

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	4
1.6 荷重ケース（許容応力度法）	6
1.7 荷重ケース（レベル2地震時）	6
1.8 深礎基礎データ	7
1.8.1 地盤条件	7
1.8.2 隣接基礎条件	9
1.8.3 その他荷重	9
1.8.4 杭配筋	9
1.8.5 周面摩擦力度	10
1.9 フレームデータ	11
1.9.1 格点座標	11
1.9.2 杭頭格点接合	12
1.9.3 材質	12
1.9.4 断面諸値	12
1.9.5 部材	12
1.9.6 着目点	13
1.9.7 荷重データ（許容応力度法）	14
1.9.8 荷重データ（レベル2地震時）	16
1.10 杭頭接合計算	18
1.11 フーチングデータ	18
1.11.1 照査位置及び配筋	18
1.11.2 片持ち梁照査	21
2章 地盤の諸条件	22
2.1 地盤反力係数	22
2.2 支点ばね	26
2.3 底面の許容鉛直地盤反力度	32
2.4 底面地盤のせん断抵抗力	35
2.5 水平支持力・塑性化抵抗力の上限値	37
2.6 周面摩擦力度の上限値	53
3章 許容応力度法	57
3.1 計算結果一覧	57
3.2 弾塑性解析結果	59
3.2.1 杭体断面力	59
3.2.2 杭体変位	67
3.2.3 地盤反力	71
3.2.4 地盤ばね値	75
3.3 フレーム解析結果	79
3.3.1 支点反力	79
3.3.2 格点変位	81
3.3.3 部材断面力	83
4章 杭頭接合計算	87
4.1 設計条件	87

4.2 杭番号1の照査	89
4.3 杭番号2の照査	91
5章 フーチングの照査(許容応力度法)(骨組み解析)	93
5.1 設計条件	93
5.2 荷重ケース1	96
5.2.1 杭頭反力	96
5.2.2 曲げモーメントに対する照査	96
5.2.3 せん断に対する照査	100
5.3 荷重ケース2	104
5.3.1 杭頭反力	104
5.3.2 曲げモーメントに対する照査	104
5.3.3 せん断に対する照査	108
6章 フーチングの照査(許容応力度法)(片持ち梁解析)	112
6.1 設計条件	112
6.2 荷重ケース1	115
6.2.1 杭頭反力	115
6.2.2 曲げモーメントに対する照査	115
6.2.3 せん断に対する照査	120
6.3 荷重ケース2	124
6.3.1 杭頭反力	124
6.3.2 曲げモーメントに対する照査	124
6.3.3 せん断に対する照査	129
7章 安定照査(レベル2地震時)	133
7.1 照査結果	133
7.1.1 橋軸方向：タイプI地震動－ケース1	133
7.1.2 橋軸方向：タイプII地震動－ケース1	145
7.2 杭体のM-φ曲線	157
7.2.1 タイプI地震動－ケース1	157
7.2.2 タイプII地震動－ケース1	158
7.3 杭体計算結果	159
7.3.1 橋軸方向：タイプI地震動－ケース1	159
7.3.3 橋軸方向：タイプII地震動－ケース1	175
7.4 フレーム解析結果	199
7.4.1 橋軸方向：タイプI地震動－ケース1	199
7.4.3 橋軸方向：タイプII地震動－ケース1	205
8章 フーチングの照査(レベル2地震時)(片持ち梁解析)	214
8.1 設計条件	214
8.2 橋軸方向：タイプI地震動－ケース1	216
8.2.1 杭頭反力	216
8.2.2 曲げモーメントに対する照査	217
8.2.3 せん断に対する照査	219
8.2.4 鉛直方向の押抜きせん断に対する照査	223
8.2.5 水平方向の押抜きせん断に対する照査	224
8.3 橋軸方向：タイプII地震動－ケース1	225
8.3.1 杭頭反力	225
8.3.2 曲げモーメントに対する照査	226
8.3.3 せん断に対する照査	228
8.3.4 鉛直方向の押抜きせん断に対する照査	232
8.3.5 水平方向の押抜きせん断に対する照査	233

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
斜面上の深礎基礎設計施工便覧（平成24年4月）	日本道路協会
杭基礎設計便覧（平成19年1月）	日本道路協会

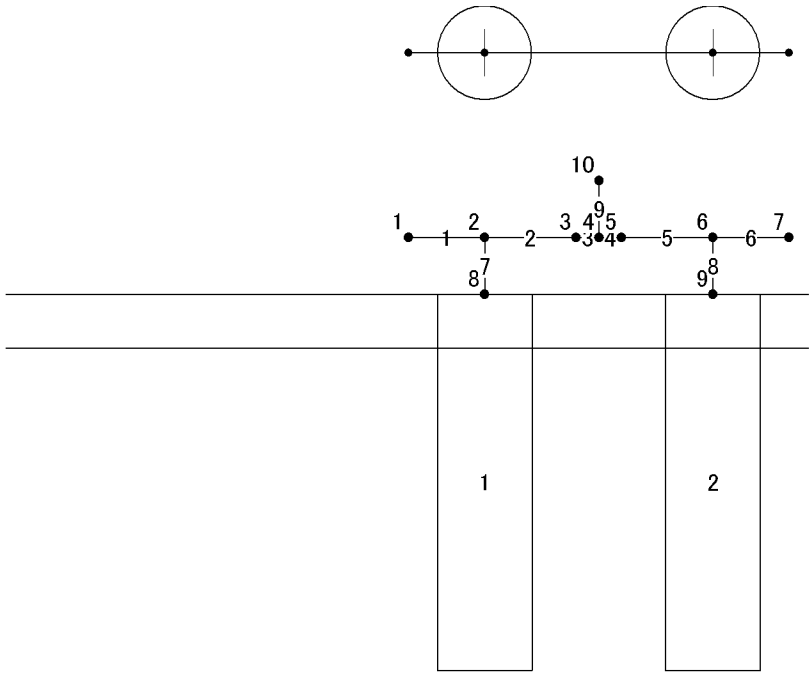
1.2 基本データ

保存ファイル名：BinranH24_{11PierYama}

工事名：11. 橋脚の組杭深礎基礎の設計計算例

(1)橋軸方向	杭列数	2 列	入力対象杭列	B 列
(2)橋軸直角方向	杭列数	2 列	入力対象杭列	1 列
(3)杭形状	円形			
(4)適用基準	斜面上の深礎基礎設計施工便覧			
(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	=	2.500	m
杭径（設計径）	D _s	=	2.450	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_c	=	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_c	=	24.50	kN/m ³
	[設計方向 1]			
(10)解析方向	面内解析			
(11)荷重載荷方向	-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	フーチングあり			
(14)底版荷重の取扱い	部材荷重で載荷			
(15)底版骨組みを自動生成	行う			
(16)底版荷重を自動生成	行う			
(17)許容応力度法				
底版照査	行う			
骨組み解析結果を用いて照査	行う			
片持ち梁として照査	行う			
杭頭接合計算	行う			
杭頭接合部の支圧に対する照査	行う			
(18)レベル2地震時				
底版照査	行う			
骨組み解析結果を用いて照査	行わない			
片持ち梁として照査	行う			

構造図



1.3 構造寸法

段差方向 : 方向2(+)

底版寸法

段差方向全幅 : 10.000 m

段差直角方向全幅 : 10.000 m

底版全高 : 5.000 m

底版上面寸法(段数 2) (単位:m)

H1	H2
4.000	1.000

Bo	S1	B1
0.000	2.000	8.000

底版下面寸法(段数2) (単位:m)

H1	H2
2.000	3.000

Bo	S1	B1
4.000	2.000	4.000

柱寸法

形状 : 矩形

断面寸法 L= 4.500 m

B= 2.700 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	-3.000
2	3.000

行No	Y(m)
1	3.000
2	-3.000

1.4.2 杭長

		1列	2列
	杭全長 L(m)	10.000	10.000
	杭全長 L(m)	10.000	10.000

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)底面に引拔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 | $\lambda = 0.3000$ |
| (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 | $\alpha_k = 1.5$ |
| レベル2 地震時 | $\alpha_k = 1.5$ |
| (10)同じ層に水平かぶりが複数ある場合 | 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 α_p の上限值 | $\alpha_p \leq 3$ |
| α_p の算定に用いる有効前面幅 | $0.8 \cdot D$ |
| 受働土圧の計算ケース | 常時と地震時を使い分ける |
| (14)底面せん断抵抗の取扱い (許容応力度法) | 1本/全体で判定 |
| 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、1/2Mmax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) | 考慮しない |
| (17)コンクリートの許容応力度の低減 | 杭径によらず許容応力度を低減しない |

[レベル2]

- | | |
|--|--|
| (18)杭の押込み支持力算定式 | $P_{NU} = q_a \times A'$ (有効断面) |
| (19)押込み支持力の降伏判定 | 無視する |
| (20)塑性化領域60%、底面浮上り率60%の降伏判定 (大口径深礎一単杭) | 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} 位置と各鉄筋区間ごとの 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 | |
| 回転変位 = 0.020 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 α_B | 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 | 行わない |
| (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 | $\alpha_H \geq 0.5$ 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-φ]

- | | |
|--------------------------------------|--|
| (38) $M-\phi$ 計算時の σ_{ck} の低減 | 杭径 $D < 5m$ の場合のみ σ_{ck} に0.9を乗じる |
| (39) $M-\phi$ 算定時の杭の軸力の取扱い | レベル2荷重データの死荷重から内部計算 |
| (40) $M-\phi$ 関係の自動調整 | 行わない |

[底版]

- | | |
|--|-------------------------|
| (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)底版骨組みモデルの底版部材剛性の取扱い | 計算直角方向の「底版幅/杭列数」で部材幅を算出 |
| (45)底版剛性評価に用いる 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)底版段差部の取扱い | 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] : 常時
 荷重状態 : 常時
 安全率 : 常時
 応力度 : 常時
 底面せん断 : 常時
 許容変位 $\delta_a = 25$ (mm)
 許容応力度 $\sigma_{ca} = 8.00$ (N/mm²)
 $\sigma_{sa} = 160.00$ (N/mm²) (軸方向鉄筋)
 $\sigma_{sa} = 160.00$ (N/mm²) (上記以外)
 $\sigma_{sa}' = 200.00$ (N/mm²) (圧縮鉄筋)
 $\tau_{a1} = 0.23$ (N/mm²)
 $\tau_{a2} = 1.70$ (N/mm²)

	V(kN)	H(kN)	M(kN・m)
柱基部作用力	14049.00	0.00	0.00

	杭列1	杭列2
荷重分担率 μV	0.5000	0.5000
荷重分担率 μH	0.5000	0.5000
荷重分担率 μM	0.5000	0.5000

◇荷重ケース [2] : 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 $\delta_a = 25$ (mm)
 許容応力度 $\sigma_{ca} = 12.00$ (N/mm²)
 $\sigma_{sa} = 300.00$ (N/mm²) (軸方向鉄筋)
 $\sigma_{sa} = 300.00$ (N/mm²) (上記以外)
 $\sigma_{sa}' = 300.00$ (N/mm²) (圧縮鉄筋)
 $\tau_{a1} = 0.35$ (N/mm²)
 $\tau_{a2} = 2.55$ (N/mm²)

	V(kN)	H(kN)	M(kN・m)
柱基部作用力	11449.00	-2350.00	-23397.00

	杭列1	杭列2
荷重分担率 μV	0.5000	0.6230
荷重分担率 μH	0.5000	0.6230
荷重分担率 μM	0.5000	0.6230

1.7 荷重ケース（レベル2地震時）

計算対象

地震動タイプI		地震動タイプII		落橋防止	
ケース 1	ケース 2	ケース 1	ケース 2	ケース 1	ケース 2
○	—	○	—	—	—

慣性力の向き : -X(-Z)方向

死荷重時上部工反力 RD = 7000.00 (kN)
橋脚躯体重量 WP = 4299.75 (kN)
底板下面からWp重心位置までの高さ yP = 11.843 (m)

	単位	タイプI	タイプII
C2z・khco	—	1.40	1.40
khp	—	0.55	0.55
khg	—	0.50	0.80
WU	kN	7300.00	7300.00
yU	m	17.000	

ここに、C2z・khco : 設計水平震度

khp : 基礎の設計に用いる設計水平震度

khg : 地盤面における設計水平震度

WU : 当該橋脚が支持する上部構造部分の重量(kN)

yU : 底板下面から上部構造慣性力作用位置までの高さ(m)

	単位	ケース 1	ケース 2
基礎の塑性化	—	許容しない	----
初期作用力 Vd	kN	0.00	----
初期作用力 Hd	kN	0.00	----
初期作用力 Md	kN・m	0.00	----

■荷重分担率

	杭列1	杭列2
荷重分担率 μ_V	0.5000	0.6230
荷重分担率 μ_H	0.5000	0.6230
荷重分担率 μ_M	0.5000	0.6230

1.8 深礎基礎データ

1.8.1 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 θ (度)
1	0.000	0.0
2	1.416	0.0

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 γ (kN/m ³)	内 部 摩擦角 ϕ (度)	粘 着 力 C (kN/m ²)	変形係数 αE_o (kN/m ²)
1	土砂	砂質土	15	18.00	30.0	0	40000
2	軟岩	岩盤	45	20.00	30.0	110	280000

すべり角 α : 内部計算

ひろがり角 β : 直接入力 $\beta = 40.0$ 度

杭底面と地盤との摩擦係数 $\tan(\phi_B) = 0.6000$

杭底面と地盤との間の粘着力 $C_B = 0$ kN/m²

土質 : 軟岩

杭番号 2

地盤条件

層 No	杭頭からの距離 Z (m)	層の傾斜角 θ (度)
1	0.000	0.0
2	1.416	0.0

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 γ (kN/m ³)	内 部 摩擦角 ϕ (度)	粘 着 力 C (kN/m ²)	変形係数 αE_o (kN/m ²)
1	土砂	砂質土	15	18.00	30.0	0	40000
2	軟岩	岩盤	45	20.00	30.0	110	280000

すべり角 α : 内部計算

ひろがり角 β : 直接入力 $\beta = 40.0$ 度

杭底面と地盤との摩擦係数 $\tan(\phi_B) = 0.6000$

杭底面と地盤との間の粘着力 $C_B = 0$ kN/m²

土質 : 軟岩

1.8.2 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			
	中 心 間 隔		中 心 間 隔			横方向隣接杭の 影響
	P ₁ (m)	P ₂ (m)	P ₁ (m)	P ₂ (m)		
1	6.000	6.000	6.000	6.000	----	片側が影響する
2	6.000	6.000	0.000	6.000	----	片側が影響する

1.8.3 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
2	0.00

ここに、

P_1 ; 上側の土圧強度

P_2 ; 下側の土圧強度

d_1 ; 載荷位置（杭頭から土圧分布始点位置までの距離）

d_2 ; 載荷長（土圧分布作用高さ）

1.8.4 杭配筋

※かぶりは、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 $L1 = 10.000$ m

主鉄筋

段	かぶり d (cm)	鉄筋径 呼び D	本数 n	ctc (mm)	鉄筋量 A_s (cm ²)
1	12.5	29	28	246.8	179.872

せん断補強鉄筋

帯鉄筋の呼び名	D	25
帯鉄筋の本数	n (本)	1
横拘束筋の断面積	A_h (cm ²)	5.067
帯鉄筋の間隔	s (cm)	15.0
横拘束筋の有効長	d (cm)	220.0

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 $A_{s'}$ (cm ²)	0.000

杭番号 2

・区間長 $L1 = 10.000 \text{ m}$

主鉄筋

段	かぶり d(cm)	鉄筋径 呼び名D	本数 n	ctc (mm)	鉄筋量 $A_s(\text{cm}^2)$
1	12.5	29	28	246.8	179.872

せん断補強鉄筋

帯鉄筋の呼び名	D	29
帯鉄筋の本数	n (本)	1
横拘束筋の断面積	$A_h(\text{cm}^2)$	6.424
帯鉄筋の間隔	s (cm)	15.0
横拘束筋の有効長	d (cm)	220.0

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_w' (cm^2)	0.000

1.8.5 周面摩擦力度

杭番号 1

No	区間長L(m)	土質	N値	単位重量 $\gamma (\text{kN/m}^3)$	摩擦角 ϕ (度)	粘着力 C(kN/m^2)
1	1.600	砂質土	15	18.00	0.0	0
2	0.400	岩盤	45	20.00	0.0	0
3	99.000	岩盤	45	20.00	30.0	110

杭番号 2

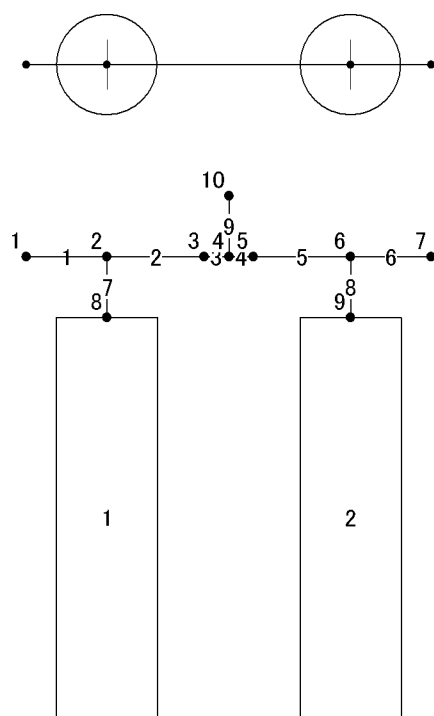
No	区間長L(m)	土質	N値	単位重量 $\gamma (\text{kN/m}^3)$	摩擦角 ϕ (度)	粘着力 C(kN/m^2)
1	1.400	砂質土	15	18.00	0.0	0
2	0.600	岩盤	45	20.00	0.0	0
3	99.000	岩盤	45	20.00	30.0	110

1.9 フレームデータ

1.9.1 格点座標

- ・ 格 点 数 : 10
- ・ 部 材 数 : 9
- ・ 荷重ケース数（許容応力度法） : 2
- ・ 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	-5.0000	3.5000
2	-3.0000	3.5000
3	-0.6000	3.5000
4	0.0000	3.5000
5	0.6000	3.5000
6	3.0000	3.5000
7	5.0000	3.5000
8	-3.0000	2.0000
9	3.0000	2.0000
10	0.0000	5.0000

- ・作用格点 : 10
- ・柱基部格点 : 10
- ・土圧格点 : 1

1.9.2 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	2.500	9.900	8
2	2.500	9.900	9

1.9.3 材質

材質 番号	ヤ ン グ 係 数 E(kN/m ²)	線 膨 張 係 数 α (/°C)
1	2.500E+7	1.000E-5

1.9.4 断面諸値

■ 断面諸値

断面 番号	断 面 積 A(m ²)	断面2次モーメント I(m ⁴)
1	1.0000000E+5	1.0000000E+5
2	1.5000000E+1	1.1250000E+1

1.9.5 部材

部材 番号	格点番号 i－ j	部 材 長 (m)	断面 番号	材質 番号	材端条件 i－ j
1	1－ 2	2.0000	1	1	剛結－剛結
2	2－ 3	2.4000	2	1	剛結－剛結
3	3－ 4	0.6000	1	1	剛結－剛結
4	4－ 5	0.6000	1	1	剛結－剛結
5	5－ 6	2.4000	2	1	剛結－剛結
6	6－ 7	2.0000	1	1	剛結－剛結
7	2－ 8	1.5000	1	1	剛結－剛結
8	6－ 9	1.5000	1	1	剛結－剛結
9	4－ 10	1.5000	1	1	剛結－剛結

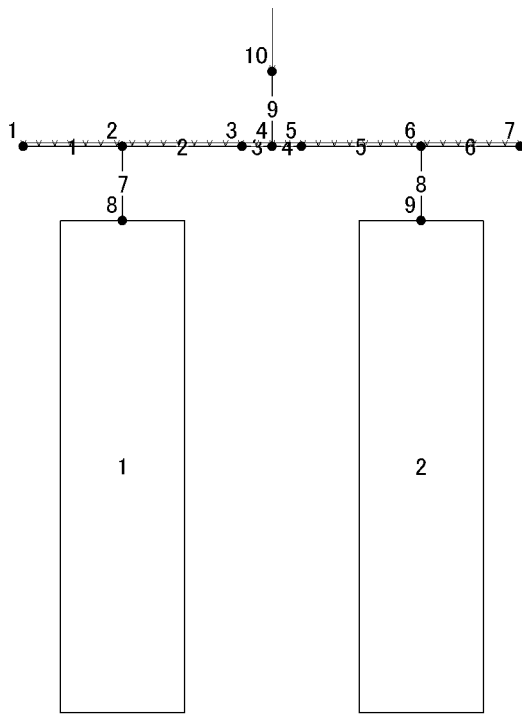
1.9.6 着目点

等分割着目点

No	部 開始番号	材 終了番号	等分割数
1	1	2	2

1.9.7 荷重データ（許容応力度法）

◇荷重ケース [1] : 常時



・部材分布荷重

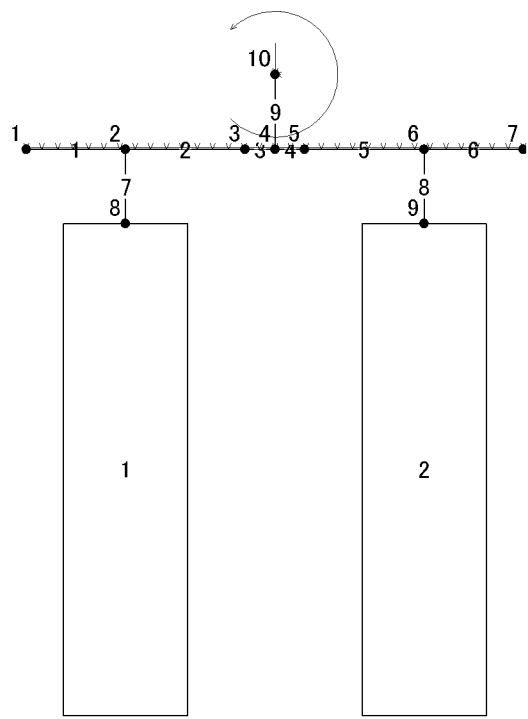
荷 重 名 称	荷重種別	載荷開始 部材番号	載荷終了 部材番号	i端側 荷重強度 (kN/m, kN・m/m)	j端側 荷重強度 (kN/m, kN・m/m)	i端側 載荷位置 (m)	j端側 載荷位置 (m)
底版自重(鉛直)	部材直角方向	1	6	-379.75	-379.75	0.000	0.000

・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)
柱基部作用力	10	0.00	-7024.50	0.00

荷重合計 $\Sigma P_x=0.00$ kN $\Sigma P_y=-10822.00$ kN

◇荷重ケース [2] : 地震時



・部材分布荷重

荷 重 名 称	荷重種別	載荷開始 部材番号	載荷終了 部材番号	i端側 荷重強度 (kN/m, kN・m/m)	j端側 荷重強度 (kN/m, kN・m/m)	i端側 載荷位置 (m)	j端側 載荷位置 (m)
底版自重(鉛直)	部材直角方向	1	6	-379.75	-379.75	0.000	0.000
底版自重(慣性力)	部材軸方向	1	6	-119.06	-119.06	0.000	0.000

・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)
柱基部作用力	10	-1464.05	-7132.73	14576.33

荷重合計 $\Sigma P_x = -2654.60 \text{ kN}$ $\Sigma P_y = -10930.23 \text{ kN}$

1.9.8 荷重データ（レベル2地震時）

柱基部格点No. : 10

荷重作用位置

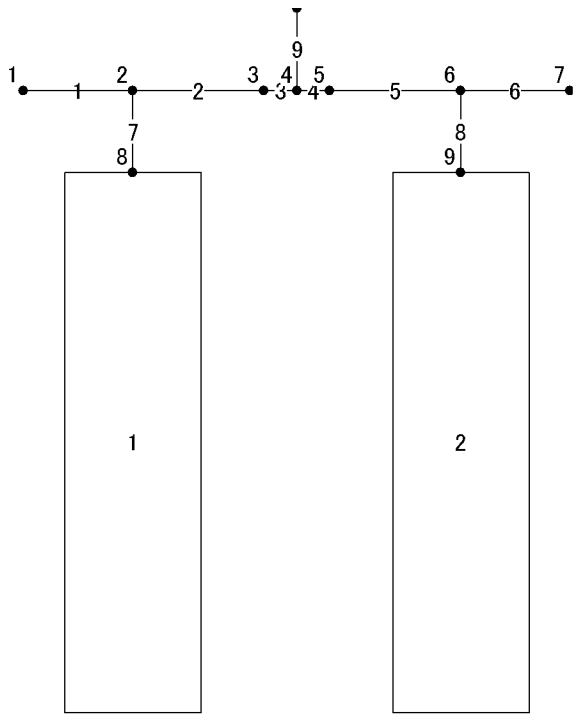
柱基部格点から上部構造慣性力作用位置までの高さ $y_U = 12.000$ (m)

柱基部格点からWP重心位置までの高さ $y_P = 6.843$ (m)

M-φ算出用の杭軸力(kN)

杭番号	地震動タイプI		地震動タイプII	
	ケース 1	ケース 2	ケース 1	ケース 2
1	5418.62	----	5418.62	----
2	0.00	----	0.00	----

◇[1]タイプI地震動ーケース 1



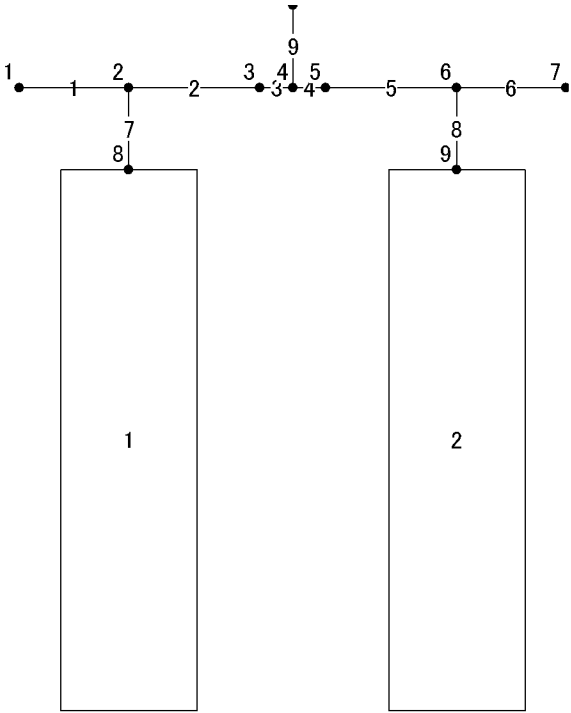
・部材分布荷重

荷 重 名 称	荷重属性	荷重種別	載荷開始部材番号	載荷終了部材番号	i端側荷重強度(kN/m, kN・m/m)	j端側荷重強度(kN/m, kN・m/m)	i端側載荷位置(m)	j端側載荷位置(m)
底版自重(鉛直)	固定	部材直角方向 部材軸方向	1	6	-379.75	-379.75	0.000	0.000
底版自重(慣性力)	変動 2		1	6	-297.64	-297.64	0.000	0.000

・格点集中荷重

荷 重 名 称	荷重属性	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)
柱基部荷重	固定 変動 1	10	0.00	-7039.74	0.00
柱基部荷重		10	-10117.30	0.00	102067.63

◇[2]タイプII地震動一ケース 1



・部材分布荷重

荷 重 名 称	荷重属性	荷重種別	載荷開始部材番号	載荷終了部材番号	i端側荷重強度(kN/m, kN・m/m)	j端側荷重強度(kN/m, kN・m/m)	i端側載荷位置(m)	j端側載荷位置(m)
底版自重(鉛直)	固定	部材直角方向	1	6	-379.75	-379.75	0.000	0.000
底版自重(慣性力)	変動 2	部材軸方向	1	6	-476.22	-476.22	0.000	0.000

・格点集中荷重

荷 重 名 称	荷重属性	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)
柱基部荷重	固定	10	0.00	-7039.74	0.00
柱基部荷重	変動 1	10	-10117.30	0.00	102067.63

1.10 杭頭接合計算

杭番号	垂直有効厚さ h(mm)
1	2900
2	2900

仮想鉄筋コンクリート断面直径 $D_o = 2900$

定着長の計算式 $L_o = \sigma_{sa} / (4 \tau_{oa}) \cdot \phi$

1.11 フーチングデータ

1.11.1 照査位置及び配筋

■設計方向1(橋軸方向)

フーチング照査幅の取扱い 杭列単位幅

側面かぶり = 150.0 mm

(1)曲げモーメントに対する照査

[1]位置L = 2.000 m

名称 : 杭1

部材No: 1 i端からの距離 = 2.000 m

部材幅 B = 5000.0 mm

部材高 H = 3000.0 mm

鉄筋No	位置指定	位置(cm)	鉄筋径(mm)	ピッチ(mm)
1	上縁かぶり	15.0	D32	250
2	下縁かぶり	25.0	D32	250

[2]位置L = 3.650 m

名称 : 柱左端

部材No: 2 i端からの距離 = 1.650 m

部材幅 B = 5000.0 mm

部材高 H = 3000.0 mm

鉄筋No	位置指定	位置(cm)	鉄筋径(mm)	ピッチ(mm)
1	上縁かぶり	15.0	D32	250
2	下縁かぶり	25.0	D32	250

[3]位置L = 6.350 m

名称 : 柱右端

部材No: 5 i端からの距離 = 0.750 m

部材幅 B = 5000.0 mm

部材高 H = 3000.0 mm

鉄筋No	位置指定	位置(cm)	鉄筋径(mm)	ピッチ(mm)
1	上縁かぶり	15.0	D32	250
2	下縁かぶり	25.0	D32	250

[4]位置L = 8.000 m

名称 : 杭2

部材No: 5 i端からの距離 = 2.400 m

部材幅 B = 5000.0 mm

部材高 H = 3000.0 mm

鉄筋No	位置指定	位置 (cm)	鉄筋径 (mm)	ピッチ (mm)
1	上縁かぶり	15.0	D32	250
2	下縁かぶり	25.0	D32	250

(2)せん断力に対する照査

[1]位置L = 2.000 m

名称 : 杭1

部材No: 1 i端からの距離 = 2.000 m

部材幅 B = 5000.0 mm

部材高 H = 3000.0 mm

スターラップ

鉄筋径 (mm)	幅1(m)辺りの鉄筋本数	間隔 (cm)
D16	1.00	100.0

[2]位置L = 2.150 m

名称 : 1/2H位置(左)

部材No: 2 i端からの距離 = 0.150 m

部材幅 B = 5000.0 mm

部材高 H = 3000.0 mm

スターラップ

鉄筋径 (mm)	幅1(m)辺りの鉄筋本数	間隔 (cm)
D16	1.00	100.0

[3]位置L = 7.850 m

名称 : 1/2H位置(右)

部材No: 5 i端からの距離 = 2.250 m

部材幅 B = 5000.0 mm

部材高 H = 3000.0 mm

スターラップ

鉄筋径 (mm)	幅1(m)辺りの鉄筋本数	間隔 (cm)
D16	1.00	100.0

[4]位置L = 8.000 m

名称 : 杭2

部材No: 5 i端からの距離 = 2.400 m

部材幅 B = 5000.0 mm

部材高 H = 3000.0 mm

スターラップ

鉄筋径 (mm)	幅1(m)辺りの鉄筋本数	間隔 (cm)
D16	1.00	100.0

■設計方向2(橋軸直角方向)

フーチング照査幅の取扱い 杭列単位幅

側面かぶり = 150.0 mm

(1)曲げモーメントに対する照査

[1]位置L = 2.000 m

名称 : 杭1

部材No: 1 i端からの距離 = 2.000 m

部材幅 B = 5000.0 mm

部材高 H = 3000.0 mm

鉄筋No	位置指定	位置(cm)	鉄筋径(mm)	ピッチ(mm)
1	上縁かぶり	15.0	D32	250
2	下縁かぶり	25.0	D32	250

[2]位置L = 2.750 m

名称 : 柱左端

部材No: 2 i端からの距離 = 0.750 m

部材幅 B = 5000.0 mm

部材高 H = 3000.0 mm

鉄筋No	位置指定	位置(cm)	鉄筋径(mm)	ピッチ(mm)
1	上縁かぶり	15.0	D32	250
2	下縁かぶり	25.0	D32	250

[3]位置L = 7.250 m

名称 : 柱右端

部材No: 6 i端からの距離 = 0.750 m

部材幅 B = 5000.0 mm

部材高 H = 5000.0 mm

鉄筋No	位置指定	位置(cm)	鉄筋径(mm)	ピッチ(mm)
1	上縁かぶり	15.0	D32	250
2	下縁かぶり	25.0	D32	250

[4]位置L = 8.000 m

名称 : 杭2

部材No: 6 i端からの距離 = 1.500 m

部材幅 B = 5000.0 mm

部材高 H = 5000.0 mm

鉄筋No	位置指定	位置(cm)	鉄筋径(mm)	ピッチ(mm)
1	上縁かぶり	15.0	D32	250
2	下縁かぶり	25.0	D32	250

(2)せん断力に対する照査

[1]位置L = 9.750 m

名称 : 1/2H位置(右)

部材No: 7 i端からの距離 = 1.750 m

部材幅 B = 5000.0 mm

部材高 H = 4125.0 mm

スターラップ

鉄筋径(mm)	幅1(m)辺りの鉄筋本数	間隔(cm)
D16	1.00	100.0

1.11.2 片持ち梁照査

■設計方向1(橋軸方向)

許容応力度法

ケース数 : 2

ケース	qL1 (kN/m ²)	qL2 (kN/m ²)	qR2 (kN/m ²)	qR1 (kN/m ²)
1	0.00	0.00	0.00	0.00
2	0.00	0.00	0.00	0.00

レベル2 地震時

ケース数 : 2

ケース	qL1 (kN/m ²)	qL2 (kN/m ²)	qR2 (kN/m ²)	qR1 (kN/m ²)
I-1	0.00	0.00	0.00	0.00
II-1	0.00	0.00	0.00	0.00

■設計方向2(橋軸直角方向)

許容応力度法

ケース数 : 2

ケース	qL1 (kN/m ²)	qL2 (kN/m ²)	qR2 (kN/m ²)	qR1 (kN/m ²)
1	0.00	0.00	0.00	0.00
2	0.00	0.00	0.00	0.00

レベル2 地震時

ケース数 : 2

ケース	qL1 (kN/m ²)	qL2 (kN/m ²)	qR2 (kN/m ²)	qR1 (kN/m ²)
I-1	0.00	0.00	0.00	0.00
II-1	0.00	0.00	0.00	0.00

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 α_k を乗じます。

常時、暴風時、レベル1地震時 $\alpha_k = 1.5$

レベル2地震時 $\alpha_k = 1.5$

- ・水平方向地盤反力係数

層番号 i	k_{Ho} (kN/m ³)	k_H (kN/m ³)
1	133333	20765
2	933333	145355

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

$$k_{Ho} = 1 / 0.3 \cdot \alpha \cdot E_o$$

ここに、

k_H ; 水平方向地盤反力係数(kN/m³)

k_{Ho} ; 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)

$\alpha \cdot E_o$; 地盤の変形係数(kN/m²)

B_H ; 基礎の換算載荷幅 (= 3.580m)は、以下のように算出する
 $1/\beta$ を 5.128mと仮定すると、

$$k_{Ho}' = \frac{\sum k_{Hoi} \cdot l_i}{1/\beta} = 712415 \text{ kN/m}^3$$

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

$$= 3.580\text{m}$$

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

$$\beta = 4 \sqrt{\frac{k_H \cdot D}{4 \cdot E \cdot I}} = 0.1950\text{m}^{-1} \rightarrow 1/\beta = 5.128\text{m}$$

ただし、 $D = 2.500\text{m}$ 、 $E = 2.500 \times 10^7 \text{kN/m}^2$ 、 $I = \pi \cdot D^4 / 64 = 1.9175\text{m}^4$

・底面の鉛直方向地盤反力係数

$$k_v = 190293 \text{ kN/m}^3$$

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

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

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.

$\alpha \cdot E_0$; 地盤の変形係数(kN/m^2)

・底面の水平方向せん断ばね定数

$$k_s = 57088 \text{ kN/m}^3$$

$$k_s = \lambda \cdot k_v$$

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)

λ ; 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

$$k_{SHD} = 0.6 \times k_{H1}$$

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_{H1} ; 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

$$k_{SVB} = 0.3 \times k_{H1}$$

$$k_{SVD} = 0.3 \times k_{H1}$$

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)

杭番号 2

- ・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 α_k を乗じます。

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

- ・水平方向地盤反力係数

層番号 i	k_{Ho} (kN/m ³)	k_H (kN/m ³)
1	133333	20765
2	933333	145355

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

$$k_{Ho} = 1 / 0.3 \cdot \alpha \cdot E_o$$

ここに、

k_H ; 水平方向地盤反力係数(kN/m³)

k_{Ho} ; 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)

$\alpha \cdot E_o$; 地盤の変形係数(kN/m²)

B_H ; 基礎の換算載荷幅 (= 3.580m)は、以下のように算出する
 $1/\beta$ を 5.128mと仮定すると、

$$k_{Ho}' = \frac{\sum k_{Ho i} \cdot l_i}{1/\beta} = 712415 \text{ kN/m}^3$$

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

$$= 3.580\text{m}$$

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

$$\beta = 4 \sqrt{\frac{k_H \cdot D}{4 \cdot E \cdot I}} = 0.1950\text{m}^{-1} \rightarrow 1/\beta = 5.128\text{m}$$

ただし、 $D = 2.500\text{m}$ 、 $E = 2.500 \times 10^7 \text{kN/m}^2$ 、 $I = \pi \cdot D^4 / 64 = 1.9175\text{m}^4$

・底面の鉛直方向地盤反力係数

$$k_v = 190293 \text{ kN/m}^3$$

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

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

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.

$\alpha \cdot E_0$; 地盤の変形係数(kN/m^2)

・底面の水平方向せん断ばね定数

$$k_s = 57088 \text{ kN/m}^3$$

$$k_s = \lambda \cdot k_v$$

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)

λ ; 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

$$k_{SHD} = 0.6 \times k_{H1}$$

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_{H1} ; 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

$$k_{SVB} = 0.3 \times k_{H1}$$

$$k_{SVD} = 0.3 \times k_{H1}$$

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 α_k を乗じます。

常時、暴風時、レベル1地震時 $\alpha_k = 1.5$

レベル2地震時 $\alpha_k = 1.5$

- ・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

$$k_H' = 0 \quad (0 \leq \alpha_H < 0.5)$$

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

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

ただし、水平地盤での k_H は隣接杭の影響を考慮し、次式にて求める

$$k_H = \mu \cdot k_{H0}$$

ここに、

μ ; 水平方向地盤反力係数の低減係数

$$\mu = 1 / 6 \cdot \sqrt{\left\{ \left(\frac{P1}{D1} + 1 \right) \cdot \left(\frac{P2}{D2} + 1 \right) \right\}} = 0.567$$

D1 ; 深礎基礎の杭幅(計算方向) = 2.500 m

D2 ; 深礎基礎の杭幅(計算直角方向) = 2.500 m

P1 ; 隣接基礎との中心間隔(計算方向) = 6.000 m

P2 ; 隣接基礎との中心間隔(計算直角方向) = 6.000 m

水平ばね値は、次式で求める

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

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 $0.8 \times D$)

ΔL ; 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 $\alpha_H = l/D$	地盤反力係数 k_H' (kN/m ³)	水平ばね値(基本値)
					K_H (kN/m)
0.000	1 2	2500.000	1000.0000	11767	5883
0.500	1 2	∞	∞	11767	11767
1.000	1 2	∞	∞	11767	11767
1.500	1 2	∞ ∞	∞ ∞	11767 82368	82368
2.000	1 2	∞ ∞	∞ ∞	11767 82368	82368
2.500	1 2	∞ ∞	∞ ∞	11767 82368	82368
3.000	1 2	∞ ∞	∞ ∞	11767 82368	82368

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 $\alpha_H = l/D$	地盤反力係数 k_H' (kN/m ³)	水平ばね値(基本値)
					K_H (kN/m)
3.500	1 2	∞ ∞	∞ ∞	11767 82368	82368
4.000	1 2	∞ ∞	∞ ∞	11767 82368	82368
4.500	1 2	∞ ∞	∞ ∞	11767 82368	82368
5.000	1 2	∞ ∞	∞ ∞	11767 82368	82368
5.500	1 2	∞ ∞	∞ ∞	11767 82368	82368
6.000	1 2	∞ ∞	∞ ∞	11767 82368	82368
6.500	1 2	∞ ∞	∞ ∞	11767 82368	82368
7.000	1 2	∞ ∞	∞ ∞	11767 82368	82368
7.500	1 2	∞ ∞	∞ ∞	11767 82368	82368
8.000	1 2	∞ ∞	∞ ∞	11767 82368	82368
8.500	1 2	∞ ∞	∞ ∞	11767 82368	82368
9.000	1 2	∞ ∞	∞ ∞	11767 82368	82368
9.500	1 2	∞ ∞	∞ ∞	11767 82368	74131
9.900	1 2	∞ ∞	∞ ∞	11767 82368	32947

・底面鉛直ばね

$$K_v = 934098 \text{ kN/m}$$

$$K_v = k_v \cdot A$$

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($= \pi \cdot D^2 / 4 = 4.909\text{E}+000\text{m}^2$)

・底面回転ばね

$$K_R = 364882 \text{ kN} \cdot \text{m/rad}$$

$$K_R = k_v \cdot I$$

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($= \pi \cdot D^4 / 64 = 1.917\text{E}+000\text{m}^4$)

・底面せん断ばね

$$K_s = 280230 \text{ kN/m}$$

$$K_s = k_s \cdot A$$

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($= \pi \cdot D^2 / 4 = 4.909\text{E}+000\text{m}^2$)

※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.

杭番号 2

- ・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 α_k を乗じます。

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

- ・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

$$\begin{aligned} k_H' &= 0 & (0 \leq \alpha_H < 0.5) \\ k_H' &= (0.3 \cdot \log_{10} \alpha_H + 0.7) \cdot k_H & (0.5 \leq \alpha_H \leq 10) \\ k_H' &= k_H & (\alpha_H > 10) \end{aligned}$$

ただし、水平地盤での k_H は隣接杭の影響を考慮し、次式にて求める

$$k_H = \mu \cdot k_{H0}$$

ここに、

μ ; 水平方向地盤反力係数の低減係数

$$\mu = 1 / 6 \cdot \sqrt{\left\{ \left(\frac{P1}{D1} + 1 \right) \cdot \left(\frac{P2}{D2} + 1 \right) \right\}} = 0.567$$

D1 ; 深礎基礎の杭幅(計算方向) = 2.500 m

D2 ; 深礎基礎の杭幅(計算直角方向) = 2.500 m

P1 ; 隣接基礎との中心間隔(計算方向) = 6.000 m

P2 ; 隣接基礎との中心間隔(計算直角方向) = 6.000 m

水平ばね値は、次式で求める

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

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 $0.8 \times D$)

ΔL ; 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 $\alpha_H = l/D$	地盤反力係数 k_H' (kN/m ³)	水平ばね値(基本値)
					K_H (kN/m)
0.000	1 2	2500.000	1000.0000	11767	5883
0.500	1 2	∞	∞	11767	11767
1.000	1 2	∞	∞	11767	11767
1.500	1 2	∞ ∞	∞ ∞	11767 82368	82368
2.000	1 2	∞ ∞	∞ ∞	11767 82368	82368
2.500	1 2	∞ ∞	∞ ∞	11767 82368	82368
3.000	1 2	∞ ∞	∞ ∞	11767 82368	82368
3.500	1 2	∞ ∞	∞ ∞	11767 82368	82368

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 $\alpha_H = l/D$	地盤反力係数 k_H' (kN/m ³)	水平ばね値(基本値)
					K_H (kN/m)
4.000	1 2	∞ ∞	∞ ∞	11767 82368	82368
4.500	1 2	∞ ∞	∞ ∞	11767 82368	82368
5.000	1 2	∞ ∞	∞ ∞	11767 82368	82368
5.500	1 2	∞ ∞	∞ ∞	11767 82368	82368
6.000	1 2	∞ ∞	∞ ∞	11767 82368	82368
6.500	1 2	∞ ∞	∞ ∞	11767 82368	82368
7.000	1 2	∞ ∞	∞ ∞	11767 82368	82368
7.500	1 2	∞ ∞	∞ ∞	11767 82368	82368
8.000	1 2	∞ ∞	∞ ∞	11767 82368	82368
8.500	1 2	∞ ∞	∞ ∞	11767 82368	82368
9.000	1 2	∞ ∞	∞ ∞	11767 82368	82368
9.500	1 2	∞ ∞	∞ ∞	11767 82368	74131
9.900	1 2	∞ ∞	∞ ∞	11767 82368	32947

・底面鉛直ばね

$$K_v = 934098 \text{ kN/m}$$

$$K_v = k_v \cdot A$$

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($= \pi \cdot D^2 / 4 = 4.909\text{E}+000\text{m}^2$)

・底面回転ばね

$$K_R = 364882 \text{ kN} \cdot \text{m/rad}$$

$$K_R = k_v \cdot I$$

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($= \pi \cdot D^4 / 64 = 1.917\text{E}+000\text{m}^4$)

・底面せん断ばね

$$K_s = 280230 \text{ kN/m}$$

$$K_s = k_s \cdot A$$

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($= \pi \cdot D^2 / 4 = 4.909\text{E}+000\text{m}^2$)

※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

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

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

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)

α_B ; 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(= 8126.3kN/m²)

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

C ; 深礎底面より下にある地盤の粘着力(= 110.0kN/m²)

γ_1 ; 深礎底面より下にある地盤の単位重量(= 20.00kN/m³)

γ_2 ; 深礎底面より上にある地盤の単位重量(= 19.71kN/m³)

D ; 深礎底面の直径(= 2.500m)

D_f ; 仮想水平地盤から深礎の有効根入れ深さ(= 9.900m)

N_c ; 支持力係数(= 30.1)

N_γ ; 支持力係数(= 15.0)

N_q ; 支持力係数(= 18.4)

σ_{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)

基礎の有効根入れ比(= L_e/D)により算出

L_e ; 仮想水平地盤から深礎の有効根入れ深さ(= 9.900m)

岩盤の種類		最大地盤反力度 $q_{\max}$ (kN/m ²)	
		$L_e/D < 1.0$	$L_e/D \geq 1.0$
硬岩	亀裂少	2,500	2,500
	亀裂多	1,000	
軟岩		600	2,000

＊ 暴風時及びレベル1地震時の際の上限値は、常時の値の5割り増しとなります。

[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)	σ_{ca} (kN/m ²)	$q_{\max}$ (kN/m ²)	q 採用値 (kN/m ²)
1 常時	3.0	8126	2839	6500	2000	2000
2 地震時	2.0	8126	4161	9750	3000	3000

[レベル2地震時]

n	q_d (kN/m ²)	q_{a0} (kN/m ²)	σ_{ck} (kN/m ²)	$q_{\max}$ (kN/m ²)	q 採用値 (kN/m ²)
1.0	8126	8126	24000	6000	6000

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。

杭番号 2

・底面の許容鉛直地盤反力度

$$q_a = q_{ao} \leq \min(\sigma_{ca}, q_{\max})$$

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

ここに,

q_a ; 許容鉛直支持力度(kN/m²)

q_{ao} ; 仮想水平地盤面での許容鉛直支持力度(kN/m²)

α_B ; 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(= 8126.3kN/m²)

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

C ; 深礎底面より下にある地盤の粘着力(= 110.0kN/m²)

γ_1 ; 深礎底面より下にある地盤の単位重量(= 20.00kN/m³)

γ_2 ; 深礎底面より上にある地盤の単位重量(= 19.71kN/m³)

D ; 深礎底面の直径(= 2.500m)

D_f ; 仮想水平地盤から深礎の有効根入れ深さ(= 9.900m)

N_c ; 支持力係数(= 30.1)

N_γ ; 支持力係数(= 15.0)

N_q ; 支持力係数(= 18.4)

σ_{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)

基礎の有効根入れ比(= L_e/D)により算出

L_e ; 仮想水平地盤から深礎の有効根入れ深さ(= 9.900m)

岩盤の種類		最大地盤反力度 $q_{\max}$ (kN/m ²)	
		$L_e/D < 1.0$	$L_e/D \geq 1.0$
硬岩	亀裂少	2,500	2,500
	亀裂多	1,000	
軟岩		600	2,000

＊ 暴風時及びレベル1地震時の際の上限値は、常時の値の5割り増しとなります。

[常時・レベル1地震時]

荷重ケース	n	q_d (kN/m ²)	q_{ao} (kN/m ²)	σ_{ca} (kN/m ²)	$q_{\max}$ (kN/m ²)	q_a 採用値 (kN/m ²)
1 常時	3.0	8126	2839	6500	2000	2000
2 地震時	2.0	8126	4161	9750	3000	3000

[レベル2地震時]

n	q_d (kN/m ²)	q_{ao} (kN/m ²)	σ_{ck} (kN/m ²)	$q_{\max}$ (kN/m ²)	q_a 採用値 (kN/m ²)
1.0	8126	8126	24000	6000	6000

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

$$H_a = H_u / n$$

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

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)

ϕ_b ; 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)	$\tan \phi_b$	H_u (kN)	H_a (kN)
1 常時	1.5	0	4.9087	3659.91	0.6000	2195.95	1463.97
2 地震時	1.2	0	4.9087	5532.16	0.6000	3319.30	2766.08

杭番号 2

荷重ケース	n	C_B (kN/m ²)	A_e (m ²)	V (kN)	$\tan\phi_B$	H_u (kN)	H_a (kN)
1 常時	1.5	0	4.9087	3658.67	0.6000	2195.20	1463.47
2 地震時	1.2	0	4.9087	924.78	0.6000	554.87	462.39

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)

α ; 極限水平支持力を与えるすべり角(度)

ϕ ; 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) = α

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}	$C_{res} = C$	$0 \leq C_{res} \leq 1/3C$
摩擦角 ϕ_{res}	$\phi_{res} = \phi$	$\phi_{res} = 2/3 \cdot \phi$

硬岩の粘着力 C_{res} $1/3 \times C$

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 α (度)	ひろが り角 β (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	57.0	40.0	10.44	3.002	20.49	20.49
1.000	56.0	40.0	46.71	7.154	95.76	95.76
1.500	56.0	40.0	119.88	12.594	331.52	331.52
2.000	56.0	40.0	237.91	18.742	1254.04	1254.04
2.500	56.0	40.0	406.81	24.939	2572.45	2572.45
3.000	56.0	40.0	620.97	30.193	4224.33	4224.33
3.500	56.0	40.0	881.75	36.119	6119.55	6119.55
4.000	60.0	40.0	1416.28	48.166	7888.41	7888.41
4.500	59.0	40.0	1768.15	53.168	9852.00	9852.00
5.000	58.0	40.0	2145.41	57.713	12054.09	12054.09
5.500	62.0	40.0	3091.42	69.229	14298.34	14298.34
6.000	63.0	40.0	3864.43	77.257	16381.14	16381.14
6.500	63.0	40.0	4564.81	83.480	18548.12	18548.12
7.000	63.0	40.0	5320.65	89.703	20800.49	20800.49
7.500	63.0	40.0	6131.93	95.926	23138.24	23138.24
8.000	63.0	40.0	6998.66	102.149	25561.37	25561.37
8.500	63.0	40.0	7920.84	108.373	28069.89	28069.89
9.000	63.0	40.0	8898.47	114.596	30663.79	30663.79
9.500	63.0	40.0	9931.55	120.819	33343.07	33343.07
9.900	63.0	40.0	10797.93	125.797	35547.97	35547.97

常時

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_p	P_p (kN/m ²)	α_p	P_{lu} (kN/m ²)	R_{qp} (kN)
0.000	4.143300	0.00	1.000	0.00	0.00
0.500	4.143300	37.29	1.125	41.95	26.22
1.000	4.143300	74.58	1.250	93.22	110.70
1.500	4.143300	560.38	1.375	770.52	393.12
2.000	4.143300	601.81	1.500	902.72	1438.89
2.500	4.143300	643.24	1.625	1045.27	2656.38
3.000	4.143300	684.68	1.750	1198.18	4058.54
3.500	4.143300	726.11	1.875	1361.45	5658.31
4.000	4.143300	767.54	2.000	1535.08	7468.65
4.500	4.143300	808.98	2.125	1719.07	9502.50
5.000	4.143300	850.41	2.250	1913.42	11772.81
5.500	4.143300	891.84	2.375	2118.12	14292.52
6.000	4.143300	933.27	2.500	2333.19	17074.59
6.500	4.143300	974.71	2.625	2558.61	20131.96
7.000	4.143300	1016.14	2.750	2794.39	23477.58
7.500	4.143300	1057.57	2.875	3040.52	27124.39
8.000	4.143300	1099.01	3.000	3297.02	31085.36
8.500	4.143300	1140.44	3.000	3421.32	35284.32
9.000	4.143300	1181.87	3.000	3545.62	39638.65
9.500	4.143300	1223.31	3.000	3669.92	44148.36
9.900	4.143300	1256.45	3.000	3769.35	47867.99

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	20.49	26.22	20.49
1.000	95.76	110.70	95.76
1.500	331.52	393.12	331.52
2.000	1254.04	1438.89	1254.04
2.500	2572.45	2656.38	2572.45
3.000	4224.33	4058.54	4058.54
3.500	6119.55	5658.31	5658.31
4.000	7888.41	7468.65	7468.65
4.500	9852.00	9502.50	9502.50
5.000	12054.09	11772.81	11772.80
5.500	14298.34	14292.52	14292.52
6.000	16381.14	17074.59	16381.14
6.500	18548.12	20131.96	18548.12
7.000	20800.49	23477.58	20800.49
7.500	23138.24	27124.39	23138.24
8.000	25561.37	31085.36	25561.37
8.500	28069.89	35284.32	28069.89
9.000	30663.79	39638.65	30663.78
9.500	33343.07	44148.36	33343.07
9.900	35547.97	47867.99	35547.97

前面 深さ Z(m)	すべり土塊 R _o (kN)	水 平 地 盤 R _o (=R _{ap}) (kN)	決 定 値 R _o (kN)	受働土圧 (kN/m)
0.000	0.00	0.00	0.00	
				40.98
0.500	20.49	26.22	20.49	
				150.54
1.000	95.76	110.70	95.76	
				471.52
1.500	331.52	393.12	331.52	
				1845.04
2.000	1254.04	1438.89	1254.04	
				2636.82
2.500	2572.45	2656.38	2572.45	
				2972.18
3.000	4224.33	4058.54	4058.54	
				3199.54
3.500	6119.55	5658.31	5658.31	
				3620.68
4.000	7888.41	7468.65	7468.65	
				4067.70
4.500	9852.00	9502.50	9502.50	
				4540.60
5.000	12054.09	11772.81	11772.80	
				5039.44
5.500	14298.34	14292.52	14292.52	
				4177.24
6.000	16381.14	17074.59	16381.14	
				4333.96
6.500	18548.12	20131.96	18548.12	
				4504.74
7.000	20800.49	23477.58	20800.49	
				4675.50
7.500	23138.24	27124.39	23138.24	
				4846.26
8.000	25561.37	31085.36	25561.37	
				5017.04
8.500	28069.89	35284.32	28069.89	
				5187.78
9.000	30663.79	39638.65	30663.78	
				5358.58
9.500	33343.07	44148.36	33343.07	
				5512.25
9.900	35547.97	47867.99	35547.97	

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)	α_p	P_{lu} (kN/m ²)	R_{qp} (kN)
0.000	3.505157	0.00	1.000	0.00	0.00
0.500	3.505157	31.55	1.125	35.49	22.18
1.000	3.505157	63.09	1.250	78.87	93.65
1.500	3.505157	507.11	1.375	697.28	342.04
2.000	3.505157	542.17	1.500	813.25	1286.12
2.500	3.505157	577.22	1.625	937.98	2380.64
3.000	3.505157	612.27	1.750	1071.47	3636.54
3.500	3.505157	647.32	1.875	1213.72	5064.79
4.000	3.505157	682.37	2.000	1364.74	6676.33
4.500	3.505157	717.42	2.125	1524.52	8482.12
5.000	3.505157	752.47	2.250	1693.07	10493.11
5.500	3.505157	787.53	2.375	1870.37	12720.26
6.000	3.505157	822.58	2.500	2056.44	15174.53
6.500	3.505157	857.63	2.625	2251.28	17866.85
7.000	3.505157	892.68	2.750	2454.87	20808.19
7.500	3.505157	927.73	2.875	2667.23	24009.51
8.000	3.505157	962.78	3.000	2888.35	27481.75
8.500	3.505157	997.84	3.000	2993.51	31157.91
9.000	3.505157	1032.89	3.000	3098.66	34965.51
9.500	3.505157	1067.94	3.000	3203.82	38904.56
9.900	3.505157	1095.98	3.000	3287.94	42150.44

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	20.49	22.18	20.49
1.000	95.76	93.65	93.65
1.500	331.52	342.04	331.52
2.000	1254.04	1286.12	1254.04
2.500	2572.45	2380.64	2380.64
3.000	4224.33	3636.54	3636.54
3.500	6119.55	5064.79	5064.78
4.000	7888.41	6676.33	6676.33
4.500	9852.00	8482.12	8482.12
5.000	12054.09	10493.11	10493.11
5.500	14298.34	12720.26	12720.26
6.000	16381.14	15174.53	15174.52
6.500	18548.12	17866.85	17866.85
7.000	20800.49	20808.19	20800.49
7.500	23138.24	24009.51	23138.24
8.000	25561.37	27481.75	25561.37
8.500	28069.89	31157.91	28069.89
9.000	30663.79	34965.51	30663.78
9.500	33343.07	38904.56	33343.07
9.900	35547.97	42150.44	35547.97

前面 深さ Z(m)	すべり土塊 R _o (kN)	水 平 地 盤 R _o (=R _{ap}) (kN)	決 定 値 R _o (kN)	受働土圧 (kN/m)
0.000	0.00	0.00	0.00	40.98
0.500	20.49	22.18	20.49	146.32
1.000	95.76	93.65	93.65	475.73
1.500	331.52	342.04	331.52	1845.04
2.000	1254.04	1286.12	1254.04	2253.19
2.500	2572.45	2380.64	2380.64	2511.81
3.000	4224.33	3636.54	3636.54	2856.49
3.500	6119.55	5064.79	5064.78	3223.08
4.000	7888.41	6676.33	6676.33	3611.58
4.500	9852.00	8482.12	8482.12	4021.99
5.000	12054.09	10493.11	10493.11	4454.30
5.500	14298.34	12720.26	12720.26	4908.52
6.000	16381.14	15174.53	15174.52	5384.65
6.500	18548.12	17866.85	17866.85	5867.28
7.000	20800.49	20808.19	20800.49	4675.50
7.500	23138.24	24009.51	23138.24	4846.26
8.000	25561.37	27481.75	25561.37	5017.03
8.500	28069.89	31157.91	28069.89	5187.80
9.000	30663.79	34965.51	30663.78	5358.56
9.500	33343.07	38904.56	33343.07	5512.25
9.900	35547.97	42150.44	35547.97	

杭番号 2

・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)

α ; 極限水平支持力を与えるすべり角(度)

ϕ ; 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) = α

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}	$C_{res} = C$	$0 \leq C_{res} \leq 1/3C$
摩擦角 ϕ_{res}	$\phi_{res} = \phi$	$\phi_{res} = 2/3 \cdot \phi$

硬岩の粘着力 C_{res} $1/3 \times C$

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 α (度)	ひろが り角 β (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	57.0	40.0	10.44	3.002	20.49	20.49
1.000	56.0	40.0	46.71	7.154	95.76	95.76
1.500	56.0	40.0	119.88	12.594	331.52	331.52
2.000	56.0	40.0	237.91	18.742	1254.04	1254.04
2.500	56.0	40.0	407.46	25.561	2573.78	2573.78
3.000	56.0	40.0	634.60	33.051	4252.28	4252.28
3.500	56.0	40.0	925.04	41.212	6208.32	6208.32
4.000	55.0	40.0	1224.28	48.218	8449.34	8449.34
4.500	55.0	40.0	1637.12	57.343	10984.45	10984.45
5.000	55.0	40.0	2125.84	67.105	13826.01	13826.01
5.500	55.0	40.0	2695.66	77.505	16985.23	16985.23
6.000	55.0	40.0	3351.81	88.543	20473.29	20473.29
6.500	55.0	40.0	4099.50	100.218	24301.41	24301.41
7.000	54.0	40.0	4707.53	108.292	28470.70	28470.70
7.500	54.0	40.0	5606.97	120.712	32996.92	32996.92
8.000	54.0	40.0	6607.96	133.738	37893.42	37893.42
8.500	54.0	40.0	7715.40	147.372	43171.21	43171.21
9.000	54.0	40.0	8934.20	161.613	48841.34	48841.34
9.500	54.0	40.0	10269.28	176.461	54914.84	54914.84
9.900	54.0	40.0	11424.36	188.776	60071.48	60071.48

常時

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_p	P_p (kN/m ²)	α_p	P_{lu} (kN/m ²)	R_{qp} (kN)
0.000	4.143300	0.00	1.000	0.00	0.00
0.500	4.143300	37.29	1.125	41.95	26.22
1.000	4.143300	74.58	1.250	93.22	110.70
1.500	4.143300	560.38	1.375	770.52	393.12
2.000	4.143300	601.81	1.500	902.72	1438.89
2.500	4.143300	643.24	1.625	1045.27	2656.38
3.000	4.143300	684.68	1.750	1198.18	4058.54
3.500	4.143300	726.11	1.875	1361.45	5658.31
4.000	4.143300	767.54	2.000	1535.08	7468.65
4.500	4.143300	808.98	2.125	1719.07	9502.50
5.000	4.143300	850.41	2.250	1913.42	11772.81
5.500	4.143300	891.84	2.375	2118.12	14292.52
6.000	4.143300	933.27	2.500	2333.19	17074.59
6.500	4.143300	974.71	2.625	2558.61	20131.96
7.000	4.143300	1016.14	2.750	2794.39	23477.58
7.500	4.143300	1057.57	2.875	3040.52	27124.39
8.000	4.143300	1099.01	3.000	3297.02	31085.36
8.500	4.143300	1140.44	3.000	3421.32	35284.32
9.000	4.143300	1181.87	3.000	3545.62	39638.65
9.500	4.143300	1223.31	3.000	3669.92	44148.36
9.900	4.143300	1256.45	3.000	3769.35	47867.99

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	20.49	26.22	20.49
1.000	95.76	110.70	95.76
1.500	331.52	393.12	331.52
2.000	1254.04	1438.89	1254.04
2.500	2573.78	2656.38	2573.78
3.000	4252.28	4058.54	4058.54
3.500	6208.32	5658.31	5658.31
4.000	8449.34	7468.65	7468.65
4.500	10984.45	9502.50	9502.50
5.000	13826.01	11772.81	11772.80
5.500	16985.23	14292.52	14292.52
6.000	20473.29	17074.59	17074.59
6.500	24301.41	20131.96	20131.96
7.000	28470.70	23477.58	23477.58
7.500	32996.92	27124.39	27124.39
8.000	37893.42	31085.36	31085.36
8.500	43171.21	35284.32	35284.32
9.000	48841.34	39638.65	39638.65
9.500	54914.84	44148.36	44148.36
9.900	60071.48	47867.99	47867.99

前面 深さ Z(m)	すべり土塊 R _o (kN)	水 平 地 盤 R _o (=R _{ap}) (kN)	決 定 値 R _o (kN)	受働土圧 (kN/m)
0.000	0.00	0.00	0.00	
				40.98
0.500	20.49	26.22	20.49	
				150.54
1.000	95.76	110.70	95.76	
				471.52
1.500	331.52	393.12	331.52	
				1845.04
2.000	1254.04	1438.89	1254.04	
				2639.48
2.500	2573.78	2656.38	2573.78	
				2969.52
3.000	4252.28	4058.54	4058.54	
				3199.54
3.500	6208.32	5658.31	5658.31	
				3620.68
4.000	8449.34	7468.65	7468.65	
				4067.70
4.500	10984.45	9502.50	9502.50	
				4540.60
5.000	13826.01	11772.81	11772.80	
				5039.44
5.500	16985.23	14292.52	14292.52	
				5564.14
6.000	20473.29	17074.59	17074.59	
				6114.74
6.500	24301.41	20131.96	20131.96	
				6691.24
7.000	28470.70	23477.58	23477.58	
				7293.62
7.500	32996.92	27124.39	27124.39	
				7921.94
8.000	37893.42	31085.36	31085.36	
				8397.92
8.500	43171.21	35284.32	35284.32	
				8708.66
9.000	48841.34	39638.65	39638.65	
				9019.42
9.500	54914.84	44148.36	44148.36	
				9299.07
9.900	60071.48	47867.99	47867.99	

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)	α_p	P_{lu} (kN/m ²)	R_{qp} (kN)
0.000	3.505157	0.00	1.000	0.00	0.00
0.500	3.505157	31.55	1.125	35.49	22.18
1.000	3.505157	63.09	1.250	78.87	93.65
1.500	3.505157	507.11	1.375	697.28	342.04
2.000	3.505157	542.17	1.500	813.25	1286.12
2.500	3.505157	577.22	1.625	937.98	2380.64
3.000	3.505157	612.27	1.750	1071.47	3636.54
3.500	3.505157	647.32	1.875	1213.72	5064.79
4.000	3.505157	682.37	2.000	1364.74	6676.33
4.500	3.505157	717.42	2.125	1524.52	8482.12
5.000	3.505157	752.47	2.250	1693.07	10493.11
5.500	3.505157	787.53	2.375	1870.37	12720.26
6.000	3.505157	822.58	2.500	2056.44	15174.53
6.500	3.505157	857.63	2.625	2251.28	17866.85
7.000	3.505157	892.68	2.750	2454.87	20808.19
7.500	3.505157	927.73	2.875	2667.23	24009.51
8.000	3.505157	962.78	3.000	2888.35	27481.75
8.500	3.505157	997.84	3.000	2993.51	31157.91
9.000	3.505157	1032.89	3.000	3098.66	34965.51
9.500	3.505157	1067.94	3.000	3203.82	38904.56
9.900	3.505157	1095.98	3.000	3287.94	42150.44

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	20.49	22.18	20.49
1.000	95.76	93.65	93.65
1.500	331.52	342.04	331.52
2.000	1254.04	1286.12	1254.04
2.500	2573.78	2380.64	2380.64
3.000	4252.28	3636.54	3636.54
3.500	6208.32	5064.79	5064.78
4.000	8449.34	6676.33	6676.33
4.500	10984.45	8482.12	8482.12
5.000	13826.01	10493.11	10493.11
5.500	16985.23	12720.26	12720.26
6.000	20473.29	15174.53	15174.52
6.500	24301.41	17866.85	17866.85
7.000	28470.70	20808.19	20808.19
7.500	32996.92	24009.51	24009.51
8.000	37893.42	27481.75	27481.75
8.500	43171.21	31157.91	31157.91
9.000	48841.34	34965.51	34965.51
9.500	54914.84	38904.56	38904.56
9.900	60071.48	42150.44	42150.44

前面 深さ Z(m)	すべり土塊 R _o (kN)	水 平 地 盤 R _o (=R _{ap}) (kN)	決 定 値 R _o (kN)	受働土圧 (kN/m)
0.000	0.00	0.00	0.00	
				40.98
0.500	20.49	22.18	20.49	
				146.32
1.000	95.76	93.65	93.65	
				475.73
1.500	331.52	342.04	331.52	
				1845.04
2.000	1254.04	1286.12	1254.04	
				2253.19
2.500	2573.78	2380.64	2380.64	
				2511.81
3.000	4252.28	3636.54	3636.54	
				2856.49
3.500	6208.32	5064.79	5064.78	
				3223.08
4.000	8449.34	6676.33	6676.33	
				3611.58
4.500	10984.45	8482.12	8482.12	
				4021.99
5.000	13826.01	10493.11	10493.11	
				4454.30
5.500	16985.23	12720.26	12720.26	
				4908.52
6.000	20473.29	15174.53	15174.52	
				5384.65
6.500	24301.41	17866.85	17866.85	
				5882.69
7.000	28470.70	20808.19	20808.19	
				6402.63
7.500	32996.92	24009.51	24009.51	
				6944.48
8.000	37893.42	27481.75	27481.75	
				7352.32
8.500	43171.21	31157.91	31157.91	
				7615.21
9.000	48841.34	34965.51	34965.51	
				7878.10
9.500	54914.84	38904.56	38904.56	
				8114.69
9.900	60071.48	42150.44	42150.44	

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 $f = \min[5N, (C + p_o \cdot \tan \phi)] \leq 200$ (kN/m²)

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

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

; 硬岩

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

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

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

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	0.00	-----
0.500	0.00	-----
1.000	0.00	-----
1.500	0.00	-----
2.000	0.00	-----
2.500	123.51	-----
3.000	126.40	-----
3.500	129.28	-----
4.000	132.17	-----
4.500	135.06	-----
5.000	137.94	-----
5.500	140.83	-----
6.000	143.72	-----
6.500	146.60	-----
7.000	149.49	-----
7.500	152.38	-----
8.000	155.26	-----

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	158.15	-----
9.000	161.04	-----
9.500	163.92	-----
9.900	166.23	-----

杭番号 2

・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 $f = \min[5N, (C + p_o \cdot \tan \phi)] \leq 200$ (kN/m²)

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

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

; 硬岩

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

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

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

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	0.00	-----
0.500	0.00	-----
1.000	0.00	-----
1.500	0.00	-----
2.000	0.00	-----
2.500	123.63	-----
3.000	126.51	-----
3.500	129.40	-----
4.000	132.29	-----
4.500	135.17	-----
5.000	138.06	-----
5.500	140.95	-----
6.000	143.83	-----
6.500	146.72	-----
7.000	149.61	-----
7.500	152.49	-----
8.000	155.38	-----
8.500	158.27	-----
9.000	161.15	-----

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）
9.500	164.04	-----
9.900	166.35	-----

3章 許容応力度法

3.1 計算結果一覧

杭番号 1

荷重ケース			1	2	
水平変位	δ	mm	0.0	-2.0	
	δ a	mm	25.0	25.0	
	判定		OK	OK	
地盤反力度	qmax	kN/m ²	749	1158	
	qa	kN/m ²	2000	3000	
	判定		OK	OK	
せん断抵抗力	H	kN	1.6	312.7	
	Ha	kN	1464.0	3228.5	
	判定		OK	OK	
杭体応力度	曲げ照査	σ c	N/mm ²	1.6	4.0
		σ ca	N/mm ²	8.0	12.0
		判定		OK	OK
		σ s	N/mm ²	-9.5	5.8
		σ sa	N/mm ²	160.0	300.0
		判定		OK	OK
		σ s'	N/mm ²	-23.1	-56.6
		σ sa'	N/mm ²	200.0	300.0
		判定		OK	OK
	せん断照査	τ m	N/mm ²	0.04	0.34
		τ ac	N/mm ²	0.17	0.26
		τ a2	N/mm ²	1.70	2.55
		Aw	cm ²	10.134	10.134
		Awreq	cm ²	0.000	1.005
		判定		OK	OK
判 定			OK	OK	

杭番号 2

荷重ケース			1	2	
水平変位	δ	mm	0.0	-2.0	
	δ a	mm	25.0	25.0	
	判定		OK	OK	
地盤反力度	qmax	kN/m ²	748	210	
	qa	kN/m ²	2000	3000	
	判定		OK	OK	
せん断抵抗力	H	kN	1.5	312.7	
	Ha	kN	1463.5	3228.5	
	判定		OK	OK	
杭体応力度	曲げ照査	σ c	N/mm ²	1.6	5.6
		σ ca	N/mm ²	8.0	12.0
		判定		OK	OK
		σ s	N/mm ²	-9.5	166.2
		σ sa	N/mm ²	160.0	300.0
		判定		OK	OK
		σ s'	N/mm ²	-23.1	-70.9
		σ sa'	N/mm ²	200.0	300.0
		判定		OK	OK
	せん断照査	τ m	N/mm ²	0.04	0.24
		τ ac	N/mm ²	0.17	0.26
		τ a2	N/mm ²	1.70	2.55
		Aw	cm ²	12.848	12.848
		Awreq	cm ²	0.000	0.000
		判定		OK	OK
	判 定			OK	OK

3.2 弾塑性解析結果

3.2.1 杭体断面力

荷重ケース 1 : 常時

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)
8	0.000	792.53	-183.74	-5410.45
101	0.500	700.66	-183.25	-5470.58
102	1.000	609.28	-182.20	-5530.71
103	1.500	518.47	-177.34	-5590.84
104	2.000	431.94	-168.59	-5650.97
105	2.500	349.88	-154.22	-5628.77
106	3.000	277.72	-134.59	-5522.29
107	3.500	215.29	-115.51	-5411.97
108	4.000	162.21	-97.32	-5297.80
109	4.500	117.97	-80.29	-5179.78
110	5.000	81.92	-64.63	-5057.91
111	5.500	53.34	-50.47	-4932.20
112	6.000	31.45	-37.93	-4802.63
113	6.500	15.42	-27.04	-4669.21
114	7.000	4.41	-17.86	-4531.95
115	7.500	-2.45	-10.40	-4390.84
116	8.000	-6.00	-4.66	-4245.87
117	8.500	-7.10	-0.63	-4097.06
118	9.000	-6.63	1.70	-3944.40
119	9.500	-5.41	2.34	-3798.82
120	9.900	-4.51	2.24	-3748.57

水平変位

$$\delta = 0.0 \leq 25.0 \text{ mm}$$

底面鉛直地盤反力度

$$\text{浮き上がりを生じない基礎底面幅 } d = 2.500 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} q_{\max} &= N/A' + (M'/I') \cdot (D/2 - e) \\ &= 3659.91 / 4.909 + (4.51 / 1.9175) \cdot (2.500/2 - 0.000) \\ &= 749 \leq 2000 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

底面せん断力

$$\begin{aligned} S_B &= K_S \times \delta_B \\ &= 280230 \times 0.006 \times 10^{-3} \\ &= 1.61 \text{ kN} \end{aligned}$$

杭体応力度

$$\begin{aligned} M_{\sigma \max} &= 792.53 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (Z=0.000 \text{ m}) \\ N &= 5410.45 \text{ kN} \\ \sigma_c &= 1.6 \leq 8.0 \text{ N/mm}^2 \\ \sigma_s &= -9.5 \leq 160.0 \text{ N/mm}^2 \\ \sigma_s' &= -23.1 \leq 200.0 \text{ N/mm}^2 \\ S_{\max} &= 183.74 \text{ kN} \quad (Z=0.000 \text{ m}) \quad N= 5410.45 \text{ kN} \quad M= 792.53 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ \tau_n &= 0.04 \leq 0.17 \text{ N/mm}^2 = \tau_{ac} \\ \tau_n &= 0.04 \leq 1.70 \text{ N/mm}^2 = \tau_{a2} \\ b &= 2171.3 \text{ mm}, d=2076.0 \text{ mm}, pt=0.200 \% \\ Ce &= 0.839, Cpt=0.899, CN=1.000, \tau_{a1}=0.23, \tau_{ac}=0.17, \tau_{a2}=1.70 \end{aligned}$$

1/2M_{max}点

1/2M_{max} = 396.33 kN・m (Z=2.217 m)

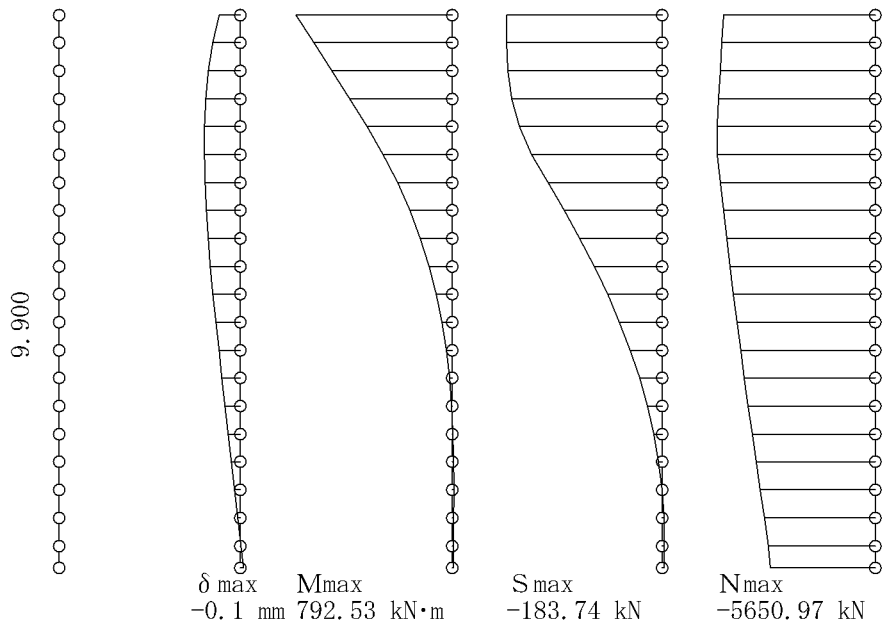
N = 5641.34 kN

σ_c = 1.4 ≤ 8.0 N/mm²

σ_s = -13.6 ≤ 160.0 N/mm²

σ_s' = -20.4 ≤ 200.0 N/mm²

荷重ケース 1 杭番号 1



杭番号 2

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)
9	0.000	-795.86	183.74	-5411.55
201	0.500	-703.99	183.26	-5471.69
202	1.000	-612.60	182.22	-5531.82
203	1.500	-521.76	177.43	-5591.95
204	2.000	-435.17	168.75	-5652.08
205	2.500	-353.01	154.49	-5629.80
206	3.000	-280.68	134.98	-5523.17
207	3.500	-218.03	115.97	-5412.70
208	4.000	-164.71	97.84	-5298.37
209	4.500	-120.20	80.84	-5180.20
210	5.000	-83.87	65.19	-5058.17
211	5.500	-55.01	51.03	-4932.30
212	6.000	-32.84	38.47	-4802.58
213	6.500	-16.54	27.55	-4669.01
214	7.000	-5.28	18.33	-4531.60
215	7.500	1.79	10.82	-4390.33
216	8.000	5.54	5.02	-4245.21
217	8.500	6.81	0.93	-4096.25
218	9.000	6.47	-1.47	-3943.43
219	9.500	5.35	-2.18	-3797.70
220	9.900	4.50	-2.12	-3747.39

水平変位

$$\delta = 0.0 \leq 25.0 \text{ mm}$$

底面鉛直地盤反力度

$$\text{浮き上がりを生じない基礎底面幅 } d = 2.500 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} q_{\max} &= N/A' + (M'/I') \cdot (D/2 - e) \\ &= 3658.67 / 4.909 + (4.50 / 1.9175) \cdot (2.500/2 - 0.000) \\ &= 748 \leq 2000 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

底面せん断力

$$\begin{aligned} S_B &= K_s \times \delta_B \\ &= 280230 \times -0.005 \times 10^{-3} \\ &= 1.53 \text{ kN} \end{aligned}$$

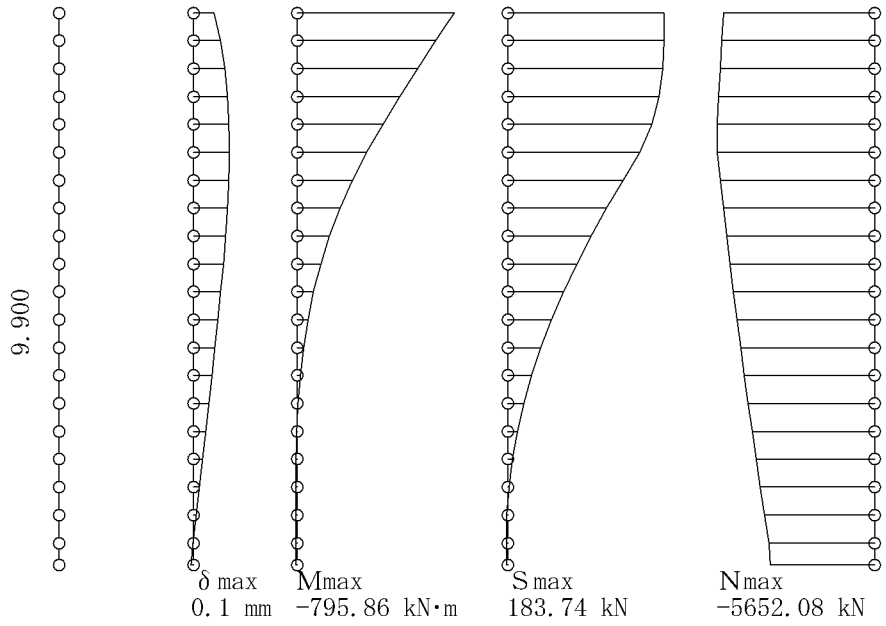
杭体応力度

$$\begin{aligned} M_{\sigma \max} &= 795.86 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (Z=0.000 \text{ m}) \\ N &= 5411.55 \text{ kN} \\ \sigma_c &= 1.6 \leq 8.0 \text{ N/mm}^2 \\ \sigma_s &= -9.5 \leq 160.0 \text{ N/mm}^2 \\ \sigma_s' &= -23.1 \leq 200.0 \text{ N/mm}^2 \\ S_{\max} &= 183.74 \text{ kN} \quad (Z=0.000 \text{ m}) \quad N= 5411.55 \text{ kN} \quad M= 795.86 \text{ kN.m} \\ \tau_n &= 0.04 \leq 0.17 \text{ N/mm}^2 = \tau_{ac} \\ \tau_n &= 0.04 \leq 1.70 \text{ N/mm}^2 = \tau_{a2} \\ b &= 2171.3 \text{ mm}, \quad d=2076.0 \text{ mm}, \quad \text{pt}=0.200 \% \\ \text{Ce} &= 0.839, \quad \text{Cpt}=0.899, \quad \text{CN}=1.000, \quad \tau_{a1}=0.23, \quad \tau_{ac}=0.17, \quad \tau_{a2}=1.70 \end{aligned}$$

1/2M_{max}点

$$\begin{aligned} 1/2M_{\max} &= 397.87 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (Z=2.227 \text{ m}) \\ N &= 5641.96 \text{ kN} \\ \sigma_c &= 1.4 \leq 8.0 \text{ N/mm}^2 \\ \sigma_s &= -13.6 \leq 160.0 \text{ N/mm}^2 \\ \sigma_s' &= -20.4 \leq 200.0 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

荷重ケース 1 杭番号 2



荷重ケース 2 : 地震時

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)
8	0.000	385.34	-1552.41	-8753.27
101	0.500	-388.31	-1542.17	-8813.40
102	1.000	-1150.24	-1505.59	-8873.53
103	1.500	-1873.30	-1386.65	-8933.66
104	2.000	-2566.63	-1244.56	-8993.80
105	2.500	-3117.86	-872.40	-8930.42
106	3.000	-3439.02	-432.25	-8740.64
107	3.500	-3550.11	-56.36	-8545.10
108	4.000	-3495.39	236.01	-8343.77
109	4.500	-3314.10	454.79	-8136.68
110	5.000	-3040.60	609.57	-7923.81
111	5.500	-2704.53	709.33	-7705.17
112	6.000	-2331.27	762.19	-7480.75
113	6.500	-1942.34	775.27	-7250.56
114	7.000	-1556.00	754.63	-7014.60
115	7.500	-1187.71	705.24	-6772.86
116	8.000	-850.76	630.98	-6525.35
117	8.500	-556.73	534.78	-6272.07
118	9.000	-315.98	418.65	-6013.01
119	9.500	-138.07	291.05	-5764.58
120	9.900	-47.56	226.29	-5665.15

水平変位

$$\delta = -2.0 \leq 25.0 \text{ mm}$$

底面鉛直地盤反力度

浮き上がりを生じない基礎底面幅 $d = 2.500 \text{ m}$

$$\begin{aligned}
 q_{\max} &= N/A' + (M'/I') \cdot (D/2 - e) \\
 &= 5532.16 / 4.909 + (47.56 / 1.9175) \cdot (2.500/2 - 0.000) \\
 &= 1158 \leq 3000 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

底面せん断力

$$\begin{aligned}
 S_B &= K_s \times \delta_B \\
 &= 560459 \times 0.291 \times 10^{-3} \\
 &= 163.04 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

杭体応力度

$$\begin{aligned}
 M_{\sigma \max} &= 3550.11 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (Z=3.500 \text{ m}) \\
 N &= 8545.10 \text{ kN} \\
 \sigma_c &= 4.0 \leq 12.0 \text{ N/mm}^2 \\
 \sigma_s &= 5.8 \leq 300.0 \text{ N/mm}^2 \\
 \sigma_s' &= -56.6 \leq 300.0 \text{ N/mm}^2 \\
 S_{\max} &= 1552.41 \text{ kN} \quad (Z=0.000 \text{ m}) \quad N = 8753.27 \text{ kN} \quad M = 385.34 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 \tau_n &= 0.34 > 0.26 \text{ N/mm}^2 = \tau_{ac} \\
 \tau_n &= 0.34 \leq 2.55 \text{ N/mm}^2 = \tau_{a2} \\
 \text{必要斜引張鉄筋量 } A_w &= 1.005 \leq 10.134 \text{ cm}^2 \\
 b &= 2171.3 \text{ mm}, \quad d = 2076.0 \text{ mm}, \quad \text{pt} = 0.200 \% \\
 C_e &= 0.839, \quad C_{pt} = 0.899, \quad C_N = 1.000, \quad \tau_{a1} = 0.35, \quad \tau_{ac} = 0.26, \quad \tau_{a2} = 2.55
 \end{aligned}$$

1/2M_{max}点

1/2M_{max} = 1775.44 kN・m (Z=6.716 m)

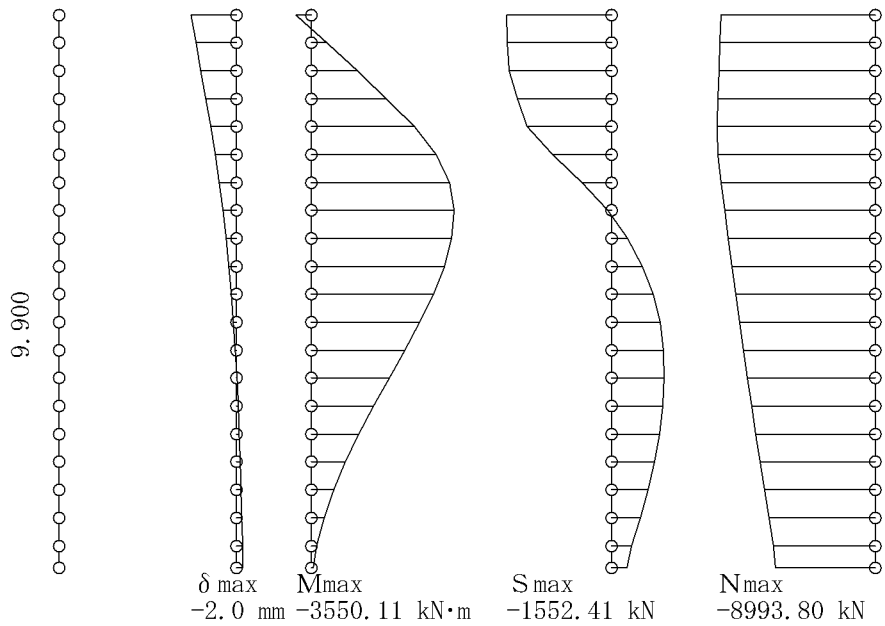
N = 7148.63 kN

σ_c = 2.6 ≤ 12.0 N/mm²

σ_s = -6.4 ≤ 300.0 N/mm²

σ_s' = -36.7 ≤ 300.0 N/mm²

荷重ケース 2 杭番号 1



杭番号 2

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)
9	0.000	-1410.72	-1102.19	-2176.96
201	0.500	-1959.25	-1091.95	-2237.09
202	1.000	-2496.08	-1055.37	-2297.22
203	1.500	-2994.03	-936.43	-2357.35
204	2.000	-3462.25	-810.54	-2417.49
205	2.500	-3804.57	-470.38	-2389.73
206	3.000	-3932.63	-79.52	-2275.50
207	3.500	-3884.09	231.72	-2164.01
208	4.000	-3700.91	464.48	-2055.15
209	4.500	-3419.61	629.45	-1948.76
210	5.000	-3071.46	736.70	-1844.73
211	5.500	-2682.90	795.40	-1742.92
212	6.000	-2276.05	813.69	-1643.23
213	6.500	-1869.21	798.60	-1545.51
214	7.000	-1477.45	756.01	-1449.67
215	7.500	-1113.20	690.66	-1355.58
216	8.000	-786.79	606.26	-1263.12
217	8.500	-506.94	505.51	-1172.19
218	9.000	-281.28	390.27	-1082.68
219	9.500	-116.67	268.44	-1001.86
220	9.900	-33.61	207.66	-983.49

水平変位

$$\delta = -2.0 \leq 25.0 \text{ mm}$$

底面鉛直地盤反力度

浮き上がりを生じない基礎底面幅 $d = 2.500 \text{ m}$

$$\begin{aligned} q_{\max} &= N/A' + (M'/I') \cdot (D/2 - e) \\ &= 924.78 / 4.909 + (33.61 / 1.9175) \cdot (2.500/2 - 0.000) \\ &= 210 \leq 3000 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

底面せん断力

$$\begin{aligned} S_B &= K_S \times \delta_B \\ &= 560459 \times 0.267 \times 10^{-3} \\ &= 149.61 \text{ kN} \end{aligned}$$

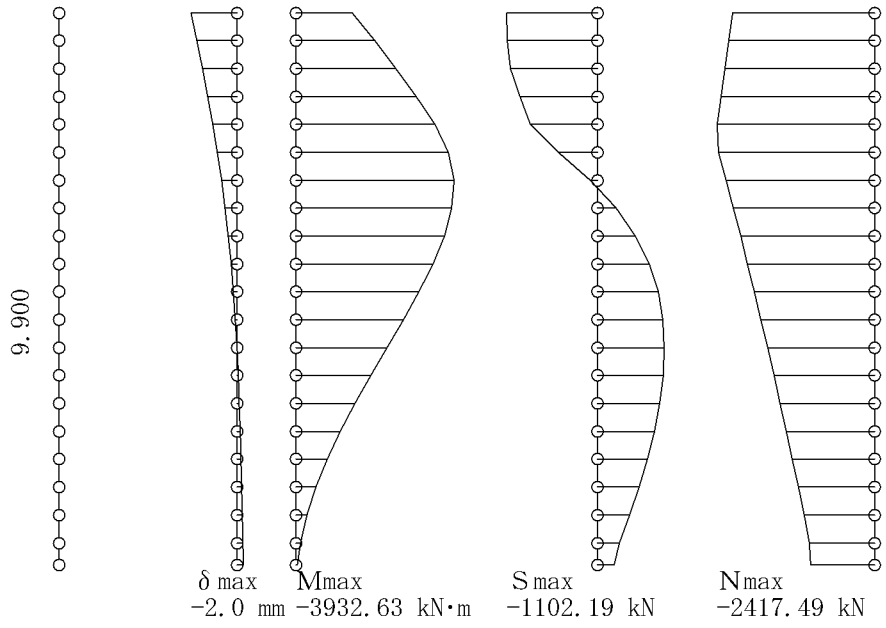
杭体応力度

$$\begin{aligned} M_{\sigma \max} &= 3884.09 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (Z=3.500 \text{ m}) \\ N &= 2164.01 \text{ kN} \\ \sigma_c &= 5.6 \leq 12.0 \text{ N/mm}^2 \\ \sigma_s &= 166.2 \leq 300.0 \text{ N/mm}^2 \\ \sigma_s' &= -70.9 \leq 300.0 \text{ N/mm}^2 \\ S_{\max} &= 1102.19 \text{ kN} \quad (Z=0.000 \text{ m}) \quad N = 2176.96 \text{ kN} \quad M = 1410.72 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ \tau_n &= 0.24 \leq 0.26 \text{ N/mm}^2 = \tau_{ac} \\ \tau_n &= 0.24 \leq 2.55 \text{ N/mm}^2 = \tau_{a2} \\ b &= 2171.3 \text{ mm}, \quad d = 2076.0 \text{ mm}, \quad \rho_t = 0.200 \% \\ C_e &= 0.839, \quad C_{pt} = 0.899, \quad C_N = 1.000, \quad \tau_{a1} = 0.35, \quad \tau_{ac} = 0.26, \quad \tau_{a2} = 2.55 \end{aligned}$$

1/2M_{max}点

$$\begin{aligned} 1/2M_{\max} &= 1966.04 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (Z=6.381 \text{ m}) \\ N &= 1568.77 \text{ kN} \\ \sigma_c &= 2.6 \leq 12.0 \text{ N/mm}^2 \\ \sigma_s &= 59.2 \leq 300.0 \text{ N/mm}^2 \\ \sigma_s' &= -34.1 \leq 300.0 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

荷重ケース 2 杭番号 2



3.2.2 杭体変位

荷重ケース 1 : 常時

杭番号 1

格点	杭前面での 深さ Z(m)	水 平 変 位 δ_x (mm)	鉛 直 変 位 δ_y (mm)	回 転 変 位 $\delta \theta$ (mrad)
8	0.000	-0.043	-4.316	-0.029
101	0.500	-0.055	-4.294	-0.021
102	1.000	-0.064	-4.271	-0.014
103	1.500	-0.069	-4.249	-0.008
104	2.000	-0.072	-4.226	-0.003
105	2.500	-0.073	-4.202	0.001
106	3.000	-0.072	-4.180	0.004
107	3.500	-0.069	-4.157	0.007
108	4.000	-0.065	-4.136	0.009
109	4.500	-0.060	-4.114	0.010
110	5.000	-0.055	-4.093	0.011
111	5.500	-0.049	-4.073	0.012
112	6.000	-0.043	-4.053	0.012
113	6.500	-0.037	-4.034	0.013
114	7.000	-0.031	-4.015	0.013
115	7.500	-0.024	-3.997	0.013
116	8.000	-0.018	-3.979	0.013
117	8.500	-0.012	-3.962	0.013
118	9.000	-0.005	-3.946	0.012
119	9.500	0.001	-3.930	0.012
120	9.900	0.006	-3.918	0.012

杭番号 2

格点	杭前面での 深さ Z(m)	水 平 変 位 δ_x (mm)	鉛 直 変 位 δ_y (mm)	回 転 変 位 δ_θ (mrad)
9	0.000	0.042	-4.314	0.029
201	0.500	0.054	-4.292	0.021
202	1.000	0.063	-4.270	0.014
203	1.500	0.069	-4.247	0.009
204	2.000	0.072	-4.224	0.004
205	2.500	0.072	-4.201	-0.001
206	3.000	0.071	-4.178	-0.004
207	3.500	0.069	-4.156	-0.006
208	4.000	0.065	-4.134	-0.008
209	4.500	0.060	-4.113	-0.010
210	5.000	0.055	-4.092	-0.011
211	5.500	0.049	-4.072	-0.012
212	6.000	0.043	-4.052	-0.012
213	6.500	0.037	-4.033	-0.012
214	7.000	0.031	-4.014	-0.013
215	7.500	0.024	-3.996	-0.013
216	8.000	0.018	-3.978	-0.013
217	8.500	0.012	-3.961	-0.012
218	9.000	0.006	-3.945	-0.012
219	9.500	-0.001	-3.929	-0.012
220	9.900	-0.005	-3.917	-0.012

荷重ケース 2 : 地震時

杭番号 1

格点	杭前面での 深さ Z(m)	水 平 変 位 $\delta_x(\text{mm})$	鉛 直 変 位 $\delta_y(\text{mm})$	回 転 変 位 $\delta_\theta(\text{mrad})$
8	0.000	-2.033	-3.585	0.455
101	0.500	-1.805	-3.549	0.455
102	1.000	-1.580	-3.513	0.447
103	1.500	-1.360	-3.477	0.431
104	2.000	-1.150	-3.440	0.408
105	2.500	-0.953	-3.404	0.378
106	3.000	-0.773	-3.368	0.344
107	3.500	-0.610	-3.332	0.307
108	4.000	-0.466	-3.298	0.271
109	4.500	-0.339	-3.264	0.235
110	5.000	-0.230	-3.232	0.202
111	5.500	-0.137	-3.200	0.172
112	6.000	-0.058	-3.169	0.146
113	6.500	0.009	-3.139	0.123
114	7.000	0.066	-3.110	0.105
115	7.500	0.115	-3.082	0.091
116	8.000	0.158	-3.055	0.080
117	8.500	0.196	-3.029	0.073
118	9.000	0.231	-3.004	0.068
119	9.500	0.265	-2.980	0.066
120	9.900	0.291	-2.961	0.065

杭番号 2

格点	杭前面での 深さ Z(m)	水 平 変 位 δ_x (mm)	鉛 直 変 位 δ_y (mm)	回 転 変 位 $\delta \theta$ (mrad)
9	0.000	-1.952	-0.640	0.511
201	0.500	-1.700	-0.631	0.493
202	1.000	-1.459	-0.622	0.470
203	1.500	-1.231	-0.612	0.441
204	2.000	-1.019	-0.603	0.408
205	2.500	-0.825	-0.593	0.370
206	3.000	-0.650	-0.583	0.329
207	3.500	-0.495	-0.574	0.289
208	4.000	-0.361	-0.566	0.249
209	4.500	-0.246	-0.557	0.212
210	5.000	-0.149	-0.550	0.178
211	5.500	-0.067	-0.542	0.148
212	6.000	0.000	-0.536	0.122
213	6.500	0.055	-0.529	0.100
214	7.000	0.101	-0.523	0.083
215	7.500	0.139	-0.517	0.070
216	8.000	0.171	-0.512	0.060
217	8.500	0.199	-0.507	0.053
218	9.000	0.225	-0.502	0.049
219	9.500	0.248	-0.498	0.047
220	9.900	0.267	-0.495	0.046

3.2.3 地盤反力

荷重ケース 1 : 常時

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}
8	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
101	0.500	0.97	0.00	0.00	0.00	0.00
102	1.000	1.13	0.00	0.00	0.00	0.00
103	1.500	8.58	0.00	0.00	0.00	0.00
104	2.000	8.93	0.00	0.00	0.00	0.00
105	2.500	9.00	5.40	82.34	41.17*	41.17
106	3.000	8.84	5.31	84.26	42.13*	42.13
107	3.500	8.51	5.10	86.19	43.09*	43.09
108	4.000	8.03	4.82	88.11	44.06*	44.06
109	4.500	7.45	4.47	90.04	45.02*	45.02
110	5.000	6.79	4.07	91.96	45.98*	45.98
111	5.500	6.08	3.65	93.89	46.94*	46.94
112	6.000	5.33	3.20	95.81	47.91*	47.91
113	6.500	4.56	2.74	97.74	48.87*	48.87
114	7.000	3.78	2.27	99.66	49.83*	49.83
115	7.500	3.00	1.80	101.59	50.79*	50.79
116	8.000	2.22	1.33	103.51	51.75*	51.75
117	8.500	1.44	0.87	105.43	52.72*	52.72
118	9.000	0.67	0.40	107.36	53.68*	53.68
119	9.500	-0.09	-0.06	109.28	54.64*	54.64
120	9.900	-0.28	-0.43	110.82	55.41*	55.41

底面反力

R_x : -1.61 kN

R_y : 3659.91 kN

R_M : -4.51 kN・m

底面せん断抵抗力

(常時ケースとして判定を行う)

H : 1.61 kN

H_a : 1463.97 kN

H = 1.61 kN ≤ H_a = 1463.97 kN OK

* : せん断地盤反力度が上限値に達したことを示す

杭番号 2

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}
9	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
201	0.500	0.95	0.00	0.00	0.00	0.00
202	1.000	1.11	0.00	0.00	0.00	0.00
203	1.500	8.49	0.00	0.00	0.00	0.00
204	2.000	8.85	0.00	0.00	0.00	0.00
205	2.500	8.94	-5.36	82.42	41.21*	41.21
206	3.000	8.80	-5.28	84.34	42.17*	42.17
207	3.500	8.48	-5.09	86.27	43.13*	43.13
208	4.000	8.01	-4.81	88.19	44.10*	44.10
209	4.500	7.44	-4.46	90.11	45.06*	45.06
210	5.000	6.79	-4.07	92.04	46.02*	46.02
211	5.500	6.08	-3.65	93.96	46.98*	46.98
212	6.000	5.34	-3.20	95.89	47.94*	47.94
213	6.500	4.58	-2.75	97.81	48.91*	48.91
214	7.000	3.80	-2.28	99.74	49.87*	49.87
215	7.500	3.03	-1.82	101.66	50.83*	50.83
216	8.000	2.25	-1.35	103.59	51.79*	51.79
217	8.500	1.47	-0.88	105.51	52.76*	52.76
218	9.000	0.70	-0.42	107.44	53.72*	53.72
219	9.500	-0.06	0.04	109.36	54.68*	54.68
220	9.900	-0.27	0.40	110.90	55.45*	55.45

底面反力

R_x : 1.53 kN

R_y : 3658.67 kN

R_M : 4.50 kN・m

底面せん断抵抗力

(常時ケースとして判定を行う)

H : 1.53 kN

H_a : 1463.47 kN

H = 1.53 kN ≤ H_a = 1463.47 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 : 地震時

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}
8	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
101	0.500	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
102	1.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
103	1.500	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
104	2.000	284.18	0.00	0.00	0.00	0.00
105	2.500	235.59	112.28*	112.28	61.75*	61.75
106	3.000	190.97	114.58	114.91	63.20*	63.20
107	3.500	150.74	90.45	117.53	64.64*	64.64
108	4.000	115.05	69.03	120.15	66.09*	66.09
109	4.500	83.84	50.30	122.78	67.53*	67.53
110	5.000	56.87	34.12	125.40	68.97*	68.97
111	5.500	33.82	20.29	128.03	70.42*	70.42
112	6.000	14.24	8.54	130.65	71.86*	71.86
113	6.500	-2.34	-1.41	133.28	73.30*	73.30
114	7.000	-16.42	-9.85	135.90	74.75*	74.75
115	7.500	-28.49	-17.09	138.53	76.19*	76.19
116	8.000	-39.02	-23.41	141.15	77.63*	77.63
117	8.500	-48.44	-29.06	143.77	79.08*	79.08
118	9.000	-57.13	-34.28	146.40	80.52*	80.52
119	9.500	-58.87	-39.25	149.02	81.96*	81.96
120	9.900	-28.75	-43.13	151.12	83.12*	83.12

底面反力

R_x : -163.04 kN

R_y : 5532.16 kN

R_M : -47.56 kN・m

底面せん断抵抗力

(暴風またはレベル1地震時ケースとして判定を行う)

H : 163.04 kN, H_a : 2766.08 kN

H : 163.04 kN, H_a : 2766.08 kN

$\Sigma H_i = 312.65 \text{ kN} \leq \Sigma H_{a_i} = 3228.47 \text{ kN OK}$

* : せん断地盤反力度が上限値に達したことを示す

杭番号 2

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}
9	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
201	0.500	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
202	1.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
203	1.500	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
204	2.000	251.79	0.00	0.00	0.00	0.00
205	2.500	203.74	112.39*	112.39	43.94	61.81
206	3.000	160.55	96.33	115.01	43.24	63.26
207	3.500	122.39	73.43	117.64	42.57	64.70
208	4.000	89.21	53.52	120.26	41.93	66.14
209	4.500	60.77	36.46	122.88	41.33	67.59
210	5.000	36.73	22.04	125.51	40.75	69.03
211	5.500	16.63	9.98	128.13	40.21	70.47
212	6.000	-0.01	0.00	130.76	39.70	71.92
213	6.500	-13.71	-8.23	133.38	39.22	73.36
214	7.000	-25.01	-15.01	136.01	38.77	74.80
215	7.500	-34.39	-20.64	138.63	38.34	76.25
216	8.000	-42.34	-25.40	141.25	37.95	77.69
217	8.500	-49.26	-29.55	143.88	37.58	79.13
218	9.000	-55.51	-33.31	146.50	37.24	80.58
219	9.500	-55.25	-36.83	149.13	36.93	82.02
220	9.900	-26.39	-39.58	151.23	36.70	83.17

底面反力

R_x : -149.61 kN

R_y : 924.78 kN

R_M : -33.61 kN・m

底面せん断抵抗

(暴風またはレベル1地震時ケースとして判定を行う)

H : 149.61 kN, H_a : 462.39 kN

H : 149.61 kN, H_a : 462.39 kN

$\Sigma H_i = 312.65 \text{ kN} \leq \Sigma H_{a_i} = 3228.47 \text{ kN OK}$

* : せん断地盤反力度が上限値に達したことを示す

3.2.4 地盤ばね値

荷重ケース 1 : 常時

杭番号 1

格点	杭前面での 深さ Z(m)	水 平 バ ネ K _H (kN/m)	水平せん断ばね K _{SH} (kN/m)	鉛直せん断ばね K _{SV} (kN/m)
8	0.000	0	0	0
101	0.500	17651	0	0
102	1.000	17651	0	0
103	1.500	123552	0	0
104	2.000	123552	0	0
105	2.500	123552	148262	0
106	3.000	123552	148262	0
107	3.500	123552	148262	0
108	4.000	123552	148262	0
109	4.500	123552	148262	0
110	5.000	123552	148262	0
111	5.500	123552	148262	0
112	6.000	123552	148262	0
113	6.500	123552	148262	0
114	7.000	123552	148262	0
115	7.500	123552	148262	0
116	8.000	123552	148262	0
117	8.500	123552	148262	0
118	9.000	123552	148262	0
119	9.500	111197	133436	0
120	9.900	49421	59305	0

底面ばね

K_V : 934098 kN/m

K_R : 364882 kN・m/rad

K_S : 280230 kN/m

底面ばね条件

有効断面

d_v : 2.500 m

A_v : 4.909 m²

杭番号 2

格点	杭前面での 深さ Z(m)	水 平 バ ネ K _h (kN/m)	水平せん断ばね K _{sh} (kN/m)	鉛直せん断ばね K _{sv} (kN/m)
9	0.000	0	0	0
201	0.500	17651	0	0
202	1.000	17651	0	0
203	1.500	123552	0	0
204	2.000	123552	0	0
205	2.500	123552	148262	0
206	3.000	123552	148262	0
207	3.500	123552	148262	0
208	4.000	123552	148262	0
209	4.500	123552	148262	0
210	5.000	123552	148262	0
211	5.500	123552	148262	0
212	6.000	123552	148262	0
213	6.500	123552	148262	0
214	7.000	123552	148262	0
215	7.500	123552	148262	0
216	8.000	123552	148262	0
217	8.500	123552	148262	0
218	9.000	123552	148262	0
219	9.500	111197	133436	0
220	9.900	49421	59305	0

底面ばね

K_V : 934098 kN/m
K_R : 364882 kN・m/rad
K_S : 280230 kN/m

底面ばね条件

有効断面

d_v : 2.500 m
A_v : 4.909 m²

荷重ケース 2 : 地震時

杭番号 1

格点	杭前面での 深さ Z(m)	水 平 バ ネ K _u (kN/m)	水平せん断ばね K _{su} (kN/m)	鉛直せん断ばね K _{sv} (kN/m)
8	0.000	0	0	0
101	0.500	0	0	0
102	1.000	0	0	0
103	1.500	0	0	0
104	2.000	247104	0	0
105	2.500	247104	0	0
106	3.000	247104	296525	0
107	3.500	247104	296525	0
108	4.000	247104	296525	0
109	4.500	247104	296525	0
110	5.000	247104	296525	0
111	5.500	247104	296525	0
112	6.000	247104	296525	0
113	6.500	247104	296525	0
114	7.000	247104	296525	0
115	7.500	247104	296525	0
116	8.000	247104	296525	0
117	8.500	247104	296525	0
118	9.000	247104	296525	0
119	9.500	222393	266872	0
120	9.900	98841	118609	0

底面ばね

K_v : 1868196 kN/m
K_R : 729764 kN・m/rad
K_s : 560459 kN/m

底面ばね条件

有効断面

d_v : 2.500 m
A_v : 4.909 m²

杭番号 2

格点	杭前面での 深さ Z(m)	水 平 バ ネ K _h (kN/m)	水平せん断ばね K _{sh} (kN/m)	鉛直せん断ばね K _{sv} (kN/m)
9	0.000	0	0	0
201	0.500	0	0	0
202	1.000	0	0	0
203	1.500	0	0	0
204	2.000	247104	0	0
205	2.500	247104	0	296525
206	3.000	247104	296525	296525
207	3.500	247104	296525	296525
208	4.000	247104	296525	296525
209	4.500	247104	296525	296525
210	5.000	247104	296525	296525
211	5.500	247104	296525	296525
212	6.000	247104	296525	296525
213	6.500	247104	296525	296525
214	7.000	247104	296525	296525
215	7.500	247104	296525	296525
216	8.000	247104	296525	296525
217	8.500	247104	296525	296525
218	9.000	247104	296525	296525
219	9.500	222393	266872	266872
220	9.900	98841	118609	118609

底面ばね

K_V : 1868196 kN/m

K_R : 729764 kN・m/rad

K_S : 560459 kN/m

底面ばね条件

有効断面

d_v : 2.500 m

A_v : 4.909 m²

3.3 フレーム解析結果

3.3.1 支点反力

荷重ケース 1 : 常時

支点 番号	水平反力 R_x (kN)	鉛直反力 R_y (kN)	回転反力 R_θ (kN・m)
8	0.00	0.00	0.00
101	0.97	0.00	0.00
102	1.13	0.00	0.00
103	8.58	0.00	0.00
104	8.93	0.00	0.00
105	19.80	164.68	0.00
106	19.46	168.53	0.00
107	18.71	172.38	0.00
108	17.67	176.23	0.00
109	16.39	180.08	0.00
110	14.94	183.92	0.00
111	13.37	187.77	0.00
112	11.73	191.62	0.00
113	10.04	195.47	0.00
114	8.32	199.32	0.00
115	6.60	203.17	0.00
116	4.88	207.02	0.00
117	3.17	210.87	0.00
118	1.47	214.72	0.00
119	-0.19	196.71	0.00
120	-2.24	3748.57	-4.51
9	0.00	0.00	0.00
201	-0.95	0.00	0.00
202	-1.11	0.00	0.00
203	-8.49	0.00	0.00
204	-8.85	0.00	0.00
205	-19.67	164.83	0.00
206	-19.36	168.68	0.00
207	-18.65	172.53	0.00
208	-17.62	176.38	0.00
209	-16.37	180.23	0.00
210	-14.93	184.08	0.00
211	-13.38	187.93	0.00
212	-11.75	191.78	0.00
213	-10.07	195.63	0.00
214	-8.37	199.47	0.00
215	-6.66	203.32	0.00
216	-4.95	207.17	0.00
217	-3.24	211.02	0.00
218	-1.55	214.87	0.00
219	0.12	196.85	0.00
220	2.12	3747.39	4.50

$\Sigma R_x = 0.00$ (kN) 、 $\Sigma R_y = 13203.23$ (kN)

荷重ケース 2 : 地震時

支点 番号	水平反力 R_x (kN)	鉛直反力 R_y (kN)	回転反力 R_θ (kN・m)
8	0.00	0.00	0.00
101	0.00	0.00	0.00
102	0.00	0.00	0.00
103	0.00	0.00	0.00
104	284.18	0.00	0.00
105	460.15	247.02	0.00
106	420.14	252.79	0.00
107	331.63	258.57	0.00
108	253.11	264.34	0.00
109	184.44	270.11	0.00
110	125.12	275.89	0.00
111	74.40	281.66	0.00
112	31.32	287.43	0.00
113	-5.16	293.21	0.00
114	-36.12	298.98	0.00
115	-62.67	304.76	0.00
116	-85.83	310.53	0.00
117	-106.57	316.30	0.00
118	-125.70	322.08	0.00
119	-129.51	295.06	0.00
120	-226.29	5665.15	-47.56
9	0.00	0.00	0.00
201	0.00	0.00	0.00
202	0.00	0.00	0.00
203	0.00	0.00	0.00
204	251.79	0.00	0.00
205	428.52	175.77	0.00
206	353.21	172.96	0.00
207	269.26	170.28	0.00
208	196.26	167.73	0.00
209	133.70	165.31	0.00
210	80.80	163.02	0.00
211	36.60	160.85	0.00
212	-0.01	158.81	0.00
213	-30.17	156.88	0.00
214	-55.02	155.07	0.00
215	-75.67	153.38	0.00
216	-93.14	151.80	0.00
217	-108.36	150.33	0.00
218	-122.12	148.96	0.00
219	-121.55	132.94	0.00
220	-207.66	983.49	-33.61

$\Sigma R_x = 2323.08$ (kN) 、 $\Sigma R_y = 13311.46$ (kN)

3.3.2 格点変位

荷重ケース 1 : 常時

格点 番号	水平変位 $\delta_x(\text{mm})$	鉛直変位 $\delta_y(\text{mm})$	回転変位 $\delta_\theta(\text{mrad})$
1	0.00019	-4.25835	-0.02870
2	0.00019	-4.31574	-0.02870
3	-0.00099	-4.36710	0.00022
4	-0.00099	-4.36697	0.00022
5	-0.00099	-4.36683	0.00022
6	-0.00216	-4.31442	0.02913
7	-0.00216	-4.25617	0.02913
8	-0.04286	-4.31574	-0.02870
9	0.04153	-4.31442	0.02913
10	-0.00132	-4.36697	0.00022
101	-0.05522	-4.29357	-0.02091
102	-0.06393	-4.27116	-0.01408
103	-0.06946	-4.24851	-0.00820
104	-0.07228	-4.22560	-0.00324
105	-0.07284	-4.20246	0.00084
106	-0.07158	-4.17974	0.00411
107	-0.06885	-4.15746	0.00668
108	-0.06500	-4.13564	0.00865
109	-0.06029	-4.11429	0.01011
110	-0.05496	-4.09343	0.01115
111	-0.04919	-4.07307	0.01186
112	-0.04314	-4.05324	0.01230
113	-0.03692	-4.03394	0.01255
114	-0.03062	-4.01519	0.01265
115	-0.02429	-3.99701	0.01266
116	-0.01797	-3.97941	0.01261
117	-0.01168	-3.96241	0.01255
118	-0.00542	-3.94602	0.01247
119	0.00080	-3.93027	0.01241
120	0.00575	-3.91813	0.01237
201	0.05410	-4.29225	0.02130
202	0.06299	-4.26983	0.01444
203	0.06869	-4.24717	0.00852
204	0.07167	-4.22427	0.00353
205	0.07237	-4.20111	-0.00058
206	0.07122	-4.17839	-0.00388
207	0.06860	-4.15611	-0.00648
208	0.06484	-4.13428	-0.00848
209	0.06021	-4.11293	-0.00997
210	0.05494	-4.09207	-0.01103
211	0.04923	-4.07172	-0.01176
212	0.04323	-4.05188	-0.01221
213	0.03706	-4.03258	-0.01247
214	0.03079	-4.01383	-0.01258
215	0.02449	-3.99565	-0.01260
216	0.01819	-3.97806	-0.01256
217	0.01193	-3.96106	-0.01250
218	0.00569	-3.94468	-0.01243
219	-0.00051	-3.92893	-0.01237
220	-0.00544	-3.91679	-0.01233

荷重ケース 2 : 地震時

格点 番号	水平変位 $\delta_x(\text{mm})$	鉛直変位 $\delta_y(\text{mm})$	回転変位 $\delta_\theta(\text{mrad})$
1	-2.71474	-4.49432	0.45462
2	-2.71474	-3.58508	0.45462
3	-2.72224	-2.46595	0.50372
4	-2.72224	-2.16371	0.50373
5	-2.72224	-1.86147	0.50373
6	-2.71762	-0.64019	0.51072
7	-2.71762	0.38125	0.51072
8	-2.03281	-3.58508	0.45462
9	-1.95154	-0.64019	0.51072
10	-3.47784	-2.16371	0.50374
101	-1.80517	-3.54929	0.45460
102	-1.57955	-3.51326	0.44656
103	-1.35991	-3.47698	0.43074
104	-1.15003	-3.44046	0.40759
105	-0.95341	-3.40370	0.37794
106	-0.77284	-3.36769	0.34374
107	-0.61004	-3.33247	0.30730
108	-0.46560	-3.29806	0.27055
109	-0.33928	-3.26448	0.23504
110	-0.23016	-3.23176	0.20190
111	-0.13685	-3.19991	0.17194
112	-0.05761	-3.16897	0.14567
113	0.00948	-3.13895	0.12339
114	0.06645	-3.10989	0.10514
115	0.11528	-3.08179	0.09083
116	0.15789	-3.05470	0.08020
117	0.19603	-3.02862	0.07286
118	0.23122	-3.00359	0.06831
119	0.26470	-2.97962	0.06594
120	0.29090	-2.96123	0.06517
201	-1.70034	-0.63120	0.49314
202	-1.45935	-0.62196	0.46989
203	-1.23135	-0.61248	0.44121
204	-1.01897	-0.60275	0.40754
205	-0.82452	-0.59278	0.36964
206	-0.64974	-0.58328	0.32929
207	-0.49530	-0.57424	0.28852
208	-0.36101	-0.56564	0.24897
209	-0.24593	-0.55749	0.21183
210	-0.14863	-0.54976	0.17798
211	-0.06732	-0.54246	0.14797
212	0.00003	-0.53556	0.12211
213	0.05550	-0.52907	0.10049
214	0.10121	-0.52297	0.08303
215	0.13919	-0.51725	0.06952
216	0.17133	-0.51192	0.05961
217	0.19933	-0.50696	0.05287
218	0.22464	-0.50237	0.04876
219	0.24843	-0.49814	0.04668
220	0.26695	-0.49501	0.04605

3.3.3 部材断面力

荷重ケース 1 : 常時

部材	着目	i端からの 距離 (m)	曲げモーメント M(kN.m)	せん断力 S(kN)	軸力 N(kN)
1(1- 2)	i	0.000	0.00	0.00	0.00
	1	1.000	-189.87	-379.75	0.00
	j	2.000	-759.50	-759.50	0.00
2(2- 3)	i	0.000	-1827.63	4650.95	-183.74
	1	0.150	-1134.27	4593.98	-183.74
	2	1.200	3480.08	4195.25	-183.74
	3	1.650	5329.49	4024.36	-183.74
	i	2.400	8240.96	3739.55	-183.74
3(3- 4)	i	0.000	8240.96	3739.55	-183.74
	j	0.600	10416.33	3511.70	-183.74
4(4- 5)	i	0.000	10416.33	-3512.80	-183.74
	j	0.600	8240.29	-3740.65	-183.74
5(5- 6)	i	0.000	8240.29	-3740.65	-183.74
	1	0.750	5328.00	-4025.47	-183.74
	2	2.250	-1137.42	-4595.09	-183.74
	i	2.400	-1830.96	-4652.05	-183.74
6(6- 7)	i	0.000	-759.50	759.50	0.00
	j	2.000	0.00	0.00	0.00
7(2- 8)	i	0.000	1068.13	-183.74	-5410.45
	j	1.500	792.53	-183.74	-5410.45
8(6- 9)	i	0.000	-1071.46	183.74	-5411.55
	j	1.500	-795.86	183.74	-5411.55
9(4- 10)	i	0.000	0.00	0.00	-7024.50
	j	1.500	0.00	0.00	-7024.50
100(8-101)	i	0.000	792.53	-183.74	-5410.45
	j	0.500	700.66	-183.74	-5470.58
101(101-102)	i	0.000	700.66	-182.76	-5470.58
	j	0.500	609.28	-182.76	-5530.71
102(102-103)	i	0.000	609.28	-181.63	-5530.71
	j	0.500	518.47	-181.63	-5590.84
103(103-104)	i	0.000	518.47	-173.05	-5590.84
	j	0.500	431.94	-173.05	-5650.97
104(104-105)	i	0.000	431.94	-164.12	-5650.97
	j	0.500	349.88	-164.12	-5711.11
105(105-106)	i	0.000	349.88	-144.32	-5546.43
	j	0.500	277.72	-144.32	-5606.56
106(106-107)	i	0.000	277.72	-124.87	-5438.03
	j	0.500	215.29	-124.87	-5498.16
107(107-108)	i	0.000	215.29	-106.15	-5325.78
	j	0.500	162.21	-106.15	-5385.92
108(108-109)	i	0.000	162.21	-88.48	-5209.69
	j	0.500	117.97	-88.48	-5269.82
109(109-110)	i	0.000	117.97	-72.10	-5089.74
	j	0.500	81.92	-72.10	-5149.88
110(110-111)	i	0.000	81.92	-57.16	-4965.95
	j	0.500	53.34	-57.16	-5026.08
111(111-112)	i	0.000	53.34	-43.79	-4838.31
	j	0.500	31.45	-43.79	-4898.44
112(112-113)	i	0.000	31.45	-32.06	-4706.82
	j	0.500	15.42	-32.06	-4766.95
113(113-114)	i	0.000	15.42	-22.03	-4571.48
	j	0.500	4.41	-22.03	-4631.61
114(114-115)	i	0.000	4.41	-13.70	-4432.29
	j	0.500	-2.45	-13.70	-4492.42
115(115-116)	i	0.000	-2.45	-7.10	-4289.25
	j	0.500	-6.00	-7.10	-4349.38
116(116-117)	i	0.000	-6.00	-2.22	-4142.36
	j	0.500	-7.10	-2.22	-4202.50
117(117-118)	i	0.000	-7.10	0.96	-3991.63
	j	0.500	-6.63	0.96	-4051.76
118(118-119)	i	0.000	-6.63	2.43	-3837.04
	j	0.500	-5.41	2.43	-3897.18
119(119-120)	i	0.000	-5.41	2.24	-3700.47
	j	0.400	-4.51	2.24	-3748.57
200(9-201)	i	0.000	-795.86	183.74	-5411.55
	j	0.500	-703.99	183.74	-5471.69
201(201-202)	i	0.000	-703.99	182.78	-5471.69
	j	0.500	-612.60	182.78	-5531.82
202(202-203)	i	0.000	-612.60	181.67	-5531.82
	j	0.500	-521.76	181.67	-5591.95

部材	着目	i端からの 距離 (m)	曲げモーメント M(kN.m)	せん断力 S(kN)	軸 力 N(kN)
203(203-204)	i	0.000	-521.76	173.18	-5591.95
	i	0.500	-435.17	173.18	-5652.08
204(204-205)	i	0.000	-435.17	164.33	-5652.08
	i	0.500	-353.01	164.33	-5712.21
205(205-206)	i	0.000	-353.01	144.66	-5547.38
	i	0.500	-280.68	144.66	-5607.51
206(206-207)	i	0.000	-280.68	125.30	-5438.83
	i	0.500	-218.03	125.30	-5498.96
207(207-208)	i	0.000	-218.03	106.65	-5326.43
	i	0.500	-164.71	106.65	-5386.56
208(208-209)	i	0.000	-164.71	89.02	-5210.18
	i	0.500	-120.20	89.02	-5270.31
209(209-210)	i	0.000	-120.20	72.66	-5090.08
	i	0.500	-83.87	72.66	-5150.21
210(210-211)	i	0.000	-83.87	57.72	-4966.14
	i	0.500	-55.01	57.72	-5026.27
211(211-212)	i	0.000	-55.01	44.34	-4838.34
	i	0.500	-32.84	44.34	-4898.47
212(212-213)	i	0.000	-32.84	32.59	-4706.69
	i	0.500	-16.54	32.59	-4766.83
213(213-214)	i	0.000	-16.54	22.52	-4571.20
	i	0.500	-5.28	22.52	-4631.33
214(214-215)	i	0.000	-5.28	14.15	-4431.86
	i	0.500	1.79	14.15	-4491.99
215(215-216)	i	0.000	1.79	7.49	-4288.67
	i	0.500	5.54	7.49	-4348.80
216(216-217)	i	0.000	5.54	2.55	-4141.62
	i	0.500	6.81	2.55	-4201.76
217(217-218)	i	0.000	6.81	-0.69	-3990.73
	i	0.500	6.47	-0.69	-4050.87
218(218-219)	i	0.000	6.47	-2.24	-3836.00
	i	0.500	5.35	-2.24	-3896.13
219(219-220)	i	0.000	5.35	-2.12	-3699.28
	j	0.400	4.50	-2.12	-3747.39

荷重ケース 2 : 地震時

部材	着目	i端からの 距離 (m)	曲げモーメント M(kN.m)	せん断力 S(kN)	軸力 N(kN)
1(1- 2)	i	0.000	0.00	0.00	0.00
	1	1.000	-189.87	-379.75	119.06
	i	2.000	-759.50	-759.50	238.11
2(2- 3)	i	0.000	-3473.45	7993.77	-1314.30
	1	0.150	-2278.66	7936.81	-1296.44
	2	1.200	5845.65	7538.07	-1171.43
	3	1.650	9199.33	7367.18	-1117.86
	i	2.400	14617.91	7082.37	-1028.57
3(3- 4)	i	0.000	14617.91	7082.37	-1028.57
	i	0.600	18798.98	6854.52	-957.13
4(4- 5)	i	0.000	2026.57	-278.21	506.92
	i	0.600	1791.29	-506.06	578.35
5(5- 6)	i	0.000	1791.29	-506.06	578.35
	1	0.750	1304.94	-790.87	667.64
	2	2.250	-308.58	-1360.50	846.22
6(6- 7)	i	2.400	-516.93	-1417.46	864.08
	i	0.000	-759.50	759.50	-238.11
	i	2.000	0.00	0.00	0.00
7(2- 8)	i	0.000	2713.95	-1552.41	-8753.27
	i	1.500	385.34	-1552.41	-8753.27
8(6- 9)	i	0.000	242.57	-1102.19	-2176.96
	i	1.500	-1410.72	-1102.19	-2176.96
9(4- 10)	i	0.000	16772.41	-1464.05	-7132.73
	i	1.500	14576.33	-1464.05	-7132.73
100(8-101)	i	0.000	385.34	-1552.41	-8753.27
	i	0.500	-388.31	-1542.17	-8813.40
101(101-102)	i	0.000	-388.31	-1542.17	-8813.40
	i	0.500	-1150.24	-1505.59	-8873.53
102(102-103)	i	0.000	-1150.24	-1505.59	-8873.53
	i	0.500	-1873.30	-1386.65	-8933.66
103(103-104)	i	0.000	-1873.30	-1386.65	-8933.66
	i	0.500	-2566.63	-1386.65	-8993.80
104(104-105)	i	0.000	-2566.63	-1102.47	-8993.80
	i	0.500	-3117.86	-1102.47	-9053.93
105(105-106)	i	0.000	-3117.86	-642.32	-8806.91
	i	0.500	-3439.02	-642.32	-8867.04
106(106-107)	i	0.000	-3439.02	-222.18	-8614.25
	i	0.500	-3550.11	-222.18	-8674.38
107(107-108)	i	0.000	-3550.11	109.45	-8415.81
	i	0.500	-3495.39	109.45	-8475.94
108(108-109)	i	0.000	-3495.39	362.57	-8211.60
	i	0.500	-3314.10	362.57	-8271.74
109(109-110)	i	0.000	-3314.10	547.01	-8001.62
	i	0.500	-3040.60	547.01	-8061.75
110(110-111)	i	0.000	-3040.60	672.13	-7785.87
	i	0.500	-2704.53	672.13	-7846.00
111(111-112)	i	0.000	-2704.53	746.53	-7564.34
	i	0.500	-2331.27	746.53	-7624.47
112(112-113)	i	0.000	-2331.27	777.85	-7337.04
	i	0.500	-1942.34	777.85	-7397.17
113(113-114)	i	0.000	-1942.34	772.69	-7103.96
	i	0.500	-1556.00	772.69	-7164.09
114(114-115)	i	0.000	-1556.00	736.57	-6865.11
	i	0.500	-1187.71	736.57	-6925.24
115(115-116)	i	0.000	-1187.71	673.90	-6620.49
	i	0.500	-850.76	673.90	-6680.62
116(116-117)	i	0.000	-850.76	588.07	-6370.09
	i	0.500	-556.73	588.07	-6430.22
117(117-118)	i	0.000	-556.73	481.50	-6113.92
	i	0.500	-315.98	481.50	-6174.05
118(118-119)	i	0.000	-315.98	355.80	-5851.98
	i	0.500	-138.07	355.80	-5912.11
119(119-120)	i	0.000	-138.07	226.29	-5617.05
	i	0.400	-47.56	226.29	-5665.15
200(9-201)	i	0.000	-1410.72	-1102.19	-2176.96
	i	0.500	-1959.25	-1091.95	-2237.09
201(201-202)	i	0.000	-1959.25	-1091.95	-2237.09
	i	0.500	-2496.08	-1055.37	-2297.22
202(202-203)	i	0.000	-2496.08	-1055.37	-2297.22
	i	0.500	-2994.03	-936.43	-2357.35
203(203-204)	i	0.000	-2994.03	-936.43	-2357.35
	i	0.500	-3462.25	-936.43	-2417.49
204(204-205)	i	0.000	-3462.25	-684.64	-2417.49

部材	着目	i端からの 距離 (m)	曲げモーメント M(kN.m)	せん断力 S(kN)	軸 力 N(kN)
205(205-206)	j	0.500	-3804.57	-684.64	-2477.62
	i	0.000	-3804.57	-256.13	-2301.84
	j	0.500	-3932.63	-256.13	-2361.98
206(206-207)	i	0.000	-3932.63	97.09	-2189.02
	j	0.500	-3884.09	97.09	-2249.15
207(207-208)	i	0.000	-3884.09	366.35	-2078.88
	j	0.500	-3700.91	366.35	-2139.01
208(208-209)	i	0.000	-3700.91	562.61	-1971.28
	j	0.500	-3419.61	562.61	-2031.41
209(209-210)	i	0.000	-3419.61	696.30	-1866.10
	j	0.500	-3071.46	696.30	-1926.24
210(210-211)	i	0.000	-3071.46	777.11	-1763.22
	j	0.500	-2682.90	777.11	-1823.35
211(211-212)	i	0.000	-2682.90	813.70	-1662.50
	j	0.500	-2276.05	813.70	-1722.63
212(212-213)	i	0.000	-2276.05	813.69	-1563.82
	j	0.500	-1869.21	813.69	-1623.95
213(213-214)	i	0.000	-1869.21	783.52	-1467.07
	j	0.500	-1477.45	783.52	-1527.21
214(214-215)	i	0.000	-1477.45	728.50	-1372.13
	j	0.500	-1113.20	728.50	-1432.26
215(215-216)	i	0.000	-1113.20	652.83	-1278.89
	j	0.500	-786.79	652.83	-1339.02
216(216-217)	i	0.000	-786.79	559.69	-1187.22
	j	0.500	-506.94	559.69	-1247.35
217(217-218)	i	0.000	-506.94	451.33	-1097.03
	j	0.500	-281.28	451.33	-1157.16
218(218-219)	i	0.000	-281.28	329.21	-1008.19
	j	0.500	-116.67	329.21	-1068.33
219(219-220)	i	0.000	-116.67	207.66	-935.39
	j	0.400	-33.61	207.66	-983.49

4章 杭頭接合計算

4.1 設計条件

・杭番号1

1) 杭頭接合方法及び諸元

接合方法：方法B

杭 径： $D = 2500$ (mm)

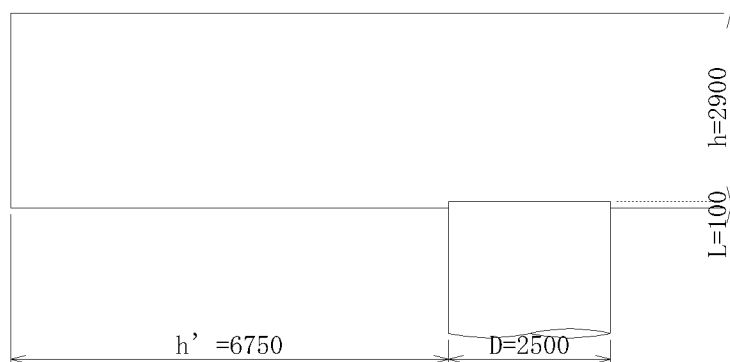
材 料：フーチングコンクリート設計基準強度 $\sigma_{ck} = 24$ N/mm²

杭の埋込み長： $L = 100$ (mm)

垂直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： $h = 2900$ (mm)

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： $h' = 6750$ (mm)

2) 杭頭部形状図



・杭番号2

1) 杭頭接合方法及び諸元

接合方法：方法B

杭 径： $D = 2500$ (mm)

材 料：フーチングコンクリート設計基準強度 $\sigma_{ck} = 24$ N/mm²

杭の埋込み長： $L = 100$ (mm)

垂直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： $h = 2900$ (mm)

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： $h' = 750$ (mm)

2) 杭頭部形状図



4.2 杭番号1の照査

・杭頭作用力

荷 重 ケース	荷重タイトル	鉛直反力	水平反力	モーメント
		N (kN)	H (kN)	M (kN・m)
1	常時	5410.45	183.74	792.53
2	地震時	8753.27	1552.41	385.34

・杭頭とフーチング接合部の応力度照査

(1) 押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

$$\sigma_{cv} = \frac{N}{\pi D^2 / 4} \leq \sigma_{cva}$$

荷 重 ケース	荷重タイトル	N (kN)	σ_{cv} (N/mm ²)	σ_{cva} (N/mm ²)	判定
1	常時	5410.45	1.10	7.20	OK
2	地震時	8753.27	1.78	10.80	OK

2) フーチングコンクリートの押抜きせん断応力度

$$\tau_v = \frac{4N}{\left(3\pi - 4\cos^{-1}\frac{D+2d}{D+h}\right)(D+h)h} \leq \tau_a$$

$d = 750 \text{ (mm)}$

荷 重 ケース	荷重タイトル	N (kN)	τ_v (N/mm ²)	τ_a (N/mm ²)	判定
1	常時	5410.45	0.213	0.900	OK
2	地震時	8753.27	0.345	0.900	OK

(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

$$\sigma_{ch} = \frac{H}{D \cdot L} \leq \sigma_{cha}$$

荷 重 ケース	荷重タイトル	H (kN)	σ_{ch} (N/mm ²)	σ_{cha} (N/mm ²)	判定
1	常時	183.74	0.73	7.20	OK
2	地震時	1552.41	6.21	10.80	OK

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

$$\tau_h = \frac{H}{h' \cdot (2L + D + 2h')} \leq \tau_a$$

荷重 ケース	荷重タイトル	H (kN)	τ_h (N/mm ²)	τ_a (N/mm ²)	判定
1	常時	183.74	0.002	0.900	OK
2	地震時	1552.41	0.014	0.900	OK

・ 仮想鉄筋コンクリート断面照査

断面半径 R = 145.0 (cm)

段	かぶり (cm)	鉄筋
1	35.0	D29 - 28

荷重 ケース	断面力		中立軸	応力度 (N/mm ²)				判定
	M (kN.m)	N (kN)	X (cm)	σ_c	σ_{ca}	σ_s	σ_{sa}	
1	792.53	5410.45	506.0	1.10 ≤	8.00	-15.40 ≤	160.00	OK
2	385.34	8753.27	1346.1	1.43 ≤	12.00	-20.85 ≤	300.00	OK

・ 杭頭補強鉄筋の定着長

(1) 杭頭補強鉄筋の定着長

$$\begin{aligned}
 L_o &= \frac{\sigma_{sa}}{4 \cdot \tau_{oa}} \cdot \phi \\
 &= \frac{200.00}{4 \cdot 1.600} \cdot 29 \\
 &= 906 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

(2) 鉄筋の定着長

$$\begin{aligned}
 L &= L_o + D/2 \\
 &= 906 + 2500 / 2 \\
 &= 2156 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

4.3 杭番号2の照査

・杭頭作用力

荷 重 ケース	荷重タイトル	鉛直反力	水平反力	モーメント
		N (kN)	H (kN)	M (kN・m)
1	常時	5411.55	183.74	795.86
2	地震時	2176.96	1102.19	1410.72

・杭頭とフーチング接合部の応力度照査

(1) 押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

$$\sigma_{cv} = \frac{N}{\pi D^2/4} \leq \sigma_{cva}$$

荷 重 ケース	荷重タイトル	N (kN)	σ_{cv} (N/mm ²)	σ_{cva} (N/mm ²)	判定
1	常時	5411.55	1.10	7.20	OK
2	地震時	2176.96	0.44	10.80	OK

2) フーチングコンクリートの押抜きせん断応力度

$$\tau_v = \frac{4N}{\left(3\pi^{-4}\cos^{-1}\frac{D+2d}{D+h}\right)(D+h)h} \leq \tau_a$$

$d = 750 \text{ (mm)}$

荷 重 ケース	荷重タイトル	N (kN)	τ_v (N/mm ²)	τ_a (N/mm ²)	判定
1	常時	5411.55	0.213	0.900	OK
2	地震時	2176.96	0.086	0.900	OK

(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

$$\sigma_{ch} = \frac{H}{D \cdot L} \leq \sigma_{cha}$$

荷 重 ケース	荷重タイトル	H (kN)	σ_{ch} (N/mm ²)	σ_{cha} (N/mm ²)	判定
1	常時	183.74	0.73	7.20	OK
2	地震時	1102.19	4.41	10.80	OK

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

$$\tau_h = \frac{H}{h' \cdot (2L + D + 2h')} \leq \tau_a$$

荷重 ケース	荷重タイトル	H (kN)	τ_h (N/mm ²)	τ_a (N/mm ²)	判定
1	常時	183.74	0.058	0.900	OK
2	地震時	1102.19	0.350	0.900	OK

・ 仮想鉄筋コンクリート断面照査

断面半径 R = 145.0 (cm)

段	かぶり (cm)	鉄筋
1	35.0	D29 - 28

荷重 ケース	断面力		中立軸	応力度 (N/mm ²)				判定
	M (kN.m)	N (kN)	X (cm)	σ_c	σ_{ca}	σ_s	σ_{sa}	
1	795.86	5411.55	504.5	1.10 ≤	8.00	-15.42 ≤	160.00	OK
2	1410.72	2176.96	203.8	0.96 ≤	12.00	-11.91 ≤	300.00	OK

・ 杭頭補強鉄筋の定着長

(1) 杭頭補強鉄筋の定着長

$$\begin{aligned}
 L_o &= \frac{\sigma_{sa}}{4 \cdot \tau_{oa}} \cdot \phi \\
 &= \frac{200.00}{4 \cdot 1.600} \cdot 29 \\
 &= 906 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

(2) 鉄筋の定着長

$$\begin{aligned}
 L &= L_o + D/2 \\
 &= 906 + 2500 / 2 \\
 &= 2156 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

5章 フーチングの照査(許容応力度法)(骨組み解析)

5.1 設計条件

コンクリートの設計基準強度	$\sigma_{ck} = 24.00 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
コンクリートの許容曲げ圧縮応力度	$\sigma_{ca} = 8.00 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
コンクリートの許容せん断応力度	$\tau_{a1} = 0.23 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
コンクリートの許容せん断応力度	$\tau_{a2} = 1.70 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
コンクリートのヤング係数	$E_c = 2.50 \times 10^4 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
鉄筋の降伏点 (軸方向鉄筋)	$\sigma_{sy} = 345.00 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
鉄筋の降伏点 (上記以外)	$\sigma_{sy} = 345.00 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
鉄筋の許容引張応力度	$\sigma_{sa} = 160.00 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
鉄筋の地震時許容引張応力度の基本値(*1)	$\sigma_{sa} = 200.00 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
鉄筋の地震時許容引張応力度の基本値(*2)	$\sigma_{sa} = 200.00 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

(*1)軸方向鉄筋, (*2)軸方向鉄筋以外

鉄筋の取扱い : 単鉄筋

曲げモーメントに対する照査位置

No	区分	位置L(m)	名称	部材No	i端からの距離(m)
1	一般	2.000	杭1	1	2.000
2	一般	3.650	柱左端	2	1.650
3	一般	6.350	柱右端	5	0.750
4	一般	8.000	杭2	5	2.400

主鉄筋 側面かぶり = 150 (mm)

照査位置 1 : 杭1

区分 : 一般

部材幅 B = 5000.0 mm

部材高 H = 3000.0 mm

モーメント集計位置 Y = 3.500 m

主鉄筋

鉄筋No	位置指定	位置(cm)	鉄筋径(mm)	ピッチ(mm)
1	上縁かぶり	15.0	D32	250.0
2	下縁かぶり	25.0	D32	250.0

照査位置 2 : 柱左端

区分 : 一般

部材幅 B = 5000.0 mm

部材高 H = 3000.0 mm

モーメント集計位置 Y = 3.500 m

主鉄筋

鉄筋No	位置指定	位置(cm)	鉄筋径(mm)	ピッチ(mm)
1	上縁かぶり	15.0	D32	250.0
2	下縁かぶり	25.0	D32	250.0

照査位置 3 : 柱右端

区分 : 一般

部材幅 B = 5000.0 mm

部材高 H = 3000.0 mm

モーメント集計位置 Y = 3.500 m

主鉄筋

鉄筋No	位置指定	位置(cm)	鉄筋径(mm)	ピッチ(mm)
1	上縁かぶり	15.0	D32	250.0
2	下縁かぶり	25.0	D32	250.0

照査位置 4 : 杭2

区分 : 一般

部材幅 B = 5000.0 mm

部材高 H = 3000.0 mm

モーメント集計位置 Y = 3.500 m

主鉄筋

鉄筋No	位置指定	位置(cm)	鉄筋径(mm)	ピッチ(mm)
1	上縁かぶり	15.0	D32	250.0
2	下縁かぶり	25.0	D32	250.0

せん断力に対する照査位置

No	区分	位置L(m)	名称	部材 No	i端からの 距離(m)
1	一般	2.000	杭1	1	2.000
2	一般	2.150	1/2H位置(左)	2	0.150
3	一般	7.850	1/2H位置(右)	5	2.250
4	一般	8.000	杭2	5	2.400

主鉄筋 側面かぶり = 150 (mm)

照査位置 1 : 杭1

区分 : 一般

部材幅 B = 5000.0 mm

部材高 H = 3000.0 mm

スターラップ

鉄筋径(mm)	幅1(m)辺りの 鉄筋本数	間隔 (cm)
D16	1.00	100.0

照査位置 2 : 1/2H位置(左)

区分 : 一般

部材幅 B = 5000.0 mm

部材高 H = 3000.0 mm

スターラップ

鉄筋径(mm)	幅1(m)辺りの 鉄筋本数	間隔 (cm)
D16	1.00	100.0

照査位置 3 : 1/2H位置(右)

区分 : 一般

部材幅 B = 5000.0 mm

部材高 H = 3000.0 mm

スターラップ

鉄筋径(mm)	幅1(m)辺りの 鉄筋本数	間隔 (cm)
D16	1.00	100.0

照査位置 4 : 杭2

区分：一般

部材幅 B = 5000.0 mm

部材高 H = 3000.0 mm

スターラップ

鉄筋径(mm)	幅1(m)辺りの 鉄筋本数	間隔 (cm)
D16	1.00	100.0

5.2 荷重ケース1

5.2.1 杭頭反力

杭番号	杭頭鉛直反力 kN/本
1 L=-3.000	5410.45
2 L= 3.000	5411.55

5.2.2 曲げモーメントに対する照査

照査位置 1：杭1 区分：一般（上側引張）

フーチング左端からの距離L= 2.000 m(フーチング中心からの距離L' = -3.000 m)

作用曲げモーメント

骨組み解析結果	Mo	kN.m/m	-365.53
有効高	d	mm	2850.0
有効幅	B'	mm	5000.0
全幅	B	mm	5000.0
有効幅の換算係数 α (B/B')		—	1.000
曲げモーメント	$M = \alpha \cdot Mo$	kN.m/m	-365.53

曲げ照査

曲げモーメント				M(kN・m)	-365.53	
部材幅				b(mm)	1000.0	
部材高				h(mm)	3000.0	
有効高				d(mm)	2850.0	
必要鉄筋量				(mm ²)	826	
鉄筋	位置(mm)	鉄筋量(mm ²)	1 2	150 2750	31.768×10 ² 31.768×10 ²	
中立軸				X(mm)	475.71	
応 力 度		σ c(N/mm ²)		0.6		
		σ s(N/mm ²)		42.8		
許 容 応 力 度		σ ca(N/mm ²)		8.0		
		σ sa(N/mm ²)		160.0		

最小鉄筋量照査

Mu (kN.m)	3092.18
Mc (kN.m)	2933.84
1.7M (kN.m)	621.40
As (mm ² /m)	3176.8
判定	OK
Mc=Muとなる鉄筋量 (mm ² /m)	-----

最小鉄筋量照査：1) $M_u \geq M_c$, 2) $1.7M \leq M_c$, 3) $A_s \geq 500$ (mm²)

1), 2)のどちらかと3)を満足するときOK

照査位置 2：柱左端 区分：一般（下側引張）

フーチング左端からの距離 $L= 3.650$ m(フーチング中心からの距離 $L'= -1.350$ m)

作用曲げモーメント

骨組み解析結果	M_o	kN.m/m	1065.90
有効高	d	mm	2750.0
有効幅	B'	mm	5000.0
全幅	B	mm	5000.0
有効幅の換算係数 $\alpha (B/B')$	—		1.000
曲げモーメント $M=\alpha \cdot M_o$		kN.m/m	1065.90

曲げ照査

曲げモーメント		$M(\text{kN.m})$	1065.90		
部材幅		$b(\text{mm})$	1000.0		
部材高		$h(\text{mm})$	3000.0		
有効高		$d(\text{mm})$	2750.0		
必要鉄筋量		(mm^2)	2553		
鉄筋	位置(mm)	鉄筋量(mm^2)	$\frac{1}{2}$	$\frac{150}{2750}$	$\frac{31.768 \times 10^2}{31.768 \times 10^2}$
中立軸		$X(\text{mm})$	466.55		
応 力 度	$\sigma_c(\text{N/mm}^2)$		1.8		
	$\sigma_s(\text{N/mm}^2)$		129.3		
許 容 応 力 度	$\sigma_{ca}(\text{N/mm}^2)$		8.0		
	$\sigma_{sa}(\text{N/mm}^2)$		160.0		

最小鉄筋量照査

M_u (kN.m)	2982.58
M_c (kN.m)	2994.33
$1.7M$ (kN.m)	1812.03
A_s (mm^2/m)	3176.8
判定	OK
$M_c=M_u$ となる鉄筋量 (mm^2/m)	-----

最小鉄筋量照査：1) $M_u \geq M_c$ ，2) $1.7M \leq M_c$ ，3) $A_s \geq 500(\text{mm}^2)$

1)，2)のどちらかと3)を満足するときOK

照査位置 3：柱右端 区分：一般（下側引張）
フーチング左端からの距離L= 6.350 m(フーチング中心からの距離L'= 1.350 m)
作用曲げモーメント

骨組み解析結果	Mo	kN.m/m	1065.60
有効高	d	mm	2750.0
有効幅	B'	mm	5000.0
全幅	B	mm	5000.0
有効幅の換算係数 α (B/B')	—		1.000
曲げモーメント $M=\alpha \cdot Mo$		kN.m/m	1065.60

曲げ照査

曲げモーメント		M(kN.m)	1065.60		
部材幅		b(mm)	1000.0		
部材高		h(mm)	3000.0		
有効高		d(mm)	2750.0		
必要鉄筋量		(mm ²)	2552		
鉄筋	位置(mm)	鉄筋量(mm ²)	1 2	150 2750	31.768×10^2 31.768×10^2
中立軸		X(mm)	466.55		
応 力 度	σ_c (N/mm ²)		1.8		
	σ_s (N/mm ²)		129.3		
許 容 応 力 度	σ_{ca} (N/mm ²)		8.0		
	σ_{sa} (N/mm ²)		160.0		

最小鉄筋量照査

Mu (kN.m)	2982.58
Mc (kN.m)	2994.33
1.7M (kN.m)	1811.52
As (mm ² /m)	3176.8
判定	OK
Mc=Muとなる鉄筋量 (mm ² /m)	-----

最小鉄筋量照査：1)Mu≥Mc, 2)1.7M≤Mc, 3)As≥500(mm²)
1), 2)のどちらかと3)を満足するときOK

照査位置 4：杭2 区分：一般（上側引張）

フーチング左端からの距離 $L= 8.000$ m(フーチング中心からの距離 $L'= 3.000$ m)

作用曲げモーメント

骨組み解析結果	M_o	kN.m/m	-366.19
有効高	d	mm	2850.0
有効幅	B'	mm	5000.0
全幅	B	mm	5000.0
有効幅の換算係数 $\alpha (B/B')$		—	1.000
曲げモーメント $M=\alpha \cdot M_o$		kN.m/m	-366.19

曲げ照査

曲げモーメント		$M(\text{kN.m})$	-366.19		
部材幅		$b(\text{mm})$	1000.0		
部材高		$h(\text{mm})$	3000.0		
有効高		$d(\text{mm})$	2850.0		
必要鉄筋量		(mm^2)	828		
鉄筋	位置(mm)	鉄筋量(mm^2)	1 2	150 2750	31.768×10^2 31.768×10^2
中立軸		$X(\text{mm})$	475.71		
応 力 度	$\sigma_c(\text{N/mm}^2)$		0.6		
	$\sigma_s(\text{N/mm}^2)$		42.8		
許 容 応 力 度	$\sigma_{ca}(\text{N/mm}^2)$		8.0		
	$\sigma_{sa}(\text{N/mm}^2)$		160.0		

最小鉄筋量照査

M_u (kN.m)	3092.18
M_c (kN.m)	2933.84
$1.7M$ (kN.m)	622.53
A_s (mm^2/m)	3176.8
判定	OK
$M_c=M_u$ となる鉄筋量 (mm^2/m)	-----

最小鉄筋量照査：1) $M_u \geq M_c$ ，2) $1.7M \leq M_c$ ，3) $A_s \geq 500(\text{mm}^2)$

1)，2)のどちらかと3)を満足するときOK

5.2.3 セン断に対する照査

照査位置 1：杭1 区分：一般

フーチング左端からの距離L= 2.000 m(フーチング中心からの距離L' = -3.000 m)

せん断力

	せん断力 (kN/m)	M' (kN.m/m)	S' (kN.m/m)
骨組み解析結果	930.19	1785.45	0.00

せん断照査

せん断力				S	kN	930.189
断面幅				b	mm	1000.0
断面高				h	mm	3000.0
有効高				d	mm	2750.0
鉄筋	位置(mm)	鉄筋量(mm ²)	1 2	150 2750	31.768×10 ² 31.768×10 ²	
応力度				τ m	N/mm ²	0.34
許容応力度				τ al	N/mm ²	0.23
許容応力度				τ a	N/mm ²	0.73
許容応力度				τ a2	N/mm ²	1.70
せん断スパン				a	mm	1650.0
補正係数				Ce Cpt Cdc		0.737 0.731 5.920
コンクリートが負担するせん断力				Sca	kN	2018.76
斜引張鉄筋	負担するせん断力			Sh'	kN	0.00
	部材軸方向間隔			s	mm	1000.0
	許容引張応力度			σ sa	N/mm ²	160.00
	補正係数			Cds		0.240
	d/1.15				mm	2391
	使用鉄筋量			Aw	mm ² /m	198.6
	必要鉄筋量			Awreq	mm ² /m	0.0

照査位置 2：1/2H位置(左) 区分：一般
フーチング左端からの距離L= 2.150 m(フーチング中心からの距離L' = -2.850 m)
せん断力

	せん断力 (kN/m)	M' (kN.m/m)	S' (kN.m/m)
骨組み解析結果	918.80	1785.45	0.00

せん断照査

せん断力				S	kN	918.797
断面幅				b	mm	1000.0
断面高				h	mm	3000.0
有効高				d	mm	2750.0
鉄筋	位置(mm)	鉄筋量(mm ²)	1 2	150 2750	31.768×10 ² 31.768×10 ²	
応力度				τ m	N/mm ²	0.33
許容応力度				τ a1	N/mm ²	0.23
許容応力度				τ a	N/mm ²	0.73
許容応力度				τ a2	N/mm ²	1.70
せん断スパン				a	mm	1650.0
補正係数				Ce Cpt Cdc		0.737 0.731 5.920
コンクリートが負担するせん断力				Sca	kN	2018.76
斜引張鉄筋	負担するせん断力			Sh'	kN	0.00
	部材軸方向間隔			s	mm	1000.0
	許容引張応力度			σ sa	N/mm ²	160.00
	補正係数			Cds		0.240
	d/1.15				mm	2391
	使用鉄筋量			Aw	mm ² /m	198.6
	必要鉄筋量			Awreq	mm ² /m	0.0

照査位置 3:1/2H位置(右) 区分:一般

フーチング左端からの距離L= 7.850 m(フーチング中心からの距離L'= 2.850 m)

せん断力

	せん断力 (kN/m)	M' (kN.m/m)	S' (kN.m/m)
骨組み解析結果	-919.02	1785.81	0.00

せん断照査

せん断力				S	kN	919.018
断面幅				b	mm	1000.0
断面高				h	mm	3000.0
有効高				d	mm	2750.0
鉄筋	位置(mm)	鉄筋量(mm ²)	1 2	150 2750	31.768×10 ² 31.768×10 ²	
応力度				τ _m	N/mm ²	0.33
許容応力度				τ _{a1}	N/mm ²	0.23
許容応力度				τ _a	N/mm ²	0.73
許容応力度				τ _{a2}	N/mm ²	1.70
せん断スパン				a	mm	1650.0
補正係数				Ce C _{pt} C _{dc}		0.737 0.731 5.920
コンクリートが負担するせん断力				S _{ca}	kN	2018.76
斜引張鉄筋	負担するせん断力			Sh'	kN	0.00
	部材軸方向間隔			s	mm	1000.0
	許容引張応力度			σ _{sa}	N/mm ²	160.00
	補正係数			C _{ds}		0.240
	d/1.15				mm	2391
	使用鉄筋量			A _w	mm ² /m	198.6
	必要鉄筋量			A _{wreq}	mm ² /m	0.0

照査位置 4：杭2 区分：一般

フーチング左端からの距離L= 8.000 m(フーチング中心からの距離L'= 3.000 m)

せん断力

	せん断力 (kN/m)	M' (kN.m/m)	S' (kN.m/m)
骨組み解析結果	-930.41	1785.81	0.00

せん断照査

せん断力				S	kN	930.411
断面幅				b	mm	1000.0
断面高				h	mm	3000.0
有効高				d	mm	2750.0
鉄筋	位置(mm)	鉄筋量(mm ²)	1 2	150 2750	31.768×10 ² 31.768×10 ²	
応力度				τ m	N/mm ²	0.34
許容応力度				τ a1	N/mm ²	0.23
許容応力度				τ a	N/mm ²	0.73
許容応力度				τ a2	N/mm ²	1.70
せん断スパン				a	mm	1650.0
補正係数				Ce Cpt Cdc		0.737 0.731 5.920
コンクリートが負担するせん断力				Sca	kN	2018.76
斜引張鉄筋	負担するせん断力			Sh'	kN	0.00
	部材軸方向間隔			s	mm	1000.0
	許容引張応力度			σ sa	N/mm ²	160.00
	補正係数			Cds		0.240
	d/1.15				mm	2391
	使用鉄筋量			Aw	mm ² /m	198.6
	必要鉄筋量			Awreq	mm ² /m	0.0

5.3 荷重ケース2

5.3.1 杭頭反力

杭番号	杭頭鉛直反力 kN/本
1 L=-3.000	8753.27
2 L= 3.000	2176.96

5.3.2 曲げモーメントに対する照査

照査位置 1：杭1 区分：一般（上側引張）

フーチング左端からの距離L= 2.000 m(フーチング中心からの距離L' = -3.000 m)

作用曲げモーメント

骨組み解析結果	Mo	kN.m/m	-694.69
有効高	d	mm	2850.0
有効幅	B'	mm	5000.0
全幅	B	mm	5000.0
有効幅の換算係数 α (B/B')		—	1.000
曲げモーメント	$M = \alpha \cdot Mo$	kN.m/m	-694.69

曲げ照査

曲げモーメント	M(kN.m)	-694.69			
部材幅	b(mm)	1000.0			
部材高	h(mm)	3000.0			
有効高	d(mm)	2850.0			
必要鉄筋量	(mm ²)	838			
鉄筋	位置(mm)	鉄筋量(mm ²)	1 2	150 2750	31.768×10^2 31.768×10^2
中立軸	X(mm)	475.71			
応 力 度	σ_c (N/mm ²)	1.1			
	σ_s (N/mm ²)	81.2			
許 容 応 力 度	σ_{ca} (N/mm ²)	12.0			
	σ_{sa} (N/mm ²)	300.0			

最小鉄筋量照査

Mu (kN.m)	3092.18
Mc (kN.m)	2933.84
1.7M (kN.m)	1180.97
As (mm ² /m)	3176.8
判定	OK
Mc=Muとなる鉄筋量 (mm ² /m)	-----

最小鉄筋量照査：1) $M_u \geq M_c$, 2) $1.7M \leq M_c$, 3) $A_s \geq 500$ (mm²)

1), 2)のどちらかと3)を満足するときOK

照査位置 2：柱左端 区分：一般（下側引張）

フーチング左端からの距離 $L= 3.650$ m(フーチング中心からの距離 $L'= -1.350$ m)

作用曲げモーメント

骨組み解析結果	M_o	kN.m/m	1839.87
有効高	d	mm	2750.0
有効幅	B'	mm	5000.0
全幅	B	mm	5000.0
有効幅の換算係数 $\alpha (B/B')$	—		1.000
曲げモーメント $M=\alpha \cdot M_o$		kN.m/m	1839.87

曲げ照査

曲げモーメント		$M(\text{kN.m})$	1839.87		
部材幅		$b(\text{mm})$	1000.0		
部材高		$h(\text{mm})$	3000.0		
有効高		$d(\text{mm})$	2750.0		
必要鉄筋量		(mm^2)	2346		
鉄筋	位置(mm)	鉄筋量(mm^2)	$\frac{1}{2}$	$\frac{150}{2750}$	$\frac{31.768 \times 10^2}{31.768 \times 10^2}$
中立軸		$X(\text{mm})$	466.55		
応 力 度	$\sigma_c(\text{N/mm}^2)$		3.0		
	$\sigma_s(\text{N/mm}^2)$		223.2		
許 容 応 力 度	$\sigma_{ca}(\text{N/mm}^2)$		12.0		
	$\sigma_{sa}(\text{N/mm}^2)$		300.0		

最小鉄筋量照査

M_u (kN.m)	2982.58
M_c (kN.m)	2994.33
$1.7M$ (kN.m)	3127.77
A_s (mm^2/m)	3176.8
判定	NG
$M_c=M_u$ となる鉄筋量 (mm^2/m)	3190.6

最小鉄筋量照査：1) $M_u \geq M_c$ ，2) $1.7M \leq M_c$ ，3) $A_s \geq 500(\text{mm}^2)$

1)，2)のどちらかと3)を満足するときOK

照査位置 3：柱右端 区分：一般（下側引張）

フーチング左端からの距離 $L= 6.350$ m(フーチング中心からの距離 $L'= 1.350$ m)

作用曲げモーメント

骨組み解析結果	M_o	kN.m/m	260.99
有効高	d	mm	2750.0
有効幅	B'	mm	5000.0
全幅	B	mm	5000.0
有効幅の換算係数 $\alpha (B/B')$		—	1.000
曲げモーメント $M=\alpha \cdot M_o$		kN.m/m	260.99

曲げ照査

曲げモーメント		$M(\text{kN.m})$	260.99		
部材幅		$b(\text{mm})$	1000.0		
部材高		$h(\text{mm})$	3000.0		
有効高		$d(\text{mm})$	2750.0		
必要鉄筋量		(mm^2)	323		
鉄筋	位置(mm)	鉄筋量(mm^2)	1 2	150 2750	31.768×10^2 31.768×10^2
中立軸		$X(\text{mm})$	466.55		
応 力 度	$\sigma_c(\text{N/mm}^2)$		0.4		
	$\sigma_s(\text{N/mm}^2)$		31.7		
許 容 応 力 度	$\sigma_{ca}(\text{N/mm}^2)$		12.0		
	$\sigma_{sa}(\text{N/mm}^2)$		300.0		

最小鉄筋量照査

M_u (kN.m)	2982.58
M_c (kN.m)	2994.33
$1.7M$ (kN.m)	443.68
A_s (mm^2/m)	3176.8
判定	OK
$M_c=M_u$ となる鉄筋量 (mm^2/m)	-----

最小鉄筋量照査：1) $M_u \geq M_c$ ，2) $1.7M \leq M_c$ ，3) $A_s \geq 500(\text{mm}^2)$

1)，2)のどちらかと3)を満足するときOK

照査位置 4：杭2 区分：一般（上側引張）
フーチング左端からの距離L= 8.000 m(フーチング中心からの距離L'= 3.000 m)
作用曲げモーメント

骨組み解析結果	Mo	kN.m/m	-151.90
有効高	d	mm	2850.0
有効幅	B'	mm	5000.0
全幅	B	mm	5000.0
有効幅の換算係数 α (B/B')		—	1.000
曲げモーメント $M=\alpha \cdot Mo$		kN.m/m	-151.90

曲げ照査

曲げモーメント		M(kN.m)	-151.90		
部材幅		b(mm)	1000.0		
部材高		h(mm)	3000.0		
有効高		d(mm)	2850.0		
必要鉄筋量		(mm ²)	180		
鉄筋	位置(mm)	鉄筋量(mm ²)	1 2	150 2750	31.768×10^2 31.768×10^2
中立軸		X(mm)	475.71		
応 力 度	σ_c (N/mm ²)		0.2		
	σ_s (N/mm ²)		17.8		
許 容 応 力 度	σ_{ca} (N/mm ²)		12.0		
	σ_{sa} (N/mm ²)		300.0		

最小鉄筋量照査

Mu (kN.m)	3092.18
Mc (kN.m)	2933.84
1.7M (kN.m)	258.23
As (mm ² /m)	3176.8
判定	OK
Mc=Muとなる鉄筋量 (mm ² /m)	-----

最小鉄筋量照査：1)Mu≥Mc, 2)1.7M≤Mc, 3)As≥500(mm²)
1), 2)のどちらかと3)を満足するときOK

5.3.3 セン断に対する照査

照査位置 1：杭1 区分：一般

フーチング左端からの距離 $L = 2.000$ m(フーチング中心からの距離 $L' = -3.000$ m)

せん断力

	せん断力 (kN/m)	M' (kN.m/m)	S' (kN.m/m)
骨組み解析結果	1598.75	2888.58	0.00

せん断照査

せん断力				S	kN	1598.754
断面幅				b	mm	1000.0
断面高				h	mm	3000.0
有効高				d	mm	2750.0
鉄筋	位置(mm)	鉄筋量(mm ²)	$\frac{1}{2}$	150 2750	31.768×10^2 31.768×10^2	
応力度				τ_m	N/mm ²	0.58
許容応力度				τ_{al}	N/mm ²	0.35
許容応力度				τ_a	N/mm ²	1.12
許容応力度				τ_{a2}	N/mm ²	2.55
せん断スパン				a	mm	1650.0
補正係数				C_e C_{pt} C_{dc}		0.737 0.731 5.920
コンクリートが負担するせん断力				S_{ca}	kN	3072.03
斜引張鉄筋	負担するせん断力			Sh'	kN	0.00
	部材軸方向間隔			s	mm	1000.0
	許容引張応力度			σ_{sa}	N/mm ²	300.00
	補正係数			C_{ds}		0.240
	d/1.15				mm	2391
	使用鉄筋量			A_w	mm ² /m	198.6
	必要鉄筋量			A_{wreq}	mm ² /m	0.0

照査位置 2 : 1/2H位置(左) 区分：一般

フーチング左端からの距離L= 2.150 m(フーチング中心からの距離L' = -2.850 m)

せん断力

	せん断力 (kN/m)	M' (kN.m/m)	S' (kN.m/m)
骨組み解析結果	1587.36	2888.58	0.00

せん断照査

せん断力				S	kN	1587.361
断面幅				b	mm	1000.0
断面高				h	mm	3000.0
有効高				d	mm	2750.0
鉄筋	位置(mm)	鉄筋量(mm ²)	1 2	150 2750	31.768×10 ² 31.768×10 ²	
応力度				τ m	N/mm ²	0.58
許容応力度				τ a1	N/mm ²	0.35
許容応力度				τ a	N/mm ²	1.12
許容応力度				τ a2	N/mm ²	2.55
せん断スパン				a	mm	1650.0
補正係数				Ce Cpt Cdc		0.737 0.731 5.920
コンクリートが負担するせん断力				Sca	kN	3072.03
斜引張鉄筋	負担するせん断力			Sh'	kN	0.00
	部材軸方向間隔			s	mm	1000.0
	許容引張応力度			σ sa	N/mm ²	300.00
	補正係数			Cds		0.240
	d/1.15				mm	2391
	使用鉄筋量			Aw	mm ² /m	198.6
	必要鉄筋量			Awreq	mm ² /m	0.0

照査位置 3 : 1/2H位置(右) 区分：一般

フーチング左端からの距離L= 7.850 m(フーチング中心からの距離L'= 2.850 m)

せん断力

	せん断力 (kN/m)	M' (kN.m/m)	S' (kN.m/m)
骨組み解析結果	-272.10	718.40	0.00

せん断照査

せん断力				S	kN	272.099
断面幅				b	mm	1000.0
断面高				h	mm	3000.0
有効高				d	mm	2750.0
鉄筋	位置(mm)	鉄筋量(mm ²)	1 2	150 2750	31.768×10 ² 31.768×10 ²	
応力度				τ m	N/mm ²	0.10
許容応力度				τ a1	N/mm ²	0.35
許容応力度				τ a	N/mm ²	1.12
許容応力度				τ a2	N/mm ²	2.55
せん断スパン				a	mm	1650.0
補正係数				Ce Cpt Cdc		0.737 0.731 5.920
コンクリートが負担するせん断力				Sca	kN	3072.03
斜引張鉄筋	負担するせん断力			Sh'	kN	0.00
	部材軸方向間隔			s	mm	1000.0
	許容引張応力度			σ sa	N/mm ²	300.00
	補正係数			Cds		0.240
	d/1.15				mm	2391
	使用鉄筋量			Aw	mm ² /m	198.6
	必要鉄筋量			Awreq	mm ² /m	0.0

照査位置 4：杭2 区分：一般

フーチング左端からの距離L= 8.000 m(フーチング中心からの距離L'= 3.000 m)

せん断力

	せん断力 (kN/m)	M' (kN.m/m)	S' (kN.m/m)
骨組み解析結果	-283.49	718.40	0.00

せん断照査

せん断力				S	kN	283.492
断面幅				b	mm	1000.0
断面高				h	mm	3000.0
有効高				d	mm	2750.0
鉄筋	位置(mm)	鉄筋量(mm ²)	1 2	150 2750	31.768×10 ² 31.768×10 ²	
応力度				τ m	N/mm ²	0.10
許容応力度				τ a1	N/mm ²	0.35
許容応力度				τ a	N/mm ²	1.12
許容応力度				τ a2	N/mm ²	2.55
せん断スパン				a	mm	1650.0
補正係数				Ce Cpt Cdc		0.737 0.731 5.920
コンクリートが負担するせん断力				Sca	kN	3072.03
斜引張鉄筋	負担するせん断力			Sh'	kN	0.00
	部材軸方向間隔			s	mm	1000.0
	許容引張応力度			σ sa	N/mm ²	300.00
	補正係数			Cds		0.240
	d/1.15				mm	2391
	使用鉄筋量			Aw	mm ² /m	198.6
	必要鉄筋量			Awreq	mm ² /m	0.0

6章 フーチングの照査(許容応力度法)(片持ち梁解析)

6.1 設計条件

コンクリートの設計基準強度	$\sigma_{ck} = 24.00 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
コンクリートの許容曲げ圧縮応力度	$\sigma_{ca} = 8.00 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
コンクリートの許容せん断応力度	$\tau_{a1} = 0.23 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
コンクリートの許容せん断応力度	$\tau_{a2} = 1.70 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
コンクリートのヤング係数	$E_c = 2.50 \times 10^4 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
鉄筋の降伏点 (軸方向鉄筋)	$\sigma_{sy} = 345.00 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
鉄筋の降伏点 (上記以外)	$\sigma_{sy} = 345.00 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
鉄筋の許容引張応力度	$\sigma_{sa} = 160.00 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
鉄筋の地震時許容引張応力度の基本値(*1)	$\sigma_{sa} = 200.00 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
鉄筋の地震時許容引張応力度の基本値(*2)	$\sigma_{sa} = 200.00 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

(*1)軸方向鉄筋, (*2)軸方向鉄筋以外

鉄筋の取扱い : 単鉄筋

曲げモーメントに対する照査位置

No	区分	位置L(m)	名称	部材No	i端からの距離(m)
1	一般	2.000	杭1	—	—
2	一般	3.650	柱左端	—	—
3	一般	6.350	柱右端	—	—
4	一般	8.000	杭2	—	—

主鉄筋 側面かぶり = 150 (mm)

照査位置 1 : 杭1

区分 : 一般

部材幅 B = 5000.0 mm

部材高 H = 3000.0 mm

モーメント集計位置 Y = 3.500 m

主鉄筋

鉄筋No	位置指定	位置(cm)	鉄筋径(mm)	ピッチ(mm)
1	上縁かぶり	15.0	D32	250.0
2	下縁かぶり	25.0	D32	250.0

照査位置 2 : 柱左端

区分 : 一般

部材幅 B = 5000.0 mm

部材高 H = 3000.0 mm

モーメント集計位置 Y = 3.500 m

主鉄筋

鉄筋No	位置指定	位置(cm)	鉄筋径(mm)	ピッチ(mm)
1	上縁かぶり	15.0	D32	250.0
2	下縁かぶり	25.0	D32	250.0

照査位置 3 : 柱右端

区分 : 一般

部材幅 B = 5000.0 mm

部材高 H = 3000.0 mm

モーメント集計位置 Y = 3.500 m

主鉄筋

鉄筋No	位置指定	位置(cm)	鉄筋径(mm)	ピッチ(mm)
1	上縁かぶり	15.0	D32	250.0
2	下縁かぶり	25.0	D32	250.0

照査位置 4 : 杭2

区分 : 一般

部材幅 B = 5000.0 mm

部材高 H = 3000.0 mm

モーメント集計位置 Y = 3.500 m

主鉄筋

鉄筋No	位置指定	位置(cm)	鉄筋径(mm)	ピッチ(mm)
1	上縁かぶり	15.0	D32	250.0
2	下縁かぶり	25.0	D32	250.0

せん断力に対する照査位置

No	区分	位置L(m)	名称	部材 No	i端からの 距離(m)
1	一般	2.000	杭1	—	—
2	一般	2.150	1/2H位置(左)	—	—
3	一般	7.850	1/2H位置(右)	—	—
4	一般	8.000	杭2	—	—

主鉄筋 側面かぶり = 150 (mm)

照査位置 1 : 杭1

区分 : 一般

部材幅 B = 5000.0 mm

部材高 H = 3000.0 mm

スターラップ

鉄筋径(mm)	幅1(m)辺りの 鉄筋本数	間隔 (cm)
D16	1.00	100.0

照査位置 2 : 1/2H位置(左)

区分 : 一般

部材幅 B = 5000.0 mm

部材高 H = 3000.0 mm

スターラップ

鉄筋径(mm)	幅1(m)辺りの 鉄筋本数	間隔 (cm)
D16	1.00	100.0

照査位置 3 : 1/2H位置(右)

区分 : 一般

部材幅 B = 5000.0 mm

部材高 H = 3000.0 mm

スターラップ

鉄筋径(mm)	幅1(m)辺りの 鉄筋本数	間隔 (cm)
D16	1.00	100.0

照査位置 4 : 杭2

区分：一般

部材幅 B = 5000.0 mm

部材高 H = 3000.0 mm

スターラップ

鉄筋径(mm)	幅1(m)辺りの 鉄筋本数	間隔 (cm)
D16	1.00	100.0

6.2 荷重ケース1

6.2.1 杭頭反力

杭番号	杭頭鉛直反力 kN/本
1 L=-3.000	5410.45
2 L= 3.000	5411.55

6.2.2 曲げモーメントに対する照査

照査位置 1：杭1 区分：一般（上側引張）

フーチング左端からの距離L= 2.000 m(フーチング中心からの距離L' = -3.000 m)

作用曲げモーメント

上載土砂	kN.m/m	0.00
フーチング自重	kN.m/m	-151.90
杭頭鉛直反力	kN.m/m	0.00
合計 Mo	kN.m/m	-151.90
有効高 d	mm	2850.0
有効幅 B'	mm	5000.0
全幅 B	mm	5000.0
有効幅の換算係数 α (B/B')	—	1.000
曲げモーメント $M = \alpha \cdot Mo$	kN.m/m	-151.90

曲げ照査

曲げモーメント				M(kN.m)	-151.90	
部材幅				b(mm)	1000.0	
部材高				h(mm)	3000.0	
有効高				d(mm)	2850.0	
必要鉄筋量				(mm ²)	340	
鉄筋	位置(mm)	鉄筋量(mm ²)	1 2	150 2750	31.768×10 ² 31.768×10 ²	
中立軸				X(mm)	475.71	
応 力 度		σ c(N/mm ²)		0.2		
		σ s(N/mm ²)		17.8		
許 容 応 力 度		σ ca(N/mm ²)		8.0		
		σ sa(N/mm ²)		160.0		

最小鉄筋量照査

Mu (kN.m)	3092.18
Mc (kN.m)	2933.84
1.7M (kN.m)	258.23
As (mm ² /m)	3176.8
判定	OK
Mc=Muとなる鉄筋量 (mm ² /m)	-----

最小鉄筋量照査：1) $Mu \geq Mc$, 2) $1.7M \leq Mc$, 3) $As \geq 500(\text{mm}^2)$

1), 2)のどちらかと3)を満足するときOK

照査位置 2：柱左端 区分：一般（下側引張）

フーチング左端からの距離 $L= 3.650$ m(フーチング中心からの距離 $L'= -1.350$ m)

作用曲げモーメント

上載土砂	kN.m/m	0.00
フーチング自重	kN.m/m	-505.92
杭頭鉛直反力	kN.m/m	1785.45
合計 M_o	kN.m/m	1279.53
有効高 d	mm	2750.0
有効幅 B'	mm	5000.0
全幅 B	mm	5000.0
有効幅の換算係数 $\alpha (B/B')$	—	1.000
曲げモーメント $M=\alpha \cdot M_o$	kN.m/m	1279.53

曲げ照査

曲げモーメント $M(kN.m)$	1279.53
部材幅 $b(mm)$	1000.0
部材高 $h(mm)$	3000.0
有効高 $d(mm)$	2750.0
必要鉄筋量 (mm^2)	3080
鉄筋 位置(mm) 鉄筋量 (mm^2)	1 2 150 2750 31.768×10^3 31.768×10^3
中立軸 $X(mm)$	466.55
応 力 度 $\sigma_c(N/mm^2)$	2.1
$\sigma_s(N/mm^2)$	155.2
許 容 応 力 度 $\sigma_{ca}(N/mm^2)$	8.0
$\sigma_{sa}(N/mm^2)$	160.0

最小鉄筋量照査

$M_u (kN.m)$	2982.58
$M_c (kN.m)$	2994.33
$1.7M (kN.m)$	2175.19
$A_s (mm^2/m)$	3176.8
判定	OK
$M_c=M_u$ となる鉄筋量 (mm^2/m)	-----

最小鉄筋量照査：1) $M_u \geq M_c$, 2) $1.7M \leq M_c$, 3) $A_s \geq 500(mm^2)$

1), 2)のどちらかと3)を満足するときOK

照査位置 3：柱右端 区分：一般（下側引張）

フーチング左端からの距離 $L=6.350$ m(フーチング中心からの距離 $L'=1.350$ m)

作用曲げモーメント

上載土砂	kN.m/m	0.00
フーチング自重	kN.m/m	-505.92
杭頭鉛直反力	kN.m/m	1785.81
合計	Mo	kN.m/m
		1279.89
有効高	d	mm
		2750.0
有効幅	B'	mm
		5000.0
全幅	B	mm
		5000.0
有効幅の換算係数 $\alpha (B/B')$	—	1.000
曲げモーメント $M=\alpha \cdot Mo$	kN.m/m	1279.89

曲げ照査

曲げモーメント				M(kN.m)	1279.89	
部材幅				b(mm)	1000.0	
部材高				h(mm)	3000.0	
有効高				d(mm)	2750.0	
必要鉄筋量				(mm ²)	3081	
鉄筋	位置(mm)	鉄筋量(mm ²)	1 2	150 2750	31.768×10 ² 31.768×10 ²	
中立軸				X(mm)	466.55	
応 力 度		σ c(N/mm ²)		2.1		
		σ s(N/mm ²)		155.3		
許 容 応 力 度		σ ca(N/mm ²)		8.0		
		σ sa(N/mm ²)		160.0		

最小鉄筋量照査

Mu (kN.m)	2982.58
Mc (kN.m)	2994.33
1.7M (kN.m)	2175.81
As (mm ² /m)	3176.8
判定	OK
Mc=Muとなる鉄筋量 (mm ² /m)	-----

最小鉄筋量照査：1) $Mu \geq Mc$, 2) $1.7M \leq Mc$, 3) $As \geq 500(mm^2)$

1), 2)のどちらかと3)を満足するときOK

照査位置 4：杭2 区分：一般（上側引張）

フーチング左端からの距離 $L=$ 8.000 m(フーチング中心からの距離 $L'=$ 3.000 m)

作用曲げモーメント

上載土砂	kN.m/m	0.00
フーチング自重	kN.m/m	-151.90
杭頭鉛直反力	kN.m/m	0.00
合計 M_o	kN.m/m	-151.90
有効高 d	mm	2850.0
有効幅 B'	mm	5000.0
全幅 B	mm	5000.0
有効幅の換算係数 $\alpha (B/B')$	—	1.000
曲げモーメント $M=\alpha \cdot M_o$	kN.m/m	-151.90

曲げ照査

曲げモーメント $M(\text{kN.m})$	-151.90				
部材幅 $b(\text{mm})$	1000.0				
部材高 $h(\text{mm})$	3000.0				
有効高 $d(\text{mm})$	2850.0				
必要鉄筋量 (mm^2)	340				
鉄筋	位置(mm)	鉄筋量(mm^2)	1 2	150 2750	31.768×10^3 31.768×10^3
中立軸 $X(\text{mm})$	475.71				
応 力 度	$\sigma_c(\text{N/mm}^2)$		0.2		
	$\sigma_s(\text{N/mm}^2)$		17.8		
許 容 応 力 度	$\sigma_{ca}(\text{N/mm}^2)$		8.0		
	$\sigma_{sa}(\text{N/mm}^2)$		160.0		

最小鉄筋量照査

M_u (kN.m)	3092.18
M_c (kN.m)	2933.84
$1.7M$ (kN.m)	258.23
A_s (mm^2/m)	3176.8
判定	OK
$M_c=M_u$ となる鉄筋量 (mm^2/m)	-----

最小鉄筋量照査：1) $M_u \geq M_c$, 2) $1.7M \leq M_c$, 3) $A_s \geq 500(\text{mm}^2)$

1), 2)のどちらかと3)を満足するときOK

6.2.3 セン断に対する照査

照査位置 1：杭1 区分：一般

フーチング左端からの距離L= 2.000 m(フーチング中心からの距離L' = -3.000 m)

せん断力

	せん断力 (kN/m)	M' (kN.m/m)	S' (kN.m/m)
上載土砂 フーチング自重	0.00 -151.90	—— ——	—— ——
杭頭鉛直反力	1082.09	1785.45	1082.09
合計	930.19	1785.45	1082.09

せん断照査

せん断力				S	kN	930.189
断面幅				b	mm	1000.0
断面高				h	mm	3000.0
有効高				d	mm	2750.0
鉄筋	位置(mm)	鉄筋量(mm ²)	1 2	150 2750	31.768×10 ² 31.768×10 ²	
応力度				τ m	N/mm ²	0.34
許容応力度				τ al	N/mm ²	0.23
許容応力度				τ a	N/mm ²	0.73
許容応力度				τ a2	N/mm ²	1.70
せん断スパン				a	mm	1650.0
補正係数				Ce Cpt Cdc		0.737 0.731 5.920
コンクリートが負担するせん断力				Sca	kN	2018.76
斜引張鉄筋	負担するせん断力			Sh'	kN	0.00
	部材軸方向間隔			s	mm	1000.0
	許容引張応力度			σ sa	N/mm ²	160.00
	補正係数			Cds		0.240
	d/1.15				mm	2391
	使用鉄筋量			Aw	mm ² /m	198.6
	必要鉄筋量			Awreq	mm ² /m	0.0

照査位置 2：1/2H位置(左) 区分：一般

フーチング左端からの距離L= 2.150 m(フーチング中心からの距離L' = -2.850 m)

せん断力

	せん断力 (kN/m)	M' (kN.m/m)	S' (kN.m/m)
上載土砂 フーチング自重	0.00 -163.29	_____ _____	_____ _____
杭頭鉛直反力	1082.09	1785.45	1082.09
合計	918.80	1785.45	1082.09

せん断照査

せん断力				S	kN	918.797
断面幅				b	mm	1000.0
断面高				h	mm	3000.0
有効高				d	mm	2750.0
鉄筋	位置(mm)	鉄筋量(mm ²)	1 2	150 2750	31.768×10 ² 31.768×10 ²	
応力度				τ m	N/mm ²	0.33
許容応力度				τ a1	N/mm ²	0.23
許容応力度				τ a	N/mm ²	0.73
許容応力度				τ a2	N/mm ²	1.70
せん断スパン				a	mm	1650.0
補正係数				Ce Cpt Cdc		0.737 0.731 5.920
コンクリートが負担するせん断力				Sca	kN	2018.76
斜引張鉄筋	負担するせん断力			Sh'	kN	0.00
	部材軸方向間隔			s	mm	1000.0
	許容引張応力度			σ sa	N/mm ²	160.00
	補正係数			Cds		0.240
	d/1.15				mm	2391
	使用鉄筋量			Aw	mm ² /m	198.6
	必要鉄筋量			Awreq	mm ² /m	0.0

照査位置 3：1/2H位置(右) 区分：一般
フーチング左端からの距離L= 7.850 m(フーチング中心からの距離L'= 2.850 m)
せん断力

	せん断力 (kN/m)	M' (kN.m/m)	S' (kN.m/m)
上載土砂 フーチング自重	0.00 -163.29	_____ _____	_____ _____
杭頭鉛直反力	1082.31	1785.81	1082.31
合計	919.02	1785.81	1082.31

せん断照査

せん断力				S	kN	919.018
断面幅				b	mm	1000.0
断面高				h	mm	3000.0
有効高				d	mm	2750.0
鉄筋	位置(mm)	鉄筋量(mm ²)	1 2	150 2750	31.768×10 ² 31.768×10 ²	
応力度				τ m	N/mm ²	0.33
許容応力度				τ a1	N/mm ²	0.23
許容応力度				τ a	N/mm ²	0.73
許容応力度				τ a2	N/mm ²	1.70
せん断スパン				a	mm	1650.0
補正係数				Ce Cpt Cdc		0.737 0.731 5.920
コンクリートが負担するせん断力				Sca	kN	2018.76
斜引張鉄筋	負担するせん断力			Sh'	kN	0.00
	部材軸方向間隔			s	mm	1000.0
	許容引張応力度			σ sa	N/mm ²	160.00
	補正係数			Cds		0.240
	d/1.15				mm	2391
	使用鉄筋量			Aw	mm ² /m	198.6
	必要鉄筋量			Awreq	mm ² /m	0.0

照査位置 4：杭2 区分：一般

フーチング左端からの距離L= 8.000 m(フーチング中心からの距離L'= 3.000 m)

せん断力

	せん断力 (kN/m)	M' (kN.m/m)	S' (kN.m/m)
上載土砂 フーチング自重	0.00 -151.90	_____ _____	_____ _____
杭頭鉛直反力	1082.31	1785.81	1082.31
合計	930.41	1785.81	1082.31

せん断照査

せん断力				S	kN	930.411
断面幅				b	mm	1000.0
断面高				h	mm	3000.0
有効高				d	mm	2750.0
鉄筋	位置(mm)	鉄筋量(mm ²)	1 2	150 2750	31.768×10 ² 31.768×10 ²	
応力度				τ m	N/mm ²	0.34
許容応力度				τ a1	N/mm ²	0.23
許容応力度				τ a	N/mm ²	0.73
許容応力度				τ a2	N/mm ²	1.70
せん断スパン				a	mm	1650.0
補正係数				Ce Cpt Cdc		0.737 0.731 5.920
コンクリートが負担するせん断力				Sca	kN	2018.76
斜引張鉄筋	負担するせん断力			Sh'	kN	0.00
	部材軸方向間隔			s	mm	1000.0
	許容引張応力度			σ sa	N/mm ²	160.00
	補正係数			Cds		0.240
	d/1.15				mm	2391
	使用鉄筋量			Aw	mm ² /m	198.6
	必要鉄筋量			Awreq	mm ² /m	0.0

6.3 荷重ケース2

6.3.1 杭頭反力

杭番号	杭頭鉛直反力 kN/本
1 L=-3.000	8753.27
2 L= 3.000	2176.96

6.3.2 曲げモーメントに対する照査

照査位置 1：杭1 区分：一般（上側引張）

フーチング左端からの距離L= 2.000 m(フーチング中心からの距離L'= -3.000 m)

作用曲げモーメント

上載土砂	kN.m/m	0.00
フーチング自重	kN.m/m	-151.90
杭頭鉛直反力	kN.m/m	0.00
合計 Mo	kN.m/m	-151.90
有効高 d	mm	2850.0
有効幅 B'	mm	5000.0
全幅 B	mm	5000.0
有効幅の換算係数 α (B/B')	—	1.000
曲げモーメント $M=\alpha \cdot Mo$	kN.m/m	-151.90

曲げ照査

曲げモーメント				M(kN.m)	-151.90	
部材幅				b(mm)	1000.0	
部材高				h(mm)	3000.0	
有効高				d(mm)	2850.0	
必要鉄筋量				(mm ²)	180	
鉄筋	位置(mm)	鉄筋量(mm ²)	1 2	150 2750	31.768×10 ² 31.768×10 ²	
中立軸				X(mm)	475.71	
応 力 度		σ c(N/mm ²)		0.2		
		σ s(N/mm ²)		17.8		
許 容 応 力 度		σ ca(N/mm ²)		12.0		
		σ sa(N/mm ²)		300.0		

最小鉄筋量照査

Mu (kN.m)	3092.18
Mc (kN.m)	2933.84
1.7M (kN.m)	258.23
As (mm ² /m)	3176.8
判定	OK
Mc=Muとなる鉄筋量 (mm ² /m)	-----

最小鉄筋量照査：1) $Mu \geq Mc$, 2) $1.7M \leq Mc$, 3) $As \geq 500(mm^2)$

1), 2)のどちらかと3)を満足するときOK

照査位置 2：柱左端 区分：一般（下側引張）

フーチング左端からの距離 $L= 3.650$ m(フーチング中心からの距離 $L'= -1.350$ m)

作用曲げモーメント

上載土砂	kN.m/m	0.00
フーチング自重	kN.m/m	-505.92
杭頭鉛直反力	kN.m/m	2888.58
合計	Mo	kN.m/m
		2382.66
有効高	d	mm
		2750.0
有効幅	B'	mm
		5000.0
全幅	B	mm
		5000.0
有効幅の換算係数 α (B/B')	—	1.000
曲げモーメント $M=\alpha \cdot Mo$	kN.m/m	2382.66

曲げ照査

曲げモーメント				M(kN.m)	2382.66	
部材幅				b(mm)	1000.0	
部材高				h(mm)	3000.0	
有効高				d(mm)	2750.0	
必要鉄筋量				(mm ²)	3058	
鉄筋	位置(mm)	鉄筋量(mm ²)	1 2	150 2750	31.768×10 ² 31.768×10 ²	
中立軸				X(mm)	466.55	
応 力 度		σ c(N/mm ²)		3.9		
		σ s(N/mm ²)		289.1		
許 容 応 力 度		σ ca(N/mm ²)		12.0		
		σ sa(N/mm ²)		300.0		

最小鉄筋量照査

Mu (kN.m)	2982.58
Mc (kN.m)	2994.33
1.7M (kN.m)	4050.52
As (mm ² /m)	3176.8
判定	NG
Mc=Muとなる鉄筋量 (mm ² /m)	3190.6

最小鉄筋量照査：1) $Mu \geq Mc$, 2) $1.7M \leq Mc$, 3) $As \geq 500$ (mm²)

1), 2)のどちらかと3)を満足するときOK

照査位置 3：柱右端 区分：一般（下側引張）

フーチング左端からの距離 $L= 6.350$ m(フーチング中心からの距離 $L'= 1.350$ m)

作用曲げモーメント

上載土砂	kN.m/m	0.00
フーチング自重	kN.m/m	-505.92
杭頭鉛直反力	kN.m/m	718.40
合計	Mo	kN.m/m
		212.47
有効高	d	mm
		2750.0
有効幅	B'	mm
		5000.0
全幅	B	mm
		5000.0
有効幅の換算係数 α (B/B')	—	1.000
曲げモーメント $M=\alpha \cdot Mo$	kN.m/m	212.47

曲げ照査

曲げモーメント				M(kN.m)	212.47	
部材幅				b(mm)	1000.0	
部材高				h(mm)	3000.0	
有効高				d(mm)	2750.0	
必要鉄筋量				(mm ²)	262	
鉄筋	位置(mm)	鉄筋量(mm ²)	1 2	150 2750	31.768×10 ² 31.768×10 ²	
中立軸				X(mm)	466.55	
応 力 度		σ c(N/mm ²)		0.4		
		σ s(N/mm ²)		25.8		
許 容 応 力 度		σ ca(N/mm ²)		12.0		
		σ sa(N/mm ²)		300.0		

最小鉄筋量照査

Mu (kN.m)	2982.58
Mc (kN.m)	2994.33
1.7M (kN.m)	361.21
As (mm ² /m)	3176.8
判定	OK
Mc=Muとなる鉄筋量 (mm ² /m)	-----

最小鉄筋量照査：1) $Mu \geq Mc$, 2) $1.7M \leq Mc$, 3) $As \geq 500$ (mm²)

1), 2)のどちらかと3)を満足するときOK

照査位置 4：杭2 区分：一般（上側引張）

フーチング左端からの距離 $L=$ 8.000 m(フーチング中心からの距離 $L'=$ 3.000 m)

作用曲げモーメント

上載土砂 フーチング自重		kN.m/m kN.m/m	0.00 -151.90
杭頭鉛直反力		kN.m/m	0.00
合計	Mo	kN.m/m	-151.90
有効高	d	mm	2850.0
有効幅	B'	mm	5000.0
全幅	B	mm	5000.0
有効幅の換算係数 α (B/B')		—	1.000
曲げモーメント M=α ・ Mo		kN.m/m	-151.90

曲げ照査

曲げモーメント				M(kN.m)		-151.90	
部材幅				b(mm)		1000.0	
部材高				h(mm)		3000.0	
有効高				d(mm)		2850.0	
必要鉄筋量				(mm ²)		180	
鉄筋	位置(mm)	鉄筋量(mm ²)	1 2	150 2750	31.768×10 ² 31.768×10 ²		
中立軸				X(mm)		475.71	
応 力 度		σ c(N/mm ²)		0.2			
		σ s(N/mm ²)		17.8			
許 容 応 力 度		σ ca(N/mm ²)		12.0			
		σ sa(N/mm ²)		300.0			

最小鉄筋量照査

Mu (kN.m)	3092.18
Mc (kN.m)	2933.84
1.7M (kN.m)	258.23
As (mm ² /m)	3176.8
判定	OK
Mc=Muとなる鉄筋量 (mm ² /m)	-----

最小鉄筋量照査：1)Mu≥Mc, 2)1.7M≤Mc, 3)As≥500(mm²)

1), 2)のどちらかと3)を満足するときOK

6.3.3 せん断に対する照査

照査位置 1：杭1 区分：一般

フーチング左端からの距離L= 2.000 m(フーチング中心からの距離L' = -3.000 m)

せん断力

	せん断力 (kN/m)	M' (kN.m/m)	S' (kN.m/m)
上載土砂 フーチング自重	0.00 -151.90	—— ——	—— ——
杭頭鉛直反力	1750.65	2888.58	1750.65
合計	1598.75	2888.58	1750.65

せん断照査

せん断力				S	kN	1598.754
断面幅				b	mm	1000.0
断面高				h	mm	3000.0
有効高				d	mm	2750.0
鉄筋	位置(mm)	鉄筋量(mm ²)	1 2	150 2750	31.768×10 ² 31.768×10 ²	
応力度				τ m	N/mm ²	0.58
許容応力度				τ a1	N/mm ²	0.35
許容応力度				τ a	N/mm ²	1.12
許容応力度				τ a2	N/mm ²	2.55
せん断スパン				a	mm	1650.0
補正係数				Ce Cpt Cdc		0.737 0.731 5.920
コンクリートが負担するせん断力				Sca	kN	3072.03
斜引張鉄筋	負担するせん断力			Sh'	kN	0.00
	部材軸方向間隔			s	mm	1000.0
	許容引張応力度			σ sa	N/mm ²	300.00
	補正係数			Cds		0.240
	d/1.15				mm	2391
	使用鉄筋量			Aw	mm ² /m	198.6
	必要鉄筋量			Awreq	mm ² /m	0.0

照査位置 2：1/2H位置(左) 区分：一般

フーチング左端からの距離L= 2.150 m(フーチング中心からの距離L' = -2.850 m)

せん断力

	せん断力 (kN/m)	M' (kN.m/m)	S' (kN.m/m)
上載土砂 フーチング自重	0.00 -163.29	—— ——	—— ——
杭頭鉛直反力	1750.65	2888.58	1750.65
合計	1587.36	2888.58	1750.65

せん断照査

せん断力				S	kN	1587.361
断面幅				b	mm	1000.0
断面高				h	mm	3000.0
有効高				d	mm	2750.0
鉄筋	位置(mm)	鉄筋量(mm ²)	1 2	150 2750	31.768×10 ² 31.768×10 ²	
応力度				τ m	N/mm ²	0.58
許容応力度				τ a1	N/mm ²	0.35
許容応力度				τ a	N/mm ²	1.12
許容応力度				τ a2	N/mm ²	2.55
せん断スパン				a	mm	1650.0
補正係数				Ce Cpt Cdc		0.737 0.731 5.920
コンクリートが負担するせん断力				Sca	kN	3072.03
斜引張鉄筋	負担するせん断力			Sh'	kN	0.00
	部材軸方向間隔			s	mm	1000.0
	許容引張応力度			σ sa	N/mm ²	300.00
	補正係数			Cds		0.240
	d/1.15				mm	2391
	使用鉄筋量			Aw	mm ² /m	198.6
	必要鉄筋量			Awreq	mm ² /m	0.0

照査位置 3：1/2H位置(右) 区分：一般
フーチング左端からの距離L= 7.850 m(フーチング中心からの距離L'= 2.850 m)
せん断力

	せん断力 (kN/m)	M' (kN.m/m)	S' (kN.m/m)
上載土砂 フーチング自重	0.00 -163.29	_____ _____	_____ _____
杭頭鉛直反力	435.39	718.40	435.39
合計	272.10	718.40	435.39

せん断照査

せん断力				S	kN	272.099
断面幅				b	mm	1000.0
断面高				h	mm	3000.0
有効高				d	mm	2750.0
鉄筋	位置(mm)	鉄筋量(mm ²)	1 2	150 2750	31.768×10 ² 31.768×10 ²	
応力度				τ m	N/mm ²	0.10
許容応力度				τ a1	N/mm ²	0.35
許容応力度				τ a	N/mm ²	1.12
許容応力度				τ a2	N/mm ²	2.55
せん断スパン				a	mm	1650.0
補正係数				Ce Cpt Cdc		0.737 0.731 5.920
コンクリートが負担するせん断力				Sca	kN	3072.03
斜引張鉄筋	負担するせん断力			Sh'	kN	0.00
	部材軸方向間隔			s	mm	1000.0
	許容引張応力度			σ sa	N/mm ²	300.00
	補正係数			Cds		0.240
	d/1.15				mm	2391
	使用鉄筋量			Aw	mm ² /m	198.6
	必要鉄筋量			Awreq	mm ² /m	0.0

照査位置 4：杭2 区分：一般

フーチング左端からの距離L= 8.000 m(フーチング中心からの距離L'= 3.000 m)

せん断力

	せん断力 (kN/m)	M' (kN.m/m)	S' (kN.m/m)
上載土砂 フーチング自重	0.00 -151.90	—— ——	—— ——
杭頭鉛直反力	435.39	718.40	435.39
合計	283.49	718.40	435.39

せん断照査

せん断力				S	kN	283.492
断面幅				b	mm	1000.0
断面高				h	mm	3000.0
有効高				d	mm	2750.0
鉄筋	位置(mm)	鉄筋量(mm ²)	1 2	150 2750	31.768×10 ² 31.768×10 ²	
応力度				τ m	N/mm ²	0.10
許容応力度				τ a1	N/mm ²	0.35
許容応力度				τ a	N/mm ²	1.12
許容応力度				τ a2	N/mm ²	2.55
せん断スパン				a	mm	1650.0
補正係数				Ce Cpt Cdc		0.737 0.731 5.920
コンクリートが負担するせん断力				Sca	kN	3072.03
斜引張鉄筋	負担するせん断力			Sh'	kN	0.00
	部材軸方向間隔			s	mm	1000.0
	許容引張応力度			σ sa	N/mm ²	300.00
	補正係数			Cds		0.240
	d/1.15				mm	2391
	使用鉄筋量			Aw	mm ² /m	198.6
	必要鉄筋量			Awreq	mm ² /m	0.0

7章 安定照査（レベル2地震時）

7.1 照査結果

7.1.1 橋軸方向：タイプI地震動－ケース1

■設計で考慮する荷重

柱基部格点No：10

設計水平震度 $C2z \cdot khco = 1.40$
設計水平震度 $khp = 0.55$
設計水平震度 $khg = 0.50$
柱基部からWU作用位置までの高さ $yU = 12.000 \text{ m}$
柱基部からWP作用位置までの高さ $yP = 6.843 \text{ m}$

作用力

・部材分布荷重

荷 重 名 称	荷重属性	荷重種別	載荷開始部材番号	載荷終了部材番号	i端側荷重強度 (kN/m, kN・m/m)	j端側荷重強度 (kN/m, kN・m/m)	i端側載荷位置 (m)	j端側載荷位置 (m)
底版自重(鉛直) 底版自重(慣性力)	固定 変動 2	部材直角方向 部材軸方向	1 1	6 6	-379.75 -297.64	-379.75 -297.64	0.000 0.000	0.000 0.000

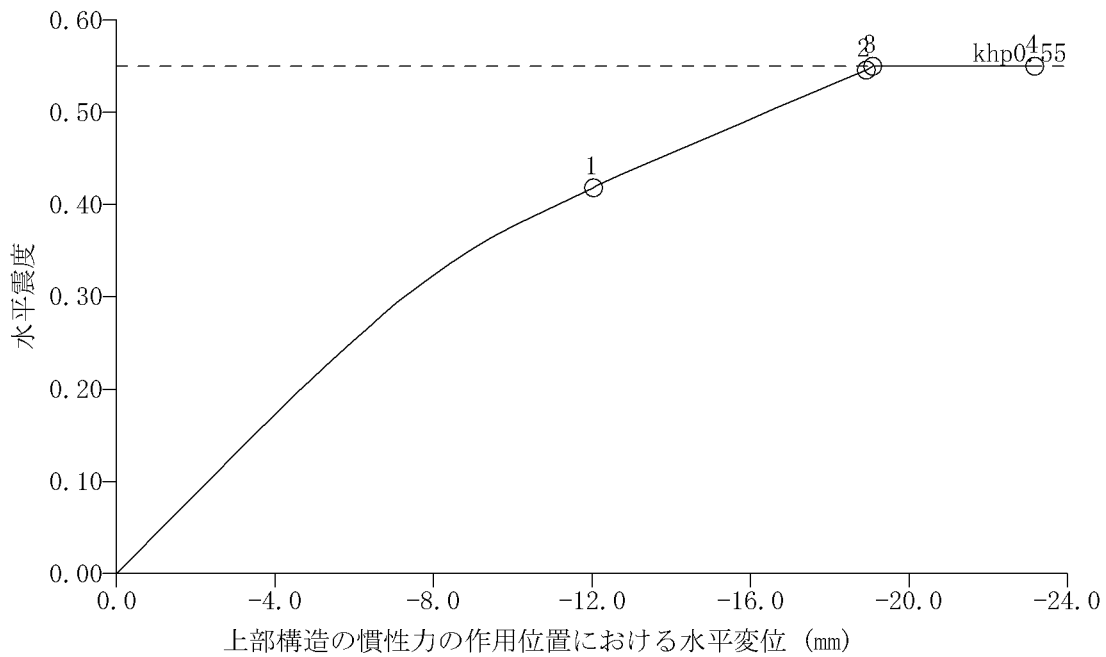
・格点集中荷重

荷 重 名 称	荷重属性	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)
柱基部荷重 柱基部荷重	固定 変動 1	10 10	0.00 -10117.30	-7039.74 0.00	0.00 102067.63

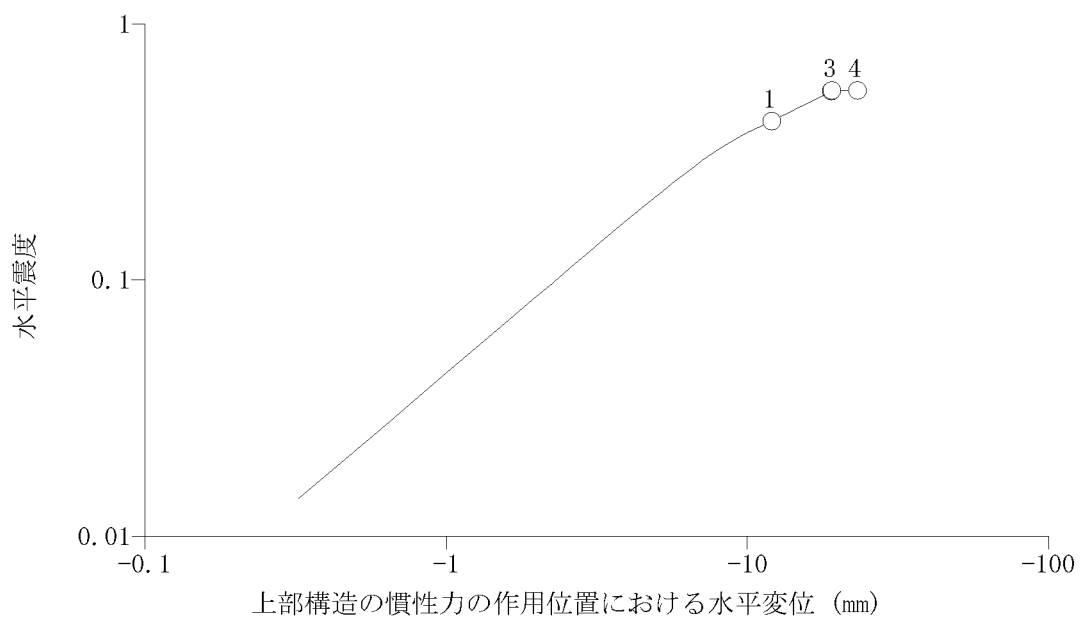
荷重合計(固定荷重) $\Sigma P_x = 0.00 \text{ kN}$ $\Sigma P_y = -10837.24 \text{ kN}$
荷重合計(変動荷重) $\Sigma P_x = -13093.68 \text{ kN}$ $\Sigma P_y = 0.00 \text{ kN}$
荷重合計(固定＋変動) $\Sigma P_x = -13093.68 \text{ kN}$ $\Sigma P_y = -10837.24 \text{ kN}$

基礎の設計で考慮する荷重を段階的に増加させながら作用させ、基礎の荷重－水平変位の関係を求める。

荷重－水平変位の関係



LogP-LogS曲線による荷重－水平変位グラフ



深礎基礎の状態変化点一覧表

No	載荷ステップ α_i	水平震度 k_h	基礎天端の水平変位(mm)	基礎天端の回転角 ($\times 10^{-3}$ rad)	上部構造の慣性力の作用位置における水平変位(mm)	深 礎 基 礎 の 状 態
1	0.299	0.419	-4.4	-0.6	-12.0	杭 2 が押込み支持力上限値
2	0.390	0.546	-7.0	-1.0	-18.9	logP～logS法で求まる急変点
3	0.393	0.550	-7.1	-1.0	-19.1	水平震度が k_{hp} に達した

No	載荷ステップ α_i	水平震度 k_h	基礎天端の水平変位(mm)	基礎天端の回転角 ($\times 10^{-3}$ rad)	上部構造の慣性力の作用位置における水平変位(mm)	深 礎 基 礎 の 状 態
4	1.000	0.550	-9.1	-1.2	-23.2	$\alpha_i=1$ で基礎は降伏していない

杭番号 1

No	載荷ステップ α_i	水平震度 k_h	塑性化領域 L_p (m)	塑性化領域率 (%)	底面有効面積 A (m^2)	底面浮上り率 (%)	深 礎 基 礎 の 状 態
1	0.299	0.419	1.500	15.2	4.909	0.0	杭 2 が押込み支持力上限値
2	0.390	0.546	1.500	15.2	4.909	0.0	logP～logS法で求まる急変点
3	0.393	0.550	1.500	15.2	4.909	0.0	水平震度が k_{hp} に達した
4	1.000	0.550	1.500	15.2	4.909	0.0	$\alpha_i=1$ で基礎は降伏していない

杭番号 2

No	載荷ステップ α_i	水平震度 k_h	塑性化領域 L_p (m)	塑性化領域率 (%)	底面有効面積 A (m^2)	底面浮上り率 (%)	深 礎 基 礎 の 状 態
1	0.299	0.419	1.500	15.2	0.004	99.9	杭 2 が押込み支持力上限値
2	0.390	0.546	1.500	15.2	0.000	100.0	logP～logS法で求まる急変点
3	0.393	0.550	1.500	15.2	0.000	100.0	水平震度が k_{hp} に達した
4	1.000	0.550	1.500	15.2	0.000	100.0	$\alpha_i=1$ で基礎は降伏していない

基礎の設計で考慮する荷重（ $\alpha_i=1$ ）を作用させたときの基礎天端の
回転角 α_{F0} は、

$$\alpha_{F0} = -0.001 \leq 0.020 \text{ rad OK}$$

基礎の設計で考慮する荷重（ $\alpha_i=1$ ）を作用させたときのせん断力及びせん断耐力

		杭番号 1	杭番号 2
杭頭位置	せん断力 S (kN) せん断耐力 P_s (kN) 判定	3899.75 5888.86 OK	3042.62 6523.87 OK
S_{max} 位置	せん断力 S (kN) せん断耐力 P_s (kN) 判定	3899.75 5888.86 OK	3042.62 6523.87 OK

杭番号1

鉄筋区間1 せん断力 S 3899.75(kN) せん断耐力 P_s 5888.86(kN) 判定OK

杭番号2

鉄筋区間1 せん断力 S 3042.62(kN) せん断耐力 P_s 6523.87(kN) 判定OK

基礎のせん断耐力明細表 杭番号 1 杭頭位置

杭径		D	mm	2450
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数		C _c	—	1.000
部材断面の有効高に関する補正 (正方形換算)	部材幅	b	mm	2171
	部材高	h	mm	2171
	有効高	d	mm	2076
	補正係数	C _e	—	0.839
軸方向引張鉄筋比に関する補正	軸方向引張鉄筋比	p _t	%	0.200
	補正係数	C _{pt}	—	0.899
軸方向圧縮力による補正	作用軸力	N	N	16308×10 ³
	作用曲げモーメント（終局M _u ）	M	N・mm	12078×10 ⁶
	断面積	A _c	mm ²	4.714×10 ⁶
	断面二次モーメント	I _c	mm ⁴	1.769×10 ¹²
	図心より引張縁までの距離	y	mm	1225
	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	M _o	N・mm	4994×10 ⁶
	補正係数	C _N	—	1.413
コンクリートが負担できる平均せん断応力度		τ _c	N/mm ²	0.350
コンクリートの負担するせん断耐力		S _c	N	1681×10 ³
帯鉄筋	帯鉄筋の断面積	A _w	mm ²	10.134×10 ²
	帯鉄筋の間隔	s	mm	150
	帯鉄筋の降伏点	σ _{sy}	N/mm ²	345.0
帯鉄筋の負担するせん断耐力		S _s	N	4208×10 ³
杭1本あたりのせん断耐力		P _s	N	5889×10 ³

基礎のせん断耐力明細表 杭番号 1 $S_{\max}$ 位置

杭径		D	mm	2450
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数		C_c	—	1.000
部材断面の有効高に関する補正 (正方形換算)	部材幅	b	mm	2171
	部材高	h	mm	2171
	有効高	d	mm	2076
	補正係数	C_e	—	0.839
軸方向引張鉄筋比に関する補正	軸方向引張鉄筋比	p_t	%	0.200
	補正係数	C_{pt}	—	0.899
軸方向圧縮力による補正	作用軸力	N	N	16308×10^3
	作用曲げモーメント (終局 M_o)	M	N・mm	12078×10^6
	断面積	A_c	mm ²	4.714×10^6
	断面二次モーメント	I_c	mm ⁴	1.769×10^{12}
	図心より引張縁までの距離	y	mm	1225
	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	M_o	N・mm	4994×10^6
	補正係数	C_N	—	1.413
コンクリートが負担できる平均せん断応力度		τ_c	N/mm ²	0.350
コンクリートの負担するせん断耐力		S_c	N	1681×10^3
帯鉄筋	帯鉄筋の断面積	A_w	mm ²	10.134×10^2
	帯鉄筋の間隔	s	mm	150
	帯鉄筋の降伏点	σ_{sy}	N/mm ²	345.0
帯鉄筋の負担するせん断耐力		S_s	N	4208×10^3
杭1本あたりのせん断耐力		P_s	N	5889×10^3

基礎のせん断耐力明細表 杭番号 1 鉄筋区間1

杭径		D	mm	2450
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数		C_c	—	1.000
部材断面の有効高に関する補正 (正方形換算)	部材幅	b	mm	2171
	部材高	h	mm	2171
	有効高	d	mm	2076
	補正係数	C_e	—	0.839
軸方向引張鉄筋比に関する補正	軸方向引張鉄筋比	p_t	%	0.200
	補正係数	C_{pt}	—	0.899
軸方向圧縮力による補正	作用軸力	N	N	16308×10^3
	作用曲げモーメント (終局 M_o)	M	N・mm	12078×10^6
	断面積	A_c	mm ²	4.714×10^6
	断面二次モーメント	I_c	mm ⁴	1.769×10^{12}
	図心より引張縁までの距離	y	mm	1225
	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	M_o	N・mm	4994×10^6
	補正係数	C_N	—	1.413
コンクリートが負担できる平均せん断応力度		τ_c	N/mm ²	0.350
コンクリートの負担するせん断耐力		S_c	N	1681×10^3
帯鉄筋	帯鉄筋の断面積	A_w	mm ²	10.134×10^2
	帯鉄筋の間隔	s	mm	150
	帯鉄筋の降伏点	σ_{sy}	N/mm ²	345.0
帯鉄筋の負担するせん断耐力		S_s	N	4208×10^3
杭1本あたりのせん断耐力		P_s	N	5889×10^3

基礎のせん断耐力明細表 杭番号 2 杭頭位置

杭径		D	mm	2450
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数		C_c	—	1.000
部材断面の有効高に関する補正 (正方形換算)	部材幅	b	mm	2171
	部材高	h	mm	2171
	有効高	d	mm	2076
	補正係数	C_e	—	0.839
軸方向引張鉄筋比に関する補正	軸方向引張鉄筋比	p_t	%	0.200
	補正係数	C_{pt}	—	0.899
軸方向圧縮力による補正	作用軸力	N	N	-5470×10^3
	作用曲げモーメント (終局 M_o)	M	N・mm	6847×10^6
	断面積	A_c	mm ²	4.714×10^6
	断面二次モーメント	I_c	mm ⁴	1.769×10^{12}
	図心より引張縁までの距離	y	mm	1225
	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	M_o	N・mm	-1675×10^6
	補正係数	C_N	—	1.000
コンクリートが負担できる平均せん断応力度		τ_c	N/mm ²	0.350
コンクリートの負担するせん断耐力		S_c	N	1189×10^3
帯鉄筋	帯鉄筋の断面積	A_w	mm ²	12.848×10^2
	帯鉄筋の間隔	s	mm	150
	帯鉄筋の降伏点	σ_{sy}	N/mm ²	345.0
帯鉄筋の負担するせん断耐力		S_s	N	5334×10^3
杭1本あたりのせん断耐力		P_s	N	6524×10^3

基礎のせん断耐力明細表 杭番号 2 S_{max} 位置

杭径		D	mm	2450
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数		C_c	—	1.000
部材断面の有効高に関する補正 (正方形換算)	部材幅	b	mm	2171
	部材高	h	mm	2171
	有効高	d	mm	2076
	補正係数	C_e	—	0.839
軸方向引張鉄筋比に関する補正	軸方向引張鉄筋比	p_t	%	0.200
	補正係数	C_{pt}	—	0.899
軸方向圧縮力による補正	作用軸力	N	N	-5470×10^3
	作用曲げモーメント (終局 M_o)	M	N・mm	6847×10^6
	断面積	A_c	mm ²	4.714×10^6
	断面二次モーメント	I_c	mm ⁴	1.769×10^{12}
	図心より引張縁までの距離	y	mm	1225
	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	M_o	N・mm	-1675×10^6
	補正係数	C_N	—	1.000
コンクリートが負担できる平均せん断応力度		τ_c	N/mm ²	0.350
コンクリートの負担するせん断耐力		S_c	N	1189×10^3
帯鉄筋	帯鉄筋の断面積	A_w	mm ²	12.848×10^2
	帯鉄筋の間隔	s	mm	150
	帯鉄筋の降伏点	σ_{sy}	N/mm ²	345.0
帯鉄筋の負担するせん断耐力		S_s	N	5334×10^3
杭1本あたりのせん断耐力		P_s	N	6524×10^3

基礎のせん断耐力明細表 杭番号 2 鉄筋区間1

杭径		D	mm	2450
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数		C_c	—	1.000
部材断面の有効高に関する補正 (正方形換算)	部材幅	b	mm	2171
	部材高	h	mm	2171
	有効高	d	mm	2076
	補正係数	C_e	—	0.839
軸方向引張鉄筋比に関する補正	軸方向引張鉄筋比	p_t	%	0.200
	補正係数	C_{pt}	—	0.899
軸方向圧縮力による補正	作用軸力	N	N	-5470×10^3
	作用曲げモーメント (終局 M_o)	M	N・mm	6847×10^6
	断面積	A_c	mm ²	4.714×10^6
	断面二次モーメント	I_c	mm ⁴	1.769×10^{12}
	図心より引張縁までの距離	y	mm	1225
	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	M_o	N・mm	-1675×10^6
	補正係数	C_N	—	1.000
コンクリートが負担できる平均せん断応力度		τ_c	N/mm ²	0.350
コンクリートの負担するせん断耐力		S_c	N	1189×10^3
帯鉄筋	帯鉄筋の断面積	A_w	mm ²	12.848×10^2
	帯鉄筋の間隔	s	mm	150
	帯鉄筋の降伏点	σ_{sy}	N/mm ²	345.0
帯鉄筋の負担するせん断耐力		S_s	N	5334×10^3
杭1本あたりのせん断耐力		P_s	N	6524×10^3

基礎の状態

		判定式	判定
杭耐力(kN・m)	杭 1	$5504.853 \leq 9482.487$	OK
	杭 2	$3944.679 \leq 5042.861$	
押込み支持力(kN)	杭 1	$8660.888 \leq 29452.431$	--
	杭 2	$0.000 \leq 0.000$	
降伏点判定		-----	OK

※押込み支持力は判定に用いないため参考値です。

基礎の耐力照査(kN・m, kN)

		杭番号 1	杭番号 2
曲げモーメント	$M_{\max}$	-5504.853	3944.679
降伏モーメント	M_y	9482.487	5042.861
判 定		$M \leq M_y$	$M \leq M_y$
基礎は降伏しない OK			

変位の照査

基礎天端の回転角	α_{F0}	-0.001 rad
回転角の制限値	α_{F0a}	0.020 rad
判 定		$\alpha_{F0} \leq \alpha_{F0a}$ OK

せん断力の照査

		杭番号 1	杭番号 2
杭頭位置	せん断力 S (kN)	3899.75	3042.62
	せん断耐力 P_s (kN) 判定	5888.86 OK	6523.87 OK
$S_{\max}$ 位置	せん断力 S (kN)	3899.75	3042.62
	せん断耐力 P_s (kN) 判定	5888.86 OK	6523.87 OK

杭番号1

鉄筋区間1 せん断力S 3899.75(kN) せん断耐力 P_s 5888.86(kN) 判定OK

杭番号2

鉄筋区間1 せん断力S 3042.62(kN) せん断耐力 P_s 6523.87(kN) 判定OK

以上より、深礎基礎の安全性の判定を満足する。

杭底面の押込み支持力 ($PN_v = q_a \times A'$)

杭番号	許容支持力度 q_a (kN/m ²)	有効載荷幅 d(m)	有効載荷面積 A' (m ²)	杭の断面積 A(m ²)	押込み支持力 PN_v (kN)
1	6000	2.500	4.909	4.909	29452.43
2	6000	0.002	0.000	4.909	0.00

7.1.2 橋軸方向：タイプII地震動－ケース1

■設計で考慮する荷重

柱基部格点No：10

設計水平震度 $C2z \cdot khco = 1.40$
設計水平震度 $khp = 0.55$
設計水平震度 $khg = 0.80$
柱基部からWU作用位置までの高さ $yU = 12.000 \text{ m}$
柱基部からWP作用位置までの高さ $yP = 6.843 \text{ m}$

作用力

・部材分布荷重

荷 重 名 称	荷重属性	荷重種別	載荷開始部材番号	載荷終了部材番号	i端側荷重強度 (kN/m, kN・m/m)	j端側荷重強度 (kN/m, kN・m/m)	i端側載荷位置 (m)	j端側載荷位置 (m)
底版自重(鉛直) 底版自重(慣性力)	固定 変動 2	部材直角方向 部材軸方向	1 1	6 6	-379.75 -476.22	-379.75 -476.22	0.000 0.000	0.000 0.000

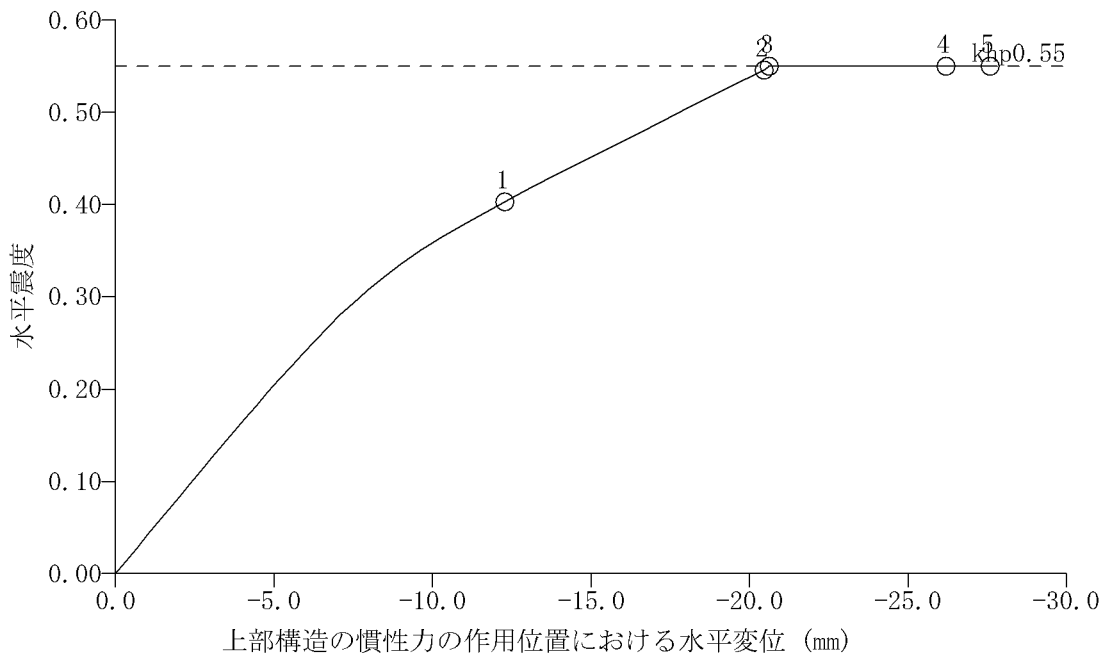
・格点集中荷重

荷 重 名 称	荷重属性	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)
柱基部荷重 柱基部荷重	固定 変動 1	10 10	0.00 -10117.30	-7039.74 0.00	0.00 102067.63

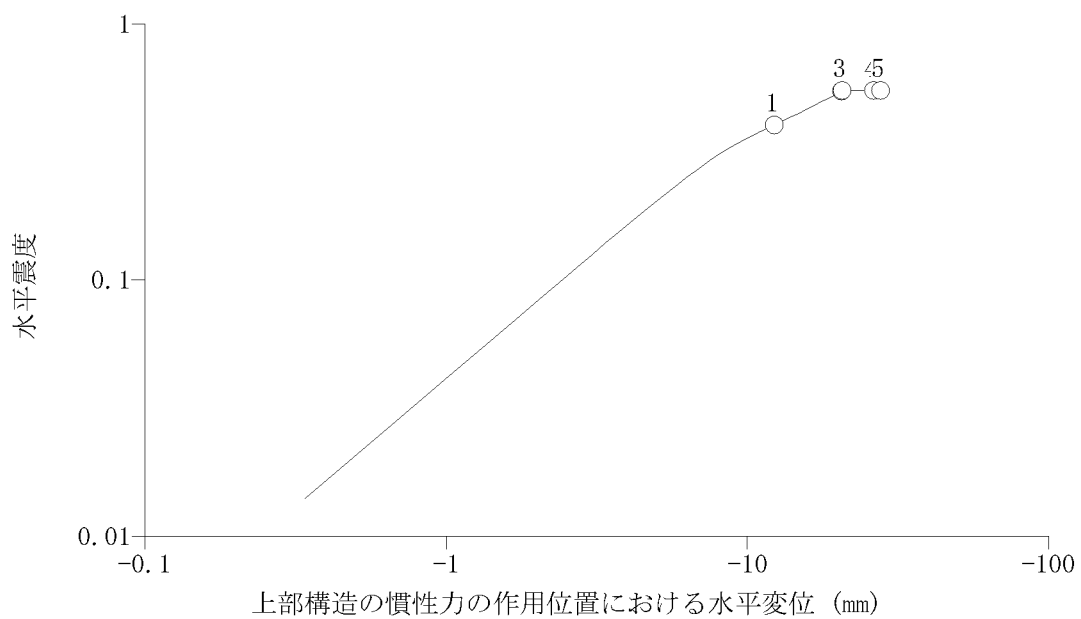
荷重合計(固定荷重) $\Sigma P_x = 0.00 \text{ kN}$ $\Sigma P_y = -10837.24 \text{ kN}$
荷重合計(変動荷重) $\Sigma P_x = -14879.51 \text{ kN}$ $\Sigma P_y = 0.00 \text{ kN}$
荷重合計(固定+変動) $\Sigma P_x = -14879.51 \text{ kN}$ $\Sigma P_y = -10837.24 \text{ kN}$

基礎の設計で考慮する荷重を段階的に増加させながら作用させ、基礎の荷重－水平変位の関係を求める。

荷重－水平変位の関係



LogP-LogS曲線による荷重－水平変位グラフ



深礎基礎の状態変化点一覧表

No	載荷ステップ α_i	水平震度 k_h	基礎天端の水平変位(mm)	基礎天端の回転角 ($\times 10^{-3}$ rad)	上部構造の慣性力の作用位置における水平変位(mm)	深 礎 基 礎 の 状 態
1	0.288	0.403	-4.6	-0.6	-12.3	杭 2 が押込み支持力上限値
2	0.390	0.546	-7.7	-1.1	-20.5	logP～logS法で求まる急変点
3	0.393	0.550	-7.8	-1.1	-20.6	水平震度が k_{hp} に達した

No	載荷ステップ α_i	水平 震度 k_h	基礎天端 の水平 変位(mm)	基礎天端の 回転角 ($\times 10^{-3}$ rad)	上部構造の 慣性力の作用 位置における 水平変位(mm)	深 礎 基 礎 の 状 態
4	0.887	0.550	-10.8	-1.3	-26.2	杭 2 が降伏した
5	1.000	0.550	-11.6	-1.3	-27.6	$\alpha_i=1$ で基礎は降伏していない

杭番号 1

No	載荷ステップ α_i	水平震度 k_h	塑性化領域 L_p (m)	塑性化領域率 (%)	底面有効面積 A (m^2)	底面浮上り率 (%)	深 礎 基 礎 の 状 態
1	0.288	0.403	1.500	15.2	4.909	0.0	杭 2 が押込み支持力上限値
2	0.390	0.546	1.500	15.2	4.909	0.0	logP～logS法で求まる急変点
3	0.393	0.550	1.500	15.2	4.909	0.0	水平震度が k_{hp} に達した
4	0.887	0.550	2.000	20.2	4.909	0.0	杭 2 が降伏した
5	1.000	0.550	2.000	20.2	4.909	0.0	$\alpha_i=1$ で基礎は降伏していない

杭番号 2

No	載荷ステップ α_i	水平震度 k_h	塑性化領域 L_p (m)	塑性化領域率 (%)	底面有効面積 A (m^2)	底面浮上り率 (%)	深 礎 基 礎 の 状 態
1	0.288	0.403	1.500	15.2	0.004	99.9	杭 2 が押込み支持力上限値
2	0.390	0.546	1.500	15.2	0.000	100.0	logP～logS法で求まる急変点
3	0.393	0.550	1.500	15.2	0.000	100.0	水平震度が k_{hp} に達した
4	0.887	0.550	1.500	15.2	0.000	100.0	杭 2 が降伏した
5	1.000	0.550	2.000	20.2	0.000	100.0	$\alpha_i=1$ で基礎は降伏していない

基礎の設計で考慮する荷重（ $\alpha_i=1$ ）を作用させたときの基礎天端の
回転角 α_{F0} は、

$$\alpha_{F0} = -0.001 \leq 0.020 \text{ rad OK}$$

基礎の設計で考慮する荷重（ $\alpha_i=1$ ）を作用させたときのせん断力及びせん断耐力

		杭番号 1	杭番号 2
杭頭位置	せん断力 S (kN) せん断耐力 P_s (kN) 判定	4896.54 5921.92 OK	3831.66 6523.87 OK
S_{max} 位置	せん断力 S (kN) せん断耐力 P_s (kN) 判定	4896.54 5921.92 OK	3831.66 6523.87 OK

杭番号1

鉄筋区間1 せん断力 S 4896.54(kN) せん断耐力 P_s 5921.92(kN) 判定OK

杭番号2

鉄筋区間1 せん断力 S 3831.66(kN) せん断耐力 P_s 6523.87(kN) 判定OK

基礎のせん断耐力明細表 杭番号 1 杭頭位置

杭径		D	mm	2450
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数		C _c	—	1.000
部材断面の有効高に関する補正 (正方形換算)	部材幅	b	mm	2171
	部材高	h	mm	2171
	有効高	d	mm	2076
	補正係数	C _e	—	0.839
軸方向引張鉄筋比に関する補正	軸方向引張鉄筋比	p _t	%	0.200
	補正係数	C _{pt}	—	0.899
軸方向圧縮力による補正	作用軸力	N	N	17404×10 ³
	作用曲げモーメント（終局M _u ）	M	N・mm	12078×10 ⁶
	断面積	A _c	mm ²	4.714×10 ⁶
	断面二次モーメント	I _c	mm ⁴	1.769×10 ¹²
	図心より引張縁までの距離	y	mm	1225
	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	M _o	N・mm	5330×10 ⁶
	補正係数	C _N	—	1.441
コンクリートが負担できる平均せん断応力度		τ _c	N/mm ²	0.350
コンクリートの負担するせん断耐力		S _c	N	1714×10 ³
帯鉄筋	帯鉄筋の断面積	A _w	mm ²	10.134×10 ²
	帯鉄筋の間隔	s	mm	150
	帯鉄筋の降伏点	σ _{sy}	N/mm ²	345.0
帯鉄筋の負担するせん断耐力		S _s	N	4208×10 ³
杭1本あたりのせん断耐力		P _s	N	5922×10 ³

基礎のせん断耐力明細表 杭番号 1 $S_{\max}$ 位置

杭径		D	mm	2450
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数		C_c	—	1.000
部材断面の有効高に関する補正 (正方形換算)	部材幅	b	mm	2171
	部材高	h	mm	2171
	有効高	d	mm	2076
	補正係数	C_e	—	0.839
軸方向引張鉄筋比に関する補正	軸方向引張鉄筋比	p_t	%	0.200
	補正係数	C_{pt}	—	0.899
軸方向圧縮力による補正	作用軸力	N	N	17404×10^3
	作用曲げモーメント (終局 M_o)	M	N・mm	12078×10^6
	断面積	A_c	mm ²	4.714×10^6
	断面二次モーメント	I_c	mm ⁴	1.769×10^{12}
	図心より引張縁までの距離	y	mm	1225
	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	M_o	N・mm	5330×10^6
	補正係数	C_N	—	1.441
コンクリートが負担できる平均せん断応力度		τ_c	N/mm ²	0.350
コンクリートの負担するせん断耐力		S_c	N	1714×10^3
帯鉄筋	帯鉄筋の断面積	A_w	mm ²	10.134×10^2
	帯鉄筋の間隔	s	mm	150
	帯鉄筋の降伏点	σ_{sy}	N/mm ²	345.0
帯鉄筋の負担するせん断耐力		S_s	N	4208×10^3
杭1本あたりのせん断耐力		P_s	N	5922×10^3

基礎のせん断耐力明細表 杭番号 1 鉄筋区間1

杭径		D	mm	2450
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数		C_c	—	1.000
部材断面の有効高に関する補正 (正方形換算)	部材幅	b	mm	2171
	部材高	h	mm	2171
	有効高	d	mm	2076
	補正係数	C_e	—	0.839
軸方向引張鉄筋比に関する補正	軸方向引張鉄筋比	p_t	%	0.200
	補正係数	C_{pt}	—	0.899
軸方向圧縮力による補正	作用軸力	N	N	17404×10^3
	作用曲げモーメント (終局 M_o)	M	N・mm	12078×10^6
	断面積	A_c	mm ²	4.714×10^6
	断面二次モーメント	I_c	mm ⁴	1.769×10^{12}
	図心より引張縁までの距離	y	mm	1225
	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	M_o	N・mm	5330×10^6
	補正係数	C_N	—	1.441
コンクリートが負担できる平均せん断応力度		τ_c	N/mm ²	0.350
コンクリートの負担するせん断耐力		S_c	N	1714×10^3
帯鉄筋	帯鉄筋の断面積	A_w	mm ²	10.134×10^2
	帯鉄筋の間隔	s	mm	150
	帯鉄筋の降伏点	σ_{sy}	N/mm ²	345.0
帯鉄筋の負担するせん断耐力		S_s	N	4208×10^3
杭1本あたりのせん断耐力		P_s	N	5922×10^3

基礎のせん断耐力明細表 杭番号 2 杭頭位置

杭径		D	mm	2450
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数		C_c	—	1.000
部材断面の有効高に関する補正 (正方形換算)	部材幅	b	mm	2171
	部材高	h	mm	2171
	有効高	d	mm	2076
	補正係数	C_e	—	0.839
軸方向引張鉄筋比に関する補正	軸方向引張鉄筋比	p_t	%	0.200
	補正係数	C_{pt}	—	0.899
軸方向圧縮力による補正	作用軸力	N	N	-6566×10^3
	作用曲げモーメント (終局 M_o)	M	N・mm	6847×10^6
	断面積	A_c	mm ²	4.714×10^6
	断面二次モーメント	I_c	mm ⁴	1.769×10^{12}
	図心より引張縁までの距離	y	mm	1225
	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	M_o	N・mm	-2011×10^6
	補正係数	C_N	—	1.000
コンクリートが負担できる平均せん断応力度		τ_c	N/mm ²	0.350
コンクリートの負担するせん断耐力		S_c	N	1189×10^3
帯鉄筋	帯鉄筋の断面積	A_w	mm ²	12.848×10^2
	帯鉄筋の間隔	s	mm	150
	帯鉄筋の降伏点	σ_{sy}	N/mm ²	345.0
帯鉄筋の負担するせん断耐力		S_s	N	5334×10^3
杭1本あたりのせん断耐力		P_s	N	6524×10^3

基礎のせん断耐力明細表 杭番号 2 S_{max} 位置

杭径		D	mm	2450
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数		C_c	—	1.000
部材断面の有効高に関する補正 (正方形換算)	部材幅	b	mm	2171
	部材高	h	mm	2171
	有効高	d	mm	2076
	補正係数	C_e	—	0.839
軸方向引張鉄筋比に関する補正	軸方向引張鉄筋比	p_t	%	0.200
	補正係数	C_{pt}	—	0.899
軸方向圧縮力による補正	作用軸力	N	N	-6566×10^3
	作用曲げモーメント (終局 M_o)	M	N・mm	6847×10^6
	断面積	A_c	mm ²	4.714×10^6
	断面二次モーメント	I_c	mm ⁴	1.769×10^{12}
	図心より引張縁までの距離	y	mm	1225
	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	M_o	N・mm	-2011×10^6
	補正係数	C_N	—	1.000
コンクリートが負担できる平均せん断応力度		τ_c	N/mm ²	0.350
コンクリートの負担するせん断耐力		S_c	N	1189×10^3
帯鉄筋	帯鉄筋の断面積	A_w	mm ²	12.848×10^2
	帯鉄筋の間隔	s	mm	150
	帯鉄筋の降伏点	σ_{sy}	N/mm ²	345.0
帯鉄筋の負担するせん断耐力		S_s	N	5334×10^3
杭1本あたりのせん断耐力		P_s	N	6524×10^3

基礎のせん断耐力明細表 杭番号 2 鉄筋区間1

杭径		D	mm	2450
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数		C_c	—	1.000
部材断面の有効高に関する補正 (正方形換算)	部材幅	b	mm	2171
	部材高	h	mm	2171
	有効高	d	mm	2076
	補正係数	C_e	—	0.839
軸方向引張鉄筋比に関する補正	軸方向引張鉄筋比	p_t	%	0.200
	補正係数	C_{pt}	—	0.899
軸方向圧縮力による補正	作用軸力	N	N	-6566×10^3
	作用曲げモーメント (終局 M_o)	M	N・mm	6847×10^6
	断面積	A_c	mm ²	4.714×10^6
	断面二次モーメント	I_c	mm ⁴	1.769×10^{12}
	図心より引張縁までの距離	y	mm	1225
	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	M_o	N・mm	-2011×10^6
	補正係数	C_N	—	1.000
コンクリートが負担できる平均せん断応力度		τ_c	N/mm ²	0.350
コンクリートの負担するせん断耐力		S_c	N	1189×10^3
帯鉄筋	帯鉄筋の断面積	A_w	mm ²	12.848×10^2
	帯鉄筋の間隔	s	mm	150
	帯鉄筋の降伏点	σ_{sy}	N/mm ²	345.0
帯鉄筋の負担するせん断耐力		S_s	N	5334×10^3
杭1本あたりのせん断耐力		P_s	N	6524×10^3

基礎の状態

		判定式	判定
杭耐力(kN・m)	杭 1	$7346.984 \leq 9482.487$	OK
	杭 2	$5511.236 > 5042.861$	
押込み支持力(kN)	杭 1	$9755.057 \leq 29452.431$	--
	杭 2	$0.000 \leq 0.000$	
降伏点判定		-----	OK

※押込み支持力は判定に用いないため参考値です。

基礎の耐力照査(kN・m,kN)

		杭番号 1	杭番号 2
曲げモーメント	M_{max}	7346.984	5511.236
降伏モーメント	M_y	9482.487	5042.861
判 定		$M \leq M_y$	$M > M_y$
基礎は降伏しない OK			

変位の照査

基礎天端の回転角	α_{F0}	-0.001 rad
回転角の制限値	α_{F0a}	0.020 rad
判 定		$\alpha_{F0} \leq \alpha_{F0a}$ OK

せん断力の照査

		杭番号 1	杭番号 2
杭頭位置	せん断力 S (kN)	4896.54	3831.66
	せん断耐力 P_s (kN) 判定	5921.92 OK	6523.87 OK
S_{max} 位置	せん断力 S (kN)	4896.54	3831.66
	せん断耐力 P_s (kN) 判定	5921.92 OK	6523.87 OK

杭番号1

鉄筋区間1 せん断力S 4896.54(kN) せん断耐力 P_s 5921.92(kN) 判定OK

杭番号2

鉄筋区間1 せん断力S 3831.66(kN) せん断耐力 P_s 6523.87(kN) 判定OK

以上より、深礎基礎の安全性の判定を満足する。

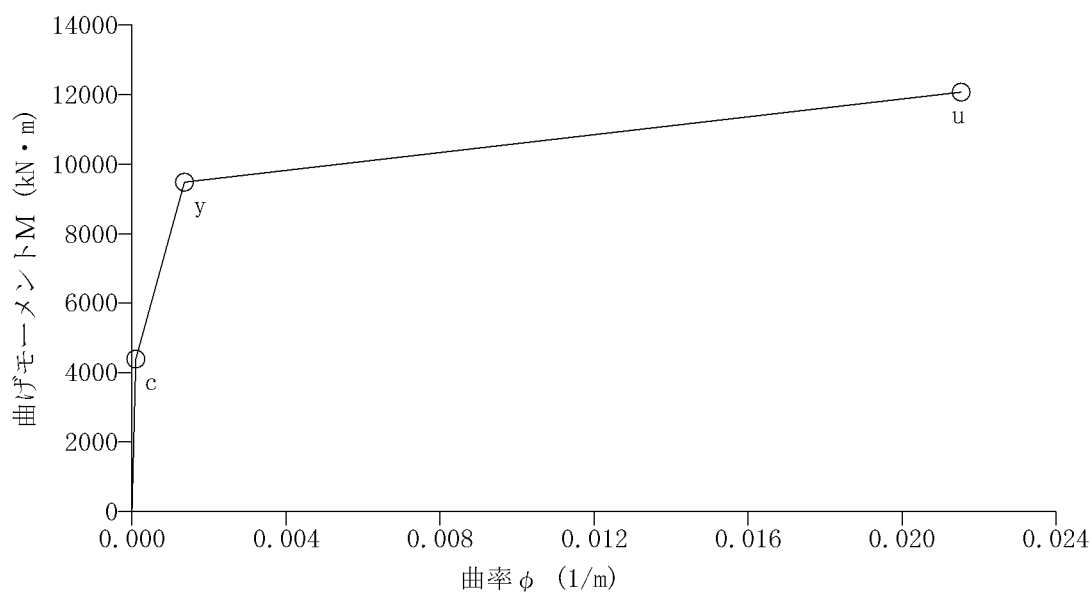
杭底面の押込み支持力 ($PN_v = q_a \times A'$)

杭番号	許容支持力度 q_a (kN/m ²)	有効載荷幅 d(m)	有効載荷面積 A' (m ²)	杭の断面積 A(m ²)	押込み支持力 PN_v (kN)
1	6000	2.500	4.909	4.909	29452.43
2	6000	0.002	0.000	4.909	0.00

7.2 杭体のM- ϕ 曲線

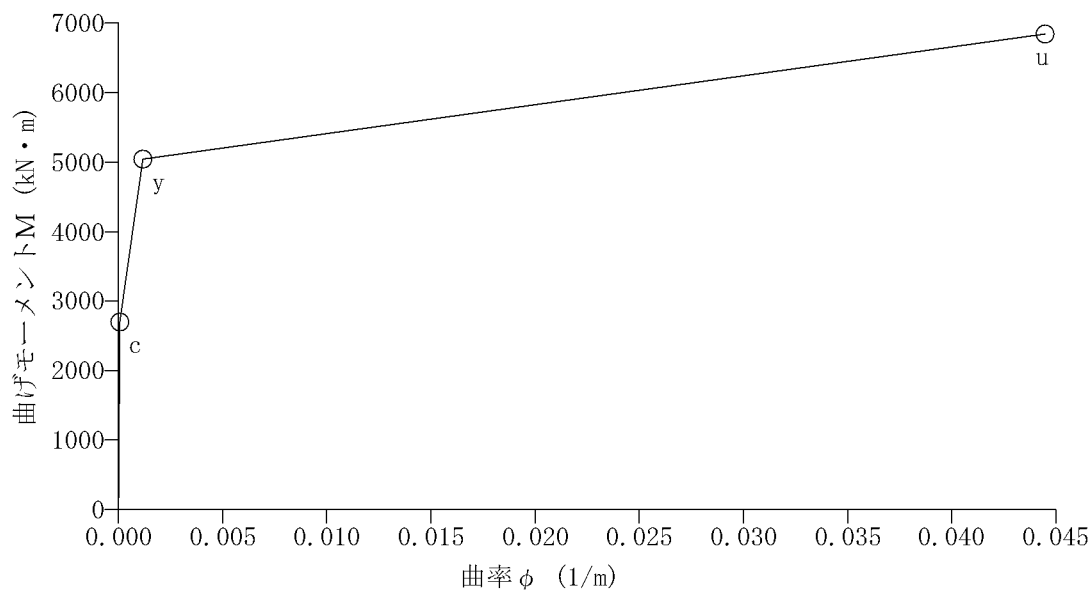
7.2.1 タイプI地震動-ケース1

杭番号-1 区間長 $L1=10.000$ m 作用軸力 $N=5418.62$ kN



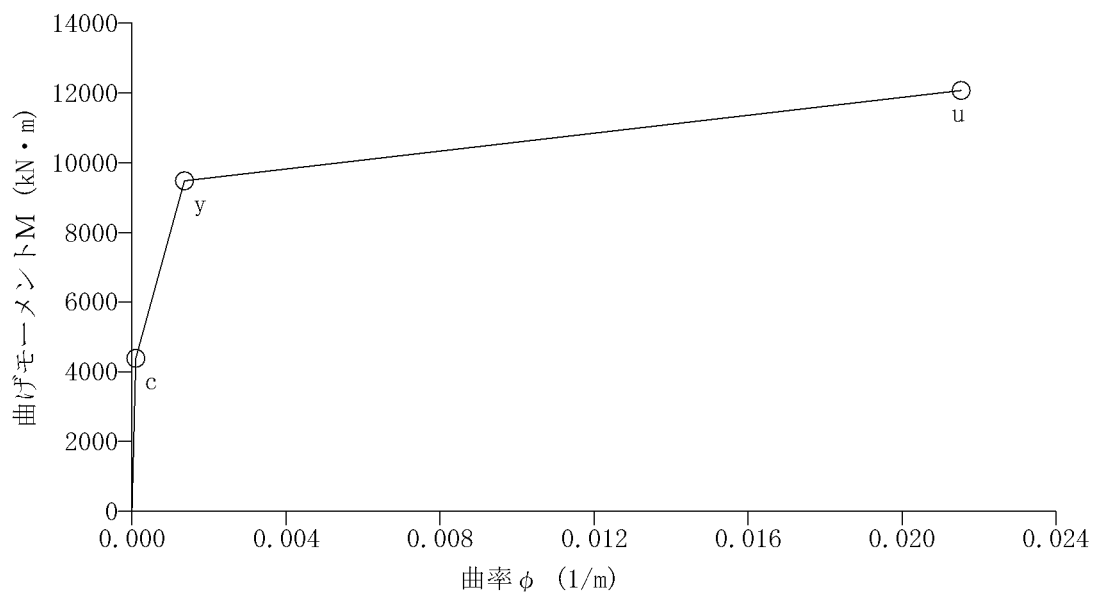
$M_c = 4391.84$ kN·m	$M_y = 9482.49$ kN·m	$M_u = 12077.89$ kN·m
$\phi_c = 9.4668E-005$ 1/m	$\phi_y = 1.3672E-003$ 1/m	$\phi_u = 2.1532E-002$ 1/m

杭番号-2 区間長 $L1=10.000$ m 作用軸力 $N=0.00$ kN

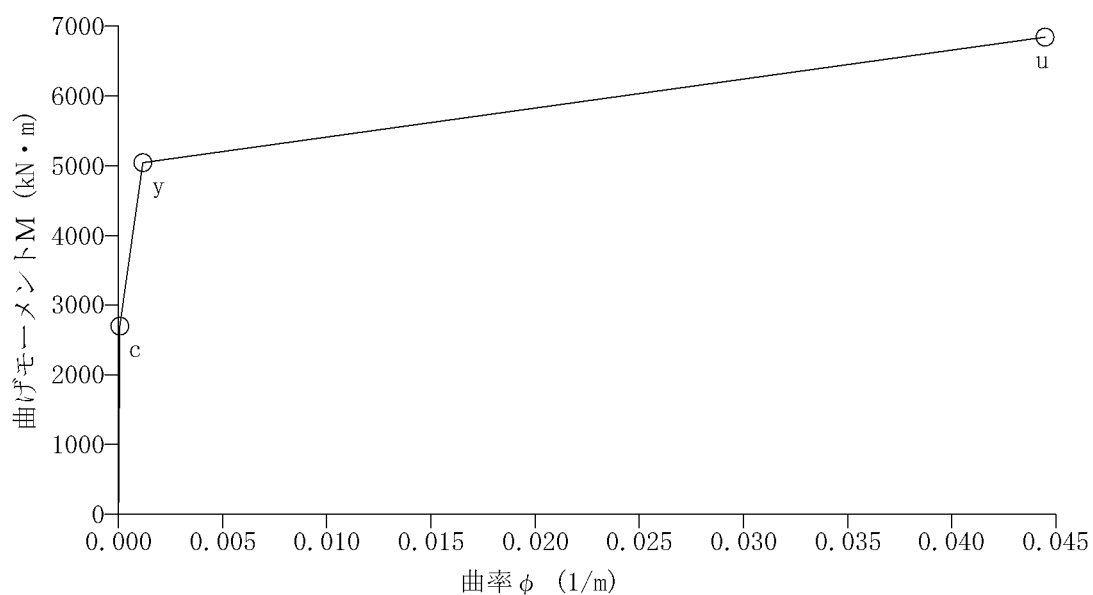


$M_c = 2702.28$ kN·m	$M_y = 5042.86$ kN·m	$M_u = 6847.11$ kN·m
$\phi_c = 5.8249E-005$ 1/m	$\phi_y = 1.1573E-003$ 1/m	$\phi_u = 4.4471E-002$ 1/m

7.2.2 タイプII地震動—ケース 1

杭番号-1 区間長 $L1=10.000$ m 作用軸力 $N=5418.62$ kN

$M_c =$ 4391.84 kN・m	$M_y =$ 9482.49 kN・m	$M_u =$ 12077.89 kN・m
$\phi_c = 9.4668E-005$ 1/m	$\phi_y = 1.3672E-003$ 1/m	$\phi_u = 2.1532E-002$ 1/m

杭番号-2 区間長 $L1=10.000$ m 作用軸力 $N=0.00$ kN

$M_c =$ 2702.28 kN・m	$M_y =$ 5042.86 kN・m	$M_u =$ 6847.11 kN・m
$\phi_c = 5.8249E-005$ 1/m	$\phi_y = 1.1573E-003$ 1/m	$\phi_u = 4.4471E-002$ 1/m

7.3 杭体計算結果

7.3.1 橋軸方向：タイプI地震動－ケース1

■ 杭体断面力

変化点 1

杭番号 1

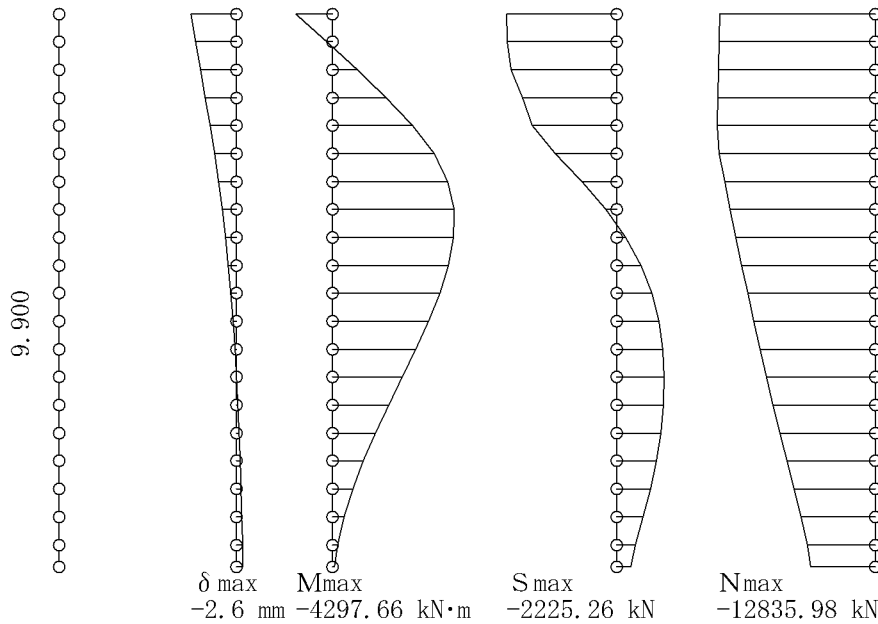
载荷ステップ $\alpha_i = 0.299$

水平震度 = 0.419

基礎の状態 : 杭 2 が押込み支持力上限値

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)
8	0.000	1300.45	-2225.26	-12595.45
101	0.500	192.94	-2204.77	-12655.58
102	1.000	-891.16	-2131.61	-12715.71
103	1.500	-1897.50	-1893.74	-12775.85
104	2.000	-2844.37	-1704.48	-12835.98
105	2.500	-3601.98	-1233.44	-12648.74
106	3.000	-4077.81	-695.68	-12208.30
107	3.500	-4297.66	-213.90	-11756.51
108	4.000	-4291.71	186.09	-11293.22
109	4.500	-4111.57	489.11	-10818.25
110	5.000	-3802.60	707.38	-10331.34
111	5.500	-3404.18	852.45	-9832.96
112	6.000	-2950.15	934.84	-9323.17
113	6.500	-2469.34	963.84	-8801.80
114	7.000	-1986.31	947.37	-8268.74
115	7.500	-1521.97	891.97	-7724.13
116	8.000	-1094.34	802.80	-7168.05
117	8.500	-719.17	683.69	-6599.80
118	9.000	-410.64	537.35	-6019.92
119	9.500	-181.82	374.68	-5461.93
120	9.900	-65.14	291.72	-5214.74

変化点 1 杭番号 1



杭番号 2

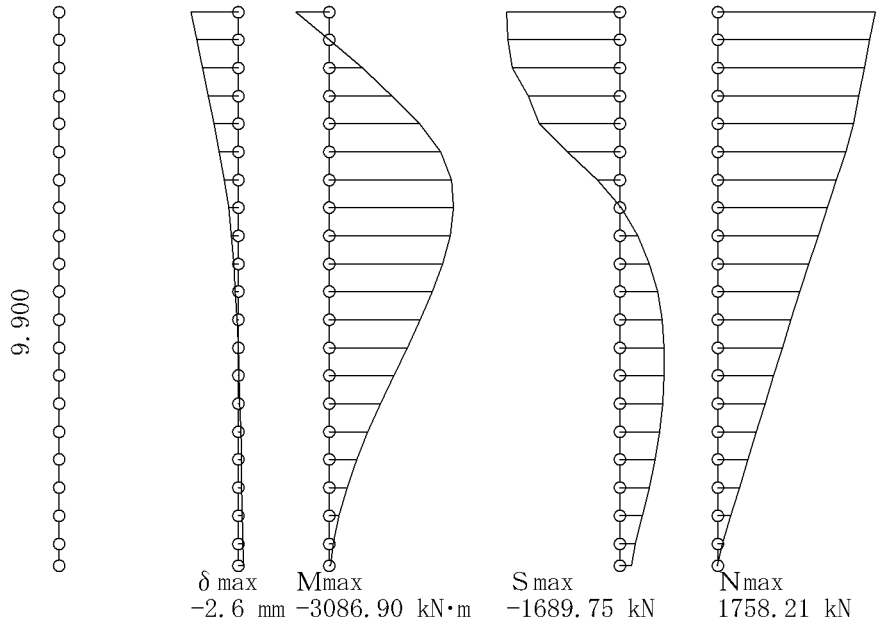
荷重ステップ $\alpha_i = 0.299$

水平震度 = 0.419

基礎の状態 : 杭 2 が押し込み支持力上限値

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)
9	0.000	832.18	-1689.75	1758.21
201	0.500	-7.58	-1669.26	1698.07
202	1.000	-823.92	-1596.10	1637.94
203	1.500	-1562.50	-1358.23	1577.81
204	2.000	-2241.61	-1196.23	1517.68
205	2.500	-2758.72	-783.94	1434.10
206	3.000	-3025.55	-328.18	1327.92
207	3.500	-3086.90	23.32	1223.35
208	4.000	-3002.23	271.02	1120.25
209	4.500	-2815.88	442.77	1018.50
210	5.000	-2559.46	558.51	917.99
211	5.500	-2257.37	629.19	818.58
212	6.000	-1930.27	661.85	720.16
213	6.500	-1595.52	662.60	622.62
214	7.000	-1267.67	636.63	525.82
215	7.500	-958.90	588.12	429.66
216	8.000	-679.55	520.35	334.02
217	8.500	-438.54	435.74	238.78
218	9.000	-243.80	335.95	143.84
219	9.500	-102.59	228.04	50.79
220	9.900	-33.13	173.66	-12.88

変化点 1 杭番号 2



変化点 2

杭番号 1

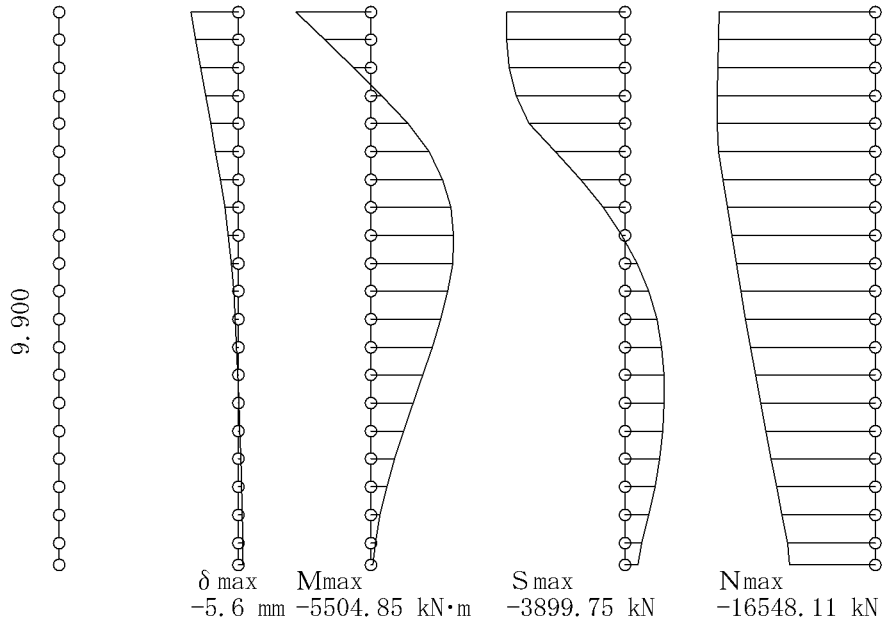
載荷ステップ $\alpha_i = 1.000$

水平震度 = 0.550

基礎の状態 : $\alpha_i = 1$ で基礎は降伏していない

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)
8	0.000	5016.02	-3899.75	-16307.58
101	0.500	3071.27	-3879.26	-16367.71
102	1.000	1149.93	-3806.10	-16427.84
103	1.500	-693.65	-3568.23	-16487.97
104	2.000	-2477.76	-3163.00	-16548.11
105	2.500	-3856.65	-2299.97	-16360.87
106	3.000	-4777.73	-1450.08	-15920.43
107	3.500	-5306.73	-727.12	-15468.63
108	4.000	-5504.85	-116.78	-15005.34
109	4.500	-5423.51	391.36	-14530.38
110	5.000	-5113.49	776.41	-14043.47
111	5.500	-4647.11	1034.86	-13545.09
112	6.000	-4078.64	1195.32	-13035.30
113	6.500	-3451.79	1274.34	-12513.92
114	7.000	-2804.30	1282.92	-11980.86
115	7.500	-2168.87	1230.22	-11436.25
116	8.000	-1574.08	1123.55	-10880.18
117	8.500	-1045.32	968.41	-10311.93
118	9.000	-605.67	768.67	-9732.05
119	9.500	-276.65	539.93	-9174.05
120	9.900	-107.92	421.82	-8926.86

変化点 2 杭番号 1



杭番号 2

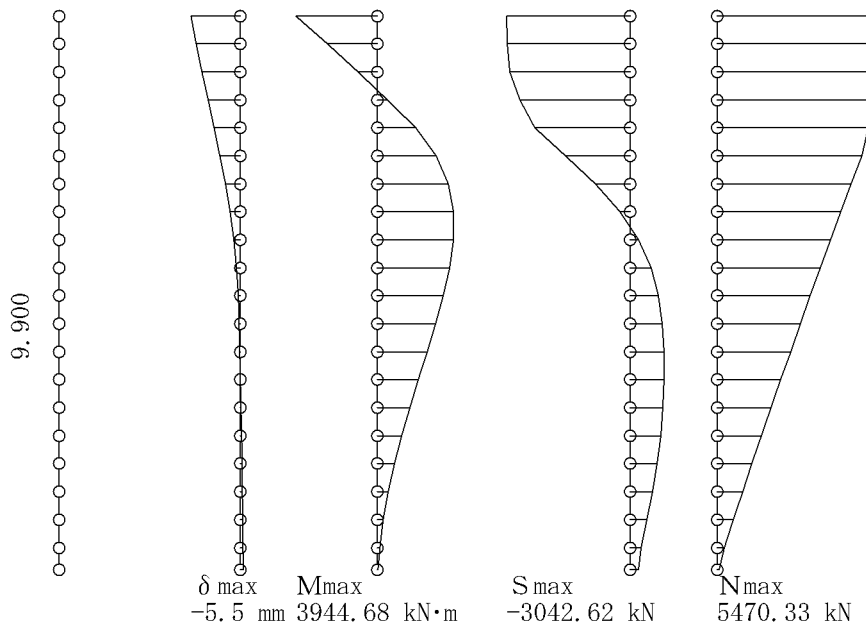
载荷ステップ $\alpha_i = 1.000$

水平震度 = 0.550

基礎の状態 : $\alpha_i = 1$ で基礎は降伏していない

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)
9	0.000	3944.68	-3042.62	5470.33
201	0.500	2428.49	-3022.13	5410.20
202	1.000	935.72	-2948.97	5350.07
203	1.500	-479.30	-2711.10	5289.94
204	2.000	-1834.85	-2350.31	5229.80
205	2.500	-2829.61	-1585.76	5014.79
206	3.000	-3420.61	-852.60	4647.82
207	3.500	-3682.22	-256.51	4286.47
208	4.000	-3677.12	201.15	3930.29
209	4.500	-3481.06	505.94	3578.86
210	5.000	-3171.18	684.43	3231.76
211	5.500	-2796.64	782.92	2888.56
212	6.000	-2388.26	828.06	2548.84
213	6.500	-1968.57	831.63	2212.21
214	7.000	-1556.63	800.00	1878.25
215	7.500	-1168.58	738.35	1546.56
216	8.000	-818.28	650.68	1216.74
217	8.500	-517.90	539.93	888.39
218	9.000	-278.36	408.07	561.11
219	9.500	-109.82	264.39	247.83
220	9.900	-33.13	191.72	79.92

変化点 2 杭番号 2



■ 杭体変位

変化点 1

杭番号 1

載荷ステップ $\alpha i = 0.299$

水平震度 = 0.419

基礎の状態 : 杭 2 が押込み支持力上限値

格点	杭前面での 深さ Z(m)	水 平 変 位 δ_x (mm)	鉛 直 変 位 δ_y (mm)	回 転 変 位 $\delta \theta$ (mrad)
8	0.000	-2.646	-3.452	0.561
101	0.500	-2.364	-3.400	0.569
102	1.000	-2.080	-3.349	0.565
103	1.500	-1.801	-3.297	0.550
104	2.000	-1.532	-3.244	0.524
105	2.500	-1.278	-3.192	0.489
106	3.000	-1.044	-3.141	0.448
107	3.500	-0.831	-3.093	0.403
108	4.000	-0.641	-3.046	0.357
109	4.500	-0.474	-3.001	0.311
110	5.000	-0.329	-2.957	0.269
111	5.500	-0.205	-2.916	0.230
112	6.000	-0.098	-2.877	0.196
113	6.500	-0.008	-2.840	0.166
114	7.000	0.069	-2.806	0.142
115	7.500	0.135	-2.773	0.123
116	8.000	0.193	-2.743	0.109
117	8.500	0.245	-2.715	0.100
118	9.000	0.293	-2.689	0.094
119	9.500	0.339	-2.666	0.090
120	9.900	0.375	-2.649	0.089

杭番号 2

載荷ステップ $\alpha_i = 0.299$

水平震度 = 0.419

基礎の状態 : 杭 2 が押込み支持力上限値

格点	杭前面での 深さ Z(m)	水 平 変 位 δ_x (mm)	鉛 直 変 位 δ_y (mm)	回 転 変 位 δ_θ (mrad)
9	0.000	-2.552	0.191	0.626
201	0.500	-2.237	0.184	0.630
202	1.000	-1.923	0.177	0.626
203	1.500	-1.613	0.170	0.613
204	2.000	-1.311	0.164	0.592
205	2.500	-1.021	0.158	0.565
206	3.000	-0.756	0.152	0.492
207	3.500	-0.537	0.147	0.380
208	4.000	-0.374	0.143	0.272
209	4.500	-0.258	0.138	0.194
210	5.000	-0.168	0.134	0.165
211	5.500	-0.092	0.131	0.139
212	6.000	-0.028	0.128	0.117
213	6.500	0.025	0.125	0.098
214	7.000	0.070	0.122	0.082
215	7.500	0.108	0.121	0.070
216	8.000	0.141	0.119	0.061
217	8.500	0.170	0.118	0.055
218	9.000	0.197	0.117	0.052
219	9.500	0.222	0.117	0.050
220	9.900	0.242	0.117	0.049

変化点 2

杭番号 1

載荷ステップ $\alpha_i = 1.000$

水平震度 = 0.550

基礎の状態 : $\alpha_i = 1$ で基礎は降伏していない

格点	杭前面での 深さ Z(m)	水 平 変 位 δ_x (mm)	鉛 直 変 位 δ_y (mm)	回 転 変 位 δ_θ (mrad)
8	0.000	-5.621	-5.738	1.118
101	0.500	-5.051	-5.672	1.162
102	1.000	-4.463	-5.605	1.184
103	1.500	-3.870	-5.538	1.187
104	2.000	-3.280	-5.470	1.170
105	2.500	-2.703	-5.403	1.135
106	3.000	-2.145	-5.337	1.089
107	3.500	-1.631	-5.273	0.962
108	4.000	-1.192	-5.211	0.790
109	4.500	-0.841	-5.151	0.610
110	5.000	-0.575	-5.093	0.454
111	5.500	-0.376	-5.036	0.346
112	6.000	-0.215	-4.982	0.299
113	6.500	-0.076	-4.930	0.258
114	7.000	0.044	-4.880	0.224
115	7.500	0.150	-4.833	0.197
116	8.000	0.243	-4.787	0.177
117	8.500	0.328	-4.744	0.163
118	9.000	0.407	-4.703	0.154
119	9.500	0.483	-4.665	0.150
120	9.900	0.542	-4.636	0.148

杭番号 2

載荷ステップ $\alpha_i = 1.000$

水平震度 = 0.550

基礎の状態 : $\alpha_i = 1$ で基礎は降伏していない

格点	杭前面での 深さ Z(m)	水 平 変 位 δ_x (mm)	鉛 直 変 位 δ_y (mm)	回 転 変 位 δ_θ (mrad)
9	0.000	-5.543	1.153	1.174
201	0.500	-4.918	1.131	1.316
202	1.000	-4.255	1.109	1.335
203	1.500	-3.586	1.087	1.337
204	2.000	-2.920	1.066	1.324
205	2.500	-2.264	1.045	1.299
206	3.000	-1.642	1.025	1.171
207	3.500	-1.111	1.007	0.943
208	4.000	-0.703	0.990	0.685
209	4.500	-0.419	0.975	0.451
210	5.000	-0.238	0.961	0.275
211	5.500	-0.124	0.948	0.180
212	6.000	-0.042	0.937	0.152
213	6.500	0.028	0.928	0.129
214	7.000	0.088	0.919	0.110
215	7.500	0.139	0.912	0.095
216	8.000	0.184	0.907	0.084
217	8.500	0.224	0.902	0.077
218	9.000	0.261	0.899	0.073
219	9.500	0.297	0.898	0.071
220	9.900	0.325	0.897	0.070

■ 杭体地盤反力

変化点 1

杭番号 1

載荷ステップ $\alpha_i = 0.299$

水平震度 = 0.419

基礎の状態 : 杭 2 が押込み支持力上限値

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}
8	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
101	0.500	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
102	1.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
103	1.500	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
104	2.000	378.53	0.00	0.00	0.00	0.00
105	2.500	315.83	123.51*	123.51	123.51*	123.51
106	3.000	257.86	126.40*	126.40	126.40*	126.40
107	3.500	205.27	123.16	129.28	129.28*	129.28
108	4.000	158.35	95.01	132.17	132.17*	132.17
109	4.500	117.11	70.27	135.06	135.06*	135.06
110	5.000	81.32	48.79	137.94	137.94*	137.94
111	5.500	50.57	30.34	140.83	140.83*	140.83
112	6.000	24.33	14.60	143.72	143.72*	143.72
113	6.500	2.03	1.22	146.60	146.60*	146.60
114	7.000	-16.99	-10.20	149.49	149.49*	149.49
115	7.500	-33.37	-20.02	152.38	152.38*	152.38
116	8.000	-47.70	-28.62	155.26	155.26*	155.26
117	8.500	-60.57	-36.34	158.15	158.15*	158.15
118	9.000	-72.47	-43.48	161.04	161.04*	161.04
119	9.500	-75.42	-50.28	163.92	163.92*	163.92
120	9.900	-37.07	-55.60	166.23	166.23*	166.23

* : せん断地盤反力度が上限値に達したことを示す

杭番号 2

載荷ステップ $\alpha_i = 0.299$

水平震度 = 0.419

基礎の状態 : 杭 2 が押込み支持力上限値

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}
9	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
201	0.500	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
202	1.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
203	1.500	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
204	2.000	324.01	0.00	0.00	0.00	0.00
205	2.500	252.42	123.63*	123.63	-11.72	123.63
206	3.000	186.79	112.08	126.51	-11.30	126.51
207	3.500	132.75	79.65	129.40	-10.92	129.40
208	4.000	92.44	55.46	132.29	-10.56	132.29
209	4.500	63.70	38.22	135.17	-10.24	135.17
210	5.000	41.52	24.91	138.06	-9.95	138.06
211	5.500	22.73	13.64	140.95	-9.69	140.95
212	6.000	6.95	4.17	143.83	-9.46	143.83
213	6.500	-6.26	-3.76	146.72	-9.25	146.72
214	7.000	-17.35	-10.41	149.61	-9.08	149.61
215	7.500	-26.75	-16.05	152.49	-8.93	152.49
216	8.000	-34.86	-20.92	155.38	-8.82	155.38
217	8.500	-42.06	-25.24	158.27	-8.73	158.27
218	9.000	-48.66	-29.20	161.15	-8.68	161.15
219	9.500	-49.44	-32.96	164.04	-8.65	164.04
220	9.900	-23.93	-35.90	166.35	-8.64	166.35

* : せん断地盤反力度が上限値に達したことを示す

変化点 2

杭番号 1

載荷ステップ $\alpha_i = 1.000$

水平震度 = 0.550

基礎の状態 : $\alpha_i = 1$ で基礎は降伏していない

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}
8	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
101	0.500	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
102	1.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
103	1.500	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
104	2.000	810.44	0.00	0.00	0.00	0.00
105	2.500	667.90	123.51*	123.51	123.51*	123.51
106	3.000	530.06	126.40*	126.40	126.40*	126.40
107	3.500	402.98	129.28*	129.28	129.28*	129.28
108	4.000	294.51	132.17*	132.17	132.17*	132.17
109	4.500	207.89	124.73	135.06	135.06*	135.06
110	5.000	142.15	85.29	137.94	137.94*	137.94
111	5.500	92.80	55.68	140.83	140.83*	140.83
112	6.000	53.07	31.84	143.72	143.72*	143.72
113	6.500	18.76	11.26	146.60	146.60*	146.60
114	7.000	-10.96	-6.58	149.49	149.49*	149.49
115	7.500	-36.94	-22.17	152.38	152.38*	152.38
116	8.000	-60.03	-36.02	155.26	155.26*	155.26
117	8.500	-81.01	-48.60	158.15	158.15*	158.15
118	9.000	-100.57	-60.34	161.04	161.04*	161.04
119	9.500	-107.37	-71.58	163.92	163.92*	163.92
120	9.900	-53.60	-80.39	166.23	166.23*	166.23

* : せん断地盤反力度が上限値に達したことを示す

杭番号 2

載荷ステップ $\alpha_i = 1.000$

水平震度 = 0.550

基礎の状態 : $\alpha_i = 1$ で基礎は降伏していない

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}
9	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
201	0.500	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
202	1.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
203	1.500	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
204	2.000	721.57	0.00	0.00	0.00	0.00
205	2.500	559.38	123.63*	123.63	-77.44	123.63
206	3.000	405.68	126.51*	126.51	-75.98	126.51
207	3.500	274.43	129.40*	129.40	-74.63	129.40
208	4.000	173.60	104.16	132.29	-73.39	132.29
209	4.500	103.48	62.09	135.17	-72.26	135.17
210	5.000	58.78	35.27	138.06	-71.23	138.06
211	5.500	30.76	18.46	140.95	-70.31	140.95
212	6.000	10.27	6.16	143.83	-69.48	143.83
213	6.500	-7.03	-4.22	146.72	-68.77	146.72
214	7.000	-21.72	-13.03	149.61	-68.15	149.61
215	7.500	-34.33	-20.60	152.49	-67.63	152.49
216	8.000	-45.37	-27.22	155.38	-67.21	155.38
217	8.500	-55.31	-33.19	158.27	-66.90	158.27
218	9.000	-64.55	-38.73	161.15	-66.68	161.15
219	9.500	-66.06	-44.04	164.04	-66.56	164.04
220	9.900	-32.15	-48.22	166.35	-66.53	166.35

* : せん断地盤反力度が上限値に達したことを示す

■ 杭体ばね値

変化点 1

杭番号 1

載荷ステップ $\alpha_i = 0.299$

水平震度 = 0.419

基礎の状態 : 杭 2 が押込み支持力上限値

格点	杭前面での 深さ Z(m)	水 平 バ ネ K_H (kN/m)	水平せん断ばね K_{SH} (kN/m)	鉛直せん断ばね K_{SV} (kN/m)
8	0.000	0	0	0
101	0.500	0	0	0
102	1.000	0	0	0
103	1.500	0	0	0
104	2.000	247104	0	0
105	2.500	247104	0	0
106	3.000	247104	0	0
107	3.500	247104	296525	0
108	4.000	247104	296525	0
109	4.500	247104	296525	0
110	5.000	247104	296525	0
111	5.500	247104	296525	0
112	6.000	247104	296525	0
113	6.500	247104	296525	0
114	7.000	247104	296525	0
115	7.500	247104	296525	0
116	8.000	247104	296525	0
117	8.500	247104	296525	0
118	9.000	247104	296525	0
119	9.500	222393	266872	0
120	9.900	98841	118609	0

底面ばね

K_V : 1868196 kN/m

K_R : 729764 kN・m/rad

K_S : 560459 kN/m

底面ばね条件

有効断面

d_v : 2.500 m

A_v : 4.909 m²

杭番号 2

載荷ステップ $\alpha_i = 0.299$

水平震度 = 0.419

基礎の状態 : 杭 2 が押込み支持力上限値

格点	杭前面での 深さ Z(m)	水 平 バ ネ K_H (kN/m)	水平せん断ばね K_{SH} (kN/m)	鉛直せん断ばね K_{SV} (kN/m)
9	0.000	0	0	0
201	0.500	0	0	0
202	1.000	0	0	0
203	1.500	0	0	0
204	2.000	247104	0	0
205	2.500	247104	0	296525
206	3.000	247104	296525	296525
207	3.500	247104	296525	296525
208	4.000	247104	296525	296525
209	4.500	247104	296525	296525
210	5.000	247104	296525	296525
211	5.500	247104	296525	296525
212	6.000	247104	296525	296525
213	6.500	247104	296525	296525
214	7.000	247104	296525	296525
215	7.500	247104	296525	296525
216	8.000	247104	296525	296525
217	8.500	247104	296525	296525
218	9.000	247104	296525	296525
219	9.500	222393	266872	266872
220	9.900	98841	118609	118609

底面ばね

K_V : 1373 kN/m

K_R : 2116 kN・m/rad

K_S : 0 kN/m

底面ばね条件

有効断面

d_v : 0.014 m

A_v : 0.004 m²

変化点 2

杭番号 1

載荷ステップ $\alpha_i = 1.000$

水平震度 = 0.550

基礎の状態 : $\alpha_i = 1$ で基礎は降伏していない

格点	杭前面での 深さ Z(m)	水 平 バ ネ K_H (kN/m)	水平せん断ばね K_{SH} (kN/m)	鉛直せん断ばね K_{SV} (kN/m)
8	0.000	0	0	0
101	0.500	0	0	0
102	1.000	0	0	0
103	1.500	0	0	0
104	2.000	247104	0	0
105	2.500	247104	0	0
106	3.000	247104	0	0
107	3.500	247104	0	0
108	4.000	247104	0	0
109	4.500	247104	296525	0
110	5.000	247104	296525	0
111	5.500	247104	296525	0
112	6.000	247104	296525	0
113	6.500	247104	296525	0
114	7.000	247104	296525	0
115	7.500	247104	296525	0
116	8.000	247104	296525	0
117	8.500	247104	296525	0
118	9.000	247104	296525	0
119	9.500	222393	266872	0
120	9.900	98841	118609	0

底面ばね

K_V : 1868196 kN/m

K_R : 729764 kN・m/rad

K_S : 560459 kN/m

底面ばね条件

有効断面

d_v : 2.500 m

A_v : 4.909 m²

杭番号 2

載荷ステップ $\alpha_i = 1.000$

水平震度 = 0.550

基礎の状態 : $\alpha_i = 1$ で基礎は降伏していない

格点	杭前面での 深さ Z(m)	水 平 バ ネ K_H (kN/m)	水平せん断ばね K_{SH} (kN/m)	鉛直せん断ばね K_{SV} (kN/m)
9	0.000	0	0	0
201	0.500	0	0	0
202	1.000	0	0	0
203	1.500	0	0	0
204	2.000	247104	0	0
205	2.500	247104	0	296525
206	3.000	247104	0	296525
207	3.500	247104	0	296525
208	4.000	247104	296525	296525
209	4.500	247104	296525	296525
210	5.000	247104	296525	296525
211	5.500	247104	296525	296525
212	6.000	247104	296525	296525
213	6.500	247104	296525	296525
214	7.000	247104	296525	296525
215	7.500	247104	296525	296525
216	8.000	247104	296525	296525
217	8.500	247104	296525	296525
218	9.000	247104	296525	296525
219	9.500	222393	266872	266872
220	9.900	98841	118609	118609

底面ばね

K_V : 0 kN/m

K_R : 0 kN・m/rad

K_S : 0 kN/m

底面ばね条件

有効断面

d_v : 0.002 m

A_v : 0.000 m²

7.3.3 橋軸方向：タイプII地震動－ケース1

■ 杭体断面力

変化点 1

杭番号 1

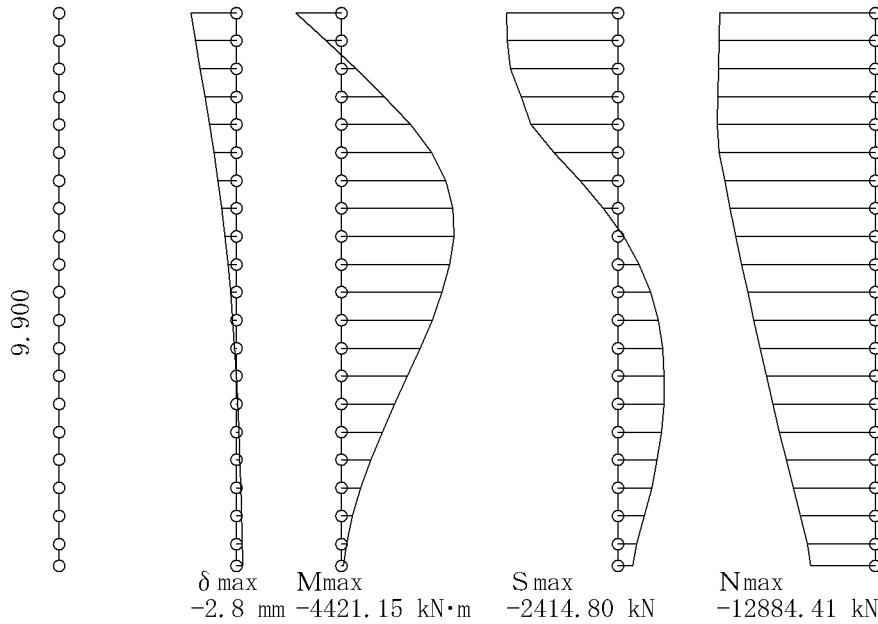
载荷ステップ $\alpha i = 0.288$

水平震度 = 0.403

基礎の状態 : 杭 2 が押込み支持力上限値

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)
8	0.000	1799.03	-2414.80	-12643.88
101	0.500	596.75	-2394.31	-12704.01
102	1.000	-582.11	-2321.15	-12764.14
103	1.500	-1683.22	-2083.28	-12824.28
104	2.000	-2724.85	-1880.00	-12884.41
105	2.500	-3563.21	-1382.47	-12697.50
106	3.000	-4107.33	-821.94	-12257.27
107	3.500	-4385.15	-313.83	-11804.80
108	4.000	-4421.15	119.53	-11340.71
109	4.500	-4265.62	454.15	-10865.60
110	5.000	-3967.00	698.08	-10379.22
111	5.500	-3567.54	863.32	-9881.31
112	6.000	-3103.69	960.85	-9371.92
113	6.500	-2606.69	1000.43	-8850.81
114	7.000	-2103.26	990.42	-8317.92
115	7.500	-1616.27	937.71	-7773.42
116	8.000	-1165.55	847.77	-7217.82
117	8.500	-768.51	724.68	-6650.41
118	9.000	-440.86	571.33	-6070.41
119	9.500	-197.18	399.29	-5511.45
120	9.900	-72.69	311.22	-5263.59

変化点 1 杭番号 1



杭番号 2

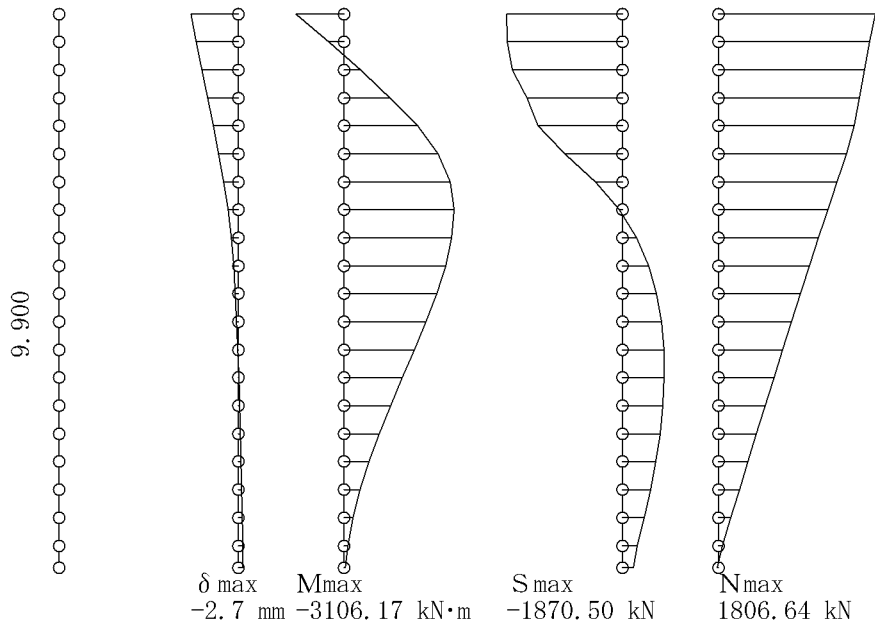
載荷ステップ $\alpha_i = 0.288$

水平震度 = 0.403

基礎の状態 : 杭 2 が押込み支持力上限値

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)
9	0.000	1358.42	-1870.50	1806.64
201	0.500	428.29	-1850.01	1746.50
202	1.000	-478.43	-1776.85	1686.37
203	1.500	-1307.39	-1538.98	1626.24
204	2.000	-2076.88	-1363.19	1566.11
205	2.500	-2670.58	-925.26	1480.71
206	3.000	-3002.14	-435.60	1370.92
207	3.500	-3106.17	-45.60	1262.79
208	4.000	-3047.74	229.93	1156.18
209	4.500	-2876.24	420.79	1050.96
210	5.000	-2626.95	549.92	947.02
211	5.500	-2326.32	630.70	844.22
212	6.000	-1996.25	671.05	742.44
213	6.500	-1655.27	677.30	641.55
214	7.000	-1318.96	654.79	541.45
215	7.500	-1000.48	607.90	441.99
216	8.000	-711.06	540.02	343.07
217	8.500	-460.45	453.69	244.57
218	9.000	-257.37	350.64	146.36
219	9.500	-109.82	238.25	50.22
220	9.900	-37.25	181.41	-14.92

変化点 1 杭番号 2



変化点 2

杭番号 1

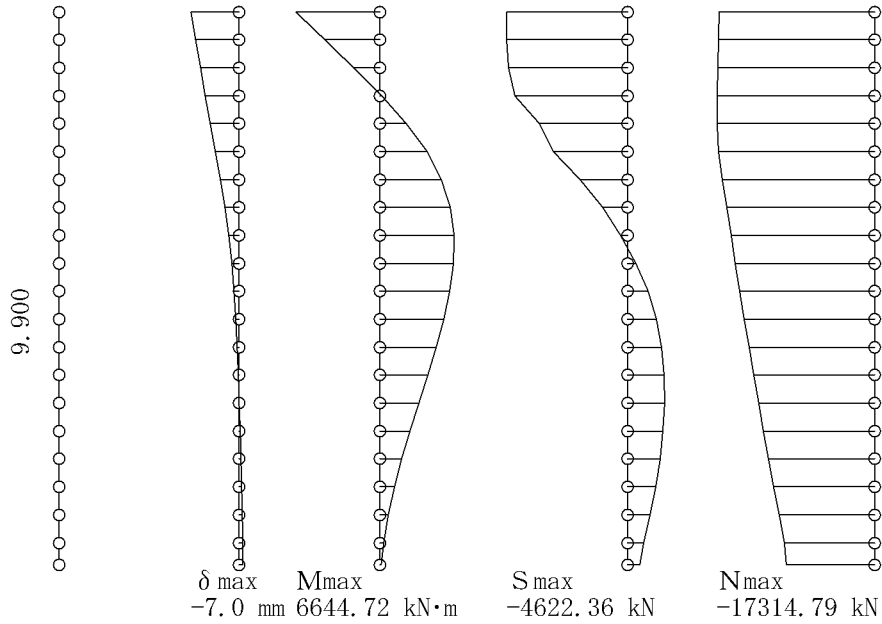
載荷ステップ $\alpha i = 0.887$

水平震度 = 0.550

基礎の状態 : 杭 2 が降伏した

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)
8	0.000	6644.72	-4622.36	-17074.26
101	0.500	4338.66	-4601.87	-17134.39
102	1.000	2056.02	-4528.71	-17194.52
103	1.500	-148.86	-4290.84	-17254.66
104	2.000	-2063.65	-3368.32	-17314.79
105	2.500	-3747.81	-2821.70	-17127.55
106	3.000	-4885.35	-1812.45	-16687.12
107	3.500	-5560.26	-965.72	-16235.39
108	4.000	-5851.07	-264.12	-15772.28
109	4.500	-5824.38	317.49	-15297.65
110	5.000	-5533.58	771.85	-14811.29
111	5.500	-5052.53	1083.68	-14312.89
112	6.000	-4449.90	1275.30	-13803.31
113	6.500	-3777.23	1373.06	-13282.26
114	7.000	-3076.84	1391.73	-12749.11
115	7.500	-2385.50	1341.33	-12204.31
116	8.000	-1735.51	1229.88	-11648.42
117	8.500	-1155.62	1063.44	-11080.71
118	9.000	-672.07	846.29	-10500.52
119	9.500	-309.33	595.59	-9941.52
120	9.900	-123.05	465.71	-9693.68

変化点 2 杭番号 1



杭番号 2

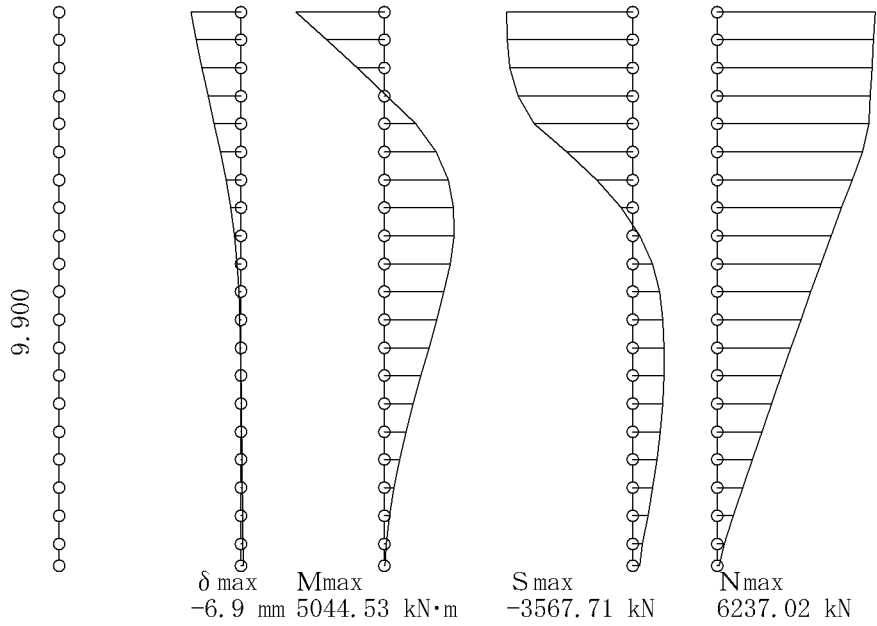
荷重ステップ $\alpha_i = 0.887$

水平震度 = 0.550

基礎の状態 : 杭 2 が降伏した

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)
9	0.000	5044.53	-3567.71	6237.02
201	0.500	3265.80	-3547.22	6176.88
202	1.000	1510.48	-3474.06	6116.75
203	1.500	-167.08	-3236.19	6056.62
204	2.000	-1785.18	-2783.37	5996.49
205	2.500	-2950.46	-1856.69	5754.10
206	3.000	-3641.86	-1003.66	5332.81
207	3.500	-3954.11	-326.37	4917.97
208	4.000	-3968.24	201.20	4509.06
209	4.500	-3752.91	561.08	4105.60
210	5.000	-3407.16	759.44	3707.11
211	5.500	-2993.47	858.63	3313.09
212	6.000	-2548.53	897.20	2923.07
213	6.500	-2096.27	892.60	2536.59
214	7.000	-1655.93	852.63	2153.17
215	7.500	-1243.65	782.79	1772.35
216	8.000	-873.14	687.36	1393.67
217	8.500	-556.29	569.45	1016.68
218	9.000	-303.69	431.19	640.91
219	9.500	-125.10	282.19	281.65
220	9.900	-42.22	207.21	91.98

変化点 2 杭番号 2



変化点 3

杭番号 1

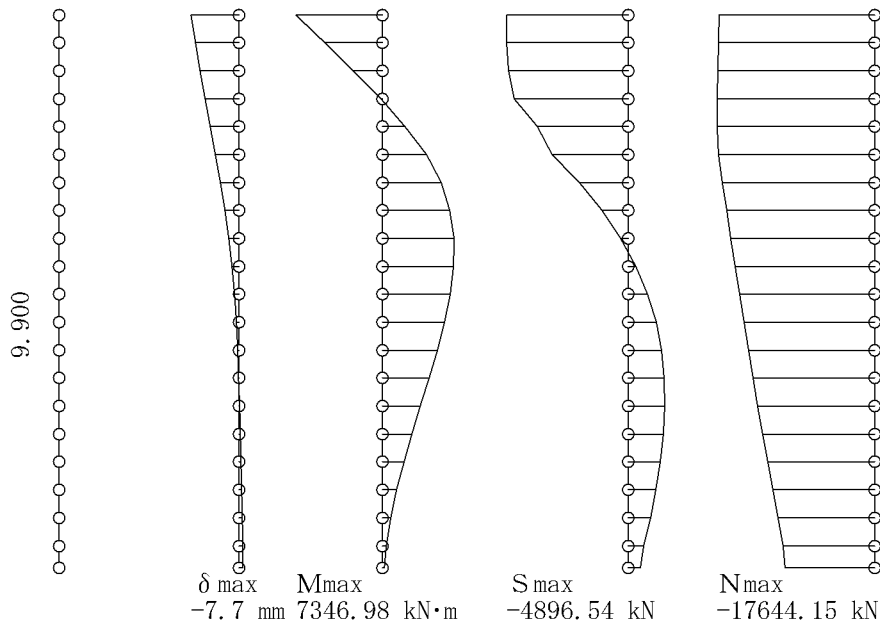
载荷ステップ $\alpha_i = 1.000$

水平震度 = 0.550

基礎の状態 : $\alpha_i = 1$ で基礎は降伏していない

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)
8	0.000	7346.98	-4896.54	-17403.62
101	0.500	4903.84	-4876.05	-17463.75
102	1.000	2484.10	-4802.89	-17523.89
103	1.500	142.13	-4565.02	-17584.02
104	2.000	-1909.75	-3642.50	-17644.15
105	2.500	-3731.00	-3053.61	-17456.74
106	3.000	-4963.37	-1968.90	-17015.93
107	3.500	-5699.90	-1063.33	-16563.76
108	4.000	-6026.69	-318.38	-16100.14
109	4.500	-6018.28	292.68	-15624.94
110	5.000	-5734.01	774.29	-15137.92
111	5.500	-5243.99	1110.21	-14639.65
112	6.000	-4623.80	1315.31	-14130.06
113	6.500	-3928.67	1420.84	-13608.03
114	7.000	-3202.96	1443.40	-13074.88
115	7.500	-2485.27	1393.45	-12531.04
116	8.000	-1809.51	1279.32	-11974.64
117	8.500	-1205.95	1107.34	-11406.42
118	9.000	-702.17	881.97	-10827.02
119	9.500	-323.98	621.08	-10268.62
120	9.900	-129.66	485.78	-10021.03

変化点 3 杭番号 1



杭番号 2

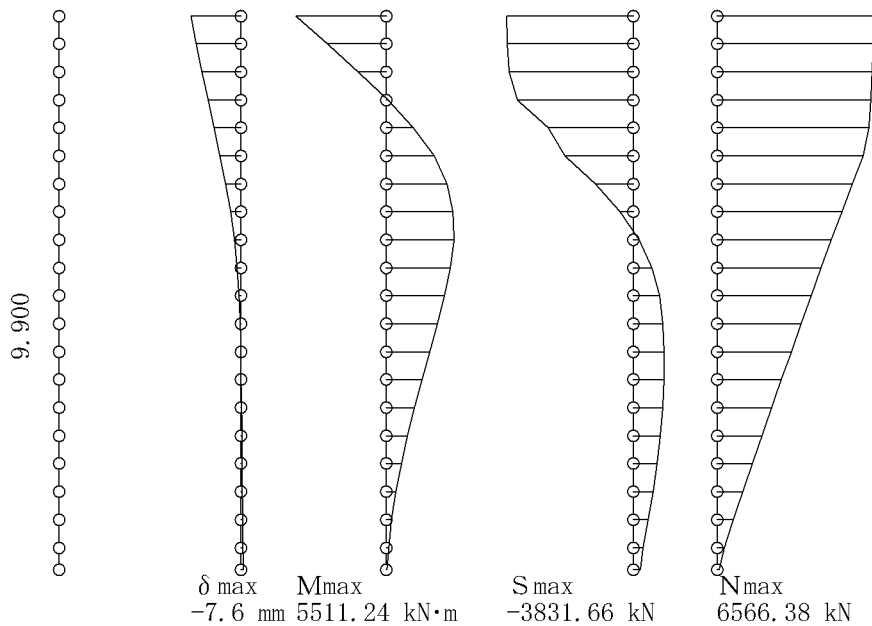
载荷ステップ $\alpha_i = 1.000$

水平震度 = 0.550

基礎の状態 : $\alpha_i = 1$ で基礎は降伏していない

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)
9	0.000	5511.24	-3831.66	6566.38
201	0.500	3600.53	-3811.17	6506.24
202	1.000	1713.24	-3738.01	6446.11
203	1.500	-96.30	-3500.14	6385.98
204	2.000	-1615.73	-2577.62	6325.85
205	2.500	-2904.54	-2063.57	6071.74
206	3.000	-3679.30	-1139.56	5627.19
207	3.500	-4044.10	-409.39	5189.44
208	4.000	-4088.69	161.39	4757.95
209	4.500	-3882.72	559.39	4332.22
210	5.000	-3529.30	782.33	3911.72
211	5.500	-3100.39	891.04	3495.94
212	6.000	-2638.26	931.33	3084.39
213	6.500	-2169.06	925.65	2676.57
214	7.000	-1712.62	883.45	2271.98
215	7.500	-1285.60	810.45	1870.13
216	8.000	-902.17	711.04	1470.54
217	8.500	-574.56	588.45	1072.73
218	9.000	-313.71	444.89	676.22
219	9.500	-129.68	290.32	297.29
220	9.900	-44.65	212.56	98.31

変化点 3 杭番号 2



■ 杭体変位

変化点 1

杭番号 1

載荷ステップ $\alpha i = 0.288$

水平震度 = 0.403

基礎の状態 : 杭 2 が押込み支持力上限値

格点	杭前面での 深さ Z(m)	水 平 変 位 δ_x (mm)	鉛 直 変 位 δ_y (mm)	回 転 変 位 $\delta \theta$ (mrad)
8	0.000	-2.798	-3.482	0.572
101	0.500	-2.508	-3.430	0.585
102	1.000	-2.216	-3.379	0.585
103	1.500	-1.926	-3.326	0.572
104	2.000	-1.645	-3.274	0.549
105	2.500	-1.379	-3.221	0.515
106	3.000	-1.132	-3.171	0.473
107	3.500	-0.907	-3.122	0.428
108	4.000	-0.705	-3.074	0.380
109	4.500	-0.526	-3.029	0.333
110	5.000	-0.371	-2.986	0.289
111	5.500	-0.237	-2.945	0.248
112	6.000	-0.122	-2.905	0.212
113	6.500	-0.024	-2.868	0.182
114	7.000	0.061	-2.833	0.156
115	7.500	0.133	-2.800	0.136
116	8.000	0.198	-2.770	0.121
117	8.500	0.255	-2.742	0.111
118	9.000	0.309	-2.716	0.104
119	9.500	0.360	-2.692	0.101
120	9.900	0.400	-2.675	0.100

杭番号 2

載荷ステップ $\alpha_i = 0.288$

水平震度 = 0.403

基礎の状態 : 杭 2 が押込み支持力上限値

格点	杭前面での 深さ Z(m)	水 平 変 位 δ_x (mm)	鉛 直 変 位 δ_y (mm)	回 転 変 位 δ_θ (mrad)
9	0.000	-2.703	0.204	0.637
201	0.500	-2.382	0.197	0.647
202	1.000	-2.058	0.190	0.646
203	1.500	-1.737	0.183	0.637
204	2.000	-1.423	0.177	0.618
205	2.500	-1.120	0.170	0.593
206	3.000	-0.837	0.165	0.533
207	3.500	-0.598	0.159	0.422
208	4.000	-0.416	0.154	0.305
209	4.500	-0.286	0.150	0.215
210	5.000	-0.189	0.146	0.175
211	5.500	-0.108	0.142	0.148
212	6.000	-0.040	0.139	0.125
213	6.500	0.017	0.136	0.105
214	7.000	0.066	0.134	0.089
215	7.500	0.107	0.132	0.077
216	8.000	0.143	0.130	0.067
217	8.500	0.175	0.129	0.061
218	9.000	0.204	0.128	0.057
219	9.500	0.232	0.128	0.055
220	9.900	0.254	0.128	0.055

変化点 2

杭番号 1

載荷ステップ $\alpha i = 0.887$

水平震度 = 0.550

基礎の状態 : 杭 2 が降伏した

格点	杭前面での 深さ Z(m)	水 平 変 位 δ_x (mm)	鉛 直 変 位 δ_y (mm)	回 転 変 位 $\delta \theta$ (mrad)
8	0.000	-7.001	-6.210	1.242
101	0.500	-6.331	-6.140	1.426
102	1.000	-5.609	-6.070	1.461
103	1.500	-4.875	-6.000	1.471
104	2.000	-4.142	-5.930	1.459
105	2.500	-3.419	-5.859	1.427
106	3.000	-2.717	-5.790	1.381
107	3.500	-2.062	-5.723	1.230
108	4.000	-1.499	-5.658	1.020
109	4.500	-1.045	-5.595	0.794
110	5.000	-0.700	-5.533	0.586
111	5.500	-0.447	-5.474	0.426
112	6.000	-0.258	-5.417	0.334
113	6.500	-0.102	-5.362	0.290
114	7.000	0.033	-5.308	0.253
115	7.500	0.152	-5.258	0.223
116	8.000	0.258	-5.209	0.201
117	8.500	0.354	-5.163	0.186
118	9.000	0.445	-5.119	0.176
119	9.500	0.531	-5.077	0.170
120	9.900	0.599	-5.046	0.169

杭番号 2

載荷ステップ $\alpha_i = 0.887$

水平震度 = 0.550

基礎の状態 : 杭 2 が降伏した

格点	杭前面での 深さ Z(m)	水 平 変 位 $\delta_x(\text{mm})$	鉛 直 変 位 $\delta_y(\text{mm})$	回 転 変 位 $\delta_\theta(\text{mrad})$
9	0.000	-6.934	1.353	1.291
201	0.500	-6.191	1.328	1.659
202	1.000	-5.354	1.303	1.685
203	1.500	-4.509	1.278	1.692
204	2.000	-3.665	1.254	1.682
205	2.500	-2.830	1.229	1.656
206	3.000	-2.041	1.207	1.488
207	3.500	-1.366	1.186	1.203
208	4.000	-0.844	1.167	0.881
209	4.500	-0.480	1.149	0.580
210	5.000	-0.250	1.133	0.345
211	5.500	-0.115	1.119	0.199
212	6.000	-0.027	1.106	0.154
213	6.500	0.044	1.095	0.129
214	7.000	0.103	1.085	0.109
215	7.500	0.154	1.077	0.093
216	8.000	0.197	1.071	0.082
217	8.500	0.236	1.066	0.074
218	9.000	0.272	1.063	0.070
219	9.500	0.307	1.061	0.067
220	9.900	0.333	1.061	0.067

変化点 3

杭番号 1

載荷ステップ $\alpha_i = 1.000$

水平震度 = 0.550

基礎の状態 : $\alpha_i = 1$ で基礎は降伏していない

格点	杭前面での 深さ Z(m)	水 平 変 位 δ_x (mm)	鉛 直 変 位 δ_y (mm)	回 転 変 位 δ_θ (mrad)
8	0.000	-7.673	-6.412	1.294
101	0.500	-6.956	-6.341	1.558
102	1.000	-6.166	-6.270	1.598
103	1.500	-5.363	-6.198	1.612
104	2.000	-4.558	-6.126	1.602
105	2.500	-3.764	-6.054	1.571
106	3.000	-2.990	-5.984	1.525
107	3.500	-2.267	-5.916	1.360
108	4.000	-1.643	-5.849	1.131
109	4.500	-1.139	-5.784	0.882
110	5.000	-0.757	-5.722	0.650
111	5.500	-0.479	-5.661	0.465
112	6.000	-0.276	-5.602	0.350
113	6.500	-0.113	-5.546	0.304
114	7.000	0.030	-5.492	0.265
115	7.500	0.154	-5.439	0.235
116	8.000	0.266	-5.389	0.212
117	8.500	0.367	-5.342	0.195
118	9.000	0.462	-5.296	0.185
119	9.500	0.553	-5.254	0.180
120	9.900	0.624	-5.221	0.178

杭番号 2

載荷ステップ $\alpha_i = 1.000$

水平震度 = 0.550

基礎の状態 : $\alpha_i = 1$ で基礎は降伏していない

格点	杭前面での 深さ Z(m)	水 平 変 位 δ_x (mm)	鉛 直 変 位 δ_y (mm)	回 転 変 位 δ_θ (mrad)
9	0.000	-7.609	1.439	1.341
201	0.500	-6.815	1.412	1.805
202	1.000	-5.905	1.386	1.834
203	1.500	-4.985	1.360	1.842
204	2.000	-4.066	1.334	1.833
205	2.500	-3.155	1.308	1.808
206	3.000	-2.289	1.285	1.641
207	3.500	-1.541	1.262	1.341
208	4.000	-0.956	1.242	0.994
209	4.500	-0.542	1.224	0.664
210	5.000	-0.278	1.207	0.400
211	5.500	-0.122	1.192	0.228
212	6.000	-0.026	1.178	0.159
213	6.500	0.047	1.167	0.133
214	7.000	0.108	1.157	0.113
215	7.500	0.160	1.148	0.096
216	8.000	0.205	1.141	0.085
217	8.500	0.246	1.136	0.077
218	9.000	0.283	1.133	0.072
219	9.500	0.318	1.131	0.069
220	9.900	0.345	1.130	0.069

■ 杭体地盤反力

変化点 1

杭番号 1

載荷ステップ $\alpha_i = 0.288$

水平震度 = 0.403

基礎の状態 : 杭 2 が押込み支持力上限値

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}
8	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
101	0.500	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
102	1.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
103	1.500	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
104	2.000	406.56	0.00	0.00	0.00	0.00
105	2.500	340.79	123.51*	123.51	123.51*	123.51
106	3.000	279.70	126.40*	126.40	126.40*	126.40
107	3.500	224.02	129.28*	129.28	129.28*	129.28
108	4.000	174.13	104.48	132.17	132.17*	132.17
109	4.500	130.08	78.05	135.06	135.06*	135.06
110	5.000	91.68	55.01	137.94	137.94*	137.94
111	5.500	58.54	35.12	140.83	140.83*	140.83
112	6.000	30.13	18.08	143.72	143.72*	143.72
113	6.500	5.85	3.51	146.60	146.60*	146.60
114	7.000	-14.96	-8.97	149.49	149.49*	149.49
115	7.500	-32.96	-19.78	152.38	152.38*	152.38
116	8.000	-48.81	-29.28	155.26	155.26*	155.26
117	8.500	-63.09	-37.85	158.15	158.15*	158.15
118	9.000	-76.33	-45.80	161.04	161.04*	161.04
119	9.500	-80.07	-53.38	163.92	163.92*	163.92
120	9.900	-39.54	-59.31	166.23	166.23*	166.23

* : せん断地盤反力度が上限値に達したことを示す

杭番号 2

載荷ステップ $\alpha_i = 0.288$

水平震度 = 0.403

基礎の状態 : 杭 2 が押込み支持力上限値

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}
9	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
201	0.500	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
202	1.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
203	1.500	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
204	2.000	351.59	0.00	0.00	0.00	0.00
205	2.500	276.69	123.63*	123.63	-12.63	123.63
206	3.000	206.84	124.10	126.51	-12.20	126.51
207	3.500	147.70	88.62	129.40	-11.80	129.40
208	4.000	102.79	61.67	132.29	-11.44	132.29
209	4.500	70.72	42.43	135.17	-11.10	135.17
210	5.000	46.67	28.00	138.06	-10.80	138.06
211	5.500	26.75	16.05	140.95	-10.53	140.95
212	6.000	9.93	5.96	143.83	-10.29	143.83
213	6.500	-4.25	-2.55	146.72	-10.08	146.72
214	7.000	-16.21	-9.73	149.61	-9.90	149.61
215	7.500	-26.42	-15.85	152.49	-9.76	152.49
216	8.000	-35.29	-21.17	155.38	-9.64	155.38
217	8.500	-43.20	-25.92	158.27	-9.55	158.27
218	9.000	-50.49	-30.29	161.15	-9.49	161.15
219	9.500	-51.68	-34.45	164.04	-9.46	164.04
220	9.900	-25.14	-37.71	166.35	-9.46	166.35

* : せん断地盤反力度が上限値に達したことを示す

変化点 2

杭番号 1

載荷ステップ $\alpha i = 0.887$

水平震度 = 0.550

基礎の状態 : 杭 2 が降伏した

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}
8	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
101	0.500	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
102	1.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
103	1.500	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
104	2.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
105	2.500	844.92	123.51*	123.51	123.51*	123.51
106	3.000	671.33	126.40*	126.40	126.40*	126.40
107	3.500	509.60	129.28*	129.28	129.28*	129.28
108	4.000	370.30	132.17*	132.17	132.17*	132.17
109	4.500	258.13	135.06*	135.06	135.06*	135.06
110	5.000	172.94	103.77	137.94	137.94*	137.94
111	5.500	110.53	66.32	140.83	140.83*	140.83
112	6.000	63.67	38.20	143.72	143.72*	143.72
113	6.500	25.21	15.12	146.60	146.60*	146.60
114	7.000	-8.24	-4.94	149.49	149.49*	149.49
115	7.500	-37.58	-22.55	152.38	152.38*	152.38
116	8.000	-63.74	-38.24	155.26	155.26*	155.26
117	8.500	-87.57	-52.54	158.15	158.15*	158.15
118	9.000	-109.84	-65.90	161.04	161.04*	161.04
119	9.500	-118.07	-78.71	163.92	163.92*	163.92
120	9.900	-59.17	-88.76	166.23	166.23*	166.23

* : せん断地盤反力度が上限値に達したことを示す

杭番号 2

載荷ステップ $\alpha_i = 0.887$

水平震度 = 0.550

基礎の状態 : 杭 2 が降伏した

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}
9	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
201	0.500	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
202	1.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
203	1.500	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
204	2.000	905.63	0.00	0.00	0.00	0.00
205	2.500	699.30	123.63*	123.63	-91.13	123.63
206	3.000	504.23	126.51*	126.51	-89.45	126.51
207	3.500	337.44	129.40*	129.40	-87.90	129.40
208	4.000	208.59	125.16	132.29	-86.48	132.29
209	4.500	118.56	71.14	135.17	-85.18	135.17
210	5.000	61.76	37.06	138.06	-84.00	138.06
211	5.500	28.41	17.05	140.95	-82.94	140.95
212	6.000	6.65	3.99	143.83	-82.00	143.83
213	6.500	-10.83	-6.50	146.72	-81.18	146.72
214	7.000	-25.51	-15.30	149.61	-80.47	149.61
215	7.500	-37.98	-22.79	152.49	-79.88	152.49
216	8.000	-48.78	-29.27	155.38	-79.40	155.38
217	8.500	-58.41	-35.05	158.27	-79.03	158.27
218	9.000	-67.28	-40.37	161.15	-78.78	161.15
219	9.500	-68.16	-45.44	164.04	-78.65	164.04
220	9.900	-32.94	-49.42	166.35	-78.62	166.35

* : せん断地盤反力度が上限値に達したことを示す

変化点 3

杭番号 1

載荷ステップ $\alpha_i = 1.000$

水平震度 = 0.550

基礎の状態 : $\alpha_i = 1$ で基礎は降伏していない

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}
8	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
101	0.500	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
102	1.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
103	1.500	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
104	2.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
105	2.500	930.16	123.51*	123.51	123.51*	123.51
106	3.000	738.77	126.40*	126.40	126.40*	126.40
107	3.500	560.11	129.28*	129.28	129.28*	129.28
108	4.000	405.96	132.17*	132.17	132.17*	132.17
109	4.500	281.57	135.06*	135.06	135.06*	135.06
110	5.000	187.05	112.23	137.94	137.94*	137.94
111	5.500	118.33	71.00	140.83	140.83*	140.83
112	6.000	68.12	40.87	143.72	143.72*	143.72
113	6.500	27.80	16.68	146.60	146.60*	146.60
114	7.000	-7.29	-4.37	149.49	149.49*	149.49
115	7.500	-38.12	-22.87	152.38	152.38*	152.38
116	8.000	-65.63	-39.38	155.26	155.26*	155.26
117	8.500	-90.71	-54.43	158.15	158.15*	158.15
118	9.000	-114.17	-68.50	161.04	161.04*	161.04
119	9.500	-123.00	-82.00	163.92	163.92*	163.92
120	9.900	-61.72	-92.59	166.23	166.23*	166.23

* : せん断地盤反力度が上限値に達したことを示す

杭番号 2

載荷ステップ $\alpha_i = 1.000$

水平震度 = 0.550

基礎の状態 : $\alpha_i = 1$ で基礎は降伏していない

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}
9	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
201	0.500	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
202	1.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
203	1.500	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
204	2.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
205	2.500	779.58	123.63*	123.63	-96.99	123.63
206	3.000	565.66	126.51*	126.51	-95.22	126.51
207	3.500	380.79	129.40*	129.40	-93.59	129.40
208	4.000	236.32	132.29*	132.29	-92.09	132.29
209	4.500	134.03	80.42	135.17	-90.71	135.17
210	5.000	68.64	41.18	138.06	-89.47	138.06
211	5.500	30.19	18.12	140.95	-88.35	140.95
212	6.000	6.44	3.86	143.83	-87.36	143.83
213	6.500	-11.60	-6.96	146.72	-86.49	146.72
214	7.000	-26.75	-16.05	149.61	-85.74	149.61
215	7.500	-39.62	-23.77	152.49	-85.12	152.49
216	8.000	-50.76	-30.45	155.38	-84.61	155.38
217	8.500	-60.68	-36.41	158.27	-84.23	158.27
218	9.000	-69.83	-41.90	161.15	-83.96	161.15
219	9.500	-70.69	-47.13	164.04	-83.82	164.04
220	9.900	-34.15	-51.22	166.35	-83.79	166.35

* : せん断地盤反力度が上限値に達したことを示す

■ 杭体ばね値

変化点 1

杭番号 1

載荷ステップ $\alpha_i = 0.288$

水平震度 = 0.403

基礎の状態 : 杭 2 が押込み支持力上限値

格点	杭前面での 深さ Z(m)	水 平 バ ネ K_H (kN/m)	水平せん断ばね K_{SH} (kN/m)	鉛直せん断ばね K_{SV} (kN/m)
8	0.000	0	0	0
101	0.500	0	0	0
102	1.000	0	0	0
103	1.500	0	0	0
104	2.000	247104	0	0
105	2.500	247104	0	0
106	3.000	247104	0	0
107	3.500	247104	0	0
108	4.000	247104	296525	0
109	4.500	247104	296525	0
110	5.000	247104	296525	0
111	5.500	247104	296525	0
112	6.000	247104	296525	0
113	6.500	247104	296525	0
114	7.000	247104	296525	0
115	7.500	247104	296525	0
116	8.000	247104	296525	0
117	8.500	247104	296525	0
118	9.000	247104	296525	0
119	9.500	222393	266872	0
120	9.900	98841	118609	0

底面ばね

K_V : 1868196 kN/m

K_R : 729764 kN・m/rad

K_S : 560459 kN/m

底面ばね条件

有効断面

d_v : 2.500 m

A_v : 4.909 m²

杭番号 2

載荷ステップ $\alpha_i = 0.288$

水平震度 = 0.403

基礎の状態 : 杭 2 が押込み支持力上限値

格点	杭前面での 深さ Z(m)	水 平 バ ネ K_H (kN/m)	水平せん断ばね K_{SH} (kN/m)	鉛直せん断ばね K_{SV} (kN/m)
9	0.000	0	0	0
201	0.500	0	0	0
202	1.000	0	0	0
203	1.500	0	0	0
204	2.000	247104	0	0
205	2.500	247104	0	296525
206	3.000	247104	296525	296525
207	3.500	247104	296525	296525
208	4.000	247104	296525	296525
209	4.500	247104	296525	296525
210	5.000	247104	296525	296525
211	5.500	247104	296525	296525
212	6.000	247104	296525	296525
213	6.500	247104	296525	296525
214	7.000	247104	296525	296525
215	7.500	247104	296525	296525
216	8.000	247104	296525	296525
217	8.500	247104	296525	296525
218	9.000	247104	296525	296525
219	9.500	222393	266872	266872
220	9.900	98841	118609	118609

底面ばね

K_V : 1537 kN/m

K_R : 2366 kN・m/rad

K_S : 0 kN/m

底面ばね条件

有効断面

d_v : 0.015 m

A_v : 0.004 m²

変化点 2

杭番号 1

載荷ステップ $\alpha i = 0.887$

水平震度 = 0.550

基礎の状態 : 杭 2 が降伏した

格点	杭前面での 深さ Z(m)	水 平 バ ネ K_H (kN/m)	水平せん断ばね K_{SH} (kN/m)	鉛直せん断ばね K_{SV} (kN/m)
8	0.000	0	0	0
101	0.500	0	0	0
102	1.000	0	0	0
103	1.500	0	0	0
104	2.000	0	0	0
105	2.500	247104	0	0
106	3.000	247104	0	0
107	3.500	247104	0	0
108	4.000	247104	0	0
109	4.500	247104	0	0
110	5.000	247104	296525	0
111	5.500	247104	296525	0
112	6.000	247104	296525	0
113	6.500	247104	296525	0
114	7.000	247104	296525	0
115	7.500	247104	296525	0
116	8.000	247104	296525	0
117	8.500	247104	296525	0
118	9.000	247104	296525	0
119	9.500	222393	266872	0
120	9.900	98841	118609	0

底面ばね

K_V : 1868196 kN/m

K_R : 729764 kN・m/rad

K_S : 560459 kN/m

底面ばね条件

有効断面

d_v : 2.500 m

A_v : 4.909 m²

杭番号 2

載荷ステップ $\alpha_i = 0.887$

水平震度 = 0.550

基礎の状態 : 杭 2 が降伏した

格点	杭前面での 深さ Z(m)	水 平 バ ネ K_H (kN/m)	水平せん断ばね K_{SH} (kN/m)	鉛直せん断ばね K_{SV} (kN/m)
9	0.000	0	0	0
201	0.500	0	0	0
202	1.000	0	0	0
203	1.500	0	0	0
204	2.000	247104	0	0
205	2.500	247104	0	296525
206	3.000	247104	0	296525
207	3.500	247104	0	296525
208	4.000	247104	296525	296525
209	4.500	247104	296525	296525
210	5.000	247104	296525	296525
211	5.500	247104	296525	296525
212	6.000	247104	296525	296525
213	6.500	247104	296525	296525
214	7.000	247104	296525	296525
215	7.500	247104	296525	296525
216	8.000	247104	296525	296525
217	8.500	247104	296525	296525
218	9.000	247104	296525	296525
219	9.500	222393	266872	266872
220	9.900	98841	118609	118609

底面ばね

K_V : 0 kN/m

K_R : 0 kN・m/rad

K_S : 0 kN/m

底面ばね条件

有効断面

d_v : 0.002 m

A_v : 0.000 m²

変化点 3

杭番号 1

載荷ステップ $\alpha_i = 1.000$

水平震度 = 0.550

基礎の状態 : $\alpha_i = 1$ で基礎は降伏していない

格点	杭前面での 深さ Z(m)	水 平 バ ネ K_H (kN/m)	水平せん断ばね K_{SH} (kN/m)	鉛直せん断ばね K_{SV} (kN/m)
8	0.000	0	0	0
101	0.500	0	0	0
102	1.000	0	0	0
103	1.500	0	0	0
104	2.000	0	0	0
105	2.500	247104	0	0
106	3.000	247104	0	0
107	3.500	247104	0	0
108	4.000	247104	0	0
109	4.500	247104	0	0
110	5.000	247104	296525	0
111	5.500	247104	296525	0
112	6.000	247104	296525	0
113	6.500	247104	296525	0
114	7.000	247104	296525	0
115	7.500	247104	296525	0
116	8.000	247104	296525	0
117	8.500	247104	296525	0
118	9.000	247104	296525	0
119	9.500	222393	266872	0
120	9.900	98841	118609	0

底面ばね

K_V : 1868196 kN/m

K_R : 729764 kN・m/rad

K_S : 560459 kN/m

底面ばね条件

有効断面

d_v : 2.500 m

A_v : 4.909 m²

杭番号 2

載荷ステップ $\alpha_i = 1.000$

水平震度 = 0.550

基礎の状態 : $\alpha_i = 1$ で基礎は降伏していない

格点	杭前面での 深さ Z(m)	水 平 バ ネ K_H (kN/m)	水平せん断ばね K_{SH} (kN/m)	鉛直せん断ばね K_{SV} (kN/m)
9	0.000	0	0	0
201	0.500	0	0	0
202	1.000	0	0	0
203	1.500	0	0	0
204	2.000	0	0	0
205	2.500	247104	0	296525
206	3.000	247104	0	296525
207	3.500	247104	0	296525
208	4.000	247104	0	296525
209	4.500	247104	296525	296525
210	5.000	247104	296525	296525
211	5.500	247104	296525	296525
212	6.000	247104	296525	296525
213	6.500	247104	296525	296525
214	7.000	247104	296525	296525
215	7.500	247104	296525	296525
216	8.000	247104	296525	296525
217	8.500	247104	296525	296525
218	9.000	247104	296525	296525
219	9.500	222393	266872	266872
220	9.900	98841	118609	118609

底面ばね

K_V : 0 kN/m

K_R : 0 kN・m/rad

K_S : 0 kN/m

底面ばね条件

有効断面

d_v : 0.002 m

A_v : 0.000 m²

7.4 フレーム解析結果

7.4.1 橋軸方向：タイプI地震動－ケース1

変化点 1

載荷ステップ $\alpha_i = 0.299$

水平震度 = 0.419

基礎の状態 : 杭 2 が押込み支持力上限値

格点 番号	水平変位 $\delta_x(\text{mm})$	鉛直変位 $\delta_y(\text{mm})$	回転変位 $\delta_\theta(\text{mrad})$
1	-3.48738	-4.57287	0.56059
2	-3.48738	-3.45168	0.56059
3	-3.49980	-2.06644	0.63262
4	-3.49980	-1.68686	0.63263
5	-3.49980	-1.30729	0.63263
6	-3.49081	0.19087	0.62598
7	-3.49081	1.44283	0.62598
8	-2.64648	-3.45168	0.56060
9	-2.55183	0.19086	0.62598
10	-4.44875	-1.68687	0.63265
101	-2.36368	-3.40024	0.56863
102	-2.07982	-3.34855	0.56484
103	-1.80074	-3.29662	0.54970
104	-1.53185	-3.24444	0.52415
105	-1.27812	-3.19202	0.48941
106	-1.04354	-3.14137	0.44803
107	-0.83071	-3.09254	0.40289
108	-0.64084	-3.04557	0.35661
109	-0.47394	-3.00051	0.31132
110	-0.32908	-2.95742	0.26867
111	-0.20463	-2.91633	0.22984
112	-0.09848	-2.87729	0.19559
113	-0.00820	-2.84035	0.16639
114	0.06878	-2.80557	0.14238
115	0.13503	-2.77298	0.12347
116	0.19305	-2.74262	0.10937
117	0.24513	-2.71456	0.09960
118	0.29327	-2.68884	0.09351
119	0.33912	-2.66551	0.09032
120	0.37500	-2.64859	0.08926
201	-2.23735	0.18382	0.63042
202	-1.92290	0.17703	0.62591
203	-1.61286	0.17048	0.61294
204	-1.31121	0.16417	0.59244
205	-1.02150	0.15811	0.56549
206	-0.75593	0.15248	0.49203
207	-0.53721	0.14729	0.38049
208	-0.37409	0.14252	0.27153
209	-0.25778	0.13816	0.19425
210	-0.16802	0.13422	0.16528
211	-0.09200	0.13068	0.13932
212	-0.02813	0.12755	0.11675
213	0.02534	0.12481	0.09775
214	0.07022	0.12247	0.08232
215	0.10824	0.12053	0.07033
216	0.14107	0.11897	0.06150
217	0.17021	0.11780	0.05547
218	0.19693	0.11703	0.05179
219	0.22230	0.11663	0.04993
220	0.24214	0.11660	0.04934

変化点 2

載荷ステップ $\alpha_i = 1.000$

水平震度 = 0.550

基礎の状態 : $\alpha_i = 1$ で基礎は降伏していない

格点 番号	水平変位 $\delta_x(\text{mm})$	鉛直変位 $\delta_y(\text{mm})$	回転変位 $\delta_\theta(\text{mrad})$
1	-7.29838	-7.97422	1.11803
2	-7.29838	-5.73816	1.11803
3	-7.31724	-3.04843	1.17493
4	-7.31724	-2.34348	1.17494
5	-7.31724	-1.63852	1.17493
6	-7.30387	1.15300	1.17415
7	-7.30387	3.50131	1.17415
8	-5.62133	-5.73815	1.11803
9	-5.54263	1.15300	1.17416
10	-9.07967	-2.34348	1.17496
101	-5.05055	-5.67159	1.16161
102	-4.46321	-5.60478	1.18432
103	-3.86963	-5.53772	1.18667
104	-3.27977	-5.47042	1.16958
105	-2.70289	-5.40288	1.13545
106	-2.14509	-5.33710	1.08899
107	-1.63080	-5.27315	0.96154
108	-1.19184	-5.21105	0.79004
109	-0.84130	-5.15087	0.61021
110	-0.57527	-5.09265	0.45394
111	-0.37557	-5.03643	0.34559
112	-0.21478	-4.98227	0.29857
113	-0.07592	-4.93021	0.25799
114	0.04436	-4.88030	0.22428
115	0.14951	-4.83258	0.19748
116	0.24294	-4.78711	0.17731
117	0.32783	-4.74392	0.16319
118	0.40700	-4.70308	0.15430
119	0.48281	-4.66462	0.14954
120	0.54225	-4.63560	0.14788
201	-4.91800	1.13084	1.31647
202	-4.25457	1.10892	1.33457
203	-3.58607	1.08724	1.33692
204	-2.92012	1.06581	1.32445
205	-2.26373	1.04462	1.29931
206	-1.64176	1.02494	1.17115
207	-1.11059	1.00675	0.94335
208	-0.70253	0.99002	0.68528
209	-0.41877	0.97472	0.45069
210	-0.23789	0.96085	0.27535
211	-0.12449	0.94839	0.18015
212	-0.04158	0.93731	0.15221
213	0.02847	0.92762	0.12873
214	0.08790	0.91929	0.10973
215	0.13892	0.91231	0.09505
216	0.18361	0.90669	0.08434
217	0.22385	0.90240	0.07714
218	0.26124	0.89945	0.07285
219	0.29706	0.89783	0.07076
220	0.32522	0.89749	0.07014

変化点 1

載荷ステップ $\alpha_i = 0.299$

水平震度 = 0.419

基礎の状態 : 杭 2 が押込み支持力上限値

部材	着目	i端からの距離 (m)	曲げモーメント M(kN.m)	せん断力 S(kN)	軸力 N(kN)
1(1- 2)	i	0.000	0.00	0.00	0.00
	1	1.000	-189.87	-379.75	88.99
	1	2.000	-759.50	-759.50	177.99
2(2- 3)	i	0.000	-5397.84	11835.95	-2047.28
	1	0.150	-3626.72	11778.99	-2033.93
	2	1.200	8531.88	11380.25	-1940.48
	3	1.650	13614.54	11209.36	-1900.44
	j	2.400	21914.76	10924.55	-1833.69
3(3- 4)	i	0.000	21914.76	10924.55	-1833.69
	j	0.600	28401.14	10696.70	-1780.29
4(4- 5)	i	0.000	-6654.69	3656.96	1244.78
	i	0.600	-4528.88	3429.11	1298.18
5(5- 6)	i	0.000	-4528.88	3429.11	1298.18
	1	0.750	-2063.85	3144.29	1364.92
	2	2.250	2225.37	2574.67	1498.41
	i	2.400	2607.30	2517.71	1511.76
6(6- 7)	i	0.000	-759.50	759.50	-177.99
	i	2.000	0.00	0.00	0.00
7(2- 8)	i	0.000	4638.34	-2225.26	-12595.45
	i	1.500	1300.45	-2225.26	-12595.45
8(6- 9)	i	0.000	3366.80	-1689.75	1758.21
	i	1.500	832.18	-1689.75	1758.21
9(4- 10)	i	0.000	35055.83	-3025.07	-7039.74
	i	1.500	30518.22	-3025.07	-7039.74
100(8-101)	i	0.000	1300.45	-2225.26	-12595.45
	i	0.500	192.94	-2204.77	-12655.58
101(101-102)	i	0.000	192.94	-2204.77	-12655.58
	i	0.500	-891.16	-2131.61	-12715.71
102(102-103)	i	0.000	-891.16	-2131.61	-12715.71
	i	0.500	-1897.50	-1893.74	-12775.85
103(103-104)	i	0.000	-1897.50	-1893.74	-12775.85
	i	0.500	-2844.37	-1893.74	-12835.98
104(104-105)	i	0.000	-2844.37	-1515.22	-12835.98
	i	0.500	-3601.98	-1515.22	-12896.11
105(105-106)	i	0.000	-3601.98	-951.66	-12401.37
	i	0.500	-4077.81	-951.66	-12461.50
106(106-107)	i	0.000	-4077.81	-439.70	-11955.10
	i	0.500	-4297.66	-439.70	-12015.24
107(107-108)	i	0.000	-4297.66	11.90	-11497.78
	i	0.500	-4291.71	11.90	-11557.91
108(108-109)	i	0.000	-4291.71	360.28	-11028.52
	i	0.500	-4111.57	360.28	-11088.66
109(109-110)	i	0.000	-4111.57	617.93	-10547.85
	i	0.500	-3802.60	617.93	-10607.98
110(110-111)	i	0.000	-3802.60	796.83	-10054.70
	i	0.500	-3404.18	796.83	-10114.83
111(111-112)	i	0.000	-3404.18	908.07	-9551.09
	i	0.500	-2950.15	908.07	-9611.22
112(112-113)	i	0.000	-2950.15	961.61	-9035.12
	i	0.500	-2469.34	961.61	-9095.25
113(113-114)	i	0.000	-2469.34	966.07	-8508.35
	i	0.500	-1986.31	966.07	-8568.48
114(114-115)	i	0.000	-1986.31	928.68	-7968.99
	i	0.500	-1521.97	928.68	-8029.13
115(115-116)	i	0.000	-1521.97	855.27	-7419.13
	i	0.500	-1094.34	855.27	-7479.26
116(116-117)	i	0.000	-1094.34	750.32	-6856.85
	i	0.500	-719.17	750.32	-6916.98
117(117-118)	i	0.000	-719.17	617.07	-6282.62
	i	0.500	-410.64	617.07	-6342.76
118(118-119)	i	0.000	-410.64	457.64	-5697.09
	i	0.500	-181.82	457.64	-5757.22
119(119-120)	i	0.000	-181.82	291.72	-5166.63
	i	0.400	-65.14	291.72	-5214.74
200(9-201)	i	0.000	832.18	-1689.75	1758.21
	j	0.500	-7.58	-1669.26	1698.07

部材	着目	i端からの 距離 (m)	曲げモーメント M(kN.m)	せん断力 S(kN)	軸力 N(kN)
201(201-202)	i	0.000	-7.58	-1669.26	1698.07
	i	0.500	-823.92	-1596.10	1637.94
202(202-203)	i	0.000	-823.92	-1596.10	1637.94
	i	0.500	-1562.50	-1358.23	1577.81
203(203-204)	i	0.000	-1562.50	-1358.23	1577.81
	i	0.500	-2241.61	-1358.23	1517.68
204(204-205)	i	0.000	-2241.61	-1034.22	1517.68
	i	0.500	-2758.72	-1034.22	1457.55
205(205-206)	i	0.000	-2758.72	-533.65	1410.66
	i	0.500	-3025.55	-533.65	1350.53
206(206-207)	i	0.000	-3025.55	-122.71	1305.32
	i	0.500	-3086.90	-122.71	1245.18
207(207-208)	i	0.000	-3086.90	169.34	1201.51
	i	0.500	-3002.23	169.34	1141.38
208(208-209)	i	0.000	-3002.23	372.70	1099.12
	i	0.500	-2815.88	372.70	1038.98
209(209-210)	i	0.000	-2815.88	512.84	998.02
	i	0.500	-2559.46	512.84	937.88
210(210-211)	i	0.000	-2559.46	604.18	898.09
	i	0.500	-2257.37	604.18	837.95
211(211-212)	i	0.000	-2257.37	654.20	799.20
	i	0.500	-1930.27	654.20	739.07
212(212-213)	i	0.000	-1930.27	669.49	701.25
	i	0.500	-1595.52	669.49	641.12
213(213-214)	i	0.000	-1595.52	655.71	604.11
	i	0.500	-1267.67	655.71	543.98
214(214-215)	i	0.000	-1267.67	617.54	507.66
	i	0.500	-958.90	617.54	447.53
215(215-216)	i	0.000	-958.90	558.70	411.79
	i	0.500	-679.55	558.70	351.66
216(216-217)	i	0.000	-679.55	482.01	316.38
	i	0.500	-438.54	482.01	256.25
217(217-218)	i	0.000	-438.54	389.48	221.32
	i	0.500	-243.80	389.48	161.19
218(218-219)	i	0.000	-243.80	282.42	126.48
	i	0.500	-102.59	282.42	66.35
219(219-220)	i	0.000	-102.59	173.66	35.23
	j	0.400	-33.13	173.66	-12.88

変化点 2

載荷ステップ $\alpha_i = 1.000$

水平震度 = 0.550

基礎の状態 : $\alpha_i = 1$ で基礎は降伏していない

部材	着目	i端からの 距離 (m)	曲げモーメント M(kN.m)	せん断力 S(kN)	軸力 N(kN)
1(1- 2)	i	0.000	0.00	0.00	0.00
	1	1.000	-189.87	-379.75	297.64
	1	2.000	-759.50	-759.50	595.28
2(2- 3)	i	0.000	-11625.14	15548.08	-3304.47
	1	0.150	-9297.20	15491.11	-3259.82
	2	1.200	6759.13	15092.38	-2947.30
	3	1.650	13512.25	14921.49	-2813.37
	j	2.400	24596.57	14636.68	-2590.14
3(3- 4)	i	0.000	24596.57	14636.68	-2590.14
	j	0.600	33310.22	14408.83	-2411.55
4(4- 5)	i	0.000	-12649.26	7369.08	1554.43
	i	0.600	-8296.17	7141.23	1733.01
5(5- 6)	i	0.000	-8296.17	7141.23	1733.01
	1	0.750	-3047.05	6856.42	1956.24
	2	2.250	6810.36	6286.80	2402.70
	i	2.400	7749.11	6229.83	2447.34
6(6- 7)	i	0.000	-759.50	759.50	-595.28
	i	2.000	0.00	0.00	0.00
7(2- 8)	i	0.000	10865.64	-3899.75	-16307.58
	i	1.500	5016.02	-3899.75	-16307.58
8(6- 9)	i	0.000	8508.61	-3042.62	5470.33
	i	1.500	3944.68	-3042.62	5470.33
9(4- 10)	i	0.000	45959.48	-3965.98	-7039.74
	i	1.500	40010.51	-3965.98	-7039.74
100(8-101)	i	0.000	5016.02	-3899.75	-16307.58
	i	0.500	3071.27	-3879.26	-16367.71
101(101-102)	i	0.000	3071.27	-3879.26	-16367.71
	i	0.500	1149.93	-3806.10	-16427.84
102(102-103)	i	0.000	1149.93	-3806.10	-16427.84
	i	0.500	-693.65	-3568.23	-16487.97
103(103-104)	i	0.000	-693.65	-3568.23	-16487.97
	i	0.500	-2477.76	-3568.23	-16548.11
104(104-105)	i	0.000	-2477.76	-2757.78	-16548.11
	i	0.500	-3856.65	-2757.78	-16608.24
105(105-106)	i	0.000	-3856.65	-1842.16	-16113.49
	i	0.500	-4777.73	-1842.16	-16173.63
106(106-107)	i	0.000	-4777.73	-1058.00	-15667.23
	i	0.500	-5306.73	-1058.00	-15727.36
107(107-108)	i	0.000	-5306.73	-396.25	-15209.90
	i	0.500	-5504.85	-396.25	-15270.04
108(108-109)	i	0.000	-5504.85	162.68	-14740.65
	i	0.500	-5423.51	162.68	-14800.78
109(109-110)	i	0.000	-5423.51	620.04	-14259.98
	i	0.500	-5113.49	620.04	-14320.11
110(110-111)	i	0.000	-5113.49	932.77	-13766.82
	i	0.500	-4647.11	932.77	-13826.96
111(111-112)	i	0.000	-4647.11	1136.94	-13263.22
	i	0.500	-4078.64	1136.94	-13323.35
112(112-113)	i	0.000	-4078.64	1253.70	-12747.24
	i	0.500	-3451.79	1253.70	-12807.38
113(113-114)	i	0.000	-3451.79	1294.97	-12220.47
	i	0.500	-2804.30	1294.97	-12280.61
114(114-115)	i	0.000	-2804.30	1270.86	-11681.12
	i	0.500	-2168.87	1270.86	-11741.25
115(115-116)	i	0.000	-2168.87	1189.58	-11131.26
	i	0.500	-1574.08	1189.58	-11191.39
116(116-117)	i	0.000	-1574.08	1057.52	-10568.97
	i	0.500	-1045.32	1057.52	-10629.11
117(117-118)	i	0.000	-1045.32	879.30	-9994.75
	i	0.500	-605.67	879.30	-10054.88
118(118-119)	i	0.000	-605.67	658.04	-9409.22
	i	0.500	-276.65	658.04	-9469.35
119(119-120)	i	0.000	-276.65	421.82	-8878.76
	i	0.400	-107.92	421.82	-8926.86
200(9-201)	i	0.000	3944.68	-3042.62	5470.33
	j	0.500	2428.49	-3022.13	5410.20

部材	着目	i端からの 距離 (m)	曲げモーメント M(kN.m)	せん断力 S(kN)	軸 力 N(kN)
201(201-202)	i	0.000	2428.49	-3022.13	5410.20
	i	0.500	935.72	-2948.97	5350.07
202(202-203)	i	0.000	935.72	-2948.97	5350.07
	i	0.500	-479.30	-2711.10	5289.94
203(203-204)	i	0.000	-479.30	-2711.10	5289.94
	i	0.500	-1834.85	-2711.10	5229.80
204(204-205)	i	0.000	-1834.85	-1989.53	5229.80
	i	0.500	-2829.61	-1989.53	5169.67
205(205-206)	i	0.000	-2829.61	-1182.00	4859.92
	i	0.500	-3420.61	-1182.00	4799.78
206(206-207)	i	0.000	-3420.61	-523.21	4495.86
	i	0.500	-3682.22	-523.21	4435.73
207(207-208)	i	0.000	-3682.22	10.19	4137.20
	i	0.500	-3677.12	10.19	4077.07
208(208-209)	i	0.000	-3677.12	392.11	3783.51
	i	0.500	-3481.06	392.11	3723.38
209(209-210)	i	0.000	-3481.06	619.76	3434.35
	i	0.500	-3171.18	619.76	3374.21
210(210-211)	i	0.000	-3171.18	749.09	3089.30
	i	0.500	-2796.64	749.09	3029.17
211(211-212)	i	0.000	-2796.64	816.76	2747.94
	i	0.500	-2388.26	816.76	2687.81
212(212-213)	i	0.000	-2388.26	839.37	2409.88
	i	0.500	-1968.57	839.37	2349.74
213(213-214)	i	0.000	-1968.57	823.89	2074.68
	i	0.500	-1556.63	823.89	2014.55
214(214-215)	i	0.000	-1556.63	776.11	1741.96
	i	0.500	-1168.58	776.11	1681.83
215(215-216)	i	0.000	-1168.58	700.59	1411.30
	i	0.500	-818.28	700.59	1351.17
216(216-217)	i	0.000	-818.28	600.77	1082.32
	i	0.500	-517.90	600.77	1022.18
217(217-218)	i	0.000	-517.90	479.08	754.60
	i	0.500	-278.36	479.08	694.47
218(218-219)	i	0.000	-278.36	337.07	427.76
	i	0.500	-109.82	337.07	367.63
219(219-220)	j	0.000	-109.82	191.72	128.02
	j	0.400	-33.13	191.72	79.92

7.4.3 橋軸方向：タイプII地震動－ケース1

変化点 1

載荷ステップ $\alpha_i = 0.288$

水平震度 = 0.403

基礎の状態 : 杭 2 が押込み支持力上限値

格点 番号	水平変位 $\delta_x(\text{mm})$	鉛直変位 $\delta_y(\text{mm})$	回転変位 $\delta_\theta(\text{mrad})$
1	-3.65550	-4.62540	0.57163
2	-3.65550	-3.48213	0.57163
3	-3.66815	-2.07802	0.63747
4	-3.66815	-1.69553	0.63748
5	-3.66815	-1.31305	0.63748
6	-3.65899	0.20412	0.63714
7	-3.65899	1.47841	0.63714
8	-2.79806	-3.48213	0.57163
9	-2.70327	0.20412	0.63715
10	-4.62438	-1.69554	0.63750
101	-2.50847	-3.43049	0.58453
102	-2.21567	-3.37860	0.58458
103	-1.92596	-3.32648	0.57227
104	-1.64530	-3.27410	0.54851
105	-1.37914	-3.22148	0.51463
106	-1.13191	-3.17063	0.47329
107	-0.90659	-3.12160	0.42753
108	-0.70467	-3.07444	0.38007
109	-0.52641	-3.02919	0.33326
110	-0.37100	-2.98590	0.28889
111	-0.23689	-2.94461	0.24829
112	-0.12194	-2.90538	0.21234
113	-0.02369	-2.86824	0.18157
114	0.06053	-2.83326	0.15619
115	0.13339	-2.80046	0.13614
116	0.19751	-2.76991	0.12115
117	0.25530	-2.74165	0.11073
118	0.30889	-2.71572	0.10421
119	0.36003	-2.69218	0.10077
120	0.40007	-2.67510	0.09961
201	-2.38188	0.19688	0.64676
202	-2.05816	0.18989	0.64646
203	-1.73699	0.18314	0.63673
204	-1.42284	0.17664	0.61849
205	-1.11972	0.17038	0.59291
206	-0.83706	0.16457	0.53268
207	-0.59772	0.15921	0.42158
208	-0.41598	0.15428	0.30455
209	-0.28619	0.14979	0.21503
210	-0.18888	0.14572	0.17484
211	-0.10827	0.14207	0.14814
212	-0.04017	0.13884	0.12485
213	0.01718	0.13602	0.10517
214	0.06561	0.13361	0.08914
215	0.10691	0.13161	0.07665
216	0.14280	0.13001	0.06742
217	0.17482	0.12881	0.06111
218	0.20432	0.12802	0.05724
219	0.23237	0.12762	0.05526
220	0.25433	0.12759	0.05463

変化点 2

載荷ステップ $\alpha_i = 0.887$

水平震度 = 0.550

基礎の状態 : 杭 2 が降伏した

格点 番号	水平変位 $\delta_x(\text{mm})$	鉛直変位 $\delta_y(\text{mm})$	回転変位 $\delta_\theta(\text{mrad})$
1	-8.86341	-8.69351	1.24170
2	-8.86341	-6.21012	1.24170
3	-8.88434	-3.24508	1.28330
4	-8.88434	-2.47510	1.28331
5	-8.88434	-1.70512	1.28330
6	-8.87016	1.35326	1.29078
7	-8.87016	3.93482	1.29078
8	-7.00086	-6.21011	1.24170
9	-6.93399	1.35325	1.29078
10	-10.80932	-2.47510	1.28333
101	-6.33142	-6.14042	1.42631
102	-5.60863	-6.07048	1.46074
103	-4.87473	-6.00030	1.47091
104	-4.14150	-5.92988	1.45857
105	-3.41929	-5.85921	1.42725
106	-2.71678	-5.79031	1.38073
107	-2.06229	-5.72323	1.23049
108	-1.49857	-5.65801	1.02040
109	-1.04462	-5.59471	0.79396
110	-0.69988	-5.53336	0.58578
111	-0.44731	-5.47401	0.42631
112	-0.25767	-5.41672	0.33411
113	-0.10200	-5.36153	0.28977
114	0.03333	-5.30849	0.25284
115	0.15208	-5.25764	0.22340
116	0.25794	-5.20904	0.20119
117	0.35438	-5.16272	0.18561
118	0.44451	-5.11875	0.17576
119	0.53091	-5.07716	0.17048
120	0.59867	-5.04564	0.16861
201	-6.19122	1.32796	1.65941
202	-5.35430	1.30292	1.68511
203	-4.50920	1.27812	1.69225
204	-3.66498	1.25357	1.68173
205	-2.82998	1.22926	1.65621
206	-2.04054	1.20668	1.48796
207	-1.36556	1.18580	1.20263
208	-0.84415	1.16660	0.88063
209	-0.47981	1.14906	0.57976
210	-0.24995	1.13315	0.34480
211	-0.11499	1.11885	0.19949
212	-0.02690	1.10615	0.15435
213	0.04382	1.09503	0.12932
214	0.10323	1.08548	0.10910
215	0.15369	1.07749	0.09348
216	0.19741	1.07104	0.08207
217	0.23638	1.06613	0.07437
218	0.27229	1.06275	0.06973
219	0.30650	1.06091	0.06742
220	0.33330	1.06053	0.06670

変化点 3

載荷ステップ $\alpha_i = 1.000$

水平震度 = 0.550

基礎の状態 : $\alpha_i = 1$ で基礎は降伏していない

格点 番号	水平変位 $\delta_x(\text{mm})$	鉛直変位 $\delta_y(\text{mm})$	回転変位 $\delta_\theta(\text{mrad})$
1	-9.61382	-9.00019	1.29417
2	-9.61382	-6.41185	1.29417
3	-9.63541	-3.32958	1.32964
4	-9.63541	-2.53179	1.32965
5	-9.63541	-1.73400	1.32965
6	-9.62064	1.43904	1.34111
7	-9.62064	4.12127	1.34111
8	-7.67256	-6.41184	1.29418
9	-7.60896	1.43903	1.34112
10	-11.62990	-2.53180	1.32968
101	-6.95605	-6.34081	1.55790
102	-6.16607	-6.26953	1.59768
103	-5.36267	-6.19801	1.61172
104	-4.55837	-6.12624	1.60178
105	-3.76426	-6.05423	1.57138
106	-2.98973	-5.98399	1.52453
107	-2.26668	-5.91557	1.36036
108	-1.64289	-5.84902	1.13053
109	-1.13949	-5.78438	0.88155
110	-0.75695	-5.72170	0.64950
111	-0.47888	-5.66102	0.46508
112	-0.27569	-5.60240	0.35001
113	-0.11252	-5.54588	0.30392
114	0.02951	-5.49151	0.26549
115	0.15427	-5.43934	0.23484
116	0.26560	-5.38940	0.21170
117	0.36711	-5.34176	0.19545
118	0.46204	-5.29645	0.18516
119	0.55307	-5.25353	0.17963
120	0.62447	-5.22095	0.17768
201	-6.81546	1.41240	1.80510
202	-5.90491	1.38602	1.83370
203	-4.98510	1.35988	1.84231
204	-4.06567	1.33398	1.83267
205	-3.15485	1.30833	1.80831
206	-2.28915	1.28450	1.64098
207	-1.54100	1.26247	1.34089
208	-0.95637	1.24221	0.99445
209	-0.54241	1.22370	0.66434
210	-0.27776	1.20691	0.39999
211	-0.12219	1.19183	0.22771
212	-0.02605	1.17843	0.15939
213	0.04696	1.16669	0.13348
214	0.10827	1.15661	0.11257
215	0.16032	1.14818	0.09641
216	0.20541	1.14138	0.08462
217	0.24558	1.13620	0.07666
218	0.28260	1.13263	0.07188
219	0.31786	1.13069	0.06949
220	0.34548	1.13029	0.06873

変化点 1

載荷ステップ $\alpha_i = 0.288$

水平震度 = 0.403

基礎の状態 : 杭 2 が押込み支持力上限値

部材	着目	i端からの距離 (m)	曲げモーメント M(kN.m)	せん断力 S(kN)	軸力 N(kN)
1(1- 2)	i	0.000	0.00	0.00	0.00
	1	1.000	-189.87	-379.75	137.15
	1	2.000	-759.50	-759.50	274.30
2(2- 3)	i	0.000	-6180.72	11884.38	-2140.49
	1	0.150	-4402.34	11827.42	-2119.92
	2	1.200	7807.11	11428.68	-1975.91
	3	1.650	12911.57	11257.79	-1914.19
	j	2.400	21248.11	10972.98	-1811.33
3(3- 4)	i	0.000	21248.11	10972.98	-1811.33
	j	0.600	27763.54	10745.13	-1729.04
4(4- 5)	i	0.000	-6002.61	3705.39	1184.75
	j	0.600	-3847.73	3477.54	1267.04
5(5- 6)	i	0.000	-3847.73	3477.54	1267.04
	1	0.750	-1346.39	3192.72	1369.90
	2	2.250	3015.48	2623.10	1575.63
	j	2.400	3404.67	2566.14	1596.20
6(6- 7)	i	0.000	-759.50	759.50	-274.30
	j	2.000	0.00	0.00	0.00
7(2- 8)	i	0.000	5421.22	-2414.80	-12643.88
	j	1.500	1799.03	-2414.80	-12643.88
8(6- 9)	i	0.000	4164.17	-1870.50	1806.64
	j	1.500	1358.42	-1870.50	1806.64
9(4- 10)	i	0.000	33766.15	-2913.78	-7039.74
	j	1.500	29395.48	-2913.78	-7039.74
100(8-101)	i	0.000	1799.03	-2414.80	-12643.88
	j	0.500	596.75	-2394.31	-12704.01
101(101-102)	i	0.000	596.75	-2394.31	-12704.01
	j	0.500	-582.11	-2321.15	-12764.14
102(102-103)	i	0.000	-582.11	-2321.15	-12764.14
	j	0.500	-1683.22	-2083.28	-12824.28
103(103-104)	i	0.000	-1683.22	-2083.28	-12824.28
	j	0.500	-2724.85	-2083.28	-12884.41
104(104-105)	i	0.000	-2724.85	-1676.72	-12884.41
	j	0.500	-3563.21	-1676.72	-12944.54
105(105-106)	i	0.000	-3563.21	-1088.23	-12450.46
	j	0.500	-4107.33	-1088.23	-12510.59
106(106-107)	i	0.000	-4107.33	-555.64	-12003.95
	j	0.500	-4385.15	-555.64	-12064.08
107(107-108)	i	0.000	-4385.15	-72.01	-11545.52
	j	0.500	-4421.15	-72.01	-11605.65
108(108-109)	i	0.000	-4421.15	311.07	-11075.78
	j	0.500	-4265.62	311.07	-11135.91
109(109-110)	i	0.000	-4265.62	597.24	-10595.29
	j	0.500	-3967.00	597.24	-10655.42
110(110-111)	i	0.000	-3967.00	798.93	-10103.02
	j	0.500	-3567.54	798.93	-10163.15
111(111-112)	i	0.000	-3567.54	927.71	-9599.47
	j	0.500	-3103.69	927.71	-9659.60
112(112-113)	i	0.000	-3103.69	993.99	-9084.23
	j	0.500	-2606.69	993.99	-9144.36
113(113-114)	i	0.000	-2606.69	1006.87	-8557.25
	j	0.500	-2103.26	1006.87	-8617.39
114(114-115)	i	0.000	-2103.26	973.97	-8018.45
	j	0.500	-1616.27	973.97	-8078.58
115(115-116)	i	0.000	-1616.27	901.45	-7468.25
	j	0.500	-1165.55	901.45	-7528.38
116(116-117)	i	0.000	-1165.55	794.08	-6907.27
	j	0.500	-768.51	794.08	-6967.40
117(117-118)	i	0.000	-768.51	655.29	-6333.42
	j	0.500	-440.86	655.29	-6393.55
118(118-119)	i	0.000	-440.86	487.37	-5747.28
	j	0.500	-197.18	487.37	-5807.41
119(119-120)	i	0.000	-197.18	311.22	-5215.49
	j	0.400	-72.69	311.22	-5263.59
200(9-201)	i	0.000	1358.42	-1870.50	1806.64
	j	0.500	428.29	-1850.01	1746.50

部材	着目	i端からの 距離 (m)	曲げモーメント M(kN.m)	せん断力 S(kN)	軸 力 N(kN)
201(201-202)	i	0.000	428.29	-1850.01	1746.50
	i	0.500	-478.43	-1776.85	1686.37
202(202-203)	i	0.000	-478.43	-1776.85	1686.37
	i	0.500	-1307.39	-1538.98	1626.24
203(203-204)	i	0.000	-1307.39	-1538.98	1626.24
	i	0.500	-2076.88	-1538.98	1566.11
204(204-205)	i	0.000	-2076.88	-1187.39	1566.11
	i	0.500	-2670.58	-1187.39	1505.98
205(205-206)	i	0.000	-2670.58	-663.12	1455.45
	i	0.500	-3002.14	-663.12	1395.32
206(206-207)	i	0.000	-3002.14	-208.07	1346.52
	i	0.500	-3106.17	-208.07	1286.39
207(207-208)	i	0.000	-3106.17	116.87	1239.18
	i	0.500	-3047.74	116.87	1179.05
208(208-209)	i	0.000	-3047.74	343.00	1133.30
	i	0.500	-2876.24	343.00	1073.17
209(209-210)	i	0.000	-2876.24	498.58	1028.75
	i	0.500	-2626.95	498.58	968.62
210(210-211)	i	0.000	-2626.95	601.27	925.41
	i	0.500	-2326.32	601.27	865.28
211(211-212)	i	0.000	-2326.32	660.13	823.15
	i	0.500	-1996.25	660.13	763.02
212(212-213)	i	0.000	-1996.25	681.97	721.85
	i	0.500	-1655.27	681.97	661.72
213(213-214)	i	0.000	-1655.27	672.63	621.39
	i	0.500	-1318.96	672.63	561.26
214(214-215)	i	0.000	-1318.96	636.96	521.64
	i	0.500	-1000.48	636.96	461.50
215(215-216)	i	0.000	-1000.48	578.84	422.48
	i	0.500	-711.06	578.84	362.35
216(216-217)	i	0.000	-711.06	501.21	323.80
	i	0.500	-460.45	501.21	263.67
217(217-218)	i	0.000	-460.45	406.17	225.47
	i	0.500	-257.37	406.17	165.34
218(218-219)	i	0.000	-257.37	295.10	127.38
	i	0.500	-109.82	295.10	67.25
219(219-220)	j	0.000	-109.82	181.41	33.19
	j	0.400	-37.25	181.41	-14.92

変化点 2

載荷ステップ $\alpha i = 0.887$

水平震度 = 0.550

基礎の状態 : 杭 2 が降伏した

部材	着目	i端からの 距離 (m)	曲げモーメント M(kN.m)	せん断力 S(kN)	軸力 N(kN)
1(1- 2)	i	0.000	0.00	0.00	0.00
	1	1.000	-189.87	-379.75	422.41
	1	2.000	-759.50	-759.50	844.82
2(2- 3)	i	0.000	-14337.75	16314.76	-3777.54
	1	0.150	-11894.81	16257.80	-3714.18
	2	1.200	4966.54	15859.06	-3270.65
	3	1.650	12064.67	15688.17	-3080.57
	j	2.400	23723.99	15403.36	-2763.76
3(3- 4)	i	0.000	23723.99	15403.36	-2763.76
	j	0.600	32897.65	15175.51	-2510.31
4(4- 5)	i	0.000	-13061.83	8135.77	1455.67
	i	0.600	-8248.72	7907.92	1709.11
5(5- 6)	i	0.000	-8248.72	7907.92	1709.11
	1	0.750	-2424.59	7623.10	2025.92
	2	2.250	8582.84	7053.48	2659.53
	j	2.400	9636.59	6996.52	2722.89
6(6- 7)	i	0.000	-759.50	759.50	-844.82
	j	2.000	0.00	0.00	0.00
7(2- 8)	i	0.000	13578.25	-4622.36	-17074.26
	j	1.500	6644.72	-4622.36	-17074.26
8(6- 9)	i	0.000	10396.09	-3567.71	6237.02
	j	1.500	5044.53	-3567.71	6237.02
9(4- 10)	i	0.000	45959.48	-3965.98	-7039.74
	j	1.500	40010.51	-3965.98	-7039.74
100(8-101)	i	0.000	6644.72	-4622.36	-17074.26
	j	0.500	4338.66	-4601.87	-17134.39
101(101-102)	i	0.000	4338.66	-4601.87	-17134.39
	j	0.500	2056.02	-4528.71	-17194.52
102(102-103)	i	0.000	2056.02	-4528.71	-17194.52
	j	0.500	-148.86	-4290.84	-17254.66
103(103-104)	i	0.000	-148.86	-4290.84	-17254.66
	j	0.500	-2063.65	-3368.32	-17314.79
104(104-105)	i	0.000	-2063.65	-3368.32	-17314.79
	j	0.500	-3747.81	-3368.32	-17374.92
105(105-106)	i	0.000	-3747.81	-2275.07	-16880.17
	j	0.500	-4885.35	-2275.07	-16940.31
106(106-107)	i	0.000	-4885.35	-1349.83	-16433.93
	j	0.500	-5560.26	-1349.83	-16494.06
107(107-108)	i	0.000	-5560.26	-581.61	-15976.72
	j	0.500	-5851.07	-581.61	-16036.86
108(108-109)	i	0.000	-5851.07	53.36	-15507.71
	j	0.500	-5824.38	53.36	-15567.84
109(109-110)	i	0.000	-5824.38	581.62	-15027.47
	j	0.500	-5533.58	581.62	-15087.60
110(110-111)	i	0.000	-5533.58	962.09	-14534.97
	j	0.500	-5052.53	962.09	-14595.10
111(111-112)	i	0.000	-5052.53	1205.26	-14030.68
	j	0.500	-4449.90	1205.26	-14090.81
112(112-113)	i	0.000	-4449.90	1345.34	-13515.80
	j	0.500	-3777.23	1345.34	-13575.93
113(113-114)	i	0.000	-3777.23	1400.79	-12988.59
	j	0.500	-3076.84	1400.79	-13048.72
114(114-115)	i	0.000	-3076.84	1382.67	-12449.49
	j	0.500	-2385.50	1382.67	-12509.63
115(115-116)	i	0.000	-2385.50	1299.99	-11899.00
	j	0.500	-1735.51	1299.99	-11959.13
116(116-117)	i	0.000	-1735.51	1159.77	-11337.70
	j	0.500	-1155.62	1159.77	-11397.83
117(117-118)	i	0.000	-1155.62	967.11	-10763.58
	j	0.500	-672.07	967.11	-10823.71
118(118-119)	i	0.000	-672.07	725.47	-10177.33
	j	0.500	-309.33	725.47	-10237.46
119(119-120)	i	0.000	-309.33	465.71	-9645.58
	j	0.400	-123.05	465.71	-9693.68
200(9-201)	i	0.000	5044.53	-3567.71	6237.02
	j	0.500	3265.80	-3547.22	6176.88

部材	着目	i端からの 距離 (m)	曲げモーメント M(kN.m)	せん断力 S(kN)	軸力 N(kN)
201(201-202)	i	0.000	3265.80	-3547.22	6176.88
	i	0.500	1510.48	-3474.06	6116.75
202(202-203)	i	0.000	1510.48	-3474.06	6116.75
	i	0.500	-167.08	-3236.19	6056.62
203(203-204)	i	0.000	-167.08	-3236.19	6056.62
	i	0.500	-1785.18	-3236.19	5996.49
204(204-205)	i	0.000	-1785.18	-2330.56	5996.49
	i	0.500	-2950.46	-2330.56	5936.36
205(205-206)	i	0.000	-2950.46	-1382.81	5571.85
	i	0.500	-3641.86	-1382.81	5511.72
206(206-207)	i	0.000	-3641.86	-624.50	5153.91
	i	0.500	-3954.11	-624.50	5093.78
207(207-208)	i	0.000	-3954.11	-28.25	4742.16
	i	0.500	-3968.24	-28.25	4682.02
208(208-209)	i	0.000	-3968.24	430.66	4336.10
	i	0.500	-3752.91	430.66	4275.97
209(209-210)	i	0.000	-3752.91	691.50	3935.24
	i	0.500	-3407.16	691.50	3875.11
210(210-211)	i	0.000	-3407.16	827.38	3539.10
	i	0.500	-2993.47	827.38	3478.97
211(211-212)	i	0.000	-2993.47	889.89	3147.20
	i	0.500	-2548.53	889.89	3087.07
212(212-213)	i	0.000	-2548.53	904.51	2759.07
	i	0.500	-2096.27	904.51	2698.94
213(213-214)	i	0.000	-2096.27	880.69	2374.24
	i	0.500	-1655.93	880.69	2314.10
214(214-215)	i	0.000	-1655.93	824.57	1992.23
	i	0.500	-1243.65	824.57	1932.10
215(215-216)	i	0.000	-1243.65	741.02	1612.60
	i	0.500	-873.14	741.02	1552.47
216(216-217)	i	0.000	-873.14	633.70	1234.88
	i	0.500	-556.29	633.70	1174.74
217(217-218)	i	0.000	-556.29	505.20	858.61
	i	0.500	-303.69	505.20	798.48
218(218-219)	i	0.000	-303.69	357.17	483.35
	i	0.500	-125.10	357.17	423.21
219(219-220)	j	0.000	-125.10	207.21	140.09
	j	0.400	-42.22	207.21	91.98

変化点 3

載荷ステップ $\alpha_i = 1.000$

水平震度 = 0.550

基礎の状態 : $\alpha_i = 1$ で基礎は降伏していない

部材	着目	i端からの 距離 (m)	曲げモーメント M(kN.m)	せん断力 S(kN)	軸力 N(kN)
1(1- 2)	i	0.000	0.00	0.00	0.00
	1	1.000	-189.87	-379.75	476.22
	1	2.000	-759.50	-759.50	952.44
2(2- 3)	i	0.000	-15451.29	16644.12	-3944.10
	1	0.150	-12958.95	16587.16	-3872.66
	2	1.200	4248.23	16188.42	-3372.63
	3	1.650	11494.57	16017.53	-3158.33
	j	2.400	23400.92	15732.72	-2801.17
3(3- 4)	i	0.000	23400.92	15732.72	-2801.17
	j	0.600	32772.20	15504.87	-2515.43
4(4- 5)	i	0.000	-13187.29	8465.13	1450.55
	i	0.600	-8176.57	8237.28	1736.28
5(5- 6)	i	0.000	-8176.57	8237.28	1736.28
	1	0.750	-2105.41	7952.46	2093.45
	2	2.250	9396.06	7382.84	2807.78
	j	2.400	10499.22	7325.88	2879.21
6(6- 7)	i	0.000	-759.50	759.50	-952.44
	j	2.000	0.00	0.00	0.00
7(2- 8)	i	0.000	14691.79	-4896.54	-17403.62
	j	1.500	7346.98	-4896.54	-17403.62
8(6- 9)	i	0.000	11258.72	-3831.66	6566.38
	j	1.500	5511.24	-3831.66	6566.38
9(4- 10)	i	0.000	45959.48	-3965.98	-7039.74
	j	1.500	40010.51	-3965.98	-7039.74
100(8-101)	i	0.000	7346.98	-4896.54	-17403.62
	j	0.500	4903.84	-4876.05	-17463.75
101(101-102)	i	0.000	4903.84	-4876.05	-17463.75
	j	0.500	2484.10	-4802.89	-17523.89
102(102-103)	i	0.000	2484.10	-4802.89	-17523.89
	j	0.500	142.13	-4565.02	-17584.02
103(103-104)	i	0.000	142.13	-4565.02	-17584.02
	j	0.500	-1909.75	-3642.50	-17644.15
104(104-105)	i	0.000	-1909.75	-3642.50	-17644.15
	j	0.500	-3731.00	-3642.50	-17704.28
105(105-106)	i	0.000	-3731.00	-2464.72	-17209.19
	j	0.500	-4963.37	-2464.72	-17269.32
106(106-107)	i	0.000	-4963.37	-1473.08	-16762.53
	j	0.500	-5699.90	-1473.08	-16822.67
107(107-108)	i	0.000	-5699.90	-653.57	-16304.86
	j	0.500	-6026.69	-653.57	-16364.99
108(108-109)	i	0.000	-6026.69	16.82	-15835.29
	j	0.500	-6018.28	16.82	-15895.43
109(109-110)	i	0.000	-6018.28	568.54	-15354.45
	j	0.500	-5734.01	568.54	-15414.58
110(110-111)	i	0.000	-5734.01	980.05	-14861.26
	j	0.500	-5243.99	980.05	-14921.40
111(111-112)	i	0.000	-5243.99	1240.38	-14357.90
	j	0.500	-4623.80	1240.38	-14418.03
112(112-113)	i	0.000	-4623.80	1390.25	-13842.09
	j	0.500	-3928.67	1390.25	-13902.22
113(113-114)	i	0.000	-3928.67	1451.42	-13313.84
	j	0.500	-3202.96	1451.42	-13373.97
114(114-115)	i	0.000	-3202.96	1435.38	-12775.79
	j	0.500	-2485.27	1435.38	-12835.93
115(115-116)	i	0.000	-2485.27	1351.52	-12226.15
	j	0.500	-1809.51	1351.52	-12286.28
116(116-117)	i	0.000	-1809.51	1207.13	-11662.99
	j	0.500	-1205.95	1207.13	-11723.13
117(117-118)	i	0.000	-1205.95	1007.56	-11089.72
	j	0.500	-702.17	1007.56	-11149.85
118(118-119)	i	0.000	-702.17	756.38	-10504.18
	j	0.500	-323.98	756.38	-10564.31
119(119-120)	i	0.000	-323.98	485.78	-9972.93
	j	0.400	-129.66	485.78	-10021.03
200(9-201)	i	0.000	5511.24	-3831.66	6566.38
	j	0.500	3600.53	-3811.17	6506.24

部材	着目	i端からの 距離 (m)	曲げモーメント M(kN.m)	せん断力 S(kN)	軸 力 N(kN)
201(201-202)	i	0.000	3600.53	-3811.17	6506.24
	i	0.500	1713.24	-3738.01	6446.11
202(202-203)	i	0.000	1713.24	-3738.01	6446.11
	i	0.500	-96.30	-3500.14	6385.98
203(203-204)	i	0.000	-96.30	-3500.14	6385.98
	i	0.500	-1615.73	-2577.62	6325.85
204(204-205)	i	0.000	-1615.73	-2577.62	6325.85
	i	0.500	-2904.54	-2577.62	6265.72
205(205-206)	i	0.000	-2904.54	-1549.52	5877.77
	i	0.500	-3679.30	-1549.52	5817.63
206(206-207)	i	0.000	-3679.30	-729.61	5436.75
	i	0.500	-4044.10	-729.61	5376.61
207(207-208)	i	0.000	-4044.10	-89.18	5002.26
	i	0.500	-4088.69	-89.18	4942.13
208(208-209)	i	0.000	-4088.69	411.96	4573.78
	i	0.500	-3882.72	411.96	4513.65
209(209-210)	i	0.000	-3882.72	706.83	4150.79
	i	0.500	-3529.30	706.83	4090.66
210(210-211)	i	0.000	-3529.30	857.83	3732.78
	i	0.500	-3100.39	857.83	3672.65
211(211-212)	i	0.000	-3100.39	924.25	3319.24
	i	0.500	-2638.26	924.25	3259.11
212(212-213)	i	0.000	-2638.26	938.41	2909.68
	i	0.500	-2169.06	938.41	2849.54
213(213-214)	i	0.000	-2169.06	912.88	2503.59
	i	0.500	-1712.62	912.88	2443.46
214(214-215)	i	0.000	-1712.62	854.03	2100.49
	i	0.500	-1285.60	854.03	2040.36
215(215-216)	i	0.000	-1285.60	766.87	1699.90
	i	0.500	-902.17	766.87	1639.77
216(216-217)	i	0.000	-902.17	655.21	1301.32
	i	0.500	-574.56	655.21	1241.19
217(217-218)	i	0.000	-574.56	521.70	904.28
	i	0.500	-313.71	521.70	844.15
218(218-219)	i	0.000	-313.71	368.07	508.29
	i	0.500	-129.68	368.07	448.16
219(219-220)	j	0.000	-129.68	212.56	146.41
	j	0.400	-44.65	212.56	98.31

8章 フーチングの照査(レベル2 地震時)(片持ち梁解析)

8.1 設計条件

コンクリートの設計基準強度 $\sigma_{ck} = 24.00 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

鉄筋の降伏強度(軸方向鉄筋) $f_{yk} = 345.00 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

(上記以外) $f_{yk} = 345.00 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

鉄筋の取扱い : 単鉄筋

曲げモーメントに対する照査位置

No	区分	位置L(m)	名称	部材 No	i端からの 距離(m)
1	一般	2.000	杭1	—	—
2	一般	3.650	柱左端	—	—
3	一般	6.350	柱右端	—	—
4	一般	8.000	杭2	—	—

主鉄筋 側面かぶり = 150 (mm)

照査位置 1 : 杭1

区分 : 一般

部材幅 $B = 5000.0 \text{ mm}$

部材高 $H = 3000.0 \text{ mm}$

モーメント集計位置 $Y = 3.500 \text{ m}$

主鉄筋

鉄筋No	位置指定	位置(cm)	鉄筋径(mm)	ピッチ(mm)
1	上縁かぶり	15.0	D32	250
2	下縁かぶり	25.0	D32	250

照査位置 2 : 柱左端

区分 : 一般

部材幅 $B = 5000.0 \text{ mm}$

部材高 $H = 3000.0 \text{ mm}$

モーメント集計位置 $Y = 3.500 \text{ m}$

主鉄筋

鉄筋No	位置指定	位置(cm)	鉄筋径(mm)	ピッチ(mm)
1	上縁かぶり	15.0	D32	250
2	下縁かぶり	25.0	D32	250

照査位置 3 : 柱右端

区分 : 一般

部材幅 $B = 5000.0 \text{ mm}$

部材高 $H = 3000.0 \text{ mm}$

モーメント集計位置 $Y = 3.500 \text{ m}$

主鉄筋

鉄筋No	位置指定	位置(cm)	鉄筋径(mm)	ピッチ(mm)
1	上縁かぶり	15.0	D32	250
2	下縁かぶり	25.0	D32	250

照査位置 4 : 杭2

区分 : 一般

部材幅 $B = 5000.0 \text{ mm}$

部材高 $H = 3000.0 \text{ mm}$

モーメント集計位置 $Y = 3.500 \text{ m}$

主鉄筋

鉄筋No	位置指定	位置 (cm)	鉄筋径 (mm)	ピッチ (mm)
1	上縁かぶり	15.0	D32	250
2	下縁かぶり	25.0	D32	250

せん断力に対する照査位置

No	区分	位置L(m)	名称	部材 No	i端からの 距離 (m)
1	一般	2.000	杭1	—	—
2	一般	2.150	1/2H位置 (左)	—	—
3	一般	7.850	1/2H位置 (右)	—	—
4	一般	8.000	杭2	—	—

主鉄筋 側面かぶり = 150 (mm)

照査位置 1 : 杭1

区分 : 一般

部材幅 B = 5000.0 mm

部材高 H = 3000.0 mm

スターラップ

鉄筋径 (mm)	幅1(m)辺りの 鉄筋本数	間隔 (cm)
D16	1.00	100.0

照査位置 2 : 1/2H位置 (左)

区分 : 一般

部材幅 B = 5000.0 mm

部材高 H = 3000.0 mm

スターラップ

鉄筋径 (mm)	幅1(m)辺りの 鉄筋本数	間隔 (cm)
D16	1.00	100.0

照査位置 3 : 1/2H位置 (右)

区分 : 一般

部材幅 B = 5000.0 mm

部材高 H = 3000.0 mm

スターラップ

鉄筋径 (mm)	幅1(m)辺りの 鉄筋本数	間隔 (cm)
D16	1.00	100.0

照査位置 4 : 杭2

区分 : 一般

部材幅 B = 5000.0 mm

部材高 H = 3000.0 mm

スターラップ

鉄筋径 (mm)	幅1(m)辺りの 鉄筋本数	間隔 (cm)
D16	1.00	100.0

8.2 橋軸方向：タイプI地震動一ケース 1

8.2.1 杭頭反力

杭番号	杭頭鉛直反力 kN/本	杭頭水平反力 kN/本	杭頭モーメント kN.m/本
1 L=-3.000	16307.58	3899.75	-5016.02
2 L= 3.000	-5470.33	3042.62	-3944.68

8.2.2 曲げモーメントに対する照査

照査位置 1：杭1 区分：一般（上側引張）

フーチング左端からの距離 $L = 2.000$ m(フーチング中心からの距離 $L' = -3.000$ m)

作用曲げモーメント

上載土砂	kN.m/m	0.00
フーチング自重	kN.m/m	-151.90
杭頭鉛直反力	kN.m/m	0.00
杭頭水平反力	kN.m/m	-1169.92
杭頭モーメント	kN.m/m	-1003.20
合計	Mo	kN.m/m
		-2325.03
有効高	d	mm
		2850.0
有効幅の換算係数	α	—
		1.000
曲げモーメント	$M = \alpha \cdot Mo$	kN.m/m
		-2325.03

曲げ耐力

部材幅				b(mm)		1000.0	
部材高				h(mm)		3000.0	
鉄筋	位置(mm)	鉄筋量(mm ²)	1 2	150 2750	31.768×10 ² 31.768×10 ²		
降伏曲げモーメント				My(kN.m/m)		-2975.59	
判定						M ≤ My OK	
1/2鈎合鉄筋量				(mm ²)		456.769×10 ²	

照査位置 2：柱左端 区分：一般（下側引張）

フーチング左端からの距離 $L = 3.650$ m(フーチング中心からの距離 $L' = -1.350$ m)

作用曲げモーメント

上載土砂	kN.m/m	0.00
フーチング自重	kN.m/m	-505.92
杭頭鉛直反力	kN.m/m	5381.50
杭頭水平反力	kN.m/m	-1169.92
杭頭モーメント	kN.m/m	-1003.20
合計	Mo	kN.m/m
		2702.45
有効高	d	mm
		2750.0
有効幅の換算係数	α	—
		1.000
曲げモーメント	$M = \alpha \cdot Mo$	kN.m/m
		2702.45

曲げ耐力

部材幅				b(mm)		1000.0	
部材高				h(mm)		3000.0	
鉄筋	位置(mm)	鉄筋量(mm ²)	1	150	31.768×10 ²		
			2	2750	31.768×10 ²		
降伏曲げモーメント				My(kN.m/m)		2868.72	
判定				M ≤ My		OK	
1/2鈎合鉄筋量				(mm ²)		456.769×10 ²	

照査位置 3：柱右端 区分：一般（上側引張）

フーチング左端からの距離 $L = 6.350$ m(フーチング中心からの距離 $L' = 1.350$ m)

作用曲げモーメント

上載土砂 フーチング自重	kN.m/m kN.m/m	0.00 -505.92
杭頭鉛直反力 杭頭水平反力 杭頭モーメント	kN.m/m kN.m/m kN.m/m	-1805.21 912.79 788.94
合計	Mo	kN.m/m
有効高	d	mm
有効幅の換算係数	α	—
曲げモーメント	$M = \alpha \cdot Mo$	kN.m/m
		-609.41

曲げ耐力

部材幅				b(mm)	1000.0	
部材高				h(mm)	3000.0	
鉄筋	位置(mm)	鉄筋量(mm ²)	1 2	150 2750	31.768×10 ² 31.768×10 ²	
降伏曲げモーメント				My(kN.m/m)	-2975.59	
判定				M ≤ My OK		
1/2鈎合鉄筋量				(mm ²)	456.769×10 ²	

照査位置 4：杭2 区分：一般（下側引張）

フーチング左端からの距離L= 8.000 m(フーチング中心からの距離L'= 3.000 m)

作用曲げモーメント

上載土砂 フーチング自重	kN.m/m kN.m/m	0.00 -151.90
杭頭鉛直反力 杭頭水平反力 杭頭モーメント	kN.m/m kN.m/m kN.m/m	0.00 912.79 788.94
合計	Mo	kN.m/m
有効高	d	mm
有効幅の換算係数	α	—
曲げモーメント	$M = \alpha \cdot Mo$	kN.m/m
		1549.82

曲げ耐力

部材幅				b(mm)	1000.0	
部材高				h(mm)	3000.0	
鉄筋	位置(mm)	鉄筋量(mm ²)	1 2	150 2750	31.768×10 ² 31.768×10 ²	
降伏曲げモーメント				My(kN.m/m)	2868.72	
判定				M ≤ My OK		
1/2鈎合鉄筋量				(mm ²)	456.769×10 ²	

8.2.3 せん断に対する照査

照査位置 1: 杭1 区分: 一般

フーチング左端からの距離 $L = 2.000$ m(フーチング中心からの距離 $L' = -3.000$ m)

せん断力

	せん断力 (kN/m)	曲げモーメント (kN.m/m)
上載土砂 フーチング自重	0.00 -151.90	0.00 -151.90
杭頭鉛直反力 杭頭水平反力 杭頭モーメント	3261.52 — —	0.00 -1169.92 -1003.20
合計	3109.62	-2325.03

せん断耐力

部材幅		b	mm	1000.0
部材高		h	mm	3000.0
有効高		d	mm	2750.0
コン ク リ ー ト	正負交番作用の影響に関する補正係数	Cc	—	1.000
	有効高に関する補正係数	Ce	—	0.737
	軸方向引張鉄筋比	pt	%	0.116
	引張主鉄筋比に関する補正係数	Cpt	—	0.731
	せん断スパン	a	mm	1650.0
	せん断スパン比による割増係数	Cdc	—	5.920
	平均せん断応力度	τ_c	N/mm ²	0.350
	負担するせん断力	Sc	kN	3072.03
斜 引 張 鉄 筋	使用鉄筋量	Aw	mm ²	1.986×10^2
	間隔	s	mm	1000.0
	せん断スパン比による低減係数	Cds	—	0.240
	降伏点	σ_{sy}	N/mm ²	345.00
	負担するせん断耐力	Ss	kN	27.13
せん断耐力合計 $P_s = S_c + S_s$			kN	3099.16
判定 (S ≤ Ps)				S > Ps NG

照査位置 2：1/2H位置(左) 区分：一般

フーチング左端からの距離L= 2.150 m(フーチング中心からの距離L'= -2.850 m)

せん断力

	せん断力 (kN/m)	曲げモーメント (kN.m/m)
上載土砂 フーチング自重	0.00 -163.29	0.00 -175.54
杭頭鉛直反力 杭頭水平反力 杭頭モーメント	3261.52 —— ——	489.23 -1169.92 -1003.20
合計	3098.22	-1859.44

せん断耐力

部材幅		b	mm	1000.0
部材高		h	mm	3000.0
有効高		d	mm	2750.0
コンクリート	正負交番作用の影響に関する補正係数	Cc	—	1.000
	有効高に関する補正係数	Ce	—	0.737
	軸方向引張鉄筋比	pt	%	0.116
	引張主鉄筋比に関する補正係数	Cpt	—	0.731
	せん断スパン	a	mm	1650.0
	せん断スパン比による割増係数	Cdc	—	5.920
	平均せん断応力度	τ_c	N/mm ²	0.350
	負担するせん断力	Sc	kN	3072.03
斜引張鉄筋	使用鉄筋量	Aw	mm ²	1.986×10^2
	間隔	s	mm	1000.0
	せん断スパン比による低減係数	Cds	—	0.240
	降伏点	σ_{sy}	N/mm ²	345.00
	負担するせん断耐力	Ss	kN	27.13
せん断耐力合計 $P_s = S_c + S_s$			kN	3099.16
判定 ($S \leq P_s$)			$S \leq P_s$ OK	

照査位置 3:1/2H位置(右) 区分:一般

フーチング左端からの距離 $L=7.850$ m(フーチング中心からの距離 $L'=2.850$ m)

せん断力

	せん断力 (kN/m)	曲げモーメント (kN.m/m)
上載土砂 フーチング自重	0.00 -163.29	0.00 -175.54
杭頭鉛直反力 杭頭水平反力 杭頭モーメント	-1094.07 —— ——	-164.11 912.79 788.94
合計	-1257.36	1362.07

せん断耐力

部材幅		b	mm	1000.0
部材高		h	mm	3000.0
有効高		d	mm	2850.0
コンクリート	正負交番作用の影響に関する補正係数	C_c	—	1.000
	有効高に関する補正係数	C_e	—	0.722
	軸方向引張鉄筋比	p_t	%	0.111
	引張主鉄筋比に関する補正係数	C_{pt}	—	0.723
	せん断スパン	a	mm	3000.0
	せん断スパン比による割増係数	C_{dc}	—	3.842
	平均せん断応力度	τ_c	N/mm ²	0.350
	負担するせん断力	S_c	kN	2001.79
斜引張鉄筋	使用鉄筋量	A_w	mm ²	1.986×10^2
	間隔	s	mm	1000.0
	せん断スパン比による低減係数	C_{ds}	—	0.421
	降伏点	σ_{sy}	N/mm ²	345.00
	負担するせん断耐力	S_s	kN	71.50
せん断耐力合計 $P_s = S_c + S_s$			kN	2073.28
判定 ($S \leq P_s$)			$S \leq P_s$	OK

照査位置 4：杭2 区分：一般

フーチング左端からの距離 $L=$ 8.000 m(フーチング中心からの距離 $L'=$ 3.000 m)

せん断力

	せん断力 (kN/m)	曲げモーメント (kN.m/m)
上載土砂 フーチング自重	0.00 -151.90	0.00 -151.90
杭頭鉛直反力 杭頭水平反力 杭頭モーメント	-1094.07 —— ——	0.00 912.79 788.94
合計	-1245.97	1549.82

せん断耐力

部材幅		b	mm	1000.0
部材高		h	mm	3000.0
有効高		d	mm	2850.0
コンクリート	正負交番作用の影響に関する補正係数	C_c	—	1.000
	有効高に関する補正係数	C_e	—	0.722
	軸方向引張鉄筋比	p_t	%	0.111
	引張主鉄筋比に関する補正係数	C_{pt}	—	0.723
	せん断スパン	a	mm	3000.0
	せん断スパン比による割増係数	C_{dc}	—	3.842
	平均せん断応力度	τ_c	N/mm ²	0.350
	負担するせん断力	S_c	kN	2001.79
斜引張鉄筋	使用鉄筋量	A_w	mm ²	1.986×10^2
	間隔	s	mm	1000.0
	せん断スパン比による低減係数	C_{ds}	—	0.421
	降伏点	σ_{sy}	N/mm ²	345.00
	負担するせん断耐力	S_s	kN	71.50
せん断耐力合計 $P_s = S_c + S_s$			kN	2073.28
判定 ($S \leq P_s$)			$S \leq P_s$ OK	

8.2.4 鉛直方向の押抜きせん断に対する照査

鉛直方向の押抜きせん断に対する照査は、次のように行なう。

- ・せん断照査断面は、杭中心から $D/2+h/2$ の円周上とする。
- ・せん断照査断面よりも杭中心寄りに柱または壁前面が存在する場合（ S が負値となる場合）には、押抜きせん断に対する照査を省略する。
- ・せん断照査断面のフーチング厚さは、杭頭部の埋込み長を控除したものとする。
- ・コンクリート断面のせん断耐力は、杭位置でのせん断耐力（単位幅当たり）×せん断照査断面の延長とする。

杭番号 1

鉛直方向の作用力 $P_v = 16307.58 \text{ kN}$
 杭中心から $D/2+h/2$ の円周上 $D/2 + h/2 = 2.500 / 2 + 2.900 / 2 = 2.700 \text{ m}$
 柱または壁前面との距離 $S = -0.888 \text{ m}$
 柱または壁前面が杭中心寄りに存在するので、押抜きせん断に対する照査を省略する。

杭番号 2

鉛直方向の作用力 $P_v = -5470.33 \text{ kN}$
 杭中心から $D/2+h/2$ の円周上 $D/2 + h/2 = 2.500 / 2 + 2.900 / 2 = 2.700 \text{ m}$
 柱または壁前面との距離 $S = -0.888 \text{ m}$
 杭反力が引抜きのため、押抜きせん断に対する照査を省略する。

杭番号	P_v	S_v	判定
1	16307.58	-----	省略
2	-5470.33	-----	省略

8.2.5 水平方向の押抜きせん断に対する照査

水平方向の押抜きせん断に対する照査は、次のように行なう。

- ・押抜きせん断が生じる平面的な範囲に存在するフーチング下面鉄筋のせん断耐力を算出する。
- ・有効幅は、端部または $1 \cdot D$ を用いて計算した値とする。

杭番号 1

水平方向の作用力 $Ph = 3042.62 \text{ kN}$

水平押抜きせん断を考慮する有効幅 $B = 4500 \text{ mm}$

有効幅内の鉄筋本数 $n = B / ctc = 4500 / 250 = 18 \text{ 本}$

フーチング下面鉄筋 1 本の断面積 $As = 7.942 \times 10^2 \text{ mm}^2$

フーチング下面鉄筋の降伏強度 $\sigma_{sy} = 345.00 \text{ N/mm}^2$

フーチング下面鉄筋のせん断耐力 $Sh = n \times As \times \sigma_{sy} = 18 \times 7.942 \times 10^2 \times 345.00 = 4931.98 \text{ kN}$

判定 $Ph = 3042.62 \text{ kN} < Sh = 4931.98 \text{ kN} \quad \text{OK}$

杭番号	Ph	Sh	判定
1	3042.62	4931.98	OK

8.3 橋軸方向：タイプII地震動一ケース 1

8.3.1 杭頭反力

杭番号	杭頭鉛直反力 kN/本	杭頭水平反力 kN/本	杭頭モーメント kN.m/本
1 L=-3.000	17403.62	4896.54	-7346.98
2 L= 3.000	-6566.38	3831.66	-5511.24

8.3.2 曲げモーメントに対する照査

照査位置 1：杭1 区分：一般（上側引張）

フーチング左端からの距離 $L = 2.000$ m(フーチング中心からの距離 $L' = -3.000$ m)

作用曲げモーメント

上載土砂	kN.m/m	0.00
フーチング自重	kN.m/m	-151.90
杭頭鉛直反力	kN.m/m	0.00
杭頭水平反力	kN.m/m	-1468.96
杭頭モーメント	kN.m/m	-1469.40
合計	Mo	kN.m/m
		-3090.26
有効高	d	mm
		2850.0
有効幅の換算係数	α	—
		1.000
曲げモーメント	$M = \alpha \cdot Mo$	kN.m/m
		-3090.26

曲げ耐力

部材幅				b(mm)		1000.0	
部材高				h(mm)		3000.0	
鉄筋	位置(mm)	鉄筋量(mm ²)	1	150	31.768×10 ²		
			2	2750	31.768×10 ²		
降伏曲げモーメント				My(kN.m/m)		-2975.59	
判定				M > My		NG	
1/2鈎合鉄筋量				(mm ²)		456.769×10 ²	

照査位置 2：柱左端 区分：一般（下側引張）

フーチング左端からの距離 $L = 3.650$ m(フーチング中心からの距離 $L' = -1.350$ m)

作用曲げモーメント

上載土砂	kN.m/m	0.00
フーチング自重	kN.m/m	-505.92
杭頭鉛直反力	kN.m/m	5743.19
杭頭水平反力	kN.m/m	-1468.96
杭頭モーメント	kN.m/m	-1469.40
合計	Mo	kN.m/m
		2298.91
有効高	d	mm
		2750.0
有効幅の換算係数	α	—
		1.000
曲げモーメント	$M = \alpha \cdot Mo$	kN.m/m
		2298.91

曲げ耐力

部材幅				b(mm)		1000.0	
部材高				h(mm)		3000.0	
鉄筋	位置(mm)	鉄筋量(mm ²)	1	150	31.768×10 ²		
			2	2750	31.768×10 ²		
降伏曲げモーメント				My(kN.m/m)		2868.72	
判定				M ≤ My		OK	
1/2鈎合鉄筋量				(mm ²)		456.769×10 ²	

照査位置 3：柱右端 区分：一般（上側引張）

フーチング左端からの距離 $L = 6.350$ m(フーチング中心からの距離 $L' = 1.350$ m)

作用曲げモーメント

上載土砂 フーチング自重	kN.m/m kN.m/m	0.00 -505.92
杭頭鉛直反力 杭頭水平反力 杭頭モーメント	kN.m/m kN.m/m kN.m/m	-2166.90 1149.50 1102.25
合計	Mo	kN.m/m
有効高	d	mm
有効幅の換算係数	α	—
曲げモーメント	$M = \alpha \cdot Mo$	kN.m/m
		-421.08

曲げ耐力

部材幅				b(mm)		1000.0	
部材高				h(mm)		3000.0	
鉄筋	位置(mm)	鉄筋量(mm ²)	1 2	150 2750	31.768×10 ² 31.768×10 ²		
降伏曲げモーメント				My(kN.m/m)		-2975.59	
判定				M ≤ My		OK	
1/2鈎合鉄筋量				(mm ²)		456.769×10 ²	

照査位置 4：杭2 区分：一般（下側引張）

フーチング左端からの距離L= 8.000 m(フーチング中心からの距離L'= 3.000 m)

作用曲げモーメント

上載土砂 フーチング自重	kN.m/m kN.m/m	0.00 -151.90
杭頭鉛直反力 杭頭水平反力 杭頭モーメント	kN.m/m kN.m/m kN.m/m	0.00 1149.50 1102.25
合計	Mo	kN.m/m
有効高	d	mm
有効幅の換算係数	α	—
曲げモーメント	$M = \alpha \cdot Mo$	kN.m/m
		2099.84

曲げ耐力

部材幅				b(mm)		1000.0	
部材高				h(mm)		3000.0	
鉄筋	位置(mm)	鉄筋量(mm ²)	1 2	150 2750	31.768×10^2 31.768×10^2		
降伏曲げモーメント				My(kN・m/m)		2868.72	
判定				$M \leq My$		OK	
1/2鈎合鉄筋量				(mm ²)		456.769×10^2	

8.3.3 セン断に対する照査

照査位置 1: 杭1 区分: 一般

フーチング左端からの距離 $L = 2.000$ m(フーチング中心からの距離 $L' = -3.000$ m)

せん断力

	せん断力 (kN/m)	曲げモーメント (kN.m/m)
上載土砂 フーチング自重	0.00 -151.90	0.00 -151.90
杭頭鉛直反力 杭頭水平反力 杭頭モーメント	3480.72 — —	0.00 -1468.96 -1469.40
合計	3328.82	-3090.26

せん断耐力

部材幅		b	mm	1000.0
部材高		h	mm	3000.0
有効高		d	mm	2750.0
コン ク リ ー ト	正負交番作用の影響に関する補正係数	Cc	—	1.000
	有効高に関する補正係数	Ce	—	0.737
	軸方向引張鉄筋比	pt	%	0.116
	引張主鉄筋比に関する補正係数	Cpt	—	0.731
	せん断スパン	a	mm	1650.0
	せん断スパン比による割増係数	Cdc	—	5.920
	平均せん断応力度	τ_c	N/mm ²	0.350
	負担するせん断力	Sc	kN	3072.03
斜 引 張 鉄 筋	使用鉄筋量	Aw	mm ²	1.986×10^2
	間隔	s	mm	1000.0
	せん断スパン比による低減係数	Cds	—	0.240
	降伏点	σ_{sy}	N/mm ²	345.00
	負担するせん断耐力	Ss	kN	27.13
せん断耐力合計 $P_s = S_c + S_s$			kN	3099.16
判定 ($S \leq P_s$)				$S > P_s$ NG

照査位置 2：1/2H位置(左) 区分：一般

フーチング左端からの距離L= 2.150 m(フーチング中心からの距離L'= -2.850 m)

せん断力

	せん断力 (kN/m)	曲げモーメント (kN.m/m)
上載土砂 フーチング自重	0.00 -163.29	0.00 -175.54
杭頭鉛直反力 杭頭水平反力 杭頭モーメント	3480.72 —— ——	522.11 -1468.96 -1469.40
合計	3317.43	-2591.79

せん断耐力

部材幅		b	mm	1000.0
部材高		h	mm	3000.0
有効高		d	mm	2750.0
コンクリート	正負交番作用の影響に関する補正係数	Cc	—	1.000
	有効高に関する補正係数	Ce	—	0.737
	軸方向引張鉄筋比	pt	%	0.116
	引張主鉄筋比に関する補正係数	Cpt	—	0.731
	せん断スパン	a	mm	1650.0
	せん断スパン比による割増係数	Cdc	—	5.920
	平均せん断応力度	τ_c	N/mm ²	0.350
	負担するせん断力	Sc	kN	3072.03
斜引張鉄筋	使用鉄筋量	Aw	mm ²	1.986×10^2
	間隔	s	mm	1000.0
	せん断スパン比による低減係数	Cds	—	0.240
	降伏点	σ_{sy}	N/mm ²	345.00
	負担するせん断耐力	Ss	kN	27.13
せん断耐力合計 $P_s = S_c + S_s$			kN	3099.16
判定 ($S \leq P_s$)			$S > P_s$ NG	

照査位置 3 : 1/2H位置(右) 区分：一般

フーチング左端からの距離L= 7.850 m(フーチング中心からの距離L'= 2.850 m)

せん断力

	せん断力 (kN/m)	曲げモーメント (kN.m/m)
上載土砂 フーチング自重	0.00 -163.29	0.00 -175.54
杭頭鉛直反力 杭頭水平反力 杭頭モーメント	-1313.28 —— ——	-196.99 1149.50 1102.25
合計	-1476.57	1879.21

せん断耐力

部材幅		b	mm	1000.0
部材高		h	mm	3000.0
有効高		d	mm	2850.0
コンクリート	正負交番作用の影響に関する補正係数	Cc	—	1.000
	有効高に関する補正係数	Ce	—	0.722
	軸方向引張鉄筋比	pt	%	0.111
	引張主鉄筋比に関する補正係数	Cpt	—	0.723
	せん断スパン	a	mm	3000.0
	せん断スパン比による割増係数	Cdc	—	3.842
	平均せん断応力度	τ_c	N/mm ²	0.350
	負担するせん断力	Sc	kN	2001.79
斜引張鉄筋	使用鉄筋量	Aw	mm ²	1.986×10 ²
	間隔	s	mm	1000.0
	せん断スパン比による低減係数	Cds	—	0.421
	降伏点	σ_{sy}	N/mm ²	345.00
	負担するせん断耐力	Ss	kN	71.50
せん断耐力合計 Ps = Sc + Ss			kN	2073.28
判定 (S ≤ Ps)			S ≤ Ps OK	

照査位置 4: 杭2 区分: 一般

フーチング左端からの距離 $L= 8.000$ m(フーチング中心からの距離 $L'= 3.000$ m)

せん断力

	せん断力 (kN/m)	曲げモーメント (kN.m/m)
上載土砂 フーチング自重	0.00 -151.90	0.00 -151.90
杭頭鉛直反力 杭頭水平反力 杭頭モーメント	-1313.28 —— ——	0.00 1149.50 1102.25
合計	-1465.18	2099.84

せん断耐力

部材幅		b	mm	1000.0
部材高		h	mm	3000.0
有効高		d	mm	2850.0
コンクリート	正負交番作用の影響に関する補正係数	C_c	—	1.000
	有効高に関する補正係数	C_e	—	0.722
	軸方向引張鉄筋比	p_t	%	0.111
	引張主鉄筋比に関する補正係数	C_{pt}	—	0.723
	せん断スパン	a	mm	3000.0
	せん断スパン比による割増係数	C_{dc}	—	3.842
	平均せん断応力度	τ_c	N/mm ²	0.350
	負担するせん断力	S_c	kN	2001.79
斜引張鉄筋	使用鉄筋量	A_w	mm ²	1.986×10^2
	間隔	s	mm	1000.0
	せん断スパン比による低減係数	C_{ds}	—	0.421
	降伏点	σ_{sy}	N/mm ²	345.00
	負担するせん断耐力	S_s	kN	71.50
せん断耐力合計 $P_s = S_c + S_s$			kN	2073.28
判定 ($S \leq P_s$)			$S \leq P_s$ OK	

8.3.4 鉛直方向の押抜きせん断に対する照査

鉛直方向の押抜きせん断に対する照査は、次のように行なう。

- ・せん断照査断面は、杭中心から $D/2+h/2$ の円周上とする。
- ・せん断照査断面よりも杭中心寄りに柱または壁前面が存在する場合（ S が負値となる場合）には、押抜きせん断に対する照査を省略する。
- ・せん断照査断面のフーチング厚さは、杭頭部の埋込み長を控除したものとする。
- ・コンクリート断面のせん断耐力は、杭位置でのせん断耐力（単位幅当たり）×せん断照査断面の延長とする。

杭番号 1

鉛直方向の作用力 $P_v = 17403.62 \text{ kN}$
杭中心から $D/2+h/2$ の円周上 $D/2 + h/2 = 2.500 / 2 + 2.900 / 2 = 2.700 \text{ m}$
柱または壁前面との距離 $S = -0.888 \text{ m}$
柱または壁前面が杭中心寄りに存在するので、押抜きせん断に対する照査を省略する。

杭番号 2

鉛直方向の作用力 $P_v = -6566.38 \text{ kN}$
杭中心から $D/2+h/2$ の円周上 $D/2 + h/2 = 2.500 / 2 + 2.900 / 2 = 2.700 \text{ m}$
柱または壁前面との距離 $S = -0.888 \text{ m}$
杭反力が引抜きのため、押抜きせん断に対する照査を省略する。

杭番号	P_v	S_v	判定
1	17403.62	-----	省略
2	-6566.38	-----	省略

8.3.5 水平方向の押抜きせん断に対する照査

水平方向の押抜きせん断に対する照査は、次のように行なう。

- ・押抜きせん断が生じる平面的な範囲に存在するフーチング下面鉄筋のせん断耐力を算出する。
- ・有効幅は、端部または $1 \cdot D$ を用いて計算した値とする。

杭番号 1

水平方向の作用力 $Ph = 3831.66 \text{ kN}$

水平押抜きせん断を考慮する有効幅 $B = 4500 \text{ mm}$

有効幅内の鉄筋本数 $n = B / ctc = 4500 / 250 = 18 \text{ 本}$

フーチング下面鉄筋 1 本の断面積 $As = 7.942 \times 10^2 \text{ mm}^2$

フーチング下面鉄筋の降伏強度 $\sigma_{sy} = 345.00 \text{ N/mm}^2$

フーチング下面鉄筋のせん断耐力 $Sh = n \times As \times \sigma_{sy} = 18 \times 7.942 \times 10^2 \times 345.00 = 4931.98 \text{ kN}$

判定 $Ph = 3831.66 \text{ kN} < Sh = 4931.98 \text{ kN} \quad \text{OK}$

杭番号	Ph	Sh	判定
1	3831.66	4931.98	OK