

二次覆工一体型RCセグメント(外径 3400mm)の設計

耐震計算例(仕上がり内径 3000) [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 - 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。

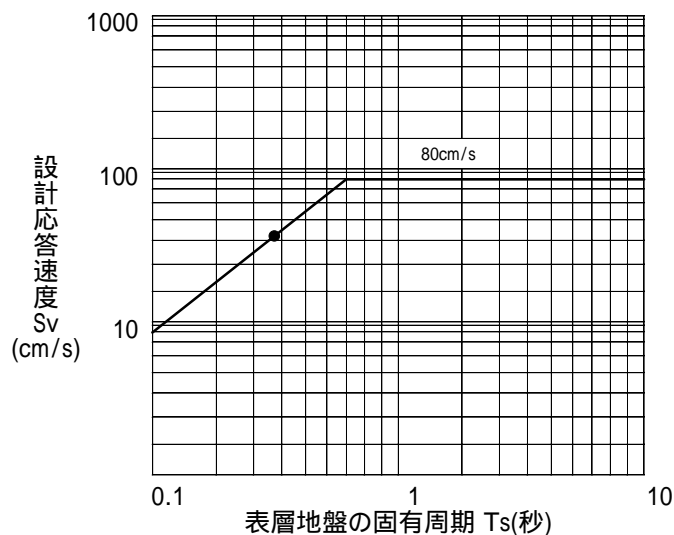


図-1.2.1 設計用応答速度

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』(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)

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

では『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

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1/3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	-	150	-	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	-	130	-	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	345	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	-	0.73	-

2. 設計条件

2-1 セグメント形状部材

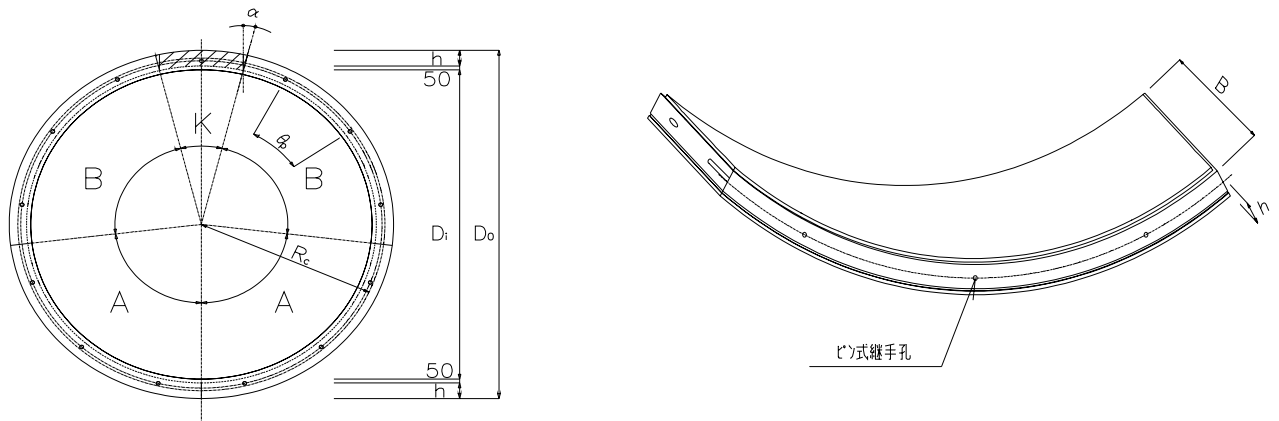


図-2.1.1 セグメント仕様

(1) セグメントの仕様

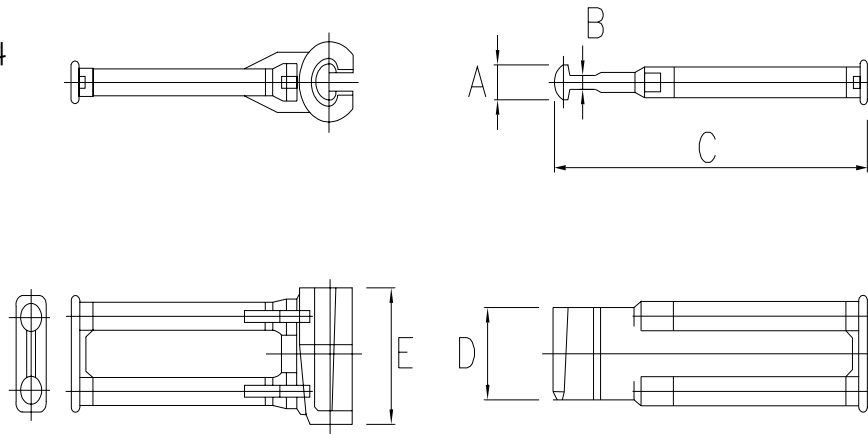
項目		単位	諸元値
セグメント外径	D_0	m	3.400
セグメント内径(防食層外)	D_i	m	3.100
セグメント内径(防食層内)	D_i'	m	3.000
セグメント図心半径(防食層外)	R_c	m	1.6250
セグメント図心半径(防食層内)	R_c'	m	1.6000
セグメント厚	h	m	0.150
セグメント厚(防食層含む)	h'	m	0.200
セグメント幅	B	m	1.200
分割数		分割	5
継手角度		°	0.0
主鉄筋配筋(リング方向)			
外側鉄筋量	A_{s1}	cm ²	15.888
内側鉄筋量	A_{s2}	cm ²	15.888
外側鉄筋の被り	d_1	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

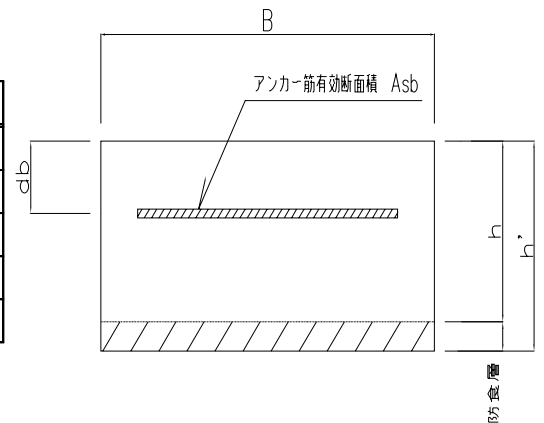
項目	単位	諸元値
アンカー筋サイズ		D22
本数	本	4
有効高さ	mm	85
断面積	mm ²	1548.4

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

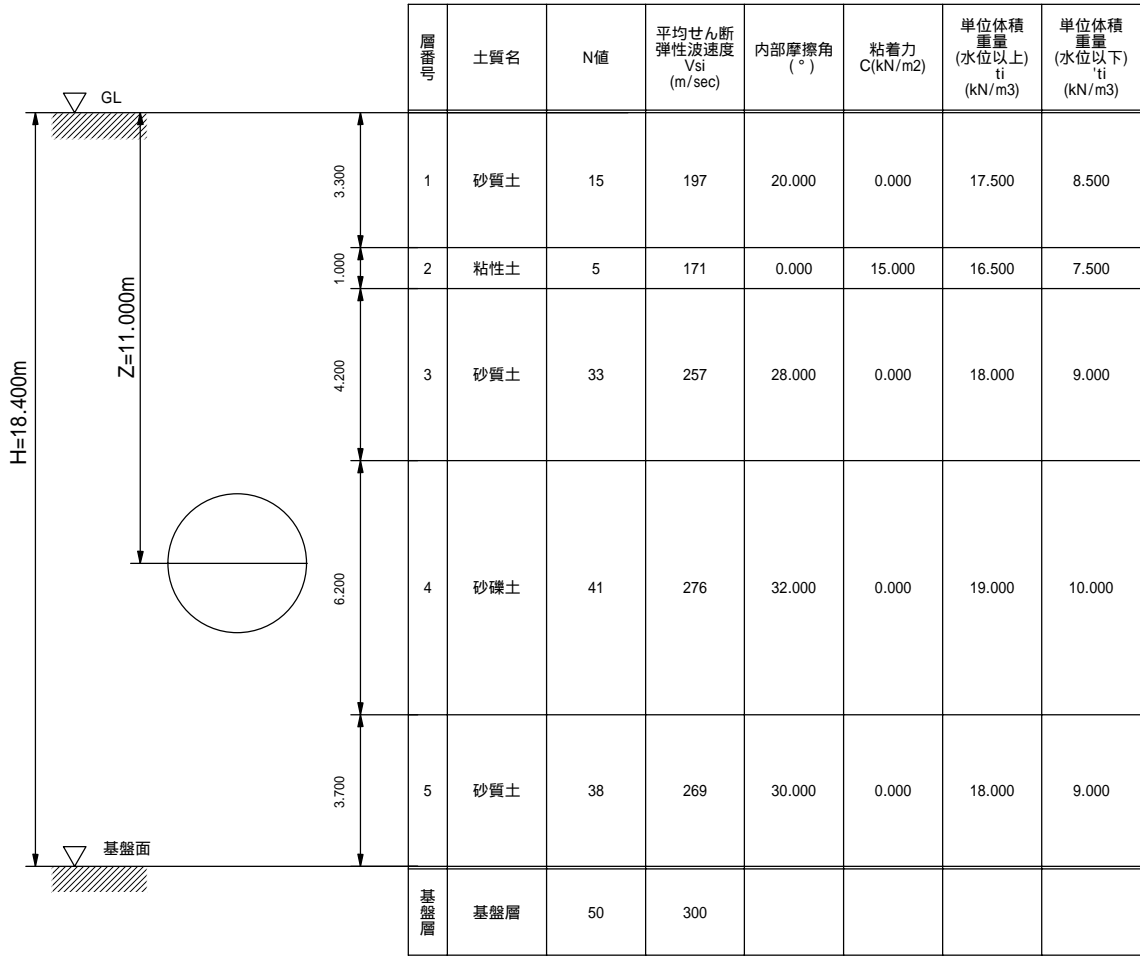


図-2.2.1 表層地盤諸元

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 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 Ni 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。

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

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

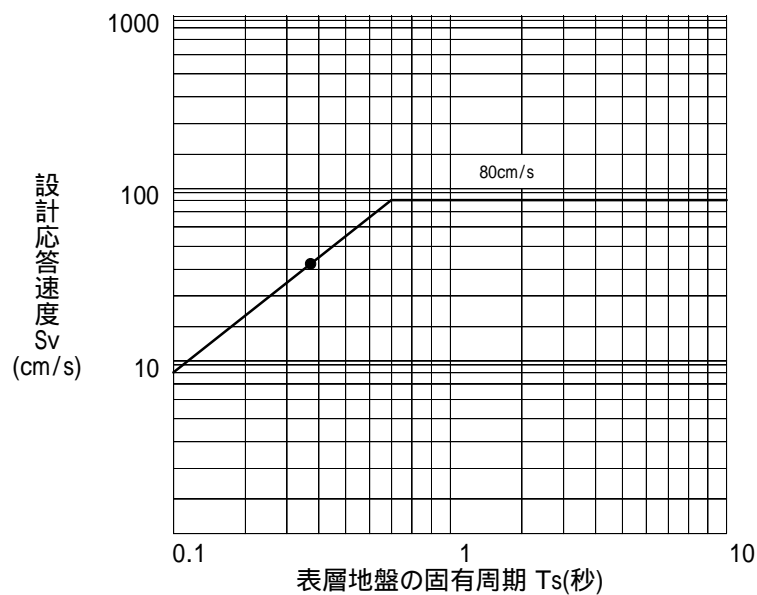


図-3.3.1 設計用応答速度

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

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

$$a = (\log 0.8 - \log 0.08) / (\log 0.7 - \log 0.1) = 1.183$$

$$b = (\log 0.7 \times \log 0.08 - \log 0.1 \times \log 0.8) / (\log 0.7 - \log 0.1) = 0.086$$

$$S_v = 10^{(1.183 \times \log 0.375 + 0.086)} = 0.382 \text{ (m/sec)}$$

3-4 動的せん断変形係数 G_s の算定

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

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

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

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)

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

層	土質	各層厚 H_i (m)	土の単位 体積重量 γ_i (kN/m ³)	$\gamma_i \cdot H_i$
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	0.382
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 は引張時のみバネとして扱うが、軸圧縮時にボルト断面部の直列バネとして考える。

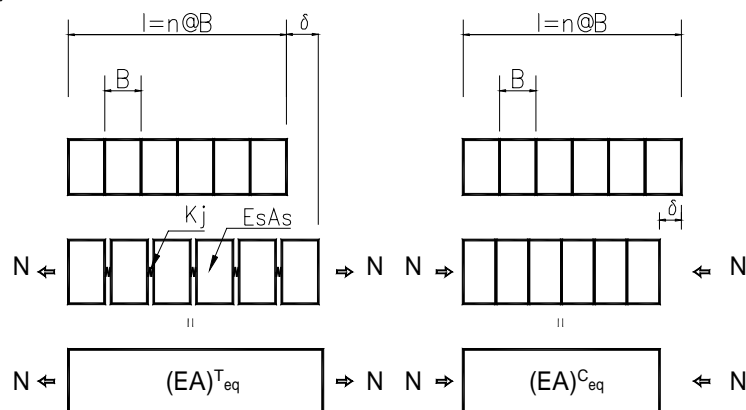


図-4.1.1 等価剛性モデル

(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。

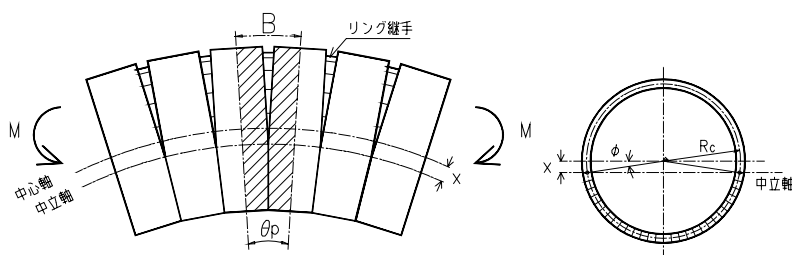


図-4.1.2 セグメントリング曲げ剛性

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。

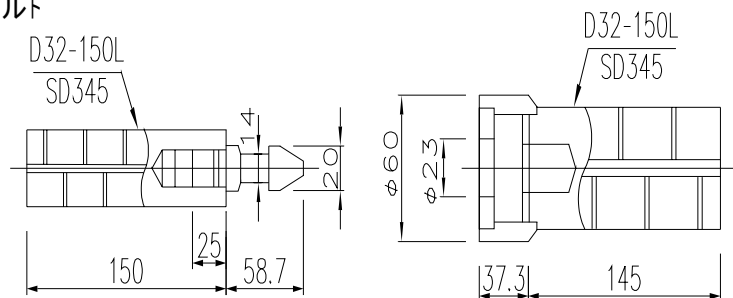
4-2 管軸方向断面諸元

(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_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

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

$$As' = \frac{\cdot (D_0^2 - D_i^2)}{4}$$

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

ここで、 D_0 : 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

$$Is = \frac{\cdot (D_0^4 - D_i^4)}{64}$$

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

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

等価軸剛性は、セグメントで抵抗する直列バネ系を考える。

1) 等価軸圧縮剛性

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

2) 等価軸引張剛性

$$\begin{aligned} (EA)^{T_{eq}} &= \frac{1}{(K_s / K_j) + 1} \cdot E_c \cdot A_s' \\ &= \frac{1}{(55302500 / 845000) + 1} \times 33000000 \times 2.011 \\ &= 998739.659 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

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

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)

等価引張曲げ剛性は、継手系で抵抗するものとする。

$$(EI)^{T_{eq}} = \frac{\cos^3}{\cos + \left(\frac{\alpha}{2} + \cot \alpha \right) \cdot \sin} \cdot E_c \cdot I_s$$

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)
	α	: 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、 α について下式を満足するよう、収束計算を行う。

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

1) 等価圧縮曲げ剛性 $(EI)^{C_{eq}}$

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

2) 等価引張曲げ剛性 $(EI)^{T_{eq}}$

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

これより、 $\alpha = 1.064$ (rad)

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

4-5 部材の剛性結果一覧

項 目		単 位	算定結果
セグメントリング断面積	A_s	m^2	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

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

$$= \frac{2}{2} \times 0.382 \times 0.375 \times \cos\left(\frac{\times 11.000}{2 \times 18.400}\right) = 0.01714 \text{ (m)}$$

ここに、	S_v	: 速度応答スペクトル	0.382 (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。

$$U_v = \frac{1}{2} \cdot U_{h(z)} = \frac{1}{2} \times 0.01714 = 0.00857 \text{ (m)}$$

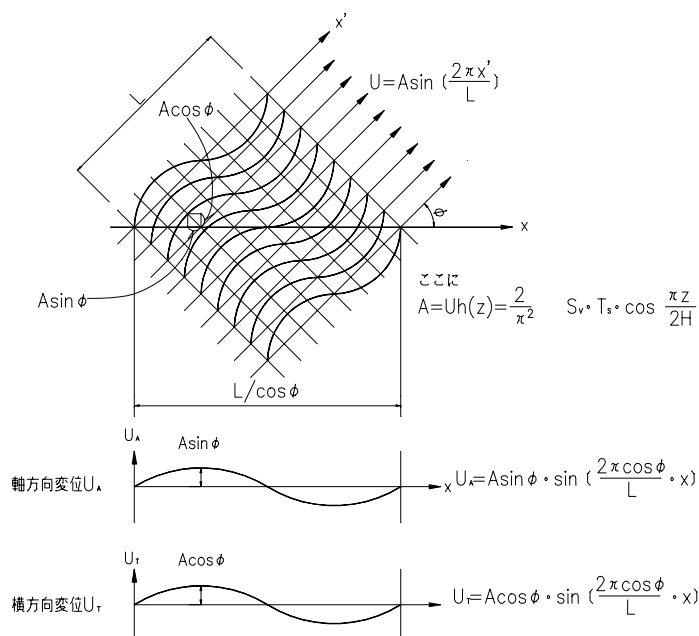


図-5.1.1 表層地盤の地震時地盤振動の変位振幅分布

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 PC_h

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

$$= 0.304 \times \frac{\times 0.01714}{89.0} \times 66363000 = 12205.913 \text{ (kN)}$$

・水平面内の地震振動による引張軸力 PT_h

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

$$= 0.966 \times \frac{\times 0.01714}{89.0} \times 998740 = 583.714 \text{ (kN)}$$

・鉛直面内の地震振動による圧縮軸力 PC_v

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

$$= 0.304 \times \frac{\times (0.01714 + 0.00857)}{2 \times 89.0} \times 66363000 = 9154.435 \text{ (kN)}$$

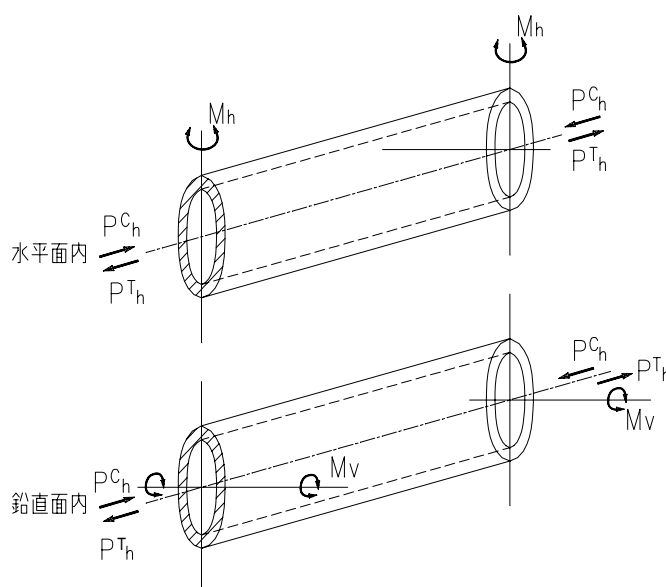


図-5.2.1 地震時のシールドトンネル断面力

・鉛直面内の地震振動による引張軸力 P^T_V

$$\begin{aligned} P^T_V &= T_1 \cdot \frac{(U_{h(z)} + U_V)}{2L} \cdot (EA)^{T_{eq}} \\ &= 0.966 \times \frac{\times (0.01714 + 0.00857)}{2 \times 89.0} \times 998740 = 437.786 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

・水平面内の地震振動による圧縮曲げモーメント M^C_h

$$\begin{aligned} M^C_h &= C_2 \cdot \frac{4^2 \cdot U_{h(z)}}{L^2} \cdot (EI)^{C_{eq}} \\ &= 0.971 \times \frac{4^2 \times 0.01714}{89.0^2} \times 85272000 = 7073.205 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

・水平面内の地震振動による引張曲げモーメント M^T_h

$$\begin{aligned} M^T_h &= T_2 \cdot \frac{4^2 \cdot U_{h(z)}}{L^2} \cdot (EI)^{T_{eq}} \\ &= 0.999 \times \frac{4^2 \times 0.01714}{89.0^2} \times 3496242 = 298.372 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

・鉛直面内の地震振動による圧縮曲げモーメント M^C_V

$$\begin{aligned} M^C_V &= C_3 \cdot \frac{4^2 \cdot U_V}{L^2} \cdot (EI)^{C_{eq}} \\ &= 0.990 \times \frac{4^2 \times 0.00857}{89.0^2} \times 85272000 = 3605.805 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

・鉛直面内の地震振動による引張曲げモーメント M^T_V

$$\begin{aligned} M^T_V &= T_3 \cdot \frac{4^2 \cdot U_V}{L^2} \cdot (EI)^{T_{eq}} \\ &= 1.000 \times \frac{4^2 \times 0.00857}{89.0^2} \times 3496242 = 149.335 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

・水平面内の地震振動による圧縮せん断力 Q^C_h

$$\begin{aligned} Q^C_h &= C_2 \cdot \frac{8^3 \cdot U_{h(z)}}{L^3} \cdot (EI)^{C_{eq}} \\ &= 0.971 \times \frac{8^3 \times 0.01714}{89.0^3} \times 85272000 = 499.351 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

・水平面内の地震振動による引張せん断力 Q^T_h

$$\begin{aligned} Q^T_h &= T_2 \cdot \frac{8^3 \cdot U_{h(z)}}{L^3} \cdot (EI)^{T_{eq}} \\ &= 0.999 \times \frac{8^3 \times 0.01714}{89.0^3} \times 3496242 = 21.064 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

鉛直面内の地震振動による圧縮せん断力 Q^{C_V}

$$Q^{C_V} = c_3 \cdot \frac{8^3 \cdot U_V}{L^3} \cdot (EI)^{C_{eq}}$$

$$= 0.990 \times \frac{8^3 \times 0.00857}{89.0^3} \times 85272000 = 254.561 \text{ (kN)}$$

鉛直面内の地震振動による引張せん断力 Q^{T_V}

$$Q^{T_V} = T_3 \cdot \frac{8^3 \cdot U_V}{L^3} \cdot (EI)^{T_{eq}}$$

$$= 1.000 \times \frac{8^3 \times 0.00857}{89.0^3} \times 3496242 = 10.543 \text{ (kN)}$$

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	0.01714 (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	0.00857 (m)
L : 地盤振動の波長	89.0 (m)

$c_1, T_1, c_2, T_2, c_3, T_3$: 地盤ひずみの構造物への伝達率

$$c_1 = \frac{1}{1 + (2 / (c_1 \cdot L_i))^2} = \frac{1}{1 + (2 / (0.033 \times 125.9))^2} = 0.304$$

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

$$c_2 = \frac{1}{1 + (2 / (c_2 \cdot L))^4} = \frac{1}{1 + (2 / (0.170 \times 89.0))^4} = 0.971$$

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

$$c_3 = \frac{1}{1 + (2 / (c_3 \cdot L))^4} = \frac{1}{1 + (2 / (0.224 \times 89.0))^4} = 0.990$$

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

ここで、

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

$$T_1 = \sqrt{\frac{K_{g1}}{(EA)_{T_{eq}}}} = \sqrt{\frac{71429}{998740}} = 0.267 \text{ (l/m)}$$

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

$$T_2 = 4 \sqrt{\frac{K_{g2}}{(EI)_{T_{eq}}}} = 4 \sqrt{\frac{71429}{3496242}} = 0.378 \text{ (l/m)}$$

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

$$T_3 = 4 \sqrt{\frac{K_{g3}}{(EI)_{T_{eq}}}} = 4 \sqrt{\frac{214287}{3496242}} = 0.498 \text{ (l/m)}$$

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

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	12205.913	583.714
鉛直面内の地震振動による軸力	P_{C_v}, P_{T_v}	kN	9154.435	437.786
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	7073.205	298.372
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	3605.805	149.335
水平面内の地震振動によるせん断力	Q_{C_h}, Q_{T_h}	kN	499.351	21.064
鉛直面内の地震振動によるせん断力	Q_{C_v}, Q_{T_v}	kN	254.561	10.543
トンネル中心軸深における地震時水平地盤変位	U_h	m	0.01714	
トンネル中心軸深における地震時鉛直地盤変位	U_v	m	0.00857	

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。

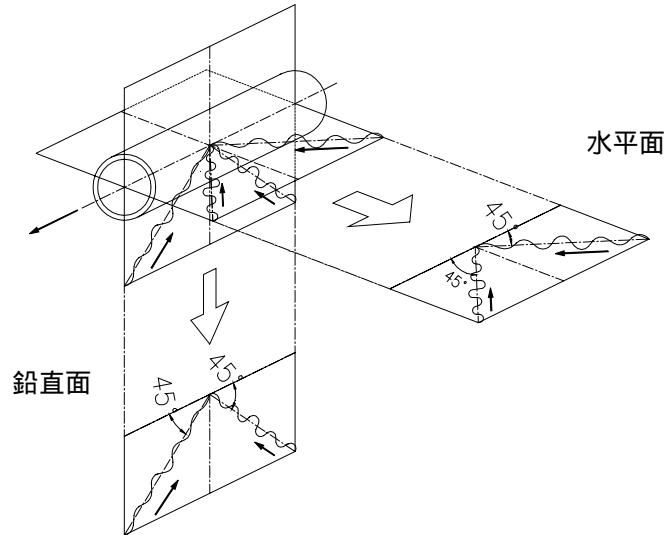


図-5.3.1 断面力の重ね合わせ

(1) 水平面内

a) 水平、鉛直面内の合成圧縮軸力の重畳 $P^{C_0'}$

$$P^{C_0'} = \frac{1}{\sqrt{2}} \cdot P^{C_0} = \frac{1}{\sqrt{2}} \times 21577.210 = 15257.392 \text{ (kN)}$$

ここで、 P^{C_0} : 水平、鉛直面内の合成圧縮軸力

$$\begin{aligned} P^{C_0} &= \sqrt{2P^{C_h^2} + 2P^{C_v^2}} \\ &= \sqrt{2 \times 12205.913^2 + 2 \times 9154.435^2} = 21577.210 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

b) 水平面内の圧縮、引張曲げモーメントの重畳 $M^{C_h'}$ 、 $M^{T_h'}$

$$M^{C_h'} = \frac{1}{\sqrt{2}} \cdot M^{C_h} = \frac{1}{\sqrt{2}} \times 7073.205 = 5001.511 \text{ (kN)}$$

$$M^{T_h'} = \frac{1}{\sqrt{2}} \cdot M^{T_h} = \frac{1}{\sqrt{2}} \times 298.372 = 210.981 \text{ (kN)}$$

ここで、 M^{C_h} : 水平面内の地震振動による圧縮曲げモーメント 7073.205(kN・m)

M^{T_h} : 水平面内の地震振動による引張曲げモーメント 298.372(kN・m)

(2) 鉛直面内

a) 水平、鉛直面内の合成引張軸力の重畳 $P^{T_0'}$

$$P^{T_0'} = \frac{1}{\sqrt{2}} \cdot P^{T_0} = \frac{1}{\sqrt{2}} \times 1031.871 = 729.643 \text{ (kN)}$$

ここで、 P^{T_0} : 水平、鉛直面内の合成引張軸力

$$\begin{aligned} P^{T_0} &= \sqrt{2P^{T_h^2} + 2P^{T_v^2}} \\ &= \sqrt{2 \times 583.714^2 + 2 \times 437.786^2} = 1031.871 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

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

$$M^{C_v'} = \frac{1}{\sqrt{2}} \cdot M^{C_v} = \frac{1}{\sqrt{2}} \times 3605.805 = 2549.689 \text{ (kN)}$$

$$M^{T_v'} = \frac{1}{\sqrt{2}} \cdot M^{T_v} = \frac{1}{\sqrt{2}} \times 149.335 = 105.596 \text{ (kN)}$$

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 3605.805(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 149.335(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	15257.392	729.643
水平面内の曲げモーメントの重畳	$M^{C_h'}, M^{T_h'}$	kN・m	5001.511	210.981
鉛直面内の曲げモーメントの重畳	$M^{C_v'}, M^{T_v'}$	kN・m	2549.689	105.596

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)

$$P_{\max}^C = C \cdot P_{0'}^C$$

b) 引張側最大軸力 : P_{\max}^T (kN)

$$P_{\max}^T = T \cdot P_{0'}^T$$

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

T : 地盤と管渠間の限界せん断力を最大引張側軸力とした時の補正係数

ただし、 C と T は以下のように求める。

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

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

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

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

ここで、 T_1 : 0.267 (l/m)

c_1 : 0.033 (l/m)

L_i : 125.9 (m)

T_1 : 0.966

c_1 : 0.304

を上式に代入し、トライアルで l を求めると

$$l = 14.802 \text{ (m) となる。}$$

したがって、 c と T は以下のように求める。

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

$$= 1 + \frac{\cos(2 \times 14.802 / 125.9)}{\cosh(0.033 \times (125.9 / 2 - 14.802))} = 1.290$$

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

$$= \frac{998740}{66363000} \times \frac{0.966}{0.304} \times \left(1 - \frac{\cos(2 \times 14.802 / 125.9)}{\cosh(0.267 \times 14.802)}\right) = 0.046$$

これより、 $P_{C_o}' : 15257.392$ (kN)

$P_{T_o}' : 729.643$ (kN) より

$$P_{C_{max}} = c \cdot P_{C_o}' = 1.290 \times 15257.392 = 19682.036 \text{ (kN)}$$

$$P_{T_{max}} = T \cdot P_{T_o}' = 0.046 \times 729.643 = 33.564 \text{ (kN)}$$

(2) 最大圧縮、引張曲げモーメント : $M_{C_{max}}, M_{T_{max}}$

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 $M_{C_h}' : 5001.511$ (kN·m)

$M_{C_v}' : 2549.689$ (kN·m) より

$$M_{C_{max}} = M_{C_h}' = 5001.511 \text{ (kN·m) とする。}$$

引張曲げモーメント $M_{T_h}' : 210.981$ (kN·m)

$M_{T_v}' : 105.596$ (kN·m) より

$$M_{T_{max}} = M_{T_h}' = 210.981 \text{ (kN·m) とする。}$$

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	$P_{C_{max}}, P_{T_{max}}$	kN	19682.036	33.564
最大曲げモーメント	$M_{C_{max}}, M_{T_{max}}$	kN·m	5001.511	210.981

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： c_p'

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

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

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)

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

A_s : セグメントの断面積(防食層控除) 1.532 (m²)

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)

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

$$\begin{aligned} c_p' &= \frac{19682.036}{1.5320} + \frac{5001.511}{2.026} \times 1.700 \\ &= 17044 \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad 17.044 \text{ (N/mm}^2\text{)} \end{aligned}$$

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

b) リング継手ボルトの引張応力度： B

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

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。

$$B = B_1 + B_2$$

・軸力による継手ボルトの引張応力度： B_1

$$B_1 = \frac{P_{T_{max}}}{A_B} = \frac{33.564}{0.002496} = 13447 \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad 13.447 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

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： B_2

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

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

$$\begin{aligned} f_j &= \frac{M_{T_{max}} \cdot B}{E_c \cdot I_s} \cdot \frac{\sin \theta}{\cos^3 \theta} \cdot R_c \cdot (1 + \sin \theta) \cdot k_j \\ &= \frac{210.981 \times 1.20}{33 \times 10^6 \times 2.026} \times \frac{\sin 1.020}{\cos^3 1.020} \times 1.6250 \times (1 + \sin 1.020) \times 65000 \\ &= 13.834 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

ここで、 $M_{T_{max}}$: 最大引張曲げモーメント 210.981 (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)

θ : 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 B_2 は、

$$B_2 = \frac{f_j}{A_n} = \frac{13.834}{0.000192} = 72052 \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad 72.052 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

(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	
ボルト引張応力度(強度6.8相当)						
軸力	B1	N/mm ²	480	600	13.447	OK
モーメント	B2	N/mm ²	480	600	72.052	OK
合成	B	N/mm ²	480	600	85.499	OK
セグメント圧縮応力度	SC	N/mm ²	42	-	17.044	OK

(3) 変位量の算出

変位量(伸び) : t

$$\begin{aligned}
 t &= \frac{P_{T_{\max}}}{K_s} + \frac{P_{T_{\max}}}{K_j} \\
 &= \frac{33.564}{42130000} + \frac{33.564}{845000} \\
 &= 0.00004052 \text{ (m)} \quad 0.0405 \text{ (mm)}
 \end{aligned}$$

ここで、 $P_{T_{\max}}$: 引張側軸力 33.564 (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2地震動想定)

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

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

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

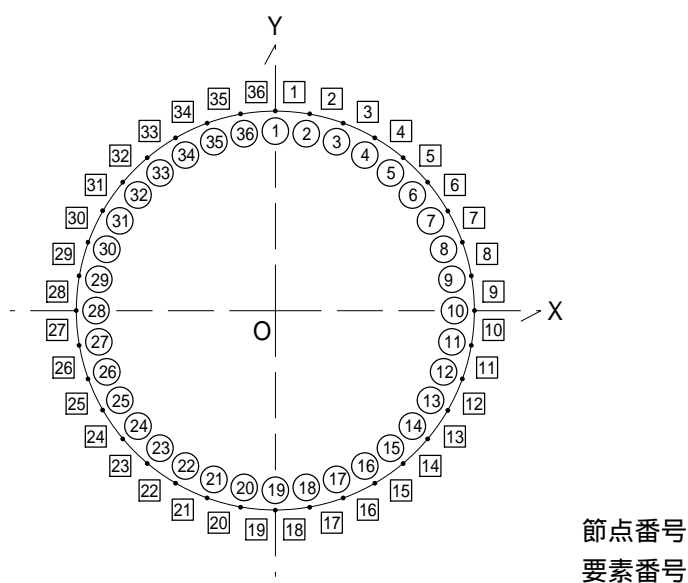


図..1.1 36分割フレームモデル

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

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

ここで、 E_c : コンクリートの弾性係数 33000000 (kN/m²)
: 曲げ剛性の有効率 80 (%)

6-1 常時断面力算定

(1)荷重条件

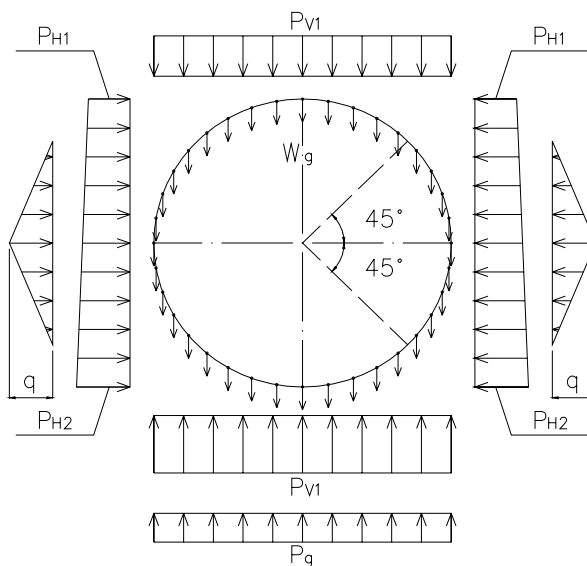


図.6.1.2 荷重図

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	(°)	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	99.1843	0.0000
3	35	100.1949	0.0000
4	34	101.8450	0.0000
5	33	104.0846	0.0000
6	32	106.8456	0.7568
7	31	110.0440	2.4369
8	30	113.5827	4.2957
9	29	117.3543	6.2768
10	28	121.2440	8.3200
11	27	125.1337	6.2768
12	26	128.9053	4.2957
13	25	132.4440	2.4369
14	24	135.6424	0.7568
15	23	138.4034	0.0000
16	22	140.6430	0.0000
17	21	142.2931	0.0000
18	20	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。

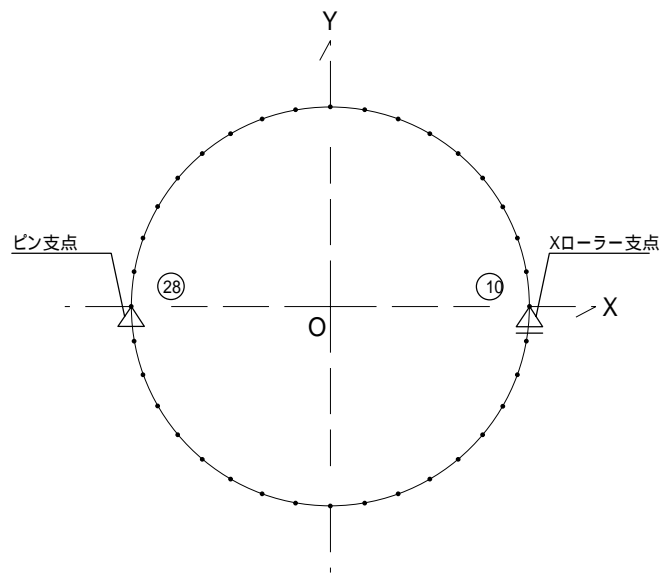


図.6.1.3 常時の支点条件

(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。

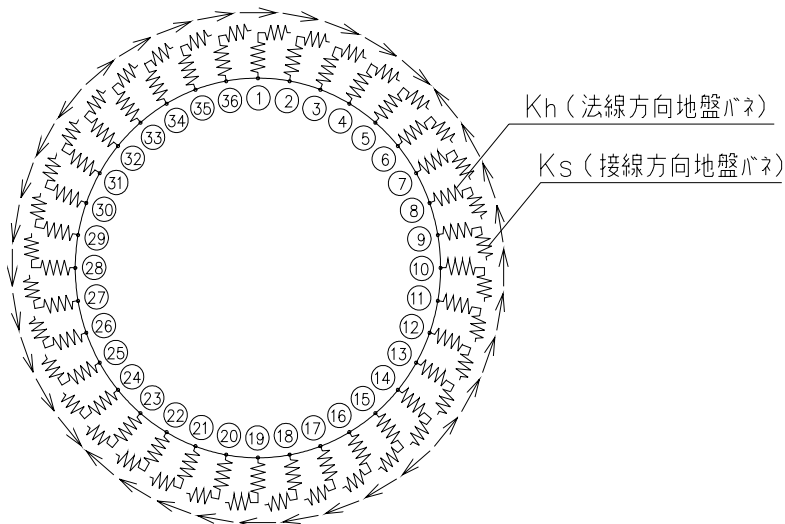


図.6.2.1 地震時断面力算定フレームモデル

各節点の地盤バネ定数Kh、Ks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、

Rc':管軸の図心半径(m)

ED:表層地盤の動的変形係数(kN/m²)

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

Gs: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)

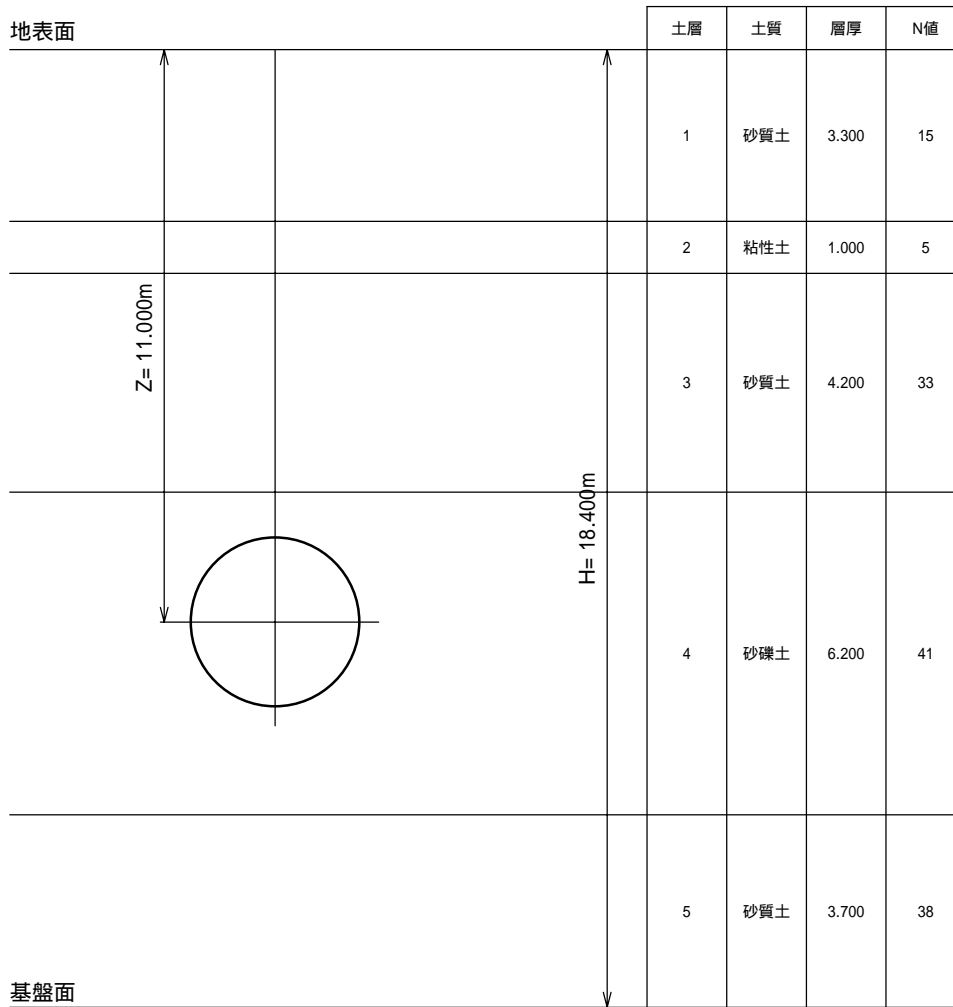
H_g:表層地盤の厚さ 18.400 (m)

なお ν_{D1}, ν_{D2}は一般に右表6-2-1の値をとる

地層	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		'	C	
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

$$D = (H_w \cdot 0.45 + (H_g - H_w) \cdot 0.50) / H_g \text{ より}$$

$$D = (1.89 \cdot 0.45 + (18.4 - 1.89) \cdot 0.50) / 18.4$$

$$= 0.495$$

3) 各節点の地盤バネ定数

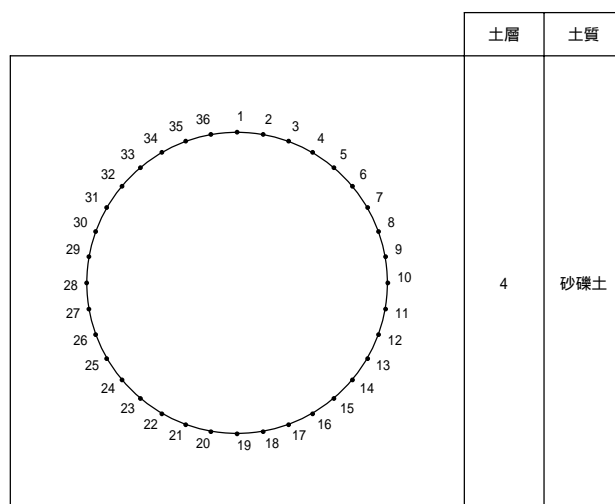


図.6.2.2 各節点が属する土層

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 D	動的変形係数 ED (kN/m ²)	1要素長差 ds (m)	Kh (kN/m ²)	Ks (kN/m ²)
1	4	0.495	213572.710	0.2793	131950.123	43983.374
2	36	0.495	213572.710	0.2793	131950.123	43983.374
3	35	0.495	213572.710	0.2793	131950.123	43983.374
4	34	0.495	213572.710	0.2793	131950.123	43983.374
5	33	0.495	213572.710	0.2793	131950.123	43983.374
6	32	0.495	213572.710	0.2793	131950.123	43983.374
7	31	0.495	213572.710	0.2793	131950.123	43983.374
8	30	0.495	213572.710	0.2793	131950.123	43983.374
9	29	0.495	213572.710	0.2793	131950.123	43983.374
10	28	0.495	213572.710	0.2793	131950.123	43983.374
11	27	0.495	213572.710	0.2793	131950.123	43983.374
12	26	0.495	213572.710	0.2793	131950.123	43983.374
13	25	0.495	213572.710	0.2793	131950.123	43983.374
14	24	0.495	213572.710	0.2793	131950.123	43983.374
15	23	0.495	213572.710	0.2793	131950.123	43983.374
16	22	0.495	213572.710	0.2793	131950.123	43983.374
17	21	0.495	213572.710	0.2793	131950.123	43983.374
18	20	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。

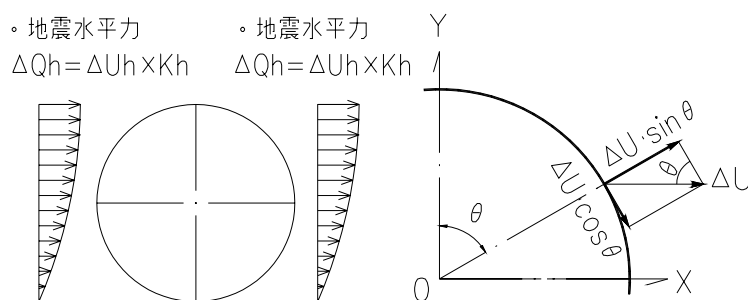


図.6.2.3 地震時荷重

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。

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

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

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

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。

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

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

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 U(m)	法線方向地震変位成分 $U \cdot \sin$ (m)	接線方向地震変位成分 $U \cdot \cos$ (m)	1要素長当り地盤バネ定数 $ds \cdot K_h$ (kN/m 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	0.0202	0.0064	0.000000	0.006400	36853.669	12284.556	0.0000	78.6212
2	9.4243	0.0201	0.0063	0.001094	0.006204	36853.669	12284.556	40.3173	76.2169
3	9.4965	0.0200	0.0062	0.002121	0.005826	36853.669	12284.556	78.1491	71.5710
4	9.6144	0.0198	0.0060	0.003000	0.005196	36853.669	12284.556	110.5610	63.8324
5	9.7743	0.0195	0.0057	0.003664	0.004366	36853.669	12284.556	135.0278	53.6399
6	9.9715	0.0191	0.0053	0.004060	0.003407	36853.669	12284.556	149.6272	41.8507
7	10.2000	0.0187	0.0049	0.004244	0.002450	36853.669	12284.556	156.3894	30.0972
8	10.4528	0.0182	0.0044	0.004135	0.001505	36853.669	12284.556	152.3769	18.4869
9	10.7222	0.0177	0.0039	0.003841	0.000677	36853.669	12284.556	141.5457	8.3194
10	11.0000	0.0171	0.0033	0.003300	0.000000	36853.669	12284.556	121.6171	0.0000
11	11.2778	0.0166	0.0028	0.002757	-0.000486	36853.669	12284.556	101.6226	-5.9729
12	11.5472	0.0160	0.0022	0.002067	-0.000752	36853.669	12284.556	76.1885	-9.2434
13	11.8000	0.0155	0.0017	0.001472	-0.000850	36853.669	12284.556	54.2576	-10.4419
14	12.0285	0.0150	0.0012	0.000919	-0.000771	36853.669	12284.556	33.8779	-9.4756
15	12.2257	0.0146	0.0008	0.000514	-0.000613	36853.669	12284.556	18.9513	-7.5284
16	12.3856	0.0143	0.0005	0.000250	-0.000433	36853.669	12284.556	9.2134	-5.3194
17	12.5035	0.0140	0.0002	0.000068	-0.000188	36853.669	12284.556	2.5209	-2.3087
18	12.5757	0.0138	0.0000	0.000000	0.000000	36853.669	12284.556	0.0000	0.0000
19	12.6000	0.0138	0.0000	0.000000	0.000000	36853.669	12284.556	0.0000	0.0000
20	12.5757	0.0138	0.0000	0.000000	0.000000	36853.669	12284.556	0.0000	0.0000
21	12.5035	0.0140	0.0002	-0.000068	-0.000188	36853.669	12284.556	-2.5209	-2.3087
22	12.3856	0.0143	0.0005	-0.000250	-0.000433	36853.669	12284.556	-9.2134	-5.3194
23	12.2257	0.0146	0.0008	-0.000514	-0.000613	36853.669	12284.556	-18.9513	-7.5284
24	12.0285	0.0150	0.0012	-0.000919	-0.000771	36853.669	12284.556	-33.8779	-9.4756
25	11.8000	0.0155	0.0017	-0.001472	-0.000850	36853.669	12284.556	-54.2576	-10.4419
26	11.5472	0.0160	0.0022	-0.002067	-0.000752	36853.669	12284.556	-76.1885	-9.2434
27	11.2778	0.0166	0.0028	-0.002757	-0.000486	36853.669	12284.556	-101.6226	-5.9729
28	11.0000	0.0171	0.0033	-0.003300	0.000000	36853.669	12284.556	-121.6171	0.0000
29	10.7222	0.0177	0.0039	-0.003841	0.000677	36853.669	12284.556	-141.5457	8.3194
30	10.4528	0.0182	0.0044	-0.004135	0.001505	36853.669	12284.556	-152.3769	18.4869
31	10.2000	0.0187	0.0049	-0.004244	0.002450	36853.669	12284.556	-156.3894	30.0972
32	9.9715	0.0191	0.0053	-0.004060	0.003407	36853.669	12284.556	-149.6272	41.8507
33	9.7743	0.0195	0.0057	-0.003664	0.004366	36853.669	12284.556	-135.0278	53.6399
34	9.6144	0.0198	0.0060	-0.003000	0.005196	36853.669	12284.556	-110.5610	63.8324
35	9.4965	0.0200	0.0062	-0.002121	0.005826	36853.669	12284.556	-78.1491	71.5710
36	9.4243	0.0201	0.0063	-0.001094	0.006204	36853.669	12284.556	-40.3173	76.2169

(3) 周面せん断力、の算定

周面せん断力 (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。

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

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、およびは以下のとおりとなる。

$\tau_x = \tau_y$ の時、

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

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

但し、地震時周面せん断力の最大値は

$$\max = C + n \cdot \tan \phi$$

ここに C : 地盤の粘着力

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。

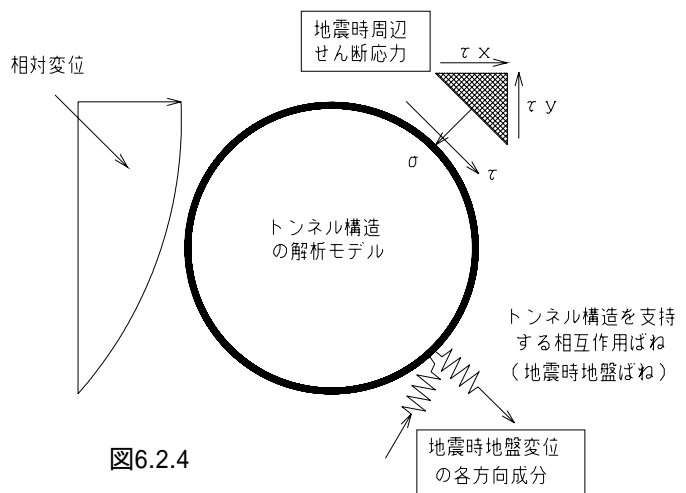


図6.2.4

周面せん断力、の算定

節点 番号	深度Z (m)	土層 番号	層厚h (m)	(kN/m ³)	C (kN/m ²)	(°)	n (kN/m ²)	max (kN/m ²)	x, y (kN/m ²)	採用 x y (kN/m ²)	決定 値 (kN/m ²)	決定 値 (kN/m ²)
1	9.4000	4	0.0000	10	0	32	99.3600	62.0870	127.2848	62.0870	62.0870	0.0000
2	9.4243	4	0.0243	10	0	32	99.6031	62.2389	127.5397	62.2389	58.4854	-21.2870
3	9.4965	4	0.0722	10	0	32	100.3249	62.6900	128.2937	62.6900	48.0233	-40.2964
4	9.6144	4	0.1179	10	0	32	101.5036	63.4265	129.5144	63.4265	31.7133	-54.9290
5	9.7743	4	0.1600	10	0	32	103.1033	64.4261	131.1501	64.4261	11.1875	-63.4473
6	9.9715	4	0.1972	10	0	32	105.0754	65.6584	133.1328	65.6584	-11.4015	-64.6609
7	10.2000	4	0.2285	10	0	32	107.3600	67.0860	135.3826	67.0860	-33.5430	-58.0982
8	10.4528	4	0.2528	10	0	32	109.8877	68.6654	137.8117	68.6654	-52.6007	-44.1373
9	10.7222	4	0.2694	10	0	32	112.5816	70.3488	140.3298	70.3488	-66.1062	-24.0607
10	11.0000	4	0.2778	10	0	32	115.3600	72.0849	142.8492	72.0849	-72.0849	0.0000
11	11.2778	4	0.2778	10	0	32	118.1384	73.8210	145.2882	73.8210	-69.3690	25.2483
12	11.5472	4	0.2694	10	0	32	120.8323	75.5044	147.5750	75.5044	-57.8397	48.5333
13	11.8000	4	0.2528	10	0	32	123.3600	77.0839	149.6498	77.0839	-38.5420	66.7566
14	12.0285	4	0.2285	10	0	32	125.6446	78.5115	151.4651	78.5115	-13.6334	77.3187
15	12.2257	4	0.1972	10	0	32	127.6167	79.7438	152.9858	79.7438	13.8474	78.5323
16	12.3856	4	0.1600	10	0	32	129.2164	80.7434	154.1875	80.7434	40.3717	69.9258
17	12.5035	4	0.1179	10	0	32	130.3951	81.4799	155.0545	81.4799	62.4172	52.3743
18	12.5757	4	0.0722	10	0	32	131.1169	81.9309	155.5778	81.9309	76.9899	28.0220
19	12.6000	4	0.0243	10	0	32	131.3600	82.0828	155.7526	82.0828	82.0828	0.0000
20	12.5757	4	0.0243	10	0	32	131.1169	81.9309	155.5778	81.9309	76.9899	-28.0220
21	12.5035	4	0.0722	10	0	32	130.3951	81.4799	155.0545	81.4799	62.4172	-52.3743
22	12.3856	4	0.1179	10	0	32	129.2164	80.7434	154.1875	80.7434	40.3717	-69.9258
23	12.2257	4	0.1600	10	0	32	127.6167	79.7438	152.9858	79.7438	13.8474	-78.5323
24	12.0285	4	0.1972	10	0	32	125.6446	78.5115	151.4651	78.5115	-13.6334	-77.3187
25	11.8000	4	0.2285	10	0	32	123.3600	77.0839	149.6498	77.0839	-38.5419	-66.7566
26	11.5472	4	0.2528	10	0	32	120.8323	75.5044	147.5750	75.5044	-57.8397	-48.5333
27	11.2778	4	0.2694	10	0	32	118.1384	73.8210	145.2882	73.8210	-69.3690	-25.2483
28	11.0000	4	0.2778	10	0	32	115.3600	72.0849	142.8492	72.0849	-72.0849	0.0000
29	10.7222	4	0.2778	10	0	32	112.5816	70.3488	140.3298	70.3488	-66.1062	24.0607
30	10.4528	4	0.2694	10	0	32	109.8877	68.6654	137.8117	68.6654	-52.6007	44.1373
31	10.2000	4	0.2528	10	0	32	107.3600	67.0860	135.3826	67.0860	-33.5430	58.0982
32	9.9715	4	0.2285	10	0	32	105.0754	65.6584	133.1328	65.6584	-11.4015	64.6609
33	9.7743	4	0.1972	10	0	32	103.1033	64.4261	131.1501	64.4261	11.1875	63.4473
34	9.6144	4	0.1600	10	0	32	101.5036	63.4265	129.5144	63.4265	31.7132	54.9290
35	9.4965	4	0.1179	10	0	32	100.3249	62.6900	128.2937	62.6900	48.0233	40.2964
36	9.4243	4	0.0722	10	0	32	99.6031	62.2389	127.5397	62.2389	58.4854	21.2870

ただし、

$$\text{決定 値} = \text{採用 } x \cdot \cos 2$$

$$\text{決定 値} = - \text{採用 } x \cdot \sin 2$$

(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 $\cdot ds$ が地盤水平力による法線方向地震力に加わる事から $q_k + \cdot ds(kN/m)$ となる。

節点番号	法線方向 地震力 q_k (kN/m)	周面せん断力 (kN/m ²)	1要素長差 ds (m)	1要素当り 周面せん断力 $\cdot ds$ (kN/m)	法線方向 地震力 q_k + 周面せん断力 $\cdot ds$
1	0.0000	-0.0000	0.2793	0.0000	0.0000
2	40.3173	21.2870	0.2793	5.9454	46.2628
3	78.1491	40.2964	0.2793	11.2548	89.4039
4	110.5610	54.9290	0.2793	15.3417	125.9027
5	135.0278	63.4473	0.2793	17.7208	152.7486
6	149.6272	64.6609	0.2793	18.0598	167.6870
7	156.3894	58.0982	0.2793	16.2268	172.6163
8	152.3769	44.1373	0.2793	12.3275	164.7045
9	141.5457	24.0607	0.2793	6.7202	148.2659
10	121.6171	0.0000	0.2793	0.0000	121.6171
11	101.6226	-25.2483	0.2793	-7.0518	94.5707
12	76.1885	-48.5333	0.2793	-13.5553	62.6331
13	54.2576	-66.7566	0.2793	-18.6451	35.6124
14	33.8779	-77.3187	0.2793	-21.5951	12.2827
15	18.9513	-78.5323	0.2793	-21.9341	-2.9828
16	9.2134	-69.9258	0.2793	-19.5303	-10.3169
17	2.5209	-52.3743	0.2793	-14.6281	-12.1072
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	-2.5209	52.3743	0.2793	14.6281	12.1072
22	-9.2134	69.9258	0.2793	19.5303	10.3169
23	-18.9513	78.5323	0.2793	21.9341	2.9828
24	-33.8779	77.3187	0.2793	21.5951	-12.2827
25	-54.2576	66.7566	0.2793	18.6451	-35.6124
26	-76.1885	48.5333	0.2793	13.5553	-62.6331
27	-101.6226	25.2483	0.2793	7.0518	-94.5707
28	-121.6171	0.0000	0.2793	0.0000	-121.6171
29	-141.5457	-24.0607	0.2793	-6.7202	-148.2659
30	-152.3769	-44.1373	0.2793	-12.3275	-164.7045
31	-156.3894	-58.0982	0.2793	-16.2268	-172.6163
32	-149.6272	-64.6609	0.2793	-18.0598	-167.6870
33	-135.0278	-63.4473	0.2793	-17.7208	-152.7486
34	-110.5610	-54.9290	0.2793	-15.3417	-125.9027
35	-78.1491	-40.2964	0.2793	-11.2548	-89.4039
36	-40.3173	-21.2870	0.2793	-5.9454	-46.2628

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 $\cdot ds$ が地盤水平力による接線方向地震力に加わる事から $q_j + \cdot ds$ (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 (kN/m ²)	1要素長差 ds (m)	1要素当り 周面せん断力 $\cdot ds$ (kN/m)	接線方向 地震力 q_j + 周面せん断力 $\cdot ds$
1	78.6212	62.0870	0.2793	17.3409	95.9621
2	76.2169	58.4854	0.2793	16.3350	92.5519
3	71.5710	48.0233	0.2793	13.4129	84.9839
4	63.8324	31.7133	0.2793	8.8575	72.6899
5	53.6399	11.1875	0.2793	3.1247	56.7646
6	41.8507	-11.4015	0.2793	-3.1844	38.6663
7	30.0972	-33.5430	0.2793	-9.3686	20.7286
8	18.4869	-52.6007	0.2793	-14.6914	3.7955
9	8.3194	-66.1062	0.2793	-18.4635	-10.1440
10	0.0000	-72.0849	0.2793	-20.1333	-20.1333
11	-5.9729	-69.3690	0.2793	-19.3748	-25.3477
12	-9.2434	-57.8397	0.2793	-16.1546	-25.3981
13	-10.4419	-38.5420	0.2793	-10.7648	-21.2066
14	-9.4756	-13.6334	0.2793	-3.8078	-13.2834
15	-7.5284	13.8474	0.2793	3.8676	-3.6608
16	-5.3194	40.3717	0.2793	11.2758	5.9564
17	-2.3087	62.4172	0.2793	17.4331	15.1244
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	-2.3087	62.4172	0.2793	17.4331	15.1244
22	-5.3194	40.3717	0.2793	11.2758	5.9564
23	-7.5284	13.8474	0.2793	3.8676	-3.6608
24	-9.4756	-13.6334	0.2793	-3.8078	-13.2834
25	-10.4419	-38.5419	0.2793	-10.7648	-21.2066
26	-9.2434	-57.8397	0.2793	-16.1546	-25.3981
27	-5.9729	-69.3690	0.2793	-19.3748	-25.3477
28	0.0000	-72.0849	0.2793	-20.1333	-20.1333
29	8.3194	-66.1062	0.2793	-18.4635	-10.1440
30	18.4869	-52.6007	0.2793	-14.6914	3.7955
31	30.0972	-33.5430	0.2793	-9.3686	20.7286
32	41.8507	-11.4015	0.2793	-3.1844	38.6663
33	53.6399	11.1875	0.2793	3.1247	56.7646
34	63.8324	31.7132	0.2793	8.8575	72.6899
35	71.5710	48.0233	0.2793	13.4129	84.9839
36	76.2169	58.4854	0.2793	16.3350	92.5519

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	0.005861	0.000000	0.000918				
2	0.005882	0.000245	0.000807	36	0.005882	-0.000245	0.000807
3	0.005928	0.000424	0.000488	35	0.005928	-0.000424	0.000488
4	0.005955	0.000489	-0.000007	34	0.005955	-0.000489	-0.000007
5	0.005903	0.000421	-0.000621	33	0.005903	-0.000421	-0.000621
6	0.005712	0.000236	-0.001285	32	0.005712	-0.000236	-0.001285
7	0.005343	-0.000018	-0.001922	31	0.005343	0.000018	-0.001922
8	0.004785	-0.000274	-0.002458	30	0.004785	0.000274	-0.002458
9	0.004068	-0.000464	-0.002826	29	0.004068	0.000464	-0.002826
10	0.003256	-0.000535	-0.002978	28	0.003256	0.000535	-0.002978
11	0.002436	-0.000464	-0.002891	27	0.002436	0.000464	-0.002891
12	0.001694	-0.000268	-0.002570	26	0.001694	0.000268	-0.002570
13	0.001105	0.000003	-0.002051	25	0.001105	-0.000003	-0.002051
14	0.000707	0.000276	-0.001396	24	0.000707	-0.000276	-0.001396
15	0.000498	0.000478	-0.000685	23	0.000498	-0.000478	-0.000685
16	0.000440	0.000554	-0.000009	22	0.000440	-0.000554	-0.000009
17	0.000470	0.000481	0.000548	21	0.000470	-0.000481	0.000548
18	0.000522	0.000278	0.000915	20	0.000522	-0.000278	0.000915
19	0.000545	0.000000	0.001043				

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	-50.021	16.400	36	1	0.000	-50.021	-16.400
1	2	-13.951	-50.021	16.400	36	36	13.951	-50.021	-16.400
2	2	-13.951	-44.769	46.689	35	36	13.951	-44.769	-46.689
2	3	-26.437	-44.769	46.689	35	35	26.437	-44.769	-46.689
3	3	-26.437	-34.393	72.017	34	35	26.437	-34.393	-72.017
3	4	-36.029	-34.393	72.017	34	34	36.029	-34.393	-72.017
4	4	-36.029	-19.745	89.140	33	34	36.029	-19.745	-89.140
4	5	-41.536	-19.745	89.140	33	33	41.536	-19.745	-89.140
5	5	-41.536	-2.560	95.650	32	33	41.536	-2.560	-95.650
5	6	-42.250	-2.560	95.650	32	32	42.250	-2.560	-95.650
6	6	-42.250	14.533	90.371	31	32	42.250	14.533	-90.371
6	7	-38.196	14.533	90.371	31	31	38.196	14.533	-90.371
7	7	-38.196	31.352	74.033	30	31	38.196	31.352	-74.033
7	8	-29.452	31.352	74.033	30	30	29.452	31.352	-74.033
8	8	-29.452	44.482	47.848	29	30	29.452	44.482	-47.848
8	9	-17.046	44.482	47.848	29	29	17.046	44.482	-47.848
9	9	-17.046	53.557	14.737	28	29	17.046	53.557	-14.737
9	10	-2.109	53.557	14.737	28	28	2.109	53.557	-14.737
10	10	-2.109	54.574	-21.527	27	28	2.109	54.574	21.527
10	11	13.111	54.574	-21.527	27	27	-13.111	54.574	21.527
11	11	13.111	50.954	-56.622	26	27	-13.111	50.954	56.622
11	12	27.322	50.954	-56.622	26	26	-27.322	50.954	56.622
12	12	27.322	39.065	-85.949	25	26	-27.322	39.065	85.949
12	13	38.217	39.065	-85.949	25	25	-38.217	39.065	85.949
13	13	38.217	22.691	-105.793	24	25	-38.217	22.691	105.793
13	14	44.546	22.691	-105.793	24	24	-44.546	22.691	105.793
14	14	44.546	2.413	-113.109	23	24	-44.546	2.413	113.109
14	15	45.219	2.413	-113.109	23	23	-45.219	2.413	113.109
15	15	45.219	-18.114	-106.913	22	23	-45.219	-18.114	106.913
15	16	40.167	-18.114	-106.913	22	22	-40.167	-18.114	106.913
16	16	40.167	-35.931	-88.093	21	22	-40.167	-35.931	88.093
16	17	30.145	-35.931	-88.093	21	21	-30.145	-35.931	88.093
17	17	30.145	-50.098	-57.913	20	21	-30.145	-50.098	57.913
17	18	16.173	-50.098	-57.913	20	20	-16.173	-50.098	57.913
18	18	16.173	-57.990	-19.941	19	20	-16.173	-57.990	19.941
18	19	0.000	-57.990	-19.941	19	19	0.000	-57.990	19.941

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	0.006260	-0.000546	0.000918				
2	0.006275	-0.000276	0.000983	36	0.006286	-0.000765	0.000632
3	0.006332	-0.000026	0.000812	35	0.006322	-0.000875	0.000163
4	0.006396	0.000138	0.000418	34	0.006311	-0.000840	-0.000432
5	0.006409	0.000178	-0.000156	33	0.006194	-0.000665	-0.001086
6	0.006303	0.000090	-0.000844	32	0.005919	-0.000383	-0.001726
7	0.006020	-0.000093	-0.001562	31	0.005462	-0.000057	-0.002282
8	0.005535	-0.000305	-0.002220	30	0.004832	0.000243	-0.002695
9	0.004861	-0.000474	-0.002732	29	0.004073	0.000454	-0.002920
10	0.004053	-0.000535	-0.003030	28	0.003256	0.000535	-0.002925
11	0.003200	-0.000451	-0.003076	27	0.002468	0.000476	-0.002705
12	0.002396	-0.000229	-0.002863	26	0.001790	0.000307	-0.002278
13	0.001727	0.000090	-0.002415	25	0.001280	0.000083	-0.001688
14	0.001247	0.000432	-0.001789	24	0.000964	-0.000121	-0.001003
15	0.000968	0.000717	-0.001063	23	0.000826	-0.000240	-0.000307
16	0.000860	0.000878	-0.000332	22	0.000817	-0.000229	0.000314
17	0.000865	0.000880	0.000313	21	0.000871	-0.000081	0.000783
18	0.000913	0.000729	0.000791	20	0.000928	0.000173	0.001038
19	0.000944	0.000469	0.001043				

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	-53.136	200.069	36	1	11.500	-46.906	167.269
1	2	-3.319	-53.136	200.069	36	36	24.583	-46.906	167.269
2	2	-3.319	-53.562	233.227	35	36	24.583	-35.976	139.849
2	3	-18.257	-53.562	233.227	35	35	34.617	-35.976	139.849
3	3	-18.257	-47.319	263.820	34	35	34.617	-21.467	119.786
3	4	-31.455	-47.319	263.820	34	34	40.603	-21.467	119.786
4	4	-31.455	-34.565	287.762	33	34	40.603	-4.925	109.482
4	5	-41.095	-34.565	287.762	33	33	41.977	-4.925	109.482
5	5	-41.095	-16.764	301.605	32	33	41.977	11.644	110.305
5	6	-45.770	-16.764	301.605	32	32	38.730	11.644	110.305
6	6	-45.770	3.137	303.048	31	32	38.730	25.929	122.306
6	7	-44.895	3.137	303.048	31	31	31.497	25.929	122.306
7	7	-44.895	24.127	291.970	30	31	31.497	38.577	143.904
7	8	-38.166	24.127	291.970	30	30	20.738	38.577	143.904
8	8	-38.166	41.837	269.286	29	30	20.738	47.127	173.590
8	9	-26.497	41.837	269.286	29	29	7.595	47.127	173.590
9	9	-26.497	55.012	238.101	28	29	7.595	52.102	208.627
9	10	-11.154	55.012	238.101	28	28	-6.936	52.102	208.627
10	10	-11.154	59.181	202.532	27	28	-6.936	49.967	245.586
10	11	5.350	59.181	202.532	27	27	-20.872	49.967	245.586
11	11	5.350	58.185	166.992	26	27	-20.872	43.723	280.236
11	12	21.578	58.185	166.992	26	26	-33.066	43.723	280.236
12	12	21.578	48.144	136.210	25	26	-33.066	29.986	308.108
12	13	35.005	48.144	136.210	25	25	-41.429	29.986	308.108
13	13	35.005	32.621	114.296	24	25	-41.429	12.761	325.882
13	14	44.104	32.621	114.296	24	24	-44.988	12.761	325.882
14	14	44.104	12.150	104.693	23	24	-44.988	-7.324	330.911
14	15	47.493	12.150	104.693	23	23	-42.945	-7.324	330.911
15	15	47.493	-9.582	108.813	22	23	-42.945	-26.646	322.639
15	16	44.820	-9.582	108.813	22	22	-35.514	-26.646	322.639
16	16	44.820	-29.397	126.070	21	22	-35.514	-42.465	302.256
16	17	36.621	-29.397	126.070	21	21	-23.669	-42.465	302.256
17	17	36.621	-46.028	155.245	20	21	-23.669	-54.168	271.071
17	18	23.784	-46.028	155.245	20	20	-8.562	-54.168	271.071
18	18	23.784	-56.612	192.736	19	20	-8.562	-59.368	232.618
18	19	7.995	-56.612	192.736	19	19	7.995	-59.368	232.618

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	47.493	104.693	12.150
-Mmax	5	6	-45.770	301.605	-16.764
Qmax	19	19	7.995	232.618	-59.368

a) 主断面断面力(1リング当り)

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

$$N = N \cdot B$$

$$Q = Q \cdot B$$

ここで、 B : セグメント幅 1.200 (m)
: 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	71.240	125.632	14.580
-Mmax	5	6	-68.655	361.926	-20.117
Qmax	19	19	11.992	279.142	-71.242

b) 継手部断面力(1リング当り)

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

$$N = N \cdot B$$

$$Q = Q \cdot B$$

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

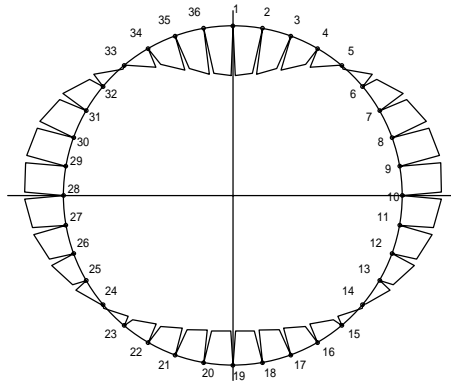
1リング当り断面力

符号	要素	節点	M(kN・m)	N(kN)	Q(kN)
+Mmax	14	15	42.744	125.632	14.580
-Mmax	5	6	-41.193	361.926	-20.117
Qmax	19	19	7.196	279.142	-71.242

6-3 断面力図

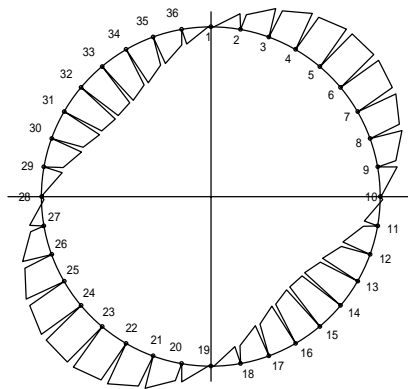
(1) 曲げモーメント図

a) 常時曲げモーメント



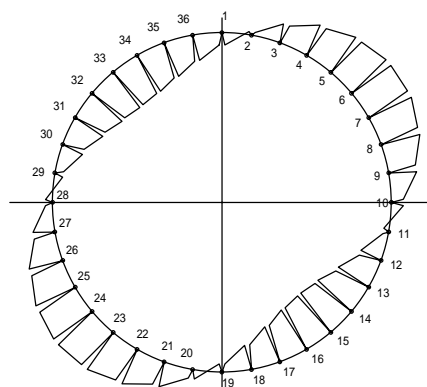
正の最大曲げモーメントが発生する要素 = 1
 正の最大曲げモーメントが発生する節点 = 1
 正の最大曲げモーメント = 11.500 (kN·m)
 負の最大曲げモーメントが発生する要素 = 8
 負の最大曲げモーメントが発生する節点 = 9
 負の最大曲げモーメント = -9.451 (kN·m)

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 = 45.219 (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 = -45.219 (kN·m)

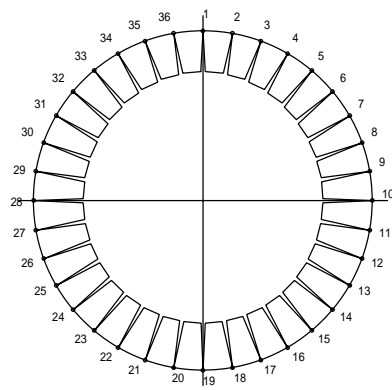
c) 常時+地震時曲げモーメント



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 = 47.493 (kN·m)
 負の最大曲げモーメントが発生する要素 = 5
 負の最大曲げモーメントが発生する節点 = 6
 負の最大曲げモーメント = -45.770 (kN·m)

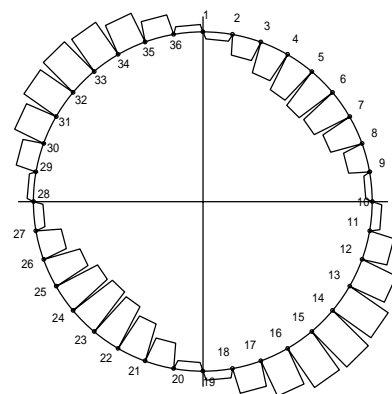
(2) 軸力図

a) 常時軸力



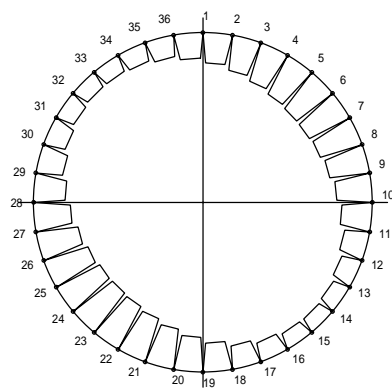
正の最大曲げモーメントが発生する要素 = 1
 正の最大曲げモーメントが発生する節点 = 1
 正の最大曲げモーメント位置軸力 = 0.000 (kN)
 負の最大曲げモーメントが発生する要素 = 8
 負の最大曲げモーメントが発生する節点 = 9
 負の最大曲げモーメント位置軸力 = 221.438 (kN)

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 = -113.109 (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 = 106.913 (kN)

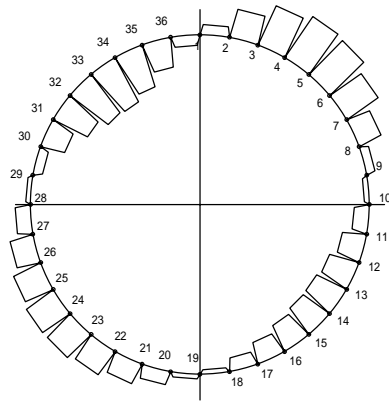
c) 常時+地震時軸力



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 = 104.693 (kN)
 負の最大曲げモーメントが発生する要素 = 5
 負の最大曲げモーメントが発生する節点 = 6
 負の最大曲げモーメント位置軸力 = 301.605 (kN)

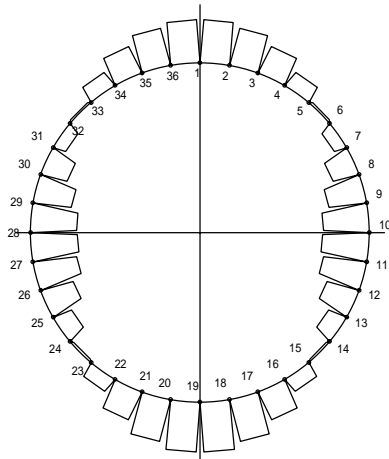
(3) せん断力図

a) 常時せん断力



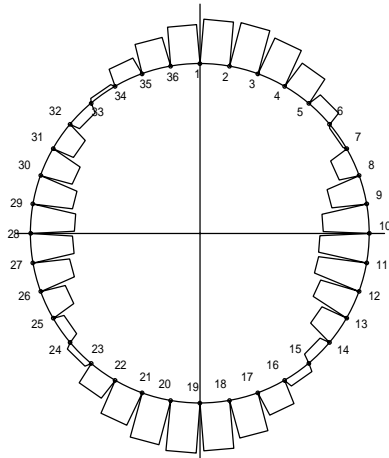
最大せん断力が発生する要素 = 4
 最大せん断力が発生する節点 = 4
 最大せん断力 = -14.820 (kN)

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 = -57.990 (kN)

c) 常時+地震時せん断力



最大せん断力が発生する要素 = 19
 最大せん断力が発生する節点 = 19
 最大せん断力 = -59.368 (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	1.200
	高さ	h	m	0.150
	外側鉄筋の被り	d ₁	m	0.035
	内側鉄筋の被り	d ₂	m	0.035
主鉄筋断面積	外側鉄筋の鉄筋量	A _{s1}	cm ²	15.888
	内側鉄筋の鉄筋量	A _{s2}	cm ²	15.888
せん断補強筋	断面積	A _w	cm ²	-
	部材軸角度	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	71.240	68.655	11.992
軸力	N _d '	kN	125.632	361.926	279.142
せん断力	V _d	kN	14.580	20.117	71.242

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
鉄筋の規格降伏点強度(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 c	1.00
	鉄筋 s	1.00
部材係数 b	曲げ軸力	1.00
	曲げ軸力(上限)	1.00
	せん断耐力CO	1.00
	せん断耐力(鉄筋)	1.00
構造物係数 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}'

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

・鉄筋設計引張強度(引張) : f_{yd}

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{s} = \frac{345}{1.00} = 345.0 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

・鉄筋設計引張強度(圧縮) : f_{yd}'

$$f_{yd}' = \frac{f_{yk}'}{s} = \frac{345}{1.00} = 345.0 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

・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

$$a_b = 0.8 \cdot d \cdot \frac{c_u'}{c_u' + f_{yd} / E_s}$$

$$a_b \text{ (正曲げ位置)} = 62.611 \text{ (mm)}$$

$$a_b \text{ (負曲げ位置)} = 62.611 \text{ (mm)}$$

$$a_b \text{ (せん断位置)} = 62.611 \text{ (mm)}$$

・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

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

$$y_1 \text{ (正曲げ位置)} = 75.00 \text{ (mm)}$$

$$y_1 \text{ (負曲げ位置)} = 75.00 \text{ (mm)}$$

$$y_1 \text{ (せん断位置)} = 75.00 \text{ (mm)}$$

作用点と引張鉄筋位置までの距離 : $e' - e$

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

$$e' - e \text{ (正曲げ位置)} = 40.00 \text{ (mm)}$$

$$e' - e \text{ (負曲げ位置)} = 40.00 \text{ (mm)}$$

$$e' - e \text{ (せん断位置)} = 40.00 \text{ (mm)}$$

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

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

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

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

$$M_U = 0.85 \cdot f_{cd}' \cdot b \cdot a \cdot (d - a / 2) + A_s' \cdot f_{yd}' \cdot (d - d') - N_U' \cdot (e' - e)$$

・曲げ圧縮破壊

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

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

$$M_U = 0.85 \cdot f_{cd}' \cdot b \cdot a \cdot (d - a / 2) + A_s' \cdot f_{yd}' \cdot (d - d') - N_U' \cdot (e' - e)$$

・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

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

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

$$M_U = 0.85 \cdot f_{cd}' \cdot b \cdot a \cdot (d - a / 2) + A_s' \cdot s' \cdot (d - d') - N_U' \cdot (e' - e)$$

・圧縮鉄筋降伏前、曲げ引張破壊

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

・中心軸引張破壊

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

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

$$M_U = 0.85 \cdot f_{cd}' \cdot b \cdot a \cdot (d - a / 2) + A_s' \cdot s' \cdot (d - d') + N_U' \cdot (e' - e)$$

$$N_{OU} = f_{yd} \cdot A_s$$

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	s' : 圧縮鉄筋の応力度
	N_d' : 釣合い偏心状態の軸圧縮耐力	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。

$$V_{cd} = d \cdot \rho \cdot n \cdot f_{vcd} \cdot b_w \cdot db / b$$

$$f_{vcd} = 0.20^3 \cdot \sqrt{f_{cd}'} \quad (\text{N/mm}^2) \quad \text{ただし、} f_{vcd} \leq 0.72 \quad (\text{N/mm}^2)$$

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

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

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

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

- 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)
 $P_w = A_s / (b_w \cdot d)$
 A_s : 引張側鋼材の断面積
 b_w : 腹部の幅
 d : 引張側有効高
 f_{cd}' : コンクリートの設計圧縮強度で、単位は N/mm^2 である。
 b : 部材係数

M_0 : 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。

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

ここで、 c : コンクリートの応力度

$$c = \frac{N_d'}{A_c}$$

- N_d' : 設計管軸方向力
 A_c : コンクリートの全断面積
 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

$$I_c = \frac{b \cdot h^3}{12}$$

- b : 部材幅
 h : 部材高

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。

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

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/mm^2 以下とする。

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

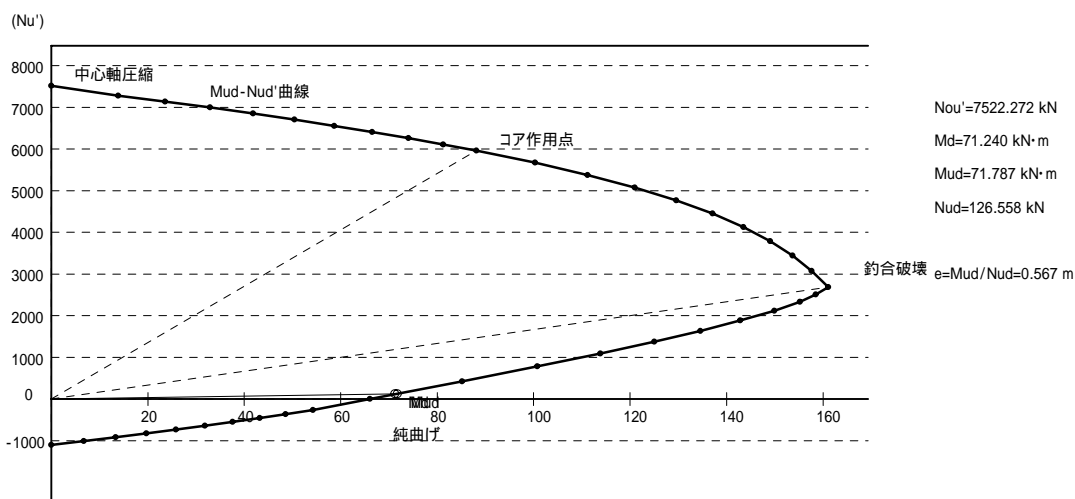
Z : 圧縮応力の合力の作用位置から引張鋼材図心までの距離で、一般に $d / 1.15$ としてよい。

b : 部材係数

(3) 応力度の算定一覧表

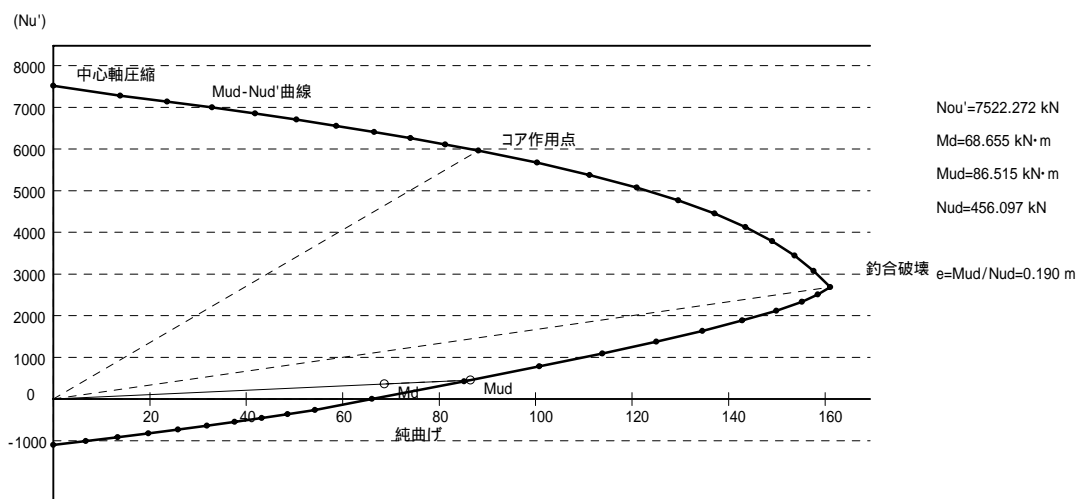
検討位置			正最大曲げ位置	負最大曲げ位置	最大せん断位置
節点番号			15	6	19
材料係数(Co)	c	-	1.00	1.00	1.00
材料係数(鉄筋)	s	-	1.00	1.00	1.00
部材係数(曲げ)	b	-	1.00	1.00	1.00
部材係数(上限)	b	-	1.00	1.00	1.00
構造物係数	i	-	1.00	1.00	1.00
断面寸法	B	m	1.200	1.200	1.200
	h	m	0.150	0.150	0.150
断面力	M _d	kN・m	71.240	-68.655	11.992
	N _d	kN	125.632	361.926	279.142
	Q _d	kN	14.580	-20.117	-71.242
引張側有効高	d	mm	115	115	115
引張側鉄筋量	A _s	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	A _s '	cm ²	15.8880	15.8880	15.8880
断面耐力	M _{ud}	kN・m	71.787	86.515	152.371
	N _{ud} '	kN	126.558	456.097	3546.755
安全性	i [*] M _d /M _{ud}		0.992	0.794	0.079
判 定			OK	OK	OK
部材係数(Co)	bc	-	1.00	1.00	1.00
部材係数(鉄筋)	bs	-	1.00	1.00	1.00
断面積	A _w	cm ²	-	-	-
部材軸との角度	w	°	-	-	-
配置間隔	S _s	mm	-	-	-
コンクリートのせん断耐力	d	-	1.500	1.500	1.500
	p	-	1.048	1.048	1.048
	n	-	1.044	1.132	1.582
	f _{vcd}	N/mm ²	0.695	0.695	0.695
	Q _{cd}	kN	157.404	170.672	238.519
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	157.404	170.672	238.519
安全性	i [*] Q _d /Q _{yd}		0.093	0.118	0.299
判 定			OK	OK	OK

(4) 終局計算[最大曲げ(正)]



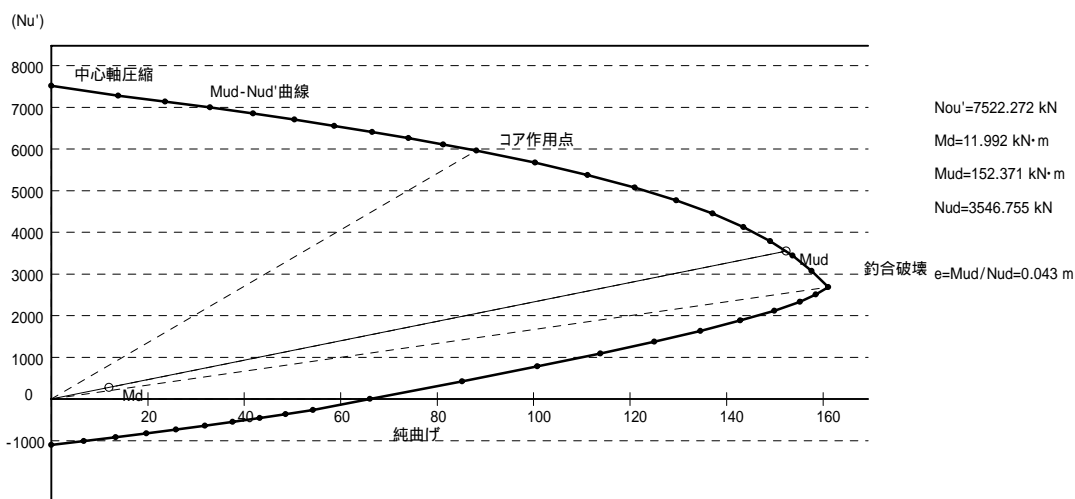
	X (mm)	a=0.8X (mm)	fyd' (N/mm ²)	s' (N/mm ²)	fyd (N/mm ²)	s (N/mm ²)	Nu (kN)	Mu (kN·m)	Nud (kN)	Mud (kN·m)	e (m)
	187.5	150.0		0.000		0.000	7522.272	0.000	7522.272	0.000	0.000
	183.8	147.0	345.000			-275.000	7282.536	13.895	7282.536	13.895	0.002
	180.0	144.0	345.000			-265.417	7138.790	23.565	7138.790	23.565	0.003
	176.2	141.0	345.000			-255.426	6994.396	32.875	6994.396	32.875	0.005
	172.5	138.0	345.000			-245.000	6849.312	41.827	6849.312	41.827	0.006
	168.8	135.0	345.000			-234.111	6703.492	50.423	6703.492	50.423	0.008
	165.0	132.0	345.000			-222.727	6556.885	58.665	6556.885	58.665	0.009
	161.2	129.0	345.000			-210.814	6409.437	66.555	6409.437	66.555	0.010
	157.5	126.0	345.000			-198.333	6261.088	74.095	6261.088	74.095	0.012
	153.8	123.0	345.000			-185.244	6111.772	81.289	6111.772	81.289	0.013
	150.0	120.0	345.000			-171.500	5961.415	88.138	5961.415	88.138	0.015
	142.8	114.3	345.000			-143.198	5670.594	100.295	5670.594	100.295	0.018
	135.7	108.5	345.000			-111.902	5375.018	111.231	5375.018	111.231	0.021
	128.5	102.8	345.000			-77.111	5073.888	120.978	5073.888	120.978	0.024
	121.3	97.0	345.000			-38.206	4766.221	129.576	4766.221	129.576	0.027
	114.1	91.3	345.000			5.590	4450.784	137.073	4450.784	137.073	0.031
	107.0	85.6	345.000			55.261	4126.013	143.533	4126.013	143.533	0.035
	99.8	79.8	345.000			112.074	3789.896	149.036	3789.896	149.036	0.039
	92.6	74.1	345.000			177.687	3439.794	153.688	3439.794	153.688	0.045
	85.4	68.3	345.000			254.320	3072.187	157.628	3072.187	157.628	0.051
	78.3	62.6	345.000		345.000		2682.260	161.051	2682.260	161.051	0.060
	73.1	58.5	345.000		345.000		2505.395	158.494	2505.395	158.494	0.063
	67.9	54.4	345.000		345.000		2328.529	155.208	2328.529	155.208	0.067
	62.8	50.2		325.249	345.000		2120.283	149.936	2120.283	149.936	0.071
	57.6	46.1		288.551	345.000		1885.112	142.857	1885.112	142.857	0.076
	52.5	42.0		244.633	345.000		1638.470	134.589	1638.470	134.589	0.082
	47.3	37.8		191.132	345.000		1376.602	124.982	1376.602	124.982	0.091
	42.1	33.7		124.526	345.000		1093.914	113.811	1093.914	113.811	0.104
	37.0	29.6		39.331	345.000		781.689	100.729	781.689	100.729	0.129
	31.8	25.5		-73.501	345.000		425.557	85.161	425.557	85.161	0.200
	26.7	21.3		-230.019	345.000		0.000	66.087	0.000	66.087	0.000
	24.0	19.2		-337.244	345.000		-261.703	54.270	-261.703	54.270	-0.207
	21.3	17.1	-345.000		345.000		-365.387	48.582	-365.387	48.582	-0.133
	18.7	14.9	-345.000		345.000		-456.748	43.191	-456.748	43.191	-0.095
	16.0	12.8	-345.000		345.000		-548.108	37.605	-548.108	37.605	-0.069
	13.3	10.7	-345.000		345.000		-639.469	31.825	-639.469	31.825	-0.050
	10.7	8.5	-345.000		345.000		-730.830	25.849	-730.830	25.849	-0.035
	8.0	6.4	-345.000		345.000		-822.190	19.679	-822.190	19.679	-0.024
	5.3	4.3	-345.000		345.000		-913.551	13.314	-913.551	13.314	-0.015
	2.7	2.1	-345.000		345.000		-1004.911	6.755	-1004.911	6.755	-0.007
	0.0	0.0		0.000		0.000	-1096.272	0.000	-1096.272	0.000	0.000

(5) 終局計算[最大曲げ(負)]



	X (mm)	a=0.8X (mm)	f_{yd}' (N/mm ²)	s' (N/mm ²)	f_{yd} (N/mm ²)	s (N/mm ²)	Nu (kN)	Mu (kN·m)	Nud (kN)	Mud (kN·m)	e (m)
	187.5	150.0		0.000		0.000	7522.272	0.000	7522.272	0.000	0.000
	183.8	147.0	345.000			-275.000	7282.536	13.895	7282.536	13.895	0.002
	180.0	144.0	345.000			-265.417	7138.790	23.565	7138.790	23.565	0.003
	176.2	141.0	345.000			-255.426	6994.396	32.875	6994.396	32.875	0.005
	172.5	138.0	345.000			-245.000	6849.312	41.827	6849.312	41.827	0.006
	168.8	135.0	345.000			-234.111	6703.492	50.423	6703.492	50.423	0.008
	165.0	132.0	345.000			-222.727	6556.885	58.665	6556.885	58.665	0.009
	161.2	129.0	345.000			-210.814	6409.437	66.555	6409.437	66.555	0.010
	157.5	126.0	345.000			-198.333	6261.088	74.095	6261.088	74.095	0.012
	153.8	123.0	345.000			-185.244	6111.772	81.289	6111.772	81.289	0.013
	150.0	120.0	345.000			-171.500	5961.415	88.138	5961.415	88.138	0.015
	142.8	114.3	345.000			-143.198	5670.594	100.295	5670.594	100.295	0.018
	135.7	108.5	345.000			-111.902	5375.018	111.231	5375.018	111.231	0.021
	128.5	102.8	345.000			-77.111	5073.888	120.978	5073.888	120.978	0.024
	121.3	97.0	345.000			-38.206	4766.221	129.576	4766.221	129.576	0.027
	114.1	91.3	345.000			5.590	4450.784	137.073	4450.784	137.073	0.031
	107.0	85.6	345.000			55.261	4126.013	143.533	4126.013	143.533	0.035
	99.8	79.8	345.000			112.074	3789.896	149.036	3789.896	149.036	0.039
	92.6	74.1	345.000			177.687	3439.794	153.688	3439.794	153.688	0.045
	85.4	68.3	345.000			254.320	3072.187	157.628	3072.187	157.628	0.051
	78.3	62.6	345.000		345.000		2682.260	161.051	2682.260	161.051	0.060
	73.1	58.5	345.000		345.000		2505.395	158.494	2505.395	158.494	0.063
	67.9	54.4	345.000		345.000		2328.529	155.208	2328.529	155.208	0.067
	62.8	50.2		325.249	345.000		2120.283	149.936	2120.283	149.936	0.071
	57.6	46.1		288.551	345.000		1885.112	142.857	1885.112	142.857	0.076
	52.5	42.0		244.633	345.000		1638.470	134.589	1638.470	134.589	0.082
	47.3	37.8		191.132	345.000		1376.602	124.982	1376.602	124.982	0.091
	42.1	33.7		124.526	345.000		1093.914	113.811	1093.914	113.811	0.104
	37.0	29.6		39.331	345.000		781.689	100.729	781.689	100.729	0.129
	31.8	25.5		-73.501	345.000		425.557	85.161	425.557	85.161	0.200
	26.7	21.3		-230.019	345.000		0.000	66.087	0.000	66.087	0.000
	24.0	19.2		-337.244	345.000		-261.703	54.270	-261.703	54.270	-0.207
	21.3	17.1	-345.000		345.000		-365.387	48.582	-365.387	48.582	-0.133
	18.7	14.9	-345.000		345.000		-456.748	43.191	-456.748	43.191	-0.095
	16.0	12.8	-345.000		345.000		-548.108	37.605	-548.108	37.605	-0.069
	13.3	10.7	-345.000		345.000		-639.469	31.825	-639.469	31.825	-0.050
	10.7	8.5	-345.000		345.000		-730.830	25.849	-730.830	25.849	-0.035
	8.0	6.4	-345.000		345.000		-822.190	19.679	-822.190	19.679	-0.024
	5.3	4.3	-345.000		345.000		-913.551	13.314	-913.551	13.314	-0.015
	2.7	2.1	-345.000		345.000		-1004.911	6.755	-1004.911	6.755	-0.007
	0.0	0.0		0.000		0.000	-1096.272	0.000	-1096.272	0.000	0.000

(6) 終局計算[最大せん断]



	X (mm)	a=0.8X (mm)	fyd' (N/mm ²)	s' (N/mm ²)	fyd (N/mm ²)	s (N/mm ²)	Nu (kN)	Mu (kN·m)	Nud (kN)	Mud (kN·m)	e (m)
	187.5	150.0		0.000		0.000	7522.272	0.000	7522.272	0.000	0.000
	183.8	147.0	345.000			-275.000	7282.536	13.895	7282.536	13.895	0.002
	180.0	144.0	345.000			-265.417	7138.790	23.565	7138.790	23.565	0.003
	176.2	141.0	345.000			-255.426	6994.396	32.875	6994.396	32.875	0.005
	172.5	138.0	345.000			-245.000	6849.312	41.827	6849.312	41.827	0.006
	168.8	135.0	345.000			-234.111	6703.492	50.423	6703.492	50.423	0.008
	165.0	132.0	345.000			-222.727	6556.885	58.665	6556.885	58.665	0.009
	161.2	129.0	345.000			-210.814	6409.437	66.555	6409.437	66.555	0.010
	157.5	126.0	345.000			-198.333	6261.088	74.095	6261.088	74.095	0.012
	153.8	123.0	345.000			-185.244	6111.772	81.289	6111.772	81.289	0.013
	150.0	120.0	345.000			-171.500	5961.415	88.138	5961.415	88.138	0.015
	142.8	114.3	345.000			-143.198	5670.594	100.295	5670.594	100.295	0.018
	135.7	108.5	345.000			-111.902	5375.018	111.231	5375.018	111.231	0.021
	128.5	102.8	345.000			-77.111	5073.888	120.978	5073.888	120.978	0.024
	121.3	97.0	345.000			-38.206	4766.221	129.576	4766.221	129.576	0.027
	114.1	91.3	345.000			5.590	4450.784	137.073	4450.784	137.073	0.031
	107.0	85.6	345.000			55.261	4126.013	143.533	4126.013	143.533	0.035
	99.8	79.8	345.000			112.074	3789.896	149.036	3789.896	149.036	0.039
	92.6	74.1	345.000			177.687	3439.794	153.688	3439.794	153.688	0.045
	85.4	68.3	345.000			254.320	3072.187	157.628	3072.187	157.628	0.051
	78.3	62.6	345.000		345.000		2682.260	161.051	2682.260	161.051	0.060
	73.1	58.5	345.000		345.000		2505.395	158.494	2505.395	158.494	0.063
	67.9	54.4	345.000		345.000		2328.529	155.208	2328.529	155.208	0.067
	62.8	50.2		325.249	345.000		2120.283	149.936	2120.283	149.936	0.071
	57.6	46.1		288.551	345.000		1885.112	142.857	1885.112	142.857	0.076
	52.5	42.0		244.633	345.000		1638.470	134.589	1638.470	134.589	0.082
	47.3	37.8		191.132	345.000		1376.602	124.982	1376.602	124.982	0.091
	42.1	33.7		124.526	345.000		1093.914	113.811	1093.914	113.811	0.104
	37.0	29.6		39.331	345.000		781.689	100.729	781.689	100.729	0.129
	31.8	25.5		-73.501	345.000		425.557	85.161	425.557	85.161	0.200
	26.7	21.3		-230.019	345.000		0.000	66.087	0.000	66.087	0.000
	24.0	19.2		-337.244	345.000		-261.703	54.270	-261.703	54.270	-0.207
	21.3	17.1	-345.000		345.000		-365.387	48.582	-365.387	48.582	-0.133
	18.7	14.9	-345.000		345.000		-456.748	43.191	-456.748	43.191	-0.095
	16.0	12.8	-345.000		345.000		-548.108	37.605	-548.108	37.605	-0.069
	13.3	10.7	-345.000		345.000		-639.469	31.825	-639.469	31.825	-0.050
	10.7	8.5	-345.000		345.000		-730.830	25.849	-730.830	25.849	-0.035
	8.0	6.4	-345.000		345.000		-822.190	19.679	-822.190	19.679	-0.024
	5.3	4.3	-345.000		345.000		-913.551	13.314	-913.551	13.314	-0.015
	2.7	2.1	-345.000		345.000		-1004.911	6.755	-1004.911	6.755	-0.007
	0.0	0.0		0.000		0.000	-1096.272	0.000	-1096.272	0.000	0.000

6-5 継手部応力度照査

(1) 曲げ耐力

1) 断面形状

項 目		単位	諸元値	
断面形状	幅	b	m	1.200
	高さ	h	m	0.150
	アンカー筋有効高	db	mm	85.000
	アンカー筋有効断面積	Asb	mm ²	1548.400
せん断補強筋	断面積	Aw		-
	部材軸角度	s	°	-
	配置間隔	Ss	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	42.744	41.193	7.196
軸力	N _d '	kN	125.632	361.926	279.142
せん断力	V _d	kN	14.580	20.117	71.242

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
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	cu'	=	0.0035	

4) 安全係数

項 目		諸元値
材料係数	コンクリート c	1.00
	鉄筋 s	1.00
部材係数 b	曲げ軸力	1.00
	曲げ軸力(上限)	1.00
	せん断耐力CO	1.00
	せん断耐力(鉄筋)	1.00
構造物係数 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}'

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

・鉄筋設計引張強度(引張) : f_{yd}

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{s} = \frac{345}{1.00} = 345.0 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

・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

$$a_b = 0.8 \cdot db \cdot \frac{cu'}{cu' + f_{yd} / Es}$$

$$a_b \text{ (正曲げ位置)} = 46.278 \text{ (mm)}$$

$$a_b \text{ (負曲げ位置)} = 35.389 \text{ (mm)}$$

$$a_b \text{ (せん断位置)} = 46.278 \text{ (mm)}$$

・ヤング係数比 : n

$$n = \frac{Es}{Ec} = \frac{210000}{33000} = 6.36364$$

・圧縮縁から図心軸までの距離 : y_1

$$y_1 = \frac{b \cdot h^2 / 2 + n \cdot Asb \cdot db}{b \cdot h + n \cdot Asb}$$

$$= 75.52 \text{ (mm)}$$

作用点と引張鉄筋位置までの距離 : $e' - e$

$$e' - e = db - y_1$$

$$= 9.48 \text{ (mm)}$$

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

$$N_{OU}' = 0.85 \cdot f_{cd}' \cdot b \cdot h + A_{sb} \cdot f_{yd}$$

$$s = E_s \cdot \epsilon_{cu}' \cdot (0.8 \cdot d_b / a - 1)$$

$$N_{U}' = 0.85 \cdot f_{cd}' \cdot b \cdot a - A_{sb} \cdot s$$

$$M_U = 0.85 \cdot f_{cd}' \cdot b \cdot a \cdot (d_b - a / 2) - N_{U}' \cdot (e' - e)$$

・曲げ圧縮破壊

$$s = E_s \cdot \epsilon_{cu}' \cdot (0.8 \cdot d_b / a - 1)$$

$$N_{U}' = 0.85 \cdot f_{cd}' \cdot b \cdot a - A_{sb} \cdot s$$

$$M_U = 0.85 \cdot f_{cd}' \cdot b \cdot a \cdot (d_b - a / 2) - N_{U}' \cdot (e' - e)$$

・釣合い偏心状態

$$N_{b}' = 0.85 \cdot f_{cd}' \cdot b \cdot a_b - A_{sb} \cdot f_{yd}$$

$$M_b = 0.85 \cdot f_{cd}' \cdot b \cdot a_b \cdot (d_b - a_b / 2) - N_{b}' \cdot (e' - e)$$

・曲げ引張破壊

$$s = E_s \cdot \epsilon_{cu}'$$

$$N_{U}' = 0.85 \cdot f_{cd}' \cdot b \cdot a - A_{sb} \cdot f_{yd}$$

$$M_U = 0.85 \cdot f_{cd}' \cdot b \cdot a \cdot (d_b - a / 2) - N_{U}' \cdot (e' - e)$$

$$M_{OU} = A_{sb} \cdot f_{yd} \cdot (d_b - a / 2)$$

・中心軸引張破壊

$$-N_U = 0.85 \cdot f_{cd}' \cdot b \cdot a - A_{sb} \cdot f_{yd}$$

$$M_U = 0.85 \cdot f_{cd}' \cdot b \cdot a \cdot (d_b - a / 2) + N_U \cdot (e' - e)$$

$$N_{OU} = f_{yd} \cdot A_{sb}$$

ここで、 N_{OU}' : 軸圧縮耐力の上限値

N_{U}' : 軸圧縮耐力

N_{d}' : 釣合い偏心状態の軸圧縮耐力

N_{OU} : 軸引張耐力

M_U : 曲げ耐力

M_b : 釣合い状態の曲げ耐力

M_{OU} : 純曲げ耐力

A_c : コンクリート有効断面積

A_{sb} : アンカー筋有効断面積

f_{cd}' : コンクリートの設計圧縮強度

f_{yd} : 引張鉄筋の設計降伏強度

s : 引張鉄筋の応力度

b : 部材幅

h : 部材高

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

a_b : 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

d_b : アンカー筋有効高

(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。

$$V_{cd} = d \cdot \rho \cdot n \cdot f_{vcd} \cdot b_w \cdot db / b$$

$$f_{vcd} = 0.20^3 \cdot \sqrt{f_{cd}'} \quad (\text{N/mm}^2) \quad \text{ただし、} f_{vcd} \leq 0.72 \quad (\text{N/mm}^2)$$

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

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

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

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

- 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)
 $P_w = A_{sb} / (b_w \cdot db)$
 A_{sb} : アンカー筋の有効断面積
 b_w : 腹部の幅
 db : アンカー筋有効高
 f_{cd}' : コンクリートの設計圧縮強度で、単位は N/mm^2 である。
 b : 部材係数

M_0 : 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。

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

ここで、 c : コンクリートの応力度

$$c = \frac{N_d'}{A_c}$$

- N_d' : 設計管軸方向力
 A_c : コンクリートの全断面積
 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

$$I_c = \frac{b \cdot h^3}{12}$$

- b : 部材幅
 h : 部材高

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。

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

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、 $400\text{N}/\text{mm}^2$ 以下とする。

α : 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。

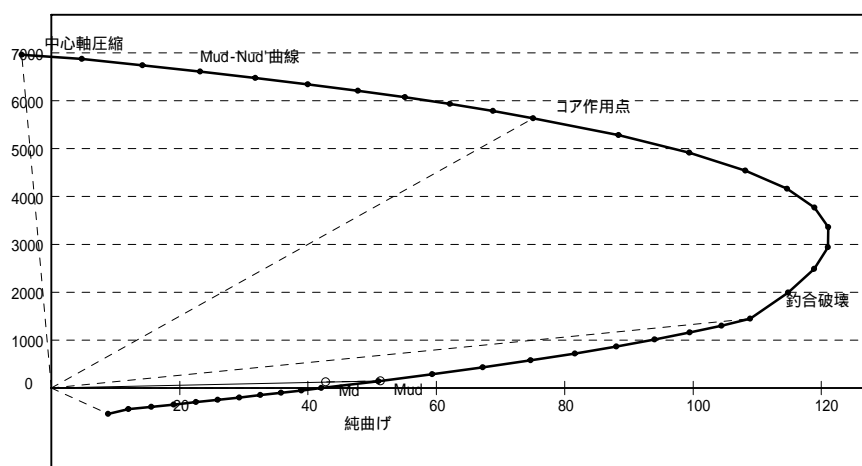
γ_b : 部材係数

(3) 継手部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	6	19
材料係数(Co)	c	-	1.00	1.00	1.00
材料係数(鉄筋)	s	-	1.00	1.00	1.00
部材係数(曲げ)	b	-	1.00	1.00	1.00
部材係数(上限)	b	-	1.00	1.00	1.00
構造物係数	i	-	1.00	1.00	1.00
断面寸法	B	m	1.200	1.200	1.200
	h	m	0.150	0.150	0.150
断面力	M _d	kN・m	42.744	-41.193	7.196
	N _d	kN	125.632	361.926	279.142
	Q _d	kN	14.580	-20.117	-71.242
アンカー筋有効高	db	mm	85	65	85
アンカー筋有効断面積	Asb	mm ²	1548.40	1548.40	1548.40
断面耐力	M _{ud}	kN・m	51.321	61.486	111.887
	N _{ud'}	kN	150.847	540.224	4340.199
安全性	i [*] M _d /M _{ud}		0.833	0.670	0.064
判定			OK	OK	OK
部材係数(Co)	bc	-	1.00	1.00	1.00
部材係数(鉄筋)	bs	-	1.00	1.00	1.00
断面積	A _w	cm ²	-	-	-
部材軸との角度	w	°	-	-	-
配置間隔	S _s	mm	-	-	-
コンクリートのせん断耐力	d	-	1.500	1.500	1.500
	p	-	1.150	1.258	1.150
	n	-	1.073	1.221	1.578
	f _{vcd}	N/mm ²	0.695	0.695	0.695
	Q _{cd}	kN	131.212	124.901	192.966
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	131.212	124.901	192.966
安全性	i [*] Q _d /Q _{yd}		0.111	0.161	0.369
判定			OK	OK	OK

(4) 終局計算[最大曲げ(正)]

(Nu')



Nou'=6960.198 kN

Md=42.744 kN·m

Mud=51.321 kN·m

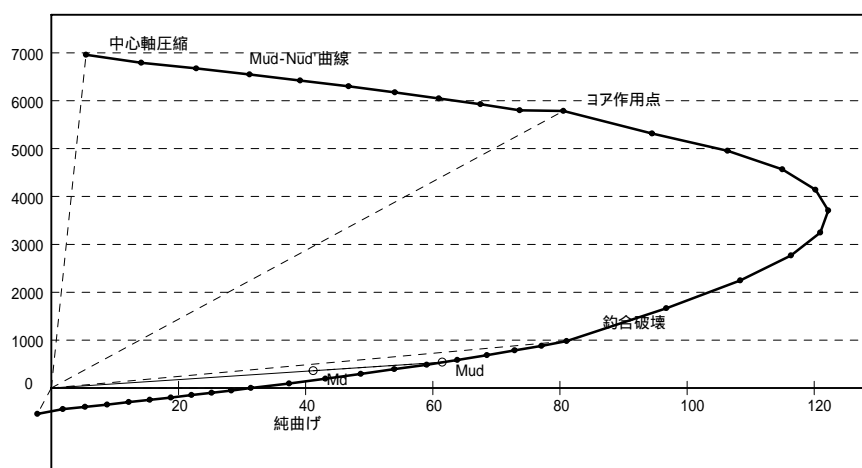
Nud=150.847 kN

e=Mud/Nud=0.340 m

	X (mm)	a=0.8X (mm)	fyd' (N/mm ²)	s' (N/mm ²)	fyd (N/mm ²)	s (N/mm ²)	Nu (kN)	Mu (kN·m)	Nud (kN)	Mud (kN·m)	e (m)
	188.8	151.0		0.000		0.000	6960.198	-4.643	6960.198	-4.643	-0.001
	184.9	147.9		0.000	-345.000		6871.699	4.770	6871.699	4.770	0.001
	181.0	144.8		0.000	-345.000		6738.733	14.193	6738.733	14.193	0.002
	177.2	141.7		0.000	-345.000		6605.766	23.203	6605.766	23.203	0.004
	173.3	138.6		0.000	-345.000		6472.799	31.800	6472.799	31.800	0.005
	169.4	135.5		0.000	-345.000		6339.832	39.984	6339.832	39.984	0.006
	165.5	132.4		0.000	-345.000		6206.865	47.756	6206.865	47.756	0.008
	161.6	129.3		0.000	-345.000		6073.898	55.115	6073.898	55.115	0.009
	157.8	126.2		0.000		-338.986	5931.619	62.149	5931.619	62.149	0.010
	153.9	123.1		0.000		-329.001	5783.192	68.829	5783.192	68.829	0.012
	150.0	120.0		0.000		-318.500	5633.965	75.104	5633.965	75.104	0.013
	140.8	112.6		0.000		-291.237	5275.926	88.389	5275.926	88.389	0.017
	131.6	105.3		0.000		-260.156	4911.973	99.401	4911.973	99.401	0.020
	122.4	97.9		0.000		-224.392	4540.771	108.153	4540.771	108.153	0.024
	113.1	90.5		0.000		-182.803	4160.548	114.663	4160.548	114.663	0.028
	103.9	83.1		0.000		-133.837	3768.904	118.952	3768.904	118.952	0.032
	94.7	75.8		0.000		-75.343	3362.505	121.053	3362.505	121.053	0.036
	85.5	68.4		0.000		-4.239	2936.582	121.011	2936.582	121.011	0.041
	76.3	61.0		0.000		84.046	2484.055	118.893	2484.055	118.893	0.048
	67.1	53.7		0.000		196.594	1993.960	114.803	1993.960	114.803	0.058
	57.8	46.3		0.000	345.000		1448.342	108.910	1448.342	108.910	0.075
	53.6	42.9		0.000	345.000		1303.509	104.430	1303.509	104.430	0.080
	49.4	39.5		0.000	345.000		1158.677	99.461	1158.677	99.461	0.086
	45.2	36.1		0.000	345.000		1013.844	94.002	1013.844	94.002	0.093
	40.9	32.8		0.000	345.000		869.012	88.053	869.012	88.053	0.101
	36.7	29.4		0.000	345.000		724.179	81.614	724.179	81.614	0.113
	32.5	26.0		0.000	345.000		579.347	74.686	579.347	74.686	0.129
	28.3	22.6		0.000	345.000		434.514	67.268	434.514	67.268	0.155
	24.0	19.2		0.000	345.000		289.682	59.361	289.682	59.361	0.205
	19.8	15.9		0.000	345.000		144.849	50.964	144.849	50.964	0.352
	15.6	12.5		0.000	345.000		0.000	42.077	0.000	42.077	0.000
	14.2	11.3		0.000	345.000		-48.958	38.961	-48.958	38.961	-0.796
	12.7	10.2		0.000	345.000		-97.933	35.790	-97.933	35.790	-0.365
	11.3	9.0		0.000	345.000		-146.907	32.562	-146.907	32.562	-0.222
	9.9	7.9		0.000	345.000		-195.882	29.278	-195.882	29.278	-0.149
	8.4	6.8		0.000	345.000		-244.857	25.938	-244.857	25.938	-0.106
	7.0	5.6		0.000	345.000		-293.831	22.543	-293.831	22.543	-0.077
	5.6	4.5		0.000	345.000		-342.806	19.091	-342.806	19.091	-0.056
	4.2	3.3		0.000	345.000		-391.780	15.583	-391.780	15.583	-0.040
	2.7	2.2		0.000	345.000		-440.755	12.020	-440.755	12.020	-0.027
	1.3	1.0		0.000		0.000	-534.198	8.821	-534.198	8.821	-0.017

(5) 終局計算[最大曲げ(負)]

(Nu')



Nou'=6960.198 kN

Md=41.193 kN·m

Mud=61.486 kN·m

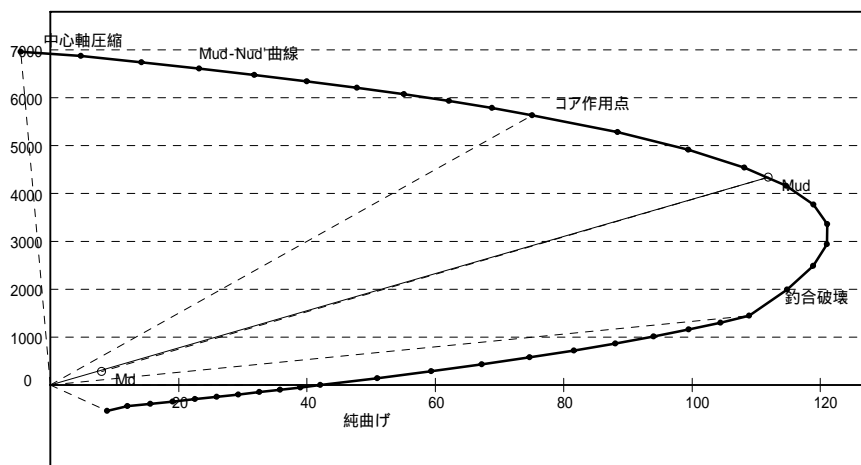
Nud=540.224 kN

e=Mud/Nud=0.114 m

	X (mm)	a=0.8X (mm)	fyd' (N/mm ²)	s' (N/mm ²)	fyd (N/mm ²)	s (N/mm ²)	Nu (kN)	Mu (kN·m)	Nud (kN)	Mud (kN·m)	e (m)
	186.2	149.0		0.000		0.000	6960.198	5.486	6960.198	5.486	0.001
	182.6	146.1		0.000	-345.000		6791.657	14.126	6791.657	14.126	0.002
	179.0	143.2		0.000	-345.000		6667.583	22.828	6667.583	22.828	0.003
	175.3	140.3		0.000	-345.000		6543.510	31.171	6543.510	31.171	0.005
	171.7	137.4		0.000	-345.000		6419.437	39.154	6419.437	39.154	0.006
	168.1	134.5		0.000	-345.000		6295.364	46.778	6295.364	46.778	0.007
	164.5	131.6		0.000	-345.000		6171.291	54.043	6171.291	54.043	0.009
	160.9	128.7		0.000	-345.000		6047.218	60.949	6047.218	60.949	0.010
	157.2	125.8		0.000	-345.000		5923.144	67.495	5923.144	67.495	0.011
	153.6	122.9		0.000	-345.000		5799.071	73.681	5799.071	73.681	0.013
	150.0	120.0		0.000	-345.000		5785.709	80.558	5785.709	80.558	0.014
	139.4	111.5		0.000	-345.000		5312.524	94.475	5312.524	94.475	0.018
	128.8	103.1		0.000	-345.000		4950.050	106.374	4950.050	106.374	0.021
	118.3	94.6		0.000		-331.054	4565.982	115.001	4565.982	115.001	0.025
	107.7	86.2		0.000		-291.384	4142.083	120.184	4142.083	120.184	0.029
	97.1	77.7		0.000		-243.073	3704.804	122.173	3704.804	122.173	0.033
	86.5	69.2		0.000		-182.954	3249.242	120.922	3249.242	120.922	0.037
	76.0	60.8		0.000		-106.094	2767.758	116.358	2767.758	116.358	0.042
	65.4	52.3		0.000		-4.371	2247.776	108.362	2247.776	108.362	0.048
	54.8	43.9		0.000		136.608	1667.011	96.723	1667.011	96.723	0.058
	44.2	35.4		0.000	345.000		981.862	81.027	981.862	81.027	0.083
	41.4	33.1		0.000	345.000		883.677	77.076	883.677	77.076	0.087
	38.5	30.8		0.000	345.000		785.493	72.901	785.493	72.901	0.093
	35.6	28.5		0.000	345.000		687.308	68.500	687.308	68.500	0.100
	32.8	26.2		0.000	345.000		589.124	63.874	589.124	63.874	0.108
	29.9	23.9		0.000	345.000		490.939	59.023	490.939	59.023	0.120
	27.0	21.6		0.000	345.000		392.755	53.947	392.755	53.947	0.137
	24.2	19.3		0.000	345.000		294.570	48.646	294.570	48.646	0.165
	21.3	17.1		0.000	345.000		196.386	43.120	196.386	43.120	0.220
	18.5	14.8		0.000	345.000		98.201	37.369	98.201	37.369	0.381
	15.6	12.5		0.000	345.000		0.000	31.393	0.000	31.393	0.000
	14.2	11.3		0.000	345.000		-48.958	28.328	-48.958	28.328	-0.579
	12.7	10.2		0.000	345.000		-97.933	25.207	-97.933	25.207	-0.257
	11.3	9.0		0.000	345.000		-146.907	22.030	-146.907	22.030	-0.150
	9.9	7.9		0.000	345.000		-195.882	18.798	-195.882	18.798	-0.096
	8.4	6.8		0.000	345.000		-244.857	15.509	-244.857	15.509	-0.063
	7.0	5.6		0.000	345.000		-293.831	12.164	-293.831	12.164	-0.041
	5.6	4.5		0.000	345.000		-342.806	8.763	-342.806	8.763	-0.026
	4.2	3.3		0.000	345.000		-391.780	5.306	-391.780	5.306	-0.014
	2.7	2.2		0.000	345.000		-440.755	1.793	-440.755	1.793	-0.004
	1.3	1.0		0.000		0.000	-534.198	-2.197	-534.198	-2.197	0.004

(6) 終局計算[最大せん断]

(Nu')



Nou'=6960.198 kN

Md=7.995 kN·m

Mud=111.887 kN·m

Nud=4340.199 kN

e=Mud/Nud=0.026 m

	X (mm)	a=0.8X (mm)	fyd' (N/mm ²)	s' (N/mm ²)	fyd (N/mm ²)	s (N/mm ²)	Nu (kN)	Mu (kN·m)	Nud (kN)	Mud (kN·m)	e (m)
	188.8	151.0		0.000		0.000	6960.198	-4.643	6960.198	-4.643	-0.001
	184.9	147.9		0.000	-345.000		6871.699	4.770	6871.699	4.770	0.001
	181.0	144.8		0.000	-345.000		6738.733	14.193	6738.733	14.193	0.002
	177.2	141.7		0.000	-345.000		6605.766	23.203	6605.766	23.203	0.004
	173.3	138.6		0.000	-345.000		6472.799	31.800	6472.799	31.800	0.005
	169.4	135.5		0.000	-345.000		6339.832	39.984	6339.832	39.984	0.006
	165.5	132.4		0.000	-345.000		6206.865	47.756	6206.865	47.756	0.008
	161.6	129.3		0.000	-345.000		6073.898	55.115	6073.898	55.115	0.009
	157.8	126.2		0.000		-338.986	5931.619	62.149	5931.619	62.149	0.010
	153.9	123.1		0.000		-329.001	5783.192	68.829	5783.192	68.829	0.012
	150.0	120.0		0.000		-318.500	5633.965	75.104	5633.965	75.104	0.013
	140.8	112.6		0.000		-291.237	5275.926	88.389	5275.926	88.389	0.017
	131.6	105.3		0.000		-260.156	4911.973	99.401	4911.973	99.401	0.020
	122.4	97.9		0.000		-224.392	4540.771	108.153	4540.771	108.153	0.024
	113.1	90.5		0.000		-182.803	4160.548	114.663	4160.548	114.663	0.028
	103.9	83.1		0.000		-133.837	3768.904	118.952	3768.904	118.952	0.032
	94.7	75.8		0.000		-75.343	3362.505	121.053	3362.505	121.053	0.036
	85.5	68.4		0.000		-4.239	2936.582	121.011	2936.582	121.011	0.041
	76.3	61.0		0.000		84.046	2484.055	118.893	2484.055	118.893	0.048
	67.1	53.7		0.000		196.594	1993.960	114.803	1993.960	114.803	0.058
	57.8	46.3		0.000	345.000		1448.342	108.910	1448.342	108.910	0.075
	53.6	42.9		0.000	345.000		1303.509	104.430	1303.509	104.430	0.080
	49.4	39.5		0.000	345.000		1158.677	99.461	1158.677	99.461	0.086
	45.2	36.1		0.000	345.000		1013.844	94.002	1013.844	94.002	0.093
	40.9	32.8		0.000	345.000		869.012	88.053	869.012	88.053	0.101
	36.7	29.4		0.000	345.000		724.179	81.614	724.179	81.614	0.113
	32.5	26.0		0.000	345.000		579.347	74.686	579.347	74.686	0.129
	28.3	22.6		0.000	345.000		434.514	67.268	434.514	67.268	0.155
	24.0	19.2		0.000	345.000		289.682	59.361	289.682	59.361	0.205
	19.8	15.9		0.000	345.000		144.849	50.964	144.849	50.964	0.352
	15.6	12.5		0.000	345.000		0.000	42.077	0.000	42.077	0.000
	14.2	11.3		0.000	345.000		-48.958	38.961	-48.958	38.961	-0.796
	12.7	10.2		0.000	345.000		-97.933	35.790	-97.933	35.790	-0.365
	11.3	9.0		0.000	345.000		-146.907	32.562	-146.907	32.562	-0.222
	9.9	7.9		0.000	345.000		-195.882	29.278	-195.882	29.278	-0.149
	8.4	6.8		0.000	345.000		-244.857	25.938	-244.857	25.938	-0.106
	7.0	5.6		0.000	345.000		-293.831	22.543	-293.831	22.543	-0.077
	5.6	4.5		0.000	345.000		-342.806	19.091	-342.806	19.091	-0.056
	4.2	3.3		0.000	345.000		-391.780	15.583	-391.780	15.583	-0.040
	2.7	2.2		0.000	345.000		-440.755	12.020	-440.755	12.020	-0.027
	1.3	1.0		0.000		0.000	-534.198	8.821	-534.198	8.821	-0.017

6-6 継手の検討

(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 $M_0 = (1 - \quad) \times M \times B$ (N・mm/Ring)

：モーメント割増率25%

・最大曲げモーメント位置軸力 N_0 (N/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 (mm)

$$e = M_0 / N_0 = 42744000 / 125632 = 340.23(\text{mm})$$

・軸断面のコア k_i (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。

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。

$$x^3 + 3ax^2 + 6 \cdot n/B \cdot \text{Asb}(a + db) \cdot x - 6n/B \cdot \text{Asb} \cdot db(a + db) = 0$$

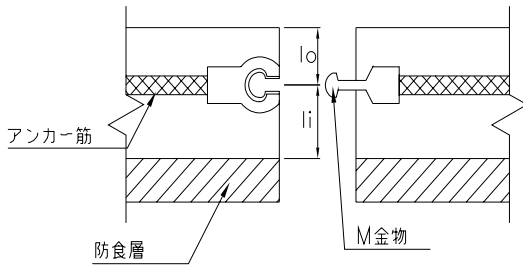
$$\text{Asb} = \text{セグメント継手アンカー鉄筋断面積}(\text{mm}^2)$$

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

$$a = e - h/2$$

$$h = \text{防食層含まない桁高(応力照査時)}$$

(2) 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	44.36

図- 6.6.1 継手の概要

M金物の有効断面積

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

材質FCD500($f_{sy} = 500\text{N/mm}^2$)

$$\text{金物数} = mb = 2$$

$$\text{断面力 } M = 42.744 \quad (\text{kN}\cdot\text{m}/\text{m})$$

$$N = 125.632 \quad (\text{kN}/\text{m})$$

1リング当りの金物に作用する引張力 P_{b1} (N/Ring)

$$\begin{aligned} P_{b1} &= (M - x_1 \cdot N)B/lo \\ &= (42744 - 0.04436 \times 125632.0) \times 1.20 / 0.085 \\ &= 524766.557 \end{aligned}$$

金物に発生する応力度 b_1

$$\begin{aligned} b_1 &= P_{b1} / mb \cdot A_M \\ &= 524766.557 / (2 \times 925) \\ &= 283.66 \quad 500 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{OK} \end{aligned}$$

(3) アンカー筋の検討

アンカー筋の有効断面積

$$A_{sb} = 1548.4 \text{ mm}^2 : \text{材質SD345 (} f_{ty} = 490 \text{ N/mm}^2 \text{)}$$

$$\text{断面力 } M = 42.744 \quad (\text{kN}\cdot\text{m/m})$$

$$N = 125.632 \quad (\text{kN/m})$$

1リング当りのアンカー筋に作用する引張力 P_{u1} (N/Ring)

$$\begin{aligned} P_{u1} &= (M - x_1 \cdot N)B/u_o \\ &= (42744 - 0.04436 \times 125632.0) \times 1.20 / 0.085 \\ &= 524766.557 \end{aligned}$$

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}

$$\begin{aligned} \sigma_{u1} &= P_{u1} / A_{sb} \\ &= 524766.557 / 1548.4 \\ &= 338.91 \quad 490 \text{ (N/mm}^2 \text{)} \quad \text{OK} \end{aligned}$$

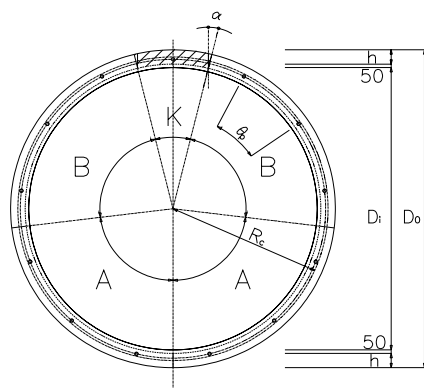
検討結果

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	引張強度
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2地震動	弾性ワッシャー	無
設計応答速度: Sv	0.382 (m/sec)	躯体接続の検討	無

2. 部材条件

(1) セグメント仕様



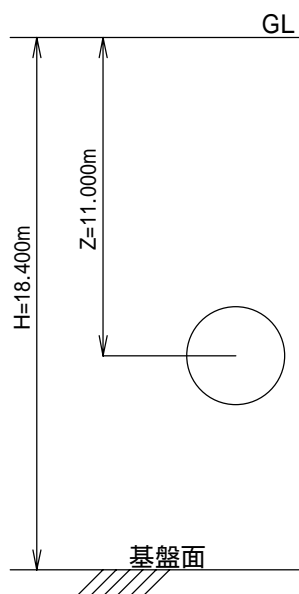
項目		単位	諸元値
セグメント外径	D_0	m	3.400
セグメント内径(防食層外)	D_i	m	3.100
セグメント内径(防食層内)	D_i'	m	3.000
セグメント厚	h	m	0.150
セグメント厚(防食層含む)	h'	m	0.200
セグメント幅	B	m	1.20
セグメント図心半径(防食層外)	R_c	m	1.6250
セグメント図心半径(防食層内)	R_c'	m	1.6000

(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)	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

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 $4 \cdot Hi/Vsi$ (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	0.382
表層地盤の換算単位体積重量	γ_{eq}	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	$(EI)^{C_{eq}}$	$\text{kN} \cdot \text{m}^2$	85272000
等価引張曲げ剛性	$(EI)^{T_{eq}}$	$\text{kN} \cdot \text{m}^2$	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	12205.913	583.714
鉛直面内の地震振動による軸力	P^{C_v}, P^{T_v}	kN	9154.435	437.786
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	7073.205	298.372
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	3605.805	149.335
水平面内の地震振動によるせん断力	Q^{C_h}, Q^{T_h}	kN	499.351	21.064
鉛直面内の地震振動によるせん断力	Q^{C_v}, Q^{T_v}	kN	254.561	10.543
トンネル中心軸深における地震時水平地盤変位	U_h	m	0.01714	
トンネル中心軸深における地震時鉛直地盤変位	U_v	m	0.00857	

(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	15257.392	729.643
水平面内の曲げモーメントの重畳	$M^{C_h'}, M^{T_h'}$	kN・m	5001.511	210.981
鉛直面内の曲げモーメントの重畳	$M^{C_v'}, M^{T_v'}$	kN・m	2549.689	105.596

(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	19682.036	33.564
最大曲げモーメント	$M^{C_{max}}, M^{T_{max}}$	kN・m	5001.511	210.981

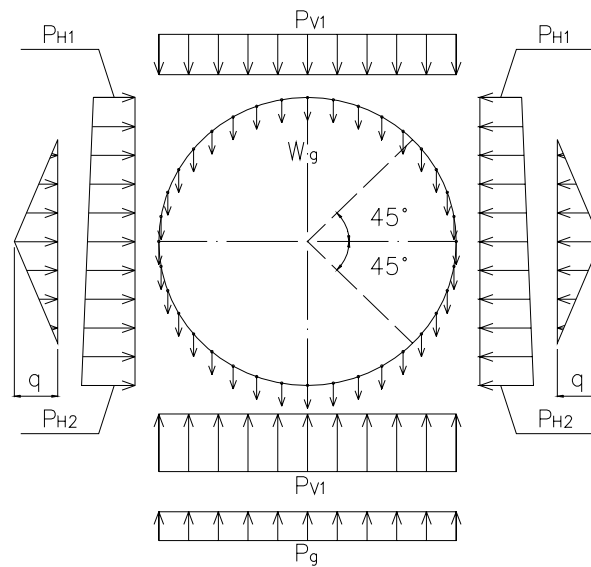
6. 応力度照査

(1) 管軸方向応力度一覧表

項 目		単 位	降伏点	引張強度	応力度	判定
ボルト引張応力度(強度6.8相当)						
軸力	B1	N/mm ²	480	600	13.447	OK
モーメント	B2	N/mm ²	480	600	72.052	OK
合成	B	N/mm ²	480	600	85.499	OK
セグメント圧縮応力度	SC	N/mm ²	42	-	17.044	OK

7. 常時断面力算定

(1) 荷重条件

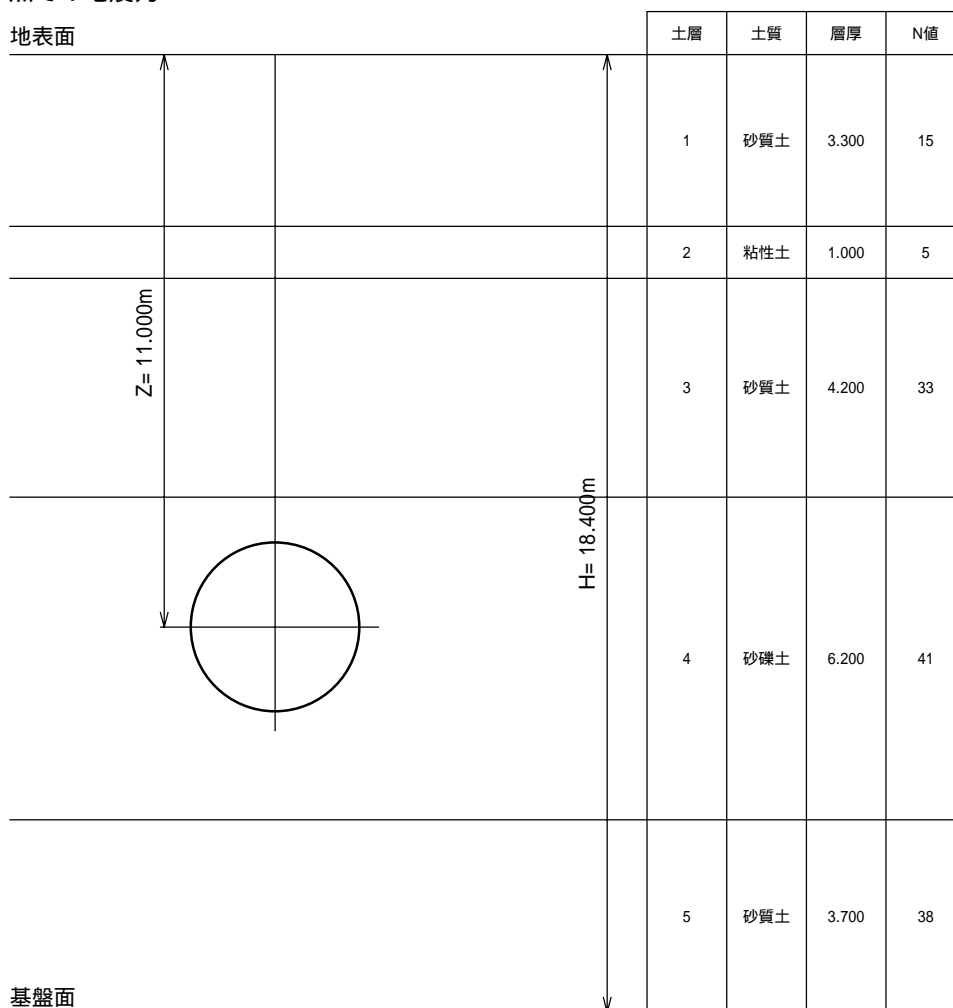


鉛直荷重	P_{V1}	kN/m^2	132.459
頂部水平荷重	P_{H1}	kN/m^2	98.844
底部水平荷重	P_{H2}	kN/m^2	143.644
セグメントの円周単位当り重量	W_g	kN/m^2	5.081
自重による下部反力荷重	P_g	kN/m^2	15.962
地盤反力	q	kN/m^2	8.320

(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 $U_{h(z)}$ (m)	相対変位 U(m)	法線方向地震変位成分 $U \cdot \sin$ (m)	接線方向地震変位成分 $U \cdot \cos$ (m)	1要素長当り地盤バネ定数 $ds \cdot K_s$ (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	0.0202	0.0064	0.000000	0.006400	36853.669	12284.556	0.0000	78.6212
2	9.4243	0.0201	0.0063	0.001094	0.006204	36853.669	12284.556	40.3173	76.2169
3	9.4965	0.0200	0.0062	0.002121	0.005826	36853.669	12284.556	78.1491	71.5710
4	9.6144	0.0198	0.0060	0.003000	0.005196	36853.669	12284.556	110.5610	63.8324
5	9.7743	0.0195	0.0057	0.003664	0.004366	36853.669	12284.556	135.0278	53.6399
6	9.9715	0.0191	0.0053	0.004060	0.003407	36853.669	12284.556	149.6272	41.8507
7	10.2000	0.0187	0.0049	0.004244	0.002450	36853.669	12284.556	156.3894	30.0972
8	10.4528	0.0182	0.0044	0.004135	0.001505	36853.669	12284.556	152.3769	18.4869
9	10.7222	0.0177	0.0039	0.003841	0.000677	36853.669	12284.556	141.5457	8.3194
10	11.0000	0.0171	0.0033	0.003300	0.000000	36853.669	12284.556	121.6171	0.0000
11	11.2778	0.0166	0.0028	0.002757	-0.000486	36853.669	12284.556	101.6226	-5.9729
12	11.5472	0.0160	0.0022	0.002067	-0.000752	36853.669	12284.556	76.1885	-9.2434
13	11.8000	0.0155	0.0017	0.001472	-0.000850	36853.669	12284.556	54.2576	-10.4419
14	12.0285	0.0150	0.0012	0.000919	-0.000771	36853.669	12284.556	33.8779	-9.4756
15	12.2257	0.0146	0.0008	0.000514	-0.000613	36853.669	12284.556	18.9513	-7.5284
16	12.3856	0.0143	0.0005	0.000250	-0.000433	36853.669	12284.556	9.2134	-5.3194
17	12.5035	0.0140	0.0002	0.000068	-0.000188	36853.669	12284.556	2.5209	-2.3087
18	12.5757	0.0138	0.0000	0.000000	0.000000	36853.669	12284.556	0.0000	0.0000
19	12.6000	0.0138	0.0000	0.000000	0.000000	36853.669	12284.556	0.0000	0.0000
20	12.5757	0.0138	0.0000	0.000000	0.000000	36853.669	12284.556	0.0000	0.0000
21	12.5035	0.0140	0.0002	-0.000068	-0.000188	36853.669	12284.556	-2.5209	-2.3087
22	12.3856	0.0143	0.0005	-0.000250	-0.000433	36853.669	12284.556	-9.2134	-5.3194
23	12.2257	0.0146	0.0008	-0.000514	-0.000613	36853.669	12284.556	-18.9513	-7.5284
24	12.0285	0.0150	0.0012	-0.000919	-0.000771	36853.669	12284.556	-33.8779	-9.4756
25	11.8000	0.0155	0.0017	-0.001472	-0.000850	36853.669	12284.556	-54.2576	-10.4419
26	11.5472	0.0160	0.0022	-0.002067	-0.000752	36853.669	12284.556	-76.1885	-9.2434
27	11.2778	0.0166	0.0028	-0.002757	-0.000486	36853.669	12284.556	-101.6226	-5.9729
28	11.0000	0.0171	0.0033	-0.003300	0.000000	36853.669	12284.556	-121.6171	0.0000
29	10.7222	0.0177	0.0039	-0.003841	0.000677	36853.669	12284.556	-141.5457	8.3194
30	10.4528	0.0182	0.0044	-0.004135	0.001505	36853.669	12284.556	-152.3769	18.4869
31	10.2000	0.0187	0.0049	-0.004244	0.002450	36853.669	12284.556	-156.3894	30.0972
32	9.9715	0.0191	0.0053	-0.004060	0.003407	36853.669	12284.556	-149.6272	41.8507
33	9.7743	0.0195	0.0057	-0.003664	0.004366	36853.669	12284.556	-135.0278	53.6399
34	9.6144	0.0198	0.0060	-0.003000	0.005196	36853.669	12284.556	-110.5610	63.8324
35	9.4965	0.0200	0.0062	-0.002121	0.005826	36853.669	12284.556	-78.1491	71.5710
36	9.4243	0.0201	0.0063	-0.001094	0.006204	36853.669	12284.556	-40.3173	76.2169

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	-53.136	200.069	36	1	11.500	-46.906	167.269
1	2	-3.319	-53.136	200.069	36	36	24.583	-46.906	167.269
2	2	-3.319	-53.562	233.227	35	36	24.583	-35.976	139.849
2	3	-18.257	-53.562	233.227	35	35	34.617	-35.976	139.849
3	3	-18.257	-47.319	263.820	34	35	34.617	-21.467	119.786
3	4	-31.455	-47.319	263.820	34	34	40.603	-21.467	119.786
4	4	-31.455	-34.565	287.762	33	34	40.603	-4.925	109.482
4	5	-41.095	-34.565	287.762	33	33	41.977	-4.925	109.482
5	5	-41.095	-16.764	301.605	32	33	41.977	11.644	110.305
5	6	-45.770	-16.764	301.605	32	32	38.730	11.644	110.305
6	6	-45.770	3.137	303.048	31	32	38.730	25.929	122.306
6	7	-44.895	3.137	303.048	31	31	31.497	25.929	122.306
7	7	-44.895	24.127	291.970	30	31	31.497	38.577	143.904
7	8	-38.166	24.127	291.970	30	30	20.738	38.577	143.904
8	8	-38.166	41.837	269.286	29	30	20.738	47.127	173.590
8	9	-26.497	41.837	269.286	29	29	7.595	47.127	173.590
9	9	-26.497	55.012	238.101	28	29	7.595	52.102	208.627
9	10	-11.154	55.012	238.101	28	28	-6.936	52.102	208.627
10	10	-11.154	59.181	202.532	27	28	-6.936	49.967	245.586
10	11	5.350	59.181	202.532	27	27	-20.872	49.967	245.586
11	11	5.350	58.185	166.992	26	27	-20.872	43.723	280.236
11	12	21.578	58.185	166.992	26	26	-33.066	43.723	280.236
12	12	21.578	48.144	136.210	25	26	-33.066	29.986	308.108
12	13	35.005	48.144	136.210	25	25	-41.429	29.986	308.108
13	13	35.005	32.621	114.296	24	25	-41.429	12.761	325.882
13	14	44.104	32.621	114.296	24	24	-44.988	12.761	325.882
14	14	44.104	12.150	104.693	23	24	-44.988	-7.324	330.911
14	15	47.493	12.150	104.693	23	23	-42.945	-7.324	330.911
15	15	47.493	-9.582	108.813	22	23	-42.945	-26.646	322.639
15	16	44.820	-9.582	108.813	22	22	-35.514	-26.646	322.639
16	16	44.820	-29.397	126.070	21	22	-35.514	-42.465	302.256
16	17	36.621	-29.397	126.070	21	21	-23.669	-42.465	302.256
17	17	36.621	-46.028	155.245	20	21	-23.669	-54.168	271.071
17	18	23.784	-46.028	155.245	20	20	-8.562	-54.168	271.071
18	18	23.784	-56.612	192.736	19	20	-8.562	-59.368	232.618
18	19	7.995	-56.612	192.736	19	19	7.995	-59.368	232.618

符号	要素	節点	M(kN・m)	N(kN)	Q(kN)
+Mmax	14	15	47.493	104.693	12.150
-Mmax	5	6	-45.770	301.605	-16.764
Qmax	19	19	7.995	232.618	-59.368

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	6	19
材料係数(Co)	c	-	1.00	1.00	1.00
材料係数(鉄筋)	s	-	1.00	1.00	1.00
部材係数(曲げ)	b	-	1.00	1.00	1.00
部材係数(上限)	b	-	1.00	1.00	1.00
構造物係数	i	-	1.00	1.00	1.00
断面寸法	B	m	1.200	1.200	1.200
	h	m	0.150	0.150	0.150
断面力	M _d	kN・m	71.240	-68.655	11.992
	N _d	kN	125.632	361.926	279.142
	Q _d	kN	14.580	-20.117	-71.242
引張側有効高	d	mm	115	115	115
引張側鉄筋量	A _s	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	A _s '	cm ²	15.8880	15.8880	15.8880
断面耐力	M _{ud}	kN・m	71.787	86.515	152.371
	N _{ud} '	kN	126.558	456.097	3546.755
安全性	i・M _d /M _{ud}		0.992	0.794	0.079
判定			OK	OK	OK
部材係数(Co)	bc	-	1.00	1.00	1.00
部材係数(鉄筋)	bs	-	1.00	1.00	1.00
断面積	A _w	cm ²	-	-	-
部材軸との角度	w	°	-	-	-
配置間隔	S _s	mm	-	-	-
コンクリートのせん断耐力	d	-	1.500	1.500	1.500
	p	-	1.048	1.048	1.048
	n	-	1.044	1.132	1.582
	f _{vcd}	N/mm ²	0.695	0.695	0.695
	Q _{cd}	kN	157.404	170.672	238.519
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	157.404	170.672	238.519
安全性	i・Q _d /Q _{yd}		0.093	0.118	0.299
判定			OK	OK	OK

(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	6	19
材料係数(Co)	c	-	1.00	1.00	1.00
材料係数(鉄筋)	s	-	1.00	1.00	1.00
部材係数(曲げ)	b	-	1.00	1.00	1.00
部材係数(上限)	b	-	1.00	1.00	1.00
構造物係数	i	-	1.00	1.00	1.00
断面寸法	B	m	1.200	1.200	1.200
	h	m	0.150	0.150	0.150
断面力	M _d	kN・m	42.744	-41.193	7.196
	N _d	kN	125.632	361.926	279.142
	Q _d	kN	14.580	-20.117	-71.242
アンカー筋有効高	db	mm	85	65	85
アンカー筋有効断面積	Asb	mm ²	1548.40	1548.40	1548.40
断面耐力	M _{ud}	kN・m	51.321	61.486	111.887
	N _{ud} '	kN	150.847	540.224	4340.199
安全性	i・M _d /M _{ud}		0.833	0.670	0.064
判定			OK	OK	OK
部材係数(Co)	bc	-	1.00	1.00	1.00
部材係数(鉄筋)	bs	-	1.00	1.00	1.00
断面積	Aw	cm ²	-	-	-
部材軸との角度	w	°	-	-	-
配置間隔	Ss	mm	-	-	-
コンクリートのせん断耐力	d	-	1.500	1.500	1.500
	p	-	1.150	1.258	1.150
	n	-	1.073	1.221	1.578
	f _{vcd}	N/mm ²	0.695	0.695	0.695
	Q _{cd}	kN	131.212	124.901	192.966
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	131.212	124.901	192.966
安全性	i・Q _d /Q _{yd}		0.111	0.161	0.369
判定			OK	OK	OK

(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 : b_1	283.66 (N/mm ²)	$f_{sy} = 500$ (N/mm ²)	OK
アンカー筋	アンカー筋に発生する 応力度 : u_1	338.91 (N/mm ²)	$f_{sy} = 490$ (N/mm ²)	OK