

# 埋設管路の耐震設計システム

Ver1.1

適用基準

- 土地改良事業計画設計基準：設計「パイプライン」(H21/3)
- 下水道施設の耐震対策指針と解説－2006年版－(H18/8)
- 水道施設耐震工法指針・解説(2009年版)

出力例

適用基準：下水道施設の耐震対策指針と解説  
管材：硬質ポリ塩化ビニル管φ200(VU)

- 入力データ印刷
- 詳細計算印刷
- 計算結果一覧表

開発・販売元

株式会社 SIP システム

本店（開発・商品管理）

〒599-8128

大阪府堺市中茶屋 77-1-401

TEL:072-237-1474 FAX:072-237-1041

大阪事務所（業務・技術サービス）

〒542-0081

大阪府大阪市中央区南船場 1-18-24-501

TEL:06-6125-2232 FAX:06-6125-2233

<http://www.sipc.co.jp>

[mail@sipc.co.jp](mailto:mail@sipc.co.jp)

## 目 次

1	表題.....	2
2	設計条件.....	2
	2.1 適用基準と重要度.....	2
	2.2 表層地盤の特性値.....	2
	2.3 水平震度.....	2
3	使用管種.....	3
4	検討項目の選択.....	3
	4.1 地震時.....	3
5	管路の諸値.....	4
	5.1 マンホールと管きよの接合部, 管きよと管きよの接合部共通.....	4
	5.2 マンホールと管きよの接合部.....	4
	5.3 管きよと管きよの接合部.....	4
	5.4 管きよの管軸方向の応力度.....	4
	5.5 地盤の液状化に伴う浮上がりの検討.....	4
	5.6 常時荷重による継手の伸縮量.....	5
	5.6.1 内圧による継手の伸縮量.....	5
	5.6.2 自動車荷重による継手の伸縮量.....	5
	5.6.3 温度変化による継手の伸縮量.....	5
	5.6.4 不同沈下による継手の伸縮量.....	5

# 1 表題

新規データ1

## 2 設計条件

### 2.1 適用基準と重要度

適用基準 下水道施設の設耐対策指針と解説 2006年版

重要度区分 重要な幹線等

設計範囲 常時の検討 しない  
レベル1地震動の検討 する  
レベル2地震動の検討 する

### 2.2 表層地盤の特性値

	層厚 (m)	土質	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> )	C (kN/m <sup>2</sup> )	$\phi$ (度)	N値	F <sub>c</sub> (%)	D <sub>50</sub> (mm)
1	0.500	砂質土	18.00	8.00	0.0	20.0	2.0	20.0	40.000
2	2.800	砂質土	17.00	7.00	0.0	24.0	5.0	20.0	40.000
3	1.900	粘性土	16.00	6.00	18.0	0.0	3.0	-----	-----
4	3.300	砂質土	17.00	7.00	0.0	27.0	10.0	30.0	50.000
5	12.200	粘性土	16.00	6.00	12.0	0.0	2.0	-----	-----
6	4.000	砂質土	17.00	7.00	0.0	28.0	12.0	35.0	45.000
Σ	24.700								

地下水位 G.L. -3.800 (m)

表層地盤のせん断弾性波速度  $V_{BS}$  140.01 (m/s)

基盤のせん断弾性波速度  $V_{BS}$  300.00 (m/s)

### 2.3 水平震度

位置 京都府 全域

地域別補正係数  $C_z$  1.00

地盤面における設計水平震度設計水平震度

レベル1地震動  $k_{hg} = 0.15 C_z$

レベル2地震動  $k_{hg} = 0.60 C_z$

### 3 使用管種

硬質ポリ塩化ビニル管 φ200 (VU)

管厚 7.0 (mm)

外径 216.0 (mm) , 内径 202.0 (mm)

管体の単重 14.0 (kN/m<sup>3</sup>)

モルタルの単重 21.0 (kN/m<sup>3</sup>)

管体のヤング係数  $3.0 \times 10^6$  (kN/m<sup>2</sup>)

管体のポアソン比 0.380

管きよの継手構造 一体構造管きよ  
可とう継手あり

管きよの有効長 4.000 (m)

管きよの土被り 1.200 (m)

### 4 検討項目の選択

#### 4.1 地震時

	単位	検討項目		許容値	
		レベル1	レベル2	レベル1	レベル2
地盤の液状化の判定		○	○	---	---
マンホールと管きよの接合部					
地震動による屈曲角	(度)	○	○	2.0	5.0
地震動による拔出量	(mm)			27.0	54.0
地盤の液状化に伴う永久ひずみによる拔出し量	(mm)		○	---	54.0
地盤の傾斜に伴う永久ひずみによる拔出し量	(mm)		○	---	54.0
地盤の硬軟急変化部通過の影響による拔出し量	(mm)		○	---	54.0
管きよと管きよの接合部					
地震動による屈曲角	(度)	○	○	2.0	5.0
地震動による拔出量	(mm)			27.0	54.0
地盤の液状化に伴う永久ひずみによる拔出し量	(mm)		○	---	54.0
地盤の液状化に伴う地盤の沈下による屈曲角	(度)		○	---	5.0
地盤の液状化に伴う地盤の沈下による拔出し量	(mm)			---	54.0
地盤の傾斜に伴う永久ひずみによる拔出し量	(mm)	○		27.0	---
地盤の硬軟急変化部通過の影響による拔出し量	(mm)	○		27.0	---
浅層不整形地盤の影響による拔出し量	(mm)	○		27.0	---
管きよの管軸方向のひずみ	(%)	○		0.11	---
管きよの管軸方向の応力度	(N/mm <sup>2</sup> )	○	○	10.8	47.0
地盤の液状化に伴う浮上がりの検討				---	---

## 5 管路の諸値

### 5.1 マンホールと管きよの接合部，管きよと管きよの接合部共通

マンホール底面の深度 2.900 (m)

地盤の傾斜に伴う永久ひずみ

レベル1地震時 ---- ， レベル2地震時 ----

地盤の硬軟急変化部通過の影響による永久ひずみ

レベル1地震時 0.50 ， レベル2地震時 ----

### 5.2 マンホールと管きよの接合部

管きよの位置 内陸部の液状化地盤 (護岸より100m以上)

地盤の液状化に伴う永久ひずみ

レベル1地震時 1.20 ， レベル2地震時 1.20

### 5.3 管きよと管きよの接合部

管きよの位置 内陸部の液状化地盤 (護岸より100m以上)

地盤の液状化に伴う永久ひずみ

レベル1地震時 1.20 ， レベル2地震時 1.20

マンホールスパン 20.000 (m)

マンホールスパンの管きよ本数 5 (本)

### 5.4 管きよの管軸方向の応力度

重畳係数 3.12

管路の可とう継手間の長さ 4.000 (m)

管きよと地盤の摩擦力 10.00

管体の降伏ひずみ 1.500 (%)

地盤の剛性係数に対する係数 C1 1.50

C2 3.00

### 5.5 地盤の液状化に伴う浮上がりの検討

管周辺の土砂の飽和体積重量 ----- (kN/m<sup>3</sup>)

## 5.6 常時荷重による継手の伸縮量

### 5.6.1 内圧による継手の伸縮量

内 圧 ----- (kN/m<sup>2</sup>)

### 5.6.2 自動車荷重による継手の伸縮量

自動車荷重：-----

鉛直方向地盤反力係数 ----- (kN/m<sup>2</sup>)

### 5.6.3 温度変化による継手の伸縮量

線膨張係数 -----

温度変化 ----- (°C)

### 5.6.4 不同沈下による継手の伸縮量

軟弱地盤区間 ----- (m)

軟弱地盤区間中央における沈下量 ----- (m)

## 目 次

1	設計条件	3
1.1	準拠指針	3
1.2	使用管種	3
1.3	管きよの諸値	3
1.4	地盤条件	3
2	設計水平震度	4
2.1	計算式	4
2.2	耐震設計上の地盤種別	4
2.3	地域区分	5
2.4	設計水平震度	5
3	地震動の最大変位振幅	6
4	地盤振動の波長	7
5	地盤の液状化の判定	8
5.1	計算式	8
5.2	全上載圧	9
5.3	有効上載圧	9
5.4	タイプⅠ地震動	10
5.4.1	繰り返し三軸強度比	10
5.4.2	地震時せん断応力比	10
5.4.3	液状化に対する低効率	10
5.5	タイプⅡ地震動	11
5.5.1	繰り返し三軸強度比	11
5.5.2	地震時せん断応力比	11
5.5.3	液状化に対する低効率	11
6	マンホールと管きよの接続部の検討	12
6.1	地震動による屈曲角および拔出し量	12
6.1.1	計算式	12
6.1.2	レベル1地震動	12
6.1.3	レベル2地震動	13
6.2	地盤の液状化に伴う永久ひずみによる拔出し量	14
6.3	地盤の傾斜に伴う永久ひずみによる拔出し量	14
6.4	地盤の硬軟急変化部通過の影響による拔出し量	15
7	管きよ継手部の検討	16
7.1	地震動による屈曲角および抜き出し量	16
7.1.1	計算式	16
7.1.2	レベル1地震動	16
7.2	地盤の液状化に伴う永久ひずみによる拔出し量	17
7.3	液状化に伴う地盤の沈下による屈曲角と拔出し量	17
7.3.1	計算式	17
7.3.2	レベル2地震動	18
7.4	地盤の傾斜に伴う永久ひずみによる拔出し量	18

7.5	地盤の硬軟急変化部通過の影響による拔出し量.....	19
7.6	浅層不整形地盤の影響による拔出し量.....	19
7.6.1	計算式.....	19
7.6.2	レベル2地震動.....	20
8	管きよの管軸方向の検討.....	21
8.1	管きよの軸方向ひずみ.....	21
8.1.1	計算式.....	21
8.1.2	レベル1地震動.....	23
8.2	管きよの軸方向応力度.....	24
8.2.1	計算式.....	24
8.2.2	地盤変位の伝達係数.....	25
8.2.3	管きよの応力補正係数.....	26
8.2.4	レベル1地震動.....	29
8.2.5	レベル2地震動.....	29

# 1 設計条件

## 1.1 準拠指針

下水道施設の設耐対策指針と解説 — 2006年版 —  
社団法人 日本下水道協会

## 1.2 使用管種

硬質ポリ塩化ビニル管  $\phi$  200 (VU)  
外径  $D_e=216.0$  (mm) , 管厚  $T=7.0$  (mm)

## 1.3 管きよの諸値

管きよの重要度 重要な幹線等  
管きよの継手構造 一体構造管きよ (可とう継手あり)

管体の単重 14.0 (kN/m<sup>3</sup>)  
モルタルの単重 21.0 (kN/m<sup>3</sup>)  
管体のヤング係数  $3.00 \times 10^6$  (kN/m<sup>2</sup>)  
管体のポアソン比 0.380  
管きよの有効長 4.000 (m)  
管きよの土被り 1.200 (m)

## 1.4 地盤条件

	層厚 (m)	土質	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> )	C (kN/m <sup>2</sup> )	$\phi$ (度)	N値	$F_c$ (%)	$D_{50}$ (mm)
1	0.500	砂質土	18.00	8.00	0.0	20.0	2.0	20.0	40.000
2	2.800	砂質土	17.00	7.00	0.0	24.0	5.0	20.0	40.000
3	1.900	粘性土	16.00	6.00	18.0	0.0	3.0		
4	3.300	砂質土	17.00	7.00	0.0	27.0	10.0	30.0	50.000
5	12.200	粘性土	16.00	6.00	12.0	0.0	2.0		
6	4.000	砂質土	17.00	7.00	0.0	28.0	12.0	35.0	45.000
$\Sigma$	24.700								

地下水位 G. L. - 3.800 (m)  
表層地盤のせん断弾性波速度  $V_{bs}$  140.01 (m/s)  
基盤のせん断弾性波速度  $V_{bs}$  300.00 (m/s)

## 2 設計水平震度

### 2.1 計算式

地盤面における設計水平震度は式(1)により求める。

$$k_{hg} = C_z \cdot k_{h0} \quad \dots\dots\dots (1)$$

ここで、 $k_{hg}$ : 地盤面における設計水平震度  
 $k_{h0}$ : 設計水平震度の標準値(表1参照)  
 $C_z$ : 地域別補正係数(表2参照)

表1 設計水平震度の標準値

地震動	地盤種別	設計水平震度の標準値 $k_{h0}$
レベル1		0.15
レベル2	I種地盤	0.8
	II種地盤	0.7
	III種地盤	0.6

表2 地域別補正係数

地域区分	地域別補正係数 $C_z$
A区分	1.0
B区分	0.85
C区分	0.7

### 2.2 耐震設計上の地盤種別

耐震設計上の地盤種別は地盤の特性値 $T_g$ より表3により求める。なお、地盤の特性値は式(2), (3)により求める。

$$T_g = 4 \cdot \sum \frac{H_i}{V_{si}} \quad \dots\dots\dots (2)$$

$$V_{si} = \begin{cases} 100 \cdot N_i^{1/3} & (1 \leq N_i \leq 25) \quad (\text{粘性土層の場合}) \\ 80 \cdot N_i^{1/3} & (1 \leq N_i \leq 50) \quad (\text{砂質土層の場合}) \end{cases} \quad \dots\dots\dots (3)$$

ここで、 $T_g$ : 地盤の特性値 (sec)  
 $H_i$ :  $i$ 番目の土層の厚さ (m)  
 $V_{si}$ :  $i$ 番目の土層の平均せん断弾性波速度 (m/s)  
 $N_i$ :  $i$ 番目の土層の平均N値

表3 耐震設計上の地盤種別

地盤種別	地盤の特性値 $T_g$ (s)
I種	$T_g < 0.2$
II種	$0.2 \leq T_g < 0.6$
III種	$0.6 \leq T_g$

	層厚 H <sub>i</sub> (m)	土の種類	平均N値 N <sub>i</sub>	V <sub>si</sub> (m/sec)		H <sub>i</sub> /V <sub>si</sub> (sec)
1	0.500	砂質土	2.0	80 × 2.0 <sup>1/3</sup> =	100.79	0.005
2	2.800	砂質土	5.0	80 × 5.0 <sup>1/3</sup> =	136.80	0.020
3	1.900	粘性土	3.0	100 × 3.0 <sup>1/3</sup> =	144.22	0.013
4	3.300	砂質土	10.0	80 × 10.0 <sup>1/3</sup> =	172.35	0.019
5	12.200	粘性土	2.0	100 × 2.0 <sup>1/3</sup> =	125.99	0.097
6	4.000	砂質土	12.0	80 × 12.0 <sup>1/3</sup> =	183.15	0.022
	24.700					0.176

$$T_G = 4 \cdot \sum \frac{H_i}{V_{si}} = 4 \times 0.176 = 0.706 \text{ (sec)}$$

よって、 $0.6 \leq T_G$  (sec) であるから III種地盤

設計水平震度の標準値

レベル1地震動  $k_{h0} = 0.15$

レベル2地震動  $k_{h0} = 0.60$

## 2.3 地域区分

位置 京都府 全域 (A地域)

地域別補正係数  $C_z = 1.00$

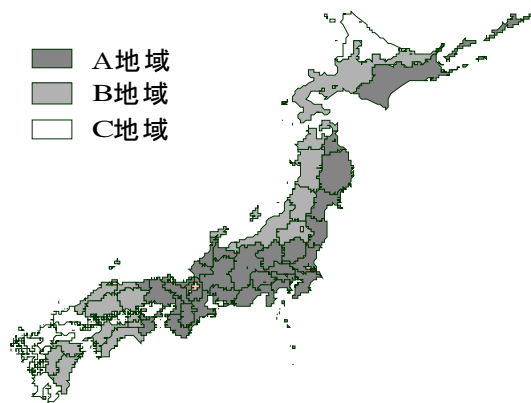


図2.1 地域区分

## 2.4 設計水平震度

地盤面における設計水平震度

レベル1地震動  $k_{hg} = C_z \cdot k_{h0} = 1.00 \times 0.15 = 0.15$

レベル2地震動  $k_{hg} = C_z \cdot k_{h0} = 1.00 \times 0.60 = 0.60$

### 3 地震動の最大変位振幅

任意の深さ $z$ における地震動の最大変位振幅は式(4), (5)で求める。

$$U_h(z) = \frac{2}{\pi^2} \cdot S_v \cdot T_s \cdot \cos\left(\frac{\pi \cdot z}{2H}\right) \quad \dots\dots\dots (4)$$

$$T_s = 1.25T_G = 1.25 \times 0.706 = 0.882 \text{ (sec)} \quad \dots\dots\dots (5)$$

- ここで、 $U_h(z)$ : 深さ $z$ における最大変位振幅 (m)  
 $z$ : 地表面からの深さ (m)  
 $H$ : 地表面から基盤層までの深さ (m)  
 $S_v$ : 設計応答速度 (m/s)  
 図3. 1, 3. 2参照, 地域区分は図2. 1より求める。  
 $T_s$ : 表層地盤の固有周期 (s)  
 $T_G$ : 地盤の特性値(式(2)で求める。) (s)

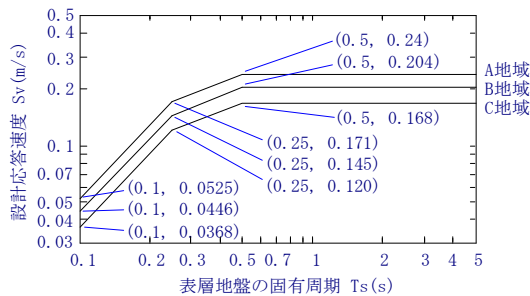


図3.1 設計応答速度(レベル1)

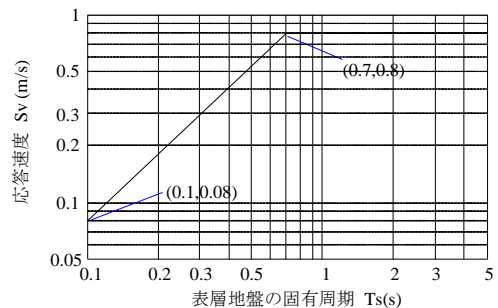


図3.2 設計応答速度(レベル2)

設計応答速度

$T_s = 0.882 \text{ (s)}$ , A地域 より、

$$S_v = \begin{cases} 0.2400 & \text{レベル1地震動} \\ 0.8000 & \text{レベル2地震動} \end{cases}$$

地震動の最大変位振幅

$$U_h(z) = \begin{cases} \frac{2}{\pi^2} \times 0.2400 \times 0.882 \times \cos\left(\frac{\pi \times z}{2 \times 24.700}\right) & \text{(レベル1地震動)} \\ \frac{2}{\pi^2} \times 0.8000 \times 0.882 \times \cos\left(\frac{\pi \times z}{2 \times 24.700}\right) & \text{(レベル2地震動)} \end{cases}$$

## 4 地盤振動の波長

地盤振動の波長は式(6)～(8)で求める。

$$L = \frac{2L_1 \cdot L_2}{L_1 + L_2} \quad \dots\dots\dots (6)$$

$$L_1 = T_s \cdot V_{DS} \quad \dots\dots\dots (7)$$

$$L_2 = T_s \cdot V_{BS} \quad \dots\dots\dots (8)$$

ここで、L: 地盤振動の波長 (m)

$V_{DS}$ : 表層地盤のせん断弾性波速度 140.01 (m/s)

$V_{BS}$ : 基盤のせん断弾性波速度 300.00 (m/s)

H: 表層地盤の厚さ 24.700 (m)

$T_s$ : 表層地盤の固有周期

$$T_s = 1.25T_0 = 1.25 \times 0.706 = 0.882 \text{ (s)}$$

$$L_1 = 0.882 \times 140.01 = 123.50 \text{ (m)}$$

$$L_2 = 0.882 \times 300.00 = 264.63 \text{ (m)}$$

地盤振動の波長

$$L = \frac{2 \times 123.50 \times 264.63}{123.50 + 264.63} = 168.41 \text{ (m)}$$



- N: 標準貫入試験から得られるN値  
 $N_i$ : 有効上載圧 100kN/m<sup>2</sup>相当に換算したN値  
 $N_a$ : 粒度の影響を考慮した補正N値  
 $c_1, c_2$ : 細粒分含有率によるN値の補正係数  
FC: 細粒分含有率 (%)  
(粒径75 $\mu$ m以下の土粒子の通過質量百分率)  
 $D_{50}$ : 平均粒径 (mm)

## 5.2 全上載圧

	地表面からの深さ (m)	全上載圧 $\sigma_v$ (kN/m <sup>2</sup> )	
1	0.250	18.00×0.250	4.50
2	1.900	4.50+18.00×0.250+17.00×1.400	32.80
3	4.250	32.80+17.00×1.400+16.00×0.950	71.80
4	6.850	71.80+16.00×0.950+17.00×1.650	115.05
5	14.600	115.05+17.00×1.650+16.00×6.100	240.70
6	22.700	240.70+16.00×6.100+17.00×2.000	372.30

## 5.3 有効上載圧

	地表面からの深さ (m)	有効上載圧 $\sigma'_v$ (kN/m <sup>2</sup> )	
1	0.250	18.00×0.250	4.50
2	1.900	4.50+18.00×0.250+17.00×1.400	32.80
3	4.250	32.80+17.00×1.400+16.00×0.500+6.00×0.450	67.30
4	6.850	67.30+6.00×0.950+7.00×1.650	84.55
5	14.600	84.55+7.00×1.650+6.00×6.100	132.70
6	22.700	132.70+6.00×6.100+7.00×2.000	183.30

## 5.4 タイプI地震動

### 5.4.1 繰り返し三軸強度比

	N	FC (%)	D <sub>50</sub> (mm)	$\sigma'_v$ (kN/m <sup>2</sup> )	c <sub>1</sub>	c <sub>2</sub>	N <sub>i</sub>	N <sub>a</sub>	R <sub>L</sub>
1	2.0	20.0	40.000	4.50	1.200	0.556	4.564	6.032	0.166
2	5.0	20.0	40.000	32.80	1.200	0.556	8.268	10.478	0.219
3	3.0	----	----	67.30	----	----	----	----	----
4	10.0	30.0	50.000	84.55	1.400	1.111	11.000	16.511	0.275
5	2.0	----	----	132.70	----	----	----	----	----
6	12.0	35.0	45.000	183.30	1.500	1.389	8.054	13.469	0.248

ただし、R<sub>L</sub>：繰り返し三軸強度比

### 5.4.2 地震時せん断応力比

	x (m)	$\gamma_d$	k <sub>se</sub>	$\sigma_v$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma'_v$ (kN/m <sup>2</sup> )	L
1	0.250	0.996	0.15	4.50	4.50	0.149
2	1.900	0.972	0.15	32.80	32.80	0.146
3	4.250	----	0.15	71.80	67.30	----
4	6.850	0.897	0.15	115.05	84.55	0.183
5	14.600	----	0.15	240.70	132.70	----
6	22.700	0.660	0.15	372.30	183.30	0.201

ただし、L：地震時せん断応力比

### 5.4.3 液状化に対する低効率

	R <sub>L</sub>	c <sub>v</sub>	R	L	F <sub>L</sub>	判定
1	0.166	1.000	0.166	0.149	1.112	非液状化層
2	0.219	1.000	0.219	0.146	1.503	非液状化層
3	----	----	----	----	----	非液状化層
4	0.275	1.000	0.275	0.183	1.501	非液状化層
5	----	----	----	----	----	非液状化層
6	0.248	1.000	0.248	0.201	1.236	非液状化層

ただし、F<sub>L</sub>：液状化に対する低効率

F<sub>L</sub> ≤ 1.0なら液状化層、F<sub>L</sub> > 1.0なら非液状化層

## 5.5 タイプII地震動

### 5.5.1 繰り返し三軸強度比

	N	FC (%)	D <sub>50</sub> (mm)	$\sigma'_v$ (kN/m <sup>2</sup> )	c <sub>1</sub>	c <sub>2</sub>	N <sub>i</sub>	N <sub>a</sub>	R <sub>L</sub>
1	2.0	20.0	40.000	4.50	1.200	0.556	4.564	6.032	0.166
2	5.0	20.0	40.000	32.80	1.200	0.556	8.268	10.478	0.219
3	3.0	----	----	67.30	----	----	----	----	----
4	10.0	30.0	50.000	84.55	1.400	1.111	11.000	16.511	0.275
5	2.0	----	----	132.70	----	----	----	----	----
6	12.0	35.0	45.000	183.30	1.500	1.389	8.054	13.469	0.248

ただし、R<sub>L</sub>：繰り返し三軸強度比

### 5.5.2 地震時せん断応力比

	x (m)	$\gamma_d$	k <sub>se</sub>	$\sigma_v$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma'_v$ (kN/m <sup>2</sup> )	L
1	0.250	0.996	0.60	4.50	4.50	0.598
2	1.900	0.972	0.60	32.80	32.80	0.583
3	4.250	----	0.60	71.80	67.30	----
4	6.850	0.897	0.60	115.05	84.55	0.733
5	14.600	----	0.60	240.70	132.70	----
6	22.700	0.660	0.60	372.30	183.30	0.804

ただし、L：地震時せん断応力比

### 5.5.3 液状化に対する低効率

	R <sub>L</sub>	c <sub>v</sub>	R	L	F <sub>L</sub>	判定
1	0.166	1.218	0.202	0.598	0.339	液状化層
2	0.219	1.393	0.305	0.583	0.523	液状化層
3	----	----	----	----	----	非液状化層
4	0.275	1.577	0.434	0.733	0.592	液状化層
5	----	----	----	----	----	非液状化層
6	0.248	1.489	0.370	0.804	0.460	液状化層

ただし、F<sub>L</sub>：液状化に対する低効率

F<sub>L</sub> ≤ 1.0なら液状化層、F<sub>L</sub> > 1.0なら非液状化層

## 6 マンホールと管きよの接続部の検討

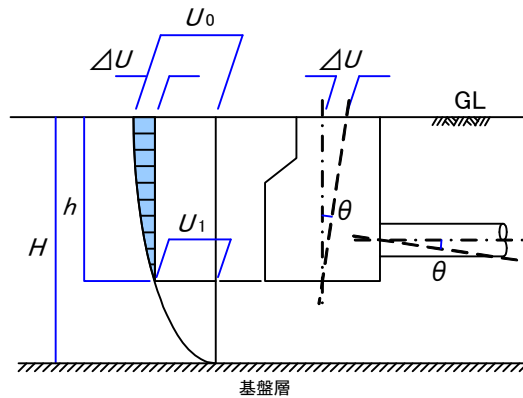


図6.1 マンホールと管きよの接続部の荷重

### 6.1 地震動による屈曲角および拔出し量

#### 6.1.1 計算式

マンホールと管きよの接続部の継ぎ手の屈曲角はマンホールおよび本管の回転角と同じとして式(21), (22)で求める(図6.1参照)。

また、地震動による本管のマンホールからの拔出し量は式(23), (24)で求める。

$$\theta = \tan^{-1} \left( \frac{\Delta U}{h} \right) \quad \dots\dots\dots (21)$$

$$\Delta U = U_h(0) - U_h(h) = U_0 - U_1 \quad \dots\dots\dots (22)$$

$$\delta = \varepsilon_{gd} \cdot l \quad \dots\dots\dots (23)$$

$$\varepsilon_{gd} = \frac{\pi}{L} \cdot U_p \quad \dots\dots\dots (24)$$

- ここで、 $\theta$ : マンホールおよび本管の回転角(継ぎ手の屈曲角) (rad)  
 $\delta$ : 地震動による本管のマンホールからの拔出し量 (m)  
 $U_h(z)$ : 深さzにおける最大変位振幅。式(4)で求める。 (m)  
 $z$ : 地表面からの深さ (m)  
 $U_0$ : 地表面における最大変位振幅 (m)  
 $U_1$ : マンホール底面位置における最大変位振幅 (m)  
 $U_p$ : 管きよ中心深度(1.308(m))における最大変位振幅 (m)  
 $h$ : マンホールの深さ 2.900 (m)  
 $\varepsilon_{gd}$ : 地震動により地盤に生じるひずみ  
 $l$ : 管の有効長 4.000 (m)  
 $L$ : 地盤振動の波長 168.41 (m)

#### 6.1.2 レベル1地震動

地表面における最大変位振幅

$$U_0 = \frac{2}{\pi^2} \cdot S_v \cdot T_s \cdot \cos \left( \frac{\pi \cdot z}{2H} \right)$$

$$= \frac{2}{\pi^2} \times 0.2400 \times 0.882 \times \cos \left( \frac{\pi \times 0.000}{2 \times 24.700} \right) = 0.04290 \text{ (m)}$$

マンホール底面位置における最大変位振幅

$$U_1 = \frac{2}{\pi^2} \times 0.2400 \times 0.882 \times \cos\left(\frac{\pi \times 2.900}{2 \times 24.700}\right) = 0.04217 \text{ (m)}$$

管きよ中心深度における最大変位振幅

$$U_p = \frac{2}{\pi^2} \times 0.2400 \times 0.882 \times \cos\left(\frac{\pi \times 1.308}{2 \times 24.700}\right) = 0.04275 \text{ (m)}$$

地震動により地盤に生じるひずみ

$$\varepsilon_{gd} = \frac{\pi}{L} \cdot U_p = \frac{\pi}{168.41} \times 0.04275 = 0.000798$$

地震動による屈曲角

$$\begin{aligned} \theta &= \tan^{-1}\left(\frac{\Delta U}{h}\right) = \tan^{-1}\left(\frac{0.04290 - 0.04217}{2.900}\right) \\ &= 0.0003 \text{ (rad)} = 0.014 \text{ (度)} \leq \theta_a = 2.0 \text{ (度)} \end{aligned} \quad \dots\dots\dots (0k)$$

地震動による抜き出し量

$$\begin{aligned} \delta &= \varepsilon_{gd} \cdot l = 0.000798 \times 4.000 \\ &= 0.0032 \text{ (m)} = 3.19 \text{ (mm)} \leq 27.0 \text{ (mm)} \end{aligned} \quad \dots\dots\dots (0k)$$

### 6.1.3 レベル2地震動

地表面における最大変位振幅

$$\begin{aligned} U_0 &= \frac{2}{\pi^2} \cdot S_v \cdot T_s \cdot \cos\left(\frac{\pi \cdot z}{2H}\right) \\ &= \frac{2}{\pi^2} \times 0.8000 \times 0.882 \times \cos\left(\frac{\pi \times 0.000}{2 \times 24.700}\right) = 0.14300 \text{ (m)} \end{aligned}$$

マンホール底面位置における最大変位振幅

$$U_1 = \frac{2}{\pi^2} \times 0.8000 \times 0.882 \times \cos\left(\frac{\pi \times 2.900}{2 \times 24.700}\right) = 0.14058 \text{ (m)}$$

管きよ中心深度における最大変位振幅

$$U_p = \frac{2}{\pi^2} \times 0.8000 \times 0.882 \times \cos\left(\frac{\pi \times 1.308}{2 \times 24.700}\right) = 0.14251 \text{ (m)}$$

地震動により地盤に生じるひずみ

$$\varepsilon_{gd} = \frac{\pi}{L} \cdot U_p = \frac{\pi}{168.41} \times 0.14251 = 0.002658$$

地震動による屈曲角

$$\begin{aligned} \theta &= \tan^{-1} \left( \frac{\Delta U}{h} \right) = \tan^{-1} \left( \frac{0.14300 - 0.14058}{2.900} \right) \\ &= 0.0008(\text{rad}) = 0.048(\text{度}) \leq \theta_a = 5.0(\text{度}) \end{aligned} \quad \dots\dots\dots (0k)$$

地震動による拔出し量

$$\begin{aligned} \delta &= \varepsilon_{gd} \cdot l = 0.002658 \times 4.000 \\ &= 0.0106(\text{m}) = 10.63(\text{mm}) \leq 54.0(\text{mm}) \end{aligned} \quad \dots\dots\dots (0k)$$

## 6.2 地盤の液状化に伴う永久ひずみによる拔出し量

地盤の永久ひずみによる本管のマンホールからの拔出し量は式(25)で求める。

$$\delta = \varepsilon_g \cdot l \quad \dots\dots\dots (25)$$

ここで、 $\delta$ ：地盤の永久ひずみによる本管の  
マンホールからの拔出し量 (m)  
 $\varepsilon_g$ ：地盤の永久ひずみ  
 $l$ ：管の有効長 4.000 (m)

レベル2地震動  $\varepsilon_g = 1.20(\%)$

$$\delta = 0.0120 \times 4.000 = 0.0480(\text{m}) = 48.0(\text{mm}) \leq \delta_a = 54.0(\text{mm}) \quad \dots\dots\dots (0k)$$

## 6.3 地盤の傾斜に伴う永久ひずみによる拔出し量

非液状化の傾斜地盤(地表面勾配が5%以上の盛土)に管きよを敷設する場合には式(26)で本管のマンホールからの拔出し量を求める(図6.2参照)。

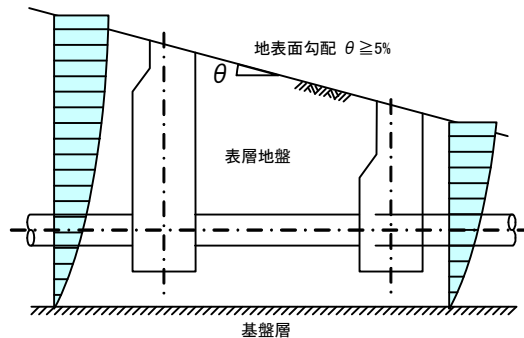


図6.2 傾斜地盤に敷設された管きよ

$$\delta = \varepsilon_g \cdot l \quad \dots\dots\dots (26)$$

ここで、 $\delta$ ：地盤の永久ひずみによる本管の  
マンホールからの拔出し量 (m)  
 $\varepsilon_g$ ：地盤の永久ひずみ  
 $l$ ：管の有効長 4.000 (m)

レベル2地震動  $\varepsilon_g = 1.30(\%)$

$$\delta = 0.0130 \times 4.000 = 0.0520(\text{m}) = 52.0(\text{mm}) \leq \delta_a = 54.0(\text{mm}) \quad \dots\dots\dots (0k)$$

## 6.4 地盤の硬軟急変化部通過の影響による抜き出し量

推進工法により敷設された管きよが地盤の硬軟急変化部を通過する場合、地盤の永久ひずみによる本管のマンホールからの抜き出し量は式(27)で求める。

$$\delta = \varepsilon_{gd2} \cdot l \quad \dots\dots\dots (27)$$

ここで、 $\delta$ ：硬軟境界部に生じるひずみによる  
本管のマンホールからの抜き出し量 (m)  
 $\varepsilon_{gd2}$ ：硬軟境界部に生じるひずみ  
 $\delta$ ：管の有効長 4.000 (m)

レベル2地震動  $\varepsilon_g = 0.50 (\%)$

$$\delta = 0.0050 \times 4.000 = 0.0200 (\text{m}) = 20.0 (\text{mm}) \leq \delta_a = 54.0 (\text{mm}) \quad \dots\dots\dots (Ok)$$

## 7 管きよ継手部の検討

### 7.1 地震動による屈曲角および抜き出し量

#### 7.1.1 計算式

本管継手部の屈曲角は式(28)で求める。また、地震動による抜き出し量は式(29), (30)で求める。

$$\theta = \left( \frac{2\pi}{T_s} \right)^2 \cdot \frac{U_h(z)}{V_s^2} \cdot l \quad \dots\dots\dots (28)$$

$$\delta = \varepsilon_{gd} \cdot l \quad \dots\dots\dots (29)$$

$$\varepsilon_{gd} = \frac{\pi}{L} \cdot U_h(z) \quad \dots\dots\dots (30)$$

- ここで、 $\theta$ : 地震動による屈曲角 (rad)  
 $\delta$ : 地震動による抜き出し量 (m)  
 $U_h(z)$ : 管きよ敷設深度(z)における最大変位振幅  
 式(4)で求める (m)  
 $z$ : 管きよ敷設深度 1.308 (m)  
 $T_s$ : 表層地盤の固有周期 0.882 (s)  
 $V_s$ : 表層地盤のせん断弾性波速度 140.01 (m/s)  
 $\varepsilon_{gd}$ : 地震動により地盤に生じるひずみ  
 $l$ : 管の有効長 4.000 (m)  
 $L$ : 地盤振動の波長 168.41 (m)

#### 7.1.2 レベル1地震動

管きよ中心深度における最大変位振幅

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

$$= \frac{2}{\pi^2} \times 0.2400 \times 0.882 \times \cos\left(\frac{\pi \times 1.308}{2 \times 24.700}\right) = 0.04275 \text{ (m)}$$

地震動により地盤に生じるひずみ

$$\varepsilon_{gd} = \frac{\pi}{L} \cdot U_h(z) = \frac{\pi}{168.41} \times 0.04275 = 0.000798$$

地震動による屈曲角

$$\theta = \left( \frac{2\pi}{T_s} \right)^2 \cdot \frac{U_h(z)}{V_s^2} \cdot l$$

$$= \left( \frac{2\pi}{0.882} \right)^2 \times \frac{0.04275}{140.01^2} \times 4.000$$

$$= 0.00044 \text{ (rad)} = 0.025 \text{ (度)} \leq \theta_a = 2.0 \text{ (度)} \quad \dots\dots\dots (0k)$$

地震動による抜き出し量

$$\begin{aligned} \delta &= \varepsilon_{gd} \cdot l = 0.000798 \times 4.000 \\ &= 0.0032(\text{m}) = 3.19(\text{mm}) \leq 27.0(\text{mm}) \end{aligned} \quad \dots\dots\dots (0k)$$

## 7.2 地盤の液状化に伴う永久ひずみによる抜き出し量

地盤の液状化に伴う永久ひずみによる管きよ継手部の抜き出し量は式(31)で求める。

$$\delta = \varepsilon_g \cdot l \quad \dots\dots\dots (31)$$

ここで、 $\delta$ ：地盤の永久ひずみによる本管の  
マンホールからの抜き出し量 (m)  
 $\varepsilon_g$ ：地盤の永久ひずみ  
 $l$ ：管の有効長 4.000 (m)

レベル2地震動  $\varepsilon_g=1.20(\%)$

$$\delta = 0.0120 \times 4.000 = 0.0480(\text{m}) = 48.0(\text{mm}) \leq \delta_a=54.0(\text{mm}) \quad \dots\dots\dots (0k)$$

## 7.3 液状化に伴う地盤の沈下による屈曲角と抜き出し量

### 7.3.1 計算式

地盤の液状化に伴う地盤沈下による屈曲角は、マンホール間の沈下状況を図7.1のように2次曲線で近似し、式(32)で求める。また、液状化に伴う地盤沈下による抜き出し量は式(33)で求める。

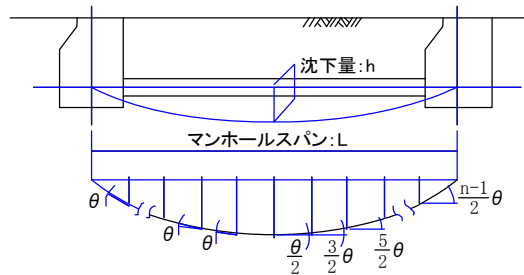


図7.1 地盤の沈下による屈曲角

$$\theta = 2 \cdot \tan^{-1} \left( \frac{4h}{L^2} \cdot l \right) \quad \dots\dots\dots (32)$$

$$\delta_{s \cdot \max} = \frac{1}{\cos \left( \frac{n-1}{2} \cdot \theta \right)} - 1 \quad \dots\dots\dots (33)$$

ここで、 $\theta$ ：継ぎ手の屈曲角 (rad)  
 $\delta_{s \cdot \max}$ ：最大抜き出し量 (m)  
 $h$ ：液状化に伴う地盤沈下量 (m)  
液状化層の合計厚の5%とする。  
 $L$ ：マンホールスパン 20.000 (m)  
 $l$ ：管の有効長 4.000 (m)  
 $n$ ：マンホールスパンの管きよ本数 5 (本)

### 7.3.2 レベル2地震動

液状化層の合計厚 24.700 (m)

液状化に伴う地盤沈下量  $h = 24.700 \times 0.05 = 1.235$  (m)

液状化に伴う地盤の沈下による屈曲角

$$\begin{aligned} \theta &= 2 \cdot \tan^{-1} \left( \frac{4h}{L^2} \cdot 1 \right) = 2 \times \tan^{-1} \left( \frac{4 \times 1.235}{20.000^2} \times 4.000 \right) \\ &= 0.0987 \text{ (rad)} = 5.656 \text{ (度)} > \theta_a = 5.0 \text{ (度)} \end{aligned} \quad \dots\dots\dots \text{(NG)}$$

液状化に伴う地盤の沈下による拔出し量

$$\begin{aligned} \delta_{s \cdot \max} &= \frac{1}{\cos \left( \frac{n-1}{2} \cdot \theta \right)} - 1 = \frac{4.000}{\cos \left( \frac{5-1}{2} \times 0.0987 \right)} - 4.000 \\ &= 0.0793 \text{ (m)} = 79.25 \text{ (mm)} > 54.0 \text{ (mm)} \end{aligned} \quad \dots\dots\dots \text{(NG)}$$

### 7.4 地盤の傾斜に伴う永久ひずみによる拔出し量

非液状化の傾斜地盤(地表面勾配が5%以上の盛土)に管きよを敷設する場合には式(34)で管きよ継手部の拔出し量を求める(図7.2参照)。

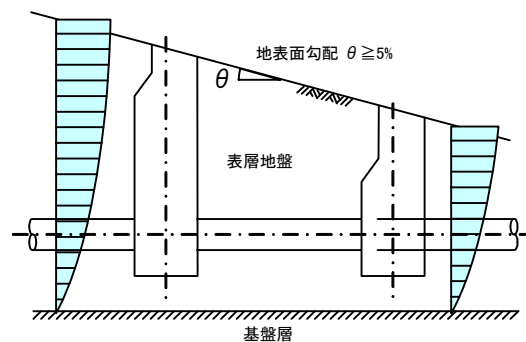


図7.2 傾斜地盤に敷設された管きよ

$$\delta = \varepsilon_g \cdot l \quad \dots\dots\dots \text{(34)}$$

ここで、 $\delta$ ：地盤の永久ひずみによる  
管きよ継手部の拔出し量 (m)

$\varepsilon_g$ ：地盤の永久ひずみ

$l$ ：管の有効長 4.000 (m)

レベル1地震動  $\varepsilon_g = 1.30$  (%)

$$\delta = 0.0130 \times 4.000 = 0.0520 \text{ (m)} = 52.0 \text{ (mm)} > \delta_a = 27.0 \text{ (mm)} \quad \dots\dots\dots \text{(NG)}$$

## 7.5 地盤の硬軟急変化部通過の影響による抜き出し量

推進工法により敷設された管きよが地盤の硬軟急変化部を通過する場合、地盤の永久ひずみによる管きよ継手部の抜き出し量は式(35)で求める。

$$\delta = \varepsilon_{gd2} \cdot l \quad \dots\dots\dots (35)$$

ここで、 $\delta$ ：硬軟境界部に生じるひずみによる

管きよ継手部の抜き出し量 (m)

$\varepsilon_{gd2}$ ：硬軟境界部に生じるひずみ

$l$ ：管の有効長 4.000 (m)

レベル2地震動  $\varepsilon_g = 0.50 (\%)$

$$\delta = 0.0050 \times 4.000 = 0.0200 (\text{m}) = 20.0 (\text{mm}) > \delta_a (\text{mm}) \quad \dots\dots\dots (\text{NG})$$

## 7.6 浅層不整形地盤の影響による抜き出し量

### 7.6.1 計算式

浅層不整形地盤の影響による抜き出し量は式(36)～(38)で求める(図7.3参照)。

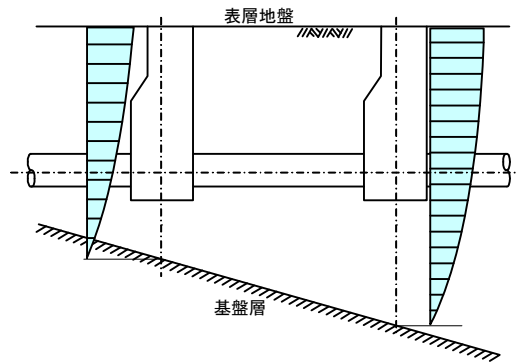


図7.3 傾斜地盤に敷設された管きよ

$$\delta = \varepsilon_{G2} \cdot l \quad \dots\dots\dots (36)$$

$$\varepsilon_{G1} = \frac{\pi}{L} \cdot U_h(z) \quad \dots\dots\dots (37)$$

$$\varepsilon_{G2} = \sqrt{\varepsilon_{G1}^2 + \varepsilon_{G3}^2} \quad \dots\dots\dots (38)$$

ここで、 $\delta$ ：浅層不整形地盤の影響による抜き出し量 (m)

$\varepsilon_{G1}$ ：急変地盤設計地点における一様地盤ひずみ

$\varepsilon_{G2}$ ：急変地盤ひずみ

$\varepsilon_{G3}$ ： $\varepsilon_{G3} = 0.30\%$

$l$ ：管の有効長 4.00 (m)

$L$ ：地盤振動の波長 168.409 (m)

$U_h(z)$ ：管きよ敷設深度( $z$ )における最大変位振幅  
式(4)で求める (m)

$z$ ：管きよ中心の深度 1.308 (m)

### 7.6.2 レベル2地震動

管きよ中心深度における最大変位振幅

$$\begin{aligned}U_h(z) &= \frac{2}{\pi^2} \cdot S_v \cdot T_s \cdot \cos\left(\frac{\pi \cdot z}{2H}\right) \\ &= \frac{2}{\pi^2} \times 0.8000 \times 0.882 \times \cos\left(\frac{\pi \times 1.308}{2 \times 24.700}\right) = 0.14251 \text{ (m)}\end{aligned}$$

急変地盤設計地点における一様地盤ひずみ

$$\varepsilon_{G1} = \frac{\pi}{L} \cdot U_h(z) = \frac{\pi}{168.41} \times 0.14251 = 0.00266$$

急変地盤ひずみ

$$\varepsilon_{G2} = \sqrt{\varepsilon_{G1}^2 + \varepsilon_{G3}^2} = \sqrt{0.00266^2 + 0.00300^2} = 0.00401$$

浅層不整形地盤の影響による抜出し量

$$\begin{aligned}\delta &= \varepsilon_{G2} \cdot l = 0.0040 \times 4.000 \\ &= 0.0160 \text{ (m)} = 16.03 \text{ (mm)} > \text{ (mm)} \quad \dots\dots\dots \text{ (NG)}\end{aligned}$$

## 8 管きよの管軸方向の検討

### 8.1 管きよの軸方向ひずみ

#### 8.1.1 計算式

埋設鋼管路の軸ひずみは、レベル1地震動では降伏点ひずみ(11%)以下、レベル2地震動では許容ひずみ(46t/D %)以下であれば安全である。

ここで、D は管径、t は管厚である。

レベル1地震動による管体ひずみは式(39)～(42)で求める。

$$\varepsilon_{1x} = \sqrt{\gamma \cdot \varepsilon_{1L}^2 + \varepsilon_{1B}^2} \quad \dots\dots\dots (39)$$

$$\varepsilon_{1B} = \alpha_2 \cdot \frac{2\pi \cdot D}{L} \cdot \varepsilon_G \quad \dots\dots\dots (40)$$

$$\varepsilon_{1L} = \alpha_1 \cdot \varepsilon_G \quad \dots\dots\dots (41)$$

$$\varepsilon_G = \frac{\pi \cdot U_h(z)}{L} \quad \dots\dots\dots (42)$$

ここで、 $\varepsilon_{1x}$ : レベル1地震動による軸ひずみと曲げひずみの合成ひずみ

$\varepsilon_{1B}$ : 埋設管路の曲げひずみ

$\varepsilon_{1L}$ : 埋設管路の軸ひずみ

$\gamma$ : 重畳係数  $\gamma=3.12$

$\alpha_1$ : 管軸方向の地盤変位の伝達係数。式(43)で求める。

$\alpha_2$ : 管軸直角方向の地盤変位の伝達係数。式(43)で求める。

D: 管の外径 0.2160 (m)

L: 地盤振動の波長 168.4 (m)

$\varepsilon_G$ : 管軸方向の地盤ひずみ (m)

$U_h(z)$ : 管きよ敷設深度における最大変位振幅。式(4)で求める。 (m)

z: 管きよ敷設深度 1.308 (m)

$$\alpha_1 = \frac{1}{1 + \left( \frac{2\pi}{\lambda_1 \cdot L'} \right)^2}, \quad \alpha_2 = \frac{1}{1 + \left( \frac{2\pi}{\lambda_2 \cdot L} \right)^4} \quad \dots\dots\dots (43)$$

$$\lambda_1 = \sqrt{\frac{K_{g1}}{E \cdot A}}, \quad \lambda_2 = \sqrt[4]{\frac{K_{g2}}{E \cdot I}} \quad \dots\dots\dots (44)$$

$$K_{g1} = C_1 \cdot \frac{\gamma \cdot t}{g} \cdot V_{DS}^2, \quad K_{g2} = C_2 \cdot \frac{\gamma \cdot t}{g} \cdot V_{DS}^2 \quad \dots\dots\dots (45)$$

$$L' = \sqrt{2} \cdot L = \sqrt{2} \times 168.4 = 238.2 \text{ (m)} \quad \dots\dots\dots (46)$$

ここで、L': 地盤振動の見かけの波長 (m)

E: 管きよの弾性係数  $3.00 \times 10^5$  (kN/m<sup>2</sup>)

A: 管きよの断面積

$$A = \pi / 4 \times (0.2160^2 - 0.2020^2) = 0.004596 \text{ (m}^2\text{)}$$

I: 管きよの断面2次モーメント

$$I = \pi / 64 \times (0.2160^4 - 0.2020^4) = 0.000025 \text{ (m}^4\text{)}$$

$K_{g1}$ : 管軸方向の単位長さ当たりの地盤剛性係数 (kN/m<sup>2</sup>)

$K_{g2}$ : 管軸直角方向の単位長さ当たりの地盤剛性係数 (kN/m<sup>2</sup>)

$\gamma_t$ : 表層地盤の換算単位体積重量  $\gamma_t = \Sigma \gamma_{ti} H_i / \Sigma H_i$  (kN/m<sup>3</sup>)

	層厚 H <sub>i</sub> (m)	単位体積重量 $\gamma_{ti}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_{ti} H_i$ (kN/m <sup>2</sup> )
1	0.500	18.00	9.00
2	2.800	17.00	47.60
3	1.900	16.00	30.40
4	3.300	17.00	56.10
5	12.200	16.00	195.20
6	4.000	17.00	68.00
	24.700		406.30

$$\gamma_t = \frac{406.30}{24.700} = 16.45 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

g: 重力の加速度 9.8 (N/s<sup>2</sup>)

V<sub>DS</sub>: 表層地盤のせん断弾性波速度 140.01 (m/s)

C<sub>1</sub>: 管軸方向単位長さ当たりの地盤剛性係数に対する定数 C<sub>1</sub>=1.50

C<sub>2</sub>: 管軸直角方向単位長さ当たりの地盤剛性係数に対する定数 C<sub>2</sub>=3.00

管軸方向および管軸直角方向の単位長さ当たりの地盤剛性係数

$$K_{g1} = C_1 \cdot \frac{\gamma_t}{g} \cdot V_{DS}^2 = 1.50 \times \frac{16.45}{9.8} \times 140.01^2 = 49355.23 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$K_{g2} = C_2 \cdot \frac{\gamma_t}{g} \cdot V_{DS}^2 = 3.00 \times \frac{16.45}{9.8} \times 140.01^2 = 98710.46 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\lambda_1 = \sqrt{\frac{K_{g1}}{E \cdot A}} = \sqrt{\frac{49355.23}{3.00 \times 10^6 \times 0.004596}} = 1.8919$$

$$\lambda_2 = \sqrt[4]{\frac{K_{g2}}{E \cdot I}} = \sqrt[4]{\frac{98710.46}{3.00 \times 10^6 \times 0.000025}} = 6.0157$$

管軸方向および管軸直角方向の地盤変位の伝達係数

$$\alpha_1 = \frac{1}{1 + \left( \frac{2\pi}{\lambda_1 \cdot L'} \right)^2} = \frac{1}{1 + \left( \frac{2\pi}{1.8919 \times 238.2} \right)^2} = 0.9998$$

$$\alpha_2 = \frac{1}{1 + \left( \frac{2\pi}{\lambda_2 \cdot L} \right)^4} = \frac{1}{1 + \left( \frac{2\pi}{6.0157 \times 168.4} \right)^4} = 1.0000$$

レベル2地震動による管体ひずみは式(47)～(53)で求める。

$$\varepsilon_{2x} = \sqrt{\gamma \cdot \varepsilon_{2L}^2 + \varepsilon_{2B}^2} \quad \dots\dots\dots (47)$$

$$\varepsilon_{2B} = \alpha_2 \cdot \frac{2\pi \cdot D}{L} \cdot \varepsilon_G \quad \dots\dots\dots (48)$$

$$\varepsilon_{2L} = \begin{cases} \frac{L}{\xi} & (L \leq L_1) \\ \frac{L}{\kappa \cdot \xi} + \left(1 - \frac{1}{\kappa}\right) \cdot \varepsilon_y & (L_1 < L \leq L_2) \\ \varepsilon_{Gmax} & (L_2 \leq L) \end{cases} \quad \dots\dots\dots (49)$$

$$L_1 = \xi \cdot \varepsilon_y \quad \dots\dots\dots (50)$$

$$L_2 = \kappa \cdot \xi \cdot \left\{ \varepsilon_{Gmax} - \left(1 - \frac{1}{\kappa}\right) \cdot \varepsilon_y \right\} \quad \dots\dots\dots (51)$$

$$\xi = 2\sqrt{2} \cdot \frac{E \cdot t}{\tau} \quad \dots\dots\dots (52)$$

$$\varepsilon_{Gmax} = \frac{\pi \cdot U_{h \cdot max}(z)}{L} = \frac{\pi}{L} \cdot \frac{2}{\pi^2} \cdot S_{v \cdot max} \cdot T_s \cdot \cos\left(\frac{\pi \cdot z}{2H}\right) \quad \dots\dots\dots (53)$$

ここで、 $\varepsilon_{2x}$ ：レベル2地震動による軸ひずみと曲げひずみの合成ひずみ

$\varepsilon_{2B}$ ：埋設管路の曲げひずみ

$\varepsilon_{2L}$ ：埋設管路の軸ひずみ

$\varepsilon_y$ ：管の降伏ひずみ 1.500 (%)

$\kappa$ ：管路のひずみ硬化特性値 0.100

$\varepsilon_{Gmax}$ ： $S_{v \cdot max}$ における地盤のひずみ

$S'_{v \cdot max}$ ：設計最大応答速度 0.800 (m/s)

$T_0$ ：表層地盤の固有周期 0.706 (s)

$z$ ：管きよ埋設深さ 1.308 (m)

$H$ ：地表面から基盤層までの深さ 24.700 (m)

$\tau$ ：管きよと地盤の摩擦力 10.00 (kN/m<sup>2</sup>)

$t$ ：管厚 0.0070 (m)

### 8.1.2 レベル1地震動

管きよ中心深度における最大変位振幅

$$\begin{aligned} U_h(z) &= \frac{2}{\pi^2} \cdot S_v \cdot T_s \cdot \cos\left(\frac{\pi \cdot z}{2H}\right) \\ &= \frac{2}{\pi^2} \times 0.2400 \times 0.882 \times \cos\left(\frac{\pi \times 1.308}{2 \times 24.700}\right) = 0.04275 \text{ (m)} \end{aligned}$$

管軸方向の地盤ひずみ

$$\varepsilon_G = \frac{\pi \cdot U_h(z)}{L} = \frac{\pi \times 0.04275}{168.4} = 0.00080$$

埋設管路の軸ひずみ

$$\varepsilon_{1L} = \alpha_1 \cdot \varepsilon_G = 0.9998 \times 0.00080 = 0.00080$$

埋設管路の曲げひずみ

$$\varepsilon_{1B} = \alpha_2 \cdot \frac{2\pi \cdot D}{L} \cdot \varepsilon_G = 1.0000 \times \frac{2\pi \times 0.216}{168.4} \times 0.00080 = 0.00001$$

レベル1地震動による軸ひずみと曲げひずみの合成ひずみ

$$\begin{aligned} \varepsilon_{1x} &= \sqrt{\gamma \cdot \varepsilon_{1L}^2 + \varepsilon_{1B}^2} = \sqrt{3.12 \times 0.00080^2 + 0.00001^2} \\ &= 0.0014 = 0.14 (\%) > \varepsilon_a = 0.11 (\%) \quad \dots\dots\dots (NG) \end{aligned}$$

## 8.2 管きよの軸方向応力度

### 8.2.1 計算式

管軸方向断面引張応力度は式(54)～(56)で照査する。

$$\sigma_x = \sqrt{\gamma \cdot \sigma_L^2 + \sigma_B^2} \quad \dots\dots\dots (54)$$

$$\sigma_L = \alpha_1 \cdot \xi_1 \cdot \frac{\pi \cdot U_h}{L} \cdot E \quad \dots\dots\dots (55)$$

$$\sigma_B = \alpha_2 \cdot \xi_2 \cdot \frac{2\pi \cdot D \cdot U_h}{L^2} \cdot E \quad \dots\dots\dots (56)$$

- ここで、 $\sigma_x$ : 可とう継手から管軸方向に距離  $x$ (m) の位置における軸方向力と曲げ方向応力の合成応力 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $\sigma_L$ : 管きよの軸方向応力 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $\sigma_B$ : 管きよの曲げ方向応力 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $U_h$ : 管きよ敷設深度における最大変位振幅。式(4)で求める。 (m)  
 $z$ : 管きよ敷設深度 1.308 (m)  
 $L$ : 地盤振動の波長 168.4 (m)  
 $E$ : 管きよの弾性係数  $3.00 \times 10^6$  (kN/m<sup>2</sup>)  
 $D$ : 管の外径 0.216 (m)  
 $A$ : 管きよの断面積  
 $A = \pi / 4 \times (0.2160^2 - 0.2020^2) = 0.004596$  (m<sup>2</sup>)  
 $l$ : 管長 4.000 (m)  
 $\gamma$ : 重畳係数  $\gamma=3.12$   
 $\alpha_1$ : 管軸方向の地盤変位の伝達係数。式(57)で求める。  
 $\alpha_2$ : 管軸直角方向の地盤変位の伝達係数。式(57)で求める。  
 $\xi_1$ : 管きよの可とう継手がある場合の応力補正係数。式(61)で求める。  
 $\xi_2$ : 管きよの可とう継手がある場合の応力補正係数。式(62)で求める。

### 8.2.2 地盤変位の伝達係数

管軸方向および管軸直角方向の地盤変位の伝達係数は式(57)～(60)で照査する。

$$\alpha_1 = \frac{1}{1 + \left( \frac{2\pi}{\lambda_1 \cdot L'} \right)^2}, \quad \alpha_2 = \frac{1}{1 + \left( \frac{2\pi}{\lambda_2 \cdot L} \right)^4} \quad \dots\dots\dots (57)$$

$$\lambda_1 = \sqrt{\frac{K_{g1}}{E \cdot A}}, \quad \lambda_2 = \sqrt[4]{\frac{K_{g2}}{E \cdot I}} \quad \dots\dots\dots (58)$$

$$K_{g1} = C_1 \cdot \frac{\gamma_t}{g} \cdot V_{DS}^2, \quad K_{g2} = C_2 \cdot \frac{\gamma_t}{g} \cdot V_{DS}^2 \quad \dots\dots\dots (59)$$

$$L' = \sqrt{2} \cdot L = \sqrt{2} \times 168.4 = 238.2 \text{ (m)} \quad \dots\dots\dots (60)$$

- ここで、 $L'$ ：地盤振動の見かけの波長 (m)  
 $E$ ：管きよの弾性係数  $3.00 \times 10^6$  (kN/m<sup>2</sup>)  
 $A$ ：管きよの断面積  $A = \pi / 4 \times (0.2160^2 - 0.2020^2) = 0.00460$  (m<sup>2</sup>)  
 $I$ ：管きよの断面2次モーメント  
 $I = \pi / 64 \times (0.2160^4 - 0.2020^4) = 0.00003$  (m<sup>4</sup>)  
 $K_{g1}$ ：管軸方向の単位長さ当たりの地盤剛性係数 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $K_{g2}$ ：管軸直角方向の単位長さ当たりの地盤剛性係数 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $\gamma_t$ ：表層地盤の換算単位体積重量  $\gamma_t = \Sigma \gamma_{ti} H_i / \Sigma H_i$  (kN/m<sup>3</sup>)

	層厚 $H_i$ (m)	単位体積重量 $\gamma_{ti}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_{ti} H_i$ (kN/m <sup>2</sup> )
1	0.500	18.00	9.00
2	2.800	17.00	47.60
3	1.900	16.00	30.40
4	3.300	17.00	56.10
5	12.200	16.00	195.20
6	4.000	17.00	68.00
	24.700		406.30

$$\gamma_t = \frac{406.30}{24.700} = 16.45 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

- $g$ ：重力の加速度  $9.8$  (N/s<sup>2</sup>)  
 $V_{DS}$ ：表層地盤のせん断弾性波速度  $140.01$  (m/s)  
 $C_1$ ：管軸方向単位長さ当たりの地盤剛性係数に対する定数  $C_1=1.50$   
 $C_2$ ：管軸直角方向単位長さ当たりの地盤剛性係数に対する定数  $C_2=3.00$

管軸方向および管軸直角方向の単位長さ当たりの地盤剛性係数

$$K_{g1} = C_1 \cdot \frac{\gamma_t}{g} \cdot V_{DS}^2 = 1.50 \times \frac{16.45}{9.8} \times 140.01^2 = 49355.2 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$K_{g2} = C_2 \cdot \frac{\gamma_t}{g} \cdot V_{DS}^2 = 3.00 \times \frac{16.45}{9.8} \times 140.01^2 = 98710.5 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\lambda_1 = \sqrt{\frac{K_{g1}}{E \cdot A}} = \sqrt{\frac{49355.2}{3.00 \times 10^6 \times 0.00460}} = 1.8919$$

$$\lambda_2 = \sqrt[4]{\frac{K_{g2}}{E \cdot I}} = \sqrt[4]{\frac{98710.5}{3.00 \times 10^6 \times 0.0000}} = 6.0157$$

管軸方向および管軸直角方向の地盤変位の伝達係数

$$\alpha_1 = \frac{1}{1 + \left(\frac{2\pi}{\lambda_1 \cdot L'}\right)^2} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2\pi}{1.8919 \times 238.2}\right)^2} = 0.9998$$

$$\alpha_2 = \frac{1}{1 + \left(\frac{2\pi}{\lambda_2 \cdot L}\right)^4} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2\pi}{6.0157 \times 168.4}\right)^4} = 1.0000$$

### 8.2.3 管きよの応力補正係数

管きよの可とう継手がある場合の応力補正係数は式(61), (62)で求める。

$$\xi_1 = \frac{\sqrt{\phi_1^2 + \phi_2^2}}{\exp(\nu' \cdot \lambda_1 \cdot L') - \exp(-\nu' \cdot \lambda_1 \cdot L')} \dots\dots\dots (61)$$

$$\xi_2 = \sqrt{\phi_3^2 + \phi_4^2} \dots\dots\dots (62)$$

$$\nu = \frac{1}{L} = \frac{4.000}{168.4} = 0.0238 \quad , \quad \nu' = \frac{1}{L'} = \frac{4.000}{238.2} = 0.0168$$

$$\mu = \frac{x}{L} = \frac{2.000}{168.4} = 0.0119 \quad , \quad \mu' = \frac{x}{L'} = \frac{2.000}{238.2} = 0.0084$$

ここで、1: 管路の可とう継手間の長さ 4.000 (m)

x: 応力度算出位置。可とう継手間の中央とする。

$$4.000 / 2 = 2.000 \text{ (m)}$$

$\phi_1 \sim \phi_4$ : 式(63)～(59)で求める。

$$\begin{aligned} \phi_1 &= \{ \exp(-\nu' \lambda_1 L') - \cos(2\pi \nu') \} \cdot \exp(\mu' \lambda_1 L') \\ &\quad - \{ \exp(\nu' \lambda_1 L') - \cos(2\pi \nu') \} \cdot \exp(-\mu' \lambda_1 L') \\ &\quad + 2\sinh(\nu' \lambda_1 L') \cdot \cos(2\pi \mu') \dots\dots\dots (63a) \\ &= \{ \exp(-0.0168 \times 1.8919 \times 238.2) - \cos(2\pi \times 0.0168) \} \\ &\quad \times \exp(0.0084 \times 1.8919 \times 238.2) \\ &\quad - \{ \exp(0.0168 \times 1.8919 \times 238.2) - \cos(2\pi \times 0.0168) \} \\ &\quad \times \exp(-0.0084 \times 1.8919 \times 238.2) \\ &\quad + 2 \times \sinh(0.0168 \times 1.8919 \times 238.2) \times \cos(2\pi \times 0.0084) \\ &= 1844.4749 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi_2 &= 2\sin(2\pi \nu') \cdot \sinh(\mu' \lambda_1 L') - 2\sin(2\pi \mu') \cdot \sinh(\nu' \lambda_1 L') \dots\dots\dots (63b) \\ &= 2\sin(2\pi \times 0.0168) \times \sinh(0.0084 \times 1.8919 \times 238.2) \\ &\quad - 2\sin(2\pi \times 0.0084) \cdot \sinh(0.0168 \times 1.8919 \times 238.2) \\ &= -97.4103 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\phi_3 &= f_3 \cdot e_3 - f_1 \cdot e_2 - f_4 \cdot e_1 - \sin(2\pi\mu) && \dots\dots\dots (63c) \\ &= 0.000 \times 1505.473 + 0.009 \times 1965.751 - 0.009 \times 1965.751 - \sin(2\pi \times 0.0119) \\ &= -0.0745\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\phi_4 &= e_4 + f_2 \cdot e_3 - f_2 \cdot e_2 - f_5 \cdot e_1 - \cos(2\pi\mu) && \dots\dots\dots (63d) \\ &= -1505.473 + 1.000 \times 1505.473 + 1.000 \times 1965.751 - 0.748 \times 1965.751 - \cos(2\pi \times 0.0119) \\ &= 493.6011\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\beta &= \sqrt[4]{\frac{K_{g^2}}{4EI}} = \sqrt[4]{\frac{98710.5}{4 \times 3.00 \times 10^6 \times 0.00003}} && \dots\dots\dots (63d) \\ &= 4.2538 \text{ (m}^{-1}\text{)}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}e_1 &= \sin(\mu\beta L) \cdot \sinh(\mu\beta L) && \dots\dots\dots (64a) \\ &= \sin(0.0119 \times 4.2538 \times 168.4) \times \sinh(0.0119 \times 4.2538 \times 168.4) \\ &= \sin(8.5076) \times \sinh(8.5076) = 1965.7505\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}e_2 &= \sin(\mu\beta L) \cdot \cosh(\mu\beta L) && \dots\dots\dots (64b) \\ &= \sin(8.5076) \times \cosh(8.5076) = 1965.7507\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}e_3 &= \cos(\mu\beta L) \cdot \sinh(\mu\beta L) && \dots\dots\dots (64c) \\ &= \cos(8.5076) \times \sinh(8.5076) = -1505.4732\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}e_4 &= \cos(\mu\beta L) \cdot \cosh(\mu\beta L) && \dots\dots\dots (64d) \\ &= \cos(8.5076) \times \cosh(8.5076) = -1505.4733\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}C_1 &= \sin(\nu\beta L) \cdot \sinh(\nu\beta L) && \dots\dots\dots (65a) \\ &= \sin(0.0238 \times 4.2538 \times 168.4) \times \sinh(0.0238 \times 4.2538 \times 168.4) \\ &= \sin(17.0151) \times \sinh(17.0151) = -11837539.5359\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}C_2 &= \sin(\nu\beta L) \cdot \cosh(\nu\beta L) && \dots\dots\dots (65b) \\ &= \sin(17.0151) \times \cosh(17.0151) = -11837539.5359\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}C_3 &= \cos(\nu\beta L) \cdot \sinh(\nu\beta L) && \dots\dots\dots (65c) \\ &= \cos(17.0151) \times \sinh(17.0151) = -3195451.5627\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}C_4 &= \cos(\nu\beta L) \cdot \cosh(\nu\beta L) && \dots\dots\dots (65d) \\ &= \cos(17.0151) \times \cosh(17.0151) = -3195451.5627\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}f_1 &= \frac{1}{\Delta} \cdot [ \{C_1(C_4 - C_1) - C_3(C_3 + C_2) - C_1 \cos(2\pi\nu)\} \cdot \frac{2\pi}{\beta L} \\ &\quad + (C_3 + C_2) \cdot \sin(2\pi\nu) ] && \dots\dots\dots (66a) \\ &= \frac{1}{150338252952556.0} \times [ \{-11837539.5359 \times (-3195451.5627 + 11837539.54) + 3195451. \\ &\quad + 11837539.5359 \times \cos(2\pi \times 0.0238)\} \times \frac{2\pi}{4.2538 \times 168.4} \\ &\quad + (-3195451.5627 - 11837539.5359) \times \sin(2\pi \times 0.0238) ] \\ &= -0.0088\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
f_2 &= \frac{1}{\Delta} \cdot [C_1 \cdot (C_3 - C_2) - C_4 \cdot (C_3 + C_2) + (C_3 + C_2) \cdot \cos(2\pi \nu) \\
&\quad + C_1 \cdot \frac{2\pi}{\beta L} \cdot \sin(2\pi \nu)] \dots\dots\dots (66b) \\
&= \frac{1}{150338252952556.0} \times [-11837539.5359 \times (-3195451.5627 + 11837539.5359) + 3195451. \\
&\quad + (-3195451.5627 - 11837539.5359) \times \cos(2\pi \times 0.0238) \\
&\quad - 11837539.5359 \times \frac{2\pi}{4.2538 \times 168.4} \times \sin(2\pi \times 0.0238)] \\
&= -1.0000 \\
f_3 &= \frac{1}{\Delta} \cdot [ \{C_1 \cdot (C_4 + C_1) - C_2 \cdot (C_3 + C_2) - C_1 \cdot \cos(2\pi \nu)\} \cdot \frac{2\pi}{\beta L} \\
&\quad + (C_3 + C_2) \cdot \sin(2\pi \nu)] \dots\dots\dots (66c) \\
&= \frac{1}{150338252952556.0} \times [ \{-11837539.5359 \times (-3195451.5627 - 11837539.5359) + 118375 \\
&\quad + 11837539.5359 \times \cos(2\pi \times 0.0238)\} \times \frac{2\pi}{4.2538 \times 168.4} \\
&\quad + (-3195451.5627 - 11837539.5359) \times \sin(2\pi \times 0.0238)] \\
&= 0.0000 \\
f_4 &= \frac{1}{\Delta} \cdot [ \{C_3 \cdot (C_4 + C_1) - C_2 \cdot (C_4 - C_1) + (C_2 - C_3) \cdot \cos(2\pi \nu)\} \cdot \frac{2\pi}{\beta L} \\
&\quad - 2C_1 \cdot \sin(2\pi \nu)] \dots\dots\dots (66d) \\
&= \frac{1}{150338252952556.0} \times [ \{-3195451.5627 \times (-3195451.5627 - 11837539.5359) + 1183753 \\
&\quad + (-11837539.5359 + 3195451.5627) \times \cos(2\pi \times 0.0238)\} \times \frac{2\pi}{4.2538 \times 168.4} \\
&\quad + 2 \times 11837539.5359 \times \sin(2\pi \times 0.0238)] \\
&= 0.0088 \\
f_5 &= \frac{1}{\Delta} \cdot [(C_3 - C_2)^2 + C_1 \cdot C_4 - 2C_1 \cdot \cos(2\pi \nu) \\
&\quad - (C_2 - C_3) \cdot \frac{2\pi}{\beta L} \cdot \sin(2\pi \nu)] \dots\dots\dots (66e) \\
&= \frac{1}{150338252952556.0} \times [(-3195451.5627 + 11837539.5359)^2 \\
&\quad + 11837539.5359 \times 3195451.5627 + 2 \times 11837539.5359 \times \cos(2\pi \times 0.0238) \\
&\quad - (-11837539.5359 + 3195451.5627) \times \frac{2\pi}{4.2538 \times 168.4} \times \sin(2\pi \times 0.0238)] \\
&= 0.7484 \\
\Delta &= (C_3 + C_2) \cdot (C_3 - C_2) + 2C_1^2 \dots\dots\dots (66f) \\
&= (-3195451.5627 - 11837539.5359) \times (-3195451.5627 + 11837539.5359) + 2 \times (-11837539.5 \\
&= 150338252952556.0
\end{aligned}$$

管きよの可とう継手がある場合の応力補正係数

$$\begin{aligned}\xi_1 &= \frac{\sqrt{\phi_1^2 + \phi_2^2}}{\exp(\nu' \cdot \lambda_1 \cdot L') - \exp(-\nu' \cdot \lambda_1 \cdot L')} \\ &= \frac{\sqrt{(1844.4749)^2 + (-97.4103)^2}}{\exp(0.0168 \times 1.8919 \times 238.2) - \exp(-0.0168 \times 1.8919 \times 238.2)} \\ &= 0.9546\end{aligned}$$

$$\xi_2 = \sqrt{\phi_3^2 + \phi_4^2} = \sqrt{(-0.0745)^2 + (493.6011)^2} = 493.6011$$

#### 8.2.4 レベル1地震動

管きよ中心深度における最大変位振幅

$$\begin{aligned}U_h(z) &= \frac{2}{\pi^2} \cdot S_v \cdot T_s \cdot \cos\left(\frac{\pi \cdot z}{2H}\right) \\ &= \frac{2}{\pi^2} \times 0.2400 \times 0.882 \times \cos\left(\frac{\pi \times 1.308}{2 \times 24.700}\right) = 0.04275 \quad (\text{m})\end{aligned}$$

管きよの軸方向応力

$$\begin{aligned}\sigma_L &= \alpha_1 \cdot \xi_1 \cdot \frac{\pi \cdot U_h(z)}{L} \cdot E \\ &= 1.000 \times 0.9546 \times \frac{\pi \times 0.04275}{168.4} \times 3.00 \times 10^6 \\ &= 2283.5 \quad (\text{kN/m}^2) = 2.28 \quad (\text{N/mm}^2)\end{aligned}$$

管きよの曲げ方向応力

$$\begin{aligned}\sigma_B &= \alpha_2 \cdot \xi_2 \cdot \frac{2\pi \cdot D \cdot U_h(z)}{L^2} \cdot E \\ &= 1.000 \times 493.6011 \times \frac{2\pi \times 0.2160 \times 0.04275}{168.4^2} \times 3.00 \times 10^6 \\ &= 3029.4 \quad (\text{kN/m}^2) = 3.03 \quad (\text{N/mm}^2)\end{aligned}$$

軸方向力と曲げ方向応力の合成応力

$$\begin{aligned}\sigma_X &= \sqrt{\gamma \cdot \sigma_L^2 + \sigma_B^2} = \sqrt{3.12 \times 2.28^2 + 3.03^2} \\ &= 5.04 \quad (\text{N/mm}^2) \leq \sigma_a = 10.80 \quad (\text{N/mm}^2) \quad \dots\dots\dots (0\text{k})\end{aligned}$$

#### 8.2.5 レベル2地震動

管きよ中心深度における最大変位振幅

$$\begin{aligned}U_h(z) &= \frac{2}{\pi^2} \cdot S_v \cdot T_s \cdot \cos\left(\frac{\pi \cdot z}{2H}\right) \\ &= \frac{2}{\pi^2} \times 0.8000 \times 0.882 \times \cos\left(\frac{\pi \times 1.308}{2 \times 24.700}\right) = 0.14251 \quad (\text{m})\end{aligned}$$

管きよの軸方向応力

$$\begin{aligned}\sigma_L &= \alpha_1 \cdot \xi_1 \cdot \frac{\pi \cdot U_h(z)}{L} \cdot E \\ &= 1.000 \times 0.9546 \times \frac{\pi \times 0.14251}{168.4} \times 3.00 \times 10^6 \\ &= 7611.8 \text{ (kN/m}^2\text{)} = 7.61 \text{ (N/mm}^2\text{)}\end{aligned}$$

管きよの曲げ方向応力

$$\begin{aligned}\sigma_B &= \alpha_2 \cdot \xi_2 \cdot \frac{2\pi \cdot D \cdot U_h(z)}{L^2} \cdot E \\ &= 1.000 \times 493.6011 \times \frac{2\pi \times 0.2160 \times 0.14251}{168.4^2} \times 3.00 \times 10^6 \\ &= 10098.0 \text{ (kN/m}^2\text{)} = 10.10 \text{ (N/mm}^2\text{)}\end{aligned}$$

軸方向力と曲げ方向応力の合成応力

$$\begin{aligned}\sigma_x &= \sqrt{\gamma \cdot \sigma_L^2 + \sigma_B^2} = \sqrt{3.12 \times 7.61^2 + 10.10^2} \\ &= 16.81 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_a = 47.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \dots\dots\dots \text{(Ok)}\end{aligned}$$

## 目 次

1	レベル1地震動時の検討.....	2
1.1	液状化に対する検討.....	2
1.2	マンホールと管きよの接合部の検討.....	2
1.3	管きよと管きよの接合部の検討.....	2
1.4	管きよの管軸方向の検討.....	3
2	レベル2地震動時の検討.....	4
2.1	液状化に対する検討.....	4
2.2	マンホールと管きよの接合部の検討.....	4
2.3	管きよと管きよの接合部の検討.....	4
2.4	管きよの管軸方向の検討.....	5

# 1 レベル1地震動時の検討

## 1.1 液状化に対する検討

	層厚 (m)	土質	N値	F <sub>L</sub>	判定
1	0.500	砂質土	2.0	1.112	非液状化層
2	2.800	砂質土	5.0	1.503	非液状化層
3	1.900	粘性土	3.0	----	非液状化層
4	3.300	砂質土	10.0	1.501	非液状化層
5	12.200	粘性土	2.0	----	非液状化層
6	4.000	砂質土	12.0	1.236	非液状化層

## 1.2 マンホールと管きよの接合部の検討

	屈曲角・拔出量		許容値	判定
地震動による屈曲角	0.01 (度)	≤	2.00 (度)	Ok
地震動による拔出量	3.19 (mm)	≤	27.00 (mm)	Ok

## 1.3 管きよと管きよの接合部の検討

	屈曲角・拔出量		許容値	判定
地震動による屈曲角	0.03 (度)	≤	2.00 (度)	Ok
地震動による拔出量	3.19 (mm)	≤	27.00 (mm)	Ok
地盤の傾斜に伴う 永久ひずみによる拔出し量	52.00 (mm)	>	27.00 (mm)	NG
地盤の硬軟急変化部通過の 影響による拔出し量	20.00 (mm)	≤	27.00 (mm)	Ok
浅層不整形地盤の 影響による拔出し量	12.42 (mm)	≤	27.00 (mm)	Ok

#### 1.4 管きよの管軸方向の検討

	応力度		許容値	判定
管きよの管軸方向の応力度	5.04 (N/mm <sup>2</sup> )	≦	10.80 (N/mm <sup>2</sup> )	Ok

## 2 レベル2地震動時の検討

### 2.1 液状化に対する検討

	層厚 (m)	土質	N値	F <sub>L</sub>	判定
1	0.500	砂質土	2.0	0.339	液状化層
2	2.800	砂質土	5.0	0.523	液状化層
3	1.900	粘性土	3.0	----	非液状化層
4	3.300	砂質土	10.0	0.592	液状化層
5	12.200	粘性土	2.0	----	非液状化層
6	4.000	砂質土	12.0	0.460	液状化層

### 2.2 マンホールと管きよの接合部の検討

	屈曲角・拔出量		許容値	判定
地震動による屈曲角	0.05 (度)	≦	5.00 (度)	Ok
地震動による拔出量	10.63 (mm)	≦	54.00 (mm)	Ok
地盤の液状化に伴う 永久ひずみによる拔出し量	48.00 (mm)	≦	54.00 (mm)	Ok
地盤の傾斜に伴う 永久ひずみによる拔出し量	52.00 (mm)	≦	54.00 (mm)	Ok
地盤の硬軟急変化部通過の 影響による拔出し量	20.00 (mm)	≦	54.00 (mm)	Ok

### 2.3 管きよと管きよの接合部の検討

	屈曲角・拔出量		許容値	判定
地震動による屈曲角	0.08 (度)	≦	5.00 (度)	Ok
地震動による拔出量	10.63 (mm)	≦	54.00 (mm)	Ok
地盤の液状化に伴う 永久ひずみによる拔出し量	48.00 (mm)	≦	54.00 (mm)	Ok
地盤の液状化に伴う 地盤の沈下による屈曲角	5.66 (度)	>	5.00 (度)	NG
地盤の液状化に伴う 地盤の沈下による拔出し量	79.25 (mm)	>	54.00 (mm)	NG

## 2.4 管きよの管軸方向の検討

	応力度		許容値	判定
管きよの管軸方向の応力度	16.81 (N/mm <sup>2</sup> )	≦	47.00 (N/mm <sup>2</sup> )	Ok