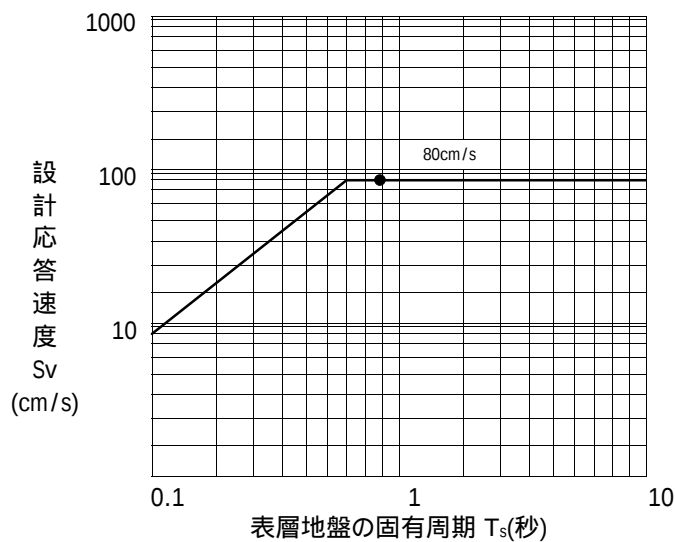


図-1.2.1 設計用応答速度

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

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 $1/\sqrt{3}$ 倍として定めるものとする。

(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	
SS400	160	400	90	-	245以上	235以上	215以上	400～510

(2) ボルト応力度

[N/mm²]

強度区分	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

(3) 鉄筋応力度

[N/mm²]

鉄筋の種類	降伏点	許容引張応力度	
		常時	地震時
SD345	345～440	200	345

(4) コンクリート応力度

[N/mm²]

設計基準強度	曲げ圧縮		せん断	
	常時	地震時	常時	地震時
42	16	-	0.71	-

2. 設計条件

2-1 セグメント形状部材

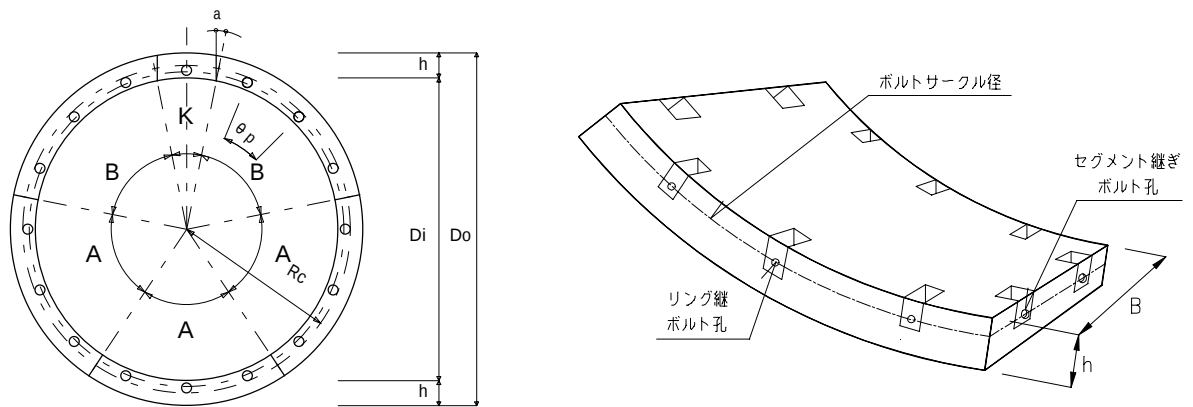


図-2.1.1 セグメント仕様

(1) セグメントの仕様

[セグメント番号C23]

項 目		単 位	諸 元 値
セグメント外径	D_0	m	3.550
セグメント内径	D_i	m	3.300
セグメント図心半径	R_c	m	1.713
セグメント厚	h	m	0.125
セグメント幅	B	m	1.000
分 割 数	n_s	分割	6
継 手 角 度	α	°	14.5
主鉄筋配筋(リング方向)			
外側鉄筋量	A_{s1}	cm ²	6.977
内側鉄筋量	A_{s2}	cm ²	6.977
外側鉄筋の被り	d_1	m	0.035
内側鉄筋の被り	d_2	m	0.035
配力筋配筋(管軸方向)			
セグメント管軸方向鉄筋径			D10
セグメント管軸方向鉄筋本数	N_{st}	本	152
セグメント管軸方向鉄筋量	A_{ts}	cm ²	108.420

(2) 継手ボルト仕様

形状寸法

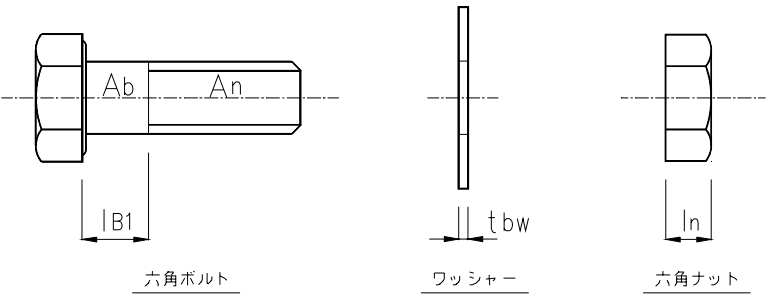
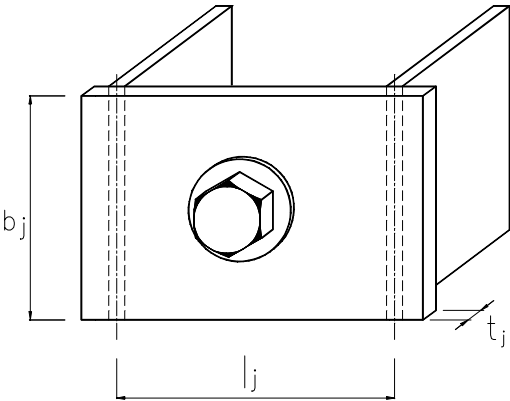


図-2.1.2 継手ボルト仕様

継手ボルト仕様

項 目		単 位	諸 元 値
継手ボルトの呼び径	Mb		22
ボルト孔の径	ϕb	m	0.025
継手ボルトの断面積	Ab	m ²	0.000380
ネジ切り部有効断面積	An	m ²	0.000303
リング継ボルトの本数	nrb	本	16
継手ボルト軸部長さ	lB1	m	0.0250
平座金の枚数	nbw	枚	1
平座金の厚さ	t bw	m	0.0030
ナットの高さ	ln	m	0.018
ナットの有効率	Cb	%	60

継手板形状



項 目		単 位	諸 元 値
継手板の幅	bj	m	0.080
継手板を梁と仮定したスパン	lj	m	0.115
継手板の厚さ	tj	m	0.012

2-2 表層地盤条件

(1)表層地盤諸元

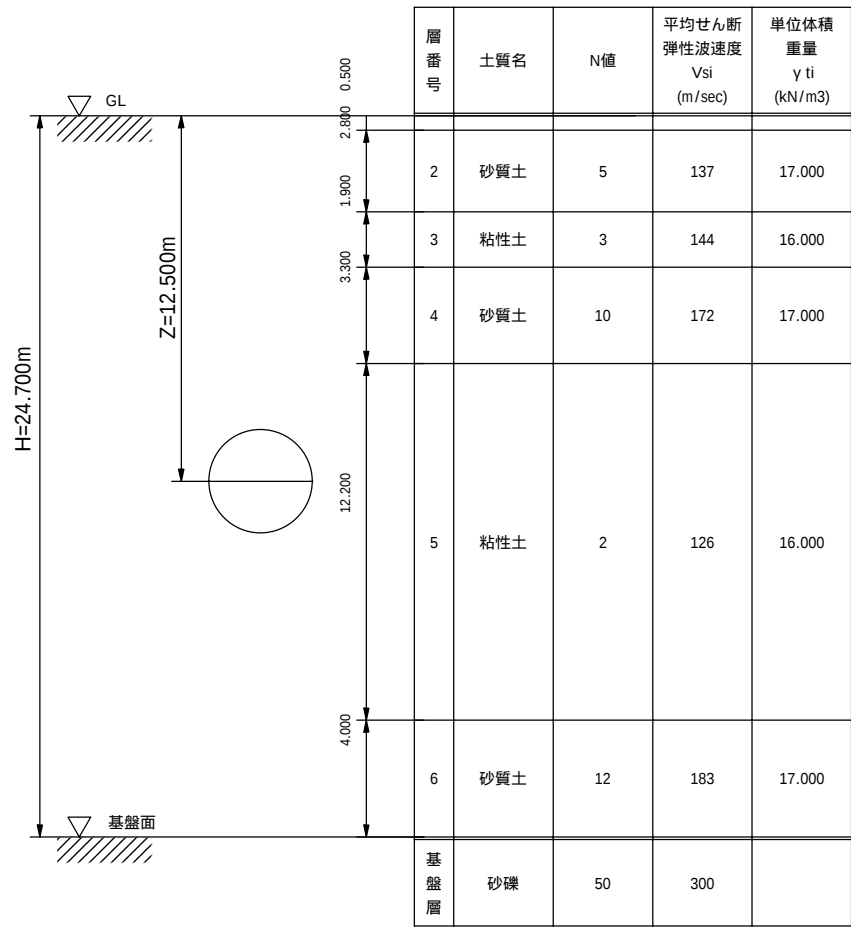


図-2.2.1 表層地盤諸元

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

$$V_{Si} = 100N_i^{1/3}(1 - N_i / 25)$$

砂質土の場合

$$V_{Si} = 80N_i^{1/3}(1 - N_i / 50)$$

$$N_i = 0 \text{ の場合 } V_{Si} = 50$$

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 砂礫 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。

$$T_G = \sum_{i=1}^n \frac{H_i}{4 V_{si}}$$

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

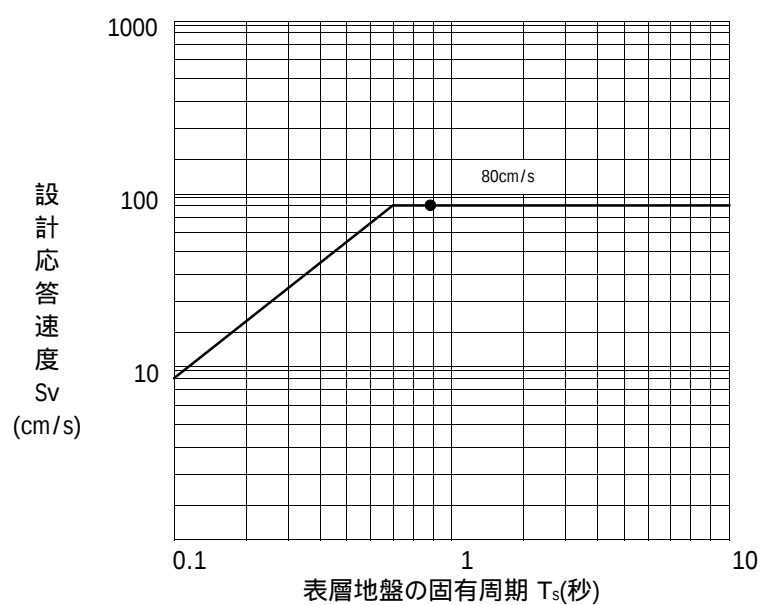


図-3.3.1 設計用応答速度

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

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

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

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)
 $\gamma_{ti(z)}$: 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 γ_{ti} (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_{teq}	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。

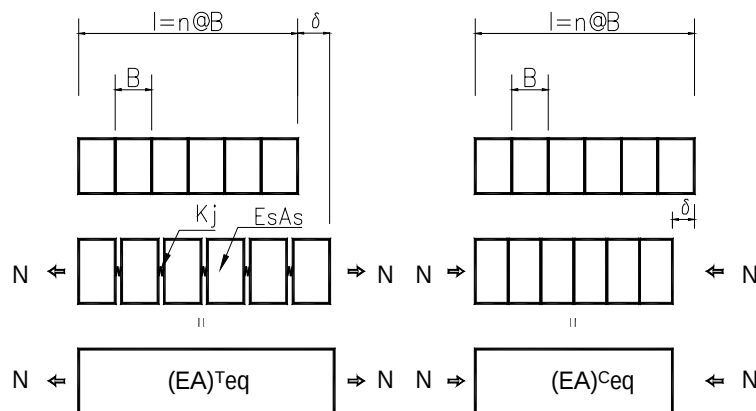


図-4.1.1 等価剛性モデル

(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。

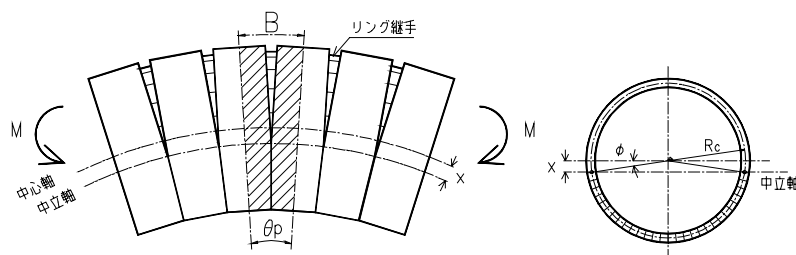


図-4.1.2 セグメントリング曲げ剛性

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	3.300
セグメント厚	h	m	0.125
セグメント幅	B	m	1.00
セグメント図心半径	R_c	m	1.7125
継手板スパン	l_j	m	0.115
継手板の幅	b_j	m	0.080
継手板の厚さ	t_j	m	0.012

継手ボルト

項 目		単 位	諸 元 値
継手ボルト呼び径	M_B		22
ボルトの孔の径	ϕ_b	m	0.025
継手ボルトの断面積	A_b	m^2	0.000380
ネジ切り部の有効断面積	A_n	m^2	0.000303
リング継手ボルトの本数(リング当り)	n_{rb}	本	16
継手ボルト軸部の長さ	l_{B1}	m	0.0250
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	0.018
ナットの有効率	C_b	%	60

(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 A_s の算定

$$A_s = \frac{\pi \cdot (D_o^2 - D_i^2)}{4}$$

$$= \frac{\pi \times (3.550^2 - 3.300^2)}{4} = 1.345 \text{ (m}^2\text{)}$$

ここで、 D_o : セグメント外径 3.550 (m)

D_i : セグメント内径 3.300 (m)

2) セグメントの断面二次モーメント I_s 算定

$$I_s = \frac{\pi \cdot (D_o^4 - D_i^4)}{64}$$

$$= \frac{\pi \times (3.550^4 - 3.300^4)}{64} = 1.975 \text{ (m}^4\text{)}$$

3) セグメントの軸剛性 K_s の算定

$$K_s = \frac{E_c \cdot A_s}{B} = \frac{33000000 \times 1.345}{1.00} = 44385000 \text{ (kN/m)}$$

ここで、 E_c : セグメントの弾性係数 33000000 (kN/m²)

A_s : セグメントの管軸方向断面積 1.345 (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

RC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継手板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

継手板の曲げ剛性

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。

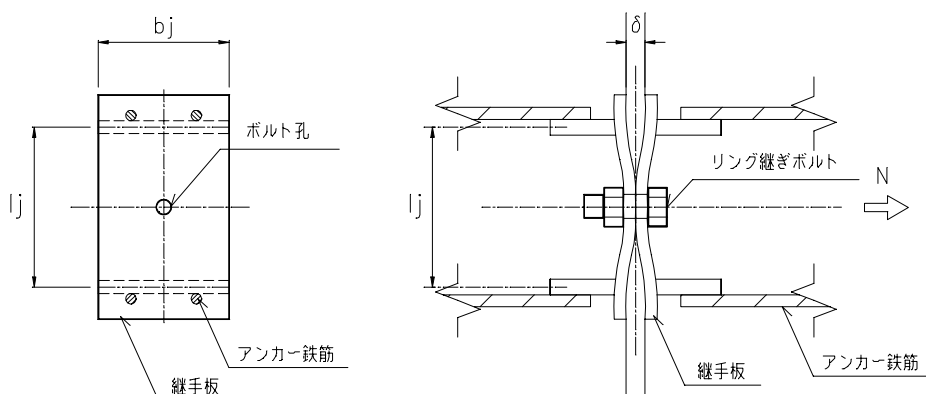


図-4.3.1 リング継手モデル図

(1) 継手ボルト全体の軸剛性の算定

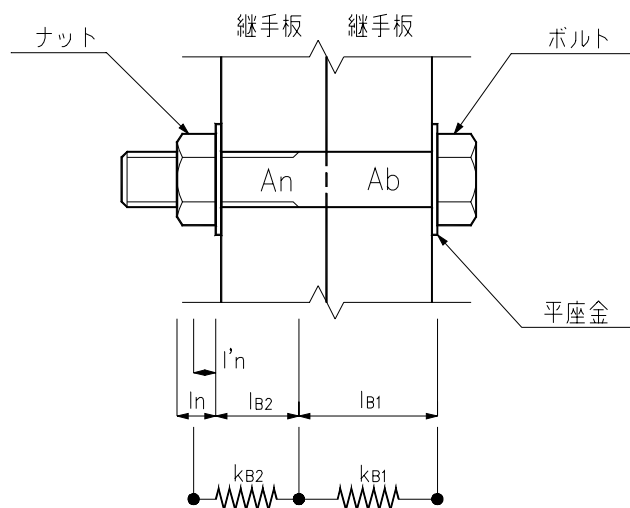


図-4.3.2 ボルトのバネ定数

継手ボルト1本当りの軸剛性 : k_B

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

$$= \frac{210000000 \times 0.000303}{0.000303 / 0.000380 \times 0.0250 + 0.002 + 0.011} = 1932034 \text{ (kN/m)}$$

継手ボルト全体の軸剛性 : K_B

$$K_B = k_B \cdot n_{rb} = 1932034 \times 16 = 30912544 \text{ (kN/m)}$$

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 0.000303 (m²) A_b : ボルトの断面積 0.000380 (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 0.0250 (m) l_{B2} : 継手ボルトネジ切部長さ

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

$$= 2 \times 0.012 + 1 \times 0.0030 - 0.0250$$

$$= 0.002 \text{ (m)}$$

 l'_n : ナット部の有効長さ

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

$$= 0.018 \times 0.60 = 0.011 \text{ (m)}$$

(C_b : ナット有効率 = 60 %)

(2) 継手部材の軸剛性の算定

RCセグメントの継手金具は図-4.3.3に示すとおり、A断面に示すボルト孔を中心とした継手板とこれを両面で固定する定着部材(ブラケット側鋼板+アンカー鉄筋)により組み合わせられた部材として扱うが、この軸剛性のモデル化については以下のとおりとする。

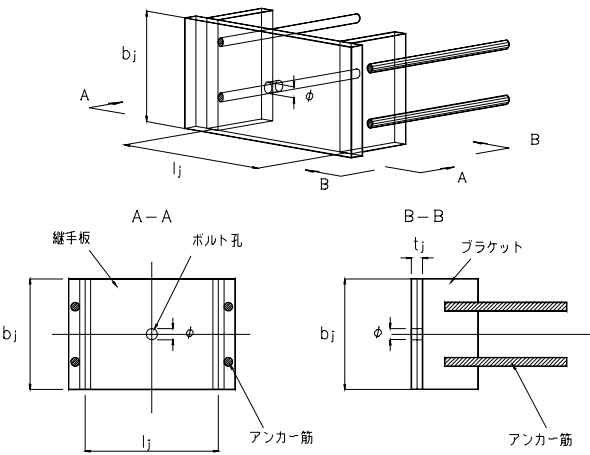


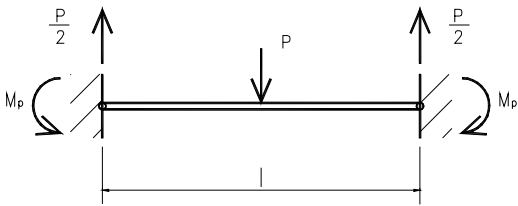
図-4.3.3 RCセグメントリング継手図

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、継手ボルトと継手金具ブラケット側鋼板(アンカー筋接続)を作用点とした面外方向の荷重による変形が生じる。

そこで下図の図-4.3.4に示すとおり継手金具板を、スパン l_j の両端塑性梁として扱うものとする。

① 両端塑性ヒンジ梁モデル



$$\delta = \frac{Pl^3}{48EI} - \frac{Mpl^2}{8EI}$$
$$M_0 = \frac{Bt^2 \delta_y}{4}$$

(δ = 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

$$I_P = \frac{b_j \cdot t_j^3}{12} = \frac{0.080 \times 0.012^3}{12}$$

$$= 11520 \times 10^{-12} \text{ (m}^4\text{)}$$

ここに、	b_j	: 継手板幅	0.080 (m)
	E_s	: 継手板の弾性係数	210000000 (kN/m ²)
	t_j	: 継手板厚	0.012 (m)
	l_j	: 継手板スパン	0.115 (m)

$$k_P = \frac{48 \times 210000000 \times 11520 \times 10^{-12}}{0.115^3} = 76352 \text{ (kN/m)}$$

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 $n_{rb} = 16$ 本より

$$K_P = k_P \times n_{rb} = 76352 \times 16 = 1221632 \text{ (kN/m)}$$

(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

$$k_j = \frac{k_B \cdot k_P}{k_P + 2k_B} = \frac{1932034 \times 76352}{76352 + 2 \times 1932034} = 37436 \text{ (kN/m)}$$

リング全体の軸剛性：K_j

$$K_j = k_j \cdot n_{rb} = 37436 \times 16 = 598976 \text{ (kN/m)}$$

(4) リング継手軸剛性のまとめ

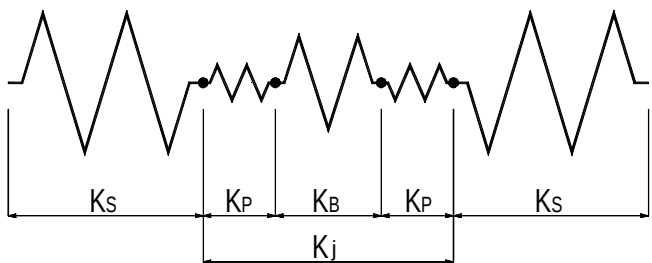


図-4.3.5 リング継手モデル図

バネ部材	単 位	剛性値
継手板のバネ：K _P	kN/m	1221632
継手ボルトのバネ：K _B	kN/m	30912544
リング継手のバネ：K _j	kN/m	598976
セグメントのバネ：K _S	kN/m	44385000

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

$$(EA)^{C_{eq}} = \frac{K_B \cdot K_S}{K_B + K_S} \cdot B = \frac{30912544 \times 44385000}{30912544 + 44385000} \times 1.00 = 18221753 \text{ (kN)}$$

ここで、 K_B : 継手ボルト全体の軸剛性 30912544 (kN/m)
 K_S : セグメントの軸剛性 44385000 (kN/m)
 B : セグメント幅 1.00 (m)

・ 等価断面積

$$A^{C_{eq}} = (EA)^{C_{eq}} / E_C = 18221753 / 33000000 = 0.552 \text{ (m}^2\text{)}$$

・ 換算断面二次モーメント

換算内径 D_{eq}

$$D_{eq} = \sqrt{D_0^2 - \frac{4 \cdot A^{C_{eq}}}{\pi}} = \sqrt{3.550^2 - \frac{4 \times 0.552}{\pi}} = 3.450 \text{ (m)}$$

換算断面二次モーメント I_{eq}

$$I_{eq} = \frac{\pi \cdot (D_0^4 - D_{eq}^4)}{64} = \frac{\pi \times (3.550^4 - 3.450^4)}{64} = 0.845 \text{ (m}^4\text{)}$$

2) 等価引張剛性

$$\begin{aligned} (EA)^{T_{eq}} &= \frac{1}{(K_S / K_j) + 1} \cdot E_C \cdot A_S \\ &= \frac{1}{(44385000 / 598976) + 1} \times 33000000 \times 1.345 \\ &= 591000 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

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_C : セグメントの弾性係数 33000000 (kN/m²)
 A_S : セグメントの管軸方向断面積 1.345 (m²)
 K_S : セグメントの軸剛性 44385000 (kN/m)
 K_j : リング継手全体の軸剛性(両端塑性ヒンジ支持) 598976 (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。

$$(EI)_{eq} = \frac{\cos^3 \varphi}{\cos \varphi + (\pi / 2 + \varphi) \cdot \sin \varphi} \cdot E_c \cdot I_{eq}$$

ここで、 E_c	: セグメントの弾性係数	33000000 (kN/m ²)
I_{eq}	: セグメントの換算断面二次モーメント	0.845 (m ⁴)
φ	: 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(両端塑性ヒンジ支持)	598976 (kN/m)

なお、 φ について下式を満足するよう、収束計算を行う。

$$\varphi + \cot \varphi = \pi \cdot \left(\frac{1}{2} + \frac{K_j}{E_c \cdot A_s / B} \right)$$

1) 継手材の等価曲げ剛性 $(EI)_{eq}$

$$\begin{aligned} \varphi + \cot \varphi &= \pi \cdot \left(\frac{1}{2} + \frac{K_j}{E_c \cdot A_s / B} \right) \\ &= \pi \cdot \left(\frac{1}{2} + \frac{598976}{33000000 \times 1.345 / 1.00} \right) \\ &= 1.613 \end{aligned}$$

これより、 $\varphi = 1.085$ (rad)

$$\begin{aligned} (EI)_{eq} &= \frac{\cos^3 1.085}{\cos 1.085 + (\pi / 2 + 1.085) \times \sin 1.085} \times 33000000 \times 0.845 \\ &= 1008164 \text{ (kN} \cdot \text{m}^2\text{)} \end{aligned}$$

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	1.345
セグメントリング軸剛性	K_s	kN/m	44385000
等価軸圧縮剛性	$(EA)^{C_{eq}}$	kN	18221753
等価引張剛性	$(EA)^{T_{eq}}$	kN	591000
リング継手全体の軸剛性	K_j	kN/m	598976
等価曲げ剛性	$(EI)_{eq}$	kN・m ²	1008164

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

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

$$= \frac{2}{\pi^2} \times 0.800 \times 0.883 \times \cos \left(\frac{\pi \times 12.500}{2 \times 24.700} \right) = 0.10025 \text{ (m)}$$

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	12.500(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。

$$U_v = \frac{1}{2} \cdot U_h(z) = \frac{1}{2} \times 0.10025 = 0.05013 \text{ (m)}$$

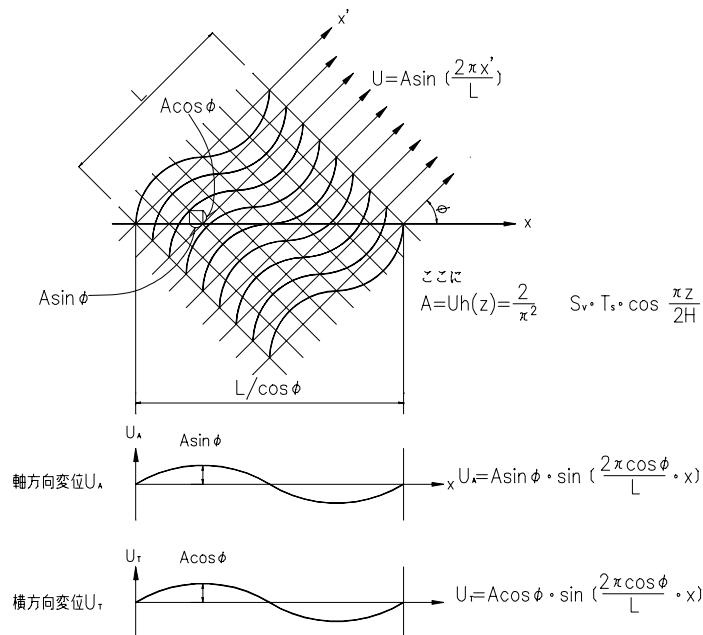


図-5.1.1 表層地盤の地震時地盤振動の変位振幅分布

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}

$$\begin{aligned}
 P^{C_h} &= \alpha_{C_1} \cdot \frac{\pi \cdot U_h(z)}{L} \cdot (EA)^{C_{eq}} \\
 &= 0.602 \times \frac{\pi \times 0.10025}{143.9} \times 18221753 = 24008.228 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

・水平面内の地震振動による引張軸力 P^{T_h}

$$\begin{aligned}
 P^{T_h} &= \alpha_{T_1} \cdot \frac{\pi \cdot U_h(z)}{L} \cdot (EA)^{T_{eq}} \\
 &= 0.979 \times \frac{\pi \times 0.10025}{143.9} \times 591000 = 1266.320 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

・鉛直面内の地震振動による圧縮軸力 P^{C_v}

$$\begin{aligned}
 P^{C_v} &= \alpha_{C_1} \cdot \frac{\pi \cdot (U_h(z) + U_v)}{2L} \cdot (EA)^{C_{eq}} \\
 &= 0.602 \times \frac{\pi \times (0.10025 + 0.05013)}{2 \times 143.9} \times 18221753 = 18006.770 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

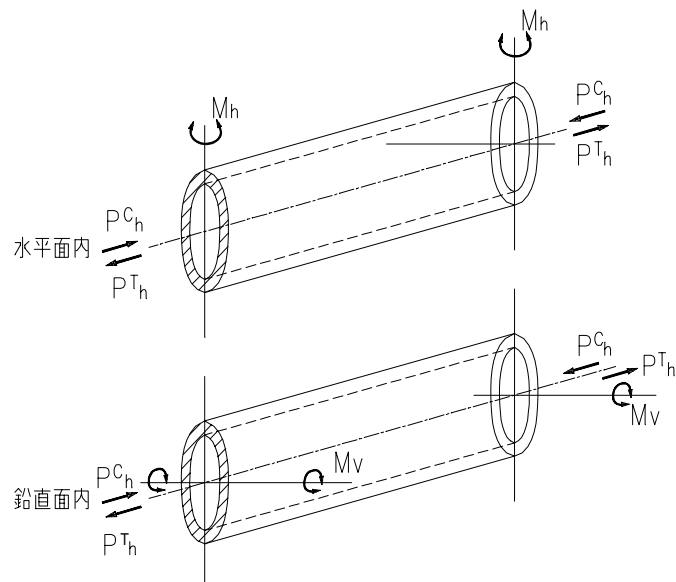


図-5.2.1 地震時のシールドトンネル断面力

・鉛直面内の地震振動による引張軸力 P^T_V

$$\begin{aligned}
 P^T_V &= \alpha_{T1} \cdot \frac{\pi \cdot (U_{h(z)} + U_V)}{2L} \cdot (EA)^{T_{eq}} \\
 &= 0.979 \times \frac{\pi \times (0.10025 + 0.05013)}{2 \times 143.9} \times 591000 = 949.772 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

・水平面内の地震振動による曲げモーメント M_h

$$\begin{aligned}
 M_h &= \alpha_{2} \cdot \frac{4\pi^2 \cdot U_{h(z)}}{L^2} \cdot (EI)_{eq} \\
 &= 1.000 \times \frac{4\pi^2 \times 0.10025}{143.9^2} \times 1008164 = 192.688 \text{ (kN}\cdot\text{m)}
 \end{aligned}$$

・鉛直面内の地震振動による曲げモーメント： M_V

$$\begin{aligned}
 M_V &= \alpha_{3} \cdot \frac{4\pi^2 \cdot U_V}{L^2} \cdot (EI)_{eq} \\
 &= 1.000 \times \frac{4\pi^2 \times 0.05013}{143.9^2} \times 1008164 = 96.353 \text{ (kN}\cdot\text{m)}
 \end{aligned}$$

・水平面内の地震振動によるせん断力 Q_h

$$\begin{aligned}
 Q_h &= \alpha_{2} \cdot \frac{8\pi^3 \cdot U_{h(z)}}{L^3} \cdot (EI)_{eq} \\
 &= 1.000 \times \frac{8\pi^3 \times 0.10025}{143.9^3} \times 1008164 = 8.413 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

・鉛直面内の地震振動によるせん断力 Q_V

$$\begin{aligned}
 Q_V &= \alpha_{3} \cdot \frac{8\pi^3 \cdot U_V}{L^3} \cdot (EI)_{eq} \\
 &= 1.000 \times \frac{8\pi^3 \times 0.05013}{143.9^3} \times 1008164 = 4.207 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

ここで、 $(EA)^{C_{eq}}$ ：	等価圧縮剛性	18221753(kN)
$(EA)^{T_{eq}}$ ：	等価引張剛性	591000(kN)
$(EI)_{eq}$ ：	等価曲げ剛性	1008164(kN・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	0.10025(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	0.05013(m)
L ：	地盤振動の波長	143.9(m)

α_{C1} 、 α_{T1} 、 α_2 、 α_3 :地盤ひずみの構造物への伝達率

$$\begin{aligned}\alpha_{C1} &= \frac{1}{1 + (2\pi / (\lambda_{C1} \cdot L_i))^2} \\ &= \frac{1}{1 + (2\pi / (0.038 \times 203.5))^2} = 0.602 \\ \alpha_{T1} &= \frac{1}{1 + (2\pi / (\lambda_{T1} \cdot L_i))^2} \\ &= \frac{1}{1 + (2\pi / (0.209 \times 203.5))^2} = 0.979 \\ \alpha_2 &= \frac{1}{1 + (2\pi / (\lambda_2 \cdot L))^4} \\ &= \frac{1}{1 + (2\pi / (0.400 \times 143.9))^4} = 1.000 \\ \alpha_3 &= \frac{1}{1 + (2\pi / (\lambda_3 \cdot L))^4} \\ &= \frac{1}{1 + (2\pi / (0.527 \times 143.9))^4} = 1.000\end{aligned}$$

ここで、

$$\begin{aligned}\lambda_{C1} &= \sqrt{\frac{K_{g1}}{(EA)^{C_{eq}}}} = \sqrt{\frac{25920}{18221753}} = 0.038 \text{ (l/m)} \\ \lambda_{T1} &= \sqrt{\frac{K_{g1}}{(EA)^{T_{eq}}}} = \sqrt{\frac{25920}{591000}} = 0.209 \text{ (l/m)} \\ \lambda_2 &= 4 \sqrt{\frac{K_{g2}}{(EI)_{eq}}} = 4 \sqrt{\frac{25920}{1008164}} = 0.400 \text{ (l/m)} \\ \lambda_3 &= 4 \sqrt{\frac{K_{g3}}{(EI)_{eq}}} = 4 \sqrt{\frac{77760}{1008164}} = 0.527 \text{ (l/m)} \\ L_i &= \sqrt{2} \cdot L = \sqrt{2} \times 143.9 = 203.5 \text{ (m)}\end{aligned}$$

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	24008.228
水平面内の地震振動による引張軸力	P_{Th}	kN	1266.320
鉛直面内の地震振動による圧縮軸力	P_{Cv}	kN	18006.770
鉛直面内の地震振動による引張軸力	P_{Tv}	kN	949.772
水平面内の地震振動による曲げモーメント	M_h	kN・m	192.688
鉛直面内の地震振動による曲げモーメント	M_v	kN・m	96.353
水平面内の地震振動によるせん断力	Q_h	kN	8.413
鉛直面内の地震振動によるせん断力	Q_v	kN	4.207
トンネル中心軸深における地震時水平地盤変位	U_h	m	0.10025
トンネル中心軸深における地震時鉛直地盤変位	U_v	m	0.05013

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。

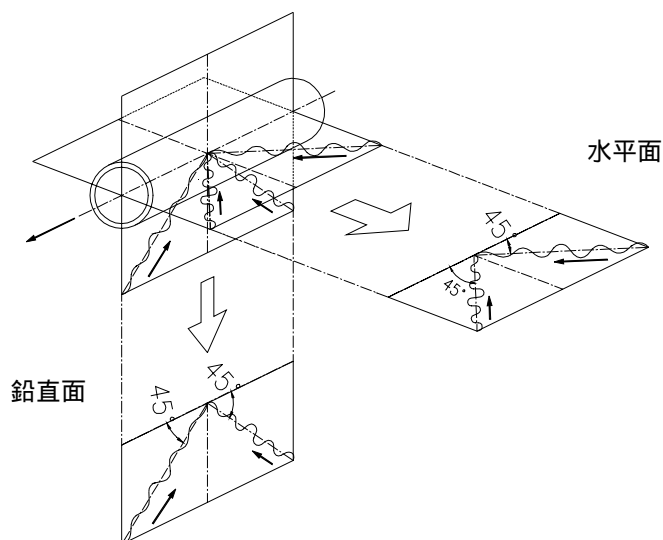


図-5.3.1 断面力の重ね合わせ

(1) 水平面内

a)水平、鉛直面内の合成圧縮軸力の重畳 : PC_0'

$$\begin{aligned} PC_0' &= \frac{1}{\sqrt{2}} \cdot PC_0 \\ &= \frac{1}{\sqrt{2}} \times 42441.460 = 30010.644 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

b)水平面内の曲げモーメントの重畳 : M_h'

$$\begin{aligned} M_h' &= \frac{1}{\sqrt{2}} \cdot M_h \\ &= \frac{1}{\sqrt{2}} \times 192.688 = 136.251 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

ここで、 M_h : 水平面内の地震振動による曲げモーメント 192.688(kN・m)

PC_0 : 水平、鉛直面内の合成圧縮軸力

$$\begin{aligned} PC_0 &= \sqrt{2PC_h^2 + 2PC_v^2} = \sqrt{2 \times 24008.228^2 + 2 \times 18006.770^2} \\ &= 42441.460 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

(2) 鉛直面内

a)水平、鉛直面内の合成引張軸力の重畳： $P^{T_0'}$

$$\begin{aligned} P^{T_0'} &= \frac{1}{\sqrt{2}} \cdot P^{T_0} \\ &= \frac{1}{\sqrt{2}} \times 2238.586 = 1582.919 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

b)鉛直面内の曲げモーメントの重畳： $M_{v'}$

$$\begin{aligned} M_{v'} &= \frac{1}{\sqrt{2}} \cdot M_v \\ &= \frac{1}{\sqrt{2}} \times 96.353 = 68.132 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

ここで、 M_v ：鉛直面内の地震振動による曲げモーメント 96.353(kN・m)

P^{T_0} ：水平、鉛直面内の合成引張軸力

$$\begin{aligned} P^{T_0} &= \sqrt{2P^{T_h^2} + 2P^{T_v^2}} = \sqrt{2 \times 1266.320^2 + 2 \times 949.772^2} \\ &= 2238.586 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

(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	$P^{C_0'}$	kN	30010.644
水平、鉛直面内の合成引張軸力の重畳	$P^{T_0'}$	kN	1582.919
水平面内の曲げモーメントの重畳	$M_{h'}$	kN・m	136.251
鉛直面内の曲げモーメントの重畳	$M_{v'}$	kN・m	68.132

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)

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

b) 引張側最大軸力 : $P_{T_{\max}}$ (kN)

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

ここに、 ξ^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

ξ^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、 ξ^C と ξ^T は以下のように求める。

$$\xi^C = 1 + \frac{\cos(2\pi \cdot \eta / L_i)}{\cosh(\lambda_{C_1} \cdot (L_i / 2 - \eta))}$$

$$\xi^T = \frac{(EA)^{T_{eq}}}{(EA)^{C_{eq}}} \cdot \frac{\alpha^{T_1}}{\alpha^{C_1}} \cdot \left(1 - \frac{\cos(2\pi \cdot \eta / L_i)}{\cosh(\lambda^{T_1} \cdot \eta)} \right)$$

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

$$\frac{2\pi}{\lambda^{T_1} \cdot L_i} \cdot \alpha^{T_1} \cdot \tanh(\lambda^{T_1} \cdot \eta) + \frac{2\pi}{\lambda_{C_1} \cdot L_i} \cdot \alpha^{C_1} \cdot \tanh\left(\lambda_{C_1} \left(\frac{L_i}{2} - \eta\right)\right) - (\alpha^{T_1} - \alpha^{C_1}) \cdot \tan\left(2\pi \cdot \frac{\eta}{L_i}\right) = 0$$

ここに、 λ^{T_1} : 0.209 (1/m)

λ_{C_1} : 0.038 (1/m)

L_i : 203.5 (m)

α^{T_1} : 0.979

α^{C_1} : 0.602

を上式に代入し、トライアルで η を求めると

$\eta = 33.362$ (m) となる。

したがって、 ξ^C と ξ^T は以下のように求める。

$$\begin{aligned}\xi^C &= 1 + \frac{\cos(2\pi \cdot \eta / L_i)}{\cosh(\lambda^{C_1} \cdot (L_i / 2 - \eta))} \\ &= 1 + \frac{\cos(2\pi \times 33.362 / 203.5)}{\cosh(0.038 \times (203.5 / 2 - 33.362))} = 1.076\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\xi^T &= \frac{(EA)^{T_{eq}}}{(EA)^{C_{eq}}} \cdot \frac{\alpha^{T_1}}{\alpha^{C_1}} \cdot \left(1 - \frac{\cos(2\pi \cdot \eta / L_i)}{\cosh(\lambda^{T_1} \cdot \eta)}\right) \\ &= \frac{591000}{18221753} \times \frac{0.979}{0.602} \times \left(1 - \frac{\cos(2\pi \times 33.362 / 203.5)}{\cosh(0.209 \times 33.362)}\right) = 0.053\end{aligned}$$

これより、 $P^{C_0'}$: 30010.644 (kN)

$P^{T_0'}$: 1582.919 (kN)より

$$P^{C_{max}} = \xi^C \cdot P^{C_0'} = 1.076 \times 30010.644 = 32291.453 \text{ (kN)}$$

$$P^{T_{max}} = \xi^T \cdot P^{T_0'} = 0.053 \times 1582.919 = 83.895 \text{ (kN)}$$

(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 M_h' と鉛直面内 M_v' 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。

$$M_h' : 136.251 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

$$M_v' : 68.132 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \text{ より}$$

$$M_{max} = M_h' = 136.251 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \text{ とする。}$$

断面力の補正結果一覧

項 目		単 位	断面力
圧縮側最大軸力	$P^{C_{max}}$	(kN)	32291.453
引張側最大軸力	$P^{T_{max}}$	(kN)	83.895
最大曲げモーメント	M_{max}	(kN・m)	136.251

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： $\sigma_{Cp'}$

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。

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

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} ：セグメント外半径 $D_0 / 2 = 3.550 / 2 = 1.775$ (m)

A_s ：セグメントの断面積 1.345 (m²)

$$\begin{aligned} \sigma_{Cp'} &= \frac{32291.453}{1.345} + \frac{136.251}{1.975} \times 1.775 \\ &= 24131 \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad 24.131 \text{ (N/mm}^2\text{)} \end{aligned}$$

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: σ_B

継手ボルトの引張応力度 σ_B は引張軸力による応力 σ_{B1} と曲げモーメントによる応力 σ_{B2} の合成によるものとする。

$$\sigma_B = \sigma_{B1} + \sigma_{B2}$$

・軸力による継手ボルトの引張応力度: σ_{B1}

$$\sigma_{B1} = \frac{P_{T_{\max}}}{A_B} = \frac{83.895}{0.004848} = 17305 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$17.305 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$A_B : \text{ボルト断面積} = A_n \cdot n_{rb} = 0.000303 \times 16 = 0.004848 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$A_n : \text{ボルトネジ切り部有効断面積} \quad 0.000303 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$n_{rb} : \text{リング当り継手個数} \quad 16 \text{ (ヶ/Ring)}$$

・曲げモーメントによる継手ボルトの引張応力度: σ_{B2}

$$\sigma_{B2} = \frac{f_j}{A_n}$$

・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。

$$f_j = \frac{M_{\max} \cdot B}{E_c \cdot I_{eq}} \cdot \frac{\pi \cdot \sin \varphi}{\cos^3 \varphi} \cdot R_c (1 + \sin \varphi) \cdot k_j$$

$$= \frac{136.251 \times 1.00}{33 \times 10^6 \times 0.845} \times \frac{\pi \times \sin 1.085}{\cos^3 1.085} \times 1.7125 \times (1 + \sin 1.085) \times 37436$$

$$= 16.110 \text{ (kN)}$$

ここに、	$M_{\max}$: 最大曲げモーメント	136.251 (kN・m)
	I_{eq} : セグメントの換算断面二次モーメント	0.845 (m ⁴)
	B : セグメント幅	1.00 (m)
	E_c : セグメントの弾性係数	33000000 (kN/m ²)
	φ : 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)	1.085 (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	37436 (kN/m)
	R_c : セグメント図心半径	1.7125 (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: σ_{B2}

$$\sigma_{B2} = \frac{f_j}{A_n} = \frac{16.110}{0.000303} = 53168 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$53.168 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

したがって、リング継手ボルトの引張応力度 σ_B は

$$\sigma_B = \sigma_{B1} + \sigma_{B2} = 17.305 + 53.168 = 70.473 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

c) 継手板の曲げ応力度: σ_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 σ_{j1} と曲げモーメントによる応力 σ_{j2} の合成により算出する。

$$\sigma_j = \sigma_{j1} + \sigma_{j2}$$

・引張軸力による継手板の曲げ応力度: σ_{j1} (両端塑性ヒンジ)

$$\sigma_{j1} = B_m \cdot \frac{P_{Tmax}}{n_{rb}} = 9982.639 \times \frac{83.895}{16}$$

$$= 52343 \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad 52.343 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$B_m = \frac{l_j}{b_j \cdot t_j^2} = \frac{0.115}{0.080 \times 0.012^2}$$

$$= 9982.639 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

・曲げモーメントによる継手板の曲げ応力度: σ_{j2}

$$\sigma_{j2} = B_m \cdot f_j = 9982.639 \times 16.110$$

$$= 160820 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$160.820 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

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 16 (箇所)

l_j : 梁と仮定した継手板のスパン 0.115 (m)

b_j : 継手板幅 0.080 (m)

t_j : 継手板厚 0.012 (m)

これより継手板の曲げ応力度 σ_j は

$$\sigma_j = \sigma_{j1} + \sigma_{j2} = 52.343 + 160.820 = 213.163 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

d) 継手板のせん断応力度： τ_j

$$\tau_j = \tau_{j1} + \tau_{j2}$$

・引張軸力による継手板のせん断応力度： τ_{j1} (両端塑性ヒンジ)

$$\tau_{j1} = B_t \cdot \frac{P_{T_{\max}}}{n_{rb}} = 520.833 \times \frac{83.895}{16}$$

$$= 2731 \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad 2.731 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$B_t = \frac{1}{2 \cdot b_j \cdot t_j} = \frac{1}{2 \times 0.080 \times 0.012}$$

$$= 520.833 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

・曲げモーメントによる継手板のせん断応力度： τ_{j2}

$$\tau_{j2} = B_t \cdot f_j = 520.833 \times 16.110$$

$$= 8391 \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad 8.391 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

したがって、継手のせん断応力度 τ_j は

$$\tau_j = \tau_{j1} + \tau_{j2} = 2.731 + 8.391 = 11.122 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

(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	σ_{B1}	N/mm ²	660	830	17.305	OK
継手板曲げ応力度	σ_{j1}	N/mm ²	245	400	52.343	OK
継手板せん断応力度	τ_{j1}	N/mm ²	141	-	2.731	-
モーメントによる応力度						
ボルト引張応力度	σ_{B2}	N/mm ²	660	830	53.168	OK
継手板曲げ応力度	σ_{j2}	N/mm ²	245	400	160.820	OK
継手板せん断応力度	τ_{j2}	N/mm ²	141	-	8.391	-
軸力、モーメントの合成応力度						
セグメント圧縮応力度	$\sigma_{Cp'}$	N/mm ²	42	-	24.131	OK
ボルト引張応力度	σ_B	N/mm ²	660	830	70.473	OK
継手板曲げ応力度	σ_j	N/mm ²	245	400	213.163	OK
継手板せん断応力度	τ_j	N/mm ²	141	-	11.122	-

(3) 変位量の算出

a) 変位量(伸び) : δ_t

$$\begin{aligned}\delta_t &= \frac{P_{\text{max}}^T}{K_s} + \frac{P_{\text{max}}^T}{K_j} \\ &= \frac{83.895}{44385000} + \frac{83.895}{598976} \\ &= 0.00014195(\text{m}) \quad 0.1420 (\text{mm})\end{aligned}$$

ここに、 P_{max}^T : 引張側軸力 83.895 (kN)
 K_s : セグメントの軸剛性 44385000 (kN/m)
 K_j : リング全体の軸剛性 598976 (kN/m)

b) リング継手ボルトのひずみ量 : ε_{bt}

$$\varepsilon_{bt} = (\delta_t / L_{bc}) \cdot 100 = (0.1420 / 27.0) \times 100 = 0.5259 (\%)$$

ここに、 L_{bc} : $2 \cdot t_j + t_{bw} \cdot n_{bw} = 2 \times 12 + 3.0 \times 1 = 27.0 (\text{mm})$
 t_j : 継手板厚 12 (mm)
 t_{bw} : 平座金の厚さ 3.0 (mm)
 n_{bw} : 平座金の枚数 1 (枚)

ひずみ量 $\varepsilon_{bt} = 0.5259 (\%)$ 伸び量基準値 = 12.00 (%) 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图のとおり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。

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

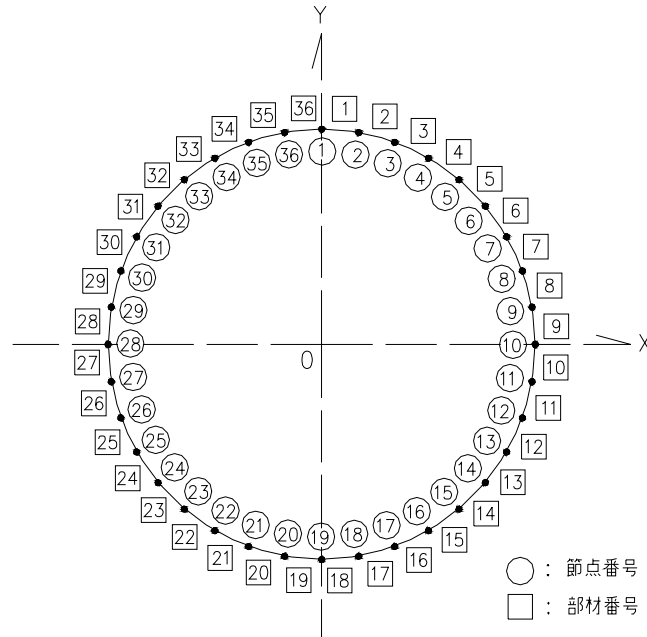


図.6.1.1 36分割フレームモデル

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	1.7125	19	0.0000	-1.7125
2	0.2974	1.6865	20	-0.2974	-1.6865
3	0.5857	1.6092	21	-0.5857	-1.6092
4	0.8562	1.4831	22	-0.8562	-1.4831
5	1.1008	1.3119	23	-1.1008	-1.3119
6	1.3119	1.1008	24	-1.3119	-1.1008
7	1.4831	0.8563	25	-1.4831	-0.8563
8	1.6092	0.5857	26	-1.6092	-0.5857
9	1.6865	0.2974	27	-1.6865	-0.2974
10	1.7125	0.0000	28	-1.7125	0.0000
11	1.6865	-0.2974	29	-1.6865	0.2974
12	1.6092	-0.5857	30	-1.6092	0.5857
13	1.4831	-0.8562	31	-1.4831	0.8563
14	1.3119	-1.1008	32	-1.3119	1.1008
15	1.1008	-1.3119	33	-1.1008	1.3119
16	0.8562	-1.4831	34	-0.8563	1.4831
17	0.5857	-1.6092	35	-0.5857	1.6092
18	0.2974	-1.6865	36	-0.2974	1.6865

(1) 弾性係数

$$E_c = 33000000 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

(2) 断面積

$$A = b \cdot h = 1.00 \times 0.125 = 0.125 \text{ (m}^2\text{)}$$

(3) 部材の断面二次モーメント

$$I_{SE} = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{1.00 \times 0.125^3}{12} = 0.000163 \text{ (m}^4\text{)}$$

ここに、 b : 部材幅 1.00 (m)

h : セグメント厚 0.125 (m)

6-1 常時断面力算定

(1)荷重条件

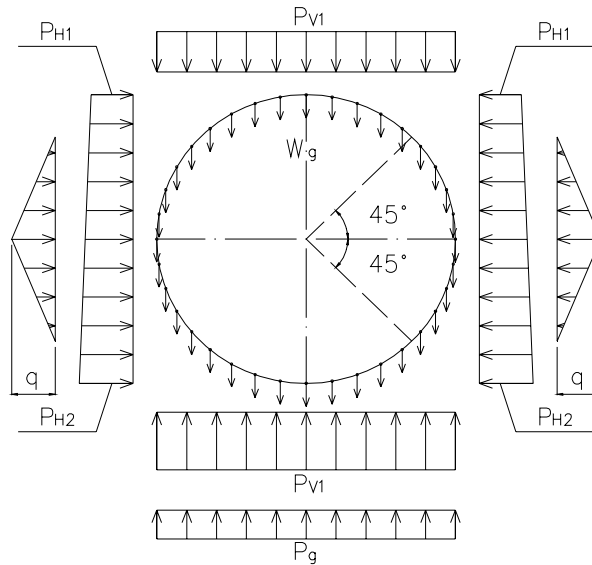


図.6.1.2 荷重図

鉛直荷重	P_{V1}	kN/m^2	207.104
頂部水平荷重	P_{H1}	kN/m^2	166.483
底部水平荷重	P_{H2}	kN/m^2	210.323
セグメントの円周単位当り重量	W_g	kN/m^2	3.253
自重による下部反力荷重	P_g	kN/m^2	10.220
地盤反力	q	kN/m^2	6.147

節点番号	$\theta (^{\circ})$	水平荷重 $P_H(\text{kN/m}^2)$	$\phi (^{\circ})$	地盤反力 $q(\text{kN/m}^2)$
1	0	166.4830	90	0.0000
2	36	166.8158	80	0.0000
3	35	167.8052	70	0.0000
4	34	169.4193	60	0.0000
5	33	171.6107	50	0.0000
6	32	174.3128	40	0.5590
7	31	177.4424	30	1.8002
8	30	180.9060	20	3.1738
9	29	184.5963	10	4.6373
10	28	188.4030	0	6.1470
11	27	192.2097	10	4.6373
12	26	195.9000	20	3.1738
13	25	199.3624	30	1.8002
14	24	202.4932	40	0.5590
15	23	205.1953	50	0.0000
16	22	207.3867	60	0.0000
17	21	209.0008	70	0.0000
18	20	209.9902	80	0.0000
19	180	210.3230	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ー支点とする。

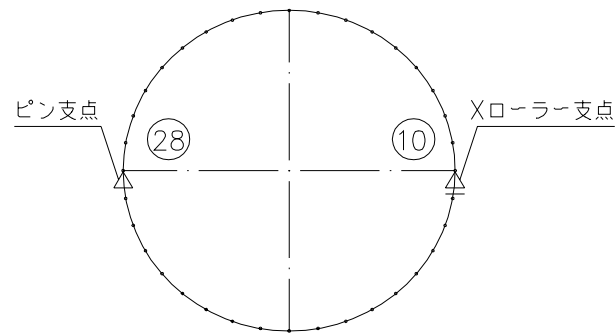


図.6.1.3 常時の支点条件

(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	0.002549	-0.003046	0.000000				
2	0.002539	-0.002903	0.000938	36	0.002559	-0.002903	-0.000938
3	0.002622	-0.002506	0.001742	35	0.002476	-0.002506	-0.001743
4	0.002859	-0.001943	0.002301	34	0.002239	-0.001942	-0.002301
5	0.003259	-0.001330	0.002541	33	0.001839	-0.001330	-0.002541
6	0.003773	-0.000781	0.002441	32	0.001325	-0.000781	-0.002440
7	0.004311	-0.000373	0.002030	31	0.000787	-0.000373	-0.002030
8	0.004766	-0.000133	0.001383	30	0.000332	-0.000133	-0.001383
9	0.005047	-0.000031	0.000595	29	0.000052	-0.000031	-0.000594
10	0.005098	0.000000	-0.000230	28	0.000000	0.000000	0.000230
11	0.004916	0.000042	-0.000994	27	0.000182	0.000042	0.000994
12	0.004542	0.000170	-0.001617	26	0.000556	0.000170	0.001617
13	0.004053	0.000426	-0.002038	25	0.001045	0.000426	0.002038
14	0.003542	0.000815	-0.002218	24	0.001556	0.000815	0.002218
15	0.003095	0.001298	-0.002149	23	0.002003	0.001298	0.002149
16	0.002771	0.001805	-0.001845	22	0.002328	0.001805	0.001845
17	0.002590	0.002251	-0.001346	21	0.002508	0.002251	0.001345
18	0.002534	0.002556	-0.000708	20	0.002564	0.002556	0.000708
19	0.002549	0.002664	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	17.536	-4.238	310.723	36	1	17.536	4.237	310.723
1	2	16.271	-4.238	310.723	36	36	16.272	4.237	310.723
2	2	16.271	-11.901	314.356	35	36	16.272	11.900	314.355
2	3	12.719	-11.901	314.356	35	35	12.719	11.900	314.355
3	3	12.719	-17.763	321.036	34	35	12.719	17.817	321.037
3	4	7.417	-17.763	321.036	34	34	7.401	17.817	321.037
4	4	7.417	-20.721	329.740	33	34	7.401	20.666	329.749
4	5	1.231	-20.721	329.740	33	33	1.232	20.666	329.749
5	5	1.231	-20.352	339.163	32	33	1.232	20.351	339.163
5	6	-4.844	-20.352	339.163	32	32	-4.843	20.351	339.163
6	6	-4.844	-17.071	347.901	31	32	-4.843	17.070	347.901
6	7	-9.940	-17.071	347.901	31	31	-9.939	17.070	347.901
7	7	-9.940	-11.598	354.844	30	31	-9.939	11.598	354.843
7	8	-13.402	-11.598	354.844	30	30	-13.401	11.598	354.843
8	8	-13.402	-5.363	359.443	29	30	-13.401	5.363	359.442
8	9	-15.003	-5.363	359.443	29	29	-15.002	5.363	359.442
9	9	-15.003	0.980	361.698	28	29	-15.002	-0.980	361.697
9	10	-14.711	0.980	361.698	28	28	-14.709	-0.980	361.697
10	10	-14.711	6.274	361.908	27	28	-14.709	-6.274	361.904
10	11	-12.838	6.274	361.908	27	27	-12.836	-6.274	361.904
11	11	-12.838	10.774	360.330	26	27	-12.836	-10.773	360.326
11	12	-9.622	10.774	360.330	26	26	-9.620	-10.773	360.326
12	12	-9.622	13.753	357.351	25	26	-9.620	-13.700	357.349
12	13	-5.516	13.753	357.351	25	25	-5.531	-13.700	357.349
13	13	-5.516	15.166	353.571	24	25	-5.531	-15.231	353.565
13	14	-0.989	15.166	353.571	24	24	-0.984	-15.231	353.565
14	14	-0.989	15.009	349.569	23	24	-0.984	-15.006	349.566
14	15	3.491	15.009	349.569	23	23	3.495	-15.006	349.566
15	15	3.491	13.301	345.915	22	23	3.495	-13.297	345.912
15	16	7.461	13.301	345.915	22	22	7.465	-13.297	345.912
16	16	7.461	10.272	343.039	21	22	7.465	-10.269	343.038
16	17	10.528	10.272	343.039	21	21	10.530	-10.269	343.038
17	17	10.528	6.383	341.105	20	21	10.530	-6.379	341.104
17	18	12.433	6.383	341.105	20	20	12.434	-6.379	341.104
18	18	12.433	2.217	340.138	19	20	12.434	-2.213	340.137
18	19	13.095	2.217	340.138	19	19	13.095	-2.213	340.137

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。

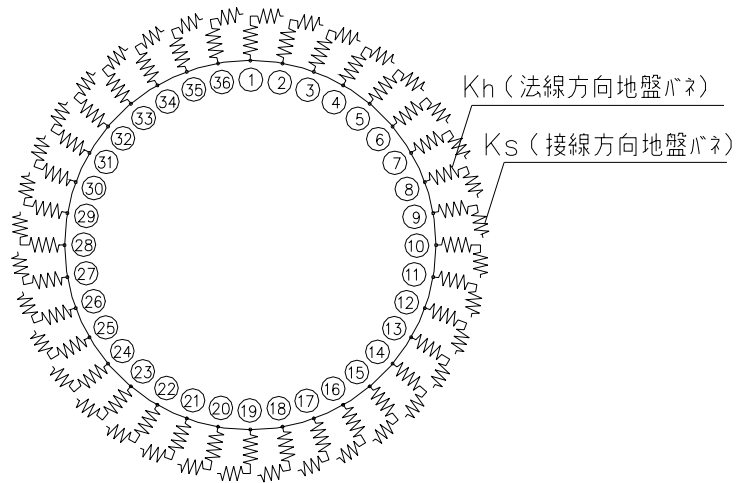


図.6.2.1 地震時断面力算定フレームモデル

(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。

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

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

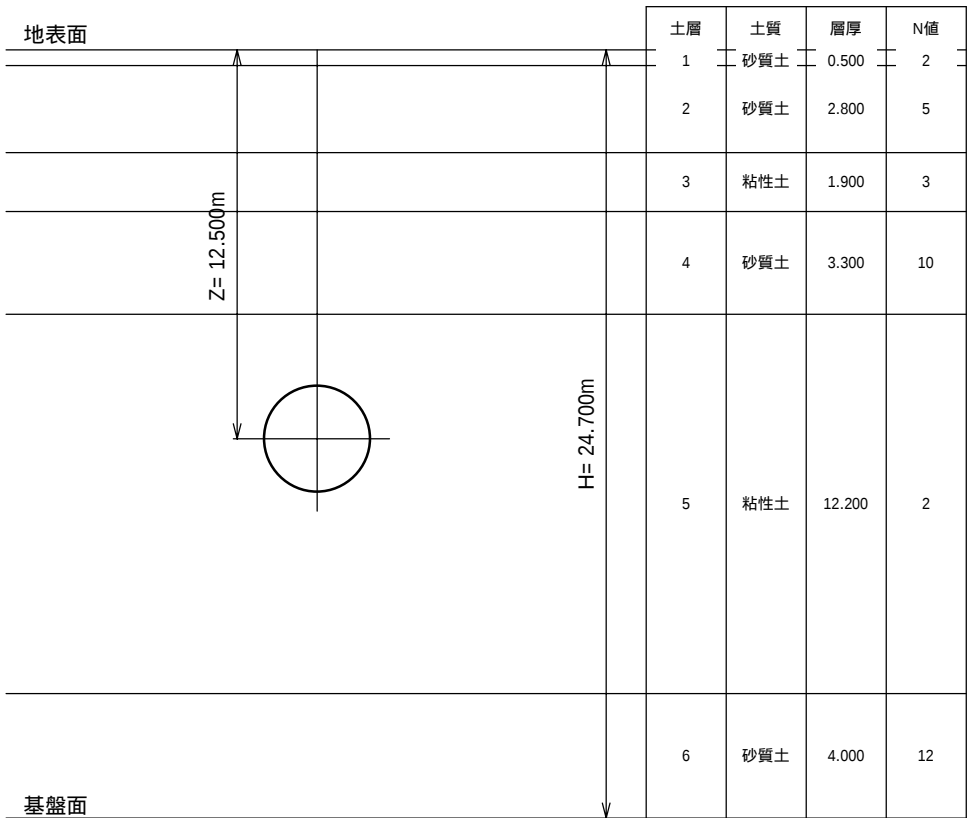
$$B_h = \sqrt{B \cdot D_c}$$

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	3.4250 (m)
α :	補正係数	1.0
E_0 :	地盤の変形係数	$E_0 = 2800 \cdot N$ 値 (kN/m ²)

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 ²)	B _h (m)	K _{h0} (kN/m ³)	K _h (kN/m ³)	K _s (kN/m ³)
1	砂質土	0.500	2	5600	5.852	18667	2011.081	603.324
2	砂質土	2.800	5	14000	5.852	46667	5027.701	1508.310
3	粘性土	1.900	3	8400	5.852	28000	3016.621	904.986
4	砂質土	3.300	10	28000	5.852	93333	10055.403	3016.621
5	粘性土	12.200	2	5600	5.852	18667	2011.081	603.324
6	砂質土	4.000	12	33600	5.852	112000	12066.484	3619.945

(4)各節点の地盤バネ定数

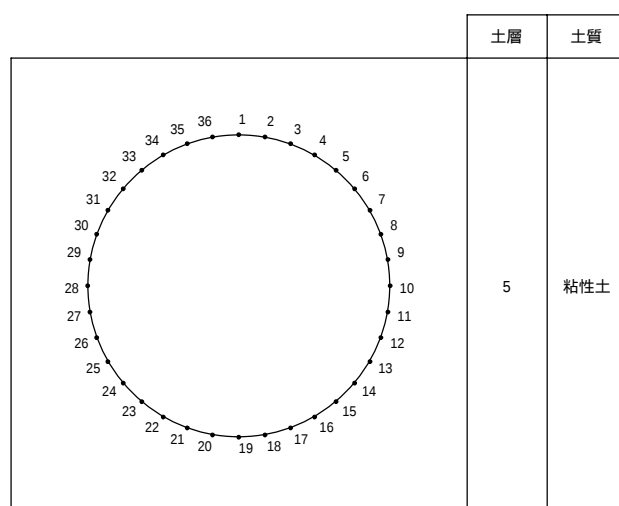


図.6.2.1 各節点が属する土層

節点番号		土層 番号	1要素当りの周長 ds(m)	地盤バネ K _h (kN/m ³)	せん断バネ K _s (kN/m ³)	1要素当り 地盤バネ ds・K _h	1要素当り せん断バネ ds・K _s
1		5	0.2989	2011.081	603.324	601.087	180.326
2	36	5	0.2989	2011.081	603.324	601.087	180.326
3	35	5	0.2989	2011.081	603.324	601.087	180.326
4	34	5	0.2989	2011.081	603.324	601.087	180.326
5	33	5	0.2989	2011.081	603.324	601.087	180.326
6	32	5	0.2989	2011.081	603.324	601.087	180.326
7	31	5	0.2989	2011.081	603.324	601.087	180.326
8	30	5	0.2989	2011.081	603.324	601.087	180.326
9	29	5	0.2989	2011.081	603.324	601.087	180.326
10	28	5	0.2989	2011.081	603.324	601.087	180.326
11	27	5	0.2989	2011.081	603.324	601.087	180.326
12	26	5	0.2989	2011.081	603.324	601.087	180.326
13	25	5	0.2989	2011.081	603.324	601.087	180.326
14	24	5	0.2989	2011.081	603.324	601.087	180.326
15	23	5	0.2989	2011.081	603.324	601.087	180.326
16	22	5	0.2989	2011.081	603.324	601.087	180.326
17	21	5	0.2989	2011.081	603.324	601.087	180.326
18	20	5	0.2989	2011.081	603.324	601.087	180.326
19		5	0.2989	2011.081	603.324	601.087	180.326

(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。

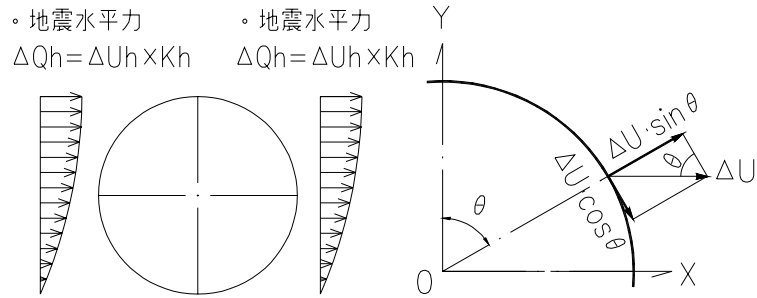


図.6.2.2 地震時荷重

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

b)法線方向成分 = $U \cdot \sin \theta$ (m)

c)接線方向成分 = $U \cdot \cos \theta$ (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 $q_k = U \cdot \sin \theta \cdot ds \cdot K_h$ (kN/m)

b)接線方向地震力 $q_j = U \cdot \cos \theta \cdot ds \cdot K_s$ (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 $U \cdot \sin \theta$ (m)	接線方向地 震変位成分 $U \cdot \cos \theta$ (m)	1要素長当り 地盤バネ定数 $ds \cdot K_h$ (kN/m ²)	1要素長当り せん断バネ定数 $ds \cdot K_s$ (kN/m ²)	法線方向 地震力 q_k (kN/m)	接線方向 地震力 q_j (kN/m)
1	10.7875	0.1108	0.0223	0.0000	0.0223	601.087	180.326	0.000	4.021
2	10.8135	0.1106	0.0221	0.0038	0.0218	601.087	180.326	2.307	3.925
3	10.8908	0.1102	0.0217	0.0074	0.0204	601.087	180.326	4.461	3.677
4	11.0169	0.1094	0.0209	0.0105	0.0181	601.087	180.326	6.281	3.264
5	11.1881	0.1084	0.0199	0.0128	0.0152	601.087	180.326	7.689	2.749
6	11.3992	0.1072	0.0187	0.0143	0.0120	601.087	180.326	8.611	2.168
7	11.6437	0.1057	0.0172	0.0149	0.0086	601.087	180.326	8.954	1.551
8	11.9143	0.1040	0.0155	0.0146	0.0053	601.087	180.326	8.755	0.956
9	12.2026	0.1022	0.0137	0.0135	0.0024	601.087	180.326	8.110	0.429
10	12.5000	0.1002	0.0117	0.0117	0.0000	601.087	180.326	7.033	0.000
11	12.7974	0.0983	0.0098	0.0097	-0.0017	601.087	180.326	5.801	-0.307
12	13.0857	0.0964	0.0079	0.0074	-0.0027	601.087	180.326	4.462	-0.487
13	13.3562	0.0945	0.0060	0.0052	-0.0030	601.087	180.326	3.123	-0.541
14	13.6008	0.0929	0.0044	0.0034	-0.0028	601.087	180.326	2.026	-0.510
15	13.8119	0.0914	0.0029	0.0019	-0.0022	601.087	180.326	1.120	-0.401
16	13.9831	0.0902	0.0017	0.0009	-0.0015	601.087	180.326	0.511	-0.265
17	14.1092	0.0893	0.0008	0.0003	-0.0008	601.087	180.326	0.164	-0.136
18	14.1865	0.0887	0.0002	0.0000	-0.0002	601.087	180.326	0.021	-0.036
19	14.2125	0.0885	0.0000	0.0000	0.0000	601.087	180.326	0.000	0.000
20	14.1865	0.0887	0.0002	0.0000	-0.0002	601.087	180.326	-0.021	-0.036
21	14.1092	0.0893	0.0008	-0.0003	-0.0008	601.087	180.326	-0.164	-0.136
22	13.9831	0.0902	0.0017	-0.0009	-0.0015	601.087	180.326	-0.511	-0.265
23	13.8119	0.0914	0.0029	-0.0019	-0.0022	601.087	180.326	-1.120	-0.401
24	13.6008	0.0929	0.0044	-0.0034	-0.0028	601.087	180.326	-2.026	-0.510
25	13.3563	0.0945	0.0060	-0.0052	-0.0030	601.087	180.326	-3.123	-0.541
26	13.0857	0.0964	0.0079	-0.0074	-0.0027	601.087	180.326	-4.462	-0.487
27	12.7974	0.0983	0.0098	-0.0097	-0.0017	601.087	180.326	-5.801	-0.307
28	12.5000	0.1002	0.0117	-0.0117	0.0000	601.087	180.326	-7.033	0.000
29	12.2026	0.1022	0.0137	-0.0135	0.0024	601.087	180.326	-8.110	0.429
30	11.9143	0.1040	0.0155	-0.0146	0.0053	601.087	180.326	-8.755	0.956
31	11.6437	0.1057	0.0172	-0.0149	0.0086	601.087	180.326	-8.954	1.551
32	11.3992	0.1072	0.0187	-0.0143	0.0120	601.087	180.326	-8.611	2.168
33	11.1881	0.1084	0.0199	-0.0128	0.0152	601.087	180.326	-7.689	2.749
34	11.0169	0.1094	0.0209	-0.0105	0.0181	601.087	180.326	-6.281	3.264
35	10.8908	0.1102	0.0217	-0.0074	0.0204	601.087	180.326	-4.461	3.677
36	10.8135	0.1106	0.0221	-0.0038	0.0218	601.087	180.326	-2.307	3.925

(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	0.017914	0.000000	-0.001817				
2	0.017866	-0.000549	-0.001902	36	0.017866	0.000549	-0.001902
3	0.017710	-0.001129	-0.002148	35	0.017710	0.001129	-0.002148
4	0.017416	-0.001758	-0.002525	34	0.017416	0.001759	-0.002525
5	0.016944	-0.002431	-0.002990	33	0.016944	0.002431	-0.002990
6	0.016260	-0.003114	-0.003486	32	0.016260	0.003114	-0.003486
7	0.015349	-0.003752	-0.003955	31	0.015349	0.003752	-0.003955
8	0.014224	-0.004276	-0.004341	30	0.014224	0.004276	-0.004341
9	0.012932	-0.004622	-0.004596	29	0.012932	0.004622	-0.004596
10	0.011547	-0.004743	-0.004689	28	0.011547	0.004743	-0.004689
11	0.010161	-0.004622	-0.004607	27	0.010161	0.004622	-0.004607
12	0.008864	-0.004274	-0.004361	26	0.008864	0.004274	-0.004361
13	0.007733	-0.003747	-0.003979	25	0.007733	0.003748	-0.003979
14	0.006816	-0.003106	-0.003507	24	0.006816	0.003106	-0.003507
15	0.006128	-0.002420	-0.003002	23	0.006128	0.002420	-0.003002
16	0.005656	-0.001745	-0.002526	22	0.005656	0.001745	-0.002526
17	0.005363	-0.001117	-0.002136	21	0.005363	0.001117	-0.002136
18	0.005208	-0.000542	-0.001882	20	0.005208	0.000542	-0.001882
19	0.005161	0.000000	-0.001793				

(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	-10.296	1.297	36	1	0.000	-10.296	-1.297
1	2	-3.073	-10.296	1.297	36	36	3.073	-10.296	-1.297
2	2	-3.073	-9.085	3.733	35	36	3.073	-9.085	-3.732
2	3	-5.785	-9.085	3.733	35	35	5.785	-9.085	-3.732
3	3	-5.785	-6.795	5.729	34	35	5.785	-6.796	-5.727
3	4	-7.814	-6.795	5.729	34	34	7.814	-6.796	-5.727
4	4	-7.814	-3.709	7.034	33	34	7.814	-3.708	-7.035
4	5	-8.921	-3.709	7.034	33	33	8.921	-3.708	-7.035
5	5	-8.921	-0.166	7.501	32	33	8.921	-0.166	-7.501
5	6	-8.971	-0.166	7.501	32	32	8.971	-0.166	-7.501
6	6	-8.971	3.444	7.066	31	32	8.971	3.444	-7.066
6	7	-7.943	3.444	7.066	31	31	7.942	3.444	-7.066
7	7	-7.943	6.667	5.760	30	31	7.942	6.667	-5.759
7	8	-5.952	6.667	5.760	30	30	5.952	6.667	-5.759
8	8	-5.952	9.101	3.735	29	30	5.952	9.101	-3.735
8	9	-3.236	9.101	3.735	29	29	3.236	9.101	-3.735
9	9	-3.236	10.476	1.220	28	29	3.236	10.476	-1.220
9	10	-0.109	10.476	1.220	28	28	0.109	10.476	-1.220
10	10	-0.109	10.546	-1.476	27	28	0.109	10.546	1.476
10	11	3.039	10.546	-1.476	27	27	-3.039	10.546	1.476
11	11	3.039	9.364	-4.033	26	27	-3.039	9.364	4.033
11	12	5.835	9.364	-4.033	26	26	-5.835	9.364	4.033
12	12	5.835	7.048	-6.134	25	26	-5.835	7.049	6.133
12	13	7.938	7.048	-6.134	25	25	-7.939	7.049	6.133
13	13	7.938	3.818	-7.515	24	25	-7.939	3.817	7.516
13	14	9.078	3.818	-7.515	24	24	-9.078	3.817	7.516
14	14	9.078	0.137	-8.011	23	24	-9.078	0.137	8.011
14	15	9.119	0.137	-8.011	23	23	-9.119	0.137	8.011
15	15	9.119	-3.596	-7.542	22	23	-9.119	-3.596	7.542
15	16	8.046	-3.596	-7.542	22	22	-8.046	-3.596	7.542
16	16	8.046	-6.900	-6.161	21	22	-8.046	-6.899	6.162
16	17	5.986	-6.900	-6.161	21	21	-5.986	-6.899	6.162
17	17	5.986	-9.365	-4.034	20	21	-5.986	-9.365	4.034
17	18	3.191	-9.365	-4.034	20	20	-3.191	-9.365	4.034
18	18	3.191	-10.688	-1.401	19	20	-3.191	-10.688	1.402
18	19	0.000	-10.688	-1.401	19	19	0.000	-10.688	1.402

(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	0.020463	-0.003046	-0.001817				
2	0.020404	-0.003452	-0.000964	36	0.020425	-0.002354	-0.002840
3	0.020332	-0.003635	-0.000406	35	0.020186	-0.001377	-0.003891
4	0.020275	-0.003701	-0.000224	34	0.019655	-0.000184	-0.004826
5	0.020203	-0.003761	-0.000449	33	0.018784	0.001102	-0.005530
6	0.020033	-0.003895	-0.001045	32	0.017585	0.002334	-0.005927
7	0.019660	-0.004125	-0.001925	31	0.016136	0.003378	-0.005986
8	0.018990	-0.004408	-0.002958	30	0.014556	0.004143	-0.005724
9	0.017979	-0.004653	-0.004001	29	0.012984	0.004591	-0.005190
10	0.016645	-0.004743	-0.004919	28	0.011547	0.004743	-0.004459
11	0.015076	-0.004579	-0.005602	27	0.010343	0.004664	-0.003613
12	0.013406	-0.004105	-0.005979	26	0.009420	0.004444	-0.002744
13	0.011786	-0.003322	-0.006017	25	0.008778	0.004173	-0.001941
14	0.010358	-0.002292	-0.005725	24	0.008372	0.003921	-0.001288
15	0.009223	-0.001122	-0.005151	23	0.008132	0.003718	-0.000853
16	0.008426	0.000059	-0.004370	22	0.007983	0.003550	-0.000681
17	0.007953	0.001133	-0.003482	21	0.007871	0.003368	-0.000791
18	0.007742	0.002014	-0.002590	20	0.007772	0.003098	-0.001173
19	0.007710	0.002664	-0.001793				

(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	17.536	-14.534	312.020	36	1	17.536	-6.059	309.426
1	2	13.198	-14.534	312.020	36	36	19.345	-6.059	309.426
2	2	13.198	-20.986	318.089	35	36	19.345	2.815	310.623
2	3	6.934	-20.986	318.089	35	35	18.504	2.815	310.623
3	3	6.934	-24.558	326.765	34	35	18.504	11.021	315.310
3	4	-0.397	-24.558	326.765	34	34	15.215	11.021	315.310
4	4	-0.397	-24.430	336.774	33	34	15.215	16.958	322.714
4	5	-7.690	-24.430	336.774	33	33	10.153	16.958	322.714
5	5	-7.690	-20.518	346.664	32	33	10.153	20.185	331.662
5	6	-13.815	-20.518	346.664	32	32	4.128	20.185	331.662
6	6	-13.815	-13.627	354.967	31	32	4.128	20.514	340.835
6	7	-17.883	-13.627	354.967	31	31	-1.997	20.514	340.835
7	7	-17.883	-4.931	360.604	30	31	-1.997	18.265	349.084
7	8	-19.354	-4.931	360.604	30	30	-7.449	18.265	349.084
8	8	-19.354	3.738	363.178	29	30	-7.449	14.464	355.707
8	9	-18.239	3.738	363.178	29	29	-11.766	14.464	355.707
9	9	-18.239	11.456	362.918	28	29	-11.766	9.496	360.477
9	10	-14.820	11.456	362.918	28	28	-14.600	9.496	360.477
10	10	-14.820	16.820	360.432	27	28	-14.600	4.272	363.380
10	11	-9.799	16.820	360.432	27	27	-15.875	4.272	363.380
11	11	-9.799	20.138	356.297	26	27	-15.875	-1.409	364.359
11	12	-3.787	20.138	356.297	26	26	-15.455	-1.409	364.359
12	12	-3.787	20.801	351.217	25	26	-15.455	-6.651	363.482
12	13	2.422	20.801	351.217	25	25	-13.470	-6.651	363.482
13	13	2.422	18.984	346.056	24	25	-13.470	-11.414	361.081
13	14	8.089	18.984	346.056	24	24	-10.062	-11.414	361.081
14	14	8.089	15.146	341.558	23	24	-10.062	-14.869	357.577
14	15	12.610	15.146	341.558	23	23	-5.624	-14.869	357.577
15	15	12.610	9.705	338.373	22	23	-5.624	-16.893	353.454
15	16	15.507	9.705	338.373	22	22	-0.581	-16.893	353.454
16	16	15.507	3.372	336.878	21	22	-0.581	-17.168	349.200
16	17	16.514	3.372	336.878	21	21	4.544	-17.168	349.200
17	17	16.514	-2.982	337.071	20	21	4.544	-15.744	345.138
17	18	15.624	-2.982	337.071	20	20	9.243	-15.744	345.138
18	18	15.624	-8.471	338.737	19	20	9.243	-12.901	341.539
18	19	13.095	-8.471	338.737	19	19	13.095	-12.901	341.539

(10)常時 + 地震時断面力リング当り

前項『(9)常時 + 地震時断面力』より、正曲げモーメント、負曲げモーメント、せん断力の最大値位置で応力度照査を行う。

1 m当り断面力

符号	要素	節点	M(kN・m)	N(kN)	Q(kN)
+Mmax	36	36	19.345	309.426	-6.059
-Mmax	7	8	-19.354	360.604	-4.931
Qmax	3	3	6.934	326.765	-24.558

これを1リング当り断面力に換算する。

$$M = M \cdot B \cdot (1 + \zeta)$$

$$N = N \cdot B$$

$$Q = Q \cdot B$$

B : セグメント幅 1.000(m)

ζ : モーメント割増率 0(%)

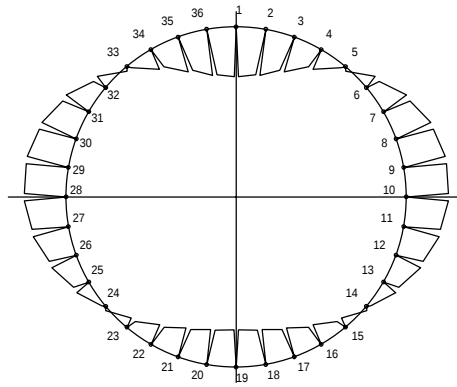
1リング当り断面力

符号	要素	節点	M(kN・m)	N(kN)	Q(kN)
+Mmax	36	36	19.345	309.426	-6.059
-Mmax	7	8	-19.354	360.604	-4.931
Qmax	3	3	6.934	326.765	-24.558

6-3 断面力図

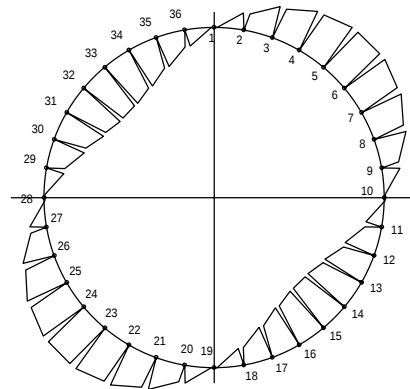
(1) 曲げモーメント図

a) 常時曲げモーメント



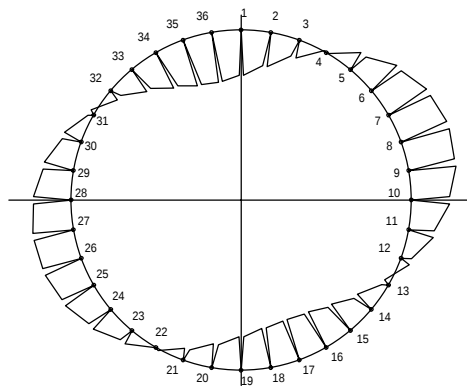
正の最大曲げモーメントが発生する要素 = 0
 正の最大曲げモーメントが発生する節点 = 0
 正の最大曲げモーメント = 17.536 (kN・m)
 負の最大曲げモーメントが発生する要素 = 8
 負の最大曲げモーメントが発生する節点 = 9
 負の最大曲げモーメント = -15.003 (kN・m)

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 = 9.119 (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 = -9.119 (kN・m)

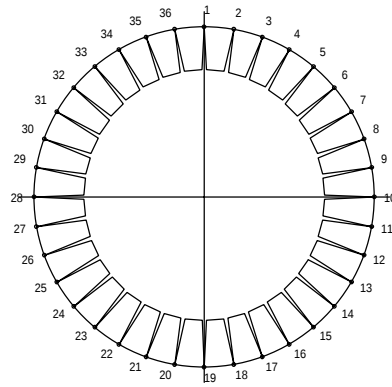
c) 常時+地震時曲げモーメント



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 = 19.345 (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 = -19.354 (kN・m)

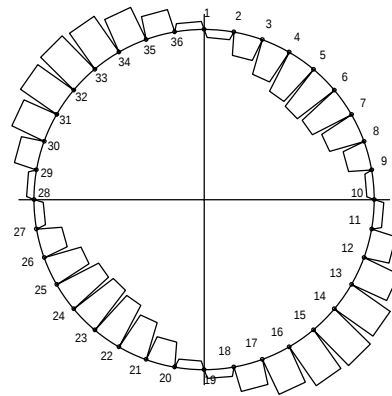
(2)軸力図

a)常時軸力



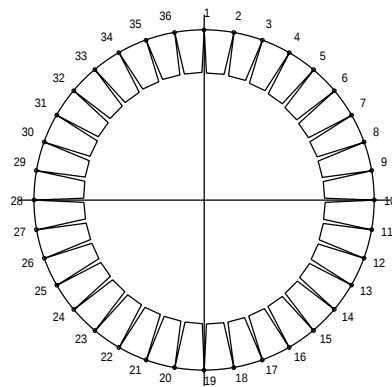
正の最大曲げモーメントが発生する要素 = 0
 正の最大曲げモーメントが発生する節点 = 0
 正の最大曲げモーメント位置軸力 = 0.000 (kN)
 負の最大曲げモーメントが発生する要素 = 8
 負の最大曲げモーメントが発生する節点 = 9
 負の最大曲げモーメント位置軸力 = 359.443 (kN)

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 = -8.011 (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 = 7.542 (kN)

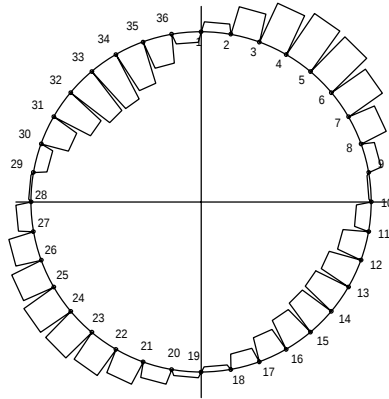
c)常時+地震時軸力



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 = 309.426 (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 = 360.604 (kN)

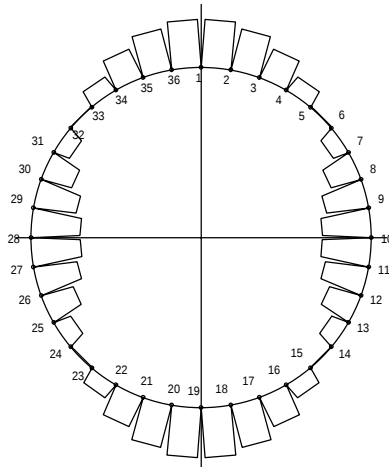
(3)せん断力図

a)常時せん断力



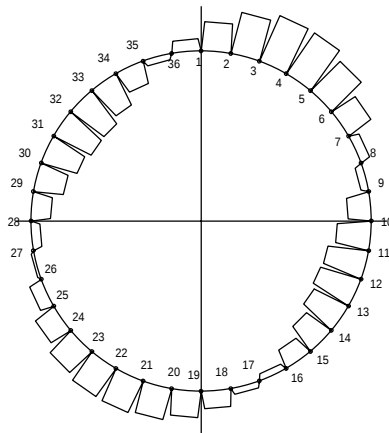
最大せん断力が発生する要素 = 4
 最大せん断力が発生する節点 = 4
 最大せん断力 = -20.721 (kN)

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 = -10.688 (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 = -24.558 (kN)

6-4 応力度照査

(1) 曲げ耐力

1) 断面形状

項 目		単位	諸元値
断面形状	幅	b	m
	高さ	h	m
	外側鉄筋の被り	d ₁	m
	内側鉄筋の被り	d ₂	m
主鉄筋断面積	外側鉄筋の鉄筋量	A _{s1}	cm ²
	内側鉄筋の鉄筋量	A _{s2}	cm ²
せん断補強筋	断面積	A _w	cm ²
	部材軸角度	α _s	°
	配置間隔	S _s	mm

2) 作用断面力 (リング当り)

項 目		単位	最大曲げ(正)	最大曲げ(負)	最大せん断
曲げモーメント	M _d	kN・m	19.345	19.354	6.934
軸力	N _d '	kN	309.426	360.604	326.765
せん断力	V _d	kN	6.059	4.931	24.558

3) 材料強度

コンクリート設計基準強度	f _{ck} ' =	42	N/mm ²
鉄筋の規格降伏点強度(引張側)	f _{yk} =	345	N/mm ²
(圧縮側)	f _{yk} ' =	345	N/mm ²
コンクリートの弾性係数	E _c =	33000	N/mm ²
鉄筋の弾性係数	E _s =	210000	N/mm ²
コンクリートの終局圧縮ひずみ	ε _{cu} ' =	0.0035	

4) 安全係数

項 目		諸元値
材料係数	コンクリート γ _c	1.00
	鉄筋 γ _s	1.00
部材係数 γ _b	曲げ軸力	1.00
	曲げ軸力(上限)	1.00
	せん断耐力(C o)	1.00
	せん断耐力(鉄筋)	1.00
構造物係数 γ _i		1.00

5) 曲げ耐力の算出:

・コンクリート設計圧縮強度 : f_{cd}'

$$f_{cd}' = \frac{f_{ck}'}{\gamma_c} = \frac{42}{1.00} = 42.0 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

・鉄筋設計引張強度(引張) : f_{yd}

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{345}{1.00} = 345 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

・鉄筋設計引張強度(圧縮) : f_{yd}'

$$f_{yd}' = \frac{f_{yk}'}{\gamma_s} = \frac{345}{1.00} = 345 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

・釣合偏心状態におけるコンクリートの圧縮応力度の分布高 : a_b

$$a_b = 0.8 \cdot d \cdot \frac{\varepsilon_{cu}'}{\varepsilon_{cu}' + f_{yd} / E_c}$$

a_b (正曲げ位置)	= 49.000 (mm)
a_b (負曲げ位置)	= 49.000 (mm)
a_b (せん断位置)	= 49.000 (mm)

・ヤング係数比 : n

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{210000}{33000} = 6.36364$$

・圧縮縁から図心軸までの距離 : y_1

$$y_1 = \frac{b \cdot h^2 / 2 + n \cdot (A_s \cdot d + A_s' \cdot d')}{b \cdot h + n \cdot (A_s + A_s')}$$

y_1 (正曲げ位置)	= 62.50 (mm)
y_1 (負曲げ位置)	= 62.50 (mm)
y_1 (せん断位置)	= 62.50 (mm)

・作用点と引張鉄筋位置までの距離 : $e' - e$

$$e' - e = d - y_1$$

$e' - e$ (正曲げ位置)	= 27.50 (mm)
$e' - e$ (負曲げ位置)	= 27.50 (mm)
$e' - e$ (せん断位置)	= 27.50 (mm)

6) 破壊包絡線上の破壊モードの分類と対応する耐荷力計算式

・中心軸圧縮破壊

$$N_{ou}' = 0.85 \cdot f_{cd}' \cdot b \cdot h + A_{s'}' \cdot f_{yd}' + A_s \cdot f_{yd}$$

$$\sigma_s = E_s \cdot \varepsilon_{cu}' \cdot (0.8 \cdot d / a - 1)$$

$$N_u' = 0.85 \cdot f_{cd}' \cdot b \cdot a + A_{s'}' \cdot f_{yd}' - A_s \cdot \sigma_s$$

$$M_u = 0.85 \cdot f_{cd}' \cdot b \cdot a \cdot (d - a / 2) + A_{s'}' \cdot f_{yd}' \cdot (d - d') - N_u' \cdot (e' - e)$$

・曲げ圧縮破壊

$$\sigma_s = E_s \cdot \varepsilon_{cu}' \cdot (0.8 \cdot d / a - 1)$$

$$N_u' = 0.85 \cdot f_{cd}' \cdot b \cdot a + A_{s'}' \cdot f_{yd}' - A_s \cdot \sigma_s$$

$$M_u = 0.85 \cdot f_{cd}' \cdot b \cdot a \cdot (d - a / 2) + A_{s'}' \cdot f_{yd}' \cdot (d - d') - N_u' \cdot (e' - e)$$

・釣合い偏心状態

$$N_b' = 0.85 \cdot f_{cd}' \cdot b \cdot ab + A_{s'}' \cdot f_{yd}' - A_s \cdot f_{yd}$$

$$M_b = 0.85 \cdot f_{cd}' \cdot b \cdot ab \cdot (d - ab / 2) + A_{s'}' \cdot f_{yd}' \cdot (d - d') - N_b' \cdot (e' - e)$$

・圧縮鉄筋降伏後、曲げ引張破壊

$$\sigma_s = E_s \cdot \varepsilon_{cu}' \cdot (1 - 0.8 \cdot d' / a)$$

$$N_u' = 0.85 \cdot f_{cd}' \cdot b \cdot a + A_{s'}' \cdot \sigma_s' - A_s \cdot f_{yd}$$

$$M_u = 0.85 \cdot f_{cd}' \cdot b \cdot a \cdot (d - a / 2) + A_{s'}' \cdot \sigma_s' \cdot (d - d') - N_u' \cdot (e' - e)$$

・圧縮鉄筋降伏前、曲げ引張破壊

$$M_{ou} = (A_s \cdot f_{yd} - A_{s'}' \cdot \sigma_s') \cdot (d - a / 2) + A_{s'}' \cdot \sigma_s' \cdot (d - d')$$

・中心軸引張破壊

$$\sigma_s' = E_s \cdot \varepsilon_{cu}' \cdot (1 - 0.8 \cdot d' / a)$$

$$-N_u = 0.85 \cdot f_{cd}' \cdot b \cdot a + A_{s'}' \cdot \sigma_s' - A_s \cdot f_{yd}$$

$$M_u = 0.85 \cdot f_{cd}' \cdot b \cdot a \cdot (d - a / 2) + A_{s'}' \cdot \sigma_s' \cdot (d - d') + N_u' \cdot (e' - e)$$

$$N_{ou} = f_{yd}' \cdot A_{s'}' + f_{yd} \cdot A_s$$

ここで、	N_{ou}'	: 軸圧縮耐力の上限値	f_{yd}	: 引張鉄筋の設計降伏強度
	N_u'	: 軸圧縮耐力	σ_s'	: 圧縮鉄筋の応力度
	N_d'	: 釣合い偏心状態の軸圧縮耐力	σ_s	: 引張鉄筋の応力度
	N_{ou}	: 軸引張耐力	b	: 部材幅
	M_u	: 曲げ耐力	h	: 部材高
	M_b	: 釣合い状態の曲げ耐力	a	: 等価応力ブロックにおけるコンクリートの圧縮応力度の分布高
	M_{ou}	: 純曲げ耐力	ab	: 釣合い偏心状態におけるコンクリートの圧縮応力度の分布高
	A_c	: コンクリート有効断面積	d	: 引張側有効高
	$A_{s'}'$	: 圧縮側鉄筋量	d'	: 圧縮側有効高
	A_s	: 引張側鉄筋量		
	f_{cd}'	: コンクリートの設計圧縮強度		
	f_{yd}'	: 圧縮鉄筋の設計降伏強度		

(2) せん断耐力

設計せん断耐力 V_{yd} は次式による。

$$V_{yd} = V_{cd} + V_{sd}$$

ここで、 V_{yd} : 棒部材設計せん断耐力

V_{cd} : コンクリート負担分設計せん断耐力

(せん断補強鋼材を用いない棒部材のせん断耐力)

V_{sd} : せん断補強鋼材負担分設計せん断耐力

1) コンクリート負担分設計せん断耐力

V_{cd} : せん断補強鋼材を用いない棒部材の設計せん断耐力で、次式による。

$$V_{cd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot f_{vcd} \cdot b_w \cdot d / \gamma_b$$

$$f_{vcd} = 0.203 \cdot \sqrt{f_{cd'}} \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{ただし、} f_{vcd} \leq 0.72 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\beta_d = \sqrt[4]{1/d} \text{ (d : m)} \quad \text{ただし、} \beta_d > 1.5 \text{ となる場合は} 1.5 \text{ とする。}$$

$$\beta_p = \sqrt[3]{100 \cdot P_w} \quad \text{ただし、} \beta_p > 1.5 \text{ となる場合は} 1.5 \text{ とする。}$$

$$\beta_n = 1 + M_0 / M_d \quad (N_d' \geq 0 \text{ の場合}) \quad \text{ただし、} \beta_n > 2 \text{ となる場合は} 2 \text{ とする。}$$

$$= 1 + 2 \cdot M_0 / M_d \quad (N_d' < 0 \text{ の場合}) \quad \text{ただし、} \beta_n < 0 \text{ となる場合は} 0 \text{ とする。}$$

ここで、 N_d' : 設計管軸方向圧縮力

M_d : 設計曲げモーメント

M_0 : 設計曲げモーメント M_d に対する引張縁において、管軸方向によって発生する応力を打ち消すのに必要な曲げモーメント(全断面有効としたコンクリート断面による)

b_w : 腹部の幅

d : 引張側有効高

$$P_w = A_s / (b_w \cdot d)$$

ここで、 A_s : 引張側鋼材の断面積

$f_{cd'}$: コンクリートの設計圧縮強度で、単位はN/mm²である。

γ_b : 部材係数

M_0 の算出は、全断面有効としたコンクリート断面によるものとし、次式による。

$$M_0 = \frac{\sigma_c}{y_1} \cdot I_c$$

ここで、 σ_c : コンクリートの応力度

$$\sigma_c = \frac{N_d'}{A_c} \quad \begin{array}{ll} N_d' : \text{設計管軸方向力} \\ A_c : \text{コンクリートの全断面積} \end{array}$$

y_1 : 圧縮縁から図心軸までの距離

I_c : コンクリートの断面二次モーメント

$$I_c = \frac{b \cdot h^3}{12} \quad \begin{array}{ll} b : \text{部材幅} \\ h : \text{部材高} \end{array}$$

2) せん断補強鋼材負担分設計せん断耐力

V_{sd} : せん断補強鋼材により受け持たれる設計せん断力で、次式による。

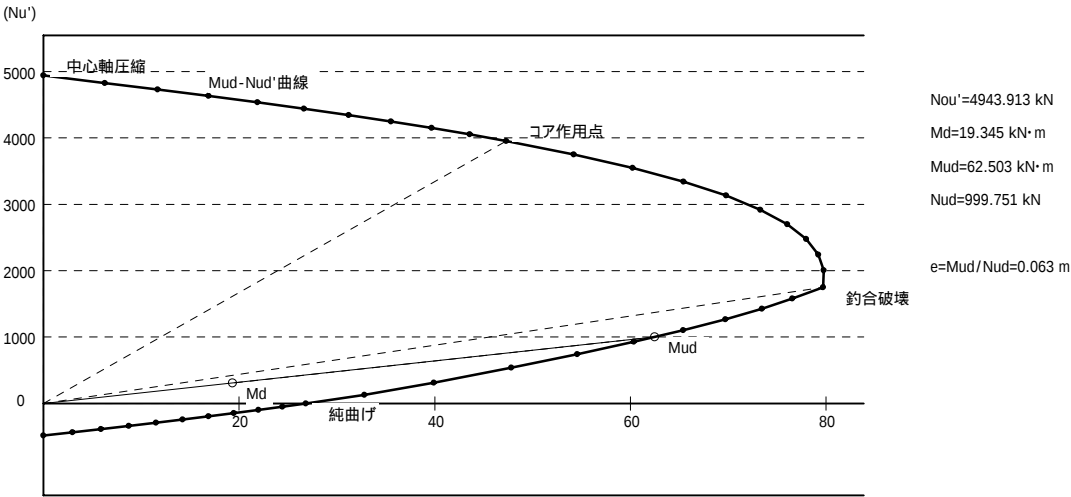
$$V_{sd} = (A_w \cdot f_{wyd} \cdot (\sin \alpha_s + \cos \alpha_s) / S_s) \cdot Z / \gamma_b$$

ここで、
 A_w : 区間 S_s におけるせん断補強鉄筋の総断面積
 f_{wyd} : せん断補強鉄筋の設計降伏強度で、400N/mm²以下とする。
 α_s : せん断補強鉄筋が部材軸となる角度
 S_s : せん断補強鉄筋の配置間隔
 Z : 圧縮応力の合力の作用位置から引張鋼材図心までの距離で、一般に
 $d / 1.15$ としてよい。
 γ_b : 部材係数

(3) 応力度の算定一覧表

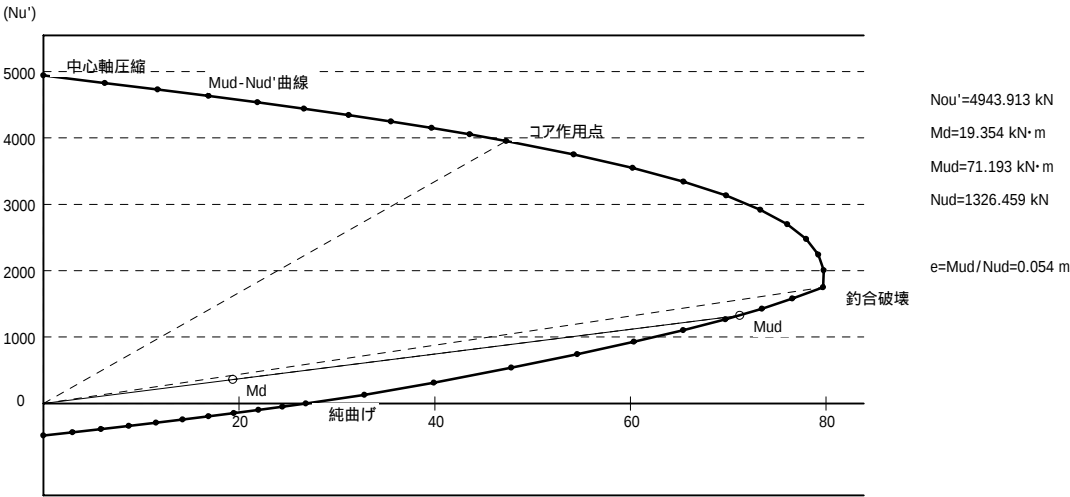
検討位置		正最大曲げ位置	負最大曲げ位置	最大せん断位置
節点番号		36	8	3
材料係数(Co)	γ_c	1.00	1.00	1.00
材料係数(鉄筋)	γ_s	1.00	1.00	1.00
部材係数(曲げ)	γ_b	1.00	1.00	1.00
部材係数(上限)	γ_b	1.00	1.00	1.00
構造物係数	γ_i	1.00	1.00	1.00
断面寸法	B (m)	1.000	1.000	1.000
	h (m)	0.125	0.125	0.125
断面力	M _d (kN・m)	19.345	-19.354	6.934
	N _d (kN)	309.426	360.604	326.765
	Q _d (kN)	-6.059	-4.931	-24.558
引張側有効高	d (m)	90	90	90
引張側鉄筋量	A _s (cm ²)	6.9770	6.9770	6.9770
圧縮側有効高	d' (m)	35	35	35
圧縮側鉄筋量	A _{s'} (cm ²)	6.9770	6.9770	6.9770
断面耐力	M _{ud} (kN・m)	62.503	71.193	68.175
	N _{ud'} (kN)	999.751	1326.459	3214.157
安全性	$\gamma_i \cdot M_d / M_{ud}$	0.310	0.270	0.100
判 定		OK	OK	OK
部材係数(Co)	γ_{bc}	1.00	1.00	1.00
部材係数(鉄筋)	γ_{bs}	1.00	1.00	1.00
断面積	A _w (cm ²)	-	-	-
部材軸との角度	$\alpha_w (^\circ)$	-	-	-
配置間隔	S _s (mm)	-	-	-
コンクリートのせん断耐力	β_d	1.500	1.500	1.500
	β_p	0.921	0.921	0.921
	β_n	1.333	1.388	1.982
	f _{vcd} (N/mm ²)	0.695	0.695	0.695
	Q _{cd} (kN)	115.188	119.941	171.270
補強筋のせん断耐力	f _{wyd} (N/mm ²)	-	-	-
	Q _{sd} (kN)	-	-	-
せん断耐力	Q _{yd} (kN)	115.188	119.941	171.270
安全性	$\gamma_i \cdot Q_d / Q_{yd}$	0.053	0.041	0.143
判 定		OK	OK	OK

(4) 終局計算[最大曲げ(正)]



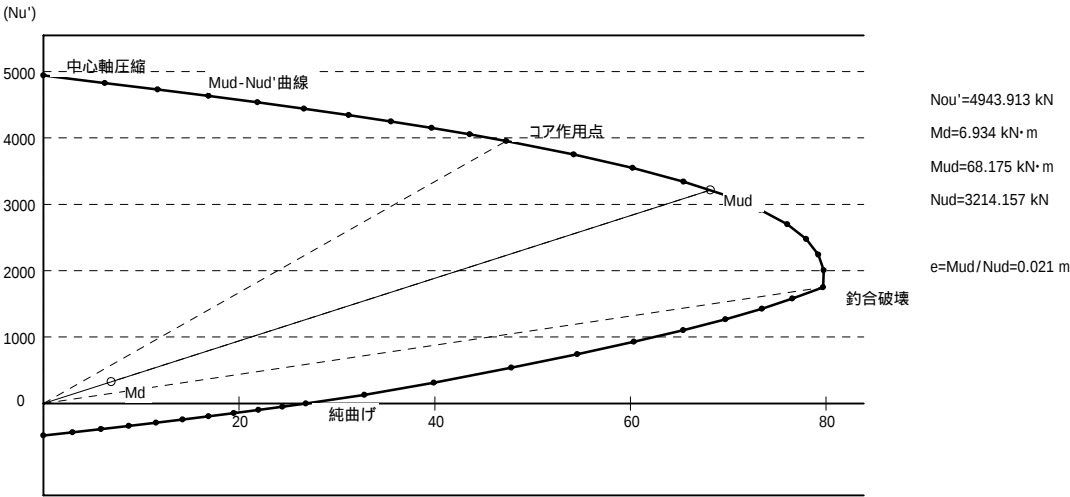
	X (mm)	a=0.8X (mm)	fyd' (N/mm ²)	σ s' (N/mm ²)	fyd (N/mm ²)	σ s (N/mm ²)	Nu (kN)	Mu (kN·m)	Nud (kN)	Mud (kN·m)	e (m)
	156.2	125.0		0.000		0.000	4943.913	0.000	4943.913	0.000	0.000
	153.1	122.5	345.000			-303.000	4825.360	6.272	4825.360	6.272	0.001
	150.0	120.0	345.000			-294.000	4729.830	11.689	4729.830	11.689	0.002
	146.9	117.5	345.000			-284.617	4634.034	16.889	4634.034	16.889	0.004
	143.8	115.0	345.000			-274.826	4537.953	21.874	4537.953	21.874	0.005
	140.6	112.5	345.000			-264.600	4441.568	26.644	4441.568	26.644	0.006
	137.5	110.0	345.000			-253.909	4344.859	31.200	4344.859	31.200	0.007
	134.4	107.5	345.000			-242.721	4247.803	35.543	4247.803	35.543	0.008
	131.2	105.0	345.000			-231.000	4150.375	39.672	4150.375	39.672	0.010
	128.1	102.5	345.000			-218.707	4052.549	43.590	4052.549	43.590	0.011
	125.0	100.0	345.000			-205.800	3954.293	47.296	3954.293	47.296	0.012
	118.6	94.9	345.000			-177.360	3752.381	54.205	3752.381	54.205	0.014
	112.3	89.8	345.000			-145.690	3548.215	60.247	3548.215	60.247	0.017
	105.9	84.7	345.000			-110.207	3341.388	65.434	3341.388	65.434	0.020
	99.5	79.6	345.000			-70.176	3131.388	69.780	3131.388	69.780	0.022
	93.1	74.5	345.000			-24.664	2917.565	73.302	2917.565	73.302	0.025
	86.8	69.4	345.000			27.536	2699.075	76.024	2699.075	76.024	0.028
	80.4	64.3	345.000			88.017	2474.807	77.977	2474.807	77.977	0.032
	74.0	59.2	345.000			158.919	2243.269	79.201	2243.269	79.201	0.035
	67.6	54.1	345.000			243.189	2002.404	79.752	2002.404	79.752	0.040
	61.2	49.0	345.000		345.000		1749.300	79.712	1749.300	79.712	0.046
	56.8	45.4		282.180	345.000		1578.682	76.570	1578.682	76.570	0.049
	52.4	41.9		243.795	345.000		1425.112	73.447	1425.112	73.447	0.052
	47.9	38.3		198.301	345.000		1266.582	69.736	1266.582	69.736	0.055
	43.5	34.8		143.519	345.000		1101.572	65.398	1101.572	65.398	0.059
	39.1	31.2		76.282	345.000		927.873	60.370	927.873	60.370	0.065
	34.6	27.7		-8.202	345.000		742.140	54.560	742.140	54.560	0.074
	30.2	24.1		-117.545	345.000		539.063	47.824	539.063	47.824	0.089
	25.7	20.6		-264.611	345.000		309.666	39.913	309.666	39.913	0.129
	21.3	17.0	-345.000		345.000		126.790	32.832	126.790	32.832	0.259
	16.9	13.5	-345.000		345.000		0.000	26.842	0.000	26.842	0.000
	15.2	12.1	-345.000		345.000		-48.140	24.450	-48.140	24.450	-0.508
	13.5	10.8	-345.000		345.000		-96.281	21.993	-96.281	21.993	-0.228
	11.8	9.4	-345.000		345.000		-144.423	19.471	-144.423	19.471	-0.135
	10.1	8.1	-345.000		345.000		-192.564	16.885	-192.564	16.885	-0.088
	8.4	6.7	-345.000		345.000		-240.706	14.233	-240.706	14.233	-0.059
	6.7	5.4	-345.000		345.000		-288.847	11.516	-288.847	11.516	-0.040
	5.1	4.0	-345.000		345.000		-336.989	8.734	-336.989	8.734	-0.026
	3.4	2.7	-345.000		345.000		-385.130	5.888	-385.130	5.888	-0.015
	1.7	1.3	-345.000		345.000		-433.272	2.976	-433.272	2.976	-0.007
	0.0	0.0		0.000		0.000	-481.413	0.000	-481.413	0.000	0.000

(5) 終局計算[最大曲げ(負)]



	X (mm)	a=0.8X (mm)	fyd' (N/mm ²)	σs' (N/mm ²)	fyd (N/mm ²)	σs (N/mm ²)	Nu (kN)	Mu (kN·m)	Nud (kN)	Mud (kN·m)	e (m)
	156.2	125.0		0.000		0.000	4943.913	0.000	4943.913	0.000	0.000
	153.1	122.5	345.000			-303.000	4825.360	6.272	4825.360	6.272	0.001
	150.0	120.0	345.000			-294.000	4729.830	11.689	4729.830	11.689	0.002
	146.9	117.5	345.000			-284.617	4634.034	16.889	4634.034	16.889	0.004
	143.8	115.0	345.000			-274.826	4537.953	21.874	4537.953	21.874	0.005
	140.6	112.5	345.000			-264.600	4441.568	26.644	4441.568	26.644	0.006
	137.5	110.0	345.000			-253.909	4344.859	31.200	4344.859	31.200	0.007
	134.4	107.5	345.000			-242.721	4247.803	35.543	4247.803	35.543	0.008
	131.2	105.0	345.000			-231.000	4150.375	39.672	4150.375	39.672	0.010
	128.1	102.5	345.000			-218.707	4052.549	43.590	4052.549	43.590	0.011
	125.0	100.0	345.000			-205.800	3954.293	47.296	3954.293	47.296	0.012
	118.6	94.9	345.000			-177.360	3752.381	54.205	3752.381	54.205	0.014
	112.3	89.8	345.000			-145.690	3548.215	60.247	3548.215	60.247	0.017
	105.9	84.7	345.000			-110.207	3341.388	65.434	3341.388	65.434	0.020
	99.5	79.6	345.000			-70.176	3131.388	69.780	3131.388	69.780	0.022
	93.1	74.5	345.000			-24.664	2917.565	73.302	2917.565	73.302	0.025
	86.8	69.4	345.000			27.536	2699.075	76.024	2699.075	76.024	0.028
	80.4	64.3	345.000			88.017	2474.807	77.977	2474.807	77.977	0.032
	74.0	59.2	345.000			158.919	2243.269	79.201	2243.269	79.201	0.035
	67.6	54.1	345.000			243.189	2002.404	79.752	2002.404	79.752	0.040
	61.2	49.0	345.000		345.000		1749.300	79.712	1749.300	79.712	0.046
	56.8	45.4		282.180	345.000		1578.682	76.570	1578.682	76.570	0.049
	52.4	41.9		243.795	345.000		1425.112	73.447	1425.112	73.447	0.052
	47.9	38.3		198.301	345.000		1266.582	69.736	1266.582	69.736	0.055
	43.5	34.8		143.519	345.000		1101.572	65.398	1101.572	65.398	0.059
	39.1	31.2		76.282	345.000		927.873	60.370	927.873	60.370	0.065
	34.6	27.7		-8.202	345.000		742.140	54.560	742.140	54.560	0.074
	30.2	24.1		-117.545	345.000		539.063	47.824	539.063	47.824	0.089
	25.7	20.6		-264.611	345.000		309.666	39.913	309.666	39.913	0.129
	21.3	17.0	-345.000		345.000		126.790	32.832	126.790	32.832	0.259
	16.9	13.5	-345.000		345.000		0.000	26.842	0.000	26.842	0.000
	15.2	12.1	-345.000		345.000		-48.140	24.450	-48.140	24.450	-0.508
	13.5	10.8	-345.000		345.000		-96.281	21.993	-96.281	21.993	-0.228
	11.8	9.4	-345.000		345.000		-144.423	19.471	-144.423	19.471	-0.135
	10.1	8.1	-345.000		345.000		-192.564	16.885	-192.564	16.885	-0.088
	8.4	6.7	-345.000		345.000		-240.706	14.233	-240.706	14.233	-0.059
	6.7	5.4	-345.000		345.000		-288.847	11.516	-288.847	11.516	-0.040
	5.1	4.0	-345.000		345.000		-336.989	8.734	-336.989	8.734	-0.026
	3.4	2.7	-345.000		345.000		-385.130	5.888	-385.130	5.888	-0.015
	1.7	1.3	-345.000		345.000		-433.272	2.976	-433.272	2.976	-0.007
	0.0	0.0		0.000		0.000	-481.413	0.000	-481.413	0.000	0.000

(6) 終局計算[最大せん断]



	X (mm)	a=0.8X (mm)	fyd' (N/mm ²)	σs' (N/mm ²)	fyd (N/mm ²)	σs (N/mm ²)	Nu (kN)	Mu (kN·m)	Nud (kN)	Mud (kN·m)	e (m)
	156.2	125.0		0.000		0.000	4943.913	0.000	4943.913	0.000	0.000
	153.1	122.5	345.000			-303.000	4825.360	6.272	4825.360	6.272	0.001
	150.0	120.0	345.000			-294.000	4729.830	11.689	4729.830	11.689	0.002
	146.9	117.5	345.000			-284.617	4634.034	16.889	4634.034	16.889	0.004
	143.8	115.0	345.000			-274.826	4537.953	21.874	4537.953	21.874	0.005
	140.6	112.5	345.000			-264.600	4441.568	26.644	4441.568	26.644	0.006
	137.5	110.0	345.000			-253.909	4344.859	31.200	4344.859	31.200	0.007
	134.4	107.5	345.000			-242.721	4247.803	35.543	4247.803	35.543	0.008
	131.2	105.0	345.000			-231.000	4150.375	39.672	4150.375	39.672	0.010
	128.1	102.5	345.000			-218.707	4052.549	43.590	4052.549	43.590	0.011
	125.0	100.0	345.000			-205.800	3954.293	47.296	3954.293	47.296	0.012
	118.6	94.9	345.000			-177.360	3752.381	54.205	3752.381	54.205	0.014
	112.3	89.8	345.000			-145.690	3548.215	60.247	3548.215	60.247	0.017
	105.9	84.7	345.000			-110.207	3341.388	65.434	3341.388	65.434	0.020
	99.5	79.6	345.000			-70.176	3131.388	69.780	3131.388	69.780	0.022
	93.1	74.5	345.000			-24.664	2917.565	73.302	2917.565	73.302	0.025
	86.8	69.4	345.000			27.536	2699.075	76.024	2699.075	76.024	0.028
	80.4	64.3	345.000			88.017	2474.807	77.977	2474.807	77.977	0.032
	74.0	59.2	345.000			158.919	2243.269	79.201	2243.269	79.201	0.035
	67.6	54.1	345.000			243.189	2002.404	79.752	2002.404	79.752	0.040
	61.2	49.0	345.000		345.000		1749.300	79.712	1749.300	79.712	0.046
	56.8	45.4		282.180	345.000		1578.682	76.570	1578.682	76.570	0.049
	52.4	41.9		243.795	345.000		1425.112	73.447	1425.112	73.447	0.052
	47.9	38.3		198.301	345.000		1266.582	69.736	1266.582	69.736	0.055
	43.5	34.8		143.519	345.000		1101.572	65.398	1101.572	65.398	0.059
	39.1	31.2		76.282	345.000		927.873	60.370	927.873	60.370	0.065
	34.6	27.7		-8.202	345.000		742.140	54.560	742.140	54.560	0.074
	30.2	24.1		-117.545	345.000		539.063	47.824	539.063	47.824	0.089
	25.7	20.6		-264.611	345.000		309.666	39.913	309.666	39.913	0.129
	21.3	17.0	-345.000		345.000		126.790	32.832	126.790	32.832	0.259
	16.9	13.5	-345.000		345.000		0.000	26.842	0.000	26.842	0.000
	15.2	12.1	-345.000		345.000		-48.140	24.450	-48.140	24.450	-0.508
	13.5	10.8	-345.000		345.000		-96.281	21.993	-96.281	21.993	-0.228
	11.8	9.4	-345.000		345.000		-144.423	19.471	-144.423	19.471	-0.135
	10.1	8.1	-345.000		345.000		-192.564	16.885	-192.564	16.885	-0.088
	8.4	6.7	-345.000		345.000		-240.706	14.233	-240.706	14.233	-0.059
	6.7	5.4	-345.000		345.000		-288.847	11.516	-288.847	11.516	-0.040
	5.1	4.0	-345.000		345.000		-336.989	8.734	-336.989	8.734	-0.026
	3.4	2.7	-345.000		345.000		-385.130	5.888	-385.130	5.888	-0.015
	1.7	1.3	-345.000		345.000		-433.272	2.976	-433.272	2.976	-0.007
	0.0	0.0		0.000		0.000	-481.413	0.000	-481.413	0.000	0.000

(4) せん断力に対する検討

1) K型セグメントの継手部

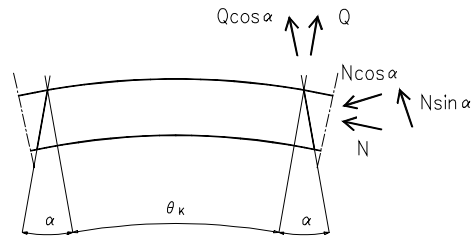


図-6.4.3 K型セグメント継手部に作用する応力

継手角度 $\alpha = 14.5^\circ$

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

但し、 $f' = 0.5$ (コンクリートの摩擦係数)

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

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	312.020	-14.534	-72.917	-15.891	-57.026
1	2	312.020	-14.534	-72.917	-15.891	-57.026
2	2	318.089	-20.986	-74.335	-22.945	-51.390
2	3	318.089	-20.986	-74.335	-22.945	-51.390
3	3	326.765	-24.558	-76.363	-26.850	-49.513
3	4	326.765	-24.558	-76.363	-26.850	-49.513
4	4	336.774	-24.430	-78.702	-26.710	-51.992
4	5	336.774	-24.430	-78.702	-26.710	-51.992
5	5	346.664	-20.518	-81.013	-22.433	-58.580
5	6	346.664	-20.518	-81.013	-22.433	-58.580
6	6	354.967	-13.627	-82.954	-14.899	-68.055

K型最大せん断力(Q_{kmax})は

$$Q_{kmax} = -49.513 \text{ (kN/m)}$$

$Q_{kmax} < 0$ によりボルトにせん断力は働かない。

2) 最大せん断力に対する検討

$$\tau_B = \frac{Q_{\max}}{n_{sb} \cdot A_b} = \frac{24.558}{2 \times 0.000380}$$

$$= 32313 \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad 32.3 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

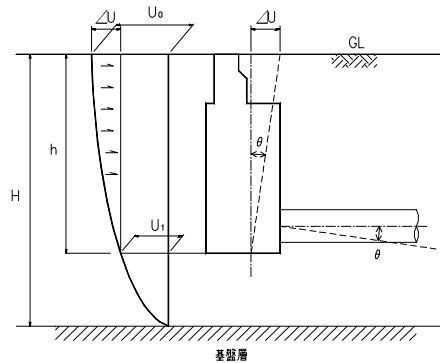
3) ボルト応力度一覧表

位 置	許容せん断応力度 N/mm ²	せん断応力度 N/mm ²	判 定
K型セグメント部	-	-	-
最大せん断力	-	32.3	-

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



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

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

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

ここで、	θ	: 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 ; $U_{h(0)}$

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

b) 構造物躯体下面での変位； $U_{h(h)}$

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

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

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

7-2 構造物躯体からシールド管路の拔出量の算定

$$\text{拔出量 } \delta = \varepsilon_g \cdot l$$

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

$$\begin{aligned} \text{ここで、} \quad U_h(z) &: \text{トンネル位置での地盤変位} & (\text{m}) \\ L &: \text{地盤振動の波長(調和平均波長)} & (\text{m}) \\ l &: \text{管の有効長} & (\text{m}) \end{aligned}$$

a) トンネルの位置地盤変位 ; $U_h(z)$

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

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 = 12.500 (m)

$$U_h(z) = \frac{2}{\pi^2} \times 0.800 \times 0.883 \times \cos \left(\frac{\pi \times 12.500}{2 \times 24.700} \right) = 0.10025 \text{ (m)}$$

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 δ の算出

$$\varepsilon_g = (\pi / 143.9) \times 0.10025 = 0.0022 \text{ より}$$

以上の結果よりシールド管路の拔出量 δ は

$$\delta = \varepsilon_g \times l = 0.0022 \times 1.00 = 0.0022 \text{ (m) となる。}$$

$$\delta = 0.0022 \text{ (m)} \leq \text{シール材の止水可能な目開き量} = 0.003 \text{ m より OK}$$

d) リング継手ボルトのひずみ量： ε_b

$$\varepsilon_b = (\delta / L_{bc}) \cdot 100 = (2.2000 / 27.0) \times 100 = 8.1481 (\%)$$

ここに、 L_{bc} : $2 \cdot t_j + t_{bw} \cdot n_{bw} = 2 \times 12 + 3.0 \times 1 = 27.0$ (mm)

t_j : 継手板厚 12 (mm)

t_{bw} : 平座金の厚さ 3.0 (mm)

n_{bw} : 平座金の枚数 1 (枚)

ひずみ量 $\varepsilon_b = 8.1481$ (%) 伸び量基準値 = 12.00 (%) OK