



厦門キングフィールズエネルギーテクノロジー会社

XiaMen Kingfeels Energy Technology co. ,ltd

強度計算書

★和歌山県岩出市岡田

4 段 4 列
設置角度 10 度

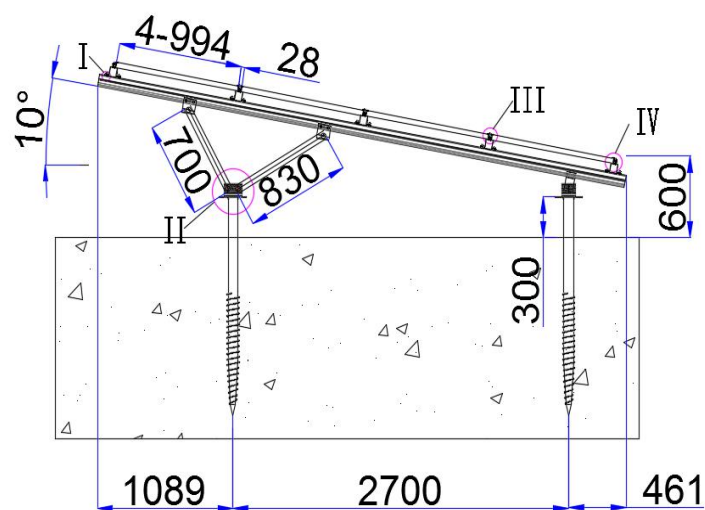
2022年2月7日

目次

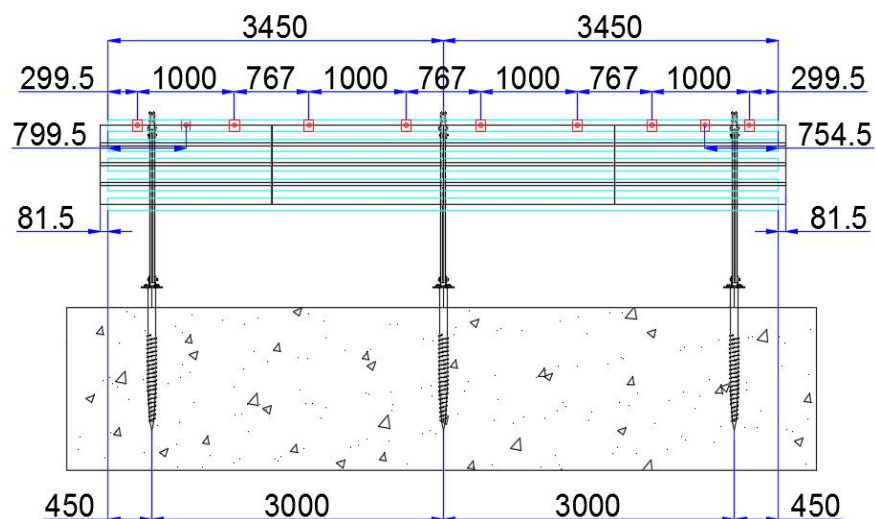
1. 一般事項
2. 検討項目
3. 検討条件
4. 荷重計算
5. 部材の引張（圧縮）応力度計算
6. グラントスクリュウの計算

架台製品参考図

側面図



正面図



1. 一般事項

設置場所	地上設置（単独）
設置高さ	設置高さ10M以下の場合
地表面粗粒度区分係数	Ⅲ
設計基準	JIS C8955: 2017
ソフトウェア	SAP2000

2. 検討項目

JIS C8955:2017 荷重条件と荷重の組み合わせにより、以下の項目を検討する

荷重条件		区分	
		一般の地方	多雪区域
長期	常時	G	G
	積雪時		G+0.7S
短期	積雪時	G+S	G+S
	暴風時	G+W	G+W
			G+0.35S+W
	地震時	G+K	G+0.35S+K

① 固定荷重 (G)

② 風圧荷重 (W)

③ 積雪荷重 (S)

④ 地震荷重 (K)

3. 検討条件

太陽電池モジュール規格 横 (La) 1762 mm = 1.762 m

縦 (Lb) 994 mm = 0.994 m

モジュール面積A 1.75 m²

太陽電池モジュール重量 19.0 Kg/枚

設計配列 4 段 4 列

太陽電池モジュール枚数 16 枚

架台設置角度 10 度

設計用基準風速	34	m/s
設計用積雪厚さ	30	cm
BR横レール長さ	6900	mm
BR横レール数量	5	本
縦材長さ	4300	mm
縦材数量	3	本

4. 荷重計算

架台全体に掛かる荷重を算出する。

4.1 固定荷重

モジュール総重量 $g1= 2979.2 \text{ N}$

スクリュー杭重量 $g2= 138.2 \text{ N}$

横レール総重量 $g3= 452.7 \text{ N}$

縦材総重量 $g4= 189.0 \text{ N}$

固定荷重組合

横レールに対する固定荷重 $G1= (g1+g3) * \cos 10^\circ = 3379.78 \text{ N}$

縦材に対する固定荷重 $G2= (g1+g3+g4) * \cos 10^\circ = 3565.90 \text{ N}$

4.2 風圧荷重

計算諸元

モジュール面積: A_w 28.023 m^2

アレイ面の平均地上高: H 0.9 m

平均屋根高さ: Z_b 5 m

粗度区分高さ: Z_G 450 m

粗度区分係数: α 0.2

ガスト影響係数: G_f 2.5

用途係数: I_w 1.0

平均風速の高さ方向の分布を表す係数

$$E_r = 1.7x (Z_b/Z_G)^\alpha \quad (H < Z_b)$$

$$= 0.691$$

$$E_r = 1.7x (H/Z_G)^\alpha \quad (H > Z_b)$$

$$= 0.491$$

アレイ面の風力係数

順風

$$C_{wa} = 0.35 + 0.055 \theta - 0.0005 \theta^2 \quad (5^\circ \leq \theta \leq 60^\circ)$$

$$= 0.35 + 0.055 \times 10^\circ - 0.0005 \times 10^\circ \times 10^\circ$$

$$= 0.850$$

逆風

$$C_{wb} = 0.85 + 0.048 \theta - 0.0005 \theta^2 \quad (5^\circ \leq \theta \leq 60^\circ)$$

$$= 0.85 + 0.048 \times 10^\circ - 0.0005 \times 10^\circ \times 10^\circ$$

$$= 1.280$$

$$\text{環境係数: } E = E_r^2 \times G_f = 0.691 \times 0.691 \times 2.5 = 1.194$$

設計用速度圧: q_p

$$\begin{aligned} q_p &= 0.6 \times V_0^2 \times E \times I_w && (V_0: \text{設計用基準風速}) \\ &= 0.6 \times 34 \times 34 \times 1.194 \times 1.0 \\ &= 828.42 \text{ N/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{順風力 (正圧)} \quad W_a &= C_{wa} \times q_p \times A_w \\ &= 0.850 \times 828.42 \times 28.02 \\ &= 19732.46 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{逆風力 (負圧)} \quad W_b &= C_{wb} \times q_p \times A_w \\ &= 1.280 \times 828.42 \times 28.02 \\ &= 29714.8 \text{ N} \end{aligned}$$

4.3 積雪荷重

勾配係数: C_s

$$C_s = 1.00$$

雪の平均単位荷重(積雪 1 cm 当たり $\text{N} \cdot \text{m}^2$) P : 20 N/m^2

地上垂直積雪量(m) Z_s : 0.3 m

$$\begin{aligned} \text{積雪面積(アレイ面の水平投影面積)} (\text{m}^2): A &= A_w \times \cos(\theta) \\ &= 28.023 \times \cos 10^\circ \\ &= 27.60 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{積雪荷重: } S_p &= C_s \times P \times Z_s \times A \times 100 \\
 &= 1.00 \times 20 \times 0.3 \times 27.60 \times 100 \\
 &= 16558.27 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{パネルに垂直するの積雪荷重: } S_z &= S_p \times \cos(\theta) \\
 &= 16558.27 \times \cos 10^\circ \\
 &= 16306.71 \text{ N}
 \end{aligned}$$

4.4 地震荷重

$$\text{地震地域係数: } Z = 1.0$$

$$\text{用途係数: } I = 1.0$$

$$\text{水平震度: } K_H = 0.3$$

$$\text{設計用水平震度: } K_p$$

$$\begin{aligned}
 K_p &= K_H \times Z \times I_K \\
 &= 0.3 \times 1.0 \times 1.0 \\
 &= 0.3
 \end{aligned}$$

$$\text{固定荷重: } G = G_2 = 3565.90 \text{ N}$$

$$\text{積雪荷重: } S = S_z = 16306.71 \text{ N}$$

$$\text{設計用地震荷重: } K$$

$$\begin{aligned}
 K &= K_p \times G && \text{一般区域} \\
 &= 0.3 \times 3565.90 \\
 &= 1069.77 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 K &= K_p \times (G + 0.35S) && \text{多雪区域} \\
 &= 0.3 \times 9273.25 \\
 &= 2781.98 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{パネルに垂直するの地震荷重: } K_z &= K \times \cos(\theta) \\
 &= 1069.77 \times \cos 10^\circ \\
 &= 1053.52 \text{ N}
 \end{aligned}$$

荷重組合

短期							横レール最大荷重F _{br}
	積雪時	暴風時		地震時		最大値Q1	
横レール	全部	一般の地方	多雪区域	一般の地方	多雪区域		
	G+S	G+W	G+W+0.35S	G+K	G+K+0.35S		
正圧F _{br1}	19686.49	23112.23	0.00	4433.30	0	23112.23	26335
負圧F _{br2}		-26334.98	0.00			-26334.98	

短期							縦材最大荷重 F _{vr}
	積雪時	暴風時		地震時		最大値Q2	
縦材	全部	一般の地方	多雪区域	一般の地方	多雪区域		
	G+S	G+W	G+W+0.35S	G+K	G+K+0.35S		
正圧F _{vr1}	19872.62	23298.36	0.00	4619.42	0	23298.36	26148.9
負圧F _{vr2}		-26148.85	0.00			-26148.85	

5. 部材の引張（圧縮）応力度計算

5.1 横レールの強度計算

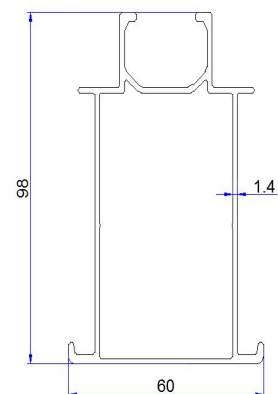
材料特性

材質：AL6005-T5 降伏強度： $[\sigma] = 205 \text{ MPa}$

材料の弾性係数： $E = 6.90 \times 10^{10} \text{ N/m}^2$

断面係数 $W_x = 11121.19 \text{ mm}^3 = 1.11 \times 10^{-5} \text{ m}^3$

断面二次モーメント $I_x = 582630.8 \text{ mm}^4 = 5.83 \times 10^{-7} \text{ m}^4$

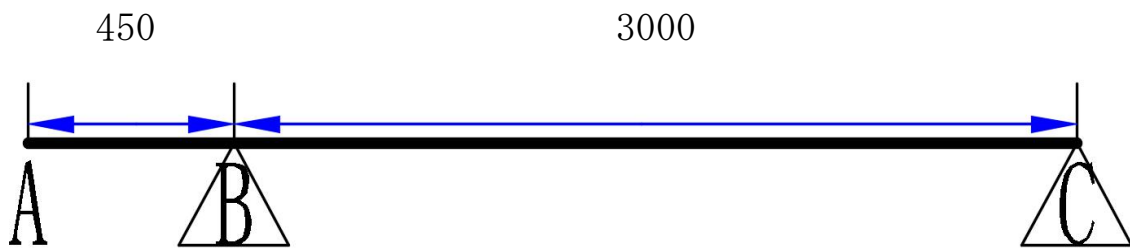


レール長さ:L1= 6900 mm= 6.9 m 合計n1: 5 本

$$\begin{aligned}\text{レール一本ごとに受ける正圧力}F1 &= Q1 / n1 \quad (\text{正圧力}) \\ &= 23112.23 / 5 \\ &= 4622.45 \text{ N}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{レールは受ける線荷重}q1 &= F1 / L1 \\ &= 4622.45 / 6.9 \\ &= 669.92 \text{ N/m}\end{aligned}$$

曲げ応力は下記の通りです



BCを梁として計算する

$$\text{BC長さ}L_{BC}= 3 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}\text{に発生する曲げモーメント}M_{BCMAX} &= q1 \times L_{BC}^2 / 8 \\ &= 669.92 \times 3 \times 3 / 8 \\ &= 753.66 \text{ N*m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{レール最大曲げ応力} \sigma &= M_{BCMAX} / W_x \\ &= 753.66 / 1.11\text{E-}05 \\ &= 6.78\text{E+}07 \text{ N/m}^2 \\ &= 67.77 \text{ MPa}\end{aligned}$$

$$\text{安全値}=[\sigma] / \sigma = 205 / 67.77 = 3 > 1.5$$

OK

ABは片持ち梁構造

$$\text{AB長さ}L_{AB}= 0.45 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}\text{に発生する曲げモーメント}M_{ABMAX} &= q1 \times L_{AB}^2 / 2 \\ &= 669.92 \times 0.45 \times 0.45 / 2 \\ &= 67.829 \text{ N*m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{レール最大曲げ応力 } \sigma &= M_{ABMAX} / W_x \\
 &= 67.829 / 1.11E-05 \\
 &= 6.10E+06 \text{ N/m}^2 \\
 &= 6.10 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

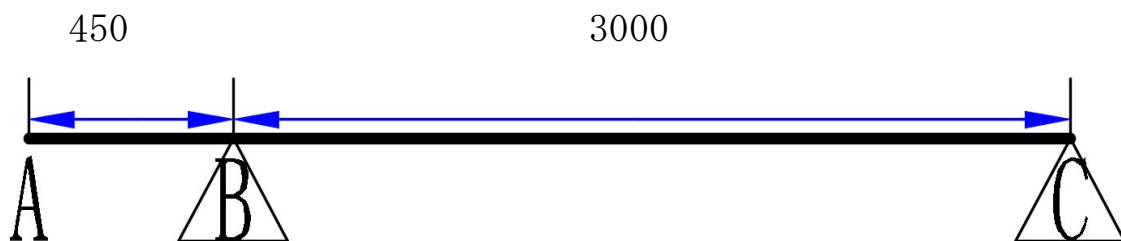
$$\text{安全値} = [\sigma] / \sigma = 205 / 6.10 = 34 > 1.5$$

OK

$$\begin{aligned}
 \text{レール一本ごとに受ける負圧力 } F1' &= Q1' / n1 \quad (\text{負圧力}) \\
 &= 26334.98 / 5 \\
 &= 5267.00 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{レールは受ける線荷重 } q1' &= F1' / L1 \\
 &= 5267.00 / 6.9 \\
 &= 763.33 \text{ N/m}
 \end{aligned}$$

曲げ応力は下記の通りです



BCを梁として計算する

$$\text{BC長さ } L_{BC} = 3 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 \text{に発生する曲げモーメント } M_{BCMAX} &= q1 \times L_{BC}^2 / 8 \\
 &= 763.33 \times 3 \times 3 / 8 \\
 &= 858.75 \text{ N*m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{レール最大曲げ応力 } \sigma &= M_{BCMAX} / W_x \\
 &= 858.75 / 1.11E-05 \\
 &= 7.72E+07 \text{ N/m}^2 \\
 &= 77.22 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

$$\text{安全値} = [\sigma] / \sigma = 205 / 77.22 = 2.7 > 1.5$$

OK

ABは片持ち梁構造

AB長さ $L_{AB}= 0.45 \text{ m}$

$$\begin{aligned}\text{に発生する曲げモーメント } M_{ABMAX} &= q1 \times L_{AB}^2 / 2 \\ &= 763.33 \times 0.45 \times 0.45 / 2 \\ &= 77.287 \text{ N}\cdot\text{m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{レール最大曲げ応力 } \sigma &= M_{ABMAX} / W_X \\ &= 77.287 / 1.11\text{E-}05 \\ &= 6.95\text{E+}06 \text{ N/m}^2 \\ &= 6.95 \text{ MPa}\end{aligned}$$

$$\text{安全値}=[\sigma] / \sigma = 205 / 6.95 = 29 > 1.5$$

OK

5.2 縦材の強度計算

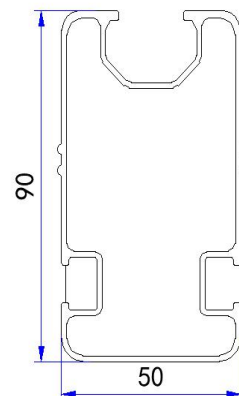
材料特性

材質：AL6005-T5 降伏強度： $[\sigma]= 205 \text{ MPa}$

材料の弾性係数： $E= 6.90\text{E+}10 \text{ N/m}^2$

断面係数 $W_X= 12079.56 \text{ mm}^3 = 1.21\text{E-}05 \text{ m}^3$

断面二次モーメント $I_X= 551446.3 \text{ mm}^4 = 5.51\text{E-}07 \text{ m}^4$



縦材長さ： $L2= 4300 \text{ mm} = 4.3 \text{ m}$ 合計 $n2: 3 \text{ 本}$

縦材一本ごとに受ける圧力 $F2= Q2 / n1$ (正圧力)

$$= 23298.36 / 3$$

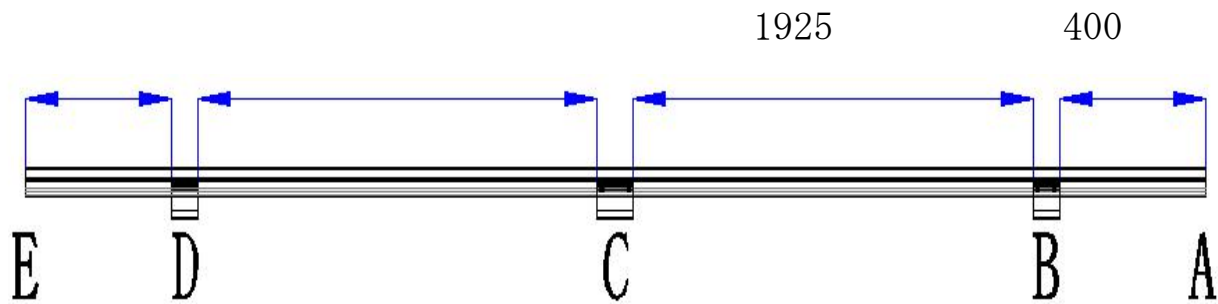
$$= 7766.12 \text{ N}$$

縦材は受ける線荷重 $q2= F2 / L2$

$$= 7766.12 / 4.3$$

$$= 1806.1 \text{ N/m}$$

曲げ応力は下記の通りです



BCを梁として計算する

$$\text{BC長さ } L_{BC} = 1.925 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{に発生する曲げモーメント } M_{BCMAX} &= q \times L_{BC}^2 / 8 \\ &= 1806.1 \times 1.9 \times 1.9 / 8 \\ &= 836.58 \text{ N}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{レール最大曲げ応力 } \sigma &= M_{BCMAX} / W_x \\ &= 836.58 / 1.21\text{E-}05 \\ &= 6.93\text{E+}07 \text{ N/m}^2 \\ &= 69.26 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\text{安全値} = [\sigma] / \sigma = 205 / 69.26 = 3 > 1.5$$

OK

ABは片持ち梁構造

$$\text{AB長さ } L_{AB} = 0.40 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{に発生する曲げモーメント } M_{ABMAX} &= q \times L_{AB}^2 / 2 \\ &= 1806.1 \times 0.4 \times 0.4 / 2 \\ &= 144.49 \text{ N}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{レール最大曲げ応力 } \sigma &= M_{ABMAX} / W_x \\ &= 144.49 / 1.21\text{E-}05 \\ &= 1.20\text{E+}07 \text{ N/m}^2 \\ &= 11.96 \text{ MPa} \end{aligned}$$

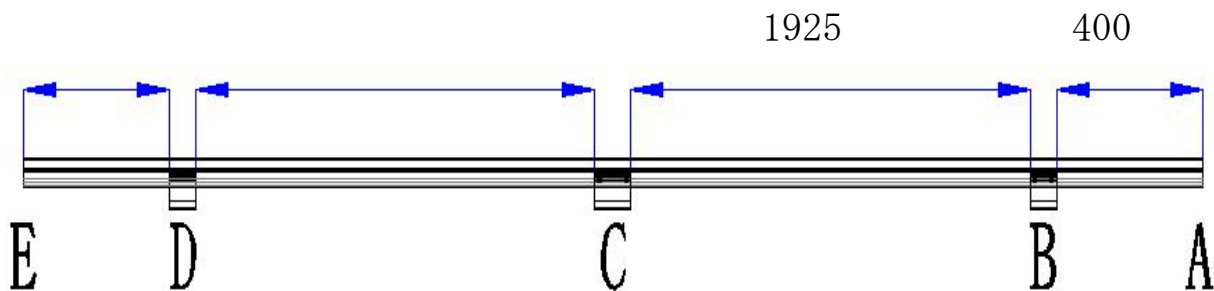
$$\text{安全値} = [\sigma] / \sigma = 205 / 11.96 = 17 > 1.5$$

OK

$$\begin{aligned}
 \text{縦材一本ごとに受ける圧力 } F_2' &= Q_2' / n_1 && (\text{負圧力}) \\
 &= 26148.85 / 3 \\
 &= 8716.28 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{縦材は受ける線荷重 } q_2 &= F_2 / L_2 \\
 &= 8716.28 / 4.3 \\
 &= 2027 \text{ N/m}
 \end{aligned}$$

曲げ応力は下記の通りです



BCを梁として計算する

$$\text{BC長さ } L_{BC} = 1.925 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 \text{に発生する曲げモーメント } M_{BCMAX} &= q_2 \times L_{BC}^2 / 8 \\
 &= 2027 \times 1.9 \times 1.9 / 8 \\
 &= 938.93 \text{ N*m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{レール最大曲げ応力 } \sigma &= M_{BCMAX} / W_x \\
 &= 938.93 / 1.21\text{E-}05 \\
 &= 7.77\text{E+}07 \text{ N/m}^2 \\
 &= 77.73 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

$$\text{安全値} = [\sigma] / \sigma = 205 / 77.73 = 2.64 > 1.5$$

OK

ABは片持ち梁構造

AB長さ $L_{AB}= 0.4 \text{ m}$

$$\begin{aligned}\text{に発生する曲げモーメント } M_{ABMAX} &= q \times L_{AB}^2 / 2 \\ &= 2027 \times 0.4 \times 0.4 / 2 \\ &= 162.16 \text{ N}\cdot\text{m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{レール最大曲げ応力 } \sigma &= M_{ABMAX} / W_x \\ &= 162.16 / 1.21\text{E-}05 \\ &= 1.34\text{E+}07 \text{ N/m}^2 \\ &= 13.42 \text{ MPa}\end{aligned}$$

$$\text{安全値} = [\sigma] / \sigma = 205 / 13.42 = 15 > 1.5$$

OK

5.3 支柱の強度のチェック

材料特性

材質：AL6005-T5 降伏強度： $[\sigma] = 205 \text{ MPa}$

材料の弾性係数： $E = 6.90\text{E+}10 \text{ N/m}^2$

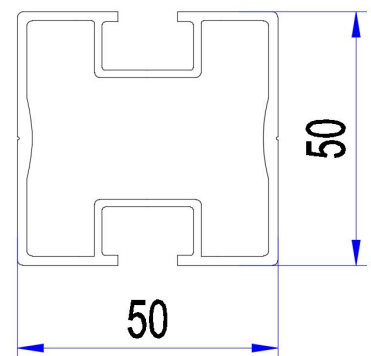
断面係数 $W_x = 5850.246 \text{ mm}^3 = 5.85\text{E-}06 \text{ m}^3$

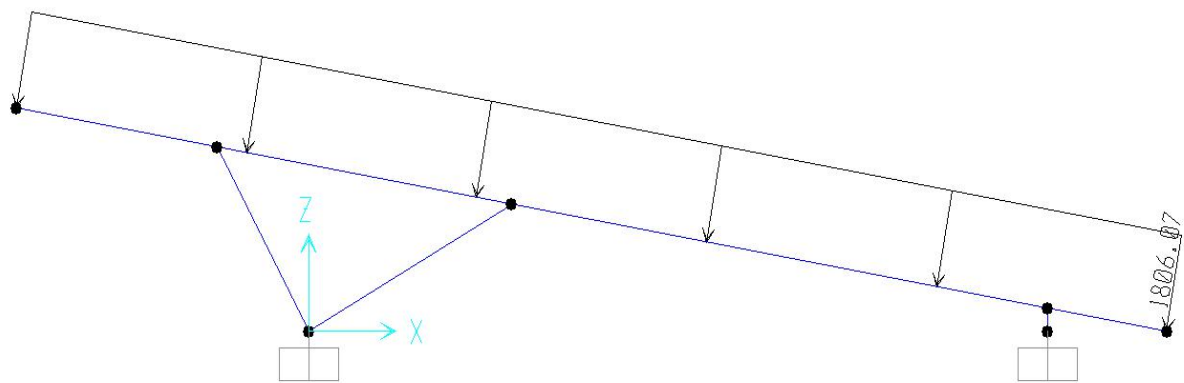
断面二次モーメント $I_x = 146256.1 \text{ mm}^4 = 1.46\text{E-}07 \text{ m}^4$

断面面積 $A = 430.45 \text{ mm}^2$

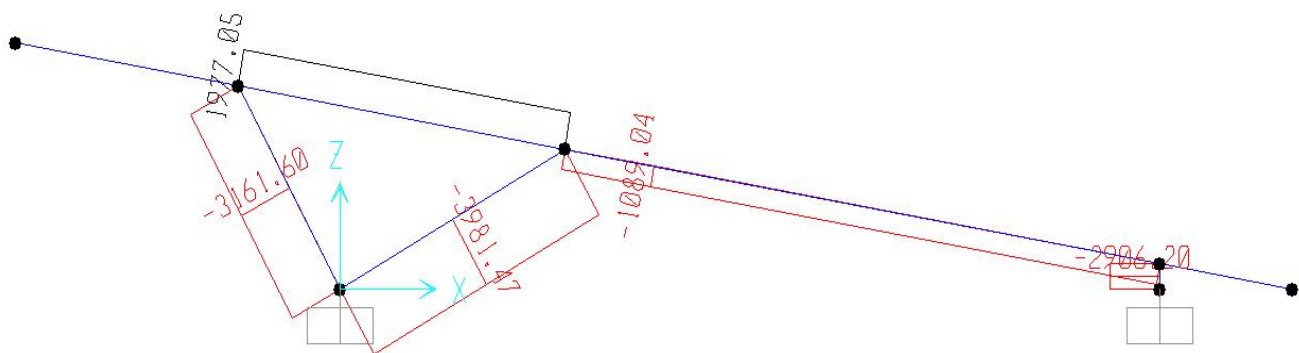
SAP2000を利用して、設置に模擬計算した結果は下記通り

縦材は受ける正圧線荷重 $q_3 = Q_2 / L_2 / n_2 = 1806.07 \text{ N/m}$



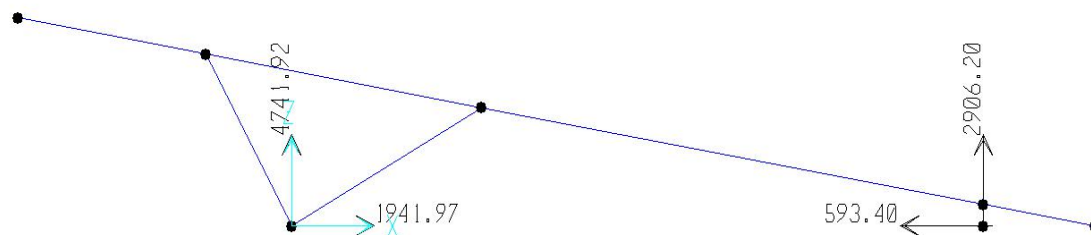


各支柱が受けた軸力は下記通りに



	軸力 (N)	強度チェック			
支柱1	3161.6	7.34	<	205.0	MPa OK
支柱2	3981.47	9.25	<	205.0	MPa OK

ベースが受けた支点反力は下記通りに



支柱が受けた支点反力1 4741.92 N

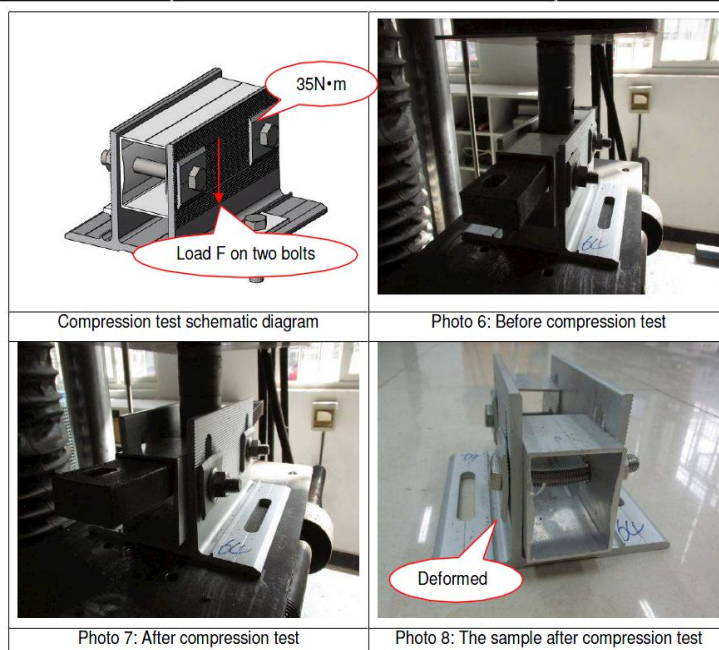
支柱が受けた支点反力2 2906.2 N

ベース安全係数 1.5

ベースが受けた支点反力 7112.88 N

ベースの許容応力は205MPa, SGSを採用して、分析すれば、最大の荷重応力は145.04kNです, 応力図面は以下通り：

Test item	The dislocated force(kN)	The maximum force (kN)
Compression test	27.70	145.04(the sample deformed)



$$7.11 \text{ KN} < 145.04 \text{ KN}$$

従って、ベースの強度は **OK** です。

上図からみると、柱に対して、最大応力は先端にします。

由公式: $P_x = n \cdot \pi^2 \cdot E \cdot I / L^2$

n	E (N/CM ²)	I (CM ⁴)	L (CM)
1	6.90E+06	14.63	83

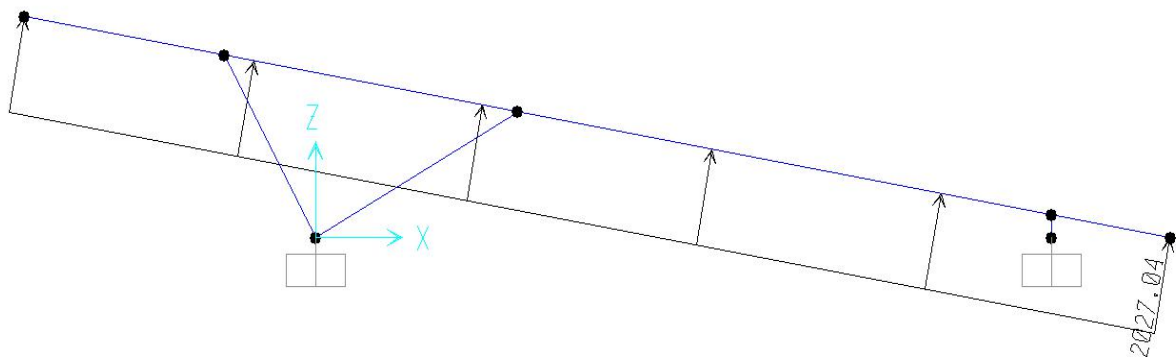
$$P_x = \pi^2 \cdot 6900000 \cdot 14.63 / 83^2 = 144433 \text{ N}$$

支柱最大軸力 $P_1 = 3981.47 \text{ N}$

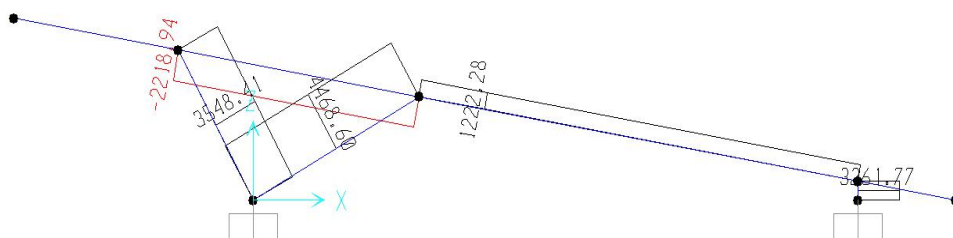
$P_x > P_1$ の為、支柱の強度は安全範囲以内

OK

縦材は受ける負圧線荷重 $q_4 = Q_2'' / L_2 / n_2 = -2027.04 \text{ N/m}$

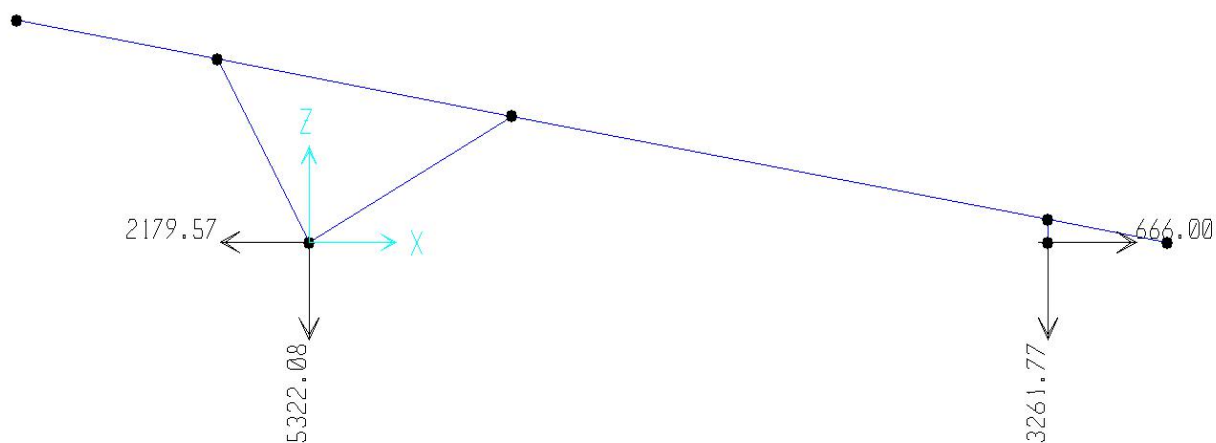


各支柱が受けた軸力は下記通りに



	軸力 (N)	強度チェック			
支柱1	3548. 41	8. 24	<	205. 0	MPa OK
支柱2	4468. 6	10. 38	<	205. 0	MPa OK

ベースが受けた支点反力は下記通りに



支柱が受けた支点反力1 5322. 08 N

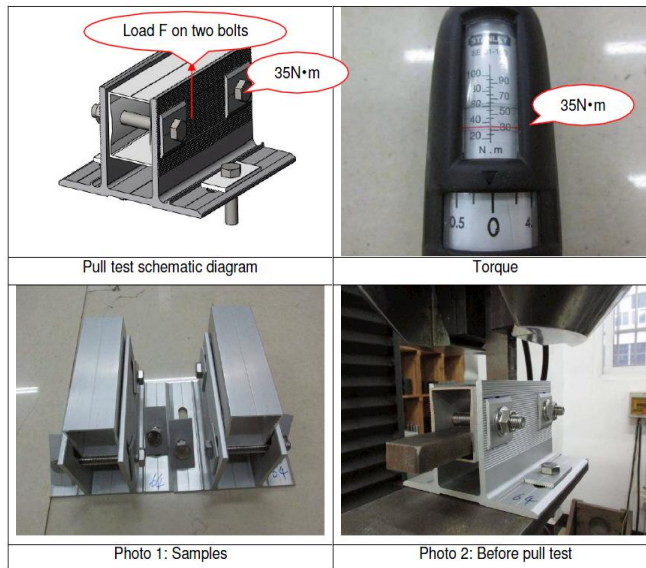
支柱が受けた支点反力2 3261. 77 N

ベース安全係数 1. 5

ベースが受けた支点反力 7983. 12 N

ベースの許容応力は205MPa, SGSを採用して、分析すれば、最大の荷重応力は53. 9kNです, 応力図面は以下通り：

Test item	The dislocated force(kN)	The maximum force (kN)
Pull test	44.17	53.90(the sample damaged)



7.98 KN < 53.9 KN

従って、ベースの強度は **OK** です。

6. グランドスクリューの計算

6.1 架台安装地の土質報告は下記の通りにする (0-1500mm)

土質報告資料によって、平均値のN値を取る、下記の通り：

平均値のN値を取る 1.367

6.1.1 採用スクリューの規格は下記の通りにする

スクリュー品番：KS-F76-T3-2000

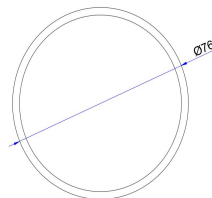
杭長さ (MM)：2000 mm

杭の打込み深さ：1500 mm

杭径 (m) 0.076m

材質：Q235

降伏強度： $[\sigma] = 205 \text{ MPa}$



A	688.0088	I _p	918147.7318
I _x	459073.8659	I _y	459073.8659
I _x	25.8312	I _y	25.8312
W _x (上)	12080.8912	W _y (上)	12080.8912
W _x (下)	12080.8912	W _y (下)	12080.8912
慣性矩係数	7996.0000	慣性矩係数	7996.0000
断面係数係数	38.0000	断面係数係数	38.0000
断面係数係数	38.0000	断面係数係数	38.0000
主軸I1	459073.866	主軸I2	(1.000,0.000)
主軸I2	459073.866	主軸I2	(0.000,1.000)

6.1.2 杭の軸方向押込み許容支持力の計算

杭の極限支持力(R_u) = 先端支持力 + 周辺摩擦力

$$R_u = q_p * A + U * \sum (L_i * f_i)$$

ここに、 R_u ：地盤から決まる杭の極限支持力 (kN)

q_p ：杭先端における単位面積当たりの極限支持力度 (kN/m^2)

A ：杭先端面積 (m^2)

D_w ：羽根径 (m)

U ：杭の周長 (m)

L_i 周面摩擦力を考慮する層の層厚(m)

f_i ：周面摩擦力を考慮する層の最大周面摩擦力度 (KN/m^2)

回転杭工法： $q_p = 130N_e$ (≤ 6500) (KN/m^2)

N_e ：杭先端地盤の平均N値

fi最大周面摩擦力度 (KN/m ²)	
砂質土	3N (≦150KN/m ²)
粘性土	Cまたは10N (≦100KN/m ²)

$$\begin{aligned}
 q_p &= 130 \times N_e \\
 &= 130 \times 1 \\
 &= 178 \text{ KN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A &= \Pi \times D_w^2 / 4 \\
 &= 3.14 \times 96 \times 96 / 4 \\
 &= 7238.2 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 U &= \Pi \times D \\
 &= 3.14 \times 76 \\
 &= 239 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$Li = 1.5 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 fi &= 10 \times N \quad \text{粘性土} \\
 &= 13.67 \text{ KN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 R_u &= q_p \times A + U \times \Sigma (Li \times fi) \text{ 粘性土} \\
 &= 6.18 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

6. 1. 3杭の軸方向許容引抜き力の計算

$$P_u = \Pi * D_w * H * c + U * \Sigma (L_i * f_i) + W$$

ここに、 P_u ：地盤から決まる杭の極限引抜き力（kN）

D_w ：羽根径（m）

H ：羽根上方の局所せん断破壊域の拡がる高さで、
支持層への根入れ長（m）, 但し、 $H \leq 2.5D_w$ とする。

c ：支持層地盤の粘着力（kN/m²）= $q_u/2$

q_u ：粘着土地盤の一軸圧縮強さ（kN/m²）, ただし、 $q_u \leq 600$ とする。

q_u の実測値がない場合には、 N 値から $q_u=12.5N$ として算定する。

W ：杭の有効重量

$$D_w = 0.096 \text{ m}$$

$$H = 2.5D_w = 0.2 \text{ m}$$

$$c = 12.5N / 2 = 8.5438 \text{ KN/m}^2$$

$$L_i = 1.5 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} f_i &= 10 \times N \\ &= 14 \text{ KN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} U &= \Pi \times D \\ &= 3.14 \times 76 \\ &= 239 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$W = g_2 = 129.2 \text{ N}$$

$$P_u = \Pi * D_w * H * c + U * \sum (L_i * f_i) + W$$

$$= 5.64 \text{ KN}$$

6.2 架台安装地の土質報告は下記の通りにする (1500mm-1700mm)

土質報告資料によって、平均値のN値を取る、下記の通り：

平均値のN値を取る 37.6

6.2.1 採用スクリューの規格は下記の通りにする

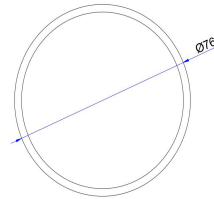
スクリー部品番：KS-F76-T3-2000

杭長さ (MM)：2000 mm

杭の打込み深さ：200 mm

杭径 (m) 0.076m

材質：Q235 降伏強度： $[\sigma] = 205 \text{ MPa}$



A	688.0088	I _p	918147.7318
I _x	459073.8659	I _y	459073.8659
I _x	25.8313	I _y	25.8313
W _x (上)	12080.8912	W _y (上)	12080.8912
W _x (下)	12080.8912	W _y (下)	12080.8912
極限耐力	7998.0000	極限耐力	7998.0000
耐力係数	38.0000	耐力係数	38.0000
耐力係数	38.0000	耐力係数	38.0000
主軸1	459073.866	主軸2	(0.000,0.000)
主軸2	459073.866	主軸2	(0.000,1.000)

6.2.2 杭の軸方向押込み許容支持力の計算

杭の極限支持力(R_u) = 先端支持力 + 周辺摩擦力

$$R_u = q_p * A + U * \sum (L_i * f_i)$$

ここに, R_u ：地盤から決まる杭の極限支持力 (kN)

q_p ：杭先端における単位面積当たりの極限支持力度 (kN/m^2)

A ：杭先端面積 (m^2)

D_w ：羽根径 (m)

U ：杭の周長 (m)

L_i 周面摩擦力を考慮する層の層厚(m)

f_i ：周面摩擦力を考慮する層の最大周面摩擦力度 (KN/m^2)

回転杭工法： $q_p = 130N_e$ (≤ 6500) (KN/m^2)

N_e ：杭先端地盤の平均N値

fi最大周面摩擦力度 (KN/m ²)	
砂質土	3N (≦150KN/m ²)
粘性土	Cまたは10N (≦100KN/m ²)

$$\begin{aligned}
 q_p &= 130 \times N_e \\
 &= 130 \times \# \\
 &= 4888 \text{ KN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A &= \Pi \times D_w^2 / 4 \\
 &= 3.14 \times 96 \times 96 / 4 \\
 &= 7238.2 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 U &= \Pi \times D \\
 &= 3.14 \times 76 \\
 &= 239 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$Li = 0.2 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 fi &= 3 \times N \quad \text{砂質土} \\
 &= 112.8 \text{ KN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 R_u &= q_p \times A + U \times \Sigma (Li \times fi) \text{ 砂質土} \\
 &= 40.77 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

6.2.3杭の軸方向許容引抜き力の計算

$$P_u = \pi \cdot D_w \cdot H \cdot c + U \cdot \sum (L_i \cdot f_i) + W$$

ここに、 P_u ：地盤から決まる杭の極限引抜き力（kN）

D_w ：羽根径（m）

H ：羽根上方の局所せん断破壊域の拡がる高さで、
支持層への根入れ長（m）, 但し、 $H \leq 2.5D_w$ とする。

c ：支持層地盤の粘着力（kN/m²）= $q_u/2$

q_u ：粘着土地盤の一軸圧縮強さ（kN/m²）, ただし、 $q_u \leq 600$ とする。

q_u の実測値がない場合には、 N 値から $q_u = 12.5N$ として算定する。

W ：杭の有効重量

$$D_w = 0.096 \text{ m}$$

$$H = 2.5D_w = 0.2 \text{ m}$$

$$c = 12.5N / 2 = 235 \text{ KN/m}^2$$

$$L_i = 0.2 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} f_i &= 3 \times N \quad \text{砂質土} \\ &= 113 \text{ KN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} U &= \pi \times D \\ &= 3.14 \times 76 \\ &= 239 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$W = \gamma D^2 = 129.2 \text{ N}$$

$$P_u = \Pi * D_w * H * c + U * \sum (L_i * f_i) + W$$

$$= 22.53 \text{ KN}$$

6.3 水平抵抗

水平抵抗の計算に用いる水平方向地盤反力係数 K_h は、次式により算出する。

$$K_h = 1.21(a * E_0)^{1.10} \times D_p^{-0.31} \times (EI)^{-0.10}$$

ここに、 K_h : 水平方向地盤反力係数(kN/m^3)

$$K_{h0}: K_{h0} = (1/0.3) \cdot a \cdot E_0 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

a : 地盤反力係数の推定に用いる係数

E_0 : 設計の対象とする位置での地盤の変形係数(kN/m^3)

D_p : 杭径(m)

EI : 鋼管の曲げ剛性($\text{kN} \cdot \text{m}^2$)

次の試験方法による変形係数 (kN/m^2)	α	
	常時	地震時
α 直径 30cm の剛体円盤による平板載荷試験の繰返し曲線から求めた変形係数の 1/2	1	2
ボーリング孔内で測定した変形係数	4	8
供試体の一軸又は三軸圧縮試験から求めた変形係数	4	8
標準貫入試験の N 値より $E_0=2800N$ で推定した「変形係数」	1	2

標準貫入試験より $E_0=2800N$

$$K_{h0} = a \times E_0 / 0.3$$

$$= 1 \times 2800 \times 1.4 / 0.3$$

$$= 9333.3 \text{ KN/m}^3$$

$$D_p = 0.076 \text{ m}$$

$$E = 200000 \text{ N/mm}^2$$

$$I = 459074 \text{ mm}^4$$

$$EI = E * I$$

$$= 91.81 \text{ KN}\cdot\text{m}^2$$

$$Kh = 1.21(a*E0)^{1.10} \times Dp^{-0.31} \times (EI)^{-0.10}$$

$$= 14950.69 \text{ kN/m}^3 \quad \text{常時}$$

$$Kh = 1.21(a*E0)^{1.10} \times Dp^{-0.31} \times (EI)^{-0.10}$$

$$= 32047.50 \text{ kN/m}^3 \quad \text{地震時}$$

$$\beta : \text{杭の特性値} \quad \beta = [Kh * Dp / (4EI)]^{1/4} (\text{m}^{-1})$$

$$\beta = [Kh * Dp / (4EI)]^{1/4}$$

$$= 1.33 \text{ (m}^{-1}) \quad \text{常時}$$

$$\beta = [Kh * Dp / (4EI)]^{1/4}$$

$$= 1.60 \text{ (m}^{-1}) \quad \text{地震時}$$

$$\text{杭最大水平力} Q1 = 2179.6 \text{ N}$$

$$\text{杭が受けた水平力} Ph = 2.18 \text{ KN}$$

$$\text{杭地面からの水平高さ} H = 300 \text{ mm}$$

$$\text{杭地面から部分受けた曲げ応力} Mh = Ph \times H = 2.1796 \times 0.3 = 0.65 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{杭の曲げ応力} \sigma = Mh / Wx$$

$$= 0.65 / 12080.89$$

$$= 5.41\text{E}+07 \text{ N/m}^2$$

$$= 54.12 \text{ MPa}$$

$$\text{安全値} = [\sigma] / \sigma = 205 / 54.12 = 3.8 > 1.5 \quad \text{OK}$$

上記通り,

台座下向き最大圧力は 4.74 KN

地盤から決まる杭の極限支持力 R_u : 46.95 KN

OK

台座上向き最大引張り力は 5.32 KN

地盤から決まる杭の極限引抜き力 P_u : 28.2 KN

OK

杭の水平曲げ応力 54.12 MPa

杭の許容曲げ応力 205 MPa

OK