

【下水道用リブ付ポリエチレン管 耐震設計 計算書】

1-1. はじめに

下水道用リブ付ポリエチレン管(内圧管)の耐震計算は、(社)日本下水道協会発行の「下水道施設の耐震対策指針と解説(2014年度版)」、「下水道用リブ付ポリエチレン管(JSWAS K-15)」に準拠して行う。

また、耐震設計で考慮する地震動は、レベル1(※1)、レベル2(※2)に分け、各地震動レベルに対して耐震設計を行う。

(※1)レベル1地震動: 供用期間中に1~2回発生する確率を有する地震動

(※2)レベル2地震動: 陸地近傍に発生する大規模なプレート境界地震や、直下型地震による地震動で、供用期間中に発生する確率は低い、大きな強度を持つ地震動

2-1. 耐震設計計算

下水道用リブ付きポリエチレン管(内圧管)を開削工法により埋設した場合の耐震設計を行う。なお、耐震設計の方針は「下水道施設の耐震対策指針と解説(2014年版)」の「一体構造管きよの耐震設計」に基づく。

また、マンホールは下水道用リブ付ポリエチレン管に比べ、相対的に大きい構造物のため、地震時のマンホール間隔の変動はないものとする。

(1) 設計条件

① 管体仕様

呼び径	ϕ	300
管内径	d	0.296 m
管外径	B_c	0.330 m
管厚	t	0.017 m
弾性係数	E	980 MPa
ポアソン比	ν	0.35
線膨張係数	α	1.2E-04 m/°C

② 管路条件

設計内圧	P	0.50 MPa
土の単位体積重量	γ	18 kN/m ³
地盤反力係数	k_v	1000 kN/m ³
活荷重	T	25
管頂土被り	h	1.20 m
盛土高さ	h'	0.00 m
マンホールスパン	L'	50.00 m
軟弱地盤区間	L_o	50.00 m
地盤沈下量	h_s	0.39 m
温度変化	Δt	15 °C

③ 耐震設計条件

設計基盤面における水平震度	k_h	0.15
不均一係数	α	1.0

④ 断面定数

管軸方向断面係数	Z	1.24.E-03 m ³
管軸方向断面2次モーメント	I	2.05.E-04 m ⁴

(2) 地盤条件

① 地盤条件

土質モデル:「下水道施設耐震設計例—管路施設編」((社)日本下水道協会)の標準土質モデル I とする。

層番号	下端深度 (GL-m)	層厚 (m)	土質	平均 N値	係数	乗数	せん断弾性波速度 Vsi (m/s)
1	1.00	1.00	④	2	61.8	0.211	71.53
2	2.30	1.30	④	5	61.8	0.211	86.79
3	4.90	2.60	④	25	61.8	0.211	121.89
4	12.40	7.50	④	16	61.8	0.211	110.93
5	18.00	5.60	③	3	122	0.0777	132.87
6							
7							
8							
9							
10							

土質	土質区分	
1	洪積層	粘性土
2		砂質土
3	沖積層	粘性土
4		砂質土

② 地域別補正係数の地域区分 : A地域 $G_z = 1.00$

2-2. 安全照査のための性能値

安全照査に用いる下水道用リブ付きポリエチレン管(内圧管)の性能値は、レベル1地震動については、使用限界値(許容値)、レベル2地震動については終局限界値(試験性能値)とする。

また、内圧管は管体の接合方式が融着接合により鋼管と同様、管路としての変形性能を管体材料でもたせる一体管路構造と考えることができるため、照査項目は管軸方向のひずみで行う。

表2-1 安全照査のための性能値

項目	レベル1地震動	レベル2地震動
ひずみ	1.5%	3.0%

2-3. 常時の設計

(1) 内圧による軸方向ひずみ

$$\begin{aligned} \varepsilon_{Pi} &= \nu \cdot \frac{Pi \cdot (Bc-t)}{2 \cdot t \cdot E} \\ &= 0.35 \times \frac{0.50}{2 \times 0.017} \times \left(\frac{0.330}{0.017} - \frac{0.017}{980} \right) \\ &= 0.164 (\%) \end{aligned}$$

ここに、
 ε_{Pi} : 内圧による軸方向ひずみ
 ν : ポアソン比 (ポリエチレン)
 Pi : 設計内圧 (MPa)
 Bc : 管外径 (m)
 t : 管厚 (m)
 E : ヤング係数 (MPa)

(2) 活荷重による軸方向ひずみ

$$\begin{aligned}
 W_m &= \frac{2P \cdot (1+i) \cdot B_c \cdot \beta}{C \cdot (a+2H \cdot \tan\theta)} \\
 &= \frac{2 \times 100 \times (1+0.5) \times 0.330 \times 0.9}{2.75 \times (0.20 + 2 \times 1.20)} \\
 &= 12.46 \text{ (kN/m}^2\text{)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \varepsilon_{P_0} &= \frac{0.322 \cdot W_m}{Z_p \cdot E} \cdot \left(\frac{E \cdot I}{k_v \cdot B_c} \right)^{1/2} \\
 &= \frac{0.322 \times 12.46}{0.001244 \times 980} \cdot \left(\frac{980 \times 0.000205}{1000 \times 0.330} \right)^{1/2} \\
 &= 0.257 \text{ (\%)}
 \end{aligned}$$

ここに、 ε_{P_0} : 活荷重による軸方向ひずみ

W_m : 活荷重 (kN/m)

P : 1後輪荷重 (KN)

C : 車体占有幅 (=2.75m)

a : 車輪設置長さ (=0.20m)

H : 土被り (m)

θ : 分布角 (=45°)

i : 衝撃係数

β : 断面力の低減係数 (=0.9)

B_c : 管外径 (m)

E : ヤング係数 (kN/m²)

Z_p : 断面係数 (m³)

I : 断面二次モーメント (m⁴)

(3) 温度変化による軸方向ひずみ

$$\begin{aligned}
 \varepsilon_t &= \alpha \cdot \Delta t \\
 &= 1.2E-04 \times 15 \\
 &= 0.180 \text{ (\%)}
 \end{aligned}$$

ここに、 ε_t : 温度変化による軸方向ひずみ

α : ポリエチレン管の線膨張係数 (1/°C)

Δt : 温度変化

(4) 不同沈下による軸方向ひずみ

不同沈下によって発生する軸方向ひずみの計算を 図2-1 のモデルにより行う。

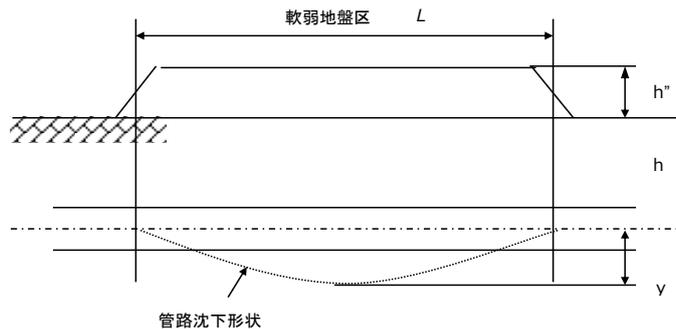


図2-1 不同沈下想定図

融着した下水道用リブ付ポリエチレン管を弾性床上の梁とし、最大曲げモーメントは構造力学公式集(土木学会)により、以下の M_1 または M_2 の大きな値によって、安全側に近似することができる。

$$M_1 = \frac{Wd}{2 \cdot \beta \cdot \sigma^2} \cdot \exp\left(-\frac{\beta \cdot \sigma \cdot L_o}{2}\right) \cdot \sin \frac{\beta \cdot \sigma \cdot L_o}{2}$$

$$= 0.000 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$M_2 = 0.3877 \cdot \frac{Wd}{\beta \cdot \sigma^2} \cdot \{0.2079 + \exp(-\beta \cdot \sigma \cdot L_o) \cdot (\sin \beta \cdot \sigma \cdot L_o - \cos \beta \cdot \sigma \cdot L_o)\}$$

$$= 0.0271 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$\beta \cdot \sigma = \left(\frac{Kg^2}{4E \cdot I}\right)^{1/4}$$

$$= 4.6017$$

$$Wd = \gamma \cdot t \cdot h \cdot Bc$$

$$= 7.13 \text{ (kN/m)}$$

ここに、
 L_o : 軟弱地盤区間 (m)
 Wd : 鉛直土荷重 (kN/m)
 $\gamma \cdot t$: 土の単位重量 (kN/m³)
 h : 土被り (m)
 E : ヤング係数 (kN/m²)
 I : 断面二次モーメント (m⁴)
 Kg^2 : 軸直角方向に関する地盤の剛性係数 (kN/m²)

よって、最大発生ひずみ ε_{P1} は以下の通りとなる。

$$\varepsilon_{P1} = \frac{M}{E \cdot I} \cdot \frac{Bc}{2}$$

$$= \frac{0.0271}{980 \times 0.000205} \times \frac{0.330}{2}$$

$$= 0.002 \text{ (\%)}$$

2-4. 耐震設計

2-4-1. 表層地盤の特性値の算定

(1) 平均せん断弾性波速度

i 番目の地盤の平均せん断弾性波速度 V_{si} は下記の基本式 及び 表2-2 により求める。

$$\text{基本式} \quad V_{si} = a_i \cdot N_{si}^{b_i}$$

表2-2 せん断弾性波速度算出に係る係数

土質区分		係数 a	係数 b
洪積層	粘性土	129	0.183
	砂質土	123	0.125
沖積層	粘性土	123	0.0777
	砂質土	61.8	0.211

ここに、
 V_{si} : i 番目の地盤のせん断弾性波速度
 N_{si} : 標準貫入試験による i 番目の地盤の平均N値
 i : 当該地盤が地表面から基盤面まで n 層に区分されるとき地の表面から i 番目の地層の番号

※ ここで言う基盤面とは、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、またはせん断弾性波速度が 300m/s 以上の地層上面をいう。

(2) 表層地盤の固有周期

表層地盤の固有周期は、下式により求める。

$$T_G = \sum_{i=1}^n \frac{4 \cdot H_{si}}{V_{si}}$$
$$= 0.641 \quad (\text{s})$$

ここに、 T_G : 表層地盤の固有周期 (s)
 H_{si} : i 番目の地盤の層厚 (m)
 V_{si} : i 番目の地盤のせん断弾性波速度 (m/s)

表2-3 各層のせん断弾性波速度

層番号	層厚 H_{si} (m)	土質	平均 N値	せん断弾性波速度 V_{si} (m/s)	H_{si} / V_{si} (s)
1	1.00	④	2	71.53	0.014
2	1.30	④	5	86.79	0.015
3	2.60	④	25	121.89	0.021
4	7.50	④	16	110.93	0.068
5	5.60	③	3	132.87	0.042
6					
7					
8					
9					
10					
合計	18.00				0.160

(3) 地震動の波長

① 計算式

地震動の波長を算出する計算式は、以下の通りである。

$$L = \left(\frac{2 \cdot L_1 \cdot L_2}{L_1 + L_2} \right)$$

$$L_1 = V_{SD} \cdot T_G$$

$$L_2 = V_{SB} \cdot T_G$$

ここに、 L : 地震動の波長 (m)
 V_{SD} : 表層地盤の動的せん断弾性波速度 (m/s)
 V_{SB} : 基盤の動的せん断弾性波速度 (m/s)

② 表層地盤及び、基盤層のせん断弾性波速度

表層地盤のせん断弾性波速度は、下式より求める。

$$V_{SD} = \frac{4 \cdot H}{T_G}$$
$$= \frac{4 \times 18.00}{0.640}$$
$$= 112.50 \quad (\text{m/s})$$

ここに、 H : 表層地盤の厚さ (m)
 T_G : 表層地盤の固有周期 (s)

③ 地盤の波長 L の算定

表層地盤のせん断弾性波速度及び基盤のせん断弾性波速度は、以下の通りである。
これを基に、地震時の波長の算出を行う。

$$\begin{aligned} & \cdot \text{表層地盤の動的せん断弾性波速度} & V_{SD} &= 112.50 \text{ (m/s)} \\ & \cdot \text{基盤層の動的せん断弾性波速度} & V_{SB} &= 334 \text{ (m/s)} \\ \\ L &= 107.74 \text{ (m)} \\ L1 &= 72.00 \text{ (m)} \\ L2 &= 213.95 \text{ (m)} \end{aligned}$$

(4) 地盤の剛性係数

埋設管路の管軸方向及び管軸直角方向の単位長さ当たりの地盤の剛性係数は、次式により求める。

$$\begin{aligned} Kg1 &= C_1 \cdot \frac{\gamma \text{ teq}}{g} \cdot V_s^2 \\ Kg2 &= C_2 \cdot \frac{\gamma \text{ teq}}{g} \cdot V_s^2 \\ \gamma \text{ teq} &= \frac{\sum (\gamma \text{ ti} \cdot Hi)}{H} \\ &= 18 \text{ (kN/m}^3\text{)} \end{aligned}$$

ここに、

- Kg1、Kg2：埋設管路の管軸方向及び管軸直角方向の単位長さ当たりの地盤の剛性係数 (kN/m²)
- $\gamma \text{ teq}$ ：表層地盤の換算単位体積重量 (kN/m³)
- g：重力加速度 (= 9.8 m/s²)
- V_s ：埋戻土の平均せん断弾性波速度 (m/s)
- C_1 、 C_2 ：埋設管路の管軸方向及び管軸直角方向の単位長さ当たりの伝達係数に関する定数 $C_1=1.5$ 、 $C_2=3.0$

ここで、

埋戻土のN値 (N=5.9)
埋戻土の土質区分=砂質土
埋戻土の堆積時代=洪積世

$$V_s = 205 \times 5.9^{0.125} = 255.92 \text{ (m/s)}$$

$$\begin{aligned} Kg1 &= C_1 \cdot \frac{\gamma \text{ teq}}{g} \cdot V_s^2 \\ &= 1.5 \times \frac{18}{9.8} \times 255.92^2 \\ &= 180445.5 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Kg2 &= C_2 \cdot \frac{\gamma \text{ teq}}{g} \cdot V_s^2 \\ &= 3.0 \times \frac{18}{9.8} \times 255.92^2 \\ &= 360891.1 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

(5) 地盤の伝達係数

地盤の伝達係数 α_1 、 α_2 は地盤に生じたひずみの管路に対する伝達率であり、ポリエチレン管は地盤との滑りを考慮せず、 $\alpha_1=\alpha_2=1.0$ とする。

2-4-2. レベル1地震動における発生ひずみ

(1) 水平方向変位振幅

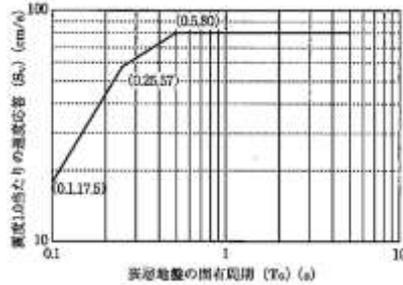
表層地盤の固有周期 T_G における、設計応答速度は以下の通りであり、これらを基に水平方向変位振幅を算定する。

- ・設計応答速度 $S_v = 0.8$ (m/s)
- ・表層地盤の固有周期 $T_G = 0.64$ (s)
- ・管軸深さ $z = \text{土被り} + \text{管外径}/2 = 1.365$ (m)
- ・基盤面の水平震度 $kh1' = C_z \times 0.15$
- ・地域別補正係数 $C_z = 1.00$

$$U_h(z) = \frac{2}{\pi^2} \cdot S_v \cdot T_G \cdot kh1' \cdot \cos\left(\frac{\pi \cdot z}{2H}\right)$$

$$= \frac{2}{\pi^2} \cdot 0.8 \cdot 0.64 \cdot 0.15 \cdot \cos\left(\frac{\pi \times 1.365}{2 \times 18.00}\right)$$

$$= 0.0155 \text{ (m)}$$



「水道施設耐震工法指針・解説」196ページの抜粋

(2) 発生ひずみ

$$\varepsilon_G = \eta \cdot \frac{\pi}{L} \cdot U_h(z)$$

$$\varepsilon_{1L} = \alpha_1 \cdot \varepsilon_G$$

$$\varepsilon_{1B} = \alpha_2 \cdot \frac{2 \cdot \pi \cdot Bc}{L} \cdot \varepsilon_G$$

$$\varepsilon_{1X} = (\gamma \cdot \varepsilon_{1L}^2 + \varepsilon_{1B}^2)^{1/2}$$

- ここに、
 ε_{1X} : 軸ひずみと曲げひずみの合成ひずみ
 ε_{1L} 、 ε_{1B} : 埋設管の軸方向及び曲げ方向ひずみ
 ε_G : 地盤ひずみ(管軸方向)
 α_1 、 α_2 : 地盤変位の伝達係数 (=1.0)
 $U_h(z)$: 管軸方向の水平方向変位振幅 (m)
 η : 不均一係数 (表2-4 参照)
 L : 地震の波長 (m)
 γ : 重量係数 (= 3.12)

表2-4 不均一係数

不均一の程度	不均一度係数	地盤条件
均一	1.0	洪積地盤、均一な沖積地盤
不均一	1.4	層厚の変化がやや厳しい沖積地盤、普通の丘陵宅造地
極めて不均一	2.0	河川流域、おぼれ谷などの非常に不均一な沖積地盤、大規模な切土・盛土の造成地

$$\begin{aligned}\varepsilon_G &= \alpha \cdot \frac{\pi}{L} \cdot U_h(z) \\ &= 1.0 \times \frac{\pi}{107.74} \times 0.016 \\ &= 4.5E-04\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\varepsilon_{1L} &= \alpha_1 \cdot \varepsilon_G \\ &= 1.0 \times 0.00045 \\ &= 4.5E-04\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\varepsilon_{1B} &= \alpha_2 \cdot \frac{2 \cdot \pi \cdot U_h(z)}{L} \cdot \varepsilon_G \\ &= 1.0 \times \frac{2 \times \pi \times 0.0155}{107.74} \times 0.00045 \\ &= 1.0E-05\end{aligned}$$

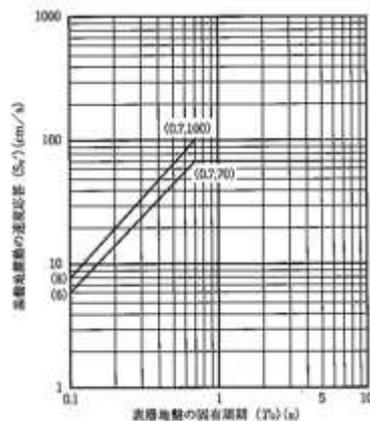
$$\begin{aligned}\varepsilon_{1X} &= (\varepsilon_{1L}^2 + \varepsilon_{1B}^2)^{1/2} \\ &= (4.5E-04^2 + 1.0E-05^2)^{1/2} \\ &= 7.9E-04 (\%) \end{aligned}$$

2-4-2. レベル2地震動における発生ひずみ

(1) 水平方向変位振幅

表層地盤の固有周期 T_G における、設計応答速度は以下の通りであり、これらを基に水平方向変位振幅を算定する。

・設計応答速度	$S_v' = 0.89$ (m/s)
・表層地盤の固有周期	$T_G = 0.64$ (s)
・管軸深さ	$z = \text{土被り} + \text{管外径}/2 = 1.365$ (m)
・水平方向振幅	$U_h(z) = \frac{2}{\pi^2} \cdot S_v' \cdot T_G \cdot \cos\left(\frac{\pi \cdot z}{2H}\right)$ $= \frac{2}{\pi^2} \cdot 0.89 \cdot 0.64 \cdot \cos\left(\frac{\pi \times 1.365}{2 \times 18.00}\right)$ $= 0.1146$ (m)



「水道施設耐震工法指針・解説」197ページの抜粋

(2) 発生ひずみ

$$\varepsilon_G = \alpha \cdot \frac{\pi}{L} \cdot U_h(z)$$

$$\varepsilon_{2L} = \alpha_1 \cdot \varepsilon_G$$

$$\varepsilon_{2B} = \alpha_2 \cdot \frac{2 \cdot \pi \cdot U_h(z)}{L} \cdot \varepsilon_G$$

$$\varepsilon_{2X} = (\varepsilon_{2L}^2 + \varepsilon_{2B}^2)^{1/2}$$

ここに、 ε_{2X} ：軸ひずみと曲げひずみの合成ひずみ

ε_{2L} 、 ε_{2B} ：埋設管の軸方向及び曲げ方向ひずみ

ε_G ：地盤ひずみ(管軸方向)

α_1 、 α_2 ：地盤変位の伝達係数 (=1.0)

$U_h(z)$ ：管軸方向の水平方向変位振幅 (m)

α ：不均一係数 (表2-4 参照)

L ：地震の波長 (m)

$$\begin{aligned} \varepsilon_G &= \alpha \cdot \frac{\pi}{L} \cdot U_h(z) \\ &= 1.0 \times \frac{\pi}{107.74} \times 0.115 \\ &= 0.00334 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \varepsilon_{2L} &= \alpha_1 \cdot \varepsilon_G \\ &= 1.0 \times 0.00334 \\ &= 0.00334 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \varepsilon_{2B} &= \alpha_2 \cdot \frac{2 \cdot \pi \cdot Bc}{L} \cdot \varepsilon_G \\ &= 1.0 \times \frac{2 \times \pi \times 0.1146}{107.74} \times 0.00334 \\ &= 0.00002 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \varepsilon_{2X} &= (\varepsilon_{2L}^2 + \varepsilon_{2B}^2)^{1/2} \\ &= (0.00334^2 + 0.00002^2)^{1/2} \\ &= 0.003 (\%) \end{aligned}$$

2-4-3. 地盤液状化による管体発生ひずみ

(1) 地盤の液状化に伴う側方流動によるひずみ

$$\begin{aligned}\varepsilon_{p2} &= \frac{\tau' \cdot L_{p1}}{E \cdot t} \\ &= \frac{1.0E-03}{980} \times \frac{100.00}{0.017} \\ &= 0.600 \text{ (\%)}\end{aligned}$$

ここに、 ε_{p2} : 管体発生ひずみ
 τ' : 液状化した地盤の最大摩擦力 (1.0E-03 MPa)
 L_{p1} : 変位区間長さ (100.00 m)
E : ヤング係数 (MPa)
t : 管厚 (mm)

(2) 地盤液状化に伴う地盤沈下によるひずみ

地盤液状化に伴う地盤沈下により発生するマンホール接続部のひずみは、管路を両端固定梁と仮定し、マンホールスパン中央にて地盤沈下が発生した場合に生ずるひずみを計算する。

$$\begin{aligned}M &= \frac{W \cdot L_p}{4} \\ h_s &= \frac{W \cdot L_p^3}{192 \cdot E \cdot I}\end{aligned}$$

ここに、 M : 曲げモーメント (N・m)
W : 中心部における荷重 (N)
 L_p : 管路長さ(マンホールスパン (50.00 m)
 h_s : マンホールスパン中央での沈下量 (0.39 m)
E : ヤング係数 (MPa)
I : 断面二次モーメント (m⁴)

上記より、発生ひずみは

$$\begin{aligned}\varepsilon_{p4} &= \frac{M}{E \cdot I} \cdot \frac{B_c}{2} = \frac{24 \cdot B_c \cdot h_s}{L_p^2} \\ &= \frac{24 \times 0.330 \times 0.39}{50.00^2} \\ &= 0.124 \text{ (\%)}\end{aligned}$$

ここに、 ε_{p4} : 管体発生ひずみ
 B_c : 管外径 (m)

2-5. 計算結果

耐震設計結果を 表2-5 に示す。

表2-5 耐震設計結果一覧表

項 目		レベル1地震動			レベル2地震動		
		計算値	許容値	判定	計算値	許容値	判定
常時 ひずみ (%)	設計内圧	0.164	---	---	0.164	---	---
	活荷重	0.257	---	---	0.257	---	---
	温度変化	0.180	---	---	0.180	---	---
	不同沈下	0.002	---	---	0.002	---	---
地震時ひずみ (%)		0.079	---	---	0.334	---	---
ひずみの合計 (%) (常時+地震時)		0.683	1.5	○	0.938	3.0	○
地盤 液状化 (%)	側方流動	---	---	---	0.600	3.0	○
	地盤沈下	---	---	---	0.124	3.0	○

計算結果から、発生するひずみはすべて管体の性能値(許容値)以下であり、十分安全であると考えられる。