

表紙

目次

1章 設計条件	1
1.1 適用基準	1
1.2 基本データ	1
1.3 構造寸法	3
1.4 杭配置及び杭長	3
1.4.1 杭配置	3
1.4.2 杭長	3
1.5 詳細設定	3
1.6 荷重ケース（許容応力度法）	6
1.7 深礎基礎データ	6
1.7.1 地盤条件	6
1.7.2 隣接基礎条件	7
1.7.3 その他荷重	7
1.7.4 杭配筋	7
1.7.5 周面摩擦力度	8
1.8 フレームデータ	9
1.8.1 格点座標	9
1.8.2 杭頭格点接合	10
1.8.3 荷重データ（許容応力度法）	11
1.9 杭頭接合計算	12
2章 地盤の諸条件	13
2.1 地盤反力係数	13
2.2 支点ばね	15
2.3 底面の許容鉛直地盤反力度	17
2.4 底面地盤のせん断抵抗力	18
2.5 水平支持力・塑性化抵抗力の上限値	19
2.6 周面摩擦力度の上限値	24
3章 許容応力度法	26
3.2 弾塑性解析結果	26
3.2.1 杭体断面力	26
3.2.2 杭体変位	32
3.2.3 地盤反力	35
4章 基礎ばねの計算	36

1章 設計条件

1.1 適用基準

道路橋示方書IV下部構造編（平成24年3月）	日本道路協会
道路橋示方書V耐震設計編（平成24年3月）	日本道路協会
設計要領第二集（平成24年7月）	東日本 / 中日本 / 西日本高速道路株式会社
杭基礎設計便覧（平成19年1月）	日本道路協会

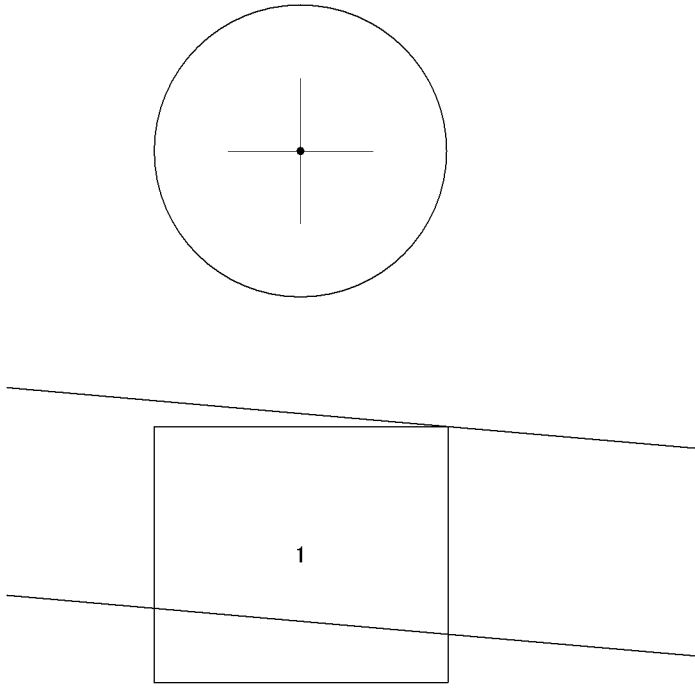
1.2 基本データ

保存ファイル名：Kisobane-1

工事名：大口径深礎（単杭）を想定した「基礎バネの算出」

(1)設計方向1	杭列数	1 列	入力対象杭列	A 列
(2)設計方向2	杭列数	1 列	入力対象杭列	1 列
(3)杭形状	円形			
(4)適用基準	NEXCO設計要領			
(5)対象構造物	橋脚基礎			
(6)杭周面摩擦の考慮	考慮する (XY)			
(6)混合土留め	用いない			
(7)杭径（公称径）	D =	12.000 m		
杭径（設計径）	D _s =	12.000 m		
(8)使用材料（深礎杭）				
コンクリートの設計基準強度	σ _{ck} =	24 N/mm ²		
鉄筋の材質（軸方向鉄筋）	=	SD345		
（せん断補強筋）	=	SD345		
単位体積重量	γ =	24.50 kN/m ³		
(9)使用材料（フーチング）				
コンクリートの設計基準強度	σ _{ck} =	24 N/mm ²		
鉄筋の材質（軸方向鉄筋）	=	SD345		
（せん断補強筋）	=	SD345		
単位体積重量	γ =	24.50 kN/m ³		
(10)解析方向	[設計方向 1]			
(11)荷重載荷方向	面内解析 +X(+Z)方向			
(12)設計水平震度（レベル1地震時）	k _H =	0.20		
(13)フーチングタイプ	フーチングなし			
(14)底版荷重の取扱い	作用格点に載荷			
(15)底版荷重を自動生成	行わない			

構造図



1.3 構造寸法

柱寸法

形状 : 矩形

断面寸法 L= 2.000 m

B= 2.000 m

中心位置 X= 0.000 m

Y= 0.000 m

1.4 杭配置及び杭長

1.4.1 杭配置

列No	X(m)
1	0.000

行No	Y(m)
1	0.000

1.4.2 杭長

		1列
1行	杭全長 L(m)	10.500

1.5 詳細設定

[モデル化]

- | | |
|----------------------|-----------|
| (1)水平ばね格点間隔 | 0.50 m |
| (2)周面摩擦力度の取扱い | 内部計算(別入力) |
| (3)底面ばねの取扱い 許容応力度法 | 有効断面 |
| レベル2 地震時 | 有効断面 |
| (4)底面に引抜力が生じた場合の底面ばね | 0とする |
| (5)底面せん断ばねの鉛直ばねに対する比 | = 0.3000 |
| (6)大口径深礎における底面の連成ばね | 考慮する |
| (7)面外解析時の杭軸周りの回転拘束条件 | 固定 |
| (8)許容応力度法照査時の地盤の取扱い | 塑性化させる |

[補正係数]

(9)水平方向地盤反力係数の補正係数

常時、暴風時、レベル1地震時 $k = 1.5$

レベル2地震時 $k = 1.5$

(10)同じ層に水平かぶりがある場合 最も杭前面に近い位置

(11)安全率または補正係数

		常時	レベル1 地震時	レベル2 地震時
許容鉛直地盤反力度の安全率n		3.0	2.0	1.0
底面せん断抵抗力の安全率n		1.5	1.2	----
水平支持力の上限值決定のための補正係数m		3.0	2.0	1.0
塑性化領域の抵抗力上限値決定のための補正係数m		3.0	2.0	1.0
周面摩擦力度の上限值 の補正係数m	水平方向	1.5	1.1	1.0
	鉛直方向(押し込み)	3.0	2.0	1.0
	鉛直方向(引抜き)	6.0	4.0	1.0

[許容応力度法]

- (12)水平支持力 R_q 算出時の杭幅の取扱い 周面摩擦の取扱いによらず杭幅を1.0Dとする
- (13)水平地盤の受働土圧の取扱い 常に考慮する
 - 受働土圧の割増係数 ρ の上限値 $\rho \leq 3$
 - ρ の算定に用いる有効前面幅 杭径
 - 受働土圧の計算ケース 常に地震時
- (14)底面せん断抵抗の取扱い(許容応力度法) 1本単位で判定
 - 常時の浮上り時の判定 NG判定とする
- (15)鉄筋区間ごとの杭体応力度照査、1/2 M_{max} 位置の応力照査 鉄筋区間ごとの応力度を照査する
- (16)せん断照査時の軸力による割増(許容応力度法) 考慮する
- (17)コンクリートの許容応力度の低減 杭径 $D < 5m$ の場合のみ許容応力度に0.9を乗じる

[レベル2]

- (18)杭の押し込み支持力算定式 $P_{Nu} = q_a \times A'$ (有効断面)
- (19)押し込み支持力の降伏判定 考慮する(全杭列を対象とする)
- (20)塑性化領域60%,底面浮上り率60%の降伏判定(大口径深礎-単杭) 降伏判定に含めない
- (21)せん断耐力の照査位置 杭頭位置と各杭 S_{max} 位置
- (22)せん断耐力計算時の軸力 照査位置での軸力を用いる
- (23)終局後の杭体曲げ剛性の取り方 内部計算
- (24)レベル2地震時照査の降伏 許容しない
- (25)レベル2地震時における基礎天端の許容変位
 - 水平変位 = 400 mm
 - 回転変位 = 0.025 rad
- (26)降伏剛性に対する2次剛性 考慮しない($r = 0$)

[底面地盤反力]

- (27)杭底面の許容鉛直支持力度 q_a の低減係数 β 内部計算
- (28)根入れ比 $D_f/D < 1$ の場合の基礎底面の岩盤上限値 根入れ比 < 1 の場合は道示IV表-解10.3.2を用いる
 - 根入れ比 0.5~1.0間の補正 行う
- (30)岩盤の場合の式(11.4.1)による極限支持力度 q_d との比較 q_d と比較を行う

[地盤の塑性化]

- (31) 塑性化後のせん断定数の取扱い
 硬岩の粘着力 C_{res} $1/3 \times C$
 せん断抵抗角 ϕ' の上限値 制限なし
- (32) 塑性化抵抗力の載荷範囲 全ての範囲
- (33) 塑性化による強度低下地盤が生じた場合の再計算 行わない
- (34) すべり角の検索範囲 45 ~ 135度
- (35) 硬岩の塑性化後抵抗力と比較する受働土圧算定に用いる土質定数
 塑性化前の土質定数を用いる
- (36) R_o の適用方法 R_q と同じ判定を行う
- (37) 抵抗力算定式の土塊分が負値の場合の取扱い 0として算を行う

[M -]

- (38) M - 計算時の c_k の低減 杭径 $D < 5m$ の場合のみ c_k に0.9を乗じる
- (39) M - 算定時の杭の軸力の取扱い 入力する
- (40) M - 関係の自動調整 行わない

[底板]

- (41) 鉄筋の取扱い(許容応力度法) 単鉄筋
- (42) 鉄筋の取扱い(レベル2地震時) 単鉄筋
- (43) 端部杭の有効幅の広がり取扱い(レベル2地震時) 端部または $1 \cdot D$
- (44) 底板骨組みモデルの底板部材剛性の取扱い 計算直角方向の「底板幅 / 杭列数」で部材幅を算出
- (45) 底板剛性評価に用いる K_v の取扱い 周面摩擦力の鉛直成分を含める
- (46) レベル2地震時の押抜きせん断照査の取扱い 常に照査を行う
- (47) 底板段差部の取扱い 照査位置に追加しない
- (48) 照査位置の曲げモーメントの符号が異なる場合の取扱い(骨組み解析のみ)
 絶対値の最大値で照査を行う

1.6 荷重ケース（許容応力度法）

荷重ケース [1] : 地震時
 荷重状態 : 地震時
 安全率 : 地震時
 応力度 : 地震時
 底面せん断 : 暴風・地震
 許容変位 $a = 50$ (mm)
 許容応力度 $c_a = 12.00$ (N/mm²)
 $s_a = 300.00$ (N/mm²) (軸方向鉄筋)
 $s_a = 300.00$ (N/mm²) (上記以外)
 $s_a' = 300.00$ (N/mm²) (圧縮鉄筋)
 $a_1 = 0.35$ (N/mm²)
 $a_2 = 2.55$ (N/mm²)

	V(kN)	H(kN)	M(kN・m)
底版下面作用力	0.00	0.00	0.00

	杭列1
荷重分担率 μV	1.0000
荷重分担率 μH	1.0000
荷重分担率 μM	1.0000

1.7 深礎基礎データ

1.7.1 地盤条件

杭番号 1
 地盤条件

層 No	杭頭からの距離 Z (m)	層の傾斜角 (度)
1	0.000	-5.0
2	8.500	-5.0

設計地盤面の折れ点：なし

層 No	地盤種別	土質	N値	単位重量 (kN/m ³)	内部摩擦角 (度)	粘着力 C (kN/m ²)	変形係数 E ₀ (kN/m ²)	動的ポアソン比 D	平均せん断弾性波速度 V _{sD} (m/s)	動的変形係数 E _D (kN/m ²)
1	土砂	砂質土	50	23.00	30.0	400	2000000	0.40	235.78	2000000
2	硬岩	岩盤	50	23.00	30.0	700	8000000	0.30	235.78	8000000

すべり角 : 内部計算
 ひろがり角 : 直接入力 = 40.0度
 杭底面と地盤との間の摩擦係数 $\tan(\phi_s) = 0.6000$
 杭底面と地盤との間の粘着力 $C_b = 0$ kN/m²
 土質 : 砂

1.7.2 隣接基礎条件

杭番号 No	地盤反力係数の低減用		水平支持力計算用			横方向隣接杭の 影響
	中心間隔		中心間隔			
	P ₁ (m)	P ₂ (m)	P ₁ (m)	P ₂ (m)		
1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	両側が影響する

1.7.3 その他荷重

受働土圧の計算に上載荷重を考慮しない

杭番号 No	上載荷重 q(kN/m ²)
1	0.00

ここに、

P₁ ; 上側の土圧強度

P₂ ; 下側の土圧強度

d₁ ; 載荷位置 (杭頭から土圧分布始点位置までの距離)

d₂ ; 載荷長 (土圧分布作用高さ)

1.7.4 杭配筋

かぶり、設計径外縁から鉄筋図心までの距離です。

杭番号 1

・ 区間長 L1 = 10.500 m

主鉄筋

段	かぶり d(cm)	鉄筋径 呼び名D	本数 n	ctc (mm)	鉄筋量 A _s (cm ²)
1	17.0	51	236	155.2	4783.720
2	32.0	51	236	151.2	4783.720

せん断補強鉄筋

帯鉄筋の呼び名	D	29
帯鉄筋の本数	n (本)	2
横拘束筋の断面積	A _n (cm ²)	12.848
帯鉄筋の間隔	s (cm)	15.0
横拘束筋の有効長	d (cm)	1166.0

中間帯鉄筋

中間帯鉄筋の呼び名D	0
中間帯鉄筋の本数 n (本)	0
中間帯鉄筋の断面積A _n ' (cm ²)	0.000

1.7.5 周面摩擦力度

杭番号 1

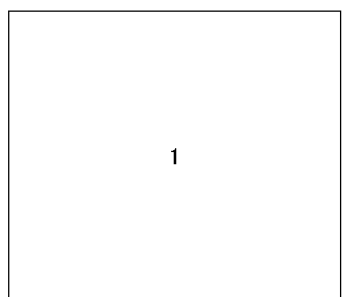
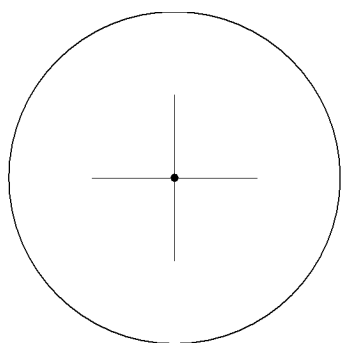
No	区間長L(m)	土質	N値	単位重量 (kN/m ³)	摩擦角 (度)	粘着力 C(kN/m ²)
1	8.500	砂質土	50	23.00	30.0	400
2	2.000	砂質土	50	23.00	30.0	700

1.8 フレームデータ

1.8.1 格点座標

- ・ 格 点 数 : 1
- ・ 部 材 数 : 0
- ・ 荷重ケース数 (許容応力度法) : 1
- ・ 荷重組合せケース数 (許容応力度法) : 0

構造図



格点座標

格点 番号	X 座 標 (m)	Y 座 標 (m)
1	0.0000	0.0000

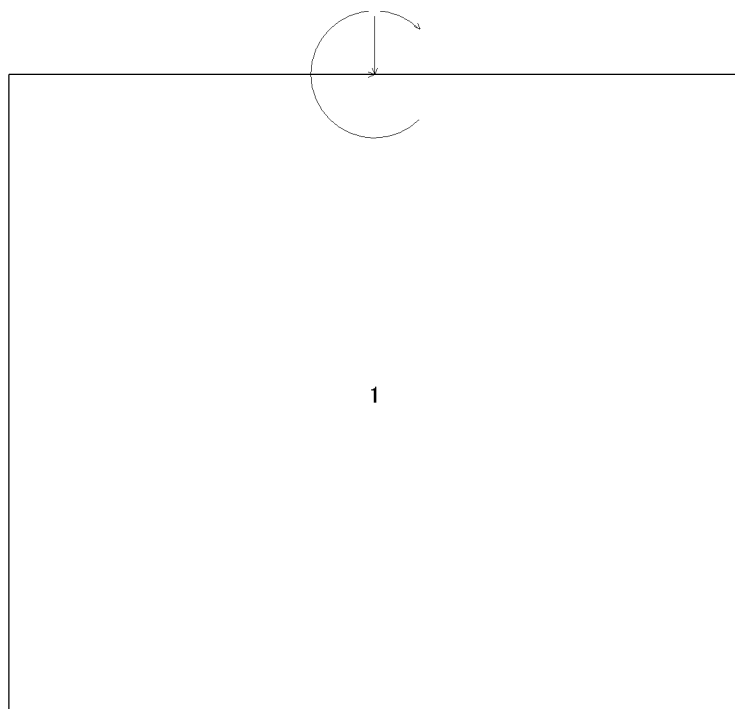
- ・作用格点 : 1
- ・柱基部格点 : 1
- ・土圧格点 : 1

1.8.2 杭頭格点接合

杭 番 号	杭径 (m)	杭長 (m)	杭頭を接合するフレーム格点
1	12.000	10.500	1

1.8.3 荷重データ (許容応力度法)

荷重ケース [1] : 地震時



・ 格点集中荷重

荷 重 名 称	格点番号	X軸方向集中荷重(kN)	Y軸方向集中荷重(kN)	モーメント荷重(kN・m)
	1	980.66	-51975.24	-55897.90

荷重合計 $P_x = 980.66 \text{ kN}$ $P_y = -51975.24 \text{ kN}$

1.9 杭頭接合計算

杭番号	垂直有効厚さ h(mm)
1	1000

仮想鉄筋コンクリート断面直径 $D_o = 12200$

定着長の計算式 $L_o = s_a / (4 \cdot o_a) \cdot$

2章 地盤の諸条件

2.1 地盤反力係数

杭番号 1

- ・地盤反力係数は、常時の場合の基本値です。
- ・地震時は、内部で常時の2倍とします。
- ・水平方向地盤反力係数は、内部で補正係数 k を乗じます。

常時、暴風時、レベル1地震時 $k = 1.5$

レベル2地震時 $k = 1.5$

- ・水平方向地盤反力係数

層番号 i	k_{H0} (kN/m^3)	k_H (kN/m^3)
1	6666667	495503
2	26666667	1982012

$$K_H = k_{H0} \cdot (B_H / 0.3)^{(-3/4)}$$

$$k_{H0} = 1 / 0.3 \cdot \cdot E_0$$

ここに、

K_H ; 水平方向地盤反力係数(kN/m^3)

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^3)

E_0 ; 地盤の変形係数(kN/m^2)

B_H ; 基礎の換算載荷幅 (= 9.600m)は、以下のように算出する
1/ を 10.296mと仮定すると、

$$k_{H0}' = \frac{\sum k_{H0i} \cdot l_i}{1/\beta} = 10155480 \text{ kN/m}^3$$

$$B_H = B_e \leq \sqrt{B_e \cdot L_e}$$

$$= 9.600\text{m}$$

ここに、

L_e ; 基礎の有効根入れ深さ(m)

B_e ; 荷重作用方向に直交する基礎の有効載荷幅(m)
円形断面の場合 $B_e = 0.8 \cdot D$

$$K_H = k_{H0}' \cdot (B_H / 0.3)^{(-3/4)}$$

$$\beta = 4 \sqrt{\frac{k_H \cdot D}{4 \cdot E \cdot I}} = 0.0971\text{m}^{-1} \rightarrow 1/\beta = 10.296\text{m}$$

ただし、 $D = 12.000\text{m}$ 、 $E = 2.500 \times 10^7 \text{kN/m}^2$ 、 $I = \cdot D^4 / 64 = 1017.8760\text{m}^4$

・底面の鉛直方向地盤反力係数

$$k_v = 1676578 \text{ kN/m}^3$$

$$k_v = k_{v0} (B_v / 0.3)^{-3/4}$$

$$k_{v0} = 1 / 0.3 \cdot \cdot E_0$$

ここに,

k_v ; 鉛直方向地盤反力係数 (kN/m^3)

k_{v0} ; 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
鉛直方向地盤反力係数 (kN/m^3)

B_v ; 基礎の換算載荷幅 (m)

ただし, ここでは $B_v = D$ (深礎基礎の直径) とした時の値である.

・ E_0 ; 地盤の変形係数 (kN/m^2)

・底面の水平方向せん断ばね定数

$$k_s = 502973 \text{ kN/m}^3$$

$$k_s = \cdot k_v$$

ここに,

k_s ; 水平方向せん断ばね定数 (kN/m^3)

k_v ; 鉛直方向地盤反力係数 (kN/m^3)

; 鉛直地盤反力係数に対する水平方向せん断ばね定数の比 (= 0.3000)

・杭周面の水平方向せん断地盤反力係数

$$k_{SHD} = 0.6 \times k_H$$

ここに,

k_{SHD} ; 杭周面の水平方向せん断地盤反力係数 (kN/m^3)

k_H ; 水平方向地盤反力係数 (kN/m^3)

・杭周面の鉛直方向せん断地盤反力係数

$$k_{SVB} = 0.3 \times k_H$$

$$k_{SVD} = 0.3 \times k_H$$

ここに,

k_{SVB} ; 杭前背面の鉛直方向せん断地盤反力係数 (kN/m^3)

k_{SVD} ; 杭側面の鉛直方向せん断地盤反力係数 (kN/m^3)

2.2 支点ばね

杭番号 1

- ・ばね値は、常時の場合の基本値です。
- ・地震時は、内部で常時の2倍とします。
- ・水平ばね値は、内部で補正係数 k_k を乗じます。

常時、暴風時、レベル1地震時 $k_k = 1.5$
 レベル2地震時 $k_k = 1.5$

- ・水平ばね

斜面の水平方向地盤反力係数は、水平地盤での k_H を次式にて補正して求める

$$k_H' = 0 \quad (0 < H < 0.5)$$

$$k_H' = (0.3 \cdot \log_{10} H + 0.7) \cdot k_H \quad (0.5 < H < 10)$$

$$k_H' = k_H \quad (H > 10)$$

水平ばね値は、次式で求める

$$K_H = k_H' \cdot D_e \cdot L$$

ここに、

K_H ; 水平ばね値

k_H' ; 斜面の水平方向地盤反力係数

D_e ; 深礎杭径 (杭周面摩擦を考慮する場合は $0.8 \times D$)

L ; 水平ばね間隔長さ

杭前面での深さ Z(m)	層 No	水平かぶり l(m)	水平かぶり係数 $H = l / D$	地盤反力係数 k_H' (kN/m ²)	水平ばね値(基本値)
					K_H (kN/m)
0.000	1 2	_____	_____	_____	0
0.500	1 2	5.715	0.4763	0	0
1.000	1 2	11.430	0.9525	343711	1649811
1.500	1 2	17.145	1.4288	369887	1775456
2.000	1 2	22.860	1.9050	388459	1864603
2.500	1 2	28.575	2.3813	402865	1933751
3.000	1 2	34.290	2.8575	414635	1990249
3.500	1 2	40.005	3.3338	424587	2038017
4.000	1 2	45.720	3.8100	433207	2079395
4.500	1 2	51.435	4.2863	440811	2115894
5.000	1 2	57.150	4.7625	447613	2148543
5.500	1 2	62.865	5.2388	453766	2178078

杭前面での深さ Z(m)	層 No	水平かぶり l (m)	水平かぶり係数 $\mu = l / D$	地盤反力係数 k_H' (kN/m ³)	水平ばね値(基本値)
					K_H (kN/m)
6.000	1 2	68.580	5.7150	459384	2205041
6.500	1 2	74.295	6.1913	464551	2229844
7.000	1 2	80.010	6.6675	469335	2252809
7.500	1 2	85.725	7.1438	473789	2274188
8.000	1 2	91.440	7.6200	477956	2294188
8.500	1 2	97.155	8.0963	481870	2312974
9.000	1 2	102.870 5.715	8.5725 0.4763	485560 0	2330686
9.500	1 2	108.585 11.430	9.0488 0.9525	489050 1374843	6599244
10.000	1 2	114.301 17.145	9.5250 1.4288	492362 1479547	7101826
10.500	1 2	120.016 22.860	10.0013 1.9050	495503 1553836	3729206

・底面鉛直ばね

$$K_v = 189616494 \text{ kN/m}$$

$$K_v = k_v \cdot A$$

ここに,

K_v ; 鉛直ばね値(kN/m)

k_v ; 鉛直方向地盤反力係数(kN/m³)

A ; 基礎底面の面積(= $\cdot D^2 / 4 = 1.131E+002m^2$)

・底面回転ばね

$$K_R = 1706548446 \text{ kN} \cdot \text{m/rad}$$

$$K_R = k_v \cdot I$$

ここに,

K_R ; 底面回転ばね値(kN・m/rad)

k_v ; 鉛直方向地盤反力係数(kN/m³)

I ; 基礎底面の断面2次モーメント(= $\cdot D^4 / 64 = 1.018E+003m^4$)

・底面せん断ばね

$$K_s = 56884948 \text{ kN/m}$$

$$K_s = k_s \cdot A$$

ここに,

K_s ; せん断ばね値(kN/m)

k_s ; 水平方向せん断地盤反力係数(kN/m³)

A ; 基礎底面の面積(= $\cdot D^2 / 4 = 1.131E+002m^2$)

上記の底面鉛直ばね, 底面回転ばね, 底面せん断ばねは, 全断面有効とした場合の値です。底面ばねの取り扱い条件を無視, または有効断面としたときのばね値は, 計算結果の底面ばねを参照して下さい。

2.3 底面の許容鉛直地盤反力度

杭番号 1

・底面の許容鉛直地盤反力度

$$q_a = q_{a0} \min(q_{ca}, q_{max})$$

$$q_{a0} = 1/n \cdot (q_{B0} \cdot q_d - \gamma_2 \cdot D_f) + \gamma_2 \cdot D_f$$

ここに、

q_a ; 許容鉛直支持力度(kN/m²)

q_{a0} ; 仮想水平地盤面での許容鉛直支持力度(kN/m²)

q_{B0} ; 斜面の影響による低減係数(= 1.000)

n ; 安全率(常時= 3.0, 地震時= 2.0)

q_d ; 極限支持力度(= 33113.2kN/m²)

$$q_d = 1.3 \cdot C \cdot N_c + 0.3 \cdot \gamma_1 \cdot D \cdot N + \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q$$

C ; 深礎底面より下にある地盤の粘着力(= 700.0kN/m²)

γ_1 ; 深礎底面より下にある地盤の単位重量(= 23.00kN/m³)

γ_2 ; 深礎底面より上にある地盤の単位重量(= 23.00kN/m³)

D ; 深礎底面の直径(= 12.000m)

D_f ; 仮想水平地盤から深礎の有効根入れ深さ(= 10.500m)

N_c ; 支持力係数(= 30.1)

N ; 支持力係数(= 15.0)

N_q ; 支持力係数(= 18.4)

q_{ca} ; 深礎本体のコンクリートの許容圧縮応力度(kN/m²)

q_{max} ; 許容鉛直支持力度の上限値(kN/m²)

ニューマチックケーソンの式を適用

$$q_{max} = 48 \cdot D_f + 400 \text{ (砂)}$$

[常時・レベル1地震時]

荷重ケース	n	q_d (kN/m ²)	q_{a0} (kN/m ²)	q_{ca} (kN/m ²)	q_{max} (kN/m ²)	q_a 採用値 (kN/m ²)
1 地震時	3.0	33113	11199	6500	904	904
2 地震時	3.0	33113	11199	6500	904	904
3 地震時	3.0	33113	11199	6500	904	904

q_a は深礎本体のコンクリートの許容圧縮応力度(または設計基準強度)及び許容鉛直支持力度の上限値を超えないものとします。

2.4 底面地盤のせん断抵抗力

杭番号 1

$$H_a = H_u / n$$

$$H_u = c_b \cdot A_e + V \cdot \tan \delta$$

ここに,

H_a ;安全率を考慮した基礎底面と地盤との間に働くせん断抵抗力(kN)

n ;安全率

H_u ;基礎底面と地盤との間に働くせん断抵抗力(kN)

c_b ;基礎底面と地盤との間の付着力(kN/m²)

A_e ;基礎底面の有効載荷面積(m²)

V ;基礎底面に作用する鉛直力(kN)

δ ;基礎底面と地盤との間の摩擦角(°)

荷重ケース	n	c_b (kN/m ²)	A_e (m ²)	V (kN)	$\tan \delta$	H_u (kN)	H_a (kN)
1 地震時	1.5	0	0.0000	0.00	0.6000	9.99E+010	6.66E+010
2 地震時	1.2	0	113.0973	601.40	0.6000	9.99E+010	8.33E+010
3 地震時	0.0	0	0.0000	0.00	0.6000	9.99E+010	0.00E+000

2.5 水平支持力・塑性化抵抗力の上限値

杭番号 1

・許容水平支持力

$$R_{qa} = R_q / n$$

$$R_q = \frac{W \cdot (\cos \alpha + \sin \alpha \cdot \tan \phi) + C \cdot A}{\sin \alpha - \cos \alpha \cdot \tan \phi}$$

ここに,

R_{qa} ; 許容水平支持力(kN)

R_q ; 極限水平支持力(kN)

n ; 安全率

W ; すべり面より上の地盤の重量(kN)

A ; すべり面の面積(m²)

; 極限水平支持力を与えるすべり角(度)

; 地盤の内部摩擦角(度)

C ; 地盤の粘着力(kN/m²)

・塑性化領域の抵抗力

$$R_{ou} = R_o / n$$

$$R_o = \frac{W_o \cdot (\cos \alpha_o + \sin \alpha_o \cdot \tan \phi_{res}) + C_{res} \cdot A}{\sin \alpha_o - \cos \alpha_o \cdot \tan \phi_{res}}$$

ここに,

R_{ou} ; 塑性化領域の抵抗力の上限値(kN)

R_o ; 塑性化領域の極限抵抗力(kN)

W_o ; 塑性化領域の岩盤重量(kN) = W

ϕ_{res} ; 塑性化領域と弾性領域のすべり摩擦角(度)

C_{res} ; 塑性化領域と弾性領域の粘着力(kN/m²)

α_o ; 極限水平支持力を与えるすべり角(度) =

塑性化後のせん断定数

	土砂～軟岩 (CL)	硬岩 (CM以上)
粘着力 C_{res}	$C_{res} = C$	0 C_{res} 1/3C
摩擦角 ϕ_{res}	$\phi_{res} =$	$\phi_{res} = 2/3 \cdot$

硬岩の粘着力 C_{res} 1/3×C

レベル2地震時で用いる R_{qa} , R_{ou} は、レベル2地震時の安全率 n を用いて内部算定します。

・水平支持力、塑性化抵抗力一覧表

基本値は、安全率を考慮しない値です。

R_q と R_o は、常時、レベル1地震時、レベル2地震時に応じて、内部で安全率 n で除します。

	常時	レベル1 地震時	レベル2 地震時
水平支持力 R_q の安全率	3.0	2.0	1.0
塑性化領域の抵抗力 R_o の安全率	3.0	2.0	1.0

すべり土塊から算出される極限水平支持力

前面 深さZ (m)	すべり 角 (度)	ひろが り角 (度)	地盤重量 W (kN)	すべり面の 面積A (m^2)	R_q 基本値 (kN)	R_o 基本値 (kN)
0.000	0.0	0.0	0.00	0.000	0.00	0.00
0.500	62.0	40.0	58.09	11.676	7725.85	7725.85
1.000	61.0	40.0	232.88	24.041	16557.27	16557.27
1.500	61.0	40.0	544.06	38.059	26503.37	26503.37
2.000	60.0	40.0	964.72	51.808	37564.67	37564.67
2.500	60.0	40.0	1559.90	67.924	49761.02	49761.02
3.000	59.0	40.0	2231.98	82.706	63122.49	63122.49
3.500	59.0	40.0	3134.99	100.708	77614.73	77614.73
4.000	59.0	40.0	4221.39	119.916	93298.92	93298.92
4.500	59.0	40.0	5503.07	140.329	110196.50	110196.50
5.000	58.0	40.0	6711.66	156.799	128320.40	128320.40
5.500	58.0	40.0	8347.20	178.802	147631.58	147631.58
6.000	58.0	40.0	10202.94	201.954	168205.14	168205.14
6.500	58.0	40.0	12290.07	226.256	190062.16	190062.16
7.000	58.0	40.0	14619.82	251.707	213223.71	213223.71
7.500	58.0	40.0	17203.38	278.308	237710.90	237710.90
8.000	57.0	40.0	19217.86	295.941	263529.89	263529.89
8.500	57.0	40.0	22205.46	323.774	290631.13	290631.13
9.000	57.0	40.0	25466.81	352.706	324978.04	313236.22
9.500	57.0	40.0	29012.49	382.736	361349.79	336616.14
10.000	57.0	40.0	32853.09	413.865	399767.18	360787.92
10.500	57.0	40.0	36999.22	446.092	440250.98	385768.25

地震時

水平地盤における受働土圧強度より算出される極限水平支持力

前面 深さ Z(m)	土圧係数 K_{EP}	P_{EP} (kN/m ²)	P	P_{Hu} (kN/m ²)	R_{sp} (kN)
0.000	3.505157	1497.77	1.000	1497.77	0.00
0.500	3.505157	1538.07	1.021	1570.12	9203.65
1.000	3.505157	1578.38	1.042	1644.15	18846.45
1.500	3.505157	1618.69	1.063	1719.86	28938.48
2.000	3.505157	1659.00	1.083	1797.25	39489.82
2.500	3.505157	1699.31	1.104	1876.32	50510.55
3.000	3.505157	1739.62	1.125	1957.07	62010.74
3.500	3.505157	1779.93	1.146	2039.50	74000.47
4.000	3.505157	1820.24	1.167	2123.61	86489.82
4.500	3.505157	1860.55	1.188	2209.40	99488.86
5.000	3.505157	1900.86	1.208	2296.87	113007.68
5.500	3.505157	1941.17	1.229	2386.02	127056.34
6.000	3.505157	1981.48	1.250	2476.85	141644.94
6.500	3.505157	2021.79	1.271	2569.35	156783.53
7.000	3.505157	2062.10	1.292	2663.54	172482.21
7.500	3.505157	2102.40	1.313	2759.41	188751.05
8.000	3.505157	2142.71	1.333	2856.95	205600.12
8.500	3.505157	2183.02	1.354	2956.18	223039.51
9.000	3.505157	3346.66	1.375	4601.65	250276.50
9.500	3.505157	3386.97	1.396	4727.64	278264.38
10.000	3.505157	3427.27	1.417	4855.31	307013.21
10.500	3.505157	3467.58	1.438	4984.65	336533.09

地盤の極限水平支持力 R_q は、 R_{qp} を上回らないものとし、以下の通りとする。

前面 深さ Z(m)	すべり土塊 R_q (kN)	水 平 地 盤 R_{qp} (kN)	決 定 値 R_q (kN)
0.000	0.00	0.00	0.00
0.500	7725.85	9203.65	7725.85
1.000	16557.27	18846.45	16557.26
1.500	26503.37	28938.48	26503.37
2.000	37564.67	39489.82	37564.67
2.500	49761.02	50510.55	49761.02
3.000	63122.49	62010.74	62010.74
3.500	77614.73	74000.47	74000.47
4.000	93298.92	86489.82	86489.82
4.500	110196.50	99488.86	99488.86
5.000	128320.40	113007.68	113007.68
5.500	147631.58	127056.34	127056.34
6.000	168205.14	141644.94	141644.94
6.500	190062.16	156783.53	156783.53
7.000	213223.71	172482.21	172482.21
7.500	237710.90	188751.05	188751.05
8.000	263529.89	205600.12	205600.12
8.500	290631.13	223039.51	223039.51
9.000	324978.04	250276.50	250276.50
9.500	361349.79	278264.38	278264.38
10.000	399767.18	307013.21	307013.21
10.500	440250.98	336533.09	336533.09

前面 深さ Z(m)	すべり土塊 R _o (kN)	水 平 地 盤 R _o (=R _{sp}) (kN)	決 定 値 R _o (kN)	受働土圧 (kN/m)
0.000	0.00	0.00	0.00	
				15451.70
0.500	7725.85	9203.65	7725.85	17662.82
1.000	16557.27	18846.45	16557.26	19892.22
1.500	26503.37	28938.48	26503.37	22122.60
2.000	37564.67	39489.82	37564.67	24392.70
2.500	49761.02	50510.55	49761.02	24499.44
3.000	63122.49	62010.74	62010.74	23979.46
3.500	77614.73	74000.47	74000.47	24978.70
4.000	93298.92	86489.82	86489.82	25998.08
4.500	110196.50	99488.86	99488.86	27037.64
5.000	128320.40	113007.68	113007.68	28097.32
5.500	147631.58	127056.34	127056.34	29177.20
6.000	168205.14	141644.94	141644.94	30277.18
6.500	190062.16	156783.53	156783.53	31397.36
7.000	213223.71	172482.21	172482.21	32537.68
7.500	237710.90	188751.05	188751.05	33698.14
8.000	263529.89	205600.12	205600.12	34878.78
8.500	290631.13	223039.51	223039.51	54473.98
9.000	313236.22	250276.50	250276.50	55975.76
9.500	336616.14	278264.38	278264.38	57497.66
10.000	360787.92	307013.21	307013.21	59039.76
10.500	385768.25	336533.09	336533.09	

2.6 周面摩擦力度の上限値

杭番号 1

・杭周面摩擦力度の上限値

$$f_u = f / m$$

ここに、

f_u ; 杭周面摩擦力度の上限値 (kN/m²)

f ; 砂質土 $f = \min[5N_s, (C+p_o \cdot \tan \phi)]$ 200 (kN/m²)

; 粘性土 $f = (C+p_o \cdot \tan \phi)$ 150 (kN/m²)

; 軟岩 $f = (C+p_o \cdot \tan \phi)$ 300 (kN/m²)

; 硬岩

弾性領域 $f = C+p_o \cdot \tan \phi$ 1500 (kN/m²)

塑性化領域 $f = C_{res}+p_o \cdot \tan \phi_{res}$ 150 (kN/m²)

ただし、 $0 < C_{res} \leq 1/3C$ 、 $0 < \phi_{res} \leq 2/3\phi$

m ; 上限値決定のための補正係数

	常 時	レベル1 地震時	レベル2 地震時
水平方向	1.5	1.1	1.0
鉛直方向 (押込み)	3.0	2.0	1.0
鉛直方向 (引抜き)	6.0	4.0	1.0

基本値f一覧表

深さ (m)	周面摩擦力度の基本値 f (kN/m ²)	
	砂質土 粘性土 軟岩 硬岩 (弾性領域)	硬岩 (塑性化領域)
0.000	200.00	-----
0.500	200.00	-----
1.000	200.00	-----
1.500	200.00	-----
2.000	200.00	-----
2.500	200.00	-----
3.000	200.00	-----
3.500	200.00	-----
4.000	200.00	-----
4.500	200.00	-----
5.000	200.00	-----
5.500	200.00	-----
6.000	200.00	-----
6.500	200.00	-----
7.000	200.00	-----
7.500	200.00	-----
8.000	200.00	-----

深さ (m)	周面摩擦力度の基本値 f (kN/m ²)	
	砂質土 粘性土 軟岩 硬岩 (弾性領域)	硬岩 (塑性化領域)
8.500	200.00	-----
9.000	200.00	-----
9.500	200.00	-----
10.000	200.00	-----
10.500	200.00	-----

3章 許容応力度法

3.2 弾塑性解析結果

3.2.1 杭体断面力

荷重ケース 1 : H=Ho

杭番号 1

格点	杭前面での 深さ Z(m)	曲げモーメント M(kN.m)	せん断力 S(kN)	軸力 N(kN)
1	0.000	0.00	1000.00	0.00
101	0.500	500.00	1000.00	0.00
102	1.000	962.41	954.68	0.00
103	1.500	1339.48	863.78	0.00
104	2.000	1667.08	773.67	0.00
105	2.500	1947.88	686.34	0.00
106	3.000	2184.67	602.93	0.00
107	3.500	2380.36	524.18	0.00
108	4.000	2538.01	450.54	0.00
109	4.500	2660.72	382.35	0.00
110	5.000	2751.62	319.79	0.00
111	5.500	2813.88	263.00	0.00
112	6.000	2850.61	212.04	0.00
113	6.500	2864.94	166.92	0.00
114	7.000	2859.91	127.61	0.00
115	7.500	2838.55	94.08	0.00
116	8.000	2803.79	66.24	0.00
117	8.500	2758.53	44.01	0.00
118	9.000	2705.57	27.28	0.00
119	9.500	2586.99	8.09	0.00
120	10.000	2392.99	-9.29	0.00
121	10.500	2287.99	-14.49	0.00

水平変位

$$= 0.0 \quad 50.0 \text{ mm}$$

底面鉛直地盤反力度

浮き上がりを生じない基礎底面幅 $d = 0.000 \text{ m}$

$$q_{\max} = N/A' + (M'/I') \cdot (D/2 - e)$$

$$= 0.00/0.000 + (2188.81/0.0000) \cdot (12.000/2 - 0.000)$$

$$= 0 \quad 904 \text{ kN/m}^2$$

底面せん断力

$$S_B = K_s \times B$$

$$= 56884948 \times 0.000 \times 10^{-3}$$

$$= 11.91 \text{ kN}$$

杭体応力度

$$M_{\max} = 2864.94 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (Z=6.500 \text{ m})$$

$$N = 0.00 \text{ kN}$$

$$c = 0.0 \quad 8.0 \text{ N/mm}^2$$

$$s = 0.9 \quad 160.0 \text{ N/mm}^2$$

$$s' = -0.3 \quad 200.0 \text{ N/mm}^2$$

$$S_{\max} = 1000.00 \text{ kN} \quad (Z=0.500 \text{ m}) \quad N = 0.00 \text{ kN} \quad M = 500.00 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$m = 0.01 \quad 0.13 \text{ N/mm}^2 = ac$$

$$m = 0.01 \quad 1.70 \text{ N/mm}^2 = a2$$

$$b = 10634.7 \text{ mm}, \quad d = 10498.7 \text{ mm}, \quad pt = 0.428 \%$$

$$Ce = 0.500, \quad Cpt = 1.128, \quad CN = 1.000, \quad a1 = 0.23, \quad ac = 0.13, \quad a2 = 1.70$$

1/2M_{max}点

1/2M_{max} = 2287.99 kN · m (Z=10.500 m)

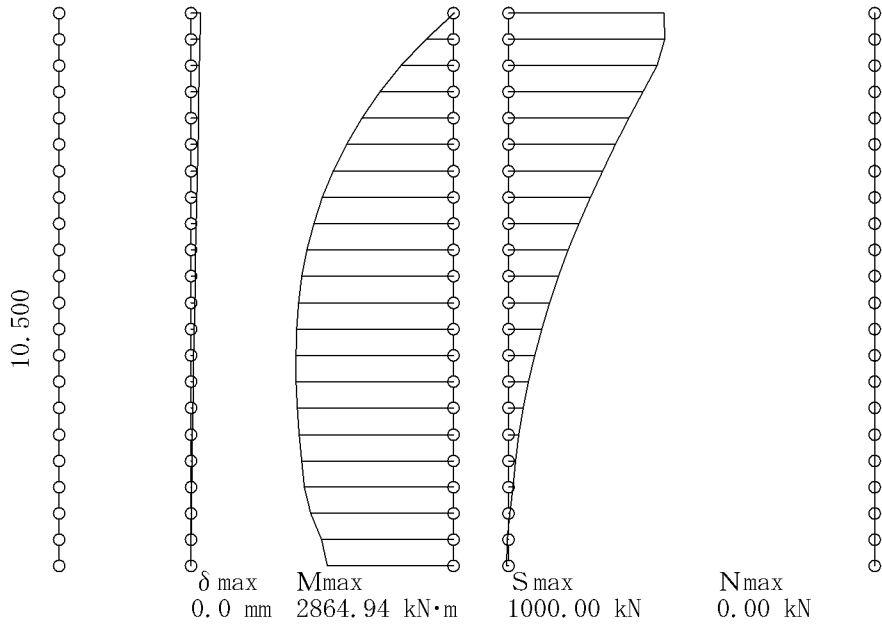
N = 0.00 kN

c = 0.0 8.0 N/mm²

s = 0.7 160.0 N/mm²

s' = -0.3 200.0 N/mm²

荷重ケース 1 杭番号 1



荷重ケース 2 : V=Vo

杭番号 1

格点	杭前面での 深さ Z(m)	曲げモーメント M(kN.m)	せん断力 S(kN)	軸力 N(kN)
1	0.000	0.00	0.00	-1000.00
101	0.500	0.00	0.00	-1000.00
102	1.000	0.00	0.00	-991.21
103	1.500	0.00	0.00	-973.24
104	2.000	0.00	0.00	-954.70
105	2.500	0.00	0.00	-935.94
106	3.000	0.00	0.00	-917.13
107	3.500	0.00	0.00	-898.41
108	4.000	0.00	0.00	-879.87
109	4.500	0.00	0.00	-861.56
110	5.000	0.00	0.00	-843.54
111	5.500	0.00	0.00	-825.83
112	6.000	0.00	0.00	-808.47
113	6.500	0.00	0.00	-791.47
114	7.000	0.00	0.00	-774.86
115	7.500	0.00	0.00	-758.64
116	8.000	0.00	0.00	-742.82
117	8.500	0.00	0.00	-727.41
118	9.000	0.00	0.00	-712.42
119	9.500	0.00	0.00	-684.83
120	10.000	0.00	0.00	-643.67
121	10.500	0.00	0.00	-622.69

水平変位

$$= 0.0 \quad 50.0 \text{ mm}$$

底面鉛直地盤反力度

浮き上がりを生じない基礎底面幅 $d = 12.000 \text{ m}$

$$q_{\max} = N/A' + (M'/I') \cdot (D/2 - e)$$

$$= 601.40/113.097 + (0.00/1017.8760) \cdot (12.000/2 - 0.000)$$

$$= 5 \quad 904 \text{ kN/m}^2$$

底面せん断力

$$S_B = K_s \times B$$

$$= 56884948 \times 0.000 \times 10^{-3}$$

$$= 0.00 \text{ kN}$$

杭体応力度

$$M_{\max} = 0.00 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (Z=0.500 \text{ m})$$

$$N = 1000.00 \text{ kN}$$

$$c = 0.0 \quad 8.0 \text{ N/mm}^2$$

$$s = -0.1 \quad 160.0 \text{ N/mm}^2$$

$$s' = -0.1 \quad 200.0 \text{ N/mm}^2$$

$$S_{\max} = 0.00 \text{ kN} \quad (Z=0.000 \text{ m}) \quad N = 1000.00 \text{ kN} \quad M = 0.00 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$m = 0.00 \quad 0.26 \text{ N/mm}^2 = a_c$$

$$m = 0.00 \quad 1.70 \text{ N/mm}^2 = a_2$$

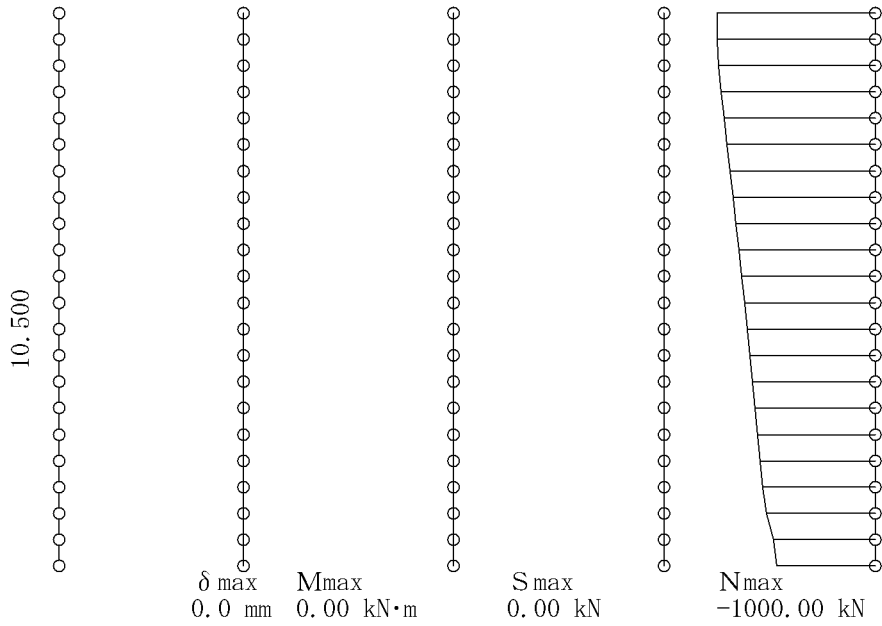
$$b = 10634.7 \text{ mm}, \quad d = 10498.7 \text{ mm}, \quad pt = 0.428 \%$$

$$Ce = 0.500, \quad Cpt = 1.128, \quad CN = 2.000, \quad a1 = 0.23, \quad ac = 0.26, \quad a2 = 1.70$$

1/2M_{max}点

1/2M_{max} = 0.00 kN · m (Z=10.500 m)
N = 622.69 kN
c = 0.0 8.0 N/mm²
s = -0.1 160.0 N/mm²
s' = -0.1 200.0 N/mm²

荷重ケース 2 杭番号 1



荷重ケース 3 : M = Mo

杭番号 1

格点	杭前面での 深さ Z(m)	曲げモーメント M(kN.m)	せん断力 S(kN)	軸力 N(kN)
1	0.000	1000.00	0.00	0.00
101	0.500	1000.00	0.00	0.00
102	1.000	993.19	-4.90	0.00
103	1.500	974.50	-14.50	0.00
104	2.000	950.97	-23.57	0.00
105	2.500	923.19	-31.91	0.00
106	3.000	891.73	-39.42	0.00
107	3.500	857.09	-46.05	0.00
108	4.000	819.78	-51.80	0.00
109	4.500	780.28	-56.65	0.00
110	5.000	739.06	-60.61	0.00
111	5.500	696.55	-63.70	0.00
112	6.000	653.18	-65.95	0.00
113	6.500	609.37	-67.38	0.00
114	7.000	565.48	-68.00	0.00
115	7.500	521.90	-67.86	0.00
116	8.000	478.98	-66.97	0.00
117	8.500	437.06	-65.36	0.00
118	9.000	396.47	-63.05	0.00
119	9.500	350.34	-57.06	0.00
120	10.000	301.45	-46.44	0.00
121	10.500	269.67	-40.48	0.00

水平変位

= 0.0 50.0 mm

底面鉛直地盤反力度

浮き上がりを生じない基礎底面幅 d = 0.000 m

$$q_{max} = N / A' + (M' / I') \cdot (D / 2 - e)$$

$$= 0.00 / 0.000 + (257.98 / 0.0000) \cdot (12.000 / 2 - 0.000)$$

$$= 0 \quad 904 \text{ kN/m}^2$$

底面せん断力

$$S_B = K_s \times B$$

$$= 56884948 \times -0.001 \times 10^{-3}$$

$$= 33.28 \text{ kN}$$

杭体応力度

$$M_{max} = 1000.00 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (Z=0.500 \text{ m})$$

$$N = 0.00 \text{ kN}$$

$$c = 0.0 \quad 8.0 \text{ N/mm}^2$$

$$s = 0.3 \quad 160.0 \text{ N/mm}^2$$

$$s' = -0.1 \quad 200.0 \text{ N/mm}^2$$

$$S_{max} = 68.00 \text{ kN} \quad (Z=7.000 \text{ m}) \quad N = 0.00 \text{ kN} \quad M = 565.48 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$m = 0.00 \quad 0.13 \text{ N/mm}^2 = ac$$

$$m = 0.00 \quad 1.70 \text{ N/mm}^2 = a2$$

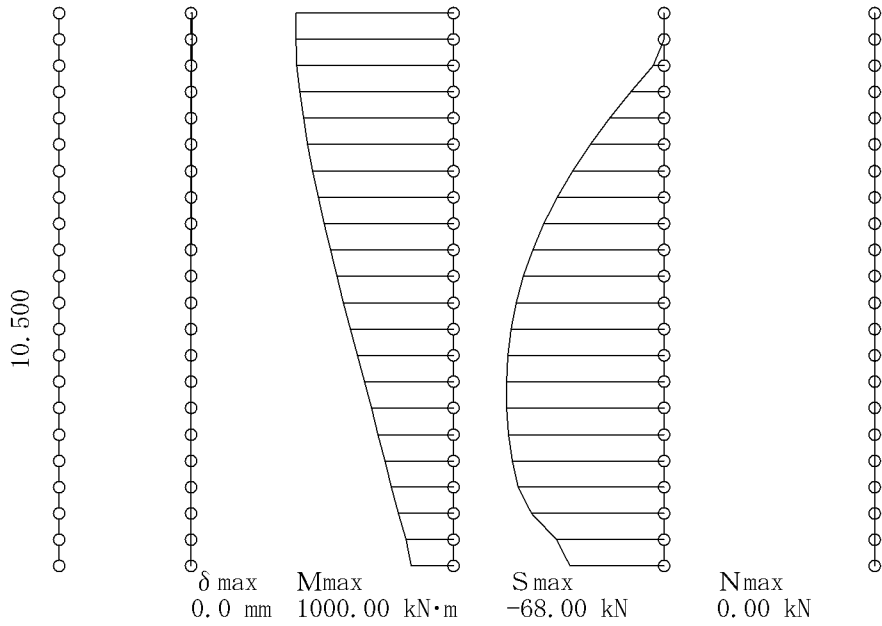
$$b = 10634.7 \text{ mm}, \quad d = 10498.7 \text{ mm}, \quad pt = 0.428 \%$$

$$Ce = 0.500, \quad Cpt = 1.128, \quad CN = 1.000, \quad a1 = 0.23, \quad ac = 0.13, \quad a2 = 1.70$$

1/2M_{max}点

1/2M_{max} = 500.01 kN · m (Z=7.755 m)
N = 0.00 kN
c = 0.0 8.0 N/mm²
s = 0.2 160.0 N/mm²
s' = -0.1 200.0 N/mm²

荷重ケース 3 杭番号 1



3.2.2 杭体変位

荷重ケース 1 : H = Ho

杭番号 1

格点	杭前面での 深さ Z(m)	水平変位 x(mm)	鉛直変位 y(mm)	回転変位 (mrad)
1	0.000	0.019	0.000	-0.002
101	0.500	0.018	0.000	-0.002
102	1.000	0.017	0.000	-0.002
103	1.500	0.016	0.000	-0.002
104	2.000	0.014	0.000	-0.002
105	2.500	0.013	0.000	-0.002
106	3.000	0.012	0.000	-0.002
107	3.500	0.011	0.000	-0.002
108	4.000	0.010	0.000	-0.002
109	4.500	0.009	0.000	-0.002
110	5.000	0.008	0.000	-0.002
111	5.500	0.007	0.000	-0.002
112	6.000	0.007	0.000	-0.002
113	6.500	0.006	0.000	-0.002
114	7.000	0.005	0.000	-0.002
115	7.500	0.004	0.000	-0.002
116	8.000	0.003	0.000	-0.002
117	8.500	0.003	0.000	-0.001
118	9.000	0.002	0.000	-0.001
119	9.500	0.001	0.000	-0.001
120	10.000	0.000	0.000	-0.001
121	10.500	0.000	0.000	-0.001

荷重ケース 2 : $V = V_0$

杭番号 1

格点	杭前面での 深さ Z(m)	水平変位 x (mm)	鉛直変位 y (mm)	回転変位 (mrad)
1	0.000	0.000	-0.006	0.000
101	0.500	0.000	-0.006	0.000
102	1.000	0.000	-0.006	0.000
103	1.500	0.000	-0.006	0.000
104	2.000	0.000	-0.006	0.000
105	2.500	0.000	-0.005	0.000
106	3.000	0.000	-0.005	0.000
107	3.500	0.000	-0.005	0.000
108	4.000	0.000	-0.005	0.000
109	4.500	0.000	-0.005	0.000
110	5.000	0.000	-0.005	0.000
111	5.500	0.000	-0.004	0.000
112	6.000	0.000	-0.004	0.000
113	6.500	0.000	-0.004	0.000
114	7.000	0.000	-0.004	0.000
115	7.500	0.000	-0.004	0.000
116	8.000	0.000	-0.004	0.000
117	8.500	0.000	-0.004	0.000
118	9.000	0.000	-0.004	0.000
119	9.500	0.000	-0.003	0.000
120	10.000	0.000	-0.003	0.000
121	10.500	0.000	-0.003	0.000

荷重ケース 3 : $M = M_0$

杭番号 1

格点	杭前面での 深さ Z(m)	水平変位 x (mm)	鉛直変位 y (mm)	回転変位 (mrad)
1	0.000	0.002	0.000	0.000
101	0.500	0.002	0.000	0.000
102	1.000	0.002	0.000	0.000
103	1.500	0.002	0.000	0.000
104	2.000	0.001	0.000	0.000
105	2.500	0.001	0.000	0.000
106	3.000	0.001	0.000	0.000
107	3.500	0.001	0.000	0.000
108	4.000	0.001	0.000	0.000
109	4.500	0.001	0.000	0.000
110	5.000	0.000	0.000	0.000
111	5.500	0.000	0.000	0.000
112	6.000	0.000	0.000	0.000
113	6.500	0.000	0.000	0.000
114	7.000	0.000	0.000	0.000
115	7.500	0.000	0.000	0.000
116	8.000	0.000	0.000	0.000
117	8.500	0.000	0.000	0.000
118	9.000	0.000	0.000	0.000
119	9.500	0.000	0.000	0.000
120	10.000	-0.001	0.000	0.000
121	10.500	-0.001	0.000	0.000

3.2.3 地盤反力

荷重ケース 1 : H = Ho

杭番号 1

格点	杭前面での 深さ Z(m)	水平反力 RH(kN)	水平せん断地盤反力度 (kN/m ²)		鉛直せん断地盤反力度 (kN/m ²)	
			q _x	q _{xu}	q _y	q _{yu}
1	0.000	0.00	0.00	9.99E+010	0.00	9.99E+010
101	0.500	0.00	0.00	9.99E+010	0.00	9.99E+010
102	1.000	-41.20	-5.15	9.99E+010	0.00	9.99E+010
103	1.500	-41.43	-5.18	9.99E+010	0.00	9.99E+010
104	2.000	-40.49	-5.06	9.99E+010	0.00	9.99E+010
105	2.500	-38.90	-4.86	9.99E+010	0.00	9.99E+010
106	3.000	-36.92	-4.62	9.99E+010	0.00	9.99E+010
107	3.500	-34.68	-4.33	9.99E+010	0.00	9.99E+010
108	4.000	-32.26	-4.03	9.99E+010	0.00	9.99E+010
109	4.500	-29.73	-3.72	9.99E+010	0.00	9.99E+010
110	5.000	-27.13	-3.39	9.99E+010	0.00	9.99E+010
111	5.500	-24.49	-3.06	9.99E+010	0.00	9.99E+010
112	6.000	-21.84	-2.73	9.99E+010	0.00	9.99E+010
113	6.500	-19.18	-2.40	9.99E+010	0.00	9.99E+010
114	7.000	-16.55	-2.07	9.99E+010	0.00	9.99E+010
115	7.500	-13.94	-1.74	9.99E+010	0.00	9.99E+010
116	8.000	-11.37	-1.42	9.99E+010	0.00	9.99E+010
117	8.500	-8.84	-1.11	9.99E+010	0.00	9.99E+010
118	9.000	-6.37	-0.80	9.99E+010	0.00	9.99E+010
119	9.500	-11.08	-1.38	9.99E+010	0.00	9.99E+010
120	10.000	-4.72	-0.59	9.99E+010	0.00	9.99E+010
121	10.500	1.17	0.29	9.99E+010	0.00	9.99E+010

底面反力

R_x : 11.91 kN

R_y : 0.00 kN

R_m : 2188.81 kN・m

底面せん断抵抗力

H : 11.91 kN

H_a : 6.66E+010 kN

H = 11.91 kN ≤ H_a = 6.66E+010 kN OK

* : せん断地盤反力度が上限値に達したことを示す

荷重ケース 2 : $V=V_0$

4章 基礎ばねの計算

固有周期の算定に用いる深礎基礎の基礎ばねは、以下のようにして求める。

- ・地盤の変形係数は動的変形係数（ED）とする。
- ・地盤抵抗はすべて弾性体扱いとする。
- ・基礎天端に単位荷重（水平力 H_0 、鉛直力 V_0 、モーメント M_0 ）をそれぞれ別々に作用させる。
- ・周面摩擦力上限値が0の場合は、ばねを外す。
- ・このときの荷重と変位の関係より、深礎基礎の基礎ばねは以下のように求められる。

一般式

$$\begin{bmatrix} H_0 \\ V_0 \\ M_0 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} A_{ss} & A_{sv} & A_{sr} \\ A_{vs} & A_{vv} & A_{vr} \\ A_{rs} & A_{rv} & A_{rr} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \delta x \\ \delta y \\ \theta \end{bmatrix}$$

より

$$\begin{bmatrix} H_0 & 0 & 0 \\ 0 & V_0 & 0 \\ 0 & 0 & M_0 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} A_{ss} & A_{sv} & A_{sr} \\ A_{vs} & A_{vv} & A_{vr} \\ A_{rs} & A_{rv} & A_{rr} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \delta x_H & \delta x_V & \delta x_M \\ \delta y_H & \delta y_V & \delta y_M \\ \theta_H & \theta_V & \theta_M \end{bmatrix}$$

したがって、

$$\begin{bmatrix} A_{ss} & A_{sv} & A_{sr} \\ A_{vs} & A_{vv} & A_{vr} \\ A_{rs} & A_{rv} & A_{rr} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} H_0 & 0 & 0 \\ 0 & V_0 & 0 \\ 0 & 0 & M_0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \delta x_H & \delta x_V & \delta x_M \\ \delta y_H & \delta y_V & \delta y_M \\ \theta_H & \theta_V & \theta_M \end{bmatrix}^{-1}$$

- ここに、 H_0 : 基礎天端に作用する単位水平力(kN)
 V_0 : 基礎天端に作用する単位鉛直力(kN)
 M_0 : 基礎天端に作用する単位モーメント(kN.m)
 x_H : H_0 によって生じる基礎天端の水平変位(m)
 y_H : H_0 によって生じる基礎天端の鉛直変位(m)
 θ_H : H_0 によって生じる基礎天端の回転角(rad)
 x_V : V_0 によって生じる基礎天端の水平変位(m)
 y_V : V_0 によって生じる基礎天端の鉛直変位(m)
 θ_V : V_0 によって生じる基礎天端の回転角(rad)
 x_M : M_0 によって生じる基礎天端の水平変位(m)
 y_M : M_0 によって生じる基礎天端の鉛直変位(m)
 θ_M : M_0 によって生じる基礎天端の回転角(rad)

単位荷重の作用格点No 1

方向	移動距離 (m)
水平方向 ex	0.000
鉛直方向 ey	0.000

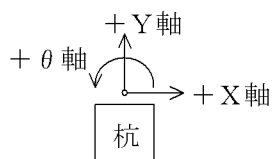
$$\begin{bmatrix} H_o & 0 & 0 \\ 0 & V_o & 0 \\ 0 & 0 & M_o \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1000.00 \text{ kN} & 0.00 & 0.00 \\ 0.00 & -1000.00 \text{ kN} & 0.00 \\ 0.00 & 0.00 & -1000.00 \text{ kN.m} \end{bmatrix}$$

$$\begin{bmatrix} \delta xH & \delta xV & \delta xM \\ \delta yH & \delta yV & \delta yM \\ \theta H & \theta V & \theta M \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1.886007E-005 \text{ m} & 0.000000E+000 \text{ m} & 2.216934E-006 \text{ m} \\ 0.000000E+000 \text{ m} & -6.272962E-006 \text{ m} & 0.000000E+000 \text{ m} \\ -2.216934E-006 \text{ rad} & 0.000000E+000 \text{ rad} & -4.375585E-007 \text{ rad} \end{bmatrix}$$

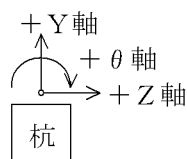
基礎全体の基礎ばね計算結果(奥行き方向の列数=1)

$$\begin{bmatrix} Ass & Asv & Asr \\ Avs & Avv & Avr \\ Ars & Arv & Arr \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1.311003E+008 \text{ kN/m} & 0.000000E+000 \text{ kN/m} & 6.642326E+008 \text{ kN/rad} \\ 0.000000E+000 \text{ kN/m} & 1.594143E+008 \text{ kN/m} & 0.000000E+000 \text{ kN/rad} \\ 6.642326E+008 \text{ kN.m/m} & 0.000000E+000 \text{ kN.m/m} & 5.650810E+009 \text{ kN.m/rad} \end{bmatrix}$$

荷重、変位の正方向



面内解析



面外解析