

目次

1 照査結果一覧表	1
2 設計条件	3
2-1 設計条件	3
2-2 地盤条件	3
2-3 杭基礎条件	3
2-4 荷重データ	4
3 杭基礎の震度法照査	5
3-1 杭の諸元および杭配置	5
3-2 杭の許容支持力の計算	6
3-2-1 計算式	6
3-2-2 地盤条件	8
3-2-3 許容押し込み支持力の計算	11
3-2-4 許容引抜き抵抗力の計算	11
3-3 地盤ばねの計算	12
3-3-1 杭の軸方向ばね定数	12
3-3-2 水平方向地盤反力係数	13
3-4 杭頭変位および杭頭反力の計算	15
3-4-1 計算法	15
3-4-2 杭頭変位および杭頭反力	19
3-5 杭本体各部の断面力および変位	27
3-6 杭本体の応力度照査	43
3-6-1 計算式	43
3-6-2 杭本体の応力度照査	46
3-7 杭とフーチングの接合部の照査	48
3-7-1 押し込み力に対する照査	48
3-7-2 水平力に対する照査	50
3-7-3 フーチングへの鉄筋の定着長	52
4 杭の断面変化位置計算	53
4-1 杭の諸元	53
4-2 杭の断面力及び変位の計算	53
4-3 杭の断面変化位置計算	54

1 照査結果一覧表

(1) 橋軸方向

安定計算

荷重ケース		単位	常時	常時+浮力	地震時	地震時+浮力
作用力	V	kN	17538.53	15255.40	14638.53	12575.40
	H	kN	0.00	0.00	3140.33	3140.33
	M	kN・m	0.00	0.00	26263.53	26263.53
杭反力	Rmax (Ra)	kN/本 kN/本	1461.54 (2212.74)	1271.28 (2212.74)	2682.06 (3386.64)	2510.13 (3386.64)
	Rmin (Pa)	kN/本 kN/本	1461.54 (-1115.70)	1271.28 (-1115.70)	-242.30 (-1790.75)	-414.23 (-1790.75)
変位	δ (δ_a)	mm	0.000	0.000	7.089	7.089
		mm	(15.000)	(15.000)	(15.000)	(15.000)
杭体 応力度	σ_c (σ_{ca})	N/mm ²	1.62	1.41	7.54	7.56
		N/mm ²	(8.00)	(8.00)	(12.00)	(12.00)
	σ_s (σ_{sa})	N/mm ² N/mm ²	-24.32 (200.00)	-21.15 (200.00)	246.88 (300.00)	274.15 (300.00)
	τ (τ_a)	N/mm ² N/mm ²	0.000 (0.651)	0.000 (0.651)	0.389 (0.496)	0.389 (0.496)

杭とフーチング接合部照査

荷重ケース		単位	常時	常時+浮力	地震時	地震時+浮力
垂直支圧応力度 (押し込み力)	σ_{cv}	N/mm ²	1.86	1.62	3.41	3.20
	σ_{ba}	N/mm ²	(10.80)	(10.80)	(16.20)	(16.20)
押抜きせん断応力度 (押し込み力)	τ_v	N/mm ²	0.233	0.202	0.427	0.399
	τ_a	N/mm ²	(0.900)	(0.900)	(0.900)	(0.900)
水平支圧応力度 (水平力)	σ_{ch}	N/mm ²	0.00	0.00	2.62	2.62
	σ_{ba}	N/mm ²	(7.20)	(7.20)	(10.80)	(10.80)
押抜きせん断応力度 (水平力)	τ_h	N/mm ²	0.000	0.000	0.182	0.182
	τ_a	N/mm ²	(0.900)	(0.900)	(0.900)	(0.900)

(2) 橋軸直角方向

安定計算

荷重ケース		単位	常時	常時+浮力	地震時	地震時+浮力
作用力	V	kN	17538.53	15255.40	14638.53	12575.40
	H	kN	0.00	0.00	2720.33	2720.33
	M	kN・m	0.00	0.00	24144.53	24144.53
杭反力	Rmax (Ra)	kN/本 kN/本	1461.54 (2212.74)	1271.28 (2212.74)	2347.13 (3386.64)	2175.20 (3386.64)
	Rmin (Pa)	kN/本 kN/本	1461.54 (-1115.70)	1271.28 (-1115.70)	92.62 (-1790.75)	-79.30 (-1790.75)
変位	δ	mm	0.000	0.000	5.169	5.169
	(δa)	mm	(15.000)	(15.000)	(15.000)	(15.000)
杭体 応力度	σc (σca)	N/mm ² N/mm ²	1.62 (8.00)	1.41 (8.00)	6.39 (12.00)	6.48 (12.00)
	σs (σsa)	N/mm ² N/mm ²	-24.32 (200.00)	-21.15 (200.00)	166.91 (300.00)	193.39 (300.00)
	τ (τa)	N/mm ² N/mm ²	0.000 (0.651)	0.000 (0.651)	0.337 (0.512)	0.337 (0.496)

杭とフーチング接合部照査

荷重ケース		単位	常時	常時+浮力	地震時	地震時+浮力
垂直支圧応力度 (押込み力)	σcv	N/mm ²	1.86	1.62	2.99	2.77
	σba	N/mm ²	(10.80)	(10.80)	(16.20)	(16.20)
押抜きせん断応力度 (押込み力)	τv	N/mm ²	0.233	0.202	0.374	0.346
	τa	N/mm ²	(0.900)	(0.900)	(0.900)	(0.900)
水平支圧応力度 (水平力)	σch	N/mm ²	0.00	0.00	2.27	2.27
	σba	N/mm ²	(7.20)	(7.20)	(10.80)	(10.80)
押抜きせん断応力度 (水平力)	τh	N/mm ²	0.000	0.000	0.157	0.157
	τa	N/mm ²	(0.900)	(0.900)	(0.900)	(0.900)

2 設計条件

2-1 設計条件

- (1) 適用基準 道路橋示方書(平成24年)
 (2) 基礎工形式 場所打ち杭 φ1000 (mm) L = 23.000 (m) n = 12 (本)

2-2 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	2.700
ボーリング上端標高	m	2.700
フーチング下面標高	m	0.000
支持設定 地下水水位標高	m	-99.000

- (2) 突出長
 常時 0.000 m
 レベル1地震時 0.000 m

2-3 杭基礎条件

- (1) 杭基礎条件

杭種	場所打ち杭
杭頭条件	剛結
杭先端条件	ヒンジ
施工方法	場所打ち杭工法
杭とフーチングの接合方法	方法B
水平変位照査位置	杭頭
許容水平変位	
常時	15.0 (mm)
レベル1地震時	15.0 (mm)

- (2) 杭断面諸元

杭長	23.000 (m)
杭径	1000.0 (mm)
杭の埋込み長	0.100 (m)
ヤング係数	2.50×10^4 (N/mm ²)
コンクリートの呼び強度	30.0 (N/mm ²)
コンクリートの設計基準強度	24.0 (N/mm ²)
コンクリートの許容圧縮応力度	8.000 (N/mm ²)
コンクリートの許容せん断応力度 (常時)	0.230 (N/mm ²)
コンクリートの許容せん断応力度 (地震時)	0.350 (N/mm ²)

主鉄筋

鉄筋の材質	SD345
鉄筋の許容引張応力度 (死荷重時)	100.0 (N/mm ²)
鉄筋の許容引張応力度 (一般部材)	180.0 (N/mm ²)
鉄筋の許容引張応力度 (水中部材)	160.0 (N/mm ²)
鉄筋の許容引張応力度 (土中部材)	180.0 (N/mm ²)
鉄筋の許容引張応力度 (地震時の基本値)	200.0 (N/mm ²)
鉄筋の許容圧縮応力度	200.0 (N/mm ²)

主鉄筋データ

	かぶり (mm)	鉄筋径	本数	鉄筋量 (mm ²)
1層目	150.0	D22	20.0	7742.0

帯鉄筋

鉄筋の材質	SD345
鉄筋の許容引張応力度 (死荷重時)	100.0 (N/mm ²)
鉄筋の許容引張応力度 (一般部材)	180.0 (N/mm ²)
鉄筋の許容引張応力度 (水中部材)	160.0 (N/mm ²)
鉄筋の許容引張応力度 (土中部材)	180.0 (N/mm ²)
鉄筋の許容引張応力度 (地震時の基本値)	200.0 (N/mm ²)
鉄筋の許容圧縮応力度	200.0 (N/mm ²)

帯鉄筋データ

鉄筋径	ピッチ (mm)	本数	鉄筋量 (mm ²)
D16	150.0	2.0	397.2

(3) ボーリングデータ

No	層厚 (m)	層上面標高 (m)	土質名	N値	γ (kN/m ³)	γ' (kN/m ³)	c (kN/m ²)	E0 (kN/m ²)	周面摩擦力
1	2.700	TP+ 2.700	砂質土	2.000	16.00	7.00	0.00	5600.0	考慮する
2	3.000	TP- 0.000	粘性土	3.000	16.00	7.00	30.00	8400.0	考慮する
3	7.000	TP- 3.000	砂質土	4.500	17.00	8.00	0.00	12600.0	考慮する
4	2.000	TP- 10.000	粘性土	18.000	17.00	8.00	65.00	50400.0	考慮する
5	9.500	TP- 12.000	砂質土	13.300	17.00	8.00	0.00	37240.0	考慮する
6	5.000	TP- 21.500	砂質土	50.000	19.00	10.00	0.00	140000.0	考慮する

2-4 荷重データ

(1) 橋軸方向

No	荷重ケース名	割増係数	設計状態	鉛直力 V (kN)	水平力 H (kN)	曲げモーメント M (kN・m)
1	常時	1.00	常時	17538.53	0.00	0.00
2	常時+浮力	1.00	常時	15255.40	0.00	0.00
3	地震時	1.50	地震時	14638.53	3140.33	26263.53
4	地震時+浮力	1.50	地震時	12575.40	3140.33	26263.53

(2) 橋軸直角方向

No	荷重ケース名	割増係数	設計状態	鉛直力 V (kN)	水平力 H (kN)	曲げモーメント M (kN・m)
1	常時	1.00	常時	17538.53	0.00	0.00
2	常時+浮力	1.00	常時	15255.40	0.00	0.00
3	地震時	1.50	地震時	14638.53	2720.33	24144.53
4	地震時+浮力	1.50	地震時	12575.40	2720.33	24144.53

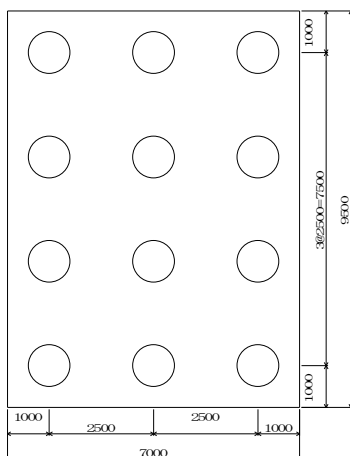
3 杭基礎の震度法照査

3-1 杭の諸元および杭配置

(1) 杭の諸元

杭種	場所打ち杭	$\phi 1000.0$ (mm)
材	コンクリートの呼び強度	: 30.0 (N/mm ²)
料	コンクリートの設計基準強度	: $\sigma_{ck} = 24.0$ (N/mm ²)
	主鉄筋材質	: SD345
	帯鉄筋材質	: SD345
配筋	かぶり	150.0 mm D22× 20.0本 $A_s = 7742.0$ mm ²
杭長	L =	23.000 (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	場所打ち杭工法	
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

$$R a = \frac{\gamma}{n} (R u - W s) + W s - W$$

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
- γ : 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)
- W s : 杭で置換えられる部分の土の有効重量 (kN)
- W : 杭及び杭内部の土の有効重量 (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。

$$R u = q d \cdot A + U \cdot \Sigma (L i \cdot f i)$$

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 (m²)
- q d : 杭先端における単位面積当たりの極限支持力度 (kN/m²)
- 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/m²)

	場所打ち杭工法
砂質土	5N (≦200)
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

場所打ち杭の場合は、一般に施工による地盤の乱れの影響が大きいと考え、杭先端の極限支持力度 q d は下表に示す値とした。

地盤種別	杭先端の極限支持力度 (kN/m ²)
砂れき層及び砂層 (N≧30)	3000
良質な砂れき層 (N≧50)	5000
粘性土 (N≧20, q u ≧400 kN/m ²)	3 q u

ただし、q u は一軸圧縮強度 (kN/m²)

杭で置換えられる部分の土の有効重量は以下の式により算出するものとする。

$$W s = \frac{\pi}{4} \cdot D^2 \cdot \Sigma (\gamma i \cdot L i)$$

ここに、

- W s : 杭で置換えられる部分の土の有効重量 (kN)
- D : 杭径 (m)
- γi : 杭で置換えられる部分の土の単位体積重量 (kN/m³)
- L i : 杭で置換えられる部分の土の層厚 (m)

(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/m²)

3-2-2 地盤条件

(1) 許容押込み支持力計算時

・周面摩擦力

層番号	標高 (m)		土質	N値 [c]	fi	Li	Li・fi
	▽ TP				kN/m ²	m	kN/m
1	▽ TP	+2.700					
1	▽ TP	+0.000	砂質土	——	——	——	——
2	(フーチング下面) ▽ TP	-3.000	粘性土	(3.000 30.00)	30.00	3.000	90.00
3	▽ TP	-10.000	砂質土	4.500	22.50	7.000	157.50
4	▽ TP	-12.000	粘性土	(18.000 65.00)	65.00	2.000	130.00
5	▽ TP	-21.500	砂質土	13.300	66.50	9.500	631.75
6	▽ TP	-21.900	砂質土	50.000	200.00	0.400	80.00
	(考慮範囲下端)					Σ	1089.25

杭先端地盤の極限支持力度 $q_d = 5000$ (kN/m²)

・杭で置換えられる部分の土の有効重量 W_s

層 番 号	標 高 (m) ▽ TP +2.700	γ_i	Li	$\gamma_i \cdot Li$
		kN/m ³	m	kN/m ²
1	▽ TP +0.000	—	—	—
2	(フーチング下面) ▽ TP -3.000	16.00	3.000	48.00
3	▽ TP -10.000	17.00	7.000	119.00
4	▽ TP -12.000	17.00	2.000	34.00
5	▽ TP -21.500	17.00	9.500	161.50
6	▽ TP -22.900	19.00	1.400	26.60
	(杭 先 端)	Σ		389.10

$$\begin{aligned}
 W_s &= \frac{\pi}{4} \cdot D^2 \cdot \Sigma (\gamma_i \cdot Li) \\
 &= \frac{\pi}{4} \times 1.000^2 \times 389.10 = 305.60 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

(2) 許容引抜き抵抗力計算時

・ 周面摩擦力

層 番号	標 高 (m) ▽ TP +2.700	土質	N値 [c]	fi	Li	Li・fi
				kN/m ²	m	kN/m
1	▽ TP +0.000	砂質土	—	—	—	—
2	(フーチング下面) ▽ TP -3.000	粘性土	(3.000 30.00)	30.00	3.000	90.00
3	▽ TP -10.000	砂質土	4.500	22.50	7.000	157.50
4	▽ TP -12.000	粘性土	(18.000 65.00)	65.00	2.000	130.00
5	▽ TP -21.500	砂質土	13.300	66.50	9.500	631.75
6	▽ TP -22.900	砂質土	50.000	200.00	1.400	280.00
	Σ			1289.25		

3-2-3 許容押込み支持力の計算

(1) 常時

$$\begin{aligned} R_u &= q_d \cdot A + U \cdot \sum (L_i \cdot f_i) \\ &= 5000.00 \times 0.78540 + 3.1416 \times 1089.25 = 7348.97 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_a &= \frac{\gamma}{n} (R_u - W_s) + W_s - W \\ &= \frac{1.0}{3.00} \times (7348.97 - 305.60) + 305.60 - 440.65 = 2212.74 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

(2) レベル1地震時

$$\begin{aligned} R_u &= q_d \cdot A + U \cdot \sum (L_i \cdot f_i) \\ &= 5000.00 \times 0.78540 + 3.1416 \times 1089.25 = 7348.97 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_a &= \frac{\gamma}{n} (R_u - W_s) + W_s - W \\ &= \frac{1.0}{2.00} \times (7348.97 - 305.60) + 305.60 - 440.65 = 3386.64 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

3-2-4 許容引抜き抵抗力の計算

(1) 常時

$$\begin{aligned} P_u &= U \cdot \sum (L_i \cdot f_i) \\ &= 3.1416 \times 1289.25 = 4050.30 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_a &= \frac{1}{n} \cdot P_u + W \\ &= \frac{1}{6.00} \times 4050.30 + 440.65 = 1115.70 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

(2) レベル1地震時

$$\begin{aligned} P_u &= U \cdot \sum (L_i \cdot f_i) \\ &= 3.1416 \times 1289.25 = 4050.30 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_a &= \frac{1}{n} \cdot P_u + W \\ &= \frac{1}{3.00} \times 4050.30 + 440.65 = 1790.75 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

3-3 地盤ばねの計算

3-3-1 杭の軸方向ばね定数

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

$$= 0.560 \times \frac{0.785398 \times 25000000}{22.900}$$

$$= 480070.3 \text{ (kN/m)}$$

ここに、

K_v : 杭の軸方向ばね定数 (kN/m)

a : 補正係数

※ 場所打ち杭

$$a = 0.031 (L/D) - 0.150$$

$$= 0.031 \times (22.900 / 1.000) - 0.150 = 0.560$$

A_p : 杭の純断面積 (m²)E_p : 杭体のヤング係数 (kN/m²)

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/m³)
 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/m³)

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

B_H : 基礎の換算載荷幅 (m)

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

D : 杭径 (m)

β : 基礎の特性値 (m⁻¹)

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

α : 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/m²)

EI : 基礎の曲げ剛性 (kN・m²)

(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 算出時もこの B_H を用いる。

杭径	D	1.000 (m)
ヤング係数	E	25000000 (kN/m ²)
断面二次モーメント	I	0.04908739 (m ⁴)

$1/\beta = 5.069$ (m) ($\beta = 0.19728$ (m⁻¹)) と仮定する
 →平均 $E_0 = 10114.3$ (kN/m²)

$$B_H = \sqrt{\frac{1.000}{0.19728}} = 2.251 \text{ (m)}$$

$$k_H = \frac{1}{0.3} \times 1.0 \times 10114.3 \times \left(\frac{2.251}{0.3} \right)^{-3/4} = 7435.5 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

となり、 β を計算すると下記となり、仮定した β に一致する。

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{7435.5 \times 1.000}{4 \times 25000000 \times 0.04908739}} = 0.19728 \text{ (m}^{-1}\text{)}$$

以上により、換算載荷幅 B_H は、 $B_H = 2.251$ (m) となる。

(3) 各層の水平方向地盤反力係数の計算

杭径	D	1.000 (m)
ヤング係数	E	25000000 (kN/m ²)
断面二次モーメント	I	0.04908739 (m ⁴)

1) 常時

No	層厚 (m)	E ₀ (kN/m ²)	k _{H0} (kN/m ³)	k _H (kN/m ³)
1	3.000	8400.0	28000.0	6175.3
2	7.000	12600.0	42000.0	9262.9
3	2.000	50400.0	168000.0	37051.6
4	9.500	37240.0	124133.3	27377.0
5	1.400	140000.0	466666.7	102921.2

特性値 β : 0.19728 (m⁻¹)

2) レベル1地震時

No	層厚 (m)	E ₀ (kN/m ²)	k _{H0} (kN/m ³)	k _H (kN/m ³)
1	3.000	8400.0	56000.0	12350.5
2	7.000	12600.0	84000.0	18525.8
3	2.000	50400.0	336000.0	74103.3
4	9.500	37240.0	248266.7	54754.1
5	1.400	140000.0	933333.3	205842.4

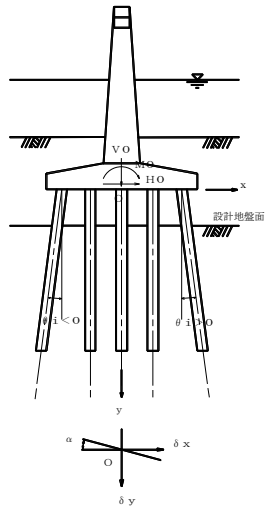
特性値 β : 0.19728 (m⁻¹)

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のように定める。



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。

$$A_{xx} \cdot \delta_x + A_{xy} \cdot \delta_y + A_{xa} \cdot \alpha = H_0$$

$$A_{yx} \cdot \delta_x + A_{yy} \cdot \delta_y + A_{ya} \cdot \alpha = V_0$$

$$A_{ax} \cdot \delta_x + A_{ay} \cdot \delta_y + A_{aa} \cdot \alpha = M_0$$

フーチング下面を水平とすれば各係数は次式で求められる。

$$A_{xx} = \sum (K_1 \cdot \cos^2 \theta_i + K_v \cdot \sin^2 \theta_i)$$

$$A_{xy} = A_{yx} = \sum (K_v - K_1) \cdot \sin \theta_i \cdot \cos \theta_i$$

$$A_{xa} = A_{ax} = \sum \{ (K_v - K_1) \cdot x_i \cdot \sin \theta_i \cdot \cos \theta_i - K_2 \cdot \cos \theta_i \}$$

$$A_{yy} = \sum (K_v \cdot \cos^2 \theta_i + K_1 \cdot \sin^2 \theta_i)$$

$$A_{ya} = A_{ay} = \sum \{ (K_v \cdot \cos^2 \theta_i + K_1 \cdot \sin^2 \theta_i) \cdot x_i + K_2 \cdot \sin \theta_i \}$$

$$A_{aa} = \sum \{ (K_v \cdot \cos^2 \theta_i + K_1 \cdot \sin^2 \theta_i) \cdot x_i^2 + (K_2 + K_3) \cdot x_i \cdot \sin \theta_i + K_4 \}$$

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)

δ_x : 原点0の水平変位量 (m)

δ_y : 原点0の鉛直変位量 (m)

α : 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)

θ_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、

- δ_{xi}' : i番目の杭の杭頭の軸直角方向の変位量 (m)
- δ_{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)
- θ_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。

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

(2) 杭のばね定数の計算

1) 常時

a) 杭諸元

場所打ち杭 $\phi 1000.0$ (mm) $L = 22.900$ (m)
 $K_V = 480070.3$ (kN/m)

b) 杭の軸直角方向ばね定数

杭頭剛結

No	K_1 (kN/m)	K_2 (kN/rad)	K_3 (kN・m/m)	K_4 (kN・m/rad)
1	36885.1	99155.9	99155.9	506823.6

杭頭ヒンジ

No	K_1 (kN/m)	K_2 (kN/rad)	K_3 (kN・m/m)	K_4 (kN・m/rad)
1	17486.1	0.0	0.0	0.0

2) レベル1地震時

a) 杭諸元

場所打ち杭 $\phi 1000.0$ (mm) $L = 22.900$ (m)
 $K_V = 480070.3$ (kN/m)

b) 杭の軸直角方向ばね定数

杭頭剛結

No	K_1 (kN/m)	K_2 (kN/rad)	K_3 (kN・m/m)	K_4 (kN・m/rad)
1	60429.8	136837.6	136837.6	592414.3

杭頭ヒンジ

No	K_1 (kN/m)	K_2 (kN/rad)	K_3 (kN・m/m)	K_4 (kN・m/rad)
1	28822.6	0.0	0.0	0.0

ここで、

- $K_1、K_3$: 杭頭部の回転を生じないようにして、杭頭部を杭軸直角方向に単位量だけ変位させる時、杭頭部に作用させるべき軸直角方向力 (kN/m) 及び曲げモーメント (kN・m/m)
- $K_2、K_4$: 杭頭部に移動を生じないようにして、杭頭部を単位量だけ回転させる時、杭頭部に作用させるべき軸直角方向力 (kN/rad) 及び曲げモーメント (kN・m/rad)

(3) 剛性マトリックス

1) 橋軸方向

a) 常時

杭頭剛結

$$\begin{bmatrix} A_{xx} & A_{xy} & A_{xa} \\ A_{yx} & A_{yy} & A_{ya} \\ A_{ax} & A_{ay} & A_{aa} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 442621.4 & 0.0 & -1189870.3 \\ 0.0 & 5760844.0 & 0.0 \\ -1189870.3 & 0.0 & 30085400.0 \end{bmatrix}$$

杭頭ヒンジ

$$\begin{bmatrix} A_{xx} & A_{xy} & A_{xa} \\ A_{yx} & A_{yy} & A_{ya} \\ A_{ax} & A_{ay} & A_{aa} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 209833.1 & 0.0 & 0.0 \\ 0.0 & 5760844.0 & 0.0 \\ 0.0 & 0.0 & 24003518.0 \end{bmatrix}$$

b) レベル1地震時

杭頭剛結

$$\begin{bmatrix} A_{xx} & A_{xy} & A_{xa} \\ A_{yx} & A_{yy} & A_{ya} \\ A_{ax} & A_{ay} & A_{aa} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 725157.4 & 0.0 & -1642050.9 \\ 0.0 & 5760844.0 & 0.0 \\ -1642050.9 & 0.0 & 31112488.0 \end{bmatrix}$$

杭頭ヒンジ

$$\begin{bmatrix} A_{xx} & A_{xy} & A_{xa} \\ A_{yx} & A_{yy} & A_{ya} \\ A_{ax} & A_{ay} & A_{aa} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 345871.7 & 0.0 & 0.0 \\ 0.0 & 5760844.0 & 0.0 \\ 0.0 & 0.0 & 24003518.0 \end{bmatrix}$$

2) 橋軸直角方向

a) 常時

杭頭剛結

$$\begin{bmatrix} A_{xx} & A_{xy} & A_{xa} \\ A_{yx} & A_{yy} & A_{ya} \\ A_{ax} & A_{ay} & A_{aa} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 442621.4 & 0.0 & -1189870.3 \\ 0.0 & 5760844.0 & 0.0 \\ -1189870.3 & 0.0 & 51088476.0 \end{bmatrix}$$

杭頭ヒンジ

$$\begin{bmatrix} A_{xx} & A_{xy} & A_{xa} \\ A_{yx} & A_{yy} & A_{ya} \\ A_{ax} & A_{ay} & A_{aa} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 209833.1 & 0.0 & 0.0 \\ 0.0 & 5760844.0 & 0.0 \\ 0.0 & 0.0 & 45006596.0 \end{bmatrix}$$

b) レベル1地震時

杭頭剛結

$$\begin{bmatrix} A_{xx} & A_{xy} & A_{xa} \\ A_{yx} & A_{yy} & A_{ya} \\ A_{ax} & A_{ay} & A_{aa} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 725157.4 & 0.0 & -1642050.9 \\ 0.0 & 5760844.0 & 0.0 \\ -1642050.9 & 0.0 & 52115564.0 \end{bmatrix}$$

杭頭ヒンジ

$$\begin{bmatrix} A_{xx} & A_{xy} & A_{xa} \\ A_{yx} & A_{yy} & A_{ya} \\ A_{ax} & A_{ay} & A_{aa} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 345871.7 & 0.0 & 0.0 \\ 0.0 & 5760844.0 & 0.0 \\ 0.0 & 0.0 & 45006596.0 \end{bmatrix}$$

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

$$\begin{aligned} V_0 &= 17538.53 \text{ (kN)} \\ H_0 &= 0.00 \text{ (kN)} \\ M_0 &= 0.00 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

・変位の計算

$$\begin{aligned} \delta_x &= 0.000 \text{ (mm)} \\ \delta_y &= 3.044 \text{ (mm)} \\ \alpha &= 0.00000 \times 10^{-3} \text{ (rad)} \end{aligned}$$

・杭頭作用力

杭列 番号	x_i (m)	本数	θ_i (度)	P_{Ni} (kN)	P_{Hi} (kN)	M_{ti} (kN·m)	V_i (kN)	H_i (kN)
1	-2.500	4	-0.0	1461.54	0.00	0.00	1461.54	0.00
2	0.000	4	-0.0	1461.54	0.00	0.00	1461.54	0.00
3	2.500	4	-0.0	1461.54	0.00	0.00	1461.54	0.00

$$\begin{aligned} \delta_{\max} &= 0.000 \text{ (mm)} < \delta_a = 15.00 \text{ (mm)} && \text{OK} \\ P_{N\max} &= 1461.54 \text{ (kN)} < R_a = 2212.74 \text{ (kN)} && \text{OK} \\ P_{N\min} &= 1461.54 \text{ (kN)} > P_a = -1115.70 \text{ (kN)} && \text{OK} \end{aligned}$$

b) 杭頭ヒンジ

・杭頭作用力

杭列 番号	x_i (m)	本数	θ_i (度)	P_{Ni} (kN)	P_{Hi} (kN)	M_{ti} (kN·m)	V_i (kN)	H_i (kN)
1	-2.500	4	-0.0	1461.54	0.00	0.00	1461.54	0.00
2	0.000	4	-0.0	1461.54	0.00	0.00	1461.54	0.00
3	2.500	4	-0.0	1461.54	0.00	0.00	1461.54	0.00

2) 常時+浮力

a) 杭頭剛結

・杭群中心作用力

$$\begin{aligned} V_0 &= 15255.40 \text{ (kN)} \\ H_0 &= 0.00 \text{ (kN)} \\ M_0 &= 0.00 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

・変位の計算

$$\begin{aligned} \delta_x &= 0.000 \text{ (mm)} \\ \delta_y &= 2.648 \text{ (mm)} \\ \alpha &= 0.00000 \times 10^{-3} \text{ (rad)} \end{aligned}$$

・杭頭作用力

杭列 番号	x_i (m)	本数	θ_i (度)	P_{Ni} (kN)	P_{Hi} (kN)	M_{ti} (kN·m)	V_i (kN)	H_i (kN)
1	-2.500	4	-0.0	1271.28	0.00	0.00	1271.28	0.00
2	0.000	4	-0.0	1271.28	0.00	0.00	1271.28	0.00
3	2.500	4	-0.0	1271.28	0.00	0.00	1271.28	0.00

$$\begin{aligned} \delta_{\max} &= 0.000 \text{ (mm)} < \delta_a = 15.00 \text{ (mm)} && \text{OK} \\ P_{N\max} &= 1271.28 \text{ (kN)} < R_a = 2212.74 \text{ (kN)} && \text{OK} \\ P_{N\min} &= 1271.28 \text{ (kN)} > P_a = -1115.70 \text{ (kN)} && \text{OK} \end{aligned}$$

b) 杭頭ヒンジ

・杭頭作用力

杭列 番号	x_i (m)	本数	θ_i (度)	P_{Ni} (kN)	P_{Hi} (kN)	M_{ti} (kN·m)	V_i (kN)	H_i (kN)
1	-2.500	4	-0.0	1271.28	0.00	0.00	1271.28	0.00
2	0.000	4	-0.0	1271.28	0.00	0.00	1271.28	0.00
3	2.500	4	-0.0	1271.28	0.00	0.00	1271.28	0.00

3) 地震時

a) 杭頭剛結

・杭群中心作用力

$$\begin{aligned} V_0 &= 14638.53 \text{ (kN)} \\ H_0 &= 3140.33 \text{ (kN)} \\ M_0 &= 26263.53 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

・変位の計算

$$\begin{aligned} \delta_x &= 7.089 \text{ (mm)} \\ \delta_y &= 2.541 \text{ (mm)} \\ \alpha &= 1.21830 \times 10^{-3} \text{ (rad)} \end{aligned}$$

・杭頭作用力

杭列 番号	x_i (m)	本数	θ_i (度)	P_{Ni} (kN)	P_{Hi} (kN)	M_{ti} (kN·m)	V_i (kN)	H_i (kN)
1	-2.500	4	-0.0	-242.30	261.69	-248.34	-242.30	261.69
2	0.000	4	-0.0	1219.88	261.69	-248.34	1219.88	261.69
3	2.500	4	-0.0	2682.06	261.69	-248.34	2682.06	261.69

$$\begin{aligned} \delta_{\max} &= 7.089 \text{ (mm)} < \delta_a = 15.00 \text{ (mm)} && \text{OK} \\ P_{N\max} &= 2682.06 \text{ (kN)} < R_a = 3386.64 \text{ (kN)} && \text{OK} \\ P_{N\min} &= -242.30 \text{ (kN)} > P_a = -1790.75 \text{ (kN)} && \text{OK} \end{aligned}$$

b) 杭頭ヒンジ

・杭頭作用力

杭列 番号	x_i (m)	本数	θ_i (度)	P_{Ni} (kN)	P_{Hi} (kN)	M_{ti} (kN·m)	V_i (kN)	H_i (kN)
1	-2.500	4	-0.0	-93.30	261.69	0.00	-93.30	261.69
2	0.000	4	-0.0	1219.88	261.69	0.00	1219.88	261.69
3	2.500	4	-0.0	2533.05	261.69	0.00	2533.05	261.69

4) 地震時+浮力

a) 杭頭剛結

・杭群中心作用力

$$\begin{aligned} V_0 &= 12575.40 \text{ (kN)} \\ H_0 &= 3140.33 \text{ (kN)} \\ M_0 &= 26263.53 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

・変位の計算

$$\begin{aligned} \delta_x &= 7.089 \text{ (mm)} \\ \delta_y &= 2.183 \text{ (mm)} \\ \alpha &= 1.21830 \times 10^{-3} \text{ (rad)} \end{aligned}$$

・杭頭作用力

杭列 番号	x_i (m)	本数	θ_i (度)	P_{Ni} (kN)	P_{Hi} (kN)	M_{ti} (kN·m)	V_i (kN)	H_i (kN)
1	-2.500	4	-0.0	-414.23	261.69	-248.34	-414.23	261.69
2	0.000	4	-0.0	1047.95	261.69	-248.34	1047.95	261.69
3	2.500	4	-0.0	2510.13	261.69	-248.34	2510.13	261.69

$$\begin{aligned} \delta_{\max} &= 7.089 \text{ (mm)} < \delta_a = 15.00 \text{ (mm)} && \text{OK} \\ P_{N\max} &= 2510.13 \text{ (kN)} < R_a = 3386.64 \text{ (kN)} && \text{OK} \\ P_{N\min} &= -414.23 \text{ (kN)} > P_a = -1790.75 \text{ (kN)} && \text{OK} \end{aligned}$$

b) 杭頭ヒンジ

・杭頭作用力

杭列 番号	x_i (m)	本数	θ_i (度)	P_{Ni} (kN)	P_{Hi} (kN)	M_{ti} (kN·m)	V_i (kN)	H_i (kN)
1	-2.500	4	-0.0	-265.23	261.69	0.00	-265.23	261.69
2	0.000	4	-0.0	1047.95	261.69	0.00	1047.95	261.69
3	2.500	4	-0.0	2361.13	261.69	0.00	2361.13	261.69

(2) 橋軸直角方向

1) 常時

a) 杭頭剛結

・杭群中心作用力

$$\begin{aligned} V_0 &= 17538.53 \text{ (kN)} \\ H_0 &= 0.00 \text{ (kN)} \\ M_0 &= 0.00 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

・変位の計算

$$\begin{aligned} \delta_x &= 0.000 \text{ (mm)} \\ \delta_y &= 3.044 \text{ (mm)} \\ \alpha &= 0.00000 \times 10^{-3} \text{ (rad)} \end{aligned}$$

・杭頭作用力

杭列 番号	x_i (m)	本数	θ_i (度)	P_{Ni} (kN)	P_{Hi} (kN)	M_{i} (kN·m)	V_i (kN)	H_i (kN)
1	-3.750	3	-0.0	1461.54	0.00	0.00	1461.54	0.00
2	-1.250	3	-0.0	1461.54	0.00	0.00	1461.54	0.00
3	1.250	3	-0.0	1461.54	0.00	0.00	1461.54	0.00
4	3.750	3	-0.0	1461.54	0.00	0.00	1461.54	0.00

$$\begin{aligned} \delta_{\max} &= 0.000 \text{ (mm)} < \delta_a = 15.00 \text{ (mm)} && \text{OK} \\ P_{N\max} &= 1461.54 \text{ (kN)} < R_a = 2212.74 \text{ (kN)} && \text{OK} \\ P_{N\min} &= 1461.54 \text{ (kN)} > P_a = -1115.70 \text{ (kN)} && \text{OK} \end{aligned}$$

b) 杭頭ヒンジ

・杭頭作用力

杭列 番号	x_i (m)	本数	θ_i (度)	P_{Ni} (kN)	P_{Hi} (kN)	M_{i} (kN·m)	V_i (kN)	H_i (kN)
1	-3.750	3	-0.0	1461.54	0.00	0.00	1461.54	0.00
2	-1.250	3	-0.0	1461.54	0.00	0.00	1461.54	0.00
3	1.250	3	-0.0	1461.54	0.00	0.00	1461.54	0.00
4	3.750	3	-0.0	1461.54	0.00	0.00	1461.54	0.00

2) 常時+浮力

a) 杭頭剛結

・杭群中心作用力

$$\begin{aligned} V_0 &= 15255.40 \text{ (kN)} \\ H_0 &= 0.00 \text{ (kN)} \\ M_0 &= 0.00 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

・変位の計算

$$\begin{aligned} \delta_x &= 0.000 \text{ (mm)} \\ \delta_y &= 2.648 \text{ (mm)} \\ \alpha &= 0.00000 \times 10^{-3} \text{ (rad)} \end{aligned}$$

・杭頭作用力

杭列 番号	x_i (m)	本数	θ_i (度)	P_{Ni} (kN)	P_{Hi} (kN)	M_{ti} (kN·m)	V_i (kN)	H_i (kN)
1	-3.750	3	-0.0	1271.28	0.00	0.00	1271.28	0.00
2	-1.250	3	-0.0	1271.28	0.00	0.00	1271.28	0.00
3	1.250	3	-0.0	1271.28	0.00	0.00	1271.28	0.00
4	3.750	3	-0.0	1271.28	0.00	0.00	1271.28	0.00

$$\begin{aligned} \delta_{\max} &= 0.000 \text{ (mm)} < \delta_a = 15.00 \text{ (mm)} && \text{OK} \\ P_{N\max} &= 1271.28 \text{ (kN)} < R_a = 2212.74 \text{ (kN)} && \text{OK} \\ P_{N\min} &= 1271.28 \text{ (kN)} > P_a = -1115.70 \text{ (kN)} && \text{OK} \end{aligned}$$

b) 杭頭ヒンジ

・杭頭作用力

杭列 番号	x_i (m)	本数	θ_i (度)	P_{Ni} (kN)	P_{Hi} (kN)	M_{ti} (kN·m)	V_i (kN)	H_i (kN)
1	-3.750	3	-0.0	1271.28	0.00	0.00	1271.28	0.00
2	-1.250	3	-0.0	1271.28	0.00	0.00	1271.28	0.00
3	1.250	3	-0.0	1271.28	0.00	0.00	1271.28	0.00
4	3.750	3	-0.0	1271.28	0.00	0.00	1271.28	0.00

3) 地震時

a) 杭頭剛結

・杭群中心作用力

$$\begin{aligned} V_0 &= 14638.53 \text{ (kN)} \\ H_0 &= 2720.33 \text{ (kN)} \\ M_0 &= 24144.53 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

・変位の計算

$$\begin{aligned} \delta_x &= 5.169 \text{ (mm)} \\ \delta_y &= 2.541 \text{ (mm)} \\ \alpha &= 0.62616 \times 10^{-3} \text{ (rad)} \end{aligned}$$

・杭頭作用力

杭列 番号	x_i (m)	本数	θ_i (度)	P_{Ni} (kN)	P_{Hi} (kN)	M_{ti} (kN·m)	V_i (kN)	H_i (kN)
1	-3.750	3	-0.0	92.62	226.69	-336.40	92.62	226.69
2	-1.250	3	-0.0	844.13	226.69	-336.40	844.13	226.69
3	1.250	3	-0.0	1595.63	226.69	-336.40	1595.63	226.69
4	3.750	3	-0.0	2347.13	226.69	-336.40	2347.13	226.69

$$\begin{aligned} \delta_{\max} &= 5.169 \text{ (mm)} < \delta_a = 15.00 \text{ (mm)} && \text{OK} \\ P_{N\max} &= 2347.13 \text{ (kN)} < R_a = 3386.64 \text{ (kN)} && \text{OK} \\ P_{N\min} &= 92.62 \text{ (kN)} > P_a = -1790.75 \text{ (kN)} && \text{OK} \end{aligned}$$

b) 杭頭ヒンジ

・杭頭作用力

杭列 番号	x_i (m)	本数	θ_i (度)	P_{Ni} (kN)	P_{Hi} (kN)	M_{ti} (kN·m)	V_i (kN)	H_i (kN)
1	-3.750	3	-0.0	254.10	226.69	0.00	254.10	226.69
2	-1.250	3	-0.0	897.95	226.69	0.00	897.95	226.69
3	1.250	3	-0.0	1541.80	226.69	0.00	1541.80	226.69
4	3.750	3	-0.0	2185.66	226.69	0.00	2185.66	226.69

4) 地震時+浮力

a) 杭頭剛結

・杭群中心作用力

$$\begin{aligned} V_0 &= 12575.40 \text{ (kN)} \\ H_0 &= 2720.33 \text{ (kN)} \\ M_0 &= 24144.53 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

・変位の計算

$$\begin{aligned} \delta_x &= 5.169 \text{ (mm)} \\ \delta_y &= 2.183 \text{ (mm)} \\ \alpha &= 0.62616 \times 10^{-3} \text{ (rad)} \end{aligned}$$

・杭頭作用力

杭列 番号	x_i (m)	本数	θ_i (度)	P_{Ni} (kN)	P_{Hi} (kN)	M_{ti} (kN·m)	V_i (kN)	H_i (kN)
1	-3.750	3	-0.0	-79.30	226.69	-336.40	-79.30	226.69
2	-1.250	3	-0.0	672.20	226.69	-336.40	672.20	226.69
3	1.250	3	-0.0	1423.70	226.69	-336.40	1423.70	226.69
4	3.750	3	-0.0	2175.20	226.69	-336.40	2175.20	226.69

$$\begin{aligned} \delta_{\max} &= 5.169 \text{ (mm)} < \delta_a = 15.00 \text{ (mm)} && \text{OK} \\ P_{N\max} &= 2175.20 \text{ (kN)} < R_a = 3386.64 \text{ (kN)} && \text{OK} \\ P_{N\min} &= -79.30 \text{ (kN)} > P_a = -1790.75 \text{ (kN)} && \text{OK} \end{aligned}$$

b) 杭頭ヒンジ

・杭頭作用力

杭列 番号	x_i (m)	本数	θ_i (度)	P_{Ni} (kN)	P_{Hi} (kN)	M_{ti} (kN·m)	V_i (kN)	H_i (kN)
1	-3.750	3	-0.0	82.17	226.69	0.00	82.17	226.69
2	-1.250	3	-0.0	726.02	226.69	0.00	726.02	226.69
3	1.250	3	-0.0	1369.88	226.69	0.00	1369.88	226.69
4	3.750	3	-0.0	2013.73	226.69	0.00	2013.73	226.69

3-5 杭本体各部の断面力および変位

(1) 橋軸方向

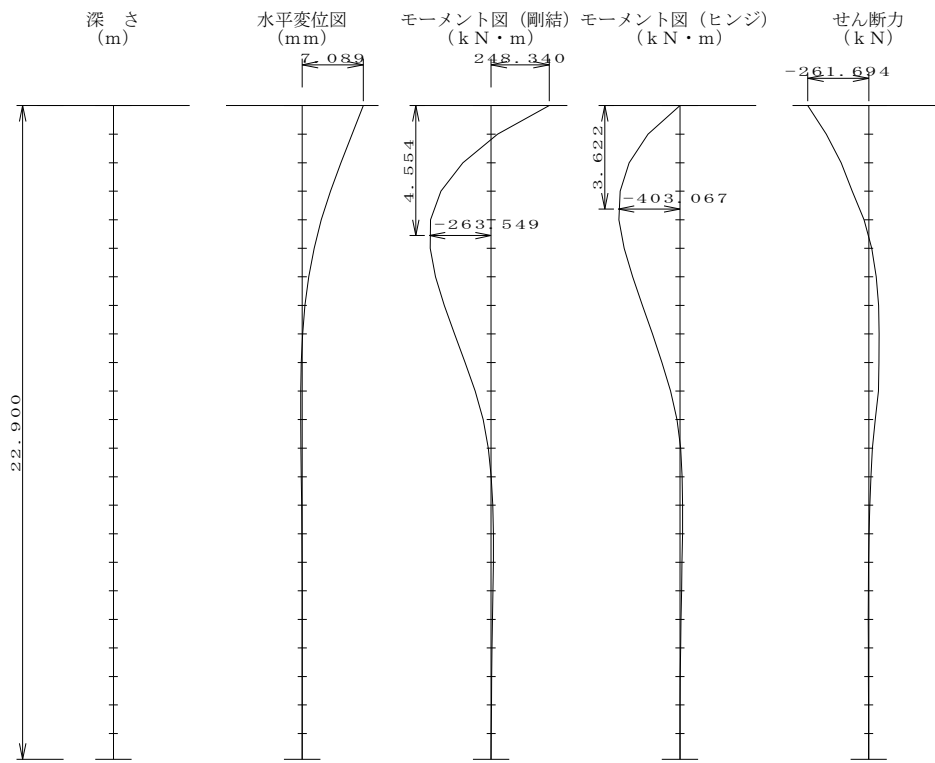
1) 地震時

1 列目

No	深度 (m)	ばね (kN/m ³)	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	12350.54	7.089	248.340	0.000	-261.694
2	1.000	12350.54	5.802	27.833	-209.923	-181.975
3	2.000	12350.54	4.488	-121.036	-333.043	-118.472
4	3.000	12350.54	3.269	-214.374	-392.724	-70.717
5	4.000	18525.81	2.220	-258.202	-399.775	-20.176
6	5.000	18525.81	1.380	-260.571	-366.228	12.842
7	6.000	18525.81	0.750	-237.051	-310.530	32.253
8	7.000	18525.81	0.312	-199.343	-245.657	41.813
9	8.000	18525.81	0.036	-155.603	-179.919	44.816
10	9.000	18525.81	-0.113	-110.996	-117.920	43.940
11	10.000	18525.81	-0.171	-68.338	-61.538	41.198
12	11.000	74103.26	-0.173	-33.637	-19.135	28.183
13	12.000	74103.26	-0.147	-11.610	3.987	16.196
14	13.000	54754.07	-0.111	0.876	14.359	9.107
15	14.000	54754.07	-0.075	7.278	17.596	4.025
16	15.000	54754.07	-0.045	9.536	16.627	0.769
17	16.000	54754.07	-0.022	9.299	13.626	-1.036
18	17.000	54754.07	-0.007	7.806	10.038	-1.811
19	18.000	54754.07	0.002	5.893	6.708	-1.936
20	19.000	54754.07	0.006	4.049	4.029	-1.717
21	20.000	54754.07	0.006	2.499	2.091	-1.376
22	21.000	54754.07	0.005	1.288	0.798	-1.059
23	22.000	205842.38	0.003	0.408	0.059	-0.610
24	22.900	205842.38	0.000	0.000	0.000	-0.375

・最大曲げモーメント

	モーメント (kN・m)	発生深さ (m)
杭頭	248.340	—
地中(剛結)	-263.549	4.554
地中(ヒンジ)	-403.067	3.622
1/2モーメント	-201.534	7.667

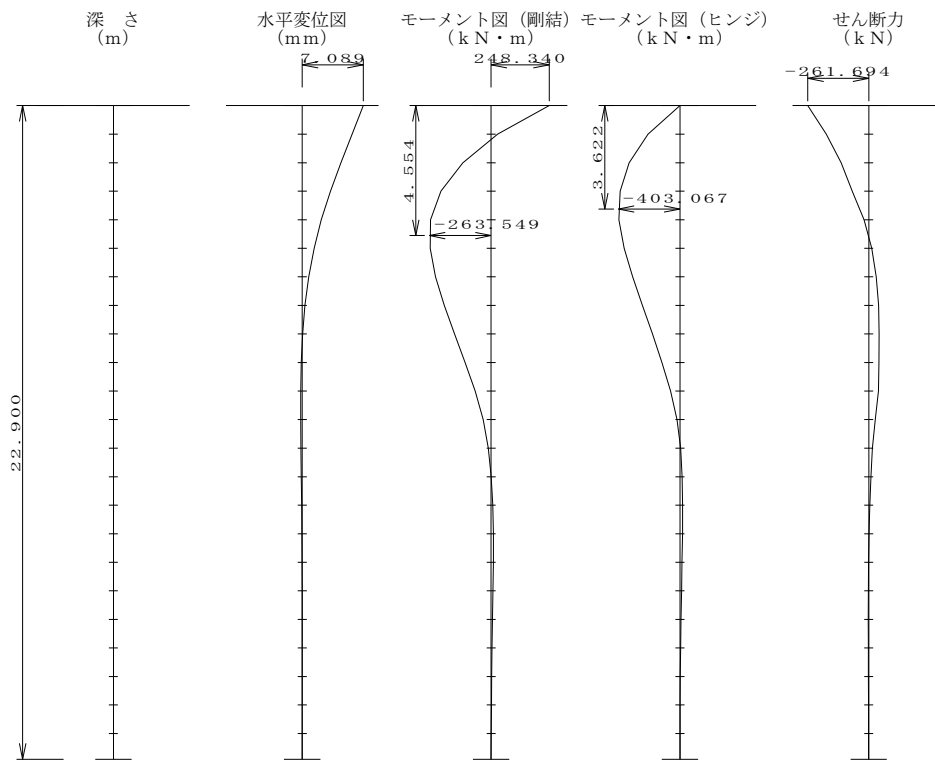


3 列目

No	深度 (m)	ばね (kN/m ³)	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	12350.54	7.089	248.340	0.000	-261.694
2	1.000	12350.54	5.802	27.833	-209.923	-181.975
3	2.000	12350.54	4.488	-121.036	-333.043	-118.472
4	3.000	12350.54	3.269	-214.374	-392.724	-70.717
5	4.000	18525.81	2.220	-258.202	-399.775	-20.176
6	5.000	18525.81	1.380	-260.571	-366.228	12.842
7	6.000	18525.81	0.750	-237.051	-310.530	32.253
8	7.000	18525.81	0.312	-199.343	-245.657	41.813
9	8.000	18525.81	0.036	-155.603	-179.919	44.816
10	9.000	18525.81	-0.113	-110.996	-117.920	43.940
11	10.000	18525.81	-0.171	-68.338	-61.538	41.198
12	11.000	74103.26	-0.173	-33.637	-19.135	28.183
13	12.000	74103.26	-0.147	-11.610	3.987	16.196
14	13.000	54754.07	-0.111	0.876	14.359	9.107
15	14.000	54754.07	-0.075	7.278	17.596	4.025
16	15.000	54754.07	-0.045	9.536	16.627	0.769
17	16.000	54754.07	-0.022	9.299	13.626	-1.036
18	17.000	54754.07	-0.007	7.806	10.038	-1.811
19	18.000	54754.07	0.002	5.893	6.708	-1.936
20	19.000	54754.07	0.006	4.049	4.029	-1.717
21	20.000	54754.07	0.006	2.499	2.091	-1.376
22	21.000	54754.07	0.005	1.288	0.798	-1.059
23	22.000	205842.38	0.003	0.408	0.059	-0.610
24	22.900	205842.38	0.000	0.000	0.000	-0.375

・最大曲げモーメント

	モーメント (kN・m)	発生深さ (m)
杭頭	248.340	—————
地中(剛結)	-263.549	4.554
地中(ヒンジ)	-403.067	3.622
1/2モーメント	-201.534	7.667



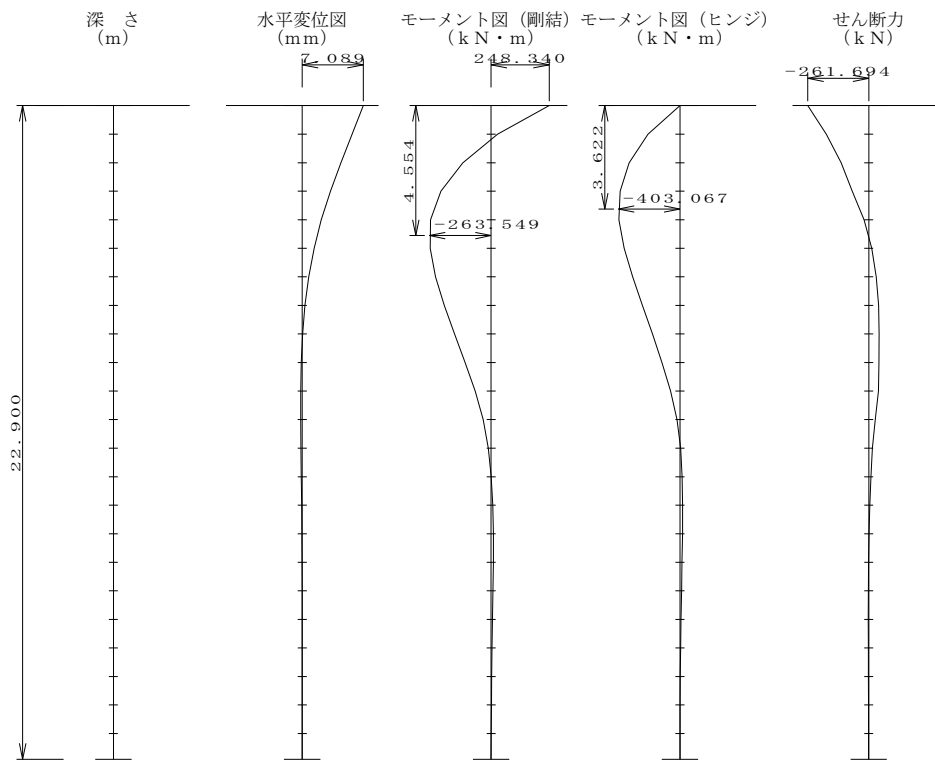
2) 地震時+浮力

1 列目

No	深度 (m)	ばね (kN/m ²)	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	12350.54	7.089	248.340	0.000	-261.694
2	1.000	12350.54	5.802	27.833	-209.923	-181.975
3	2.000	12350.54	4.488	-121.036	-333.043	-118.472
4	3.000	12350.54	3.269	-214.374	-392.724	-70.717
5	4.000	18525.81	2.220	-258.202	-399.775	-20.176
6	5.000	18525.81	1.380	-260.571	-366.228	12.842
7	6.000	18525.81	0.750	-237.051	-310.530	32.253
8	7.000	18525.81	0.312	-199.343	-245.657	41.813
9	8.000	18525.81	0.036	-155.603	-179.919	44.816
10	9.000	18525.81	-0.113	-110.996	-117.920	43.940
11	10.000	18525.81	-0.171	-68.338	-61.538	41.198
12	11.000	74103.26	-0.173	-33.637	-19.135	28.183
13	12.000	74103.26	-0.147	-11.610	3.987	16.196
14	13.000	54754.07	-0.111	0.876	14.359	9.107
15	14.000	54754.07	-0.075	7.278	17.596	4.025
16	15.000	54754.07	-0.045	9.536	16.627	0.769
17	16.000	54754.07	-0.022	9.299	13.626	-1.036
18	17.000	54754.07	-0.007	7.806	10.038	-1.811
19	18.000	54754.07	0.002	5.893	6.708	-1.936
20	19.000	54754.07	0.006	4.049	4.029	-1.717
21	20.000	54754.07	0.006	2.499	2.091	-1.376
22	21.000	54754.07	0.005	1.288	0.798	-1.059
23	22.000	205842.38	0.003	0.408	0.059	-0.610
24	22.900	205842.38	0.000	0.000	0.000	-0.375

・最大曲げモーメント

	モーメント (kN・m)	発生深さ (m)
杭頭	248.340	———
地中(剛 結)	-263.549	4.554
地中(ヒンジ)	-403.067	3.622
1/2モーメント	-201.534	7.667



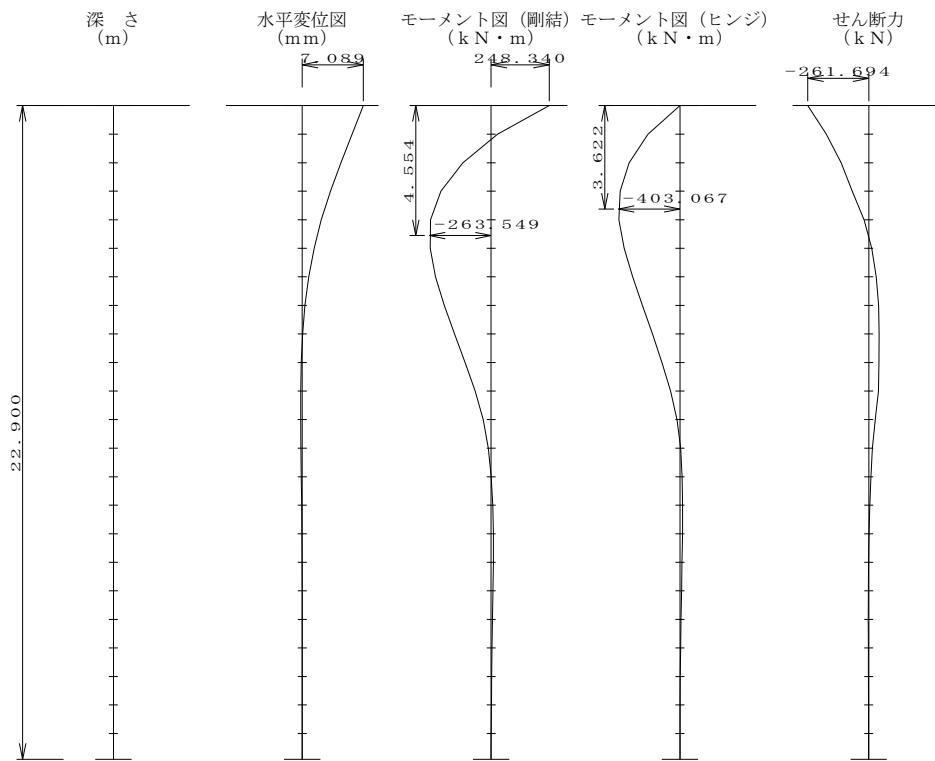
33

3 列目

No	深度 (m)	ばね (kN/m ³)	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	12350.54	7.089	248.340	0.000	-261.694
2	1.000	12350.54	5.802	27.833	-209.923	-181.975
3	2.000	12350.54	4.488	-121.036	-333.043	-118.472
4	3.000	12350.54	3.269	-214.374	-392.724	-70.717
5	4.000	18525.81	2.220	-258.202	-399.775	-20.176
6	5.000	18525.81	1.380	-260.571	-366.228	12.842
7	6.000	18525.81	0.750	-237.051	-310.530	32.253
8	7.000	18525.81	0.312	-199.343	-245.657	41.813
9	8.000	18525.81	0.036	-155.603	-179.919	44.816
10	9.000	18525.81	-0.113	-110.996	-117.920	43.940
11	10.000	18525.81	-0.171	-68.338	-61.538	41.198
12	11.000	74103.26	-0.173	-33.637	-19.135	28.183
13	12.000	74103.26	-0.147	-11.610	3.987	16.196
14	13.000	54754.07	-0.111	0.876	14.359	9.107
15	14.000	54754.07	-0.075	7.278	17.596	4.025
16	15.000	54754.07	-0.045	9.536	16.627	0.769
17	16.000	54754.07	-0.022	9.299	13.626	-1.036
18	17.000	54754.07	-0.007	7.806	10.038	-1.811
19	18.000	54754.07	0.002	5.893	6.708	-1.936
20	19.000	54754.07	0.006	4.049	4.029	-1.717
21	20.000	54754.07	0.006	2.499	2.091	-1.376
22	21.000	54754.07	0.005	1.288	0.798	-1.059
23	22.000	205842.38	0.003	0.408	0.059	-0.610
24	22.900	205842.38	0.000	0.000	0.000	-0.375

・最大曲げモーメント

	モーメント (kN・m)	発生深さ (m)
杭頭	248.340	—————
地中(剛結)	-263.549	4.554
地中(ヒンジ)	-403.067	3.622
1/2モーメント	-201.534	7.667



(2) 橋軸直角方向

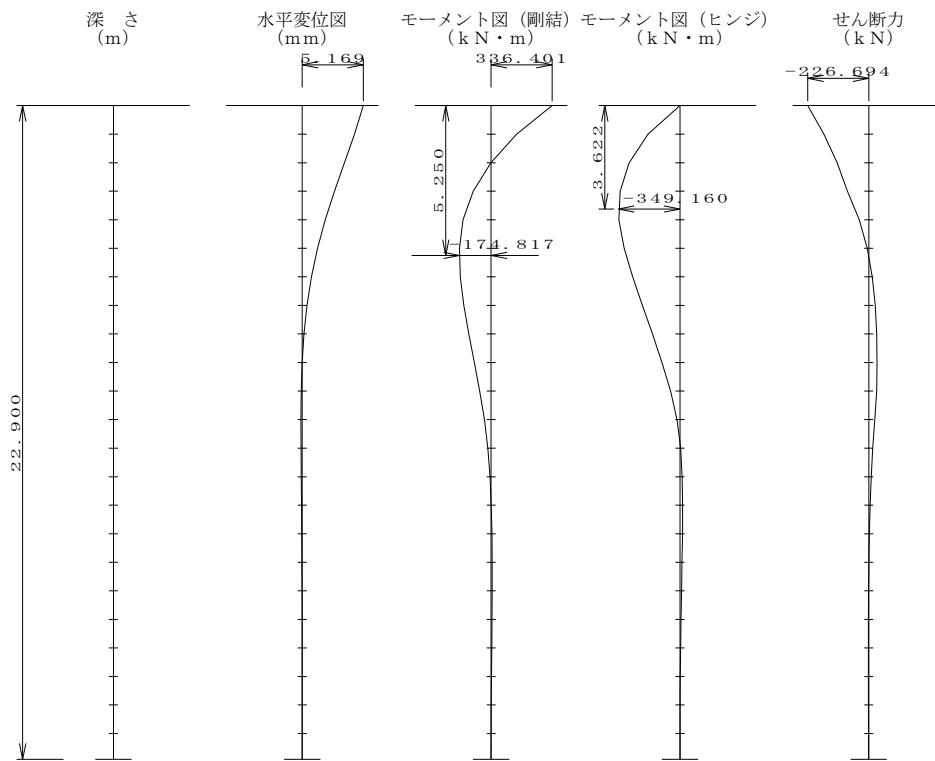
1) 地震時

1 列目

No	深度 (m)	ばね (kN/m ³)	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	12350.54	5.169	336.401	0.000	-226.694
2	1.000	12350.54	4.435	140.216	-181.847	-167.192
3	2.000	12350.54	3.582	-1.316	-288.500	-117.632
4	3.000	12350.54	2.728	-98.607	-340.199	-78.712
5	4.000	18525.81	1.951	-154.532	-346.308	-35.540
6	5.000	18525.81	1.297	-174.124	-317.247	-5.663
7	6.000	18525.81	0.784	-169.464	-268.999	13.399
8	7.000	18525.81	0.408	-150.064	-212.802	24.239
9	8.000	18525.81	0.154	-122.918	-155.856	29.270
10	9.000	18525.81	-0.001	-92.770	-102.149	30.551
11	10.000	18525.81	-0.080	-62.519	-53.308	29.710
12	11.000	74103.26	-0.107	-36.220	-16.575	22.551
13	12.000	74103.26	-0.105	-17.673	3.453	14.576
14	13.000	54754.07	-0.087	-5.825	12.438	9.280
15	14.000	54754.07	-0.065	1.265	15.243	5.106
16	15.000	54754.07	-0.043	4.798	14.403	2.157
17	16.000	54754.07	-0.025	5.942	11.803	0.296
18	17.000	54754.07	-0.012	5.672	8.695	-0.716
19	18.000	54754.07	-0.004	4.707	5.811	-1.137
20	19.000	54754.07	0.001	3.517	3.491	-1.200
21	20.000	54754.07	0.003	2.364	1.812	-1.088
22	21.000	54754.07	0.003	1.355	0.691	-0.932
23	22.000	205842.38	0.001	0.524	0.051	-0.675
24	22.900	205842.38	0.000	0.000	0.000	-0.535

・最大曲げモーメント

	モーメント (kN・m)	発生深さ (m)
杭頭	336.401	—
地中(剛結)	-174.817	5.250
地中(ヒンジ)	-349.160	3.622
1/2モーメント	-174.580	7.667

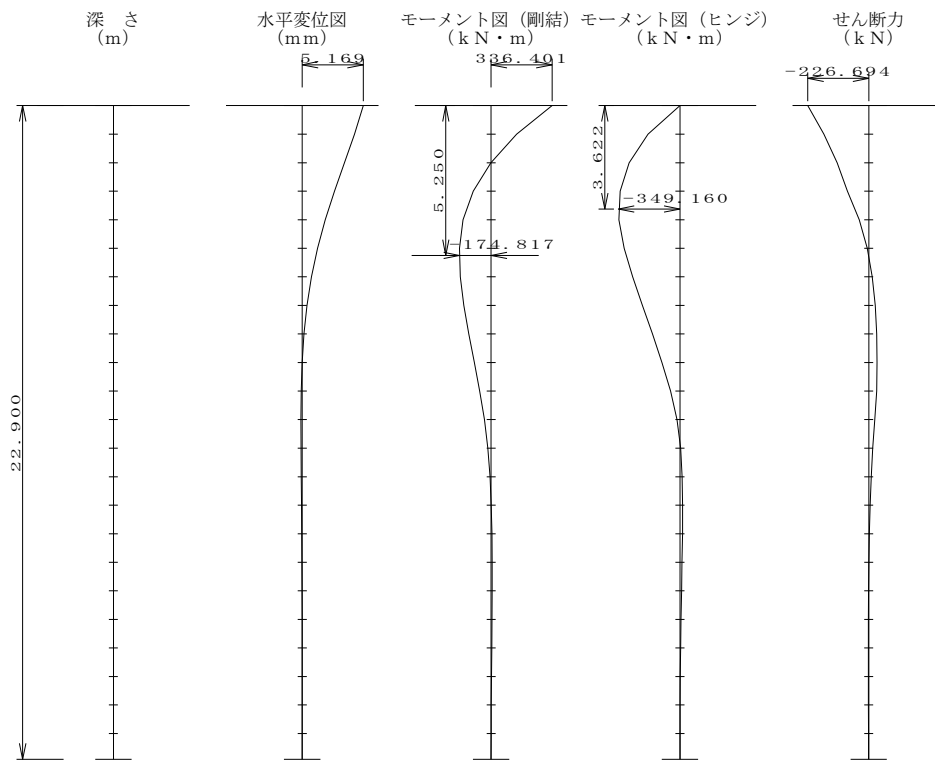


4 列目

No	深度 (m)	ばね (kN/m ²)	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	12350.54	5.169	336.401	0.000	-226.694
2	1.000	12350.54	4.435	140.216	-181.847	-167.192
3	2.000	12350.54	3.582	-1.316	-288.500	-117.632
4	3.000	12350.54	2.728	-98.607	-340.199	-78.712
5	4.000	18525.81	1.951	-154.532	-346.308	-35.540
6	5.000	18525.81	1.297	-174.124	-317.247	-5.663
7	6.000	18525.81	0.784	-169.464	-268.999	13.399
8	7.000	18525.81	0.408	-150.064	-212.802	24.239
9	8.000	18525.81	0.154	-122.918	-155.856	29.270
10	9.000	18525.81	-0.001	-92.770	-102.149	30.551
11	10.000	18525.81	-0.080	-62.519	-53.308	29.710
12	11.000	74103.26	-0.107	-36.220	-16.575	22.551
13	12.000	74103.26	-0.105	-17.673	3.453	14.576
14	13.000	54754.07	-0.087	-5.825	12.438	9.280
15	14.000	54754.07	-0.065	1.265	15.243	5.106
16	15.000	54754.07	-0.043	4.798	14.403	2.157
17	16.000	54754.07	-0.025	5.942	11.803	0.296
18	17.000	54754.07	-0.012	5.672	8.695	-0.716
19	18.000	54754.07	-0.004	4.707	5.811	-1.137
20	19.000	54754.07	0.001	3.517	3.491	-1.200
21	20.000	54754.07	0.003	2.364	1.812	-1.088
22	21.000	54754.07	0.003	1.355	0.691	-0.932
23	22.000	205842.38	0.001	0.524	0.051	-0.675
24	22.900	205842.38	0.000	0.000	0.000	-0.535

・最大曲げモーメント

	モーメント (kN・m)	発生深さ (m)
杭頭	336.401	————
地中(剛結)	-174.817	5.250
地中(ヒンジ)	-349.160	3.622
1/2モーメント	-174.580	7.667



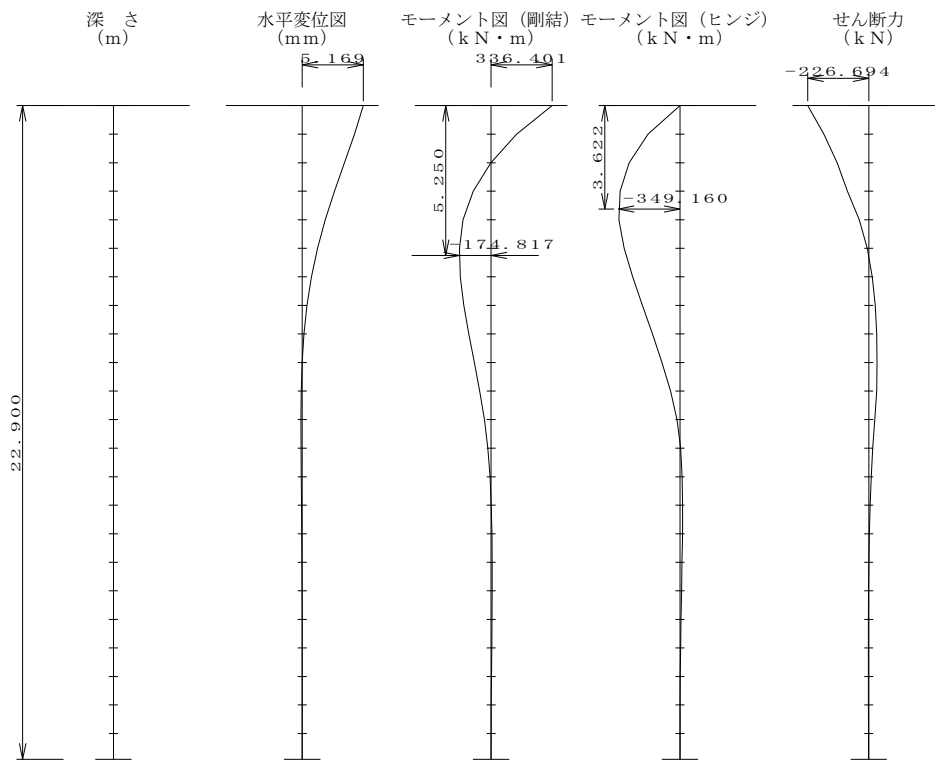
2) 地震時+浮力

1 列目

No	深度 (m)	ばね (kN/m ²)	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	12350.54	5.169	336.401	0.000	-226.694
2	1.000	12350.54	4.435	140.216	-181.847	-167.192
3	2.000	12350.54	3.582	-1.316	-288.500	-117.632
4	3.000	12350.54	2.728	-98.607	-340.199	-78.712
5	4.000	18525.81	1.951	-154.532	-346.308	-35.540
6	5.000	18525.81	1.297	-174.124	-317.247	-5.663
7	6.000	18525.81	0.784	-169.464	-268.999	13.399
8	7.000	18525.81	0.408	-150.064	-212.802	24.239
9	8.000	18525.81	0.154	-122.918	-155.856	29.270
10	9.000	18525.81	-0.001	-92.770	-102.149	30.551
11	10.000	18525.81	-0.080	-62.519	-53.308	29.710
12	11.000	74103.26	-0.107	-36.220	-16.575	22.551
13	12.000	74103.26	-0.105	-17.673	3.453	14.576
14	13.000	54754.07	-0.087	-5.825	12.438	9.280
15	14.000	54754.07	-0.065	1.265	15.243	5.106
16	15.000	54754.07	-0.043	4.798	14.403	2.157
17	16.000	54754.07	-0.025	5.942	11.803	0.296
18	17.000	54754.07	-0.012	5.672	8.695	-0.716
19	18.000	54754.07	-0.004	4.707	5.811	-1.137
20	19.000	54754.07	0.001	3.517	3.491	-1.200
21	20.000	54754.07	0.003	2.364	1.812	-1.088
22	21.000	54754.07	0.003	1.355	0.691	-0.932
23	22.000	205842.38	0.001	0.524	0.051	-0.675
24	22.900	205842.38	0.000	0.000	0.000	-0.535

・最大曲げモーメント

	モーメント (kN・m)	発生深さ (m)
杭頭	336.401	—
地中(剛 結)	-174.817	5.250
地中(ヒンジ)	-349.160	3.622
1/2モーメント	-174.580	7.667

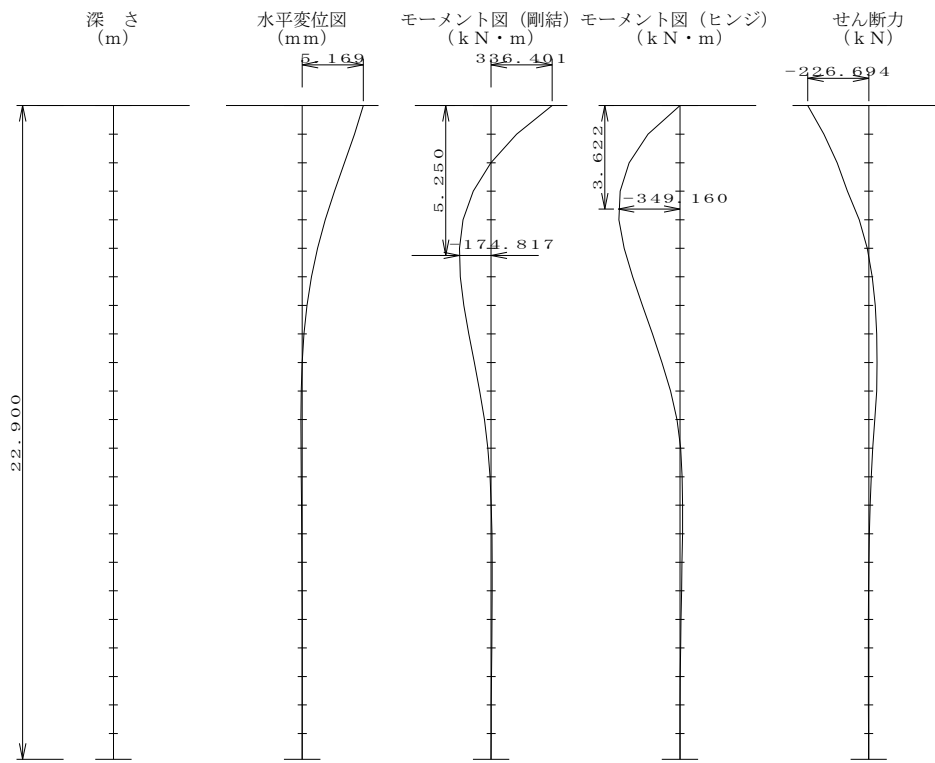


4 列目

No	深度 (m)	ばね (kN/m ²)	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	12350.54	5.169	336.401	0.000	-226.694
2	1.000	12350.54	4.435	140.216	-181.847	-167.192
3	2.000	12350.54	3.582	-1.316	-288.500	-117.632
4	3.000	12350.54	2.728	-98.607	-340.199	-78.712
5	4.000	18525.81	1.951	-154.532	-346.308	-35.540
6	5.000	18525.81	1.297	-174.124	-317.247	-5.663
7	6.000	18525.81	0.784	-169.464	-268.999	13.399
8	7.000	18525.81	0.408	-150.064	-212.802	24.239
9	8.000	18525.81	0.154	-122.918	-155.856	29.270
10	9.000	18525.81	-0.001	-92.770	-102.149	30.551
11	10.000	18525.81	-0.080	-62.519	-53.308	29.710
12	11.000	74103.26	-0.107	-36.220	-16.575	22.551
13	12.000	74103.26	-0.105	-17.673	3.453	14.576
14	13.000	54754.07	-0.087	-5.825	12.438	9.280
15	14.000	54754.07	-0.065	1.265	15.243	5.106
16	15.000	54754.07	-0.043	4.798	14.403	2.157
17	16.000	54754.07	-0.025	5.942	11.803	0.296
18	17.000	54754.07	-0.012	5.672	8.695	-0.716
19	18.000	54754.07	-0.004	4.707	5.811	-1.137
20	19.000	54754.07	0.001	3.517	3.491	-1.200
21	20.000	54754.07	0.003	2.364	1.812	-1.088
22	21.000	54754.07	0.003	1.355	0.691	-0.932
23	22.000	205842.38	0.001	0.524	0.051	-0.675
24	22.900	205842.38	0.000	0.000	0.000	-0.535

・最大曲げモーメント

	モーメント (kN・m)	発生深さ (m)
杭頭	336.401	—————
地中(剛結)	-174.817	5.250
地中(ヒンジ)	-349.160	3.622
1/2モーメント	-174.580	7.667

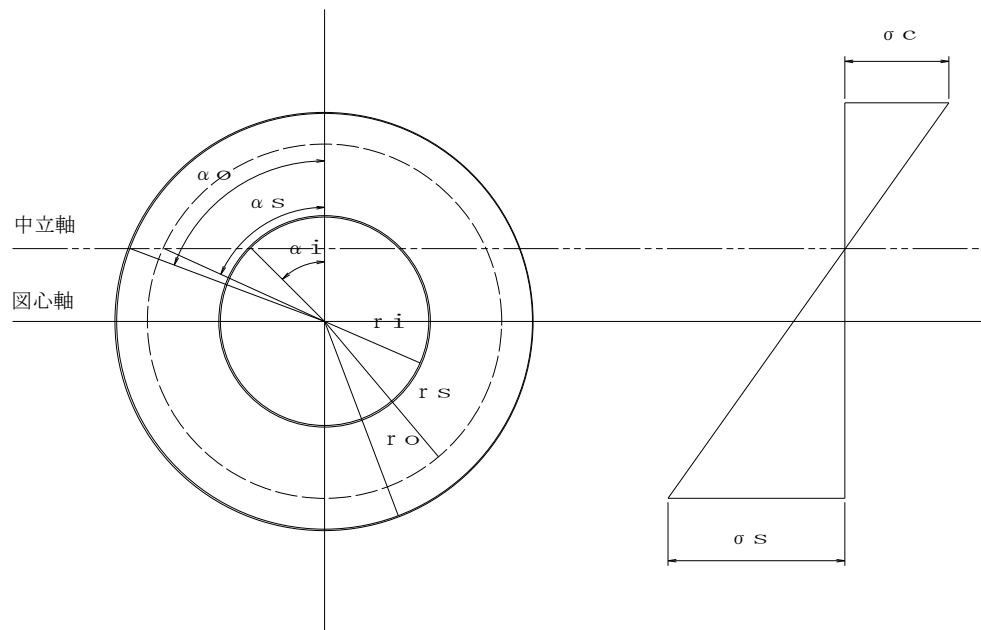


3-6 杭本体の応力度照査

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。



① 偏心圧縮力を心内に受ける時

$$\sigma_c = \frac{N}{A_i} + \frac{M}{Z_i}$$

$$\sigma_s' = \frac{N}{A_i} - \frac{M}{Z_i}$$

② 偏心圧縮力を心外に受ける時

$$\sigma_c = \frac{N}{G_i} \cdot r_o \cdot (1 - \cos \alpha_0)$$

$$\sigma_s = \frac{r_s/r_o + \cos \alpha_0}{1 - \cos \alpha_0} \cdot n \cdot \sigma_c$$

$$\sigma_s' = \frac{r_s/r_o - \cos \alpha_0}{1 - \cos \alpha_0} \cdot n \cdot \sigma_c$$

ここに、

- σ_c : コンクリートの圧縮応力度 (N/mm²)
- σ_c' : コンクリートの引張応力度 (N/mm²)
- σ_s : 鉄筋の圧縮応力度 (N/mm²)
- σ_s' : 鉄筋の引張応力度 (N/mm²)
- N : 部材に作用する軸力 (N)
- M : 部材に作用する曲げモーメント (N・mm)
- e : 偏心 (mm)
- A_i : 部材断面積 (= 7.8540×10⁵ mm²)
- G_i : 部材の断面一次モーメント (mm³)
- Z_i : 部材の断面係数 (= 9.8175×10⁷ mm³)
- r₀ : 部材の外径 (mm)
- r_i : 部材の内径 (mm)
- r_s : 部材中心から鉄筋までの半径 (mm)
- n : ヤング係数比 (n = 15)
- α_0 : 中立軸位置における半角 (rad)

(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。

$$\tau = \frac{S}{b \cdot d}$$

ここに、

- τ : せん断応力度 (N/mm²)
- S : せん断力 (N)
- b : 円形断面を同じ面積の正方形断面に換算したときの部材断面幅 (= 886.2 mm)
- d : 円形断面の1/4鉄筋図心位置と換算断面の圧縮縁までの距離 (= 759.5 mm)

(3) 許容せん断応力度

許容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。

$$\tau_{ca} = c_N \cdot c_e \cdot c_{pt} \cdot \tau_a$$

ここに、

- τ_{ca} : コンクリートの許容せん断応力度 (N/mm²)
 c_e : 部材断面有効高に関する補正係数
 c_{pt} : 軸方向引張鉄筋比に関する補正係数

$$\text{引張主鉄筋比 } p_t = \frac{\frac{1}{2} A_s}{b \cdot d} \times 100 = \frac{\frac{1}{2} \times 7742.0}{886.2 \times 759.5} \times 100 = 0.575 (\%)$$

- A_s : 軸方向鉄筋量 (= 7742.0 mm²)
 c_N : 軸方向圧縮力による補正係数

$$c_N = 1 + \frac{M_0}{M} \quad (1 \leq c_N \leq 2)$$

- M_0 : 軸方向圧縮力によりコンクリートの応力度が部材引張縁で零となる曲げモーメント (N・mm)

$$M_0 = \frac{N}{A_c} \cdot \frac{I_c}{y}$$

- M : 部材断面に作用する曲げモーメント (N・mm)
 N : 部材断面に作用する軸方向圧縮力 (N)
 I_c : 部材断面の図心軸に関する断面二次モーメント (= 4.9087×10¹⁰ mm⁴)
 A_c : 部材断面積 (= 7.8540×10⁷ mm²)
 y : 部材断面の図心軸より部材引張縁までの距離 (= 500.0 mm)
 τ_a : コンクリートのみでせん断力を負担する場合の許容せん断応力度 (N/mm²)

杭径 1000.0 (mm)
 コンクリートの呼び強度 30.0 (N/mm²)
 コンクリートの設計基準強度 24.0 (N/mm²)
 鉄筋材質 SD345

	かぶり (mm)	鉄筋径	本数	鉄筋量 (mm ²)
1	150.0	D22	20	7742.0

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)	σ_c (σ_{ca}) (N/mm ²)	σ_s (σ_{sa}) (N/mm ²)	τ (τ_{ca}) (N/mm ²)
1	常時	1	0.00	1461.54	0.00	1.62 (8.00)	-24.32 (200.00)	0.000 (0.651)
		3	0.00	1461.54	0.00	1.62 (8.00)	-24.32 (200.00)	0.000 (0.651)
2	常時+浮力	1	0.00	1271.28	0.00	1.41 (8.00)	-21.15 (200.00)	0.000 (0.651)
		3	0.00	1271.28	0.00	1.41 (8.00)	-21.15 (200.00)	0.000 (0.651)
3	地震時	1	403.07	-242.30	261.69	7.54 (12.00)	246.88 (300.00)	0.389 (0.496)
		3	403.07	2682.06	261.69	6.59 (12.00)	-82.53 (300.00)	0.389 (0.908)
4	地震時+浮力	1	403.07	-414.23	261.69	7.56 (12.00)	274.15 (300.00)	0.389 (0.496)
		3	403.07	2510.13	261.69	6.43 (12.00)	-79.93 (300.00)	0.389 (0.881)

許容せん断応力度の算出

《 軸力の影響による補正係数 c_N 》

No	荷重ケース名称	杭列	M (kN・m)	N (kN)	M_0 (kN・m)	c_N
1	常時	1	0.00	1461.54	182.69	2.000
		3	0.00	1461.54	182.69	2.000
2	常時+浮力	1	0.00	1271.28	158.91	2.000
		3	0.00	1271.28	158.91	2.000
3	地震時	1	403.07	-242.30	-30.29	1.000
		3	403.07	2682.06	335.26	1.832
4	地震時+浮力	1	403.07	-414.23	-51.78	1.000
		3	403.07	2510.13	313.77	1.778

《 許容せん断応力度 》

No	荷重ケース名称	杭列	τ_{al} (N/mm ²)	c_N	c_e	c_{pt}	τ_{ca} (N/mm ²)
1	常時	1	0.230	2.000	1.137	1.245	0.651
		3	0.230	2.000	1.137	1.245	0.651
2	常時+浮力	1	0.230	2.000	1.137	1.245	0.651
		3	0.230	2.000	1.137	1.245	0.651
3	地震時	1	0.350	1.000	1.137	1.245	0.496
		3	0.350	1.832	1.137	1.245	0.908
4	地震時+浮力	1	0.350	1.000	1.137	1.245	0.496
		3	0.350	1.778	1.137	1.245	0.881

(2) 橋軸直角方向

No	荷重ケース名称	杭列番号	M (kN・m)	N (kN)	S (kN)	σ_c (σ_{ca}) (N/mm ²)	σ_s (σ_{sa}) (N/mm ²)	τ (τ_{ca}) (N/mm ²)
1	常時	1	0.00	1461.54	0.00	1.62 (8.00)	-24.32 (200.00)	0.000 (0.651)
		4	0.00	1461.54	0.00	1.62 (8.00)	-24.32 (200.00)	0.000 (0.651)
2	常時+浮力	1	0.00	1271.28	0.00	1.41 (8.00)	-21.15 (200.00)	0.000 (0.651)
		4	0.00	1271.28	0.00	1.41 (8.00)	-21.15 (200.00)	0.000 (0.651)
3	地震時	1	349.16	92.62	226.69	6.39 (12.00)	166.91 (300.00)	0.337 (0.512)
		4	349.16	2347.13	226.69	5.73 (12.00)	-71.86 (300.00)	0.337 (0.912)
4	地震時+浮力	1	349.16	-79.30	226.69	6.48 (12.00)	193.39 (300.00)	0.337 (0.496)
		4	349.16	2175.20	226.69	5.57 (12.00)	-69.25 (300.00)	0.337 (0.882)

許容せん断応力度の算出

《 軸力の影響による補正係数 c_N 》

No	荷重ケース名称	杭列	M (kN・m)	N (kN)	M_0 (kN・m)	c_N
1	常時	1	0.00	1461.54	182.69	2.000
		4	0.00	1461.54	182.69	2.000
2	常時+浮力	1	0.00	1271.28	158.91	2.000
		4	0.00	1271.28	158.91	2.000
3	地震時	1	349.16	92.62	11.58	1.033
		4	349.16	2347.13	293.39	1.840
4	地震時+浮力	1	349.16	-79.30	-9.91	1.000
		4	349.16	2175.20	271.90	1.779

《 許容せん断応力度 》

No	荷重ケース名称	杭列	τ_{al} (N/mm ²)	c_N	c_e	c_{pt}	τ_{ca} (N/mm ²)
1	常時	1	0.230	2.000	1.137	1.245	0.651
		4	0.230	2.000	1.137	1.245	0.651
2	常時+浮力	1	0.230	2.000	1.137	1.245	0.651
		4	0.230	2.000	1.137	1.245	0.651
3	地震時	1	0.350	1.033	1.137	1.245	0.512
		4	0.350	1.840	1.137	1.245	0.912
4	地震時+浮力	1	0.350	1.000	1.137	1.245	0.496
		4	0.350	1.779	1.137	1.245	0.882

3-7 杭とフーチングの接合部の照査

3-7-1 押し込み力に対する照査

(1) フーチングコンクリートの垂直支圧応力度

$$\sigma_{cv} = \frac{P}{\pi D^2/4} \quad (\leq \alpha \cdot \sigma_{ba})$$

ここに、

σ_{cv} : 垂直支圧応力度 (N/mm²)
 P : 軸方向押し込み力 (N)
 σ_{ba} : コンクリートの許容支圧応力度 (N/mm²)

$$\sigma_{ba} = \left(0.25 + 0.05 \frac{A_c}{A_b} \right) \cdot \sigma_{ck} \quad (\leq 0.5 \cdot \sigma_{ck})$$

A_c : 局部荷重の場合のコンクリート面の全面積 (= 45238.9 × 10² mm²)
 A_b : 局部荷重の場合の支圧を受けるコンクリート面の面積 (= 11309.7 × 10² mm²)
 σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度 (= 24.00 N/mm²)
 α : 荷重組合せによる割増係数
 D : 杭の外径 (= 1000.0 mm)

1) 橋軸方向

No	荷重ケース名称	割増係数 α	押し込み力 P (kN)	垂直支圧応力度 σ_{cv} (N/mm ²)
1	常時	1.00	1461.54	1.86 (10.80)
2	常時+浮力	1.00	1271.28	1.62 (10.80)
3	地震時	1.50	2682.06	3.41 (16.20)
4	地震時+浮力	1.50	2510.13	3.20 (16.20)

※ () は許容値を示す。

2) 橋軸直角方向

No	荷重ケース名称	割増係数 α	押し込み力 P (kN)	垂直支圧応力度 σ_{cv} (N/mm ²)
1	常時	1.00	1461.54	1.86 (10.80)
2	常時+浮力	1.00	1271.28	1.62 (10.80)
3	地震時	1.50	2347.13	2.99 (16.20)
4	地震時+浮力	1.50	2175.20	2.77 (16.20)

※ () は許容値を示す。

(2) フーチングコンクリートの押抜きせん断応力度

$$\tau_v = \frac{P}{\pi (D + h) \cdot h} \quad (\leq \tau_{a3})$$

ここに、

 τ_v : 垂直方向の押抜きせん断応力度 (N/mm²) τ_{a3} : 許容押抜きせん断応力度 (N/mm²)

P : 軸方向押込み力 (N)

h : 押抜きせん断力に抵抗するフーチングの有効厚さ (mm)

D : 杭の外径 (= 1000.0 mm)

1) 橋軸方向

No	荷重ケース名称	有効厚さ h (mm)	押込み力 P (kN)	押抜きせん断応力度 τ_v (N/mm ²)
1	常時	1000.0	1461.54	0.233 (0.900)
2	常時+浮力	1000.0	1271.28	0.202 (0.900)
3	地震時	1000.0	2682.06	0.427 (0.900)
4	地震時+浮力	1000.0	2510.13	0.399 (0.900)

※ () は許容値を示す。

2) 橋軸直角方向

No	荷重ケース名称	有効厚さ h (mm)	押込み力 P (kN)	押抜きせん断応力度 τ_v (N/mm ²)
1	常時	1000.0	1461.54	0.233 (0.900)
2	常時+浮力	1000.0	1271.28	0.202 (0.900)
3	地震時	1000.0	2347.13	0.374 (0.900)
4	地震時+浮力	1000.0	2175.20	0.346 (0.900)

※ () は許容値を示す。

3-7-2 水平力に対する照査

(1) フーチングコンクリートの水平支圧応力度

$$\sigma_{ch} = \frac{H}{D \cdot l} \quad (\leq \alpha \cdot \sigma_{ba})$$

ここに、

σ_{ch} : 水平支圧応力度 (N/mm²)
 H : 軸直角方向力 (N)
 σ_{ba} : コンクリートの許容支圧応力度 (N/mm²)

$$\sigma_{ba} = \left(0.25 + 0.05 \frac{A_c}{A_b} \right) \cdot \sigma_{ck} \quad (\leq 0.5 \cdot \sigma_{ck})$$

A_c : 局部荷重の場合のコンクリート面の全面積 (= 100000.0 mm²)
 A_b : 局部荷重の場合の支圧を受けるコンクリート面の面積 (= 100000.0 mm²)
 σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度 (= 24.00 N/mm²)
 α : 荷重組合せによる割増係数
 D : 杭の外径 (= 1000.0 mm)
 l : 杭の埋込み長 (= 100.0 mm)

1) 橋軸方向

No	荷重ケース名称	割増係数 α	軸直角方向力 H(kN)	水平支圧応力度 σ_{ch} (N/mm ²)
1	常時	1.00	0.00	0.00 (7.20)
2	常時+浮力	1.00	0.00	0.00 (7.20)
3	地震時	1.50	261.69	2.62 (10.80)
4	地震時+浮力	1.50	261.69	2.62 (10.80)

※ () は許容値を示す。

2) 橋軸直角方向

No	荷重ケース名称	割増係数 α	軸直角方向力 H(kN)	水平支圧応力度 σ_{ch} (N/mm ²)
1	常時	1.00	0.00	0.00 (7.20)
2	常時+浮力	1.00	0.00	0.00 (7.20)
3	地震時	1.50	226.69	2.27 (10.80)
4	地震時+浮力	1.50	226.69	2.27 (10.80)

※ () は許容値を示す。

(2) フーチング端部の杭に対する水平方向の押抜きせん断応力度

$$\tau_h = \frac{H}{h' \cdot (2l + D + 2h')} \quad (\leq \tau_{a3})$$

ここに、

 τ_h : 水平方向の押抜きせん断応力度 (N/mm²) τ_{a3} : 許容押抜きせん断応力度 (N/mm²)

H : 軸直角方向力 (N)

h' : 水平方向の押抜きせん断力に抵抗するフーチングの有効厚さ (mm)

D : 杭の外径 (= 1000.0 mm)

l : 杭の埋込み長 (= 100.0 mm)

1) 橋軸方向

No	荷重ケース名称	有効厚さ h' (mm)	軸直角方向力 H(kN)	押抜きせん断応力度 τ_h (N/mm ²)
1	常時	600.0	0.00	0.000 (0.900)
2	常時+浮力	600.0	0.00	0.000 (0.900)
3	地震時	600.0	261.69	0.182 (0.900)
4	地震時+浮力	600.0	261.69	0.182 (0.900)

※ () は許容値を示す。

2) 橋軸直角方向

No	荷重ケース名称	有効厚さ h' (mm)	軸直角方向力 H(kN)	押抜きせん断応力度 τ_h (N/mm ²)
1	常時	600.0	0.00	0.000 (0.900)
2	常時+浮力	600.0	0.00	0.000 (0.900)
3	地震時	600.0	226.69	0.157 (0.900)
4	地震時+浮力	600.0	226.69	0.157 (0.900)

※ () は許容値を示す。

3-7-3 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)
- σ_{sa} : 鉄筋の許容引張応力度 (N/mm²)
- τ_{0a} : 鉄筋とコンクリートの許容付着応力度 (N/mm²)
- ϕ : 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

4 杭の断面変化位置計算

4-1 杭の諸元

杭種		場所打ち杭
杭長	L	23.000 (m)
埋込み長	L_a	0.100 (m)
フーチング下面鉄筋かぶり		0.200 (m)

断面性能 主鉄筋

	外径D (mm)	かぶり (mm)	鉄筋径×本数
第1断面	1000.0	150	D22 × 20.0
第2断面	1000.0	150	D16 × 20.0

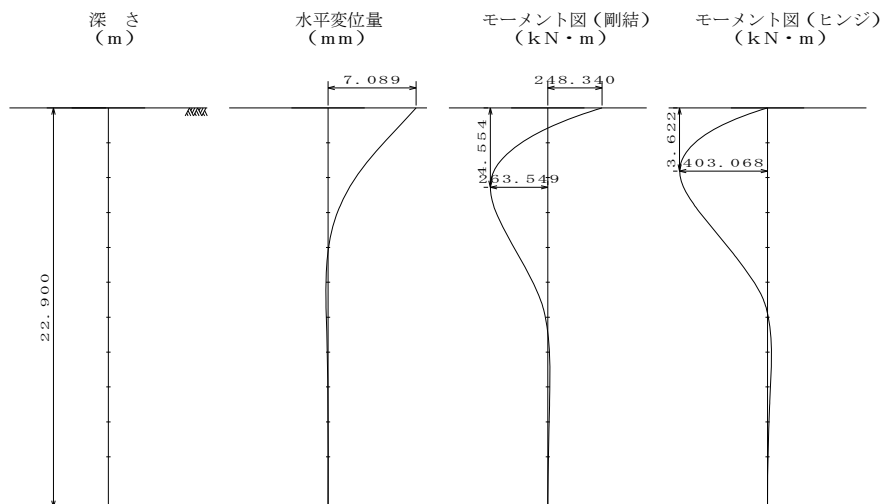
4-2 杭の断面力及び変位の計算

着目荷重ケース：橋軸方向 地震時+浮力

(1)外力

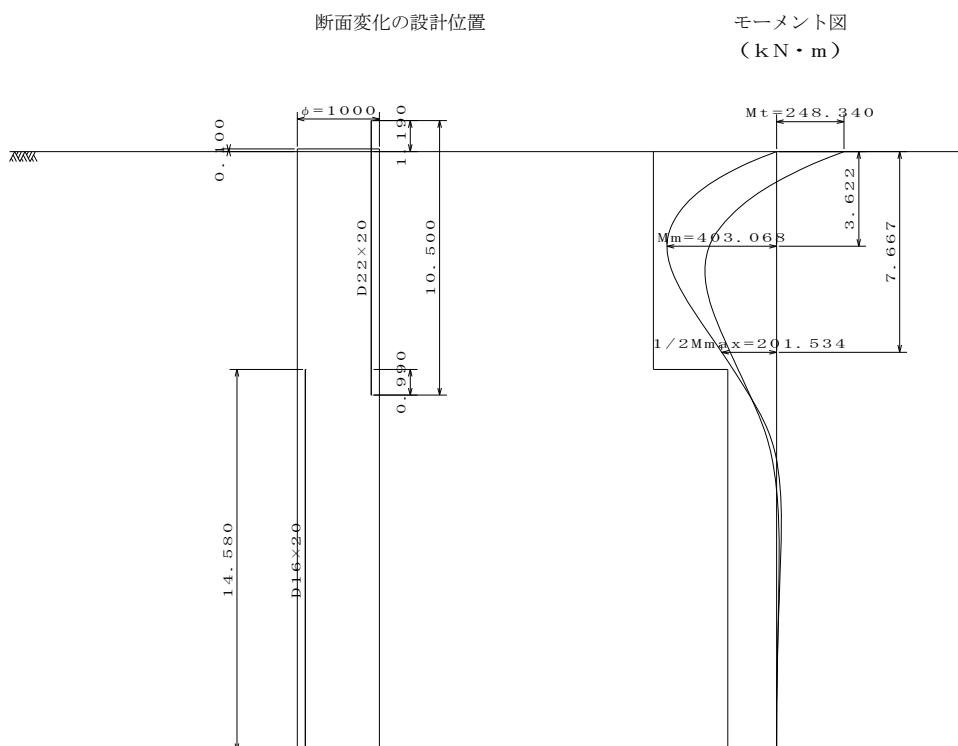
最大軸方向力	N_{max}	2510.13 (kN)
最小軸方向力	N_{min}	-414.23 (kN)
杭頭モーメント	M_t	-248.34 (kN・m)
杭軸直角方向力 (剛結合)	H_t	261.69 (kN)
杭軸直角方向力 (ヒンジ結合)	H_m	261.69 (kN)

(2)断面力図



4-3 杭の断面変化位置計算

(1) 断面変化位置の決定



(2) 鉄筋量の照査

$$A_{min} = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \times 0.004$$

	使用鉄筋量 As (mm ²)	最小鉄筋量 Amin (mm ²)
第1断面	7742.0	3141.6
第2断面	3972.0	3141.6

(3) 応力度の照査

曲げ応力度

	曲げモーメント M (kN・m)	軸力 N _{max} , N _{min} (kN)	抵抗モーメント Mr (kN・m)	曲げ応力度	
				σ _c (σ _{ca}) (N/mm ²)	σ _s (σ _{sa}) (N/mm ²)
第1断面	403.07	2510.13	453.18	6.43 (12.00)	-79.93 (300.00)
		-414.23		7.56 (12.00)	274.15 (300.00)
第2断面	159.54	2510.13	179.11	4.48 (12.00)	-60.44 (300.00)
		-414.23		4.30 (12.00)	282.10 (300.00)