

6.2.2 既設橋脚基礎の安定照査

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・引抜力	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
3.4 着目点ごとの杭体応力度	17
4章 基礎杭計算結果一覧表	19
5章 予備計算	21
5.1 水平方向地盤反力係数	21
5.2 杭軸方向鉛直バネ定数	22
5.3 許容支持力・引抜力の計算	23
6章 レベル2地震時の照査	25
6.1 設計条件	25
6.2 計算結果一覧表	29
6.3 荷重変位曲線	35
6.4 液状化無視・地震動タイプI・浮力無視	39
6.4.1 橋軸方向（降伏時）	39
6.4.2 橋軸直角方向（降伏時）	44
6.4.3 橋軸直角方向（応答変位時）	49
6.5 液状化無視・地震動タイプII・浮力無視	54
6.5.1 橋軸方向（降伏時）	54
6.5.2 橋軸直角方向（降伏時）	59
6.5.3 橋軸直角方向（応答変位時）	64
6.6 予備計算	69
6.6.1 M -	69
6.6.2 水平方向地盤反力係数	70
6.6.3 地盤反力度の上限値	71
6.6.4 押込み支持力の上限値	73
6.6.5 引抜き支持力の上限値	74
6.6.6 底板前面水平抵抗	75
7章 基礎バネ計算	77
7.1 水平方向地盤反力係数	77
7.2 杭軸直角方向バネ定数，杭軸方向バネ定数	78
7.3 固有周期算定用地盤バネ定数	79

1章 設計条件

1.1 一般事項

- ・タイトル : 6.2.2 既設基礎照査結果
- ・コメント : 既設鋼管杭の照査結果

1.2 杭の条件

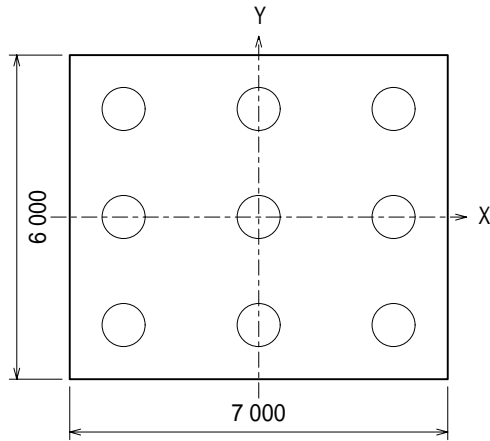
- ・杭種 : 鋼管杭
- ・施工工法 : 中掘り杭 (セメントミルク噴出攪拌)
- ・杭頭結合条件 : 剛結・ヒンジ
- ・杭先端条件 : 自由
- ・杭の種類 : 支持杭
- ・杭の許容変位量 常時 : 15.0 (mm)
- 地震時 : 15.0 (mm)
- ・杭体のヤング係数 : 2.00×10^5 (N/mm²)
- ・杭本数 : 9 (本)
- ・杭径 : 800.0 (mm)
- ・外側錆代 : 1.0 (mm)
- ・内側錆代 : 0.0 (mm)
- ・設計杭長, 鋼管厚, 材質 : 14.90 (m) 12.0 (mm) SKK400

1.3 使用材料および許容応力度

単位: N/mm²

No	割増係数	許容曲げ圧縮応力度 c_a		許容曲げ引張応力度 t_a		許容せん断応力度 a	
		SKK400	SKK490	SKK400	SKK490	SKK400	SKK490
1	1.00	140.00	185.00	140.00	185.00	80.00	105.00
2	1.15	161.00	212.75	161.00	212.75	92.00	120.75
3	1.25	175.00	231.25	175.00	231.25	100.00	131.25
4	1.35	189.00	249.75	189.00	249.75	108.00	141.75
5	1.50	210.00	280.00	210.00	280.00	120.00	160.00

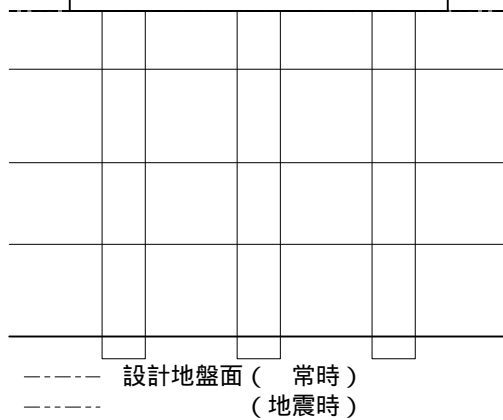
1.4 杭配置図・側面図



杭頭座標

No	X方向	Y方向
1	-2.500	2.000
2	0.000	0.000
3	2.500	-2.000

橋軸直角方向



----- 設計地盤面 (常時)

----- (地震時)

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	2.50	2.50	4.0	11200.0	22400.0	17.00	8.00	32.0	32.0	1.000
3	砂質土	4.00	4.00	10.0	28000.0	56000.0	17.00	8.00	20.0	20.0	1.000
4	粘性土	3.50	3.50	25.0	70000.0	140000.0	17.00	8.00	100.0	100.0	1.000
5	砂質土	3.95	3.95	32.0	89600.0	179200.0	19.00	10.00	64.0	64.0	1.000
6	砂質土	0.95	0.95	50.0	140000.0	280000.0	19.00	10.00	100.0	100.0	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	199413
地震時	199413

・許容支持力・引抜力 (kN/本)

許容支持力	常時	2408
	地震時	3594
許容引抜力	常時	0
	地震時	748

・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	10327	20653	10327	20653
3	4.000	4.000	25817	51633	25817	51633
4	3.500	3.500	64542	129083	64542	129083
5	3.950	3.950	82613	165226	82613	165226
6	0.950	0.950	129083	258166	129083	258166

1.7 作用力

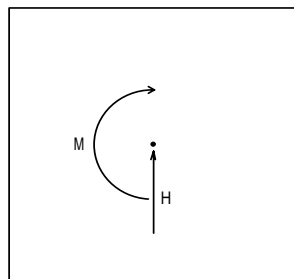
(1)橋軸方向

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	14485.8	0.0	0.0
2	地震時	1.50	11935.8	3164.2	28784.4

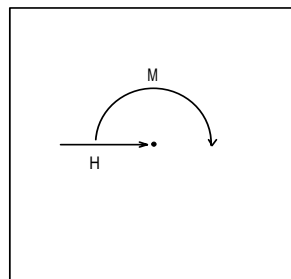
(2)橋軸直角方向

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	14485.8	0.0	0.0
2	地震時	1.50	11935.8	2914.2	29484.4

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	38967	61825
K2	kN/rad	75600	101588
K3	kN.m/m	75600	101588
K4	kN.m/rad	264045	305350

(2) 橋軸直角方向

a) 杭頭剛結

	単位	常 時	地震時
K1	kN/m	38967	61825
K2	kN/rad	75600	101588
K3	kN.m/m	75600	101588
K4	kN.m/rad	264045	305350

2.2 杭基礎の剛性行列

1. 変位法による杭群中心の変位と外力の関係

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

2. 剛性行列要素

$$A_{zz} = (K_v \cdot \cos^2 \alpha + K_1 \cdot \sin^2 \alpha) i$$

$$A_{zx} = A_{xz} = (K_v \cdot \cos \alpha \cdot \sin \alpha - K_1 \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha) i$$

$$A_{za} = A_{az} = (K_v \cdot X \cdot \cos^2 \alpha + K_1 \cdot X \cdot \sin^2 \alpha + K_2 \cdot \sin \alpha) i$$

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

$$A_{xa} = A_{ax} = (K_v \cdot X \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha - K_1 \cdot X \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha - K_2 \cdot \cos \alpha) i$$

$$A_{aa} = \{ K_v \cdot X^2 \cdot \cos^2 \alpha + K_1 \cdot X^2 \cdot \sin^2 \alpha + (K_2 + K_3) \cdot X \cdot \sin \alpha + K_4 \} i$$

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

$$\begin{bmatrix} A_{zz} & A_{zx} & A_{za} \\ A_{xz} & A_{xx} & A_{xa} \\ A_{az} & A_{ax} & A_{aa} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1794717 & 0 & 0 \\ 0 & 350705 & -680396 \\ 0 & -680396 & 7162318 \end{bmatrix}$$

2) 地震時

$$\begin{bmatrix} A_{zz} & A_{zx} & A_{za} \\ A_{xz} & A_{xx} & A_{xa} \\ A_{az} & A_{ax} & A_{aa} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1794717 & 0 & 0 \\ 0 & 556427 & -914294 \\ 0 & -914294 & 7534059 \end{bmatrix}$$

(2) 橋軸直角方向

a) 杭頭剛結

1) 常時

$$\begin{bmatrix} A_{zz} & A_{zx} & A_{za} \\ A_{xz} & A_{xx} & A_{xa} \\ A_{az} & A_{ax} & A_{aa} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1794717 & 0 & 0 \\ 0 & 350705 & -680396 \\ 0 & -680396 & 9854394 \end{bmatrix}$$

2) 地震時

$$\begin{bmatrix} A_{zz} & A_{zx} & A_{za} \\ A_{xz} & A_{xx} & A_{xa} \\ A_{az} & A_{ax} & A_{aa} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1794717 & 0 & 0 \\ 0 & 556427 & -914294 \\ 0 & -914294 & 10226135 \end{bmatrix}$$

2.3 杭反力及び変位の計算

$$\begin{bmatrix} P_N \\ P_H \\ M_t \end{bmatrix}_i = \begin{bmatrix} K_v \cdot \cos & K_v \cdot \sin & K_v \cdot X \cdot \cos \\ -K_1 \cdot \sin & K_1 \cdot \cos & -K_1 \cdot X \cdot \sin & -K_2 \\ K_3 \cdot \sin & -K_3 \cdot \cos & K_3 \cdot X \cdot \sin & +K_4 \end{bmatrix}_i \begin{bmatrix} z \\ x \end{bmatrix}$$

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

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

ここに、 P_{Ni} : 杭軸方向反力(kN/本)

P_{Hi} : 杭軸直角方向反力(kN/本)

M_{ti} : 杭頭モーメント(kN.m/本)

K_{vi} : 杭軸方向バネ定数(kN/m)

$K_{1i} \sim K_{4i}$: 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)

: 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。

$$V_i = P_{Ni} \cdot \cos i - P_{Hi} \cdot \sin i$$

$$H_i = P_{Ni} \cdot \sin i + P_{Hi} \cdot \cos i$$

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

$$V_o = 14485.8 \text{ (kN)}$$

$$H_o = 0.0 \text{ (kN)}$$

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

・ 原点変位

$$z = 8.07 \text{ (mm)}$$

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

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

・ 杭反力

No	Y(m)	本数	PN(kN)	PH(kN)	Mt(kN.m)	Vi(kN)	Hi(kN)	fx(mm)
1	2.000	3	1609.53	0.00	0.00	1609.53	0.00	0.00
2	0.000	3	1609.53	0.00	0.00	1609.53	0.00	0.00
3	-2.000	3	1609.53	0.00	0.00	1609.53	0.00	0.00

$$PN_{max} = 1609.53 \text{ (kN)} \quad R_a = 2408.00 \text{ (kN)} : \text{OK}$$

$$PN_{min} = 1609.53 \text{ (kN)} \quad P_a = 0.00 \text{ (kN)} : \text{OK}$$

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

(2) 地震時

・ 原点作用力

$$V_o = 11935.8 \text{ (kN)}$$

$$H_o = 3164.2 \text{ (kN)}$$

$$M_o = 28784.4 \text{ (kN.m)}$$

・ 原点変位

$$z = 6.65 \text{ (mm)}$$

$$x = 14.94 \text{ (mm)}$$

$$= 0.00563414 \text{ (rad)}$$

・ 杭反力

No	Y(m)	本数	PN(kN)	PH(kN)	Mt(kN.m)	Vi(kN)	Hi(kN)	fx(mm)
1	2.000	3	3573.24	351.58	202.21	3573.24	351.58	14.94

No	Y(m)	本数	PN(kN)	PH(kN)	Mt(kN.m)	Vi(kN)	Hi(kN)	fx(mm)
2	0.000	3	1326.20	351.58	202.21	1326.20	351.58	14.94
3	-2.000	3	-920.84	351.58	202.21	-920.84	351.58	14.94

$$\begin{aligned}
 \text{PNmax} &= 3573.24 \quad (\text{kN}) & \text{Ra} &= 3594.00 \quad (\text{kN}) : \text{OK} \\
 \text{PNmin} &= -920.84 \quad (\text{kN}) < \text{Pa} &= -748.00 \quad (\text{kN}) : \text{OUT} \\
 f &= 14.94 \quad (\text{mm}) & a &= 15.00 \quad (\text{mm}) : \text{OK}
 \end{aligned}$$

(2)橋軸直角方向

a)杭頭剛結

(1)常時

・原点作用力

$$\begin{aligned}
 \text{Vo} &= 14485.8 \quad (\text{kN}) \\
 \text{Ho} &= 0.0 \quad (\text{kN}) \\
 \text{Mo} &= 0.0 \quad (\text{kN.m})
 \end{aligned}$$

・原点変位

$$\begin{aligned}
 z &= 8.07 \quad (\text{mm}) \\
 x &= 0.00 \quad (\text{mm}) \\
 &= 0.00000000 \quad (\text{rad})
 \end{aligned}$$

・杭反力

No	X(m)	本数	PN(kN)	PH(kN)	Mt(kN.m)	Vi(kN)	Hi(kN)	fx(mm)
1	-2.500	3	1609.53	0.00	0.00	1609.53	0.00	0.00
2	0.000	3	1609.53	0.00	0.00	1609.53	0.00	0.00
3	2.500	3	1609.53	0.00	0.00	1609.53	0.00	0.00

$$\begin{aligned}
 \text{PNmax} &= 1609.53 \quad (\text{kN}) & \text{Ra} &= 2408.00 \quad (\text{kN}) : \text{OK} \\
 \text{PNmin} &= 1609.53 \quad (\text{kN}) & \text{Pa} &= 0.00 \quad (\text{kN}) : \text{OK} \\
 f &= 0.00 \quad (\text{mm}) & a &= 15.00 \quad (\text{mm}) : \text{OK}
 \end{aligned}$$

(2)地震時

・原点作用力

$$\begin{aligned}
 \text{Vo} &= 11935.8 \quad (\text{kN}) \\
 \text{Ho} &= 2914.2 \quad (\text{kN}) \\
 \text{Mo} &= 29484.4 \quad (\text{kN.m})
 \end{aligned}$$

・原点変位

$$\begin{aligned}
 z &= 6.65 \quad (\text{mm}) \\
 x &= 11.69 \quad (\text{mm}) \\
 &= 0.00392866 \quad (\text{rad})
 \end{aligned}$$

・杭反力

No	X(m)	本数	PN(kN)	PH(kN)	Mt(kN.m)	Vi(kN)	Hi(kN)	fx(mm)
1	-2.500	3	-632.36	323.80	11.77	-632.36	323.80	11.69
2	0.000	3	1326.20	323.80	11.77	1326.20	323.80	11.69
3	2.500	3	3284.76	323.80	11.77	3284.76	323.80	11.69

$$\begin{aligned}
 \text{PNmax} &= 3284.76 \quad (\text{kN}) & \text{Ra} &= 3594.00 \quad (\text{kN}) : \text{OK} \\
 \text{PNmin} &= -632.36 \quad (\text{kN}) & \text{Pa} &= -748.00 \quad (\text{kN}) : \text{OK} \\
 f &= 11.69 \quad (\text{mm}) & a &= 15.00 \quad (\text{mm}) : \text{OK}
 \end{aligned}$$

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)	38967	17322
K2 (kN/rad)	75600	0
K3 (kN.m/m)	75600	0
K4 (kN.m/rad)	264045	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)	351.58		351.58			
M (kN.m)	202.21		0.00			
杭軸直角方向パネ定数						
K1 (kN/m)	61825		28027			
K2 (kN/rad)	101588		0			
K3 (kN.m/m)	101588		0			
K4 (kN.m/rad)	305350		0			
Mt, Mmax, 1/2Mmax						
Mt (kN.m)	202.21		0.00			
Mmax (kN.m)	531.65		405.71			
Z (m)	2.332		2.736			
1/2Mmax (kN.m)	265.83		265.83			
S (kN)	-134.18		-105.51			
Z (m)	4.981		4.677			
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	14.944	202.21	351.58	12.544	0.00	351.58
0.500	12.203	349.05	239.56	10.474	151.31	256.53
1.000	9.667	445.41	149.38	8.491	259.34	178.29
1.500	7.393	501.75	79.11	6.660	332.23	115.83
2.000	5.415	527.45	26.42	5.025	377.55	67.70
2.500	3.749	530.68	-11.21	3.613	402.04	32.18
3.000	2.397	508.18	-74.15	2.439	401.60	-29.91
3.500	1.345	460.66	-112.30	1.502	375.76	-70.20
4.000	0.566	399.02	-131.60	0.787	334.23	-93.47
4.500	0.024	331.33	-137.31	0.270	284.40	-104.06
5.000	-0.322	263.22	-133.93	-0.079	231.64	-105.77
5.500	-0.512	198.30	-125.09	-0.290	179.58	-101.76
6.000	-0.583	138.56	-113.61	-0.394	130.42	-94.54
6.500	-0.572	84.78	-101.57	-0.420	85.25	-86.03
7.000	-0.510	41.15	-73.48	-0.396	47.60	-64.79
7.500	-0.423	10.64	-49.32	-0.343	20.10	-45.65
8.000	-0.329	-8.96	-29.89	-0.277	1.43	-29.63
8.500	-0.240	-20.05	-15.22	-0.210	-10.10	-17.06
9.000	-0.163	-24.90	-4.86	-0.149	-16.19	-7.82
9.500	-0.100	-25.51	1.88	-0.098	-18.41	-1.49
10.000	-0.053	-23.50	5.77	-0.057	-18.08	2.44
10.500	-0.019	-19.95	8.06	-0.027	-16.10	5.14
11.000	0.003	-15.75	8.51	-0.006	-13.22	6.16
11.500	0.016	-11.62	7.84	0.007	-10.12	6.09
12.000	0.022	-8.01	6.56	0.014	-7.24	5.37
12.500	0.023	-5.10	5.07	0.016	-4.80	4.36
13.000	0.021	-2.93	3.63	0.016	-2.88	3.28
13.500	0.017	-1.44	2.39	0.014	-1.50	2.30
13.950	0.013	-0.57	1.51	0.011	-0.64	1.55
14.000	0.012	-0.50	1.39	0.011	-0.56	1.44
14.500	0.007	-0.07	0.41	0.007	-0.09	0.50
14.900	0.003	0.00	0.00	0.005	0.00	0.00

3) 橋軸直角方向 常時

	杭頭剛結	杭頭ヒンジ
H (kN)	0.00	0.00
M (kN.m)	0.00	0.00
杭軸直角方向パネ定数		
K1 (kN/m)	38967	17322
K2 (kN/rad)	75600	0
K3 (kN.m/m)	75600	0
K4 (kN.m/rad)	264045	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		1/2Mmax = 1/2 · max(Mmax, Mt)
Mt : 杭頭モーメント		

4) 橋軸直角方向

地震時

	杭頭剛結		杭頭ヒンジ			
H (kN)	323.80		323.80			
M (kN.m)	11.77		0.00			
杭軸直角方向パネ定数						
K1 (kN/m)	61825		28027			
K2 (kN/rad)	101588		0			
K3 (kN.m/m)	101588		0			
K4 (kN.m/rad)	305350		0			
Mt , Mmax , 1/2Mmax						
Mt (kN.m)	11.77		0.00			
Mmax (kN.m)	380.57		373.65			
Z (m)	2.713		2.736			
1/2Mmax (kN.m)	190.28		190.28			
S (kN)	-97.54		-96.16			
Z (m)	5.253		5.238			
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	11.693	11.77	323.80	11.553	0.00	323.80
0.500	9.747	150.87	235.28	9.646	139.36	236.27
1.000	7.888	249.68	162.52	7.820	238.85	164.20
1.500	6.176	315.85	104.54	6.134	305.98	106.67
2.000	4.651	356.45	59.95	4.628	347.72	62.36
2.500	3.336	377.76	27.11	3.328	370.27	29.64
3.000	2.244	376.07	-30.12	2.246	369.87	-27.54
3.500	1.374	351.02	-67.11	1.383	346.08	-64.66
4.000	0.712	311.60	-88.30	0.725	307.82	-86.09
4.500	0.234	264.66	-97.78	0.248	261.93	-95.84
5.000	-0.087	215.18	-99.05	-0.073	213.34	-97.41
5.500	-0.280	166.48	-95.08	-0.267	165.39	-93.72
6.000	-0.374	120.59	-88.18	-0.363	120.11	-87.07
6.500	-0.396	78.49	-80.14	-0.387	78.52	-79.23
7.000	-0.371	43.46	-60.18	-0.365	43.84	-59.68
7.500	-0.320	17.96	-42.26	-0.316	18.52	-42.04
8.000	-0.258	0.71	-27.30	-0.255	1.31	-27.29
8.500	-0.195	-9.88	-15.61	-0.194	-9.30	-15.71
9.000	-0.138	-15.42	-7.03	-0.137	-14.91	-7.20
9.500	-0.090	-17.36	-1.18	-0.090	-16.95	-1.37
10.000	-0.052	-16.97	2.44	-0.052	-16.65	2.25
10.500	-0.024	-15.05	4.90	-0.024	-14.83	4.73
11.000	-0.005	-12.32	5.81	-0.005	-12.17	5.68
11.500	0.007	-9.41	5.71	0.006	-9.32	5.61
12.000	0.013	-6.71	5.02	0.013	-6.66	4.95
12.500	0.015	-4.43	4.06	0.015	-4.42	4.02
13.000	0.015	-2.66	3.04	0.015	-2.66	3.02
13.500	0.013	-1.37	2.12	0.013	-1.38	2.11
13.950	0.010	-0.58	1.43	0.010	-0.59	1.43
14.000	0.010	-0.51	1.32	0.010	-0.52	1.33
14.500	0.007	-0.08	0.45	0.007	-0.08	0.46
14.900	0.004	0.00	0.00	0.004	0.00	0.00

3.2 杭体モーメント図

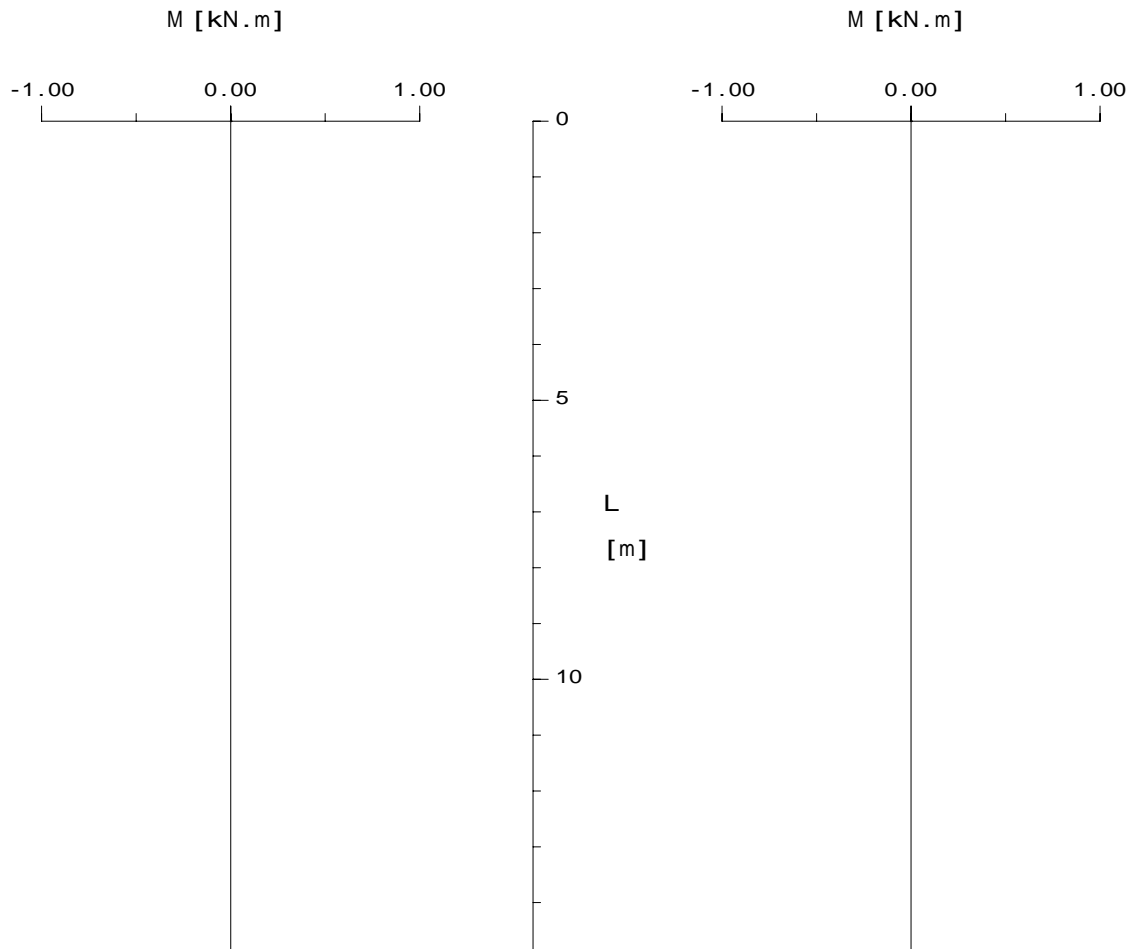
1) 橋軸方向

常時

杭 径 $D = 800.0$ (mm)杭 長 $L = 14.90$ (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 $D = 800.0$ (mm)

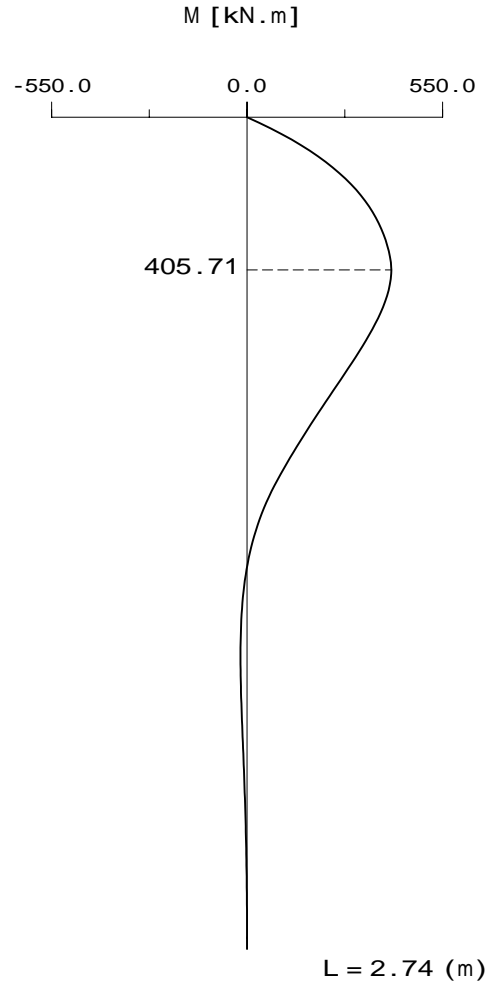
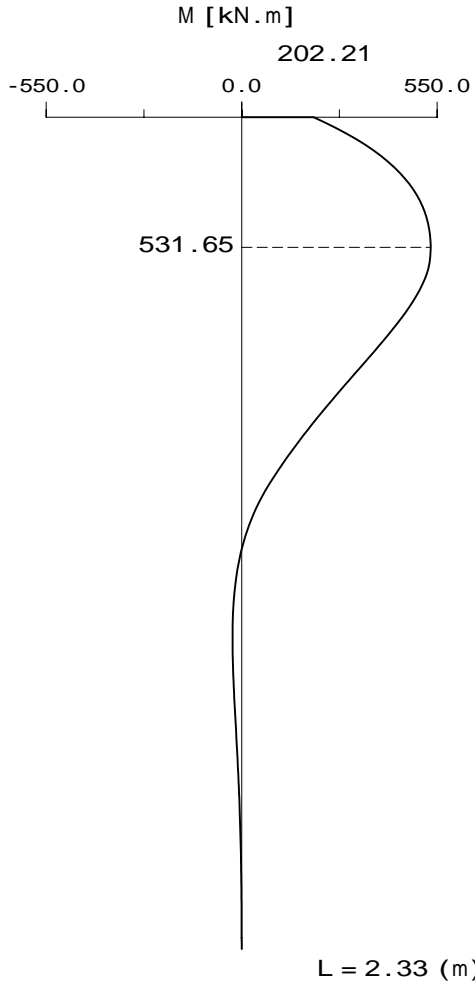
杭 長 $L = 14.90$ (m)

$H = 351.58$ $M = 202.21$ (kN.m)

$H = 351.58$ (kN)

【杭頭剛結】

【杭頭ヒンジ】



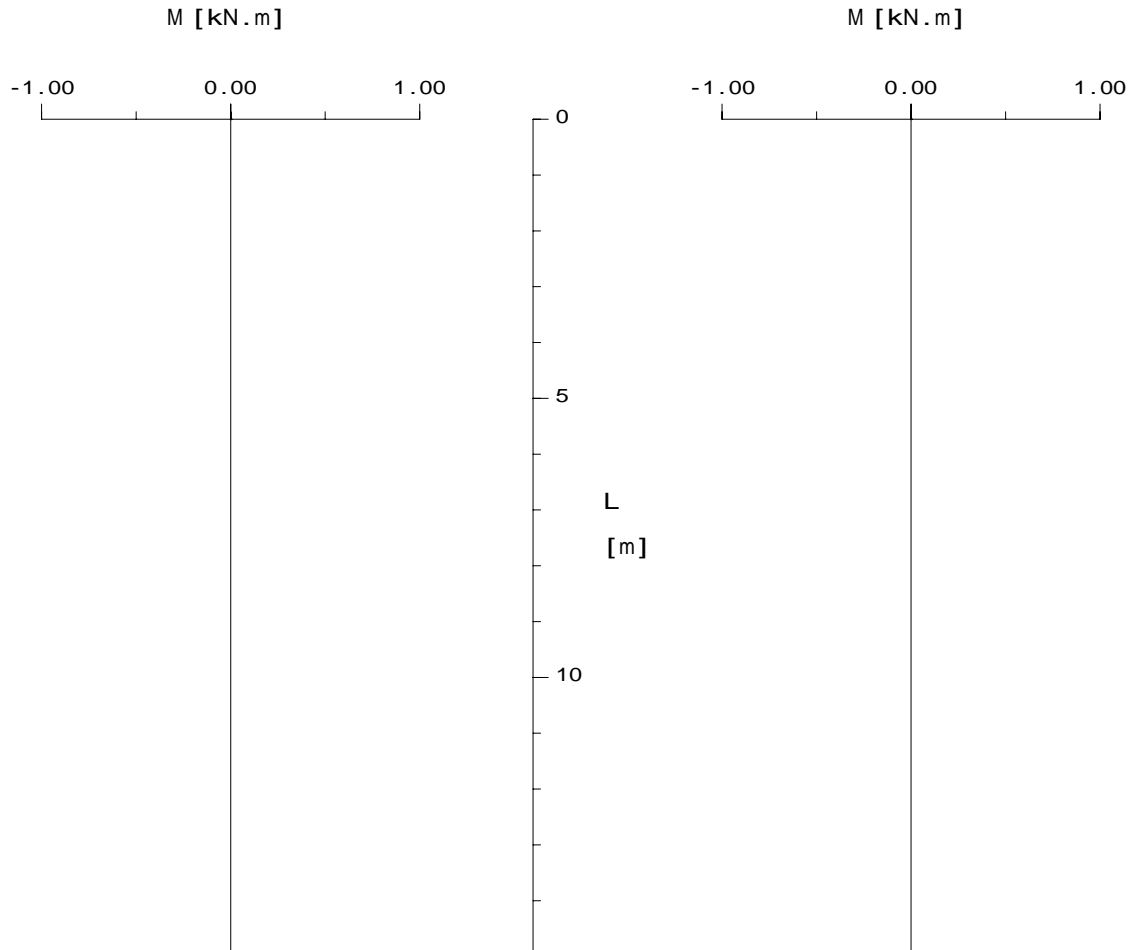
3) 橋軸直角方向 常時

杭 径 $D = 800.0$ (mm) 杭 長 $L = 14.90$ (m)

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

【杭頭剛結】

【杭頭ヒンジ】

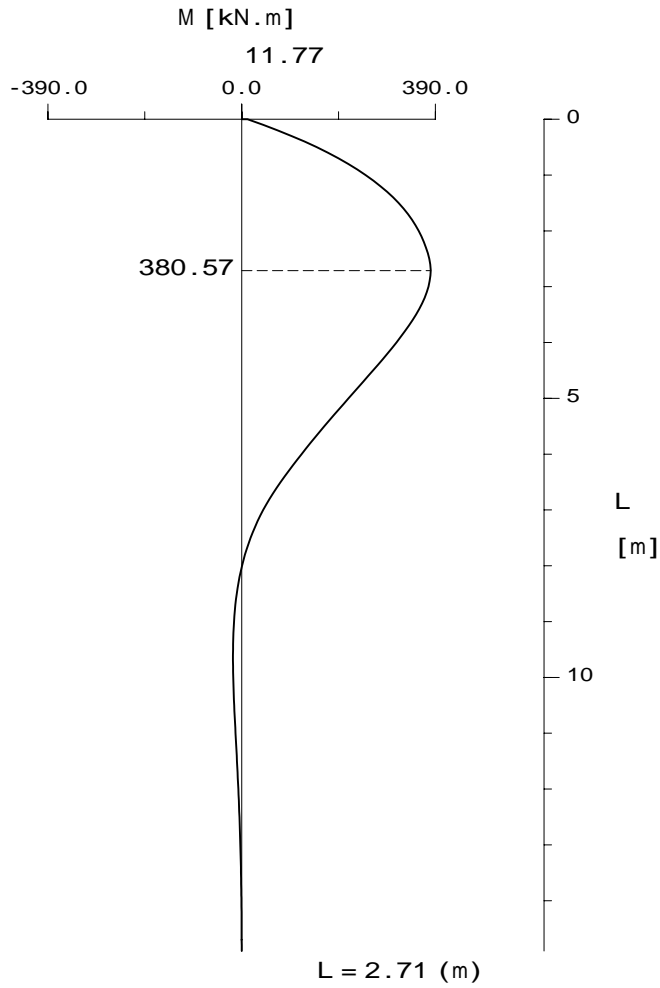


4) 橋軸直角方向 地震時

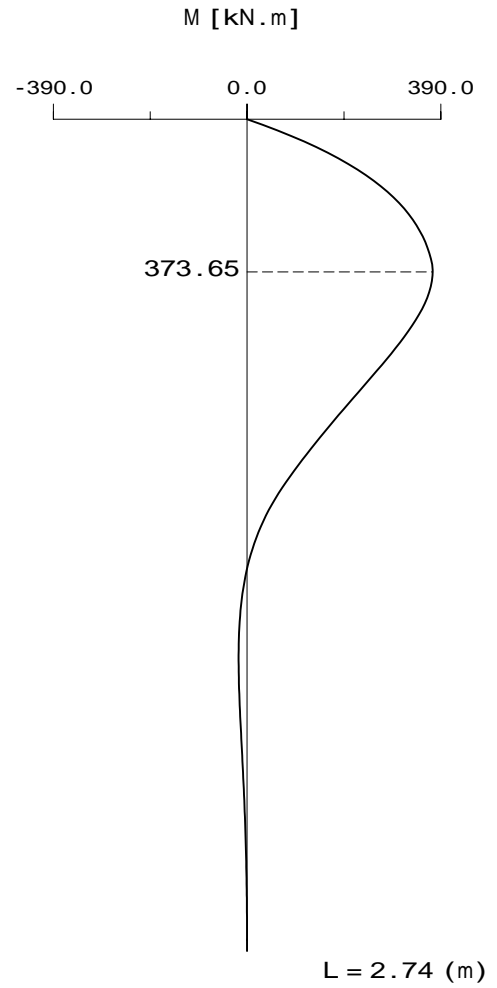
杭 径 $D = 800.0$ (mm) 杭 長 $L = 14.90$ (m)

$H = 323.80$ $M = 11.77$ (kN.m) $H = 323.80$ (kN)

【杭頭剛結】



【杭頭ヒンジ】



3.3 杭体応力度

鋼管杭

第1断面

材質：SKK400

杭外径 D = 800.0(mm) 板厚 t = 12.0(mm)

外側錆代 = 1.0(mm) 内側錆代 = 0.0(mm)

断面積 A = 271.97 × 10²(mm²)断面2次モーメント I = 210601.58 × 10⁴(mm⁴)

Ys = 399.0(mm)

$$= \frac{N}{A} \pm \frac{M}{I} \cdot Ys$$

$$= \frac{S}{A}$$

応力度

(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)	t, ta (N/mm ²)	S (kN)	, a (N/mm ²)	Mr(kN.m) Mr_L(m)
1	常時	1	1	0.00	1609.53	-59.18 -140.00	-59.18 140.00	0.00	0.000 80.000	426.58
		1	1	0.00	1609.53	-59.18 -140.00	-59.18 140.00	0.00	0.000 80.000	426.58
2	地震時	1	1	531.65	3573.24	-232.11 -210.00	-30.66 210.00	351.58 (*)	12.927 120.000	414.95 3.878
		3	1	531.65	-920.84	-66.87 -210.00	134.58 210.00	351.58 (*)	12.927 120.000	929.72

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。

(*)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)	t, ta (N/mm ²)	S (kN)	, a (N/mm ²)	Mr(kN.m) Mr_L(m)
1	常時	1	1	0.00	1609.53	-59.18 -140.00	-59.18 140.00	0.00	0.000 80.000	426.58
		1	1	0.00	1609.53	-59.18 -140.00	-59.18 140.00	0.00	0.000 80.000	426.58
2	地震時	1	3	380.57	3284.76	-192.88 -210.00	-48.68 210.00	323.80 (*)	11.906 120.000	470.94
		1	1	380.57	-632.36	-48.85 -210.00	95.35 210.00	323.80 (*)	11.906 120.000	985.70

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。

(*)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。

3.4 着目点ごとの杭体応力度

2) 橋軸方向 地震時

・許容応力度

・SKK400：曲げ圧縮 $ca = -210.00$ (N/mm²) 曲げ引張 $ta = 210.00$ (N/mm²)

・SKK490：曲げ圧縮 $ca = -280.00$ (N/mm²) 曲げ引張 $ta = 280.00$ (N/mm²)

・軸力最大Nmax = 3573.24 (kN) 軸力最小Nmin = -920.84 (kN)

Z (m)	杭頭剛結				杭頭ヒンジ				材質
	M (kN.m)	(N/mm ²)			M (kN.m)	(N/mm ²)			
		cmax	tmax			cmax	tmax		
0.000	202.21	-169.69	72.17		0.00	-131.38	33.86		SKK400
0.500	349.05	-197.51	99.99	*	151.31	-160.05	62.53		SKK400
1.000	445.41	-215.77	118.24	*	259.34	-180.52	82.99		SKK400
1.500	501.75	-226.45	128.92	*	332.23	-194.33	96.80	*	SKK400
2.000	527.45	-231.31	133.79	*	377.55	-202.92	105.39	*	SKK400
2.500	530.68	-231.93	134.40	*	402.04	-207.55	110.03	*	SKK400
3.000	508.18	-227.66	130.14	*	401.60	-207.47	109.94	*	SKK400
3.500	460.66	-218.66	121.13	*	375.76	-202.58	105.05	*	SKK400
4.000	399.02	-206.98	109.46	*	334.23	-194.71	97.18	*	SKK400
4.500	331.33	-194.16	96.63	*	284.40	-185.27	87.74		SKK400
5.000	263.22	-181.25	83.73		231.64	-175.27	77.75		SKK400
5.500	198.30	-168.95	71.43		179.58	-165.41	67.88		SKK400
6.000	138.56	-157.64	60.11		130.42	-156.09	58.57		SKK400
6.500	84.78	-147.45	49.92		85.25	-147.54	50.01		SKK400
7.000	41.15	-139.18	41.65		47.60	-140.40	42.88		SKK400
7.500	10.64	-133.40	35.87		20.10	-135.19	37.67		SKK400
8.000	-8.96	-133.08	35.56		1.43	-131.66	34.13		SKK400
8.500	-20.05	-135.18	37.66		-10.10	-133.30	35.77		SKK400
9.000	-24.90	-136.10	38.58		-16.19	-134.45	36.93		SKK400
9.500	-25.51	-136.22	38.69		-18.41	-134.87	37.35		SKK400
10.000	-23.50	-135.84	38.31		-18.08	-134.81	37.28		SKK400
10.500	-19.95	-135.16	37.64		-16.10	-134.44	36.91		SKK400
11.000	-15.75	-134.37	36.84		-13.22	-133.89	36.36		SKK400
11.500	-11.62	-133.59	36.06		-10.12	-133.30	35.78		SKK400
12.000	-8.01	-132.90	35.38		-7.24	-132.76	35.23		SKK400
12.500	-5.10	-132.35	34.82		-4.80	-132.29	34.77		SKK400
13.000	-2.93	-131.94	34.41		-2.88	-131.93	34.41		SKK400
13.500	-1.44	-131.66	34.13		-1.50	-131.67	34.14		SKK400
13.950	-0.57	-131.49	33.97		-0.64	-131.51	33.98		SKK400
14.000	-0.50	-131.48	33.95		-0.56	-131.49	33.96		SKK400
14.500	-0.07	-131.40	33.87		-0.09	-131.40	33.88		SKK400
14.900	0.00	-131.38	33.86		0.00	-131.38	33.86		SKK400

*：現場継手不可位置（応力度が許容応力度の90%を超える位置）

4) 橋軸直角方向 地震時

・許容応力度

- ・SKK400：曲げ圧縮 $ca = -210.00$ (N/mm²) 曲げ引張 $ta = 210.00$ (N/mm²)
- ・SKK490：曲げ圧縮 $ca = -280.00$ (N/mm²) 曲げ引張 $ta = 280.00$ (N/mm²)
- ・軸力最大Nmax = 3284.76 (kN) 軸力最小Nmin = -632.36 (kN)

Z (m)	杭頭剛結				杭頭ヒンジ				材質
	M (kN.m)	(N/mm ²)		M (kN.m)	(N/mm ²)				
		cmax	tmax		cmax	tmax			
0.000	11.77	-123.01	25.48	0.00	-120.78	23.25		SKK400	
0.500	150.87	-149.36	51.83	139.36	-147.18	49.65		SKK400	
1.000	249.68	-168.08	70.55	238.85	-166.03	68.50		SKK400	
1.500	315.85	-180.62	83.09	305.98	-178.75	81.22		SKK400	
2.000	356.45	-188.31	90.78	347.72	-186.66	89.13		SKK400	
2.500	377.76	-192.35	94.82	*	370.27	-190.93	93.40	*	SKK400
3.000	376.07	-192.03	94.50	*	369.87	-190.85	93.33	*	SKK400
3.500	351.02	-187.28	89.75		346.08	-186.34	88.82		SKK400
4.000	311.60	-179.81	82.29		307.82	-179.10	81.57		SKK400
4.500	264.66	-170.92	73.39		261.93	-170.40	72.88		SKK400
5.000	215.18	-161.55	64.02		213.34	-161.20	63.67		SKK400
5.500	166.48	-152.32	54.79		165.39	-152.11	54.59		SKK400
6.000	120.59	-143.62	46.10		120.11	-143.53	46.01		SKK400
6.500	78.49	-135.65	38.12		78.52	-135.65	38.13		SKK400
7.000	43.46	-129.01	31.49		43.84	-129.08	31.56		SKK400
7.500	17.96	-124.18	26.65		18.52	-124.29	26.76		SKK400
8.000	0.71	-120.91	23.39		1.31	-121.03	23.50		SKK400
8.500	-9.88	-122.65	25.12		-9.30	-122.54	25.01		SKK400
9.000	-15.42	-123.70	26.17		-14.91	-123.60	26.08		SKK400
9.500	-17.36	-124.07	26.54		-16.95	-123.99	26.46		SKK400
10.000	-16.97	-123.99	26.47		-16.65	-123.93	26.41		SKK400
10.500	-15.05	-123.63	26.10		-14.83	-123.59	26.06		SKK400
11.000	-12.32	-123.11	25.59		-12.17	-123.08	25.56		SKK400
11.500	-9.41	-122.56	25.03		-9.32	-122.54	25.02		SKK400
12.000	-6.71	-122.05	24.52		-6.66	-122.04	24.51		SKK400
12.500	-4.43	-121.62	24.09		-4.42	-121.61	24.09		SKK400
13.000	-2.66	-121.28	23.76		-2.66	-121.28	23.75		SKK400
13.500	-1.37	-121.04	23.51		-1.38	-121.04	23.51		SKK400
13.950	-0.58	-120.89	23.36		-0.59	-120.89	23.36		SKK400
14.000	-0.51	-120.88	23.35		-0.52	-120.88	23.35		SKK400
14.500	-0.08	-120.79	23.27		-0.08	-120.79	23.27		SKK400
14.900	0.00	-120.78	23.25		0.00	-120.78	23.25		SKK400

*：現場継手不可位置（応力度が許容応力度の90%を超える位置）

4章 基礎杭計算結果一覧表

(1)橋軸方向

		常時		地震時	
原点作用力					
Vo	kN	14485.8		11935.8	
Ho	kN	0.0		3164.2	
Mo	kN.m	0.0		28784.4	
原点変位					
x	mm	0.00		14.94	
z	mm	8.07		6.65	
	rad	0.00000000		0.00563414	
f, a	mm	0.00	15.00	14.94	15.00
鉛直反力					
PNmax, Ra	kN	1609.53	2408.00	3573.24	3594.00
PNmin, Pa	kN	1609.53	0.00	-920.84	< -748.00
水平反力					
PH	kN	0.00		351.58	
杭作用モーメント					
杭頭 Mt	kN.m	0.00		202.21	
地中部 Mm	kN.m	0.00		531.65	
杭体応力度					
上杭	c, ca	N/mm ²	-59.18	-140.00	-232.11 < -210.00
	t, ta	N/mm ²	-59.18	140.00	134.58 210.00
	, a	N/mm ²	0.000	80.000	12.927 120.000
判定		OK		OUT	

杭種：中掘り杭工法 鋼管杭

杭径： = 800.0 (mm)

杭長：L = 14.90 (m)

鋼管厚：t = 12.0 (mm)

(2)橋軸直角方向

		常時		地震時		
原点作用力						
Vo	kN	14485.8		11935.8		
Ho	kN	0.0		2914.2		
Mo	kN.m	0.0		29484.4		
原点変位						
x	mm	0.00		11.69		
z	mm	8.07		6.65		
	rad	0.00000000		0.00392866		
f, a	mm	0.00	15.00	11.69	15.00	
鉛直反力						
PNmax, Ra	kN	1609.53	2408.00	3284.76	3594.00	
PNmin, Pa	kN	1609.53	0.00	-632.36	-748.00	
水平反力						
PH	kN	0.00		323.80		
杭作用モーメント						
杭頭 Mt	kN.m	0.00		11.77		
地中部 Mm	kN.m	0.00		380.57		
杭体応力度						
上杭	c, ca	N/mm ²	-59.18	-140.00	-192.88	-210.00
	t, ta	N/mm ²	-59.18	140.00	95.35	210.00
	, a	N/mm ²	0.000	80.000	11.906	120.000
判定		OK		OK		

杭種：中掘り杭工法 鋼管杭

杭径： = 800.0 (mm)

杭長：L = 14.90 (m)

鋼管厚：t = 12.0 (mm)

5章 予備計算

5.1 水平方向地盤反力係数

杭外径		D = 0.8000	(m)
杭体ヤング係数		E = 20.00 × 10 ⁷	(kN/m ²)
杭体断面二次モーメント		I = 0.002106018	(m ⁴)
杭の特性値(換算載荷幅算出)	常時	= 0.288728	(m ⁻¹)
	地震時	= 0.288728	(m ⁻¹)
水平抵抗に関する 地盤の深さ	常時 1/	= 3.4635	(m)
	地震時 1/	= 3.4635	(m)

$$\frac{1}{\text{—}} \text{の範囲の平均} \cdot E_o = \frac{(\cdot E_{oi} \cdot L_i)}{1/} = 15873.6 \text{ (kN/m}^2\text{) (常時)}$$

$$= 15873.6 \text{ (kN/m}^2\text{) (地震時)}$$

$$\text{杭の換算載荷幅} \quad BH = \sqrt{\frac{D}{}} = 1.6646 \text{ (m) (常時)}$$

$$= 1.6646 \text{ (m) (地震時)}$$

$$kH_o = \frac{1}{0.3} \cdot \cdot E_o = 52912.1 \text{ (kN/m}^3\text{) (常時)}$$

$$= 52912.1 \text{ (kN/m}^3\text{) (地震時)}$$

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

$$= \sqrt[4]{\frac{kH \cdot D}{4 \cdot E \cdot I}} = 0.288728 \text{ (m}^{-1}\text{) (常時), } 0.288728 \text{ (m}^{-1}\text{) (地震時)}$$

地震時BH算出時の $\cdot E_o$ の取扱い：常時

層No	層厚(m)		$\cdot E_o$ (kN/m ²)		DE	kH (kN/m ³)	
	常時	地震時	常時	地震時		常時	地震時
2	2.50	2.50	11200	22400	1.000	10327	20653
3	4.00	4.00	28000	56000	1.000	25817	51633
4	3.50	3.50	70000	140000	1.000	64542	129083
5	3.95	3.95	89600	179200	1.000	82613	165226
6	0.95	0.95	140000	280000	1.000	129083	258166

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：鋼管杭

工 法：中掘り杭工法

$$a = 0.010 \cdot (L/D) + 0.36 = 0.5462$$

$$A_p : \text{杭の純断面積} = 0.02720 \quad (\text{m}^2)$$

$$E_p : \text{杭体のヤング係数} = 20.00 \times 10^7 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$L : \text{杭長} = 14.90 \quad (\text{m})$$

$$D : \text{杭径} = 0.8000 \quad (\text{m})$$

$$K_v = 199413 \quad (\text{kN/m})$$

5.3 許容支持力・引抜力の計算

1) 杭の諸元

杭種 : 鋼管杭 800.0 (mm)
 工法 : 中掘り杭 (セメントミルク噴出攪拌)
 設計杭長 : L = 14.90 (m)
 突出杭長 : Lo = 0.00 (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

$$Ra = \frac{1}{n} \cdot (Ru - Ws) + Ws - W$$

$$Ru = qd \cdot Ap + U \cdot (Li \cdot fi) \quad (\text{常時})$$

$$Ru = qd \cdot Ap + U \cdot (Li \cdot fi \cdot DEi) \quad (\text{地震時})$$

Ra : 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)

Ru : 地盤から決まる杭の極限支持力 (kN)

qd : 杭先端で支持する単位面積当りの極限支持力度 (kN/m²)

$$\begin{aligned} qd &= 200 \cdot N (10000) \text{ 砂れき層} \\ &= 200 \cdot 50.0 \\ &= 10000 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

Ap : 杭先端面積 (m²)

$$Ap = \frac{\pi}{4} \cdot 0.8000^2 = 0.503 \text{ (m}^2\text{)}$$

U : 杭の周長 (m)

$$U = \pi \cdot 0.8000 = 2.513 \text{ (m)}$$

Li : 層厚 (m)

fi : 層の最大周面摩擦力度 (kN/m²)

DEi : 土質定数の低減係数 (地震時のみ)

Ws : 杭で置き換えられる部分の土の有効重量 (kN)

$$Ws = Ap \cdot (i \cdot Li)$$

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

層No	土質	平均N値	層厚Li (m)	i (kN/m ³)		Ws (kN)		fi (kN/m ²)	DEi	Li · fi (DEi) (kN/m)	
				常時	地震時	常時	地震時			常時	地震時
1	粘性	4.0	2.50	8.00	8.00	10.1	10.1	32.0	1.000	80.0	80.0
2	砂質	10.0	4.00	8.00	8.00	16.1	16.1	20.0	1.000	80.0	80.0
3	粘性	25.0	3.50	8.00	8.00	14.1	14.1	100.0	1.000	350.0	350.0
4	砂質	32.0	3.95	10.00	10.00	19.9	19.9	64.0	1.000	252.8	252.8
5	砂礫	50.0	0.95	10.00	10.00	4.8	4.8	100.0	1.000	95.0	95.0
計			14.90			64.8	64.8			857.8	857.8

地盤から決まる極限支持力

常時

$$R_u = q_d \cdot A_p + U \cdot (L_i \cdot f_i) \\ = 10000 \cdot 0.503 + 2.513 \cdot 857.8 = 7182 \text{ (kN)}$$

地震時

$$R_u = q_d \cdot A_p + U \cdot (L_i \cdot f_i \cdot DE_i) \\ = 10000 \cdot 0.503 + 2.513 \cdot 857.8 = 7182 \text{ (kN)}$$

W : 杭の有効重量(kN) ()内は地震時を示す。

$$W = (W'' \cdot L + W_o \cdot L_o) = 29.7 \text{ (} 29.7 \text{) (kN)}$$

上杭

$$W'' : \text{水中部単位長重量 (kN/m)} = 2.00$$

$$L : \text{水中部杭長 (m)} = 14.90 \text{ (} 14.90 \text{)}$$

$$W_o : \text{水位上部単位長重量(kN/m)} = 2.29$$

$$L_o : \text{水位上部杭長 (m)} = 0.00 \text{ (} 0.00 \text{)}$$

許容支持力

$$\text{常時 } R_a = \frac{1}{3.0} \cdot (7182 - 64.8) + 64.8 - 29.7 = 2408 \text{ (kN)}$$

$$\text{地震時 } R_a = \frac{1}{2.0} \cdot (7182 - 64.8) + 64.8 - 29.7 = 3594 \text{ (kN)}$$

3)許容引抜力の計算

$$P_a = \frac{1}{n} \cdot P_u + W$$

$$P_u = U \cdot (L_i \cdot f_i) \quad (\text{常時})$$

$$P_u = U \cdot (L_i \cdot f_i \cdot DE_i) \quad (\text{地震時})$$

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)

$$P_u = 2.513 \cdot 857.8 = 2156 \text{ (kN)} \quad (\text{常時})$$

$$P_u = 2.513 \cdot 857.8 = 2156 \text{ (kN)} \quad (\text{地震時})$$

W : 杭の有効重量 29.7 (kN) (常時)

29.7 (kN) (地震時)

許容引抜力

$$\text{常時 } P_a = \frac{1}{6.0} \cdot 2156 + 29.7 = 389 \text{ (kN)}$$

$$\text{地震時 } P_a = \frac{1}{3.0} \cdot 2156 + 29.7 = 748 \text{ (kN)}$$

4)計算結果一覧

(kN/本)

許容支持力	常時	2408
	地震時	3594
許容引抜力	常時	389
	地震時	748

6章 レベル2地震時の照査

6.1 設計条件

1. 基本条件

計算種別

	地震動タイプI		地震動タイプII	
	浮力無視	浮力考慮	浮力無視	浮力考慮
液状化無視		—		—
液状化考慮	—	—	—	—

慣性力の向き 正方向 () 橋軸方向
 正方向 () 橋軸直角方向

2. 杭基礎

杭頭条件 剛結
 杭先端条件 自由
 杭種 鋼管杭
 杭本数 9 (本)
 杭径 D = 0.8000 (m)
 設計杭長 L = 14.900 (m)
 設計極限押込力 P_{Nu} = 6391.00 (kN)
 引抜力 P_{Tu} = -2186.00 (kN)
 杭軸方向バネ定数 K_{vE} = 199413.00 (kN/m)

3. 単杭および群杭に関する補正係数

群杭による補正係数

砂質土

k = 0.66667

p・ p = 3.000 橋軸方向

p・ p = 2.500 橋軸直角方向

粘性土

k = 0.66667

p = 1.000

単杭による補正係数

砂質土

k = 1.500

p = 3.000

粘性土

k = 1.500

p = 1.500 (2 < N)

p = 1.000 (N ≥ 2)

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 k _H (kN/m ³)	着目点 ピッチ (m)
				層上面	層下面		
1	粘性土	2.50	4.0	93.90	113.90	20653.410	0.200
2	砂質土	4.00	10.0	200.03	297.16	51633.528	0.400
3	粘性土	3.50	25.0	397.90	425.90	129083.817	0.400

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 kH(kN/m ³)	着目点 ピッチ (m)
				層上面	層下面		
4	砂質土	3.95	32.0	601.54	790.27	165227.279	0.400
5	砂質土	0.95	50.0	991.75	1048.71	258167.635	0.400

耐震設計上の地盤面：第 1層上面

5. 杭本体データ

外側錆代 = 1.0 (mm)

内側錆代 = 0.0 (mm)

杭の単位長さ当り重量 w = 2.29 (kN/m)

No	区間長 (m)	鋼管厚 (mm)	降伏応力度 (N/mm ²)
1	14.900	12.0	235.00

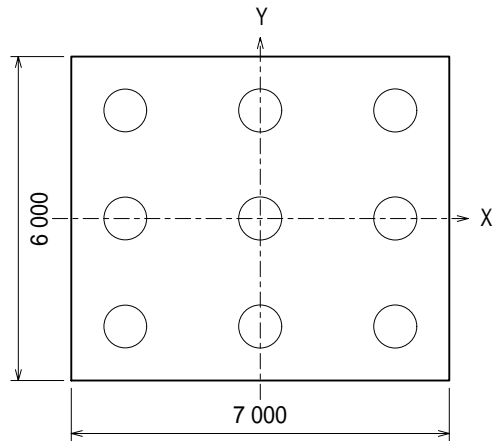
軸力 = 1326.2 (kN) (死荷重時軸力)

No	区間長 (m)	曲げモーメント(kN.m)		曲率(1/m)	
		My	Mp	y	y
1	14.900	983.0	1516.9	0.0023338	0.0036013

6. フーチング前面地盤の水平抵抗

層 No	層厚 (m) (底版下面からの高さ)	橋軸方向			橋軸直角方向		
		kHE (kN/m ³)	pHu(kN/m ²)		kHE (kN/m ³)	pHu(kN/m ²)	
			上端	下端		上端	下端
1	2.200(0.000 ~ 2.200)	13569.30	22.26	138.43	14376.81	22.39	142.16

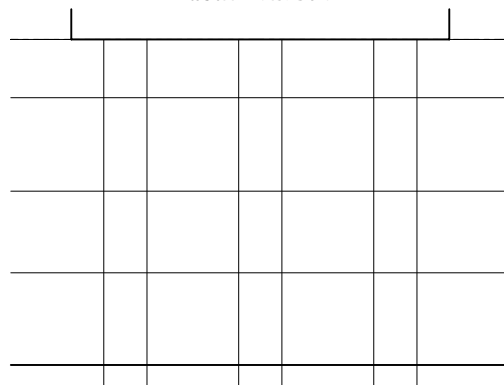
7. 杭配置



杭頭座標

No	X方向	Y方向
1	-2.500	2.000
2	0.000	0.000
3	2.500	-2.000

橋軸直角方向



----- 設計地盤面 (常時)
 ----- (地震時)

8. 作用力

死荷重時上部工反力	Rd =	6000.00 (kN)	
橋脚躯体重量	Wp =	3393.01 (kN)	
底版下面からWp重心位置までの高さ	yp =	8.030 (m)	
慣性力を考慮する底版および上載土重量	WF =	2263.80 (kN)	
底版下面からWF重心位置までの高さ	yF =	1.100 (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 =	2542.80 (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 =	11935.81 (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	1.7500	0.8500	1.7500
khp	—	0.61	0.61	1.21	1.22
khg	—	0.35	0.70	0.35	0.70
Wu	kN	7000.00	7000.00	6000.00	6000.00
yu	m	12.200		14.700	

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)

6.2 計算結果一覧表

【液状化無視・地震動タイプI・浮力無視】

(1) 橋軸方向

水平震度 $kh = 0.431$

			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	1012.99	983.00
	降伏曲げモーメント	My	kN.m	983.00	983.00
	抽出条件		—	条件3	条件3
	発生深さ		m	2.90	2.90
	杭体区間		—	1	1
	判定		—	Mmax My	Mmax My
		全ての杭が降伏した			
	杭頭最大鉛直反力	PN	kN	5265.92	
	押込み支持力の上限值	PNU	kN	6391.00	
	判定		—	PN < PNU	
押込み支持力の上限值に達しない				OK	

以上のように、基礎は $khyF = 0.431$ で降伏に達した。

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My未満のとき

| M / My | が最大となる位置

条件3：My M < Mpとなる範囲があるとき（他の範囲ではM < My）

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

条件4：Mp = Mとなる範囲があるとき（他の範囲ではM < Mp）

M = Mpとなる最上部

(2) 橋軸直角方向

水平震度 $k_h = 0.533$

			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	1051.44	983.00
	降伏曲げモーメント	My	kN.m	983.00	983.00
	抽出条件		—	条件3	条件3
	発生深さ		m	3.30	3.30
	杭体区間		—	1	1
	判定		—	Mmax My	Mmax My
				全ての杭が降伏した OUT	
	杭頭最大鉛直反力	PN	kN	5837.44	
	押し込み支持力の上限値	PNu	kN	6391.00	
	判定		—	PN < PNu	
			押し込み支持力の上限値に達しない OK		

以上のように、基礎は $k_{hy}F = 0.533$ で降伏に達した。

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My未満のとき

| M / My | が最大となる位置

条件3：My M < Mpとなる範囲があるとき（他の範囲ではM < My）

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

条件4：Mp = Mとなる範囲があるとき（他の範囲ではM < Mp）

M = Mpとなる最上部

応答塑性率の照査

基礎に主たる非線形が生じる場合の基礎の応答塑性率を算定し、これが基礎の塑性率の制限値以下であることを照査する。

なお、基礎の降伏剛性に対する二次剛性の比 は = 0とした。

$$\mu Fr = \frac{1}{2} \left\{ 1 + \left(\frac{k_{hc}F}{k_{hy}F} \right)^2 \right\}$$

$$Fr = \mu Fr \cdot F_y$$

ここに、 μFr : 基礎の応答塑性率

Fr : 基礎の変形による上部構造の慣性力作用位置における応答変位(m)

F_y : 基礎が降伏に達するときの上部構造の慣性力作用位置における水平変位(m)

$k_{hy}F$: 基礎が降伏に達するときの水平震度(= 0.533)

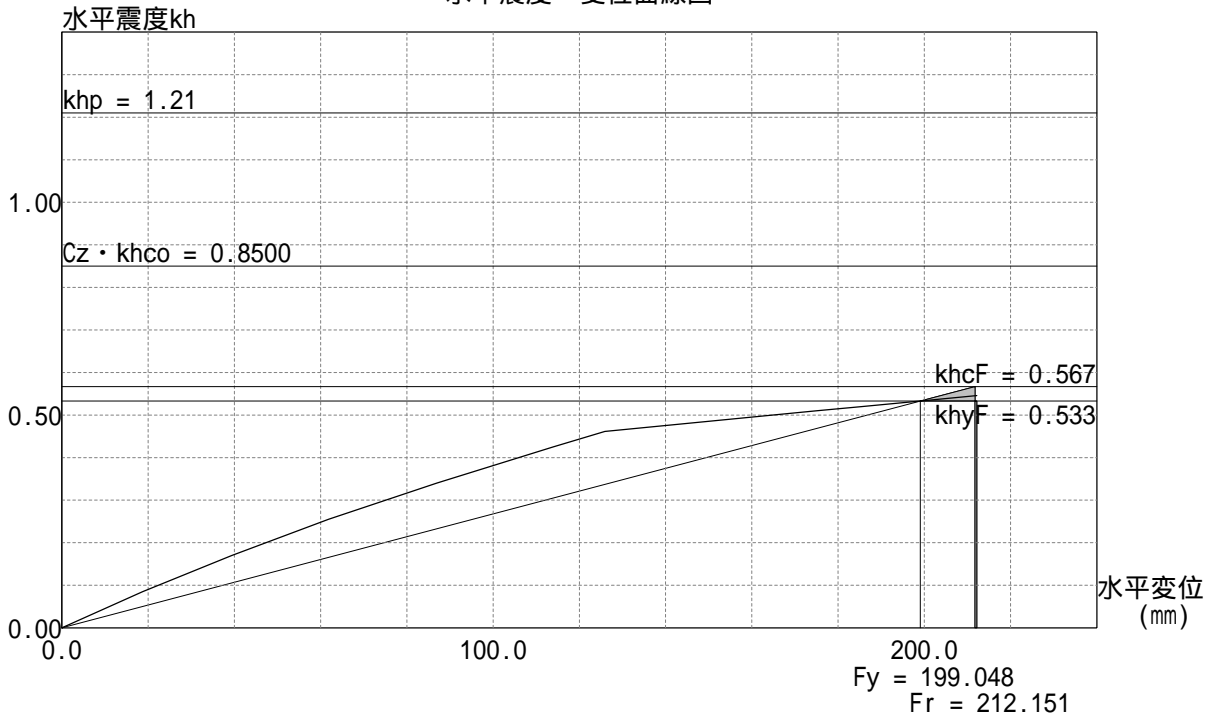
$k_{hc}F$: 基礎のレベル2地震時照査に用いる設計水平震度

$$k_{hc}F = CD \cdot C_z \cdot k_{hco} = 0.667 \cdot 0.8500 = 0.567$$

CD : 減衰定数別補正係数 = 0.667

$C_z \cdot k_{hco}$: レベル2地震時照査に用いる設計水平震度(= 0.8500)

水平震度～変位曲線図



応答塑性率の照査	基礎の応答塑性率	μFr	—	1.066
	基礎の塑性率の制限値の目安	μFL	—	4.000
	判定			μFr μFL OK
	基礎の応答変位	Fr	m	0.2122
変位の照査	フーチングの回転角	Fo	rad	0.0118
	回転角の制限値の目安	Foa	rad	0.0200
	判定		—	Fo Foa OK

【液状化無視・地震動タイプII・浮力無視】

(1) 橋軸方向

水平震度 $k_h = 0.433$

		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	1020.01	992.22
	降伏曲げモーメント	My	kN.m	983.00	983.00
	抽出条件		—	条件3	条件3
	発生深さ		m	2.90	2.90
	杭体区間		—	1	1
	判定		—	Mmax My	Mmax My
				全ての杭が降伏した	
	杭頭最大鉛直反力	PN	kN	5285.06	
	押込み支持力の上限值	PNu	kN	6391.00	
	判定		—	PN < PNu	
押込み支持力の上限值に達しない				OK	

以上のように、基礎は $k_{hy}F = 0.433$ で降伏に達した。

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My未満のとき

 | M / My | が最大となる位置

条件3：My M < Mpとなる範囲があるとき（他の範囲ではM < My）

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

条件4：Mp = Mとなる範囲があるとき（他の範囲ではM < Mp）

 M = Mpとなる最上部

(2) 橋軸直角方向

水平震度 $k_h = 0.535$

			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	1057.91	989.54
	降伏曲げモーメント	My	kN.m	983.00	983.00
	抽出条件		—	条件3	条件3
	発生深さ		m	2.90	3.30
	杭体区間		—	1	1
	判定		—	Mmax My	Mmax My
				全ての杭が降伏した OUT	
	杭頭最大鉛直反力	PN	kN	5858.74	
	押し込み支持力の上限値	PNu	kN	6391.00	
	判定		—	PN < PNu	
			押し込み支持力の上限値に達しない OK		

以上のように、基礎は $k_{hy}F = 0.535$ で降伏に達した。

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My未満のとき

| M / My | が最大となる位置

条件3：My M < Mpとなる範囲があるとき（他の範囲ではM < My）

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

条件4：Mp = Mとなる範囲があるとき（他の範囲ではM < Mp）

M = Mpとなる最上部

応答塑性率の照査

基礎に主たる非線形が生じる場合の基礎の応答塑性率を算定し、これが基礎の塑性率の制限値以下であることを照査する。

なお、基礎の降伏剛性に対する二次剛性の比 は = 0とした。

$$\mu Fr = \frac{1}{2} \left\{ 1 + \left(\frac{k_{hc}F}{k_{hy}F} \right)^2 \right\}$$

$$Fr = \mu Fr \cdot Fy$$

ここに、 μFr : 基礎の応答塑性率

Fr : 基礎の変形による上部構造の慣性力作用位置における応答変位(m)

Fy : 基礎が降伏に達するときの上部構造の慣性力作用位置における水平変位(m)

$k_{hy}F$: 基礎が降伏に達するときの水平震度(= 0.535)

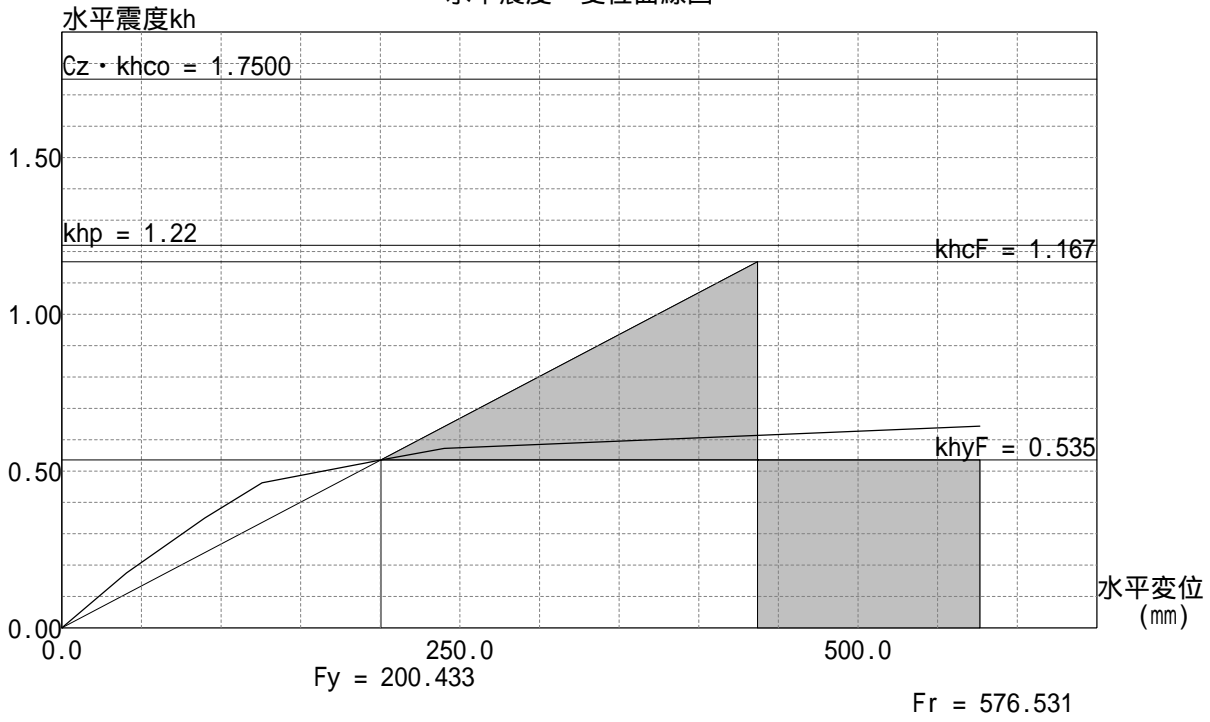
$k_{hc}F$: 基礎のレベル2地震時照査に用いる設計水平震度

$$k_{hc}F = CD \cdot Cz \cdot khco = 0.667 \cdot 1.7500 = 1.167$$

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(= 1.7500)

水平震度～変位曲線図



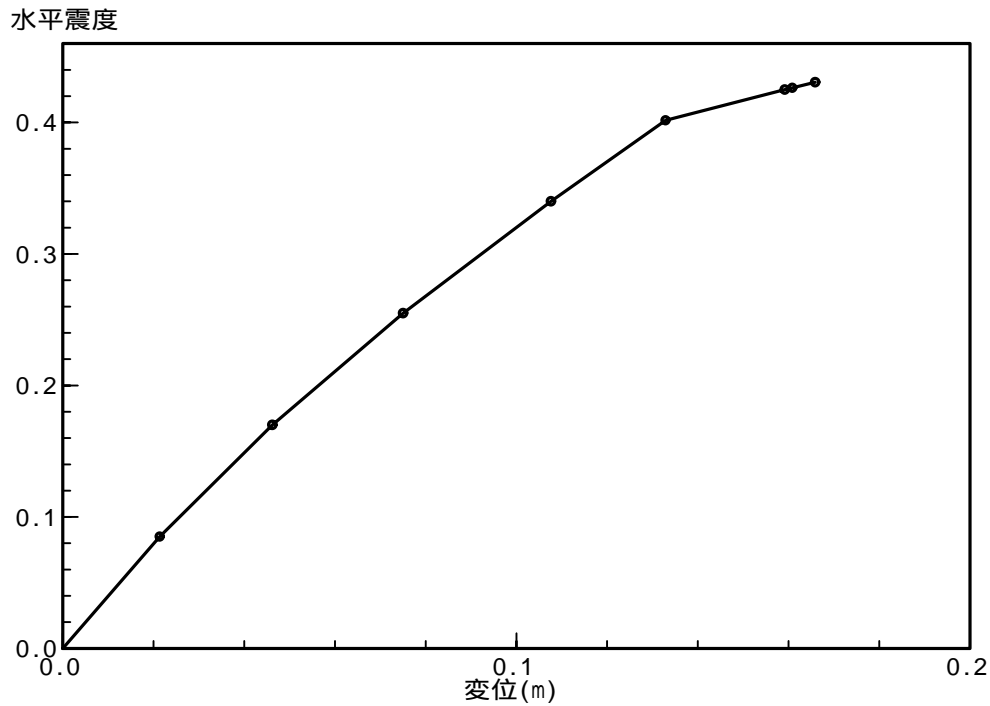
応答塑性率の照査	基礎の応答塑性率	μFr	—	2.876
	基礎の塑性率の制限値の目安	μFL	—	4.000
	判定			μFr μFL OK
	基礎の応答変位	Fr	m	0.5765
変位の照査	フーチングの回転角	Fo	rad	0.0316
	回転角の制限値の目安	Foa	rad	0.0200
	判定		—	$Fo > Foa$ OUT

6.3 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	962.6	0.0214	0/ 3	0/ 3	1	1			—
0.2000	0.1700	1925.3	0.0462	0/ 3	0/ 3	1	1			—
0.3000	0.2550	2887.9	0.0750	0/ 3	0/ 3	1	1			—
0.4000	0.3400	3850.6	0.1076	0/ 3	0/ 3	1	1			—
0.4725	0.4016	4548.6	0.1329	0/ 3	1/ 3	1	1			—
0.5000	0.4250	4813.2	0.1592	0/ 3	1/ 3	1	1			—
0.5016	0.4264	4828.9	0.1608	0/ 3	1/ 3	3	1			—
0.5066	0.4306	4877.1	0.1659	0/ 3	1/ 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。

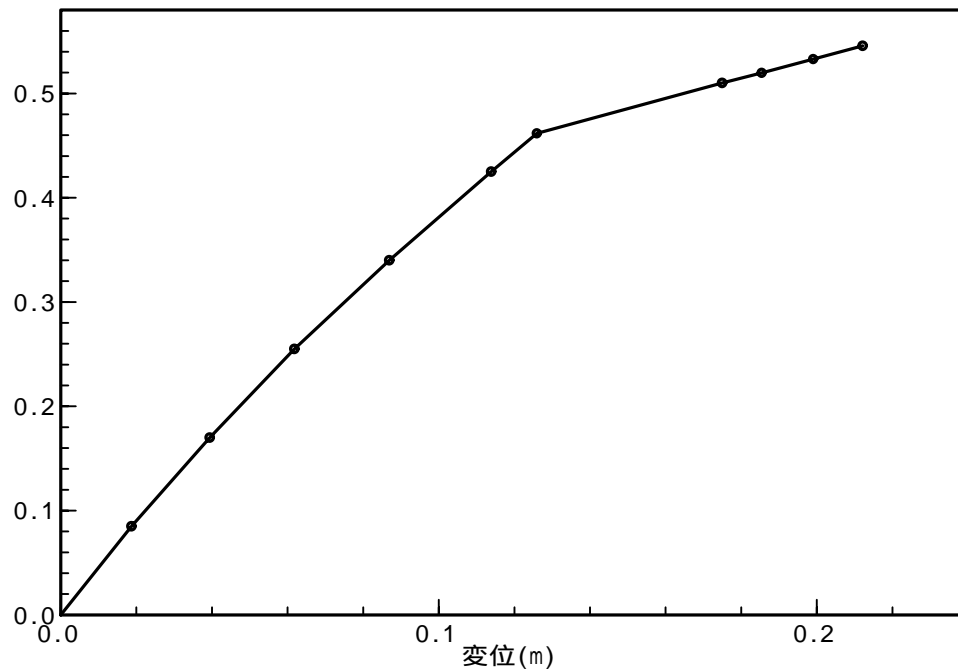
杭本体状態：(1)：最前列の杭， (2)：2列目以降の杭

1：降伏前の状態，

3：降伏～終局， 4：塑性ヒンジ発生

(2) 橋軸直角方向

水平震度



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	877.6	0.0187	0/ 3	0/ 3	1	1			—
0.2000	0.1700	1755.3	0.0394	0/ 3	0/ 3	1	1			—
0.3000	0.2550	2632.9	0.0618	0/ 3	0/ 3	1	1			—
0.4000	0.3400	3510.6	0.0869	0/ 3	0/ 3	1	1			—
0.5000	0.4250	4388.2	0.1139	0/ 3	0/ 3	1	1			—
0.5431	0.4616	4766.6	0.1259	0/ 3	1/ 3	1	1			—
0.6000	0.5100	5265.8	0.1750	0/ 3	1/ 3	1	1			—
0.6115	0.5198	5366.6	0.1854	0/ 3	1/ 3	3	1			—
0.6270	0.5330	5502.8	0.1990	0/ 3	1/ 3	3	3	基礎の降伏	×	—
0.6419	0.5457	5634.0	0.2122	0/ 3	1/ 3	3	3	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)：最前列の杭， (2)：2列目以降の杭

1：降伏前の状態，

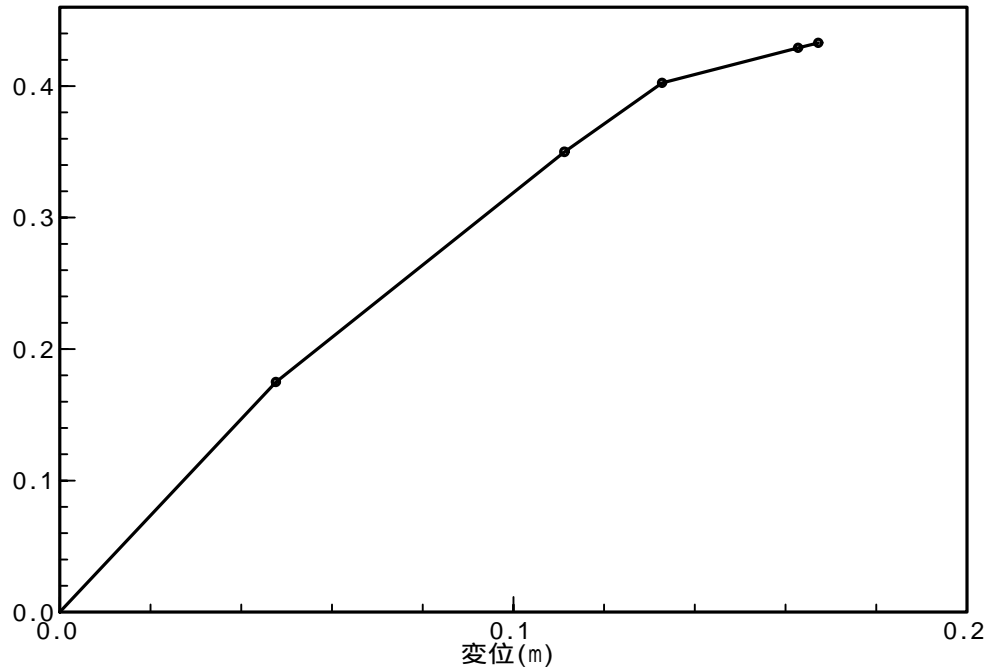
3：降伏～終局， 4：塑性ヒンジ発生

水平震度 - 変位曲線

【液状化無視・地震動タイプII・浮力無視】

(1) 橋軸方向

水平震度



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	0.1750	1977.2	0.0476	0/ 3	0/ 3	1	1			—
0.2000	0.3500	3954.5	0.1113	0/ 3	0/ 3	1	1			—
0.2300	0.4024	4546.7	0.1328	0/ 3	1/ 3	1	1			—
0.2452	0.4291	4848.3	0.1628	0/ 3	1/ 3	3	1			—
0.2473	0.4329	4890.6	0.1672	0/ 3	1/ 3	3	3	基礎の降伏	×	—

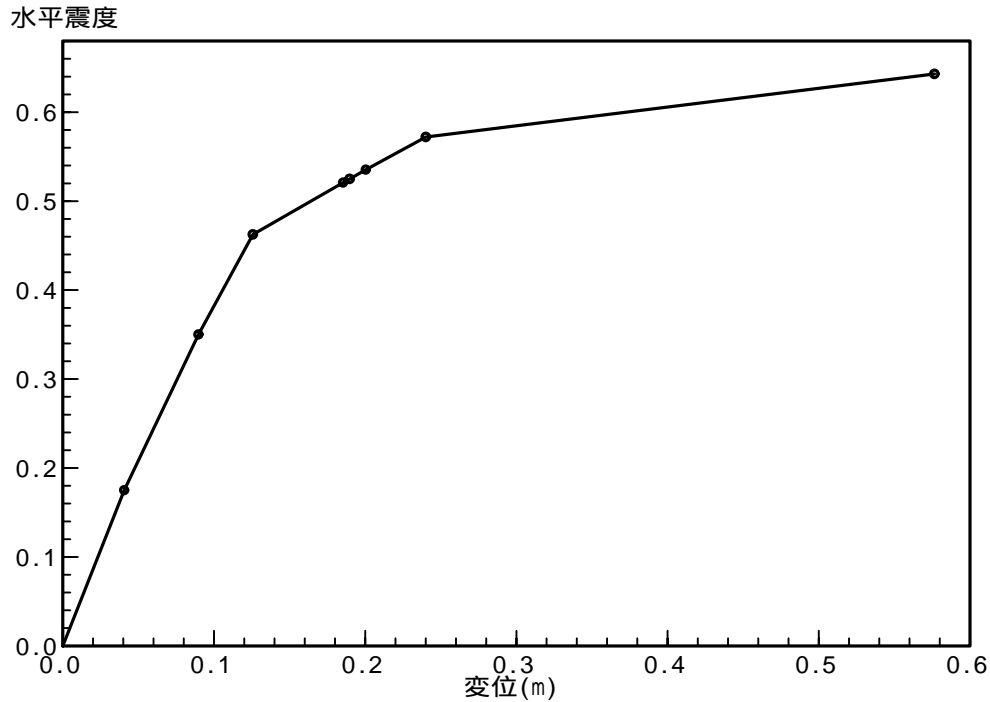
極限支持力：全杭列中，極限支持力に達している杭列数を示す。

杭本体状態：(1)：最前列の杭， (2)：2列目以降の杭

1：降伏前の状態，

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)		降伏	せん断
0.0000	0.0000	0.0	0.0000	0/ 3	0/ 3	1	1			—
0.1000	0.1750	1802.2	0.0406	0/ 3	0/ 3	1	1			—
0.2000	0.3500	3604.5	0.0897	0/ 3	0/ 3	1	1			—
0.2643	0.4625	4763.1	0.1258	0/ 3	1/ 3	1	1			—
0.2976	0.5209	5364.0	0.1854	0/ 3	1/ 3	3	1			—
0.3000	0.5250	5406.7	0.1898	0/ 3	1/ 3	3	1			—
0.3059	0.5354	5513.9	0.2004	0/ 3	1/ 3	3	3	基礎の降伏	×	—
0.3269	0.5721	5892.2	0.2401	1/ 3	1/ 3	3	3		×	—
0.3674	0.6430	6622.1	0.5765	1/ 3	1/ 3	4	4	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)：最前列の杭， (2)：2列目以降の杭

1：降伏前の状態，

3：降伏～終局， 4：塑性ヒンジ発生

6.4 液状化無視・地震動タイプI・浮力無視

6.4.1 橋軸方向（降伏時）

設計荷重（水平震度 0.431）

$$\begin{aligned} \text{鉛直力 } V &= R_d + W_p - U_p + W_s + W_F' \\ &= 6000.00 + 3393.01 - 0.00 + 279.00 + 2263.80 \\ &= 11935.81 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{水平力 } H &= (W_u + W_p) \cdot k_{hi} + W_F \cdot k_{hg} \cdot k_{hi} / (C_z \cdot k_{hco}) + H_d \\ &= (7000.00 + 3393.01) \cdot 0.431 + 2263.80 \cdot 0.35 \cdot 0.431 / 0.8500 + 0.00 \\ &= 4877.13 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{モーメント } M &= (W_u \cdot y_u + W_p \cdot y_p) \cdot k_{hi} + W_F \cdot k_{hg} \cdot k_{hi} / (C_z \cdot k_{hco}) \cdot y_F + M_d \\ &= (7000.00 \cdot 12.200 + 3393.01 \cdot 8.030) \cdot 0.431 \\ &\quad + 2263.80 \cdot 0.35 \cdot 0.431 / 0.8500 \cdot 1.100 + 0.00 \\ &= 48952.00 \text{ (kN.m)} \end{aligned}$$

底版下面中心における変位

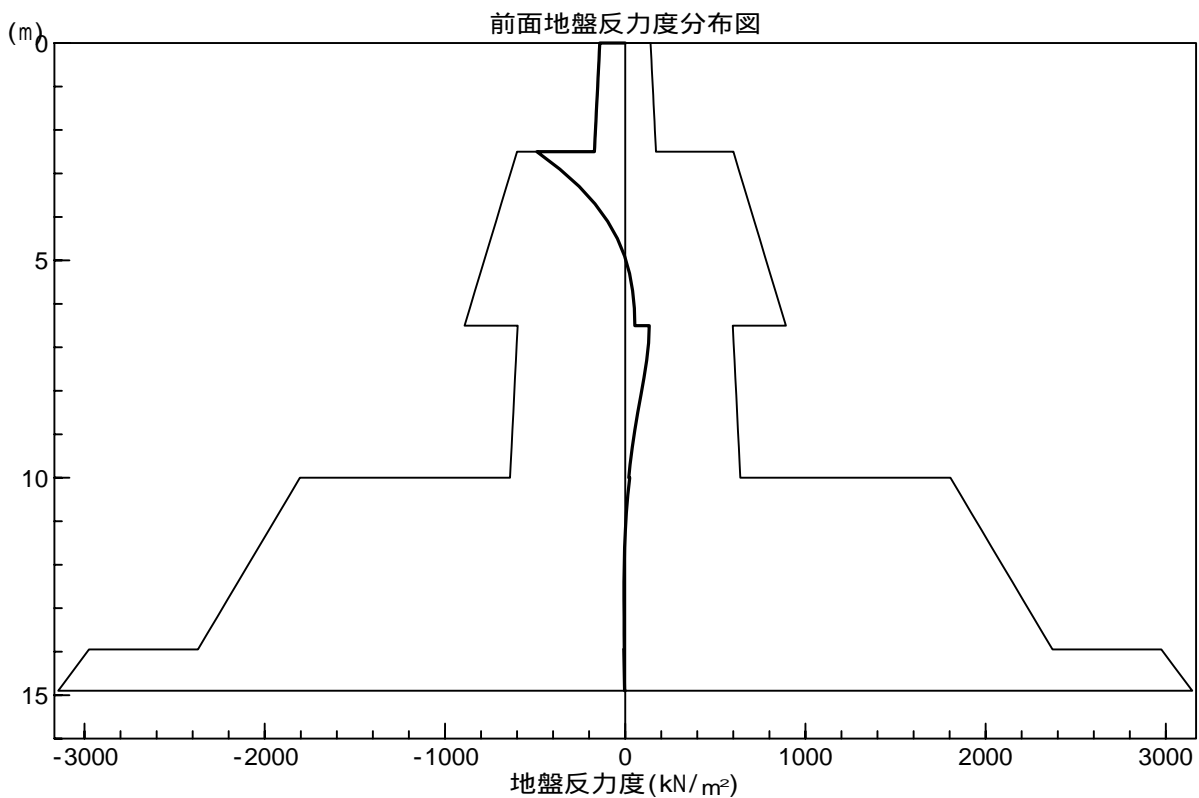
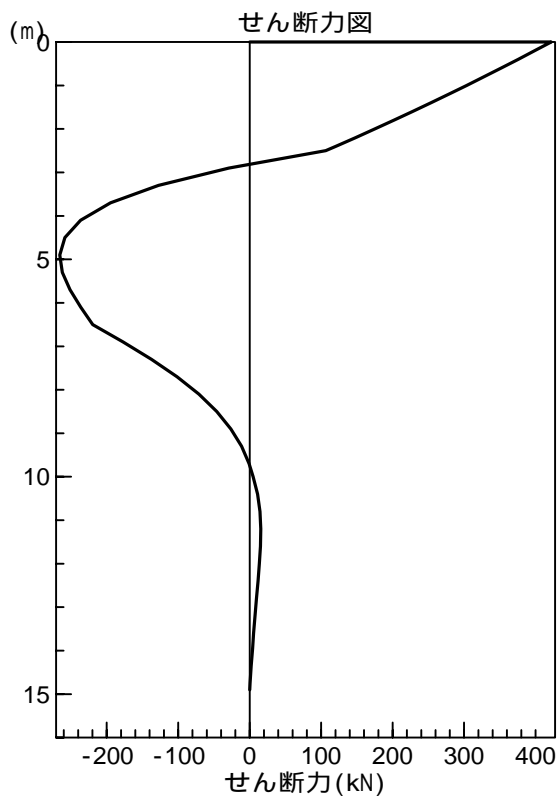
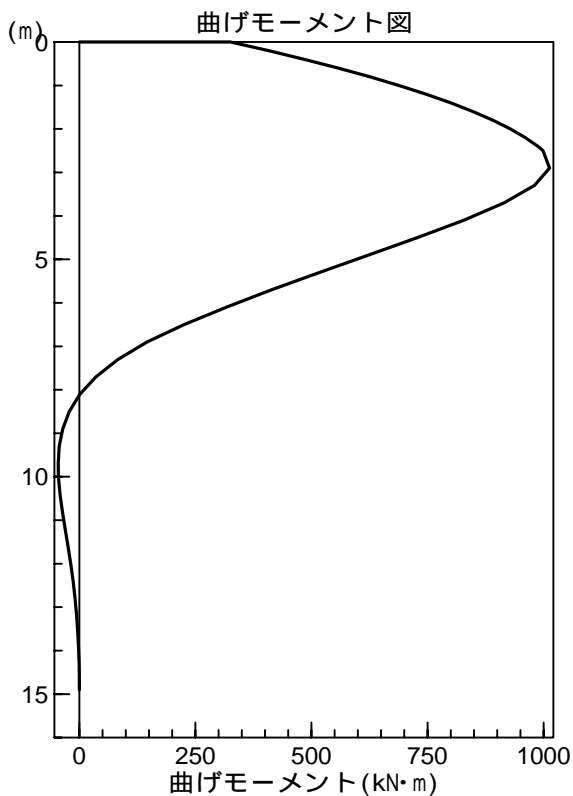
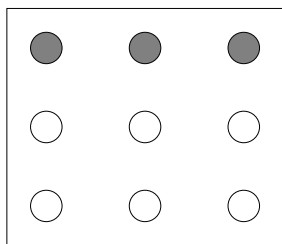
	変位量
水平変位(m)	0.0322946
鉛直変位(m)	0.0045067
回転変位(rad)	0.0109502

杭反力

押し込み支持力の上限値 $P_{Nu} = 6391.00 \text{ (kN)}$ 引抜き支持力の上限値 $P_{Tu} = -2186.00 \text{ (kN)}$

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	5265.916	421.895	325.425	2.000	3
2	898.687	393.758	369.722	0.000	3
3	-2186.000	393.758	369.722	-2.000	3
杭反力分	11935.810	3628.235	47906.100		
底版前面負担分		1248.895	1045.904		
合計	11935.810	4877.130	48952.004		

杭・地盤データ ((1)杭)



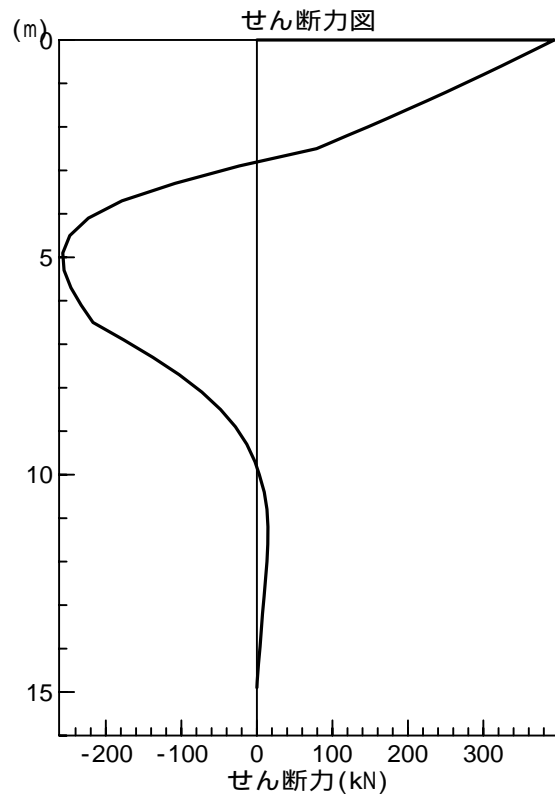
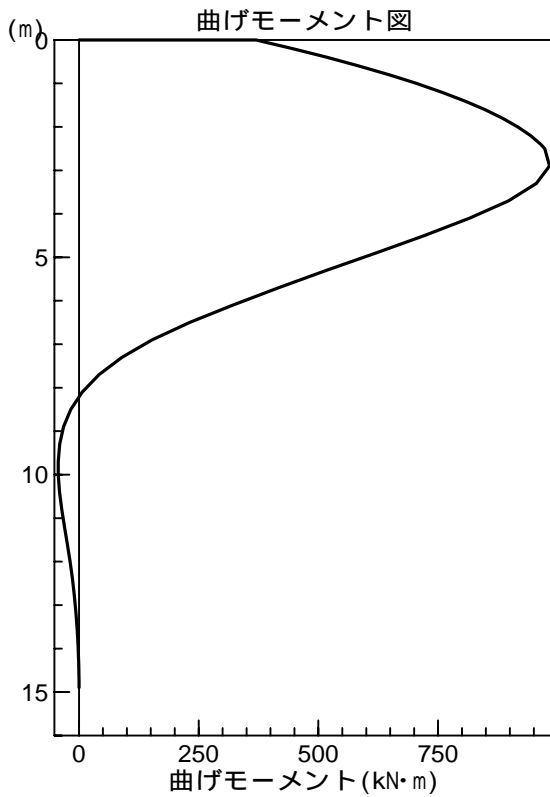
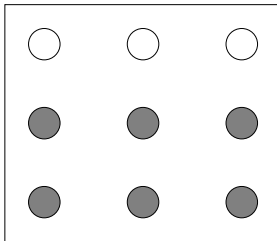
・前面地盤状態

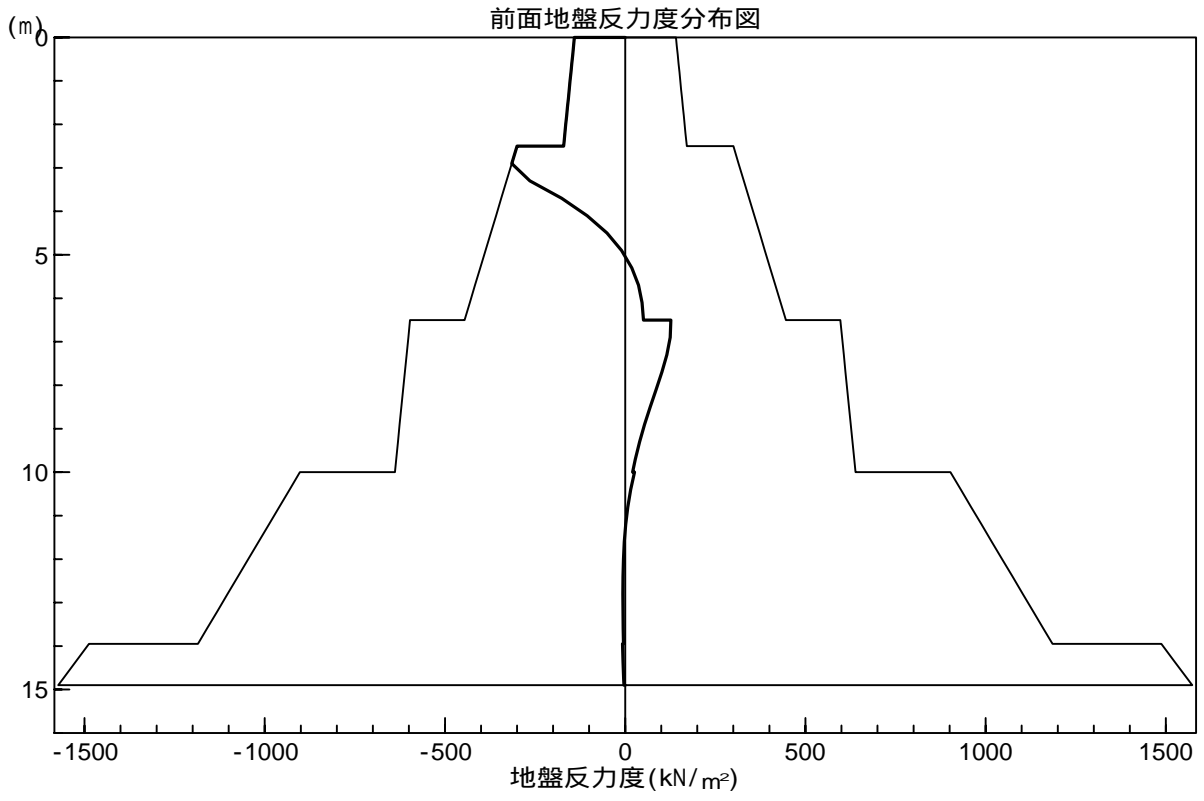
	深さ (m)	区間長 (m)	地盤反力係数 (kN/m ³)		前面地盤の水平地盤 反力度の上限値 (kN/m ²)	
			死荷重時	設計荷重時	層上面	層下面
1	0.000 ~ 2.500	2.500	20653.41	0.00	140.85	170.85
2	2.500 ~ 6.500	4.000	51633.53	51633.53	600.09	891.48
3	6.500 ~ 10.000	3.500	129083.82	129083.82	596.85	638.85
4	10.000 ~ 13.950	3.950	165227.28	165227.28	1804.62	2370.81
5	13.950 ~ 14.900	0.950	258167.64	258167.64	2975.25	3146.13

・M - 関係

	深さ(m)	区間長(m)	My(kN.m) y(1/m)	Mp(kN.m) y'(1/m)
1	0.000 ~ 14.900	14.900	983.0 0.0023338	1516.9 0.0036013

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 ~ 2.500	2.500	20653.41	0.00	140.85	170.85
2	2.500 ~ 3.300	0.800	51633.53	0.00	300.05	329.18
3	3.300 ~ 6.500	3.200	51633.53	51633.53	329.18	445.74
4	6.500 ~ 10.000	3.500	129083.82	129083.82	596.85	638.85
5	10.000 ~ 13.950	3.950	165227.28	165227.28	902.31	1185.40
6	13.950 ~ 14.900	0.950	258167.64	258167.64	1487.63	1573.06

・M - 関係

	深さ(m)	区間長(m)	My(kN.m) y(1/m)	Mp(kN.m) y'(1/m)
1	0.000 ~ 14.900	14.900	983.0 0.0023338	1516.9 0.0036013

6.4.2 橋軸直角方向 (降伏時)

設計荷重 (水平震度 0.533)

$$\begin{aligned} \text{鉛直力 } V &= R_d + W_p - U_p + W_s + W_F' \\ &= 6000.00 + 3393.01 - 0.00 + 279.00 + 2263.80 \\ &= 11935.81 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{水平力 } H &= (W_u + W_p) \cdot k_{hi} + W_F \cdot k_{hg} \cdot k_{hi} / (C_z \cdot k_{hco}) + H_d \\ &= (6000.00 + 3393.01) \cdot 0.533 + 2263.80 \cdot 0.35 \cdot 0.533 / 0.8500 + 0.00 \\ &= 5502.80 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{モーメント } M &= (W_u \cdot y_u + W_p \cdot y_p) \cdot k_{hi} + W_F \cdot k_{hg} \cdot k_{hi} / (C_z \cdot k_{hco}) \cdot y_F + M_d \\ &= (6000.00 \cdot 14.700 + 3393.01 \cdot 8.030) \cdot 0.533 \\ &\quad + 2263.80 \cdot 0.35 \cdot 0.533 / 0.8500 \cdot 1.100 + 0.00 \\ &= 62073.40 \text{ (kN.m)} \end{aligned}$$

底版下面中心における変位

	変位量
水平変位(m)	0.0365687
鉛直変位(m)	0.0016406
回転変位(rad)	0.0110530

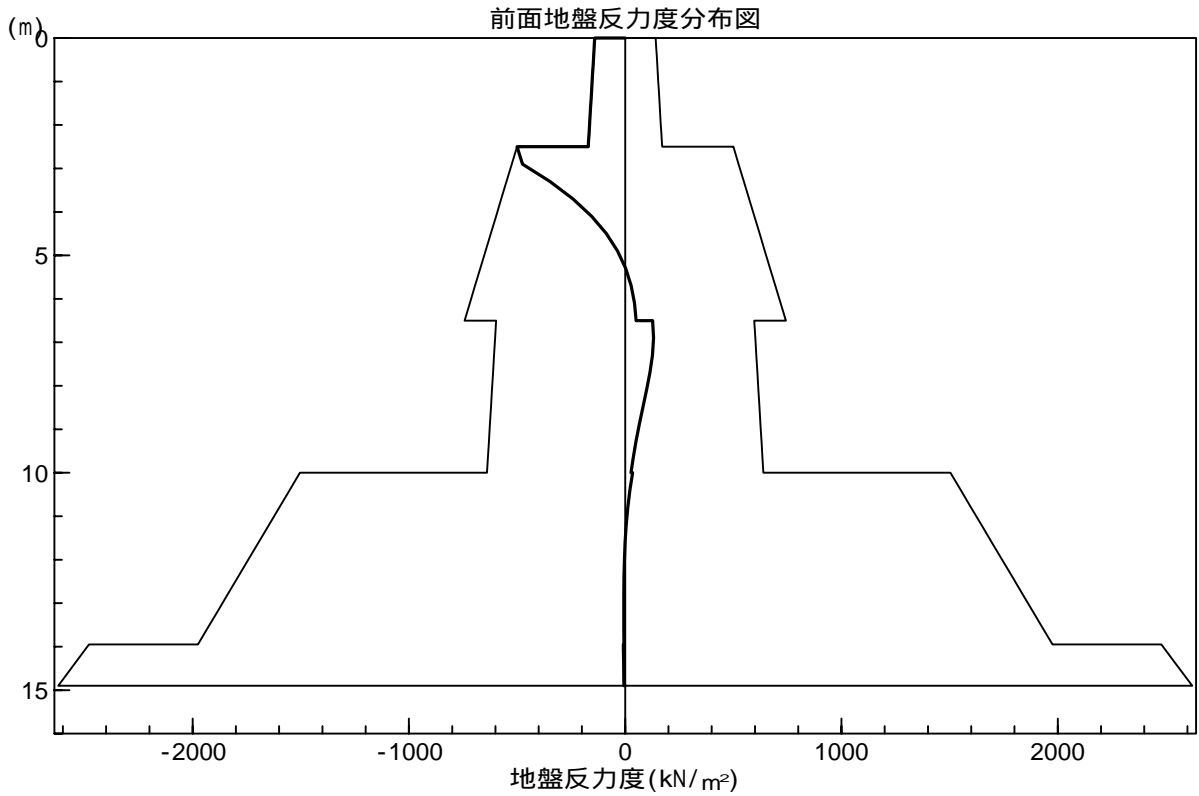
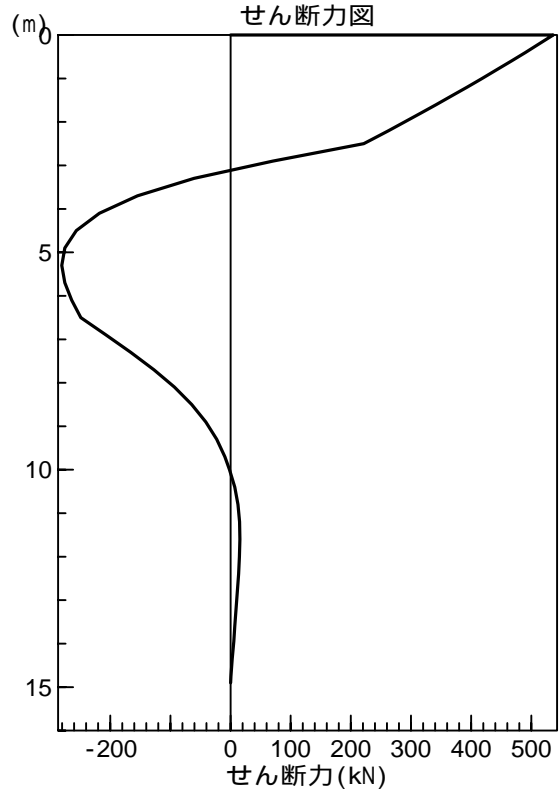
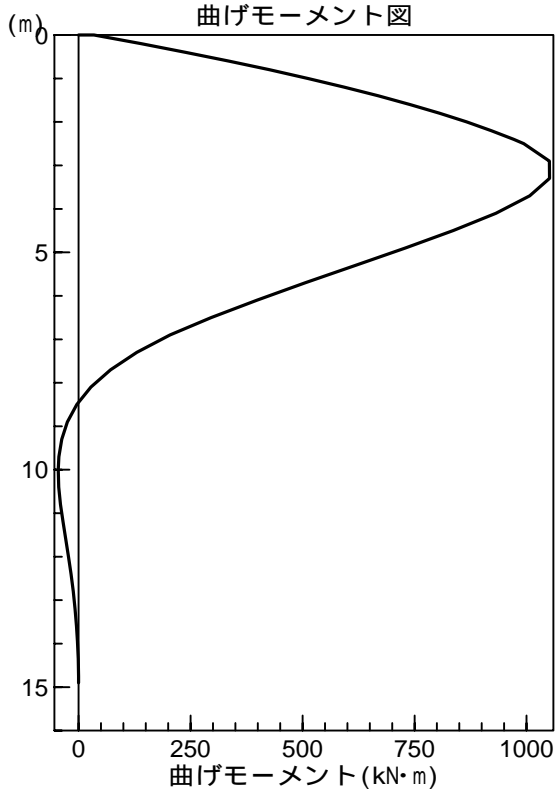
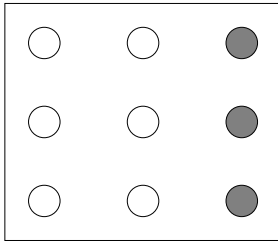
杭反力

$$\text{押し込み支持力の上限值 } P_{Nu} = 6391.00 \text{ (kN)}$$

$$\text{引抜き支持力の上限值 } P_{Tu} = -2186.00 \text{ (kN)}$$

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	-2186.000	466.588	146.814	-2.500	3
2	327.159	466.588	146.814	0.000	3
3	5837.444	536.339	34.229	2.500	3
杭反力分	11935.810	4408.544	61159.401		
底版前面負担分		1094.256	913.997		
合計	11935.810	5502.800	62073.397		

杭・地盤データ ((1)杭)



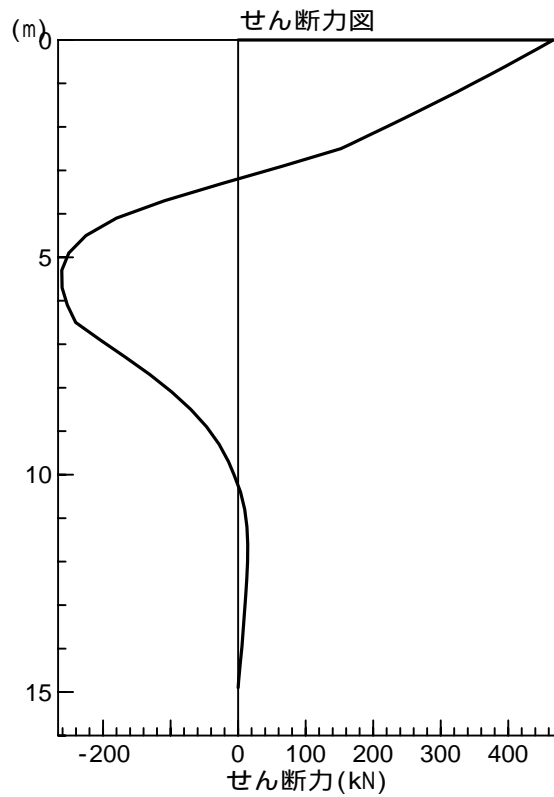
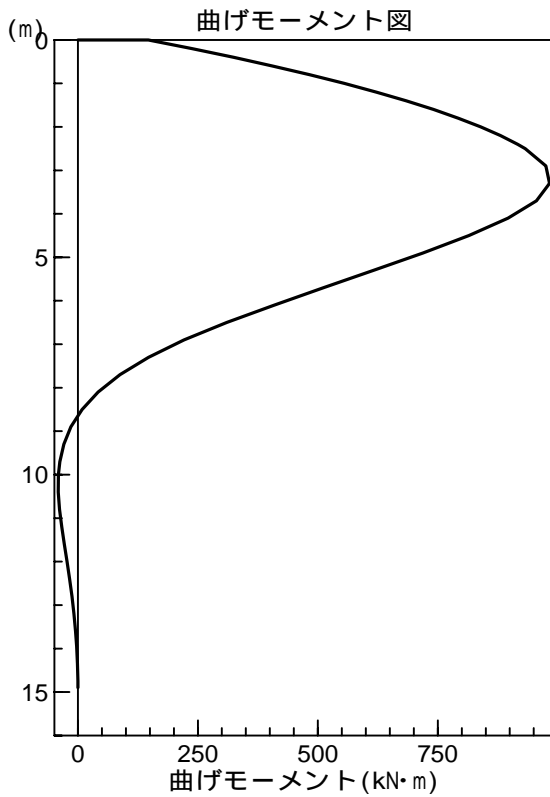
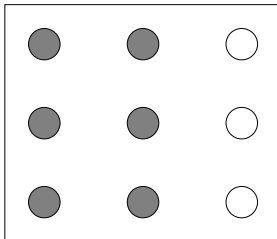
・前面地盤状態

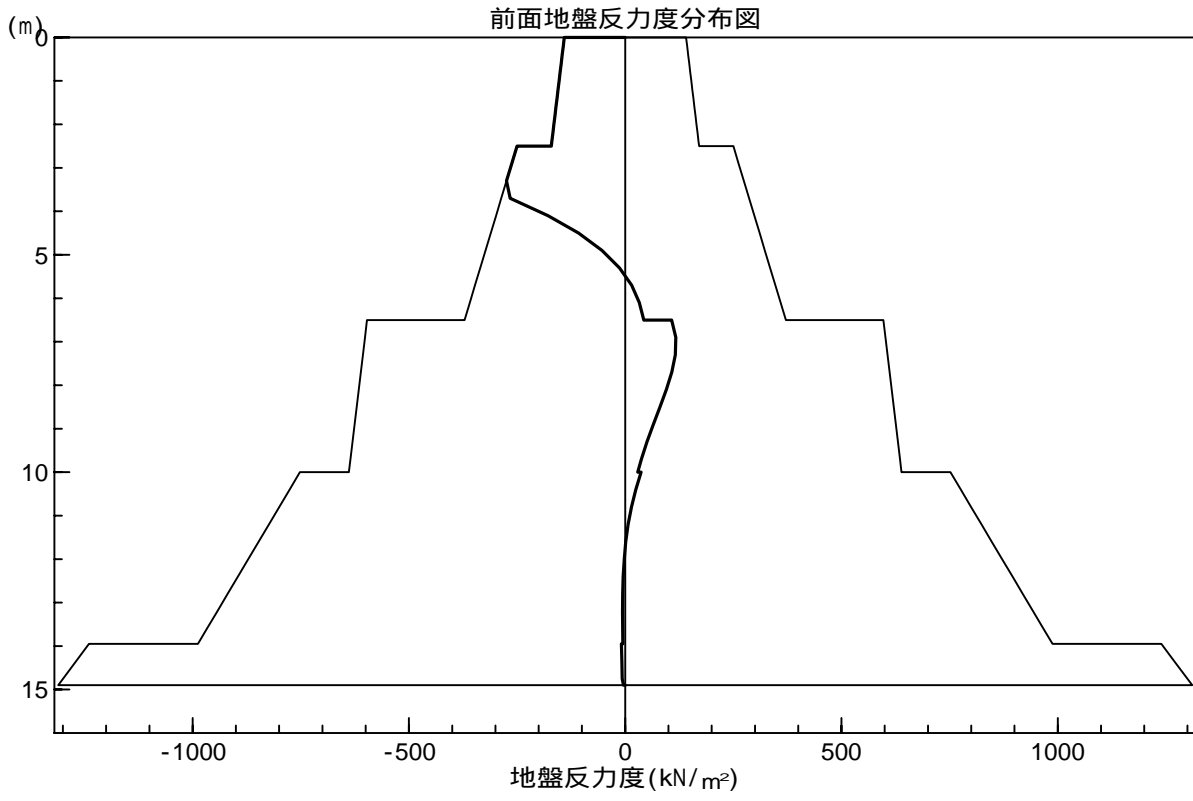
	深さ (m)	区間長 (m)	地盤反力係数 (kN/m ³)		前面地盤の水平地盤 反力度の上限値 (kN/m ²)	
			死荷重時	設計荷重時	層上面	層下面
1	0.000 ~ 2.500	2.500	20653.41	0.00	140.85	170.85
2	2.500 ~ 6.500	4.000	51633.53	51633.53	500.07	742.90
3	6.500 ~ 10.000	3.500	129083.82	129083.82	596.85	638.85
4	10.000 ~ 13.950	3.950	165227.28	165227.28	1503.85	1975.67
5	13.950 ~ 14.900	0.950	258167.64	258167.64	2479.38	2621.77

・M - 関係

	深さ(m)	区間長(m)	My(kN.m) y(1/m)	Mp(kN.m) y'(1/m)
1	0.000 ~ 14.900	14.900	983.0 0.0023338	1516.9 0.0036013

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 ~ 2.500	2.500	20653.41	0.00	140.85	170.85
2	2.500 ~ 3.300	0.800	51633.53	0.00	250.04	274.32
3	3.300 ~ 6.500	3.200	51633.53	51633.53	274.32	371.45
4	6.500 ~ 10.000	3.500	129083.82	129083.82	596.85	638.85
5	10.000 ~ 13.950	3.950	165227.28	165227.28	751.92	987.84
6	13.950 ~ 14.900	0.950	258167.64	258167.64	1239.69	1310.89

・M - 関係

	深さ(m)	区間長(m)	My(kN.m) y(1/m)	Mp(kN.m) y'(1/m)
1	0.000 ~ 14.900	14.900	983.0 0.0023338	1516.9 0.0036013

6.4.3 橋軸直角方向（応答変位時）

設計荷重（水平震度 0.546）

$$\begin{aligned} \text{鉛直力 } V &= R_d + W_p - U_p + W_s + W F' \\ &= 6000.00 + 3393.01 - 0.00 + 279.00 + 2263.80 \\ &= 11935.81 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{水平力 } H &= (W_u + W_p) \cdot k_{hi} + W F \cdot k_{hg} \cdot k_{hi} / (C_z \cdot k_{hco}) + H_d \\ &= (6000.00 + 3393.01) \cdot 0.546 + 2263.80 \cdot 0.35 \cdot 0.546 / 0.8500 + 0.00 \\ &= 5633.99 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{モーメント } M &= (W_u \cdot y_u + W_p \cdot y_p) \cdot k_{hi} + W F \cdot k_{hg} \cdot k_{hi} / (C_z \cdot k_{hco}) \cdot y_F + M_d \\ &= (6000.00 \cdot 14.700 + 3393.01 \cdot 8.030) \cdot 0.546 \\ &\quad + 2263.80 \cdot 0.35 \cdot 0.546 / 0.8500 \cdot 1.100 + 0.00 \\ &= 63553.24 \text{ (kN.m)} \end{aligned}$$

底版下面中心における変位

	変位量
水平変位(m)	0.0391349
鉛直変位(m)	0.0007446
回転変位(rad)	0.0117698

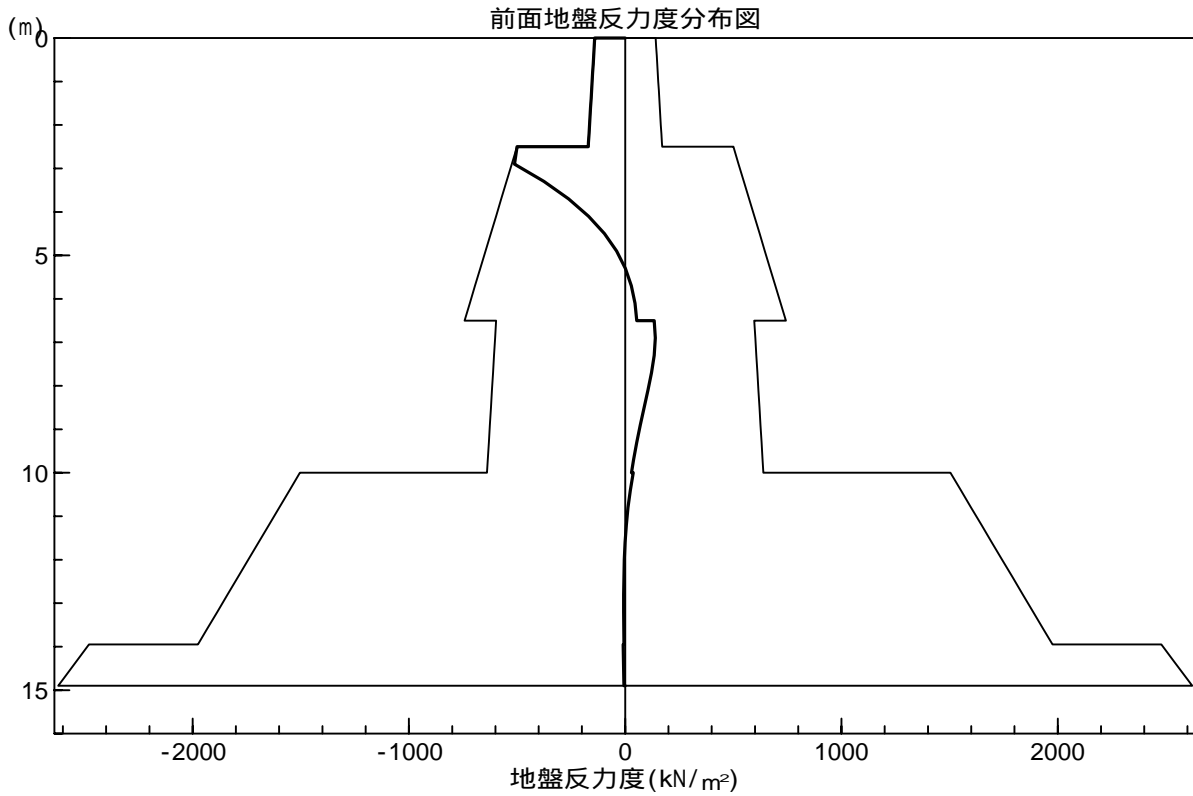
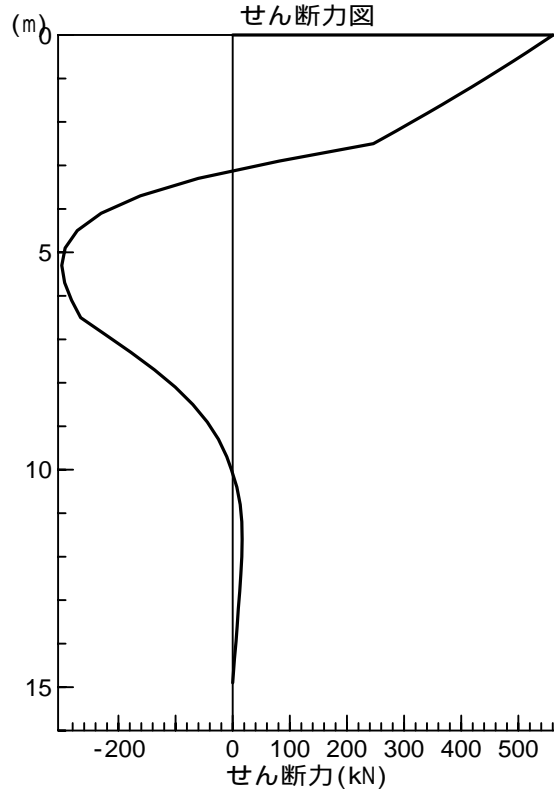
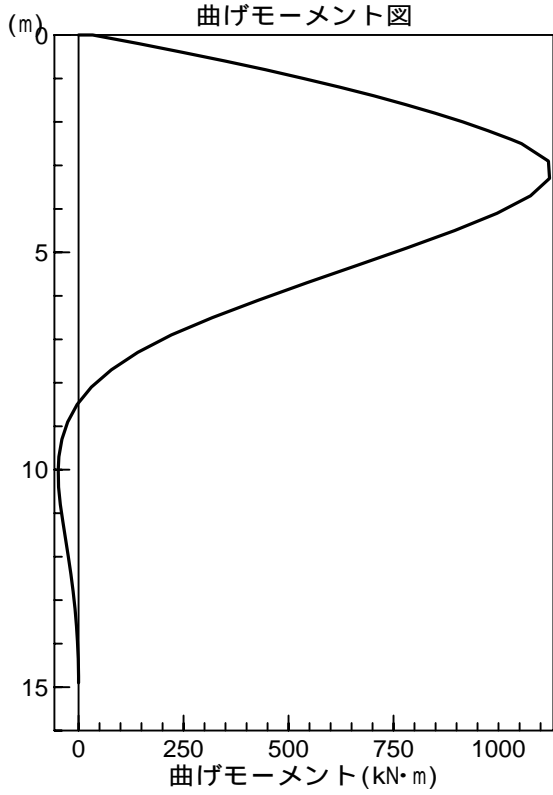
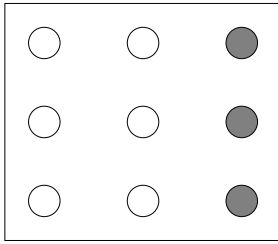
杭反力

$$\text{押し込み支持力の上限值 } P_{Nu} = 6391.00 \text{ (kN)}$$

$$\text{引抜き支持力の上限值 } P_{Tu} = -2186.00 \text{ (kN)}$$

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	-2186.000	476.159	170.458	-2.500	3
2	148.483	476.159	170.458	0.000	3
3	6016.120	560.925	33.529	2.500	3
杭反力分	11935.810	4539.732	62639.240		
底版前面負担分		1094.256	913.997		
合計	11935.810	5633.988	63553.237		

杭・地盤データ ((1)杭)



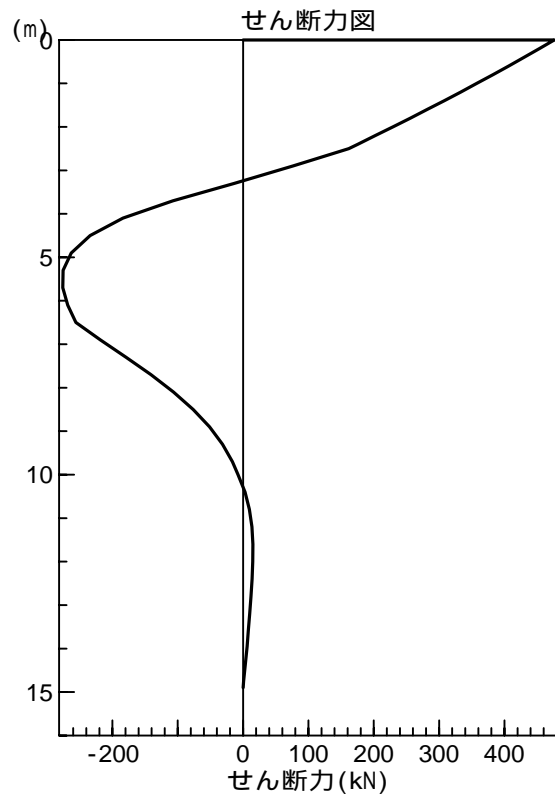
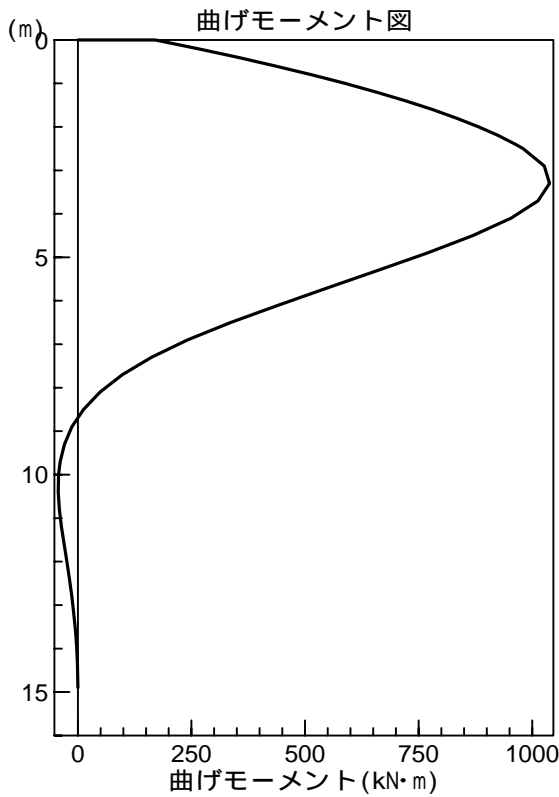
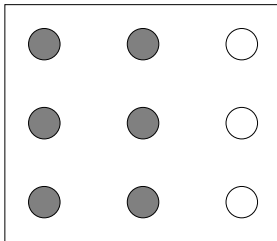
・前面地盤状態

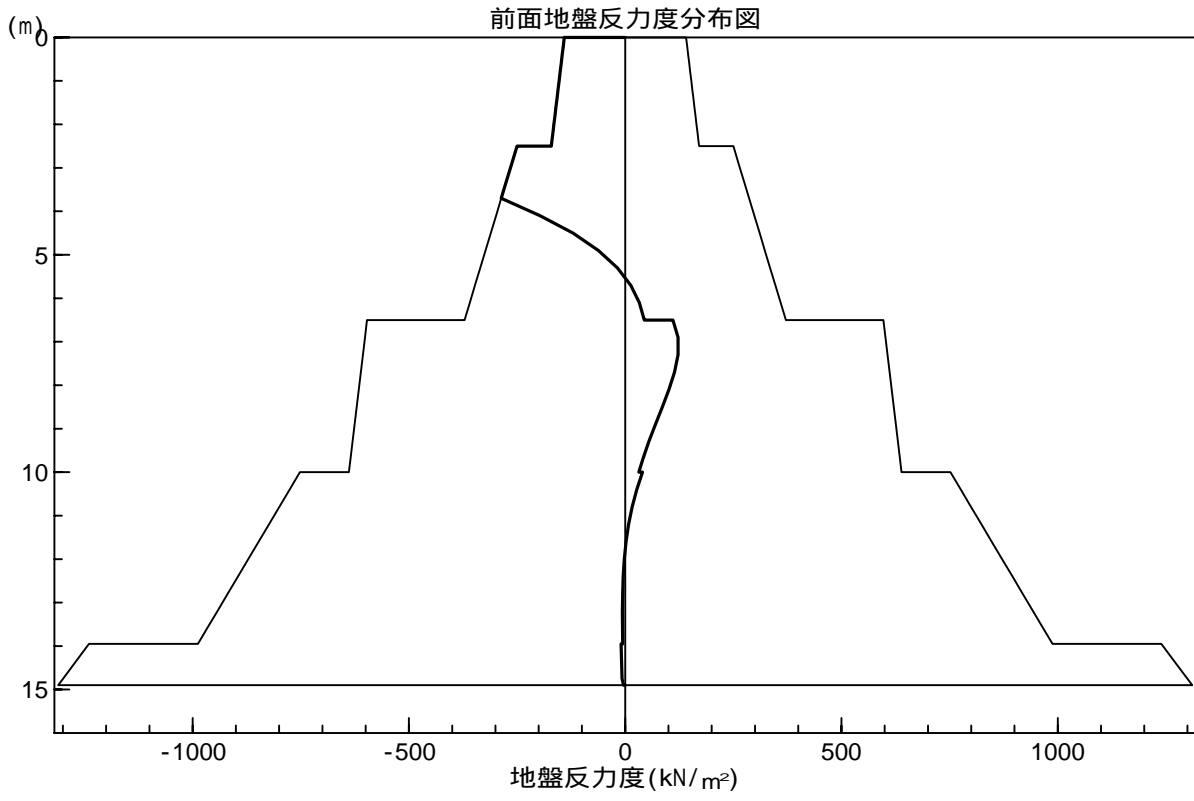
	深さ (m)	区間長 (m)	地盤反力係数 (kN/m ³)		前面地盤の水平地盤 反力度の上限値 (kN/m ²)	
			死荷重時	設計荷重時	層上面	層下面
1	0.000 ~ 2.500	2.500	20653.41	0.00	140.85	170.85
2	2.500 ~ 6.500	4.000	51633.53	51633.53	500.07	742.90
3	6.500 ~ 10.000	3.500	129083.82	129083.82	596.85	638.85
4	10.000 ~ 13.950	3.950	165227.28	165227.28	1503.85	1975.67
5	13.950 ~ 14.900	0.950	258167.64	258167.64	2479.38	2621.77

・M - 関係

	深さ(m)	区間長(m)	My(kN.m) y(1/m)	Mp(kN.m) y'(1/m)
1	0.000 ~ 14.900	14.900	983.0 0.0023338	1516.9 0.0036013

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 ~ 2.500	2.500	20653.41	0.00	140.85	170.85
2	2.500 ~ 4.100	1.600	51633.53	0.00	250.04	298.60
3	4.100 ~ 6.500	2.400	51633.53	51633.53	298.60	371.45
4	6.500 ~ 10.000	3.500	129083.82	129083.82	596.85	638.85
5	10.000 ~ 13.950	3.950	165227.28	165227.28	751.92	987.84
6	13.950 ~ 14.900	0.950	258167.64	258167.64	1239.69	1310.89

・M - 関係

	深さ(m)	区間長(m)	My(kN.m) y(1/m)	Mp(kN.m) y'(1/m)
1	0.000 ~ 14.900	14.900	983.0 0.0023338	1516.9 0.0036013

6.5 液状化無視・地震動タイプII・浮力無視

6.5.1 橋軸方向（降伏時）

設計荷重（水平震度 0.433）

$$\begin{aligned} \text{鉛直力 } V &= R_d + W_p - U_p + W_s + W_F' \\ &= 6000.00 + 3393.01 - 0.00 + 279.00 + 2263.80 \\ &= 11935.81 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{水平力 } H &= (W_u + W_p) \cdot k_{hi} + W_F \cdot k_{hg} \cdot k_{hi} / (C_z \cdot k_{hco}) + H_d \\ &= (7000.00 + 3393.01) \cdot 0.433 + 2263.80 \cdot 0.70 \cdot 0.433 / 1.7500 + 0.00 \\ &= 4890.58 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{モーメント } M &= (W_u \cdot y_u + W_p \cdot y_p) \cdot k_{hi} + W_F \cdot k_{hg} \cdot k_{hi} / (C_z \cdot k_{hco}) \cdot y_F + M_d \\ &= (7000.00 \cdot 12.200 + 3393.01 \cdot 8.030) \cdot 0.433 \\ &\quad + 2263.80 \cdot 0.70 \cdot 0.433 / 1.7500 \cdot 1.100 + 0.00 \\ &= 49190.06 \text{ (kN.m)} \end{aligned}$$

底版下面中心における変位

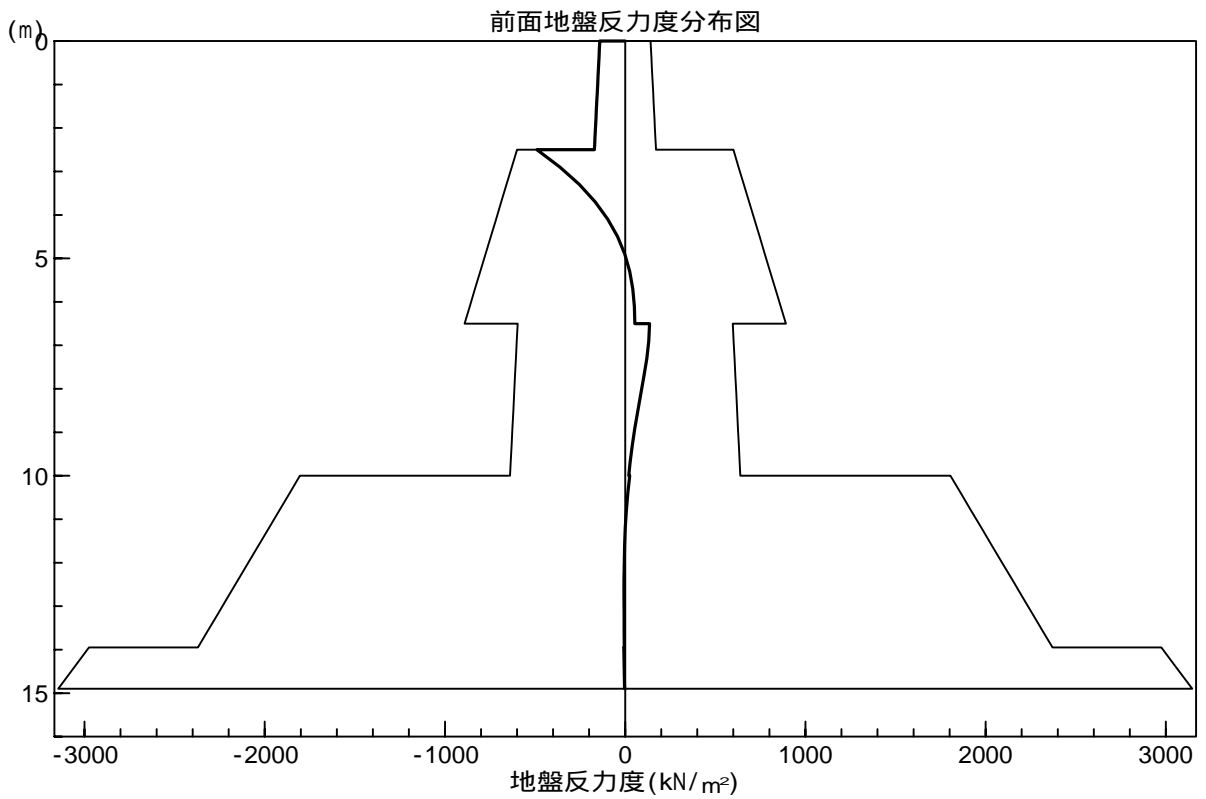
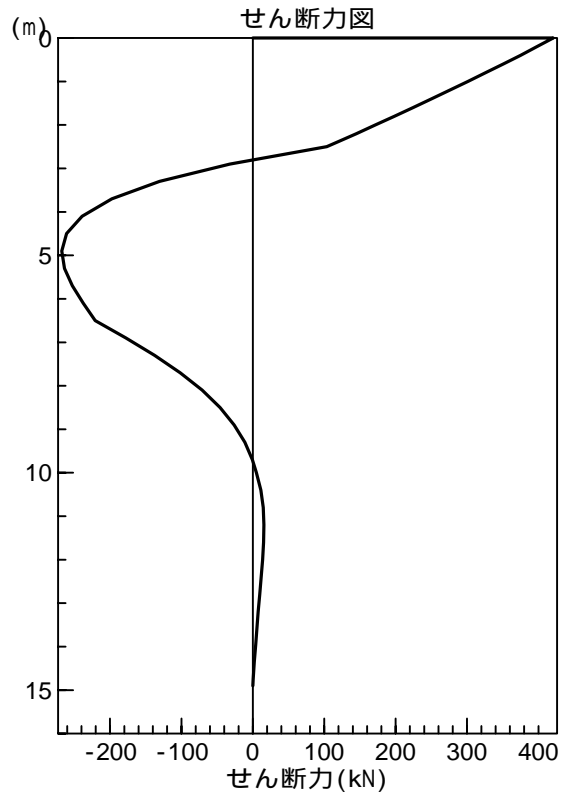
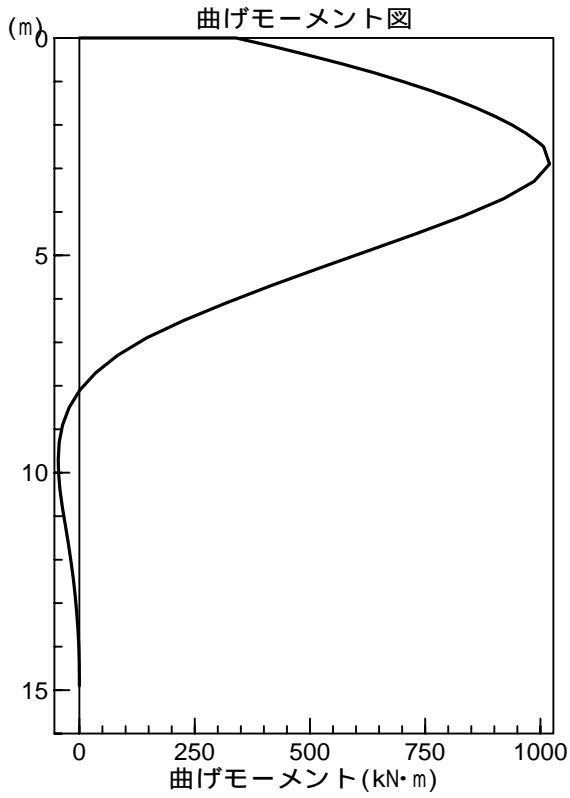
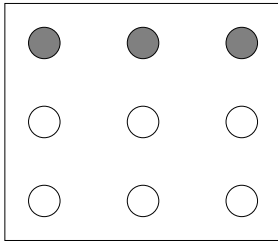
	変位量
水平変位(m)	0.0324433
鉛直変位(m)	0.0044107
回転変位(rad)	0.0110462

杭反力

押し込み支持力の上限値 $P_{Nu} = 6391.00 \text{ (kN)}$ 引抜き支持力の上限値 $P_{Tu} = -2186.00 \text{ (kN)}$

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	5285.061	420.667	339.738	2.000	3
2	879.542	394.563	380.808	0.000	3
3	-2186.000	394.563	380.808	-2.000	3
杭反力分	11935.810	3629.380	48130.429		
底版前面負担分		1261.204	1059.635		
合計	11935.810	4890.584	49190.064		

杭・地盤データ ((1)杭)



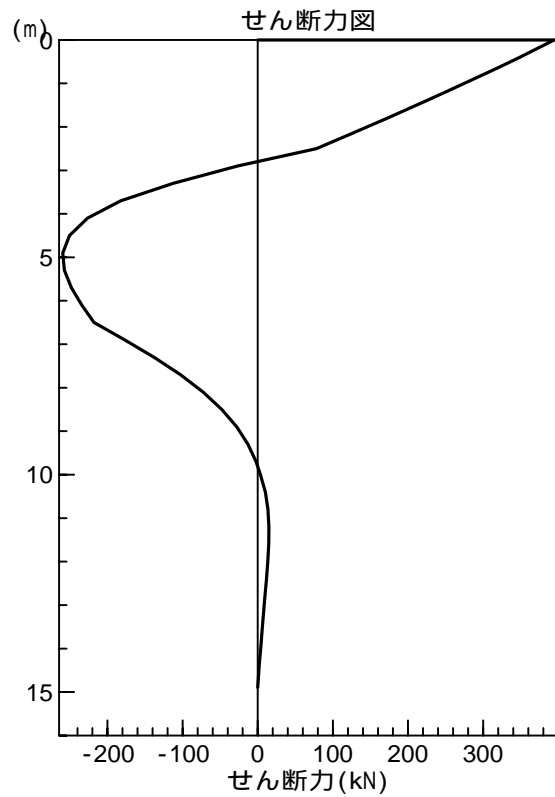
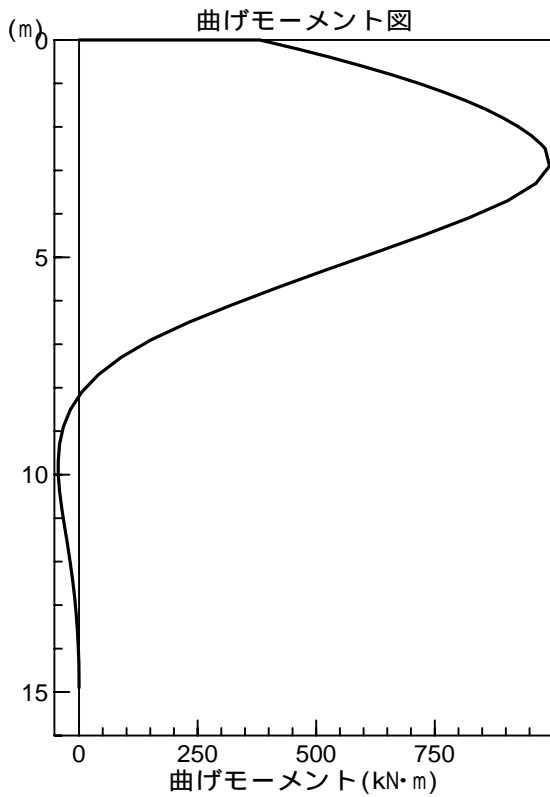
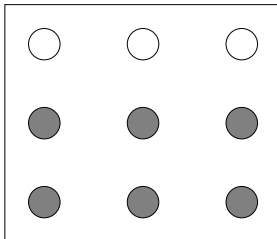
・前面地盤状態

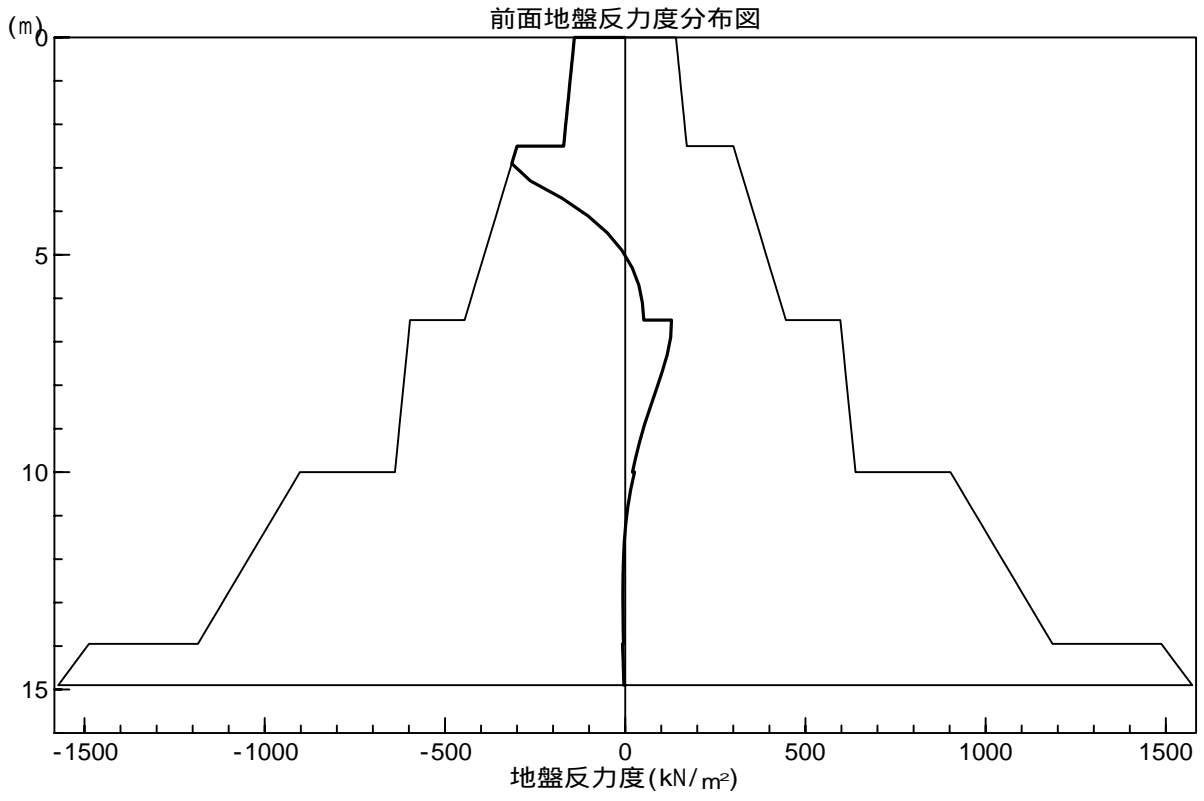
	深さ (m)	区間長 (m)	地盤反力係数 (kN/m ³)		前面地盤の水平地盤 反力度の上限値 (kN/m ²)	
			死荷重時	設計荷重時	層上面	層下面
1	0.000 ~ 2.500	2.500	20653.41	0.00	140.85	170.85
2	2.500 ~ 6.500	4.000	51633.53	51633.53	600.09	891.48
3	6.500 ~ 10.000	3.500	129083.82	129083.82	596.85	638.85
4	10.000 ~ 13.950	3.950	165227.28	165227.28	1804.62	2370.81
5	13.950 ~ 14.900	0.950	258167.64	258167.64	2975.25	3146.13

・M - 関係

	深さ(m)	区間長(m)	My(kN.m) y(1/m)	Mp(kN.m) y'(1/m)
1	0.000 ~ 14.900	14.900	983.0 0.0023338	1516.9 0.0036013

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 ~ 2.500	2.500	20653.41	0.00	140.85	170.85
2	2.500 ~ 3.300	0.800	51633.53	0.00	300.05	329.18
3	3.300 ~ 6.500	3.200	51633.53	51633.53	329.18	445.74
4	6.500 ~ 10.000	3.500	129083.82	129083.82	596.85	638.85
5	10.000 ~ 13.950	3.950	165227.28	165227.28	902.31	1185.40
6	13.950 ~ 14.900	0.950	258167.64	258167.64	1487.63	1573.06

・M - 関係

	深さ(m)	区間長(m)	My(kN.m) y(1/m)	Mp(kN.m) y'(1/m)
1	0.000 ~ 14.900	14.900	983.0 0.0023338	1516.9 0.0036013

6.5.2 橋軸直角方向 (降伏時)

設計荷重 (水平震度 0.535)

$$\begin{aligned} \text{鉛直力 } V &= R_d + W_p - U_p + W_s + W_F' \\ &= 6000.00 + 3393.01 - 0.00 + 279.00 + 2263.80 \\ &= 11935.81 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{水平力 } H &= (W_u + W_p) \cdot k_{hi} + W_F \cdot k_{hg} \cdot k_{hi} / (C_z \cdot k_{hco}) + H_d \\ &= (6000.00 + 3393.01) \cdot 0.535 + 2263.80 \cdot 0.70 \cdot 0.535 / 1.7500 + 0.00 \\ &= 5513.94 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{モーメント } M &= (W_u \cdot y_u + W_p \cdot y_p) \cdot k_{hi} + W_F \cdot k_{hg} \cdot k_{hi} / (C_z \cdot k_{hco}) \cdot y_F + M_d \\ &= (6000.00 \cdot 14.700 + 3393.01 \cdot 8.030) \cdot 0.535 \\ &\quad + 2263.80 \cdot 0.70 \cdot 0.535 / 1.7500 \cdot 1.100 + 0.00 \\ &= 62344.20 \text{ (kN.m)} \end{aligned}$$

底版下面中心における変位

	変位量
水平変位(m)	0.0366977
鉛直変位(m)	0.0015338
回転変位(rad)	0.0111385

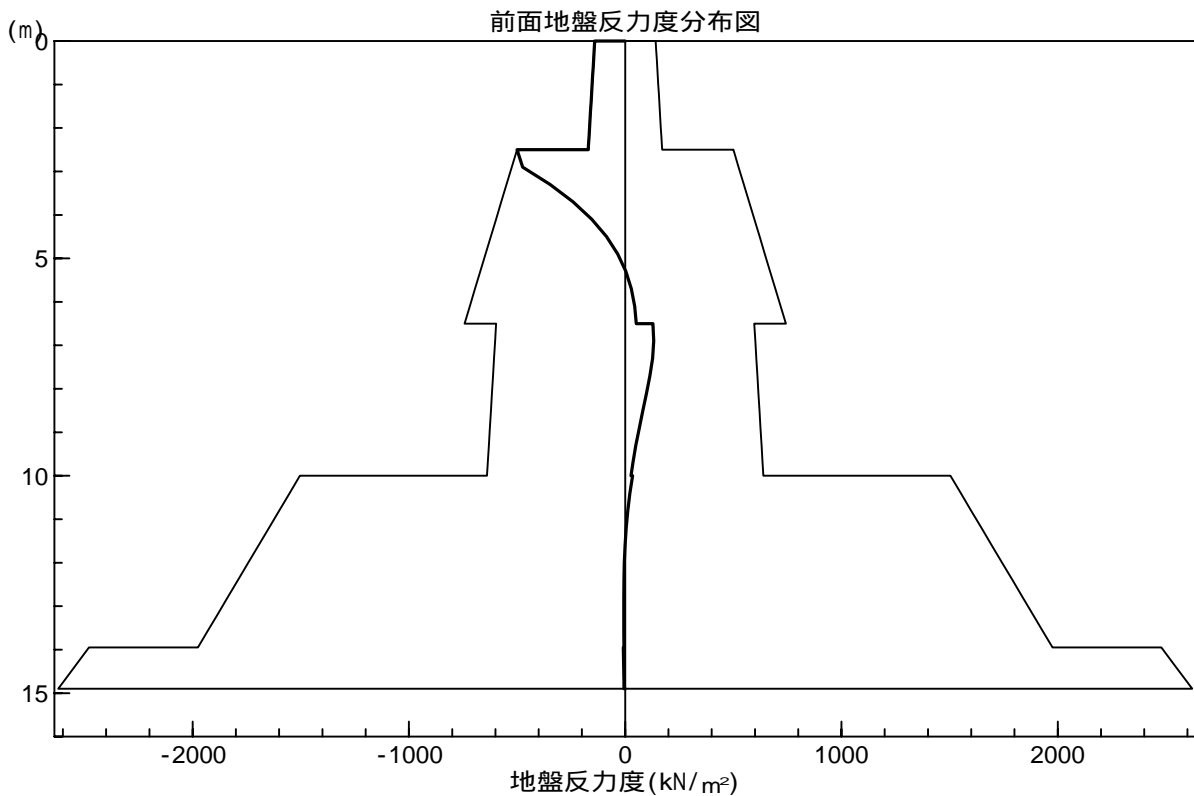
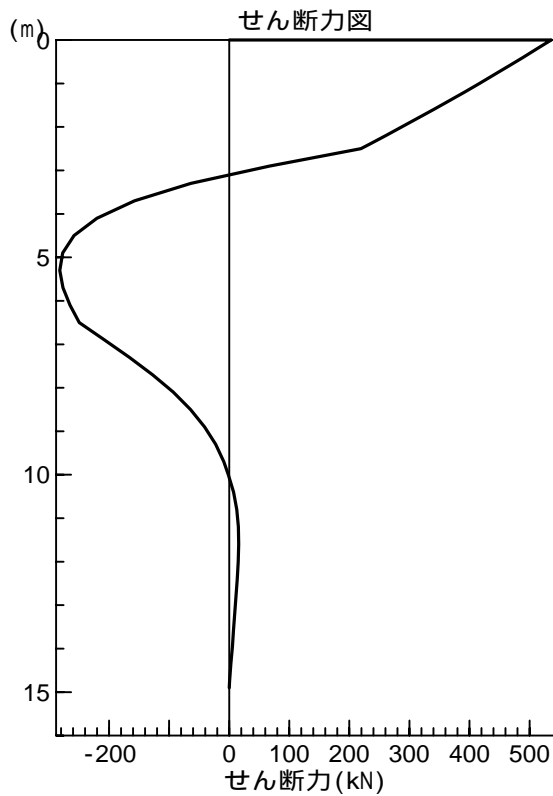
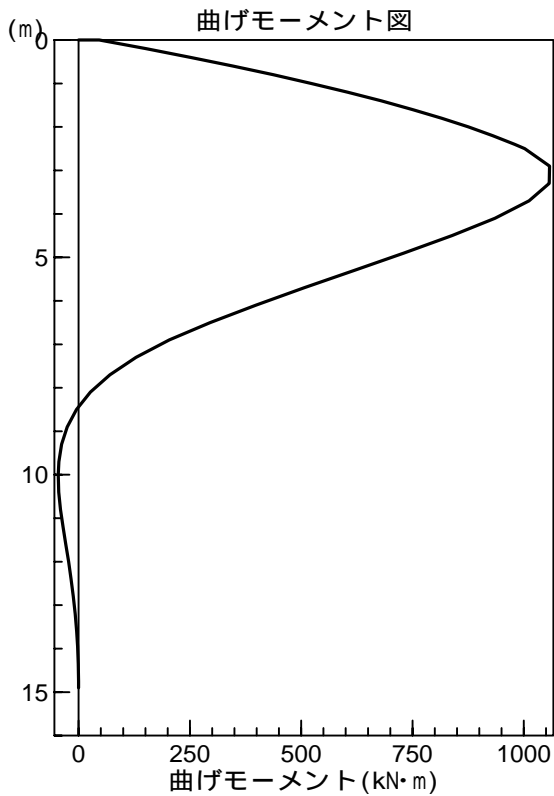
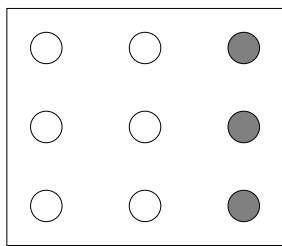
杭反力

$$\text{押し込み支持力の上限值 } P_{Nu} = 6391.00 \text{ (kN)}$$

$$\text{引抜き支持力の上限值 } P_{Tu} = -2186.00 \text{ (kN)}$$

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	-2186.000	467.150	157.639	-2.500	3
2	305.859	467.150	157.639	0.000	3
3	5858.744	536.052	46.377	2.500	3
杭反力分	11935.810	4411.058	61420.546		
底版前面負担分		1102.880	923.655		
合計	11935.810	5513.938	62344.201		

杭・地盤データ ((1)杭)



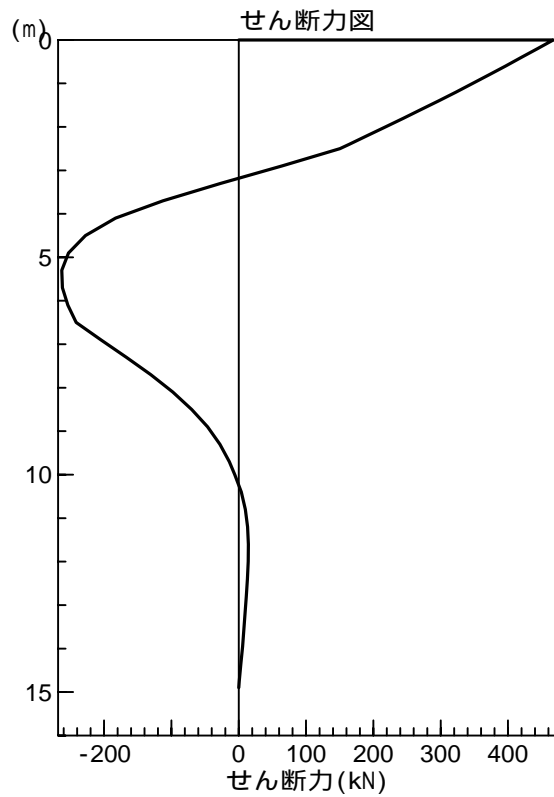
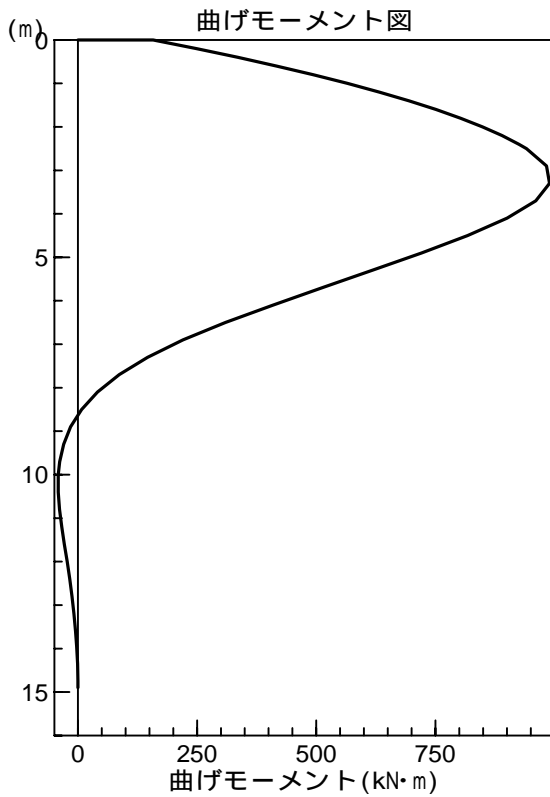
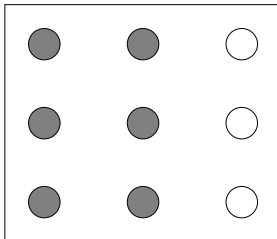
・前面地盤状態

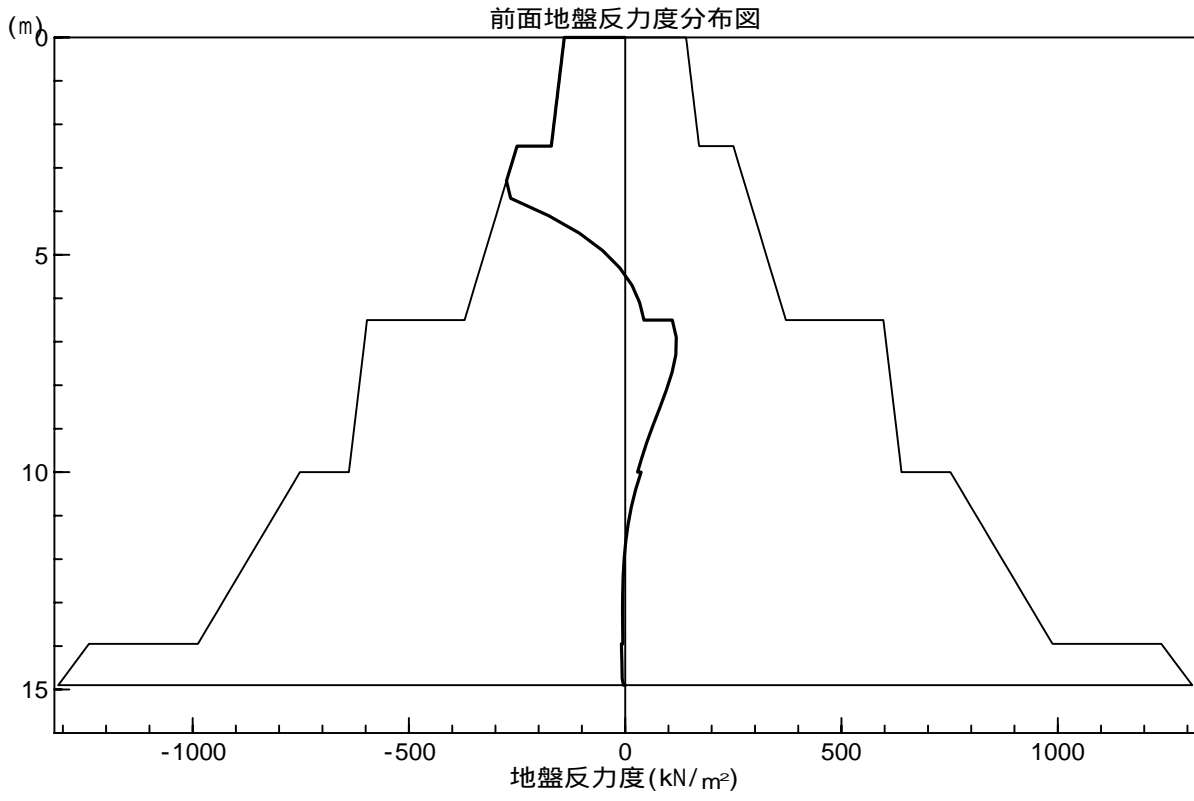
	深さ (m)	区間長 (m)	地盤反力係数 (kN/m ³)		前面地盤の水平地盤 反力度の上限値 (kN/m ²)	
			死荷重時	設計荷重時	層上面	層下面
1	0.000 ~ 2.500	2.500	20653.41	0.00	140.85	170.85
2	2.500 ~ 6.500	4.000	51633.53	51633.53	500.07	742.90
3	6.500 ~ 10.000	3.500	129083.82	129083.82	596.85	638.85
4	10.000 ~ 13.950	3.950	165227.28	165227.28	1503.85	1975.67
5	13.950 ~ 14.900	0.950	258167.64	258167.64	2479.38	2621.77

・M - 関係

	深さ(m)	区間長(m)	My(kN.m) y(1/m)	Mp(kN.m) y'(1/m)
1	0.000 ~ 14.900	14.900	983.0 0.0023338	1516.9 0.0036013

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 ~ 2.500	2.500	20653.41	0.00	140.85	170.85
2	2.500 ~ 3.300	0.800	51633.53	0.00	250.04	274.32
3	3.300 ~ 6.500	3.200	51633.53	51633.53	274.32	371.45
4	6.500 ~ 10.000	3.500	129083.82	129083.82	596.85	638.85
5	10.000 ~ 13.950	3.950	165227.28	165227.28	751.92	987.84
6	13.950 ~ 14.900	0.950	258167.64	258167.64	1239.69	1310.89

・M - 関係

	深さ(m)	区間長(m)	My(kN.m) y(1/m)	Mp(kN.m) y'(1/m)
1	0.000 ~ 14.900	14.900	983.0 0.0023338	1516.9 0.0036013

6.5.3 橋軸直角方向（応答変位時）

設計荷重（水平震度 0.643）

$$\begin{aligned} \text{鉛直力 } V &= R_d + W_p - U_p + W_s + W F' \\ &= 6000.00 + 3393.01 - 0.00 + 279.00 + 2263.80 \\ &= 11935.81 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{水平力 } H &= (W_u + W_p) \cdot k_{hi} + W F \cdot k_{hg} \cdot k_{hi} / (C_z \cdot k_{hco}) + H_d \\ &= (6000.00 + 3393.01) \cdot 0.643 + 2263.80 \cdot 0.70 \cdot 0.643 / 1.7500 + 0.00 \\ &= 6622.06 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{モーメント } M &= (W_u \cdot y_u + W_p \cdot y_p) \cdot k_{hi} + W F \cdot k_{hg} \cdot k_{hi} / (C_z \cdot k_{hco}) \cdot y_F + M_d \\ &= (6000.00 \cdot 14.700 + 3393.01 \cdot 8.030) \cdot 0.643 \\ &\quad + 2263.80 \cdot 0.70 \cdot 0.643 / 1.7500 \cdot 1.100 + 0.00 \\ &= 74873.33 \text{ (kN.m)} \end{aligned}$$

底版下面中心における変位

	変位量
水平変位(m)	0.1114224
鉛直変位(m)	-0.0011353
回転変位(rad)	0.0316400

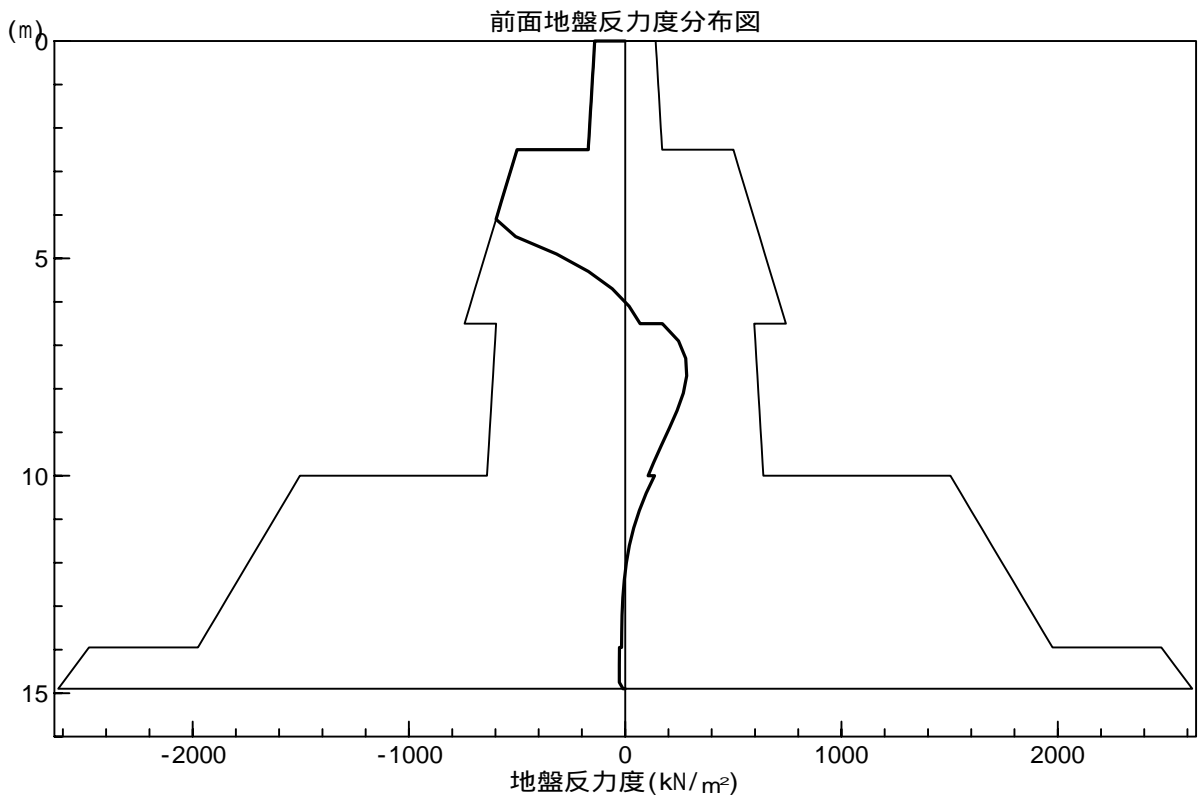
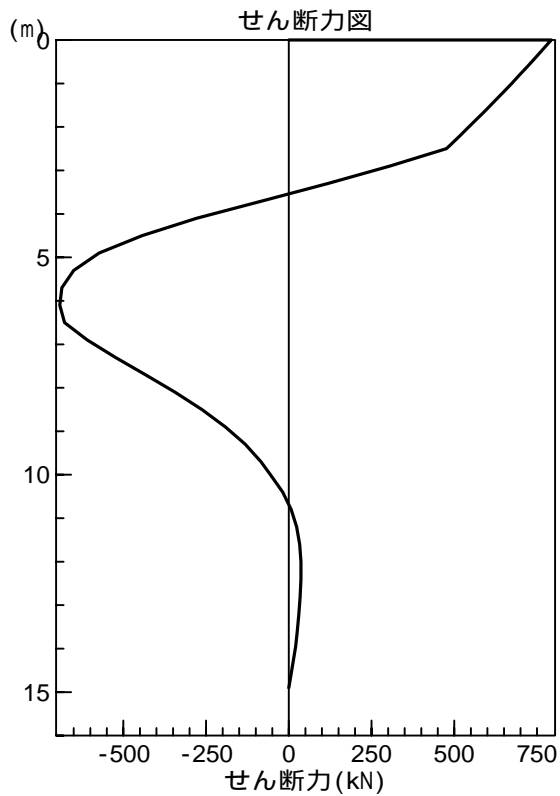
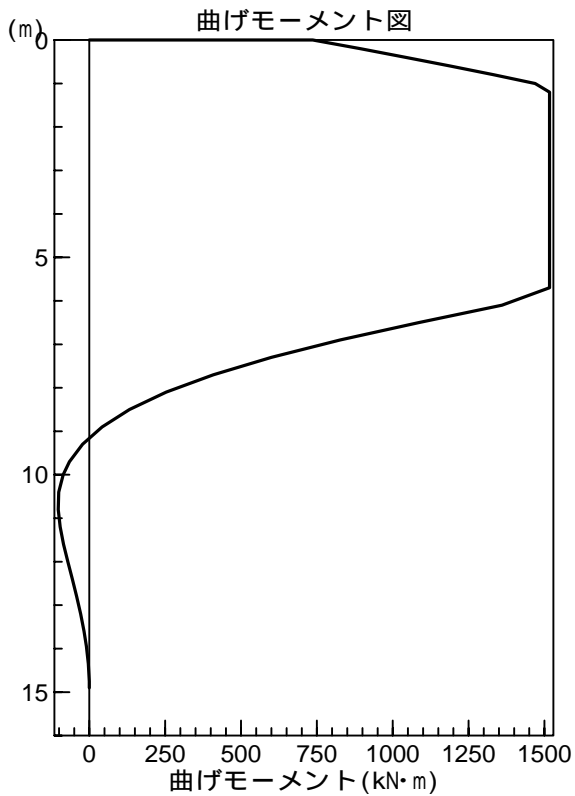
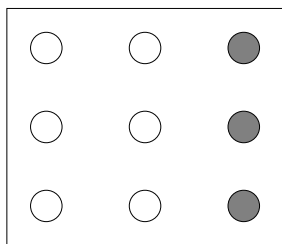
杭反力

$$\text{押し込み支持力の上限值 } P_{Nu} = 6391.00 \text{ (kN)}$$

$$\text{引抜き支持力の上限值 } P_{Tu} = -2186.00 \text{ (kN)}$$

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	-2186.000	523.440	1235.745	-2.500	3
2	-226.397	523.440	1235.745	0.000	3
3	6391.000	792.847	735.903	2.500	3
杭反力分	11935.810	5519.178	73949.678		
底版前面負担分		1102.880	923.655		
合計	11935.810	6622.058	74873.333		

杭・地盤データ (1)杭



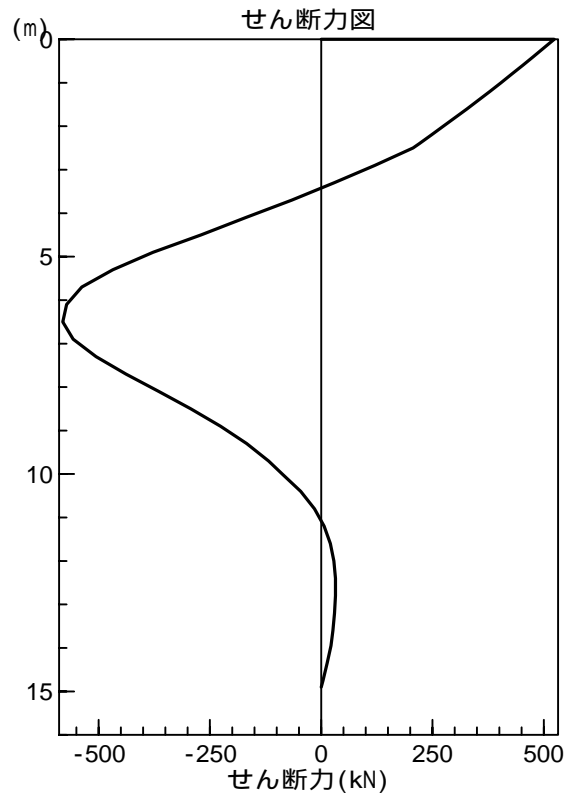
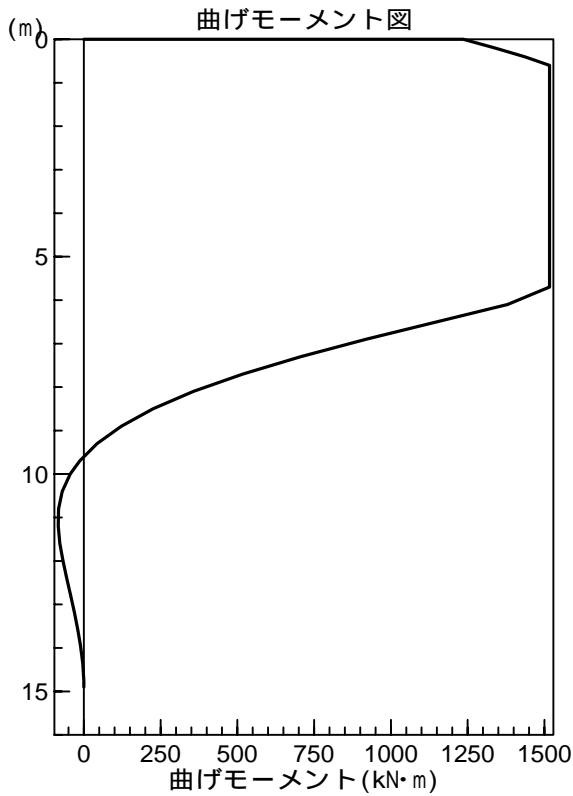
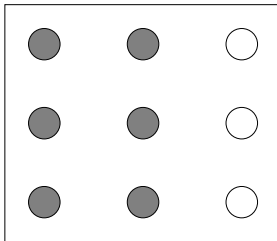
・前面地盤状態

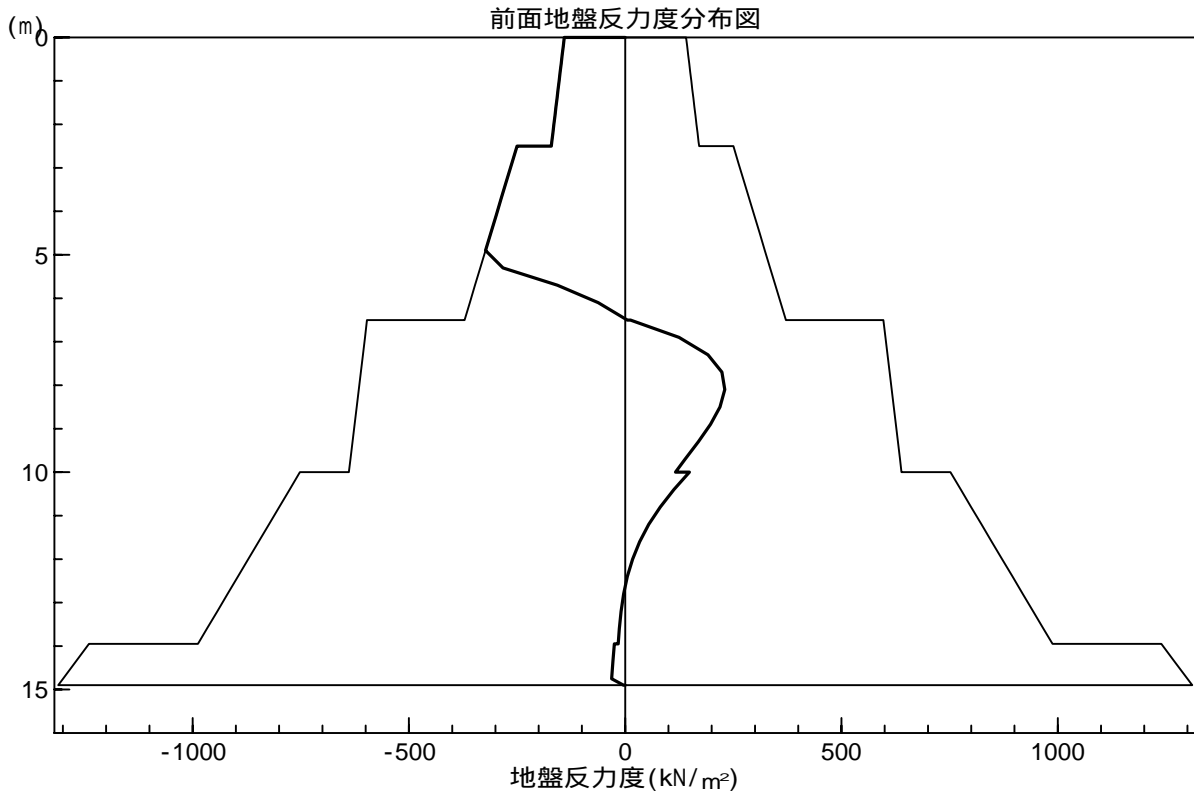
	深さ (m)	区間長 (m)	地盤反力係数 (kN/m ³)		前面地盤の水平地盤 反力度の上限値 (kN/m ²)	
			死荷重時	設計荷重時	層上面	層下面
1	0.000 ~ 2.500	2.500	20653.41	0.00	140.85	170.85
2	2.500 ~ 4.100	1.600	51633.53	0.00	500.07	597.21
3	4.100 ~ 6.500	2.400	51633.53	51633.53	597.21	742.90
4	6.500 ~ 10.000	3.500	129083.82	129083.82	596.85	638.85
5	10.000 ~ 13.950	3.950	165227.28	165227.28	1503.85	1975.67
6	13.950 ~ 14.900	0.950	258167.64	258167.64	2479.38	2621.77

・M - 関係

	深さ(m)	区間長(m)	My(kN.m) y(1/m)	Mp(kN.m) y'(1/m)
1	0.000 ~ 14.900	14.900	983.0 0.0023338	1516.9 0.0036013

杭・地盤データ ((2)杭)





・前面地盤状態

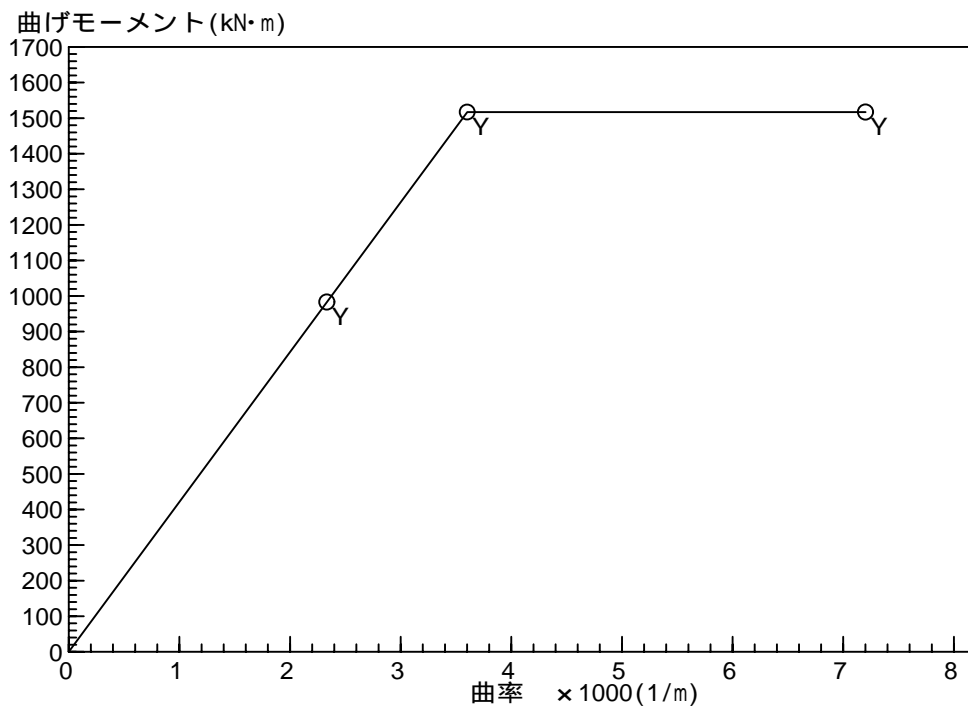
	深さ (m)	区間長 (m)	地盤反力係数 (kN/m ³)		前面地盤の水平地盤 反力度の上限値 (kN/m ²)	
			死荷重時	設計荷重時	層上面	層下面
1	0.000 ~ 2.500	2.500	20653.41	0.00	140.85	170.85
2	2.500 ~ 4.900	2.400	51633.53	0.00	250.04	322.89
3	4.900 ~ 6.500	1.600	51633.53	51633.53	322.89	371.45
4	6.500 ~ 10.000	3.500	129083.82	129083.82	596.85	638.85
5	10.000 ~ 13.950	3.950	165227.28	165227.28	751.92	987.84
6	13.950 ~ 14.900	0.950	258167.64	258167.64	1239.69	1310.89

・M - 関係

	深さ(m)	区間長(m)	My(kN.m) y(1/m)	Mp(kN.m) y'(1/m)
1	0.000 ~ 14.900	14.900	983.0 0.0023338	1516.9 0.0036013

6.6 予備計算

6.6.1 M -



軸力 = 1326.2 (kN) (死荷重時軸力)

No	区間長 (m)	曲げモーメント(kN.m)		曲率(1/m)	
		My	Mp	y	y
1	14.900	983.0	1516.9	0.0023338	0.0036013

6.6.2 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/m^3)

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

$$\text{砂質地盤} \quad k = 0.66667$$

$$\text{粘性土地盤} \quad k = 0.66667$$

k : 単杭における水平方向地盤反力係数の補正係数

$$\text{砂質地盤} \quad k = 1.5$$

$$\text{粘性土地盤} \quad k = 1.5$$

kH : 地震時の水平方向地盤反力係数(kN/m^3)

$$\text{杭外径} \quad D = 0.8000 \quad (\text{m})$$

$$\text{杭体ヤング係数} \quad E = 20.00 \times 10^7 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$\text{杭体断面二次モーメント} \quad I = 0.002106018 \quad (\text{m}^4)$$

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

$$\text{杭の換算載荷幅} \quad BH = \sqrt{\frac{D}{0.3}}$$

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

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

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

$$\text{杭の特性値(換算載荷幅算出)} \quad = 0.288728 \quad (\text{m}^{-1})$$

$$\text{水平抵抗に関する地盤の深さ} \quad 1/ \quad = 3.4635 \quad (\text{m})$$

$$1/ \text{の範囲の平均} \cdot Eo \quad = 15873.6 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$\text{杭の換算載荷幅} \quad BH = 1.6646 \quad (\text{m})$$

$$kHo \quad = 52912.1 \quad (\text{kN/m}^3)$$

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	2.50	11200	22400	20653.307	20653.410
2	砂質土	4.00	28000	56000	51633.267	51633.528
3	粘性土	3.50	70000	140000	129083.168	129083.817
4	砂質土	3.95	89600	179200	165226.456	165227.279
5	砂質土	0.95	140000	280000	258166.337	258167.635

6.6.3 地盤反力度の上限値

1. 受働土圧

$$p_{Epi} = K_{Ep} \cdot \left\{ i \cdot h_i + q \right\} + 2 \cdot c_i \cdot \sqrt{K_{Epi}}$$

$$K_{Ep} = \frac{1}{\cos^2 E_i} \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(E_i - E_i) \cdot \sin E_i}{\cos E_i}} \right]^2$$

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 = 45.90 (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

	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	-2.700 -5.200	2.50	24.00	0.00	0.00	1.000	8.00	45.90 65.90	93.90 113.90
2	-5.200 -9.200	4.00	0.00	27.00	-4.50	3.035	8.00	65.90 97.90	200.03 297.16
3	-9.200 -12.700	3.50	150.00	0.00	0.00	1.000	8.00	97.90 125.90	397.90 425.90
4	-12.700 -16.650	3.95	0.00	36.00	-6.00	4.778	10.00	125.90 165.40	601.54 790.27
5	-16.650 -17.600	0.95	0.00	40.00	-6.67	5.996	10.00	165.40 174.90	991.75 1048.71

2. 水平地盤反力度の上限値

$$p_{Hu} = p \cdot p \cdot p_{Ep}$$

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、N 2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 $p \cdot p =$ 荷重載荷直角方向の杭中心間隔 / 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	4.0	1.500	140.85 170.85	140.85 170.85
2	上端 下端	砂質	10.0	3.000	600.09 891.48	300.05 445.74
3	上端 下端	粘性	25.0	1.500	596.85 638.85	596.85 638.85

	層種	平均 N値	p · p	pHu(kN/m ²)		
				1列目	2列目以降	
4	上端 下端	砂質	32.0	3.000	1804.62 2370.81	902.31 1185.40
5	上端 下端	砂質	50.0	3.000	2975.25 3146.13	1487.63 1573.07

橋軸直角方向

	層種	平均 N値	p · p	pHu(kN/m ²)		
				1列目	2列目以降	
1	上端 下端	粘性	4.0	1.500	140.85 170.85	140.85 170.85
2	上端 下端	砂質	10.0	2.500	500.07 742.90	250.04 371.45
3	上端 下端	粘性	25.0	1.500	596.85 638.85	596.85 638.85
4	上端 下端	砂質	32.0	2.500	1503.85 1975.67	751.92 987.84
5	上端 下端	砂質	50.0	2.500	2479.38 2621.78	1239.69 1310.89

6.6.4 押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：鋼管杭 800.0 (mm)
 工 法：中掘り杭（セメントミルク噴出攪拌）
 設計杭長：L = 14.90 (m)
 突出杭長：Lo = 0.00 (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)

$$\begin{aligned} q_d &= 200 \cdot N (10000) \text{ 砂れき層} \\ &= 200 \cdot 50.0 \\ &= 10000 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

A_p ：杭先端面積 (m²)

$$A_p = \frac{\pi}{4} \cdot 0.8000^2 = 0.503$$

U ：杭の周長 (m)

$$U = \pi \cdot 0.8000 = 2.513$$

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	周長 U(m)	層厚 Li(m)	fi (kN/m ²)	U・Li・fi (kN)
2	粘性	4.0	2.5133	2.50	32.0	201.1
3	砂質	10.0	2.5133	4.00	20.0	201.1
4	粘性	25.0	2.5133	3.50	100.0	879.6
5	砂質	32.0	2.5133	3.95	64.0	635.4
6	砂礫	50.0	2.5133	0.95	100.0	238.8
計				14.90		2155.9

地盤から決まる極限支持力

$$R_u = q_d \cdot A_p + U \cdot (L_i \cdot f_i) = 7182 \text{ (kN)}$$

2) 杭体から決まる押込み支持力の上限值

$$R_{pu} = y \cdot A_s = 6391 \text{ (kN)}$$

R_{pu} ：杭体から決まる押込み支持力の上限值 (kN)

$$y \text{ : 鋼管の降伏点} = 235.00 \times 10^3 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$A_s \text{ : 鋼管断面積} = 0.027197 \text{ (m}^2\text{)}$$

3) 押込み支持力の上限值

$$P_{Nu} = \min(R_u, R_{pu}) = 6391 \text{ (kN)}$$

6.6.5 引抜き支持力の上限値

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)

$$W = (W'' \cdot L + W_o \cdot L_o) = 29.7 \text{ (kN)}$$

W'' : 水中部単位長重量 = 2.00 (kN/m)

L : 水中部杭長 = 14.90 (m)

W_o : 水位上部単位長重量 = 2.29 (kN/m)

L_o : 水位上部杭長 = 0.00 (m)

U : 杭の周長 = 2.513 (m)

L_i : 層厚 (m)

f_i : 層の最大周面摩擦力度 (kN/m²)

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

$$= 2155.9 + 29.7 = 2186 \text{ (kN)}$$

2) 杭体から決まる引抜き支持力の上限値

$$P_{pu} = y \cdot A_s = 6391 \text{ (kN)}$$

P_{pu} : 杭体から決まる引抜き支持力の上限値 (kN)

y : 鋼管の降伏点 = 235.00×10^3 (kN/m²)

A_s : 鋼管断面積 = 0.027197 (m²)

3) 引抜き支持力の上限値

$$P_{Tu} = \min(P_u + W, P_{pu}) = 2186 \text{ (kN)}$$

6.6.6 底版前面水平抵抗

1. 水平方向地盤反力係数

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

$$BH = Be \left(\sqrt{Be \cdot Le} \right)$$

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

ここに、kHE：底版前面の水平方向地盤反力係数 (kN/m³)

k：kHの推定に用いる補正係数 = 1.0

kHo：直径0.3mの剛体円板による平板載荷試験の値に相当する水平方向地盤反力係数 (kN/m³)

BH：底版前面の換算載荷幅 (m)

3.924 (m)：橋軸方向

3.633 (m)：橋軸直角方向

Be：底版の有効前面幅 (m)

7.000 (m)：橋軸方向

6.000 (m)：橋軸直角方向

Le：有効根入れ深さ = 2.200 (m)

No	層厚 (m)	・Eo (kN/m ²)	kHo (kN/m ³)	kHE (kN/m ³)	
				橋軸方向	橋軸直角方向
1	2.20	28000	93333.333	13569.300	14376.809

2. 受働土圧

$$pEpi = KEpi \cdot \{ i \cdot hi + q \} + 2 \cdot ci \cdot \sqrt{KEpi}$$

$$KEpi = \frac{\cos^2 i}{\cos Ei \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(i - Ei) \cdot \sin i}{\cos Ei}} \right]^2}$$

ここに、pEp：受働土圧強度(kN/m²)

KEp：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 = 8.50(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

	標高 (m)	h (m)	c (kN/m ²)	(°)	E (°)	KEp	(kN/m ³)	・h+q (kN/m ²)	pEp (kN/m ²)
1	-0.500 -2.700	2.20	0.00	23.00	-3.83	2.528	17.00	8.50 45.90	21.49 116.05

3. 水平地盤反力度の上限値

$$pHu = p \cdot pEp$$

ここに、 pHu : 水平地盤反力度の上限値 (kN/m^2)

p : 水平地盤反力度の上限値の割増係数

$$p = 1.0 + 0.5 (z / Be) \leq 3.0$$

ただし、N 2の軟弱な粘性土では $p = 1.0$ とする

z : 設計上の地盤面からの深さ (m)

Be : 底版の有効前面幅 (m)

pEp : 深さ z における地盤の受働土圧強度 (kN/m^2)

	層種	平均 N値	z (m)	橋軸方向		橋軸直角方向		
				p	pHu (kN/m^2)	p	pHu (kN/m^2)	
1	上端 下端	砂質土	5.0	0.500	1.036	22.26	1.042	22.39
				2.700	1.193	138.43	1.225	142.16

7章 基礎バネ計算

7.1 水平方向地盤反力係数

杭外径	$D = 0.8000$	(m)
杭体ヤング係数	$E = 20.00 \times 10^7$	(kN/m ²)
杭体断面二次モーメント	$I = 0.002106018$	(m ⁴)
杭の特性値(換算載荷幅算出)	$= 0.457087$	(m ⁻¹)
水平抵抗に関する地盤の深さ	$1 /$	$= 2.1878$ (m)

$$\frac{1}{\text{—}}\text{の範囲の平均 } ED = \frac{(ED_i \cdot L_i)}{1 /} = 83926.0 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\text{杭の換算載荷幅 } BH = \sqrt{\frac{D}{\text{—}}} = 1.3229 \text{ (m)}$$

$$kHo = \frac{1}{0.3} \cdot ED = 279753.3 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

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

$$= \sqrt[4]{\frac{kH \cdot D}{4 \cdot E \cdot I}} = 0.457087 \text{ (m}^{-1}\text{)}$$

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	2.50	4.0	158.74	83926	0.50	91930
3	砂質土	4.00	10.0	172.35	98940	0.50	108376
4	粘性土	3.50	25.0	292.40	284763	0.50	311922
5	砂質土	3.95	32.0	253.98	240128	0.50	263030
6	砂質土	0.95	50.0	294.72	323337	0.50	354175

7.2 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	162619
K2	kN/rad	178796
K3	kN.m/m	178796
K4	kN.m/rad	390764
Kv	kN/m	199413

(2) 橋軸直角方向

K1	kN/m	162619
K2	kN/rad	178796
K3	kN.m/m	178796
K4	kN.m/rad	390764
Kv	kN/m	199413

7.3 固有周期算定用地盤バネ定数

$$Ass = (Kv \cdot \sin^2 + K1 \cdot \cos^2) i$$

$$Asr = Ars = (Kv \cdot X \cdot \sin \cdot \cos - K1 \cdot X \cdot \sin \cdot \cos - K2 \cdot \cos) i$$

$$Arr = \{Kv \cdot X^2 \cdot \cos^2 + K1 \cdot X^2 \cdot \sin^2 + (K2 + K3) \cdot X \cdot \sin + K4\} i$$

$$Asv = Avs = (Kv \cdot \cos \cdot \sin - K1 \cdot \sin \cdot \cos) i$$

$$Arv = Avr = (Kv \cdot X \cdot \cos^2 + K1 \cdot X \cdot \sin^2 + K2 \cdot \sin) i$$

$$Avv = (Kv \cdot \cos^2 + K1 \cdot \sin^2) i$$

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)

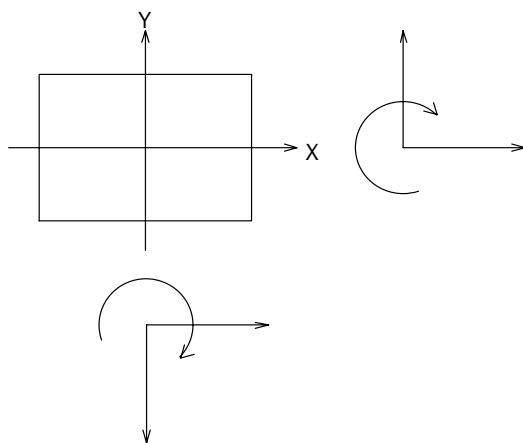
Arr : 回転バネ(kN.m/rad)

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	1.463572E+006	1.463572E+006
Asr	kN/rad	-1.609163E+006	-1.609163E+006
Ars	kN.m/m	-1.609163E+006	-1.609163E+006
Arr	kN.m/rad	8.302787E+006	1.099486E+007
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	1.794717E+006	1.794717E+006



Y方向 : 橋軸方向
X方向 : 橋軸直角方向