

基礎設計書

山田三郎 様邸 新築工事

2014年7月1日

株式会社 設計室ソイル

目次

1	建物条件	2
1-1	建物概要	2
1-2	平面図	2
1-2-1	基礎の節点座標	3
1-2-2	基礎外周の節点番号	3
1-2-3	スラブを示す4点の節点番号	3
1-3	荷重条件	4
1-3-1	基礎寸法	4
1-3-2	荷重条件	4
2	スウェーデン式サウンディング試験	5
2-1	調査点- 1	5
2-2	調査点- 2	6
2-3	調査点- 3	7
3	基礎設計用の地盤定数	8
4	直接基礎の設計	9
4-1	許容支持力度の計算方法	9
4-2	許容支持力と応力の計算	11
4-3	支持力の判定	11
5	圧密沈下の判定	12
5-1	圧密沈下の判定方法	12
5-2	有効土被り圧と建物荷重による地中増加応力	13
6	沈下量の計算	22
6-1	沈下量の計算方法	22
6-2	基礎剛性を考慮しない沈下量の計算	24
6-3	基礎剛性を考慮した沈下量の計算	29
7	地盤補強工法の設計	31
7-1	柱状地盤改良の設計（深層混合処理工法）	31
7-1-1	設計条件	31
7-1-2	支持力の計算方法	31
7-1-3	地盤から決まる長期許容鉛直支持力	32
7-1-4	改良体の許容圧縮力	33
7-1-5	改良体の長期許容鉛直支持力	33
7-1-6	改良体の水平抵抗の検討	34
7-1-7	基礎剛性を考慮しない沈下量の計算	36
7-1-8	基礎剛性を考慮した沈下量の計算	39
7-1-9	地盤補強工法の配置図	40
7-2	小口径鋼管杭の設計	41
7-2-1	設計条件	41
7-2-2	支持力の計算方法	41
7-2-3	地盤から決まる長期許容鉛直支持力	42
7-2-4	杭体から決まる長期許容鉛直支持力	43
7-2-5	杭の長期許容鉛直支持力	43
7-2-6	杭の水平抵抗の検討	44
7-2-7	基礎剛性を考慮しない沈下量の計算	45
7-2-8	基礎剛性を考慮した沈下量の計算	48
7-2-9	地盤補強工法の配置図	49
8	べた基礎の設計	50
8-1	鉛直荷重に対する検討（長期）	50
8-1-1	基礎スラブの検討（一般部）	50

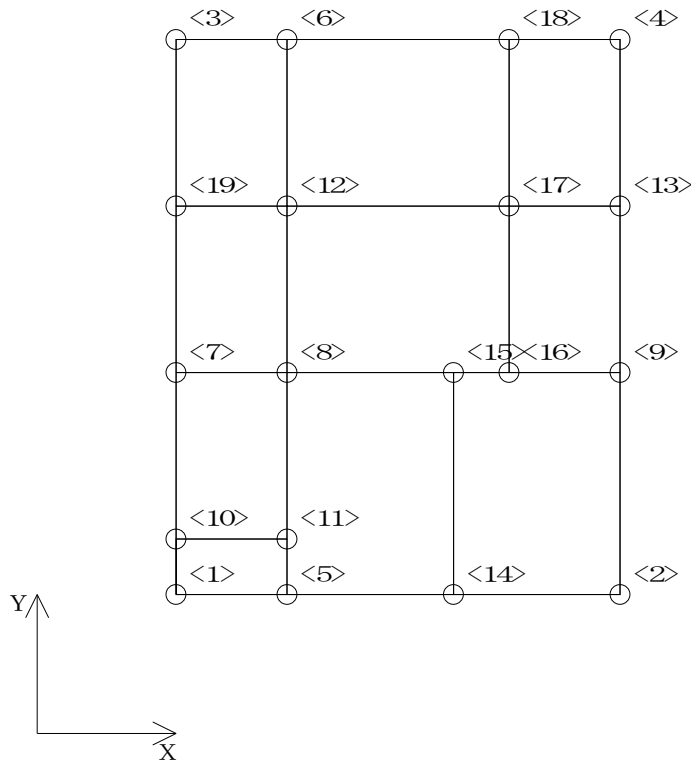
8-1-2 基礎梁の検討（一般部）	51
9 結果一覧（地盤補強工法のある場合）	52
9-1 柱状地盤改良（深層混合処理工法）	52
9-2 小口径鋼管杭	53
10 引用文献	54

1 建物条件

1-1 建物概要

件名	山田三郎 様邸 新築工事
工事名称	山田三郎 様邸 新築工事
工事場所	東京都中央区日本橋
建設会社	株式会社 ○○工務店
構造規模	木造 2階
調査場所	東京都中央区日本橋
会社名	株式会社 設計室ソイル
基礎形式	べた基礎
基礎底面積	66.25 (m ²) (平面図に示す基礎外周より)
設計接地圧	20.00 (kN/m ²)
建築面積	66.25 (m ²)
延床面積	132.50 (m ²)
地盤調査	スウェーデン式サウンディング試験 3ヶ所

1-2 平面図



1-2-1 基礎の節点座標

節点No.	X 座標 m	Y 座標 m
1	0.000	0.000
2	7.280	0.000
3	0.000	9.100
4	7.280	9.100
5	1.820	0.000
6	1.820	9.100
7	0.000	3.640
8	1.820	3.640
9	7.280	3.640
10	0.000	0.910
11	1.820	0.910
12	1.820	6.370
13	7.280	6.370
14	4.550	0.000
15	4.550	3.640
16	5.460	3.640
17	5.460	6.370
18	5.460	9.100
19	0.000	6.370

1-2-2 基礎外周の節点番号

基礎の外周を示す節点No.								
1	2	4	3					

基礎外周から求めた基礎底面積 = 66.25 m²

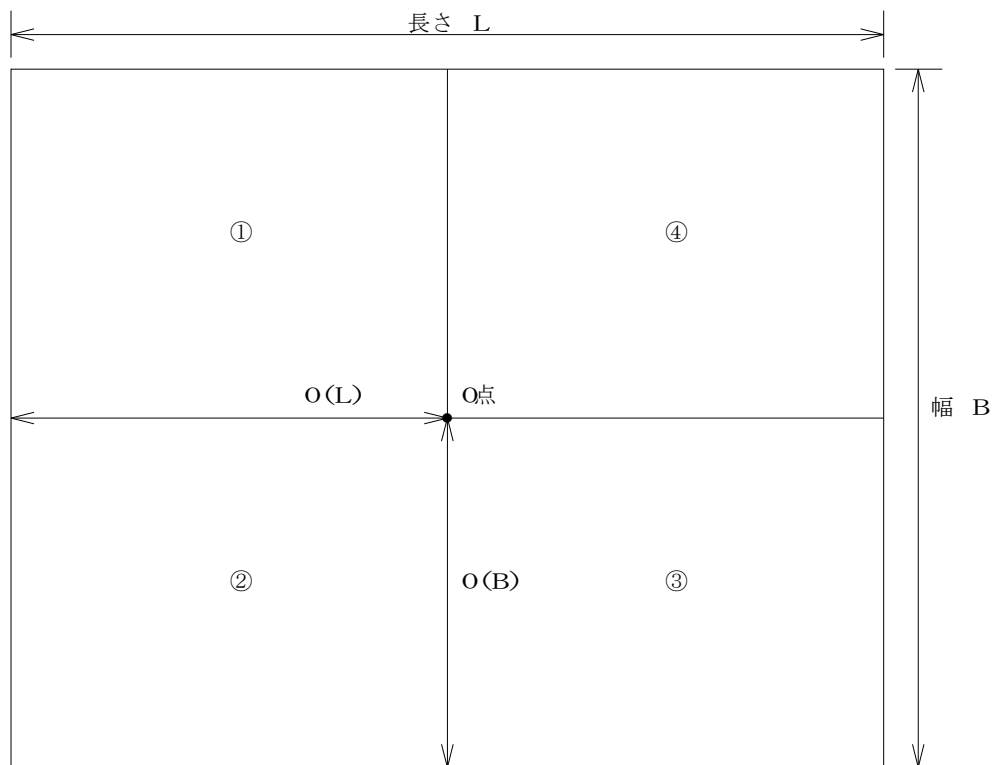
1-2-3 スラブを示す4点の節点番号

スラブNo.	節点No.	節点No.	節点No.	節点No.	スラブ面積(m ²)
1	1	5	11	10	1.66
2	5	14	15	8	9.94
3	10	11	8	7	4.97
4	7	8	12	19	4.97
5	8	16	17	12	9.94
6	12	17	18	6	9.94
7	14	2	9	15	9.94
8	16	9	13	17	4.97
9	17	13	4	18	4.97
10	19	12	6	3	4.97

基礎梁の長さの合計 = 67.34 m

1-3 荷重条件

下図のような、田字形の基礎に作用する荷重を考える。



1-3-1 基礎寸法

建物の長辺 $L = 9.10$ (m)

建物の短辺 $B = 7.28$ (m)

基礎の根入れ深さ $D_f = 0.24$ (m)

O点の位置 $O(L) = 4.55$ (m)

$O(B) = 3.64$ (m)

1-3-2 荷重条件

基礎底面に作用する接地圧を、 20.00kN/m^2 として設計する。

盛土重量 なし

2 スウェーデン式サウンディング試験

2-1 調査点- 1

件名 : 山田三郎 様邸 新築工事
 調査場所 : 東京都中央区日本橋
 調査日 : 2014/6/30
 試験者 : 小川
 試験装置 :

測定点名 : 1
 最終深度 : 6.67 m
 孔内水位 : 2.00 m
 天候 : 晴
 地盤高 : TBM+0.60m

土質	推定水位	深さ m	荷重Wsw kN	半回転数 Na	1m当たりの 半回転数 Nsw	換算 N値	音・感触	貫入状況	荷重Wsw kN				1m当たりの半回転数 Nsw				
									0	0.25	0.50	0.75	0	100	200	300	400
粘		0.25	0.75	0	0	2.3			0	0.25	0.50	0.75	0	100	200	300	400
"		0.50	0.75	0	0	2.3			0	0.25	0.50	0.75	0	100	200	300	400
"		0.75	0.50	0	0	1.5			0	0.25	0.50	0.75	0	100	200	300	400
"		1.00	1.00	5	20	4.0			0	0.25	0.50	0.75	0	100	200	300	400
"		1.25	0.75	0	0	2.3			0	0.25	0.50	0.75	0	100	200	300	400
"		1.50	1.00	2	8	3.4			0	0.25	0.50	0.75	0	100	200	300	400
"		1.75	1.00	5	20	4.0			0	0.25	0.50	0.75	0	100	200	300	400
"	▽	2.00	1.00	3	12	3.6			0	0.25	0.50	0.75	0	100	200	300	400
"	▽	2.25	0.75	0	0	2.3			0	0.25	0.50	0.75	0	100	200	300	400
"		2.50	0.75	0	0	2.3			0	0.25	0.50	0.75	0	100	200	300	400
"		2.75	1.00	3	12	3.6			0	0.25	0.50	0.75	0	100	200	300	400
"		3.00	0.75	0	0	2.3			0	0.25	0.50	0.75	0	100	200	300	400
"		3.25	1.00	0	0	3.0			0	0.25	0.50	0.75	0	100	200	300	400
"		3.50	0.75	0	0	2.3			0	0.25	0.50	0.75	0	100	200	300	400
"		3.75	0.50	0	0	1.5			0	0.25	0.50	0.75	0	100	200	300	400
"		4.00	0.50	0	0	1.5			0	0.25	0.50	0.75	0	100	200	300	400
"		4.25	1.00	3	12	3.6			0	0.25	0.50	0.75	0	100	200	300	400
"		4.50	0.75	0	0	2.3			0	0.25	0.50	0.75	0	100	200	300	400
"		4.75	1.00	2	8	3.4			0	0.25	0.50	0.75	0	100	200	300	400
"		5.00	1.00	2	8	3.4			0	0.25	0.50	0.75	0	100	200	300	400
"		5.25	1.00	4	16	3.8			0	0.25	0.50	0.75	0	100	200	300	400
"		5.50	1.00	4	16	3.8			0	0.25	0.50	0.75	0	100	200	300	400
"		5.75	1.00	8	32	4.6			0	0.25	0.50	0.75	0	100	200	300	400
砂		6.00	1.00	30	120	10.0			0	0.25	0.50	0.75	0	100	200	300	400
"		6.25	1.00	12	48	5.2			0	0.25	0.50	0.75	0	100	200	300	400
"		6.50	1.00	9	36	4.4			0	0.25	0.50	0.75	0	100	200	300	400
"		6.67	1.00	116	682	47.7			0	0.25	0.50	0.75	0	100	200	300	400

特記事項

2-2 調査点- 2

件名 : 山田三郎 様邸 新築工事
 調査場所 : 東京都中央区日本橋
 調査日 : 2014/6/30
 試験者 : 小川
 試験装置 :

測定点名 : 2
 最終深度 : 6.95 m
 孔内水位 : 2.00 m
 天候 : 晴
 地盤高 : TBM+0.66m

土質	推定水位	深さ m	荷重W _{sw} kN	半回転数 Na	1m当たりの 半回転数 N _{sw}	換算 N値	音・感触	貫入状況	荷重W _{sw} kN					1m当たりの半回転数 N _{sw}					
									0	0.25	0.50	0.75	0	100	200	300	400		
粘		0.25	0.50	0	0	1.5			■										
"		0.50	1.00	0	0	3.0			■										
"		0.75	1.00	3	12	3.6			■										
"		1.00	1.00	0	0	3.0			■										
"		1.25	1.00	3	12	3.6			■										
"		1.50	1.00	5	20	4.0			■										
"		1.75	1.00	3	12	3.6			■										
"	▽	2.00	1.00	5	20	4.0			■										
"	▽	2.25	0.75	0	0	2.3			■										
"		2.50	1.00	0	0	3.0			■										
"		2.75	0.75	0	0	2.3			■										
"		3.00	0.75	0	0	2.3			■										
"		3.25	0.75	0	0	2.3			■										
"		3.50	0.50	0	0	1.5			■										
"		3.75	0.50	0	0	1.5			■										
"		4.00	1.00	2	8	3.4			■										
"		4.25	0.75	0	0	2.3			■										
"		4.50	0.75	0	0	2.3			■										
"		4.75	1.00	5	20	4.0			■										
"		5.00	1.00	3	12	3.6			■										
"		5.25	1.00	5	20	4.0			■										
"		5.50	1.00	2	8	3.4			■										
"		5.75	1.00	3	12	3.6			■										
"		6.00	1.00	5	20	4.0			■										
"		6.25	1.00	4	16	3.8			■										
砂		6.50	1.00	32	128	10.6			■										
"		6.75	1.00	6	24	3.6			■										
"		6.95	1.00	117	585	41.2			■										

特記事項

2-3 調査点- 3

件名 : 山田三郎 様邸 新築工事
 調査場所 : 東京都中央区日本橋
 調査日 : 2014/6/30
 試験者 : 小川
 試験装置 :

測定点名 : 3
 最終深度 : 6.66 m
 孔内水位 : 2.00 m
 天候 : 晴
 地盤高 : TBM+0.61m

土質	推定水位	深さ m	荷重Wsw kN	半回転数 Na	1m当たりの 半回転数 Nsw	換算 N値	音・感触	貫入状況	荷重Wsw kN					1m当たりの半回転数 Nsw				
									0	0.25	0.50	0.75	0	100	200	300	400	
粘		0.25	1.00	0	0	3.0			■	■	■	■						
"		0.50	1.00	0	0	3.0			■	■	■	■						
"		0.75	0.50	0	0	1.5			■	■	■							
"		1.00	0.50	0	0	1.5			■	■	■							
"		1.25	0.75	0	0	2.3			■	■	■	■						
"		1.50	0.50	0	0	1.5			■	■	■							
"		1.75	1.00	5	20	4.0			■	■	■	■						
"		2.00	1.00	2	8	3.4			■	■	■	■						
"		2.25	1.00	5	20	4.0			■	■	■	■						
"		2.50	1.00	0	0	3.0			■	■	■	■						
"		2.75	0.25	0	0	0.8			■									
"		3.00	0.50	0	0	1.5			■	■	■							
"		3.25	0.50	0	0	1.5			■	■	■							
"		3.50	0.75	0	0	2.3			■	■	■	■						
"		3.75	0.25	0	0	0.8			■									
"		4.00	1.00	4	16	3.8			■	■	■	■						
"		4.25	1.00	4	16	3.8			■	■	■	■						
"		4.50	1.00	3	12	3.6			■	■	■	■						
"		4.75	1.00	3	12	3.6			■	■	■	■						
"		5.00	1.00	3	12	3.6			■	■	■	■						
"		5.25	1.00	5	20	4.0			■	■	■	■						
"		5.50	1.00	4	16	3.8			■	■	■	■						
"		5.75	1.00	5	20	4.0			■	■	■	■						
"		6.00	1.00	8	32	4.6			■	■	■	■						
"		6.25	1.00	4	16	3.8			■	■	■	■						
砂		6.50	1.00	40	160	12.7			■	■	■	■	■	■	■	■	■	■
"		6.66	1.00	109	681	47.6			■	■	■	■	■	■	■	■	■	■

特記事項

3 基礎設計用の地盤定数

地盤調査結果によると、地層は整層地盤と判断される。

基礎の設計に際して以下のように各層の土質定数を決定する。

地下水位 = 2.00 m

No.	深さ z m	層厚 H m	土質	γ_t kN/m ³	q_u kN/m ²	c kN/m ²	N値 回	ϕ 度	p_c kN/m ²	支持力 の検討
1	1.50	1.50	粘性土	16.0	31.88	15.94	2.1	0.0	47.81	有
2	2.00	0.50	粘性土	16.0	55.50	27.75	3.7	0.0	83.25	有
3	2.25	0.25	粘性土	6.2	60.00	30.00	4.0	0.0	90.00	無
4	3.00	0.75	粘性土	6.2	26.25	13.13	1.8	0.0	39.38	無
5	3.50	0.50	粘性土	6.2	28.13	14.06	1.9	0.0	42.19	無
6	6.25	2.75	粘性土	6.2	53.66	26.83	3.6	0.0	80.49	無
7	6.66	0.41	粘性土	6.2	360.47	180.23	30.2	0.0	540.70	無

γ_t :土の単位重量 q_u :一軸圧縮強度 c:粘着力 N:N値 ϕ :内部摩擦角 p_c :圧密降伏応力

4 直接基礎の設計

4-1 許容支持力度の計算方法

長期許容支持力度： q_{aL} は下式で計算する。

$$q_{aL} = \frac{1}{3} (\alpha \cdot c \cdot N_c + \beta \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_r + \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q)$$

ここで、

q_{aL} : 長期許容支持力度 (kN/m²)

N_c, N_r, N_q : 支持力係数 (内部摩擦角 ϕ に応じて下表とする)

c : 支持地盤の粘着力 (kN/m²)

γ_1 : 支持地盤の単位体積重量 (kN/m³)

γ_2 : 根入れ部分の土の単位体積重量 (kN/m³)

(γ_1, γ_2 は、地下水位以下の場合は水中単位体積重量を用いる)

α, β : 基礎の形状係数

・ べた基礎の場合「長方形」 $\alpha = 1.0 + 0.2 \times B/L$ 、 $\beta = 0.5 - 0.2 \times B/L$

・ 布基礎の場合「連続」 $\alpha = 1.0$ 、 $\beta = 0.5$

B : 基礎の短辺幅で、布基礎の場合は布基礎の幅とする (m)

L : 基礎の長辺の長さ (m)

D_f : 基礎の根入れ深さ (m)

－ 支持力係数と内部摩擦角 ϕ の関係 －

ϕ	N_c	N_r	N_q	ϕ	N_c	N_r	N_q	ϕ	N_c	N_r	N_q	ϕ	N_c	N_r	N_q	
0	5.1	0	1.0	10	8.3	0.4	2.5	20	14.8	2.9	6.4	30	30.1	15.7	18.4	
1	5.4	0	1.1	11	8.8	0.5	2.7	21	15.8	3.4	7.1	31	32.8	18.6	20.7	
2	5.6	0	1.2	12	9.3	0.6	3.0	22	16.9	4.1	7.9	32	35.5	22.0	23.2	
3	5.9	0	1.3	13	9.8	0.7	3.3	23	18.1	4.8	8.7	33	38.8	26.2	26.2	
4	6.2	0	1.5	14	10.4	0.9	3.6	24	19.4	5.7	9.7	34	42.2	31.1	29.4	
5	6.5	0.1	1.6	15	11.0	1.1	3.9	25	20.7	6.8	10.7	35	46.3	37.3	33.5	
6	6.8	0.1	1.7	16	11.7	1.3	4.3	26	22.2	8.0	11.9	36	50.6	44.4	37.8	
7	7.2	0.2	1.9	17	12.4	1.6	4.8	27	23.9	9.5	13.2	37	55.9	53.5	43.2	
8	7.5	0.2	2.1	18	13.1	2.0	5.2	28	25.8	11.2	14.7	38	61.4	64.1	48.9	
9	7.9	0.3	2.3	19	13.9	2.4	5.8	29	27.9	13.3	16.5	39	68.2	77.7	56.2	
													$\phi \geq 40^\circ$ の場合	75.3	93.7	64.2

下図のように、表層が砂、下部層が粘土であり、下部粘土層の影響が懸念されるような場合は、勾配1/2の分散角を用いて下部層に生じる応力 p' を算定する。
ただし、布基礎の場合は、長辺方向の長さ L の分散角は考慮しない。

べた基礎の場合
$$p' = \frac{p \cdot B \cdot L}{(B + H_1 - D_f) \cdot (L + H_1 - D_f)} + \gamma \cdot (H_1 - D_f)$$

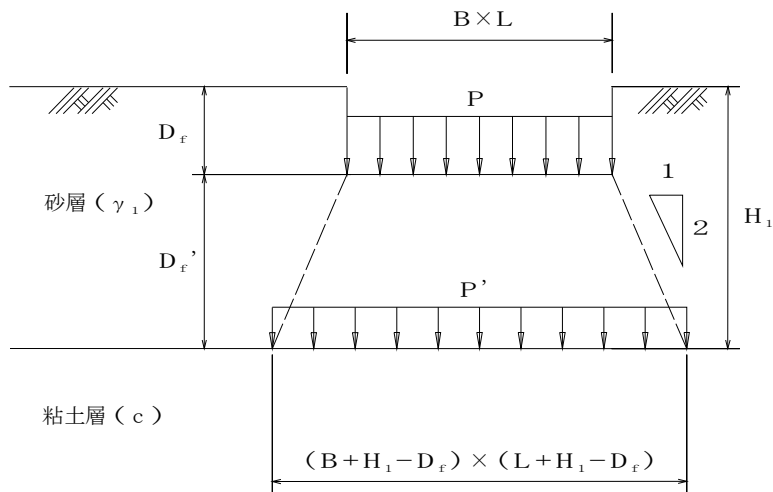
$$= \frac{p \cdot B \cdot L}{(B + D_f') \cdot (L + D_f')} + \gamma \cdot D_f'$$

布基礎の場合
$$p' = \frac{p \cdot B}{(B + H_1 - D_f)} + \gamma \cdot (H_1 - D_f)$$

$$= \frac{p \cdot B}{(B + D_f')} + \gamma \cdot D_f'$$

長期許容支持力度
$$q_{al} = \frac{1}{3} (\alpha \cdot c \cdot N_c + \beta \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_r + \gamma_2 \cdot H_1 \cdot N_q)$$

根入れ部分の土の単位体積重量 γ_2 は、 H_1 の範囲の土の平均単位体積重量とする。



4-2 許容支持力と応力の計算

基礎寸法および荷重条件より、基礎底面に作用する接地圧 p を、 20.00kN/m^2 として計算する。
すべての土質調査点について支持力の判定を行う。

No	深さ z m	層厚 H m	土質	支持力の 検討	許容支持力度 q_{al} kN/m ²	応力 p kN/m ²	判定
1	1.50	1.50	粘性土	有	32.71	20.00	○
2	2.00	0.50	粘性土	有	62.72	35.14	○
3	2.25	0.25	粘性土	無	---	---	---
4	3.00	0.75	粘性土	無	---	---	---
5	3.50	0.50	粘性土	無	---	---	---
6	6.25	2.75	粘性土	無	---	---	---
7	6.66	0.41	粘性土	無	---	---	---

<第1層>

$$\phi = 0.0^\circ \text{ より、 } N_c = 5.1, N_r = 0.0, N_q = 1.0$$

$$B = 7.28, L = 9.10, H_i = 0.24, D_f = 0.24, \alpha = 1.16, \beta = 0.34$$

$$c = 15.94, \gamma_1 = 16.0, \gamma_2 = 16.0$$

基礎底面に作用する応力 p は、 $p = 20.00 \text{ kN/m}^2$

また、地盤の長期許容支持力度 q_{al} は、

$$\begin{aligned} q_{al} &= 1/3 \times (\alpha \cdot c \cdot N_c + \beta \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_r + \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q) \\ &= 1/3 \times (1.16 \times 15.94 \times 5.1 + 0.34 \times 16.0 \times 7.28 \times 0.0 + 16.0 \times 0.24 \times 1.0) \\ &= 32.71 > 20.00 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{OK}) \end{aligned}$$

<第2層>

$$\phi = 0.0^\circ \text{ より、 } N_c = 5.1, N_r = 0.0, N_q = 1.0$$

$$B = 7.28, L = 9.10, H_i = 1.50, D_f = 0.24, \alpha = 1.16, \beta = 0.34$$

$$c = 27.75, \gamma_1 = 16.0, \gamma_2 = 16.0$$

よって、検討する土層の上面に作用する応力 p' は、

$$\begin{aligned} p' &= \frac{p \cdot B \cdot L}{(B + H_i - D_f) \cdot (L + H_i - D_f)} + \gamma \cdot (H_i - D_f) \\ &= \frac{20.00 \times 7.28 \times 9.10}{(7.28 + 1.50 - 0.24) \times (9.10 + 1.50 - 0.24)} + 16.00 \times (1.50 - 0.24) = 35.14 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

また、地盤の長期許容支持力度 q_{al} は、

$$\begin{aligned} q_{al} &= 1/3 \times (\alpha \cdot c \cdot N_c + \beta \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_r + \gamma_2 \cdot H_i \cdot N_q) \\ &= 1/3 \times (1.16 \times 27.75 \times 5.1 + 0.34 \times 16.0 \times 7.28 \times 0.0 + 16.0 \times 1.50 \times 1.0) \\ &= 62.72 > 35.14 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{OK}) \end{aligned}$$

4-3 支持力の判定

すべての地質調査点の支持力度を計算した結果、最小となる地盤の長期許容支持力度は、 32.71 kN/m^2 である。

5 圧密沈下の判定

5-1 圧密沈下の判定方法

建物建設後の地盤に作用する地中応力： σ_{z2} は、建物建設前の土の重量による地中応力： σ_{z1} と建物荷重による地中増加応力： $\Delta\sigma_z$ を足し合わせて求める。

建物荷重による地中増加応力： $\Delta\sigma_z$ の算定は、Boussinesq の式を積分した、地表面に長方形等分布荷重が作用した時の隅角部直下の地中鉛直応力に関する近似解を応用して算定する。

$$\sigma_{z2} = \sigma_{z1} + \Delta\sigma_z$$

$$\sigma_{z1} = \sum (\gamma \times h)$$

$$\Delta\sigma_z = \frac{q}{2\pi} \left\{ \frac{mn}{\sqrt{m^2 + n^2 + 1}} \cdot \frac{m^2 + n^2 + 2}{(m^2 + 1)(n^2 + 1)} + \sin^{-1} \frac{mn}{\sqrt{(m^2 + 1)(n^2 + 1)}} \right\}$$

$$m = B/z, \quad n = L/z$$

<建物建設前>

建物建設前の土の重量による地中応力： σ_{z1} が、地盤の圧密降伏応力： P_c より大きくなる場合には圧密沈下が生じる可能性があると判定する。

$P_c \geq \sigma_{z1}$ 沈下しない地盤 判定=○

$P_c < \sigma_{z1}$ 沈下する地盤 判定=×

<建物建設後>

建物建設後の地盤に作用する地中応力： σ_{z2} が、地盤の圧密降伏応力： P_c より大きくなる場合には圧密沈下が生じる可能性があると判定する。

$P_c \geq \sigma_{z2}$ 沈下しない地盤 判定=○

$P_c < \sigma_{z2}$ 沈下する地盤 判定=×

ここで、

γ : 土の単位体積重量(kN/m³)で、地下水位以下では水中単位体積重量： γ' とする

z : 任意の深さ (m)

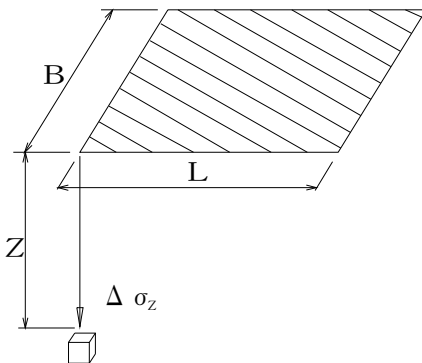
h : 各層の厚さ (m)

B : 建物短辺 (m)

L : 建物長辺 (m)

q : 等分布荷重 (kN/m²)

q_u : 一軸圧縮強さ (kN/m²)



5-2 有効土被り圧と建物荷重による地中増加応力

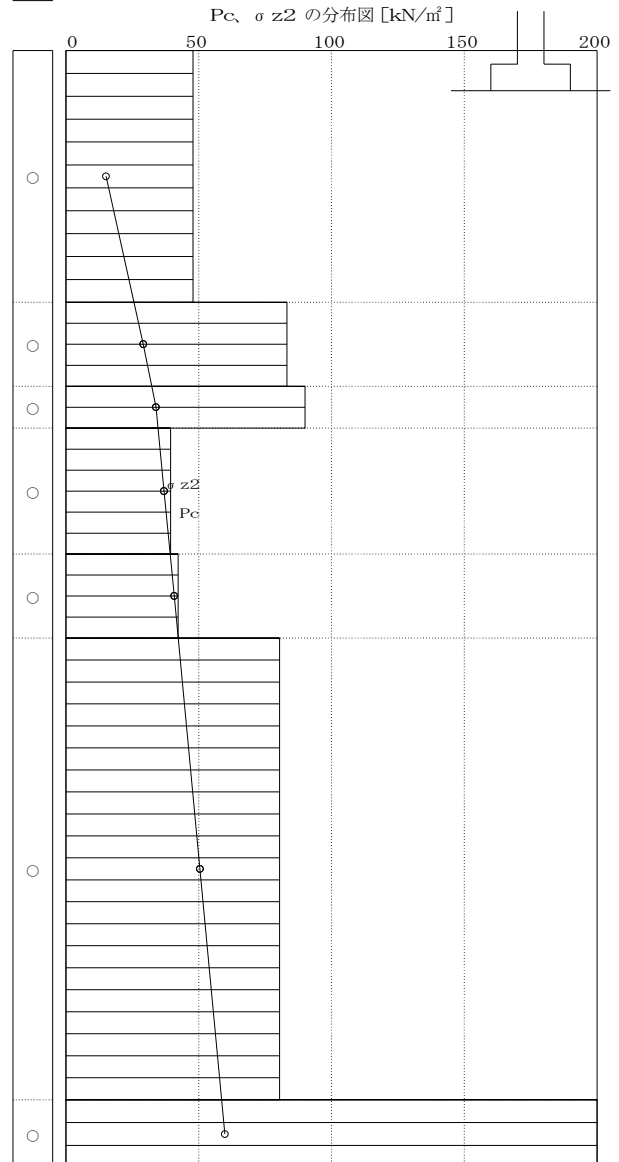
計算点:A



No	層厚 h m	検討深さ z m	γ kN/m ³	σ_{z1} kN/m ²	$\Delta\sigma_z$ kN/m ²	σ_{z2} kN/m ²	P_c kN/m ²	圧密判定 (建設前)	圧密判定 (建設後)
1	1.50	0.63	16.00	10.08	5.00	15.08	47.81	○	○
2	0.50	1.51	16.00	24.16	4.98	29.14	83.25	○	○
3	0.25	1.89	6.20	28.94	4.95	33.89	90.00	○	○
4	0.75	2.39	6.20	32.04	4.91	36.95	39.38	○	○
5	0.50	3.01	6.20	35.91	4.83	40.74	42.19	○	○
6	2.75	4.64	6.20	45.99	4.50	50.49	80.49	○	○
7	0.41	6.22	6.20	55.78	4.06	59.84	540.70	○	○

水位	深度 m	土質	荷重 W _{sw} kN	1m当りの 半回転数 N _{sw}	P_c kN/m ²	σ_{z2} kN/m ²	判 定
----	---------	----	-----------------------------	----------------------------------	----------------------------	------------------------------------	--------

○	0.63	粘	0.71	0	47.81	15.08	
	1.51	〃	1.00	14	83.25	29.14	
	1.89	〃	1.00	20	90.00	33.89	
	2.39	〃	0.58	0	39.38	36.95	
	3.01	〃	0.63	0	42.19	40.74	
	4.64	〃	0.93	16	80.49	50.49	
	6.22	〃	1.00	421	540.70	59.84	



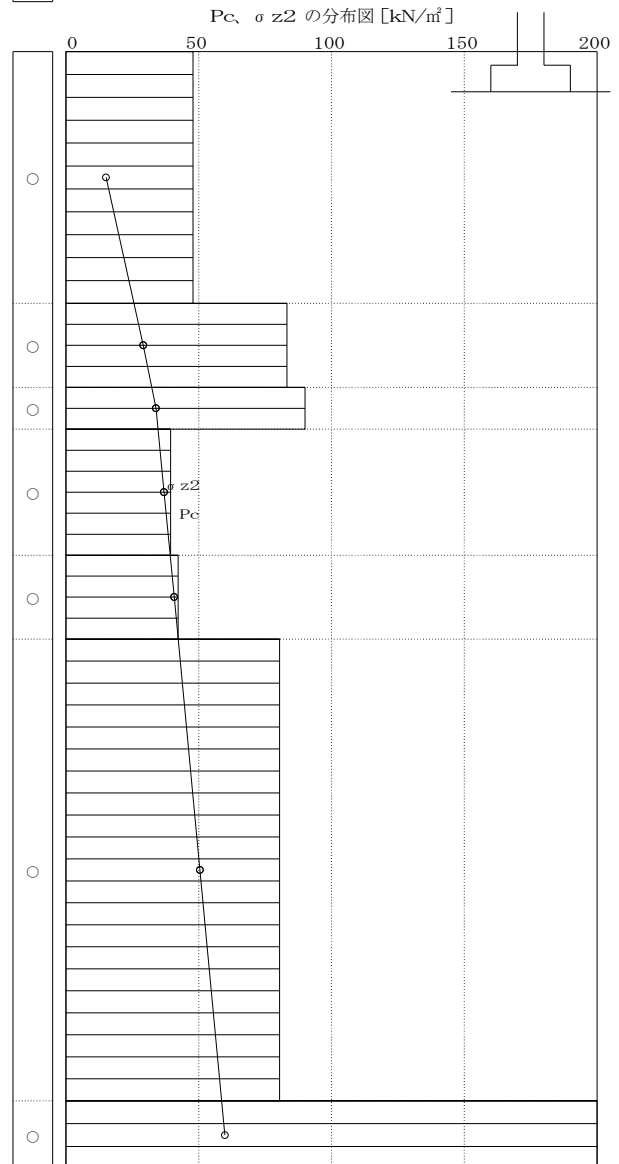
計算点:B

B	

No	層厚 h m	検討深さ z m	γ kN/m ³	σ_{z1} kN/m ²	$\Delta\sigma_z$ kN/m ²	σ_{z2} kN/m ²	P_c kN/m ²	圧密判定 (建設前)	圧密判定 (建設後)
1	1.50	0.63	16.00	10.08	5.00	15.08	47.81	○	○
2	0.50	1.51	16.00	24.16	4.98	29.14	83.25	○	○
3	0.25	1.89	6.20	28.94	4.95	33.89	90.00	○	○
4	0.75	2.39	6.20	32.04	4.91	36.95	39.38	○	○
5	0.50	3.01	6.20	35.91	4.83	40.74	42.19	○	○
6	2.75	4.64	6.20	45.99	4.50	50.49	80.49	○	○
7	0.41	6.22	6.20	55.78	4.06	59.84	540.70	○	○

水位	深度 m	土質	荷重 W _{sw} kN	1m当りの 半回転数 N _{sw}	P_c kN/m ²	σ_{z2} kN/m ²	判定
----	---------	----	-----------------------------	----------------------------------	----------------------------	------------------------------------	----

○	0.63	粘	0.71	0	47.81	15.08
	1.51	〃	1.00	14	83.25	29.14
	1.89	〃	1.00	20	90.00	33.89
	2.39	〃	0.58	0	39.38	36.95
	3.01	〃	0.63	0	42.19	40.74
	4.64	〃	0.93	16	80.49	50.49
○	6.22	〃	1.00	421	540.70	59.84



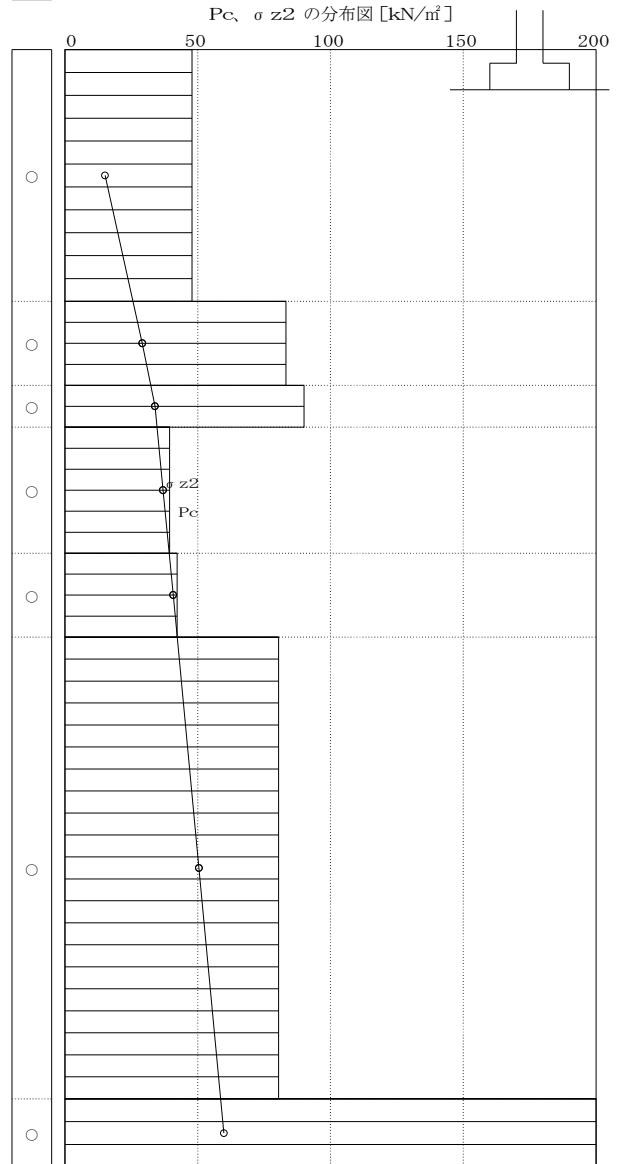
計算点:C

	C

No	層厚 h m	検討深さ z m	γ kN/m ³	σ_{z1} kN/m ²	$\Delta\sigma_z$ kN/m ²	σ_{z2} kN/m ²	P_c kN/m ²	圧密判定 (建設前)	圧密判定 (建設後)
1	1.50	0.63	16.00	10.08	5.00	15.08	47.81	○	○
2	0.50	1.51	16.00	24.16	4.98	29.14	83.25	○	○
3	0.25	1.89	6.20	28.94	4.95	33.89	90.00	○	○
4	0.75	2.39	6.20	32.04	4.91	36.95	39.38	○	○
5	0.50	3.01	6.20	35.91	4.83	40.74	42.19	○	○
6	2.75	4.64	6.20	45.99	4.50	50.49	80.49	○	○
7	0.41	6.22	6.20	55.78	4.06	59.84	540.70	○	○

水位	深度 m	土質	荷重 Wsw kN	1m当りの 半回転数 Nsw	P_c kN/m ²	σ_{z2} kN/m ²	判定
----	---------	----	-----------------	----------------------	----------------------------	------------------------------------	----

○	0.63	粘	0.71	0	47.81	15.08
	1.51	〃	1.00	14	83.25	29.14
	1.89	〃	1.00	20	90.00	33.89
	2.39	〃	0.58	0	39.38	36.95
	3.01	〃	0.63	0	42.19	40.74
	4.64	〃	0.93	16	80.49	50.49
	6.22	〃	1.00	421	540.70	59.84



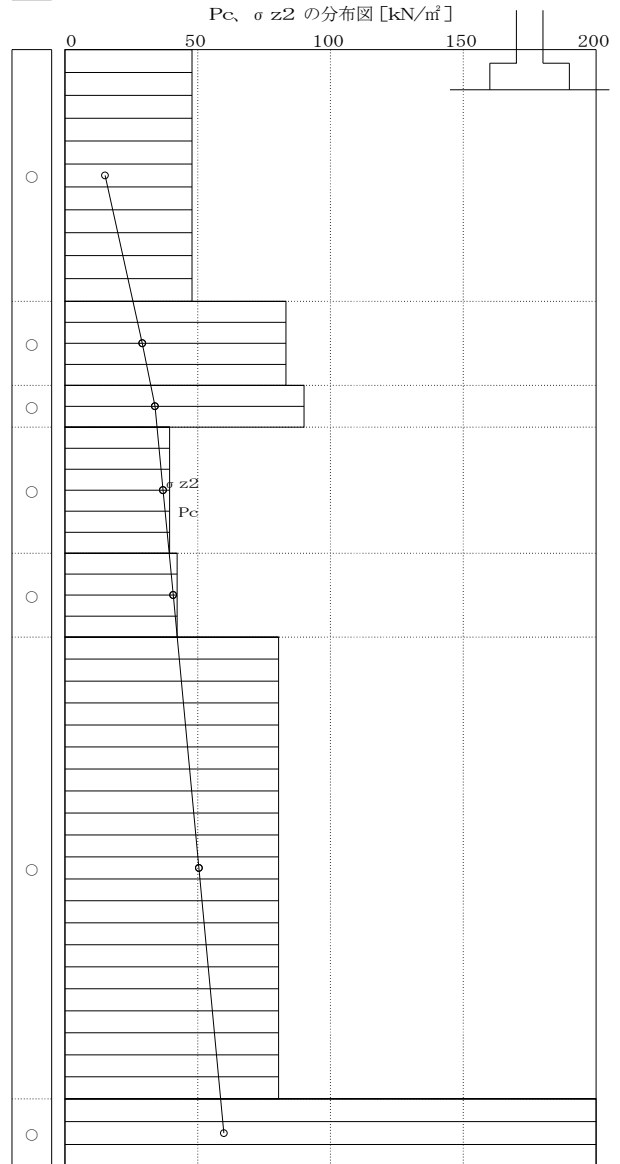
計算点:D

D

No	層厚 h m	検討深さ z m	γ kN/m ³	σ_{z1} kN/m ²	$\Delta\sigma_z$ kN/m ²	σ_{z2} kN/m ²	P_c kN/m ²	圧密判定 (建設前)	圧密判定 (建設後)
1	1.50	0.63	16.00	10.08	5.00	15.08	47.81	○	○
2	0.50	1.51	16.00	24.16	4.98	29.14	83.25	○	○
3	0.25	1.89	6.20	28.94	4.95	33.89	90.00	○	○
4	0.75	2.39	6.20	32.04	4.91	36.95	39.38	○	○
5	0.50	3.01	6.20	35.91	4.83	40.74	42.19	○	○
6	2.75	4.64	6.20	45.99	4.50	50.49	80.49	○	○
7	0.41	6.22	6.20	55.78	4.06	59.84	540.70	○	○

水位	深度 m	土質	荷重 W _{sw} kN	1m当りの 半回転数 N _{sw}	P_c kN/m ²	σ_{z2} kN/m ²	判定
----	---------	----	-----------------------------	----------------------------------	----------------------------	------------------------------------	----

○	0.63	粘	0.71	0	47.81	15.08
	1.51	〃	1.00	14	83.25	29.14
	1.89	〃	1.00	20	90.00	33.89
	2.39	〃	0.58	0	39.38	36.95
	3.01	〃	0.63	0	42.19	40.74
	4.64	〃	0.93	16	80.49	50.49
○	6.22	〃	1.00	421	540.70	59.84



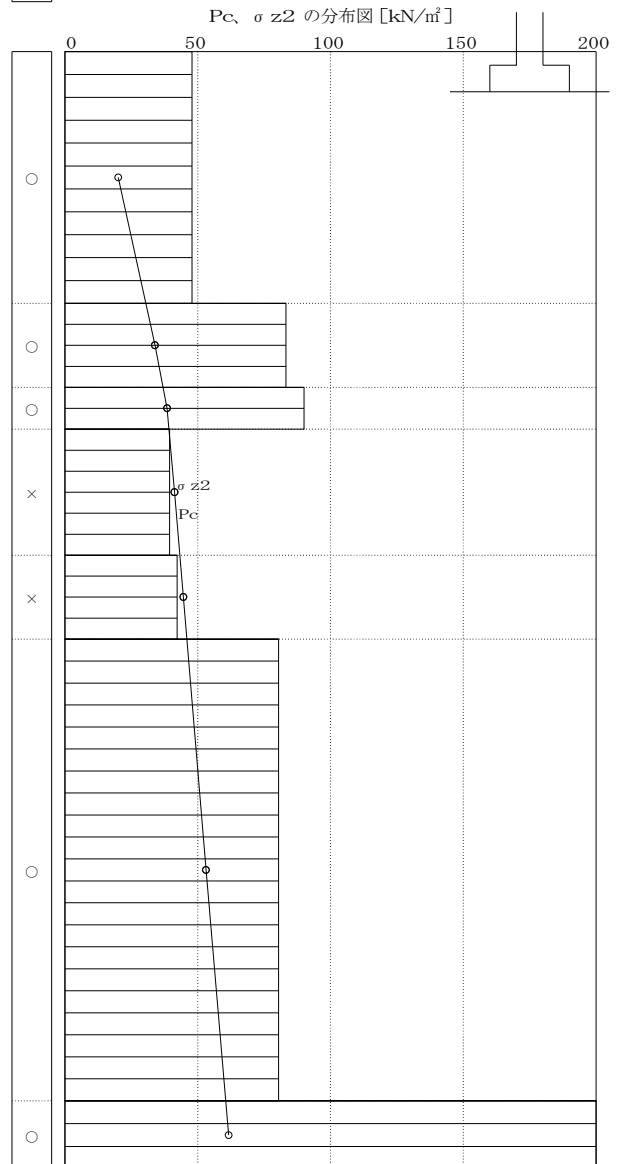
計算点:E

E	
---	--

No	層厚 h m	検討深さ z m	γ kN/m ³	σ_{z1} kN/m ²	$\Delta\sigma_z$ kN/m ²	σ_{z2} kN/m ²	P_c kN/m ²	圧密判定 (建設前)	圧密判定 (建設後)
1	1.50	0.63	16.00	10.08	9.98	20.06	47.81	○	○
2	0.50	1.51	16.00	24.16	9.74	33.90	83.25	○	○
3	0.25	1.89	6.20	28.94	9.54	38.48	90.00	○	○
4	0.75	2.39	6.20	32.04	9.20	41.23	39.38	○	×
5	0.50	3.01	6.20	35.91	8.67	44.58	42.19	○	×
6	2.75	4.64	6.20	45.99	7.17	53.16	80.49	○	○
7	0.41	6.22	6.20	55.78	5.85	61.63	540.70	○	○

水位	深度 m	土質	荷重 W _{sw} kN	1m当りの 半回転数 N _{sw}	P_c kN/m ²	σ_{z2} kN/m ²	判定
----	---------	----	-----------------------------	----------------------------------	----------------------------	------------------------------------	----

○	0.63	粘	0.71	0	47.81	20.06
	1.51	〃	1.00	14	83.25	33.90
	1.89	〃	1.00	20	90.00	38.48
	2.39	〃	0.58	0	39.38	41.23
	3.01	〃	0.63	0	42.19	44.58
	4.64	〃	0.93	16	80.49	53.16
	6.22	〃	1.00	421	540.70	61.63



計算点:F

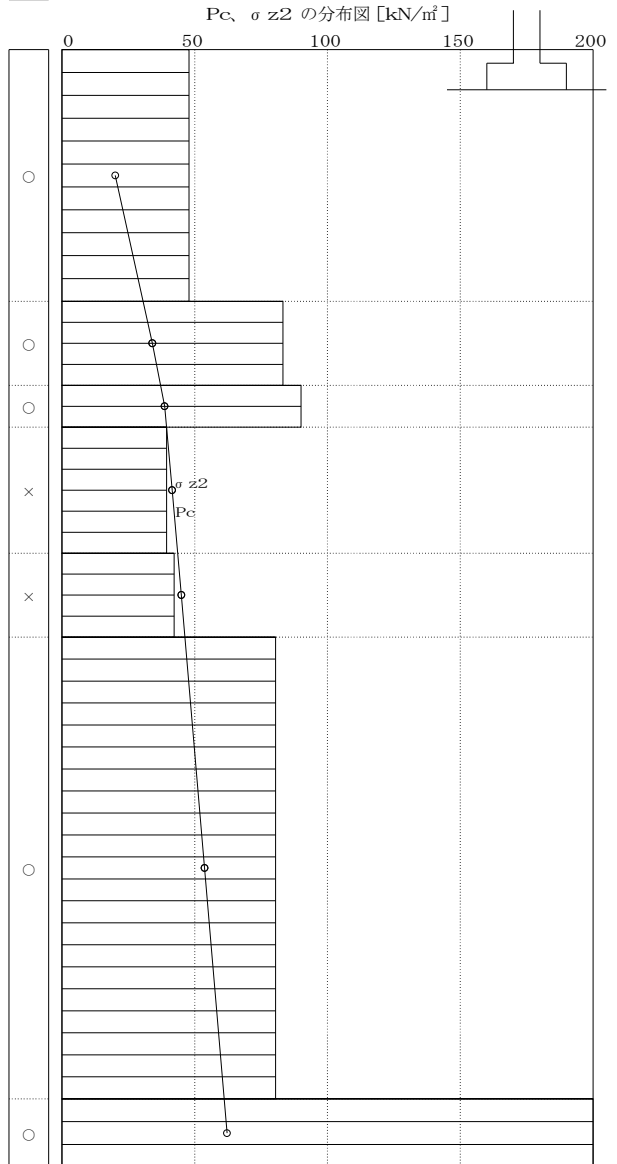
	F

No	層厚 h m	検討深さ z m	γ kN/m ³	σ_{z1} kN/m ²	$\Delta\sigma_z$ kN/m ²	σ_{z2} kN/m ²	P_c kN/m ²	圧密判定 (建設前)	圧密判定 (建設後)
1	1.50	0.63	16.00	10.08	9.99	20.07	47.81	○	○
2	0.50	1.51	16.00	24.16	9.84	34.00	83.25	○	○
3	0.25	1.89	6.20	28.94	9.71	38.65	90.00	○	○
4	0.75	2.39	6.20	32.04	9.47	41.50	39.38	○	×
5	0.50	3.01	6.20	35.91	9.07	44.98	42.19	○	×
6	2.75	4.64	6.20	45.99	7.74	53.73	80.49	○	○
7	0.41	6.22	6.20	55.78	6.40	62.18	540.70	○	○

水位	深度 m	土質	荷重 W _{sw} kN	1m当りの 半回転数 N _{sw}	P_c kN/m ²	σ_{z2} kN/m ²
----	---------	----	-----------------------------	----------------------------------	----------------------------	------------------------------------

判定

層	0.63	粘	0.71	0	47.81	20.07
	1.51	〃	1.00	14	83.25	34.00
	1.89	〃	1.00	20	90.00	38.65
	2.39	〃	0.58	0	39.38	41.50
	3.01	〃	0.63	0	42.19	44.98
	4.64	〃	0.93	16	80.49	53.73
	6.22	〃	1.00	421	540.70	62.18



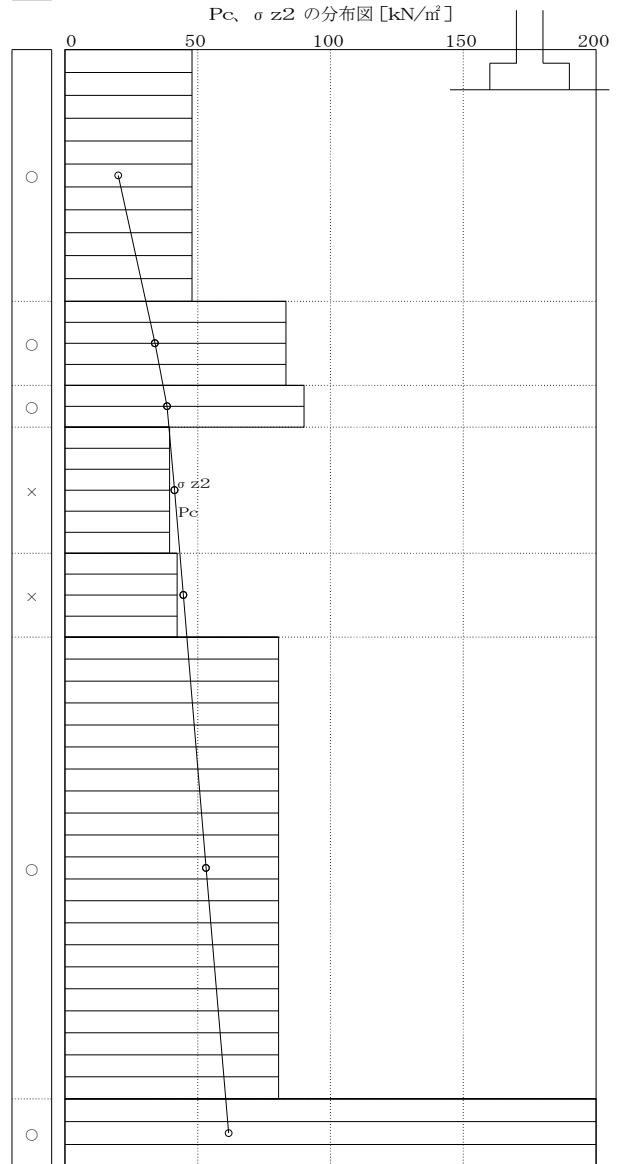
計算点:G

	G ●

No	層厚 h m	検討深さ z m	γ kN/m ³	σ_{z1} kN/m ²	$\Delta\sigma_z$ kN/m ²	σ_{z2} kN/m ²	P_c kN/m ²	圧密判定 (建設前)	圧密判定 (建設後)
1	1.50	0.63	16.00	10.08	9.98	20.06	47.81	○	○
2	0.50	1.51	16.00	24.16	9.74	33.90	83.25	○	○
3	0.25	1.89	6.20	28.94	9.54	38.48	90.00	○	○
4	0.75	2.39	6.20	32.04	9.20	41.23	39.38	○	×
5	0.50	3.01	6.20	35.91	8.67	44.58	42.19	○	×
6	2.75	4.64	6.20	45.99	7.17	53.16	80.49	○	○
7	0.41	6.22	6.20	55.78	5.85	61.63	540.70	○	○

水位	深度 m	土質	荷重 W _{sw} kN	1m当りの 半回転数 N _{sw}	P_c kN/m ²	σ_{z2} kN/m ²	判定
----	---------	----	-----------------------------	----------------------------------	----------------------------	------------------------------------	----

層	0.63	粘	0.71	0	47.81	20.06	○
	1.51	〃	1.00	14	83.25	33.90	○
	1.89	〃	1.00	20	90.00	38.48	○
	2.39	〃	0.58	0	39.38	41.23	×
	3.01	〃	0.63	0	42.19	44.58	×
	4.64	〃	0.93	16	80.49	53.16	○
	6.22	〃	1.00	421	540.70	61.63	○



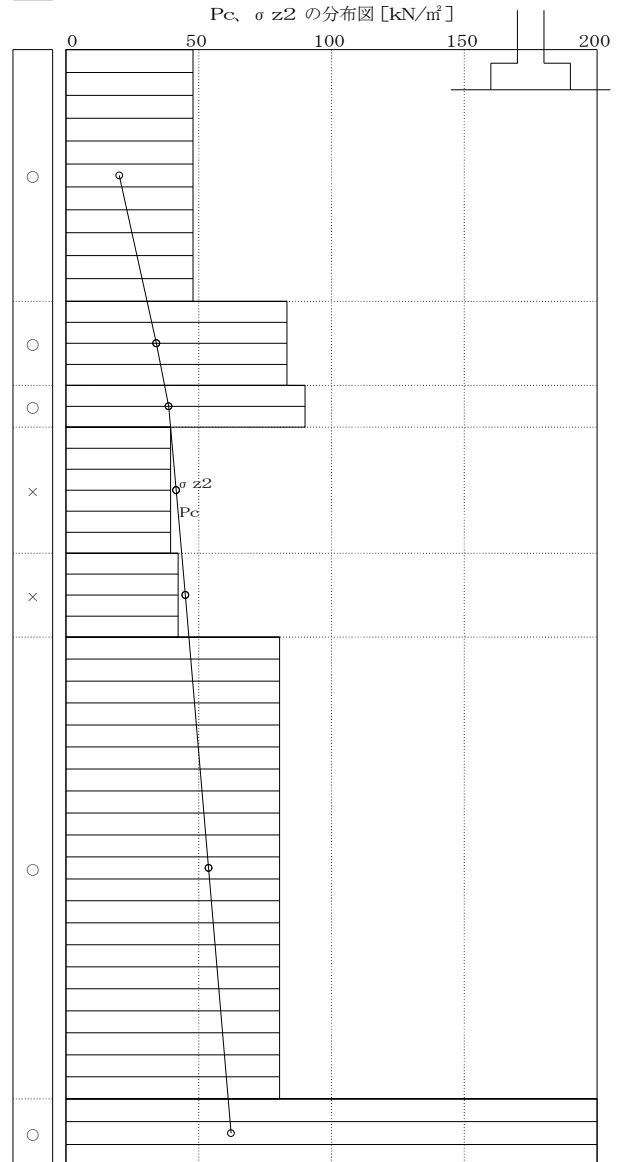
計算点:H

H	

No	層厚 h m	検討深さ z m	γ kN/m ³	σ_{z1} kN/m ²	$\Delta\sigma_z$ kN/m ²	σ_{z2} kN/m ²	P_c kN/m ²	圧密判定 (建設前)	圧密判定 (建設後)
1	1.50	0.63	16.00	10.08	9.99	20.07	47.81	○	○
2	0.50	1.51	16.00	24.16	9.84	34.00	83.25	○	○
3	0.25	1.89	6.20	28.94	9.71	38.65	90.00	○	○
4	0.75	2.39	6.20	32.04	9.47	41.50	39.38	○	×
5	0.50	3.01	6.20	35.91	9.07	44.98	42.19	○	×
6	2.75	4.64	6.20	45.99	7.74	53.73	80.49	○	○
7	0.41	6.22	6.20	55.78	6.40	62.18	540.70	○	○

水位	深度 m	土質	荷重 W _{sw} kN	1m当りの 半回転数 N _{sw}	P_c kN/m ²	σ_{z2} kN/m ²	判定
----	---------	----	-----------------------------	----------------------------------	----------------------------	------------------------------------	----

○	0.63	粘	0.71	0	47.81	20.07
	1.51	〃	1.00	14	83.25	34.00
	1.89	〃	1.00	20	90.00	38.65
	2.39	〃	0.58	0	39.38	41.50
	3.01	〃	0.63	0	42.19	44.98
	4.64	〃	0.93	16	80.49	53.73
	6.22	〃	1.00	421	540.70	62.18



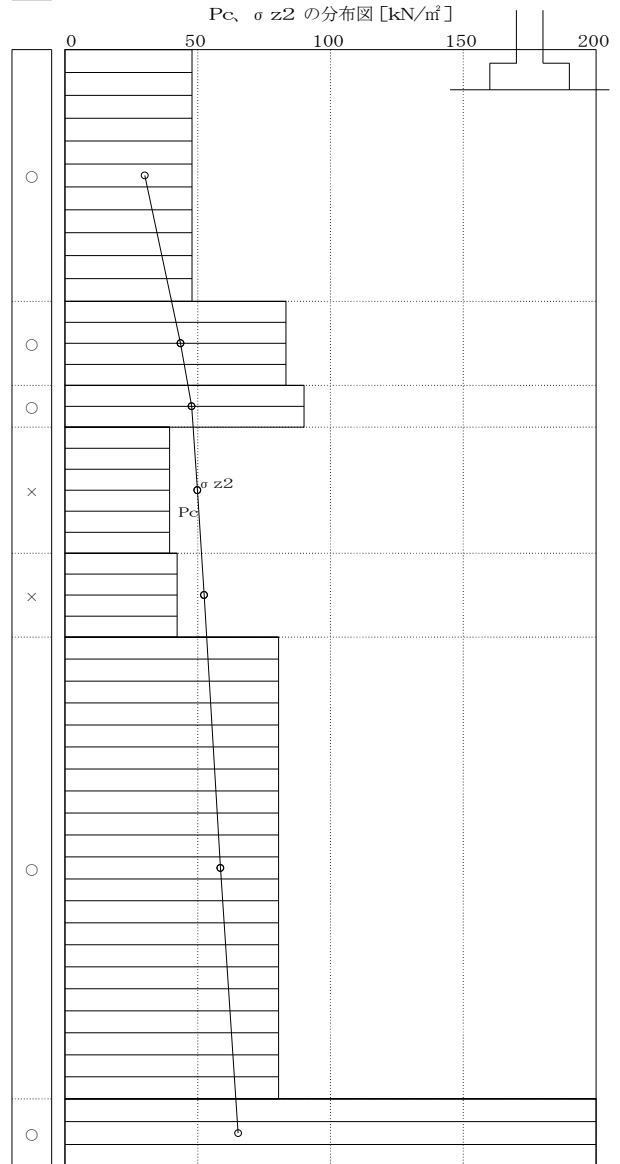
計算点:0



No	層厚 h m	検討深さ z m	γ kN/m ³	σ_{z1} kN/m ²	$\Delta\sigma_z$ kN/m ²	σ_{z2} kN/m ²	P_c kN/m ²	圧密判定 (建設前)	圧密判定 (建設後)
1	1.50	0.63	16.00	10.08	19.94	30.02	47.81	○	○
2	0.50	1.51	16.00	24.16	19.32	43.48	83.25	○	○
3	0.25	1.89	6.20	28.94	18.79	47.72	90.00	○	○
4	0.75	2.39	6.20	32.04	17.87	49.90	39.38	○	×
5	0.50	3.01	6.20	35.91	16.48	52.39	42.19	○	×
6	2.75	4.64	6.20	45.99	12.59	58.57	80.49	○	○
7	0.41	6.22	6.20	55.78	9.42	65.20	540.70	○	○

水位	深度 m	土質	荷重 W _{sw} kN	1m当りの 半回転数 N _{sw}	P_c kN/m ²	σ_{z2} kN/m ²	判定
----	---------	----	-----------------------------	----------------------------------	----------------------------	------------------------------------	----

層	0.63	粘	0.71	0	47.81	30.02	
	1.51	〃	1.00	14	83.25	43.48	
	1.89	〃	1.00	20	90.00	47.72	
	2.39	〃	0.58	0	39.38	49.90	×
	3.01	〃	0.63	0	42.19	52.39	×
	4.64	〃	0.93	16	80.49	58.57	○
	6.22	〃	1.00	421	540.70	65.20	○



6 沈下量の計算

6-1 沈下量の計算方法

弾性沈下量：S の算定は、地表面に長方形等分布荷重：q が作用した時の隅角部直下の鉛直変位に関するSteinbrenner の近似解を応用して算定する。

Steinbrenner の近似解を用いると、半無限弾性地盤上における地表面上の長方形面（短辺：B、長辺：L）に等分布荷重：q が作用した時の、隅角部直下の深さ：Z における鉛直変位を下式で求めることができる。

$$\Delta S = S - S' = q \frac{B}{E} I$$

$$I = (1 - \nu^2)F_1 + (1 - \nu - 2\nu^2)F_2$$

$$F_1 = \frac{1}{\pi} \left\{ a \cdot \log_e \frac{(1 + \sqrt{a^2 + 1})\sqrt{a^2 + b^2}}{a(1 + \sqrt{a^2 + b^2 + 1})} + \log_e \frac{(a + \sqrt{a^2 + 1})\sqrt{1 + b^2}}{a + \sqrt{a^2 + b^2 + 1}} \right\}$$

$$F_2 = \frac{b}{2\pi} \tan^{-1} \frac{a}{b\sqrt{a^2 + b^2 + 1}}$$

$$a = \frac{L}{B}, \quad b = \frac{\text{地盤の厚さ}}{B}$$

計算に用いる各土層の弾性係数：E とポアソン比： ν は、次のように設定する。

$$E = 1400 \times N \quad (\text{砂質土・圧密沈下のない土層})$$

$$E = 100 \times q_u \quad (\text{粘性土・圧密沈下のない土層})$$

$$E = \frac{2}{3} \cdot \frac{1}{m_v} \quad (\text{圧密沈下する土層})$$

$$m_v = \frac{1}{80 \times c}$$

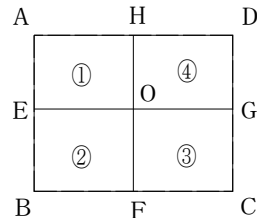
$$\nu = 0.30 \text{ (砂質土)}、0.40 \text{ (粘性土・即時沈下)}、0.33 \text{ (粘性土・圧密沈下)}$$

長方形分割法は、長方形ABCD面に等分布荷重が作用している時、長方形内の任意の1点O の下で深さ：Z での沈下量を求める方法で、長方形ABCDを点O が隅角となるように4個の長方形 AEOH、EBFO、OFCG、HOGD に分割し、それぞれの長方形内における荷重によってO点下の深さ：Z での沈下量を求め、その値を合計して沈下量を求める。

矩形の内部の点O における沈下量は、矩形載荷面①～④の隅角部の沈下を合計した下式で得られる。

$$S_{(Z)} = S_{\blacksquare AEOH} + S_{\blacksquare EBFO} + S_{\blacksquare OFCG} + S_{\blacksquare HOGD}$$

$$= \frac{q}{E} (I_1 B_1 + I_2 B_2 + I_3 B_3 + I_4 B_4)$$



多層系地盤については、次のようにして近似的に沈下量を求めることができる。

$$S = \left\{ \frac{I(H_1, \nu_1)}{E_1} + \sum_{k=2}^n \frac{I(H_k, \nu_k) - I(H_{k-1}, \nu_k)}{E_k} \right\} qB$$

地盤が均一でない地盤の場合には、下図のように各層の土質定数を用いて地表面沈下量を求める。

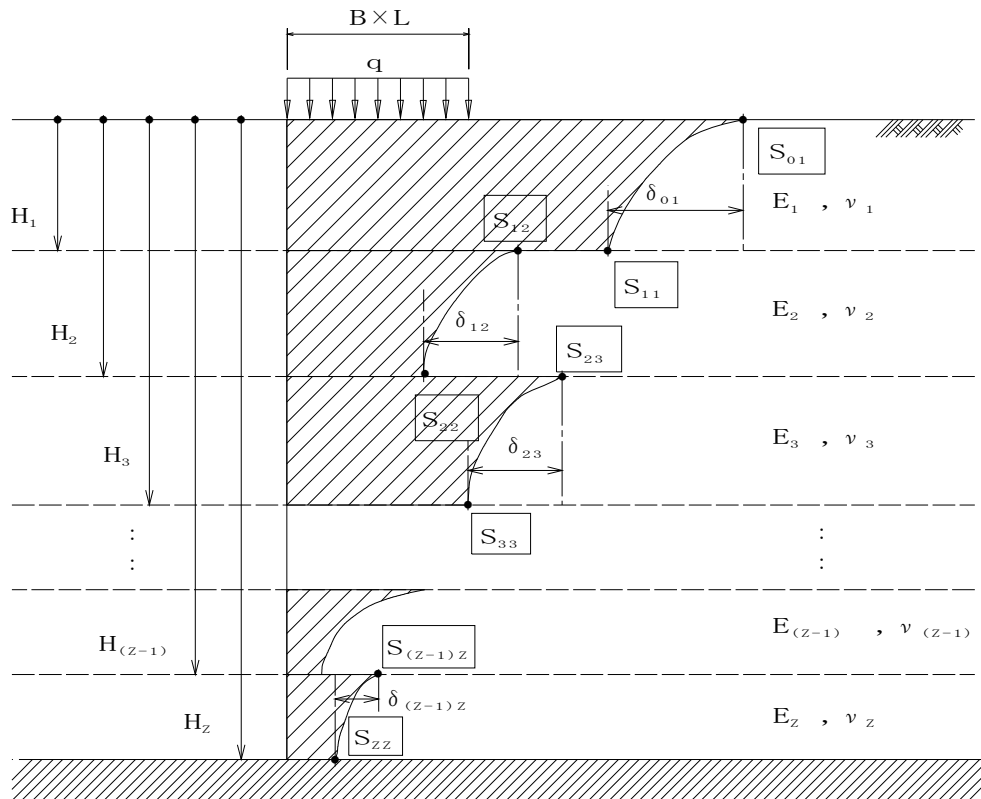
$$S = \delta_{01} + \delta_{12} + \delta_{23} + \dots + \delta_{(z-1)z}$$

$$\delta_{01} = S_{01}(E_1, \nu_1) - S_{11}(H_1, E_1, \nu_1)$$

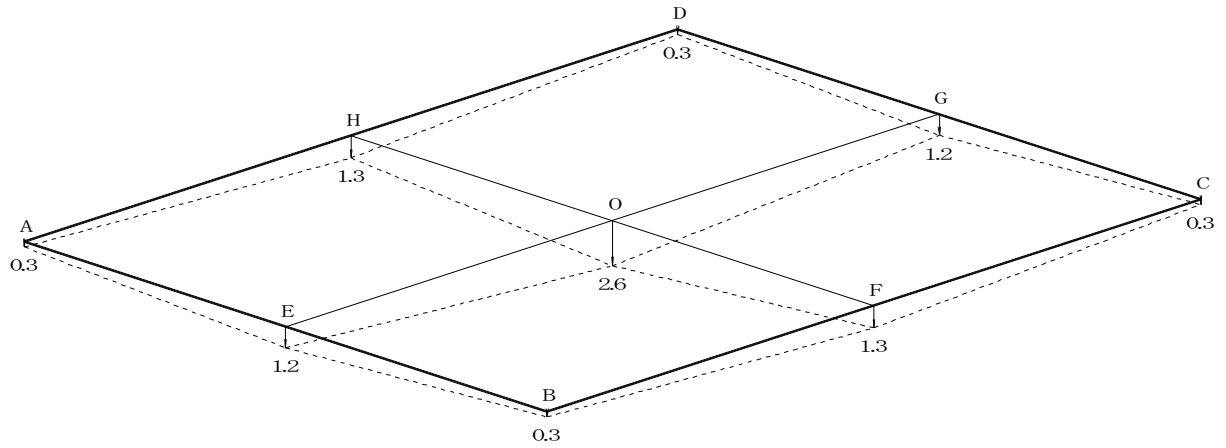
$$\delta_{12} = S_{12}(H_1, E_2, \nu_2) - S_{22}(H_2, E_2, \nu_2)$$

$$\delta_{23} = S_{23}(H_2, E_3, \nu_3) - S_{33}(H_3, E_3, \nu_3)$$

$$\delta_{(z-1)z} = S_{(z-1)z}(H_{(z-1)}, E_z, \nu_z) - S_{zz}(H_z, E_z, \nu_z)$$



6-2 基礎剛性を考慮しない沈下量の計算



計算点:A



No	深さ z m	層厚 H m	E kN/m ²	ν	S cm	δ cm
1	0.24~ 1.50	1.26	3187.50	0.40	0.00 0.06	0.06
2	1.50~ 2.00	0.50	5550.00	0.40	0.04 0.05	0.02
3	2.00~ 2.25	0.25	6000.00	0.40	0.05 0.06	0.01
4	2.25~ 3.00	0.75	2625.00	0.40	0.13 0.19	0.06
5	3.00~ 3.50	0.50	2812.50	0.40	0.18 0.21	0.04
6	3.50~ 6.25	2.75	5365.91	0.40	0.11 0.23	0.12
7	6.25~ 6.66	0.41	36046.88	0.40	0.03 0.04	0.00
基礎の沈下量 $\Sigma \delta$ (cm) =						0.30

計算点:B

B	

No	深さ z m	層厚 H m	E kN/m ²	ν	S cm	δ cm
1	0.24～ 1.50	1.26	3187.50	0.40	0.00 0.06	0.06
2	1.50～ 2.00	0.50	5550.00	0.40	0.04 0.05	0.02
3	2.00～ 2.25	0.25	6000.00	0.40	0.05 0.06	0.01
4	2.25～ 3.00	0.75	2625.00	0.40	0.13 0.19	0.06
5	3.00～ 3.50	0.50	2812.50	0.40	0.18 0.21	0.04
6	3.50～ 6.25	2.75	5365.91	0.40	0.11 0.23	0.12
7	6.25～ 6.66	0.41	36046.88	0.40	0.03 0.04	0.00
基礎の沈下量 $\Sigma \delta$ (cm)=						0.30

計算点:C

	C

No	深さ z m	層厚 H m	E kN/m ²	ν	S cm	δ cm
1	0.24～ 1.50	1.26	3187.50	0.40	0.00 0.06	0.06
2	1.50～ 2.00	0.50	5550.00	0.40	0.04 0.05	0.02
3	2.00～ 2.25	0.25	6000.00	0.40	0.05 0.06	0.01
4	2.25～ 3.00	0.75	2625.00	0.40	0.13 0.19	0.06
5	3.00～ 3.50	0.50	2812.50	0.40	0.18 0.21	0.04
6	3.50～ 6.25	2.75	5365.91	0.40	0.11 0.23	0.12
7	6.25～ 6.66	0.41	36046.88	0.40	0.03 0.04	0.00
基礎の沈下量 $\Sigma \delta$ (cm)=						0.30

計算点:D

	D

No	深さ z m	層厚 H m	E kN/m ²	ν	S cm	δ cm
1	0.24~ 1.50	1.26	3187.50	0.40	0.00 0.06	0.06
2	1.50~ 2.00	0.50	5550.00	0.40	0.04 0.05	0.02
3	2.00~ 2.25	0.25	6000.00	0.40	0.05 0.06	0.01
4	2.25~ 3.00	0.75	2625.00	0.40	0.13 0.19	0.06
5	3.00~ 3.50	0.50	2812.50	0.40	0.18 0.21	0.04
6	3.50~ 6.25	2.75	5365.91	0.40	0.11 0.23	0.12
7	6.25~ 6.66	0.41	36046.88	0.40	0.03 0.04	0.00
基礎の沈下量 $\Sigma \delta$ (cm)=						0.30

計算点:E

E	

No	深さ z m	層厚 H m	E kN/m ²	ν	S cm	δ cm
1	0.24~ 1.50	1.26	3187.50	0.40	0.00 0.13	0.13
2	1.50~ 2.00	0.50	5550.00	0.40	0.07 0.11	0.03
3	2.00~ 2.25	0.25	6000.00	0.40	0.10 0.11	0.02
4	2.25~ 3.00	0.75	700.00	0.33	1.33 1.84	0.50
5	3.00~ 3.50	0.50	750.00	0.33	1.71 2.02	0.31
6	3.50~ 6.25	2.75	5365.91	0.40	0.22 0.43	0.20
7	6.25~ 6.66	0.41	36046.88	0.40	0.06 0.07	0.00
基礎の沈下量 $\Sigma \delta$ (cm)=						1.19

計算点:F

	F

No	深さ z m	層厚 H m	E kN/m ²	ν	S cm	δ cm
1	0.24~ 1.50	1.26	3187.50	0.40	0.00 0.13	0.13
2	1.50~ 2.00	0.50	5550.00	0.40	0.07 0.11	0.03
3	2.00~ 2.25	0.25	6000.00	0.40	0.10 0.12	0.02
4	2.25~ 3.00	0.75	700.00	0.33	1.37 1.91	0.54
5	3.00~ 3.50	0.50	750.00	0.33	1.78 2.12	0.33
6	3.50~ 6.25	2.75	5365.91	0.40	0.23 0.45	0.22
7	6.25~ 6.66	0.41	36046.88	0.40	0.07 0.07	0.00
基礎の沈下量 $\Sigma \delta$ (cm)=						1.27

計算点:G

	G

No	深さ z m	層厚 H m	E kN/m ²	ν	S cm	δ cm
1	0.24~ 1.50	1.26	3187.50	0.40	0.00 0.13	0.13
2	1.50~ 2.00	0.50	5550.00	0.40	0.07 0.11	0.03
3	2.00~ 2.25	0.25	6000.00	0.40	0.10 0.11	0.02
4	2.25~ 3.00	0.75	700.00	0.33	1.33 1.84	0.50
5	3.00~ 3.50	0.50	750.00	0.33	1.71 2.02	0.31
6	3.50~ 6.25	2.75	5365.91	0.40	0.22 0.43	0.20
7	6.25~ 6.66	0.41	36046.88	0.40	0.06 0.07	0.00
基礎の沈下量 $\Sigma \delta$ (cm)=						1.19

計算点:H

H	●

No	深さ z m	層厚 H m	E kN/m ²	ν	S cm	δ cm
1	0.24~ 1.50	1.26	3187.50	0.40	0.00 0.13	0.13
2	1.50~ 2.00	0.50	5550.00	0.40	0.07 0.11	0.03
3	2.00~ 2.25	0.25	6000.00	0.40	0.10 0.12	0.02
4	2.25~ 3.00	0.75	700.00	0.33	1.37 1.91	0.54
5	3.00~ 3.50	0.50	750.00	0.33	1.78 2.12	0.33
6	3.50~ 6.25	2.75	5365.91	0.40	0.23 0.45	0.22
7	6.25~ 6.66	0.41	36046.88	0.40	0.07 0.07	0.00
基礎の沈下量 $\Sigma \delta$ (cm)=						1.27

計算点:O

	O
●	

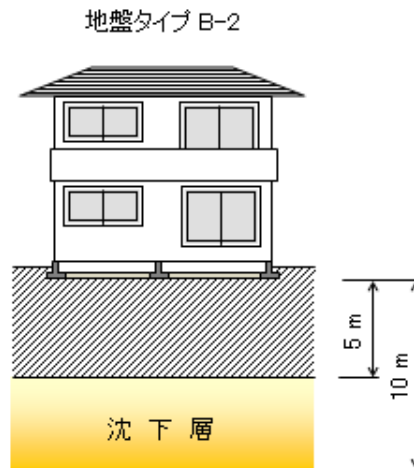
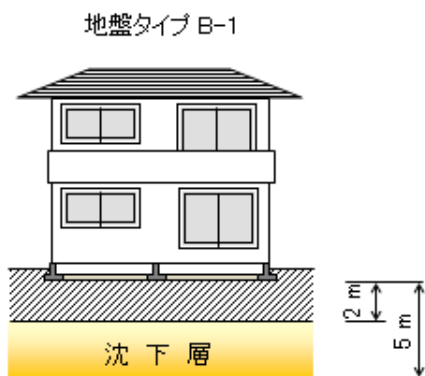
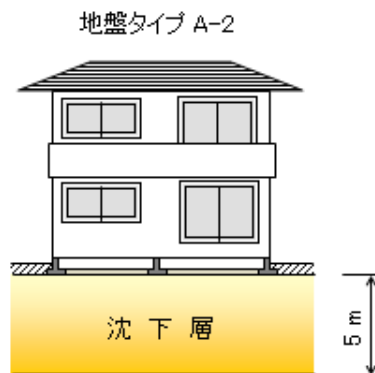
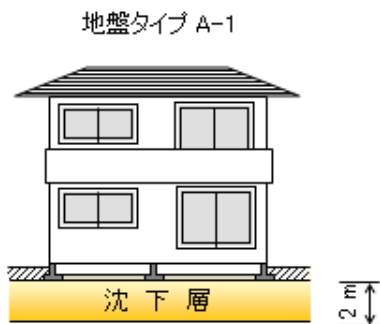
No	深さ z m	層厚 H m	E kN/m ²	ν	S cm	δ cm
1	0.24~ 1.50	1.26	3187.50	0.40	0.00 0.28	0.28
2	1.50~ 2.00	0.50	5550.00	0.40	0.16 0.24	0.08
3	2.00~ 2.25	0.25	6000.00	0.40	0.22 0.26	0.04
4	2.25~ 3.00	0.75	700.00	0.33	2.86 3.97	1.10
5	3.00~ 3.50	0.50	750.00	0.33	3.70 4.37	0.66
6	3.50~ 6.25	2.75	5365.91	0.40	0.50 0.90	0.40
7	6.25~ 6.66	0.41	36046.88	0.40	0.13 0.14	0.01
基礎の沈下量 $\Sigma \delta$ (cm)=						2.57

6-3 基礎剛性を考慮した沈下量の計算

基礎剛性を考慮した沈下計算は、基礎剛性を考慮しない計算結果に剛性影響係数 $\kappa_1 \sim \kappa_3$ を乗じた値とする。

ただし、 κ は基礎形式と沈下検討対象層の深さに応じて以下の表より選択する。

基礎形式	布基礎				べた基礎			
	A-1	A-2	B-1	B-2	A-1	A-2	B-1	B-2
最大沈下量 κ_1	0.7	0.7	0.8	0.9	0.9	0.8	0.8	0.9
不同沈下量 κ_2	0.1	0.1	0.4	0.6	0.2	0.3	0.5	0.7
最大変形角 κ_3	0.1	0.1	0.4	0.6	0.2	0.3	0.5	0.7

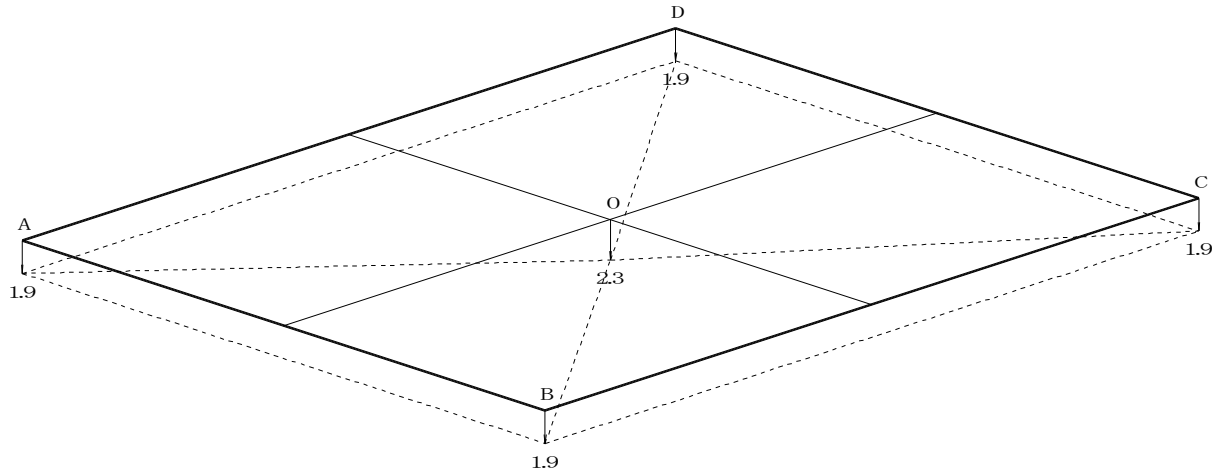


前表より、地盤タイプ A-1 における影響係数を以下の値として、基礎剛性を考慮した沈下量を計算する。

最大沈下量の影響係数： $\kappa_1 = 0.9$

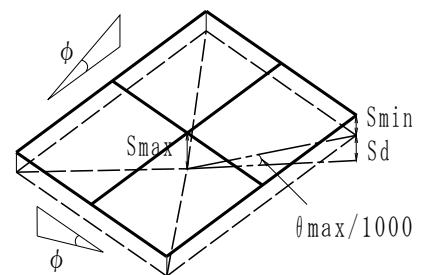
不同沈下量の影響係数： $\kappa_2 = 0.2$

最大変形角の影響係数： $\kappa_3 = 0.2$



推定箇所	沈下量 cm	不同沈下量 cm	変形角 θ n/1000
A(隅角)	1.86	0.45	0.78
B(隅角)	1.86	0.45	0.78
C(隅角)	1.86	0.45	0.78
D(隅角)	1.86	0.45	0.78
O(中央)	2.31	—	—

	相対沈下量 cm	傾斜角 ϕ n/1000
A-B	0.00	0.00
B-C	0.00	0.00
D-C	0.00	0.00
A-D	0.00	0.00



最大沈下量 $S_{max} = 2.31 \leq 5.0$ (cm) (OK)

不同沈下量 $S_{dmax} = 0.45 \leq 2.0$ (cm) (OK)

最大変形角 $\theta_{max} = 0.78 \leq 2.5$ /1000 (OK)

最大傾斜角 $\phi_{max} = 0.00 \leq 3.0$ /1000 (OK)

7 地盤補強工法の設計

7-1 柱状地盤改良の設計（深層混合処理工法）

7-1-1 設計条件

基礎寸法および荷重条件より、基礎底面に作用する接地圧 p は、 20.00kN/m^2 である。

なお、改良径 d は 600mm 、改良体の設計基準強度 F_c は 600kN/m^2 とし、最大中心間隔は 2000mm 以下とする。

改良体先端深さは、 $\text{GL}-6.50\text{m}$ とする。（基礎根入れ深さ = 0.24m 、改良体長さ = 6.26m ）

液状化の影響は考慮しない。

7-1-2 支持力の計算方法

改良体の長期許容鉛直支持力および長期許容圧縮力は、長期安全率=3として下式で計算する。

$$R_{a1} = \frac{1}{3} (R_p + R_f)$$

$$R_{a2} = \frac{1}{3} \cdot F_c \cdot A_p$$

$$R_a = \text{Min}(R_{a1}, R_{a2})$$

ここで、

R_{a1} : 地盤から決まる長期許容鉛直支持力 (kN)

R_{a2} : 改良体の長期許容圧縮力 (kN)

R_a : 改良体の許容支持力 (kN)

R_p : 極限先端支持力 (kN)

$$R_p = q_p \cdot A_p$$

q_p : 極限先端支持力度 (kN/m^2) (ただし、 $q_p \leq 3750$)

砂質土 : $q_p = 75 \cdot N$ (ただし、 $0 \leq N \leq 50$)

粘性土 : $q_p = 6 \cdot c$

N : 改良体先端から下に $1d$ 、上に $1d$ 間の平均 N 値

d : 改良体径 (m)

c : 粘着力 (kN/m^2)

A_p : 杭先端の断面積 (m^2)

R_f : 極限周面摩擦力 (kN)

$$R_f = R_{fs} + R_{fc}$$

R_{fs} 、 R_{fc} : 砂質土、粘性土の極限周面摩擦力 (kN)

$$R_{fs} = \tau_s \cdot L_s \cdot \phi$$

$$R_{fc} = \tau_c \cdot L_c \cdot \phi$$

τ_s 、 τ_c : 砂質土、粘性土の極限周面摩擦力度 (kN/m^2)

砂質土 : $\tau_s = 3.33 \cdot N$ (ただし、 $0 \leq N \leq 50$)

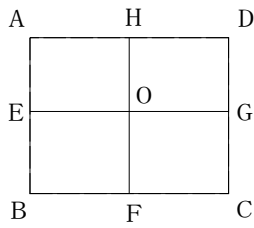
粘性土 : $\tau_c = 0.5 \cdot q_u$ (ただし、 $0 \leq \tau_c \leq 100$)

L_s 、 L_c : 砂質土、粘性土部分の長さ (m)

ϕ : 改良体の周長で、 $\phi = \pi \times 0.600 = 1.885$ (m)

F_c : 改良体の設計基準強度 (kN/m^2)

7-1-3 地盤から決まる長期許容鉛直支持力



上図のA~H、O の各計算点における土質定数と改良体深さから支持力を計算した結果、
下表のように改良体を配置する。

計算点	計算に用いる土質定数の測定点名	改良体深さ m	改良体の分担面積 m ²	改良体 1本あたりの 布基礎の長さ (m)
A	3	GL- 6.50	2.83	—
B	〃	〃	〃	〃
C	〃	〃	〃	〃
D	〃	〃	〃	〃
E	〃	〃	〃	〃
F	〃	〃	〃	〃
G	〃	〃	〃	〃
H	〃	〃	〃	〃
O	〃	〃	〃	〃

改良体先端部付近は粘性土であるから、 $q_p = 6 \cdot c = 6 \times 180.23 = 1081 \text{ kN/m}^2$

$$R_p = q_p \cdot A_p = 1081 \times 0.28274 = 305.8 \text{ kN}$$

下表より、極限周面摩擦力 $R_f = 296.2 \text{ kN}$

よって、改良体の長期許容鉛直支持力は、

$$R_{a1} = \frac{1}{3} (R_p + R_f) = \frac{1}{3} (305.8 + 296.2) = 200.6 \text{ kN}$$

深さ m	土質分類	N	q_u kN/m ²	τ_s, τ_c kN/m ²	L_s, L_c m	$R_{fs} = \tau_s \cdot L_s \cdot \phi$ (砂質土) $R_{fc} = \tau_c \cdot L_c \cdot \phi$ (粘性土)
0.24~ 1.50	粘性土	2.1	31.9	15.94	1.26	37.9
1.50~ 2.00	粘性土	3.7	55.5	27.75	0.50	26.2
2.00~ 2.25	粘性土	4.0	60.0	30.00	0.25	14.1
2.25~ 3.00	粘性土	1.8	26.3	13.13	0.75	18.6
3.00~ 3.50	粘性土	1.9	28.1	14.06	0.50	13.3
3.50~ 6.25	粘性土	3.6	53.7	26.83	2.75	139.1
6.25~ 6.50	粘性土	30.2	360.5	100.00	0.25	47.1
合計					$R_f = R_{fs} + R_{fc} = 296.2 \text{ kN}$	

7-1-4 改良体の許容圧縮力

改良体の長期許容圧縮力は、

$$R_{a2} = \frac{1}{3} \cdot F_c \cdot A_p = \frac{1}{3} \times 600 \times 0.283 = 56.5 \text{ kN}$$

7-1-5 改良体の長期許容鉛直支持力

改良体の長期許容鉛直支持力は、各計算点における地盤から決まる長期許容鉛直支持力 R_{a1} と改良体の長期許容圧縮力 R_{a2} の小なる方とする。

改良体の長期許容鉛直支持力： $R_a = \min (R_{a1} , R_{a2}) = \min (200.6 , 56.5) = 56.5 \text{ kN}$
基礎底面に作用する接地圧は、 20.00 kN/m^2 であるから、1本の改良体が負担できる基礎面積は、 $56.5 / 20.00 = 2.83 \text{ m}^2$ である。

基礎底面積は、 66.25 m^2 であるから、 $66.25 / 2.83 = 24$ 本以上を配置する。

後述の配置図のように、34本配置する。 (OK)

7-1-6 改良体の水平抵抗の検討

基礎底面に作用する接地圧と、1本の改良体が負担できる基礎面積より、

改良体1本あたりの長期鉛直荷重は、 $W = 20.00 \times 2.83 = 56.55 \text{ kN/本}$

水平荷重を長期鉛直荷重の0.20倍として、1本の杭頭に作用する水平力Hを求める。

$$H = 0.20 \times 56.55 = 11.31 \text{ kN/本}$$

単杭とした場合の水平方向地盤反力係数は、

$$k_h = \frac{1}{30} \cdot \alpha \cdot E_0 \cdot \left(\frac{b_1}{30} \right)^{-3/4} \times 10^2 = \frac{1}{30} \times 4 \times 5419 \times \left(\frac{60}{30} \right)^{-3/4} \times 10^2 = 42960 \text{ kN/m}^3$$

$$\beta = 4 \sqrt[4]{\frac{k_h \cdot B}{4EI}} = 4 \sqrt[4]{\frac{42960 \times 0.600}{4 \times 108000 \times 0.0064}} = 1.7500 \text{ m}^{-1}$$

全改良幅とした場合の水平方向地盤反力係数は、

$$k_h = \frac{1}{30} \cdot \alpha \cdot E_0 \cdot \left(\frac{B_1}{30} \right)^{-3/4} \times 10^2 = \frac{1}{30} \times 4 \times 5419 \times \left(\frac{90}{30} \right)^{-3/4} \times 10^2 = 31695 \text{ kN/m}^3$$

ここで、

k_h : 原地盤の水平方向地盤反力係数 (kN/m³)

α : 係数 (=4)

E_0 : 地盤の変形係数 (kN/m²) で、杭頭から $1/\beta$ の範囲の平均的な値とする。

粘性土 $E_0 = 170 \cdot q_u$ 、 砂質土 $E_0 = 700 \cdot N$

b_1 : 改良体径 (cm)

B_1 : 全改良幅 (cm)

β : 特性値 (m⁻¹)

B : 改良体径 (m)

E : 改良体のヤング率 (kN/m²) $E=180 \cdot F_c$

F_c : 改良体の設計基準強度 (kN/m²)

I : 改良体の断面二次モーメント (m⁴) $I = \pi D^4/64$

群杭効果を考慮して水平方向地盤反力係数の低減を行う。

全改良幅 $B_1 = 0.90\text{m}$

加力直角方向幅 (=改良体径) $b_1 = 0.60\text{m}$

加力方向幅 (=改良体径) $b_2 = 0.60\text{m}$

加力直角方向の改良体間隔 $d_1 = 0.90\text{m}$

加力方向の改良体間隔 $d_2 = 0.90\text{m}$

加力直角方向の群杭効果 μ_1

$$\mu'_1 = 1 - 0.2 \times (3 - d_1/b_1) = 0.7000$$

$$\mu''_1 = (\text{全改良幅とした場合の} k_h) / (\text{単杭とした場合の} k_h) = 31695 / 42960 = 0.7378$$

$$\mu_1 = \max(\mu'_1, \mu''_1) = 0.7378 \quad (\text{ただし、} \mu_1 \leq 1.0)$$

加力方向の群杭効果 μ_2

$$\mu_2 = 1 - 0.3 \times (3 - d_2/b_2) = 0.5500 \quad (\text{ただし、} \mu_2 \leq 1.0)$$

両方向を考慮した群杭効果 μ_{12}

$$\mu_{12} = \mu_1 \times \mu_2 = 0.4058$$

単杭とした場合の k_h に群杭効果 μ_{12} を乗じた水平方向地盤反力係数は、

$$k'_h = \mu_{12} \times k_h = 0.4058 \times 42960 = 17432 \text{ kN/m}^3$$

地中部最大曲げモーメント M_{max} 、杭頭曲げモーメント M_0 を求める。

$$M_{max} = (H/2\beta) \cdot RM_{max} = 11.31 / (2 \times 1.3967) \times 0.495 = 2.0 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_0 = (H/2\beta) \cdot RM_0 = 11.31 / (2 \times 1.3967) \times 0.250 = 1.0 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_d = \max(M_{max}, M_0) = 2.0 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\beta = 4\sqrt{\frac{k'_h \cdot b_1}{4EI}} = 4\sqrt{\frac{17432.50 \times 0.600}{4 \times 108000 \times 0.0064}} = 1.3967 \text{ m}^{-1}$$

ここで、

H : 1本の改良体が負担する水平荷重 (kN)

b_1 : 改良体径 (m)

E : 改良体のヤング率 (kN/m²) E=180・F_c

F_c : 改良体の設計基準強度 (kN/m²)

I : 改良体の断面二次モーメント (m⁴) I=πD⁴/64

RM_{max}、RM₀ : 線形弾性地盤反力法による係数

$$Z = \beta \times \text{改良体長} = 1.3967 \times 6.26 = 8.74 \text{、固定度 } \alpha_r = 0.25 \text{ (半固定)}$$

曲げによる縁応力度の算定

$$\sigma_{max} = \frac{W_{max}}{A} + \frac{M_d}{2 \cdot I/b_2} = \frac{67.86}{0.283} + \frac{2.0}{2 \times 0.0064 / 0.60} = 334.5 \text{ kN/m}^2 \leq f_c(+) = 400 \text{ kN/m}^2 \text{ (OK)}$$

$$\sigma_{min} = \frac{W_{min}}{A} - \frac{M_d}{2 \cdot I/b_2} = \frac{45.24}{0.283} - \frac{2.0}{2 \times 0.0064 / 0.60} = 65.5 \text{ kN/m}^2 \geq f_c(-) = -80 \text{ kN/m}^2 \text{ (OK)}$$

ここで、

σ_{max} : 圧縮側縁応力度 (kN/m²)

σ_{min} : 引張側縁応力度 (kN/m²)

W_{max}、W_{min} : 改良体に作用する鉛直荷重 (kN)

$$W_{max} = 1.2 \times W$$

$$W_{min} = 0.8 \times W$$

A : 改良体断面積 (m²)

b_2 : 加力方向改良体幅 (=改良体径) (m)

f_c(+)、f_c(-) : 圧縮、引張に対する短期許容応力度 (kN/m²)

$$f_c(+) = 2/3 \times F_c$$

$$f_c(-) = -0.2 \times f_c(+)$$

F_c : 改良体の設計基準強度 (kN/m²)

せん断応力度の算定

$$F_{\tau 1} = 0.3 \cdot F_c + \frac{H}{A} \cdot \tan \phi = 0.3 \times 600 + \frac{11.31}{0.283} \times \tan 30^\circ = 203.1 \text{ kN/m}^2$$

$$F_{\tau 2} = 0.5 \cdot F_c = 0.5 \times 600 = 300.0 \text{ kN/m}^2$$

$$F_\tau = \min(F_{\tau 1}, F_{\tau 2}) = 203 \text{ kN/m}^2$$

$$f_\tau = 2/3 \cdot F_\tau = 135 \text{ kN/m}^2$$

$$\tau_{max} = \kappa \cdot \tau' = \kappa \cdot \frac{H}{A} = (4/3) \times \frac{H}{A} = (4/3) \times \frac{11.31}{0.283} = 53 \text{ kN/m}^2 \leq f_\tau \text{ (OK)}$$

ここで、

f_τ : 短期許容せん断応力度 (kN/m²)

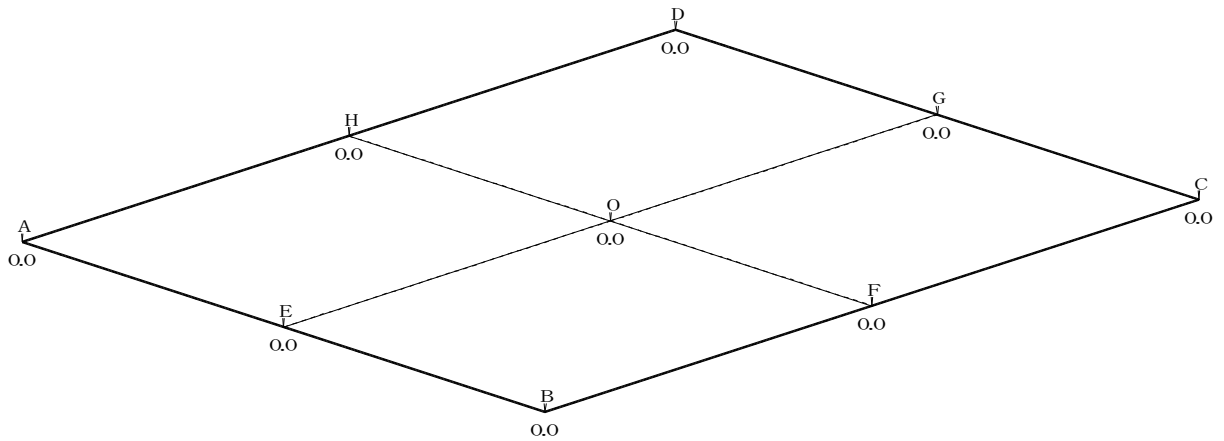
φ : 改良体の内部摩擦角で、φ=30° とする

κ : 形状係数で、円形断面の場合は、κ = 4 / 3

τ' : 平均せん断応力度 (kN/m²)

7-1-7 基礎剛性を考慮しない沈下量の計算

基礎の剛性を考慮しないSteinbrennerの近似解により、基礎の沈下量を計算する。
改良後の沈下量計算は、改良体下端に建物荷重の仮想作用面を想定して計算する。



計算点:A

A	

No	深さ z m	層厚 H m	E kN/m ²	ν	S cm	δ cm
7	6.50~ 6.66	0.16	36046.88	0.40	0.00 0.00	0.00
基礎の沈下量 $\Sigma \delta$ (cm)=						0.00

計算点:B

B	

No	深さ z m	層厚 H m	E kN/m ²	ν	S cm	δ cm
7	6.50~ 6.66	0.16	36046.88	0.40	0.00 0.00	0.00
基礎の沈下量 $\Sigma \delta$ (cm)=						0.00

計算点:C

	C

No	深さ z m	層厚 H m	E kN/m ²	ν	S cm	δ cm
7	6.50～ 6.66	0.16	36046.88	0.40	0.00 0.00	0.00
基礎の沈下量 $\Sigma \delta$ (cm)=						0.00

計算点:D

	D

No	深さ z m	層厚 H m	E kN/m ²	ν	S cm	δ cm
7	6.50～ 6.66	0.16	36046.88	0.40	0.00 0.00	0.00
基礎の沈下量 $\Sigma \delta$ (cm)=						0.00

計算点:E

E	

No	深さ z m	層厚 H m	E kN/m ²	ν	S cm	δ cm
7	6.50～ 6.66	0.16	36046.88	0.40	0.00 0.00	0.00
基礎の沈下量 $\Sigma \delta$ (cm)=						0.00

計算点:F

	F

No	深さ z m	層厚 H m	E kN/m ²	ν	S cm	δ cm
7	6.50～ 6.66	0.16	36046.88	0.40	0.00 0.00	0.00
基礎の沈下量 $\Sigma \delta$ (cm)=						0.00

計算点:G

	G

No	深さ z m	層厚 H m	E kN/m ²	ν	S cm	δ cm
7	6.50～ 6.66	0.16	36046.88	0.40	0.00 0.00	0.00
基礎の沈下量 $\Sigma \delta$ (cm)=						0.00

計算点:H

H	●

No	深さ z m	層厚 H m	E kN/m ²	ν	S cm	δ cm
7	6.50~ 6.66	0.16	36046.88	0.40	0.00 0.00	0.00
基礎の沈下量 $\Sigma \delta$ (cm)=						0.00

計算点:0

0	●

No	深さ z m	層厚 H m	E kN/m ²	ν	S cm	δ cm
7	6.50~ 6.66	0.16	36046.88	0.40	0.00 0.00	0.00
基礎の沈下量 $\Sigma \delta$ (cm)=						0.00

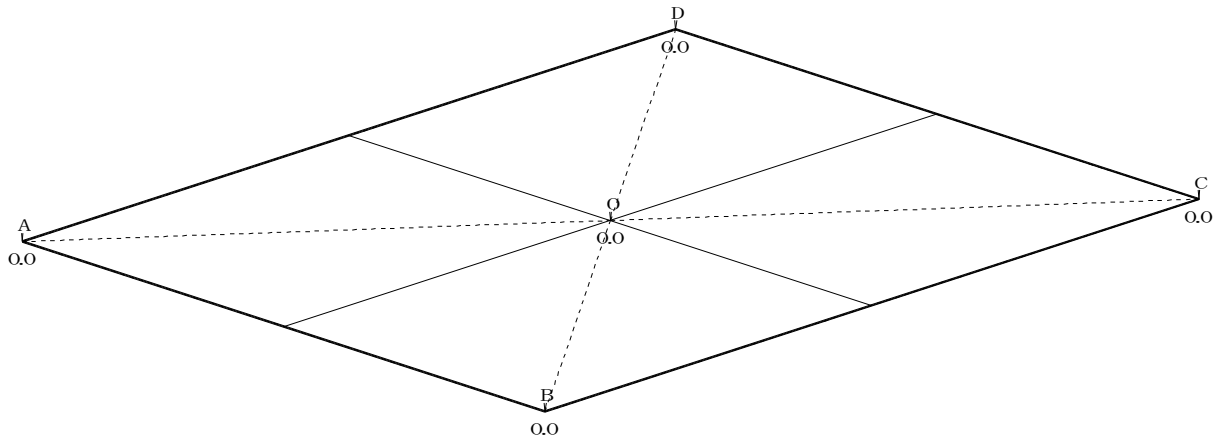
7-1-8 基礎剛性を考慮した沈下量の計算

地盤タイプ A-1 における影響係数を以下の値として、基礎剛性を考慮した沈下量を計算する。

最大沈下量の影響係数： $\kappa_1 = 0.9$

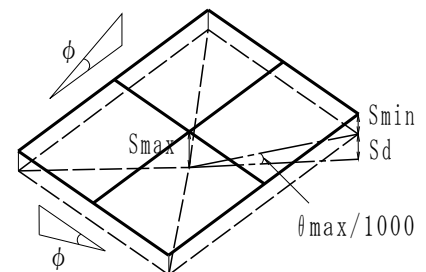
不同沈下量の影響係数： $\kappa_2 = 0.2$

最大変形角の影響係数： $\kappa_3 = 0.2$



推定箇所	地盤補強工法なし			地盤補強工法あり		
	沈下量 cm	不同沈下量 cm	変形角 θ n/1000	沈下量 cm	不同沈下量 cm	変形角 θ n/1000
A(隅角)	1.86	0.45	0.78	0.00	0.00	0.00
B(隅角)	1.86	0.45	0.78	0.00	0.00	0.00
C(隅角)	1.86	0.45	0.78	0.00	0.00	0.00
D(隅角)	1.86	0.45	0.78	0.00	0.00	0.00
O(中央)	2.31	—	—	0.00	—	—

	地盤補強工法なし		地盤補強工法あり	
	相対沈下量 cm	傾斜角 ϕ n/1000	相対沈下量 cm	傾斜角 ϕ n/1000
A-B	0.00	0.00	0.00	0.00
B-C	0.00	0.00	0.00	0.00
D-C	0.00	0.00	0.00	0.00
A-D	0.00	0.00	0.00	0.00



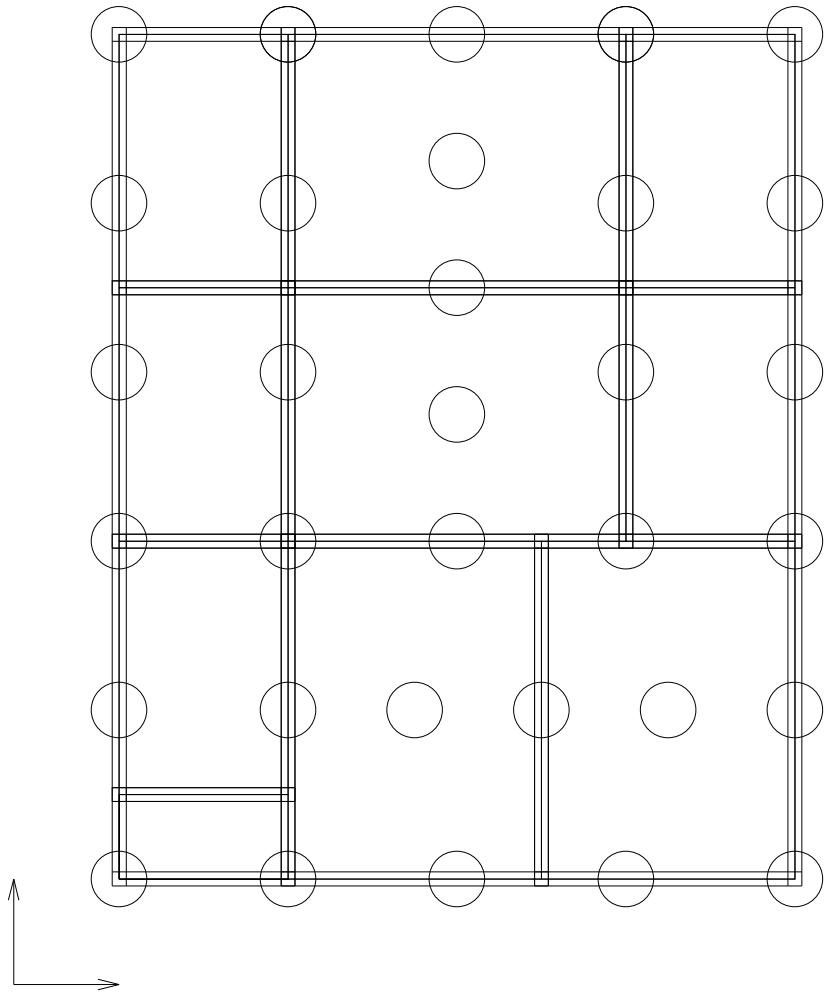
最大沈下量 $S_{max} = 0.00 \leq 5.0$ (cm) (OK)

不同沈下量 $S_{dmax} = 0.00 \leq 2.0$ (cm) (OK)

最大変形角 $\theta_{max} = 0.00 \leq 2.5$ /1000 (OK)

最大傾斜角 $\phi_{max} = 0.00 \leq 3.0$ /1000 (OK)

7-1-9 地盤補強工法の配置図



柱状地盤改良（深層混合処理工法）

改良体先端の深さ=GL- 6.50～ 6.50m 、φ= 600mm 、本数= 34本（ 24本以上必要） (OK)

1本の改良体が負担できる基礎面積 = 2.83 m²

7-2 小口径鋼管杭の設計

7-2-1 設計条件

基礎寸法および荷重条件より、基礎底面に作用する接地圧 p は、 20.00kN/m^2 である。
鋼管杭の材料はSTK400、杭径 d は 165.2mm 、肉厚 t は 4.5mm 、腐食しろは 1.0mm で、
ストレート杭とする。

腐食しろを考慮した杭の周長 ϕ は 0.5127m 、杭先端の有効断面積 A_p は 0.02092m^2 である。
最大中心間隔は 1820mm 以下とする。

杭先端深さは、 $\text{GL}-6.50\text{m}$ とする。（基礎根入れ深さ = 0.24m 、杭長 = 6.26m ）
液状化の影響は考慮しない。

7-2-2 支持力の計算方法

地盤および杭体から決まる長期許容支持力は、長期安全率=3として下式で計算する。

$$R_{a1} = \frac{1}{3} (R_p + R_f)$$
$$R_{a2} = \frac{1}{3} F^* \times A_e (1 - \alpha)$$
$$R_a = \min (R_{a1}, R_{a2})$$

ここで、

R_{a1} : 地盤から決まる杭の長期許容鉛直支持力 (kN)

R_{a2} : 杭体から決まる長期許容鉛直支持力 (kN)

R_a : 杭の許容支持力 (kN)

R_p : 極限先端支持力で、 $R_p = q_p \cdot A_p$ (kN)

q_p : 極限先端支持力度 (kN/m^2) (ただし、 $q_p \leq 18000$)

砂質土 : $q_p = 200 \cdot N$ (ただし、 $0 \leq N \leq 50$)

粘性土 : $q_p = 6 \cdot c$

N : 杭先端から下に $1d$ 、上に $1d$ 間の平均 N 値

c : 粘着力 (kN/m^2)

A_p : 杭先端の断面積 (m^2)

R_f : 極限周面摩擦力で、 $R_f = R_{fs} + R_{fc}$ (kN)

R_{fs} 、 R_{fc} : 砂質土、粘性土の極限周面摩擦力 (kN)

$$R_{fs} = \tau_s \cdot L_s \cdot \phi$$

$$R_{fc} = \tau_c \cdot L_c \cdot \phi$$

τ_s 、 τ_c : 砂質土、粘性土の極限周面摩擦力度 (kN/m^2)

砂質土 : $\tau_s = 3.33 \cdot N$ (ただし、 $0 \leq N \leq 50$)

粘性土 : $\tau_c = 0.5 \cdot q_u$ (ただし、 $0 \leq \tau_c \leq 100$)

L_s 、 L_c : 砂質土、粘性土部分の長さ (m)

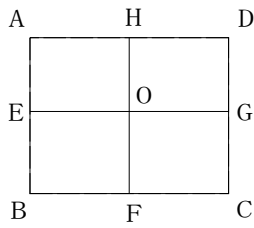
F^* : 杭の許容応力度 (kN/m^2)

D 、 A_e : 腐食しろを除いた杭の有効径 (m) と、有効断面積 (m^2)

α : 細長比による低減率で、 $\alpha = (L/D - 100) / 100$ (ただし、 $\alpha \geq 0.0$)

d 、 L 、 ϕ : 杭径、杭長、杭の周長 (m)

7-2-3 地盤から決まる長期許容鉛直支持力



上図のA~H、O の各計算点における土質定数と鋼管杭深さから支持力を計算した結果、
下表のように鋼管杭を配置する。

計算点	計算に用いる土質定数の測定点名	鋼管杭深さ m	鋼管杭の分担面積 m ²	鋼管杭 1本あたりの 布基礎の長さ (m)
A	3	GL- 6.50	1.72	---
B	"	"	"	"
C	"	"	"	"
D	"	"	"	"
E	"	"	"	"
F	"	"	"	"
G	"	"	"	"
H	"	"	"	"
O	"	"	"	"

杭先端部付近は粘性土であるから、 $q_p = 6 \cdot c = 6 \times 180.23 = 1081 \text{ kN/m}^2$

$$R_p = q_p \cdot A_p = 1081 \times 0.02092 = 22.6 \text{ kN}$$

下表より、極限周面摩擦力 $R_f = 80.6 \text{ kN}$

よって、杭の長期許容鉛直支持力は、

$$R_{a1} = \frac{1}{3} (R_p + R_f) = \frac{1}{3} (22.6 + 80.6) = 34.4 \text{ kN}$$

深さ m	土質分類	N	q_u kN/m ²	τ_s, τ_c kN/m ²	L_s, L_c m	$R_{fs} = \tau_s \cdot L_s \cdot \phi$ (砂質土) $R_{fc} = \tau_c \cdot L_c \cdot \phi$ (粘性土)
0.24~ 1.50	粘性土	2.1	31.9	15.94	1.26	10.3
1.50~ 2.00	粘性土	3.7	55.5	27.75	0.50	7.1
2.00~ 2.25	粘性土	4.0	60.0	30.00	0.25	3.8
2.25~ 3.00	粘性土	1.8	26.3	13.13	0.75	5.0
3.00~ 3.50	粘性土	1.9	28.1	14.06	0.50	3.6
3.50~ 6.25	粘性土	3.6	53.7	26.83	2.75	37.8
6.25~ 6.50	粘性土	30.2	360.5	100.00	0.25	12.8
合計					$R_f = R_{fs} + R_{fc} = 80.6 \text{ kN}$	

7-2-4 杭体から決まる長期許容鉛直支持力

腐食しろを除いた杭の半径 r 、肉厚 t 、有効断面積 A_e 、細長比による低減率 α は、

$$r = 165.2/2 - 1.0 = 81.60\text{mm} \quad (\text{内半径 } r_1 = 165.2/2 - 4.5 = 78.10\text{mm})$$

$$t = 4.5 - 1.0 = 3.50\text{mm}$$

$$A_e = r^2 \cdot \pi - r_1^2 \cdot \pi = 1755.993\text{mm}^2$$

$\alpha = (L/D - 100)/100$ (ただし、 $\alpha \geq 0.0$) において、 $L = 6.26 \times 10^3\text{mm}$ 、 $D = 163.2\text{mm}$ より $\alpha = 0.00$
鋼材の基準強度 $F = 235\text{N/mm}^2$ より、

$$F^* = F \times (0.8 + 2.5 \times (t/r)) = 235 \times (0.8 + 2.5 \times (3.50/81.60)) = 213.20 \text{ N/mm}^2$$

杭体から決まる長期許容鉛直支持力は、

$$R_{a2} = F^*/3 \times A_e (1 - \alpha)$$

$$= 213.20/3 \times 1755.993 \times (1 - 0.00) = 124.8 \times 10^3 \text{ N}$$

$$= 124.8 \text{ kN}$$

7-2-5 杭の長期許容鉛直支持力

杭の長期許容鉛直支持力は、各計算点における地盤から決まる長期許容鉛直支持力 R_{a1} と杭体から決まる長期許容鉛直支持力 R_{a2} の小なる方とする。

$$\text{杭の長期許容鉛直支持力} : R_a = \min (R_{a1}, R_{a2}) = \min (34.4, 124.8) = 34.4 \text{ kN}$$

基礎底面に作用する接地圧は、 20.00 kN/m^2 であるから、1本の鋼管杭が負担できる基礎面積は、

$$34.4/20.00 = 1.72 \text{ m}^2 \text{ である。}$$

基礎底面積は、 66.25 m^2 であるから、 $66.25/1.72 = 39$ 本以上を配置する。

後述の配置図のように、40本配置する。 (OK)

7-2-6 杭の水平抵抗の検討

杭の水平抵抗の検討には、一様地盤中における弾性支承梁の解を用いる。

$$\beta = 4\sqrt{\frac{k_h \cdot B}{4EI}} = 4\sqrt{\frac{40041 \times 0.163}{4 \times 2.05 \times 10^8 \times 560.1 \times 10^{-8}}} = 1.0922 \text{ (m}^{-1}\text{)}$$

ここで、

β : 特性値 (m^{-1})

B : 杭径 (m)

E : 杭のヤング率 (kN/m^2)

I : 杭の断面二次モーメント (m^4) $I = \pi/64(\text{外径}^4 - \text{内径}^4)$

k_h : 水平方向地盤反力係数 (kN/m^3) で、下式による。

$$\begin{aligned} k_h &= \alpha \cdot \xi \cdot E_0 \cdot (B')^{-3/4} \\ &= 60 \times 1.0 \times 5419 \times (16.32)^{-3/4} = 40041 \end{aligned}$$

α : 地盤反力係数の推定に用いる係数で、 $\alpha=60$ とする。

ξ : 群杭の影響を考慮する場合の係数で、単杭として扱うので $\xi=1.0$ とする。

E_0 : 地盤の変形係数 (kN/m^2) で、杭頭から $1/\beta$ の範囲の平均的な値とする。

$$\text{粘性土 } E_0 = 170 \cdot q_u \quad , \quad \text{砂質土 } E_0 = 700 \cdot N$$

B' : 無次元化杭径で、杭径をcmで表した無次元数値

基礎底面に作用する接地圧と、1本の鋼管杭が負担できる基礎面積より、

$$\text{杭1本あたりの長期鉛直荷重は、} W = 20.00 \times 1.72 = 34.39 \text{ kN/本}$$

水平荷重を長期鉛直荷重の0.20倍として、1本の杭頭に作用する水平力Hを求める。

$$H = 0.20 \times 34.39 = 6.88 \text{ kN/本}$$

杭頭を完全固定条件とした場合の杭頭曲げモーメントMと杭頭せん断力Qは、

$$M = H/2\beta = 6.88 / (2 \times 1.0922) = 3.15 \text{ kN}\cdot\text{m/本}$$

$$Q = H = 6.88 \text{ kN/本}$$

鋼管杭の設計基準強度を $F=235(\text{N/mm}^2)$ として、曲げとせん断に対する安全性を確認する。

外径 $d_1=163.2(\text{mm})$ 、内径 $d_2=156.2(\text{mm})$ より

$$Z = \frac{\pi}{32} \cdot \frac{d_1^4 - d_2^4}{d_1} = 68.6 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

$$A = \frac{\pi}{4} \cdot (d_1^2 - d_2^2) = 1756.0 \text{ mm}^2$$

$$N = 1.2 \times W = 41.27 \text{ kN/本}$$

曲げ応力度の確認

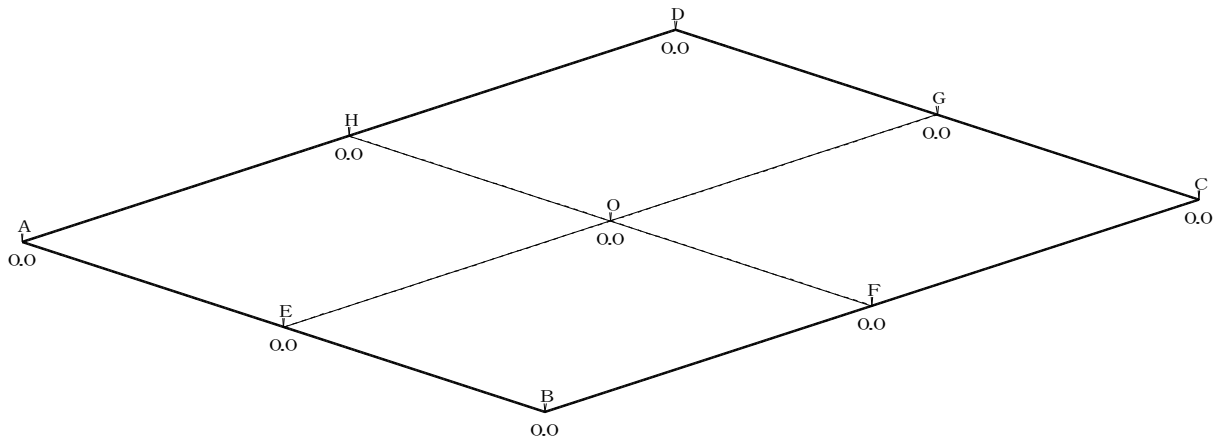
$$\sigma = \frac{M}{Z} + \frac{N}{A} = \frac{3.15 \times 10^6}{68.6 \times 10^3} + \frac{41.27 \times 10^3}{1756.0} = 69 \text{ N/mm}^2 \leq F \quad (\text{OK})$$

せん断耐力の確認

$$Q_a = \frac{(F/\sqrt{3}) \cdot A}{\kappa} = \frac{(235/\sqrt{3}) \cdot 1756.0}{2.0} = 119124 \text{ N} = 119.1 \text{ kN} \geq Q \quad (\text{OK})$$

7-2-7 基礎剛性を考慮しない沈下量の計算

基礎の剛性を考慮しないSteinbrennerの近似解により、基礎の沈下量を計算する。
改良後の沈下量計算は、鋼管杭下端に建物荷重の仮想作用面を想定して計算する。



計算点:A

A	

No	深さ z m	層厚 H m	E kN/m ²	ν	S cm	δ cm
7	6.50~ 6.66	0.16	36046.88	0.40	0.00 0.00	0.00
基礎の沈下量 $\Sigma \delta$ (cm)=						0.00

計算点:B

B	

No	深さ z m	層厚 H m	E kN/m ²	ν	S cm	δ cm
7	6.50~ 6.66	0.16	36046.88	0.40	0.00 0.00	0.00
基礎の沈下量 $\Sigma \delta$ (cm)=						0.00

計算点:C

	C

No	深さ z m	層厚 H m	E kN/m ²	ν	S cm	δ cm
7	6.50～ 6.66	0.16	36046.88	0.40	0.00 0.00	0.00
基礎の沈下量 $\Sigma \delta$ (cm)=						0.00

計算点:D

	D

No	深さ z m	層厚 H m	E kN/m ²	ν	S cm	δ cm
7	6.50～ 6.66	0.16	36046.88	0.40	0.00 0.00	0.00
基礎の沈下量 $\Sigma \delta$ (cm)=						0.00

計算点:E

E	

No	深さ z m	層厚 H m	E kN/m ²	ν	S cm	δ cm
7	6.50～ 6.66	0.16	36046.88	0.40	0.00 0.00	0.00
基礎の沈下量 $\Sigma \delta$ (cm)=						0.00

計算点:F

	F

No	深さ z m	層厚 H m	E kN/m ²	ν	S cm	δ cm
7	6.50～ 6.66	0.16	36046.88	0.40	0.00 0.00	0.00
基礎の沈下量 $\Sigma \delta$ (cm)=						0.00

計算点:G

	G

No	深さ z m	層厚 H m	E kN/m ²	ν	S cm	δ cm
7	6.50～ 6.66	0.16	36046.88	0.40	0.00 0.00	0.00
基礎の沈下量 $\Sigma \delta$ (cm)=						0.00

計算点:H

H	●

No	深さ z m	層厚 H m	E kN/m ²	ν	S cm	δ cm
7	6.50~ 6.66	0.16	36046.88	0.40	0.00 0.00	0.00
基礎の沈下量 $\Sigma \delta$ (cm)=						0.00

計算点:0

0	●

No	深さ z m	層厚 H m	E kN/m ²	ν	S cm	δ cm
7	6.50~ 6.66	0.16	36046.88	0.40	0.00 0.00	0.00
基礎の沈下量 $\Sigma \delta$ (cm)=						0.00

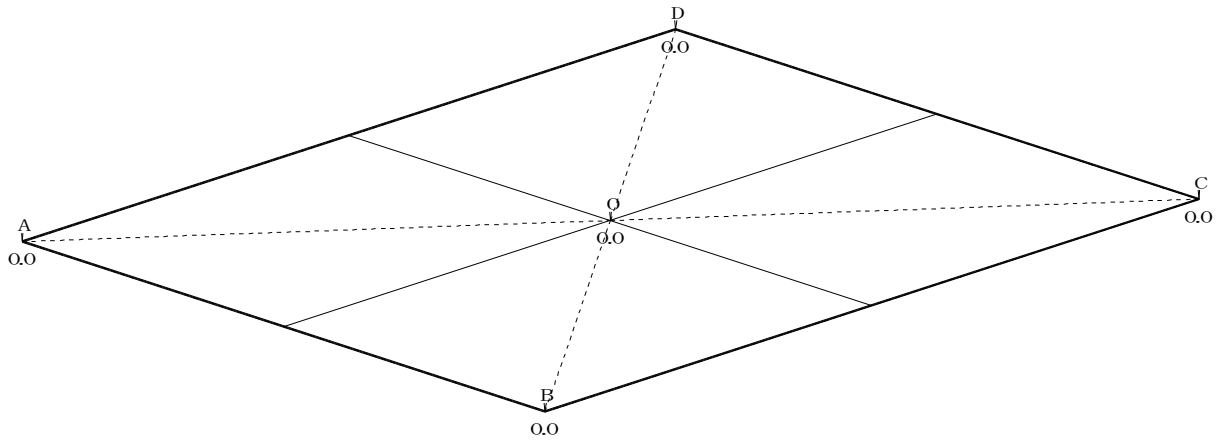
7-2-8 基礎剛性を考慮した沈下量の計算

地盤タイプ A-1 における影響係数を以下の値として、基礎剛性を考慮した沈下量を計算する。

最大沈下量の影響係数： $\kappa_1 = 0.9$

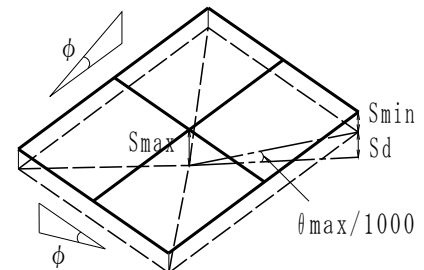
不同沈下量の影響係数： $\kappa_2 = 0.2$

最大変形角の影響係数： $\kappa_3 = 0.2$



推定箇所	地盤補強工法なし			地盤補強工法あり		
	沈下量 cm	不同沈下量 cm	変形角 θ n/1000	沈下量 cm	不同沈下量 cm	変形角 θ n/1000
A(隅角)	1.86	0.45	0.78	0.00	0.00	0.00
B(隅角)	1.86	0.45	0.78	0.00	0.00	0.00
C(隅角)	1.86	0.45	0.78	0.00	0.00	0.00
D(隅角)	1.86	0.45	0.78	0.00	0.00	0.00
O(中央)	2.31	—	—	0.00	—	—

	地盤補強工法なし		地盤補強工法あり	
	相対沈下量 cm	傾斜角 ϕ n/1000	相対沈下量 cm	傾斜角 ϕ n/1000
A-B	0.00	0.00	0.00	0.00
B-C	0.00	0.00	0.00	0.00
D-C	0.00	0.00	0.00	0.00
A-D	0.00	0.00	0.00	0.00



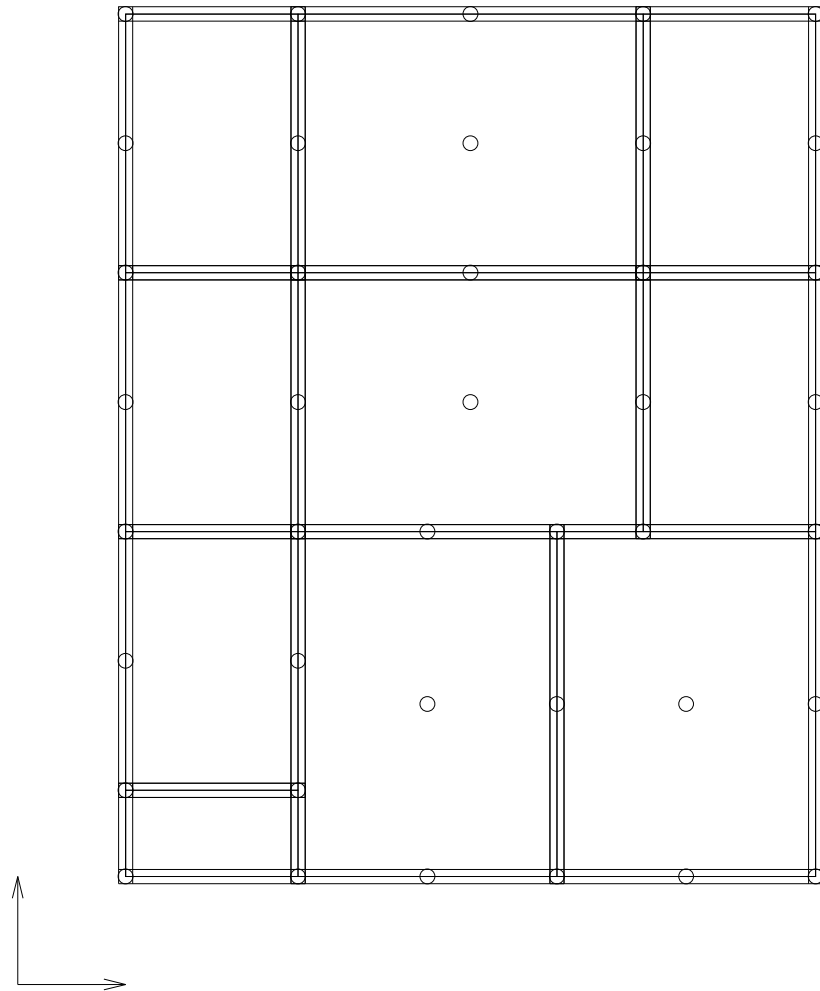
最大沈下量 $S_{max} = 0.00 \leq 5.0$ (cm) (OK)

不同沈下量 $S_{dmax} = 0.00 \leq 2.0$ (cm) (OK)

最大変形角 $\theta_{max} = 0.00 \leq 2.5$ /1000 (OK)

最大傾斜角 $\phi_{max} = 0.00 \leq 3.0$ /1000 (OK)

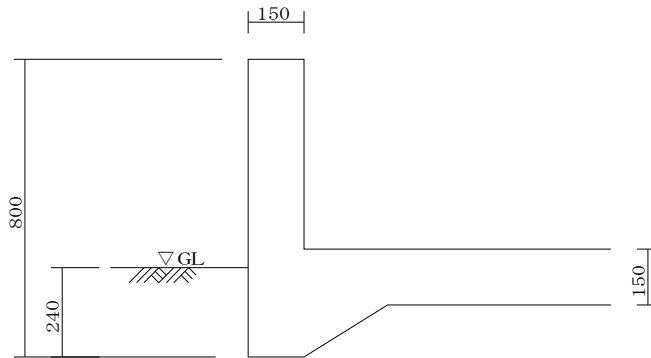
7-2-9 地盤補強工法の配置図



小口径鋼管杭 (STK400) 杭径165.2mm、肉厚4.5mm、腐食しろ1.0mm
鋼管杭先端の深さ=GL- 6.50 ~ 6.50m、本数= 40本 (39本以上必要) (OK)
1本の鋼管杭が負担できる基礎面積 = 1.72 m²

8 べた基礎の設計

基礎に作用する建物荷重の計算より、べた基礎底面に作用する接地圧を、 $w=20.00\text{kN/m}^2$ として基礎スラブと基礎梁の断面検討を行う。



8-1 鉛直荷重に対する検討(長期)

8-1-1 基礎スラブの検討 (一般部)

<基礎スラブ設計用荷重>

杭状補強した場合の基礎スラブ設計用荷重は、基礎スラブ自重と1階床荷重の合計とする。

1階床荷重 = 2.00 kN/m^2 とし、基礎スラブ自重 = $\gamma_{RC} \cdot t = 24 \times 0.150 = 3.60\text{ kN/m}^2$ より、基礎スラブ設計用荷重 W_F は、

$$W_F = 2.00 + 3.60 = 5.60\text{ kN/m}^2$$

<曲げモーメントに対する検討>

基礎スラブの配筋は、X, Y両方向共通とし、必要鉄筋量の算定は短辺方向について行う。

短辺スパン : $L_x = 2.730\text{m}$ 、長辺スパン : $L_y = 3.640\text{m}$

$$W_x = \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} \times W_F = \frac{3.640^4}{2.730^4 + 3.640^4} \times 5.60 = 4.25\text{ kN/m}^2$$

$$\text{両端最大曲げモーメント : } M_{x1} = \frac{1}{12} \times W_x \times L_x^2 = \frac{1}{12} \times 4.25 \times 2.730^2 = 2.64\text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\text{中央最大曲げモーメント : } M_{x2} = \frac{1}{18} \times W_x \times L_x^2 = \frac{1}{18} \times 4.25 \times 2.730^2 = 1.76\text{ kN}\cdot\text{m}$$

基礎スラブ筋の必要断面積 a_t は、スラブ筋(SD295)の長期許容引張応力度を $f_t=196\text{ N/mm}^2$ とし、かぶり 75mm とすることで、有効高さ $d = 150 - 75 = 75\text{mm}$ であるから

$$a_t = \frac{M \times 10^6}{f_t \times j} = \frac{2.64 \times 10^6}{196 \times (7/8 \times 75)} = 205.41\text{ mm}^2$$

基礎スラブ筋は、X, Y両方向ともに、D10@300(鉄筋量= $237.8\text{ mm}^2/\text{m}$) 以上とする。

<せん断に対する検討>

基礎スラブに作用するせん断力は、

$$Q = \frac{1}{2} \cdot W_x \cdot L_x = \frac{1}{2} \times 4.25 \times 2.730 = 5.81\text{ kN}$$

コンクリートの長期許容せん断応力度を $f_s=0.7\text{ N/mm}^2$ (設計基準強度 = 21 N/mm^2) とすると、

$$Q_a = f_s \cdot j = 0.7 \times 10^3 \times (7/8 \times 75 \times 10^{-3}) = 45.94\text{ kN} > Q \quad (\text{OK})$$

となり、安全である。

8-1-2 基礎梁の検討（一般部）

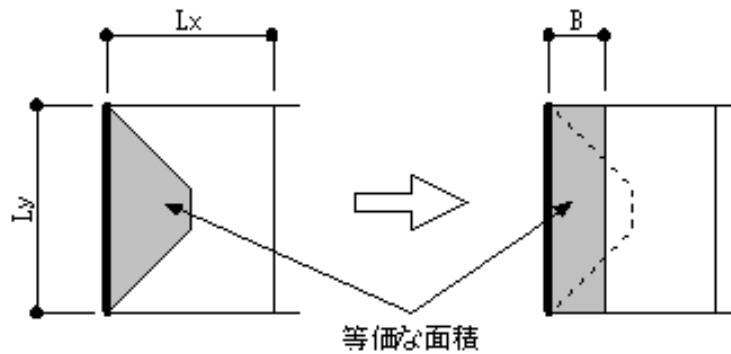
<基礎梁設計用荷重>

杭状補強した場合の基礎梁設計用荷重は、基礎底面に作用する接地圧とする。

また、べた基礎の基礎梁検討用荷重負担幅 B は、負担接地圧面積を梁長さで除した値とする。

$$B = \frac{[(L_y - L_x) + L_y] \times L_x / 2 \times 0.5}{L_y}$$

$$= \frac{[(3.640 - 2.730) + 3.640] \times 2.730 / 2 \times 0.5}{3.640} = 0.853 \text{ m}$$



奥行き1mあたりの基礎梁設計用荷重 W_B は、

$$W_B = w \cdot B = 20.00 \times 0.853 = 17.06 \text{ kN/m}$$

<曲げモーメントに対する検討>

曲げモーメント算出スパンを $L = 1.820\text{m}$ とすると、

$$M = \frac{1}{8} \cdot W_B \cdot L^2 = \frac{1}{8} \times 17.06 \times 1.820^2 = 7.06 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

基礎梁主筋の必要断面積 a_t は、主筋(SD295)の長期許容引張応力度を $f_t=196 \text{ N/mm}^2$ とし、かぶり70mmとすることで、有効高さ $d = 800 - 70 = 730\text{mm}$ であるから

$$a_t = \frac{M \times 10^6}{f_t \times j} = \frac{7.06 \times 10^6}{196 \times (7/8 \times 730)} = 56.43 \text{ mm}^2$$

よって、基礎梁の主筋は、1-D13（鉄筋量=126.7 mm²）以上とする。

<せん断に対する検討>

基礎梁に作用するせん断力は、

$$Q = \frac{1}{2} \cdot W_B \cdot L = \frac{1}{2} \times 17.06 \times 1.820 = 15.53 \text{ kN}$$

コンクリートの長期許容せん断応力度を $f_s=0.7 \text{ N/mm}^2$ （設計基準強度= 21 N/mm²）とすると、

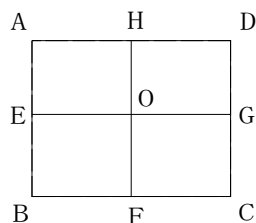
$$Q_a = f_s \cdot b \cdot j = 0.7 \times 10^3 \times 150 \times 10^{-3} \times (7/8 \times 730 \times 10^{-3}) = 67.07 \text{ kN} > Q \quad (\text{OK})$$

となり、安全である。

※ 基礎立上り及びその上部に開口を有する部位は、別途鉄筋の補強を行う。

9 結果一覧（地盤補強工法のある場合）

9-1 柱状地盤改良（深層混合処理工法）



推定箇所	地盤補強工法なし					地盤補強工法あり			
	支持力判定	圧密判定	沈下量 cm	不同沈下量 cm	変形角 θ n/1000	支持力判定	沈下量 cm	不同沈下量 cm	変形角 θ n/1000
A(隅角)	○	○	1.86	0.45	0.78	○	0.00	0.00	0.00
B(隅角)	○	○	1.86	0.45	0.78	○	0.00	0.00	0.00
C(隅角)	○	○	1.86	0.45	0.78	○	0.00	0.00	0.00
D(隅角)	○	○	1.86	0.45	0.78	○	0.00	0.00	0.00
E	○	×	—	—	—	○	—	—	—
F	○	×	—	—	—	○	—	—	—
G	○	×	—	—	—	○	—	—	—
H	○	×	—	—	—	○	—	—	—
O(中央)	○	×	2.31	—	—	○	0.00	—	—

	地盤補強工法なし		地盤補強工法あり	
	相対沈下量 cm	傾斜角 ϕ n/1000	相対沈下量 cm	傾斜角 ϕ n/1000
A-B	0.00	0.00	0.00	0.00
B-C	0.00	0.00	0.00	0.00
D-C	0.00	0.00	0.00	0.00
A-D	0.00	0.00	0.00	0.00

・最大沈下量 $S_{max} = 0.00 \leq 5.0$ (cm) (OK)

・不同沈下量 $Sd_{max} = 0.00 \leq 2.0$ (cm) (OK)

・最大変形角 $\theta_{max} = 0.00 \leq 2.5$ /1000 (OK)

・最大傾斜角 $\phi_{max} = 0.00 \leq 3.0$ /1000 (OK)

・べた基礎(スラブ厚 = 150mm)

スラブ筋 : D10@300 (鉄筋量= 238 mm²/m) 以上

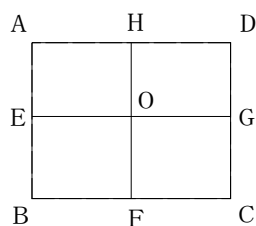
梁主筋 : 1-D13 (鉄筋量= 127 mm²) 以上

・柱状地盤改良（深層混合処理工法）

改良体先端の深さ=GL- 6.50～ 6.50m、 $\phi = 600$ mm、本数= 34本（24本以上必要） (OK)

1本の改良体が負担できる基礎面積 = 2.83 m²

9-2 小口径鋼管杭



推定箇所	地盤補強工法なし					地盤補強工法あり			
	支持力 判定	圧密 判定	沈下量 cm	不同沈下量 cm	変形角 θ n/1000	支持力 判定	沈下量 cm	不同沈下量 cm	変形角 θ n/1000
A(隅角)	○	○	1.86	0.45	0.78	○	0.00	0.00	0.00
B(隅角)	○	○	1.86	0.45	0.78	○	0.00	0.00	0.00
C(隅角)	○	○	1.86	0.45	0.78	○	0.00	0.00	0.00
D(隅角)	○	○	1.86	0.45	0.78	○	0.00	0.00	0.00
E	○	×	---	---	---	○	---	---	---
F	○	×	---	---	---	○	---	---	---
G	○	×	---	---	---	○	---	---	---
H	○	×	---	---	---	○	---	---	---
O(中央)	○	×	2.31	---	---	○	0.00	---	---

	地盤補強工法なし		地盤補強工法あり	
	相対沈下量 cm	傾斜角 ϕ n/1000	相対沈下量 cm	傾斜角 ϕ n/1000
A-B	0.00	0.00	0.00	0.00
B-C	0.00	0.00	0.00	0.00
D-C	0.00	0.00	0.00	0.00
A-D	0.00	0.00	0.00	0.00

・最大沈下量 $S_{max} = 0.00 \leq 5.0$ (cm) (OK)

・不同沈下量 $Sd_{max} = 0.00 \leq 2.0$ (cm) (OK)

・最大変形角 $\theta_{max} = 0.00 \leq 2.5$ /1000 (OK)

・最大傾斜角 $\phi_{max} = 0.00 \leq 3.0$ /1000 (OK)

・べた基礎(スラブ厚 = 150mm)

スラブ筋 : D10@300(鉄筋量= 238 mm²/m) 以上

梁主筋 : 1-D13 (鉄筋量= 127 mm²) 以上

・小口径鋼管杭 (STK400) 杭径165.2mm、肉厚4.5mm、腐食しろ1.0mm
鋼管杭先端の深さ=GL- 6.50 ~ 6.50m、本数= 40本 (39本以上必要) (OK)

1本の鋼管杭が負担できる基礎面積 = 1.72 m²

10 引用文献

書籍名	発行年月日	発行者
小規模建築物基礎設計指針	2008年 2月	(社) 日本建築学会
建築基礎構造設計指針	2001年10月	(社) 日本建築学会
小規模建築物基礎設計の手引き	1988年 1月	(社) 日本建築学会