

太陽電池アレイ架台

MGA SI 強度計算書

案件名 和歌山市南畑字長市太陽光発電所 231KW

---

設置場所 和歌山市南畑

---

2020/4/21

## 目次

§ 1. 設計条件	1
1.1 建物概要	1
§ 2. 使用材料	1
2.1 架台概略図	1
2.2 主部材の断面概要	3
2.3 使用材料の断面性能表	3
§ 3. 許容応力度	5
3.1 構造用アルミニウム合金材	5
§ 4. 荷重の算出	6
4.1 固定荷重 (G)	6
4.2 風圧荷重 (W)	6
4.3 積雪荷重 (S)	7
4.4 地震荷重 (K)	8
§ 5. 応力解析	9
5.1 主材	9
5.2 横レール75	12
5.3 変位図	13
5.4 断面力図	13
5.5 支柱の応力	15
§ 6. 断面検定	17
6.1 主材	17
6.2 横レール75	19
6.3 前柱材①後柱材②	21
6.4 風圧荷重 (正圧) 時における断面検定	22
§ 7. 接合部の検討	23
7.1 横レール75A④と主材⑥の接合	23
7.2 ④横レール75Aサイズ: とスパンの接合	23
7.3 ⑥主材と①前柱材の接合	23
7.4 調節可能ベース金具主材と①前柱材の接合	23

## § 1. 設計条件

### 1.1 建物概要

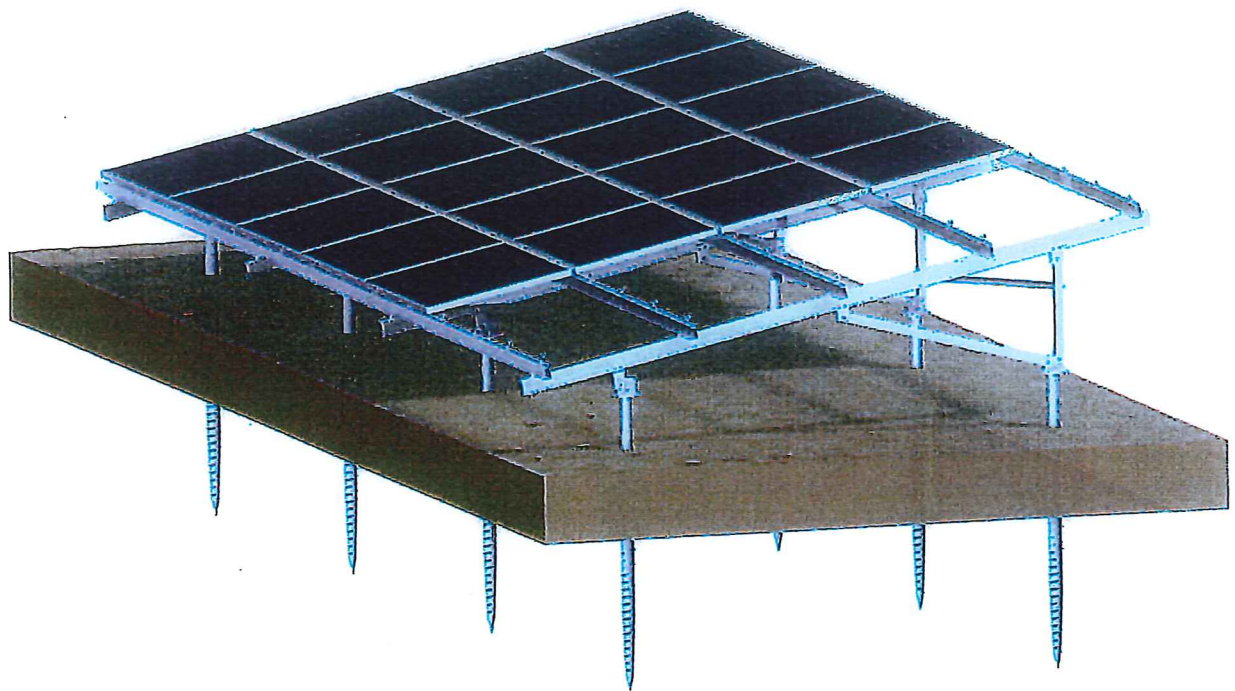
- (1) 設置区域: 和歌山市南畑
- (2) 基準風速: 34 m/sec (JIS C 8955:2017による)
- (3) 地表面粗度区分: III (JIS C 8955:2017による)
- (4) 地上垂直積雪量: 0.3 m
- (5) 取付方法: 横置 4 段 15 列
- (6) 取付角度: 10 度
- (7) 適用基準:
  - ・設計標準 (JIS C 8955:2017)
  - ・建築設計標準
  - ・設計参考指針 (日本建築学会)
  - ・アルミ合金製造技術標準解説及び設計・計算例

## § 2. 使用材料

### 2.1 架台概略図

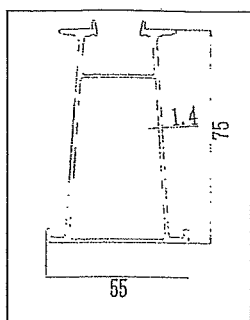
- (1) サイズ: 1740mm X 1030mm X 32mm
- 質量: 20Kg
- 単位面積重量:

$$W = \frac{20 \times 9.807}{1.74 \times 1.030} = 109 \text{ N/m}^2$$

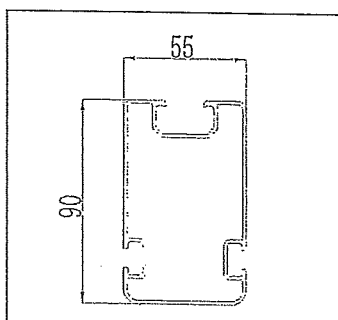




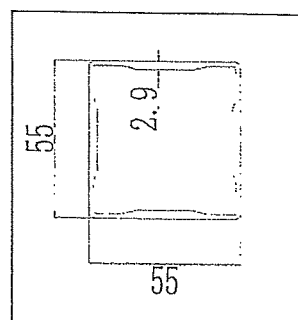
## 2.2 主部材の断面概要



④横レール75A



⑥主材



①、②柱材

## 2.3 使用材料の断面性能表

表2.1 主部材の断面性能一覧表 1

番号	部材名称	断面積A [mm <sup>2</sup> ]	単位長さ 重量 w[N/m]	弾性係数 E[N/mm <sup>2</sup> ]	降伏強度 $\sigma_y$ [N/mm <sup>2</sup> ]	引張強度 $\sigma_B$ [N/mm <sup>2</sup> ]	材質<JIS相当規格 /EN, CN規格>
④	横レール75A	406.00	10.74	70000	240	260	A6063 BE-T6/ CN 6005-T5
⑥	主材	542.83	14.36	70000	240	260	A6063 BE-T6/ CN 6005-T5
①	前柱材	472.60	12.50	70000	240	260	A6063 BE-T6/ CN 6005-T5
②	後柱材	472.60	12.50	70000	240	260	A6063 BE-T6/ CN 6005-T5

※構造用アルミニウム合金において、0.2%耐力値を降伏強度とみなす。

表2.2 主部材の断面性能一覧表 2

番号	部材名称	断面二次 モーメント Ix[mm <sup>4</sup> ]	断面二次 モーメント Iy[mm <sup>4</sup> ]	断面係数 Zx[mm <sup>3</sup> ]	断面係数 Zy[mm <sup>3</sup> ]	垂直 モーメントJ	断面 二次半径 ix[mm]	断面 二次半径 iy[mm]
④	横レール75A	325600.00	106500.00	8800.00	3870.00	325600.00	40.76	19.80
⑥	主材	563164.80	252257.97	12514.77	9173.02	563164.80	32.21	25.20
①	前柱材	206977.27	206977.27	7526.45	7526.45	206977.27	20.92	20.92
②	後柱材	206977.27	206977.27	7526.45	7526.45	206977.27	20.92	20.92

腐食対策（高耐食性素材の使用）

④⑥①②部材で使用される主材料は、アルミ合金（6005-T5）とする。

表2.3 接合部断面性能一覧表(最大値80%)

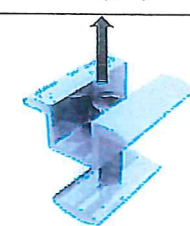
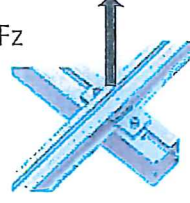



番号	部材名称	Fz [KN]	Fy [KN]	Fx [KN]	参考
⑩ ⑪	中間押え金具 端部押え金具	12.27 8.30			 -Fz
⑧	レール固定金具	3.80			 -Fz
	卡块	3.99			 -Fz
	斜材接続金具	11.2			 -Fz
①-1 ①-2	調節可能ベース金具 座金	18.86 8.92	>18.86 >8.92		 -Fz

表2.4 部材検定一覧(統括表)

検討部材	計算結果		判定	たわみ	判定
⑥主材	78.05	$\frac{78.05}{195} = 0.40$ 曲げ応力(N/mm <sup>2</sup> ) ≤ 195 (検定比: 0.40)	OK	1/222 ≤ 1/100 片持ち部 1/167 ≤ 1/80	OK
④横レール75A	$\frac{142.16}{235.09} = 0.60$ X軸と	$\frac{26.80}{235.09} = 0.11$ Y軸と =0.72 < 1.0	OK	1/125 ≤ 1/100 片持ち部 1/335 ≤ 1/80	OK
①前柱材 ②後柱材	$\frac{5.47}{264.00} = 0.02$ X軸と	$\frac{82.39}{240.00} = 0.34$ Y軸と =0.36 < 1.0	OK	-	-
	$\frac{2.49}{264.00} = 0.01$ X軸と	$\frac{89.02}{240.00} = 0.37$ Y軸と =0.38 < 1.0	OK		
⑩中間押え金具	FZ:1.379KN	≤ 3.99KN	OK	-	-
⑧レール固定金具	FZ:0.805KN	≤ 3.80KN	OK	-	-
①-1調節可能ベース金具	FZ:3.223KN	≤ 18.86KN	OK	-	-

※①②梁材は作用モーメントが大きい曲げ応力度により評価する。

※「長期に作用する荷重に対する梁材のたわみは、通常の場合はスパンの1/300以下、片持ち梁では1/250以下とする(日本建築学会)」より、短期は長期の1/3を参考値として設定する。

### § 3. 許容応力度

#### 3.1 構造用アルミニウム合金材

許容応力度はJIS C 8955:2017により求める。

※短期許容応力度は長期許容応力度の1.50倍とする。

$$\cdot \text{長期許容引張応力度} \quad f_t = \min \left( \frac{\sigma_{02}}{1.5}, \frac{5\sigma_B/6}{1.5} \right)$$

$$\cdot \text{長期許容圧縮応力度} \quad f_c = \min \left( \frac{\sigma_{02}}{1.5}, \frac{5\sigma_B/6}{1.5} \right)$$

$$\cdot \text{長期許容曲げ応力度} \quad f_b = \min \left( \frac{\sigma_{02}}{1.5}, \frac{5\sigma_B/6}{1.5} \right)$$

$$\cdot \text{長期許容せん断応力度} \quad f_s = \min \left( \frac{\sigma_{02}}{1.5 \times \sqrt{3}}, \frac{5\sigma_B/6}{1.5 \times \sqrt{3}} \right)$$

$$\cdot \text{長期許容支圧応力度} \quad f_p = \frac{\sigma_{c2}}{1.1}$$

$$\cdot \text{滑り支承又はローラー支承部} \quad f_r = 1.9 \sigma_{c2}$$

$\sigma_{c2}$  : 材料の最小耐力値 (N/mm<sup>2</sup>)

表3.1に使用するアルミニウム合金の許容応力度一覧、表3.2に鋼材の許容応力度一覧を示す。  
 なお、参考として、JIS C 8955に記載されている材料特性を合わせて記すものとする。

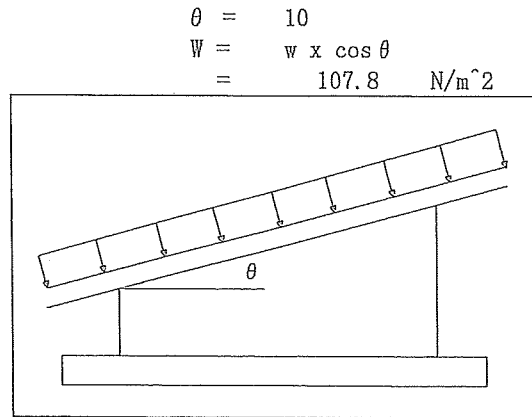
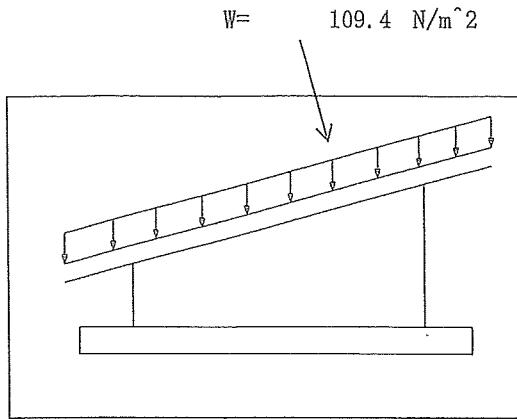
表3.1 材料の許容応力度一覧表 (アルミニウム合金材) 単位 [N/mm<sup>2</sup>]

名称	材料	条件	引張	圧縮	曲げ	せん断	支圧
横レール75A④		長期	173.33	160.00	160.00	92.38	218.18
	6005-T5	短期	260.00	240.00	240.00	138.56	327.27
主材⑥		長期	173.33	160.00	160.00	92.38	218.18
	6005-T5	短期	260.00	240.00	240.00	138.56	327.27
前柱材①		長期	173.33	160.00	160.00	92.38	218.18
	6005-T5	短期	260.00	240.00	240.00	138.56	327.27
後柱材②		長期	173.33	160.00	160.00	92.38	218.18
	6005-T5	短期	260.00	240.00	240.00	138.56	327.27

## § 4. 荷重の算出

以下に、固定荷重(長期荷重)、風荷重、積雪荷重、および地震荷重を求める。

### 4.1 固定荷重 (G)



### 4.2 風圧荷重 (W)

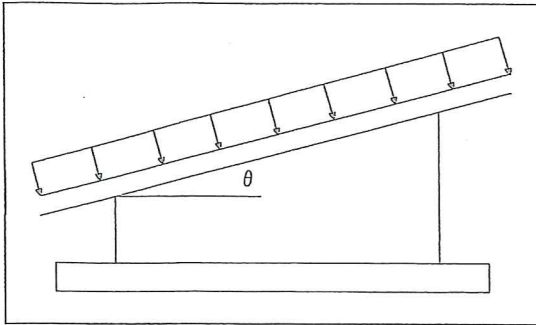
JIS C 8955:2017により算出

$$w_p = C_w \cdot q_p \cdot A_w$$

$C_w$ : 風力係数			
$q = 0.6 \times V_0^2 \times E \times I =$	828.42	$\text{N/m}^3$	
$q$ : 速度圧 ( $\text{N/m}^2$ )			
$E$ : 環境係数 $E = E_r^2 \times G_f =$	1.19		
$V_0$ : 基準風速 ( $\text{m/sec}$ )	$V_0 =$	34	$\text{m/s}$
$I$ : 用途係数	$I =$	1	
の中で :			
当 $H < Z_b$ $E_r = 1.7 \times [Z_b/Z_g]^{\epsilon}$	$E_r =$	0.6912	
当 $H > Z_b$ $E_r = 1.7 \times [H/Z_g]^a$	$E_r =$	0.5010	
地面タイプ [正圧]	$C_w =$	0.85	
地面タイプ [負圧]	$C_w =$	1.28	
地面粗さ分類		III	
アレイの平均地上高 (m)	$H =$	1	$< 5\text{m}$
	$Z_b =$	5	m
	$Z_g =$	450	m
	$a =$	0.2	
	$A_w =$	107.532	$\text{m}^3$
	$G_f =$	2.5	



・風力係数はJIS C 8955による。  
 地上設置型正圧風力  $\theta = 10$

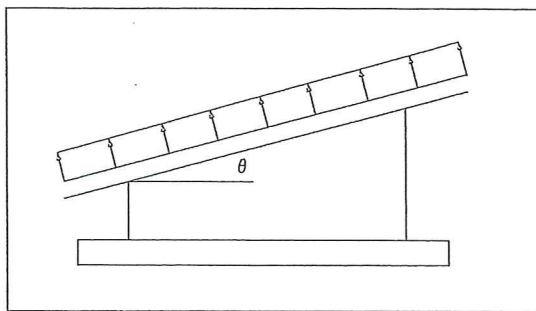


$$\theta = 10$$

$$\begin{aligned} \text{風力係数 } C_w &= 0.35 + 0.055 \theta - 0.0005 \theta^2 \\ &= 0.85 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} W_w &= C_w \cdot q_p \\ &= 704.16 \text{ N/m}^2 \end{aligned}$$

地上設置型負圧風力  $\theta = 10$ 度

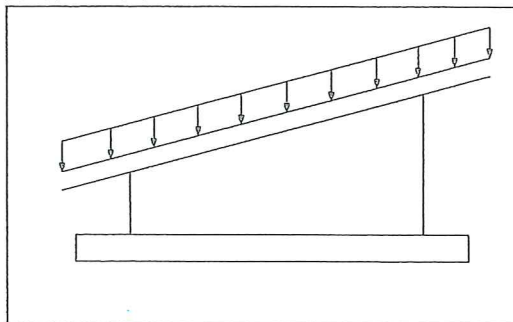


$$\begin{aligned} \text{風力係数 } C_w &= 0.85 + 0.048 \theta - 0.0005 \theta^2 \\ &= 1.28 \end{aligned}$$



$$\begin{aligned} W_w &= C_w \cdot q_p \\ &= 1060.38 \text{ N/m}^2 \end{aligned}$$

#### 4.3 積雪荷重 (S)



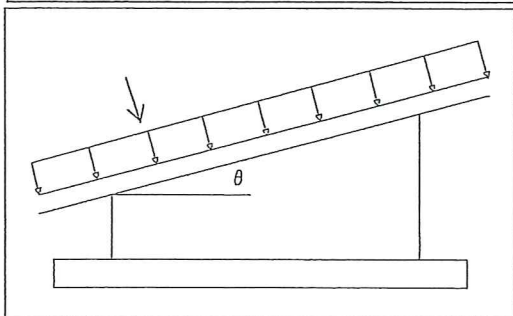
積雪量 : 0.3 m

$$\begin{aligned} w &= 20 \times 30 \\ &= 600 \text{ N/m}^2 \end{aligned}$$

(一般地域  $P=20\text{N/cm/m}^2$ )

$$\theta = 10$$

$$\text{勾配係数 } C_s = \sqrt{\cos(1.5 \theta)} = 0.983$$



$$w_s = C_s \times w \times \cos \theta$$

$$= 580.75 \text{ N/m}^2$$

#### 4.4 地震荷重 (K)

・固定荷重 (支柱1本当たりについて算出する)

パネル	109	x	3.5	x	4.12	=1578.1	}	G=	1890N
横レール75A④	10.74	x	3.5	x	5	=188.0			
主材⑥	14.36	x	4.30	x	2	=123.5			

・設計用地震荷重はJIS C 8955により算出する。

$$K = k_p \cdot G = 567 \quad N$$

$$k_p = k_H \cdot Z \cdot I = 0.3$$

K : 設計用地震荷重

kH : 各部に生じる水平震度であり 0.3

Z : 地域係数 Z = 1.0

I : 用途係数 I = 1.0

$$w_k = K/A = 567 / (3.50 \times 2.060) = 79 \quad N/m^2$$

表4-1 各部に生じる設計用水平震度 (kH)

適用箇所	地上震度	建築物等震微		
		耐震クラス S	耐震クラス A	耐震クラス B
基礎部分	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 耐震クラスの決定は、太陽光発電設備の地震時又は地震後の用途を考慮して、比準又は設計者が決定する。

以上(1)~(4)の各荷重の数値を表4.1、JIS C 8955に基づいた組合せ荷重を表4.2に示す。  
なお、架台はアルミ製であり固定荷重が小さい為、以降の検討は短期荷重時において行う。

表4.1 荷重値一覧表

区分	荷重分類	荷重	荷重値 N/m <sup>2</sup>
常時	固定荷重	G	107.8
外力	風荷重(正圧)	W(+)	704.16
	風荷重(負圧)	W(-)	-1060.4
	積雪荷重	S	580.75
	地震荷重	K	78.6

表4.2 短期検討荷重組合せ、および検討ケース一覧表

	組合せ荷重分類	組合せ	荷重値 N/m <sup>2</sup>	検討ケース		
				鉛直(正圧)	水平	鉛直(負圧)
短期	固定荷重+風荷重(正圧)	G+W	811.9	-	-	-
	固定荷重+風荷重(負圧)	G-W	-952.6	-		
	固定荷重+積雪荷重	G+S	688.5		-	-
	固定荷重+地震荷重	G+K	186.4	-	-	-

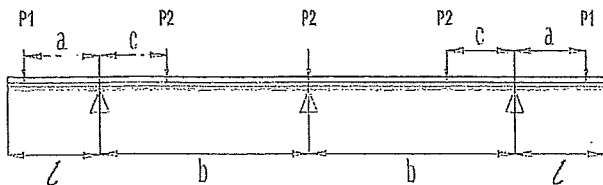
表4.2より、以降の検討は、各組合せ荷重が最大となる条件を対象に行うものとする。  
正圧鉛直方向の検討は、固定荷重+積雪荷重を対象とする。  
水平方向および負圧鉛直方向の検討は、固定荷重+風圧荷重を対象とする。

## § 5. 応力解析

各主部材ごとに、前節までに算定した荷重値を元に応力解析を行う。

### 5.1 主材⑥ (1.03本/1列モジュール)

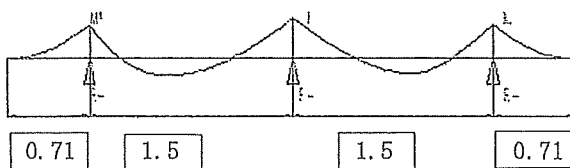
<正圧時>積雪荷重



部材自重	$W_e =$	14.36 N/m
モジュール自重	$W_m =$	107.8 N/m <sup>2</sup>
積雪荷重	$W_s =$	580.7 N/m <sup>2</sup>
	$W = W_m + W_s =$	688.5 N/m <sup>2</sup>
モジュール長さ		1.74 m
モジュール幅		1.03 m
長さ方向パネル隙間		0.01 m
幅方向パネル隙間		0.02 m

$$P1 = 689 \times 3.28 \times 1.03 \times 4 / 8 = 1163 \text{ N}$$

$$P2 = 689 \times 3.28 \times 1.03 \times 4 / 4 = 2326 \text{ N}$$



片持ち梁出寸法	$a =$	0.71 m
スパン	$b =$	1.5 m
支点からP2までの距離	$c =$	0.38 m
	$1.500 - 0.380 =$	1.12 m
端部延伸总长	$l =$	0.650 m

片持ち梁部材応力

$$M1 = 1163.1 \times \left( 0.710 + \frac{1}{2} \times 14.363 \times 0.650^2 \right)$$

$$= 826 + 829 = 1655 \text{ Nm}$$

$$Q1 = 1163.1 + 14.4 \times 0.650 = 1163.1 + 9.3 = 1172 \text{ N}$$

中央梁部材応力

$$M_o = 2326 \times \left( \frac{0.38 \times 1.120}{1.5} + \frac{14.4 \times 1.500^2}{8} \right)$$

$$= 664 + 829 = 1493 \text{ Nm}$$

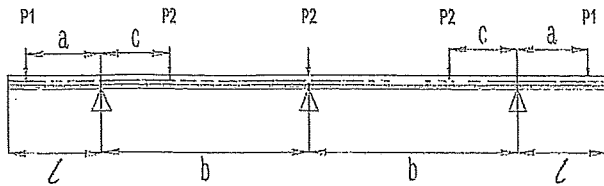
$$M2 = 664 - 829 = -165 \text{ Nm}$$

$$Q2 = 2326 \times 1.5 + 1.0 \times 14.363 \times 2818 \times 1.500$$

$$= 3489 + 22 = 3511 \text{ N}$$

$$R = 1172.40 + 3510.7 = 4683 \text{ N}$$

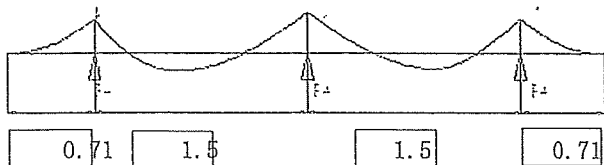
<正圧時>風圧荷重



部材自重	We=	14.36	N/m
モジュール自重	Wm=	107.8	N/m <sup>2</sup>
風圧荷重	Ws=	704.2	N/m <sup>2</sup>
	W=Wm+Ws=	811.9	N/m <sup>2</sup>
モジュール長さ		1.74	m
モジュール幅		1.03	m
長さ方向パネル隙間		0.01	m
幅方向パネル隙間		0.02	m

$$P1 = 812 \times 3.28 \times 1.03 \times 4 / 8 = 1372 \text{ N}$$

$$P2 = 812 \times 3.28 \times 1.03 \times 4 / 4 = 2743 \text{ N}$$



片持ち梁出寸法	a=	0.71	m
スパン	b=	1.5	m
支点からP2までの距離	c=	0.38	m
	1.500 - 0.380 =	1.120	m
端部延伸总长	ℓ	0.650	m

片持ち梁部材応力

$$M1 = 1371.5 \times 0.710 + \frac{1}{2} \times 14.363 \times 0.650^2$$

$$= 974 + 29.3 = 1003.3 \text{ Nm}$$

$$Q1 = 1371.5 + 704.2 \times 0.710$$

$$= 1371.5 + 500.0 = 1871.5 \text{ N}$$

中央梁部材応力

$$Mo = 2743 \times \frac{0.38 \times 1.120}{1.5} + \frac{14.4 \times 1.500^2}{8}$$

$$= 782 + 330.4 = 1112.4 \text{ Nm}$$

$$M2 = 782 - 977 = -194 \text{ Nm}$$

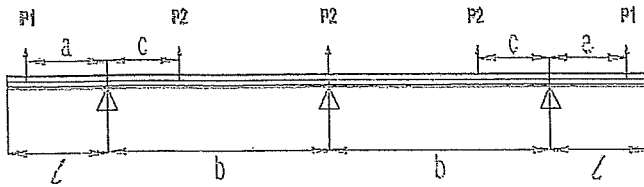
$$Q2 = 2743 \times 1.5 + 1.0 \times 14.4 \times 1.500$$

$$= 4114.5 + 22.5 = 4137 \text{ N}$$

$$R+ = 1871.47 + 4136.1 = 6007.57 \text{ N}$$

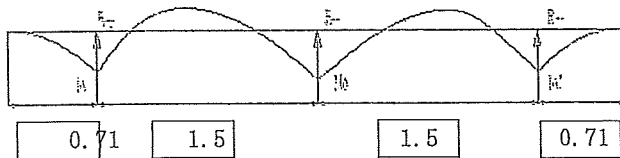
<負圧時>風圧荷重

部材自重	We=	14.36 N/m
モジュール自重	Wm=	107.8 N/m <sup>2</sup>
風圧荷重	Ww=	1060.4 N/m <sup>2</sup>
	W=Wm-Ww=	952.6 N/m <sup>2</sup>
モジュール長さ		1.74 m
モジュール幅		1.03 m
長さ方向パネル隙間		0.01 m
幅方向パネル隙間		0.02 m



$$P1 = 953 \times 3.28 \times 1.03 \times 4 / 8 = 1609 \text{ N}$$

$$P2 = 953 \times 3.28 \times 1.03 \times 4 / 4 = 3218 \text{ N}$$



片持ち梁出寸法	a=	0.71 m
スパン	b=	1.5 m
支点からP2までの距離	c=	0.38 m
	0.000 - 0.380 =	1.120 m
端部延伸总长	ℓ	0.650 m

片持ち梁部材応力

$$M1 = 1609.1 \times 0.380 + \frac{1}{2} \times 952.6 \times 0.710^2$$

$$= 611 + 240 = 852 \text{ Nm}$$

$$Q1 = 3218.3 + 14.4 \times 0.650$$

$$= 3218.3 + 9.3 = 3228 \text{ N}$$

中央梁部材応力

$$M0 = 1609 \times \frac{0.38 \times 1.120}{1.5} + \frac{14.4 \times 1.500^2}{8}$$

$$= 461 \text{ Nm}$$

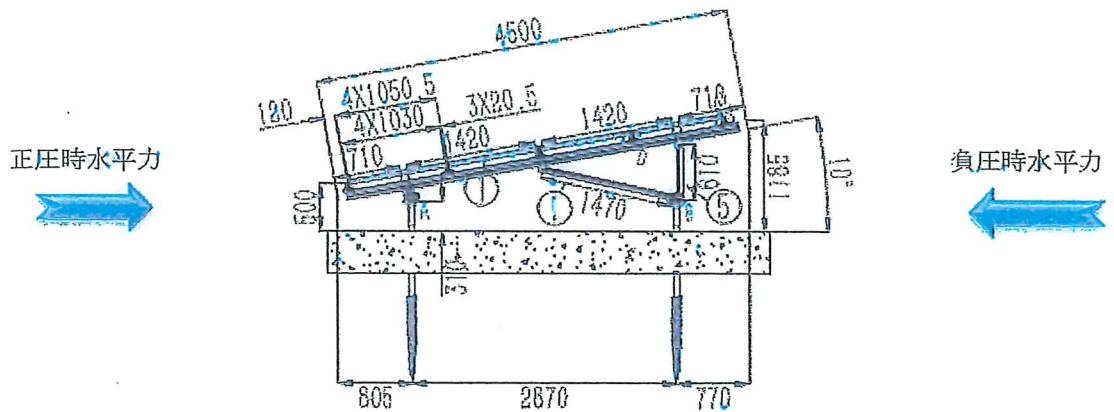
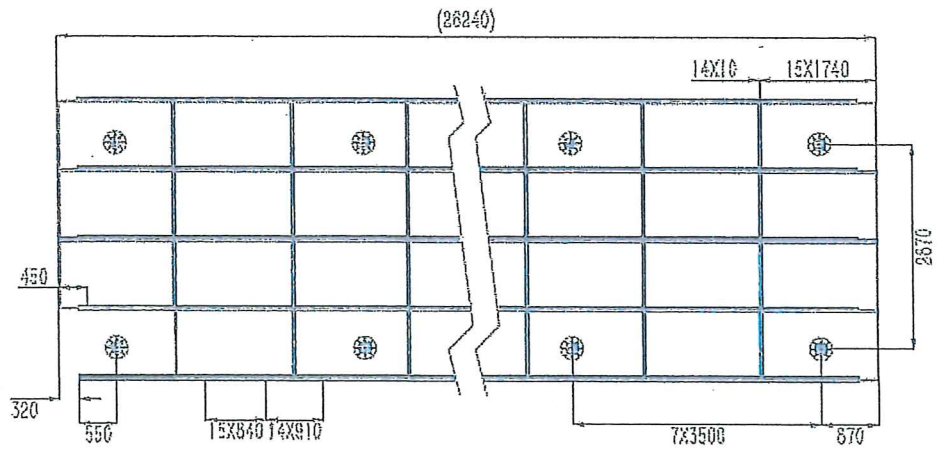
$$M2 = 461 - 852 = -391$$

$$Q2 = 1609 \times 1.5 + 1.0 \times 14.4 \times 1.500$$

$$= 2414 + 22 = 2435 \text{ N}$$

$$R+ = 3227.59 + 2435.2 = 5663 \text{ N}$$

5.2 横レール75A④  
(a)外力



- ・正圧時集中荷重 (主材と前柱材の交点に作用)  $P = R+ = 6008\text{N}$ ・・・積雪荷重
- ・負圧時集中荷重 (主材と前柱材の交点に作用)  $P = R+ = 5663\text{N}$ ・・・風圧荷重
- ・正圧時水平力 (水平力は前柱材①の1本当たりの負担面積分とする)

$$Q = 811.9 \quad \times 3.5 \quad \times 4.120 \quad \times 1 \sin \theta = 2033 \text{ N} \quad \cdots \text{風圧荷重}$$

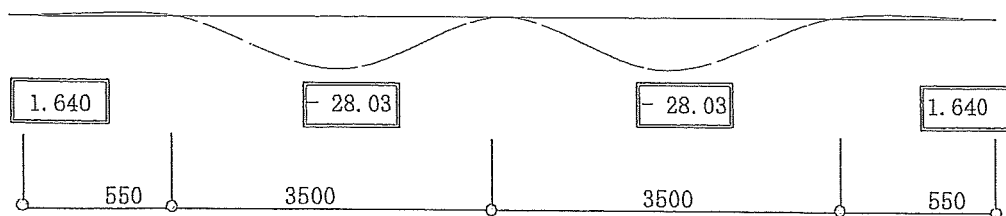
- ・負圧時水平力 (水平力は前柱材①の1本当たりの負担面積分とする)

$$Q = 952.6 \quad \times 3.50 \quad \times 4.120 \quad \times 1 \sin \theta = 2384 \text{ N} \quad \cdots \text{風圧荷重}$$

横材については、荷重の伝達が複雑になるため、荷重は、最も大きい固定+積雪荷重 (G+S) で行った。解析結果を、以下に示す。

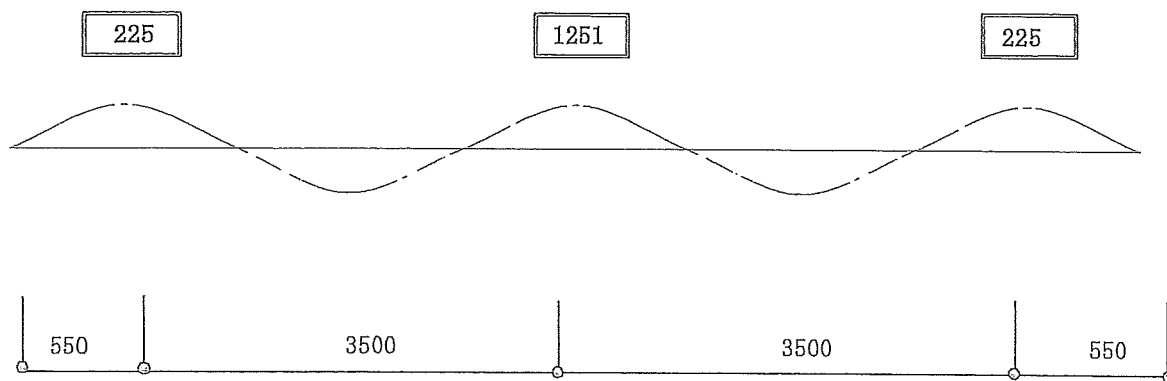
### 5.3 変位図

(mm)

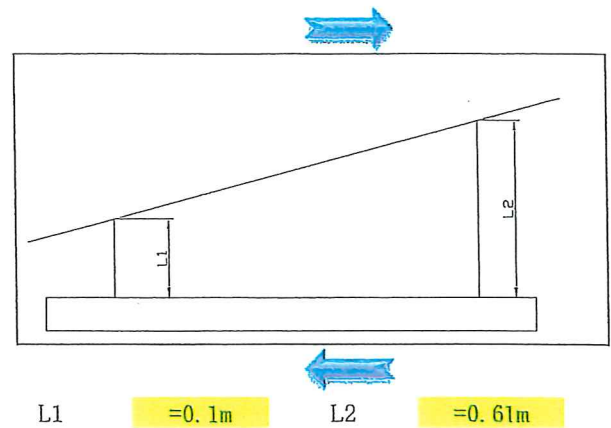
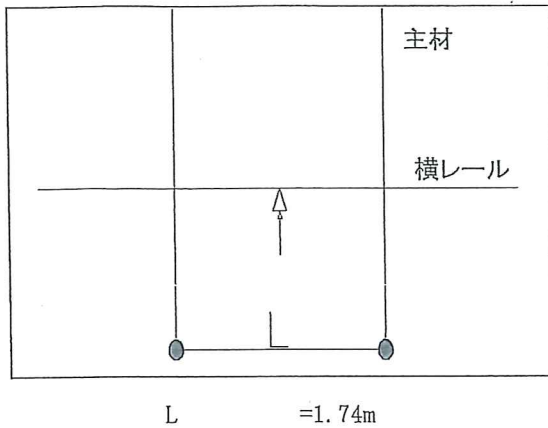


### 5.4 断面力図

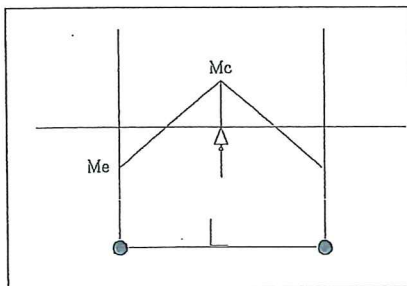
(KNm)



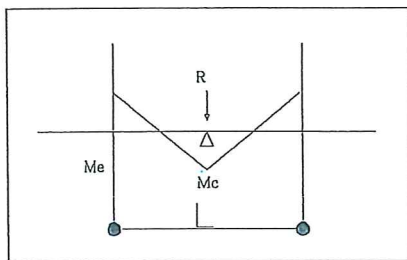
水平力による横レール75A④の応力



<正圧時>



<負圧時>



$$Q = \frac{2033}{5} = 406.62 \text{ N}$$

$$M_c = \frac{1}{8} \times 406.6 \times 1.74 = 88 \text{ Nm}$$

$$Q = \frac{2384}{5} = 476.82 \text{ N}$$

$$M_c = \frac{1}{8} \times 477 \times 1.74 = 104 \text{ Nm}$$

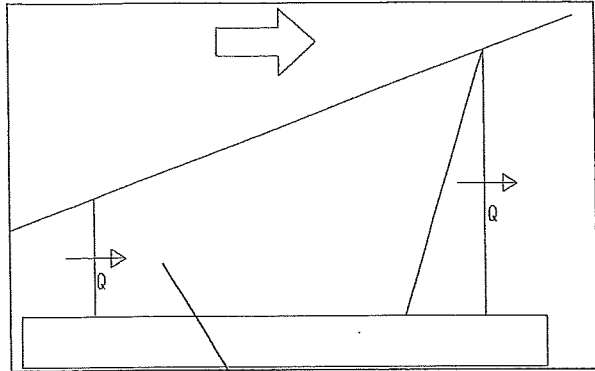


### 5.5 支柱の応力

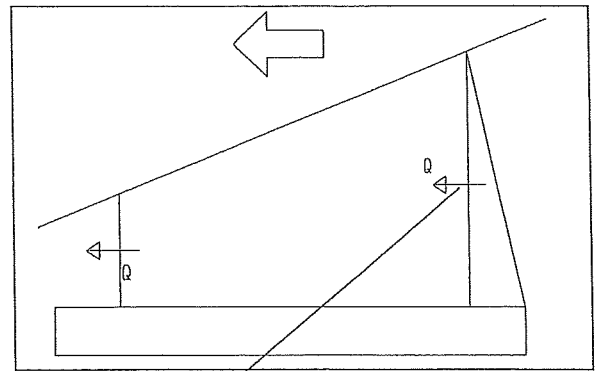
(a) Y方向応力 (柱の水平力分担を負担面積分と仮定した場合)

$$Q_+ = Q_+ = 2033 \text{ N (正圧)}$$

$$Q_- = 2384 \text{ N (負圧)}$$



$$M_+ = 2033 \times 0.61/2 = 620.1 \text{ Nm}$$



$$M_- = 2384 \times 0.61/2 = 727 \text{ Nm}$$

(b) X方向応力

i) 主材⑥に作用する風圧荷重について算出した場合：

箱形の風力係数	$C_w = 2.0$
設計用速度圧	$q_p = 828$
主材⑥断面の高さ	90 mm

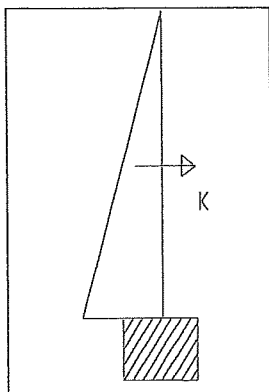
支柱頭部に作用する水平力は柱1本当たりについて算出する。(5本分)

$$Q = 828 \times 2.00 \times 2.060 \times 0.090 + 1890 = 2196.8 \text{ N}$$

ii) 地震荷重

$$K = 567 \text{ N}$$

※上述の i) と ii) までの荷重比較により、架台X方向の水平力は i) [風圧荷重] により決定される。



$$M = 2196.8 \times 0.61/2 = 670.0 \text{ Nm}$$

(c) Z方向応力 (支柱1本当たりの軸力計算)

i) 長期軸方向力

・モジュール	109 ×	3.50 ×	2.06	= 789	}	NL= 1168.5N
・主材⑥	14.36 ×	4.300	= 62			
・横レール75A④	18.15 ×	3.50 ×	5	= 318		
・前柱材①	17.3 X	0.61m	= 11			

ii) 短期軸方向力

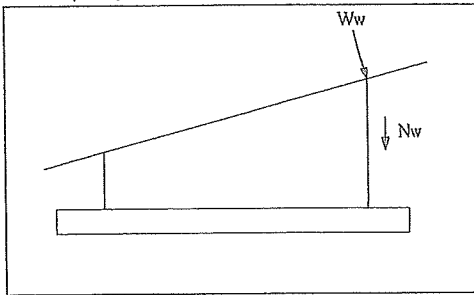
(積雪荷重時)  $w_s = 581 \text{ N/m}^2$

$$\theta = 10^\circ$$

$$N_s = 581 \times 1.75 \times 2.060 = 2094 \text{ N}$$

$$N_{s+} = 1179 + 2093.6 = 3273 \text{ N}$$

(風圧荷重時)  $w_w = 704 \text{ N/m}^2$   
正圧時

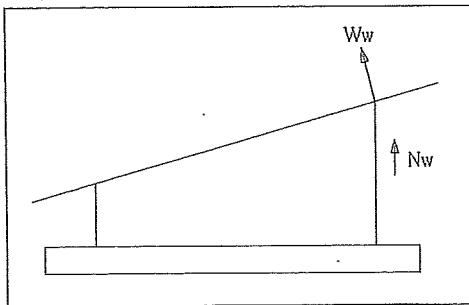


$$\theta = 10^\circ$$

$$N_s = 704 \times 1.75 \times 2.060 \cos \theta = 2500 \text{ N}$$

$$N_{s+} = 1179 + 2500 = 3679 \text{ N}$$

(風圧荷重時)  $w_w = 1060 \text{ N/m}^2$   
負圧時



$$\theta = 10^\circ$$

$$N_w = 1060 \times 1.75 \times 2.060 \cos \theta = 3765 \text{ N}$$

$$N_{s-} = -1179 + 3765 = 2586 \text{ N}$$

※設計上安全側の判断として、負圧時の軸方向力は、支柱の自重を除くものとする。

以上の計算値は次節の断面検定で用いるとともに、基礎部分の検討においても反映される。基礎検討に必要な数値は表5.1に示す。

表5.1 基礎反力集計表

	積雪荷重時	風圧荷重時	
		正圧時	負圧時
Q <sub>max</sub> (N)	-	3679	2586
M (Nm)	-	620	727
N (N)	3273	3679	2586

§ 6. 断面検定  
6.1 ⑥主材

(a) 曲げ強度の検討

本検討では、設計上安全側に考慮し、横座屈を考慮した65縦レールの許容曲げ応力度 (fb) により断面検定を行う。

計算は「アルミニウム合金造技術基準解説及び設計・計算例」に準拠して行う。

$$\begin{aligned}
 Z_x &= 12514.77 \text{ mm}^3 \\
 J &= 563164.80 \text{ mm}^4 \\
 I_y &= 252257.97 \text{ mm}^4 \\
 G &= E / 2(1+\nu) = 26923.08 \text{ mm}^2 \quad \text{せん断弾性係数 (横弾性係数)}
 \end{aligned}$$

設計用最大曲げモーメントは 積雪荷重 (正圧) 時の梁端部を採用する。  
座屈長さはモジュール止め付け間距離とする。Lb= 1500 mm  
補正係数は安全性を考慮する。C= 1

$$\begin{aligned}
 \text{弾性横座屈モーメント } M_e &= C * \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y \cdot G \cdot J}{L_b^2}} \\
 &= 1.0 * \sqrt{\frac{\pi^2 * 70000 * 252258 * 26923 * 563165}{1500^2}} \\
 &= 34,252,317 \text{ Nmm} \\
 &= 34 \text{ KNm}
 \end{aligned}$$

$$\text{降伏曲げモーメント } M_y = Z \cdot \sigma_y = 12515 * 260 = 3253841 = 3 \text{ KNm}$$

$$\text{一般化有効細長比 } b\lambda = \sqrt{\frac{M_y}{M_e}} = 0.30821459$$

$$\text{弾性限界細長比 } b\lambda_e = 1.00 / \sqrt{0.5} = 1.414$$

$$\text{塑性限界細長比 } b\lambda_p = 0.3$$

$$\begin{aligned}
 \nu &= \frac{3}{2} + \frac{2}{3} \left[ \frac{b\lambda}{b\lambda_e} \right]^2 \\
 &= 1.5 + \frac{2}{3} * \left[ \frac{0.31/1.414}{1.414} \right]^2 = 1.53
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 b\lambda_p < b\lambda < b\lambda_e \longrightarrow fb &= \left[ 1 - 0.5 \frac{b\lambda - b\lambda_p}{b\lambda_e - b\lambda_p} \right] \frac{F}{\nu} \\
 &= \left[ 1.0 - 1.5 * \frac{0.30821459 - 0.3}{1.414 - 0.3} \right] * \frac{200}{1.53} \\
 &= 130 \text{ N/mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\text{短期許容曲げ応力度 } fb = 1.5 * 130 = 195 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{設計曲げ応力度 } \sigma_b = M/Z = 977 * 1000 / 12514.8 = 78.05 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{検定比: } \sigma_b / fb = 78.05 / 195 = 0.4 < 1.0$$

OK

(b) たわみの検討 (正圧時)

E=	70000	N/mm <sup>2</sup>
I=	563164.80	mm <sup>4</sup>
P1 =	1609	N
P2 =	3218	N
MA=MB=	977	Nm
a =	380	mm

(1) 径間部

i) 中央集中荷重時たわみ

$$\delta_0 = \frac{P2 \times l^3}{48EI} = \frac{3218}{48} \times \frac{1500^3}{70000 \times 563165} = 5.7 \text{ mm}$$

ii) 支点際にそれぞれPを与えたときの中央部のたわみ

$$\delta_0 = \frac{P2 \times a}{24EI} (3l^2 - 4a^2)$$
$$= \frac{3218}{24} \times \frac{380}{70000 \times 563164.8} \times (3 \times 1500^2 - 4 \times 380^2)$$
$$= 8.0 \text{ mm}$$

iii) 支点到回転モーメントMを与えたときの中央部のたわみ

$$\delta_0 = \frac{(MA+MB)l^2}{16EI} = \frac{(976815 + 976815) \times 1500^2}{16 \times 70000 \times 563165}$$
$$= 7.0 \text{ mm}$$

よって、たわみは(i)+(ii)-(iii)より

$$\delta = \frac{5.7 + 8.0 - 7.0}{6.7} = \frac{6.7}{1500} < \frac{1}{222} < \frac{6.7}{100} \text{ mm} \quad \text{OK}$$

※短期荷重時のたわみの規定値 (径間部) : 1/100以内

(c) 片持ち部

iv) 片持ち集中荷重時たわみ

$$\delta = \frac{P1 \times b^2 \times l}{6EI} \left[ 3 - \frac{b}{l} \right]$$
$$= \frac{1609}{6} \times \frac{710^2}{70000 \times 563165} \times \left[ 3 - \frac{710}{650} \right]$$
$$= 3.9 \text{ mm}$$

よって、たわみは(iv)より

$$\delta = \frac{3.9}{650} = \frac{1}{167} < \frac{1}{80} \quad \text{OK}$$

※短期荷重時のたわみの規定値 (片持ち部) : 1/80以内

※「長期に作用する荷重に対する梁材のたわみは、通常の場合はスパンの1/300以下、片持ち梁では1/250以下とする (日本建築学会)」より、短期は長期の1/3を参考値として設定する。

6.2 ④横V-75A

Zx=	8800.00	mm <sup>3</sup>	
Zy=	3870.00	mm <sup>4</sup>	
J =	325600.00	mm <sup>4</sup>	
Iy=	106500.00	mm <sup>4</sup>	
G =E / 2(1+ν) =	26923	mm <sup>4</sup>	せん断弾性係数(横弾性係数)

(a) X軸周りのモーメント

本検討では、設計上安全側に考慮し、横座屈を考慮した横材の許容曲げ応力度 (fb) により断面検定を行う。

設計用最大曲げモーメントは積雪荷重 (正圧) 時の梁端部を採用する

座屈長さは柱間距離とする。

$$\text{補正係数 } C = 1.75 + 1.05x \left[ \frac{M2}{M1} \right] + 0.3x \left[ \frac{M2}{M1} \right]^2 = 3.10$$

$$\begin{aligned} \text{弾性横座屈モーメント } M_e &= C * \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y \cdot G \cdot J}{L_b^2}} \\ &= 3.10 \times \sqrt{\frac{\pi^2 \times 70000 \times 106500 \times 26923 \times 325600}{3500^2}} \\ &= 22482865.67 \text{ Kmm} \\ &= 22.5 \text{ KNm} \end{aligned}$$

$$\text{降伏曲げモーメント } M_y = Z \cdot \sigma_y = 8800 \times 240 = 2112000 = 2.1 \text{ KNm}$$

$$\text{一般化有効細長比 } b\lambda = \sqrt{\frac{M_y}{M_e}} = 0.3064934$$

$$\text{弾性限界細長比 } b\lambda_e = 1.0 / \sqrt{0.5} = 1.414$$

$$\text{塑性限界細長比 } b\lambda_p = 0.6 + 0.3 * (M2/M1) = 0.900$$

$$\begin{aligned} \nu &= \frac{3}{2} + \frac{2}{3} \left[ \frac{b\lambda}{b\lambda_e} \right]^2 \\ &= 1.5 + \frac{2}{3} \times \left( \frac{0.31}{1.414} \right)^2 = 1.53 \end{aligned}$$

$$b\lambda \leq b\lambda_e \longrightarrow f_b = F / \nu = 240 / 1.53 = 157 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{短期許容曲げ応力度 } f_b = 1.5 \times 157 = 235 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{設計曲げ応力度 } \sigma_b = M1 / Z = 1251 \times 1000 / 8800.0 = 142.16 \text{ N/mm}^2$$

(b) Y軸周りのモーメント

$$\begin{aligned} M &= 104 \text{ Nm} \\ \text{設計曲げ応力度 } \sigma_{by} &= M / Z = 104 \times 1000 / 3870.0 = 26.80 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

(c) X軸とY軸の曲げを考慮した断面検定

$$\begin{aligned} \text{検定比: } \sigma_b / f_b + \sigma_{by} / f_b &= 142.16 / 235 + 26.8 / 240 \\ &= 0.72 < 1.0 \end{aligned}$$

OK

(d) たわみの検討 (横レール75A応力解析結果による)

(1) 径間部

$$\delta = 28.03\text{mm} \longrightarrow \delta/L = 28.02504077 / 3500 = 1/125 < 1/100 \longrightarrow \text{OK}$$

※短期荷重時のたわみの規定値 (径間部) : 1/100以内

(2) 片持ち部

$$\delta = 1.64\text{mm} \longrightarrow \delta/L = 1.64\text{mm} / 550 = 1/335 < 1/80 \longrightarrow \text{OK}$$

※短期荷重時のたわみの規定値 (片持ち部) : 1/80以内

※「長期に作用する荷重に対する梁材のたわみは、通常の場合はスパンの1/300以下、片持ち梁では1/250以下とする (日本建築学会)」より、短期は長期の1/3を参考値として設定する。

### 6.3 前柱材①後柱材②

本検討では設計上安全側に考慮し、曲げ座屈および横座屈を考慮した支柱材の許容圧縮応力度( $f_c$ )および許容曲げ応力度( $f_b$ )により断面検定を行う。  
計算は日本建築学会のに準拠して行う。

(a) 曲げ座屈を考慮した許容圧縮応力度の算出

$$\begin{aligned} E &= 70000 \text{ mm}^2/\text{mm} \\ Z_y &= 7526 \text{ mm}^3 \\ F &= 240.00 \text{ N/mm}^2 \\ i_y &= 20.92 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{限界細長比 } \Lambda : \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot E}{0.6F}} = 69.2$$

$$\begin{aligned} \text{座屈長 } l_k &= 0.00061\text{m} \times 0.7 = 0.000427 \text{ m} \\ \text{細長比 } \lambda &= l_k / i_y = 0.0 < \Lambda \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} v &= \frac{3}{2} + \frac{2}{3} \left[ \frac{b \lambda}{b \lambda_e} \right]^2 \\ &= 1.5 + \frac{2}{3} \times (0.00 / 69.2)^2 = 1.500 \end{aligned}$$

$$\text{長期許容圧縮応力度 } f_c = \frac{(1 - 0.4 \times (\lambda / \Lambda)^2) \cdot F}{v} = \frac{160 \text{ N/mm}^2}{1.5}$$

$$\text{短期許容圧縮応力度 } f_c = \frac{160}{240} \times 1.5 = 1.0 \text{ N/mm}^2$$

(b) 横座屈を考慮した許容曲げ応力度の算出

$$\text{補正係数 } C_b = 1.75 + 1.05 \times \left[ \frac{0.0}{M_1} + 0.3 \times \frac{0.0}{M_1} \right] = 1.75$$

$$\begin{aligned} \text{座屈長 } l_b &= 0.00061 \text{ m} \\ \text{細長比 } \lambda &= l_b / i_y = 0.0 < 85 \sqrt{C_b} = 112 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{短期許容曲げ応力度 } f_b &= \left[ 1.1 - 0.6 \times \frac{F}{\pi^2 \cdot E \cdot C_b} \cdot (\lambda y)^2 \right] \text{ ft} \\ &= (1.1 - 0.6 \times \left[ \frac{240}{\pi^2 \times 70000 \times 1.75} \times 0.0^2 \right]) \times 240 \\ &= 264.00 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

(c) 積雪荷重 (正圧) 時における断面検定

$$\begin{aligned} \text{軸方向力 } N &= 3273 \text{ N} \\ \text{断面積 } A &= 472.60 \text{ mm}^2 \\ \text{設計用圧縮応力度 } \sigma_c &= \frac{N}{A} = 6.92 \text{ N/mm}^2 \\ \text{検定比} : \frac{\sigma_c}{f_c} &= \frac{6.92}{240} = 0.03 < 1 \quad \text{OK} \end{aligned}$$

#### 6.4 風圧荷重（正圧）時における断面検定

軸方向力	N =	3679	N
	Mx =	620	Nm (X軸回り)
断面積	A =	472.60	mm <sup>2</sup>
断面係数	Zx =	7526	mm <sup>3</sup>
設計用圧縮応力度	$\sigma_c = N/A =$	7.78	N/mm <sup>2</sup>
設計用曲げ応力度	$\sigma_b = Mx \times 10^3 / Zx$	= 82	N/mm <sup>2</sup>
検定比：	$\frac{\sigma_c}{f_c} + \frac{\sigma_b}{f_b} =$	$\frac{7.78}{264.00} + \frac{82}{240.00}$	
		= 0.03 + 0.34	
		= 0.37 < 1.0	→ OK

#### (e) 風圧荷重（負圧）時における断面検定

軸方向力	N =	2586	N
	Mx =	727	Nm (X軸回り)
断面積	A =	472.60	mm <sup>2</sup>
断面係数	Zx =	7526	mm <sup>3</sup>
設計用引張応力度	$\sigma_c = N/A =$	5.47	N/mm <sup>2</sup>
設計用曲げ応力度	$\sigma_b = Mx \times 10^3 / Zx$	= 97	N/mm <sup>2</sup>
検定比：	$\frac{\sigma_c}{f_c} + \frac{\sigma_b}{f_b} =$	$\frac{5.47}{264.00} + \frac{96.61}{240}$	
		= 0.02 + 0.40	
		= 0.42 < 1.0	→ OK

#### (f) 地震荷重（水平揺れ）時における断面検定

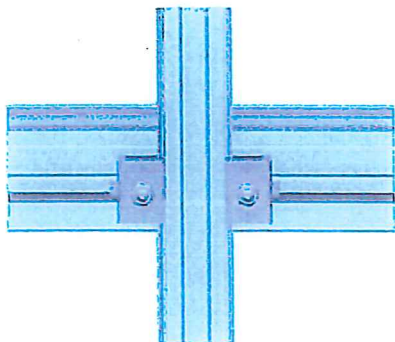
軸方向力	N =	1179	N
	Mx =	670	Nm (X軸回り)
断面積	A =	472.60	mm <sup>2</sup>
断面係数	Zx =	7526	mm <sup>3</sup>
設計用引張応力度	$\sigma_c = N/A =$	2.49	N/mm <sup>2</sup>
設計用曲げ応力度	$\sigma_b = Mx \times 10^3 / Zx$	= 89	N/mm <sup>2</sup>
検定比：	$\frac{\sigma_c}{f_c} + \frac{\sigma_b}{f_b} =$	$\frac{2.49}{264.00} + \frac{89}{240}$	
		= 0.01 + 0.37	
		= 0.38 < 1.0	→ OK



## § 7. 接合部の検討

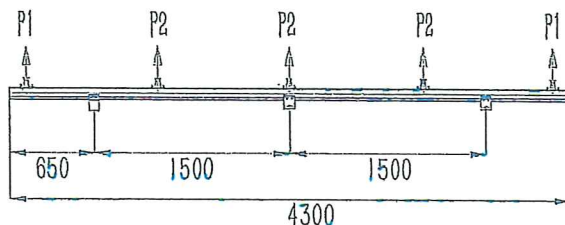
接合部の荷重は、社の試験値を元にISO EN1990に準拠して設定されている。

### 7.1 横レール75A④と主材⑥の接合



P1 = 1609N

P2 = 1609N



<⑥主材の負圧時応力>

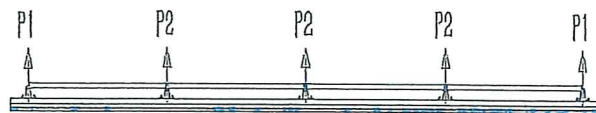
$$F_z = \frac{3.80\text{KN}}{1.61 / 2} > R = 0.805\text{KN} \rightarrow \text{OK}$$

※本件では 2点留めする ものとする。

### 7.2 ④横レール75Aサイズ：とスパンの接合

$$P1 = 953 \times 1.74 \times 1.04 \times 4 / 10 = 690 \text{ N}$$

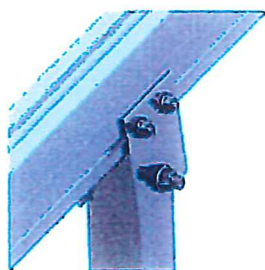
$$P2 = 953 \times 1.74 \times 1.04 \times 4 / 5 = 1379 \text{ N}$$



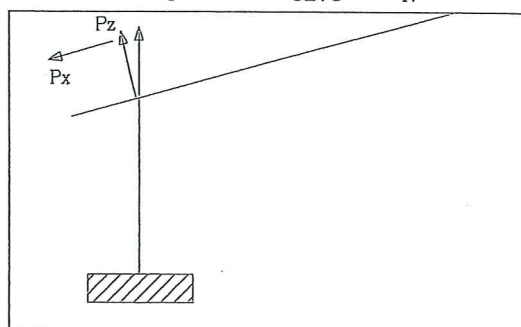
<④横レール75Aサイズ：の負圧時応力>

$$F_z = 3.990\text{KN} > P2 = 1.379\text{KN} \rightarrow \text{OK}$$

### 7.3 ⑥主材と①前柱材の接合



P = 3273 N



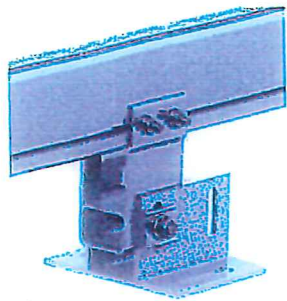
$$P = 3272.63662 \text{ N}$$

$$\theta = 10$$

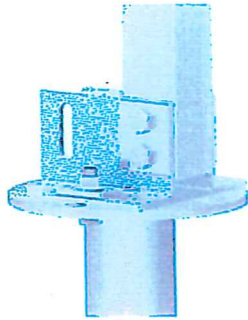
$$F_z = 8.92\text{KN} > P_z = 3.27263662 \times \cos \theta = 3.223\text{KN} \quad \text{OK}$$

$$F_x = 8.92\text{KN} > P_x = 3.27263662 \times \sin \theta = 0.568\text{KN} \quad \text{OK}$$

7.4 調節可能ベース金具主材と①前柱材の接合



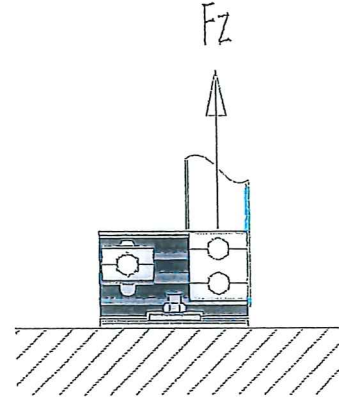
$F_z = 8.92 \text{ kN}$



<

$P_z = 18.86$

$F_z = 3273 \text{ N}$



OK

スクリーン杭の荷重能力

		杭の引抜強度 (フランジ地上高200mm)																					
杭長さ (mm)	鋼管 (mm)	厚み (mm)	フランジ 直径 (mm)	粘土質N値										砂土質N値									
				3	5	7	10	3	5	7	10	3	5	7	10	3	5	7	10				
				引抜抵抗値 (kN)					押し込み抵抗値 (kN)					引抜抵抗値 (kN)					押し込み抵抗値 (kN)				
1.6m	76	3.0	200	5.0	7.6	10.5	15.0	8.4	14.1	19.8	28.3	3.9	6.5	9.1	12.9	9.5	10.9	15.2	21.8				
2.0m	76	3.0	200	6.0	10.0	13.9	19.8	9.6	16.1	22.6	32.3	4.6	7.6	10.6	15.1	7.1	11.9	16.7	23.9				
2.5m	76	3.0	200	7.2	12.0	16.7	23.8	11.1	18.5	26.0	37.2	5.4	8.9	12.5	17.7	7.9	13.2	18.5	26.5				
3.0m	76	3.0	200	8.5	14.0	19.5	27.8	12.5	21.0	29.5	42.2	6.3	10.3	14.3	20.4	8.6	14.5	20.4	29.2				



松尾様

お世話になります。  
昨日お電話頂いた件です。

スクリー杭の荷重能力は  
N値を想定した場合の値を示しております。

ちなみに、和歌山の案件の必要荷重は  
引抜 6.2kN  
押込 5.1kN  
です。

1.2倍ほど余裕を見て、  
引抜は粘土質の場合:5以上  
砂土質の場合:6以上

押込はともに3以上あれば問題なしです。

宜しくお願ひ致します。

\*\*\*\*\*  
リープтонエネルギー株式会社  
営業部 佐竹 保明  
神戸本社:兵庫県神戸市中央区相生町1-2-1 東成ビルディング 6階  
TEL:078-382-3182 FAX:078-382-3183  
携帯:080-6194-6342  
E-mai:[s.yasuaki@leaptonenergy.jp](mailto:s.yasuaki@leaptonenergy.jp)  
HP:[www.leaptonenergy.jp](http://www.leaptonenergy.jp)  
\*\*\*\*\*