

太陽電池アレイ支持物構造計算書

G130B.埼玉県比企郡鳩山町大字小用112.5kw案件

福建安泰新エネルギー科技有限公司

事務所：廈門市思明区環島東路1801号中航紫金広場A塔30階

工場：漳州市長泰県官山工業園

TEL: 86-592-5508286 FAX: 86-592-5508270

2022年7月27日

目次

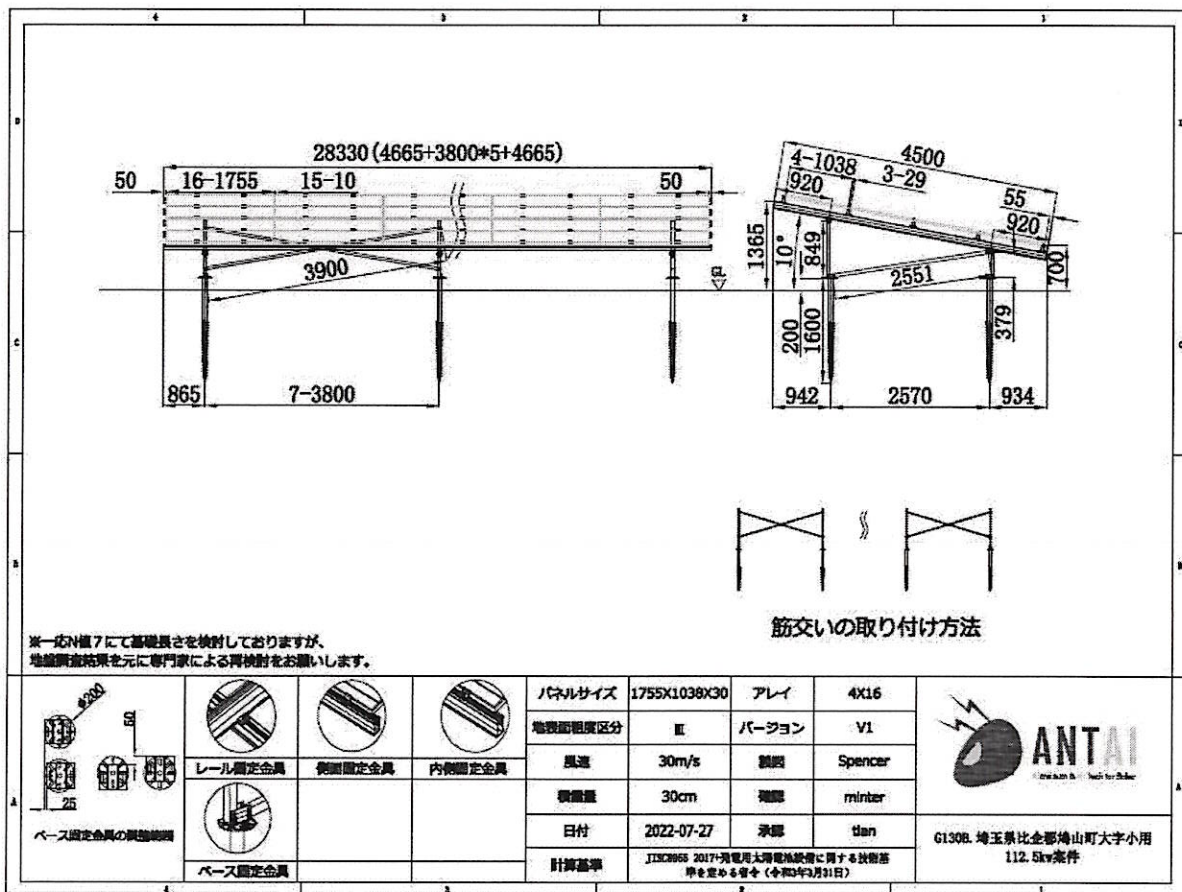
§ 1. 設計条件	1
§ 2. 架台図面	1
§ 3. 架台属性	2
§ 4. 部材の断面諸元	3
§ 5. 架構材料	5
5.1 使用材料及び機械性能の照査	5
5.2 腐食対策	7
5.3 使用材料の基準強度	7
§ 6. 許容応力度	8
6.1 横棧の許容応力度	8
6.2 縦棧許容応力度	10
6.3 前柱の許容応力度	11
6.4 後柱の許容応力度	12
6.5 斜材の許容応力度	13
§ 7. 設計荷重	14
7.1 想定荷重	14
7.2 固定荷重計算	14
7.3 風圧荷重計算	15
7.4 積雪荷重	18
7.5 設計用地震荷重	18
§ 8. 部材の応力計算	20
8.1 横棧	21
8.2 縦棧	25
8.3 柱材及び支点反力	29
8.4 ボルトの検討	33
8.5 押さえ金具の検討	35
§ 9. 部材検定結果のまとめ	36

5.1. 設計条件

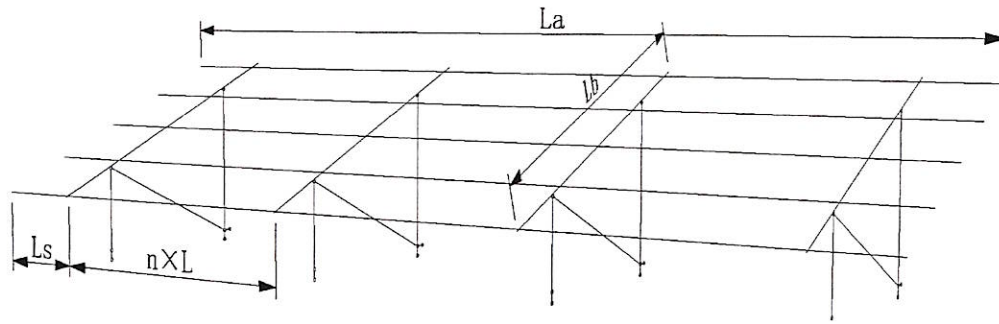
- | | |
|------------|---|
| (1)パネル規格 | 1755 × 1038 × 30 mm |
| (2)パネル重量 | 18.5 kg |
| (3)置き方 | 横置き |
| (4)パネル枚数 | 4 × 16 = 64 |
| (5)設置角度θ | 10 ° |
| (6)設計用基準風速 | 30 m/s |
| (7)地上垂直積雪量 | 30 cm |
| (8)地表面粗度区分 | Ⅲ |
| (9)最大高さ | 1.4 m |
| (10)設置場所 | 地上 |
| (11)準拠基準 | <ul style="list-style-type: none"> ・ 太陽電池アレイ用支持物の設計用荷重方法 JIS C8955 2017 ・ 発電用太陽電池設備に関する技術基準を定める省令 (令和3年3月31日) ・ アルミニウム建築構造設計規準・同解説 (平成28年3月) ・ 地上設置型太陽光発電システムの設計ガイドライン (2019年版) |

5.2. 架台図面

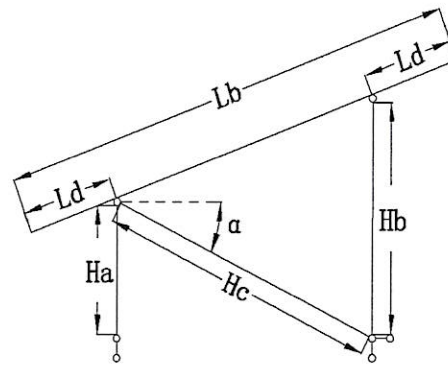
下記図面のアレイは最も不利な条件となるので、このアレイのみ検討を行う。



§ 3. 架台属性



架台軸測図



架台側面図

斜材傾き	$\alpha =$	8	°		
横棧長さ	$L_a =$	28350	mm	横棧数量	$i =$ 5本
縦棧長さ	$L_b =$	4500	mm	縦棧数量	$j =$ 8本
横棧スパン	$L =$	3800	mm		
横棧片持ち	$L_s =$	875	mm		
東西スパン数	$n =$	7			
縦棧支点間隔	$L_c =$	2660	mm		
縦棧片持ち	$L_d =$	920	mm		
前柱長さ	$H_a =$	379	mm	前柱数量	8本
後柱長さ	$H_b =$	849	mm	後柱数量	8本
斜材長さ	$H_c =$	2551	mm	斜材数量	8本
筋交い1長さ	$La_1 =$	-	mm	筋交い1数量	-
筋交い2長さ	$La_2 =$	3900	mm	筋交い2数量	4本

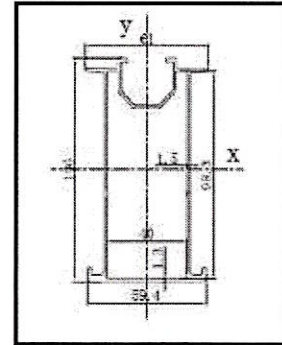
§ 4. 部材の断面諸元

a) 横棧 CG-006

 材質: AL6005-T6 ; F= 210 N/mm²; E= 70000 N/mm²

断面幾何学パラメータ			
A(mm ²)	575.36	I _p (mm ⁴)	1077196.42
I _x (mm ⁴)	856320.56	I _y (mm ⁴)	220875.86
Z _{x上} (mm ³)	16079.58	Z _{y左} (mm ³)	7241.87
Z _{x下} (mm ³)	16235.15	Z _{y右} (mm ³)	7241.87

$$\begin{aligned}
 \text{メーター重量} &= \text{比重} \rho \text{ (kg/m}^3\text{)} \times \text{部材の断面積} A \text{ (m}^2\text{)} \times g \text{ (N/kg)} \\
 &= 2710 \times 0.00057536 \times 9.8 \\
 &= 15.28 \text{ N/m}
 \end{aligned}$$

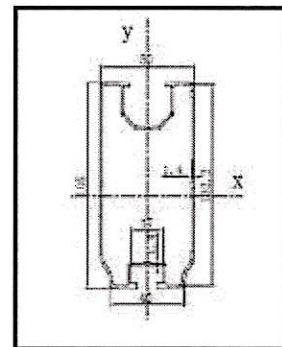


b) 縦棧 CG-003-1

 材質: AL6005-T6 ; F= 210 N/mm²; E= 70000 N/mm²

断面幾何学パラメータ			
A(mm ²)	520.86	I _p (mm ⁴)	920304.26
I _x (mm ⁴)	718939.54	I _y (mm ⁴)	201364.72
Z _{x上} (mm ³)	13803.96	Z _{y左} (mm ³)	7896.92
Z _{x下} (mm ³)	13585.29	Z _{y右} (mm ³)	7896.92

$$\begin{aligned}
 \text{メーター重量} &= \text{比重} \rho \text{ (kg/m}^3\text{)} \times \text{部材の断面積} A \text{ (m}^2\text{)} \times g \text{ (N/kg)} \\
 &= 2710 \times 0.00052086 \times 9.8 \\
 &= 13.83 \text{ N/m}
 \end{aligned}$$

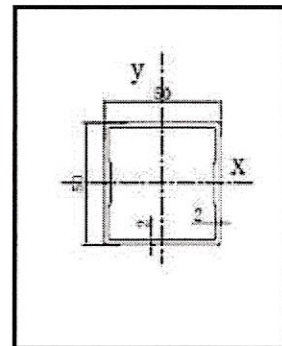


c) 前柱 CG-005

 材質: AL6005-T6 ; F= 210 N/mm²; E= 70000 N/mm²

断面幾何学パラメータ			
A(mm ²)	418.62	I _p (mm ⁴)	313672.04
I _x (mm ⁴)	148522.30	I _y (mm ⁴)	165149.74
Z _{x上} (mm ³)	5940.89	Z _{y左} (mm ³)	6605.99
Z _{x下} (mm ³)	5940.89	Z _{y右} (mm ³)	6605.99

$$\begin{aligned}
 \text{メーター重量} &= \text{比重} \rho \text{ (kg/m}^3\text{)} \times \text{部材の断面積} A \text{ (m}^2\text{)} \times g \text{ (N/kg)} \\
 &= 2710 \times 0.00041862 \times 9.8 \\
 &= 11.12 \text{ N/m}
 \end{aligned}$$

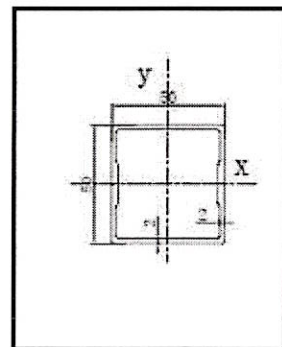


d) 後柱 CG-005

 材質: AL6005-T6 ; F= 210 N/mm²; E= 70000 N/mm²

断面幾何学パラメータ			
A(mm ²)	418.62	I _p (mm ⁴)	313672.04
I _x (mm ⁴)	148522.30	I _y (mm ⁴)	165149.74
Z _{x上} (mm ³)	5940.89	Z _{y左} (mm ³)	6605.99
Z _{x下} (mm ³)	5940.89	Z _{y右} (mm ³)	6605.99

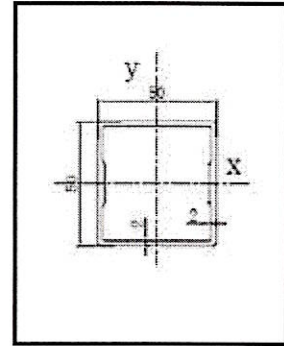
$$\begin{aligned}
 \text{メーター重量} &= \text{比重} \rho \text{ (kg/m}^3\text{)} \times \text{部材の断面積} A \text{ (m}^2\text{)} \times g \text{ (N/kg)} \\
 &= 2710 \times 0.00041862 \times 9.8 \\
 &= 11.12
 \end{aligned}$$



e) 斜材 CG-005
 材質: AL6005-T6 ; F= 210 N/mm²; E= 70000 N/mm²

断面幾何学パラメータ			
A(mm ²)	418.62	I _p (mm ⁴)	313672.04
I _x (mm ⁴)	148522.30	I _y (mm ⁴)	165149.74
Z _{X上} (mm ³)	5940.89	Z _{y左} (mm ³)	6605.99
Z _{X下} (mm ³)	5940.89	Z _{y右} (mm ³)	6605.99

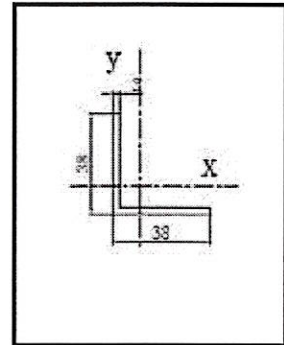
$$\begin{aligned}
 \text{メーター重量} &= \text{比重} \rho \text{ (kg/m}^3\text{)} \times \text{部材の断面積} A \text{ (m}^2\text{)} \times g \text{ (N/kg)} \\
 &= 2710 \times 0.00041862 \times 9.8 \\
 &= 11.12
 \end{aligned}$$



f) 筋交い1 J38*38*3
 材質: AL6005-T6 ; F= 210 N/mm²; E= 70000 N/mm²

断面幾何学パラメータ			
A(mm ²)	219.00	I _p (mm ⁴)	61071.24
I _x (mm ⁴)	30535.62	I _y (mm ⁴)	30535.62
Z _{X上} (mm ³)	1114.83	Z _{y左} (mm ³)	2878.12
Z _{X下} (mm ³)	2878.12	Z _{y右} (mm ³)	1114.83

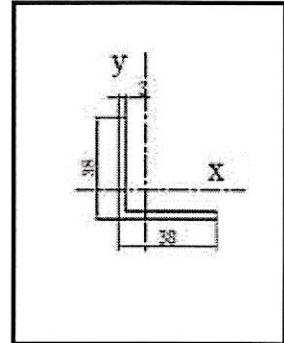
$$\begin{aligned}
 \text{メーター重量} &= \text{比重} \rho \text{ (kg/m}^3\text{)} \times \text{部材の断面積} A \text{ (m}^2\text{)} \times g \text{ (N/kg)} \\
 &= 2710 \times 0.00021900 \times 9.8 \\
 &= 5.82
 \end{aligned}$$



g) 筋交い2 J38*38*3
 材質: AL6005-T6 ; F= 210 N/mm²; E= 70000 N/mm²

断面幾何学パラメータ			
A(mm ²)	219.00	I _p (mm ⁴)	61071.24
I _x (mm ⁴)	30535.62	I _y (mm ⁴)	30535.62
Z _{X上} (mm ³)	1114.83	Z _{y左} (mm ³)	2878.12
Z _{X下} (mm ³)	2878.12	Z _{y右} (mm ³)	1114.83

$$\begin{aligned}
 \text{メーター重量} &= \text{比重} \rho \text{ (kg/m}^3\text{)} \times \text{部材の断面積} A \text{ (m}^2\text{)} \times g \text{ (N/kg)} \\
 &= 2710 \times 0.00021900 \times 9.8 \\
 &= 5.82
 \end{aligned}$$



§ 5. 架構材料

5.1 使用材料及び機械性能の照査

5.1.1 鋼材:Q235

杭の使用材料Q235Bは中華人民共和国家基準（以下、「GB規格」という）のGB/T3274-2007で規定される材料である。下記通り、JIS規格との化学成分、機械的な性質を比較する。GB規格のQ235Bの引張り強さがJIS規格のSS400級より下回るが、日本国第三者機関の試験測定結果によりJISのSS400相当と考えられる。（Q235B材質の杭が使われた場合）

以下通り、中国GB規格と日本JIS規格の指針の抜粋を示す。（※中国GB規格の表は日本語に訳した内容。）

記号	数字記号 ^a	等級	酸素脱気方法	化学成分/% , ≤				
				C	Si	Mn	P	S
Q235	U12352	A	F,Z	0.22	0.35	1.4	0.045	0.05
	U12355	B		0.20 ^b				0.045
	U12358	C	Z	0.17			0.04	0.04
	U12359	D	TZ				0.035	0.035

記号	等級	降伏強度 ^a R _{eH} / (N/mm ²) , ≤			引張強度 ^b R _m / (N/mm ²)	伸び率A/% , ≥		
		厚み (又は直径) /mm				厚み (又は直径) /mm		
		≤16	>16~40	>40~60		≤40	>40~60	>60~100
Q235	A	235	225	215	370~500	26	25	24
	B							
	C							
	D							

種類の記号	化学成分 ⁽¹⁾ %				一般構造用圧延鋼材 (SS)				
	C	Mn	P	S	機械的性質				
					降伏点又は耐力MPa				
					鋼材の厚さ ⁽²⁾ mm				
SS400	—	—	≤0.050	≤0.050	16以下	16を超え40以下	40を超え100以下	100を超えるもの	引張強さMPa
					≥235	≥235	≥215	≥205	400~510

* 鋼材の降伏強度は軽鋼構造設計施工指針・同解説（2002年第2版）による

種類の記号	化学成分%					降伏点又は耐力N/mm ²	引張強さ N/mm ²	伸び %
	C	Si	Mn	P	s			
SS400	-	-	-	≤0.050	≤0.050	235≤	400~510	26≤
Q235B	≤0.20	≤0.35	≤1.40	≤0.045	≤0.045	235≤	370-500	26≤

5.1.2 アルミニウム合金

GB規格とJIS規格及びアルミニウム建築構造設計指針の抜粋を下記に示す。

単位%

合金番号	A6N01-T6 (A6005C-T6)	AL6005-T6
Si	0.4 - 0.9	0.6 - 0.9
Fe	≤0.35	0.35
Cu	≤0.35	0.1
Mn	≤0.50	0.1
Mg	0.40-0.8	0.40-0.60
Cr	≤0.3	0.1
Zn	≤0.25	0.1
v,Zr,Ni,Bなど	Mn+Cr≤0.50	-
Ti	≤0.10	0.1
その他 ^{a)} 個々	≤0.05	0.05
合計	≤0.15	0.15
Al	残部	余量

合金番号	基準強度F (N/mm ²)	引張強度Fu (N/mm ²)
A6N01-T6 (A6005C-T6)	210	265
AL6005-T6空心型 材	215	255

5.1.3 ステンレスボルト

材質: SUS304 (A2-70) 日本JIS B1054-1: 2013規格に該当する。

5.2 腐食対策

- ・鋼材: 溶融亜鉛メッキ処理 平均膜厚: 80 μ m
日本JIS H8641: 2007 (HDZ55仕様) に相当する(76 μ m以上)
- ・アルミニウム合金: 陽極酸化アルマイト表面処理 平均膜厚10 μ m
日本JIS H8601: 1999 (AA10仕様) に相当する (10 μ m以上)

5.3 使用材料の基準強度

表7 中国GB規格による材料の許容応力度

使用材料	規格	許容応力度 (長期) N/mm ²				許容応力度 (短期) N/mm ²			
		圧縮	せん断	曲げ	引張り	圧縮	せん断	曲げ	引張り
鋼材	Q235B	157	90	157	157	235	136	235	235
アルミニウム	AL6005-T6	143	83	143	143	215	124	215	215
ボルト	SUS304 (A2-70)	-	173	300	300	-	260	450	450

表8 日本JIS規格による材料の許容応力度

使用材料	規格	許容応力度 (長期) N/mm ²				許容応力度 (短期) N/mm ²			
		圧縮	せん断	曲げ	引張り	圧縮	せん断	曲げ	引張り
鋼材	SS400	157	90	157	157	235	136	235	235
アルミニウム	A6N01-T6	140	81	140	140	210	121	210	210
ボルト	SUS304 (A2-70)	-	173	300	300	-	260	450	450

§ 6. 許容応力度

長期に生ずる力に対する許容応力度を求める。短期の許容応力度は長期の1.5倍とする。

6.1 横棧の許容応力度 CG-006

6.1.1、許容曲げ応力度（強軸）（アルミニウム建築構造設計基準・同解説による、以下同様）

①横座屈に対する許容応力度

F	:	アルミニウム合金の基準強度(N/mm ²)
β_2	:	材長に沿った方向に存在する溶接による強度低下係数
v	:	$=3/2+2/3(b\lambda/b\lambda_e)^2 \leq 2.17$
$b\lambda$:	一般化有効細長比 $=\sqrt{My/Me}$
$b\lambda_e$:	弾性限界細長比 $=1/\sqrt{0.5\beta_2}$
$b\lambda_p$:	塑性限界細長比 $=0.6+0.3(M_2/M_1)$
M_2/M_1	:	材両端あるいは横座屈剛端の曲げモーメント比、 $ M_1 \geq M_2 $ かつ、 M_2/M_1 は複曲率曲げのときを正とする
Me	:	弾性横座屈モーメント(Nmm) $=C_b\sqrt{\pi^2E_yGJ/L_b^2}$
My	:	降伏曲げモーメント $=F \cdot Z_x$ (Nmm)
Z_x	:	x軸断面係数(mm ³)
E_y	:	y軸まわりの曲げ剛性(Nmm ²)
GJ	:	サンブナンねじり剛性
L_b	:	材長あるいは横座屈補剛間長さ=L
C_b	:	モーメント係数 $=1.75+1.05(M_2/M_1)+0.30(M_2/M_1)^2 \leq 2.3$
E	:	ヤング係数(N/mm ²)
I_y	:	y軸断面の二次係数(mm ⁴)
G	:	せん断弾性係数(N/mm ²)
J	:	サンブナンのねじり定数
L	:	部材長(mm)

F	210
β_2	1.00
v	1.53
$b\lambda$	0.29
$b\lambda_e$	1.41
$b\lambda_p$	0.90
M_2/M_1	1
Me	40301978.65
My	3376712.51
Z_x	16079.58
E_y	15461310354
GJ	29084303273
L_b	3800
C_b	2.30
E	70000
I_y	220875.86
G	27000
J	1077196.42
L	3800

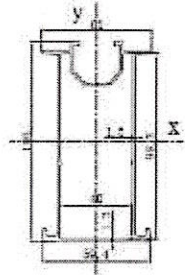
$b\lambda$	0.29	横座屈
$b\lambda_e$	1.41	
$b\lambda_p$	0.90	
$b\lambda \leq b\lambda_p$	137.43	$f_b = \beta_2 F / v$
$b\lambda_p < b\lambda \leq b\lambda_e$	-	$f_b = \beta_2 (1.0 - 0.5(b\lambda - b\lambda_p) / (b\lambda_e - b\lambda_p)) F / v$
$b\lambda_e < b\lambda$	-	$f_b = F / b\lambda^2 / v$
f_b	137.43	

②局部座屈に対する許容応力度

F	210	ウェブ	断面図	
d	98.30			
t	1.50			
$\Gamma_d = d/t\sqrt{F/E}$	3.59			
$\Gamma_d \leq 3.29$	-			
$3.29 < \Gamma_d \leq 6.57$	133.9	$f_b = F - 0.101 * F * \Gamma_d$	以上より許容応力度は	
$6.57 < \Gamma_d$	-	$f_b = 14.4 * F / \Gamma_d^2$	$f_b:$	133.87
f_b	133.9		$sf_b:$	200.80

6.1.2、許容曲げ応力度 (弱軸)

局部座屈に対する許容応力度

F	210	ウェブ	断面図	
d	40			
t	1.30			
$\Gamma_d = d/t\sqrt{F/E}$	1.69			
$\Gamma_d \leq 3.29$	140	$f_b = F/1.5$	以上より許容応力度は f_b : 140.00 sf_b : 210.00	
$3.29 < \Gamma_d \leq 6.57$	-	$f_b = F - 0.101 * F * \Gamma_d$		
$6.57 < \Gamma_d$	-	$f_b = 14.4 * F / \Gamma_d^2$		
f_b	140			

6.2 縦長の許容応力度

CG-003-1

6.2.1、許容曲げ応力度

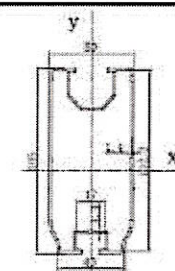
①横座屈に対する許容応力度

F	:	アルミニウム合金の基準強度(N/mm ²)
β_2	:	材長に沿った方向に存在する溶接による強度低下係数
v	:	$=3/2+2/3(b\lambda/b\lambda_e)^2 \leq 2.17$
$b\lambda$:	一般化有効細長比= $\sqrt{My/Me}$
$b\lambda_e$:	弾性限界細長比= $1/\sqrt{0.5\beta_2}$
$b\lambda_p$:	塑性限界細長比= $0.6+0.3(M_2/M_1)$
M_2/M_1	:	材両端あるいは横座屈剛端の曲げモーメント比、 $ M_1 \geq M_2 $ かつ、 M_2/M_1 は複曲率曲げのときを正とする
Me	:	弾性横座屈モーメント(Nmm)= $C_b\sqrt{(\pi^2 E I_y G J / L_b^2)}$
My	:	降伏曲げモーメント = $F \cdot Z_x$ (Nmm)
Z_x	:	x軸断面係数(mm ³)
$E I_y$:	y軸まわりの曲げ剛性(Nmm ²)
GJ	:	サンブナンねじり剛性
L_b	:	材長あるいは横座屈補剛間長さ = L
C_b	:	モーメント係数 = $1.75+1.05(M_2/M_1)+0.30(M_2/M_1)^2 \leq 2.3$
E	:	ヤング係数(N/mm ²)
I_y	:	y軸断面の二次係数(mm ⁴)
G	:	せん断弾性係数(N/mm ²)
J	:	サンブナンのねじり定数
L	:	部材長(mm)

F	210
β_2	1.00
v	1.52
$b\lambda$	0.24
$b\lambda_e$	1.41
$b\lambda_p$	0.90
M_2/M_1	1
Me	50811750.28
My	2898832.02
Zx	13803.962
Ely	14095530267
GJ	24848215031
L _b	2660
C _b	2.30
E	70000
I _y	201364.72
G	27000
J	920304.2604
L	2660

$b\lambda$	0.24	横座屈
$b\lambda_e$	1.41	
$b\lambda_p$	0.90	
$b\lambda \leq b\lambda_p$	138.24	$f_b = \beta_2 F / v$
$b\lambda_p < b\lambda \leq b\lambda_e$	-	$f_b = \beta_2 (1.0 - 0.5(b\lambda - b\lambda_p) / (b\lambda_e - b\lambda_p)) F / v$
$b\lambda_e < b\lambda$	-	$f_b = F / b\lambda^2 / v$
f_b	138.24	

②局部座屈に対する許容応力度

F	210	ウェブ	断面図	
d	102.2			
t	1.40			
$\Gamma_d = d/t \sqrt{F/E}$	4.00			
$\Gamma_d \leq 3.29$	-			
$3.29 < \Gamma_d \leq 6.57$	125.2	$f_b = F - 0.101 * F * \Gamma_d$	以上より許容応力度は	
$6.57 < \Gamma_d$	-	$f_b = 14.4 * F / \Gamma_d^2$	$f_b:$	125.19
f_b	125.2		$sf_b:$	187.79

6.3 前柱の許容応力度

CG-005

6.3.1、許容圧縮応力度

①曲げ座屈に対する許容応力度

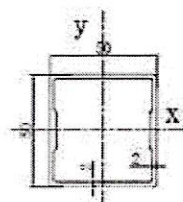
F	:	アルミニウム合金の基準強度(N/mm ²)
β_2	:	材長に沿った方向に存在する溶接による強度低下係数
ν	:	$=3/2+2/3(\lambda/\lambda_e)^2 \leq 2.17$
λ	:	一般化有効細長比 $=\sqrt{N_y/N_e}$
λ_e	:	弾性限界細長比 $=1/\sqrt{0.5\beta_2}$
λ_p	:	塑性限界細長比 $=0.2$
N_e	:	弾性曲座屈耐力(N) $=\pi^2 E I_{y/k} / L_c^2$ (N)
N_y	:	降伏曲げモーメント $=F \cdot A$ (N)
A	:	断面積(mm ²)
$E I_y$:	y軸まわりの曲げ剛性(Nmm ²)
$k L_c$:	材長あるいは横座屈補剛間長さ $=L_c=L$
E	:	ヤング係数(N/mm ²)
I_y	:	y軸断面の二次係数(mm ⁴)
L	:	柱長(mm)

F	210
β_2	1.00
ν	1.54
λ	0.33
λ_e	1.41
λ_p	0.2
N_e	793518.05
N_y	87910.24
A	418.6202
$E I_y$	11560481723
$k L_c$	379
E	70000
I_y	165149.74
L	379

λ	0.33	座屈
λ_e	1.41	
λ_p	0.20	
$\lambda \leq \lambda_p$	-	$f_c = \beta_2 F / \nu$
$\lambda_p < \lambda \leq \lambda_e$	129.12	$f_c = \beta_2 (1.0 - 0.5(\lambda - \lambda_p) / (\lambda_e - \lambda_p)) F / \nu$
$\lambda_e < \lambda$	-	$f_c = F / \lambda^2 / \nu$
f_c	129.12	

②局部座屈に対する許容応力度

F	210	2縁フランジ
b	50.00	
t	2.00	
$\Gamma_d = d/t\sqrt{F/E}$	1.37	
$\Gamma_d \leq 1.34$	-	$f_c = F / 1.5$
$1.34 < \Gamma_d \leq 2.69$	138.69	$f_c = F - 0.248 * F * \Gamma_d$
$2.69 < \Gamma_d$	-	$f_c = 2.41 * F / \Gamma_d^2$
f_c	138.69	

断面図		
以上より許容応力度は		
f_c :	129.12	
sf_c :	193.68	

6.4 後柱の許容応力度

CG-005

6.4.1、許容圧縮応力度

①曲げ座屈に対する許容応力度

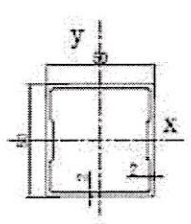
F	:	アルミニウム合金の基準強度(N/mm ²)
β_2	:	材長に沿った方向に存在する溶接による強度低下係数
v	:	$=3/2+2/3(\lambda/\lambda_e)^2 \leq 2.17$
$c\lambda$:	一般化有効細長比= $\sqrt{N_y/Ne}$
$c\lambda_e$:	弾性限界細長比= $1/\sqrt{0.5\beta_2}$
$c\lambda_p$:	塑性限界細長比=0.2
Ne	:	弾性曲座屈耐力(N)= π^2EI_x/kL_c^2 (N)
Ny	:	降伏曲げモーメント =F*A (N)
A	:	断面積(mm ²)
Ely	:	y軸まわりの曲げ剛性(Nmm ²)
kL_c	:	材長あるいは横座屈補剛間長さ = $L_c=L$
E	:	ヤング係数(N/mm ²)
Iy	:	y軸断面の二次係数(mm ⁴)
L	:	柱長(mm)

F	210
β_2	1.00
v	1.69
$c\lambda$	0.75
$c\lambda_e$	1.41
$c\lambda_p$	0.20
Ne	158132.03
Ny	87910.24
A	418.6202
Ely	11560481723
kL_c	849
E	70000
Iy	165149.74
L	849

$c\lambda$	0.75	座屈
$c\lambda_e$	1.41	
$c\lambda_p$	0.20	
$c\lambda \leq c\lambda_p$	-	$f_c = \beta_2 F / v$
$c\lambda_p < c\lambda \leq c\lambda_e$	96.45	$f_c = \beta_2 (1.0 - 0.5(c\lambda - c\lambda_p) / (c\lambda_e - c\lambda_p)) F / v$
$c\lambda_e < c\lambda$	-	$f_c = F / c\lambda^2 / v$
f_c	96.45	

②局部座屈に対する許容応力度

F	210	2縁フランジ
b	50.00	
t	2.00	
$\Gamma_d = d/t\sqrt{F/E}$	1.37	
$\Gamma_d \leq 1.34$	-	$f_c = F / 1.5$
$1.34 < \Gamma_d \leq 2.69$	138.69	$f_c = F - 0.248 * F * \Gamma_d$
$2.69 < \Gamma_d$	-	$f_c = 2.41 * F / \Gamma_d^2$
f_c	138.69	

断面図		
以上より許容応力度は		
f_c :	96.45	
sf_c :	144.67	

6.5 斜材の許容応力度

CG-005

6.5.1、許容圧縮応力度

①曲げ座屈に対する許容応力度

F	:	アルミニウム合金の基準強度(N/mm ²)
β_2	:	材長に沿った方向に存在する溶接による強度低下係数
v	:	$=3/2+2/3(c\lambda/c\lambda_e)^2 \leq 2.17$
$c\lambda$:	一般化有効細長比= $v(N_y/Ne)$
$c\lambda_e$:	弾性限界細長比= $1/v(0.5\beta_2)$
$c\lambda_p$:	塑性限界細長比=0.2
Ne	:	弾性曲座屈耐力(N)= $\pi^2 E I_y / k L_c^2$ (N)
Ny	:	降伏曲げモーメント =F*A (N)
A	:	断面積(mm ²)
Ely	:	y軸まわりの曲げ剛性(Nmm ²)
kL_c	:	材長あるいは横座屈補剛間長さ = $L_c=L$
E	:	ヤング係数(N/mm ²)
Iy	:	y軸断面の二次係数(mm ⁴)
L	:	柱長(mm)

F	210
β_2	1.00
v	2.17
$c\lambda$	2.24
$c\lambda_e$	1.41
$c\lambda_p$	0.20
Ne	17515.17
Ny	87910.24
A	418.6202
Ely	11560481723
kL_c	2551
E	70000
Iy	165149.74
L	2551

$c\lambda$	2.24	座屈
$c\lambda_e$	1.41	
$c\lambda_p$	0.20	
$c\lambda \leq c\lambda_p$	-	$f_c = \beta_2 F / v$
$c\lambda_p < c\lambda \leq c\lambda_e$	-	$f_c = \beta_2 (1.0 - 0.5(c\lambda - c\lambda_p) / (c\lambda_e - c\lambda_p)) F / v$
$c\lambda_e < c\lambda$	19.28	$f_c = F / c\lambda^2 / v$
f_c	19.28	

②局部座屈に対する許容応力度

F	210	2縁フランジ
b	50.00	
t	2.00	
$\Gamma_d = d/t\sqrt{F/E}$	1.37	
$\Gamma_d \leq 1.34$	-	$f_c = F / 1.5$
$1.34 < \Gamma_d \leq 2.69$	138.69	$f_c = F - 0.248 * F * \Gamma_d$
$2.69 < \Gamma_d$	-	$f_c = 2.41 * F / \Gamma_d^2$
f_c	138.69	

断面図		
以上より許容応力度は		
f_c :	19.28	
sf_c :	28.92	

上記より、以下一覧表にて各部材の許容応力度を示す。

部材	許容応力度 (長期) N/mm ²					許容応力度 (短期) N/mm ²				
	圧縮	剪断	曲げ (強軸)	曲げ (弱軸)	引張	圧縮	剪断	曲げ (強軸)	曲げ (弱軸)	引張
横棧	-	81	133.87	140.00	140	-	121	200.80	210.00	210
縦棧	-	81	125.19	-	140	-	121	187.79	-	210
前柱	129.12	81	-	-	140	193.68	121	-	-	210
後柱	96.45	81	-	-	140	144.67	121	-	-	210
斜材	19.28	81	-	-	140	28.92	121	-	-	210

§ 7. 設計荷重

7.1 想定荷重

荷重条件及び荷重の組合せは、表 1 に示す 「一般の地方」 とする。

表 1-荷重条件及び荷重の組合せ

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
	地震時	G+K	G+0.35S+K

G: 固定荷重 S: 積雪荷重 W: 風圧荷重 K: 地震荷重

なお、多雪区域は、次に示す条件のいずれかに該当する区域とする。

- 箇条 7 c) による垂直積雪量が 1 m 以上の区域
- 積雪の初終間日数 (当該区域中の積雪部分の割合が 1/2 を超える状態が継続する期間の日数をいう。) の平年値が 30 日以上区域

7.2 固定荷重計算

モジュールの分布荷重	Qg1 =	単重	×	g	/	面積	
	=	18.50	×	9.8/	(1.755	×	1.038)
	=	99.52		N/m ²			
モジュールの重量	G1 =	単重	×	g	×	枚数	
	=	18.50	×	9.8	×	64	
	=	11603.20		N			
横棧の線荷重	Qg2 =	15.28		N/m			
横棧の重量	G2 =	Qg2	×	横棧長さ	×	本数	
	=	15.28	×	28.350	×	5	
	=	2166.01		N			
縦棧の線荷重	Qg3 =	13.83		N/m			
縦棧の重量	G3 =	Qg3	×	縦棧長さ	×	本数	
	=	13.83	×	4.500	×	8	
	=	497.99		N			
前柱の線荷重	Qg4 =	11.12		N/m			
前柱の重量	G4 =	Qg4	×	前柱長さ	×	本数	
	=	11.12	×	0.379	×	8	
	=	33.71		N			
後柱の線荷重	Qg5 =	11.12		N/m			
後柱の重量	G5 =	Qg5	×	後柱長さ	×	本数	
	=	11.12	×	0.849	×	8	
	=	75.51		N			
斜材の線荷重	Qg6 =	11.12		N/m			
斜材の重量	G6 =	Qg6	×	斜材長さ	×	本数	
	=	11.12	×	2.551	×	8	
	=	226.89		N			

筋交い1の線荷重 $Qg7 = 5.82 \text{ N/m}$
 筋交い1の重量 $G7 = Qg7 \times \text{筋交い長さ} \times \text{本数}$
 $= 5.82 \times - \times -$
 $= 0.00 \text{ N}$

筋交い2の線荷重 $Qg8 = 5.82 \text{ N/m}$
 筋交い2の重量 $G8 = Qg7 \times \text{筋交い長さ} \times \text{本数}$
 $= 5.82 \times 3.900 \times 4$
 $= 90.73 \text{ N}$

ボルト及び接合部金物の重量 $G9 = 309.08 \text{ N}$
 (ボルト及び接合部金物の重量は部材重量の合計の10%として算入する。)

部材総重量 $G = G1 + G2 + G3 + G4 + G5 + G6 + G7 + G8 + G9$
 $= 11603 + 2166.01 + 497.99$
 $+ 33.71 + 75.51 +$
 $226.89 + 0.00 + 90.73 + 309.08$
 $= 15003 \text{ N}$

7.3 風圧荷重計算

7.3.1 設計用風圧荷重

アレイに作用する設計用風圧荷重は、式(1)によって算出する。

$$Qw = C_a \times q_p \quad \text{..... (1)}$$

ここに、

Qw : アレイの設計用風圧荷重 (N・m⁻²)

C_a : アレイ面の風力係数

q_p : 設計用速度圧 (N・m⁻²)

7.3.2 設計用速度圧

$$q_p = 0.6 \times V_0^2 \times E \times I \quad \text{..... (2)}$$

ここに、

q_p : 設計用速度圧 (N・m⁻²)

V_0 : 設計用基準風速 (m・s⁻¹)

E : 環境係数

I : 用途係数

a) 環境係数

環境係数は、式(3)によって算出する。

$$E = E_r^2 \times G_f \quad \text{..... (3)}$$

ここに、

E : 環境係数

E_r : 式(4)又は式(5)によって算出する平均風速の高さ方向の分布を表す係数

G_f : ガスト影響係数

$$E = E_r^2 \times G_f \quad (\text{地表面粗度区分係数} \quad \text{III} \rightarrow 2.50)$$

表2-ガスト影響係数			
地表面粗度区分	アレイ面の平均地上高 H (m)		
	10以下の場合	10を超え40未満の場合	40以上の場合
	(1)	(2)	(3)
I	2	(1)及び(3)に掲げる数値を直線的に補間した数値	1.8
II	2.2		2.0
III	2.5		2.1
IV	3.1		2.3

E_r は、 H が Z_b 以下の場合は式(4)、 H が Z_b を超える場合は式(5)によって算出する。

$$E_r = 1.7 \times \left[\frac{Z_b}{Z_G} \right]^\alpha \quad \dots\dots\dots (4)$$

$$E_r = 1.7 \times \left[\frac{H}{Z_G} \right]^\alpha \quad \dots\dots\dots (5)$$

ここに、
 Z_b, Z_G 及び α : 地表面粗度区分に応じて表3に掲げる数値
 H : アレイ面の平均地上高 (m)

地表面粗度区分		Z_b (m)	Z_G (m)	α
I	都市計画区域外にあって、極めて平たんで障害物がない区域	5	250	0.10
II	都市計画区域外にあって地表面粗度区分Iの区域以外の区域又は都市計画区域内にあって地表面粗度区分IVの区域以外の区域のうち、海岸線又は湖岸線(対岸までの距離が1500m以上のものに限る。以下同じ。)までの距離が500m以内の区域	5	350	0.15
III	地表面粗度区分I, II又はIV以外の区域	5	450	0.20
IV	都市計画区域内にあって、都市化が極めて著しいものとして特定行政庁が規則で定める区域	10	550	0.27

ここに、地表面粗度区分係数 III に応じて:

$$Z_b = 5, \quad Z_G = 450, \quad \alpha = 0.2$$

$$\text{従って } H = 1.4 < Z_b = 5 ;$$

$$E_r = 1.7 \left[\frac{Z_b}{Z_G} \right]^\alpha = 0.69$$

$$E = E_r^2 \times G_f = 1.19$$

b) 用途係数

太陽光発電システムの用途	用途係数
極めて重要な太陽光発電システム	1.32
通常の太陽光発電システム	1

注記 通常の太陽光発電システムの風速の設計用再現期間を50年とし、これが用途係数の1.0に相当する。

ここは通常の太陽光発電システム用途係数の1.0をとる

7.3.3 風力係数

7.3.3.1 モジュール面の風力係数

モジュール面の風力係数は、風洞実験によって定める。ただし、表5に示す設置形態の場合は、近似式(6)-(7)によって算出するか又は当該表の注記に示す数値を使用してもよい。

地上設置（単独）順風（正圧）の場合、式(6)による。

$$C_a = 0.35 + 0.055\gamma - 0.0005\gamma^2 \quad \dots\dots\dots (6)$$

ただし、 $5 \text{ 度} \leq \gamma \leq 60 \text{ 度}$

地上設置（単独）逆風（負圧）の場合、式(7)による。

$$C_a = 0.85 + 0.048\gamma - 0.0005\gamma^2 \quad \dots\dots\dots (7)$$

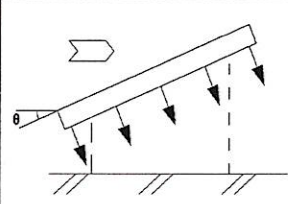
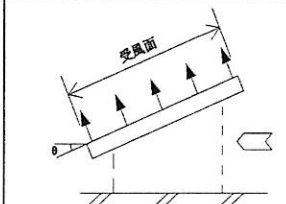
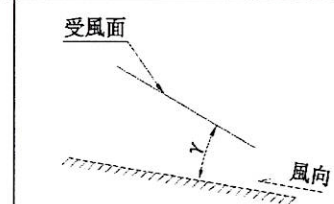
ただし、 $5 \text{ 度} \leq \gamma \leq 60 \text{ 度}$

ここに、 γ : 地盤面とパネル面の角度の差 (度)

$\gamma = 10 \quad \geq 5$

順風の場合 $C_a = 0.35 + 0.055 \times 10 - 0.0005 \times 10^2 = 0.850$

逆風の場合 $C_a = 0.85 + 0.048 \times 10 - 0.0005 \times 10^2 = 1.280$

設置形態	風力係数 (C_a)		風向き概略図
	順風 (正圧)	逆風 (負圧)	
地上設置			

7.3.4 風圧荷重

(順風場合) を風圧荷重 Q_{w1} と想定する

$$\begin{aligned} Q_{w1} &= C_a \times 0.6 \times V_0^2 \times E \times I \\ &= 0.850 \times 0.6 \times 30^2 \times 1.19 \times 1.0 \\ &= 548.22 \text{ N/m}^2 \end{aligned}$$

(逆風場合) を風圧荷重 Q_{w2} と想定する

$$\begin{aligned} Q_{w2} &= C_a \times 0.6 \times V_0^2 \times E \times I \\ &= 1.280 \times 0.6 \times 30^2 \times 1.19 \times 1.0 \\ &= 825.55 \text{ N/m}^2 \end{aligned}$$

7.4 積雪荷重

設計用積雪荷重は、式 (8) によって算出する。

$$Q_{ss} = C_s \times P \times Z_s \quad \dots\dots\dots (8)$$

ここに、

- Q_{ss}: 積雪荷重 (N・m⁻²)
- C_s: 勾配係数
- P: 雪の平均単位荷重 (積雪1cm当たり N・m⁻²)
- Z_s: 地上垂直積雪量 (cm)

a) 勾配係数

勾配係数C_sは1.0とする。ただし、アレイ面の積雪の滑落を確実に保証できる場合には、式 (9) 又は式 (10) によって算出することができる。

式 (8) において、勾配係数C_sは、式 (11) によって算出する。

なお、屋根面における積雪量が不均等になるおそれのある場合は、その影響を考慮し積雪荷重を計算する。

$$C_s = \sqrt{[\cos (1.5\theta)]} \quad \dots\dots\dots (9)$$

ここに、θ: アレイ面の傾斜角度 (度)

ただし、0 < θ ≤ 60

$$C_s = 0 \quad \dots\dots\dots (10)$$

ただし、θ > 60

ここに、β: 積雪面の勾配 (度) を 10 °とする。

b) 雪の平均単位荷重

式 (8) において、雪の平均単位荷重 (P) は、積雪1cmごとに1m²につき、一般の地方では20N以上、多雪地域では30N以上とする。

c) 積雪量

アレイ面の設計用積雪量は地上における垂直積雪量 (Z_s) とし、式(16)によって計算した積雪量に当該区域における局所的地形要因による影響を考慮する。ただし、当該区域又はその近傍の区域の気象観測地点における、地上積雪深の観測資料に基づき、統計処理を行うなどの手法によって、当該区域における50年再現期待値を求めることができる場合には、当該手法によることができる。

$$Z_s = \alpha \times l_s + \beta \times r_s + \gamma \quad \dots\dots\dots (12)$$

ここに、

- l_s: 区域の標準的な標高 (m)
- r_s: 区域の標準的な海率
- α, β及びγ: 区域に応じて定められる係数

本件の積雪量は、

$$\begin{aligned}
 Z_s &= 30 \text{ cm} \text{ とする。} \\
 Q_{ss} &= C_s \times P \times Z_s \\
 &= 1.0 \times 20 \times 30 = 600 \text{ N/m}^2
 \end{aligned}$$

7.5 設計用地震荷重

設計用地震荷重は、一般の地方では式 (13) 、多雪区域では式 (14) によって算出する。

$$K_p = k_p \times G \quad \dots\dots\dots (13)$$

$$K_p = k_p \times (G + 0.35S) \quad \dots\dots\dots (14)$$

ここに、

- K_p: 設計用地震荷重 (N)
- k_p: 設計用水平震度
- G: 固定荷重 (N)
- S: 積雪荷重 (N)

a) 設計用水平震度

モジュール及び支持物で構成する加構部分及び基礎部分の設計用水平震度は、式 (15) によって算出する。ただし、建築物等に設置するアレイの場合は、式 (16) によって算出する。

なお、建築物等に設置するアレイを緊結する場合、建築物の構造上主要な部分が、アレイから伝達されるち力に対して安全上支障のないことを確認する。

$$k_p = k_H \times Z \times I \quad \dots\dots\dots (15)$$

$$k_p = k_H \times Z \quad \dots\dots\dots (16)$$

ここに、

k_H :各部に生じる設計用水平震度

Z: 地震地域係数(如表)

I: 用途係数

表6-各部に生じる設計用水平震度(k_H)				
適用箇条	地上設置	建築物等設置		
		耐震クラスS	耐震クラスA	耐震クラスB
架構部分	0.3以上	2.0以上	1.5以上	1.0以上
基礎部分	0.3以上	2.0以上	1.5以上	1.0以上
水平力に対して有効に土が抵抗 できる土中にある基礎部分	0.1以上	-	-	-

注記 耐震クラスの設定は、太陽光は、発電設備の地震又は地震後の用途を考慮して、建築主又は設計者が設定する

b) 用途係数

表7-用途係数	
太陽光発電システムの用途	用途係数
極めて重要な太陽光発電システム	1.5
通常の太陽光発電システム	1

$$k_p = 0.3 \times 1.0 \times 1.0 = 0.3$$

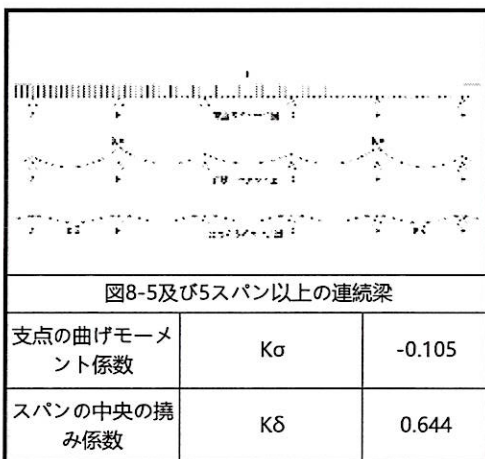
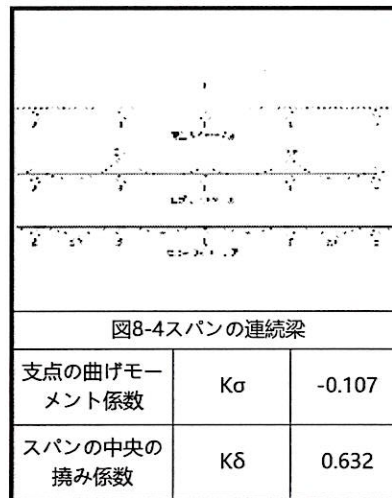
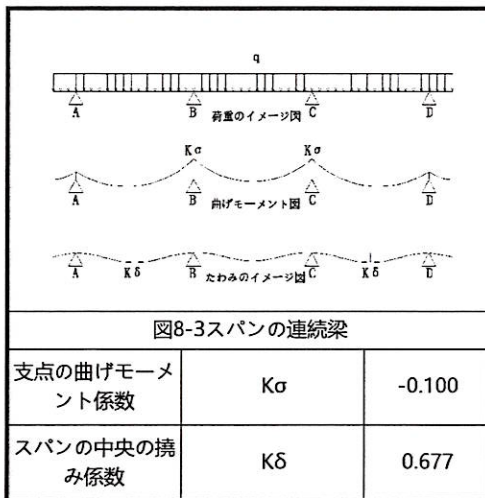
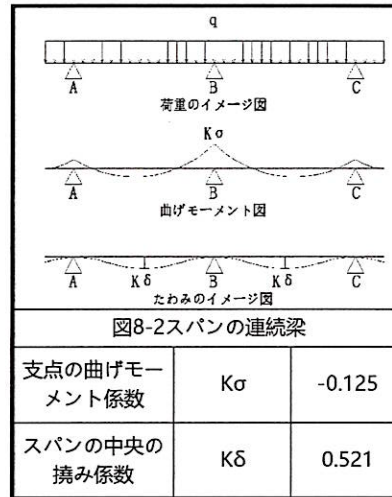
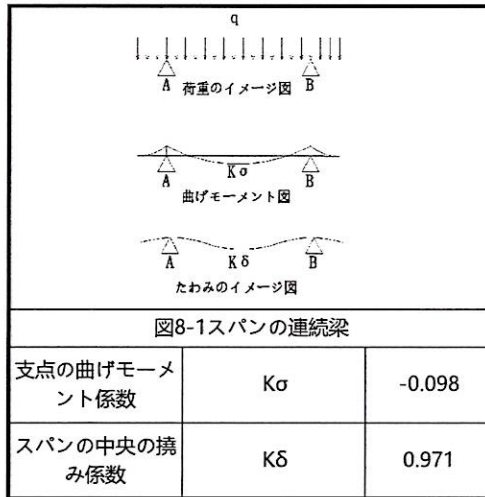
まとめると

$$\begin{aligned} K_p &= k_p \times G \\ &= 0.3 \times 15003 \\ &= 4500.94 \quad \text{N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_k &= K_p / S \\ &= 4500.94 / (4 \times 16 \times 1.755 \times 1.038) \\ &= 38.61 \quad \text{N/m}^2 \end{aligned}$$

§ 8. 部材の応力計算

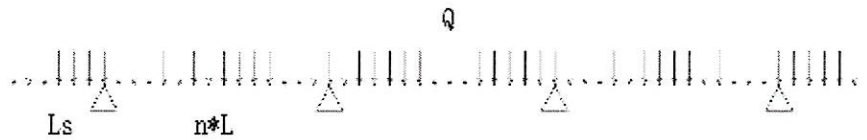
以下の表に示す係数は連続梁において均等スパンのたわみ係数である。



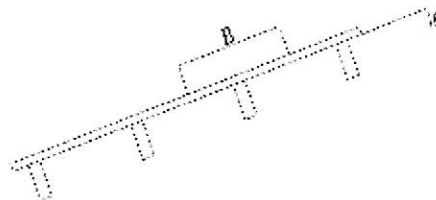
*図8-1~8-5は「建筑结构静力计算手册（第二版）中国建筑工业出版社」という中国の力学資料である。この表に基づいて部材のたわみ計算を行う。

8.1 横棧

横棧は連続はり（7スパン、はねだし）の構造である。



横棧にかかる荷重のモデル図



横棧1本の荷重負担モデル図

スパン	L=	3.800	m
片持ち	Ls=	0.875	m
スパン数	n=	7	
傾き角度	θ=	10	°
横棧の荷重負担幅	B=	1.038	m

8.1.1 荷重計算

固定荷重及び積雪荷重を検討する時に、横棧の応力が x 軸、y 軸方向に分解する。

風圧荷重の場合、横棧は y 軸方向に応力しか発生しない。

a) 固定荷重

固定荷重の場合、x 軸、y 軸方向に分解する。

$$\begin{aligned}
 Q_g &= Q_{g1} \times B \cos\theta + Q_{g2} \\
 &= 99.52 \times 1.038 \times 0.98 + 15.28 \\
 &= 117.02 \text{ N/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_{gx} &= Q_g \times \sin\theta \\
 &= 117.02 \times \sin 10^\circ \\
 &= 20.32 \text{ N/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_{gy} &= Q_g \times \cos\theta \\
 &= 117.02 \times \cos 10^\circ \\
 &= 115.24 \text{ N/m}
 \end{aligned}$$



固定荷重の分解図

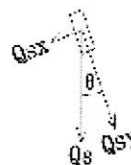
b) 積雪荷重

積雪荷重の場合、x 軸、y 軸方向に分解する。

$$\begin{aligned}
 Q_s &= Q_{ss} \times B \cos\theta \\
 &= 600.00 \times 1.038 \times 0.98 \\
 &= 613.34 \text{ N/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_{sx} &= Q_s \times \sin\theta \\
 &= 613.34 \times \sin 10^\circ \\
 &= 106.51 \text{ N/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_{sy} &= Q_s \times \cos\theta \\
 &= 613.34 \times \cos 10^\circ \\
 &= 604.02 \text{ N/m}
 \end{aligned}$$



積雪荷重の分解図

c) 風圧荷重

風圧荷重は y 軸方向に作用する。

順風時

$$\begin{aligned}
 Q_{wy1} &= Q_{w1} \times B \\
 &= 548.22 \times 1.038 \\
 &= 569.05 \text{ N/m}
 \end{aligned}$$

逆風時

$$\begin{aligned}
 Q_{wy2} &= -Q_{w2} \times B \\
 &= -825.6 \times 1.038 \\
 &= -856.92 \text{ N/m}
 \end{aligned}$$



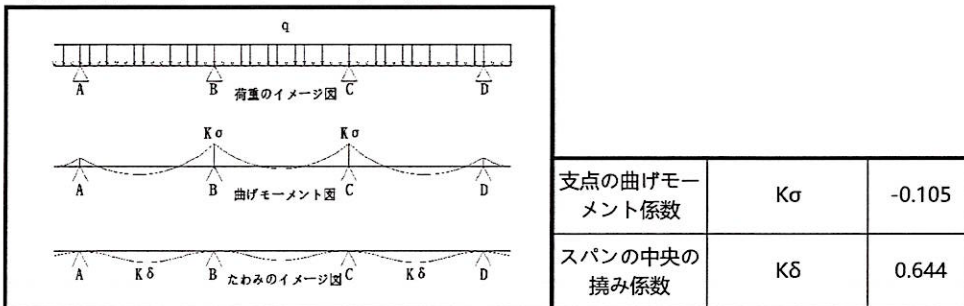
風圧荷重の分解図

8.1.2 荷重の組み合わせ

横棧の荷重組み合わせ一覧表		
荷重分類	X軸方向Qx(N/m)	Y軸方向Qy(N/m)
固定荷重G	20.32	115.24
積雪荷重S	106.51	604.02
順風荷重W1	0	569.05
逆風荷重W2	0	-856.92
長期	G	20.32
	G+S	126.82
短期	G+W1	20.32
	G+W2	20.32
		-741.69

8.1.3 応力、たわみの検討

横棧は連続はり（7スパン、はねだし）の構造である。



a) 支点Bの応力計算

$$\sigma_x = K\sigma \cdot Q_x \cdot L^2 / Z_y$$

$$\sigma_y = K\sigma \cdot Q_y \cdot L^2 / Z_x$$

$$\tau = \sqrt{(Q_x^2 + Q_y^2)} \cdot L / 2A$$

 ※ σ_x : 部材X軸方向の最大曲げ応力

 ※ σ_y : 部材Y軸方向の最大曲げ応力

 ※ τ : 部材の最大せん断応力

 ※ $K\sigma$: 支点の曲げモーメント係数

$$K\sigma = -0.105$$

 ※ Q_x : X軸方向の荷重

 ※ Q_y : Y軸方向の荷重

※A: 断面積

$$A = 575.36 \text{ mm}^2$$

※L: スパン

$$L = 3800 \text{ mm}$$

 ※ Z_x : 断面係数 (部材断面諸元をご参照)

$$Z_x = 16079.58 \text{ mm}^3$$

※Zy : 断面係数 (部材断面諸元をご参照)

$$Zy = 7241.87 \text{ mm}^3$$

支点Bの応力計算					
荷重の組み合わせ	Qx(N/m)	Qy(N/m)	$\sigma_x = \frac{K\sigma \times Qx \times L^2}{Zy} (N/mm^2)$	$\sigma_y = \frac{K\sigma \times Qy \times L^2}{Zx} (N/mm^2)$	$\tau = \frac{\sqrt{Qx^2 + Qy^2} \times L}{2 \times A} (N/mm^2)$
G	20.32	115.24	-4.25	-10.87	0.39
G+S	126.82	719.26	-26.55	-67.82	2.41
G+W1	20.32	684.29	-4.25	-64.52	2.26
G+W2	20.32	-741.69	-4.25	69.94	2.45

b) 支点Aの応力計算

$$\sigma_x = Qx \times Ls^2 / 2Zy$$

※ σ_x : 部材X軸方向の最大曲げ応力

※ σ_y : 部材Y軸方向の最大曲げ応力

$$\sigma_y = Qy \times Ls^2 / 2Zx$$

※ τ : 部材の最大せん断応力

$$\tau = \sqrt{(Qx^2 + Qy^2)} \times Ls / A$$

※Qx: X軸方向の荷重

※Qy: Y軸方向の荷重

※A: 断面積

$$A = 575.36 \text{ mm}^2$$

※Ls: 片持ち長さ

$$Ls = 875 \text{ mm}$$

※Zx: 断面係数 (部材断面諸元をご参照)

$$Zx = 16079.58 \text{ mm}^3$$

※Zy: 断面係数 (部材断面諸元をご参照)

$$Zy = 7241.87 \text{ mm}^3$$

支点Aの応力計算					
荷重の組み合わせ	Qx(N/m)	Qy(N/m)	$\sigma_x = \frac{Qx \times Ls^2}{2 \times Zy} (N/mm^2)$	$\sigma_y = \frac{Qy \times Ls^2}{2 \times Zx} (N/mm^2)$	$\tau = \frac{\sqrt{Qx^2 + Qy^2} \times Ls}{A} (N/mm^2)$
G	20.32	115.24	-1.07	-2.74	0.18
G+S	126.82	719.26	-6.70	-17.12	1.11
G+W1	20.32	684.29	-1.07	-16.29	1.04
G+W2	20.32	-741.69	-1.07	17.66	1.13

c) 横撓許容応力度の判定

支点B応力計算及び判定									
荷重の組み合わせ	支点B (N/mm ²)			許容応力度 (N/mm ²)			安全率		判定
	σ_x	σ_y	τ	F σ_x	F σ_y	F τ	$1 / (\frac{\sigma_x}{F\sigma_x} + \frac{\sigma_y}{F\sigma_y})$	$\frac{F\tau}{\tau}$	
G	-4.25	-10.87	0.39	140.00	133.87	81.00	896%	20962%	OK
G+S	-26.55	-67.82	2.41	210.00	200.80	121.00	215%	5017%	OK
G+W1	-4.25	-64.52	2.26				293%	5352%	OK
G+W2	-4.25	69.94	2.45				271%	4938%	OK

支点A応力計算及び判定									
荷重の組み合わせ	支点A (N/mm ²)			許容応力度			安全率		判定
	σ _x	σ _y	τ	F _{σx}	F _{σy}	F _τ	1/($\frac{\sigma_x}{F\sigma_x} + \frac{\sigma_y}{F\sigma_y}$)		
							$\frac{F\tau}{\tau}$		
G	-1.07	-2.74	0.18	140.00	133.87	81.00	3550%	45517%	OK
G+S	-6.70	-17.12	1.11	210.00	200.80	121.00	853%	10894%	OK
G+W1	-1.07	-16.29	1.04				1159%	11622%	OK
G+W2	-1.07	17.66	1.13				1075%	10723%	OK

d) A Bの梁の最大たわみ計算

$$\delta_x = K\delta \times Q_x \times L^4 / (100 \times E \times I_y)$$

 ※δ_x: 部材X軸方向の最大たわみ

 ※δ_y: 部材Y軸方向の最大たわみ

$$\delta_y = K\delta \times Q_y \times L^4 / (100 \times E \times I_x)$$

※Kδ: スパン中点のたわみ

$$K\delta = 0.644$$

 ※Q_x: X軸方向の荷重

 ※Q_y: Y軸方向の荷重

※L: スパン

$$L = 3800 \text{ mm}$$

 ※I_x: 断面二次モーメント (部材断面諸元をご参照)

$$I_x = 856320.56 \text{ mm}^4$$

 ※I_y: 断面二次モーメント (部材断面諸元をご参照)

$$I_y = 220875.86 \text{ mm}^4$$

※E: ヤング係数

$$E = 70000 \text{ N/mm}^2$$

A Bの梁のたわみ計算及び判定							
荷重の組み合わせ	Q _x (N/m)	Q _y (N/m)	$\delta_x = \frac{K\delta \times Q_x \times L^4}{100 \times E \times I_y} (mm)$	$\delta_y = \frac{K\delta \times Q_y \times L^4}{100 \times E \times I_x} (mm)$	$\delta = \sqrt{\delta_x^2 + \delta_y^2} (mm)$	$\delta / L \leq 1/100$	判定
G	20.32	115.24	1.76	2.58	3.13	1/1215	OK
G+S	126.82	719.26	11.01	16.11	19.52	1/195	OK
G+W1	20.32	684.29	1.76	15.33	15.43	1/246	OK
G+W2	20.32	-741.69	1.76	-16.62	16.71	1/227	OK

e) 片持ちのたわみ計算

$$\delta_x = Q_x \times L_s^4 / (8 \times E \times I_y)$$

 ※δ_x: 部材X軸方向の最大たわみ

 ※δ_y: 部材Y軸方向の最大たわみ

$$\delta_y = Q_y \times L_s^4 / (8 \times E \times I_x)$$

 ※Q_x: X軸方向の荷重

 ※Q_y: Y軸方向の荷重

 ※L_s: 片持ちの長さ

$$L_s = 875 \text{ mm}$$

 ※I_x: 断面係数 (部材断面諸元をご参照)

$$I_x = 856320.56 \text{ mm}^4$$

 ※I_y: 断面係数 (部材断面諸元をご参照)

$$I_y = 220875.86 \text{ mm}^4$$

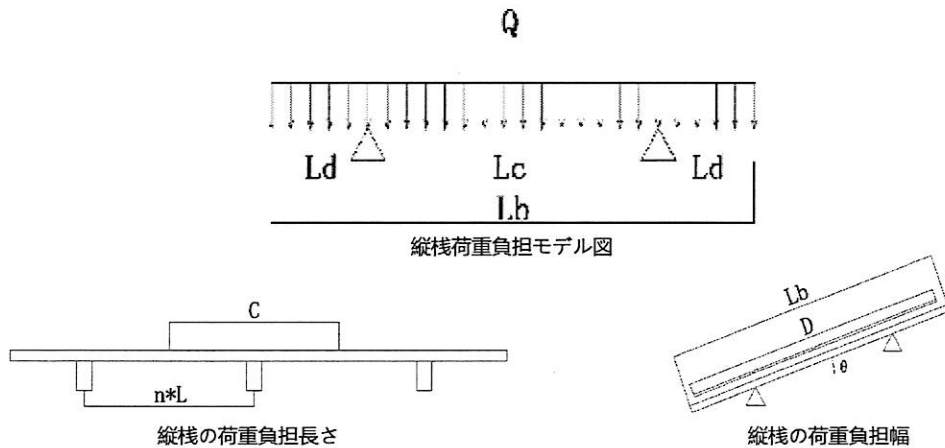
※E: ヤング係数

$$E = 70000 \text{ N/mm}^2$$

片持ち梁のたわみ計算及び判定							
荷重の組み合わせ	Qx(N/m)	Qy(N/m)	$\delta_x = \frac{Q_x \times L_s^4}{8 \times E \times I_y} (mm)$	$\delta_y = \frac{Q_y \times L_s^4}{8 \times E \times I_x} (mm)$	$\delta = \sqrt{\delta_x^2 + \delta_y^2} (mm)$	$\delta / L_s \leq$	判定
G	20.32	115.24	0.10	0.14	0.17	1/5128	OK
G+S	126.82	719.26	0.60	0.88	1.07	1/822	OK
G+W1	20.32	684.29	0.10	0.84	0.84	1/1039	OK
G+W2	20.32	-741.69	0.10	-0.91	0.91	1/960	OK

8.2 縦棧

縦棧は片持ち付きの単純梁の構造である。



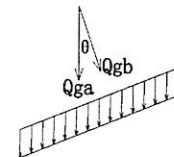
縦棧の長さ	Lb=	4.500	m
縦棧支点間隔	Lc=	2.660	m
縦棧片持ち	Ld=	0.920	m
傾き角度	θ =	10	°
縦棧の荷重負担長さ	C=	3.800	m
縦棧の荷重負担幅	D=	4.152	m

8.2.1 荷重計算

a) 固定荷重

固定荷重が縦棧方向に沿って分解する。

$$\begin{aligned}
 Q_{ga} &= [(Q_{g1} \times C \times D) + Q_{g2} \times C \times i + Q_{g3} \times L_b] / L_b \\
 &= [(99.52 \times 3.80 \times 4.152) + 15.280 \times 3.80 \times 5 + 13.83 \times 4.500] / 4.500 \\
 &= 427.29 \quad \text{N/m}
 \end{aligned}$$



固定荷重の分解モデル図

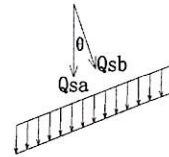
$$\begin{aligned}
 Q_{gb} &= Q_{ga} \times \cos \theta \\
 &= 427.29 \times \cos 10^\circ \\
 &= 420.80 \quad \text{N/m}
 \end{aligned}$$

b)積雪荷重

積雪荷重が縦椽方向に分解する。

$$\begin{aligned}
 Q_{sa} &= (Q_{ss} \times C \times D) / L_b \\
 &= (600.00 \times 3.800 \times 4.152) / 4.500 \\
 &= 2103.68 \quad \text{N/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_{sb} &= Q_{sa} \times \cos\theta \\
 &= 2103.68 \times \cos 10^\circ \\
 &= 2071.72 \quad \text{N/m}
 \end{aligned}$$

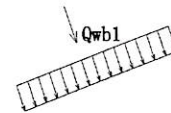


積雪荷重の分解モデル図

c)風圧荷重

順風時:

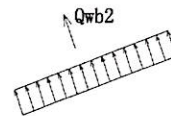
$$\begin{aligned}
 Q_{wb1} &= (Q_{w1} \times C \times D) / L_b \\
 &= (548.22 \times 3.800 \times 4.152) / 4.500 \\
 &= 1922.13 \quad \text{N/m}
 \end{aligned}$$



風圧(順風)荷重のモデル図

逆風時:

$$\begin{aligned}
 Q_{wb2} &= -(Q_{w2} \times C \times D) / L_b \\
 &= -(825.55 \times 3.800 \times 4.152) / 4.500 \\
 &= -2894.50 \quad \text{N/m}
 \end{aligned}$$



風圧(逆風)荷重のモデル図

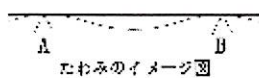
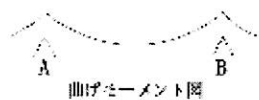
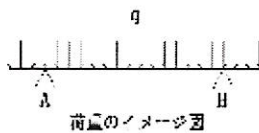
8.2.2 荷重の組み合わせ

荷重の組み合わせ表

荷重分類		法線方向Qb(N/m)
固定荷重G		420.80
積雪荷重S		2071.72
風圧荷重(順風) W1		1922.13
風圧荷重(逆風) W2		-2894.50
長期	G	420.80
短期	G+S	2492.52
	G+W1	2342.93
	G+W2	-2473.70

8.2.3 応力、たわみの検討

縦椽は片持ち付きの単純梁の構造である。



a) 支点Aの応力計算

$$\sigma = Qb \cdot Ld^2 / 2 / Zx$$

$$\tau = Qb \cdot Lc / 2 / A$$

 ※ σ : 部材の最大曲げ応力

 ※ τ : 部材の最大せん断応力

※Qb : 法線方向の荷重

※A : 断面積

$$A = 520.86 \text{ mm}^2$$

※Lc : スパン

$$Lc = 2660 \text{ mm}$$

※Ld : 片持ち長さ

$$Ld = 920 \text{ mm}$$

※Zx : 断面係数 (部材断面諸元をご参照)

$$Zx = 13803.96 \text{ mm}^3$$

支点Aの応力計算			
荷重の組み合わせ	Qb(N/m)	$\sigma = \frac{Qb \cdot Ld^2}{2 \cdot Zx} (N/mm^2)$	$\tau = \frac{Qb \cdot Lc}{2 \cdot A} (N/mm^2)$
G	420.80	-12.90	1.07
G+S	2492.52	-76.42	6.36
G+W1	2342.93	-71.83	5.98
G+W2	-2473.70	75.84	-6.32

b) A Bの梁の応力計算

$$\sigma = [(Qb \cdot Lc^2 / 8) - (Qb \cdot Ld^2 / 2)] / Zx$$

 ※ σ : 部材の最大曲げ応力

 ※ τ : 部材の最大せん断応力

※Qb : 法線方向の荷重

※Lc : スパン

$$Lc = 2660 \text{ mm}$$

※Ld : 片持ち長さ

$$Ld = 920 \text{ mm}$$

※Zx : 断面係数 (部材断面諸元をご参照)

$$Zx = 13803.96 \text{ mm}^3$$

A Bの梁の応力計算			
荷重の組み合わせ	Qb(N/m)	$\sigma = \frac{Qb \cdot Lc^2 / 8 - Qb \cdot Ld^2 / 2}{Zx} (N/mm^2)$	$\tau (N/mm^2)$
G	420.80	14.06	0
G+S	2492.52	83.29	0
G+W1	2342.93	78.29	0
G+W2	-2473.70	-82.66	0

c) 縦横許容応力度の判定

支点A応力計算及び判定							
荷重の組み合わせ	支点A		許容応力		安全率		判定
	σ (N/mm ²)	τ (N/mm ²)	$F\sigma$ (N/mm ²)	$F\tau$ (N/mm ²)	$\frac{F\sigma}{\sigma}$	$\frac{F\tau}{\tau}$	
					σ	τ	
G	-12.90	1.07	125.19	81.00	970%	7538%	OK
G+S	-76.42	6.36	187.79	121.00	246%	1901%	OK
G+W1	-71.83	5.98			261%	2023%	OK
G+W2	75.84	-6.32			248%	1916%	OK

A Bの梁のたわみ計算及び判定							
荷重の組み合わせ	A Bスパンの中心		許容応力		安全率		判定
	σ (N/mm ²)	τ (N/mm ²)	$F\sigma$ (N/mm ²)	$F\tau$ (N/mm ²)	$\frac{F\sigma}{\sigma}$	$\frac{F\tau}{\tau}$	
					σ	τ	
G	14.06	0.00	125.19	81.00	890%	-	OK
G+S	83.29	0.00	187.79	121.00	225%	-	OK
G+W1	78.29	0.00			240%	-	OK
G+W2	-82.66	0.00			227%	-	OK

d) A Bの梁の最大たわみ計算

$$\delta = Qb \cdot Lc^4 \cdot (5 - 24 \cdot Ld^2 / Lc^2) / (384 \cdot E \cdot Ix)$$

 ※ δ : 部材法線方向の最大たわみ

 ※ Qb : 法線方向の荷重

 ※ Lc : スパン

$$Lc = 2660 \text{ mm}$$

 ※ Ld : 片持ち長さ

$$Ld = 920 \text{ mm}$$

 ※ Ix : 断面二次モーメント (部材断面諸元をご参照)

$$Ix = 718939.54 \text{ mm}^4$$

 ※ E : ヤング係数

$$E = 70000 \text{ N/mm}^2$$

A Bの梁のたわみ計算及び判定表				
荷重の組み合わせ	Qb (N/m)	$\delta = \frac{Qb \times Lc^4}{384 \times E \times Ix} \left(5 - \frac{24 \times Ld^2}{Lc^2} \right) (mm)$	$\delta / Lc \leq$ 1/100	判定
G	420.80	2.32	1/1146	OK
G+S	2492.52	13.75	1/193	OK
G+W1	2342.93	12.92	1/206	OK
G+W2	-2473.70	-13.64	1/195	OK

e) 片持ちの最大たわみ計算

$$\delta = Qb \cdot Ld^4 / (8 \cdot E \cdot Ix)$$

 ※ δ : 部材法線方向の最大たわみ

 ※ Qb : 法線方向の荷重

 ※ Ld : 片持ち長さ

$$Ld = 920 \text{ mm}$$

 ※ Ix : 断面二次モーメント (部材断面諸元をご参照)

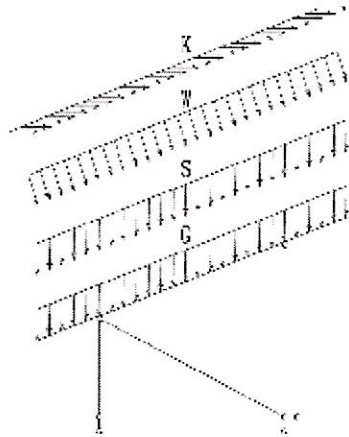
$$Ix = 718939.54 \text{ mm}^4$$

 ※ E : ヤング係数

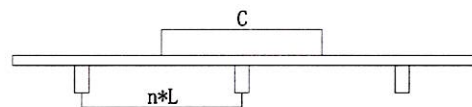
$$E = 70000 \text{ N/mm}^2$$

片持ち梁のたわみ計算及び判定表				
荷重の組み合わせ	Qb(N/m)	$\delta = \frac{Qb \times Ld^4}{8 \times E \times Ix} (mm)$	$\delta / Ld \leq$ 1/100	判定
G	420.80	0.75	1/3553	OK
G+S	2492.52	4.44	1/600	OK
G+W1	2342.93	4.17	1/638	OK
G+W2	-2473.70	-4.40	1/604	OK

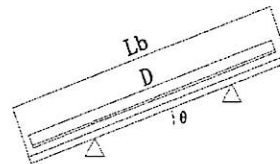
8.3 柱材及び支点反力



架台の荷重負担モデル図



縦棧の荷重負担長さ



縦棧の荷重負担幅

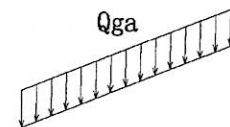
縦棧長さ	Lb=	4.500	m
縦棧の荷重負担長さ	C=	3.800	m
縦棧の荷重負担幅	D=	4.152	m

8.3.1 荷重計算

a) 固定荷重

固定荷重:

$$\begin{aligned}
 Qga &= [(Qg1 \times C \times D) + Qg2 \times C \times i + Qg3 \times Lb] / Lb \\
 &= [(99.52 \times 3.80 \times 4.152) + 15.280 \times 3.800 \times 5 + 13.83 \times 4.500] / 4.500 \\
 &= 427.29 \text{ N/m}
 \end{aligned}$$

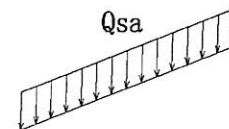


固定荷重モデル図

b) 積雪荷重

積雪荷重:

$$\begin{aligned}
 Qsa &= (Qss \times C \times D) / Lb \\
 &= (600.00 \times 3.800 \times 4.152) / 4.500 \\
 &= 2103.68 \text{ N/m}
 \end{aligned}$$

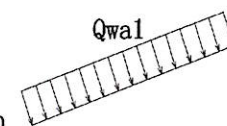


積雪荷重モデル図

c) 風圧荷重

順風時:

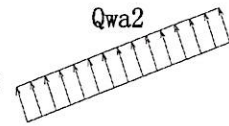
$$\begin{aligned}
 Qwa1 &= (Qw1 \times C \times D) / Lb \\
 &= (548.22 \times 3.800 \times 4.152) / 4.500 \\
 &= 1922.13 \text{ N/m}
 \end{aligned}$$



順風時風圧荷重モデル図

逆風時:

$$\begin{aligned}
 Q_{wa2} &= -(Q_{w2} \times C \times D) / L_b \\
 &= -(825.55 \times 3.800 \times 4.152) / 4.500 \\
 &= -2894.50 \text{ N/m}
 \end{aligned}$$

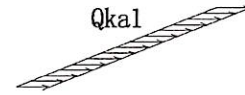


逆風時風圧荷重モデル図

d)地震荷重

(南) 地震荷重:

$$\begin{aligned}
 Q_{ka1} &= (Q_k \times C \times D) / L_b \\
 &= (38.61 \times 3.800 \times 4.152) / 4.500 \\
 &= 135.36 \text{ N/m}
 \end{aligned}$$



(南) 地震荷重モデル図

(北) 地震荷重:

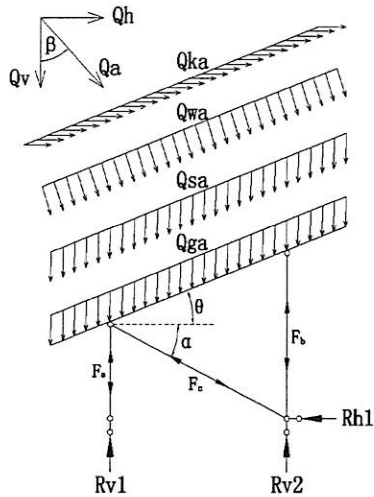
$$\begin{aligned}
 Q_{ka2} &= -(Q_k \times C \times D) / L_b \\
 &= -(38.61 \times 3.800 \times 4.152) / 4.500 \\
 &= -135.36 \text{ N/m}
 \end{aligned}$$



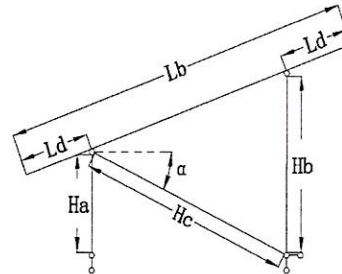
(北) 地震荷重モデル図

8.3.2 軸力、支点反力及び許容応力度の検討

a) 柱材、斜材の軸力及び支点反力計算



柱材・斜材の荷重モデル図



検討モデル図

※Qga : 固定荷重

※Qsa : 積雪荷重

※Qwa : 風圧荷重

※Qka : 地震荷重

※Qb : 荷重

※Qv : 鉛直方向の荷重

※Qh : 水平方向の荷重

※Fa : 前柱軸力

※Fb : 後柱軸力

※Fc : 斜材軸力

※Rv1 : 前杭の垂直反力

※Rv2 : 後ろ杭の垂直反力

※Rh1 : 後ろ杭の水平反力

※α : 斜材と水平線のはさみ角度

 $\alpha = 8.00^\circ$

※β : 荷重と鉛直線のはさみ角度

※θ : 縦椽と水平線のはさみ角度

 $\theta = 10.00^\circ$

※Lb : 縦椽長さ

 $Lb = 4.500 \text{ m}$

※Ha : 前柱長さ

 $Ha = 0.379 \text{ m}$

※Hb : 後柱長さ

 $Hb = 0.849 \text{ m}$

※Hc : 斜材長さ

 $Hc = 2.551 \text{ m}$

$$Qv = Qa \times \cos \beta$$

$$Qh = Qa \times \sin \beta$$

$$F_a = \frac{[Qv - (2 \times \tan \alpha + \tan \theta) \times Qh] \times Lb}{2} \quad F_b = \frac{(Qv + Qh \times \tan \theta) \times Lb}{2} \quad F_c = \frac{Qh \times Lb}{\cos \alpha}$$

$$R_{v1} = F_a$$

$$R_{v2} = F_b + F_c \times \sin \alpha$$

$$R_{h1} = F_c \times \cos \alpha$$

柱材・斜材の軸力計算 (圧縮を「-」で示す)								
荷重分類		Qa(N/m)	β (°)	Qv(N/m)	Qh(N/m)	Fa (N)	Fb (N)	Fc (N)
固定荷重G		427.29	0.00	427.29	0	-961	-961	0
積雪荷重S		2103.68	0.00	2103.68	0	-4733	-4733	0
(順風) 風圧荷重W1		1922.13	10.00	1892.93	334	-3916	-4392	-1517
(逆風) 風圧荷重W2		-2894.50	10.00	-2850.52	-503	5896	6613	2284
(南) 地震荷重K1		135.36	90.00	0.00	135	139	-54	-615
(北) 地震荷重K2		-135.36	90.00	0.00	-135	-139	54	615
長期	G					-961	-961	0
短期	G+S					-5695	-5695	0
	G+W1					-4877	-5353	-1517
	G+W2					4935	5652	2284
	G+K1					-822	-1015	-615
	G+K2					-1101	-908	615
				長期の最大軸力	引張力	-	-	-
					圧縮力	-961	-961	-
				短期の最大軸力	引張力	4935	5652	2284
					圧縮力	-5695	-5695	-1517

支点反力の計算 (反力方向の上向き及び左向きを「-」で示す)					
荷重分類		RV1 (N)	RV2 (N)	Rh1 (N)	
固定荷重G		-961	-961	0	
積雪荷重S		-4733	-4733	0	
(順風) 風圧荷重W1		-3916	-4603	-1502	
(逆風) 風圧荷重W2		5896	6931	2262	
(南) 地震荷重K1		139	-139	-609	
(北) 地震荷重K2		-139	139	609	
長期	G	-961	-961	0	
短期	G+S	-5695	-5695	0	
	G+W1	-4877	-5564	-1502	
	G+W2	4935	5970	2262	
	G+K1	-822	-1101	-609	
	G+K2	-1101	-822	609	
最大の支点反力		押し込み	-5695	水平	-1502
		引き抜き	5970		2262

b) 柱材・斜材の許容応力判定

前柱の許容応力の判定							
		前柱			許容応力 Fσ (N/mm ²)	安全率 $\frac{F\sigma}{\sigma}$	判定
		Fa (N)	面積S (mm ²)	σ=F/S (N/mm ²)			
長期	引張力	-	418.62	-	140.00	-	-
	圧縮力	-961		2.30	129.12	5622%	OK
短期	引張力	4935		11.79	210.00	1781%	OK
	圧縮力	-5695		13.60	193.68	1424%	OK

後柱の許容応力の判定							
		後柱			許容応力 Fσ (N/mm ²)	安全率 $\frac{F\sigma}{\sigma}$	判定
		Fb (N)	面積S (mm ²)	σ=F/S (N/mm ²)			
長期	引張力	-	418.62	-	140.00	-	-
	圧縮力	-961		2.30	96.45	4200%	OK
短期	引張力	5652		13.50	210.00	1555%	OK
	圧縮力	-5695		13.60	144.67	1064%	OK

斜材の許容応力の判定							
		斜材			許容応力 Fσ (N/mm ²)	安全率 $\frac{F\sigma}{\sigma}$	判定
		Fc (N)	面積S (mm ²)	σ=F/S (N/mm ²)			
長期	引張力	-	418.62	-	140.00	-	-
	圧縮力	-		-	19.28	-	-
短期	引張力	2284		5.46	210.00	3849%	OK
	圧縮力	-1517		3.62	28.92	798%	OK

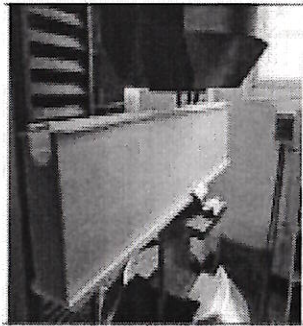
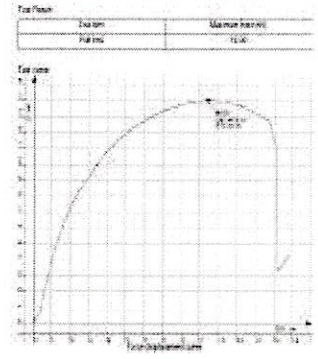
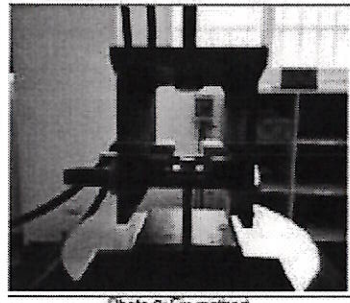
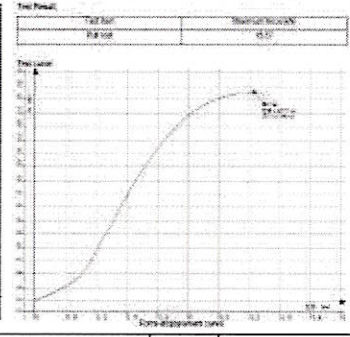
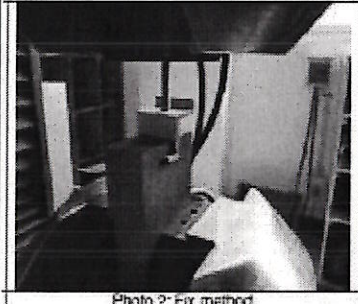
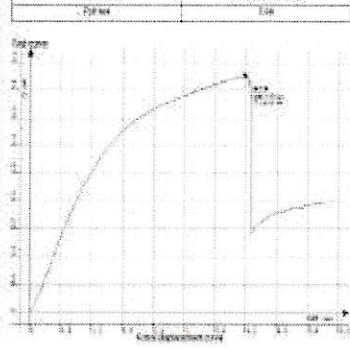
8.4 ボルトの検討

架台に使われるボルトは中国GB規格のSUS304であり、日本JIS規格のA2-70に相当する。

各ボルトにかかる荷重					
ボルト仕様	取付箇所	荷重計算		F(N)	
M8	押さえ金具 (端部、中間) 横棧固定金具	引張	短期	$F_{c_{M8}} = \frac{(Q_{wy2} - Q_{gy}) \times L}{2} (N)$	1409
		剪断		-	-
M10	柱材、斜材、筋交い端部	引張	長期	-	-
		剪断		$F_{t_{M10}} = \text{MAX}(F_a, F_b, F_c)(N)$	961
		引張	短期	-	-
		剪断		$F_{t_{M10}} = \text{MAX}(F_a, F_b, F_c)(N)$	5695
M14	ベース金具と基礎の結合部	引張	長期	$F_{c_{M14}} = \frac{\text{MAX}(R_{v1}, R_{v2})}{2} (N)$	2985
		剪断		$F_{t_{M14}} = \frac{\text{MAX}(R_h)}{2} (N)$	751

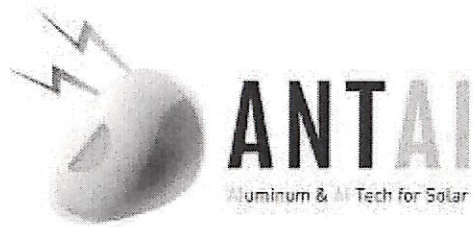
各ボルト許容応力の判定										
	ボルト仕様	断面積S (mm ²)	引張力 (MAX) Fc (N)	せん断力 (MAX) Ft (N)	$\sigma = \frac{Fc}{S} (N/mm^2)$	$\tau = \frac{Ft}{2 \times S} (N/mm^2)$	許容応力		安全率	判定
							Fσ (N/mm ²)	Fτ (N/mm ²)		
長期	M10	58.00	-	961	-	8.29	300.00	173.00	2087%	OK
短期	M8	36.60	1409	-	38.50	-	450.00	260.00	1169%	OK
	M10	58.00	-	5695	-	49.09			530%	OK
	M14	115.00	2985	751	25.95	3.27			1734%	OK

8.5 押さえ金具の検討

押さえ金具種類	取付箇所	荷重計算		F(N)		
横棧固定金具	横棧と縦棧の接続部	引張	短期	$F_c = \frac{(Qwy2 - Qgy) \times L}{2} (N)$	1409	
	SGSテスト 試験により	 				
		実験の極限值は	14000N	安全側に考慮し、実験最大値の2/3倍を計算する	F'(N)	9333
		安全率	$\frac{F'}{F}$	662%	判定	OK
中間押さえ金具	パネルの中間	引張	短期	$F_c = \frac{(Qw2 - Qg \times \cos \theta) \times a \times b}{2} (N)$	736	
	SGSテスト 試験により	 				
		実験の極限值は	15570N	安全側に考慮し、実験最大値の2/3倍を計算する	F'(N)	10380
		安全率	$\frac{F'}{F}$	1410%	判定	OK
端部押さえ金具	パネルの端部	引張	短期	$F_c = \frac{(Qw2 - Qg \times \cos \theta) \times a \times b}{4} (N)$	368	
	SGSテスト 試験により	 				
		実験の極限值は	7680N	安全側に考慮し、実験最大値の2/3倍を計算する	F'(N)	5120
		安全率	$\frac{F'}{F}$	1391%	判定	OK

§ 9. 部材検定結果のまとめ

部材	品番	材質	安全率	最大たわみ	判定
横棧	CG-006	AL6005-T6	215%	1/195	OK
縦棧	CG-003-1	AL6005-T6	225%	1/193	OK
前柱	CG-005	AL6005-T6	1424%	-	OK
後柱	CG-005	AL6005-T6	1064%	-	OK
斜材	CG-005	AL6005-T6	798%	-	OK
ボルト	M8	SUS304	1169%	-	OK
	M10	SUS304	530%	-	OK
	M14	SUS304	1734%	-	OK
横棧固定金具	TYN-65	AL6005-T6	662%	-	OK
中間押さえ金具	TYN-39	AL6005-T6	1410%	-	OK
端部押さえ金具	TYN-148	AL6005-T6	1391%	-	OK



基礎杭の強度検討

G130B. 埼玉県比企郡鳩山町大字小用112.5kw案件

福建安泰新エネルギー科技有限公司

事務所：廈門市思明区環島東路1801号中航紫金広場A塔30階

工場：漳州市長泰県官山工業園

TEL: 86-592-5508286 FAX: 86-592-5508270

2022年7月27日

目次

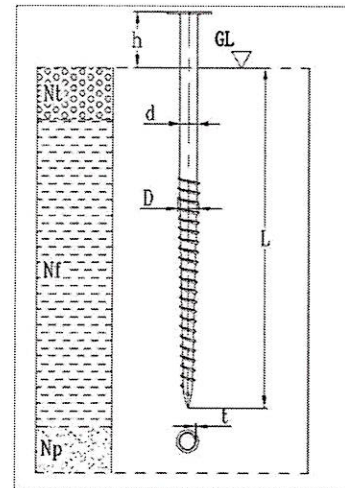
§ 1. 設計条件	1
1.1 基礎杭種類	1
1.2 地盤条件	1
1.3 設計用荷重値	1
1.4 適用指針	1
§ 2. 鉛直支持力の検討	1
§ 3. 水平変位の検討	2

基礎杭の強度検討

1. 設計条件

1.1. 基礎杭種類: スクリュー杭76-3.0

杭自重w:	114	N
杭突出長h:	200	mm
杭根入れ長L:	1400	mm
南北方向杭の外径d1:	76	mm
東西方向杭の外径d2:	76	mm
杭肉厚t:	3	mm
杭先端面積A:	7238	mm ²
杭の周長(羽根付き)φ:	302	mm
杭の外径(羽根付き)D:	96	mm



1.2. 地盤条件

地盤条件として、下記設計 N 値を設定する。

設計 N 値 :

Nt =	7.0	(地表面から $1/\beta$ m の N 値)
Nf =	7.0	(杭周面土地盤の平均 N 値)
Np =	7.0	(杭先端から下に 1d, 上に 4d 間の平均 N 値)

1.3. 設計用荷重値

検討に用いる設計用荷重値は、「太陽電池支持物の構造計算書」により下記の通り求められる。

a) 長期押込み力	:	Fvl =	0.961	[kN]
b) 短期押込み力	:	Fv =	5.695	[kN]
c) 短期引抜き力	:	Fp =	5.970	[kN]
d) 設計水平力 (南北)	:	Fh1 =	2.262	[kN]
e) 設計水平力 (東西)	:	Fh2 =	1.000	[kN]

1.4. 適用指針

「国土交通省告示第1113号 (平成13年7月2日)」

「建築基礎構造設計指針」(日本建築学会)

「鋼構造設計規準」(日本建築学会)

「道路橋示方書・同解説 IV下部工編」(日本道路協会)

2. 鉛直支持力の検討 「国土交通省告示第1113号 (平成13年7月2日)」

・ 設計根入れ長	:	L	=	1.400	[m]
・ 土質区分	:	粘性土			

諸数値は下記の通り求められる。

$$\begin{aligned}
 \cdot \text{周面摩擦力} & : R_f = 7.5 \times N_f \times L \times \varphi \leq 100 \times L \times \varphi \\
 & = 7.5 \times 7.0 \times 1.4 \times 0.302 \\
 & = 22.167 \quad [\text{kN}] \\
 \cdot \text{先端支持力度} & : q_p = 45 / 3 \times N_p \\
 & = 45 / 3 \times 7.0 = 105 \quad [\text{kN/m}^2] \\
 \cdot \text{先端支持力} & : R_p = A_p \times q_p \\
 & = 0.007238 \times 105 = 0.760 \quad [\text{kN}]
 \end{aligned}$$

以上より、地盤支持力に関する照査は、下記の通り算出できる。

$$\begin{aligned}
 \cdot \text{長期押し込み抵抗力} & : R_{uv} = 1 \times R_p + 1 / 3 \times R_f - w \\
 & = 1 \times 0.760 + 1 / 3 \times 22.167 - 0.114 \\
 & = 8.035 \geq F_v = 0.961 \quad [\text{kN}] \quad \dots \text{OK} \\
 \cdot \text{短期押し込み抵抗力} & : R_{uv} = 2 \times R_p + 2 / 3 \times R_f - w \\
 & = 2 \times 0.760 + 2 / 3 \times 22.167 - 0.114 \\
 & = 16.184 \geq F_v = 5.695 \quad [\text{kN}] \quad \dots \text{OK} \\
 \cdot \text{短期引き抜き抵抗力} & : R_{up} = 8 / 15 \times R_f + w \\
 & = 8 / 15 \times 22.167 + 0.114 \\
 & = 11.937 \geq F_p = 5.970 \quad [\text{kN}] \quad \dots \text{OK}
 \end{aligned}$$

3. 水平変位の検討 [建築基礎構造設計指針]

基準水平地盤反力係数 Kh_0 は下式の通り求める。

$$\begin{aligned}
 Kh_0 & = \alpha \cdot \xi \cdot E_0 \cdot B_0^{-3/4} \\
 & = 60 \times 1.0 \times 4900 \times 7.6^{-3/4} \\
 & = 64230 \quad [\text{kN/m}^3] \quad (\text{東西方向}) \\
 & = 60 \times 1.0 \times 4900 \times 7.6^{-3/4} \\
 & = 64230 \quad [\text{kN/m}^3] \quad (\text{南北方向})
 \end{aligned}$$

ここに、 α : 評価法によって決まる係数 = 60 $[\text{m}^{-1}]$
 (対象土層の平均 N 値より $E_0 = 700 \cdot N$ で推定した地盤の変形係数) ·
 ξ : 群杭の影響を考慮した係数 = 1.0
 E_0 : 地盤の変形係数
 = $700 \cdot N_t = 700 \times 7.0 = 4900 \quad [\text{kN/m}^2]$

杭頭に水平力を受ける杭の水平抵抗に支配的な影響を与える地盤の範囲は、地表面から $1/\beta$ 程度の深さまでである。

$$\begin{aligned}
 N_t & : \text{下式範囲の平均 } N_t \text{ 値} = 7.0 \quad (\text{地表面から } 1/\beta \text{ m の } N \text{ 値}) \\
 1 / \beta & = 1 / 2.543 = 0.393 \quad [\text{m}] \quad (\text{弱軸回り}) \\
 & = 1 / 2.488 = 0.402 \quad [\text{m}] \quad (\text{強軸回り}) \\
 \beta & : \text{次により算出される} \\
 B_0 & : \text{無次元化杭径} = 7.6 \quad (\text{東西方向}) \\
 & = 7.6 \quad (\text{南北方向})
 \end{aligned}$$

次項において、水平変位量 y_0 は以下の通り算出される。

$$\begin{aligned} y_0 &= 0.497 \quad [\text{mm}] &= 0.050 \quad [\text{cm}] & \text{(東西方向)} \\ &= 1.191 \quad [\text{mm}] &= 0.119 \quad [\text{cm}] & \text{(南北方向)} \end{aligned}$$

このとき、水平地盤反力係数 K_h は下式の通り求まる。

$$\begin{aligned} K_h &= K_{h_0} \cdot 3.16 & (0.0 \leq y_0 \leq 0.1 \text{ の場合}) \\ K_h &= K_{h_0} \cdot y_0^{-1/2} & (0.1 < y_0 \text{ の場合}) \\ \\ K_h &= 64230 \times 3.16 &= 202966 \quad [\text{kN/m}^3] & \text{(東西方向)} \\ K_h &= 64230 \times 0.119^{-1/2} &= 186193 \quad [\text{kN/m}^3] & \text{(南北方向)} \end{aligned}$$

杭体と地盤の相対剛性 β は下式の通り求まる。

$$\begin{aligned} \beta &= (K_h \cdot B_0 / (4 E I))^{1/4} \\ &= (202966 \times 0.076 / (4 \times 2.0\text{E}+08 \times 4.6\text{E}-07))^{1/4} \\ &= 2.543 \quad \text{(弱軸回り)} \\ &= (186193 \times 0.076 / (4 \times 2.0\text{E}+08 \times 4.6\text{E}-07))^{1/4} \\ &= 2.488 \quad \text{(強軸回り)} \end{aligned}$$

ここに、

$$\begin{aligned} E &: \text{杭体の弾性係数} &= 201000 \quad [\text{N/mm}^2] &= 2.0\text{E}+08 \quad [\text{kN/m}^2] \\ I_x &: \text{弱軸回り検討に用いる杭体の断面二次モーメント} \\ &= 459073.9 \quad [\text{mm}^4] &= 4.6\text{E}-07 \quad [\text{m}^4] \\ I_y &: \text{強軸回り検討に用いる杭体の断面二次モーメント} \\ &= 459073.9 \quad [\text{mm}^4] &= 4.6\text{E}-07 \quad [\text{m}^4] \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \beta \cdot L &= 2.543 \times 1.400 &= 3.560 \quad \text{(弱軸回り)} \\ &= 2.488 \times 1.400 &= 3.484 \quad \text{(強軸回り)} \end{aligned}$$

$\beta \cdot L \geq 2.25$ のため、半無限長として検討する。

最大曲げモーメントの位置は

$$\begin{aligned} \lambda_m &= \frac{1}{\beta} \cdot \tan^{-1} \left(\frac{1}{1 + 2 \cdot \beta \cdot h} \right) \\ &= \frac{1}{2.543} \times \tan^{-1} \left(\frac{1}{1 + 2 \times 2.543 \times 0.200} \right) = 0.181 \quad [\text{m}] \\ & \quad \text{(弱軸回り)} \\ &= \frac{1}{2.488} \times \tan^{-1} \left(\frac{1}{1 + 2 \times 2.488 \times 0.200} \right) = 0.187 \quad [\text{m}] \\ & \quad \text{(強軸回り)} \end{aligned}$$

ここに、 h : 杭の突出長 $= 0.200 \quad [\text{m}]$

最大曲げモーメントは

$$Mm = \frac{Fh}{2 \cdot \beta} \sqrt{(1 + 2 \beta h)^2 + 1} \exp\left(-\tan^{-1}\left(\frac{1}{1 + 2 \beta h}\right)\right)$$

$$= 0.279 \text{ [kN} \cdot \text{m]} = 279410 \text{ [N} \cdot \text{mm]} \text{ (弱軸回り)}$$

$$= 0.637 \text{ [kN} \cdot \text{m]} = 637419 \text{ [N} \cdot \text{mm]} \text{ (強軸回り)}$$

曲げ応力度の照査を下の通り示す.

$$\sigma = Mm / Z = 279410 / 12081 = 23.128 \text{ [N/mm}^2\text{]} \text{ (弱軸回り)}$$

$$\leq \sigma_a = 235 \text{ ... OK}$$

$$= 637419 / 12081 = 52.763 \text{ [N/mm}^2\text{]} \text{ (強軸回り)}$$

$$\leq \sigma_a = 235 \text{ ... OK}$$

ここに, Z : 断面係数

$$= 12081 \text{ [mm}^3\text{]} \text{ (弱軸回り)}$$

$$= 12081 \text{ [mm}^3\text{]} \text{ (強軸回り)}$$

地表面変位 y_0 は下式の通り求まる.

$$y_0 = (1 + \beta h) \cdot Fh / (2 E I \beta^3)$$

$$= (1 + 2.543 \times 0.200) \times 1.000 / (2 \times 2.0E+08 \times 4.6E-07 \times 2.543^3)$$

$$= 0.0005 \text{ [m]} \text{ (東西方向)}$$

$$= 0.497 \text{ [mm]}$$

$$= (1 + 2.488 \times 0.200) \times 2.262 / (2 \times 2.0E+08 \times 4.6E-07 \times 2.488^3)$$

$$= 0.0012 \text{ [m]} \text{ (南北方向)}$$

$$= 1.191 \text{ [mm]}$$

ここに, h : 杭の突出長 = 0.200 [m]

Fh : 杭に載荷される水平力

以上より, 杭の水平変位 y_0 が以下の通り計算される許容水平変位量 y_a を越えない為, 杭及び地盤は弾性挙動として評価できる.

$$y_a = 15.000 \text{ [mm]}$$