

ボックスカルバートの地震時設計

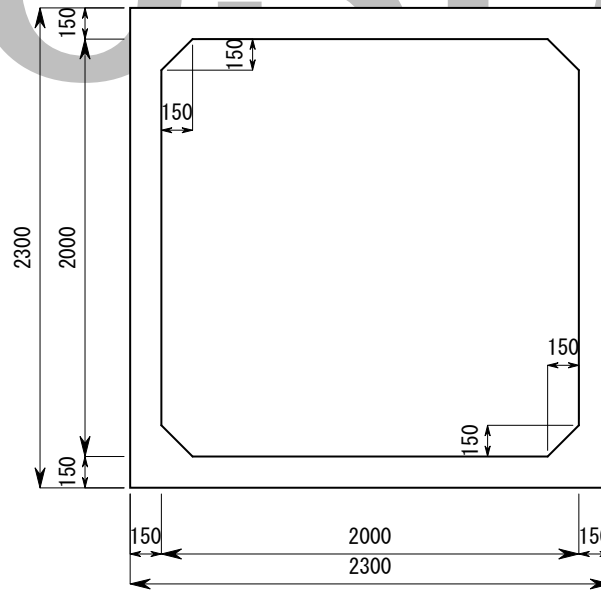
管軸方向断面の検討

1. 設計条件

(1) 設計地震動

地震動	レベル 1
地域区分	A 地域

(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	PCボックスカルバート 1.5型
呼び寸法	2000×2000
形状	標準タイプ

項目	規定寸法
内 幅 B (mm)	2000
内 高 H (mm)	2000
頂版厚 T ₁ (mm)	150
底版厚 T ₂ (mm)	150
左側壁厚 T ₃ (mm)	150
右側壁厚 T ₄ (mm)	150
外 幅 B ₀ (mm)	2300
外 高 H ₀ (mm)	2300
頂版ハンチ高 C ₁ (mm)	150
底版ハンチ高 C ₂ (mm)	150
有効長 L _p (mm)	2000

2) コンクリートの材料条件

材料名	ヤング係数 E_c (N/mm ²)	単位重量 γ_c (kN/m ³)
30	28000	24.50

(4) 接合材料条件

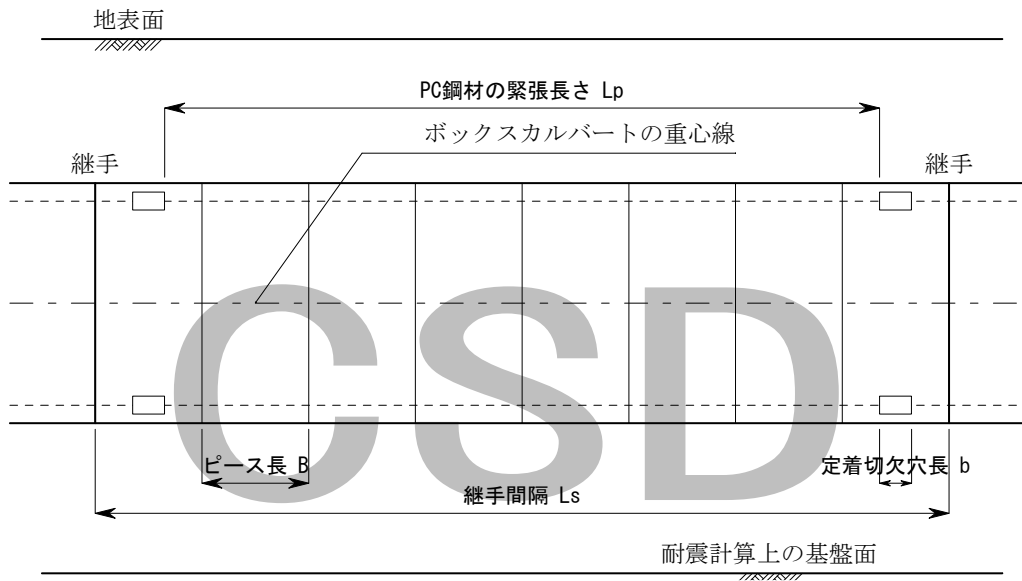
1) PC鋼材

PC鋼材の種類	PC鋼棒 B種 1号 SBPR 930/1080
引張強度 σ_{pu} (N/mm ²)	1080.0
降伏強さ σ_{py} (N/mm ²)	930.0
ヤング係数 E_p (N/mm ²)	200000.0
プレストレスング導入中 σ_{pia} (N/mm ²)	837.0
プレストレスング導入直後 σ_{pta} (N/mm ²)	756.0
設計荷重作用時 σ_{pea} (N/mm ²)	648.0

2) PC鋼材導入力

初期緊張力 σ_{pi} (N/mm ²)	346.0
角変化 1 ラジアン当りの摩擦係数 μ	0.300
角変化 α (rad)	0.000
長さ 1 m 当りの摩擦係数 λ	0.003
1 本の長さ L	6.000
有効係数 η	0.850

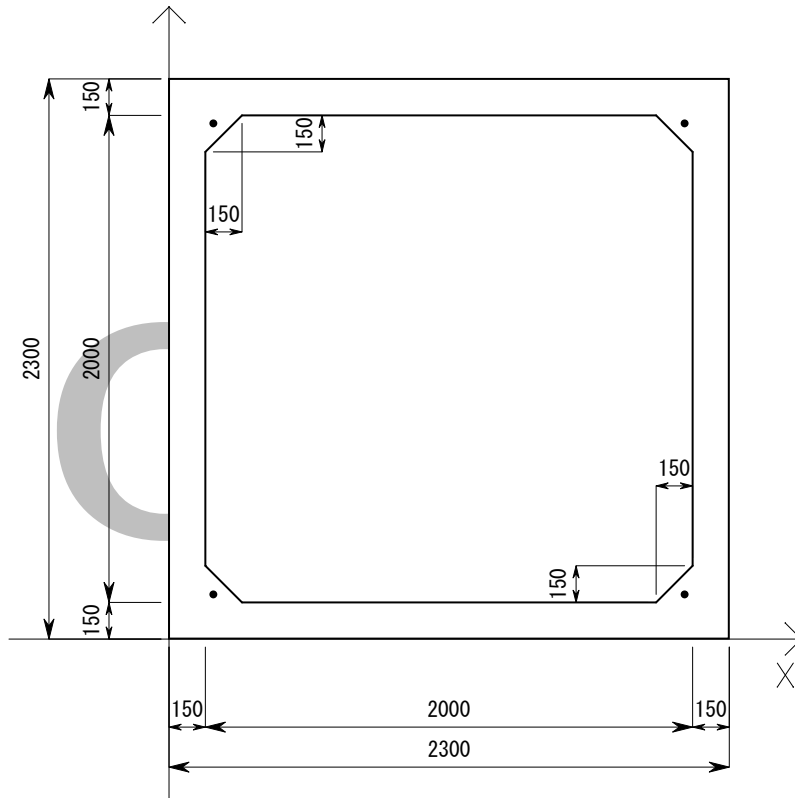
(5) 継手条件



継手管当りのピース数 n_c (個)	3
継手間隔 L_s (m)	50.000
定着切欠穴長 b (m)	0.250
PC鋼材の緊張長さ L_p (m)	48.750
許容伸縮変位量 (レベル 1) u_a (mm)	30
許容目地開き量 (レベル 1) w_a (mm)	5.0

	配置個数 (個)	ピース長 B (m)
1	1	1.000
2	1	2.000
3	1	1.000

(1) 鋼材配置

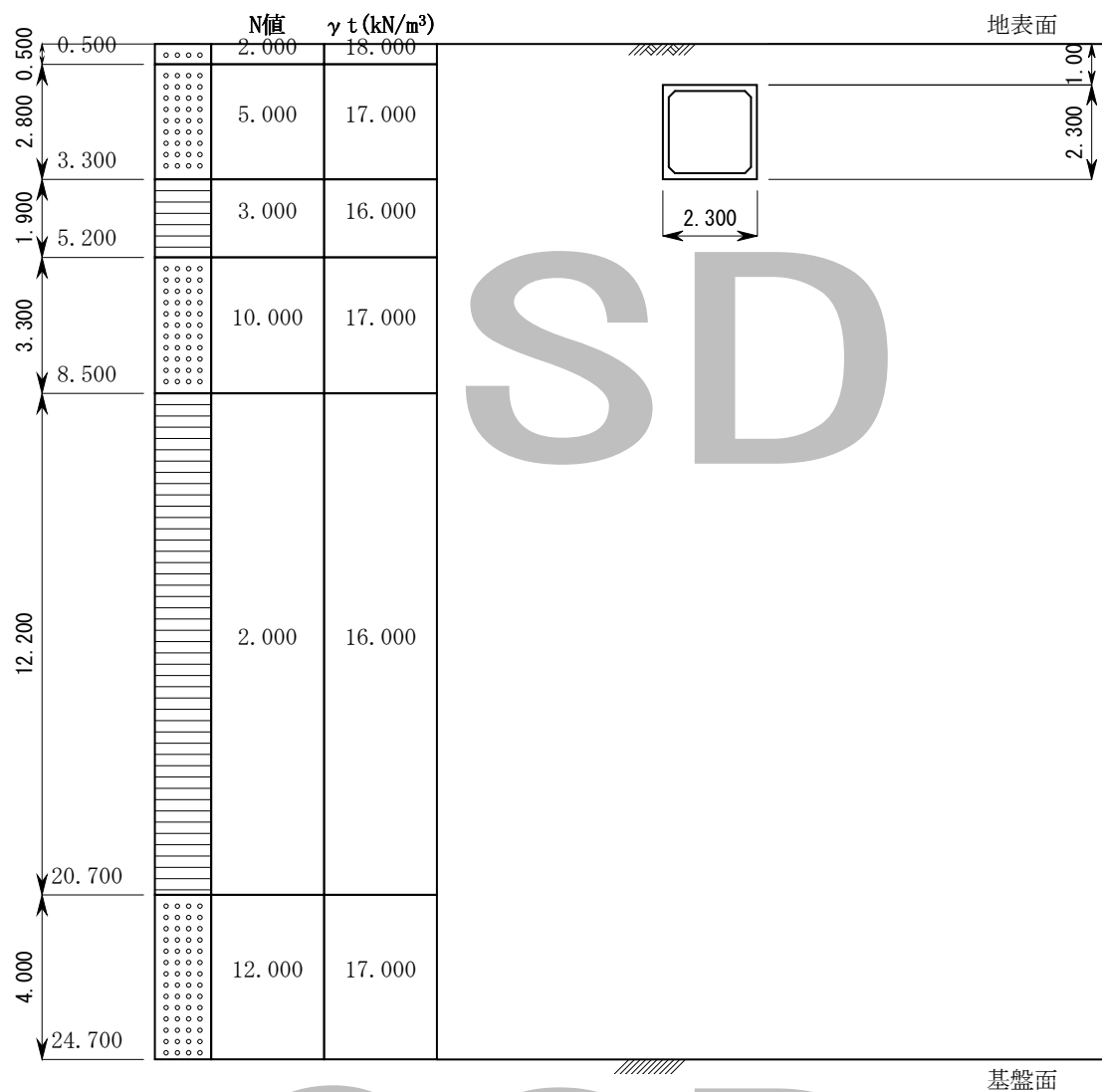


	X座標 (mm)	Y座標 (mm)
1	183	2117
2	2117	2117
3	183	183
4	2117	183

CSD

(6) 埋設条件

地表標高 GL-(m)	10.00
土被り H(m)	1.00



(7) 土質条件

調査名 Bor. No. 1

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)	平均 N 値 N
1	0.000~ 0.500	0.500	砂質土	18.000	2.000
2	0.500~ 3.300	2.800	砂質土	17.000	5.000
3	3.300~ 5.200	1.900	粘性土	16.000	3.000
4	5.200~ 8.500	3.300	砂質土	17.000	10.000
5	8.500~20.700	12.200	粘性土	16.000	2.000
6	20.700~24.700	4.000	砂質土	17.000	12.000

2. レベル1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	2.000	100.794	0.00496
2	砂質土	2.800	5.000	136.798	0.02047
3	粘性土	1.900	3.000	144.225	0.01317
4	砂質土	3.300	10.000	172.355	0.01915
5	粘性土	12.200	2.000	125.992	0.09683
6	砂質土	4.000	12.000	183.154	0.02184
					0.17642

$$\begin{aligned} T_G &= 4 \cdot \sum_{i=1}^n \frac{H_i}{V_{Si}} \\ &= 4 \times 0.17642 = 0.706 \text{ (s)} \end{aligned}$$

(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。

$$\begin{aligned} T_S &= 1.25 \cdot T_G \\ &= 1.25 \times 0.706 = 0.883 \text{ (s)} \end{aligned}$$

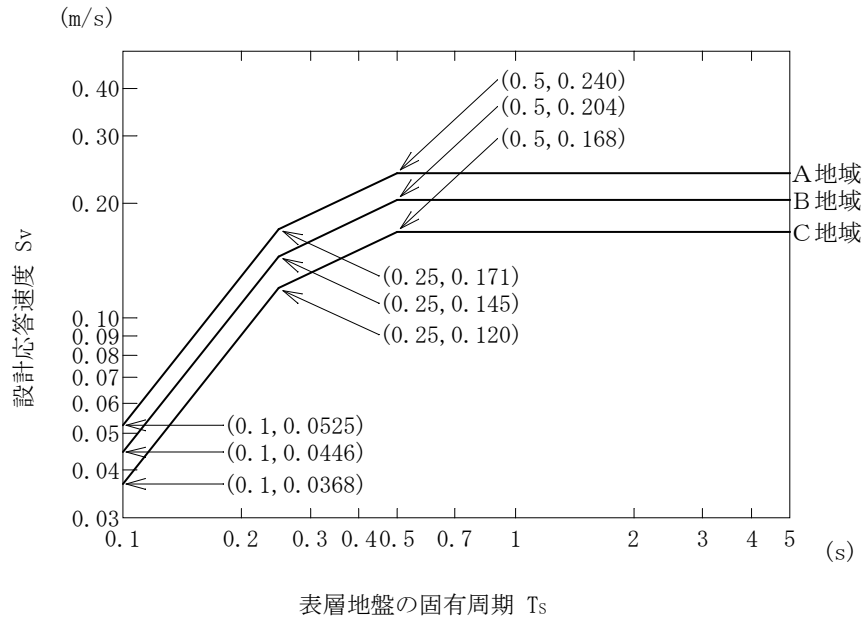
ここに、

T_S : 表層地盤の固有周期 (s)

T_G : 表層地盤の特性値 $T_G = 0.706$ (s)

(3) 設計応答速度

レベル1地震動の設計応答速度 S_v を下図より求めると、
 $S_v = 0.240$ (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 $T_s = 0.883$ (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。

$$V_{Ds} = \frac{4 \times 24.700}{0.883} = 111.891 \text{ (m/s)}$$

(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 $T_s = 0.883$ (s)

V_{Ds} : 表層地盤のせん断弾性波速度 $V_{Ds} = 111.891$ (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、

$$L_1 = 0.883 \times 111.891 = 98.800 \text{ (m)}$$

$$L_2 = 0.883 \times 300.000 = 264.900 \text{ (m)}$$

よって、地盤振動の波長 L は、次のようになる。

$$L = \frac{2 \times 98.800 \times 264.900}{98.800 + 264.900} = 143.921 \text{ (m)}$$

(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 $S_v = 0.240$ (m/s)
- T_s : 固有周期 $T_s = 0.883$ (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。

$$U_h(2.150) = \frac{2}{\pi^2} \times 0.240 \times 0.883 \times \cos \left(\frac{\pi \times 2.150}{2 \times 24.700} \right) = 0.04254 \text{ (m)}$$

$$U_v(2.150) = \frac{1}{2} \times 0.04254 = 0.02127 \text{ (m)}$$

(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。

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

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 $V_{Ds} = 111.891$ (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。

$$\begin{aligned} G_s &= \frac{16.449}{9.8} \times 111.891^2 \\ &= 21013.758 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

(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 $G_s = 21013.758$ (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。

$$\begin{aligned} K_{g1} &= 1.0 \times 21013.758 = 21013.758 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ K_{g2} &= 1.0 \times 21013.758 = 21013.758 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ K_{g3} &= 3.0 \times 21013.758 = 63041.274 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

(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	0.706
固有周期	T_s	s	0.883
せん断弾性波速度	V_{Ds}	m/s	111.891
せん断変形係数	G_s	kN/m ²	21013.758
地盤の剛性係数 (軸方向)	K_{g1}	kN/m ²	21013.758
“ (軸直角水平方向)	K_{g2}	kN/m ²	21013.758
“ (軸直角鉛直方向)	K_{g3}	kN/m ²	63041.274
設計応答速度 (レベル1地震動時)	S_v	m/s	0.240
地表面からカルバート重心までの深さ	Z	m	2.150

4. PC鋼棒導入力

PC鋼棒導入力は、次式より求める。

$$\begin{aligned}\sigma_{pe} &= \sigma_{pt} \cdot \eta \\ \sigma_{pt} &= \sigma_{pi} \cdot e^{-(\mu \cdot \alpha + \lambda \cdot L)}\end{aligned}$$

ここに、

- σ_{pe} : PC鋼材の有効引張応力度(設計荷重作用時) (N/mm²)
- σ_{pt} : プレストレッシング直後の引張応力度 (N/mm²)
- σ_{pi} : 初期緊張力による引張応力度 $\sigma_{pi} = 346.0$ (N/mm²)
- η : 有効係数 $\eta = 0.850$
- μ : PC鋼棒の角変化1ラジアン当たりの摩擦係数 $\mu = 0.300$
- α : PC鋼棒の角変化 $\alpha = 0.000$ (rad)
- λ : PC鋼棒の長さ1m当たりの摩擦係数 $\lambda = 0.003$
- L : PC鋼棒の長さ $L = 6.000$ (m)

よって、慣性力は、以下のようになる。

$$\begin{aligned}\sigma_{pt} &= \sigma_{pi} \cdot e^{-(\mu \cdot \alpha + \lambda \cdot L)} \\ &= 346.0 \times e^{-(0.300 \times 0.000 + 0.003 \times 6.000)} \\ &= 339.828 \text{ (N/mm}^2\text{)} \\ \sigma_{pe} &= \sigma_{pt} \cdot \eta \\ &= 339.828 \times 0.850 \\ &= 288.854 \text{ (N/mm}^2\text{)}\end{aligned}$$

CSD

5. 等価剛性

(1) 等価軸剛性

等価軸剛性は、次式より求める。

$$(EA)_{eq} = n_p \cdot k_p \cdot L_p + E_c \cdot A_c \quad \text{離間前 (} P < P_e \text{)}$$

$$= n_p \cdot k_p \cdot L_p \quad \text{離間後 (} P \geq P_e \text{)}$$

$$A_{eq} = \frac{(EA)_{eq}}{E_c}$$

$$k_p = \frac{E_p \cdot A_p}{L_p}$$

ここに、

(EA)_{eq} : 等価軸剛性 (kN)

A_{eq} : 断面積 (m²)

k_p : 縦締めPC鋼材の1本当りの引張剛性 (kN/m)

n_p : 縦締めPC鋼材の本数 n_p = 4(本)

E_c : コンクリートのヤング係数 E_c = 2.80000 × 10⁷ (kN/m²)

A_c : コンクリートの断面積 A_c = 1.290000 (m²)

E_p : PC鋼材のヤング係数 E_p = 2.00000 × 10⁸ (kN/m²)

A_p : PC鋼材の1本当りの断面積 A_p = 3.46400 × 10⁻⁴ (m²)

L_p : PC鋼棒の緊張長さ L_p = 48.750 (m)

b : PC鋼材を緊張定着する箱(切欠部)の長さ b = 0.250 (m)

ここで、

$$k_p = \frac{2.00000 \times 10^8 \times 3.46400 \times 10^{-4}}{48.750} = 1421.128 \text{ (kN/m)}$$

よって、等価軸剛性は、以下のようになる。

1) 離間前 (P < P_e)

$$(EA)_{eq} = 4 \times 1421.128 \times 48.750 + 2.80000 \times 10^7 \times 1.290000 = 36397119.960 \text{ (kN)}$$

$$A_{eq} = \frac{36397119.960}{2.80000 \times 10^7} = 1.299897 \text{ (m}^2\text{)}$$

2) 離間後 (P ≥ P_e)

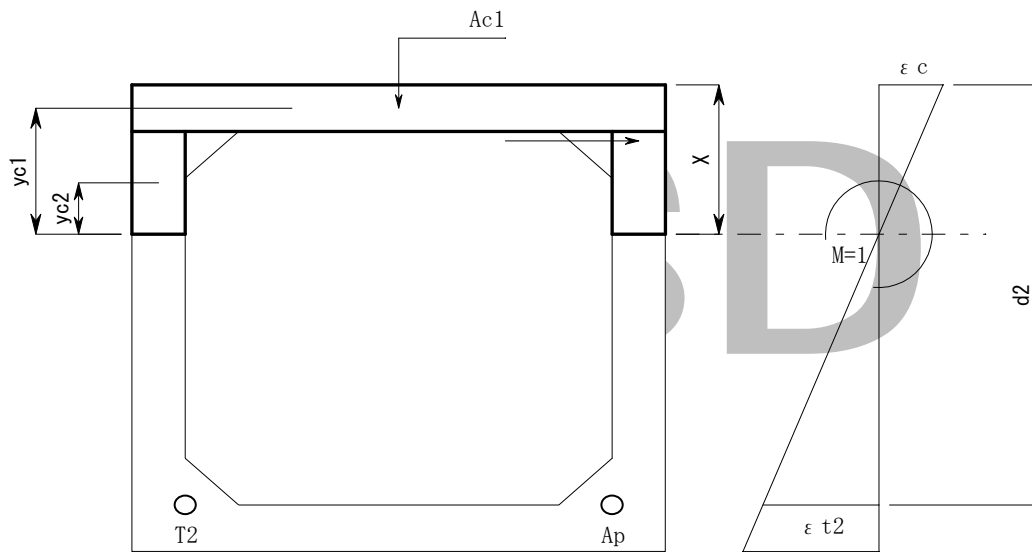
$$(EA)_{eq} = 4 \times 1421.128 \times 48.750 = 277119.960 \text{ (kN)}$$

$$A_{eq} = \frac{277119.960}{2.80000 \times 10^7} = 0.009897 \text{ (m}^2\text{)}$$

(2) 等価曲げ剛性

1) 水平方向の回転ばね定数

力の釣り合いから、コンクリート及びP C鋼材のひずみを考え、単位モーメント当りの回転ばね定数を算出する。



力の釣り合いより、中立軸Xが図の位置にある場合は次の様な式が成り立つ。

$$A_c \cdot y_c = A_{c1} \cdot y_{c1} + 2 \cdot A_{c2} \cdot y_{c2}$$

$$A_c \cdot y_c = \frac{E_p}{E_c} \cdot \sum_{i=1}^n \{A_{p_i} \cdot (d(i) - X)\}$$

CSD

鋼材配置より圧縮縁から中立軸までの距離 X_h を求めると、下記式が導かれる。

・左側壁が圧縮側の場合

$$2.300 \times X \times \frac{X}{2} = \frac{200000.0}{28000} \times \{2 \times 0.00034640 \times (0.183 - X) + 2 \times 0.00034640 \times (2.117 - X)\}$$

$$1.150X^2 + 0.00990X - 0.01138 = 0$$

$$X_h = 0.09527$$

次に断面二次モーメントを求めると、

	A_c	y_c	$A_c \cdot y_c$	$A_c \cdot y_c^2$	I'
コンクリート	0.21913	0.04764	0.01044	0.00050	0.00017
PC鋼材	0.00247	0.18300	0.00045	0.00008	-
	0.00247	2.11700	0.00524	0.01109	-
	0.00247	0.18300	0.00045	0.00008	-
	0.00247	2.11700	0.00524	0.01109	-
合計	0.22903	-	0.02182	0.02284	0.00017

故に、

$$y_c = 0.09528 \text{ (m)}$$

$$I_e = 0.02093 \text{ (m}^4\text{)}$$

となる。

・右側壁が圧縮側の場合

$$2.300 \times X \times \frac{X}{2} = \frac{200000.0}{28000} \times \{2 \times 0.00034640 \times (2.117 - X) + 2 \times 0.00034640 \times (0.183 - X)\}$$

$$1.150X^2 + 0.00990X - 0.01138 = 0$$

$$X_h = 0.09527$$

次に断面二次モーメントを求めると、

	A_c	y_c	$A_c \cdot y_c$	$A_c \cdot y_c^2$	I'
コンクリート	0.21913	0.04764	0.01044	0.00050	0.00017
PC鋼材	0.00247	2.11700	0.00524	0.01109	-
	0.00247	0.18300	0.00045	0.00008	-
	0.00247	2.11700	0.00524	0.01109	-
	0.00247	0.18300	0.00045	0.00008	-
合計	0.22903	-	0.02182	0.02284	0.00017

故に、

$$y_c = 0.09528 \text{ (m)}$$

$$I_e = 0.02093 \text{ (m}^4\text{)}$$

となる。

左側壁のコンクリートを圧縮断面になる方を採用して、以下検討を行う。
故に、 $y_c = 0.09528$ (m) $I_e = 0.02093$ (m⁴) となる。

次に引張鋼材図心位置での単位モーメントあたりの引張歪み、変位、回転角を求め、ボックスカルバート目地部の回転ばね定数を算出する。

$$k_{\theta} = \frac{M}{\theta}$$

$$\theta = \frac{\delta'}{d - x}$$

$$\delta' = \frac{\delta}{n_c - 1}$$

$$\delta = \frac{T}{n_{p2} \cdot k_p}$$

$$T = E_p \cdot \varepsilon_t \cdot n_{p2} \cdot A_p$$

$$\varepsilon_t = \frac{M}{E_c \cdot I_e} \cdot (d - x)$$

ここに、

- k_{θ} : ボックスカルバート目地部の回転ばね定数 (kN・m/rad)
- θ : 目地部断面での単位モーメント当りの回転角 (rad)
- δ' : ボックスカルバート 1 ピース分の変位 (m)
- δ : 継手間隔内の部材中央の変位 (m)
- T : P C 鋼材 1 本当りの引張力 (kN)
- ε_t : コンクリートの引張ひずみ
- M : 単位曲げモーメント (10kN・m)
- d : 圧縮縁から一番外側 P C 鋼棒までの距離 $d = 2.117$ (m)
- x : 圧縮縁から中立軸までの距離 $x = 0.09528$ (m)
- n_c : 1 ブロック当りのピース数 $n_c = 3$ (個)
- n_{p2} : 引張側 P C 鋼材の本数 $n_{p2} = 2$ (本)
- k_p : P C 鋼材 1 本当りの引張剛性 $k_p = 1421.128$ (kN/m)
- E_p : P C 鋼材のヤング係数 $E_p = 2.00000 \times 10^8$ (kN/m²)
- A_p : P C 鋼材の断面積 $A_p = 3.46400 \times 10^{-4}$ (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_e : 断面二次モーメント $I_e = 0.02093$ (m⁴)

よって、ボックスカルバート目地部の回転ばね定数は、以下のようになる。

$$\varepsilon_t = \frac{10}{2.80000 \times 10^7 \times 0.02093} \times (2.117 - 0.09528) = 3.450 \times 10^{-5}$$

$$T = 2.00000 \times 10^8 \times 3.450 \times 10^{-5} \times 2 \times 3.46400 \times 10^{-4} = 4.780 \text{ (kN)}$$

$$\delta = \frac{4.780}{2 \times 1421.128} = 1.682 \times 10^{-3} \text{ (m)}$$

$$\delta' = \frac{1.682 \times 10^{-3}}{3 - 1} = 84.100 \times 10^{-5} \text{ (m)}$$

$$\theta = \frac{84.100 \times 10^{-5}}{2.117 - 0.09528} = 41.598 \times 10^{-5} \text{ (rad)}$$

$$k_{\theta} = \frac{10}{41.598 \times 10^{-5}} = 0.240 \times 10^5 \text{ (kN・m/rad)}$$

2)鉛直方向の回転ばね定数

- ・頂版が圧縮側の場合

$$2.300 \times X \times \frac{X}{2} = \frac{200000.0}{28000} \times \{2 \times 0.00034640 \times (0.183 - X) + 2 \times 0.00034640 \times (2.117 - X)\}$$

$$1.150X^2 + 0.00990X - 0.01138 = 0$$

$$X_v = 0.09527$$

次に断面二次モーメントを求めると、

	A _c	y _c	A _c ・y _c	A _c ・y _c ²	I'
コンクリート	0.21913	0.04764	0.01044	0.00050	0.00017
PC鋼材	0.00247	0.18300	0.00045	0.00008	-
	0.00247	0.18300	0.00045	0.00008	-
	0.00247	2.11700	0.00524	0.01109	-
	0.00247	2.11700	0.00524	0.01109	-
合計	0.22903	-	0.02182	0.02284	0.00017

故に、

$$y_c = 0.09528 \text{ (m)}$$

$$I_e = 0.02093 \text{ (m}^4\text{)}$$

となる。

- ・底版が圧縮側の場合

$$2.300 \times X \times \frac{X}{2} = \frac{200000.0}{28000} \times \{2 \times 0.00034640 \times (2.117 - X) + 2 \times 0.00034640 \times (0.183 - X)\}$$

$$1.150X^2 + 0.00990X - 0.01138 = 0$$

$$X_v = 0.09527$$

次に断面二次モーメントを求めると、

	A _c	y _c	A _c ・y _c	A _c ・y _c ²	I'
コンクリート	0.21913	0.04764	0.01044	0.00050	0.00017
PC鋼材	0.00247	2.11700	0.00524	0.01109	-
	0.00247	2.11700	0.00524	0.01109	-
	0.00247	0.18300	0.00045	0.00008	-
	0.00247	0.18300	0.00045	0.00008	-
合計	0.22903	-	0.02182	0.02284	0.00017

故に、

$$y_c = 0.09528 \text{ (m)}$$

$$I_e = 0.02093 \text{ (m}^4\text{)}$$

となる。

頂版のコンクリートを圧縮断面になる方を採用して、以下検討を行う。
 故に、y_c = 0.09528(m) I_e = 0.02093(m⁴) となる。

次に引張鋼材図心位置での単位モーメントあたりの引張歪み、変位、回転角を求め、ボックスカルバート目地部の回転ばね定数を算出する。

$$k_{\theta} = \frac{M}{\theta}$$

$$\theta = \frac{\delta'}{d - x}$$

$$\delta' = \frac{\delta}{n_c - 1}$$

$$\delta = \frac{T}{n_{p2} \cdot k_p}$$

$$T = E_p \cdot \varepsilon_t \cdot n_{p2} \cdot A_p$$

$$\varepsilon_t = \frac{M}{E_c \cdot I_e} \cdot (d - x)$$

ここに、

- k_{θ} : ボックスカルバート目地部の回転ばね定数 (kN・m/rad)
- θ : 目地部断面での単位モーメント当りの回転角 (rad)
- δ' : ボックスカルバート 1 ピース分の変位 (m)
- δ : 継手間隔内の部材中央の変位 (m)
- T : P C 鋼材 1 本当りの引張力 (kN)
- ε_t : コンクリートの引張ひずみ
- M : 単位曲げモーメント (10kN・m)
- d : 圧縮縁から一番外側 P C 鋼棒までの距離 $d = 2.117$ (m)
- x : 圧縮縁から中立軸までの距離 $x = 0.09528$ (m)
- n_c : 1 ブロック当りのピース数 $n_c = 3$ (個)
- n_{p2} : 引張側 P C 鋼材の本数 $n_{p2} = 2$ (本)
- k_p : P C 鋼材 1 本当りの引張剛性 $k_p = 1421.128$ (kN/m)
- E_p : P C 鋼材のヤング係数 $E_p = 2.00000 \times 10^8$ (kN/m²)
- A_p : P C 鋼材の断面積 $A_p = 3.46400 \times 10^{-4}$ (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_e : 断面二次モーメント $I_e = 0.02093$ (m⁴)

よって、ボックスカルバート目地部の回転ばね定数は、以下のようになる。

$$\varepsilon_t = \frac{10}{2.80000 \times 10^7 \times 0.02093} \times (2.117 - 0.09528) = 3.450 \times 10^{-5}$$

$$T = 2.00000 \times 10^8 \times 3.450 \times 10^{-5} \times 2 \times 3.46400 \times 10^{-4} = 4.780 \text{ (kN)}$$

$$\delta = \frac{4.780}{2 \times 1421.128} = 1.682 \times 10^{-3} \text{ (m)}$$

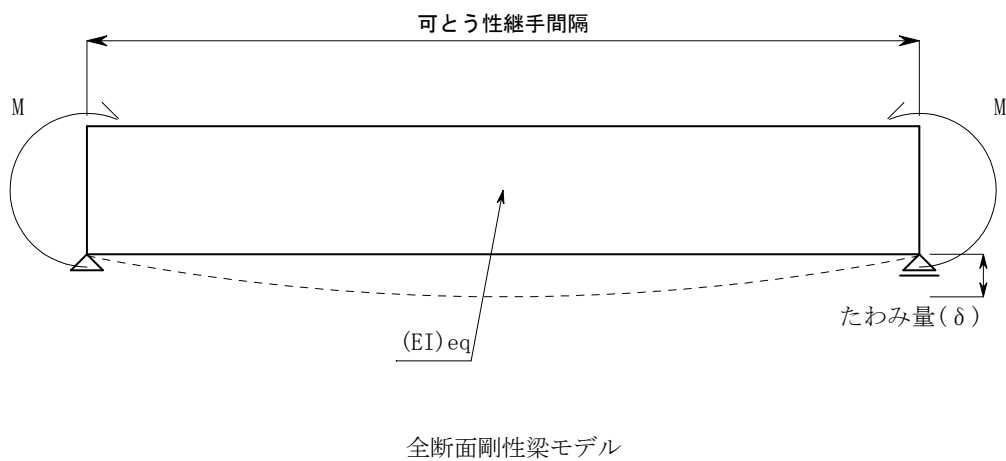
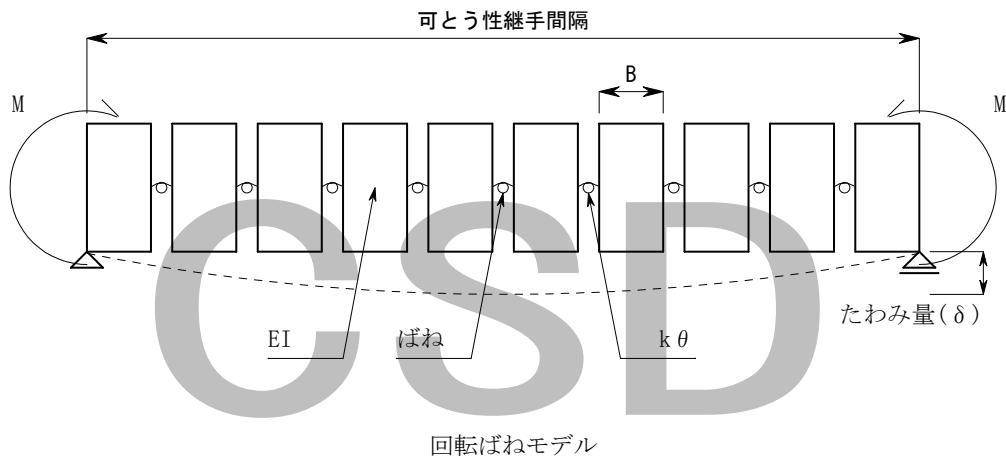
$$\delta' = \frac{1.682 \times 10^{-3}}{3 - 1} = 84.100 \times 10^{-5} \text{ (m)}$$

$$\theta = \frac{84.100 \times 10^{-5}}{2.117 - 0.09528} = 41.598 \times 10^{-5} \text{ (rad)}$$

$$k_{\theta} = \frac{10}{41.598 \times 10^{-5}} = 0.240 \times 10^5 \text{ (kN・m/rad)}$$

3) 等価曲げ剛性

等価曲げ剛性の算出方法は、目地部を回転ばねに置き換えた単純梁モデルの材端に単位モーメント荷重を作用させ、梁中央部における変位量 δ を回転モーメント荷重が作用する単純梁に置き換えて断面二次モーメントを逆算にて算出する。



前項で求めた水平・鉛直方向の回転ばねを用いて変位量を求めると、

$$\begin{aligned} \text{変位量 (水平)} \quad \delta &= 0.417 \times 10^{-3} (\text{m}) \\ \text{" (鉛直)} \quad \delta &= 0.417 \times 10^{-3} (\text{m}) \end{aligned}$$

となり、この変位量 δ により単純梁に回転モーメント荷重を作用させた時の断面二次モーメント I を求める。

a) 水平方向

単純梁の部材端に回転モーメント荷重が働いた時の部材中央に発生するたわみは次式が与えられ、この次式に前項で求めた水平方向の変位量を代入し、水平方向の断面二次モーメントを求める。

$$\delta = \frac{L_s^2}{6 \cdot E_c \cdot I_h} \cdot \left\{ M \cdot \left(\frac{2 \cdot X}{L_s} - \frac{3 \cdot X^2}{L_s^2} + \frac{X^3}{L_s^3} \right) + M \cdot \left(\frac{X}{L_s} - \frac{X^3}{L_s^3} \right) \right\}$$

ここに、

- δ : 梁中央における水平方向の変位量 $\delta = 0.417 \times 10^{-3} \text{ (m)}$
- I_h : 水平方向の断面二次モーメント (m^4)
- L_s : ボックスカルバート1ブロックの長さ $L_s = 50.000 \text{ (m)}$
- E_c : コンクリートのヤング係数 $E_c = 2.80000 \times 10^7 \text{ (kN/m}^2\text{)}$
- X : ボックスカルバート1ブロックの半分の長さ (m)
- M : 単位曲げモーメント ($10 \text{ kN} \cdot \text{m}$)

ここで、1ブロックの半分の長さを代入すると、水平方向の δ は次のようになる。

$$X = \frac{L_s}{2} = \frac{50.000}{2} = 25.000 \text{ (m)}$$

$$\delta = \frac{18750.000}{6 \times 2.80000 \times 10^7 \times I_h} \text{ (m)}$$

故に、前項で求めた水平方向の変位量を代入すると、 I_h は以下のようになる。

$$I_h = \frac{18750.000}{6 \times 2.80000 \times 10^7 \times 0.417 \times 10^{-3}} = 0.26764 \text{ (m}^4\text{)}$$

b) 鉛直方向

水平方向と同様に鉛直方向の δ を求めると、次のようになる。

$$\delta = \frac{18750.000}{6 \times 2.80000 \times 10^7 \times I_v} \text{ (m)}$$

故に、前項で求めた垂直方向の変位量を代入すると、 I_v は以下のようになる。

$$I_v = \frac{18750.000}{6 \times 2.80000 \times 10^7 \times 0.417 \times 10^{-3}} = 0.26764 \text{ (m}^4\text{)}$$

(3) 等価剛性の定数

下表に等価剛性の諸定数値を示す。

断面の諸定数		離間前	離間後
断面積	A_c (m^2)	1.299897	0.009897
断面二次モーメント (水平面内)	I_h (m^4)	0.99867	0.26764
断面二次モーメント (鉛直面内)	I_v (m^4)	0.99867	0.26764
等価軸剛性	($E A$) eq (kN)	36397120	277120
等価曲げ剛性 (水平面内)	($E I_h$) eq (kN·m ²)	27962900	7493920
等価曲げ剛性 (鉛直面内)	($E I_v$) eq (kN·m ²)	27962900	7493920

6. 地震時軸力に対する検討

地震時軸力に対する検討は、地震時発生軸力方向引張力に対し、ボックスカルバート継手部が離間するか否か検討を行い、離間状況に応じて、再度、地震時軸方向引張力を求め、縦締めPC鋼棒の増加応力度および継手部目地開きの照査を行い、安全性を確認する。

(1) 目地の離間有無の判定

目地の離間有無の判定は次式により求める。

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

$$P_e = \sigma_{pe} \cdot A_p \cdot n_p$$

$P' \geq P_e$ の場合、目地は離間する。

$P' < P_e$ の場合、目地は離間しない。

$$P = \sqrt{2 \cdot P_h^2 + 2 \cdot P_v^2}$$

$$P_h = \alpha_1 \cdot \xi_1 \cdot \frac{\pi (EA)_{eq}}{L} \cdot U_h$$

$$P_v = \alpha_1 \cdot \xi_1 \cdot \frac{\pi (EA)_{eq}}{L} \cdot \frac{U_h + U_v}{2}$$

$$\xi_1 = \frac{\sqrt{\phi_1^2 + \phi_2^2}}{\exp(\nu' \cdot \lambda_1 \cdot L') - \exp(-\nu' \cdot \lambda_1 \cdot L')}$$

$$\phi_1 = \{ \exp(-\nu' \cdot \lambda_1 \cdot L') - \cos(2\pi \cdot \nu') \} \cdot \exp(\mu' \cdot \lambda_1 \cdot L') \\ - \{ \exp(\nu' \cdot \lambda_1 \cdot L') - \cos(2\pi \cdot \nu') \} \cdot \exp(-\mu' \cdot \lambda_1 \cdot L') \\ + 2 \sinh(\nu' \cdot \lambda_1 \cdot L') \cdot \cos(2\pi \cdot \mu')$$

$$\phi_2 = 2 \cdot \sin(2\pi \cdot \nu') \cdot \sinh(\mu' \cdot \lambda_1 \cdot L') - 2 \cdot \sin(2\pi \cdot \mu') \cdot \sinh(\nu' \cdot \lambda_1 \cdot L')$$

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

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

$$\alpha_1 = \frac{1}{1 + \left(\frac{2\pi}{\lambda_1 \cdot L'} \right)^2}$$

$$\lambda_1 = \sqrt{\frac{K_{g1}}{(EA)_{eq}}}$$

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

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_e : ボックスカルバートの縦締め有効緊張力 (kN)

σ_{pe} : PC鋼材の有効引張応力度 $\sigma_{pe} = 288.854 \times 10^3$ (kN/m²)

A_p : PC鋼材の断面積 $A_p = 3.46400 \times 10^{-4}$ (m²)

n_p : PC鋼材の本数 $n_p = 4$ (本)

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 : 水平面に発生する軸方向引張力 (kN)

P_v : 鉛直面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 $L_s = 50.000$ (m)

L : 地震振動の波長 $L = 143.921$ (m)

L' : 換算波長 (m)

$(EA)_{eq}$: 離間前の等価軸剛性 $(EA)_{eq} = 36397119.960$ (kN)

U_h : 水平方向の地盤の変位振幅 $U_h = 0.04254$ (m)

U_v : 鉛直方向の地盤の変位振幅 $U_v = 0.02127$ (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

K_{g1} : 軸方向の地盤の剛性係数 $K_{g1} = 21013.758$ (kN/m²)

よって、目地の離間有無の判定は、以下のようになる。

$$\begin{aligned}
 L' &= \sqrt{2} \times 143.921 = 203.535 \text{ (m)} \\
 \lambda_1 &= \sqrt{\frac{21013.758}{36397120}} = 0.02403 \\
 \alpha_1 &= \frac{1}{1 + \left(\frac{2\pi}{0.02403 \times 203.535}\right)^2} = 0.37731 \\
 \nu' &= \frac{50.000}{203.535} = 0.24566 \\
 \mu' &= \frac{50.000}{2 \times 203.535} = 0.12283 \\
 \nu' \cdot \lambda_1 \cdot L' &= 0.24566 \times 0.02403 \times 203.535 = 1.20151 \\
 \mu' \cdot \lambda_1 \cdot L' &= 0.12283 \times 0.02403 \times 203.535 = 0.60075 \\
 2\pi \cdot \nu' &= 2 \times \pi \times 0.24566 = 1.54353 \\
 2\pi \cdot \mu' &= 2 \times \pi \times 0.12283 = 0.77176 \\
 \phi_1 &= \{ \exp(-1.20151) - \cos(1.54353) \} \times \exp(0.60075) \\
 &\quad - \{ \exp(1.20151) - \cos(1.54353) \} \times \exp(-0.60075) \\
 &\quad + 2 \sinh(1.20151) \times \cos(0.77176) \\
 &= 0.85766 \\
 \phi_2 &= 2 \times \sin(1.54353) \times \sinh(0.60075) - 2 \times \sin(0.77176) \times \sinh(1.20151) \\
 &= -0.83459 \\
 \xi_1 &= \frac{\sqrt{0.85766^2 - 0.83459^2}}{\exp(1.20151) - \exp(-1.20151)} \\
 &= 0.39569 \\
 P_h &= 0.37731 \times 0.39569 \times \frac{\pi \times 36397119.960}{143.921} \times 0.04254 \\
 &= 5045.958 \text{ (kN)} \\
 P_v &= 0.37731 \times 0.39569 \times \frac{\pi \times 36397119.960}{143.921} \times \frac{0.04254 + 0.02127}{2} \\
 &= 3784.468 \text{ (kN)} \\
 P &= \sqrt{2 \times 5045.958^2 + 2 \times 3784.468^2} \\
 &= 8920.077 \text{ (kN)} \\
 P' &= 1/\sqrt{2} \times 8920.077 \\
 &= 6307.447 \text{ (kN)} \\
 P_e &= 288.854 \times 10^3 \times 3.46400 \times 10^{-4} \times 4 \\
 &= 400.236 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

故に、

$$P' = 6307.447 \text{ (kN)} \geq P_e = 400.236 \text{ (kN)}$$

となり、目地は離間する。

(2) 地震時軸力（離間時）の計算

前項の判定に基づいて、目地が離間するものと見なし、目地離間時の軸方向剛性より、発生軸方向引張力を求める。

ここで、

$$\text{離間後の等価軸剛性 } (EA)_{eq} = 277119.960 \text{ (kN)}$$

よって、目地離間時の発生軸方向引張力は、以下のようになる。

$$\begin{aligned}
 \lambda_1 &= \sqrt{\frac{21013.758}{277119.960}} = 0.27537 \\
 \alpha_1 &= \frac{1}{1 + \left(\frac{2\pi}{0.27537 \times 203.535}\right)^2} = 0.98759 \\
 P_h &= 0.98759 \times \frac{\pi \times 277119.960}{143.921} \times 0.04254 \\
 &= 254.137 \text{ (kN)} \\
 P_v &= 0.98759 \times \frac{\pi \times 277119.960}{143.921} \times \frac{0.04254 + 0.02127}{2} \\
 &= 190.603 \text{ (kN)} \\
 P &= \sqrt{2 \times 254.137^2 + 2 \times 190.603^2} \\
 &= 449.255 \text{ (kN)} \\
 P' &= 1/\sqrt{2} \times 449.255 \\
 &= 317.671 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

(3) PC鋼材応力度の検討

PC鋼材応力度は次式により求める。

$$T_n = \frac{P' + P_e}{n_p} \leq P_a$$

$$P_a = 0.9 \cdot \sigma_{py} \cdot A_p \quad (\text{レベル1地震動時})$$

ここに、

T_n : PC鋼材1本あたりに作用する引張力 (kN)

P_a : PC鋼材の地震時許容引張力 (kN)

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 $P' = 317.671$ (kN)

P_e : ボックスカルバートの縦締め有効緊張力 $P_e = 400.236$ (kN)

n_p : PC鋼材の本数 $n_p = 4$ (本)

σ_{py} : PC鋼材の降伏点応力度 $\sigma_{py} = 930000.000$ (kN/m²)

A_p : PC鋼材の1本当たりの断面積 $A_p = 3.46400 \times 10^{-4}$ (m²)

よって、PC鋼材応力度は、以下のようになる。

$$T_n = \frac{317.671 + 400.236}{4} = 179.477 \text{ (kN)}$$

$$P_a = 0.9 \times 930000.000 \times 3.46400 \times 10^{-4} = 289.937 \text{ (kN)}$$

故に、

$$T_n = 179.477 \text{ (kN)} \leq P_a = 289.937 \text{ (kN)}$$

となり、安全である。

(4) 目地開き量の検討

目地開き量の検討は次式により行う。

$$W = \frac{P'}{k_p \cdot n_p \cdot (n_c - 1)} \leq W_a$$

ここに、

W : ボックスカルバート継手部発生日地開き量 (mm)

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 $P' = 317.671$ (kN)

k_p : PC鋼材の1本当たりの引張剛性 $k_p = 1421.128$ (kN/m)

n_p : PC鋼材の本数 $n_p = 4$ (本)

n_c : 1ブロック当たりのピース数 $n_c = 3$ (個)

W_a : 許容目地開き量 $W_a = 5.0$ (mm)

よって、目地開き量は、以下のようになる。

$$W = \frac{317.671}{1421.128 \times 4 \times (3 - 1)} = 27.94 \times 10^{-3} \text{ (m)} = 27.94 \text{ (mm)}$$

故に、

$$W = 27.94 \text{ (mm)} > W_a = 5.0 \text{ (mm)}$$

となり、許容値を満たさない。

7. 地震時曲げモーメントに対する検討

(1) 地震時曲げモーメント

目地が離間することより、地震時曲げモーメントは次式により求める。尚、 ξ_2 及び ξ_3 は1.0とする。

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

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

$$M_h = \alpha_2 \cdot \xi_2 \cdot \frac{4 \cdot \pi^2 \cdot (EI_h)_{eq}}{L^2} \cdot U_h$$

$$M_v = \alpha_3 \cdot \xi_3 \cdot \frac{4 \cdot \pi^2 \cdot (EI_v)_{eq}}{L^2} \cdot U_v$$

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

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

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

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

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 $\xi_2 = 1.0$

ξ_3 : 鉛直方向の可とう性継手による断面力低減係数 $\xi_3 = 1.0$

$(EI_h)_{eq}$: 水平方向の等価曲げ剛性 $(EI_h)_{eq} = 7493920.000$ (kN・m²)

$(EI_v)_{eq}$: 鉛直方向の等価曲げ剛性 $(EI_v)_{eq} = 7493920.000$ (kN・m²)

U_h : 水平方向の地盤の変位振幅 $U_h = 0.04254$ (m)

U_v : 鉛直方向の地盤の変位振幅 $U_v = 0.02127$ (m)

L : 地盤振動の波長 $L = 143.921$ (m)

K_{g2} : 水平方向の地盤の剛性係数 $K_{g2} = 21013.758$ (kN/m²)

K_{g3} : 鉛直方向の地盤の剛性係数 $K_{g3} = 63041.274$ (kN/m²)

よって、地震時曲げモーメントは、以下のようになる。

$$\lambda_2 = \sqrt[4]{\frac{21013.758}{7493920.000}} = 0.23012$$

$$\lambda_3 = \sqrt[4]{\frac{63041.274}{7493920.000}} = 0.30285$$

$$\alpha_2 = \frac{1}{1 + \left(\frac{2 \times \pi}{0.23012 \times 143.921}\right)^2} = 0.96526$$

$$\alpha_3 = \frac{1}{1 + \left(\frac{2 \times \pi}{0.30285 \times 143.921}\right)^2} = 0.97964$$

$$M_h = 0.96526 \times 1.0 \times \frac{4 \cdot \pi^2 \times 7493920.000}{143.921^2} \times 0.04254 = 586.492 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

$$M_v = 0.97964 \times 1.0 \times \frac{4 \cdot \pi^2 \times 7493920.000}{143.921^2} \times 0.02127 = 297.615 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

$$M_h' = 1/\sqrt{2} \times 586.492 = 414.712 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

$$M_v' = 1/\sqrt{2} \times 297.615 = 210.446 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

(2)PC鋼材応力度の検討

PC鋼材応力度の検討は次式により行う。

$$\begin{aligned}T_{bh} &= T_{h'} + \frac{P_e}{n_p} \leq P_a \\T_{bv} &= T_{v'} + \frac{P_e}{n_p} \leq P_a \\T_{h'} &= \frac{M_h' \cdot y_{th} \cdot E_p \cdot A_p}{(EI_h)_{eq}} \\T_{v'} &= \frac{M_v' \cdot y_{tv} \cdot E_p \cdot A_p}{(EI_v)_{eq}}\end{aligned}$$

ここに、

- T_{bh} : 水平方向のPC鋼材 1 本あたりに発生する引張力 (kN)
- T_{bv} : 鉛直方向のPC鋼材 1 本あたりに発生する引張力 (kN)
- $T_{h'}$: 地震時に水平方向のPC鋼材 1 本あたりに発生する引張力 (kN)
- $T_{v'}$: 地震時に鉛直方向のPC鋼材 1 本あたりに発生する引張力 (kN)
- P_e : ボックスカルバートの縦締め有効緊張力 (kN)
- n_p : PC鋼材の本数 $n_p = 4$ (本)
- P_a : PC鋼材の地震時許容引張力 $P_a = 400.236$ (kN)
- 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 $M_h' = 414.712$ (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 $M_v' = 210.446$ (kN・m)
- y_{th} : 引張側PC鋼材の水平面内での図心からからの距離 (m)
- y_{tv} : 引張側PC鋼材の鉛直面内での図心からからの距離 (m)
- E_p : PC鋼材のヤング係数 $E_p = 2.00000 \times 10^8$ (kN/m²)
- A_p : PC鋼材の 1 本当りの断面積 $A_p = 3.46400 \times 10^{-4}$ (m²)
- $(EI_h)_{eq}$: 水平方向の等価曲げ剛性 $(EI_h)_{eq} = 7493920.000$ (kN・m²)
- $(EI_v)_{eq}$: 鉛直方向の等価曲げ剛性 $(EI_v)_{eq} = 7493920.000$ (kN・m²)

1) 水平方向

水平方向のPC鋼材応力度の検討は、以下のようになる。

$$\begin{aligned}T_{h'} &= \frac{414.712 \times (2.117 - 0.09528) \times 2.00000 \times 10^8 \times 3.46400 \times 10^{-4}}{7493920.000} \\&= 7.751 \text{ (kN)} \\T_{bh} &= 7.751 + \frac{400.236}{4} = 107.810\end{aligned}$$

故に、

$$T_{bh} = 107.810 \text{ (kN)} \leq P_a = 289.937 \text{ (kN)}$$

となり、安全である。

2) 鉛直方向

鉛直方向のPC鋼材応力度の検討は、以下のようになる。

$$\begin{aligned}T_{v'} &= \frac{210.446 \times (2.117 - 0.09528) \times 2.00000 \times 10^8 \times 3.46400 \times 10^{-4}}{7493920.000} \\&= 3.933 \text{ (kN)} \\T_{bv} &= 3.933 + \frac{400.236}{4} = 103.992\end{aligned}$$

故に、

$$T_{bv} = 103.992 \text{ (kN)} \leq P_a = 289.937 \text{ (kN)}$$

となり、安全である。

(3) 目地開き量の検討

目地開き量の検討は次式により行う。

$$W_{bh} = \frac{T_h' \cdot (h_h - X_h)}{k_p \cdot (n_c - 1) \cdot y_{th}} \leq W_a$$
$$W_{bv} = \frac{T_v' \cdot (h_v - X_v)}{k_p \cdot (n_c - 1) \cdot y_{tv}} \leq W_a$$

ここに、

W_{bh} : 地震時曲げモーメントにより発生する水平方向目地開き量(mm)

W_{bv} : 地震時曲げモーメントにより発生する鉛直方向目地開き量(mm)

T_h' : 地震時に水平方向のPC鋼材 1 本あたりに発生する引張力 $T_h' = 7.751$ (kN)

T_v' : 地震時に鉛直方向のPC鋼材 1 本あたりに発生する引張力 $T_v' = 3.933$ (kN)

h_h : ボックスカルバートの外幅 $h_h = 2.300$ (m)

h_v : ボックスカルバートの外高 $h_v = 2.300$ (m)

n_c : 1 ブロック当りのピース数 $n_c = 3$ (個)

y_{th} : 引張側PC鋼材の水平面内での図心からからの距離(m)

y_{tv} : 引張側PC鋼材の鉛直面内での図心からからの距離(m)

W_a : 許容目地開き量 $W_a = 5.0$ (mm)

k_p : PC鋼材の 1 本あたりの引張剛性 $k_p = 1421.128$ (kN/m)

X_h : 鋼材配置より圧縮縁から中立軸までの距離 $X_h = 0.09528$ (m)

X_v : 鋼材配置より圧縮縁から中立軸までの距離 $X_v = 0.09528$ (m)

1) 水平方向

水平方向の目地開き量の検討は、以下のようになる。

$$W_{bh} = \frac{7.751 \times (2.300 - 0.09528)}{1421.128 \times (3 - 1) \times (2.117 - 0.09528)} = 2.97 \times 10^{-3} \text{ (m)} = 2.97 \text{ (mm)}$$

故に、

$$W_{bh} = 2.97 \text{ (mm)} \leq W_a = 5.0 \text{ (mm)}$$

となり、安全である。

2) 鉛直方向

鉛直方向の目地開き量の検討は、以下のようになる。

$$W_{bv} = \frac{3.933 \times (2.300 - 0.09528)}{1421.128 \times (3 - 1) \times (2.117 - 0.09528)} = 1.51 \times 10^{-3} \text{ (m)} = 1.51 \text{ (mm)}$$

故に、

$$W_{bv} = 1.51 \text{ (mm)} \leq W_a = 5.0 \text{ (mm)}$$

となり、安全である。

8. 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。

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

$$u_0 = \alpha_1 \cdot U_a$$

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

$$\beta_1 = \sqrt{\frac{K_{g1}}{(EA)_{eq}}} \cdot L_s$$

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

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

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

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

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 = 30 (mm)
- U_h : 水平方向の地盤の変位振幅 U_h = 0.04254 (m)
- K_{g1} : 軸方向の地盤の剛性係数 K_{g1} = 21013.758 (kN/m²)
- (EA)_{eq} : 等価軸剛性 (EA)_{eq} = 277119.960 (kN/m²)
- L_s : 継手間隔 L_s = 50.000 (m)
- L' : 地震時の換算波長 (m)
- L : 地震振動の波長 L = 143.921 (m)

よって、軸方向変位に対する検討は、以下のようになる。

$$L' = \sqrt{2} \times 143.921 = 203.535 \text{ (m)}$$

$$\gamma_1 = \frac{2 \times \pi \times 50.000}{203.535} = 1.54351$$

$$\beta_1 = \sqrt{\frac{21013.758}{277119.960}} \times 50.000 = 13.76854$$

$$\alpha_1 = \frac{1}{1 + \left(\frac{1.54351}{13.76854}\right)^2} = 0.98759$$

$$U_a = 1/\sqrt{2} \times 0.04254 = 0.03008 \text{ (m)}$$

$$C_A = \frac{2 \times 1.54351 \times |\cosh 13.76854 - \cos 1.54351|}{13.76854 \times \sinh 13.76854} = 0.22421$$

$$u_0 = 0.98759 \times 0.03008 = 0.02971 \text{ (m)}$$

$$u = 0.02971 \times 0.22421 = 0.00666 \text{ (m)} = 6.66 \text{ (mm)}$$

故に、

$$u = 6.66 \text{ (mm)} \leq u_a = 30 \text{ (mm)}$$

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。

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

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

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

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

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

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

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

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

$$\beta_2 = \sqrt[4]{\frac{K_{g2}}{4 \cdot (EI_h)_{eq}}} \cdot L_s$$

$$\beta_3 = \sqrt[4]{\frac{K_{g3}}{4 \cdot (EI_v)_{eq}}} \cdot L_s$$

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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 $L = 143.921$ (m)

U_h : 水平方向の地盤の変位振幅 $U_h = 0.04254$ (m)

U_v : 鉛直方向の地盤の変位振幅 $U_v = 0.02127$ (m)

U_a : 可とう性継手の性能から決まる許容伸縮変位量 $U_a = 0.03000$ (m)

h_h : ボックスカルバートの外幅 $h_h = 2.300$ (m)

h_v : ボックスカルバートの外高 $h_v = 2.300$ (m)

K_{g2} : 水平方向の地盤の剛性係数 $K_{g2} = 21013.758$ (kN/m²)

K_{g3} : 鉛直方向の地盤の剛性係数 $K_{g3} = 63041.274$ (kN/m²)

$(EI_h)_{eq}$: 水平方向の等価曲げ剛性 $(EI_h)_{eq} = 7493920.000$ (kN/m²)

$(EI_v)_{eq}$: 鉛直方向の等価曲げ剛性 $(EI_v)_{eq} = 7493920.000$ (kN/m²)

L_s : 継手間隔 $L_s = 50.000$ (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。

$$\gamma_2 = \frac{2 \times \pi \times 50.000}{143.921} = 2.18286$$

$$\beta_2 = \sqrt[4]{\frac{21013.758}{4 \times 7493920.000}} \times 50.000 = 8.13586$$

$$\alpha_2 = \frac{1}{1 + \frac{1}{4} \times \left(\frac{2.18286}{8.13586}\right)^4} = 0.99871$$

$$v_{0h} = 0.99871 \times 0.04254 = 0.04249 \text{ (m)}$$

$$\theta_{0h} = 0.04249 \times \frac{2 \times \pi}{143.921} = 0.00185 \text{ (rad)}$$

$$\phi_{2h} = \frac{1}{2} \times (\sin 8.13586 \cdot \cosh 8.13586 + \cos 8.13586 \times \sinh 8.13586) = 582.53473$$

$$\phi_{3h} = \frac{1}{2} \times \sin 8.13586 \cdot \sinh 8.13586 = 819.99671$$

$$\phi_{5h} = \frac{1}{2} \times (\sinh^2 8.13586 - \sin^2 8.13586) = 1457565.25825$$

$$\phi_{7h} = \frac{1}{4} \times \{\sinh(2 \times 8.13586) + \sin(2 \times 8.13586)\} = 1457565.83597$$

$$C_{Rh} = \frac{2}{1457565.25825} \times \frac{2.18286}{8.13586} \\ \times | 582.53473 \times \cos 2.18286 + \frac{2.18286 \times 819.99671 \times \sin 2.18286}{8.13586} \\ - 1457565.83597 | = 0.53666$$

$$\theta_h = 0.00185 \times 0.53666 = 0.00099 \text{ (rad)}$$

$$\theta_{ah} = \frac{0.03000}{2.300} = 0.01304 \text{ (rad)}$$

故に、

$$\theta_h = 0.00099 \text{ (rad)} \leq \theta_{ah} = 0.01304 \text{ (rad)}$$

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。

$$\beta_3 = \sqrt[4]{\frac{63041.274}{4 \times 7493920.000}} \times 50.000 = 10.70740$$

$$\alpha_3 = \frac{1}{1 + \frac{1}{4} \times \left(\frac{2.18286}{10.70740}\right)^4} = 0.99957$$

$$v_{0v} = 0.99957 \times 0.02127 = 0.02126 \text{ (m)}$$

$$\theta_{0v} = 0.02126 \times \frac{2 \times \pi}{143.921} = 0.00093 \text{ (rad)}$$

$$\phi_{2v} = \frac{1}{2} \times (\sin 10.70740 \cdot \cosh 10.70740 + \cos 10.70740 \times \sinh 10.70740) = -13885.58588$$

$$\phi_{3v} = \frac{1}{2} \times \sin 10.70740 \cdot \sinh 10.70740 = -10710.66951$$

$$\phi_{5v} = \frac{1}{2} \times (\sinh^2 10.70740 - \sin^2 10.70740) = 249597069.96719$$

$$\phi_{7v} = \frac{1}{4} \times \{\sinh(2 \times 10.70740) + \sin(2 \times 10.70740)\} = 249597070.81304$$

$$C_{Rv} = \frac{2}{249597069.96719} \times \frac{2.18286}{10.70740} \\ \times | -13885.58588 \times \cos 2.18286 + \frac{2.18286 \times -10710.66951 \times \sin 2.18286}{10.70740} \\ - 249597070.81304 | = 0.40772$$

$$\theta_v = 0.00093 \times 0.40772 = 0.00038 \text{ (rad)}$$

$$\theta_{av} = \frac{0.03000}{2.300} = 0.01304 \text{ (rad)}$$

故に、

$$\theta_v = 0.00038 \text{ (rad)} \leq \theta_{av} = 0.01304 \text{ (rad)}$$

となり、安全である。

9. 計算結果一覧表

	地震時軸力に対する検討				
	離間の有無	PC鋼材 引張力		目地 開き量	
			kN		mm
計算結果	離間する	T_n	179.477	W	27.940
許容値	-	P_a	289.937	W_a	5.0
判定	-	○		×	

	地震時曲げモーメントに対する検討							
	水平方向			鉛直方向				
	PC鋼材 引張力		目地 開き量	PC鋼材 引張力		目地 開き量		
	kN		mm	kN		mm		
計算結果	T_{bh}	107.810	W_{bh}	2.97	T_{bv}	103.992	W_{bv}	1.51
許容値	P_a	289.937	W_a	5.0	P_a	289.937	W_a	5.0
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	6.66	θ_h	0.00099	θ_v	0.00038
許容値	u_a	30	θ_{ah}	0.01304	θ_{av}	0.01304
判定	○		○		○	

CSD