

表紙

目次

1章 設計条件	1
1.1 適用基準	1
1.2 基本データ	1
1.3 構造寸法	3
1.4 杭配置及び杭長	3
1.4.1 杭配置	3
1.4.2 杭長	3
1.5 詳細設定	3
1.6 荷重ケース（許容応力度法）	6
1.7 深礎基礎データ	7
1.7.1 地盤条件	7
1.7.2 隣接基礎条件	8
1.7.3 その他荷重	8
1.7.4 杭配筋	8
1.7.5 周面摩擦力度	9
1.8 フレームデータ	10
1.8.1 格点座標	10
1.8.2 杭頭格点接合	11
1.8.3 材質	11
1.8.4 断面諸値	11
1.8.5 部材	11
1.8.6 荷重データ（許容応力度法）	12
1.9 杭頭接合計算	14
2章 地盤の諸条件	15
2.1 地盤反力係数	15
2.2 支点ばね	19
2.3 底面の許容鉛直地盤反力度	23
2.4 底面地盤のせん断抵抗力	25
2.5 水平支持力・塑性化抵抗力の上限値	27
2.6 周面摩擦力度の上限値	31
3章 許容応力度法	33
3.1 計算結果一覧	33
3.2 弾塑性解析結果	35
3.2.1 杭体断面力	35
3.2.2 杭体変位	43
3.2.3 地盤反力	47
3.2.4 地盤ばね値	51
3.3 フレーム解析結果	55
3.3.1 支点反力	55
3.3.2 格点変位	57
3.3.3 部材断面力	59

1章 設計条件

1.1 適用基準

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

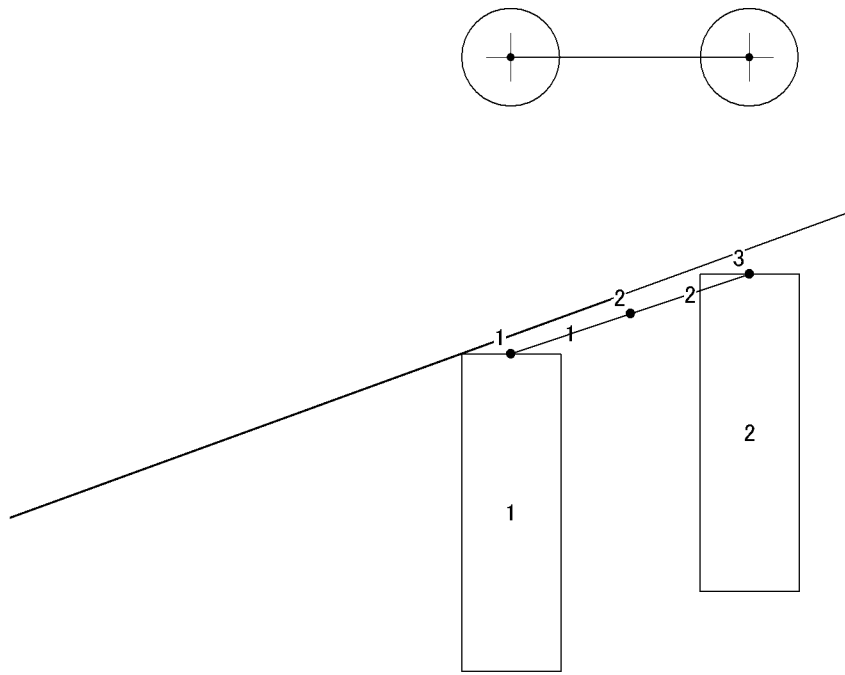
1.2 基本データ

保存ファイル名：Reidai-c

工事名：フーチング式深礎基礎、道路橋の耐震設計に関する資料p8-6より。

(1)設計方向1	杭列数	2 列	入力対象杭列	A 列
(2)設計方向2	杭列数	1 列	入力対象杭列	1 列
(3)杭形状	円形			
(4)適用基準	NEXCO設計要領			
(5)対象構造物	橋脚基礎			
(6)杭周面摩擦の考慮	考慮する (XY)			
(6)混合土留め	用いない			
(7)杭径 (公称径)	D =	2.500 m		
杭径 (設計径)	D _s =	2.500 m		
(8)使用材料 (深礎杭)				
コンクリートの設計基準強度	σ _{ck} =	24 N/mm ²		
鉄筋の材質 (軸方向鉄筋)	=	SD345		
(せん断補強筋)	=	SD345		
単位体積重量	γ =	24.50 kN/m ³		
(9)使用材料 (フーチング)				
コンクリートの設計基準強度	σ _{ck} =	24 N/mm ²		
鉄筋の材質 (軸方向鉄筋)	=	SD345		
(せん断補強筋)	=	SD345		
単位体積重量	γ =	24.50 kN/m ³		
(10)解析方向	[設計方向 1]			
(11)荷重載荷方向	面内解析			
(12)設計水平震度 (レベル1地震時)	k _H =	0.20		
(13)フーチングタイプ	フーチングなし			
(14)底版荷重の取扱い	作用格点に載荷			
(15)底版荷重を自動生成	行わない			

構造図



1.3 構造寸法

柱寸法

形状 : 矩形

断面寸法 L= 2.000 m

B= 2.000 m

中心位置 X= 0.000 m

Y= 0.000 m

1.4 杭配置及び杭長

1.4.1 杭配置

列No	X(m)
1	-3.000
2	3.000

行No	Y(m)
1	0.000

1.4.2 杭長

		1列	2列
1行	杭全長 L(m)	8.000	8.000

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)底面に引抜力が生じた場合の底面ばね | 0とする |
| (5)底面せん断ばねの鉛直ばねに対する比 | = 0.3000 |
| (6)大口径深礎における底面の連成ばね | 考慮しない |
| (7)面外解析時の杭軸周りの回転拘束条件 | 固定 |
| (8)許容応力度法照査時の地盤の取扱い | 塑性化させる |

[補正係数]

(9)水平方向地盤反力係数の補正係数

常時、暴風時、レベル1地震時 $k = 1.5$

レベル2地震時 $k = 1.5$

(10)同じ層に水平かぶりがある場合 最も杭前面に近い位置

(11)安全率または補正係数

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

[許容応力度法]

- (12)水平支持力 R_q 算出時の杭幅の取扱い 周面摩擦を考慮する場合は杭幅を0.8Dとする
- (13)水平地盤の受働土圧の取扱い 考慮しない
- (14)底面せん断抵抗の取扱い(許容応力度法) 1本単位で判定
常時の浮上り時の判定 NG判定とする
- (15)鉄筋区間ごとの杭体応力度照査、1/2Mmax位置の応力照査 鉄筋区間ごとの応力度を照査しない
- (16)せん断照査時の軸力による割増(許容応力度法) 考慮する
- (17)コンクリートの許容応力度の低減 杭径D<5mの場合のみ許容応力度に0.9を乗じる

[レベル2]

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

[底面地盤反力]

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

[地盤の塑性化]

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

[M -]

- (38) M - 計算時の c_k の低減 杭径によらず c_k を低減しない
- (39) M - 算定時の杭の軸力の取扱い 入力する
- (40) M - 関係の自動調整 行わない

[底板]

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

1.6 荷重ケース (許容応力度法)

荷重ケース [1] : 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 $a = 25$ (mm)
 許容応力度 $c_a = 7.20$ (N/mm²)
 $s_a = 160.00$ (N/mm²) (軸方向鉄筋)
 $s_a = 160.00$ (N/mm²) (上記以外)
 $s_a' = 200.00$ (N/mm²) (圧縮鉄筋)
 $a_1 = 0.20$ (N/mm²)
 $a_2 = 1.53$ (N/mm²)

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

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

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 $a = 25$ (mm)
 許容応力度 $c_a = 10.80$ (N/mm²)
 $s_a = 300.00$ (N/mm²) (軸方向鉄筋)
 $s_a = 300.00$ (N/mm²) (上記以外)
 $s_a' = 300.00$ (N/mm²) (圧縮鉄筋)
 $a_1 = 0.31$ (N/mm²)
 $a_2 = 2.29$ (N/mm²)

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

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

1.7 深礎基礎データ

1.7.1 地盤条件

杭番号 1

地盤条件

層 No	杭頭からの距離 Z (m)	層の傾斜角 (度)
1	0.000	20.0

設計地盤面の折れ点：なし

層 No	地盤種別	土質	N値	単位重量 (kN/m ³)	内部摩擦角 (度)	粘着力 C (kN/m ²)	変形係数 E _o (kN/m ²)
1	土砂	砂質土	45	20.00	30.0	110	280000

すべり角 : 内部計算

ひろがり角 : 直接入力 = 40.0度

杭底面と地盤との間の摩擦係数 $\tan(\delta) = 0.6000$

杭底面と地盤との間の粘着力 $C_b = 0$ kN/m²

土質 : 砂

杭番号 2

地盤条件

層 No	杭頭からの距離 Z (m)	層の傾斜角 (度)
1	-0.184	20.0

設計地盤面の折れ点：なし

層 No	地盤種別	土質	N値	単位重量 (kN/m ³)	内部摩擦角 (度)	粘着力 C (kN/m ²)	変形係数 E _o (kN/m ²)
1	土砂	砂質土	45	20.00	30.0	110	280000

すべり角 : 内部計算

ひろがり角 : 直接入力 = 40.0度

杭底面と地盤との間の摩擦係数 $\tan(\delta) = 0.6000$

杭底面と地盤との間の粘着力 $C_b = 0$ kN/m²

土質 : 砂

1.7.2 隣接基礎条件

杭番号 No	地盤反力係数の低減用		水平支持力計算用			横方向隣接杭の 影響
	中心間隔		中心間隔			
	P ₁ (m)	P ₂ (m)	P ₁ (m)	P ₂ (m)		
1	6.000	6.000	0.000	6.000	----	片側が影響する
2	6.000	6.000	6.000	6.000	----	片側が影響する

1.7.3 その他荷重

受働土圧の計算に上載荷重を考慮しない

杭番号 No	上載荷重 q(kN/m ²)
1	0.00
2	0.00

ここに、

P₁ ; 上側の土圧強度

P₂ ; 下側の土圧強度

d₁ ; 載荷位置 (杭頭から土圧分布始点位置までの距離)

d₂ ; 載荷長 (土圧分布作用高さ)

1.7.4 杭配筋

かぶりりは、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 = 8.000 m

主鉄筋

段	かぶり d(cm)	鉄筋径 呼び名D	本数 n	ctc (mm)	鉄筋量 A _s (cm ²)
1	12.5	32	48	147.3	381.216

せん断補強鉄筋

帯鉄筋の呼び名	D	22
帯鉄筋の本数	n (本)	1
横拘束筋の断面積	A _n (cm ²)	3.871
帯鉄筋の間隔	s (cm)	15.0
横拘束筋の有効長	d (cm)	225.0

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 = 8.000 m

主鉄筋

段	かぶり d(cm)	鉄筋径 呼び名D	本数 n	ctc (mm)	鉄筋量 A _s (cm ²)
1	12.5	32	48	147.3	381.216

せん断補強鉄筋

帯鉄筋の呼び名	D	22
帯鉄筋の本数	n (本)	1
横拘束筋の断面積	A _n (cm ²)	3.871
帯鉄筋の間隔	s (cm)	15.0
横拘束筋の有効長	d (cm)	225.0

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

1.7.5 周面摩擦力度

杭番号 1

No	区間長L(m)	土質	N値	単位重量 (kN/m ³)	摩擦角 (度)	粘着力 C(kN/m ²)
1	8.000	砂質土	45	20.00	30.0	110

杭番号 2

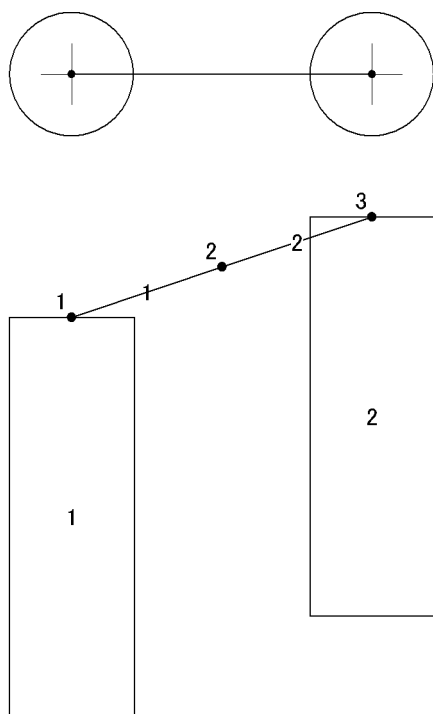
No	区間長L(m)	土質	N値	単位重量 (kN/m ³)	摩擦角 (度)	粘着力 C(kN/m ²)
1	8.000	砂質土	45	20.00	30.0	110

1.8 フレームデータ

1.8.1 格点座標

- ・ 格 点 数 : 3
- ・ 部 材 数 : 2
- ・ 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	-3.0000	-1.0000
2	0.0000	0.0000
3	3.0000	1.0000

- ・作用格点 : 2
- ・柱基部格点 : 2
- ・土圧格点 : 2

1.8.2 杭頭格点接合

杭番号	杭径 (m)	杭長 (m)	杭頭を接合するフレーム格点
1	2.500	8.000	1
2	2.500	8.000	3

1.8.3 材質

材質番号	ヤング係数 E(kN/m ²)	線膨張係数 (/)
1	2.500E+7	0.000E+0
2	2.500E+7	0.000E+0
3	2.500E+7	0.000E+0
4	2.500E+7	0.000E+0
5	2.500E+7	0.000E+0
6	2.500E+7	0.000E+0
7	2.500E+7	0.000E+0
8	2.500E+7	0.000E+0

1.8.4 断面諸値

断面諸値

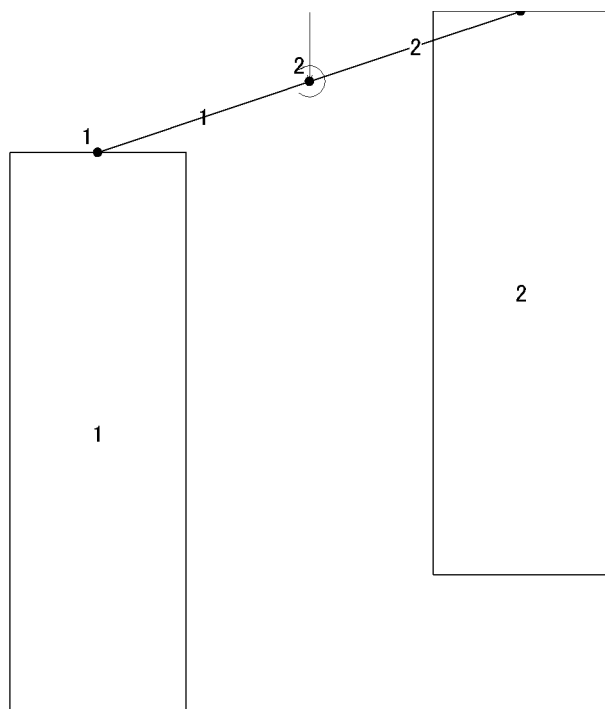
断面番号	断面積 A(m ²)	断面2次モーメント I(m ⁴)
1	1.0000000E+5	1.0000000E+5

1.8.5 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	3.1623	1	1	剛結 - 剛結
2	2 - 3	3.1623	1	1	剛結 - 剛結

1.8.6 荷重データ (許容応力度法)

荷重ケース [1] : 常時

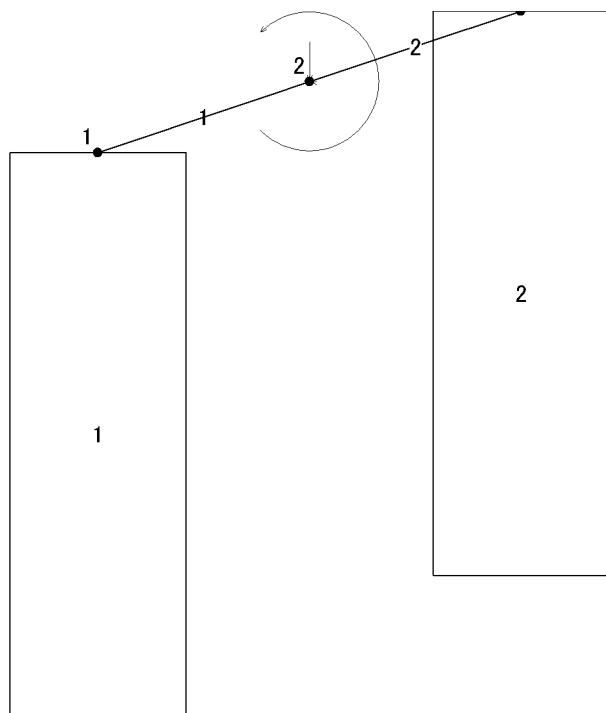


・ 格点集中荷重

荷 重 名 称	格点番号	X軸方向集中荷重(kN)	Y軸方向集中荷重(kN)	モーメント荷重(kN・m)
	2	0.00	-12797.68	3025.35

荷重合計 $P_x = 0.00$ kN $P_y = -12797.68$ kN

荷重ケース [2] : 地震時



・ 格点集中荷重

荷 重 名 称	格点番号	X軸方向集中荷重(kN)	Y軸方向集中荷重(kN)	モーメント荷重(kN・m)
	2	-2073.12	-11522.81	19959.96

荷重合計 $P_x = -2073.12 \text{ kN}$ $P_y = -11522.81 \text{ kN}$

1.9 杭頭接合計算

杭番号	垂直有効厚さ h(mm)
1	1000
2	1000

仮想鉄筋コンクリート断面直径 $D_o = 2700$

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

2章 地盤の諸条件

2.1 地盤反力係数

杭番号 1

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

常時、暴風時、レベル1地震時 $k = 1.5$

レベル2地震時 $k = 1.5$

- ・水平方向地盤反力係数

層番号 i	k_{Ho} (kN/m^3)	k_H (kN/m^3)
1	933333	149475

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

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

ここに、

k_H ; 水平方向地盤反力係数(kN/m^3)

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/m^3)

・ E_o ; 地盤の変形係数(kN/m^2)

B_H ; 基礎の換算載荷幅 (= 3.449m) は、以下のように算出する
 $1 / \beta$ を 4.759m と仮定すると、

$$k_{Ho}' = \frac{\sum k_{Ho i} \cdot l_i}{1 / \beta} = 933333 \text{ kN}/\text{m}^3$$

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

$$= 3.449\text{m}$$

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

$$\beta = 4 \sqrt{\frac{k_H \cdot D}{4 \cdot E \cdot I}} = 0.2101\text{m}^{-1} \rightarrow 1 / \beta = 4.759\text{m}$$

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

・底面の鉛直方向地盤反力係数

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

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

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

ここに,

k_v ; 鉛直方向地盤反力係数 (kN/m^3)

k_{v0} ; 直径0.3mの剛体円板による平板載荷試験の値に相当する
鉛直方向地盤反力係数 (kN/m^3)

B_v ; 基礎の換算載荷幅 (m)

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

・ E_0 ; 地盤の変形係数 (kN/m^2)

・底面の水平方向せん断ばね定数

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

$$k_s = \cdot k_v$$

ここに,

k_s ; 水平方向せん断ばね定数 (kN/m^3)

k_v ; 鉛直方向地盤反力係数 (kN/m^3)

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

・杭周面の水平方向せん断地盤反力係数

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

ここに,

k_{SHD} ; 杭周面の水平方向せん断地盤反力係数 (kN/m^3)

k_H ; 水平方向地盤反力係数 (kN/m^3)

・杭周面の鉛直方向せん断地盤反力係数

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

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

ここに,

k_{SVB} ; 杭前背面の鉛直方向せん断地盤反力係数 (kN/m^3)

k_{SVD} ; 杭側面の鉛直方向せん断地盤反力係数 (kN/m^3)

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 k_k を乗じます。
 常時、暴風時、レベル1地震時 $k_k = 1.5$
 レベル2地震時 $k_k = 1.5$

・水平方向地盤反力係数

層番号 i	k_{Ho} (kN/m ³)	k_H (kN/m ²)
1	933333	149475

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

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

ここに、

k_H ; 水平方向地盤反力係数(kN/m²)

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)

E_o ; 地盤の変形係数(kN/m²)

B_H ; 基礎の換算載荷幅 (= 3.449m)は、以下のように算出する
1 / β を 4.759mと仮定すると、

$$k_{Ho}' = \frac{\sum k_{Ho i} \cdot l_i}{1 / \beta} = 933333 \text{ kN/m}^3$$

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

$$= 3.449\text{m}$$

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

$$\beta = 4 \sqrt{\frac{k_H \cdot D}{4 \cdot E \cdot I}} = 0.2101\text{m}^{-1} \rightarrow 1 / \beta = 4.759\text{m}$$

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

・底面の鉛直方向地盤反力係数

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

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

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

ここに,

k_v ; 鉛直方向地盤反力係数 (kN/m^3)

k_{v0} ; 直径0.3mの剛体円板による平板載荷試験の値に相当する
鉛直方向地盤反力係数 (kN/m^3)

B_v ; 基礎の換算載荷幅 (m)

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

・ E_0 ; 地盤の変形係数 (kN/m^2)

・底面の水平方向せん断ばね定数

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

$$k_s = \cdot k_v$$

ここに,

k_s ; 水平方向せん断ばね定数 (kN/m^3)

k_v ; 鉛直方向地盤反力係数 (kN/m^3)

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

・杭周面の水平方向せん断地盤反力係数

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

ここに,

k_{SHD} ; 杭周面の水平方向せん断地盤反力係数 (kN/m^3)

k_H ; 水平方向地盤反力係数 (kN/m^3)

・杭周面の鉛直方向せん断地盤反力係数

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

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

ここに,

k_{SVB} ; 杭前背面の鉛直方向せん断地盤反力係数 (kN/m^3)

k_{SVD} ; 杭側面の鉛直方向せん断地盤反力係数 (kN/m^3)

2.2 支点ばね

杭番号 1

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

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

・水平ばね

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

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

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

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

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

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

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

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

ここに、

K_H ; 水平ばね値

k_H' ; 斜面の水平方向地盤反力係数

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

L ; 水平ばね間隔長さ

杭前面での深さ Z(m)	層 No	水平かぶり l(m)	水平かぶり係数 $H = l / D$	地盤反力係数 k_H' (kN/m ²)	水平ばね値(基本値)
					K_H (kN/m)
0.000	1	—	—	—	0
0.500	1	1.374	0.5495	52684	52684
1.000	1	2.747	1.0990	60333	60333
1.500	1	4.121	1.6485	64808	64808
2.000	1	5.495	2.1980	67983	67983
2.500	1	6.869	2.7475	70445	70445
3.000	1	8.242	3.2970	72457	72457
3.500	1	9.616	3.8465	74159	74158
4.000	1	10.990	4.3960	75632	75632
4.500	1	12.364	4.9455	76932	76932
5.000	1	13.737	5.4950	78095	78095

杭前面での深さ Z(m)	層 No	水平かぶり l (m)	水平かぶり係数 $\mu = l / D$	地盤反力係数 k_H' (kN/m ³)	水平ばね値(基本値)
					K_H (kN/m)
5.500	1	15.111	6.0444	79147	79146
6.000	1	16.485	6.5939	80107	80107
6.500	1	17.859	7.1434	80990	80990
7.000	1	19.232	7.6929	81808	81808
7.500	1	20.606	8.2424	82569	82569
8.000	1	21.980	8.7919	83282	41641

・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(= $\cdot D^2 / 4 = 4.909E+000m^2$)

・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(= $\cdot D^4 / 64 = 1.917E+000m^4$)

・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(= $\cdot D^2 / 4 = 4.909E+000m^2$)

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 k_k を乗じます。
 常時、暴風時、レベル1地震時 $k_k = 1.5$
 レベル2地震時 $k_k = 1.5$

・水平ばね

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

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

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

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

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

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

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

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

ここに、

K_H ; 水平ばね値

k_H' ; 斜面の水平方向地盤反力係数

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

L ; 水平ばね間隔長さ

杭前面での深さ Z(m)	層 No	水平かぶり l(m)	水平かぶり係数 $\mu = l / D$	地盤反力係数 k_H' (kN/m ³)	水平ばね値(基本値)
					K_H (kN/m)
0.000	1	0.506	0.2022	0	0
0.500	1	1.879	0.7517	56142	56142
1.000	1	3.253	1.3012	62197	62197
1.500	1	4.627	1.8507	66085	66085
2.000	1	6.000	2.4002	68954	68954
2.500	1	7.374	2.9497	71229	71229
3.000	1	8.748	3.4992	73114	73114
3.500	1	10.122	4.0487	74724	74724
4.000	1	11.495	4.5982	76128	76128
4.500	1	12.869	5.1477	77374	77374
5.000	1	14.243	5.6972	78494	78494
5.500	1	15.617	6.2467	79510	79510
6.000	1	16.990	6.7962	80440	80440

杭前面での深さ Z(m)	層 No	水平かぶり l (m)	水平かぶり係数 $\mu = l / D$	地盤反力係数 k_H' (kN/m ³)	水平ばね値(基本値)
					K_H (kN/m)
6.500	1	18.364	7.3457	81298	81298
7.000	1	19.738	7.8951	82094	82094
7.500	1	21.112	8.4446	82837	82837
8.000	1	22.485	8.9941	83533	41766

・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(= $\cdot D^2 / 4 = 4.909E+000m^2$)

・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(= $\cdot D^4 / 64 = 1.917E+000m^4$)

・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(= $\cdot D^2 / 4 = 4.909E+000m^2$)

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

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

$$q_{a0} = 1/n \cdot (q_{d0} \cdot \beta - \gamma_2 \cdot D_f) + \gamma_2 \cdot D_f$$

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)

β ; 斜面の影響による低減係数(= 0.867)

n ; 安全率(常時= 3.0, 地震時= 2.0)

q_d ; 極限支持力度(= 7479.2kN/m²)

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

C ; 深礎底面より下にある地盤の粘着力(= 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(= 20.00kN/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(= 8.000m)

N_c ; 支持力係数(= 30.1)

N ; 支持力係数(= 15.0)

N_q ; 支持力係数(= 18.4)

q_{ca} ; 深礎本体のコンクリートの許容圧縮応力度(kN/m²)

q_{max} ; 許容鉛直支持力度の上限値(kN/m²)

ニューマチックケーソンの式を適用

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

[常時・レベル1地震時]

荷重ケース	n	q_d (kN/m ²)	q_{a0} (kN/m ²)	q_{ca} (kN/m ²)	q_{max} (kN/m ²)	q_a 採用値 (kN/m ²)
1 常時	3.0	7479	2267	5850	784	784
2 地震時	2.0	7479	3321	8775	1176	1176

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

$$q_a = q_{ao} \min(c_a, q_{max})$$

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

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)
- B ; 斜面の影響による低減係数(= 0.867)
- n ; 安全率(常時= 3.0, 地震時= 2.0)
- q_d ; 極限支持力度(= 7546.9kN/m²)
 $q_d = 1.3 \cdot C \cdot N_c + 0.3 \cdot \gamma_1 \cdot D \cdot N + \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q$
- C ; 深礎底面より下にある地盤の粘着力(= 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(= 20.00kN/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(= 8.184m)
- N_c ; 支持力係数(= 30.1)
- N ; 支持力係数(= 15.0)
- N_q ; 支持力係数(= 18.4)
- c_a ; 深礎本体のコンクリートの許容圧縮応力度(kN/m²)
- q_{max} ; 許容鉛直支持力度の上限値(kN/m²)
 ニューマチックケーソンの式を適用
 $q_{max} = 48 \cdot D_f + 400$ (砂)

[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)	c_a (kN/m ²)	q_{max} (kN/m ²)	q_a 採用値 (kN/m ²)
1 常時	3.0	7547	2289	5850	793	793
2 地震時	2.0	7547	3352	8775	1189	1189

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

2.4 底面地盤のせん断抵抗力

杭番号 1

$$H_a = H_u / n$$

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

ここに,

H_a ;安全率を考慮した基礎底面と地盤との間に働くせん断抵抗力(kN)

n ;安全率

H_u ;基礎底面と地盤との間に働くせん断抵抗力(kN)

c_b ;基礎底面と地盤との間の付着力(kN/m²)

A_e ;基礎底面の有効載荷面積(m²)

V ;基礎底面に作用する鉛直力(kN)

δ ;基礎底面と地盤との間の摩擦角(°)

荷重ケース	n	c_b (kN/m ²)	A_e (m ²)	V (kN)	$\tan \delta$	H_u (kN)	H_a (kN)
1 常時	1.5	0	4.9087	4805.53	0.6000	2883.32	1922.21
2 地震時	1.2	0	4.9087	4959.99	0.6000	2976.00	2480.00

杭番号 2

荷重ケース	n	C_s (kN/m ²)	A_s (m ²)	V (kN)	$\tan \delta$	H_u (kN)	H_a (kN)
1 常時	1.5	0	4.9087	4362.41	0.6000	2617.44	1744.96
2 地震時	1.2	0	4.9087	1270.80	0.6000	762.48	635.40

2.5 水平支持力・塑性化抵抗力の上限値

杭番号 1

・許容水平支持力

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

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

ここに,

R_{qa} ; 許容水平支持力(kN)

R_q ; 極限水平支持力(kN)

n ; 安全率

W ; すべり面より上の地盤の重量(kN)

A ; すべり面の面積(m²)

; 極限水平支持力を与えるすべり角(度)

; 地盤の内部摩擦角(度)

C ; 地盤の粘着力(kN/m²)

・塑性化領域の抵抗力

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

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

ここに,

R_{ou} ; 塑性化領域の抵抗力の上限値(kN)

R_o ; 塑性化領域の極限抵抗力(kN)

W_o ; 塑性化領域の岩盤重量(kN) = W

$_{res}$; 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)

o ; 極限水平支持力を与えるすべり角(度) =

塑性化後のせん断定数

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

硬岩の粘着力 C_{res} 1/3×C

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

・水平支持力、塑性化抵抗力一覧表

基本値は、安全率を考慮しない値です。

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

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

すべり土塊から算出される極限水平支持力

前面 深さZ (m)	すべり 角 (度)	ひろが り角 (度)	地盤重量 W (kN)	すべり面の 面積A (m^2)	R_q 基本値 (kN)	R_o 基本値 (kN)
0.000	0.0	0.0	0.00	0.000	0.00	0.00
0.500	67.0	40.0	7.56	1.776	291.18	291.18
1.000	66.0	40.0	34.07	4.241	734.22	734.22
1.500	65.0	40.0	84.42	7.321	1336.48	1336.48
2.000	65.0	40.0	167.94	11.212	2101.94	2101.94
2.500	65.0	40.0	288.87	15.537	2992.97	2992.97
3.000	65.0	40.0	450.68	20.232	4003.90	4003.90
3.500	65.0	40.0	656.72	25.298	5139.53	5139.53
4.000	65.0	40.0	910.36	30.734	6404.67	6404.67
4.500	65.0	40.0	1214.94	36.541	7804.09	7804.09
5.000	65.0	40.0	1573.83	42.719	9342.60	9342.60
5.500	65.0	40.0	1990.38	49.266	11025.00	11025.00
6.000	65.0	40.0	2467.96	56.185	12856.07	12856.07
6.500	65.0	40.0	3009.91	63.473	14840.62	14840.62
7.000	65.0	40.0	3619.61	71.133	16983.44	16983.44
7.500	65.0	40.0	4300.39	79.162	19289.32	19289.32
8.000	65.0	40.0	5055.63	87.562	21763.06	21763.06

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)
- ϕ ; 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) = 塑性化後のせん断定数

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

硬岩の粘着力 C_{res} 1/3×C

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

・水平支持力、塑性化抵抗力一覧表

基本値は、安全率を考慮しない値です。

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

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

すべり土塊から算出される極限水平支持力

前面 深さZ (m)	すべり 角 (度)	ひろが り角 (度)	地盤重量 W (kN)	すべり面の 面積A (m^2)	R_q 基本値 (kN)	R_o 基本値 (kN)
0.000	69.0	40.0	0.97	0.585	89.81	89.81
0.500	67.0	40.0	15.00	2.630	436.24	436.24
1.000	66.0	40.0	50.17	5.356	937.07	937.07
1.500	65.0	40.0	111.07	8.678	1599.95	1599.95
2.000	65.0	40.0	207.90	12.760	2416.20	2416.20
2.500	72.0	40.0	437.32	20.003	3333.45	3333.45
3.000	71.0	40.0	625.78	23.485	4130.06	4130.06
3.500	70.0	40.0	841.60	27.176	5030.48	5030.48
4.000	69.0	40.0	1085.17	31.046	6039.66	6039.66
4.500	70.0	40.0	1440.28	36.692	7154.33	7154.33
5.000	74.0	40.0	2041.16	44.455	8210.13	8210.13
5.500	75.0	40.0	2563.74	49.391	9217.77	9217.77
6.000	75.0	40.0	3060.45	53.456	10262.10	10262.10
6.500	75.0	40.0	3596.43	57.520	11345.69	11345.69
7.000	75.0	40.0	4171.66	61.585	12468.54	12468.54
7.500	76.0	40.0	4922.04	67.009	13627.28	13627.28
8.000	76.0	40.0	5592.36	71.159	14824.14	14824.14

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

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

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

; 硬岩

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

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

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

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	110.00	-----
0.500	112.89	-----
1.000	115.77	-----
1.500	118.66	-----
2.000	121.55	-----
2.500	124.43	-----
3.000	127.32	-----
3.500	130.21	-----
4.000	133.09	-----
4.500	135.98	-----
5.000	138.87	-----
5.500	141.75	-----
6.000	144.64	-----
6.500	147.53	-----
7.000	150.41	-----
7.500	153.30	-----
8.000	156.19	-----

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

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

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

; 硬岩

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

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

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

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	111.06	-----
0.500	113.95	-----
1.000	116.84	-----
1.500	119.72	-----
2.000	122.61	-----
2.500	125.50	-----
3.000	128.38	-----
3.500	131.27	-----
4.000	134.16	-----
4.500	137.04	-----
5.000	139.93	-----
5.500	142.82	-----
6.000	145.70	-----
6.500	148.59	-----
7.000	151.48	-----
7.500	154.36	-----
8.000	157.25	-----

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		mm	-0.1	-0.8	
	a	mm	25.0	25.0	
	判定		OK	OK	
地盤反力度	qmax	kN/m ²	980	1022	
	qa	kN/m ²	784	1176	
	判定		NG	OK	
せん断抵抗力	H	kN	23.2	122.4	
	Ha	kN	1922.2	2480.0	
	判定		OK	OK	
杭体応力度	曲げ照査	c	N/mm ²	1.8	3.9
		ca	N/mm ²	7.2	10.8
		判定		OK	OK
		s	N/mm ²	-9.8	11.6
		sa	N/mm ²	160.0	300.0
		判定		OK	OK
	せん断照査	s'	N/mm ²	-26.4	-54.5
		sa'	N/mm ²	200.0	300.0
		判定		OK	OK
		m	N/mm ²	0.04	0.17
		ac	N/mm ²	0.37	0.54
		a2	N/mm ²	1.53	2.29
判定		OK	OK		
判定		NG	OK		

杭番号 2

荷重ケース		1	2		
水平変位		mm	-0.3	-1.6	
	a	mm	25.0	25.0	
	判定		OK	OK	
地盤反力度	qmax	kN/m ²	896	322	
	qa	kN/m ²	793	1189	
	判定		NG	OK	
せん断抵抗力	H	kN	28.3	195.7	
	Ha	kN	1745.0	635.4	
	判定		OK	OK	
杭体心力度	曲げ照査	c	N/mm ²	1.4	2.4
		ca	N/mm ²	7.2	10.8
		判定		OK	OK
		s	N/mm ²	-13.2	30.1
		sa	N/mm ²	160.0	300.0
		判定		OK	OK
		s'	N/mm ²	-20.1	-32.8
	sa'	N/mm ²	200.0	300.0	
	判定		OK	OK	
	せん断照査	m	N/mm ²	0.03	0.44
		ac	N/mm ²	0.37	0.57
		a2	N/mm ²	1.53	2.29
		Aw	cm ²	7.742	7.742
		Awreq	cm ²	0.000	0.000
判定		OK	OK		
判定		NG	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)
1	0.000	-1124.01	148.68	-6609.43
101	0.500	-1049.67	157.33	-6594.30
102	1.000	-966.69	172.54	-6501.99
103	1.500	-877.14	183.10	-6405.84
104	2.000	-783.59	188.61	-6305.83
105	2.500	-688.52	189.39	-6201.97
106	3.000	-594.20	185.95	-6094.27
107	3.500	-502.58	178.87	-5982.72
108	4.000	-415.33	168.71	-5867.31
109	4.500	-333.87	156.00	-5748.06
110	5.000	-259.34	141.16	-5624.96
111	5.500	-192.70	124.58	-5498.01
112	6.000	-134.76	106.54	-5367.22
113	6.500	-86.16	87.26	-5232.57
114	7.000	-47.49	66.90	-5094.07
115	7.500	-19.26	45.53	-4951.73
116	8.000	-1.96	34.61	-4909.66

水平変位

$$= -0.1 \quad 25.0 \text{ mm}$$

底面鉛直地盤反力度

浮き上がりを生じない基礎底面幅 $d = 2.500 \text{ m}$

$$\begin{aligned} q_{\max} &= N/A' + (M'/I') \cdot (D/2 - e) \\ &= 4805.53 / 4.909 + (1.96 / 1.9175) \cdot (2.500/2 - 0.000) \\ &= 980 > 784 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

底面せん断力

$$\begin{aligned} S_B &= K_s \times B \\ &= 280230 \times 0.083 \times 10^{-3} \\ &= 23.22 \text{ kN} \end{aligned}$$

杭体応力度

$$M_{\max} = 1124.01 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (Z=0.000 \text{ m})$$

$$N = 6609.43 \text{ kN}$$

$$c = 1.8 \quad 7.2 \text{ N/mm}^2$$

$$s = -9.8 \quad 160.0 \text{ N/mm}^2$$

$$s' = -26.4 \quad 200.0 \text{ N/mm}^2$$

$$S_{\max} = 189.39 \text{ kN} \quad (Z=2.500 \text{ m}) \quad N = 6201.97 \text{ kN} \quad M = 688.52 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

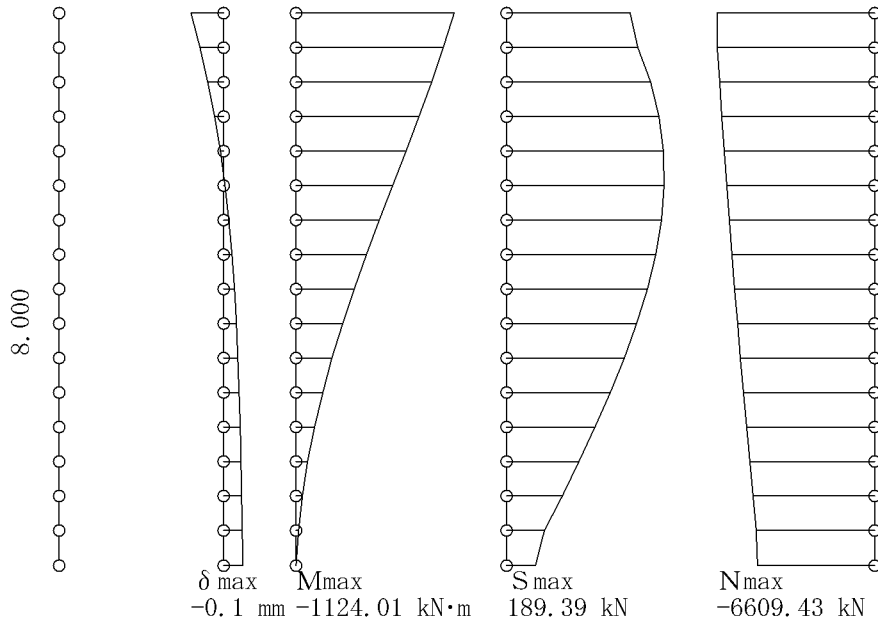
$$m = 0.04 \quad 0.37 \text{ N/mm}^2 = a_c$$

$$m = 0.04 \quad 1.53 \text{ N/mm}^2 = a_2$$

$$b = 2215.6 \text{ mm}, \quad d = 2120.6 \text{ mm}, \quad pt = 0.406 \%$$

$$Ce = 0.832, \quad Cpt = 1.106, \quad CN = 2.000, \quad a1 = 0.20, \quad ac = 0.37, \quad a2 = 1.53$$

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)
3	0.000	-340.46	-148.68	-6188.25
201	0.500	-414.80	-124.13	-6172.42
202	1.000	-464.59	-76.36	-6078.70
203	1.500	-491.15	-32.43	-5981.12
204	2.000	-497.02	6.02	-5879.70
205	2.500	-485.13	38.44	-5774.43
206	3.000	-458.58	64.68	-5665.31
207	3.500	-420.45	84.85	-5552.34
208	4.000	-373.73	99.15	-5435.52
209	4.500	-321.30	107.82	-5314.85
210	5.000	-265.91	111.13	-5190.33
211	5.500	-210.17	109.30	-5061.97
212	6.000	-156.61	102.54	-4929.75
213	6.500	-107.63	90.99	-4793.69
214	7.000	-65.61	74.75	-4653.78
215	7.500	-32.88	53.86	-4510.02
216	8.000	-11.76	42.25	-4467.24

水平変位

$$= -0.3 \quad 25.0 \text{ mm}$$

底面鉛直地盤反力度

浮き上がりを生じない基礎底面幅 $d = 2.500 \text{ m}$

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

$$= 4362.41 / 4.909 + (11.76 / 1.9175) \cdot (2.500/2 - 0.000)$$

$$= 896 > 793 \text{ kN/m}^2$$

底面せん断力

$$S_B = K_s \times B$$

$$= 280230 \times 0.101 \times 10^{-3}$$

$$= 28.32 \text{ kN}$$

杭体応力度

$$M_{\max} = 464.59 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (Z=1.000 \text{ m})$$

$$N = 6078.70 \text{ kN}$$

$$c = 1.4 \quad 7.2 \text{ N/mm}^2$$

$$s = -13.2 \quad 160.0 \text{ N/mm}^2$$

$$s' = -20.1 \quad 200.0 \text{ N/mm}^2$$

$$S_{\max} = 148.68 \text{ kN} \quad (Z=0.000 \text{ m}) \quad N = 6188.25 \text{ kN} \quad M = 340.46 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

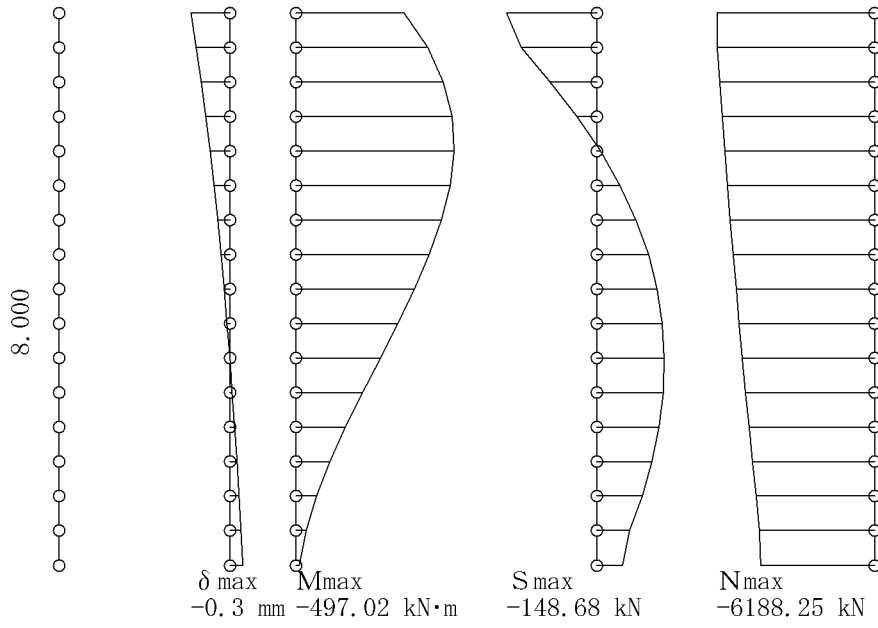
$$m = 0.03 \quad 0.37 \text{ N/mm}^2 = ac$$

$$m = 0.03 \quad 1.53 \text{ N/mm}^2 = a2$$

$$b = 2215.6 \text{ mm}, \quad d = 2120.6 \text{ mm}, \quad pt = 0.406 \%$$

$$Ce = 0.832, \quad Cpt = 1.106, \quad CN = 2.000, \quad a1 = 0.20, \quad ac = 0.37, \quad a2 = 1.53$$

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)
1	0.000	-4147.70	-12.65	-8146.89
101	0.500	-4154.02	100.68	-8094.13
102	1.000	-4047.02	312.78	-7925.61
103	1.500	-3841.23	488.89	-7751.30
104	2.000	-3558.13	621.58	-7571.23
105	2.500	-3219.65	711.99	-7385.38
106	3.000	-2846.14	764.07	-7193.76
107	3.500	-2455.58	782.75	-6996.36
108	4.000	-2063.39	773.15	-6793.19
109	4.500	-1682.43	740.05	-6584.25
110	5.000	-1323.33	687.73	-6369.53
111	5.500	-994.71	619.76	-6149.04
112	6.000	-703.57	539.02	-5922.78
113	6.500	-455.69	447.68	-5690.74
114	7.000	-255.89	347.24	-5452.93
115	7.500	-108.44	238.65	-5209.35
116	8.000	-17.24	182.40	-5116.18

水平変位

$$= -0.8 \quad 25.0 \text{ mm}$$

底面鉛直地盤反力度

浮き上がりを生じない基礎底面幅 $d = 2.500 \text{ m}$

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

$$= 4959.99/4.909 + (-17.24/1.9175) \cdot (2.500/2 - 0.000)$$

$$= 1022 \quad 1176 \text{ kN/m}^2$$

底面せん断力

$$S_B = K_s \times B$$

$$= 560459 \times 0.218 \times 10^{-3}$$

$$= 122.39 \text{ kN}$$

杭体応力度

$$M_{\max} = 4147.70 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (Z=0.000 \text{ m})$$

$$N = 8146.89 \text{ kN}$$

$$c = 3.9 \quad 10.8 \text{ N/mm}^2$$

$$s = 11.6 \quad 300.0 \text{ N/mm}^2$$

$$s' = -54.5 \quad 300.0 \text{ N/mm}^2$$

$$S_{\max} = 782.75 \text{ kN} \quad (Z=3.500 \text{ m}) \quad N = 6996.36 \text{ kN} \quad M = 2455.58 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

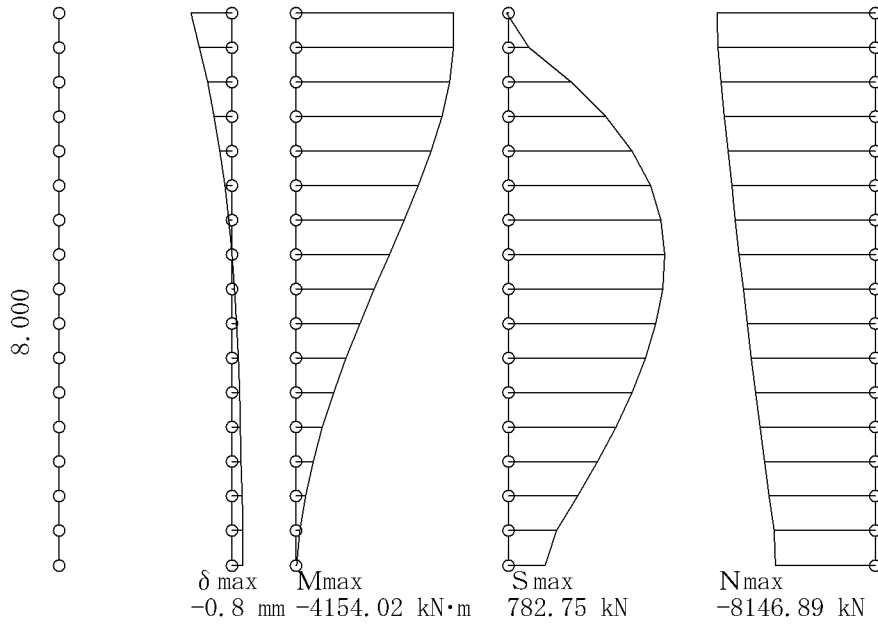
$$m = 0.17 \quad 0.54 \text{ N/mm}^2 = a_c$$

$$m = 0.17 \quad 2.29 \text{ N/mm}^2 = a_2$$

$$b = 2215.6 \text{ mm}, \quad d = 2120.6 \text{ mm}, \quad pt = 0.406 \%$$

$$Ce = 0.832, \quad Cpt = 1.106, \quad CN = 1.890, \quad a_1 = 0.31, \quad ac = 0.54, \quad a_2 = 2.29$$

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)
3	0.000	548.47	-2060.47	-3375.92
201	0.500	-438.46	-1783.67	-3352.85
202	1.000	-1278.50	-1461.33	-3239.10
203	1.500	-1899.80	-1032.02	-3113.76
204	2.000	-2310.52	-626.66	-2981.71
205	2.500	-2526.46	-267.89	-2845.40
206	3.000	-2578.41	29.37	-2706.27
207	3.500	-2497.09	266.30	-2565.24
208	4.000	-2312.11	445.65	-2422.95
209	4.500	-2051.44	570.95	-2279.82
210	5.000	-1741.17	645.89	-2136.17
211	5.500	-1405.55	673.99	-1992.20
212	6.000	-1067.18	658.29	-1848.05
213	6.500	-747.26	601.22	-1703.81
214	7.000	-465.96	504.50	-1559.52
215	7.500	-242.76	369.18	-1415.19
216	8.000	-96.79	291.95	-1373.08

水平変位

$$= -1.6 \quad 25.0 \text{ mm}$$

底面鉛直地盤反力度

浮き上がりを生じない基礎底面幅 $d = 2.500 \text{ m}$

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

$$= 1270.80/4.909 + (-96.79/1.9175) \cdot (2.500/2 - 0.000)$$

$$= 322 \quad 1189 \text{ kN/m}^2$$

底面せん断力

$$S_B = K_s \times B$$

$$= 560459 \times 0.349 \times 10^{-3}$$

$$= 195.70 \text{ kN}$$

杭体応力度

$$M_{\max} = 2578.41 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (Z=3.000 \text{ m})$$

$$N = 2706.27 \text{ kN}$$

$$c = 2.4 \quad 10.8 \text{ N/mm}^2$$

$$s = 30.1 \quad 300.0 \text{ N/mm}^2$$

$$s' = -32.8 \quad 300.0 \text{ N/mm}^2$$

$$S_{\max} = 2060.47 \text{ kN} \quad (Z=0.000 \text{ m}) \quad N = 3375.92 \text{ kN} \quad M = 548.47 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

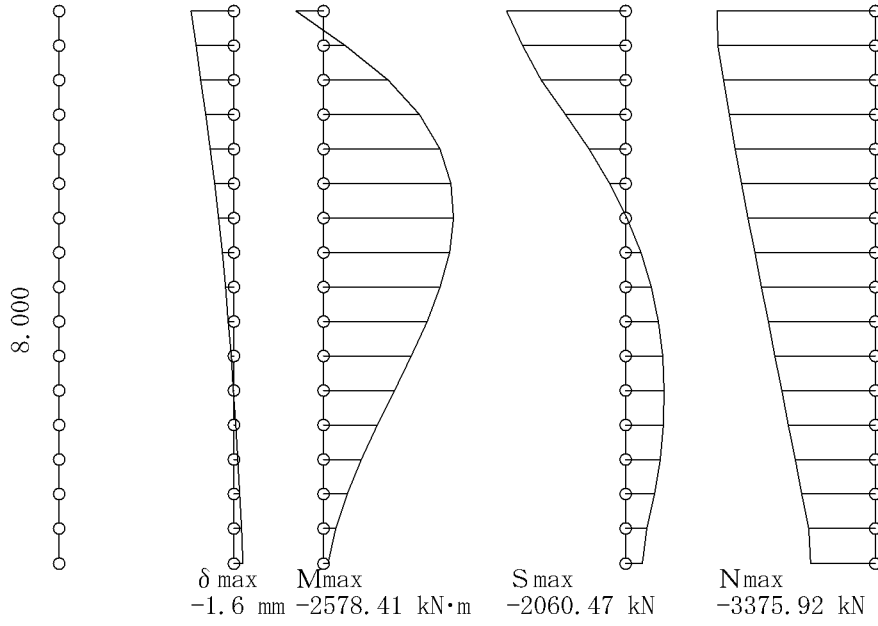
$$m = 0.44 \quad 0.57 \text{ N/mm}^2 = ac$$

$$m = 0.44 \quad 2.29 \text{ N/mm}^2 = a2$$

$$b = 2215.6 \text{ mm}, \quad d = 2120.6 \text{ mm}, \quad pt = 0.406 \%$$

$$Ce = 0.832, \quad Cpt = 1.106, \quad CN = 2.000, \quad a1 = 0.31, \quad ac = 0.57, \quad a2 = 2.29$$

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 x (mm)	鉛 直 変 位 y (mm)	回 転 変 位 (mrad)
1	0.000	-0.138	-5.524	0.084
101	0.500	-0.099	-5.497	0.072
102	1.000	-0.066	-5.471	0.062
103	1.500	-0.037	-5.444	0.052
104	2.000	-0.013	-5.418	0.044
105	2.500	0.006	-5.393	0.036
106	3.000	0.023	-5.368	0.029
107	3.500	0.036	-5.343	0.024
108	4.000	0.046	-5.319	0.019
109	4.500	0.055	-5.296	0.015
110	5.000	0.061	-5.272	0.012
111	5.500	0.067	-5.250	0.009
112	6.000	0.071	-5.228	0.008
113	6.500	0.074	-5.206	0.007
114	7.000	0.077	-5.185	0.006
115	7.500	0.080	-5.164	0.005
116	8.000	0.083	-5.145	0.005

杭番号 2

格点	杭前面での 深さ Z(m)	水平変位 x (mm)	鉛直変位 y (mm)	回転変位 (mrad)
3	0.000	-0.306	-5.022	0.084
201	0.500	-0.265	-4.997	0.080
202	1.000	-0.226	-4.972	0.075
203	1.500	-0.190	-4.947	0.070
204	2.000	-0.156	-4.923	0.065
205	2.500	-0.125	-4.899	0.060
206	3.000	-0.096	-4.876	0.055
207	3.500	-0.070	-4.853	0.050
208	4.000	-0.045	-4.831	0.046
209	4.500	-0.023	-4.809	0.043
210	5.000	-0.003	-4.787	0.040
211	5.500	0.017	-4.766	0.037
212	6.000	0.035	-4.746	0.035
213	6.500	0.052	-4.726	0.034
214	7.000	0.069	-4.707	0.033
215	7.500	0.085	-4.688	0.032
216	8.000	0.101	-4.670	0.032

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 x (mm)	鉛 直 変 位 y (mm)	回 転 変 位 (mrad)
1	0.000	-0.829	-3.094	0.376
101	0.500	-0.652	-3.061	0.333
102	1.000	-0.496	-3.028	0.290
103	1.500	-0.362	-2.996	0.249
104	2.000	-0.247	-2.965	0.210
105	2.500	-0.151	-2.934	0.175
106	3.000	-0.071	-2.905	0.143
107	3.500	-0.007	-2.876	0.116
108	4.000	0.045	-2.848	0.092
109	4.500	0.086	-2.820	0.073
110	5.000	0.118	-2.794	0.057
111	5.500	0.144	-2.768	0.045
112	6.000	0.164	-2.744	0.036
113	6.500	0.180	-2.720	0.030
114	7.000	0.194	-2.697	0.026
115	7.500	0.206	-2.676	0.024
116	8.000	0.218	-2.655	0.024

杭番号 2

格点	杭前面での 深さ Z(m)	水 平 変 位 x (mm)	鉛 直 変 位 y (mm)	回 転 変 位 (mrad)
3	0.000	-1.581	-0.837	0.376
201	0.500	-1.393	-0.823	0.377
202	1.000	-1.206	-0.810	0.368
203	1.500	-1.026	-0.797	0.351
204	2.000	-0.856	-0.785	0.329
205	2.500	-0.698	-0.773	0.304
206	3.000	-0.552	-0.761	0.277
207	3.500	-0.420	-0.751	0.251
208	4.000	-0.301	-0.740	0.226
209	4.500	-0.194	-0.731	0.203
210	5.000	-0.098	-0.722	0.183
211	5.500	-0.011	-0.713	0.167
212	6.000	0.070	-0.706	0.154
213	6.500	0.144	-0.698	0.144
214	7.000	0.214	-0.692	0.138
215	7.500	0.282	-0.686	0.134
216	8.000	0.349	-0.680	0.133

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}
1	0.000	0.00	0.00	73.33	0.00	36.67
101	0.500	7.86	4.72	75.26	37.63*	37.63
102	1.000	5.97	3.58	77.18	38.59*	38.59
103	1.500	3.64	2.18	79.11	39.55*	39.55
104	2.000	1.38	0.83	81.03	40.52*	40.52
105	2.500	-0.67	-0.40	82.96	41.48*	41.48
106	3.000	-2.46	-1.47	84.88	42.44*	42.44
107	3.500	-3.98	-2.39	86.80	43.40*	43.40
108	4.000	-5.25	-3.15	88.73	44.36*	44.36
109	4.500	-6.31	-3.78	90.65	45.33*	45.33
110	5.000	-7.18	-4.31	92.58	46.29*	46.29
111	5.500	-7.90	-4.74	94.50	47.25*	47.25
112	6.000	-8.50	-5.10	96.43	48.21*	48.21
113	6.500	-9.02	-5.41	98.35	49.18*	49.18
114	7.000	-9.49	-5.70	100.28	50.14*	50.14
115	7.500	-9.93	-5.96	102.20	51.10*	51.10
116	8.000	-5.18	-6.21	104.13	52.06*	52.06

底面反力

R_x : -23.22 kNR_y : 4805.53 kNR_M : -1.96 kN・m

底面せん断抵抗力

H : 23.22 kN

H_a : 1922.21 kNH = 23.22 kN ≤ H_a = 1922.21 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}
3	0.000	0.00	0.00	74.04	0.00	37.02
201	0.500	22.32	13.39	75.97	37.98*	37.98
202	1.000	21.11	12.67	77.89	38.95*	38.95
203	1.500	18.82	11.29	79.82	39.91*	39.91
204	2.000	16.14	9.68	81.74	40.87*	40.87
205	2.500	13.33	8.00	83.66	41.83*	41.83
206	3.000	10.53	6.32	85.59	42.79*	42.79
207	3.500	7.81	4.68	87.51	43.76*	43.76
208	4.000	5.19	3.11	89.44	44.72*	44.72
209	4.500	2.69	1.62	91.36	45.68*	45.68
210	5.000	0.31	0.19	93.29	46.64*	46.64
211	5.500	-1.97	-1.18	95.21	47.61*	47.61
212	6.000	-4.18	-2.51	97.14	48.57*	48.57
213	6.500	-6.33	-3.80	99.06	49.53*	49.53
214	7.000	-8.44	-5.07	100.98	50.49*	50.49
215	7.500	-10.55	-6.33	102.91	51.45*	51.45
216	8.000	-6.33	-7.60	104.83	52.42*	52.42

底面反力

R_x : -28.32 kN
 R_y : 4362.41 kN
 R_M : -11.76 kN・m

底面せん断抵抗力

H : 28.32 kN
 H_a : 1744.96 kN
 H = 28.32 kN ≤ H_a = 1744.96 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}
1	0.000	0.00	0.00	100.00	0.00	55.00
101	0.500	103.02	61.81	102.62	56.44*	56.44
102	1.000	89.80	53.88	105.25	57.89*	57.89
103	1.500	70.29	42.17	107.87	59.33*	59.33
104	2.000	50.34	30.21	110.50	60.77*	60.77
105	2.500	31.85	19.11	113.12	62.22*	62.22
106	3.000	15.50	9.30	115.75	63.66*	63.66
107	3.500	1.49	0.90	118.37	65.10*	65.10
108	4.000	-10.22	-6.13	120.99	66.55*	66.55
109	4.500	-19.86	-11.92	123.62	67.99*	67.99
110	5.000	-27.71	-16.62	126.24	69.43*	69.43
111	5.500	-34.08	-20.45	128.87	70.88*	70.88
112	6.000	-39.32	-23.59	131.49	72.32*	72.32
113	6.500	-43.72	-26.23	134.12	73.76*	73.76
114	7.000	-47.58	-28.55	136.74	75.21*	75.21
115	7.500	-51.14	-30.68	139.36	76.65*	76.65
116	8.000	-27.28	-32.74	141.99	78.09*	78.09

底面反力

R_x : -122.39 kN
 R_y : 4959.99 kN
 R_M : -17.24 kN・m

底面せん断抵抗力

H : 122.39 kN
 H_a : 2480.00 kN
 H = 122.39 kN ≤ H_a = 2480.00 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}
3	0.000	0.00	0.00	100.97	0.00	55.53
201	0.500	0.00	103.59*	103.59	41.60	56.97
202	1.000	225.07	106.21*	106.21	45.34	58.42
203	1.500	203.46	108.84*	108.84	47.40	59.86
204	2.000	177.08	106.25	111.46	48.69	61.30
205	2.500	149.08	89.45	114.09	49.53	62.75
206	3.000	121.15	72.69	116.71	50.10	64.19
207	3.500	94.23	56.54	119.34	50.48	65.63
208	4.000	68.81	41.29	121.96	50.73	67.08
209	4.500	45.09	27.05	124.58	50.90	68.52
210	5.000	23.04	13.82	127.21	51.00	69.96
211	5.500	2.50	1.50	129.83	51.05	71.41
212	6.000	-16.78	-10.07	132.46	51.09	72.85
213	6.500	-35.11	-21.07	135.08	51.10	74.30
214	7.000	-52.82	-31.69	137.71	51.11	75.74
215	7.500	-70.20	-42.12	140.33	51.12	77.18
216	8.000	-43.75	-52.50	142.95	51.14	78.63

底面反力

R_x : -195.70 kNR_y : 1270.80 kNR_M : -96.79 kN・m

底面せん断抵抗力

H : 195.70 kN

H_a : 635.40 kNH = 195.70 kN ≤ H_a = 635.40 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)
1	0.000	0	0	0
101	0.500	79026	94831	0
102	1.000	90500	108599	0
103	1.500	97212	116654	0
104	2.000	101975	122369	0
105	2.500	105668	126801	0
106	3.000	108686	130423	0
107	3.500	111237	133484	0
108	4.000	113448	136138	0
109	4.500	115398	138478	0
110	5.000	117143	140571	0
111	5.500	118719	142463	0
112	6.000	120161	144193	0
113	6.500	121485	145782	0
114	7.000	122712	147254	0
115	7.500	123854	148624	0
116	8.000	62462	74954	0

底面ばね

K_v : 934098 kN/mK_R : 364882 kN・m/radK_s : 280230 kN/m

底面ばね条件

有効断面

d_v : 2.500 mA_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)
3	0.000	0	0	0
201	0.500	84213	101056	0
202	1.000	93296	111955	0
203	1.500	99128	118953	0
204	2.000	103431	124117	0
205	2.500	106844	128212	0
206	3.000	109671	131605	0
207	3.500	112086	134503	0
208	4.000	114192	137030	0
209	4.500	116061	139273	0
210	5.000	117741	141289	0
211	5.500	119265	143118	0
212	6.000	120660	144792	0
213	6.500	121947	146336	0
214	7.000	123141	147769	0
215	7.500	124256	149107	0
216	8.000	62649	75179	0

底面ばね

K_v : 934098 kN/mK_R : 364882 kN・m/radK_s : 280230 kN/m

底面ばね条件

有効断面

d_v : 2.500 mA_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 _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)
1	0.000	0	0	0
101	0.500	158052	189662	0
102	1.000	180999	217199	0
103	1.500	194424	233309	0
104	2.000	203949	244739	0
105	2.500	211335	253602	0
106	3.000	217371	260845	0
107	3.500	222474	266969	0
108	4.000	226896	272275	0
109	4.500	230796	276955	0
110	5.000	234285	281142	0
111	5.500	237438	284926	0
112	6.000	240321	288385	0
113	6.500	242970	291564	0
114	7.000	245424	294509	0
115	7.500	247707	297248	0
116	8.000	124923	149908	0

底面ばね

K_v : 1868196 kN/mK_R : 729764 kN・m/radK_s : 560459 kN/m

底面ばね条件

有効断面

d_v : 2.500 mA_v : 4.909 m²

杭番号 2

格点	杭前面での 深さ Z(m)	水 平 バ ネ K_w (kN/m)	水平せん断ばね K_{sh} (kN/m)	鉛直せん断ばね K_{sv} (kN/m)
3	0.000	0	0	0
201	0.500	0	0	202111
202	1.000	186591	0	223909
203	1.500	198255	0	237906
204	2.000	206862	248234	248234
205	2.500	213687	256424	256424
206	3.000	219342	263210	263210
207	3.500	224172	269006	269006
208	4.000	228384	274061	274061
209	4.500	232122	278546	278546
210	5.000	235482	282578	282578
211	5.500	238530	286236	286236
212	6.000	241320	289584	289584
213	6.500	243894	292673	292673
214	7.000	246282	295538	295538
215	7.500	248511	298213	298213
216	8.000	125298	150358	150358

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_u (kN.m)
1	0.00	0.00	0.00
101	17.29	150.52	0.00
102	13.13	154.36	0.00
103	8.00	158.21	0.00
104	3.03	162.06	0.00
105	-1.48	165.91	0.00
106	-5.41	169.76	0.00
107	-8.75	173.61	0.00
108	-11.56	177.46	0.00
109	-13.88	181.31	0.00
110	-15.79	185.16	0.00
111	-17.37	189.01	0.00
112	-18.70	192.85	0.00
113	-19.85	196.70	0.00
114	-20.88	200.55	0.00
115	-21.84	204.40	0.00
116	-34.61	4909.66	-1.96
3	0.00	0.00	0.00
201	49.10	151.93	0.00
202	46.44	155.78	0.00
203	41.41	159.63	0.00
204	35.50	163.48	0.00
205	29.33	167.33	0.00
206	23.16	171.18	0.00
207	17.17	175.03	0.00
208	11.42	178.88	0.00
209	5.93	182.72	0.00
210	0.69	186.57	0.00
211	-4.34	190.42	0.00
212	-9.19	194.27	0.00
213	-13.92	198.12	0.00
214	-18.57	201.97	0.00
215	-23.21	205.82	0.00
216	-42.25	4467.24	-11.76

$R_x = 0.00$ (kN) 、 $R_y = 14721.91$ (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_u (kN.m)
1	0.00	0.00	0.00
101	226.65	225.77	0.00
102	197.57	231.55	0.00
103	154.63	237.32	0.00
104	110.76	243.09	0.00
105	70.06	248.87	0.00
106	34.09	254.64	0.00
107	3.28	260.41	0.00
108	-22.49	266.19	0.00
109	-43.70	271.96	0.00
110	-60.96	277.74	0.00
111	-74.98	283.51	0.00
112	-86.50	289.28	0.00
113	-96.19	295.06	0.00
114	-104.68	300.83	0.00
115	-112.50	306.60	0.00
116	-182.40	5116.18	-17.24
3	0.00	0.00	0.00
201	207.18	166.41	0.00
202	437.50	181.35	0.00
203	421.14	189.60	0.00
204	389.57	194.75	0.00
205	327.98	198.13	0.00
206	266.54	200.40	0.00
207	207.31	201.92	0.00
208	151.39	202.93	0.00
209	99.20	203.58	0.00
210	50.69	203.99	0.00
211	5.51	204.22	0.00
212	-36.91	204.34	0.00
213	-77.24	204.40	0.00
214	-116.20	204.44	0.00
215	-154.44	204.48	0.00
216	-291.95	1373.08	-96.79

$R_x = 1899.90$ (kN) 、 $R_y = 13447.04$ (kN)

3.3.2 格点变位

荷重ケース 1 : 常時

格点 番号	水平变位 x (mm)	鉛直变位 y (mm)	回转变位 (mrad)
1	-0.13847	-5.52443	0.08374
2	-0.22222	-5.27318	0.08376
3	-0.30598	-5.02189	0.08377
101	-0.09946	-5.49737	0.07241
102	-0.06592	-5.47069	0.06189
103	-0.03742	-5.44439	0.05228
104	-0.01349	-5.41849	0.04361
105	0.00636	-5.39301	0.03594
106	0.02261	-5.36795	0.02925
107	0.03577	-5.34335	0.02353
108	0.04630	-5.31920	0.01874
109	0.05465	-5.29553	0.01483
110	0.06127	-5.27236	0.01174
111	0.06652	-5.24970	0.00938
112	0.07076	-5.22756	0.00767
113	0.07428	-5.20596	0.00652
114	0.07735	-5.18492	0.00583
115	0.08017	-5.16445	0.00548
116	0.08287	-5.14457	0.00537
201	-0.26505	-4.99655	0.07983
202	-0.22626	-4.97159	0.07524
203	-0.18987	-4.94702	0.07026
204	-0.15603	-4.92285	0.06511
205	-0.12476	-4.89911	0.05998
206	-0.09601	-4.87580	0.05506
207	-0.06964	-4.85294	0.05048
208	-0.04546	-4.83055	0.04634
209	-0.02322	-4.80865	0.04271
210	-0.00265	-4.78724	0.03965
211	0.01653	-4.76635	0.03717
212	0.03461	-4.74599	0.03525
213	0.05187	-4.72618	0.03387
214	0.06856	-4.70693	0.03297
215	0.08490	-4.68826	0.03246
216	0.10107	-4.67018	0.03222

荷重ケース 2 : 地震時

格点 番号	水平変位 x (mm)	鉛直変位 y (mm)	回轉變位 (mrad)
1	-0.82904	-3.09386	0.37609
2	-1.20514	-1.96558	0.37611
3	-1.58124	-0.83724	0.37611
101	-0.65182	-3.06054	0.33279
102	-0.49616	-3.02790	0.29002
103	-0.36152	-2.99596	0.24888
104	-0.24685	-2.96474	0.21029
105	-0.15069	-2.93426	0.17495
106	-0.07128	-2.90456	0.14331
107	-0.00671	-2.87564	0.11566
108	0.04506	-2.84755	0.09210
109	0.08606	-2.82029	0.07256
110	0.11826	-2.79389	0.05689
111	0.14354	-2.76838	0.04480
112	0.16360	-2.74379	0.03594
113	0.17995	-2.72012	0.02989
114	0.19388	-2.69741	0.02618
115	0.20643	-2.67569	0.02428
116	0.21837	-2.65496	0.02363
201	-1.39263	-0.82336	0.37661
202	-1.20620	-0.80992	0.36766
203	-1.02625	-0.79697	0.35108
204	-0.85602	-0.78455	0.32912
205	-0.69767	-0.77267	0.30390
206	-0.55235	-0.76136	0.27728
207	-0.42036	-0.75062	0.25081
208	-0.30131	-0.74046	0.22573
209	-0.19425	-0.73087	0.20297
210	-0.09785	-0.72188	0.18319
211	-0.01050	-0.71347	0.16678
212	0.06952	-0.70564	0.15388
213	0.14396	-0.69841	0.14442
214	0.21446	-0.69176	0.13809
215	0.28249	-0.68570	0.13440
216	0.34918	-0.68023	0.13263

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	1124.01	6317.27	-1949.03
		3.162	21100.97	6317.27	-1949.03
2(2- 3)	j	0.000	18075.62	-5823.68	2097.95
		3.162	-340.46	-5823.68	2097.95
100(1-101)	j	0.000	-1124.01	148.68	-6609.43
		0.500	-1049.67	148.68	-6669.56
101(101-102)	j	0.000	-1049.67	165.97	-6519.04
		0.500	-966.69	165.97	-6579.17
102(102-103)	j	0.000	-966.69	179.10	-6424.81
		0.500	-877.14	179.10	-6484.94
103(103-104)	j	0.000	-877.14	187.10	-6326.73
		0.500	-783.59	187.10	-6386.86
104(104-105)	j	0.000	-783.59	190.13	-6224.80
		0.500	-688.52	190.13	-6284.93
105(105-106)	j	0.000	-688.52	188.65	-6119.02
		0.500	-594.20	188.65	-6179.15
106(106-107)	j	0.000	-594.20	183.24	-6009.39
		0.500	-502.58	183.24	-6069.52
107(107-108)	j	0.000	-502.58	174.49	-5895.91
		0.500	-415.33	174.49	-5956.04
108(108-109)	j	0.000	-415.33	162.93	-5778.59
		0.500	-333.87	162.93	-5838.72
109(109-110)	j	0.000	-333.87	149.06	-5657.41
		0.500	-259.34	149.06	-5717.54
110(110-111)	j	0.000	-259.34	133.27	-5532.38
		0.500	-192.70	133.27	-5592.52
111(111-112)	j	0.000	-192.70	115.90	-5403.51
		0.500	-134.76	115.90	-5463.64
112(112-113)	j	0.000	-134.76	97.19	-5270.79
		0.500	-86.16	97.19	-5330.92
113(113-114)	j	0.000	-86.16	77.34	-5134.22
		0.500	-47.49	77.34	-5194.35
114(114-115)	j	0.000	-47.49	56.45	-4993.80
		0.500	-19.26	56.45	-5053.93
115(115-116)	j	0.000	-19.26	34.61	-4849.53
		0.500	-1.96	34.61	-4909.66
200(3-201)	j	0.000	-340.46	-148.68	-6188.25
		0.500	-414.80	-148.68	-6248.39
201(201-202)	j	0.000	-414.80	-99.58	-6096.45
		0.500	-464.59	-99.58	-6156.59
202(202-203)	j	0.000	-464.59	-53.14	-6000.80
		0.500	-491.15	-53.14	-6060.94
203(203-204)	j	0.000	-491.15	-11.73	-5901.31
		0.500	-497.02	-11.73	-5961.44
204(204-205)	j	0.000	-497.02	23.77	-5797.96
		0.500	-485.13	23.77	-5858.09
205(205-206)	j	0.000	-485.13	53.10	-5690.76
		0.500	-458.58	53.10	-5750.90
206(206-207)	j	0.000	-458.58	76.26	-5579.72
		0.500	-420.45	76.26	-5639.85
207(207-208)	j	0.000	-420.45	93.44	-5464.82
		0.500	-373.73	93.44	-5524.96
208(208-209)	j	0.000	-373.73	104.86	-5346.08
		0.500	-321.30	104.86	-5406.21
209(209-210)	j	0.000	-321.30	110.79	-5223.49
		0.500	-265.91	110.79	-5283.62
210(210-211)	j	0.000	-265.91	111.47	-5097.05
		0.500	-210.17	111.47	-5157.18
211(211-212)	j	0.000	-210.17	107.14	-4966.76
		0.500	-156.61	107.14	-5026.89
212(212-213)	j	0.000	-156.61	97.95	-4832.62
		0.500	-107.63	97.95	-4892.75
213(213-214)	j	0.000	-107.63	84.03	-4694.63
		0.500	-65.61	84.03	-4754.76
214(214-215)	j	0.000	-65.61	65.46	-4552.79
		0.500	-32.88	65.46	-4612.93
215(215-216)	j	0.000	-32.88	42.25	-4407.11
		0.500	-11.76	42.25	-4467.24

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	4147.70	7724.82	-2588.27
	j	3.162	28575.72	7724.82	-2588.27
2(2- 3)	i	0.000	8615.76	-2551.10	3022.30
	j	3.162	548.47	-2551.10	3022.30
100(1-101)	i	0.000	-4147.70	-12.65	-8146.89
	j	0.500	-4154.02	-12.65	-8207.02
101(101-102)	i	0.000	-4154.02	214.00	-7981.25
	j	0.500	-4047.02	214.00	-8041.38
102(102-103)	i	0.000	-4047.02	411.57	-7809.83
	j	0.500	-3841.23	411.57	-7869.96
103(103-104)	i	0.000	-3841.23	566.20	-7632.64
	j	0.500	-3558.13	566.20	-7692.78
104(104-105)	i	0.000	-3558.13	676.96	-7449.68
	j	0.500	-3219.65	676.96	-7509.81
105(105-106)	i	0.000	-3219.65	747.02	-7260.95
	j	0.500	-2846.14	747.02	-7321.08
106(106-107)	i	0.000	-2846.14	781.11	-7066.44
	j	0.500	-2455.58	781.11	-7126.57
107(107-108)	i	0.000	-2455.58	784.39	-6866.16
	j	0.500	-2063.39	784.39	-6926.29
108(108-109)	i	0.000	-2063.39	761.90	-6660.10
	j	0.500	-1682.43	761.90	-6720.23
109(109-110)	i	0.000	-1682.43	718.21	-6448.27
	j	0.500	-1323.33	718.21	-6508.40
110(110-111)	i	0.000	-1323.33	657.25	-6230.67
	j	0.500	-994.71	657.25	-6290.80
111(111-112)	i	0.000	-994.71	582.27	-6007.29
	j	0.500	-703.57	582.27	-6067.42
112(112-113)	i	0.000	-703.57	495.77	-5778.14
	j	0.500	-455.69	495.77	-5838.27
113(113-114)	i	0.000	-455.69	399.58	-5543.22
	j	0.500	-255.89	399.58	-5603.35
114(114-115)	i	0.000	-255.89	294.90	-5302.52
	j	0.500	-108.44	294.90	-5362.65
115(115-116)	i	0.000	-108.44	182.40	-5056.05
	j	0.500	-17.24	182.40	-5116.18
200(3-201)	i	0.000	548.47	-2060.47	-3375.92
	j	0.500	-438.46	-1887.26	-3436.05
201(201-202)	i	0.000	-438.46	-1680.08	-3269.64
	j	0.500	-1278.50	-1680.08	-3329.77
202(202-203)	i	0.000	-1278.50	-1242.58	-3148.43
	j	0.500	-1899.80	-1242.58	-3208.56
203(203-204)	i	0.000	-1899.80	-821.45	-3018.95
	j	0.500	-2310.52	-821.45	-3079.09
204(204-205)	i	0.000	-2310.52	-431.88	-2884.34
	j	0.500	-2526.46	-431.88	-2944.47
205(205-206)	i	0.000	-2526.46	-103.90	-2746.34
	j	0.500	-2578.41	-103.90	-2806.47
206(206-207)	i	0.000	-2578.41	162.64	-2606.07
	j	0.500	-2497.09	162.64	-2666.20
207(207-208)	i	0.000	-2497.09	369.95	-2464.28
	j	0.500	-2312.11	369.95	-2524.41
208(208-209)	i	0.000	-2312.11	521.35	-2321.48
	j	0.500	-2051.44	521.35	-2381.62
209(209-210)	i	0.000	-2051.44	620.54	-2178.03
	j	0.500	-1741.17	620.54	-2238.17
210(210-211)	i	0.000	-1741.17	671.23	-2034.18
	j	0.500	-1405.55	671.23	-2094.31
211(211-212)	i	0.000	-1405.55	676.74	-1890.09
	j	0.500	-1067.18	676.74	-1950.22
212(212-213)	i	0.000	-1067.18	639.84	-1745.88
	j	0.500	-747.26	639.84	-1806.01
213(213-214)	i	0.000	-747.26	562.60	-1601.61
	j	0.500	-465.96	562.60	-1661.74
214(214-215)	i	0.000	-465.96	446.40	-1457.30
	j	0.500	-242.76	446.40	-1517.43
215(215-216)	i	0.000	-242.76	291.95	-1312.94
	j	0.500	-96.79	291.95	-1373.08