

# 基礎の設計サンプルデータ

詳細出力例

Koukan\_1

鋼管矢板基礎(円形)  
サンプルデータ

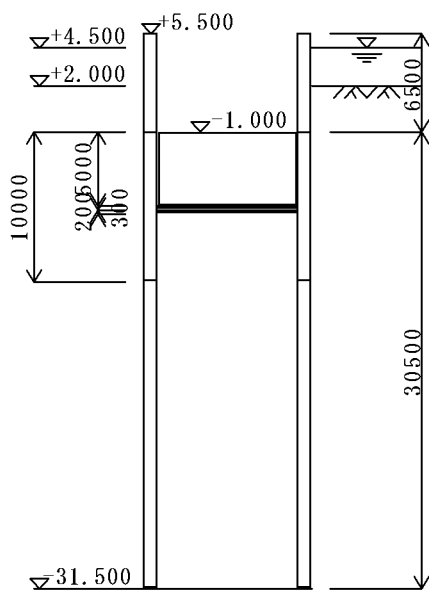
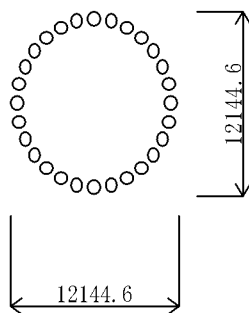
# 目次

1章 本体計算	1
1.1 基礎形状寸法図	1
1.2 一般事項	2
1.3 鋼管矢板構成	2
1.4 地盤条件	2
1.5 断面諸量	3
1.6 地盤定数	4
1.7 許容支持力	7
1.8 設計外力	10
1.9 設計外力（使用値）	12
1.10 計算結果一覧表	13
1.11 詳細出力	15
1.12 変位・断面力図	21
2章 仮締切り計算	23
2.1 施工ステップ図	23
2.2 断面諸元	24
2.3 土質条件	24
2.4 支保工、施工ステップ	24
2.5 支点バネ	25
2.6 側圧	27
2.7 側圧詳細出力	33
2.8 計算結果一覧表	50
2.9 詳細出力	51
2.10 変位・断面力図	67
2.11 支保工の検討	71
3章 合成応力度計算	73
3.1 最大応力度一覧表	73
3.2 応力度分布図	73
3.3 詳細出力	75
4章 仮想井筒梁計算	81
4.1 設計条件	81
4.2 計算結果一覧表	83
4.3 詳細出力	85
4.4 変位・断面力図	91
4.5 合成応力度一覧表	93
4.6 合成応力度分布図	93
4.7 合成応力度詳細出力	95
5章 レベル2地震時の照査	101
5.1 設計条件	101
5.2 地層データ	103
5.3 地盤バネ	104
5.4 地盤耐力	105
5.5 地盤反力度の上限値の詳細出力	107
5.6 計算結果	108
5.7 液状化無視・地震動タイプI	113
5.7.1 橋軸方向	113
5.7.2 橋軸直角方向	118
5.8 頂版に作用する鋼管矢板の反力	123
6章 部材計算	125

6.1 頂版の計算	125
6.1.1 設計条件	125
6.1.2 作用外力	125
6.1.3 反力	127
6.1.4 断面力の計算	128
6.1.5 応力度計算	129
6.1.6 レベル2地震時	132
6.2 頂版・矢板結合部の計算	136
6.2.1 設計条件	136
6.2.2 作用外力	136
6.2.3 反力	138
6.2.4 モーメントプレート	139
6.2.5 シアープレート	141
6.2.6 ブラケット	143
6.2.7 レベル2地震時	145
6.3 杭頭結合部の計算	148
6.3.1 設計条件	148
6.3.2 杭頭結合部応力度計算	148
6.3.3 杭頭補強鉄筋の計算	150
7章 基礎バネ計算	152

# 1章 本体計算

## 1.1 基礎形状寸法図



## 1.2 一般事項

データファイル名 : Koukan\_1.F8F

タイトル :

コメント :

## 1.3 鋼管矢板構成

### 1) 外周矢板

外径 = 1000.0(mm)

杭長 = 37.000(m)

本数 = 28(本)

鋼管厚(mm)	長さ(m)	材質
12.0	37.000	SKY400

## 1.4 地盤条件

層No	土質	層厚(m)	平均N値	単位重量(kN/m <sup>3</sup> )		c(kN/m <sup>2</sup> )	(度)	変形係数・Eo(kN/m <sup>2</sup> )		低減係数	
					,			常時	地震時	DE	DE'
1	粘性	21.500	2.0	16.0	7.0	30.0	0.00	8000	16000	1.000	1.000
2	砂質	3.500	14.0	18.0	9.0	0.0	30.00	39200	78400	1.000	1.000
3	粘性	6.500	10.0	17.0	8.0	80.0	0.00	28000	56000	1.000	1.000
4	砂質	2.000	50.0	20.0	11.0	0.0	35.00	140000	280000	1.000	1.000

## 1.5 断面諸量

### (1) 鋼管本体の断面諸量

腐食代 外側 = 1.0 (mm) 内側 = 0.0 (mm)

1) 外周矢板 Do = 1000(mm) 本数 = 28

to(mm)	L(m)	Ao(cm <sup>2</sup> )	Io(cm <sup>4</sup> )	Zo(cm <sup>3</sup> )	材質
12.0	30.500	341.1	415393	8325	SKY400

### (2) 鋼管矢板の図心から井筒部水平断面の中立軸までの距離の二乗の総和 IB(m<sup>2</sup>)

	橋軸方向	橋軸直角方向
外周矢板	434.71	434.71

### (3) 井筒部の断面二次モーメントの総和 I(m<sup>4</sup>)

橋軸方向  $I = I_{oi} + \mu \cdot (A_{oi} \cdot Y_i^2)$

橋軸直角方向  $I = I_{oi} + \mu \cdot (A_{oi} \cdot X_i^2)$

$\mu$  : 合成効率 = 0.75

No	L(m)	橋軸方向	橋軸直角方向
1	30.500	11.236685	11.236685

基礎長 = 30.500 (m)

### (4) 鋼管矢板の図心座標

#### 1) 外周矢板

No	Y(m)	X(m)	本数
1	0.0000	5.5723	2
2	1.2400	5.4326	4
3	2.4177	5.0205	4
4	3.4743	4.3566	4
5	4.3566	3.4743	4
6	5.0205	2.4177	4
7	5.4326	1.2400	4
8	5.5723	0.0000	2

## 1.6 地盤定数

### (1)地盤の変形係数

層 No	常時		地震時		
	層厚 (m)	・Eo(kN/m <sup>2</sup> )	層厚 (m)	・Eo(kN/m <sup>2</sup> )	DE
突出長	0.000	—	0.000	—	—
1	18.500	8000	18.500	16000	1.000
2	3.500	39200	3.500	78400	1.000
3	6.500	28000	6.500	56000	1.000
4	2.000	140000	2.000	280000	1.000

### (2)鉛直方向地盤反力係数

$$k_v = \frac{1}{0.3} \cdot \alpha \cdot E_o \cdot \left( \frac{B_v}{0.3} \right)^{-3/4}$$

ここに、 $k_v$  : 鉛直方向地盤反力係数 (kN/m<sup>3</sup>)

・ $E_o$  : 地盤の変形係数 (kN/m<sup>2</sup>)

常時 = 140000

地震時 = 280000

$B_v$  : 基礎の換算載荷幅 (m) = 鋼管矢板本体の外径

	$B_v$ (mm)	$k_v$ (kN/m <sup>3</sup> )	
		常時	地震時
外周矢板	1000.0	189168	378336

### (3)水平方向地盤反力係数

$$k_H = \frac{1}{0.3} \cdot \alpha \cdot E_o \cdot \left( \frac{B_H}{0.3} \right)^{-3/4}$$

ここに、 $k_H$  : 水平方向地盤反力係数 (kN/m<sup>3</sup>)

$B_H$  : 荷重作用方向に直交する基礎の換算載荷幅 (m)

$$B_H = \sqrt{D/\beta} \leq \sqrt{D_e \cdot L_e}$$

$D$  : 荷重作用方向に直交する基礎の載荷幅 (m)

$D_e$  : 荷重作用方向に直交する基礎の有効載荷幅 (m)

1/ : 水平抵抗に關与する地盤の深さ (m) で基礎長以下とする

: 基礎の特性値 (m<sup>-1</sup>)

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_H \cdot D}{4 \cdot E \cdot I}}$$

$E$  : 基礎のヤング係数 =  $2.00 \times 10^8$  (kN/m<sup>2</sup>)

$I$  : 基礎の断面二次モーメント (m<sup>4</sup>)

$L_e$  : 基礎の有効根入れ深さ (m)

$$kH1 = (1 + \alpha H) \cdot kH \cdot \left(\frac{y}{y_0}\right)^{-1/2}$$

ここに、kH1 : ひずみ依存性を考慮する場合の基準水平方向地盤反力係数 (kN/m<sup>3</sup>)

(y = y<sub>0</sub>としたときの基準値)

H : 井筒部側面の水平方向のせん断地盤反力及び内部土の抵抗による  
分担等を含めた割増係数 (= 1.00)

y : 設計地盤面での基礎の水平変位 (m)

y<sub>0</sub> : 基準変位量 (m)

	橋軸方向		橋軸直角方向	
	常時	地震時	常時	地震時
I (cm <sup>4</sup> )	1.1237E+009		1.1237E+009	
D (cm)	1214.46		1214.46	
(cm <sup>-1</sup> )	0.000419	0.000419	0.000419	0.000419
1/ (cm)	2387.3	2387.3	2387.3	2387.3
平均 ・ Eo (N/cm <sup>2</sup> )	1414.3	1414.3	1414.3	1414.3
BH、 $\sqrt{De \cdot Le}$ (cm)	1702.7 < 1924.6	1702.7 < 1924.6	1702.7 < 1924.6	1702.7 < 1924.6

層 No	層厚 (m)		・ Eo (kN/m <sup>2</sup> )		橋軸方向 kH1 (kN/m <sup>3</sup> )		橋軸直角方向 kH1 (kN/m <sup>3</sup> )	
	常時	地震時	常時	地震時	常時	地震時	常時	地震時
突出長	0.000	0.000	—	—	—	—	—	—
1	18.500	18.500	8000	16000	2579	5158	2579	5158
2	3.500	3.500	39200	78400	12638	25276	12638	25276
3	6.500	6.500	28000	56000	9027	18054	9027	18054
4	2.000	2.000	140000	280000	45136	90271	45136	90271

水平方向地盤反力係数 (使用値) (kN/m<sup>3</sup>)

層 No	層厚 (m)		橋軸方向		橋軸直角方向	
	常時	地震時	常時	地震時	常時	地震時
突出長	0.000	0.000	—	—	—	—
1	18.500	18.500	2579	5158	2579	5158
2	3.500	3.500	12638	25276	12638	25276
3	6.500	6.500	9027	18054	9027	18054
4	2.000	2.000	45136	90271	45136	90271

(4)井筒底面の水平方向せん断地盤反力係数

$$ks = 0.3 \cdot kv$$

ここに、ks : 井筒底面の水平方向せん断地盤反力係数 (kN/m<sup>3</sup>)

	常時	地震時
外周矢板	56750	113501



(5)井筒底面のバネ定数

1)鉛直バネ定数

$$K_v = \sum_{i=1}^3 (n_i \cdot k_{vi} \cdot A_{li}) \text{ (kN/m)}$$

ここに、 $A_{li}$  : 鋼管矢板 及び 中打ち単独杭の閉鎖断面積 ( $m^2$ )

外周矢板		隔壁矢板		中打ち杭		Kv (kN/m)	
A11( $m^2$ )	n1(本)	A12( $m^2$ )	n2(本)	A13( $m^2$ )	n3(本)	常時	地震時
0.7854	28	0.0000	0	0.0000	0	4.1600E+006	8.3200E+006

2)せん断バネ定数

$$K_s = \sum_{i=1}^2 (n_i \cdot k_{si} \cdot A_{li}) \text{ (kN/m)}$$

常時	地震時
1.2480E+006	2.4960E+006

3)回転バネ定数

$$K_r = \sum_{i=1}^2 (k_{vi} \cdot A_{li} \cdot I_{Bi}) \text{ (kN.m/rad)}$$

ここに、 $I_B$  : 井筒部を構成する鋼管矢板の

図心から井筒部水平断面中立軸までの距離の二乗の総和 ( $m^2$ )

	外周矢板 IB1 ( $m^2$ )	隔壁矢板 IB2 ( $m^2$ )	Kr (kN.m/rad)	
			常時	地震時
橋軸方向	434.71	0.00	6.4586E+007	1.2917E+008
橋軸直角方向	434.71	0.00	6.4586E+007	1.2917E+008

井筒底面のバネ定数 (使用値)

		常時	地震時
鉛直バネ	Kv (kN/m)	4.1600E+006	8.3200E+006
せん断バネ	Ks (kN/m)	1.2480E+006	2.4960E+006
回転バネ Kr (kN.m/rad)	橋軸方向	6.4586E+007	1.2917E+008
	橋軸直角方向	6.4586E+007	1.2917E+008

## 1.7 許容支持力

### (1) 鋼管矢板の許容押込み支持力

工 法：打込み工法

鋼管矢板本体外径： 1000.0 (mm)

$$R_a = \frac{1}{n} \cdot R_u$$

$$R_u = q_d \cdot A_1 + \frac{1}{n_1+n_2+n_3} \cdot \{ U_1 \cdot \Sigma (L_i \cdot f_i) + U_2 \cdot \Sigma (L_j \cdot f_j) \}$$

ここに、 $R_a$ ：鋼管矢板の許容押込み支持力 (kN/本)

$n$ ：安全率 常 時  $n = 3$

地震時  $n = 2$

$R_u$ ：地盤から決まる鋼管矢板の極限支持力 (kN)

$A_1$ ：鋼管矢板本体の閉鎖断面積 (m<sup>2</sup>)

$$A_1 = 0.785 (m^2)$$

$q_d$ ：鋼管矢板先端で支持する単位面積当りの極限支持力度 (kN/m<sup>2</sup>)

$$\frac{\text{支持層への換算根入れ深さ}}{\text{杭径}} = \frac{2.000}{1.0000} = 2.00$$

$$\frac{q_d}{N} = 120$$

$N$ ：鋼管矢板先端地盤の設計用N値  $N = 40.0$

$$q_d = 120 \cdot 40.0 = 4800 (kN/m^2)$$

$n_1$ ：井筒部外周鋼管矢板本数 (本)  $n_1 = 28$

$n_2$ ：隔壁部の鋼管矢板本数 (本)  $n_2 = 0$

$n_3$ ：中打ち単独杭本数 (本)  $n_3 = 0$

$U_1$ ：井筒部外周を包絡する線の周長 (m)  $U_1 = 38.153 (m)$

$U_2$ ：井筒部と隔壁部の内周を包絡する線の周長

および中打ち単独杭の周長の和  $U_2 = 31.870 (m)$

$L_i$ ：井筒部外周面の周面摩擦力を考慮する層の層厚 (m)

$f_i$ ：井筒部外周面の周面摩擦力を考慮する層の最大周面摩擦力度 (kN/m<sup>2</sup>)

$L_j$ ：井筒部内周面の周面摩擦力を考慮する層の層厚 (m)

$f_j$ ：井筒部内周面の周面摩擦力を考慮する層の最大周面摩擦力度 (kN/m<sup>2</sup>)

底面より内部土短辺長( $L_0$ )の範囲のみ考慮する。

$L_0 = 10.145 (m)$

### 外周面の周面摩擦力

層 No	土質	平均 N値	層厚 $L_i$ (m)	$f_i$ (kN/m <sup>2</sup> )		DEi	$L_i \cdot f_i (DEi)$ (kN/m)	
				常 時	地震時		常 時	地震時
1	粘性土	2.0	18.500	0.0	0.0	1.000	0.0	0.0
2	砂質土	14.0	3.500	28.0	28.0	1.000	98.0	98.0
3	粘性土	10.0	6.500	100.0	100.0	1.000	650.0	650.0
4	砂質土	50.0	2.000	100.0	100.0	1.000	200.0	200.0
計			30.500				948.0	948.0

DE：地震時の土質定数低減係数

内周面の周面摩擦力

層 No	土質	平均 N値	層厚 Lj (m)	fj (kN/m <sup>2</sup> )		DEj	Lj・fj(DEj) (kN/m)	
				常時	地震時		常時	地震時
2	砂質土	14.0	1.645	28.0	28.0	1.000	46.1	46.1
3	粘性土	10.0	6.500	100.0	100.0	1.000	650.0	650.0
4	砂質土	50.0	2.000	100.0	100.0	1.000	200.0	200.0
計			10.145				896.1	896.1

DE：地震時の土質定数低減係数

極限支持力

$$R_u = q_d \cdot A_1 + \frac{1}{n_1+n_2+n_3} \cdot \{ U_1 \cdot \Sigma (L_i \cdot f_i) + U_2 \cdot \Sigma (L_j \cdot f_j) \}$$

$$= 3770 + 2312 = 6082 \text{ (kN/本) (常時)}$$

$$= 3770 + 2312 = 6082 \text{ (kN/本) (地震時)}$$

許容押し込み支持力

$$\text{常時 } R_a = (1 / 3) \cdot 6082 = 2027 \text{ (kN/本)}$$

$$\text{地震時 } R_a = (1 / 2) \cdot 6082 = 3041 \text{ (kN/本)}$$

(2)鋼管矢板の許容引抜き力

$$P_a = \frac{1}{n} \cdot P_u + W$$

$$P_u = \frac{1}{n_1+n_2+n_3} \cdot \{ U_1 \cdot \Sigma (L_i \cdot f_i) + U_2 \cdot \Sigma (L_j \cdot f_j) \}$$

ここに、Pa：鋼管矢板の許容引抜き力 (kN/本)

n：安全率 常時 n = 6  
地震時 n = 3

Pu：地盤から決まる鋼管矢板の極限引抜き力 (kN/本)

W：鋼管矢板の有効重量 (kN)

鋼管矢板の有効重量W (= w1 + w2 + w3 + w4 )

	常時	地震時
鋼管重量	w1 (kN) = 69.9	69.9
継手重量	w2 (kN) = 21.8	21.8
管内土重量	w3 (kN) = 123.3	123.3
中詰めコンクリート重量	w4 (kN) = 0.0	0.0
W (kN)	215.0	215.0

極限引抜き力

$$P_u = 2312 \text{ (kN/本) (常時)}$$

$$P_u = 2312 \text{ (kN/本) (地震時)}$$

許容引抜き力

$$\text{常時 } P_a = (1 / 6) \cdot 2312 + 215 = 600 \text{ (kN/本)}$$

$$\text{地震時 } P_a = (1 / 3) \cdot 2312 + 215 = 986 \text{ (kN/本)}$$

## 鋼管矢板の許容押込み支持力・引抜き力（使用値）(kN/本)

許容押込み支持力	常 時	2027
	地震時	3041
許容引抜き力	常 時	600
	地震時	986

## 1.8 設計外力

鋼管矢板基礎では、仮締切り兼用方式のとき、頂版天端中心に作用する外力を考慮する。ただし、鉛直荷重は、頂版天端荷重に頂版重量，中詰めコンクリート重量及び上載土重量を加えたものとする。

### (1)形状入力、単位重量および設計震度

頂版形状	： 円形		
頂版寸法	： 12.1446 (m) × 12.1446 (m)		
頂版厚	h1	=	5.000 (m)
鋼管本体外径		=	1000.0 (mm)
外壁鋼管矢板本数	n	=	28
中詰めコンクリート打設高	h2	=	10.000 (m)
脚柱断面積	Ap	=	16.160 (m <sup>2</sup> )
形状	： 小判形		
寸法	a = 7.000 (m)	橋軸直角方向	
	b = 2.500 (m)	橋軸方向	
単位重量	上載土 (湿潤)	t	= 16.0 (kN/m <sup>3</sup> )
	上載土 (飽和)	sat	= 17.0 (kN/m <sup>3</sup> )
	頂版コンクリート	c1	= 24.5 (kN/m <sup>3</sup> )
	中詰めコンクリート	c2	= 23.0 (kN/m <sup>3</sup> )
	底盤コンクリート		= 23.0 (kN/m <sup>3</sup> )
	敷砂 (湿潤)		= 19.0 (kN/m <sup>3</sup> )
	(飽和)		= 20.0 (kN/m <sup>3</sup> )
	水	w	= 9.81 (kN/m <sup>3</sup> )
設計震度	頂版	kh	= 0.30 橋軸方向
		kh	= 0.30 橋軸直角方向
	内部土	kh	= 0.00 橋軸方向
		kh	= 0.00 橋軸直角方向
耐震設計上の地盤面			= 0.000 (m) (頂版天端からの深さ)

#### 1) 橋軸方向

No	荷重名称	上載土高(m)	水位高(m)
1	常時	2.000	4.500
2	地震時	2.000	4.500

#### 2) 橋軸直角方向

No	荷重名称	上載土高(m)	水位高(m)
1	地震時	2.000	4.500

(2)脚柱下端作用力

1)橋軸方向

No	荷重名称	V(kN)	H(kN)	M(kN.m)
1	常時	31634.4	0.0	0.0
2	地震時	26295.5	7626.9	100892.5

2)橋軸直角方向

No	荷重名称	V(kN)	H(kN)	M(kN.m)
1	地震時	26295.5	7626.9	112247.0

(3)頂版面積

円形

$$A1 = \frac{\pi}{4} \cdot (B-D)^2 - \frac{\pi}{4} \cdot D^2 \cdot \frac{n}{2} = 86.553 \text{ (m}^2\text{)}$$

中詰めコンクリート面積

$$A2 = \frac{\pi}{4} \cdot D^2 \cdot n = 21.991 \text{ (m}^2\text{)}$$

上載土面積

$$A3 = A1 + A2 - Ap = 92.384 \text{ (m}^2\text{)}$$

1)橋軸方向

No	荷重略称	hw (m)	上載土厚 (m)	V1 (kN)	V2 (kN)	V3 (kN)	Vp (kN)	V (kN)
1	常時	5.500	3.000	6357.3	2900.6	1992.7	871.9	10378.7
2	地震時	5.500	3.000	6357.3	2900.6	1992.7	871.9	10378.7

2)橋軸直角方向

No	荷重略称	hw (m)	上載土厚 (m)	V1 (kN)	V2 (kN)	V3 (kN)	Vp (kN)	V (kN)
1	地震時	5.500	3.000	6357.3	2900.6	1992.7	871.9	10378.7

hw : 水位(m)で頂版天端から上向きの高さ

V1 : 頂版重量

V2 : 中詰めコンクリート重量

V3 : 上載土重量

Vp : 柱に作用する浮力

$$V1 = A1 \cdot \{ h11 \cdot c1 + h21 \cdot (c1 - w) \}$$

$$V2 = A2 \cdot \{ h12 \cdot c2 + h22 \cdot (c2 - w) \}$$

$$V3 = A3 \cdot \{ h13 \cdot t + h23 \cdot (sat - w) \}$$

h1i : 水位より上の厚さ(m)

h2i : 水位より下の厚さ(m)

$$Vp = Ap \cdot hw \cdot w$$

$$V = V1 + V2 + V3 - Vp$$

## (4)設計外力集計

## 1)橋軸方向

No	荷重名称	Vo(kN)	Ho(kN)	Mo(kN.m)	割増係数	地盤バネ	支持力
1	常時	42013.1	0.0	0.0	1.00	常時	常時
2	地震時	36674.2	7626.9	100892.5	1.50	地震時	地震時

## 2)橋軸直角方向

No	荷重名称	Vo(kN)	Ho(kN)	Mo(kN.m)	割増係数	地盤バネ	支持力
1	地震時	36674.2	7626.9	112247.0	1.50	地震時	地震時

## 1.9 設計外力 (使用値)

## 1)橋軸方向

No	荷重名称	Vo(kN)	Ho(kN)	Mo(kN.m)	割増係数	地盤バネ	支持力
1	常時	42013.1	0.0	0.0	1.00	常時	常時
2	地震時	36674.2	7626.9	100892.5	1.50	地震時	地震時

## 2)橋軸直角方向

No	荷重名称	Vo(kN)	Ho(kN)	Mo(kN.m)	割増係数	地盤バネ	支持力
1	地震時	36674.2	7626.9	112247.0	1.50	地震時	地震時

### 1.10 計算結果一覧表

#### 1)橋軸方向

項目		単位	常時	地震時		
作用力	Vo	kN	42013.1	36674.2		
	Ho	kN	0.0	7626.9		
	Mo	kN.m	0.0	100892.5		
基礎天端	変位	1	cm	0.000	1.394	
	たわみ角	1	mrad	0.000	-1.174	
設計地盤面	変位	2	cm	0.000	1.394	
	たわみ角	2	mrad	0.000	-1.174	
井筒部最大曲げモーメント		Mmax	kN.m	0.0	-121634.0	
Mmax発生位置		Lm	m	-1.000	-7.000	
応力度	外周矢板(SKY400)	max	N/mm <sup>2</sup>	43.99	103.16	
		Lm	m	-1.000	-7.000	
	外周矢板(SKY490)	max	N/mm <sup>2</sup>	————	————	
		Lm	m	————	————	
	隔壁矢板(SKY400)	max	N/mm <sup>2</sup>	————	————	
		Lm	m	————	————	
	隔壁矢板(SKY490)	max	N/mm <sup>2</sup>	————	————	
		Lm	m	————	————	
	中打ち杭(SKK400)	max	N/mm <sup>2</sup>	————	————	
	中打ち杭(SKK490)	max	N/mm <sup>2</sup>	————	————	
	井筒部底面曲げモーメント		MB	kN.m	0.0	-8694.0
	鉛直反力	最大	Rmax	kN/本	1500	1421
		最小	Rmin	kN/本	1500	1198
	許容値	変位量	a	cm	5.000	5.000
押込み支持力		Ra	kN/本	2027	3041	
引抜き力		Pa	kN/本	-600	-986	
応力度(SKY400)		a	N/mm <sup>2</sup>	140.00	210.00	
応力度(SKY490)		a	N/mm <sup>2</sup>	————	————	

注) Lmは標高を示す



2)橋軸直角方向

項目		単位	地震時		
作用力	Vo	kN	36674.2		
	Ho	kN	7626.9		
	Mo	kN.m	112247.0		
基礎天端	変位	1	cm	1.503	
	たわみ角	1	mrad	-1.272	
設計地盤面	変位	2	cm	1.503	
	たわみ角	2	mrad	-1.272	
井筒部最大曲げモーメント		Mmax	kN.m	-132119.0	
Mmax発生位置		Lm	m	-6.500	
応力度	外周矢板(SKY400)	max	N/mm <sup>2</sup>	108.74	
		Lm	m	-6.500	
	外周矢板(SKY490)	max	N/mm <sup>2</sup>	————	
		Lm	m	————	
	隔壁矢板(SKY400)	max	N/mm <sup>2</sup>	————	
		Lm	m	————	
	隔壁矢板(SKY490)	max	N/mm <sup>2</sup>	————	
		Lm	m	————	
	中打ち杭(SKK400)	max	N/mm <sup>2</sup>	————	
	中打ち杭(SKK490)	max	N/mm <sup>2</sup>	————	
	井筒部底面曲げモーメント		MB	kN.m	-9458.0
	鉛直反力	最大	Rmax	kN/本	1431
		最小	Rmin	kN/本	1189
	許容値	変位量	a	cm	5.000
押込み支持力		Ra	kN/本	3041	
引抜き力		Pa	kN/本	-986	
応力度(SKY400)		a	N/mm <sup>2</sup>	210.00	
応力度(SKY490)		a	N/mm <sup>2</sup>	————	

注) Lmは標高を示す

### 1.11 詳細出力

#### (1)橋軸方向

##### 1)常時

作用力	鉛直力	Vo	kN	42013.1
	水平力	Ho	kN	0.0
	モーメント	Mo	kN.m	0.0
計算kh	基準変位	o	cm	5.000
	仮定変位	1	cm	1.000
	計算変位		cm	0.000

< 1.000 cm の時、 1 = 1.000 cm とする

層No	基準KH1 (kN/m <sup>3</sup> )	計算KH1 (kN/m <sup>3</sup> )
1	2579	5767
2	12638	28259
3	9027	20185
4	45136	100927

標高 (m)	(cm)	(mrad)	S(kN)	M(kN.m)	外壁 (N/mm <sup>2</sup> )	隔壁 (N/mm <sup>2</sup> )	Mmax
-1.000	0.000	0.000	0.0	0.0	43.99	0.00	*
-2.000	0.000	0.000	0.0	0.0	43.99	0.00	
-3.000	0.000	0.000	0.0	0.0	43.99	0.00	
-4.000	0.000	0.000	0.0	0.0	43.99	0.00	
-5.000	0.000	0.000	0.0	0.0	43.99	0.00	
-6.000	0.000	0.000	0.0	0.0	43.99	0.00	
-6.300	0.000	0.000	0.0	0.0	43.99	0.00	
-6.500	0.000	0.000	0.0	0.0	43.99	0.00	
-7.000	0.000	0.000	0.0	0.0	43.99	0.00	
-8.000	0.000	0.000	0.0	0.0	43.99	0.00	
-9.000	0.000	0.000	0.0	0.0	43.99	0.00	
-10.000	0.000	0.000	0.0	0.0	43.99	0.00	
-11.000	0.000	0.000	0.0	0.0	43.99	0.00	
-12.000	0.000	0.000	0.0	0.0	43.99	0.00	
-13.000	0.000	0.000	0.0	0.0	43.99	0.00	
-14.000	0.000	0.000	0.0	0.0	43.99	0.00	
-15.000	0.000	0.000	0.0	0.0	43.99	0.00	
-16.000	0.000	0.000	0.0	0.0	43.99	0.00	
-17.000	0.000	0.000	0.0	0.0	43.99	0.00	
-18.000	0.000	0.000	0.0	0.0	43.99	0.00	
-19.000	0.000	0.000	0.0	0.0	43.99	0.00	
-19.500	0.000	0.000	0.0	0.0	43.99	0.00	
-20.000	0.000	0.000	0.0	0.0	43.99	0.00	
-21.000	0.000	0.000	0.0	0.0	43.99	0.00	
-22.000	0.000	0.000	0.0	0.0	43.99	0.00	
-23.000	0.000	0.000	0.0	0.0	43.99	0.00	
-24.000	0.000	0.000	0.0	0.0	43.99	0.00	
-25.000	0.000	0.000	0.0	0.0	43.99	0.00	

標高 (m)	(cm)	(mrad)	S(kN)	M(kN.m)	外壁 (N/mm <sup>2</sup> )	隔壁 (N/mm <sup>2</sup> )	Mmax
-26.000	0.000	0.000	0.0	0.0	43.99	0.00	
-27.000	0.000	0.000	0.0	0.0	43.99	0.00	
-28.000	0.000	0.000	0.0	0.0	43.99	0.00	
-29.000	0.000	0.000	0.0	0.0	43.99	0.00	
-29.500	0.000	0.000	0.0	0.0	43.99	0.00	
-30.000	0.000	0.000	0.0	0.0	43.99	0.00	
-31.000	0.000	0.000	0.0	0.0	43.99	0.00	
-31.500	0.000	0.000	0.0	0.0	43.99	0.00	

設計地盤面変位

標高 (m)	(cm)	(mrad)	a(cm)
-1.000	0.000	0.000	5.000

最大応力度

	(N/mm <sup>2</sup> )	標高(m)
外周矢板 (SKY400)	43.99	-1.000
外周矢板 (SKY490)	————	————
隔壁矢板 (SKY400)	————	————
隔壁矢板 (SKY490)	————	————

鉛直反力

$$R = \frac{V_o \cdot A_{o1}}{\sum (n_i \cdot A_{oi})} \pm \frac{(MB \cdot A_{o1}) \cdot x_i}{\sum (I_{Bi} \cdot A_{oi})}$$

MB = 0.0 (kN.m)

(n<sub>i</sub> · A<sub>oi</sub>) = 0.955 (m<sup>2</sup>)

(I<sub>Bi</sub> · A<sub>oi</sub>) = 14.827 (m<sup>4</sup>)

外周 n<sub>1</sub> = 28 (本) I<sub>B1</sub> = 434.71 (m<sup>2</sup>) A<sub>o1</sub> = 0.0341 (m<sup>2</sup>/本)

隔壁 n<sub>1</sub> = 0 (本) I<sub>B1</sub> = 0.00 (m<sup>2</sup>) A<sub>o1</sub> = 0.0000 (m<sup>2</sup>/本)

中打 n<sub>1</sub> = 0 (本) I<sub>B1</sub> = 0.00 (m<sup>2</sup>) A<sub>o1</sub> = 0.0000 (m<sup>2</sup>/本)

x = 5.572

最大 R<sub>max</sub> = 1500 (kN/本)

最小 R<sub>min</sub> = 1500 (kN/本)

2)地震時

作用力	鉛直力	Vo	kN	36674.2
	水平力	Ho	kN	7626.9
	モーメント	Mo	kN.m	100892.5
計算kh	基準変位	o	cm	5.000
	仮定変位	1	cm	1.399
	計算変位		cm	1.394

収束率 ( 1 - ) / 1 = 0.34 (%) < 1.00 (%)

層No	基準KH1(kN/m³)	計算KH1(kN/m³)
1	5158	9753
2	25276	47791
3	18054	34136
4	90271	170681

標高 (m)	(cm)	(mrad)	S(kN)	M(kN.m)	外壁 (N/mm²)	隔壁 (N/mm²)	Mmax
-1.000	1.394	-1.174	-7626.9	-100892.5	92.12	0.00	
-2.000	1.279	-1.127	-6044.6	-107716.9	95.75	0.00	
-3.000	1.169	-1.078	-4595.7	-113026.1	98.58	0.00	
-4.000	1.063	-1.027	-3274.6	-116950.9	100.67	0.00	
-5.000	0.963	-0.974	-2075.1	-119615.9	102.08	0.00	
-6.000	0.868	-0.921	-991.0	-121139.6	102.90	0.00	
-6.300	0.841	-0.905	-687.3	-121391.1	103.03	0.00	
-6.500	0.823	-0.894	-490.2	-121508.8	103.09	0.00	
-7.000	0.779	-0.867	-15.9	-121634.2	103.16	0.00	*
-8.000	0.695	-0.813	856.6	-121205.6	102.93	0.00	
-9.000	0.616	-0.759	1632.7	-119953.2	102.26	0.00	
-10.000	0.543	-0.706	2319.0	-117970.0	101.21	0.00	
-11.000	0.475	-0.654	2921.7	-115343.0	99.81	0.00	
-12.000	0.412	-0.603	3446.9	-112152.5	98.11	0.00	
-13.000	0.355	-0.554	3900.6	-108473.0	96.15	0.00	
-14.000	0.301	-0.507	4288.6	-104373.2	93.97	0.00	
-15.000	0.253	-0.461	4616.6	-99915.8	91.60	0.00	
-16.000	0.209	-0.418	4889.9	-95158.1	89.06	0.00	
-17.000	0.169	-0.377	5113.7	-90152.4	86.40	0.00	
-18.000	0.134	-0.338	5292.8	-84945.6	83.63	0.00	
-19.000	0.102	-0.301	5431.9	-79580.1	80.77	0.00	
-19.500	0.087	-0.284	5487.8	-76849.8	79.32	0.00	
-20.000	0.073	-0.267	5720.5	-74046.1	77.82	0.00	
-21.000	0.048	-0.235	6072.0	-68137.7	74.68	0.00	
-22.000	0.026	-0.206	6286.7	-61947.7	71.38	0.00	
-23.000	0.007	-0.180	6381.5	-55604.3	68.00	0.00	
-24.000	-0.010	-0.157	6374.3	-49220.5	64.61	0.00	
-25.000	-0.025	-0.136	6302.0	-42877.3	61.23	0.00	
-26.000	-0.037	-0.119	6173.0	-36635.4	57.91	0.00	
-27.000	-0.048	-0.104	5994.7	-30547.7	54.66	0.00	

標高 (m)	(cm)	(mrad)	S(kN)	M(kN.m)	外壁 (N/mm <sup>2</sup> )	隔壁 (N/mm <sup>2</sup> )	Mmax
-28.000	-0.058	-0.092	5773.2	-24660.4	51.53	0.00	
-29.000	-0.067	-0.082	5513.7	-19014.0	48.52	0.00	
-29.500	-0.071	-0.078	5370.9	-16292.5	47.07	0.00	
-30.000	-0.075	-0.075	4616.8	-13793.9	45.74	0.00	
-31.000	-0.082	-0.069	2994.0	-9976.1	43.71	0.00	
-31.500	-0.085	-0.067	2128.0	-8694.2	43.03	0.00	

設計地盤面変位

標高 (m)	(cm)	(mrad)	a(cm)
-1.000	1.394	-1.174	5.000

最大応力度

	(N/mm <sup>2</sup> )	標高(m)
外周矢板 (SKY400)	103.16	-7.000
外周矢板 (SKY490)	————	————
隔壁矢板 (SKY400)	————	————
隔壁矢板 (SKY490)	————	————

鉛直反力

$$R = \frac{V_o \cdot A_{o1}}{\sum (n_i \cdot A_{oi})} \pm \frac{(MB \cdot A_{o1}) \cdot x_i}{\sum (I_{Bi} \cdot A_{oi})}$$

MB = -8694.2 (kN.m)

(n<sub>i</sub> · A<sub>oi</sub>) = 0.955 (m<sup>2</sup>)

(I<sub>Bi</sub> · A<sub>oi</sub>) = 14.827 (m<sup>4</sup>)

外周 n<sub>1</sub> = 28 (本) I<sub>B1</sub> = 434.71 (m<sup>2</sup>) A<sub>o1</sub> = 0.0341 (m<sup>2</sup>/本)

隔壁 n<sub>1</sub> = 0 (本) I<sub>B1</sub> = 0.00 (m<sup>2</sup>) A<sub>o1</sub> = 0.0000 (m<sup>2</sup>/本)

中打 n<sub>1</sub> = 0 (本) I<sub>B1</sub> = 0.00 (m<sup>2</sup>) A<sub>o1</sub> = 0.0000 (m<sup>2</sup>/本)

x = 5.572

最大 R<sub>max</sub> = 1421 (kN/本)

最小 R<sub>min</sub> = 1198 (kN/本)

(2)橋軸直角方向

1)地震時

作用力	鉛直力	Vo	kN	36674.2
	水平力	Ho	kN	7626.9
	モーメント	Mo	kN.m	112247.0
計算kh	基準変位	o	cm	5.000
	仮定変位	1	cm	1.518
	計算変位		cm	1.503

収束率 ( 1 - ) / 1 = 0.93 (%) < 1.00 (%)

層No	基準KH1 (kN/m³)	計算KH1 (kN/m³)
1	5158	9362
2	25276	45879
3	18054	32770
4	90271	163852

標高 (m)	(cm)	(mrad)	S(kN)	M(kN.m)	外壁 (N/mm²)	隔壁 (N/mm²)	Mmax
-1.000	1.503	-1.272	-7626.9	-112247.0	98.16	0.00	
-2.000	1.379	-1.220	-5988.8	-119043.0	101.78	0.00	
-3.000	1.259	-1.166	-4489.4	-124270.8	104.56	0.00	
-4.000	1.146	-1.110	-3122.5	-128066.0	106.58	0.00	
-5.000	1.038	-1.052	-1881.9	-130558.0	107.91	0.00	
-6.000	0.935	-0.994	-760.9	-131869.6	108.61	0.00	
-6.300	0.906	-0.976	-446.9	-132050.5	108.70	0.00	
-6.500	0.886	-0.964	-243.1	-132119.5	108.74	0.00	*
-7.000	0.839	-0.935	247.2	-132117.3	108.74	0.00	
-8.000	0.748	-0.876	1148.9	-131410.7	108.36	0.00	
-9.000	0.664	-0.818	1951.0	-129852.8	107.53	0.00	
-10.000	0.585	-0.761	2660.0	-127539.8	106.30	0.00	
-11.000	0.511	-0.705	3282.5	-124561.7	104.72	0.00	
-12.000	0.444	-0.650	3824.8	-121001.6	102.82	0.00	
-13.000	0.381	-0.597	4293.2	-116936.7	100.66	0.00	
-14.000	0.324	-0.546	4693.7	-112437.9	98.26	0.00	
-15.000	0.272	-0.497	5032.0	-107570.1	95.67	0.00	
-16.000	0.225	-0.450	5313.8	-102392.7	92.91	0.00	
-17.000	0.182	-0.406	5544.4	-96959.5	90.02	0.00	
-18.000	0.143	-0.364	5728.7	-91319.4	87.02	0.00	
-19.000	0.109	-0.325	5871.6	-85515.9	83.93	0.00	
-19.500	0.093	-0.306	5929.0	-82565.4	82.36	0.00	
-20.000	0.078	-0.288	6167.3	-79539.6	80.75	0.00	
-21.000	0.051	-0.254	6525.8	-73180.5	77.36	0.00	
-22.000	0.027	-0.223	6742.6	-66535.2	73.82	0.00	
-23.000	0.006	-0.195	6835.0	-59736.7	70.20	0.00	
-24.000	-0.012	-0.170	6823.3	-52901.5	66.57	0.00	
-25.000	-0.028	-0.148	6743.9	-46112.6	62.95	0.00	
-26.000	-0.042	-0.129	6605.5	-39433.3	59.40	0.00	

標高 (m)	(cm)	(mrad)	S(kN)	M(kN.m)	外壁 (N/mm <sup>2</sup> )	隔壁 (N/mm <sup>2</sup> )	Mmax
-27.000	-0.054	-0.113	6415.8	-32918.6	55.93	0.00	
-28.000	-0.064	-0.100	6181.1	-26616.7	52.57	0.00	
-29.000	-0.074	-0.089	5906.7	-20569.6	49.35	0.00	
-29.500	-0.078	-0.085	5756.0	-17653.6	47.80	0.00	
-30.000	-0.082	-0.081	4960.1	-14972.9	46.37	0.00	
-31.000	-0.090	-0.075	3248.6	-10855.6	44.18	0.00	
-31.500	-0.094	-0.073	2335.9	-9458.0	43.44	0.00	

## 設計地盤面変位

標高 (m)	(cm)	(mrad)	a(cm)
-1.000	1.503	-1.272	5.000

## 最大応力度

	(N/mm <sup>2</sup> )	標高(m)
外周矢板 (SKY400)	108.74	-6.500
外周矢板 (SKY490)	————	————
隔壁矢板 (SKY400)	————	————
隔壁矢板 (SKY490)	————	————

## 鉛直反力

$$R = \frac{V_o \cdot A_{o1}}{\sum (n_i \cdot A_{oi})} \pm \frac{(MB \cdot A_{o1}) \cdot x_i}{\sum (I_{Bi} \cdot A_{oi})}$$

$$MB = -9458.0 \text{ (kN.m)}$$

$$(n_i \cdot A_{oi}) = 0.955 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$(I_{Bi} \cdot A_{oi}) = 14.827 \text{ (m}^4\text{)}$$

$$\text{外周 } n_1 = 28 \text{ (本)} \quad I_{B1} = 434.71 \text{ (m}^2\text{)} \quad A_{o1} = 0.0341 \text{ (m}^2\text{/本)}$$

$$\text{隔壁 } n_1 = 0 \text{ (本)} \quad I_{B1} = 0.00 \text{ (m}^2\text{)} \quad A_{o1} = 0.0000 \text{ (m}^2\text{/本)}$$

$$\text{中打 } n_1 = 0 \text{ (本)} \quad I_{B1} = 0.00 \text{ (m}^2\text{)} \quad A_{o1} = 0.0000 \text{ (m}^2\text{/本)}$$

$$x = 5.572$$

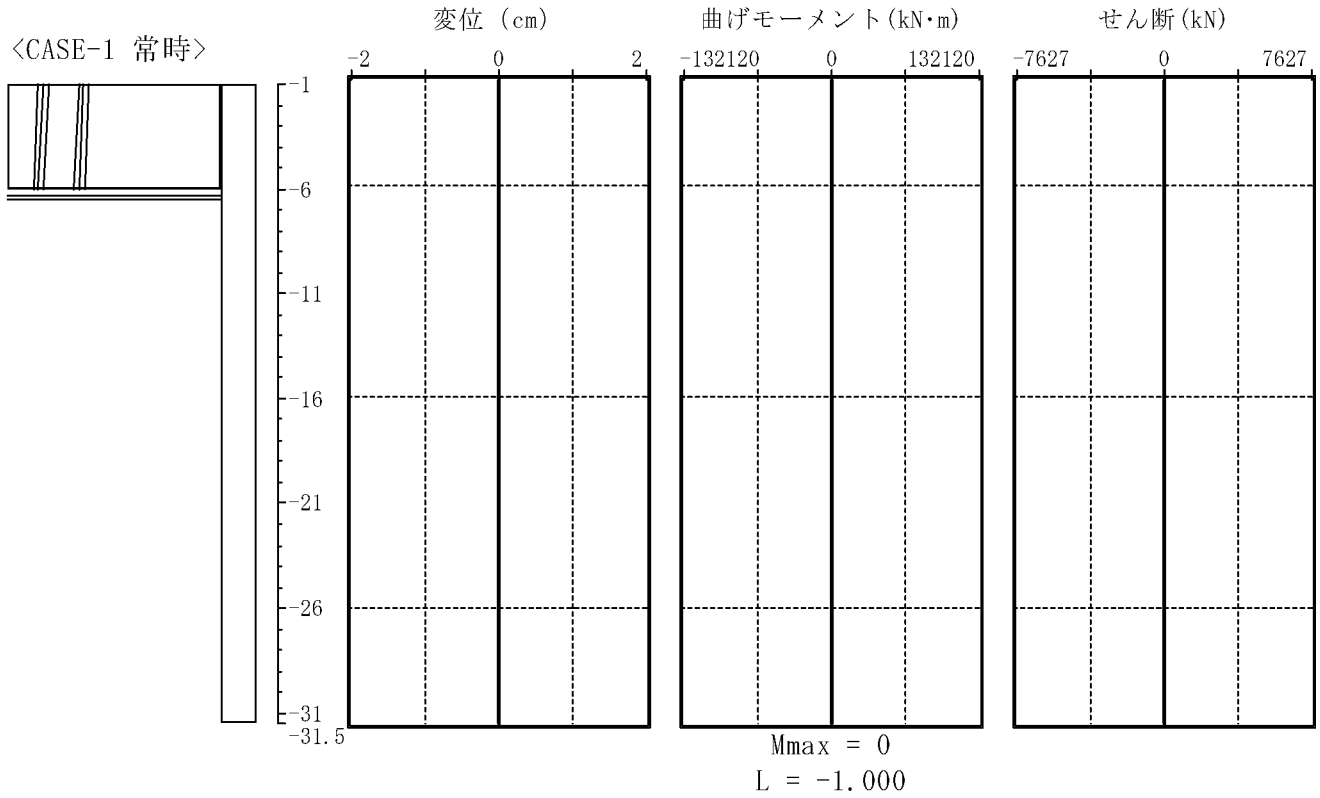
$$\text{最大 } R_{\max} = 1431 \text{ (kN/本)}$$

$$\text{最小 } R_{\min} = 1189 \text{ (kN/本)}$$

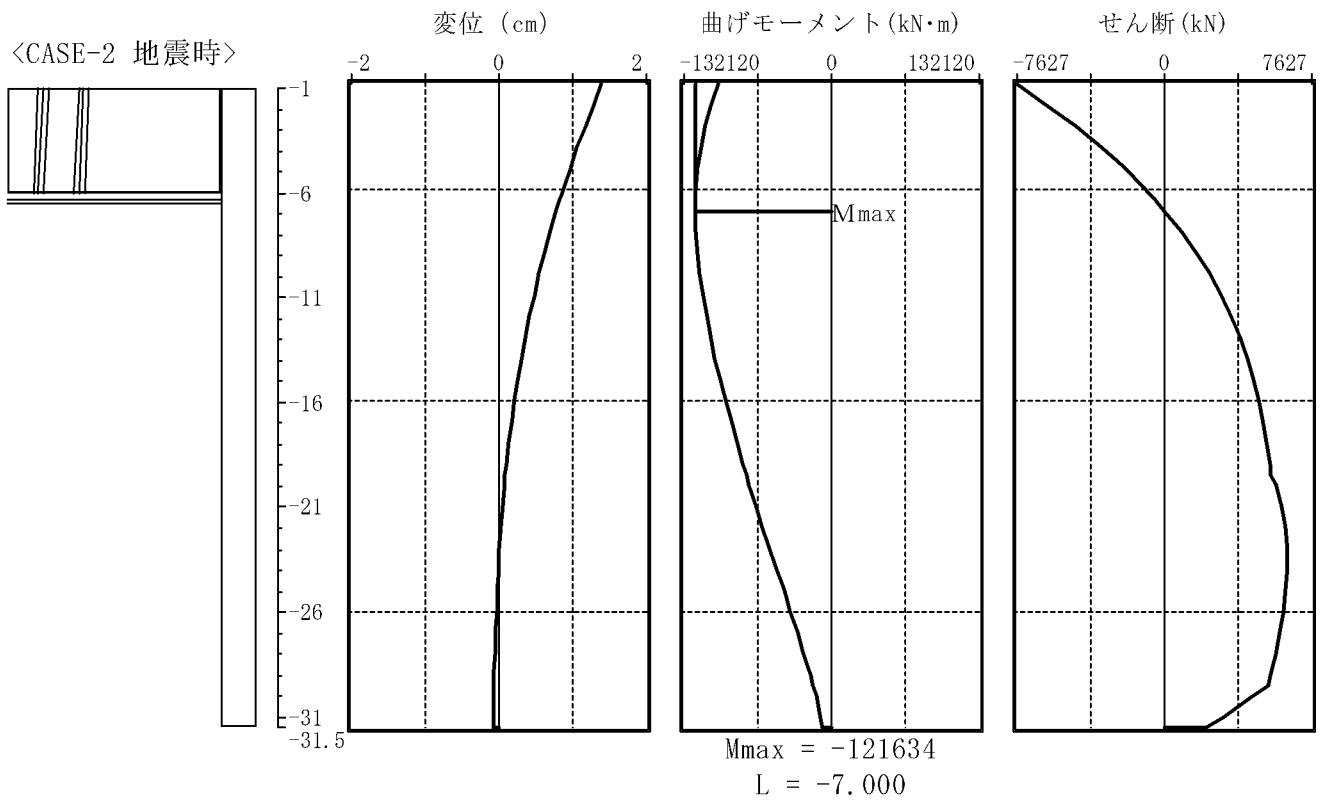
### 1.12 変位・断面力図

橋軸方向

<CASE-1 常時>

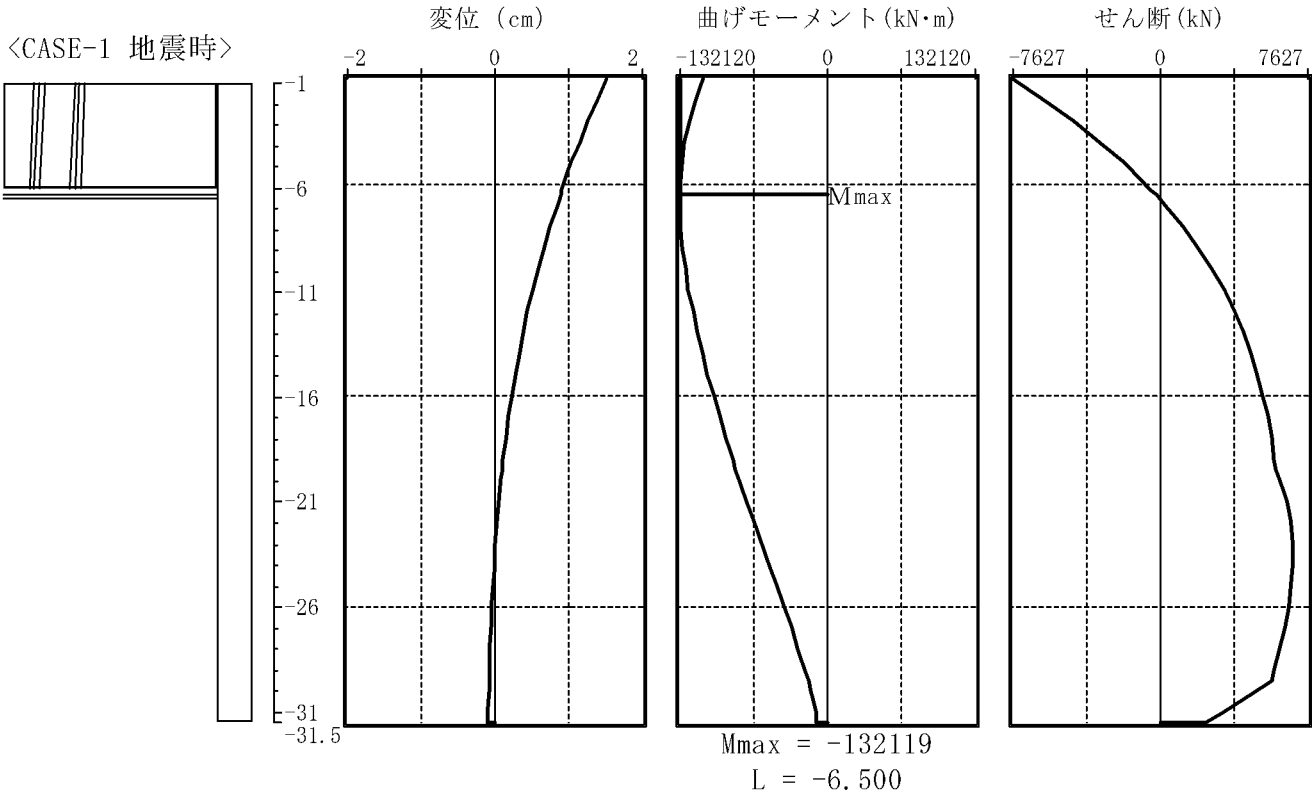


<CASE-2 地震時>





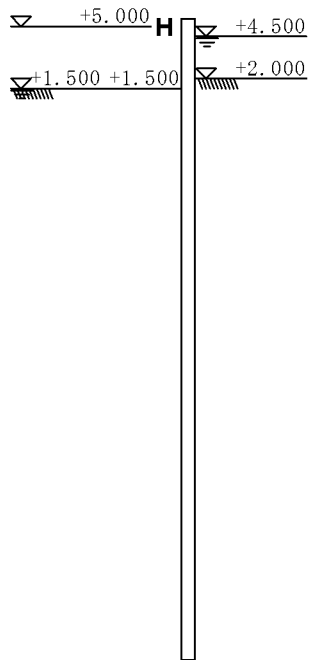
橋軸直角方向



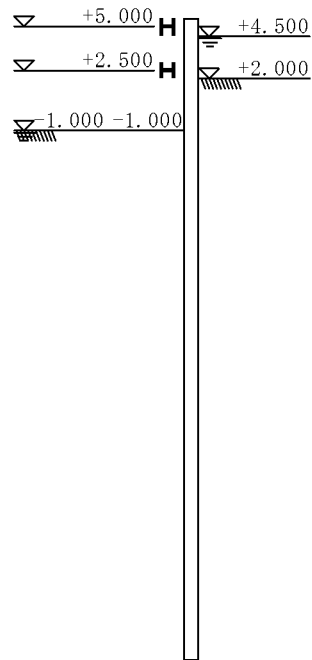
## 2章 仮締切り計算

### 2.1 施工ステップ図

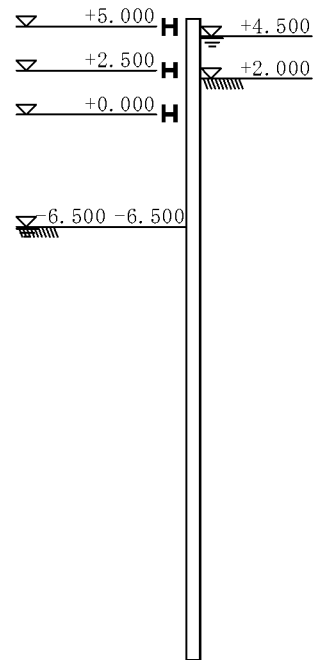
〈 第 1ステップ 〉



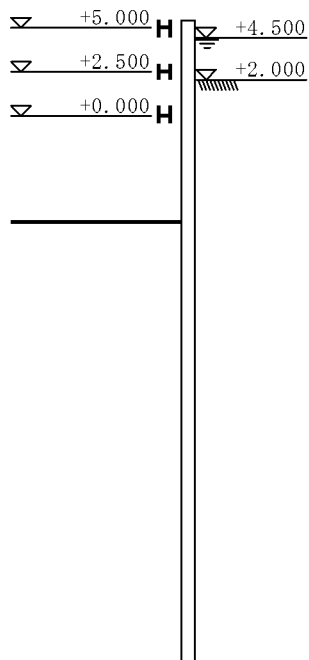
〈 第 2ステップ 〉



〈 第 3ステップ 〉



〈 第 4ステップ 〉



## 2.2 断面諸元

鋼管本体外径 1000.0 (mm)

腐食しろ 外側 = 0.0 (mm) 内側 = 0.0 (mm)

No	L (m)	橋軸方向		橋軸直角方向		材質
		I (cm <sup>4</sup> /m)	Z (cm <sup>3</sup> /m)	I (cm <sup>4</sup> /m)	Z (cm <sup>3</sup> /m)	
1	37.000	364276.7	7285.5	364276.7	7285.5	SKY400
= 37.000 (m)						

## 2.3 土質条件

現地盤面標高 +2.000 (m)

外水位標高 +4.500 (m)

鋼管矢板先端の境界条件：自由

層 No	土質	層厚 (m)	平均 N値	単位重量 (kN/m <sup>3</sup> )		c (kN/m <sup>2</sup> )	(度)	弾性 指定 (* )
					,			
1	粘性土	21.500	2.0	16.0	7.0	30.0	0.0	0
2	砂質土	3.500	14.0	18.0	9.0	0.0	30.0	0
3	粘性土	6.500	10.0	17.0	8.0	80.0	0.0	0
4	砂質土	2.000	50.0	20.0	11.0	0.0	35.0	0

(\* ) 0：地盤反力 > 地盤反力の上限のとき、塑性領域， 1：常に弾性領域

水平方向地盤反力係数 kH (kN/m<sup>3</sup>)

層 No	橋軸方向		橋軸直角方向		ステップ
	KH1	KH2	KH1	KH2	
1	1922	1922	1922	1922	0
2	9419	9419	9419	9419	0
3	6728	6728	6728	6728	0
4	33639	33639	33639	33639	0

## 2.4 支保工、施工ステップ

(1) 支保工

段	設置レベル (m)	設置 ステップ	撤去 ステップ	支点条件 (引張)	H形鋼
1	+5.000	1	0	有効	H-300*300*10*15
2	+2.500	2	0	無効	H-300*300*10*15
3	+0.000	3	0	無効	H-300*300*10*15

(2)H形鋼

段	H (cm)	B (cm)	A (cm <sup>2</sup> )	Aw (cm <sup>2</sup> )	Iy (cm <sup>4</sup> )	Zy (cm <sup>3</sup> )	ry (cm)	rz (cm)
1	30.0	30.0	118.40	27.00	20200	1350	13.10	7.55
2	30.0	30.0	118.40	27.00	20200	1350	13.10	7.55
3	30.0	30.0	118.40	27.00	20200	1350	13.10	7.55

(3)施工ステップ

ステップ	掘削面(m)	内水位(m)
1	+1.500	+1.500
2	-1.000	-1.000
3	-6.500	-6.500
4	-6.500	-6.500

底盤コンクリート打設・・・第4ステップ

2.5 支点バネ

(1)支保工のバネ定数

円弧部

$$K = \frac{E \cdot A1}{r^2} \quad (\text{kN/m/m})$$

- ここに、E : 支保工のヤング係数 =  $2.00 \times 10^8$  (kN/m<sup>2</sup>)
- A1 : 腹起しの断面積 (m<sup>2</sup>)
- r : 円弧部の支保工半径 (m)

円弧部

段	A1 (cm <sup>2</sup> )	r (m)	K (kN/m/m)
1	118.40	4.922	9.7734E+004
2	118.40	4.922	9.7734E+004
3	118.40	4.922	9.7734E+004

(2)底盤コンクリートのバネ定数

$$K = \frac{\alpha \cdot (Ec \cdot Ac)}{\frac{B}{2}} \quad (\text{kN/m/m})$$

- ここに、 : バネの低減係数 = 0.050
  - Ec : 底盤コンクリートのヤング係数 =  $2.35 \times 10^7$  (kN/m<sup>2</sup>)
  - Ac : 底盤コンクリートの単位幅あたり断面積 = 0.300 (m<sup>2</sup>/m)
  - B : 底盤コンクリートの幅 (m) = 10.145
- K = 6.9495E+004 (kN/m/m)

(3)アーチバネ

1) 中詰めコンクリートが無い場合

$$K1 = \frac{2\pi^2}{3(\pi^2-8)} \cdot \frac{E}{n} \cdot \left(\frac{t}{r}\right)^3 \cdot \tan\left(\frac{\pi}{n}\right) \cdot \frac{1}{Do'} \quad (\text{kN/m}^2/\text{m})$$

- ここに、n : 鋼管矢板の本数 n = 28
- E : 鋼管矢板のヤング係数 E = 2.00 × 10<sup>8</sup> (kN/m<sup>2</sup>)
- t : 鋼管矢板の肉厚 (m)
- r : 鋼管矢板の板厚中心までの半径 (m)
- Do' : 鋼管矢板中心間隔 (m)

2) 中詰めコンクリートが有る場合

$$K2 = Kt \cdot \frac{2\pi}{n} \cdot \tan\left(\frac{\pi}{n}\right) \cdot \frac{1}{Do'} \quad (\text{kN/m}^2/\text{m})$$

- ここに、Kt : 継手管のバネ定数 ( Kt = 5 × 10<sup>4</sup> (kN/m<sup>2</sup>) )

3) 断面ごとのアーチバネ値

断面No	t (m)	r (m)	K1 (kN/m <sup>2</sup> /m)	K2 (kN/m <sup>2</sup> /m)
1	0.0120	0.4940	3.2536E+001	1.0131E+003

4) アーチバネを考慮する範囲 ( 標高 )

5.500 (m) ~ -1.000 (m)	K1
-1.000 (m) ~ -11.000 (m)	K2
-11.000 (m) ~ -31.500 (m)	K1

(4)使用値

1) 支点バネ定数 (kN/m/m)

	支点条件 ( 引張 )	K
支保工 1段	有効	9.7734E+004
支保工 2段	無効	9.7734E+004
支保工 3段	無効	9.7734E+004
底盤コンクリート	無効	6.9495E+004

2) アーチバネ値 (kN/m<sup>2</sup>/m)

断面No	K1	K2
1	3.3000E+001	1.0130E+003

## 2.6 側圧

### (1)主働側圧

砂質土

$$Pa = Ka( \gamma \cdot h - pw1 + q ) - 2c \cdot \sqrt{Ka} + pw1$$

- ここに、Pa : 主働側圧 (kN/m<sup>2</sup>)  
 Ka : 主働土圧係数  $Ka = \tan^2 ( 45^\circ - \phi / 2 )$   
 q : 上載荷重 (kN/m<sup>2</sup>) (地表面より上の水の重量を含む)  
 $\gamma$  : 土の湿潤単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)  
 pw1 : 深さhにおける背面側水圧 (kN/m<sup>2</sup>)  
 h : 地表面からの深さ (m)  
 $\phi$  : 土の内部摩擦角 (°)  
 c : 土の粘着力 (kN/m<sup>2</sup>)

粘性土

h ≤ H

$$Pa = Ka1( \gamma \cdot h + q )$$

h > H

$$Pa = Ka1( \gamma \cdot H + q ) + Ka2 \cdot \gamma \cdot ( h - H )$$

ここに、Ka1, Ka2 : 粘性土に対する主働側圧係数

粘性土の N値	Ka1		Ka2
	推定式	最小値	
8 ≤ N	0.5 - 0.010H	0.3	0.5
4 ≤ N < 8	0.6 - 0.010H	0.4	0.6
2 ≤ N < 4	0.7 - 0.025H	0.5	0.7
N < 2	0.8 - 0.025H	0.6	0.8

H : 掘削深さ

### (2)受働側圧

砂質土

$$Pp = Kp( \gamma \cdot h - pw2 + q ) + 2c \cdot \sqrt{Kp} + pw2$$

粘性土

$$Pp = Kp( \gamma \cdot h + q ) + 2c \cdot \sqrt{Kp}$$

ここに、Pp : 受働側圧 (kN/m<sup>2</sup>)

Kp : 受働土圧係数

$$Kp = \frac{\cos^2 \phi}{\left( 1 - \sqrt{\sin(\phi - \delta) \cdot \frac{\sin \phi}{\cos \delta}} \right)^2}$$

- pw2 : 深さhにおける掘削面側の水圧 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $\delta$  : 鋼管矢板と土との摩擦角 (°) ( $\delta = \phi / 3$ )  
 q : 上載荷重 (kN/m<sup>2</sup>) (地表面より上の水の重量を含む)  
 (底盤コンクリート打設後は底盤コンクリートおよび敷砂の重量を含む)

(3) 静止側圧

PoとPo'のうち小さい方の値を用いる

1) 掘削前

砂質土

$$Po = Ko( \gamma \cdot h - pw1 + q ) + pw1$$

粘性土

$$Po = ko( \gamma \cdot h + q )$$

ここに、Po : 掘削前の静止側圧 (kN/m<sup>2</sup>)

Ko : 静止側圧係数

$$Ko = 1 - \sin \phi \quad (\text{砂質土})$$

粘性土

粘性土のN値	Ko
8 N	0.5
4 N < 8	0.6
2 N < 4	0.7
N < 2	0.8

q : 上載荷重 (kN/m<sup>2</sup>) (地表面より上の水の重量を含む)

2) 掘削後

砂質土

$$Po' = Ko( \gamma \cdot h' - pw2 + q ) + Ko \cdot \frac{f \cdot h'}{B} + pw2$$

粘性土

$$Po' = Ko( \gamma \cdot h' + q ) + Ko \cdot \frac{f \cdot h'}{B}$$

ここに、Po' : 掘削後の静止側圧 (kN/m<sup>2</sup>)

h' : 掘削面からの深さ (m)

q : 上載荷重 (kN/m<sup>2</sup>) (地表面より上の水の重量を含む)  
(底盤コンクリート打設後は底盤コンクリートおよび敷砂の重量を含む)

B : 摩擦力影響範囲 (m)  
(B=5.0mとし、掘削幅が10m以下のときは掘削幅の1/2とする)

f : 鋼管矢板と地盤との摩擦力 (kN/m<sup>2</sup>)

砂質土 : 1・N( 50)

粘性土 : 0.5・cまたは5・N( 100)

ただし、N 2の軟弱層では摩擦力は考慮しない

鋼管矢板長 L = 37.000 (m)

設計水位標高 +4.500 (m)

設計地盤標高 +2.000 (m)

(4)集計

1)第 1ステップ

掘削面標高 = +1.500 (m)

内水位標高 = +1.500 (m)

底盤コンクリート打設前

橋軸方向

層 No	標高 (m)	層厚 (m)	主働側圧 (kN/m <sup>2</sup> )	受働側圧 (kN/m <sup>2</sup> )	静止側圧 (kN/m <sup>2</sup> )	有効側圧 (kN/m <sup>2</sup> )	
						主働	受働
1	+4.500	2.500	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	+2.000		24.53	0.00	0.00	24.53	0.00
2	+2.000	0.500	16.86	0.00	0.00	16.86	0.00
	+1.500		22.36	0.00	0.00	22.36	0.00
3	+1.500	21.000	22.36	60.00	0.00	22.36	60.00
	-19.500		257.56	396.00	235.20	22.36	160.80
4	-19.500	3.181	279.80	736.42	271.01	8.79	465.41
	-22.681		319.70	873.94	319.70	0.00	554.25
5	-22.681	0.319	319.70	873.94	319.70	0.00	554.25
	-23.000		323.69	887.71	324.57	0.00	563.14
6	-23.000	2.800	215.60	559.00	204.40	11.20	354.60
	-25.800		239.40	606.60	239.40	0.00	367.20
7	-25.800	0.040	239.40	606.60	239.40	0.00	367.20
	-25.840		239.74	607.28	239.90	0.00	367.38
8	-25.840	3.660	239.74	607.28	239.90	0.00	367.38
	-29.500		270.85	669.50	271.01	0.00	398.49
9	-29.500	2.000	390.04	1312.38	422.44	0.00	889.94
	-31.500		415.18	1445.37	450.75	0.00	994.62

橋軸直角方向

層 No	標高 (m)	層厚 (m)	主働側圧 (kN/m <sup>2</sup> )	受働側圧 (kN/m <sup>2</sup> )	静止側圧 (kN/m <sup>2</sup> )	有効側圧 (kN/m <sup>2</sup> )	
						主働	受働
1	+4.500	2.500	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	+2.000		24.53	0.00	0.00	24.53	0.00
2	+2.000	0.500	16.86	0.00	0.00	16.86	0.00
	+1.500		22.36	0.00	0.00	22.36	0.00
3	+1.500	21.000	22.36	60.00	0.00	22.36	60.00
	-19.500		257.56	396.00	235.20	22.36	160.80
4	-19.500	3.181	279.80	736.42	271.01	8.79	465.41
	-22.681		319.70	873.94	319.70	0.00	554.25
5	-22.681	0.319	319.70	873.94	319.70	0.00	554.25
	-23.000		323.69	887.71	324.57	0.00	563.14
6	-23.000	2.800	215.60	559.00	204.40	11.20	354.60
	-25.800		239.40	606.60	239.40	0.00	367.20
7	-25.800	0.040	239.40	606.60	239.40	0.00	367.20
	-25.840		239.74	607.28	239.90	0.00	367.38
8	-25.840	3.660	239.74	607.28	239.90	0.00	367.38
	-29.500		270.85	669.50	271.01	0.00	398.49
9	-29.500	2.000	390.04	1312.38	422.44	0.00	889.94
	-31.500		415.18	1445.37	450.75	0.00	994.62



2)第 2ステップ

掘削面標高 = -1.000 (m)

内水位標高 = -1.000 (m)

底盤コンクリート打設前

橋軸方向

層 No	標高 (m)	層厚 (m)	主働側圧 (kN/m <sup>2</sup> )	受働側圧 (kN/m <sup>2</sup> )	静止側圧 (kN/m <sup>2</sup> )	有効側圧 (kN/m <sup>2</sup> )	
						主働	受働
1	+4.500 +2.000	2.500	0.00 24.53	0.00 0.00	0.00 0.00	0.00 24.53	0.00 0.00
2	+2.000 -1.000	3.000	15.33 45.33	0.00 0.00	0.00 0.00	15.33 45.33	0.00 0.00
3	-1.000 -19.500	18.500	45.33 252.53	60.00 356.00	0.00 207.20	45.33 45.33	60.00 148.80
4	-19.500 -23.000	3.500	279.80 323.69	648.75 800.05	238.74 292.31	41.06 31.38	410.01 507.74
5	-23.000 -29.500	6.500	213.59 268.84	519.00 629.50	184.40 265.65	29.19 3.19	334.60 363.85
6	-29.500 -30.572	1.072	390.04 403.51	1089.86 1161.11	417.87 437.61	0.00 0.00	671.99 723.50
7	-30.572 -31.500	0.928	403.51 415.18	1161.11 1222.85	437.61 450.75	0.00 0.00	723.50 772.10

橋軸直角方向

層 No	標高 (m)	層厚 (m)	主働側圧 (kN/m <sup>2</sup> )	受働側圧 (kN/m <sup>2</sup> )	静止側圧 (kN/m <sup>2</sup> )	有効側圧 (kN/m <sup>2</sup> )	
						主働	受働
1	+4.500 +2.000	2.500	0.00 24.53	0.00 0.00	0.00 0.00	0.00 24.53	0.00 0.00
2	+2.000 -1.000	3.000	15.33 45.33	0.00 0.00	0.00 0.00	15.33 45.33	0.00 0.00
3	-1.000 -19.500	18.500	45.33 252.53	60.00 356.00	0.00 207.20	45.33 45.33	60.00 148.80
4	-19.500 -23.000	3.500	279.80 323.69	648.75 800.05	238.74 292.31	41.06 31.38	410.01 507.74
5	-23.000 -29.500	6.500	213.59 268.84	519.00 629.50	184.40 265.65	29.19 3.19	334.60 363.85
6	-29.500 -30.572	1.072	390.04 403.51	1089.86 1161.11	417.87 437.61	0.00 0.00	671.99 723.50
7	-30.572 -31.500	0.928	403.51 415.18	1161.11 1222.85	437.61 450.75	0.00 0.00	723.50 772.10

3)第 3ステップ

掘削面標高 = -6.500 (m)

内水位標高 = -6.500 (m)

底盤コンクリート打設前

橋軸方向

層 No	標高 (m)	層厚 (m)	主働側圧 (kN/m <sup>2</sup> )	受働側圧 (kN/m <sup>2</sup> )	静止側圧 (kN/m <sup>2</sup> )	有効側圧 (kN/m <sup>2</sup> )	
						主働	受働
1	+4.500 +2.000	2.500	0.00 24.53	0.00 0.00	0.00 0.00	0.00 24.53	0.00 0.00
2	+2.000 -6.500	8.500	12.26 80.26	0.00 0.00	0.00 0.00	12.26 80.26	0.00 0.00
3	-6.500 -19.500	13.000	80.26 225.86	60.00 268.00	0.00 145.60	80.26 80.26	60.00 122.40
4	-19.500 -23.000	3.500	279.80 323.69	455.88 607.17	167.76 221.33	112.04 102.36	288.12 385.84
5	-23.000 -29.500	6.500	202.12 257.37	431.00 541.50	140.40 221.65	61.72 35.72	290.60 319.85
6	-29.500 -31.158	1.658	390.04 410.88	600.33 710.59	380.34 410.88	9.70 0.00	219.99 299.70
7	-31.158 -31.500	0.342	410.88 415.18	710.59 733.32	410.88 417.18	0.00 0.00	299.70 316.14

橋軸直角方向

層 No	標高 (m)	層厚 (m)	主働側圧 (kN/m <sup>2</sup> )	受働側圧 (kN/m <sup>2</sup> )	静止側圧 (kN/m <sup>2</sup> )	有効側圧 (kN/m <sup>2</sup> )	
						主働	受働
1	+4.500 +2.000	2.500	0.00 24.53	0.00 0.00	0.00 0.00	0.00 24.53	0.00 0.00
2	+2.000 -6.500	8.500	12.26 80.26	0.00 0.00	0.00 0.00	12.26 80.26	0.00 0.00
3	-6.500 -19.500	13.000	80.26 225.86	60.00 268.00	0.00 145.60	80.26 80.26	60.00 122.40
4	-19.500 -23.000	3.500	279.80 323.69	455.88 607.17	167.76 221.33	112.04 102.36	288.12 385.84
5	-23.000 -29.500	6.500	202.12 257.37	431.00 541.50	140.40 221.65	61.72 35.72	290.60 319.85
6	-29.500 -31.158	1.658	390.04 410.88	600.33 710.59	380.34 410.88	9.70 0.00	219.99 299.70
7	-31.158 -31.500	0.342	410.88 415.18	710.59 733.32	410.88 417.18	0.00 0.00	299.70 316.14

## 4)第 4ステップ

掘削面標高 = -6.500 (m)

内水位標高 = -6.500 (m)

## 底盤コンクリート打設後

## 橋軸方向

層 No	標高 (m)	層厚 (m)	主働側圧 (kN/m <sup>2</sup> )	受働側圧 (kN/m <sup>2</sup> )	静止側圧 (kN/m <sup>2</sup> )	有効側圧 (kN/m <sup>2</sup> )	
						主働	受働
1	+4.500 +2.000	2.500	0.00 24.53	0.00 0.00	0.00 0.00	0.00 24.53	0.00 0.00
2	+2.000 -6.500	8.500	12.26 80.26	0.00 0.00	0.00 0.00	12.26 80.26	0.00 0.00
3	-6.500 -19.500	13.000	80.26 225.86	66.00 274.00	4.20 149.80	76.06 76.06	61.80 124.20
4	-19.500 -23.000	3.500	279.80 323.69	480.36 631.66	170.76 224.33	109.04 99.36	309.60 407.33
5	-23.000 -29.500	6.500	202.12 257.37	437.00 547.50	143.40 224.65	58.72 32.72	293.60 322.85
6	-29.500 -30.721	1.221	390.04 405.38	633.71 714.87	382.90 405.38	7.14 0.00	250.81 309.49
7	-30.721 -31.500	0.779	405.38 415.18	714.87 766.70	405.38 419.74	0.00 0.00	309.49 346.96

## 橋軸直角方向

層 No	標高 (m)	層厚 (m)	主働側圧 (kN/m <sup>2</sup> )	受働側圧 (kN/m <sup>2</sup> )	静止側圧 (kN/m <sup>2</sup> )	有効側圧 (kN/m <sup>2</sup> )	
						主働	受働
1	+4.500 +2.000	2.500	0.00 24.53	0.00 0.00	0.00 0.00	0.00 24.53	0.00 0.00
2	+2.000 -6.500	8.500	12.26 80.26	0.00 0.00	0.00 0.00	12.26 80.26	0.00 0.00
3	-6.500 -19.500	13.000	80.26 225.86	66.00 274.00	4.20 149.80	76.06 76.06	61.80 124.20
4	-19.500 -23.000	3.500	279.80 323.69	480.36 631.66	170.76 224.33	109.04 99.36	309.60 407.33
5	-23.000 -29.500	6.500	202.12 257.37	437.00 547.50	143.40 224.65	58.72 32.72	293.60 322.85
6	-29.500 -30.721	1.221	390.04 405.38	633.71 714.87	382.90 405.38	7.14 0.00	250.81 309.49
7	-30.721 -31.500	0.779	405.38 415.18	714.87 766.70	405.38 419.74	0.00 0.00	309.49 346.96

## 2.7 側圧詳細出力

### (1) 施工ステップ [ 1 ]

層 No	土質	標高 (m)	層厚 (m)	(kN/m <sup>3</sup> )	c (kN/m <sup>2</sup> )	(度)	N
1	—	+4.500 +2.000	2.500	—	—	—	—
2	粘性土	+2.000 +1.500	0.500	16.0	30.0	0.00	2.0
3	粘性土	+1.500 -19.500	21.000	16.0	30.0	0.00	2.0
4	砂質土	-19.500 -22.681	3.181	18.0	0.0	30.00	14.0
5	砂質土	-22.681 -23.000	0.319	18.0	0.0	30.00	14.0
6	粘性土	-23.000 -25.800	2.800	17.0	80.0	0.00	10.0
7	粘性土	-25.800 -25.841	0.041	17.0	80.0	0.00	10.0
8	粘性土	-25.841 -29.500	3.659	17.0	80.0	0.00	10.0
9	砂質土	-29.500 -31.500	2.000	20.0	0.0	35.00	50.0

### 1) 主働側圧

層 No	土質	標高 (m)	層厚 (m)	・ h+q (kN/m <sup>2</sup> )	・ (h-H) (kN/m <sup>2</sup> )	pw1 (kN/m <sup>2</sup> )	Ka1	Ka2	Pa1 (kN/m <sup>2</sup> )	Pa (kN/m <sup>2</sup> )
1	—	+4.500 +2.000	2.500	0.00 0.00	— —	0.00 24.53	— —	— —	0.00 0.00	0.00 24.53
2	粘性	+2.000 +1.500	0.500	24.53 32.53	— —	— —	0.6875 0.6875	0.7000 0.7000	16.86 22.36	16.86 22.36
3	粘性	+1.500 -19.500	21.000	32.53 368.52	0.000 336.000	— —	0.6875 0.6875	0.7000 0.7000	22.36 257.56	22.36 257.56
4	砂質	-19.500 -22.681	3.181	368.52 425.79	0.000 0.000	235.44 266.65	0.3333 0.3333	— —	44.36 53.05	279.80 319.70
5	砂質	-22.681 -23.000	0.319	425.79 431.52	0.000 0.000	266.65 269.78	0.3333 0.3333	— —	53.05 53.92	319.70 323.69
6	粘性	-23.000 -25.800	2.800	431.52 479.12	399.000 446.600	— —	0.4950 0.4950	0.5000 0.5000	215.60 239.40	215.60 239.40
7	粘性	-25.800 -25.841	0.041	479.12 479.82	446.600 447.291	— —	0.4950 0.4950	0.5000 0.5000	239.40 239.75	239.40 239.75
8	粘性	-25.841 -29.500	3.659	479.82 542.03	447.291 509.500	— —	0.4950 0.4950	0.5000 0.5000	239.75 270.85	239.75 270.85
9	砂質	-29.500 -31.500	2.000	542.03 582.03	0.000 0.000	333.54 353.16	0.2710 0.2710	— —	56.50 62.02	390.04 415.18

$$Pa1 = Ka1 \cdot \{ \sum (\gamma \cdot h) + q - pw1 \} - 2 \cdot c \cdot \sqrt{Ka1} \quad (\text{砂質土})$$

$$Pa = Pa1 + pw1 \quad (\text{砂質土})$$

$$Pa = Pa1 = Ka1 \cdot \{ \sum \gamma \cdot H + q \} + Ka2 \cdot \{ \sum \gamma (h - H) \} \quad (\text{粘性土})$$

2)受働側圧

層 No	土質	標高 (m)	層厚 (m)	・ h+q (kN/m <sup>2</sup> )	pw2 (kN/m <sup>2</sup> )	Kp	Pp1 (kN/m <sup>2</sup> )	Pp (kN/m <sup>2</sup> )
1	—	+4.500 +2.000	2.500	0.00 0.00	0.00 0.00	0.0000 0.0000	0.00 0.00	0.00 0.00
2	粘性	+2.000 +1.500	0.500	0.00 0.00	— —	0.0000 0.0000	0.00 0.00	0.00 0.00
3	粘性	+1.500 -19.500	21.000	0.00 336.00	— —	1.0000 1.0000	60.00 396.00	60.00 396.00
4	砂質	-19.500 -22.681	3.181	336.00 393.27	206.01 237.22	4.0804 4.0804	530.41 636.72	736.42 873.94
5	砂質	-22.681 -23.000	0.319	393.27 399.00	237.22 240.35	4.0804 4.0804	636.72 647.37	873.94 887.71
6	粘性	-23.000 -25.800	2.800	399.00 446.60	— —	1.0000 1.0000	559.00 606.60	559.00 606.60
7	粘性	-25.800 -25.841	0.041	446.60 447.29	— —	1.0000 1.0000	606.60 607.29	606.60 607.29
8	粘性	-25.841 -29.500	3.659	447.29 509.50	— —	1.0000 1.0000	607.29 669.50	607.29 669.50
9	砂質	-29.500 -31.500	2.000	509.50 549.50	333.54 353.16	5.5628 5.5628	978.84 1092.21	1312.38 1445.37

$$Pp1 = Kp \cdot \{ \sum (\gamma \cdot h) + q - pw2 \} + 2 \cdot c \cdot \sqrt{Kp} \quad (\text{砂質土})$$

$$Pp = Pp1 + pw2 \quad (\text{砂質土})$$

$$Pp = Pp1 = Kp \cdot \{ \sum (\gamma \cdot h) + q \} + 2 \cdot c \cdot \sqrt{Kp} \quad (\text{粘性土})$$

3)静止側圧(掘削前)

層 No	土質	標高 (m)	層厚 (m)	・ h+q (kN/m <sup>2</sup> )	pw1 (kN/m <sup>2</sup> )	Ko	Po1 (kN/m <sup>2</sup> )	Po (kN/m <sup>2</sup> )
1	—	+4.500 +2.000	2.500	0.00 0.00	0.00 24.53	0.0000 0.0000	0.00 0.00	0.00 24.53
2	粘性土	+2.000 +1.500	0.500	24.53 32.53	— —	0.7000 0.7000	17.17 22.77	17.17 22.77
3	粘性土	+1.500 -19.500	21.000	32.53 368.52	— —	0.7000 0.7000	22.77 257.97	22.77 257.97
4	砂質土	-19.500 -22.681	3.181	368.52 425.79	235.44 266.65	0.5000 0.5000	66.54 79.57	301.98 346.22
5	砂質土	-22.681 -23.000	0.319	425.79 431.52	266.65 269.78	0.5000 0.5000	79.57 80.87	346.22 350.65
6	粘性土	-23.000 -25.800	2.800	431.52 479.12	— —	0.5000 0.5000	215.76 239.56	215.76 239.56
7	粘性土	-25.800 -25.841	0.041	479.12 479.82	— —	0.5000 0.5000	239.56 239.91	239.56 239.91
8	粘性土	-25.841 -29.500	3.659	479.82 542.03	— —	0.5000 0.5000	239.91 271.01	239.91 271.01
9	砂質土	-29.500 -31.500	2.000	542.03 582.03	333.54 353.16	0.4264 0.4264	88.90 97.59	422.44 450.75

$$Po1 = Ko \cdot \{ \sum \gamma \cdot h + q - pw1 \} \quad (\text{砂質土})$$

$$Po = Po1 + pw1 \quad (\text{砂質土})$$

$$Po = Po1 = Ko \cdot \{ \sum \gamma \cdot h + q \} \quad (\text{粘性土})$$

4) 静止側圧(掘削後)

橋軸方向

層 No	土質	標高 (m)	層厚 (m)	・h+q (kN/m <sup>2</sup> )	pw2 (kN/m <sup>2</sup> )	f (kN/m <sup>2</sup> )	f・h (kN.m)	ko	Po1' (kN/m <sup>2</sup> )	Po' (kN/m <sup>2</sup> )
1	——	+4.500 +2.000	2.500	0.00 0.00	0.00 0.00	——	——	0.0000 0.0000	0.00 0.00	0.00 0.00
2	粘性土	+2.000 +1.500	0.500	0.00 0.00	—— ——	0.00	0.00 0.00	0.0000 0.0000	0.00 0.00	0.00 0.00
3	粘性土	+1.500 -19.500	21.000	0.00 336.00	—— ——	0.00	0.00 0.00	0.7000 0.7000	0.00 235.20	0.00 235.20
4	砂質土	-19.500 -22.681	3.181	336.00 393.27	206.01 237.22	14.00	0.00 44.54	0.5000 0.5000	64.99 82.48	271.01 319.70
5	砂質土	-22.681 -23.000	0.319	393.27 399.00	237.22 240.35	14.00	44.54 49.00	0.5000 0.5000	82.48 84.23	319.70 324.57
6	粘性土	-23.000 -25.800	2.800	399.00 446.60	—— ——	40.00	49.00 161.00	0.5000 0.5000	204.40 239.40	204.40 239.40
7	粘性土	-25.800 -25.841	0.041	446.60 447.29	—— ——	40.00	161.00 162.63	0.5000 0.5000	239.40 239.91	239.40 239.91
8	粘性土	-25.841 -29.500	3.659	447.29 509.50	—— ——	40.00	162.63 309.00	0.5000 0.5000	239.91 285.65	239.91 285.65
9	砂質土	-29.500 -31.500	2.000	509.50 549.50	333.54 353.16	50.00	309.00 409.00	0.4264 0.4264	101.39 118.61	434.93 471.77

摩擦力影響範囲 B = 5.000 (m)

$$Po1' = Ko \cdot \{ \sum \gamma \cdot h + q - pw2 \} + Ko \cdot \{ \sum f \cdot h / B \} \quad (\text{砂質土})$$

$$Po' = Po1' + pw2 \quad (\text{砂質土})$$

$$Po' = Po1' = Ko \cdot \{ \sum \gamma \cdot h + q \} + Ko \cdot \{ \sum f \cdot h / B \} \quad (\text{粘性土})$$

橋軸直角方向

層 No	土質	標高 (m)	層厚 (m)	・h+q (kN/m <sup>2</sup> )	pw2 (kN/m <sup>2</sup> )	f (kN/m <sup>2</sup> )	f・h (kN.m)	ko	Po1' (kN/m <sup>2</sup> )	Po' (kN/m <sup>2</sup> )
1	——	+4.500 +2.000	2.500	0.00 0.00	0.00 0.00	——	——	0.0000 0.0000	0.00 0.00	0.00 0.00
2	粘性土	+2.000 +1.500	0.500	0.00 0.00	—— ——	0.00	0.00 0.00	0.0000 0.0000	0.00 0.00	0.00 0.00
3	粘性土	+1.500 -19.500	21.000	0.00 336.00	—— ——	0.00	0.00 0.00	0.7000 0.7000	0.00 235.20	0.00 235.20
4	砂質土	-19.500 -22.681	3.181	336.00 393.27	206.01 237.22	14.00	0.00 44.54	0.5000 0.5000	64.99 82.48	271.01 319.70
5	砂質土	-22.681 -23.000	0.319	393.27 399.00	237.22 240.35	14.00	44.54 49.00	0.5000 0.5000	82.48 84.23	319.70 324.57
6	粘性土	-23.000 -25.800	2.800	399.00 446.60	—— ——	40.00	49.00 161.00	0.5000 0.5000	204.40 239.40	204.40 239.40
7	粘性土	-25.800 -25.841	0.041	446.60 447.29	—— ——	40.00	161.00 162.63	0.5000 0.5000	239.40 239.91	239.40 239.91
8	粘性土	-25.841 -29.500	3.659	447.29 509.50	—— ——	40.00	162.63 309.00	0.5000 0.5000	239.91 285.65	239.91 285.65

層 No	土質	標高 (m)	層厚 (m)	$\cdot h+q$ (kN/m <sup>2</sup> )	pw2 (kN/m <sup>2</sup> )	f (kN/m <sup>2</sup> )	f · h (kN.m)	ko	Po1' (kN/m <sup>2</sup> )	Po' (kN/m <sup>2</sup> )
9	砂質土	-29.500 -31.500	2.000	509.50 549.50	333.54 353.16	50.00	309.00 409.00	0.4264 0.4264	101.39 118.61	434.93 471.77

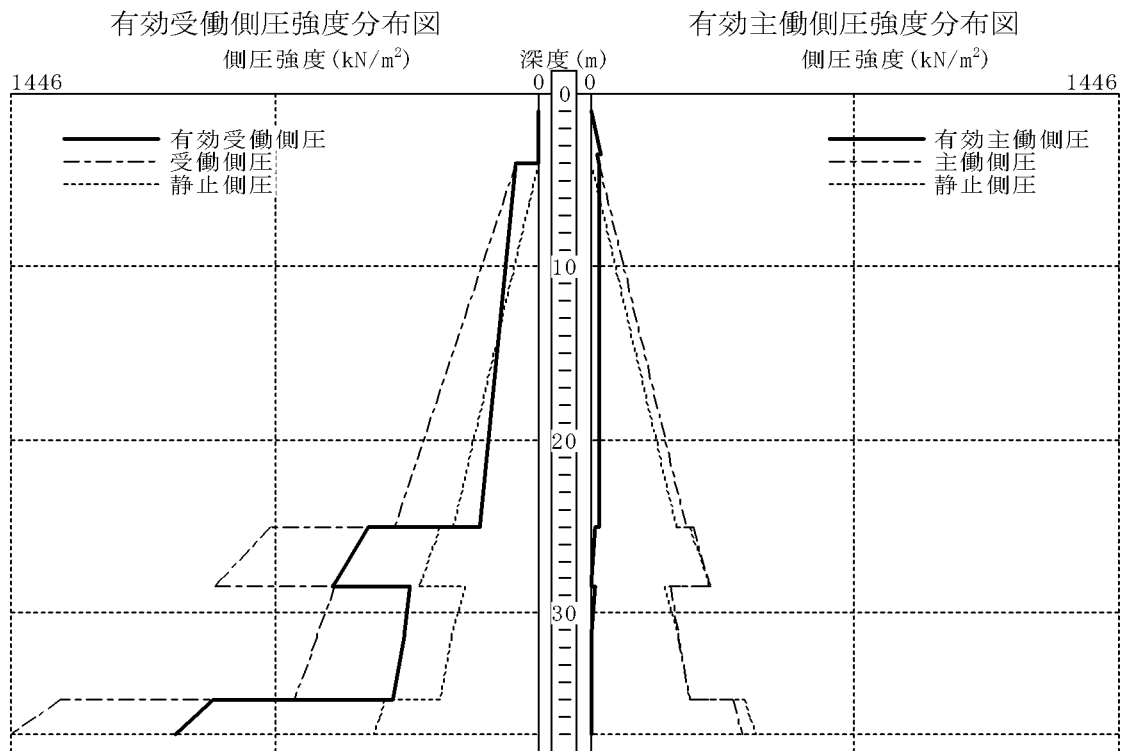
摩擦力影響範圍 B = 5.000 (m)

$$Po1' = Ko \cdot \{ \sum \gamma \cdot h + q - pw2 \} + Ko \cdot \{ \sum f \cdot h / B \} \quad (\text{砂質土})$$

$$Po' = Po1' + pw2 \quad (\text{砂質土})$$

$$Po' = Po1' = Ko \cdot \{ \sum \gamma \cdot h + q \} + Ko \cdot \{ \sum f \cdot h / B \} \quad (\text{粘性土})$$

橋軸方向



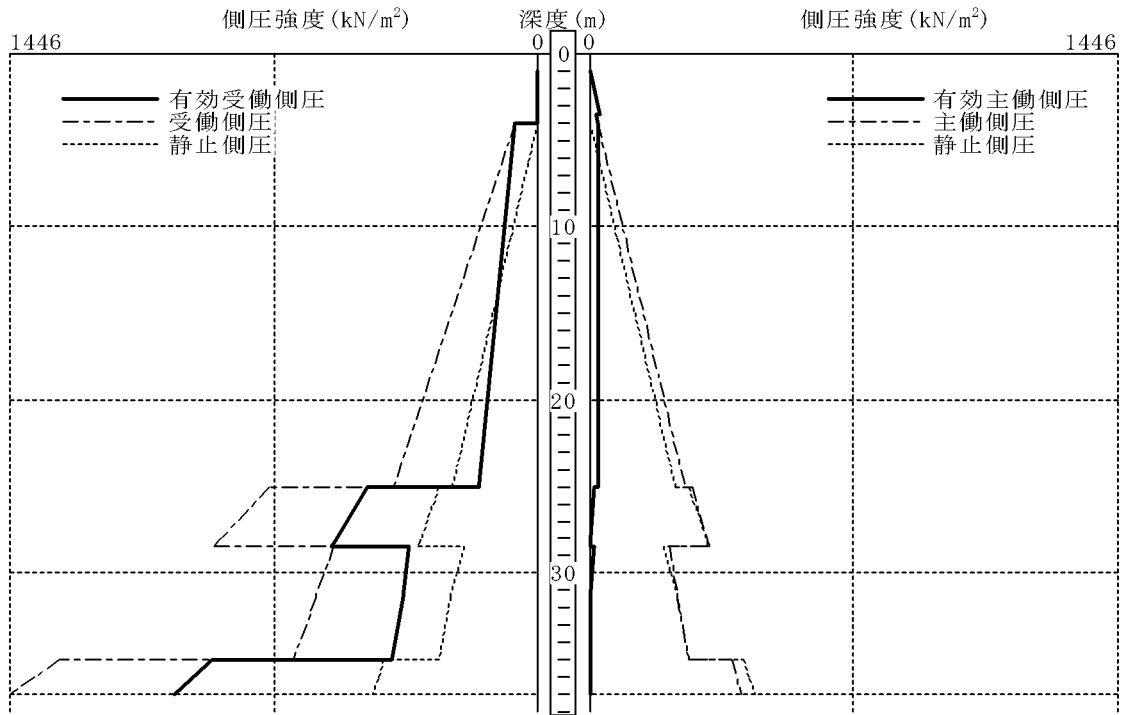
橋軸直角方向

有効受働側圧強度分布図

側圧強度 (kN/m<sup>2</sup>)

有効主働側圧強度分布図

側圧強度 (kN/m<sup>2</sup>)





(2) 施工ステップ [ 2 ]

層 No	土質	標高 (m)	層厚 (m)	(kN/m <sup>3</sup> )	c (kN/m <sup>2</sup> )	(度)	N
1	——	+4.500 +2.000	2.500	——	——	——	——
2	粘性土	+2.000 -1.000	3.000	16.0	30.0	0.00	2.0
3	粘性土	-1.000 -19.500	18.500	16.0	30.0	0.00	2.0
4	砂質土	-19.500 -23.000	3.500	18.0	0.0	30.00	14.0
5	粘性土	-23.000 -29.500	6.500	17.0	80.0	0.00	10.0
6	砂質土	-29.500 -30.573	1.073	20.0	0.0	35.00	50.0
7	砂質土	-30.573 -31.500	0.927	20.0	0.0	35.00	50.0

1) 主働側圧

層 No	土質	標高 (m)	層厚 (m)	・ h+q (kN/m <sup>2</sup> )	・ (h-H) (kN/m <sup>2</sup> )	pw1 (kN/m <sup>2</sup> )	Ka1	Ka2	Pa1 (kN/m <sup>2</sup> )	Pa (kN/m <sup>2</sup> )
1	——	+4.500 +2.000	2.500	0.00 0.00	—— ——	0.00 24.53	—— ——	—— ——	0.00 0.00	0.00 24.53
2	粘性	+2.000 -1.000	3.000	24.53 72.53	—— ——	—— ——	0.6250 0.6250	0.7000 0.7000	15.33 45.33	15.33 45.33
3	粘性	-1.000 -19.500	18.500	72.53 368.52	0.000 296.000	—— ——	0.6250 0.6250	0.7000 0.7000	45.33 252.53	45.33 252.53
4	砂質	-19.500 -23.000	3.500	368.52 431.52	0.000 0.000	235.44 269.78	0.3333 0.3333	—— ——	44.36 53.92	279.80 323.69
5	粘性	-23.000 -29.500	6.500	431.52 542.03	359.000 469.500	—— ——	0.4700 0.4700	0.5000 0.5000	213.59 268.84	213.59 268.84
6	砂質	-29.500 -30.573	1.073	542.03 563.48	0.000 0.000	333.54 344.06	0.2710 0.2710	—— ——	56.50 59.46	390.04 403.52
7	砂質	-30.573 -31.500	0.927	563.48 582.03	0.000 0.000	344.06 353.16	0.2710 0.2710	—— ——	59.46 62.02	403.52 415.18

$$Pa1 = Ka1 \cdot \left\{ \sum (\gamma \cdot h) + q - pw1 \right\} - 2 \cdot c \cdot \sqrt{Ka1} \quad (\text{砂質土})$$

$$Pa = Pa1 + pw1 \quad (\text{砂質土})$$

$$Pa = Pa1 = Ka1 \cdot \left\{ \sum \gamma \cdot H + q \right\} + Ka2 \cdot \left\{ \sum \gamma (h - H) \right\} \quad (\text{粘性土})$$

2) 受働側圧

層 No	土質	標高 (m)	層厚 (m)	・ h+q (kN/m <sup>2</sup> )	pw2 (kN/m <sup>2</sup> )	Kp	Pp1 (kN/m <sup>2</sup> )	Pp (kN/m <sup>2</sup> )
1	——	+4.500 +2.000	2.500	0.00 0.00	0.00 0.00	0.0000 0.0000	0.00 0.00	0.00 0.00
2	粘性	+2.000 -1.000	3.000	0.00 0.00	—— ——	0.0000 0.0000	0.00 0.00	0.00 0.00
3	粘性	-1.000 -19.500	18.500	0.00 296.00	—— ——	1.0000 1.0000	60.00 356.00	60.00 356.00

層 No	土質	標高 (m)	層厚 (m)	・ h+q (kN/m <sup>2</sup> )	pw2 (kN/m <sup>2</sup> )	Kp	Pp1 (kN/m <sup>2</sup> )	Pp (kN/m <sup>2</sup> )
4	砂質	-19.500 -23.000	3.500	296.00 359.00	181.49 215.82	4.0804 4.0804	467.26 584.23	648.75 800.05
5	粘性	-23.000 -29.500	6.500	359.00 469.50	————— —————	1.0000 1.0000	519.00 629.50	519.00 629.50
6	砂質	-29.500 -30.573	1.073	469.50 490.95	333.54 344.06	5.5628 5.5628	756.32 817.12	1089.86 1161.18
7	砂質	-30.573 -31.500	0.927	490.95 509.50	344.06 353.16	5.5628 5.5628	817.12 869.69	1161.18 1222.85

$$Pp1 = Kp \cdot \{ \Sigma (\gamma \cdot h) + q - pw2 \} + 2 \cdot c \cdot \sqrt{Kp} \quad (\text{砂質土})$$

$$Pp = Pp1 + pw2 \quad (\text{砂質土})$$

$$Pp = Pp1 = Kp \cdot \{ \Sigma (\gamma \cdot h) + q \} + 2 \cdot c \cdot \sqrt{Kp} \quad (\text{粘性土})$$

3) 静止側圧(掘削前)

層 No	土質	標高 (m)	層厚 (m)	・ h+q (kN/m <sup>2</sup> )	pw1 (kN/m <sup>2</sup> )	Ko	Po1 (kN/m <sup>2</sup> )	Po (kN/m <sup>2</sup> )
1	—————	+4.500 +2.000	2.500	0.00 0.00	0.00 24.53	0.0000 0.0000	0.00 0.00	0.00 24.53
2	粘性土	+2.000 -1.000	3.000	24.53 72.53	————— —————	0.7000 0.7000	17.17 50.77	17.17 50.77
3	粘性土	-1.000 -19.500	18.500	72.53 368.52	————— —————	0.7000 0.7000	50.77 257.97	50.77 257.97
4	砂質土	-19.500 -23.000	3.500	368.52 431.52	235.44 269.78	0.5000 0.5000	66.54 80.87	301.98 350.65
5	粘性土	-23.000 -29.500	6.500	431.52 542.03	————— —————	0.5000 0.5000	215.76 271.01	215.76 271.01
6	砂質土	-29.500 -30.573	1.073	542.03 563.48	333.54 344.06	0.4264 0.4264	88.90 93.56	422.44 437.62
7	砂質土	-30.573 -31.500	0.927	563.48 582.03	344.06 353.16	0.4264 0.4264	93.56 97.59	437.62 450.75

$$Po1 = Ko \cdot \{ \Sigma \gamma \cdot h + q - pw1 \} \quad (\text{砂質土})$$

$$Po = Po1 + pw1 \quad (\text{砂質土})$$

$$Po = Po1 = Ko \cdot \{ \Sigma \gamma \cdot h + q \} \quad (\text{粘性土})$$

4) 静止側圧(掘削後)

橋軸方向

層 No	土質	標高 (m)	層厚 (m)	・ h+q (kN/m <sup>2</sup> )	pw2 (kN/m <sup>2</sup> )	f (kN/m <sup>2</sup> )	f · h (kN.m)	ko	Po1' (kN/m <sup>2</sup> )	Po' (kN/m <sup>2</sup> )
1	—————	+4.500 +2.000	2.500	0.00 0.00	0.00 0.00	————— —————	————— —————	0.0000 0.0000	0.00 0.00	0.00 0.00
2	粘性土	+2.000 -1.000	3.000	0.00 0.00	————— —————	0.00	0.00 0.00	0.0000 0.0000	0.00 0.00	0.00 0.00
3	粘性土	-1.000 -19.500	18.500	0.00 296.00	————— —————	0.00	0.00 0.00	0.7000 0.7000	0.00 207.20	0.00 207.20
4	砂質土	-19.500 -23.000	3.500	296.00 359.00	181.49 215.82	14.00	0.00 49.00	0.5000 0.5000	57.26 76.49	238.74 292.31

層 No	土質	標高 (m)	層厚 (m)	· h+q (kN/m <sup>2</sup> )	pw2 (kN/m <sup>2</sup> )	f (kN/m <sup>2</sup> )	f · h (kN.m)	ko	Po1' (kN/m <sup>2</sup> )	Po' (kN/m <sup>2</sup> )
5	粘性土	-23.000 -29.500	6.500	359.00 469.50	———— ————	40.00	49.00 309.00	0.5000 0.5000	184.40 265.65	184.40 265.65
6	砂質土	-29.500 -30.573	1.073	469.50 490.95	333.54 344.06	50.00	309.00 362.63	0.4264 0.4264	84.33 93.56	417.87 437.62
7	砂質土	-30.573 -31.500	0.927	490.95 509.50	344.06 353.16	50.00	362.63 409.00	0.4264 0.4264	93.56 101.55	437.62 454.71

摩擦影響範圍 B = 5.000 (m)

$$Po1' = Ko \cdot \{ \sum \gamma \cdot h + q - pw2 \} + Ko \cdot \{ \sum f \cdot h / B \} \quad (\text{砂質土})$$

$$Po' = Po1' + pw2 \quad (\text{砂質土})$$

$$Po' = Po1' = Ko \cdot \{ \sum \gamma \cdot h + q \} + Ko \cdot \{ \sum f \cdot h / B \} \quad (\text{粘性土})$$

橋軸直角方向

層 No	土質	標高 (m)	層厚 (m)	· h+q (kN/m <sup>2</sup> )	pw2 (kN/m <sup>2</sup> )	f (kN/m <sup>2</sup> )	f · h (kN.m)	ko	Po1' (kN/m <sup>2</sup> )	Po' (kN/m <sup>2</sup> )
1	————	+4.500 +2.000	2.500	0.00 0.00	0.00 0.00	————	———— ————	0.0000 0.0000	0.00 0.00	0.00 0.00
2	粘性土	+2.000 -1.000	3.000	0.00 0.00	———— ————	0.00	0.00 0.00	0.0000 0.0000	0.00 0.00	0.00 0.00
3	粘性土	-1.000 -19.500	18.500	0.00 296.00	———— ————	0.00	0.00 0.00	0.7000 0.7000	0.00 207.20	0.00 207.20
4	砂質土	-19.500 -23.000	3.500	296.00 359.00	181.49 215.82	14.00	0.00 49.00	0.5000 0.5000	57.26 76.49	238.74 292.31
5	粘性土	-23.000 -29.500	6.500	359.00 469.50	———— ————	40.00	49.00 309.00	0.5000 0.5000	184.40 265.65	184.40 265.65
6	砂質土	-29.500 -30.573	1.073	469.50 490.95	333.54 344.06	50.00	309.00 362.63	0.4264 0.4264	84.33 93.56	417.87 437.62
7	砂質土	-30.573 -31.500	0.927	490.95 509.50	344.06 353.16	50.00	362.63 409.00	0.4264 0.4264	93.56 101.55	437.62 454.71

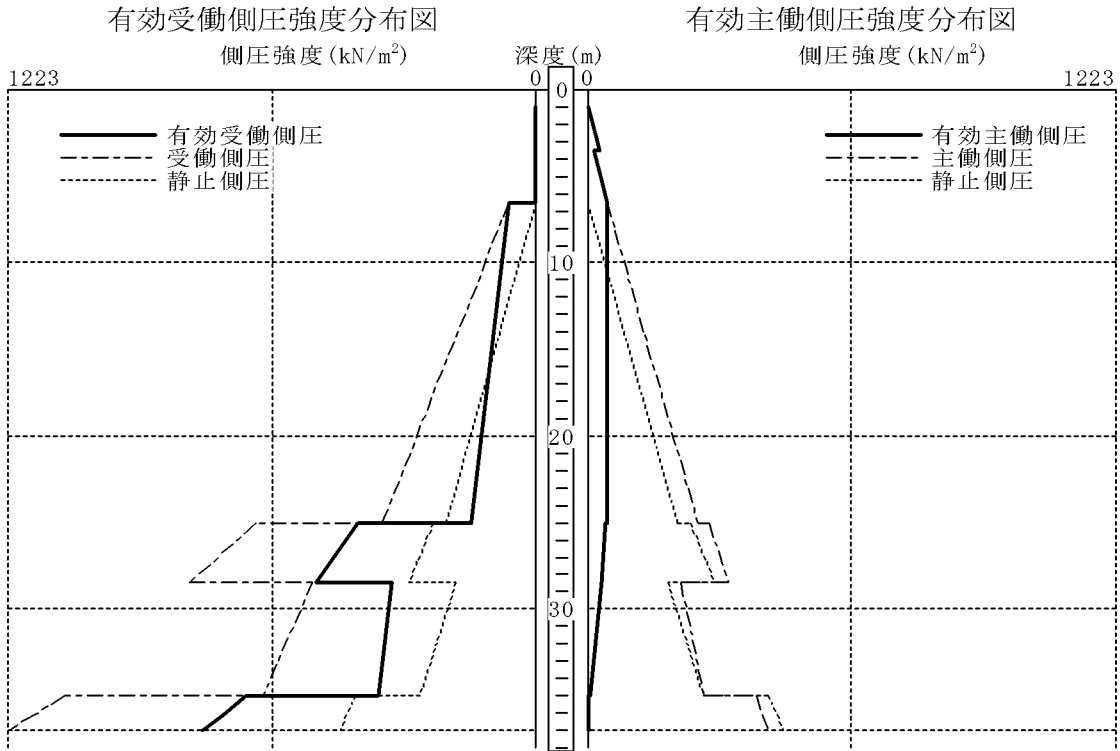
摩擦影響範圍 B = 5.000 (m)

$$Po1' = Ko \cdot \{ \sum \gamma \cdot h + q - pw2 \} + Ko \cdot \{ \sum f \cdot h / B \} \quad (\text{砂質土})$$

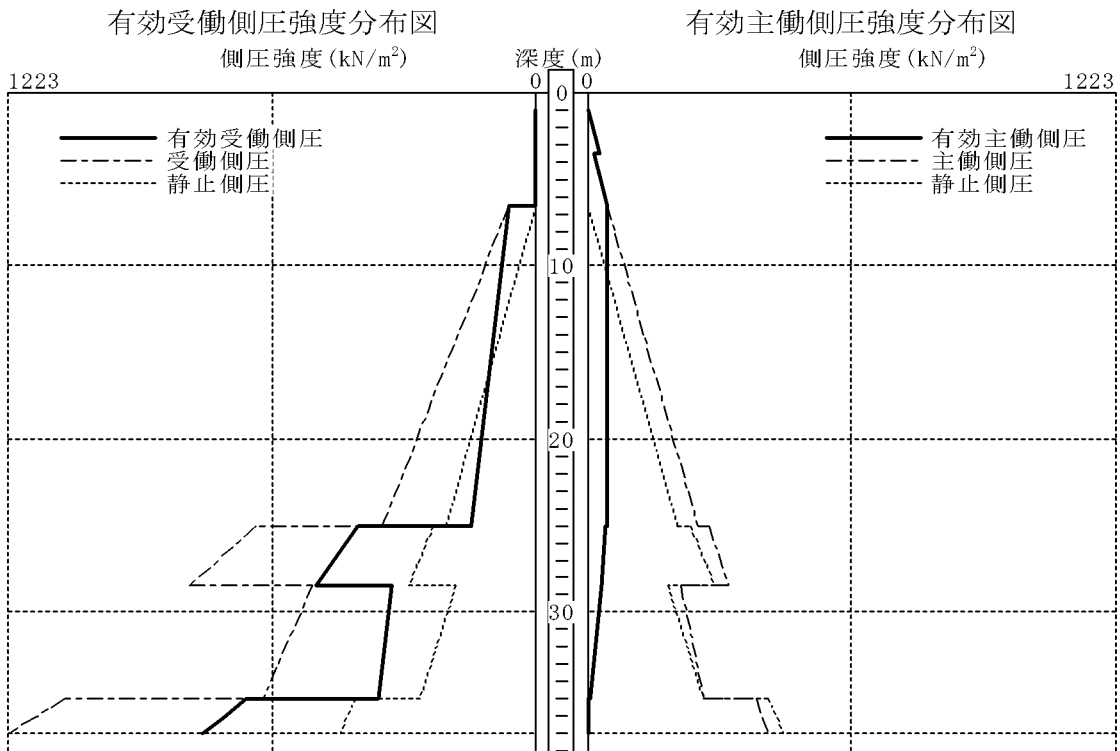
$$Po' = Po1' + pw2 \quad (\text{砂質土})$$

$$Po' = Po1' = Ko \cdot \{ \sum \gamma \cdot h + q \} + Ko \cdot \{ \sum f \cdot h / B \} \quad (\text{粘性土})$$

橋軸方向



橋軸直角方向



(3) 施工ステップ [ 3 ]

層 No	土質	標高 (m)	層厚 (m)	(kN/m <sup>3</sup> )	c (kN/m <sup>2</sup> )	(度)	N
1	—	+4.500 +2.000	2.500	—	—	—	—
2	粘性土	+2.000 -6.500	8.500	16.0	30.0	0.00	2.0
3	粘性土	-6.500 -19.500	13.000	16.0	30.0	0.00	2.0
4	砂質土	-19.500 -23.000	3.500	18.0	0.0	30.00	14.0
5	粘性土	-23.000 -29.500	6.500	17.0	80.0	0.00	10.0
6	砂質土	-29.500 -31.157	1.657	20.0	0.0	35.00	50.0
7	砂質土	-31.157 -31.500	0.343	20.0	0.0	35.00	50.0

1) 主働側圧

層 No	土質	標高 (m)	層厚 (m)	・ h+q (kN/m <sup>2</sup> )	・ (h-H) (kN/m <sup>2</sup> )	pw1 (kN/m <sup>2</sup> )	Ka1	Ka2	Pa1 (kN/m <sup>2</sup> )	Pa (kN/m <sup>2</sup> )
1	—	+4.500 +2.000	2.500	0.00 0.00	— —	0.00 24.53	— —	— —	0.00 0.00	0.00 24.53
2	粘性	+2.000 -6.500	8.500	24.53 160.52	— —	— —	0.5000 0.5000	0.7000 0.7000	12.26 80.26	12.26 80.26
3	粘性	-6.500 -19.500	13.000	160.52 368.52	0.000 208.000	— —	0.5000 0.5000	0.7000 0.7000	80.26 225.86	80.26 225.86
4	砂質	-19.500 -23.000	3.500	368.52 431.52	0.000 0.000	235.44 269.78	0.3333 0.3333	— —	44.36 53.92	279.80 323.69
5	粘性	-23.000 -29.500	6.500	431.52 542.03	271.000 381.500	— —	0.4150 0.4150	0.5000 0.5000	202.12 257.37	202.12 257.37
6	砂質	-29.500 -31.157	1.657	542.03 575.17	0.000 0.000	333.54 349.80	0.2710 0.2710	— —	56.50 61.07	390.04 410.87
7	砂質	-31.157 -31.500	0.343	575.17 582.03	0.000 0.000	349.80 353.16	0.2710 0.2710	— —	61.07 62.02	410.87 415.18

$$Pa1 = Ka1 \cdot \left\{ \sum (\gamma \cdot h) + q - pw1 \right\} - 2 \cdot c \cdot \sqrt{Ka1} \quad (\text{砂質土})$$

$$Pa = Pa1 + pw1 \quad (\text{砂質土})$$

$$Pa = Pa1 = Ka1 \cdot \left\{ \sum \gamma \cdot H + q \right\} + Ka2 \cdot \left\{ \sum \gamma (h - H) \right\} \quad (\text{粘性土})$$

2) 受働側圧

層 No	土質	標高 (m)	層厚 (m)	・ h+q (kN/m <sup>2</sup> )	pw2 (kN/m <sup>2</sup> )	Kp	Pp1 (kN/m <sup>2</sup> )	Pp (kN/m <sup>2</sup> )
1	—	+4.500 +2.000	2.500	0.00 0.00	0.00 0.00	0.0000 0.0000	0.00 0.00	0.00 0.00
2	粘性	+2.000 -6.500	8.500	0.00 0.00	— —	0.0000 0.0000	0.00 0.00	0.00 0.00
3	粘性	-6.500 -19.500	13.000	0.00 208.00	— —	1.0000 1.0000	60.00 268.00	60.00 268.00

層 No	土質	標高 (m)	層厚 (m)	・ h+q (kN/m <sup>2</sup> )	pw2 (kN/m <sup>2</sup> )	Kp	Pp1 (kN/m <sup>2</sup> )	Pp (kN/m <sup>2</sup> )
4	砂質	-19.500 -23.000	3.500	208.00 271.00	127.53 161.87	4.0804 4.0804	328.35 445.31	455.88 607.17
5	粘性	-23.000 -29.500	6.500	271.00 381.50	———— ————	1.0000 1.0000	431.00 541.50	431.00 541.50
6	砂質	-29.500 -31.157	1.657	381.50 414.65	333.54 349.80	5.5628 5.5628	266.79 360.75	600.33 710.55
7	砂質	-31.157 -31.500	0.343	414.65 421.50	349.80 353.16	5.5628 5.5628	360.75 380.16	710.55 733.32

$$Pp1 = Kp \cdot \{ \Sigma (\gamma \cdot h) + q - pw2 \} + 2 \cdot c \cdot \sqrt{Kp} \quad (\text{砂質土})$$

$$Pp = Pp1 + pw2 \quad (\text{砂質土})$$

$$Pp = Pp1 = Kp \cdot \{ \Sigma (\gamma \cdot h) + q \} + 2 \cdot c \cdot \sqrt{Kp} \quad (\text{粘性土})$$

### 3) 静止側圧(掘削前)

層 No	土質	標高 (m)	層厚 (m)	・ h+q (kN/m <sup>2</sup> )	pw1 (kN/m <sup>2</sup> )	Ko	Po1 (kN/m <sup>2</sup> )	Po (kN/m <sup>2</sup> )
1	————	+4.500 +2.000	2.500	0.00 0.00	0.00 24.53	0.0000 0.0000	0.00 0.00	0.00 24.53
2	粘性土	+2.000 -6.500	8.500	24.53 160.52	———— ————	0.7000 0.7000	17.17 112.37	17.17 112.37
3	粘性土	-6.500 -19.500	13.000	160.52 368.52	———— ————	0.7000 0.7000	112.37 257.97	112.37 257.97
4	砂質土	-19.500 -23.000	3.500	368.52 431.52	235.44 269.78	0.5000 0.5000	66.54 80.87	301.98 350.65
5	粘性土	-23.000 -29.500	6.500	431.52 542.03	———— ————	0.5000 0.5000	215.76 271.01	215.76 271.01
6	砂質土	-29.500 -31.157	1.657	542.03 575.17	333.54 349.80	0.4264 0.4264	88.90 96.11	422.44 445.90
7	砂質土	-31.157 -31.500	0.343	575.17 582.03	349.80 353.16	0.4264 0.4264	96.11 97.59	445.90 450.75

$$Po1 = Ko \cdot \{ \Sigma \gamma \cdot h + q - pw1 \} \quad (\text{砂質土})$$

$$Po = Po1 + pw1 \quad (\text{砂質土})$$

$$Po = Po1 = Ko \cdot \{ \Sigma \gamma \cdot h + q \} \quad (\text{粘性土})$$

### 4) 静止側圧(掘削後)

橋軸方向

層 No	土質	標高 (m)	層厚 (m)	・ h+q (kN/m <sup>2</sup> )	pw2 (kN/m <sup>2</sup> )	f (kN/m <sup>2</sup> )	f・h (kN・m)	ko	Po1' (kN/m <sup>2</sup> )	Po' (kN/m <sup>2</sup> )
1	————	+4.500 +2.000	2.500	0.00 0.00	0.00 0.00	———— ————	———— ————	0.0000 0.0000	0.00 0.00	0.00 0.00
2	粘性土	+2.000 -6.500	8.500	0.00 0.00	———— ————	0.00	0.00 0.00	0.0000 0.0000	0.00 0.00	0.00 0.00
3	粘性土	-6.500 -19.500	13.000	0.00 208.00	———— ————	0.00	0.00 0.00	0.7000 0.7000	0.00 145.60	0.00 145.60
4	砂質土	-19.500 -23.000	3.500	208.00 271.00	127.53 161.87	14.00	0.00 49.00	0.5000 0.5000	40.23 59.47	167.76 221.33

層 No	土質	標高 (m)	層厚 (m)	· h+q (kN/m <sup>2</sup> )	pw2 (kN/m <sup>2</sup> )	f (kN/m <sup>2</sup> )	f · h (kN.m)	ko	Po1' (kN/m <sup>2</sup> )	Po' (kN/m <sup>2</sup> )
5	粘性土	-23.000 -29.500	6.500	271.00 381.50	———— ————	40.00	49.00 309.00	0.5000 0.5000	140.40 221.65	140.40 221.65
6	砂質土	-29.500 -31.157	1.657	381.50 414.65	333.54 349.80	50.00	309.00 391.87	0.4264 0.4264	46.80 61.07	380.34 410.87
7	砂質土	-31.157 -31.500	0.343	414.65 421.50	349.80 353.16	50.00	391.87 409.00	0.4264 0.4264	61.07 64.02	410.87 417.18

摩擦影響範圍 B = 5.000 (m)

$$Po1' = Ko \cdot \{ \sum \gamma \cdot h + q - pw2 \} + Ko \cdot \{ \sum f \cdot h / B \} \quad (\text{砂質土})$$

$$Po' = Po1' + pw2 \quad (\text{砂質土})$$

$$Po' = Po1' = Ko \cdot \{ \sum \gamma \cdot h + q \} + Ko \cdot \{ \sum f \cdot h / B \} \quad (\text{粘性土})$$

橋軸直角方向

層 No	土質	標高 (m)	層厚 (m)	· h+q (kN/m <sup>2</sup> )	pw2 (kN/m <sup>2</sup> )	f (kN/m <sup>2</sup> )	f · h (kN.m)	ko	Po1' (kN/m <sup>2</sup> )	Po' (kN/m <sup>2</sup> )
1	————	+4.500 +2.000	2.500	0.00 0.00	0.00 0.00	————	———— ————	0.0000 0.0000	0.00 0.00	0.00 0.00
2	粘性土	+2.000 -6.500	8.500	0.00 0.00	———— ————	0.00	0.00 0.00	0.0000 0.0000	0.00 0.00	0.00 0.00
3	粘性土	-6.500 -19.500	13.000	0.00 208.00	———— ————	0.00	0.00 0.00	0.7000 0.7000	0.00 145.60	0.00 145.60
4	砂質土	-19.500 -23.000	3.500	208.00 271.00	127.53 161.87	14.00	0.00 49.00	0.5000 0.5000	40.23 59.47	167.76 221.33
5	粘性土	-23.000 -29.500	6.500	271.00 381.50	———— ————	40.00	49.00 309.00	0.5000 0.5000	140.40 221.65	140.40 221.65
6	砂質土	-29.500 -31.157	1.657	381.50 414.65	333.54 349.80	50.00	309.00 391.87	0.4264 0.4264	46.80 61.07	380.34 410.87
7	砂質土	-31.157 -31.500	0.343	414.65 421.50	349.80 353.16	50.00	391.87 409.00	0.4264 0.4264	61.07 64.02	410.87 417.18

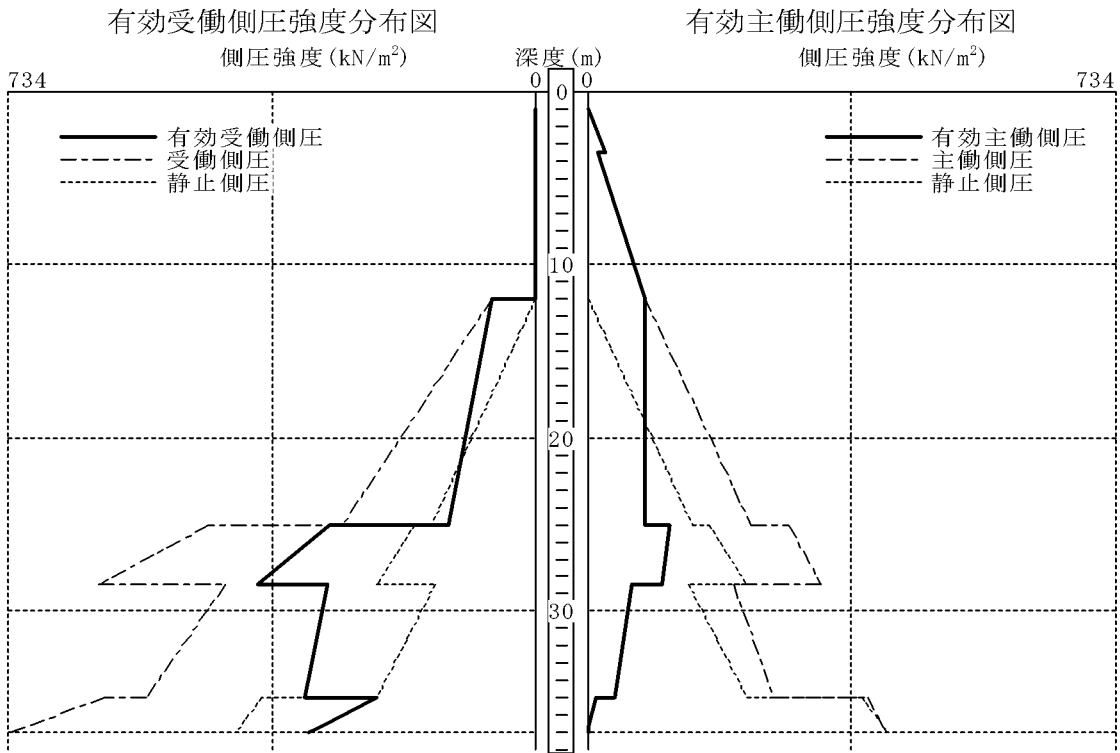
摩擦影響範圍 B = 5.000 (m)

$$Po1' = Ko \cdot \{ \sum \gamma \cdot h + q - pw2 \} + Ko \cdot \{ \sum f \cdot h / B \} \quad (\text{砂質土})$$

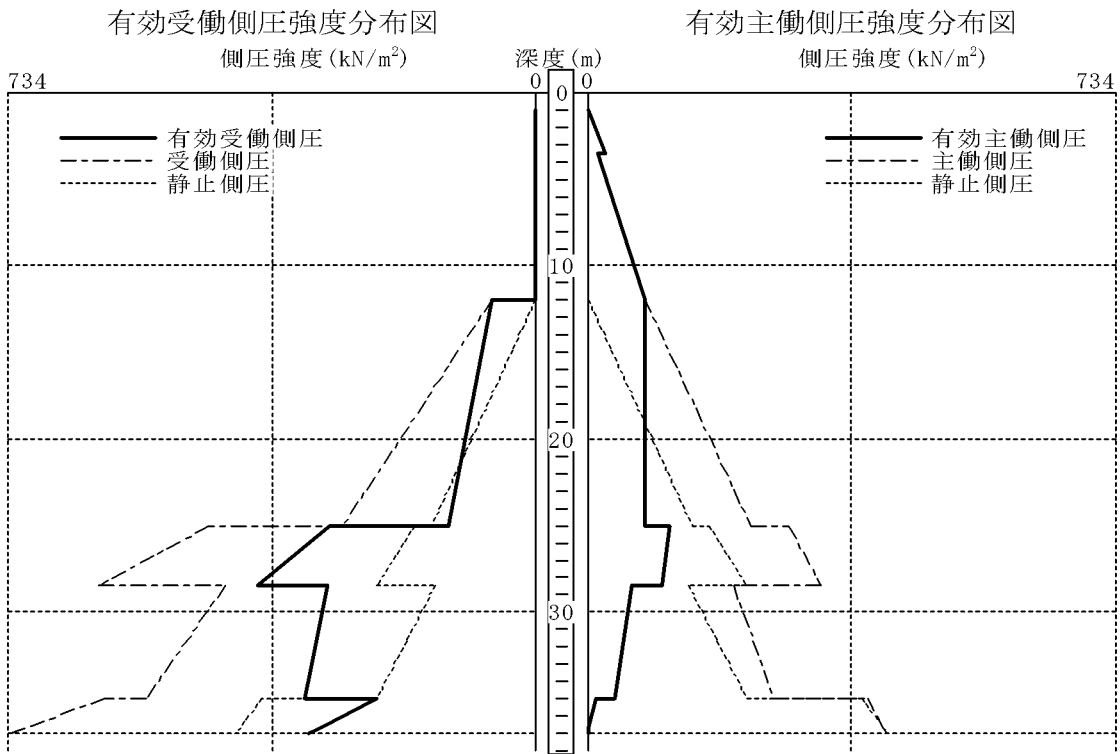
$$Po' = Po1' + pw2 \quad (\text{砂質土})$$

$$Po' = Po1' = Ko \cdot \{ \sum \gamma \cdot h + q \} + Ko \cdot \{ \sum f \cdot h / B \} \quad (\text{粘性土})$$

橋軸方向



橋軸直角方向





(4) 施工ステップ [ 4 ]

層 No	土質	標高 (m)	層厚 (m)	(kN/m <sup>3</sup> )	c (kN/m <sup>2</sup> )	(度)	N
1	—	+4.500 +2.000	2.500	—	—	—	—
2	粘性土	+2.000 -6.500	8.500	16.0	30.0	0.00	2.0
3	粘性土	-6.500 -19.500	13.000	16.0	30.0	0.00	2.0
4	砂質土	-19.500 -23.000	3.500	18.0	0.0	30.00	14.0
5	粘性土	-23.000 -29.500	6.500	17.0	80.0	0.00	10.0
6	砂質土	-29.500 -30.720	1.220	20.0	0.0	35.00	50.0
7	砂質土	-30.720 -31.500	0.780	20.0	0.0	35.00	50.0

1) 主働側圧

層 No	土質	標高 (m)	層厚 (m)	・ h+q (kN/m <sup>2</sup> )	・ (h-H) (kN/m <sup>2</sup> )	pw1 (kN/m <sup>2</sup> )	Ka1	Ka2	Pa1 (kN/m <sup>2</sup> )	Pa (kN/m <sup>2</sup> )
1	—	+4.500 +2.000	2.500	0.00 0.00	— —	0.00 24.53	— —	— —	0.00 0.00	0.00 24.53
2	粘性	+2.000 -6.500	8.500	24.53 160.52	— —	— —	0.5000 0.5000	0.7000 0.7000	12.26 80.26	12.26 80.26
3	粘性	-6.500 -19.500	13.000	160.52 368.52	0.000 208.000	— —	0.5000 0.5000	0.7000 0.7000	80.26 225.86	80.26 225.86
4	砂質	-19.500 -23.000	3.500	368.52 431.52	0.000 0.000	235.44 269.78	0.3333 0.3333	— —	44.36 53.92	279.80 323.69
5	粘性	-23.000 -29.500	6.500	431.52 542.03	271.000 381.500	— —	0.4150 0.4150	0.5000 0.5000	202.12 257.37	202.12 257.37
6	砂質	-29.500 -30.720	1.220	542.03 566.42	0.000 0.000	333.54 345.51	0.2710 0.2710	— —	56.50 59.87	390.04 405.37
7	砂質	-30.720 -31.500	0.780	566.42 582.03	0.000 0.000	345.51 353.16	0.2710 0.2710	— —	59.87 62.02	405.37 415.18

$$Pa1 = Ka1 \cdot \{ \sum (\gamma \cdot h) + q - pw1 \} - 2 \cdot c \cdot \sqrt{Ka1} \quad (\text{砂質土})$$

$$Pa = Pa1 + pw1 \quad (\text{砂質土})$$

$$Pa = Pa1 = Ka1 \cdot \{ \sum \gamma \cdot H + q \} + Ka2 \cdot \{ \sum \gamma (h - H) \} \quad (\text{粘性土})$$

2) 受働側圧

層 No	土質	標高 (m)	層厚 (m)	・ h+q (kN/m <sup>2</sup> )	pw2 (kN/m <sup>2</sup> )	Kp	Pp1 (kN/m <sup>2</sup> )	Pp (kN/m <sup>2</sup> )
1	—	+4.500 +2.000	2.500	0.00 0.00	0.00 0.00	0.0000 0.0000	0.00 0.00	0.00 0.00
2	粘性	+2.000 -6.500	8.500	0.00 0.00	— —	0.0000 0.0000	0.00 0.00	0.00 0.00
3	粘性	-6.500 -19.500	13.000	6.00 214.00	— —	1.0000 1.0000	66.00 274.00	66.00 274.00

層 No	土質	標高 (m)	層厚 (m)	・ h+q (kN/m <sup>2</sup> )	pw2 (kN/m <sup>2</sup> )	Kp	Pp1 (kN/m <sup>2</sup> )	Pp (kN/m <sup>2</sup> )
4	砂質	-19.500 -23.000	3.500	214.00 277.00	127.53 161.87	4.0804 4.0804	352.83 469.79	480.36 631.66
5	粘性	-23.000 -29.500	6.500	277.00 387.50	———— ————	1.0000 1.0000	437.00 547.50	437.00 547.50
6	砂質	-29.500 -30.720	1.220	387.50 411.90	333.54 345.51	5.5628 5.5628	300.17 369.33	633.71 714.83
7	砂質	-30.720 -31.500	0.780	411.90 427.50	345.51 353.16	5.5628 5.5628	369.33 413.54	714.83 766.70

$$Pp1 = Kp \cdot \{ \Sigma (\gamma \cdot h) + q - pw2 \} + 2 \cdot c \cdot \sqrt{Kp} \quad (\text{砂質土})$$

$$Pp = Pp1 + pw2 \quad (\text{砂質土})$$

$$Pp = Pp1 = Kp \cdot \{ \Sigma (\gamma \cdot h) + q \} + 2 \cdot c \cdot \sqrt{Kp} \quad (\text{粘性土})$$

### 3) 静止側圧(掘削前)

層 No	土質	標高 (m)	層厚 (m)	・ h+q (kN/m <sup>2</sup> )	pw1 (kN/m <sup>2</sup> )	Ko	Po1 (kN/m <sup>2</sup> )	Po (kN/m <sup>2</sup> )
1	————	+4.500 +2.000	2.500	0.00 0.00	0.00 24.53	0.0000 0.0000	0.00 0.00	0.00 24.53
2	粘性土	+2.000 -6.500	8.500	24.53 160.52	———— ————	0.7000 0.7000	17.17 112.37	17.17 112.37
3	粘性土	-6.500 -19.500	13.000	160.52 368.52	———— ————	0.7000 0.7000	112.37 257.97	112.37 257.97
4	砂質土	-19.500 -23.000	3.500	368.52 431.52	235.44 269.78	0.5000 0.5000	66.54 80.87	301.98 350.65
5	粘性土	-23.000 -29.500	6.500	431.52 542.03	———— ————	0.5000 0.5000	215.76 271.01	215.76 271.01
6	砂質土	-29.500 -30.720	1.220	542.03 566.42	333.54 345.51	0.4264 0.4264	88.90 94.20	422.44 439.71
7	砂質土	-30.720 -31.500	0.780	566.42 582.03	345.51 353.16	0.4264 0.4264	94.20 97.59	439.71 450.75

$$Po1 = Ko \cdot \{ \Sigma \gamma \cdot h + q - pw1 \} \quad (\text{砂質土})$$

$$Po = Po1 + pw1 \quad (\text{砂質土})$$

$$Po = Po1 = Ko \cdot \{ \Sigma \gamma \cdot h + q \} \quad (\text{粘性土})$$

### 4) 静止側圧(掘削後)

橋軸方向

層 No	土質	標高 (m)	層厚 (m)	・ h+q (kN/m <sup>2</sup> )	pw2 (kN/m <sup>2</sup> )	f (kN/m <sup>2</sup> )	f・h (kN・m)	ko	Po1' (kN/m <sup>2</sup> )	Po' (kN/m <sup>2</sup> )
1	————	+4.500 +2.000	2.500	0.00 0.00	0.00 0.00	———— ————	———— ————	0.0000 0.0000	0.00 0.00	0.00 0.00
2	粘性土	+2.000 -6.500	8.500	0.00 0.00	———— ————	0.00	0.00 0.00	0.0000 0.0000	0.00 0.00	0.00 0.00
3	粘性土	-6.500 -19.500	13.000	6.00 214.00	———— ————	0.00	0.00 0.00	0.7000 0.7000	4.20 149.80	4.20 149.80
4	砂質土	-19.500 -23.000	3.500	214.00 277.00	127.53 161.87	14.00	0.00 49.00	0.5000 0.5000	43.23 62.47	170.76 224.33

層 No	土質	標高 (m)	層厚 (m)	· h+q (kN/m <sup>2</sup> )	pw2 (kN/m <sup>2</sup> )	f (kN/m <sup>2</sup> )	f · h (kN.m)	ko	Po1' (kN/m <sup>2</sup> )	Po' (kN/m <sup>2</sup> )
5	粘性土	-23.000 -29.500	6.500	277.00 387.50	———— ————	40.00	49.00 309.00	0.5000 0.5000	143.40 224.65	143.40 224.65
6	砂質土	-29.500 -30.720	1.220	387.50 411.90	333.54 345.51	50.00	309.00 370.00	0.4264 0.4264	49.36 59.87	382.90 405.37
7	砂質土	-30.720 -31.500	0.780	411.90 427.50	345.51 353.16	50.00	370.00 409.00	0.4264 0.4264	59.87 66.58	405.37 419.74

摩擦影響範圍 B = 5.000 (m)

$$Po1' = Ko \cdot \{ \sum \gamma \cdot h + q - pw2 \} + Ko \cdot \{ \sum f \cdot h / B \} \quad (\text{砂質土})$$

$$Po' = Po1' + pw2 \quad (\text{砂質土})$$

$$Po' = Po1' = Ko \cdot \{ \sum \gamma \cdot h + q \} + Ko \cdot \{ \sum f \cdot h / B \} \quad (\text{粘性土})$$

橋軸直角方向

層 No	土質	標高 (m)	層厚 (m)	· h+q (kN/m <sup>2</sup> )	pw2 (kN/m <sup>2</sup> )	f (kN/m <sup>2</sup> )	f · h (kN.m)	ko	Po1' (kN/m <sup>2</sup> )	Po' (kN/m <sup>2</sup> )
1	————	+4.500 +2.000	2.500	0.00 0.00	0.00 0.00	————	———— ————	0.0000 0.0000	0.00 0.00	0.00 0.00
2	粘性土	+2.000 -6.500	8.500	0.00 0.00	———— ————	0.00	0.00 0.00	0.0000 0.0000	0.00 0.00	0.00 0.00
3	粘性土	-6.500 -19.500	13.000	6.00 214.00	———— ————	0.00	0.00 0.00	0.7000 0.7000	4.20 149.80	4.20 149.80
4	砂質土	-19.500 -23.000	3.500	214.00 277.00	127.53 161.87	14.00	0.00 49.00	0.5000 0.5000	43.23 62.47	170.76 224.33
5	粘性土	-23.000 -29.500	6.500	277.00 387.50	———— ————	40.00	49.00 309.00	0.5000 0.5000	143.40 224.65	143.40 224.65
6	砂質土	-29.500 -30.720	1.220	387.50 411.90	333.54 345.51	50.00	309.00 370.00	0.4264 0.4264	49.36 59.87	382.90 405.37
7	砂質土	-30.720 -31.500	0.780	411.90 427.50	345.51 353.16	50.00	370.00 409.00	0.4264 0.4264	59.87 66.58	405.37 419.74

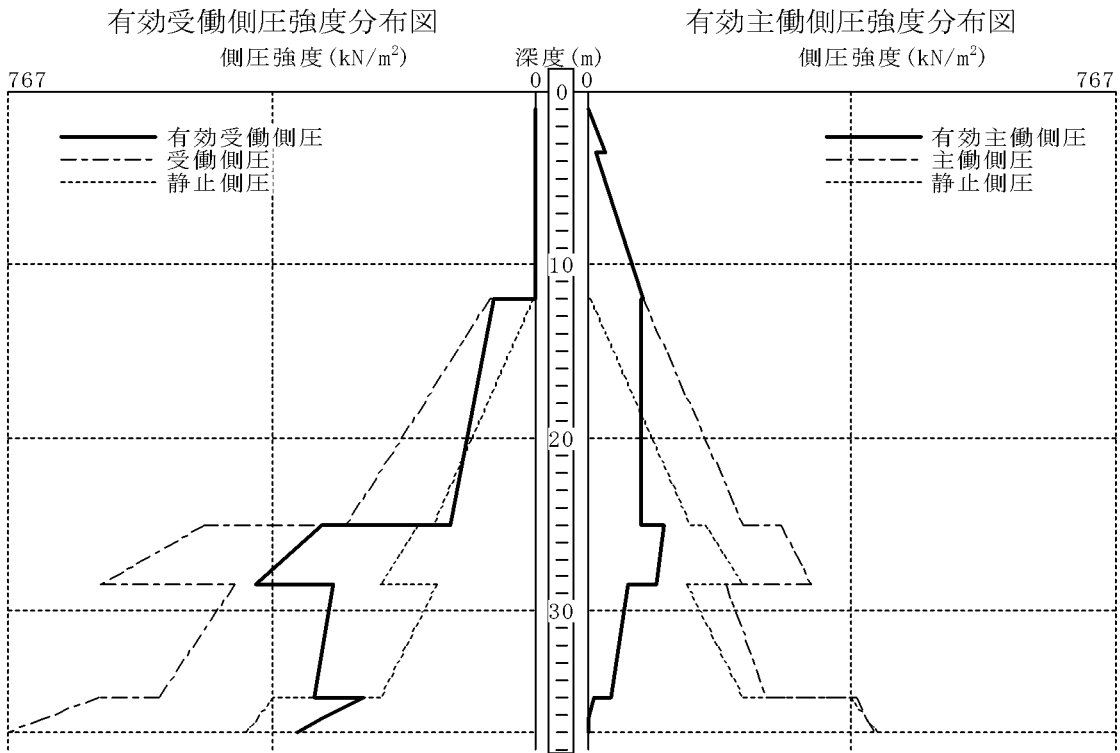
摩擦影響範圍 B = 5.000 (m)

$$Po1' = Ko \cdot \{ \sum \gamma \cdot h + q - pw2 \} + Ko \cdot \{ \sum f \cdot h / B \} \quad (\text{砂質土})$$

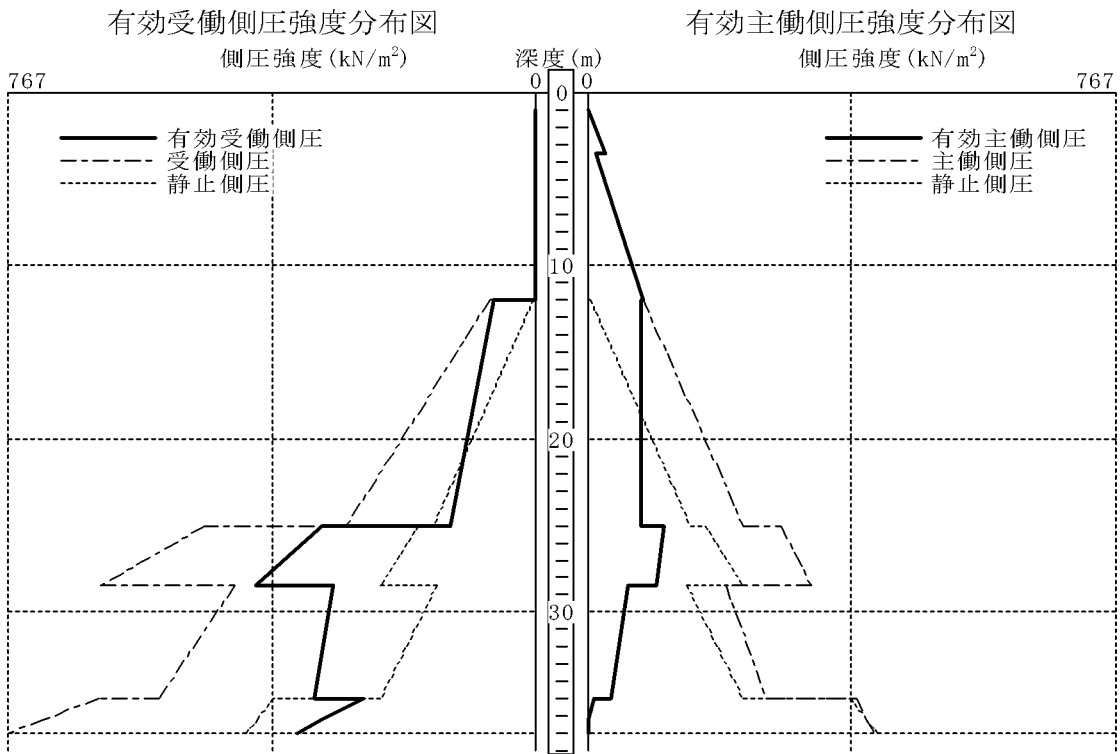
$$Po' = Po1' + pw2 \quad (\text{砂質土})$$

$$Po' = Po1' = Ko \cdot \{ \sum \gamma \cdot h + q \} + Ko \cdot \{ \sum f \cdot h / B \} \quad (\text{粘性土})$$

橋軸方向



橋軸直角方向



## 2.8 計算結果一覧表

項目			単位	第1ステップ	第2ステップ	第3ステップ	第4ステップ
変位	最大変位	max	cm	0.763	1.595	2.970	2.835
	発生位置	Lm	m	-11.500	-12.500	-12.500	-12.500
締切部	最大曲げモーメント	Mmax	kN.m	120.0	149.0	-122.0	-116.0
			N/mm <sup>2</sup>	16.40	20.39	16.75	15.93
		Lm	m	+1.500	-0.500	+2.500	+2.500
	SKY400	M	kN.m	120.0	149.0	-122.0	-116.0
		max	N/mm <sup>2</sup>	16.40	20.39	16.75	15.93
		Lm	m	+1.500	-0.500	+2.500	+2.500
	SKY490	M	kN.m	————	————	————	————
		max	N/mm <sup>2</sup>	————	————	————	————
		Lm	m	————	————	————	————
井筒部	最大曲げモーメント	Mmax	kN.m	103.0	204.0	352.0	329.0
			N/mm <sup>2</sup>	14.17	27.96	48.38	45.10
		Lm	m	-14.500	-14.500	-14.500	-14.500
	SKY400	M	kN.m	103.0	204.0	352.0	329.0
		max	N/mm <sup>2</sup>	14.17	27.96	48.38	45.10
		Lm	m	-14.500	-14.500	-14.500	-14.500
	SKY490	M	kN.m	————	————	————	————
		max	N/mm <sup>2</sup>	————	————	————	————
		Lm	m	————	————	————	————
( SKY400 )		a	N/mm <sup>2</sup>	210.00	210.00	210.00	210.00
( SKY490 )		a	N/mm <sup>2</sup>	————	————	————	————
支点反力	支保工反力	1段	kN/m	46.3	6.3	-43.6	-41.3
		2段	kN/m	————	95.6	86.6	88.1
		3段	kN/m	————	————	139.4	134.5
		4段	kN/m	————	————	————	————
		5段	kN/m	————	————	————	————
		6段	kN/m	————	————	————	————
		7段	kN/m	————	————	————	————
		8段	kN/m	————	————	————	————
		9段	kN/m	————	————	————	————
		10段	kN/m	————	————	————	————
	底盤コンクリート反力			kN/m	0.0	0.0	0.0

注) Lmは標高を示す

## 2.9 詳細出力

(1) 橋軸方向

第 1ステップ

支点反力 (kN)	標高 (m)	主働側圧 (kN/m)	(cm)	(mrad)	M (kN.m)	S (kN)	(N/mm <sup>2</sup> )	地盤反力 (kN/m <sup>2</sup> )	受働土圧 (kN/m <sup>2</sup> )	塑
	+5.500	0.0	-0.012	1.187	0.0	0.0	0.00	0.0	0.0	
	+5.000	0.0	0.047	1.187	0.0	0.0	0.00	0.0	0.0	
46.3										
	+5.000	0.0	0.047	1.187	0.0	46.3	0.00	0.0	0.0	
	+4.500	0.0	0.107	1.180	23.1	46.3	3.18	0.0	0.0	
	+3.500	9.8	0.222	1.117	67.9	41.5	9.32	0.0	0.0	
	+2.500	19.6	0.328	0.998	102.9	27.0	14.13	0.0	0.0	
	+2.000	16.9	0.376	0.923	113.8	16.1	15.62	0.0	0.0	
	+1.500	22.4	0.420	0.843	119.5	6.4	16.40	8.1	60.0	
	+0.500	22.4	0.496	0.677	119.1	-6.8	16.35	9.5	64.8	
	+0.000	22.4	0.528	0.597	114.2	-12.9	15.67	10.1	67.2	
	-0.500	22.4	0.556	0.521	106.3	-18.7	14.59	10.7	69.6	
	-1.000	22.4	0.580	0.452	95.5	-24.2	13.11	11.2	72.0	
	-1.500	22.4	0.601	0.391	83.5	-23.8	11.46	11.6	74.4	
	-2.500	22.4	0.635	0.292	60.7	-21.7	8.33	12.2	79.2	
	-3.500	22.4	0.661	0.223	40.5	-18.4	5.56	12.7	84.0	
	-4.500	22.4	0.681	0.179	24.1	-14.3	3.31	13.1	88.8	
	-5.500	22.4	0.697	0.155	12.2	-9.5	1.67	13.4	93.6	
	-6.000	22.4	0.705	0.148	8.1	-6.8	1.11	13.5	96.0	
	-6.150	22.4	0.707	0.146	7.1	-6.0	0.98	13.6	96.7	
	-6.500	22.4	0.712	0.143	5.4	-4.0	0.74	13.7	98.4	
	-7.500	22.4	0.726	0.137	4.3	2.0	0.60	14.0	103.2	
	-8.500	22.4	0.739	0.128	9.6	8.6	1.32	14.2	108.0	
	-9.500	22.4	0.751	0.108	21.7	15.7	2.98	14.4	112.8	
	-10.500	22.4	0.760	0.065	41.1	23.1	5.64	14.6	117.6	
	-11.000	22.4	0.763	0.033	53.6	27.0	7.36	14.7	120.0	
	-11.500	22.4	0.763	-0.008	66.2	23.4	9.08	14.7	122.4	
	-12.500	22.4	0.757	-0.113	86.0	16.2	11.80	14.6	127.2	
	-13.500	22.4	0.740	-0.241	98.4	8.7	13.51	14.2	132.0	
	-14.500	22.4	0.709	-0.380	103.2	0.8	14.17	13.6	136.8	
	-15.500	22.4	0.664	-0.520	99.8	-7.9	13.69	12.8	141.6	
	-16.500	22.4	0.605	-0.650	87.1	-17.6	11.95	11.6	146.4	
	-17.500	22.4	0.535	-0.755	64.0	-28.7	8.79	10.3	151.2	
	-18.500	22.4	0.455	-0.820	29.3	-41.2	4.02	8.8	156.0	
	-19.500	8.8	0.372	-0.829	-18.8	-55.3	2.58	35.1	465.4	
	-20.500	6.0	0.292	-0.771	-61.7	-31.2	8.47	27.5	493.3	
	-21.500	3.3	0.220	-0.670	-82.8	-11.7	11.37	20.7	521.3	
	-22.500	0.5	0.159	-0.552	-86.3	4.3	11.84	14.9	549.2	
	-22.681	0.0	0.149	-0.530	-85.3	6.9	11.70	14.0	554.2	
	-23.000	11.2	0.133	-0.494	-82.4	11.1	11.31	8.9	354.6	
	-23.500	9.2	0.109	-0.439	-77.1	10.1	10.58	7.3	356.9	
	-24.500	5.2	0.070	-0.340	-67.6	9.0	9.28	4.7	361.4	
	-25.500	1.2	0.041	-0.253	-58.6	9.5	8.04	2.7	365.9	
	-25.800	0.0	0.034	-0.230	-55.6	10.1	7.64	2.3	367.2	
	-25.840	0.0	0.033	-0.226	-55.2	10.2	7.58	2.2	367.4	
	-26.500	0.0	0.019	-0.180	-48.1	11.3	6.60	1.3	373.0	
	-27.500	0.0	0.004	-0.122	-36.3	12.1	4.99	0.3	381.5	

支点反力 (kN)	標高 (m)	主働側圧 (kN/m)	(cm)	(mrad)	M (kN.m)	S (kN)	(N/mm <sup>2</sup> )	地盤反力 (kN/m <sup>2</sup> )	受働土圧 (kN/m <sup>2</sup> )	塑
	-28.500	0.0	-0.006	-0.080	-24.2	12.0	3.32	0.0	390.0	
	-29.500	0.0	-0.012	-0.055	-12.4	11.4	1.71	0.0	889.9	
	-30.500	0.0	-0.017	-0.045	-3.4	6.5	0.46	0.0	942.3	
	-31.500	0.0	-0.021	-0.043	0.0	0.0	0.00	0.0	994.6	

( 2)橋軸方向 第 2ステップ

支点反力 (kN)	標高 (m)	主働側圧 (kN/m)	(cm)	(mrad)	M (kN.m)	S (kN)	(N/mm <sup>2</sup> )	地盤反力 (kN/m <sup>2</sup> )	受働土圧 (kN/m <sup>2</sup> )	塑
	+5.500	0.0	-0.078	1.685	0.0	0.0	0.00	0.0	0.0	
	+5.000	0.0	0.006	1.685	0.0	0.0	0.00	0.0	0.0	
6.3										
	+5.000	0.0	0.006	1.685	0.0	6.3	0.00	0.0	0.0	
	+4.500	0.0	0.091	1.684	3.1	6.3	0.43	0.0	0.0	
	+3.500	9.8	0.259	1.676	7.9	1.5	1.08	0.0	0.0	
	+2.500	19.6	0.426	1.667	3.0	-13.0	0.41	0.0	0.0	
95.6										
	+2.500	19.6	0.426	1.667	3.0	82.7	0.41	0.0	0.0	
	+2.000	15.3	0.509	1.651	41.7	71.8	5.72	0.0	0.0	
	+1.500	20.3	0.591	1.611	75.5	63.1	10.36	0.0	0.0	
	+0.500	30.3	0.745	1.469	126.9	38.2	17.42	0.0	0.0	
	+0.000	35.3	0.816	1.376	142.1	22.0	19.50	0.0	0.0	
	-0.500	40.3	0.883	1.276	148.5	3.4	20.39	0.0	0.0	
	-1.000	45.3	0.944	1.175	145.1	-17.7	19.91	18.1	60.0	
	-1.500	45.3	1.000	1.079	135.3	-21.2	18.57	19.2	62.4	
	-2.500	45.3	1.099	0.908	111.8	-25.0	15.35	21.1	67.2	
	-3.500	45.3	1.183	0.772	86.4	-25.3	11.86	22.7	72.0	
	-4.500	45.3	1.255	0.671	62.4	-22.4	8.56	24.1	76.8	
	-5.500	45.3	1.318	0.599	42.5	-16.9	5.83	25.3	81.6	
	-6.000	45.3	1.348	0.573	34.9	-13.3	4.79	25.9	84.0	
	-6.150	45.3	1.356	0.566	33.0	-12.1	4.53	26.1	84.7	
	-6.500	45.3	1.376	0.551	29.3	-9.1	4.02	26.4	86.4	
	-7.500	45.3	1.429	0.515	25.1	1.0	3.44	27.5	91.2	
	-8.500	45.3	1.479	0.477	31.9	13.1	4.38	28.4	96.0	
	-9.500	45.3	1.524	0.421	51.8	27.0	7.11	29.3	100.8	
	-10.500	45.3	1.562	0.328	86.5	42.6	11.87	30.0	105.6	
	-11.000	45.3	1.576	0.261	109.9	50.9	15.08	30.3	108.0	
	-11.500	45.3	1.587	0.177	133.6	44.0	18.34	30.5	110.4	
	-12.500	45.3	1.595	-0.033	170.7	30.3	23.43	30.7	115.2	
	-13.500	45.3	1.579	-0.285	194.2	16.6	26.66	30.4	120.0	
	-14.500	45.3	1.537	-0.560	203.7	2.3	27.96	29.5	124.8	
	-15.500	45.3	1.467	-0.838	198.4	-13.1	27.23	28.2	129.6	
	-16.500	45.3	1.370	-1.097	176.9	-30.2	24.28	26.3	134.4	
	-17.500	45.3	1.249	-1.315	137.2	-49.5	18.83	24.0	139.2	
	-18.500	45.3	1.109	-1.465	77.0	-71.3	10.57	21.3	144.0	
	-19.500	41.1	0.959	-1.516	-6.5	-96.1	0.89	90.4	410.0	
	-20.500	38.3	0.810	-1.452	-79.5	-51.9	10.91	76.3	437.9	
	-21.500	35.5	0.672	-1.315	-113.9	-18.6	15.64	63.3	465.9	
	-22.500	32.8	0.548	-1.152	-120.0	4.9	16.48	51.6	493.8	
	-23.000	29.2	0.493	-1.071	-115.4	13.5	15.83	33.1	334.6	
	-23.500	27.2	0.441	-0.994	-108.1	15.3	14.84	29.7	336.9	
	-24.500	23.2	0.349	-0.857	-91.9	16.8	12.61	23.5	341.4	
	-25.500	19.2	0.269	-0.742	-75.0	16.6	10.30	18.1	345.9	
	-26.500	15.2	0.199	-0.650	-59.1	15.2	8.11	13.4	350.4	
	-27.500	11.2	0.138	-0.579	-44.7	13.5	6.14	9.3	354.9	
	-28.500	7.2	0.083	-0.527	-32.1	11.8	4.41	5.6	359.4	
	-29.500	0.0	0.032	-0.490	-21.1	10.5	2.89	10.8	672.0	



支点反力 (kN)	標高 (m)	主働側圧 (kN/m)	(cm)	(mrad)	M (kN.m)	S (kN)	(N/mm <sup>2</sup> )	地盤反力 (kN/m <sup>2</sup> )	受働土圧 (kN/m <sup>2</sup> )	塑
	-30.500	0.0	-0.016	-0.470	-7.9	13.2	1.08	0.0	720.1	
	-30.572	0.0	-0.019	-0.470	-7.0	12.8	0.96	0.0	723.5	
	-31.500	0.0	-0.062	-0.466	0.0	0.0	0.00	0.0	772.1	

(3) 橋軸方向 第3ステップ

支点反力 (kN)	標高 (m)	主働側圧 (kN/m)	(cm)	(mrad)	M (kN.m)	S (kN)	(N/mm <sup>2</sup> )	地盤反力 (kN/m <sup>2</sup> )	受働土圧 (kN/m <sup>2</sup> )	塑
	+5.500	0.0	-0.134	1.781	0.0	0.0	0.00	0.0	0.0	
	+5.000	0.0	-0.045	1.781	0.0	0.0	0.00	0.0	0.0	
-43.6										
	+5.000	0.0	-0.045	1.781	0.0	-43.7	0.00	0.0	0.0	
	+4.500	0.0	0.045	1.789	-21.8	-43.7	3.00	0.0	0.0	
	+3.500	9.8	0.226	1.849	-67.1	-48.5	9.21	0.0	0.0	
	+2.500	19.6	0.417	1.977	-122.0	-63.0	16.75	0.0	0.0	
86.6										
	+2.500	19.6	0.417	1.977	-122.0	23.6	16.75	0.0	0.0	
	+2.000	12.3	0.518	2.058	-112.8	12.7	15.49	0.0	0.0	
	+1.500	16.3	0.622	2.133	-108.1	5.8	14.84	0.0	0.0	
	+0.500	24.3	0.843	2.282	-111.6	-14.0	15.31	0.0	0.0	
	+0.000	28.3	0.959	2.361	-121.7	-26.8	16.70	0.0	0.0	
139.4										
	+0.000	28.3	0.959	2.361	-121.7	112.6	16.70	0.0	0.0	
	-0.500	32.3	1.079	2.426	-69.0	97.8	9.47	0.0	0.0	
	-1.000	36.3	1.201	2.458	-24.2	81.1	3.32	0.0	0.0	
	-1.500	40.3	1.324	2.461	14.8	74.7	2.03	0.0	0.0	
	-2.500	48.3	1.568	2.393	82.3	59.8	11.30	0.0	0.0	
	-3.500	56.3	1.800	2.242	133.3	41.7	18.30	0.0	0.0	
	-4.500	64.3	2.014	2.036	164.5	20.1	22.58	0.0	0.0	
	-5.500	72.3	2.206	1.802	172.2	-5.4	23.64	0.0	0.0	
	-6.000	76.3	2.293	1.685	166.0	-19.7	22.78	0.0	0.0	
	-6.150	77.5	2.318	1.651	162.7	-24.2	22.33	0.0	0.0	
	-6.500	80.3	2.375	1.575	152.3	-35.2	20.91	45.6	60.0	
	-7.500	80.3	2.523	1.387	124.9	-18.7	17.14	48.5	64.8	
	-8.500	80.3	2.653	1.224	116.7	3.2	16.02	51.0	69.6	
	-9.500	80.3	2.767	1.055	133.0	30.0	18.25	53.2	74.4	
	-10.500	80.3	2.863	0.845	178.2	61.0	24.46	55.0	79.2	
	-11.000	80.3	2.902	0.712	212.8	77.8	29.21	55.8	81.6	
	-11.500	80.3	2.934	0.553	248.9	66.6	34.17	56.4	84.0	
	-12.500	80.3	2.970	0.171	304.7	45.1	41.83	57.1	88.8	
	-13.500	80.3	2.966	-0.274	339.3	24.0	46.57	57.0	93.6	
	-14.500	80.3	2.915	-0.751	352.5	2.2	48.38	56.0	98.4	
	-15.500	80.3	2.815	-1.231	343.2	-21.0	47.11	54.1	103.2	
	-16.500	80.3	2.669	-1.682	309.6	-46.7	42.50	51.3	108.0	
	-17.500	80.3	2.481	-2.069	248.8	-75.7	34.15	47.7	112.8	
	-18.500	80.3	2.259	-2.351	156.9	-108.8	21.54	43.4	117.6	
	-19.500	112.0	2.016	-2.483	29.7	-146.5	4.07	189.9	288.1	
	-20.500	109.3	1.768	-2.440	-80.7	-77.7	11.08	166.6	316.0	
	-21.500	106.5	1.531	-2.288	-132.6	-29.3	18.20	144.2	344.0	
	-22.500	103.7	1.312	-2.094	-145.6	0.3	19.98	123.6	371.9	
	-23.000	61.7	1.210	-1.995	-143.2	8.6	19.66	81.4	290.6	
	-23.500	59.7	1.113	-1.899	-136.6	17.6	18.74	74.9	292.9	
	-24.500	55.7	0.932	-1.726	-112.4	29.2	15.43	62.7	297.4	
	-25.500	51.7	0.766	-1.593	-80.7	33.1	11.07	51.5	301.9	
	-26.500	47.7	0.611	-1.505	-48.5	30.1	6.65	41.1	306.4	
	-27.500	43.7	0.464	-1.457	-22.5	20.9	3.08	31.2	310.9	

支点反力 (kN)	標高 (m)	主働側圧 (kN/m)	(cm)	(mrad)	M (kN.m)	S (kN)	(N/mm <sup>2</sup> )	地盤反力 (kN/m <sup>2</sup> )	受働土圧 (kN/m <sup>2</sup> )	塑
	-28.500	39.7	0.319	-1.438	-8.6	5.8	1.19	21.5	315.4	
	-29.500	9.7	0.176	-1.425	-12.9	-15.2	1.77	59.1	220.0	
	-30.500	3.9	0.034	-1.406	-10.3	13.4	1.41	11.5	268.1	
	-31.158	0.0	-0.058	-1.401	-1.8	9.5	0.24	0.0	299.7	
	-31.500	0.0	-0.106	-1.401	0.0	0.0	0.00	0.0	316.1	

( 4)橋軸方向 第 4ステップ

支点反力 (kN)	標高 (m)	主働側圧 (kN/m)	(cm)	(mrad)	M (kN.m)	S (kN)	(N/mm <sup>2</sup> )	地盤反力 (kN/m <sup>2</sup> )	受働土圧 (kN/m <sup>2</sup> )	塑
	+5.500	0.0	-0.131	1.781	0.0	0.0	0.00	0.0	0.0	
	+5.000	0.0	-0.042	1.781	0.0	0.0	0.00	0.0	0.0	
-41.3										
	+5.000	0.0	-0.042	1.781	0.0	-41.3	0.00	0.0	0.0	
	+4.500	0.0	0.047	1.788	-20.7	-41.3	2.83	0.0	0.0	
	+3.500	9.8	0.228	1.845	-63.5	-46.1	8.72	0.0	0.0	
	+2.500	19.6	0.418	1.967	-116.1	-60.6	15.93	0.0	0.0	
88.1										
	+2.500	19.6	0.418	1.967	-116.1	27.5	15.93	0.0	0.0	
	+2.000	12.3	0.518	2.042	-105.0	16.6	14.41	0.0	0.0	
	+1.500	16.3	0.622	2.112	-98.3	9.7	13.49	0.0	0.0	
	+0.500	24.3	0.840	2.244	-97.9	-10.1	13.44	0.0	0.0	
	+0.000	28.3	0.954	2.314	-106.1	-23.0	14.56	0.0	0.0	
134.5										
	+0.000	28.3	0.954	2.314	-106.1	111.6	14.56	0.0	0.0	
	-0.500	32.3	1.071	2.368	-53.9	96.8	7.40	0.0	0.0	
	-1.000	36.3	1.190	2.390	-9.6	80.0	1.32	0.0	0.0	
	-1.500	40.3	1.310	2.383	28.8	73.6	3.96	0.0	0.0	
	-2.500	48.3	1.545	2.296	95.0	58.2	13.04	0.0	0.0	
	-3.500	56.3	1.766	2.130	144.2	39.5	19.79	0.0	0.0	
	-4.500	64.3	1.969	1.910	172.9	17.2	23.73	0.0	0.0	
	-5.500	72.3	2.148	1.667	177.1	-9.4	24.31	0.0	0.0	
	-6.000	76.3	2.228	1.547	168.8	-24.3	23.16	0.0	0.0	
	-6.150	77.5	2.251	1.513	164.8	-29.0	22.61	0.0	0.0	
0.0										
	-6.150	77.5	2.251	1.513	164.8	-29.0	22.61	0.0	0.0	
	-6.500	76.1	2.302	1.437	152.6	-40.5	20.95	44.3	61.8	
	-7.500	76.1	2.437	1.251	120.4	-23.0	16.53	46.8	66.6	
	-8.500	76.1	2.554	1.097	108.3	-0.5	14.87	49.1	71.4	
	-9.500	76.1	2.656	0.943	121.0	26.4	16.60	51.0	76.2	
	-10.500	76.1	2.741	0.752	162.3	56.9	22.28	52.7	81.0	
	-11.000	76.1	2.776	0.630	194.9	73.3	26.75	53.3	83.4	
	-11.500	76.1	2.804	0.484	228.9	63.0	31.42	53.9	85.8	
	-12.500	76.1	2.835	0.131	282.0	43.1	38.70	54.5	90.6	
	-13.500	76.1	2.828	-0.281	315.2	23.4	43.27	54.4	95.4	
	-14.500	76.1	2.778	-0.725	328.6	3.1	45.10	53.4	100.2	
	-15.500	76.1	2.683	-1.174	321.0	-18.6	44.06	51.6	105.0	
	-16.500	76.1	2.544	-1.596	290.6	-42.6	39.89	48.9	109.8	
	-17.500	76.1	2.365	-1.960	234.7	-69.8	32.21	45.5	114.6	
	-18.500	76.1	2.155	-2.227	149.7	-100.9	20.55	41.4	119.4	
	-19.500	109.0	1.925	-2.355	31.4	-136.4	4.31	181.3	309.6	
	-20.500	106.3	1.690	-2.321	-71.5	-72.7	9.81	159.2	337.5	
	-21.500	103.5	1.464	-2.184	-120.3	-28.1	16.51	137.9	365.4	
	-22.500	100.7	1.254	-2.007	-133.6	-1.5	18.34	118.1	393.4	
	-23.000	58.7	1.156	-1.915	-132.4	5.7	18.18	77.8	293.6	
	-23.500	56.7	1.063	-1.826	-127.3	14.5	17.47	71.5	295.9	
	-24.500	52.7	0.888	-1.664	-106.4	25.9	14.61	59.8	300.4	
	-25.500	48.7	0.729	-1.537	-77.8	30.1	10.68	49.0	304.9	

支点反力 (kN)	標高 (m)	主働側圧 (kN/m)	(cm)	(mrad)	M (kN.m)	S (kN)	(N/mm <sup>2</sup> )	地盤反力 (kN/m <sup>2</sup> )	受働土圧 (kN/m <sup>2</sup> )	塑
	-26.500	44.7	0.580	-1.451	-48.4	27.8	6.64	39.0	309.4	
	-27.500	40.7	0.437	-1.402	-24.2	19.6	3.33	29.4	313.9	
	-28.500	36.7	0.298	-1.379	-11.1	5.8	1.52	20.1	318.4	
	-29.500	7.1	0.161	-1.364	-14.4	-13.3	1.97	54.2	250.8	
	-30.500	1.3	0.026	-1.344	-10.7	14.0	1.47	8.7	298.9	
	-30.721	0.0	-0.004	-1.341	-7.5	14.7	1.03	0.0	309.5	
	-31.500	0.0	-0.108	-1.338	0.0	0.0	0.00	0.0	347.0	

底盤コンクリート支点部の曲げモーメントは低減した値

## (5) 橋軸直角方向 第1ステップ

支点反力 (kN)	標高 (m)	主働側圧 (kN/m)	(cm)	(mrad)	M (kN.m)	S (kN)	(N/mm <sup>2</sup> )	地盤反力 (kN/m <sup>2</sup> )	受働土圧 (kN/m <sup>2</sup> )	塑
	+5.500	0.0	-0.012	1.187	0.0	0.0	0.00	0.0	0.0	
	+5.000	0.0	0.047	1.187	0.0	0.0	0.00	0.0	0.0	
46.3										
	+5.000	0.0	0.047	1.187	0.0	46.3	0.00	0.0	0.0	
	+4.500	0.0	0.107	1.180	23.1	46.3	3.18	0.0	0.0	
	+3.500	9.8	0.222	1.117	67.9	41.5	9.32	0.0	0.0	
	+2.500	19.6	0.328	0.998	102.9	27.0	14.13	0.0	0.0	
	+2.000	16.9	0.376	0.923	113.8	16.1	15.62	0.0	0.0	
	+1.500	22.4	0.420	0.843	119.5	6.4	16.40	8.1	60.0	
	+0.500	22.4	0.496	0.677	119.1	-6.8	16.35	9.5	64.8	
	+0.000	22.4	0.528	0.597	114.2	-12.9	15.67	10.1	67.2	
	-0.500	22.4	0.556	0.521	106.3	-18.7	14.59	10.7	69.6	
	-1.000	22.4	0.580	0.452	95.5	-24.2	13.11	11.2	72.0	
	-1.500	22.4	0.601	0.391	83.5	-23.8	11.46	11.6	74.4	
	-2.500	22.4	0.635	0.292	60.7	-21.7	8.33	12.2	79.2	
	-3.500	22.4	0.661	0.223	40.5	-18.4	5.56	12.7	84.0	
	-4.500	22.4	0.681	0.179	24.1	-14.3	3.31	13.1	88.8	
	-5.500	22.4	0.697	0.155	12.2	-9.5	1.67	13.4	93.6	
	-6.000	22.4	0.705	0.148	8.1	-6.8	1.11	13.5	96.0	
	-6.150	22.4	0.707	0.146	7.1	-6.0	0.98	13.6	96.7	
	-6.500	22.4	0.712	0.143	5.4	-4.0	0.74	13.7	98.4	
	-7.500	22.4	0.726	0.137	4.3	2.0	0.60	14.0	103.2	
	-8.500	22.4	0.739	0.128	9.6	8.6	1.32	14.2	108.0	
	-9.500	22.4	0.751	0.108	21.7	15.7	2.98	14.4	112.8	
	-10.500	22.4	0.760	0.065	41.1	23.1	5.64	14.6	117.6	
	-11.000	22.4	0.763	0.033	53.6	27.0	7.36	14.7	120.0	
	-11.500	22.4	0.763	-0.008	66.2	23.4	9.08	14.7	122.4	
	-12.500	22.4	0.757	-0.113	86.0	16.2	11.80	14.6	127.2	
	-13.500	22.4	0.740	-0.241	98.4	8.7	13.51	14.2	132.0	
	-14.500	22.4	0.709	-0.380	103.2	0.8	14.17	13.6	136.8	
	-15.500	22.4	0.664	-0.520	99.8	-7.9	13.69	12.8	141.6	
	-16.500	22.4	0.605	-0.650	87.1	-17.6	11.95	11.6	146.4	
	-17.500	22.4	0.535	-0.755	64.0	-28.7	8.79	10.3	151.2	
	-18.500	22.4	0.455	-0.820	29.3	-41.2	4.02	8.8	156.0	
	-19.500	8.8	0.372	-0.829	-18.8	-55.3	2.58	35.1	465.4	
	-20.500	6.0	0.292	-0.771	-61.7	-31.2	8.47	27.5	493.3	
	-21.500	3.3	0.220	-0.670	-82.8	-11.7	11.37	20.7	521.3	
	-22.500	0.5	0.159	-0.552	-86.3	4.3	11.84	14.9	549.2	
	-22.681	0.0	0.149	-0.530	-85.3	6.9	11.70	14.0	554.2	
	-23.000	11.2	0.133	-0.494	-82.4	11.1	11.31	8.9	354.6	
	-23.500	9.2	0.109	-0.439	-77.1	10.1	10.58	7.3	356.9	
	-24.500	5.2	0.070	-0.340	-67.6	9.0	9.28	4.7	361.4	
	-25.500	1.2	0.041	-0.253	-58.6	9.5	8.04	2.7	365.9	
	-25.800	0.0	0.034	-0.230	-55.6	10.1	7.64	2.3	367.2	
	-25.840	0.0	0.033	-0.226	-55.2	10.2	7.58	2.2	367.4	
	-26.500	0.0	0.019	-0.180	-48.1	11.3	6.60	1.3	373.0	
	-27.500	0.0	0.004	-0.122	-36.3	12.1	4.99	0.3	381.5	
	-28.500	0.0	-0.006	-0.080	-24.2	12.0	3.32	0.0	390.0	

支点反力 (kN)	標高 (m)	主働側圧 (kN/m)	(cm)	(mrad)	M (kN.m)	S (kN)	(N/mm <sup>2</sup> )	地盤反力 (kN/m <sup>2</sup> )	受働土圧 (kN/m <sup>2</sup> )	塑
	-29.500	0.0	-0.012	-0.055	-12.4	11.4	1.71	0.0	889.9	
	-30.500	0.0	-0.017	-0.045	-3.4	6.5	0.46	0.0	942.3	
	-31.500	0.0	-0.021	-0.043	0.0	0.0	0.00	0.0	994.6	

(6) 橋軸直角方向 第2ステップ

支点反力 (kN)	標高 (m)	主働側圧 (kN/m)	(cm)	(mrad)	M (kN.m)	S (kN)	(N/mm <sup>2</sup> )	地盤反力 (kN/m <sup>2</sup> )	受働土圧 (kN/m <sup>2</sup> )	塑
	+5.500	0.0	-0.078	1.685	0.0	0.0	0.00	0.0	0.0	
	+5.000	0.0	0.006	1.685	0.0	0.0	0.00	0.0	0.0	
6.3										
	+5.000	0.0	0.006	1.685	0.0	6.3	0.00	0.0	0.0	
	+4.500	0.0	0.091	1.684	3.1	6.3	0.43	0.0	0.0	
	+3.500	9.8	0.259	1.676	7.9	1.5	1.08	0.0	0.0	
	+2.500	19.6	0.426	1.667	3.0	-13.0	0.41	0.0	0.0	
95.6										
	+2.500	19.6	0.426	1.667	3.0	82.7	0.41	0.0	0.0	
	+2.000	15.3	0.509	1.651	41.7	71.8	5.72	0.0	0.0	
	+1.500	20.3	0.591	1.611	75.5	63.1	10.36	0.0	0.0	
	+0.500	30.3	0.745	1.469	126.9	38.2	17.42	0.0	0.0	
	+0.000	35.3	0.816	1.376	142.1	22.0	19.50	0.0	0.0	
	-0.500	40.3	0.883	1.276	148.5	3.4	20.39	0.0	0.0	
	-1.000	45.3	0.944	1.175	145.1	-17.7	19.91	18.1	60.0	
	-1.500	45.3	1.000	1.079	135.3	-21.2	18.57	19.2	62.4	
	-2.500	45.3	1.099	0.908	111.8	-25.0	15.35	21.1	67.2	
	-3.500	45.3	1.183	0.772	86.4	-25.3	11.86	22.7	72.0	
	-4.500	45.3	1.255	0.671	62.4	-22.4	8.56	24.1	76.8	
	-5.500	45.3	1.318	0.599	42.5	-16.9	5.83	25.3	81.6	
	-6.000	45.3	1.348	0.573	34.9	-13.3	4.79	25.9	84.0	
	-6.150	45.3	1.356	0.566	33.0	-12.1	4.53	26.1	84.7	
	-6.500	45.3	1.376	0.551	29.3	-9.1	4.02	26.4	86.4	
	-7.500	45.3	1.429	0.515	25.1	1.0	3.44	27.5	91.2	
	-8.500	45.3	1.479	0.477	31.9	13.1	4.38	28.4	96.0	
	-9.500	45.3	1.524	0.421	51.8	27.0	7.11	29.3	100.8	
	-10.500	45.3	1.562	0.328	86.5	42.6	11.87	30.0	105.6	
	-11.000	45.3	1.576	0.261	109.9	50.9	15.08	30.3	108.0	
	-11.500	45.3	1.587	0.177	133.6	44.0	18.34	30.5	110.4	
	-12.500	45.3	1.595	-0.033	170.7	30.3	23.43	30.7	115.2	
	-13.500	45.3	1.579	-0.285	194.2	16.6	26.66	30.4	120.0	
	-14.500	45.3	1.537	-0.560	203.7	2.3	27.96	29.5	124.8	
	-15.500	45.3	1.467	-0.838	198.4	-13.1	27.23	28.2	129.6	
	-16.500	45.3	1.370	-1.097	176.9	-30.2	24.28	26.3	134.4	
	-17.500	45.3	1.249	-1.315	137.2	-49.5	18.83	24.0	139.2	
	-18.500	45.3	1.109	-1.465	77.0	-71.3	10.57	21.3	144.0	
	-19.500	41.1	0.959	-1.516	-6.5	-96.1	0.89	90.4	410.0	
	-20.500	38.3	0.810	-1.452	-79.5	-51.9	10.91	76.3	437.9	
	-21.500	35.5	0.672	-1.315	-113.9	-18.6	15.64	63.3	465.9	
	-22.500	32.8	0.548	-1.152	-120.0	4.9	16.48	51.6	493.8	
	-23.000	29.2	0.493	-1.071	-115.4	13.5	15.83	33.1	334.6	
	-23.500	27.2	0.441	-0.994	-108.1	15.3	14.84	29.7	336.9	
	-24.500	23.2	0.349	-0.857	-91.9	16.8	12.61	23.5	341.4	
	-25.500	19.2	0.269	-0.742	-75.0	16.6	10.30	18.1	345.9	
	-26.500	15.2	0.199	-0.650	-59.1	15.2	8.11	13.4	350.4	
	-27.500	11.2	0.138	-0.579	-44.7	13.5	6.14	9.3	354.9	
	-28.500	7.2	0.083	-0.527	-32.1	11.8	4.41	5.6	359.4	
	-29.500	0.0	0.032	-0.490	-21.1	10.5	2.89	10.8	672.0	



支点反力 (kN)	標高 (m)	主働側圧 (kN/m)	(cm)	(mrad)	M (kN.m)	S (kN)	(N/mm <sup>2</sup> )	地盤反力 (kN/m <sup>2</sup> )	受働土圧 (kN/m <sup>2</sup> )	塑
	-30.500	0.0	-0.016	-0.470	-7.9	13.2	1.08	0.0	720.1	
	-30.572	0.0	-0.019	-0.470	-7.0	12.8	0.96	0.0	723.5	
	-31.500	0.0	-0.062	-0.466	0.0	0.0	0.00	0.0	772.1	

## (7) 橋軸直角方向 第3ステップ

支点反力 (kN)	標高 (m)	主働側圧 (kN/m)	(cm)	(mrad)	M (kN・m)	S (kN)	(N/mm <sup>2</sup> )	地盤反力 (kN/m <sup>2</sup> )	受働土圧 (kN/m <sup>2</sup> )	塑
	+5.500	0.0	-0.134	1.781	0.0	0.0	0.00	0.0	0.0	
	+5.000	0.0	-0.045	1.781	0.0	0.0	0.00	0.0	0.0	
-43.6										
	+5.000	0.0	-0.045	1.781	0.0	-43.7	0.00	0.0	0.0	
	+4.500	0.0	0.045	1.789	-21.8	-43.7	3.00	0.0	0.0	
	+3.500	9.8	0.226	1.849	-67.1	-48.5	9.21	0.0	0.0	
	+2.500	19.6	0.417	1.977	-122.0	-63.0	16.75	0.0	0.0	
86.6										
	+2.500	19.6	0.417	1.977	-122.0	23.6	16.75	0.0	0.0	
	+2.000	12.3	0.518	2.058	-112.8	12.7	15.49	0.0	0.0	
	+1.500	16.3	0.622	2.133	-108.1	5.8	14.84	0.0	0.0	
	+0.500	24.3	0.843	2.282	-111.6	-14.0	15.31	0.0	0.0	
	+0.000	28.3	0.959	2.361	-121.7	-26.8	16.70	0.0	0.0	
139.4										
	+0.000	28.3	0.959	2.361	-121.7	112.6	16.70	0.0	0.0	
	-0.500	32.3	1.079	2.426	-69.0	97.8	9.47	0.0	0.0	
	-1.000	36.3	1.201	2.458	-24.2	81.1	3.32	0.0	0.0	
	-1.500	40.3	1.324	2.461	14.8	74.7	2.03	0.0	0.0	
	-2.500	48.3	1.568	2.393	82.3	59.8	11.30	0.0	0.0	
	-3.500	56.3	1.800	2.242	133.3	41.7	18.30	0.0	0.0	
	-4.500	64.3	2.014	2.036	164.5	20.1	22.58	0.0	0.0	
	-5.500	72.3	2.206	1.802	172.2	-5.4	23.64	0.0	0.0	
	-6.000	76.3	2.293	1.685	166.0	-19.7	22.78	0.0	0.0	
	-6.150	77.5	2.318	1.651	162.7	-24.2	22.33	0.0	0.0	
	-6.500	80.3	2.375	1.575	152.3	-35.2	20.91	45.6	60.0	
	-7.500	80.3	2.523	1.387	124.9	-18.7	17.14	48.5	64.8	
	-8.500	80.3	2.653	1.224	116.7	3.2	16.02	51.0	69.6	
	-9.500	80.3	2.767	1.055	133.0	30.0	18.25	53.2	74.4	
	-10.500	80.3	2.863	0.845	178.2	61.0	24.46	55.0	79.2	
	-11.000	80.3	2.902	0.712	212.8	77.8	29.21	55.8	81.6	
	-11.500	80.3	2.934	0.553	248.9	66.6	34.17	56.4	84.0	
	-12.500	80.3	2.970	0.171	304.7	45.1	41.83	57.1	88.8	
	-13.500	80.3	2.966	-0.274	339.3	24.0	46.57	57.0	93.6	
	-14.500	80.3	2.915	-0.751	352.5	2.2	48.38	56.0	98.4	
	-15.500	80.3	2.815	-1.231	343.2	-21.0	47.11	54.1	103.2	
	-16.500	80.3	2.669	-1.682	309.6	-46.7	42.50	51.3	108.0	
	-17.500	80.3	2.481	-2.069	248.8	-75.7	34.15	47.7	112.8	
	-18.500	80.3	2.259	-2.351	156.9	-108.8	21.54	43.4	117.6	
	-19.500	112.0	2.016	-2.483	29.7	-146.5	4.07	189.9	288.1	
	-20.500	109.3	1.768	-2.440	-80.7	-77.7	11.08	166.6	316.0	
	-21.500	106.5	1.531	-2.288	-132.6	-29.3	18.20	144.2	344.0	
	-22.500	103.7	1.312	-2.094	-145.6	0.3	19.98	123.6	371.9	
	-23.000	61.7	1.210	-1.995	-143.2	8.6	19.66	81.4	290.6	
	-23.500	59.7	1.113	-1.899	-136.6	17.6	18.74	74.9	292.9	
	-24.500	55.7	0.932	-1.726	-112.4	29.2	15.43	62.7	297.4	
	-25.500	51.7	0.766	-1.593	-80.7	33.1	11.07	51.5	301.9	
	-26.500	47.7	0.611	-1.505	-48.5	30.1	6.65	41.1	306.4	
	-27.500	43.7	0.464	-1.457	-22.5	20.9	3.08	31.2	310.9	

支点反力 (kN)	標高 (m)	主働側圧 (kN/m)	(cm)	(mrad)	M (kN.m)	S (kN)	(N/mm <sup>2</sup> )	地盤反力 (kN/m <sup>2</sup> )	受働土圧 (kN/m <sup>2</sup> )	塑
	-28.500	39.7	0.319	-1.438	-8.6	5.8	1.19	21.5	315.4	
	-29.500	9.7	0.176	-1.425	-12.9	-15.2	1.77	59.1	220.0	
	-30.500	3.9	0.034	-1.406	-10.3	13.4	1.41	11.5	268.1	
	-31.158	0.0	-0.058	-1.401	-1.8	9.5	0.24	0.0	299.7	
	-31.500	0.0	-0.106	-1.401	0.0	0.0	0.00	0.0	316.1	

## ( 8)橋軸直角方向 第 4ステップ

支点反力 (kN)	標高 (m)	主働側圧 (kN/m)	(cm)	(mrad)	M (kN.m)	S (kN)	(N/mm <sup>2</sup> )	地盤反力 (kN/m <sup>2</sup> )	受働土圧 (kN/m <sup>2</sup> )	塑
	+5.500	0.0	-0.131	1.781	0.0	0.0	0.00	0.0	0.0	
	+5.000	0.0	-0.042	1.781	0.0	0.0	0.00	0.0	0.0	
-41.3										
	+5.000	0.0	-0.042	1.781	0.0	-41.3	0.00	0.0	0.0	
	+4.500	0.0	0.047	1.788	-20.7	-41.3	2.83	0.0	0.0	
	+3.500	9.8	0.228	1.845	-63.5	-46.1	8.72	0.0	0.0	
	+2.500	19.6	0.418	1.967	-116.1	-60.6	15.93	0.0	0.0	
88.1										
	+2.500	19.6	0.418	1.967	-116.1	27.5	15.93	0.0	0.0	
	+2.000	12.3	0.518	2.042	-105.0	16.6	14.41	0.0	0.0	
	+1.500	16.3	0.622	2.112	-98.3	9.7	13.49	0.0	0.0	
	+0.500	24.3	0.840	2.244	-97.9	-10.1	13.44	0.0	0.0	
	+0.000	28.3	0.954	2.314	-106.1	-23.0	14.56	0.0	0.0	
134.5										
	+0.000	28.3	0.954	2.314	-106.1	111.6	14.56	0.0	0.0	
	-0.500	32.3	1.071	2.368	-53.9	96.8	7.40	0.0	0.0	
	-1.000	36.3	1.190	2.390	-9.6	80.0	1.32	0.0	0.0	
	-1.500	40.3	1.310	2.383	28.8	73.6	3.96	0.0	0.0	
	-2.500	48.3	1.545	2.296	95.0	58.2	13.04	0.0	0.0	
	-3.500	56.3	1.766	2.130	144.2	39.5	19.79	0.0	0.0	
	-4.500	64.3	1.969	1.910	172.9	17.2	23.73	0.0	0.0	
	-5.500	72.3	2.148	1.667	177.1	-9.4	24.31	0.0	0.0	
	-6.000	76.3	2.228	1.547	168.8	-24.3	23.16	0.0	0.0	
	-6.150	77.5	2.251	1.513	164.8	-29.0	22.61	0.0	0.0	
0.0										
	-6.150	77.5	2.251	1.513	164.8	-29.0	22.61	0.0	0.0	
	-6.500	76.1	2.302	1.437	152.6	-40.5	20.95	44.3	61.8	
	-7.500	76.1	2.437	1.251	120.4	-23.0	16.53	46.8	66.6	
	-8.500	76.1	2.554	1.097	108.3	-0.5	14.87	49.1	71.4	
	-9.500	76.1	2.656	0.943	121.0	26.4	16.60	51.0	76.2	
	-10.500	76.1	2.741	0.752	162.3	56.9	22.28	52.7	81.0	
	-11.000	76.1	2.776	0.630	194.9	73.3	26.75	53.3	83.4	
	-11.500	76.1	2.804	0.484	228.9	63.0	31.42	53.9	85.8	
	-12.500	76.1	2.835	0.131	282.0	43.1	38.70	54.5	90.6	
	-13.500	76.1	2.828	-0.281	315.2	23.4	43.27	54.4	95.4	
	-14.500	76.1	2.778	-0.725	328.6	3.1	45.10	53.4	100.2	
	-15.500	76.1	2.683	-1.174	321.0	-18.6	44.06	51.6	105.0	
	-16.500	76.1	2.544	-1.596	290.6	-42.6	39.89	48.9	109.8	
	-17.500	76.1	2.365	-1.960	234.7	-69.8	32.21	45.5	114.6	
	-18.500	76.1	2.155	-2.227	149.7	-100.9	20.55	41.4	119.4	
	-19.500	109.0	1.925	-2.355	31.4	-136.4	4.31	181.3	309.6	
	-20.500	106.3	1.690	-2.321	-71.5	-72.7	9.81	159.2	337.5	
	-21.500	103.5	1.464	-2.184	-120.3	-28.1	16.51	137.9	365.4	
	-22.500	100.7	1.254	-2.007	-133.6	-1.5	18.34	118.1	393.4	
	-23.000	58.7	1.156	-1.915	-132.4	5.7	18.18	77.8	293.6	
	-23.500	56.7	1.063	-1.826	-127.3	14.5	17.47	71.5	295.9	
	-24.500	52.7	0.888	-1.664	-106.4	25.9	14.61	59.8	300.4	
	-25.500	48.7	0.729	-1.537	-77.8	30.1	10.68	49.0	304.9	

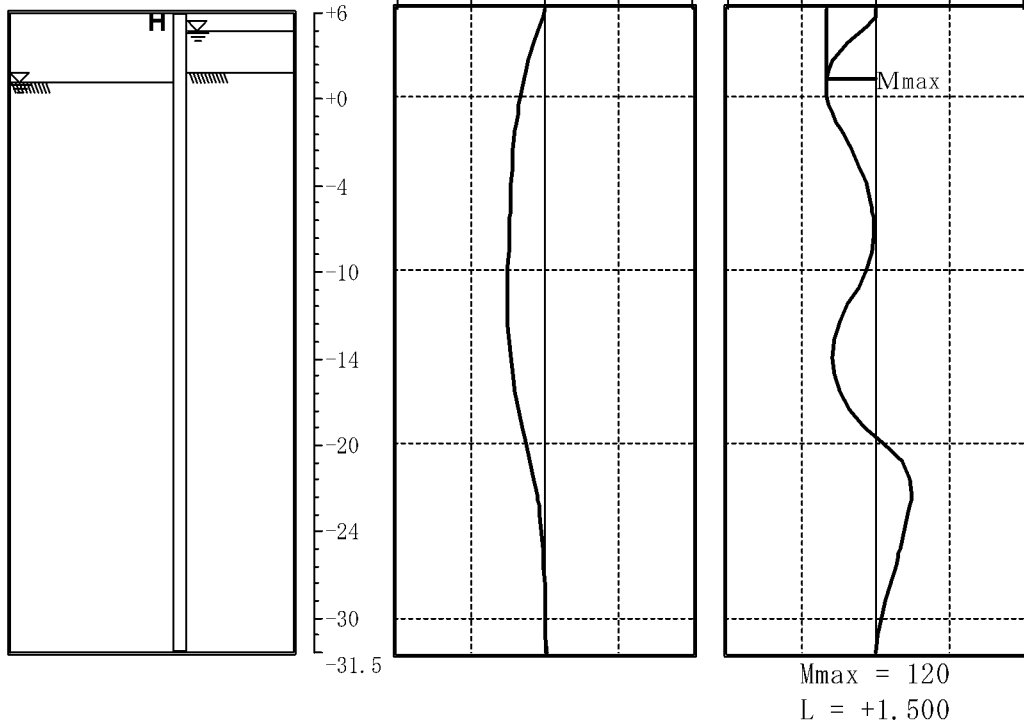
支点反力 (kN)	標高 (m)	主働側圧 (kN/m)	(cm)	(mrad)	M (kN.m)	S (kN)	(N/mm <sup>2</sup> )	地盤反力 (kN/m <sup>2</sup> )	受働土圧 (kN/m <sup>2</sup> )	塑
	-26.500	44.7	0.580	-1.451	-48.4	27.8	6.64	39.0	309.4	
	-27.500	40.7	0.437	-1.402	-24.2	19.6	3.33	29.4	313.9	
	-28.500	36.7	0.298	-1.379	-11.1	5.8	1.52	20.1	318.4	
	-29.500	7.1	0.161	-1.364	-14.4	-13.3	1.97	54.2	250.8	
	-30.500	1.3	0.026	-1.344	-10.7	14.0	1.47	8.7	298.9	
	-30.721	0.0	-0.004	-1.341	-7.5	14.7	1.03	0.0	309.5	
	-31.500	0.0	-0.108	-1.338	0.0	0.0	0.00	0.0	347.0	

底盤コンクリート支点部の曲げモーメントは低減した値

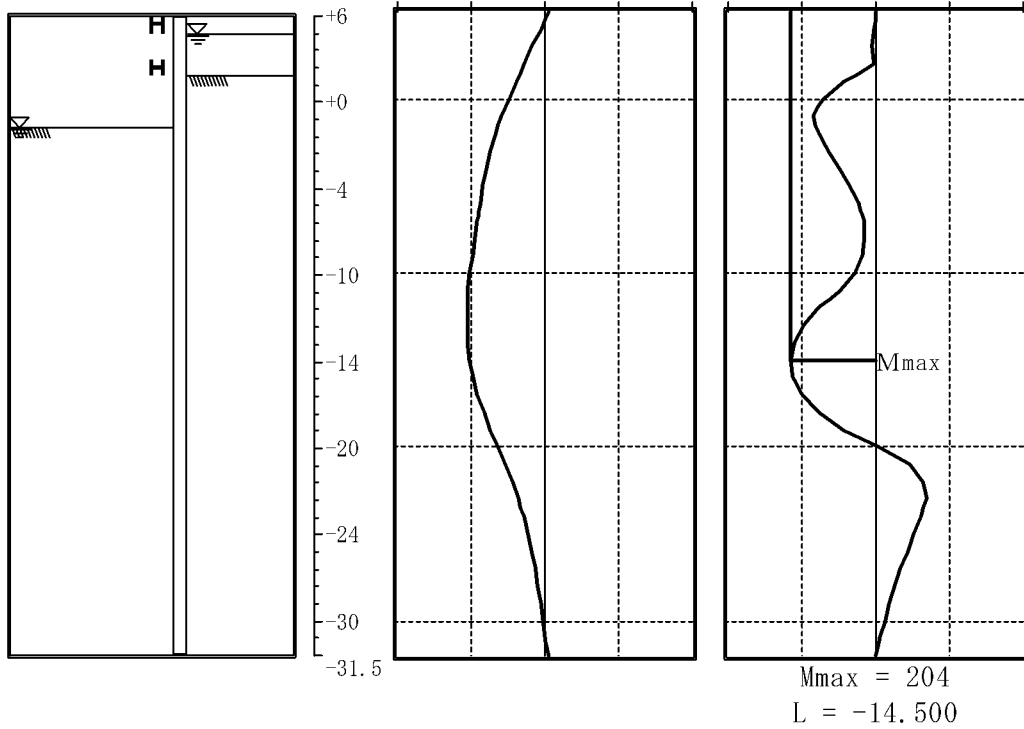
## 2.10 変位・断面力図

橋軸方向

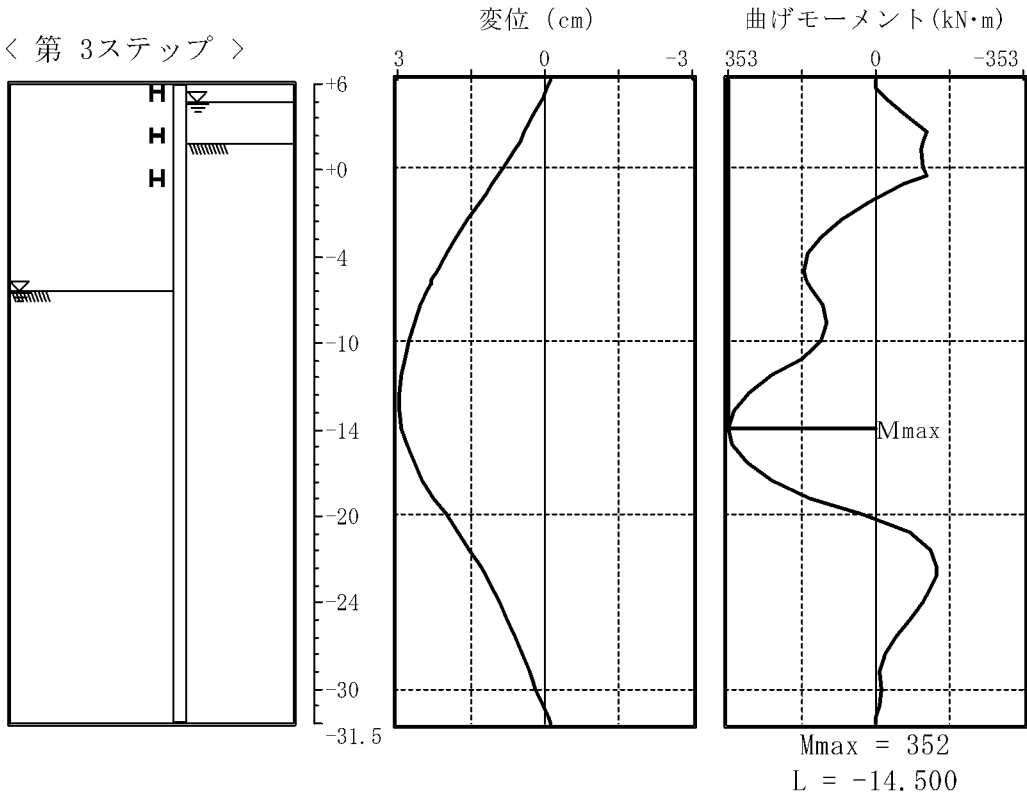
< 第 1ステップ >



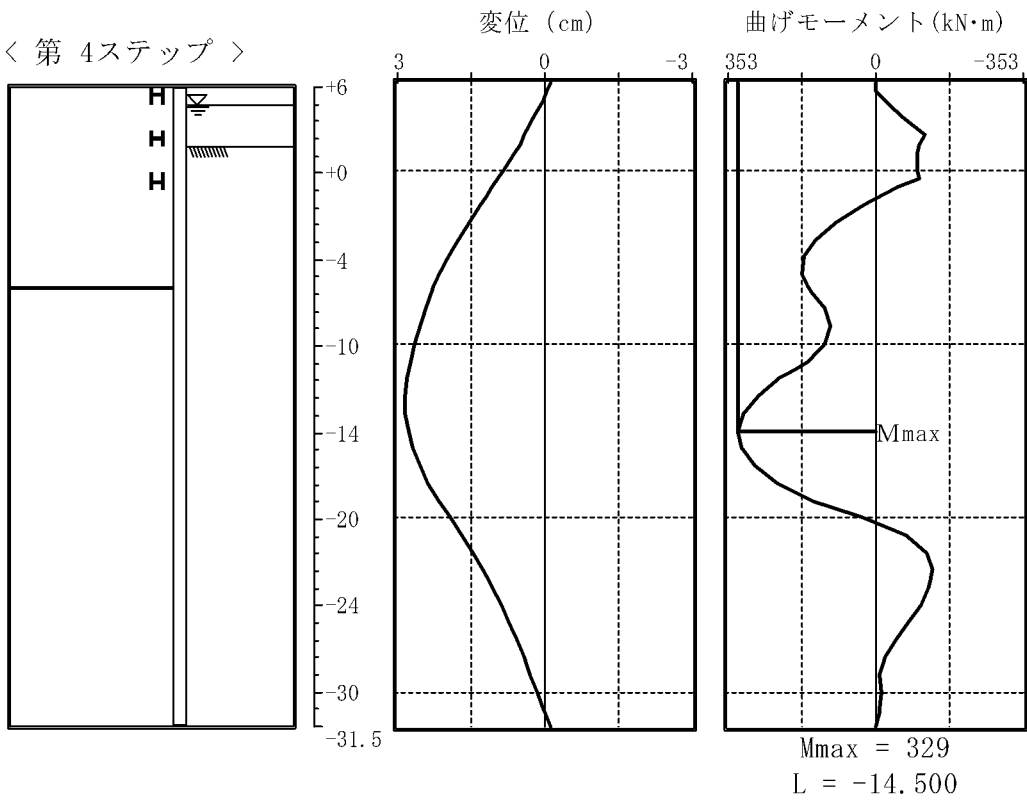
< 第 2ステップ >



< 第 3ステップ >

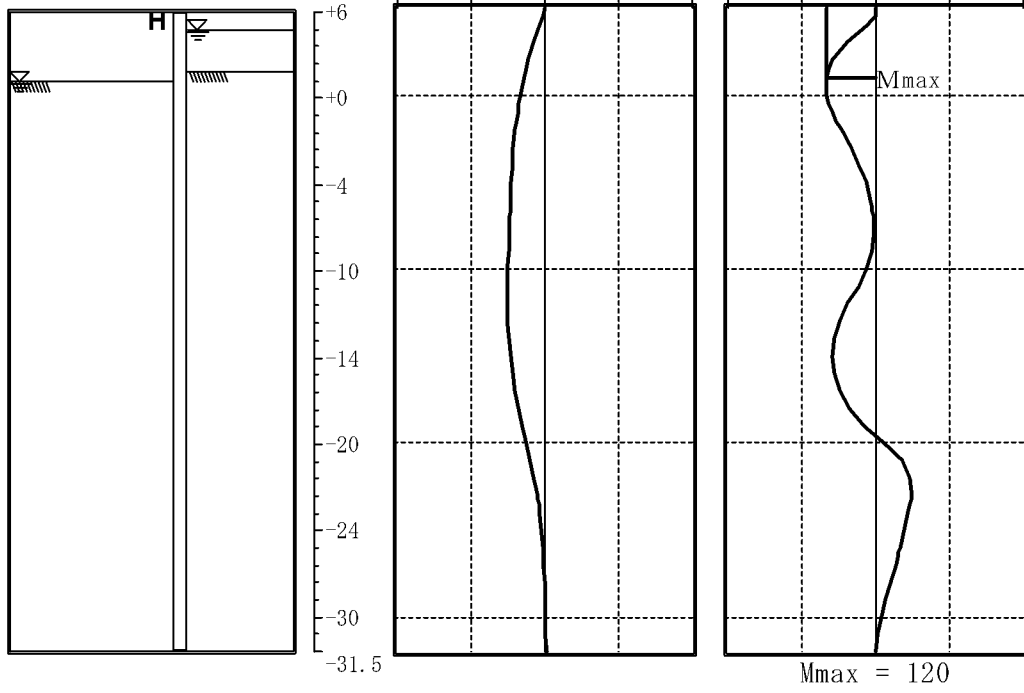


< 第 4ステップ >

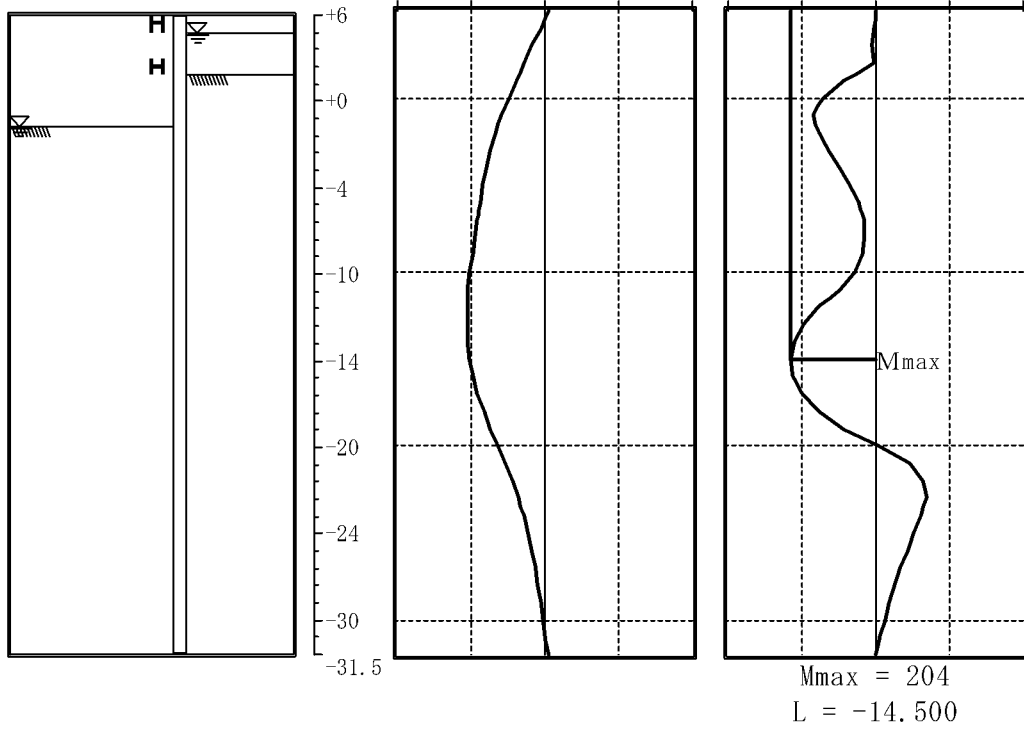


橋軸直角方向

< 第 1ステップ >

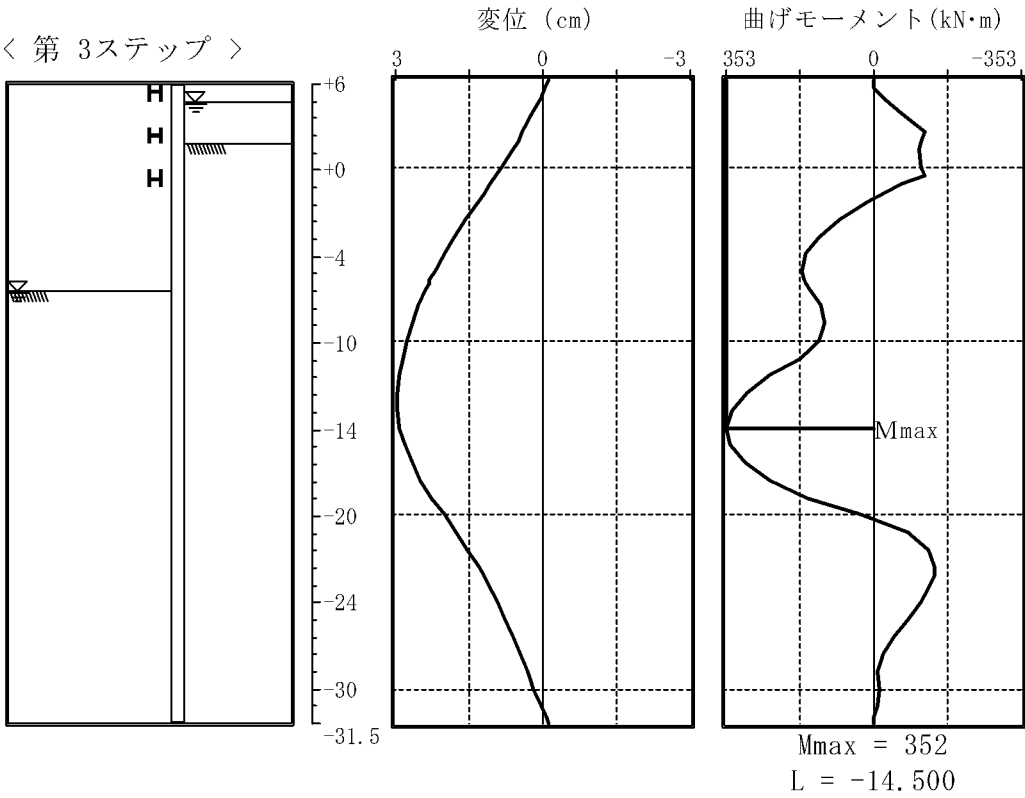


< 第 2ステップ >

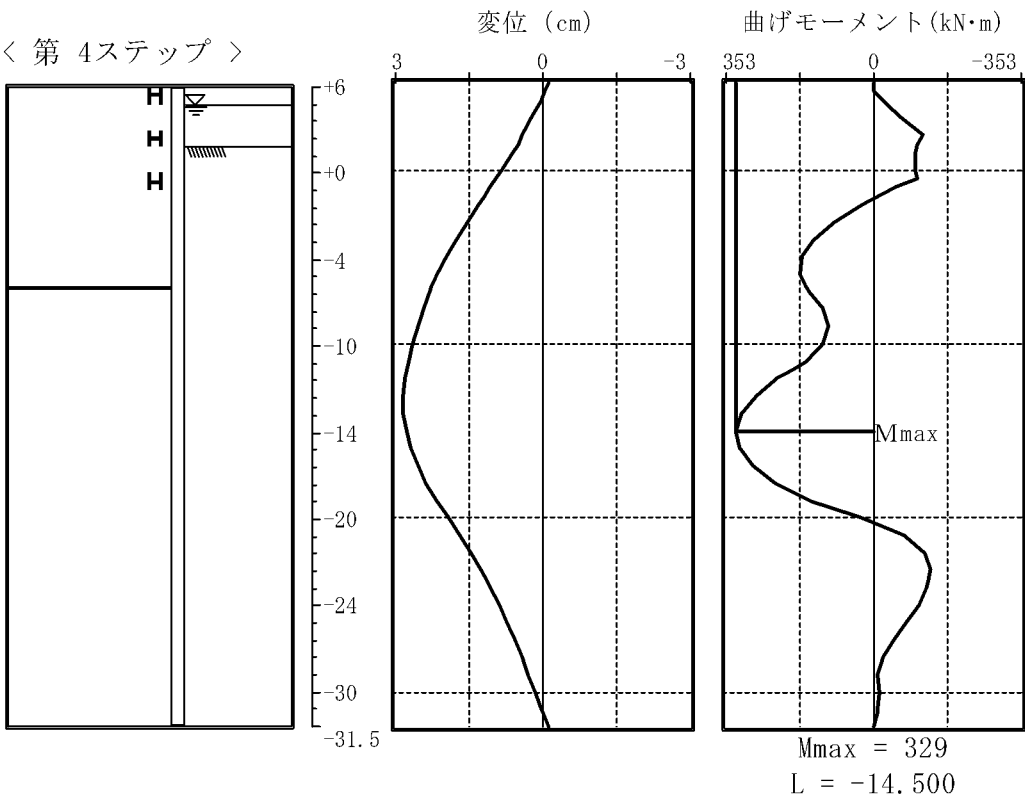




< 第 3ステップ >



< 第 4ステップ >



## 2.11 支保工の検討

### (1) 断面性能

段	H (cm)	B (cm)	A (cm <sup>2</sup> )	A <sub>w</sub> (cm <sup>2</sup> )	I <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	Z <sub>y</sub> (cm <sup>3</sup> )	r <sub>y</sub> (cm)	r <sub>z</sub> (cm)
1	30.0	30.0	118.40	27.00	20200	1350	13.10	7.55
2	30.0	30.0	118.40	27.00	20200	1350	13.10	7.55
3	30.0	30.0	118.40	27.00	20200	1350	13.10	7.55

### (2) 最大支保工反力 R<sub>max</sub> (kN/m)

段	断面	R <sub>max</sub>
1	H-300*300*10*15	46.28
2	H-300*300*10*15	95.65
3	H-300*300*10*15	139.45

### (3) 円弧部

#### 1) 円環座屈の検討

円弧部腹起しの座屈に対しては、次式に示す円環座屈を考慮した許容支保工反力により安全性を検討する。

$$R_a = \frac{2 \cdot E \cdot I_y}{r^3} \geq R_{1max}$$

ここに、R<sub>a</sub> : 許容支保工反力 (N/mm)

E : 腹起しのヤング係数 = 2.00 × 10<sup>5</sup>(N/mm<sup>2</sup>)

I<sub>y</sub> : 腹起しの断面二次モーメント (mm<sup>4</sup>)

r : 円形支保工の半径 (mm)

R<sub>1max</sub> : 最大支保工反力 (N/mm)

段	断面	r (cm)	I <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	R <sub>a</sub> (kN/m)	R <sub>1max</sub> (kN/m)	判定
1	H-300*300*10*15	492.23	20200	677.50	46.28	OK
2	H-300*300*10*15	492.23	20200	677.50	95.65	OK
3	H-300*300*10*15	492.23	20200	677.50	139.45	OK

## 2) 腹起し応力度の検討

円弧部腹起しは、等分布外圧を受けた軸方向圧縮部材として計算すればよいが、実際は支保工形状の不整や鋼管矢板打設の施工精度（実測例では井筒部半径の1~2%程度）、偏圧などのためモーメントを受けていることが観測されているので、安全のため楕円化の影響を考慮するのを原則として以下のように行うものとする。腹起しに発生する応力度は、次式により算出する。

$$\sigma_s = \frac{n}{A} + \frac{M}{Z} \leq \sigma_{sa}$$

ここに、 s : 腹起しの応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

sa : 腹起しの許容応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

A : 腹起しの断面積 (mm<sup>2</sup>)

Z : 腹起しの断面係数 (mm<sup>3</sup>)

N : 軸力 (N) = R1max · r

R1max : 最大支保工反力 (N/mm)

r : 腹起しの半径 (mm)

M : 楕円化を考慮した曲げモーメント (N.mm) = R1max · r<sup>2</sup> ·

: 楕円化率、腹起し半径の2%を標準とする。

段	断面	A (cm <sup>2</sup> )	Z (cm <sup>3</sup> )	R1max (kN/m)	r (cm)
1	H-300*300*10*15	118.40	1350	46.28	492.23
2	H-300*300*10*15	118.40	1350	95.65	492.23
3	H-300*300*10*15	118.40	1350	139.45	492.23

段	N (kN)	M (kN.m)	s (N/mm <sup>2</sup> )	sa (N/mm <sup>2</sup> )	判定
1	227.8	22.4	35.85	210.00	OK
2	470.8	46.4	74.10	210.00	OK
3	686.4	67.6	108.03	210.00	OK

### 3章 合成応力度計算

#### 3.1 最大応力度一覧表

(1)橋軸方向

1)材質：SKY400

Case	荷重名称	発生位置(m)	1(N/mm <sup>2</sup> )	2(N/mm <sup>2</sup> )	max(N/mm <sup>2</sup> )	a(N/mm <sup>2</sup> )
1	常時	-14.500	43.99	48.38	92.37	140.00
2	地震時	-13.500	95.06	46.57	141.63	210.00

(2)橋軸直角方向

1)材質：SKY400

Case	荷重名称	発生位置(m)	1(N/mm <sup>2</sup> )	2(N/mm <sup>2</sup> )	max(N/mm <sup>2</sup> )	a(N/mm <sup>2</sup> )
1	地震時	-13.500	99.46	46.57	146.03	210.00

発生位置は 標高を示す

1 : 完成後の設計外力による応力度

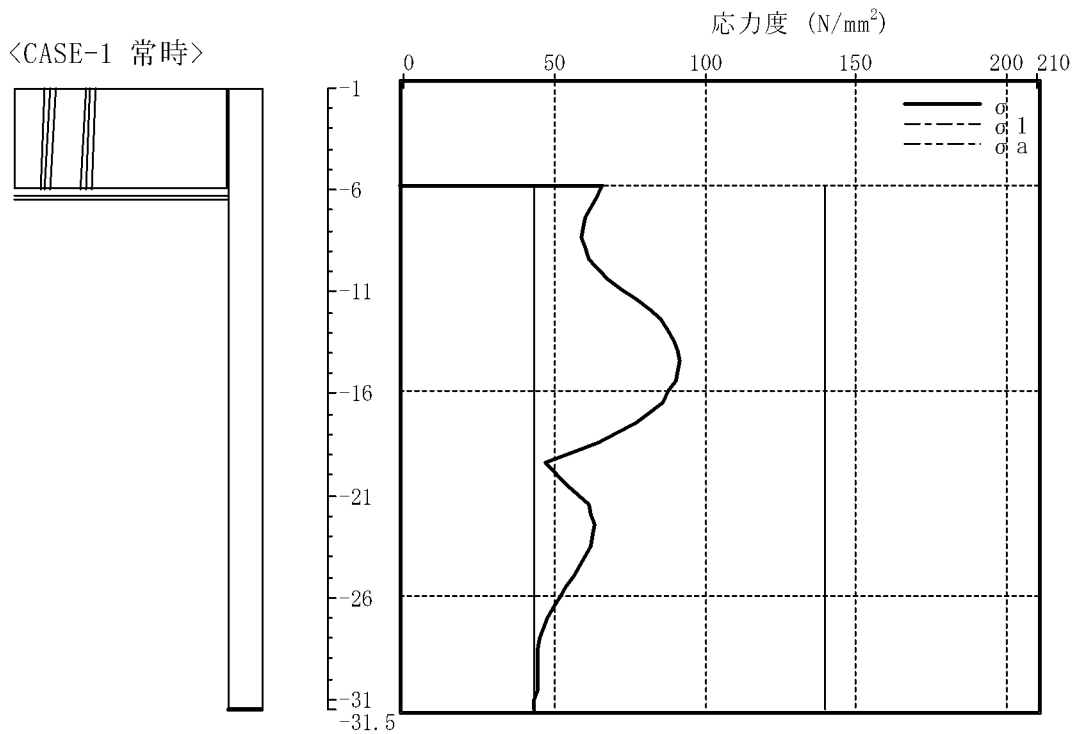
2 : 残留応力度(第3ステップ)

max : 合成応力度

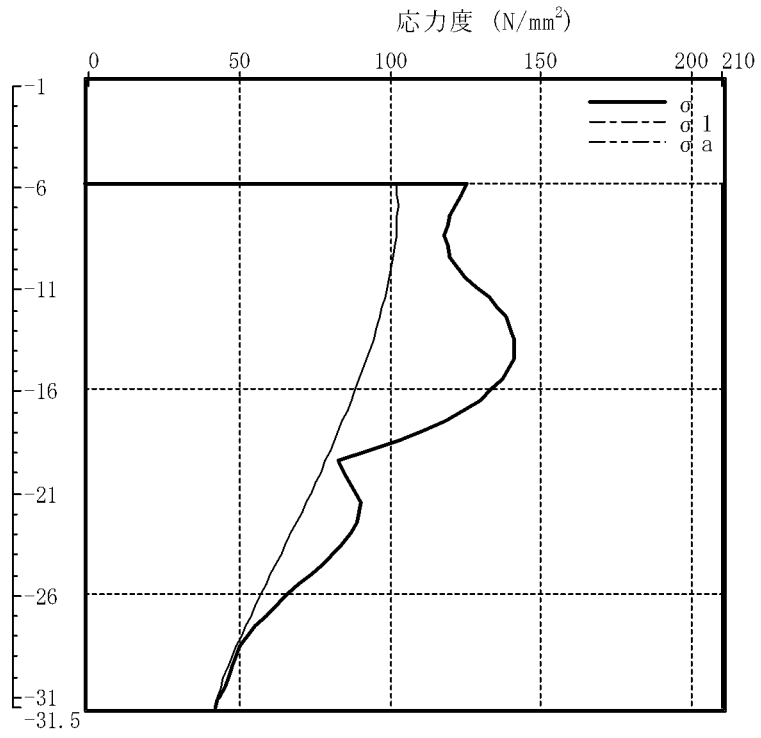
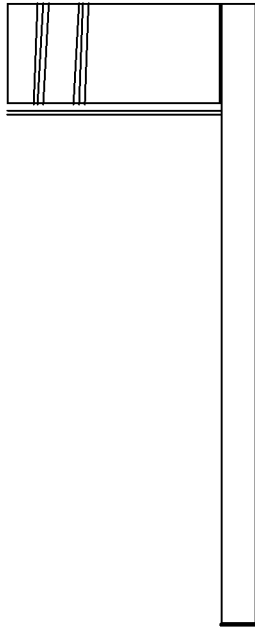
a : 鋼管矢板の許容応力度

#### 3.2 応力度分布図

(1)橋軸方向

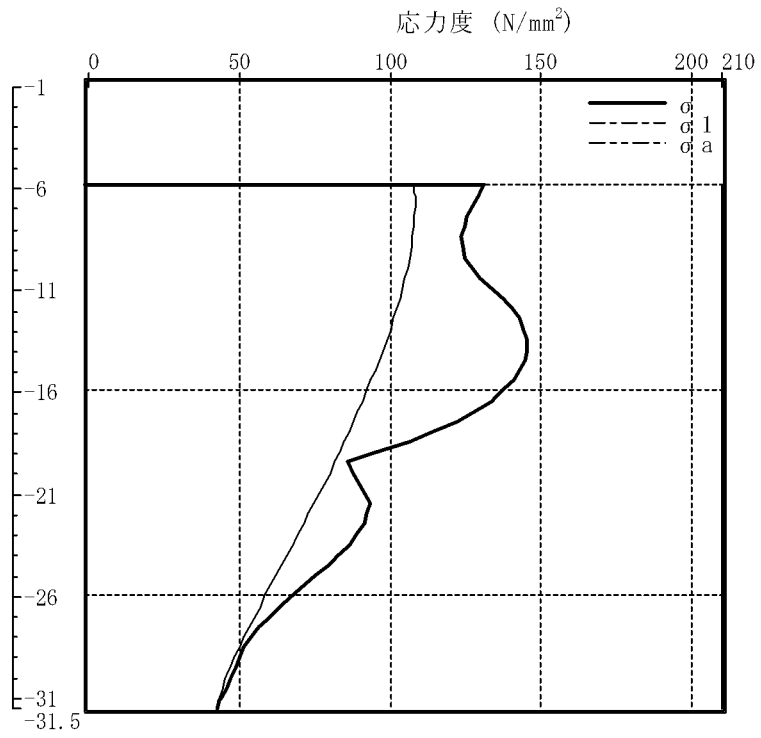
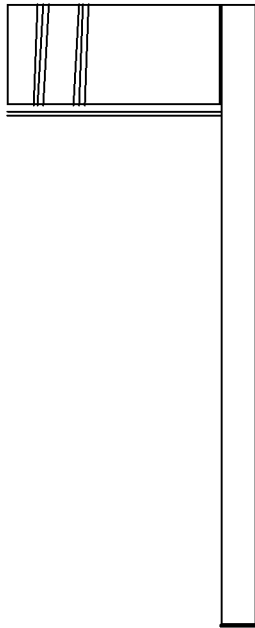


<CASE-2 地震時>



(2)橋軸直角方向

<CASE-1 地震時>



### 3.3 詳細出力

#### (1)橋軸方向

##### 1)常時

標高(m)	1(N/mm <sup>2</sup> )	2(N/mm <sup>2</sup> )	max(N/mm <sup>2</sup> )	
-6.000	43.99	22.78	66.78	
-6.150	43.99	22.33	66.32	
-6.300	43.99	21.72	65.71	
-6.500	43.99	20.91	64.90	
-7.000	43.99	19.02	63.01	
-7.500	43.99	17.14	61.13	
-8.000	43.99	16.58	60.57	
-8.500	43.99	16.02	60.01	
-9.000	43.99	17.14	61.13	
-9.500	43.99	18.25	62.24	
-10.000	43.99	21.35	65.35	
-10.500	43.99	24.46	68.45	
-11.000	43.99	29.21	73.20	
-11.500	43.99	34.17	78.16	
-12.000	43.99	38.00	81.99	
-12.500	43.99	41.83	85.82	
-13.000	43.99	44.20	88.19	
-13.500	43.99	46.57	90.56	
-14.000	43.99	47.48	91.47	
-14.500	43.99	48.38	92.37	
-15.000	43.99	47.75	91.74	
-15.500	43.99	47.11	91.10	
-16.000	43.99	44.81	88.80	
-16.500	43.99	42.50	86.49	
-17.000	43.99	38.32	82.31	
-17.500	43.99	34.15	78.14	
-18.000	43.99	27.84	71.83	
-18.500	43.99	21.54	65.53	
-19.000	43.99	12.81	56.80	
-19.500	43.99	4.07	48.06	
-20.000	43.99	7.58	51.57	
-20.500	43.99	11.08	55.07	
-21.000	43.99	14.64	58.63	
-21.500	43.99	18.20	62.19	
-22.000	43.99	19.09	63.08	
-22.500	43.99	19.98	63.97	
-23.000	43.99	19.66	63.65	
-23.500	43.99	18.74	62.74	
-24.000	43.99	17.09	61.08	
-24.500	43.99	15.43	59.42	
-25.000	43.99	13.25	57.24	
-25.500	43.99	11.07	55.06	
-26.000	43.99	8.86	52.85	
-26.500	43.99	6.65	50.65	
-27.000	43.99	4.87	48.86	
-27.500	43.99	3.08	47.07	

標高(m)	1(N/mm <sup>2</sup> )	2(N/mm <sup>2</sup> )	max(N/mm <sup>2</sup> )	
-28.000	43.99	2.14	46.13	
-28.500	43.99	1.19	45.18	
-29.000	43.99	1.48	45.47	
-29.500	43.99	1.77	45.76	
-30.000	43.99	1.59	45.58	
-30.500	43.99	1.41	45.40	
-31.000	43.99	0.52	44.52	
-31.158	43.99	0.24	44.23	
-31.500	43.99	0.00	43.99	

- \* : 現場溶接不可位置  
: SKY400の最大応力度発生位置  
: SKY490の最大応力度発生位置

## 2)地震時

標高(m)	1(N/mm <sup>2</sup> )	2(N/mm <sup>2</sup> )	max(N/mm <sup>2</sup> )	
-6.000	102.90	22.78	125.68	
-6.150	102.96	22.33	125.29	
-6.300	103.03	21.72	124.75	
-6.500	103.09	20.91	124.00	
-7.000	103.16	19.02	122.18	
-7.500	103.04	17.14	120.18	
-8.000	102.93	16.58	119.51	
-8.500	102.60	16.02	118.62	
-9.000	102.26	17.14	119.40	
-9.500	101.74	18.25	119.99	
-10.000	101.21	21.35	122.56	
-10.500	100.51	24.46	124.96	
-11.000	99.81	29.21	129.02	
-11.500	98.96	34.17	133.13	
-12.000	98.11	38.00	136.11	
-12.500	97.13	41.83	138.96	
-13.000	96.15	44.20	140.35	
-13.500	95.06	46.57	141.63	
-14.000	93.97	47.48	141.44	
-14.500	92.78	48.38	141.16	
-15.000	91.60	47.75	139.34	
-15.500	90.33	47.11	137.44	
-16.000	89.06	44.81	133.87	
-16.500	87.73	42.50	130.23	
-17.000	86.40	38.32	124.72	
-17.500	85.01	34.15	119.16	
-18.000	83.63	27.84	111.47	
-18.500	82.20	21.54	103.74	
-19.000	80.77	12.81	93.57	
-19.500	79.32	4.07	83.39	
-20.000	77.82	7.58	85.40	
-20.500	76.25	11.08	87.33	
-21.000	74.68	14.64	89.32	
-21.500	73.03	18.20	91.23	
-22.000	71.38	19.09	90.47	
-22.500	69.69	19.98	89.68	
-23.000	68.00	19.66	87.66	
-23.500	66.31	18.74	85.05	
-24.000	64.61	17.09	81.69	
-24.500	62.92	15.43	78.35	
-25.000	61.23	13.25	74.48	
-25.500	59.57	11.07	70.64	
-26.000	57.91	8.86	66.77	
-26.500	56.28	6.65	62.94	
-27.000	54.66	4.87	59.53	
-27.500	53.10	3.08	56.18	
-28.000	51.53	2.14	53.67	
-28.500	50.03	1.19	51.21	
-29.000	48.52	1.48	50.00	



標高(m)	1(N/mm <sup>2</sup> )	2(N/mm <sup>2</sup> )	max(N/mm <sup>2</sup> )	
-29.500	47.07	1.77	48.84	
-30.000	45.74	1.59	47.33	
-30.500	44.73	1.41	46.14	
-31.000	43.71	0.52	44.24	
-31.158	43.50	0.24	43.74	
-31.500	43.03	0.00	43.03	

- \* : 現場溶接不可位置  
: SKY400の最大応力度発生位置  
: SKY490の最大応力度発生位置

## (2)橋軸直角方向

## 1)地震時

標高(m)	1(N/mm <sup>2</sup> )	2(N/mm <sup>2</sup> )	max(N/mm <sup>2</sup> )	
-6.000	108.61	22.78	131.39	
-6.150	108.66	22.33	130.99	
-6.300	108.70	21.72	130.43	
-6.500	108.74	20.91	129.65	
-7.000	108.74	19.02	127.76	
-7.500	108.55	17.14	125.69	
-8.000	108.36	16.58	124.94	
-8.500	107.95	16.02	123.97	
-9.000	107.53	17.14	124.67	
-9.500	106.92	18.25	125.17	
-10.000	106.30	21.35	127.66	
-10.500	105.51	24.46	129.97	
-11.000	104.72	29.21	133.93	
-11.500	103.77	34.17	137.94	
-12.000	102.82	38.00	140.82	
-12.500	101.74	41.83	143.57	
-13.000	100.66	44.20	144.86	
-13.500	99.46	46.57	146.03	
-14.000	98.26	47.48	145.74	
-14.500	96.97	48.38	145.35	
-15.000	95.67	47.75	143.42	
-15.500	94.29	47.11	141.40	
-16.000	92.91	44.81	137.72	
-16.500	91.47	42.50	133.97	
-17.000	90.02	38.32	128.34	
-17.500	88.52	34.15	122.67	
-18.000	87.02	27.84	114.86	
-18.500	85.47	21.54	107.01	
-19.000	83.93	12.81	96.73	
-19.500	82.36	4.07	86.43	
-20.000	80.75	7.58	88.32	
-20.500	79.05	11.08	90.14	
-21.000	77.36	14.64	92.00	
-21.500	75.59	18.20	93.79	
-22.000	73.82	19.09	92.92	
-22.500	72.01	19.98	92.00	
-23.000	70.20	19.66	89.86	
-23.500	68.38	18.74	87.13	
-24.000	66.57	17.09	83.65	
-24.500	64.76	15.43	80.19	
-25.000	62.95	13.25	76.20	
-25.500	61.17	11.07	72.24	
-26.000	59.40	8.86	68.26	
-26.500	57.66	6.65	64.32	
-27.000	55.93	4.87	60.80	
-27.500	54.25	3.08	57.33	
-28.000	52.57	2.14	54.71	
-28.500	50.96	1.19	52.15	

標高(m)	1(N/mm <sup>2</sup> )	2(N/mm <sup>2</sup> )	max(N/mm <sup>2</sup> )	
-29.000	49.35	1.48	50.83	
-29.500	47.80	1.77	49.57	
-30.000	46.37	1.59	47.96	
-30.500	45.28	1.41	46.69	
-31.000	44.18	0.52	44.70	
-31.158	43.95	0.24	44.19	
-31.500	43.44	0.00	43.44	

- \* : 現場溶接不可位置  
: SKY400の最大応力度発生位置  
: SKY490の最大応力度発生位置

## 4章 仮想井筒梁計算

### 4.1 設計条件

#### 1. 鋼管矢板構成

形状

形状	: 円形
井筒外幅	: 12.145(m) × 12.145(m)
外周鋼管本体径	: 1.000 (m)
隔壁数	: Y軸平行 = 0, X軸平行 = 0

外周矢板

杭長 =	37.000(m)
本数 =	28(本)

鋼管厚(mm)	長さ(m)	材質
12.0	37.000	SKY400

#### 2. 継手管外径，継手のせん断抵抗

継手管外径

外周：直線部	=	0.1652 (m)
外周：曲線部	=	0.1652 (m)
隔壁：Y方向	=	0.1652 (m)
隔壁：X方向	=	0.1652 (m)

継手のせん断抵抗

せん断剛性 $G_j$	=	600000 (kN/m <sup>2</sup> )
せん断耐力 $q_{ju}$ (常時)	=	100 (kN/m)
せん断耐力 $q_{ju}$ (地震時)	=	133 (kN/m)

#### 4. 作用力

仮想井筒梁計算では、頂版下面中心に作用する外力を考慮する。

##### (1) 脚柱下端作用力

###### 1) 橋軸方向

No	荷重名称	上載土高(m)	水位高(m)	V(kN)	H(kN)	M(kN.m)
1	常時	2.000	4.500	31634.4	0.0	0.0
2	地震時	2.000	4.500	26295.5	7626.9	100892.5

###### 2) 橋軸直角方向

No	荷重名称	上載土高(m)	水位高(m)	V(kN)	H(kN)	M(kN.m)
1	地震時	2.000	4.500	26295.5	7626.9	112247.0

##### (2) 設計外力 (頂版天端)

###### 1) 橋軸方向

No	荷重名称	$V_0$ (kN)	$H_0$ (kN)	$M_0$ (kN.m)	割増係数	地盤パネ	支持力
1	常時	42013.1	0.0	0.0	1.00	常時	常時
2	地震時	36674.2	7626.9	100892.5	1.50	地震時	地震時

## 2) 橋軸直角方向

No	荷重名称	Vo(kN)	Ho(kN)	Mo(kN.m)	割増係数	地盤バネ	支持力
1	地震時	36674.2	7626.9	112247.0	1.50	地震時	地震時

## (3) 設計外力 (頂版下面)

## 1) 橋軸方向

No	荷重名称	Vo(kN)	Ho(kN)	Mo(kN.m)	割増係数	地盤バネ	支持力
1	常時	42013.1	0.0	0.0	1.00	常時	常時
2	地震時	36674.2	7626.9	139027.0	1.50	地震時	地震時

## 2) 橋軸直角方向

No	荷重名称	Vo(kN)	Ho(kN)	Mo(kN.m)	割増係数	地盤バネ	支持力
1	地震時	36674.2	7626.9	150381.5	1.50	地震時	地震時

## 4.2 計算結果一覧表

## 1) 橋軸方向

項目		単位	常時	地震時		
作用力	Vo	kN	42013.1	36674.2		
	Ho	kN	0.0	7626.9		
	Mo	kN.m	0.0	139027.0		
基礎天端	変位	1	cm	0.000	1.443	
	たわみ角	1	mrad	0.000	-1.215	
設計地盤面	変位	2	cm	0.000	1.443	
	たわみ角	2	mrad	0.000	-1.215	
井筒部最大曲げモーメント		Mmax	kN.m	0.0	-121553.0	
Mmax発生位置		Lm	m	-1.000	-6.964	
応力度	外周矢板(SKY400)	max	N/mm <sup>2</sup>	43.99	91.49	
		Lm	m	-6.000	-7.929	
	外周矢板(SKY490)	max	N/mm <sup>2</sup>	————	————	
		Lm	m	————	————	
	隔壁矢板(SKY400)	max	N/mm <sup>2</sup>	————	————	
		Lm	m	————	————	
	隔壁矢板(SKY490)	max	N/mm <sup>2</sup>	————	————	
		Lm	m	————	————	
	中打ち杭(SKK400)	max	N/mm <sup>2</sup>	————	————	
	中打ち杭(SKK490)	max	N/mm <sup>2</sup>	————	————	
	井筒部底面曲げモーメント		MB	kN.m	0.0	-55348.0
	鉛直反力	最大	Rmax	kN/本	1501	2019
最小		Rmin	kN/本	1501	600	
許容値	変位量	a	cm	5.000	5.000	
	押込み支持力	Ra	kN/本	2027	3041	
	引抜き力	Pa	kN/本	-600	-986	
	応力度(SKY400)	a	N/mm <sup>2</sup>	140.00	210.00	
	応力度(SKY490)	a	N/mm <sup>2</sup>	————	————	

注) Lmは標高を示す

## 2)橋軸直角方向

項目		単位	地震時	
作用力	Vo	kN	36674.2	
	Ho	kN	7626.9	
	Mo	kN.m	150381.5	
基礎天端	変位	1	cm	1.563
	たわみ角	1	mrad	-1.356
設計地盤面	変位	2	cm	1.563
	たわみ角	2	mrad	-1.356
井筒部最大曲げモーメント		Mmax	kN.m	-132037.0
Mmax発生位置		Lm	m	-6.964
応力度	外周矢板(SKY400)	max	N/mm <sup>2</sup>	96.92
		Lm	m	-10.821
	外周矢板(SKY490)	max	N/mm <sup>2</sup>	————
		Lm	m	————
	隔壁矢板(SKY400)	max	N/mm <sup>2</sup>	————
		Lm	m	————
	隔壁矢板(SKY490)	max	N/mm <sup>2</sup>	————
		Lm	m	————
	中打ち杭(SKK400)	max	N/mm <sup>2</sup>	————
	中打ち杭(SKK490)	max	N/mm <sup>2</sup>	————
井筒部底面曲げモーメント		MB	kN.m	-63748.0
鉛直反力	最大	Rmax	kN/本	2127
	最小	Rmin	kN/本	493
許容値	変位量	a	cm	5.000
	押込み支持力	Ra	kN/本	3041
	引抜き力	Pa	kN/本	-986
	応力度(SKY400)	a	N/mm <sup>2</sup>	210.00
	応力度(SKY490)	a	N/mm <sup>2</sup>	————

注) Lmは標高を示す

### 4.3 詳細出力

#### (1)橋軸方向

##### 1)常時

作用力	鉛直力	Vo	kN	42013.1
	水平力	Ho	kN	0.0
	モーメント	Mo	kN.m	0.0
計算kh	基準変位	o	cm	5.000
	仮定変位	1	cm	1.000
	計算変位		cm	0.000

< 1.000 cm の時、 1 = 1.000 cm とする

層No	基準KH1 (kN/m <sup>3</sup> )	計算KH1 (kN/m <sup>3</sup> )
1	2579	5767
2	12638	28259
3	9027	20185
4	45136	100927

標高 (m)	(cm)	(mrad)	S(kN)	M(kN.m)	外壁 (N/mm <sup>2</sup> )	隔壁 (N/mm <sup>2</sup> )	Mmax
-1.000	0.000	0.000	0.0	0.0	0.00	0.00	*
-6.000	0.000	0.000	0.0	0.0	43.99	0.00	
-6.964	0.000	0.000	0.0	0.0	43.99	0.00	
-7.929	0.000	0.000	0.0	0.0	43.99	0.00	
-8.893	0.000	0.000	0.0	0.0	43.99	0.00	
-9.857	0.000	0.000	0.0	0.0	43.99	0.00	
-10.821	0.000	0.000	0.0	0.0	43.99	0.00	
-11.786	0.000	0.000	0.0	0.0	43.99	0.00	
-12.750	0.000	0.000	0.0	0.0	43.99	0.00	
-13.714	0.000	0.000	0.0	0.0	43.99	0.00	
-14.679	0.000	0.000	0.0	0.0	43.99	0.00	
-15.643	0.000	0.000	0.0	0.0	43.99	0.00	
-16.607	0.000	0.000	0.0	0.0	43.99	0.00	
-17.571	0.000	0.000	0.0	0.0	43.99	0.00	
-18.536	0.000	0.000	0.0	0.0	43.99	0.00	
-19.500	0.000	0.000	0.0	0.0	43.99	0.00	
-20.427	0.000	0.000	0.0	0.0	43.99	0.00	
-21.355	0.000	0.000	0.0	0.0	43.99	0.00	
-22.177	0.000	0.000	0.0	0.0	43.99	0.00	
-23.000	0.000	0.000	0.0	0.0	43.99	0.00	
-23.929	0.000	0.000	0.0	0.0	43.99	0.00	
-24.857	0.000	0.000	0.0	0.0	43.99	0.00	
-25.786	0.000	0.000	0.0	0.0	43.99	0.00	
-26.714	0.000	0.000	0.0	0.0	43.99	0.00	
-27.643	0.000	0.000	0.0	0.0	43.99	0.00	
-28.571	0.000	0.000	0.0	0.0	43.99	0.00	
-29.500	0.000	0.000	0.0	0.0	43.99	0.00	
-30.500	0.000	0.000	0.0	0.0	43.99	0.00	



標高 (m)	(cm)	(mrad)	S(kN)	M(kN.m)	外壁 (N/mm <sup>2</sup> )	隔壁 (N/mm <sup>2</sup> )	Mmax
-31.500	0.000	0.000	0.0	0.0	43.99	0.00	

## 設計地盤面変位

標高 (m)	(cm)	(mrad)	a(cm)
-1.000	0.000	0.000	5.000

## 最大応力度

	(N/mm <sup>2</sup> )	標高(m)
外周矢板 (SKY400)	43.99	-6.000
外周矢板 (SKY490)	—	—
隔壁矢板 (SKY400)	—	—
隔壁矢板 (SKY490)	—	—

## 鉛直反力

$$R = \frac{V_o \cdot A_{o1}}{\sum (n_i \cdot A_{oi})} \pm \frac{(MB \cdot A_{o1}) \cdot x_i}{\sum (IB_i \cdot A_{oi})}$$

$$MB = 0.0 \text{ (kN.m)}$$

$$(n_i \cdot A_{oi}) = 0.955 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$(IB_i \cdot A_{oi}) = 14.827 \text{ (m}^4\text{)}$$

$$\text{外周 } n_1 = 28 \text{ (本)} \quad IB_1 = 434.71 \text{ (m}^2\text{)} \quad A_{o1} = 0.0341 \text{ (m}^2\text{/本)}$$

$$\text{隔壁 } n_1 = 0 \text{ (本)} \quad IB_1 = 0.00 \text{ (m}^2\text{)} \quad A_{o1} = 0.0000 \text{ (m}^2\text{/本)}$$

$$\text{中打 } n_1 = 0 \text{ (本)} \quad IB_1 = 0.00 \text{ (m}^2\text{)} \quad A_{o1} = 0.0000 \text{ (m}^2\text{/本)}$$

$$x = 5.572$$

$$\text{最大 } R_{\max} = 1501 \text{ (kN/本)}$$

$$\text{最小 } R_{\min} = 1501 \text{ (kN/本)}$$

2)地震時

作用力	鉛直力	Vo	kN	36674.2
	水平力	Ho	kN	7626.9
	モーメント	Mo	kN.m	139027.0
計算kh	基準変位	o	cm	5.000
	仮定変位	1	cm	1.454
	計算変位		cm	1.443

収束率 ( 1 - ) / 1 = 0.74 (%) < 1.00 (%)

層No	基準KH1(kN/m <sup>3</sup> )	計算KH1(kN/m <sup>3</sup> )
1	5158	9566
2	25276	46876
3	18054	33482
4	90271	167412

標高 (m)	(cm)	(mrad)	S(kN)	M(kN.m)	外壁 (N/mm <sup>2</sup> )	隔壁 (N/mm <sup>2</sup> )	Mmax
-1.000	1.443	-1.215	0.0	0.0	0.00	0.00	
-6.000	0.836	-1.215	-1008.4	-121010.7	87.87	0.00	
-6.964	0.721	-1.157	-136.8	-121552.6	90.67	0.00	*
-7.929	0.613	-1.081	610.2	-121314.6	91.49	0.00	
-8.893	0.513	-1.000	1240.6	-120413.2	91.42	0.00	
-9.857	0.421	-0.917	1762.9	-118956.8	91.12	0.00	
-10.821	0.337	-0.829	2186.2	-117045.2	91.10	0.00	
-11.786	0.261	-0.732	2520.2	-114769.2	91.17	0.00	
-12.750	0.196	-0.626	2775.3	-112210.1	90.70	0.00	
-13.714	0.141	-0.519	2962.8	-109438.6	89.59	0.00	
-14.679	0.096	-0.415	3094.2	-106514.2	87.95	0.00	
-15.643	0.060	-0.319	3180.6	-103485.7	85.95	0.00	
-16.607	0.034	-0.233	3232.4	-100391.3	83.72	0.00	
-17.571	0.015	-0.158	3258.9	-97259.9	81.34	0.00	
-18.536	0.002	-0.097	3268.0	-94111.9	78.89	0.00	
-19.500	-0.005	-0.050	3266.4	-90960.8	76.42	0.00	
-20.427	-0.008	-0.017	3232.5	-87945.6	74.12	0.00	
-21.355	-0.008	0.005	3189.4	-84967.2	71.96	0.00	
-22.177	-0.007	0.016	3152.4	-82359.5	70.20	0.00	
-23.000	-0.006	0.020	3121.0	-79780.0	68.55	0.00	
-23.929	-0.004	0.018	3102.1	-76891.3	67.92	0.00	
-24.857	-0.003	0.010	3089.3	-74017.1	67.58	0.00	
-25.786	-0.003	-0.005	3079.6	-71153.1	67.21	0.00	
-26.714	-0.004	-0.025	3067.9	-68298.5	66.83	0.00	
-27.643	-0.008	-0.052	3047.0	-65458.4	66.47	0.00	
-28.571	-0.014	-0.085	3007.5	-62645.5	66.08	0.00	
-29.500	-0.023	-0.122	2938.0	-59882.3	65.56	0.00	
-30.500	-0.038	-0.164	2321.8	-57228.2	63.85	0.00	
-31.500	-0.055	-0.185	1379.3	-55348.1	59.20	0.00	

設計地盤面変位

標高 (m)	(cm)	(mrad)	a(cm)
-1.000	1.443	-1.215	5.000

最大応力度

	(N/mm <sup>2</sup> )	標高(m)
外周矢板 (SKY400)	91.49	-7.929
外周矢板 (SKY490)	—	—
隔壁矢板 (SKY400)	—	—
隔壁矢板 (SKY490)	—	—

鉛直反力

$$R = \frac{V_o \cdot A_{o1}}{\sum (n_i \cdot A_{oi})} \pm \frac{(MB \cdot A_{o1}) \cdot x_i}{\sum (IB_i \cdot A_{oi})}$$

MB = -55348.1 (kN.m)

(n<sub>i</sub> · A<sub>oi</sub>) = 0.955 (m<sup>2</sup>)

(IB<sub>i</sub> · A<sub>oi</sub>) = 14.827 (m<sup>4</sup>)

外周 n<sub>1</sub> = 28 (本) IB<sub>1</sub> = 434.71 (m<sup>2</sup>) Ao<sub>1</sub> = 0.0341 (m<sup>2</sup>/本)

隔壁 n<sub>1</sub> = 0 (本) IB<sub>1</sub> = 0.00 (m<sup>2</sup>) Ao<sub>1</sub> = 0.0000 (m<sup>2</sup>/本)

中打 n<sub>1</sub> = 0 (本) IB<sub>1</sub> = 0.00 (m<sup>2</sup>) Ao<sub>1</sub> = 0.0000 (m<sup>2</sup>/本)

x = 5.572

最大 R<sub>max</sub> = 2019 (kN/本)

最小 R<sub>min</sub> = 600 (kN/本)

(2)橋軸直角方向

1)地震時

作用力	鉛直力	Vo	kN	36674.2
	水平力	Ho	kN	7626.9
	モーメント	Mo	kN.m	150381.5
計算kh	基準変位	o	cm	5.000
	仮定変位	1	cm	1.573
	計算変位		cm	1.563

収束率 ( 1 - ) / 1 = 0.64 (%) < 1.00 (%)

層No	基準KH1 (kN/m³)	計算KH1 (kN/m³)
1	5158	9195
2	25276	45057
3	18054	32183
4	90271	160918

標高 (m)	(cm)	(mrad)	S(kN)	M(kN.m)	外壁 (N/mm²)	隔壁 (N/mm²)	Mmax
-1.000	1.563	-1.356	0.0	0.0	0.00	0.00	
-6.000	0.885	-1.356	-790.3	-131712.6	93.55	0.00	
-6.964	0.758	-1.284	93.9	-132037.4	95.68	0.00	*
-7.929	0.638	-1.198	845.1	-131574.3	96.24	0.00	
-8.893	0.527	-1.107	1471.9	-130447.5	96.23	0.00	
-9.857	0.425	-1.010	1983.8	-128772.5	96.45	0.00	
-10.821	0.333	-0.901	2391.1	-126655.2	96.92	0.00	
-11.786	0.252	-0.781	2704.9	-124191.2	96.86	0.00	
-12.750	0.183	-0.654	2937.8	-121464.6	96.01	0.00	
-13.714	0.126	-0.530	3102.7	-118547.3	94.46	0.00	
-14.679	0.080	-0.412	3212.6	-115498.5	92.44	0.00	
-15.643	0.046	-0.306	3279.4	-112365.5	90.07	0.00	
-16.607	0.021	-0.213	3314.3	-109184.2	87.50	0.00	
-17.571	0.004	-0.135	3326.8	-105980.8	84.83	0.00	
-18.536	-0.006	-0.073	3325.0	-102772.8	82.14	0.00	
-19.500	-0.011	-0.027	3315.4	-99570.7	79.47	0.00	
-20.427	-0.012	0.004	3255.7	-96522.9	77.03	0.00	
-21.355	-0.011	0.022	3196.8	-93531.0	74.84	0.00	
-22.177	-0.009	0.030	3152.4	-90920.6	73.07	0.00	
-23.000	-0.006	0.031	3118.7	-88342.4	71.79	0.00	
-23.929	-0.004	0.026	3101.1	-85455.5	71.49	0.00	
-24.857	-0.002	0.015	3092.0	-82580.6	71.15	0.00	
-25.786	-0.001	-0.003	3087.5	-79711.8	70.78	0.00	
-26.714	-0.002	-0.027	3081.8	-76847.0	70.40	0.00	
-27.643	-0.006	-0.056	3066.8	-73991.3	69.99	0.00	
-28.571	-0.013	-0.091	3032.5	-71157.5	69.55	0.00	
-29.500	-0.023	-0.131	2967.3	-68369.0	69.02	0.00	
-30.500	-0.039	-0.175	2366.7	-65677.1	67.21	0.00	
-31.500	-0.057	-0.197	1431.3	-63747.8	62.36	0.00	

設計地盤面変位

標高 (m)	(cm)	(mrad)	a(cm)
-1.000	1.563	-1.356	5.000

最大応力度

	(N/mm <sup>2</sup> )	標高(m)
外周矢板 (SKY400)	96.92	-10.821
外周矢板 (SKY490)	————	————
隔壁矢板 (SKY400)	————	————
隔壁矢板 (SKY490)	————	————

鉛直反力

$$R = \frac{V_o \cdot A_{o1}}{\sum (n_i \cdot A_{oi})} \pm \frac{(MB \cdot A_{o1}) \cdot x_i}{\sum (IB_i \cdot A_{oi})}$$

MB = -63747.8 (kN.m)

(n<sub>i</sub> · A<sub>oi</sub>) = 0.955 (m<sup>2</sup>)

(IB<sub>i</sub> · A<sub>oi</sub>) = 14.827 (m<sup>4</sup>)

外周 n<sub>1</sub> = 28 (本) IB<sub>1</sub> = 434.71 (m<sup>2</sup>) Ao<sub>1</sub> = 0.0341 (m<sup>2</sup>/本)

隔壁 n<sub>1</sub> = 0 (本) IB<sub>1</sub> = 0.00 (m<sup>2</sup>) Ao<sub>1</sub> = 0.0000 (m<sup>2</sup>/本)

中打 n<sub>1</sub> = 0 (本) IB<sub>1</sub> = 0.00 (m<sup>2</sup>) Ao<sub>1</sub> = 0.0000 (m<sup>2</sup>/本)

x = 5.572

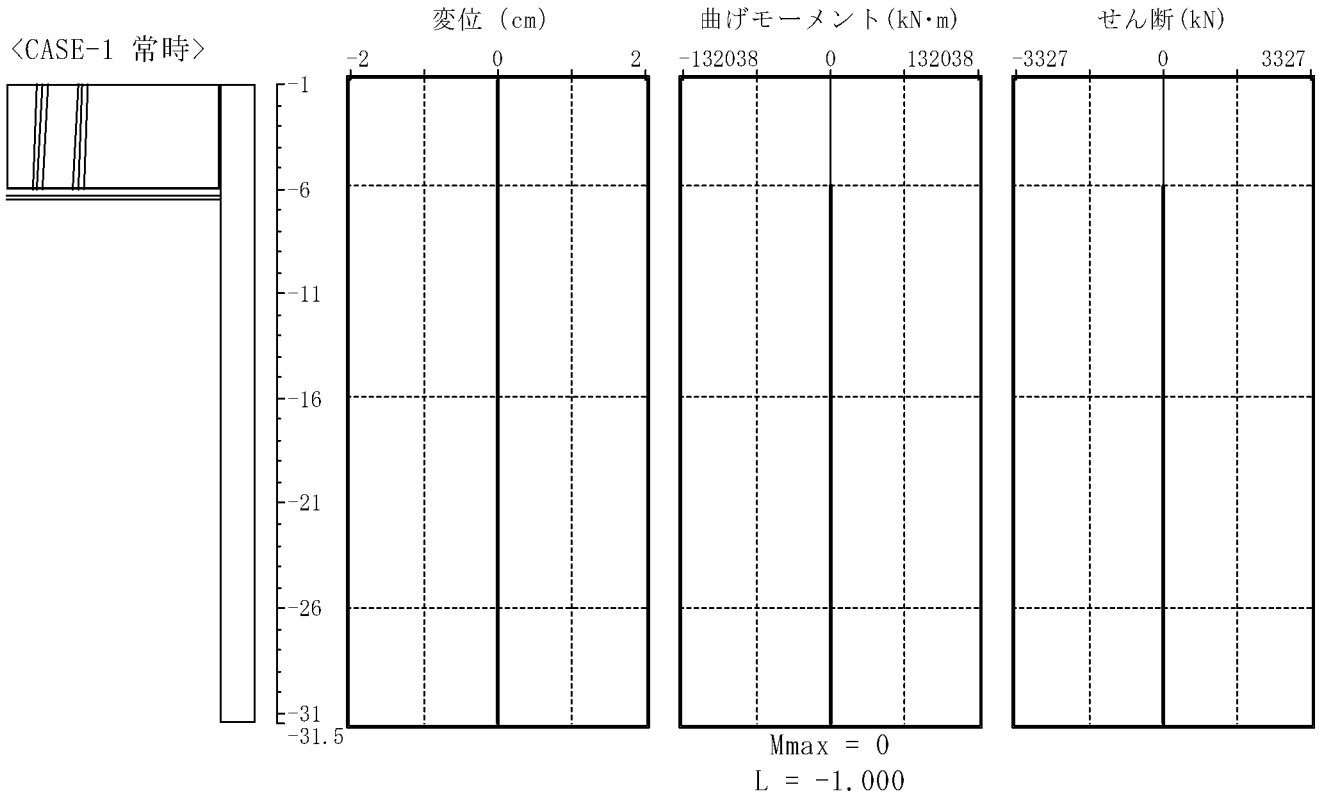
最大 R<sub>max</sub> = 2127 (kN/本)

最小 R<sub>min</sub> = 493 (kN/本)

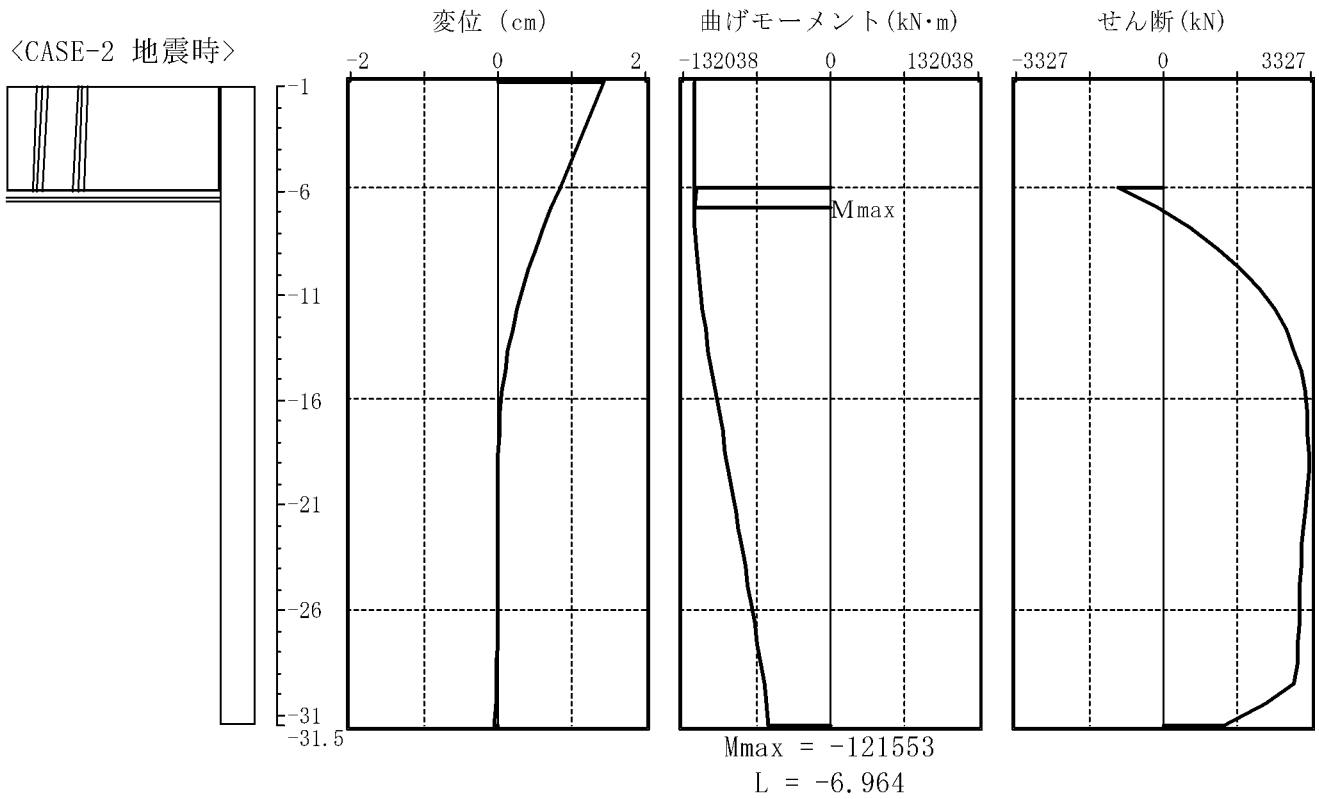
### 4.4 変位・断面力図

橋軸方向

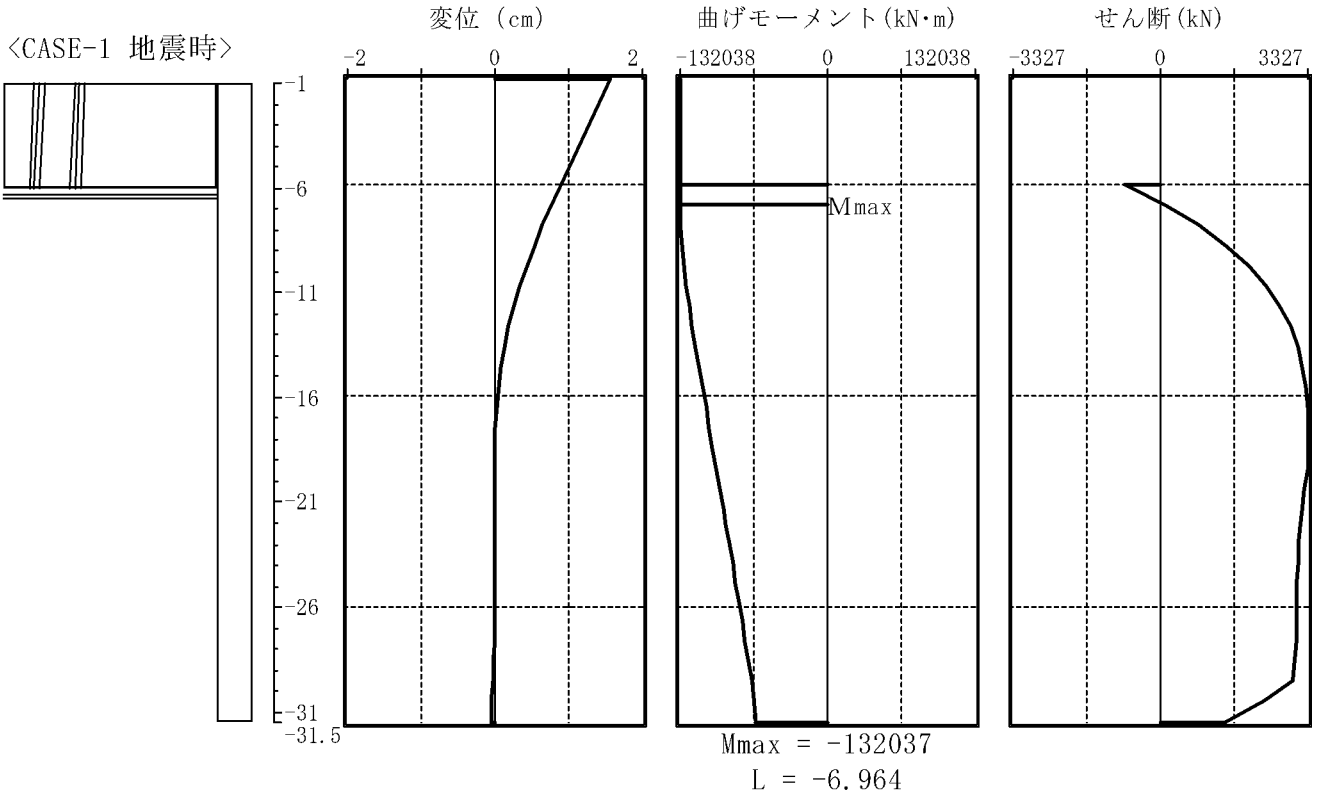
<CASE-1 常時>



<CASE-2 地震時>



橋軸直角方向



### 4.5 合成応力度一覧表

#### (1)橋軸方向

1)材質：SKY400

Case	荷重名称	発生位置(m)	1(N/mm <sup>2</sup> )	2(N/mm <sup>2</sup> )	max(N/mm <sup>2</sup> )	a(N/mm <sup>2</sup> )
1	常時	-14.500	43.99	48.38	92.37	140.00
2	地震時	-14.500	88.25	48.38	136.63	210.00

#### (2)橋軸直角方向

1)材質：SKY400

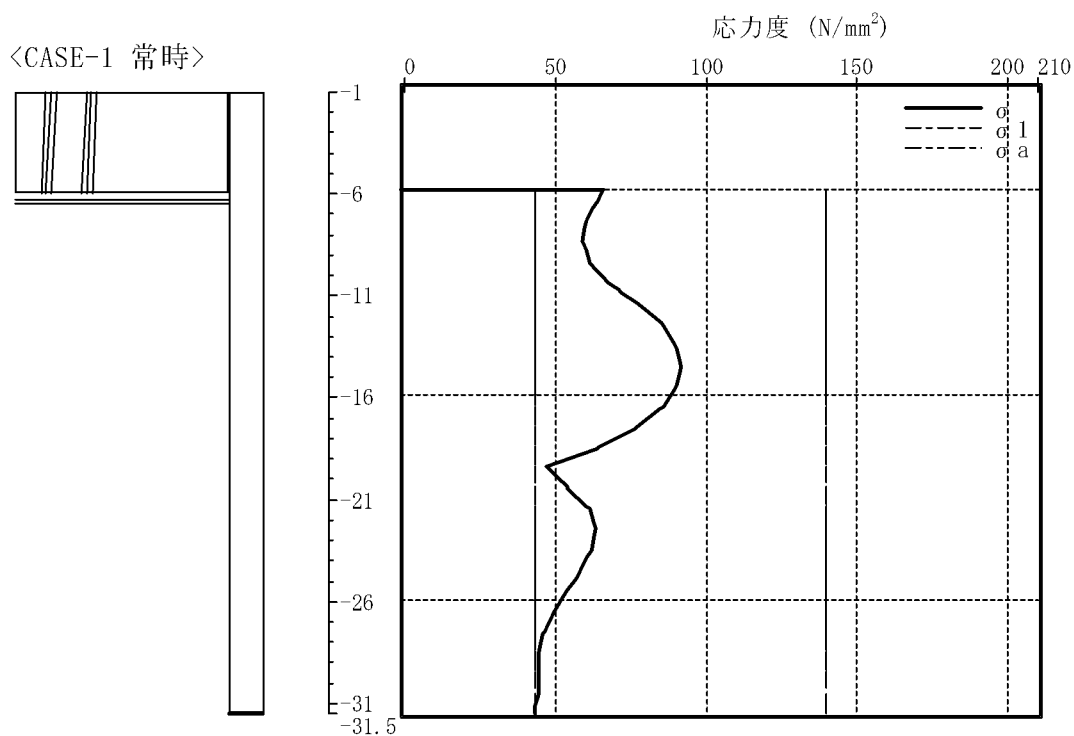
Case	荷重名称	発生位置(m)	1(N/mm <sup>2</sup> )	2(N/mm <sup>2</sup> )	max(N/mm <sup>2</sup> )	a(N/mm <sup>2</sup> )
1	地震時	-13.714	94.46	46.96	141.42	210.00

発生位置は 標高を示す

- 1 : 完成後の設計外力による応力度
- 2 : 残留応力度(第3ステップ)
- max : 合成応力度
- a : 鋼管矢板の許容応力度

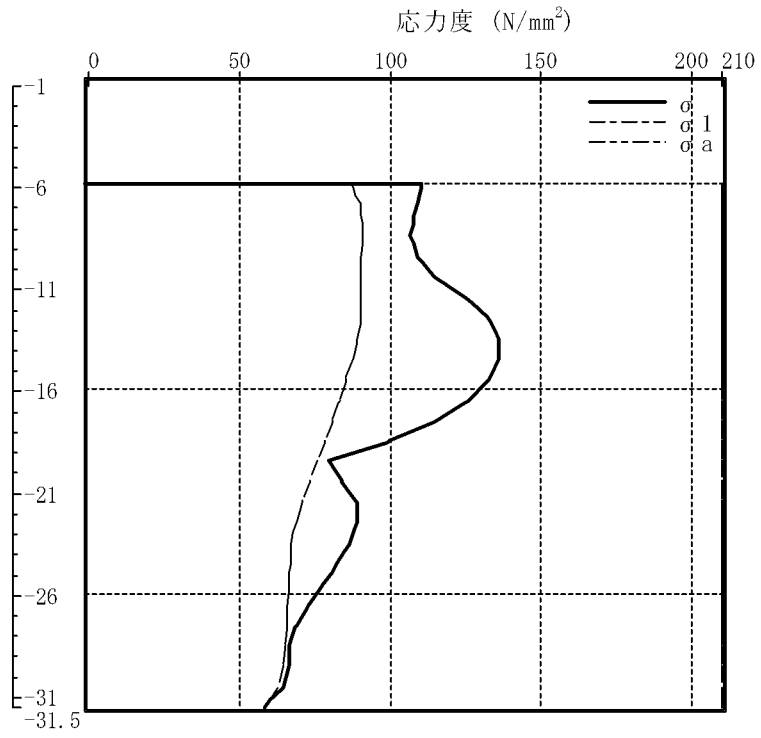
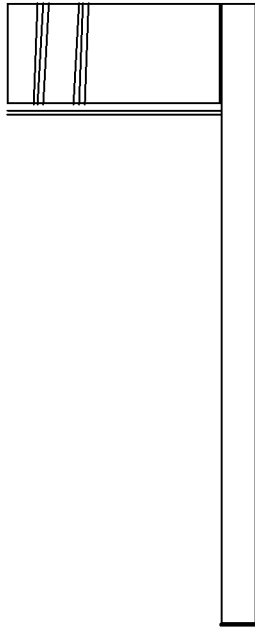
### 4.6 合成応力度分布図

#### (1)橋軸方向



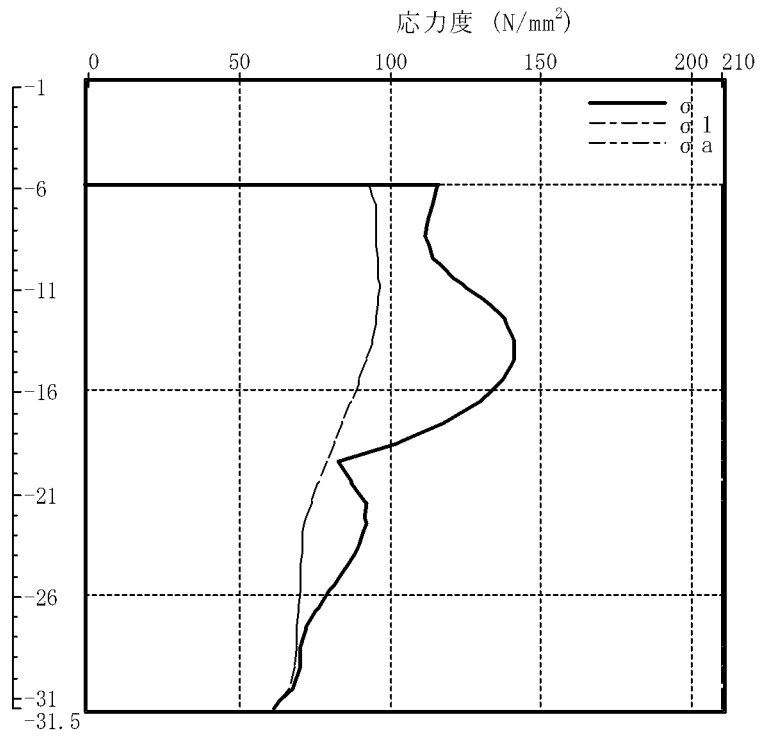
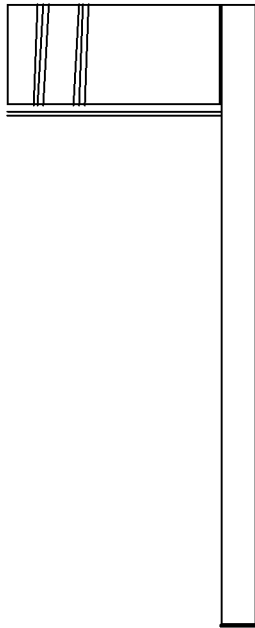


<CASE-2 地震時>



(2)橋軸直角方向

<CASE-1 地震時>



## 4.7 合成応力度詳細出力

## (1)橋軸方向

## 1)常時

標高(m)	1(N/mm <sup>2</sup> )	2(N/mm <sup>2</sup> )	max(N/mm <sup>2</sup> )	
-6.000	43.99	22.78	66.78	
-6.150	43.99	22.33	66.32	
-6.500	43.99	20.91	64.90	
-6.964	43.99	19.16	63.15	
-7.500	43.99	17.14	61.13	
-7.929	43.99	16.66	60.65	
-8.500	43.99	16.02	60.01	
-8.893	43.99	16.90	60.89	
-9.500	43.99	18.25	62.25	
-9.857	43.99	20.47	64.46	
-10.500	43.99	24.46	68.45	
-10.821	43.99	27.51	71.51	
-11.000	43.99	29.21	73.21	
-11.500	43.99	34.17	78.16	
-11.786	43.99	36.36	80.35	
-12.500	43.99	41.83	85.82	
-12.750	43.99	43.01	87.01	
-13.500	43.99	46.57	90.56	
-13.714	43.99	46.96	90.95	
-14.500	43.99	48.38	92.37	
-14.679	43.99	48.15	92.15	
-15.500	43.99	47.11	91.10	
-15.643	43.99	46.45	90.45	
-16.500	43.99	42.50	86.49	
-16.607	43.99	41.61	85.60	
-17.500	43.99	34.15	78.14	
-17.571	43.99	33.25	77.24	
-18.500	43.99	21.54	65.53	
-18.536	43.99	20.91	64.91	
-19.500	43.99	4.07	48.07	
-20.427	43.99	10.57	54.57	
-20.500	43.99	11.08	55.07	
-21.355	43.99	17.17	61.16	
-21.500	43.99	18.20	62.19	
-22.177	43.99	19.41	63.40	
-22.500	43.99	19.98	63.98	
-23.000	43.99	19.66	63.65	
-23.500	43.99	18.74	62.74	
-23.929	43.99	17.33	61.32	
-24.500	43.99	15.43	59.43	
-24.857	43.99	13.87	57.87	
-25.500	43.99	11.07	55.06	
-25.786	43.99	9.81	53.80	
-26.500	43.99	6.65	50.65	
-26.714	43.99	5.89	49.88	
-27.500	43.99	3.08	47.08	

標高(m)	1(N/mm <sup>2</sup> )	2(N/mm <sup>2</sup> )	max(N/mm <sup>2</sup> )	
-27.643	43.99	2.81	46.81	
-28.500	43.99	1.19	45.18	
-28.571	43.99	1.23	45.22	
-29.500	43.99	1.77	45.76	
-30.500	43.99	1.41	45.40	
-31.158	43.99	0.24	44.24	
-31.500	43.99	0.00	43.99	

- \* : 現場溶接不可位置  
: SKY400の最大応力度発生位置  
: SKY490の最大応力度発生位置

## 2)地震時

標高(m)	1(N/mm <sup>2</sup> )	2(N/mm <sup>2</sup> )	max(N/mm <sup>2</sup> )	
-6.000	87.87	22.78	110.65	
-6.150	88.30	22.33	110.63	
-6.500	89.32	20.91	110.23	
-6.964	90.67	19.16	109.83	
-7.500	91.13	17.14	108.27	
-7.929	91.49	16.66	108.15	
-8.500	91.45	16.02	107.47	
-8.893	91.42	16.90	108.31	
-9.500	91.23	18.25	109.48	
-9.857	91.12	20.47	111.58	
-10.500	91.10	24.46	115.56	
-10.821	91.10	27.51	118.61	
-11.000	91.11	29.21	120.33	
-11.500	91.15	34.17	125.32	
-11.786	91.17	36.36	127.53	
-12.500	90.82	41.83	132.65	
-12.750	90.70	43.01	133.72	
-13.500	89.84	46.57	136.41	
-13.714	89.59	46.96	136.55	
-14.500	88.25	48.38	136.63	
-14.679	87.95	48.15	136.10	
-15.500	86.24	47.11	133.36	
-15.643	85.95	46.45	132.40	
-16.500	83.97	42.50	126.47	
-16.607	83.72	41.61	125.33	
-17.500	81.52	34.15	115.67	
-17.571	81.34	33.25	114.59	
-18.500	78.98	21.54	100.52	
-18.536	78.89	20.91	99.81	
-19.500	76.42	4.07	80.50	
-20.427	74.12	10.57	84.69	
-20.500	73.95	11.08	85.03	
-21.355	71.96	17.17	89.13	
-21.500	71.65	18.20	89.85	
-22.177	70.20	19.41	89.60	
-22.500	69.55	19.98	89.53	
-23.000	68.55	19.66	88.20	
-23.500	68.21	18.74	86.95	
-23.929	67.92	17.33	85.24	
-24.500	67.71	15.43	83.14	
-24.857	67.58	13.87	81.46	
-25.500	67.32	11.07	78.39	
-25.786	67.21	9.81	77.02	
-26.500	66.92	6.65	73.58	
-26.714	66.83	5.89	72.72	
-27.500	66.53	3.08	69.61	
-27.643	66.47	2.81	69.28	
-28.500	66.11	1.19	67.29	
-28.571	66.08	1.23	67.31	

標高(m)	1(N/mm <sup>2</sup> )	2(N/mm <sup>2</sup> )	max(N/mm <sup>2</sup> )	
-29.500	65.56	1.77	67.33	
-30.500	63.85	1.41	65.26	
-31.158	60.79	0.24	61.03	
-31.500	59.20	0.00	59.20	

- \* : 現場溶接不可位置
- : SKY400の最大応力度発生位置
- : SKY490の最大応力度発生位置

## (2)橋軸直角方向

## 1)地震時

標高(m)	1(N/mm <sup>2</sup> )	2(N/mm <sup>2</sup> )	max(N/mm <sup>2</sup> )	
-6.000	93.55	22.78	116.33	
-6.150	93.88	22.33	116.21	
-6.500	94.66	20.91	115.56	
-6.964	95.68	19.16	114.84	
-7.500	95.99	17.14	113.13	
-7.929	96.24	16.66	112.90	
-8.500	96.23	16.02	112.25	
-8.893	96.23	16.90	113.12	
-9.500	96.37	18.25	114.62	
-9.857	96.45	20.47	116.92	
-10.500	96.76	24.46	121.22	
-10.821	96.92	27.51	124.43	
-11.000	96.91	29.21	126.12	
-11.500	96.88	34.17	131.05	
-11.786	96.86	36.36	133.22	
-12.500	96.23	41.83	138.06	
-12.750	96.01	43.01	139.02	
-13.500	94.80	46.57	141.37	
-13.714	94.46	46.96	141.42	
-14.500	92.81	48.38	141.19	
-14.679	92.44	48.15	140.59	
-15.500	90.42	47.11	137.54	
-15.643	90.07	46.45	136.53	
-16.500	87.79	42.50	130.29	
-16.607	87.50	41.61	129.11	
-17.500	85.03	34.15	119.17	
-17.571	84.83	33.25	118.07	
-18.500	82.24	21.54	103.77	
-18.536	82.14	20.91	103.05	
-19.500	79.47	4.07	83.54	
-20.427	77.03	10.57	87.61	
-20.500	76.86	11.08	87.94	
-21.355	74.84	17.17	92.01	
-21.500	74.53	18.20	92.73	
-22.177	73.07	19.41	92.48	
-22.500	72.57	19.98	92.55	
-23.000	71.79	19.66	91.45	
-23.500	71.63	18.74	90.38	
-23.929	71.49	17.33	88.82	
-24.500	71.28	15.43	86.71	
-24.857	71.15	13.87	85.02	
-25.500	70.89	11.07	81.96	
-25.786	70.78	9.81	80.59	
-26.500	70.48	6.65	77.14	
-26.714	70.40	5.89	76.29	
-27.500	70.05	3.08	73.13	
-27.643	69.99	2.81	72.80	
-28.500	69.58	1.19	70.77	

標高(m)	1(N/mm <sup>2</sup> )	2(N/mm <sup>2</sup> )	max(N/mm <sup>2</sup> )	
-28.571	69.55	1.23	70.78	
-29.500	69.02	1.77	70.78	
-30.500	67.21	1.41	68.62	
-31.158	64.02	0.24	64.26	
-31.500	62.36	0.00	62.36	

- \* : 現場溶接不可位置  
: SKY400の最大応力度発生位置  
: SKY490の最大応力度発生位置

## 5章 レベル2地震時の照査

### 5.1 設計条件

#### 1. 基本条件

##### 計算条件

	地震動タイプI	地震動タイプII
液状化無視		-
液状化考慮	-	-

計算方向                    Y方向（橋軸方向）  
                                 X方向（橋軸直角方向）

#### 2. 鋼管矢板構成

##### 形状

形状                        : 円形  
井筒外幅                 : 12.145(m) × 12.145(m)  
外周鋼管本体径         : 1.000 (m)  
隔壁数                    : Y軸平行 = 0, X軸平行 = 0

##### 外周矢板

杭長 = 37.000(m)  
本数 = 28(本)

鋼管厚(mm)	長さ(m)	材質
12.0	37.000	SKY400

#### 3. 継手管外径，継手のせん断抵抗

##### 継手管外径

外周：直線部             = 0.1652 (m)  
外周：曲線部             = 0.1652 (m)  
隔壁：Y方向             = 0.1652 (m)  
隔壁：X方向             = 0.1652 (m)

##### 継手のせん断抵抗

せん断剛性  $G_j$              = 1200000 (kN/m<sup>2</sup>)  
せん断耐力  $q_{ju}$             = 200 (kN/m)

#### 4. 降伏応力度，単位重量

鋼管矢板の降伏応力度    = 235.00 (N/mm<sup>2</sup>) (SKY400)  
"                                = 315.00 (N/mm<sup>2</sup>) (SKY490)

##### 単位重量

水                             = 9.81 (kN/m<sup>3</sup>)  
上載土（湿潤）            = 16.0 (kN/m<sup>3</sup>)  
上載土（飽和）            = 17.0 (kN/m<sup>3</sup>)  
頂版コンクリート         = 24.5 (kN/m<sup>3</sup>)  
中詰めコンクリート       = 23.0 (kN/m<sup>3</sup>)  
底盤コンクリート         = 23.0 (kN/m<sup>3</sup>)  
敷砂重量（湿潤）         = 19.0 (kN/m<sup>3</sup>)  
"（飽和）                 = 20.0 (kN/m<sup>3</sup>)



5. 作用力

死荷重時上部工反力	Rd =	19797.39 (kN)	
橋脚躯体重量	Wp =	6498.12 (kN)	
基礎天端からWp重心位置までの高さ	yp =	8.070 (m)	
基礎天端から水位までの深さ	=	0.000 (m)	
頂版重量，中詰めコンクリート重量および上載土重量	WF' =	10378.73 (kN)	
(WF'算出用) 上載土厚	hs =	3.000 (m)	
(WF'算出用) 水位高	=	4.500 (m)	
上載荷重	q =	20.970 (kN/m <sup>2</sup> )	
設計地盤面より上の基礎構造物重量	WF =	0.00 (kN)	
頂版天端からWFの重心位置までの深さ	yf =	0.000 (m)	
死荷重時に頂版下面中心に作用する水平力	Hd =	0.00 (kN)	橋軸方向
	Hd =	0.00 (kN)	橋軸直角方向
死荷重時に頂版下面中心に作用するモーメント	Md =	0.00 (kN.m)	橋軸方向
	Md =	0.00 (kN.m)	橋軸直角方向
死荷重時に頂版下面に作用する鉛直力	Vd =	36674.24 (kN)	

	単位	橋軸方向		橋軸直角方向	
		タイプI	タイプII	タイプI	タイプII
Cz・khco	—	1.5000	—	1.5000	—
khp	—	0.50	—	1.49	—
khg	—	0.00	—	0.00	—
橋脚の終局水平耐力	—	大きな余裕がない	—	大きな余裕がある	—
Wu	kN	18925.55	—	18925.55	—
yu	m	15.000		17.000	

ここに、Cz・khco：設計水平震度

khp：基礎の設計に用いる設計水平震度

khg：地盤面における設計水平震度

Wu：当該橋脚が支持する上部構造部分の重量 (kN)

yu：頂版天端から上部構造慣性力作用位置までの高さ (m)

## 5.2 地層データ

常時及びレベル1地震時の設計で用いた地盤反力係数は、従来どおりひずみ依存性を考慮した地盤抵抗特性として考慮したが、道路橋示方書IV編13.9.4の規定により地震時保有水平耐力法による設計では、次の地盤抵抗要素を考慮する。なお、これらの地盤抵抗要素は、基礎底面の水平方向せん断地盤抵抗を除きすべて弾塑性型のバネとして扱う。

- (1)基礎前面の水平方向地盤抵抗
- (2)基礎外周面の側面の水平方向せん断地盤抵抗
- (3)基礎外周面及び内周面の鉛直方向せん断地盤抵抗
- (4)基礎底面の鉛直方向地盤抵抗
- (5)基礎底面の水平方向せん断地盤抵抗

鋼管矢板基礎はケーソン基礎とは異なり、井筒の内部に乱されていない地盤が存在し、内空寸法も大きいことから、内部土による抵抗が考えられる。しかし、内部土による抵抗は基礎の形状、内空寸法、隔壁の有無、地盤の性状によって影響されることから、未解明な部分も多い。よって、内部土による抵抗は、内部土の短辺長の範囲のみを考慮する。

・液状化無視

設計地盤面標高 = -1.000 (m)      水位 = +4.500 (m)      内部土短辺長 = 10.145 (m)

層No	標高(m)	土質	平均N値	$\cdot E_0$ (kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	c (kN/m <sup>2</sup> )	(度)	低減係数 DE'
1	-6.000	粘性土	2.0	16000	16.00	6.99	30.0	0.00	1.000
2	-19.500	粘性土	2.0	16000	16.00	6.99	30.0	0.00	1.000
3	-21.355	砂質土	14.0	78400	18.00	8.99	0.0	30.00	1.000
4	-23.000	砂質土	14.0	78400	18.00	8.99	0.0	30.00	1.000
5	-29.500	粘性土	10.0	56000	17.00	7.99	80.0	0.00	1.000
6	-31.500	砂質土	50.0	280000	20.00	10.99	0.0	35.00	1.000

### 5.3 地盤バネ

#### (1)基礎底面バネ

	鉛直方向 kv (kN/m <sup>3</sup> )	水平方向せん断 ks (kN/m <sup>3</sup> )
外周矢板	378336	113501
隔壁矢板	————	————
中打ち杭	————	————

#### (2)基礎前面，側面バネ

- ・基礎前面水平方向  $k_h = k \cdot k_{Ho} \cdot (B_e / 0.3)^{(-3/4)}$  (kN/m<sup>3</sup>)、  $k_{Ho} = \dots \cdot E_o / 0.3$
- ・基礎前面鉛直方向  $k_{SVB} = 0.3 \cdot k \cdot k_{Ho} \cdot (B_e / 0.3)^{(-3/4)}$  (kN/m<sup>3</sup>)
- ・基礎側面水平方向  $k_{SHD} = 0.6 \cdot k \cdot k_{Ho} \cdot (D_e / 0.3)^{(-3/4)}$  (kN/m<sup>3</sup>)
- ・基礎側面鉛直方向  $k_{SVD} = 0.3 \cdot k \cdot k_{Ho} \cdot (D_e / 0.3)^{(-3/4)}$  (kN/m<sup>3</sup>)

ここに、  $k$  : 地盤反力係数の補正係数 (= 1.50)

$k_{Ho}$  : 地盤反力係数の推定に用いる係数

$E_o$  : 地盤の変形係数 (kN/m<sup>2</sup>)

$B_e$  : 換算載荷幅で外力の方向に直交する方向の基礎幅 (m)

$D_e$  : 換算載荷幅で外力の方向の基礎幅 (m)

$B_e, D_e$ とも円形または小判形の時  $0.2 \cdot D$ を差し引いた値 ( $D$ : 円の直径(m))

・液状化無視

1) 橋軸方向 ( $B_e = 9.71568$ ,  $D_e = 9.71568$ )

層 No	標高 (m)	前面 (kN/m <sup>3</sup> )		側面 (kN/m <sup>3</sup> )	
		kH	kSVB	kSHD	kSVD
1	-1.000 ~ -6.000	5893	1768	3536	1768
2	-6.000 ~ -19.500	5893	1768	3536	1768
3	-19.500 ~ -21.355	28875	8663	17325	8663
4	-21.355 ~ -23.000	28875	17325	17325	17325
5	-23.000 ~ -29.500	20625	12375	12375	12375
6	-29.500 ~ -31.500	103125	61875	61875	61875

2) 橋軸直角方向 ( $B_e = 9.71568$ ,  $D_e = 9.71568$ )

層 No	標高 (m)	前面 (kN/m <sup>3</sup> )		側面 (kN/m <sup>3</sup> )	
		kH	kSVB	kSHD	kSVD
1	-1.000 ~ -6.000	5893	1768	3536	1768
2	-6.000 ~ -19.500	5893	1768	3536	1768
3	-19.500 ~ -21.355	28875	8663	17325	8663
4	-21.355 ~ -23.000	28875	17325	17325	17325
5	-23.000 ~ -29.500	20625	12375	12375	12375
6	-29.500 ~ -31.500	103125	61875	61875	61875

kSVBおよびkSVDについては、標高 -21.355(m)以深は内周面の抵抗を考慮しているため、外周面と内周面の地盤反力係数の和として評価している。

### 5.4 地盤耐力

#### (1)基礎底面鉛直方向

	押込みに対する鋼管矢板 先端の極限支持力 (kN)
外周矢板	3769.91
隔壁矢板	—————
中打ち杭	—————

引抜きに対しては0と考える。

#### (2)基礎前面，周面地盤耐力

- ・基礎前面水平方向  $pHu = p \cdot pEp$  (kN/m<sup>2</sup>)
- ・基礎周面せん断 (水平) (kN/m<sup>2</sup>)
  - 砂質土  $pSHu = C + po \cdot \tan$  ( 200 )
  - 粘性土  $pSHu = C + po \cdot \tan$  ( 150 )
- ・基礎周面せん断 (鉛直) (kN/m<sup>2</sup>)
  - 打込み工法：砂質土  $pSVu = \min( 2 \cdot N \cdot r1, c + po \cdot \tan )$  ( 100 \cdot r1 )
  - ：粘性土  $pSVu = c + po \cdot \tan$  ( 150 \cdot r1 )
  - 中掘り工法：砂質土  $pSVu = \min( 2 \cdot N \cdot r1, c + po \cdot \tan )$  ( 100 \cdot r1 )
  - ：粘性土  $pSVu = c + po \cdot \tan$  ( 100 \cdot r1 )

ここに、  $p$  : 水平地盤反力度の割増係数  $p = 1.0 + 0.5 \cdot Zf/Be$  3.0  
 ただし、 $N$  2 の軟弱な粘性土では  $p = 1.0$   
 $pEp$  : 地震時受働土圧強度 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $Zf$  : 設計地盤面からの深さ (m)  
 $Be$  : 基礎の換算前面幅 (m) = 9.71568 (Y方向)、 9.71568 (X方向)  
 $N$  : N値  
 $c$  : 粘着力 (kN/m<sup>2</sup>)  
 : 内部摩擦角  
 $r1$  : 外周鋼管矢板に沿った周長と外周包絡線長の比 = 1.5  
 $po$  : 静止土圧強度  $po = Ko \cdot ( \quad \cdot h + q )$  (kN/m<sup>2</sup>)  
 ここに、 $Ko$  : 静止土圧係数 = 0.5  
 : 土の単位重量 (kN/m<sup>3</sup>)  
 $h$  : 地表面からの深さ (m)  
 $q$  : 上載荷重 (kN/m<sup>2</sup>) = 20.97 (液状化無視)

#### ・液状化無視

層 No	標高 (m)	前面 (kN/m <sup>2</sup> )		周面 (kN/m <sup>2</sup> )	
		$pHu$		$pSHu$	$pSVu$
		Y方向	X方向		
1	-1.000	80.97	80.97	30.00	30.00
	-6.000	115.92	115.92	30.00	30.00
2	-6.000	115.92	115.92	30.00	30.00
	-19.500	210.28	210.28	30.00	30.00
3	-19.500	1028.30	1028.30	43.38	42.00
	-21.355	1198.27	1198.27	48.20	42.00
4	-21.355	1198.27	1198.27	48.20	84.00
	-23.000	1358.34	1358.34	52.47	84.00

層 No	標高 (m)	前面 (kN/m <sup>2</sup> )		周面 (kN/m <sup>3</sup> )	
		pHu		pSHu	pSVu
		Y方向	X方向		
5	-23.000	728.68	728.68	80.00	160.00
	-29.500	971.10	971.10	80.00	160.00
6	-29.500	2609.44	2609.44	81.81	163.63
	-31.500	2974.01	2974.01	89.51	179.02

Y方向：橋軸方向

X方向：橋軸直角方向

pSVuについては、標高 -21.355 (m)以深は内周面の抵抗を考慮しているため、  
外周面と内周面の地盤反力度の上限値の和として評価している。

### 5.5 地盤反力度の上限値の詳細出力

・液状化無視

層No	標高 (m)	層厚 (m)	土質	(kN/m <sup>3</sup> )	c (kN/m <sup>2</sup> )	(度)	N	E (度)	・ h + q (kN/m <sup>2</sup> )	KEp
1	-1.000 -6.000	5.000	粘性土	6.99	30.0	0.00	2.0	0.000	20.97 55.92	1.0000
2	-6.000 -19.500	13.500	粘性土	6.99	30.0	0.00	2.0	0.000	55.92 150.28	1.0000
3	-19.500 -21.355	1.855	砂質土	8.99	0.0	30.00	14.0	-5.000	150.28 166.96	3.5052
4	-21.355 -23.000	1.645	砂質土	8.99	0.0	30.00	14.0	-5.000	166.96 181.75	3.5052
5	-23.000 -29.500	6.500	粘性土	7.99	80.0	0.00	10.0	0.000	181.75 233.68	1.0000
6	-29.500 -31.500	2.000	砂質土	10.99	0.0	35.00	50.0	-5.833	233.68 255.66	4.5269

層No	標高 (m)	pEp (kN/m <sup>2</sup> )	Zf (m)	Y方向		X方向		po (kN/m <sup>2</sup> )	pSHu (kN/m <sup>2</sup> )	pSVu (kN/m <sup>2</sup> )																																																																				
				p	pHu (kN/m <sup>2</sup> )	p	pHu (kN/m <sup>2</sup> )																																																																							
1	-1.000 -6.000	80.97 115.92	0.000 5.000	1.0000	80.97	1.0000	80.97	10.48 27.96	30.00 30.00	30.00 30.00																																																																				
				1.0000	115.92	1.0000	115.92				2	-6.000 -19.500	115.92 210.28	5.000 18.500	1.0000	115.92	1.0000	115.92	27.96 75.14	30.00 30.00	30.00 30.00	1.0000	210.28	1.0000	210.28	3	-19.500 -21.355	526.77 585.23	18.500 20.355	1.9521	1028.30	1.9521	1028.30	75.14 83.48	43.38 48.20	42.00 42.00	2.0475	1198.27	2.0475	1198.27	4	-21.355 -23.000	585.23 637.06	20.355 22.000	2.0475	1198.27	2.0475	1198.27	83.48 90.88	48.20 52.47	84.00 84.00	2.1322	1358.34	2.1322	1358.34	5	-23.000 -29.500	341.75 393.68	22.000 28.500	2.1322	728.68	2.1322	728.68	90.88 116.84	80.00 80.00	160.00 160.00	2.4667	971.10	2.4667	971.10	6	-29.500 -31.500	1057.87 1157.37	28.500 30.500	2.4667	2609.44	2.4667	2609.44
2	-6.000 -19.500	115.92 210.28	5.000 18.500	1.0000	115.92	1.0000	115.92	27.96 75.14	30.00 30.00	30.00 30.00																																																																				
				1.0000	210.28	1.0000	210.28				3	-19.500 -21.355	526.77 585.23	18.500 20.355	1.9521	1028.30	1.9521	1028.30	75.14 83.48	43.38 48.20	42.00 42.00	2.0475	1198.27	2.0475	1198.27	4	-21.355 -23.000	585.23 637.06	20.355 22.000	2.0475	1198.27	2.0475	1198.27	83.48 90.88	48.20 52.47	84.00 84.00	2.1322	1358.34	2.1322	1358.34	5	-23.000 -29.500	341.75 393.68	22.000 28.500	2.1322	728.68	2.1322	728.68	90.88 116.84	80.00 80.00	160.00 160.00	2.4667	971.10	2.4667	971.10	6	-29.500 -31.500	1057.87 1157.37	28.500 30.500	2.4667	2609.44	2.4667	2609.44	116.84 127.83	81.81 89.51	163.63 179.02	2.5696	2974.01	2.5696	2974.01								
3	-19.500 -21.355	526.77 585.23	18.500 20.355	1.9521	1028.30	1.9521	1028.30	75.14 83.48	43.38 48.20	42.00 42.00																																																																				
				2.0475	1198.27	2.0475	1198.27				4	-21.355 -23.000	585.23 637.06	20.355 22.000	2.0475	1198.27	2.0475	1198.27	83.48 90.88	48.20 52.47	84.00 84.00	2.1322	1358.34	2.1322	1358.34	5	-23.000 -29.500	341.75 393.68	22.000 28.500	2.1322	728.68	2.1322	728.68	90.88 116.84	80.00 80.00	160.00 160.00	2.4667	971.10	2.4667	971.10	6	-29.500 -31.500	1057.87 1157.37	28.500 30.500	2.4667	2609.44	2.4667	2609.44	116.84 127.83	81.81 89.51	163.63 179.02	2.5696	2974.01	2.5696	2974.01																							
4	-21.355 -23.000	585.23 637.06	20.355 22.000	2.0475	1198.27	2.0475	1198.27	83.48 90.88	48.20 52.47	84.00 84.00																																																																				
				2.1322	1358.34	2.1322	1358.34				5	-23.000 -29.500	341.75 393.68	22.000 28.500	2.1322	728.68	2.1322	728.68	90.88 116.84	80.00 80.00	160.00 160.00	2.4667	971.10	2.4667	971.10	6	-29.500 -31.500	1057.87 1157.37	28.500 30.500	2.4667	2609.44	2.4667	2609.44	116.84 127.83	81.81 89.51	163.63 179.02	2.5696	2974.01	2.5696	2974.01																																						
5	-23.000 -29.500	341.75 393.68	22.000 28.500	2.1322	728.68	2.1322	728.68	90.88 116.84	80.00 80.00	160.00 160.00																																																																				
				2.4667	971.10	2.4667	971.10				6	-29.500 -31.500	1057.87 1157.37	28.500 30.500	2.4667	2609.44	2.4667	2609.44	116.84 127.83	81.81 89.51	163.63 179.02	2.5696	2974.01	2.5696	2974.01																																																					
6	-29.500 -31.500	1057.87 1157.37	28.500 30.500	2.4667	2609.44	2.4667	2609.44	116.84 127.83	81.81 89.51	163.63 179.02																																																																				
				2.5696	2974.01	2.5696	2974.01																																																																							

Y方向：橋軸方向

X方向：橋軸直角方向

## 5.6 計算結果

地震時保有水平耐力法による鋼管矢板基礎の安全性の判定を、道路橋示方書V編6.4.7の規定により行う。基礎に死荷重および道路橋示方書V編式(6.4.11)により算出される設計水平震度に相当する慣性力が作用した場合に基礎に生じる断面力、地盤反力度および変位を道路橋示方書IV編13.9.4の規定により算出し、道路橋示方書IV編13.9.2に規定される基礎の降伏に達していないことを照査する。ただし、壁式橋脚のように、地震時保有水平耐力法に用いる設計水平震度に対し橋脚躯体が十分大きな終局水平耐力を有している場合 ( $P_u = 1.5 \cdot k_h c \cdot W$ ) などには、基礎が降伏に達しても直ちに基礎の諸元等の見直しを行うのではなく、道路橋示方書V編12.4の規定により基礎の応答塑性率を算出し、これが道路橋示方書IV編13.9.3に規定される基礎の塑性率の制限値以下であることを照査すればよい。

鋼管矢板基礎の降伏耐力は、道路橋示方書IV編13.9.4より継手のせん断ずれ変形および地盤の抵抗の非線形性を考慮し、鋼管矢板部材の降伏以降の材料の非線形性を無視した「継手のせん断ずれを考慮した仮想井筒ばりによる解析法」により算定される。

なお、鋼管矢板施工時の残留応力が大変形時の鋼管矢板基礎に与える影響は小さいと考えられるので、地震時保有水平耐力法による安全性の判定には、残留応力は無視する。

また、頂版は剛体として扱う。

継手のせん断抵抗は継手せん断剛性 $G_j$ を初期勾配とし、継手のせん断耐力 $q_{ju}$ を上限値とする弾塑性型とする。

・液状化無視・地震動タイプI

(1)橋軸方向

基礎の設計に用いる設計水平震度khpに相当する慣性力を作用させたときの照査結果を以下に示す。

1)設計荷重 (設計水平震度 0.500)

$$\begin{aligned} \text{鉛直力 } V &= R_d + W_p + W_F' \\ &= 19797.39 + 6498.12 + 10378.73 \\ &= 36674.24 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{水平力 } H &= (W_u + W_p) \cdot k_{hp} + H_d \\ &= (18925.55 + 6498.12) \cdot 0.50 + 0.00 \\ &= 12711.84 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{モーメント } M &= \{ W_u \cdot (h_u + h_c) + W_p \cdot (h_p + h_c) \} \cdot k_{hp} + M_d \\ &= \{ 18925.55 \cdot (15.000 + 5.000) + 6498.12 \cdot (8.070 + 5.000) \} \cdot 0.50 \\ &\quad + 0.00 \\ &= 231720.72 \text{ (kN.m)} \end{aligned}$$

- ここに、 $R_d$  : 上部構造死荷重 (kN)  
 $W_p$  : 橋脚躯体重量 (kN)  
 $W_F'$  : 頂版重量, 中詰めコンクリート重量および上載土重量 (kN)  
 $W_u$  : 当該橋脚が受け持つ上部構造重量 (kN)  
 $h_u$  : 頂版天端から上部構造慣性力作用位置までの高さ (m)  
 $h_c$  : 頂版厚 (m)  
 $h_p$  : 頂版天端から橋脚躯体重心位置までの高さ (m)  
 $H_d$  : 死荷重時に頂版下面中心に作用する水平力 (kN)  
 $M_d$  : 死荷重時に頂版下面中心に作用するモーメント (kN.m)

2)計算結果

			計算結果	判定
上部工慣性力作用位置変位		mm	51.08	—
鋼管矢板部材の応力度	1	s N/mm <sup>2</sup>	107.100 < 235.000	OK
鋼管矢板先端極限支持力	2	%	0.0 < 25.0	OK
極限支持力と浮き上がりの合計	3	%	25.0 < 60.0	OK

以上により、基礎は降伏しないと判定される。

鋼管矢板基礎の降伏条件

- 1: 井筒外周の押し込み側の1/4の範囲の鋼管矢板の縁応力度が降伏に達する。  
(表中の値は1/4の位置の鋼管矢板の縁応力度)
- 2: 1/4以上の鋼管矢板の先端において、鉛直地盤反力が鋼管矢板先端の極限押し込み支持力に達する。
- 3: 鋼管矢板の先端において、鉛直地盤反力が鋼管矢板先端の極限押し込み支持力に達したものと浮き上がりを生じたものの合計が、全鋼管矢板の6割に達する。



(2)橋軸直角方向

基礎は、khyF = 0.880で降伏に達した。そのときの照査結果を以下に示す。

1)設計荷重 (設計水平震度 0.880)

鉛直力  $V = R_d + W_p + W_F'$   
 $= 19797.39 + 6498.12 + 10378.73$   
 $= 36674.24 \text{ (kN)}$

水平力  $H = (W_u + W_p) \cdot khyF + H_d$   
 $= (18925.55 + 6498.12) \cdot 0.88 + 0.00$   
 $= 22372.83 \text{ (kN)}$

モーメント  $M = \{ W_u \cdot (h_u + h_c) + W_p \cdot (h_p + h_c) \} \cdot khyF + M_d$   
 $= \{ 18925.55 \cdot (17.000 + 5.000) + 6498.12 \cdot (8.070 + 5.000) \} \cdot 0.88$   
 $+ 0.00$   
 $= 441137.44 \text{ (kN.m)}$

- ここに、 $R_d$  : 上部構造死荷重 (kN)  
 $W_p$  : 橋脚躯体重量 (kN)  
 $W_F'$  : 頂版重量, 中詰めコンクリート重量および上載土重量 (kN)  
 $W_u$  : 当該橋脚が受け持つ上部構造重量 (kN)  
 $h_u$  : 頂版天端から上部構造慣性力作用位置までの高さ (m)  
 $h_c$  : 頂版厚 (m)  
 $h_p$  : 頂版天端から橋脚躯体重心位置までの高さ (m)  
 $H_d$  : 死荷重時に頂版下面中心に作用する水平力 (kN)  
 $M_d$  : 死荷重時に頂版下面中心に作用するモーメント (kN.m)

2)計算結果

			計算結果		判定
上部工慣性力作用位置変位		mm	183.83		—
鋼管矢板部材の応力度	1	s	N/mm <sup>2</sup>	238.078 235.000	降伏
鋼管矢板先端極限支持力	2		%	10.7 < 25.0	OK
極限支持力と浮き上がりの合計	3		%	64.3 60.0	降伏

以上のように、基礎はkhyF=0.880で降伏に達した。

本ケースはkhyF < khcF (0.880 1.000) の関係より、応答塑性率の照査を行う。

鋼管矢板基礎の降伏条件

- 1: 井筒外周の押し込み側の1/4の範囲の鋼管矢板の縁応力度が降伏に達する。  
 (表中の値は1/4の位置の鋼管矢板の縁応力度)
- 2: 1/4以上の鋼管矢板の先端において、鉛直地盤反力が鋼管矢板先端の極限押し込み支持力に達する。
- 3: 鋼管矢板の先端において、鉛直地盤反力が鋼管矢板先端の極限押し込み支持力に達したものと浮き上がりを生じたものの合計が、全鋼管矢板の6割に達する。

3) 応答塑性率の照査

道路橋示方書V編12.4に規定される基礎の塑性化を考慮する場合の基礎の応答塑性率を算定し、これが道路橋示方書IV編13.9.3に規定される基礎の塑性率の制限値以下であることを照査する。

基礎の応答塑性率  $\mu_{FR}$  を道路橋示方書V編式(12.4.1)により、基礎の変形による上部構造の慣性力の作用位置における応答変位  $FR$  を道路橋示方書V編式(12.4.2)により算定する。なお、基礎の降伏剛性に対する二次剛性の比  $\gamma = 0$  とした。

$$\mu_{FR} = \left\{ 1 + \left( \frac{khcF}{khyF} \right)^2 \right\} \cdot \frac{1}{2} \quad (\gamma = 0)$$

$$FR = \mu_{FR} \cdot F_y$$

ここに、 $\mu_{FR}$  : 基礎の応答塑性率

$FR$  : 基礎の変形による上部構造の慣性力作用位置における応答変位 (mm)

$F_y$  : 基礎が降伏に達するときの上部構造の慣性力作用位置における水平変位 (mm)

$F_{yo}$  : 基礎天端における降伏変位 (mm)

$F_{yo}$  : 基礎天端における降伏回転角 (mrad)

$F_o$  : 基礎天端における応答回転角 (mrad)

$$F_o = \mu_{FR} \cdot F_{yo}$$

: 基礎の降伏剛性に対する二次剛性の比

$khyF$  : 基礎が降伏に達するときの水平震度 ( $= 0.880$ )

$khcF$  : 基礎の地震時保有水平耐力法に用いる設計水平震度

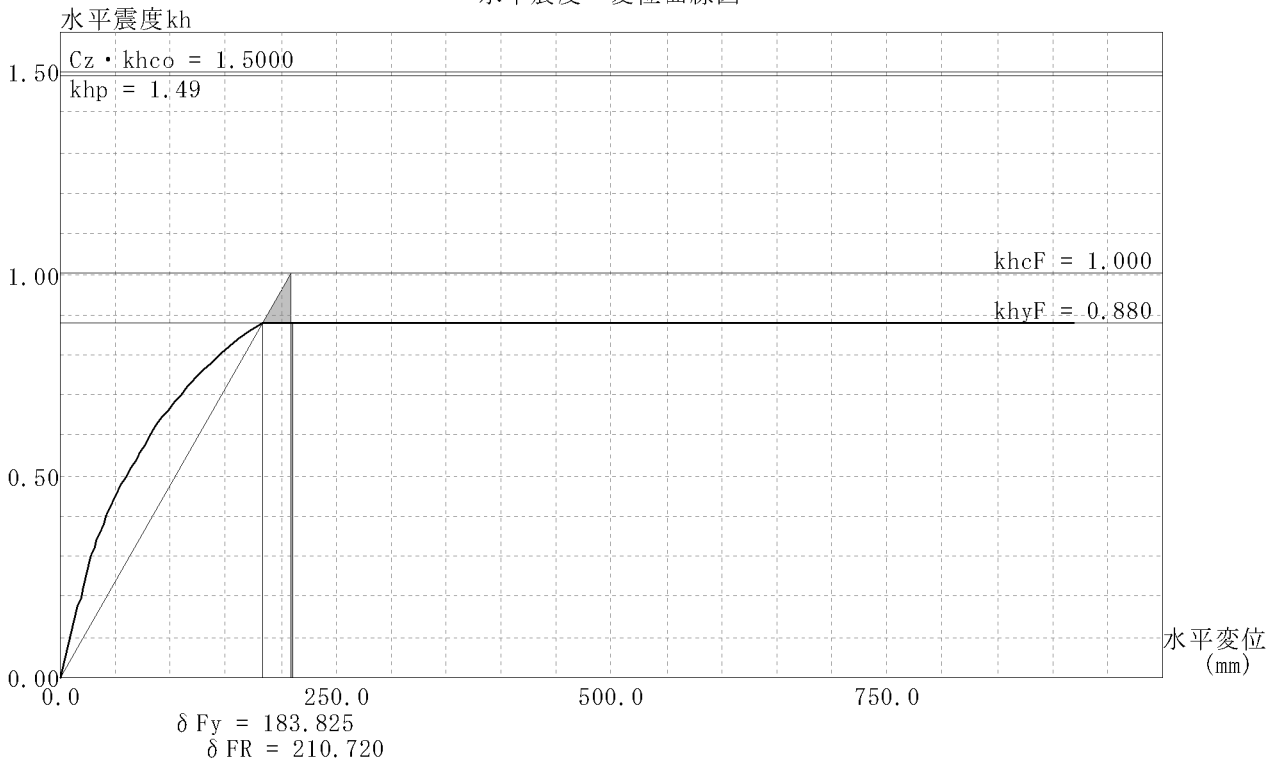
$$khcF = CD \cdot C_z \cdot khco = 0.667 \cdot 1.5000 = 1.000$$

ここに、 $CD$  : 減衰定数別補正係数 = 0.667

$C_z \cdot khco$  : 地震時保有水平耐力法に用いる設計水平震度

			計算結果		判定
基礎の応答塑性率	$\mu_{FR}$		1.146	4.000	OK
上部工慣性力作用位置の応答変位	$FR$	mm	210.72		—
基礎天端における応答回転角	$F_o$	mrad	6.345	20.000	OK

水平震度～変位曲線図



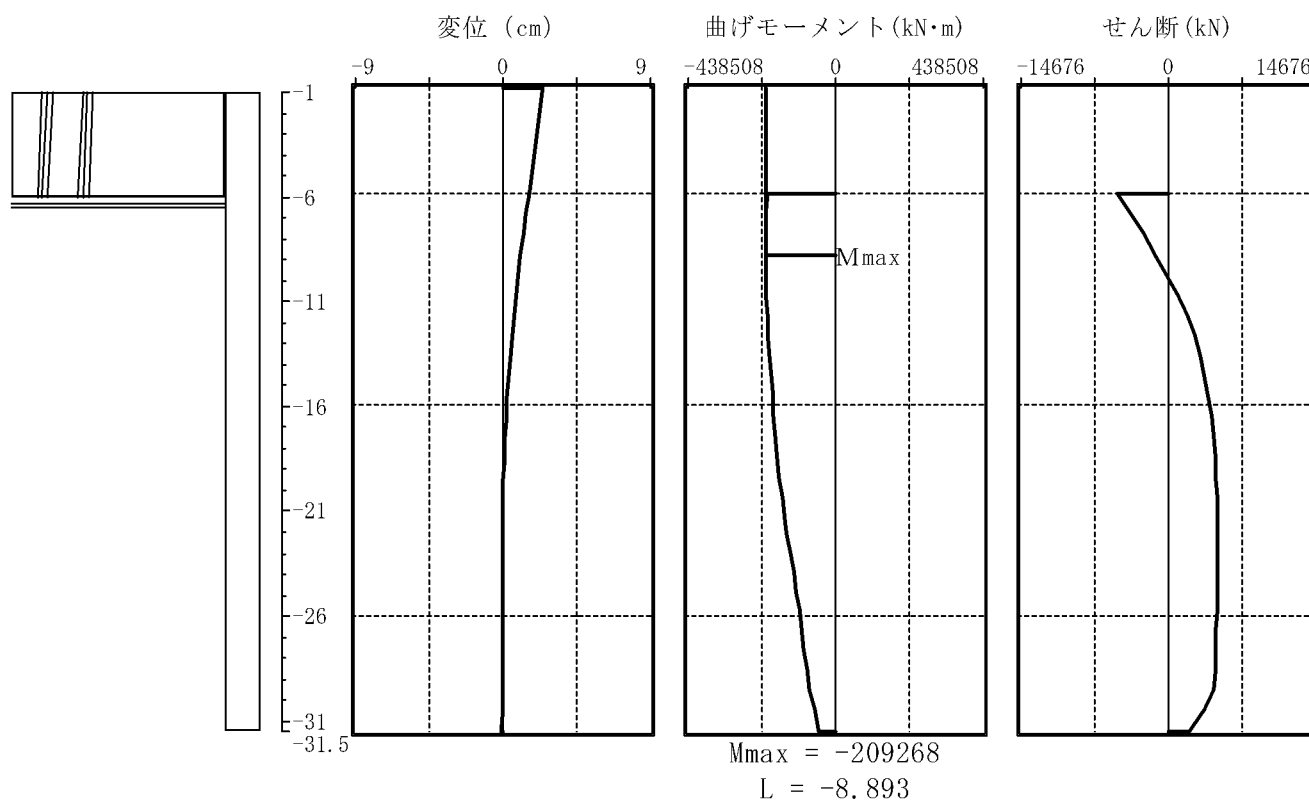
## 5.7 液状化無視・地震動タイプI

## 5.7.1 橋軸方向

## (1)水平震度～変位

Khi	基礎天端		上部工 (mm)	1/4 応力度 S (N/mm <sup>2</sup> )	隆伏 応力度 Y (N/mm <sup>2</sup> )	R <sub>a</sub> <sup>(1)</sup> (%)	R <sub>a</sub> <sup>(2)</sup> (%)	(1)+ (2) (%)
	o (mm)	(mrad)						
0.00	0.00	0.000	0.00	36.63	235.00	0.0	0.0	0.0
0.02	0.76	0.056	1.60	38.98	235.00	0.0	0.0	0.0
0.04	1.53	0.111	3.19	41.54	235.00	0.0	0.0	0.0
0.06	2.29	0.167	4.79	44.17	235.00	0.0	0.0	0.0
0.08	3.05	0.222	6.38	46.79	235.00	0.0	0.0	0.0
0.10	3.82	0.278	7.98	49.49	235.00	0.0	0.0	0.0
0.12	4.58	0.333	9.58	52.19	235.00	0.0	0.0	0.0
0.14	5.34	0.389	11.17	54.89	235.00	0.0	0.0	0.0
0.16	6.10	0.444	12.77	57.60	235.00	0.0	0.0	0.0
0.18	6.87	0.500	14.37	60.30	235.00	0.0	0.0	0.0
0.20	7.63	0.555	15.96	63.00	235.00	0.0	0.0	0.0
0.22	8.39	0.611	17.56	65.71	235.00	0.0	0.0	0.0
0.24	9.18	0.668	19.19	68.44	235.00	0.0	0.0	0.0
0.26	10.01	0.727	20.92	71.25	235.00	0.0	0.0	0.0
0.28	10.90	0.789	22.74	74.09	235.00	0.0	0.0	0.0
0.30	11.83	0.855	24.66	76.96	235.00	0.0	0.0	0.0
0.32	12.81	0.924	26.68	79.83	235.00	0.0	0.0	0.0
0.34	13.84	0.998	28.81	82.71	235.00	0.0	0.0	0.0
0.36	14.91	1.074	31.03	85.59	235.00	0.0	0.0	0.0
0.38	16.08	1.158	33.45	88.55	235.00	0.0	0.0	0.0
0.40	17.31	1.246	36.00	91.59	235.00	0.0	0.0	0.0
0.42	18.62	1.339	38.70	94.68	235.00	0.0	0.0	0.0
0.44	20.00	1.436	41.53	97.76	235.00	0.0	3.6	3.6
0.46	21.48	1.539	44.55	100.86	235.00	0.0	17.9	17.9
0.48	23.04	1.647	47.73	103.97	235.00	0.0	17.9	17.9
0.50	24.69	1.760	51.08	107.10	235.00	0.0	25.0	25.0

(2)変位・断面力

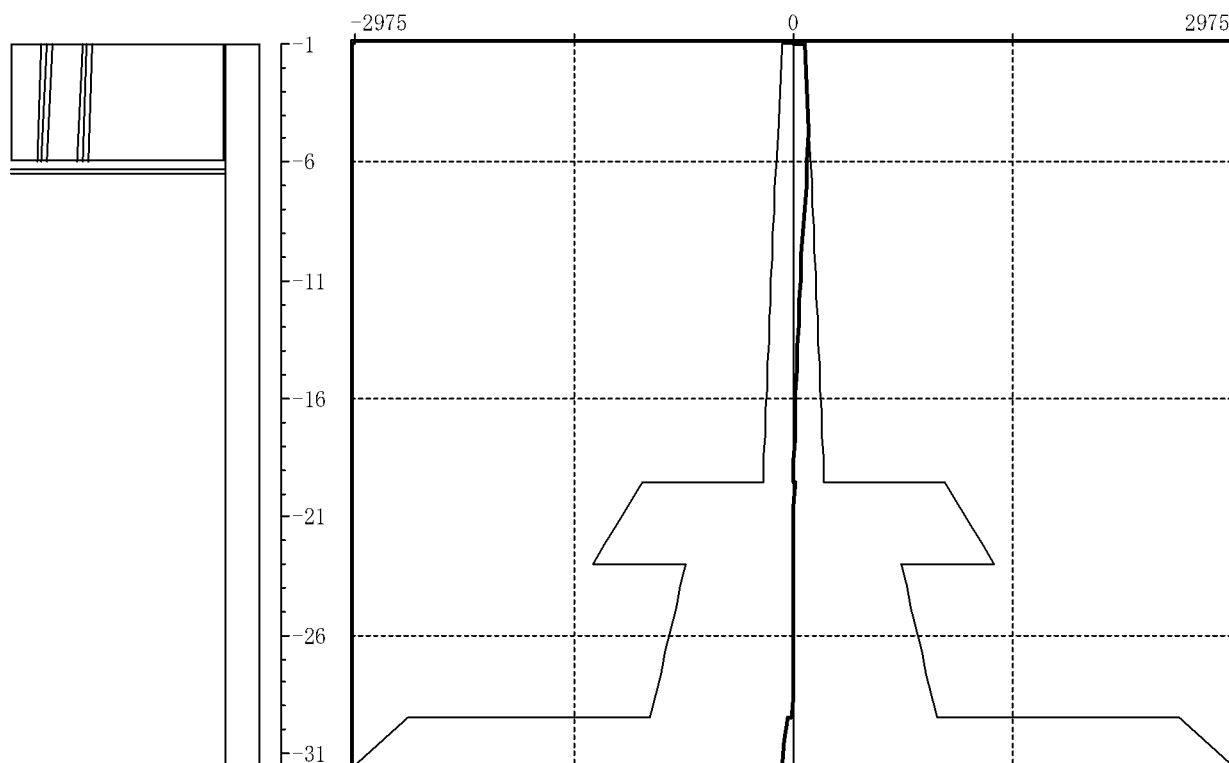


No	標高(m)	(mm)	(mrad)	M(kN.m)	S(kN)	N(kN)
1	-1.000	24.690	1.7596	—	—	—
2	-6.000	15.892	1.7596	-204806.11	-5154.57	-34949.76
3	-6.964	14.189	1.7709	-207500.52	-3760.73	-34622.41
4	-7.929	12.517	1.6988	-208958.25	-2460.44	-34305.48
5	-8.893	10.926	1.6004	-209268.13	-1250.24	-33998.86
6	-9.857	9.434	1.4946	-208514.59	-124.98	-33702.47
7	-10.821	8.044	1.3871	-206781.66	905.61	-33416.22
8	-11.786	6.759	1.2789	-204176.22	1803.62	-33140.02
9	-12.750	5.578	1.1707	-200838.70	2551.84	-32873.79
10	-13.714	4.501	1.0624	-196906.41	3162.95	-32617.44
11	-14.679	3.531	0.9510	-192504.23	3649.70	-32370.91
12	-15.643	2.672	0.8308	-187744.45	4025.24	-32134.11
13	-16.607	1.933	0.7014	-182726.11	4303.67	-31906.98
14	-17.571	1.321	0.5694	-177534.08	4500.01	-31689.44
15	-18.536	0.834	0.4413	-172238.59	4629.59	-31481.44
16	-19.500	0.466	0.3220	-166895.22	4707.33	-31282.91
17	-20.427	0.215	0.2195	-159755.14	4897.53	-30608.34
18	-21.355	0.051	0.1348	-152536.13	4969.72	-29935.96
19	-22.177	-0.036	0.0770	-143840.50	4971.30	-28751.92
20	-23.000	-0.082	0.0355	-135229.00	4939.67	-27580.12
21	-23.929	-0.102	0.0072	-126413.80	4900.99	-26518.97
22	-24.857	-0.104	-0.0027	-117882.76	4858.48	-25509.62
23	-25.786	-0.104	0.0041	-109621.30	4816.02	-24550.07
24	-26.714	-0.118	0.0262	-101614.72	4771.11	-23638.47
25	-27.643	-0.159	0.0618	-93853.79	4715.46	-22773.03
26	-28.571	-0.238	0.1089	-86339.80	4635.67	-21952.06
27	-29.500	-0.365	0.1651	-79088.95	4513.96	-21173.96
28	-30.500	-0.561	0.2274	-64122.92	3504.68	-18117.95

No	標高(m)	(mm)	(mrad)	M(kN.m)	S(kN)	N(kN)
29	-31.500	-0.804	0.2590	-50016.37	2006.28	-15014.89

(3)前面地盤反力度

前面地盤反力度分布図 (kN/m<sup>2</sup>)



	標高 (m)	地盤反力度 (kN/m <sup>2</sup> )	弾性=1 塑性=2	地盤反力度の 上限値(kN/m <sup>2</sup> )
1	-1.000	80.970	2	80.970
2	-4.717	106.952	2	106.952
3	-6.000	93.650	1	115.920
4	-6.964	83.619	1	122.660
5	-7.929	73.760	1	129.400
6	-8.893	64.386	1	136.140
7	-9.857	55.593	1	142.880
8	-10.821	47.405	1	149.620
9	-11.786	39.831	1	156.360
10	-12.750	32.871	1	163.100
11	-13.714	26.527	1	169.840
12	-14.679	20.807	1	176.580
13	-15.643	15.745	1	183.320
14	-16.607	11.393	1	190.060
15	-17.571	7.783	1	196.800
16	-18.536	4.912	1	203.540
17	-19.500	2.744	1	210.280
18	-19.500	13.445	1	1028.300
19	-20.427	6.200	1	1113.285
20	-21.355	1.460	1	1198.270
21	-22.177	-1.051	1	1278.305
22	-23.000	-2.382	1	1358.340
23	-23.000	-1.702	1	728.680
24	-23.929	-2.106	1	763.311
25	-24.857	-2.145	1	797.943
26	-25.786	-2.155	1	832.574

	標高 (m)	地盤反力度 (kN/m <sup>2</sup> )	弾性=1 塑性=2	地盤反力度の 上限値(kN/m <sup>2</sup> )
27	-26.714	-2.441	1	867.206
28	-27.643	-3.280	1	901.837
29	-28.571	-4.911	1	936.469
30	-29.500	-7.531	1	971.100
31	-29.500	-37.656	1	2609.440
32	-30.500	-57.851	1	2791.725
33	-31.500	-82.891	1	2974.010

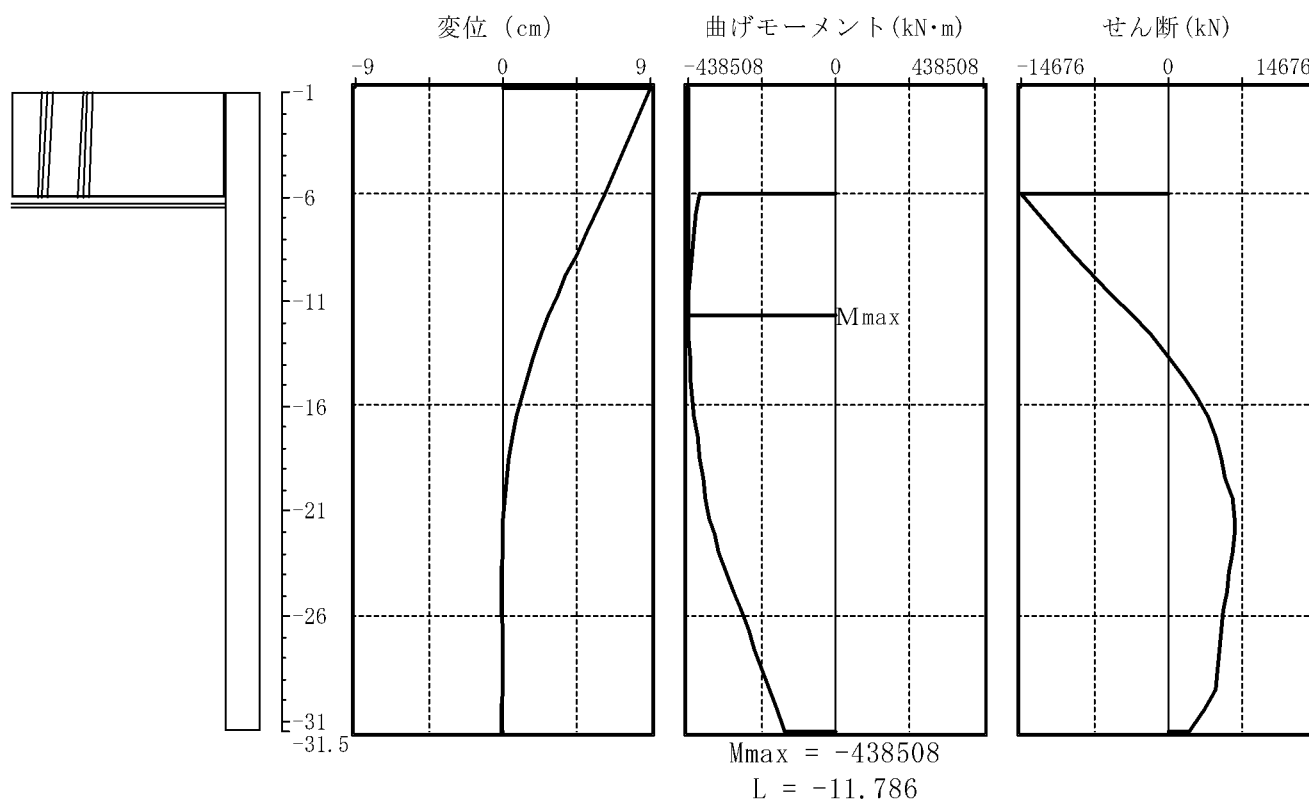


## 5.7.2 橋軸直角方向

## (1)水平震度～変位

Khi	基礎天端		上部工 (mm)	1/4 応力度 (N/mm <sup>2</sup> ) S	隆伏 応力度 (N/mm <sup>2</sup> ) Y	R <sub>1</sub> <sup>(1)</sup> (%) Ra	R <sub>2</sub> <sup>(2)</sup> (%) 0.0	(1)+(2) (%)
	o (mm)	(mrad)						
0.00	0.00	0.000	0.00	36.63	235.00	0.0	0.0	0.0
0.02	0.80	0.059	1.80	39.25	235.00	0.0	0.0	0.0
0.04	1.60	0.118	3.61	42.04	235.00	0.0	0.0	0.0
0.06	2.40	0.177	5.41	44.91	235.00	0.0	0.0	0.0
0.08	3.19	0.236	7.21	47.78	235.00	0.0	0.0	0.0
0.10	3.99	0.296	9.02	50.65	235.00	0.0	0.0	0.0
0.12	4.79	0.355	10.82	53.54	235.00	0.0	0.0	0.0
0.14	5.59	0.414	12.62	56.46	235.00	0.0	0.0	0.0
0.16	6.39	0.473	14.43	59.39	235.00	0.0	0.0	0.0
0.18	7.19	0.532	16.23	62.32	235.00	0.0	0.0	0.0
0.20	7.98	0.591	18.03	65.25	235.00	0.0	0.0	0.0
0.22	8.79	0.650	19.84	68.18	235.00	0.0	0.0	0.0
0.24	9.64	0.712	21.74	71.18	235.00	0.0	0.0	0.0
0.26	10.54	0.778	23.76	74.24	235.00	0.0	0.0	0.0
0.28	11.50	0.847	25.90	77.32	235.00	0.0	0.0	0.0
0.30	12.51	0.920	28.16	80.42	235.00	0.0	0.0	0.0
0.32	13.57	0.999	30.55	83.52	235.00	0.0	0.0	0.0
0.34	14.69	1.081	33.07	86.62	235.00	0.0	0.0	0.0
0.36	15.89	1.170	35.79	89.76	235.00	0.0	0.0	0.0
0.38	17.16	1.264	38.65	92.91	235.00	0.0	0.0	0.0
0.40	18.52	1.364	41.71	96.11	235.00	0.0	0.0	0.0
0.42	19.95	1.468	44.90	99.45	235.00	0.0	10.7	10.7
0.44	21.49	1.579	48.34	102.77	235.00	0.0	17.9	17.9
0.46	23.11	1.695	51.91	106.13	235.00	0.0	25.0	25.0
0.48	24.83	1.816	55.70	109.49	235.00	0.0	25.0	25.0
0.50	26.63	1.940	59.61	112.88	235.00	0.0	32.1	32.1
0.52	28.51	2.069	63.67	116.28	235.00	0.0	32.1	32.1
0.54	30.49	2.201	67.91	119.78	235.00	0.0	32.1	32.1
0.56	32.56	2.337	72.28	124.07	235.00	0.0	32.1	32.1
0.58	34.69	2.475	76.77	128.59	235.00	0.0	39.3	39.3
0.60	36.89	2.616	81.37	133.15	235.00	0.0	39.3	39.3
0.62	39.27	2.766	86.28	137.94	235.00	0.0	39.3	39.3
0.64	41.78	2.922	91.45	143.11	235.00	0.0	39.3	39.3
0.66	44.50	3.089	97.01	148.75	235.00	0.0	39.3	39.3
0.68	47.39	3.262	102.84	154.90	235.00	0.0	46.4	46.4
0.70	50.42	3.442	108.93	161.38	235.00	0.0	46.4	46.4
0.72	53.74	3.632	115.49	168.19	235.00	0.0	46.4	46.4
0.74	57.13	3.824	122.14	175.48	235.00	0.0	46.4	46.4
0.76	60.73	4.023	129.12	183.26	235.00	0.0	46.4	46.4
0.78	64.69	4.236	136.70	191.38	235.00	0.0	46.4	46.4
0.80	68.77	4.455	144.51	199.86	235.00	0.0	46.4	46.4
0.82	73.16	4.684	152.78	209.05	235.00	0.0	46.4	46.4
0.84	77.93	4.926	161.66	218.40	235.00	0.0	46.4	46.4
0.86	83.14	5.195	171.45	227.87	235.00	0.0	53.6	53.6
0.88	89.73	5.535	183.83	238.08	235.00	10.7	53.6	64.3

(2)変位・断面力

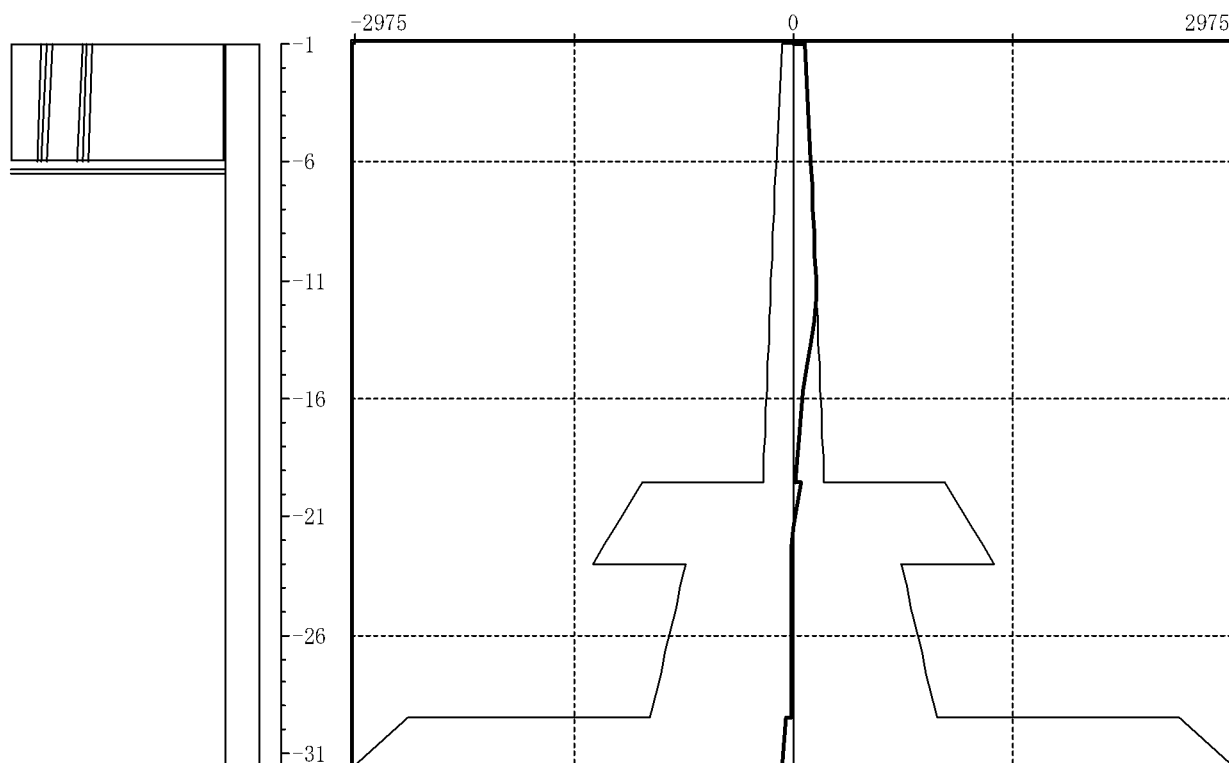


No	標高(m)	(mm)	(mrad)	M(kN.m)	S(kN)	N(kN)
1	-1.000	89.729	5.5351	—	—	—
2	-6.000	62.054	5.5351	-404464.63	-14675.45	-35224.13
3	-6.964	56.458	6.0704	-414450.00	-12990.93	-35136.28
4	-7.929	50.503	6.2794	-422791.78	-11242.65	-35050.27
5	-8.893	44.477	6.2185	-429430.09	-9430.53	-34966.73
6	-9.857	38.606	5.9583	-434303.38	-7554.49	-34885.66
7	-10.821	33.046	5.5747	-437349.91	-5614.32	-34807.03
8	-11.786	27.876	5.1482	-438507.72	-3609.59	-34730.83
9	-12.750	23.108	4.7406	-437758.84	-1674.13	-34657.05
10	-13.714	18.730	4.3386	-435258.78	44.48	-34585.32
11	-14.679	14.754	3.9097	-431232.78	1533.27	-34514.75
12	-15.643	11.211	3.4390	-425896.50	2815.54	-34445.68
13	-16.607	8.140	2.9292	-419445.56	3904.09	-34379.52
14	-17.571	5.570	2.4021	-412090.56	4731.64	-34316.82
15	-18.536	3.504	1.8841	-404107.00	5277.68	-34257.60
16	-19.500	1.922	1.3969	-395738.25	5602.46	-34201.55
17	-20.427	0.822	0.9748	-385372.47	6369.37	-34138.61
18	-21.355	0.082	0.6217	-374553.56	6612.75	-34079.38
19	-22.177	-0.327	0.3744	-360676.50	6542.07	-33980.72
20	-23.000	-0.558	0.1875	-346930.00	6311.00	-33889.20
21	-23.929	-0.663	0.0413	-324623.69	6056.41	-33740.30
22	-24.857	-0.661	-0.0456	-302700.22	5782.60	-33619.41
23	-25.786	-0.601	-0.0832	-281162.38	5523.22	-33524.23
24	-26.714	-0.524	-0.0811	-260007.03	5293.14	-33462.13
25	-27.643	-0.463	-0.0479	-239226.67	5092.12	-33440.98
26	-28.571	-0.445	0.0089	-218789.88	4907.99	-33461.81
27	-29.500	-0.487	0.0823	-198687.83	4719.63	-33526.93
28	-30.500	-0.610	0.1654	-173877.00	3526.23	-33597.67

No	標高(m)	(mm)	(mrad)	M(kN.m)	S(kN)	N(kN)
29	-31.500	-0.795	0.2069	-149519.81	1985.11	-33733.43

(3)前面地盤反力度

前面地盤反力度分布図 (kN/m<sup>2</sup>)



	標高 (m)	地盤反力度 (kN/m <sup>2</sup> )	弾性=1 塑性=2	地盤反力度の 上限値(kN/m <sup>2</sup> )
1	-1.000	80.970	2	80.970
2	-6.000	115.920	2	115.920
3	-6.964	122.660	2	122.660
4	-7.929	129.400	2	129.400
5	-8.893	136.140	2	136.140
6	-9.857	142.880	2	142.880
7	-10.821	149.620	2	149.620
8	-11.786	156.360	2	156.360
9	-12.750	136.174	1	163.100
10	-13.714	110.378	1	169.840
11	-14.679	86.943	1	176.580
12	-15.643	66.064	1	183.320
13	-16.607	47.971	1	190.060
14	-17.571	32.824	1	196.800
15	-18.536	20.648	1	203.540
16	-19.500	11.327	1	210.280
17	-19.500	55.500	1	1028.300
18	-20.427	23.750	1	1113.285
19	-21.355	2.379	1	1198.270
20	-22.177	-9.441	1	1278.305
21	-23.000	-16.105	1	1358.340
22	-23.000	-11.504	1	728.680
23	-23.929	-13.683	1	763.311
24	-24.857	-13.630	1	797.943
25	-25.786	-12.387	1	832.574
26	-26.714	-10.803	1	867.206

	標高 (m)	地盤反力度 (kN/m <sup>2</sup> )	弾性=1 塑性=2	地盤反力度の 上限値(kN/m <sup>2</sup> )
27	-27.643	-9.559	1	901.837
28	-28.571	-9.175	1	936.469
29	-29.500	-10.039	1	971.100
30	-29.500	-50.195	1	2609.440
31	-30.500	-62.894	1	2791.725
32	-31.500	-82.016	1	2974.010

## 5.8 頂版に作用する鋼管矢板の反力

・液状化無視・地震動タイプI

### (1)橋軸方向

照査に用いる設計水平震度 [ 0.50 ]

#### 1)外周矢板

水平力 = 184.1 (kN/本)

曲げモーメント = 78.8 (kN.m/本)

No	本数 (本)	$x_i$ (m)	鉛直反力 (kN/本)
1	1	5.572	3901.8
2	2	5.433	3835.2
3	2	5.020	3639.0
4	2	4.357	3322.9
5	2	3.474	2902.7
6	2	2.418	2399.6
7	2	1.240	1838.7
8	2	0.000	1248.2
9	2	-1.240	657.8
10	2	-2.418	96.9
11	2	-3.474	-406.2
12	2	-4.357	-826.4
13	2	-5.020	-1142.5
14	2	-5.433	-1338.7
15	1	-5.572	-1405.3

### (2)橋軸直角方向

照査に用いる設計水平震度 [ 0.88 ]

#### 1)外周矢板

水平力 = 524.1 (kN/本)

曲げモーメント = 641.7 (kN.m/本)

No	本数 (本)	$x_i$ (m)	鉛直反力 (kN/本)
1	1	5.572	6672.4
2	2	5.433	6536.7
3	2	5.020	6136.3
4	2	4.357	5491.2
5	2	3.474	4633.9
6	2	2.418	3607.3
7	2	1.240	2462.9
8	2	0.000	1258.0
9	2	-1.240	53.2
10	2	-2.418	-1091.2
11	2	-3.474	-2117.8

No	本数 (本)	$x_i$ (m)	鉛直反力 (kN/本)
12	2	-4.357	-2975.1
13	2	-5.020	-3620.2
14	2	-5.433	-4020.6
15	1	-5.572	-4156.3

## 6章 部材計算

### 6.1 頂版の計算

#### 6.1.1 設計条件

- (1)計算方法 : 片持ち梁  
 (2)コンクリートの設計基準強度 :  $c_k = 21$  (N/mm<sup>2</sup>)  
 (3)使用鉄筋 : SD295 (水中部材)  
 (4)形状寸法
- 頂版厚  $h = 5.000$  (m)  
 頂版自重および上載荷重  $w = 73.6$  (kN/m<sup>2</sup>)
- 1)橋軸方向  
 スパン長  $L = 3.822$  (m)  
 セン断応力度照査位置  $L_s = 2.500$  (m) (脚柱外縁からの距離)  
 鋼管矢板中心間隔  $a = 1.2478$  (m)
- 2)橋軸直角方向  
 スパン長  $L = 1.822$  (m)  
 セン断応力度照査位置  $L_s = 1.822$  (m) (脚柱外縁からの距離)  
 鋼管矢板中心間隔  $a = 1.2478$  (m)

#### 6.1.2 作用外力

頂版の設計は、頂版下面における作用外力に対して行う。

なお、鉛直荷重の算出においては、井筒部内周面までの頂版の自重及び上載荷重を考慮する。

##### (1)頂版面積 (外周矢板の内周とする)

$$\begin{aligned} \text{円形} : A_1 &= B^2 \cdot \pi / 4 \\ &= 10.145^2 \cdot \pi / 4 = 80.828 \text{ (m}^2\text{)} \end{aligned}$$

##### (2)上載土面積

$$\begin{aligned} A_2 &= A_1 - A_p = 64.668 \text{ (m}^2\text{)} \\ \text{ここに、} A_p : \text{脚柱断面積} &= 16.16 \text{ (m}^2\text{)} \end{aligned}$$

##### (3)脚柱下端作用力

###### 1)橋軸方向 $y = 5.00$ (m)

No	荷重名略称	V(kN)	H(kN)	M(kN.m)	H・y(kN.m)	M(kN.m)
1	常時	31634.4	0.0	0.0	0.0	0.0
2	地震時	26295.5	7626.9	100892.5	38134.5	139027.0

###### 2)橋軸直角方向 $y = 5.00$ (m)

No	荷重名略称	V(kN)	H(kN)	M(kN.m)	H・y(kN.m)	M(kN.m)
1	地震時	26295.5	7626.9	112247.0	38134.5	150381.5



(4)頂版、上載土

$$V1 = A1 \cdot \{ h1 \cdot c + h2 \cdot (c - w) \}$$

$$V2 = A2 \cdot \{ h1' \cdot t + h2' \cdot (sat - w) \}$$

$$V3 = Ap \cdot hw \cdot w$$

ここに、V1 : 頂版重量 (kN)

V2 : 上載土重量 (kN)

V3 : 柱に作用する浮力 (kN)

h1 : 水位より上の頂版厚 (m)

h2 : 水位より下の頂版厚 (m)

h1' : 水位より上の上載土厚 (m)

h2' : 水位より下の上載土厚 (m)

c : 頂版コンクリートの単位重量 = 24.5 (kN/m<sup>3</sup>)

w : 水の単位重量 = 9.81 (kN/m<sup>3</sup>)

t : 上載土 (湿潤) の単位重量 = 16.0 (kN/m<sup>3</sup>)

sat : 上載土 (飽和) の単位重量 = 17.0 (kN/m<sup>3</sup>)

hw : 水位 (m) (頂版天端からの高さ)

h' : 上載土厚 (m)

H1 : 頂版および中詰めコンクリート慣性力 (kN)

y : 頂版慣性力作用重心位置高 (m)

1)橋軸方向

1.鉛直力

No	荷重名略称	hw(m)	h'(m)	V1(kN)	V2(kN)	V3(kN)	V(kN)
1	常時	5.500	3.000	5936.80	1394.88	871.91	6459.77
2	地震時	5.500	3.000	5936.80	1394.88	871.91	6459.77

2.水平力

No	荷重名略称	H1(kN)	y(m)	H1・y(kN.m)
1	常時	0.00	0.000	0.00
2	地震時	0.00	0.000	0.00

2)橋軸直角方向

1.鉛直力

No	荷重名略称	hw(m)	h'(m)	V1(kN)	V2(kN)	V3(kN)	V(kN)
1	地震時	5.500	3.000	5936.80	1394.88	871.91	6459.77

2.水平力

No	荷重名略称	H1(kN)	y(m)	H1・y(kN.m)
1	地震時	0.00	0.000	0.00

(5)外力集計

$$Vo = V + V1 + V2 - V3 + V4$$

$$Ho = H + H1$$

$$Mo = M + H \cdot y + H1 \cdot y = M + H1 \cdot y$$

ここに、V4 : その他の荷重 (kN)

1)橋軸方向

No	荷重名略称	V4(kN)	Vo(kN)	Ho(kN)	Mo(kN.m)
1	常時	0.0	38094.1	0.0	0.0
2	地震時	0.0	32755.2	7626.9	139027.0

2)橋軸直角方向

No	荷重名略称	V4(kN)	Vo(kN)	Ho(kN)	Mo(kN.m)
1	地震時	0.0	32755.2	7626.9	150381.5

(6)反力

$$R_i = \frac{V_o \cdot A_{oi}}{\sum (n_i \cdot A_{oi})} + \frac{M_o \cdot A_{oi}}{\sum (I_{Bi} \cdot A_{oi})} \cdot X_i$$

	本数 n <sub>i</sub> (本)	断面積 A <sub>oi</sub> (m <sup>2</sup> /本)	I <sub>Bi</sub> (m <sup>2</sup> )	
			橋軸方向	橋軸直角方向
外周矢板(1)	28	0.03411	434.71	434.71
隔壁矢板(2)	—	—	—	—
中打ち杭(3)	—	—	—	—

1)橋軸方向

No	荷重名略称	最大反力(kN/本)	最小反力(kN/本)	割増係数
1	常時	1361	1361	1.00
2	地震時	2952	-612	1.50

2)橋軸直角方向

No	荷重名略称	最大反力(kN/本)	最小反力(kN/本)	割増係数
1	地震時	3097	-758	1.50

6.1.3 反力

(1)橋軸方向

No	荷重名称	最大鉛直反力 (kN/本)	最小鉛直反力 (kN/本)	割増係数
1	常時	1361	1361	1.00
2	地震時	2952	-612	1.50

(2)橋軸直角方向

No	荷重名称	最大鉛直反力 (kN/本)	最小鉛直反力 (kN/本)	割増係数
1	地震時	3097	-758	1.50

### 6.1.4 断面力の計算

#### (1) 脚柱下端外縁断面

脚柱下端外縁を固定端とする片持ち梁として計算する。

$$MA = \frac{R}{Do'} \cdot \left( L + \frac{Do}{2} \right) - \frac{w \cdot L^2}{2} \quad (\text{kN} \cdot \text{m}/\text{m})$$

ここに、R : 鋼管矢板1本に生じる鉛直反力 (kN/本)

Do' : 鋼管矢板の中心間隔 (m)

L : 脚柱下端外縁より鋼管矢板側面までの距離 (m)

Do : 外周鋼管本体径 (m)

w : 頂版自重および上載荷重 (kN/m<sup>2</sup>)

#### (2) 鋼管矢板前面断面

$$QB = \frac{R}{Do'} \quad (\text{kN}/\text{m})$$

#### (3) せん断応力度照査断面

$$S = \frac{R}{Do'} - w \cdot (L - L_s) \quad (\text{kN}/\text{m})$$

ここに、L<sub>s</sub> : 脚柱下端外縁から照査位置までの距離 (m)

#### (4) 断面力集計表

##### 1) 橋軸方向

No	荷重名称	MA (kN.m/m)	MA' (kN.m/m)	QB (kN/m)	S (kN/m)
1	常時	4177	4177	1091	993
2	地震時	9687	-2657	2366	2268

##### 2) 橋軸直角方向

No	荷重名称	MA (kN.m/m)	MA' (kN.m/m)	QB (kN/m)	S (kN/m)
1	地震時	5641	-1533	2482	2482

6.1.5 応力度計算

(1)橋軸方向

b = 100.0 (cm)      h = 500.0 (cm)

使用鉄筋

下側引張( As = 152.000 (cm<sup>2</sup>) )

1段目 かぶり 500 (mm) D38 @ 150

2段目 かぶり 650 (mm) D38 @ 150

上側引張( As = 52.947 (cm<sup>2</sup>) )

1段目 かぶり 100 (mm) D32 @ 150

			単位	常時	地震時
下側引張	曲げモーメント	MA	kN.m	4177.0	9687.0
	必要鉄筋量	Asr	cm <sup>2</sup>	64.227	89.277
	中立軸	x	cm	121.0	121.0
	応力度	c s	N/mm <sup>2</sup> N/mm <sup>2</sup>	1.71 69.90	3.98 162.12
	引張合力 所要鉄筋量	T As	kN cm <sup>2</sup>	1485.0 92.812	3444.4 127.569
上側引張	曲げモーメント	MA'	kN.m	4177.0	-2657.0
	必要鉄筋量	Asr	cm <sup>2</sup>	0.000	20.826
	中立軸	x	cm	6.9	80.6
	応力度	c s	N/mm <sup>2</sup> N/mm <sup>2</sup>	0.00 0.00	1.42 108.37
	引張合力 所要鉄筋量	T As	kN cm <sup>2</sup>	0.0 0.000	944.8 34.994
許容応力度		ca sa	N/mm <sup>2</sup> N/mm <sup>2</sup>	7.00 160.00	10.00 270.00
平均せん断力		QB m a1'	kN N/mm <sup>2</sup> N/mm <sup>2</sup>	1091.0 0.25 0.67	2366.0 0.53 1.01
平均せん断力		S m a1'	kN N/mm <sup>2</sup> N/mm <sup>2</sup>	993.0 0.22 0.67	2268.0 0.51 1.01
コンクリートが負担するせん断力		Sca	kN	0.0	0.0
斜引張鉄筋	負担するせん断力	Sh'	kN	0.0	0.0
	部材軸方向間隔	s	cm	0.0	0.0
	低減係数	Cds	—	0.000	0.000
	許容引張応力度	sa	N/mm <sup>2</sup>	0.00	0.00
	必要鉄筋量	Awreq	cm <sup>2</sup>	0.000	0.000

許容せん断応力度の割増し  $a1' = a1 \cdot Ce \cdot Cpt \cdot Cdc$

1)有効高に関する補正係数       $Ce = 0.629$       : 有効高       $d = 442.50$  (cm)

2)引張鉄筋比に関する補正係数       $Cpt = 1.044$       : 引張鉄筋比       $pt = 0.344$  (%)

3)せん断スパン比による割増係数       $Cdc = 4.654$       : せん断スパン       $a = 3.822$  (m)

(2)橋軸直角方向

b = 100.0 (cm)      h = 500.0 (cm)

使用鉄筋

下側引張( As = 85.653 (cm<sup>2</sup>) )

1段目 かぶり 500 (mm) D29 @ 150

2段目 かぶり 650 (mm) D29 @ 150

上側引張( As = 33.780 (cm<sup>2</sup>) )

1段目 かぶり 100 (mm) D25 @ 150

		単位	地震時	
下側引張	曲げモーメント	MA	kN.m	5641.0
	必要鉄筋量	Asr	cm <sup>2</sup>	51.046
	中立軸	x	cm	94.5
	応力度	c s	N/mm <sup>2</sup> N/mm <sup>2</sup>	2.90 163.64
	引張合力 所要鉄筋量	T As	kN cm <sup>2</sup>	2005.7 74.284
上側引張	曲げモーメント	MA'	kN.m	-1533.0
	必要鉄筋量	Asr	cm <sup>2</sup>	11.910
	中立軸	x	cm	65.6
	応力度	c s	N/mm <sup>2</sup> N/mm <sup>2</sup>	1.00 96.92
	引張合力 所要鉄筋量	T As	kN cm <sup>2</sup>	545.0 20.184
許容応力度	ca sa	N/mm <sup>2</sup> N/mm <sup>2</sup>	10.00 270.00	
平均せん断力	QB m a1'	kN N/mm <sup>2</sup> N/mm <sup>2</sup>	2482.0 0.56 1.18	
平均せん断力	S m a1'	kN N/mm <sup>2</sup> N/mm <sup>2</sup>	2482.0 0.56 1.18	
コンクリートが負担するせん断力	Sca	kN	0.0	
斜引張鉄筋	負担するせん断力	Sh'	kN	0.0
	部材軸方向間隔	s	cm	0.0
	低減係数	Cds	—	0.000
	許容引張応力度	sa	N/mm <sup>2</sup>	0.00
	使用鉄筋量	Aw	cm <sup>2</sup>	0.000
	必要鉄筋量	Awreq	cm <sup>2</sup>	0.000

許容せん断応力度の割増し  $a1' = a1 \cdot Ce \cdot Cpt \cdot Cdc$

- 1)有効高に関する補正係数       $Ce = 0.629$       : 有効高       $d = 442.50$  (cm)
- 2)引張鉄筋比に関する補正係数       $Cpt = 0.887$       : 引張鉄筋比       $pt = 0.194$  (%)
- 3)せん断スパン比による割増係数       $Cdc = 6.400$       : せん断スパン       $a = 1.822$  (m)

(3)頂版の必要厚さ

$$h \geq 1.94 \cdot \sqrt[3]{\frac{k_p \cdot \lambda^4}{E}} = 2.077 \text{ (m)}$$

ここに、h : 頂版の必要厚さ (m)

k<sub>p</sub> : 換算地盤反力係数 (kN/m<sup>3</sup>)

$$k_p = \frac{K_v1 \cdot n1 + K_v2 \cdot n2 + K_v3 \cdot n3}{A}$$

K<sub>v</sub> : 鋼管矢板または中打ち単独杭1本の軸方向バネ定数 (kN/m)

$$K_v = a \cdot \frac{A_p \cdot E_p}{L}$$

A<sub>p</sub> : 鋼管矢板または中打ち単独杭1本の純断面積 (m<sup>2</sup>)

E<sub>p</sub> : 鋼管矢板または中打ち単独杭1本のヤング係数 (kN/m<sup>2</sup>)

L : 杭長 (m)

a : 補正係数

$$a = 0.014 \cdot (L/D) + 0.72$$

K<sub>v1</sub> (外周鋼管矢板) = 2.8811E+005

K<sub>v2</sub> (隔壁鋼管矢板) = 0.0000E+000

K<sub>v3</sub> (中打ち単独杭) = 0.0000E+000

n<sub>1</sub> : 外周鋼管矢板本数 = 28

n<sub>2</sub> : 隔壁鋼管矢板本数 = 0

n<sub>3</sub> : 中打ち単独杭本数 = 0

A : 頂版の面積 (m<sup>2</sup>) = 97.5

E : 頂版のヤング係数 (kN/m<sup>2</sup>) = 2.35 × 10<sup>7</sup>

: 頂版の突出長 (m) = 4.32

(4)最小鉄筋量照査

		Mu(kN.m)	Mc(kN.m)	1.7M(kN.m)	As(mm <sup>2</sup> /m)	判定
橋軸方向	下側引張	19263	7295	16468	15200	OK
	上側引張	7583	7295	4517	5295	OK
橋軸直角方向	下側引張	10997	7295	9590	8565	OK
	上側引張	4854	7295	2606	3378	OK

1)Mu Mc , 2)1.7M Mc , 3)As 500(mm<sup>2</sup>/m)

1) , 2)のどちらかと3)を満足するときOK

1.7Mは全ケース中の最大モーメントに対する値

6.1.6 レベル2地震時

(1)頂版および脚柱形状

- ・頂版形状：円形
- ・頂版寸法：外径 = 12.1446 (m)  
外周鋼管本体径 Do = 1.0000 (m)
- ・脚柱形状：小判形
- ・脚柱寸法： 2.500 (m) (橋軸方向)  
7.000 (m) (橋軸直角方向)

(2)脚柱下端外縁断面における曲げモーメント

1)鉛直反力による曲げモーメント

$$MV = (R_{maxi} \cdot L_i)$$

$$MV' = (R_{mini} \cdot L_i)$$

ここに、R<sub>maxi</sub>：鋼管矢板または中打ち単独杭の最大鉛直反力 (kN/本)

R<sub>mini</sub>：鋼管矢板または中打ち単独杭の最小鉛直反力 (kN/本)

L<sub>i</sub>：脚柱下端外縁より反力作用位置までの距離 (m)

・液状化無視・地震動タイプI

1. 橋軸方向

頂版中心から脚柱下端外縁までの距離 = 1.250 (m)

	外周矢板(kN.m)	隔壁矢板(kN.m)	中打ち杭(kN.m)	M (kN.m)
MV	115551	—————	—————	115551
MV'	-32603	—————	—————	-32603

2. 橋軸直角方向

頂版中心から脚柱下端外縁までの距離 = 3.250 (m)

	外周矢板(kN.m)	隔壁矢板(kN.m)	中打ち杭(kN.m)	M (kN.m)
MV	79989	—————	—————	79989
MV'	-47556	—————	—————	-47556

2)頂版自重および上載荷重による曲げモーメント

$$MW = w \cdot A \cdot L \text{ (kN.m)}$$

ここに、w：頂版自重および上載荷重 = 73.6 (kN/m<sup>2</sup>)

A：脚柱下端外縁より外側の頂版面積 (m<sup>2</sup>)

外周鋼管矢板の部分を差し引いた面積と等しい、等価面積の形状に換算する。

(外周鋼管矢板中心までを考慮する)

L：脚柱下端外縁より外側の頂版面積重心位置までの距離 (m)

・液状化無視・地震動タイプI

	A (m <sup>2</sup> )	L(m)	MW (kN.m)
橋軸方向	34.96	1.803	4641
橋軸直角方向	14.73	0.948	1027

3)水平反力による曲げモーメント

$$MH = \frac{\sum HR \cdot hf}{2}$$

ここに、HR：外周鋼管矢板および隔壁鋼管矢板の水平反力 (kN/本)

hf：頂版厚さ = 5.000 (m)

・液状化無視・地震動タイプI

MH = 5063 (kN.m) (橋軸方向)

MH = 11793 (kN.m) (橋軸直角方向)

4)外周鋼管矢板および隔壁鋼管矢板の杭頭部拘束モーメント

$$MM = Mt$$

ここに、Mt：外周鋼管矢板および隔壁鋼管矢板の杭頭部モーメント (kN.m/本)

・液状化無視・地震動タイプI

MM = 866 (kN.m) (橋軸方向)

MM = 5775 (kN.m) (橋軸直角方向)

5)作用曲げモーメント合計

$$MA = MV - MW - MH - MM$$

$$MA' = MV' - MW + MH + MM$$

・液状化無視・地震動タイプI

	MA (kN.m)	MA' (kN.m)
橋軸方向	104982	-31315
橋軸直角方向	61394	-31015

(3)降伏曲げ耐力

・液状化無視・地震動タイプI

			橋軸方向		橋軸直角方向	
			下側引張	上側引張	下側引張	上側引張
有効幅	b	m	9.832	9.832	7.789	7.789
有効高	d	m	4.425	4.900	4.425	4.900
使用鉄筋量	As	cm <sup>2</sup> /m	152.000	52.947	85.653	33.780
曲げ耐力	My	kN.m	174563.0	-71522.0	79762.0	-36514.0

鉄筋の降伏点  $y = 295.000$  (N/mm<sup>2</sup>)

(4)曲げ耐力照査 (MA My)

・液状化無視・地震動タイプI

			橋軸方向		橋軸直角方向	
			下側引張	上側引張	下側引張	上側引張
作用曲げモーメント	MA	kN.m	104982.0	-31315.0	61394.0	-31015.0
曲げ耐力	My	kN.m	174563.0	-71522.0	79762.0	-36514.0
使用鉄筋量	As	cm <sup>2</sup> /m	152.000	52.947	85.653	33.780
釣合鉄筋量 / 2	Asb	cm <sup>2</sup> /m	753.467	834.348	753.467	834.348
判定			OK	OK	OK	OK



(5)せん断照査断面におけるせん断力

$$S = (R_{maxi}) - w \cdot A' \quad (\text{kN})$$

ここに、A' : せん断照査位置から外側の頂版面積 (m<sup>2</sup>) (井筒部内周面までを考慮する)

1)鉛直反力によるせん断力

・液状化無視・地震動タイプI

1.橋軸方向

脚柱下端外縁から照査位置までの距離 = 2.500 (m)

外周矢板 (kN)	隔壁矢板 (kN)	中打ち杭 (kN)	R (kN)
41026	—————	—————	41026

2)頂版自重および上載荷重によるせん断力、せん断力集計

・液状化無視・地震動タイプI

	A' (m <sup>2</sup> )	w · A' (kN)	S (kN)
橋軸方向	6.20	456.2	40570

(6)せん断耐力照査 (S Ps)

$$Ps = \text{前面}Sc + \text{側面}Sc \cdot 2 + Ss \quad (\text{kN})$$

$$Sc = Cc \cdot Ce \cdot Cpt \cdot Cdc \cdot c \cdot b \cdot d \quad (\text{kN})$$

$$Cdc = \frac{6.3}{1.3 + 0.8 \cdot \left(\frac{a}{d}\right)^2}$$

$$Ss = n \cdot Aw \cdot sy \quad (\text{kN})$$

ここに、Cdc : せん断スパン比によるせん断耐力割増係数

Sc : コンクリートが負担するせん断耐力 (kN)

Ss : 斜引張鉄筋の負担するせん断耐力 (kN)

Cc : 荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数 = 1.0

Ce : 部材断面の有効高に関する補正係数

Cpt : 引張主鉄筋比に関する補正係数

c : コンクリートが負担できる平均せん断応力度 = 0.330 (N/mm<sup>2</sup>)

b : 部材幅 (m)

d : 有効高 (m)

a : せん断スパン (m)

n : 斜引張鉄筋本数 (本)

Aw : 鉄筋1本当たりの断面積 (cm<sup>2</sup>)

sy : 斜引張鉄筋の降伏点 (N/mm<sup>2</sup>)

・液状化無視・地震動タイプI

1) 橋軸方向

			前面	側面
部材断面の有効高に関する補正係数	Ce		0.629	0.629
部材幅	b	cm	683.1	422.0
有効高	d	cm	442.5	442.5
引張鉄筋比に関する補正係数	Cpt		1.044	0.887
引張鉄筋比	pt	%	0.34	0.19
せん断スパン	a	m	3.822	1.822
せん断スパン比による割増係数	Cdc		3.321	4.388
コンクリートが負担するせん断耐力	Sc	kN	21737.0	15085.0
斜 引 張 鉄 筋	負担するせん断力	Ss	kN	0.0
	鉄筋本数	n	本	0
	降伏応力度	sy	N/mm <sup>2</sup>	0.00
	1本当たりの断面積	Aw	cm <sup>2</sup>	0.000
せん断耐力合計	Ps	kN	51907.0	
作用せん断力	S	kN	40570.0	
判定	OK			

## 6.2 頂版・矢板結合部の計算

### 6.2.1 設計条件

- (1)使用鋼材 : SS400, SM400  
 (2)使用鉄筋 : SD295 (水中部材)  
 (3)コンクリートの設計基準強度 :  $ck = 21$  (N/mm<sup>2</sup>)  
 (4)鋼管矢板の材質 : SKY400  
 (5)鋼材本体径 :  $D = 1000.0$  (mm)  
 (6)鋼管本体の断面係数 :  $Z = 8324.5$  (cm<sup>3</sup>)  
 (7)結合方式 : プレートブラケット方式

### 6.2.2 作用外力

頂版・矢板結合部の設計は、頂版下面における作用外力に対して行う。

なお、鉛直荷重の算出においては、井筒部内周面までの頂版の自重及び上載荷重を考慮する。

#### (1)頂版面積 (外周矢板の内周とする)

$$\begin{aligned} \text{円形} : A1 &= B^2 \cdot \pi / 4 \\ &= 10.145^2 \cdot \pi / 4 = 80.828 \text{ (m}^2\text{)} \end{aligned}$$

#### (2)上載土面積

$$\begin{aligned} A2 &= A1 - Ap = 64.668 \text{ (m}^2\text{)} \\ \text{ここに、} Ap &: \text{脚柱断面積} = 16.16 \text{ (m}^2\text{)} \end{aligned}$$

#### (3)脚柱下端作用力

##### 1)橋軸方向 $y = 5.00$ (m)

No	荷重名略称	V(kN)	H(kN)	M(kN.m)	H・y(kN.m)	M(kN.m)
1	常時	31634.4	0.0	0.0	0.0	0.0
2	地震時	26295.5	7626.9	100892.5	38134.5	139027.0

##### 2)橋軸直角方向 $y = 5.00$ (m)

No	荷重名略称	V(kN)	H(kN)	M(kN.m)	H・y(kN.m)	M(kN.m)
1	地震時	26295.5	7626.9	112247.0	38134.5	150381.5

(4)頂版、上載土

$$V1 = A1 \cdot \{ h1 \cdot c + h2 \cdot (c - w) \}$$

$$V2 = A2 \cdot \{ h1' \cdot t + h2' \cdot (sat - w) \}$$

$$V3 = Ap \cdot hw \cdot w$$

ここに、V1 : 頂版重量 (kN)

V2 : 上載土重量 (kN)

V3 : 柱に作用する浮力 (kN)

h1 : 水位より上の頂版厚 (m)

h2 : 水位より下の頂版厚 (m)

h1' : 水位より上の上載土厚 (m)

h2' : 水位より下の上載土厚 (m)

c : 頂版コンクリートの単位重量 = 24.5 (kN/m<sup>3</sup>)

w : 水の単位重量 = 9.81 (kN/m<sup>3</sup>)

t : 上載土 (湿潤) の単位重量 = 16.0 (kN/m<sup>3</sup>)

sat : 上載土 (飽和) の単位重量 = 17.0 (kN/m<sup>3</sup>)

hw : 水位 (m) (頂版天端からの高さ)

h' : 上載土厚 (m)

H1 : 頂版および中詰めコンクリート慣性力 (kN)

y : 頂版慣性力作用重心位置高 (m)

1)橋軸方向

1.鉛直力

No	荷重名略称	hw(m)	h'(m)	V1(kN)	V2(kN)	V3(kN)	V(kN)
1	常時	5.500	3.000	5936.80	1394.88	871.91	6459.77
2	地震時	5.500	3.000	5936.80	1394.88	871.91	6459.77

2.水平力

No	荷重名略称	H1(kN)	y(m)	H1・y(kN.m)
1	常時	0.00	0.000	0.00
2	地震時	0.00	0.000	0.00

2)橋軸直角方向

1.鉛直力

No	荷重名略称	hw(m)	h'(m)	V1(kN)	V2(kN)	V3(kN)	V(kN)
1	地震時	5.500	3.000	5936.80	1394.88	871.91	6459.77

2.水平力

No	荷重名略称	H1(kN)	y(m)	H1・y(kN.m)
1	地震時	0.00	0.000	0.00

(5)外力集計

$$Vo = V + V1 + V2 - V3 + V4$$

$$Ho = H + H1$$

$$Mo = M + H \cdot y + H1 \cdot y = M + H1 \cdot y$$

ここに、V4 : その他の荷重 (kN)

1) 橋軸方向

No	荷重名略称	V4(kN)	Vo(kN)	Ho(kN)	Mo(kN.m)
1	常時	0.0	38094.1	0.0	0.0
2	地震時	0.0	32755.2	7626.9	139027.0

2) 橋軸直角方向

No	荷重名略称	V4(kN)	Vo(kN)	Ho(kN)	Mo(kN.m)
1	地震時	0.0	32755.2	7626.9	150381.5

(6) 反力

$$R_i = \frac{V_o \cdot A_{oi}}{\sum (n_i \cdot A_{oi})} + \frac{M_o \cdot A_{oi}}{\sum (I_{Bi} \cdot A_{oi})} \cdot X_i$$

$$H_i = \frac{H_o}{n1}$$

	本数 ni (本)	断面積 Aoi (m <sup>2</sup> /本)	IBi (m <sup>2</sup> )	
			橋軸方向	橋軸直角方向
外周矢板(1)	28	0.03411	434.71	434.71
隔壁矢板(2)	—	—	—	—
中打ち杭(3)	—	—	—	—

1) 橋軸方向

No	荷重名略称	鉛直反力(kN/本)	水平反力(kN/本)	割増係数
1	常時	1361	0	1.00
2	地震時	2952	272	1.50

2) 橋軸直角方向

No	荷重名略称	鉛直反力(kN/本)	水平反力(kN/本)	割増係数
1	地震時	3097	272	1.50

6.2.3 反力

(1) 橋軸方向

No	荷重名称	鉛直反力 (kN/本)	水平反力 (kN/本)	割増係数
1	常時	1361	0	1.00
2	地震時	2952	272	1.50

(2) 橋軸直角方向

No	荷重名称	鉛直反力 (kN/本)	水平反力 (kN/本)	割増係数
1	地震時	3097	272	1.50

### 6.2.4 モーメントプレート

#### (1)設計曲げモーメント

$$M_e = R_p \cdot e$$

$$M_{Fix} = s_a \cdot Z_o$$

ここに、 $M_e$  : 反力の偏心によるモーメント (kN.m)

$M_{Fix}$  : 拘束モーメント (kN.m)

$R_p$  : 鋼管矢板1本当りの鉛直反力 (kN)

$e$  : 偏心量 (m) = 0.5000

$s_a$  : 鋼管矢板の許容応力度 (kN/m<sup>2</sup>) = 140.00 (N/mm<sup>2</sup>)

$Z_o$  : 鋼管本体の断面係数 (m<sup>3</sup>) = 8324.5 (cm<sup>3</sup>)

$M_e$  ,  $M_{Fix}$ のうち大きい方の値とする

#### (2)プレート寸法および使用鉄筋

##### 1)プレート

・ 中心間隔  $h = 3800.0$  (mm)

・ 横方向長さ  $b = 300.0$  (mm)

・ 縦方向長さ  $l = 300.0$  (mm)

・ 厚さ  $t = 9.0$  (mm)

・ 枚数  $n = 2$  (枚/段)

##### 2)使用鉄筋

・ 径 D22 断面積  $A_b = 3.871$  (cm<sup>2</sup>) , 周長  $U = 7.0$  (cm)

・ 本数  $n_b = 6$  (本/段)

・ 溶接脚長  $L = 9.0$  (mm)

#### (3)鉄筋

$$1) \text{引張力} \quad T_m = \frac{M}{h}$$

$$2) \text{引張応力度} \quad \sigma_s = \frac{T_m}{n_b \cdot A_b}$$

$$3) \text{必要本数} \quad n_{ba} \geq \frac{T_m}{n_b \cdot A_b}$$

#### (4)プレート

##### 1)プレートの必要厚さ

$$t_a \geq \frac{T_m}{n \cdot l \cdot \sigma_{sa}}$$

##### 2)プレートの溶接部の検討

全断面溶込みグループ溶接により取り付ける

$$\sigma_s = \frac{T_m}{n \cdot l \cdot t}$$

#### (5)鉄筋の長さ

$$L_o \geq \frac{\sigma_{sa} \cdot A_b}{\tau_{oa} \cdot U}$$

ここに、 $s_a$  : 鉄筋の許容引張応力度 (定着長算出用) = 180.00 (N/mm<sup>2</sup>)

$o_a$  : コンクリートの許容付着応力度 = 1.40 (N/mm<sup>2</sup>)

$L_o$  71.10 (cm)

(6)鉄筋の溶接長

$$L_s \geq \frac{T}{2 \cdot a \cdot \tau_a}$$

ここに、T : 鉄筋の引張力 =  $s_a \cdot A_b = 69678$  (N)

$s_a$  : 鉄筋の許容引張応力度 (定着長算出用) =  $180.00$  (N/mm<sup>2</sup>)

a : 鉄筋の許容せん断応力度 =  $64.00$  (N/mm<sup>2</sup>)

a : ( =  $0.707 \cdot L$  ) (mm)

Ls :  $8.56$  (cm)

橋軸方向

No	Me (kN.m)	MFix (kN.m)	Tm (kN)	鉄筋				プレート		
				s (N/mm <sup>2</sup> )	sa (N/mm <sup>2</sup> )	nb nba (本/段)	s (N/mm <sup>2</sup> )	sa (N/mm <sup>2</sup> )	ta (mm)	
1	680	1165	306.7	132.05	160.00	6	5	56.79	112.00	3.7
2	1476	1748	460.0	198.07	270.00	6	5	85.19	168.00	3.7

橋軸直角方向

No	Me (kN.m)	MFix (kN.m)	Tm (kN)	鉄筋				プレート		
				s (N/mm <sup>2</sup> )	sa (N/mm <sup>2</sup> )	nb nba (本/段)	s (N/mm <sup>2</sup> )	sa (N/mm <sup>2</sup> )	ta (mm)	
1	1548	1748	460.0	198.07	270.00	6	5	85.19	168.00	3.7

### 6.2.5 シアープレート

#### (1) プレート寸法および使用鉄筋

##### 1) プレート

- ・枚数  $ns = 2$  (枚)
- ・鉛直方向長さ  $ls = 2500.0$  (mm)
- ・水平方向長さ  $bs = 300.0$  (mm)
- ・厚さ  $ts = 9.0$  (mm)
- ・溶接脚長  $l = 6.0$  (mm)

##### 2) 使用鉄筋

- ・径 D19 断面積  $Ab = 2.865$  (cm<sup>2</sup>), 周長  $U = 6.0$  (cm)
- ・本数  $n = 5$  (本/枚)
- ・溶接脚長  $L = 6.0$  (mm)

#### (2) プレート

##### 1) せん断応力度

$$\tau = \frac{Rp}{ns \cdot ls \cdot ts} \leq \tau a$$

##### 2) 付着応力度

$$\tau o = \frac{Rp}{2 \cdot ns \cdot bs \cdot ls} \leq \tau oa$$

##### 3) 溶接部のせん断応力度(両面すみ肉溶接)

$$\tau s = \frac{Rp}{2 \cdot ns \cdot as \cdot ls} \leq \tau sa$$

$$as = 0.707 \cdot l$$

ここに、 $Rp$  : 鋼管矢板1本当りの鉛直反力 (N/本)

$a$  : シアープレートの許容せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$oa$  : シアープレートの許容付着応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$sa$  : 溶接部の許容せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$as$  : 溶接部有効厚 (mm)

#### (3) 鉄筋

##### 1) 引張応力度

$$\sigma s = \frac{Ts}{ns \cdot n \cdot Ab} \leq \sigma sa$$

ここに、 $Ts$  : 引張力 (鋼管矢板の水平反力)

##### 2) 必要鉄筋本数

$$na \geq \frac{Ts}{ns \cdot \sigma sa \cdot Ab}$$

#### (4) 鉄筋の長さ

$$Lo \geq \frac{\sigma sa \cdot Ab}{\tau oa \cdot U}$$

ここに、 $sa$  : 鉄筋の許容引張応力度 (定着長算出用) = 180.00 (N/mm<sup>2</sup>)

$oa$  : 許容付着応力度 = 1.40 (N/mm<sup>2</sup>)

$Lo$  61.39 (cm)



(5)鉄筋の溶接長

$$L_s \geq \frac{T}{2 \cdot a \cdot \tau_a}$$

ここに、T : 鉄筋の引張力 =  $sa \cdot Ab = 51570$  (N)

sa : 鉄筋の許容引張応力度 (定着長算出用) =  $180.00$  (N/mm<sup>2</sup>)

a : 鉄筋の許容せん断応力度 =  $64.00$  (N/mm<sup>2</sup>)

a : ( =  $0.707 \cdot L$  ) (mm)

Ls  $9.50$  (cm)

橋軸方向

No	プレート						鉄筋			
	(N/mm <sup>2</sup> )	a (N/mm <sup>2</sup> )	o (N/mm <sup>2</sup> )	oa (N/mm <sup>2</sup> )	s (N/mm <sup>2</sup> )	sa (N/mm <sup>2</sup> )	s (N/mm <sup>2</sup> )	sa (N/mm <sup>2</sup> )	n (本/枚)	na
1	30.24	80.00	0.45	0.60	32.08	64.00	0.00	160.00	5	0
2	—	—	—	—	—	—	94.94	270.00	5	2

橋軸直角方向

No	プレート						鉄筋			
	(N/mm <sup>2</sup> )	a (N/mm <sup>2</sup> )	o (N/mm <sup>2</sup> )	oa (N/mm <sup>2</sup> )	s (N/mm <sup>2</sup> )	sa (N/mm <sup>2</sup> )	s (N/mm <sup>2</sup> )	sa (N/mm <sup>2</sup> )	n (本/枚)	na
1	—	—	—	—	—	—	94.94	270.00	5	2

## 6.2.6 ブラケット

## (1)プレート寸法

## 1)支圧プレート

- ・幅  $b = 600.0$  (mm)
- ・長さ  $l_p = 650.0$  (mm)
- ・厚さ  $t_p = 29.0$  (mm)

## 2)リブプレート

- ・枚数  $n_b = 4$  (枚)
- ・中心間隔  $l = 200.0$  (mm)
- ・長さ  $l_b = 450.0$  (mm)
- ・厚さ  $t_b = 22.0$  (mm)

## (2)コンクリートの支圧応力度

$$\sigma_b = \frac{R_p}{b \cdot l_p} \leq \sigma_{ba}$$

ここに、 $R_p$  : 鋼管矢板1本当たりの鉛直反力 (N/本)  
 $\sigma_{ba}$  : コンクリートの許容支圧応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

## (3)支圧プレート

## 1)最大曲げモーメント (両端固定梁として算定する)

$$w = b \cdot b \text{ (N/mm)}$$

$$M = \frac{w \cdot l^2}{12}$$

## 2)支圧プレートの必要厚さ

$$t_{pa} \geq \sqrt{\frac{6 \cdot M}{b \cdot \sigma_{sa}}}$$

## 3)支圧プレートの曲げ応力度

$$\sigma_s = \frac{6 \cdot M}{b \cdot t_p^2}$$

ここに、 $w$  : 支圧プレートに作用する分布荷重 (N/mm)  
 $\sigma_{sa}$  : 支圧プレートの許容曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

## (4)リブプレート

## 1)応力度の照査

$$\tau = \frac{\sigma_b \cdot l \cdot b}{l_b \cdot t_b} \leq \tau_a$$

$$\sigma_s = \frac{\sigma_b \cdot l \cdot b}{b \cdot t_b} \leq \sigma_{sa}$$

## 2)溶接部の検討

全断面溶込みグルーブ溶接により取り付ける

$$\tau_s = \frac{\sigma_b \cdot l \cdot b}{l_b \cdot t_b} \leq \tau_{sa}$$

ここに、 $b$  : コンクリートの支圧応力度 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $a$  : リブプレートの許容せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $\sigma_{sa}$  : リブプレートの許容圧縮応力度 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $\tau_{sa}$  : 溶接部の許容せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

橋軸方向

No	荷重名略称	支圧プレート						
		b (N/mm <sup>2</sup> )	ba (N/mm <sup>2</sup> )	w (N/mm)	M (kN.m)	s (N/mm <sup>2</sup> )	sa (N/mm <sup>2</sup> )	tpa (mm)
1	常時	3.49	6.30	2093.8	7.0	82.99	140.00	22.3
2	地震時	7.57	9.40	4541.5	15.1	180.01	210.00	26.8

No	荷重名略称	リブプレート					
		(N/mm <sup>2</sup> )	a (N/mm <sup>2</sup> )	s (N/mm <sup>2</sup> )	sa (N/mm <sup>2</sup> )	s (N/mm <sup>2</sup> )	sa (N/mm <sup>2</sup> )
1	常時	42.30	80.00	31.72	140.00	42.30	64.00
2	地震時	91.75	120.00	68.81	210.00	91.75	96.00

橋軸直角方向

No	荷重名略称	支圧プレート						
		b (N/mm <sup>2</sup> )	ba (N/mm <sup>2</sup> )	w (N/mm)	M (kN.m)	s (N/mm <sup>2</sup> )	sa (N/mm <sup>2</sup> )	tpa (mm)
1	地震時	7.94	9.40	4764.6	15.9	188.85	210.00	27.5

No	荷重名略称	リブプレート					
		(N/mm <sup>2</sup> )	a (N/mm <sup>2</sup> )	s (N/mm <sup>2</sup> )	sa (N/mm <sup>2</sup> )	s (N/mm <sup>2</sup> )	sa (N/mm <sup>2</sup> )
1	地震時	96.25	120.00	72.19	210.00	96.25	96.00

6.2.7 レベル2地震時

・液状化無視・地震動タイプI

橋軸方向 照査に用いる設計水平震度 [ 0.50 ]

橋軸直角方向 照査に用いる設計水平震度 [ 0.88 ]

(1)曲げモーメントに対する照査

$$M = MM$$

$$Mr = y \cdot nba \cdot Ab \cdot h$$

ここに、M : 照査モーメント (N.mm)

MM : 継手のせん断ずれを考慮した仮想井筒梁により算出した、頂版下面位置での鋼管矢板1本当たりの拘束モーメント (N.mm)

Mr : 抵抗曲げモーメント (N.mm)

$$y : \text{鉄筋の降伏点} = 295.00 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$nba : \text{モーメント鉄筋本数} = 6 \text{ (本)}$$

$$Ab : \text{モーメント鉄筋1本の断面積} = 3.871 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$h : \text{モーメントプレートの中心間隔} = 380.0 \text{ (cm)}$$

・液状化無視・地震動タイプI

$$M = 79 \text{ (kN.m)} \quad Mr = 2604 \text{ (kN.m)} \text{ (OK)} \text{ (橋軸方向)}$$

$$M = 642 \text{ (kN.m)} \quad Mr = 2604 \text{ (kN.m)} \text{ (OK)} \text{ (橋軸直角方向)}$$

(2)鉛直荷重に対する照査

1)押込み力に対する照査

$$R = RNi$$

$$Rr = nN \cdot (Rm + Rs + Rb)$$

$$Rm = \min(Rm1, Rm2, Rm3) = 648 \text{ (kN)}$$

$$Rs = \min(Rs1, Rs2, Rs3) = 2700 \text{ (kN)}$$

$$Rb = \min(Rb1, Rb2, Rb3, Rb4, Rb5) = 3854 \text{ (kN)}$$

$$Rm1 = 4 \cdot oy \cdot nm \cdot bm \cdot Lm = 648 \text{ (kN)}$$

$$Rm2 = 2 \cdot sy \cdot nm \cdot Lm \cdot tm = 1465 \text{ (kN)}$$

$$Rm3 = 2 \cdot wy \cdot nm \cdot Lm \cdot am = 1172 \text{ (kN)}$$

$$Rs1 = 2 \cdot oy \cdot ns \cdot bs \cdot Ls = 2700 \text{ (kN)}$$

$$Rs2 = sy \cdot ns \cdot Ls \cdot ts = 6105 \text{ (kN)}$$

$$Rs3 = wy \cdot ns \cdot L's \cdot as = 4604 \text{ (kN)}$$

$$Rb1 = by \cdot A = 6962 \text{ (kN)}$$

$$Rb2 = 2 \cdot sy \cdot A \cdot tp^2/L^2 = 3854 \text{ (kN)}$$

$$Rb3 = sy \cdot nb \cdot Lb \cdot tb = 5373 \text{ (kN)}$$

$$Rb4 = sy \cdot nb \cdot bb \cdot tb = 12408 \text{ (kN)}$$

$$Rb5 = wy \cdot nb \cdot L'b \cdot ab = 4298 \text{ (kN)}$$

ここに、R : 照査押込み反力の総和 (N)

RNi : 継手のせん断ずれを考慮した仮想井筒梁により算出した、  
i番目の鋼管矢板の頂版下面位置での押込み反力 (N)

Rr : 結合部の押込み抵抗力の総和 (N)

nN : 押込み側の鋼管矢板の本数 (本)

Rm : モーメントプレートの押込み抵抗力 (N)

Rs : シアープレートの押込み抵抗力 (N)

Rb : ブラケットの押込み抵抗力 (N)

Rm1 : モーメントプレートとコンクリートの付着応力度から決まる押込み抵抗力 (N)

Rm2 : モーメントプレートのせん断応力度から決まる押込み抵抗力 (N)

Rm3 : モーメントプレートの溶接部のせん断応力度から決まる押込み抵抗力 (N)

- Rb1 : コンクリートの支圧応力度から決まる押込み抵抗力 (N)  
 Rb2 : 支圧プレートの曲げ応力度から決まる押込み抵抗力 (N)  
 Rb3 : リブプレートのせん断応力度から決まる押込み抵抗力 (N)  
 Rb4 : リブプレートの圧縮応力度から決まる押込み抵抗力 (N)  
 Rb5 : リブプレートの溶接部のせん断応力度から決まる押込み抵抗力 (N)
- oy : シアープレートの付着応力度 = 0.900 (N/mm<sup>2</sup>)  
 (地震時の許容付着応力度を用いる)
- nm : モーメントプレートの枚数 = 2 (枚)  
 bm : モーメントプレートの横方向長さ = 30.00 (cm)  
 Lm : モーメントプレートの縦方向長さ = 30.00 (cm)  
 sy : 鋼材の降伏せん断応力度 = 135.68 (N/mm<sup>2</sup>)
- $$\tau_{sy} = \frac{\sigma_{sy}}{\sqrt{3}}$$
- tm : モーメントプレートの厚さ = 0.90 (cm)  
 wy : 鋼材の溶接部の降伏せん断応力度 = 108.54 (N/mm<sup>2</sup>)  
 wy = 0.8 · sy
- am : モーメントプレートの溶接部の有効厚 = 0.90 (cm)  
 am = tm
- as : シアープレートの溶接部の有効厚 = 0.85 (cm)  
 as = 2 · 0.707 · L' s
- L' s : シアープレートの溶接脚長 = 0.60 (cm)  
 ab : リブプレートの溶接部の有効厚 = 2.20 (cm)  
 ab = tb
- ns : シアープレートの枚数 = 2 (枚)  
 bs : シアープレートの横方向長さ = 30.00 (cm)  
 Ls : シアープレートの縦方向長さ = 250.00 (cm)  
 ts : シアープレートの厚さ = 0.90 (cm)
- A : 支圧プレートの面積 = 3900.00 (cm<sup>2</sup>)  
 by : コンクリートの極限支圧応力度 = 17.850 (N/mm<sup>2</sup>)  
 by = 0.85 · ck
- ck : コンクリートの設計基準強度 = 21 (N/mm<sup>2</sup>)  
 sy : 鋼材の降伏応力度 = 235.00 (N/mm<sup>2</sup>)
- tp : 支圧プレートの厚さ = 2.90 (cm)  
 L : リブプレートの間隔 = 20.00 (cm)  
 nb : リブプレートの枚数 = 4 (枚)  
 Lb : リブプレートの縦方向長さ = 45.00 (cm)  
 bb : リブプレートの水平方向長さ = 60.00 (cm)  
 tb : リブプレートの厚さ = 2.20 (cm)

・液状化無視・地震動タイプI

- nN = 19 (本) (橋軸方向), 17 (本) (橋軸直角方向)  
 R = 43784 (kN) Rr = 136836 (kN) (OK) (橋軸方向)  
 R = 67031 (kN) Rr = 122432 (kN) (OK) (橋軸直角方向)

## 2) 引抜き力に対する照査

$$P = RT_i$$

$$Pr = nT \cdot (P_m + P_s)$$

ここに、P : 照査引抜き反力の総和 (N)

RT<sub>i</sub> : 継手のせん断ずれを考慮した仮想井筒梁により算出した、  
i 番目の鋼管矢板の頂版下面位置での引抜き反力 (N)

Pr : 結合部の引抜き抵抗力の総和 (N)

nT : 引抜き側の鋼管矢板の本数 (本)

P<sub>m</sub> : モーメントプレートの引抜き抵抗力 = 648 (kN)

P<sub>s</sub> : シアープレートの引抜き抵抗力 = 2700 (kN)

・液状化無視・地震動タイプI

$$nT = 9 \text{ (本) (橋軸方向)}, \quad 11 \text{ (本) (橋軸直角方向)}$$

$$P = 8833 \text{ (kN)} \quad Pr = 30132 \text{ (kN) (OK) (橋軸方向)}$$

$$P = 31806 \text{ (kN)} \quad Pr = 36828 \text{ (kN) (OK) (橋軸直角方向)}$$

## (3) 水平荷重に対する照査

$$H = HR$$

$$Hr = y \cdot ns \cdot n \cdot As$$

ここに、H : 照査水平荷重 (N)

HR : 継手のせん断ずれを考慮した仮想井筒梁により算出した、頂版下面位置での  
鋼管矢板1本当たりの水平反力 (N)

Hr : 結合部の水平抵抗力 (N)

y : 鉄筋の降伏点 = 295.00 (N/mm<sup>2</sup>)

ns : シアープレートの枚数 = 2 (枚)

n : シアープレート1枚の鉄筋本数 = 5 (本)

As : シアープレート鉄筋1本の断面積 = 2.865 (cm<sup>2</sup>)

・液状化無視・地震動タイプI

$$H = 184 \text{ (kN)} \quad Hr = 845 \text{ (kN) (OK) (橋軸方向)}$$

$$H = 524 \text{ (kN)} \quad Hr = 845 \text{ (kN) (OK) (橋軸直角方向)}$$

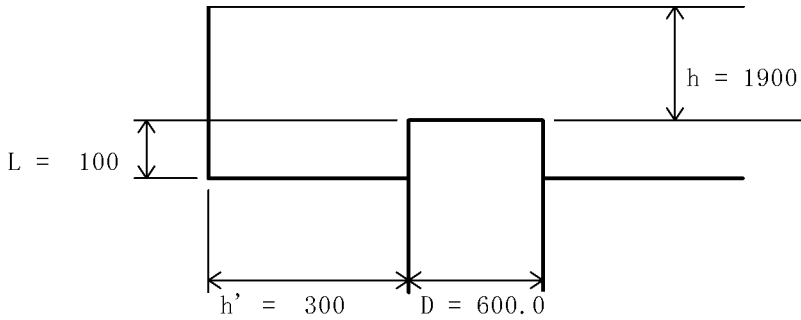
### 6.3 杭頭結合部の計算

#### 6.3.1 設計条件

##### (1)設計条件

- 1)結合方式 : 方法B
- 2)コンクリートの設計基準強度 :  $c_k = 24 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
- 3)使用鉄筋 : SD295 (水中部材)

##### (2)形状寸法



##### (3)杭頭作用力

###### 1)橋軸方向

No	荷重名称	割増係数	鉛直最大 (kN)	鉛直最小 (kN)	水平力 (kN)	モーメント (kN.m)
1	常時	1.00	1313	797	74	302
2	地震時	1.50	1541	534	98	394

###### 2)橋軸直角方向

No	荷重名称	割増係数	鉛直最大 (kN)	鉛直最小 (kN)	水平力 (kN)	モーメント (kN.m)
1	地震時	1.50	1541	534	98	394

#### 6.3.2 杭頭結合部応力度計算

##### (1)頂版コンクリートの垂直支圧応力度

$$\sigma_{cv} = \frac{PN_{max}}{\pi \cdot D^2/4} \leq \sigma_{ca}$$

ここに、 $PN_{max}$  : 軸方向最大押込み力 (N)

$D$  : 杭外径 (mm) = 60.00 (cm)

$ca$  : コンクリートの許容支圧応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

##### (2)頂版コンクリートの押抜きせん断応力度

$$\tau_v = \frac{PN_{max}}{\pi \cdot (D + h) \cdot h} \leq \tau_a$$

ここに、 $h$  : 垂直方向の押抜きせん断力に抵抗する頂版の有効厚さ (mm) = 190.0 (cm)

$a$  : コンクリートの許容押抜きせん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

## 1) 橋軸方向

No	荷重名称	PNmax (kN)	cv (N/mm <sup>2</sup> )	ca (N/mm <sup>2</sup> )	v (N/mm <sup>2</sup> )	a (N/mm <sup>2</sup> )
1	常時	1313	4.64	7.20	0.088	0.900
2	地震時	1541	5.45	11.00	0.103	0.900

## 2) 橋軸直角方向

No	荷重名称	PNmax (kN)	cv (N/mm <sup>2</sup> )	ca (N/mm <sup>2</sup> )	v (N/mm <sup>2</sup> )	a (N/mm <sup>2</sup> )
1	地震時	1541	5.45	11.00	0.103	0.900

## (3) 頂版コンクリートの水平支圧応力度

$$\sigma_{ch} = \frac{PH_{max}}{D \cdot I} \leq \sigma_{ca}$$

ここに、PHmax : 軸直角方向力 (N)

I : 杭の埋込み長 (mm) = 10.0 (cm)

ca : コンクリートの許容支圧応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

## 1) 橋軸方向

No	荷重名称	PHmax (kN)	ch (N/mm <sup>2</sup> )	ca (N/mm <sup>2</sup> )
1	常時	74	1.23	7.20
2	地震時	98	1.63	11.00

## 2) 橋軸直角方向

No	荷重名称	PHmax (kN)	ch (N/mm <sup>2</sup> )	ca (N/mm <sup>2</sup> )
1	地震時	98	1.63	11.00



### 6.3.3 杭頭補強鉄筋の計算

#### (1) 仮想鉄筋コンクリート断面の計算

断面	直径(cm)	かぶり(cm)	鉄筋	使用鉄筋量 (cm <sup>2</sup> )
1段目	80.00	1.0	D32 - 12 (@204)	95.304

#### 1) 橋軸方向

No	荷重名略称	M (kN.m)	N (kN)	必要鉄筋量 (cm <sup>2</sup> )	中立軸 (cm)	c (N/mm <sup>2</sup> )	ca (N/mm <sup>2</sup> )	s (N/mm <sup>2</sup> )	sa (N/mm <sup>2</sup> )
1	常時	302.0	1313.0	41.050	56.64	6.24	8.00	36.95	160.00
		302.0	797.0	44.808	44.20	5.88	8.00	69.42	160.00
2	地震時	394.0	1541.0	22.903	53.52	7.99	12.00	57.08	270.00
		394.0	534.0	43.147	35.52	7.35	12.00	135.02	270.00

荷重ケース毎に上段がPmax、下段がPminを示す。

#### 2) 橋軸直角方向

No	荷重名略称	M (kN.m)	N (kN)	必要鉄筋量 (cm <sup>2</sup> )	中立軸 (cm)	c (N/mm <sup>2</sup> )	ca (N/mm <sup>2</sup> )	s (N/mm <sup>2</sup> )	sa (N/mm <sup>2</sup> )
1	地震時	394.0	1541.0	22.903	53.52	7.99	12.00	57.08	270.00
		394.0	534.0	43.147	35.52	7.35	12.00	135.02	270.00

荷重ケース毎に上段がPmax、下段がPminを示す。

#### (2) 杭頭補強鉄筋の定着長

$$L_o = \frac{\sigma_{sa} \cdot A_{st}}{\tau_{oa} \cdot U} = 893 \text{ (mm)}$$

$L_o$  : 鉄筋の定着長 (mm)

$sa$  : 鉄筋の許容引張応力度 = 180.00 (N/mm<sup>2</sup>)

$A_{st}$  : 杭頭補強鉄筋(D32)1本の断面積 = 794.2 (mm<sup>2</sup>)

$oa$  : 許容鉄筋付着応力度 = 1.600 (N/mm<sup>2</sup>)

$U$  : 杭頭補強鉄筋の周長 = 100 (mm)

$d$  : 杭頭補強鉄筋径 = 32 (mm)

埋込み長  $L = L_o + 10 \cdot d = 1213 \text{ (mm)}$

頂版下面主鉄筋中心位置よりL以上確保する。

(3) 杭頭補強鉄筋溶接部のせん断応力度による溶接長

$$\tau_s = \frac{\sigma_{sa} \cdot A_{st}}{1.4 \cdot \lambda \cdot L_s} \leq \tau_{sa}$$

$$\therefore L_s = \frac{\sigma_s \cdot A_{st}}{1.4 \cdot \lambda \cdot \tau_{sa}}$$

ここに、  $\sigma_{sa}$  : すみ肉溶接の許容せん断応力度 = 72.00 (N/mm<sup>2</sup>)

$\sigma_s$  : 鉄筋の許容引張応力度 (定着長算出用) = 180.00 (N/mm<sup>2</sup>)

$A_{st}$  : 杭頭補強鉄筋1本の断面積 = 7.942 (cm<sup>2</sup>)

$\lambda$  : すみ肉溶接の脚長 (cm)

$L_s$  : すみ肉溶接長

溶接脚長 (cm)	0.6	0.7	0.8	0.9
溶接長 $L_s$ (cm)	23.6	20.3	17.7	15.8

## 7章 基礎バネ計算

固有周期の算定に用いる地盤バネ定数

地震時保有水平耐力法に用いる解析モデルにより算出する。ただし、地盤反力の上限值は考慮しない。

### (1)地盤の動的変形係数

層No	土質	層厚(m)	N	ED(kN/m <sup>2</sup> )	D
1	粘性土	18.500	2.0	49760	0.50
2	砂質土	3.500	14.0	131103	0.50
3	粘性土	6.500	10.0	154593	0.50
4	砂質土	2.000	50.0	340355	0.50

### (2)地盤反力係数

#### 1)基礎底面バネ

	鉛直方向 kv(kN/m <sup>2</sup> )	水平方向せん断 ks(kN/m <sup>2</sup> )
外周矢板	459888	137966
隔壁矢板	————	————
中打ち杭	————	————

#### 2)基礎前面，側面バネ

- ・基礎前面水平方向  $k_h = k \cdot k_{Ho} \cdot (Be / 0.3)^{(-3/4)} \text{ (kN/m}^3\text{)}$ 、  $k_{Ho} = ED / 0.3$
- ・基礎前面鉛直方向  $k_{SVB} = 0.3 \cdot k \cdot k_{Ho} \cdot (Be / 0.3)^{(-3/4)} \text{ (kN/m}^3\text{)}$
- ・基礎側面水平方向  $k_{SHD} = 0.6 \cdot k \cdot k_{Ho} \cdot (De / 0.3)^{(-3/4)} \text{ (kN/m}^3\text{)}$
- ・基礎側面鉛直方向  $k_{SVD} = 0.3 \cdot k \cdot k_{Ho} \cdot (De / 0.3)^{(-3/4)} \text{ (kN/m}^3\text{)}$

ここに、  $k$  : 地盤反力係数の補正係数 (= 1.50)

$ED$  : 地盤の動的変形係数 (kN/m<sup>2</sup>)

$D$  : 動的ポアソン比

$Be$  : 換算載荷幅で外力の方向に直交する方向の基礎幅 (m)

$De$  : 換算載荷幅で外力の方向の基礎幅 (m)

$Be, De$ ともに円形または小判形るとき  $0.2 \cdot D$ を差し引いた値 ( $D$ :円の直径(m))

#### 1. 橋軸方向 ( $Be = 9.71568$ 、 $De = 9.71568$ )

層No	標高 (m)	前面 (kN/m <sup>3</sup> )		側面 (kN/m <sup>3</sup> )	
		$k_h$	$k_{SVB}$	$k_{SHD}$	$k_{SVD}$
1	-1.000 ~ -6.000	18327	5498	10996	5498
2	-6.000 ~ -19.500	18327	5498	10996	5498
3	-19.500 ~ -21.355	48286	14486	28971	14486
4	-21.355 ~ -23.000	48286	28971	28971	28971
5	-23.000 ~ -29.500	56937	34162	34162	34162
6	-29.500 ~ -31.500	125354	75212	75212	75212

## 2. 橋軸直角方向 ( Be = 9.71568、De = 9.71568 )

層 No	標高 (m)	前面 (kN/m <sup>3</sup> )		側面 (kN/m <sup>3</sup> )	
		kH	kSVB	kSHD	kSVD
1	-1.000 ~ -6.000	18327	5498	10996	5498
2	-6.000 ~ -19.500	18327	5498	10996	5498
3	-19.500 ~ -21.355	48286	14486	28971	14486
4	-21.355 ~ -23.000	48286	28971	28971	28971
5	-23.000 ~ -29.500	56937	34162	34162	34162
6	-29.500 ~ -31.500	125354	75212	75212	75212

kSVBおよびkSVDについては、標高 -21.355(m)以深は内周面の抵抗を考慮しているため、外周面と内周面の地盤反力係数の和として評価している。

## (3) 継手管外径，継手のせん断抵抗

## 継手管外径

外周：直線部 = 0.1652 (m)

外周：曲線部 = 0.1652 (m)

隔壁：Y方向 = 0.1652 (m)

隔壁：X方向 = 0.1652 (m)

## 継手のせん断抵抗

せん断剛性 Gj = 1200000 (kN/m<sup>2</sup>)

せん断耐力 qju = 200 (kN/m)

(4)固有周期算出時用地盤バネ定数

一般式

$$\begin{bmatrix} H \\ M \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} Ass & Asr \\ Ars & Arr \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \delta \\ \theta \end{bmatrix}$$

より

$$\begin{bmatrix} Ho & 0 \\ 0 & Mo \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} Ass & Asr \\ Ars & Arr \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \delta oH & \delta oM \\ \theta oH & \theta oM \end{bmatrix}$$

$$\begin{bmatrix} Ass & Asr \\ Ars & Arr \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} Ho & 0 \\ 0 & Mo \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \delta oH & \delta oM \\ \theta oH & \theta oM \end{bmatrix}^{-1}$$

ここに、Ho : 基礎天端に作用させる単位水平力 (kN)

Mo : 基礎天端に作用させる単位モーメント (kN.m)

oH : Hoによって生じる基礎天端位置の水平変位量 (m)

oH : Hoによって生じる基礎天端位置の回転角 (rad)

oM : Moによって生じる基礎天端位置の水平変位量 (m)

oM : Moによって生じる基礎天端位置の回転角 (rad)

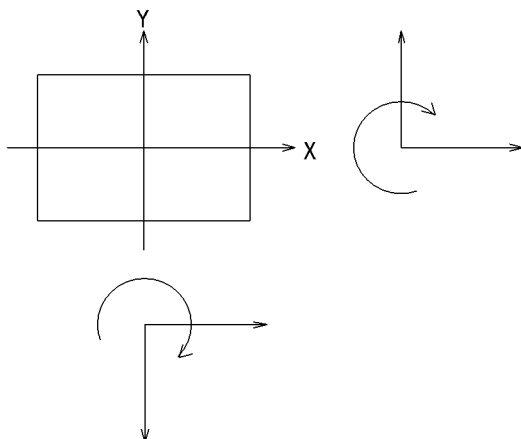
Ass : 地盤バネ定数 (kN/m)

Asr : 地盤バネ定数 (kN/rad)

Ars : 地盤バネ定数 (kN.m/m)

Arr : 地盤バネ定数 (kN.m/rad)

項目	単位	橋軸方向	橋軸直角方向
Ho	kN	1000.00	1000.00
Mo	kN.m	10000.00	10000.00
oH	mm	3.7054E-001	3.7054E-001
oH	mrad	2.4842E-002	2.4842E-002
oM	mm	2.4842E-001	2.4842E-001
oM	mrad	3.4378E-002	3.4378E-002
Ass	kN/m	5.2350E+006	5.2350E+006
Asr	kN/rad	-3.7829E+007	-3.7829E+007
Ars	kN.m/m	-3.7829E+007	-3.7829E+007
Arr	kN.m/rad	5.6424E+008	5.6424E+008



Y方向 : 橋軸方向  
X方向 : 橋軸直角方向