

# 特集：管路構造計算システム Ver3.2

令和6年12月記事更新  
(株)SIPシステム

## 横断方向の管路に対し 地震時の検討も可能

—はじめに—

本システムは、土地改良「パイプライン（令和3年6月）」、日本下水道協会「下水道施設設計（2014年度版）」および日本上水道協会の「水道施設設計指針（2021年度版）」に準拠した管体横断方向の常時・地震時（レベル1・レベル2）の構造計算を行います。

適用管種は、「不とう性管」および「とう性管」に対応し、標準DBから読み込みも可能です。施工断面は「溝形」「突出形」「逆突出形」「矢板施工」「簡易土留工法」に対応、検討断面は、埋設深の計算範囲（ピッチ）を指定して一括登録が可能。計算書は、罫線枠やフォントサイズの帳票編集や、目次の自動生成、またRTF変換によるWord出力も可能です。

### ①適用基準

- 農林水産省農村振興局  
土地改良事業計画設計基準 設計「パイプライン」基準書・技術書（R3/6/30）
- 日本下水道協会  
下水道施設計画・設計指針と解説（2014）  
・下水道施設耐震計算例（2015年）
- 日本水道協会  
水道施設設計指針 2012（H24/7）

### ②設計範囲

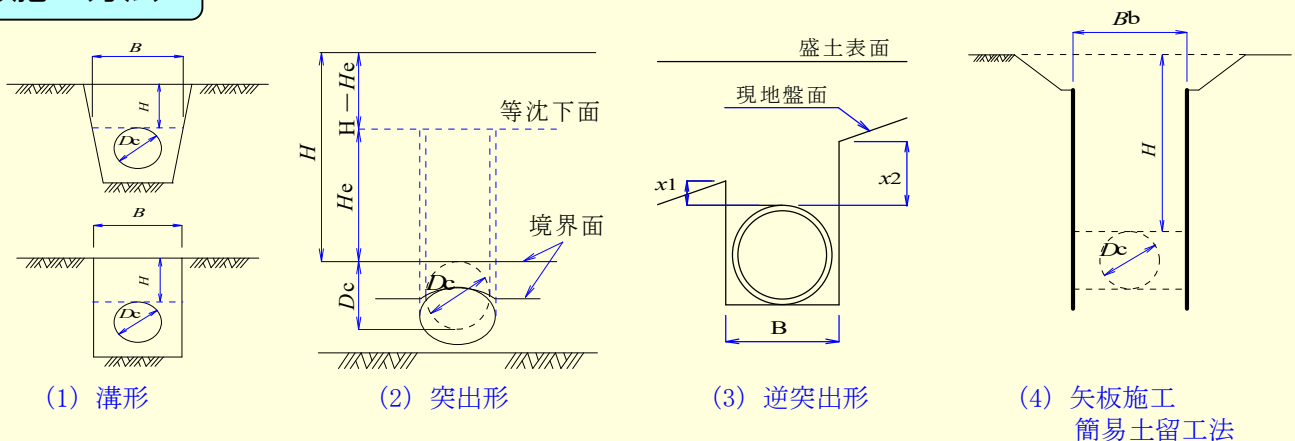
1. 管体横断方向の常時・地震時（level1&2）の断面照査
2. 基礎材の反力係数（単配管・複合配管）の計算
3. 埋設深（浮上り・凍結深）の検討
4. 設計荷重（埋め戻土、活荷重、雪荷重、宅地荷重）
5. 施工時荷重の検討（任意荷重対応）
6. 管体の許容水圧の算出と照査
7. 管体のたわみ率の算出と照査
8. 地震時（応答変位法）の安全性の照査

### ③適用管種

1. 標準管は「規格管」としてDBファイルへ管体重量や呼径等の材料特性値を登録済み。
  2. 標準管以外の各管種の特長値を「登録管」として任意に登録が可能。
- <定義>  
とう性管とは、管体の許容される「たわみ率」が $\geq 3\%$ の管をいい、不とう性管は $< 3\%$ の管としている。

管分類	管種名の分類	管種名
不とう性管	遠心力鉄筋コンクリート管	遠心力鉄筋コンクリート管
	コア式プレストレスコンクリート管	コア式プレストレスコンクリート管
とう性管	ダクタイル鋳鉄管	ダクタイル鋳鉄管
		農業用ダクタイル鋳鉄管
		圧力配管用炭素鋼管
	鋼管	水輸送用塗覆鋼管
		配管用アーク溶接炭素鋼管
		配管用炭素鋼管
		農業用プラスチック被覆鋼管
	硬質ポリ塩化ビニル管	硬質ポリ塩化ビニル管
		水道用硬質ポリ塩化ビニル管
		農業用水用厚肉硬質ポリ塩化ビニル管
ポリエチレン管	一般用ポリエチレン管	
	水道用ポリエチレン管	
	ガラス繊維強化ポリエチレン管	
強化プラスチック複合管	強化プラスチック複合管	
	内挿用強化プラスチック複合管	

### ④施工方法



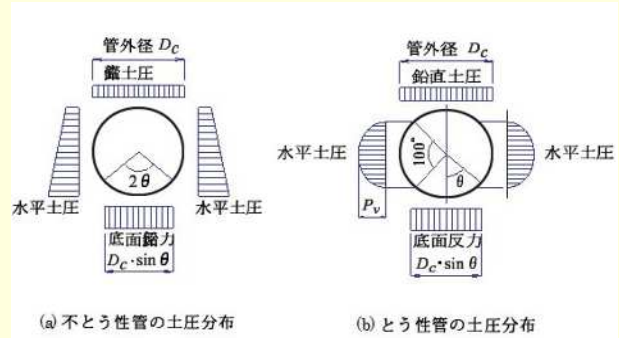
## ⑤土圧公式の適用

### ・不とう性管

- 1) 溝形の鉛直土圧（マーストン公式）は、突出形とした場合と比べ小さい方を鉛直土圧とする。
- 2) 矢板施工の場合は、突出形の鉛直土圧を上限とする。
- 3) 逆突出形は、突出形の場合と比較して小さい方を鉛直土圧とする。
- 4) 簡易土留工法は、垂直土圧公式として算定する。

### ・とう性管

- 1) とう性管の土圧は、土かぶり（2.0m）の分布に応じて適用公式を区分する。（項目②参照）
- 2) 溝形の鉛直土圧は、突出形とした場合と比べ小さい方を鉛直土圧とする。
- 3) その他の土圧公式の適用は、不とう性管の矢板施工、逆突出形、簡易土留工も同様。



## ⑥活荷重

1 群集荷重	群集荷重による鉛直荷重 $W_y$ (kN/m <sup>2</sup> )				
	路面等で大型自動車が入る場合	5.0			
	大型自動車の入らない耕作道	3.0			
	公道の歩道	5.0			

2 自動車荷重 (プーシネスク式対応)	荷重	総重量 (kN)	前輪荷重 (kN)	後輪荷重 (kN)	占有幅 (m)
	T-25	245	22.5	100	2.75
	T-20	196	20	78	2.75
	T-14	137	13.5	55	2.75
	T-10	98	10	39	2.75
	T-6	59	5.9	24	2.75

3 軌道荷重	軌道荷重についてデフォルト値はなく、考慮する場合は荷重の大きさ指定します。鉛直荷重および水平荷重を考慮するものとして、水平荷重は活荷重と同様に求める。
--------	---

4 その他荷重	<ol style="list-style-type: none"> <li>1) 宅地荷重 <ol style="list-style-type: none"> <li>1. 宅地および宅地見込み地で建築物が連担する所は、20 (kN/m<sup>2</sup>) を見込む。</li> <li>2. 宅地見込み地に順ずる現ずる農地林地で連担見込みが場合、15 (kN/m<sup>2</sup>) を見込む。</li> </ol> </li> <li>2) 雪荷重 <ol style="list-style-type: none"> <li>1. 雪荷重を路面において自動車荷重と組み合わせる場合 1.0 (kN/m<sup>2</sup>)</li> <li>2. 雪荷重のみの場合（直接入力）。（通常：積雪深 1.0m 当り 3.0 (kN/m<sup>2</sup>)</li> </ol> </li> <li>3) 施工時荷重 3t 級～15t 級迄の荷重と任意荷重（クローラー幅+間隔を指定）の指定。</li> <li>4) その他の載荷重 「荷重名称+荷重強度 (kN/m<sup>2</sup>)」を任意に 2 ケース指定可能。</li> </ol>
---------	---

## ⑦設計水圧

●管体に作用する「設計水圧」は  +  の値を入力。（1kgf/cm<sup>2</sup>=0.098MPa）

: クローズドタイプのパイプライン（管網）では、静水位－地盤高さ（管心深さ）で求めた静水頭（圧）となる。

: 本技術書では、水撃圧の予測は計算による方法を原則とする「パイプライン」（P230）とあるが、P237 では「8.3.5 経験則による水撃圧の推定」を記載している。

### ①オープンタイプの場合

水撃圧は設計流量が下流時の動水勾配線による水圧の 20% とする。

### ②クローズドタイプ及びセミクローズドタイプの場合

静水圧が、0.35MPa 未満の場合は静水圧の 100% とする。静水圧が 0.35MPa) 以上の場合は静水圧の 40%、又は 0.34MPa の何れか大きい値とする。

## ⑧不とう性管の評価

●不とう性管の場合、常時の検討において「許容外圧」との比較判定が可能。（ $q' / q \geq$  安全率）

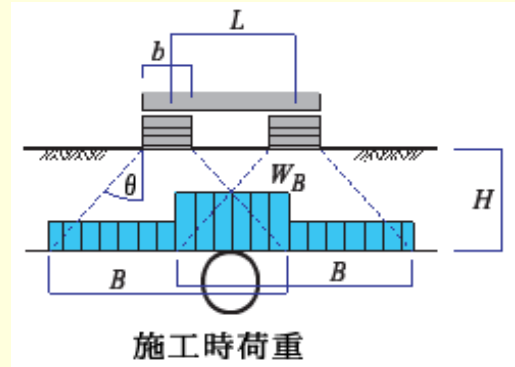
## ⑧施工時の検討

施工時荷重は、下記式により求めるが、規格外の任意の荷重の入力も可能（クローラ幅Bとクローラ間隔Lを入力）。

$$W_B = n \cdot q_B \cdot (1+i) \cdot \frac{b}{b+2H \cdot \tan \theta}$$

表 4.11 フルトーザ諸元

規格	接地圧 q <sub>B</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	キャタピラ 幅 b (m)	キャタピラ 間隔 L (m)
3 ton級	32	0.30	1.19
6 ton級	45	0.35	1.42
8 ton級	47	0.41	1.54
11 ton級	57	0.46	1.88
15 ton級	59	0.51	1.88



## ⑨基礎材の反力係数

反力係数公式

$$e' = e'_0 \cdot \alpha_a \cdot \alpha_b \cdot \alpha_w$$

地下水位の判定

$e'_0$  : 基礎材による基準反力係数 (表-9-4-11)

$\alpha_a$  : 溝幅による補正係数 (式 9.4.14)

$\alpha_b$  : 締め固め度合いによる補正係数 (表 9-4-13)

$\alpha_w$  : 地下水位の影響による補正 (式 9.4.15)

$\alpha_w$  : 地下水位の影響による補正は、 $\alpha_w = (P_r - 45) / 50$   $P_r$  = 基礎材の締め固め度 ≤ 95%

基準書「パイプライン (R3/6)」では、基礎材に関する条件が改定されています。注意すべき内容としては

- ① 固化処理土としてソイルセメントや流動化処理 ( $q_u = 200 \sim 500 \text{ kN/m}^2$ ) は、基礎材の圧密沈下や変更を抑制が可能。但し、強度が大きいと固定支承となるのでとう性管の特性を失うので注意する。
- ② 基礎材及び埋め戻し材料に礫質土を用いる場合、礫が触れて集中荷重を起こさないよう配慮する。
- ③ 硬質ポリ塩化ビニル管、ポリエチレン管、ガラス繊維ポリエチレン管の基礎材は砂質土を基本とする。

## ⑩管体の安全照査

1 不とう性管

1. 許容内圧の照査

- ・不とう性管では設計水圧（静水圧+水撃圧）が許容内圧を超えないことを照査。（設計水圧との照査）尚、不とう性管では管体自重による曲げモーメントは考慮しない<sup>1</sup>。

2 とう性管

1. とう性管（強化プラスチック複合管を除く）

- ・管材の「許容応力度から求まる管厚」と「設計たわみ率から求まる管厚」を求め、その両方を満足する事を照査する。ダクタイル鋳鉄管および鋼管は、最終管厚の決定には腐食代や管厚公差を見込む。

		t: 計算肉厚	最終管厚 (mm)
ダクタイル鋳鉄管	$T+1 \geq 10\text{mm}$ の場合	φ 800 以上	$T=1.1t$
		φ 700 以下	$T=1.1(t+1)$
	$T+1 < 10\text{mm}$ の場合	φ 800 以上	$T=t+1$
		φ 700 以下	$T=t+2$
鋼管	φ 800 以上	$T=t$	
	φ 700 以下	$T=t+2$	

2. 強化プラスチック複合管は、不とう性管と同様に許容内圧の照査の他、たわみ率に対する照査を行う。
3. 水道基準の「ポリエチレン管」については、マーストン公式、スパングラの修正式を適用可能。

# ⑪地震時の照査

## 1 地盤の応答変位

任意の深さ  $x$  における地盤の水平変位振幅は式で求める。

$$U_h(x) = \frac{z}{\pi^2} \cdot S_v \cdot T_G \cdot K_{HI}^0 \cdot \cos\left(\frac{\pi \cdot x}{2H}\right) \quad (\text{地震動レベル1})$$

$$U_h(x) = \frac{z}{\pi^2} \cdot S_v^0 \cdot T_G \cdot \cos\left(\frac{\pi \cdot x}{2H}\right) \quad (\text{地震動レベル2})$$

$$T_G = 4 \sum_{i=1}^n \left( \frac{H_i}{V_i} \right)$$

$$K_{HI}^0 = C_z \cdot K_{H01}^0$$

$$V_i = \begin{cases} 129 \cdot N_i^{0.183} & \text{洪積層粘性土層の場合} \\ 123 \cdot N_i^{0.125} & \text{洪積層砂質土層の場合} \\ 122 \cdot N_i^{0.0777} & \text{沖積層粘性土層の場合} \\ 61.8 \cdot N_i^{0.211} & \text{沖積層砂質土層の場合} \end{cases}$$

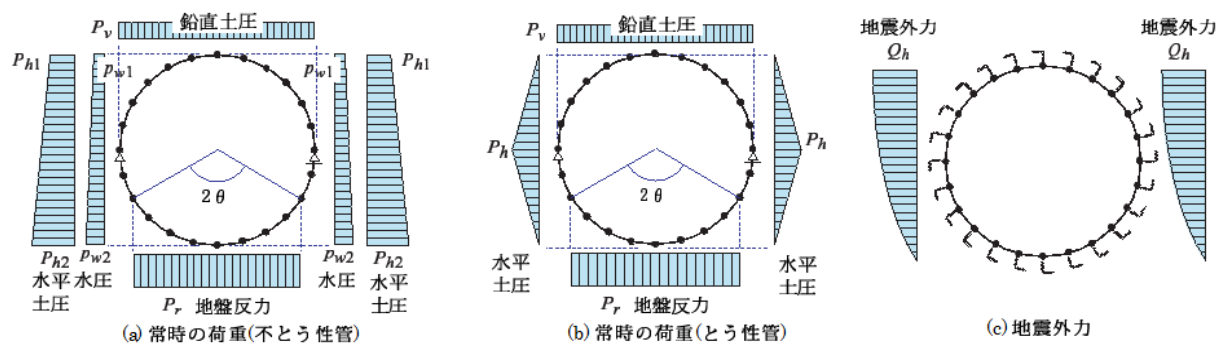
ここに、 $U_h(x)$ ： 深さ  $x$  における最大変位振幅

注) パイプライン基準/下水道基準の設計応答速度は異なる。

## 2 計算モデル (解析)

管きよの地震時の照査では、変位法による骨組構造解析を用い応答変位法により行っている。

管きよの計算モデルは、下図に示すように荷重には常時において管きよに作用する鉛直土圧、水圧および地盤反力をまた、応答変位により発生する地震時外力を考慮して照査を行う。



## 3 地域別補正係数

地区別、基準書別の補正係数  $C_z$  は右図の通り。

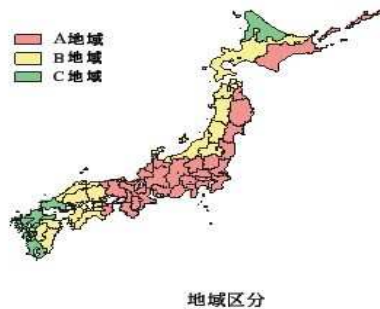


表 6.1 地域別補正係数

区分 地域	補正係数 $C_z$		
	水道	下水道	パイプ ライン
A区分	1.0	1.0	1.0
B区分	0.9	0.85	0.85
C区分	0.8	0.7	0.7
沖縄県	0.7	0.7	0.7

## 4 地震外力

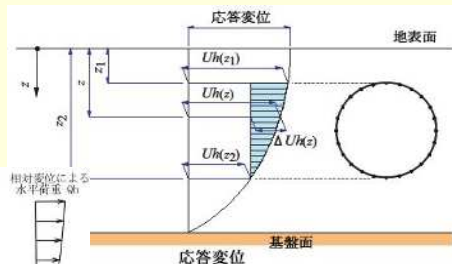
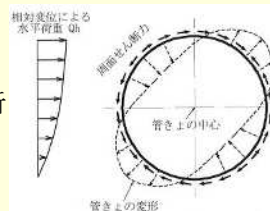
応答変位法における地震外力は、次式に示すように地盤の相対応答変位に水平地盤バネを乗じて求める。

$$q_h(z) = (jK_h \cdot \sin\theta_j + jK_s \cdot \cos\theta_j) \cdot DU_h(z) \cdot D$$

$$= (jK_h \cdot \sin\theta_j + jK_s \cdot \cos\theta_j) \cdot fU_h(z) - U_h(z_2) \cdot g \cdot D$$

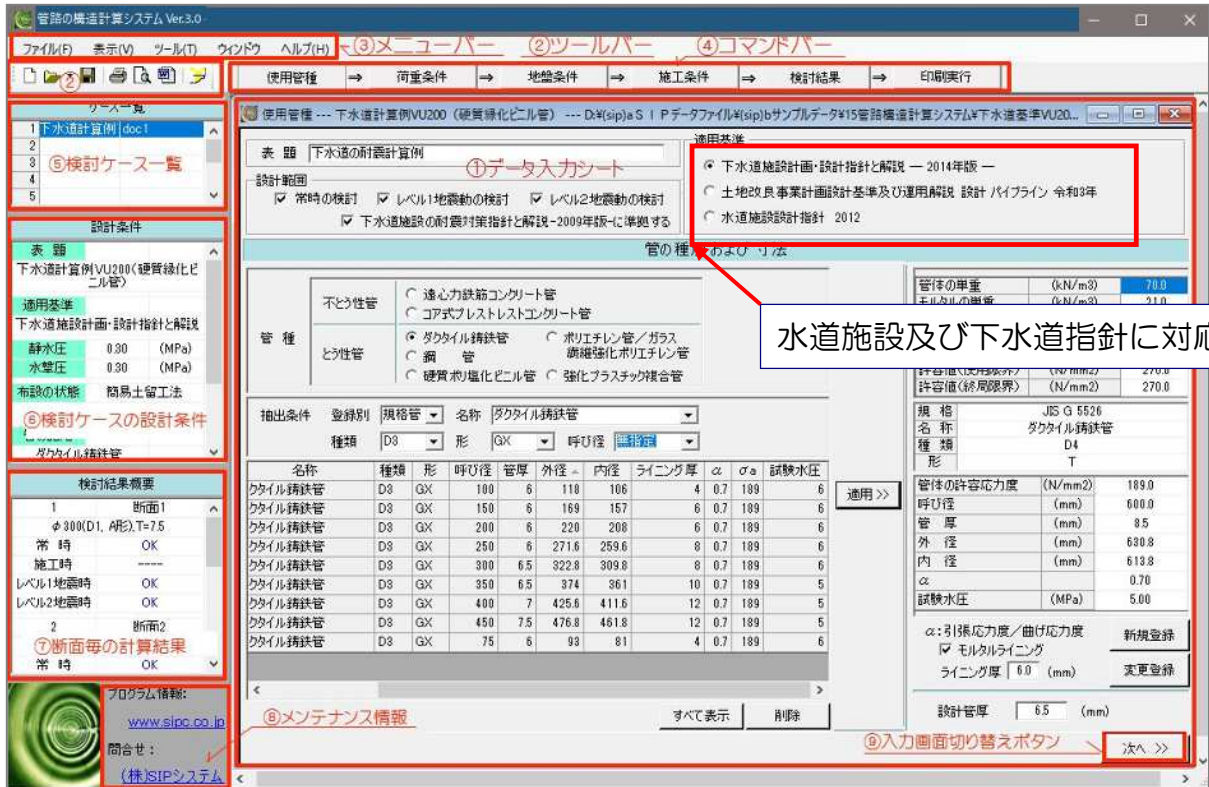
ここで、 $q_h(z)$ ： 地表面から深さ  $z$  の位置における地震外力

また、下水道基準に準拠し管の外周面に作用する周面めんせん断力の検討も可能です。

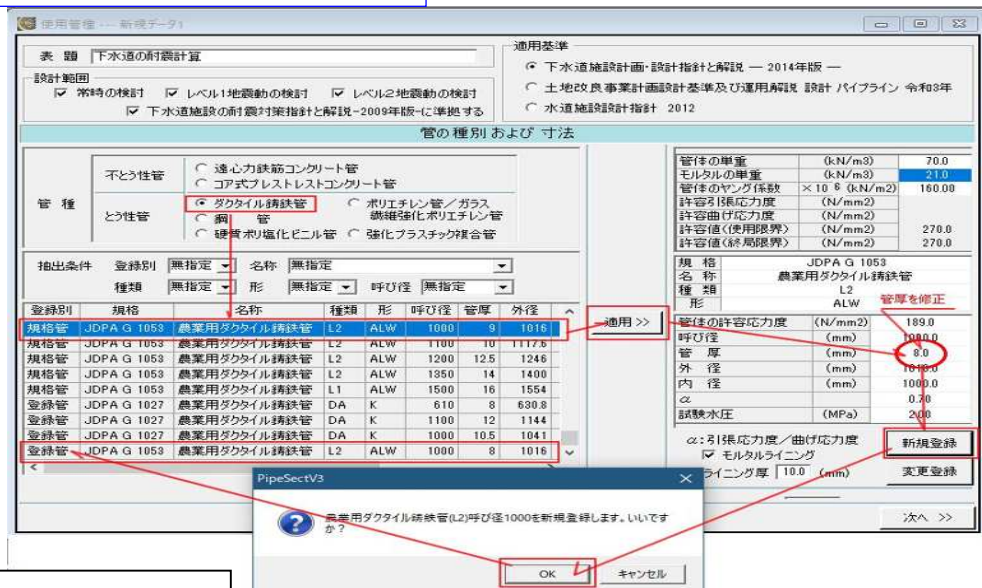


# 管路構造計算システムの機能と操作画面の概要

「スラスト対策工設計システム Ver3.2」の主な機能と操作画面についてご案内しています。



## 標準管 DB からの管材の読み込み



<右図>

標準管種は、システム内でDB化されていますが、ユーザ指定による管種を「登録管」として登録も可能。

また、管種DBはCSV化されていますので、直接DBの編集も可能です。

登録別	呼び径	管厚	外径	内径	ライニング厚	$\alpha$	$\sigma_a$	試験水圧
規格管	800	10	836	816	8	0.7	189	4
規格管	900	11	939	917	8	0.7	189	4
規格管	1000	12	1041	1017	10	0.7	189	4
規格管	1100	13	1144	1118	10	0.7	189	3
規格管	1200	13.5	1246	1219	10	0.7	189	3
規格管	1350	15	1400	1370	12	0.7	189	3
規格管	1500	16.5	1554	1521	12	0.7	189	3

登録別	呼び径	管厚	外径	内径	ライニング厚	$\alpha$	$\sigma_a$	試験水圧
規格管	800	10	836	816	8	0.7	189	4
規格管	900	11	939	917	8	0.7	189	4
登録管	1000	12	1041	1017	11	0.7	189	4
規格管	1100	13	1144	1118	10	0.7	189	3
規格管	1200	13.5	1246	1219	10	0.7	189	3

# 設計荷重の入力項目

設計荷重 --- 管体の構造計算例 --- D:\(sip)aSIP業務関連データファイル\W(sip)bサンプルデータ\15管路構造計算システム\管路Ver3Sample強化ブ...

### 埋戻し土

埋戻し土の単位体積重量  $\gamma$   (kN/m<sup>3</sup>)  
 埋戻し土の飽和単位体積重量  $\gamma_{sat}$   (kN/m<sup>3</sup>)  
 埋戻し土の内部摩擦角  $\phi$   (°)  
 水の単位体積重量  $\gamma_{wo}$   (kN/m<sup>3</sup>)  
 管内水の単位体積重量  $\gamma_{wi}$   (kN/m<sup>3</sup>)

締固めⅠ  締固めⅡ 締固め度 Pr  (%)  
 基礎材の反力係数: 地下水位無し(補正を行わない)

### 群集荷重

群集荷重なし  大型自動車の入らない耕作道  その他  
 公道の歩道  路面等で大型自動車が入る場合

### 自動車荷重

(kN)

自動車荷重  
 自動車荷重なし  T-6  T-10  T-14  T-20  T-25

荷重分布  
 45° 分布  プーシネス式

衝撃係数  
 コンクリートおよびアスファルト舗装道路  $i=0.1\sim0.3$   
 未舗装道路  $i=0.2\sim0.4$   
 下水道基準  $i=0.0\sim0.5$   その他 衝撃係数  $i$

### 軌道荷重

(kN/m<sup>2</sup>)

### 宅地荷重

(kN/m<sup>2</sup>)

宅地荷重なし  
 宅地および宅地見込み地であって建築物が連担し、または連担すると見込まれるところにある場合  
 当該土地について地権者の建築計画がある等、宅地見込み地に順ずる現況農地林地であって、建築物が連担する見込みがない場  
 その他

### 雪荷重

(kN/m<sup>2</sup>)

雪荷重なし  雪荷重のみの場合  
 雪荷重を路面において自動車荷重と組み合わせる場合

### その他の載荷重

荷重名称	荷重強度 (kN/m <sup>2</sup> )
載荷重 1	
載荷重 2	

### 施工時荷重

(kN/m<sup>2</sup>)

なし  3t級  6t級  8t級  11t級  15t級  任意  
 クローラー幅 B  (m) クローラー間隔 L  (m)

衝撃係数  普通地盤 (0.0)  軟弱地盤 (0.2)

### 設計水圧

静水圧  (MPa) 水撃圧  (MPa)

### その他

常時において許容外圧との比較判定を行う。(不とう性管)  
 管体の安全性の照査 安全率  $q/q \geq$   (下水道基準不とう性管等)

埋戻し土

埋戻し土の単位体積重量  $\gamma$   (kN/m<sup>3</sup>)  
 埋戻し土の飽和単位体積重量  $\gamma_{sat}$   (kN/m<sup>3</sup>)  
 埋戻し土の内部摩擦角  $\phi$   (°)  
 水の単位体積重量  $\gamma_{wo}$   (kN/m<sup>3</sup>)  
 管内水の単位体積重量  $\gamma_{wi}$   (kN/m<sup>3</sup>)

締固めⅠ  締固めⅡ 締固め度 Pr  (%)  
 基礎材の反力係数: 地下水位無し(補正を行わない)

群集荷重  (kN/m<sup>2</sup>)

群集荷重なし  大型自動車の入らない耕作道  その他  
 公道の歩道  路面等で大型自動車が入る場合

自動車荷重  (kN)

自動車荷重  
 自動車荷重なし  T-6  T-10  T-14  T-20  T-25

荷重分布  
 45° 分布  プーシネス式

衝撃係数  
 コンクリートおよびアスファルト舗装道路  $i=0.1\sim0.3$   
 未舗装道路  $i=0.2\sim0.4$   
 下水道基準  $i=0.0\sim0.5$   その他 衝撃係数  $i$

軌道荷重  (kN/m<sup>2</sup>)

宅地荷重  (kN/m<sup>2</sup>)

宅地荷重なし  
 宅地および宅地見込み地であって建築物が連担し、または連担すると見込まれるところにある場合  
 当該土地について地権者の建築計画がある等、宅地見込み地に順ずる現況農地林地であって、建築物が連担する見込みがない場  
 その他

雪荷重  (kN/m<sup>2</sup>)

雪荷重なし  雪荷重のみの場合  
 雪荷重を路面において自動車荷重と組み合わせる場合

その他の載荷重

荷重名称	荷重強度 (kN/m <sup>2</sup> )
載荷重 1	その他の荷重
載荷重 2	10.000

施工時荷重  (kN/m<sup>2</sup>)

なし  3t級  6t級  8t級  11t級  15t級  任意  
 クローラー幅 B  (m) クローラー間隔 L  (m)

衝撃係数  普通地盤 (0.0)  軟弱地盤 (0.2)

設計水圧

静水圧  (MPa) 水撃圧  (MPa)

その他

常時において許容外圧との比較判定を行う。(不とう性管)  
 管体の安全性の照査 安全率  $q/q \geq$   (下水道基準不とう性管等)



# 施工条件の入力項目

<右図>

施工法の選択により入力イメージ図が切り替わります。

また、施工奉納によりデータ入力項目も切り替わります。

施工方法

- 溝形 (索掘り施工)
- 突出形 (索掘り施工)
- 逆突出形 (索掘り施工)
- 矢板施工
- 簡易土留工法

垂直土圧公式のみを用いる

矢板を撤去する

基礎コンクリートの幅 (m)

グラフ確認      デフォルト再設定      挿入      削除      全消去

No	断面名	静水圧	水撃圧	h (m)	h0 (m)	b (m)	勾配 n	施工支持角	設計支持角
1	断面1	0.03	0.03	1.000	0.300	1.320	0.300	360	90
2	断面2	0.03	0.03	1.500	0.200	1.320	0.300	360	90
3	断面3	0.03	0.03	2.000	0.200	1.320	0.300	360	90
4	断面4	0.03	0.03	2.500	0.200	1.320	0.300	360	90

施工方法

- 溝形 (索掘り施工)
- 突出形 (索掘り施工)
- 逆突出形 (索掘り施工)
- 矢板施工
- 簡易土留工法

垂直土圧公式のみを用いる

マーston公式のみを用いる

スパンゴラーの修正式を用いる

埋戻し土の受働土圧係数  (N/mm<sup>2</sup>)

矢板を撤去する

グラフ確認      デフォルト再設定      挿入      削除      全消去

No	断面名	静水圧	水撃圧	h (m)	h0 (m)	施工支持角	設計支持角
1	断面1	0.240	0.240	0.500	0.200	360	90
2	断面2	0.240	0.240	1.000	0.200	360	90
3	断面3	0.240	0.240	1.500	0.200	360	90
4	断面4	0.240	0.240	2.000	0.200	360	90

施工方法

- 溝形 (索掘り施工)
- 突出形 (索掘り施工)
- 逆突出形 (索掘り施工)
- 矢板施工
- 簡易土留工法

垂直土圧公式のみを用いる

矢板を撤去する

基礎コンクリートの幅 (m)

グラフ確認      デフォルト再設定      挿入      削除      全消去

No	断面名	静水圧	水撃圧	h (m)	h0 (m)	x1 (m)	x2 (m)	B (m)	施工支持角	設計支持角
1	断面1	0.03	0.03	1.000	0.200	0.300	0.400	0.800	360	90
2	断面2	0.03	0.03	2.000	0.200	0.300	0.400	0.800	360	90
3	断面3	0.03	0.03	3.000	0.200	0.300	0.400	0.800	360	90

施工方法

- 溝形 (索掘り施工)
- 突出形 (索掘り施工)
- 逆突出形 (索掘り施工)
- 矢板施工
- 簡易土留工法

垂直土圧公式のみを用いる

矢板を撤去する

基礎コンクリートの幅 (m)

グラフ確認      デフォルト再設定      挿入      削除      全消去

No	断面名	静水圧	水撃圧	h (m)	h0 (m)	B (m)	Bc (m)	施工支持角	設計支持角
1	断面1	0.03	0.03	1.000	0.200	1.000	0.850	360	90
2	断面2	0.03	0.03	2.000	0.200	1.000	0.850	360	90
3	断面3	0.03	0.03	3.000	0.200	1.000	0.850	360	90

施工方法

- 溝形 (索掘り施工)
- 突出形 (索掘り施工)
- 逆突出形 (索掘り施工)
- 矢板施工
- 簡易土留工法

垂直土圧公式のみを用いる

矢板を撤去する

基礎コンクリートの幅 (m)

グラフ確認      デフォルト再設定      挿入      削除      全消去

No	断面名	静水圧	水撃圧	h (m)	h0 (m)	B (m)	Bc (m)	施工支持角	設計支持角
1	断面1	0.03	0.03	1.000	0.200	1.200	0.900	360	90
2	断面2	0.03	0.03	2.000	0.200	1.200	0.900	360	90
3	断面3	0.03	0.03	3.000	0.200	1.200	0.900	360	90

# グラフ作成機能

グラフ作成機能の操作画面。上部には「グラフ確認」ボタン（②）があり、下部には「作図」ボタン（④）があります。

No	断面名	静水圧	水撃圧	h (m)	h0 (m)	b (m)	勾配 n	施工支持角
1	断面1	0.270	0.270	1.000	0.150	1.000	0.300	360
2	断面2	0.270	0.270	1.500	0.150	1.000	0.300	360
3	断面3	0.270	0.270	2.000	0.150	1.000	0.300	360
4	断面4	0.270	0.270	2.500	0.150	1.000	0.300	360

グラフ表示画面の条件設定:

- 断面名: 断面2 (③)
- 土被りの範囲 (m): 0.500 ~ 6.000
- 条件: 常時 (選択)
- 種類: 許容内圧 (選択), 設計水圧 (チェック)

グラフのY軸: 許容内圧 (MPa) (0.0 ~ 4.0)  
X軸: 土被り H (m) (0.0 ~ 6.0)

凡例: 許容内圧 (赤い点線), 設計水圧 (青い実線)

# 検討断面毎の計算結果一覧表

計算結果一覧表のスクリーンショット。表には断面No、判定、土かぶり、名前、呼び径、種類、形、設計水圧、許容水圧、たわみ率、設計たわみ率などが記載されています。

断面No	判定	土かぶり (m)	名前	呼び径	種類	形	常時			
							設計水圧 (MPa)	許容水圧 (MPa)	たわみ率 (%)	設計たわみ率 (%)
1	Ok	1.000	強化プラスチック複合管	400	5種	D	0.23	0.23	2.16	3.0
2	Ok	1.500	強化プラスチック複合管	400	5種	D	0.23	0.23	2.27	3.0
3	NG	2.000	強化プラスチック複合管	400	5種	D	0.23	0.22	2.62	3.0
4	NG	2.500	強化プラスチック複合管	400	5種	D	0.23	0.22	2.98	3.0
5	NG	3.000	強化プラスチック複合管	400	5種	D	0.23	0.21	3.41	3.0
6	NG	3.500	強化プラスチック複合管	400	5種	D	0.23	0.20	3.82	3.0

登録管種と使用管種の詳細情報も表示されています。

登録管種: 抽出条件、登録別、名称、種類、形、呼び径、管厚、外径

使用管種: 規格 (JIS A 5350)、名称 (強化プラスチック複合管)、種類 (5種)、形 (D)

その他の仕様: EI (0.802), 呼び径 (4000), 管厚 (120), 外径 (4240), 内径 (4000), 試験水圧 (0.50), 試験外圧強度 (32.60)

# 計算実行後の印刷出力と印刷プレビュー表示

管路的構造計算システム Ver.2

ファイル(F) 表示(V) ツール(T)

- 新規作成(N) Ctrl+N
- 開く(O) Ctrl+O
- 保存(S) Ctrl+S
- 名前を付けて保存(A)
- 互換ファイル読み込み
- 互換ファイル書き出し ①
- 印刷(P) Ctrl+P
- 印刷プレビュー(V) Ctrl+V
- Microsoft Word 出力
- アプリケーションの終了(X)

使用管種 → 荷重条件 → 印刷実行

② Word文章へ変換処理  
③ プレビュー表示後印刷  
④ プリンター直接印刷

印刷プレビュー

入力データの印刷  断面ごと詳細計算書の印刷  目次作成

設計計算書の印刷  検討結果一覧表の印刷  グラフ印字

断面選択 全選択 全除外

断面	判定	土かぶり(m)	名前	呼び径	種類	形	印刷
1	Ok	1.000	ダクタイル鉄管	250	D1	A	<input checked="" type="checkbox"/>
2	Ok	1.500	ダクタイル鉄管	350	D1	A	<input checked="" type="checkbox"/>
3	Ok	2.000	ダクタイル鉄管	400	D3	NS	<input checked="" type="checkbox"/>
4	Ok	5.000	ダクタイル鉄管	400	D3	NS	<input checked="" type="checkbox"/>

印刷書式の確認・変更 出力実行 キャンセル

管路的構造計算システム Ver.2

ページ 2 / 6

1 断面1

1.1 設計条件

1.1-1 準拠指針  
土地改良事業計画設計基準及び運用・解説 設計「パイプライン」平成21年3月  
農林水産省 農村振興局

1.1-2 水圧条件  
静水圧 H= 0.540 (MPa)

1.1-3 施工条件  
布設の状態 矢板施工  
土かぶり H= 1.000 (m)  
管心レベルの溝幅 B<sub>1</sub>= 1.000 (m)  
標準溝幅 B<sub>2</sub>= 1.100 (m) .....(基準書 p.308)

図-1 寸法図

1.1-4 埋戻し土・基礎材等の条件  
現地盤の土質 粘性土  
基礎の材料 砂質土  
埋戻し土の内部摩擦角 φ = 30.0 °  
埋戻し土の単位体積重量 γ = 18.0 (kN/m<sup>3</sup>)  
埋戻し土の飽和単位体積重量 γ<sub>sat</sub> = 19.0 (kN/m<sup>3</sup>)  
基礎の施工支持角 2θ = 360.0 °



# 管路構造計算システム

「土地改良事業設計基準 (パイプライン)」・「日本下水道協会」・「日本上水道協会」に準拠

価格 ¥220,000- (税込)

新規購入の場合、別途プロテクト費用が必要です。

## 適用基準

- 農林水産省農村振興局
  - ・「パイプライン」(令和6年6月)
- 日本下水道協会
  - ・下水道施設の耐震対策 (2014年)
  - ・下水道施設耐震計算例 (2015年)
- 日本水道協会
  - ・水道施設設計指針 (2012年)
  - ・水道施設耐震工法 (2009年)

## 計算範囲

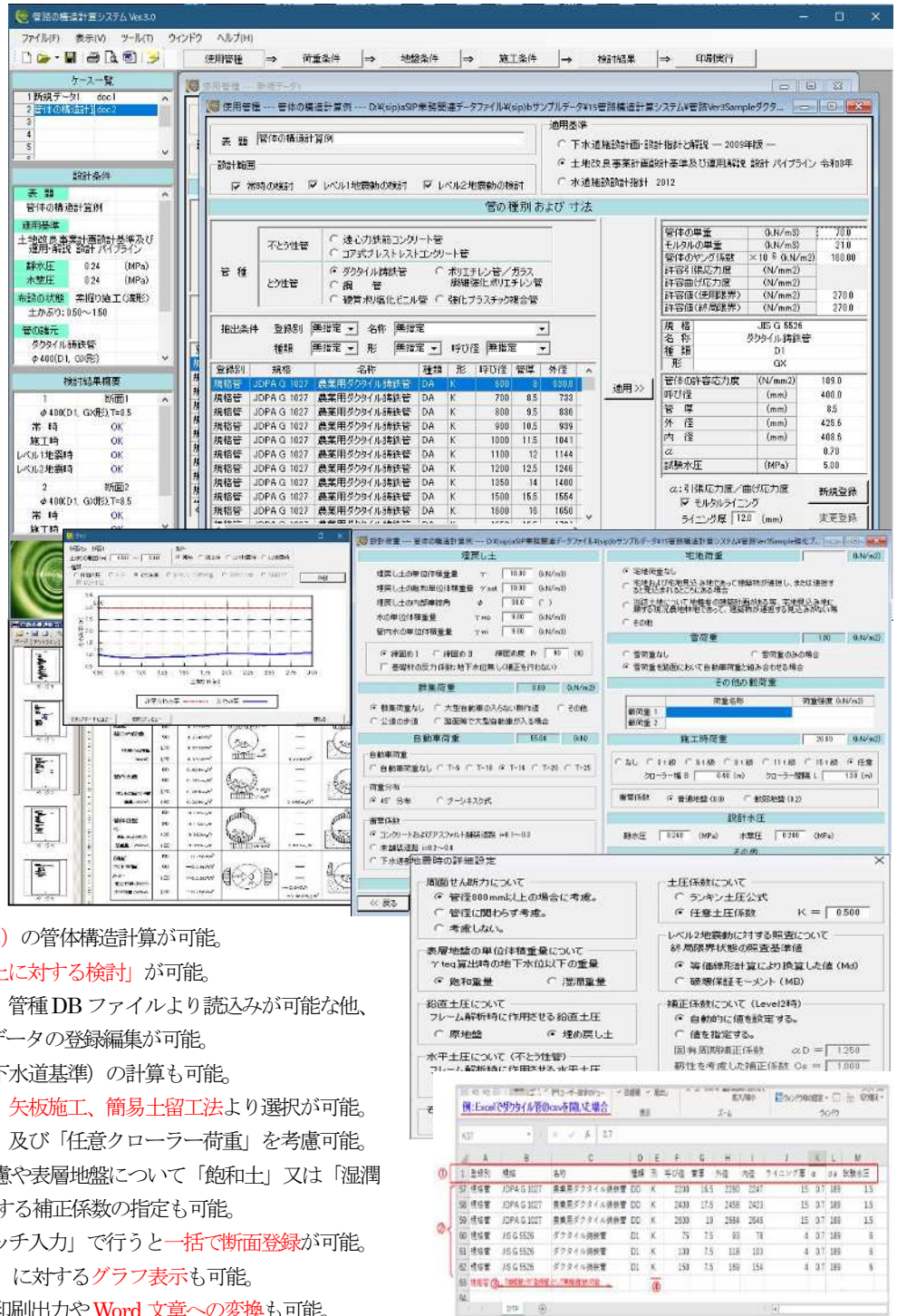
- 管体の常時・地震時の断面照査
- 埋設深(凍結深・浮上り)の検討
- 内圧から求めた管厚の判定
- 管体のたわみ率の算出と判定
- 管体の許容水圧の算出と判定

## 適用管種

- 不とう性管
  - ・遠心鉄筋コンクリート管
  - ・コア式プレストレストコンクリート管
- とう性管
  - ・ダクティル鉄管・鋼管
  - ・ポリエチレン管 (+ガラス繊維)
  - ・硬質ポリ塩化ビニル管
  - ・強化プラスチック複合管

## 主な機能

1. 管断面の常時・地震時 (レベル1、レベル2) の管体構造計算が可能。
2. 埋設深の検討として「凍結深」および「浮上りに対する検討」が可能。
3. 管種 (とう性管・不とう性管) の特性値は、管種DBファイルより読み込みが可能。他、管種DBはCSV登録されており直接管種データの登録編集が可能。
4. 「自動車荷重」では、プーシネスク式 (上下水道基準) の計算も可能。
5. 「施工方法」は、溝形、突出形、逆突出形、矢板施工、簡易土留工法より選択が可能。
6. 「上載荷重」、「施工荷重」では「任意荷重」及び「任意クローラー荷重」を考慮可能。
7. 地震時検討において「周面せん断力」の考慮や表層地盤について「飽和土」又は「湿潤土」の選択が可能。また、固有周期に対する補正係数の指定も可能。
8. 検討断面の登録は、埋設深さの変化を「ピッチ入力」で行うと一括で断面登録が可能。計算結果後、許容値 (許容内圧・たわみ率) に対するグラフ表示も可能。
9. 計算結果は、印刷プレビュー画面表示後、印刷出力やWord文章への変換も可能。



## システム環境

- 基本OS : Windows8 (32bit&64bit)、Windows10&11 (64bit)
- ハード環境 : HD容量500MB以上、メモリ容量4GB以上
- プロテクト方式 : HASP (USB) 方式、オンライン (IN回線) 方式、ネット認証システム (Lan対応版)

## お問合せ

CONTACT (TEL) : 072-268-5181 (FAX) : 072-268-5182

ACCESS (URL) : <https://www.sipc.co.jp> (Mail) : [mail@sipc.co.jp](mailto:mail@sipc.co.jp)

株式会社SIPシステム  
 〒591-8002  
 大阪府堺市北区北花田町3丁17-24-303 (堺事務所)  
 TEL : 072-268-5181 FAX : 072-268-5182

ご案内  
 ・本商品に関するご質問、資料請求、見積依頼等につきましては、お電話、メール等にて弊社「堺事務所」までお問合せ下さい。  
 ・弊社ホームページより各商品のリーフレット、出力例のダウンロードや体験版プログラムのお申込み等が可能です。

# SIP ソフトウェア価格表 & 注文書

※価格は、全て消費税 10%を含む「税込価格」で表示しています。

<2026/01 版>

商品名		HASP タイプ	本体価格 (税込)	オンライン方式 登録済み/商品 購入費用 (税込)	購入 本数①	HASP方式 HASP 購入+商品 購入費用 (税込)	購入 本数②
構造 計算	1	水処理設計システム Ver6.0 (偏土圧/地震時 対応版)	Hs	¥198,000-	¥201,300-	¥217,800-	
	2	集水機構造計算システム Ver5.0	Hs	¥209,000-	¥212,300-	¥228,800-	
	3	RC擁壁設計システム Ver4.2	Hc(s)	¥198,000-	¥201,300-	¥217,800-	
	4	無筋擁壁設計システム Ver5.0	Hc(s)	¥198,000-	¥201,300-	¥217,800-	
	5	ボックスカルバート設計システム (+ウイング設計) Ver2.2	Hc(s)	¥198,000-	¥201,300-	¥217,800-	
	6	長方形板の計算システム Ver3.2	Hc(s)	¥110,000-	¥113,300-	¥129,800-	
	7	無圧トンネル構造計算システム Ver1.2	Hs	¥110,000-	¥113,300-	¥129,800-	
	8	杭基礎スラブ板の検討システム Ver1.0	Hs	¥104,500-	¥107,800-	¥124,300-	
	9	RC 水路橋構造計算システム Ver1.0	Hs	¥110,000-	¥113,300-	¥129,800-	
ため 池	10	洪水吐水設計システム Ver5.0	Hs	¥352,000-	¥355,300-	¥371,800-	
	11	堤体の安定計算システム Ver4.4	Hc(s)	¥187,000-	¥190,300-	¥206,800-	
	12	地盤の液化化の判定システム Ver2.0	Hc(s)	¥77,000-	¥80,300-	¥96,800-	
	13	水設計システム (等流不等流・集排水) Ver2.2	Hs	¥187,000-	¥190,300-	¥206,800-	
	14	落差工水設計システム Ver1.2	Hs	¥132,000-	¥135,300-	¥151,800-	
パイ プライン	15	管継設計システム Ver3.4 (+下記オプション選択可)	Hs	¥308,000-	¥311,300-	¥327,800-	
		1) DXF ファイルコンバータ Ver1.0 (OP)	Hs	¥110,000-	¥113,300-	←	
		2) 管路データ CSV 入出力システム Ver1.0 (OP)	Hs	¥55,000-	¥58,300-	←	
		3) 上水道給水量計算システム Ver1.4 (OP)	Hs	¥55,000-	¥58,300-	←	
	4) かんがい用水量集計システム Ver1.2 (OP)	Hs	¥110,000-	¥113,300-	←		
	16	管路構造計算システム Ver3.2	Hc(s)	¥220,000-	¥223,300-	¥239,800-	
	17	埋設管路の耐震設計システム Ver2.0	Hc(s)	¥220,000-	¥223,300-	¥239,800-	
18	スラスト対策工設計システム Ver3.0	Hc(s)	¥198,000-	¥201,300-	¥217,800-		
そ の 他	19	調節池容量計算システム Ver3.2	Hs	¥165,000-	¥168,300-	¥184,800-	
	20	固定堰設計システム Ver3.0	Hs	¥165,000-	¥168,300-	¥184,800-	
積 算	21	委託業務見積作成システム「あっと委託」 Ver4.0	@国土交通省 / @農林水産省 / @上下水道			@¥220,000-	
プロ テクト 方式	① オンライン方式 (I/N 回線を利用して商品 PRG 起動)		オンライン方式初期登録費用 (初回時のみ) ¥11,000-			・新規・登録済	
	② HASP 方式からオンライン方式へ移行する商品		オンライン方式へ移行する商品本数 (@¥3,300-)			Σ ¥	本
	③ HASP 方式 (HASP で PRG 起動/複数商品登録可能)		HASP1 個に複数の商品を登録する場合は、2 本目以降はオンライン方式の商品項目に記載下さい。				
	④ ネット認証システム (社内 LAN/WAN 対応版)		社内 LAN 対応版 (専用 HASP で運用/初回時のみ)			¥55,000-	式
		PC サーバ変更による商品コードの再発行 (@¥3,300-)			Σ ¥	本	
HASP	HASP 費用 (旧 HASP や破損等により最新 HASP への交換の場合)		対象: 弊社商品保有ユーザー様 (R8/1/5 価格改定)			¥19,800-	個

- ・弊社ソフトウェアの運用に関し「メンテナンス保守契約」等の費用は不要です。但し、有償 VerUp のご案内時 (不定期)、最新の VerUp 商品へ移行 (申込み) 頂ければ次回の有償 VerUp 時まで、無償でメンテナンス保守 (商品に関するお問い合わせや修正プログラムのダウンロード等) を継続して受けられます。
- ・プロテクト方式 (HASP・オンライン・ネット認証) につきまして、初期登録以降に商品の追加登録や再登録を希望される場合、別途「¥3,300-/本」が必要です。

株式会社 SIPシステム  
Fax No : 072-268-5182

## 注文書

※ご注文商品をご確認後、必要事項をご記入の上「FAX」「メール」等で送信・お申込み下さい。 申込日： 令和 年 月 日

御社名				ご担当者名		
ご住所	〒			所属		
ご連絡先	Tel No.			Mail address		
支払いに関する お問い合わせ・希望納品日	お支払いは、注文月末締めの翌月末迄の現金振込みでお願いしております。異なる場合は、貴社支払い条件をご記入下さい。					
	貴社支払条件			希望納品日		
備考	※本注文書は、ユーザー様の弊社 DB への登録も兼ねておりますので、貴社ソフトウェアご担当者名の記載をお願い致します。					

株式会社 SIPシステム URL : <https://www.sipc.co.jp> Mail : [mail@sipc.co.jp](mailto:mail@sipc.co.jp)

・堺事務所 〒591-8002 堺市北区北花田町 3 丁 17-24-303 (お問合せ先) TEL : 072-268-5181 FAX : 072-268-5182

# 管路構造計算システム

Ver3.0

適用基準

- 土地改良事業計画設計基準：設計「パイプライン」(R3/6)

出力例

管種：硬質ポリ塩化ビニル管 φ300

条件：常時・地震時（レベル1・レベル2）

○断面ごと設計計算書印刷

○設計計算書（全断面共通） ○計算結果一覧表

開発・販売元

(株)SIP システム お問い合わせ先：堺事務所（技術サービス）

〒591-8002 大阪府堺市北区北花田町3丁-17-24-303

TEL：072-268-5181 FAX：072-268-5182

<https://www.sipc.co.jp> [mail@sipc.co.jp](mailto:mail@sipc.co.jp)

# 管路構造計算システムVer30（断面毎の計算書例）

## 目 次

1	断面1	4
1.1	設計条件	4
1.1.1	準拠指針	4
1.1.2	水圧条件	4
1.1.3	施工条件	4
1.1.4	埋戻し土・基礎材等の条件	4
1.1.5	管の諸元	5
1.1.6	荷 重	5
1.1.7	基礎材の反力係数	5
1.2	埋設深の検討	6
1.2.1	浮上に対する検討	6
1.2.2	凍結深の検討	6
1.3	荷重の計算	7
1.3.1	埋戻し土による土圧	7
1.3.1.1	鉛直土圧	7
1.3.1.2	水平土圧	8
1.3.2	活荷重による土圧	9
1.3.2.1	自動車荷重による土圧	9
1.3.3	載荷重による土圧	11
1.3.4	施工時荷重	12
1.3.4.1	施工時荷重による鉛直土圧	12
1.3.4.2	施工時荷重による水平土圧	13
1.3.5	管内水重	14
1.3.6	管体自重	14
1.3.6.1	管体の重量	14
1.3.6.2	管体自重による水平荷重	15
1.4	曲げモーメントの算出	16
1.4.1	算出式	16
1.4.2	曲げモーメントの算出	17
1.4.2.1	土圧による曲げモーメント	17
1.4.2.2	自動車荷重による曲げモーメント	17
1.4.2.3	載荷重による曲げモーメント	17
1.4.2.4	施工時荷重による曲げモーメント	17
1.4.2.5	管内水重による曲げモーメント	18
1.4.2.6	管体自重による曲げモーメント	18
1.4.3	曲げモーメントの集計	18
1.5	管体の安全性の照査	19
1.5.1	許容水圧の算出	19
1.5.2	たわみ率の算出	20
1.5.3	施工時の検討	22
1.5.3.1	所要管厚の算出	22
1.5.3.2	たわみ率の算出	22
1.5.4	グラフ	23

1.6	地震時の検討	26
1.6.1	解析モデル	26
1.6.1.1	節点座標	26
1.6.1.2	解析モデルにおける部材の定数	27
1.6.1.3	地盤のばね定数	27
1.6.2	常時荷重の計算	29
1.6.2.1	鉛直土圧	29
1.6.2.2	水平土圧および水圧	29
1.6.2.3	底面地盤反力	30
1.6.3	地震水平力の計算	31
1.6.3.1	地盤の固有周期	31
1.6.3.2	地震動の最大変位振幅	32
1.6.3.3	地盤変位による地震水平力	33
1.6.4	変位および断面力の計算	36
1.6.4.1	常時荷重による変位および断面力	36
1.6.4.2	地盤変位による変位および断面力（レベル1地震時）	39
1.6.4.3	地盤変位による変位および断面力（レベル2地震時）	44
1.6.5	管体の安全性の照査	49
1.6.5.1	レベル1地震時	49
1.6.5.2	レベル2地震時	49
2	断面2	51
2.1	設計条件	51
2.1.1	準拠指針	51
2.1.2	水圧条件	51
2.1.3	施工条件	51
2.1.4	埋戻し土・基礎材等の条件	51
2.1.5	管の諸元	52
2.1.6	荷重	52
2.1.7	基礎材の反力係数	52
2.2	埋設深の検討	53
2.2.1	浮上に対する検討	53
2.2.2	凍結深の検討	53
2.3	荷重の計算	54
2.3.1	埋戻し土による土圧	54
2.3.1.1	鉛直土圧	54
2.3.1.2	水平土圧	55
2.3.2	活荷重による土圧	56
2.3.2.1	自動車荷重による土圧	56
2.3.3	載荷重による土圧	58
2.3.4	施工時荷重	59
2.3.4.1	施工時荷重による鉛直土圧	59
2.3.4.2	施工時荷重による水平土圧	60
2.3.5	管内水重	61
2.3.6	管体自重	61
2.3.6.1	管体の重量	61
2.3.6.2	管体自重による水平荷重	62

2.4	曲げモーメントの算出	63
2.4.1	算出式	63
2.4.2	曲げモーメントの算出	64
2.4.2.1	土圧による曲げモーメント	64
2.4.2.2	自動車荷重による曲げモーメント	64
2.4.2.3	載荷重による曲げモーメント	64
2.4.2.4	施工時荷重による曲げモーメント	64
2.4.2.5	管内水重による曲げモーメント	65
2.4.2.6	管体自重による曲げモーメント	65
2.4.3	曲げモーメントの集計	65
2.5	管体の安全性の照査	66
2.5.1	許容水圧の算出	66
2.5.2	たわみ率の算出	67
2.5.3	施工時の検討	69
2.5.3.1	所要管厚の算出	69
2.5.3.2	たわみ率の算出	69
2.5.4	グラフ	70
2.6	地震時の検討	73
2.6.1	解析モデル	73
2.6.1.1	節点座標	73
2.6.1.2	解析モデルにおける部材の定数	74
2.6.1.3	地盤のばね定数	74
2.6.2	常時荷重の計算	76
2.6.2.1	鉛直土圧	76
2.6.2.2	水平土圧および水圧	77
2.6.2.3	底面地盤反力	77
2.6.3	地震水平力の計算	78
2.6.3.1	地盤の固有周期	78
2.6.3.2	地震動の最大変位振幅	79
2.6.3.3	地盤変位による地震水平力	80
2.6.4	変位および断面力の計算	83
2.6.4.1	常時荷重による変位および断面力	83
2.6.4.2	地盤変位による変位および断面力（レベル1地震時）	86
2.6.4.3	地盤変位による変位および断面力（レベル2地震時）	91
2.6.5	管体の安全性の照査	96
2.6.5.1	レベル1地震時	96
2.6.5.2	レベル2地震時	96

# 1 断面1

## 1.1 設計条件

### 1.1.1 準拠指針

土地改良事業計画設計基準及び運用・解説 設計「パイプライン」令和3年6月  
農林水産省 農村振興局

### 1.1.2 水圧条件

静水圧  $H = 0.240$  (MPa)

水撃圧  $H = 0.240$  (MPa)

### 1.1.3 施工条件

布設の状態 素掘り施工 (溝形)

土かぶり  $H = 0.500$  (m)

管心レベルの溝幅  $B_c = 1.418$  (m)

標準溝幅  $B_s = 1.000$  (m)

.....(基準書 p. 319)

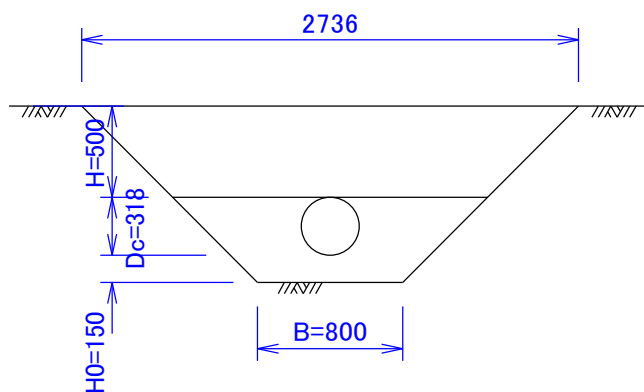


図-1 寸法図

### 1.1.4 埋戻し土・基礎材等の条件

現地盤の土質	粘性土
基礎の材料	砂質土
埋戻し土の内部摩擦角	$\phi = 30.0^\circ$
埋戻し土の単位体積重量	$\gamma = 18.0$ (kN/m <sup>3</sup> )
埋戻し土の飽和単位体積重量	$\gamma_{sat} = 19.0$ (kN/m <sup>3</sup> )
基礎の施工支持角	$2\theta' = 360.0^\circ$
基礎の設計支持角	$2\theta = 90.0^\circ$
基礎材の締固め程度	締固め度 I
基礎材の締固め度	$P_r = 90.0$ (%)
変形遅れ係数	$F_1 = 1.3$

### 1.1.5 管の諸元

管種	肉厚硬質ポリ塩化ビニル管 φ300 (VP)
管外径	$D = 318.0$ (mm)
管厚	$T = 17.0$ (mm)
計算管厚	$t = T = 17.0$ (mm)
内径	$D = 299.6$ (mm)
管厚中心半径	$R = 150.5$ (mm)

管材の単位体積重量	$\gamma_p = 14.0$ (kN/m <sup>3</sup> )
管材のヤング係数 (短期)	$E_s = 3.0 \times 10^6$ (kN/m <sup>2</sup> )
管材のヤング係数 (長期)	$E_t = 2.4 \times 10^6$ (kN/m <sup>2</sup> )
管壁の剛度 (短期)	$E_s I = 1.2283$ (kN・m <sup>2</sup> /m)
管壁の剛度 (長期)	$E_t I = 0.9826$ (kN・m <sup>2</sup> /m)
断面2次モーメント	$I = 0.409417 \times 10^{-6}$ (m <sup>4</sup> /m)

### 1.1.6 荷重

自動車荷重 T-14 ..... (基準書 p. 299)  
後輪荷重  $P = 55.0$  (kN)  
衝撃係数  $i = 0.30$   
(舗装道路、土かぶり深さ 1.5m未満)

雪荷重  $W_s = 1.000$  (kN/m<sup>2</sup>) ..... (基準書 p. 301)

施工時荷重 任意 ..... (基準書 p. 301~302)  
接地圧  $q_b = 20.0$  (kN/m<sup>2</sup>)  
衝撃係数  $i = 0.000$  (普通地盤)

### 1.1.7 基礎材の反力係数

管の口径が300mm以下であるから、 $e' = 3,000$  kN/m<sup>2</sup>とする。 ..... (基準書 p. 317)

## 1.2 埋設深の検討

### 1.2.1 浮上に対する検討

地下水位が高く、管路が浮上する恐れのあるところでは、管体空虚時に管路が浮上しない深さとする。浮上に対する検討には式(1)を用いる。

……(基準書 p. 276)

$$H \geq \frac{\pi \cdot D_c \cdot S \cdot w_0 - \{1 - (D/D_c)^2\} \cdot \gamma_p}{4 \cdot (w - w_0)} \quad \dots\dots\dots(1)$$

- ここで、
- H: 管路が浮上しないための最小土かぶり (m)
  - D: 管の内径 (m)
  - D<sub>c</sub>: 管の外径 (m)
  - S: 安全率 1.20
  - w: 埋戻し土の飽和単位体積重量 19.00 (kN/m<sup>3</sup>)
  - w<sub>0</sub>: 水の単位体積重量 9.80 (kN/m<sup>3</sup>)
  - γ<sub>p</sub>: 管材の単位体積重量 14.00 (kN/m<sup>3</sup>)

従って、最小土かぶりは下記のようなになる。

$$H = \frac{\pi \times 0.318}{4} \times \frac{1.2 \times 9.80 - \{1 - (0.284/0.318)^2\} \times 14.00}{19.00 - 9.80} = 0.242 \text{ (m)}$$

### 1.2.2 凍結深の検討

寒冷地における埋設深は凍結深以下とする。凍結深は式(2)により求める。

……(土地改良事業設計基準 設計「農道」技術書 p. 395)

$$Z = C \cdot \sqrt{F} = 5.00 \times \sqrt{180.0} = 67.1 \text{ (cm)} = 0.671 \text{ (m)} \quad \dots\dots\dots(2)$$

- ここで、
- Z: 凍結深さ (cm)
  - C: 定数 5.00 (一般に3~5)
  - F: 凍結指数 180.00 (°C·days)

## 1.3 荷重の計算

### 1.3.1 埋戻し土による土圧

#### 1.3.1.1 鉛直土圧

##### (1) 算定式

鉛直土圧は土かぶり2m以下においては式(3)の垂直土圧公式により、2mを超える場合は式(4)のマーストン公式により求める。

ただし、マーストン公式による土圧が突出形とした場合の土圧(式(6))より大きい場合は、式(6)の突出形とした場合の土圧を用いる。また、土かぶり2mにおける垂直土圧公式による土圧より小さい場合には、土かぶり2mにおける垂直土圧公式による土圧を用いる。

………(基準書 p. 294～295)

$$\text{垂直土圧公式：} \quad W_v = w \cdot H \quad \dots\dots\dots (3)$$

$$\text{マーストン公式 (溝形)：} \quad W_v = C_d \cdot w \cdot B \quad \dots\dots\dots (4)$$

$$C_d = \frac{1 - e^{-2K \cdot \mu' \cdot (H/B)}}{2K \cdot \mu'} \quad \dots\dots\dots (5)$$

$$\text{マーストン公式 (突出形)：} \quad W_v = C_c \cdot w \cdot D_c \quad \dots\dots\dots (6)$$

$H \leq H_e$  のとき (完全溝状)

$$C_c = \frac{e^{-2K \cdot \mu \cdot (H/D_c)} - 1}{-2K \cdot \mu} \quad \dots\dots\dots (7)$$

$H > H_e$  のとき (不完全溝状)

$$C_c = \frac{e^{-2K \cdot \mu \cdot (H_e/D_c)} - 1}{-2K \cdot \mu} + \left( \frac{H}{D_c} - \frac{H_e}{D_c} \right) \cdot e^{-2K \cdot \mu \cdot (H_e/D_c)} \quad \dots\dots\dots (8)$$

ここで、 $W_v$ ：埋戻し土または盛土によって管体に加わる鉛直土圧 (kN/m<sup>2</sup>)

$C_d$ ：溝形の場合の土圧係数

$C_c$ ：突出形の場合の土圧係数

$K$ ：ランキンの主動土圧係数

$$K = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = \frac{1 - \sin 30}{1 + \sin 30} = 0.333 \quad \dots\dots\dots (9)$$

$\mu$ ：埋戻し土の内部摩擦係数  $\mu = \tan \phi = \tan 30^\circ = 0.577$

$\mu'$ ：埋戻し土と地山の摩擦係数  $\mu' = \tan \phi' = \tan 30^\circ = 0.577$

(ただし、 $\phi' = \phi$  とする)

$w$ ：埋戻し土の単位体積重量 18.0 (kN/m<sup>3</sup>)

$H$ ：土かぶり 0.500 (m)

$B$ ：管頂における溝幅 1.736 (m)

$D_c$ ：管の外径 0.318 (m)

$H_e$ ：等沈下面から管頂までの深さ。式(10)で求める。(m)

$p$ ：突出比  $p = 1.00$

$\gamma_{sd}$ ：沈下比  $\gamma_{sd} = -0.100$  (締固めI) (基準書 p. 293, 表-9.3.2)

$$\frac{e^{-2K \cdot \mu (H_e/D_c)} - 1}{-2K \cdot \mu} \left\{ \frac{1}{2K \cdot \mu} - \left( \frac{H}{D_c} - \frac{H_e}{D_c} \right) - \frac{\gamma_{sd} \cdot P}{3} \right\} - \frac{1}{2} \cdot \frac{H_e^2}{D_c^2}$$

$$- \frac{\gamma_{sd} \cdot P}{3} \cdot \left( \frac{H}{D_c} - \frac{H_e}{D_c} \right) \cdot e^{-2K \cdot \mu (H_e/D_c)} - \frac{1}{2K \cdot \mu} \cdot \frac{H_e}{D_c} + \frac{H}{D_c} \cdot \frac{H_e}{D_c}$$

$$= -\gamma_{sd} \cdot P \cdot \frac{H}{D_c} \quad \dots\dots\dots (10)$$

(2) 鉛直土圧

土かぶり2m以下であるから、鉛直土圧は式(3)の垂直土圧公式により求める。

$$W_v = 18.0 \times 0.500 = 9.000 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

1.3.1.2 水平土圧

水平土圧は式(12), (13)により求める。

.....(基準書 p. 294)

$$P_v = \frac{1}{F_1} \cdot \frac{e'}{R} \cdot \frac{\Delta X_1}{2} \quad \dots\dots\dots (12)$$

$$\Delta X_1 = F_1 \cdot \frac{2K \cdot W_v \cdot R^4}{E_L \cdot I + 0.061e' \cdot R^3} \quad \dots\dots\dots (13)$$

- ここで、 $P_v$  : 管体側面中心に作用する水平土圧 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $\Delta X_1$  : 鉛直土圧による水平たわみ量 (m)  
 $F_1$  : 変形遅れ係数 1.30  
 $e'$  : 基礎材の反力係数 3000.0 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $R$  : 管厚中心半径 0.151 (m)  
 $E_L$  : 管材のヤング係数 (長期)  $2.4 \times 10^6$  (kN/m<sup>2</sup>)  
 $I$  : 管軸方向を軸とし、管延長1m当たりの管壁の断面二次モーメント  $0.409417 \times 10^{-6}$  (m<sup>4</sup>/m)  
 $\theta$  : 設計支持角 90 (°)  
 $K$  : 基礎の支持角によって決まる係数 0.096  
 $W_v$  : 鉛直土圧 9.00 (kN/m<sup>2</sup>)

鉛直土圧による水平たわみ量

$$\Delta X_1 = 1.30 \times \frac{2 \times 0.096 \times 9.00 \times 0.151^4}{2.4 \times 0.409417 + 0.061 \times 3000.0 \times 0.151^3}$$

$$= 0.00072 \text{ (m)}$$

管体側面中心に作用する水平土圧

$$P_v = \frac{1}{1.30} \times \frac{3000.0}{0.151} \times \frac{0.00072}{2}$$

$$= 5.500 (\text{kN/m}^2)$$

### 1.3.2 活荷重による土圧

#### 1.3.2.1 自動車荷重による土圧

##### (1) 鉛直土圧

自動車荷重は、輪荷重が接地幅0.2mで自動車の進行方向にのみ45°分布し、直角方向には制限なく載荷されるものとする。従って、1台の自動車荷重は車両占有幅の範囲に分布するものとして、自動車荷重による鉛直土圧は式(14)で求める。

………(基準書 p. 299～301)

$$W_w = \frac{P \cdot \beta}{0.2+2h} \quad \dots\dots\dots(14)$$

$$P = \frac{2P_r}{2.75} \times (1+i) \quad \dots\dots\dots(15)$$

ここで、 $W_w$ : 輪荷重による鉛直土圧	( $\text{kN/m}^2$ )
$P$ : 進行直角方向単位長さあたりの後輪荷重	( $\text{kN/m}$ )
$\beta$ : 断面力の低減係数	1.0
$P_r$ : 後輪荷重	55.0 ( $\text{kN/m}$ ) (T-14)
$i$ : 衝撃係数	0.30
$h$ : 土かぶり	0.500 (m)

進行直角方向単位長さあたりの後輪荷重

$$P = \frac{2 \times 55.0}{2.75} \times (1+0.30) = 52.000 (\text{kN/m})$$

輪荷重による鉛直土圧

$$W_w = \frac{52.000 \times 1.0}{0.2+2 \times 0.500} = 43.333 (\text{kN/m}^2)$$

(2) 水平土圧

自動車荷重による水平土圧は式(16)のスパングレー公式により求める。

$$P_w = \frac{1}{F_2} \cdot \frac{e'}{R} \cdot \frac{\Delta X_2}{2} \quad \dots\dots\dots (16)$$

$$\Delta X_2 = F_2 \cdot \frac{2K \cdot W_w \cdot R^4}{E_s \cdot I + 0.061e' \cdot R^3} \quad \dots\dots\dots (17)$$

ここで、 $P_w$ :	管体側面中心に作用する水平土圧	( $\text{kN/m}^2$ )
$\Delta X_2$ :	活荷重による水平たわみ量	(m)
$F_2$ :	活荷重による変形遅れ係数	1.00
$e'$ :	基礎材の反力係数	3000.0 ( $\text{kN/m}^2$ )
$R$ :	管厚中心半径	0.151 (m)
$\theta$ :	設計支持角	90 ( $^\circ$ )
$K$ :	設計支持角により決まる係数	0.096
$W_w$ :	輪荷重による鉛直土圧	43.33 ( $\text{kN/m}^2$ )
$E_s$ :	管材のヤング係数 (短期)	$3.0 \times 10^6$ ( $\text{kN/m}^2$ )
$I$ :	管軸方向を軸とし、管延長1m当たりの管壁の断面二次モーメント	$0.409417 \times 10^6$ ( $\text{m}^4/\text{m}$ )

活荷重による水平たわみ量

$$\begin{aligned} \Delta X_2 &= 1.00 \times \frac{2 \times 0.096 \times 43.33 \times 0.151^4}{3.0 \times 0.409417 + 0.061 \times 3000.0 \times 0.151^3} \\ &= 0.00230 \quad (\text{m}) \end{aligned}$$

管体側面中心に作用する水平土圧

$$\begin{aligned} P_w &= \frac{1}{1.00} \times \frac{3000.0}{0.151} \times \frac{0.00230}{2} \\ &= 22.970 \quad (\text{kN/m}^2) \end{aligned}$$

### 1.3.3 載荷重による土圧

(1) 計算式

載荷重による水平土圧は式(18), (19)のスパングレー公式により求める。

$$P = \frac{1}{F_1} \cdot \frac{e'}{R} \cdot \frac{\Delta X_1}{2} \dots\dots\dots (18)$$

$$\Delta X_1 = F_1 \cdot \frac{2K \cdot W \cdot R^4}{E_L \cdot I + 0.061e' \cdot R^3} \dots\dots\dots (19)$$

- ここで、P：管体側面中心に作用する水平土圧 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $\Delta X_1$ ：鉛直土圧による水平たわみ量 (m) ……(基準書 p.314)  
 W：載荷重による鉛直土圧 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $F_1$ ：変形遅れ係数 1.30  
 $e'$ ：基礎材の反力係数 3000.0 (kN/m<sup>2</sup>)  
 R：管厚中心半径 0.151 (m)  
 $\theta$ ：設計支持角 90 (°)  
 K：設計支持角により決まる係数 0.096  
 $E_L$ ：管材のヤング係数(長期)  $2.4 \times 10^6$  (kN/m<sup>2</sup>)  
 I：管軸方向を軸とし、管延長1m当たりの管壁の断面二次モーメント  $0.409417 \times 10^{-6}$  (m<sup>4</sup>/m)

(2) 載荷重による鉛直土圧

種 別	荷重 (kN/m <sup>2</sup> )
雪荷重	1.000
合 計 $W_0$	1.000

(3) 載荷重による水平土圧

$$\begin{aligned} \Delta X_1 &= 1.30 \times \frac{2 \times 0.096 \times 1.000 \times 0.151^4}{2.4 \times 0.409417 + 0.061 \times 3000.0 \times 0.151^3} \\ &= 0.00008 \text{ (m)} \\ P &= \frac{1}{1.30} \times \frac{3000.0}{0.151} \times \frac{0.00008}{2} \\ &= 0.611 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

### 1.3.4 施工時荷重

#### 1.3.4.1 施工時荷重による鉛直土圧

施工時荷重による鉛直土圧は式(20)で求める。……………(基準書 p.301～302)

$$W_B = n \cdot q_B \cdot (1+i) \cdot \frac{b}{B} = n \cdot q_B \cdot (1+i) \cdot \frac{b}{b+2H \cdot \tan \theta} \quad \dots\dots\dots(20)$$

- ここで、 $W_B$  : 施工時荷重による鉛直土圧 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $b$  : クローラ幅 0.400 (m)  
 $L$  : クローラ間隔 1.300 (m)  
 $B$  : 1つのクローラの荷重分布幅 (m)  
 $n$  : 荷重に考慮するクローラの数  
     $B \leq L$ なら  $n=1$ 、 $B > L$ なら  $n=2$   
 $q_B$  : 施工機械の接地圧 20.0 (kN/m<sup>2</sup>) (任意)  
 $i$  : 衝撃係数 0.0  
 $H$  : 土かぶり 0.500 (m)  
 $\theta$  : 荷重の土中への分散角 45°

クローラ荷重の分布幅

$$B = 0.400 + 2 \times 0.500 \times \tan 45^\circ = 1.400 \text{ (m)}$$

$B=1.400\text{m} > L=1.300\text{m}$  であるから、 $n=2$  となる。

施工時荷重による鉛直土圧

$$W_B = 2 \times 20.0 \times (1+0.0) \times \frac{0.400}{1.400} = 11.429 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

### 1.3.4.2 施工時荷重による水平土圧

施工時荷重による水平土圧式(21), (22)で求める。

$$P_B = \frac{1}{F_2} \cdot \frac{e'}{R} \cdot \frac{\Delta X_2}{2} \quad \dots\dots\dots(21)$$

$$\Delta X_2 = F_2 \cdot \frac{2K \cdot W_B \cdot R^4}{E_S \cdot I + 0.061e' \cdot R^3} \quad \dots\dots\dots(22)$$

- ここで、 $P_B$ ：施工時荷重による水平土圧 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $\Delta X_2$ ：施工時荷重による水平たわみ量 (m)  
 $W_B$ ：施工時荷重による鉛直土圧 11.429 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $F_2$ ：活荷重による変形遅れ係数 1.00  
 $e'$ ：基礎材の反力係数 3000.0 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $R$ ：管厚中心半径 0.151 (m)  
 $\theta$ ：設計支持角 90 (°)  
 $K$ ：設計支持角により決まる係数 0.096  
 $E_S$ ：管材のヤング係数 (短期)  $3.0 \times 10^6$  (kN/m<sup>2</sup>)  
 $I$ ：管軸方向を軸とし、管延長1m当たりの管壁の断面二次モーメント  $0.409417 \times 10^{-6}$  (m<sup>4</sup>/m)

施工時荷重による水平たわみ量

$$\begin{aligned} \Delta X_2 &= 1.00 \times \frac{2 \times 0.096 \times 11.43 \times 0.151^4}{3.0 \times 0.409417 + 0.061 \times 3000.0 \times 0.151^3} \\ &= 0.00061 \text{ (m)} \end{aligned}$$

施工時荷重による水平土圧

$$\begin{aligned} P_B &= \frac{1}{1.00} \times \frac{3000.0}{0.151} \times \frac{0.00061}{2} \\ &= 6.058 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

### 1.3.5 管内水重

管内水重による水平荷重は式(23), (24)で求める。

…………(基準書 p. 303~304)

$$P_0 = \frac{1}{F_1} \cdot \frac{e'}{R} \cdot \frac{\Delta X_2}{2} \quad \dots\dots\dots(23)$$

$$\Delta X_2 = F_1 \cdot \frac{2K_0 \cdot W_0 \cdot R^5}{E_L \cdot I + 0.061e' \cdot R^3} \quad \dots\dots\dots(24)$$

- ここで、 $P_0$  : 管内水重による水平荷重 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $\Delta X_2$  : 水平たわみ量 (m)  
 $F_1$  : 変形遅れ係数 1.30  
 $e'$  : 基礎材の反力係数 3000.0 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $R$  : 管厚中心半径 0.151 (m)  
 $\theta$  : 設計支持角 90 (°)  
 $K_0$  : 設計支持角により決まる係数 0.085  
 $E_L$  : 管材のヤング係数 (長期)  $2.4 \times 10^6$  (kN/m<sup>2</sup>)  
 $I$  : 管軸方向を軸とし、管延長1m当たりの管壁の断面二次モーメント  $0.409417 \times 10^{-6}$  (m<sup>4</sup>/m)  
 $w_0$  : 管内水の単位体積重量 9.8 (kN/m<sup>3</sup>)

管内水重による水平たわみ量

$$\begin{aligned} \Delta X_2 &= 1.30 \times \frac{2 \times 0.085 \times 9.80 \times 0.151^5}{2.4 \times 0.409417 + 0.061 \times 3000.0 \times 0.151^3} \\ &= 0.00010 \text{ (m)} \end{aligned}$$

管内水重による水平荷重

$$\begin{aligned} P_0 &= \frac{1}{1.30} \times \frac{3000.0}{0.151} \times \frac{0.00010}{2} \\ &= 0.798 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

### 1.3.6 管体自重

#### 1.3.6.1 管体の重量

管体の単位面積あたり重量  $W_p$

$$\begin{aligned} W_p &= \gamma_p \cdot t \\ &= 14.0 \times 0.0170 = 0.238 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

- ここで、 $\gamma_p$  : 管材の単位体積重量 14.0 (kN/m<sup>3</sup>)  
 $t$  : 管厚 0.0170 (m)

管体の単位長さあたり重量  $W_d$

$$\begin{aligned} W_d &= \pi/4 \cdot \{ D_c^2 - (D_c - 2t)^2 \} \cdot \gamma_p \\ &= \pi/4 \times \{ 0.3180^2 - (0.3180 - 2 \times 0.0170)^2 \} \times 14.0 \\ &= 0.2251 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

ここで、 $D_c$  : 管外径 0.3180 (m)

### 1.3.6.2 管体自重による水平荷重

管体自重による水平荷重は次式により求める。

………(基準書 p. 303)

$$\begin{aligned} P_p &= \frac{1}{F_1} \cdot \frac{e'}{R} \cdot \frac{\Delta X}{2} \\ &= \frac{1}{1.30} \times \frac{3000.0}{0.151} \times \frac{0.00003}{2} \\ &= 0.256 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Delta X &= F_1 \cdot \frac{2K_p \cdot W_p \cdot R^4}{E_L \cdot I + 0.061e' \cdot R^3} \\ &= 1.30 \times \frac{2 \times 0.169 \times 0.238 \times 0.151^4}{3.0 \times 0.409417 + 0.061 \times 3000.0 \times 0.151^3} \\ &= 0.00003 \text{ (m)} \end{aligned}$$

ここで、 $P_p$  : 管体自重による水平荷重 (kN/m<sup>2</sup>)

$\Delta X$  : 水平たわみ量 (m)

$F_1$  : 変形遅れ係数 1.30

$e'$  : 基礎材の反力係数 3000.0 (kN/m<sup>2</sup>)

$R$  : 管厚中心半径 0.151 (m)

$E_L$  : 管材のヤング係数 (長期)  $3.0 \times 10^6$  (kN/m<sup>2</sup>)

$I$  : 管軸方向を軸とし、管延長1m当たりの管壁の  
断面二次モーメント  $0.409417 \times 10^{-6}$  (m<sup>4</sup>/m)

$\theta$  : 設計支持角 90 (°)







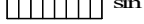
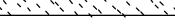


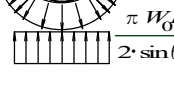

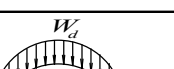
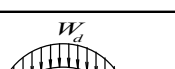


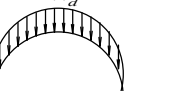
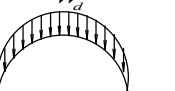
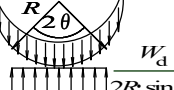
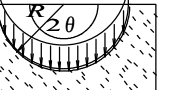
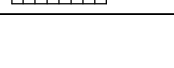
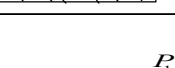


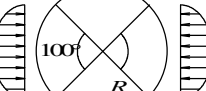
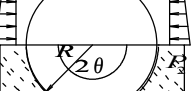






$K_p$  : 基礎の設計支持角によって決まる係数 0.169

## 1.4 曲げモーメントの算出

### 1.4.1 算出式

管体に作用する曲げモーメントは、表-1(自由支承、設計支持角 $90^\circ$ )を利用して算出する。

表-1 とう性管の横断面に生じる最大曲げモーメント (単位: kNm/m)

対象荷重	設計支持角 ( $2\theta^\circ$ )	自由支承		固定支承	
		最大曲げモーメント	荷重作用状態	最大曲げモーメント	荷重作用状態
鉛直 等分布荷重  $W$ : 等分布荷重 (kNm/m)	60	$0.377WR^2$		—	
	90	$0.314WR^2$		—	
	120	$0.275WR^2$		—	
	180	$0.250WR^2$		$0.220WR^2$	
管内水重  $W_0$ : 水の単位体積 重量 (kNm <sup>3</sup> )	60	$0.420W_0R^3$		—	
	90	$0.321W_0R^3$		—	
	120	$0.260W_0R^3$		—	
	180	$0.220W_0R^3$		$0.055W_0R^3$	
管体自重  $W_d$ : 長さ1mあたりの 管重量 (kNm/m)	60	$0.134W_dR$		—	
	90	$0.102W_dR$		—	
	120	$0.083W_dR$		—	
	180	$0.070W_dR$		$0.017W_dR$	
側面 水平荷重  $P_1, P_2$ : 管上下端における 水平荷重 (kNm/m)	60	$-0.166PR^2$		—	
	90	$-0.166PR^2$		—	
	120	$-0.166PR^2$		—	
	180	$-0.166PR^2$		$-(0.047P_1 + 0.060P_2)R^2$	

ただし、R: 管厚中心半径 (m)

## 1.4.2 曲げモーメントの算出

### 1.4.2.1 土圧による曲げモーメント

鉛直土圧  $W_v = 9.000$  (kN/m<sup>2</sup>)

$$\begin{aligned} M &= 0.314 \times W_v \cdot R^2 \\ &= 0.314 \times 9.00 \times 0.151^2 = 0.064 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

水平土圧  $P_v = 5.500$  (kN/m<sup>2</sup>)

$$\begin{aligned} M &= -0.166 \times P_v \cdot R^2 \\ &= -0.166 \times 5.500 \times 0.151^2 = -0.021 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

### 1.4.2.2 自動車荷重による曲げモーメント

自動車荷重による鉛直荷重  $W_w = 43.333$  (kN/m<sup>2</sup>)

$$\begin{aligned} M &= 0.314 \times W_w \cdot R^2 \\ &= 0.314 \times 43.333 \times 0.151^2 = 0.308 \text{ (kNm/m)} \end{aligned}$$

自動車荷重による水平荷重  $P_w = 22.970$  (kN/m<sup>2</sup>)

$$\begin{aligned} M &= -0.166 \times P_w \cdot R^2 \\ &= -0.166 \times 22.970 \times 0.151^2 = -0.086 \text{ (kNm/m)} \end{aligned}$$

### 1.4.2.3 載荷重による曲げモーメント

載荷重による鉛直荷重  $W_q = 1.000$  (kN/m<sup>2</sup>)

$$\begin{aligned} M &= 0.314 \times W_q \cdot R^2 \\ &= 0.314 \times 1.000 \times 0.151^2 = 0.007 \text{ (kNm/m)} \end{aligned}$$

載荷重による水平荷重  $P_q = 0.611$  (kN/m<sup>2</sup>)

$$\begin{aligned} M &= -0.166 \times P_q \cdot R^2 \\ &= -0.166 \times 0.611 \times 0.151^2 = -0.002 \text{ (kNm/m)} \end{aligned}$$

### 1.4.2.4 施工時荷重による曲げモーメント

施工時荷重による鉛直荷重  $W_b = 11.429$  (kN/m<sup>2</sup>)

$$\begin{aligned} M &= 0.314 \times W_b \cdot R^2 \\ &= 0.314 \times 11.429 \times 0.151^2 = 0.081 \text{ (kNm/m)} \end{aligned}$$

施工時荷重による水平荷重  $P_b = 6.058$  (kN/m<sup>2</sup>)

$$\begin{aligned} M &= -0.166 \times P_b \cdot R^2 \\ &= -0.166 \times 6.058 \times 0.151^2 = -0.023 \text{ (kNm/m)} \end{aligned}$$

#### 1.4.2.5 管内水重による曲げモーメント

水の単位体積重量  $w_0 = 9.8 \text{ (kN/m}^3\text{)}$

$$M = 0.321 \times w_0 \cdot R^3$$

$$= 0.321 \times 9.8 \times 0.151^3 = 0.011 \text{ (kNm/m)}$$

管内水重による水平荷重  $P_0 = 0.798 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

$$M = -0.166 \times P_0 \cdot R^2$$

$$= -0.166 \times 0.798 \times 0.151^2 = -0.003 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

#### 1.4.2.6 管体自重による曲げモーメント

管体自重  $W_d = 0.225 \text{ (kN/m)}$

$$M = 0.102 \times W_d \cdot R$$

$$= 0.102 \times 0.225 \times 0.151 = 0.003 \text{ (kNm/m)}$$

管体自重による水平荷重  $P_p = 0.256 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

$$M = -0.166 \times P_p \cdot R^2$$

$$= -0.166 \times 0.256 \times 0.151^2 = -0.001 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

#### 1.4.3 曲げモーメントの集計

(単位：kNm/m)

	鉛直荷重による 曲げモーメント	水平荷重による 曲げモーメント
土圧	0.06401	-0.02068
自動車荷重	0.30819	-0.08637
載荷重	0.00711	-0.00230
施工時荷重	0.08128	-0.02278
管内水重	0.01072	-0.00300
管体自重	0.00345	-0.00096
合計(常時)	0.2802	
合計(施工時)	0.1043	

## 1.5 管体の安全性の照査

### 1.5.1 許容水圧の算出

応力計算上の必要最小管厚は、内外圧が同時に作用するとき、管体に生じる曲げモーメントによる縁応力度が管材の許容応力度以下であることから、式(25)で求められる。

……………(基準書 p. 312～313)

$$t \geq \frac{0.5D \cdot H + \sqrt{(0.5DH)^2 + 24\alpha \cdot \sigma_a \cdot M}}{2\sigma_a} \quad \dots\dots\dots(25)$$

(25)式で、設計水圧Hを許容水圧H<sub>a</sub>と置き換え、変形すると式(26)のようになる。

$$H_a = \frac{\sigma_a \cdot t^2 - 6\alpha \cdot M}{0.5D \cdot t} \quad \dots\dots\dots(26)$$

- ここで、 t : 設計管厚                    17.0 (mm)  
 D : 管の内径                        284.0 (mm)  
 H : 設計水圧                         0.480 (MPa)  
 α : 引張応力/曲げ応力            0.55  
 σ<sub>a</sub> : 許容引張応力度               12.5 (N/mm<sup>2</sup>)  
 M : 管体に生じる最大曲げモーメント 280.2 (N・mm/mm)

式(26)で求められる許容水圧H<sub>a</sub>が設計水圧Hより大きければ安全である。

$$H_a = \frac{12.5 \times 17.0^2 - 6 \times 0.55 \times 280.2}{0.5 \times 284.0 \times 17.0} = 1.113 \text{ (MPa)} \geq H = 0.480 \text{ (MPa)}$$

従って、管体に生じる応力度に関して安全である。

式(25)で求められる必要管厚は以下の通りとなる。

計算された管厚tに対して設計管厚が満たしていることを確認する。

ここで、 t : 応力計算から求められる必要管厚 (mm)

$$t = \frac{0.5 \times 284.0 \times 0.480 + \sqrt{(0.5 \times 284.0 \times 0.480)^2 + 24 \times 0.55 \times 12.5 \times 280.2}}{2 \times 12.5}$$

$$= 11.749 \text{ (mm)}$$

$$\text{必要管厚 } t = 11.7 \text{ (mm)} \leq \text{設計管厚 } 17.0 \text{ (mm)}$$

従って、応力度で算出された管厚に関してOKである。

### 1.5.2 たわみ率の算出

水平たわみ量の管厚中心直径に対する比率(たわみ率)は式(27)で求められ、これが設計たわみ率以下であることを照査する。

$$\frac{\Delta X}{2R} \times 100 (\%) = \left\{ \frac{F_1 (K \cdot W_v + K_o \cdot w_o \cdot R + K_p \cdot W_p)}{E_L \cdot I / R^3 + 0.061e'} + \frac{F_2 \cdot K \cdot W_w}{E_S \cdot I / R^3 + 0.061e'} \right\} \times 100 (\%) \quad \dots\dots\dots (27)$$

.....(基準書 p.314~315)

ここで、 $\Delta X$  : 水平たわみ量 (m)

- $W_v$  : 死荷重による鉛直荷重 9.00+1.00=10.00 (kN/m<sup>2</sup>)
- $W_w$  : 活荷重による鉛直荷重 43.33 (kN/m<sup>2</sup>)
- $W_o$  : 水の単位体積重量 9.800 (kN/m<sup>3</sup>)
- $W_p$  : 管体の単位面積あたりの重量 0.238 (kN/m<sup>2</sup>)
- $K, K_o, K_p$  : 基礎の設計支持角によって決まる係数  
支持角 90° より、 $K=0.096$ ,  $K_o=0.085$ ,  $K_p=0.169$
- $F_1$  : 荷重(活荷重を除く)による変形遅れ係数 1.3
- $F_2$  : 活荷重による変形遅れ係数 1.0
- $E_S$  : 管材のヤング係数(短期)  $3.0 \times 10^6$  (kN/m<sup>2</sup>)
- $E_L$  : 管材のヤング係数(長期)  $2.4 \times 10^6$  (kN/m<sup>2</sup>)
- $I$  : 管軸方向を軸とし、管延長1m当たりの管壁の断面二次モーメント  $0.409417 \times 10^{-6}$  (m<sup>4</sup>/m)
- $R$  : 管厚中心半径 0.151 (m)
- $e'$  : 基礎材の反力係数 3000.0 (kN/m<sup>2</sup>/m)

$$\begin{aligned} \frac{\Delta X}{2R} \times 100 &= \frac{1.3 \times 0.096 \times 10.00}{2.4 \times 0.409417 / 0.151^3 + 0.061 \times 3000.0} \times 100 \\ &+ \frac{1.3 \times 0.085 \times 9.8 \times 0.151}{2.4 \times 0.409417 / 0.151^3 + 0.061 \times 3000.0} \times 100 \\ &+ \frac{1.3 \times 0.169 \times 0.238}{2.4 \times 0.409417 / 0.151^3 + 0.061 \times 3000.0} \times 100 \\ &+ \frac{1.0 \times 0.096 \times 43.33}{3.0 \times 0.409417 / 0.151^3 + 0.061 \times 3000.0} \times 100 \\ &= 1.076 (\%) \leq \text{設計たわみ率 } 3.0 (\%) \end{aligned}$$

従って、たわみ率に関して安全である。

式(27)を断面二次モーメントIを求める式に変形すると式(28)で表される。

断面二次モーメントは $b \cdot t^3/12$ であるから $b=1.0$ (m)とすると、式(29)により管厚 $t$ (m)が求められる。

水平たわみ量から定まる管厚の計算にあたっては、バラツキの幅を考慮して $\Delta X/2R \times 100$ (%)には、設計たわみ率の値を用いる。

$$I = \frac{R^3}{E_L} \cdot \left\{ \frac{F_1 (K \cdot W_v + K_0 \cdot w_0 \cdot R + K_p \cdot W_p)}{\Delta X_1/2R} - 0.061e' \right\}$$

$$= \frac{R^3}{E_S} \cdot \left\{ \frac{F_2 \cdot K \cdot W_w}{\Delta X_2/2R} - 0.061e' \right\} \dots\dots\dots (28)$$

$$t \geq \sqrt[3]{12 \cdot I} \dots\dots\dots (29)$$

ここで、I	: 断面二次モーメント	(m <sup>4</sup> /m)
E <sub>L</sub>	: 管材のヤング係数(長期)	2.400 (×10 <sup>6</sup> kN/m <sup>2</sup> )
E <sub>S</sub>	: 管材のヤング係数(短期)	3.000 (×10 <sup>6</sup> kN/m <sup>2</sup> )
ΔX/2R	: 設計たわみ率	3.0 (%)

ΔX<sub>1</sub>/2R + ΔX<sub>2</sub>/2R = ΔX/2Rから、式(28)の両辺が同値になるような配分を行う。  
 結果 ΔX<sub>1</sub>/2R=0.78355(%)、ΔX<sub>2</sub>/2R=2.21645(%)となった。

$$F_1 (K \cdot W_v + K_0 \cdot w_0 \cdot R + K_p \cdot W_p)$$

$$= 1.3 \times (0.096 \times 10.00 + 0.085 \times 9.800 \times 0.151 + 0.169 \times 0.238) = 1.46327$$

$$I = \frac{0.151^3}{2.400 \times 10^6} \times \left\{ \frac{1.46327}{0.0078355} - 0.061 \times 3000.0 \right\}$$

$$= \frac{0.151^3}{3.000 \times 10^6} \times \left\{ \frac{1.0 \times 0.096 \times 43.33}{0.0221645} - 0.061 \times 3000.0 \right\}$$

$$= 5.37849 \times 10^{-9} \text{ (m}^4/\text{m)}$$

$$t = \sqrt[3]{12 \times 5.37849 \times 10^{-9}} = 0.00401 \text{ (m)}$$

$$= 4.011 \text{ (mm)}$$

必要管厚 $t = 4.0$  (mm) ≤ 設計管厚 17.0 (mm)

従って、管厚に関して安全である。

### 1.5.3 施工時の検討

#### 1.5.3.1 所要管厚の算出

施工時における所要管厚は、(26)式で設計水圧Hを0.0として、式(30)で求める。ただし、管体の許容応力度は常時の5割り増しとする。

$$t_{\text{req}} = \frac{\sqrt{24 \alpha \cdot \sigma_a \cdot M}}{2 \sigma_a} = \sqrt{\frac{6 \alpha \cdot M}{\sigma_a}} \dots\dots\dots(30)$$

ここで、 $t_{\text{req}}$ ：応力計算から求められる必要管厚 (mm)  
 $\sigma_a$ ：許容引張応力度  $1.5 \times 12.5 = 18.8$  (N/mm<sup>2</sup>)  
 $M$ ：管体に生じる最大曲げモーメント 104.3 (N/mm<sup>2</sup>)

$$t_{\text{req}} = \sqrt{\frac{6 \times 0.55 \times 104.3}{18.8}} = 4.285 \text{ (mm)}$$

必要管厚  $t = 4.3$  (mm)  $\leq$  設計管厚 17.0 (mm)

従って、管体に生じる応力度に関して安全である。

#### 1.5.3.2 たわみ率の算出

施工時におけるたわみ率は(27)式の管内水重による項（分子括弧内第2項）を無視して、式(31)で求める。

$$\frac{\Delta X}{2R} \times 100 (\%) = \left\{ \frac{F_1 (K \cdot W_v + K_p \cdot W_p)}{E_L \cdot I/R^3 + 0.061e'} + \frac{F_2 \cdot K \cdot W_w}{E_S \cdot I/R^3 + 0.061e'} \right\} \times 100 (\%) \dots\dots\dots(31)$$

ここで、 $\Delta X$ ：水平たわみ量 (m)  
 $W_v$ ：死荷重による鉛直荷重 9.00 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $W_w$ ：活荷重による鉛直荷重 11.43 (kN/m<sup>2</sup>)

$$\begin{aligned} \frac{\Delta X}{2R} \times 100 &= \frac{1.3 \times 0.096 \times 9.00}{2.4 \times 0.409417/0.151^3 + 0.061 \times 3000.0} \times 100 \\ &+ \frac{1.3 \times 0.169 \times 0.238}{2.4 \times 0.409417/0.151^3 + 0.061 \times 3000.0} \times 100 \\ &+ \frac{1.0 \times 0.096 \times 11.43}{3.0 \times 0.409417/0.151^3 + 0.061 \times 3000.0} \times 100 \\ &= 0.451 (\%) \leq \text{設計たわみ率 } 3.0 (\%) \end{aligned}$$

従って、たわみ率に関して安全である。

式(31)を断面二次モーメントIを求める式に変形すると式(32)で表される。

断面二次モーメントは $b \cdot t^3/12$ であるから $b=1.0$ (m)とすると、式(29)により管厚 $t$ (m)が求められる。

水平たわみ量から定まる管厚の計算にあたっては、バラツキの幅を考慮して $\Delta X/2R \times 100$ (%)には、設計たわみ率の値を用いる。

$$I = \frac{R^3}{E_L} \cdot \left\{ \frac{F_1 (K \cdot W_v + K_p \cdot W_p)}{\Delta X_1/2R} - 0.061e' \right\}$$

$$= \frac{R^3}{E_S} \cdot \left\{ \frac{F_2 \cdot K \cdot W_w}{\Delta X_2/2R} - 0.061e' \right\} \dots\dots\dots (32)$$

$$t \geq \sqrt[3]{12 \cdot I} \dots\dots\dots (29)$$

ここで、I	：断面二次モーメント	(m <sup>4</sup> /m)
E <sub>L</sub>	：管材のヤング係数(長期)	2.400 (×10 <sup>6</sup> kN/m <sup>2</sup> )
E <sub>S</sub>	：管材のヤング係数(短期)	3.000 (×10 <sup>6</sup> kN/m <sup>2</sup> )
ΔX/2R	：設計たわみ率	3.0 (%)

ΔX<sub>1</sub>/2R + ΔX<sub>2</sub>/2R = ΔX/2Rから、式(32)の両辺が同値になるような配分を行う。  
 結果 ΔX<sub>1</sub>/2R=1.32211(%)、ΔX<sub>2</sub>/2R=1.67789(%)となった。

$$F_1 (K \cdot W_v + K_p \cdot W_p)$$

$$= 1.3 \times (0.096 \times 9.00 + 0.169 \times 0.238) = 1.17549$$

$$I = \frac{0.151^3}{2.400 \times 10^6} \times \left\{ \frac{1.17549}{0.0132211} - 0.061 \times 3000.0 \right\}$$

$$= \frac{0.151^3}{3.000 \times 10^6} \times \left\{ \frac{1.0 \times 0.096 \times 11.43}{0.0167789} - 0.061 \times 3000.0 \right\}$$

$$= -134.97749 \times 10^{-9} \text{ (m}^4/\text{m)}$$

断面二次モーメントIが0以下であるため  $t = 0.0$  (mm) とする。  
 必要管厚 $t = 0.0$  (mm) ≤ 設計管厚 17.0 (mm)

従って、管厚に関して安全である。

#### 1.5.4 グラフ

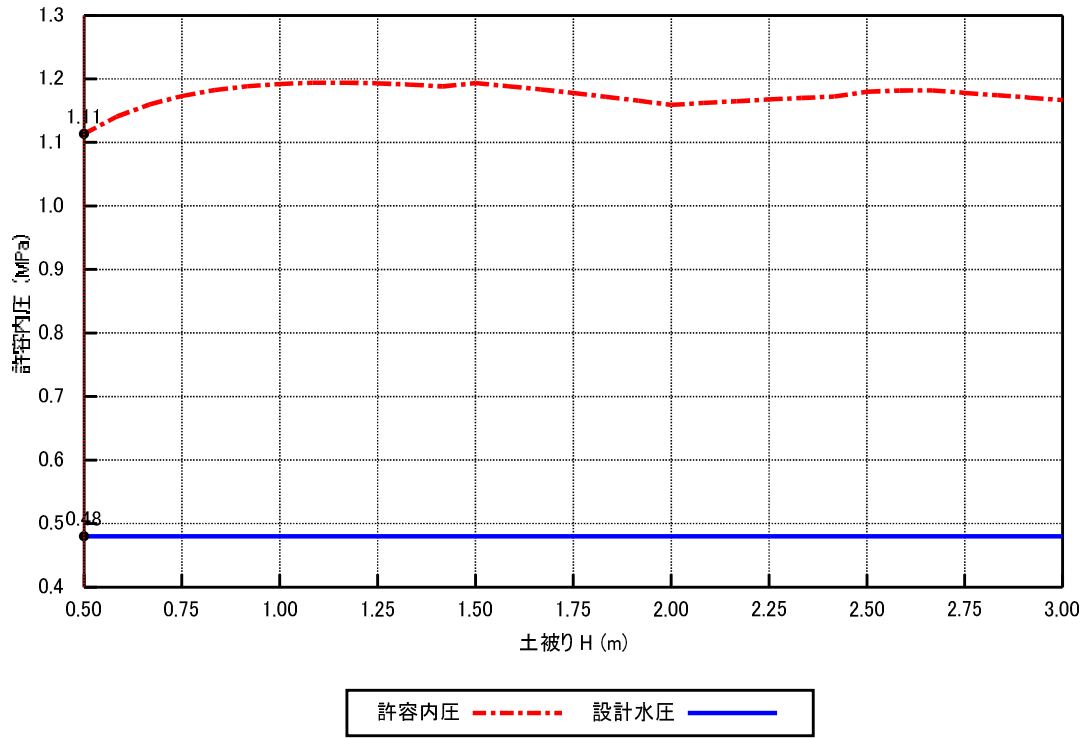


図-2 常時 許容内圧

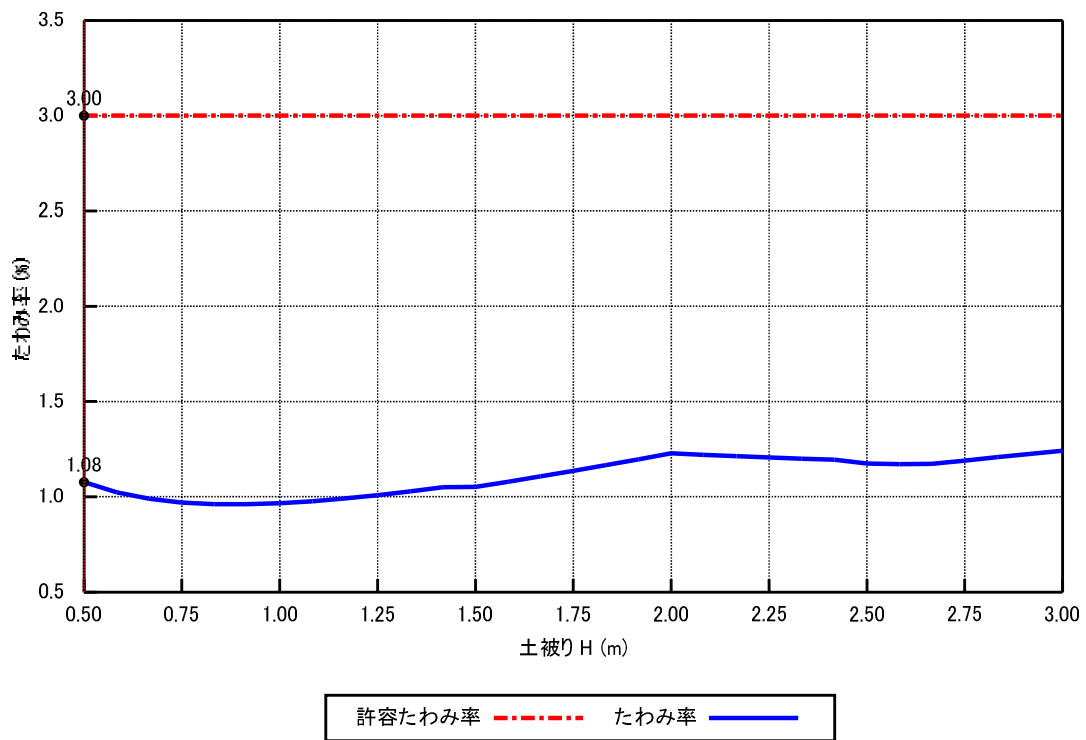


図-3 常時 たわみ率

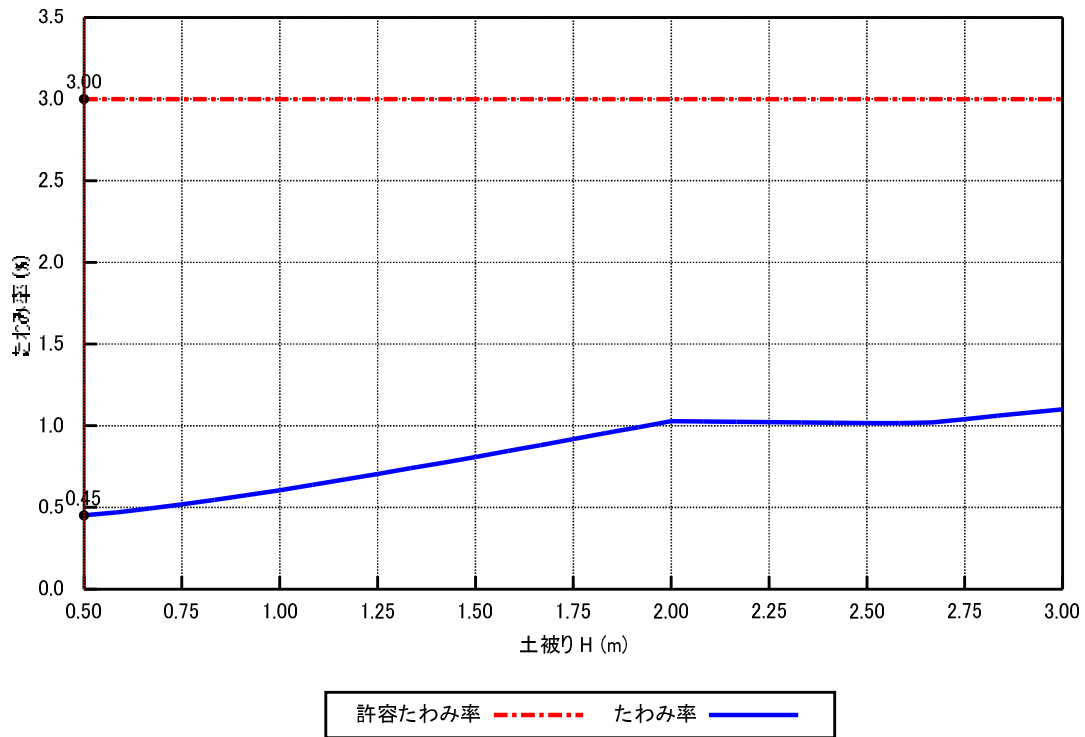


図-4 施工時 たわみ率

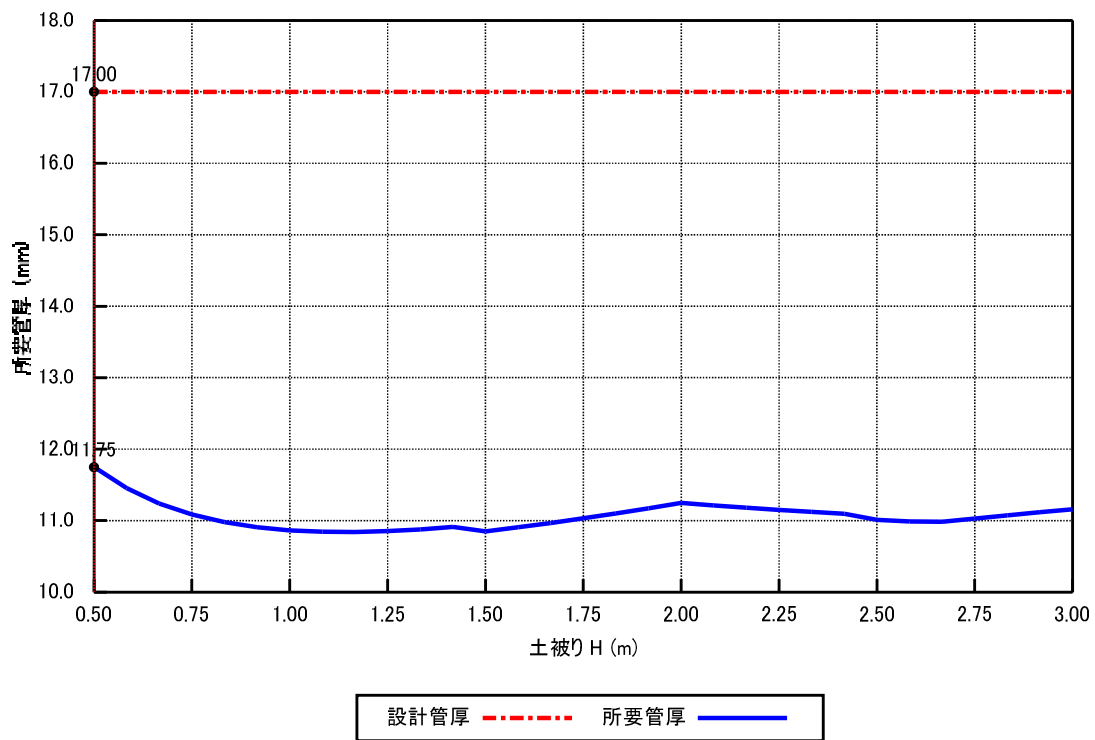


図-5 施工時 所要管厚

## 1.6 地震時の検討

### 1.6.1 解析モデル

地震時の検討は図-6に示すモデルを用いて平面骨組み解析により行う。断面の各部に働く断面力は図の常時荷重と地震水平力の合計として求める。

常時荷重の解析モデルでは図-6(a)のように2つの仮想支点を設ける。地震水平力の解析モデルでは各節点位置を地盤ばねによるXおよびY方向の集中ばね支点とする。

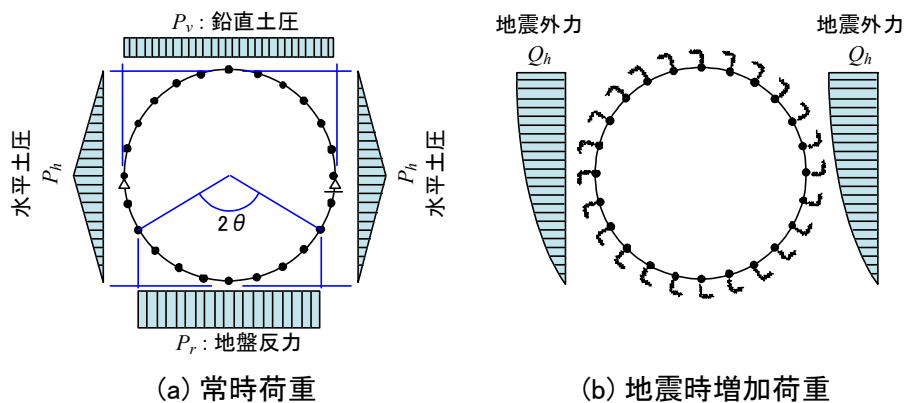


図-6 計算モデル

#### 1.6.1.1 節点座標

節点番号	X座標 (m)	Y座標 (m)	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	0.000	0.151	9	-0.130	-0.075	17	0.130	-0.075
2	-0.039	0.145	10	-0.106	-0.106	18	0.145	-0.039
3	-0.075	0.130	11	-0.075	-0.130	19	0.151	0.000
4	-0.106	0.106	12	-0.039	-0.145	20	0.145	0.039
5	-0.130	0.075	13	0.000	-0.151	21	0.130	0.075
6	-0.145	0.039	14	0.039	-0.145	22	0.106	0.106
7	-0.151	0.000	15	0.075	-0.130	23	0.075	0.130
8	-0.145	-0.039	16	0.106	-0.106	24	0.039	0.145

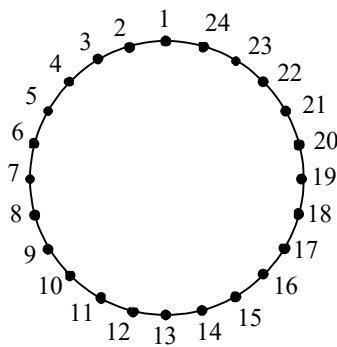


図-7 骨組み図

1.6.1.2 解析モデルにおける部材の定数

ヤング係数	$3.00 \times 10^6$	(kN/m <sup>2</sup> )
断面 2 次モーメント	$0.4094 \times 10^6$	(m <sup>4</sup> )
断面積	0.0170	(m <sup>2</sup> )

1.6.1.3 地盤のばね定数

水平方向地盤ばね定数は式(33)～(35)により求める。また、せん断ばね定数は式(36)により求める。

$$k_H = k_{H0} \cdot \left( \frac{B_H}{0.3} \right)^{-3/4} \dots\dots\dots (33)$$

$$k_{H0} = \frac{1}{0.3} \cdot \alpha \cdot E_0 \dots\dots\dots (34)$$

$$B_H = \sqrt{A_h} = \sqrt{\frac{D_c + D}{2} \cdot L} \dots\dots\dots (35)$$

$$k_S = 0.3k_H \dots\dots\dots (36)$$

- ここで、 $k_H$ ： 水平方向地盤ばね定数 (kN/m<sup>3</sup>)  
 $k_S$ ： せん断ばね定数 (kN/m<sup>3</sup>)  
 $k_{H0}$ ： 直径0.3mの剛体円盤による平板載荷試験の  
 値に相当する水平方向地盤ばね定数 (kN/m<sup>3</sup>)  
 $E_0$ ： 地盤の変形係数。 $E_0 = 2800N$  で推定する。(kN/m<sup>2</sup>)  
 $\alpha$ ： 地盤ばね定数の推定に用いる係数  
 N値から推定する場合は、 $\alpha = 1$   
 $B_H$ ： 換算載荷幅 (m)  
 $D_c$ ： 管の外径 0.318 (m)  
 $D$ ： 管の内径 0.284 (m)  
 $L$ ： 管の有効長 10.000 (m)

換算載荷幅:

$$B_H = \sqrt{\frac{0.318+0.284}{2}} \times 10.0 = 1.735 \text{ (m)}$$

地盤のばね定数:

節点 番号	深さ z (m)	N値	E <sub>0</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	k <sub>H0</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	k <sub>H</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	k <sub>s</sub> (kN/m <sup>3</sup> )
1	0.509	13.0	36400	121333.3	32535.59	9760.68
2, 24	0.514	13.0	36400	121333.3	32535.59	9760.68
3, 23	0.529	13.0	36400	121333.3	32535.59	9760.68
4, 22	0.553	13.0	36400	121333.3	32535.59	9760.68
5, 21	0.584	13.0	36400	121333.3	32535.59	9760.68
6, 20	0.620	13.0	36400	121333.3	32535.59	9760.68
7, 19	0.659	13.0	36400	121333.3	32535.59	9760.68
8, 18	0.698	13.0	36400	121333.3	32535.59	9760.68
9, 17	0.734	13.0	36400	121333.3	32535.59	9760.68
10, 16	0.765	13.0	36400	121333.3	32535.59	9760.68
11, 15	0.789	13.0	36400	121333.3	32535.59	9760.68
12, 14	0.804	13.0	36400	121333.3	32535.59	9760.68
13	0.810	13.0	36400	121333.3	32535.59	9760.68

骨組みの支点ばねは式(37), (38)で求める。

$$k_x = \{ |k_H \cdot \sin \theta| + |k_S \cdot \cos \theta| \} \cdot \Delta l \quad \dots\dots\dots (37)$$

$$k_y = \{ |k_H \cdot \cos \theta| + |k_S \cdot \sin \theta| \} \cdot \Delta l \quad \dots\dots\dots (38)$$

- ここで、k<sub>x</sub>: 節点位置におけるX方向ばね定数 (kN/m)
- k<sub>y</sub>: 節点位置におけるY方向ばね定数 (kN/m)
- k<sub>H</sub>: 奥行き1mあたり水平方向地盤ばね定数 (kN/m<sup>2</sup>)
- k<sub>S</sub>: 奥行き1mあたりせん断ばね定数 (kN/m<sup>2</sup>)
- θ: 管中心と節点を結ぶ半径が鉛直面となす角 (°)
- Δl: 節点間の部材長。ただし、弧長を用いる (m)
- Δl = R · Δθ = 0.151 × 0.262 = 0.039 (m)
- R: 管厚中心半径 0.151 (m)
- Δθ: 節点間中心角 15° = 0.262 (rad)

支点のばね定数:

節点 番号	$k_n$ (kN/m <sup>2</sup> )	$k_s$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\theta$ (°)	$k_x$ (kN/m)	$k_y$ (kN/m)
1	32535.59	9760.68	0.0	384.58	1281.93
2, 24	32535.59	9760.68	15.0	703.26	1337.78
3, 23	32535.59	9760.68	30.0	974.02	1302.47
4, 22	32535.59	9760.68	45.0	1178.40	1178.40
5, 21	32535.59	9760.68	60.0	1302.47	974.02
6, 20	32535.59	9760.68	75.0	1337.78	703.26
7, 19	32535.59	9760.68	90.0	1281.93	384.58
8, 18	32535.59	9760.68	105.0	1337.78	703.26
9, 17	32535.59	9760.68	120.0	1302.47	974.02
10, 16	32535.59	9760.68	135.0	1178.40	1178.40
11, 15	32535.59	9760.68	150.0	974.02	1302.47
12, 14	32535.59	9760.68	165.0	703.26	1337.78
13	32535.59	9760.68	180.0	384.58	1281.93

## 1.6.2 常時荷重の計算

### 1.6.2.1 鉛直土圧

鉛直土圧は式(39)により求める。

$$P_v = \Sigma \gamma \cdot h + q \quad \dots\dots\dots (39)$$

ここで、 $P_v$  : 鉛直土圧 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $\gamma$  : 土の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)  
 ただし、地下水以下では飽和単位体積重量を用いる。  
 $h$  : 管厚中心までの層厚 (m)  
 $q$  : 地表載荷重 (kN/m<sup>2</sup>)

層 No	深 度 (m)	層厚 h (m)	土質区分	単位重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	鉛直土圧 $P_v$ (kN/m <sup>2</sup> )
宅地荷重					0.007
1	0.000 ~ 0.509	0.509	沖積層粘性土	18.00	9.153
$\Sigma$					9.160

### 1.6.2.2 水平土圧および水圧

水平土圧は図-6に示すような三角形分布とする。ただし、 $p_h$ は式(40)で求める。

$$P_h = P_v \quad \dots\dots\dots (40)$$

ここで、 $P_h$  : 水平土圧 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $P_v$  : 鉛直土圧 (kN/m<sup>2</sup>)

節点 番号	深度 (m)	水平土圧 $p_h$ (kN/m <sup>2</sup> )
1	0.509	0.000
2, 24	0.514	0.312
3, 23	0.529	1.227
4, 22	0.553	2.683
5, 21	0.584	4.580
6, 20	0.620	6.789
7, 19	0.659	9.160
8, 18	0.698	6.789
9, 17	0.734	4.580
10, 16	0.765	2.683
11, 15	0.789	1.227
12, 14	0.804	0.312
13	0.810	0.000

### 1.6.2.3 底面地盤反力

底面地盤反力は式(41)で求め設計支持角内に載荷する。

$$P_r = \frac{P_v}{\sin \theta} = \frac{9.160}{\sin 45.0} = 12.954 \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad \dots\dots\dots(41)$$

ここで、 $P_r$  : 底面地盤反力 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $P_v$  : 鉛直土圧 9.160 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $\theta$  : 設計支持角の1/2 45.0 (°)

### 1.6.3 地震水平力の計算

#### 1.6.3.1 地盤の固有周期

(1) 地盤の固有周期

地盤の固有周期は式(42), (43)により求める。

$$T_G = 4 \cdot \sum \frac{H_i}{V_{si}} \quad \dots\dots\dots (42)$$

$$V_{si} = \begin{cases} 129 \cdot N_i^{0.183} & \text{(洪積層粘性土層の場合)} \\ 123 \cdot N_i^{0.125} & \text{(洪積層砂質土層の場合)} \\ 122 \cdot N_i^{0.0777} & \text{(沖積層粘性土層の場合)} \\ 61.8 \cdot N_i^{0.211} & \text{(沖積層砂質土層の場合)} \end{cases} \quad \dots\dots\dots (43)$$

ここで、 $T_G$ : 地盤の固有周期 (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

	層厚 $H_i$ (m)	土の種類	平均N値 $N_i$	$V_{si}$ (m/sec)		$H_i/V_{si}$ (sec)
1	2.000	沖積層粘性土	13.0	$122 \times 13.0^{0.0777} =$	148.91	0.013
2	5.000	沖積層粘性土	20.0	$122 \times 20.0^{0.0777} =$	153.97	0.032
	7.000					0.04590

$$T_G = 4 \cdot \sum \frac{H_i}{V_{si}} = 4 \times 0.046 = 0.184 \text{ (sec)}$$

(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固有周期 $T_G$ より表2により求める。

表2 耐震設計上の地盤種別

地盤種別	地盤の固有周期 $T_G$ (s)
I種	$T_G < 0.2$
II種	$0.2 \leq T_G < 0.6$
III種	$0.6 \leq T_G$

よって、 $T_G < 0.2$  (sec) であるから I種地盤

(3) 表層地盤の固有周期

表層地盤の固有周期は式(44)により求める。

$$T_S = 1.25T_G = 1.25 \times 0.184 = 0.230 \text{ (s)} \quad \dots\dots\dots (44)$$

### 1.6.3.2 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(45), (46)で求める。

$$U_h(z) = \frac{2}{\pi^2} \cdot S_v \cdot T_G \cdot K'_{hl} \cdot \cos\left(\frac{\pi \cdot z}{2H}\right) \quad (\text{地震動レベル1}) \quad \dots\dots\dots (45)$$

$$U_h(z) = \frac{2}{\pi^2} \cdot S'_v \cdot T_G \cdot \cos\left(\frac{\pi \cdot z}{2H}\right) \quad (\text{地震動レベル2}) \quad \dots\dots\dots (46)$$

$$T_G = 4 \cdot \sum \frac{H_i}{V_{si}} = 0.184 \quad \dots\dots\dots (47)$$

- 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)
- $S_v$ : 基盤地震動の単位震度当たりの速度応答スペクトル (図8参照) (m/s)
- $S'_v$ : (図9参照) (m/s)
- $K'_{hl}$ : 耐震設計上の基盤面における設計水平震度  
 $K'_{hl} = C_z \cdot K'_{h10} = 1.00 \times 0.15 = 0.15$
- $C_z$ : 地域別補正係数  $C_z=1.00$
- $K'_{h10}$ : 耐震設計上の基礎面における設計水平震度の標準値  $K'_{h10}=0.15$
- $T_G$ : 表層地盤の固有周期 (s)  
 (式(42)の地盤の特性値に等しい。)

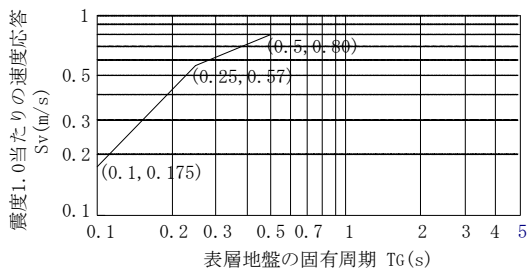


図8 速度応答スペクトル(レベル1)

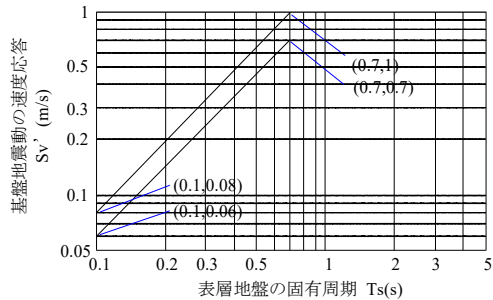


図9 速度応答スペクトル(レベル2)

速度応答スペクトル

- $T_G = 0.184$  (s) より、
- レベル1地震動  $S_v = 0.3830$  (m/s)
- レベル2地震動  $S'_v = 0.1800$  (m/s)

地震動の最大変位振幅

$$U_h(z) = \frac{2}{\pi^2} \times 0.3830 \times 0.184 \times 0.15 \times \cos\left(\frac{\pi \times z}{2 \times 7.000}\right) \quad (\text{レベル1地震動})$$

$$U_h(z) = \frac{2}{\pi^2} \times 0.1800 \times 0.184 \times \cos\left(\frac{\pi \times z}{2 \times 7.000}\right) \quad (\text{レベル2地震動})$$

節点 番号	深さ z (m)	最大変位振幅 $U_h$ (m)	
		レベル1	レベル2
1	0.509	0.002123	0.006654
2, 24	0.514	0.002123	0.006653
3, 23	0.529	0.002122	0.006650
4, 22	0.553	0.002121	0.006646
5, 21	0.584	0.002119	0.006640
6, 20	0.620	0.002117	0.006633
7, 19	0.659	0.002114	0.006624
8, 18	0.698	0.002111	0.006616
9, 17	0.734	0.002108	0.006607
10, 16	0.765	0.002106	0.006599
11, 15	0.789	0.002104	0.006593
12, 14	0.804	0.002103	0.006589
13	0.810	0.002102	0.006587

### 1.6.3.3 地盤変位による地震水平力

(1) 計算式

地盤変位による地震水平力は式(48)により求める。

$$q_x = \{ |k_H \cdot \sin \theta| + |k_S \cdot \cos \theta| \} \cdot \Delta U \cdot \Delta l \quad \dots\dots\dots (48)$$

- ここで、 $q_x$ : 地震水平力 (kN)
- $k_H$ : 奥行き1mあたり水平方向地盤ばね定数 (kN/m<sup>2</sup>)
- $k_S$ : 奥行き1mあたりせん断ばね定数 (kN/m<sup>2</sup>)
- $\Delta U$ : 管底との相対変位量 (m)
- $\Delta U = U_h(z) - U_h(z_0)$
- $\theta$ : 管頂から各節点への角度 (°)
- $\Delta l$ : 節点間の部材長。ただし、弧長を用いる (m)
- $\Delta l = R \cdot \Delta \theta = 0.151 \times 0.262 = 0.039$  (m)
- $R$ : 管厚中心半径 0.151 (m)
- $\Delta \theta$ : 節点間中心角  $15^\circ = 0.262$  (rad)

## (2) レベル1地震時

節点 番号	角度 $\theta$ ( $^{\circ}$ )	深さ $z$ (m)	変位振幅 $U_b(z)$ (m)	相対変位 $\Delta U$ (m)	水平方向 ばね定数 $k_h$ (kN/m $^2$ )	せん断 ばね定数 $k_s$ (kN/m $^2$ )	地震 水平力 $q_x$ (kN)
1	0	0.509	0.002123	0.000021	32535.59	9760.68	0.0082
2	15	0.514	0.002123	0.000021	32535.59	9760.68	0.0148
3	30	0.529	0.002122	0.000020	32535.59	9760.68	0.0196
4	45	0.553	0.002121	0.000019	32535.59	9760.68	0.0221
5	60	0.584	0.002119	0.000017	32535.59	9760.68	0.0220
6	75	0.620	0.002117	0.000015	32535.59	9760.68	0.0194
7	90	0.659	0.002114	0.000012	32535.59	9760.68	0.0152
8	105	0.698	0.002111	0.000009	32535.59	9760.68	0.0120
9	120	0.734	0.002108	0.000006	32535.59	9760.68	0.0081
10	135	0.765	0.002106	0.000004	32535.59	9760.68	0.0044
11	150	0.789	0.002104	0.000002	32535.59	9760.68	0.0017
12	165	0.804	0.002103	0.000000	32535.59	9760.68	0.0003
13	180	0.810	0.002102	0.000000	32535.59	9760.68	0.0000
14	195	0.804	0.002103	0.000000	32535.59	9760.68	0.0003
15	210	0.789	0.002104	0.000002	32535.59	9760.68	0.0017
16	225	0.765	0.002106	0.000004	32535.59	9760.68	0.0044
17	240	0.734	0.002108	0.000006	32535.59	9760.68	0.0081
18	255	0.698	0.002111	0.000009	32535.59	9760.68	0.0120
19	270	0.659	0.002114	0.000012	32535.59	9760.68	0.0152
20	285	0.620	0.002117	0.000015	32535.59	9760.68	0.0194
21	300	0.584	0.002119	0.000017	32535.59	9760.68	0.0220
22	315	0.553	0.002121	0.000019	32535.59	9760.68	0.0221
23	330	0.529	0.002122	0.000020	32535.59	9760.68	0.0196
24	345	0.514	0.002123	0.000021	32535.59	9760.68	0.0148

## (3) レベル2地震時

節点 番号	角度 $\theta$ ( $^{\circ}$ )	深さ $z$ (m)	変位振幅 $U_b(z)$ (m)	相対変位 $\Delta U$ (m)	水平方向 ばね定数 $k_b$ (kN/m $^2$ )	せん断 ばね定数 $k_s$ (kN/m $^2$ )	地震 水平力 $q_x$ (kN)
1	0	0.509	0.006654	0.000067	32535.59	9760.68	0.0256
2	15	0.514	0.006653	0.000066	32535.59	9760.68	0.0462
3	30	0.529	0.006650	0.000063	32535.59	9760.68	0.0615
4	45	0.553	0.006646	0.000059	32535.59	9760.68	0.0693
5	60	0.584	0.006640	0.000053	32535.59	9760.68	0.0688
6	75	0.620	0.006633	0.000045	32535.59	9760.68	0.0608
7	90	0.659	0.006624	0.000037	32535.59	9760.68	0.0476
8	105	0.698	0.006616	0.000028	32535.59	9760.68	0.0378
9	120	0.734	0.006607	0.000019	32535.59	9760.68	0.0254
10	135	0.765	0.006599	0.000012	32535.59	9760.68	0.0137
11	150	0.789	0.006593	0.000005	32535.59	9760.68	0.0053
12	165	0.804	0.006589	0.000001	32535.59	9760.68	0.0010
13	180	0.810	0.006587	0.000000	32535.59	9760.68	0.0000
14	195	0.804	0.006589	0.000001	32535.59	9760.68	0.0010
15	210	0.789	0.006593	0.000005	32535.59	9760.68	0.0053
16	225	0.765	0.006599	0.000012	32535.59	9760.68	0.0137
17	240	0.734	0.006607	0.000019	32535.59	9760.68	0.0254
18	255	0.698	0.006616	0.000028	32535.59	9760.68	0.0378
19	270	0.659	0.006624	0.000037	32535.59	9760.68	0.0476
20	285	0.620	0.006633	0.000045	32535.59	9760.68	0.0608
21	300	0.584	0.006640	0.000053	32535.59	9760.68	0.0688
22	315	0.553	0.006646	0.000059	32535.59	9760.68	0.0693
23	330	0.529	0.006650	0.000063	32535.59	9760.68	0.0615
24	345	0.514	0.006653	0.000066	32535.59	9760.68	0.0462

## 1.6.4 変位および断面力の計算

### 1.6.4.1 常時荷重による変位および断面力

#### (1) 荷重図

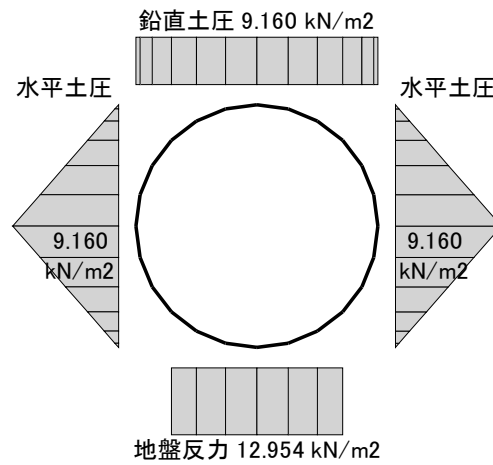


図-10 荷重図

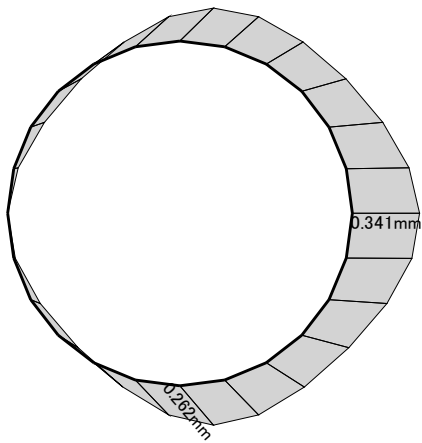
#### (2) 節点変位

節点 番号	X方向 変位 $\delta_x$ (mm)	Y方向 変位 $\delta_y$ (mm)	合成 変位 $\delta$ (mm)	Z軸回り 回転角 $\alpha_z$ $\times 10^{-3}$ (rad)	節点 番号	X方向 変位 $\delta_x$ (mm)	Y方向 変位 $\delta_y$ (mm)	合成 変位 $\delta$ (mm)	Z軸回り 回転角 $\alpha_z$ $\times 10^{-3}$ (rad)
1	0.170	-0.167	0.239	0.000	13	0.170	0.199	0.262	0.000
2	0.169	-0.152	0.227	-0.780	14	0.173	0.178	0.248	-1.070
3	0.153	-0.111	0.189	-1.367	15	0.194	0.124	0.230	-1.803
4	0.117	-0.063	0.133	-1.621	16	0.239	0.063	0.248	-1.951
5	0.069	-0.025	0.073	-1.482	17	0.293	0.020	0.294	-1.472
6	0.023	-0.005	0.024	-0.974	18	0.332	0.002	0.332	-0.665
7	0.000	0.000	0.000	-0.208	19	0.341	0.000	0.341	0.208
8	0.009	0.002	0.009	0.665	20	0.317	-0.005	0.318	0.974
9	0.048	0.020	0.051	1.472	21	0.272	-0.025	0.273	1.482
10	0.101	0.063	0.119	1.951	22	0.224	-0.063	0.232	1.621
11	0.147	0.124	0.192	1.803	23	0.188	-0.111	0.218	1.367
12	0.168	0.178	0.245	1.070	24	0.172	-0.152	0.229	0.780

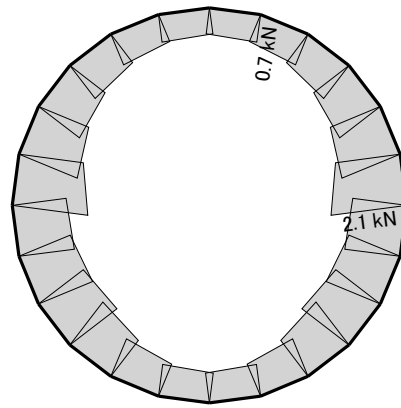
## (3) 部材断面力

部材 番号	節点 番号	軸力 N (kN)	せん断力 S (kN)	曲げモー メント M (kNm)	部材 番号	節点 番号	軸力 N (kN)	せん断力 S (kN)	曲げモー メント M (kNm)
1	1	0.73457	-0.09671	-0.02481	13	13	0.83690	-0.11018	-0.03459
	2	0.77547	0.26090	-0.02159		14	0.89725	0.39522	-0.02900
2	2	0.81657	0.05130	-0.02159	14	14	0.96897	0.14953	-0.02900
	3	0.92635	0.39537	-0.01286		15	1.13580	0.63132	-0.01370
3	3	0.99712	0.14214	-0.01286	15	15	1.26049	0.31584	-0.01370
	4	1.15526	0.47441	-0.00086		16	1.50939	0.76638	0.00744
4	4	1.23869	0.15925	-0.00086	16	16	1.65631	0.34961	0.00744
	5	1.43735	0.49152	0.01173		17	1.56945	0.46280	0.02321
5	5	1.51559	0.10276	0.01173	17	17	1.63576	0.04083	0.02321
	6	1.76261	0.44682	0.02226		18	1.55029	0.24717	0.02860
6	6	1.81820	-0.02460	0.02226	18	18	1.56144	-0.16250	0.02860
	7	2.13411	0.33301	0.02802		19	1.52054	0.14813	0.02802
7	7	1.52054	-0.14813	0.02802	19	19	2.13411	-0.33301	0.02802
	8	1.56144	0.16250	0.02860		20	1.81820	0.02460	0.02226
8	8	1.55029	-0.24717	0.02860	20	20	1.76261	-0.44682	0.02226
	9	1.63576	-0.04083	0.02321		21	1.51559	-0.10276	0.01173
9	9	1.56945	-0.46280	0.02321	21	21	1.43735	-0.49152	0.01173
	10	1.65631	-0.34961	0.00744		22	1.23869	-0.15925	-0.00086
10	10	1.50939	-0.76638	0.00744	22	22	1.15526	-0.47441	-0.00086
	11	1.26049	-0.31584	-0.01370		23	0.99712	-0.14214	-0.01286
11	11	1.13580	-0.63132	-0.01370	23	23	0.92635	-0.39537	-0.01286
	12	0.96897	-0.14953	-0.02900		24	0.81657	-0.05130	-0.02159
12	12	0.89725	-0.39522	-0.02900	24	24	0.77547	-0.26090	-0.02159
	13	0.83690	0.11018	-0.03459		1	0.73457	0.09671	-0.02481

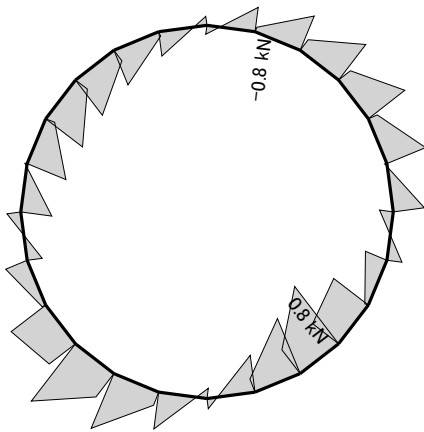
(4) 変位・断面力図



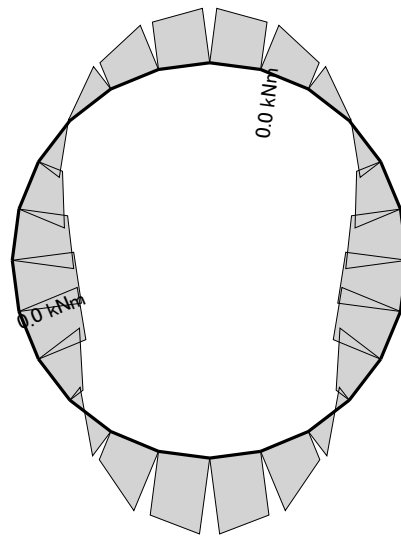
(a) 変位図



(b) 軸力図



(c) せん断力図



(d) 曲げモーメント図

図-11 変位・断面力図 (常 時)

1.6.4.2 地盤変位による変位および断面力（レベル1地震時）

(1) 荷重図

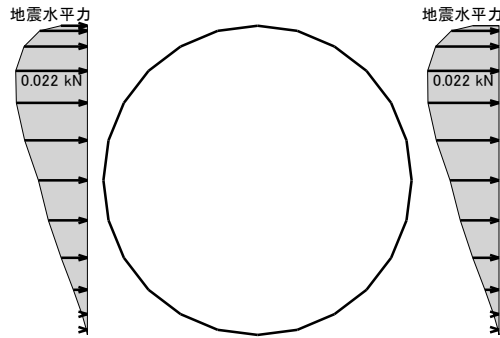


図-12 荷重図

(2) 節点変位

節点 番号	レベル1地震時			常時 + レベル1地震時			
	X軸方向 変位 $\delta_x$ (mm)	Y軸方向 変位 $\delta_y$ (mm)	Z軸回り 回転角 $\alpha_z$ $\times 10^{-3}$ (rad)	X軸方向 変位 $\delta_x$ (mm)	Y軸方向 変位 $\delta_y$ (mm)	合成変位 $\delta$ (mm)	Z軸回り 回転角 $\alpha_z$ $\times 10^{-3}$ (rad)
1	0.018	0.000	-0.001	0.189	-0.167	0.252	-0.001
2	0.018	0.000	-0.006	0.187	-0.151	0.241	-0.785
3	0.018	0.001	-0.018	0.171	-0.111	0.204	-1.384
4	0.018	0.001	-0.035	0.135	-0.062	0.148	-1.655
5	0.016	0.002	-0.052	0.085	-0.022	0.088	-1.534
6	0.014	0.003	-0.065	0.037	-0.001	0.037	-1.039
7	0.011	0.004	-0.070	0.011	0.004	0.012	-0.278
8	0.009	0.003	-0.066	0.017	0.006	0.018	0.599
9	0.006	0.002	-0.054	0.054	0.022	0.058	1.418
10	0.005	0.001	-0.036	0.107	0.064	0.124	1.915
11	0.004	0.000	-0.018	0.151	0.124	0.196	1.786
12	0.004	0.000	-0.004	0.173	0.178	0.248	1.066
13	0.004	0.000	0.001	0.175	0.199	0.265	0.001
14	0.004	0.000	-0.004	0.177	0.177	0.251	-1.074
15	0.004	0.000	-0.018	0.199	0.123	0.234	-1.821
16	0.005	-0.001	-0.036	0.245	0.061	0.252	-1.987
17	0.006	-0.002	-0.054	0.300	0.017	0.300	-1.526
18	0.009	-0.003	-0.066	0.341	-0.001	0.341	-0.732
19	0.011	-0.004	-0.070	0.352	-0.004	0.352	0.137
20	0.014	-0.003	-0.065	0.332	-0.008	0.332	0.909
21	0.016	-0.002	-0.052	0.289	-0.027	0.290	1.430
22	0.018	-0.001	-0.035	0.241	-0.065	0.250	1.586
23	0.018	-0.001	-0.018	0.206	-0.112	0.234	1.349
24	0.018	0.000	-0.006	0.190	-0.152	0.243	0.774

## (3) 部材断面力

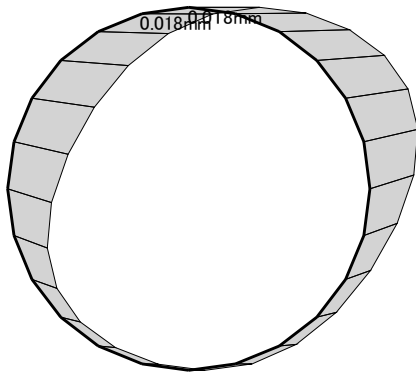
部材 番号	節点 番号	レベル1地震時			常時 + レベル1地震時		
		軸力 N (kN)	せん断力 S (kN)	曲げモー メント M (kNm)	軸力 N (kN)	せん断力 S (kN)	曲げモー メント M (kNm)
1	1	-0.00147	-0.00689	0.00000	0.73310	-0.10359	-0.02481
	2	-0.00147	-0.00689	-0.00027	0.77400	0.25401	-0.02186
2	2	-0.00485	-0.00543	-0.00027	0.81172	0.04587	-0.02186
	3	-0.00485	-0.00543	-0.00048	0.92150	0.38994	-0.01334
3	3	-0.00720	-0.00230	-0.00048	0.98992	0.13983	-0.01334
	4	-0.00720	-0.00230	-0.00057	1.14806	0.47211	-0.00144
4	4	-0.00718	0.00170	-0.00057	1.23151	0.16094	-0.00144
	5	-0.00718	0.00170	-0.00051	1.43017	0.49322	0.01122
5	5	-0.00471	0.00516	-0.00051	1.51088	0.10792	0.01122
	6	-0.00471	0.00516	-0.00031	1.75790	0.45198	0.02196
6	6	-0.00103	0.00709	-0.00031	1.81716	-0.01751	0.02196
	7	-0.00103	0.00709	-0.00003	2.13307	0.34010	0.02799
7	7	0.00228	0.00750	-0.00003	1.52282	-0.14064	0.02799
	8	0.00228	0.00750	0.00027	1.56371	0.17000	0.02887
8	8	0.00639	0.00615	0.00027	1.55668	-0.24101	0.02887
	9	0.00639	0.00615	0.00051	1.64215	-0.03467	0.02372
9	9	0.00934	0.00263	0.00051	1.57879	-0.46017	0.02372
	10	0.00934	0.00263	0.00061	1.66565	-0.34698	0.00805
10	10	0.00932	-0.00202	0.00061	1.51870	-0.76840	0.00805
	11	0.00932	-0.00202	0.00053	1.26981	-0.31786	-0.01317
11	11	0.00624	-0.00588	0.00053	1.14204	-0.63719	-0.01317
	12	0.00624	-0.00588	0.00030	0.97521	-0.15541	-0.02870
12	12	0.00184	-0.00770	0.00030	0.89909	-0.40292	-0.02870
	13	0.00184	-0.00770	0.00000	0.83874	0.10248	-0.03459
13	13	-0.00184	-0.00770	0.00000	0.83505	-0.11788	-0.03459
	14	-0.00184	-0.00770	-0.00030	0.89541	0.38752	-0.02930
14	14	-0.00624	-0.00588	-0.00030	0.96273	0.14365	-0.02930
	15	-0.00624	-0.00588	-0.00053	1.12956	0.62544	-0.01424
15	15	-0.00932	-0.00202	-0.00053	1.25118	0.31382	-0.01424
	16	-0.00932	-0.00202	-0.00061	1.50007	0.76436	0.00683
16	16	-0.00934	0.00263	-0.00061	1.64697	0.35223	0.00683
	17	-0.00934	0.00263	-0.00051	1.56012	0.46543	0.02270
17	17	-0.00639	0.00615	-0.00051	1.62937	0.04698	0.02270
	18	-0.00639	0.00615	-0.00027	1.54390	0.25332	0.02833
18	18	-0.00228	0.00750	-0.00027	1.55916	-0.15500	0.02833
	19	-0.00228	0.00750	0.00003	1.51826	0.15563	0.02804

部材 番号	節点 番号	レベル1地震時			常時 + レベル1地震時		
		軸 力 N (kN)	せん断力 S (kN)	曲げモー メント M (kNm)	軸 力 N (kN)	せん断力 S (kN)	曲げモー メント M (kNm)
19	19	0.00103	0.00709	0.00003	2.13514	-0.32592	0.02804
	20	0.00103	0.00709	0.00031	1.81923	0.03169	0.02257
20	20	0.00471	0.00516	0.00031	1.76731	-0.44167	0.02257
	21	0.00471	0.00516	0.00051	1.52029	-0.09761	0.01224
21	21	0.00718	0.00170	0.00051	1.44453	-0.48983	0.01224
	22	0.00718	0.00170	0.00057	1.24587	-0.15755	-0.00029
22	22	0.00720	-0.00230	0.00057	1.16246	-0.47672	-0.00029
	23	0.00720	-0.00230	0.00048	1.00432	-0.14444	-0.01238
23	23	0.00485	-0.00543	0.00048	0.93121	-0.40080	-0.01238
	24	0.00485	-0.00543	0.00027	0.82142	-0.05674	-0.02132
24	24	0.00147	-0.00689	0.00027	0.77693	-0.26779	-0.02132
	1	0.00147	-0.00689	0.00000	0.73604	0.08982	-0.02481

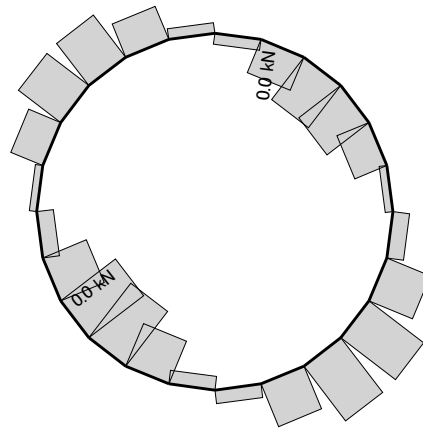
(4) 部材最大最小断面力

	軸 力 (kN)	せん断力 (kN)	曲げモーメント (kNm)
最大	2.13514	0.76436	0.02887
最小	0.73310	-0.34698	-0.03459

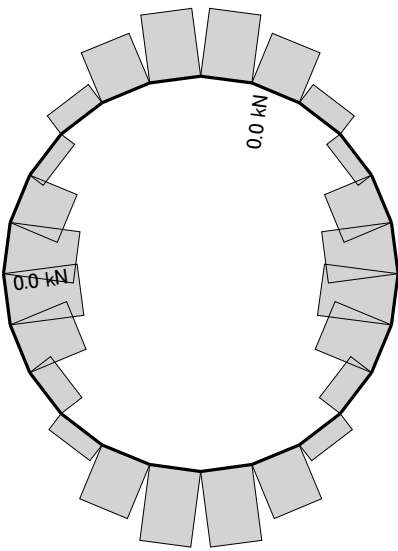
(5) 変位・断面力図



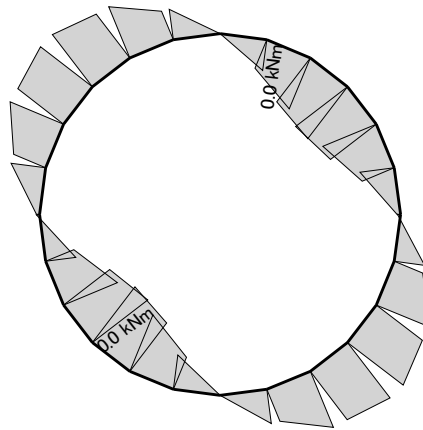
(a) 変位図



(b) 軸力図

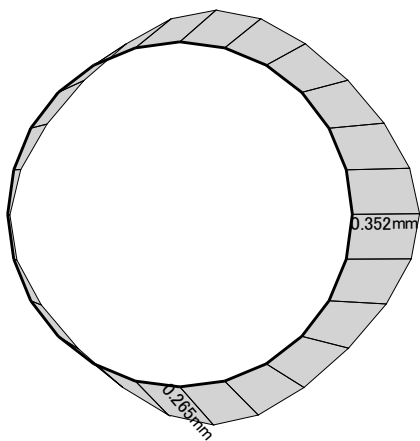


(c) せん断力図

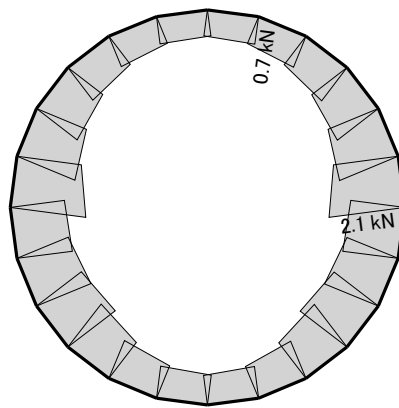


(d) 曲げモーメント図

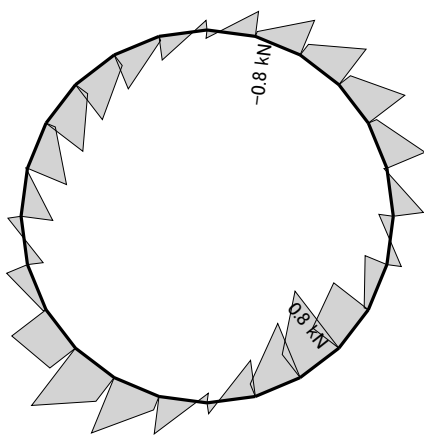
図-13 変位・断面力図 (レベル1地震時)



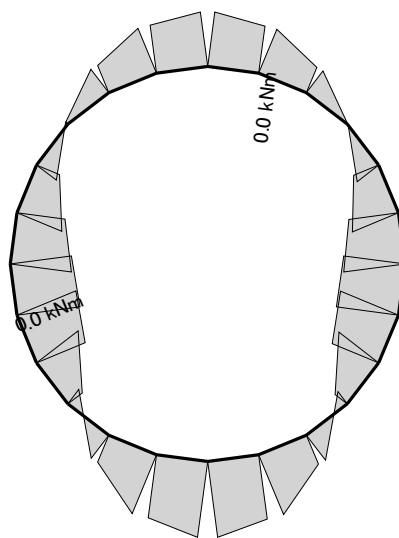
(a) 変位図



(b) 軸力図



(c) せん断力図



(d) 曲げモーメント図

図-14 変位・断面力図 (常時 + レベル1地震時)

### 1.6.4.3 地盤変位による変位および断面力（レベル2地震時）

#### (1) 荷重図

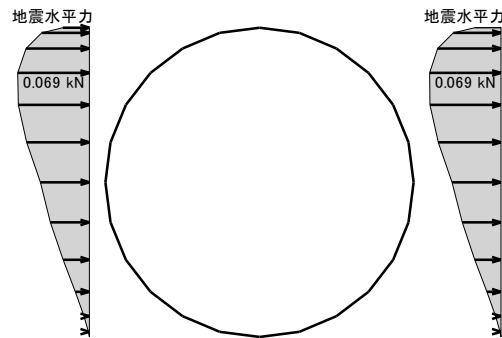


図-15 荷重図

#### (2) 節点変位

節点 番号	レベル2地震時			常時 + レベル2地震時			
	X軸方向 変位 $\delta_x$ (mm)	Y軸方向 変位 $\delta_y$ (mm)	Z軸回り 回転角 $\alpha_z$ $\times 10^{-3}$ (rad)	X軸方向 変位 $\delta_x$ (mm)	Y軸方向 変位 $\delta_y$ (mm)	合成変位 $\delta$ (mm)	Z軸回り 回転角 $\alpha_z$ $\times 10^{-3}$ (rad)
1	0.058	0.000	-0.004	0.228	-0.167	0.283	-0.004
2	0.058	0.000	-0.018	0.227	-0.151	0.272	-0.797
3	0.057	0.002	-0.056	0.210	-0.110	0.237	-1.422
4	0.055	0.004	-0.109	0.172	-0.059	0.182	-1.729
5	0.051	0.007	-0.163	0.119	-0.017	0.121	-1.645
6	0.044	0.010	-0.204	0.067	0.006	0.068	-1.178
7	0.036	0.011	-0.220	0.036	0.011	0.037	-0.428
8	0.027	0.010	-0.208	0.036	0.012	0.038	0.457
9	0.020	0.007	-0.169	0.068	0.027	0.073	1.303
10	0.016	0.004	-0.113	0.117	0.067	0.135	1.838
11	0.014	0.001	-0.055	0.161	0.125	0.204	1.748
12	0.013	0.000	-0.014	0.182	0.178	0.254	1.056
13	0.013	0.000	0.002	0.184	0.199	0.271	0.002
14	0.013	0.000	-0.014	0.186	0.177	0.257	-1.083
15	0.014	-0.001	-0.055	0.208	0.122	0.241	-1.859
16	0.016	-0.004	-0.113	0.255	0.059	0.262	-2.064
17	0.020	-0.007	-0.169	0.314	0.012	0.314	-1.641
18	0.027	-0.010	-0.208	0.359	-0.008	0.360	-0.873
19	0.036	-0.011	-0.220	0.377	-0.011	0.377	-0.013
20	0.044	-0.010	-0.204	0.362	-0.015	0.362	0.771
21	0.051	-0.007	-0.163	0.323	-0.032	0.325	1.319
22	0.055	-0.004	-0.109	0.279	-0.068	0.287	1.512
23	0.057	-0.002	-0.056	0.245	-0.113	0.270	1.311
24	0.058	0.000	-0.018	0.229	-0.152	0.275	0.762

## (3) 部材断面力

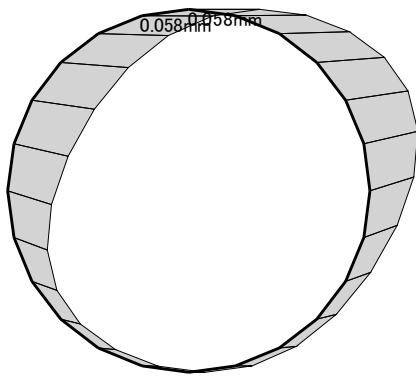
部材 番号	節点 番号	レベル2地震時			常時 + レベル2地震時		
		軸 力 N (kN)	せん断力 S (kN)	曲げモー メント M (kNm)	軸 力 N (kN)	せん断力 S (kN)	曲げモー メント M (kNm)
1	1	-0.00460	-0.02158	0.00000	0.72997	-0.11829	-0.02481
	2	-0.00460	-0.02158	-0.00085	0.77087	0.23932	-0.02244
2	2	-0.01521	-0.01702	-0.00085	0.80136	0.03428	-0.02244
	3	-0.01521	-0.01702	-0.00152	0.91115	0.37835	-0.01438
3	3	-0.02256	-0.00722	-0.00152	0.97455	0.13492	-0.01438
	4	-0.02256	-0.00722	-0.00180	1.13270	0.46719	-0.00266
4	4	-0.02250	0.00532	-0.00180	1.21619	0.16456	-0.00266
	5	-0.02250	0.00532	-0.00159	1.41485	0.49684	0.01014
5	5	-0.01474	0.01616	-0.00159	1.50084	0.11892	0.01014
	6	-0.01474	0.01616	-0.00096	1.74786	0.46298	0.02130
6	6	-0.00324	0.02222	-0.00096	1.81495	-0.00238	0.02130
	7	-0.00324	0.02222	-0.00008	2.13086	0.35523	0.02793
7	7	0.00713	0.02349	-0.00008	1.52767	-0.12464	0.02793
	8	0.00713	0.02349	0.00084	1.56857	0.18599	0.02944
8	8	0.02002	0.01928	0.00084	1.57031	-0.22789	0.02944
	9	0.02002	0.01928	0.00160	1.65578	-0.02155	0.02480
9	9	0.02926	0.00823	0.00160	1.59872	-0.45457	0.02480
	10	0.02926	0.00823	0.00192	1.68557	-0.34138	0.00936
10	10	0.02919	-0.00633	0.00192	1.53858	-0.77271	0.00936
	11	0.02919	-0.00633	0.00167	1.28969	-0.32217	-0.01203
11	11	0.01956	-0.01841	0.00167	1.15536	-0.64973	-0.01203
	12	0.01956	-0.01841	0.00095	0.98853	-0.16794	-0.02805
12	12	0.00577	-0.02413	0.00095	0.90302	-0.41935	-0.02805
	13	0.00577	-0.02413	0.00000	0.84267	0.08605	-0.03459
13	13	-0.00577	-0.02413	0.00000	0.83112	-0.13431	-0.03459
	14	-0.00577	-0.02413	-0.00095	0.89148	0.37109	-0.02995
14	14	-0.01956	-0.01841	-0.00095	0.94941	0.13112	-0.02995
	15	-0.01956	-0.01841	-0.00167	1.11624	0.61290	-0.01538
15	15	-0.02919	-0.00633	-0.00167	1.23130	0.30951	-0.01538
	16	-0.02919	-0.00633	-0.00192	1.48020	0.76005	0.00552
16	16	-0.02926	0.00823	-0.00192	1.62705	0.35784	0.00552
	17	-0.02926	0.00823	-0.00160	1.54019	0.47103	0.02161
17	17	-0.02002	0.01928	-0.00160	1.61573	0.06010	0.02161
	18	-0.02002	0.01928	-0.00084	1.53027	0.26644	0.02776
18	18	-0.00713	0.02349	-0.00084	1.55431	-0.13901	0.02776
	19	-0.00713	0.02349	0.00008	1.51341	0.17162	0.02810

部材 番号	節点 番号	レベル2地震時			常時 + レベル2地震時		
		軸 力 N (kN)	せん断力 S (kN)	曲げモー メント M (kNm)	軸 力 N (kN)	せん断力 S (kN)	曲げモー メント M (kNm)
19	19	0.00324	0.02222	0.00008	2.13735	-0.31079	0.02810
	20	0.00324	0.02222	0.00096	1.82144	0.04682	0.02322
20	20	0.01474	0.01616	0.00096	1.77735	-0.43067	0.02322
	21	0.01474	0.01616	0.00159	1.53033	-0.08660	0.01332
21	21	0.02250	0.00532	0.00159	1.45984	-0.48621	0.01332
	22	0.02250	0.00532	0.00180	1.26118	-0.15393	0.00094
22	22	0.02256	-0.00722	0.00180	1.17783	-0.48163	0.00094
	23	0.02256	-0.00722	0.00152	1.01968	-0.14936	-0.01134
23	23	0.01521	-0.01702	0.00152	0.94156	-0.41239	-0.01134
	24	0.01521	-0.01702	0.00085	0.83177	-0.06832	-0.02074
24	24	0.00460	-0.02158	0.00085	0.78007	-0.28248	-0.02074
	1	0.00460	-0.02158	0.00000	0.73917	0.07513	-0.02481

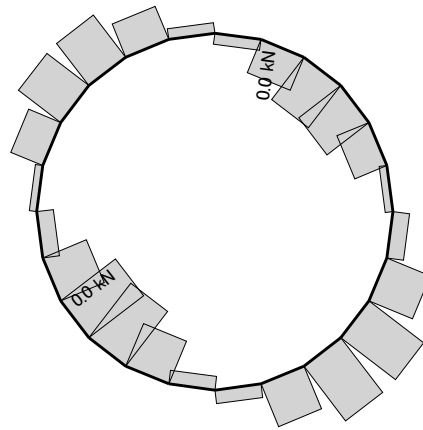
(4) 部材最大最小断面力

	軸 力 (kN)	せん断力 (kN)	曲げモーメント (kNm)
最大	2.13735	0.76005	0.02944
最小	0.72997	-0.34138	-0.03459

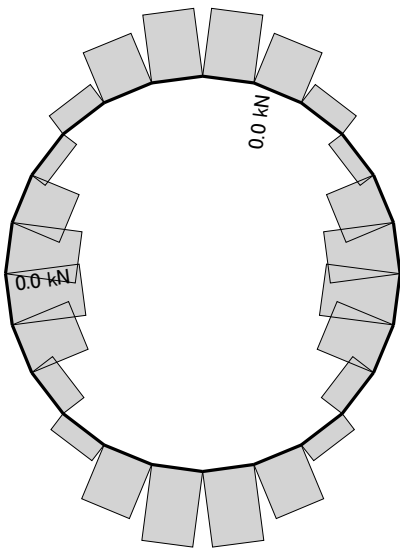
(5) 変位・断面力図



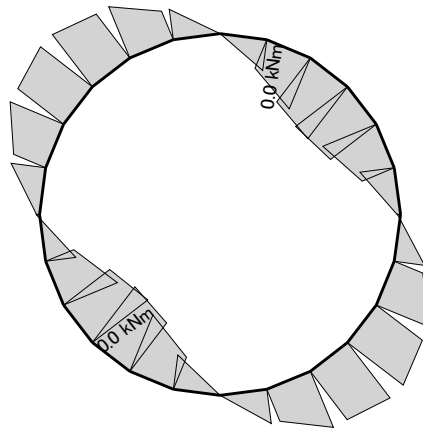
(a) 変位図



(b) 軸力図

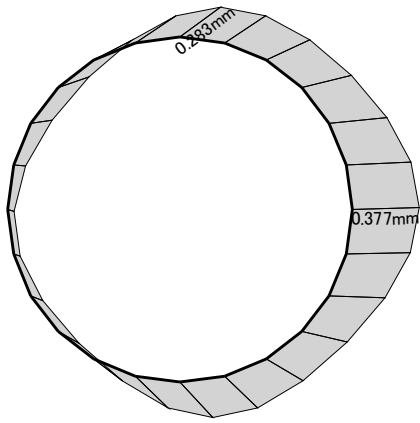


(c) せん断力図

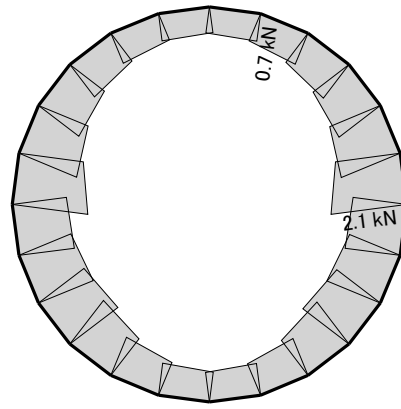


(d) 曲げモーメント図

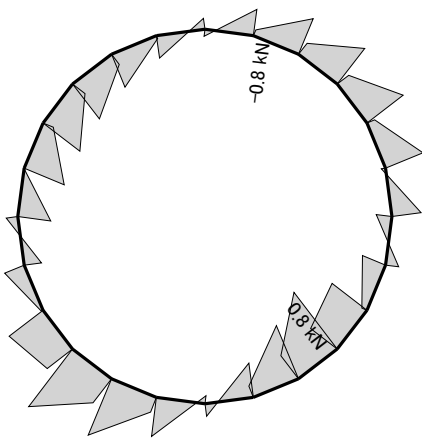
図-16 変位・断面力図 (レベル2地震時)



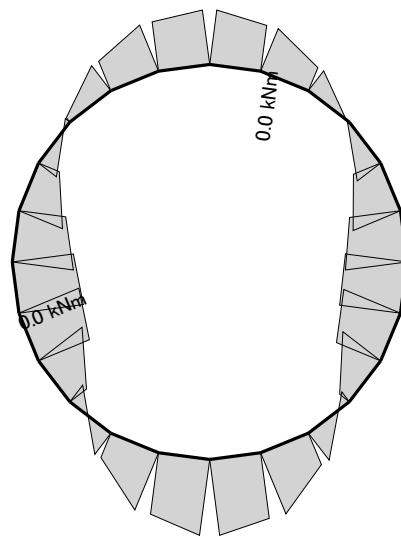
(a) 変位図



(b) 軸力図



(c) せん断力図



(d) 曲げモーメント図

図-17 変位・断面力図 (常時 + レベル2地震時)

## 1.6.5 管体の安全性の照査

### 1.6.5.1 レベル1地震時

管体の安全性の照査は式(49)で行う。

$$\sigma = \frac{M}{Z} \leq \sigma_a \quad \dots\dots\dots(49)$$

ここで、 $\sigma$  : 曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $\sigma_a$  : 使用限界に対する許容値 17.7 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $M$  : 最大曲げモーメント 34.6 (Nmm)  
 $Z$  : 管壁の断面係数 (mm<sup>3</sup>)  
 $Z = 17.0^2/6 = 48.2$  (mm<sup>3</sup>)

曲げ応力度 :

$$\sigma = \frac{34.6}{48.2} = 0.72 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_a = 17.7 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \dots\dots\dots(0k)$$

### 1.6.5.2 レベル2地震時

管体の安全性の照査は式(50)で行う。

$$\sigma = \frac{M}{Z} \leq \sigma_a \quad \dots\dots\dots(50)$$

ここで、 $\sigma$  : 曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $\sigma_a$  : 終局限界に対する許容値 88.0 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $M$  : 最大曲げモーメント 34.6 (Nmm)  
 $Z$  : 管壁の断面係数 (mm<sup>3</sup>)  
 $Z = 17.0^2/6 = 48.2$  (mm<sup>3</sup>)

曲げ応力度 :

$$\sigma = \frac{34.6}{48.2} = 0.72 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_a = 88.0 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \dots\dots\dots(0k)$$

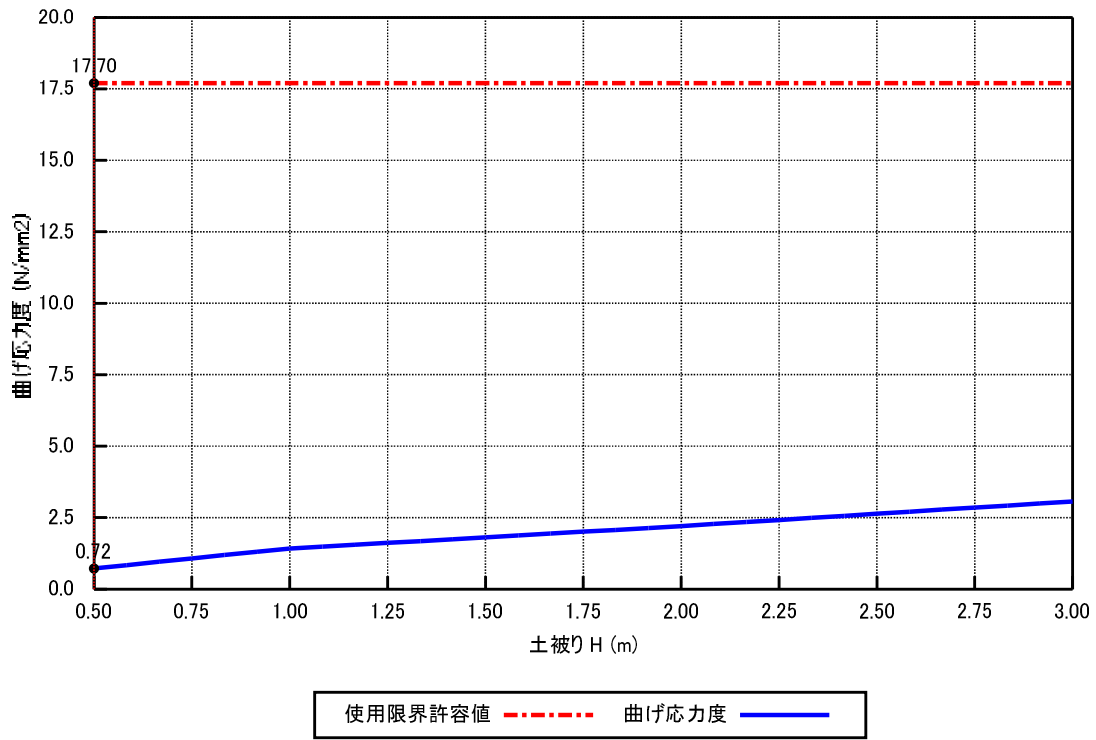


図-18 レベル1地震時 曲げ応力度

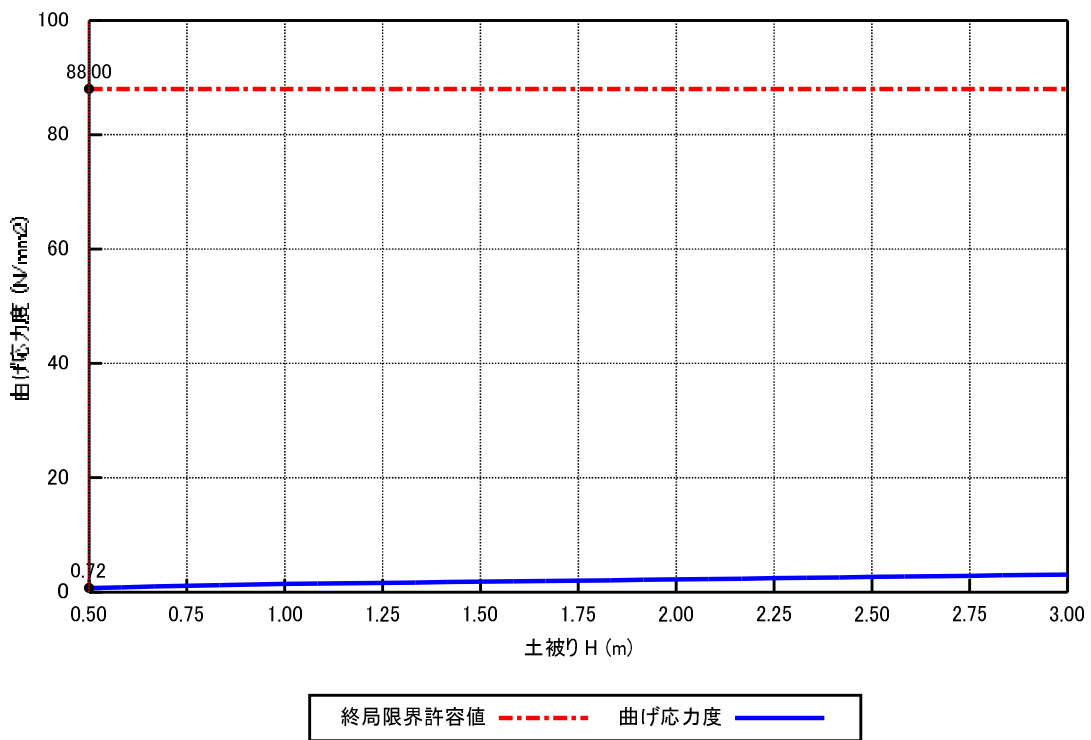


図-19 レベル2地震時 曲げ応力度

## 目 次

1	設計条件	3
1.1	準拠指針	3
1.2	水圧条件	3
1.3	施工条件	3
1.4	埋戻し土・基礎材等の条件	3
1.5	管の諸元	4
1.6	荷 重	4
1.7	基礎材の反力係数	4
2	埋設深の検討	4
2.1	浮上に対する検討	4
2.2	凍結深の検討	5
3	荷重の計算	6
3.1	埋戻し土による土圧	6
3.1.1	鉛直土圧	6
3.1.2	水平土圧	7
3.2	活荷重による土圧	8
3.2.1	自動車荷重による土圧	8
3.3	載荷重による土圧	9
3.4	施工時荷重	10
3.5	管内水重	11
3.6	管体自重	11
3.6.1	管体の重量	11
3.6.2	管体自重による水平荷重	12
4	曲げモーメントの算出	13
4.1	算出式	13
4.2	曲げモーメントの集計	14
4.2.1	断面1	14
4.2.2	断面2	14
5	管体の安全性の照査	15
5.1	許容水圧の算出	15
5.2	たわみ率の算出	16
5.3	施工時の検討	17
5.3.1	所要管厚の算出	17
5.3.2	たわみ率の算出	18
5.4	地震時の検討	20
5.4.1	解析モデル	20
5.4.1.1	節点座標	20
5.4.1.2	部材の定数	21
5.4.1.3	地盤のばね定数	21
5.4.2	常時荷重の計算	23
5.4.2.1	鉛直土圧	23
5.4.2.2	水平土圧および水圧	23

5.4.2.3	底面地盤反力.....	24
5.4.3	地震水平力の計算.....	25
5.4.3.1	地盤の固有周期.....	25
5.4.3.2	地震動の最大変位振幅.....	26
5.4.3.3	地盤変位による地震水平力.....	27
5.4.4	常時荷重による変位および断面力.....	29
5.4.4.1	断面1.....	29
5.4.4.2	断面2.....	29
5.4.5	レベル1地震時の変位および断面力.....	31
5.4.5.1	断面1.....	31
5.4.5.2	断面2.....	31
5.4.6	レベル2地震時の変位および断面力.....	33
5.4.6.1	断面1.....	33
5.4.6.2	断面2.....	33
5.4.7	管体の安全性の照査.....	35
5.4.7.1	レベル1地震時.....	35
5.4.7.2	レベル2地震時.....	35

# 1 設計条件

## 1.1 準拠指針

土地改良事業計画設計基準及び運用・解説 設計「パイプライン」令和3年6月  
農林水産省 農村振興局

## 1.2 水圧条件

静水圧  $H = 0.240$  (MPa)

水撃圧  $H = 0.240$  (MPa)

## 1.3 施工条件

布設の状態 素掘り施工 (溝形)

土かぶり  $H = 0.500 \sim 1.500$  (m)

管心レベルの溝幅  $B_c = 1.418 \sim 1.618$  (m)

標準溝幅  $B_s = 1.000$  (m)

.....(基準書 p. 319)

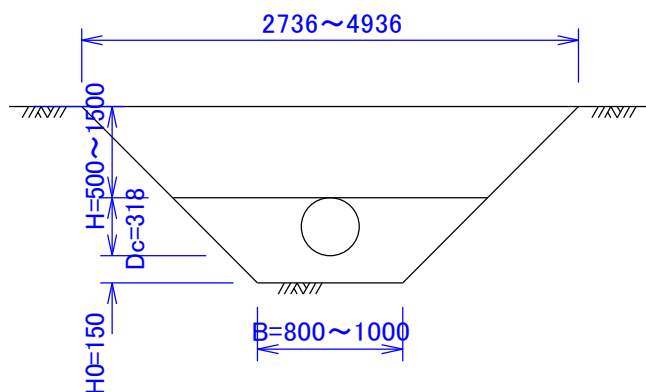


図-1 寸法図

## 1.4 埋戻し土・基礎材等の条件

現地盤の土質	粘性土
基礎の材料	砂質土
埋戻し土の内部摩擦角	$\phi = 30.0^\circ$
埋戻し土の単位体積重量	$\gamma = 18.0$ (kN/m <sup>3</sup> )
埋戻し土の飽和単位体積重量	$\gamma_{sat} = 19.0$ (kN/m <sup>3</sup> )
基礎の施工支持角	$2\theta' = 360.0^\circ$
基礎の設計支持角	$2\theta = 90.0^\circ$
基礎材の締固め程度	締固め度 I
基礎材の締固め度	$P_r = 90.0$ (%)
変形遅れ係数	$F_1 = 1.3$

## 1.5 管の諸元

管種	肉厚硬質ポリ塩化ビニル管φ300(VP)
管外径	$D_c = 318.0$ (mm)
管厚	$T = 17.0$ (mm)
計算管厚	$t = T = 17.0$ (mm)
内径	$D = 299.6$ (mm)
管厚中心半径	$R = 150.5$ (mm)

管材の単位体積重量	$\gamma_p = 14.0$ (kN/m <sup>3</sup> )
管材のヤング係数(短期)	$E_s = 3.0 \times 10^6$ (kN/m <sup>2</sup> )
管材のヤング係数(長期)	$E_t = 2.4 \times 10^6$ (kN/m <sup>2</sup> )

## 1.6 荷重

自動車荷重 T-14 .....(基準書 p. 299)  
後輪荷重  $P = 55.0$  (kN)

雪荷重  $W_s = 1.000$  (kN/m<sup>2</sup>) .....(基準書 p. 301)

施工時荷重 任意 .....(基準書 p. 301~302)  
接地圧  $q_a = 20.0$  (kN/m<sup>2</sup>)  
衝撃係数  $i = 0.000$  (普通地盤)

## 1.7 基礎材の反力係数

管の口径が300mm以下であるから、 $e' = 3,000$  kN/m<sup>2</sup>とする。 .....(基準書 p. 317)

## 2 埋設深の検討

### 2.1 浮上に対する検討

地下水位が高く、管路が浮上する恐れのあるところでは、管体空虚時に管路が浮上しない深さとする。浮上に対する検討には式(1)を用いる。

.....(基準書 p. 276)

$$H \geq \frac{\pi \cdot D_c \cdot S \cdot w_0 - \{1 - (D/D_c)^2\} \cdot \gamma_p}{4 \cdot w - w_0} \quad \text{.....(1)}$$

ここで、	H: 管路が浮上しないための最小土かぶり (m)
	D: 管の内径 (m)
	$D_c$ : 管の外径 (m)
	S: 安全率 1.20
	w: 埋戻し土の飽和単位体積重量 19.00 (kN/m <sup>3</sup> )
	$w_0$ : 水の単位体積重量 9.80 (kN/m <sup>3</sup> )
	$\gamma_p$ : 管材の単位体積重量 14.00 (kN/m <sup>3</sup> )

従って、最小土かぶりは下表のようになる。

		管の外径 D <sub>e</sub> (m)	管の内径 D (m)	設計用内径 D (m)	最小土かぶり (m)
1	断面1	0.3180	0.2996	0.2840	0.242
2	断面2	0.3180	0.2996	0.2840	0.242

## 2.2 凍結深の検討

寒冷地における埋設深は凍結深以下とする。凍結深は式(2)により求める。

……(土地改良事業設計基準 設計「農道」技術書 p.395)

$$Z = C \cdot \sqrt{F} = 5.00 \times \sqrt{180.0} = 67.1 \text{ (cm)} = 0.671 \text{ (m)} \quad \dots\dots\dots(2)$$

ここで、 Z:凍結深さ (cm)

C:定数 5.00 (一般に3~5)

F:凍結指数 180.00 (°C·days)

### 3 荷重の計算

#### 3.1 埋戻し土による土圧

##### 3.1.1 鉛直土圧

鉛直土圧は土かぶり2m以下においては式(3)の垂直土圧公式により、2mを超える場合は式(4)のマーストン公式により求める。

ただし、マーストン公式による土圧が突出形とした場合の土圧(式(6))より大きい場合は、式(6)の突出形とした場合の土圧を用いる。また、土かぶり2mにおける垂直土圧公式による土圧より小さい場合には、土かぶり2mにおける垂直土圧公式による土圧を用いる。

………(基準書 p. 294~295)

垂直土圧公式：
$$W_v = w \cdot H \quad \dots\dots\dots (3)$$

マーストン公式（溝形）：
$$W_v = C_d \cdot w \cdot B \quad \dots\dots\dots (4)$$

$$C_d = \frac{1 - e^{-2K \cdot \mu' \cdot (H/B)}}{2K \cdot \mu'} \quad \dots\dots\dots (5)$$

マーストン公式（突出形）：
$$W_v = C_c \cdot w \cdot D_c \quad \dots\dots\dots (6)$$

$H \leq H_e$  のとき (完全溝状)

$$C_c = \frac{e^{-2K \cdot \mu \cdot (H/D_c)} - 1}{-2K \cdot \mu} \quad \dots\dots\dots (7)$$

$H > H_e$  のとき (不完全溝状)

$$C_c = \frac{e^{-2K \cdot \mu \cdot (H_e/D_c)} - 1}{-2K \cdot \mu} + \left( \frac{H}{D_c} - \frac{H_e}{D_c} \right) \cdot e^{-2K \cdot \mu \cdot (H_e/D_c)} \quad \dots\dots\dots (8)$$

ここで、 $W_v$ ：埋戻し土または盛土によって管体に加わる鉛直土圧 (kN/m<sup>2</sup>)

$C_d$ ：溝形の場合の土圧係数

$C_c$ ：突出形の場合の土圧係数

$K$ ：ランキンの主働土圧係数

$$K = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = \frac{1 - \sin 30}{1 + \sin 30} = 0.333 \quad \dots\dots\dots (9)$$

$\mu$ ：埋戻し土の内部摩擦係数  $\mu = \tan \phi = \tan 30^\circ = 0.577$

$\mu'$ ：埋戻し土と地山の摩擦係数  $\mu' = \tan \phi' = \tan 30^\circ = 0.577$

(ただし、 $\phi' = \phi$  とする)

$w$ ：埋戻し土の単位体積重量 18.0 (kN/m<sup>3</sup>)

$H$ ：土かぶり (m)

$B$ ：管頂における溝幅 (m)

$D_c$ ：管の外径 (m)

$H_e$ ：等沈下面から管頂までの深さ。式(10)で求める。(m)

$p$ ：突出比  $p = 1.00$

$\gamma_{sd}$ ：沈下比  $\gamma_{sd} = -0.100$  (締固めI) (基準書 p. 293, 表-9.3.2)

$$\frac{e^{-2K \cdot \mu (H_e/D_c)} - 1}{-2K \cdot \mu} \left\{ \frac{1}{2K \cdot \mu} - \left( \frac{H}{D_c} - \frac{H_e}{D_c} \right) - \frac{\gamma_{sd} \cdot P}{3} \right\} - \frac{1}{2} \cdot \frac{H_e^2}{D_c^2}$$

$$- \frac{\gamma_{sd} \cdot P}{3} \cdot \left( \frac{H}{D_c} - \frac{H_e}{D_c} \right) \cdot e^{-2K \cdot \mu (H_e/D_c)} - \frac{1}{2K \cdot \mu} \cdot \frac{H_e}{D_c} + \frac{H}{D_c} \cdot \frac{H_e}{D_c}$$

$$= -\gamma_{sd} \cdot P \cdot \frac{H}{D_c} \quad \dots\dots\dots (10)$$

断 面		土かぶり H (m)	溝 幅 B (m)	H <sub>e</sub> (m)	C <sub>d</sub>	C <sub>e</sub>	鉛直土圧 W <sub>v</sub> (kN/m <sup>2</sup> )
1	断面1	0.500	1.736	-----	-----	-----	9.00
2	断面2	1.500	1.936	-----	-----	-----	27.00

### 3.1.2 水平土圧

水平土圧は式(11), (12)により求める。

.....(基準書 p. 294~295)

$$P_v = \frac{1}{F_1} \cdot \frac{e'}{R} \cdot \frac{\Delta X_1}{2} \quad \dots\dots\dots (11)$$

$$\Delta X_1 = F_1 \cdot \frac{2K \cdot W_v \cdot R^4}{E_L \cdot I + 0.061e' \cdot R^3} \quad \dots\dots\dots (12)$$

ここで、P<sub>v</sub>：管体側面中心に作用する水平土圧 (kN/m<sup>2</sup>)

ΔX<sub>1</sub>：鉛直土圧による水平たわみ量 (m)

(基準書 p. 314, 式9.4.9bのうち、鉛直土圧によるたわみ量)

F<sub>1</sub>：変形遅れ係数 1.30

e'：基礎材の反力係数 (kN/m<sup>3</sup>)

R：管厚中心半径 (m)

K：基礎の支持角によって決まる係数

W<sub>v</sub>：鉛直土圧 (kN/m<sup>2</sup>)

E<sub>L</sub>・I：管体の剛度(長期) (kN・m<sup>2</sup>)

断 面		管厚中心 半径 R (m)	管体の 剛度 E <sub>L</sub> ・I (kN・m <sup>2</sup> )	設計 支持角 (°)	係数 K	鉛直土圧 W <sub>v</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	たわみ量 ΔX <sub>1</sub> (m)	水平土圧 P <sub>v</sub> (kN/m <sup>2</sup> )
1	断面1	0.151	0.983	90.0	0.096	9.00	0.00072	5.500
2	断面2	0.151	0.983	90.0	0.096	27.00	0.00215	16.501

### 3.2 活荷重による土圧

#### 3.2.1 自動車荷重による土圧

自動車荷重による鉛直荷重は、輪荷重が接地幅0.2mで自動車の進行方向にのみ45°分布し、直角方向には制限なく載荷されるものとする。従って、1台の自動車荷重は車両占有幅の範囲に分布するものとして式(13)で求める。

.....(基準書 p. 299~301)

また、自動車荷重による水平土圧は式(14)のスパングレー公式により求める。

$$W_w = \frac{P \cdot \beta}{W} \quad \text{..... (13)}$$

$$P_w = \frac{1}{F_2} \cdot \frac{e'}{R} \cdot \frac{\Delta X_2}{2} \quad \text{..... (14)}$$

$$P = \frac{2P_r}{2.75} \times (1+i) = \frac{2 \times 55.0}{2.75} \times (1+i) \quad \text{..... (15)}$$

$$\Delta X_2 = F_2 \cdot \frac{2K \cdot W_w \cdot R^4}{E_s \cdot I + 0.061e' \cdot R^3} \quad \text{..... (16)}$$

- ここで、 $W_w$  : 輪荷重による鉛直土圧 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $P_w$  : 管体側面中心に作用する水平土圧 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $P$  : 進行直角方向単位長さあたりの後輪荷重 (kN/m)  
 $\Delta X_2$  : 活荷重による水平たわみ量 (m)  
 $P_r$  : 後輪荷重 55.0 (kN/m) (T-14)  
 $W$  : 後輪荷重の車両進行方向分布幅 (m)  
 $h$  : 土かぶり (m)  
 $\beta$  : 断面力の低減係数 1.0  
 $i$  : 衝撃係数 (舗装道路)  
 $F_2$  : 活荷重による変形遅れ係数 1.00  
 $e'$  : 基礎材の反力係数 (kN/m<sup>3</sup>)  
 $R$  : 管厚中心半径 (m)  
 $K$  : 設計支持角により決まる係数  
 $E_s \cdot I$  : 管体の剛度(短期) (kN・m<sup>2</sup>)

断面	土かぶり h (m)	管厚中心 半径R(m)	剛度 $E_s \cdot I$ (kN・m <sup>2</sup> )	設計支持角 (°)
1 断面1	0.500	0.151	1.228	90.0
2 断面2	1.500	0.151	1.228	90.0

断面	衝撃係数 i	係数 K	後輪荷重 P (kN/m)	鉛直土圧 $W_w$ (kN/m <sup>2</sup> )	たわみ量 $\Delta X_2$ (m)	水平土圧 $P_w$ (kN/m <sup>2</sup> )
1 断面1	0.300	0.096	52.000	43.333	0.00230	22.970
2 断面2	0.200	0.096	48.000	15.000	0.00080	7.951

### 3.3 載荷重による土圧

載荷重による水平土圧は式(17), (18)のスパングラー公式により求める。

$$P = \frac{1}{F_1} \cdot \frac{e'}{R} \cdot \frac{\Delta X_1}{2} \quad \dots\dots\dots(17)$$

$$\Delta X_1 = F_1 \cdot \frac{2K \cdot W \cdot R^4}{E_L \cdot I + 0.061e' \cdot R^3} \quad \dots\dots\dots(18)$$

- ここで、P：管体側面中心に作用する水平土圧 (kN/m<sup>2</sup>)  
 W：載荷重による鉛直土圧 (kN/m<sup>2</sup>)  
 F<sub>1</sub>：変形遅れ係数 1.30  
 e'：基礎材の反力係数 (kN/m<sup>2</sup>)  
 R：管厚中心半径 (m)  
 ΔX<sub>1</sub>：鉛直土圧による水平たわみ量 (m) ……(基準書 p.314)  
 K：設計支持角により決まる係数  
 E<sub>L</sub>・I：管体の剛度(長期) (kN・m<sup>2</sup>)

断 面		管厚中心 半径R(m)	剛度 E <sub>L</sub> ・I (kN・m <sup>2</sup> )	設計支持 角 (°)	係数 K
1	断面1	0.151	0.983	90.0	0.096
2	断面2	0.151	0.983	90.0	0.096

断 面		雪荷重 W <sub>s</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	鉛直土圧 W <sub>q</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	たわみ量 ΔX <sub>1</sub> (m)	水平土圧 P <sub>q</sub> (kN/m <sup>2</sup> )
1	断面1	1.000	1.000	0.000	0.611
2	断面2	1.000	1.000	0.000	0.611

### 3.4 施工時荷重

施工時荷重による鉛直土圧は式(19)で求める。

.....(基準書 p. 301~302)

$$W_B = n \cdot q_B \cdot (1+i) \cdot \frac{b}{B} = n \cdot q_B \cdot (1+i) \cdot \frac{b}{b+2H \tan \theta} \quad \dots\dots\dots (19)$$

$$= n \times 20.0 \times (1+0.0) \times \frac{0.400}{0.400+2H \tan 45^\circ}$$

施工時荷重による水平土圧式(20), (21)で求める。

$$P_B = \frac{1}{F_2} \cdot \frac{e'}{R} \cdot \frac{\Delta X_2}{2} \quad \dots\dots\dots (20)$$

$$\Delta X_2 = F_2 \cdot \frac{2K \cdot W_B \cdot R^4}{E_s \cdot I + 0.061e' \cdot R^3} \quad \dots\dots\dots (21)$$

- ここで、 $W_B$  : 施工時荷重による鉛直土圧 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $P_B$  : 施工時荷重による水平土圧 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $\Delta X_2$  : 活荷重による水平たわみ量 (m)  
 $b$  : クローラ幅 0.400 (m)  
 $L$  : クローラ間隔 1.300 (m)  
 $B$  : 1つのクローラの荷重分布幅 (m)  
 $n$  : 荷重に考慮するクローラ数  
 $B \leq L$ なら  $n=1$ 、 $B > L$ なら  $n=2$   
 $q_B$  : 施工機械の接地圧 20.0 (kN/m<sup>2</sup>) (任意)  
 $i$  : 衝撃係数 0.0  
 $H$  : 土かぶり (m)  
 $\theta$  : 荷重の土中への分散角 45°  
 $F_2$  : 活荷重による変形遅れ係数 1.00  
 $e'$  : 基礎材の反力係数 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $R$  : 管厚中心半径 (m)  
 $K$  : 設計支持角により決まる係数  
 $E_s \cdot I$  : 管体の剛度(短期) (kN・m<sup>2</sup>)

断面	土かぶり H (m)	荷重分布幅 B (m)	n	鉛直土圧 W <sub>B</sub> (kN/m <sup>2</sup> )
1 断面1	0.500	1.400 > L	2	11.429
2 断面2	1.500	3.400 > L	2	4.706

断面	鉛直土圧 W <sub>B</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	管厚中心 半径R (m)	剛度 E <sub>s</sub> ・I (kN・m <sup>2</sup> )	設計支持 角 (°)	係数 K	たわみ量 ΔX <sub>2</sub> (m)	水平土圧 P <sub>B</sub> (kN/m <sup>2</sup> )
1 断面1	11.429	0.151	1.228	90.0	0.096	0.00061	6.058
2 断面2	4.706	0.151	1.228	90.0	0.096	0.00025	2.495

### 3.5 管内水重

管内水重による水平荷重は式(22), (23)で求める。

………(基準書 p. 303~304)

$$P_0 = \frac{1}{F_1} \cdot \frac{e'}{R} \cdot \frac{\Delta X_2}{2} \quad \dots\dots\dots(22)$$

$$\Delta X_2 = F_1 \cdot \frac{2K_0 \cdot W_0 \cdot R^5}{E_L \cdot I + 0.061e' \cdot R^3} \quad \dots\dots\dots(23)$$

ここで、 $P_0$ ：管内水重による水平荷重 (kN/m<sup>2</sup>)

$\Delta X_2$ ：水平たわみ量 (m)

$F_1$ ：変形遅れ係数  $F_1 = 1.30$

$e'$ ：基礎材の反力係数 (kN/m<sup>2</sup>)

$R$ ：管厚中心半径 (m)

$K_0$ ：設計支持角により決まる係数

$w_0$ ：管内水の単位体積重量  $w_0 = 9.8$  (kN/m<sup>3</sup>)

$E_L \cdot I$ ：管体の剛度(長期) (kN・m<sup>2</sup>/m)

断面	管厚中心 半径 R (m)	管体の 剛度 $E_L \cdot I$ (kN・m <sup>2</sup> /m)	設計 支持角 (°)	係数 $K_0$	水平た わみ量 $\Delta X_2$ (m)	水平荷重 $P_0$ (kN/m <sup>2</sup> )
1 断面1	0.151	0.983	90.0	0.085	0.00010	0.798
2 断面2	0.151	0.983	90.0	0.085	0.00010	0.798

### 3.6 管体自重

#### 3.6.1 管体の重量

管材の単位体積重量  $\gamma_p = 14.0$  (kN/m<sup>3</sup>)

$W_p$ ：管体の単位面積あたり重量

$W_d$ ：管体の単位長さあたり重量

断面	管の外径 $D_o$ (mm)	管の内径 $D$ (mm)	設計管厚 $t$ (mm)	$W_p$ (kN/m <sup>2</sup> )	$W_d$ (kN/m)
1 断面1	318.0	299.6	17.0	0.238	0.225
2 断面2	318.0	299.6	17.0	0.238	0.225

### 3.6.2 管体自重による水平荷重

管体自重による水平荷重は式(24), (25)により求める。

……(基準書 p. 303)

$$P_p = \frac{1}{F_1} \cdot \frac{e'}{R} \cdot \frac{\Delta X}{2} \quad \dots\dots\dots(24)$$

$$\Delta X = F_1 \cdot \frac{2K_p \cdot W_p \cdot R^4}{E_L \cdot I + 0.061e' \cdot R^3} \quad \dots\dots\dots(25)$$

- ここで、 $P_p$  : 管体自重による水平荷重 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $\Delta X$  : 水平たわみ量 (m)  
 $F_1$  : 変形遅れ係数 1.30  
 $e'$  : 基礎材の反力係数 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $R$  : 管厚中心半径 (m)  
 $K_p$  : 設計支持角により決まる係数  
 $W_p$  : 管体の単位面積あたり重量 (kN/m<sup>3</sup>)  
 $E_L \cdot I$  : 管体の剛度(長期) (kN・m<sup>2</sup>/m)

断面	管厚中心 半径 R (m)	管体の 剛度 $E_L \cdot I$ (kN・m <sup>2</sup> /m)	設計 支持角 (°)	係数 $K_p$	たわみ量 $\Delta X$ (m)	水平荷重 $P_p$ (kN/m <sup>2</sup> )
1 断面1	0.151	0.983	90.0	0.169	0.00003	0.256
2 断面2	0.151	0.983	90.0	0.169	0.00003	0.256

## 4 曲げモーメントの算出

### 4.1 算出式

管体に作用する曲げモーメントは、表-1(自由支承、設計支持角 $90^\circ$ )を利用して算出する。

表-1 とう性管の横断面に生じる最大曲げモーメント (単位: kNm/m)

対象荷重	設計支持角 ( $2\theta^\circ$ )	自由支承		固定支承	
		最大曲げモーメント	荷重作用状態	最大曲げモーメント	荷重作用状態
鉛直 等分布荷重  $w$ : 等分布荷重 (kNm <sup>2</sup> )	60	$0.377WR^2$		—	
	90	$0.314WR^2$		—	
	120	$0.275WR^2$		—	
	180	$0.250WR^2$		$0.220WR^2$	
管内水重  $w_b$ : 水の単位体積 重量 (kNm <sup>3</sup> )	60	$0.420w_bR^3$		—	
	90	$0.321w_bR^3$		—	
	120	$0.260w_bR^3$		—	
	180	$0.220w_bR^3$		$0.055w_bR^3$	
管体自重  $w_d$ : 長さ1mあたりの 管重量 (kNm <sup>3</sup> )	60	$0.134w_dR$		—	
	90	$0.102w_dR$		—	
	120	$0.083w_dR$		—	
	180	$0.070w_dR$		$0.017w_dR$	
側面 水平荷重  $P_1, P_2$ : 管上下端における 水平荷重 (kNm <sup>3</sup> )	60	$-0.166PR^2$		—	
	90	$-0.166PR^2$		—	
	120	$-0.166PR^2$		—	
	180	$-0.166PR^2$		$-(0.047P_1 + 0.060P_2)R^2$	

ただし、R: 管厚中心半径 (m)

## 4.2 曲げモーメントの集計

### 4.2.1 断面1

(単位：kNm/m)

	鉛直荷重による 曲げモーメント	水平荷重による 曲げモーメント
土圧	0.06401	-0.02068
自動車荷重	0.30819	-0.08637
載荷重	0.00711	-0.00230
施工時荷重	0.08128	-0.02278
管内水重	0.01072	-0.00300
管体自重	0.00345	-0.00096
合計(常時)	0.2802	
合計(施工時)	0.1043	

### 4.2.2 断面2

(単位：kNm/m)

	鉛直荷重による 曲げモーメント	水平荷重による 曲げモーメント
土圧	0.19203	-0.06204
自動車荷重	0.10668	-0.02990
載荷重	0.00711	-0.00230
施工時荷重	0.03347	-0.00938
管内水重	0.01072	-0.00300
管体自重	0.00345	-0.00096
合計(常時)	0.2218	
合計(施工時)	0.1566	

## 5 管体の安全性の照査

### 5.1 許容水圧の算出

応力計算上の必要最小管厚は、内外圧が同時に作用するとき、管体に生じる曲げモーメントによる縁応力度が管材の許容応力度以下であることから、式(26)で求められる。

……………(基準書 p.312~313)

$$t \geq \frac{0.5D \cdot H + \sqrt{(0.5D \cdot H)^2 + 24 \alpha \cdot \sigma_a \cdot M}}{2 \sigma_a} \quad \dots\dots\dots (26)$$

- ここで、 t : 設計管厚 (mm)  
 D : 管の内径 (mm)  
 H<sub>i</sub> : 設計水圧 (MPa)  
 α : 引張応力/曲げ応力 α = 0.55  
 σ<sub>a</sub> : 許容引張応力度 (N/mm<sup>2</sup>)  
 M : 管体に生じる最大曲げモーメント (N・mm/mm)

(26)式で、設計水圧Hを許容水圧H<sub>a</sub>と置き換え、変形した式(27)により許容水圧H<sub>a</sub>を求める。なお、式中のtは設計管厚である。

$$H_a = \frac{\sigma_a \cdot t^2 - 6 \alpha \cdot M}{0.5D \cdot t} \quad \dots\dots\dots (27)$$

断面	管の内径 D (mm)	設計管厚 t (mm)	許容引張 応力度 σ <sub>a</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	最大曲げ モーメント M(N・mm/mm)	許容水圧 H <sub>a</sub> (MPa)	設計水圧 H (MPa)	判定
1 断面1	284.0	17.0	12.5	280.2	1.113	0.480	OK
2 断面2	284.0	17.0	12.5	221.8	1.193	0.480	OK

(26)式で求められる必要管厚は以下の通りである。計算された管厚tに対して設計管厚が満たしていることを確認する。

ここで、 t : 応力計算から求められる必要管厚 (mm)

断面	管の内径 D (mm)	設計管厚 (mm)	設計水圧 H (MPa)	必要管厚 t (mm)	腐食代及 び余裕厚 (mm)	最終管厚 T (mm)	判定
1 断面1	284.0	17.0	0.5	11.749	-----	-----	OK
2 断面2	284.0	17.0	0.5	10.850	-----	-----	OK

## 5.2 たわみ率の算出

水平たわみ量の管厚中心直径に対する比率(たわみ率,  $\Delta X/2R$ )は式(28)で求められ、これが設計たわみ率以下であることを照査する。

$$\frac{\Delta X}{2R} \times 100(\%) = \left\{ \frac{F_1 (K \cdot W_v + K_0 \cdot w_0 \cdot R + K_p \cdot W_p)}{E_L \cdot I/R^3 + 0.061e'} + \frac{F_2 \cdot K \cdot W_w}{E_S \cdot I/R^3 + 0.061e'} \right\} \times 100(\%) \quad \dots\dots\dots (基準書 p.314\sim315)$$

\dots\dots\dots (28)

ここで、 $\Delta X$  : 水平たわみ量 (m)

$W_v$  : 死荷重による鉛直土圧 (kN/m<sup>2</sup>)

$W_w$  : 活荷重による鉛直土圧 (kN/m<sup>2</sup>)

$W_0$  : 水の単位体積重量 9.800 (kN/m<sup>3</sup>)

$W_p$  : 管体の単位面積あたりの重量 (kN/m<sup>2</sup>)

$K, K_0, K_p$  : 基礎の設計支持角によって決まる係数

$F_1$  : 荷重(活荷重を除く)による変形遅れ係数  $F_1 = 1.3$

$F_2$  : 活荷重による変形遅れ係数  $F_2 = 1.0$

$E_L I$  : 管壁の剛性(長期) (kN・m<sup>2</sup>/m)

$E_S I$  : 管壁の剛性(短期) (kN・m<sup>2</sup>/m)

$R$  : 管厚中心半径 (m)

$e'$  : 基礎材の反力係数 (kN/m<sup>2</sup>/m)

断面		R (m)	$E_L I$ (kN・m <sup>2</sup> /m)	$E_S I$ (kN・m <sup>2</sup> /m)	設計 支持角	K	$K_0$	$K_p$
1	断面1	0.151	0.9826	1.2283	90.0	0.096	0.085	0.169
2	断面2	0.151	0.9826	1.2283	90.0	0.096	0.085	0.169

断面		$W_v$ (kN/m <sup>2</sup> )	$W_w$ (kN/m <sup>2</sup> )	$W_p$ (kN/m <sup>2</sup> )	たわみ率 (%)	設計たわ み率 (%)	判 定
1	断面1	10.000	43.333	0.238	1.08	3.00	OK
2	断面2	28.000	15.000	0.238	1.05	3.00	OK

式(28)を断面二次モーメントIを求める式に変形すると式(29)で表される。

断面二次モーメントは $b \cdot t^3/12$ であるから $b=1.0$ (m)とすると、式(30)により管厚 $t$ (m)が求められる。

水平たわみ量から定まる管厚の計算にあたっては、バラツキの幅を考慮して $\Delta X/2R \times 100$ (%)には、設計たわみ率の値を用いる。

$$I = \frac{R^3}{E_L} \left\{ \frac{F_1 (K \cdot W_v + K_0 \cdot w_0 \cdot R + K_p \cdot W_p)}{\Delta X_1/2R} - 0.061e' \right\}$$

$$= \frac{R^3}{E_S} \left\{ \frac{F_2 \cdot K \cdot W_w}{\Delta X_2/2R} - 0.061e' \right\} \dots\dots\dots (29)$$

$$t \geq \sqrt[3]{12 \cdot I} \dots\dots\dots (30)$$

ここで、 $\Delta X/2R$ ：設計たわみ率 3.0 (%)  
 $E$ ：管材のヤング係数 3.000 ( $\times 10^6$ kN/m<sup>2</sup>)  
 $I$ ：断面二次モーメント (m<sup>4</sup>/m)

計算された管厚 $t$ に対して設計管厚が満たしていることを確認する。

ここで、 $t$ ：計算から求められる必要管厚 (mm)

断面	R (m)	I ( $\times 10^{-3}$ m <sup>4</sup> /m)	所要管厚 t (mm)	最終管厚 T (mm)	設計管厚 (mm)	判定
1 断面1	0.151	5.37849	4.0	-----	17.0	OK
2 断面2	0.151	-15.19980	0.0	-----	17.0	OK

### 5.3 施工時の検討

#### 5.3.1 所要管厚の算出

施工時における所要管厚は、(26)式で設計水圧 $H$ を0.0として、式(31)で求める。ただし、管体の許容応力度は常時の5割り増しとする。

$$t_{req} = \sqrt{\frac{24 \alpha \cdot \sigma_a \cdot M}{2 \times \sigma_a}} = \sqrt{\frac{6 \alpha \cdot M}{\sigma_a}} \dots\dots\dots (31)$$

ここで、 $t_{req}$ ：応力計算から求められる必要管厚 (mm)  
 $\sigma_a$ ：許容引張応力度  $1.5 \times 12.5 = 18.8$  (N/mm<sup>2</sup>)  
 $M$ ：管体に生じる最大曲げモーメント (N/mm<sup>2</sup>)

計算された管厚 $t$ に対して設計管厚が満たしていることを確認する。

ここで、 $t$ ：計算から求められる必要管厚 (mm)

断 面		M (kN・m/m)	所要管厚 t <sub>req</sub> (mm)	最終管厚 T <sub>req</sub> (mm)	設計管厚 (mm)	判 定
1	断面1	0.104	4.3	-----	17.0	OK
2	断面2	0.157	5.2	-----	17.0	OK

### 5.3.2 たわみ率の算出

施工時におけるたわみ率は(28)式の管内水重による項（分子括弧内第2項）を無視して、式(32)で求める。

$$\frac{\Delta X}{2R} \times 100 (\%) = \left\{ \frac{F_1 (K \cdot W_v + K_p \cdot W_p)}{E_L \cdot I / R^3 + 0.061e'} + \frac{F_2 \cdot K \cdot W_w}{E_S \cdot I / R^3 + 0.061e'} \right\} \times 100 (\%)$$

.....(32)

- ここで、 $\Delta X$ ：水平たわみ量 (m)  
 $W_v$ ：死荷重による鉛直荷重 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $W_w$ ：活荷重による鉛直荷重 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $W_p$ ：管体の単位面積あたりの重量 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $K, K_p$ ：基礎の設計支持角によって決まる係数  
 $F_1$ ：荷重（活荷重を除く）による変形遅れ係数  $F_1 = 1.3$   
 $F_2$ ：活荷重による変形遅れ係数  $F_2 = 1.0$   
 $E_L I$ ：管壁の剛性（長期） (kN・m<sup>2</sup>/m)  
 $E_S I$ ：管壁の剛性（短期） (kN・m<sup>2</sup>/m)  
 $R$ ：管厚中心半径 (m)  
 $e'$ ：基礎材の反力係数 (kN/m<sup>2</sup>/m)

断 面		R (m)	E <sub>L</sub> I (kN・m <sup>2</sup> /m)	E <sub>S</sub> I (kN・m <sup>2</sup> /m)	設計 支持角	K	K <sub>0</sub>	K <sub>p</sub>
1	断面1	0.151	0.9826	1.2283	90.0	0.096	0.085	0.169
2	断面2	0.151	0.9826	1.2283	90.0	0.096	0.085	0.169

		W <sub>v</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	W <sub>w</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	W <sub>p</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	たわみ率 (%)	設計たわ み率 (%)	判 定
1	断面1	9.000	11.429	0.238	0.45	3.00	OK
2	断面2	27.000	4.706	0.238	0.81	3.00	OK

式(32)を断面二次モーメントIを求める式に変形すると式(33)で表される。

断面二次モーメントは $b \cdot t^3/12$ であるから $b=1.0$ (m)とすると、式(30)により管厚 $t$ (m)が求められる。

水平たわみ量から定まる管厚の計算にあたっては、バラツキの幅を考慮して $\Delta X/2R \times 100$ (%)には、設計たわみ率の値を用いる。

$$I = \frac{R^3}{E_L} \cdot \left\{ \frac{F_1 (K \cdot W_v + K_p \cdot W_p)}{\Delta X_1/2R} - 0.061e' \right\}$$

$$= \frac{R^3}{E_S} \cdot \left\{ \frac{F_2 \cdot K \cdot W_w}{\Delta X_2/2R} - 0.061e' \right\} \dots\dots\dots (33)$$

$$t \geq \sqrt[3]{12 \cdot I} \dots\dots\dots (30)$$

ここで、 $\Delta X/2R$ ：設計たわみ率                    3.0    (%)  
 $E$ ：管材のヤング係数                    3.000 ( $\times 10^6$ kN/m<sup>2</sup>)  
 $I$ ：断面二次モーメント                    (m<sup>4</sup>/m)

計算された管厚 $t$ に対して設計管厚が満たしていることを確認する。

ここで、 $t$ ：計算から求められる必要管厚    (mm)

断 面		R (m)	I ( $\times 10^{-3}$ m <sup>4</sup> /m)	所要管厚 t (mm)	最終管厚 T (mm)	設計管厚 (mm)	判 定
1	断面1	0.151	-134.97749	0.0	-----	17.0	OK
2	断面2	0.151	-74.89728	0.0	-----	17.0	OK

## 5.4 地震時の検討

### 5.4.1 解析モデル

地震時の検討は図-2に示すモデルを用いて平面骨組み解析により行う。断面の各部に働く断面力は図の常時荷重と地震水平力の合計として求める。

常時荷重の解析モデルでは図-2(a)のように2つの仮想支点を設ける。地震水平力の解析モデルでは各節点位置を地盤ばねによるXおよびY方向の集中ばね支点とする。

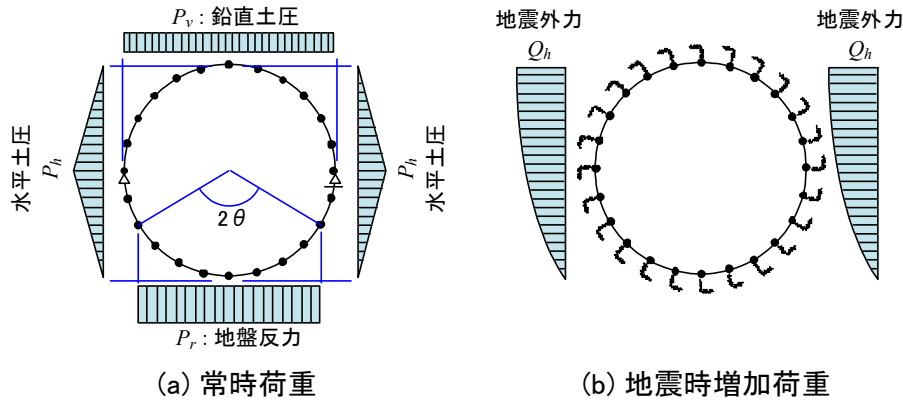


図-2 計算モデル

#### 5.4.1.1 節点座標

節点座標は式(34)で求める。なお、節点座標を1断面のみ示すと次のようになる。

$$X_i = -R \cdot \sin \{ (i-1) \times 15.0^\circ \} \quad \dots\dots\dots (34a)$$

$$Y_i = R \cdot \cos \{ (i-1) \times 15.0^\circ \} \quad \dots\dots\dots (34b)$$

- ここで、 $X_i$  : 節点*i*のX座標 (m)
- $Y_i$  : 節点*i*のY座標 (m)
- $R$  : 管厚中心半径 (m)

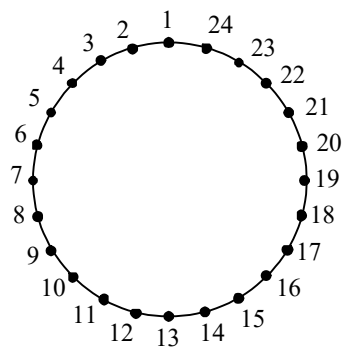


図-3 骨組み図

断面：断面1 (R=0.151m)

節点 番号	X座標 (m)	Y座標 (m)	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	0.000	0.151	9	-0.130	-0.075	17	0.130	-0.075
2	-0.039	0.145	10	-0.106	-0.106	18	0.145	-0.039
3	-0.075	0.130	11	-0.075	-0.130	19	0.151	0.000
4	-0.106	0.106	12	-0.039	-0.145	20	0.145	0.039
5	-0.130	0.075	13	0.000	-0.151	21	0.130	0.075
6	-0.145	0.039	14	0.039	-0.145	22	0.106	0.106
7	-0.151	0.000	15	0.075	-0.130	23	0.075	0.130
8	-0.145	-0.039	16	0.106	-0.106	24	0.039	0.145

#### 5.4.1.2 部材の定数

断 面		管厚中心 半径 R (m)	ヤング 係数 E $\times 10^6$ (kN/m <sup>2</sup> )	断面 2 次モ ーメント I $\times 10^{-6}$ (m <sup>4</sup> )	断面積 A (m <sup>2</sup> )
1	断面1	0.151	3.00	0.4094	0.0170
2	断面2	0.151	3.00	0.4094	0.0170

#### 5.4.1.3 地盤のばね定数

(1) 計算式

水平方向地盤ばね定数は式(35)～(37)により求める。また、せん断ばね定数は式(38)により求める。

$$k_H = k_{H0} \cdot \left( \frac{B_H}{0.3} \right)^{-3/4} \quad \dots\dots\dots (35)$$

$$k_{H0} = \frac{1}{0.3} \cdot \alpha \cdot E_0 \quad \dots\dots\dots (36)$$

$$B_H = \sqrt{A_h} = \sqrt{\frac{D_c + D}{2} \cdot L} \quad \dots\dots\dots (37)$$

$$k_S = 0.3k_H \quad \dots\dots\dots (38)$$

ここで、 $k_H$ ：水平方向地盤ばね定数 (kN/m<sup>3</sup>)  
 $k_S$ ：せん断ばね定数 (kN/m<sup>3</sup>)  
 $k_m$ ：直径0.3mの剛体円盤による平板載荷試験の  
 値に相当する水平方向地盤ばね定数 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $E_0$ ：地盤の変形係数。 $E_0 = 2800N$  で推定する。 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $\alpha$ ：地盤ばね定数の推定に用いる係数  
 N値から推定する場合は、 $\alpha = 1$   
 $B_H$ ：換算載荷幅 (m)  
 $D_o$ ：管の外径 (m)  
 $D$ ：管の内径 (m)  
 $L$ ：管の有効長 10.000 (m)

解析モデルの支持条件としては水平方向地盤ばね定数およびせん断ばね定数によるX,Y方向の集中ばねを各節点位置に設けるものとし、支点ばね定数を式(39), (40)で求める。

$$k_x = \{ |k_H \cdot \sin \theta| + |k_S \cdot \cos \theta| \} \cdot \Delta l \quad \dots\dots\dots (39)$$

$$k_y = \{ |k_H \cdot \cos \theta| + |k_S \cdot \sin \theta| \} \cdot \Delta l \quad \dots\dots\dots (40)$$

ここで、 $k_x$ ：節点位置におけるX方向ばね定数 (kN/m)  
 $k_y$ ：節点位置におけるY方向ばね定数 (kN/m)  
 $\theta$ ：管中心と節点を結ぶ半径が鉛直面となす角 (°)  
 $\Delta l$ ：節点間の部材長。ただし、弧長を用いる (m)  
 $\Delta l = R \cdot \Delta \theta$   
 $R$ ：管厚中心半径 (m)  
 $\Delta \theta$ ：節点間中心角  $15^\circ = 0.262$  (rad)

(2) 換算載荷幅

断 面		管の外径 D <sub>o</sub> (m)	管の内径 D (m)	有効長 L (m)	換算載荷幅 B <sub>H</sub> (m)
1	断面1	0.318	284.000	10.000	1.735
2	断面2	0.318	284.000	10.000	1.735

(3) 地盤のばね定数

節点 番号	(1) 断面1			(2) 断面2		
	深さ z (m)	$k_x$ (kN/m)	$k_y$ (kN/m)	深さ z (m)	$k_x$ (kN/m)	$k_y$ (kN/m)
1	0.509	384.58	1281.93	1.509	384.58	1281.93
2, 24	0.514	703.26	1337.78	1.514	703.26	1337.78
3, 23	0.529	974.02	1302.47	1.529	974.02	1302.47
4, 22	0.553	1178.40	1178.40	1.553	1178.40	1178.40
5, 21	0.584	1302.47	974.02	1.584	1302.47	974.02
6, 20	0.620	1337.78	703.26	1.620	1337.78	703.26
7, 19	0.659	1281.93	384.58	1.659	1281.93	384.58
8, 18	0.698	1337.78	703.26	1.698	1337.78	703.26
9, 17	0.734	1302.47	974.02	1.734	1302.47	974.02
10, 16	0.765	1178.40	1178.40	1.765	1178.40	1178.40
11, 15	0.789	974.02	1302.47	1.789	974.02	1302.47
12, 14	0.804	703.26	1337.78	1.804	703.26	1337.78
13	0.810	384.58	1281.93	1.810	384.58	1281.93

5.4.2 常時荷重の計算

5.4.2.1 鉛直土圧

鉛直土圧は式(41)により求める。

$$P_v = \sum \gamma \cdot h + q \quad \dots\dots\dots (41)$$

ここで、 $P_v$  : 鉛直土圧 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $\gamma$  : 土の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)  
 ただし、地下水以下では飽和単位体積重量を用いる。  
 $h$  : 管厚中心までの層厚 (m)  
 $q$  : 地表載荷重 (kN/m<sup>2</sup>)

断面	載荷重 $q$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sum \gamma \cdot h$ (kN/m <sup>2</sup> )	鉛直土圧 $P_v$ (kN/m <sup>2</sup> )
1 断面1	0.007	9.153	9.160
2 断面2	0.007	23.085	23.092

5.4.2.2 水平土圧および水圧

水平土圧は図-2に示すような三角形分布とする。ただし、 $p_h$ は式(42)で求める。

$$P_h = P_v \quad \dots\dots\dots (42)$$

ここで、 $P_h$  : 水平土圧 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $P_v$  : 鉛直土圧 (kN/m<sup>2</sup>)

節点 番号	(1) 断面1		(2) 断面2		深度 (m)	水平土圧 $p_h$ (kN/m <sup>2</sup> )
	深度 (m)	水平土圧 $p_h$ (kN/m <sup>2</sup> )	深度 (m)	水平土圧 $p_h$ (kN/m <sup>2</sup> )		
1	0.509	0.000	1.509	0.000		
2, 24	0.514	0.312	1.514	0.787		
3, 23	0.529	1.227	1.529	3.094		
4, 22	0.553	2.683	1.553	6.764		
5, 21	0.584	4.580	1.584	11.546		
6, 20	0.620	6.789	1.620	17.115		
7, 19	0.659	9.160	1.659	23.092		
8, 18	0.698	6.789	1.698	17.115		
9, 17	0.734	4.580	1.734	11.546		
10, 16	0.765	2.683	1.765	6.764		
11, 15	0.789	1.227	1.789	3.094		
12, 14	0.804	0.312	1.804	0.787		
13	0.810	0.000	1.810	0.000		

#### 5.4.2.3 底面地盤反力

底面地盤反力は式(43)で求め設計支持角内に載荷する。

$$P_r = \frac{P_v}{\sin \theta} \quad (\text{kN/m}^2) \quad \dots\dots\dots (43)$$

ここで、 $P_r$  : 底面地盤反力 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $P_v$  : 鉛直土圧 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $\theta$  : 設計支持角の1/2 (°)

断面	鉛直土圧 $P_v$ (kN/m <sup>2</sup> )	設計支持角 $2\theta$ (°)	地盤反力 $P_r$ (kN/m <sup>2</sup> )
1 断面1	9.160	90.0	12.954
2 断面2	23.092	90.0	32.657

### 5.4.3 地震水平力の計算

#### 5.4.3.1 地盤の固有周期

(1) 地盤の固有周期

地盤の固有周期は式(44), (45)により求める。

$$T_G = 4 \cdot \sum \frac{H_i}{V_{si}} \quad \dots\dots\dots (44)$$

$$V_{si} = \begin{cases} 129 \cdot N_i^{0.183} & \text{(洪積層粘性土層の場合)} \\ 123 \cdot N_i^{0.125} & \text{(洪積層砂質土層の場合)} \\ 122 \cdot N_i^{0.0777} & \text{(沖積層粘性土層の場合)} \\ 61.8 \cdot N_i^{0.211} & \text{(沖積層砂質土層の場合)} \end{cases} \quad \dots\dots\dots (45)$$

ここで、 $T_G$ : 地盤の固有周期 (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

	層厚 $H_i$ (m)	土の種類	平均N値 $N_i$	$V_{si}$ (m/sec)		$H_i/V_{si}$ (sec)
1	2.000	沖積層粘性土	13.0	$122 \times 13.0^{0.0777} =$	148.91	0.01343
2	5.000	沖積層粘性土	20.0	$122 \times 20.0^{0.0777} =$	153.97	0.03247
	7.000					0.04590

$$T_G = 4 \cdot \sum \frac{H_i}{V_{si}} = 4 \times 0.046 = 0.184 \text{ (sec)}$$

(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固有周期 $T_G$ より表2により求める。

表2 耐震設計上の地盤種別

地盤種別	地盤の固有周期 $T_G$ (s)
I種	$T_G < 0.2$
II種	$0.2 \leq T_G < 0.6$
III種	$0.6 \leq T_G$

よって、 $T_G < 0.2$  (sec) であるから I種地盤

(3) 表層地盤の固有周期

表層地盤の固有周期は式(46)により求める。

$$T_S = 1.25T_G = 1.25 \times 0.184 = 0.230 \text{ (s)} \quad \dots\dots\dots (46)$$

5.4.3.2 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(47), (48)で求める。

$$U_h(z) = \frac{2}{\pi^2} \cdot S_v \cdot T_G \cdot K'_{h1} \cdot \cos\left(\frac{\pi \cdot z}{2H}\right) \quad (\text{地震動レベル1}) \quad \dots\dots\dots (47)$$

$$U_h(z) = \frac{2}{\pi^2} \cdot S'_v \cdot T_G \cdot \cos\left(\frac{\pi \cdot z}{2H}\right) \quad (\text{地震動レベル2}) \quad \dots\dots\dots (48)$$

$$T_G = 4 \cdot \sum \frac{H_i}{V_{si}} = 0.184 \quad \dots\dots\dots (49)$$

- 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)
- $S_v$ : 基盤地震動の単位震度当たりの速度応答スペクトル (図4参照) (m/s)
- $S'_v$ : 基盤地震動の速度応答スペクトル (図5参照) (m/s)
- $K'_{h1}$ : 耐震設計上の基盤面における設計水平震度  
 $K'_{h1} = C_z \cdot K'_{h10} = 1.00 \times 0.15 = 0.15$
- $C_z$ : 地域別補正係数  $C_z=1.00$
- $K'_{h10}$ : 耐震設計上の基礎面における設計水平震度の標準値  $K'_{h10}=0.15$
- $T_G$ : 表層地盤の固有周期 (s)  
 (式(44)の地盤の特性値に等しい。)

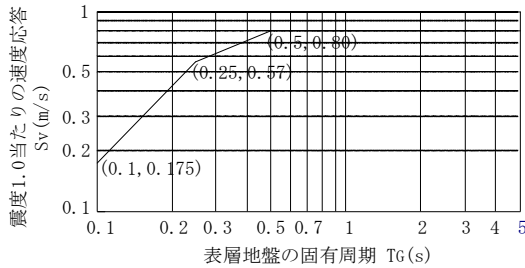


図4 速度応答スペクトル(レベル1)

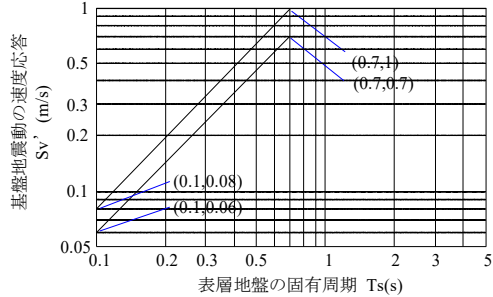


図5 速度応答スペクトル(レベル2)

速度応答スペクトル

- $T_G = 0.184$  (s) より、
- レベル1地震動  $S_v = 0.3830$  (m/s)
- レベル2地震動  $S'_v = 0.1800$  (m/s)

地震動の最大変位振幅

$$U_h(z) = \frac{2}{\pi^2} \times 0.3830 \times 0.184 \times 0.15 \times \cos\left(\frac{\pi \times z}{2 \times 7.000}\right) \quad (\text{レベル1地震動})$$

$$U_h(z) = \frac{2}{\pi^2} \times 0.1800 \times 0.184 \times \cos\left(\frac{\pi \times z}{2 \times 7.000}\right) \quad (\text{レベル2地震動})$$

### 5.4.3.3 地盤変位による地震水平力

(1) 計算式

地盤変位による地震水平力は式(50)により求める。

$$q_x = \{ |k_H \cdot \sin \theta| + |k_S \cdot \cos \theta| \} \cdot \Delta U \cdot \Delta l \quad \dots\dots\dots (50)$$

- ここで、 $q_x$ : 地震水平力 (kN)
- $k_H$ : 奥行き1mあたり水平方向地盤ばね定数 (kN/m<sup>2</sup>)
- $k_S$ : 奥行き1mあたりせん断ばね定数 (kN/m<sup>2</sup>)
- $\Delta U$ : 管底との相対変位量 (m)
- $\Delta U = U_h(z) - U_h(z_0)$
- $\theta$ : 管頂から各節点への角度 (°)
- $\Delta l$ : 節点間の部材長。ただし、弧長を用いる (m)
- $\Delta l = R \cdot \Delta \theta$
- $R$ : 管厚中心半径 (m)
- $\Delta \theta$ : 節点間中心角 (rad)

(2) 断面1

節点 番号	深さ z (m)	レベル1地震時			レベル2地震時		
		変位振幅 $U_h(z)$ (m)	相対変位 $\Delta U$ (m)	地震 水平力 $q_x$ (kN)	変位振幅 $U_h(z)$ (m)	相対変位 $\Delta U$ (m)	地震 水平力 $q_x$ (kN)
1	0.509	0.002123	0.000021	0.0082	0.006654	0.000067	0.0256
2, 24	0.514	0.002123	0.000021	0.0148	0.006653	0.000066	0.0462
3, 23	0.529	0.002122	0.000020	0.0196	0.006650	0.000063	0.0615
4, 22	0.553	0.002121	0.000019	0.0221	0.006646	0.000059	0.0693
5, 21	0.584	0.002119	0.000017	0.0220	0.006640	0.000053	0.0688
6, 20	0.620	0.002117	0.000015	0.0194	0.006633	0.000045	0.0608
7, 19	0.659	0.002114	0.000012	0.0152	0.006624	0.000037	0.0476
8, 18	0.698	0.002111	0.000009	0.0120	0.006616	0.000028	0.0378
9, 17	0.734	0.002108	0.000006	0.0081	0.006607	0.000019	0.0254
10, 16	0.765	0.002106	0.000004	0.0044	0.006599	0.000012	0.0137
11, 15	0.789	0.002104	0.000002	0.0017	0.006593	0.000005	0.0053
12, 14	0.804	0.002103	0.000000	0.0003	0.006589	0.000001	0.0010
13	0.810	0.002102	0.000000	0.0000	0.006587	0.000000	0.0000

## (3) 断面2

節点 番号	深さ z (m)	レベル1地震時			レベル2地震時		
		変位振幅 $U_i(z)$ (m)	相対変位 $\Delta U$ (m)	地震 水平力 $q_i$ (kN)	変位振幅 $U_i(z)$ (m)	相対変位 $\Delta U$ (m)	地震 水平力 $q_i$ (kN)
1	1.509	0.002016	0.000053	0.0202	0.006317	0.000165	0.0633
2, 24	1.514	0.002015	0.000052	0.0363	0.006315	0.000162	0.1139
3, 23	1.529	0.002013	0.000049	0.0480	0.006307	0.000154	0.1504
4, 22	1.553	0.002009	0.000045	0.0535	0.006295	0.000142	0.1676
5, 21	1.584	0.002004	0.000040	0.0524	0.006279	0.000126	0.1642
6, 20	1.620	0.001998	0.000034	0.0456	0.006260	0.000107	0.1430
7, 19	1.659	0.001991	0.000027	0.0351	0.006239	0.000086	0.1100
8, 18	1.698	0.001984	0.000021	0.0274	0.006217	0.000064	0.0860
9, 17	1.734	0.001978	0.000014	0.0182	0.006197	0.000044	0.0570
10, 16	1.765	0.001972	0.000008	0.0097	0.006179	0.000026	0.0305
11, 15	1.789	0.001967	0.000004	0.0037	0.006165	0.000012	0.0116
12, 14	1.804	0.001965	0.000001	0.0007	0.006156	0.000003	0.0021
13	1.810	0.001964	0.000000	0.0000	0.006153	0.000000	0.0000

#### 5.4.4 常時荷重による変位および断面力

##### 5.4.4.1 断面1

###### (1) 節点変位

	節点 番号	X方向変位 $\delta_x$ (mm)	Y方向変位 $\delta_y$ (mm)	合成変位 $\delta$ (mm)
$\delta_x$ max	19	0.341	0.000	0.341
$\delta_x$ min	7	0.000	0.000	0.000
$\delta_y$ max	13	0.170	0.199	0.262
$\delta_y$ min	1	0.170	-0.167	0.239
$\delta$ max	19	0.341	0.000	0.341

###### (2) 部材断面力

	部材	節点	軸力 N (kN)	せん断力 S (kN)	曲げモーメント M (kNm)
N max	19-20	19	2.13411	-0.33301	0.02802
N min	1-2	1	0.73457	-0.09671	-0.02481
S max	15-16	16	1.50939	0.76638	0.00744
S min	10-11	10	1.50939	-0.76638	0.00744
M max	8-9	8	1.55029	-0.24717	0.02860
M min	12-13	13	0.83690	0.11018	-0.03459

##### 5.4.4.2 断面2

###### (1) 節点変位

	節点 番号	X方向変位 $\delta_x$ (mm)	Y方向変位 $\delta_y$ (mm)	合成変位 $\delta$ (mm)
$\delta_x$ max	19	0.859	0.000	0.859
$\delta_x$ min	7	0.000	0.000	0.000
$\delta_y$ max	13	0.430	0.502	0.661
$\delta_y$ min	1	0.430	-0.421	0.602
$\delta$ max	19	0.859	0.000	0.859

(2) 部材断面力

	部材	節点	軸力 N (kN)	せん断力 S (kN)	曲げモーメント M (kNm)
N max	19-20	19	5.37996	-0.83950	0.07063
N min	1- 2	1	1.85181	-0.24380	-0.06254
S max	15-16	16	3.80508	1.93200	0.01876
S min	10-11	10	3.80508	-1.93200	0.01876
M max	8- 9	8	3.90819	-0.62309	0.07210
M min	12-13	13	2.10977	0.27776	-0.08720

## 5.4.5 レベル1地震時の変位および断面力

### 5.4.5.1 断面1

#### (1) 節点変位

	節点 番号	レベル1地震時		常時 + 地震時		
		X方向変位 $\delta_x$ (mm)	Y方向変位 $\delta_y$ (mm)	X方向変位 $\delta_x$ (mm)	Y方向変位 $\delta_y$ (mm)	合成変位 $\delta$ (mm)
$\delta_x$ max	19	0.011	-0.004	0.352	-0.004	0.352
$\delta_x$ min	7	0.011	0.004	0.011	0.004	0.012
$\delta_y$ max	13	0.004	0.000	0.175	0.199	0.265
$\delta_y$ min	1	0.018	0.000	0.189	-0.167	0.252
$\delta$ max	19	0.011	-0.004	0.352	-0.004	0.352

#### (2) 部材断面力

	部材	節点	レベル1地震時			常時 + 地震時		
			軸力 N (kN)	せん断力 S (kN)	曲げモーメント M (kNm)	軸力 N (kN)	せん断力 S (kN)	曲げモーメント M (kNm)
N max	19-20	19	0.00103	0.00709	0.00003	2.13514	-0.32592	0.02804
N min	1- 2	1	-0.00147	-0.00689	0.00000	0.73310	-0.10359	-0.02481
S max	15-16	16	-0.00932	-0.00202	-0.00061	1.50007	0.76436	0.00683
S min	10-11	10	0.00932	-0.00202	0.00061	1.51870	-0.76840	0.00805
M max	8- 9	8	0.00639	0.00615	0.00027	1.55668	-0.24101	0.02887
M min	12-13	13	0.00184	-0.00770	0.00000	0.83874	0.10248	-0.03459

### 5.4.5.2 断面2

#### (1) 節点変位

	節点 番号	レベル1地震時		常時 + 地震時		
		X方向変位 $\delta_x$ (mm)	Y方向変位 $\delta_y$ (mm)	X方向変位 $\delta_x$ (mm)	Y方向変位 $\delta_y$ (mm)	合成変位 $\delta$ (mm)
$\delta_x$ max	19	0.027	-0.009	0.886	-0.009	0.886
$\delta_x$ min	7	0.027	0.009	0.027	0.009	0.028
$\delta_y$ max	13	0.009	0.000	0.439	0.502	0.667
$\delta_y$ min	1	0.044	0.000	0.474	-0.421	0.634
$\delta$ max	19	0.027	-0.009	0.886	-0.009	0.886

## (2) 部材断面力

	部材	節点	レベル1地震時			常時 + 地震時		
			軸力 N (kN)	せん断力 S (kN)	曲げモーメント M (kNm)	軸力 N (kN)	せん断力 S (kN)	曲げモーメント M (kNm)
N max	19-20	19	0.00350	0.01782	0.00003	5.38346	-0.82169	0.07066
N min	1- 2	1	-0.00391	-0.01762	0.00000	1.84790	-0.26142	-0.06254
S max	15-16	16	-0.02138	-0.00521	-0.00148	3.78370	1.92679	0.01728
S min	10-11	10	0.02138	-0.00521	0.00148	3.82646	-1.93720	0.02024
M max	8- 9	8	0.01449	0.01443	0.00069	3.92268	-0.60866	0.07279
M min	12-13	13	0.00426	-0.01839	0.00000	2.11403	0.25937	-0.08720

## 5.4.6 レベル2地震時の変位および断面力

### 5.4.6.1 断面1

#### (1) 節点変位

	節点 番号	レベル2地震時		常時 + 地震時		
		X方向変位 $\delta_x$ (mm)	Y方向変位 $\delta_y$ (mm)	X方向変位 $\delta_x$ (mm)	Y方向変位 $\delta_y$ (mm)	合成変位 $\delta$ (mm)
$\delta_x$ max	19	0.036	-0.011	0.377	-0.011	0.377
$\delta_x$ min	7	0.036	0.011	0.036	0.011	0.037
$\delta_y$ max	13	0.013	0.000	0.184	0.199	0.271
$\delta_y$ min	1	0.058	0.000	0.228	-0.167	0.283
$\delta$ max	19	0.036	-0.011	0.377	-0.011	0.377

#### (2) 部材断面力

	部材	節点	レベル2地震時			常時 + 地震時		
			軸力 N (kN)	せん断力 S (kN)	曲げモーメント M (kNm)	軸力 N (kN)	せん断力 S (kN)	曲げモーメント M (kNm)
N max	19-20	19	0.00324	0.02222	0.00008	2.13735	-0.31079	0.02810
N min	1- 2	1	-0.00460	-0.02158	0.00000	0.72997	-0.11829	-0.02481
S max	15-16	16	-0.02919	-0.00633	-0.00192	1.48020	0.76005	0.00552
S min	10-11	10	0.02919	-0.00633	0.00192	1.53858	-0.77271	0.00936
M max	8- 9	8	0.02002	0.01928	0.00084	1.57031	-0.22789	0.02944
M min	12-13	13	0.00577	-0.02413	0.00000	0.84267	0.08605	-0.03459

### 5.4.6.2 断面2

#### (1) 節点変位

	節点 番号	レベル2地震時		常時 + 地震時		
		X方向変位 $\delta_x$ (mm)	Y方向変位 $\delta_y$ (mm)	X方向変位 $\delta_x$ (mm)	Y方向変位 $\delta_y$ (mm)	合成変位 $\delta$ (mm)
$\delta_x$ max	19	0.085	-0.028	0.944	-0.028	0.944
$\delta_x$ min	7	0.085	0.028	0.085	0.028	0.089
$\delta_y$ max	13	0.030	0.000	0.459	0.502	0.680
$\delta_y$ min	1	0.139	0.000	0.569	-0.421	0.708
$\delta$ max	19	0.085	-0.028	0.944	-0.028	0.944

## (2) 部材断面力

	部材	節点	レベル2地震時			常時 + 地震時		
			軸力 N (kN)	せん断力 S (kN)	曲げモーメント M (kNm)	軸力 N (kN)	せん断力 S (kN)	曲げモーメント M (kNm)
N max	19-20	19	0.01097	0.05582	0.00008	5.39093	-0.78368	0.07071
N min	1- 2	1	-0.01225	-0.05522	0.00000	1.83956	-0.29901	-0.06254
S max	15-16	16	-0.06701	-0.01631	-0.00465	3.73807	1.91569	0.01411
S min	10-11	10	0.06701	-0.01631	0.00465	3.87209	-1.94831	0.02341
M max	8- 9	8	0.04540	0.04521	0.00216	3.95359	-0.57788	0.07427
M min	12-13	13	0.01335	-0.05762	0.00000	2.12312	0.22014	-0.08720

## 5.4.7 管体の安全性の照査

### 5.4.7.1 レベル1地震時

管体の安全性の照査は式(51)で行う。

$$\sigma = \frac{M}{Z} \leq \sigma_a \quad \dots\dots\dots(51)$$

ここで、 $\sigma$  : 曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $\sigma_a$  : 使用限界に対する許容値 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $M$  : 最大曲げモーメント (Nmm)  
 $Z$  : 管壁の断面係数 (mm<sup>3</sup>)  
 $Z = t^2/6$  (mm<sup>3</sup>)  
 $t$  : 壁壁の厚さ (mm)

断 面		t (mm)	Z (mm <sup>3</sup> )	M (Nmm)	$\sigma$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_a$ (N/mm <sup>2</sup> )	判 定
1	断面1	17.0	48.2	34.6	0.72	17.7	Ok
2	断面2	17.0	48.2	87.2	1.81	17.7	Ok

### 5.4.7.2 レベル2地震時

管体の安全性の照査は式(52)で行う。

$$\sigma = \frac{M}{Z} \leq \sigma_a \quad \dots\dots\dots(52)$$

ここで、 $\sigma$  : 曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $\sigma_a$  : 終局限界に対する許容値 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $M$  : 最大曲げモーメント (Nmm)  
 $Z$  : 管壁の断面係数 (mm<sup>3</sup>)  
 $Z = t^2/6$  (mm<sup>3</sup>)  
 $t$  : 壁壁の厚さ (mm)

断 面		t (mm)	Z (mm <sup>3</sup> )	M (Nmm)	$\sigma$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_a$ (N/mm <sup>2</sup> )	判 定
1	断面1	17.0	48.2	34.6	0.72	88.0	Ok
2	断面2	17.0	48.2	87.2	1.81	88.0	Ok

# 管路構造計算システムVer30（計算結果一覧表：計算例）

## 目 次

1	計算結果一覧表 .....	2
2	計算結果一覧表（施工時） .....	2
3	計算結果一覧表（地震時） .....	3

## 1 計算結果一覧表

施工条件：素掘り施工（溝形）

断面	管種	管厚 (mm)	設計 管厚 (mm)	土 被り (m)	最小 土被り (m)	設計 水圧 (MPa)	許容 水圧 (MPa)	たわみ 率 (%)	許容た わみ率 (%)	所要管厚 (mm)		判定	
										許容応 力から t	たわみ 率から t		
1	断面1												
		肉厚硬質ポリ塩化ビニル管φ300(VP)	17.0	17.0	0.50	0.24	0.480	1.113	1.08	3.00	11.7	4.0	OK
2	断面2												
		肉厚硬質ポリ塩化ビニル管φ300(VP)	17.0	17.0	1.50	0.24	0.480	1.193	1.05	3.00	10.8	0.0	OK

## 2 計算結果一覧表（施工時）

断面	管種	管厚 (mm)	設計 管厚 (mm)	土 被り (m)	最小 土被り (m)	たわみ 率 (%)	許容た わみ率 (%)	所要管厚 (mm)		判定	
								許容応 力から t	たわみ 率から t		
1	断面1										
		肉厚硬質ポリ塩化ビニル管φ300(VP)	17.0	17.0	0.50	0.24	0.45	3.00	4.3	0.0	OK
2	断面2										
		肉厚硬質ポリ塩化ビニル管φ300(VP)	17.0	17.0	1.50	0.24	0.81	3.00	5.2	0.0	OK

### 3 計算結果一覧表（地震時）

断 面		レベル1地震時			レベル2地震時			判定
		最大曲げ モーメント $M_{max}$ (kNm)	曲げ応力度 $\sigma$ (N/mm <sup>2</sup> )	許容値 $\sigma_a$ (N/mm <sup>2</sup> )	最大曲げ モーメント $M_{max}$ (kNm)	曲げ応力度 $\sigma$ (N/mm <sup>2</sup> )	許容値 $\sigma_a$ (N/mm <sup>2</sup> )	
1	断面1	0.035	0.7	17.7	0.035	0.7	88.0	OK
2	断面2	0.087	1.8	17.7	0.087	1.8	88.0	OK