

二次覆工一体型RCセグメント(外径φ3400mm)の設計

耐震計算例(仕上がり内径φ3000) [レベル1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－2014年版』 公益社団法人 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)
- 基準3 『下水道シールド工事用二次覆工一体型セグメント設計・施行指針－平成21年2月』
東京都下水道局
- 基準4 『トンネル標準示方書－シールド工法・同解説』 公益社団法人 土木学会
- 参考基準 『下水道施設耐震計算例-管路施設編-2015年版』 公益社団法人 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1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。

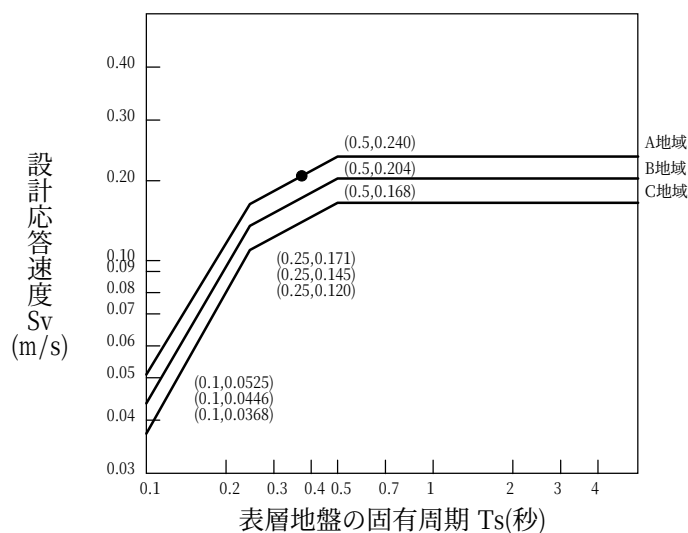


図-1.2.1 設計用応答速度

(2) 地域区分

レベル1地震動の場合、建設省告示第1621号 (昭和53年10月20日) に基づき、設計応答速度 S_v を求めるにあたり、地域区分 (A,B,C) を示す必要がある。

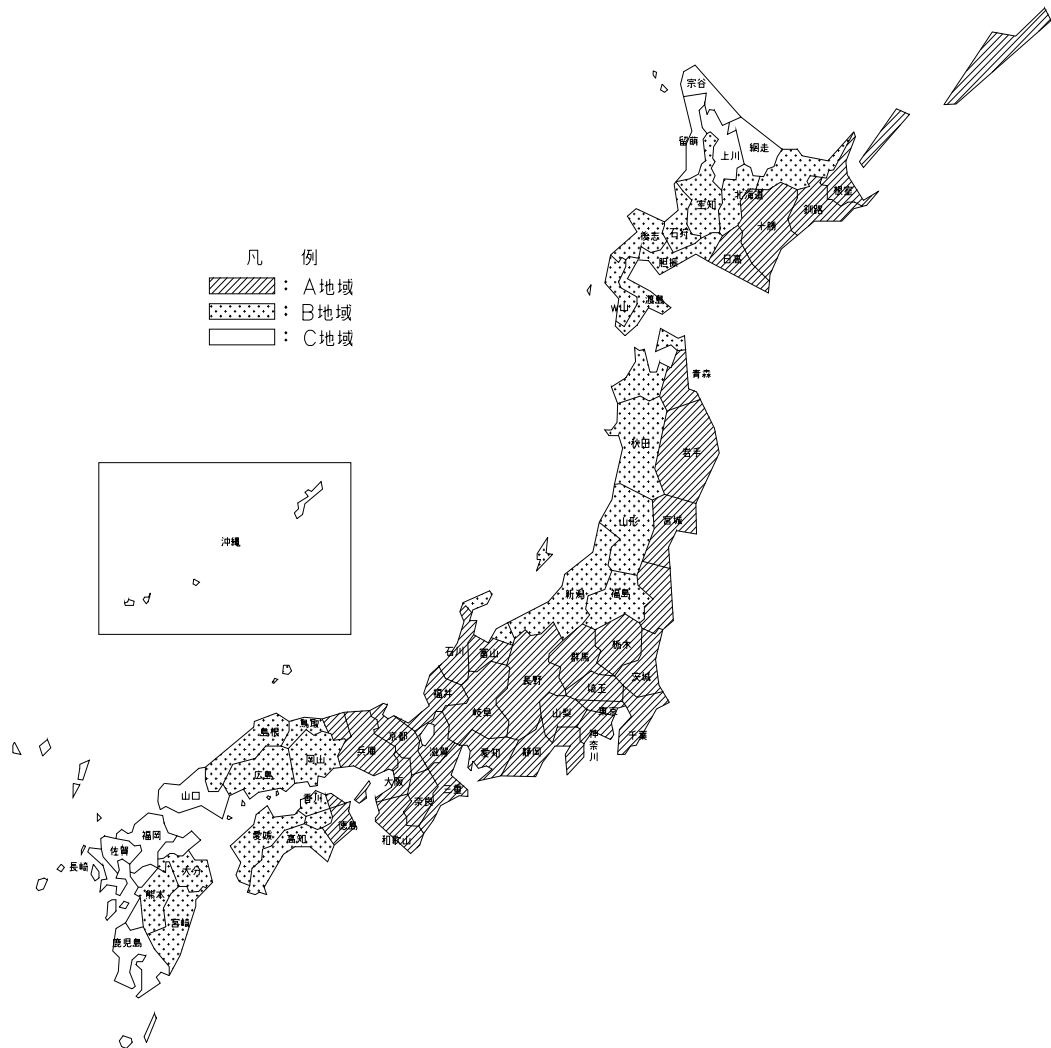


図-1.2.2 地域区分図

今回対象地域：A市

よって、図-1.2.2 より、A地域 となる。

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、『シールド工事前標準セグメント』（公益社団法人 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』（公益社団法人 土木学会）に基づき、

レベル1—許容応力度 ※注1)

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43条 許容応力度の割増し」に示す

- ① 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。
- ② 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。
- ③ 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42条 許容応力度」の解説(2)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) リング継ボルト応力度 [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		
6.8相当	210	315	150	225	480	600

(2) セグメント継手(コーンコネクターM金物) [N/mm²]

種別	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		
球状黒鉛鋳物 (FCD500)	190	285	130	195	320	500

(3) 鉄筋応力度(継手部アンカー筋含む) [N/mm²]

鉄筋の種類	降伏点	許容引張応力度		引張強度
		常時	地震時	
SD345	345～440	200	300	490

(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	24	0.73	1.1

2. 設計条件

2-1 セグメント形状部材

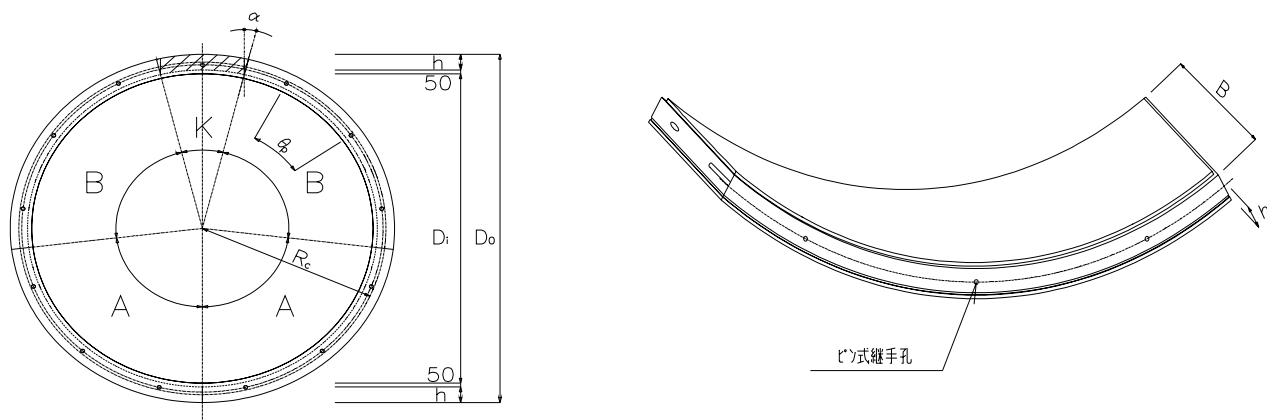


図-2.1.1 セグメント仕様

(1) セグメントの仕様

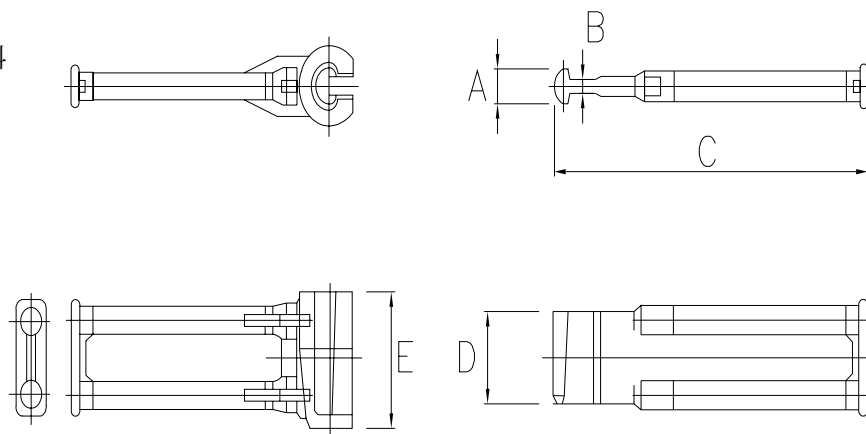
項 目		単 位	諸 元 値
セグメント外径	D_0	m	3.400
セグメント内径(防食層外)	D_i	m	3.100
セグメント内径(防食層内)	D_i'	m	3.000
セグメント図心半径(防食層外)	R_c	m	1.6250
セグメント図心半径(防食層内)	R_c'	m	1.6000
セグメント厚	h	m	0.150
セグメント厚(防食層含む)	h'	m	0.200
セグメント幅	B	m	1.200
分 割 数		分割	5
継 手 角 度	α	°	0.0
主鉄筋配筋(リング方向)			
外側鉄筋量	A_{s1}	cm^2	15.888
内側鉄筋量	A_{s2}	cm^2	15.888
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	124
セグメント管軸方向鉄筋量	A_{ts}	cm^2	88.449

(2)継手仕様

1) セグメント継手

セグメント継手については各種継手が開発されているが、本計算では嵌合継手方式の条件を用いる。

参考図 東京都参考資料



継手部応力度照査に用いる条件は次のとおり

アンカー筋諸元

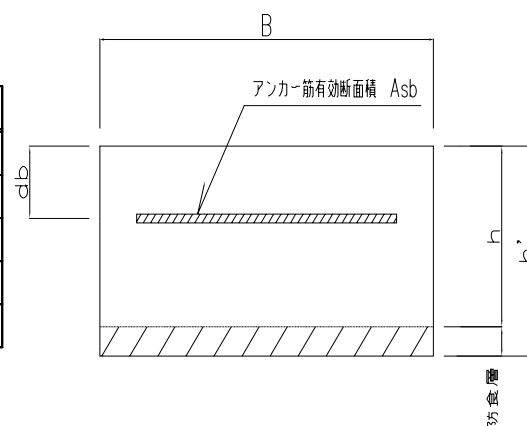
項 目	単 位	諸 元 値
アンカー筋サイズ		D22
本数	本	4
有効高さ	mm	85
断面積	mm ²	1548.4

鉄筋断面積は継手金具アンカー筋(2箇所分)を示す。

コーンコネクター諸元 [M金物 D22 型]

項 目	単 位	諸 元 値
A	mm	23
B	mm	11
C	mm	164
D	mm	100
ウェブ断面積	mm ²	1850
アンカー筋径	mm	22
アンカー筋長	mm	265

項 目		単 位	諸 元 値
セグメント幅	B	m	1.200
桁高(防食層内)	h	m	0.15
桁高(防食層外)	h'	m	0.2
有効高	db	mm	85
鉄筋断面積	Asb	mm ²	1548.4



※桁高は防食層50mmを含むh'を示すが、断面力選定時は防食層考慮、応力度算定時は防食層無視とする。

2-2 表層地盤条件

(1)表層地盤諸元

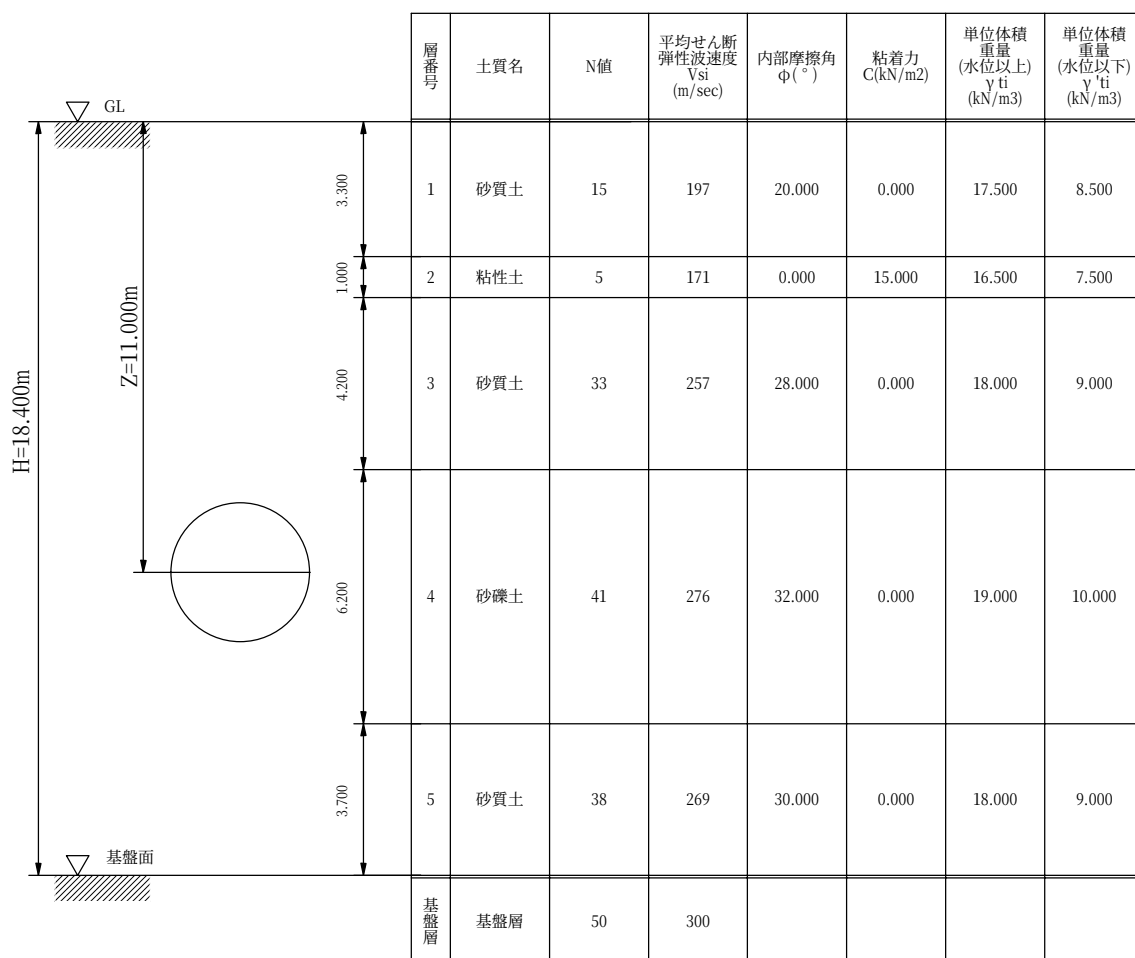


図-2.2.1 表層地盤諸元

但し、平均せん断弾性波速度 Vsi(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Ⅴ 耐震設計編 平成24年3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-18.400m 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。

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

ここに 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。

層	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)
1	砂質土	3.300	15	197	0.067
2	粘性土	1.000	5	171	0.023
3	砂質土	4.200	33	257	0.065
4	砂礫土	6.200	41	276	0.090
5	砂質土	3.700	38	269	0.055
	合計	18.400			0.300

よって、表層地盤の特性値 $T_G = 0.300$ (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)

$$T_s = 1.25 \cdot T_G = 1.25 \times 0.300 = 0.375 \text{ (sec)}$$

ここに、 T_s : 表層地盤の固有周期

T_G : 地盤の特性値 0.300(sec)

3-3 設計応答速度の設定

レベル1地震動による設計応答速度は、表層地盤の固有周期及び地震活動度の地域区分に応じて求める。地域区分は、建設省告示第1621号(昭和53年10月20日)に従っており、地域区分A、B、Cに対する補正係数は1.0、0.85、0.7としている。

日本道路協会『共同溝設計指針』より

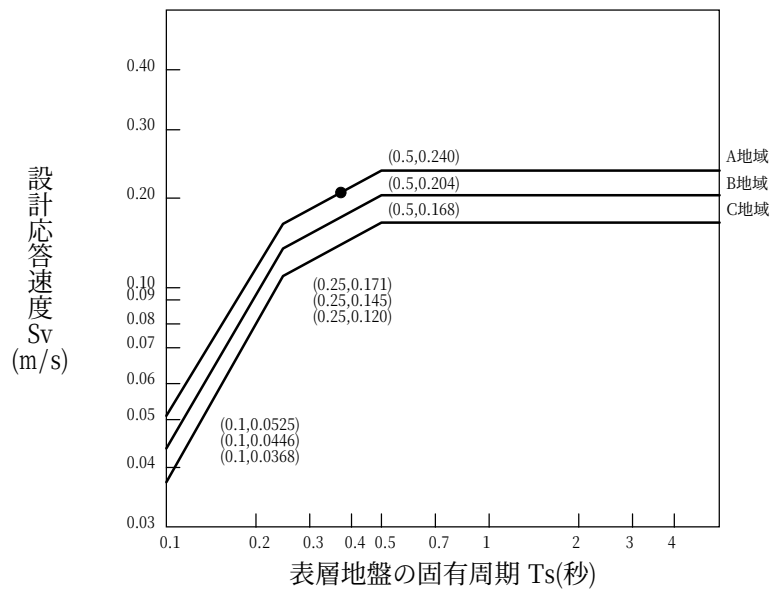


図-3.3.1 設計用応答速度

固有周期 $T_s = 0.375 \text{ (sec)}$ のときの設計応答速度 S_v は以下の式より求まる。

$$S_v = 10^{(a \times \log T_s + b)}$$

$$a = (\log 0.24 - \log 0.171) / (\log 0.5 - \log 0.25) = 0.489$$

$$b = (\log 0.5 \times \log 0.171 - \log 0.25 \times \log 0.24) / (\log 0.5 - \log 0.25) = -0.473$$

$$S_v = 10^{(0.489 \times \log 0.375 + -0.473)} = 0.208 \text{ (m/sec)}$$

3-4 動的せん断変形係数 G_s の算定

$$G_s = \frac{\gamma_{\text{teq}}}{g} \cdot V_{\text{DS}}^2$$

$$\therefore V_{\text{DS}} = \frac{4H}{T_s} = \frac{4 \times 18.400}{0.375} = 196.3 \text{ (m/sec)}$$

$$\therefore G_s = \frac{18.166}{9.8} \times 196.3^2 = 71429 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

ここで、 G_s	: 動的せん断変形係数	(kN/m ²)
g	: 重力加速度	9.8 (m/sec ²)
V_{DS}	: 表層地盤のせん断弾性波速度	(m/sec)
H	: 表層地盤の厚さ	18.400 (m)
T_s	: 表層地盤の固有周期	0.375 (sec)
γ_{teq}	: 表層地盤の換算単位体積重量	(kN/m ³)

$$\gamma_{\text{teq}} = \frac{\sum \gamma_{\text{ti}} \cdot H_i}{H} = \frac{334.250}{18.400} = 18.166 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

層	土質	各層厚 H_i (m)	土の単位 体積重量 γ_{ti} (kN/m ³)	$\gamma_{\text{ti}} \cdot H_i$
1	砂質土	3.300	17.500	57.750
2	粘性土	1.000	16.500	16.500
3	砂質土	4.200	18.000	75.600
4	砂礫土	6.200	19.000	117.800
5	砂質土	3.700	18.000	66.600
	合計			334.250

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

$$L = \frac{2L_1 \cdot L_2}{L_1 + L_2} = \frac{2 \times 73.6 \times 112.5}{73.6 + 112.5}$$

$$= 89.0 \text{ (m)}$$

L_1 : 表層地盤の地盤振動の波長

$$L_1 = V_{DS} \cdot T_s = 4H = 4 \times 18.400$$

$$= 73.6 \text{ (m)}$$

L_2 : 基盤の地盤振動の波長

$$L_2 = V_{BS} \cdot T_s = 300 \times 0.375$$

$$= 112.5 \text{ (m)}$$

ここで、 H	: 表層地盤の厚さ	18.400 (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	0.375 (sec)

3-6 地盤バネ定数の算定

K_{g1} : 地盤のバネ定数(軸方向)

$$K_{g1} = C_1 \cdot G_s = 1 \times 71429 = 71429 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

K_{g2} : 地盤のバネ定数(軸直角方向)

$$K_{g2} = C_2 \cdot G_s = 1 \times 71429 = 71429 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

K_{g3} : 地盤のバネ定数(鉛直方向)

$$K_{g3} = C_3 \cdot G_s = 3 \times 71429 = 214287 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

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 71429 (kN/m²)

(1) 表層地盤特性値の計算結果一覧表

項 目		単 位	算定結果
地盤の特性値	T_G	sec	0.300
表層地盤の固有周期	T_s	sec	0.375
設計応答速度	S_v	m/sec	0.208
表層地盤の換算単位体積重量	γ_{teq}	kN/m ³	18.166
表層地盤のせん断弾性波速度	V_{DS}	m/sec	196.3
動的せん断変形係数	G_s	kN/m ²	71429
地盤振動の波長	L	m	89.0
地盤のバネ定数 (軸方向)	K_{g1}	kN/m ²	71429
地盤のバネ定数 (軸直角方向)	K_{g2}	kN/m ²	71429
地盤のバネ定数 (鉛直方向)	K_{g3}	kN/m ²	214287

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

二次覆工一体型の場合、断面力算定時は防食層を含み、応力算定時にはこれを無視する。

(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 (等価軸剛性) を圧縮側 (等価軸圧縮剛性) と引張側 (等価軸引張剛性) 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 は引張時のみパネとして扱うが、軸圧縮時にボルト断面部の直列パネとして考える。

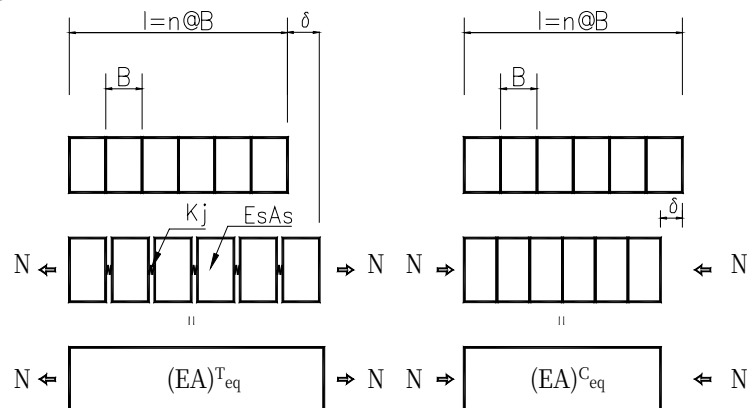


図-4.1.1 等価剛性モデル

(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 (ピン継手) で抵抗するものとする。

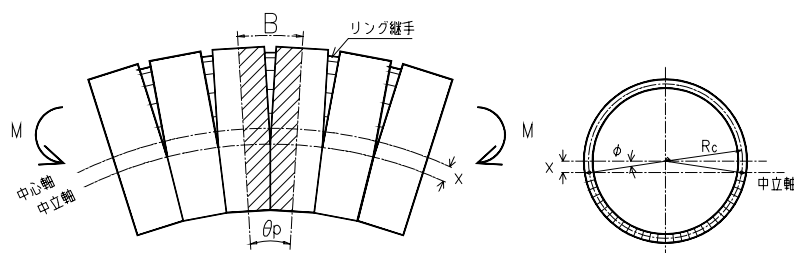


図-4.1.2 セグメントリング曲げ剛性

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。

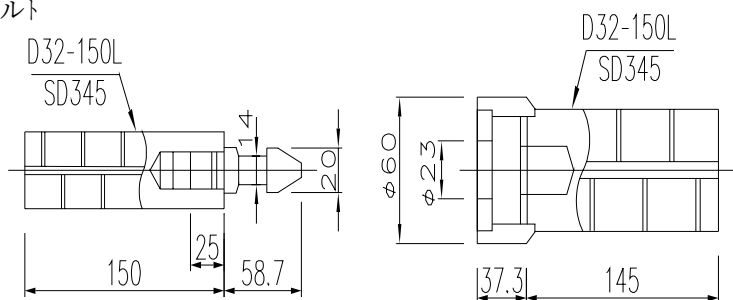
4-2 管軸方向断面諸元

(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	3.400
セグメント内径(防食層外)	D_i	m	3.100
セグメント内径(防食層内)	D_i'	m	3.000
セグメント厚	h	m	0.150
セグメント厚(防食層含む)	h'	m	0.200
セグメント幅	B	m	1.20
セグメント図心半径(防食層外)	R_c	m	1.6250
セグメント図心半径(防食層内)	R_c'	m	1.6000

リング継手ボルト



但し、リング継手1本当りの引張バネ定数 $k_j = 0.065 \times 10^6$ (KN/m)

※コンパクトシールド工法参考資料「資料-7 リング継手の実施例より」

項 目		単 位	諸 元 値
リング継手ボルト本数(リング当り)	nbr	本	13
軸部断面積	A_b	m ²	0.0001539
ネジ切り部有効断面積	A_n	m ²	0.000192
軸部長さ	l_{b1}	m	0.005
ネジ切り部長さ	l_{b2}	m	0
ナット部有効長	l_{b3}	m	0.012
ナット高さ	l_{b4}	m	0.02

4-3 等価換算剛性の算出

(1) セグメント等価剛性の算出

1) セグメントの管軸方向断面積 As' の算定

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

$$= \frac{\pi \times (3.400^2 - 3.000^2)}{4} = 2.011 \text{ (m}^2\text{)}$$

ここで、 D_o : セグメント外径 3.400 (m)
 D_i : セグメント内径 3.000 (m)

2) セグメントの断面二次モーメント Is の算定

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

$$= \frac{\pi \times (3.400^4 - 3.000^4)}{64} = 2.584 \text{ (m}^4\text{)}$$

3) セグメントの軸剛性 Ks の算定

$$Ks = \frac{Ec \cdot As'}{B} = \frac{33000000 \times 2.011}{1.20} = 55302500 \text{ (kN/m)}$$

ここで、 Ec : セグメントの弾性係数 33000000 (kN/m²)
 As' : セグメントの管軸方向断面積 2.011 (m²)
 B : セグメントの幅 1.20 (m)

(2) リング継手全体のバネ定数の算定

・リング継手1本あたりの引張バネ定数 kj

$$kj = 0.065 \times 1000000 \text{ (kN/m)}$$

・リング継手全体のバネ定数 Kj

$$Kj = kj \times \text{nbr} = 0.065 \times 1000000 \times 13 = 845000 \text{ (kN/m)}$$

∴リング継手本数 $\text{nbr} = 13$ 箇所

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

1) 等価軸圧縮剛性 $(EA)^{C_{eq}}$

等価軸圧縮剛性ではセグメント本体のバネ K_s 、継手ボルトのバネ定数 K_b が直列バネと考える。

$$(EA)^{C_{eq}} = E_c \cdot A_s' = 33000000 \times 2.011 = 66363000 \text{ (kN)}$$

2) 等価軸引張剛性

$$\begin{aligned} (EA)^{T_{eq}} &= \frac{1}{(K_s / K_j) + 1} \cdot E_c \cdot A_s' \\ &= \frac{1}{(55302500 / 845000) + 1} \times 33000000 \times 2.011 \\ &= 998740 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

ここに、	$(EA)^{C_{eq}}$	: 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/m ²)
	A_s'	: セグメントの管軸方向断面積	2.011 (m ²)
	K_s	: セグメントの軸剛性	55302500 (kN/m)
	K_j	: リング継手全体の軸剛性	845000 (kN/m)

(2) シールドトンネルの等価曲げ剛性の算定

1) 等価圧縮曲げ剛性 $(EI)^{C_{eq}}$

等価圧縮曲げ剛性は、セグメントで抵抗するものとする。

$$(EI)^{C_{eq}} = E_c \cdot I_s$$

ここで、	E_c	: セグメントの弾性係数	33000000 (kN/m ²)
	I_s	: セグメントの断面二次モーメント	2.584 (m ⁴)

$$(EI)^{C_{eq}} = E_c \cdot I_s = 33000000 \times 2.584 = 85272000 \text{ (kN} \cdot \text{m}^2 \text{)}$$

2) 等価引張曲げ剛性 $(EI)^{T_{eq}}$

等価引張曲げ剛性は、継手系 (リング継手) で抵抗するものとする。

$$(EI)^{T_{eq}} = \frac{\cos^3 \phi}{\cos \phi + (\pi / 2 + \phi) \cdot \sin \phi} \cdot E_c \cdot I_s$$

ここで、	E_c	: セグメントの弾性係数	33000000 (kN/m ²)
	I_s	: セグメントの断面二次モーメント	2.584 (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	845000 (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。

これより

$$\begin{aligned} \phi + \cot \phi &= \pi \cdot \left(\frac{1}{2} + \frac{K_j}{E_c \cdot A_s' / B} \right) \\ &= \pi \times \left(\frac{1}{2} + \frac{845000}{33000000 \times 2.011 / 1.20} \right) \\ &= 1.619 \end{aligned}$$

これより、 $\phi = 1.064$ (rad)

$$\begin{aligned} \therefore (EI)^{T_{eq}} &= \frac{\cos^3 1.064}{\cos 1.064 + (\pi / 2 + 1.064) \times \sin 1.064} \times 33000000 \times 2.584 \\ &= 3496242 \text{ (kN} \cdot \text{m}^2 \text{)} \end{aligned}$$

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(防食層考慮)	As'	m^2	2.011
セグメントリング軸剛性	K_s	kN/m	55302500
リング継手全体の軸剛性	K_j	kN/m	845000
等価軸圧縮剛性	$(EA)^{C_{eq}}$	kN	66363000
等価軸引張剛性	$(EA)^{T_{eq}}$	kN	998740
等価圧縮曲げ剛性	$(EI)^{C_{eq}}$	$kN \cdot m^2$	85272000
等価引張曲げ剛性	$(EI)^{T_{eq}}$	$kN \cdot m^2$	3496242

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) 地震時水平地盤変位 $U_h(z)$ の算定

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

$$= \frac{2}{\pi^2} \times 0.208 \times 0.375 \times \cos\left(\frac{\pi \times 11.000}{2 \times 18.400}\right) = 0.00933 \text{ (m)}$$

ここに、	S_v	：速度応答スペクトル	0.208 (m/sec)
	T_s	：地盤の固有周期	0.375 (sec)
	Z	：トンネル中心までの深さ	11.000 (m)
	H	：表層地盤の層厚	18.400 (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。

$$U_v = \frac{1}{2} \cdot U_{h(z)} = \frac{1}{2} \times 0.00933 = 0.00467 \text{ (m)}$$

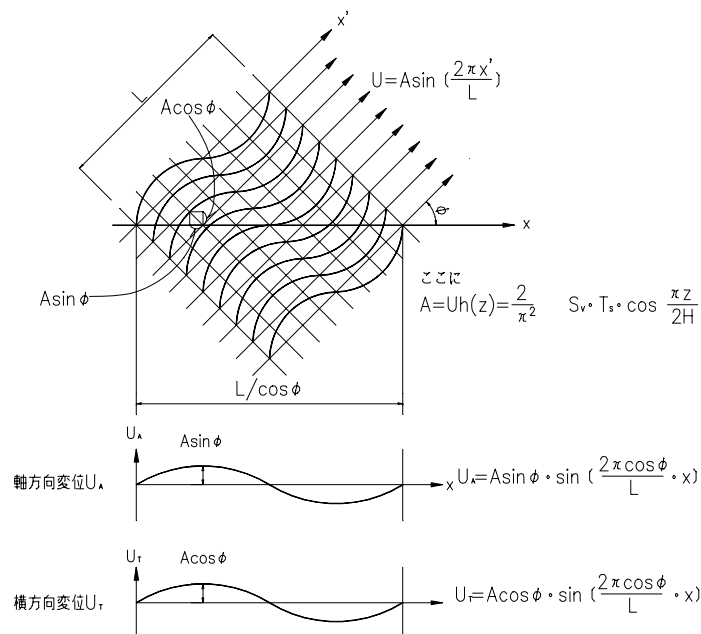


図-5.1.1 表層地盤の地震時地盤振動の変位振幅分布

5-2 地震時断面力算定

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}

$$\begin{aligned} P_{C_h} &= \alpha_{C_1} \cdot \frac{\pi \cdot U_{h(z)}}{L} \cdot (EA)_{C_{eq}} \\ &= 0.304 \times \frac{\pi \times 0.00933}{89.0} \times 66363000 = 6644.176 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

・水平面内の地震振動による引張軸力 P_{T_h}

$$\begin{aligned} P_{T_h} &= \alpha_{T_1} \cdot \frac{\pi \cdot U_{h(z)}}{L} \cdot (EA)_{T_{eq}} \\ &= 0.966 \times \frac{\pi \times 0.00933}{89.0} \times 998740 = 317.739 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

・鉛直面内の地震振動による圧縮軸力 P_{C_v}

$$\begin{aligned} P_{C_v} &= \alpha_{C_1} \cdot \frac{\pi \cdot (U_{h(z)} + U_v)}{2L} \cdot (EA)_{C_{eq}} \\ &= 0.304 \times \frac{\pi \times (0.00933 + 0.00467)}{2 \times 89.0} \times 66363000 = 4984.912 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

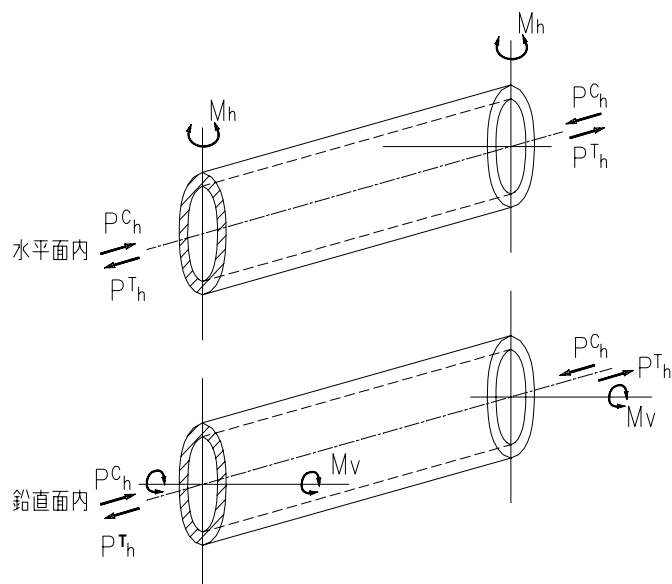


図-5.2.1 地震時のシールドトンネル断面力

・鉛直面内の地震振動による引張軸力 P_{TV}

$$\begin{aligned} P_{TV} &= \alpha_{T1} \cdot \frac{\pi \cdot (U_{h(z)} + U_V)}{2L} \cdot (EA)^{T_{eq}} \\ &= 0.966 \times \frac{\pi \times (0.00933 + 0.00467)}{2 \times 89.0} \times 998740 = 238.390 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

・水平面内の地震振動による圧縮曲げモーメント M_{Ch}

$$\begin{aligned} M_{Ch} &= \alpha_{C2} \cdot \frac{4\pi^2 \cdot U_{h(z)}}{L^2} \cdot (EI)^{C_{eq}} \\ &= 0.971 \times \frac{4\pi^2 \times 0.00933}{89.0^2} \times 85272000 = 3850.233 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

・水平面内の地震振動による引張曲げモーメント M_{Th}

$$\begin{aligned} M_{Th} &= \alpha_{T2} \cdot \frac{4\pi^2 \cdot U_{h(z)}}{L^2} \cdot (EI)^{T_{eq}} \\ &= 0.999 \times \frac{4\pi^2 \times 0.00933}{89.0^2} \times 3496242 = 162.416 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

・鉛直面内の地震振動による圧縮曲げモーメント M_{Cv}

$$\begin{aligned} M_{Cv} &= \alpha_{C3} \cdot \frac{4\pi^2 \cdot U_V}{L^2} \cdot (EI)^{C_{eq}} \\ &= 0.990 \times \frac{4\pi^2 \times 0.00467}{89.0^2} \times 85272000 = 1964.890 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

・鉛直面内の地震振動による引張曲げモーメント M_{Tv}

$$\begin{aligned} M_{Tv} &= \alpha_{T3} \cdot \frac{4\pi^2 \cdot U_V}{L^2} \cdot (EI)^{T_{eq}} \\ &= 1.000 \times \frac{4\pi^2 \times 0.00467}{89.0^2} \times 3496242 = 81.376 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

・水平面内の地震振動による圧縮せん断力 Q_{Ch}

$$\begin{aligned} Q_{Ch} &= \alpha_{C2} \cdot \frac{8\pi^3 \cdot U_{h(z)}}{L^3} \cdot (EI)^{C_{eq}} \\ &= 0.971 \times \frac{8\pi^3 \times 0.00933}{89.0^3} \times 85272000 = 271.817 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

・水平面内の地震振動による引張せん断力 Q_{Th}

$$\begin{aligned} Q_{Th} &= \alpha_{T2} \cdot \frac{8\pi^3 \cdot U_{h(z)}}{L^3} \cdot (EI)^{T_{eq}} \\ &= 0.999 \times \frac{8\pi^3 \times 0.00933}{89.0^3} \times 3496242 = 11.466 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

・鉛直面内の地震振動による圧縮せん断力 Q^{C_V}

$$\begin{aligned} Q^{C_V} &= \alpha^{C_3} \cdot \frac{8\pi^3 \cdot U_V}{L^3} \cdot (EI)^{C_{eq}} \\ &= 0.990 \times \frac{8\pi^3 \times 0.00467}{89.0^3} \times 85272000 = 138.716 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

・鉛直面内の地震振動による引張せん断力 Q^{T_V}

$$\begin{aligned} Q^{T_V} &= \alpha^{T_3} \cdot \frac{8\pi^3 \cdot U_V}{L^3} \cdot (EI)^{T_{eq}} \\ &= 1.000 \times \frac{8\pi^3 \times 0.00467}{89.0^3} \times 3496242 = 5.745 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

ここで、 $(EA)^{C_{eq}}$ ：	等価軸圧縮剛性	66363000 (kN)
$(EA)^{T_{eq}}$ ：	等価軸引張剛性	998740 (kN)
$(EI)^{C_{eq}}$ ：	等価圧縮曲げ剛性	85272000 (kN・m ²)
$(EI)^{T_{eq}}$ ：	等価引張曲げ剛性	3496242 (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	0.00933 (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	0.00467 (m)
L ：	地盤振動の波長	89.0 (m)

α^{C_1} 、 α^{T_1} 、 α^{C_2} 、 α^{T_2} 、 α^{C_3} 、 α^{T_3} ：地盤ひずみの構造物への伝達率

$$\alpha^{C_1} = \frac{1}{1 + (2\pi / (\lambda^{C_1} \cdot L_i))^2} = \frac{1}{1 + (2\pi / (0.033 \times 125.9))^2} = 0.304$$

$$\alpha^{T_1} = \frac{1}{1 + (2\pi / (\lambda^{T_1} \cdot L_i))^2} = \frac{1}{1 + (2\pi / (0.267 \times 125.9))^2} = 0.966$$

$$\alpha^{C_2} = \frac{1}{1 + (2\pi / (\lambda^{C_2} \cdot L))^4} = \frac{1}{1 + (2\pi / (0.170 \times 89.0))^4} = 0.971$$

$$\alpha^{T_2} = \frac{1}{1 + (2\pi / (\lambda^{T_2} \cdot L))^4} = \frac{1}{1 + (2\pi / (0.378 \times 89.0))^4} = 0.999$$

$$\alpha^{C_3} = \frac{1}{1 + (2\pi / (\lambda^{C_3} \cdot L))^4} = \frac{1}{1 + (2\pi / (0.224 \times 89.0))^4} = 0.990$$

$$\alpha^{T_3} = \frac{1}{1 + (2\pi / (\lambda^{T_3} \cdot L))^4} = \frac{1}{1 + (2\pi / (0.498 \times 89.0))^4} = 1.000$$

ここで、

$$\lambda_{c_1} = \sqrt{\frac{K_{g1}}{(EA)^{c_{eq}}}} = \sqrt{\frac{71429}{66363000}} = 0.033 \text{ (l/m)}$$

$$\lambda_{t_1} = \sqrt{\frac{K_{g1}}{(EA)^{t_{eq}}}} = \sqrt{\frac{71429}{998740}} = 0.267 \text{ (l/m)}$$

$$\lambda_{c_2} = 4\sqrt{\frac{K_{g2}}{(EI)^{c_{eq}}}} = 4\sqrt{\frac{71429}{85272000}} = 0.170 \text{ (l/m)}$$

$$\lambda_{t_2} = 4\sqrt{\frac{K_{g2}}{(EI)^{t_{eq}}}} = 4\sqrt{\frac{71429}{3496242}} = 0.378 \text{ (l/m)}$$

$$\lambda_{c_3} = 4\sqrt{\frac{K_{g3}}{(EI)^{c_{eq}}}} = 4\sqrt{\frac{214287}{85272000}} = 0.224 \text{ (l/m)}$$

$$\lambda_{t_3} = 4\sqrt{\frac{K_{g3}}{(EI)^{t_{eq}}}} = 4\sqrt{\frac{214287}{3496242}} = 0.498 \text{ (l/m)}$$

$$L_i = \sqrt{2} \cdot L = \sqrt{2} \times 89.0 = 125.9 \text{ (m)}$$

但し、	K_{g1}	地盤のバネ定数 (軸方向)	71429 (kN/m ²)
	K_{g2}	地盤のバネ定数 (軸直角方向)	71429 (kN/m ²)
	K_{g3}	地盤のバネ定数 (鉛直方向)	214287 (kN/m ²)

(1) 地震時断面力計算結果一覧表

項 目		単 位	圧縮断面力	引張断面力
水平面内の地震振動による軸力	P^C_h, P^T_h	kN	6644.176	317.739
鉛直面内の地震振動による軸力	P^C_v, P^T_v	kN	4984.912	238.390
水平面内の地震振動による曲げモーメント	M^C_h, M^T_h	kN・m	3850.233	162.416
鉛直面内の地震振動による曲げモーメント	M^C_v, M^T_v	kN・m	1964.890	81.376
水平面内の地震振動によるせん断力	Q^C_h, Q^T_h	kN	271.817	11.466
鉛直面内の地震振動によるせん断力	Q^C_v, Q^T_v	kN	138.716	5.745
トンネル中心軸深における地震時水平地盤変位	U_h	m	0.00933	
トンネル中心軸深における地震時鉛直地盤変位	U_v	m	0.00467	

5-3 断面力の重ね合わせ (重畳)

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。

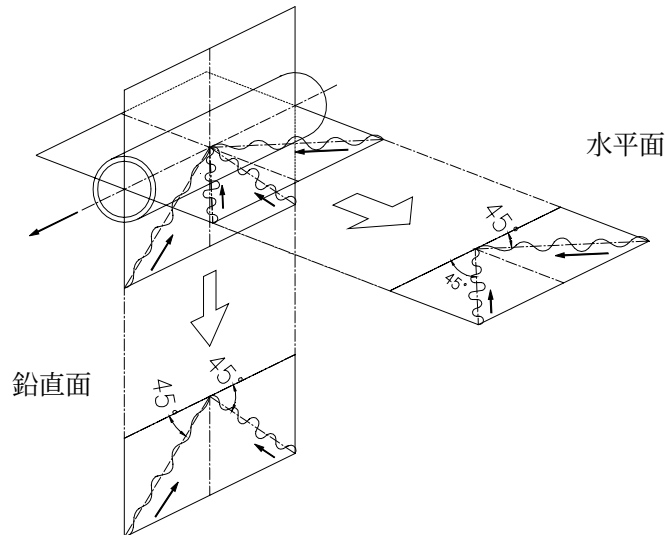


図-5.3.1 断面力の重ね合わせ

(1) 水平面内

a) 水平、鉛直面内の合成圧縮軸力の重畳 PC_0'

$$PC_0' = \frac{1}{\sqrt{2}} \cdot PC_0 = \frac{1}{\sqrt{2}} \times 11746.865 = 8306.288 \text{ (kN)}$$

ここで、 PC_0 : 水平、鉛直面内の合成圧縮軸力

$$\begin{aligned} \therefore PC_0 &= \sqrt{2PC_h^2 + 2PC_v^2} \\ &= \sqrt{2 \times 6644.176^2 + 2 \times 4984.912^2} = 11746.865 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

b) 水平面内の圧縮、引張曲げモーメントの重畳 MC_h' 、 MT_h'

$$MC_h' = \frac{1}{\sqrt{2}} \cdot MC_h = \frac{1}{\sqrt{2}} \times 3850.233 = 2722.526 \text{ (kN)}$$

$$MT_h' = \frac{1}{\sqrt{2}} \cdot MT_h = \frac{1}{\sqrt{2}} \times 162.416 = 114.845 \text{ (kN)}$$

ここで、 MC_h : 水平面内の地震振動による圧縮曲げモーメント 3850.233(kN・m)

MT_h : 水平面内の地震振動による引張曲げモーメント 162.416(kN・m)

(2) 鉛直面内

a) 水平、鉛直面内の合成引張軸力の重畳 $P^{T_0'}$

$$P^{T_0'} = \frac{1}{\sqrt{2}} \cdot P^{T_0} = \frac{1}{\sqrt{2}} \times 561.761 = 397.225 \text{ (kN)}$$

ここで、 P^{T_0} : 水平、鉛直面内の合成引張軸力

$$\begin{aligned} \therefore P^{T_0} &= \sqrt{2P^{T_h^2} + 2P^{T_v^2}} \\ &= \sqrt{2 \times 317.739^2 + 2 \times 238.390^2} = 561.761 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

b) 鉛直面内の圧縮、引張曲げモーメントの重畳 $M^{C_v'}$ 、 $M^{T_v'}$

$$M^{C_v'} = \frac{1}{\sqrt{2}} \cdot M^{C_v} = \frac{1}{\sqrt{2}} \times 1964.890 = 1389.387 \text{ (kN)}$$

$$M^{T_v'} = \frac{1}{\sqrt{2}} \cdot M^{T_v} = \frac{1}{\sqrt{2}} \times 81.376 = 57.542 \text{ (kN)}$$

ここで、 M^{C_v} : 鉛直面内の地震振動による圧縮曲げモーメント 1964.890(kN・m) M^{T_v} : 鉛直面内の地震振動による引張曲げモーメント 81.376(kN・m)

(3) 応力度照査対象断面力の重畳結果一覧

項 目		単 位	圧縮断面力	引張断面力
水平、鉛直面内の合成軸力の重畳	$P^{C_0'}, P^{T_0'}$	kN	8306.288	397.225
水平面内の曲げモーメントの重畳	$M^{C_h'}, M^{T_h'}$	kN・m	2722.526	114.845
鉛直面内の曲げモーメントの重畳	$M^{C_v'}, M^{T_v'}$	kN・m	1389.387	57.542

5-4 断面力の補正

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 : $P_{\max}^C$ (kN)

$$P_{\max}^C = \xi^C \cdot P_o^C$$

b) 引張側最大軸力 : $P_{\max}^T$ (kN)

$$P_{\max}^T = \xi^T \cdot P_o^T$$

ここで、 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。

$$\xi^C = 1 + \frac{\cos(2\pi \cdot \eta / L_i)}{\cosh(\lambda_{C1} \cdot (L_i / 2 - \eta))}$$

$$\xi^T = \frac{(EA)^{T_{eq}}}{(EA)^{C_{eq}}} \cdot \frac{\alpha^{T_1}}{\alpha^{C_1}} \cdot \left(1 - \frac{\cos(2\pi \cdot \eta / L_i)}{\cosh(\lambda_{T1} \cdot \eta)} \right)$$

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。

$$\begin{aligned} & \frac{2\pi}{\lambda_{T1} \cdot L_i} \cdot \alpha^{T_1} \cdot \tanh(\lambda_{T1} \cdot \eta) + \frac{2\pi}{\lambda_{C1} \cdot L_i} \cdot \alpha^{C_1} \cdot \tanh\left(\lambda_{C1} \cdot \left(\frac{L_i}{2} - \eta\right)\right) \\ & - (\alpha^{T_1} - \alpha^{C_1}) \cdot \tan\left(2\pi \cdot \frac{\eta}{L_i}\right) = 0 \end{aligned}$$

ここで、 λ_{T1} : 0.267 (1/m)

λ_{C1} : 0.033 (1/m)

L_i : 125.9 (m)

α^{T_1} : 0.966

α^{C_1} : 0.304

を上式に代入し、トライアルで η を求めると

$\eta = 14.802$ (m) となる。

したがって、 ξ^C と ξ^T は以下のように求める。

$$\begin{aligned}\xi^C &= 1 + \frac{\cos(2\pi \cdot \eta / L_i)}{\cosh(\lambda_{C1} \cdot (L_i / 2 - \eta))} \\ &= 1 + \frac{\cos(2\pi \times 14.802 / 125.9)}{\cosh(0.033 \times (125.9 / 2 - 14.802))} = 1.290\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\xi^T &= \frac{(EA)^{T_{eq}}}{(EA)^{C_{eq}}} \cdot \frac{\alpha^{T_1}}{\alpha^{C_1}} \cdot \left(1 - \frac{\cos(2\pi \cdot \eta / L_i)}{\cosh(\lambda_{T1} \cdot \eta)}\right) \\ &= \frac{998740}{66363000} \times \frac{0.966}{0.304} \times \left(1 - \frac{\cos(2\pi \times 14.802 / 125.9)}{\cosh(0.267 \times 14.802)}\right) = 0.046\end{aligned}$$

これより、 $P_{o'}^C$: 8306.288 (kN)

$P_{o'}^T$: 397.225 (kN) より

$$P_{\max}^C = \xi^C \cdot P_{o'}^C = 1.290 \times 8306.288 = 10715.112 \text{ (kN)}$$

$$P_{\max}^T = \xi^T \cdot P_{o'}^T = 0.046 \times 397.225 = 18.272 \text{ (kN)}$$

(2) 最大圧縮、引張曲げモーメント : $M_{\max}^C, M_{\max}^T$

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。

圧縮曲げモーメント $M_{h'}^C$: 2722.526 (kN・m)

$M_{v'}^C$: 1389.387 (kN・m) より

$$M_{\max}^C = M_{h'}^C = 2722.526 \text{ (kN・m) とする。}$$

引張曲げモーメント $M_{h'}^T$: 114.845 (kN・m)

$M_{v'}^T$: 57.542 (kN・m) より

$$M_{\max}^T = M_{h'}^T = 114.845 \text{ (kN・m) とする。}$$

断面力の補正結果一覧

項 目		単 位	圧縮断面力	引張断面力
最大軸力	$P_{\max}^C, P_{\max}^T$	kN	10715.112	18.272
最大曲げモーメント	$M_{\max}^C, M_{\max}^T$	kN・m	2722.526	114.845

5-5 応力度照査

(1) 部材応力度の算出

応力度算定時は防食層を無視する。

a) セグメントの軸圧縮応力度： $\sigma_{C_P'}$

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。

$$\sigma_{C_P'} = \frac{P_{C_{\max}}}{A_s} + \frac{M_{C_{\max}}}{I_s} \cdot y_{zs}$$

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

$$y_{zs} = \text{セグメント外半径 } D_0 / 2 = 3.400 / 2 = 1.700 \text{ (m)}$$

$$A_s : \text{セグメントの断面積 (防食層控除)} \quad 1.532 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$I_s : \text{セグメントの断面二次モーメント (防食層控除)} \quad 2.026 \text{ (m}^4\text{)}$$

$$\begin{aligned} \therefore A_s &= \frac{\pi \cdot (D_0^2 - D_i^2)}{4} & I_s &= \frac{\pi \cdot (D_0^4 - D_i^4)}{64} \\ &= \frac{\pi \times (3.400^2 - 3.100^2)}{4} = 1.532 \text{ (m}^2\text{)} & &= \frac{\pi \times (3.400^4 - 3.100^4)}{64} = 2.026 \text{ (m}^4\text{)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \therefore \sigma_{C_P'} &= \frac{10715.112}{1.5320} + \frac{2722.526}{2.026} \times 1.700 \\ &= 9279 \text{ (kN/m}^2\text{)} \Rightarrow 9.279 \text{ (N/mm}^2\text{)} \end{aligned}$$

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。

但し、このボルトとはピン継手で使用しているシリンダー内に挿入する雄金物をボルトナットに換算した時の有効断面積を言う。

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

・軸力による継手ボルトの引張応力度： σ_{B1}

$$\sigma_{B1} = \frac{P_{\max}^T}{A_B} = \frac{18.272}{0.002496} = 7321 \text{ (kN/m}^2\text{)} \Rightarrow 7.321 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

A_B : ボルト断面積

$$A_n \cdot n_{br} = 0.000192 \times 13 = 0.002496 \text{ (m}^2\text{)}$$

A_n : ボルトネジ切り部有効断面積 0.000192 (m²)

n_{br} : リング当り継手個数 13 (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。

$$\begin{aligned} f_j &= \frac{M_{\max}^T \cdot B}{E_c \cdot I_s} \cdot \frac{\pi \cdot \sin \phi}{\cos^3 \phi} \cdot R_c \cdot (1 + \sin \phi) \cdot k_j \\ &= \frac{114.845 \times 1.20}{33 \times 10^6 \times 2.026} \times \frac{\pi \times \sin 1.020}{\cos^3 1.020} \times 1.6250 \times (1 + \sin 1.020) \times 65000 \\ &= 7.530 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

ここで、 $M_{\max}^T$: 最大引張曲げモーメント 114.845 (kN・m)

I_s : セグメントの断面二次モーメント(防食層控除) 2.026 (m⁴)

B : セグメント幅 1.20 (m)

E_c : セグメントの弾性係数 33000000 (kN/m²)

ϕ : トンネル断面中央軸から中立軸までの角度 1.020 (rad)

k_j : リング継手1個当りの軸剛性 65000 (kN/m)

R_c : セグメント図心半径(防食層控除) 1.6250 (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} は、

$$\sigma_{B2} = \frac{f_j}{A_n} = \frac{7.530}{0.000192} = 39219 \text{ (kN/m}^2\text{)} \Rightarrow 39.219 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

(2) 応力度一覧表 (レベル1地震動想定)

項 目		単 位	許容応力度	応力度	判定
ボルト引張応力度(強度6.8相当)					
軸力	σ_{B1}	N/mm ²	315	7.321	OK
モーメント	σ_{B2}	N/mm ²	315	39.219	OK
合成	σ_B	N/mm ²	315	46.540	OK
セグメント圧縮応力度	σ_{SC}	N/mm ²	24	9.279	OK

(3) 変位量の算出

変位量(伸び) : δ_t

$$\begin{aligned}
 \delta_t &= \frac{P_{\max}^T}{K_s} + \frac{P_{\max}^T}{K_j} \\
 &= \frac{18.272}{42130000} + \frac{18.272}{845000} \\
 &= 0.00002206 \text{ (m)} \Rightarrow 0.0221 \text{ (mm)}
 \end{aligned}$$

ここで、 $P_{\max}^T$: 引張側軸力 18.272 (kN)
 K_s : セグメントの軸剛性 42130000 (kN/m)
 K_j : リング全体の軸剛性 845000 (kN/m)

以上より1Ring当たり変位量は小さくシール材で止水効果が十分可能である。

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1地震動想定)

セグメント断面力の算定には常時の修正慣用法によるモデルと同様、セグメント周長を下図のとおり36分割したフレームモデルを用い、その節点をX、Y座標で整理する。また、地震時断面力は常時断面力と地震時増分荷重による断面力の重ね合わせにより求めるが、この地震時増分荷重は地盤水平力による地震荷重と周面せん断力により構成される。

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

$$\therefore (\text{地震時断面力}) = (\text{地盤水平力による地震力}) + (\text{周面せん断力})$$

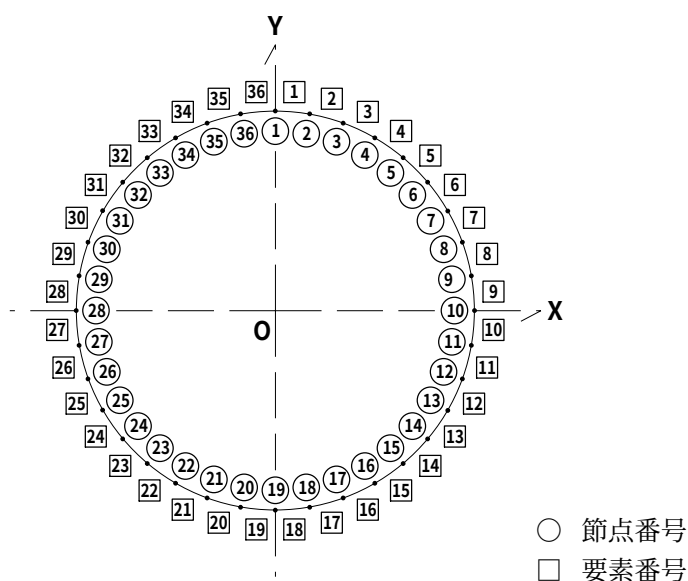


図1.1.1 36分割フレームモデル

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	1.6000	19	0.0000	-1.6000
2	0.2778	1.5757	20	-0.2778	-1.5757
3	0.5472	1.5035	21	-0.5472	-1.5035
4	0.8000	1.3856	22	-0.8000	-1.3856
5	1.0285	1.2257	23	-1.0285	-1.2257
6	1.2257	1.0285	24	-1.2257	-1.0285
7	1.3856	0.8000	25	-1.3856	-0.8000
8	1.5035	0.5472	26	-1.5035	-0.5472
9	1.5757	0.2778	27	-1.5757	-0.2778
10	1.6000	0.0000	28	-1.6000	0.0000
11	1.5757	-0.2778	29	-1.5757	0.2778
12	1.5035	-0.5472	30	-1.5035	0.5472
13	1.3856	-0.8000	31	-1.3856	0.8000
14	1.2257	-1.0285	32	-1.2257	1.0285
15	1.0285	-1.2257	33	-1.0285	1.2257
16	0.8000	-1.3856	34	-0.8000	1.3856
17	0.5472	-1.5035	35	-0.5472	1.5035
18	0.2778	-1.5757	36	-0.2778	1.5757

(1) 弾性係数

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

(2) 断面積

$$A = b \cdot h' = 1.00 \times 0.200 = 0.200 \text{ (m}^2\text{)}$$

(3) 部材の断面二次モーメント

$$I_{SE} = \frac{b \cdot h'^3}{12} = \frac{1.00 \times 0.200^3}{12} = 0.000667 \text{ (m}^4\text{)}$$

ここで、 b : 部材幅

1.00 (m)

h' : セグメント厚

0.200 (m)

(4) 覆工の曲げ剛性

$$\begin{aligned} EI &= \eta \cdot E_c \cdot I_{SE} \\ &= 0.80 \times 33000000 \times 0.000667 \\ &= 17609 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

ここで、 E_c : コンクリートの弾性係数

33000000 (kN/m²)

η : 曲げ剛性の有効率

80 (%)

6-1 常時断面力算定

(1)荷重条件

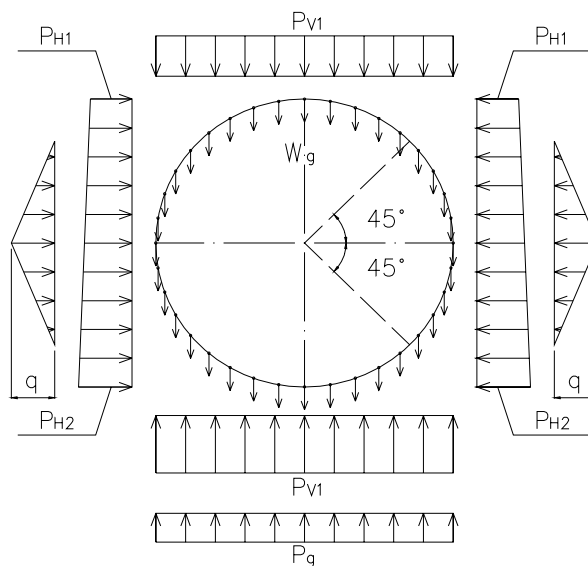


図.6.1.2 荷重図

鉛直荷重	P_{V1}	kN/m^2	132.459
頂部水平荷重	P_{H1}	kN/m^2	98.844
底部水平荷重	P_{H2}	kN/m^2	143.644
セグメントの円周単位当り重量	W_g	kN/m^2	5.081
自重による下部反力荷重	P_g	kN/m^2	15.962
地盤反力	q	kN/m^2	8.320

節点番号		$\theta (^{\circ})$	水平荷重 $P_H(\text{kN/m}^2)$	地盤反力 $q(\text{kN/m}^2)$
1		0	98.8440	0.0000
2	36	10	99.1843	0.0000
3	35	20	100.1949	0.0000
4	34	30	101.8450	0.0000
5	33	40	104.0846	0.0000
6	32	50	106.8456	0.7568
7	31	60	110.0440	2.4369
8	30	70	113.5827	4.2957
9	29	80	117.3543	6.2768
10	28	90	121.2440	8.3200
11	27	100	125.1337	6.2768
12	26	110	128.9053	4.2957
13	25	120	132.4440	2.4369
14	24	130	135.6424	0.7568
15	23	140	138.4034	0.0000
16	22	150	140.6430	0.0000
17	21	160	142.2931	0.0000
18	20	170	143.3037	0.0000
19		180	143.6440	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。

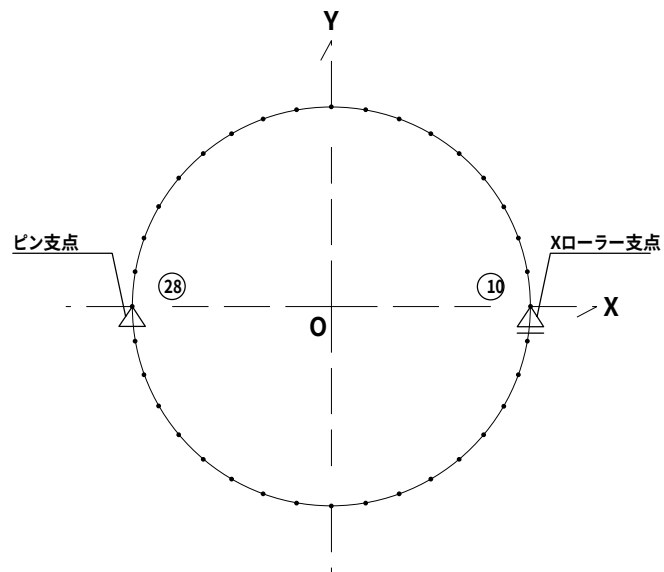


図.6.1.3 常時の支点条件

(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	0.000399	-0.000546	0.000000				
2	0.000393	-0.000521	0.000175	36	0.000404	-0.000521	-0.000175
3	0.000404	-0.000450	0.000324	35	0.000393	-0.000450	-0.000324
4	0.000441	-0.000351	0.000425	34	0.000356	-0.000351	-0.000425
5	0.000506	-0.000243	0.000465	33	0.000291	-0.000243	-0.000465
6	0.000590	-0.000147	0.000441	32	0.000207	-0.000147	-0.000441
7	0.000678	-0.000075	0.000360	31	0.000119	-0.000075	-0.000360
8	0.000750	-0.000031	0.000238	30	0.000047	-0.000031	-0.000238
9	0.000792	-0.000010	0.000094	29	0.000005	-0.000010	-0.000094
10	0.000797	0.000000	-0.000053	28	0.000000	0.000000	0.000053
11	0.000764	0.000012	-0.000186	27	0.000033	0.000012	0.000186
12	0.000701	0.000039	-0.000293	26	0.000096	0.000039	0.000293
13	0.000622	0.000087	-0.000364	25	0.000175	0.000087	0.000364
14	0.000540	0.000155	-0.000393	24	0.000257	0.000155	0.000393
15	0.000470	0.000238	-0.000378	23	0.000327	0.000238	0.000378
16	0.000420	0.000325	-0.000323	22	0.000377	0.000325	0.000323
17	0.000395	0.000400	-0.000235	21	0.000402	0.000400	0.000235
18	0.000391	0.000451	-0.000124	20	0.000406	0.000451	0.000124
19	0.000399	0.000469	0.000000				

(4)常時断面力

要素 番号	節点 番号	曲げモーメント M(kN・m)	せん断力 Q(kN)	軸力 N(kN)	要素 番号	節点 番号	曲げモーメント M(kN・m)	せん断力 Q(kN)	軸力 N(kN)
1	1	11.500	-3.115	183.669	36	1	11.500	3.115	183.669
1	2	10.632	-3.115	183.669	36	36	10.632	3.115	183.669
2	2	10.632	-8.793	186.538	35	36	10.632	8.793	186.538
2	3	8.180	-8.793	186.538	35	35	8.180	8.793	186.538
3	3	8.180	-12.926	191.803	34	35	8.180	12.926	191.803
3	4	4.574	-12.926	191.803	34	34	4.574	12.926	191.803
4	4	4.574	-14.820	198.622	33	34	4.574	14.820	198.622
4	5	0.441	-14.820	198.622	33	33	0.441	14.820	198.622
5	5	0.441	-14.204	205.955	32	33	0.441	14.204	205.955
5	6	-3.520	-14.204	205.955	32	32	-3.520	14.204	205.955
6	6	-3.520	-11.396	212.677	31	32	-3.520	11.396	212.677
6	7	-6.699	-11.396	212.677	31	31	-6.699	11.396	212.677
7	7	-6.699	-7.225	217.937	30	31	-6.699	7.225	217.937
7	8	-8.714	-7.225	217.937	30	30	-8.714	7.225	217.937
8	8	-8.714	-2.645	221.438	29	30	-8.714	2.645	221.438
8	9	-9.451	-2.645	221.438	29	29	-9.451	2.645	221.438
9	9	-9.451	1.455	223.364	28	29	-9.451	-1.455	223.364
9	10	-9.045	1.455	223.364	28	28	-9.045	-1.455	223.364
10	10	-9.045	4.607	224.059	27	28	-9.045	-4.607	224.059
10	11	-7.761	4.607	224.059	27	27	-7.761	-4.607	224.059
11	11	-7.761	7.231	223.614	26	27	-7.761	-7.231	223.614
11	12	-5.744	7.231	223.614	26	26	-5.744	-7.231	223.614
12	12	-5.744	9.079	222.159	25	26	-5.744	-9.079	222.159
12	13	-3.212	9.079	222.159	25	25	-3.212	-9.079	222.159
13	13	-3.212	9.930	220.089	24	25	-3.212	-9.930	220.089
13	14	-0.442	9.930	220.089	24	24	-0.442	-9.930	220.089
14	14	-0.442	9.737	217.802	23	24	-0.442	-9.737	217.802
14	15	2.274	9.737	217.802	23	23	2.274	-9.737	217.802
15	15	2.274	8.532	215.726	22	23	2.274	-8.532	215.726
15	16	4.653	8.532	215.726	22	22	4.653	-8.532	215.726
16	16	4.653	6.534	214.163	21	22	4.653	-6.534	214.163
16	17	6.476	6.534	214.163	21	21	6.476	-6.534	214.163
17	17	6.476	4.070	213.158	20	21	6.476	-4.070	213.158
17	18	7.611	4.070	213.158	20	20	7.611	-4.070	213.158
18	18	7.611	1.378	212.677	19	20	7.611	-1.378	212.677
18	19	7.995	1.378	212.677	19	19	7.995	-1.378	212.677

6-2 地震時断面力算定

(1) 地盤バネ

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。

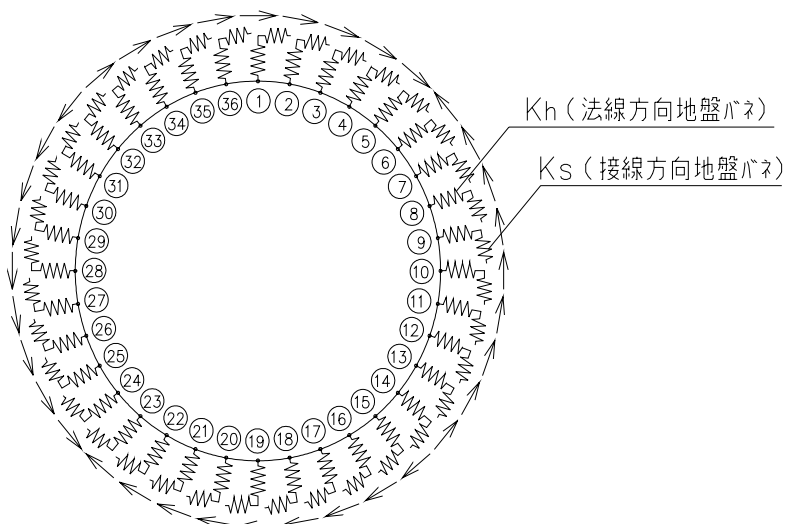


図.6.2.1 地震時断面力算定フレームモデル

各節点の地盤バネ定数 K_h 、 K_s はそれぞれ次式で求められる。

$$K_h = 3E_D / (1 + \nu_D) \cdot (5 - 6\nu_D) \cdot R_c'$$

$$K_s = K_h / 3$$

ここに、

R_c' : 管軸の図心半径 (m)

E_D : 表層地盤の動変形係数 (kN/m²)

$$E_D = 2(1 + \nu_D) \cdot G_s$$

G_s : 3-4より、71429.000 kN/m²

表層地盤の動的ポアソン比は、次式により加重平均をして求める。

$$\nu_D = (H_w \cdot \nu_{D1} + (H_g - H_w) \cdot \nu_{D2}) / H_g$$

ここに、

ν_{D1} : 地下水以浅の動的ポアソン比

ν_{D2} : 地下水以深の動的ポアソン比

H_w : 地表面からの地下水位 1.890 (m)

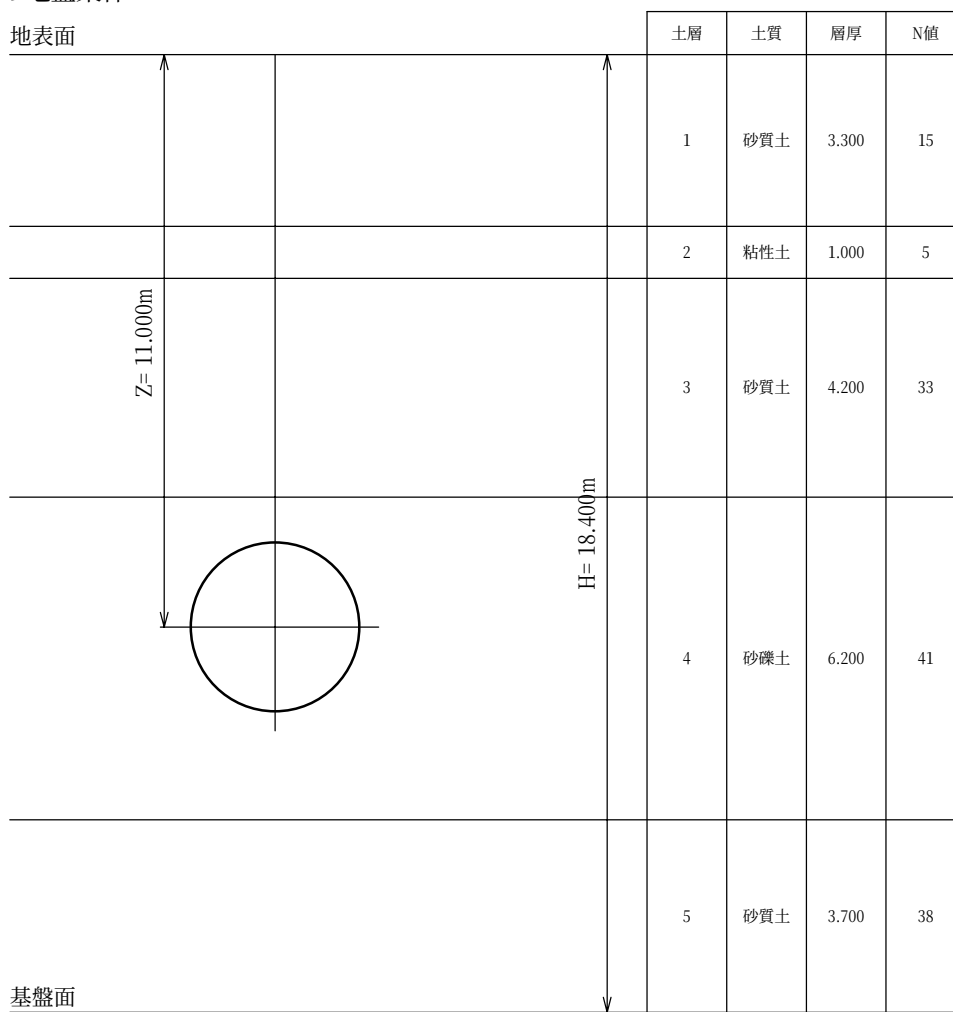
H_g : 表層地盤の厚さ 18.400 (m)

なお ν_{D1} 、 ν_{D2} は一般に右表6-2-1の値をとる

地 層	ν_D	備考
沖積層・洪積層	0.45	地下水位以浅
沖積層・洪積層	0.50	地下水位以深
軟岩石	0.40	
硬岩石	0.30	

表6-2-1 動的ポアソン比の一般値

2) 各層の地盤条件



土層	土質名称	層厚	N値	γ	γ'	C	ϕ
1	砂質土	3.300	15	17.500	8.500	0.000	20.000
2	粘性土	1.000	5	16.500	7.500	15.000	0.000
3	砂質土	4.200	33	18.000	9.000	0.000	28.000
4	砂礫土	6.200	41	19.000	10.000	0.000	32.000
5	砂質土	3.700	38	18.000	9.000	0.000	30.000

表層地盤の動的ポアソン比の算定

$$\begin{aligned}
 \nu_D &= (H_w \cdot 0.45 + (H_g - H_w) \cdot 0.50) / H_g \text{ より} \\
 \nu_D &= (1.89 \cdot 0.45 + (18.4 - 1.89) \cdot 0.50) / 18.4 \\
 &= 0.495
 \end{aligned}$$

3) 各節点の地盤バネ定数

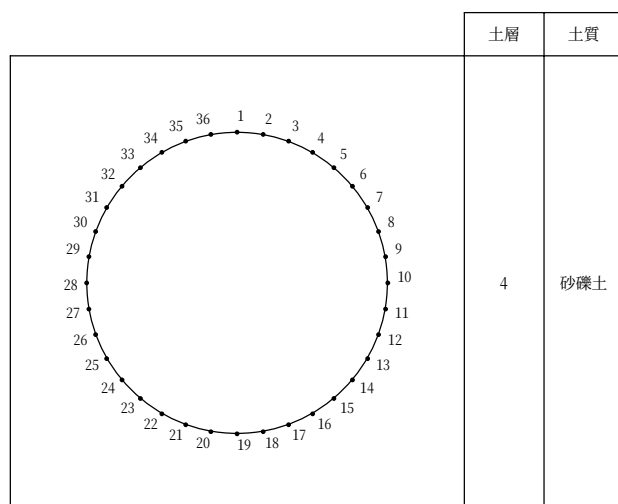


図.6.2.2 各節点が属する土層

各節点での地盤バネ(1)

節点番号		土層 番号	動的ポアソン比 ν D	動の変形係数 ED (kN/m2)	1要素長差 ds (m)	Kh (kN/m2)	Ks (kN/m2)
1		4	0.495	213572.710	0.2793	131950.123	43983.374
2	36	4	0.495	213572.710	0.2793	131950.123	43983.374
3	35	4	0.495	213572.710	0.2793	131950.123	43983.374
4	34	4	0.495	213572.710	0.2793	131950.123	43983.374
5	33	4	0.495	213572.710	0.2793	131950.123	43983.374
6	32	4	0.495	213572.710	0.2793	131950.123	43983.374
7	31	4	0.495	213572.710	0.2793	131950.123	43983.374
8	30	4	0.495	213572.710	0.2793	131950.123	43983.374
9	29	4	0.495	213572.710	0.2793	131950.123	43983.374
10	28	4	0.495	213572.710	0.2793	131950.123	43983.374
11	27	4	0.495	213572.710	0.2793	131950.123	43983.374
12	26	4	0.495	213572.710	0.2793	131950.123	43983.374
13	25	4	0.495	213572.710	0.2793	131950.123	43983.374
14	24	4	0.495	213572.710	0.2793	131950.123	43983.374
15	23	4	0.495	213572.710	0.2793	131950.123	43983.374
16	22	4	0.495	213572.710	0.2793	131950.123	43983.374
17	21	4	0.495	213572.710	0.2793	131950.123	43983.374
18	20	4	0.495	213572.710	0.2793	131950.123	43983.374
19		4	0.495	213572.710	0.2793	131950.123	43983.374

(2) 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。

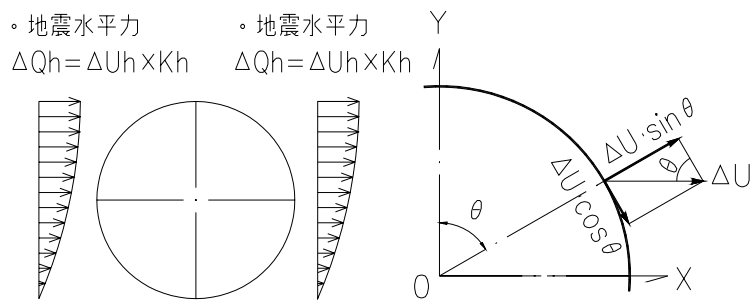


図.6.2.3 地震時荷重

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。

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

$$b) \text{法線方向成分} = \Delta U \cdot \sin \theta \text{ (m)}$$

$$c) \text{接線方向成分} = \Delta U \cdot \cos \theta \text{ (m)}$$

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。

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

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

各節点での地震力(1)

節点 番号	深度 Z(m)	水平変位 $U_{h(z)}$ (m)	相対変位 ΔU (m)	法線方向地 震変位成分 $\Delta U \cdot \sin \theta$ (m)	接線方向地 震変位成分 $\Delta U \cdot \cos \theta$ (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	9.4000	0.0110	0.0035	0.000000	0.003500	36853.669	12284.556	0.0000	42.9959
2	9.4243	0.0110	0.0035	0.000608	0.003447	36853.669	12284.556	22.3985	42.3427
3	9.4965	0.0109	0.0034	0.001163	0.003195	36853.669	12284.556	42.8560	39.2486
4	9.6144	0.0108	0.0033	0.001650	0.002858	36853.669	12284.556	60.8086	35.1078
5	9.7743	0.0106	0.0031	0.001993	0.002375	36853.669	12284.556	73.4362	29.1726
6	9.9715	0.0104	0.0029	0.002222	0.001864	36853.669	12284.556	81.8715	22.8994
7	10.2000	0.0102	0.0027	0.002338	0.001350	36853.669	12284.556	86.1738	16.5842
8	10.4528	0.0099	0.0024	0.002255	0.000821	36853.669	12284.556	83.1147	10.0838
9	10.7222	0.0096	0.0021	0.002068	0.000365	36853.669	12284.556	76.2169	4.4797
10	11.0000	0.0093	0.0018	0.001800	0.000000	36853.669	12284.556	66.3366	0.0000
11	11.2778	0.0090	0.0015	0.001477	-0.000260	36853.669	12284.556	54.4407	-3.1998
12	11.5472	0.0087	0.0012	0.001128	-0.000410	36853.669	12284.556	41.5573	-5.0419
13	11.8000	0.0084	0.0009	0.000779	-0.000450	36853.669	12284.556	28.7246	-5.5281
14	12.0285	0.0082	0.0007	0.000536	-0.000450	36853.669	12284.556	19.7621	-5.5275
15	12.2257	0.0080	0.0005	0.000321	-0.000383	36853.669	12284.556	11.8445	-4.7053
16	12.3856	0.0078	0.0003	0.000150	-0.000260	36853.669	12284.556	5.5281	-3.1916
17	12.5035	0.0076	0.0001	0.000034	-0.000094	36853.669	12284.556	1.2605	-1.1544
18	12.5757	0.0075	0.0000	0.000000	0.000000	36853.669	12284.556	0.0000	0.0000
19	12.6000	0.0075	0.0000	0.000000	0.000000	36853.669	12284.556	0.0000	0.0000
20	12.5757	0.0075	0.0000	0.000000	0.000000	36853.669	12284.556	0.0000	0.0000
21	12.5035	0.0076	0.0001	-0.000034	-0.000094	36853.669	12284.556	-1.2605	-1.1544
22	12.3856	0.0078	0.0003	-0.000150	-0.000260	36853.669	12284.556	-5.5281	-3.1916
23	12.2257	0.0080	0.0005	-0.000321	-0.000383	36853.669	12284.556	-11.8445	-4.7053
24	12.0285	0.0082	0.0007	-0.000536	-0.000450	36853.669	12284.556	-19.7621	-5.5275
25	11.8000	0.0084	0.0009	-0.000779	-0.000450	36853.669	12284.556	-28.7246	-5.5281
26	11.5472	0.0087	0.0012	-0.001128	-0.000410	36853.669	12284.556	-41.5573	-5.0419
27	11.2778	0.0090	0.0015	-0.001477	-0.000260	36853.669	12284.556	-54.4407	-3.1998
28	11.0000	0.0093	0.0018	-0.001800	0.000000	36853.669	12284.556	-66.3366	0.0000
29	10.7222	0.0096	0.0021	-0.002068	0.000365	36853.669	12284.556	-76.2169	4.4797
30	10.4528	0.0099	0.0024	-0.002255	0.000821	36853.669	12284.556	-83.1147	10.0838
31	10.2000	0.0102	0.0027	-0.002338	0.001350	36853.669	12284.556	-86.1738	16.5842
32	9.9715	0.0104	0.0029	-0.002222	0.001864	36853.669	12284.556	-81.8715	22.8994
33	9.7743	0.0106	0.0031	-0.001993	0.002375	36853.669	12284.556	-73.4362	29.1726
34	9.6144	0.0108	0.0033	-0.001650	0.002858	36853.669	12284.556	-60.8086	35.1078
35	9.4965	0.0109	0.0034	-0.001163	0.003195	36853.669	12284.556	-42.8560	39.2486
36	9.4243	0.0110	0.0035	-0.000608	0.003447	36853.669	12284.556	-22.3985	42.3427

(3) 周面せん断力 τ 、 σ の算定

周面せん断力 τ (τ_x, τ_y) は、図6.2.1モデル図に示す通りシールド外周面に作用するがその大きさは以下の通りとなる。

$$\tau_x = \tau_y = G_s / (\pi \cdot H) \cdot S_v \cdot T_s \cdot \sin(\pi Z / 2H)$$

ここに G_s : 動的せん断変形係数

H : 表層厚

T_s : 表層地盤の固有周期

Z : 表層面からの深さ

となる。

したがって、図6.2.4に示される地震時周面せん断力が働いたときに作用する τ 、および σ は以下のとおりとなる。

$\tau_x = \tau_y$ の時、

$$\tau = (\tau_x - \tau_y) / 2 + (\tau_x + \tau_y) / 2 \cdot \cos 2\theta$$

$$\sigma = -(\tau_x + \tau_y) / 2 \cdot \sin 2\theta$$

但し、地震時周面せん断力の最大値は

$$\tau_{\max} = C + \sigma_n \cdot \tan \phi$$

ここに C : 地盤の粘着力

σ_n : 有効上載圧

ϕ : 内部摩擦角

となるため、本値との比較のうえ決定する。

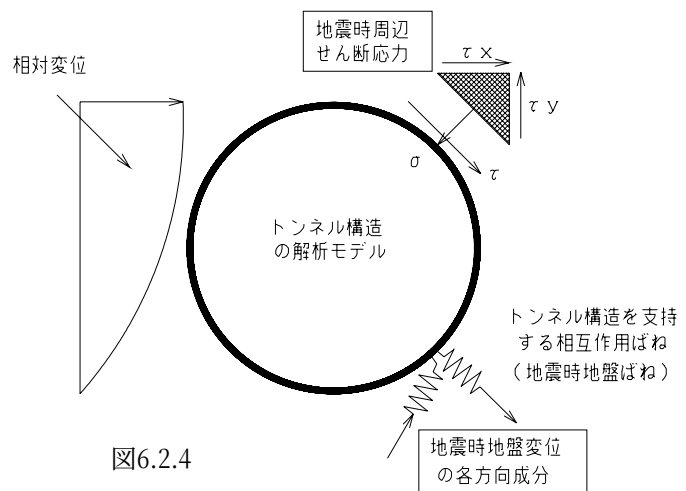


図6.2.4

周面せん断力 τ 、 σ の算定

節点 番号	深度Z (m)	土層 番号	層厚h (m)	γ (kN/m ³)	C (kN/m ²)	ϕ ($^{\circ}$)	σ_n (kN/m ²)	τ_{max} (kN/m ²)	τ_x, τ_y (kN/m ²)	採用 τ_x τ_y (kN/m ²)	決定 τ 値 (kN/m ²)	決定 σ 値 (kN/m ²)
1	9.4000	4	0.0000	10	0	32	99.3600	62.0870	69.3069	62.0870	62.0870	0.0000
2	9.4243	4	0.0243	10	0	32	99.6031	62.2389	69.4457	62.2389	58.4854	-21.2870
3	9.4965	4	0.0722	10	0	32	100.3249	62.6900	69.8563	62.6900	48.0233	-40.2964
4	9.6144	4	0.1179	10	0	32	101.5036	63.4265	70.5209	63.4265	31.7133	-54.9290
5	9.7743	4	0.1600	10	0	32	103.1033	64.4261	71.4116	64.4261	11.1875	-63.4473
6	9.9715	4	0.1972	10	0	32	105.0754	65.6584	72.4912	65.6584	-11.4015	-64.6609
7	10.2000	4	0.2285	10	0	32	107.3600	67.0860	73.7162	67.0860	-33.5430	-58.0982
8	10.4528	4	0.2528	10	0	32	109.8877	68.6654	75.0388	68.6654	-52.6007	-44.1373
9	10.7222	4	0.2694	10	0	32	112.5816	70.3488	76.4100	70.3488	-66.1062	-24.0607
10	11.0000	4	0.2778	10	0	32	115.3600	72.0849	77.7818	72.0849	-72.0849	0.0000
11	11.2778	4	0.2778	10	0	32	118.1384	73.8210	79.1098	73.8210	-69.3690	25.2483
12	11.5472	4	0.2694	10	0	32	120.8323	75.5044	80.3550	75.5044	-57.8397	48.5333
13	11.8000	4	0.2528	10	0	32	123.3600	77.0839	81.4847	77.0839	-38.5420	66.7566
14	12.0285	4	0.2285	10	0	32	125.6446	78.5115	82.4731	78.5115	-13.6334	77.3187
15	12.2257	4	0.1972	10	0	32	127.6167	79.7438	83.3012	79.7438	13.8474	78.5323
16	12.3856	4	0.1600	10	0	32	129.2164	80.7434	83.9555	80.7434	40.3717	69.9258
17	12.5035	4	0.1179	10	0	32	130.3951	81.4799	84.4276	81.4799	62.4172	52.3743
18	12.5757	4	0.0722	10	0	32	131.1169	81.9309	84.7125	81.9309	76.9899	28.0220
19	12.6000	4	0.0243	10	0	32	131.3600	82.0828	84.8077	82.0828	82.0828	0.0000
20	12.5757	4	0.0243	10	0	32	131.1169	81.9309	84.7125	81.9309	76.9899	-28.0220
21	12.5035	4	0.0722	10	0	32	130.3951	81.4799	84.4276	81.4799	62.4172	-52.3743
22	12.3856	4	0.1179	10	0	32	129.2164	80.7434	83.9555	80.7434	40.3717	-69.9258
23	12.2257	4	0.1600	10	0	32	127.6167	79.7438	83.3012	79.7438	13.8474	-78.5323
24	12.0285	4	0.1972	10	0	32	125.6446	78.5115	82.4731	78.5115	-13.6334	-77.3187
25	11.8000	4	0.2285	10	0	32	123.3600	77.0839	81.4847	77.0839	-38.5419	-66.7566
26	11.5472	4	0.2528	10	0	32	120.8323	75.5044	80.3550	75.5044	-57.8397	-48.5333
27	11.2778	4	0.2694	10	0	32	118.1384	73.8210	79.1098	73.8210	-69.3690	-25.2483
28	11.0000	4	0.2778	10	0	32	115.3600	72.0849	77.7818	72.0849	-72.0849	0.0000
29	10.7222	4	0.2778	10	0	32	112.5816	70.3488	76.4100	70.3488	-66.1062	24.0607
30	10.4528	4	0.2694	10	0	32	109.8877	68.6654	75.0388	68.6654	-52.6007	44.1373
31	10.2000	4	0.2528	10	0	32	107.3600	67.0860	73.7162	67.0860	-33.5430	58.0982
32	9.9715	4	0.2285	10	0	32	105.0754	65.6584	72.4912	65.6584	-11.4015	64.6609
33	9.7743	4	0.1972	10	0	32	103.1033	64.4261	71.4116	64.4261	11.1875	63.4473
34	9.6144	4	0.1600	10	0	32	101.5036	63.4265	70.5209	63.4265	31.7132	54.9290
35	9.4965	4	0.1179	10	0	32	100.3249	62.6900	69.8563	62.6900	48.0233	40.2964
36	9.4243	4	0.0722	10	0	32	99.6031	62.2389	69.4457	62.2389	58.4854	21.2870

ただし、

決定 τ 値 = 採用 $\tau_x \cdot \cos 2\theta$ 決定 σ 値 = - 採用 $\tau_x \cdot \sin 2\theta$

(4) 地盤水平力による地震力と周面せん断力の合成

1)法線方向

・法線方向の地震力については法線方向周面せん断力 $\sigma \cdot ds$ が地盤水平力による法線方向地震力に加わる事から $q_k + \sigma \cdot ds$ (kN/m) となる。

節点番号	法線方向 地震力 q_k (kN/m)	周面せん断力 σ (kN/m ²)	1要素長差 ds (m)	1要素当り 周面せん断力 $\sigma \cdot ds$ (kN/m)	法線方向 地震力 q_k + 周面せん断力 $\sigma \cdot ds$
1	0.0000	-0.0000	0.2793	0.0000	0.0000
2	22.3985	21.2870	0.2793	5.9454	28.3440
3	42.8560	40.2964	0.2793	11.2548	54.1107
4	60.8086	54.9290	0.2793	15.3417	76.1502
5	73.4362	63.4473	0.2793	17.7208	91.1570
6	81.8715	64.6609	0.2793	18.0598	99.9313
7	86.1738	58.0982	0.2793	16.2268	102.4006
8	83.1147	44.1373	0.2793	12.3275	95.4422
9	76.2169	24.0607	0.2793	6.7202	82.9371
10	66.3366	0.0000	0.2793	0.0000	66.3366
11	54.4407	-25.2483	0.2793	-7.0518	47.3888
12	41.5573	-48.5333	0.2793	-13.5553	28.0020
13	28.7246	-66.7566	0.2793	-18.6451	10.0795
14	19.7621	-77.3187	0.2793	-21.5951	-1.8330
15	11.8445	-78.5323	0.2793	-21.9341	-10.0895
16	5.5281	-69.9258	0.2793	-19.5303	-14.0022
17	1.2605	-52.3743	0.2793	-14.6281	-13.3677
18	0.0000	-28.0220	0.2793	-7.8265	-7.8265
19	0.0000	0.0000	0.2793	0.0000	0.0000
20	0.0000	28.0220	0.2793	7.8265	7.8265
21	-1.2605	52.3743	0.2793	14.6281	13.3677
22	-5.5281	69.9258	0.2793	19.5303	14.0022
23	-11.8445	78.5323	0.2793	21.9341	10.0895
24	-19.7621	77.3187	0.2793	21.5951	1.8330
25	-28.7246	66.7566	0.2793	18.6451	-10.0795
26	-41.5573	48.5333	0.2793	13.5553	-28.0020
27	-54.4407	25.2483	0.2793	7.0518	-47.3888
28	-66.3366	0.0000	0.2793	0.0000	-66.3366
29	-76.2169	-24.0607	0.2793	-6.7202	-82.9371
30	-83.1147	-44.1373	0.2793	-12.3275	-95.4422
31	-86.1738	-58.0982	0.2793	-16.2268	-102.4006
32	-81.8715	-64.6609	0.2793	-18.0598	-99.9313
33	-73.4362	-63.4473	0.2793	-17.7208	-91.1570
34	-60.8086	-54.9290	0.2793	-15.3417	-76.1502
35	-42.8560	-40.2964	0.2793	-11.2548	-54.1107
36	-22.3985	-21.2870	0.2793	-5.9454	-28.3440

2)接線方向

・接線方向の地震力については接線方向周面せん断力 $\tau \cdot ds$ が地盤水平力による接線方向地震力に加わる事から $q_j + \tau \cdot ds$ (kN/m) となる。

節点番号	接線方向 地震力 q_j (kN/m)	周面せん断力 τ (kN/m ²)	1要素長差 ds (m)	1要素当り 周面せん断力 $\tau \cdot ds$ (kN/m)	接線方向 地震力 q_j + 周面せん断力 $\tau \cdot ds$
1	42.9959	62.0870	0.2793	17.3409	60.3368
2	42.3427	58.4854	0.2793	16.3350	58.6777
3	39.2486	48.0233	0.2793	13.4129	52.6615
4	35.1078	31.7133	0.2793	8.8575	43.9653
5	29.1726	11.1875	0.2793	3.1247	32.2973
6	22.8994	-11.4015	0.2793	-3.1844	19.7150
7	16.5842	-33.5430	0.2793	-9.3686	7.2156
8	10.0838	-52.6007	0.2793	-14.6914	-4.6076
9	4.4797	-66.1062	0.2793	-18.4635	-13.9838
10	0.0000	-72.0849	0.2793	-20.1333	-20.1333
11	-3.1998	-69.3690	0.2793	-19.3748	-22.5746
12	-5.0419	-57.8397	0.2793	-16.1546	-21.1965
13	-5.5281	-38.5420	0.2793	-10.7648	-16.2928
14	-5.5275	-13.6334	0.2793	-3.8078	-9.3353
15	-4.7053	13.8474	0.2793	3.8676	-0.8377
16	-3.1916	40.3717	0.2793	11.2758	8.0842
17	-1.1544	62.4172	0.2793	17.4331	16.2788
18	0.0000	76.9899	0.2793	21.5033	21.5033
19	0.0000	82.0828	0.2793	22.9257	22.9257
20	0.0000	76.9899	0.2793	21.5033	21.5033
21	-1.1544	62.4172	0.2793	17.4331	16.2788
22	-3.1916	40.3717	0.2793	11.2758	8.0842
23	-4.7053	13.8474	0.2793	3.8676	-0.8377
24	-5.5275	-13.6334	0.2793	-3.8078	-9.3353
25	-5.5281	-38.5419	0.2793	-10.7648	-16.2928
26	-5.0419	-57.8397	0.2793	-16.1546	-21.1965
27	-3.1998	-69.3690	0.2793	-19.3748	-22.5746
28	0.0000	-72.0849	0.2793	-20.1333	-20.1333
29	4.4797	-66.1062	0.2793	-18.4635	-13.9838
30	10.0838	-52.6007	0.2793	-14.6914	-4.6076
31	16.5842	-33.5430	0.2793	-9.3686	7.2156
32	22.8994	-11.4015	0.2793	-3.1844	19.7150
33	29.1726	11.1875	0.2793	3.1247	32.2973
34	35.1078	31.7132	0.2793	8.8575	43.9653
35	39.2486	48.0233	0.2793	13.4129	52.6615
36	42.3427	58.4854	0.2793	16.3350	58.6777

3) 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	0.003326	0.000000	0.000765				
2	0.003344	0.000206	0.000689	36	0.003344	-0.000206	0.000689
3	0.003385	0.000365	0.000470	35	0.003385	-0.000365	0.000470
4	0.003419	0.000444	0.000132	34	0.003419	-0.000444	0.000132
5	0.003405	0.000429	-0.000288	33	0.003405	-0.000429	-0.000288
6	0.003301	0.000330	-0.000742	32	0.003301	-0.000330	-0.000742
7	0.003079	0.000178	-0.001180	31	0.003079	-0.000178	-0.001180
8	0.002731	0.000019	-0.001548	30	0.002731	-0.000019	-0.001548
9	0.002277	-0.000101	-0.001799	29	0.002277	0.000101	-0.001799
10	0.001760	-0.000146	-0.001900	28	0.001760	0.000146	-0.001900
11	0.001236	-0.000101	-0.001838	27	0.001236	0.000101	-0.001838
12	0.000767	0.000023	-0.001616	26	0.000767	-0.000023	-0.001616
13	0.000400	0.000191	-0.001260	25	0.000400	-0.000191	-0.001260
14	0.000160	0.000355	-0.000813	24	0.000160	-0.000355	-0.000813
15	0.000045	0.000465	-0.000332	23	0.000045	-0.000465	-0.000332
16	0.000026	0.000486	0.000127	22	0.000026	-0.000486	0.000127
17	0.000062	0.000402	0.000508	21	0.000062	-0.000402	0.000508
18	0.000107	0.000227	0.000760	20	0.000107	-0.000227	0.000760
19	0.000126	0.000000	0.000848				

4) 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	-34.369	12.781	36	1	0.000	-34.369	-12.781
1	2	-9.586	-34.369	12.781	36	36	9.586	-34.369	-12.781
2	2	-9.586	-30.517	37.193	35	36	9.586	-30.517	-37.193
2	3	-18.097	-30.517	37.193	35	35	18.097	-30.517	-37.193
3	3	-18.097	-23.477	57.096	34	35	18.097	-23.477	-57.096
3	4	-24.644	-23.477	57.096	34	34	24.644	-23.477	-57.096
4	4	-24.644	-13.344	70.676	33	34	24.644	-13.344	-70.676
4	5	-28.366	-13.344	70.676	33	33	28.366	-13.344	-70.676
5	5	-28.366	-2.174	75.693	32	33	28.366	-2.174	-75.693
5	6	-28.972	-2.174	75.693	32	32	28.972	-2.174	-75.693
6	6	-28.972	9.630	71.782	31	32	28.972	9.630	-71.782
6	7	-26.287	9.630	71.782	31	31	26.287	9.630	-71.782
7	7	-26.287	21.926	59.185	30	31	26.287	21.926	-59.185
7	8	-20.171	21.926	59.185	30	30	20.171	21.926	-59.185
8	8	-20.171	31.097	38.621	29	30	20.171	31.097	-38.621
8	9	-11.499	31.097	38.621	29	29	11.499	31.097	-38.621
9	9	-11.499	36.516	12.565	28	29	11.499	36.516	-12.565
9	10	-1.314	36.516	12.565	28	28	1.314	36.516	-12.565
10	10	-1.314	37.717	-15.937	27	28	1.314	37.717	15.937
10	11	9.205	37.717	-15.937	27	27	-9.205	37.717	15.937
11	11	9.205	34.395	-43.482	26	27	-9.205	34.395	43.482
11	12	18.797	34.395	-43.482	26	26	-18.797	34.395	43.482
12	12	18.797	26.491	-66.582	25	26	-18.797	26.491	66.582
12	13	26.186	26.491	-66.582	25	25	-26.186	26.491	66.582
13	13	26.186	14.320	-81.998	24	25	-26.186	14.320	81.998
13	14	30.179	14.320	-81.998	24	24	-30.179	14.320	81.998
14	14	30.179	1.492	-88.128	23	24	-30.179	1.492	88.128
14	15	30.596	1.492	-88.128	23	23	-30.596	1.492	88.128
15	15	30.596	-11.568	-83.976	22	23	-30.596	-11.568	83.976
15	16	27.369	-11.568	-83.976	22	22	-27.369	-11.568	83.976
16	16	27.369	-23.971	-69.478	21	22	-27.369	-23.971	69.478
16	17	20.684	-23.971	-69.478	21	21	-20.684	-23.971	69.478
17	17	20.684	-34.267	-45.630	20	21	-20.684	-34.267	45.630
17	18	11.127	-34.267	-45.630	20	20	-11.127	-34.267	45.630
18	18	11.127	-39.896	-15.773	19	20	-11.127	-39.896	15.773
18	19	0.000	-39.896	-15.773	19	19	0.000	-39.896	15.773

5) 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	0.003725	-0.000546	0.000765				
2	0.003737	-0.000315	0.000865	36	0.003748	-0.000726	0.000514
3	0.003789	-0.000085	0.000794	35	0.003778	-0.000816	0.000146
4	0.003860	0.000093	0.000557	34	0.003775	-0.000796	-0.000294
5	0.003911	0.000186	0.000177	33	0.003696	-0.000673	-0.000753
6	0.003892	0.000183	-0.000302	32	0.003508	-0.000477	-0.001183
7	0.003757	0.000104	-0.000820	31	0.003199	-0.000253	-0.001540
8	0.003481	-0.000012	-0.001310	30	0.002779	-0.000050	-0.001785
9	0.003069	-0.000111	-0.001705	29	0.002282	0.000091	-0.001892
10	0.002557	-0.000146	-0.001953	28	0.001760	0.000146	-0.001847
11	0.002001	-0.000088	-0.002023	27	0.001269	0.000113	-0.001652
12	0.001469	0.000062	-0.001909	26	0.000863	0.000016	-0.001323
13	0.001022	0.000278	-0.001623	25	0.000576	-0.000105	-0.000896
14	0.000700	0.000510	-0.001206	24	0.000418	-0.000200	-0.000421
15	0.000514	0.000704	-0.000710	23	0.000372	-0.000227	0.000046
16	0.000447	0.000810	-0.000196	22	0.000403	-0.000161	0.000450
17	0.000457	0.000802	0.000273	21	0.000463	-0.000002	0.000743
18	0.000498	0.000678	0.000636	20	0.000513	0.000223	0.000883
19	0.000524	0.000469	0.000848				

6) 常時+地震時断面力

要素 番号	節点 番号	曲げモーメント M(kN・m)	せん断力 Q(kN)	軸力 N(kN)	要素 番号	節点 番号	曲げモーメント M(kN・m)	せん断力 Q(kN)	軸力 N(kN)
1	1	11.500	-37.484	196.450	36	1	11.500	-31.254	170.888
1	2	1.046	-37.484	196.450	36	36	20.218	-31.254	170.888
2	2	1.046	-39.310	223.731	35	36	20.218	-21.724	149.345
2	3	-9.917	-39.310	223.731	35	35	26.277	-21.724	149.345
3	3	-9.917	-36.403	248.899	34	35	26.277	-10.551	134.707
3	4	-20.070	-36.403	248.899	34	34	29.218	-10.551	134.707
4	4	-20.070	-28.164	269.298	33	34	29.218	1.476	127.946
4	5	-27.925	-28.164	269.298	33	33	28.807	1.476	127.946
5	5	-27.925	-16.378	281.648	32	33	28.807	12.030	130.262
5	6	-32.492	-16.378	281.648	32	32	25.452	12.030	130.262
6	6	-32.492	-1.766	284.459	31	32	25.452	21.026	140.895
6	7	-32.986	-1.766	284.459	31	31	19.588	21.026	140.895
7	7	-32.986	14.701	277.122	30	31	19.588	29.151	158.752
7	8	-28.885	14.701	277.122	30	30	11.457	29.151	158.752
8	8	-28.885	28.452	260.059	29	30	11.457	33.742	182.817
8	9	-20.950	28.452	260.059	29	29	2.048	33.742	182.817
9	9	-20.950	37.971	235.929	28	29	2.048	35.061	210.799
9	10	-10.359	37.971	235.929	28	28	-7.731	35.061	210.799
10	10	-10.359	42.324	208.122	27	28	-7.731	33.110	239.996
10	11	1.444	42.324	208.122	27	27	-16.966	33.110	239.996
11	11	1.444	41.626	180.132	26	27	-16.966	27.164	267.096
11	12	13.053	41.626	180.132	26	26	-24.541	27.164	267.096
12	12	13.053	35.570	155.577	25	26	-24.541	17.412	288.741
12	13	22.974	35.570	155.577	25	25	-29.398	17.412	288.741
13	13	22.974	24.250	138.091	24	25	-29.398	4.390	302.087
13	14	29.737	24.250	138.091	24	24	-30.621	4.390	302.087
14	14	29.737	11.229	129.674	23	24	-30.621	-8.245	305.930
14	15	32.870	11.229	129.674	23	23	-28.322	-8.245	305.930
15	15	32.870	-3.036	131.750	22	23	-28.322	-20.100	299.702
15	16	32.022	-3.036	131.750	22	22	-22.716	-20.100	299.702
16	16	32.022	-17.437	144.685	21	22	-22.716	-30.505	283.641
16	17	27.160	-17.437	144.685	21	21	-14.208	-30.505	283.641
17	17	27.160	-30.197	167.528	20	21	-14.208	-38.337	258.788
17	18	18.738	-30.197	167.528	20	20	-3.516	-38.337	258.788
18	18	18.738	-38.518	196.904	19	20	-3.516	-41.274	228.450
18	19	7.995	-38.518	196.904	19	19	7.995	-41.274	228.450

7) 常時+地震時断面力リング当り

前項『6)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。

1m当り断面力

符号	要素	節点	M(kN・m)	N(kN)	Q(kN)
+Mmax	14	15	32.870	129.674	11.229
-Mmax	7	7	-32.986	277.122	14.701
Qmax	10	10	-10.359	208.122	42.324

a) 主断面断面力(1リング当り)

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

$$N = N \cdot B$$

$$Q = Q \cdot B$$

ここで、 B : セグメント幅 1.200 (m)
 ζ : 曲げモーメント割増率 25 (%)

1リング当り断面力

符号	要素	節点	M(kN・m)	N(kN)	Q(kN)
+Mmax	14	15	49.305	155.609	13.475
-Mmax	7	7	-49.479	332.546	17.641
Qmax	10	10	-15.538	249.746	50.789

b) 継手部断面力(1リング当り)

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

$$N = N \cdot B$$

$$Q = Q \cdot B$$

ここで、 B : セグメント幅 1.200 (m)
 ζ : 曲げモーメント割増率 25 (%)

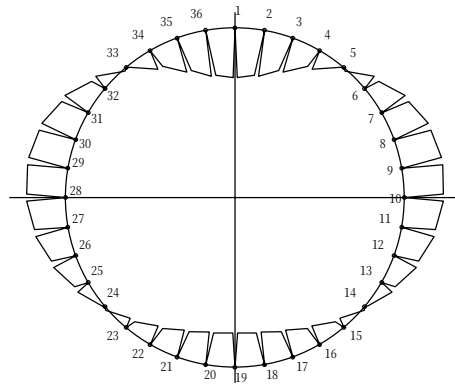
1リング当り断面力

符号	要素	節点	M(kN・m)	N(kN)	Q(kN)
+Mmax	14	15	29.583	155.609	13.475
-Mmax	7	7	-29.687	332.546	17.641
Qmax	10	10	-9.323	249.746	50.789

6-3 断面力図

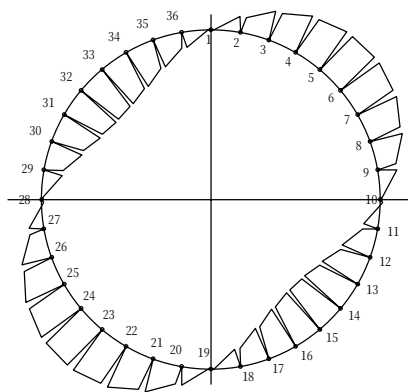
(1) 曲げモーメント図

a) 常時曲げモーメント



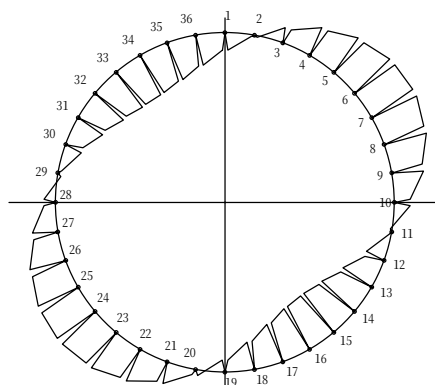
正の最大曲げモーメントが発生する要素 = 1
 正の最大曲げモーメントが発生する節点 = 1
 正の最大曲げモーメント = 11.500 (kN・m)
 負の最大曲げモーメントが発生する要素 = 8
 負の最大曲げモーメントが発生する節点 = 9
 負の最大曲げモーメント = -9.451 (kN・m)

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 = 30.596 (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 = -30.596 (kN・m)

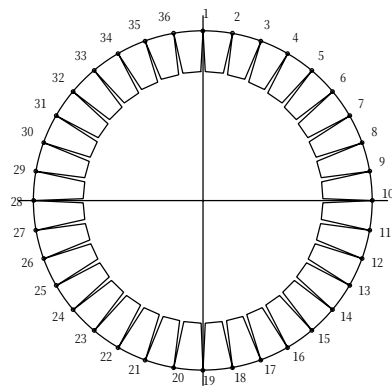
c) 常時+地震時曲げモーメント



正の最大曲げモーメントが発生する要素 = 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 = 32.870 (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 = 7
 負の最大曲げモーメント = -32.986 (kN・m)

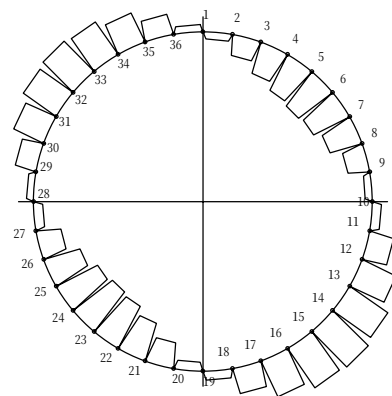
(2) 軸力図

a) 常時軸力



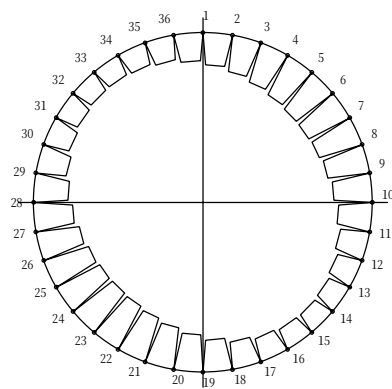
正の最大曲げモーメントが発生する要素 = 1
 正の最大曲げモーメントが発生する節点 = 1
 正の最大曲げモーメント位置軸力 = 0.000 (kN)
 負の最大曲げモーメントが発生する要素 = 8
 負の最大曲げモーメントが発生する節点 = 9
 負の最大曲げモーメント位置軸力 = 221.438 (kN)

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 = -88.128 (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 = 83.976 (kN)

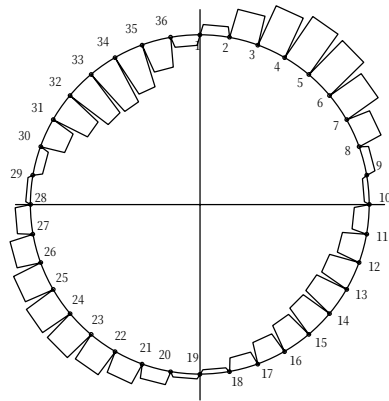
c) 常時+地震時軸力



正の最大曲げモーメントが発生する要素 = 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 = 129.674 (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 = 7
 負の最大曲げモーメント位置軸力 = 277.122 (kN)

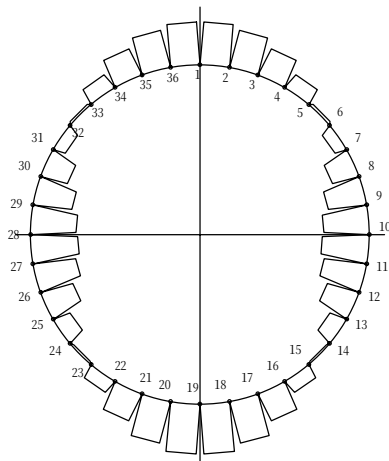
(3) せん断力図

a) 常時せん断力



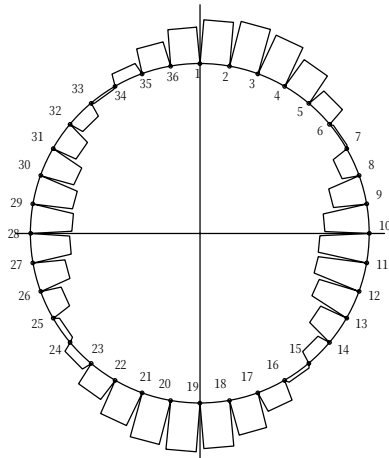
最大せん断力が発生する要素 = 4
 最大せん断力が発生する節点 = 4
 最大せん断力 = -14.820 (kN)

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 = -39.896 (kN)

c) 常時+地震時せん断力



最大せん断力が発生する要素 = 10
 最大せん断力が発生する節点 = 10
 最大せん断力 = 42.324 (kN)

6-4 応力度照査

(1) 主断面の応力状態の判定

コンクリートセグメントの主断面決定の設計計算は、断面に生じる応力状態が全断面圧縮状態か、もしくは、曲げ圧縮応力と曲げ引張応力が生じる場合になるかによって異なり、これを偏心管軸方向圧縮力が心外になるか、心内になるかで判定する。

なお、応力算定時には、防食層は無視する。

応力状態判定式

$$K_i \geq f \quad \text{全断面圧縮状態}$$

$$K_i < f \quad \text{曲げ圧縮応力と曲げ引張応力が生ずる状態}$$

ただし、

$$K_i = \frac{I_i}{A_i \cdot (h - u)}$$

$$A_i = B \cdot h + n \cdot (A_s + A_{s'})$$

$$u = (0.5 \cdot B \cdot h^2 + n \cdot (A_s \cdot d + A_{s'} \cdot d')) / A_i$$

$$I_i = B \cdot (u^3 + (h - u)^3) / 3 + n \cdot (A_s \cdot (d - u)^2 + A_{s'} \cdot (u - d')^2)$$

$$e = M / N$$

$$f = u - \left(\frac{h}{2} - e \right)$$

ここで、 A_i : 換算等値断面積

B : セグメント幅

u : 軸力側の縁側から換算等値断面の図心までの距離

h : セグメント厚

I_i : 換算等値面積の断面二次モーメント

e : 重心より軸力作用位置までの距離

n : ヤング係数比

A_s : 引張側鉄筋量

$A_{s'}$: 圧縮側鉄筋量

d : 引張側有効高

d' : 圧縮側有効高

M : 正の曲げモーメント

N : 正の曲げモーメント位置軸力

(2) 主断面の応力算定式

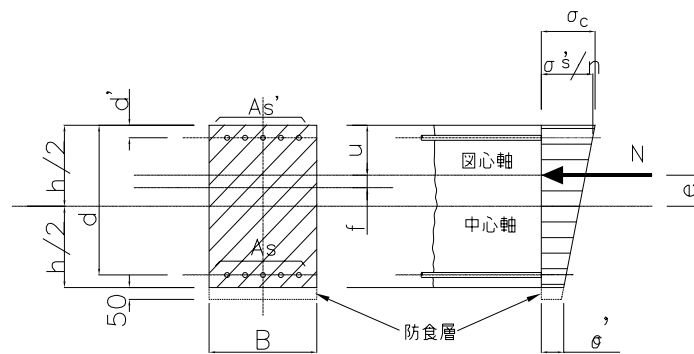
1) 全断面圧縮状態 ($K_i \geq f$ の場合)

図-6.1.1 全断面圧縮状態の応力度

$$\sigma_c = \frac{N}{A_i} + \frac{M}{I_i} \cdot u \leq \sigma_{ca}$$

ただし、

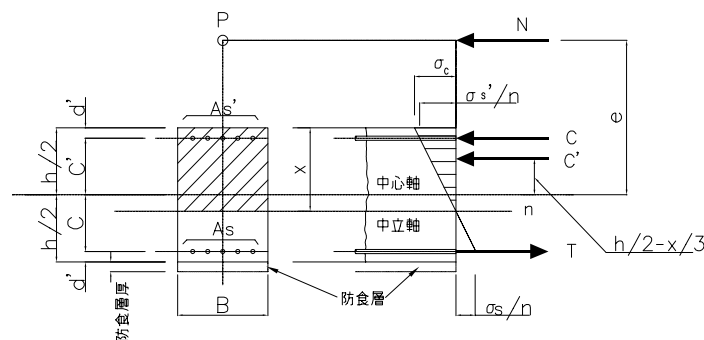
 σ_{ca} : コンクリートの許容曲げ圧縮応力度 (N/mm²) σ_c : コンクリート最大圧縮応力度 (N/mm²)2) 曲げ圧縮応力と曲げ引張応力が生じる場合 ($K_i < f$ の場合、 $N \neq 0$ の場合)

図-6.1.2 曲げ圧縮応力と曲げ引張応力が生じる場合の応力度

$$\chi^3 - 3 \cdot (h/2 - e) \cdot \chi^2 + (6 \cdot n/B) \cdot (As \cdot (e + C) + As' \cdot (e - C'))$$

$$\cdot \chi - (6 \cdot n/B) \cdot (As \cdot (e + C) \cdot (C + h/2) + As' \cdot (e - C') \cdot (h/2 - C')) = 0$$

$$\sigma_c = \frac{M}{B \cdot \chi/2 \cdot (h/2 - \chi/3) + (n \cdot As'/\chi) \cdot C' \cdot (C' - h/2 + \chi) + (n \cdot As/\chi) \cdot C \cdot (C + h/2 - \chi)} \leq \sigma_{ca}$$

$$\sigma_s = \frac{n \cdot \sigma_c}{\chi} \cdot \left(C + \frac{h}{2} - \chi \right) \leq \sigma_{sa}$$

$$\sigma_{s'} = \frac{n \cdot \sigma_c}{\chi} \cdot \left(C' - \frac{h}{2} + \chi \right) \leq \sigma_{sa}$$

3) 曲げ圧縮応力と曲げ引張応力が生じる場合 ($K_i < f$ の場合、 $N = 0$ の場合)

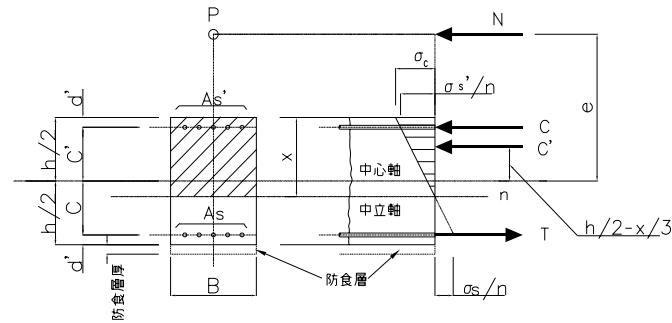


図-6.1.3 曲げ圧縮応力と曲げ引張応力が生じる場合の応力度

$$\chi = -n \cdot \frac{(As + As')}{B} + \sqrt{\left(\frac{n \cdot (As + As')}{B}\right)^2 + \frac{2 \cdot n}{B} \cdot (d \cdot As + d' \cdot As')}$$

$$\sigma_c = \frac{M}{B \cdot \chi / 2 \cdot (d - \chi / 3) + n \cdot As' \cdot (\chi - d' / \chi) \cdot (d - d')} \leq \sigma_{ca}$$

$$\sigma_s = n \cdot \sigma_c \cdot \frac{d - \chi}{\chi} \leq \sigma_{sa}$$

$$\sigma_{s'} = n \cdot \sigma_c \cdot \frac{\chi - d'}{\chi} \leq \sigma_{sa}$$

ここで、 χ : 圧縮側縁から中立軸までの距離 (mm)

C : セグメント厚中心から引張鉄筋までの距離 (mm)

C' : セグメント厚中心から圧縮鉄筋までの距離 (mm)

σ_{sa} : 鉄筋の許容応力度 (N/mm²)

σ_s : 鉄筋の引張応力度 (N/mm²)

$\sigma_{s'}$: 鉄筋の圧縮応力度 (N/mm²)

4) せん断力に対する設計

a) せん断応力度 τ_c は、

$$\tau_c = \frac{1.15 \cdot Q_{\max}}{B \cdot d} \leq \tau_a$$

ここで、 $Q_{\max}$: 最大せん断力 (kN)

(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			15		7		10	
断面寸法	B	m	1.200		1.200		1.200	
	h	m	0.150		0.150		0.150	
断面力	M	kN・m	49.305		-49.479		-15.538	
	N	kN	155.609		332.546		249.746	
	Q	kN	13.475		17.641		50.789	
引張側有効高	d	mm	115		115		115	
引張側鉄筋量	As	cm ²	15.8880		15.8880		15.8880	
圧縮側有効高	d'	mm	35		35		35	
圧縮側鉄筋量	As'	cm ²	15.8880		15.8880		15.8880	
ヤング係数比	n	-	15		15		15	
せん断補強筋								
断面積	Aw	cm ²	—		—		—	
部材軸との角度	α w	°	—		—		—	
配置間隔	Ss	mm	—		—		—	
応力度	e	mm	317		149		62	
	Ai	mm ²	227664		227664		227664	
	u	mm	75		75		75	
	li	mm ⁴ /Ring	413762400		413762400		413762400	
	Ki	mm	24		24		24	
	f	mm	317		149		62	
	応力状態		曲げ圧縮引張		曲げ圧縮引張		曲げ圧縮引張	
	χ	mm	52.1		58.6		81.4	
	σ c	N/mm ²	15.1	OK	15.2	OK	4.7	OK
	σ s	N/mm ²	273.5	OK	219.3	OK	29.0	OK
	σ s'	N/mm ²	74.3	OK	91.9	OK	40.2	OK
	τ c	N/mm ²	0.112	OK	0.147	OK	0.423	OK
せん断補強筋 の応力度	Qc	kN	—		—		—	
	Qs	kN	—		—		—	
	σ w	N/mm ²	—	—	—	—	—	—
許容応力度	σ ca	N/mm ²	24		24		24	
	σ sa	N/mm ²	300		300		300	
	τ a	N/mm ²	1.1		1.1		1.1	

6-5 継手部応力度照査

1) 応力度の判定

二次覆工一体型セグメントの継手部に作用する力はセグメント継ぎ手アンカー筋を引張鉄筋とみなした鉄筋コンクリート断面とし、曲げモーメント及び軸力を受ける単鉄筋矩形断面として計算する。

・継手部最大曲げモーメント $M_0 = (1 - \xi) \times M \times B (\text{N} \cdot \text{mm} / \text{Ring})$

∵ ξ : モーメント割増率25%

・最大曲げモーメント位置軸力 $N_0 (\text{N} / \text{Ring})$

$$N_0 = N \times B$$

・断面の図心から軸力の重心位置までの距離 : $e (\text{mm})$

$$e = M_0 / N_0 = 29583000 / 155609 = 190.11 (\text{mm})$$

・軸断面のコア $k_i (\text{mm})$

$$k_i = h / 6 = 150 / 6 = 25$$

・判別式

$$e \leq k_i \text{ (全断面圧縮状態)}$$

$$e > k_i \text{ (曲げ引張が発生する状態)}$$

$e > k_i$ より、継手部に曲げ引張応力度が生じる、継手面コンクリートに生じる圧縮応力度 σ_c とセグメント継手部材アンカーに生じる引張応力度 σ_b を求める。

$$\sigma_c = n x / (B x^2 / 2 - n \cdot A_{sb} (d_b - x)) \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

ここに圧縮側縁より中立軸までの距離 x は以下のように求める。

$$x^3 + 3ax^2 + 6 \cdot n / B \cdot A_{sb} (a + d_b) \cdot x - 6n / B \cdot A_{sb} \cdot d_b (a + d_b) = 0$$

$$A_{sb} = \text{セグメント継手アンカー鉄筋断面積} (\text{mm}^2)$$

$$d_b = \text{セグメント継手ボルト(アンカー筋)位置の有効高さ}$$

$$a = e - h / 2$$

$$h = \text{防食層含まない桁高(応力照査時)}$$

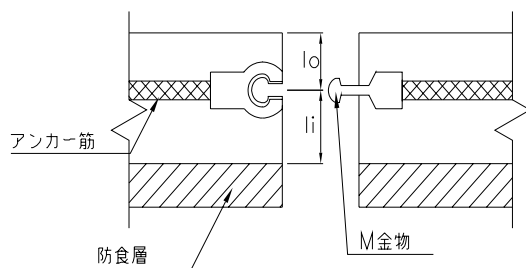
次にセグメント継手部材アンカーに生じる引張応力度 σ_b は

$$\sigma_b = n \cdot \sigma_c \cdot (d_b - x) / x \text{ (N/mm}^2\text{)} \text{ で求まる。}$$

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			15	7	10
断面寸法	B	m	1.200	1.200	1.200
	h	m	0.150	0.150	0.150
断面力	M0	kN・m	29.583	-29.687	-9.323
	N0	kN	155.609	332.546	249.746
アンカー筋位置有効高さ	db	mm	85	65	85
アンカー筋有効断面積	Asb	mm ²	1548.4	1548.4	1548.4
ヤング係数比	n	-	15	15	15
モーメント割増率	ξ	%	25	25	25
応力度	e	mm	190.11	89.27	44.80
	x	mm	47.26	45.33	61.47
	Ki	mm	25.00	25.00	25.00
	応力状態		曲げ圧縮引張	曲げ圧縮引張	曲げ圧縮引張
	σ_c	N/mm ²	15.85	19.43	7.44
	σ_b	N/mm ²	189.87	126.48	42.69
許容応力度	σ_{ca}	N/mm ²	24	24	24
	σ_{ba}	N/mm ²	285	285	285

6-6 継手の検討

(1) セグメント継手(ワンパス継手)



項 目		単 位	諸 元 値
セグメント幅	B	mm	1200.00
金物中心と外縁までの距離	lo	mm	85.00
金物中心と内縁までの距離	li	mm	65.00
中立軸と外縁までの距離	x1	mm	47.26

図- 6.6.1 継手の概要

M金物の有効断面積

$$A_M = 925\text{mm}^2 \quad (\text{PL } t = 11\text{mm } B = 100\text{mm})$$

$$\text{材質FCD500} (\sigma_{sa} = 285\text{N/mm}^2)$$

$$\text{金物数} = mb = 2$$

$$\text{断面力 } M = 29.583 \quad (\text{kN}\cdot\text{m/m})$$

$$N = 155.609 \quad (\text{kN/m})$$

1リング当りの金物に作用する引張力 P_{b1} (N/Ring)

$$\begin{aligned} P_{b1} &= (M - x_1 \cdot N)B/l_o \\ &= (29583 - 0.04726 \times 155609.0) \times 1.20 / 0.085 \\ &= 313820.028 \end{aligned}$$

金物に発生する応力度 σ_{b1}

$$\begin{aligned} \sigma_{b1} &= P_{b1} / mb \cdot A_M \\ &= 313820.028 / (2 \times 925) \\ &= 169.63 \leq 285 \text{ (N/mm}^2) \Rightarrow \text{OK} \end{aligned}$$

(2) アンカー筋の検討

アンカー筋の有効断面積

$$A_{sb} = 1548.4 \text{ mm}^2 : \text{材質SD345 } (\sigma_{ta} = 300 \text{ N/mm}^2)$$

$$\text{断面力 } M = 29.583 \quad (\text{kN} \cdot \text{m/m})$$

$$N = 155.609 \quad (\text{kN/m})$$

1リング当りのアンカー筋に作用する引張力 P_{u1} (N/Ring)

$$\begin{aligned} P_{u1} &= (M - x_1 \cdot N)B/u_o \\ &= (29583 - 0.04726 \times 155609.0) \times 1.20 / 0.085 \\ &= 313820.028 \end{aligned}$$

ここで、 x_1 : 中立軸と外縁との距離 (mm) u_o : アンカー位置と外縁との距離 (mm)アンカー筋に発生する応力度 σ_{u1}

$$\begin{aligned} \sigma_{u1} &= P_{u1} / A_{sb} \\ &= 313820.028 / 1548.4 \\ &= 202.67 \leq 300 \text{ (N/mm}^2) \Rightarrow \text{OK} \end{aligned}$$

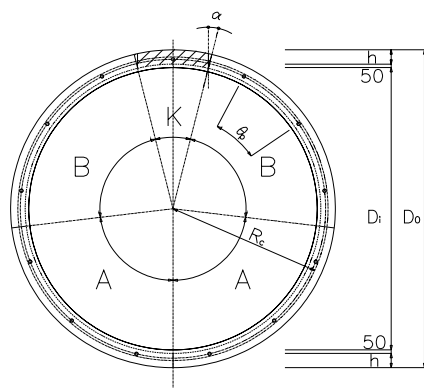
検討結果

1. 検討条件

項 目	条 件	項 目	条 件
セグメント種別	RC	耐震照査指標	許容応力度
セグメント番号	特殊01 相当	横方向解析手法	フレーム解析
耐震検討法	応答変位法	リング継手モデル形式	選択
設計対象地震動	レベル1地震動	弾性ワッシャー	無
設計応答速度: Sv	0.208 (m/sec)	躯体接続の検討	無

2. 部材条件

(1) セグメント仕様



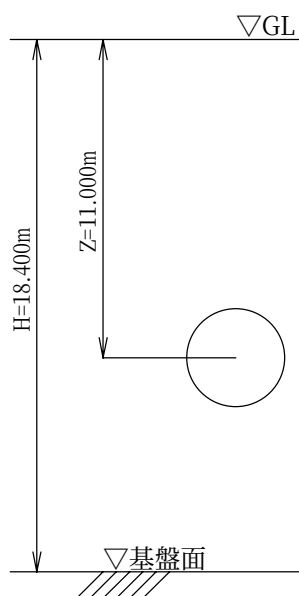
項 目		単 位	諸 元 値
セグメント外径	D_0	m	3.400
セグメント内径(防食層外)	D_i	m	3.100
セグメント内径(防食層内)	D_i'	m	3.000
セグメント厚	h	m	0.150
セグメント厚(防食層含む)	h'	m	0.200
セグメント幅	B	m	1.20
セグメント図心半径(防食層外)	R_c	m	1.6250
セグメント図心半径(防食層内)	R_c'	m	1.6000

(2) リング継ボルト仕様

項 目		単 位	諸 元 値
リング継手ボルト本数(リング当り)	n_{br}	本	13
軸部断面積	A_b	m^2	0.0001539
ネジ切り部有効断面積	A_n	m^2	0.000192
軸部長さ	l_{b1}	m	0.005
ネジ切り部長さ	l_{b2}	m	0
ナット部有効長	l_{b3}	m	0.012
ナット高さ	l_{b4}	m	0.02

3. 地盤条件及び地盤モデル一覧

表層地盤厚 = 18.400 (m)



層	土質	各層厚 Hi(m)	N値	各層のせん断 弾性波速度 Vsi(m/sec)	地盤の特性値 $4 \cdot H_i / V_{si}$ (sec)
1	砂質土	3.300	15	197	0.067
2	粘性土	1.000	5	171	0.023
3	砂質土	4.200	33	257	0.065
4	砂礫土	6.200	41	276	0.090
5	砂質土	3.700	38	269	0.055
	合計	18.400			0.300

表層地盤特性値結果一覧

項 目		単 位	算定結果
地盤の特性値	T_G	sec	0.300
表層地盤の固有周期	T_s	sec	0.375
設計応答速度	S_v	m/sec	0.208
表層地盤の換算単位体積重量	γ_{teq}	kN/m ³	18.166
表層地盤のせん断弾性波速度	V_{DS}	m/sec	196.3
動的せん断変形係数	G_s	kN/m ²	71429
地盤振動の波長	L	m	89.0
地盤のバネ定数(軸方向)	K_{g1}	kN/m ²	71429
地盤のバネ定数(軸直角方向)	K_{g2}	kN/m ²	71429
地盤のバネ定数(鉛直方向)	K_{g3}	kN/m ²	214287

4. トンネル等価剛性

項 目		単 位	算定結果
セグメントリング断面積(防食層考慮)	A_s'	m ²	2.011
セグメントリング軸剛性	K_s	kN/m	55302500
リング継手全体の軸剛性	K_j	kN/m	845000
等価軸圧縮剛性	$(EA)^{C_{eq}}$	kN	66363000
等価軸引張剛性	$(EA)^{T_{eq}}$	kN	998740
等価圧縮曲げ剛性	$(EI)^{C_{eq}}$	kN・m ²	85272000
等価引張曲げ剛性	$(EI)^{T_{eq}}$	kN・m ²	3496242

5. 地震時断面力

(1) 地震時断面力計算結果一覧表

項 目		単 位	圧縮断面力	引張断面力
水平面内の地震振動による軸力	P^{C_h}, P^{T_h}	kN	6644.176	317.739
鉛直面内の地震振動による軸力	P^{C_v}, P^{T_v}	kN	4984.912	238.390
水平面内の地震振動による曲げモーメント	M^{C_h}, M^{T_h}	kN・m	3850.233	162.416
鉛直面内の地震振動による曲げモーメント	M^{C_v}, M^{T_v}	kN・m	1964.890	81.376
水平面内の地震振動によるせん断力	Q^{C_h}, Q^{T_h}	kN	271.817	11.466
鉛直面内の地震振動によるせん断力	Q^{C_v}, Q^{T_v}	kN	138.716	5.745
トンネル中心軸深における地震時水平地盤変位	U_h	m	0.00933	
トンネル中心軸深における地震時鉛直地盤変位	U_v	m	0.00467	

(2) 断面力の重畳結果一覧表

項 目		単 位	圧縮断面力	引張断面力
水平、鉛直面内の合成軸力の重畳	$P^{C_0'}, P^{T_0'}$	kN	8306.288	397.225
水平面内の曲げモーメントの重畳	$M^{C_h'}, M^{T_h'}$	kN・m	2722.526	114.845
鉛直面内の曲げモーメントの重畳	$M^{C_v'}, M^{T_v'}$	kN・m	1389.387	57.542

(3) 断面力の補正結果一覧表

項 目		単 位	圧縮断面力	引張断面力
最大軸力	$P^{C_{max}}, P^{T_{max}}$	kN	10715.112	18.272
最大曲げモーメント	$M^{C_{max}}, M^{T_{max}}$	kN・m	2722.526	114.845

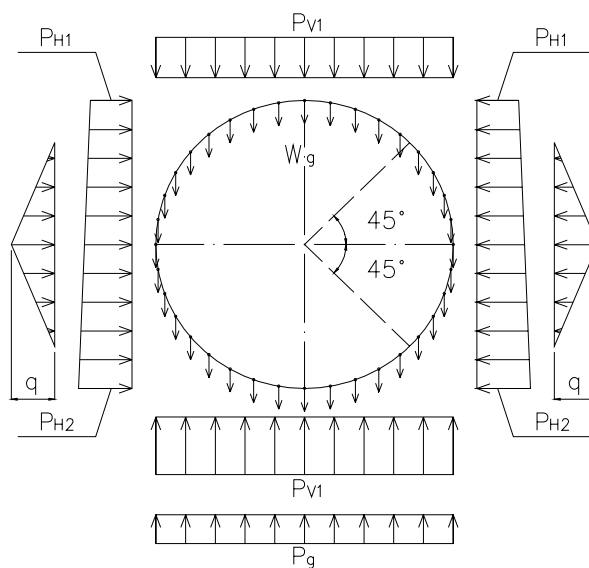
6. 応力度照査

(1) 管軸方向応力度一覧表

項 目		単 位	許容応力度	応力度	判定
ボルト引張応力度(強度6.8相当)					
軸力	σ_{B1}	N/mm ²	315	7.321	OK
モーメント	σ_{B2}	N/mm ²	315	39.219	OK
合成	σ_B	N/mm ²	315	46.540	OK
セグメント圧縮応力度	σ_{SC}	N/mm ²	24	9.279	OK

7. 常時断面力算定

(1) 荷重条件

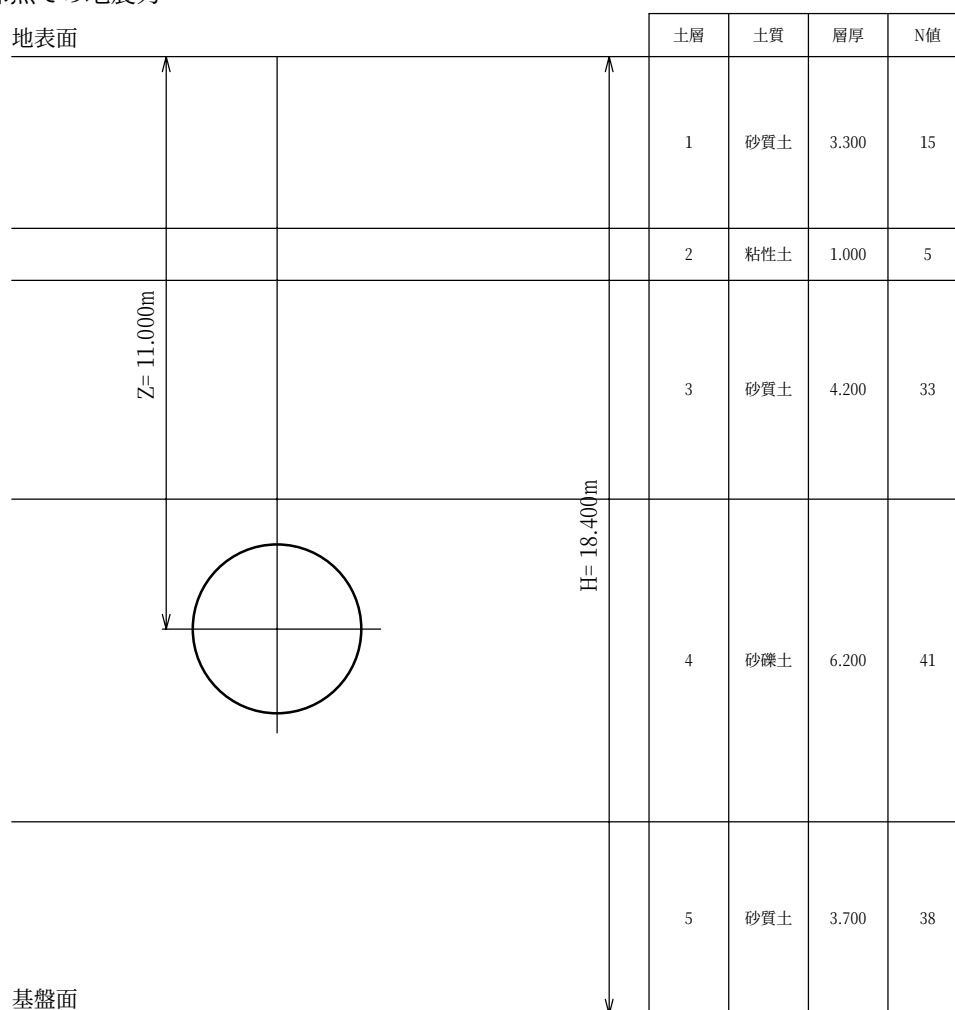


鉛直荷重	P_{V1}	kN/m^2	132.459
頂部水平荷重	P_{H1}	kN/m^2	98.844
底部水平荷重	P_{H2}	kN/m^2	143.644
セグメントの円周単位当り重量	W_g	kN/m^2	5.081
自重による下部反力荷重	P_g	kN/m^2	15.962
地盤反力	q	kN/m^2	8.320

(2) 断面条件

項 目		単 位	算定結果
部材断面二次モーメント	I_{SE}	m^4	0.000667
部材弾性係数	E_c	$\text{kN}\cdot\text{m}^2/\text{m}$	33000000

(3) 各節点での地震力



各節点での地震力(1)

節点 番号	深度 Z(m)	水平変位 U_{horiz} (m)	相対変位 ΔU (m)	法線方向地 震変位成分 $\Delta U \cdot \sin \theta$ (m)	接線方向地 震変位成分 $\Delta U \cdot \cos \theta$ (m)	1要素長当り 地盤 λ の定数 $ds \cdot K_s$ (kN/m ²)	1要素長当り せん断 λ の定数 $ds \cdot K_s$ (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	9.4000	0.0110	0.0035	0.000000	0.003500	36853.669	12284.556	0.0000	42.9959
2	9.4243	0.0110	0.0035	0.000608	0.003447	36853.669	12284.556	22.3985	42.3427
3	9.4965	0.0109	0.0034	0.001163	0.003195	36853.669	12284.556	42.8560	39.2486
4	9.6144	0.0108	0.0033	0.001650	0.002858	36853.669	12284.556	60.8086	35.1078
5	9.7743	0.0106	0.0031	0.001993	0.002375	36853.669	12284.556	73.4362	29.1726
6	9.9715	0.0104	0.0029	0.002222	0.001864	36853.669	12284.556	81.8715	22.8994
7	10.2000	0.0102	0.0027	0.002338	0.001350	36853.669	12284.556	86.1738	16.5842
8	10.4528	0.0099	0.0024	0.002255	0.000821	36853.669	12284.556	83.1147	10.0838
9	10.7222	0.0096	0.0021	0.002068	0.000365	36853.669	12284.556	76.2169	4.4797
10	11.0000	0.0093	0.0018	0.001800	0.000000	36853.669	12284.556	66.3366	0.0000
11	11.2778	0.0090	0.0015	0.001477	-0.000260	36853.669	12284.556	54.4407	-3.1998
12	11.5472	0.0087	0.0012	0.001128	-0.000410	36853.669	12284.556	41.5573	-5.0419
13	11.8000	0.0084	0.0009	0.000779	-0.000450	36853.669	12284.556	28.7246	-5.5281
14	12.0285	0.0082	0.0007	0.000536	-0.000450	36853.669	12284.556	19.7621	-5.5275
15	12.2257	0.0080	0.0005	0.000321	-0.000383	36853.669	12284.556	11.8445	-4.7053
16	12.3856	0.0078	0.0003	0.000150	-0.000260	36853.669	12284.556	5.5281	-3.1916
17	12.5035	0.0076	0.0001	0.000034	-0.000094	36853.669	12284.556	1.2605	-1.1544
18	12.5757	0.0075	0.0000	0.000000	0.000000	36853.669	12284.556	0.0000	0.0000
19	12.6000	0.0075	0.0000	0.000000	0.000000	36853.669	12284.556	0.0000	0.0000
20	12.5757	0.0075	0.0000	0.000000	0.000000	36853.669	12284.556	0.0000	0.0000
21	12.5035	0.0076	0.0001	-0.000034	-0.000094	36853.669	12284.556	-1.2605	-1.1544
22	12.3856	0.0078	0.0003	-0.000150	-0.000260	36853.669	12284.556	-5.5281	-3.1916
23	12.2257	0.0080	0.0005	-0.000321	-0.000383	36853.669	12284.556	-11.8445	-4.7053
24	12.0285	0.0082	0.0007	-0.000536	-0.000450	36853.669	12284.556	-19.7621	-5.5275
25	11.8000	0.0084	0.0009	-0.000779	-0.000450	36853.669	12284.556	-28.7246	-5.5281
26	11.5472	0.0087	0.0012	-0.001128	-0.000410	36853.669	12284.556	-41.5573	-5.0419
27	11.2778	0.0090	0.0015	-0.001477	-0.000260	36853.669	12284.556	-54.4407	-3.1998
28	11.0000	0.0093	0.0018	-0.001800	0.000000	36853.669	12284.556	-66.3366	0.0000
29	10.7222	0.0096	0.0021	-0.002068	0.000365	36853.669	12284.556	-76.2169	4.4797
30	10.4528	0.0099	0.0024	-0.002255	0.000821	36853.669	12284.556	-83.1147	10.0838
31	10.2000	0.0102	0.0027	-0.002338	0.001350	36853.669	12284.556	-86.1738	16.5842
32	9.9715	0.0104	0.0029	-0.002222	0.001864	36853.669	12284.556	-81.8715	22.8994
33	9.7743	0.0106	0.0031	-0.001993	0.002375	36853.669	12284.556	-73.4362	29.1726
34	9.6144	0.0108	0.0033	-0.001650	0.002858	36853.669	12284.556	-60.8086	35.1078
35	9.4965	0.0109	0.0034	-0.001163	0.003195	36853.669	12284.556	-42.8560	39.2486
36	9.4243	0.0110	0.0035	-0.000608	0.003447	36853.669	12284.556	-22.3985	42.3427

8. 常時+地震時断面力

要素 番号	節点 番号	曲げモーメント M(kN・m)	せん断力 Q(kN)	軸力 N(kN)	要素 番号	節点 番号	曲げモーメント M(kN・m)	せん断力 Q(kN)	軸力 N(kN)
1	1	11.500	-37.484	196.450	36	1	11.500	-31.254	170.888
1	2	1.046	-37.484	196.450	36	36	20.218	-31.254	170.888
2	2	1.046	-39.310	223.731	35	36	20.218	-21.724	149.345
2	3	-9.917	-39.310	223.731	35	35	26.277	-21.724	149.345
3	3	-9.917	-36.403	248.899	34	35	26.277	-10.551	134.707
3	4	-20.070	-36.403	248.899	34	34	29.218	-10.551	134.707
4	4	-20.070	-28.164	269.298	33	34	29.218	1.476	127.946
4	5	-27.925	-28.164	269.298	33	33	28.807	1.476	127.946
5	5	-27.925	-16.378	281.648	32	33	28.807	12.030	130.262
5	6	-32.492	-16.378	281.648	32	32	25.452	12.030	130.262
6	6	-32.492	-1.766	284.459	31	32	25.452	21.026	140.895
6	7	-32.986	-1.766	284.459	31	31	19.588	21.026	140.895
7	7	-32.986	14.701	277.122	30	31	19.588	29.151	158.752
7	8	-28.885	14.701	277.122	30	30	11.457	29.151	158.752
8	8	-28.885	28.452	260.059	29	30	11.457	33.742	182.817
8	9	-20.950	28.452	260.059	29	29	2.048	33.742	182.817
9	9	-20.950	37.971	235.929	28	29	2.048	35.061	210.799
9	10	-10.359	37.971	235.929	28	28	-7.731	35.061	210.799
10	10	-10.359	42.324	208.122	27	28	-7.731	33.110	239.996
10	11	1.444	42.324	208.122	27	27	-16.966	33.110	239.996
11	11	1.444	41.626	180.132	26	27	-16.966	27.164	267.096
11	12	13.053	41.626	180.132	26	26	-24.541	27.164	267.096
12	12	13.053	35.570	155.577	25	26	-24.541	17.412	288.741
12	13	22.974	35.570	155.577	25	25	-29.398	17.412	288.741
13	13	22.974	24.250	138.091	24	25	-29.398	4.390	302.087
13	14	29.737	24.250	138.091	24	24	-30.621	4.390	302.087
14	14	29.737	11.229	129.674	23	24	-30.621	-8.245	305.930
14	15	32.870	11.229	129.674	23	23	-28.322	-8.245	305.930
15	15	32.870	-3.036	131.750	22	23	-28.322	-20.100	299.702
15	16	32.022	-3.036	131.750	22	22	-22.716	-20.100	299.702
16	16	32.022	-17.437	144.685	21	22	-22.716	-30.505	283.641
16	17	27.160	-17.437	144.685	21	21	-14.208	-30.505	283.641
17	17	27.160	-30.197	167.528	20	21	-14.208	-38.337	258.788
17	18	18.738	-30.197	167.528	20	20	-3.516	-38.337	258.788
18	18	18.738	-38.518	196.904	19	20	-3.516	-41.274	228.450
18	19	7.995	-38.518	196.904	19	19	7.995	-41.274	228.450

符号	要素	節点	M(kN・m)	N(kN)	Q(kN)
+Mmax	14	15	32.870	129.674	11.229
-Mmax	7	7	-32.986	277.122	14.701
Qmax	10	10	-10.359	208.122	42.324

9. 応力度一覧表

(1) 主断面応力度一覧表

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			15		7		10	
断面寸法	B	m	1.200		1.200		1.200	
	h	m	0.150		0.150		0.150	
断面力	M	kN・m	49.305		-49.479		-15.538	
	N	kN	155.609		332.546		249.746	
	Q	kN	13.475		17.641		50.789	
引張側有効高	d	mm	115		115		115	
引張側鉄筋量	As	cm ²	15.8880		15.8880		15.8880	
圧縮側有効高	d'	mm	35		35		35	
圧縮側鉄筋量	As'	cm ²	15.8880		15.8880		15.8880	
ヤング係数比	n	-	15		15		15	
せん断補強筋								
断面積	Aw	cm ²	—		—		—	
部材軸との角度	α w	°	—		—		—	
配置間隔	Ss	mm	—		—		—	
応力度	e	mm	317		149		62	
	Ai	mm ²	227664		227664		227664	
	u	mm	75		75		75	
	Ii	mm ⁴ /Ring	413762400		413762400		413762400	
	Ki	mm	24		24		24	
	f	mm	317		149		62	
	応力状態		曲げ圧縮引張		曲げ圧縮引張		曲げ圧縮引張	
	χ	mm	52.1		58.6		81.4	
	σ c	N/mm ²	15.1	OK	15.2	OK	4.7	OK
	σ s	N/mm ²	273.5	OK	219.3	OK	29.0	OK
	σ s'	N/mm ²	74.3	OK	91.9	OK	40.2	OK
	τ c	N/mm ²	0.112	OK	0.147	OK	0.423	OK
せん断補強筋 の応力度	Qc	kN	—		—		—	
	Qs	kN	—		—		—	
	σ w	N/mm ²	—	—	—	—	—	—
許容応力度	σ ca	N/mm ²	24		24		24	
	σ sa	N/mm ²	300		300		300	
	τ a	N/mm ²	1.1		1.1		1.1	

(2) 継手部応力度一覧表

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			15	7	10
断面寸法	B	m	1.200	1.200	1.200
	h	m	0.150	0.150	0.150
断面力	M0	kN・m	29.583	-29.687	-9.323
	N0	kN	155.609	332.546	249.746
アンカー筋位置有効高さ	db	mm	85	65	85
アンカー筋有効断面積	Asb	mm ²	1548.4	1548.4	1548.4
ヤング係数比	n	-	15	15	15
モーメント割増率	ξ	%	25	25	25
応力度	e	mm	190.11	89.27	44.80
	x	mm	47.26	45.33	61.47
	Ki	mm	25.00	25.00	25.00
	応力状態		曲げ圧縮引張	曲げ圧縮引張	曲げ圧縮引張
	σ_c	N/mm ²	15.85	19.43	7.44
	σ_b	N/mm ²	189.87	126.48	42.69
許容応力度	σ_{ca}	N/mm ²	24	24	24
	σ_{ba}	N/mm ²	285	285	285

(3) M金物及びアンカー筋の応力算定結果

項 目	発生応力度		許容値	判 定
M金物	金物に発生する応力度 : σ_{bl}	169.63 (N/mm ²)	$\sigma_{sa} = 285$ (N/mm ²)	OK
アンカー筋	アンカー筋に発生する応力度 : σ_{ul}	202.67 (N/mm ²)	$\sigma_{sa} = 300$ (N/mm ²)	OK