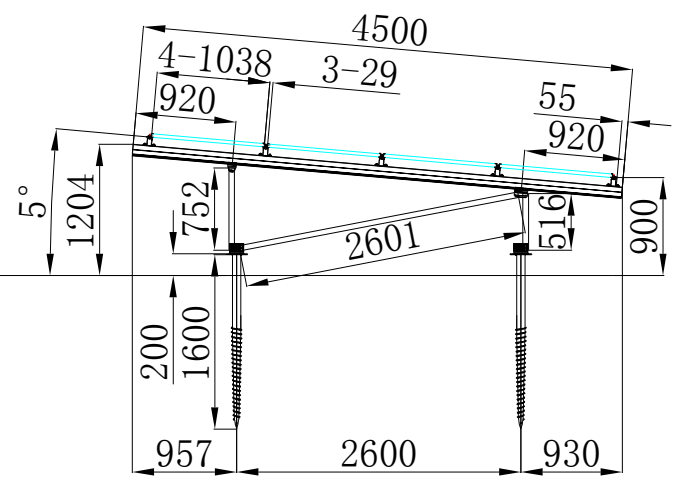


GL



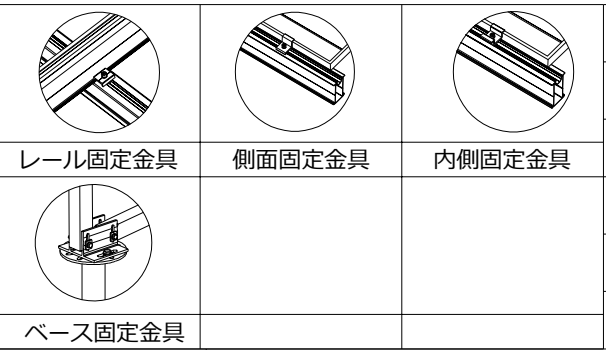
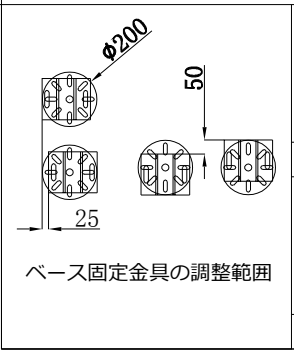
(前)



(後)

筋交いの取り付け方法

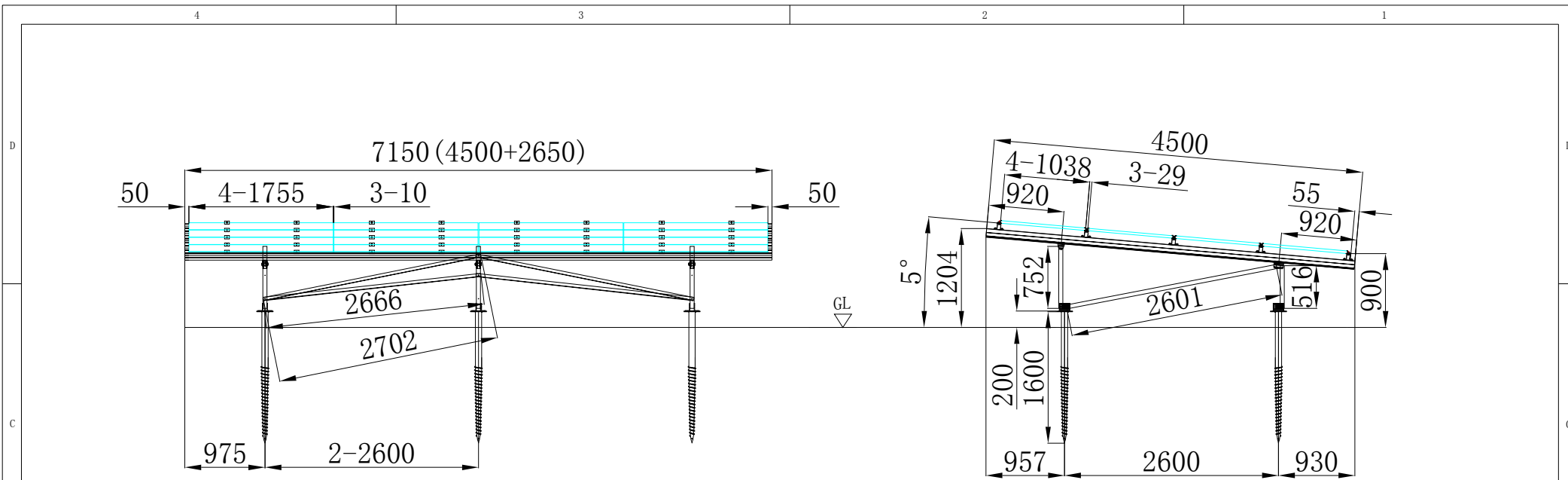
※一応N値7にて基礎長さを検討しておりますが、地盤調査結果を元に専門家による再検討をお願いします。



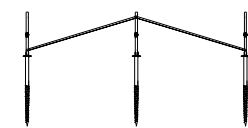
パネルサイズ	1755x1038x30	アレイ	4X3
地表面粗度区分	Ⅲ	バージョン	V5
風速	34m/s	製図	Brody
積雪量	40cm	確認	minter
日付	2022-06-06	承認	tian
計算基準	JISC8955 2017+発電用太陽電池設備に関する技術基準を定める省令(令和3年3月31日)		



和歌山県紀853.5KW



(前)

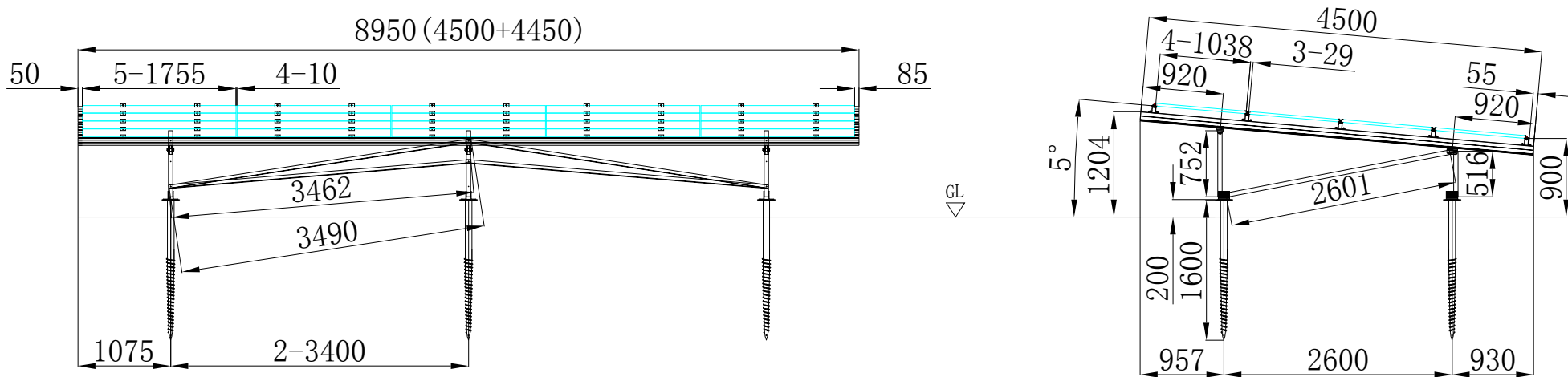


(後)

筋交いの取り付け方法

※一応N値7にて基礎長さを検討しておりますが、地盤調査結果を元に専門家による再検討をお願いします。

<p>ベース固定金具の調整範囲</p>	<p>レール固定金具</p>	<p>側面固定金具</p>	<p>内側固定金具</p>	<p>パネルサイズ</p> <p>1755x1038x30</p>	<p>アレイ</p> <p>4X4</p>	<p>和歌山県紀853.5KW</p>
	<p>ベース固定金具</p>			<p>地表面粗度区分</p> <p>Ⅲ</p>	<p>バージョン</p> <p>V5</p>	
				<p>風速</p> <p>34m/s</p>	<p>製図</p> <p>Brody</p>	
				<p>積雪量</p> <p>40cm</p>	<p>確認</p> <p>minter</p>	
				<p>日付</p> <p>2022-06-06</p>	<p>承認</p> <p>tian</p>	
				<p>計算基準</p> <p>JISC8955 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)</p>		



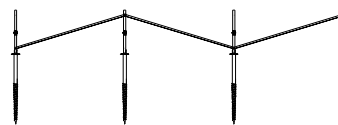
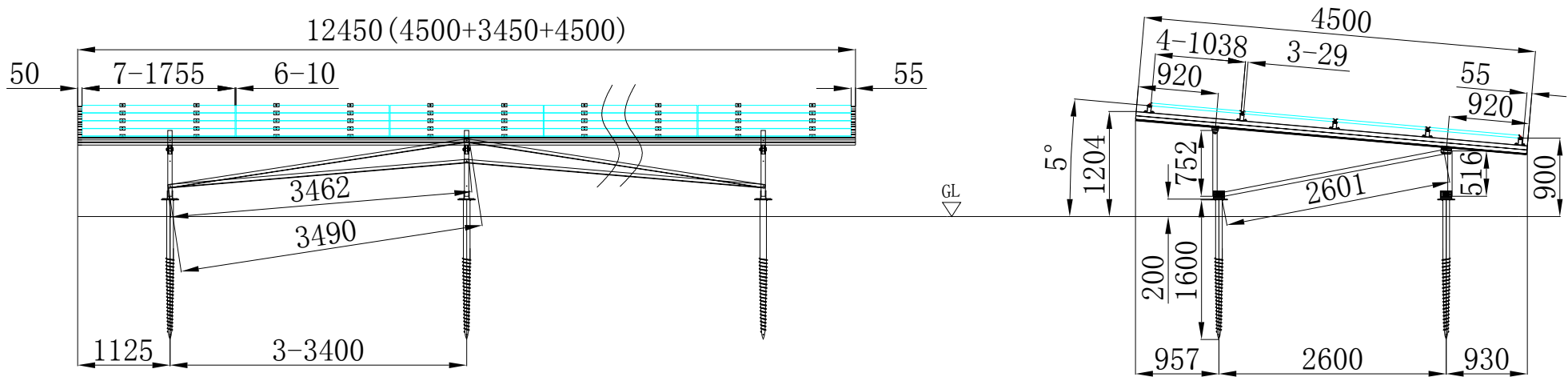
(前)

(後)

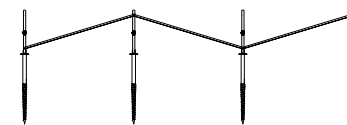
筋交いの取り付け方法

※一応N値7にて基礎長さを検討しておりますが、地盤調査結果を元に専門家による再検討をお願いします。

<p>ベース固定金具の調整範囲</p>	<p>レール固定金具</p>	<p>側面固定金具</p>	<p>内側固定金具</p>	パネルサイズ	1755x1038x30	アレイ	4X5	<p>和歌山県紀853.5KW</p>
	<p>ベース固定金具</p>			地表面粗度区分	Ⅲ	バージョン	V5	
				風速	34m/s	製図	Brody	
				積雪量	40cm	確認	minter	
				日付	2022-06-06	承認	tian	
				計算基準	JISC8955 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)			



(前)

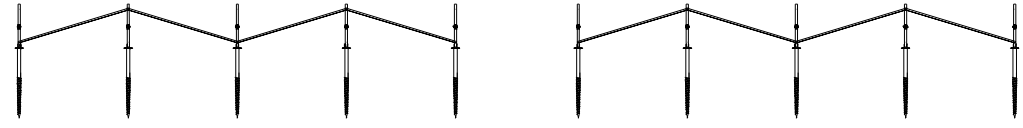
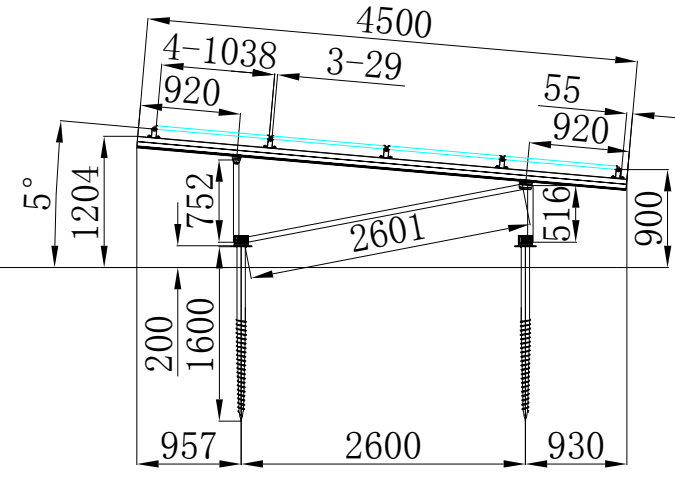
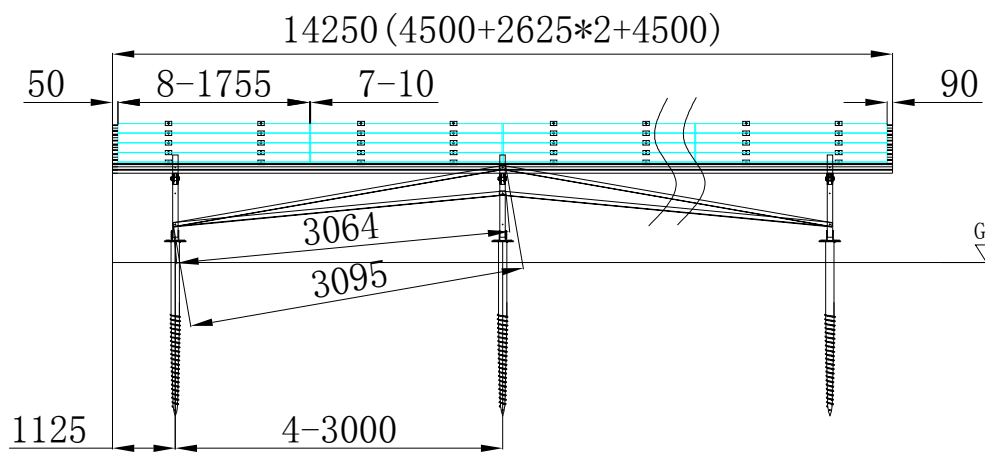


(後)

筋交いの取り付け方法

※一応N値7にて基礎長さを検討しておりますが、地盤調査結果を元に専門家による再検討をお願いします。

<p>ベース固定金具の調整範囲</p>	<p>レール固定金具</p>	<p>側面固定金具</p>	<p>内側固定金具</p>	パネルサイズ	1755x1038x30	アレイ	4X7	<p>和歌山県紀853.5KW</p>
				地表面粗度区分	Ⅲ	バージョン	V5	
				風速	34m/s	製図	Brody	
				積雪量	40cm	確認	minter	
				日付	2022-06-06	承認	tian	
				計算基準	JISC8955 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)			

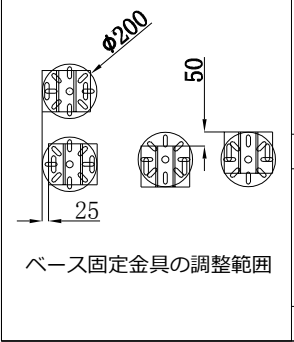


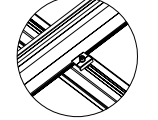
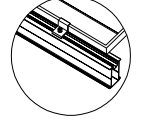
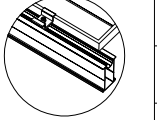
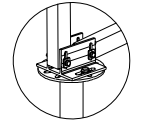
(前)

(後)

筋交いの取り付け方法

※一応N値7にて基礎長さを検討しておりますが、
地盤調査結果を元に専門家による再検討をお願いします。

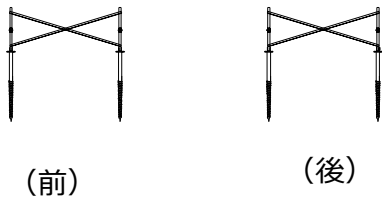
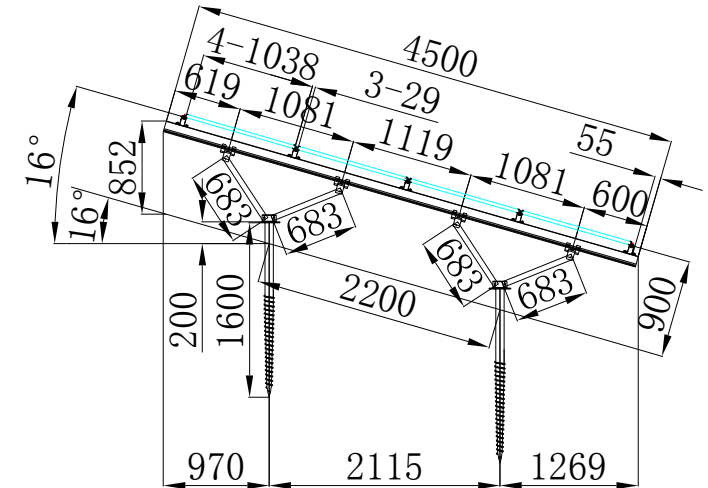
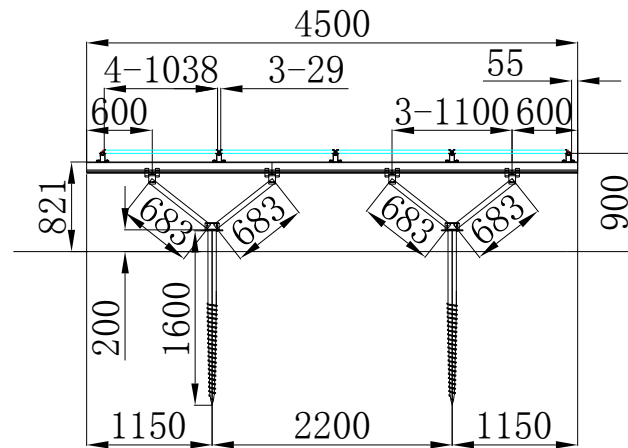
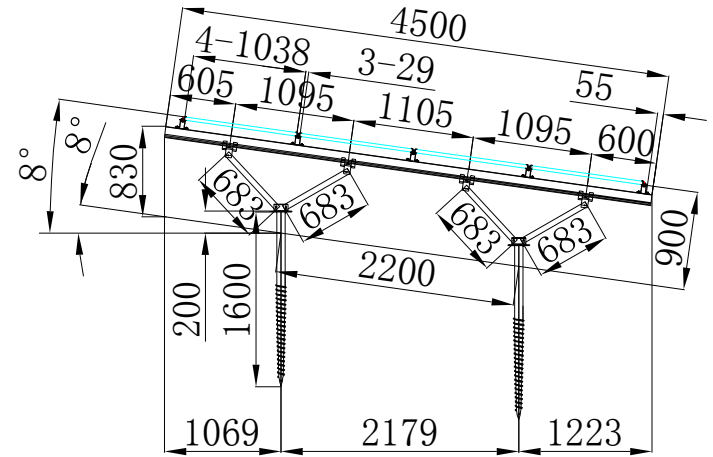
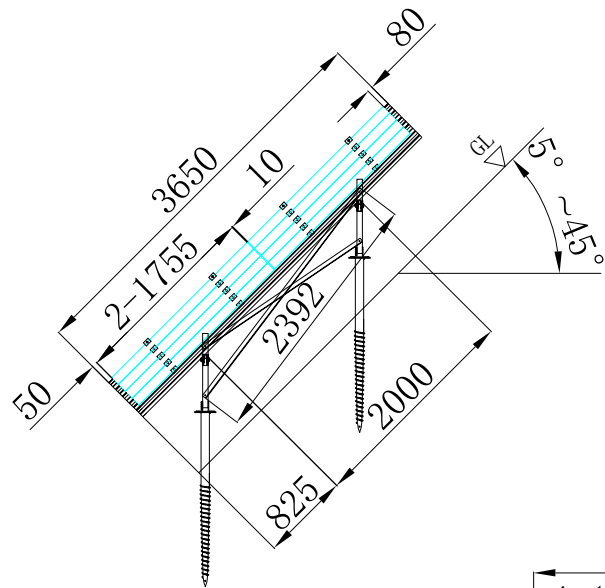


		
レール固定金具	側面固定金具	内側固定金具
		
ベース固定金具		

パネルサイズ	1755x1038x30	アレイ	4X8
地表面粗度区分	Ⅲ	バージョン	V5
風速	34m/s	製図	Brody
積雪量	40cm	確認	minter
日付	2022-06-06	承認	tian
計算基準	JISC8955 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)		

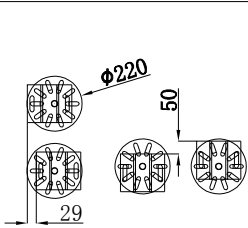


和歌山県紀853.5KW

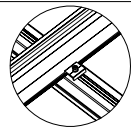


筋交いの取り付け方法

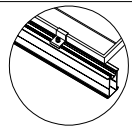
※一応N値7にて基礎長さを検討しておりますが、地盤調査結果を元に専門家による再検討をお願いします。



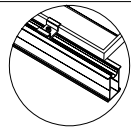
ベース固定金具の調整範囲



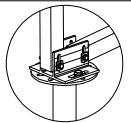
レール固定金具



側面固定金具



内側固定金具

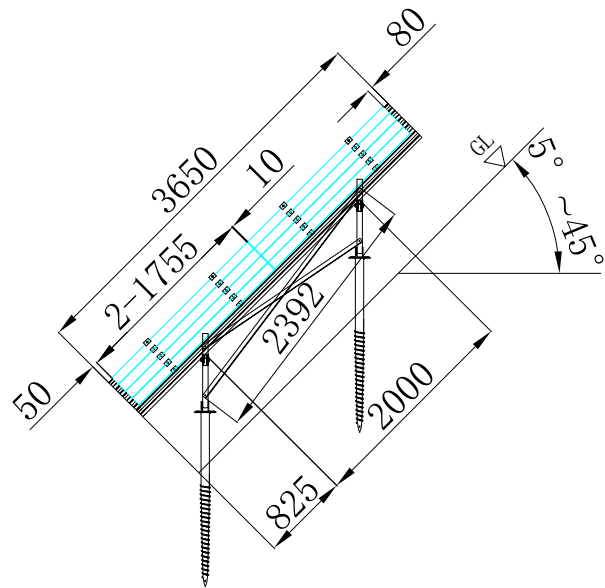


ベース固定金具

パネルサイズ	1755x1038x30	アレイ	4X2
地表面粗度区分	Ⅲ	バージョン	V5
風速	34m/s	製図	Brody
積雪量	40cm	確認	minter
日付	2022-06-06	承認	tian
計算基準	JISC8955 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)		



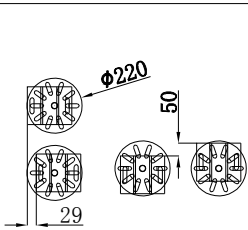
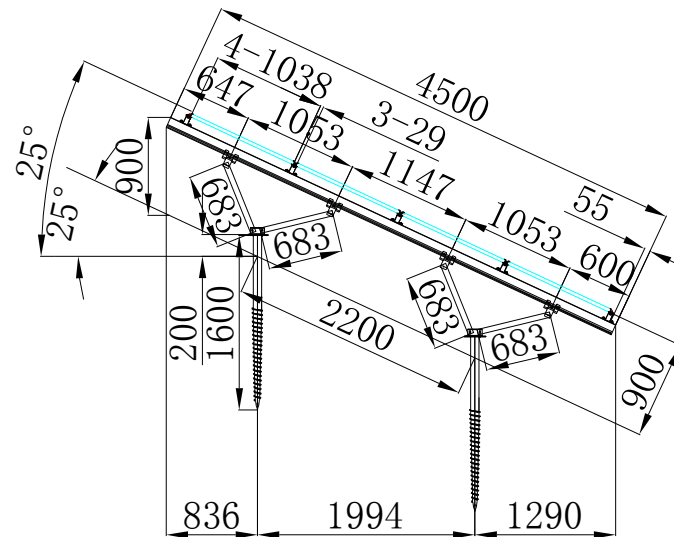
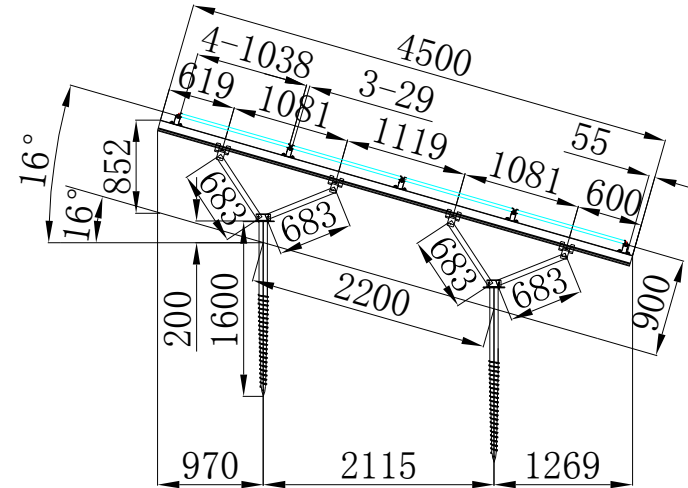
和歌山県紀853.5KW



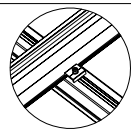
(前) (後)

筋交いの取り付け方法

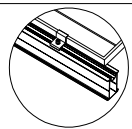
※一応N値7にて基礎長さを検討しておりますが、地盤調査結果を元に専門家による再検討をお願いします。



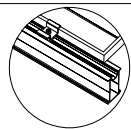
ベース固定金具の調整範囲



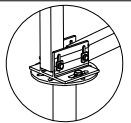
レール固定金具



側面固定金具



内側固定金具

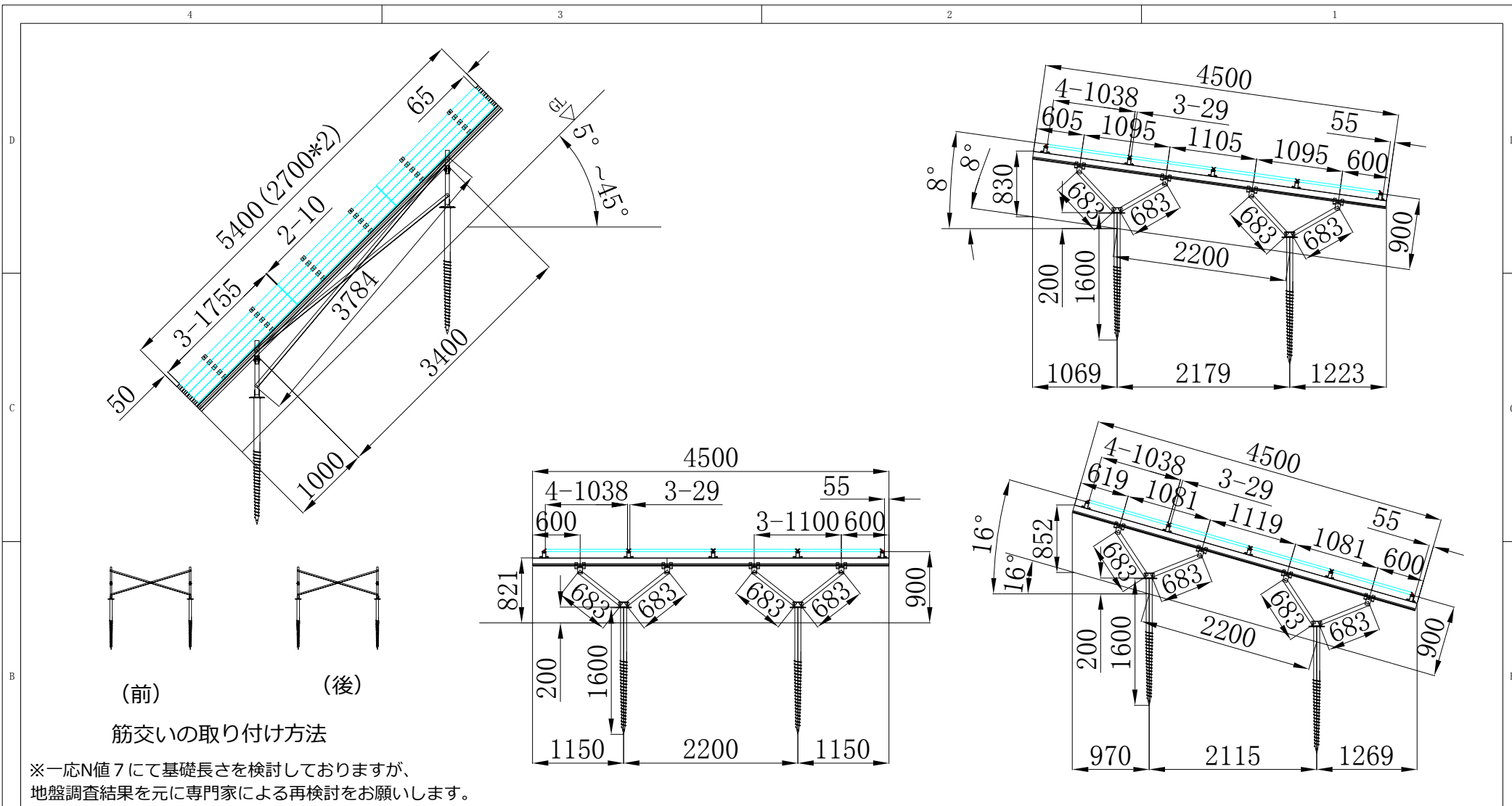


ベース固定金具

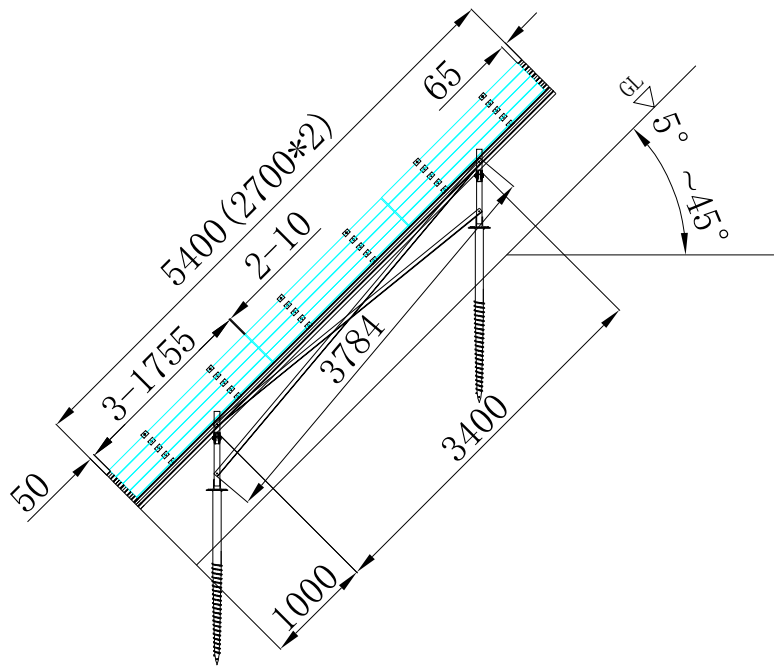
パネルサイズ	1755x1038x30	アレイ	4X2
地表面粗度区分	Ⅲ	バージョン	V5
風速	34m/s	製図	Brody
積雪量	40cm	確認	minter
日付	2022-06-06	承認	tian
計算基準	JISC8955 2017+発電用太陽電池設備に関する技術基準を定める省令(令和3年3月31日)		



和歌山県紀853.5KW



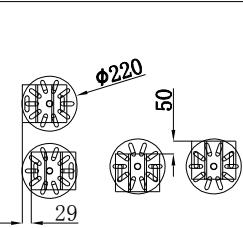
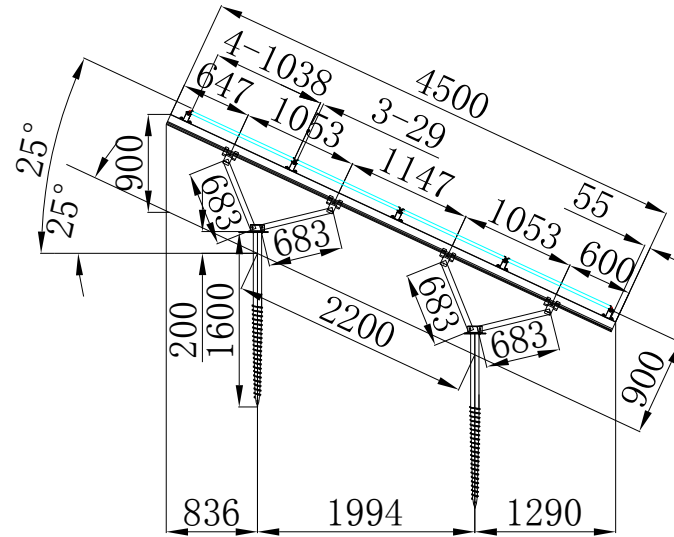
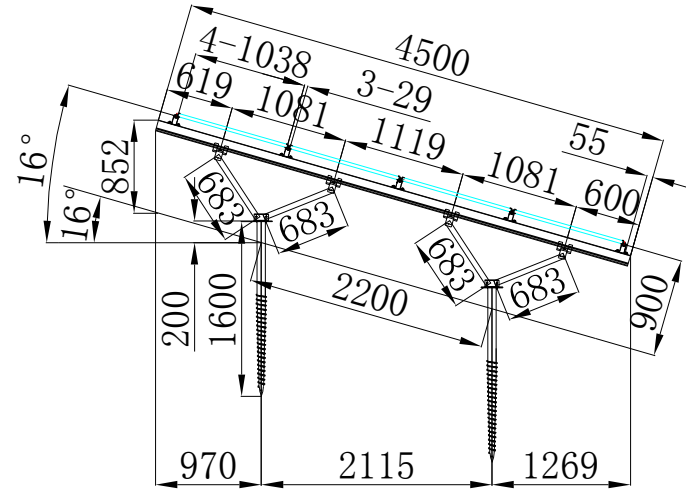
<p>ベース固定金具の調整範囲</p>	<p>レール固定金具</p>	<p>側面固定金具</p>	<p>内側固定金具</p>	<p>パネルサイズ</p> <p>1755x1038x30</p>	<p>アレイ</p> <p>4X3</p>	<p>和歌山県紀853.5KW</p>
	<p>ベース固定金具</p>			<p>地表面粗度区分</p> <p>Ⅲ</p>	<p>バージョン</p> <p>V5</p>	
				<p>風速</p> <p>34m/s</p>	<p>製図</p> <p>Brody</p>	
				<p>積雪量</p> <p>40cm</p>	<p>確認</p> <p>minter</p>	
				<p>日付</p> <p>2022-06-06</p>	<p>承認</p> <p>tian</p>	
				<p>計算基準</p> <p>JISC8955 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)</p>		



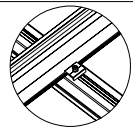
(前) (後)

筋交いの取り付け方法

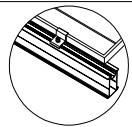
※一応N値7にて基礎長さを検討しておりますが、地盤調査結果を元に専門家による再検討をお願いします。



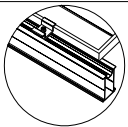
ベース固定金具の調整範囲



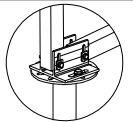
レール固定金具



側面固定金具



内側固定金具

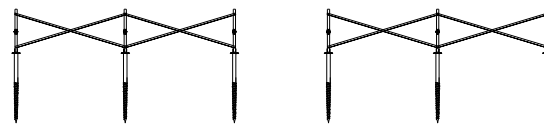
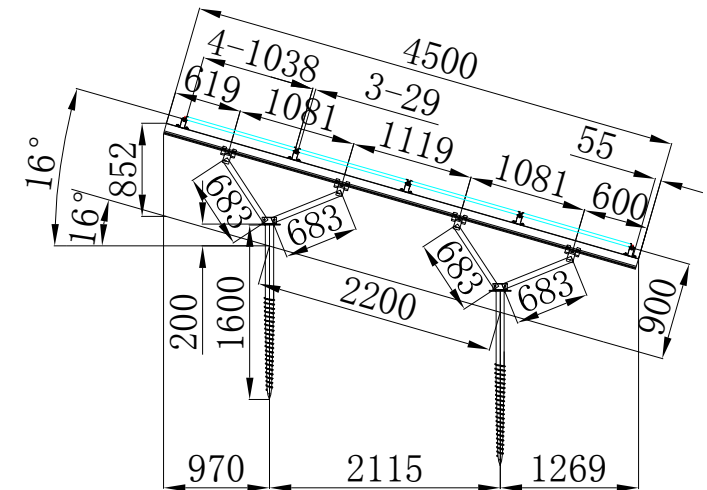
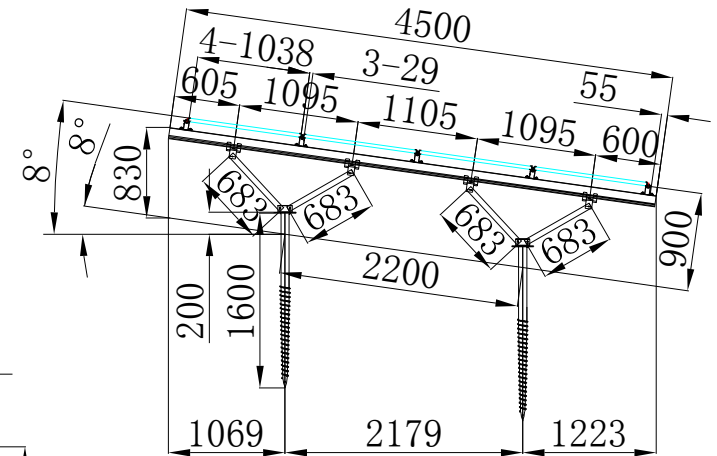
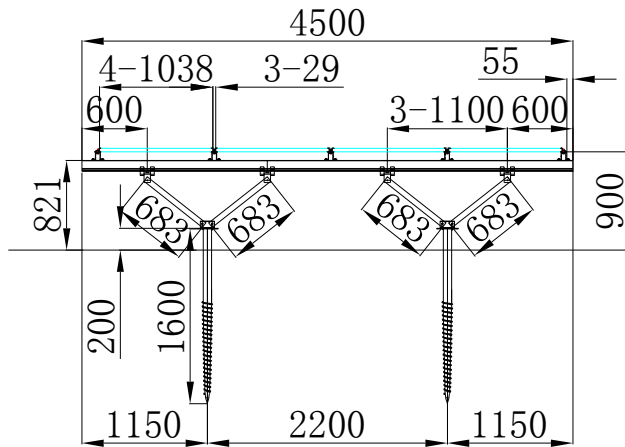
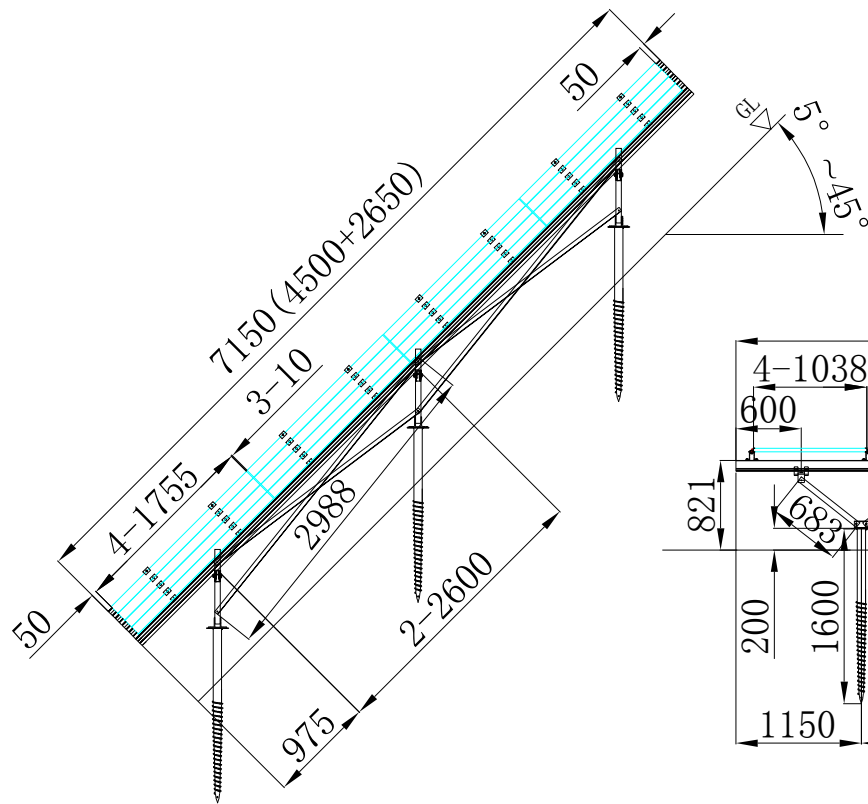


ベース固定金具

パネルサイズ	1755x1038x30	アレイ	4X3
地表面粗度区分	Ⅲ	バージョン	V5
風速	34m/s	製図	Brody
積雪量	40cm	確認	minter
日付	2022-06-06	承認	tian
計算基準	JISC8955 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)		

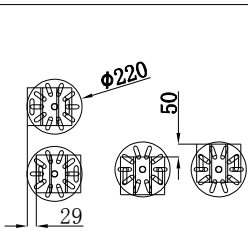


和歌山県紀853.5KW

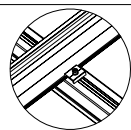


(前) (後)
筋交いの取り付け方法

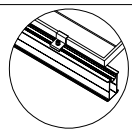
※一応N値7にて基礎長さを検討しておりますが、
地盤調査結果を元に専門家による再検討をお願いします。



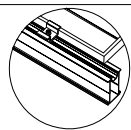
ベース固定金具の調整範囲



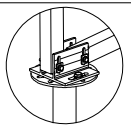
レール固定金具



側面固定金具



内側固定金具

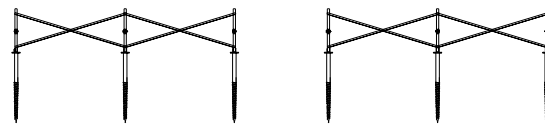
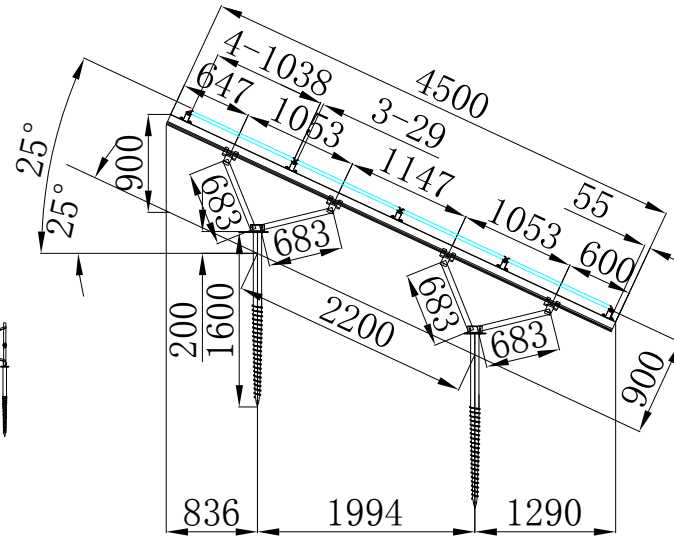
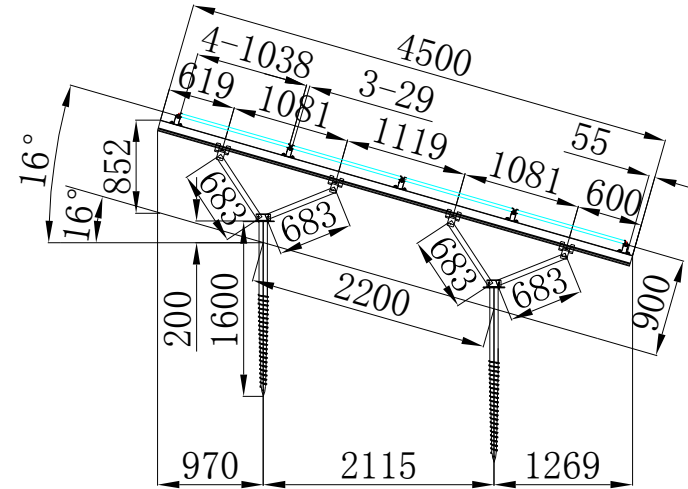
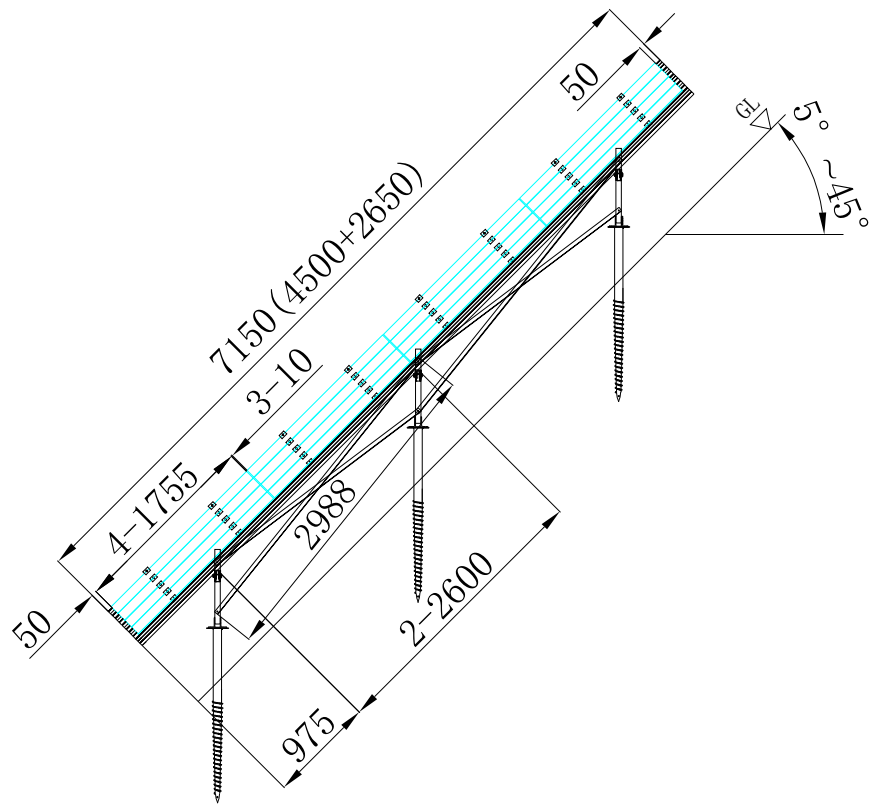


ベース固定金具

パネルサイズ	1755x1038x30	アレイ	4X4
地表面粗度区分	Ⅲ	バージョン	V5
風速	34m/s	製図	Brody
積雪量	40cm	確認	minter
日付	2022-06-06	承認	tian
計算基準	JISC8955 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)		

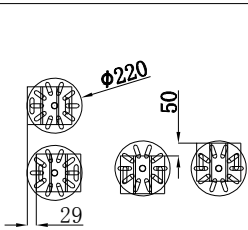


和歌山県紀853.5KW

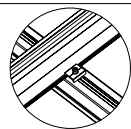


(前) (後)
筋交いの取り付け方法

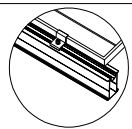
※一応N値7にて基礎長さを検討しておりますが、
地盤調査結果を元に専門家による再検討をお願いします。



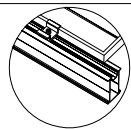
ベース固定金具の調整範囲



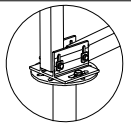
レール固定金具



側面固定金具



内側固定金具

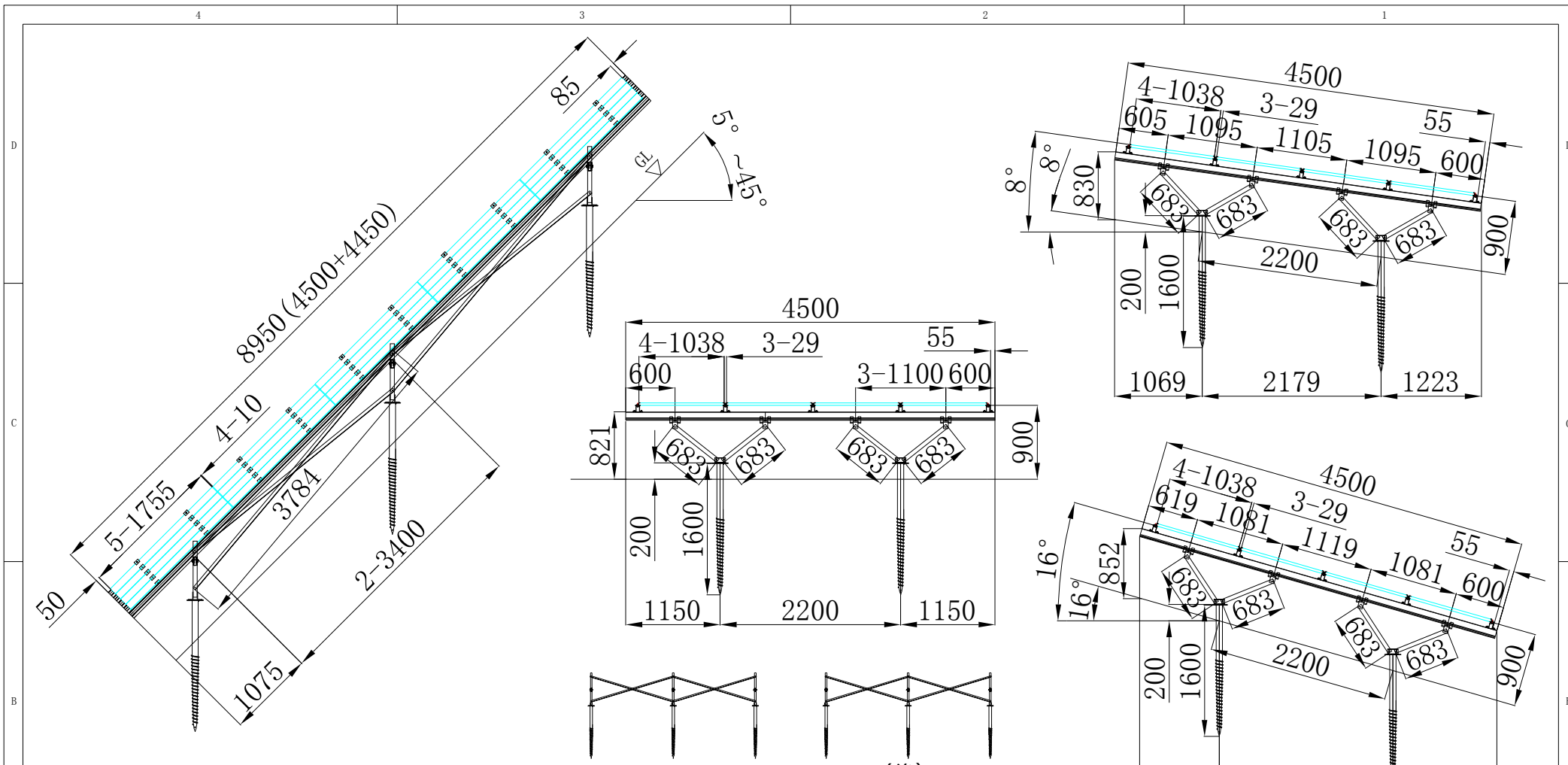


ベース固定金具

パネルサイズ	1755x1038x30	アレイ	4X4
地表面粗度区分	Ⅲ	バージョン	V5
風速	34m/s	製図	Brody
積雪量	40cm	確認	minter
日付	2022-06-06	承認	tian
計算基準	JISC8955 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)		



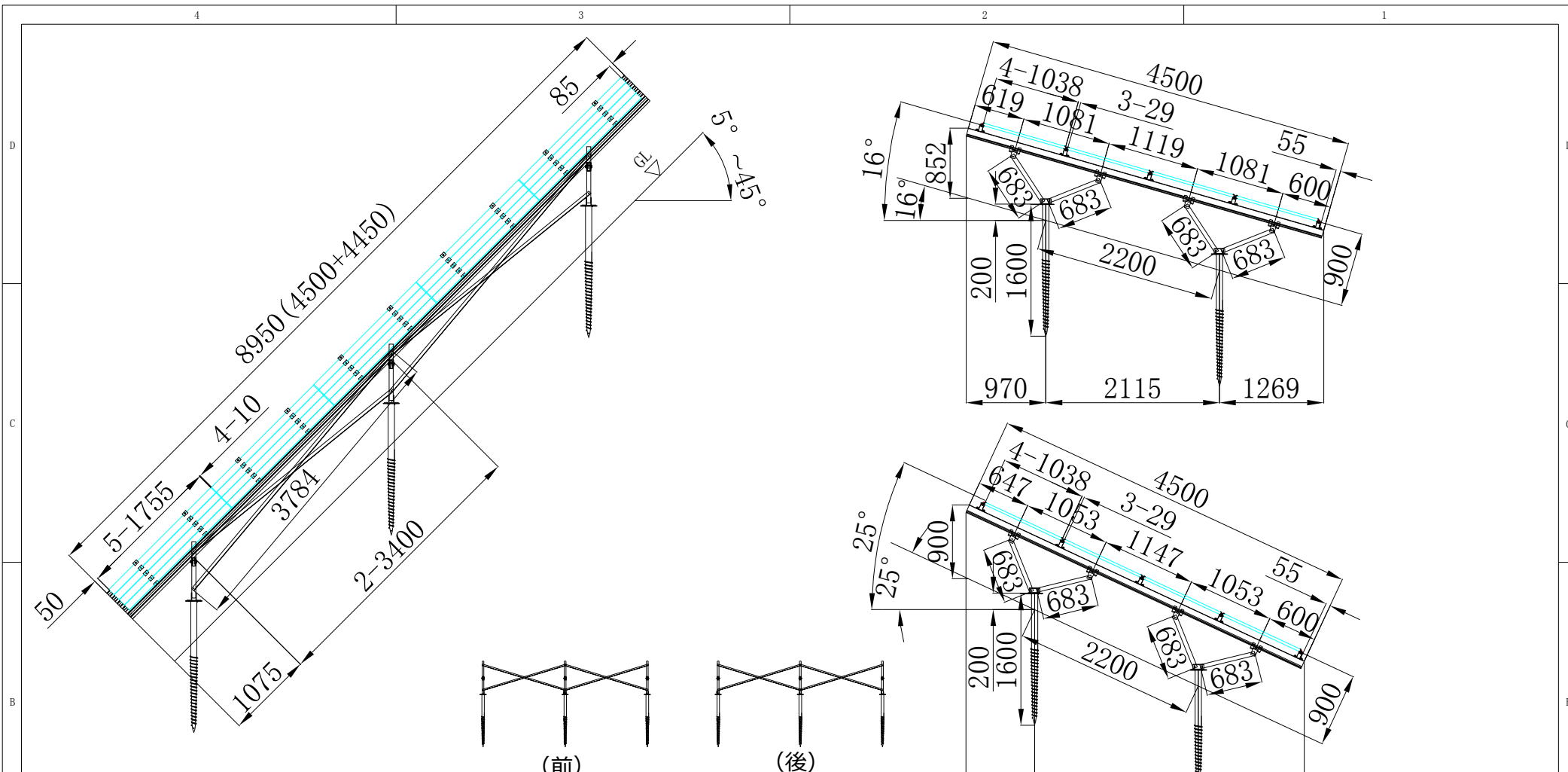
和歌山県紀853.5KW



(前) (後)
筋交いの取り付け方法

※一応N値7にて基礎長さを検討しておりますが、
地盤調査結果を元に専門家による再検討をお願いします。

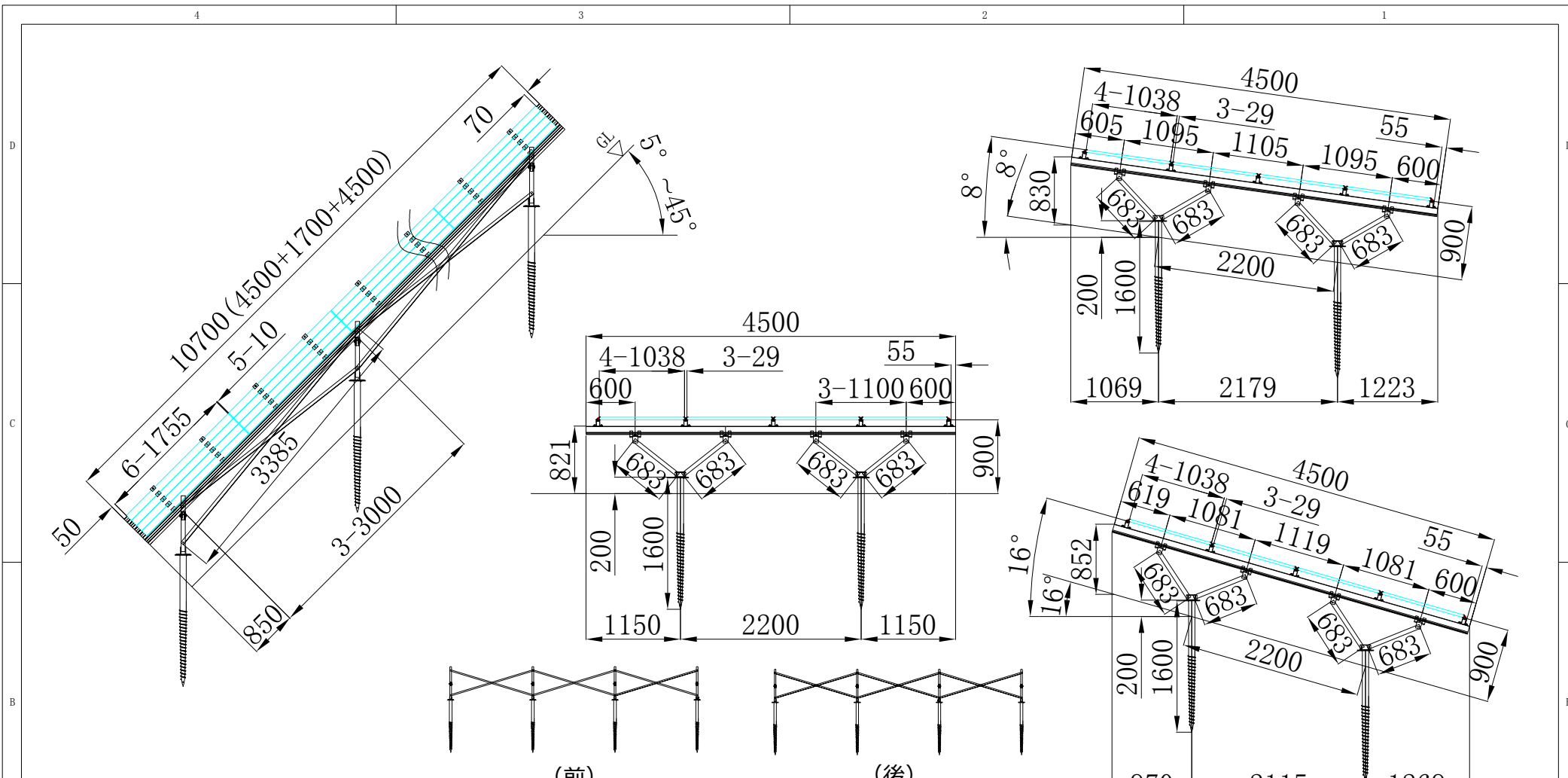
<p>ベース固定金具の調整範囲</p>	<p>レール固定金具</p>	<p>側面固定金具</p>	<p>内側固定金具</p>	<p>パネルサイズ</p> <p>1755x1038x30</p> <p>アレイ</p> <p>4X5</p>	<p>和歌山県紀853.5KW</p>
	<p>ベース固定金具</p>			<p>地表面粗度区分</p> <p>Ⅲ</p> <p>バージョン</p> <p>V5</p>	
				<p>風速</p> <p>34m/s</p> <p>製図</p> <p>Brody</p>	
				<p>積雪量</p> <p>40cm</p> <p>確認</p> <p>minter</p>	
				<p>日付</p> <p>2022-06-06</p> <p>承認</p> <p>tian</p>	
				<p>計算基準</p> <p>JISC8955 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)</p>	



※一応N値7にて基礎長さを検討しておりますが、地盤調査結果を元に専門家による再検討をお願いします。

(前) (後)
筋交いの取り付け方法

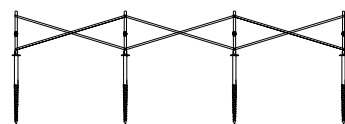
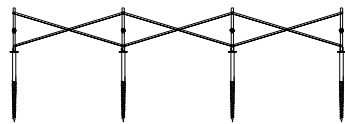
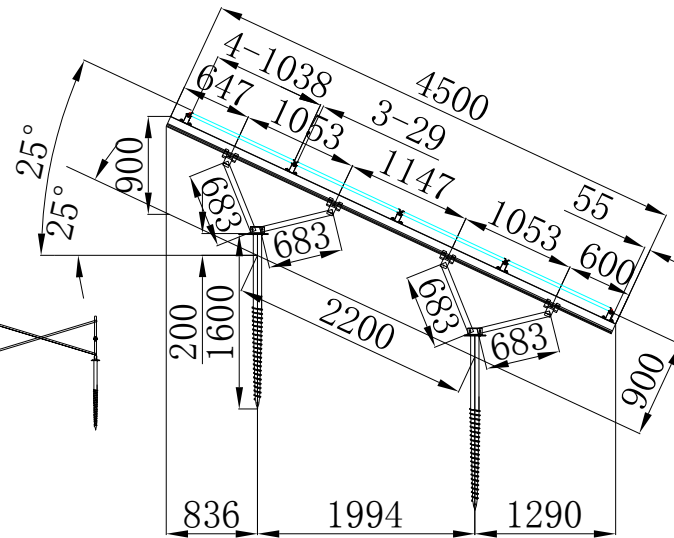
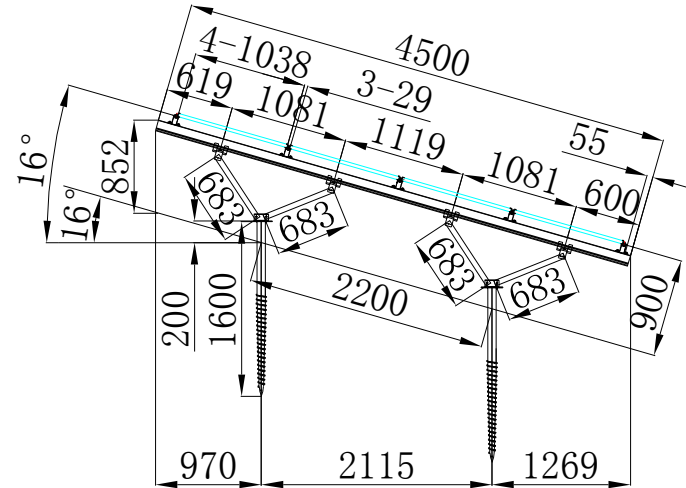
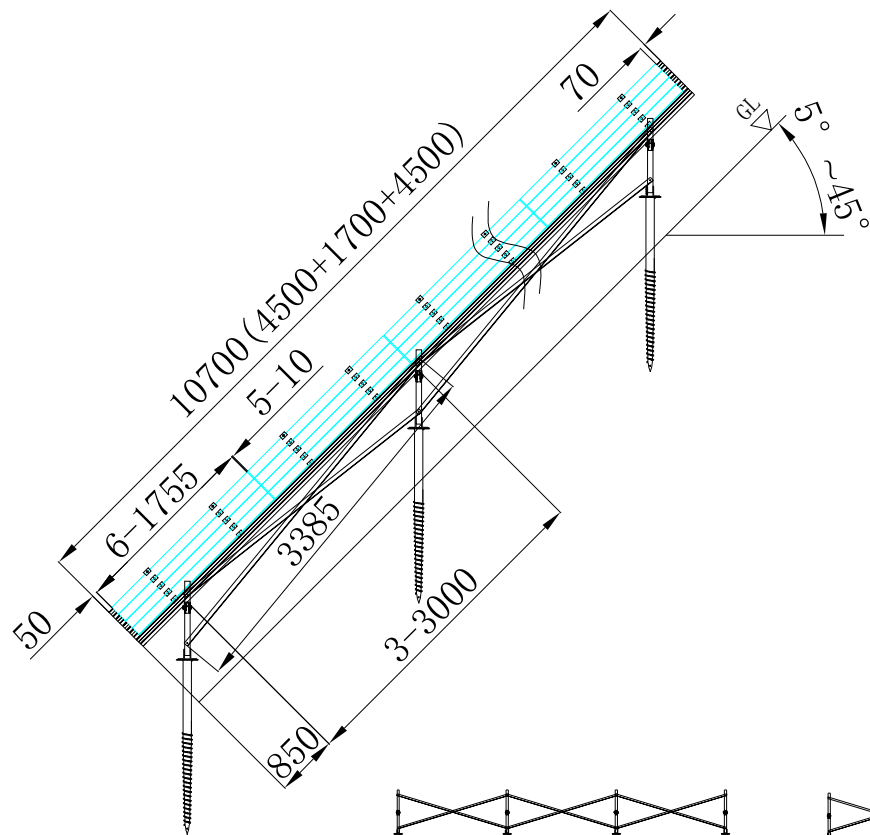
<p>ベース固定金具の調整範囲</p>	<p>レール固定金具</p>	<p>側面固定金具</p>	<p>内側固定金具</p>	<p>パネルサイズ</p> <p>1755x1038x30</p>	<p>アレイ</p> <p>4X5</p>	<p>和歌山県紀853.5KW</p>
	<p>ベース固定金具</p>			<p>地表面粗度区分</p> <p>Ⅲ</p>	<p>バージョン</p> <p>V5</p>	
				<p>風速</p> <p>34m/s</p>	<p>製図</p> <p>Brody</p>	
				<p>積雪量</p> <p>40cm</p>	<p>確認</p> <p>minter</p>	
				<p>日付</p> <p>2022-06-06</p>	<p>承認</p> <p>tian</p>	
				<p>計算基準</p> <p>JISC8955 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)</p>		



※一応N値7にて基礎長さを検討しておりますが、
地盤調査結果を元に専門家による再検討をお願いします。

筋交いの取り付け方法

<p>ベース固定金具の調整範囲</p>	<p>レール固定金具</p>	<p>側面固定金具</p>	<p>内側固定金具</p>	<p>パネルサイズ</p> <p>1755x1038x30</p> <p>アレイ</p> <p>4X6</p>	<p>和歌山県紀853.5KW</p>
	<p>ベース固定金具</p>			<p>地表面粗度区分</p> <p>Ⅲ</p> <p>バージョン</p> <p>V5</p>	
				<p>風速</p> <p>34m/s</p> <p>製図</p> <p>Brody</p>	
				<p>積雪量</p> <p>40cm</p> <p>確認</p> <p>minter</p>	
				<p>日付</p> <p>2022-06-06</p> <p>承認</p> <p>tian</p>	
			<p>計算基準</p> <p>JISC8955 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)</p>		

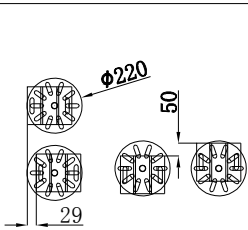


(前)

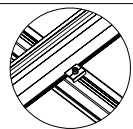
(後)

筋交いの取り付け方法

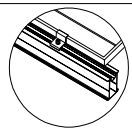
※一応N値7にて基礎長さを検討しておりますが、地盤調査結果を元に専門家による再検討をお願いします。



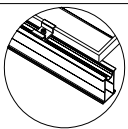
ベース固定金具の調整範囲



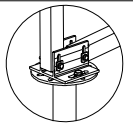
レール固定金具



側面固定金具



内側固定金具

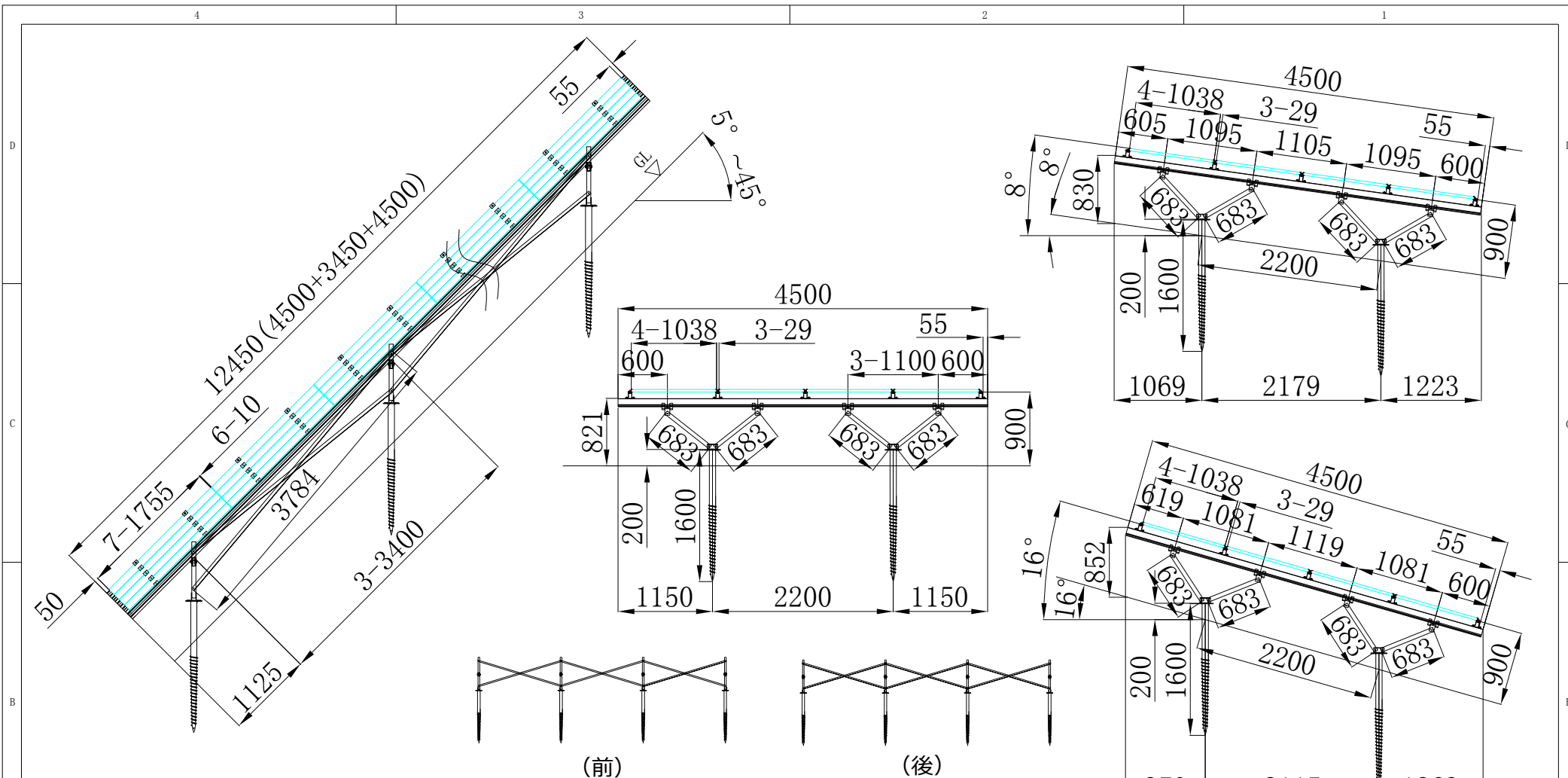


ベース固定金具

パネルサイズ	1755x1038x30	アレイ	4X6
地表面粗度区分	Ⅲ	バージョン	V5
風速	34m/s	製図	Brody
積雪量	40cm	確認	minter
日付	2022-06-06	承認	tian
計算基準	JISC8955 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)		



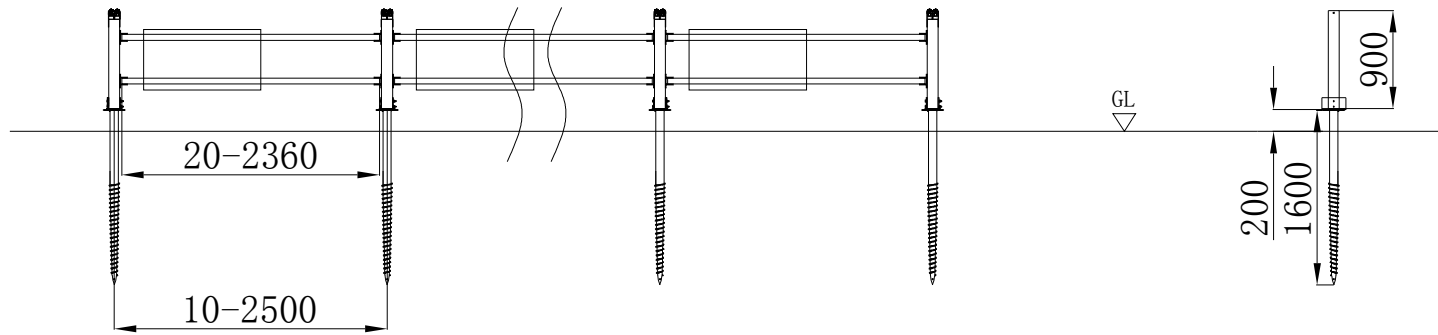
和歌山県紀853.5KW



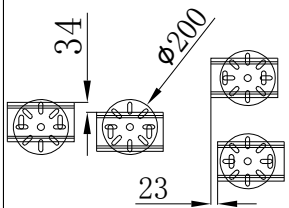
※一応N値7にて基礎長さを検討しておりますが、
地盤調査結果を元に専門家による再検討をお願いします。

筋交いの取り付け方法

<p>ベース固定金具の調整範囲</p>	<p>レール固定金具</p>	<p>側面固定金具</p>	<p>内側固定金具</p>	<p>パネルサイズ</p> <p>1755x1038x30</p> <p>アレイ</p> <p>4X7</p>	<p>和歌山県紀853.5KW</p>
	<p>ベース固定金具</p>			<p>地表面粗度区分</p> <p>Ⅲ</p> <p>バージョン</p> <p>V5</p>	
				<p>風速</p> <p>34m/s</p> <p>製図</p> <p>Brody</p>	
				<p>積雪量</p> <p>40cm</p> <p>確認</p> <p>minter</p>	
				<p>日付</p> <p>2022-06-06</p> <p>承認</p> <p>tian</p>	
				<p>計算基準</p> <p>JISC8955 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)</p>	



※一応N値7にて基礎長さを検討しておりますが、
地盤調査結果を元に専門家による再検討をお願いします。



ベース固定金具の調整範囲

パネルサイズ	1755x1038x30	アレイ	
地表面粗度区分	Ⅲ	バージョン	V5
風速	34m/s	製図	Brody
積雪量	40cm	確認	minter
日付	2022-06-06	承認	tian
計算基準	JISC8955 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）		



和歌山県紀853.5KW



太陽電池アレイ支持物構造計算

書和歌山県紀の川853.5KW

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9月6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

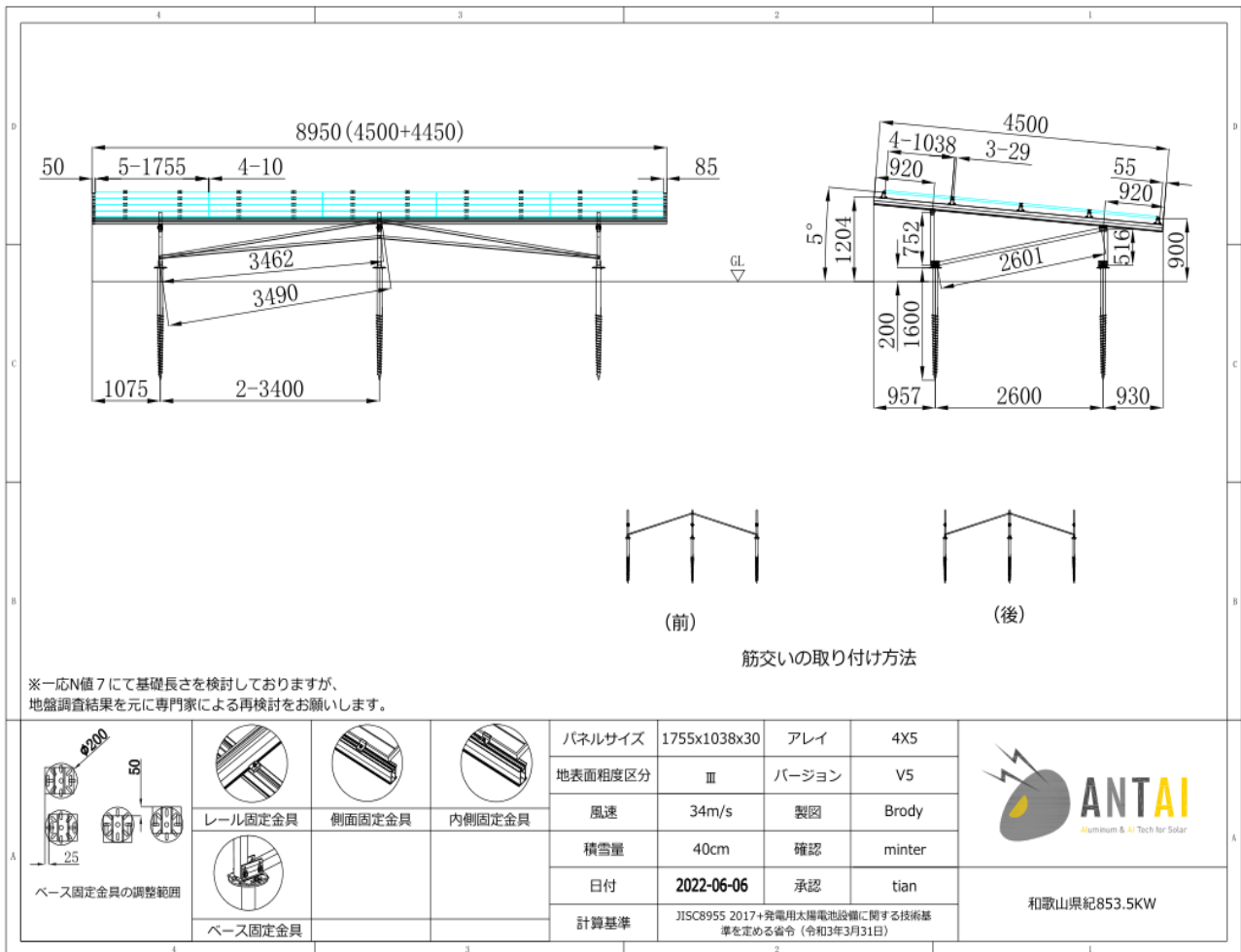
§ 1. 設計条件

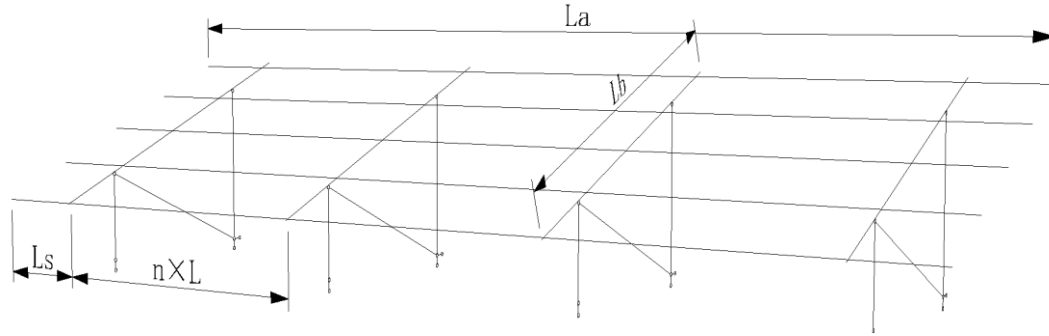
(1)パネル規格	1755 × 1038 × 30 mm
(2)パネル重量	19.5 kg
(3)置き方	横置き
(4)パネル枚数	4 × 5 = 20
(5)設置角度θ	5 °
(6)設計用基準風速	34 m/s
(7)地上垂直積雪量	40 cm
(8)地表面粗度区分	Ⅲ
(9)最大高さ	1.204 m
(10)設置場所	地上
(11)準拠基準	

- ・ 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）

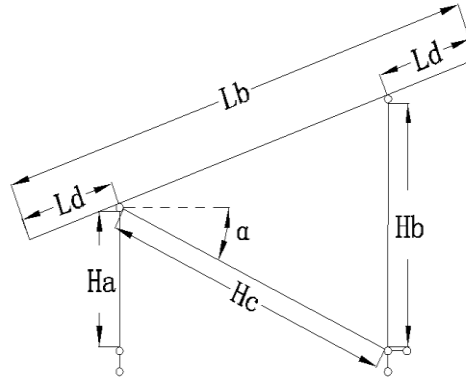
§ 2. 架台図面

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	$\alpha =$	11	°		
横棧長さ	$L_a =$	8950	mm	横棧数量	$i =$ 5本
縦棧長さ	$L_b =$	4500	mm	縦棧数量	$j =$ 3本
横棧スパン	$L =$	3400	mm		
横棧片持ち	$L_s =$	1075	mm		
東西スパン数	$n =$	2			
縦棧支点間隔	$L_c =$	2660	mm		
縦棧片持ち	$L_d =$	920	mm		
前柱長さ	$H_a =$	516	mm	前柱数量	3本
後柱長さ	$H_b =$	752	mm	後柱数量	3本
斜材長さ	$H_c =$	2601	mm	斜材数量	3本
筋交い1長さ	$L_{a1} =$	3462	mm	筋交い1数量	2本
筋交い2長さ	$L_{a2} =$	3490	mm	筋交い2数量	2本

§ 4. 部材の断面諸元

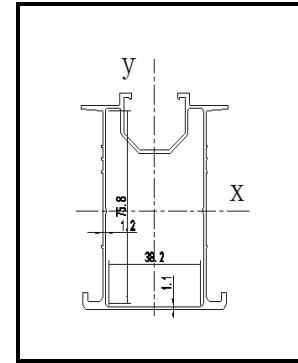
a) 横棧

SC-024

 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)	448.02	Ip(mm ⁴)	619582.01
Ix(mm ⁴)	446211.02	Iy(mm ⁴)	173370.99
Zx _上 (mm ³)	10352.76	Zy _左 (mm ³)	5684.32
Zx _下 (mm ³)	10649.60	Zy _右 (mm ³)	5684.32

$$\begin{aligned}
 \text{メータ一重量} &= \text{比重} \rho \text{ (kg/m}^3\text{)} \times \text{部材の断面積} A \text{ (m}^2\text{)} \times g \text{ (N/kg)} \\
 &= 2710 \times 0.00044802 \times 9.8 \\
 &= 11.90 \text{ N/m}
 \end{aligned}$$



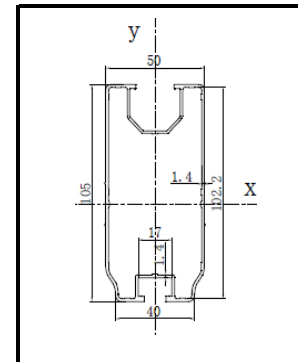
b) 縦棧

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	Ip(mm ⁴)	920304.26
Ix(mm ⁴)	718939.54	Iy(mm ⁴)	201364.72
Zx _上 (mm ³)	13803.96	Zy _左 (mm ³)	7896.92
Zx _下 (mm ³)	13585.29	Zy _右 (mm ³)	7896.92

$$\begin{aligned}
 \text{メータ一重量} &= \text{比重} \rho \text{ (kg/m}^3\text{)} \times \text{部材の断面積} A \text{ (m}^2\text{)} \times g \text{ (N/kg)} \\
 &= 2710 \times 0.00052086 \times 9.8 \\
 &= 13.83 \text{ N/m}
 \end{aligned}$$



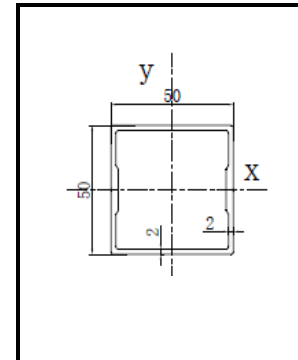
c) 前柱

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	Ip(mm ⁴)	313672.04
Ix(mm ⁴)	148522.30	Iy(mm ⁴)	165149.74
Zx _上 (mm ³)	5940.89	Zy _左 (mm ³)	6605.99
Zx _下 (mm ³)	5940.89	Zy _右 (mm ³)	6605.99

$$\begin{aligned}
 \text{メータ一重量} &= \text{比重} \rho \text{ (kg/m}^3\text{)} \times \text{部材の断面積} A \text{ (m}^2\text{)} \times g \text{ (N/kg)} \\
 &= 2710 \times 0.00041862 \times 9.8 \\
 &= 11.12 \text{ N/m}
 \end{aligned}$$



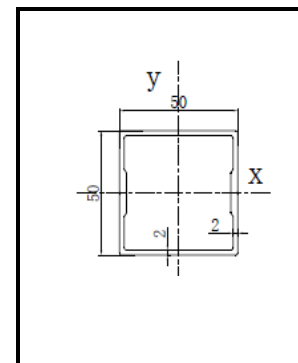
d) 後柱

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	Ip(mm ⁴)	313672.04
Ix(mm ⁴)	148522.30	Iy(mm ⁴)	165149.74
Zx _上 (mm ³)	5940.89	Zy _左 (mm ³)	6605.99
Zx _下 (mm ³)	5940.89	Zy _右 (mm ³)	6605.99

$$\begin{aligned}
 \text{メータ一重量} &= \text{比重} \rho \text{ (kg/m}^3\text{)} \times \text{部材の断面積} A \text{ (m}^2\text{)} \times g \text{ (N/kg)} \\
 &= 2710 \times 0.00041862 \times 9.8 \\
 &= 11.12
 \end{aligned}$$



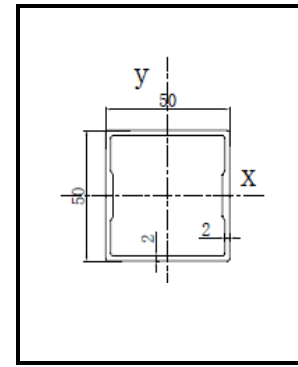
e) 斜材

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

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



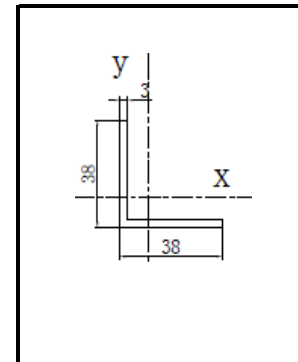
f) 筋交い1

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

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



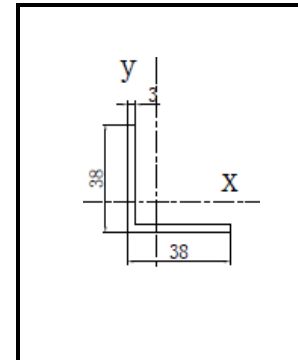
g) 筋交い2

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

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



§ 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)					
					機械的性質					
	C	Mn	P	S	降伏点又は耐力MPa				引張強さ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		400~510
					≥235	≥235	≥215	≥205		

* 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%

表5 A6N01-T6とAL6005-T6化学成分比較表		
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

表6 A6N01-T6とAL6005-T6機械的性能の比較		
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 横長の許容応力度 SC-024

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

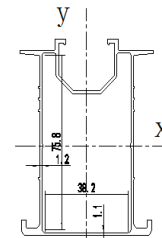
- F : アルミニウム合金の基準強度(N/mm²)
 β₂ : 材長に沿った方向に存在する溶接による強度低下係数
 v : $=3/2+2/3(b\lambda/b\lambda_e)^2 \leq 2.17$
 bλ : 一般化有効細長比= $\sqrt{(M_y/M_e)}$
 bλ_e : 弾性限界細長比= $1/\sqrt{0.5\beta_2}$
 bλ_p : 塑性限界細長比= $0.6+0.3(M_2/M_1)$
 M₂/M₁ : 材両端あるいは横座屈剛端の曲げモーメント比、 $|M_2| \geq |M_1|$ かつ、M₂/M₁は複曲率曲げのときを正とする
 M_e : 弾性横座屈モーメント(Nmm)= $C_b\sqrt{(\pi^2EI_yGJ/L_b^2)}$
 M_y : 降伏曲げモーメント = $F \cdot Z_x$ (Nmm)
 Z_x : x軸断面係数(mm³)
 E_y : y軸まわりの曲げ剛性(Nmm²)
 GJ : サンプナンねじり剛性
 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/mm²)
 I_y : y軸断面の二次係数(mm⁴)
 G : せん断弾性係数(N/mm²)
 J : サンプナンのねじり定数
 L : 部材長(mm)

F	210
β ₂	1.00
v	1.52
bλ	0.27
bλ _e	1.41
bλ _p	0.90
M ₂ /M ₁	1
M _e	30265446.64
M _y	2174079.29
Z _x	10352.76
E _y	12135969489
GJ	16728714324
L _b	3400
C _b	2.30
E	70000
I _y	173370.99
G	27000
J	619582.01
L	3400

bλ	0.27	横座屈
bλ _e	1.41	
bλ _p	0.90	
bλ ≤ bλ _p	137.79	f _b = β ₂ F/v
bλ _p < bλ ≤ bλ _e	-	f _b = β ₂ (1.0 - 0.5(bλ - bλ _{p))/(bλ_e - bλ_{p}))F/v}}
bλ _e < bλ	-	f _b = F/bλ ² /v
f _b	137.79	

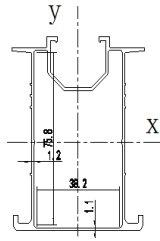
②局部座屈に対する許容応力度

F	210	ウェブ	断面図	以上より許容応力度は
d	75.80			
t	1.20			
Γ _d =d/t√(F/E)	3.46			
Γ _d ≤ 3.29	-	f _b = F/1.5		
3.29 < Γ _d ≤ 6.57	136.6	f _b = F - 0.101 * F * Γ _d		f _b : 136.62
6.57 < Γ _d	-	f _b = 14.4 * F / Γ _d ²		sf _b : 204.93
f _b	136.6			



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	36.2				
t	1.10				
$\Gamma_d = d/t\sqrt{F/E}$	1.80				
$\Gamma_d \leq 3.29$	140	$f_b = F/1.5$	以上より許容応力度は	f_b :	140.00
$3.29 < \Gamma_d \leq 6.57$	-	$f_b = F - 0.101 * F * \Gamma_d$		sf_b :	210.00
$6.57 < \Gamma_d$	-	$f_b = 14.4 * F / \Gamma_d^2$			
f_b	140				

6.2 縦横の許容応力度

CG-003-1

6.2.1、許容曲げ応力度

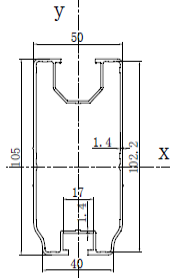
①横座屈に対する許容応力度

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
ν	:	$=3/2+2/3(b\lambda/b\lambda_e)^2 \leq 2.17$
$b\lambda$:	一般化有効細長比 $=\sqrt{(M_y/M_e)}$
$b\lambda_e$:	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_2 \geq M_1 $ かつ、 M_2/M_1 は複曲率曲げのときを正とする
M_e	:	弾性横座屈モーメント(Nmm) $=C_b\sqrt{(\pi^2EI_yGJ/L_b^3)}$
M_y	:	降伏曲げモーメント $=F \cdot Z_x$ (Nmm)
Z_x	:	x軸断面係数(mm ³)
EI_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
ν	1.52
$b\lambda$	0.24
$b\lambda_e$	1.41
$b\lambda_p$	0.90
M_2/M_1	1
M_e	50811750.28
M_y	2898832.02
Z_x	13803.962
EI_y	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	$f_b = \beta_2 F / \nu$
$b\lambda_p < b\lambda \leq b\lambda_e$	-	$f_b = \beta_2 (1.0 - 0.5(b\lambda - b\lambda_p) / (b\lambda_e - b\lambda_p)) F / \nu$
$b\lambda_e < b\lambda$	-	$f_b = F / b\lambda^2 / \nu$
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			
$\Gamma_d \leq 3.29$	-	$f_b = F / 1.5$	以上より許容応力度は	
$3.29 < \Gamma_d \leq 6.57$	125.2	$f_b = F - 0.101 * F * \Gamma_d$		
$6.57 < \Gamma_d$	-	$f_b = 14.4 * F / \Gamma_d^2$	$f_b:$	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

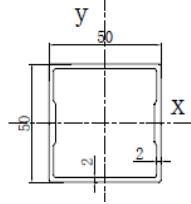
F	:	アルミニウム合金の基準強度(N/mm ²)
β_2	:	材長に沿った方向に存在する溶接による強度低下係数
ν	:	$=3/2+2/3(c\lambda/c\lambda_e)^2 \leq 2.17$
$c\lambda$:	一般化有効細長比 $=\sqrt{(N_y/N_e)}$
$c\lambda_e$:	弾性限界細長比 $=1/\sqrt{(0.5\beta_2)}$
$c\lambda_p$:	塑性限界細長比 $=0.2$
N_e	:	弾性曲座屈耐力(N) $=\pi^2 E I_y / k L_c^2$ (N)
N_y	:	降伏曲げモーメント $=F \cdot A$ (N)
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	1.57
$c\lambda$	0.45
$c\lambda_e$	1.41
$c\lambda_p$	0.2
N_e	428090.73
N_y	87910.24
A	418.6202
$E I_y$	11560481723
$k L_c$	516
E	70000
I_y	165149.74
L	516

$c\lambda$	0.45	座屈
$c\lambda_e$	1.41	
$c\lambda_p$	0.20	
$c\lambda \leq c\lambda_p$	-	$f_c = \beta_2 F / \nu$
$c\lambda_p < c\lambda \leq c\lambda_e$	119.85	$f_c = \beta_2 (1.0 - 0.5(c\lambda - c\lambda_p) / (c\lambda_e - c\lambda_p)) F / \nu$
$c\lambda_e < c\lambda$	-	$f_c = F / c\lambda^2 / \nu$
f_c	119.85	

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 :	119.85	
sf_c :	179.78	

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

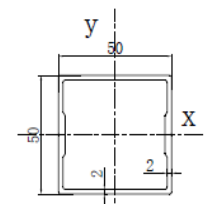
F	:	アルミニウム合金の基準強度(N/mm ²)
β_2	:	材長に沿った方向に存在する溶接による強度低下係数
ν	:	$=3/2+2/3(c\lambda/c\lambda_e)^2 \leq 2.17$
$c\lambda$:	一般化有効細長比 $=\sqrt{(N_y/N_e)}$
$c\lambda_e$:	弾性限界細長比 $=1/\sqrt{(0.5\beta_2)}$
$c\lambda_p$:	塑性限界細長比 $=0.2$
N_e	:	弾性曲座屈耐力(N) $=\pi^2 E I_y / k L_c^2$ (N)
N_y	:	降伏曲げモーメント $=F \cdot A$ (N)
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	1.65
$c\lambda$	0.66
$c\lambda_e$	1.41
$c\lambda_p$	0.20
N_e	201557.77
N_y	87910.24
A	418.6202
$E I_y$	11560481723
$k L_c$	752
E	70000
I_y	165149.74
L	752

$c\lambda$	0.66	座屈
$c\lambda_e$	1.41	
$c\lambda_p$	0.20	
$c\lambda \leq c\lambda_p$	-	$f_c = \beta_2 F / \nu$
$c\lambda_p < c\lambda \leq c\lambda_e$	103.29	$f_c = \beta_2 (1.0 - 0.5(c\lambda - c\lambda_p) / (c\lambda_e - c\lambda_p)) F / \nu$
$c\lambda_e < c\lambda$	-	$f_c = F / c\lambda^2 / \nu$
f_c	103.29	

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 :	103.29	
sf_c :	154.94	

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

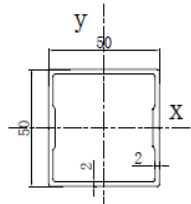
F	:	アルミニウム合金の基準強度(N/mm ²)
β_2	:	材長に沿った方向に存在する溶接による強度低下係数
ν	:	$=3/2+2/3(c\lambda/c\lambda_e)^2 \leq 2.17$
$c\lambda$:	一般化有効細長比 $=\sqrt{(N_y/N_e)}$
$c\lambda_e$:	弾性限界細長比 $=1/\sqrt{(0.5\beta_2)}$
$c\lambda_p$:	塑性限界細長比 $=0.2$
N_e	:	弾性曲座屈耐力(N) $=\pi^2 E I_x / k L_c^2$ (N)
N_y	:	降伏曲げモーメント $=F \cdot A$ (N)
A	:	断面積(mm ²)
EI _y	:	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)
I _y	:	y軸断面の二次係数(mm ⁴)
L	:	柱長(mm)

F	210
β_2	1.00
ν	2.17
$c\lambda$	2.28
$c\lambda_e$	1.41
$c\lambda_p$	0.20
N_e	16848.24
N_y	87910.24
A	418.6202
EI _y	11560481723
kL_c	2601
E	70000
I _y	165149.74
L	2601

$c\lambda$	2.28	座屈
$c\lambda_e$	1.41	
$c\lambda_p$	0.20	
$c\lambda \leq c\lambda_p$	-	$f_c = \beta_2 F / \nu$
$c\lambda_p < c\lambda \leq c\lambda_e$	-	$f_c = \beta_2 (1.0 - 0.5(c\lambda - c\lambda_p) / (c\lambda_e - c\lambda_p)) F / \nu$
$c\lambda_e < c\lambda$	18.55	$f_c = F / c\lambda^2 / \nu$
f_c	18.55	

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	$f_c = F - 0.248 \cdot F \cdot \Gamma_d$
$2.69 < \Gamma_d$	-	$f_c = 2.41 \cdot F / \Gamma_d^2$
f_c	138.69	

断面図		
以上より許容応力度は		
f_c :	18.55	
sf_c :	27.82	

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	136.62	140.00	140	-	121	204.93	210.00	210
縦棧	-	81	125.19	-	140	-	121	187.79	-	210
前柱	119.85	81	-	-	140	179.78	121	-	-	210
後柱	103.29	81	-	-	140	154.94	121	-	-	210
斜材	18.55	81	-	-	140	27.82	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
			G+0.35S+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) の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。) の年平均値が 30 日以上

7.2 固定荷重計算

$$\begin{aligned}
 \text{モジュールの分布荷重} \quad Qg1 &= \text{単重} \times g / \text{面積} \\
 &= 19.50 \times 9.8 / (1.755 \times 1.038) \\
 &= 104.90 \text{ N/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{モジュールの重量} \quad G1 &= \text{単重} \times g \times \text{枚数} \\
 &= 19.50 \times 9.8 \times 20 \\
 &= 3822.00 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{横棧の線荷重} \quad Qg2 &= 11.90 \text{ N/m} \\
 \text{横棧の重量} \quad G2 &= Qg2 \times \text{横棧長さ} \times \text{本数} \\
 &= 11.90 \times 8.950 \times 5 \\
 &= 532.46 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{縦棧の線荷重} \quad Qg3 &= 13.83 \text{ N/m} \\
 \text{縦棧の重量} \quad G3 &= Qg3 \times \text{縦棧長さ} \times \text{本数} \\
 &= 13.83 \times 4.500 \times 3 \\
 &= 186.74 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{前柱の線荷重} \quad Qg4 &= 11.12 \text{ N/m} \\
 \text{前柱の重量} \quad G4 &= Qg4 \times \text{前柱長さ} \times \text{本数} \\
 &= 11.12 \times 0.516 \times 3 \\
 &= 17.21 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{後柱の線荷重} \quad Qg5 &= 11.12 \text{ N/m} \\
 \text{後柱の重量} \quad G5 &= Qg5 \times \text{後柱長さ} \times \text{本数} \\
 &= 11.12 \times 0.752 \times 3 \\
 &= 25.08 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{斜材の線荷重} \quad Qg6 &= 11.12 \text{ N/m} \\
 \text{斜材の重量} \quad G6 &= Qg6 \times \text{斜材長さ} \times \text{本数} \\
 &= 11.12 \times 2.601 \times 3 \\
 &= 86.75 \text{ N}
 \end{aligned}$$

筋交い1の線荷重 $Qg7 = 5.82 \text{ N/m}$
筋交い1の重量 $G7 = Qg7 \times \text{筋交い長さ} \times \text{本数}$
 $= 5.82 \times 3.462 \times 2 \text{ 本}$
 $= 40.27 \text{ N}$

筋交い2の線荷重 $Qg8 = 5.82 \text{ N/m}$
筋交い2の重量 $G8 = Qg7 \times \text{筋交い長さ} \times \text{本数}$
 $= 5.82 \times 3.490 \times 2$
 $= 40.60 \text{ N}$

ボルト及び接合部金物の重量 $G9 = 92.91 \text{ N}$
(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 $G = G1 + G2 + G3 + G4 + G5 + G6 + G7 + G8 + G9$
 $= 3822 + 532.46 + 186.74$
 $+ 17.21 + 25.08 +$
 $86.75 + 40.27 + 40.60 + 92.91$
 $= 4844 \text{ N}$

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。

$$Qw = C_a \times q_p \quad \dots\dots\dots (1)$$

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

$$q_p = 0.6 \times V_0^2 \times E \times I \quad \dots\dots\dots (2)$$

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。

$$E = E_r^2 \times G_f \quad \dots\dots\dots (3)$$

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
 $E = E_r^2 \times G_f$ (地表面粗度区分係数 III → 2.50)

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 以下の場合には式(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)

表3- Z_b, Z_G 及び α				
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:

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

$$\text{従って } H = 1.204 < Z_b = 5 ;$$

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

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

b) 用途係数

表4-用途係数 G_f	
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度 ≤ γ ≤ 60度

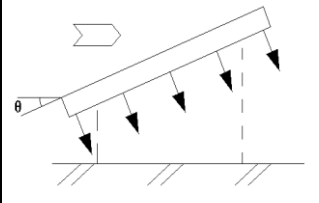
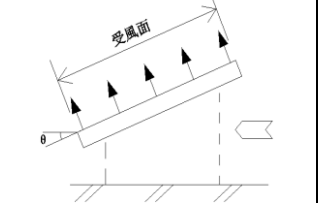
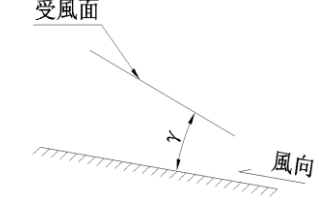
地上設置（単独）逆風（負圧）の場合、式(7)による。

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

ただし、5度 ≤ γ ≤ 60度

ここに、 γ：地盤面とパネル面の角度の差（度）

γ =	5	>=	5			
順風の場合 C _a =	0.35 + 0.055 ×	5	-0.0005 ×	5 ² =	0.613	
逆風の場合 C _a =	0.85 + 0.048 ×	5	-0.0005 ×	5 ² =	1.078	

表 5-太陽電池モジュール面の風力係数			
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Qw1と想定する

$$\begin{aligned}
 Qw1 &= C_a \times 0.6 \times V_0^2 \times E \times I \\
 &= 0.613 \times 0.6 \times 34^2 \times 1.19 \times 1.0 \\
 &= 507.41 \text{ N/m}^2
 \end{aligned}$$

(逆風場合)を風圧荷重Qw2と想定する

$$\begin{aligned}
 Qw2 &= C_a \times 0.6 \times V_0^2 \times E \times I \\
 &= 1.078 \times 0.6 \times 34^2 \times 1.19 \times 1.0 \\
 &= 892.62 \text{ N/m}^2
 \end{aligned}$$

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 5 °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、

$$\begin{aligned}
 Z_s &= 40 \text{ cm} \quad \text{とする。} \\
 Q_{ss} &= C_s \times P \times Z_s \\
 &= 1.0 \times 20 \times 40 = 800 \text{ N/m}^2
 \end{aligned}$$

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 でく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

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

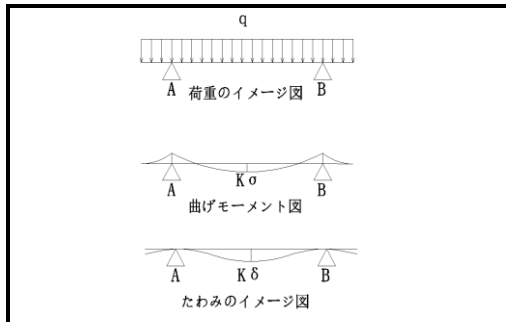
まとめると

$$\begin{aligned} K_p &= k_p \times G \\ &= 0.3 \times 4844 \\ &= 1453.21 \quad \text{N} \end{aligned}$$

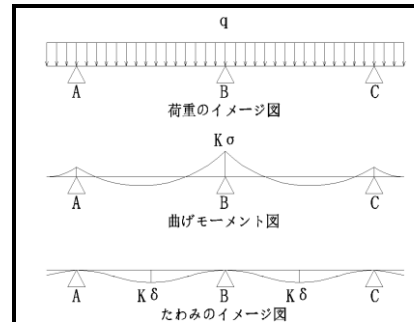
$$\begin{aligned} Q_k &= K_p / S \\ &= 1453.21 / (4 \times 5 \times 1.755 \times 1.038) \\ &= 39.89 \quad \text{N/m}^2 \end{aligned}$$

§ 8. 部材の応力計算

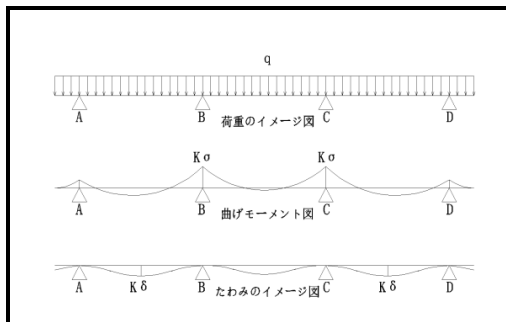
以下の表に示す係数は連続梁において均等スパンのたわみ係数である。


図8-1スパンの連続梁

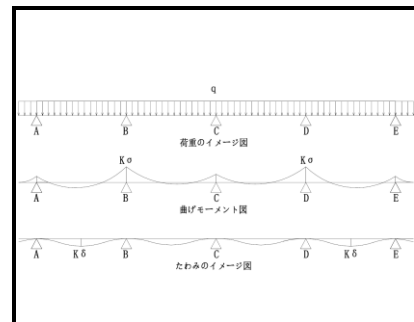
支点の曲げモーメント係数	$K\sigma$	-0.075
スパンの中央の撓み係数	$K\delta$	0.677


図8-2スパンの連続梁

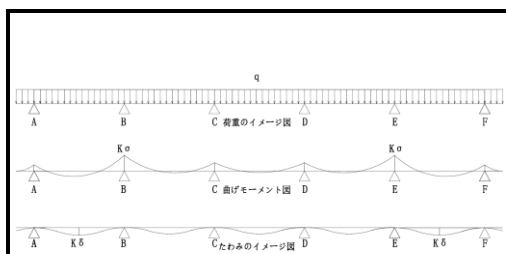
支点の曲げモーメント係数	$K\sigma$	-0.125
スパンの中央の撓み係数	$K\delta$	0.521


図8-3スパンの連続梁

支点の曲げモーメント係数	$K\sigma$	-0.100
スパンの中央の撓み係数	$K\delta$	0.677


図8-4スパンの連続梁

支点の曲げモーメント係数	$K\sigma$	-0.107
スパンの中央の撓み係数	$K\delta$	0.632

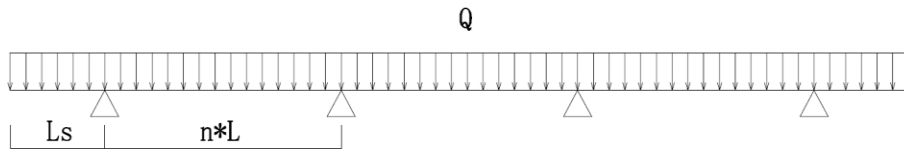

図8-5及び5スパン以上の連続梁

支点の曲げモーメント係数	$K\sigma$	-0.105
スパンの中央の撓み係数	$K\delta$	0.644

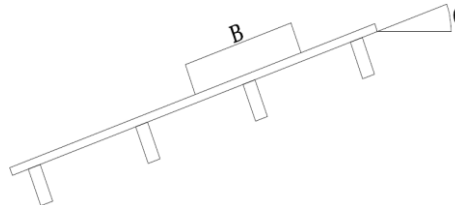
*図8-1~8-5は「建筑结构静力計算手册（第二版）中国建筑工业出版社」という中国の力学資料である。この表に基づいて部材のたわみ計算を行う。

8.1 横棧

横棧は連続はり（2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=	3.400	m
片持ち	Ls=	1.075	m
スパン数	n=	2	
傾き角度	θ=	5	°
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。

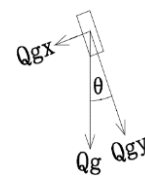
a) 固定荷重

固定荷重の場合、x 軸、y 軸方向に分解する。

$$\begin{aligned}
 Q_g &= Q_{g1} \times B \cos\theta + Q_{g2} \\
 &= 104.90 \times 1.038 \times 1 + 11.90 \\
 &= 120.37 \text{ N/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_{gx} &= Q_g \times \sin\theta \\
 &= 120.37 \times \sin 5^\circ \\
 &= 10.49 \text{ N/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_{gy} &= Q_g \times \cos\theta \\
 &= 120.37 \times \cos 5^\circ \\
 &= 119.92 \text{ N/m}
 \end{aligned}$$



固定荷重の分解図

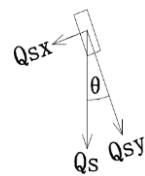
b) 積雪荷重

積雪荷重の場合、x 軸、y 軸方向に分解する。

$$\begin{aligned}
 Q_s &= Q_{ss} \times B \cos\theta \\
 &= 800.00 \times 1.038 \times 1 \\
 &= 827.24 \text{ N/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_{sx} &= Q_s \times \sin\theta \\
 &= 827.24 \times \sin 5^\circ \\
 &= 72.10 \text{ N/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_{sy} &= Q_s \times \cos\theta \\
 &= 827.24 \times \cos 5^\circ \\
 &= 824.09 \text{ N/m}
 \end{aligned}$$



積雪荷重の分解図

c)風圧荷重

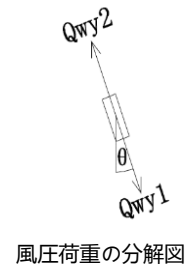
風圧荷重は y 軸方向に作用する。

順風時

$$\begin{aligned}
 Q_{wy1} &= Q_{w1} \times B \\
 &= 507.41 \times 1.038 \\
 &= 526.69 \text{ N/m}
 \end{aligned}$$

逆風時

$$\begin{aligned}
 Q_{wy2} &= -Q_{w2} \times B \\
 &= -892.6 \times 1.038 \\
 &= -926.54 \text{ N/m}
 \end{aligned}$$

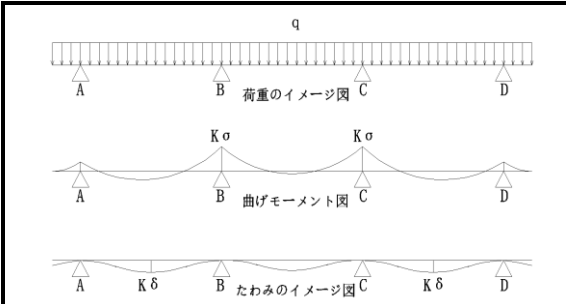


8.1.2 荷重の組み合わせ

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		10.49	119.92
積雪荷重S		72.10	824.09
順風荷重W1		0	526.69
逆風荷重W2		0	-926.54
長期	G	10.49	119.92
短期	G+S	82.59	944.01
	G+W1	10.49	646.60
	G+W2	10.49	-806.63

8.1.3 応力、たわみの検討

横棧は連続はり（2スパン、はねだし）の構造である。



支点の曲げモーメント係数	Kσ	-0.125
スパンの中央の撓み係数	Kδ	0.521

a)支点Bの応力計算

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

※σx : 部材X軸方向の最大曲げ応力

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

※σy : 部材Y軸方向の最大曲げ応力

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

※τ : 部材の最大せん断応力

※Kσ : 支点の曲げモーメント係数

$$K\sigma = -0.125$$

※Qx : X軸方向の荷重

※Qy : Y軸方向の荷重

※A : 断面積

$$A = 448.02 \text{ mm}^2$$

※L : スパン

$$L = 3400 \text{ mm}$$

※Zx : 断面係数 (部材断面諸元をご参照)

$$Z_x = 10352.76 \text{ mm}^3$$

※Zy : 断面係数 (部材断面諸元をご参照)

$$Zy = 5684.32 \text{ mm}^3$$

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	10.49	119.92	-2.67	-16.74	0.46
G+S	82.59	944.01	-21.00	-131.76	3.60
G+W1	10.49	646.60	-2.67	-90.25	2.45
G+W2	10.49	-806.63	-2.67	112.59	3.06

b) 支点Aの応力計算

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

※σx : 部材X軸方向の最大曲げ応力

※σy : 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

※Qx : X軸方向の荷重

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

※Qy : Y軸方向の荷重

※A : 断面積

$$A = 448.02 \text{ mm}^2$$

※Ls : 片持ち長さ

$$Ls = 1075 \text{ mm}$$

※Zx : 断面係数 (部材断面諸元をご参照)

$$Zx = 10352.76 \text{ mm}^3$$

※Zy : 断面係数 (部材断面諸元をご参照)

$$Zy = 5684.32 \text{ mm}^3$$

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	10.49	119.92	-1.07	-6.69	0.29
G+S	82.59	944.01	-8.40	-52.69	2.27
G+W1	10.49	646.60	-1.07	-36.09	1.55
G+W2	10.49	-806.63	-1.07	45.02	1.94

c) 横棧許容応力度の判定

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
	σx	σy	τ	Fσx	Fσy	Fτ	$1 / (\frac{\sigma_x}{F\sigma_x} + \frac{\sigma_y}{F\sigma_y})$	$\frac{F\tau}{\tau}$	
G	-2.67	-16.74	0.46	140.00	136.62	81.00	706%	17734%	OK
G+S	-21.00	-131.76	3.60	210.00	204.93	121.00	135%	3365%	OK
G+W1	-2.67	-90.25	2.45				221%	4931%	OK
G+W2	-2.67	112.59	3.06				178%	3953%	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 _{ax}	F _{ay}	F _τ	1 / ($\frac{\sigma_x}{F\sigma_x} + \frac{\sigma_y}{F\sigma_y}$)		
							$\frac{F\tau}{\tau}$		
G	-1.07	-6.69	0.29	140.00	136.62	81.00	1767%	28044%	OK
G+S	-8.40	-52.69	2.27	210.00	204.93	121.00	337%	5322%	OK
G+W1	-1.07	-36.09	1.55				552%	7798%	OK
G+W2	-1.07	45.02	1.94				445%	6251%	OK

d) A Bの梁の最大たわみ計算

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

 ※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

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

※Kδ : スパン中点のたわみ

$$K\delta = 0.521$$

 ※Q_x : X軸方向の荷重

 ※Q_y : Y軸方向の荷重

※L : スパン

$$L = 3400 \text{ mm}$$

 ※I_x : 断面二次モーメント (部材断面諸元をご参照)

$$I_x = 446211.02 \text{ mm}^4$$

 ※I_y : 断面二次モーメント (部材断面諸元をご参照)

$$I_y = 173370.99 \text{ mm}^4$$

※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	10.49	119.92	0.60	2.67	2.74	1/1241	OK
G+S	82.59	944.01	4.74	21.04	21.57	1/158	OK
G+W1	10.49	646.60	0.60	14.41	14.43	1/236	OK
G+W2	10.49	-806.63	0.60	-17.98	17.99	1/189	OK

e) 片持ちのたわみ計算

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

 ※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

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

 ※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

$$L_s = 1075 \text{ mm}$$

 ※I_x : 断面係数 (部材断面諸元をご参照)

$$I_x = 446211.02 \text{ mm}^4$$

 ※I_y : 断面係数 (部材断面諸元をご参照)

$$I_y = 173370.99 \text{ mm}^4$$

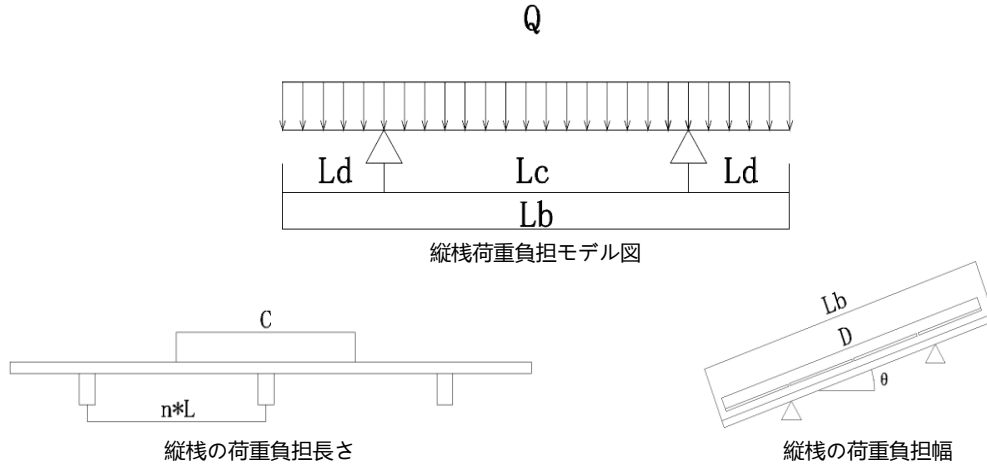
※E : ヤング係数

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

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)	$\delta_x = \frac{Q_x \times L_s^4}{8 \times E \times I_y} (mm)$	$\delta_y = \frac{Q_y \times L_s^4}{8 \times E \times I_x} (mm)$	$\delta = \sqrt{\delta_x^2 + \delta_y^2} (mm)$	$\delta / L_s \leq$ 1/100	判定
G	10.49	119.92	0.14	0.64	0.66	1/1636	OK
G+S	82.59	944.01	1.14	5.05	5.17	1/208	OK
G+W1	10.49	646.60	0.14	3.46	3.46	1/311	OK
G+W2	10.49	-806.63	0.14	-4.31	4.31	1/249	OK

8.2 縦棧

縦棧は片持ち付きの単純梁の構造である。



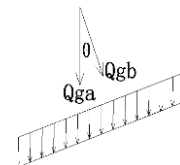
縦棧の長さ	Lb=	4.500	m
縦棧支点間隔	Lc=	2.660	m
縦棧片持ち	Ld=	0.920	m
傾き角度	θ =	5	°
縦棧の荷重負担長さ	C=	3.400	m
縦棧の荷重負担幅	D=	4.152	m

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。

$$\begin{aligned}
 Q_{ga} &= [(Q_{g1} \times C \times D) + Q_{g2} \times C \times i + Q_{g3} \times L_b] / L_b \\
 &= [(104.90 \times 3.40 \times 4.152) + 11.899 \times 3.40 \times 5 + 13.83 \times 4.500] / 4.500 \\
 &= 387.87 \text{ N/m}
 \end{aligned}$$



固定荷重の分解モデル図

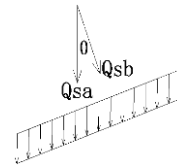
$$\begin{aligned}
 Q_{gb} &= Q_{ga} \times \cos \theta \\
 &= 387.87 \times \cos 5^\circ \\
 &= 386.39 \text{ N/m}
 \end{aligned}$$

b)積雪荷重

積雪荷重が縦横方向に分解する。

$$\begin{aligned}
 Q_{sa} &= (Q_{ss} \times C \times D) / L_b \\
 &= (800.00 \times 3.400 \times 4.152) / 4.500 \\
 &= 2509.65 \text{ N/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_{sb} &= Q_{sa} \times \cos\theta \\
 &= 2509.65 \times \cos 5^\circ \\
 &= 2500.10 \text{ N/m}
 \end{aligned}$$

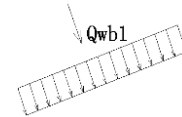


積雪荷重の分解モデル図

c)風圧荷重

順風時：

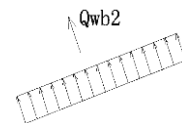
$$\begin{aligned}
 Q_{wb1} &= (Q_{w1} \times C \times D) / L_b \\
 &= (507.41 \times 3.400 \times 4.152) / 4.500 \\
 &= 1591.77 \text{ N/m}
 \end{aligned}$$



風圧（順風）荷重のモデル図

逆風時：

$$\begin{aligned}
 Q_{wb2} &= -(Q_{w2} \times C \times D) / L_b \\
 &= -(892.62 \times 3.400 \times 4.152) / 4.500 \\
 &= -2800.21 \text{ N/m}
 \end{aligned}$$



風圧（逆風）荷重のモデル図

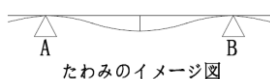
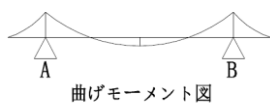
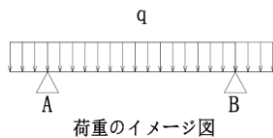
8.2.2 荷重の組み合わせ

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		386.39
積雪荷重S		2500.10
風圧荷重（順風）W1		1591.77
風圧荷重（逆風）W2		-2800.21
長期	G	386.39
短期	G+S	2886.50
	G+W1	1978.16
	G+W2	-2413.82

8.2.3 応力、たわみの検討

縦横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	$Qb(N/m)$	$\sigma = \frac{Qb \times Ld^2}{2 \times Zx} (N/mm^2)$	$\tau = \frac{Qb \times Lc}{2 \times A} (N/mm^2)$
G	386.39	-11.85	0.99
G+S	2886.50	-88.49	7.37
G+W1	1978.16	-60.65	5.05
G+W2	-2413.82	74.00	-6.16

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	$Qb(N/m)$	$\sigma = \frac{Qb \times Lc^2 / 8 - Qb \times Ld^2 / 2}{Zx} (N/mm^2)$	$\tau (N/mm^2)$
G	386.39	12.91	0
G+S	2886.50	96.45	0
G+W1	1978.16	66.10	0
G+W2	-2413.82	-80.66	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)	Fσ (N/mm ²)	Fτ (N/mm ²)	$\frac{F\sigma}{\sigma}$	$\frac{F\tau}{\tau}$	
G	-11.85	0.99	125.19	81.00	1057%	8210%	OK
G+S	-88.49	7.37	187.79	121.00	212%	1642%	OK
G+W1	-60.65	5.05			310%	2395%	OK
G+W2	74.00	-6.16			254%	1963%	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)	Fσ (N/mm ²)	Fτ (N/mm ²)	$\frac{F\sigma}{\sigma}$	$\frac{F\tau}{\tau}$	
G	12.91	0.00	125.19	81.00	970%	-	OK
G+S	96.45	0.00	187.79	121.00	195%	-	OK
G+W1	66.10	0.00			284%	-	OK
G+W2	-80.66	0.00			233%	-	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)	$\delta = \frac{Qb \times Lc^4}{384 \times E \times Ix} \left(5 - \frac{24 \times Ld^2}{Lc^2} \right) (mm)$	$\delta / Lc \leq$	判定
G	386.39	2.13	1/1248	OK
G+S	2886.50	15.92	1/167	OK
G+W1	1978.16	10.91	1/244	OK
G+W2	-2413.82	-13.31	1/200	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)

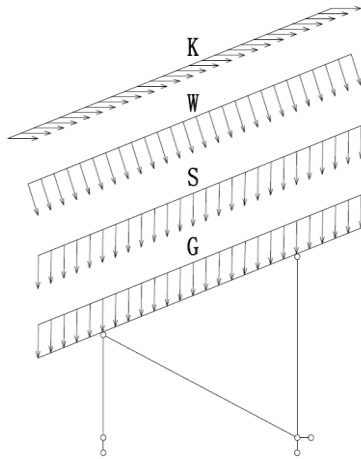
$$Ix = 718939.54 \text{ mm}^4$$

※E : ヤング係数

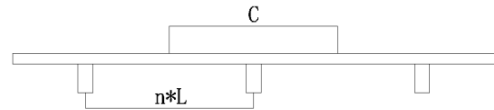
$$E = 70000 \text{ N/mm}^2$$

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)	$\delta = \frac{Qb \times Ld^4}{8 \times E \times Ix} (mm)$	$\delta / Ld \leq$	判定
G	386.39	0.69	1/3869	OK
G+S	2886.50	5.14	1/518	OK
G+W1	1978.16	3.52	1/756	OK
G+W2	-2413.82	-4.30	1/619	OK

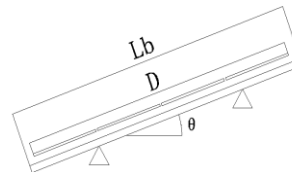
8.3 柱材及び支点反力



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=	3.400	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：

$$\begin{aligned}
 Qga &= [(Qg1 \times C \times D) + Qg2 \times C \times i + Qg3 \times Lb] / Lb \\
 &= [(104.90 \times 3.40 \times 4.152) + 11.899 \times 3.400 \times 5 + 13.83 \times 4.500] / 4.500 \\
 &= 387.87 \text{ N/m}
 \end{aligned}$$

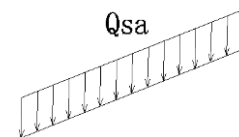


固定荷重モデル図

b) 積雪荷重

積雪荷重：

$$\begin{aligned}
 Qsa &= (Qss \times C \times D) / Lb \\
 &= (800.00 \times 3.400 \times 4.152) / 4.500 \\
 &= 2509.65 \text{ N/m}
 \end{aligned}$$

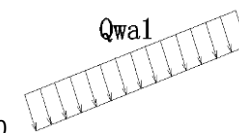


積雪荷重モデル図

c) 風圧荷重

順風時：

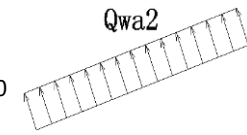
$$\begin{aligned}
 Qwa1 &= (Qw1 \times C \times D) / Lb \\
 &= (507.41 \times 3.400 \times 4.152) / 4.500 \\
 &= 1591.77 \text{ N/m}
 \end{aligned}$$



順風時風圧荷重モデル図

逆風時：

$$\begin{aligned}
 Q_{wa2} &= -(Q_{w2} \times C \times D) / L_b \\
 &= -(892.62 \times 3.400 \times 4.152) / 4.500 \\
 &= -2800.21 \text{ N/m}
 \end{aligned}$$



逆風時風圧荷重モデル図

d)地震荷重

(南)地震荷重：

$$\begin{aligned}
 Q_{ka1} &= (Q_k \times C \times D) / L_b \\
 &= (39.89 \times 3.400 \times 4.152) / 4.500 \\
 &= 125.13 \text{ N/m}
 \end{aligned}$$



(南)地震荷重モデル図

(北)地震荷重：

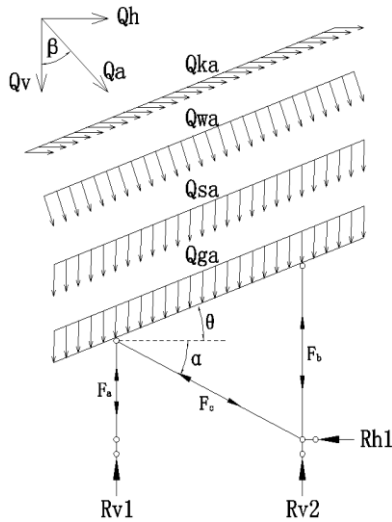
$$\begin{aligned}
 Q_{ka2} &= -(Q_k \times C \times D) / L_b \\
 &= -(39.89 \times 3.400 \times 4.152) / 4.500 \\
 &= -125.13 \text{ N/m}
 \end{aligned}$$



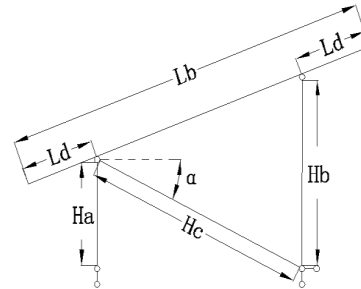
(北)地震荷重モデル図

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

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

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

$$R_{v1} = F_a$$

※α : 斜材と水平線のはさみ角度

$$\alpha = 11.00^\circ$$

※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

$$\theta = 5.00^\circ$$

※Lb : 縦椽長さ

$$Lb = 4.500 \text{ m}$$

※Ha : 前柱長さ

$$Ha = 0.516 \text{ m}$$

※Hb : 後柱長さ

$$Hb = 0.752 \text{ m}$$

※Hc : 斜材長さ

$$Hc = 2.601 \text{ m}$$

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

$$F_b = \frac{(Qv + Qh \times \tan \theta) \times Lb}{2}$$

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

$$F_c = \frac{Qh \times Lb}{\cos \alpha}$$

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

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		387.87	0.00	387.87	0	-873	-873	0
積雪荷重S		2509.65	0.00	2509.65	0	-5647	-5647	0
(順風) 風圧荷重W1		1591.77	5.00	1585.71	139	-3419	-3595	-636
(逆風) 風圧荷重W2		-2800.21	5.00	-2789.56	-244	6015	6325	1119
(南) 地震荷重K1		125.13	90.00	0.00	125	134	-25	-574
(北) 地震荷重K2		-125.13	90.00	0.00	-125	-134	25	574
長期	G					-873	-873	0
短期	G+S					-6519	-6519	0
	G+W1					-4292	-4468	-636
	G+W2					5142	5452	1119
	G+K1					-739	-897	-574
	G+K2					-1007	-848	574
				長期の最大軸力	引張力	-	-	-
					圧縮力	-873	-873	-
				短期の最大軸力	引張力	5142	5452	1119
					圧縮力	-6519	-6519	-636

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		-873	-873	0	
積雪荷重S		-5647	-5647	0	
(順風) 風圧荷重W1		-3419	-3717	-624	
(逆風) 風圧荷重W2		6015	6538	1098	
(南) 地震荷重K1		134	-134	-563	
(北) 地震荷重K2		-134	134	563	
長期	G	-873	-873	0	
短期	G+S	-6519	-6519	0	
	G+W1	-4292	-4589	-624	
	G+W2	5142	5665	1098	
	G+K1	-739	-1007	-563	
	G+K2	-1007	-739	563	
最大の支点反力		押し込み	-6519	水平	-624
		引き抜き	5665		1098

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	安全率	判定
		Fa (N)	面積S (mm ²)	$\sigma = F/S$ (N/mm ²)	F σ (N/mm ²)	$\frac{F\sigma}{\sigma}$	
長期	引張力	-	418.62	-	140.00	-	-
	圧縮力	-873		2.08	119.85	5749%	OK
短期	引張力	5142		12.28	210.00	1710%	OK
	圧縮力	-6519		15.57	179.78	1154%	OK

後柱の許容応力の判定							
		後柱			許容応力	安全率	判定
		Fb (N)	面積S (mm ²)	$\sigma = F/S$ (N/mm ²)	F σ (N/mm ²)	$\frac{F\sigma}{\sigma}$	
長期	引張力	-	418.62	-	140.00	-	-
	圧縮力	-873		2.08	103.29	4955%	OK
短期	引張力	5452		13.02	210.00	1612%	OK
	圧縮力	-6519		15.57	154.94	995%	OK

斜材の許容応力の判定							
		斜材			許容応力	安全率	判定
		Fc (N)	面積S (mm ²)	$\sigma = F/S$ (N/mm ²)	F σ (N/mm ²)	$\frac{F\sigma}{\sigma}$	
長期	引張力	-	418.62	-	140.00	-	-
	圧縮力	-		-	18.55	-	-
短期	引張力	1119		2.67	210.00	7858%	OK
	圧縮力	-636		1.52	27.82	1831%	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	$F_{C_{M8}} = \frac{(Qwy2 - Qgy) \times L}{2} (N)$	1371
		剪断		-	-
M10	柱材、斜材、筋交い端部	引張	長期	-	-
		剪断		$F_{t_{M10}} = MAX (Fa, Fb, Fc)(N)$	873
		引張	短期	-	-
		剪断		$F_{t_{M10}} = MAX (Fa, Fb, Fc)(N)$	6519
M14	ベース金具と基礎の結合部	引張	長期	$F_{C_{M14}} = \frac{MAX (Rv1, Rv2)}{2} (N)$	2833
		剪断		$F_{t_{M14}} = \frac{MAX (Rh)}{2} (N)$	312

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	-	873	-	7.52	300.00	173.00	2300%	OK
短期	M8	36.60	1371	-	37.47	-	450.00	260.00	1201%	OK
	M10	58.00	-	6519	-	56.20			463%	OK
	M14	115.00	2833	312	24.63	1.36			1827%	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	$F_c = \frac{(Qwy_2 - Qgy) \times L}{2} (N)$	1371			
	SGSテスト 試験により	 <p>Photo 3: After the test</p>		Test Result: <table border="1"> <tr> <th>Test item</th> <th>Maximum force(kN)</th> </tr> <tr> <td>Pull test</td> <td>14.00</td> </tr> </table>		Test item	Maximum force(kN)	Pull test	14.00
		Test item	Maximum force(kN)						
		Pull test	14.00						
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	$\frac{F'}{F}$	681%	判定	OK					
中間押さえ金具	パネルの中間		引張	短期	$F_c = \frac{(Qw_2 - Qg \times \cos \theta) \times a \times b}{2} (N)$	797			
	SGSテスト 試験により	 <p>Photo 2: Fix method</p>		Test Result: <table border="1"> <tr> <th>Test item</th> <th>Maximum force(kN)</th> </tr> <tr> <td>Pull test</td> <td>15.57</td> </tr> </table>		Test item	Maximum force(kN)	Pull test	15.57
		Test item	Maximum force(kN)						
		Pull test	15.57						
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	$\frac{F'}{F}$	1302%	判定	OK					
端部押さえ金具	パネルの端部		引張	短期	$F_c = \frac{(Qw_2 - Qg \times \cos \theta) \times a \times b}{4} (N)$	399			
	SGSテスト 試験により	 <p>Photo 2: Fix method</p>		Test Result: <table border="1"> <tr> <th>Test item</th> <th>Maximum force (kN)</th> </tr> <tr> <td>Pull test</td> <td>7.68</td> </tr> </table>		Test item	Maximum force (kN)	Pull test	7.68
		Test item	Maximum force (kN)						
		Pull test	7.68						
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	$\frac{F'}{F}$	1284%	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	SC-024	AL6005-T6	135%	1/158	OK
縦棧	CG-003-1	AL6005-T6	195%	1/167	OK
前柱	CG-005	AL6005-T6	1154%	-	OK
後柱	CG-005	AL6005-T6	995%	-	OK
斜材	CG-005	AL6005-T6	1831%	-	OK
ボルト	M8	SUS304	1201%	-	OK
	M10	SUS304	463%	-	OK
	M14	SUS304	1827%	-	OK
横棧固定金具	TYN-65	AL6005-T6	681%	-	OK
中間押さえ金具	TYN-39	AL6005-T6	1302%	-	OK
端部押さえ金具	TYN-148	AL6005-T6	1284%	-	OK



基礎計算書

発電設備名称： 和歌山県紀853.5KW

アレイ構成： 4 x 5

設置角度： 5°

作成日： 2022年9月6日

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9月6日

目次

§ 1. 設計条件	1
§ 2. 鉛直支持力の検討	2
§ 3. 水平の検討	4
§ 4. 地中部最大曲げモーメント	5
§ 5. 杭応力の検討	6

1. 設計条件

1.1 設計方針

- ・ 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）
- ・ 鋼構造許容応力度設計規準（2019年版）
- ・ 軽鋼構造設計施工指針・同解説（2002年版）
- ・ 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（2019年版）
- ・ 建築基礎構造設計指針（2001年版）
- ・ 道路橋示方書・同解説 IV下部工編（日本道路協会）

1.2 杭

基礎杭種類：	スクリュー杭76-3.0	(図1)
杭自重 W_p ：	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 d ：	76	mm
東西方向杭の外径 d ：	76	mm
杭の外径（羽根付き） D ：	96	mm
杭肉厚 t ：	3.0	mm
断面積 A ：	688	mm ²
杭先端面積 A_p ：	7238	mm ²
杭の周長（羽根付き） ϕ ：	302	mm
杭の周長（羽根無し） ϕ ：	239	mm
杭材質：	Q235B（SS400相当品）	

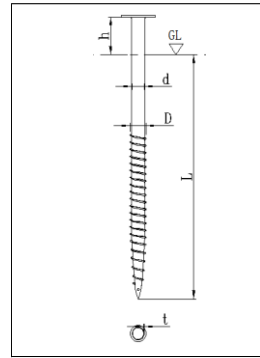


図1

1.3 地盤条件

地盤調査により、地盤が一番悪い測点のN値を本件のN値とする。

表1-1：

土質	深度 (m)	層厚 (m)	N値
粘性土	0.25	0.25	7
粘性土	0.5	0.25	7
粘性土	0.75	0.25	7
粘性土	1	0.25	7
粘性土	1.25	0.25	7
粘性土	1.5	0.25	7
粘性土	1.75	0.25	7
粘性土	2	0.25	7
粘性土	2.25	0.25	7
粘性土	2.5	0.25	7
粘性土	2.75	0.25	7
粘性土	3	0.25	7
粘性土	3.25	0.25	7
粘性土	3.5	0.25	7
粘性土	3.75	0.25	7
粘性土	4	0.25	7

1.4 支点反力

検討に用いる支点反力は、「太陽電池アレイ用支持物構造計算書」により下記の通り求められる。

a)	長期押込み力	:	0.87	[kN]
b)	短期押込み力	:	6.52	[kN]
c)	短期引抜き力	:	5.67	[kN]
d)	設計水平力（南北）	:	1.10	[kN]
e)	設計水平力（東西）	:	1.00	[kN]
f)	設計曲げモーメント（南北）※	:	0.00	[kN・m]
g)	設計曲げモーメント（東西）※	:	0.00	[kN・m]

(※杭頭はピン節点とし、曲げモーメントは伝達できないため、曲げモーメントはゼロとなる。)

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）」

2.1 地盤の許容支持力

本案件の基礎ぐいの種類： 打込みぐい

$$q_p = 300 / 3 \cdot N$$

表2-1：

	長期に生ずる力に対する地盤の許容支持力	短期に生ずる力に対する地盤の許容支持力
(1)	$R_a = 1 / 3 \cdot R_u$	$R_a = 2 / 3 \cdot R_u$
(2)	$R_a = q_p \cdot A_p + 1 / 3 \cdot R_f$	$R_a = 2 \cdot q_p \cdot A_p + 2 / 3 \cdot R_f$

表2-2：

基礎ぐいの種類	基礎ぐいの先端の地盤の許容応力度
打込みぐい	$q_p = 300 / 3 \cdot N$
セメントミルク工法による場込みぐい	$q_p = 200 / 3 \cdot N$
アースドリル工法等による場所打ちぐい	$q_p = 150 / 3 \cdot N$

ここに、 R_a ：地盤の許容支持力 (kN)

R_u ：載荷試験による極限支持力 (kN)

q_p ：基礎ぐいの先端の地盤の許容応力度 (kN/m²)

A_p ：基礎ぐいの先端の有効断面積 (単位 m²)

N ：杭先端から下に 1d、上に 1d 間の平均 N 値 (60を超える時は60とする)

R_f ：次の式により計算した基礎ぐいとその周囲の地盤との摩擦力 (kN)

$$R_f = (10/3 \cdot N_s \cdot L_s + 1/2 q_u \cdot L_c) \cdot \phi \quad \dots\dots \text{公式2-1}$$

N_s ：砂質土の平均 N 値 (30を超える時は30とする)

L_s ：砂質地盤に接する長さの合計 (m)

q_u ：粘性土の一軸圧縮強度、 $q_u = 15N$ ※ (200を超える時は200とする)

(※ $q_u = 45W_{sw} + 0.75N_{sw}$ 、 $N = 3W_{sw} + 0.05N_{sw}$ であり、 $q_u = 15N$ が得られる「稲田式を採用」)

L_c ：粘土質地盤に接する長さの合計 (m)

ϕ ：基礎ぐいの周囲の長さ

(※ 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 技術資料G1-4より、極限周面摩擦力は、スクリー杭の羽径の外周面とする。)

2.2 地盤の引抜き方向の許容支持力

表2-3：

	長期に生ずる力に対する地盤の引抜き方向の許容支持力	短期に生ずる力に対する地盤の引抜き方向の許容支持力
(1)	$tR_a = 1 / 3 \cdot tR_u + W_p$	$tR_a = 2 / 3 \cdot tR_u + W_p$
(2)	$tR_a = 4 / 15 \cdot R_f + W_p$	$tR_a = 8 / 15 \cdot R_f + W_p$

ここに、 tR_a ：地盤の引抜き方向の許容支持力 (kN)

tR_u ：引抜き試験による求めた極限引抜き抵抗力 (kN)

R_f ：基礎ぐいとその周囲の地盤との摩擦力 (kN)

W_p ：基礎ぐいの有効自重 (kN)

2.3 鉛直支持力の検討

地表面から $1 / \beta$ まで N 値 (β は表3-1を参照する) = 7

杭周面の平均 N 値 = 7

杭先端から下に 1d, 上に 1d 間の平均 N 値 = 7

表2-4 :

土質	深度(m)	層厚L(m)	N値	杭接する長さ(m)	杭周長φ(mm)	周面摩擦力 R_{Fi} (kN) (公式2-1)	
粘性土	0.25	0.25	7	0.25	302	3.96	
粘性土	0.5	0.25	7	0.25	302	3.96	
粘性土	0.75	0.25	7	0.25	302	3.96	
粘性土	1	0.25	7	0.25	302	3.96	
粘性土	1.25	0.25	7	0.25	302	3.96	
粘性土	1.5	0.25	7	0.15	302	2.38	
粘性土	1.75	0.25	7	-	-	-	
粘性土	2	0.25	7	-	-	-	
粘性土	2.25	0.25	7	-	-	-	
粘性土	2.5	0.25	7	-	-	-	
粘性土	2.75	0.25	7	-	-	-	
粘性土	3	0.25	7	-	-	-	
粘性土	3.25	0.25	7	-	-	-	
粘性土	3.5	0.25	7	-	-	-	
粘性土	3.75	0.25	7	-	-	-	
粘性土	4	0.25	7	-	-	-	
Ap						0.00724	m ²
Wp						0.114	kN
qp = 300 / 3 · N (N: 杭先端の平均N値)						700.00	kN/m ²
$R_F = \sum R_{Fi}$						22.17	kN
地盤の許容支持力:							
(長期) Ra = qp · Ap + 1 / 3 · R _F						12.46	kN
(短期) Ra = 2 · qp · Ap + 2 / 3 · R _F						24.91	kN
地盤の引抜き方向の許容支持力:							
(長期) tRa = 4 / 15 · R _F + Wp						6.03	kN
(短期) tRa = 8 / 15 · R _F + Wp						11.94	kN

表2-5 :

鉛直支持力の検討:					
	許容支持力(kN)		設計用荷重値(kN)	検定比	結果判定
長期押込	12.46	≥	0.87	0.07	OK
短期押込	24.91	≥	6.52	0.26	OK
短期引抜	11.94	≥	5.67	0.47	OK

3. 水平の検討

「建築基礎構造設計指針」

表3-1：南北方向-強軸回り

α : 80 (m^{-1})、評価法によって決まる係数	80
ξ : 群杭の影響を考慮した係数、単杭では $\xi=1.0$	1
B : 杭径 (m)	0.076
B_0 : 杭径の基準値=0.01 (m)	0.01
E_0 : 地盤の変形係数 (kN/m^2)、 $E_0=700N$ (※地表面から $1/\beta$ まで N 値)	4900
E : 杭体の弾性係数 (kN/m^2)	205000000
I : 杭体の断面二次モーメント (m^4)	4.591E-07
h : 杭の突出長 (m)	0.2
M_0 : 杭頭曲げモーメント ($kN \cdot m$)	0
H : 杭に作用する水平力 (kN)	1.10
h_0 : $h_0=M_0/H$ (m)	0
Kh_0 : 基準水平地盤反力係数 (kN/m^3) $kh_0 = \alpha \xi E_0 (B/B_0)^{-3/4}$	85640
Kh : 水平地盤反力係数 (kN/m^3) $k_h = 3.16kh_0$ ($0.0 \leq y_0 \leq 0.1$ の場合) $k_h = Kh_0/y_0^{1/2}$ ($0.1 < y_0$ の場合)	270622
y_0 : 地表面変位 (cm) $y_0 = H(1+\beta(h+h_0)) / (2EI\beta^3) * 100$	0.045
β : 杭体と地盤の相対剛性 (1/m) $\beta = (k_h B / (4EI))^{1/4}$	2.719

※杭頭変位が収束するまで繰り返し計算を行い。収束した際の杭変位、杭応力を採用する。

表3-2：東西方向-弱軸回り

α : 80 (m^{-1})、評価法によって決まる係数	80
ξ : 群杭の影響を考慮した係数、単杭では $\xi=1.0$	1
B : 杭径 (m)	0.076
B_0 : 杭径の基準値=0.01 (m)	0.01
E_0 : 地盤の変形係数 (kN/m^2)、 $E_0=700N$ (※地表面から $1/\beta$ まで N 値)	4900
E : 杭体の弾性係数 (kN/m^2)	205000000
I : 杭体の断面二次モーメント (m^4)	4.591E-07
h : 杭の突出長 (m)	0.2
M_0 : 杭頭曲げモーメント ($kN \cdot m$)	0
H : 杭に作用する水平力 (kN)	1.00
h_0 : $h_0=M_0/H$ (m)	0
Kh_0 : 基準水平地盤反力係数 (kN/m^3) $kh_0 = \alpha \xi E_0 (B/B_0)^{-3/4}$	85640
Kh : 水平地盤反力係数 (kN/m^3) $k_h = 3.16kh_0$ ($0.0 \leq y_0 \leq 0.1$ の場合) $k_h = Kh_0/y_0^{1/2}$ ($0.1 < y_0$ の場合)	270622
y_0 : 地表面変位 (cm) $y_0 = H(1+\beta(h+h_0)) / (2EI\beta^3) * 100$	0.041
β : 杭体と地盤の相対剛性 (1/m) $\beta = (k_h B / (4EI))^{1/4}$	2.719

※杭頭変位が収束するまで繰り返し計算を行い。収束した際の杭変位、杭応力を採用する。

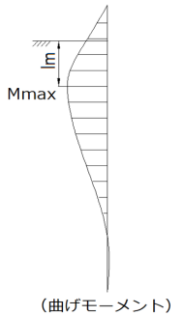
表3-3：杭計算タイプの判定

L : 杭の埋込み長さ (m)	1.40
βL (南北方向-強軸回り)	3.81
βL (東西方向-弱軸回り)	3.81
min(βL) > 2.25 のため、長い杭として検討する。	

以上より、杭の水平変位 y_0 が以下の許容水平変位量 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。
 $y_a = 15$ (mm)

4. 地中部最大曲げモーメント

「建築基礎構造設計指針」



4.1 最大曲げモーメントの位置は

表4-1：南北方向-強軸回り

β : 杭体と地盤の相対剛性 (1/m)、表3-1を参照	2.719
h : 杭の突出長 (m)	0.2
M_0 : 杭頭曲げモーメント (kN・m)	0
H : 杭に作用する水平力 (kN)	1.10
h_0 : $h_0=M_0/H$ (m)	0
l_m : 最大曲げモーメントの位置は (m)	0.164
$l_m = \frac{1}{\beta} \tan^{-1} \frac{1}{1+2\beta(h+h_0)}$	

表4-2：東西方向-弱軸回り

β : 杭体と地盤の相対剛性 (1/m)、表3-2を参照	2.719
h : 杭の突出長 (m)	0.2
M_0 : 杭頭曲げモーメント (kN・m)	0
H : 杭に作用する水平力 (kN)	1.00
h_0 : $h_0=M_0/H$ (m)	0
l_m : 最大曲げモーメントの位置は (m)	0.164
$l_m = \frac{1}{\beta} \tan^{-1} \frac{1}{1+2\beta(h+h_0)}$	

4.2 地中最大曲げモーメント

表4-3：南北方向-強軸回り

β : 杭体と地盤の相対剛性 (1/m)、表3-1を参照	2.719
H : 杭に作用する水平力 (kN)	1.10
M_0 : 杭頭曲げモーメント (kN・m)	0.00
h : 杭の突出長 (m)	0.2
h_0 : $h_0=M_0/H$ (m)	0
M_{max} : 地中最大曲げモーメント (kN・m)	0.30
$M_{max} = \frac{H}{2\beta} \sqrt{(1+2\beta(h+h_0))^2+1} \exp\left[-\tan^{-1} \frac{1}{1+2\beta(h+h_0)}\right]$	= 299545.91 (N・mm)

表4-4：東西方向-弱軸回り

β : 杭体と地盤の相対剛性 (1/m)、表3-2を参照	2.719
H : 杭に作用する水平力 (kN)	1.00
M_0 : 杭頭曲げモーメント (kN・m)	0.00
h : 杭の突出長 (m)	0.2
h_0 : $h_0=M_0/H$ (m)	0
M_{max} : 地中最大曲げモーメント (kN・m)	0.27
$M_{max} = \frac{H}{2\beta} \sqrt{(1+2\beta(h+h_0))^2+1} \exp\left[-\tan^{-1} \frac{1}{1+2\beta(h+h_0)}\right]$	= 272314.47 (N・mm)

5. 杭応力の検討

「鋼構造許容応力度設計規準」、「軽鋼構造設計施工指針」

杭の許容応力度

Q235B (SS400相当品)

鋼材の基準強度 : F = 235 N/mm²

5.1 鋼材の許容圧縮応力度

表5-1 :

F : 鋼材の基準強度 (N/mm ²)	235
v : $3/2+2/3(\lambda/\Lambda)^2$	1.51
Λ : 限界細長比= $\sqrt{(\pi^2 E/0.6F)}$	119.79
λ : 圧縮材の細長比= L_k/i	15.49
i : 座屈軸についての断面2次半径 $i=\sqrt{I/A}$ (mm)	25.83
A : 鋼材の断面積 (mm ²)	688
L_k : 座屈長さ $L_k=2*L$ (mm)	400
E : ヤング係数 (N/mm ²)	205000
I : 断面二次モーメント (mm ⁴)、 $I=\min(I_x, I_y)$	459074
L : 杭露出高さ (mm)	200

圧縮座屈 f_c :	
λ	15.49
Λ	119.79
$\lambda \leq \Lambda$ 、 $f_c = (1-0.4(\lambda/\Lambda)^2)F/v$	154.47
$\Lambda < \lambda$ 、 $f_c = 0.277F/(\lambda/\Lambda)^2$	-
f_c	154.47

以上より、長期圧縮許容応力 $f_c = 154.47$ [N/mm²]

短期圧縮許容応力 $f_c = 231.71$ [N/mm²]

5.2 鋼材の許容応力度一覧表

表5-2 :

許容応力度一覧表 (N/mm ²)									
長期					短期				
圧縮 f_c	引張 f_t	曲げ 強軸 f_b	曲げ 弱軸 f_b	せん断 τ	圧縮 f_c	引張 f_t	曲げ 強軸 f_b	曲げ 弱軸 f_b	せん断 τ
154.47	156.67	156.67	156.67	90.45	231.71	235	235	235	135.68

5.3 応力の検討

表5-3 :

応力結果:			
	鋼材の断面係数 Z_x :	12081	mm^3
	鋼材の断面係数 Z_y :	12081	mm^3
	鋼材の断面積 A :	688	mm^2
長期	押込み力 N_c :	873.00	N
短期	地中最大曲げモーメント M_x :	299545.91	N·mm
	地中最大曲げモーメント M_y :	272314.47	N·mm
	引抜き力 N_t :	5665.00	N
	押込み力 N_c :	6519.00	N
長期	圧縮応力 $\sigma_c = N_c/A$	1.27	N/mm^2
短期	(強軸) 曲げ応力 $\sigma_b = M_x/Z_x$	24.80	N/mm^2
	(弱軸) 曲げ応力 $\sigma_b = M_y/Z_y$	22.54	N/mm^2
	引張応力 $\sigma_t = N_t/A$	8.23	N/mm^2
	圧縮応力 $\sigma_c = N_c/A$	9.48	N/mm^2

表5-4 :

杭の応力検討1:						
		応力 (N/mm^2)		許容応力度 (N/mm^2)	検定比	結果判定
長期	圧縮	1.27	\leq	154.47	0.01	OK
短期	曲げ (強軸)	24.80	\leq	235.00	0.11	OK
	曲げ (弱軸)	22.54	\leq	235.00	0.10	OK
	引張	8.23	\leq	235.00	0.04	OK
	圧縮	9.48	\leq	231.71	0.04	OK

表5-5 :

杭の応力検討2:						
組み合わせ応力検定比 (強軸)						結果判定
圧縮と曲げを同時に受ける 組合せ応力	組合1:	$\frac{\sigma_c}{f_c} + \frac{b\sigma_c}{f_b} =$	0.15	\leq	1	OK
	組合2:	$\frac{b\sigma_t - \sigma_c}{f_t} =$	0.07	\leq	1	OK
引張と曲げを同時に受ける 組合せ応力	組合3:	$\frac{\sigma_t + b\sigma_t}{f_t} =$	0.14	\leq	1	OK
	組合4:	$\frac{b\sigma_c - \sigma_t}{f_b} =$	0.07	\leq	1	OK

表5-6 :

杭の応力検討3:						
組み合わせ応力検定比 (弱軸)						結果判定
圧縮と曲げを同時に受ける 組合せ応力	組合1:	$\frac{\sigma_c}{f_c} + \frac{b\sigma_c}{f_b} =$	0.14	\leq	1	OK
	組合2:	$\frac{b\sigma_t - \sigma_c}{f_t} =$	0.06	\leq	1	OK
引張と曲げを同時に受ける 組合せ応力	組合3:	$\frac{\sigma_t + b\sigma_t}{f_t} =$	0.13	\leq	1	OK
	組合4:	$\frac{b\sigma_c - \sigma_t}{f_b} =$	0.06	\leq	1	OK



太陽電池アレイ支持物構造計算

書和歌山県紀の川853.5KW

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9月6日

目次

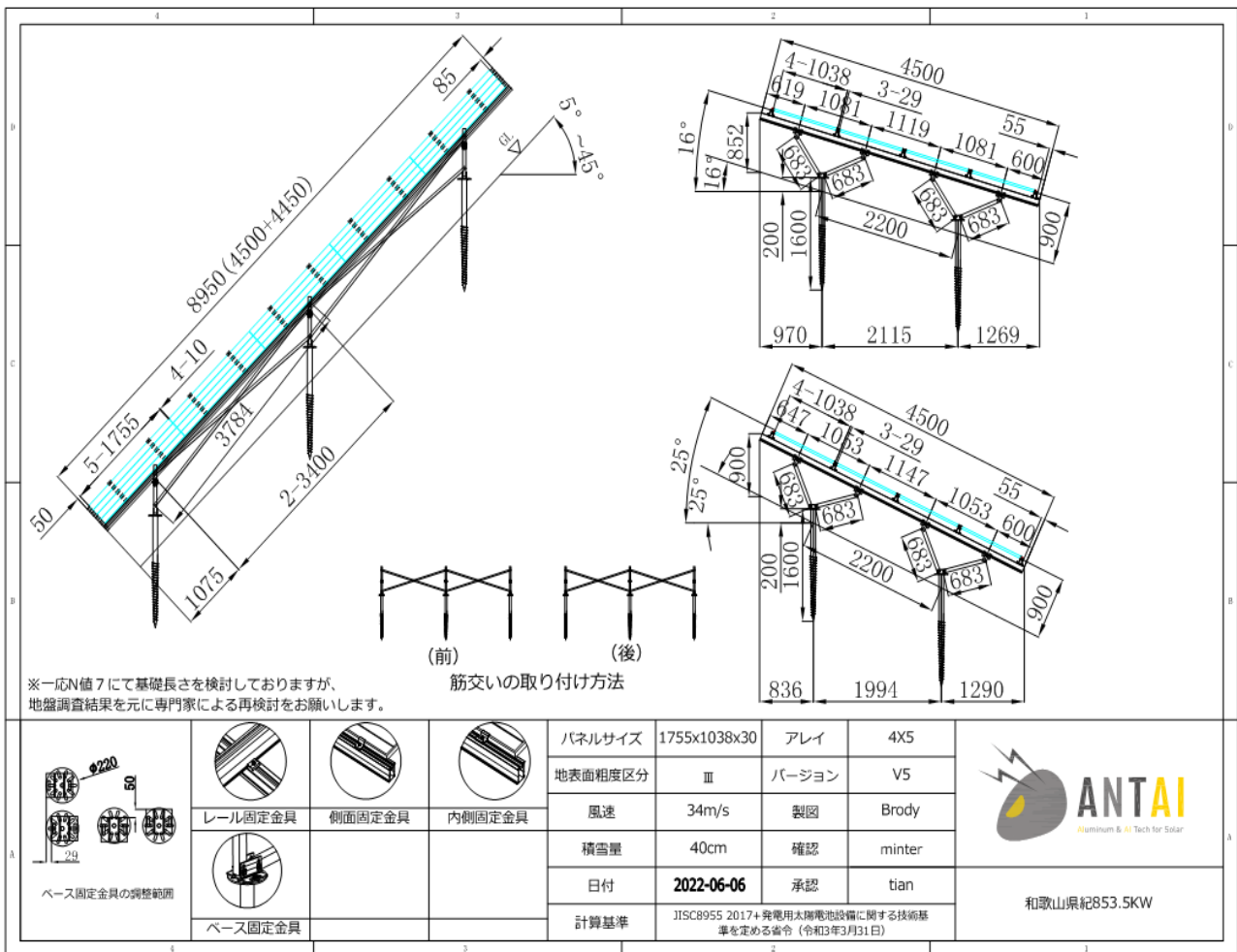
§ 1. 設計条件	1
§ 2. 架台図面	1
§ 3. 架台属性	2
§ 4. 部材の断面諸元	3
§ 5. 架構材料	5
5.1 使用材料及び機械性能の照査	5
5.2 腐食対策	7
5.3 使用材料の基準強度	7
§ 6. 許容応力度	8
6.1 横棧の許容応力度	8
6.2 縦棧許容応力度	10
6.3 前柱の許容応力度	11
6.4 後柱の許容応力度	12
6.5 斜材1の許容応力度	13
6.6 斜材2の許容応力度	14
§ 7. 設計荷重	15
7.1 想定荷重	15
7.2 固定荷重計算	15
7.3 風圧荷重計算	16
7.4 積雪荷重	19
7.5 設計用地震荷重	20
§ 8. 部材の応力計算	21
8.1 横棧	22
8.2 縦棧	26
8.3 柱材及び支点反力	30
8.4 ボルトの検討	35
8.5 押さえ金具の検討	36
§ 9. 部材検定結果のまとめ	37

§ 1. 設計条件

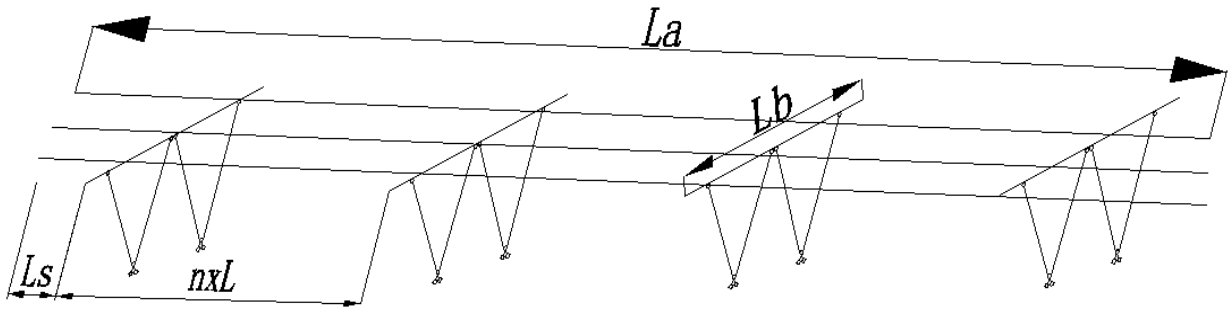
- | | |
|------------|--|
| (1)パネル規格 | 1755 × 1038 × 30 mm |
| (2)パネル重量 | 19.5 kg |
| (3)置き方 | 横置き |
| (4)パネル枚数 | 4 × 5 = 20 枚 |
| (5)設置角度θ | 25 ° |
| (6)設計用基準風速 | 34 m/s |
| (7)地上垂直積雪量 | 40 cm |
| (8)地表面粗度区分 | Ⅲ |
| (9)最大高さ | 0.9 m |
| (10)設置場所 | 地上 |
| (11)準拠基準 | <ul style="list-style-type: none"> ・ 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） |

§ 2. 架台図面

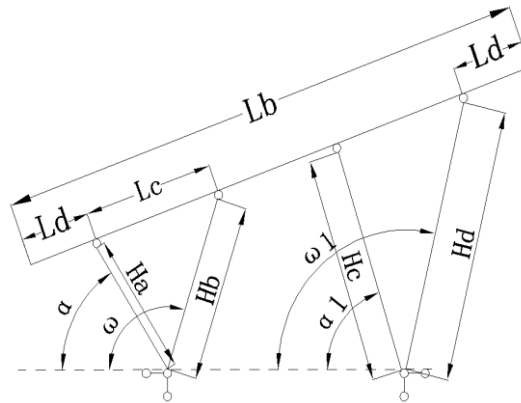
下記図面のアレイは最も不利な条件となるので、このアレイのみ検討を行う。



§ 3. 架台属性



架台軸測図



架台側面図

斜材1傾き	$\alpha =$	12.4	°		
斜材2傾き	$\omega =$	113.2	°		
斜材3傾き	$\alpha 1 =$	12.4	°		
斜材4傾き	$\omega 2 =$	113.2	°		
横棧長さ	$L_a =$	8950	mm	横棧数量	$i = 5$ 本
縦棧長さ	$L_b =$	4500	mm	縦棧数量	$j = 3$ 本
横棧スパン	$L =$	3400	mm		
横棧片持ち	$L_s =$	1075	mm		
東西スパン数	$n =$	2			
縦棧支点間隔	$L_c =$	1147	mm		
縦棧片持ち	$L_d =$	647	mm		
斜材1長さ	$H_a =$	683	mm	前柱数量	3 本
斜材2長さ	$H_b =$	683	mm	後柱数量	3 本
斜材3長さ	$H_c =$	683	mm	斜材1数量	3 本
斜材4長さ	$H_d =$	683	mm	斜材2数量	3 本
筋交い1長さ	$L_{a1} =$	3784	mm	筋交い1数量	2 本
筋交い2長さ	$L_{a2} =$	3784	mm	筋交い2数量	2 本

§ 4. 部材の断面諸元

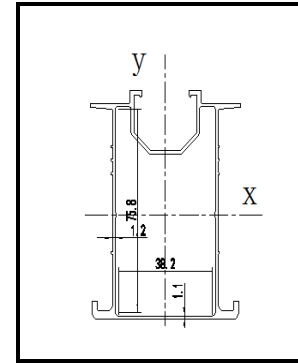
a) 横棧

SC-024

 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)	448.02	Ip(mm ⁴)	619582.01
Ix(mm ⁴)	446211.02	Iy(mm ⁴)	173370.99
Zx _上 (mm ³)	10352.76	Zy _左 (mm ³)	5684.32
Zx _下 (mm ³)	10649.60	Zy _右 (mm ³)	5684.32

$$\begin{aligned}
 \text{メーター重量} &= \text{比重} \rho \text{ (kg/m}^3\text{)} \times \text{部材の断面積} A \text{ (m}^2\text{)} \times g \text{ (N/kg)} \\
 &= 2710 \times 0.00044802 \times 9.8 \\
 &= 11.90 \text{ N/m}
 \end{aligned}$$



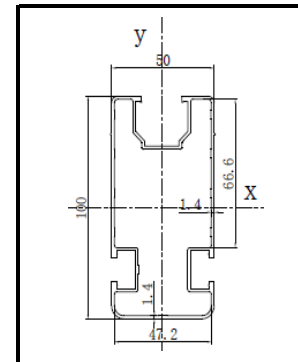
b) 縦棧

NW-008-A

 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)	578.09	Ip(mm ⁴)	899569.10
Ix(mm ⁴)	681754.98	Iy(mm ⁴)	217814.12
Zx _上 (mm ³)	13486.49	Zy _左 (mm ³)	8560.91
Zx _下 (mm ³)	13787.02	Zy _右 (mm ³)	8560.91

$$\begin{aligned}
 \text{メーター重量} &= \text{比重} \rho \text{ (kg/m}^3\text{)} \times \text{部材の断面積} A \text{ (m}^2\text{)} \times g \text{ (N/kg)} \\
 &= 2710 \times 0.00057809 \times 9.8 \\
 &= 15.35 \text{ N/m}
 \end{aligned}$$



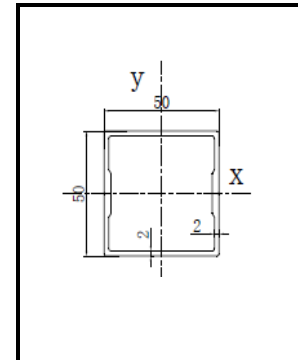
c) 斜材1

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	Ip(mm ⁴)	313672.04
Ix(mm ⁴)	148522.30	Iy(mm ⁴)	165149.74
Zx _上 (mm ³)	5940.89	Zy _左 (mm ³)	6605.99
Zx _下 (mm ³)	5940.89	Zy _右 (mm ³)	6605.99

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



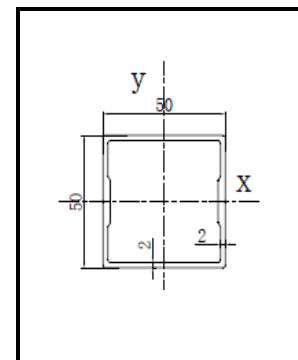
d) 斜材2

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	Ip(mm ⁴)	313672.04
Ix(mm ⁴)	148522.30	Iy(mm ⁴)	165149.74
Zx _上 (mm ³)	5940.89	Zy _左 (mm ³)	6605.99
Zx _下 (mm ³)	5940.89	Zy _右 (mm ³)	6605.99

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



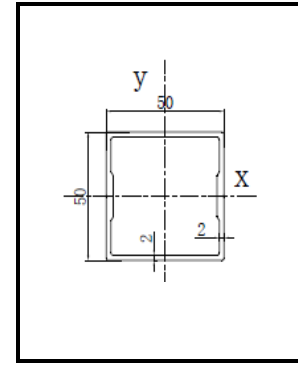
e) 斜材3

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

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



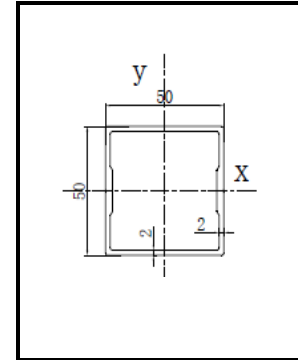
f) 斜材4

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

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



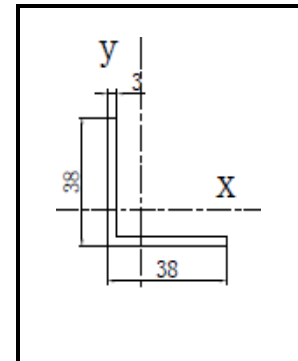
g) 筋交い1

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

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



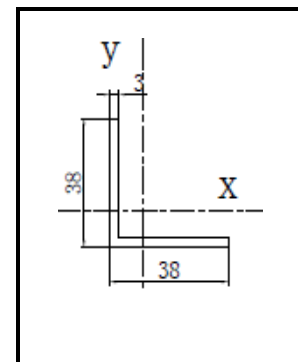
h) 筋交い2

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

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



§ 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)				
					機械的性質				
	C	Mn	P	S	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	

* 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 横長の許容応力度 SC-024

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）

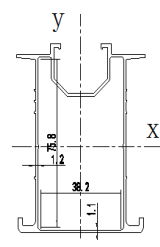
①横座屈に対する許容応力度

- F : アルミニウム合金の基準強度(N/mm²)
 β₂ : 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 : $=3/2+2/3(b\lambda/b\lambda_e)^2 \leq 2.17$
 bλ : 一般化有効細長比= $\sqrt{(M_y/M_e)}$
 bλ_e : 弾性限界細長比= $1/\sqrt{(0.5\beta_2)}$
 bλ_p : 塑性限界細長比= $0.6+0.3(M_2/M_1)$
 M₂/M₁ : 材両端あるいは横座屈剛端の曲げモーメント比、 $|M_2| \geq |M_1|$ かつ、M₂/M₁は複曲率曲げのときを正とする
 M_e : 弾性横座屈モーメント(Nmm)= $C_b\sqrt{(\pi^2EI_yGJ/L_b^2)}$
 M_y : 降伏曲げモーメント =F*Z_x(Nmm)
 Z_x : x軸断面係数(mm³)
 E_y : y軸まわりの曲げ剛性(Nmm²)
 GJ : サンプナンねじり剛性
 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/mm²)
 I_y : y軸断面の二次係数(mm⁴)
 G : せん断弾性係数(N/mm²)
 J : サンプナンのねじり定数
 L : 部材長(mm)

F	210
β ₂	1.00
v	1.52
bλ	0.27
bλ _e	1.41
bλ _p	0.90
M ₂ /M ₁	1
M _e	30265446.64
M _y	2174079.29
Z _x	10352.76
E _y	12135969489
GJ	16728714324
L _b	3400
C _b	2.30
E	70000
I _y	173370.99
G	27000
J	619582.01
L	3400

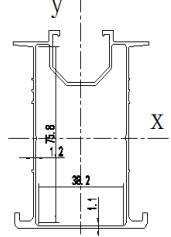
bλ	0.27	横座屈
bλ _e	1.41	
bλ _p	0.90	
bλ ≤ bλ _p	137.79	f _b = β ₂ F/v
bλ _p < bλ ≤ bλ _e	-	f _b = β ₂ (1.0 - 0.5(bλ - bλ _p)/(bλ _e - bλ _{p}))F/v}
bλ _e < bλ	-	f _b = F/bλ ² /v
f _b	137.79	

②局部座屈に対する許容応力度

F	210	ウェブ	断面図	以上より許容応力度は	
d	75.80				
t	1.20				
Γ _d = d/t√(F/E)	3.46				
Γ _d ≤ 3.29	-	f _b = F/1.5			
3.29 < Γ _d ≤ 6.57	136.62	f _b = F - 0.101 * F * Γ _d		f _b :	136.62
6.57 < Γ _d	-	f _b = 14.4 * F / Γ _d ²		sf _b :	204.93
f _b	136.618				

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	36.2				
t	1.10				
$\Gamma_d = d/t\sqrt{F/E}$	1.80				
$\Gamma_d \leq 3.29$	140	$f_b = F/1.5$	以上より許容応力度は		
$3.29 < \Gamma_d \leq 6.57$	-	$f_b = F - 0.101 * F * \Gamma_d$			
$6.57 < \Gamma_d$	-	$f_b = 14.4 * F / \Gamma_d^2$			
$f_b:$	140		$f_b:$	140.00	
			$sf_b:$	210.00	

6.3 前柱の許容応力度

CG-005

6.3.1、許容圧縮応力度

①座屈に対する許容応力度

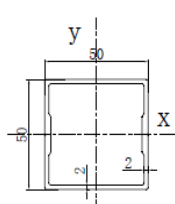
F	:	アルミニウム合金の基準強度(N/mm ²)
β_2	:	材長に沿った方向に存在する溶接による強度低下係数
v	:	$=3/2+2/3(c\lambda/c\lambda_e)^2 \leq 2.17$
$c\lambda$:	一般化有効細長比 $=\sqrt{(N_y/N_e)}$
$c\lambda_e$:	弾性限界細長比 $=1/\sqrt{(0.5\beta_2)}$
$c\lambda_p$:	塑性限界細長比 $=0.2$
N_e	:	弾性曲座屈耐力(N) $=\pi^2 E I_x / k L_c^2$ (N)
N_y	:	降伏曲げモーメント $=F \cdot A$ (N)
A	:	断面積(mm ²)
EI _y	:	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)
I _y	:	y軸断面の二次係数(mm ⁴)
L	:	柱長(mm)

F	210
β_2	1.00
v	1.62
$c\lambda$	0.60
$c\lambda_e$	1.41
$c\lambda_p$	0.20
N_e	244339.58
N_y	87910.24
A	418.6202
EI _y	11560481723
kL_c	683
E	70000
I _y	165149.74
L	683

$c\lambda$	0.60	座屈
$c\lambda_e$	1.41	
$c\lambda_p$	0.20	
$c\lambda \leq c\lambda_p$	-	$f_c = \beta_2 F / v$
$c\lambda_p < c\lambda \leq c\lambda_e$	108.17	$f_c = \beta_2 (1.0 - 0.5(c\lambda - c\lambda_p) / (c\lambda_e - c\lambda_p)) F / v$
$c\lambda_e < c\lambda$	-	$f_c = F / c\lambda^2 / v$
f_c	108.17	

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	$f_c = F - 0.248 \cdot F \cdot \Gamma_d$
$2.69 < \Gamma_d$	-	$f_c = 2.41 \cdot F / \Gamma_d^2$
f_c	138.69	

断面図		
以上より許容応力度は		
f_c	108.17	
sf_c	162.25	

6.4 後柱の許容応力度

CG-005

6.4.1、許容曲げ応力度

①座屈に対する許容応力度

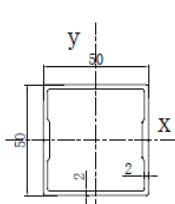
F	:	アルミニウム合金の基準強度(N/mm ²)
β_2	:	材長に沿った方向に存在する溶接による強度低下係数
v	:	$=3/2+2/3(\lambda/\lambda_e)^2 \leq 2.17$
λ	:	一般化有効細長比 $=\sqrt{(N_y/Ne)}$
λ_e	:	弾性限界細長比 $=1/\sqrt{(0.5\beta_2)}$
λ_p	:	塑性限界細長比 $=0.2$
Ne	:	弾性曲座屈耐力(N) $=\pi^2EI_y/kL_c^2$ (N)
Ny	:	降伏曲げモーメント $=F*A$ (N)
A	:	断面積(mm ²)
EIy	:	y軸まわりの曲げ剛性(Nmm ²)
kL_c	:	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	1.62
λ	0.60
λ_e	1.41
λ_p	0.20
Ne	244339.58
Ny	87910.24
A	418.6202
EIy	11560481723
kL_c	683
E	70000
Iy	165149.74
L	683

λ	0.60	座屈
λ_e	1.41	
λ_p	0.20	
$\lambda \leq \lambda_p$	-	$f_c = \beta_2 F/v$
$\lambda_p < \lambda \leq \lambda_e$	108.17	$f_c = \beta_2(1.0 - 0.5(\lambda - \lambda_p)/(\lambda_e - \lambda_p))F/v$
$\lambda_e < \lambda$	-	$f_c = F/\lambda^2/v$
f_c	108.17	

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	108.17	
sf_c	162.25	

6.5 斜材1の許容応力度

CG-005

6.5.1、許容曲げ応力度

①座屈に対する許容応力度

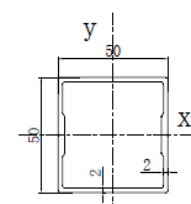
F	:	アルミニウム合金の基準強度(N/mm ²)
β_2	:	材長に沿った方向に存在する溶接による強度低下係数
v	:	$=3/2+2/3(\lambda/\lambda_e)^2 \leq 2.17$
λ	:	一般化有効細長比 $=\sqrt{(N_y/Ne)}$
λ_e	:	弾性限界細長比 $=1/\sqrt{(0.5\beta_2)}$
λ_p	:	塑性限界細長比 $=0.2$
Ne	:	弾性曲座屈耐力(N) $=\pi^2 E I_y / k L_c^2$ (N)
Ny	:	降伏曲げモーメント $=F \cdot A$ (N)
A	:	断面積(mm ²)
EIy	:	y軸まわりの曲げ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

F	210
β_2	1.00
v	1.62
λ	0.60
λ_e	1.41
λ_p	0.20
Ne	244339.58
Ny	87910.24
A	418.6202
EIy	11560481723
$k L_c$	683
E	70000
Iy	165149.74
L	683

λ	0.60	座屈
λ_e	1.41	
λ_p	0.20	
$\lambda \leq \lambda_p$	-	$f_c = \beta_2 F / v$
$\lambda_p < \lambda \leq \lambda_e$	108.17	$f_c = \beta_2 (1.0 - 0.5(\lambda - \lambda_p) / (\lambda_e - \lambda_p)) F / v$
$\lambda_e < \lambda$	-	$f_c = F / \lambda^2 / v$
f_c	108.17	

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	
$2.69 < \Gamma_d$	-	
f_c	138.69	

断面図		
	以上より許容応力度は	
f_c	108.17	
sf_c	162.25	

6.6 斜材2の許容応力度
CG-005
6.6.1、許容曲げ応力度
①座屈に対する許容応力度

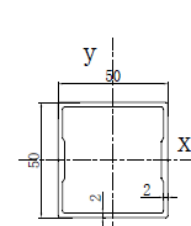
F	:	アルミニウム合金の基準強度(N/mm ²)
β_2	:	材長に沿った方向に存在する溶接による強度低下係数
v	:	$=3/2+2/3(c\lambda/\lambda_e)^2 \leq 2.17$
$c\lambda$:	一般化有効細長比 $=\sqrt{(N_y/Ne)}$
$c\lambda_e$:	弾性限界細長比 $=1/\sqrt{(0.5\beta_2)}$
$c\lambda_p$:	塑性限界細長比 $=0.2$
Ne	:	弾性曲座屈耐力(N) $=\pi^2EI_y/kL_c^2$ (N)
Ny	:	降伏曲げモーメント $=F*A$ (N)
A	:	断面積(mm ²)
EIy	:	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	1.62
$c\lambda$	0.60
$c\lambda_e$	1.41
$c\lambda_p$	0.2
Ne	244339.58
Ny	87910.24
A	418.6202
EIy	11560481723
kL_c	683
E	70000
Iy	165149.7389
L	683

$c\lambda$	0.60	座屈
$c\lambda_e$	1.41	
$c\lambda_p$	0.20	
$c\lambda \leq c\lambda_p$	-	$f_c = \beta_2 F/v$
$c\lambda_p < c\lambda \leq c\lambda_e$	108.17	$f_c = \beta_2(1.0 - 0.5(c\lambda - c\lambda_p)/(c\lambda_e - c\lambda_p))F/v$
$c\lambda_e < c\lambda$	-	$f_c = F/c\lambda^2/v$
f_c	108.17	

②局部座屈に対する許容応力度

F	210	2縁フランジ
b	50.0	
t	2.0	
$\Gamma_d = d/t\sqrt{(F/E)}$	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		
f_c	108.17	
sf_c	162.25	

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	136.62	140.00	140	-	121	204.93	210.00	210
縦棧	-	81	139.27	-	140	-	121	208.91	-	210
前柱	108.17	81	-	-	140	162.25	121	-	-	210
後柱	108.17	81	-	-	140	162.25	121	-	-	210
斜材1	108.17	81	-	-	140	162.25	121	-	-	210
斜材2	108.17	81	-	-	140	162.25	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
			G+0.35S+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) の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。) の年平均値が 30 日以上 of 区域

7.2 固定荷重計算

$$\begin{aligned}
 \text{モジュールの分布荷重} \quad Qg1 &= \text{単重} \times g / \text{面積} \\
 &= 19.50 \times 9.8 / (1.755 \times 1.038) \\
 &= 104.90 \text{ N/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{モジュールの重量} \quad G1 &= \text{単重} \times g \times \text{枚数} \\
 &= 19.50 \times 9.8 \times 20 \\
 &= 3822.00 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{横棧の線荷重} \quad Qg2 &= 11.90 \text{ N/m} \\
 \text{横棧の重量} \quad G2 &= Qg2 \times \text{横棧長さ} \times \text{本数} \\
 &= 11.90 \times 8.950 \times 5 \\
 &= 532.46 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{縦棧の線荷重} \quad Qg3 &= 15.35 \text{ N/m} \\
 \text{縦棧の重量} \quad G3 &= Qg3 \times \text{縦棧長さ} \times \text{本数} \\
 &= 15.35 \times 4.500 \times 3 \\
 &= 207.26 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{前柱の線荷重} \quad Qg4 &= 11.12 \text{ N/m} \\
 \text{前柱の重量} \quad G4 &= Qg4 \times \text{前柱長さ} \times \text{本数} \\
 &= 11.12 \times 0.683 \times 3 \\
 &= 22.78 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{後柱の線荷重} \quad Qg5 &= 11.12 \text{ N/m} \\
 \text{後柱の重量} \quad G5 &= Qg5 \times \text{後柱長さ} \times \text{本数} \\
 &= 11.12 \times 0.683 \times 3 \\
 &= 22.78 \text{ N}
 \end{aligned}$$

斜材1の線荷重	Qg6	=	11.12	N/m				
斜材の重量	G6	=	Qg6	×	斜材1長さ	×	本数	
		=	11.12	×	0.683	×	3	
		=	22.78	N				
斜材2の線荷重	Qg7	=	11.12	N/m				
斜材の重量	G7	=	Qg7	×	斜材2長さ	×	本数	
		=	11.12	×	0.683	×	3	
		=	22.78	N				
筋交い1の線荷重	Qg8	=	5.82	N/m				
筋交い1の重量	G8	=	Qg8	×	筋交い長さ	×	本数	
		=	5.82	×	3.784	×	2	
		=	44.02	N				
筋交い2の線荷重	Qg9	=	5.82	N/m				
筋交い2の重量	G9	=	Qg9	×	筋交い長さ	×	本数	
		=	5.82	×	3.784	×	2	
		=	44.02	N				
ボルト及び接合部金物の重量	G10	=	91.89	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 + G10
		=	3822 + 532.46 + 207.26
		+ 22.78	+ 22.78 +
		22.78 + 22.78	+ 44.02
		+ 44.02 + 91.89	
		=	4833 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。

$$Q_w = C_a \times q_p \quad \dots\dots\dots (1)$$

ここに、

Q_w: 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

$$q_p = 0.6 \times V_0^2 \times E \times I \quad \dots\dots\dots (2)$$

ここに、

q_p: 設計用速度圧 (N・m⁻²)

V₀: 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。

$$E = E_r^2 \times G_f \quad \dots\dots\dots (3)$$

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

(地表面粗度区分係数 III → 2.50)

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、極めて平坦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:

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

$$\text{従って } H = 0.9 < Z_b = 5 ;$$

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

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

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。

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

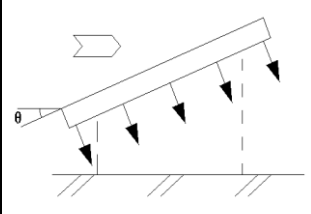
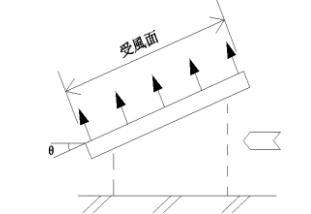
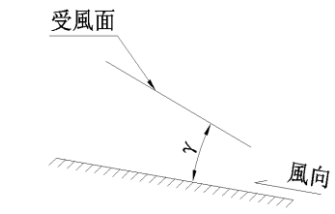
ただし、5度 ≤ γ ≤ 60度

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度 ≤ γ ≤ 60度

ここに、
 γ：地盤面とパネル面の角度の差（度）
 γ = 0 < 5
 順風の場合 C_a = 0.613
 逆風の場合 C_a = 1.078

表 5-太陽電池モジュール面の風力係数			
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Qw1と想定する

$$\begin{aligned} Qw1 &= C_a \times 0.6 \times V_0^2 \times E \times I \\ &= 0.613 \times 0.6 \times 34^2 \times 1.19 \times 1.0 \\ &= 507.82 \text{ N/m}^2 \end{aligned}$$

(逆風場合)を風圧荷重Qw2と想定する

$$\begin{aligned} Qw2 &= C_a \times 0.6 \times V_0^2 \times E \times I \\ &= 1.078 \times 0.6 \times 34^2 \times 1.19 \times 1.0 \\ &= 893.04 \text{ N/m}^2 \end{aligned}$$

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

$$C_s = 1.0 \quad \dots\dots\dots (11)$$

ここに、β : 積雪面の勾配 (度) を 25 ° 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、

Z_s = 40 cm とする。

$$Q_{ss} = C_s \times P \times Z_s$$

$$= 1.0 \times 20 \times 40 = 800 \text{ N/m}^2$$

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

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

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

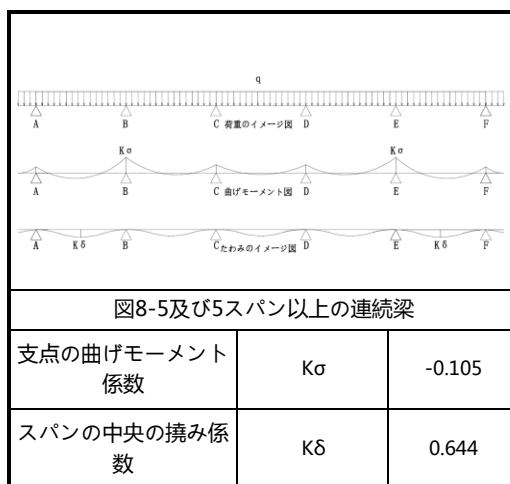
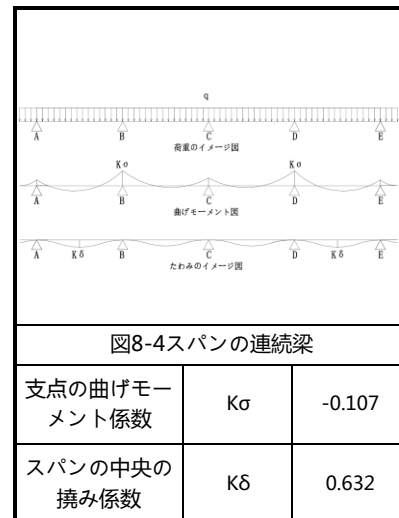
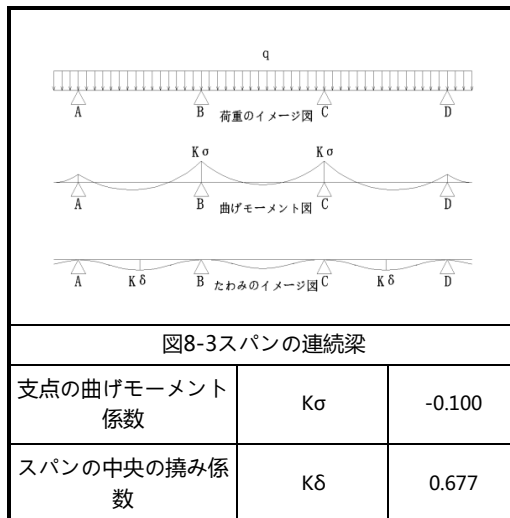
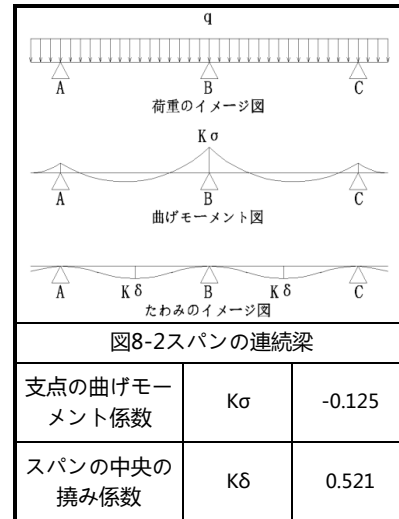
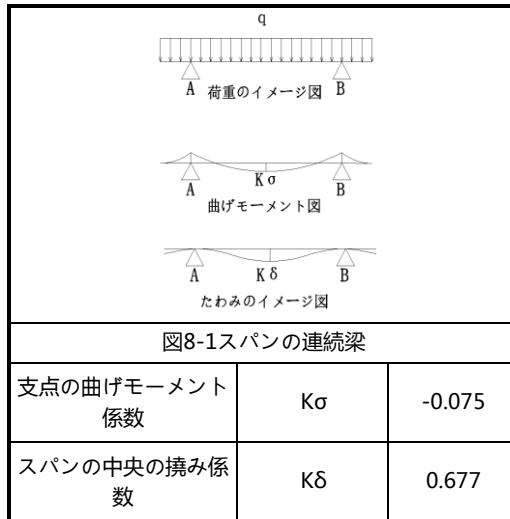
$$k_p = 0.3 \times 1.0 \times 1.0 = 0.3$$

まとめると

$$\begin{aligned}
 K_p &= k_p \times G \\
 &= 0.3 \times 4833 \\
 &= 1449.83 \text{ N} \\
 Q_k &= K_p / S \\
 &= 1449.83 / (4 \times 5 \times 1.755 \times 1.038) \\
 &= 39.79 \text{ N/m}^2
 \end{aligned}$$

§ 8. 部材の応力計算

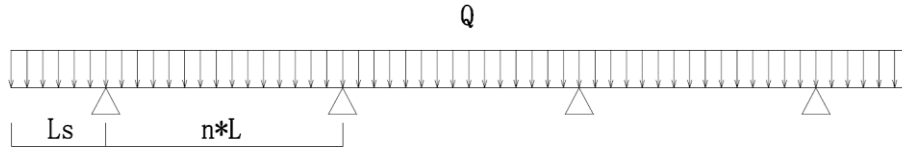
以下の表に示す係数は連続梁において均等スパンのたわみ係数である。



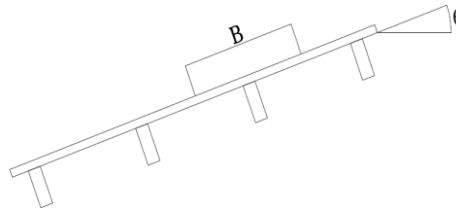
*図8-1~8-5は「建筑结构静力计算手册（第二版）中国建筑工业出版社」という中国の力学資料である。この表に基づいて部材のたわみ計算を行う。

8.1 横棧

横棧は連続はり（2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=	3.400	m
片持ち	Ls=	1.075	m
スパン数	n=	2	
傾き角度	θ=	25	°
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。

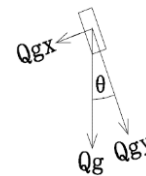
a) 固定荷重

固定荷重の場合、x 軸、y 軸方向に分解する。

$$\begin{aligned}
 Q_g &= Q_{g1} \times B \cos\theta + Q_{g2} \\
 &= 104.90 \quad \times \quad 1.038 \quad \times \quad 0.91 \quad + \quad 11.90 \\
 &= 110.59 \quad \text{N/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_{gx} &= Q_g \times \sin\theta \\
 &= 110.59 \quad \times \quad \sin \quad 25 \quad ^\circ \\
 &= 46.74 \quad \text{N/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_{gy} &= Q_g \times \cos\theta \\
 &= 110.59 \quad \times \quad \cos \quad 25 \quad ^\circ \\
 &= 100.22 \quad \text{N/m}
 \end{aligned}$$



固定荷重の分解図

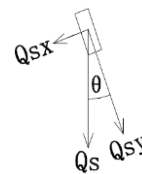
b) 積雪荷重

積雪荷重の場合、x 軸、y 軸方向に分解する。

$$\begin{aligned}
 Q_s &= Q_{ss} \times B \cos\theta \\
 &= 800.00 \quad \times \quad 1.038 \quad \times \quad 0.91 \\
 &= 752.60 \quad \text{N/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_{sx} &= Q_s \times \sin\theta \\
 &= 752.60 \quad \times \quad \sin \quad 25 \quad ^\circ \\
 &= 318.06 \quad \text{N/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_{sy} &= Q_s \times \cos\theta \\
 &= 752.60 \quad \times \quad \cos \quad 25 \quad ^\circ \\
 &= 682.09 \quad \text{N/m}
 \end{aligned}$$



積雪荷重の分解図

c)風圧荷重

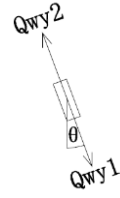
風圧荷重は y 軸方向に作用する。

順風時

$$\begin{aligned}
 Q_{wy1} &= Q_{w1} \times B \\
 &= 507.82 \quad \times \quad 1.038 \\
 &= 527.12 \quad \text{N/m} \quad \quad \quad 1145
 \end{aligned}$$

逆風時

$$\begin{aligned}
 Q_{wy2} &= -Q_{w2} \times B \\
 &= -893.0 \quad \times \quad 1.038 \\
 &= -926.97 \quad \text{N/m} \quad \quad \quad -2013
 \end{aligned}$$



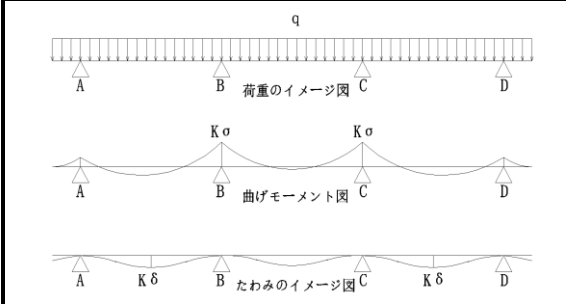
風圧荷重の分解図

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		46.74	100.22
積雪荷重S		318.06	682.09
順風荷重W1		0	527.12
逆風荷重W2		0	-926.97
長期	G	46.74	100.22
短期	G+S	364.80	782.31
	G+W1	46.74	627.34
	G+W2	46.74	-826.75

8.1.3 応力、たわみの検討

横棧は連続はり（2スパン、はねだし）の構造である。



支点の曲げモーメント係数	Kσ	-0.125
スパンの中央の撓み係数	Kδ	0.521

a)支点Bの応力計算

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

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

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

※σx：部材X軸方向の最大曲げ応力

※σy：部材Y軸方向の最大曲げ応力

※τ：部材の最大せん断応力

※Kσ：支点の曲げモーメント

$$K\sigma = -0.125$$

※Qx：X軸方向の荷重

※Qy：Y軸方向の荷重

※A：断面積

$$A = 448.02 \quad \text{mm}^2$$

※L：スパン

$$L = 3400 \quad \text{mm}$$

※Zx：断面係数（部材断面諸元をご参照）

$$Z_x = 10352.76 \quad \text{mm}^3$$

※Zy : 断面係数 (部材断面諸元をご参照)

$$Zy = 5684.32 \text{ mm}^3$$

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	46.74	100.22	-11.88	-13.99	0.42
G+S	364.80	782.31	-92.73	-109.19	3.28
G+W1	46.74	627.34	-11.88	-87.56	2.39
G+W2	46.74	-826.75	-11.88	115.39	3.14

b) 支点Aの応力計算

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

※ 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

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

※ τ : 部材の最大せん断応力

※Qx : X軸方向の荷重

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

※Qy : Y軸方向の荷重

※A : 断面積

$$A = 448.02 \text{ mm}^2$$

※Ls : 片持ち長さ

$$Ls = 1075 \text{ mm}$$

※Zx : 断面係数 (部材断面諸元をご参照)

$$Zx = 10352.76 \text{ mm}^3$$

※Zy : 断面係数 (部材断面諸元をご参照)

$$Zy = 5684.32 \text{ mm}^3$$

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	46.74	100.22	-4.75	-5.59	0.27
G+S	364.80	782.31	-37.08	-43.66	2.07
G+W1	46.74	627.34	-4.75	-35.01	1.51
G+W2	46.74	-826.75	-4.75	46.14	1.99

c) 横棧許容応力度の判定

支点B応力計算及び判定									
荷重の組み合わせ	支点B応力 (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	-11.88	-13.99	0.42	140.00	136.62	81.00	534%	19304%	OK
G+S	-92.73	-109.19	3.28	210.00	204.93	121.00	103%	3694%	OK
G+W1	-11.88	-87.56	2.39				207%	5069%	OK
G+W2	-11.88	115.39	3.14	161%	3851%	OK			

支点A応力計算及び判定									
荷重の組み合わせ	支点A応力 (N/mm ²)			許容応力度			安全率		判定
	σ _x	σ _y	τ	F _{ax}	F _{ay}	F _τ	1 / ((σ _x / Fσ _x) + (σ _y / Fσ _y))		
							F _τ	F _τ / τ	
G	-4.75	-5.59	0.27	140.00	136.62	81.00	1336%	30527%	OK
G+S	-37.08	-43.66	2.07	210.00	204.93	121.00	257%	5842%	OK
G+W1	-4.75	-35.01	1.51				517%	8016%	OK
G+W2	-4.75	46.14	1.99				404%	6090%	OK

d) A Bの梁の最大たわみ計算

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

 ※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

$$K\delta = 0.521$$

 ※Q_x : X軸方向の荷重

 ※Q_y : Y軸方向の荷重

※L : スパン

$$L = 3400 \text{ mm}$$

 ※I_x : 断面二次モーメント (部材断面諸元をご参照)

$$I_x = 446211.02 \text{ mm}^4$$

 ※I_y : 断面二次モーメント (部材断面諸元をご参照)

$$I_y = 173370.99 \text{ mm}^4$$

※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)	$\delta_x = \frac{K\delta \times Q_x \times L^4}{100 \times E \times I_x} (mm)$	$\delta_y = \frac{K\delta \times Q_y \times L^4}{100 \times E \times I_y} (mm)$	$\delta = \sqrt{\delta_x^2 + \delta_y^2} (mm)$	$\delta / L \leq$	判定
G	46.74	100.22	2.68	2.23	3.49	1/974	OK
G+S	364.80	782.31	20.93	17.44	27.24	1/125	OK
G+W1	46.74	627.34	2.68	13.98	14.24	1/239	OK
G+W2	46.74	-826.75	2.68	-18.43	18.62	1/183	OK

e) 片持ちのたわみ計算

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

 ※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

$$L_s = 1075 \text{ mm}$$

 ※I_x : 断面係数 (部材断面諸元をご参照)

$$I_x = 446211.02 \text{ mm}^4$$

 ※I_y : 断面係数 (部材断面諸元をご参照)

$$I_y = 173370.99 \text{ mm}^4$$

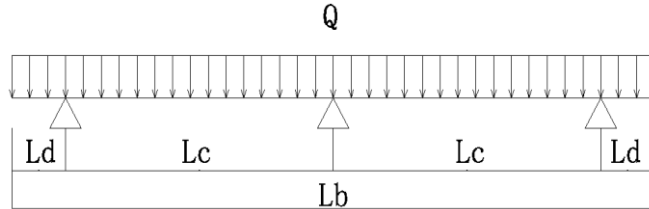
※E : ヤング係数

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

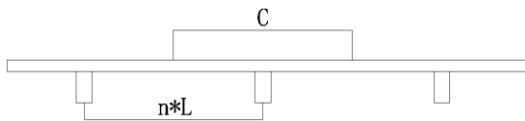
片持ち梁のたわみ計算及び判定							
荷重の組み合わせ	Qx(N/m)	Qy(N/m)	$\delta_x = \frac{Qx \times Ls^4}{8 \times E \times Iy} (mm)$	$\delta_y = \frac{Qy \times Ls^4}{8 \times E \times Ix} (mm)$	$\delta = \sqrt{\delta_x^2 + \delta_y^2} (mm)$	$\delta / Ls \leq$	判定
G	46.74	100.22	0.64	0.54	0.84	1/1285	OK
G+S	364.80	782.31	5.02	4.18	6.53	1/165	OK
G+W1	46.74	627.34	0.64	3.35	3.41	1/315	OK
G+W2	46.74	-826.75	0.64	-4.42	4.47	1/241	OK

8.2 縦棧

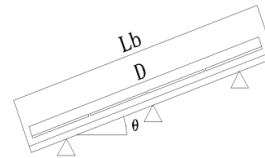
縦棧は片持ち付きの連続はり（2スパン、はねだし）の構造である。



縦棧荷重負担モデル図



縦棧の荷重負担長さ



縦棧の荷重負担幅

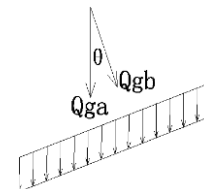
縦棧の長さ	Lb=	4.500 m
縦棧支点間隔	Lc=	1.147 m
縦棧片持ち	Ld=	0.647 m
傾き角度	θ=	25 °
縦棧の荷重負担長さ	C=	3.400 m
縦棧の荷重負担幅	D=	4.15 m

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。

$$\begin{aligned}
 Qga &= [(Qg1 \times C \times D) + Qg2 \times C \times i + Qg3 \times Lb] / Lb \\
 &= [(104.90 \times 3.40 \times 4.152) + 11.899 \\
 &\quad \times 3.40 \times 5 + 15.35 \times \\
 &\quad 4.500] / 4.500 \\
 &= 389.39 \text{ N/m}
 \end{aligned}$$



固定荷重の分解モデル図

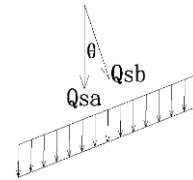
$$\begin{aligned}
 Qgb &= Qga \times \cos\theta \\
 &= 389.39 \times \cos 25^\circ \\
 &= 352.91 \text{ N/m}
 \end{aligned}$$

b)積雪荷重

積雪荷重が縦棧方向に分解する。

$$\begin{aligned}
 Q_{sa} &= (Q_{ss} \times C \times D) / L_b \\
 &= (800.00 \times 3.400 \times 4.152) / 4.500 \\
 &= 2509.65 \text{ N/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_{sb} &= Q_{sa} \times \cos\theta \\
 &= 2509.65 \times \cos 25^\circ \\
 &= 2274.52 \text{ N/m}
 \end{aligned}$$

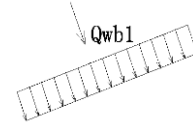


積雪荷重の分解モデル図

c)風圧荷重

順風時：

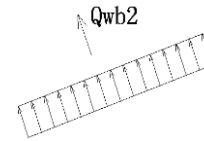
$$\begin{aligned}
 Q_{wb1} &= (Q_{w1} \times C \times D) / L_b \\
 &= (507.82 \times 3.400 \times 4.152) / 4.500 \\
 &= 1593.07 \text{ N/m}
 \end{aligned}$$



風圧（順風）荷重のモデル図

逆風時：

$$\begin{aligned}
 Q_{wb2} &= -(Q_{w2} \times C \times D) / L_b \\
 &= -(893.04 \times 3.400 \times 4.152) / 4.500 \\
 &= -2801.51 \text{ N/m}
 \end{aligned}$$



風圧（逆風）荷重のモデル図

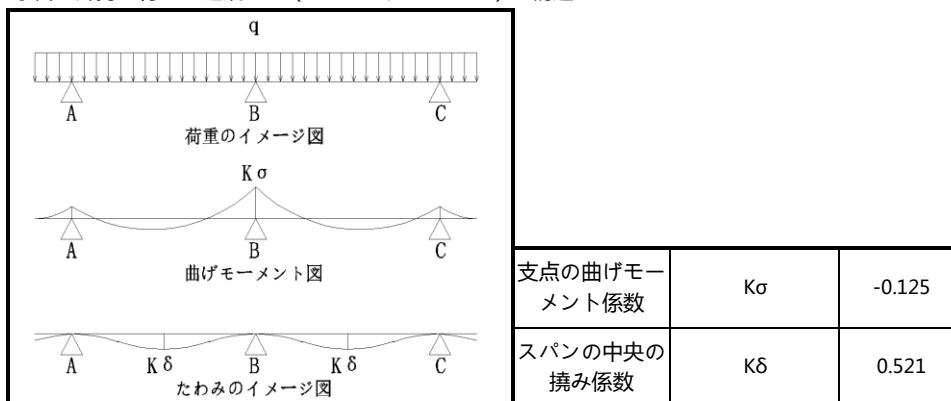
8.2.2 荷重の組み合わせ

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		352.91
積雪荷重S		2274.52
風圧荷重（順風）W1		1593.07
風圧荷重（逆風）W2		-2801.51
長期	G	352.91
短期	G+S	2627.42
	G+W1	1945.97
	G+W2	-2448.61

8.2.3 応力、たわみの検討

縦棧は片持ち付きの連続はり（2スパン、はねだし）の構造である。



a) 支点Bの応力計算

$$\sigma = K\sigma \times Qb \times Lc^2 / Zx$$

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

 ※ σ : 部材の最大曲げ応力

 ※ τ : 部材の最大せん断応力

 ※ $K\sigma$: 支点の曲げモーメント

$$K\sigma = -0.125$$

 ※ Qb : 法線方向の荷重

 ※ A : 断面積

$$A = 578.09 \text{ mm}^2$$

 ※ Lc : スパン

$$Lc = 1147 \text{ mm}$$

 ※ Ld : 片持ち長さ

$$Ld = 647 \text{ mm}$$

 ※ Zx : 断面係数 (部材断面諸元をご参照)

$$Zx = 13486.49 \text{ mm}^3$$

支点Bの応力計算			
荷重の組み合わせ	Qb(N/m)	$\sigma = \frac{K\sigma \times Qb \times Lc^2}{Zx} (N/mm^2)$	$\tau = \frac{Qb \times Lc}{2 \times A} (N/mm^2)$
G	352.91	-4.30	0.35
G+S	2627.42	-32.04	2.61
G+W1	1945.97	-23.73	1.93
G+W2	-2448.61	29.86	-2.43

b) 支点Aの応力計算

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

$$\tau = Qb \times Ld / A$$

 ※ 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

$$A = 578.09 \text{ mm}^2$$

 ※ Lc : スパン

$$Lc = 1147 \text{ mm}$$

 ※ Ld : 片持ち長さ

$$Ld = 647 \text{ mm}$$

 ※ Zx : 断面係数 (部材断面諸元をご参照)

$$Zx = 13486.49 \text{ mm}^3$$

支点Aの応力計算			
荷重の組み合わせ	Qb(N/m)	$\sigma = \frac{Qb \times Ld^2}{2 \times Zx} (N/mm^2)$	$\tau = \frac{Qb \times Ld}{A} (N/mm^2)$
G	352.91	-5.48	0.39
G+S	2627.42	-40.78	2.94
G+W1	1945.97	-30.20	2.18
G+W2	-2448.61	38.00	-2.74

c) 縦横許容応力度の判定

支点B応力計算及び判定							
荷重の組み合わせ	支点B応力 (N/mm ²)		許容応力 (N/mm ²)		安全率		判定
	σ	τ	Fσ	Fτ	$\frac{F\sigma}{\sigma}$	$\frac{F\tau}{\tau}$	
G	-4.30	0.35	139.27	81.00	3236%	23136%	OK
G+S	-32.04	2.61	208.91	121.00	652%	4642%	OK
G+W1	-23.73	1.93			880%	6268%	OK
G+W2	29.86	-2.43			700%	4981%	OK

支点A応力計算及び判定							
荷重の組み合わせ	支点A応力 (N/mm ²)		許容応力 (N/mm ²)		安全率		判定
	σ	τ	Fσ	Fτ	$\frac{F\sigma}{\sigma}$	$\frac{F\tau}{\tau}$	
G	-5.48	0.39	139.27	81.00	2543%	20508%	OK
G+S	-40.78	2.94	208.91	121.00	512%	4115%	OK
G+W1	-30.20	2.18			692%	5556%	OK
G+W2	38.00	-2.74			550%	4415%	OK

d) A Bの梁の最大たわみ計算

$$\delta = K\delta * Qb * Lc^4 / (100 * E * Ix)$$

※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

$$Lc = 1147 \text{ mm}$$

※Ld : 片持ち長さ

$$Ld = 647 \text{ mm}$$

※Ix : 断面二次モーメント (部材断面諸元をご参照)

$$Ix = 681754.98 \text{ mm}^4$$

※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	Qb(N/m)	$\delta = \frac{K\delta \times Qb \times Lc^4}{100 \times E \times Ix} \text{ (mm)}$	$\delta / Lc \leq$	判定
G	352.91	0.07	1/17200	OK
G+S	2627.42	0.50	1/2310	OK
G+W1	1945.97	0.37	1/3119	OK
G+W2	-2448.61	-0.46	1/2479	OK

e) 片持ちの最大たわみ計算

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

※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

$$Ld = 647 \text{ mm}$$

※Ix : 断面二次モーメント (部材断面諸元をご参照)

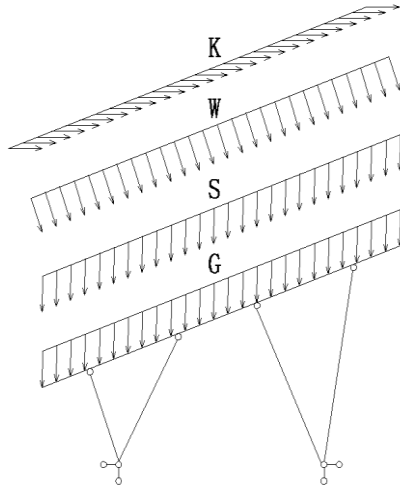
$$Ix = 681754.98 \text{ mm}^4$$

※E : ヤング係数

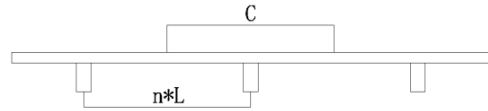
$$E = 70000 \text{ N/mm}^2$$

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	352.91	0.16	1/3994	OK
G+S	2627.42	1.21	1/537	OK
G+W1	1945.97	0.89	1/724	OK
G+W2	-2448.61	-1.12	1/576	OK

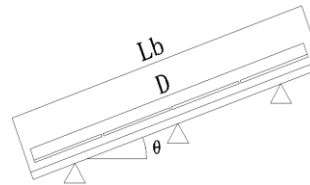
8.3 柱材及び支点反力



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

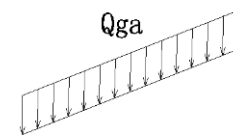
縦棧長さ	Lb=	4.500	m
縦棧の荷重負担長さ	C=	3.400	m
縦棧の荷重負担幅	D=	4.152	m

8.3.1 荷重計算

a) 固定荷重

固定荷重：

$$\begin{aligned}
 Qga &= [(Qg1 \times C \times D) + Qg2 \times C \times i + Qg3 \times Lb] / Lb \\
 &= [(104.90 \times 3.40 \times 4.152) + 11.899 \\
 &\quad \times 3.400 \times 5 + 15.35 \times 4.500] / 4.500 \\
 &= 389.39 \text{ N/m}
 \end{aligned}$$

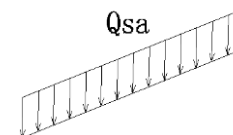


固定荷重モデル図

b) 積雪荷重

積雪荷重：

$$\begin{aligned}
 Qsa &= (Qss \times C \times D) / Lb \\
 &= (800.00 \times 3.400 \times 4.152) / 4.500 \\
 &= 2509.65 \text{ N/m}
 \end{aligned}$$

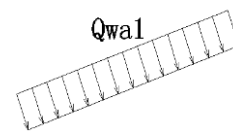


積雪荷重モデル図

c) 風圧荷重

順風時：

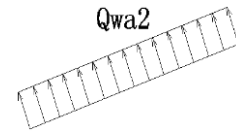
$$\begin{aligned}
 Qwa1 &= (Qw1 \times C \times D) / Lb \\
 &= (507.82 \times 3.400 \times 4.152) / 4.500 \\
 &= 1593.07 \text{ N/m}
 \end{aligned}$$



順風時風圧荷重モデル図

逆風時：

$$\begin{aligned}
 Qwa2 &= -(Qw2 \times C \times D) / Lb \\
 &= -(893.04 \times 3.400 \times 4.152) / 4.500 \\
 &= -2801.51 \text{ N/m}
 \end{aligned}$$



逆風時風圧荷重モデル図

d)地震荷重

(南)地震荷重：

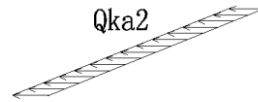
$$\begin{aligned}
 Qka1 &= (Qk \times C \times D) / Lb \\
 &= (39.79 \times 3.400 \times 4.152) / 4.500 \\
 &= 124.84 \text{ N/m}
 \end{aligned}$$



(南)地震荷重モデル図

(北)地震荷重：

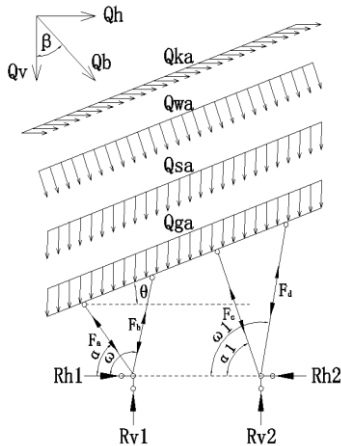
$$\begin{aligned}
 Qka2 &= -(Qk \times C \times D) / Lb \\
 &= -(39.79 \times 3.400 \times 4.152) / 4.500 \\
 &= -124.84 \text{ N/m}
 \end{aligned}$$



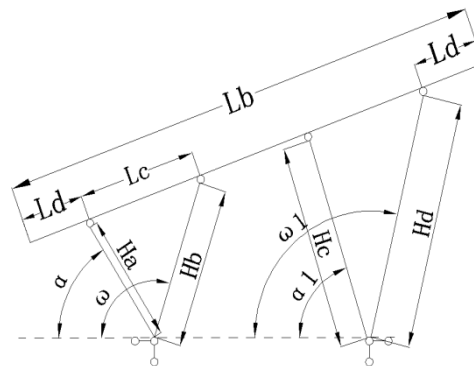
(北)地震荷重モデル図

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：斜材1軸力

※Fb：斜材2軸力

※Fc：斜材3軸力

※Fd：斜材4軸力

※Rv1：前杭の垂直反力

※Rv2：後ろ杭の垂直反力

※Rh1：前杭の水平反力

※Rh2：後ろ杭の水平反力

※α：斜材1と水平線のはさみ角度

$$\alpha = 12.40^\circ$$

※ω：斜材2と水平線のはさみ角度

$$\omega = 113.20^\circ$$

※α1：斜材1と水平線のはさみ角度

$$\alpha1 = 12.40^\circ$$

※ω1：斜材2と水平線のはさみ角度

$$\omega1 = 113.20^\circ$$

※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

$$\theta = 25.00^\circ$$

※Lb：縦椽長さ

$$Lb = 4.500 \text{ m}$$

※Ha：斜材1長さ

$$Ha = 0.683 \text{ m}$$

※Hb：斜材2長さ

$$Hb = 0.683 \text{ m}$$

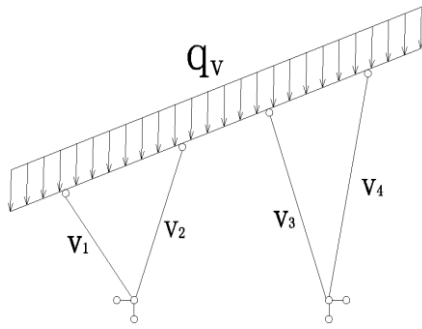
※Hc：斜材3長さ

$$Hc = 0.683 \text{ m}$$

※Hd：斜材4長さ

$$Hd = 0.683 \text{ m}$$

※Structural Mechanics Solverというソフトを使い、杭、斜材と柱材の応力を分析する。1N/mの鉛直荷重qvと水平荷重qhを計算モデルに入力して、縦椽に起こる圧縮、剪断、曲げ応力をそれぞれ鉛直内力係数vnと水平内力係数hnを表にまとめる。


 単位鉛直線荷重 q_v を加える

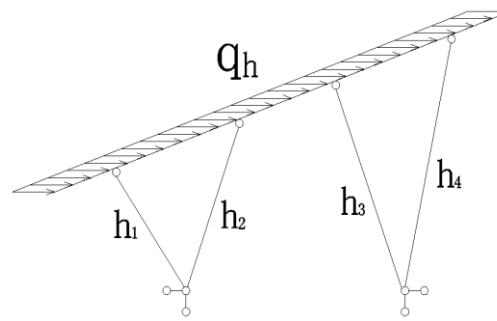
 ※ q_v : 単位鉛直線荷重

$$q_v = 1.00 \text{ N/m}$$

 ※ v_1 : 斜材1単位鉛直の軸力係数

 ※ v_2 : 斜材2単位鉛直の軸力係数

 ※ v_3 : 斜材3単位鉛直の軸力係数

 ※ v_4 : 斜材4単位鉛直の軸力係数

 単位水平線荷重 q_h を加える

 ※ q_h : 単位水平線荷重

$$q_h = 1.00 \text{ N/m}$$

 ※ h_1 : 斜材1単位水平線の軸力係数

 ※ h_2 : 斜材2単位水平線の軸力係数

 ※ h_3 : 斜材3単位水平線の軸力係数

 ※ h_4 : 斜材4単位水平線の軸力係数

内力係数表 (ソフトウェアに計算結果)								
鉛直荷重	v_1	-1.4284	v_2	-2.3768	v_3	-0.3737	v_4	-2.0974
水平荷重	h_1	-1.5404	h_2	1.1609	h_3	-2.6713	h_4	-0.1818

荷重の鉛直及び水平分量計算				
荷重分類	$Q_a(\text{N/m})$	$\beta (^{\circ})$	$Q_v = Q_a \times \cos \beta (\text{N/m})$	$Q_h = Q_a \times \sin \beta (\text{N/m})$
固定荷重G	389.39	0.00	389.39	0.00
積雪荷重S	2509.65	0.00	2509.65	0.00
(順風)風圧荷重W1	1593.07	25.00	1443.81	673.26
(逆風)風圧荷重W2	-2801.51	25.00	-2539.03	-1183.97
(南)地震荷重K1	124.84	90.00	0.00	124.84
(北)地震荷重K2	-124.84	90.00	0.00	-124.84

鉛直荷重に起こす柱材の軸力計算				
荷重分類	$F_{a_v} = Q_v \times v_1 (\text{N})$	$F_{b_v} = Q_v \times v_2 (\text{N})$	$F_{c_v} = Q_v \times v_3 (\text{N})$	$F_{d_v} = Q_v \times v_4 (\text{N})$
固定荷重G	-556	-926	-146	-817
積雪荷重S	-3585	-5965	-938	-5264
(順風)風圧荷重W1	-2062	-3432	-540	-3028
(逆風)風圧荷重W2	3627	6035	949	5325
(南)地震荷重K1	0	0	0	0
(北)地震荷重K2	0	0	0	0

水平荷重に起こす柱材の軸力計算				
荷重分類	$Fa_h = Qh \times h_1(N)$	$Fb_h = Qh \times h_2(N)$	$Fc_h = Qh \times h_3(N)$	$Fd_h = Qh \times h_4(N)$
固定荷重G	0	0	0	0
積雪荷重S	0	0	0	0
(順風)風圧荷重W1	-1037	782	-1798	-122
(逆風)風圧荷重W2	1824	-1374	3163	215
(南)地震荷重K1	-192	145	-333	-23
(北)地震荷重K2	192	-145	333	23

柱材・斜材の軸力計算 (圧縮を「-」で示す)					
荷重分類	$Fa = Fa_v + Fa_h(N)$	$Fb = Fb_v + Fb_h(N)$	$Fc = Fc_v + Fc_h(N)$	$Fd = Fd_v + Fd_h(N)$	
固定荷重G	-556	-926	-146	-817	
積雪荷重S	-3585	-5965	-938	-5264	
(順風)風圧荷重W1	-3099	-2650	-2338	-3151	
(逆風)風圧荷重W2	5451	4660	4112	5541	
(南)地震荷重K1	-192	145	-333	-23	
(北)地震荷重K2	192	-145	333	23	
長期	G	-556	-926	-146	-817
短期	G+S	-4141	-6890	-1083	-6080
	G+W1	-3656	-3576	-2484	-3967
	G+W2	4894	3735	3966	4724
	G+K1	-748	-781	-479	-839
	G+K2	-364	-1070	188	-794
長期の最大軸力	引張力	-	-	-	-
	圧縮力	-556	-926	-146	-817
短期の最大軸力	引張力	4894	3735	3966	4724
	圧縮力	-4141	-6890	-2484	-6080

支点反力の計算 (反力方向の上向きを「-」で示す)					
荷重分類	$Rv1 = Fa \times \sin\alpha(N) + Fb \times \sin\omega(N)$	$Rv2 = Fc \times \sin\alpha1(N) + Fd \times \sin\omega1(N)$	$Rh1 = Fa \times \cos\alpha(N) + Fb \times \cos\omega(N)$	$Rh2 = Fc \times \cos\alpha1(N) + Fd \times \cos\omega1(N)$	
固定荷重G	-970	-782	-179	180	
積雪荷重S	-6252	-5039	-1151	1158	
(順風)風圧荷重W1	-3101	-3398	-1983	-1042	
(逆風)風圧荷重W2	5454	5975	3488	1833	
(南)地震荷重K1	92	-92	-245	-317	
(北)地震荷重K2	-92	92	245	317	
長期	G	-970	-782	-179	180
短期	G+S	-7222	-5821	-1330	1337
	G+W1	-4071	-4180	-2162	-863
	G+W2	4484	5194	3309	2013
	G+K1	-878	-874	-424	-137
	G+K2	-1062	-689	66	496
最大の支点反力	押し込み	-7222	水平	-2162	
	引き抜き	5194		3309	

b)柱材・斜材の許容応力判定

斜材1の許容応力の判定							
		斜材1			許容応力	安全率	判定
		Fa (N)	面積S (mm ²)	$\sigma = F/S$ (N/mm ²)	F σ (N/mm ²)	$\frac{F\sigma}{\sigma}$	
長期	引張力	-	418.62	-	140.00	-	-
	圧縮力	-556		1.33	108.17	8141%	OK
短期	引張力	4894		11.69	210.00	1796%	OK
	圧縮力	-4141		9.89	162.25	1640%	OK

斜材2の許容応力の判定							
		斜材2			許容応力	安全率	判定
		Fb (N)	面積S (mm ²)	$\sigma = F/S$ (N/mm ²)	F σ (N/mm ²)	$\frac{F\sigma}{\sigma}$	
長期	引張力	-	418.62	-	140.00	-	-
	圧縮力	-926		2.21	108.17	4893%	OK
短期	引張力	3735		8.92	210.00	2354%	OK
	圧縮力	-6890		16.46	162.25	986%	OK

斜材3の許容応力の判定							
		斜材3			許容応力	安全率	判定
		Fc (N)	面積S (mm ²)	$\sigma = F/S$ (N/mm ²)	F σ (N/mm ²)	$\frac{F\sigma}{\sigma}$	
長期	引張力	-	418.62	-	140.00	-	-
	圧縮力	-146		0.35	108.17	31118%	OK
短期	引張力	3966		9.47	210.00	2217%	OK
	圧縮力	-2484		5.93	162.25	2735%	OK

斜材4の許容応力の判定							
		斜材4			許容応力	安全率	判定
		Fd (N)	面積S (mm ²)	$\sigma = F/S$ (N/mm ²)	F σ (N/mm ²)	$\frac{F\sigma}{\sigma}$	
長期	引張力	-	418.62	-	140.00	-	-
	圧縮力	-817		1.95	108.17	5544%	OK
短期	引張力	4724		11.28	210.00	1861%	OK
	圧縮力	-6080		14.52	162.25	1117%	OK


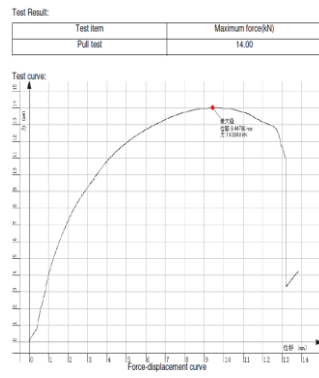

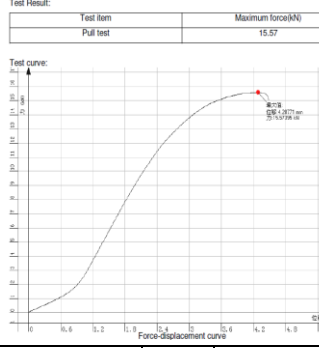

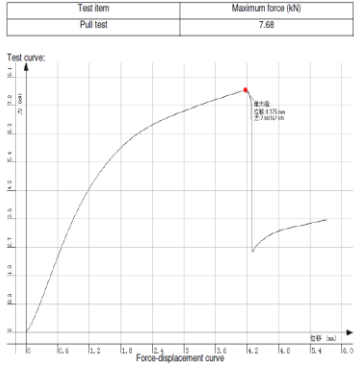
8.4 ボルトの検討

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	$F_{C_{M8}} = \frac{(Q_{wy2} - Q_{gy}) \times L}{2} (N)$	1405
		剪断		-	-
M10	柱材、斜材、筋交い端部	引張	長期	-	-
		剪断		$F_{t_{M10}} = MAX (Fa, Fb, Fc)(N)$	556
		引張	短期	-	-
		剪断		$F_{t_{M10}} = MAX (Fa, Fb, Fc)(N)$	6890
M14	ベース金具と基礎の結合部	引張	長期	$F_{C_{M14}} = \frac{MAX (Rv1, Rv2)}{2} (N)$	2597
		剪断		$F_{t_{M14}} = \frac{MAX (Rh)}{2} (N)$	1081

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)	$\sigma = \frac{F_c}{S} (N / mm^2)$	$\tau = \frac{F_t}{2 \times S} (N / mm^2)$	許容応力		安全率	判定
							Fσ (N/mm ²)	Fτ (N/mm ²)		
長期	M10	58.00	-	556	-	4.79	300.00	173.00	3608%	OK
短期	M8	36.60	1405	-	38.40	-	450.00	260.00	1172%	OK
	M12	84.30	-	6890	-	40.87			636%	OK
	M14	115.00	2597	1081	22.58	4.70			1993%	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	$F_c = \frac{(Qwy^2 - Qgy) \times L}{2} (N)$	1405	
	SGSテスト 試験により	 <p>Photo 3: After the test</p>					
		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	$\frac{F'}{F}$	664%	判定	OK	
中間押さえ金具	パネルの中間		引張	短期	$F_c = \frac{(Qw^2 - Qg \times \cos \theta) \times a \times b}{2} (N)$	806	
	SGSテスト 試験により	 <p>Photo 2: Fix method</p>					
		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	$\frac{F'}{F}$	1287%	判定	OK	
端部押さえ金具	パネルの端部		引張	短期	$F_c = \frac{(Qw^2 - Qg \times \cos \theta) \times a \times b}{4} (N)$	403	
	SGSテスト 試験により	 <p>Photo 2: Fix method</p>					
		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	$\frac{F'}{F}$	1270%	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	SC-024	AL6005-T6	103%	1/125	OK
縦棧	NW-008-A	AL6005-T6	512%	1/537	OK
斜材1	CG-005	AL6005-T6	1640%	-	OK
斜材2	CG-005	AL6005-T6	986%	-	OK
斜材3	CG-005	AL6005-T6	2217%	-	OK
斜材4	CG-005	AL6005-T6	1117%	-	OK
ボルト	M8	SUS304	1172%	-	OK
	M12	SUS304	636%	-	OK
	M14	SUS304	1993%	-	OK
横棧固定金具	TYN-65	AL6005-T6	664%	-	OK
中間押さえ金具	TYN-39	AL6005-T6	1287%	-	OK
端部押さえ金具	TYN-148	AL6005-T6	1270%	-	OK



基礎計算書

発電設備名称： 和歌山県紀853.5KW

アレイ構成： 4 x 5

設置角度： 25 °

作成日： 2022年9月6日

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9月6日

目次

§ 1. 設計条件	1
§ 2. 鉛直支持力の検討	2
§ 3. 水平の検討	4
§ 4. 地中部最大曲げモーメント	5
§ 5. 杭応力の検討	6

1. 設計条件

1.1 設計方針

- ・ 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）
- ・ 鋼構造許容応力度設計規準（2019年版）
- ・ 軽鋼構造設計施工指針・同解説（2002年版）
- ・ 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（2019年版）
- ・ 建築基礎構造設計指針（2001年版）
- ・ 道路橋示方書・同解説 IV下部工編（日本道路協会）
- ・ 傾斜地設置型太陽光発電システムの設計・施工ガイドライン(2021年版)

1.2 杭

基礎杭種類：	スクリュー杭76-3.0	(図1)
杭自重 W_p ：	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 d ：	76	mm
東西方向杭の外径 d ：	76	mm
杭の外径（羽根付き） D ：	96	mm
杭肉厚 t ：	3.0	mm
断面積 A ：	688	mm ²
杭先端面積 A_p ：	7238	mm ²
杭の周長（羽根付き） ϕ ：	302	mm
杭の周長（羽根無し） ϕ ：	239	mm
杭材質：	Q235B（SS400相当品）	

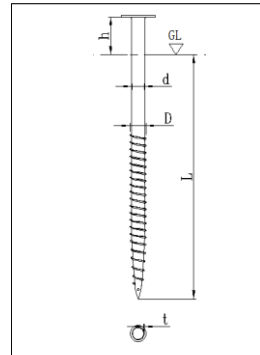


図1

1.3 地盤条件

地盤調査により、地盤が一番悪い測点のN値を本件のN値とする。

表1-1：

土質	深度 (m)	層厚 (m)	N値
粘性土	0.25	0.25	7
粘性土	0.5	0.25	7
粘性土	0.75	0.25	7
粘性土	1	0.25	7
粘性土	1.25	0.25	7
粘性土	1.5	0.25	7
粘性土	1.75	0.25	7
粘性土	2	0.25	7
粘性土	2.25	0.25	7
粘性土	2.5	0.25	7
粘性土	2.75	0.25	7
粘性土	3	0.25	7
粘性土	3.25	0.25	7
粘性土	3.5	0.25	7
粘性土	3.75	0.25	7
粘性土	4	0.25	7

1.4 支点反力

検討に用いる支点反力は、「太陽電池アレイ用支持物構造計算書」により下記の通り求められる。

a)	長期押込み力	:	0.97	[kN]
b)	短期押込み力	:	7.22	[kN]
c)	短期引抜き力	:	5.19	[kN]
d)	設計水平力（南北）	:	3.31	[kN]
e)	設計水平力（東西）	:	1.00	[kN]
f)	設計曲げモーメント（南北）※	:	0.00	[kN・m]
g)	設計曲げモーメント（東西）※	:	0.00	[kN・m]

(※杭頭はピン節点とし、曲げモーメントは伝達できないため、曲げモーメントはゼロとなる。)

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）」

2.1 地盤の許容支持力

本案件の基礎ぐいの種類： 打込みぐい

$$q_p = 300 / 3 \cdot N$$

表2-1：

	長期に生ずる力に対する地盤の許容支持力	短期に生ずる力に対する地盤の許容支持力
(1)	$R_a = 1 / 3 \cdot R_u$	$R_a = 2 / 3 \cdot R_u$
(2)	$R_a = q_p \cdot A_p + 1 / 3 \cdot R_f$	$R_a = 2 \cdot q_p \cdot A_p + 2 / 3 \cdot R_f$

表2-2：

基礎ぐいの種類	基礎ぐいの先端の地盤の許容応力度
打込みぐい	$q_p = 300 / 3 \cdot N$
セメントミルク工法による場込みぐい	$q_p = 200 / 3 \cdot N$
アースドリル工法等による場所打ちぐい	$q_p = 150 / 3 \cdot N$

ここに、 R_a ：地盤の許容支持力 (kN)

R_u ：載荷試験による極限支持力 (kN)

q_p ：基礎ぐいの先端の地盤の許容応力度 (kN/m²)

A_p ：基礎ぐいの先端の有効断面積 (単位 m²)

N ：杭先端から下に 1d、上に 1d 間の平均 N 値 (60を超える時は60とする)

R_f ：次の式により計算した基礎ぐいとその周囲の地盤との摩擦力 (kN)

$$R_f = (10/3 \cdot N_s \cdot L_s + 1/2 q_u \cdot L_c) \cdot \phi \quad \dots\dots \text{公式2-1}$$

N_s ：砂質土の平均 N 値 (30を超える時は30とする)

L_s ：砂質地盤に接する長さの合計 (m)

q_u ：粘性土の一軸圧縮強度、 $q_u = 15N$ ※ (200を超える時は200とする)

(※ $q_u = 45W_{sw} + 0.75N_{sw}$ 、 $N = 3W_{sw} + 0.05N_{sw}$ であり、 $q_u = 15N$ が得られる「稲田式を採用」)

L_c ：粘土質地盤に接する長さの合計 (m)

ϕ ：基礎ぐいの周囲の長さ

(※ 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 技術資料G1-4より、極限周面摩擦力は、スクリュー杭の羽径の外周面とする。)

2.2 地盤の引抜き方向の許容支持力

表2-3：

	長期に生ずる力に対する地盤の引抜き方向の許容支持力	短期に生ずる力に対する地盤の引抜き方向の許容支持力
(1)	$tR_a = 1 / 3 \cdot tR_u + W_p$	$tR_a = 2 / 3 \cdot tR_u + W_p$
(2)	$tR_a = 4 / 15 \cdot R_f + W_p$	$tR_a = 8 / 15 \cdot R_f + W_p$

ここに、 tR_a ：地盤の引抜き方向の許容支持力 (kN)

tR_u ：引抜き試験による求めた極限引抜き抵抗力 (kN)

R_f ：基礎ぐいとその周囲の地盤との摩擦力 (kN)

W_p ：基礎ぐいの有効自重 (kN)

2.3 鉛直支持力の検討

地表面から $1 / \beta$ まで N 値 (β は表3-1を参照する) = 7

杭周囲の平均 N 値 = 7

杭先端から下に 1d, 上に 1d 間の平均 N 値 = 7

表2-4 :

土質	深度(m)	層厚L(m)	N値	杭接する長さ(m)	杭周長φ(mm)	周面摩擦力 R_{Fi} (kN) (公式2-1)	
粘性土	0.25	0.25	7	0.25	302	3.96	
粘性土	0.5	0.25	7	0.25	302	3.96	
粘性土	0.75	0.25	7	0.25	302	3.96	
粘性土	1	0.25	7	0.25	302	3.96	
粘性土	1.25	0.25	7	0.25	302	3.96	
粘性土	1.5	0.25	7	0.15	302	2.38	
粘性土	1.75	0.25	7	-	-	-	
粘性土	2	0.25	7	-	-	-	
粘性土	2.25	0.25	7	-	-	-	
粘性土	2.5	0.25	7	-	-	-	
粘性土	2.75	0.25	7	-	-	-	
粘性土	3	0.25	7	-	-	-	
粘性土	3.25	0.25	7	-	-	-	
粘性土	3.5	0.25	7	-	-	-	
粘性土	3.75	0.25	7	-	-	-	
粘性土	4	0.25	7	-	-	-	
Ap						0.00724	m ²
Wp						0.114	kN
qp = 300 / 3 · N (N: 杭先端の平均N値)						700.00	kN/m ²
$R_F = \sum R_{Fi}$						22.17	kN
地盤の許容支持力:							
(長期) Ra = qp · Ap + 1 / 3 · R _F						12.46	kN
(短期) Ra = 2 · qp · Ap + 2 / 3 · R _F						24.91	kN
地盤の引抜き方向の許容支持力:							
(長期) tRa = 4 / 15 · R _F + Wp						6.03	kN
(短期) tRa = 8 / 15 · R _F + Wp						11.94	kN

表2-5 :

鉛直支持力の検討:					
	許容支持力(kN)		設計用荷重値(kN)	検定比	結果判定
長期押込	12.46	≥	0.97	0.08	OK
短期押込	24.91	≥	7.22	0.29	OK
短期引抜	11.94	≥	5.19	0.43	OK

3. 水平の検討

「建築基礎構造設計指針」

表3-1：南北方向-強軸回り

α : 80 (m ⁻¹)、評価法によって決まる係数	80
ξ : 群杭の影響を考慮した係数、単杭では $\xi=1.0$	1
B : 杭径 (m)	0.076
B ₀ : 杭径の基準値=0.01 (m)	0.01
E ₀ : 地盤の変形係数 (kN/m ²)、E ₀ =700N (※地表面から 1 / β まで N 値)	4900
E : 杭体の弾性係数 (kN/m ²)	205000000
I : 杭体の断面二次モーメント (m ⁴)	4.591E-07
h : 杭の突出長 (m)	0.2
M ₀ : 杭頭曲げモーメント (kN・m)	0
H : 杭に作用する水平力 (kN)	3.31
h ₀ : h ₀ =M ₀ /H (m)	0
Kh ₀ : 基準水平地盤反力係数 (kN/m ³) kh ₀ = $\alpha \xi E_0 (B/B_0)^{-3/4}$	85640
Kh : 水平地盤反力係数 (kN/m ³) k _h = 3.16kh ₀ (0.0 ≤ y ₀ ≤ 0.1 の場合) k _h = Kh ₀ /y ₀ ^{1/2} (0.1 < y ₀ の場合)	216827
y ₀ : 地表面変位 (cm) y ₀ = H(1+ β (h+h ₀)) / (2EI β^3) * 100	0.156
β : 杭体と地盤の相対剛性 (1/m) $\beta = (k_h B / (4EI))^{1/4}$	2.572

※杭頭変位が収束するまで繰り返し計算を行い。収束した際の杭変位、杭応力を採用する。

表3-2：東西方向-弱軸回り

α : 80 (m ⁻¹)、評価法によって決まる係数	80
ξ : 群杭の影響を考慮した係数、単杭では $\xi=1.0$	1
B : 杭径 (m)	0.076
B ₀ : 杭径の基準値=0.01 (m)	0.01
E ₀ : 地盤の変形係数 (kN/m ²)、E ₀ =700N (※地表面から 1 / β まで N 値)	4900
E : 杭体の弾性係数 (kN/m ²)	205000000
I : 杭体の断面二次モーメント (m ⁴)	4.591E-07
h : 杭の突出長 (m)	0.2
M ₀ : 杭頭曲げモーメント (kN・m)	0
H : 杭に作用する水平力 (kN)	1.00
h ₀ : h ₀ =M ₀ /H (m)	0
Kh ₀ : 基準水平地盤反力係数 (kN/m ³) kh ₀ = $\alpha \xi E_0 (B/B_0)^{-3/4}$	85640
Kh : 水平地盤反力係数 (kN/m ³) k _h = 3.16kh ₀ (0.0 ≤ y ₀ ≤ 0.1 の場合) k _h = Kh ₀ /y ₀ ^{1/2} (0.1 < y ₀ の場合)	270622
y ₀ : 地表面変位 (cm) y ₀ = H(1+ β (h+h ₀)) / (2EI β^3) * 100	0.041
β : 杭体と地盤の相対剛性 (1/m) $\beta = (k_h B / (4EI))^{1/4}$	2.719

※杭頭変位が収束するまで繰り返し計算を行い。収束した際の杭変位、杭応力を採用する。

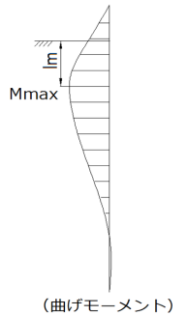
表3-3：杭計算タイプの判定

L : 杭の埋込み長さ (m)	1.40
βL (南北方向-強軸回り)	3.60
βL (東西方向-弱軸回り)	3.81
min(βL) > 2.25 のため、長い杭として検討する。	

以上より、杭の水平変位 y₀ が以下の許容水平変位量 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 (mm)

4. 地中部最大曲げモーメント

「建築基礎構造設計指針」



4.1 最大曲げモーメントの位置は

表4-1：南北方向-強軸回り

β : 杭体と地盤の相対剛性 (1/m)、表3-1を参照	2.572
h : 杭の突出長 (m)	0.2
M_0 : 杭頭曲げモーメント (kN・m)	0
H : 杭に作用する水平力 (kN)	3.31
h_0 : $h_0=M_0/H$ (m)	0
l_m : 最大曲げモーメントの位置は (m)	0.178
$l_m = \frac{1}{\beta} \tan^{-1} \frac{1}{1+2\beta(h+h_0)}$	

表4-2：東西方向-弱軸回り

β : 杭体と地盤の相対剛性 (1/m)、表3-2を参照	2.719
h : 杭の突出長 (m)	0.2
M_0 : 杭頭曲げモーメント (kN・m)	0
H : 杭に作用する水平力 (kN)	1.00
h_0 : $h_0=M_0/H$ (m)	0
l_m : 最大曲げモーメントの位置は (m)	0.164
$l_m = \frac{1}{\beta} \tan^{-1} \frac{1}{1+2\beta(h+h_0)}$	

4.2 地中最大曲げモーメント

表4-3：南北方向-強軸回り

β : 杭体と地盤の相対剛性 (1/m)、表3-1を参照	2.572
H : 杭に作用する水平力 (kN)	3.31
M_0 : 杭頭曲げモーメント (kN・m)	0.00
h : 杭の突出長 (m)	0.2
h_0 : $h_0=M_0/H$ (m)	0
M_{max} : 地中最大曲げモーメント (kN・m)	0.92
$M_{max} = \frac{H}{2\beta} \sqrt{(1+2\beta(h+h_0))^2+1} \exp\left[-\tan^{-1} \frac{1}{1+2\beta(h+h_0)}\right]$	= 920645.89 (N・mm)

表4-4：東西方向-弱軸回り

β : 杭体と地盤の相対剛性 (1/m)、表3-2を参照	2.719
H : 杭に作用する水平力 (kN)	1.00
M_0 : 杭頭曲げモーメント (kN・m)	0.00
h : 杭の突出長 (m)	0.2
h_0 : $h_0=M_0/H$ (m)	0
M_{max} : 地中最大曲げモーメント (kN・m)	0.27
$M_{max} = \frac{H}{2\beta} \sqrt{(1+2\beta(h+h_0))^2+1} \exp\left[-\tan^{-1} \frac{1}{1+2\beta(h+h_0)}\right]$	= 272314.47 (N・mm)

5. 杭応力の検討

「鋼構造許容応力度設計規準」、「軽鋼構造設計施工指針」

杭の許容応力度

Q235B (SS400相当品)

鋼材の基準強度 : F = 235 N/mm²

5.1 鋼材の許容圧縮応力度

表5-1 :

F : 鋼材の基準強度 (N/mm ²)	235
$v : 3/2+2/3(\lambda/\Lambda)^2$	1.51
$\Lambda : \text{限界細長比}=\sqrt{(\pi^2 E/0.6F)}$	119.79
$\lambda : \text{圧縮材の細長比}=L_k/i$	15.49
$i : \text{座屈軸についての断面2次半径}i=\sqrt{I/A}$ (mm)	25.83
A : 鋼材の断面積 (mm ²)	688
$L_k : \text{座屈長さ } L_k=2*L$ (mm)	400
E : ヤング係数 (N/mm ²)	205000
I : 断面二次モーメント (mm ⁴)、 $I=\min(I_x, I_y)$	459074
L : 杭露出高さ (mm)	200

圧縮座屈 f_c :	
λ	15.49
Λ	119.79
$\lambda \leq \Lambda$ 、 $f_c = (1-0.4(\lambda/\Lambda)^2)F/v$	154.47
$\Lambda < \lambda$ 、 $f_c = 0.277F/(\lambda/\Lambda)^2$	-
f_c	154.47

以上より、長期圧縮許容応力 $f_c = 154.47$ [N/mm²]

短期圧縮許容応力 $f_c = 231.71$ [N/mm²]

5.2 鋼材の許容応力度一覧表

表5-2 :

許容応力度一覧表 (N/mm ²)									
長期					短期				
圧縮 f_c	引張 f_t	曲げ 強軸 f_b	曲げ 弱軸 f_b	せん断 τ	圧縮 f_c	引張 f_t	曲げ 強軸 f_b	曲げ 弱軸 f_b	せん断 τ
154.47	156.67	156.67	156.67	90.45	231.71	235	235	235	135.68

5.3 応力の検討

表5-3 :

応力結果:			
	鋼材の断面係数 Z_x :	12081	mm^3
	鋼材の断面係数 Z_y :	12081	mm^3
	鋼材の断面積 A :	688	mm^2
長期	押込み力 N_c :	970.00	N
短期	地中最大曲げモーメント M_x :	920645.89	N·mm
	地中最大曲げモーメント M_y :	272314.47	N·mm
	引抜き力 N_t :	5190.00	N
	押込み力 N_c :	7220.00	N
長期	圧縮応力 $\sigma_c = N_c/A$	1.41	N/mm^2
短期	(強軸) 曲げ応力 $\sigma_b = M_x/Z_x$	76.21	N/mm^2
	(弱軸) 曲げ応力 $\sigma_b = M_y/Z_y$	22.54	N/mm^2
	引張応力 $\sigma_t = N_t/A$	7.54	N/mm^2
	圧縮応力 $\sigma_c = N_c/A$	10.49	N/mm^2

表5-4 :

杭の応力検討1:						
		応力 (N/mm^2)		許容応力度 (N/mm^2)	検定比	結果判定
長期	圧縮	1.41	\leq	154.47	0.01	OK
短期	曲げ (強軸)	76.21	\leq	235.00	0.32	OK
	曲げ (弱軸)	22.54	\leq	235.00	0.10	OK
	引張	7.54	\leq	235.00	0.03	OK
	圧縮	10.49	\leq	231.71	0.05	OK

表5-5 :

杭の応力検討2:						
組み合わせ応力検定比 (強軸)					結果判定	
圧縮と曲げを同時に受ける 組合せ応力	組合1:	$\frac{\sigma_c}{f_c} + \frac{b\sigma_c}{f_b} =$	0.37	\leq	1	OK
	組合2:	$\frac{b\sigma_t - \sigma_c}{f_t} =$	0.28	\leq	1	OK
引張と曲げを同時に受ける 組合せ応力	組合3:	$\frac{\sigma_t + b\sigma_t}{f_t} =$	0.36	\leq	1	OK
	組合4:	$\frac{b\sigma_c - \sigma_t}{f_b} =$	0.29	\leq	1	OK

表5-6 :

杭の応力検討3:						
組み合わせ応力検定比 (弱軸)					結果判定	
圧縮と曲げを同時に受ける 組合せ応力	組合1:	$\frac{\sigma_c}{f_c} + \frac{b\sigma_c}{f_b} =$	0.14	\leq	1	OK
	組合2:	$\frac{b\sigma_t - \sigma_c}{f_t} =$	0.05	\leq	1	OK
引張と曲げを同時に受ける 組合せ応力	組合3:	$\frac{\sigma_t + b\sigma_t}{f_t} =$	0.13	\leq	1	OK
	組合4:	$\frac{b\sigma_c - \sigma_t}{f_b} =$	0.06	\leq	1	OK