

基礎の設計サンプルデータ

詳細出力例

Kui_8

場所打ち杭サンプルデータ

目次

1章 設計条件	1
1.1 一般事項	1
1.2 杭の条件	1
1.3 使用材料および許容応力度	1
1.4 杭配置図・側面図	2
1.5 地層データ	2
1.6 バネ定数および許容支持力・引拔力	2
1.7 作用力	3
2章 安定計算	4
2.1 杭軸直角方向バネ定数	4
2.2 杭基礎の剛性行列	5
2.3 杭反力及び変位の計算	6
3章 断面計算	8
3.1 杭体断面力	8
3.2 杭体モーメント図	12
3.3 杭体応力度	16
4章 基礎杭計算結果一覧表	18
5章 予備計算	20
5.1 水平方向地盤反力係数	20
5.2 杭軸方向鉛直バネ定数	21
5.3 最大周面摩擦力度	22
5.4 許容支持力・引拔力の計算	23
5.5 作用力計算	26
6章 杭頭結合計算	34
6.1 設計条件	34
6.2 杭頭とフーチング結合部の応力度照査	35
6.3 仮想鉄筋コンクリート断面照査	37
6.4 杭頭補強鉄筋の定着長	38
7章 底版許容応力度法照査	39
7.1 設計条件	39
7.2 形状寸法図	41
7.3 照査位置	42
7.4 断面力算出	43
7.5 曲げ応力度照査	52
7.6 せん断応力度照査	60
7.7 剛体照査	67
8章 レベル2地震時の照査	68
8.1 設計条件	68
8.2 計算結果一覧表	72
8.3 荷重変位曲線	76
8.4 液状化無視・地震動タイプI・浮力無視	78
8.4.1 橋軸方向（最終震度）	78
8.4.2 橋軸直角方向（降伏時）	92
8.5 底版照査	112
8.5.1 設計条件	112
8.5.2 形状寸法図	113
8.5.3 照査位置	114
8.5.4 断面力算出	116
8.5.5 液状化無視・地震動タイプI・浮力無視	127

8.6 予備計算	147
8.6.1 M -	147
8.6.2 水平方向地盤反力係数	149
8.6.3 地盤反力度の上限値	150
8.6.4 押込み支持力の上限値	152
8.6.5 引抜き支持力の上限値	153
9章 基礎バネ計算	154
9.1 水平方向地盤反力係数	154
9.2 杭軸直角方向バネ定数，杭軸方向バネ定数	155
9.3 固有周期算定用地盤バネ定数	156

1章 設計条件

1.1 一般事項

- ・データファイル名 : Kui_8.F8F
- ・タイトル :
- ・コメント :

1.2 杭の条件

- ・杭種 : 場所打ち杭
- ・施工工法 : 場所打ち杭
- ・杭頭結合条件 : 剛結・ヒンジ
- ・杭先端条件 : ヒンジ
- ・杭の種類 : 支持杭
- ・杭の許容変位量 常時 : 15.0 (mm)
- 地震時 : 15.0 (mm)
- ・杭体のヤング係数 : 2.50×10^4 (N/mm²)
- ・杭本数 : 15 (本)
- ・杭径 : 1200.0 (mm)
- ・設計杭長 : 15.00 (m)

1.3 使用材料および許容応力度

- ・コンクリート
- 設計基準強度 ck = 24.00(N/mm²)

単位 : N/mm²

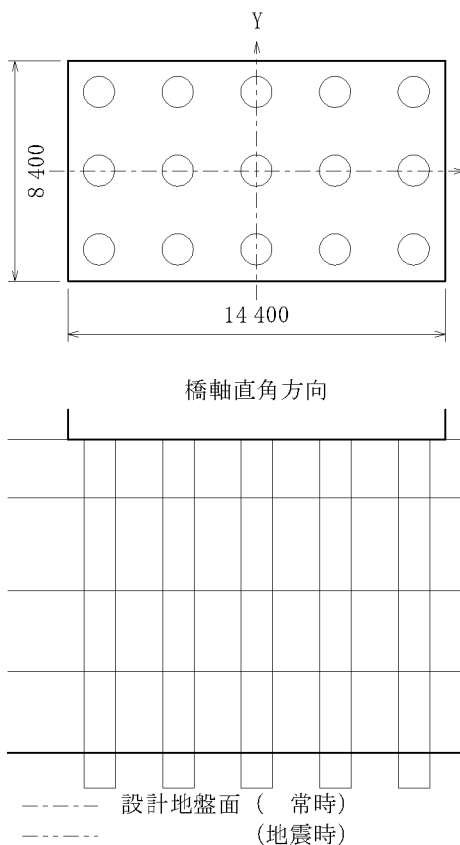
No	割増係数	許容曲げ圧縮応力度 ca	許容せん断応力度	
			a1	a2
1	1.00	8.00	0.230	1.700
2	1.50	12.00	0.350	2.550

- ・鉄筋
- 材質 : SD345 ヤング係数比 n = 15.00

単位 : N/mm²

No	割増係数	許容曲げ圧縮応力度 sa'	許容曲げ引張応力度 sa
1	1.00	200.00	160.00
2	1.50	300.00	300.00

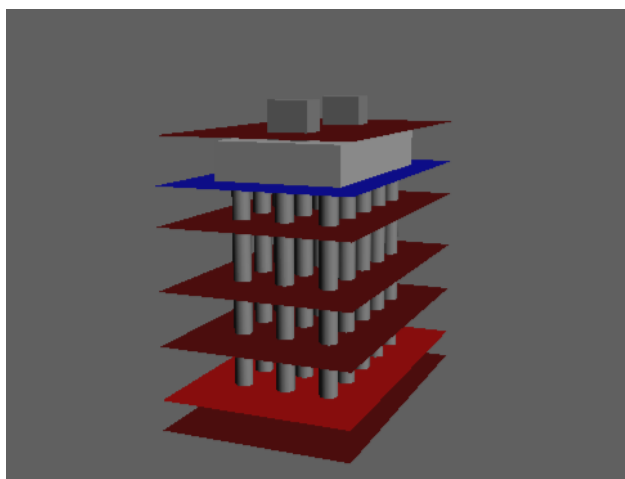
1.4 杭配置図・側面図



杭頭座標

No	X方向	Y方向
1	-6.000	3.000
2	-3.000	0.000
3	0.000	-3.000
4	3.000	——
5	6.000	——

杭1本ごとの座標ではなく各方向の座標を示す。



1.5 地層データ

層No	層種	層厚(m)		平均 N 値	・ Eo(kN/m ²)		(kN/m ³)		f (kN/m ²)		DE
		常 時	地震時		常 時	地震時		'	f	fn	
2	粘性土	2.500	2.500	5.0	14000.0	28000.0	17.00	8.00	50.0	50.0	1.000
3	砂質土	4.000	4.000	10.0	28000.0	56000.0	17.00	8.00	50.0	50.0	1.000
4	粘性土	3.500	3.500	5.0	14000.0	28000.0	17.00	8.00	50.0	50.0	1.000
5	砂質土	3.500	3.500	15.0	42000.0	84000.0	19.00	10.00	75.0	75.0	1.000
6	砂質土	1.500	1.500	50.0	140000.0	280000.0	19.00	10.00	200.0	200.0	1.000

1.6 バネ定数および許容支持力・引抜力

・杭軸方向バネ定数 Kv(kN/m)

常 時	447677
地震時	447677

・許容支持力・引抜力 (kN/本)

許容支持力	常 時	2318
	地震時	3527
許容引抜力	常 時	914
	地震時	1581

・ 水平方向地盤反力係数 $kH(kN/m^3)$

層No	層厚(m)		橋軸方向		橋軸直角方向	
	常時	地震時	常時	地震時	常時	地震時
2	2.500	2.500	9722	19443	9722	19443
3	4.000	4.000	19443	38887	19443	38887
4	3.500	3.500	9722	19443	9722	19443
5	3.500	3.500	29165	58330	29165	58330
6	1.500	1.500	97216	194433	97216	194433

1.7 作用力

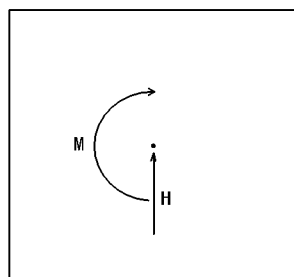
(1) 橋軸方向

No	荷重ケース名称	割増係数	鉛直力 V(kN)	水平力 H(kN)	モーメント M(kN.m)
1	常時	1.00	31040.2	0.0	0.0
2	地震時	1.50	24040.2	5512.2	47165.3

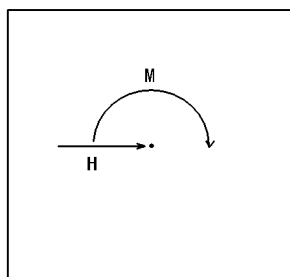
(2) 橋軸直角方向

No	荷重ケース名称	割増係数	鉛直力 V(kN)	水平力 H(kN)	モーメント M(kN.m)
1	常時	1.00	31040.2	0.0	0.0
2	地震時	1.50	24040.2	5512.2	49705.3

橋軸方向



橋軸直角方向



2章 安定計算

2.1 杭軸直角方向バネ定数

(1) 橋軸方向

a) 杭頭剛結

	単位	常 時	地震時
K1	kN/m	80633	131129
K2	kN/rad	215757	301499
K3	kN.m/m	215757	301499
K4	kN.m/rad	1059616	1262752

(2) 橋軸直角方向

a) 杭頭剛結

	単位	常 時	地震時
K1	kN/m	80633	131129
K2	kN/rad	215757	301499
K3	kN.m/m	215757	301499
K4	kN.m/rad	1059616	1262752

2.2 杭基礎の剛性行列

1. 変位法による底板中心の変位と外力の関係

$$\begin{bmatrix} V \\ H \\ M \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} A_{zz} & A_{zx} & A_{za} \\ A_{xz} & A_{xx} & A_{xa} \\ A_{az} & A_{ax} & A_{aa} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \delta z \\ \delta x \\ \alpha \end{bmatrix}$$

2. 剛性行列要素

$$\begin{aligned} A_{zz} &= (K_v \cdot \cos^2 \theta + K_1 \cdot \sin^2 \theta) i \\ A_{zx} = A_{xz} &= (K_v \cdot \cos \theta \cdot \sin \theta - K_1 \cdot \sin \theta \cdot \cos \theta) i \\ A_{za} = A_{az} &= (K_v \cdot X \cdot \cos^2 \theta + K_1 \cdot X \cdot \sin^2 \theta + K_2 \cdot \sin \theta) i \\ A_{xx} &= (K_v \cdot \sin^2 \theta + K_1 \cdot \cos^2 \theta) i \\ A_{xa} = A_{ax} &= (K_v \cdot X \cdot \sin \theta \cdot \cos \theta - K_1 \cdot X \cdot \sin \theta \cdot \cos \theta - K_2 \cdot \cos \theta) i \\ A_{aa} &= \{ K_v \cdot X^2 \cdot \cos^2 \theta + K_1 \cdot X^2 \cdot \sin^2 \theta + (K_2 + K_3) \cdot X \cdot \sin \theta + K_4 \} i \end{aligned}$$

ここに、 A_{zz} : 鉛直方向バネ (kN/m)
 $A_{zx} = A_{xz}$: 鉛直と水平の連成バネ (kN/m)
 $A_{za} = A_{az}$: 鉛直と回転の連成バネ (kN/rad, kN.m/m)
 A_{xx} : 水平方向バネ (kN/m)
 $A_{xa} = A_{ax}$: 水平と回転の連成バネ (kN/rad, kN.m/m)
 A_{aa} : 回転バネ (kN.m/rad)

(1) 橋軸方向

a) 杭頭剛結

1) 常時

$$\begin{bmatrix} A_{zz} & A_{zx} & A_{za} \\ A_{xz} & A_{xx} & A_{xa} \\ A_{az} & A_{ax} & A_{aa} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 6715155 & 0 & 0 \\ 0 & 1209497 & -3236352 \\ 0 & -3236352 & 56185169 \end{bmatrix}$$

2) 地震時

$$\begin{bmatrix} A_{zz} & A_{zx} & A_{za} \\ A_{xz} & A_{xx} & A_{xa} \\ A_{az} & A_{ax} & A_{aa} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 6715155 & 0 & 0 \\ 0 & 1966939 & -4522480 \\ 0 & -4522480 & 59232211 \end{bmatrix}$$

(2) 橋軸直角方向

a) 杭頭剛結

1) 常時

$$\begin{bmatrix} A_{zz} & A_{zx} & A_{za} \\ A_{xz} & A_{xx} & A_{xa} \\ A_{az} & A_{ax} & A_{aa} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 6715155 & 0 & 0 \\ 0 & 1209497 & -3236352 \\ 0 & -3236352 & 136767029 \end{bmatrix}$$

2) 地震時

$$\begin{bmatrix} A_{zz} & A_{zx} & A_{za} \\ A_{xz} & A_{xx} & A_{xa} \\ A_{az} & A_{ax} & A_{aa} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 6715155 & 0 & 0 \\ 0 & 1966939 & -4522480 \\ 0 & -4522480 & 139814071 \end{bmatrix}$$

2.3 杭反力及び変位の計算

$$\begin{bmatrix} PN \\ PH \\ Mt \end{bmatrix}_i = \begin{bmatrix} K_v \cdot \cos \theta & K_v \cdot \sin \theta & K_v \cdot X \cdot \cos \theta \\ -K_1 \cdot \sin \theta & K_1 \cdot \cos \theta & -K_1 \cdot X \cdot \sin \theta - K_2 \\ K_3 \cdot \sin \theta & -K_3 \cdot \cos \theta & K_3 \cdot X \cdot \sin \theta + K_4 \end{bmatrix}_i \begin{bmatrix} \delta z \\ \delta x \\ \alpha \end{bmatrix}$$

$$z_i = (z + X_i) \cdot \cos i + x \cdot \sin i$$

$$x_i = -(z + X_i) \cdot \sin i + x \cdot \cos i$$

- ここに、
- PN_i : 杭軸方向反力(kN/本)
 - PH_i : 杭軸直角方向反力(kN/本)
 - Mt_i : 杭頭モーメント(kN.m/本)
 - Kv_i : 杭軸方向バネ定数(kN/m)
 - K1_i ~ K4_i : 杭軸直角方向バネ定数(kN/m, kN/rad, kN.m/m, kN.m/rad)
 - X_i : 杭頭座標(m)
 - i : 杭軸が鉛直軸となす角度(rad)
 - z : 原点鉛直変位(m)
 - x : 原点水平変位(m)
 - α : 原点回転角(rad)
 - z_i : 杭頭の杭軸方向変位(m)
 - x_i : 杭頭の杭軸直角方向変位(m)

杭頭での鉛直反力V_i , 及び水平反力H_iは、次式による。

$$V_i = PN_i \cdot \cos i - PH_i \cdot \sin i$$

$$H_i = PN_i \cdot \sin i + PH_i \cdot \cos i$$

注) 式中のiはi番目の杭を示す。

(1) 橋軸方向

a) 杭頭剛結

(1) 常時

・ 原点作用力

$$\begin{aligned} V_o &= 31040.2 \text{ (kN)} \\ H_o &= 0.0 \text{ (kN)} \\ M_o &= 0.0 \text{ (kN.m)} \end{aligned}$$

・ 原点変位

$$\begin{aligned} z &= 4.62 \text{ (mm)} \\ x &= 0.00 \text{ (mm)} \\ &= 0.00000000 \text{ (rad)} \end{aligned}$$

・ 杭反力

No	Y(m)	本数	PN(kN)	PH(kN)	Mt(kN.m)	Vi(kN)	Hi(kN)	fx(mm)
1	3.000	5	2069.35	0.00	0.00	2069.35	0.00	0.00
2	0.000	5	2069.35	0.00	0.00	2069.35	0.00	0.00
3	-3.000	5	2069.35	0.00	0.00	2069.35	0.00	0.00

$$\begin{aligned} PN_{max} &= 2069.35 \text{ (kN)} & Ra &= 2318.00 \text{ (kN)} : OK \\ PN_{min} &= 2069.35 \text{ (kN)} & Pa &= -914.00 \text{ (kN)} : OK \\ f &= 0.00 \text{ (mm)} & a &= 15.00 \text{ (mm)} : OK \end{aligned}$$

(2) 地震時

・ 原点作用力

$$\begin{aligned} V_o &= 24040.2 \text{ (kN)} \\ H_o &= 5512.2 \text{ (kN)} \\ M_o &= 47165.3 \text{ (kN.m)} \end{aligned}$$

・ 原点変位

$$\begin{aligned} z &= 3.58 \text{ (mm)} \\ x &= 5.62 \text{ (mm)} \\ &= 0.00122536 \text{ (rad)} \end{aligned}$$

・ 杭反力

No	Y(m)	本数	PN(kN)	PH(kN)	Mt(kN.m)	Vi(kN)	Hi(kN)	fx(mm)
1	3.000	5	3248.38	367.48	-147.04	3248.38	367.48	5.62

No	Y(m)	本数	PN(kN)	PH(kN)	Mt(kN.m)	Vi(kN)	Hi(kN)	fx(mm)
2	0.000	5	1602.68	367.48	-147.04	1602.68	367.48	5.62
3	-3.000	5	-43.02	367.48	-147.04	-43.02	367.48	5.62

$$PN_{max} = 3248.38 \quad (\text{kN}) \quad Ra = 3527.00 \quad (\text{kN}) : \text{OK}$$

$$PN_{min} = -43.02 \quad (\text{kN}) \quad Pa = -1581.00 \quad (\text{kN}) : \text{OK}$$

$$f = 5.62 \quad (\text{mm}) \quad a = 15.00 \quad (\text{mm}) : \text{OK}$$

(2)橋軸直角方向

a)杭頭剛結

(1)常時

・原点作用力

$$Vo = 31040.2 \quad (\text{kN})$$

$$Ho = 0.0 \quad (\text{kN})$$

$$Mo = 0.0 \quad (\text{kN.m})$$

・原点変位

$$z = 4.62 \quad (\text{mm})$$

$$x = 0.00 \quad (\text{mm})$$

$$= 0.00000000 \quad (\text{rad})$$

・杭反力

No	X(m)	本数	PN(kN)	PH(kN)	Mt(kN.m)	Vi(kN)	Hi(kN)	fx(mm)
1	-6.000	3	2069.35	0.00	0.00	2069.35	0.00	0.00
2	-3.000	3	2069.35	0.00	0.00	2069.35	0.00	0.00
3	0.000	3	2069.35	0.00	0.00	2069.35	0.00	0.00
4	3.000	3	2069.35	0.00	0.00	2069.35	0.00	0.00
5	6.000	3	2069.35	0.00	0.00	2069.35	0.00	0.00

$$PN_{max} = 2069.35 \quad (\text{kN}) \quad Ra = 2318.00 \quad (\text{kN}) : \text{OK}$$

$$PN_{min} = 2069.35 \quad (\text{kN}) \quad Pa = -914.00 \quad (\text{kN}) : \text{OK}$$

$$f = 0.00 \quad (\text{mm}) \quad a = 15.00 \quad (\text{mm}) : \text{OK}$$

(2)地震時

・原点作用力

$$Vo = 24040.2 \quad (\text{kN})$$

$$Ho = 5512.2 \quad (\text{kN})$$

$$Mo = 49705.3 \quad (\text{kN.m})$$

・原点変位

$$z = 3.58 \quad (\text{mm})$$

$$x = 3.91 \quad (\text{mm})$$

$$= 0.00048201 \quad (\text{rad})$$

・杭反力

No	X(m)	本数	PN(kN)	PH(kN)	Mt(kN.m)	Vi(kN)	Hi(kN)	fx(mm)
1	-6.000	3	307.98	367.48	-570.41	307.98	367.48	3.91
2	-3.000	3	955.33	367.48	-570.41	955.33	367.48	3.91
3	0.000	3	1602.68	367.48	-570.41	1602.68	367.48	3.91
4	3.000	3	2250.03	367.48	-570.41	2250.03	367.48	3.91
5	6.000	3	2897.38	367.48	-570.41	2897.38	367.48	3.91

$$PN_{max} = 2897.38 \quad (\text{kN}) \quad Ra = 3527.00 \quad (\text{kN}) : \text{OK}$$

$$PN_{min} = 307.98 \quad (\text{kN}) \quad Pa = -1581.00 \quad (\text{kN}) : \text{OK}$$

$$f = 3.91 \quad (\text{mm}) \quad a = 15.00 \quad (\text{mm}) : \text{OK}$$

3章 断面計算

3.1 杭体断面力

1) 橋軸方向

常時

	杭頭剛結	杭頭ヒンジ
H (kN)	0.00	0.00
M (kN.m)	0.00	0.00
杭軸直角方向バネ定数		
K1 (kN/m)	80633	36701
K2 (kN/rad)	215757	0
K3 (kN.m/m)	215757	0
K4 (kN.m/rad)	1059616	0
Mt , Mmax , 1/2Mmax		
Mt (kN.m)	0.00	0.00
Mmax (kN.m)	0.00	0.00
Z (m)	0.000	0.000
1/2Mmax(kN.m)	0.00	0.00
S (kN)	0.00	0.00
Z (m)	0.000	0.000
Mmax : 地中部最大モーメント Mt : 杭頭モーメント		1/2Mmax = 1/2 · max(Mmax, Mt)

2) 橋軸方向 地震時

		杭頭剛結		杭頭ヒンジ		
H (kN)		367.48		367.48		
M (kN.m)		-147.04		0.00		
杭軸直角方向バネ定数						
K1 (kN/m)		131129		59142		
K2 (kN/rad)		301499		0		
K3 (kN.m/m)		301499		0		
K4 (kN.m/rad)		1262752		0		
Mt , Mmax , 1/2Mmax						
Mt (kN.m)		-147.04		0.00		
Mmax (kN.m)		513.68		605.53		
Z (m)		3.847		3.543		
1/2Mmax (kN.m)		302.77		302.77		
S (kN)		-80.18		-90.87		
Z (m)		7.312		7.601		
Mmax : 地中部最大モーメント				1/2Mmax = 1/2 · max(Mmax, Mt)		
Mt : 杭頭モーメント						
杭体断面力						
Z (m)	x(mm)	M (kN.m)	S (kN)	x(mm)	M (kN.m)	S (kN)
0.000	5.620	-147.04	367.48	6.213	0.00	367.48
0.500	5.003	20.90	305.51	5.475	166.34	299.31
1.000	4.388	159.67	250.75	4.752	300.74	239.69
1.500	3.788	272.84	203.08	4.058	407.41	188.33
2.000	3.215	363.90	162.27	3.405	490.38	144.85
2.500	2.677	436.19	127.94	2.799	553.48	108.71
3.000	2.182	485.52	71.34	2.247	592.61	49.95
3.500	1.735	509.36	25.73	1.754	605.46	3.39
4.000	1.338	512.90	-10.02	1.320	597.80	-32.35
4.500	0.990	500.79	-37.08	0.944	574.68	-58.65
5.000	0.692	477.07	-56.61	0.625	540.50	-76.85
5.500	0.441	445.24	-69.74	0.359	498.97	-88.23
6.000	0.233	408.22	-77.53	0.142	453.21	-93.98
6.500	0.066	368.44	-80.94	-0.031	405.75	-95.19
7.000	-0.066	327.92	-80.91	-0.164	358.38	-94.01
7.500	-0.165	287.76	-79.53	-0.261	311.96	-91.50
8.000	-0.236	248.55	-77.17	-0.328	267.04	-88.03
8.500	-0.282	210.70	-74.13	-0.369	224.03	-83.94
9.000	-0.308	174.49	-70.67	-0.388	183.15	-79.51
9.500	-0.316	140.06	-67.02	-0.388	144.53	-74.97
10.000	-0.311	107.47	-63.35	-0.375	108.17	-70.51
10.500	-0.295	78.48	-52.71	-0.350	76.13	-57.80
11.000	-0.272	54.64	-42.78	-0.319	50.21	-46.07
11.500	-0.243	35.55	-33.76	-0.282	29.85	-35.56
12.000	-0.210	20.69	-25.83	-0.242	14.43	-26.38
12.500	-0.176	9.52	-19.08	-0.201	3.23	-18.63
13.000	-0.140	1.41	-13.55	-0.159	-4.44	-12.32
13.500	-0.104	-4.25	-9.28	-0.118	-9.33	-7.47
14.000	-0.069	-6.19	0.83	-0.078	-10.01	3.97
14.500	-0.034	-4.10	6.86	-0.039	-6.14	10.77
15.000	0.000	0.00	8.86	0.000	0.00	13.02

3) 橋軸直角方向 常時

	杭頭剛結	杭頭ヒンジ
H (kN) M (kN.m)	0.00 0.00	0.00 0.00
杭軸直角方向バネ定数		
K1 (kN/m) K2 (kN/rad) K3 (kN.m/m) K4 (kN.m/rad)	80633 215757 215757 1059616	36701 0 0 0
Mt , Mmax , 1/2Mmax		
Mt (kN.m)	0.00	0.00
Mmax (kN.m) Z (m)	0.00 0.000	0.00 0.000
1/2Mmax (kN.m) S (kN) Z (m)	0.00 0.00 0.000	0.00 0.00 0.000
Mmax : 地中部最大モーメント Mt : 杭頭モーメント		1/2Mmax = 1/2 · max(Mmax, Mt)

4) 橋軸直角方向 地震時

		杭頭剛結		杭頭ヒンジ		
H (kN)		367.48		367.48		
M (kN.m)		-570.41		0.00		
杭軸直角方向バネ定数						
K1 (kN/m)		131129		59142		
K2 (kN/rad)		301499		0		
K3 (kN.m/m)		301499		0		
K4 (kN.m/rad)		1262752		0		
Mt , Mmax , 1/2Mmax						
Mt (kN.m)		-570.41		0.00		
Mmax (kN.m)		294.50		605.53		
Z (m)		5.041		3.543		
1/2Mmax (kN.m)		302.77		302.77		
S (kN)		297.98		-90.87		
Z (m)		0.806		7.601		
Mmax : 地中部最大モーメント				1/2Mmax = 1/2 · max(Mmax, Mt)		
Mt : 杭頭モーメント						
杭体断面力						
Z (m)	x(mm)	M (kN.m)	S (kN)	x(mm)	M (kN.m)	S (kN)
0.000	3.911	-570.41	367.48	6.213	0.00	367.48
0.500	3.645	-397.83	323.36	5.475	166.34	299.31
1.000	3.339	-246.49	282.60	4.752	300.74	239.69
1.500	3.009	-114.61	245.55	4.058	407.41	188.33
2.000	2.668	-0.28	212.43	3.405	490.38	144.85
2.500	2.327	98.48	183.29	2.799	553.48	108.71
3.000	1.995	177.21	132.90	2.247	592.61	49.95
3.500	1.681	232.64	90.05	1.754	605.46	3.39
4.000	1.389	268.44	54.29	1.320	597.80	-32.35
4.500	1.123	288.02	25.04	0.944	574.68	-58.65
5.000	0.886	294.46	1.66	0.625	540.50	-76.85
5.500	0.677	290.55	-16.51	0.359	498.97	-88.23
6.000	0.497	278.71	-30.16	0.142	453.21	-93.98
6.500	0.344	261.04	-39.92	-0.031	405.75	-95.19
7.000	0.217	240.20	-43.17	-0.164	358.38	-94.01
7.500	0.113	218.09	-45.08	-0.261	311.96	-91.50
8.000	0.031	195.31	-45.90	-0.328	267.04	-88.03
8.500	-0.032	172.33	-45.88	-0.369	224.03	-83.94
9.000	-0.078	149.53	-45.23	-0.388	183.15	-79.51
9.500	-0.109	127.18	-44.13	-0.388	144.53	-74.97
10.000	-0.128	105.46	-42.73	-0.375	108.17	-70.51
10.500	-0.136	85.24	-38.08	-0.350	76.13	-57.80
11.000	-0.136	67.40	-33.29	-0.319	50.21	-46.07
11.500	-0.130	51.94	-28.61	-0.282	29.85	-35.56
12.000	-0.118	38.74	-24.25	-0.242	14.43	-26.38
12.500	-0.103	27.60	-20.38	-0.201	3.23	-18.63
13.000	-0.084	18.26	-17.10	-0.159	-4.44	-12.32
13.500	-0.064	10.39	-14.49	-0.118	-9.33	-7.47
14.000	-0.043	4.82	-8.20	-0.078	-10.01	3.97
14.500	-0.022	1.78	-4.40	-0.039	-6.14	10.77
15.000	0.000	0.00	-3.13	0.000	0.00	13.02

3.2 杭体モーメント図

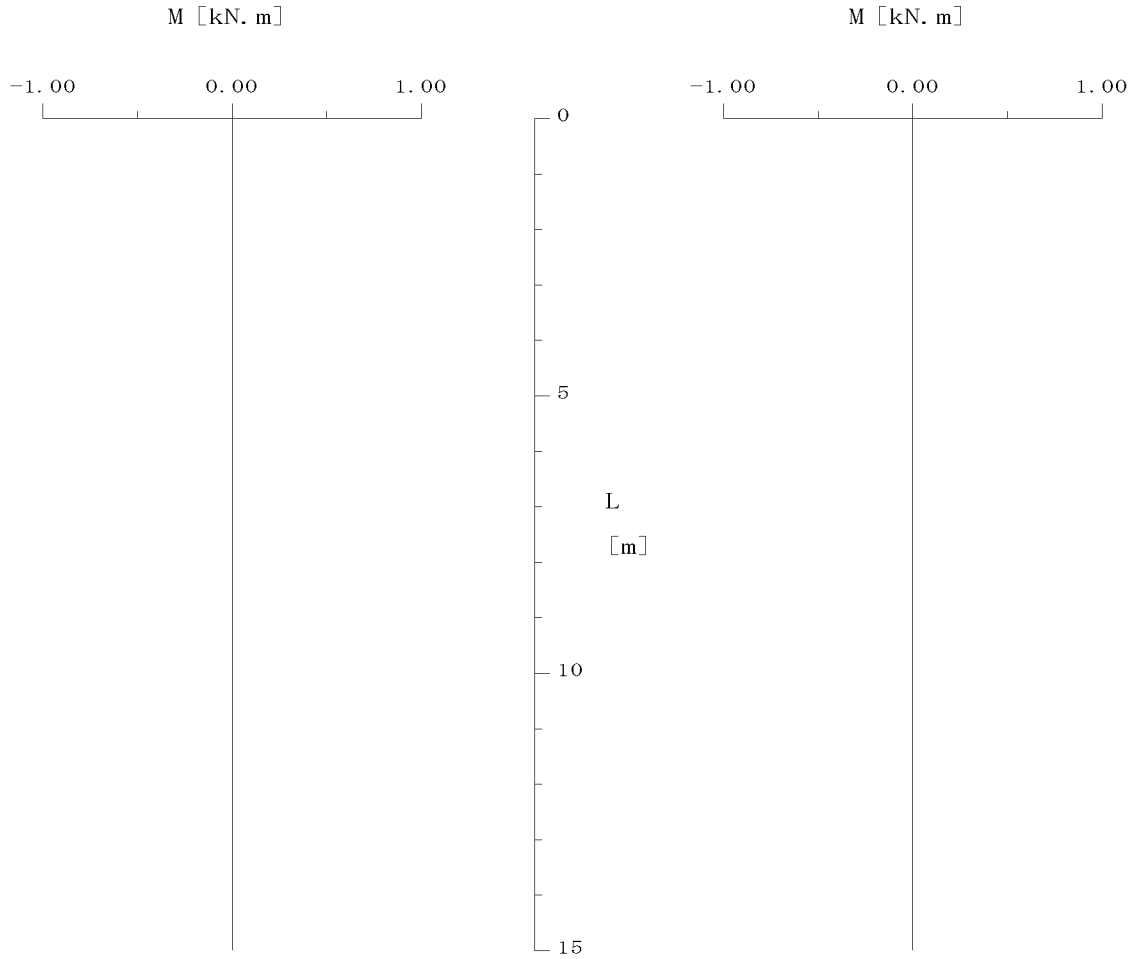
1) 橋軸方向 常時

杭 径 $D = 1200.0$ (mm) 杭 長 $L = 15.00$ (m)

$H = 0.00$ $M = 0.00$ (kN.m) $H = 0.00$ (kN)

【杭頭剛結】

【杭頭ヒンジ】



2) 橋軸方向

地震時

杭 径 $D = 1200.0$ (mm)

杭 長 $L = 15.00$ (m)

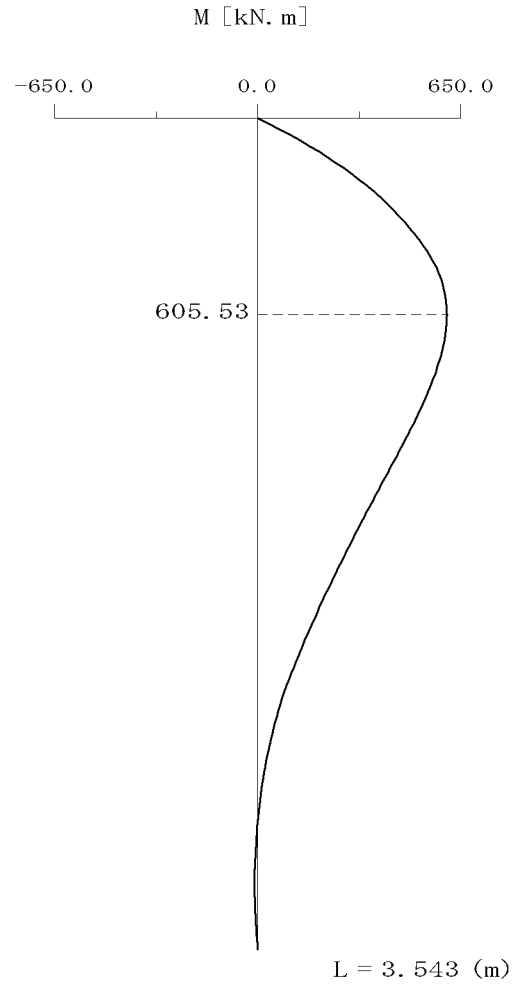
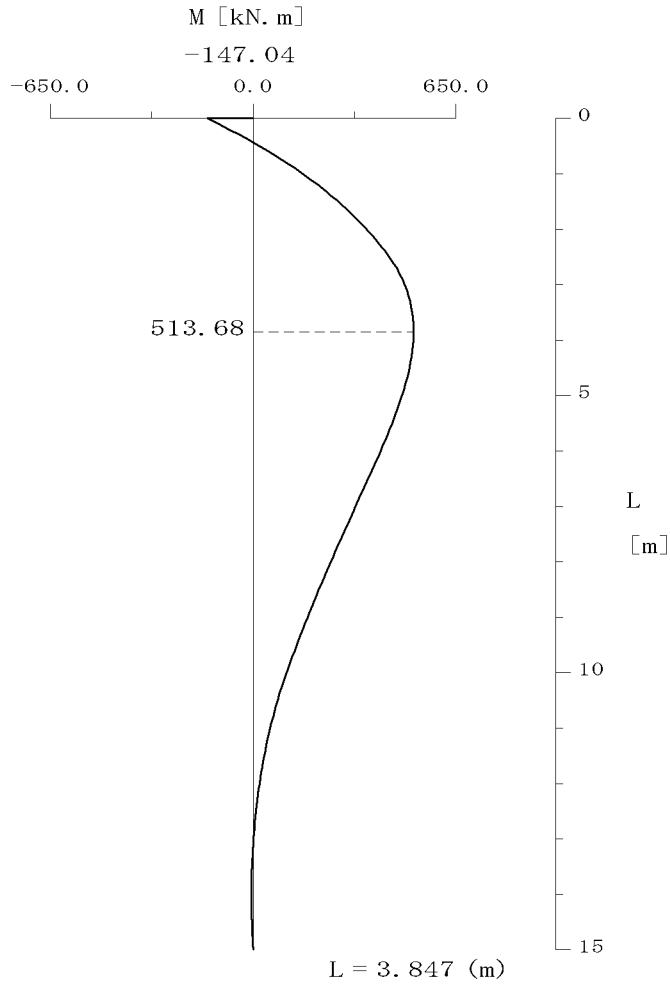
$H = 367.48$

$M = -147.04$ (kN.m)

$H = 367.48$ (kN)

【杭頭剛結】

【杭頭ヒンジ】



3) 橋軸直角方向 常時

杭 径 $D = 1200.0$ (mm)

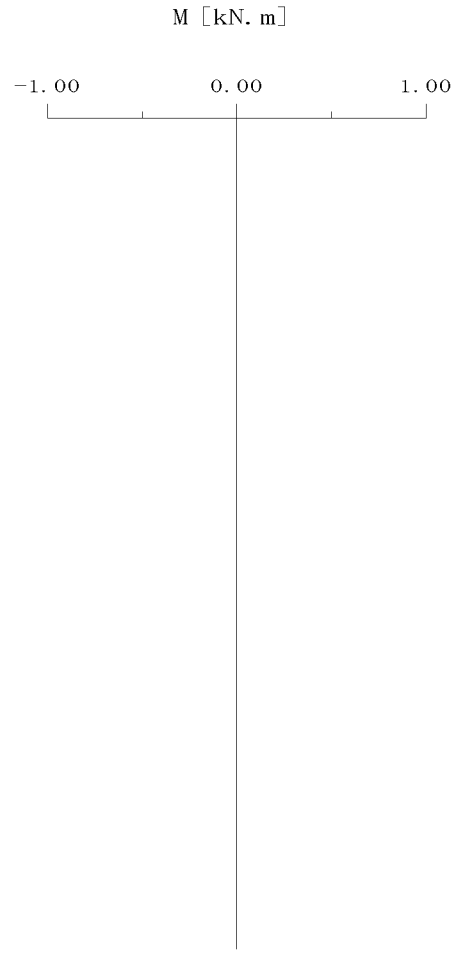
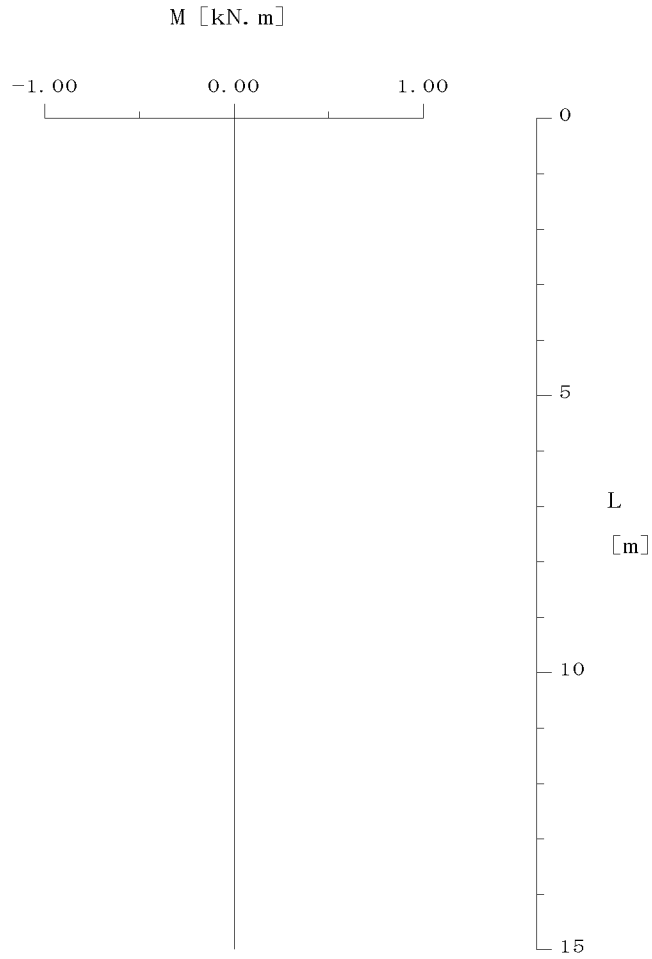
杭 長 $L = 15.00$ (m)

H = 0.00 M = 0.00 (kN.m)

H = 0.00 (kN)

【杭頭剛結】

【杭頭ヒンジ】

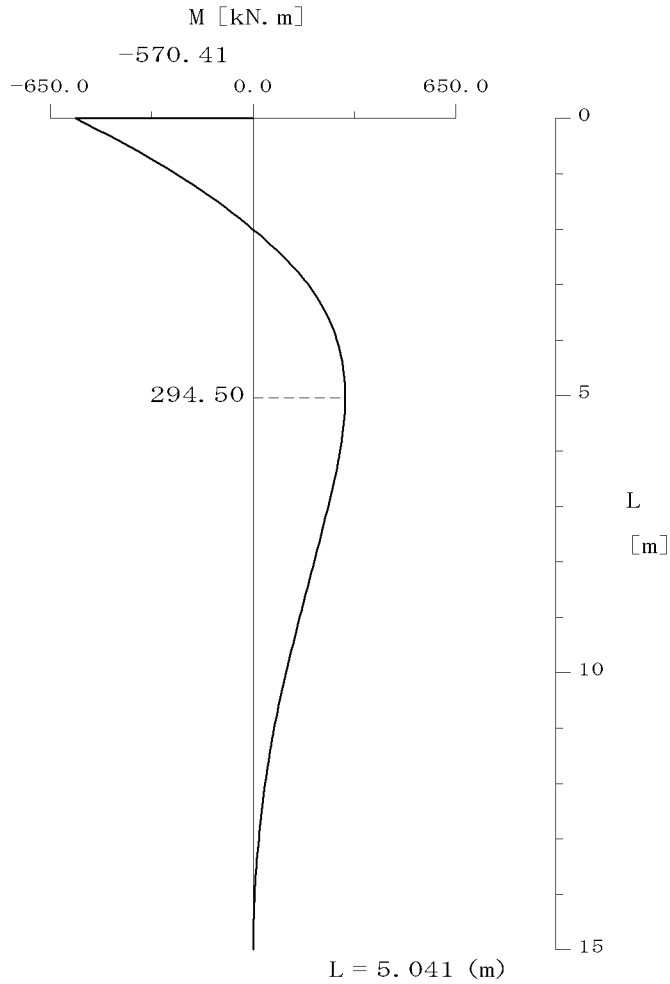


4) 橋軸直角方向 地震時

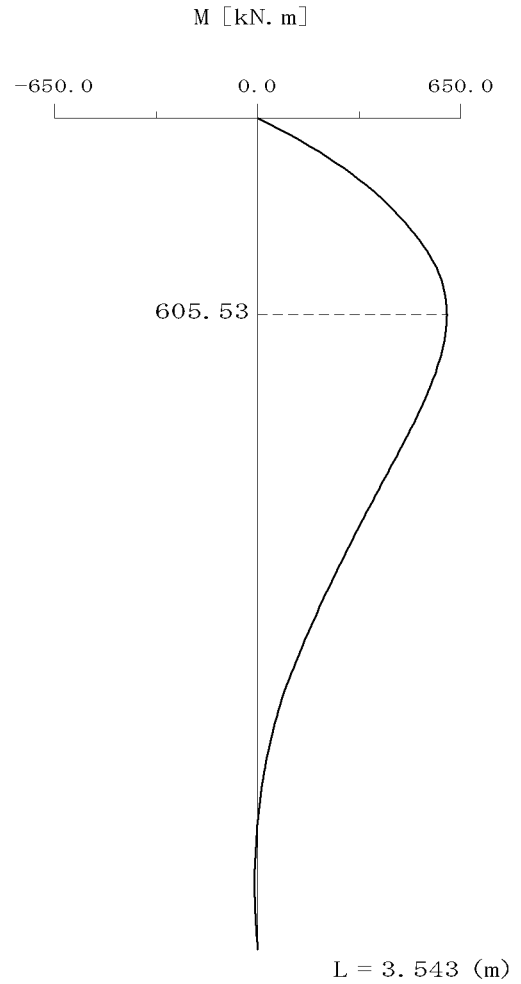
杭 径 $D = 1200.0$ (mm) 杭 長 $L = 15.00$ (m)

$H = 367.48$ $M = -570.41$ (kN.m) $H = 367.48$ (kN)

【杭頭剛結】



【杭頭ヒンジ】



3.3 杭体応力度

場所打ち杭

ヤング係数比 $n = 15.00$

第1断面

杭外径 $D = 1200.0(\text{mm})$

段	鉄筋	かぶり(mm)	As(cm ²)	As(cm ²)
1	D22- 20(@ 141)	150.0	77.420	77.420

曲げ応力度の照査

(1) 橋軸方向

No	荷重名略称	着目杭 行 列		M(kN.m) N(kN)	c, ca (N/mm ²)	s, sa (N/mm ²)	s', s'a (N/mm ²)	x(cm)	Mr(kN.m) Mr_L(m)
1	常時	1	1	0.00 2069.35	1.66 8.00	— 160.00	-24.89 -200.00	0.0	848.26 —
		1	1	0.00 2069.35	1.66 8.00	— 160.00	-24.89 -200.00	0.0	848.26 —
2	地震時	1	1	(*)605.53 3248.38	5.84 12.00	— 300.00	-75.39 -300.00	107.9	1283.96 —
		3	1	(*)605.53 -43.02	7.31 12.00	253.76 300.00	-57.69 -300.00	31.7	718.86 —

上段がNmax, 下段がNminを示す。Mr_LはMrと実モーメントとの交点深度を示す。

xは、曲げ応力度算出における中立軸位置を圧縮縁からの距離で示す。

(*)は、ヒンジ時の断面力を採用する。ただし、Nは剛結時の軸力を採用する。

(2) 橋軸直角方向

No	荷重名略称	着目杭 行 列		M(kN.m) N(kN)	c, ca (N/mm ²)	s, sa (N/mm ²)	s', s'a (N/mm ²)	x(cm)	Mr(kN.m) Mr_L(m)
1	常時	1	1	0.00 2069.35	1.66 8.00	— 160.00	-24.89 -200.00	0.0	848.26 —
		1	1	0.00 2069.35	1.66 8.00	— 160.00	-24.89 -200.00	0.0	848.26 —
2	地震時	1	5	(*)605.53 2897.38	5.62 12.00	3.23 300.00	-71.76 -300.00	101.1	1254.60 —
		1	1	(*)605.53 307.98	7.06 12.00	200.16 300.00	-62.19 -300.00	36.3	850.91 —

上段がNmax, 下段がNminを示す。Mr_LはMrと実モーメントとの交点深度を示す。

xは、曲げ応力度算出における中立軸位置を圧縮縁からの距離で示す。

(*)は、ヒンジ時の断面力を採用する。ただし、Nは剛結時の軸力を採用する。

せん断応力度の照査

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

部材断面幅 $b = 1063.47(\text{mm})$
 部材断面の有効高 $d = 936.88(\text{mm})$
 部材断面の有効高に関する補正係数 $Ce = 1.036$
 引張主鉄筋比 ρ_t に関する補正係数 $C_{pt} = 1.089$
 軸方向圧縮力による補正係数 CN

$$CN = 1 + \frac{M_o}{M} \quad (1.0 \leq CN \leq 2.0)$$

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

杭の断面積 $A_c = 11309.73 \times 10^2(\text{mm}^2)$
 杭の断面二次モーメント $I_c = 10178761.82 \times 10^4(\text{mm}^4)$
 杭中心から引張縁までの距離 $y = 600.0(\text{mm})$
 せん断力発生位置での斜引張鉄筋の鉄筋量 $A_w (\text{cm}^2)$
 間隔 $s (\text{cm})$
 必要鉄筋量 $A_{wreq} (\text{cm}^2)$

$$A_{wreq} = \frac{1.15 \cdot Sh' \cdot s}{\sigma_{sa} \cdot d} \quad (\tau > \tau_{a1} \text{のとき算出する})$$

斜引張鉄筋が負担するせん断力 $Sh' (= S - S_{ca}) (\text{kN})$

コンクリートが負担するせん断力 $S_{ca} (= a_1 \cdot b \cdot d) (\text{kN})$

(1) 橋軸方向

No	荷重名略称	着目杭 行 列		S (kN)	M(kN.m) N(kN)	Mo(kN.m) CN	(N/mm ²) a1, a2	Awreq(cm ²) s(cm), Aw(cm ²)
1	常時	1	1	0.00	0.00 2069.35	310.40 2.000	0.000 0.519, 1.700	15.0, 3.972
		1	1	0.00	0.00 2069.35	310.40 2.000	0.000 0.519, 1.700	15.0, 3.972
2	地震時	1	1	367.48 (*)	0.00 3248.38	487.26 2.000	0.369 0.789, 2.550	15.0, 3.972
		3	1	367.48 (*)	0.00 -43.02	-6.45 1.000	0.369 0.395, 2.550	15.0, 3.972

上段がNmax, 下段がNminを示す。

(*)は、ヒンジ時の断面力を採用する。ただし、Nは剛結時の軸力を採用する。

(2) 橋軸直角方向

No	荷重名略称	着目杭 行 列		S (kN)	M(kN.m) N(kN)	Mo(kN.m) CN	(N/mm ²) a1, a2	Awreq(cm ²) s(cm), Aw(cm ²)
1	常時	1	1	0.00	0.00 2069.35	310.40 2.000	0.000 0.519, 1.700	15.0, 3.972
		1	1	0.00	0.00 2069.35	310.40 2.000	0.000 0.519, 1.700	15.0, 3.972
2	地震時	1	5	367.48	570.41 2897.38	434.61 1.762	0.369 0.695, 2.550	15.0, 3.972
		1	1	367.48	570.41 307.98	46.20 1.081	0.369 0.427, 2.550	15.0, 3.972

上段がNmax, 下段がNminを示す。

4章 基礎杭計算結果一覧表

(1) 橋軸方向

荷重ケースNo. 略称		1 常時		2 地震時		
原点作用力						
Vo	kN	31040.2		24040.2		
Ho	kN	0.0		5512.2		
Mo	kN.m	0.0		47165.3		
原点変位						
x	mm	0.00		5.62		
z	mm	4.62		3.58		
	rad	0.00000000		0.00122536		
f, a	mm	0.00	15.00	5.62	15.00	
鉛直反力						
PNmax, Ra	kN	2069.35	2318.00	3248.38	3527.00	
PNmin, Pa	kN	2069.35	-914.00	-43.02	-1581.00	
水平反力						
PH	kN	0.00		367.48		
杭作用モーメント						
杭頭 Mt	kN.m	0.00		-147.04		
地中部 Mm	kN.m	0.00		605.53		
杭体応力度						
第1断面	c, ca	N/mm ²	1.66	8.00	7.31	12.00
	s, sa	N/mm ²	-24.89	-200.00	253.76	300.00
	, a1	N/mm ²	0.000	0.519	0.369	0.395
	a2	N/mm ²		1.700		2.550
	Awreq, Aw	cm ²	0.000	3.972	0.000	3.972
判定		OK		OK		

杭種：場所打ち杭工法 場所打ち杭

杭径： = 1200.0 (mm)

杭長：L = 15.00 (m)

杭体応力度の計算条件

かぶり：150.0 (mm)

第1断面：D22 - 20本 = 77.420 (cm²)

(2)橋軸直角方向

荷重ケースNo. 略称		1 常時		2 地震時		
原点作用力						
Vo	kN	31040.2		24040.2		
Ho	kN	0.0		5512.2		
Mo	kN.m	0.0		49705.3		
原点変位						
x	mm	0.00		3.91		
z	mm	4.62		3.58		
	rad	0.00000000		0.00048201		
f, a	mm	0.00	15.00	3.91	15.00	
鉛直反力						
PNmax, Ra	kN	2069.35	2318.00	2897.38	3527.00	
PNmin, Pa	kN	2069.35	-914.00	307.98	-1581.00	
水平反力						
PH	kN	0.00		367.48		
杭作用モーメント						
杭頭 Mt	kN.m	0.00		-570.41		
地中部 Mm	kN.m	0.00		605.53		
杭体応力度						
第1断面	c, ca	N/mm ²	1.66	8.00	7.06	12.00
	s, sa	N/mm ²	-24.89	-200.00	200.16	300.00
	, a1	N/mm ²	0.000	0.519	0.369	0.427
	a2	N/mm ²		1.700		2.550
Awreq, Aw	cm ²	0.000	3.972	0.000	3.972	
判定		OK		OK		

杭種：場所打ち杭工法 場所打ち杭

杭径： = 1200.0 (mm)

杭長：L = 15.00 (m)

杭体応力度の計算条件

かぶり：150.0 (mm)

第1断面：D22 - 20本 = 77.420 (cm²)

5章 予備計算

5.1 水平方向地盤反力係数

杭外径	D =	1.2000	(m)
杭体ヤング係数	E =	2.50 × 10 ⁷	(kN/m ²)
杭体断面二次モーメント	I =	0.101787619	(m ⁴)
杭の特性値(換算載荷幅算出)	常時	= 0.203340	(m ⁻¹)
	地震時	= 0.203340	(m ⁻¹)
水平抵抗に関する	常時 1/	= 4.9179	(m)
地盤の深さ	地震時 1/	= 4.9179	(m)

$$\frac{1}{\beta} \text{の範囲の平均 } \alpha \cdot E_o = \frac{\sum (\alpha \cdot E_{oi} \cdot L_i)}{1/\beta} = 20883.1 \text{ (kN/m}^2\text{) (常時)}$$

$$= 20883.1 \text{ (kN/m}^2\text{) (地震時)}$$

$$\text{杭の換算載荷幅 } BH = \sqrt{\frac{D}{\beta}} = 2.4293 \text{ (m) (常時)}$$

$$= 2.4293 \text{ (m) (地震時)}$$

$$kH_o = \frac{1}{0.3} \cdot \alpha \cdot E_o = 69610.2 \text{ (kN/m}^3\text{) (常時)}$$

$$= 69610.2 \text{ (kN/m}^3\text{) (地震時)}$$

$$kH = kH_o \cdot \left(\frac{BH}{0.3}\right)^{\frac{3}{4}}$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{kH \cdot D}{4 \cdot E \cdot I}} = 0.203340 \text{ (m}^{-1}\text{) (常時), } 0.203340 \text{ (m}^{-1}\text{) (地震時)}$$

地震時BH算出時の $\alpha \cdot E_o$ の取扱い：常時

層No	層厚(m)		$\alpha \cdot E_o$ (kN/m ²)		kH (kN/m ³)	
	常時	地震時	常時	地震時	常時	地震時
2	2.500	2.500	14000	28000	9722	19443
3	4.000	4.000	28000	56000	19443	38887
4	3.500	3.500	14000	28000	9722	19443
5	3.500	3.500	42000	84000	29165	58330
6	1.500	1.500	140000	280000	97216	194433

5.2 杭軸方向鉛直バネ定数

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

杭種：場所打ち杭

工法：場所打ち杭工法

$$a = 0.031 \cdot (L / D) - 0.15 = 0.2375$$

Ap : 杭の純断面積 = 1.13097 (m²)

Ep : 杭体のヤング係数 = 2.50 × 10⁷ (kN/m²)

L : 杭長 = 15.000 (m)

D : 杭径 = 1.2000 (m)

$$K_v = 447677 \text{ (kN/m)}$$

5.3 最大周面摩擦力度

杭周面に働く最大周面摩擦力度を以下に示す。

1) 最大周面摩擦力度の推定方法

	砂質土	粘性土
場所打ち杭工法	5N (200)	10N (150)

Nは各層のN値を示す。

N値が2以下となる軟弱層の最大周面摩擦力度は0とする。

2) 最大周面摩擦力度

層 No	標高 (m)	層厚 (m)	土質	平均 N値	粘着力c (kN/m ²)	f i (kN/m ²)
1	3.000 0.000	3.000	砂質	0.0	0.0	0.0
2	0.000 -2.500	2.500	粘性	5.0	30.0	50.0
3	-2.500 -6.500	4.000	砂質	10.0	0.0	50.0
4	-6.500 -10.000	3.500	粘性	5.0	30.0	50.0
5	-10.000 -13.500	3.500	砂質	15.0	0.0	75.0
6	-13.500 -15.500	2.000	砂質	50.0	0.0	200.0

現地盤面から全層の最大周面摩擦力度を示す。

5.4 許容支持力・引抜力の計算

1) 杭の諸元

- 杭種 : 場所打ち杭 1200.0 (mm)
- 工法 : 場所打ち杭
- 設計杭長 : L = 15.000 (m)
- 突出杭長 : Lo = 0.000 (m) (現地盤面から上を示す)
- 杭の種類 : 支持杭

2) 許容支持力の計算

$$R_a = \frac{\gamma}{n} \cdot (R_u - W_s) + W_s - W$$

$$R_u = q_d \cdot A_p + U \cdot (L_i \cdot f_i) \quad (\text{常時}), (\text{地震時(液無)})$$

$$R_u = q_d \cdot A_p + U \cdot (L_i \cdot f_i \cdot DE_i) \quad (\text{地震時(液有)})$$

R_a : 杭頭における杭の軸方向許容押し込み支持力 (kN)

n : 安全率 3.0 (常時)

2.0 (地震時)

: 安全率の補正係数 = 1.0

R_u : 地盤から決まる杭の極限支持力 (kN)

q_d : 杭先端で支持する単位面積当りの極限支持力度 (kN/m²)

$$q_d = 3000 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

A_p : 杭先端面積 (m²)

$$A_p = \frac{\pi}{4} \cdot 1.2000^2 = 1.131 \text{ (m}^2\text{)}$$

U : 杭の周長(m)

$$U = \pi \cdot 1.2000 = 3.770 \text{ (m)}$$

L_i : 層厚(m)

f_i : 層の最大周面摩擦力度(kN/m²)

DE_i : 土質定数の低減係数 (地震時のみ)

W_s : 杭で置き換えられる部分の土の有効重量(kN)

$$W_s = A_p \cdot (i \cdot L_i)$$

i : 土の有効単位重量(kN/m³)

周面摩擦力および杭で置き換えられる部分の土の有効重量

・常時

層No	土質	平均N値	粘着力 (kN/m ²)	層厚 Li (m)	i (kN/m ³)	Ws (kN)	fi (kN/m ²)	Li · fi (kN/m)
2	粘性	5.0	30.0	2.500	8.00	22.6	50.0	125.0
3	砂質	10.0	0.0	4.000	8.00	36.2	50.0	200.0
4	粘性	5.0	30.0	3.500	8.00	31.7	50.0	175.0
5	砂質	15.0	0.0	3.500	10.00	39.6	75.0	262.5
6	砂質	50.0	0.0	1.500	10.00	17.0	200.0	300.0
計				15.000		147.0		1062.5

・地震時(液無)

層No	土質	平均N値	粘着力 (kN/m ²)	層厚 Li (m)	i (kN/m ³)	Ws (kN)	fi (kN/m ²)	Li · fi (kN/m)
2	粘性	5.0	30.0	2.500	8.00	22.6	50.0	125.0

層 No	土質	平均 N値	粘着力 (kN/m ²)	層厚 Li (m)	i (kN/m ³)	Ws (kN)	fi (kN/m ²)	Li · fi (kN/m)
3	砂質	10.0	0.0	4.000	8.00	36.2	50.0	200.0
4	粘性	5.0	30.0	3.500	8.00	31.7	50.0	175.0
5	砂質	15.0	0.0	3.500	10.00	39.6	75.0	262.5
6	砂質	50.0	0.0	1.500	10.00	17.0	200.0	300.0
計				15.000		147.0		1062.5

地盤から決まる極限支持力

常 時

$$Ru = qd \cdot Ap + U \cdot (Li \cdot fi)$$

$$= 3000 \cdot 1.131 + 3.770 \cdot 1062.5 = 7398 \text{ (kN)}$$

地震時(液無)

$$Ru = qd \cdot Ap + U \cdot (Li \cdot fi)$$

$$= 3000 \cdot 1.131 + 3.770 \cdot 1062.5 = 7398 \text{ (kN)}$$

W : 杭の有効重量(kN) ()内は地震時を示す。

$$W = (W'' \cdot L + Wo \cdot Lo) = 246.0(246.0) \text{ (kN)}$$

上杭

W'' : 水中部単位長重量 (kN/m) = 16.40

L : 水中部杭長 (m) = 15.000(15.000)

Wo : 水位上部単位長重量(kN/m) = 27.71

Lo : 水位上部杭長 (m) = 0.000(0.000)

許容支持力

常 時 $Ra = \frac{1.0}{3.0} \cdot (7398 - 147.0) + 147.0 - 246.0 = 2318 \text{ (kN)}$

地震時(液無) $Ra = \frac{1.0}{2.0} \cdot (7398 - 147.0) + 147.0 - 246.0 = 3527 \text{ (kN)}$

3)許容引抜力の計算

$$Pa = \frac{1}{n} \cdot Pu + W$$

$Pu = U \cdot (Li \cdot fi)$ (常 時), (地震時(液無))

$Pu = U \cdot (Li \cdot fi \cdot DEi)$ (地震時(液有))

Pa : 杭頭における杭の軸方向許容引抜力 (kN)

n : 安全率 6.0 (常 時)

3.0 (地震時)

Pu : 地盤から決まる杭の極限引抜力 (kN)

$Pu = 3.770 \cdot 1062.5 = 4006 \text{ (kN)}$ (常 時)

$Pu = 3.770 \cdot 1062.5 = 4006 \text{ (kN)}$ (地震時(液無))

W : 杭の有効重量 246.0 (kN) (常 時)

246.0 (kN) (地震時)

許容引抜力

$$\text{常 時} \quad P_a = \frac{1}{6.0} \cdot 4006 + 246.0 = 914 \text{ (kN)}$$

$$\text{地震時(液無)} \quad P_a = \frac{1}{3.0} \cdot 4006 + 246.0 = 1581 \text{ (kN)}$$

4)計算結果一覽

(kN/本)		
許容支持力	常 時	2318
	地震時(液無)	3527
許容引抜力	常 時	914
	地震時(液無)	1581

5.5 作用力計算

(1)設計条件

1)設計水平震度

	底版	上載土
橋軸方向	0.25	0.00
橋軸直角方向	0.25	0.00

慣性力を考慮する上載土の高さ：底版天端から 0.00 (m)

2)使用材料の単位重量

(単位：kN/m³)

底版	c	24.5
上載土(湿潤)	t	18.0
上載土(飽和)	sat	19.0
水	w	10.00

3)柱形状寸法

柱本数 2

柱形状 矩形

柱断面寸法

柱番号	1	2
a (m)	2.000	2.000
b (m)	2.700	2.700

a：橋軸直角方向，b：橋軸方向

4)底版形状寸法および上載土厚

(単位：m)

	橋軸直角方向	橋軸方向
上面寸法	B1 = 0.000 B2 = 14.400 B3 = 0.000	L1 = 0.000 L2 = 8.400 L3 = 0.000
下面寸法	Lx = 14.400	Ly = 8.400
天端偏心量	ex = 0.000	ey = 0.000
高さ寸法	H1 = 0.500 (上載土厚) H2 = 0.000 H3 = 2.500	

5)柱位置

(単位：m)

	Y	X1	X2
底版上面図心位置からの離れ	0.000	-4.500	4.500
底版下面図心位置からの離れ	0.000	-4.500	4.500

図心を原点とした座標値

6)水位

水位は底版下面からの高さを示す。

橋軸方向

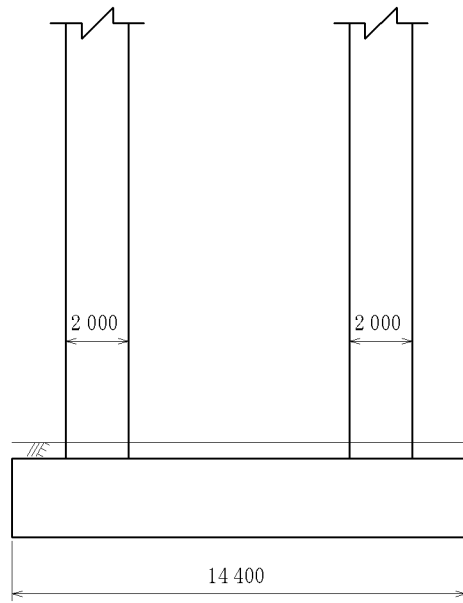
case	荷重名称	水位 (m)
1	常時	0.000
2	地震時	0.000

橋軸直角方向

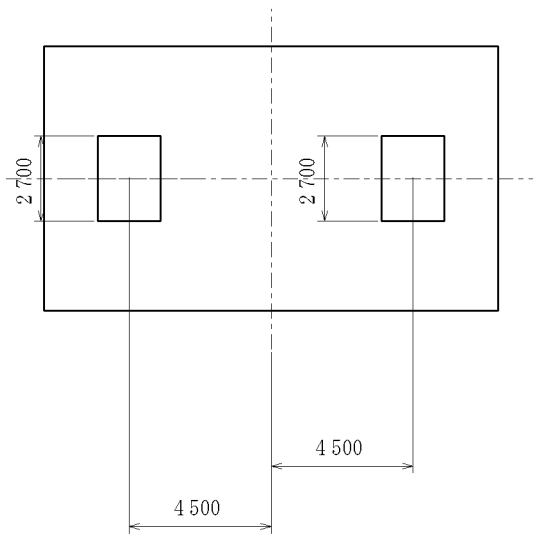
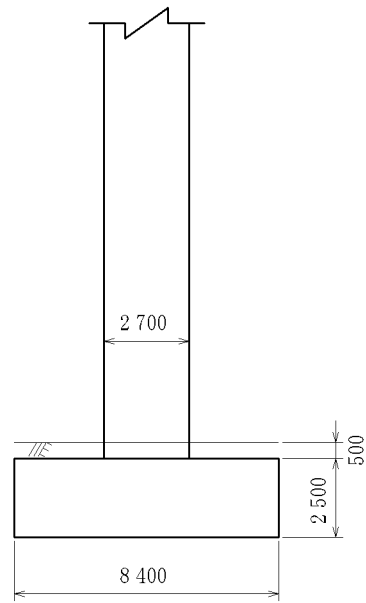
case	荷重名称	水位 (m)
1	常時	0.000
2	地震時	0.000

(2)形状寸法図

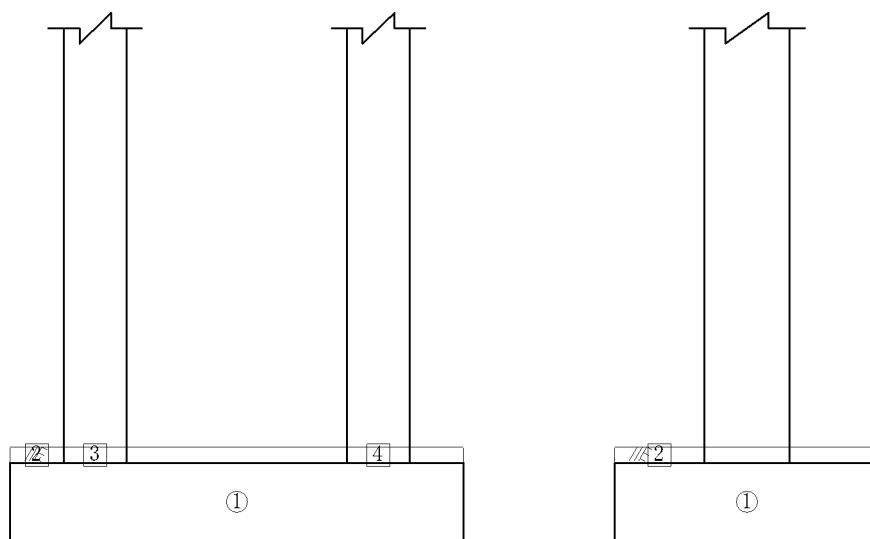
橋軸直角方向



橋軸方向



(3)自重および上載土重量

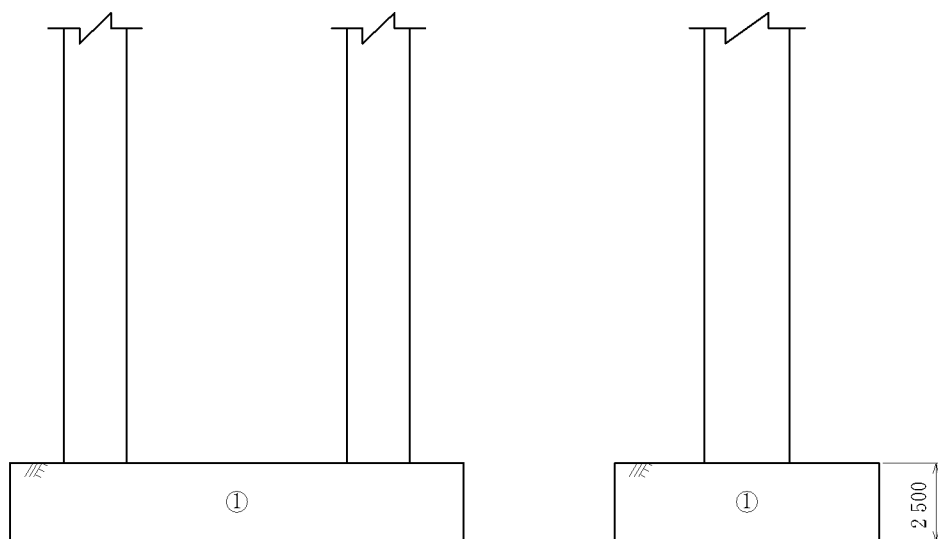


計算式

1) $14.400 \cdot 8.400 \cdot 2.500 \cdot 24.5$	= 7408.8 (kN)
2) $14.400 \cdot 8.400 \cdot 0.500 \cdot 18.0$	= 1088.6 (kN)
3) $- 2.000 \cdot 2.700 \cdot 0.500 \cdot 18.0$	= -48.6 (kN)
4) $- 2.000 \cdot 2.700 \cdot 0.500 \cdot 18.0$	= -48.6 (kN)

	V (kN)	x (m)	V · x (kN.m)	y (m)	V · y (kN.m)
1	7408.8	0.000	0.0	0.000	0.0
2	1088.6	0.000	0.0	0.000	0.0
3	-48.6	-4.500	218.7	0.000	0.0
4	-48.6	4.500	-218.7	0.000	0.0
計	8400.2		0.0		0.0

(4)慣性力



	V (kN)	z (m)	橋軸方向			橋軸直角方向		
			kh	H (kN)	H · z (kN.m)	kh	H (kN)	H · z (kN.m)
1	7408.8	1.250	0.25	1852.2	2315.2	0.25	1852.2	2315.2
計				1852.2	2315.2		1852.2	2315.2

(5)柱下端作用力

橋軸方向

z = 2.500 (m)

case	柱	V (kN)	H (kN)	y (m)	M (kN.m)	V · y (kN.m)	H · z (kN.m)
1	1	11320.0	0.0	0.000	0.0	0.0	0.0
	2	11320.0	0.0	0.000	0.0	0.0	0.0
	計	22640.0	0.0			M =	0.0
2	1	7820.0	1830.0	0.000	17850.0	0.0	4575.0
	2	7820.0	1830.0	0.000	17850.0	0.0	4575.0
	計	15640.0	3660.0			M =	44850.0

橋軸直角方向

z = 2.500 (m)

case	柱	V (kN)	H (kN)	x (m)	M (kN.m)	V · x (kN.m)	H · z (kN.m)
1	1	11320.0	190.0	-4.500	1340.0	-50940.0	475.0
	2	11320.0	-190.0	4.500	-1340.0	50940.0	-475.0
	計	22640.0	0.0			M =	0.0
2	1	5540.0	2050.0	-4.500	10280.0	-24930.0	5125.0
	2	10100.0	1610.0	4.500	7440.0	45450.0	4025.0
	計	15640.0	3660.0			M =	47390.0

(6)底版下面中心における作用力

橋軸方向

case	項 目	Vo (kN)	Ho (kN)	Mo (kN.m)
1	自重及び上載土	8400.2	————	0.0
	浮力 (0.000)	0.0	————	0.0
	慣性力	————	0.0	0.0
	柱下端作用力	22640.0	0.0	0.0
	合 計	31040.2	0.0	0.0
2	自重及び上載土	8400.2	————	0.0
	浮力 (0.000)	0.0	————	0.0
	慣性力	————	1852.2	2315.2
	柱下端作用力	15640.0	3660.0	44850.0
	合 計	24040.2	5512.2	47165.3

橋軸直角方向

case	項 目	Vo (kN)	Ho (kN)	Mo (kN.m)
1	自重及び上載土	8400.2	————	0.0
	浮力 (0.000)	0.0	————	0.0
	慣性力	————	0.0	0.0
	柱下端作用力	22640.0	0.0	0.0
	合 計	31040.2	0.0	0.0
2	自重及び上載土	8400.2	————	0.0
	浮力 (0.000)	0.0	————	0.0
	慣性力	————	1852.2	2315.2
	柱下端作用力	15640.0	3660.0	47390.0
	合 計	24040.2	5512.2	49705.3

(7)作用力一覽

橋軸方向

case	荷重名称	Vo (kN)	Ho (kN)	Mo (kN.m)
1	常時	31040.2	0.0	0.0
2	地震時	24040.2	5512.2	47165.3

橋軸直角方向

case	荷重名称	Vo (kN)	Ho (kN)	Mo (kN.m)
1	常時	31040.2	0.0	0.0
2	地震時	24040.2	5512.2	49705.3

6章 杭頭結合計算

6.1 設計条件

1) 杭頭結合方法および諸元

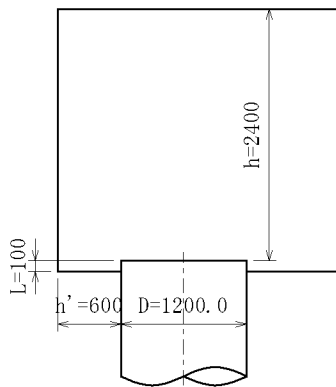
結合方法：方法B

杭種：場所打ち杭

杭径： = 1200.0 (mm)

材料：フーチングコンクリート設計基準強度 $ck = 24.00$ (N/mm²)
補強鉄筋材質 SD345

2) 杭頭部形状図



3) 杭頭作用力

橋軸方向

case	荷重名略称	割増係数	鉛直反力(kN)		水平反力(kN)		モーメント(kN.m)		
			PNmax	PNmin	PHmax	水平端部	1:杭頭	2:地中部	SW
1	常時	1.00	2069.3	2069.3	0.0	0.0	0.0	0.0	1
2	地震時	1.50	3248.4	-43.0	367.5	367.5	147.0	605.5	1

SWは下記算出に用いるモーメント（1:杭頭，2:地中部）を示す

・仮想鉄筋コンクリート断面の応力度

橋軸直角方向

case	荷重名略称	割増係数	鉛直反力(kN)		水平反力(kN)		モーメント(kN.m)		
			PNmax	PNmin	PHmax	水平端部	1:杭頭	2:地中部	SW
1	常時	1.00	2069.3	2069.3	0.0	0.0	0.0	0.0	1
2	地震時	1.50	2897.4	308.0	367.5	367.5	570.4	605.5	1

SWは下記算出に用いるモーメント（1:杭頭，2:地中部）を示す

・仮想鉄筋コンクリート断面の応力度

6.2 杭頭とフーチング結合部の応力度照査

(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

$$\sigma_{cv} = \frac{PN_{max}}{(\pi/4) \cdot D^2} \leq \sigma_{cva}$$

PN_{max} : 軸方向最大押込み力 (N)

D : 杭外径 = 1200.0 (mm)

橋軸方向

case	荷重名略称	PN _{max} (kN)	cv (N/mm ²)	cva (N/mm ²)	判定
1	常時	2069.3	1.83	7.20	OK
2	地震時	3248.4	2.87	10.80	OK

橋軸直角方向

case	荷重名略称	PN _{max} (kN)	cv (N/mm ²)	cva (N/mm ²)	判定
1	常時	2069.3	1.83	7.20	OK
2	地震時	2897.4	2.56	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

$$\tau_v = \frac{PN_{max}}{\pi \cdot (D+h) \cdot h} \leq \tau_a$$

h : 垂直方向の押抜きせん断に抵抗するフーチングの有効厚さ = 2400 (mm)

橋軸方向

case	荷重名略称	PN _{max} (kN)	v (N/mm ²)	a (N/mm ²)	判定
1	常時	2069.3	0.076	0.900	OK
2	地震時	3248.4	0.120	0.900	OK

橋軸直角方向

case	荷重名略称	PN _{max} (kN)	v (N/mm ²)	a (N/mm ²)	判定
1	常時	2069.3	0.076	0.900	OK
2	地震時	2897.4	0.107	0.900	OK

(2) 水平力および曲げモーメントに対する照査

1) フーチングコンクリートの水平支圧応力度

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

PH_{max} : 軸直角方向力 (N)

L : 杭の埋込み長 = 100 (mm)

橋軸方向

case	荷重名略称	PHmax (kN)	ch (N/mm ²)	cha (N/mm ²)	判定
1	常時	0.0	0.00	7.20	OK
2	地震時	367.5	3.06	10.80	OK

橋軸直角方向

case	荷重名略称	PHmax (kN)	ch (N/mm ²)	cha (N/mm ²)	判定
1	常時	0.0	0.00	7.20	OK
2	地震時	367.5	3.06	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

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

PH : 水平端部杭の軸直角方向力 (N)

h' : 水平方向の押抜きせん断力に抵抗するフーチングの有効厚さ = 600 (mm)

橋軸方向

case	荷重名略称	PH (kN)	h (N/mm ²)	a (N/mm ²)	判定
1	常時	0.0	0.000	0.900	OK
2	地震時	367.5	0.236	0.900	OK

橋軸直角方向

case	荷重名略称	PH (kN)	h (N/mm ²)	a (N/mm ²)	判定
1	常時	0.0	0.000	0.900	OK
2	地震時	367.5	0.236	0.900	OK

6.3 仮想鉄筋コンクリート断面照査

1) 断面

杭外径 $D = 1200.00$ (mm)
 仮想RC断面直径 $D_o = 1400.00$ (mm)
 内径 $R_o = 0.00$ (mm)

2) 鉄筋

段	鉄筋	かぶり (mm)	As (cm ²)
1	D22 - 20 (@ 141)	250	77.42
As = 77.42 (cm ²)			

3) 仮想鉄筋コンクリート断面の照査

橋軸方向

No	荷重名称略称	軸力	断面力		中立軸 X (cm)	応力度 (N/mm ²)		許容値 (N/mm ²)		判定
			M (kN.m)	N (kN)		c	s	ca	sa	
1	常時	Nmax	0.0	2069.3	0.00	1.25	-18.75	8.00	-200.00	OK
		Nmin		2069.3	0.00	1.25	-18.75		-200.00	
2	地震時	Nmax	147.0	3248.4	337.41	2.48	-34.39	12.00	-300.00	OK
		Nmin		-43.0	32.06	1.50	58.15		300.00	

橋軸直角方向

No	荷重名称略称	軸力	断面力		中立軸 X (cm)	応力度 (N/mm ²)		許容値 (N/mm ²)		判定
			M (kN.m)	N (kN)		c	s	ca	sa	
1	常時	Nmax	0.0	2069.3	0.00	1.25	-18.75	8.00	-200.00	OK
		Nmin		2069.3	0.00	1.25	-18.75		-200.00	
2	地震時	Nmax	570.4	2897.4	131.08	3.75	-45.53	12.00	-300.00	OK
		Nmin		308.0	39.63	5.26	150.12		300.00	

4) 必要鉄筋量の照査

鉄筋量 $A_s = 77.42$ (cm²) 必要鉄筋量 $A_{sr} = 34.36$ (cm²) OK

6.4 杭頭補強鉄筋の定着長

$$L = L_o + 10 \cdot d$$

$$L_o = \frac{\sigma_{sa} \cdot A_{st}}{\tau_{oa} \cdot u}$$

- L : 埋込み長 (mm)
 L_o : 鉄筋の定着長 (mm)
 σ_{sa} : 鉄筋の許容引張応力度 = 200.00 (N/mm²)
 τ_{oa} : 許容付着応力度 = 1.600 (N/mm²)
 A_{st} : 杭頭補強鉄筋: 断面積 (mm²)
 u : " : 周長 (mm)
 d : " : 径 (mm)

段	d (mm)	u (mm)	A _{st} (mm ²)	L _o (mm)	L (mm)
1	22	70	387.1	691	911

フーチング下面主鉄筋中心位置よりLを確保する。

7章 底版許容応力度法照査

7.1 設計条件

コンクリートの設計基準強度	$ck = 24.00 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
コンクリートの許容曲げ圧縮応力度	$ca = 8.00 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
コンクリートの許容せん断応力度	$a1 = 0.23 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
コンクリートの許容せん断応力度 (斜引張鉄筋と共同)	$a2 = 1.7 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
コンクリートの平均せん断応力度	$c = 0.35 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
コンクリートのヤング係数	$Ec = 2.50 \times 10^4 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
主鉄筋の降伏点	$sy = 345.00 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
主鉄筋の許容引張応力度	$sa = 180.00 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
主鉄筋の地震時の許容引張応力度の基本値	$sa = 200.00 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
斜引張鉄筋の降伏点	$sy = 345.00 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
斜引張鉄筋の許容引張応力度	$sa = 180.00 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
斜引張鉄筋の地震時の許容引張応力度の基本値	$sa = 200.00 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
主鉄筋	

		橋軸方向		
		かぶり (cm)	鉄筋径	ピッチ (mm)
上側	1段目	11.0	D25	250
下側	1段目	20.0	D25	125

		橋軸直角方向					
		張出部			柱1～柱2		
		かぶり (cm)	鉄筋径	ピッチ (mm)	かぶり (cm)	鉄筋径	ピッチ (mm)
上側	1段目	11.0	D29	250	10.0	D32	125
	2段目	—	—	—	20.0	D32	125
下側	1段目	20.0	D22	125	10.0	D25	125
	2段目	—	—	—	20.0	D25	125

主鉄筋の配置条件

	側面かぶり (cm)	最小ピッチ (mm)	配筋パターン
橋軸方向	10.0	100	両端で調整する
橋軸直角方向	10.0	100	両端で調整する

スターラップ

	鉄筋径	幅1(m)当たりの鉄筋本数	間隔 (cm)
橋軸方向	D16	2.000	25.0
橋軸直角方向	D19	2.000	25.0

照査条件

鉄筋の取扱い	: 単鉄筋
柱前面の設計曲げモーメント	: 柱前面の曲げモーメントを用いる
柱間のせん断照査	: する (せん断スパン = 柱間の1/2とする)
照査断面の外側に杭が存在しない	: 存在しない場合はせん断照査は行わない
せん断スパンの上限値	: 考慮しない
照査断面上の集中荷重	: 考慮 / 無視でより厳しい方を設計せん断力とする

検討ケース

橋軸方向

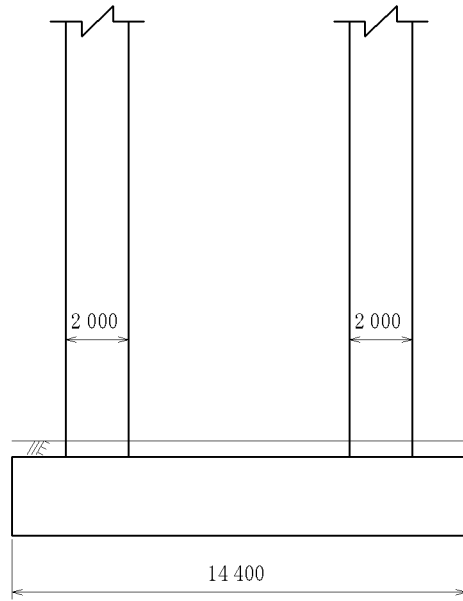
case	荷重ケース名
1	常時
2	地震時

橋軸直角方向

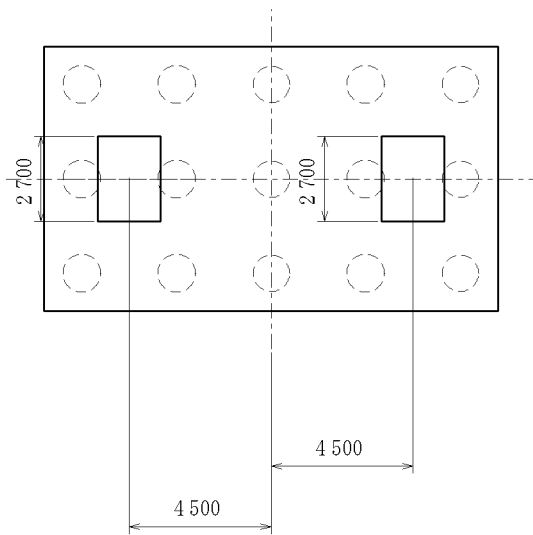
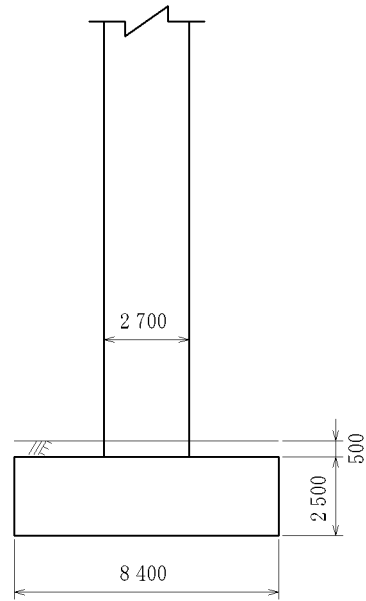
case	荷重ケース名
1	常時
2	地震時

7.2 形状寸法図

橋軸直角方向

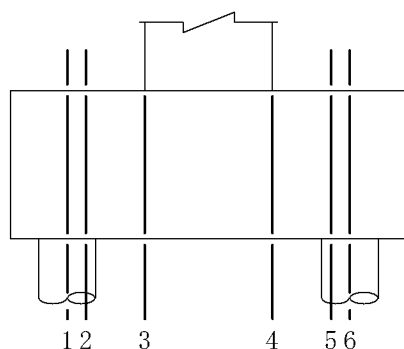


橋軸方向



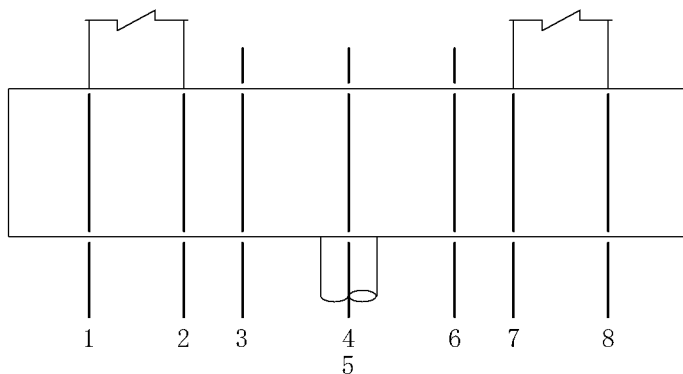
7.3 照査位置

橋軸方向



No	照査位置	: 照査対象
1	杭中心位置	: せん断照査
2	h / 2	: せん断照査
3	柱前面	: 曲げ照査
4	柱前面	: 曲げ照査
5	h / 2	: せん断照査
6	杭中心位置	: せん断照査

橋軸直角方向



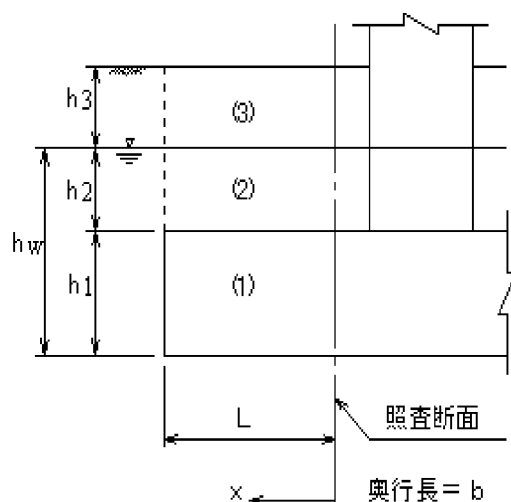
No	照査位置	: 照査対象
1	柱前面	: 曲げ照査
2	柱前面	: 曲げ照査
3	h / 2	: せん断照査
4	柱間最大最小M	: 曲げ照査
5	杭中心位置	: せん断照査
6	h / 2	: せん断照査

No	照査位置	: 照査対象
7	柱前面	: 曲げ照査
8	柱前面	: 曲げ照査

7.4 断面力算出

(1) 橋軸方向

a) フーチング自重および上載土重量



(1) フーチング

$$W1 = L \cdot h1 \cdot b \cdot c$$

$$x1 = L / 2$$

(2) 水位より下の上載土

$$W2 = L \cdot h2 \cdot b \cdot sat$$

$$x2 = L / 2$$

(3) 水位より上の上載土

$$W3 = L \cdot h3 \cdot b \cdot t$$

$$x3 = L / 2$$

(4) 浮力

$$W4 = -L \cdot hw' \cdot b \cdot w$$

$$x4 = L / 2$$

ここに、b : 奥行き長 = 14.400(m)

h1 : フーチング厚 = 2.500(m)

c : フーチング単位重量 = 24.50(kN/m³)

sat : 上載土の飽和重量 = 19.00(kN/m³)

t : 上載土の湿潤重量 = 18.00(kN/m³)

hw' : (h1 + h2) と hw のうち小さい方の値(m)

w : 水の単位重量 = 10.00(kN/m³)

1) 照査位置 : L = 1.200(m) (杭中心)

$$W1 = 1058.40(\text{kN})$$

$$x1 = x2 = x3 = x4 = 0.600(\text{m})$$

case	h2 (m)	h3 (m)	hw (m)	W2 (kN)	W3 (kN)	W4 (kN)	W (kN)	(W · x) (kN · m)
1	0.000	0.500	0.000	0.00	155.52	0.00	1213.92	728.35
2	0.000	0.500	0.000	0.00	155.52	0.00	1213.92	728.35

2) 照査位置 : L = 1.600(m) (h / 2)

$$W1 = 1411.20(\text{kN})$$

$$x1 = x2 = x3 = x4 = 0.800(\text{m})$$

case	h2 (m)	h3 (m)	hw (m)	W2 (kN)	W3 (kN)	W4 (kN)	W (kN)	(W · x) (kN · m)
1	0.000	0.500	0.000	0.00	207.36	0.00	1618.56	1294.85
2	0.000	0.500	0.000	0.00	207.36	0.00	1618.56	1294.85

3) 照査位置 : L = 2.850(m) (柱前面)

$$W1 = 2513.70(\text{kN})$$

$$x1 = x2 = x3 = x4 = 1.425(\text{m})$$

case	h2 (m)	h3 (m)	hw (m)	W2 (kN)	W3 (kN)	W4 (kN)	W (kN)	(W · x) (kN · m)
1	0.000	0.500	0.000	0.00	369.36	0.00	2883.06	4108.36
2	0.000	0.500	0.000	0.00	369.36	0.00	2883.06	4108.36

4) 照査位置 : L = 5.550(m) (柱前面)

$$W1 = 2513.70(\text{kN})$$

$$x1 = x2 = x3 = x4 = 1.425(\text{m})$$

case	h2 (m)	h3 (m)	hw (m)	W2 (kN)	W3 (kN)	W4 (kN)	W (kN)	(W · x) (kN · m)
1	0.000	0.500	0.000	0.00	369.36	0.00	2883.06	4108.36
2	0.000	0.500	0.000	0.00	369.36	0.00	2883.06	4108.36

5) 照査位置 : L = 6.800(m) (h / 2)

$$W1 = 1411.20(\text{kN})$$

$$x1 = x2 = x3 = x4 = 0.800(\text{m})$$

case	h2 (m)	h3 (m)	hw (m)	W2 (kN)	W3 (kN)	W4 (kN)	W (kN)	(W · x) (kN · m)
1	0.000	0.500	0.000	0.00	207.36	0.00	1618.56	1294.85
2	0.000	0.500	0.000	0.00	207.36	0.00	1618.56	1294.85

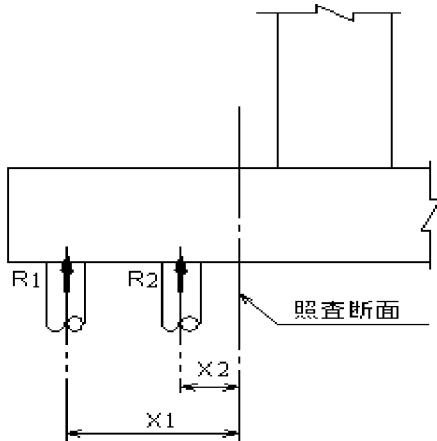
6) 照査位置 : L = 7.200(m) (杭中心)

W1 = 1058.40(kN)

x1 = x2 = x3 = x4 = 0.600(m)

case	h2 (m)	h3 (m)	hw (m)	W2 (kN)	W3 (kN)	W4 (kN)	W (kN)	(W · x) (kN · m)
1	0.000	0.500	0.000	0.00	155.52	0.00	1213.92	728.35
2	0.000	0.500	0.000	0.00	155.52	0.00	1213.92	728.35

b) 杭反力



$$Sp = (Vi)$$

$$Mp = (Vi \cdot xi)$$

ここに、Sp : 照査位置における杭鉛直反力によるせん断力(kN)

Mp : 照査位置における杭鉛直反力による曲げモーメント(kN · m)

Vi : i番目の杭の鉛直反力(kN)

xi : i番目の杭中心から照査位置までの距離(m)

1) 照査位置 : L = 1.200(m) (杭中心)

x = 0.000(m)

case	Sp(kN)	Mp(kN · m)
1	10346.73	0.00
2	-215.10	0.00

2) 照査位置 : L = 1.600(m) (h / 2)

x = 0.400(m)

case	Sp(kN)	Mp(kN · m)
1	10346.73	4138.69
2	-215.10	-86.04

3) 照査位置 : L = 2.850(m) (柱前面)

x = 1.650(m)

case	Sp(kN)	Mp(kN.m)
1	10346.73	17072.11
2	-215.10	-354.91

4) 照査位置 : L = 5.550(m) (柱前面)

x = 1.650(m)

case	Sp(kN)	Mp(kN.m)
1	10346.73	17072.11
2	16241.90	26799.13

5) 照査位置 : L = 6.800(m) (h / 2)

x = 0.400(m)

case	Sp(kN)	Mp(kN.m)
1	10346.73	4138.69
2	16241.90	6496.76

6) 照査位置 : L = 7.200(m) (杭中心)

x = 0.000(m)

case	Sp(kN)	Mp(kN.m)
1	10346.73	0.00
2	16241.90	0.00

c)集計

$$S = Sp - W$$

$$M = Mp - (W \cdot x)$$

ただし、杭中心位置でのせん断力は、杭鉛直反力を含んだ場合と含まない場合とで絶対値の大きい方とする。

1) 照査位置 : L = 1.200(m) (杭中心)

case	Sp(kN)	Mp(kN.m)	W(kN)	Wx(kN.m)	S(kN)	M(kN.m)
1	10346.73	0.00	1213.92	728.35	9132.81	-728.35
2	-215.10	0.00	1213.92	728.35	-1429.02	-728.35

2) 照査位置 : L = 1.600(m) (h / 2)

case	Sp(kN)	Mp(kN.m)	W(kN)	Wx(kN.m)	S(kN)	M(kN.m)
1	10346.73	4138.69	1618.56	1294.85	8728.17	2843.85
2	-215.10	-86.04	1618.56	1294.85	-1833.66	-1380.89

3) 照査位置 : L = 2.850(m) (柱前面)

case	Sp (kN)	Mp (kN.m)	W (kN)	Wx (kN.m)	S (kN)	M (kN.m)
1	10346.73	17072.11	2883.06	4108.36	7463.67	12963.75
2	-215.10	-354.91	2883.06	4108.36	-3098.16	-4463.27

4) 照査位置 : L = 5.550(m) (柱前面)

case	Sp (kN)	Mp (kN.m)	W (kN)	Wx (kN.m)	S (kN)	M (kN.m)
1	10346.73	17072.11	2883.06	4108.36	7463.67	12963.75
2	16241.90	26799.13	2883.06	4108.36	13358.84	22690.77

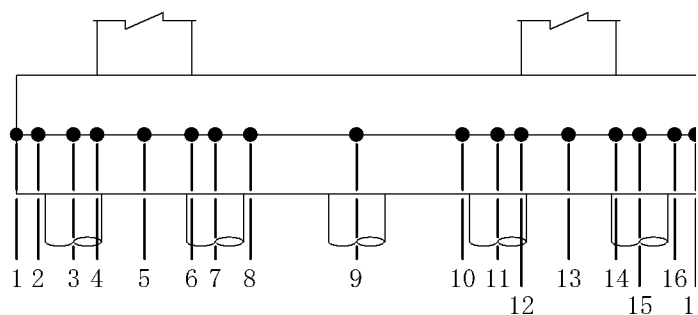
5) 照査位置 : L = 6.800(m) (h/2)

case	Sp (kN)	Mp (kN.m)	W (kN)	Wx (kN.m)	S (kN)	M (kN.m)
1	10346.73	4138.69	1618.56	1294.85	8728.17	2843.85
2	16241.90	6496.76	1618.56	1294.85	14623.34	5201.91

6) 照査位置 : L = 7.200(m) (杭中心)

case	Sp (kN)	Mp (kN.m)	W (kN)	Wx (kN.m)	S (kN)	M (kN.m)
1	10346.73	0.00	1213.92	728.35	9132.81	-728.35
2	16241.90	0.00	1213.92	728.35	15027.98	-728.35

(2)橋軸直角方向



上図のように、重心高位置を軸線としたFRAMEモデルにより断面力を算出する。

1) 格点

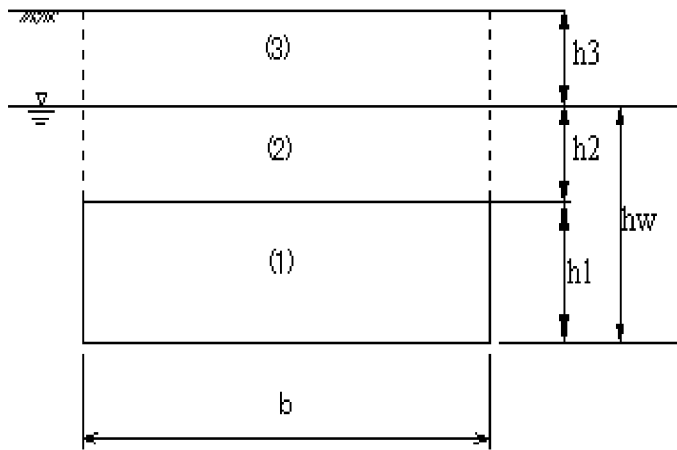
No	x(m)	備考
1	0.000	
2	0.450	h / 2
3	1.200	杭中心
4	1.700	柱前面
5	2.700	柱中心
6	3.700	柱前面
7	4.200	杭中心
8	4.950	h / 2
9	7.200	杭中心
10	9.450	h / 2
11	10.200	杭中心
12	10.700	柱前面
13	11.700	柱中心
14	12.700	柱前面
15	13.200	杭中心
16	13.950	h / 2
17	14.400	

重心高

$$hg = 1.250(m)$$

2)荷重

a)フーチング自重，上載土重量および過載荷重



1)フーチング

$$W1 = b \cdot h1 \cdot c$$

$$= 514.50(\text{kN/m})$$

2)水位より下の上載土

$$w2 = b \cdot h2 \cdot \text{sat}$$

3)水位より上の上載土

$$w3 = b \cdot h3 \cdot t$$

4)浮力

$$w4 = - b \cdot hw' \cdot w$$

5)過載荷重

$$w5 = q \cdot b$$

$$w = w1 + w2 + w3 + w4 + w5$$

6)柱部控除

$$wp = - Ap \cdot \{ h2 \cdot \text{sat} + h3 \cdot t + (hw - hw') \cdot w + q \} / t$$

ただし、 $(hw - hw') \geq 0.0$

ここに、b : 奥行き長 = 8.400(m)

c : フーチング単位重量 =24.50(kN/m³)

sat : 上載土の飽和重量 =19.00(kN/m³)

t : 上載土の湿潤重量 =18.00(kN/m³)

hw' : (h1 + h2)とhwのうち小さい方の値(m)

w : 水の単位重量 =10.00(kN/m³)

q : 過載荷重強度 (kN/m²)

Ap : 柱断面積(m²)

t : 柱幅(m) (円形部は片側D/10減じた値)

柱形状：矩形

* 柱番号は左から右の順とする

	柱1	柱2
柱寸法a(m)	2.000	2.000
柱寸法b(m)	2.700	2.700
Ap(m ²)	5.400	5.400
t (m)	2.000	2.000

case	h2 (m)	h3 (m)	hw (m)	q (kN/m ²)	w2 (kN/m)	w3 (kN/m)	w4 (kN/m)	w5 (kN/m)	w (kN/m)	wp (kN/m)
1	0.000	0.500	0.000	0.00	0.00	75.60	0.00	0.00	590.10	-24.30 -24.30
2	0.000	0.500	0.000	0.00	0.00	75.60	0.00	0.00	590.10	-24.30 -24.30

b) 柱下端作用力

フーチング重心高位置の作用力に換算し、柱中心の格点に集中荷重として載荷する。

$$V = V_p$$

$$M = M_p + H_p \cdot (h - h_g)$$

ここに、V : 鉛直方向集中荷重(kN)

M : モーメント集中荷重(kN.m)

V_p : 柱下端に作用する鉛直力(kN)

M_p : 柱下端に作用するモーメント(kN.m)

H_p : 柱下端に作用する水平力(kN)

h : フーチング厚 = 2.500(m)

h_g : フーチング下面からフーチング重心位置までの高さ = 1.250(m)

case	柱	V _p (kN)	H _p (kN)	M _p (kN.m)	M(kN.m)
1	1	11320.0	190.0	1340.0	1577.5
	2	11320.0	-190.0	-1340.0	-1577.5
2	1	5540.0	2050.0	10280.0	12842.5
	2	10100.0	1610.0	7440.0	9452.5

c) 杭反力

杭頭鉛直反力，杭頭モーメントおよび杭頭水平反力によるモーメントを杭中心の格点に集中荷重として載荷する。

$$V = P_v$$

$$M = M_t - P_H \cdot h_g$$

ここに、V : 鉛直方向集中荷重(kN)

M : モーメント集中荷重(kN.m)

P_v : 杭頭鉛直反力(kN)

M_t : 杭頭モーメント(kN.m)

P_H : 杭頭水平反力(kN)

h_g : フーチング下面からフーチング重心位置までの高さ = 1.250(m)

case	上段 : V(kN) , 下段 : M(kN.m)				
	1列 x= 1.200	2列 x= 4.200	3列 x= 7.200	4列 x=10.200	5列 x=13.200
1	6208.04 0.00	6208.04 0.00	6208.04 0.00	6208.04 0.00	6208.04 0.00
2	923.94 -3089.28	2865.99 -3089.28	4808.04 -3089.28	6750.09 -3089.28	8692.14 -3089.28

3) 断面力

* 柱番号は左から右の順とする

1) 柱前面

case		柱1左側 x = 1.700	柱1右側 x = 3.700	柱2左側 x = 10.700	柱2右側 x = 12.700
1	M(kN.m)	2251.11	1786.83	1786.97	2251.33
	S(kN)	5204.91	-7246.69	7246.73	-5204.87
2	M(kN.m)	2698.38	8710.91	-4902.07	404.09
	S(kN)	-79.19	-6750.79	3542.63	-7688.97

2) 柱間最大・最小曲げモーメント

case	Mmax		Mmin	
	M(kN.m)	x(m)	M(kN.m)	x(m)
1	1786.97	10.700	-8566.83	7.200
2	8710.91	3.700	-9836.43	10.200

3) h / 2点

せん断力

単位(kN)

case	柱1左側	柱1右側 x= 4.950	柱2左側 x= 9.450	柱2右側
1	————	-1776.28	1776.31	————
2	————	-4622.42	-2469.83	————

4) 杭中心

せん断力 単位(kN)

case	x= 7.200
1	3104.04
2	-5950.14

7.5 曲げ応力度照査

(1)橋軸方向 柱左前面

曲げモーメントが作用する単鉄筋断面として照査する。

許容値に対して最も厳しいケースの結果を示す。

項目		単位	下側引張	上側引張
荷重ケース		—	1	2
曲げモーメント M		kN.m	12963.75	-4463.27
有効幅		mm	12000	8780
部材高		mm	2500	2500
必要鉄筋量		mm ²	33226	6421
鉄筋	1段目位置 鉄筋 鉄筋量	mm mm mm ²	2300 D25@125 47629.8	2390 D25@250 18241.2
	鉄筋量	mm ²	47629.8	18241.2
中立軸		mm	467.2	356.1
応力度	c	N/mm ²	2.16	1.26
	s	N/mm ²	126.93	107.72
許容応力度	ca	N/mm ²	8.00	12.00
	sa	N/mm ²	180.00	300.00

鉄筋位置は圧縮縁からの距離

最小鉄筋量照査

項目		単位	下側引張	上側引張
荷重ケース		—	1	2
最小鉄筋量照査	Mu	kN.m	37228.61	14927.40
	Mc	kN.m	23920.96	17502.17
	1.7M	kN.m	22038.38	7587.56
	As	mm ² /m	3969.2	2077.6
	判定	—	OK	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

(2)橋軸方向 柱右前面

曲げモーメントが作用する単鉄筋断面として照査する。
許容値に対して最も厳しいケースの結果を示す。

項 目		単位	下側引張
荷重ケース		—	2
曲げモーメント M		kN.m	22690.77
有効幅		mm	12000
部材高		mm	2500
必要鉄筋量		mm ²	34943
鉄筋	1段目位置 鉄筋 鉄筋量	mm mm mm ²	2300 D25@125 47629.8
	鉄筋量	mm ²	47629.8
中立軸		mm	467.2
応力度	c	N/mm ²	3.78
	s	N/mm ²	222.16
許容応力度	ca	N/mm ²	12.00
	sa	N/mm ²	300.00

鉄筋位置は圧縮縁からの距離

最小鉄筋量照査

項 目		単位	下側引張
荷重ケース		—	2
最小鉄筋量照査	Mu	kN.m	37228.61
	Mc	kN.m	23920.96
	1.7M	kN.m	38574.31
	As	mm ² /m	3969.2
	判定	—	OK
Mc = Muとなる鉄筋量		mm ² /m	2536.5

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

(3)橋軸直角方向 柱1左前面

曲げモーメントが作用する単鉄筋断面として照査する。
許容値に対して最も厳しいケースの結果を示す。

項 目		単位	下側引張
荷重ケース		—	1
曲げモーメント M		kN.m	2251.11
有効幅		mm	7300
部材高		mm	2500
必要鉄筋量		mm ²	5616
鉄筋	1段目位置 鉄筋 鉄筋量	mm mm mm ²	2300 D22@125 22451.8
	鉄筋量	mm ²	22451.8
中立軸		mm	416.9
応力度	c	N/mm ²	0.68
	s	N/mm ²	46.40
許容応力度	ca	N/mm ²	8.00
	sa	N/mm ²	180.00

鉄筋位置は圧縮縁からの距離

最小鉄筋量照査

項 目		単位	下側引張
荷重ケース		—	2
最小鉄筋量照査	Mu	kN.m	17608.39
	Mc	kN.m	14551.92
	1.7M	kN.m	4587.25
	As	mm ² /m	3075.6
	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

(4)橋軸直角方向 柱1右前面

曲げモーメントが作用する単鉄筋断面として照査する。
許容値に対して最も厳しいケースの結果を示す。

項 目		単位	下側引張
荷重ケース		—	2
曲げモーメント M		kN.m	8710.91
有効幅		mm	7400
部材高		mm	2500
必要鉄筋量		mm ²	13276
鉄筋	1段目位置 鉄筋 鉄筋量	mm mm mm ²	2300 D25@125 30402.0
	2段目位置 鉄筋 鉄筋量	mm mm mm ²	2400 D25@125 30402.0
	鉄筋量	mm ²	60804.0
中立軸		mm	647.6
応力度	c	N/mm ²	1.70
	s	N/mm ²	69.06
許容応力度	ca	N/mm ²	12.00
	sa	N/mm ²	300.00

鉄筋位置は圧縮縁からの距離

最小鉄筋量照査

項 目		単位	下側引張
荷重ケース		—	2
最小鉄筋量照査	Mu	kN.m	47798.70
	Mc	kN.m	14751.26
	1.7M	kN.m	14808.55
	As	mm ² /m	8216.8
	判定	—	OK
Mc = Muとなる鉄筋量		mm ² /m	2481.5

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)橋軸直角方向 中間部柱1~2

曲げモーメントが作用する単鉄筋断面として照査する。

許容値に対して最も厳しいケースの結果を示す。

項 目		単位	下側引張	上側引張
荷重ケース		—	2	1
曲げモーメント M		kN.m	8710.91	-8566.83
有効幅		mm	7400	5050
部材高		mm	2500	2500
必要鉄筋量		mm ²	13276	22360
鉄筋	1段目位置 鉄筋 鉄筋量	mm mm mm ²	2300 D25@125 30402.0	2300 D32@125 31768.0
	2段目位置 鉄筋 鉄筋量	mm mm mm ²	2400 D25@125 30402.0	2400 D32@125 31768.0
	鉄筋量	mm ²	60804.0	63536.0
中立軸		mm	647.6	772.1
応力度	c	N/mm ²	1.70	2.10
	s	N/mm ²	69.06	66.41
許容応力度	ca	N/mm ²	12.00	8.00
	sa	N/mm ²	300.00	180.00

鉄筋位置は圧縮縁からの距離

最小鉄筋量照査

項 目		単位	下側引張	上側引張
荷重ケース		—	2	2
最小鉄筋量照査	Mu	kN.m	47798.70	49115.84
	Mc	kN.m	14751.26	10066.74
	1.7M	kN.m	14808.55	16721.93
	As	mm ² /m	8216.8	12581.4
	判定	—	OK	OK
Mc = Muとなる鉄筋量		mm ² /m	2481.5	2481.5

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)橋軸直角方向 柱2左前面

曲げモーメントが作用する単鉄筋断面として照査する。

許容値に対して最も厳しいケースの結果を示す。

項 目		単位	下側引張	上側引張
荷重ケース		—	1	2
曲げモーメント M		kN.m	1786.97	-4902.07
有効幅		mm	7400	5050
部材高		mm	2500	2500
必要鉄筋量		mm ²	4445	7436
鉄筋	1段目位置 鉄筋 鉄筋量	mm mm mm ²	2300 D25@125 30402.0	2300 D32@125 31768.0
	2段目位置 鉄筋 鉄筋量	mm mm mm ²	2400 D25@125 30402.0	2400 D32@125 31768.0
	鉄筋量	mm ²	60804.0	63536.0
中立軸		mm	647.6	772.1
応力度	c	N/mm ²	0.35	1.20
	s	N/mm ²	14.17	38.00
許容応力度	ca	N/mm ²	8.00	12.00
	sa	N/mm ²	180.00	300.00

鉄筋位置は圧縮縁からの距離

最小鉄筋量照査

項 目		単位	下側引張	上側引張
荷重ケース		—	1	2
最小鉄筋量照査	Mu	kN.m	47798.70	49115.84
	Mc	kN.m	14751.26	10066.74
	1.7M	kN.m	3037.84	8333.52
	As	mm ² /m	8216.8	12581.4
	判定	—	OK	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

(7)橋軸直角方向 柱2右前面

曲げモーメントが作用する単鉄筋断面として照査する。

許容値に対して最も厳しいケースの結果を示す。

項 目		単 位	下側引張
荷重ケース		—	1
曲げモーメント M		kN.m	2251.33
有効幅		mm	7300
部材高		mm	2500
必要鉄筋量		mm ²	5616
鉄筋	1段目位置 鉄筋 鉄筋量	mm mm mm ²	2300 D22@125 22451.8
	鉄筋量	mm ²	22451.8
中立軸		mm	416.9
応力度	c	N/mm ²	0.68
	s	N/mm ²	46.40
許容応力度	ca	N/mm ²	8.00
	sa	N/mm ²	180.00

鉄筋位置は圧縮縁からの距離

最小鉄筋量照査

項 目		単 位	下側引張
荷重ケース		—	1
最小鉄筋量照査	Mu	kN.m	17608.39
	Mc	kN.m	14551.92
	1.7M	kN.m	3827.25
	As	mm ² /m	3075.6
	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

(8)全照査結果

1)橋軸方向

単位：M(kN.m) , (N/mm²)

case	左側			右側			許容応力度	
	M	c	s	M	c	s	ca	sa
1	12963.75	2.16	126.93	12963.75	2.16	126.93	8.00	180.00
2	-4463.27	1.26	107.72	22690.77	3.78	222.16	12.00	300.00

2)橋軸直角方向

単位：M(kN.m) , (N/mm²)

		柱前面				柱間			許容応力度	
		M	c	s		M	c	s	ca	sa
1	1 左	2251.11	0.68	46.40	最大 最小	1786.97 -8566.83	0.35 2.10	14.17 66.41	8.00	180.00
	右	1786.83	0.35	14.17						
	2 左	1786.97	0.35	14.17						
	右	2251.33	0.68	46.40						
2	1 左	2698.38	0.82	55.61	最大 最小	8710.91 -9836.43	1.70 2.41	69.06 76.25	12.00	300.00
	右	8710.91	1.70	69.06						
	2 左	-4902.07	1.20	38.00						
	右	404.09	0.12	8.33						

7.6 せん断応力度照査

せん断応力度

$$\tau_m = \frac{Sh}{b \cdot d} \leq \tau_a, \quad \tau_a = \frac{a}{a_1}$$

$$a = C_e \cdot C_{pt} \cdot C_{dc} \cdot a_1$$

部材断面の有効高dに関する補正係数

有効高 d(mm)	300以下	1,000	3,000	5,000	10,000以上
C _e	1.4	1.0	0.7	0.6	0.5

軸方向引張鉄筋比p_tに関する補正係数

軸方向引張鉄筋比 p _t (%)	0.1	0.2	0.3	0.5	1.0 以上
C _{pt}	0.7	0.9	1.0	1.2	1.5

せん断スパン比による割増し係数

a/d'	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5
C _{dc}	6.4	4.0	2.5	1.6	1.0

ここに、 τ_m : 部材断面に生じるコンクリートの平均せん断応力度(N/mm²)

Sh : 部材の有効高の変化の影響を考慮したせん断力(N)

ただし、せん断スパン比により許容応力度の割増しを行う場合には、部材の有効高の変化の影響を考慮しない。

$$Sh = S - \frac{M}{d} \cdot (\tan \beta + \tan \gamma)$$

S : 部材断面に作用するせん断力(N)

M : 部材断面に作用する曲げモーメント(N・mm)

: 部材圧縮縁が部材軸方向となす角度(度)

: 引張鋼材が部材軸方向となす角度(度)

b : 部材断面幅(mm)で、フーチング全幅とする。

d : 部材断面の有効高(mm)

a : コンクリートのみでせん断力を負担する場合の許容せん断応力度(N/mm²)

a₂ : 斜引張鉄筋と共同して負担する場合の許容せん断応力度(N/mm²)

C_e : 部材断面の有効高dに関する補正係数

C_{pt} : 軸方向引張鉄筋比p_tに関する補正係数

p_t : 引張主鉄筋比(%)で、引張側主鉄筋量をbdで除した値

C_{dc} : せん断スパン比による割増し係数

a : せん断スパン(mm)

$$\text{下側引張 } a = L = |M' / S'|$$

$$\text{上側引張 } a = L + L'$$

ただし、柱間のせん断スパンは柱間の距離の1/2とする

M' : 照査断面とそれより外側の杭鉛直反力により柱あるいは壁前面に生じる曲げモーメント(N・m)

S' : 照査断面とそれより外側の杭鉛直反力により柱あるいは壁前面に生じるせん断力(N)

L' : 計算方向の柱幅の1/2と柱あるいは壁前面における有効高のうち小さい方の値

d' : 柱前面位置での有効高(mm)

a₁ : コンクリートのみでせん断力を負担する場合の許容せん断応力度の基本値(N/mm²)で荷重の組合せによる割増しを考慮した値

斜引張鉄筋

$m > a$ のとき、必要斜引張鉄筋量を求める。

$$A_{wreq} = \frac{1.15 \cdot Sh' \cdot s}{\sigma_{sa} \cdot C_{ds} \cdot d}$$

ただし、せん断スパン $a < d / 1.15$ のとき、 d に代わって $1.15a$ を用いる。

$$Sh' = Sh - S_{ca}$$

$$S_{ca} = a \cdot b \cdot d$$

$$C_{ds} = \frac{1}{2.5} \cdot (a/d') \leq 1.0$$

ここに、 A_{wreq} : 必要斜引張鉄筋量 (mm^2)

Sh' : 斜引張鉄筋が負担するせん断力 (N)

s : 斜引張鉄筋の部材軸方向間隔 (mm)

σ_{sa} : 斜引張鉄筋の許容引張応力度 (N/mm^2) で荷重の組合せによる割増しを考慮した値

C_{ds} : せん断スパン比による低減係数

S_{ca} : コンクリートが負担するせん断力 (N)

(1)橋軸方向 左張出し部

許容値に対して最も厳しいケースの結果を示す。

項 目		単位	下側引張	上側引張	
荷重ケース	—	—	1	2	
照査断面	—	—	1	2	
作用せん断力	S	kN	9132.81	-1833.66	
部材幅	b	mm	14400	14400	
部材高	h	mm	2500	2500	
有効高	d	mm	2300	2390	
補正係数	Ce	—	0.805	0.791	
軸方向引張鉄筋比	pt	%	0.17	0.09	
補正係数	Cpt	—	0.849	0.671	
せん断スパン	a	mm	1650	3000	
柱前面での有効高	d'	mm	2300	2390	
割増し係数	Cdc	—	5.357	3.234	
有効高の変化を考慮したせん断力	Sh	kN	9132.81	1833.66	
せん断応力度	m	N/mm ²	0.276	0.053	
許容せん断応力度	a1	N/mm ²	0.230	0.350	
	a	N/mm ²	0.842	0.601	
	a2	N/mm ²	1.700	2.550	
コンクリートが負担するせん断力	Sca	kN	27881.11	20684.45	
斜引張鉄筋	負担するせん断力	Sh'	kN	0.00	0.00
	部材軸方向間隔	s	mm	250	250
	許容引張応力度	sa	N/mm ²	180.00	300.00
	補正係数	Cds	—	0.287	0.502
	d / 1.15	—	mm	2000	2078
	使用鉄筋量	Aw	mm ² /m	397.2	397.2
	必要鉄筋量	Awreq	mm ² /m	0.0	0.0

(2)橋軸方向 右張出し部

許容値に対して最も厳しいケースの結果を示す。

項 目		単位	下側引張	
荷重ケース	—	—	2	
照査断面	—	—	6	
作用せん断力	S	kN	15027.98	
部材幅	b	mm	14400	
部材高	h	mm	2500	
有効高	d	mm	2300	
補正係数	Ce	—	0.805	
軸方向引張鉄筋比	pt	%	0.17	
補正係数	Cpt	—	0.849	
せん断スパン	a	mm	1650	
柱前面での有効高	d'	mm	2300	
割増し係数	Cdc	—	5.357	
有効高の変化を考慮したせん断力	Sh	kN	15027.98	
せん断応力度	m	N/mm ²	0.454	
許容せん断応力度	a1	N/mm ²	0.350	
	a	N/mm ²	1.281	
	a2	N/mm ²	2.550	
コンクリートが負担するせん断力	Sca	kN	42427.78	
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	250
	許容引張応力度	sa	N/mm ²	300.00
	補正係数	Cds	—	0.287
	d / 1.15	—	mm	2000
	使用鉄筋量	Aw	mm ² /m	397.2
	必要鉄筋量	Awreq	mm ² /m	0.0

(3)橋軸直角方向 中間部柱1~2

許容値に対して最も厳しいケースの結果を示す。

項 目		単位	下側引張	上側引張	
荷重ケース	—	—	2	2	
照査断面	—	—	5	6	
作用せん断力	S	kN	-5950.14	-2469.83	
部材幅	b	mm	8400	8400	
部材高	h	mm	2500	2500	
有効高	d	mm	2350	2350	
補正係数	Ce	—	0.797	0.798	
軸方向引張鉄筋比	pt	%	0.34	0.53	
補正係数	Cpt	—	1.039	1.219	
せん断スパン	a	mm	3500	3500	
柱前面での有効高	d'	mm	2350	2390	
割増し係数	Cdc	—	2.532	2.607	
有効高の変化を考慮したせん断力	Sh	kN	5950.14	2469.83	
せん断応力度	m	N/mm ²	0.301	0.125	
許容せん断応力度	a1	N/mm ²	0.350	0.350	
	a	N/mm ²	0.734	0.887	
	a2	N/mm ²	2.550	2.550	
コンクリートが負担するせん断力	Sca	kN	14492.33	17503.04	
斜引張鉄筋	負担するせん断力	Sh'	kN	0.00	0.00
	部材軸方向間隔	s	mm	250	250
	許容引張応力度	sa	N/mm ²	300.00	300.00
	補正係数	Cds	—	0.596	0.586
	d / 1.15	—	mm	2043	2043
	使用鉄筋量	Aw	mm ² /m	573.0	573.0
	必要鉄筋量	Awreq	mm ² /m	0.0	0.0

(4)全照査結果

1)橋軸方向

1)照査断面 1：(杭中心)(左張出し部)

	h (mm)	d (mm)	Ce	Cpt	Aw (mm ² /m)
下側引張	2500	2300	0.805	0.849	397
上側引張	2500	2390	0.791	0.671	397

case	S (kN)	m (N/mm ²)	a (N/mm ²)	a ² (N/mm ²)	Sca (kN)	Cdc	Cds	a (mm)	Awreq (mm ² /m)
1	9132.81	0.276	0.842	1.700	27881.11	5.357	0.287	1650	0
2	-1429.02	0.042	0.601	2.550	20684.45	3.234	0.502	3000	0

2)照査断面 2：(h/2)(左張出し部)

	h (mm)	d (mm)	Ce	Cpt	Aw (mm ² /m)
下側引張	2500	2300	0.805	0.849	397
上側引張	2500	2390	0.791	0.671	397

case	S (kN)	m (N/mm ²)	a (N/mm ²)	a ² (N/mm ²)	Sca (kN)	Cdc	Cds	a (mm)	Awreq (mm ² /m)
1	8728.17	0.264	0.842	1.700	27881.11	5.357	0.287	1650	0
2	-1833.66	0.053	0.601	2.550	20684.45	3.234	0.502	3000	0

3)照査断面 5：(h/2)(右張出し部)

	h (mm)	d (mm)	Ce	Cpt	Aw (mm ² /m)
下側引張	2500	2300	0.805	0.849	397

case	S (kN)	m (N/mm ²)	a (N/mm ²)	a ² (N/mm ²)	Sca (kN)	Cdc	Cds	a (mm)	Awreq (mm ² /m)
1	8728.17	0.264	0.842	1.700	27881.11	5.357	0.287	1650	0
2	14623.34	0.442	1.281	2.550	42427.78	5.357	0.287	1650	0

4)照査断面 6：(杭中心)(右張出し部)

	h (mm)	d (mm)	Ce	Cpt	Aw (mm ² /m)
下側引張	2500	2300	0.805	0.849	397

case	S (kN)	m (N/mm ²)	a (N/mm ²)	a ² (N/mm ²)	Sca (kN)	Cdc	Cds	a (mm)	Awreq (mm ² /m)
1	9132.81	0.276	0.842	1.700	27881.11	5.357	0.287	1650	0
2	15027.98	0.454	1.281	2.550	42427.78	5.357	0.287	1650	0

2) 橋軸直角方向

1) 照査断面 3 : (h / 2) (中間部柱1 ~ 2)

	h (mm)	d (mm)	Ce	Cpt	Aw (mm ² /m)
下側引張	2500	2350	0.797	1.039	573

case	S (kN)	m (N/mm ²)	a (N/mm ²)	a2 (N/mm ²)	Sca (kN)	Cdc	Cds	a (mm)	Awreq (mm ² /m)
1	-1776.28	0.090	0.482	1.700	9523.53	2.532	0.596	3500	0
2	-4622.42	0.234	0.734	2.550	14492.33	2.532	0.596	3500	0

2) 照査断面 5 : (杭中心) (中間部柱1 ~ 2)

	h (mm)	d (mm)	Ce	Cpt	Aw (mm ² /m)
下側引張	2500	2350	0.797	1.039	573

case	S (kN)	m (N/mm ²)	a (N/mm ²)	a2 (N/mm ²)	Sca (kN)	Cdc	Cds	a (mm)	Awreq (mm ² /m)
1	3104.04	0.157	0.482	1.700	9523.53	2.532	0.596	3500	0
2	-5950.14	0.301	0.734	2.550	14492.33	2.532	0.596	3500	0

3) 照査断面 6 : (h / 2) (中間部柱1 ~ 2)

	h (mm)	d (mm)	Ce	Cpt	Aw (mm ² /m)
下側引張	2500	2350	0.797	1.039	573
上側引張	2500	2350	0.798	1.219	573

case	S (kN)	m (N/mm ²)	a (N/mm ²)	a2 (N/mm ²)	Sca (kN)	Cdc	Cds	a (mm)	Awreq (mm ² /m)
1	1776.31	0.090	0.469	1.700	9256.30	2.461	0.609	3500	0
2	-2469.83	0.125	0.887	2.550	17503.04	2.607	0.586	3500	0

7.7 剛体照査

・ 1.0 . . . 剛体

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{3k}{E \cdot h^3}}$$

$$k = k_p$$

k_p : 換算地盤反力係数 (kN/m³)

$$k_p = \frac{K_v \cdot n}{D \cdot B} = 55515.5 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

K_v : 杭1本の杭軸方向バネ定数 = 447677 (kN/m)

n : 杭本数 = 15 (本)

B : 底版の幅 = 14.400 (m)

D : 底版の奥行き長 = 8.400 (m)

h : 底版の厚さ = 2.500 (m)

E : 底版のヤング係数 = 2.50×10^7 (kN/m²)

$$\lambda = \frac{\alpha (\lambda'^2 + e^2)}{\lambda' + e} = 4.171 \text{ (m)}$$

$$\lambda' = 3.500 \text{ (m)}$$

$$e = 2.850 \text{ (m)}$$

$$= 1.3$$

以上により、

$$= 0.14370 \text{ (m}^{-1}\text{)}$$

$$\cdot = 0.599 \quad 1.0$$

したがって、底版を剛体とみなすことができる。

4. 地盤データ

No	層種	層厚 (m)	平均 N値	受働土圧強度pp(kN/m ²)		地盤反力係数 kHE(kN/m ³)	着目点ピッチ (m)
				層上面	層下面		
1	粘性土	2.500	5.0	114.00	134.00	19443.369	0.200
2	砂質土	4.000	10.0	224.62	321.75	38886.737	0.200
3	粘性土	3.500	5.0	166.00	194.00	19443.369	0.200
4	砂質土	3.500	15.0	469.69	592.37	58330.108	0.200
5	砂質土	1.500	50.0	1013.33	1103.27	194433.691	0.200

耐震設計上の地盤面：第 1層上面

5. 杭本体データ

コンクリート設計基準強度 $ck = 24.00$ (N/mm²)
 鉄筋の降伏応力度：主鉄筋 $y = 345.00$ (N/mm²)
 帯鉄筋 $y = 345.00$ (N/mm²)
 鉄筋のヤング係数 $Es = 2.000 \times 10^5$ (N/mm²)
 降伏鉄筋位置 最遠鉄筋位置
 断面方向分割数 50
 鉄筋の扱い 帯状に換算
 杭の単位長さ当り重量 $w = 27.71$ (kN/m)

主鉄筋 かぶり (cm)

No	区間長 (m)	1段目			2段目			3段目		
		径	本数	かぶり	径	本数	かぶり	径	本数	かぶり
1	2.400	D22	20	15.0	D 0	0	25.0	D 0	0	35.0
2	12.600	D22	20	15.0	D 0	0	25.0	D 0	0	35.0

横拘束筋，帯鉄筋

No	区間長 (m)	横拘束筋			帯鉄筋
		断面積 (cm ²)	間隔 (cm)	有効長 (cm)	断面積 (cm ²)
1	2.400	1.986	15.0	90.0	3.972
2	12.600	1.986	30.0	90.0	3.972

杭頭補強鉄筋

仮想RC断面直径 $Do = 1400.00$ (mm)

内径 $Ro = 0.00$ (mm)

No	径(mm)	本数	かぶり(mm)
1	D22	20	250

M-

死荷重時軸力

No	区間長 (m)	Mc(kN.m) c(1/m)	My(kN.m) y(1/m)	Mu(kN.m) u(1/m)	死荷重時軸力N(kN)	仮想RC断面My(kN.m)
1	2.400	596.6 0.0002208	1463.3 0.0026781	2043.9 0.0299988	1668.8	1771.7

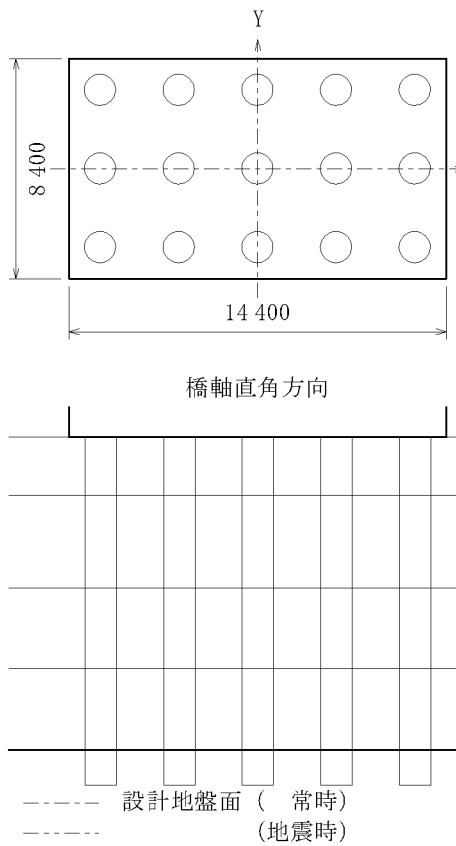
No	区間長 (m)	Mc(kN.m) c(1/m)	My(kN.m) y(1/m)	Mu(kN.m) u(1/m)	死荷重時 軸力N(kN)	仮想RC断面My (kN.m)
2	12.600	596.6 0.0002208	1481.2 0.0026342	1994.6 0.0170671		

杭頭仮想鉄筋コンクリート断面My 1771.7 (kN.m) 杭体My 1463.3 (kN.m)
軸力 = 0.0時

No	区間長 (m)	Mc(kN.m) c(1/m)	My(kN.m) y(1/m)	Mu(kN.m) u(1/m)	仮想RC断面My (kN.m)
1	2.400	344.6 0.0001276	864.2 0.0022910	1337.4 0.0398447	1022.5
2	12.600	344.6 0.0001276	872.2 0.0022674	1311.8 0.0231480	

杭頭仮想鉄筋コンクリート断面My 1022.5 (kN.m) 杭体My 864.2 (kN.m)

6. 杭配置



杭頭座標

No	X方向	Y方向
1	-6.000	3.000
2	-3.000	0.000
3	0.000	-3.000
4	3.000	——
5	6.000	——

杭1本ごとの座標ではなく
各方向の座標を示す。

7. 作用力

死荷重時上部工反力	Rd =	11690.00 (kN)	
橋脚躯体重量	Wp =	4941.40 (kN)	
底版下面からWp重心位置までの高さ	yp =	7.344 (m)	
慣性力を考慮する底版および上載土重量	WF =	7408.80 (kN)	
底版下面からWF重心位置までの高さ	yF =	1.250 (m)	
底版下面から水位までの高さ	=	0.000 (m)	
脚柱に作用する浮力	Up =	0.00 (kN)	
底版および上載土重量 (浮力を含む)	WF' + Ws =	8400.24 (kN)	
死荷重時に底版下面に作用する水平力	Hd =	0.00 (kN)	橋軸方向
	Hd =	0.00 (kN)	橋軸直角方向
死荷重時に底版下面中心に作用するモーメント	Md =	0.00 (kN.m)	橋軸方向
	Md =	0.00 (kN.m)	橋軸直角方向
死荷重時に底版下面中心に作用する鉛直力	Vo =	25031.64 (kN)	

	単位	橋軸方向		橋軸直角方向	
		タイプI	タイプII	タイプI	タイプII
Cz・khco	—	0.8500	—	0.8500	—
khp	—	0.62	—	0.80	—
khg	—	0.35	—	0.35	—
橋脚の終局水平耐力	—	大きな余裕がない	—	大きな余裕がある	—
Wu	kN	9600.00	—	9600.00	—
yu	m	13.500		16.000	

ここに、Cz・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：底版下面から上部構造慣性力作用位置までの高さ (m)

8.2 計算結果一覧表

【液化化無視・地震動タイプI・浮力無視】

(1) 橋軸方向

水平震度 $kh = 0.620$

			単位	(1)杭	(2)杭
基礎の耐力照査	最大曲げモーメント	Mmax	kN.m	824.01	733.96
	降伏曲げモーメント	My	kN.m	1463.30	864.20
	抽出条件		—	条件2	条件2
	発生深さ		m	0.000	0.000
	杭体区間		—	1	1
	判定		—	Mmax < My	Mmax < My
				降伏していない杭がある OK	
	杭頭最大鉛直反力	PN	kN	5587.20	
	押込み支持力の上限值	PNu	kN	7398.00	
	判定		—	PN < PNu	
			押込み支持力の上限值に達しない OK		
せん断力の照査	杭基礎のせん断力	S	kN	11608.75	
	杭反力分		kN	11608.75	
	杭体慣性力分		kN	—	
	杭基礎のせん断耐力	Ps	kN	17785.54	
	コンクリート負担分	Sc	kN	6621.69	
	帯鉄筋負担分	Ss	kN	11163.84	
	判定		—	S	Ps

以上のように、基礎は降伏に達しない。

最大曲げモーメントの抽出条件

条件1：全範囲（杭頭から杭先端まで）の杭体曲げモーメントMがMc未満のとき

| M / Mc | が最大となる位置

条件2：Mc M < Myとなる範囲があるとき（他の範囲ではM < Mc）

Mc M < Myとなる範囲を対象として | M / My | が最大となる位置

条件3：My M < Muとなる範囲があるとき（他の範囲ではM < My）

My M < Muとなる範囲を対象として | M / Mu | が最大となる位置

条件4：Mu = Mとなる範囲があるとき（他の範囲ではM < Mu）

M = Muとなる最上部

底版の照査

曲げに対する照査

押込み側底版先端からの距離 (m)	作用曲げモーメント (kN.m)	降伏曲げモーメント (kN.m)	釣合鉄筋量 (cm ²)	判定
1.200	-921.30	-1601.77	383.169	
2.850	2263.46	3026.69	368.740	
5.550	-1308.94	-1601.77	383.169	
7.200	525.06	3026.69	368.740	

せん断に対する照査

はりとしての照査

押込み側底版先端 からの距離 (m)	作用せん断力 (kN)	せん断耐力 (kN)	判定
1.200	1855.70	3218.65	
1.600	1827.60	3218.65	
6.800	-893.53	2005.87	
7.200	-865.43	2005.87	

版としての照査

押込み側底版先端 からの距離 (m)	作用せん断力 (kN)	せん断耐力 (kN)	判定
1.600	26153.04	39656.26	

(2) 橋軸直角方向

水平震度 kh = 0.760

			単位	(1)杭	(2)杭	(3)杭
基礎の耐力照査	最大曲げモーメント	Mmax	kN.m	1464.74	1463.30	989.11
	降伏曲げモーメント	My	kN.m	1463.30	1463.30	864.20
	抽出条件		—	条件3	条件3	条件3
	発生深さ		m	0.000	0.000	0.000
	杭体区間		—	1	1	1
	判定		—	Mmax My	Mmax My	Mmax My
	全ての杭が降伏した					
	杭頭最大鉛直反力	PN	kN	5332.04		
	押込み支持力の上限值	PNu	kN	7398.00		
	判定		—	PN < PNu		
押込み支持力の上限值に達しない OK						
変位の照査	フーチングの回転角	Fo	rad	0.0014		
	回転角の制限値の目安	Foa	rad	0.0200		
	判定		—	Fo	Foa	OK
せん断力の照査	杭基礎のせん断力	S	kN	13365.13		
	杭反力分		kN	13365.13		
	杭体慣性力分		kN	—		
	杭基礎のせん断耐力	Ps	kN	17785.54		
	コンクリート負担分	Sc	kN	6621.69		
	帯鉄筋負担分	Ss	kN	11163.84		
	判定		—	S	Ps	OK

以上のように、基礎は $khyF = 0.760$ で降伏に達したが、
 $khcF < khyF(0.567 < 0.760)$ より、基礎の降伏が生じるが基礎本体あるいは基礎周辺地盤に塑性化が生ずることにより減衰の影響が大きくなるので、基礎の損傷はそれ以上は進展しないと判断される。

ここに、

$khyF$: 基礎が降伏に達するときの水平震度(= 0.760)

$khcF$: 基礎のレベル2地震時照査に用いる設計水平震度

$$khcF = CD \cdot Cz \cdot khco = 0.667 \cdot 0.8500 = 0.567$$

CD : 減衰定数別補正係数 = 0.667

$Cz \cdot khco$: レベル2地震時照査に用いる設計水平震度(= 0.8500)

最大曲げモーメントの抽出条件

条件1 : 全範囲 (杭頭から杭先端まで) の杭体曲げモーメントMが M_c 未満のとき

| M / M_c | が最大となる位置

条件2 : $M_c < M < M_y$ となる範囲があるとき (他の範囲では $M < M_c$)

$M_c < M < M_y$ となる範囲を対象として | M / M_y | が最大となる位置

条件3 : $M_y < M < M_u$ となる範囲があるとき (他の範囲では $M < M_y$)

$M_y < M < M_u$ となる範囲を対象として | M / M_u | が最大となる位置

条件4 : $M_u = M$ となる範囲があるとき (他の範囲では $M < M_u$)

M = M_u となる最上部

底版の照査

曲げに対する照査

押込み側底版先端からの距離 (m)	作用曲げモーメント (kN.m)	降伏曲げモーメント (kN.m)	釣合鉄筋量 (cm ²)	判定
1.200	-1369.53	-2020.10	383.169	
1.700	-165.04	-2020.10	383.169	
3.700	-5061.28	-9005.62	410.688	
4.200	-6217.08	-9005.62	410.688	
10.700	4060.90	5879.45	410.688	
12.700	258.05	2329.75	368.740	
13.200	665.14	2329.75	368.740	

せん断に対する照査

はりとしての照査

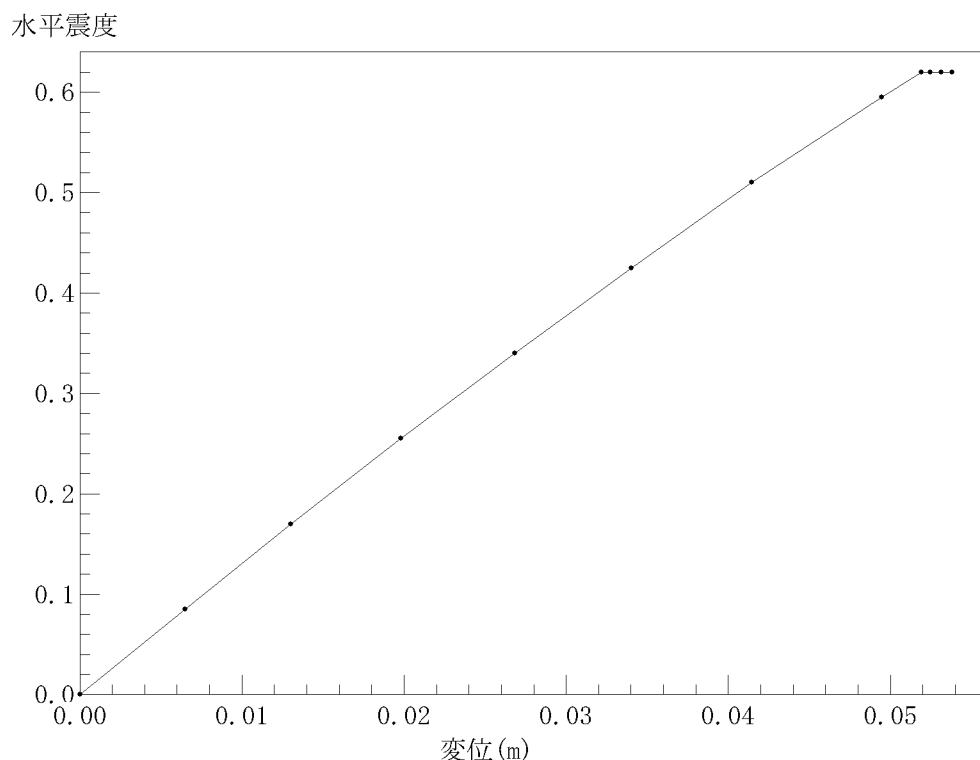
押込み側底版先端からの距離 (m)	作用せん断力 (kN)	せん断耐力 (kN)	判定
4.950	-1412.97	2996.18	
7.200	-1850.90	2698.15	
9.450	-1692.84	2698.15	

8.3 荷重変位曲線

水平震度 - 変位曲線

【液状化無視・地震動タイプI・浮力無視】

(1) 橋軸方向



i	水平震度	水平力 (kN)	上部構造慣性力作用位置の変位 (m)	極限支持力		杭本体状態		備考	基礎耐力	
				押込側杭列数	引抜側杭列数	(1)	(2)		降伏	せん断
0.0000	0.0000	0.0	0.0000	0/ 3	0/ 3	1	1			
0.1000	0.0850	1495.3	0.0065	0/ 3	0/ 3	1	1			
0.2000	0.1700	2990.7	0.0130	0/ 3	0/ 3	1	1			
0.3000	0.2550	4486.0	0.0198	0/ 3	0/ 3	1	2			
0.4000	0.3400	5981.3	0.0268	0/ 3	0/ 3	2	2			
0.5000	0.4250	7476.6	0.0340	0/ 3	0/ 3	2	2			
0.6000	0.5100	8972.0	0.0414	0/ 3	0/ 3	2	2			
0.7000	0.5950	10467.3	0.0495	0/ 3	0/ 3	2	2			
0.7294	0.6200	10907.1	0.0519	0/ 3	0/ 3	2	2			
0.8094	0.6200	11114.5	0.0525	0/ 3	0/ 3	2	2			
0.9094	0.6200	11373.8	0.0532	0/ 3	0/ 3	2	2			
1.0000	0.6200	11608.7	0.0538	0/ 3	0/ 3	2	2	断面照査時		

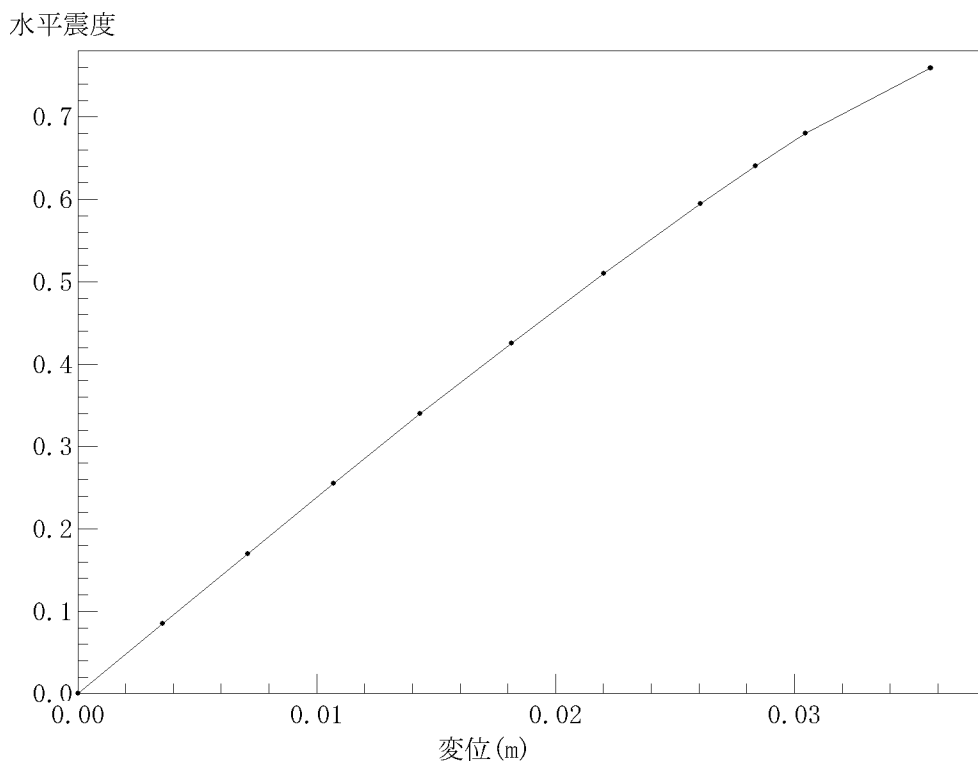
極限支持力：全杭列中，極限支持力に達している杭列数を示す。

杭本体状態：(1)：図心より前の杭，(2)：図心より後の杭

1：ひび割れ前の状態，2：ひび割れ～降伏

3：降伏～終局，4：塑性ヒンジ発生

(2) 橋軸直角方向



i	水平震度	水平力 (kN)	上部構造慣性力作用位置の変位 (m)	極限支持力		杭本体状態			備考	基礎耐力	
				押込側杭列数	引抜側杭列数	(1)	(2)	(3)		降伏	せん断
0.0000	0.0000	0.0	0.0000	0/ 5	0/ 5	1	1	1			
0.1000	0.0850	1495.3	0.0036	0/ 5	0/ 5	1	1	1			
0.2000	0.1700	2990.7	0.0071	0/ 5	0/ 5	1	1	1			
0.3000	0.2550	4486.0	0.0107	0/ 5	0/ 5	1	1	2			
0.4000	0.3400	5981.3	0.0143	0/ 5	0/ 5	2	2	2			
0.5000	0.4250	7476.6	0.0182	0/ 5	0/ 5	2	2	2			
0.6000	0.5100	8972.0	0.0220	0/ 5	0/ 5	2	2	2			
0.7000	0.5950	10467.3	0.0261	0/ 5	0/ 5	2	2	2			
0.7538	0.6407	11271.9	0.0284	0/ 5	0/ 5	2	2	3			
0.8000	0.6800	11962.6	0.0305	0/ 5	0/ 5	2	2	3			
0.8934	0.7594	13358.7	0.0357	0/ 5	0/ 5	3	2	3			
0.8938	0.7597	13365.1	0.0357	0/ 5	0/ 5	3	3	3	基礎の降伏	×	

極限支持力：全杭列中，極限支持力に達している杭列数を示す。

杭本体状態：(1)：最前列の杭， (2)：図心より前の杭， (3)：図心より後の杭
 1：ひび割れ前の状態，2：ひび割れ～降伏
 3：降伏～終局， 4：塑性ヒンジ発生

8.4 液状化無視・地震動タイプI・浮力無視

8.4.1 橋軸方向（最終震度）

設計荷重（水平震度 0.620）

鉛直力 $V = R_d + W_p - U_p + W_s + W_F'$
 $= 11690.00 + 4941.40 - 0.00 + 991.44 + 7408.80$
 $= 25031.64 \text{ (kN)}$

水平力 $H = (W_u + W_p) \cdot k_{hp} + W_F \cdot k_{hg} \cdot k_{hi} / (C_z \cdot k_{hco}) + H_d$
 $= (9600.00 + 4941.40) \cdot 0.620 + 7408.80 \cdot 0.35 \cdot 0.850 / 0.8500 + 0.00$
 $= 11608.75 \text{ (kN)}$

モーメント $M = (W_u \cdot y_u + W_p \cdot y_p) \cdot k_{hp} + W_F \cdot k_{hg} \cdot k_{hi} / (C_z \cdot k_{hco}) \cdot y_F + M_d$
 $= (9600.00 \cdot 13.500 + 4941.40 \cdot 7.344) \cdot 0.620$
 $+ 7408.80 \cdot 0.35 \cdot 0.850 / 0.8500 \cdot 1.250 + 0.00$
 $= 106092.93 \text{ (kN.m)}$

底板下面中心における変位

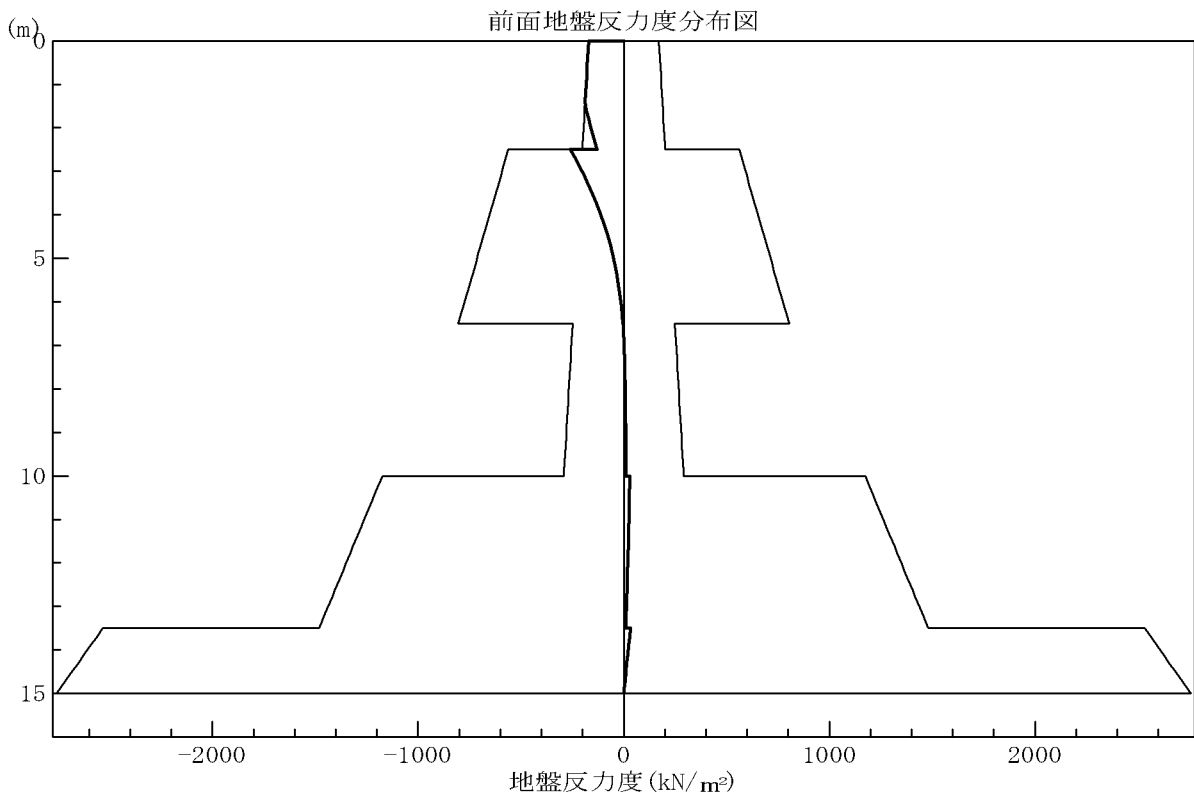
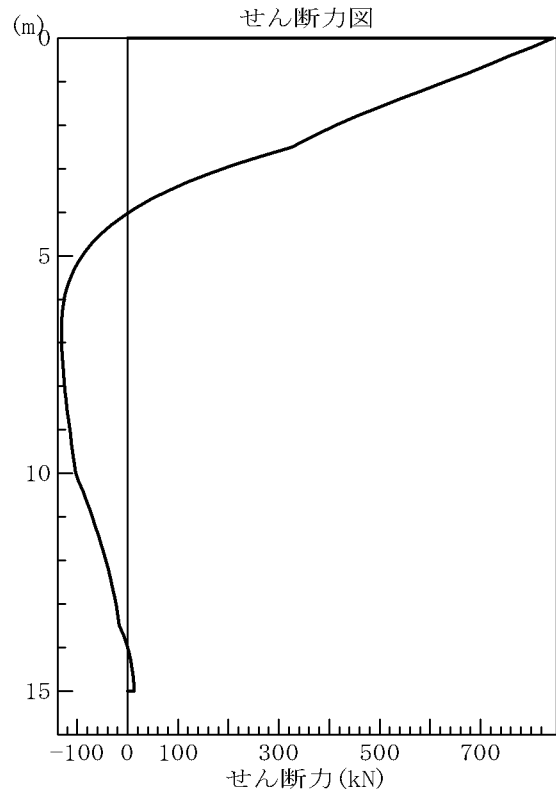
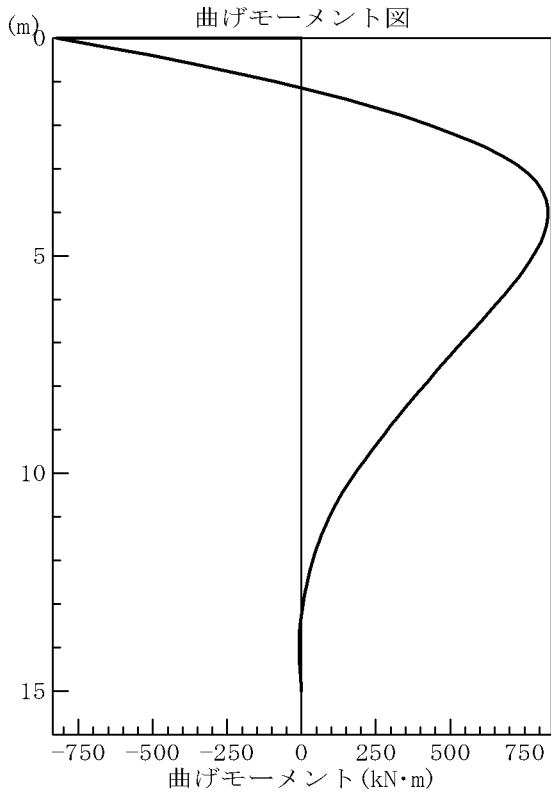
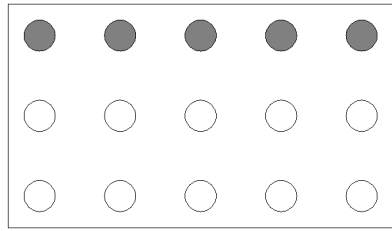
	変位置
水平変位(m)	0.0144034
鉛直変位(m)	0.0037276
回転変位(rad)	0.0029176

杭反力

押込み支持力の上限值 $P_{Nu} = 7398.00 \text{ (kN)}$
 引抜き支持力の上限值 $P_{Tu} = -2671.00 \text{ (kN)}$

杭列	鉛直反力 (kN)	水平反力 (kN)	モーメント (kN.m)	杭頭座標 (m)	杭本数
1	5587.197	843.537	-824.013	3.000	5
2	1668.776	739.106	-733.963	0.000	5
3	-2249.645	739.106	-733.963	-3.000	5
杭反力分	25031.640	11608.748	106092.928		
底板前面負担分		0.000	0.000		
合計	25031.640	11608.748	106092.928		

杭・地盤データ ((1)杭)



・前面地盤状態

	深さ (m)	区間長 (m)	地盤反力係数 (kN/m ³)		前面地盤の水平地盤 反力度の上限値 (kN/m ²)	
			死荷重時	設計荷重時	層上面	層下面
1	0.000 ~ 1.400	1.400	19443.37	0.00	171.00	187.80
2	1.400 ~ 2.500	1.100	19443.37	19443.37	187.80	201.00
3	2.500 ~ 6.500	4.000	38886.74	38886.74	561.55	804.38
4	6.500 ~ 10.000	3.500	19443.37	19443.37	249.00	291.00
5	10.000 ~ 13.500	3.500	58330.11	58330.11	1174.22	1480.92
6	13.500 ~ 15.000	1.500	194433.69	194433.69	2533.33	2758.18

・M - 関係

	深さ (m)	区間長 (m)	Mc(kN.m) c(1/m)	My(kN.m) y(1/m)	Mu(kN.m) u(1/m)
1	0.000 ~ 2.400	2.400	596.6 0.0002208	1463.3 0.0026781	2043.9 0.0299988
2	2.400 ~ 15.000	12.600	596.6 0.0002208	1481.2 0.0026342	1994.6 0.0170671

杭頭仮想鉄筋コンクリート断面 My = 1771.7 (kN.m)

杭地中部変位，断面力 ((1)杭)

	深さ (m)	水平変位 (m)	曲げモーメント (kN.m)	杭体 状態	せん断力 (kN)
1	0.000	-0.0144034	-824.013	2	843.537
2	0.200	-0.0138072	-659.467	2	802.246
3	0.400	-0.0131943	-503.330	1	759.481
4	0.600	-0.0125740	-355.710	1	717.083
5	0.800	-0.0119484	-216.619	1	674.213
6	1.000	-0.0113196	-86.234	1	630.049
7	1.200	-0.0106895	35.195	1	584.687
8	1.400	-0.0100599	147.553	1	539.357
9	1.600	-0.0094325	250.999	1	495.580
10	1.800	-0.0088088	345.811	1	453.021
11	2.000	-0.0081902	432.401	1	413.361
12	2.200	-0.0075779	511.347	1	376.574
13	2.400	-0.0069733	583.220	1	342.626
14	2.400	-0.0069733	583.220	1	342.626
15	2.500	-0.0066741	616.680	2	326.705
16	2.700	-0.0060848	675.977	2	267.178
17	2.900	-0.0055123	723.913	2	213.077
18	3.100	-0.0049623	761.557	2	164.217
19	3.300	-0.0044386	789.934	2	120.371
20	3.500	-0.0039439	810.022	2	81.278
21	3.700	-0.0034799	822.744	2	46.660
22	3.900	-0.0030480	828.965	2	16.223
23	4.100	-0.0026489	829.492	2	-10.335
24	4.300	-0.0022831	825.069	2	-33.323
25	4.500	-0.0019503	816.380	2	-53.053
26	4.700	-0.0016498	804.045	2	-69.828
27	4.900	-0.0013804	788.626	2	-83.944
28	5.100	-0.0011403	770.626	2	-95.684
29	5.300	-0.0009279	750.493	2	-105.315
30	5.500	-0.0007409	728.624	2	-113.083
31	5.700	-0.0005768	705.369	2	-119.215
32	5.900	-0.0004333	681.034	2	-123.914
33	6.100	-0.0003075	655.887	2	-127.358
34	6.300	-0.0001969	630.164	2	-129.701
35	6.500	-0.0000987	604.071	2	-131.072
36	6.700	-0.0000103	577.825	1	-131.323
37	6.900	0.0000695	551.568	1	-131.181
38	7.100	0.0001412	525.376	1	-130.686
39	7.300	0.0002050	499.315	1	-129.876
40	7.500	0.0002615	473.444	1	-128.784
41	7.700	0.0003110	447.818	1	-127.446
42	7.900	0.0003538	422.480	1	-125.892
43	8.100	0.0003904	397.473	1	-124.153
44	8.300	0.0004211	372.830	1	-122.258
45	8.500	0.0004463	348.579	1	-120.232
46	8.700	0.0004663	324.744	1	-118.100
47	8.900	0.0004815	301.344	1	-115.887
48	9.100	0.0004923	278.393	1	-113.613

	深さ (m)	水平変位 (m)	曲げモーメント (kN.m)	杭体 状態	せん断力 (kN)
49	9.300	0.0004989	255.901	1	-111.299
50	9.500	0.0005018	233.875	1	-108.963
51	9.700	0.0005011	212.317	1	-106.622
52	9.900	0.0004974	191.226	1	-104.291
53	10.000	0.0004944	180.854	1	-103.134
54	10.200	0.0004865	160.916	1	-96.265
55	10.400	0.0004762	142.340	1	-89.524
56	10.600	0.0004638	125.096	1	-82.942
57	10.800	0.0004496	109.151	1	-76.546
58	11.000	0.0004337	94.464	1	-70.362
59	11.200	0.0004164	80.991	1	-64.410
60	11.400	0.0003980	68.683	1	-58.708
61	11.600	0.0003785	57.490	1	-53.271
62	11.800	0.0003582	47.356	1	-48.114
63	12.000	0.0003371	38.225	1	-43.247
64	12.200	0.0003155	30.038	1	-38.678
65	12.400	0.0002935	22.733	1	-34.415
66	12.600	0.0002711	16.251	1	-30.462
67	12.800	0.0002485	10.527	1	-26.826
68	13.000	0.0002257	5.500	1	-23.507
69	13.200	0.0002028	1.103	1	-20.507
70	13.400	0.0001799	-2.725	1	-17.829
71	13.500	0.0001685	-4.446	1	-16.609
72	13.700	0.0001457	-7.017	1	-9.279
73	13.900	0.0001230	-8.228	1	-3.011
74	14.100	0.0001004	-8.292	1	2.200
75	14.300	0.0000779	-7.418	1	6.360
76	14.500	0.0000556	-5.818	1	9.475
77	14.700	0.0000333	-3.698	1	11.549
78	14.900	0.0000111	-1.267	1	12.585
79	15.000	0.0000000	0.000	1	12.714

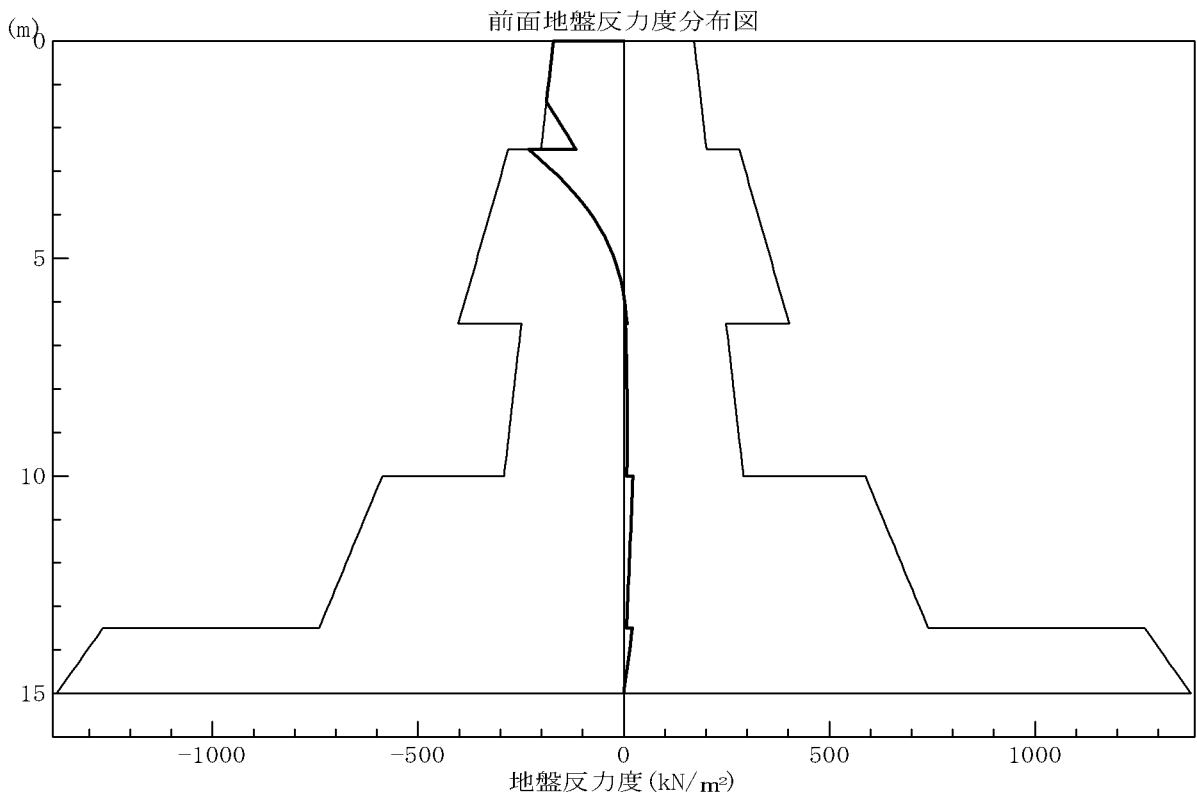
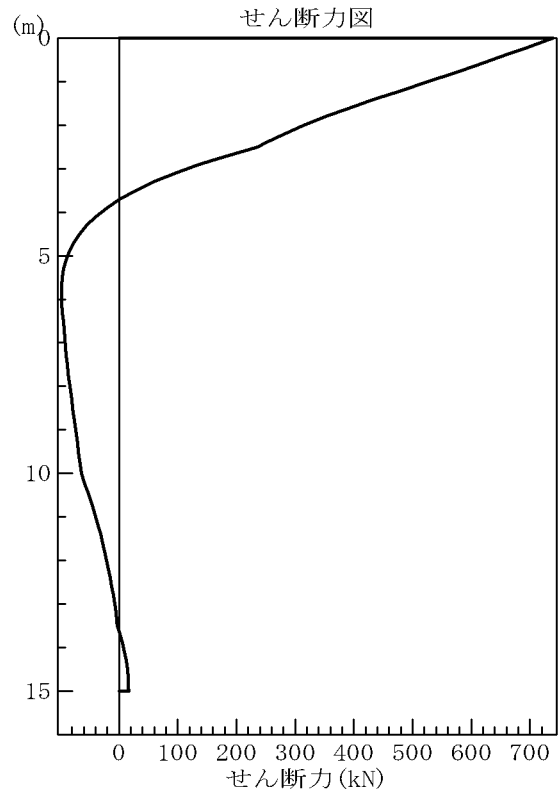
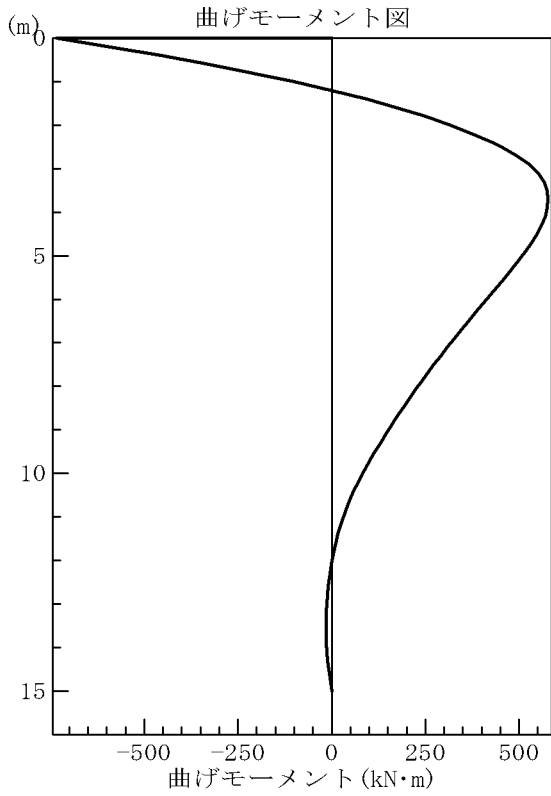
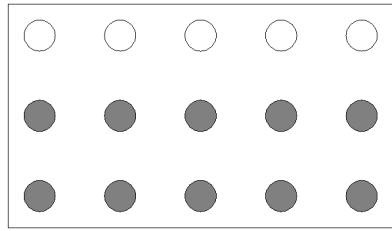
杭体状態： 1 : $M < M_c$, 2 : $M_c \leq M < M_y$
3 : $M_y \leq M < M_u$, 4 : $M_u = M$

前面地盤反力度 ((1)杭)

	深さ (m)	地盤反力度 (kN/m ²)	弾性=1 塑性=2	地盤反力度の 上限値(kN/m ²)
1	0.000	171.000	2	171.000
2	0.200	173.400	2	173.400
3	0.400	175.800	2	175.800
4	0.600	178.200	2	178.200
5	0.800	180.600	2	180.600
6	1.000	183.000	2	183.000
7	1.200	185.400	2	185.400
8	1.400	187.800	2	187.800
9	1.600	183.399	1	190.200
10	1.800	171.272	1	192.600
11	2.000	159.244	1	195.000
12	2.200	147.341	1	197.400
13	2.400	135.584	1	199.800
14	2.500	129.767	1	201.000
15	2.500	259.535	1	561.550
16	2.700	236.616	1	573.691
17	2.900	214.357	1	585.832
18	3.100	192.966	1	597.974
19	3.300	172.601	1	610.115
20	3.500	153.365	1	622.256
21	3.700	135.324	1	634.397
22	3.900	118.527	1	646.539
23	4.100	103.007	1	658.680
24	4.300	88.781	1	670.821
25	4.500	75.841	1	682.962
26	4.700	64.156	1	695.104
27	4.900	53.677	1	707.245
28	5.100	44.344	1	719.386
29	5.300	36.083	1	731.528
30	5.500	28.810	1	743.669
31	5.700	22.432	1	755.810
32	5.900	16.849	1	767.951
33	6.100	11.959	1	780.093
34	6.300	7.657	1	792.234
35	6.500	3.836	1	804.375
36	6.500	1.918	1	249.000
37	6.700	0.200	1	251.400
38	6.900	1.352	1	253.800
39	7.100	2.745	1	256.200
40	7.300	3.987	1	258.600
41	7.500	5.085	1	261.000
42	7.700	6.047	1	263.400
43	7.900	6.880	1	265.800
44	8.100	7.591	1	268.200
45	8.300	8.188	1	270.600
46	8.500	8.678	1	273.000
47	8.700	9.067	1	275.400
48	8.900	9.363	1	277.800

	深さ (m)	地盤反力度 (kN/m ²)	弾性=1 塑性=2	地盤反力度の 上限値(kN/m ²)
49	9.100	9.572	1	280.200
50	9.300	9.701	1	282.600
51	9.500	9.756	1	285.000
52	9.700	9.744	1	287.400
53	9.900	9.670	1	289.800
54	10.000	9.613	1	291.000
55	10.000	28.838	1	1174.225
56	10.200	28.377	1	1191.751
57	10.400	27.777	1	1209.276
58	10.600	27.055	1	1226.802
59	10.800	26.224	1	1244.328
60	11.000	25.298	1	1261.854
61	11.200	24.291	1	1279.379
62	11.400	23.214	1	1296.905
63	11.600	22.078	1	1314.431
64	11.800	20.892	1	1331.956
65	12.000	19.665	1	1349.482
66	12.200	18.405	1	1367.008
67	12.400	17.118	1	1384.534
68	12.600	15.813	1	1402.059
69	12.800	14.493	1	1419.585
70	13.000	13.164	1	1437.111
71	13.200	11.830	1	1454.636
72	13.400	10.495	1	1472.162
73	13.500	9.828	1	1480.925
74	13.500	32.760	1	2533.325
75	13.700	28.326	1	2563.305
76	13.900	23.911	1	2593.285
77	14.100	19.520	1	2623.265
78	14.300	15.153	1	2653.245
79	14.500	10.807	1	2683.225
80	14.700	6.477	1	2713.205
81	14.900	2.158	1	2743.185
82	15.000	0.000	1	2758.175

杭・地盤データ (2)杭



・前面地盤状態

	深さ (m)	区間長 (m)	地盤反力係数 (kN/m ³)		前面地盤の水平地盤 反力度の上限値 (kN/m ²)	
			死荷重時	設計荷重時	層上面	層下面
1	0.000 ~ 1.600	1.600	19443.37	0.00	171.00	190.20
2	1.600 ~ 2.500	0.900	19443.37	19443.37	190.20	201.00
3	2.500 ~ 6.500	4.000	38886.74	38886.74	280.77	402.19
4	6.500 ~ 10.000	3.500	19443.37	19443.37	249.00	291.00
5	10.000 ~ 13.500	3.500	58330.11	58330.11	587.11	740.46
6	13.500 ~ 15.000	1.500	194433.69	194433.69	1266.66	1379.09

・M - 関係

	深さ (m)	区間長 (m)	Mc(kN.m) c(1/m)	My(kN.m) y(1/m)	Mu(kN.m) u(1/m)
1	0.000 ~ 2.400	2.400	344.6 0.0001276	864.2 0.0022910	1337.4 0.0398447
2	2.400 ~ 15.000	12.600	344.6 0.0001276	872.2 0.0022674	1311.8 0.0231480

杭頭仮想鉄筋コンクリート断面 My = 1022.5 (kN.m)

杭地中部変位，断面力 (2)杭)

	深さ (m)	水平変位 (m)	曲げモーメント (kN.m)	杭体 状態	せん断力 (kN)
1	0.000	-0.0144034	-733.963	2	739.106
2	0.200	-0.0137911	-590.302	2	697.819
3	0.400	-0.0131344	-454.958	2	655.977
4	0.600	-0.0124551	-328.028	1	613.698
5	0.800	-0.0117677	-209.681	1	570.182
6	1.000	-0.0110771	-100.138	1	525.698
7	1.200	-0.0103850	0.516	1	481.327
8	1.400	-0.0096929	92.221	1	436.238
9	1.600	-0.0090022	175.068	1	392.768
10	1.800	-0.0083140	249.527	1	352.367
11	2.000	-0.0076296	316.228	1	315.169
12	2.200	-0.0069497	375.807	2	281.154
13	2.400	-0.0062796	428.900	2	250.293
14	2.400	-0.0062796	428.900	2	250.293
15	2.500	-0.0059509	453.209	2	236.026
16	2.700	-0.0053114	495.062	2	183.492
17	2.900	-0.0047010	526.996	2	136.795
18	3.100	-0.0041246	550.149	2	95.640
19	3.300	-0.0035857	565.599	2	59.690
20	3.500	-0.0030858	574.349	2	28.589
21	3.700	-0.0026260	577.333	2	1.967
22	3.900	-0.0022067	575.409	2	-20.553
23	4.100	-0.0018276	569.360	2	-39.348
24	4.300	-0.0014883	559.893	2	-54.791
25	4.500	-0.0011876	547.642	2	-67.248
26	4.700	-0.0009242	533.169	2	-77.074
27	4.900	-0.0006958	516.966	2	-84.607
28	5.100	-0.0005000	499.458	2	-90.163
29	5.300	-0.0003341	481.013	2	-94.032
30	5.500	-0.0001953	461.940	2	-96.483
31	5.700	-0.0000805	442.498	2	-97.752
32	5.900	0.0000133	422.903	2	-98.051
33	6.100	0.0000896	403.331	2	-97.558
34	6.300	0.0001514	383.923	2	-96.424
35	6.500	0.0002018	364.796	2	-94.768
36	6.700	0.0002440	345.943	2	-93.725
37	6.900	0.0002804	327.318	1	-92.500
38	7.100	0.0003120	308.954	1	-91.116
39	7.300	0.0003389	290.881	1	-89.595
40	7.500	0.0003616	273.124	1	-87.959
41	7.700	0.0003802	255.703	1	-86.227
42	7.900	0.0003950	238.638	1	-84.417
43	8.100	0.0004063	221.941	1	-82.546
44	8.300	0.0004143	205.622	1	-80.630
45	8.500	0.0004192	189.691	1	-78.685
46	8.700	0.0004213	174.150	1	-76.722
47	8.900	0.0004209	159.002	1	-74.756
48	9.100	0.0004181	144.247	1	-72.798

	深さ (m)	水平変位 (m)	曲げモーメント (kN.m)	杭体 状態	せん断力 (kN)
49	9.300	0.0004132	129.882	1	-70.857
50	9.500	0.0004063	115.902	1	-68.945
51	9.700	0.0003977	102.301	1	-67.068
52	9.900	0.0003876	89.072	1	-65.235
53	10.000	0.0003821	82.593	1	-64.337
54	10.200	0.0003701	70.255	1	-59.071
55	10.400	0.0003570	58.953	1	-53.980
56	10.600	0.0003431	48.651	1	-49.078
57	10.800	0.0003285	39.309	1	-44.376
58	11.000	0.0003133	30.886	1	-39.884
59	11.200	0.0002976	23.341	1	-35.607
60	11.400	0.0002816	16.629	1	-31.553
61	11.600	0.0002653	10.705	1	-27.725
62	11.800	0.0002489	5.523	1	-24.126
63	12.000	0.0002323	1.039	1	-20.758
64	12.200	0.0002158	-2.795	1	-17.621
65	12.400	0.0001993	-6.025	1	-14.716
66	12.600	0.0001829	-8.697	1	-12.041
67	12.800	0.0001666	-10.857	1	-9.594
68	13.000	0.0001505	-12.550	1	-7.375
69	13.200	0.0001346	-13.822	1	-5.379
70	13.400	0.0001189	-14.717	1	-3.606
71	13.500	0.0001111	-15.036	1	-2.801
72	13.700	0.0000957	-15.102	1	2.022
73	13.900	0.0000805	-14.275	1	6.132
74	14.100	0.0000655	-12.696	1	9.539
75	14.300	0.0000508	-10.506	1	12.252
76	14.500	0.0000361	-7.841	1	14.279
77	14.700	0.0000216	-4.839	1	15.627
78	14.900	0.0000072	-1.636	1	16.300
79	15.000	0.0000000	0.000	1	16.384

杭体状態： 1 : $M < M_c$, 2 : $M_c \leq M < M_y$
3 : $M_y \leq M < M_u$, 4 : $M_u = M$

前面地盤反力度 ((2)杭)

	深さ (m)	地盤反力度 (kN/m ²)	弾性=1 塑性=2	地盤反力度の 上限値(kN/m ²)
1	0.000	171.000	2	171.000
2	0.200	173.400	2	173.400
3	0.400	175.800	2	175.800
4	0.600	178.200	2	178.200
5	0.800	180.600	2	180.600
6	1.000	183.000	2	183.000
7	1.200	185.400	2	185.400
8	1.400	187.800	2	187.800
9	1.600	175.033	1	190.200
10	1.800	161.653	1	192.600
11	2.000	148.344	1	195.000
12	2.200	135.125	1	197.400
13	2.400	122.096	1	199.800
14	2.500	115.705	1	201.000
15	2.500	231.410	1	280.775
16	2.700	206.543	1	286.846
17	2.900	182.805	1	292.916
18	3.100	160.394	1	298.987
19	3.300	139.435	1	305.058
20	3.500	119.997	1	311.128
21	3.700	102.118	1	317.199
22	3.900	85.811	1	323.269
23	4.100	71.071	1	329.340
24	4.300	57.873	1	335.411
25	4.500	46.183	1	341.481
26	4.700	35.938	1	347.552
27	4.900	27.056	1	353.623
28	5.100	19.442	1	359.693
29	5.300	12.991	1	365.764
30	5.500	7.594	1	371.834
31	5.700	3.132	1	377.905
32	5.900	0.519	1	383.976
33	6.100	3.483	1	390.046
34	6.300	5.886	1	396.117
35	6.500	7.849	1	402.188
36	6.500	3.924	1	249.000
37	6.700	4.745	1	251.400
38	6.900	5.453	1	253.800
39	7.100	6.066	1	256.200
40	7.300	6.590	1	258.600
41	7.500	7.030	1	261.000
42	7.700	7.392	1	263.400
43	7.900	7.680	1	265.800
44	8.100	7.899	1	268.200
45	8.300	8.055	1	270.600
46	8.500	8.151	1	273.000
47	8.700	8.192	1	275.400
48	8.900	8.184	1	277.800

	深さ (m)	地盤反力度 (kN/m ²)	弾性=1 塑性=2	地盤反力度の 上限値(kN/m ²)
49	9.100	8.129	1	280.200
50	9.300	8.033	1	282.600
51	9.500	7.900	1	285.000
52	9.700	7.733	1	287.400
53	9.900	7.537	1	289.800
54	10.000	7.429	1	291.000
55	10.000	22.287	1	587.112
56	10.200	21.587	1	595.875
57	10.400	20.827	1	604.638
58	10.600	20.015	1	613.401
59	10.800	19.161	1	622.164
60	11.000	18.273	1	630.927
61	11.200	17.358	1	639.690
62	11.400	16.423	1	648.452
63	11.600	15.474	1	657.215
64	11.800	14.515	1	665.978
65	12.000	13.552	1	674.741
66	12.200	12.588	1	683.504
67	12.400	11.626	1	692.267
68	12.600	10.669	1	701.030
69	12.800	9.719	1	709.793
70	13.000	8.779	1	718.555
71	13.200	7.850	1	727.318
72	13.400	6.933	1	736.081
73	13.500	6.479	1	740.462
74	13.500	21.597	1	1266.663
75	13.700	18.603	1	1281.653
76	13.900	15.653	1	1296.643
77	14.100	12.743	1	1311.633
78	14.300	9.870	1	1326.623
79	14.500	7.028	1	1341.613
80	14.700	4.207	1	1356.603
81	14.900	1.401	1	1371.593
82	15.000	0.000	1	1379.088

杭基礎のせん断耐力

杭径	D	mm	1200
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	Cc	—	1.0
部材幅	b	mm	1063
部材高	h	mm	1063
有効高	d	mm	937
有効高に関する補正係数	Ce	—	1.036
軸方向引張鉄筋比	pt	%	0.389
軸方向引張鉄筋比に関する補正係数	Cpt	—	1.089
作用軸力（死荷重作用時）	N	kN	1668.78
作用曲げモーメント（終局曲げモーメント）	M	kN.m	2043.90
断面積	Ac	mm ²	1.1310 × 10 ⁶
断面二次モーメント	Ic	mm ⁴	1.0179 × 10 ¹¹
図心より引張縁までの距離	y	mm	600
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	Mo	kN.m	250.32
軸方向圧縮力による補正係数	CN	—	1.122
コンクリートが負担できる平均せん断応力度	c	N/mm ²	0.350
コンクリートが負担するせん断耐力	Sc	kN	441.45
帯鉄筋の断面積	Aw	mm ²	3.972 × 10 ²
帯鉄筋の間隔	s	mm	150
帯鉄筋の降伏点	sy	N/mm ²	345.0
帯鉄筋の負担するせん断耐力	Ss	kN	744.26
杭1本あたりのせん断耐力	Ps	kN	1185.70
杭の総本数	n	本	15
杭基礎のせん断耐力	Ps	kN	17785.54

8.4.2 橋軸直角方向（降伏時）

設計荷重（水平震度 0.760）

$$\begin{aligned}
 \text{鉛直力} \quad V &= R_d + W_p - U_p + W_s + W_F' \\
 &= 11690.00 + 4941.40 - 0.00 + 991.44 + 7408.80 \\
 &= 25031.64 \text{ (kN)} \\
 \\
 \text{水平力} \quad H &= (W_u + W_p) \cdot k_{hi} + W_F \cdot k_{hg} \cdot k_{hi} / (C_z \cdot k_{hco}) + H_d \\
 &= (9600.00 + 4941.40) \cdot 0.760 + 7408.80 \cdot 0.35 \cdot 0.760 / 0.8500 + 0.00 \\
 &= 13365.13 \text{ (kN)} \\
 \\
 \text{モーメント} \quad M &= (W_u \cdot y_u + W_p \cdot y_p) \cdot k_{hi} + W_F \cdot k_{hg} \cdot k_{hi} / (C_z \cdot k_{hco}) \cdot y_F + M_d \\
 &= (9600.00 \cdot 16.000 + 4941.40 \cdot 7.344) \cdot 0.760 \\
 &\quad + 7408.80 \cdot 0.35 \cdot 0.760 / 0.8500 \cdot 1.250 + 0.00 \\
 &= 147160.79 \text{ (kN.m)}
 \end{aligned}$$

底板下面中心における変位

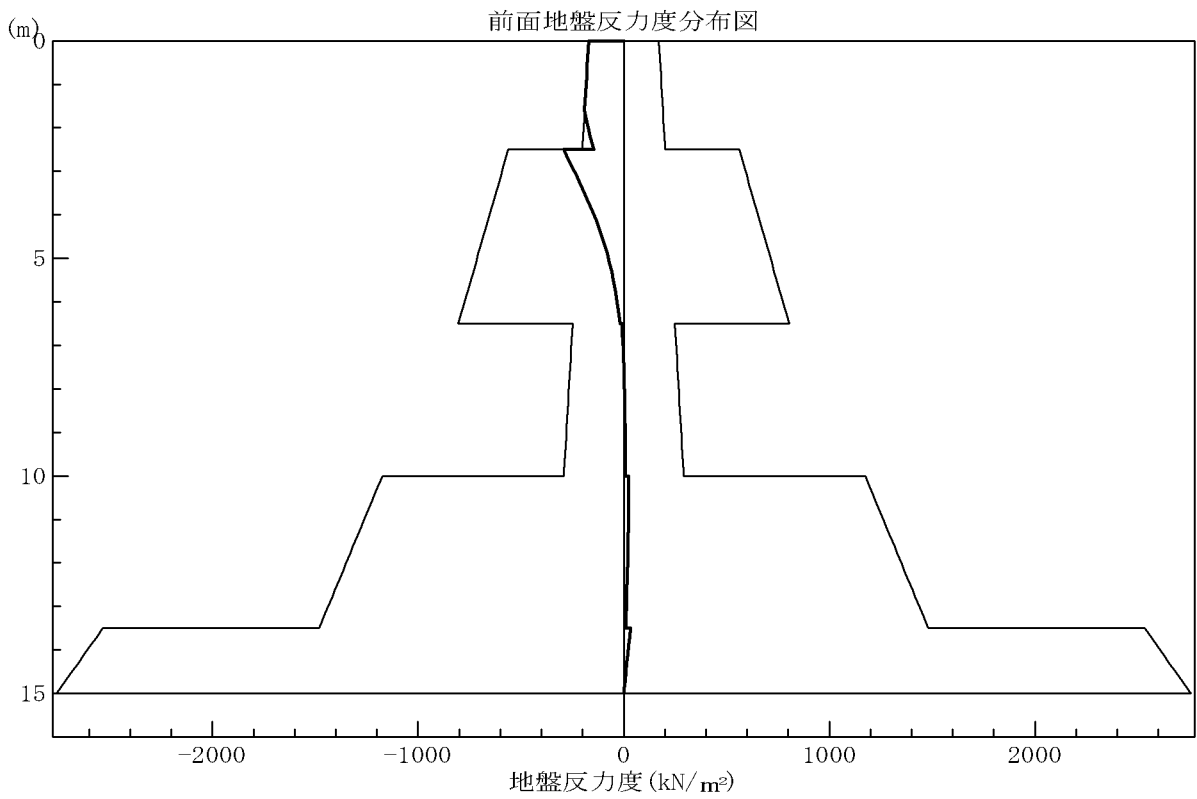
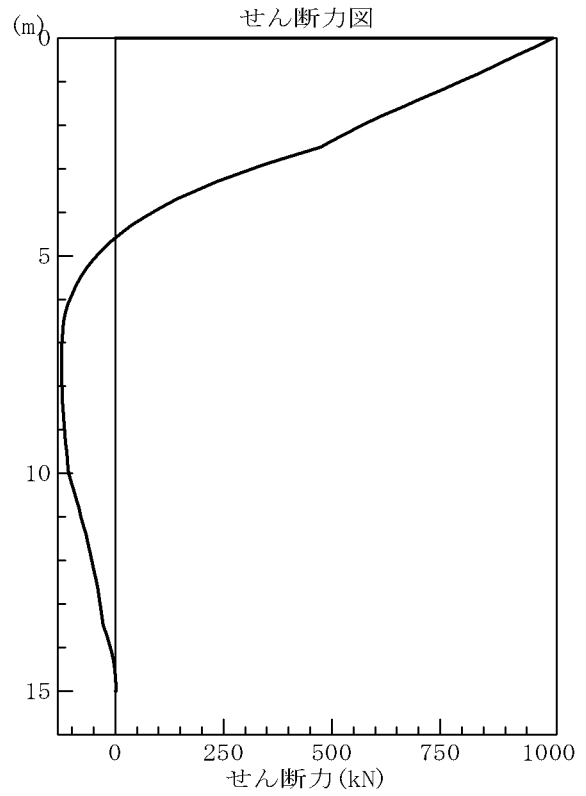
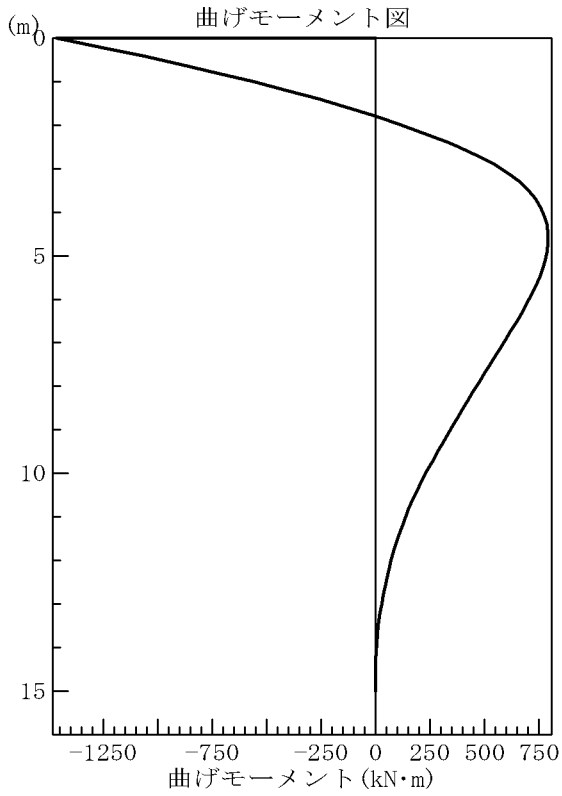
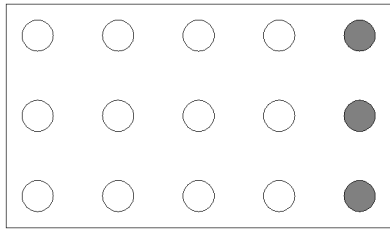
	変位量
水平変位(m)	0.0138968
鉛直変位(m)	0.0037276
回転変位(rad)	0.0013638

杭反力

$$\begin{aligned}
 \text{押し込み支持力の上限值} \quad P_{Nu} &= 7398.00 \text{ (kN)} \\
 \text{引抜き支持力の上限值} \quad P_{Tu} &= -2671.00 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

杭列	鉛直反力 (kN)	水平反力 (kN)	モーメント (kN.m)	杭頭座標 (m)	杭本数
1	-1994.487	811.922	-989.105	-6.000	3
2	-162.856	811.922	-989.105	-3.000	3
3	1668.776	811.922	-989.105	0.000	3
4	3500.408	1009.029	-1463.300	3.000	3
5	5332.039	1010.248	-1464.737	6.000	3
杭反力分	25031.640	13365.125	147160.793		
底板前面負担分		0.000	0.000		
合計	25031.640	13365.125	147160.793		

杭・地盤データ ((1)杭)



・前面地盤状態

	深さ (m)	区間長 (m)	地盤反力係数 (kN/m ³)		前面地盤の水平地盤 反力度の上限値 (kN/m ²)	
			死荷重時	設計荷重時	層上面	層下面
1	0.000 ~ 1.800	1.800	19443.37	0.00	171.00	192.60
2	1.800 ~ 2.500	0.700	19443.37	19443.37	192.60	201.00
3	2.500 ~ 6.500	4.000	38886.74	38886.74	561.55	804.38
4	6.500 ~ 10.000	3.500	19443.37	19443.37	249.00	291.00
5	10.000 ~ 13.500	3.500	58330.11	58330.11	1174.22	1480.92
6	13.500 ~ 15.000	1.500	194433.69	194433.69	2533.33	2758.18

・M - 関係

	深さ (m)	区間長 (m)	Mc(kN.m) c(1/m)	My(kN.m) y(1/m)	Mu(kN.m) u(1/m)
1	0.000 ~ 2.400	2.400	596.6 0.0002208	1463.3 0.0026781	2043.9 0.0299988
2	2.400 ~ 15.000	12.600	596.6 0.0002208	1481.2 0.0026342	1994.6 0.0170671

杭頭仮想鉄筋コンクリート断面 My = 1771.7 (kN.m)

杭地中部変位，断面力 ((1)杭)

	深さ (m)	水平変位 (m)	曲げモーメント (kN.m)	杭体 状態	せん断力 (kN)
1	0.000	-0.0138968	-1464.737	3	1010.248
2	0.200	-0.0135754	-1266.861	2	968.706
3	0.400	-0.0131698	-1077.413	2	925.995
4	0.600	-0.0127013	-896.529	2	883.115
5	0.800	-0.0121902	-724.229	2	840.168
6	1.000	-0.0116563	-560.717	1	795.280
7	1.200	-0.0111121	-406.188	1	750.365
8	1.400	-0.0105619	-260.776	1	704.140
9	1.600	-0.0100079	-124.611	1	657.926
10	1.800	-0.0094520	2.442	1	613.032
11	2.000	-0.0088961	120.725	1	570.223
12	2.200	-0.0083420	230.704	1	530.004
13	2.400	-0.0077913	332.898	1	492.363
14	2.400	-0.0077913	332.898	1	492.363
15	2.500	-0.0075177	381.236	1	474.504
16	2.700	-0.0069749	469.290	1	406.881
17	2.900	-0.0064390	544.324	1	344.292
18	3.100	-0.0059112	607.338	2	286.667
19	3.300	-0.0053938	659.316	2	233.923
20	3.500	-0.0048915	701.225	2	185.941
21	3.700	-0.0044090	734.000	2	142.558
22	3.900	-0.0039499	758.541	2	103.572
23	4.100	-0.0035166	775.706	2	68.751
24	4.300	-0.0031112	786.303	2	37.845
25	4.500	-0.0027351	791.087	2	10.587
26	4.700	-0.0023883	790.762	2	-13.298
27	4.900	-0.0020710	785.975	2	-34.083
28	5.100	-0.0017829	777.317	2	-52.045
29	5.300	-0.0015231	765.327	2	-67.451
30	5.500	-0.0012897	750.490	2	-80.556
31	5.700	-0.0010815	733.242	2	-91.602
32	5.900	-0.0008966	713.972	2	-100.816
33	6.100	-0.0007332	693.024	2	-108.405
34	6.300	-0.0005890	670.705	2	-114.561
35	6.500	-0.0004615	647.284	2	-119.451
36	6.700	-0.0003481	623.196	2	-121.335
37	6.900	-0.0002461	598.783	2	-122.718
38	7.100	-0.0001535	574.140	1	-123.647
39	7.300	-0.0000695	549.352	1	-124.164
40	7.500	0.0000065	524.499	1	-124.308
41	7.700	0.0000746	499.651	1	-124.116
42	7.900	0.0001354	474.873	1	-123.623
43	8.100	0.0001892	450.220	1	-122.863
44	8.300	0.0002363	425.743	1	-121.868
45	8.500	0.0002770	401.486	1	-120.668
46	8.700	0.0003119	377.488	1	-119.291
47	8.900	0.0003411	353.780	1	-117.766
48	9.100	0.0003651	330.390	1	-116.116

	深さ (m)	水平変位 (m)	曲げモーメント (kN.m)	杭体 状態	せん断力 (kN)
49	9.300	0.0003843	307.340	1	-114.365
50	9.500	0.0003988	284.649	1	-112.537
51	9.700	0.0004092	262.329	1	-110.650
52	9.900	0.0004157	240.392	1	-108.724
53	10.000	0.0004175	229.568	1	-107.752
54	10.200	0.0004188	208.603	1	-101.894
55	10.400	0.0004169	188.810	1	-96.041
56	10.600	0.0004123	170.184	1	-90.233
57	10.800	0.0004052	152.711	1	-84.508
58	11.000	0.0003957	136.373	1	-78.900
59	11.200	0.0003843	121.141	1	-73.438
60	11.400	0.0003711	106.986	1	-68.148
61	11.600	0.0003563	93.869	1	-63.055
62	11.800	0.0003400	81.749	1	-58.180
63	12.000	0.0003226	70.581	1	-53.540
64	12.200	0.0003042	60.316	1	-49.152
65	12.400	0.0002848	50.903	1	-45.028
66	12.600	0.0002647	42.287	1	-41.181
67	12.800	0.0002439	34.411	1	-37.620
68	13.000	0.0002227	27.219	1	-34.353
69	13.200	0.0002010	20.650	1	-31.387
70	13.400	0.0001791	14.644	1	-28.726
71	13.500	0.0001680	11.833	1	-27.511
72	13.700	0.0001458	7.080	1	-20.190
73	13.900	0.0001234	3.687	1	-13.910
74	14.100	0.0001010	1.446	1	-8.674
75	14.300	0.0000785	0.148	1	-4.486
76	14.500	0.0000561	-0.418	1	-1.345
77	14.700	0.0000336	-0.460	1	0.749
78	14.900	0.0000112	-0.188	1	1.795
79	15.000	0.0000000	0.000	1	1.926

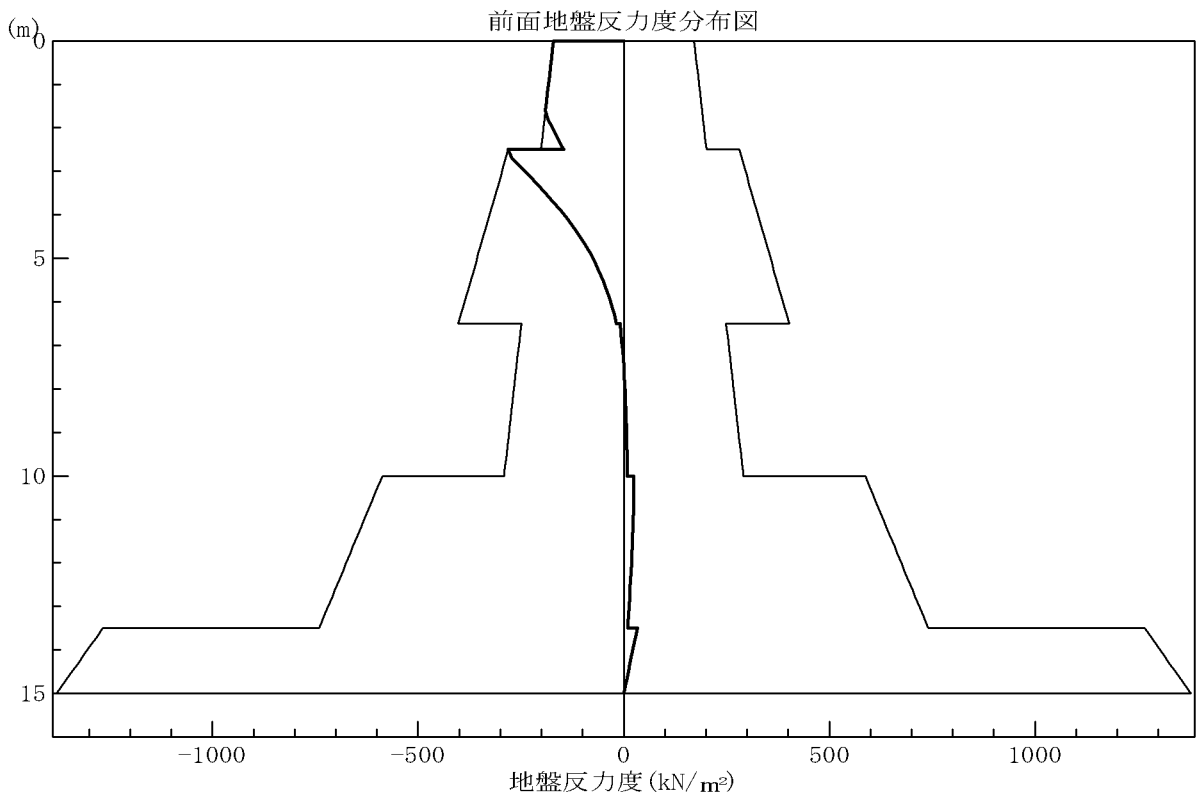
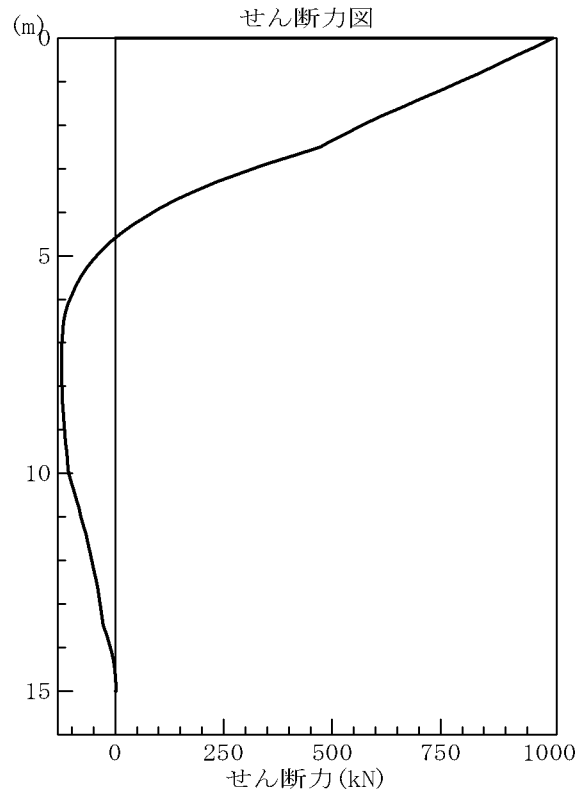
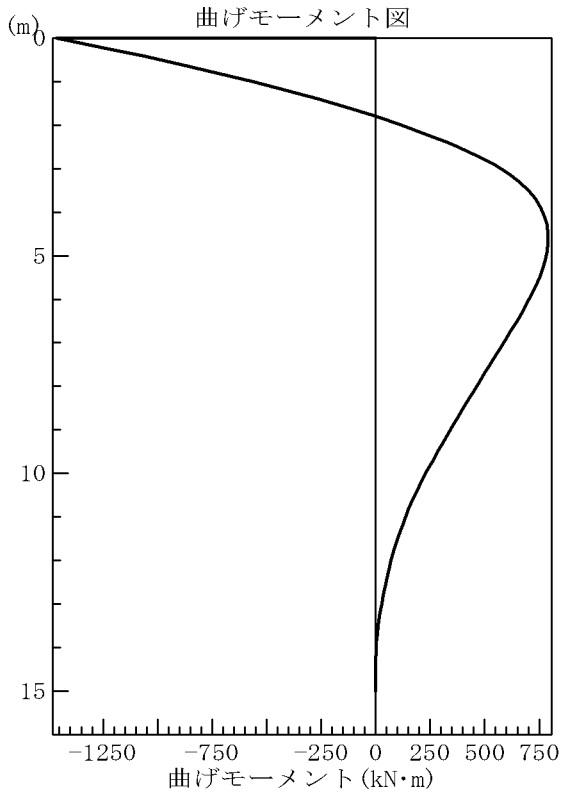
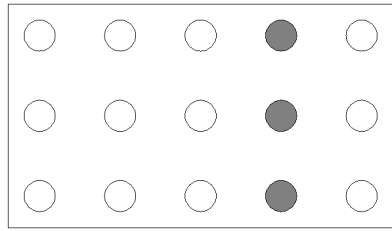
杭体状態： 1 : $M < M_c$, 2 : $M_c \leq M < M_y$
3 : $M_y \leq M < M_u$, 4 : $M_u = M$

前面地盤反力度 ((1)杭)

	深さ (m)	地盤反力度 (kN/m ²)	弾性=1 塑性=2	地盤反力度の 上限値(kN/m ²)
1	0.000	171.000	2	171.000
2	0.200	173.400	2	173.400
3	0.400	175.800	2	175.800
4	0.600	178.200	2	178.200
5	0.800	180.600	2	180.600
6	1.000	183.000	2	183.000
7	1.200	185.400	2	185.400
8	1.400	187.800	2	187.800
9	1.600	190.200	2	190.200
10	1.800	183.778	1	192.600
11	2.000	172.970	1	195.000
12	2.200	162.196	1	197.400
13	2.400	151.489	1	199.800
14	2.500	146.169	1	201.000
15	2.500	292.338	1	561.550
16	2.700	271.230	1	573.691
17	2.900	250.392	1	585.832
18	3.100	229.867	1	597.974
19	3.300	209.748	1	610.115
20	3.500	190.214	1	622.256
21	3.700	171.452	1	634.397
22	3.900	153.598	1	646.539
23	4.100	136.749	1	658.680
24	4.300	120.985	1	670.821
25	4.500	106.357	1	682.962
26	4.700	92.873	1	695.104
27	4.900	80.533	1	707.245
28	5.100	69.333	1	719.386
29	5.300	59.227	1	731.528
30	5.500	50.153	1	743.669
31	5.700	42.055	1	755.810
32	5.900	34.867	1	767.951
33	6.100	28.512	1	780.093
34	6.300	22.903	1	792.234
35	6.500	17.947	1	804.375
36	6.500	8.974	1	249.000
37	6.700	6.769	1	251.400
38	6.900	4.785	1	253.800
39	7.100	2.985	1	256.200
40	7.300	1.351	1	258.600
41	7.500	0.126	1	261.000
42	7.700	1.451	1	263.400
43	7.900	2.633	1	265.800
44	8.100	3.678	1	268.200
45	8.300	4.594	1	270.600
46	8.500	5.387	1	273.000
47	8.700	6.064	1	275.400
48	8.900	6.633	1	277.800

	深さ (m)	地盤反力度 (kN/m ²)	弾性=1 塑性=2	地盤反力度の 上限値(kN/m ²)
49	9.100	7.100	1	280.200
50	9.300	7.471	1	282.600
51	9.500	7.755	1	285.000
52	9.700	7.956	1	287.400
53	9.900	8.082	1	289.800
54	10.000	8.118	1	291.000
55	10.000	24.355	1	1174.225
56	10.200	24.428	1	1191.751
57	10.400	24.321	1	1209.276
58	10.600	24.050	1	1226.802
59	10.800	23.633	1	1244.328
60	11.000	23.084	1	1261.854
61	11.200	22.417	1	1279.379
62	11.400	21.645	1	1296.905
63	11.600	20.780	1	1314.431
64	11.800	19.835	1	1331.956
65	12.000	18.819	1	1349.482
66	12.200	17.742	1	1367.008
67	12.400	16.613	1	1384.534
68	12.600	15.439	1	1402.059
69	12.800	14.230	1	1419.585
70	13.000	12.990	1	1437.111
71	13.200	11.727	1	1454.636
72	13.400	10.446	1	1472.162
73	13.500	9.800	1	1480.925
74	13.500	32.668	1	2533.325
75	13.700	28.340	1	2563.305
76	13.900	23.992	1	2593.285
77	14.100	19.633	1	2623.265
78	14.300	15.269	1	2653.245
79	14.500	10.905	1	2683.225
80	14.700	6.542	1	2713.205
81	14.900	2.181	1	2743.185
82	15.000	0.000	1	2758.175

杭・地盤データ (2)杭



・ 前面地盤状態

	深さ (m)	区間長 (m)	地盤反力係数 (kN/m ³)		前面地盤の水平地盤 反力度の上限値 (kN/m ²)	
			死荷重時	設計荷重時	層上面	層下面
1	0.000 ~ 1.800	1.800	19443.37	0.00	171.00	192.60
2	1.800 ~ 2.500	0.700	19443.37	19443.37	192.60	201.00
3	2.500 ~ 2.700	0.200	38886.74	0.00	280.77	286.85
4	2.700 ~ 6.500	3.800	38886.74	38886.74	286.85	402.19
5	6.500 ~ 10.000	3.500	19443.37	19443.37	249.00	291.00
6	10.000 ~ 13.500	3.500	58330.11	58330.11	587.11	740.46
7	13.500 ~ 15.000	1.500	194433.69	194433.69	1266.66	1379.09

・ M - 関係

	深さ (m)	区間長 (m)	Mc(kN.m) c(1/m)	My(kN.m) y(1/m)	Mu(kN.m) u(1/m)
1	0.000 ~ 2.400	2.400	596.6 0.0002208	1463.3 0.0026781	2043.9 0.0299988
2	2.400 ~ 15.000	12.600	596.6 0.0002208	1481.2 0.0026342	1994.6 0.0170671

杭頭仮想鉄筋コンクリート断面 My = 1771.7 (kN.m)

杭地中部変位，断面力 ((2)杭)

	深さ (m)	水平変位 (m)	曲げモーメント (kN.m)	杭体 状態	せん断力 (kN)
1	0.000	-0.0138968	-1463.300	3	1009.029
2	0.200	-0.0135754	-1265.667	2	967.488
3	0.400	-0.0131701	-1076.463	2	924.776
4	0.600	-0.0127019	-895.822	2	881.896
5	0.800	-0.0121912	-723.767	2	838.949
6	1.000	-0.0116578	-560.498	1	794.061
7	1.200	-0.0111141	-406.213	1	749.146
8	1.400	-0.0105644	-261.045	1	702.921
9	1.600	-0.0100108	-125.124	1	656.698
10	1.800	-0.0094553	1.683	1	611.795
11	2.000	-0.0088999	119.716	1	568.969
12	2.200	-0.0083462	229.443	1	528.731
13	2.400	-0.0077959	331.380	1	491.070
14	2.400	-0.0077959	331.380	1	491.070
15	2.500	-0.0075225	379.588	1	473.200
16	2.700	-0.0069801	467.616	1	407.886
17	2.900	-0.0064446	542.846	1	345.247
18	3.100	-0.0059171	606.046	2	287.569
19	3.300	-0.0054000	658.199	2	234.769
20	3.500	-0.0048978	700.270	2	186.729
21	3.700	-0.0044153	733.197	2	143.287
22	3.900	-0.0039561	757.879	2	104.242
23	4.100	-0.0035227	775.172	2	69.363
24	4.300	-0.0031171	785.885	2	38.402
25	4.500	-0.0027407	790.776	2	11.089
26	4.700	-0.0023937	790.546	2	-12.847
27	4.900	-0.0020761	785.844	2	-33.682
28	5.100	-0.0017878	777.261	2	-51.690
29	5.300	-0.0015276	765.338	2	-67.139
30	5.500	-0.0012939	750.559	2	-80.286
31	5.700	-0.0010854	733.361	2	-91.369
32	5.900	-0.0009002	714.134	2	-100.618
33	6.100	-0.0007365	693.223	2	-108.240
34	6.300	-0.0005920	670.934	2	-114.425
35	6.500	-0.0004644	647.537	2	-119.343
36	6.700	-0.0003508	623.470	2	-121.239
37	6.900	-0.0002486	599.075	2	-122.634
38	7.100	-0.0001559	574.447	1	-123.574
39	7.300	-0.0000716	549.673	1	-124.102
40	7.500	0.0000044	524.831	1	-124.255
41	7.700	0.0000728	499.993	1	-124.072
42	7.900	0.0001337	475.222	1	-123.588
43	8.100	0.0001876	450.576	1	-122.836
44	8.300	0.0002348	426.104	1	-121.848
45	8.500	0.0002757	401.850	1	-120.654
46	8.700	0.0003106	377.854	1	-119.284
47	8.900	0.0003400	354.146	1	-117.764
48	9.100	0.0003641	330.756	1	-116.120

	深さ (m)	水平変位 (m)	曲げモーメント (kN.m)	杭体 状態	せん断力 (kN)
49	9.300	0.0003833	307.705	1	-114.374
50	9.500	0.0003980	285.012	1	-112.549
51	9.700	0.0004084	262.689	1	-110.666
52	9.900	0.0004150	240.748	1	-108.744
53	10.000	0.0004169	229.922	1	-107.773
54	10.200	0.0004182	208.952	1	-101.925
55	10.400	0.0004164	189.152	1	-96.079
56	10.600	0.0004119	170.517	1	-90.278
57	10.800	0.0004048	153.035	1	-84.560
58	11.000	0.0003954	136.686	1	-78.957
59	11.200	0.0003840	121.443	1	-73.499
60	11.400	0.0003708	107.275	1	-68.214
61	11.600	0.0003560	94.144	1	-63.124
62	11.800	0.0003399	82.010	1	-58.252
63	12.000	0.0003225	70.828	1	-53.614
64	12.200	0.0003040	60.548	1	-49.228
65	12.400	0.0002847	51.119	1	-45.106
66	12.600	0.0002646	42.487	1	-41.260
67	12.800	0.0002439	34.596	1	-37.701
68	13.000	0.0002226	27.387	1	-34.435
69	13.200	0.0002010	20.802	1	-31.469
70	13.400	0.0001791	14.779	1	-28.808
71	13.500	0.0001680	11.960	1	-27.594
72	13.700	0.0001457	7.190	1	-20.273
73	13.900	0.0001234	3.781	1	-13.994
74	14.100	0.0001010	1.523	1	-8.759
75	14.300	0.0000785	0.208	1	-4.571
76	14.500	0.0000561	-0.375	1	-1.431
77	14.700	0.0000336	-0.434	1	0.663
78	14.900	0.0000112	-0.180	1	1.710
79	15.000	0.0000000	0.000	1	1.841

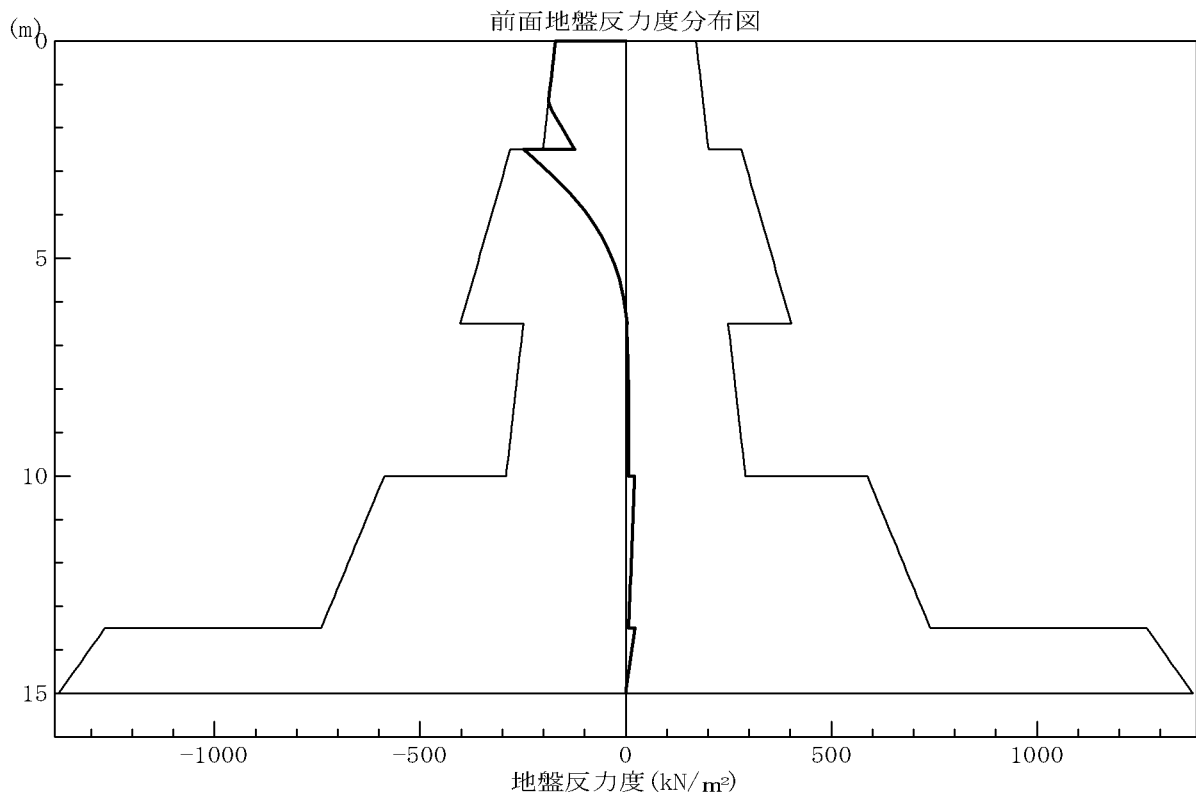
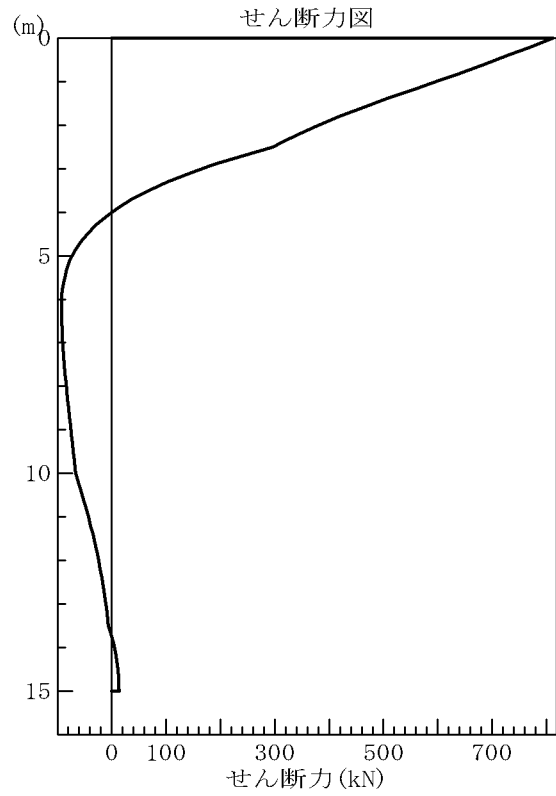
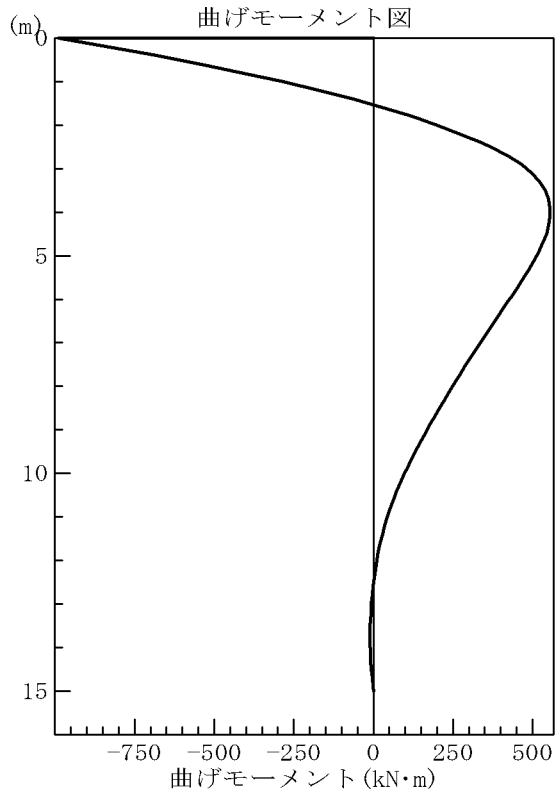
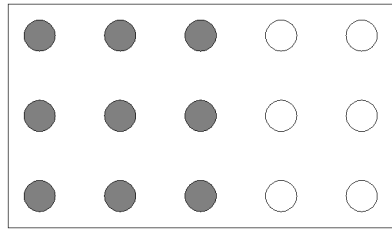
杭体状態： 1 : $M < M_c$, 2 : $M_c < M < M_y$
3 : $M_y < M < M_u$, 4 : $M_u = M$

前面地盤反力度 (2)杭

	深さ (m)	地盤反力度 (kN/m ²)	弾性=1 塑性=2	地盤反力度の 上限値(kN/m ²)
1	0.000	171.000	2	171.000
2	0.200	173.400	2	173.400
3	0.400	175.800	2	175.800
4	0.600	178.200	2	178.200
5	0.800	180.600	2	180.600
6	1.000	183.000	2	183.000
7	1.200	185.400	2	185.400
8	1.400	187.800	2	187.800
9	1.600	190.200	2	190.200
10	1.800	183.843	1	192.600
11	2.000	173.043	1	195.000
12	2.200	162.278	1	197.400
13	2.400	151.579	1	199.800
14	2.500	146.263	1	201.000
15	2.500	280.775	2	280.775
16	2.700	271.433	1	286.846
17	2.900	250.608	1	292.916
18	3.100	230.096	1	298.987
19	3.300	209.987	1	305.058
20	3.500	190.458	1	311.128
21	3.700	171.697	1	317.199
22	3.900	153.841	1	323.269
23	4.100	136.987	1	329.340
24	4.300	121.215	1	335.411
25	4.500	106.579	1	341.481
26	4.700	93.084	1	347.552
27	4.900	80.732	1	353.623
28	5.100	69.520	1	359.693
29	5.300	59.402	1	365.764
30	5.500	50.316	1	371.834
31	5.700	42.206	1	377.905
32	5.900	35.007	1	383.976
33	6.100	28.641	1	390.046
34	6.300	23.022	1	396.117
35	6.500	18.057	1	402.188
36	6.500	9.029	1	249.000
37	6.700	6.820	1	251.400
38	6.900	4.833	1	253.800
39	7.100	3.030	1	256.200
40	7.300	1.393	1	258.600
41	7.500	0.086	1	261.000
42	7.700	1.415	1	263.400
43	7.900	2.599	1	265.800
44	8.100	3.647	1	268.200
45	8.300	4.565	1	270.600
46	8.500	5.360	1	273.000
47	8.700	6.039	1	275.400
48	8.900	6.610	1	277.800

	深さ (m)	地盤反力度 (kN/m ²)	弾性=1 塑性=2	地盤反力度の 上限値(kN/m ²)
49	9.100	7.079	1	280.200
50	9.300	7.453	1	282.600
51	9.500	7.738	1	285.000
52	9.700	7.941	1	287.400
53	9.900	8.068	1	289.800
54	10.000	8.105	1	291.000
55	10.000	24.316	1	587.112
56	10.200	24.393	1	595.875
57	10.400	24.290	1	604.638
58	10.600	24.023	1	613.401
59	10.800	23.609	1	622.164
60	11.000	23.063	1	630.927
61	11.200	22.399	1	639.690
62	11.400	21.629	1	648.452
63	11.600	20.767	1	657.215
64	11.800	19.824	1	665.978
65	12.000	18.810	1	674.741
66	12.200	17.734	1	683.504
67	12.400	16.606	1	692.267
68	12.600	15.434	1	701.030
69	12.800	14.226	1	709.793
70	13.000	12.987	1	718.555
71	13.200	11.724	1	727.318
72	13.400	10.444	1	736.081
73	13.500	9.799	1	740.462
74	13.500	32.663	1	1266.663
75	13.700	28.336	1	1281.653
76	13.900	23.989	1	1296.643
77	14.100	19.631	1	1311.633
78	14.300	15.268	1	1326.623
79	14.500	10.905	1	1341.613
80	14.700	6.542	1	1356.603
81	14.900	2.181	1	1371.593
82	15.000	0.000	1	1379.088

杭・地盤データ (3)杭



・ 前面地盤状態

	深さ (m)	区間長 (m)	地盤反力係数 (kN/m ³)		前面地盤の水平地盤 反力度の上限値 (kN/m ²)	
			死荷重時	設計荷重時	層上面	層下面
1	0.000 ~ 1.600	1.600	19443.37	0.00	171.00	190.20
2	1.600 ~ 2.500	0.900	19443.37	19443.37	190.20	201.00
3	2.500 ~ 6.500	4.000	38886.74	38886.74	280.77	402.19
4	6.500 ~ 10.000	3.500	19443.37	19443.37	249.00	291.00
5	10.000 ~ 13.500	3.500	58330.11	58330.11	587.11	740.46
6	13.500 ~ 15.000	1.500	194433.69	194433.69	1266.66	1379.09

・ M - 関係

	深さ (m)	区間長 (m)	Mc(kN.m) c(1/m)	My(kN.m) y(1/m)	Mu(kN.m) u(1/m)
1	0.000 ~ 2.400	2.400	344.6 0.0001276	864.2 0.0022910	1337.4 0.0398447
2	2.400 ~ 15.000	12.600	344.6 0.0001276	872.2 0.0022674	1311.8 0.0231480

杭頭仮想鉄筋コンクリート断面 My = 1022.5 (kN.m)

杭地中部変位，断面力 ((3)杭)

	深さ (m)	水平変位 (m)	曲げモーメント (kN.m)	杭体 状態	せん断力 (kN)
1	0.000	-0.0138968	-989.105	3	811.922
2	0.200	-0.0135147	-830.893	2	770.396
3	0.400	-0.0129942	-681.017	2	728.610
4	0.600	-0.0124130	-539.672	2	685.145
5	0.800	-0.0117946	-407.091	2	641.007
6	1.000	-0.0111611	-283.420	1	596.104
7	1.200	-0.0105239	-168.794	1	550.586
8	1.400	-0.0098841	-63.332	1	504.510
9	1.600	-0.0092435	33.103	1	460.329
10	1.800	-0.0086033	120.955	1	418.689
11	2.000	-0.0079648	200.778	1	380.033
12	2.200	-0.0073294	273.167	1	344.350
13	2.400	-0.0066980	338.715	1	311.623
14	2.400	-0.0066980	338.715	1	311.623
15	2.500	-0.0063841	369.108	2	296.362
16	2.700	-0.0057642	422.616	2	239.683
17	2.900	-0.0051612	465.362	2	188.717
18	3.100	-0.0045825	498.471	2	143.270
19	3.300	-0.0040336	523.021	2	103.088
20	3.500	-0.0035183	540.038	2	67.875
21	3.700	-0.0030392	550.481	2	37.305
22	3.900	-0.0025982	555.246	2	11.029
23	4.100	-0.0021962	555.155	2	-11.313
24	4.300	-0.0018330	550.958	2	-30.085
25	4.500	-0.0015077	543.335	2	-45.645
26	4.700	-0.0012192	532.891	2	-58.342
27	4.900	-0.0009653	520.167	2	-68.509
28	5.100	-0.0007443	505.635	2	-76.462
29	5.300	-0.0005540	489.710	2	-82.497
30	5.500	-0.0003920	472.746	2	-86.890
31	5.700	-0.0002556	455.046	2	-89.893
32	5.900	-0.0001420	436.866	2	-91.732
33	6.100	-0.0000484	418.418	2	-92.607
34	6.300	0.0000283	399.876	2	-92.689
35	6.500	0.0000912	381.386	2	-92.121
36	6.700	0.0001431	363.012	2	-91.571
37	6.900	0.0001870	344.772	2	-90.798
38	7.100	0.0002252	326.706	1	-89.834
39	7.300	0.0002586	308.850	1	-88.703
40	7.500	0.0002874	291.234	1	-87.428
41	7.700	0.0003118	273.887	1	-86.028
42	7.900	0.0003323	256.830	1	-84.524
43	8.100	0.0003489	240.083	1	-82.933
44	8.300	0.0003619	223.662	1	-81.273
45	8.500	0.0003717	207.577	1	-79.560
46	8.700	0.0003783	191.840	1	-77.809
47	8.900	0.0003822	176.455	1	-76.034
48	9.100	0.0003834	161.427	1	-74.247

	深さ (m)	水平変位 (m)	曲げモーメント (kN.m)	杭体 状態	せん断力 (kN)
49	9.300	0.0003822	146.757	1	-72.460
50	9.500	0.0003788	132.443	1	-70.683
51	9.700	0.0003735	118.482	1	-68.927
52	9.900	0.0003664	104.870	1	-67.200
53	10.000	0.0003623	98.192	1	-66.350
54	10.200	0.0003530	85.425	1	-61.341
55	10.400	0.0003424	73.647	1	-56.473
56	10.600	0.0003307	62.826	1	-51.760
57	10.800	0.0003181	52.931	1	-47.218
58	11.000	0.0003047	43.927	1	-42.858
59	11.200	0.0002906	35.775	1	-38.690
60	11.400	0.0002760	28.437	1	-34.723
61	11.600	0.0002610	21.872	1	-30.964
62	11.800	0.0002457	16.038	1	-27.417
63	12.000	0.0002301	10.891	1	-24.086
64	12.200	0.0002144	6.389	1	-20.974
65	12.400	0.0001986	2.486	1	-18.084
66	12.600	0.0001827	-0.860	1	-15.415
67	12.800	0.0001668	-3.694	1	-12.969
68	13.000	0.0001510	-6.062	1	-10.744
69	13.200	0.0001353	-8.007	1	-8.740
70	13.400	0.0001197	-9.573	1	-6.955
71	13.500	0.0001120	-10.227	1	-6.144
72	13.700	0.0000966	-10.957	1	-1.278
73	13.900	0.0000814	-10.786	1	2.875
74	14.100	0.0000663	-9.854	1	6.321
75	14.300	0.0000514	-8.304	1	9.068
76	14.500	0.0000366	-6.273	1	11.123
77	14.700	0.0000219	-3.900	1	12.489
78	14.900	0.0000073	-1.323	1	13.172
79	15.000	0.0000000	0.000	1	13.257

杭体状態： 1 : $M < M_c$, 2 : $M_c \leq M < M_y$
 3 : $M_y \leq M < M_u$, 4 : $M_u = M$

前面地盤反力度 ((3)杭)

	深さ (m)	地盤反力度 (kN/m ²)	弾性=1 塑性=2	地盤反力度の 上限値(kN/m ²)
1	0.000	171.000	2	171.000
2	0.200	173.400	2	173.400
3	0.400	175.800	2	175.800
4	0.600	178.200	2	178.200
5	0.800	180.600	2	180.600
6	1.000	183.000	2	183.000
7	1.200	185.400	2	185.400
8	1.400	187.800	2	187.800
9	1.600	179.724	1	190.200
10	1.800	167.276	1	192.600
11	2.000	154.863	1	195.000
12	2.200	142.508	1	197.400
13	2.400	130.231	1	199.800
14	2.500	124.129	1	201.000
15	2.500	248.258	1	280.775
16	2.700	224.151	1	286.846
17	2.900	200.703	1	292.916
18	3.100	178.200	1	298.987
19	3.300	156.854	1	305.058
20	3.500	136.815	1	311.128
21	3.700	118.184	1	317.199
22	3.900	101.034	1	323.269
23	4.100	85.402	1	329.340
24	4.300	71.277	1	335.411
25	4.500	58.631	1	341.481
26	4.700	47.409	1	347.552
27	4.900	37.539	1	353.623
28	5.100	28.942	1	359.693
29	5.300	21.541	1	365.764
30	5.500	15.244	1	371.834
31	5.700	9.940	1	377.905
32	5.900	5.524	1	383.976
33	6.100	1.883	1	390.046
34	6.300	1.102	1	396.117
35	6.500	3.547	1	402.188
36	6.500	1.774	1	249.000
37	6.700	2.783	1	251.400
38	6.900	3.636	1	253.800
39	7.100	4.379	1	256.200
40	7.300	5.028	1	258.600
41	7.500	5.587	1	261.000
42	7.700	6.063	1	263.400
43	7.900	6.460	1	265.800
44	8.100	6.783	1	268.200
45	8.300	7.037	1	270.600
46	8.500	7.226	1	273.000
47	8.700	7.356	1	275.400
48	8.900	7.430	1	277.800

	深さ (m)	地盤反力度 (kN/m ²)	弾性=1 塑性=2	地盤反力度の 上限値(kN/m ²)
49	9.100	7.454	1	280.200
50	9.300	7.431	1	282.600
51	9.500	7.366	1	285.000
52	9.700	7.262	1	287.400
53	9.900	7.125	1	289.800
54	10.000	7.045	1	291.000
55	10.000	21.134	1	587.112
56	10.200	20.590	1	595.875
57	10.400	19.972	1	604.638
58	10.600	19.290	1	613.401
59	10.800	18.554	1	622.164
60	11.000	17.772	1	630.927
61	11.200	16.952	1	639.690
62	11.400	16.101	1	648.452
63	11.600	15.226	1	657.215
64	11.800	14.331	1	665.978
65	12.000	13.423	1	674.741
66	12.200	12.505	1	683.504
67	12.400	11.582	1	692.267
68	12.600	10.656	1	701.030
69	12.800	9.731	1	709.793
70	13.000	8.810	1	718.555
71	13.200	7.893	1	727.318
72	13.400	6.984	1	736.081
73	13.500	6.532	1	740.462
74	13.500	21.773	1	1266.663
75	13.700	18.784	1	1281.653
76	13.900	15.826	1	1296.643
77	14.100	12.898	1	1311.633
78	14.300	9.999	1	1326.623
79	14.500	7.124	1	1341.613
80	14.700	4.267	1	1356.603
81	14.900	1.421	1	1371.593
82	15.000	0.000	1	1379.088

杭基礎のせん断耐力

杭径	D	mm	1200
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	Cc	—	1.0
部材幅	b	mm	1063
部材高	h	mm	1063
有効高	d	mm	937
有効高に関する補正係数	Ce	—	1.036
軸方向引張鉄筋比	pt	%	0.389
軸方向引張鉄筋比に関する補正係数	Cpt	—	1.089
作用軸力（死荷重作用時）	N	kN	1668.78
作用曲げモーメント（終局曲げモーメント）	M	kN.m	2043.90
断面積	Ac	mm ²	1.1310 × 10 ⁶
断面二次モーメント	Ic	mm ⁴	1.0179 × 10 ¹¹
図心より引張縁までの距離	y	mm	600
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	Mo	kN.m	250.32
軸方向圧縮力による補正係数	CN	—	1.122
コンクリートが負担できる平均せん断応力度	c	N/mm ²	0.350
コンクリートが負担するせん断耐力	Sc	kN	441.45
帯鉄筋の断面積	Aw	mm ²	3.972 × 10 ²
帯鉄筋の間隔	s	mm	150
帯鉄筋の降伏点	sy	N/mm ²	345.0
帯鉄筋の負担するせん断耐力	Ss	kN	744.26
杭1本あたりのせん断耐力	Ps	kN	1185.70
杭の総本数	n	本	15
杭基礎のせん断耐力	Ps	kN	17785.54

8.5 底版照査

8.5.1 設計条件

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

主鉄筋の降伏点 $y = 345.00 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

斜引張鉄筋の降伏点 $y = 345.00 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

主鉄筋

		橋軸方向		
		かぶり (cm)	鉄筋径	ピッチ (mm)
上側	1段目	11.0	D25	250
下側	1段目	20.0	D25	125

		橋軸直角方向					
		張出部			柱1～柱2		
		かぶり (cm)	鉄筋径	ピッチ (mm)	かぶり (cm)	鉄筋径	ピッチ (mm)
上側	1段目	11.0	D29	250	10.0	D32	125
	2段目	—	—	—	20.0	D32	125
下側	1段目	20.0	D22	125	10.0	D25	125
	2段目	—	—	—	20.0	D25	125

スターラップ

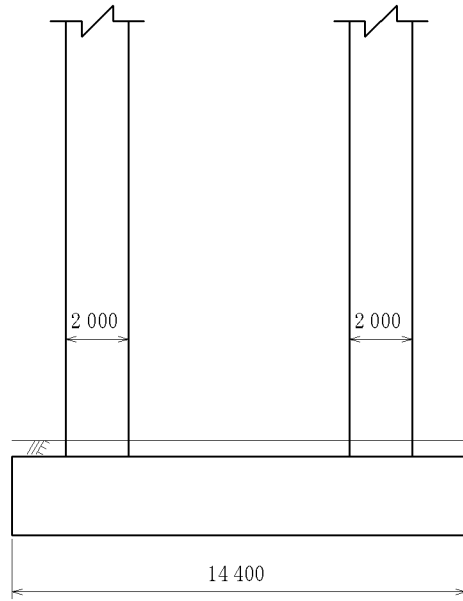
	鉄筋径	幅1(m)当たりの鉄筋本数	間隔 (cm)	版としての照査鉄筋本数
橋軸方向	D16	2.000	25.0	0.000
橋軸直角方向	D19	2.000	25.0	0.000

照査条件

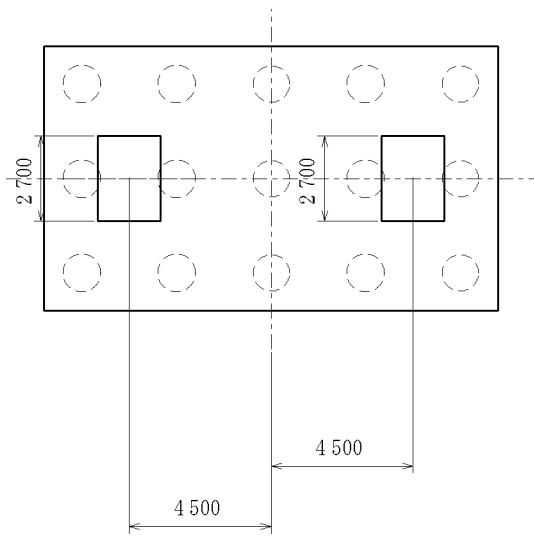
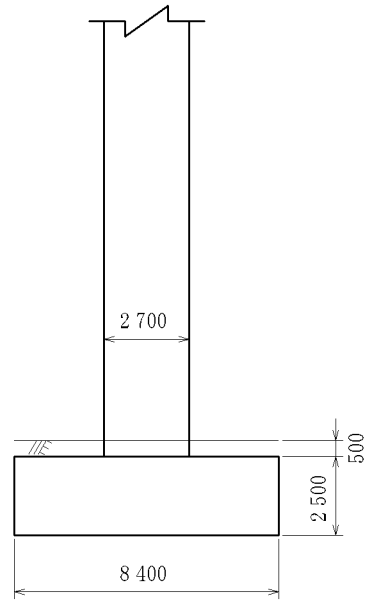
- 柱間の曲げに対する照査 : する
- 柱間のせん断に対する照査 : する(せん断スパン = 柱間の1/2とする)
- 柱前面の設計曲げモーメントの取扱い : 柱前面の曲げモーメントを用いる
- せん断スパンの上限値 : 考慮しない
- 版としてのせん断照査のせん断スパン : 柱前面から最外縁の杭中心位置までの距離
- 照査断面上の集中荷重 : 考慮/無視でより厳しい方を設計せん断力とする
- 最小鉄筋量照査 : しない
- 釣合鉄筋量算出時の鉄筋の取扱い : 単鉄筋

8.5.2 形状寸法图

橋軸直角方向

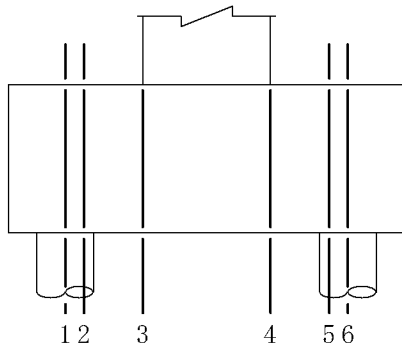


橋軸方向



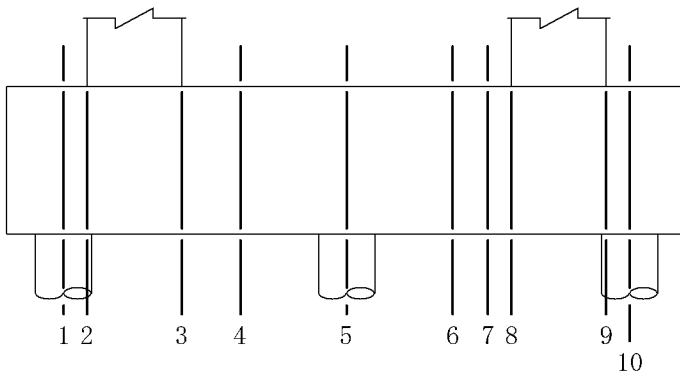
8.5.3 照査位置

橋軸方向



No	照査位置	: 照査対象
1	杭中心位置	: 曲げ照査, せん断照査
2	$h/2$: せん断照査
3	柱前面	: 曲げ照査
4	柱前面	: 曲げ照査
5	$h/2$: せん断照査
6	杭中心位置	: 曲げ照査, せん断照査

橋軸直角方向



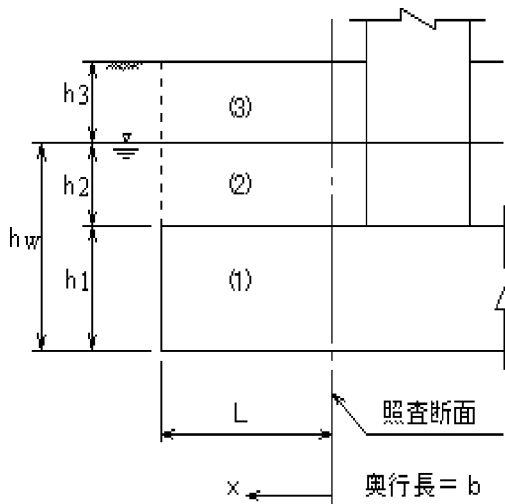
No	照査位置	: 照査対象
1	杭中心位置	: 曲げ照査
2	柱前面	: 曲げ照査
3	柱前面	: 曲げ照査
4	$h/2$: せん断照査
5	杭中心位置	: せん断照査
6	$h/2$: せん断照査

No	照査位置	: 照査対象
7	柱間最大最小M	: 曲げ照査
8	柱前面	: 曲げ照査
9	柱前面	: 曲げ照査
10	杭中心位置	: 曲げ照査

8.5.4 断面力算出

(1)橋軸方向

a)フーチング自重および上載土重量



(1)フーチング

$$W1 = L \cdot h1 \cdot b \cdot c$$

$$x1 = L / 2$$

(2)水位より下の上載土

$$W2 = L \cdot h2 \cdot b \cdot sat$$

$$x2 = L / 2$$

(3)水位より上の上載土

$$W3 = L \cdot h3 \cdot b \cdot t$$

$$x3 = L / 2$$

(4)浮力

$$W4 = -L \cdot hw' \cdot b \cdot w$$

$$x4 = L / 2$$

ここに、b : 奥行き長 =14.400(m)

h1 : フーチング厚 = 2.500(m)

c : フーチング単位重量 =24.50(kN/m³)

sat : 上載土の飽和重量 =19.00(kN/m³)

t : 上載土の湿潤重量 =18.00(kN/m³)

hw' : (h1 + h2)とhwのうち小さい方の値(m)

w : 水の単位重量 =10.00(kN/m³)

1) 照査位置 : L = 1.200(m) (杭中心)

$$W1 = 1058.40(kN)$$

$$x1 = x2 = x3 = x4 = 0.600(m)$$

h2 (m)	h3 (m)	hw (m)	W2 (kN)	W3 (kN)	W4 (kN)	W (kN)	(W · x) (kN · m)
0.000	0.500	0.000	0.00	155.52	0.00	1213.92	728.35

2) 照査位置 : L = 1.600(m) (h / 2)

$$W1 = 1411.20(\text{kN})$$

$$x1 = x2 = x3 = x4 = 0.800(\text{m})$$

h2 (m)	h3 (m)	hw (m)	W2 (kN)	W3 (kN)	W4 (kN)	W (kN)	(W · x) (kN.m)
0.000	0.500	0.000	0.00	207.36	0.00	1618.56	1294.85

3) 照査位置 : L = 2.850(m) (柱前面)

$$W1 = 2513.70(\text{kN})$$

$$x1 = x2 = x3 = x4 = 1.425(\text{m})$$

h2 (m)	h3 (m)	hw (m)	W2 (kN)	W3 (kN)	W4 (kN)	W (kN)	(W · x) (kN.m)
0.000	0.500	0.000	0.00	369.36	0.00	2883.06	4108.36

4) 照査位置 : L = 5.550(m) (柱前面)

$$W1 = 2513.70(\text{kN})$$

$$x1 = x2 = x3 = x4 = 1.425(\text{m})$$

h2 (m)	h3 (m)	hw (m)	W2 (kN)	W3 (kN)	W4 (kN)	W (kN)	(W · x) (kN.m)
0.000	0.500	0.000	0.00	369.36	0.00	2883.06	4108.36

5) 照査位置 : L = 6.800(m) (h / 2)

$$W1 = 1411.20(\text{kN})$$

$$x1 = x2 = x3 = x4 = 0.800(\text{m})$$

h2 (m)	h3 (m)	hw (m)	W2 (kN)	W3 (kN)	W4 (kN)	W (kN)	(W · x) (kN.m)
0.000	0.500	0.000	0.00	207.36	0.00	1618.56	1294.85

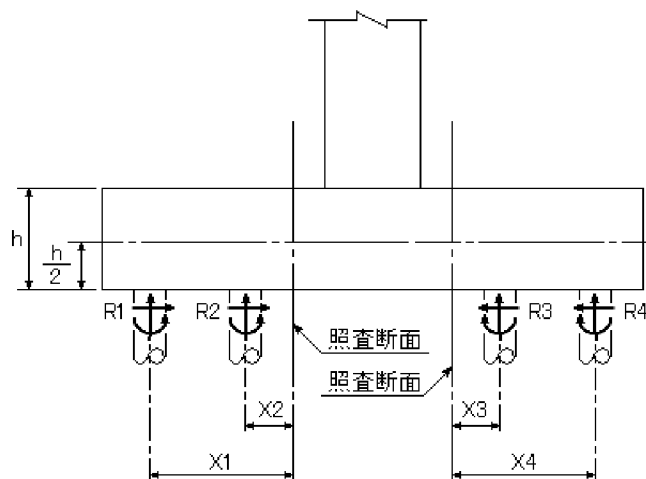
6) 照査位置 : L = 7.200(m) (杭中心)

$$W1 = 1058.40(\text{kN})$$

$$x1 = x2 = x3 = x4 = 0.600(\text{m})$$

h2 (m)	h3 (m)	hw (m)	W2 (kN)	W3 (kN)	W4 (kN)	W (kN)	(W · x) (kN.m)
0.000	0.500	0.000	0.00	155.52	0.00	1213.92	728.35

b) 杭反力



(1) 照査位置における杭鉛直反力によるせん断力 (kN)

$$S_p = (V_i)$$

(2) 照査位置における杭頭反力による曲げモーメント (kN.m)

杭鉛直反力 V_i による曲げモーメント

$$M_{p1} = (V_i \cdot x_i)$$

杭頭水平反力 H_i による曲げモーメント

$$M_{p2} = (H_i) \cdot h_g$$

杭頭モーメント M_{ti} による曲げモーメント

$$M_{p3} = (M_{ti})$$

$$M_p = M_{p1} + M_{p2} + M_{p3}$$

ここに、 V_i : i 番目の杭の鉛直反力 (kN)

H_i : i 番目の杭の水平反力 (kN)

M_{ti} : i 番目の杭頭モーメント (kN.m)

x_i : i 番目の杭中心から照査位置までの距離 (m)

h_g : フーチング厚の 1/2 (m)

ただし、テーパ付きの場合、断面下縁から図心位置までの高さとする

1) 照査位置 : $L = 1.200$ (m) (杭中心)

$$h_g = 1.250$$
 (m)

S_p (kN)	x (m)	M_{p1} (kN.m)	M_{p2} (kN.m)	M_{p3} (kN.m)	M_p (kN.m)
-11248.22	0.000	0.00	4619.41	3669.81	8289.23

2) 照査位置 : $L = 1.600$ (m) ($h/2$)

$$h_g = 1.250$$
 (m)

S_p (kN)	x (m)	M_{p1} (kN.m)	M_{p2} (kN.m)	M_{p3} (kN.m)	M_p (kN.m)
-11248.22	0.400	-4499.29	4619.41	3669.81	3789.94

3) 照査位置 : L = 2.850(m) (柱前面)

hg = 1.250(m)

Sp (kN)	x (m)	Mp1 (kN.m)	Mp2 (kN.m)	Mp3 (kN.m)	Mp (kN.m)
-11248.22	1.650	-18559.57	4619.41	3669.81	-10270.34

4) 照査位置 : L = 5.550(m) (柱前面)

hg = 1.250(m)

Sp (kN)	x (m)	Mp1 (kN.m)	Mp2 (kN.m)	Mp3 (kN.m)	Mp (kN.m)
27935.98	1.650	46094.37	-5272.11	-4120.07	36702.19

5) 照査位置 : L = 6.800(m) (h/2)

hg = 1.250(m)

Sp (kN)	x (m)	Mp1 (kN.m)	Mp2 (kN.m)	Mp3 (kN.m)	Mp (kN.m)
27935.98	0.400	11174.39	-5272.11	-4120.07	1782.22

6) 照査位置 : L = 7.200(m) (杭中心)

hg = 1.250(m)

Sp (kN)	x (m)	Mp1 (kN.m)	Mp2 (kN.m)	Mp3 (kN.m)	Mp (kN.m)
27935.98	0.000	0.00	-5272.11	-4120.07	-9392.17

c) 設計断面力

設計曲げモーメント

曲げに対する照査は単位幅(1m)あたりの計算を行う。

よって、有効幅の換算係数 α により、有効幅1mあたりに換算して設計曲げモーメントを求める。

$$M = \alpha \cdot M_o$$

$$M_o = \{ M_p - (W \cdot x) \} / B$$

ここに、M : 設計曲げモーメント(kN.m/m)

α : 有効幅の換算係数

$$\alpha = \frac{B \text{ (底版全幅)}}{b \text{ (有効幅)}}$$

M_o : 作用曲げモーメント(kN.m/m)

M_p : 杭頭反力による曲げモーメント(kN.m)

W : 底版自重, 上載土重量, および浮力(kN)

x : 照査断面からWの重心位置までの距離(m)

b : 有効幅(m)

下側引張 $b = B$

上側引張 $b = (tc_1 + 1.5d) \cdot B$

B : 底版全幅 = 14.400(m)

tc : 柱または壁の躯体幅 $tc_1 = 2.000(m)$, $tc_2 = 2.000(m)$

d : 底版の有効高(m)

1) 照査位置 : L = 1.200(m) (杭中心)

Mp (kN.m)	Wx (kN.m)	Mo (kN.m/m)	b (m)	d (m)		M (kN.m/m)
8289.23	728.35	525.06	14.400	2.300	1.000	525.06

2) 照査位置 : L = 2.850(m) (柱前面)

Mp (kN.m)	Wx (kN.m)	Mo (kN.m/m)	b (m)	d (m)		M (kN.m/m)
-10270.34	4108.36	-998.52	10.985	2.390	1.311	-1308.94

3) 照査位置 : L = 5.550(m) (柱前面)

Mp (kN.m)	Wx (kN.m)	Mo (kN.m/m)	b (m)	d (m)		M (kN.m/m)
36702.19	4108.36	2263.46	14.400	2.300	1.000	2263.46

4) 照査位置 : L = 7.200(m) (杭中心)

Mp (kN.m)	Wx (kN.m)	Mo (kN.m/m)	b (m)	d (m)		M (kN.m/m)
-9392.17	728.35	-702.81	10.985	2.390	1.311	-921.30

設計せん断力

せん断照査に用いる設計せん断力は次のように求める。

ただし、杭中心位置でのせん断力は、杭鉛直反力を含んだ場合と含まない場合とで絶対値の大きい方とする。

$$S = S_o + S_h'$$

$$S_o = \{ S_p - W \} / B$$

ここに、S : 設計せん断力(kN)

S_p : 杭頭反力によるせん断力(kN)

W : 底版自重, 上載土重量, および浮力(kN)

B : 底版全幅 = 14.400(m)

S_h' : 部材の有効高の変化の影響によるせん断力(kN)

ただし、せん断スパン比によるせん断耐力の補正を行う場合には、部材の有効高の変化の影響を考慮しない。

(1)せん断力と曲げモーメントの符号が同じとき

$$S_h' = -\frac{|M|}{d} \cdot \tan(+\gamma)$$

(2)せん断力と曲げモーメントの符号が異なるとき

$$S_h' = -\frac{|M|}{d} \cdot \tan(-\gamma)$$

M : 部材断面に作用する曲げモーメント(kN.m/m)

d : 底版の有効高(m)

: 引張鋼材が部材軸方向となす角度(度)

a : せん断スパン(m)

下側引張 $a=L=|M'/S'|$

上側引張 $a=L+L'$

M' : 照査断面とそれより外側の杭鉛直反力により柱あるいは壁前面に生じる
曲げモーメント(kN.m)

S' : 照査断面とそれより外側の杭鉛直反力により柱あるいは壁前面に生じる
せん断力(kN)

L' : 計算方向の柱幅の1/2と柱あるいは壁前面における有効高のうち小さい方の値

1) 照査位置 : L = 1.200(m) (杭中心)

Sp (kN)	W (kN)	So (kN/m)	M (kN.m/m)	d (m)	a (m)	Sh' (kN/m)	S (kN/m)
-11248.22	1213.92	-865.43	525.06	2.390	3.000	0.00	-865.43

2) 照査位置 : L = 1.600(m) (h/2)

Sp (kN)	W (kN)	So (kN/m)	M (kN.m/m)	d (m)	a (m)	Sh' (kN/m)	S (kN/m)
-11248.22	1618.56	-893.53	173.27	2.390	3.000	0.00	-893.53

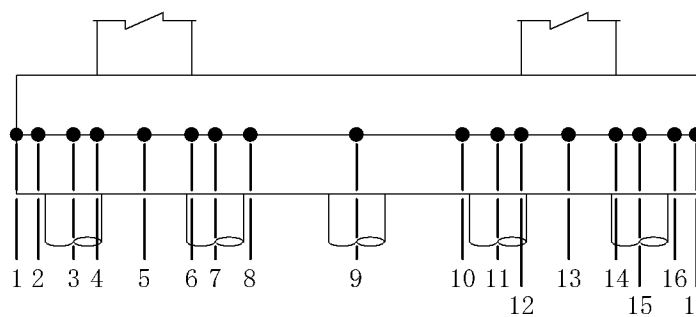
3) 照査位置 : L = 6.800(m) (h/2)

Sp (kN)	W (kN)	So (kN/m)	M (kN.m/m)	d (m)	a (m)	Sh' (kN/m)	S (kN/m)
27935.98	1618.56	1827.60	33.84	2.300	1.650	0.00	1827.60

4) 照査位置 : L = 7.200(m) (杭中心)

Sp (kN)	W (kN)	So (kN/m)	M (kN.m/m)	d (m)	a (m)	Sh' (kN/m)	S (kN/m)
27935.98	1213.92	1855.70	-702.81	2.300	1.650	0.00	1855.70

(2)橋軸直角方向



上図のように、重心高位置を軸線としたFRAMEモデルにより断面力を算出する。

1) 格点

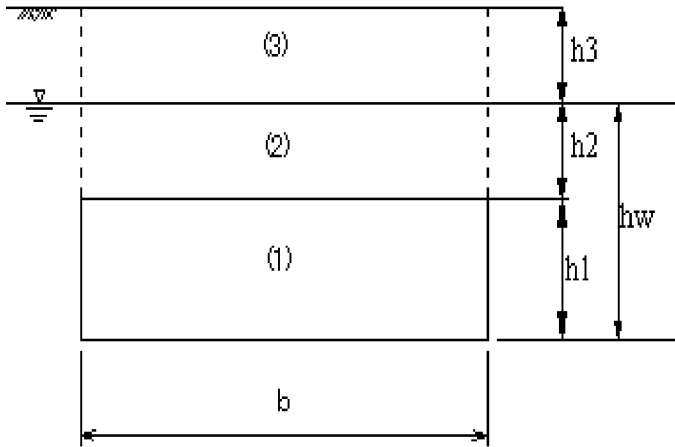
No	x(m)	備考
1	0.000	
2	0.450	h / 2
3	1.200	杭中心
4	1.700	柱前面
5	2.700	柱中心
6	3.700	柱前面
7	4.200	杭中心
8	4.950	h / 2
9	7.200	杭中心
10	9.450	h / 2
11	10.200	杭中心
12	10.700	柱前面
13	11.700	柱中心
14	12.700	柱前面
15	13.200	杭中心
16	13.950	h / 2
17	14.400	

重心高

$$hg = 1.250(m)$$

2) 荷重

a) フーチング自重, 上載土重量



1) フーチング

$$W1 = b \cdot h1 \cdot c$$

$$= 514.50(\text{kN/m})$$

2) 水位より下の上載土

$$w2 = b \cdot h2 \cdot \text{sat}$$

3) 水位より上の上載土

$$w3 = b \cdot h3 \cdot t$$

4) 浮力

$$w4 = - b \cdot hw' \cdot w$$

$$w = w1 + w2 + w3 + w4$$

5) 柱部控除

$$wp = - Ap \cdot \{ h2 \cdot \text{sat} + h3 \cdot t + (hw - hw') \cdot w \} / t$$

ただし、 $(hw - hw') \geq 0.0$

ここに、 b : 奥行き長 = 8.400(m)

c : フーチング単位重量 = 24.50(kN/m³)

sat : 上載土の飽和重量 = 19.00(kN/m³)

t : 上載土の湿潤重量 = 18.00(kN/m³)

hw' : $(h1 + h2)$ と hw のうち小さい方の値(m)

w : 水の単位重量 = 10.00(kN/m³)

Ap : 柱断面積(m²)

t : 柱幅(m) (円形部は片側D/10減じた値)

柱形状: 矩形

* 柱番号は左から右の順とする

	柱1	柱2
柱寸法a(m)	2.000	2.000
柱寸法b(m)	2.700	2.700
Ap (m ²)	5.400	5.400
t (m)	2.000	2.000

$h2$ (m)	$h3$ (m)	hw (m)	$w2$ (kN/m)	$w3$ (kN/m)	$w4$ (kN/m)	w (kN/m)	wp (kN/m)
0.000	0.500	0.000	0.00	75.60	0.00	590.10	-24.30 -24.30

b) 柱基部断面力

フーチング重心高位置の作用力に換算し、柱中心の格点に集中荷重として載荷する。

$$V = V_p$$

$$M = M_p + H_p \cdot (h - h_g)$$

ここに、 V : 鉛直方向集中荷重(kN)

M : モーメント集中荷重(kN.m)

V_p : 柱基部に作用する鉛直力(kN)

M_p : 柱基部に作用するモーメント(kN.m)

H_p : 柱基部に作用する水平力(kN)

h : フーチング厚 = 2.500(m)

h_g : フーチング下面からフーチング重心位置までの高さ = 1.250(m)

柱	V_p (kN)	H_p (kN)	M_p (kN.m)	M (kN.m)
1	4875.40	5850.92	44610.55	51924.2
2	11756.00	5196.53	41071.82	47567.5

c) 杭反力

杭頭鉛直反力、杭頭モーメントおよび杭頭水平反力によるモーメントを杭中心の格点に集中荷重として載荷する。

$$V = P_v$$

$$M = M_t - P_H \cdot h_g$$

ここに、 V : 鉛直方向集中荷重(kN)

M : モーメント集中荷重(kN.m)

P_v : 杭頭鉛直反力(kN)

M_t : 杭頭モーメント(kN.m)

P_H : 杭頭水平反力(kN)

h_g : フーチング下面からフーチング重心位置までの高さ = 1.250(m)

列	x (m)	V (kN)	M (kN.m)
1	1.200	-5983.46	-6012.02
2	4.200	-488.57	-6012.02
3	7.200	5006.33	-6012.02
4	10.200	10501.22	-8173.76
5	13.200	15996.12	-8182.64

3) 断面力

フレーム解析により算出した各照査位置の断面力を示す。

* 柱番号は左から右の順とする

1) 柱前面

	柱1左側 x = 1.700	柱1右側 x = 3.700	柱2左側 x = 10.700	柱2右側 x = 12.700
M(kN.m)	2167.59	34111.53	-31506.47	-1037.28
S(kN)	-6986.63	-12993.63	-2105.35	-14992.95

2) 柱間最大・最小曲げモーメント

柱1～柱2			
Mmax		Mmin	
M(kN.m)	x(m)	M(kN.m)	x(m)
34111.53	3.700	-38701.31	10.200

3) h / 2点

	柱1右側 x = 4.950	柱2左側 x = 9.450
S(kN)	-14219.82	-11868.95

4) 杭中心

X (m)	M (kN.m)	S (kN)
1.200	5587.149	-6691.582
7.200	-10434.222	-15547.549
13.200	-8607.514	-15287.998

4) 設計断面力

設計曲げモーメント

曲げに対する照査は単位幅(1m)あたりの計算を行う。

よって、有効幅の換算係数 α により、有効幅1mあたりに換算して設計曲げモーメントを求める。

$$M = \alpha \cdot (M_o / B)$$

ここに、M : 設計曲げモーメント(kN.m/m)

α : 有効幅の換算係数

$$\alpha = \frac{B \text{ (底版全幅)}}{b \text{ (有効幅)}}$$

M_o : 作用曲げモーメント(kN.m)

b : 有効幅(m)

下側引張 $b = B$

上側引張 $b = t_c + 1.5d$ B

B : 底版全幅 = 8.400(m)

t_c : 橋脚の躯体幅 = 2.700(m)

d : 底版の有効高(m)

1) 照査位置 : L = 1.200(m) (杭中心)

M_o (kN.m)	b (m)	d (m)		M (kN.m/m)
5587.15	8.400	2.300	1.000	665.14

2) 照査位置 : L = 1.700(m) (柱前面)

M_o (kN.m)	b (m)	d (m)		M (kN.m/m)
2167.59	8.400	2.300	1.000	258.05

3) 照査位置 : L = 3.700(m) (柱前面)

Mo (kN.m)	b (m)	d (m)		M (kN.m/m)
34111.53	8.400	2.350	1.000	4060.90

4) 照査位置 : L =10.200(m) (柱間最大最小M)

Mo (kN.m)	b (m)	d (m)		M (kN.m/m)
-38701.31	6.225	2.350	1.349	-6217.08

5) 照査位置 : L =10.700(m) (柱前面)

Mo (kN.m)	b (m)	d (m)		M (kN.m/m)
-31506.47	6.225	2.350	1.349	-5061.28

6) 照査位置 : L =12.700(m) (柱前面)

Mo (kN.m)	b (m)	d (m)		M (kN.m/m)
-1037.28	6.285	2.390	1.337	-165.04

7) 照査位置 : L =13.200(m) (杭中心)

Mo (kN.m)	b (m)	d (m)		M (kN.m/m)
-8607.51	6.285	2.390	1.337	-1369.53

設計せん断力

$$S = So / B$$

ここに、S : 設計せん断力(kN/m)

So : 作用せん断力(kN)

B : 底版全幅 = 8.400(m)

No	照査位置 (m)	So (kN)	S (kN/m)
1	4.950 (h / 2)	-14219.82	-1692.84
2	7.200 (杭中心)	-15547.55	-1850.90
3	9.450 (h / 2)	-11868.95	-1412.97

8.5.5 液状化無視・地震動タイプI・浮力無視

・曲げに対する照査

(1) 橋軸方向

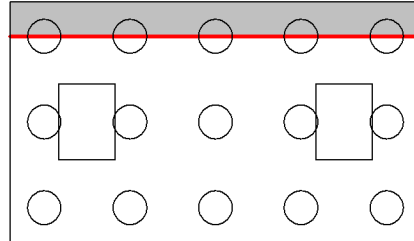
照査位置 押込側底版先端からの距離 $L = 1.200(m)$

柱前面からの距離 $L2 = 1.650(m)$

柱前面は押込側の柱付け根を表す

照査位置及び形状 (m)

先端高さ 照査位置高さ	2.500 2.500
テーパ部長さ 水平部長さ 奥行き方向テーパ部長さ1 水平部長さ テーパ部長さ2	0.000 1.200 0.000 14.400 0.000
底版下面からの上載土砂高さ 底版下面からの水位高さ	3.000 0.000



作用曲げモーメント

底版自重 上載土砂	kN.m/m kN.m/m	-44.10 -6.48
底版に作用する浮力 上載土砂に作用する浮力	kN.m/m kN.m/m	0.00 0.00
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 -366.12 -286.12
合計	Mo	kN.m/m
有効高	d	mm
有効幅の換算係数	—	1.311
曲げモーメント $M = \gamma \cdot Mo$	kN.m/m	-921.30

曲げ耐力

部材幅	b(mm)	1000.0
部材高	h(mm)	2500.0
鉄筋	位置(mm)	鉄筋量(mm ²)
	1	2390
降伏曲げモーメント	My(kN.m/m)	20.268 × 10 ²
判定	M	My
1/2鈎合鉄筋量	(mm ²)	OK
		383.169 × 10 ²

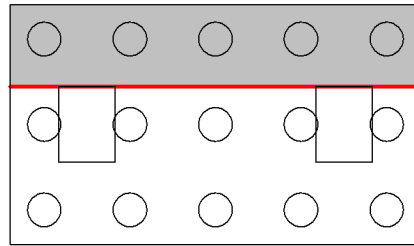
照査位置 押込側底版先端からの距離 L = 2.850(m)

柱前面からの距離 L2 = 0.000(m)

柱前面は押込側の柱付け根を表す

照査位置及び形状 (m)

先端高さ 照査位置高さ	2.500 2.500
テーパ部長さ 水平部長さ 奥行き方向テーパ部長さ1 水平部長さ テーパ部長さ2	0.000 2.850 0.000 14.400 0.000
底版下面からの上載土砂高さ 底版下面からの水位高さ	3.000 0.000



作用曲げモーメント

底版自重	kN.m/m	-248.75		
上載土砂	kN.m/m	-36.55		
底版に作用する浮力	kN.m/m	0.00		
上載土砂に作用する浮力	kN.m/m	0.00		
杭頭鉛直反力	kN.m/m	3201.00		
杭頭水平反力	kN.m/m	-366.12		
杭頭モーメント	kN.m/m	-286.12		
合計	Mo	kN.m/m	2263.46	
有効高	d	mm	2300.0	
有効幅の換算係数	—		1.000	
曲げモーメント	M=	Mo	kN.m/m	2263.46

曲げ耐力

部材幅	b(mm)	1000.0			
部材高	h(mm)	2500.0			
鉄筋	位置(mm)	鉄筋量(mm ²)	1	2300	40.536 × 10 ²
降伏曲げモーメント	My(kN.m/m)	3026.69			
判定	M	My	OK		
1/2鈎合鉄筋量	(mm ²)	368.740 × 10 ²			

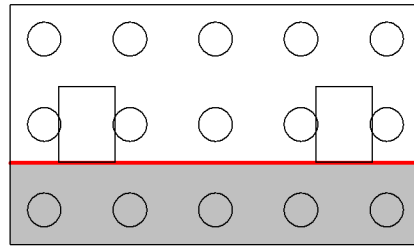
照査位置 押込側底版先端からの距離 L = 5.550(m)

柱背面からの距離 L2 = 0.000(m)

柱背面は引抜側の柱付け根を表す

照査位置及び形状 (m)

先端高さ 照査位置高さ	2.500 2.500
テーパ部長さ 水平部長さ 奥行き方向テーパ部長さ1 水平部長さ テーパ部長さ2	0.000 2.850 0.000 14.400 0.000
底版下面からの上載土砂高さ 底版下面からの水位高さ	3.000 0.000



作用曲げモーメント

底版自重	kN.m/m	-248.75		
上載土砂	kN.m/m	-36.55		
底版に作用する浮力	kN.m/m	0.00		
上載土砂に作用する浮力	kN.m/m	0.00		
杭頭鉛直反力	kN.m/m	-1288.86		
杭頭水平反力	kN.m/m	320.79		
杭頭モーメント	kN.m/m	254.85		
合計	Mo	kN.m/m	-998.52	
有効高	d	mm	2390.0	
有効幅の換算係数	—		1.311	
曲げモーメント	M=	Mo	kN.m/m	-1308.94

曲げ耐力

部材幅	b(mm)	1000.0			
部材高	h(mm)	2500.0			
鉄筋	位置(mm)	鉄筋量(mm ²)	1	2390	20.268 × 10 ²
降伏曲げモーメント	My(kN.m/m)	-1601.77			
判定	M	My	OK		
1/2釣合鉄筋量	(mm ²)	383.169 × 10 ²			

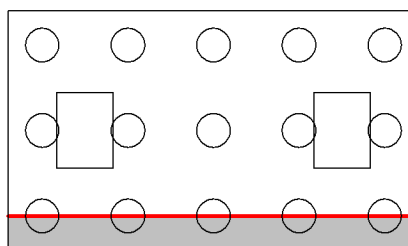
照査位置 押込側底版先端からの距離 L = 7.200(m)

柱背面からの距離 L2 = 1.650(m)

柱背面は引抜側の柱付け根を表す

照査位置及び形状 (m)

先端高さ 照査位置高さ	2.500 2.500
テーパ部長さ 水平部長さ 奥行き方向テーパ部長さ1 水平部長さ テーパ部長さ2	0.000 1.200 0.000 14.400 0.000
底版下面からの上載土砂高さ 底版下面からの水位高さ	3.000 0.000



作用曲げモーメント

底版自重	kN.m/m	-44.10		
上載土砂	kN.m/m	-6.48		
底版に作用する浮力	kN.m/m	0.00		
上載土砂に作用する浮力	kN.m/m	0.00		
杭頭鉛直反力	kN.m/m	0.00		
杭頭水平反力	kN.m/m	320.79		
杭頭モーメント	kN.m/m	254.85		
合計	Mo	kN.m/m	525.06	
有効高	d	mm	2300.0	
有効幅の換算係数	—		1.000	
曲げモーメント	M=	Mo	kN.m/m	525.06

曲げ耐力

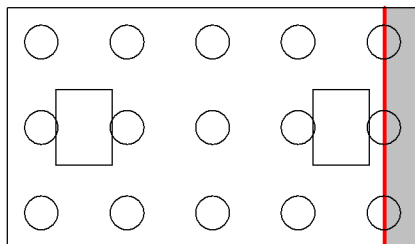
部材幅	b(mm)	1000.0			
部材高	h(mm)	2500.0			
鉄筋	位置(mm)	鉄筋量(mm ²)	1	2300	40.536 × 10 ²
降伏曲げモーメント	My(kN.m/m)	3026.69			
判定	M	My	OK		
1/2釣合鉄筋量	(mm ²)	368.740 × 10 ²			

(2) 橋軸直角方向

照査位置 押込側底版先端からの距離 $L = 1.200(m)$ (張出部)

柱前面からの距離 $L2 = 0.500(m)$

照査位置



作用曲げモーメント

曲げモーメント	M_o	kN.m/m	-1024.70
有効高	d	mm	2390.0
有効幅の換算係数		—	1.337
曲げモーメント	$M = \cdot M_o$	kN.m/m	-1369.53

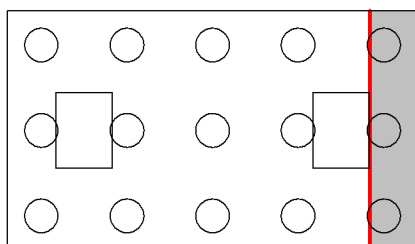
曲げ耐力

部材幅	b(mm)		1000.0		
部材高	h(mm)		2500.0		
鉄筋	位置(mm)	鉄筋量(mm ²)	1	2390	25.696×10^2
降伏曲げモーメント	$M_y(kN.m/m)$		-2020.10		
判定			M	M_y	OK
1/2釣合鉄筋量	(mm ²)		383.169×10^2		

照査位置 押込側底版先端からの距離 $L = 1.700(m)$ (張出部)

柱前面からの距離 $L2 = 0.000(m)$

照査位置



作用曲げモーメント

曲げモーメント	M_o	kN.m/m	-123.49
有効高	d	mm	2390.0
有効幅の換算係数		—	1.337
曲げモーメント	$M = \cdot M_o$	kN.m/m	-165.04

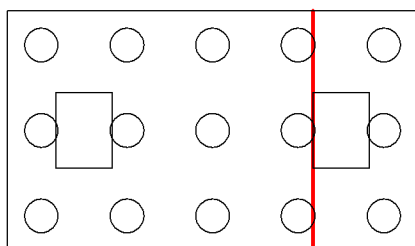
曲げ耐力

部材幅		$b(mm)$	1000.0		
部材高		$h(mm)$	2500.0		
鉄筋	位置(mm)	鉄筋量(mm^2)	1	2390	25.696×10^2
降伏曲げモーメント		$M_y(kN.m/m)$	-2020.10		
判定			M	M_y	OK
1/2釣合鉄筋量		(mm^2)	383.169×10^2		

照査位置 押込側底版先端からの距離 $L = 3.700(m)$ (柱間1~2)

柱前面からの距離 $L2 = 0.000(m)$

照査位置



作用曲げモーメント

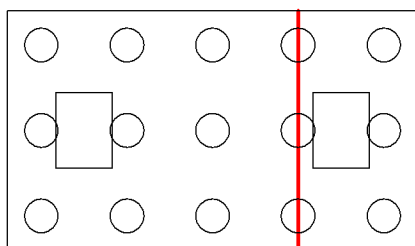
曲げモーメント	M_o	kN.m/m	-3750.77
有効高	d	mm	2350.0
有効幅の換算係数		—	1.349
曲げモーメント	$M = \cdot M_o$	kN.m/m	-5061.28

曲げ耐力

部材幅		$b(mm)$	1000.0		
部材高		$h(mm)$	2500.0		
鉄筋	位置(mm)	鉄筋量(mm^2)	1	2300	63.536×10^2
			2	2400	63.536×10^2
降伏曲げモーメント		$M_y(kN.m/m)$	-9005.62		
判定			M	M_y	OK
1/2釣合鉄筋量		(mm^2)	410.688×10^2		

照査位置 押込側底版先端からの距離 $L = 4.200(m)$ (柱間1~2の最大・最小M発生位置)
 柱前面からの距離 $L2 = 0.500(m)$

照査位置



作用曲げモーメント

曲げモーメント	M_o	kN.m/m	-4607.30
有効高	d	mm	2350.0
有効幅の換算係数		—	1.349
曲げモーメント	$M = \cdot M_o$	kN.m/m	-6217.08

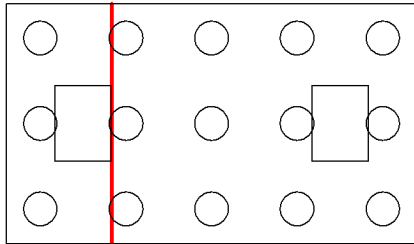
曲げ耐力

部材幅		$b(mm)$	1000.0		
部材高		$h(mm)$	2500.0		
鉄筋	位置(mm)	鉄筋量(mm^2)	1	2300	63.536×10^2
			2	2400	63.536×10^2
降伏曲げモーメント		$M_y(kN.m/m)$	-9005.62		
判定			M	M_y	OK
1/2釣合鉄筋量		(mm^2)	410.688×10^2		

照査位置 押込側底版先端からの距離 L = 10.700(m) (柱間1~2)

柱前面からの距離 L2 = 0.000(m)

照査位置



作用曲げモーメント

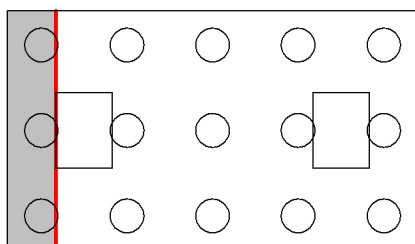
曲げモーメント	Mo	kN.m/m	4060.90
有効高	d	mm	2350.0
有効幅の換算係数		—	1.000
曲げモーメント	M= Mo	kN.m/m	4060.90

曲げ耐力

部材幅		b(mm)	1000.0		
部材高		h(mm)	2500.0		
鉄筋	位置(mm)	鉄筋量(mm ²)	1	2300	40.536 × 10 ²
			2	2400	40.536 × 10 ²
降伏曲げモーメント		My(kN.m/m)	5879.45		
判定			M	My	OK
1/2釣合鉄筋量		(mm ²)	410.688 × 10 ²		

照査位置 押込側底版先端からの距離 $L = 12.700(m)$ (張出部)
 柱前面からの距離 $L2 = 0.000(m)$

照査位置



作用曲げモーメント

曲げモーメント	M_o	kN.m/m	258.05
有効高	d	mm	2300.0
有効幅の換算係数		—	1.000
曲げモーメント	$M = \cdot M_o$	kN.m/m	258.05

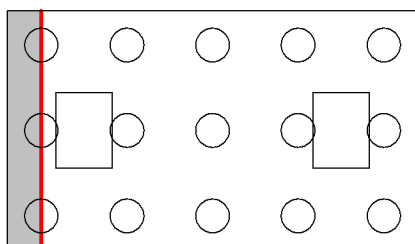
曲げ耐力

部材幅		$b(mm)$	1000.0		
部材高		$h(mm)$	2500.0		
鉄筋	位置(mm)	鉄筋量(mm^2)	1	2300	30.968×10^2
降伏曲げモーメント		$M_y(kN.m/m)$	2329.75		
判定			M	M_y	OK
1/2釣合鉄筋量		(mm^2)	368.740×10^2		

照査位置 押込側底版先端からの距離 $L = 13.200(m)$ (張出部)

柱前面からの距離 $L2 = 0.500(m)$

照査位置



作用曲げモーメント

曲げモーメント	M_o	kN.m/m	665.14
有効高	d	mm	2300.0
有効幅の換算係数		—	1.000
曲げモーメント	$M = \cdot M_o$	kN.m/m	665.14

曲げ耐力

部材幅		$b(mm)$	1000.0		
部材高		$h(mm)$	2500.0		
鉄筋	位置(mm)	鉄筋量(mm^2)	1	2300	30.968×10^2
降伏曲げモーメント		$M_y(kN.m/m)$	2329.75		
判定			M	M_y	OK
1/2釣合鉄筋量		(mm^2)	368.740×10^2		

・せん断に対する照査

(1) 橋軸方向

はりとしての照査

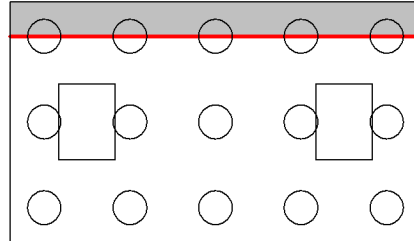
照査位置 押込側底版先端からの距離 $L = 1.200(m)$

柱前面からの距離 $L2 = 1.650(m)$

柱前面は押込側の柱付け根を表す

照査位置形状 (m)

先端高さ 照査位置高さ	2.500 2.500
テーパ部長さ 水平部長さ	0.000 1.200
奥行き方向テーパ部長さ1 水平部長さ テーパ部長さ2	0.000 14.400 0.000
底版下面からの上載土砂高さ 底版下面からの水位高さ	3.000 0.000



せん断力

	せん断力 (kN/m)	曲げモーメント (kN.m/m)
底版自重	-73.50	-44.10
上載土砂	-10.80	-6.48
底版に作用する浮力	0.00	0.00
上載土砂に作用する浮力	0.00	0.00
杭頭鉛直反力	1940.00	0.00
杭頭水平反力	—	-366.12
杭頭モーメント	—	-286.12
$-M/d \cdot \tan()$	0.00	—
合計	1855.70	-702.81

せん断耐力

部材幅		b	mm	1000.0	
部材高		h	mm	2500.0	
有効高		d	mm	2300.0	
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	—	0.805	
	軸方向引張鉄筋比	pt	%	0.176	
	引張主鉄筋比に関する補正係数	Cpt	—	0.852	
	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	—	5.357	
	平均せん断応力度	c	N/mm ²	0.350	
	負担するせん断力	Sc	kN	2959.12	
斜引張鉄筋	使用鉄筋量	Aw	mm ²	3.972 × 10 ²	
	間隔	s	mm	250.0	
	せん断スパン比による低減係数	Cds	—	0.287	
	降伏点	sy	N/mm ²	345.00	
	負担するせん断耐力	Ss	kN	259.53	
せん断耐力合計		Ps = Sc + Ss		kN	3218.65
判定 (S Ps)			S	Ps	OK

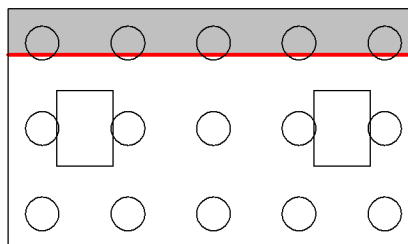
照査位置 押込側底版先端からの距離 L = 1.600(m)

柱前面からの距離 L2 = 1.250(m)

柱前面は押込側の柱付け根を表す

照査位置形状 (m)

先端高さ 照査位置高さ	2.500 2.500
テーパ部長さ 水平部長さ	0.000 1.600
奥行き方向テーパ部長さ1 水平部長さ テーパ部長さ2	0.000 14.400 0.000
底版下面からの上載土砂高さ 底版下面からの水位高さ	3.000 0.000



せん断力

	せん断力 (kN/m)	曲げモーメント (kN.m/m)
底版自重	-98.00	-78.40
上載土砂	-14.40	-11.52
底版に作用する浮力	0.00	0.00
上載土砂に作用する浮力	0.00	0.00
杭頭鉛直反力	1940.00	776.00
杭頭水平反力	—	-366.12
杭頭モーメント	—	-286.12
-M/d · tan()	0.00	—
合計	1827.60	33.84

せん断耐力

部材幅	b	mm	1000.0	
部材高	h	mm	2500.0	
有効高	d	mm	2300.0	
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	—	0.805
	軸方向引張鉄筋比	pt	%	0.176
	引張主鉄筋比に関する補正係数	Cpt	—	0.852
	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	—	5.357
	平均せん断応力度	c	N/mm ²	0.350
	負担するせん断力	Sc	kN	2959.12
斜引張鉄筋	使用鉄筋量	Aw	mm ²	3.972 × 10 ²
	間隔	s	mm	250.0
	せん断スパン比による低減係数	Cds	—	0.287
	降伏点	sy	N/mm ²	345.00
	負担するせん断耐力	Ss	kN	259.53
せん断耐力合計	Ps = Sc + Ss		kN	3218.65
判定 (S Ps)			S Ps	OK

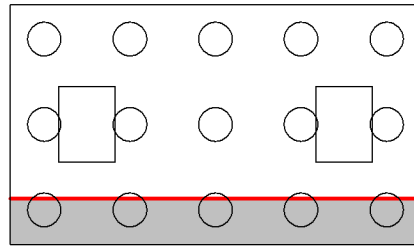
照査位置 押込側底版先端からの距離 L = 6.800(m)

柱背面からの距離 L2 = 1.250(m)

柱背面は引抜側の柱付け根を表す

照査位置形状 (m)

先端高さ 照査位置高さ	2.500 2.500
テーパ部長さ 水平部長さ	0.000 1.600
奥行き方向テーパ部長さ1 水平部長さ テーパ部長さ2	0.000 14.400 0.000
底版下面からの上載土砂高さ 底版下面からの水位高さ	3.000 0.000



せん断力

	せん断力 (kN/m)	曲げモーメント (kN.m/m)
底版自重	-98.00	-78.40
上載土砂	-14.40	-11.52
底版に作用する浮力	0.00	0.00
上載土砂に作用する浮力	0.00	0.00
杭頭鉛直反力	-781.13	-312.45
杭頭水平反力	—	320.79
杭頭モーメント	—	254.85
-M/d · tan()	0.00	—
合計	-893.53	173.27

せん断耐力

部材幅	b	mm	1000.0	
部材高	h	mm	2500.0	
有効高	d	mm	2390.0	
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	—	0.791
	軸方向引張鉄筋比	pt	%	0.085
	引張主鉄筋比に関する補正係数	Cpt	—	0.670
	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	—	3.234
	平均せん断応力度	c	N/mm ²	0.350
	負担するせん断力	Sc	kN	1433.90
斜引張鉄筋	使用鉄筋量	Aw	mm ²	3.972 × 10 ²
	間隔	s	mm	250.0
	せん断スパン比による低減係数	Cds	—	0.502
	降伏点	sy	N/mm ²	345.00
	負担するせん断耐力	Ss	kN	571.97
せん断耐力合計	Ps = Sc + Ss		kN	2005.87
判定 (S Ps)			S Ps	OK

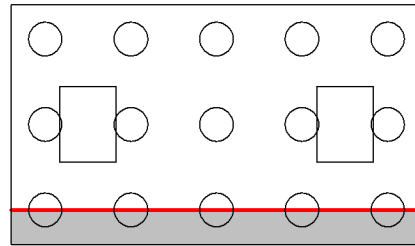
照査位置 押込側底版先端からの距離 L = 7.200(m)

柱背面からの距離 L2 = 1.650(m)

柱背面は引抜側の柱付け根を表す

照査位置形状 (m)

先端高さ	2.500
照査位置高さ	2.500
テーパ部長さ	0.000
水平部長さ	1.200
奥行き方向テーパ部長さ1	0.000
水平部長さ	14.400
テーパ部長さ2	0.000
底版下面からの上載土砂高さ	3.000
底版下面からの水位高さ	0.000



せん断力

	せん断力 (kN/m)	曲げモーメント (kN.m/m)
底版自重	-73.50	-44.10
上載土砂	-10.80	-6.48
底版に作用する浮力	0.00	0.00
上載土砂に作用する浮力	0.00	0.00
杭頭鉛直反力	-781.13	0.00
杭頭水平反力	—	320.79
杭頭モーメント	—	254.85
-M/d · tan()	0.00	—
合計	-865.43	525.06

せん断耐力

部材幅	b	mm	1000.0	
部材高	h	mm	2500.0	
有効高	d	mm	2390.0	
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	—	0.791
	軸方向引張鉄筋比	pt	%	0.085
	引張主鉄筋比に関する補正係数	Cpt	—	0.670
	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	—	3.234
	平均せん断応力度	c	N/mm ²	0.350
	負担するせん断力	Sc	kN	1433.90
斜引張鉄筋	使用鉄筋量	Aw	mm ²	3.972 × 10 ²
	間隔	s	mm	250.0
	せん断スパン比による低減係数	Cds	—	0.502
	降伏点	sy	N/mm ²	345.00
	負担するせん断耐力	Ss	kN	571.97
せん断耐力合計	Ps = Sc + Ss		kN	2005.87
判定 (S Ps)			S Ps	OK

版としての照査

照査位置 押込側底版先端からの距離 L = 1.600(m)

照査位置形状 (m)

	前面	側面1	側面2
先端高さ 照査位置高さ	2.500 2.500	2.500 2.500	2.500 2.500
テーパ部長さ 水平部長さ	0.000 1.600	0.000 0.450	0.000 0.450
奥行き方向テーパ部長さ1 水平部長さ テーパ部長さ2	0.000 14.400 0.000	0.000 2.600 0.000	0.000 2.600 0.000
底版下面からの上載土砂高さ 底版下面からの水位高さ		3.000 0.000	

作用せん断力 (kN)

	前面	側面 1	側面 2
底版自重 上載土砂	-1411.20 -207.36	-71.66 -10.53	-71.66 -10.53
底版に作用する浮力 上載土砂に作用する浮力	0.00 0.00	0.00 0.00	0.00 0.00
杭頭鉛直反力	27935.98	—	—
合計	26317.42	-82.19	-82.19
前面, 側面合計		26153.04	

せん断耐力

		前面	側面 1	側面 2
b	mm	13500.0	2600.0	2600.0
h	mm	2500.0	2500.0	2500.0
d	mm	2300.0	2300.0	2300.0
コンクリート	Cc	—	1.000	1.000
	Ce	—	0.805	0.805
	pt	%	0.176	0.135
	Cpt	—	0.852	0.769
	a	mm	1650.0	500.0
	Cdc	—	3.681	4.709
	c	N/mm ²	0.350	0.350
	Sc	kN	27448.65	6103.80
	Sc	kN	39656.26	
斜引張鉄筋	Aw	mm ²	0.000 × 10 ²	
	sy	N/mm ²	345.00	
	Ss	kN	0.00	
せん断耐力合計		39656.26		
判定 (S Ps)		OK		

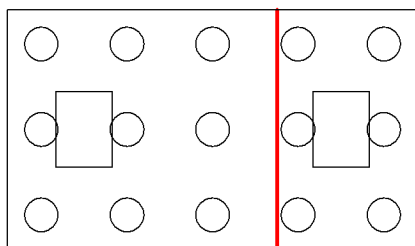
(2) 橋軸直角方向

はりとしての照査

照査位置 押込側底版先端からの距離 $L = 4.950(m)$ (柱間1~2)

柱前面からの距離 $L2 = 1.250(m)$

照査位置

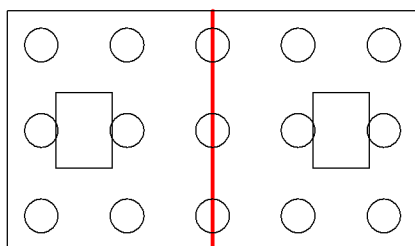


せん断耐力

部材幅	b	mm	1000.0
部材高	h	mm	2500.0
有効高	d	mm	2350.0
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	— 0.797
	軸方向引張鉄筋比	pt	% 0.541
	引張主鉄筋比に関する補正係数	Cpt	— 1.224
	せん断スパン	a	mm 3500.0
	せん断スパン比による割増係数	Cdc	— 2.532
	平均せん断応力度	c	N/mm ² 0.350
	負担するせん断力	Sc	kN 2033.54
斜引張鉄筋	使用鉄筋量	Aw	mm ² 5.730×10^2
	間隔	s	mm 250.0
	せん断スパン比による低減係数	Cds	— 0.596
	降伏点	sy	N/mm ² 345.00
	負担するせん断耐力	Ss	kN 962.64
せん断耐力合計	$Ps = Sc + Ss$		kN 2996.18
作用せん断力	S		kN -1412.97
判定 (S Ps)			S Ps OK

照査位置 押込側底版先端からの距離 L = 7.200(m) (柱間1~2)
 柱前面からの距離 L2 = 3.500(m)

照査位置



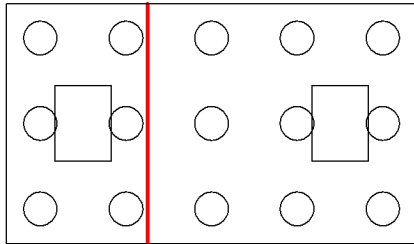
せん断耐力

部材幅		b	mm	1000.0		
部材高		h	mm	2500.0		
有効高		d	mm	2350.0		
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	—	0.797		
	軸方向引張鉄筋比	pt	%	0.345		
	引張主鉄筋比に関する補正係数	Cpt	—	1.045		
	せん断スパン	a	mm	3500.0		
	せん断スパン比による割増係数	Cdc	—	2.532		
	平均せん断応力度	c	N/mm ²	0.350		
	負担するせん断力	Sc	kN	1735.51		
斜引張鉄筋	使用鉄筋量	Aw	mm ²	5.730 × 10 ²		
	間隔	s	mm	250.0		
	せん断スパン比による低減係数	Cds	—	0.596		
	降伏点	sy	N/mm ²	345.00		
	負担するせん断耐力	Ss	kN	962.64		
せん断耐力合計		Ps = Sc + Ss		kN	2698.15	
作用せん断力		S		kN	-1850.90	
判定 (S Ps)				S	Ps	OK

照査位置 押込側底版先端からの距離 L = 9.450(m) (柱間1~2)

柱前面からの距離 L2 = 1.250(m)

照査位置



せん断耐力

部材幅		b	mm	1000.0		
部材高		h	mm	2500.0		
有効高		d	mm	2350.0		
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	—	0.797		
	軸方向引張鉄筋比	pt	%	0.345		
	引張主鉄筋比に関する補正係数	Cpt	—	1.045		
	せん断スパン	a	mm	3500.0		
	せん断スパン比による割増係数	Cdc	—	2.532		
	平均せん断応力度	c	N/mm ²	0.350		
	負担するせん断力	Sc	kN	1735.51		
斜引張鉄筋	使用鉄筋量	Aw	mm ²	5.730 × 10 ²		
	間隔	s	mm	250.0		
	せん断スパン比による低減係数	Cds	—	0.596		
	降伏点	sy	N/mm ²	345.00		
	負担するせん断耐力	Ss	kN	962.64		
せん断耐力合計		Ps = Sc + Ss		kN	2698.15	
作用せん断力		S		kN	-1692.84	
判定 (S Ps)				S	Ps	OK

8.6 予備計算

8.6.1 M -

杭外径D = 1200.0 (mm) コンクリートの設計基準強度 $c_k = 24.00$ (N/mm²)

降伏応力度 主鉄筋 = 345.00 (N/mm²) 帯鉄筋 = 345.00 (N/mm²)

主鉄筋かぶり 1段目 = 15.0 (cm)

コンクリート断面の断面方向分割数 = 50 鉄筋の扱い = 帯状に換算する

杭頭補強鉄筋

仮想RC断面直径Do = 1400.00 (mm) 内径Ro = 0.00 (mm)

降伏応力度 $s_y = 345.00$ (N/mm²) 底板コンクリートの設計基準強度 $c_k = 24.00$ (N/mm²)

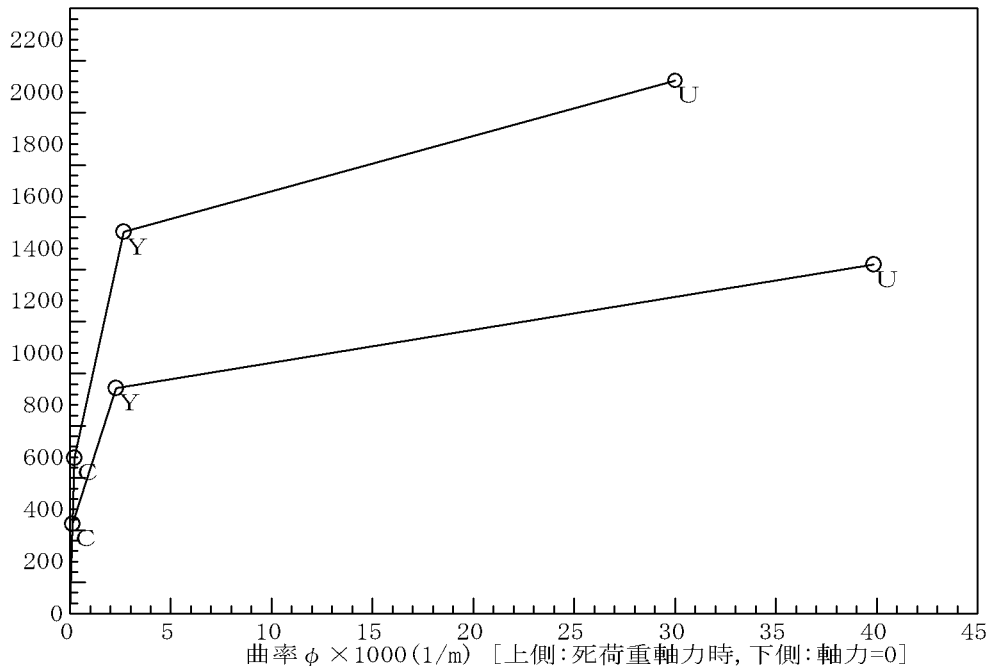
No	径(mm)	本数	かぶり(mm)
1	D22	20	250

(1) 区間1 (区間長2.400(m) : 杭頭 ~ 2.400)

主鉄筋 1段目 = D22-20本

横拘束筋 断面積Ah = 1.986 (cm²) 間隔s = 15.0 (cm) 有効長d = 90.0 (cm)

曲げモーメント (kN・m)



・ 死荷重時軸力 (軸力N = 1668.8 (kN))

ひび割れモーメントMc = 596.6 (kN.m) 曲率 $c = 0.0002208$ (1/m)

降伏モーメント $M_y = 1463.3$ (kN.m) 曲率 $y = 0.0026781$ (1/m)

終局モーメント $M_u = 2043.9$ (kN.m) 曲率 $u = 0.0299988$ (1/m)

杭頭仮想鉄筋コンクリート断面の降伏モーメント $M_y = 1771.7$ (kN.m)

・ 軸力 = 0.0時

ひび割れモーメントMc = 344.6 (kN.m) 曲率 $c = 0.0001276$ (1/m)

降伏モーメント $M_y = 864.2$ (kN.m) 曲率 $y = 0.0022910$ (1/m)

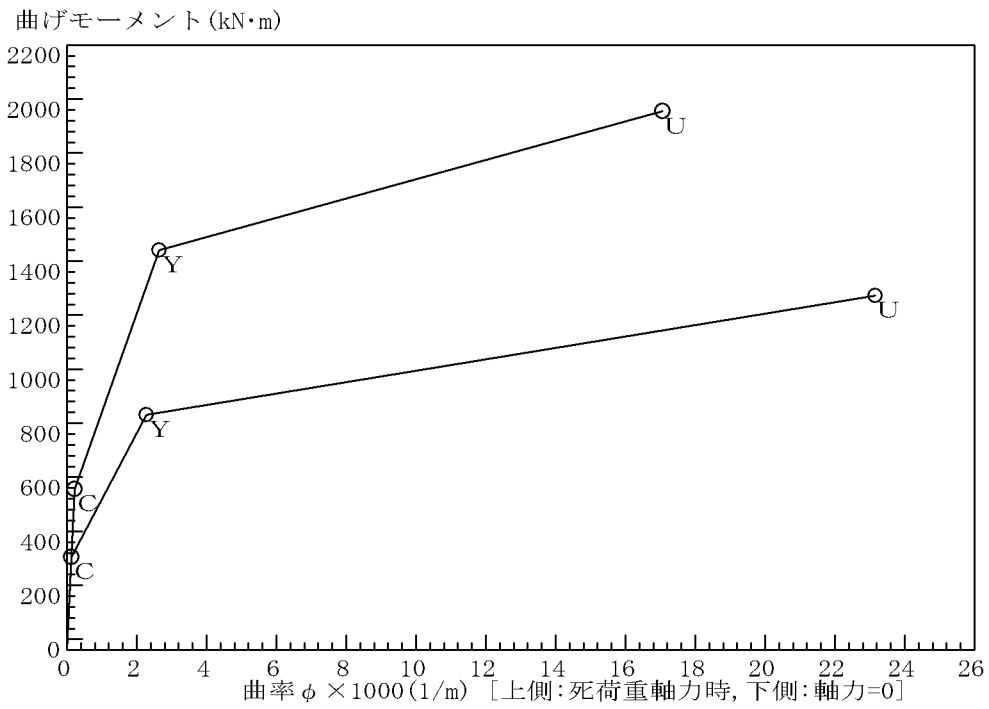
終局モーメント $M_u = 1337.4$ (kN.m) 曲率 $u = 0.0398447$ (1/m)

杭頭仮想鉄筋コンクリート断面の降伏モーメント $M_y = 1022.5$ (kN.m)

(2) 区間2 (区間長12.600(m) : 2.400 ~ 15.000)

主鉄筋 1段目 = D22-20本

横拘束筋 断面積Ah = 1.986 (cm²) 間隔s = 30.0 (cm) 有効長d = 90.0 (cm)



・ 死荷重時軸力 (軸力 $N = 1668.8$ (kN))

ひび割れモーメント $M_c = 596.6$ (kN.m) 曲率 $c = 0.0002208$ (1/m)

降伏モーメント $M_y = 1481.2$ (kN.m) 曲率 $y = 0.0026342$ (1/m)

終局モーメント $M_u = 1994.6$ (kN.m) 曲率 $u = 0.0170671$ (1/m)

・ 軸力 = 0.0時

ひび割れモーメント $M_c = 344.6$ (kN.m) 曲率 $c = 0.0001276$ (1/m)

降伏モーメント $M_y = 872.2$ (kN.m) 曲率 $y = 0.0022674$ (1/m)

終局モーメント $M_u = 1311.8$ (kN.m) 曲率 $u = 0.0231480$ (1/m)

8.6.2 水平方向地盤反力係数

$$kHE = k \cdot k \cdot kH$$

ここに、kHE : レベル2地震時照査に用いる水平方向地盤反力係数(kN/m³)

k : 群杭効果を考慮した水平方向地盤反力係数の補正係数

砂質地盤 $k = 0.66667$

粘性土地盤 $k = 0.66667$

k : 単杭における水平方向地盤反力係数の補正係数

砂質地盤 $k = 1.5$

粘性土地盤 $k = 1.5$

kH : 地震時の水平方向地盤反力係数(kN/m³)

杭外径 $D = 1.2000$ (m)

杭体ヤング係数 $E = 2.50 \times 10^7$ (kN/m²)

杭体断面二次モーメント $I = 0.101787619$ (m⁴)

$$\frac{1}{\beta} \text{の範囲の平均 } \alpha \cdot Eo = \frac{\sum (\alpha \cdot Eoi \cdot Li)}{1/\beta}$$

杭の換算載荷幅 $BH = \sqrt{\frac{D}{\beta}}$

$$kHo = \frac{1}{0.3} \cdot \alpha \cdot Eo$$

$$kH = kHo \cdot \left(\frac{BH}{0.3}\right)^{-\frac{3}{4}}$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{kH \cdot D}{4 \cdot E \cdot I}}$$

杭の特性値(換算載荷幅算出) = 0.203340 (m⁻¹)

水平抵抗に関する地盤の深さ 1/ = 4.9179 (m)

1/ の範囲の平均 $\cdot Eo = 20883.1$ (kN/m²)

杭の換算載荷幅 BH = 2.4293 (m)

kHo = 69610.2 (kN/m³)

地震時BH算出時の $\cdot Eo$ の取扱い: 常時

No	層種	層厚 (m)	$\cdot Eo$ (kN/m ²)		kH (kN/m ³)	kHE (kN/m ³)
			常時	地震時		
1	粘性土	2.500	14000	28000	19443.273	19443.369
2	砂質地盤	4.000	28000	56000	38886.546	38886.737
3	粘性土	3.500	14000	28000	19443.273	19443.369
4	砂質地盤	3.500	42000	84000	58329.819	58330.108
5	砂質地盤	1.500	140000	280000	194432.729	194433.691

耐震設計上の地盤面: 第1層上面(液状化無視時)

8.6.3 地盤反力度の上限値

1. 受働土圧

$$p_{Epi} = K_{Ep} \cdot \{ \sum \gamma_i \cdot h_i + q \} + 2 \cdot c_i \cdot \sqrt{K_{Epi}}$$

$$K_{Epi} = \frac{\cos^2 \phi_i}{\cos \delta_{Ei} \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi_i - \delta_{Ei}) \cdot \sin \phi_i}{\cos \delta_{Ei}}} \right]^2}$$

ここに、 p_{Ep} : 受働土圧強度(kN/m²)

K_{Ep} : 受働土圧係数

: 土の単位重量(kN/m³)で水位下では水中の単位重量を用いる。

h : 層厚(m)

q : 上載荷重 = 54.00(kN/m²)

c : 土の粘着力(kN/m²)

: 土のせん断抵抗角(°)

E : 壁面摩擦角(°) = - /6

水位高 = 0.000(m)

	標高 (m)	h (m)	c (kN/m ²)	(°)	E (°)	K_{Ep}	(kN/m ³)	$\cdot h+q$ (kN/m ²)	p_{Ep} (kN/m ²)
1	0.000 -2.500	2.500	30.00	0.00	0.00	1.000	8.00	54.00 74.00	114.00 134.00
2	-2.500 -6.500	4.000	0.00	27.00	-4.50	3.035	8.00	74.00 106.00	224.62 321.75
3	-6.500 -10.000	3.500	30.00	0.00	0.00	1.000	8.00	106.00 134.00	166.00 194.00
4	-10.000 -13.500	3.500	0.00	30.00	-5.00	3.505	10.00	134.00 169.00	469.69 592.37
5	-13.500 -15.000	1.500	0.00	40.00	-6.67	5.996	10.00	169.00 184.00	1013.33 1103.27

2. 水平地盤反力度の上限値

$$p_{Hu} = \eta_p \cdot \alpha_p \cdot p_{Ep}$$

ここに、 p_{Hu} : 水平地盤反力度の上限値(kN/m²)

p : 単杭における水平地盤反力度の上限値の補正係数

砂質地盤 $p = 3.0$

粘性土地盤 $p = 1.5$ ただし、N²では $p = 1.0$ とする。

p : 群杭効果を考慮した水平地盤反力度の上限値の補正係数

粘性土地盤 $p = 1.0$

砂質地盤 $p \cdot p = \text{荷重載荷直角方向の杭中心間隔} / \text{杭径} (p)$

ただし、砂質地盤における最前列以外の杭の水平地盤反力度の上限値は最前列の1/2を用いる。

・橋軸方向

	層種	平均 N値	$p \cdot p$	p_{Hu} (kN/m ²)		
				1列目	2列目以降	
1	上端 下端	粘性	5.0	1.500	171.00 201.00	171.00 201.00
2	上端 下端	砂質	10.0	2.500	561.55 804.38	280.77 402.19
3	上端 下端	粘性	5.0	1.500	249.00 291.00	249.00 291.00

		層種	平均 N值	p · p	pHu(kN/m ²)	
					1列目	2列目以降
4	上端	砂質	15.0	2.500	1174.22	587.11
	下端				1480.92	740.46
5	上端	砂質	50.0	2.500	2533.33	1266.66
	下端				2758.18	1379.09

・橋軸直角方向

		層種	平均 N值	p · p	pHu(kN/m ²)	
					1列目	2列目以降
1	上端	粘性	5.0	1.500	171.00	171.00
	下端				201.00	201.00
2	上端	砂質	10.0	2.500	561.55	280.77
	下端				804.38	402.19
3	上端	粘性	5.0	1.500	249.00	249.00
	下端				291.00	291.00
4	上端	砂質	15.0	2.500	1174.22	587.11
	下端				1480.92	740.46
5	上端	砂質	50.0	2.500	2533.33	1266.66
	下端				2758.18	1379.09

8.6.4 押し込み支持力の上限值

1) 地盤から決まる杭の極限支持力

杭 種：場所打ち杭 1200.0 (mm)

工 法：場所打ち杭

設計杭長：L = 15.000 (m)

突出杭長：Lo = 0.000 (m)

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

R_u：地盤から決まる杭の極限支持力 (kN)

q_d：杭先端で支持する単位面積当りの極限支持力度(kN/m²)

$$q_d = 3000 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

A_p：杭先端面積(m²)

$$A_p = \frac{\pi}{4} \cdot 1.2000^2 = 1.131$$

U：杭の周長(m)

$$U = \pi \cdot 1.2000 = 3.770$$

L_i：層厚(m)

f_i：層の最大周面摩擦力度(kN/m²)

周面摩擦力

層 No	土質	平均 N値	粘着力 (kN/m ²)	周長 U(m)	層厚 L _i (m)	f _i (kN/m ²)	U・L _i ・f _i (kN)
2	粘性	5.0	30.0	3.7699	2.500	50.0	471.2
3	砂質	10.0	0.0	3.7699	4.000	50.0	754.0
4	粘性	5.0	30.0	3.7699	3.500	50.0	659.7
5	砂質	15.0	0.0	3.7699	3.500	75.0	989.6
6	砂質	50.0	0.0	3.7699	1.500	200.0	1131.0
計					15.000		4005.5

地盤から決まる極限支持力

$$R_u = q_d \cdot A_p + U \cdot (L_i \cdot f_i) = 7398 \text{ (kN)}$$

2) 杭体から決まる押し込み支持力の上限值

$$R_{pu} = 0.85 \cdot c_k \cdot A_c + y \cdot A_s = 25743 \text{ (kN)}$$

R_{pu}：杭体から決まる押し込み支持力の上限值 (kN)

c_k：杭体コンクリートの設計基準強度 = 24.00 × 10³ (kN/m²)

A_c：杭体コンクリートの断面積 = 1.131 (m²)

y：鉄筋の降伏点 = 345.00 × 10³ (kN/m²)

A_s：鉄筋断面積 = 77.420 × 10⁻⁴ (m²)

3) 押し込み支持力の上限值

$$P_{Nu} = \min(R_u, R_{pu}) = 7398 \text{ (kN)}$$

8.6.5 引抜き支持力の上限值

1) 地盤から決まる杭の極限引抜き力

$$P_u + W = U \cdot (L_i \cdot f_i) + W$$

P_u : 地盤から決まる杭の極限引抜き力 (kN)

W : 杭の有効重量 (kN)

$$W = (W'' \cdot L + W_o \cdot L_o) = 246.0 \text{ (kN)}$$

W'' : 水中部単位長重量 = 16.40 (kN/m)

L : 水中部杭長 = 15.000 (m)

W_o : 水位上部単位長重量 = 27.71 (kN/m)

L_o : 水位上部杭長 = 0.000 (m)

U : 杭の周長 = 3.770 (m)

L_i : 層厚 (m)

f_i : 層の最大周面摩擦力度 (kN/m²)

$$P_u + W = U \cdot (L_i \cdot f_i) + W$$

$$= 4005.5 + 246.0 = 4252 \text{ (kN)}$$

2) 杭体から決まる引抜き支持力の上限值

$$P_{pu} = y \cdot A_s = 2671 \text{ (kN)}$$

P_{pu} : 杭体から決まる引抜き支持力の上限值 (kN)

y : 鉄筋の降伏点 = 345.00 × 10³ (kN/m²)

A_s : 鉄筋断面積 = 77.420 × 10⁻⁴ (m²)

3) 引抜き支持力の上限值

$$P_{Tu} = \min(P_u + W, P_{pu}) = 2671 \text{ (kN)}$$

9章 基礎バネ計算

9.1 水平方向地盤反力係数

杭外径	D = 1.2000	(m)
杭体ヤング係数	E = 2.50 × 10 ⁷	(kN/m ²)
杭体断面二次モーメント	I = 0.101787619	(m ⁴)
杭の特性値(換算載荷幅算出)	= 0.311256	(m ⁻¹)
水平抵抗に関する地盤の深さ	1 / = 3.2128	(m)

$$\frac{1}{\beta} \text{の範囲の平均 ED} = \frac{\sum (ED_i \cdot L_i)}{1/\beta} = 97732.6 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\text{杭の換算載荷幅 BH} = \sqrt{\frac{D}{\beta}} = 1.9635 \text{ (m)}$$

$$kH_o = \frac{1}{0.3} \cdot ED = 325775.2 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

$$kH = kH_o \cdot \left(\frac{BH}{0.3}\right)^{-\frac{3}{4}}$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{kH \cdot D}{4 \cdot E \cdot I}} = 0.311256 \text{ (m}^{-1}\text{)}$$

ここに、kHo：直径0.3(m)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)

BH：基礎前面の換算載荷幅 (m)

kH：水平方向地盤反力係数 (kN/m³)

層No	土質	層厚 (m)	N値	Vsi (m/s)	動的変形係数 ED (kN/m ²)	動的ポアソン比 D	kH (kN/m ³)
2	粘性土	2.500	5.0	171.00	97390	0.50	79334
3	砂質土	4.000	10.0	172.35	98934	0.50	80592
4	粘性土	3.500	5.0	171.00	97390	0.50	79334
5	砂質土	3.500	15.0	197.30	144905	0.50	118040
6	砂質土	1.500	50.0	294.72	323331	0.50	263385

9.2 杭軸直角方向バネ定数，杭軸方向バネ定数

(1) 橋軸方向

K1	kN/m	307027
K2	kN/rad	493982
K3	kN.m/m	493982
K4	kN.m/rad	1586903
Kv	kN/m	447677

(2) 橋軸直角方向

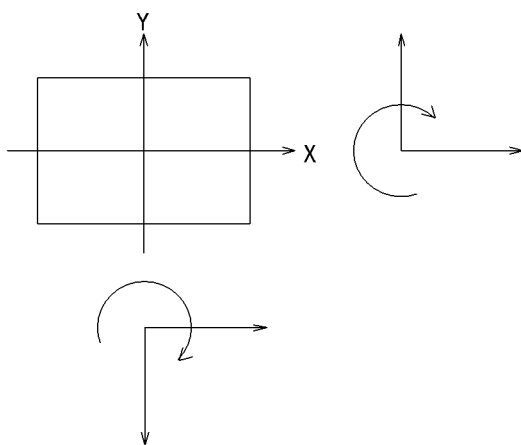
K1	kN/m	307027
K2	kN/rad	493982
K3	kN.m/m	493982
K4	kN.m/rad	1586903
Kv	kN/m	447677

9.3 固有周期算定用地盤バネ定数

$$\begin{aligned}
 Ass &= (K_v \cdot \sin^2 + K_1 \cdot \cos^2) i \\
 Asr = Ars &= (K_v \cdot X \cdot \sin \cdot \cos - K_1 \cdot X \cdot \sin \cdot \cos - K_2 \cdot \cos) i \\
 Arr &= \{ K_v \cdot X^2 \cdot \cos^2 + K_1 \cdot X^2 \cdot \sin^2 + (K_2 + K_3) \cdot X \cdot \sin + K_4 \} i \\
 Asv = Avs &= (K_v \cdot \cos \cdot \sin - K_1 \cdot \sin \cdot \cos) i \\
 Arv = Avr &= (K_v \cdot X \cdot \cos^2 + K_1 \cdot X \cdot \sin^2 + K_2 \cdot \sin) i \\
 Avv &= (K_v \cdot \cos^2 + K_1 \cdot \sin^2) i
 \end{aligned}$$

ここに、Ass : 水平方向バネ (kN/m)
 Asr = Ars : 水平と回転の連成バネ (kN/rad , kN.m/m)
 Arr : 回転バネ (kN.m/rad)
 Asv = Avs : 鉛直と水平の連成バネ (kN/m)
 Arv = Avr : 鉛直と回転の連成バネ (kN.m/m , kN/rad)
 Avv : 鉛直バネ (kN/m)

		橋軸方向	橋軸直角方向
Ass	kN/m	4.605403E+006	4.605403E+006
Asr	kN/rad	-7.409735E+006	-7.409735E+006
Ars	kN.m/m	-7.409735E+006	-7.409735E+006
Arr	kN.m/rad	6.409447E+007	1.446763E+008
Asv	kN/m	0.000000E+000	0.000000E+000
Arv	kN.m/m	0.000000E+000	0.000000E+000
Avs	kN/m	0.000000E+000	0.000000E+000
Avr	kN/rad	0.000000E+000	0.000000E+000
Avv	kN/m	6.715155E+006	6.715155E+006



Y方向 : 橋軸方向
 X方向 : 橋軸直角方向