

3. 設計例

3.1 液状化の判定計算

対象管路の周辺で採取した土質柱状図、各層ごとの土質試験結果などを基に、現地盤の液状化の判定の要否を判断し、必要な場合は F_L 値法により判定する。

【解説】

これまでの地震における管路被害の分析結果によると、亀裂、崩壊、液状化による側方流動等の大きな地盤変状の発生したところで被害が多発することが明らかになっている。

ここでは、2.3(2)に示した F_L 値法により、対象管路周辺の現地盤の液状化を判定する。

(1) 液状化の判定を行う必要がある土層

構造物の基礎地盤の砂質土層が、以下の 3 つの条件すべてに該当する場合には、地震時に液状化が生じる可能性があるとしてされている。

- ①地下水位が現地盤面から 10m 以内にあり、かつ現地盤面から 20m 以内の深さに存在する飽和土層
- ②細粒分含有率 FC が 35% 以下の土層、または FC が 35% を超えても塑性指数 I_p が 15 以下の土層
- ③平均粒径 D_{50} が 10mm 以下で、かつ 10% 粒径 D_{10} が 1mm 以下である土層

(2) 計算方法

F_L 値法による液状化判定について、設計基準の該当箇所 (p.360-362) を引用すると下記のとおりである。

液状化判定の検討は、レベル 1 地震動及びレベル 2 地震動に対し行うものとする。
また、液状化の判定には、通常標準貫入試験が実施された深度において F_L 値が得られるが土層ごとに平均的な F_L 値にて実施する。

$$F_L = R/L \quad \dots\dots\dots (3.1.1)$$

$$R = c_w R_L \quad \dots\dots\dots (3.1.2)$$

$$L = \gamma_d k_{hg} \sigma_v / \sigma'_v \quad \dots\dots\dots (3.1.3)$$

$$\gamma_d = 1.0 - 0.015x \quad \dots\dots\dots (3.1.4)$$

$$\sigma_v = \gamma_{t1} h_w + \gamma_{t2} (x - h_w) \quad \dots\dots\dots (3.1.5)$$

$$\sigma'_v = \gamma_{t1} h_w + \gamma'_{t2} (x - h_w) \quad \dots\dots\dots (3.1.6)$$

(タイプ I の地震動の場合)

$$c_w = 1.0 \quad \dots\dots\dots (3.1.7)$$

(タイプ II の地震動の場合)

$$c_w = \begin{cases} 1.0 & (R_L \leq 0.1) \\ 3.3R_L + 0.67 & (0.1 < R_L \leq 0.4) \\ 2.0 & (0.4 < R_L) \end{cases} \quad \dots\dots\dots (3.1.8)$$

ここに、 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
 c_w : 地震動特性による補正係数
 レベル 1 地震動の場合の c_w は、タイプ I の地震動の値を用いてよい。
 R_L : 繰り返し三軸強度比
 γ_d : 地震時せん断応力比の深さ方向の低減係数
 k_{hg} : 液状化の判定に用いる地盤面における設計水平震度
 レベル 2 (タイプ II)
 I 種地盤 : $k_{hg} = 0.8 \times C_Z$
 II 種地盤 : $k_{hg} = 0.7 \times C_Z$
 III 種地盤 : $k_{hg} = 0.6 \times C_Z$
 レベル 1 : $k_{hg} = 0.15 \times C_Z$
 σ_v : 全上載圧 (kN/m²)
 σ'_v : 有効上載圧 (kN/m²)
 x : 地表面からの深さ (m)
 γ_{i1} : 地下水位面より浅い位置での土の単位体積重量 (kN/m³)
 γ_{i2} : 地下水位面より深い位置での土の単位体積重量 (kN/m³)
 γ'_{i2} : 地下水位面より深い位置での土の有効単位体積重量 (kN/m³)
 h_w : 地下水位の深さ (m)
 C_Z : 地域別補正係数 (表 3.1 参照)
 地盤種別は、設計基準 (p.337-340) による。

表 3.1 地域別補正係数 C_Z

地域区分	地域別補正係数 C_Z
A	1.0
B	0.85
C	0.7

・繰り返し三軸強度比

繰り返し三軸強度比 R_L は式 (3.1.9) により算出するものとする。

$$R_L = \begin{cases} 0.0882\sqrt{N_a/1.7} & (N_a < 14) \\ 0.0882\sqrt{N_a/1.7} + 1.6 \times 10^{-6} \cdot (N_a - 14)^{4.5} & (14 \leq N_a) \end{cases} \dots\dots (3.1.9)$$

ここで、

<砂質土の場合>

$$N_a = c_1 \cdot N_1 + c_2 \dots\dots\dots (3.1.10)$$

$$N_1 = 170N / (\sigma'_v + 70) \dots\dots\dots (3.1.11)$$

$$c_1 = \begin{cases} 1 & (0\% \leq FC < 10\%) \\ (FC + 40)/50 & (10\% \leq FC < 60\%) \dots\dots\dots (3.1.12) \\ FC/20-1 & (60\% \leq FC) \end{cases}$$

$$c_2 = \begin{cases} 0 & (0\% \leq FC < 10\%) \\ (FC - 10)/18 & (10\% \leq FC) \dots\dots\dots (3.1.13) \end{cases}$$

<礫質土の場合>

$$N_a = \{1 - 0.36 \log_{10}(D_{50} / 2)\} N_1 \dots\dots\dots (3.1.14)$$

ここに、 R_L : 繰り返し三軸強度比

N : 標準貫入試験から得られる N 値

N_1 : 有効上載圧 100kN/m^2 相当に換算した N 値

N_a : 粒度の影響を考慮した補正 N 値

c_1 、 c_2 : 細粒分含有率による N 値の補正係数

FC : 細粒分含有率 (%) (粒径 $75\mu\text{m}$ 以下の土粒子の通過質量百分率)

D_{50} : 平均粒径 (mm)

表 3.2 各層の土質試験結果

試料番号 (深さ m)		1-1 (1.15~1.45m)	1-2 (3.00~3.80m)	1-3 (9.15~9.45m)
地質記号		As1	Ac	As2
一般	湿潤密度 ρ_t g/cm ³		1.463	
	乾燥密度 ρ_d g/cm ³		0.743	
	土粒子の密度 ρ_s g/cm ³	2.713	2.594	2.661
	自然含水比 W_n %	29.9	93.7	34.8
	間隙比 e		2.497	
	飽和度 S_r %		100.9	
粒度	石分 75mm以上 %	0.0	0.0	0.0
	礫分 2~75mm %	0.1	1.1	0.0
	砂分 0.0075~2mm %	93.9	10.4	93.9
	シルト分 0.005~0.075mm %	6.0	58.8	6.1
	粘土分 0.005mm未満 %		29.7	
	最大粒径 mm	4.75	4.75	2.00
	均等係数 U_c	1.95	—	1.55
	D_{20} mm	0.168	0.00265	0.131
コンシステンスンシー特性	液性限界 W_L %		94.8	
	塑性限界 W_P %		47.2	
	塑性指数 I_p		47.6	
分類	分類名	細粒分まじり砂	砂まじり 火山灰質粘性土	細粒分まじり砂
	分類記号	(S-F)	(VH2-S)	(S-F)
圧密	圧縮指数 C_c			
	圧密降伏応力 P_c kN/m ²			
一軸圧縮	一軸圧縮強さ q_u kN/m ²			
	破壊ひずみ ϵ_f			
	E_{50} MN/m ²			
せん断	試験条件		UU(三軸)	
	全応力	c kN/m ²	16.2	
		ϕ^*	0.4	
	有効応力	c kN/m ²		
		ϕ^*		

(4) 計算結果

液状化判定結果を表 3.3 に示す。

As1 層の F_L 値は 0.441、As2 層の F_L 値は 0.403 となり、ともに 1.0 を下回っている。両層の自然含水比 ω_n は表 3.2 によると 30%前後を示しており、いずれも地下水位以下にあることから飽和地盤とみなすと液状化の危険性があると判定される。

また、両層の均等係数 U_c はともに 2 以下と非常に小さい（均等な）値であり、この点からも液状化の危険性が高いと考えられる。

表 3.3 現地盤の液状化判定結果

重要度区分			A種	A種	備 考
地震動のレベル			レベル2	レベル2	
土質区分			As1	As2	
液状化に対する抵抗率	F_L		0.441	0.403	$F_L \leq 1$ で液状化
動的せん断強度比	R		0.361	0.405	
地震動特性による補正係数	c_w		1.476	1.539	タイプ II の場合
繰り返し三軸強度比	R_L		0.244	0.263	
地震時せん断応力比	L		0.819	1.005	
地震時せん断応力比の深さ方向の低減係数	γ_d		0.9745	0.865	
液状化判定に用いる地盤面における設計水平震度	k_{hg}		0.6	0.6	III種地盤の場合
全上載圧	σ_v	kN/m ²	29.75	168.45	
有効上載圧	σ'_v	kN/m ²	21.25	86.95	
地表面からの深さ	x	m	1.7	9.0	
地下水位の深さ	h_w	m	0.85	0.85	
地下水位より浅い位置での土の単位体積重量	γ_{t1}	kN/m ³	16	16	
地下水位より深い位置での土の単位体積重量	γ_{t2}	kN/m ³	19	19	
地下水位より深い位置での土の有効単位体積重量	γ'_{t2}	kN/m ³	9	9	
地域別補正係数	C_z		1.0	1.0	地域区分 A の場合
標準貫入試験から得られるN値 <砂質土の場合の N_a >	N		7	14	
粒度の影響を考慮した修正N値	N_a		13.04	15.16	
有効上載圧100kN/m ² 相当に換算したN値	N_1		13.04	15.16	
細粒分含有率によるN値の補正係数	c_1		1	1	
細粒分含有率によるN値の補正係数	c_2		0	0	
細粒分含有率(粒径75 μ m以下の質量百分率) <礫質土の場合の N_a >	FC	%	6	6	
粒度の影響を考慮した修正N値	N_a				
平均粒径	D_{50}	mm			

3.2 管路耐震化範囲の計算

対象管路の設計条件をもとに、屈曲部のスラスト計算（常時）、屈曲部の許容変位の計算（地震時）を行い、対策範囲を定める。

3.2.1 計算事例1（片側5本の場合）

1) 設計条件

- | | |
|--------------------|---|
| (1) 管種・呼び径 | : GX形ダクタイル鉄管・φ200 |
| (2) 直管の管長 | : 5.0m |
| (3) 屈曲部の角度 | : $\theta = 78.75^\circ (45^\circ + 22^\circ 1/2 + 11^\circ 1/4)$ |
| (4) 耐震管の使用本数 | : 曲管片側に各5本（両端の2.5m短管を含む） |
| 耐震管のうち剛構造継手 | : 曲管前後の各1箇所 |
| (5) 継手の許容伸出し量 | : 100mm（伸び量100mm／縮み量10mm） |
| (6) 設計水圧 | : $p = 1.0\text{MPa}$ |
| (7) 土被り | : $h = 1.5\text{m}$ |
| (8) 土の内部摩擦角 | : $\phi = 30.0^\circ$ |
| (9) 地盤反力係数 | : $k = 3000\text{ kN/m}^3$ |
| (10) 管と土との摩擦係数 | : $\mu = 0.5$ |
| (11) 土の単位体積重量 | : $\gamma_s = 16\text{ kN/m}^3$ |
| (12) ダクタイル鑄鉄の弾性係数 | : $E = 160000000\text{ kN/m}^2$ |
| (13) 継手の限界曲げモーメント | : $M_0' = 24.0\text{ kN}\cdot\text{m}$ |
| (14) 曲管部の許容移動量（常時） | : $\delta_0 = 0.01\text{ m}$ |
| (15) 想定する曲管変位（地震時） | : $\delta = 0.600\text{ m}$ |

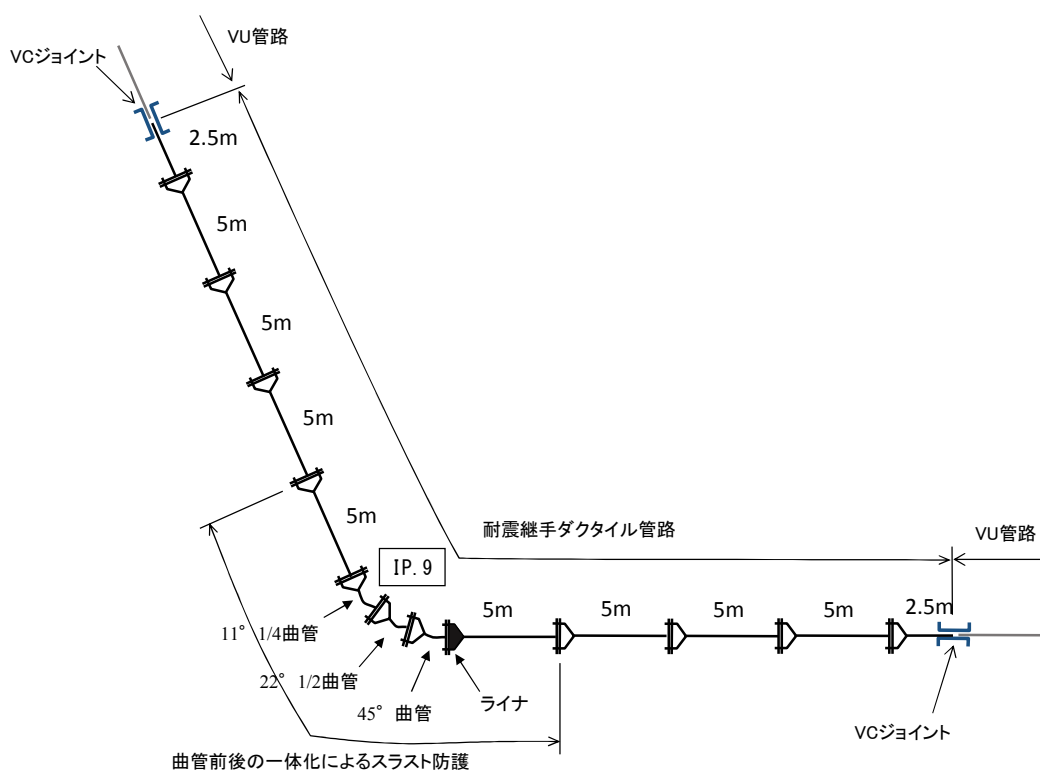


図 3.2 設計管路（事例1）

2) スラスト対策の検討 (通常時)

曲管前後に剛構造(離脱防止状態)のGX形継手を使用し、一体化長さを片側5mとしたときのスラスト力に対する安全性を検討する。

なお、曲管から2本目以降は鎖構造(伸縮屈曲・離脱防止性を有する)のGX形継手とする。

図 3.3 に検討を行う曲管部の概要を示す。曲管部に水圧によるスラスト力 P が作用すると曲管部は P の方向に δ だけ移動する。このとき曲管と一体化された直管部には管背面の地盤からの反力 q 、および管と土との摩擦力 f がスラスト力 P の抵抗力として作用する。曲管部は $A-A$ 断面に対して左右対象であるため片側について考えれば、直管と曲管の継手部には $P/2$ の分力として管軸直角方向に P_1 、管軸方向に P_2 の力、また q によって曲げモーメント M が作用する。さらに、曲管部は P_1 によって δ_1 、 P_2 によって δ_2 だけ移動する。このとき、 $\vec{P}_1 + \vec{P}_2 = \vec{P}/2$ および $\vec{\delta}_1 + \vec{\delta}_2 = \vec{\delta}$ を満足し、かつ、曲管継手部の M に対する安全率が 2.5 以上、 δ が許容移動量以下となるように、曲管両側にそれぞれ確保すべき一体化長さ L_p を求める。ただし、曲管部に作用する土圧および曲管部の変形は無視し、曲管部は平行移動するものとする。

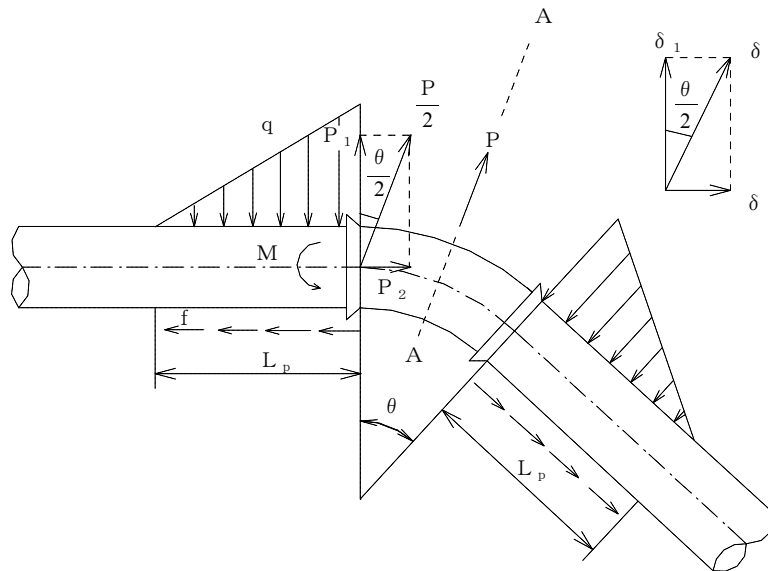


図 3.3 曲管部の概要

(1) 曲管部に作用するスラスト力

$$P = 2 p A_0 \sin \left(\frac{\theta}{2} \right) = 48.23 \text{ kN}$$

ここに、 P : 曲管部に作用するスラスト力 (kN)

p : 設計水圧 (=1000 kN/m²)

A_0 : 管の断面積 ($=\frac{\pi}{4} D_2^2 = 0.0380133 \text{ m}^2$)

D_2 : 管外径 (=0.22 m)

θ : 曲管角度 (=78.75 °)

(2) 管軸方向に作用する力 (その1)

曲管の片側一体化長さを $L_p = 5.00$ m とする。この場合の管軸方向に作用する力は次式で求まる。

$$P_2 = -\frac{\beta \alpha}{k} X \tan^2\left(\frac{\theta}{2}\right) + \sqrt{\left\{\frac{\beta \alpha}{k} X \tan^2\left(\frac{\theta}{2}\right)\right\}^2 + \frac{P \beta \alpha \tan\left(\frac{\theta}{2}\right)}{k \cos\left(\frac{\theta}{2}\right)} X}$$

$$= 37.73 \text{ kN} \quad \text{-----} \quad \text{①}$$

ここに、 P_2 : 管軸方向に作用する力 (kN)

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k D_2}{4 E I}} \quad (\text{m}^{-1}) \quad \text{-----} \quad \text{②}$$

k : 地盤反力係数 (= 3000 kN/m³)

D_2 : 管外径 (= 0.22 m)

E : ダクタイル鋳鉄の弾性係数 (= 160000000 kN/m²)

I : 管の鉄部の断面2次モーメント

$$\left\{ = \frac{\pi}{64} (D_2^4 - D_1^4) = 19.52 \times 10^{-6} \text{ m}^4 \right\}$$

D_1 : 管内径 (= $D_2 - 2t = 0.2100$ m)

t : 計算管厚 (= $T - 0.0015 = 0.0050$ m)

$\alpha = A_1 E \mu W_f \pi$

A_1 : 管の鉄部の断面積

$$\left\{ = \frac{\pi}{4} (D_2^2 - D_1^2) = 0.003377 \text{ m}^2 \right\}$$

μ : 管と土との摩擦係数 (= 0.5)

W_f : 土被りによる土圧 (= $\gamma_s \cdot h = 25.76$ kN/m²)

$$X = \frac{\cosh(2\beta L_n) + \cos(2\beta L_n) + 2}{\sinh(2\beta L_p) + \sin(2\beta L_p)} \quad \text{-----} \quad \text{③}$$

L_p : 仮定した一体化長さ (= 5.00 m)

θ : 曲管角度 (= 78.75 °)

P : 曲管部に作用するスラスト力 (= 48.23 kN)

(3) 管と土との摩擦力から計算される一体化長さ

(2) の管軸方向に作用する力 P_2 と管と土との摩擦力 f が釣り合うときの一体化長さは次式で求まる。

$$P_2 = f = \mu W_f \pi D_2 L_{p1} \quad \text{-----} \quad \text{④}$$

これより、

$$L_{p1} = \frac{P_2}{\mu W_f \pi D_2} = 4.24 \text{ m}$$

ここに、 L_{p1} ：管と土との摩擦力が釣り合うときの一体化長さ（m）

P_2 ：管軸方向に作用する力（=37.73 kN）

μ ：管と土との摩擦係数（=0.5）

W_f ：土被りによる土圧（=25.76 kN/m²）

D_2 ：管外径（=0.22 m）

(4) 管軸方向に作用する力（その2）

(2)で仮定した一体化長さ $L_p=5.00$ mと(3)で算出した一体化長さ $L_{p1}=4.24$ mの大小によって以下に示すように P_2 を求める。

[$L_p \geq L_{p1}$ の場合]

P_2 は①式で計算した値を使用する。

[$L_p < L_{p1}$ の場合]

P_2 は④式の L_{p1} に $L_p=5.00$ mを代入して再計算した値を使用する。

本条件の場合、①式より $P_2=37.73$ kNとなる。

(5) 管軸直角方向に作用する力

管軸直角方向に作用する力 P_1 と管軸方向に作用する力 P_2 には以下に示す関係が成立する。

$$P_1 \cos\left(\frac{\theta}{2}\right) + P_2 \sin\left(\frac{\theta}{2}\right) = \frac{P}{2}$$

ここに、 P_1 ：管軸直角方向に作用する力（kN）

P_2 ：管軸方向に作用する力（kN）

θ ：曲管角度（=78.75°）

P ：曲管部に作用するスラスト力（=48.23 kN）

これより、 $P_2=37.73$ kNを代入すると P_1 は次のように求められる。

$$P_1 = \frac{P}{2 \cos\left(\frac{\theta}{2}\right)} - P_2 \tan\left(\frac{\theta}{2}\right) = 0.236 \text{ kN}$$

(6) 発生曲げモーメント

図 3.3 に示す曲管の継手部には、管背面の地盤からの反力によって以下に示す曲げモーメントが作用する。

$$M = \frac{P_1}{2\beta} Y = 0.250 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

ここに、 M : 曲管継手部に作用する曲げモーメント ($\text{kN}\cdot\text{m}$)

P_1 : 管軸直角方向に作用する力 ($=0.236 \text{ kN}$)

β : ②式による。 (m^{-1})

$$Y = \frac{\cosh(2\beta L_p) - \cos(2\beta L_p)}{\sinh(2\beta L_p) + \sin(2\beta L_p)}$$

L_p : 仮定した一体化長さ ($=5.00 \text{ m}$)

(7) 曲げモーメントに対する継手の安全率

$$S_f = \frac{M_0}{M} = 96.1 (\geq 2.5)$$

ここに、 S_f : 継手の曲げモーメントに対する安全率

M_0 : 計算に用いる限界曲げモーメント ($=24.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$)

$$\left[\begin{array}{l} \text{呼び径 } 900 \text{ mm 以下は } M_0 = M_0' \\ \text{呼び径 } 1000 \text{ mm 以上は } M_0 = M_0' \sqrt{1 - \frac{p}{p_0}} \text{ とする。} \end{array} \right]$$

M_0' : 継手の限界曲げモーメント ($=24.0 \text{ kN}\cdot\text{m}$)

p : 設計水圧 (kN/m^2)

p_0 : 限界水圧 (kN/m^2)

M : 継手に作用する曲げモーメント ($=0.0022 \text{ kN}\cdot\text{m}$)

(8) 曲管部の移動量

管軸直角方向の曲管部の移動量は次式で求まる。

$$\delta_1 = \frac{P_1 \beta}{k D_2} X = 0.00018 \text{ m}$$

ここに、 δ_1 : P_1 によって生じる管軸直角方向の移動量 (m)

P_1 : 管軸直角方向に作用する力 ($=0.236 \text{ kN}$)

β : ②式による。 (m^{-1})

k : 地盤反力係数 ($=3000 \text{ kN}/\text{m}^3$)

D_2 : 管外径 ($=0.22 \text{ m}$)

X : ③式による。

これより、スラスト力P方向の曲管部の移動量は以下のように求まる。

$$\delta = \frac{\delta_1}{\cos\left(\frac{\theta}{2}\right)} = 0.00023 \text{ m} \quad (\leq \delta_0 = 0.01 \text{ m})$$

ここに、 δ : スラスト力P方向の曲管部の移動量 (m)

δ_1 : P_1 によって生じる管軸直角方向の移動量(=0.00018 m)

θ : 曲管角度 (=78.75 °)

δ_0 : 曲管部の許容移動量

(NS形(呼び径 75~450)、GX形離脱防止継手 : 0.01 m)
(NS形(呼び径 500~1000)、UF形離脱防止継手 : 0.02 m)

(9) まとめ

以上の検討結果より、曲管継手部の曲げモーメントに対する安全率が 2.5 以上、曲管部の移動量が許容移動量以下となり、曲管部（曲管+前後各 1 本の直管）はスラスト力に対して安全である。

3) 曲管の許容変位の検討 (地震時)

図 3.3 の曲管部は、2) での検討のとおり通常時には十分な安全率を有しているが、地震により管路の周辺地盤が剛性低下や液状化を生じると、スラスト力によって曲管が背面側に移動する。

地震時の曲管部に求められる最大変位を 600mm としたとき、図 3.2 の管路が許容できる曲管の最大変位 δ_{\max} を求める。

(1) 計算条件

- i) スラスト力は曲管部に作用し、水平変位は曲管から前後の管路へと伝達する。
- ii) 曲管に直接つながる継手は剛構造(離脱防止状態)であり、伸縮屈曲しない。
- iii) 曲管から 2 箇所目以降の鎖構造継手は、伸縮量と屈曲に伴う伸出し量の合計が許容伸出し量に達した時点で離脱防止状態となり、それ以降は隣接する継手が伸び出して追随する。
- iv) 管路の変形モードは「2.7 管路の耐震化範囲の検討」に記載した図 2.11 による。
- v) 5 箇所目の鎖構造継手が許容伸出し量に達した時点で、管路の許容最大変位とみなす。
すなわち、柔構造管路へとつながる 5 本目の耐震管が動きだす直前を限界状態とする。

(2) 管路の変形モード

上記の計算条件に従い、設計管路 (図 3.2) の初期状態の曲管中心を原点とし、管路の片側を模式的に示した図 3.4 により、曲管中心位置の許容最大変位 δ_{\max} を計算する。

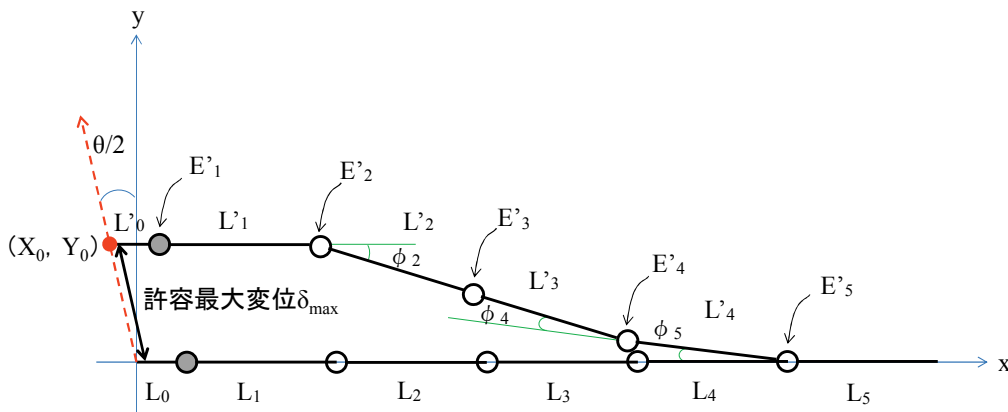


図 3.4 管路の変形モードと各部寸法

(3) 各部寸法の算出

直管長さ ($L_0 \sim L_5$)、継手の屈曲角度 ($\phi_1 \sim \phi_5$)、継手の許容伸び量 ($E'_1 \sim E'_5$)、継手伸び量を含む曲管変位に伴う直管長さ ($L'_0 \sim L'_5$) を表 3.4 に示す。

曲管直近の継手は離脱防止状態であり、ここでは 2 本目の継手屈曲角を $\phi_2=2.124^\circ$ と仮定して計算を進める。

表 3.4 設計管路の各部寸法算定

L_0	L_1	L_2	L_3	L_4	L_5
1000mm	5039mm	4950mm	4950mm	4950mm	—
	ϕ_1	ϕ_2	ϕ_3	ϕ_4	ϕ_5
	0	2.124°	0°	-1.062°	-1.062°
	E'_1	E'_2	E'_3	E'_4	E'_5
	0.00mm	95.92mm	100.00mm	97.96mm	97.96mm
L'_0	L'_1	L'_2	L'_3	L'_4	L'_5
1000mm	5039mm	5046mm	5050mm	5048mm	—

(4) 曲管中心位置の確認

表 3.4 の寸法をもとに、曲管中心位置 (X_0, Y_0) を求める。

$$X_0 = \sum_{i=0}^{n-1} L_i - \sum_{i=0}^{n-1} L'_i \cdot \cos \sum_{k=0}^i \phi_k - E'_n = 20889 - 21175 - 98.0 = -384.0 \text{ mm}$$

$$Y_0 = \sum_{i=0}^{n-1} L'_i \cdot \sin \sum_{k=0}^i \phi_k = 467.9 \text{ mm}$$

曲管中心位置の初期状態 (0,0) と限界状態 (X_0, Y_0) を結ぶ線分と Y 軸のなす角 $\theta/2$ を求めると、

$$\theta/2 = \tan^{-1} (X_0 / Y_0) = 39.375^\circ$$

$$\theta = 78.75^\circ$$

となり、曲管中心位置の移動条件を満足している。

(5) 曲管の許容最大変位

曲管の許容最大変位 δ_{\max} は下式で求められる。

$$\delta_{\max} = \sqrt{X_0^2 + Y_0^2} = \sqrt{(-384.5)^2 + 458.3^2} = 605.3 \text{ mm}$$

以上の計算結果より、図 3.2 に示す設計管路の曲管部が許容できる最大変位は 605mm となり、設計照査値 600mm を上回っている。管路の耐震化範囲は設計条件を満足しており、安全である。

3.2.2 計算事例2 (片側4本の場合)

1) 設計条件

- | | |
|---------------------|--|
| (1) 管種・呼び径 | : NS形ダクタイル鉄管・φ500 |
| (2) 直管の管長 | : 6.0m |
| (3) 屈曲部の角度 | : $\theta = 56.25^\circ (45^\circ + 11^\circ 1/4)$ |
| (4) 耐震管の使用本数 | : 曲管片側に各4本 (両端の3m短管を含む) |
| 耐震管のうち剛構造継手 | : 曲管前後の各1箇所 |
| (5) 継手の許容伸出し量 | : 120mm (伸び量120mm/縮み量15mm) |
| (6) 設計水圧 | : $p = 1.0\text{MPa}$ |
| (7) 土被り | : $h = 1.5\text{m}$ |
| (8) 土の内部摩擦角 | : $\phi = 30.0^\circ$ |
| (9) 地盤反力係数 | : $k = 3000\text{ kN/m}^3$ |
| (10) 管と土との摩擦係数 | : $\mu = 0.5$ |
| (11) 土の単位体積重量 | : $\gamma_s = 16\text{ kN/m}^3$ |
| (12) ダクタイル鋳鉄の弾性係数 | : $E = 160000000\text{ kN/m}^2$ |
| (13) 継手の限界曲げモーメント | : $M_0' = 360\text{ kN}\cdot\text{m}$ |
| (14) 曲管部の許容移動量 (常時) | : $\delta_0 = 0.02\text{ m}$ |
| (15) 想定する曲管変位 (地震時) | : $\delta = 0.600\text{ m}$ |

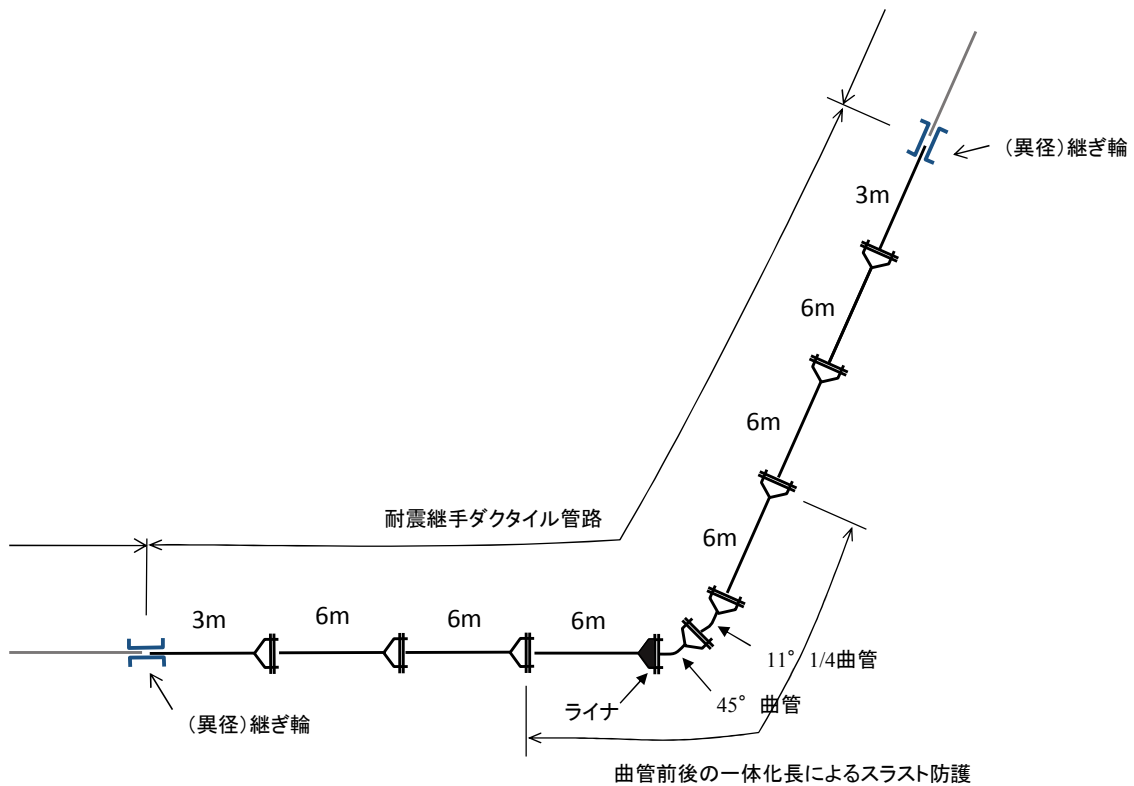


図 3.5 設計管路 (事例2)