

# 目次

1	設計条件	1
1-1	設計条件	1
1-2	構造寸法	2
1-3	荷重条件	3
1-4	地盤条件	5
1-5	杭基礎条件	6
2	荷重計算	7
2-1	主働土圧係数の計算	7
2-2	荷重集計	8
3	杭基礎の震度法照査	10
3-1	杭の諸元および杭配置	10
3-2	杭の許容支持力の計算	11
3-2-1	計算式	11
3-2-2	地盤条件	13
3-2-3	許容押し込み支持力の計算	14
3-2-4	許容引抜き抵抗力の計算	14
3-3	地盤ばねの計算	15
3-3-1	杭の軸方向ばね定数	15
3-3-2	水平方向地盤反力係数	16
3-4	杭頭変位および杭頭反力の計算	18
3-4-1	計算法	18
3-4-2	杭頭変位および杭頭反力	22
3-5	杭本体各部の断面力および変位	26
3-6	杭本体の応力度照査	42
3-6-1	計算式	42
3-6-2	杭本体の応力度照査	43
3-7	フーチングの剛体判定	44
3-8	杭とフーチングの接合部の照査	45
3-8-1	仮想鉄筋コンクリート断面の照査	45
3-8-2	フーチングへの鉄筋の定着長	47

## 1 設計条件

## 1-1 設計条件

- (1) 下部工形式 逆T式橋台(A1)
- (2) 基礎工形式 鋼管杭  $\phi 600.0 \text{ mm}$   $L = 19.000 \text{ m}$   $n = 24 \text{ 本}$
- (3) 適用基準 道路橋示方書(平成24年)
- (4) 設計水平震度

	橋軸方向
地域区分	A1地域
地盤種別	I種地盤
設計水平震度(躯体)	0.20
設計水平震度(土砂)	0.16

- (5) 単位体積重量

	大気中 ( $\text{kN/m}^3$ )	水 中 ( $\text{kN/m}^3$ )
コンクリート(パラペット)	24.5	————
コンクリート(壁)	24.5	14.5
コンクリート(フーチング)	24.5	14.5
前フーチング上載土砂	18.0	9.0
裏込め土砂	18.0	9.0
水	10.0	————

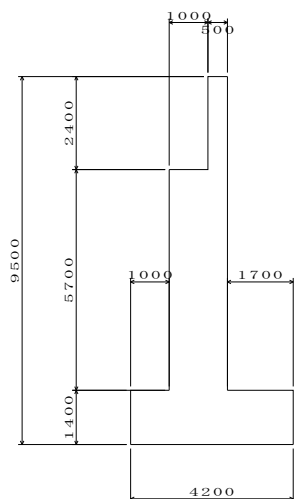
- (6) 使用材料

フーチングコンクリートの許容応力度

( $\text{N/mm}^2$ )

コンクリートの設計基準強度		24.0
許容圧縮応力度	曲げ圧縮応力度	8.00
	軸圧縮応力度	6.50
許容せん断応力度	コンクリートのみでせん断力を負担する場合( $\tau a1$ )(常時)	0.230
	コンクリートのみでせん断力を負担する場合( $\tau a1$ )(地震時)	0.350
	斜引張鉄筋と共同して負担する場合( $\tau a2$ )	1.700
	押抜きせん断応力度( $\tau a3$ )	0.900
許容付着応力度		1.600
ヤング係数		$2.50 \times 10^4$

1-2 構造寸法



フーチング奥行き

12.660 m

## 1-3 荷重条件

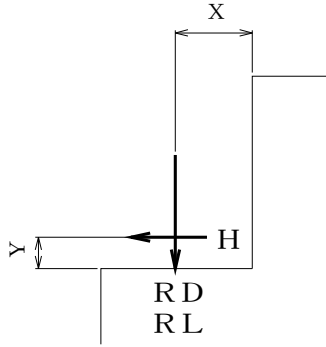
## (1) 荷重組合せ

荷重ケース名		割増 係数	設計状態	躯体 自重	上載 土重量	裏込 土重量	地表 面載荷 荷重	通常 時水位	洪水 時水位	地震 時慣性 力	水圧	土圧 ・裏込 土	土圧 ・地表 面載荷 荷重	上載 土水平 力
橋 軸 方 向	常時	1.00	常時	○	○	○	○	×	×	×	×	○	○	×
	常時+浮力	1.00	常時	○	○	○	○	×	○	×	×	○	○	×
	地震時	1.50	地震時	○	○	○	×	×	×	○	×	○	×	×
	地震時+浮力	1.50	地震時	○	○	○	×	○	×	○	×	○	×	×

## (2) 上部工反力

橋軸方向

No	荷重ケース名	死荷重反力 RD (kN)	活荷重反力 RL (kN)	水平力 H (kN)	X (m)	Y (m)
1	常時	5230.00	2020.00	0.00	0.500	0.000
2	常時+浮力	5230.00	2020.00	0.00	0.500	0.000
3	地震時	5230.00	0.00	1045.00	0.500	0.000
4	地震時+浮力	5230.00	0.00	1045.00	0.500	0.000



## 1-4 地盤条件

## (1) 地盤標高および水位

標高記号：TP

計画地表面標高	m	64.000
ボーリング上端標高	m	64.000
フーチング下面標高	m	62.300
浮力設定	洪水時水位(H.W.L)	m 67.300
	通常時水位(M.W.L)	m 65.300
支持設定	地下水位標高	m 54.500

## (2) 設計地盤面標高

常時 TP 62.300 m

地震時 TP 62.300 m

## (3) 地表面載荷荷重

	荷重強度 (kN/m <sup>2</sup> )	作用位置
常時	10.00	豎壁背面
地震時	10.00	豎壁背面

地表面勾配

勾配なし

## (4) 土圧

安定計算時の土圧載荷方法

裏込め土砂 せん断抵抗角  $\phi$ 残留せん断抵抗角  $\phi_{res}$ せん断抵抗角のピーク強度  $\phi_{peak}$ 

水位の設定 (常時)

(地震時)

奥行き方向の土圧を考慮する幅

土と土

30.000 度

35.000 度

50.000 度

水位を考慮

水位を考慮

フーチング幅

## 1-5 杭基礎条件

## (1) 杭基礎条件

杭種	鋼管杭
杭頭条件	剛結
杭先端条件	ヒンジ
施工方法	打込み杭工法
杭とフーチングの結合方法	方法B
水平変位照査位置	杭頭
許容変位	
常時	15.0 mm
地震時	15.0 mm

## (2) 杭断面諸元

## 1) 杭本体

杭長	19.000	m
杭径	600.0	mm
板厚	9.0	mm
腐食代	1.0	mm
杭の埋込み長	0.100	m
ヤング係数	$2.00 \times 10^5$	N/mm <sup>2</sup>
材質	SKK400	
許容引張応力度	140.00	N/mm <sup>2</sup>
許容圧縮応力度	140.00	N/mm <sup>2</sup>
許容せん断応力度	80.000	N/mm <sup>2</sup>

## 2) 杭頭部

## 鉄筋の許容応力度

(N/mm<sup>2</sup>)

鉄筋材質		SD345	
許容引張応力度	活荷重及び衝撃以外の主荷重が作用する場合(はり部材等)	100.0	
	荷重の組合せに衝突荷重ある いは地震の影響を含まない場 合の基本値	一般の部材	180.0
		水中・地下水位以下に設ける部材	160.0
		土中の部材	180.0
	荷重の組合せに衝突荷重あるいは地震の影響を含む場合の基本値	200.0	
鉄筋の重ね継手長あるいは定着長を算出する場合の基本値	200.0		
許容圧縮応力度		200.0	

## 中詰め補強鉄筋

かぶり (mm)	鉄筋径	本数	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )
150.0	D22	16	6193.60

## (3) ボーリングデータ

No	層厚 (m)	層上面標高 (m)	土質名	N値	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> )	c (kN/m <sup>2</sup> )	E0 (kN/m <sup>2</sup> )	周面摩擦力
1	4.300	TP+ 64.000	砂質土	5.000	18.00	9.00	0.00	14000.0	考慮する
2	3.200	TP+ 59.700	粘性土	30.000	17.00	8.00	100.00	84000.0	考慮する
3	10.600	TP+ 56.500	砂質土	20.000	18.00	9.00	0.00	56000.0	考慮する
4	50.000	TP+ 45.900	砂質土	50.000	18.00	9.00	0.00	140000.0	考慮する

## 2 荷重計算

## 2-1 主働土圧係数の計算

土のせん断抵抗角	$\phi = 30^{\circ} 0'$
地表面と水平面とのなす角	$\alpha = 0^{\circ} 0'$
土圧作用面と鉛直面とのなす角	$\theta = 0^{\circ} 0'$

## (1) 常時

土圧作用面の壁面摩擦角	$\delta = 30^{\circ} 0'$
-------------	--------------------------

$$\begin{aligned}
 K_{A1} &= \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2 \theta \cdot \cos(\theta + \delta) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \alpha)}{\cos(\theta + \delta) \cdot \cos(\theta - \alpha)}} \right\}^2} \\
 &= \frac{\cos^2(30^{\circ} 0')}{\cos^2(0^{\circ} 0') \times \cos(30^{\circ} 0') \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(60^{\circ} 0') \times \sin(30^{\circ} 0')}{\cos(30^{\circ} 0') \times \cos(0^{\circ} 0')}} \right\}^2} \\
 &= 0.29717
 \end{aligned}$$

## (2) 地震時

$\phi_{\text{res}}$	$= 35^{\circ} 0'$
$\phi_{\text{peak}}$	$= 50^{\circ} 0'$
$\theta$	$= 0^{\circ} 0'$
$\alpha$	$= 0^{\circ} 0'$

以上の条件より地震時主働土圧係数は次式により算定する。

$$K_{A2} = 0.22 + 0.81 \cdot k_h = 0.22 + 0.81 \times 0.16 = 0.34960$$

ここに、

$\phi_{\text{res}}$	: 土の残留せん断抵抗角 (度)
$\phi_{\text{peak}}$	: 土のせん断抵抗角のピーク強度 (度)
$\theta$	: 土圧作用面と鉛直面とのなす角 (度)
$\alpha$	: 地表面と水平面とのなす角 (度)
$k_h$	: 地震時土圧の算出に用いる設計水平震度



## 2-2 荷重集計

## (1) 橋軸方向

## 1) 常時

項 目	鉛直力	水平力	アーム長		モーメント	
	V (kN)	H (kN)	XG (m)	YG (m)	Mx (kN・m)	My (kN・m)
躯体自重	4847.96	—	1.920	—	9308.36	—
前フーチング上載土砂自重	68.36	—	0.500	—	34.18	—
裏込め土砂自重	3137.91	—	3.350	—	10511.99	—
地表面載荷荷重	215.22	—	3.350	—	720.99	—
地表面載荷荷重土圧	178.70	309.53	4.200	4.750	750.56	1470.25
裏込め土砂土圧	1527.93	2646.45	4.200	3.167	6417.29	8380.42
上部工反力	7250.00	0.00	1.500	7.100	10875.00	0.00
合 計	17226.08	2955.97	—	—	38618.38	9850.67
					28767.71	

偏心量(e)の計算

$$e = \frac{M_x - M_y}{V} = \frac{38618.38 - 9850.67}{17226.08} = 1.670 \text{ m}$$

## 2) 常時+浮力

項 目	鉛直力	水平力	アーム長		モーメント	
	V (kN)	H (kN)	XG (m)	YG (m)	Mx (kN・m)	My (kN・m)
躯体自重	4847.96	—	1.920	—	9308.36	—
躯体浮力	-1428.05	—	1.932	—	-2759.63	—
前フーチング上載土砂自重	68.36	—	0.500	—	34.18	—
前フーチング上載土砂浮力	-34.18	—	0.500	—	-17.09	—
裏込め土砂自重	3137.91	—	3.350	—	10511.99	—
裏込め土砂浮力	-697.31	—	3.350	—	-2336.00	—
地表面載荷荷重	215.22	—	3.350	—	720.99	—
地表面載荷荷重土圧	178.70	309.53	4.200	4.750	750.56	1470.25
裏込め土砂土圧	1316.30	2279.90	4.200	3.408	5528.47	7769.51
上部工反力	7250.00	0.00	1.500	7.100	10875.00	0.00
合 計	14854.91	2589.43	—	—	32616.84	9239.76
					23377.08	

偏心量(e)の計算

$$e = \frac{M_x - M_y}{V} = \frac{32616.84 - 9239.76}{14854.91} = 1.574 \text{ m}$$

## 3) 地震時

項 目	鉛直力	水平力	アーム長		モーメント	
	V (kN)	H (kN)	XG (m)	YG (m)	Mx (kN・m)	My (kN・m)
躯体自重	4847.96	969.59	1.920	3.225	9308.36	3127.35
前フーチング上載土砂自重	68.36	—	0.500	—	34.18	—
裏込め土砂自重	3137.91	502.07	3.350	5.450	10511.99	2736.26
裏込め土砂土圧	1081.03	3428.58	4.200	3.167	4540.31	10857.17
上部工反力	5230.00	1045.00	1.500	7.100	7845.00	7419.50
合 計	14365.26	5945.24	—	—	32239.85	24140.28
					8099.57	

偏心量(e)の計算

$$e = \frac{M_x - M_y}{V} = \frac{32239.85 - 24140.28}{14365.26} = 0.564 \text{ m}$$

## 4) 地震時+浮力

項 目	鉛直力	水平力	アーム長		モーメント	
	V (kN)	H (kN)	XG (m)	YG (m)	Mx (kN・m)	My (kN・m)
躯体自重	4847.96	969.59	1.920	3.225	9308.36	3127.35
躯体浮力	-1048.25	—	1.999	—	-2094.98	—
前フーチング上載土砂自重	68.36	—	0.500	—	34.18	—
前フーチング上載土砂浮力	-34.18	—	0.500	—	-17.09	—
裏込め土砂自重	3137.91	502.07	3.350	5.450	10511.99	2736.26
裏込め土砂浮力	-309.92	—	3.350	—	-1038.22	—
裏込め土砂土圧	1027.13	3257.63	4.200	3.280	4313.93	10686.22
上部工反力	5230.00	1045.00	1.500	7.100	7845.00	7419.50
合 計	12919.01	5774.28	—	—	28863.17	23969.32
					4893.85	

偏心率(e)の計算

$$e = \frac{M_x - M_y}{V} = \frac{28863.17 - 23969.32}{12919.01} = 0.379 \text{ m}$$

## 3 杭基礎の震度法照査

## 3-1 杭の諸元および杭配置

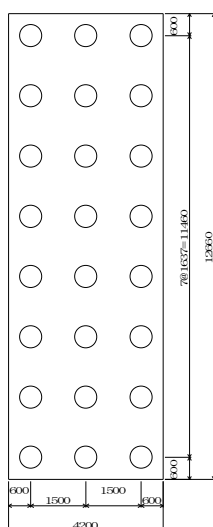
## (1) 杭の諸元

杭種 鋼管杭  $\phi 600.0$  (mm) (材質:SKK400)  
 板厚  $t = 9.0$  (mm)  
 腐食代  $\Delta t = 1.0$  (mm)

杭長  $L = 19.000$  (m)  
 杭の埋込み長  $L_t = 0.100$  (m)

杭頭条件 剛結  
 杭先端条件 ヒンジ  
 施工方法 打込み杭工法  
 先端形状 開端  
 支持条件 支持杭

## (2) 杭配置



## 3-2 杭の許容支持力の計算

## 3-2-1 計算式

## (1) 1本の杭の軸方向許容押し込み支持力

$$R_a = \frac{\gamma}{n} R_u$$

ここに、

- $R_a$  : 杭頭における杭の軸方向許容押し込み支持力 (kN)
- $n$  : 安全率
- $\gamma$  : 極限支持力推定法の相違による安全率の補正係数
- $R_u$  : 地盤から決まる杭の極限支持力 (kN)

地盤から決まる杭の極限支持力は以下の式により算出するものとする。

$$R_u = q_d \cdot A + U \cdot \sum (L_i \cdot f_i)$$

ここに、

- $R_u$  : 地盤から決まる杭の極限支持力 (kN)
- $A$  : 杭先端面積 (m<sup>2</sup>)
- $q_d$  : 杭先端における単位面積当たりの極限支持力度 (kN/m<sup>2</sup>)
- $U$  : 杭の周長 (m)
- $L_i$  : 周面摩擦力を考慮する層の層厚 (m)
- $f_i$  : 周面摩擦力を考慮する層の最大周面摩擦力度で、下表により求める。 (kN/m<sup>2</sup>)

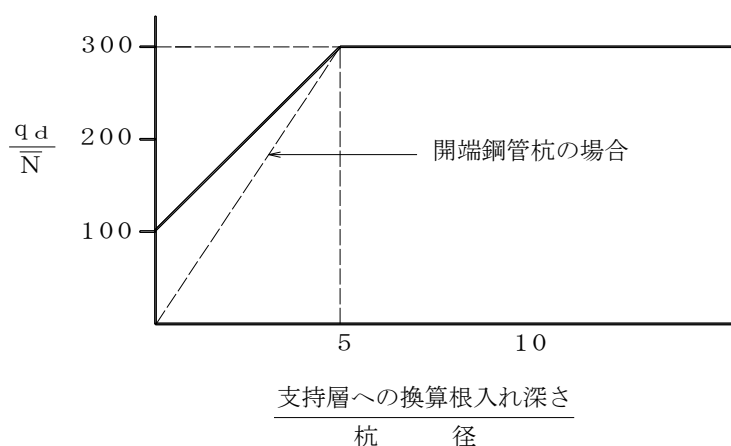
	打込み杭工法 (打撃工法)
砂質土	2N (≦100)
粘性土	c または 10N (≦150)

注) N<5の軟弱粘性土層では、信頼性が乏しいので、N値による最大周面摩擦力度を推定しない。

杭先端の極限支持力度  $q_d$  の推定方法

## 打込み杭

通常の地盤の場合、下図により求める。



## (2) 1本の杭の軸方向許容引抜き抵抗力

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

ここに、

- $P_a$  : 杭頭における杭の軸方向許容引抜き抵抗力 (kN)
- $n$  : 安全率
- $P_u$  : 地盤から決まる杭の極限引抜き抵抗力 (kN)
- $W$  : 杭の有効重量 (kN)

地盤から決まる杭の極限引抜き抵抗力は以下の式により算出するものとする。

$$P_u = U \cdot \sum (L_i \cdot f_i)$$

ここに、

- $P_u$  : 地盤から決まる杭の極限引抜き抵抗力 (kN)
- $U$  : 杭の周長 (m)
- $L_i$  : 周面摩擦力を考慮する層の層厚 (m)
- $f_i$  : 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>)

## 3-2-2 地盤条件

層番号	標高 (m) ▽ TP +64.000	土質	N値 [c]	$\gamma_i$	$f_i$	$L_i$	$L_i \cdot f_i$
				kN/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>2</sup>	m	kN/m
1	▽ TP +62.300	砂質土	—	18.00	—	—	—
	(フーチング下面) ▽ TP +59.700		5.000		10.00	2.600	26.00
2	▽ TP +56.500	粘性土	30.000 ( 100.00)	17.00	100.00	3.200	320.00
3	▽ TP +54.500	砂質土	20.000	18.00	40.00	10.600	424.00
	(水位) ▽ TP +45.900			9.00			
4	▽ TP +43.400	砂質土	50.000	9.00	100.00	2.500	250.00
	(杭先端)				Σ		1020.00

・杭先端地盤の極限支持力度  $q_d$

$$N = (N_1 + N_2) / 2 \quad ( \leq 40 )$$

$$= ( 50.000 + 50.000 ) / 2 = 40.000$$

N : 杭先端地盤の設計用N値

N1 : 杭先端位置のN値

N2 : 杭先端から上方へ4Dの  
範囲における平均N値

$$\frac{\text{支持層への換算根入れ深さ}}{\text{杭径}} = \frac{2.500}{0.598} = 4.181$$

$$\frac{q_d}{N} = 250.84$$

よって、

$$q_d = 250.84 \times 40.000 = 10033.44 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

## 3-2-3 許容押込み支持力の計算

(1) 常時

$$\begin{aligned} R_u &= q_d \cdot A + U \cdot \Sigma (L_i \cdot f_i) \\ &= 10033.44 \times 0.28086 + 1.8787 \times 1020.00 = 4734.25 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_a &= \frac{\gamma}{n} \cdot R_u \\ &= \frac{1.0}{3.00} \times 4734.25 = 1578.08 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

(2) レベル1地震時

$$\begin{aligned} R_u &= q_d \cdot A + U \cdot \Sigma (L_i \cdot f_i) \\ &= 10033.44 \times 0.28086 + 1.8787 \times 1020.00 = 4734.25 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_a &= \frac{\gamma}{n} \cdot R_u \\ &= \frac{1.0}{2.00} \times 4734.25 = 2367.13 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

## 3-2-4 許容引抜き抵抗力の計算

(1) 常時

$$\begin{aligned} P_u &= U \cdot \Sigma (L_i \cdot f_i) \\ &= 1.8787 \times 1020.00 = 1916.25 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_a &= \frac{1}{n} \cdot P_u + W \\ &= \frac{1}{6.00} \times 1916.25 + 19.93 = 339.31 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

(2) レベル1地震時

$$\begin{aligned} P_u &= U \cdot \Sigma (L_i \cdot f_i) \\ &= 1.8787 \times 1020.00 = 1916.25 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_a &= \frac{1}{n} \cdot P_u + W \\ &= \frac{1}{3.00} \times 1916.25 + 19.93 = 658.68 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

## 3-3 地盤ばねの計算

## 3-3-1 杭の軸方向ばね定数

$$\begin{aligned}
 K_v &= a \cdot \frac{A_p \cdot E_p}{L} \\
 &= 1.161 \times \frac{0.016710 \times 200000000}{18.900} \\
 &= 205295.9 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$

ここに、

$K_v$  : 杭の軸方向ばね定数 (kN/m)

$a$  : 補正係数

※ 打込み杭 (打撃工法)

$$a = 0.014 (L/D) + 0.720$$

$$= 0.014 \times (18.900 / 0.600) + 0.720 = 1.161$$

$A_p$  : 杭の純断面積 (m<sup>2</sup>)

$E_p$  : 杭体のヤング係数 (kN/m<sup>2</sup>)

$L$  : 杭の根入れ長さ (m)

$D$  : 杭径 (m)



## 3-3-2 水平方向地盤反力係数

杭の軸直角方向ばね定数の計算は多層地盤を考慮し、以下のように算出する。

## (1) 水平方向地盤反力係数の計算

$$k_H = k_{H0} \left( \frac{B_H}{0.3} \right)^{-3/4}$$

ここに、

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

$k_{H0}$  : 直径0.3mの剛体円板による平板載荷試験の値に相当する水平方向地盤反力係数 (kN/m<sup>3</sup>)

$$k_{H0} = \frac{1}{0.3} \cdot \alpha \cdot E_0$$

$B_H$  : 基礎の換算載荷幅 (m)

$$B_H = \sqrt{\frac{D}{\beta}}$$

$D$  : 杭径 (m)

$\beta$  : 基礎の特性値 (m<sup>-1</sup>)

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

$\alpha$  : 地盤反力係数推定に用いる係数  
常時  $\alpha = 1$  地震時  $\alpha = 2$

$E_0$  : 地盤変形係数 (kN/m<sup>2</sup>)

$EI$  : 基礎の曲げ剛性 (kN・m<sup>2</sup>)

(2) 換算載荷幅 $B_H$ の計算

$B_H$  算出上の要点は、

- $B_H$  を求める際の $k_H$  は常時の値とする。
- 深さ方向に地層が変化する場合でも、 $B_H$  を算出する際の $k_H$  は設計地盤面から  $1/\beta$  の深さまでの平均値とする。また、各層の $k_H$  算出時にもこの $B_H$  を用いる。

杭径	$D$	0.598 (m)
ヤング係数	$E$	200000000 (kN/m <sup>2</sup> )
断面二次モーメント	$I$	0.00064534 (m <sup>4</sup> )

$1/\beta = 2.652$  (m) ( $\beta = 0.37713$  (m<sup>-1</sup>)) と仮定する  
→平均 $E_0 = 15363.1$  (kN/m<sup>2</sup>)

$$B_H = \sqrt{\frac{0.598}{0.37713}} = 1.259 \text{ (m)}$$

$$k_H = \frac{1}{0.3} \times 1.0 \times 15363.1 \times \left( \frac{1.259}{0.3} \right)^{-3/4} = 17463.0 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

となり、 $\beta$  を計算すると下記となり、仮定した $\beta$  に一致する。

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{17463.0 \times 0.598}{4 \times 200000000 \times 0.00064534}} = 0.37713 \text{ (m}^{-1}\text{)}$$

以上により、換算載荷幅  $B_H$  は、 $B_H = 1.259$  (m) となる。

## (3) 各層の水平方向地盤反力係数の計算

杭径	D	0.598 (m)
ヤング係数	E	200000000 (kN/m <sup>2</sup> )
断面二次モーメント	I	0.00064534 (m <sup>4</sup> )

## 1) 常時

No	層厚 (m)	E <sub>0</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	k <sub>H0</sub> (kN/m <sup>3</sup> )	k <sub>H</sub> (kN/m <sup>3</sup> )
1	2.600	14000.0	46666.7	15913.5
2	3.200	84000.0	280000.0	95481.3
3	10.600	56000.0	186666.7	63654.2
4	2.500	140000.0	466666.7	159135.5

特性値  $\beta$  : 0.37713 (m<sup>-1</sup>)

## 2) レベル1地震時

No	層厚 (m)	E <sub>0</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	k <sub>H0</sub> (kN/m <sup>3</sup> )	k <sub>H</sub> (kN/m <sup>3</sup> )
1	2.600	14000.0	93333.3	31827.1
2	3.200	84000.0	560000.0	190962.6
3	10.600	56000.0	373333.3	127308.4
4	2.500	140000.0	933333.3	318271.0

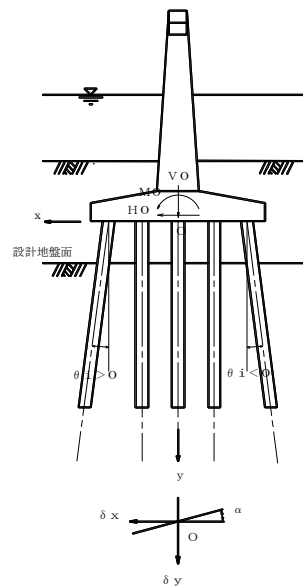
特性値  $\beta$  : 0.37713 (m<sup>-1</sup>)

## 3-4 杭頭変位および杭頭反力の計算

## 3-4-1 計算法

## (1) 計算式

変位法による計算方法は、下図のように座標を組み、杭群中心を原点0とし、0点に作用する外力を図中にあるように定める。



この時、原点0の変位は、次の三元連立方程式を解いて求める。

$$\begin{aligned} A_{xx} \cdot \delta_x + A_{xy} \cdot \delta_y + A_{xa} \cdot \alpha &= H_0 \\ A_{yx} \cdot \delta_x + A_{yy} \cdot \delta_y + A_{ya} \cdot \alpha &= V_0 \\ A_{ax} \cdot \delta_x + A_{ay} \cdot \delta_y + A_{aa} \cdot \alpha &= M_0 \end{aligned}$$

フーチング下面を水平ととれば各係数は次式で求められる。

$$\begin{aligned} A_{xx} &= \sum (K_1 \cdot \cos^2 \theta_i + K_v \cdot \sin^2 \theta_i) \\ A_{xy} = A_{yx} &= \sum (K_v - K_1) \cdot \sin \theta_i \cdot \cos \theta_i \\ A_{xa} = A_{ax} &= \sum \{ (K_v - K_1) \cdot x_i \cdot \sin \theta_i \cdot \cos \theta_i - K_2 \cdot \cos \theta_i \} \\ A_{yy} &= \sum (K_v \cdot \cos^2 \theta_i + K_1 \cdot \sin^2 \theta_i) \\ A_{ya} = A_{ay} &= \sum \{ (K_v \cdot \cos^2 \theta_i + K_1 \cdot \sin^2 \theta_i) \cdot x_i + K_2 \cdot \sin \theta_i \} \\ A_{aa} &= \sum \{ (K_v \cdot \cos^2 \theta_i + K_1 \cdot \sin^2 \theta_i) \cdot x_i^2 + (K_2 + K_3) \cdot x_i \cdot \sin \theta_i + K_4 \} \end{aligned}$$

ここに、

- $H_0$  : フーチング底面より上に作用する水平荷重 (kN)
- $V_0$  : フーチング底面より上に作用する鉛直荷重 (kN)
- $M_0$  : 原点0の回りの外力のモーメント (kN・m)
- $\delta_x$  : 原点0の水平変位量 (m)
- $\delta_y$  : 原点0の鉛直変位量 (m)
- $\alpha$  : フーチングの回転角 (rad)
- $x_i$  : i番目の杭の杭頭のx座標 (m)
- $\theta_i$  : i番目の杭の杭軸が鉛直軸となす角度 (度)

求められたフーチング原点における変位 ( $\delta_x, \delta_y, \alpha$ ) より、各杭頭に作用する杭軸方向力 $P_{Ni}$ 、杭軸直角方向力 $P_{Hi}$ 、及びモーメント $M_{ti}$ は以下の式により求める。

$$\begin{aligned} P_{Ni} &= K_V \cdot \delta_{yi}' \\ P_{Hi} &= K_1 \cdot \delta_{xi}' - K_2 \cdot \alpha \\ M_{ti} &= -K_3 \cdot \delta_{xi}' + K_4 \cdot \alpha \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \delta_{xi}' &= \delta_x \cdot \cos \theta_i - (\delta_y + \alpha \cdot x_i) \cdot \sin \theta_i \\ \delta_{yi}' &= \delta_x \cdot \sin \theta_i + (\delta_y + \alpha \cdot x_i) \cdot \cos \theta_i \end{aligned}$$

ここに、

- $\delta_{xi}'$  : i番目の杭の杭頭の軸直角方向の変位量 (m)
- $\delta_{yi}'$  : i番目の杭の杭頭の軸方向の変位量 (m)
- $K_V$  : 杭頭に単位量の軸方向変位量を生じさせる杭軸方向力 (kN)  
(杭の軸方向ばね定数)
- $K_1, K_2, K_3, K_4$  : 杭の軸直角方向ばね定数
- $x_i$  : i番目の杭の杭頭のx座標 (m)
- $\theta_i$  : i番目の杭の杭軸が鉛直軸となす角度 (度)
- $P_{Ni}$  : i番目の杭の杭軸方向力 (kN)
- $P_{Hi}$  : i番目の杭の杭軸直角方向力 (kN)
- $M_{ti}$  : i番目の杭の杭頭に作用するモーメント (kN・m)

杭頭での鉛直反力 $V_i$ 、及び水平反力 $H_i$ は、次式による。

$$\begin{aligned} V_i &= P_{Ni} \cdot \cos \theta_i - P_{Hi} \cdot \sin \theta_i \\ H_i &= P_{Ni} \cdot \sin \theta_i + P_{Hi} \cdot \cos \theta_i \end{aligned}$$



## (3) 剛性マトリックス

## 1) 橋軸方向

## a) 常時

杭頭剛結

$$\begin{bmatrix} A_{xx} & A_{xy} & A_{xa} \\ A_{yx} & A_{yy} & A_{ya} \\ A_{ax} & A_{ay} & A_{aa} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 770659.1 & 0.0 & -1109978.4 \\ 0.0 & 4927101.5 & 0.6 \\ -1109978.4 & 0.6 & 10199940.0 \end{bmatrix}$$

杭頭ヒンジ

$$\begin{bmatrix} A_{xx} & A_{xy} & A_{xa} \\ A_{yx} & A_{yy} & A_{ya} \\ A_{ax} & A_{ay} & A_{aa} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 332095.2 & 0.0 & 0.0 \\ 0.0 & 4927101.5 & 0.6 \\ 0.0 & 0.6 & 7390653.0 \end{bmatrix}$$

## b) レベル1地震時

杭頭剛結

$$\begin{bmatrix} A_{xx} & A_{xy} & A_{xa} \\ A_{yx} & A_{yy} & A_{ya} \\ A_{ax} & A_{ay} & A_{aa} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1186435.0 & 0.0 & -1431668.1 \\ 0.0 & 4927101.5 & 0.6 \\ -1431668.1 & 0.6 & 10558051.0 \end{bmatrix}$$

杭頭ヒンジ

$$\begin{bmatrix} A_{xx} & A_{xy} & A_{xa} \\ A_{yx} & A_{yy} & A_{ya} \\ A_{ax} & A_{ay} & A_{aa} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 539319.2 & 0.0 & 0.0 \\ 0.0 & 4927101.5 & 0.6 \\ 0.0 & 0.6 & 7390653.0 \end{bmatrix}$$

## 3-4-2 杭頭変位および杭頭反力

## (1) 橋軸方向

## 1) 常時

## a) 杭頭剛結

・杭群中心作用力

$$\begin{aligned} V_0 &= 17226.08 \text{ (kN)} \\ H_0 &= 2955.97 \text{ (kN)} \\ M_0 &= 7407.07 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

・変位の計算

$$\begin{aligned} \delta_x &= 5.789 \text{ (mm)} \\ \delta_y &= 3.496 \text{ (mm)} \\ \alpha &= 1.35615 \times 10^{-3} \text{ (rad)} \end{aligned}$$

・杭頭作用力

杭列 番号	$x_i$ (m)	本数	$\theta_i$ (度)	$P_{Ni}$ (kN)	$P_{Hi}$ (kN)	$M_{ti}$ (kN $\cdot$ m)	$V_i$ (kN)	$H_i$ (kN)
1	1.500	8	-0.0	1135.37	123.17	-108.99	1135.37	123.17
2	0.000	8	-0.0	717.75	123.17	-108.99	717.75	123.17
3	-1.500	8	-0.0	300.14	123.17	-108.99	300.14	123.17

$$\begin{aligned} \delta_{\max} &= 5.789 \text{ (mm)} < \delta_a = 15.00 \text{ (mm)} && \text{OK} \\ P_{N\max} &= 1135.37 \text{ (kN)} < R_a = 1578.08 \text{ (kN)} && \text{OK} \\ P_{N\min} &= 300.14 \text{ (kN)} > P_a = -339.31 \text{ (kN)} && \text{OK} \end{aligned}$$

## b) 杭頭ヒンジ

・杭頭作用力

杭列 番号	$x_i$ (m)	本数	$\theta_i$ (度)	$P_{Ni}$ (kN)	$P_{Hi}$ (kN)	$M_{ti}$ (kN $\cdot$ m)	$V_i$ (kN)	$H_i$ (kN)
1	1.500	8	-0.0	1026.38	123.17	0.00	1026.38	123.17
2	0.000	8	-0.0	717.75	123.17	0.00	717.75	123.17
3	-1.500	8	-0.0	409.13	123.17	0.00	409.13	123.17

## 2) 常時+浮力

## a) 杭頭剛結

## ・杭群中心作用力

$$\begin{aligned} V_0 &= 14854.91 \text{ (kN)} \\ H_0 &= 2589.43 \text{ (kN)} \\ M_0 &= 7818.24 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

## ・変位の計算

$$\begin{aligned} \delta_x &= 5.294 \text{ (mm)} \\ \delta_y &= 3.015 \text{ (mm)} \\ \alpha &= 1.34257 \times 10^{-3} \text{ (rad)} \end{aligned}$$

## ・杭頭作用力

杭列 番号	$x_i$ (m)	本数	$\theta_i$ (度)	$P_{Ni}$ (kN)	$P_{Hi}$ (kN)	$M_{ti}$ (kN $\cdot$ m)	$V_i$ (kN)	$H_i$ (kN)
1	1.500	8	-0.0	1032.39	107.89	-87.68	1032.39	107.89
2	0.000	8	-0.0	618.95	107.89	-87.68	618.95	107.89
3	-1.500	8	-0.0	205.52	107.89	-87.68	205.52	107.89

$$\begin{aligned} \delta_{\max} &= 5.294 \text{ (mm)} < \delta_a = 15.00 \text{ (mm)} && \text{OK} \\ P_{N\max} &= 1032.39 \text{ (kN)} < R_a = 1578.08 \text{ (kN)} && \text{OK} \\ P_{N\min} &= 205.52 \text{ (kN)} > P_a = -339.31 \text{ (kN)} && \text{OK} \end{aligned}$$

## b) 杭頭ヒンジ

## ・杭頭作用力

杭列 番号	$x_i$ (m)	本数	$\theta_i$ (度)	$P_{Ni}$ (kN)	$P_{Hi}$ (kN)	$M_{ti}$ (kN $\cdot$ m)	$V_i$ (kN)	$H_i$ (kN)
1	1.500	8	-0.0	944.71	107.89	0.00	944.71	107.89
2	0.000	8	-0.0	618.95	107.89	0.00	618.95	107.89
3	-1.500	8	-0.0	293.19	107.89	0.00	293.19	107.89



## 3) 地震時

## a) 杭頭剛結

・杭群中心作用力  
 $V_0 = 14365.26$  (kN)  
 $H_0 = 5945.24$  (kN)  
 $M_0 = 22067.47$  (kN・m)

・変位の計算  
 $\delta_x = 9.007$  (mm)  
 $\delta_y = 2.916$  (mm)  
 $\alpha = 3.31144 \times 10^{-3}$  (rad)

## ・杭頭作用力

杭列 番号	$x_i$ (m)	本数	$\theta_i$ (度)	$P_{Ni}$ (kN)	$P_{Hi}$ (kN)	$M_{ti}$ (kN・m)	$V_i$ (kN)	$H_i$ (kN)
1	1.500	8	-0.0	1618.29	247.72	-100.26	1618.29	247.72
2	0.000	8	-0.0	598.55	247.72	-100.26	598.55	247.72
3	-1.500	8	-0.0	-421.19	247.72	-100.26	-421.19	247.72

$\delta_{max} = 9.007$  (mm) <  $\delta_a = 15.00$  (mm) OK  
 $P_{Nmax} = 1618.29$  (kN) <  $R_a = 2367.13$  (kN) OK  
 $P_{Nmin} = -421.19$  (kN) >  $P_a = -658.68$  (kN) OK

## b) 杭頭ヒンジ

## ・杭頭作用力

杭列 番号	$x_i$ (m)	本数	$\theta_i$ (度)	$P_{Ni}$ (kN)	$P_{Hi}$ (kN)	$M_{ti}$ (kN・m)	$V_i$ (kN)	$H_i$ (kN)
1	1.500	8	-0.0	1518.03	247.72	0.00	1518.03	247.72
2	0.000	8	-0.0	598.55	247.72	0.00	598.55	247.72
3	-1.500	8	-0.0	-320.93	247.72	0.00	-320.93	247.72

## 4) 地震時+浮力

## a) 杭頭剛結

## ・杭群中心作用力

$$\begin{aligned} V_0 &= 12919.01 \quad (\text{kN}) \\ H_0 &= 5774.28 \quad (\text{kN}) \\ M_0 &= 22236.07 \quad (\text{kN}\cdot\text{m}) \end{aligned}$$

## ・変位の計算

$$\begin{aligned} \delta_x &= 8.858 \quad (\text{mm}) \\ \delta_y &= 2.622 \quad (\text{mm}) \\ \alpha &= 3.30718 \times 10^{-3} \quad (\text{rad}) \end{aligned}$$

## ・杭頭作用力

杭列 番号	$x_i$ (m)	本数	$\theta_i$ (度)	$P_{Ni}$ (kN)	$P_{Hi}$ (kN)	$M_{ti}$ (kN·m)	$V_i$ (kN)	$H_i$ (kN)
1	1.500	8	-0.0	1556.72	240.60	-91.92	1556.72	240.60
2	0.000	8	-0.0	538.29	240.60	-91.92	538.29	240.60
3	-1.500	8	-0.0	-480.13	240.60	-91.92	-480.13	240.60

$$\begin{aligned} \delta_{\max} &= 8.858 \quad (\text{mm}) < \delta_a = 15.00 \quad (\text{mm}) \quad \text{OK} \\ P_{N\max} &= 1556.72 \quad (\text{kN}) < R_a = 2367.13 \quad (\text{kN}) \quad \text{OK} \\ P_{N\min} &= -480.13 \quad (\text{kN}) > P_a = -658.68 \quad (\text{kN}) \quad \text{OK} \end{aligned}$$

## b) 杭頭ヒンジ

## ・杭頭作用力

杭列 番号	$x_i$ (m)	本数	$\theta_i$ (度)	$P_{Ni}$ (kN)	$P_{Hi}$ (kN)	$M_{ti}$ (kN·m)	$V_i$ (kN)	$H_i$ (kN)
1	1.500	8	-0.0	1464.79	240.60	0.00	1464.79	240.60
2	0.000	8	-0.0	538.29	240.60	0.00	538.29	240.60
3	-1.500	8	-0.0	-388.21	240.60	0.00	-388.21	240.60

## 3-5 杭本体各部の断面力および変位

## (1) 橋軸方向

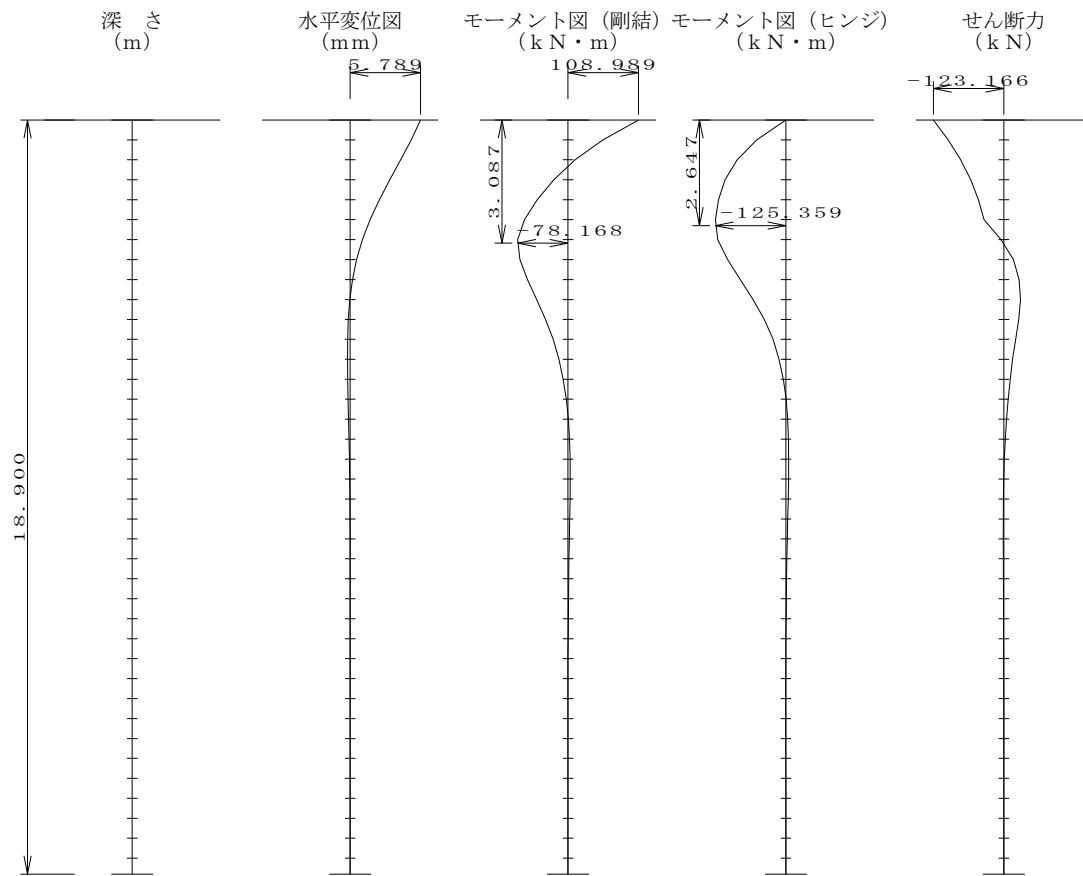
## 1) 常時

## 1 列目

No	深度 (m)	ばね (kN/m <sup>3</sup> )	変位 (mm)	曲げモーメント(kN・m)		せん断力 (kN)
				剛結	ヒンジ	
1	0.000	15913.55	5.789	108.989	0.000	-123.166
2	0.500	15913.55	5.024	54.005	-51.690	-97.379
3	1.000	15913.55	4.153	10.953	-86.324	-75.523
4	1.500	15913.55	3.259	-22.224	-107.797	-57.896
5	2.000	15913.55	2.406	-47.641	-119.617	-44.447
6	2.500	15913.55	1.645	-67.315	-124.802	-34.853
7	3.000	95481.30	1.013	-77.968	-120.757	-4.746
8	3.500	95481.30	0.530	-74.347	-103.535	16.930
9	4.000	95481.30	0.190	-62.988	-80.894	26.888
10	4.500	95481.30	-0.029	-48.776	-58.138	28.924
11	5.000	95481.30	-0.153	-34.865	-38.335	26.129
12	5.500	95481.30	-0.210	-23.062	-22.930	20.815
13	6.000	63654.20	-0.221	-14.115	-12.166	15.425
14	6.500	63654.20	-0.204	-7.436	-4.669	11.344
15	7.000	63654.20	-0.173	-2.692	0.271	7.734
16	7.500	63654.20	-0.137	0.408	3.177	4.780
17	8.000	63654.20	-0.101	2.206	4.570	2.526
18	8.500	63654.20	-0.069	3.043	4.919	0.923
19	9.000	63654.20	-0.043	3.222	4.612	-0.125
20	9.500	63654.20	-0.023	2.991	3.947	-0.735
21	10.000	63654.20	-0.008	2.541	3.139	-1.020
22	10.500	63654.20	0.001	2.008	2.331	-1.083
23	11.000	63654.20	0.006	1.481	1.607	-1.007
24	11.500	63654.20	0.009	1.013	1.008	-0.856
25	12.000	63654.20	0.010	0.629	0.547	-0.678
26	12.500	63654.20	0.009	0.335	0.216	-0.501
27	13.000	63654.20	0.008	0.125	-0.004	-0.344
28	13.500	63654.20	0.006	-0.013	-0.135	-0.214
29	14.000	63654.20	0.004	-0.094	-0.199	-0.115
30	14.500	63654.20	0.003	-0.133	-0.217	-0.045
31	15.000	63654.20	0.002	-0.143	-0.205	0.002
32	15.500	63654.20	0.001	-0.135	-0.177	0.030
33	16.000	63654.20	0.000	-0.116	-0.141	0.044
34	16.500	159135.50	0.000	-0.092	-0.103	0.050
35	17.000	159135.50	0.000	-0.067	-0.069	0.048
36	17.500	159135.50	0.000	-0.045	-0.042	0.041
37	18.000	159135.50	0.000	-0.026	-0.023	0.033
38	18.500	159135.50	0.000	-0.011	-0.009	0.028
39	18.900	159135.50	0.000	0.000	0.000	0.027

## ・最大曲げモーメント

	モーメント (kN・m)	発生深さ (m)
杭頭	108.989	—
地中(剛結)	-78.168	3.087
地中(ヒンジ)	-125.359	2.647
1/2モーメント	-62.679	4.396

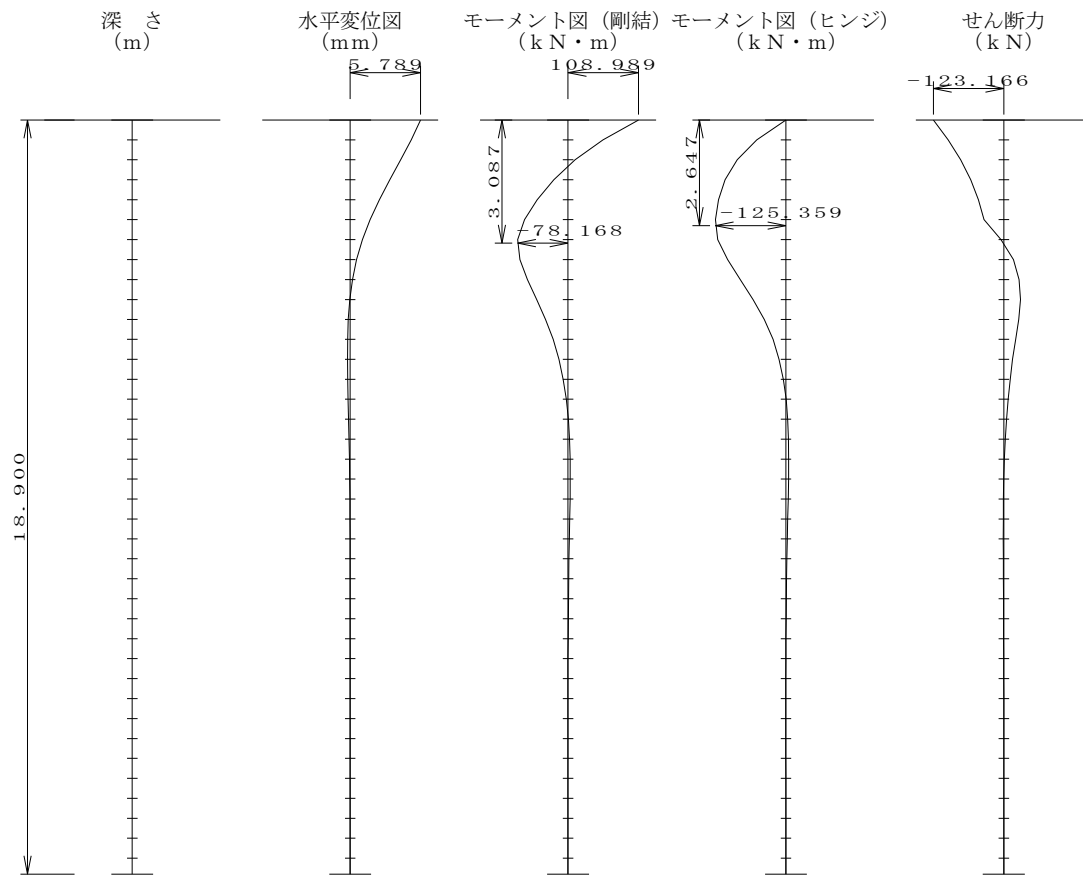


## 3 列目

No	深度 (m)	ばね (kN/m <sup>3</sup> )	変位 (mm)	曲げモーメント(kN・m)		せん断力 (kN)
				剛 結	ヒンジ	
1	0.000	15913.55	5.789	108.989	0.000	-123.166
2	0.500	15913.55	5.024	54.005	-51.690	-97.379
3	1.000	15913.55	4.153	10.953	-86.324	-75.523
4	1.500	15913.55	3.259	-22.224	-107.797	-57.896
5	2.000	15913.55	2.406	-47.641	-119.617	-44.447
6	2.500	15913.55	1.645	-67.315	-124.802	-34.853
7	3.000	95481.30	1.013	-77.968	-120.757	-4.746
8	3.500	95481.30	0.530	-74.347	-103.535	16.930
9	4.000	95481.30	0.190	-62.988	-80.894	26.888
10	4.500	95481.30	-0.029	-48.776	-58.138	28.924
11	5.000	95481.30	-0.153	-34.865	-38.335	26.129
12	5.500	95481.30	-0.210	-23.062	-22.930	20.815
13	6.000	63654.20	-0.221	-14.115	-12.166	15.425
14	6.500	63654.20	-0.204	-7.436	-4.669	11.344
15	7.000	63654.20	-0.173	-2.692	0.271	7.734
16	7.500	63654.20	-0.137	0.408	3.177	4.780
17	8.000	63654.20	-0.101	2.206	4.570	2.526
18	8.500	63654.20	-0.069	3.043	4.919	0.923
19	9.000	63654.20	-0.043	3.222	4.612	-0.125
20	9.500	63654.20	-0.023	2.991	3.947	-0.735
21	10.000	63654.20	-0.008	2.541	3.139	-1.020
22	10.500	63654.20	0.001	2.008	2.331	-1.083
23	11.000	63654.20	0.006	1.481	1.607	-1.007
24	11.500	63654.20	0.009	1.013	1.008	-0.856
25	12.000	63654.20	0.010	0.629	0.547	-0.678
26	12.500	63654.20	0.009	0.335	0.216	-0.501
27	13.000	63654.20	0.008	0.125	-0.004	-0.344
28	13.500	63654.20	0.006	-0.013	-0.135	-0.214
29	14.000	63654.20	0.004	-0.094	-0.199	-0.115
30	14.500	63654.20	0.003	-0.133	-0.217	-0.045
31	15.000	63654.20	0.002	-0.143	-0.205	0.002
32	15.500	63654.20	0.001	-0.135	-0.177	0.030
33	16.000	63654.20	0.000	-0.116	-0.141	0.044
34	16.500	159135.50	0.000	-0.092	-0.103	0.050
35	17.000	159135.50	0.000	-0.067	-0.069	0.048
36	17.500	159135.50	0.000	-0.045	-0.042	0.041
37	18.000	159135.50	0.000	-0.026	-0.023	0.033
38	18.500	159135.50	0.000	-0.011	-0.009	0.028
39	18.900	159135.50	0.000	0.000	0.000	0.027

## ・最大曲げモーメント

	モーメント (kN・m)	発生深さ (m)
杭頭	108.989	—
地中(剛 結)	-78.168	3.087
地中(ヒンジ)	-125.359	2.647
1/2モーメント	-62.679	4.396



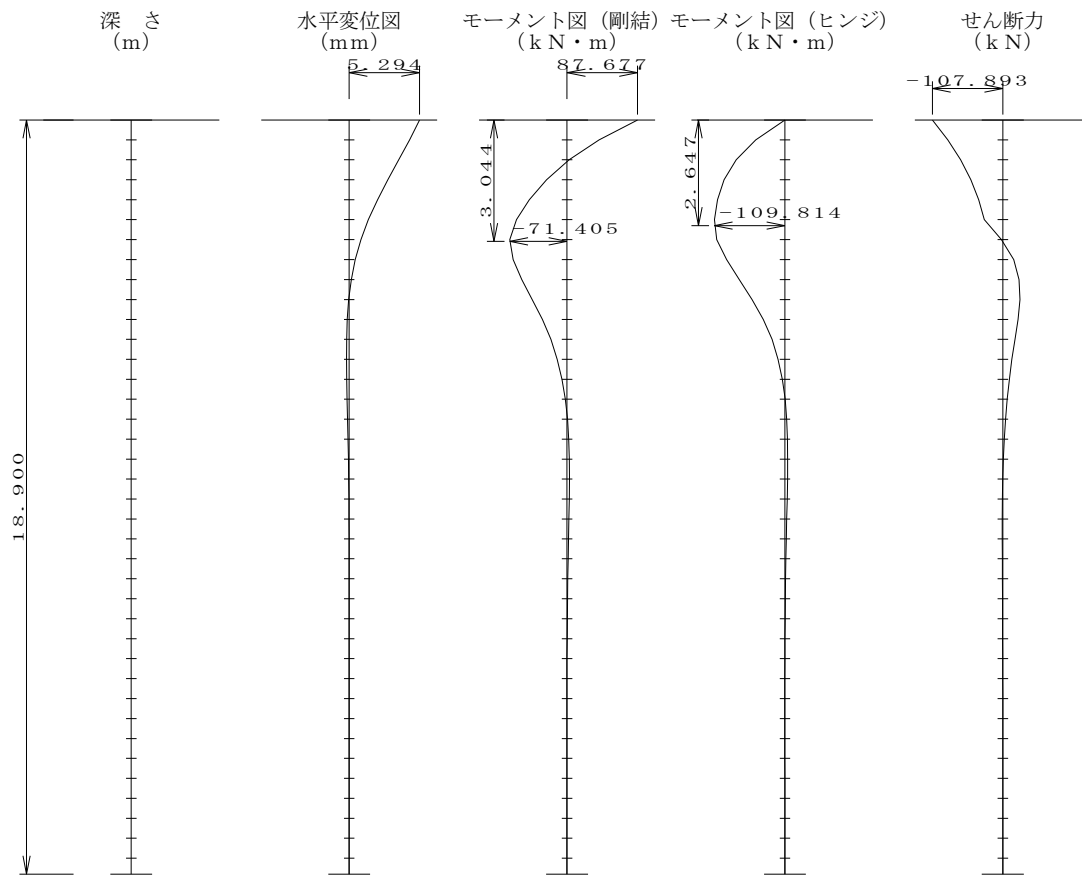
## 2) 常時+浮力

## 1 列目

No	深度 (m)	ばね (kN/m <sup>3</sup> )	変位 (mm)	曲げモーメント(kN・m)		せん断力 (kN)
				剛結	ヒンジ	
1	0.000	15913.55	5.294	87.677	0.000	-107.893
2	0.500	15913.55	4.554	39.747	-45.280	-84.417
3	1.000	15913.55	3.735	2.635	-75.620	-64.680
4	1.500	15913.55	2.910	-25.591	-94.430	-48.878
5	2.000	15913.55	2.134	-46.883	-104.785	-36.906
6	2.500	15913.55	1.447	-63.081	-109.327	-28.429
7	3.000	95481.30	0.882	-71.361	-105.783	-2.092
8	3.500	95481.30	0.452	-67.216	-90.696	16.629
9	4.000	95481.30	0.152	-56.459	-70.863	24.974
10	4.500	95481.30	-0.039	-43.397	-50.929	26.364
11	5.000	95481.30	-0.146	-30.790	-33.581	23.558
12	5.500	95481.30	-0.193	-20.193	-20.087	18.607
13	6.000	63654.20	-0.200	-12.226	-10.657	13.687
14	6.500	63654.20	-0.184	-6.316	-4.090	10.004
15	7.000	63654.20	-0.155	-2.146	0.237	6.770
16	7.500	63654.20	-0.121	0.555	2.783	4.141
17	8.000	63654.20	-0.089	2.101	4.003	2.147
18	8.500	63654.20	-0.060	2.800	4.309	0.738
19	9.000	63654.20	-0.037	2.922	4.040	-0.176
20	9.500	63654.20	-0.019	2.688	3.458	-0.701
21	10.000	63654.20	-0.007	2.268	2.750	-0.939
22	10.500	63654.20	0.001	1.782	2.042	-0.982
23	11.000	63654.20	0.006	1.306	1.407	-0.905
24	11.500	63654.20	0.008	0.887	0.883	-0.765
25	12.000	63654.20	0.009	0.545	0.479	-0.602
26	12.500	63654.20	0.008	0.285	0.189	-0.442
27	13.000	63654.20	0.007	0.100	-0.004	-0.301
28	13.500	63654.20	0.005	-0.020	-0.118	-0.186
29	14.000	63654.20	0.004	-0.090	-0.175	-0.098
30	14.500	63654.20	0.003	-0.123	-0.190	-0.036
31	15.000	63654.20	0.002	-0.130	-0.180	0.005
32	15.500	63654.20	0.001	-0.121	-0.155	0.029
33	16.000	63654.20	0.000	-0.103	-0.123	0.041
34	16.500	159135.50	0.000	-0.081	-0.090	0.045
35	17.000	159135.50	0.000	-0.059	-0.061	0.043
36	17.500	159135.50	0.000	-0.039	-0.037	0.037
37	18.000	159135.50	0.000	-0.023	-0.020	0.029
38	18.500	159135.50	0.000	-0.009	-0.008	0.024
39	18.900	159135.50	0.000	0.000	0.000	0.023

## ・最大曲げモーメント

	モーメント (kN・m)	発生深さ (m)
杭頭	87.677	-----
地中(剛結)	-71.405	3.044
地中(ヒンジ)	-109.814	2.647
1/2モーメント	-54.907	4.396



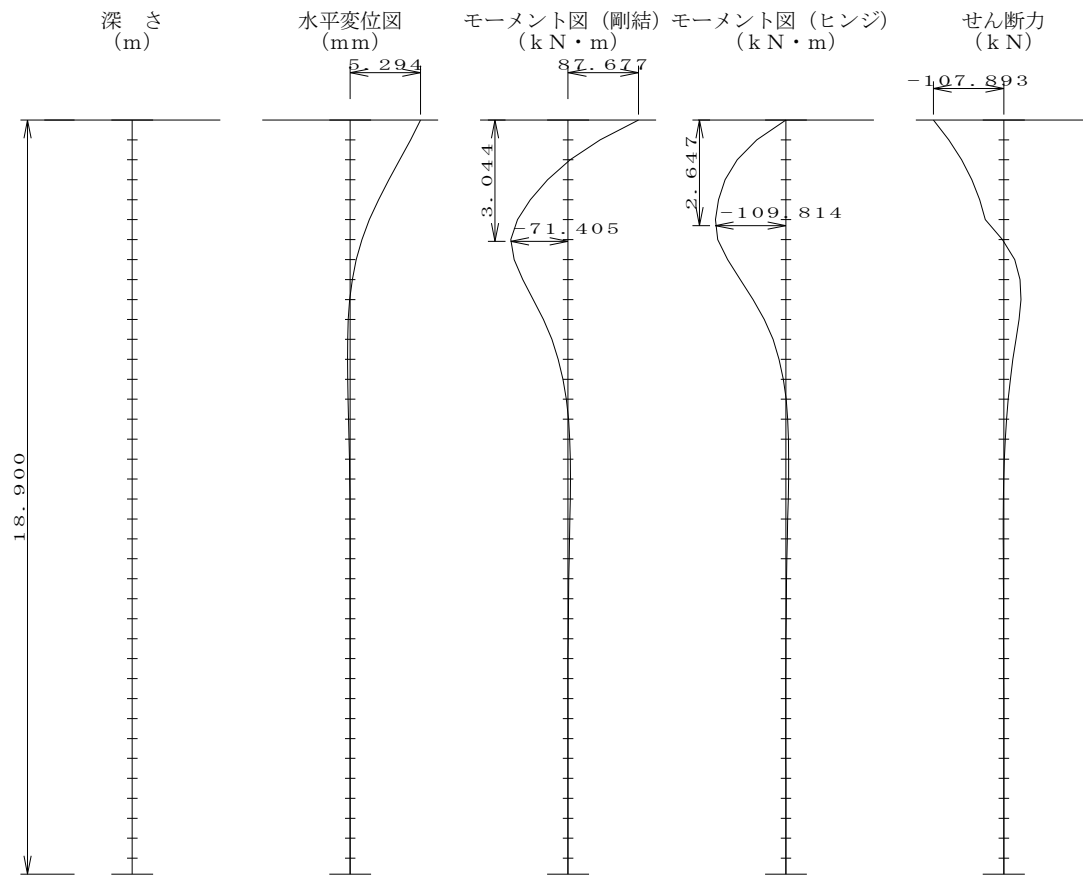


## 3 列目

No	深度 (m)	ばね (kN/m <sup>3</sup> )	変位 (mm)	曲げモーメント(kN・m)		せん断力 (kN)
				剛 結	ヒンジ	
1	0.000	15913.55	5.294	87.677	0.000	-107.893
2	0.500	15913.55	4.554	39.747	-45.280	-84.417
3	1.000	15913.55	3.735	2.635	-75.620	-64.680
4	1.500	15913.55	2.910	-25.591	-94.430	-48.878
5	2.000	15913.55	2.134	-46.883	-104.785	-36.906
6	2.500	15913.55	1.447	-63.081	-109.327	-28.429
7	3.000	95481.30	0.882	-71.361	-105.783	-2.092
8	3.500	95481.30	0.452	-67.216	-90.696	16.629
9	4.000	95481.30	0.152	-56.459	-70.863	24.974
10	4.500	95481.30	-0.039	-43.397	-50.929	26.364
11	5.000	95481.30	-0.146	-30.790	-33.581	23.558
12	5.500	95481.30	-0.193	-20.193	-20.087	18.607
13	6.000	63654.20	-0.200	-12.226	-10.657	13.687
14	6.500	63654.20	-0.184	-6.316	-4.090	10.004
15	7.000	63654.20	-0.155	-2.146	0.237	6.770
16	7.500	63654.20	-0.121	0.555	2.783	4.141
17	8.000	63654.20	-0.089	2.101	4.003	2.147
18	8.500	63654.20	-0.060	2.800	4.309	0.738
19	9.000	63654.20	-0.037	2.922	4.040	-0.176
20	9.500	63654.20	-0.019	2.688	3.458	-0.701
21	10.000	63654.20	-0.007	2.268	2.750	-0.939
22	10.500	63654.20	0.001	1.782	2.042	-0.982
23	11.000	63654.20	0.006	1.306	1.407	-0.905
24	11.500	63654.20	0.008	0.887	0.883	-0.765
25	12.000	63654.20	0.009	0.545	0.479	-0.602
26	12.500	63654.20	0.008	0.285	0.189	-0.442
27	13.000	63654.20	0.007	0.100	-0.004	-0.301
28	13.500	63654.20	0.005	-0.020	-0.118	-0.186
29	14.000	63654.20	0.004	-0.090	-0.175	-0.098
30	14.500	63654.20	0.003	-0.123	-0.190	-0.036
31	15.000	63654.20	0.002	-0.130	-0.180	0.005
32	15.500	63654.20	0.001	-0.121	-0.155	0.029
33	16.000	63654.20	0.000	-0.103	-0.123	0.041
34	16.500	159135.50	0.000	-0.081	-0.090	0.045
35	17.000	159135.50	0.000	-0.059	-0.061	0.043
36	17.500	159135.50	0.000	-0.039	-0.037	0.037
37	18.000	159135.50	0.000	-0.023	-0.020	0.029
38	18.500	159135.50	0.000	-0.009	-0.008	0.024
39	18.900	159135.50	0.000	0.000	0.000	0.023

## ・最大曲げモーメント

	モーメント (kN・m)	発生深さ (m)
杭頭	87.677	—
地中(剛 結)	-71.405	3.044
地中(ヒンジ)	-109.814	2.647
1/2モーメント	-54.907	4.396



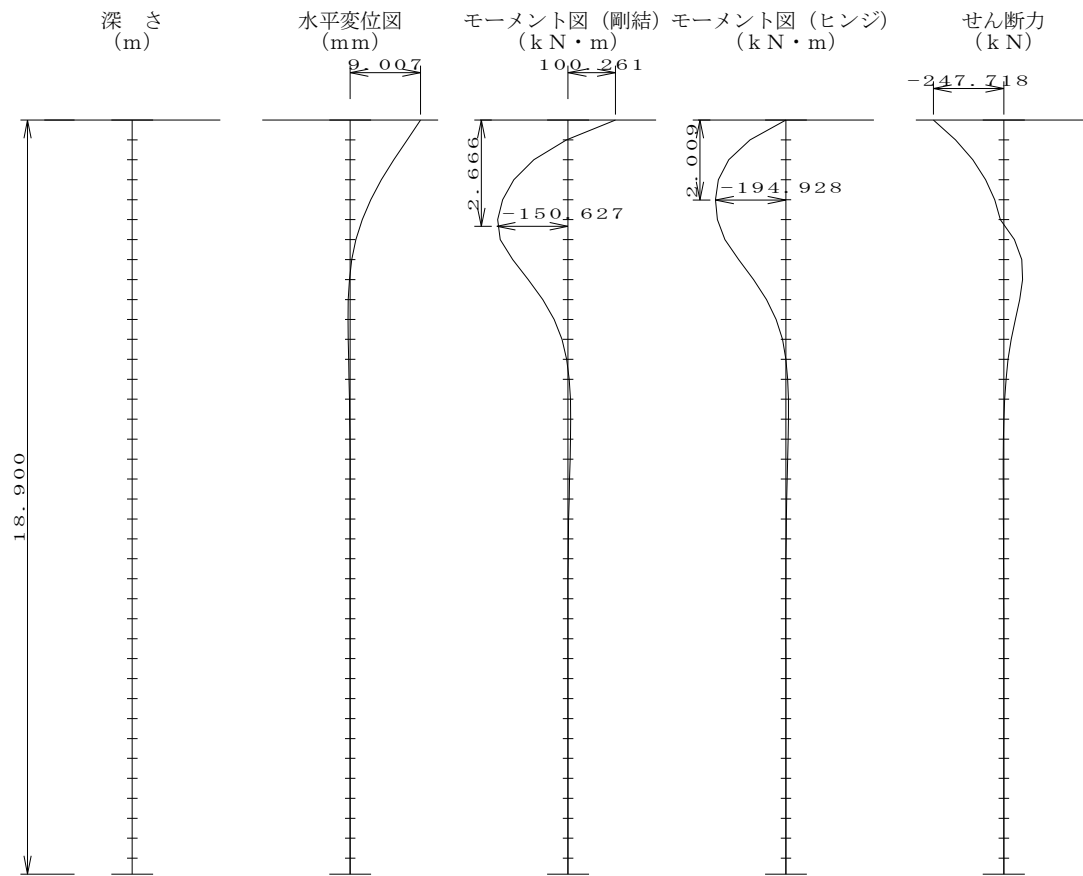
## 3) 地震時

## 1 列目

No	深度 (m)	ばね (kN/m <sup>3</sup> )	変位 (mm)	曲げモーメント(kN・m)		せん断力 (kN)
				剛結	ヒンジ	
1	0.000	31827.10	9.007	100.261	0.000	-247.718
2	0.500	31827.10	7.291	-3.513	-99.600	-170.103
3	1.000	31827.10	5.576	-72.594	-158.356	-108.945
4	1.500	31827.10	3.997	-115.090	-187.018	-63.543
5	2.000	31827.10	2.638	-138.478	-194.926	-32.168
6	2.500	31827.10	1.546	-149.207	-189.724	-12.481
7	3.000	190962.59	0.740	-143.796	-169.301	37.576
8	3.500	190962.59	0.209	-117.276	-130.943	63.466
9	4.000	190962.59	-0.095	-84.238	-89.664	65.799
10	4.500	190962.59	-0.236	-53.526	-53.907	55.715
11	5.000	190962.59	-0.272	-29.306	-27.106	40.831
12	5.500	190962.59	-0.250	-12.720	-9.629	25.726
13	6.000	127308.40	-0.203	-3.057	-0.081	14.347
14	6.500	127308.40	-0.149	2.359	4.828	7.662
15	7.000	127308.40	-0.098	4.941	6.790	2.985
16	7.500	127308.40	-0.058	5.635	6.889	0.048
17	8.000	127308.40	-0.028	5.214	5.972	-1.539
18	8.500	127308.40	-0.007	4.253	4.638	-2.176
19	9.000	127308.40	0.004	3.137	3.266	-2.213
20	9.500	127308.40	0.010	2.095	2.068	-1.921
21	10.000	127308.40	0.012	1.239	1.132	-1.493
22	10.500	127308.40	0.011	0.604	0.469	-1.053
23	11.000	127308.40	0.009	0.177	0.046	-0.668
24	11.500	127308.40	0.007	-0.078	-0.188	-0.366
25	12.000	127308.40	0.005	-0.204	-0.288	-0.153
26	12.500	127308.40	0.003	-0.244	-0.301	-0.016
27	13.000	127308.40	0.001	-0.231	-0.266	0.059
28	13.500	127308.40	0.000	-0.192	-0.210	0.092
29	14.000	127308.40	0.000	-0.144	-0.151	0.096
30	14.500	127308.40	0.000	-0.098	-0.097	0.086
31	15.000	127308.40	0.000	-0.059	-0.055	0.069
32	15.500	127308.40	0.000	-0.029	-0.023	0.051
33	16.000	127308.40	0.000	-0.007	-0.001	0.036
34	16.500	318271.00	0.000	0.008	0.013	0.023
35	17.000	318271.00	0.000	0.014	0.018	0.005
36	17.500	318271.00	0.000	0.014	0.017	-0.005
37	18.000	318271.00	0.000	0.010	0.012	-0.010
38	18.500	318271.00	0.000	0.005	0.005	-0.012
39	18.900	318271.00	0.000	0.000	0.000	-0.012

## ・最大曲げモーメント

	モーメント (kN・m)	発生深さ (m)
杭頭	100.261	-----
地中(剛結)	-150.627	2.666
地中(ヒンジ)	-194.928	2.009
1/2モーメント	-97.464	3.902

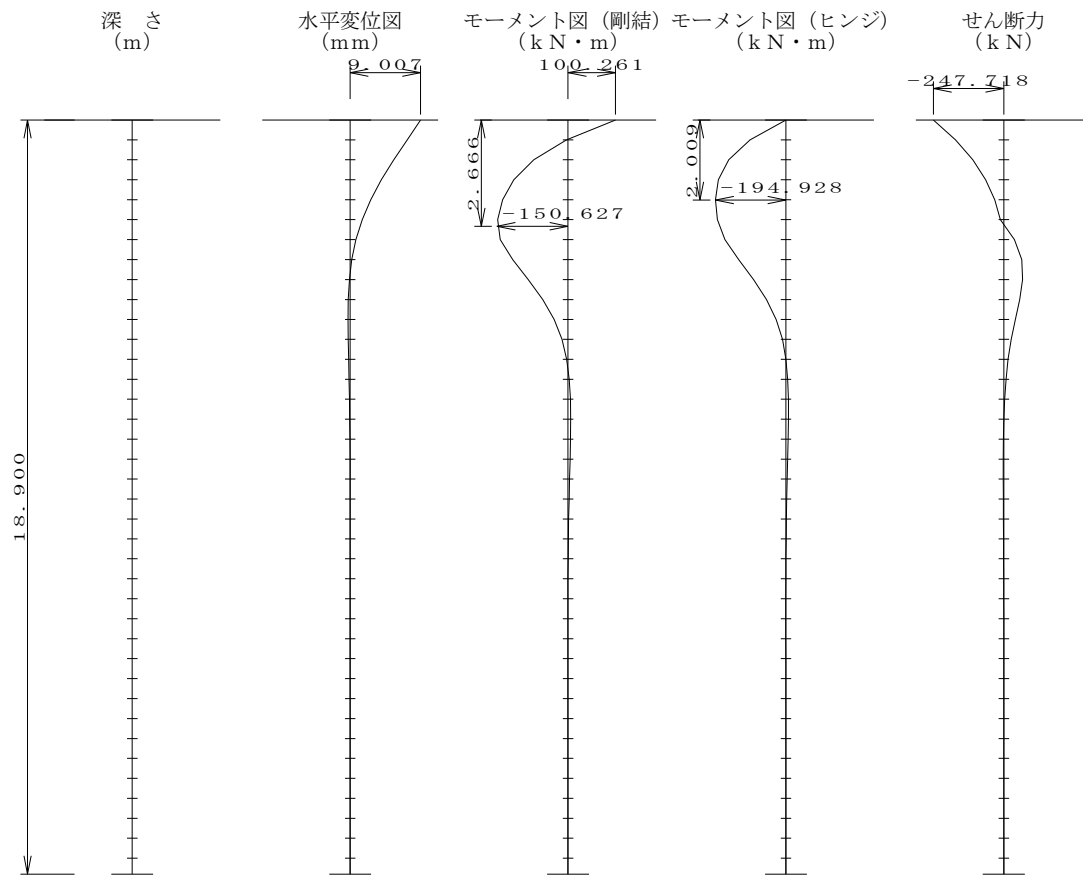


## 3 列目

No	深度 (m)	ばね (kN/m <sup>3</sup> )	変位 (mm)	曲げモーメント(kN・m)		せん断力 (kN)
				剛 結	ヒンジ	
1	0.000	31827.10	9.007	100.261	0.000	-247.718
2	0.500	31827.10	7.291	-3.513	-99.600	-170.103
3	1.000	31827.10	5.576	-72.594	-158.356	-108.945
4	1.500	31827.10	3.997	-115.090	-187.018	-63.543
5	2.000	31827.10	2.638	-138.478	-194.926	-32.168
6	2.500	31827.10	1.546	-149.207	-189.724	-12.481
7	3.000	190962.59	0.740	-143.796	-169.301	37.576
8	3.500	190962.59	0.209	-117.276	-130.943	63.466
9	4.000	190962.59	-0.095	-84.238	-89.664	65.799
10	4.500	190962.59	-0.236	-53.526	-53.907	55.715
11	5.000	190962.59	-0.272	-29.306	-27.106	40.831
12	5.500	190962.59	-0.250	-12.720	-9.629	25.726
13	6.000	127308.40	-0.203	-3.057	-0.081	14.347
14	6.500	127308.40	-0.149	2.359	4.828	7.662
15	7.000	127308.40	-0.098	4.941	6.790	2.985
16	7.500	127308.40	-0.058	5.635	6.889	0.048
17	8.000	127308.40	-0.028	5.214	5.972	-1.539
18	8.500	127308.40	-0.007	4.253	4.638	-2.176
19	9.000	127308.40	0.004	3.137	3.266	-2.213
20	9.500	127308.40	0.010	2.095	2.068	-1.921
21	10.000	127308.40	0.012	1.239	1.132	-1.493
22	10.500	127308.40	0.011	0.604	0.469	-1.053
23	11.000	127308.40	0.009	0.177	0.046	-0.668
24	11.500	127308.40	0.007	-0.078	-0.188	-0.366
25	12.000	127308.40	0.005	-0.204	-0.288	-0.153
26	12.500	127308.40	0.003	-0.244	-0.301	-0.016
27	13.000	127308.40	0.001	-0.231	-0.266	0.059
28	13.500	127308.40	0.000	-0.192	-0.210	0.092
29	14.000	127308.40	0.000	-0.144	-0.151	0.096
30	14.500	127308.40	0.000	-0.098	-0.097	0.086
31	15.000	127308.40	0.000	-0.059	-0.055	0.069
32	15.500	127308.40	0.000	-0.029	-0.023	0.051
33	16.000	127308.40	0.000	-0.007	-0.001	0.036
34	16.500	318271.00	0.000	0.008	0.013	0.023
35	17.000	318271.00	0.000	0.014	0.018	0.005
36	17.500	318271.00	0.000	0.014	0.017	-0.005
37	18.000	318271.00	0.000	0.010	0.012	-0.010
38	18.500	318271.00	0.000	0.005	0.005	-0.012
39	18.900	318271.00	0.000	0.000	0.000	-0.012

## ・最大曲げモーメント

	モーメント (kN・m)	発生深さ (m)
杭頭	100.261	—
地中(剛 結)	-150.627	2.666
地中(ヒンジ)	-194.928	2.009
1/2モーメント	-97.464	3.902



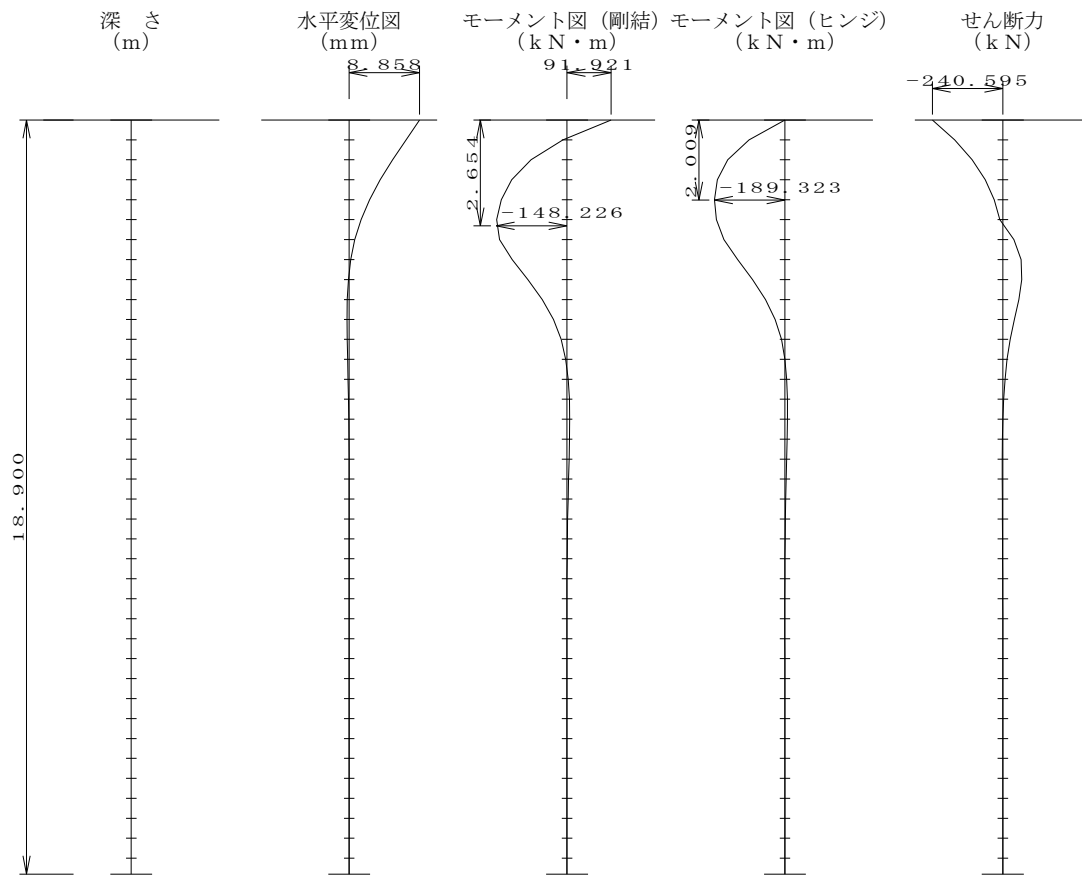
## 4) 地震時+浮力

## 1 列目

No	深度 (m)	ばね (kN/m <sup>3</sup> )	変位 (mm)	曲げモーメント(kN・m)		せん断力 (kN)
				剛結	ヒンジ	
1	0.000	31827.10	8.858	91.921	0.000	-240.595
2	0.500	31827.10	7.151	-8.641	-96.736	-164.367
3	1.000	31827.10	5.455	-75.174	-153.802	-104.457
4	1.500	31827.10	3.900	-115.695	-181.641	-60.094
5	2.000	31827.10	2.567	-137.568	-189.321	-29.517
6	2.500	31827.10	1.498	-147.122	-184.268	-10.393
7	3.000	190962.59	0.712	-141.050	-164.433	37.976
8	3.500	190962.59	0.196	-114.647	-127.178	62.731
9	4.000	190962.59	-0.099	-82.111	-87.086	64.618
10	4.500	190962.59	-0.234	-52.008	-52.357	54.513
11	5.000	190962.59	-0.268	-28.344	-26.326	39.832
12	5.500	190962.59	-0.245	-12.186	-9.352	25.017
13	6.000	127308.40	-0.198	-2.807	-0.079	13.893
14	6.500	127308.40	-0.145	2.426	4.689	7.377
15	7.000	127308.40	-0.096	4.900	6.594	2.831
16	7.500	127308.40	-0.056	5.541	6.691	-0.013
17	8.000	127308.40	-0.026	5.105	5.800	-1.542
18	8.500	127308.40	-0.007	4.152	4.504	-2.148
19	9.000	127308.40	0.005	3.054	3.172	-2.171
20	9.500	127308.40	0.010	2.033	2.009	-1.878
21	10.000	127308.40	0.012	1.197	1.100	-1.456
22	10.500	127308.40	0.011	0.579	0.456	-1.023
23	11.000	127308.40	0.009	0.165	0.045	-0.647
24	11.500	127308.40	0.007	-0.082	-0.183	-0.353
25	12.000	127308.40	0.004	-0.203	-0.280	-0.145
26	12.500	127308.40	0.003	-0.240	-0.293	-0.013
27	13.000	127308.40	0.001	-0.226	-0.259	0.060
28	13.500	127308.40	0.000	-0.187	-0.204	0.091
29	14.000	127308.40	0.000	-0.140	-0.146	0.095
30	14.500	127308.40	0.000	-0.095	-0.094	0.084
31	15.000	127308.40	0.000	-0.057	-0.053	0.067
32	15.500	127308.40	0.000	-0.028	-0.022	0.050
33	16.000	127308.40	0.000	-0.007	-0.001	0.035
34	16.500	318271.00	0.000	0.008	0.013	0.022
35	17.000	318271.00	0.000	0.014	0.018	0.005
36	17.500	318271.00	0.000	0.014	0.016	-0.005
37	18.000	318271.00	0.000	0.010	0.011	-0.010
38	18.500	318271.00	0.000	0.005	0.005	-0.011
39	18.900	318271.00	0.000	0.000	0.000	-0.012

## ・最大曲げモーメント

	モーメント (kN・m)	発生深さ (m)
杭頭	91.921	-----
地中(剛結)	-148.226	2.654
地中(ヒンジ)	-189.323	2.009
1/2モーメント	-94.661	3.902



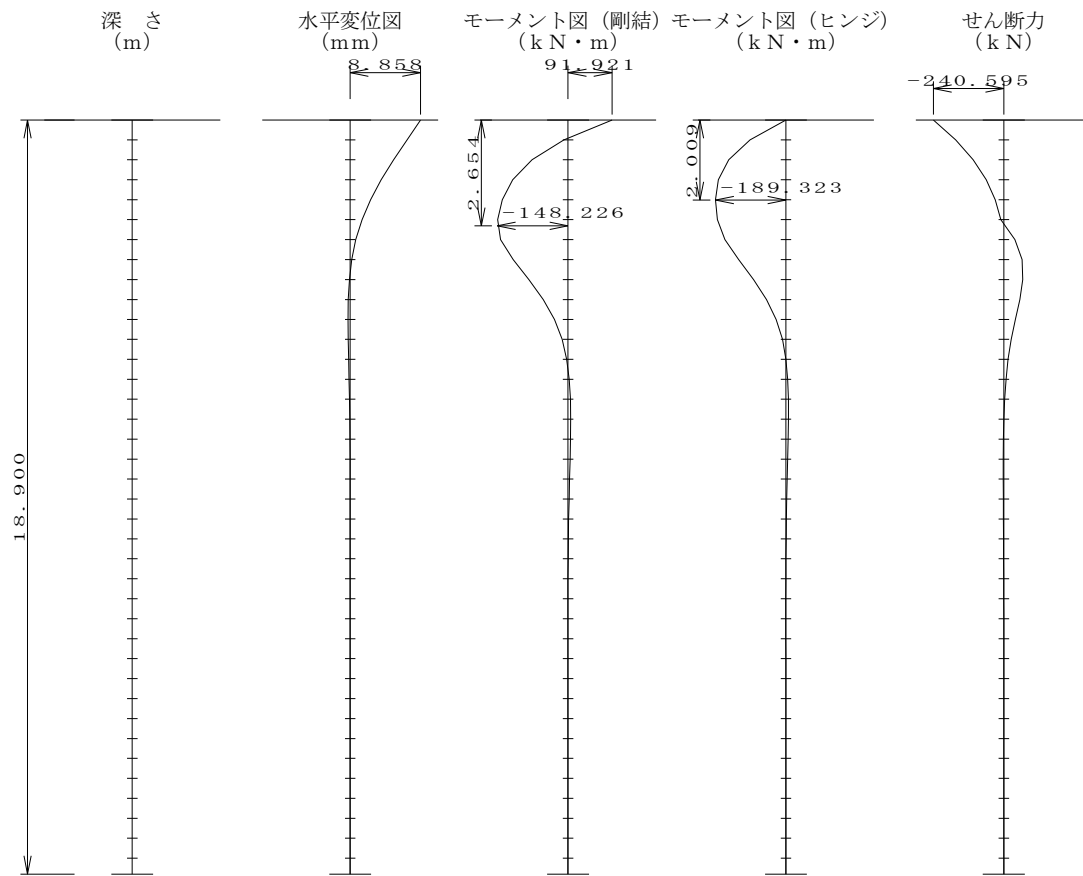


## 3 列目

No	深度 (m)	ばね (kN/m <sup>3</sup> )	変位 (mm)	曲げモーメント(kN・m)		せん断力 (kN)
				剛 結	ヒンジ	
1	0.000	31827.10	8.858	91.921	0.000	-240.595
2	0.500	31827.10	7.151	-8.641	-96.736	-164.367
3	1.000	31827.10	5.455	-75.174	-153.802	-104.457
4	1.500	31827.10	3.900	-115.695	-181.641	-60.094
5	2.000	31827.10	2.567	-137.568	-189.321	-29.517
6	2.500	31827.10	1.498	-147.122	-184.268	-10.393
7	3.000	190962.59	0.712	-141.050	-164.433	37.976
8	3.500	190962.59	0.196	-114.647	-127.178	62.731
9	4.000	190962.59	-0.099	-82.111	-87.086	64.618
10	4.500	190962.59	-0.234	-52.008	-52.357	54.513
11	5.000	190962.59	-0.268	-28.344	-26.326	39.832
12	5.500	190962.59	-0.245	-12.186	-9.352	25.017
13	6.000	127308.40	-0.198	-2.807	-0.079	13.893
14	6.500	127308.40	-0.145	2.426	4.689	7.377
15	7.000	127308.40	-0.096	4.900	6.594	2.831
16	7.500	127308.40	-0.056	5.541	6.691	-0.013
17	8.000	127308.40	-0.026	5.105	5.800	-1.542
18	8.500	127308.40	-0.007	4.152	4.504	-2.148
19	9.000	127308.40	0.005	3.054	3.172	-2.171
20	9.500	127308.40	0.010	2.033	2.009	-1.878
21	10.000	127308.40	0.012	1.197	1.100	-1.456
22	10.500	127308.40	0.011	0.579	0.456	-1.023
23	11.000	127308.40	0.009	0.165	0.045	-0.647
24	11.500	127308.40	0.007	-0.082	-0.183	-0.353
25	12.000	127308.40	0.004	-0.203	-0.280	-0.145
26	12.500	127308.40	0.003	-0.240	-0.293	-0.013
27	13.000	127308.40	0.001	-0.226	-0.259	0.060
28	13.500	127308.40	0.000	-0.187	-0.204	0.091
29	14.000	127308.40	0.000	-0.140	-0.146	0.095
30	14.500	127308.40	0.000	-0.095	-0.094	0.084
31	15.000	127308.40	0.000	-0.057	-0.053	0.067
32	15.500	127308.40	0.000	-0.028	-0.022	0.050
33	16.000	127308.40	0.000	-0.007	-0.001	0.035
34	16.500	318271.00	0.000	0.008	0.013	0.022
35	17.000	318271.00	0.000	0.014	0.018	0.005
36	17.500	318271.00	0.000	0.014	0.016	-0.005
37	18.000	318271.00	0.000	0.010	0.011	-0.010
38	18.500	318271.00	0.000	0.005	0.005	-0.011
39	18.900	318271.00	0.000	0.000	0.000	-0.012

## ・最大曲げモーメント

	モーメント (kN・m)	発生深さ (m)
杭頭	91.921	—
地中(剛 結)	-148.226	2.654
地中(ヒンジ)	-189.323	2.009
1/2モーメント	-94.661	3.902



## 3-6 杭本体の応力度照査

## 3-6-1 計算式

## (1) 曲げ応力度

杭に作用する軸方向力および曲げモーメントにより杭体に生じる応力度は次式により計算する。

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{Z}$$

ここに、

- $\sigma$  : 杭体に生じる曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- N : 杭の軸力 (N)
- A : 杭の有効断面積 (= 1.4828×10<sup>4</sup> mm<sup>2</sup>)
- M : 曲げモーメント (N・mm)
- Z : 杭の有効断面係数 (= 2.1583×10<sup>6</sup> mm<sup>3</sup>)

## (2) せん断応力度

せん断応力度は以下に示す計算式で算出するものとする。

$$\tau = \frac{S}{A}$$

ここに、

- $\tau$  : せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- S : せん断力 (N)
- A : 杭の有効断面積 (= 1.4828×10<sup>4</sup> mm<sup>2</sup>)

杭 径	D	600.0 (mm)
板 厚	t	9.0 (mm)
腐食代		1.0 (mm)
鋼管材質		SKK400

## 3-6-2 杭本体の応力度照査

## (1) 橋軸方向

No	荷重ケース名称	杭列 番号	M (kN・m)	N (kN)	S (kN)	$\sigma_s'$ ( $\sigma_{sa}$ ) (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$ ( $\sigma_{sa}$ ) (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau$ ( $\tau_a$ ) (N/mm <sup>2</sup> )
1	常時	1	125.36	1135.37	123.17	134.65 (140.00)	18.49 (140.00)	8.306 (80.000)
		3	125.36	300.14	123.17	78.32 (140.00)	-37.84 (140.00)	8.306 (80.000)
2	常時+浮力	1	109.81	1032.39	107.89	120.50 (140.00)	18.74 (140.00)	7.276 (80.000)
		3	109.81	205.52	107.89	64.74 (140.00)	-37.02 (140.00)	7.276 (80.000)
3	地震時	1	194.93	1618.29	247.72	199.45 (210.00)	18.82 (210.00)	16.706 (120.000)
		3	194.93	-421.19	247.72	61.91 (210.00)	-118.72 (210.00)	16.706 (120.000)
4	地震時+浮力	1	189.32	1556.72	240.60	192.70 (210.00)	17.26 (210.00)	16.225 (120.000)
		3	189.32	-480.13	240.60	55.34 (210.00)	-120.10 (210.00)	16.225 (120.000)

## 3-7 フーチングの剛体判定

$$\begin{aligned}
 k &= k_p \\
 &= K_v \frac{n}{L \cdot B} \\
 &= 205296 \times \frac{24}{4.200 \times 12.660}
 \end{aligned}$$

$$= 92663 \text{ kN/m}^3$$

$$\begin{aligned}
 \beta &= 4 \sqrt{\frac{3 \cdot k}{E \cdot h^3}} \\
 &= 4 \sqrt{\frac{3 \times 92663}{2.50 \times 10^7 \times 1.400^3}} \\
 &= 0.252 \text{ m}^{-1}
 \end{aligned}$$

$$\lambda = \max( l , b ) = 1.700 \text{ m}$$

$$l \leq L/2$$

$$b \leq B/2$$

$$\therefore l \leq b$$

以上より、 $\beta \lambda = 0.429$

$$= 0.429 \leq 1.0$$

$\therefore$  このフーチングは剛体として取り扱ってよい。

ここで、

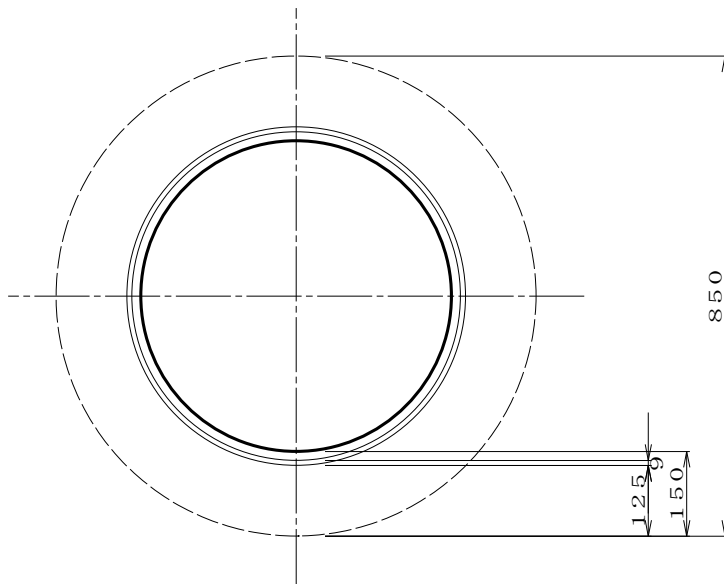
- $k_p$  : 換算地盤反力係数 (kN/m<sup>3</sup>)
- $K_v$  : 1本の杭の軸方向ばね定数 (kN/m)
- $n$  : 杭本数
- $L$  : フーチングの幅 (m)
- $B$  : フーチングの奥行 (m)
- $E$  : フーチングのヤング係数 (kN/m<sup>2</sup>)
- $h$  : フーチングの平均厚さ (m)
- $\lambda$  : フーチングの換算突出長 (m)

## 3-8 杭とフーチングの接合部の照査

## 3-8-1 仮想鉄筋コンクリート断面の照査

## (1) 仮想鉄筋コンクリート断面

中詰め筋 : かぶり 150.0 mm D22× 16 本  $A_s = 6193.6 \text{ mm}^2$



## (2) 曲げ照査

## 1) 橋軸方向

No	荷重ケース名称	杭列 番号	曲げモーメント $M_d$ (kN・m)	軸力 $N_d$ (kN)	$\sigma_s$ ( $\sigma_{sa}$ ) (N/mm <sup>2</sup> )
1	常時	1	108.99	1135.37	-41.22 (200.00)
		3	108.99	300.14	33.20 (180.00)
2	常時+浮力	1	87.68	1032.39	-35.86 (200.00)
		3	87.68	205.52	32.09 (180.00)
3	地震時	1	100.26	1618.29	-50.95 (300.00)
		3	100.26	-421.19	163.67 (300.00)
4	地震時+浮力	1	91.92	1556.72	-48.37 (300.00)
		3	91.92	-480.13	169.15 (300.00)

※ () は許容値を示す。

## 3-8-2 フーチングへの鉄筋の定着長

$$L = \frac{\sigma_{sa}}{4 \cdot \tau_{0a}} \cdot \phi + 10 \cdot \phi$$
$$= \frac{200.00}{4 \times 1.60} \times 22.0 + 10 \times 22.0 = 907.5 \text{ (mm)}$$

$$L = 35 \cdot \phi + 10 \cdot \phi$$
$$= 35 \times 22.0 + 10 \times 22.0 = 990.0 \text{ (mm)}$$

ここに、

- L : 定着長 (mm)
- $\sigma_{sa}$  : 鉄筋の許容引張応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $\tau_{0a}$  : 鉄筋とコンクリートの許容付着応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $\phi$  : 鉄筋径 (mm)

※ 定着長は、フーチング下面主鉄筋からの必要長さ