

### 4-3-3 耐震診断の実施

#### (1) 耐震診断項目

選定した管路の耐震診断項目を示す。

- 1) 鉛直断面の強度
- 2) マンホールと管きよの接続部
- 3) 管きよと管きよの接続部
- 4) 液状化の判定

管路については、1)、2)、3) について、レベル 1、レベル 2 について耐震診断を実施する。また、液状化の判定については、「首都直下地震動による東京の被害想定報告書」で液状化の可能性がある地区について判定を行う。

#### (2) 管路本体等の診断

重要な幹線のうち、前項で選定した管路、5 箇所について耐震診断を行う。

表 14 に選定した 5 箇所の管路諸元を示す。

表 14 管路諸元一覧表

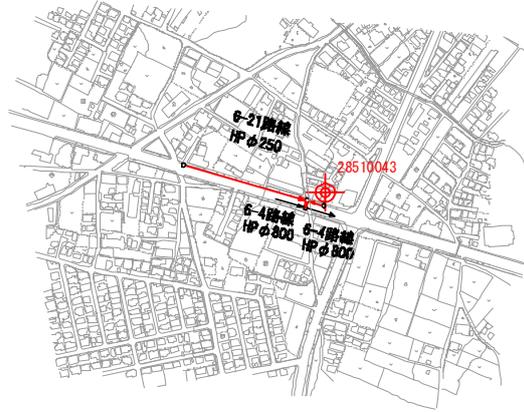
診断箇所	ボーリング No	管種・管径	土被り (m)
①	28510043	HP φ 250mm	1.98
②	28520062	HP φ 250mm	2.95
③	27520045	HP φ 250mm	2.51
④	28490042	HP φ 350mm	2.62
⑤	29520003	HP φ 1800mm	6.59

表 15 に診断概要及び診断結果を示す。

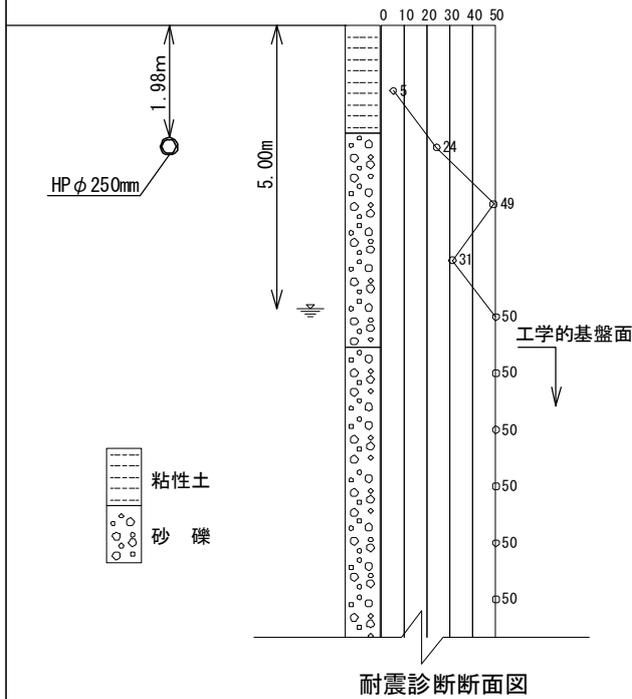
表15 診断概要及び診断結果

① ボーリングNo28510043

諸 元	
耐震診断箇所	6-21路線
管種・管径	HP φ250mm
平均土被り	1.98m



6-21路線耐震箇所位置図



耐震診断断面図

耐震診断結果		
鉛直断面の強度	Lv1	許容値：0.58kN・m 計算値：0.15kN・m ○
	Lv2	許容値：0.69kN・m 計算値：0.15kN・m ○
マンホールと管きよの継手	Lv1	許容値：3° 0' 00" 計算値：0° 0' 36" ○
		許容値：16.5mm 計算値：0.9mm ○
	Lv2	許容値：6° 0' 00" 計算値：0° 0' 54" ○
		許容値：33.0mm 計算値：1.3mm ○
管きよと管きよの継手	Lv1	許容値：3° 0' 00" 計算値：0° 0' 46" ○
		許容値：16.5mm 計算値：0.9mm ○
	Lv2	許容値：6° 0' 00" 計算値：0° 1' 8" ○
		許容値：33.0mm 計算値：1.3mm ○

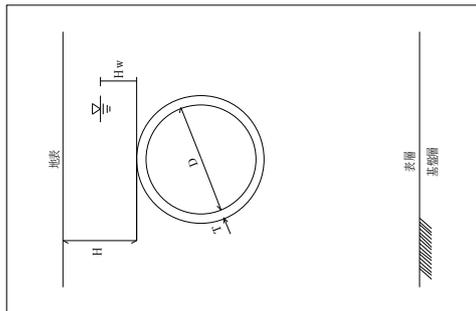
1 設計条件

適用基準 「下水道施設の耐震対策指針と解説-2006年版-」 社団法人 日本下水道協会  
 参考文献 「下水道施設耐震計算例-管路施設編-2001年版」 社団法人 日本下水道協会

1-1 設計対象地震動

レベル1 地域区分A

1-2 管きよ材料・埋設状況



鉄筋コンクリート管 (A-1) B形

材料名	管種類	呼径 (内径)	管厚	外径	管厚中心半径	管の単位体積重量	管の自重	ひび割れ荷重	破壊荷重	ヤング係数	せん断弾性係数	土被り	地下水位の高さ	水の単位体積重量													
	1種	D	250 (mm)	T	28.0 (mm)	B <sub>e</sub>	306.0 (mm)	r	139.00 (mm)	$\gamma_c$	24.50 (kN/m <sup>2</sup> )	W <sub>g</sub>	0.590 (kN/m)	Q1	12.75 (kN/m)	Q2	19.61 (kN/m)	E <sub>c</sub>	33000.0 (N/mm <sup>2</sup> )	G <sub>c</sub>	14347.8 (N/mm <sup>2</sup> )	H	1.980 (m)	H <sub>w</sub>	-3.020 (m)	W <sub>0</sub>	10.00 (kN/m <sup>3</sup> )

管きよ埋設周辺図

1-3 計算条件

- ・円形解析モデル節点分割数 24分割
- ・荷重の載荷タイプ 部材長に載荷する
- ・地震時増分の支持条件 鉛直・水平方向モデル (節点・バネ・節点荷重)  
せん断バネ定数の算出式  $k_s = 0.3 k_b$
- ・照査条件 断面照査の安全係数 F' 1.00

常時荷重条件

- ・直土圧
  - ・底面地盤反力の作用位置
  - ・支承角  $\theta$  120 (度)
  - ・自重 考慮しない
- 地震時増分荷重条件
- ・水平方向変位振幅
  - 設計応答速度
  - 表層地盤の固有周期
  - 地盤の特性値
  - ・慣性力
- 下水道協会の指針に示すグラフより算出  
 $T_s = 1.25 T_0$   
 せん断弾性波速度より算出  
 考慮しない

1-4 土質条件

- ・せん断弾性波速度
  - ・地盤反力係数の算出
- 変形係数  $E_0$  推定方法  
 標準貫入試験のN値より  $E_0 = 2800N$  で推定した変形係数  
 換算載荷幅算出時の興行き長さ B 2.430 (m)  
 推定係数  $\alpha$  (地震時)  $\alpha = 1$

・表層の土質条件-1

No.	深度 (m)	層厚 (m)	土質名	土の単重 (大気中) $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	土の単重 (水中) $\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> )	土の粘着力 c (kN/m <sup>2</sup> )	内部摩擦角 $\phi$ (度)	土圧係数 K
1	1.900	1.900	粘性土	15.50	6.50	30	0.0	1.000
2	5.700	3.800	砂質土	19.00	10.00	0	39.2	0.225
3	20.300	14.600	砂質土	19.00	10.00	0	42.4	0.195

・表層の土質条件-2

No.	N値	せん断弾性波速度 $V_{si}$ (m/s)	変形係数 $E_0$ (kN/m <sup>2</sup> )	地盤反力係数 (地震時) (kN/m <sup>2</sup> )
1	5.000	170.998	14000.0	21914
2	39.000	271.297	109200.0	170932
3	50.000	294.723	140000.0	219143

## 2 常時荷重の設定

### 2-1 鉛直土圧

鉛直土圧は、次式から求める。

$$W_v = \gamma \cdot h$$

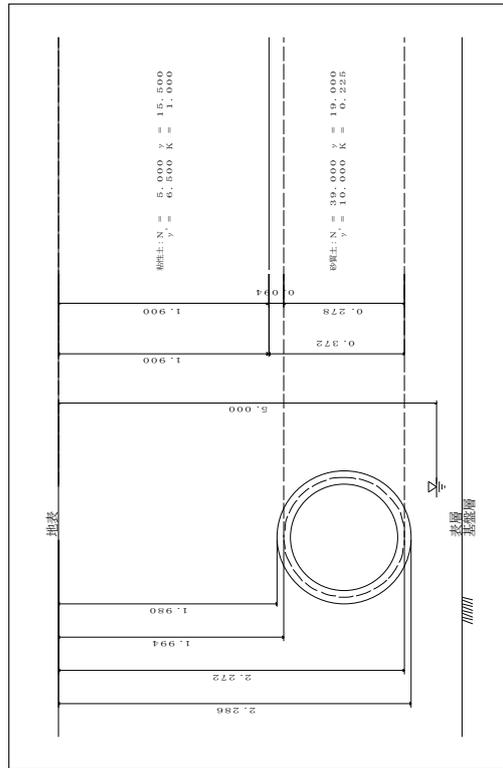
ここに、

$W_v$  : 鉛直土圧 (kN/m<sup>2</sup>)

$\gamma$  : 土の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

$h$  : 層厚 (m)

よって、鉛直土圧 $W_v$ は、下表のようになる。



管周辺の土質状況図

鉛直土圧					
No.	深度 Z (m)	層厚 h (m)	土質名	土の単位体積重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	鉛直土圧 $W_v$ (kN/m <sup>2</sup> )
1	0.000~1.900	1.900	粘性土	15.50	29.45
2	1.900~1.994	0.080	砂質土	19.00	1.52
$\Sigma$	—	—	—	—	30.97

### 2-2 水平土圧

水平土圧は、次式から求める。

砂質土のとき

$$P_h = K (\Sigma \gamma \cdot h)$$

粘性土のとき

$$P_h = K (\Sigma \gamma \cdot h) - 2c\sqrt{K}$$

ここに、

$P_h$  : 地表からの深さZの点の管側壁に加わる水平土圧 (kN/m<sup>2</sup>)

$K$  : 土圧係数

$\gamma$  : 土の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

$h$  : 層厚 (m)

$c$  : 土の粘着力 (kN/m<sup>2</sup>)

よって、水平土圧 $P_h$ は、下表のようになる。

水平土圧								
No.	深度 Z (m)	層厚 h (m)	土質名	土の単位 体積重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	土圧係数 K	土の粘着力 c (kN/m <sup>2</sup> )	$\Sigma \gamma \cdot h$	水平土圧 $P_h$ (kN/m <sup>2</sup> )
1	0.000 ~ 1.900	1.900	粘性土	15.50	1.000	30	29.45	0.00
2	1.900 ~ 1.994	0.094	砂質土	19.00	0.225	0	31.24	6.63
3	1.994 ~ 2.272	0.278	砂質土	19.00	0.225	0	36.52	7.03
								8.22

### 2-3 底面地盤反力

底面地盤反力は、次式から求める。

$$W_r = \frac{W_v}{\sin\left(\frac{\theta}{2}\right)}$$

ここに、

- $W_r$  : 底面地盤反力 (kN/m<sup>2</sup>)
- $W_v$  : 鉛直土圧 (kN/m<sup>2</sup>)
- $\theta$  : 基礎支承角 (度)

よって、底面地盤反力 $W_r$ は、次のようになる。

$$\begin{aligned} W_r &= \frac{W_v}{\sin\left(\frac{\theta}{2}\right)} \\ &= \frac{307.97}{\sin\left(\frac{120^\circ}{2}\right)} \\ &= 35.76 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

### 3 地震時増分荷重の設定

#### 3-1 耐震設計上の地盤種別

耐震設計上の地盤種別は、次式で算出される地盤の特性値 $T_c$ をもとに、下表により区分する。

$$T_c = 4 \sum_{i=1}^n \frac{H_i}{V_{Si}}$$

ここに、

- $T_c$  : 地盤の特性値 (s)
  - $H_i$  :  $i$  番目の地層の深さ (m)
  - $V_{Si}$  :  $i$  番目の地層の平均せん断弾性波速度 (m/s)
- ただし、実測値がない場合は次式から求める。
- 粘性土層の場合  $V_{Si} = 100N_i^{1/3}$  ( $1 \leq N_i \leq 25$ )
  - 砂質土層の場合  $V_{Si} = 80N_i^{1/3}$  ( $1 \leq N_i \leq 50$ )
  - $N_i = 0$  の場合  $V_{Si} = 50$

$N_i$  : 標準貫入試験による $i$ 番目の地層の平均 $N$ 値

- $i$  : 当該地盤が地表面から基礎面まで $n$ 層に区分されるとき、地表面から $i$ 番目の地層の番号。基礎面とは、粘性土層の場合は $N$ 値が25以上、砂質土層の場合は $N$ 値が50以上の地層の上面、もしくはせん断弾性波速度が300m/s程度以上の地層の上面をいう。

耐震設計上の地盤種別

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

ここで、設計条件の耐震設計上の地盤種別を判定すると、下表のようになる。

No.	土質名	層厚 $H_i$ (m)	$N$ 値	粘性土層 $V_{Si}$ $100N_i^{1/3}$ (m/s)	砂質土層 $V_{Si}$ $80N_i^{1/3}$ (m/s)	$H_i/V_{Si}$ (s)
1	粘性土	1.900	5.000	170.998		0.01111
2	砂質土	3.800	39.000		271.297	0.01401
3	砂質土	14.600	50.000		294.723	0.04954
$\Sigma$	—	—	—	—	—	0.07466

よって、地盤の特性値 $T_c$ は次のようになる。

$$\begin{aligned} T_c &= 4 \sum_{i=1}^n \frac{H_i}{V_{Si}} \\ &= 4 \times 0.07466 = 0.299 \text{ (s)} \end{aligned}$$

ゆえに、表層地盤の種別は II種 とする。

### 3-2 地盤の応答変位

応答変位法による耐震計算法では、地表面から深さZにおける水平方向の変位振幅を次式により求める。

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

ここに、

$U_h(Z)$  : 地表面からの深さZ(m)における水平方向の変位振幅 (m)

$S_v$  : 設計応答速度 (m/s)

$T_s$  : 表層地盤の固有周期 (s)

地盤の特性値 $T_g$ を基準として地震時に生じるせん断ひずみの大きさを考慮して、次の式で求める。

$$T_s = 1.25 T_g$$

$T_g$  : 地盤の特性値 (s)

$H$  : 表層地盤の厚さ (m)

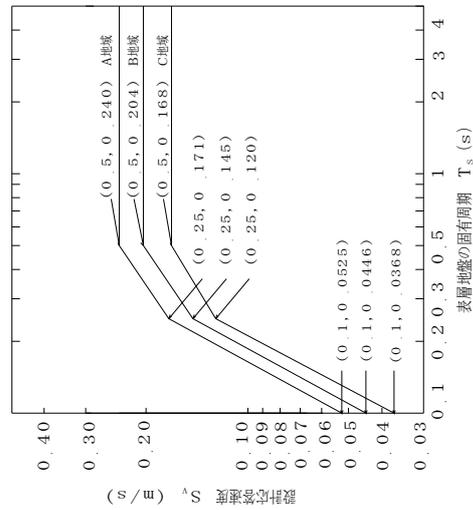
#### (1) 表層地盤の固有周期

表層地盤の固有周期 $T_{s1}$ は、次のようになる。

$$T_{s1} = 1.25 T_g \\ = 1.25 \times 0.299 = 0.374 \text{ (s)}$$

#### (2) 設計応答速度

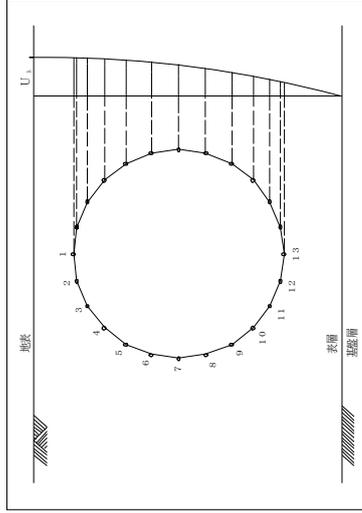
地震動レベル1の設計応答速度 $S_v$ を下図から求めると、 $S_v = 0.20816$  (m/s)となる。



### (3) 地盤の変位振幅の計算

応答変位による地盤の変位振幅値を下表に示す。

節点番号	深さ Z (m)	変位振幅 $U_h(Z)$ (m)
地表面	0.0000	0.015766
1	1.99400	0.015578
2	1.99874	0.015578
3	2.01262	0.015575
4	2.03471	0.015571
5	2.06350	0.015565
6	2.09702	0.015559
7	2.13300	0.015551
8	2.16898	0.015544
9	2.20250	0.015537
10	2.23129	0.015531
11	2.25388	0.015527
12	2.26726	0.015524
13	2.27200	0.015523
基礎面	20.30000	0.000000



地盤の変位振幅の概略図

### 3-3 地盤バネ定数の算出

#### (1) 水平方向地盤バネ定数

水平方向地盤バネ定数は、次式から求める。

$$k_{hi} = k_{h0} \cdot \left( \frac{B_h}{0.3} \right)^{-3/4}$$

ここに、

$k_{hi}$  : 水平方向地盤バネ定数 (kN/m<sup>2</sup>)

$k_{h0}$  : 直径0.3mの剛体円板による平板載荷試験の値に相当する水平方向地盤反力係数 (kN/m<sup>2</sup>) で、次式により求める。

$$k_{h0} = \frac{1}{0.3} \cdot \alpha \cdot E_0$$

$\alpha$  : 地盤反力係数の推定に用いる係数

ただし、応答変位法の場合に限り、地震時の推定係数を  $\alpha = 1$  とする。

$E_0$  : 標準貫入試験のN値より  $E_0 = 2800N$  で推定した変形係数 (kN/m<sup>2</sup>)

$B_h$  : 換算載荷幅 (m)

$$B_h = \sqrt{A_h}$$

$A_h$  : 水平方向の載荷面積 (m<sup>2</sup>) = 管厚中心直径 × 2.430

#### (2) セン断バネ定数

せん断バネ定数は、次式から求める。

$$k_{si} = 0.3 \cdot k_{hi}$$

ここに、

$k_{si}$  : 各層のせん断バネ定数 (kN/m<sup>2</sup>)

$k_{hi}$  : 各層の水平方向地盤バネ定数 (kN/m<sup>2</sup>)

#### (3) 解析モデルへの地盤バネの設定

管きょ埋設位置の水平方向地盤バネ定数及びせん断バネ定数は下表のようになる。

層番号	N値	$E_0$ (kN/m <sup>2</sup> )	$k_{h0}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$B_h$ (m)	$k_{hi}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$k_{si}$ (kN/m <sup>2</sup> )
2	39.000	109200.0	364000	0.822	170932	51280

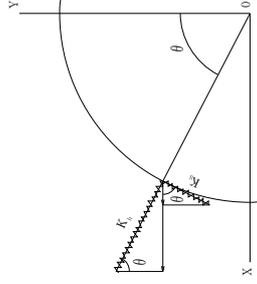
円形の地中構造物では、水平方向地盤バネ定数 $k_{hi}$  (kN/m<sup>2</sup>)を法線方向バネ $k_{xi}$  (kN/m<sup>2</sup>)、せん断地盤バネ定数 $k_{si}$  (kN/m<sup>2</sup>)を接線バネ $k_{yi}$  (kN/m<sup>2</sup>)として定義する。

なお、円形解析モデルに作用する分布バネは、管の興行き(単位長さ=1.0m)を考慮して次のようになる。

$$K_{xi} = k_{hi} \times 1.0 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$K_{yi} = k_{si} \times 1.0 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

ここで、法線方向地盤バネ定数 $k_{xi}$ 、接線方向地盤バネ定数 $k_{yi}$ を下図のようにX・Y方向(水平・鉛直成分)に分解する。



$$\text{法線方向地盤バネ定数の水平成分 } K_{hxi} = K_{xi} \cdot \sin \theta$$

$$\text{法線方向地盤バネ定数の鉛直成分 } K_{lyi} = K_{xi} \cdot \cos \theta$$

$$\text{接線方向地盤バネ定数の水平成分 } K_{sxi} = K_{si} \cdot \cos \theta$$

$$\text{接線方向地盤バネ定数の鉛直成分 } K_{syi} = K_{si} \cdot \sin \theta$$

$\theta$  は、管頂からの各節点の角度とする。

よって、水平方向地盤バネ定数 $k_{xi}$ 、鉛直方向地盤バネ定数 $k_{yi}$ は、次式より算出する。

$$K_{xi} = |K_{hxi}| + |K_{sxi}|$$

$$K_{yi} = |K_{lyi}| + |K_{syi}|$$

以上から、各部分の水平方向地盤バネ定数 $K_{hi}$ 、鉛直方向地盤バネ定数 $K_{vi}$ は、下表のようになる。

部材番号	$\theta$ (度)	法線方向地盤バネ定数 $K_{hi}$ (kN/m <sup>2</sup> )	接線方向地盤バネ定数 $K_{si}$ (kN/m <sup>2</sup> )	水平方向地盤バネ定数 $K_{si}$ (kN/m <sup>2</sup> )	鉛直方向地盤バネ定数 $K_{vi}$ (kN/m <sup>2</sup> )
1	15.0	170932	51280	93773	178380
2	30.0	170932	51280	129876	173671
3	45.0	170932	51280	157128	157128
4	60.0	170932	51280	173671	129876
5	75.0	170932	51280	178380	93773
6	90.0	170932	51280	170932	51280
7	90.0	170932	51280	170932	51280
8	105.0	170932	51280	178380	93773
9	120.0	170932	51280	173671	129876
10	135.0	170932	51280	157128	157128
11	150.0	170932	51280	129876	173671
12	165.0	170932	51280	93773	178380

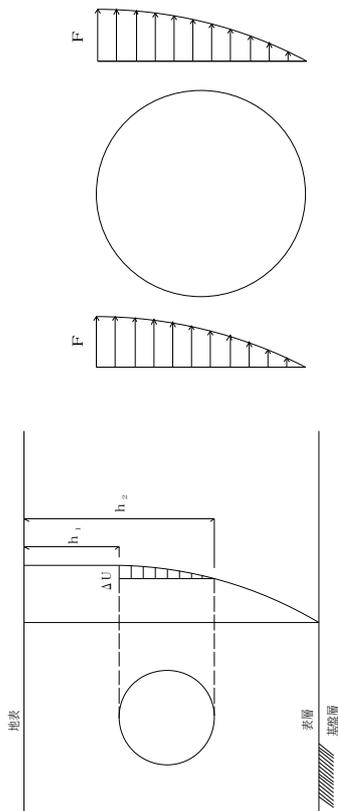
フレーム解析モデルに節点バネとして与える場合は、各部分の部材長を水平方向地盤バネ定数 $K_{hi}$ 、鉛直方向地盤バネ定数 $K_{vi}$ に乗じて、部材両端バネ定数(kN/m)として振り分ける。

なお、各部分の部材長は各節点間距離とし、等分割であることから全部材同値とする。

部材長 = 0.03629 (m)

### 3-4 地盤変位による地震水平力

応答変位法における地盤変位によって生じる地震水平力は、次のように作用させるものとする。



地盤の相対変位図

地震水平力

地震水平力 $F_i$ は、水平方向地盤バネ定数に地盤の相対変位量 $\Delta U$ を乗じて算出する。

$$F_i = K_{si} \cdot \Delta U$$

ここに、

$F_i$  : 各節点における地震水平力 (kN/m)

$K_{si}$  : 水平方向の地盤バネ定数 (kN/m<sup>2</sup>)

$\Delta U$  : 相対変位量(m)で、次式から求める (地盤の相対変位図 参照)。

$$\Delta U = U_h(h_1) - U_h(h_2)$$

$U_h(h)$  : 水平方向変位振幅 (m)

$h_1$  : 地表面から各節点までの深さ (m)

$h_2$  : 地表面から管底までの深さ (m)

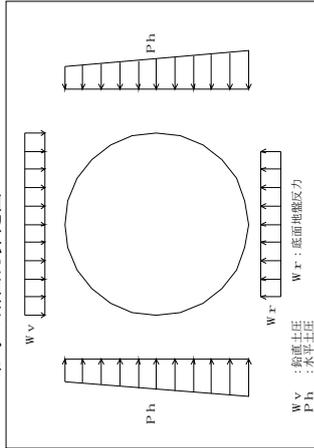
$\theta$  : 管頂からの各節点の角度 (度)

よって、各節点における地震水平力 $F_i$ は下表のようになる。

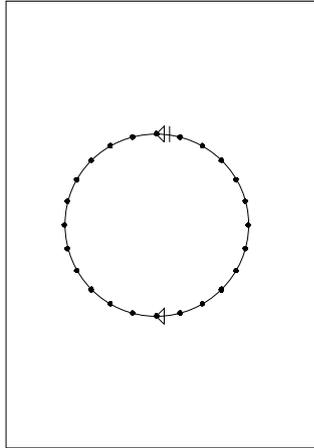
部材番号	節点番号	角度 $\theta$ (度)	深さ $Z$ (m)	変位振幅 $U_h$ (Z)	相対変位 $\Delta U$ (m)	水平方向地震係数 $K_{s1}$ (kN/m <sup>2</sup> )	地震水平力 $F_i$ (kN/m)
1	1	0.0	1.99400	0.015578	0.000055		5.16
2	2	15.0	1.99874	0.015578	0.000055	93773	5.16
3	3	30.0	2.01262	0.015575	0.000052	129876	6.75
4	4	45.0	2.03471	0.015571	0.000048	157128	8.17
5	5	60.0	2.06350	0.015565	0.000042	173671	8.34
6	6	75.0	2.09702	0.015559	0.000036	178380	7.49
7	7	90.0	2.13300	0.015551	0.000028	170932	6.15
8	8	105.0	2.16898	0.015544	0.000021	170932	4.79
9	9	120.0	2.20250	0.015537	0.000014	178380	3.59
10	10	135.0	2.23129	0.015531	0.000008	173671	3.75
11	11	150.0	2.25338	0.015527	0.000004	157128	2.43
12	12	165.0	2.26726	0.015524	0.000001	129876	0.63
13	13	180.0	2.27200	0.015523	0.000000	93773	0.52
							0.13
							0.09
							0.00

フレーム解析モデルに節点荷重として与える場合は、各節点における地震水平力 $F_i$ に各部材の部材長を乗じて、部材両端に振り分けた節点荷重(kN)として解析する。

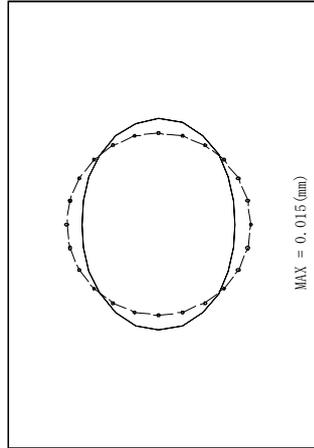
#### 4 平面骨組解析の結果 4-1 常時の断面力算定図



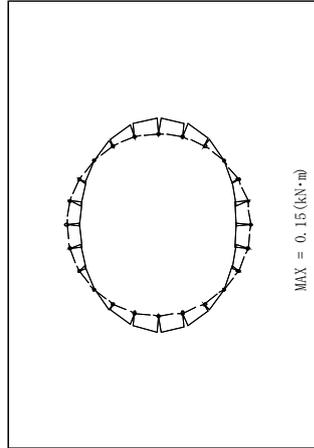
常時の荷重図



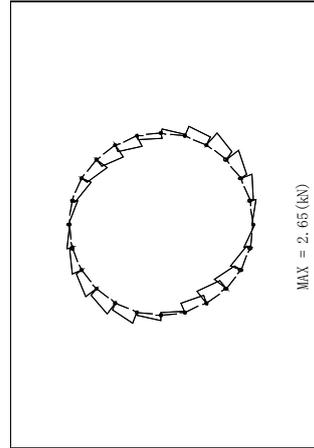
常時の支点条件図



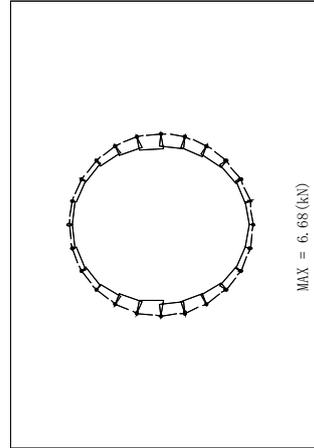
常時の変位図



常時のモーメント図

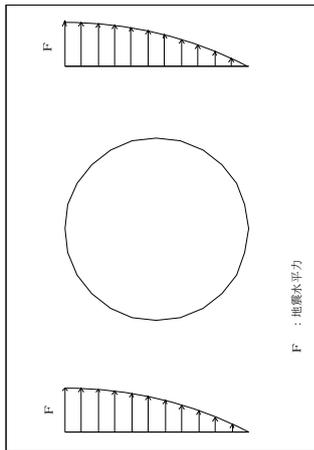


常時のせん断力図



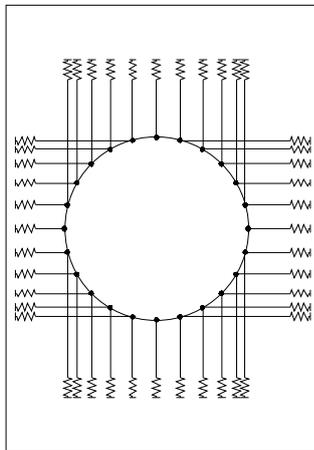
常時の軸力図

4-2 地震時増分の断面力算定図



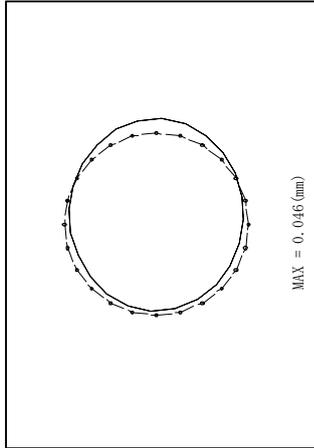
F : 地震水平力

地震時増分の荷重図



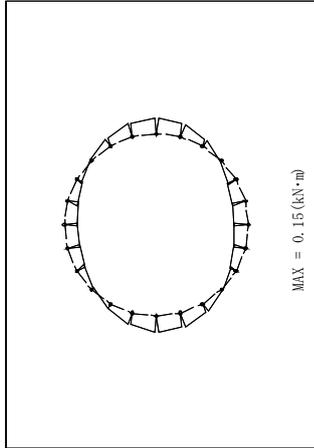
地震時増分の支点条件図

4-3 地震時 = 常時 + 地震時増分の断面力算定図



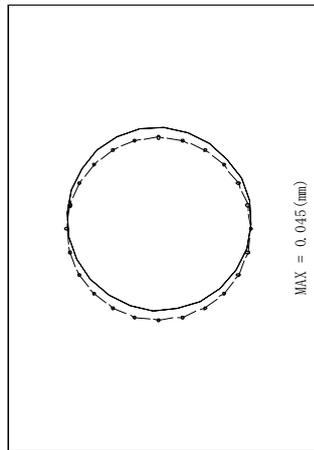
MAX = 0.046 (mm)

地震時 = 常時 + 地震時増分の変位図



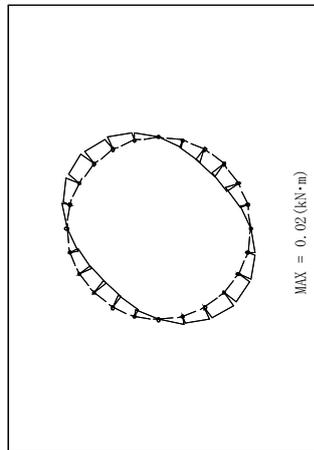
MAX = 0.15 (kN・m)

地震時 = 常時 + 地震時増分のモーメント図



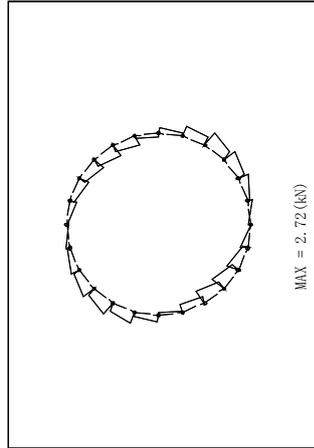
MAX = 0.045 (mm)

地震時増分の変位図



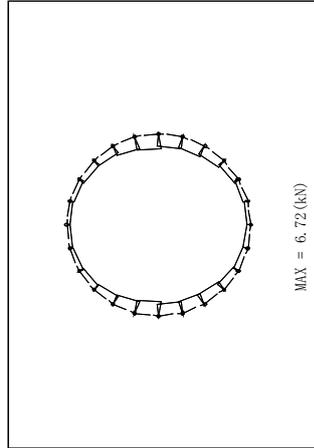
MAX = 0.02 (kN・m)

地震時増分のモーメント図



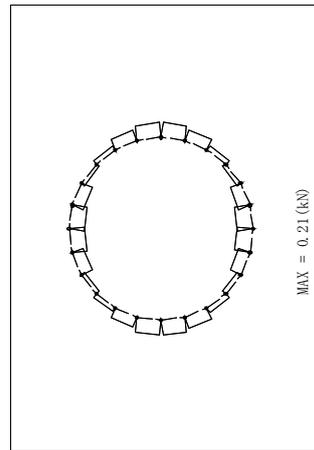
MAX = 2.72 (kN)

地震時 = 常時 + 地震時増分のせん断力図



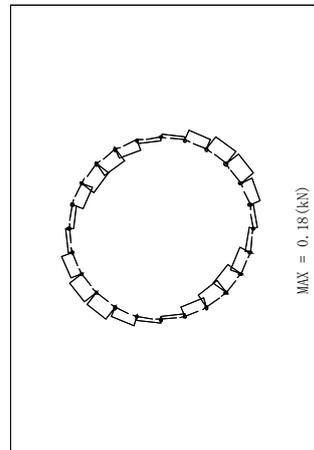
MAX = 6.72 (kN)

地震時 = 常時 + 地震時増分の軸力図



MAX = 0.21 (kN)

地震時増分のせん断力図



MAX = 0.18 (kN)

地震時増分の軸力図

5 埋設管の耐力の算定と安全性の確認

(1)荷重組み合わせケース別に発生する最大断面力  
 平面骨組解析を実行した結果の集計を下表に示す。

基本荷重および荷重組み合わせケース	変位量 (mm)	モーメント M (kN・m)	せん断力 S (kN)	軸力 N (kN)
常時	0.015	0.15	2.65	6.68
地震時増分	0.045	0.02	0.21	0.18
地震時 = 常時+地震時増分	0.046	0.15	2.72	6.72

(2)耐力の算定

埋設管の耐力の算定は、外圧強さより求める管の抵抗モーメント $M_r$ と発生曲げモーメント $M$ を比較する。

外圧強さより求める管の抵抗モーメント $M_r$ は、次式から求める。

$$M_r = 0.318 Q \cdot r + 0.239 W_g \cdot r$$

ここに、

$M_r$  : 外圧強さより求める管の抵抗モーメント(kN・m)

$r$  : 管厚中心半径(m)

$W_g$  : 管の自重(kN/m)

$Q$  : 外圧強さ(kN/m)

レベル1地震動・・・ひび割れ荷重

よって、外圧強さより求める管の抵抗モーメント $M_r$ は、次のようになる。

$$M_r = 0.318 Q \cdot r + 0.239 W_g \cdot r$$

$$= 0.318 \times 12.75 \times 0.13900 + 0.239 \times 0.590 \times 0.13900 = 0.58 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

(3)安全性の確認

地震時の照査結果を下表に示す。

荷重組み合わせケース	地震時に発生する最大曲げモーメントM(kN・m)	外圧強さより求める管の抵抗モーメント $M_r$ (kN・m)	安全率 F $M_r/M$	判定
地震時 = 常時+地震時増分	0.15	0.58	3.93	○

6-21路線

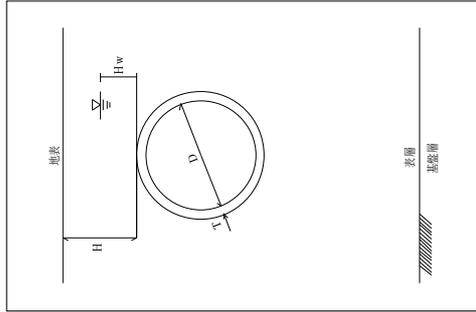
1 設計条件

適用基準 「下水道施設の耐震対策指針と解説 -2006年版-」 社団法人 日本下水道協会  
 参考文献 「下水道施設耐震計算例-管路施設編-2001年版」 社団法人 日本下水道協会

1-1 設計対象地震動

レベル2

1-2 管きよ材料・埋設状況



材料名 管種類	鉄筋コンクリート管 (A-1) B形 1種
呼び径 (内径)	D 250 (mm)
管厚	T 28.0 (mm)
外径	Bc 306.0 (mm)
管厚中心半径	r 139.00 (mm)
管の単位体積重量	$\gamma_c$ 24.50 (kN/m <sup>3</sup> )
管の自重	$W_g$ 0.590 (kN/m)
ひび割れ荷重	Q1 12.75 (kN/m)
破壊荷重	Q2 19.61 (kN/m)
ヤング係数	Ec 33000.0 (N/mm <sup>2</sup> )
せん断弾性係数	Gc 14347.8 (N/mm <sup>2</sup> )
土被り	H 1.980 (m)
地下水位の高さ	Hw -3.020 (m)
水の単位体積重量	W0 10.00 (kN/m <sup>3</sup> )

管きよ埋設周辺図

1-3 計算条件

- ・円形解析モデル節点分割数
  - ・荷重の載荷タイプ
  - ・地震時増分の支持条件
  - ・照査条件
- 24分割  
 部材長に載荷する  
 鉛直・水平方向モデル(節点ハネ・節点荷重)  
 せん断ハネ定数の算出式  $k_s = 0.3 k_b$   
 断面照査の安全係数 F' 1.00

常時荷重条件

- 鉛直土圧
- 底面地盤反力の作用位置
- 支承角
- 自重
- 地震時増分荷重条件
- 水平方向変位振幅
- 設計応答速度
- 表層地盤の固有周期
- 地盤の特性値
- 慣性力

直土圧

支承角内のみ

$\theta$  120 (度)

考慮しない

下水道協会の指針に示すグラフより算出

$T_s = 1.25 T_0$

せん断弾性波速度より算出

考慮しない

1-4 土質条件

- せん断弾性波速度
- 地盤反力係数の算出
- 変形係数 $\alpha$ の推定方法
- 標準貫入試験のN値より $E_0 = 2800N$ で推定した変形係数
- 換算載荷幅算出時の興行き長さ B 2.430 (m)
- 推定係数 $\alpha$  (地震時)

• 表層の土質条件-1

No.	深度 (m)	層厚 (m)	土質名	土の単重 (大気中) $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	土の単重 (水中) $\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> )	土の粘着力 c (kN/m <sup>2</sup> )	内部摩擦角 $\phi$ (度)	土圧係数 K
1	1.900	1.900	粘性土	15.50	6.50	30	0.0	1.000
2	5.700	3.800	砂質土	19.00	10.00	0	39.2	0.225
3	20.300	14.600	砂質土	19.00	10.00	0	42.4	0.195

• 表層の土質条件-2

No.	N値	せん断弾性波速度 $V_{s1}$ (m/s)	変形係数 $E_0$ (kN/m <sup>2</sup> )	地盤反力係数 (地震時) (kN/m <sup>2</sup> )
1	5.000	170.998	14000.0	21914
2	39.000	271.297	109200.0	170932
3	50.000	294.723	140000.0	219143

2 常時荷重の設定

2-1 鉛直土圧

鉛直土圧は、次式から求める。

$$W_v = \gamma \cdot h$$

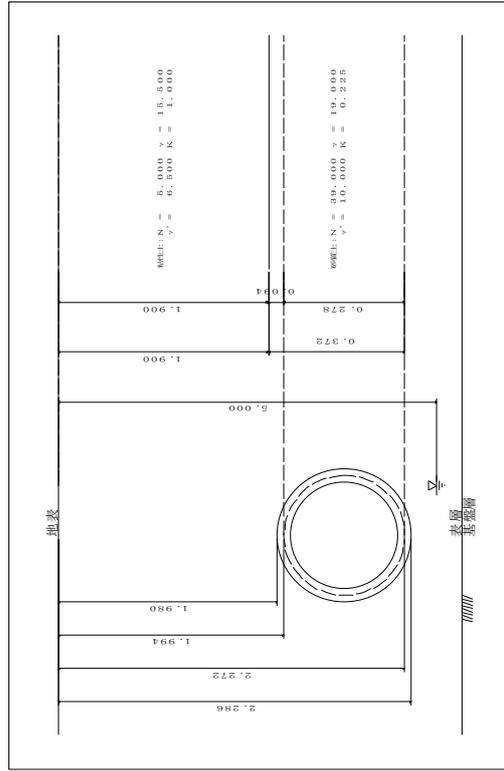
ここに、

$W_v$  : 鉛直土圧 (kN/m<sup>2</sup>)

$\gamma$  : 土の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

$h$  : 層厚 (m)

よって、鉛直土圧 $W_v$ は、下表のようになる。



管周辺の土質状況図

鉛直土圧

No.	深度 Z (m)	層厚 h (m)	土質名	土の単位体積重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	鉛直土圧 $W_v$ (kN/m <sup>2</sup> )
1	0.000 ~ 1.900	1.900	粘性土	15.50	29.45
2	1.900 ~ 1.980	0.080	砂質土	19.00	1.52
$\Sigma$	—	—	—	—	30.97

## 2-2 水平土圧

水平土圧は、次式から求める。

砂質土のとき

$$P_h = K (\Sigma \gamma \cdot h)$$

粘性土のとき

$$P_h = K (\Sigma \gamma \cdot h) - 2c\sqrt{K}$$

ここに、

$P_h$  : 地表からの深さZの点の管体側壁に加わる水平土圧 (kN/m<sup>2</sup>)

$K$  : 土圧係数

$\gamma$  : 土の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

$h$  : 層厚 (m)

$c$  : 土の粘着力 (kN/m<sup>2</sup>)

よって、水平土圧 $P_h$ は、下表のようになる。

水平土圧

No.	深度 Z (m)	層厚 h (m)	土質名	土の単位 体積重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	土圧係数 K	土の粘着力 $c$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\Sigma \gamma \cdot h$	水平土圧 $P_h$ (kN/m <sup>2</sup> )
1	0.000 ～ 1.900	1.900	粘性土	15.50	1.000	30	29.45	0.00
(管頂部)	1.900							0.00
2	1.994 ～ 1.994	0.094	砂質土	19.00	0.225	0	31.24	6.63
(管底部)	1.994							7.03
3	2.272 ～ 2.272	0.278	砂質土	19.00	0.225	0	36.52	8.22

## 2-3 底面地盤反力

底面地盤反力は、次式から求める。

$$W_r = \frac{W_v}{\sin\left(\frac{\theta}{2}\right)}$$

ここに、

$W_r$  : 底面地盤反力 (kN/m<sup>2</sup>)

$W_v$  : 鉛直土圧 (kN/m<sup>2</sup>)

$\theta$  : 基礎支承角 (度)

よって、底面地盤反力 $W_r$ は、次のようになる。

$$\begin{aligned} W_r &= \frac{W_v}{\sin\left(\frac{\theta}{2}\right)} \\ &= \frac{306.97}{\sin\left(\frac{120^\circ}{2}\right)} \\ &= 35.76 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

### 3 地震時増分荷重の設定

#### 3-1 耐震設計上の地盤種別

耐震設計上の地盤種別は、次式で算出される地盤の特性値 $T_e$ をもとに、下表により区分する。

$$T_e = 4 \sum_{i=1}^n \frac{H_i}{V_{Si}}$$

ここに、

$T_e$  : 地盤の特性値 (s)

$H_i$  :  $i$ 番目の地層の深さ (m)

$V_{Si}$  :  $i$ 番目の地層の平均せん断弾性波速度 (m/s)

ただし、実測値がない場合は次式から求める。

粘性土層の場合  $V_{Si} = 100N_i^{1/3}$  ( $1 \leq N_i \leq 25$ )

砂質土層の場合  $V_{Si} = 80N_i^{1/3}$  ( $1 \leq N_i \leq 50$ )

$N_i = 0$  の場合  $V_{Si} = 50$

$N_i$  : 標準貫入試験による $i$ 番目の地層の平均 $N$ 値

$i$  : 当該地盤が地表面から基礎面まで $n$ 層に区分されるとき、地表面から $i$ 番目の地層の番号。基礎面とは、粘性土層の場合は $N$ 値が25以上、砂質土層の場合は $N$ 値が50以上の地層の上面、もしくはせん断弾性波速度が300m/s程度以上の地層の上面をいう。

耐震設計上の地盤種別

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

ここで、設計条件の耐震設計上の地盤種別を判定すると、下表のようになる。

No.	土質名	層厚 $H_i$ (m)	$N$ 値	粘性土層 $V_{Si}$ $100N_i^{1/3}$ (m/s)	砂質土層 $V_{Si}$ $80N_i^{1/3}$ (m/s)	$H_i/N_{Si}$ (s)
1	粘性土	1.900	5.000	170.998	271.297	0.01111
2	砂質土	3.800	39.000	294.723	—	0.01401
3	砂質土	14.600	50.000	—	—	0.04954
$\Sigma$	—	—	—	—	—	0.07466

よって、地盤の特性値 $T_e$ は次のようになる。

$$T_e = 4 \sum_{i=1}^n \frac{H_i}{V_{Si}} = 4 \times 0.07466 = 0.299 \text{ (s)}$$

ゆえに、表層地盤の種別は **II種** とする。

#### 3-2 地盤の応答変位

応答変位法による耐震計算法では、地表面から深さ $Z$ における水平方向の変位振幅を次式により求める。

$$U_h(Z) = \frac{2}{\pi^2} \cdot S_v \cdot T_e \cdot \cos \frac{\pi \cdot Z}{2H}$$

ここに、

$U_h(Z)$  : 地表面からの深さ $Z$ (m)における水平方向の変位振幅 (m)

$S_v$  : 設計応答速度 (m/s)

$T_e$  : 表層地盤の固有周期 (s)

地盤の特性値 $T_e$ を基準として地震時に生じるせん断ひずみの大きさを考慮して、次の式で求める。

$$T_s = 1.25 T_e$$

$T_e$  : 地盤の特性値 (s)

$H$  : 表層地盤の厚さ (m)

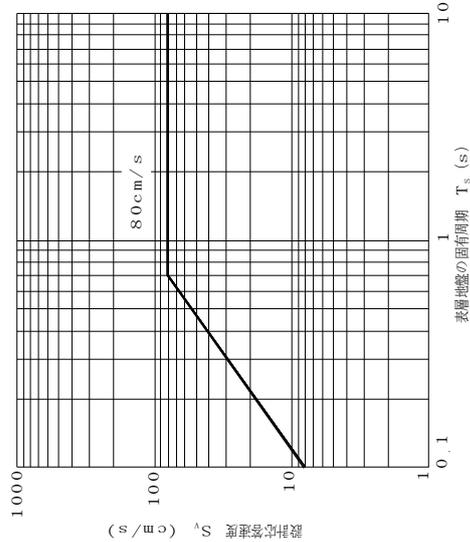
(1) 表層地盤の固有周期

表層地盤の固有周期 $T_{s1}$ は、次のようになる。

$$T_{s1} = 1.25 T_e = 1.25 \times 0.299 = 0.374 \text{ (s)}$$

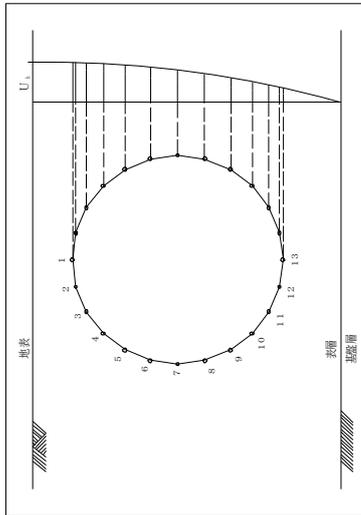
(2) 設計応答速度

地震動レベル2の設計応答速度 $S_v$ を下図から求めると、 $S_v = 0.38073$  (m/s)となる。



(3) 地盤の変位振幅の計算

応答変位による地盤の変位振幅値を下表に示す。



節点番号	深さ Z (m)	変位振幅 $U_h(Z)$ (m)
地表面	0.00000	0.028336
1	1.99400	0.028493
2	1.99874	0.028492
3	2.01262	0.028487
4	2.03471	0.028479
5	2.06350	0.028469
6	2.09702	0.028457
7	2.13300	0.028444
8	2.16898	0.028431
9	2.20250	0.028418
10	2.23129	0.028407
11	2.25338	0.028399
12	2.26726	0.028393
13	2.27200	0.028391
基礎面	20.30000	0.000000

3-3 地盤バネ定数の算出

(1) 水平方向地盤バネ定数

水平方向地盤バネ定数は、次式から求める。

$$k_{H1} = k_{H0} \cdot \left( \frac{B_h}{0.3} \right)^{-3/4}$$

ここに、

$k_{H1}$  : 水平方向地盤バネ定数 (kN/m<sup>2</sup>)

$k_{H0}$  : 直径0.3mの剛体円板による平板載荷試験の値に相当する水平方向地盤反力係数 (kN/m<sup>2</sup>)で、次式により求める。

$$k_{H0} = \frac{1}{0.3} \cdot \alpha \cdot E_0$$

$\alpha$  : 地盤反力係数の推定に用いる係数

ただし、応答変位法の場合に限り、地震時の推定係数を  $\alpha = 1$  とする。

$E_0$  : 標準貫入試験のN値より  $E_0=2800N$ で推定した変形係数 (kN/m<sup>2</sup>)

$B_h$  : 換算載荷幅 (m)

$$B_h = \sqrt{A_h}$$

$A_h$  : 水平方向の載荷面積 (m<sup>2</sup>) = 管厚中心直径 × 2.430

(2) せん断バネ定数

せん断バネ定数は、次式から求める。

$$k_{S1} = 0.3 \cdot k_{H1}$$

ここに、

$k_{S1}$  : 各層のせん断バネ定数 (kN/m<sup>3</sup>)

$k_{H1}$  : 各層の水平方向地盤バネ定数 (kN/m<sup>2</sup>)

(3) 解析モデルへの地盤バネの設定

管さよ埋設位置の水平方向地盤バネ定数及びせん断バネ定数は下表のようになる。

層番号	N値	$E_0$ ( $\text{kN}/\text{m}^2$ )	$k_{h0}$ ( $\text{kN}/\text{m}^2$ )	$B_h$ (m)	$k_{h1}$ ( $\text{kN}/\text{m}^2$ )	$k_{s1}$ ( $\text{kN}/\text{m}^2$ )
2	39.000	109200.0	36.4000	0.822	170932	51280

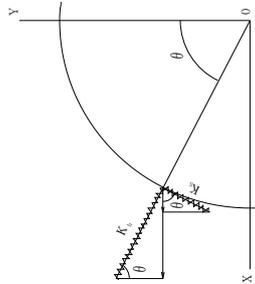
円形の地中構造物では、水平方向地盤バネ定数 $k_{hi}$  ( $\text{kN}/\text{m}^2$ )を法線方向バネ $k_{hi}$  ( $\text{kN}/\text{m}^2$ )、せん断地盤バネ定数 $k_{si}$  ( $\text{kN}/\text{m}^2$ )を接線バネ $k_{si}$  ( $\text{kN}/\text{m}^2$ )として定義する。

なお、円形解析モデルに作用する分布バネは、管の興行き(単位長さ=1.0m)を考慮して次のようになる。

$$K_{hi} = k_{hi} \times 1.0 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$K_{si} = k_{si} \times 1.0 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

ここで、法線方向地盤バネ定数 $k_{hi}$ 、接線方向地盤バネ定数 $k_{si}$ を下図のようにX・Y方向(水平・鉛直成分)に分解する。



$$\text{法線方向地盤バネ定数の水平成分 } K_{hxi} = K_{hi} \cdot \sin \theta$$

$$\text{法線方向地盤バネ定数の鉛直成分 } K_{hyi} = K_{hi} \cdot \cos \theta$$

$$\text{接線方向地盤バネ定数の水平成分 } K_{sxi} = K_{si} \cdot \cos \theta$$

$$\text{接線方向地盤バネ定数の鉛直成分 } K_{syi} = K_{si} \cdot \sin \theta$$

$\theta$ は、管頂からの各節点の角度とする。

よって、水平方向地盤バネ定数 $K_{xi}$ 、鉛直方向地盤バネ定数 $K_{yi}$ は、次式より算出する。

$$K_{xi} = |K_{hxi}| + |K_{sxi}|$$

$$K_{yi} = |K_{hyi}| + |K_{syi}|$$

以上から、各部分材の水平方向地盤バネ定数 $K_{xi}$ 、鉛直方向地盤バネ定数 $K_{yi}$ は、下表のようになる。

部材番号	$\theta$ (度)	法線方向地盤バネ定数 $K_{hi}$ ( $\text{kN}/\text{m}^2$ )	接線方向地盤バネ定数 $K_{si}$ ( $\text{kN}/\text{m}^2$ )	水平方向地盤バネ定数 $K_{xi}$ ( $\text{kN}/\text{m}^2$ )	鉛直方向地盤バネ定数 $K_{yi}$ ( $\text{kN}/\text{m}^2$ )
1	15.0	170932	51280	93773	178380
2	30.0	170932	51280	129876	173671
3	45.0	170932	51280	157128	157128
4	60.0	170932	51280	173671	129876
5	75.0	170932	51280	178380	93773
6	90.0	170932	51280	170932	51280
7	90.0	170932	51280	170932	51280
8	105.0	170932	51280	178380	93773
9	120.0	170932	51280	173671	129876
10	135.0	170932	51280	157128	157128
11	150.0	170932	51280	129876	173671
12	165.0	170932	51280	93773	178380

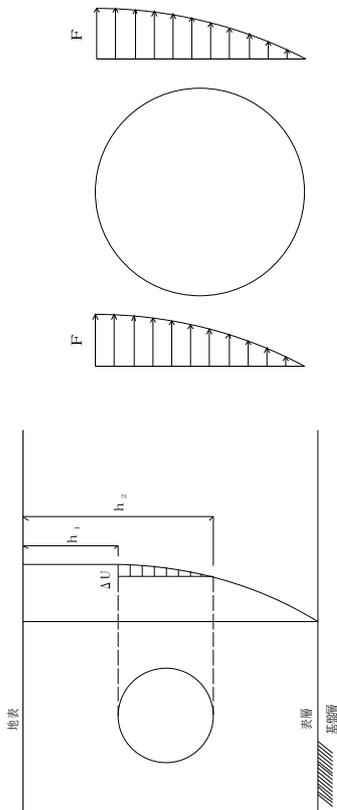
フレーム解析モデルに節点バネとして与える場合は、各部分材の部材長を水平方向地盤バネ定数 $K_{xi}$ 、鉛直方向地盤バネ定数 $K_{yi}$ に乗じて、部材両端にバネ定数( $\text{kN}/\text{m}$ )として振り分ける。

なお、各部分材の部材長は各節点間距離とし、等分割であることから全部材同値とする。

$$\text{部材長} = 0.03629 \text{ (m)}$$

### 3-4 地盤変位による地震水平力

応答変位法における地盤変位によって生じる地震水平力は、次のように作用させるものとする。



地盤の相対変位図

地震水平力

地震水平力 $F_i$ は、水平方向地盤バネ定数 $K_{si}$ に地盤の相対変位量 $\Delta U$ を乗じて算出する。

$$F_i = K_{si} \cdot \Delta U$$

ここに、

$F_i$  : 各節点における地震水平力 (kN/m)

$K_{si}$  : 水平方向の地盤バネ定数 (kN/m<sup>2</sup>)

$\Delta U$  : 相対変位量(m)で、次式から求める (地盤の相対変位図 参照)。

$$\Delta U = U_h(h_1) - U_h(h_2)$$

$U_h(h)$  : 水平方向変位振幅 (m)

$h_1$  : 地表面から各節点までの深さ (m)

$h_2$  : 地表面から管底までの深さ (m)

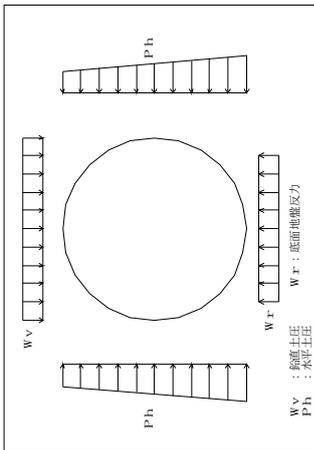
$\theta$  : 管頂からの各節点の角度 (度)

よって、各節点における地震水平力 $F_i$ は下表のようになる。

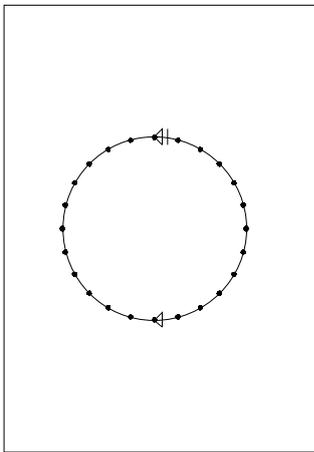
部材 番号	節点 番号	角度 $\theta$ (度)	深さ $Z$ (m)	変位振幅 $U_h(Z)$ (m)	相対変位 $\Delta U$ (m)	水平方向 地盤バネ定数 $K_{si}$ (kN/m <sup>2</sup> )	地震水平力 $F_i$ (kN/m)
1	1	0.0	1.99400	0.028493	0.000102	93773	9.57
2	2	15.0	1.99874	0.028492	0.000101	93773	9.47
3	3	30.0	1.99874	0.028492	0.000101	129876	13.12
4	4	45.0	2.01262	0.028487	0.000096	129876	12.47
5	5	60.0	2.03471	0.028487	0.000096	157128	15.08
6	6	75.0	2.03471	0.028479	0.000088	157128	13.83
7	7	90.0	2.06350	0.028469	0.000078	173671	15.28
8	8	105.0	2.06350	0.028469	0.000078	173671	13.91
9	9	120.0	2.09702	0.028457	0.000066	178380	11.77
10	10	135.0	2.09702	0.028457	0.000066	178380	11.28
11	11	150.0	2.13300	0.028444	0.000053	170932	9.06
12	12	165.0	2.13300	0.028444	0.000053	170932	9.06
13	13	180.0	2.16898	0.028431	0.000040	170932	6.84
14	14	105.0	2.16898	0.028431	0.000040	178380	7.14
15	15	120.0	2.20250	0.028418	0.000027	178380	4.82
16	16	135.0	2.20250	0.028418	0.000027	178380	4.69
17	17	150.0	2.23129	0.028407	0.000016	173671	2.78
18	18	165.0	2.23129	0.028407	0.000016	173671	2.51
19	19	180.0	2.25338	0.028399	0.000008	157128	1.26
20	20	150.0	2.25338	0.028399	0.000008	157128	1.04
21	21	165.0	2.26726	0.028393	0.000002	129876	0.26
22	22	180.0	2.26726	0.028393	0.000002	129876	0.19
23	23	180.0	2.27200	0.028391	0.000000	93773	0.00

フレーム解析モデルに節点荷重として与える場合は、各節点における地震水平力 $F_i$ に各部材の部材長を乗じて、部材両端に振り分けた節点荷重(kN)として解析する。

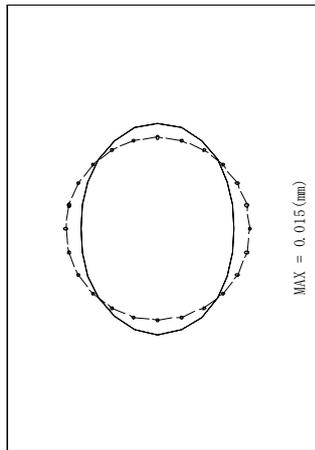
4 平面骨組解析の結果  
4-1 常時の断面力算定図



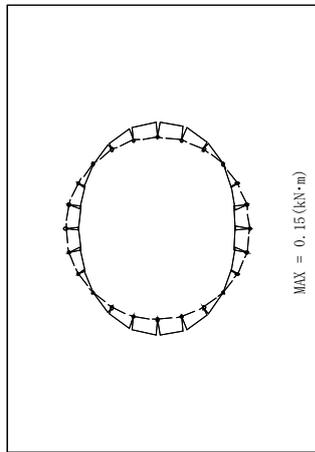
常時の荷重図



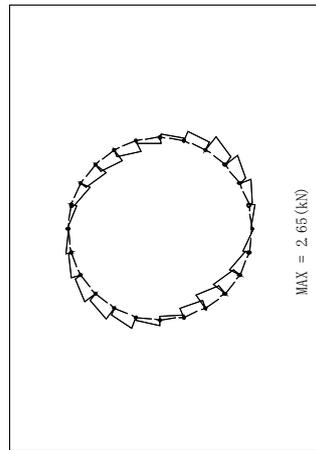
常時の支点条件図



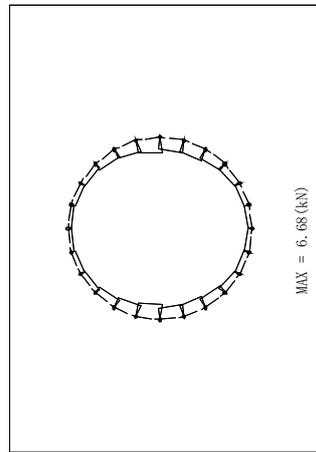
常時の変位図



常時のモーメント図

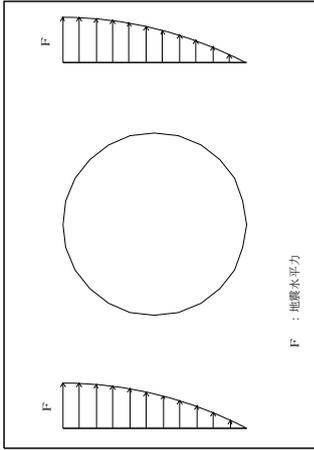


常時のせん断力図

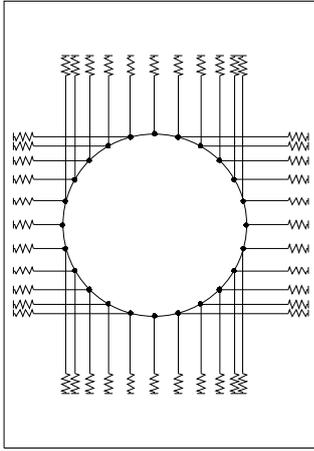


常時の軸力図

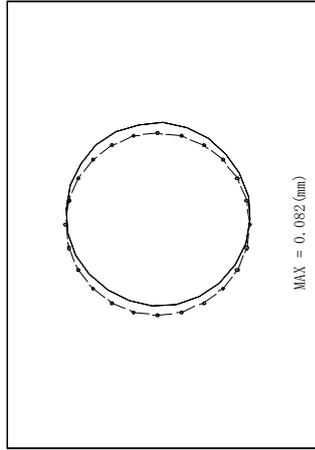
4-2 地震時増分の断面力算定図



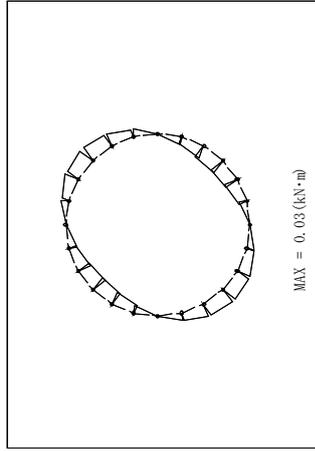
地震時増分の荷重図



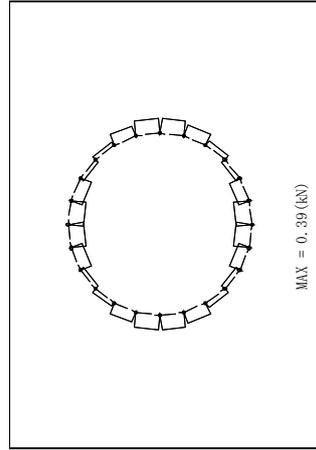
地震時増分の支点条件図



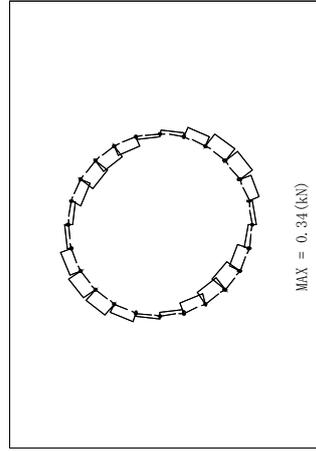
地震時増分の変位図



地震時増分のモーメント図

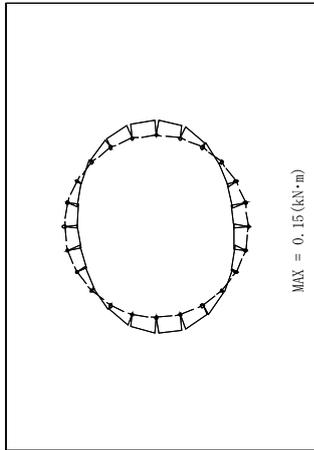
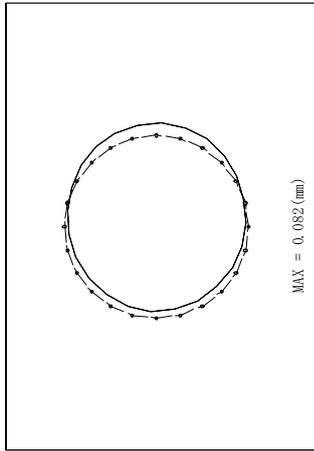


地震時増分のせん断力図



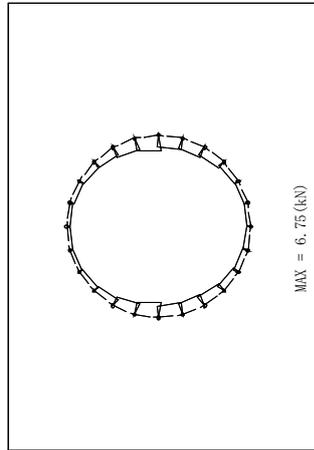
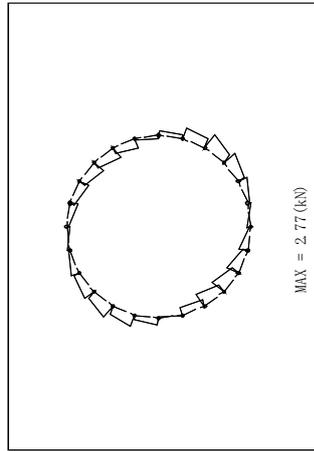
地震時増分の軸力図

4-3 地震時 = 常時 + 地震時増分の断面力算定図



地震時 = 常時 + 地震時増分の変位図

地震時 = 常時 + 地震時増分のモーメント図



地震時 = 常時 + 地震時増分のせん断力図

地震時 = 常時 + 地震時増分の軸力図

5 埋設管の耐力の算定と安全性の確認

(1) 荷重組み合わせケース別に発生する最大断面力  
平面骨組解析を実行した結果の集計を下表に示す。

基本荷重および荷重組み合わせケース	変位量 (mm)	モーメント M (kN・m)	せん断力 S (kN)	軸力 N (kN)
常時	0.015	0.15	2.65	6.68
地震時増分	0.082	0.03	0.39	0.34
地震時 = 常時 + 地震時増分	0.082	0.15	2.77	6.75

(2) 耐力の算定

埋設管の耐力の算定は、外圧強さより求める管の抵抗モーメント $M_r$ と発生曲げモーメント $M$ を比較する。

外圧強さより求める管の抵抗モーメント $M_r$ は、次式から求める。

$$M_r = 0.25 Q \cdot r + 0.165 W_g \cdot r$$

ここに、

$M_r$  : 外圧強さより求める管の抵抗モーメント (kN・m)

$r$  : 管厚中心半径 (m)

$W_g$  : 管の自重 (kN/m)

$Q$  : 外圧強さ (kN/m)

レベル2地震動・・・破壊荷重

よって、外圧強さより求める管の抵抗モーメント $M_r$ は、次のようになる。

$$M_r = 0.25 Q \cdot r + 0.165 W_g \cdot r$$

$$= 0.25 \times 19.61 \times 0.13900 + 0.165 \times 0.590 \times 0.13900 = 0.69 \text{ (kN・m)}$$

(3) 安全性の確認

地震時の照査結果を下表に示す。

荷重組み合わせケース	地震時に発生する最大曲げモーメント M (kN・m)	外圧強さより求める管の抵抗モーメント $M_r$ (kN・m)	安全率 F $M_r/M$	判定
地震時 = 常時 + 地震時増分	0.15	0.69	4.68	○

6-21路線v1

1 設計条件

適用基準 「下水道施設の耐震対策指針と解説 -2006年版-」 社団法人 日本下水道協会  
 参考文献 「下水道施設耐震計算例 -管路施設編-」 社団法人 日本下水道協会

(1) 設計対象地震動

レベル1 地域区分A

(2) 検討項目

- ・マンホールと管きよの接続部
  - 地震動による屈曲角と拔出し量
- ・管きよと管きよの継手部
  - 地震動による屈曲角と拔出し量

(3) 管きよ材料および埋設状況

材料名	鉄筋コンクリート管 (A-1) B形
呼び径	: 250
管厚	T : 28.0 (mm)
外径	D : 306.0 (mm)
有効長	l <sub>o</sub> : 2.000 (m)
最大曲げ角度	θ <sub>max</sub> : 3° 0' 0"
最大拔出し量	l <sub>max</sub> : 16.5 (mm)
管きよ布設深	h : 2.110 (m)
マンホール深	h' : 3.110 (m)

(4) 土質条件

- ・設計応答速度
  - 下水道協会の指針に示すグラフより算出
  - 任意入力

・地盤の特性値

- せん断弾性波速度 $v_s$ より算出
  - ・表層のせん断弾性波速度
    - N値より算出
    - 実測値
  - 任意入力

・表層地盤の固有周期

$T_s = 1.25T_c$

- ・地盤のせん断弾性波速度
  - 指定  $v_{ss}=300,000$  (m/s)とする。
  - N値より算出

・表層の土質条件

地点名: 28510043

	深度 (m)	層厚 H (m)	土質名	N値	せん断弾性波 速度 $v_s$ (m/s)	土の単位体積 重量 $\gamma_t$ (kN/m <sup>3</sup> )
1	1.900	1.900	粘性土	5.000	170.998	15.50
2	3.800	1.900	砂質土	30.000	271.297	19.00
3	14.600	10.800	砂質土	50.000	294.723	19.00

(5) 地盤条件

- ・屈曲角の計算に用いるせん断弾性波速度 表層地盤

2 地盤モデル

2-1 耐震設計上の地盤種別

耐震設計上の地盤種別は、次式で算出される地盤の特性値 $T_c$ をもとに区分する。

$$T_c = 4 \sum_{i=1}^n \frac{H_i}{V_{Si}}$$

ここに、

$T_c$  : 地盤の特性値 (s)

$H_i$  : i 番目の層厚 (m)

$V_{Si}$  : i 番目の地層の平均せん断弾性波速度 (m/s)

ただし、実測値がない場合は次式から求めても良い。

粘性土層の場合  $V_{Si} = 100N_i^{1/3}$  ( $1 \leq N_i \leq 25$ )

砂質土層の場合  $V_{Si} = 80N_i^{1/3}$  ( $1 \leq N_i \leq 50$ )

$N = 0$  の場合  $V_{Si} = 50$

$N_i$  : 標準貫入試験による i 番目の地層の平均 $N$ 値

i : 当該地盤が地表面から基礎面まで n 層に区分されるとき、地表面から i 番目の地層の番号

耐震設計上の地盤種別

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

ここで、設計条件の耐震設計上の地盤種別を判定すると、下表のようになる。

深度 (m)	土質名	層厚 $H_i$ (m)	N値	粘性土層 $V_{Si}$ ( $100N_i^{1/3}$ ) (m/s)	砂質土層 $V_{Si}$ ( $80N_i^{1/3}$ ) (m/s)	$H_i / V_{Si}$ (s)
1	粘性土	1.900	5.000	170.998	—	0.01111
2	砂質土	1.900	39.000	—	271.297	0.00700
3	砂質土	10.800	50.000	—	294.723	0.03664
$\Sigma$	—	—	—	—	—	0.05476

よって、地盤の特性値は次のようになる。

$$T_c = 4 \sum_{i=1}^n \frac{H_i}{V_{Si}} = 4 \times 0.05476 = 0.219 \text{ (s)}$$

ゆえに、表層地盤の種別は II種 とする。

2-2 地盤の応答変位

応答変位法による耐震計算法では、地表面から深さ $Z$ における水平方向の変位振幅を次式より求める。

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

ここに、

$U_h(Z)$  : 地表面からの深さ $Z$ (m)における水平方向の変位振幅 (m)

$S_v$  : 設計応答速度 (m/s)

$T_s$  : 表層地盤の固有周期 (s)

地盤の特性値 $T_c$ を基準として地震時に生じるせん断ひずみの大きさを考慮して、次の式で求める。

$$T_s = 1.25T_c$$

$T_c$  : 地盤の特性値 (s)

$H$  : 表層地盤の厚さ (m)

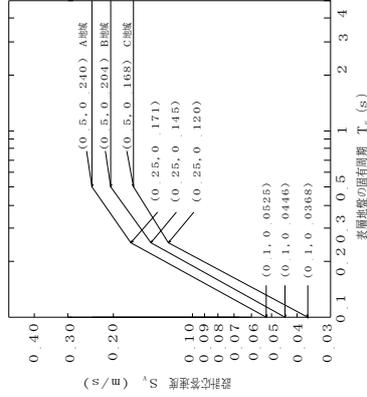
(1) 表層地盤の固有周期

表層地盤の固有周期は、次のようになる。

$$T_s = 1.25T_c = 1.25 \times 0.219 = 0.274 \text{ (s)}$$

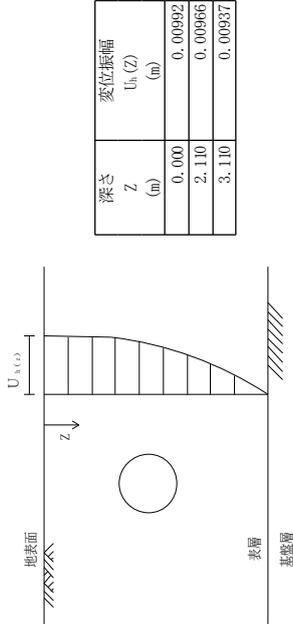
(2) 設計応答速度

地震動レベル1の設計応答速度 $S_v$ を次の図から求めると、 $S_{v1} = 0.17876$  (m/s) となる。



設計応答速度

(3) 地盤の変位振幅の計算



2-3 地震動の波長

地震動の波長λは、調和平均の考え方を採用し、次式より求める。

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

$$L_1 = V_{BS} \cdot T_s = 4H$$

$$L_2 = V_{BS} \cdot T_s$$

ここに、

- L : 地震動の波長 (m)
- T<sub>s</sub> : 表層地盤の固有周期 (s)
- V<sub>BS</sub> : 表層地盤のせん断弾性波速度 (m/s)
- H : 表層地盤の厚さ (m)

よって、

H	14,600 (m)
T <sub>s</sub>	0.274 (s)
V <sub>BS</sub>	300,000 (m/s)

$$V_{BS} = \frac{4H}{T_s} = \frac{4 \times 14,600}{0.274} = 213,333 \text{ (m/s)}$$

$$L_1 = V_{BS} \cdot T_s = 213,333 \times 0.274 = 58,400 \text{ (m)}$$

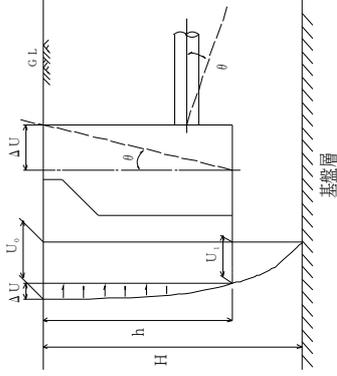
$$L_2 = V_{BS} \cdot T_s = 300,000 \times 0.274 = 82,125 \text{ (m)}$$

$$L = \frac{2L_1 \cdot L_2}{L_1 + L_2} = \frac{2 \times 58,400 \times 82,125}{58,400 + 82,125} = 68,260 \text{ (m)}$$

3 マンホールと本管の接続部

3-1 地震動の影響(屈曲角)

継手の屈曲角は、マンホールと本管の回転角と同値とみなし、図に示すように次式より求める。



マンホールと管きよ接続部の荷重図

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

ここに、

- θ : マンホールと本管の回転角(継手の屈曲角) (rad)
- h : マンホール深または管きよ布設深 (m)  
今回はマンホール深として計算する。
- ΔU : 地表面と深さhにおける水平方向変位振幅の差 (m)  
ΔU = U<sub>B</sub> - U<sub>i</sub>

よって、

h	3,110 (m)
U <sub>B</sub>	0.00992 (m)
U <sub>i</sub>	0.00937 (m)

$$\Delta U = U_B - U_i = 0.00992 - 0.00937 = 0.00055 \text{ (m)}$$

$$\theta = \tan^{-1} \left( \frac{\Delta U}{h} \right) = \tan^{-1} \left( \frac{0.00055}{3,110} \right) = 1.76883 \times 10^{-4} \text{ (rad)}$$

$$= 0^\circ \cdot 0' \cdot 36'' \cong \theta_{\text{min}} = 3^\circ \cdot 0' \cdot 0'' \dots \dots \dots <OK>$$

3-2 地震動の影響(抜出し量)

地震動による本管の抜出し量は、次式より求める。

$$\delta = \epsilon_{st} \cdot l_0$$

ここに、

$$\delta : \text{抜出し量 (m)}$$

$\epsilon_{st}$  : 地震動により地盤に生じるひずみ

$$\epsilon_{st} = \frac{\pi}{L} U_h(Z)$$

L : 地震動の波長 (m)

$U_h(Z)$  : 管きよ布設深度における水平方向変位振幅 (m)

$l_0$  : 管の有効長 (m)

よって、

L	68.260 (m)
$l_0$	2.000 (m)
$U_h(Z)$	0.00966 (m)

$$\epsilon_{st} = \frac{\pi}{L} U_h(z) = \frac{\pi}{68.260} \times 0.00966$$

$$= 4.4685 \times 10^{-4}$$

$$\delta = \epsilon_{st} \cdot l_0 = 4.4685 \times 10^{-4} \times 2.000$$

$$= 0.0009 \text{ (m)}$$

$$= 0.9 \text{ (mm)} \leq L_{max} = 16.5 \text{ (mm)} \dots\dots\dots <OK>$$

4 管きよと管きよの継手部

4-1 地震動の影響(屈曲角)

地震動による屈曲角は、次式より求める。

$$\theta = \left( \frac{2\pi}{T_s} \right)^2 \cdot \frac{U_h(Z)}{V_{rs}^2} \cdot l_0$$

ここに、

$\theta$  : 継手部の屈曲角 (rad)

$T_s$  : 表層地盤の固有周期 (s)

$U_h(Z)$  : 管きよ布設深度における水平方向地震振幅 (m)

$V_{rs}$  : 表層地盤のせん断弾性波速度 (m/s)

$l_0$  : 管の有効長 (m)

よって、

$T_s$	0.274 (s)
$U_h(Z)$	0.00966 (m)
$V_{rs}$	213.333 (m/s)
$l_0$	2.000 (m)

$$\theta = \left( \frac{2\pi}{T_s} \right)^2 \cdot \frac{U_h(Z)}{V_{rs}^2} \cdot l_0 = \left( \frac{2\pi}{0.274} \right)^2 \times \frac{0.00966}{213.333^2} \times 2.000$$

$$= 2.23682 \times 10^{-4} \text{ (rad)}$$

$$= 0^\circ 0' 46'' \leq \theta_{max} = 3^\circ 0' 0'' \dots\dots\dots <OK>$$

4-2 地震動の影響(抜出し量)

マンホールと本管の接続部、地震動の影響(抜出し量)の項参照。

6-21路線v2

1 設計条件

適用基準 「下水道施設の耐震対策指針と解説 -2006年版-」 社団法人 日本下水道協会  
 参考文献 「下水道施設耐震計算例 -管路施設編-」 社団法人 日本下水道協会

(1) 設計対象地震動  
 レベル2

(2) 検討項目

- ・マンホールと管きよの接続部
  - 地震動による屈曲角と拔出し量
- ・管きよと管きよの継手部
  - 地震動による屈曲角と拔出し量

(3) 管きよ材料および埋設状況

材料名	鉄筋コンクリート管 (A-1) B形
呼び径	: 250
管厚	T : 28.0 (mm)
外径	D : 306.0 (mm)
有効長	l <sub>o</sub> : 2.000 (m)
最大曲げ角度	θ <sub>max</sub> : 6° 0' 0"
最大拔出し量	l <sub>max</sub> : 33.0 (mm)
管きよ布設深	h : 2.110 (m)
マンホール深	h' : 3.110 (m)

(4) 土質条件

- ・設計応答速度
  - 下水道協会の指針に示すグラフより算出
  - 任意入力

・地盤の特性値

- せん断弾性波速度 $v_s$ より算出
  - ・表層のせん断弾性波速度
  - N値より算出
  - 実測値
  - 任意入力

・表層地盤の固有周期

$T_s = 1.25T_c$

- ・地盤のせん断弾性波速度
  - 指定  $v_{ss}=300,000$  (m/s)とする。
  - N値より算出

・表層の土質条件

地点名: 28510043

	深度 (m)	層厚 H (m)	土質名	N値	せん断弾性波 速度 $v_s$ (m/s)	土の単位体積 重量 $\gamma_t$ (kN/m <sup>3</sup> )
1	1.900	1.900	粘性土	5.000	170.998	15.50
2	3.800	1.900	砂質土	30.000	271.297	19.00
3	14.600	10.800	砂質土	50.000	294.723	19.00

(5) 地盤条件

- ・屈曲角の計算に用いるせん断弾性波速度 表層地盤

2 地盤モデル

2-1 耐震設計上の地盤種別

耐震設計上の地盤種別は、次式で算出される地盤の特性値 $T_c$ をもとに区分する。

$$T_c = 4 \sum_{i=1}^n \frac{H_i}{V_{Si}}$$

ここに、

$T_c$  : 地盤の特性値 (s)

$H_i$  : i 番目の層厚 (m)

$V_{Si}$  : i 番目の地層の平均せん断弾性波速度 (m/s)

ただし、実測値がない場合は次式から求めても良い。

粘性土層の場合  $V_{Si} = 100N_i^{1/3}$  ( $1 \leq N_i \leq 25$ )

砂質土層の場合  $V_{Si} = 80N_i^{1/3}$  ( $1 \leq N_i \leq 50$ )

$N = 0$  の場合  $V_{Si} = 50$

$N_i$  : 標準貫入試験による i 番目の地層の平均N値

i : 当該地盤が地表面から基礎面までn層に区分されるとき、地表面から i 番目の地層の番号

耐震設計上の地盤種別

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

ここで、設計条件の耐震設計上の地盤種別を判定すると、下表のようになる。

深度 (m)	土質名	層厚 $H_i$ (m)	N値	粘性土層 $V_{Si}$ ( $100N_i^{1/3}$ ) (m/s)	砂質土層 $V_{Si}$ ( $80N_i^{1/3}$ ) (m/s)	$H_i / V_{Si}$ (s)
1	粘性土	1.900	5.000	170.998	—	0.01111
2	砂質土	1.900	39.000	—	271.297	0.00700
3	砂質土	10.800	50.000	—	294.723	0.03664
$\Sigma$	—	—	—	—	—	0.05476

よって、地盤の特性値 $T_c$ は次のようになる。

$$T_c = 4 \sum_{i=1}^n \frac{H_i}{V_{Si}} = 4 \times 0.05476 = 0.219 \text{ (s)}$$

ゆえに、表層地盤の種別は II種 とする。

2-2 地盤の応答変位

応答変位法による耐震計算法では、地表面から深さZ(m)における水平方向の変位振幅を次式より求める。

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

ここに、

$U_h(Z)$  : 地表面からの深さZ(m)における水平方向の変位振幅 (m)

$S_v$  : 設計応答速度 (m/s)

$T_s$  : 表層地盤の固有周期 (s)

地盤の特性値 $T_c$ を基準として地震時に生じるせん断ひずみの大きさを考慮して、次の式で求める。

$$T_s = 1.25T_c$$

$T_c$  : 地盤の特性値 (s)

H : 表層地盤の厚さ (m)

(1) 表層地盤の固有周期

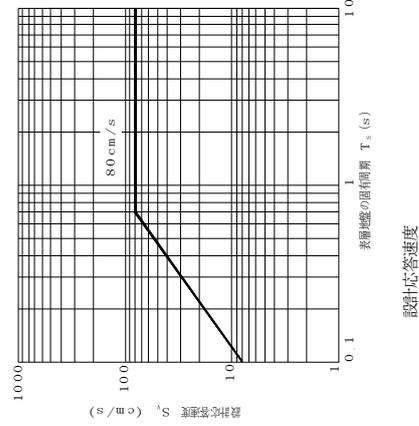
表層地盤の固有周期は、次のようになる。

$$T_s = 1.25T_c$$

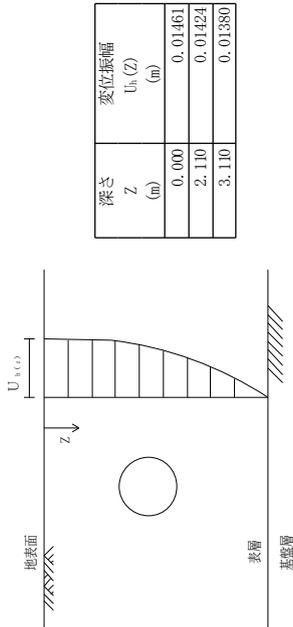
$$= 1.25 \times 0.219 = 0.274 \text{ (s)}$$

(2) 設計応答速度

地震動レベル2の設計応答速度 $S_v$ を次の図から求めると、 $S_v = 26.340$  (cm/s) = 0.26340 (m/s) となる。



(3) 地盤の変位振幅の計算



2-3 地震動の波長

地震動の波長λは、調和平均の考え方を採用し、次式より求める。

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

$$L_1 = V_{ss} \cdot T_s = 4H$$

$$L_2 = V_{bs} \cdot T_s$$

ここに、

- L : 地震動の波長 (m)
- T<sub>s</sub> : 表層地盤の固有周期 (s)
- V<sub>ss</sub> : 表層地盤のせん断弾性波速度 (m/s)
- V<sub>bs</sub> : 基礎のせん断弾性波速度 (m/s)
- H : 表層地盤の厚さ (m)

よって、

H	14.600 (m)
T <sub>s</sub>	0.274 (s)
V <sub>bs</sub>	300,000 (m/s)

$$V_{ss} = \frac{4H}{T_s} = \frac{4 \times 14.600}{0.274} = 213.333 \text{ (m/s)}$$

$$L_1 = V_{ss} \cdot T_s = 213.333 \times 0.274 = 58.400 \text{ (m)}$$

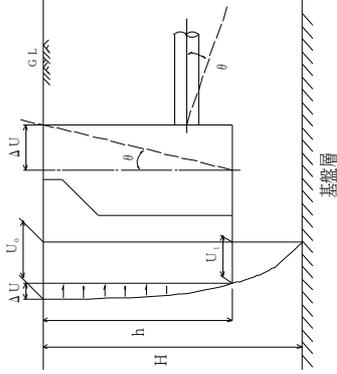
$$L_2 = V_{bs} \cdot T_s = 300.000 \times 0.274 = 82.125 \text{ (m)}$$

$$L = \frac{2L_1 \cdot L_2}{L_1 + L_2} = \frac{2 \times 58.400 \times 82.125}{58.400 + 82.125} = 68.260 \text{ (m)}$$

3 マンホールと本管の接続部

3-1 地震動の影響(屈曲角)

継手の屈曲角は、マンホールと本管の回転角と同値とみなし、図に示すように次式より求める。



マンホールと管きよ接続部の荷重図

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

ここに、

- θ : マンホールと本管の回転角(継手の屈曲角) (rad)
- h : マンホール深または管きよ布設深 (m)  
今回はマンホール深として計算する。
- ΔU : 地表面と深さhにおける水平方向変位振幅の差 (m)  
ΔU = U<sub>s</sub> - U<sub>i</sub>

よって、

h	3.110 (m)
U <sub>s</sub>	0.01461 (m)
U <sub>i</sub>	0.01380 (m)

$$\Delta U = U_s - U_i = 0.01461 - 0.01380 = 0.00081 \text{ (m)}$$

$$\theta = \tan^{-1} \left( \frac{\Delta U}{h} \right) = \tan^{-1} \left( \frac{0.00081}{3.110} \right) = 2.60557 \times 10^{-4} \text{ (rad)}$$

$$= 0^\circ 0' 54'' \cong \theta_{\text{max}} = 6^\circ 0' 0'' \dots \dots \dots <OK>$$

3-2 地震動の影響(抜出し量)

地震動による本管の抜出し量は、次式より求める。

$$\delta = \epsilon_{st} \cdot l_0$$

ここに、

$$\delta : \text{抜出し量 (m)}$$

$\epsilon_{st}$  : 地震動により地盤に生じるひずみ

$$\epsilon_{st} = \frac{\pi}{L} U_h(Z)$$

L : 地震動の波長 (m)

$U_h(Z)$  : 管きよ布設深度の水平方向変位振幅 (m)

$l_0$  : 管の有効長 (m)

よって、

L	68.260 (m)
$l_0$	2.000 (m)
$U_h(Z)$	0.01424 (m)

$$\epsilon_{st} = \frac{\pi}{L} U_h(z) = \frac{\pi}{68.260} \times 0.01424$$

$$= 6.58225 \times 10^{-4}$$

$$\delta = \epsilon_{st} \cdot l_0 = 6.58225 \times 10^{-4} \times 2.000$$

$$= 0.0013 \text{ (m)}$$

$$= 1.3 \text{ (mm)} \leq L_{max} = 33.0 \text{ (mm)} \dots\dots\dots <OK>$$

4 管きよと管きよの継手部

4-1 地震動の影響(屈曲角)

地震動による屈曲角は、次式より求める。

$$\theta = \left( \frac{2\pi}{T_s} \right)^2 \cdot \frac{U_h(Z)}{V_{RS}^2} \cdot l_0$$

ここに、

$\theta$  : 継手部の屈曲角 (rad)

$T_s$  : 表層地盤の固有周期 (s)

$U_h(Z)$  : 管きよ布設深度における水平方向地盤振幅 (m)

$V_{RS}$  : 表層地盤のせん断弾性波速度 (m/s)

$l_0$  : 管の有効長 (m)

よって、

$T_s$	0.274 (s)
$U_h(Z)$	0.01424 (m)
$V_{RS}$	213.333 (m/s)
$l_0$	2.000 (m)

$$\theta = \left( \frac{2\pi}{T_s} \right)^2 \cdot \frac{U_h(Z)}{V_{RS}^2} \cdot l_0 = \left( \frac{2\pi}{0.274} \right)^2 \times \frac{0.01424}{213.333^2} \times 2.000$$

$$= 3.29586 \times 10^{-4} \text{ (rad)}$$

$$= 0^\circ 1' 8'' \leq \theta_{max} = 6^\circ 0' 0'' \dots\dots\dots <OK>$$

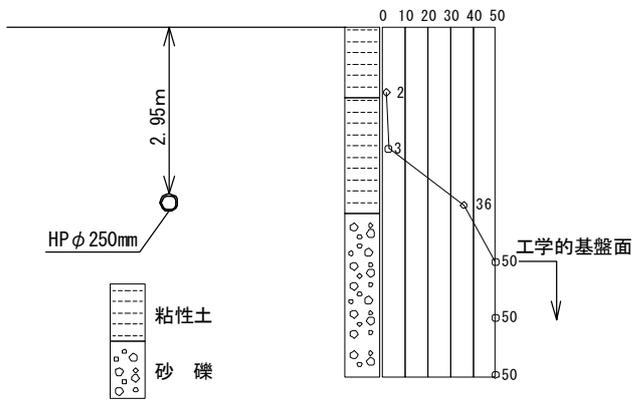
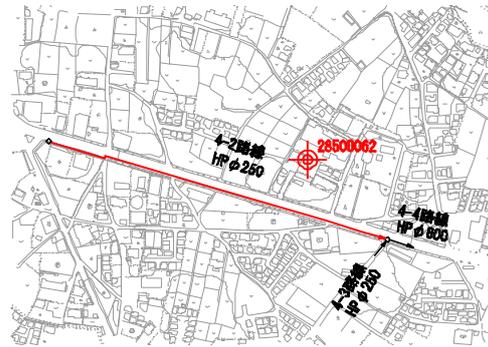
4-2 地震動の影響(抜出し量)

マンホールと本管の接続部、地震動の影響(抜出し量)の項参照。

表15 診断概要及び診断結果

② ボーリングNo28520062

諸 元	
耐震診断箇所	4-2路線
管種・管径	HP φ 250mm
平均土被り	2.95m



4-2路線耐震箇所位置図

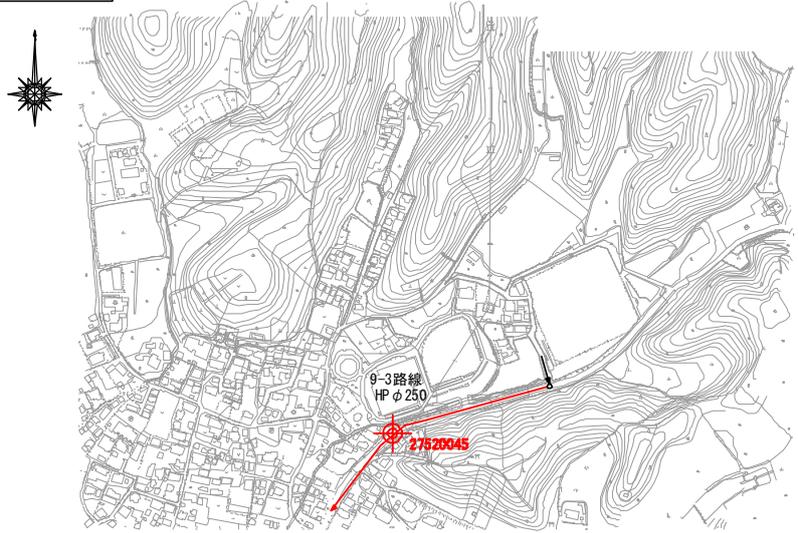
耐震診断断面図

耐 震 診 断 結 果			
鉛直断面の強度	Lv1	許容値：0.76kN・m 計算値：0.28kN・m	○
	Lv2	許容値：0.90kN・m 計算値：0.28kN・m	○
マンホールと管きよの継手	Lv1	許容値：3° 0' 00'' 計算値：0° 0' 46''	○
		許容値：16.5mm 計算値：0.5mm	○
	Lv2	許容値：6° 0' 00'' 計算値：0° 1' 7''	○
		許容値：33.0mm 計算値：0.7mm	○
管きよと管きよの継手	Lv1	許容値：3° 0' 00'' 計算値：0° 0' 53''	○
		許容値：16.5mm 計算値：0.5mm	○
	Lv2	許容値：6° 0' 00'' 計算値：0° 1' 18''	○
		許容値：33.0mm 計算値：0.7mm	○

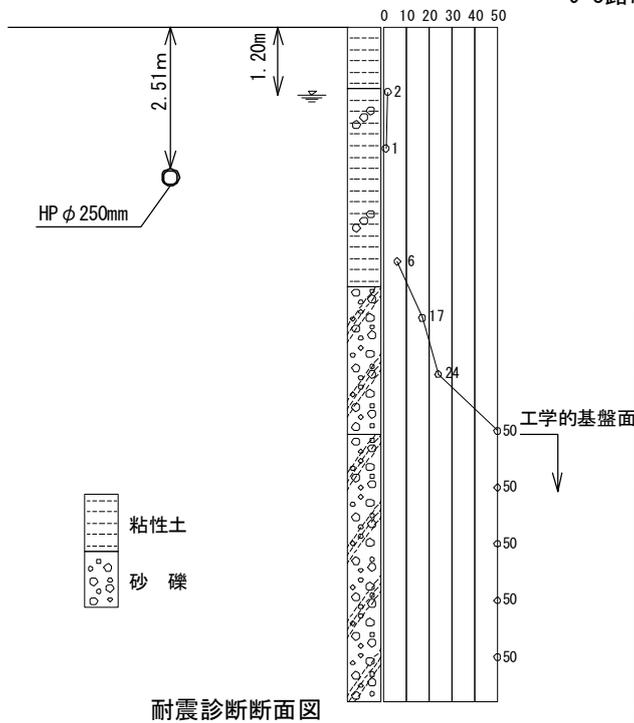
表15 診断概要及び診断結果

③ ボーリングNo27520045

諸 元	
耐震診断箇所	9-3路線
管種・管径	HP φ 250mm
平均土被り	2.51m



9-3路線耐震箇所位置図



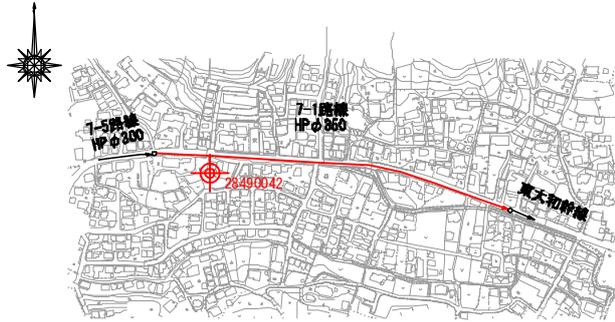
耐震診断断面図

耐震診断結果			
鉛直断面の強度	Lv1	許容値: 0.76kN・m 計算値: 0.17kN・m	○
	Lv2	許容値: 0.90kN・m 計算値: 0.17kN・m	○
マンホールと管きよの継手	Lv1	許容値: 3° 0' 00"	○
		計算値: 0° 1' 7"	○
	Lv2	許容値: 16.5mm	○
		計算値: 1.0mm	○
管きよと管きよの継手	Lv1	許容値: 3° 0' 00"	○
		計算値: 0° 1' 11"	○
	Lv2	許容値: 16.5mm	○
		計算値: 1.0mm	○

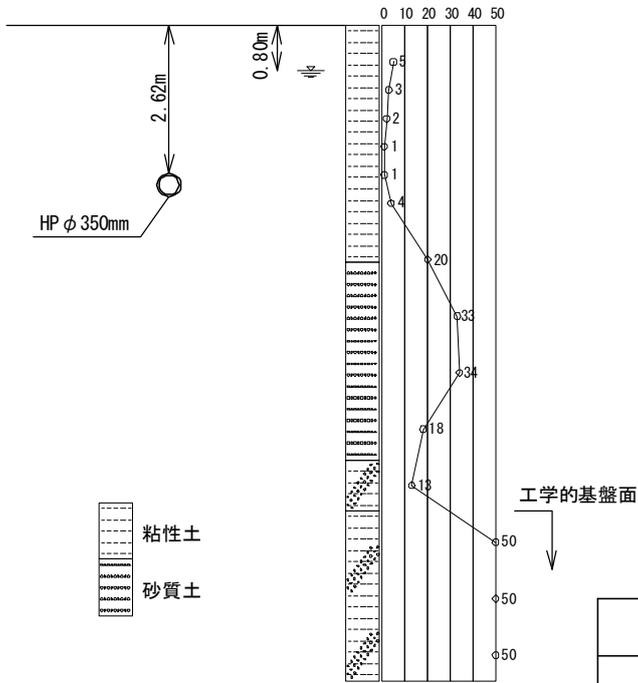
表15 診断概要及び診断結果

④ ボーリングNo28490042

諸 元	
耐震診断箇所	7-1路線
管種・管径	HP φ 350mm
平均土被り	2.62m



7-1路線耐震箇所位置図



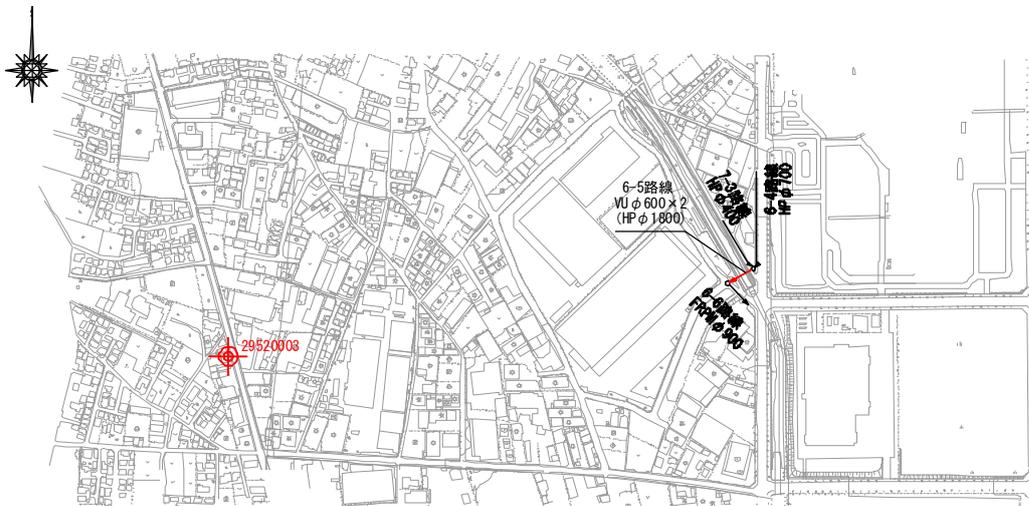
耐震診断断面図

耐震診断結果		
鉛直断面の強度	Lv1	許容値：0.29kN・m 計算値：1.23kN・m ○
	Lv2	許容値：0.29kN・m 計算値：1.43kN・m ○
マンホールと管きよの継手	Lv1	許容値：2° 15' 00'' 計算値：0° 1' 3'' ○
		許容値：14.5mm 計算値：0.9mm ○
	Lv2	許容値：4° 30' 00'' 計算値：0° 1' 28'' ○
		許容値：29.0mm 計算値：1.3mm ○
管きよと管きよの継手	Lv1	許容値：2° 15' 00'' 計算値：0° 1' 3'' ○
		許容値：14.5mm 計算値：0.9mm ○
	Lv2	許容値：4° 30' 00'' 計算値：0° 1' 28'' ○
		許容値：29.0mm 計算値：1.3mm ○

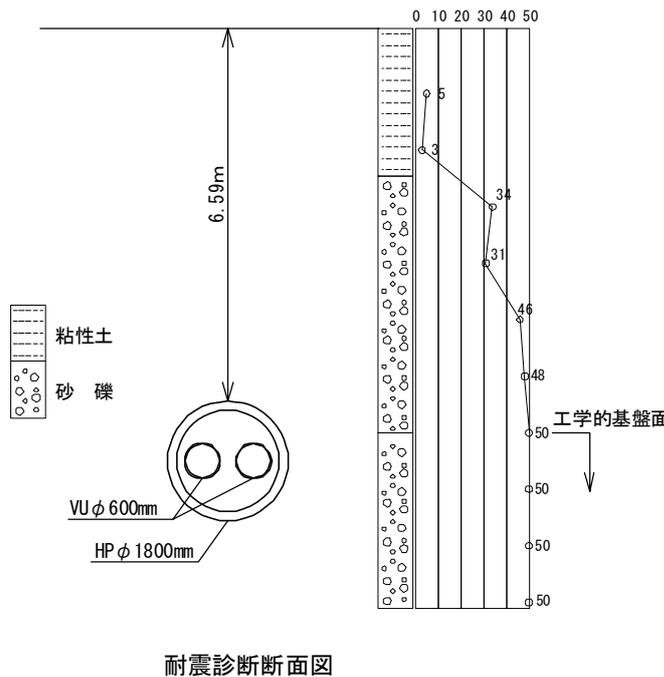
表15 診断概要及び診断結果

⑤ ボーリングNo29520003

諸 元	
耐震診断箇所	6-5路線
管種・管径	VU φ 600mm×2条 さや管HP φ 1800mm
平均土被り	6.59m



6-5路線耐震箇所位置図



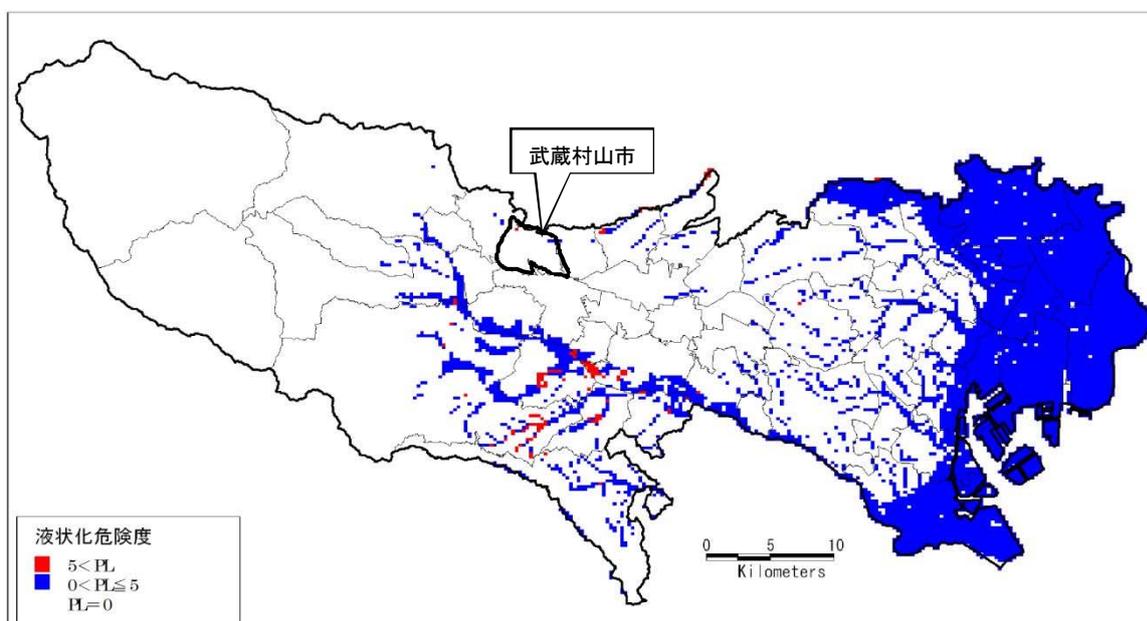
耐震診断断面図

耐震診断結果			
鉛直断面の強度	Lv1	許容値: 22.96kN・m 計算値: 10.19kN・m	○
	Lv2	許容値: 36.65kN・m 計算値: 12.96kN・m	○
マンホールと管きよの継手	Lv1	許容値: 0° 49' 00" 計算値: 0° 1' 54"	○
	Lv2	許容値: 30.0mm 計算値: 0.4mm	○
管きよと管きよの継手	Lv1	許容値: 1° 38' 00" 計算値: 0° 2' 40"	○
	Lv2	許容値: 60.0mm 計算値: 0.5mm	○

### (3) 液状化の検討

#### 1) 周辺地盤の液状化検討

武蔵村山市は、「首都直下地震動による東京の被害想定報告書」にも示されているとおり、想定地震動である立川断層による液状化の危険性が低いと報告されている。



図表 立川断層帯地震(M7.4)

(出典：首都直下地震等による東京の被害想定報告書)

※PL 値とは、ある地点の液状化の可能性を総合的に判断したものであり、各土層の液状化強度を深さ方向に重み付けして足し合わせた値をいう。

- 5 < PL : 液状化発生の可能性がある。
- 0 < PL ≤ 5 : 液状化発生の可能性が低い。
- PL = 0 : 液状化発生の危険性がない。

液状化危険度の判定でPL値が5.0を超える箇所は、液状化発生の可能性がある。武蔵村山市では、北西部で一部5.0を超えている箇所があるが(図17)、それ以外はPL値が0であり、液状化の危険性がない。

液状化の判定箇所図を図17に示す。

PL値が5 < PL<sub>L</sub>となっている地区の既存ボーリング資料No.27520041(図17)に基づいて液状化の判定を行う。

本診断では、武蔵村山市を500mメッシュで分割し、東京都土木技術支援・人材育成センターが公表しているボーリングデータを参考に液状化の判定を行うこととする。

液状化の判定は、平成24年度に改定された「道路橋示方書・同解説V耐震設計編」に準じて行う。

### ①液状化判定計算について

液状化が生じる可能性がある土層に対しては、液状化に対する抵抗率 $F_L$ をレベル1地震動及レベル2地震動のそれぞれに対して算出し、この値が1.0以下の土層については液状化が生じると判定する。

$$F_L=R/L$$

$F_L$ ：液状化に対する抵抗率

R：動的せん断強度比

L：地震時せん断応力比

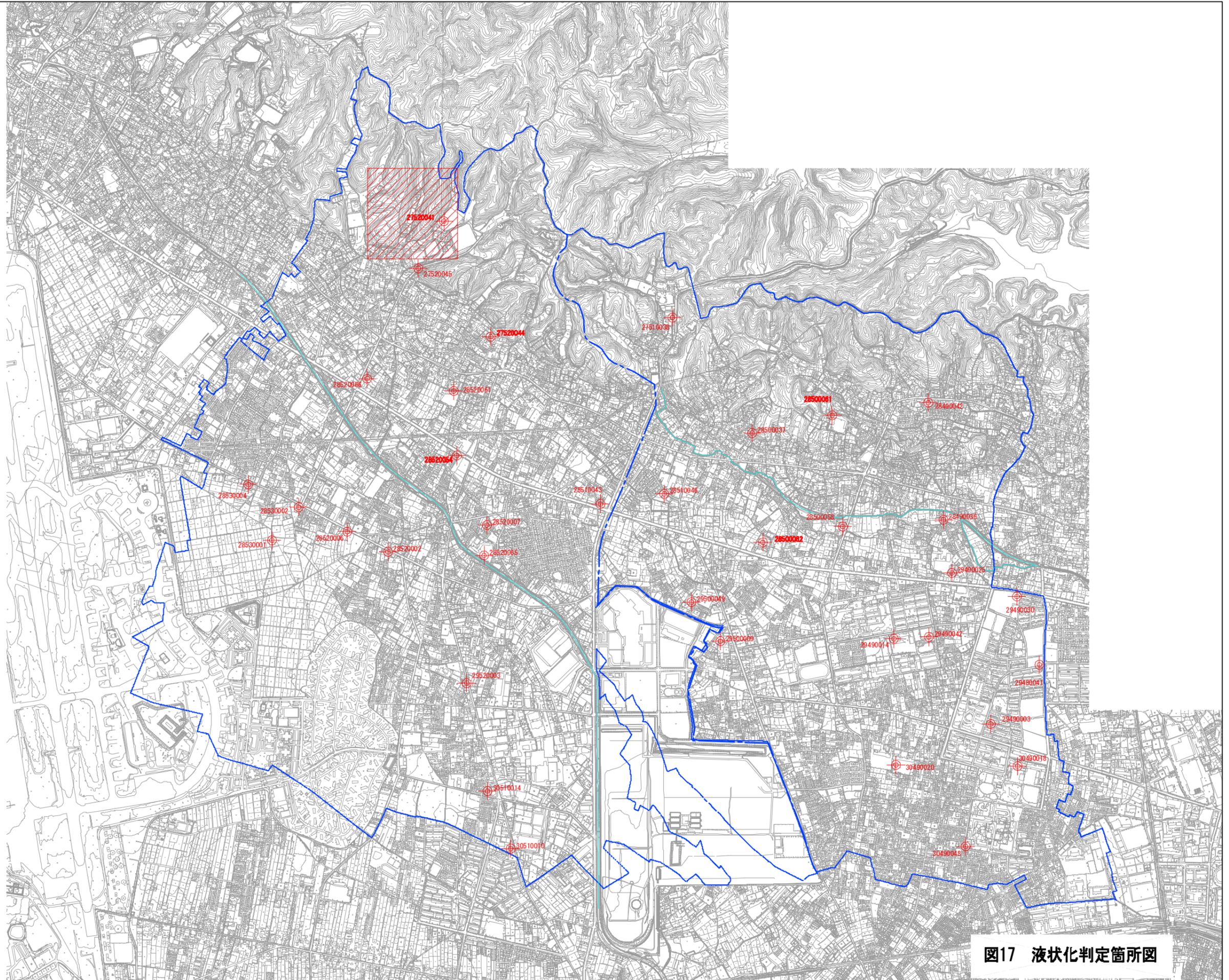
出典：道路橋示方書・同解説V耐震設計編 公益社団法人日本道路協会

$F_L$ 値とは、液状化安全率と呼ばれ、せん断強度を地震時のせん断応力で除した値のことをいう。 $F_L$ 値が1.0以上で安全と判定する。

### ②液状化判定計算結果について

液状化に対する抵抗率 $F_L$ の判定結果を表16に示す。

計算の結果、 $F_L$ 値が1以下となる層があり、部分的に液状化する判定となった。



凡 例	
	$5 < PL$
	$0 < PL \leq 5$
	$PL = 0$

凡 例	
	行政界
	処理分区界
	ボーリング位置図

図17 液状化判定箇所図



③液状化による管路施設への影響について

液状化が想定された層より上部に管路が埋設されていることから、管きよ及びマンホール施設は液状化の影響を受けて浮上が発生する可能性がある。このため、管きよ及びマンホール浮上の検討を行うものとした。

④浮上判定計算結果について

液状化に伴う管きよ及びマンホール浮上の可能性は低いことが確認できた。

管きよ及びマンホール浮上の計算結果を表 17、表 18 に示す。

表17 管きよの判定表

主題						
設計条件	接合方法	――				
	設計対象地震動	レベル2				
	表層	地点名				
		層厚	H(m)	11.950		
		特性値	$T_G$ (s)	0.229		
		種別	II種			
		固有周期	$T_S$ (s)	0.286		
		設計応答速度	$S_v$ (m/s)	0.27769		
		せん断弾性波速度	$V_{DS}$ (m/s)	166.987		
		調和平均波長	L(m)	61.415		
		土の換算単位体積重量	$\gamma_{teq}$ (kN/m <sup>3</sup> )	――		
		基盤	せん断弾性波速度	$V_{BS}$ (m/s)	300.000	
	材料	材料名	鉄筋コンクリート管 (A-1) B形			
		呼び径		250		
		管厚	T(mm)	28.0		
		外径	D(mm)	306.0		
		ヤング係数	E(N/mm <sup>2</sup> )	――		
		液状化地盤の最大摩擦力	$\tau'$ (N/mm <sup>2</sup> )	――		
		圧縮強度	$\sigma_a$ (N/mm <sup>2</sup> )	――		
		埋設条件	管きよ布設深度	h(m)	2.630	
マンホール深			h'(m)	3.630		
マンホールスパン長			L <sub>0</sub> (m)	37.540		
地盤の沈下量	h <sub>0</sub> (m)		0.150			
応答変位	深さ	地表面	U <sub>0</sub> (m)	0.01611		
		管きよ布設深	U <sub>1</sub> (m)	0.01515		
		マンホール深	U <sub>2</sub> (m)	0.01431		
マンホールと管きよの接続部	条件	有効長	l <sub>0</sub> (m)	2.000		
		最大曲げ角度	$\theta_{max}$ (度)	6° 11' 0"		
		最大拔出し量	L <sub>max</sub> (mm)	33.0		
	急曲線	拔出し量	$\delta$ (mm)	――		
		控除後の最大拔出し量	L <sub>max'</sub> (mm)	――		
	地震動	屈曲角	$\theta$ (度)	0° 1' 42"	○	
		拔出し量	$\delta$ (mm)	1.6	○	
	液状化	永久ひずみ	$\epsilon_g$ (%)	――		
		拔出し量	$\delta$ (mm)	――		
		圧縮応力	$\sigma$ (N/mm <sup>2</sup> )	――		
	沈下	拔出し量	$\delta$ (mm)	――		
		傾斜地	永久ひずみ	$\epsilon_g$ (%)	――	
			拔出し量	$\delta$ (mm)	――	
	硬軟急変部	硬軟急変部に生じるひずみ	$\epsilon_{gd2}$ (%)	――		
		拔出し量	$\delta$ (mm)	――		
	管きよと管きよの継手部	条件	有効長	l <sub>0</sub> (m)	2.000	
			最大曲げ角度	$\theta_{max}$ (度)	6° 11' 0"	
			最大拔出し量	L <sub>max</sub> (mm)	33.0	
		急曲線	拔出し量	$\delta$ (mm)	――	
			控除後の最大拔出し量	L <sub>max'</sub> (mm)	――	
地震動		屈曲角	$\theta$ (度)	0° 1' 48"	○	
		拔出し量	$\delta$ (mm)	1.6	○	
液状化		永久ひずみ	$\epsilon_g$ (%)	――		
		拔出し量	$\delta$ (mm)	――		
地盤沈下		屈曲角	$\theta$ (度)	0° 5' 51"	○	
		拔出し量	$\delta$ (mm)	0.2	○	
傾斜地		永久ひずみ	$\epsilon_g$ (%)	――		
		拔出し量	$\delta$ (mm)	――		
硬軟急変部		硬軟急変部に生じるひずみ	$\epsilon_{gd2}$ (%)	――		
		拔出し量	$\delta$ (mm)	――		
浅層		基盤傾斜角	$\theta$ (度)	――		
不整形地盤		基盤傾斜角によるひずみ	$\epsilon_{G3}$ (%)	――		
		拔出し量	$\delta$ (mm)	――		

表18 マンホール浮上判定表

ボーリング番号	27520041	人孔号数	組立1号
---------	----------	------	------

1. 設計条件

人孔寸法及び組合せ

人孔深さ	m	3.080
人孔内径	m	0.90
側壁厚	m	0.075
人孔外径	m	1.05
ふた・受枠	m	0.11
調整モルタル	m	0.040
調整リング	m	0.10
斜壁(1号)	m	0.60
直壁(1号)	m	0.60
管取付壁(1号)	m	1.80
底版(1号)	m	0.13
インバート	m <sup>3</sup>	0.18
躯体設置高		3.38

地下水位

GL-1.80

地下水位以下の躯体高さ

管取付壁(1号)	m	1.45
底版(1号)	m	0.13

単位体積重量

液状化した泥土の単位体積重量	18 kN/m <sup>3</sup>
無筋コンクリート	23 kN/m <sup>3</sup>
水の単位体積重量	10 kN/m <sup>3</sup>

安全率

①常時の計算	1.20
②地震時の計算	1.00

2. 浮力抵抗力(W)の計算

ふた・受枠	kN	0.80
調整リング	kN	0.59
斜壁(1号)	kN	4.19
直壁(1号)	kN	3.35
管取付壁(1号)	kN	10.10
底版(1号)	kN	2.49
インバート	kN	4.14
合計	kN	25.66

・・・0.18×23

3. 浮力(U)の計算

管取付壁(1号)	kN	1.26
底版(1号)	kN	0.12
人孔体積計	kN	1.38
浮力(U1)(常時)	kN	13.80
浮力(U2)(地震時)	kN	24.84

・・・1.05<sup>2</sup>×π/4×1.45

・・・1.10<sup>2</sup>×π/4×0.13

・・・1.38×10

・・・1.38×18

4. 浮力の判定

		浮き上がりの判定	
浮力抵抗力(W)	kN	25.66	
浮力(U1)(常時)	kN	13.80	
浮力(U2)(地震時)	kN	24.84	
安全率(常時)	kN	1.86	≥1.20 OK
安全率(地震時)	kN	1.03	≥1.00 OK

## 2) 埋戻し土の液状化検討

周辺地盤が非液状化地盤であっても、砂など液状化しやすい埋戻し土での地下水位が高くなることが予想される場合には、埋戻し土の液状化が生じる可能性がある。このため、液状化の被害を防止するためには、埋戻し土の液状化の可能性についても判定する必要がある。

耐震指針では、これまでの被害事例から、以下の条件全てに該当する場合、埋戻し土の液状化による被害の可能性があるとして報告されている。

- ①地下水位が高い場合（G. L. -3m 以浅）
- ②埋設深度が深い場合（管渠布設位置 G. L. -2m 以深かつ地下水位以下）
- ③周辺地盤が軟弱な場合（緩い砂地盤（概ね N 値 15 以下）、軟弱粘性土地盤（概ね N 値 7 以下）等）
- ④砂など液状化しやすい埋戻し材料を使用する場合

（出典：下水道施設の耐震対策指針と解説 2014 年版 （社）日本下水道協会）

武蔵村山市では、都道の埋戻しを砂で実施しているが上記枠内の「③周辺地盤が軟弱な場合」に該当するボーリングデータは、「No. 28490042」のみである。（図 18）

このボーリングデータに基づき、液状化判定を行う。

### ①液状化判定

表 19 に埋戻し土による液状化判定結果を示す。

表 19 埋戻し土による液状化判定表

ボーリング No	地下 水位	① 地下 水位	② 埋設 深度	③ 軟弱 地盤	④ 砂等の 埋戻し	液状化 判定
28490042	GL-0.80m	○	○	○	○	可能性 あり

液状化判定の結果、上記 4 条件全てに該当するため、液状化判定を行う。

### ②液状化判定計算結果について

液状化に対する抵抗値  $F_L$  の判定結果を表 20 に示す。

計算の結果、 $F_L$  値が 1 以上となり、液状化の可能性がない結果となった。

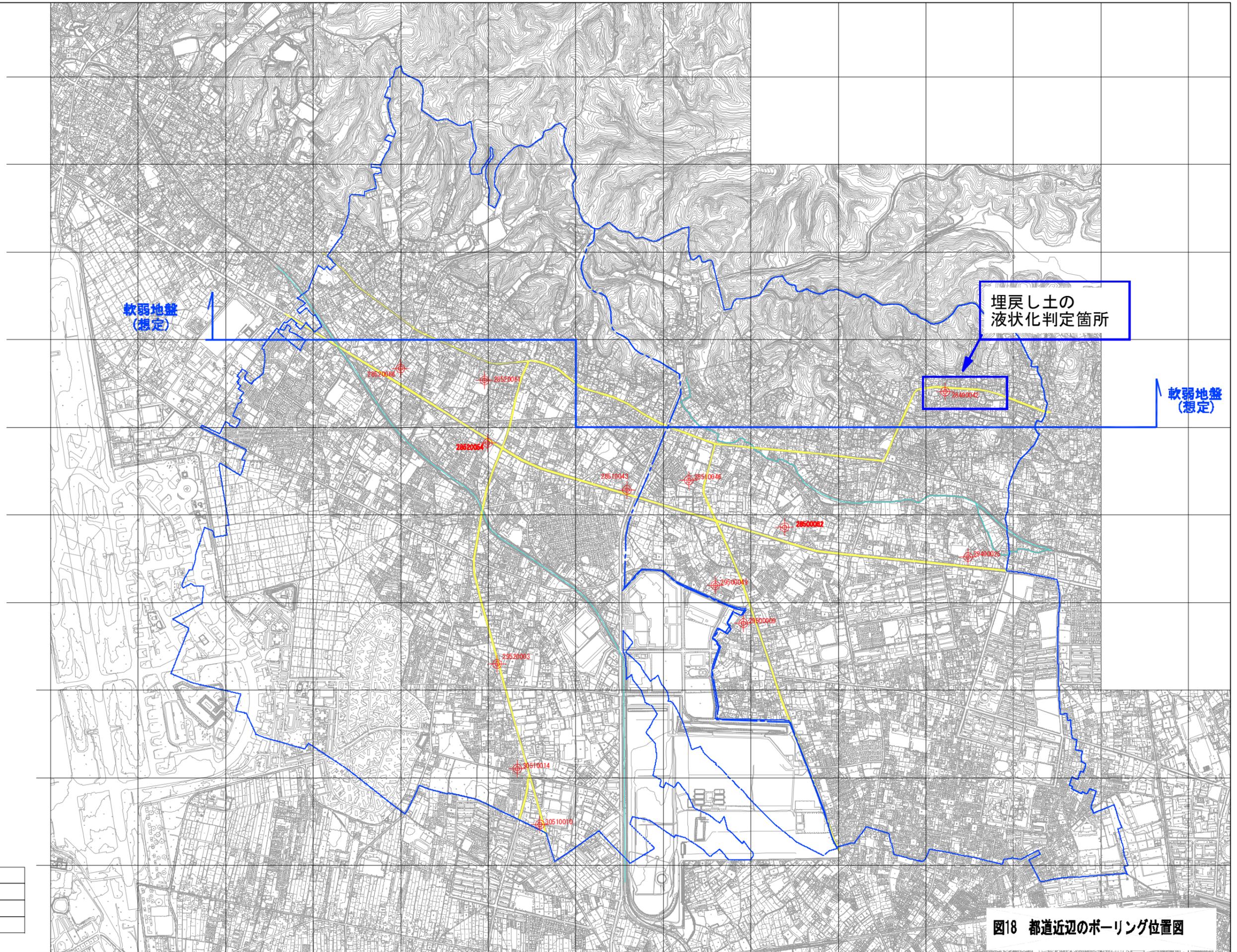


図18 都道近辺のボーリング位置図

表20 液状化の判定結果(ボーリングNo. 28490042)

主題 28490042(埋戻し)

ボーリング名 28490042

地表面標高 GL 110.530 m 対象外深度 0.000 m 地域区分 A 設計水平震度(レベル1) 0.150 沈下量(レベル1) 0.000 m

地下水位 0.800 m 最浅N値深度 0.650 m 地盤種別 II種地盤 設計水平震度(レベル2) 0.700 沈下量(レベル2) 0.000 m

深度 GL-m	層厚 m	土質名	$\gamma_{t1}$ kN/m <sup>3</sup>	$\gamma_{t2}$ kN/m <sup>3</sup>	$\gamma'_{t2}$ kN/m <sup>3</sup>	FC %	D <sub>50</sub> mm	計算深度 m	N 値 d=2.62m					$\sigma_v$ kN/m <sup>2</sup>	$\sigma'_v$ kN/m <sup>2</sup>	R <sub>L</sub>	r <sub>d</sub>	レベル1					レベル2								
									10	20	30	40	50					c <sub>w</sub>	R	L	F <sub>L</sub>		平均F <sub>L</sub>	判定	c <sub>w</sub>	R	L	F <sub>L</sub>		平均F <sub>L</sub>	判定
																					1	2						1	2		
0.800	0.800	砂質土	17.50	19.50	9.50	30.00	0.150	0.800	8	10	10	10	10	11.375	11.375	0.7248	0.988	1.000	0.7248	0.147	4.8909	3.4908	—	—	2.000	1.4497	0.692	2.0961	1.4961	—	—
1.150								1.150	10	10	10	10	20.825	17.325	0.6188	0.975	1.000	0.6188	0.203	2.5354	2.0397	5.8244	—	—	2.000	1.0274	0.946	1.0866	1.0866	—	—
1.650								1.650	10	10	10	10	30.575	22.075	0.5137	0.968	1.000	0.5137	0.218	1.7479	1.3634	—	—	2.000	0.8902	1.018	0.7445	0.7445	—	—	
2.150								2.150	10	10	10	10	40.325	26.825	0.4451	0.960	1.000	0.4451	0.228	—	—	—	—	2.000	0.7936	1.066	0.6313	0.6313	—	—	
2.650								2.650	10	10	10	10	50.075	31.575	0.3993	0.953	1.000	0.3993	0.235	—	—	—	—	1.988	0.6934	1.098	—	—	—	—	
3.150								3.150	10	10	10	10	59.825	36.325	0.3680	0.937	1.000	0.3680	0.243	—	—	—	—	1.884	0.6313	1.098	—	—	—	—	
4.200	3.400	砂質土	17.50	19.50	9.50	30.00	0.150	4.200	30	33	33	33	80.800	46.800	0.2679	0.885	1.000	0.2679	0.248	106.0084	106.0084	5.8244	—	—	2.000	1.1357	1.136	1.9376	1.863795	2.4869	○
5.150								5.150	33	33	33	33	98.825	55.325	0.1923	0.923	1.000	0.1923	0.247	282.3689	282.3689	—	—	2.000	1.397253	1.154	1.211010	1.211010	—	—	
6.150								6.150	33	33	33	33	118.325	64.825	0.1422	0.908	1.000	0.1422	0.249	220.1763	220.1763	—	—	2.000	1.094440	1.160	0.943613	0.943613	—	—	
7.150								7.150	18	18	18	18	137.825	74.325	0.0897	0.893	1.000	0.0897	0.248	3.6121	3.6121	—	—	2.000	1.7939	1.159	1.3481	1.3481	—	—	
7.700	3.500	砂質土	17.50	19.50	9.50	30.00	0.150	7.700	13	13	13	13	148.550	79.550	0.0765	0.885	1.000	0.0765	0.248	3.0697	3.0697	2.016843	○	2.000	1.5211	1.156	1.3156	1.3156	86.4361	○	
8.600	0.900	粘性土	16.00	18.00	8.00	65.00	0.040	8.600	13	13	13	13	156.650	83.150	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
9.150								9.150	50	50	50	50	164.750	86.750	0.5665380	0.871	1.000	0.5665380	0.248	10843.8529	10843.8529	—	—	2.000	1.330761	1.158	4433.0801	4433.0801	—	—	
10.150								10.150	50	50	50	50	174.650	91.150	0.2379421	0.863	1.000	0.2379421	0.248	9025.2801	9025.2801	—	—	2.000	1.758843	1.157	3867.9774	3867.9774	—	—	
11.150	2.550	砂質土	16.00	18.00	8.00	65.00	0.040	11.150	50	50	50	50	192.650	99.150	0.7592011	0.848	1.000	0.7592011	0.247	7120.0020	7120.0020	—	—	2.000	1.5184022	1.153	3951.4296	3951.4296	—	—	
													210.650	107.150	0.3967378	0.833	1.000	0.3967378	0.246	587.7392	587.7392	765.8915	○	2.000	2.7934756	1.146	2437.6023	2437.6023	328.2394	○	

判定 ○: 非液状化層 ×: 液状化層

$\gamma_{t1}$  : 地下水位面より浅い位置での土の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)  
 $\gamma_{t2}$  : 地下水位面より深い位置での土の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)  
 $\gamma'_{t2}$  : 地下水位面より深い位置での土の有効単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)  
 FC : 細粒分含有率(粒径75μ m以下の土粒子の通過質量百分率) (%)  
 D<sub>50</sub> : 平均粒径 (mm)  
 $\sigma_v$  : 全上載圧 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $\sigma'_v$  : 有効上載圧 (kN/m<sup>2</sup>)

R<sub>L</sub> : 繰返し三軸強度比  
 r<sub>d</sub> : 地震時せん断応力比の深さ方向の低減係数  
 c<sub>w</sub> : 地震動特性による補正係数  
 R : 動的せん断強度比  
 L : 地震時せん断応力比  
 F<sub>L</sub> : 液状化に対する抵抗率

液状化の判定結果を示す。

埋戻し土での液状化判定を行った結果、液状化の可能性がない。

#### 4-3-4 耐震診断のまとめ

重要な路線等の選定及び耐震結果より、下記のフローに示すとおり、武蔵村山市の管きよについては、耐震性能を有していることが確認された。

