

ボックスカルバートの地震時設計

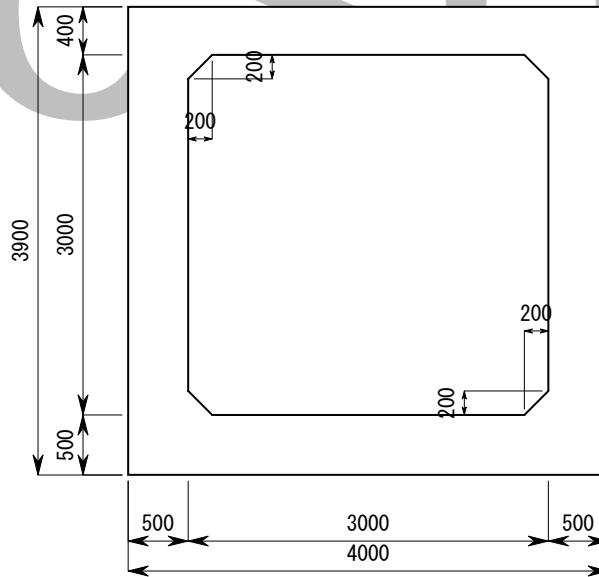
管軸方向断面の検討

1. 設計条件

(1) 設計地震動

地震動	レベル 2
-----	-------

(2) 概要図



(3) ボックスカルバート条件

1) 寸法諸元

製品名称	現場打ちボックスカルバート
呼び寸法	3000×3000
形状	標準タイプ

項目	規定寸法
内 幅 B (mm)	3000
内 高 H (mm)	3000
頂版厚 T_1 (mm)	400
底版厚 T_2 (mm)	500
左側壁厚 T_3 (mm)	500
右側壁厚 T_4 (mm)	500
外 幅 B_0 (mm)	4000
外 高 H_0 (mm)	3900
頂版ハンチ高 C_1 (mm)	200
底版ハンチ高 C_2 (mm)	200

2) 配筋

部材	位置	かぶり (mm)	鉄筋 呼び径	本数	鉄筋量 (mm ²)	合計鉄筋量 (mm ²)
左側側壁	外側	100	φ13	14	1857.800	3715.600
	内側	100	φ13	14	1857.800	
右側側壁	外側	100	φ13	14	1857.800	3715.600
	内側	100	φ13	14	1857.800	
頂版	外側	100	φ13	14	1857.800	3715.600
	内側	100	φ13	14	1857.800	
底版	外側	100	φ13	14	1857.800	3715.600
	内側	100	φ13	14	1857.800	

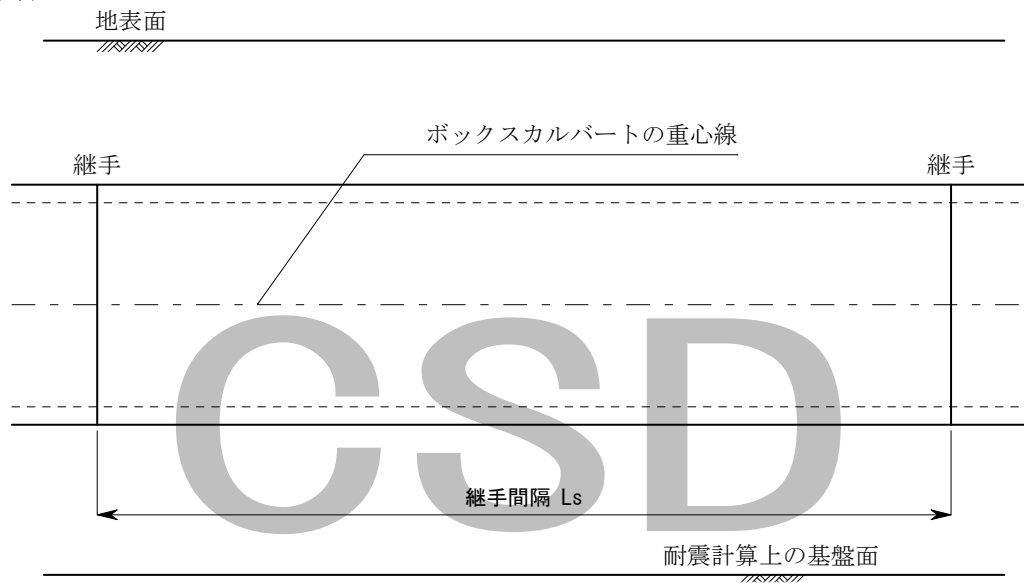
3) コンクリートの材料条件

材料名	圧縮強度 f' _{ck} (N/mm ²)	ヤング係数 E _c (N/mm ²)	単位重量 γ _c (kN/m ³)
30	30.0	28000	24.50

4) 鉄筋の材料条件

材質	降伏強度 f' _{yk} (N/mm ²)	ヤング係数 E _s (N/mm ²)
SD295	295.0	200000

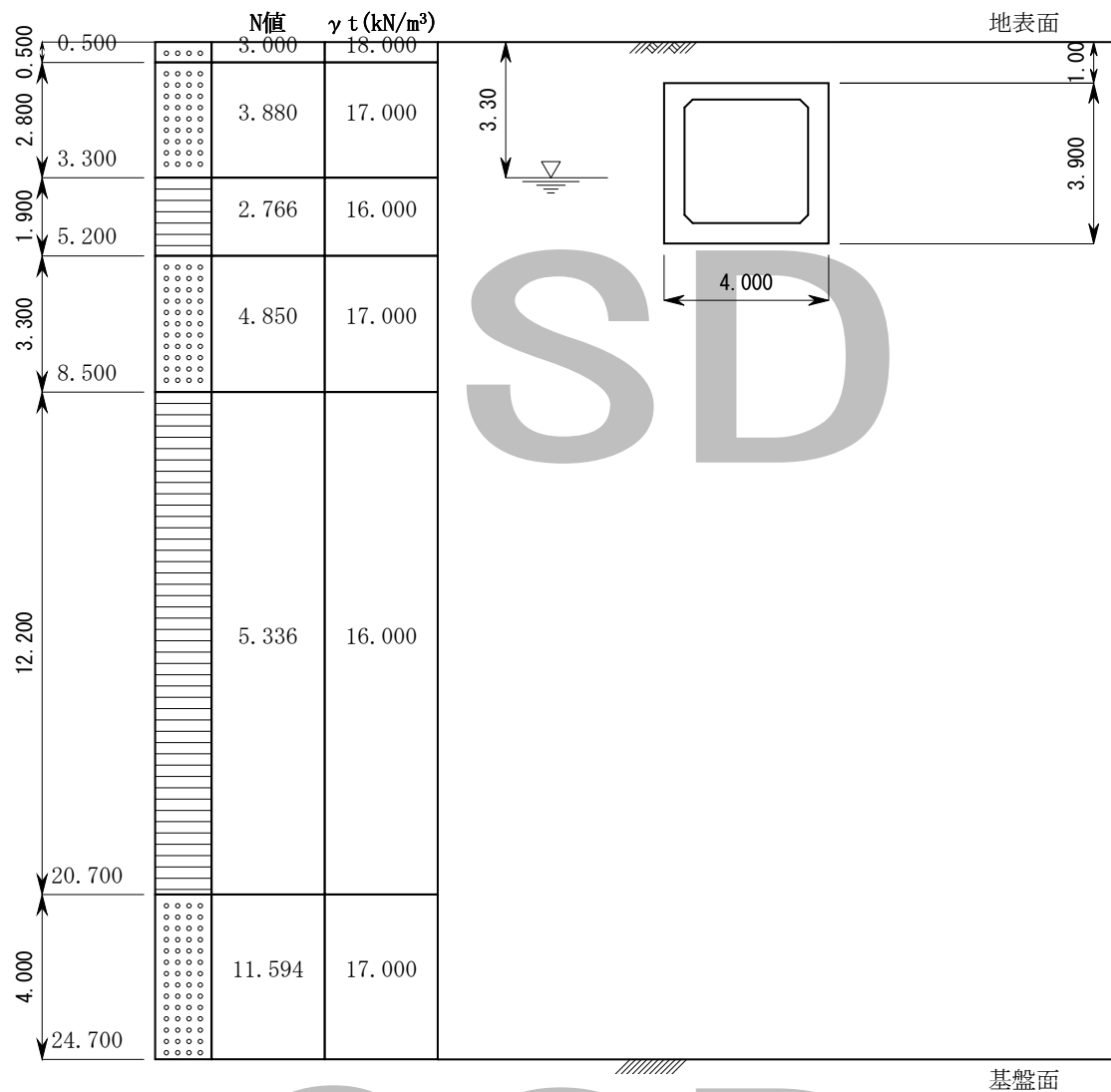
(4) 継手条件



継手間隔 Ls (m)	10.000
-------------	--------

(5) 埋設条件

地表標高 GL-(m)	10.00
土被り H(m)	1.00



(6) 土質条件

調査名 Bor. No. 1

1) 土質データ

層 No	深度 (m)	層厚 (m)	土質区分	単位体積重量 大気中 γ_t (kN/m ³)
1	0.000 ~ 0.500	0.500	砂質土	18.000
2	0.500 ~ 3.300	2.800	砂質土	17.000
3	3.300 ~ 5.200	1.900	粘性土	16.000
4	5.200 ~ 8.500	3.300	砂質土	17.000
5	8.500 ~ 20.700	12.200	粘性土	16.000
6	20.700 ~ 24.700	4.000	砂質土	17.000

2) N値データ

層No	土質区分	深度(m)	N値	平均N値
1	砂質土			3.000
2	砂質土	1.000	3.0	3.880
		2.000	4.0	
		3.000	5.0	
3	粘性土	4.000	2.0	2.766
		5.000	3.0	
4	砂質土	6.000	4.0	4.850
		7.000	5.0	
		8.000	6.0	
5	粘性土	9.000	7.0	5.336
		10.000	10.0	
		11.000	2.0	
		12.000	3.0	
		13.000	4.0	
		14.000	5.0	
		15.000	6.0	
		16.000	8.0	
		17.000	4.0	
		18.000	5.0	
		19.000	4.0	
20.000	5.0			
6	砂質土	21.000	10.0	11.594
		22.000	11.0	
		23.000	12.0	
		24.000	13.0	

CSD

2. レベル2地震動による検討

(1) 表層地盤の特性値

表層地盤の特性値は、次式より求める。

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

ここに、

T_G : 表層地盤の特性値 (s)

H_i : i 番目の地層の厚さ (m)

V_{Si} : i 番目の地層の平均せん断弾性波速度 (m/s)

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

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

$N_i = 0$ 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盤面まで 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、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。

よって、表層地盤の特性値 T_G は、次のようになる。

層 No	土質区分	層厚 H_i (m)	平均 N 値 N_i	せん断弾性波速度 V_{Si} (m/s)	H_i/V_{Si} (s)
1	砂質土	0.500	3.000	115.380	0.00433
2	砂質土	2.800	3.880	125.709	0.02227
3	粘性土	1.900	2.766	140.373	0.01354
4	砂質土	3.300	4.850	135.416	0.02437
5	粘性土	12.200	5.336	174.745	0.06982
6	砂質土	4.000	11.594	181.065	0.02209
					0.15642

$$\begin{aligned} T_G &= 4 \cdot \sum_{i=1}^n \frac{H_i}{V_{Si}} \\ &= 4 \times 0.15642 = 0.626 \text{ (s)} \end{aligned}$$

(2) 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。

$$\begin{aligned} T_S &= 1.25 \cdot T_G \\ &= 1.25 \times 0.626 = 0.783 \text{ (s)} \end{aligned}$$

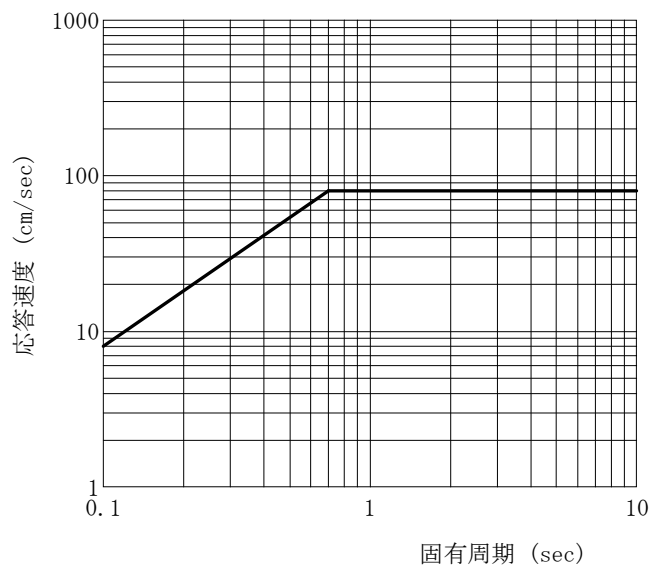
ここに、

T_S : 表層地盤の固有周期 (s)

T_G : 表層地盤の特性値 $T_G = 0.626$ (s)

(3) 設計応答速度

レベル2地震動の設計応答速度 S_V を下図より求めると、
 $S_V = 0.800(\text{m/s})$ となる。



CSD

3. 地盤条件と地盤定数の設定

(1) 表層地盤のせん断弾性波速度

表層地盤のせん断弾性波速度は、次式より求める。

$$V_{Ds} = \frac{4 \cdot H}{T_s}$$

ここに、

V_{Ds} : 表層地盤のせん断弾性波速度 (m/s)

H : 表層地盤の厚さ $H = 24.700$ (m)

T_s : 表層地盤の固有周期 $T_s = 0.783$ (s)

よって、表層地盤のせん断弾性波速度は、以下のようになる。

$$V_{Ds} = \frac{4 \times 24.700}{0.783} = 126.181 \text{ (m/s)}$$

(2) 基盤のせん断弾性波速度

基盤のせん断弾性波速度は、以下の様に定める。

$$V_{Bs} = 300.000 \text{ (m/s)}$$

(3) 地盤振動の波長

地盤振動の波長は、次式より求める。

$$L = \frac{2 \cdot L_1 \cdot L_2}{L_1 + L_2}, \quad L_1 = T_s \cdot V_{Ds}, \quad L_2 = T_s \cdot V_{Bs}$$

ここに、

L : 地盤振動の波長 (m)

L_1 : 表層地盤の地盤振動の波長

L_2 : 基盤面の地盤振動の波長

T_s : 表層地盤の固有周期 $T_s = 0.783$ (s)

V_{Ds} : 表層地盤のせん断弾性波速度 $V_{Ds} = 126.181$ (m/s)

V_{Bs} : 基盤面のせん断弾性波速度 $V_{Bs} = 300.000$ (m/s)

ここで、

$$L_1 = 0.783 \times 126.181 = 98.800 \text{ (m)}$$

$$L_2 = 0.783 \times 300.000 = 234.900 \text{ (m)}$$

よって、地盤振動の波長 L は、次のようになる。

$$L = \frac{2 \times 98.800 \times 234.900}{98.800 + 234.900} = 139.096 \text{ (m)}$$

(4) 地盤の変位振幅

水平変位振幅及び鉛直変位振幅は、次式より求める。

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

$$U_v(z) = \frac{1}{2} \cdot U_h(z)$$

ここに、

- $U_h(z)$: 地盤の水平変位振幅 (m)
- $U_v(z)$: 地盤の鉛直変位振幅 (m)
- z : 地表面からカルバート重心までの深さ (m)
- S_v : 設計応答速度 $S_v = 0.800$ (m/s)
- T_s : 固有周期 $T_s = 0.783$ (s)
- H : 表層地盤の厚さ $H = 24.700$ (m)

よって、地盤の変位振幅は、以下のようになる。

$$U_h(3.018) = \frac{2}{\pi^2} \times 0.800 \times 0.783 \times \cos \left(\frac{\pi \times 3.018}{2 \times 24.700} \right) = 0.12460 \text{ (m)}$$

$$U_v(3.018) = \frac{1}{2} \times 0.12460 = 0.06230 \text{ (m)}$$

(5) 表層地盤の土の平均単位体積重量

表層地盤の土の平均単位体積重量は、次式より加重平均をして求める。

$$\gamma_{teq} = \sum_{i=1}^n (\gamma_{ti} \cdot H_i) / H$$

ここに、

- γ_{teq} : 表層地盤の土の平均単位体積重量 (kN/m³)
- γ_{ti} : i 番目の単位体積重量 (kN/m³)
- H_i : i 番目の地層の厚さ (m)
- H : 表層地盤の厚さ $H = 24.700$ (m)

よって、表層地盤の土の平均単位体積重量は、以下のようになる。

土層 No	層厚 H_i (m)	土の単位体積重量 γ_{ti} (kN/m ³)	$\gamma_{ti} \cdot H_i$
1	0.500	18.000	9.000
2	2.800	17.000	47.600
3	1.900	16.000	30.400
4	3.300	17.000	56.100
5	12.200	16.000	195.200
6	4.000	17.000	68.000
Σ	24.700		406.300

$$\gamma_{teq} = \frac{406.300}{24.700}$$

$$= 16.449 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

(6) 表層地盤のせん断変形係数

表層地盤のせん断変形係数は、次式より求める。

$$G_s = \frac{\gamma_{teq}}{g} \cdot V_{Ds}^2$$

ここに、

- G_s : 表層地盤のせん断変形係数 (kN/m²)
- γ_{teq} : 表層地盤の平均単位体積重量 $\gamma_{teq} = 16.449$ (kN/m³)
- g : 重力加速度 (m/s²)
- V_{Ds} : 表層地盤のせん断弾性波速度 $V_{Ds} = 126.181$ (m/s)

よって、表層地盤のせん断変形係数 G_s は、以下のようになる。

$$\begin{aligned} G_s &= \frac{16.449}{9.8} \times 126.181^2 \\ &= 26723.993 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

(7) 地盤の剛性係数

地盤の剛性係数は、次式より求める。

$$\begin{aligned} K_{g1} &= C_1 \cdot G_s \\ K_{g2} &= C_2 \cdot G_s \\ K_{g3} &= C_3 \cdot G_s \end{aligned}$$

ここに、

- K_{g1} : 軸方向の地盤の剛性係数 (kN/m²)
- K_{g2} : 軸直角水平方向の地盤の剛性係数 (kN/m²)
- K_{g3} : 軸直角鉛直方向の地盤の剛性係数 (kN/m²)
- G_s : 表層地盤のせん断変形係数 $G_s = 26723.993$ (kN/m²)
- C_1 : 地盤の剛性係数 K_{g1} に対する定数 $C_1 = 1.0$
- C_2 : 地盤の剛性係数 K_{g2} に対する定数 $C_2 = 1.0$
- C_3 : 地盤の剛性係数 K_{g3} に対する定数 $C_3 = 3.0$

よって、地盤の剛性係数は、以下のようになる。

$$\begin{aligned} K_{g1} &= 1.0 \times 26723.993 = 26723.993 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ K_{g2} &= 1.0 \times 26723.993 = 26723.993 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ K_{g3} &= 3.0 \times 26723.993 = 80171.979 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

(8) 表層地盤の定数

下表に、表層地盤の諸定数値を示す。

項目	記号	単位	数値
表層地盤の厚さ	H	m	24.700
土の平均単位体積重量	γ_{teq}	kN/m ³	16.449
特性値	T_G	s	0.626
固有周期	T_s	s	0.783
せん断弾性波速度	V_{Ds}	m/s	126.181
せん断変形係数	G_s	kN/m ²	26723.993
地盤の剛性係数 (軸方向)	K_{g1}	kN/m ²	26723.993
'' (軸直角水平方向)	K_{g2}	kN/m ²	26723.993
'' (軸直角鉛直方向)	K_{g3}	kN/m ²	80171.979
設計応答速度 (レベル2地震動時)	S_v	m/s	0.800
地表面からカルバート重心までの深さ	Z	m	3.018

4. 地震時軸力に対する検討

地震時軸力は次式により求める。

$$\begin{aligned}
 P' &= 1/\sqrt{2} \cdot P \\
 P &= \sqrt{2 \cdot P_h^2 + 2 \cdot P_v^2} \\
 P_h &= \alpha_1 \cdot \xi_1 \cdot \frac{\pi \cdot E_c \cdot A_c}{L} \cdot U_h \\
 P_v &= \alpha_1 \cdot \xi_1 \cdot \frac{\pi \cdot E_c \cdot A_c}{L} \cdot \frac{U_h + U_v}{2} \\
 \xi_1 &= \frac{1}{\exp(\nu' \cdot \lambda_1 \cdot L') - \exp(-\nu' \cdot \lambda_1 \cdot L')} \\
 \phi_1 &= \{\exp(-\nu' \cdot \lambda_1 \cdot L') - \cos(2\pi \cdot \nu')\} \cdot \exp(\mu' \cdot \lambda_1 \cdot L') \\
 &\quad - \{\exp(\nu' \cdot \lambda_1 \cdot L') - \cos(2\pi \cdot \nu')\} \cdot \exp(-\mu' \cdot \lambda_1 \cdot L') \\
 &\quad + 2\sinh(\nu' \cdot \lambda_1 \cdot L') \cdot \cos(2\pi \cdot \mu') \\
 \phi_2 &= 2 \cdot \sin(2\pi \cdot \nu') \cdot \sinh(\mu' \cdot \lambda_1 \cdot L') - 2 \cdot \sin(2\pi \cdot \mu') \cdot \sinh(\nu' \cdot \lambda_1 \cdot L') \\
 \nu' &= \frac{L_s}{L} \\
 \mu' &= \frac{L_s}{2L} \\
 \alpha_1 &= \frac{1}{1 + \left(\frac{2\pi}{\lambda_1 \cdot L'}\right)^2} \\
 \lambda_1 &= \sqrt{\frac{K_{g1}}{E_c \cdot A_c}} \\
 L' &= \sqrt{2} \cdot L
 \end{aligned}$$

ここに、

- P' : 地震時にボックスカルバートに発生する軸方向引張力 (kN)
- P : 水平、鉛直方向を合成した地震時に発生する軸方向引張力 (kN)
- P_h : 水平面内に発生する軸方向引張力 (kN)
- P_v : 鉛直面内に発生する軸方向引張力 (kN)
- P_v : 鉛直面内に発生する軸方向引張力 (kN)
- ξ_1 : 可とう性継手による断面力低減係数
- L_s : 継手間隔 $L_s = 10.000$ (m)
- L : 地震振動の波長 $L = 139.096$ (m)
- K_{g1} : 軸方向の地盤の剛性係数 $K_{g1} = 26723.993$ (kN/m²)
- E_c : コンクリートのヤング係数 $E_c = 2.80000 \times 10^7$ (kN/m²)
- A_c : ボックスカルバートの断面積 $A_c = 6.600000$ (m²)
- U_h : 水平方向の地盤の変位振幅 $U_h = 0.12460$ (m)
- U_v : 鉛直方向の地盤の変位振幅 $U_v = 0.06230$ (m)
- α_1 : 縦断方向水平面内及び鉛直面内に生じる地震時地盤ひずみの構造物に対する伝達率

よって、地震時軸力は、以下ようになる。

$$L' = \sqrt{2} \times 139.096 = 196.711 \text{ (m)}$$

$$\lambda_1 = \sqrt{\frac{26723.993}{2.80000 \times 10^7 \times 6.600000}} = 0.01203$$

$$\alpha_1 = \frac{1}{1 + \left(\frac{2\pi}{0.01203 \times 196.711}\right)^2} = 0.12423$$

$$\nu' = \frac{10.000}{196.711} = 0.05084$$

$$\mu' = \frac{10.000}{2 \times 196.711} = 0.02542$$

$$\nu' \cdot \lambda_1 \cdot L' = 0.05084 \times 0.01203 \times 196.711 = 0.12031$$

$$\mu' \cdot \lambda_1 \cdot L' = 0.02542 \times 0.01203 \times 196.711 = 0.06015$$

$$2\pi \cdot \nu' = 2 \times \pi \times 0.05084 = 0.31944$$

$$2\pi \cdot \mu' = 2 \times \pi \times 0.02542 = 0.15972$$

$$\phi_1 = \{ \exp(-0.12031) - \cos(0.31944) \} \times \exp(0.06015) \\ - \{ \exp(0.12031) - \cos(0.31944) \} \times \exp(-0.06015) \\ + 2 \sinh(0.12031) \times \cos(0.15972)$$

$$= 0.00346$$

$$\phi_2 = 2 \times \sin(0.31944) \times \sinh(0.06015) - 2 \times \sin(0.15972) \times \sinh(0.12031)$$

$$= -0.00056$$

$$\xi_1 = \frac{\sqrt{0.00346^2 - 0.00056^2}}{\exp(0.12031) - \exp(-0.12031)}$$

$$= 0.01453$$

$$P_h = 0.12423 \times 0.01453 \times \frac{\pi \times 2.80000 \times 10^7 \times 6.600000}{139.096} \times 0.12460$$

$$= 938.744 \text{ (kN)}$$

$$P_v = 0.12423 \times 0.01453 \times \frac{\pi \times 2.80000 \times 10^7 \times 6.600000}{139.096} \times \frac{0.12460 + 0.06230}{2}$$

$$= 704.058 \text{ (kN)}$$

$$P = \sqrt{2 \times 938.744^2 + 2 \times 704.058^2}$$

$$= 1659.481 \text{ (kN)}$$

$$P' = 1/\sqrt{2} \times 1659.481$$

$$= 1173.430 \text{ (kN)}$$

CSD

5. 地震時曲げモーメントに対する検討

地震時曲げモーメントは次式により求める。

$$M_h' = 1/\sqrt{2} \cdot M_h$$

$$M_v' = 1/\sqrt{2} \cdot M_v$$

$$M_h = \alpha_2 \cdot \xi_2 \cdot \frac{4 \cdot \pi^2 \cdot E_c \cdot I_h}{L^2} \cdot U_h$$

$$M_v = \alpha_3 \cdot \xi_3 \cdot \frac{4 \cdot \pi^2 \cdot E_c \cdot I_v}{L^2} \cdot U_v$$

$$\lambda_2 = \sqrt[4]{\frac{K_{g2}}{(E I_h)_{eq}}}$$

$$\lambda_3 = \sqrt[4]{\frac{K_{g3}}{(E I_v)_{eq}}}$$

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

$$\alpha_3 = \frac{1}{1 + \left(\frac{2 \cdot \pi}{\lambda_3 \cdot L}\right)^4}$$

$$\nu = \frac{L_s}{L}$$

$$\mu = \frac{L_s}{2 \cdot L}$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{K_{g2}}{4 \cdot E_c \cdot I_h}} \quad (\text{水平面内})$$

$$= \sqrt[4]{\frac{K_{g3}}{4 \cdot E_c \cdot I_v}} \quad (\text{鉛直面内})$$

$$C_1 = \sin(\nu \cdot \beta \cdot L) \cdot \sinh(\nu \cdot \beta \cdot L)$$

$$C_2 = \sin(\nu \cdot \beta \cdot L) \cdot \cosh(\nu \cdot \beta \cdot L)$$

$$C_3 = \cos(\nu \cdot \beta \cdot L) \cdot \sinh(\nu \cdot \beta \cdot L)$$

$$C_4 = \cos(\nu \cdot \beta \cdot L) \cdot \cosh(\nu \cdot \beta \cdot L)$$

$$e_1 = \sin(\mu \cdot \beta \cdot L) \cdot \sinh(\mu \cdot \beta \cdot L)$$

$$e_2 = \sin(\mu \cdot \beta \cdot L) \cdot \cosh(\mu \cdot \beta \cdot L)$$

$$e_3 = \cos(\mu \cdot \beta \cdot L) \cdot \sinh(\mu \cdot \beta \cdot L)$$

$$e_4 = \cos(\mu \cdot \beta \cdot L) \cdot \cosh(\mu \cdot \beta \cdot L)$$

$$\Delta = (C_3 + C_2) \cdot (C_3 - C_2) + 2 \cdot C_1^2$$

$$f_1 = \frac{1}{\Delta} \cdot \{ [C_1 \cdot (C_4 - C_1) - C_3 \cdot (C_3 + C_2) - C_1 \cdot \cos(2 \cdot \pi \cdot \nu)] \cdot \frac{2 \cdot \pi}{\beta \cdot L} + (C_3 + C_2) \cdot \sin(2 \cdot \pi \cdot \nu) \}$$

$$f_2 = \frac{1}{\Delta} \cdot \{ [C_1 \cdot (C_3 - C_2) - C_4 \cdot (C_3 + C_2) + (C_3 + C_2) \cdot \cos(2 \cdot \pi \cdot \nu) + C_1 \cdot \frac{2 \cdot \pi}{\beta \cdot L} \cdot \sin(2 \cdot \pi \cdot \nu)] \}$$

$$f_3 = \frac{1}{\Delta} \cdot \{ [C_1 \cdot (C_4 + C_1) - C_2 \cdot (C_3 + C_2) - C_1 \cdot \cos(2 \cdot \pi \cdot \nu)] \cdot \frac{2 \cdot \pi}{\beta \cdot L} + (C_3 + C_2) \cdot \sin(2 \cdot \pi \cdot \nu) \}$$

$$f_4 = \frac{1}{\Delta} \cdot \{ [C_3 \cdot (C_4 + C_1) - C_2 \cdot (C_4 - C_1) + (C_2 - C_3) \cdot \cos(2 \cdot \pi \cdot \nu)] \cdot \frac{2 \cdot \pi}{\beta \cdot L} - 2 \cdot C_1 \cdot \sin(2 \cdot \pi \cdot \nu) \}$$

$$f_5 = \frac{1}{\Delta} \cdot \{ (C_3 - C_2)^2 + 2 \cdot C_1 \cdot C_4 - 2 \cdot C_1 \cdot \cos(2 \cdot \pi \cdot \nu) - (C_2 - C_3) \cdot \frac{2 \cdot \pi}{\beta \cdot L} \cdot \sin(2 \cdot \pi \cdot \nu) \}$$

$$\phi_3 = f_3 \cdot e_3 - f_1 \cdot e_2 - f_4 \cdot e_1 - \sin(2 \cdot \pi \cdot \mu)$$

$$\phi_4 = e_4 + f_2 \cdot e_3 - f_2 \cdot e_2 - f_5 \cdot e_1 - \cos(2 \cdot \pi \cdot \mu)$$

$$\xi_2, \xi_3 = \sqrt{\phi_3^2 + \phi_4^2}$$

ここに、

M_h' : 重ね合わせを考慮した地震時水平方向の曲げモーメント (kN・m)

M_v' : 重ね合わせを考慮した地震時鉛直方向の曲げモーメント (kN・m)

M_h : 地震時水平方向の曲げモーメント (kN・m)

M_v : 地震時鉛直方向の曲げモーメント (kN・m)

α_2 : 縦断方向水平面内に生じる地震時地盤ひずみの構造物に対する伝達率

α_3 : 縦断方向鉛直面内に生じる地震時地盤ひずみの構造物に対する伝達率

ξ_2 : 水平方向の可とう性継手による断面力低減係数

ξ_3 : 鉛直方向の可とう性継手による断面力低減係数

E_c : コンクリートのヤング係数 $E_c = 2.80000 \times 10^7$ (kN/m²)

I_h : ボックスカルバートの水平面内の断面二次モーメント $I_h = 14.050000$ (m⁴)

I_v : ボックスカルバートの鉛直面内の断面二次モーメント $I_v = 12.969818$ (m⁴)

U_h : 水平方向の地盤の変位振幅 $U_h = 0.12460$ (m)

U_v : 鉛直方向の地盤の変位振幅 $U_v = 0.06230$ (m)

L : 地盤振動の波長 $L = 139.096$ (m)

K_{g2} : 水平方向の地盤の剛性係数 $K_{g2} = 26723.993$ (kN/m²)

K_{g3} : 鉛直方向の地盤の剛性係数 $K_{g3} = 80171.979$ (kN/m²)

よって、地震時曲げモーメントは、以下ようになる。

$$\lambda_2 = \sqrt[4]{\frac{26723.993}{2.80000 \times 10^7 \times 14.050000}} = 0.09079$$

$$\lambda_3 = \sqrt[4]{\frac{80171.979}{2.80000 \times 10^7 \times 12.969818}} = 0.12189$$

$$\alpha_2 = \frac{1}{1 + \left(\frac{2 \times \pi}{0.09079 \times 139.096}\right)^4} = 0.94226$$

$$\alpha_3 = \frac{1}{1 + \left(\frac{2 \times \pi}{0.12189 \times 139.096}\right)^4} = 0.98149$$

$$\nu = \frac{10.000}{139.096} = 0.07189$$

$$\mu = \frac{10.000}{2 \times 139.096} = 0.03595$$

ここで、水平方向の可とう性継手による断面力低減係数は、

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{26723.993}{4 \times 2.80000 \times 10^7 \times 14.050000}} = 0.06420 \text{ (m}^{-1}\text{)}$$

$$\nu \cdot \beta \cdot L = 0.07189 \times 0.06420 \times 139.096 = 0.64198$$

$$\mu \cdot \beta \cdot L = 0.03595 \times 0.06420 \times 139.096 = 0.32103$$

$$2 \cdot \pi \cdot \nu = 2 \times \pi \times 0.07189 = 0.45170$$

$$2 \cdot \pi \cdot \mu = 2 \times \pi \times 0.03595 = 0.22588$$

n	C_n	e_n	f_n
1	0.41136	0.10305	-0.31045
2	0.72647	0.33194	-0.33573
3	0.55022	0.30989	0.39314
4	0.97170	0.99823	0.01303
5	-	-	0.31885

$$\Delta = (0.55022 + 0.72647) \times (0.55022 - 0.72647) + 2 \times 0.41136^2 = 0.11342$$

$$\phi_3 = 0.39314 \times 0.30989 - 0.31045 \times 0.33194 - 0.01303 \times 0.10305 - \sin(0.22588) = -0.00043$$

$$\phi_4 = 0.99823 + 0.33573 \times 0.30989 - 0.33573 \times 0.33194 - 0.31885 \times 0.10305 - \cos(0.22588) = -0.00182$$

$$\xi_2 = \sqrt{-0.00043^2 + -0.00182^2} = 0.00190$$

ここで、鉛直方向の可とう性継手による断面力低減係数は、

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{80171.979}{4 \times 2.80000 \times 10^7 \times 12.969818}} = 0.08619 \text{ (m}^{-1}\text{)}$$

$$\nu \cdot \beta \cdot L = 0.07189 \times 0.08619 \times 139.096 = 0.86187$$

$$\mu \cdot \beta \cdot L = 0.03595 \times 0.08619 \times 139.096 = 0.43099$$

$$2 \cdot \pi \cdot \nu = 2 \times \pi \times 0.07189 = 0.45170$$

$$2 \cdot \pi \cdot \mu = 2 \times \pi \times 0.03595 = 0.22588$$

n	C _n	e _n	f _n
1	0.73827	0.18568	-0.28478
2	1.05887	0.45718	-0.43179
3	0.63319	0.40381	0.23931
4	0.90816	0.99425	0.02246
5	-	-	0.26042

$$\Delta = (0.63319 + 1.05887) \times (0.63319 - 1.05887) + 2 \times 0.73827^2 = 0.36981$$

$$\phi_3 = 0.23931 \times 0.40381 - 0.28478 \times 0.45718 - 0.02246 \times 0.18568 - \sin(0.22588) = -0.00130$$

$$\phi_4 = 0.99425 + -0.43179 \times 0.40381 - -0.43179 \times 0.45718 - 0.26042 \times 0.18568 - \cos(0.22588) = -0.00566$$

$$\xi_3 = \sqrt{-0.00130^2 - 0.00566^2} = 0.00580$$

$$M_h = 0.94226 \times 0.00190 \times \frac{4 \cdot \pi^2 \times 2.80000 \times 10^7 \times 14.050000}{139.096^2} \times 0.12460 = 179.064 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$M_v = 0.98149 \times 0.00580 \times \frac{4 \cdot \pi^2 \times 2.80000 \times 10^7 \times 12.969818}{139.096^2} \times 0.06230 = 262.799 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$M_h' = 1/\sqrt{2} \times 179.064 = 126.617 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$M_v' = 1/\sqrt{2} \times 262.799 = 185.827 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

6. 断面照査

安全係数 $\gamma_c = 1.00$, $\gamma_s = 1.00$, $\gamma_b = 1.00$, $\gamma_i = 1.00$

ボックスカルバートの断面照査は、T型断面として計算。

項目	記号	単位	水平面内		鉛直面内	
曲げモーメント	M _d	kN・m	126.617	126.617	185.827	185.827
軸力	N _d	kN	1173.430	1173.430	1173.430	1173.430
構造解析係数	γ_a		1.000	1.000	1.000	1.000
曲げモーメント(補正後)	M _d	kN・m	126.617	126.617	185.827	185.827
軸力(補正後)	N _d	kN	1173.430	1173.430	1173.430	1173.430
突縁幅	B	mm	3900.0	3900.0	4000.0	4000.0
部材高	H	mm	4000.0	4000.0	3900.0	3900.0
部材幅	b _w	mm	900.0	900.0	1000.0	1000.0
突縁厚	t	mm	500.0	500.0	400.0	500.0
主鉄筋鉄筋量 引張側	A _s	mm ²	7431.20	7431.20	7431.20	7431.20
主鉄筋鉄筋量 圧縮側	A _s '	mm ²	0.00	0.00	0.00	0.00
ヤング係数比	n		7	7	7	7
中立軸	X	mm	41.805	41.805	40.760	40.760
コンクリート材料強度	f' _{ck}	N/mm ²	30.000	30.000	30.000	30.000
鉄筋材料強度	f _{yk}	N/mm ²	295.000	295.000	295.000	295.000
コンクリート設計圧縮応力度	f' _{cd}	N/mm ²	30.000	30.000	30.000	30.000
鉄筋の設計降伏強度	f _{yd}	N/mm ²	295.000	295.000	295.000	295.000
設計曲げ耐力 (M _u /γ _b)	M _{ud}	kN・m	6068.769	6068.769	5967.940	6006.608
$\gamma_i \cdot M_d / M_{ud}$			0.021	0.021	0.031	0.031
判定 ($\gamma_i \cdot M_d / M_{ud} \leq 1.0$)			○	○	○	○

7. 可とう性継手部の遊間に対する検討

(1) 軸方向変位に対する検討

軸方向変位に対する検討は次式により行う。

$$u = u_0 \cdot C_A \leq u_a$$

$$u_0 = \alpha_1 \cdot U_a$$

$$\alpha_1 = \frac{1}{1 + \left(\frac{\gamma_1}{\beta_1}\right)^2}$$

$$\beta_1 = \sqrt{\frac{K_{g1}}{E_c \cdot A_c}} \cdot L_s$$

$$\gamma_1 = \frac{2 \cdot \pi \cdot L_s}{L'}$$

$$C_A = \frac{2 \cdot \gamma_1 \cdot |\cosh \beta_1 - \cos \gamma_1|}{\beta_1 \cdot \sinh \beta_1}$$

$$U_a = 1/\sqrt{2} \cdot U_h$$

$$L' = \sqrt{2} \cdot L$$

ここに、

- u : 可とう性継手に生じる地震時軸変位 (m)
- u₀ : 無限連続梁として算出される地震時軸方向変位 (m)
- C_A : 継手変位係数
- U_a : ボックスカルバートに生じる軸方向変位 (m)
- u_a : 継手の性能から決まる許容伸縮変位量 u_a = 45 (mm)
- U_h : 水平方向の地盤の変位振幅 U_h = 0.12460 (m)
- K_{g1} : 軸方向の地盤の剛性係数 K_{g1} = 26723.993 (kN/m²)
- E_c : コンクリートのヤング係数 E_c = 2.80000 × 10⁷ (kN/m²)
- A_c : ボックスカルバートの断面積 A_c = 6.600000 (m²)
- L_s : 継手間隔 L_s = 10.000 (m)
- L' : 地震時の換算波長 (m)
- L : 地震振動の波長 L = 139.096 (m)

よって、軸方向変位に対する検討は、以下のようになる。

$$L' = \sqrt{2} \times 139.096 = 196.711 \text{ (m)}$$

$$\gamma_1 = \frac{2 \times \pi \times 10.000}{196.711} = 0.31941$$

$$\beta_1 = \sqrt{\frac{26723.993}{2.80000 \times 10^7 \times 6.600000}} \times 10.000 = 0.12025$$

$$\alpha_1 = \frac{1}{1 + \left(\frac{0.31941}{0.12025}\right)^2} = 0.12414$$

$$U_a = 1/\sqrt{2} \times 0.12460 = 0.08811 \text{ (m)}$$

$$C_A = \frac{2 \times 0.31941 \times |\cosh 0.12025 - \cos 0.31941|}{0.12025 \times \sinh 0.12025} = 2.54815$$

$$u_0 = 0.12414 \times 0.08811 = 0.01094 \text{ (m)}$$

$$u = 0.01094 \times 2.54815 = 0.02788 \text{ (m)} = 27.88 \text{ (mm)}$$

故に、

$$u = 27.88 \text{ (mm)} \leq u_a = 45 \text{ (mm)}$$

となり、安全である。

(2) 曲げ変位に対する検討

曲げ変位に対する検討は次式により行う。

$$\theta_h = \theta_{0h} \cdot C_{Rh} \leq \theta_{ah} = \frac{U_a}{h_h}$$

$$\theta_v = \theta_{0v} \cdot C_{Rv} \leq \theta_{av} = \frac{U_a}{h_v}$$

$$\theta_{0h} = v_{0h} \cdot \frac{2 \cdot \pi}{L}$$

$$\theta_{0v} = v_{0v} \cdot \frac{2 \cdot \pi}{L}$$

$$v_{0h} = \alpha_2 \cdot U_h$$

$$v_{0v} = \alpha_3 \cdot U_v$$

$$\alpha_2 = \frac{1}{1 + \frac{1}{4} \cdot \left(\frac{\gamma_2}{\beta_2}\right)^4}$$

$$\alpha_3 = \frac{1}{1 + \frac{1}{4} \cdot \left(\frac{\gamma_2}{\beta_3}\right)^4}$$

$$\beta_2 = \sqrt[4]{\frac{K_{g2}}{4 \cdot E_c \cdot I_h}} \cdot L_s$$

$$\beta_3 = \sqrt[4]{\frac{K_{g3}}{4 \cdot E_c \cdot I_v}} \cdot L_s$$

$$\gamma_2 = \frac{2 \cdot \pi \cdot L_s}{L}$$

$$C_{Rh} = \frac{2}{\phi_{5h}} \cdot \frac{\gamma_2}{\beta_2} \cdot \left| \phi_{2h} \cdot \cos \gamma_2 + \frac{\gamma_2 \cdot \phi_{3h} \cdot \sin \gamma_2}{\beta_2} - \phi_{7h} \right|$$

$$C_{Rv} = \frac{2}{\phi_{5v}} \cdot \frac{\gamma_2}{\beta_3} \cdot \left| \phi_{2v} \cdot \cos \gamma_2 + \frac{\gamma_2 \cdot \phi_{3v} \cdot \sin \gamma_2}{\beta_3} - \phi_{7v} \right|$$

$$\phi_{2h} = \frac{1}{2} \cdot (\sin \beta_2 \cdot \cosh \beta_2 + \cos \beta_2 \cdot \sinh \beta_2)$$

$$\phi_{2v} = \frac{1}{2} \cdot (\sin \beta_3 \cdot \cosh \beta_3 + \cos \beta_3 \cdot \sinh \beta_3)$$

$$\phi_{3h} = \frac{1}{2} \cdot \sin \beta_2 \cdot \sinh \beta_2$$

$$\phi_{3v} = \frac{1}{2} \cdot \sin \beta_3 \cdot \sinh \beta_3$$

$$\phi_{5h} = \frac{1}{2} \cdot (\sinh^2 \beta_2 - \sin^2 \beta_2)$$

$$\phi_{5v} = \frac{1}{2} \cdot (\sinh^2 \beta_3 - \sin^2 \beta_3)$$

$$\phi_{7h} = \frac{1}{4} \cdot (\sinh 2\beta_2 + \sin 2\beta_2)$$

$$\phi_{7v} = \frac{1}{4} \cdot (\sinh 2\beta_3 + \sin 2\beta_3)$$

ここに、

θ_h : 継手に生じる水平方向の地震時角変位 (rad)

θ_v : 継手に生じる鉛直方向の地震時角変位 (rad)

θ_{0h} : 無限連続梁として算出される水平方向の地震時曲げ変位 (rad)

θ_{0v} : 無限連続梁として算出される鉛直方向の地震時曲げ変位 (rad)

C_{Rh} : 水平方向の継手角変位係数

C_{Rv} : 鉛直方向の継手角変位係数

θ_{ah} : 可とう性継手の性能から決まる水平方向の許容角変位量 (rad)

θ_{av} : 可とう性継手の性能から決まる鉛直方向の許容角変位量 (rad)

L : 地震動の波長 $L = 139.096$ (m)

U_h : 水平方向の地盤の変位振幅 $U_h = 0.12460$ (m)

U_v : 鉛直方向の地盤の変位振幅 $U_v = 0.06230$ (m)

U_a : 可とう性継手の性能から決まる許容伸縮変位量 $U_a = 0.04500$ (m)

h_h : ボックスカルバートの外幅 $h_h = 4.000$ (m)

h_v : ボックスカルバートの外高 $h_v = 3.900$ (m)

K_{g2} : 水平方向の地盤の剛性係数 $K_{g2} = 26723.993$ (kN/m²)

K_{g3} : 鉛直方向の地盤の剛性係数 $K_{g3} = 80171.979$ (kN/m²)

E_c : コンクリートのヤング係数 $E_c = 2.80000 \times 10^7$ (kN/m²)

I_h : ボックスカルバートの水平面内の断面二次モーメント $I_h = 0.000$ (m⁴)

I_v : ボックスカルバートの鉛直面内の断面二次モーメント $I_v = 0.000$ (m⁴)

L_s : 継手間隔 $L_s = 10.000$ (m)

1) 水平方向

水平方向の曲げ変位に対する検討は、以下のようになる。

$$\begin{aligned} \gamma_2 &= \frac{2 \times \pi \times 10.000}{139.096} = 0.45172 \\ \beta_2 &= \sqrt[4]{\frac{26723.993}{4 \times 2.80000 \times 10^7 \times 14.050000}} \times 10.000 = 0.64195 \\ \alpha_2 &= \frac{1}{1 + \frac{1}{4} \times \left(\frac{0.45172}{0.64195}\right)^4} = 0.94225 \\ v_{0h} &= 0.94225 \times 0.12460 = 0.11740 \text{ (m)} \\ \theta_{0h} &= 0.11740 \times \frac{2 \times \pi}{139.096} = 0.00530 \text{ (rad)} \\ \phi_{2h} &= \frac{1}{2} \times (\sin 0.64195 \cdot \cosh 0.64195 + \cos 0.64195 \times \sinh 0.64195) = 0.63832 \\ \phi_{3h} &= \frac{1}{2} \times \sin 0.64195 \cdot \sinh 0.64195 = 0.20566 \\ \phi_{5h} &= \frac{1}{2} \times (\sinh^2 0.64195 - \sin^2 0.64195) = 0.05670 \\ \phi_{7h} &= \frac{1}{4} \times \{\sinh(2 \times 0.64195) + \sin(2 \times 0.64195)\} = 0.65650 \\ C_{Rh} &= \frac{2}{0.05670} \times \frac{0.45172}{0.64195} \\ &\quad \times | 0.63832 \times \cos 0.45172 + \frac{0.45172 \times 0.20566 \times \sin 0.45172}{0.64195} \\ &\quad - 0.65650 | = 0.47245 \\ \theta_h &= 0.00530 \times 0.47245 = 0.00250 \text{ (rad)} \\ \theta_{ah} &= \frac{0.04500}{4.000} = 0.01125 \text{ (rad)} \end{aligned}$$

故に、

$$\theta_h = 0.00250 \text{ (rad)} \leq \theta_{ah} = 0.01125 \text{ (rad)}$$

となり、安全である。

2) 鉛直方向

鉛直方向の曲げ変位に対する検討は、以下のようになる。

$$\begin{aligned} \beta_3 &= \sqrt[4]{\frac{80171.979}{4 \times 2.80000 \times 10^7 \times 12.969818}} \times 10.000 = 0.86192 \\ \alpha_3 &= \frac{1}{1 + \frac{1}{4} \times \left(\frac{0.45172}{0.86192}\right)^4} = 0.98149 \\ v_{0v} &= 0.98149 \times 0.06230 = 0.06115 \text{ (m)} \\ \theta_{0v} &= 0.06115 \times \frac{2 \times \pi}{139.096} = 0.00276 \text{ (rad)} \\ \phi_{2v} &= \frac{1}{2} \times (\sin 0.86192 \cdot \cosh 0.86192 + \cos 0.86192 \times \sinh 0.86192) = 0.84607 \\ \phi_{3v} &= \frac{1}{2} \times \sin 0.86192 \cdot \sinh 0.86192 = 0.36918 \\ \phi_{5v} &= \frac{1}{2} \times (\sinh^2 0.86192 - \sin^2 0.86192) = 0.18494 \\ \phi_{7v} &= \frac{1}{4} \times \{\sinh(2 \times 0.86192) + \sin(2 \times 0.86192)\} = 0.92553 \\ C_{Rv} &= \frac{2}{0.18494} \times \frac{0.45172}{0.86192} \\ &\quad \times | 0.84607 \times \cos 0.45172 + \frac{0.45172 \times 0.36918 \times \sin 0.45172}{0.86192} \\ &\quad - 0.92553 | = 0.45265 \\ \theta_v &= 0.00276 \times 0.45265 = 0.00125 \text{ (rad)} \\ \theta_{av} &= \frac{0.04500}{3.900} = 0.01154 \text{ (rad)} \end{aligned}$$

故に、

$$\theta_v = 0.00125 \text{ (rad)} \leq \theta_{av} = 0.01154 \text{ (rad)}$$

となり、安全である。

8. 計算結果一覧表

	断面照査 ($\gamma_i=1.00$)			
	水平方向曲げ耐力		鉛直方向曲げ耐力	
	kN·m		kN·m	
計算結果	M_d	126.617	M_d	185.827
許容値	M_{ud}	6068.769	M_{ud}	5967.940
判定	○		○	

	可とう性継手の遊間に対する検討					
	軸方向変位		曲げ変位			
			水平方向		鉛直方向	
	(mm)		(rad)		(rad)	
計算結果	u	27.88	θ_h	0.00250	θ_v	0.00125
許容値	u_a	45	θ_{ah}	0.01125	θ_{av}	0.01154
判定	○		○		○	

CSD