

# 地上設置型太陽光発電システムの構造設計例

「地上設置型太陽光発電システムの設計ガイドライン」に従って、下記3条件の設計例を示す。

## ①一般仕様

アレイ面の傾斜角度： 20°  
アレイ面の最低高さ： GL+1100mm  
地表面粗度区分： III  
基準風速： 34m/s以下  
垂直積雪量： 50cm以下

## ②強風仕様

アレイ面の傾斜角度： 10°  
アレイ面の最低高さ： GL+1100mm  
地表面粗度区分： II  
基準風速： 40m/s以下  
垂直積雪量： 30cm以下

## ③多雪仕様

アレイ面の傾斜角度： 30°  
アレイ面の最低高さ： GL+1900mm  
地表面粗度区分： III  
基準風速： 30m/s以下  
垂直積雪量： 180cm以下

- 設計例①に関しては詳しく計算手順を示すが、設計例②及び③について同じ手順で設計し、結果のみ提示する。
- 基本的にはJIS規格の部材もしくは一般的に流通しているものを使用する。
- 基礎形式は、直接基礎(連続基礎)とする。
- 設置環境は、一般的な環境で著しい腐食のない地域とする。

# 設計例①： 一般仕様（アレイ傾斜角度 20° ）

## 目次

1. 方針	① - 1
2. 設計条件	① - 1
3. 架台および基礎の仕様	① - 2
4. 設計荷重	① - 8
5. 許容応力度	① - 10
6. 断面性能	① - 14
7. 各フレームに作用する荷重の算出	① - 17
8. 応力計算	① - 19
9. 断面検定	① - 48
10. 接合部の検討	① - 51
11. 基礎の検討	① - 54

## 1. 方針

本計算書は、次の方針に従って地上設置型太陽光発電システム及び基礎の構造計算を行う。

- 1) 地上設置型太陽光発電システム及び基礎は、長期及び短期荷重について許容応力度設計を行う。
- 2) 設計荷重は、「太陽電池アレイ用支持物の設計用荷重算出方法 JIS C 8955:2017(案)」に倣い算出する。
- 3) 許容応力度は、「軽鋼構造設計施工指針・同解説」、「鋼構造設計基準—許容応力度設計法—」、「建築基礎構造設計指針」に倣い、算出する。
- 4) 応力は各フレームの各部材ごとに算出する。

## 2. 設計条件

### 1) 構造体

架台規模	: 太陽電池モジュール4段2列配置	計 8 枚
アレイ面の傾斜角度	: 20°	
アレイ面の最低高さ	: GL+ 1100 mm	
太陽電池モジュールサイズ	: 2000 mm × 1000 mm	
太陽電池モジュール重量	: 28 kg/枚	

### 2) 積雪荷重

区域	: 一般の地方
地上垂直積雪量	: 50 cm
雪の平均単位荷重	: 20 N/m <sup>2</sup> /cm

### 3) 風圧荷重

設計用基準風速	: 34 m/s
地表面粗度区分	: III
アレイ面の平均地上高さ	: GL+ 1.8 m (5m以下)

### 4) 地震荷重

設計用水平震度	: 0.3
---------	-------

### 5) その他係数

用途係数	: 1.0
------	-------

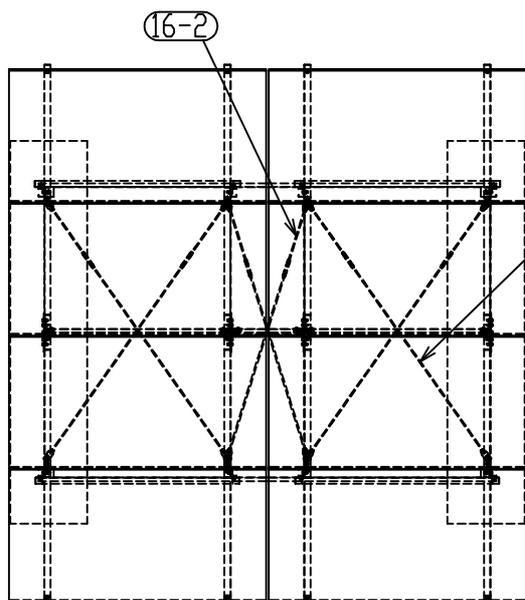
### 6) 基礎及び地盤

基礎	: 鉄筋コンクリート基礎
コンクリート強度 $F_c$	: 21N/mm <sup>2</sup>
土質	: 粘性土
N値	: 3
長期許容支持力	: 20 kN/m <sup>2</sup>
地盤との摩擦係数	: 0.3 (ガイドラインP.38 表5-3より)

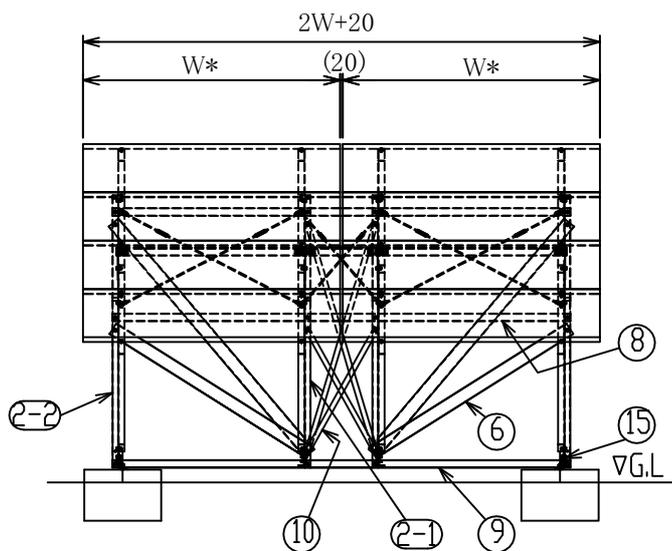
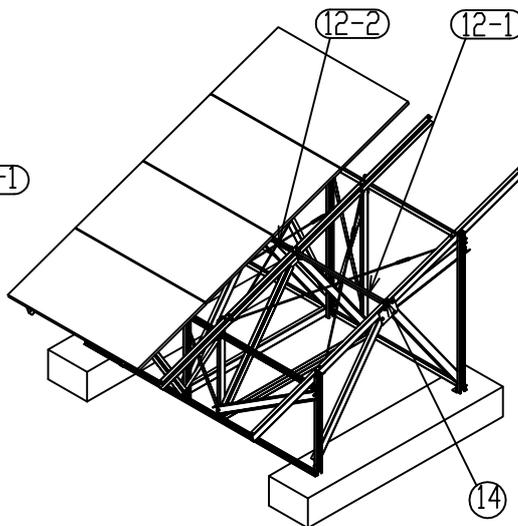
### 3. 架台及び基礎の仕様

#### 3.1 架台及び基礎の構造図

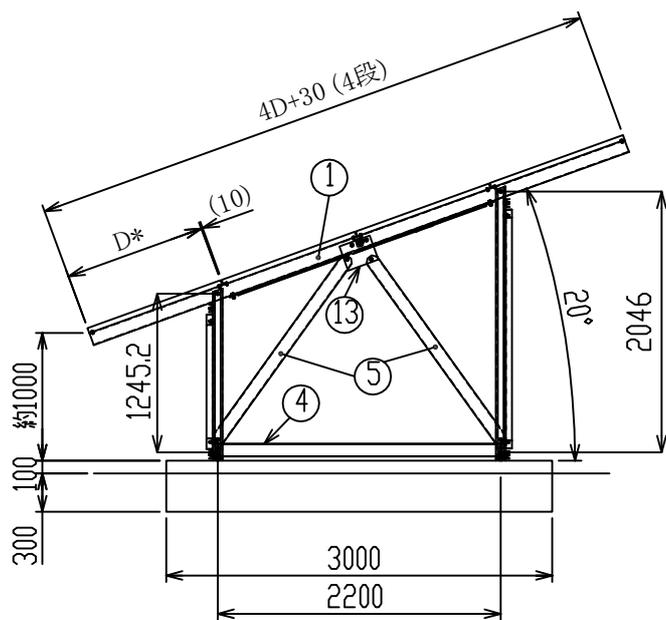
(単位:mm)



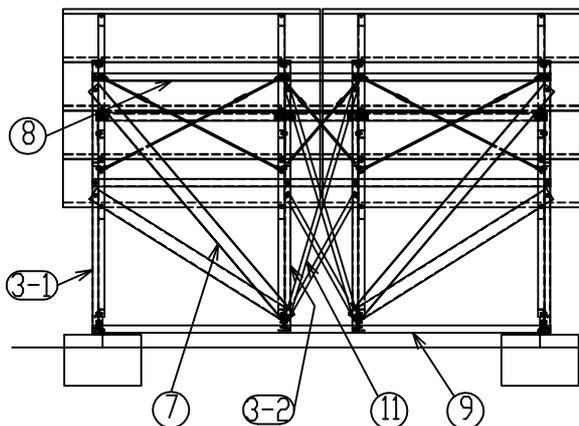
平面図



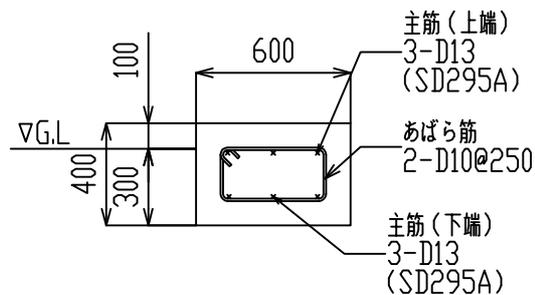
正面図



側面図



背面図



基礎断面図

○の数字は部材番号を示す。

\* 太陽電池モジュールの長辺長さWは2000mm以下、短辺長さDは1100mm以下、面積W×Dは2m<sup>2</sup>以下とする。

### 3.2 使用部材

本設計例の架台に使われている部材は下記の表3.1及び表3.2に示す。

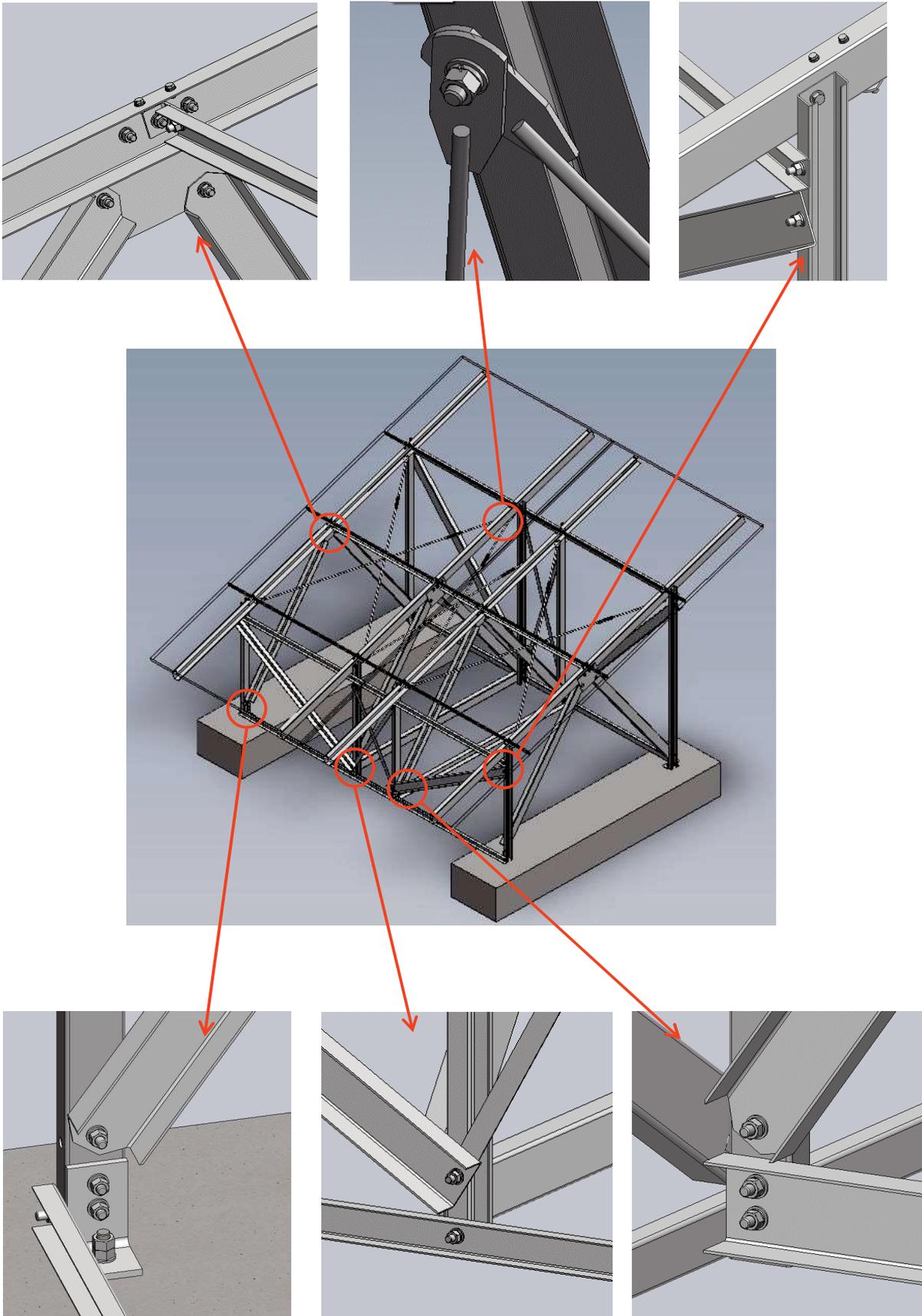
表3.1 支持架構の部材リスト

部材番号	部材名	断面	鋼材種	表面処理	数量	備考
1	パネル受け	[-100×50×2.3	SS400相当	HDZ35相当	4	
2-1	支柱前(右)	C-75×45×15×2.3	SS400相当	HDZ35相当	2	
2-2	支柱前(左)	C-75×45×15×2.3	SS400相当	HDZ35相当	2	
3-1	支柱後(右)	C-75×45×15×2.3	SS400相当	HDZ35相当	2	
3-2	支柱後(左)	C-75×45×15×2.3	SS400相当	HDZ35相当	2	
4	つなぎ材	[-100×50×3.2	SS400相当	HDZ35相当	2	
5	側面ブレース	[-100×50×3.2	SS400相当	HDZ35相当	8	
6	正面ブレース	[-100×50×3.2	SS400相当	HDZ35相当	2	
7	背面ブレース	[-100×50×3.2	SS400相当	HDZ35相当	2	
8	上弦材	[-60×30×2.3	SS400相当	HDZ35相当	2	
9	下弦材	[-60×30×2.3	SS400相当	HDZ35相当	2	
10	中央ブレース前	PL-38×2.3	SS400相当	HDZ35相当	2	
11	中央ブレース後	PL-38×2.3	SS400相当	HDZ35相当	2	
12-1	横材(端)	[-60×30×2.3	SS400相当	HDZ35相当	2	
12-2	横材(中)	[-60×30×2.3	SS400相当	HDZ35相当	1	
13	つなぎプレート	PL-4.5	SS400相当	HDZ35相当	4	
14	横材固定金具	L-75×45×4.5	SS400相当	HDZ35相当	6	
15	支柱固定金具	L-125×75×9.0	SS400相当	HDZ35相当	4	
16-1	ターンバックル(端)	M10	SS400相当	HDZ35相当	4	
16-2	ターンバックル(中)	M10	SS400相当	HDZ35相当	2	

表3.2 締結材リスト

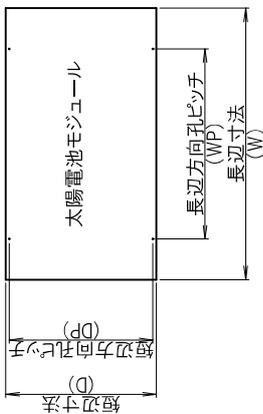
接合箇所	ボルト	鋼材種	表面処理	数量	備考
架台接合	M12	SS400相当	HDZ-A種相当	94	架台の全接合部に使用する
モジュール固定	M6またはM8	SS400相当	HDZ-A種相当	32	ボルトサイズはメーカー指定による
アンカーボルト	M16	SS400相当	HDZ-A種相当	4	

### 3.3 接合部詳細図



※X,Y軸に対して中心軸対称となるため、反対側の詳細図を省略する。

### 3.4 部品図

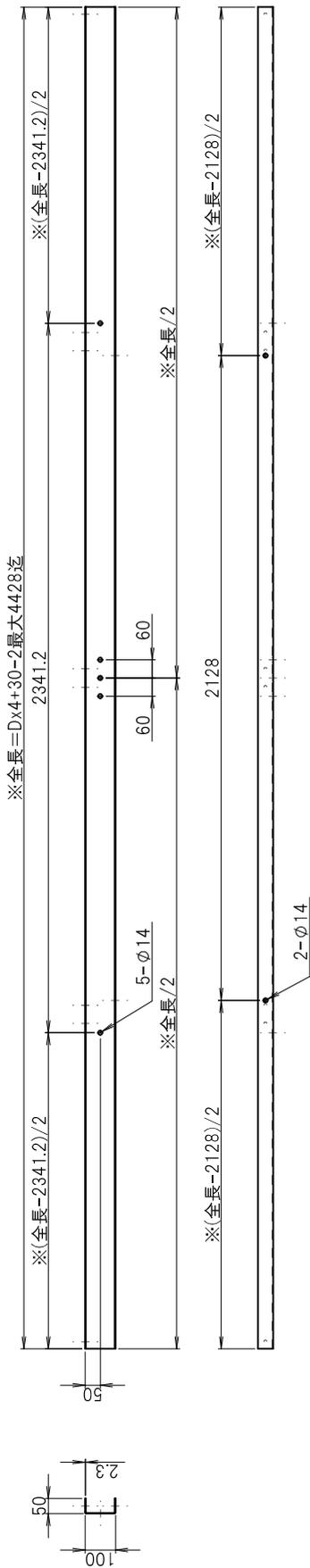


※印のある寸法は太陽電池モジュールにより異なります。  
 対応可能太陽電池モジュールサイズは下記の通り。  
 長辺2000mm以下×短辺1100mm以下（合計面積が2㎡以下に限る）  
 太陽電池モジュール固定孔ピッチは、長辺方向1400mm以下、短辺方向1050mm以下とする。

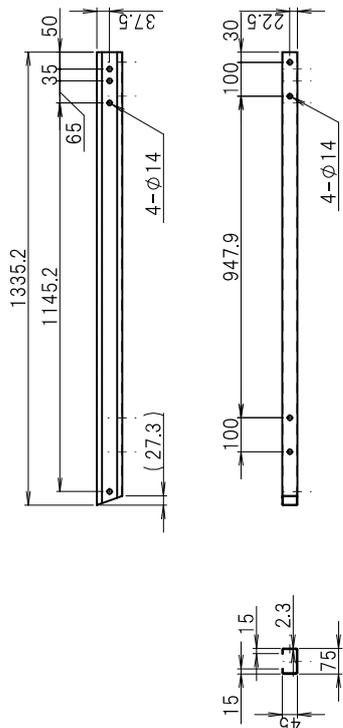
表面処理:HDZ35以上  
 材質:SS400相当品



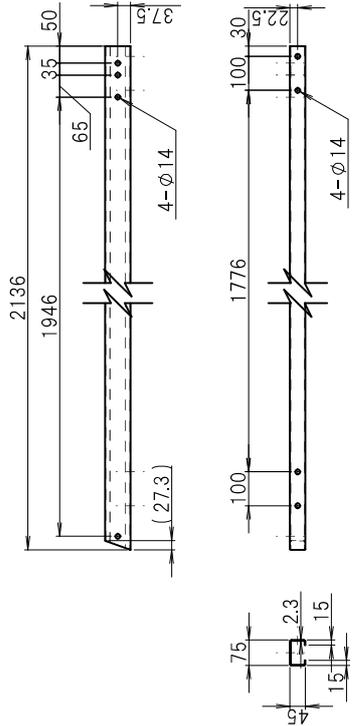
1-パネル受け  
 L-100x50x2.3

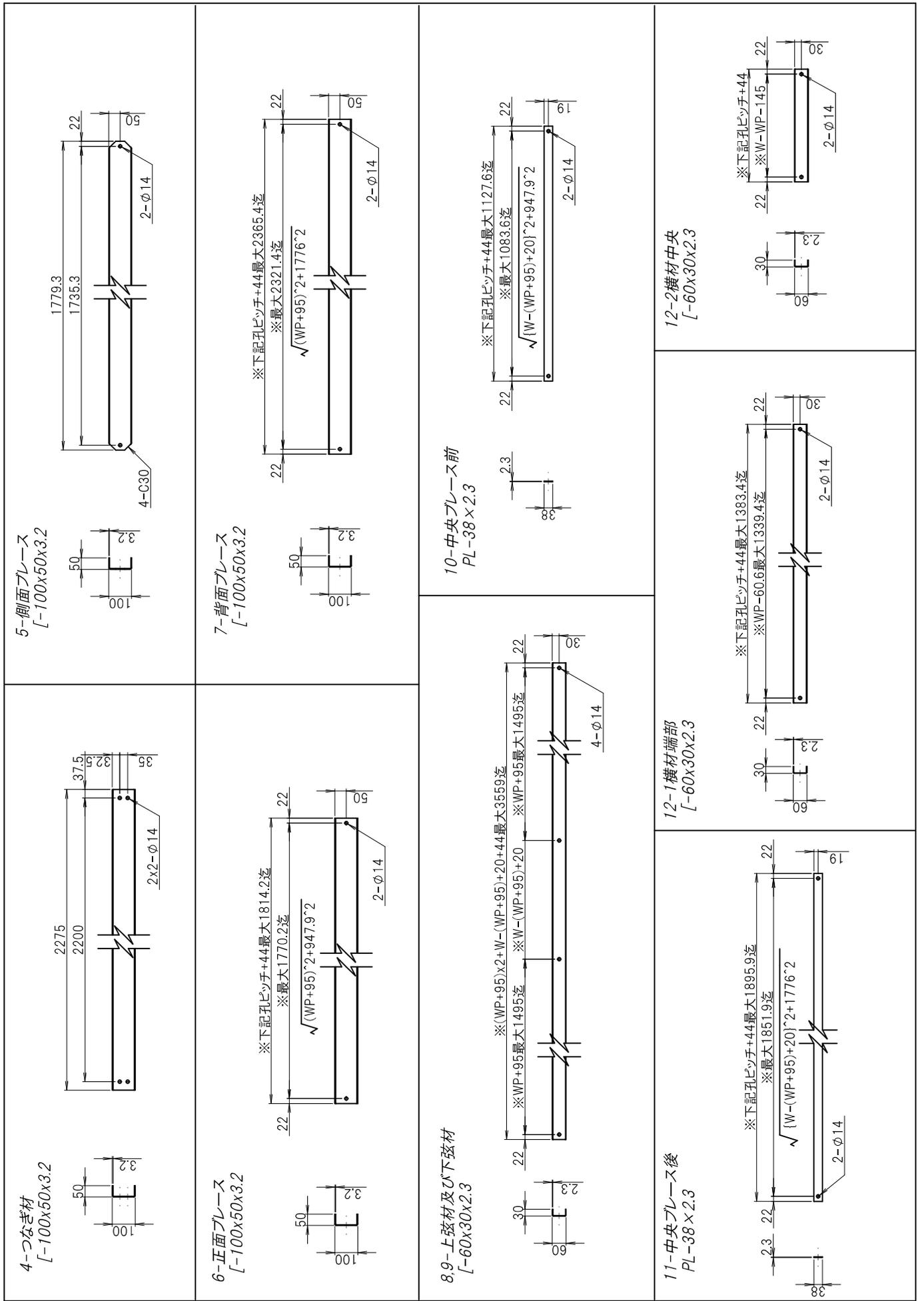


2-1支柱前(右) 本図の勝手反対2-2支柱前(左)  
 C-75x45x15x2.3

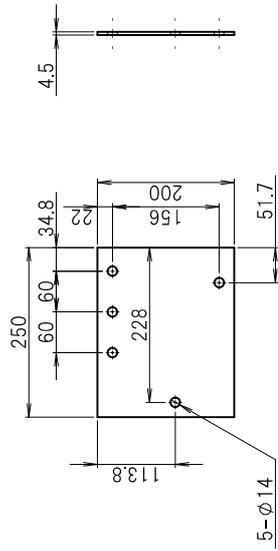


3-1支柱後(右) 本図の勝手反対3-2支柱後(左)  
 C-75x45x15x2.3

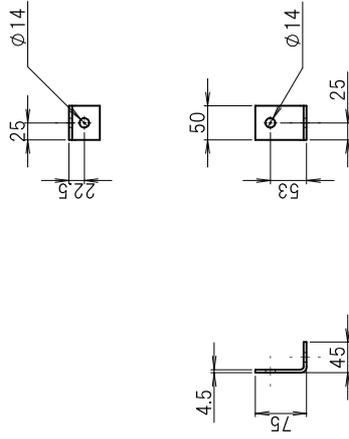




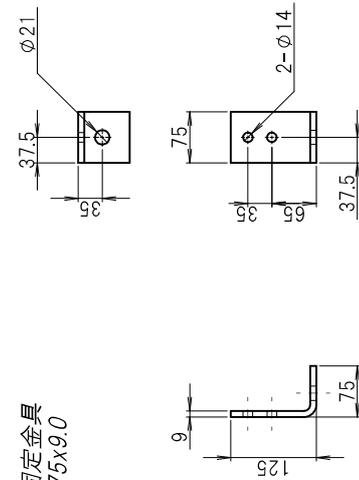
13-つなぎプレート  
PL-4.5



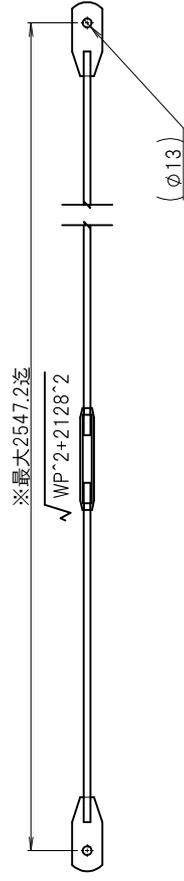
14-横材固定金具  
L-75x45x4.5



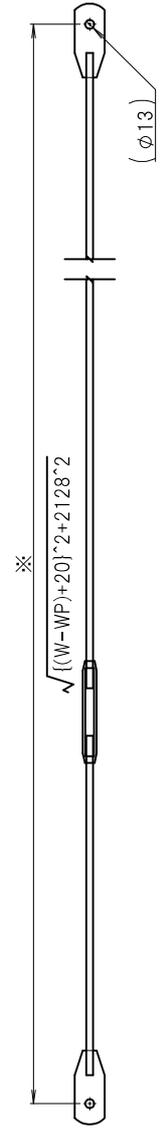
15-支柱固定金具  
L-125x75x9.0



16-1ターンバックル(端)  
M10



16-2ターンバックル(中)  
M10



## 4. 設計荷重

設計荷重の算出は、ガイドライン「4.設計荷重」に従う。  
以下、「太陽電池モジュール」は「モジュール」とする。

### 4.1 固定荷重

モジュール:	28	kg/枚											
モジュールサイズ:	2000	mm ×	1000	mm									
モジュール面積:	2.00	m <sup>2</sup>											
重力単位:	9.80665	m/s <sup>2</sup>											
単位重量:	28 / 2 × 9.80665 =		137.3	N/m <sup>2</sup>									
架台重量:	パネル受け	単位重量:	3.47	kg/m	長さ:	4.03	m	部材数:	4	本	重量:	55.91	kg
	支柱前(右・左)	単位重量:	3.25	kg/m	長さ:	1.34	m	部材数:	4	本	重量:	17.36	kg
	支柱後(右・左)	単位重量:	3.25	kg/m	長さ:	2.14	m	部材数:	4	本	重量:	27.77	kg
	つなぎ材	単位重量:	4.76	kg/m	長さ:	2.28	m	部材数:	2	本	重量:	21.66	kg
	側面ブレース	単位重量:	4.76	kg/m	長さ:	1.78	m	部材数:	8	本	重量:	67.76	kg
	正面ブレース	単位重量:	4.76	kg/m	長さ:	1.81	m	部材数:	2	本	重量:	17.27	kg
	背面ブレース	単位重量:	4.76	kg/m	長さ:	2.37	m	部材数:	2	本	重量:	22.52	kg
	上弦材	単位重量:	2.03	kg/m	長さ:	3.56	m	部材数:	2	本	重量:	14.45	kg
	下弦材	単位重量:	2.03	kg/m	長さ:	3.56	m	部材数:	2	本	重量:	14.45	kg
	中央ブレース前	単位重量:	0.70	kg/m	長さ:	1.13	m	部材数:	2	本	重量:	1.57	kg
	中央ブレース後	単位重量:	0.70	kg/m	長さ:	1.90	m	部材数:	2	本	重量:	2.64	kg
	横材(端・中)	単位重量:	2.03	kg/m	長さ:	3.56	m※	部材数:	1	本	重量:	7.22	kg
	合計	270.57	kg	→	2653.3	N	※横材の長さについては、端部と中央部の3本分を合計した。						
	単位面積当たり	2653.3 / (4.03 × 4.02) =		163.8	N/m <sup>2</sup>								
固定荷重:	G =	137.3 + 163.8 =	301.1	N/m <sup>2</sup>	→	<b>350</b>	N/m <sup>2</sup>	※ターンバックル等は含むものとする。					

### 4.2 積雪荷重

区域:	一般	の	地方				
地上垂直積雪量:	50	cm					
雪の平均単位荷重:	20	N/m <sup>2</sup> /cm					
積雪荷重:	S =	50	×	20	=	<b>1000</b>	N/m <sup>2</sup>

### 4.3 地震荷重

設計用水平震度:	0.3					
用途係数:	1.0					
地震荷重:	K = 350 × 0.3 × 1 =	105.0	N/m <sup>2</sup>	→	<b>150</b>	N/m <sup>2</sup>

### 4.4 風圧荷重

設計用基準風速:	V <sub>0</sub> =	34	m/s				
地表面粗度区分:	III						
用途係数:	I =	1.0					
アレイ面の傾斜角度:	20.0°						
アレイ面の最高高さ:	2.516	m					
アレイ面の最低高さ:	1.100	m					
アレイ面の平均地上高さ:	H =	1.808	m	(5m以下)			
Z <sub>b</sub> =	5	m					
Z <sub>G</sub> =	450	m					
α =	0.20		Er: 平均風速の高さ方向分布を表す係数				
Er =	0.69		HがZ <sub>b</sub> を以下の場合 Er = 1.7(Z <sub>b</sub> /Z <sub>G</sub> ) <sup>α</sup>				
Gf =	2.5		HがZ <sub>b</sub> を超える場合 Er = 1.7(H/Z <sub>G</sub> ) <sup>α</sup>				
			Gf: ガスト影響係数				
E =	1.19		E: 速度圧の高さ方向の分布を表す係数 E = Er <sup>2</sup> Gf				
qp =	828.4	N/m <sup>2</sup>	qp: 速度圧 qp = 0.6V <sub>0</sub> <sup>2</sup> EI				
Ca正 =	1.25		Ca: 風力係数 ※正圧は正、負圧は負とする。				
Ca負 =	-1.61		5度 ≤ θ ≤ 60度 正圧Ca = 0.35+0.055θ -0.0005θ <sup>2</sup>				
			負圧Ca = 0.85+0.048θ -0.0005θ <sup>2</sup>				
W+ =	Ca正 × qp × I =	1.25 × 828.4 × 1 =	1036	N/m <sup>2</sup>	→	<b>1100</b>	N/m <sup>2</sup>
W- =	Ca負 × qp × I =	-1.61 × 828.4 × 1 =	-1334	N/m <sup>2</sup>	→	<b>-1400</b>	N/m <sup>2</sup>

## 4.5 荷重の組合せ

表4.1 設計条件と荷重の組合せ ※G:固定荷重 S:積雪荷重 W:風圧荷重 K:地震荷重

荷重条件	荷重・外力について 想定する状態	荷重の組合わせ	
		一般の地方	多雪区域
長期に生ずる力	常時	G	G
	積雪時		G + 0.7S
短期に生ずる力	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	

表4.2 設計荷重(モジュール) ※算出方法は、4.1固定荷重～4.4風圧荷重を参照

固定荷重 G (N/m <sup>2</sup> )	積雪荷重 S (N/m <sup>2</sup> )	風圧荷重(正) W+ (N/m <sup>2</sup> )	風圧荷重(負) W- (N/m <sup>2</sup> )	地震荷重 K (N/m <sup>2</sup> )
350	1000	1100	-1400	150

表4.3 設計荷重(フレーム)

方向	長さ (m)	負担幅 (m)	固定荷重 G (N/m)	積雪荷重 S (N/m)	風圧荷重 (正) W+ (N/m)	風圧荷重 (負) W- (N/m)	地震荷重 K (N)	
側面	4.030	2.00m / 2 =	1.000	350	1000	1100	-1400	605
正面	4.020	4.03m / 2 =	2.015	705	2015	2217	-2821	1215

表4.4 設計荷重(部材単体の風圧荷重)

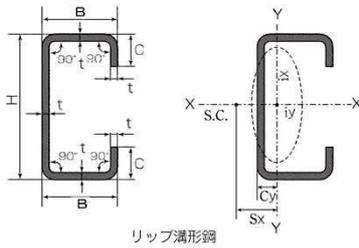
部材断面	形状	Cb	qp (N/m <sup>2</sup> )	受風幅 (mm)	風圧 荷重 (N/m)	採用値 (N/m)
[-60×30×2.3	→ ]	2.10	828	60	104	<b>110</b>
	→ [	1.80	828	60	89	<b>90</b>
	→ L	1.40	828	30	35	<b>40</b>
[-100×50×2.3 [-100×50×3.2	→ ]	2.10	828	100	174	<b>180</b>
	→ [	1.80	828	100	149	<b>150</b>
	→ L	1.40	828	50	58	<b>60</b>
C-75×45×15×2.3	→ ]	2.10	828	75	130	<b>140</b>
	→ [	1.80	828	75	112	<b>120</b>
	→ L	1.40	828	45	52	<b>60</b>
PL-38×2.3	→	2.00	828	38	63	<b>70</b>

※ 表3.1 支持架構の部材リスト参照

## 5. 許容応力度

支持架構の各部材についての許容応力度算出結果を表5.1～表5.3に示す。  
支柱前(右)部材No.2-1:C-75×45×15×2.3についての算出例を以下に示す。

・リップ溝形鋼



ft: 長期許容引張応力度  $F/1.5$   
 fs: 長期許容せん断応力度  $F/\sqrt{3}/1.5$   
 fc: 長期許容圧縮応力度  
 $\lambda \leq \Lambda$  の場合  $(1-0.4(\lambda/\Lambda)^2)/\nu \times F$   
 $\lambda > \Lambda$  の場合  $0.277/(\lambda/\Lambda)^2 \times F$   
 $\nu = 3/2 + 2/3(\lambda/\Lambda)^2$   
 fb: 長期許容曲げ応力度  
 $\lambda_y \leq 85\sqrt{Cb}$  の場合  $(1.1-0.6(F/(\pi^2 \times E \times Cb))) \times \lambda_y^2 \times ft$  かつ  $fb \leq ft$   
 $\lambda_y > 85\sqrt{Cb}$  の場合  $1/3(\pi^2 \times E / \lambda_y^2) \times Cb$   
 Cb: モーメント分布による補正係数  
 $1.75-1.05(M_2/M_1)+0.3(M_2/M_1)^2$  ただし 2.3以下  
 ※短期は長期の1.5倍とする。

降伏点強度  $F = 235 \text{ N/mm}^2$

ヤング係数  $E = 205000 \text{ N/mm}^2$

長期許容引張応力度  $ft = F / 1.5 = 235 / 1.5 = 156 \text{ N/mm}^2$

長期許容せん断応力度  $fs = F / \sqrt{3} / 1.5 = 235 / \sqrt{3} / 1.5 = 90.4 \text{ N/mm}^2$

強軸(X軸)

座屈長さ  $lk_x = 1245.2 \text{ mm}$

断面二次半径  $ix = 29.9 \text{ mm}$

細長比  $\lambda_x = lk_x / ix = 1245.2 / 29.9 = 41.6$

モーメント分布による補正係数  $Cb = 1.0$

長期許容曲げ応力度  $fb_x = \lambda_x \leq 85\sqrt{Cb}$  より

$$= (1.1 - 0.6(F/(\pi^2 \times E \times Cb))) \times \lambda_x^2 \times ft$$

$$= (1.1 - 0.6 \times (235 / (\pi^2 \times 205000 \times 1.0))) \times 41.6^2 \times 156 = 152.8 \text{ N/mm}^2$$

弱軸(Y軸)

座屈長さ  $lk_y = 1210.2 \text{ mm}$

断面二次半径  $iy = 16.9 \text{ mm}$

細長比  $\lambda_y = lk_y / iy = 1210.2 / 16.9 = 73.7$

モーメント分布による補正係数  $Cb = 1.0$

長期許容曲げ応力度  $fb_y = \lambda_y \leq 85\sqrt{Cb}$  より

$$= (1.1 - 0.6(F/(\pi^2 \times E \times Cb))) \times \lambda_y^2 \times ft$$

$$= (1.1 - 0.6 \times (235 / (\pi^2 \times (2.05 \times 10^5) \times 1.0))) \times 73.7^2 \times 156 = 112.5 \text{ N/mm}^2$$

細長比  $\lambda = \max(\lambda_x, \lambda_y) = \max(41.6, 73.7) = 73.7$

限界細長比  $\Lambda = \sqrt{(\pi^2 \times E / (0.6 \times F))} = \sqrt{(\pi^2 \times 205000 / (0.6 \times 235))} = 119.8$

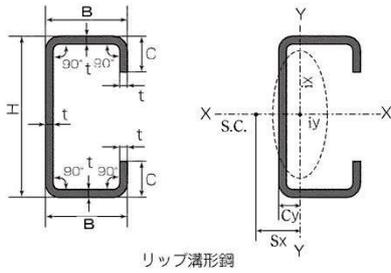
$\nu = 3/2 + 2/3(\lambda/\Lambda)^2 = 3/2 + 2/3(73.7/119.8)^2 = 1.8$

$\lambda \leq \Lambda$  より

長期許容圧縮応力度  $fc = (1 - 0.4(\lambda/\Lambda)^2) / \nu \times F$

$$= (1 - 0.4 \times (73.7/119.8)^2) / 1.8 \times 235 = 113.8 \text{ N/mm}^2$$

・リップ溝形鋼

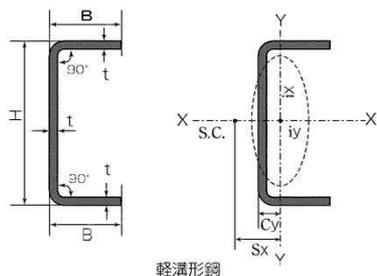


- ft: 長期許容引張応力度  $F/1.5$   
 fs: 長期許容せん断応力度  $F/\sqrt{3}/1.5$   
 fc: 長期許容圧縮応力度  
 $\lambda \leq \Lambda$  の場合  $(1-0.4(\lambda/\Lambda)^2)/\nu \times F$   
 $\lambda > \Lambda$  の場合  $0.277/(\lambda/\Lambda)^2 \times F$   
 $\nu = 3/2 + 2/3(\lambda/\Lambda)^2$   
 fb: 長期許容曲げ応力度  
 $\lambda y \leq 85\sqrt{Cb}$  の場合  $(1.1-0.6(F/(\pi^2 \times E \times Cb)) \times \lambda y^2) \times ft$  かつ  $fb \leq ft$   
 $\lambda y > 85\sqrt{Cb}$  の場合  $1/3(\pi^2 \times E/\lambda y^2) \times Cb$   
 Cb: モーメント分布による補正係数  
 $1.75-1.05(M_2/M_1)+0.3(M_2/M_1)^2$  ただし 2.3以下  
 ※短期は長期の1.5倍とする。

表5.1 リップ溝形鋼 ※赤文字は「鋼構造設計基準」より抜粋

部材番号		2-1,2-2	3-1,3-2					
部材		支柱前(右,左)	支柱後(右,左)					
断面		C-75×45 ×15×2.3	C-75×45 ×15×2.3					
降伏点強度	F (N/mm <sup>2</sup> )	235	235					
引張強度	$\sigma_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	400	400					
ヤング係数	E (N/mm <sup>2</sup> )	205000	205000					
せい	H (mm)	75	75					
幅	B (mm)	45	45					
立上り	C (mm)	15	15					
厚さ	t (mm)	2.3	2.3					
コーナー(内側)tr	r (mm)	2.3	2.3					
部材長さ	L (mm)	1335.2	2136.0					
座屈長さ	lkx (mm)	1245.2	1946.0					
	lky (mm)	1245.2	1946.0					
軸部断面積	A (mm <sup>2</sup> )	413.7	413.7					
重心までの距離	Cx (mm)	0.0	0.0					
	Cy (mm)	17.2	17.2					
断面二次モーメント	Ix (mm <sup>4</sup> )	371000.0	371000.0					
	Iy (mm <sup>4</sup> )	118000.0	118000.0					
断面係数	Zx (mm <sup>3</sup> )	9900.0	9900.0					
	Zy (mm <sup>3</sup> )	4240.0	4240.0					
断面二次半径	ix (mm)	29.9	29.9					
	iy (mm)	16.9	16.9					
細長比	$\lambda_x$	41.6	65.0					
	$\lambda_y$	73.7	115.2					
	$\lambda$	73.7	115.2					
限界細長比	$\Lambda$	119.8	119.8					
ポアソン比	$\nu$	1.8	2.1					
モーメント分布による補正係数	Cb	1.0	1.0					
許容引張応力度	ft (N/mm <sup>2</sup> )	156.0	156.0					
許容せん断応力度	fs (N/mm <sup>2</sup> )	90.4	90.4					
許容圧縮応力度	fc (N/mm <sup>2</sup> )	113.8	69.9					
許容曲げ応力度	fbx (N/mm <sup>2</sup> )	152.8	125.7					
許容曲げ応力度	fbv (N/mm <sup>2</sup> )	112.5	50.8					

・軽溝形鋼



- ft: 長期許容引張応力度  $F/1.5$   
 fs: 長期許容せん断応力度  $F/\sqrt{3}/1.5$   
 fc: 長期許容圧縮応力度  
 $\lambda \leq \Lambda$  の場合  $(1-0.4(\lambda/\Lambda)^2)/\nu \times F$   
 $\lambda > \Lambda$  の場合  $0.277/(\lambda/\Lambda)^2 \times F$   
 $\nu = 3/2 + 2/3(\lambda/\Lambda)^2$   
 fb: 長期許容曲げ応力度  
 $\lambda y \leq 85\sqrt{Cb}$  の場合  $(1.1-0.6(F/(\pi^2 \times E \times Cb)) \times \lambda y^2) \times ft$  かつ  $fb \leq ft$   
 $\lambda y > 85\sqrt{Cb}$  の場合  $1/3(\pi^2 \times E/\lambda y^2) \times Cb$   
 Cb: モーメント分布による補正係数  
 $1.75-1.05(M_2/M_1)+0.3(M_2/M_1)^2$  ただし 2.3以下  
 ※短期は長期の1.5倍とする。

表5.2 軽溝形鋼 ※赤文字は「鋼構造設計基準」より抜粋

部材番号	1	1	4	5	6	7	8	9
部材	パネル受け (中央部)	パネル受け (片持ち部)	つなぎ材	側面ブレース	正面ブレース	背面ブレース	上弦材	下弦材
断面	$[-100 \times 50 \times 2.3$	$[-100 \times 50 \times 2.3$	$[-100 \times 50 \times 3.2$	$[-60 \times 30 \times 2.3$	$[-60 \times 30 \times 2.3$			
降伏点強度 F (N/mm <sup>2</sup> )	235	235	235	235	235	235	235	235
引張強度 $\sigma_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	400	400	400	400	400	400	400	400
ヤング係数 E (N/mm <sup>2</sup> )	205000	205000	205000	205000	205000	205000	205000	205000
せい H (mm)	100	100	100	100	100	100	60	60
幅 B (mm)	50	50	50	50	50	50	30	30
厚さ t (mm)	2.3	2.3	3.2	3.2	3.2	3.2	2.3	2.3
コーナー(内側1tr) r (mm)	2.3	2.3	3.2	3.2	3.2	3.2	2.3	2.3
部材長さ L (mm)	4028.0	4028.0	2275.0	1779.3	1814.2	2365.4	3559.0	3559.0
座屈長さ	l <sub>kx</sub> (mm)	1110.6	1686.8	2200.0	1735.3	1770.2	2321.4	1495.0
	l <sub>ky</sub> (mm)	1110.6	1686.8	2200.0	1735.3	1770.2	2321.4	1495.0
軸部断面積 A (mm <sup>2</sup> )	442.6	442.6	606.3	606.3	606.3	606.3	258.6	258.6
重心までの距離	C <sub>x</sub> (mm)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	C <sub>y</sub> (mm)	13.6	13.6	14.0	14.0	14.0	14.0	8.6
断面二次モーメント	I <sub>x</sub> (mm <sup>4</sup> )	699000.0	699000.0	936000.0	936000.0	936000.0	936000.0	142000.0
	I <sub>y</sub> (mm <sup>4</sup> )	111000.0	111000.0	149000.0	149000.0	149000.0	149000.0	22700.0
断面係数	Z <sub>x</sub> (mm <sup>3</sup> )	14000.0	14000.0	18700.0	18700.0	18700.0	18700.0	4720.0
	Z <sub>y</sub> (mm <sup>3</sup> )	3040.0	3040.0	4150.0	4150.0	4150.0	4150.0	1060.0
断面二次半径	i <sub>x</sub> (mm)	39.7	39.7	39.3	39.3	39.3	39.3	23.4
	i <sub>y</sub> (mm)	15.8	15.8	15.7	15.7	15.7	15.7	9.4
細長比	$\lambda_x$	27.9	42.4	56.0	44.2	45.1	59.1	63.8
	$\lambda_y$	70.1	106.5	140.3	110.7	112.9	148.1	159.6
	$\lambda$	70.1	106.5	140.3	110.7	112.9	148.1	159.6
限界細長比 $\Lambda$	119.8	119.8	119.8	119.8	119.8	119.8	119.8	119.8
ポアソン比 $\nu$	1.7	2.0	2.4	2.1	2.1	2.5	2.7	2.7
モーメント分布による補正係数 C <sub>b</sub>	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
許容引張応力度 ft (N/mm <sup>2</sup> )	156.0	156.0	156.0	156.0	156.0	156.0	156.0	156.0
許容せん断応力度 fs (N/mm <sup>2</sup> )	90.4	90.4	90.4	90.4	90.4	90.4	90.4	90.4
許容圧縮応力度 fc (N/mm <sup>2</sup> )	117.3	79.3	47.4	74.8	72.4	42.6	36.7	36.7
許容曲げ応力度 fb <sub>x</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	156.0	152.0	137.5	150.4	149.5	133.7	127.4	127.4
許容曲げ応力度 fb <sub>y</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	118.1	59.4	34.2	55.0	52.9	30.8	26.5	26.5

・プレート

ft: 長期許容引張応力度

F/1.5

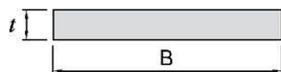


表5.3 プレート

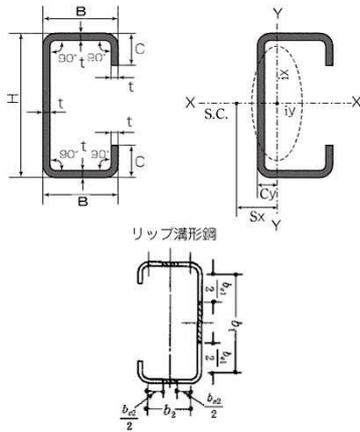
部材番号		10	11					
部材		中央 ブレース 前	中央 ブレース 後					
断面		PL-38×2.3	PL-38×2.3					
降伏点強度	F (N/mm <sup>2</sup> )	235	235					
引張強度	$\sigma_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	400	400					
ヤング係数	E (N/mm <sup>2</sup> )	205000	205000					
幅	B (mm)	38	38					
厚さ	t (mm)	2.3	2.3					
部材長さ	L (mm)	1127.6	1895.9					
座屈長さ	lkx (mm)	1083.6	1851.9					
	lky (mm)	1083.6	1851.9					
軸部断面積	A (mm <sup>2</sup> )	87.4	87.4					
重心までの 距離	Cx (mm)	19.0	19.0					
	Cy (mm)	1.2	1.2					
断面二次 モーメント	Ix (mm <sup>4</sup> )	10517.1	10517.1					
	Iy (mm <sup>4</sup> )	38.5	38.5					
断面係数	Zx (mm <sup>3</sup> )	553.5	553.5					
	Zy (mm <sup>3</sup> )	33.5	33.5					
断面二次 半径	ix (mm)	11.0	11.0					
	iy (mm)	0.66	0.66					
細長比	$\lambda_x$	98.8	168.8					
	$\lambda_y$	1632.0	2789.2					
	$\lambda$	1632.0	2789.2					
限界細長比	$\Lambda$	119.8	119.8					
ポアソン比	$\nu$	125.2	362.9					
モーメント分布に よる補正係数	Cb	1.0	1.0					
許容引張応力度	ft (N/mm <sup>2</sup> )	<b>156.0</b>	<b>156.0</b>					

## 6. 断面性能

支持架構の各部材についての断面性能算出結果を表6.1～表6.3に示す。

支柱前(右)部材No.2-1:C-75×45×15×2.3についての算出例を以下に示す。

・リップ溝形鋼



リップ溝形鋼  
幅厚比による無効部分例

断面欠損による有効断面積

$$As = A - Sa = 413.7 - 29.9 = 383.8 \text{ mm}^2$$

$$Sa = n \times sd \times t = 1 \times 13 \times 2.3 = 29.9 \text{ mm}^2$$

幅厚比による有効断面積

$$Ah = A - Sh = 413.7 - 0 = 413.7 \text{ mm}^2$$

$$Sh = be2 \times t + be1 \times t \times 0 \times 2.3 + 0 \times 2.3 = 0.0 \text{ mm}^2$$

幅厚比による有効断面係数

$$Zxh = Zx - SZxf - SZxw = 9900 - 0 - 0 = 9900.0 \text{ mm}^3$$

$$Zyh = Zy - SZyf - SZyw = 4240 - 0 - 0 = 4240.0 \text{ mm}^3$$

無効断面係数

X軸	SZxf, SZxw = 0.0 mm <sup>3</sup>
Y軸	SZyf, SZyw = 0.0 mm <sup>3</sup>

ウェブ断面積

$$Aw = H \times t = 75 \times 2.3 = 172.5 \text{ mm}^2$$

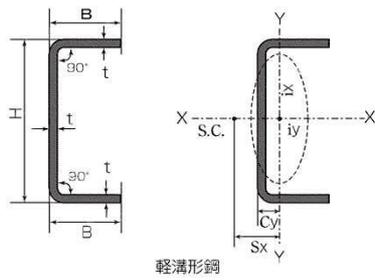
以下の表6.1～表6.3に算出例と同様に算出した各支持部材の断面性能を示す。

表6.1 リップ溝形鋼

※赤文字は「鋼構造設計基準」より抜粋

部材番号		2-1,2-2	3-1,3-2				
部材		支柱前(右,左)	支柱後(右,左)				
断面		C-75×45 ×15×2.3	C-75×45 ×15×2.3				
せい	H (mm)	75	75				
幅	B (mm)	45	45				
立上り	C (mm)	15	15				
厚さ	t (mm)	2.3	2.3				
コーナー(内側1tr)	r (mm)	2.3	2.3				
接合部		ボルト	ボルト				
ボルト	n	行数	1	1			
	m	列数	1	1			
孔径	sd (mm)	13.0	13.0				
軸部断面積	A (mm <sup>2</sup> )	413.7	413.7				
重心までの 距離	Cx (mm)	0.0	0.0				
	Cy (mm)	17.2	17.2				
断面二次 モーメント	Ix (mm <sup>4</sup> )	371000.0	371000.0				
	Iy (mm <sup>4</sup> )	118000.0	118000.0				
断面係数	Zx (mm <sup>3</sup> )	9900.0	9900.0				
	Zy (mm <sup>3</sup> )	4240.0	4240.0				
断面二次 半径	ix (mm)	29.9	29.9				
	iy (mm)	16.9	16.9				
欠損断面積	Sa (mm <sup>2</sup> )	29.9	29.9				
幅厚比	H/t ≤ 48	32.6	32.6				
	B/t ≤ 48	19.6	19.6				
幅厚比無効長さ							
フランジ be2 (mm)		0.0	0.0				
ウェブ be1 (mm)		0.0	0.0				
幅厚比無効 断面積	Sh (mm <sup>2</sup> )	0.0	0.0				
幅厚比無効 断面係数(フランジ)	SZxf (mm <sup>3</sup> )	0.0	0.0				
	SZyf (mm <sup>3</sup> )	0.0	0.0				
幅厚比無効 断面係数(ウェブ)	SZxw (mm <sup>3</sup> )	0.0	0.0				
	SZyw (mm <sup>3</sup> )	0.0	0.0				
断面欠損による 有効断面積	As (mm <sup>2</sup> )	383.8	383.8				
幅厚比による 有効断面積	Ah (mm <sup>2</sup> )	413.7	413.7				
幅厚比による 有効断面係数	Zxh (mm <sup>3</sup> )	9900.0	9900.0				
	Zyh (mm <sup>3</sup> )	4240.0	4240.0				
ウェブ断面積	Aw (mm <sup>2</sup> )	172.5	172.5				

・軽溝形鋼



「突出脚部の無効長さ」  
(溝形、山形鋼の場合)

断面	材軸方向のボルト本数nh				
	1	2	3	4	5以上
溝形鋼	$h-t$	0.7	0.4	0.25	0.2

突出脚部の無効長さ

算出例: パネル受け [-100×50×2.3

h: 突出脚部長さ 50 mm

t: 厚さ 2.3 mm

nh: ボルト本数 1 本

突出脚部の無効長さ  $h-t = 50 - 2.3 = 47.7$  mm

表6.2 軽溝形鋼

※赤文字は「鋼構造設計基準」より抜粋

部材番号		1	4	5	6	7	8	9
部材		パネル受け	つなぎ材	側面ブレース	正面ブレース	背面ブレース	上弦材	下弦材
断面		[-100×50×2.3	[-100×50×3.2	[-100×50×3.2	[-100×50×3.2	[-100×50×3.2	[-60×30×2.3	[-60×30×2.3
せい	H (mm)	100	100	100	100	100	60	60
幅	B (mm)	50	50	50	50	50	30	30
厚さ	t (mm)	2.3	3.2	3.2	3.2	3.2	2.3	2.3
コーナー(内側1tr)	r (mm)	2.3	3.2	3.2	3.2	3.2	2.3	2.3
接合部		ボルト						
ボルト	n 行数	1	1	1	1	1	1	1
	m 列数	1	1	1	1	1	1	1
孔径	sd (mm)	13.0	13.0	13.0	13.0	13.0	13.0	13.0
軸部断面積	A (mm <sup>2</sup> )	442.6	606.3	606.3	606.3	606.3	258.6	258.6
重心までの距離	Cx (mm)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	Cy (mm)	13.6	14.0	14.0	14.0	14.0	8.6	8.6
断面二次モーメント	Ix (mm <sup>4</sup> )	699000.0	936000.0	936000.0	936000.0	936000.0	142000.0	142000.0
	Iy (mm <sup>4</sup> )	111000.0	149000.0	149000.0	149000.0	149000.0	22700.0	22700.0
断面係数	Zx (mm <sup>3</sup> )	14000.0	18700.0	18700.0	18700.0	18700.0	4720.0	4720.0
	Zy (mm <sup>3</sup> )	3040.0	4150.0	4150.0	4150.0	4150.0	1060.0	1060.0
断面二次半径	ix (mm)	39.7	39.3	39.3	39.3	39.3	23.4	23.4
	iy (mm)	15.8	15.7	15.7	15.7	15.7	9.4	9.4
欠損断面積	Sa (mm <sup>2</sup> )	249.3	341.1	341.1	341.1	341.1	157.3	157.3
幅厚比	$H/t \leq 48$	43.5	31.3	31.3	31.3	31.3	26.1	26.1
	$B/t \leq 16$	21.7	15.6	15.6	15.6	15.6	13.0	13.0
幅厚比無効長さ								
フランジ	(mm)	13.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
ウェブ	(mm)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
幅厚比無効断面積	Sh (mm <sup>2</sup> )	30.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
幅厚比無効断面係数(フランジ)	SZxf (mm <sup>3</sup> )	2898.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	SZyf (mm <sup>3</sup> )	1206.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
幅厚比無効断面係数(ウェブ)	SZxw (mm <sup>3</sup> )	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	SZyw (mm <sup>3</sup> )	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
断面欠損による有効断面積	As (mm <sup>2</sup> )	193.3	265.2	265.2	265.2	265.2	101.3	101.3
幅厚比による有効断面積	Ah (mm <sup>2</sup> )	412.2	606.3	606.3	606.3	606.3	258.6	258.6
幅厚比による有効断面係数	Zxh (mm <sup>3</sup> )	11101.5	18700.0	18700.0	18700.0	18700.0	4720.0	4720.0
	Zyh (mm <sup>3</sup> )	1833.7	4150.0	4150.0	4150.0	4150.0	1060.0	1060.0
ウェブ断面積	Aw (mm <sup>2</sup> )	230.0	320.0	320.0	320.0	320.0	138.0	138.0

・プレート

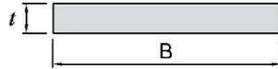


表6.3 プレート

部材番号		10	11				
部材		中央 ブレース 前	中央 ブレース 後				
断面		PL-38×2.3	PL-38×2.3				
幅	B (mm)	38	38				
厚さ	t (mm)	2.3	2.3				
接合部		1-M12	1-M12				
ボルト	n 行数	1	1				
	m 列数	1	1				
孔径	sd (mm)	13.0	13.0				
軸部断面積	A (mm <sup>2</sup> )	87.4	87.4				
重心までの 距離	Cx (mm)	19.0	19.0				
	Cy (mm)	1.2	1.2				
断面二次 モーメント	Ix (mm <sup>4</sup> )	10517.1	10517.1				
	Iy (mm <sup>4</sup> )	38.5	38.5				
断面係数	Zx (mm <sup>3</sup> )	553.5	553.5				
	Zy (mm <sup>3</sup> )	33.5	33.5				
断面二次 半径	ix (mm)	11.0	11.0				
	iy (mm)	0.7	0.7				
欠損断面積	Sa (mm <sup>2</sup> )	29.9	29.9				
断面欠損による 有効断面積	As (mm <sup>2</sup> )	<b>57.5</b>	<b>57.5</b>				

## 7.各フレームに作用する荷重の算出

各フレームの節点に作用する荷重は、表4.2に示す単位面積あたりの荷重に各節点の負担面積を乗じて求める。

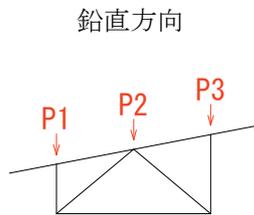
$$P = \text{単位面積あたりの荷重(N/m}^2) \times \text{負担面積(m}^2)$$

$$\text{負担面積P1} = (D+D/2) \times (W/2)$$

$$\text{負担面積P2} = (D/2+D/2) \times (W/2)$$

$$\text{負担面積P3} = (D+D/2) \times (W/2)$$

### 7.1 側面フレーム



※矢印の方向を正とする

#### a) 固定荷重

$$P1 = 350 \times (1 + 1/2) \times (2/2) = 525.0 \text{ N}$$

$$P2 = 350 \times (1/2 + 1/2) \times (2/2) = 350.0 \text{ N}$$

$$P3 = 350 \times (1 + 1/2) \times (2/2) = 525.0 \text{ N}$$

#### b) 積雪荷重

$$P1 = 1000 \times (1 + 1/2) \times (2/2) = 1500.0 \text{ N}$$

$$P2 = 1000 \times (1/2 + 1/2) \times (2/2) = 1000.0 \text{ N}$$

$$P3 = 1000 \times (1 + 1/2) \times (2/2) = 1500.0 \text{ N}$$

#### c) 風圧荷重(正)

$$P1 = 1100 \cos 20 \times (1 + 1/2) \times (2/2) = 1550.5 \text{ N}$$

$$P2 = 1100 \cos 20 \times (1/2 + 1/2) \times (2/2) = 1033.7 \text{ N}$$

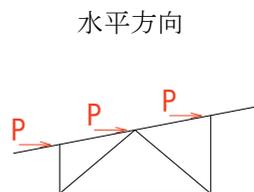
$$P3 = 1100 \cos 20 \times (1 + 1/2) \times (2/2) = 1550.5 \text{ N}$$

#### d) 風圧荷重(負)

$$P1 = -1400 \cos 20 \times (1 + 1/2) \times (2/2) = -1973.4 \text{ N}$$

$$P2 = -1400 \cos 20 \times (1/2 + 1/2) \times (2/2) = -1315.6 \text{ N}$$

$$P3 = -1400 \cos 20 \times (1 + 1/2) \times (2/2) = -1973.4 \text{ N}$$



#### e) 風圧荷重(正)

$$P = W + \cos \theta \times (\text{アレイ面の最高高さ} - \text{アレイ面の最低高さ}) \times \text{負担幅} / \text{荷重配置数}$$

$$P = 1100 \cos 20 \times (2.516 - 1.1) \times (2/2) / 3 = 487.9 \text{ N}$$

#### f) 風圧荷重(負)

$$P = W - \cos \theta \times (\text{アレイ面の最高高さ} - \text{アレイ面の最低高さ}) \times \text{負担幅} / \text{荷重配置数}$$

$$P = -1400 \cos 20 \times (2.516 - 1.1) \times (2/2) / 3 = -620.9 \text{ N}$$

#### g) 地震荷重

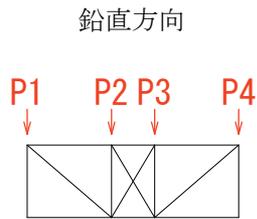
$$P = 150 \times 4.03 \times (2/2) / 3 = 201.4 \text{ N}$$

部材単体にかかる風圧荷重

※表4.4 設計荷重(単体部材の風圧荷重)参照

部材名称	風圧荷重	
	(正)	(負)
	(N/m)	(N/m)
支柱前	60	60
支柱後	60	60
側面ブレース	60	60
正面ブレース	180	150
背面ブレース	150	180
上下弦材	110	90

## 7.2 正面(背面)フレーム



※矢印の方向を正とする

### h) 固定荷重

$$\begin{aligned} P1 &= 350 \times (0.3 + 1.4 / 2) \times (4.03 / 2) = 704.9 \text{ N} \\ P2 &= 350 \times ((1.4 / 2) + (0.62 / 2)) \times (4.03 / 2) = 711.9 \text{ N} \\ P3 &= 350 \times ((1.4 / 2) + (0.62 / 2)) \times (4.03 / 2) = 711.9 \text{ N} \\ P4 &= 350 \times (0.3 + 1.4 / 2) \times (4.03 / 2) = 704.9 \text{ N} \end{aligned}$$

### i) 積雪荷重

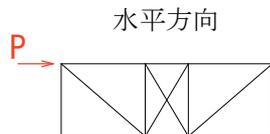
$$\begin{aligned} P1 &= 1000 \times (0.3 + 1.4 / 2) \times (4.03 / 2) = 2014.0 \text{ N} \\ P2 &= 1000 \times ((1.4 / 2) + (0.62 / 2)) \times (4.03 / 2) = 2034.1 \text{ N} \\ P3 &= 1000 \times ((1.4 / 2) + (0.62 / 2)) \times (4.03 / 2) = 2034.1 \text{ N} \\ P4 &= 1000 \times (0.3 + 1.4 / 2) \times (4.03 / 2) = 2014.0 \text{ N} \end{aligned}$$

### j) 風圧荷重(正)

$$\begin{aligned} P1 &= 1100 \cos 20^\circ \times (0.3 + 1.4 / 2) \times (4.03 / 2) = 839.2 \text{ N} \\ P2 &= 1100 \cos 20^\circ \times ((1.4 / 2) + (0.62 / 2)) \times (4.03 / 2) = 834.2 \text{ N} \\ P3 &= 1100 \cos 20^\circ \times ((1.4 / 2) + (0.62 / 2)) \times (4.03 / 2) = 834.2 \text{ N} \\ P4 &= 1100 \cos 20^\circ \times (0.3 + 1.4 / 2) \times (4.03 / 2) = 839.2 \text{ N} \end{aligned}$$

### k) 風圧荷重(負)

$$\begin{aligned} P1 &= -1400 \cos 20^\circ \times (0.3 + 1.4 / 2) \times (4.03 / 2) = -1068.1 \text{ N} \\ P2 &= -1400 \cos 20^\circ \times ((1.4 / 2) + (0.62 / 2)) \times (4.03 / 2) = -1061.7 \text{ N} \\ P3 &= -1400 \cos 20^\circ \times ((1.4 / 2) + (0.62 / 2)) \times (4.03 / 2) = -1061.7 \text{ N} \\ P4 &= -1400 \cos 20^\circ \times (0.3 + 1.4 / 2) \times (4.03 / 2) = -1068.1 \text{ N} \end{aligned}$$



### l) 地震荷重

$$P = 150 \times 4.02 \times (4.03 / 2) / 3 = 1214.4 \text{ N}$$

部材単体にかかる風圧荷重

※表4.4 設計荷重(単体部材の風圧荷重)参照

部材名称	風圧荷重	
	(正)	(負)
	(N/m)	(N/m)
パネル受け(内側)	180	180
パネル受け(外側)	150	150
支柱前(内側)	180	180
支柱前(外側)	150	150
支柱前(内側)	180	180
支柱前(外側)	150	150
側面ブレース(内側)	180	180
側面ブレース(外側)	150	150
つなぎ材(内側)	140	140
つなぎ材(外側)	120	120
正面ブレース	60	60
背面ブレース	60	60

- ] : 内側

- [ : 外側

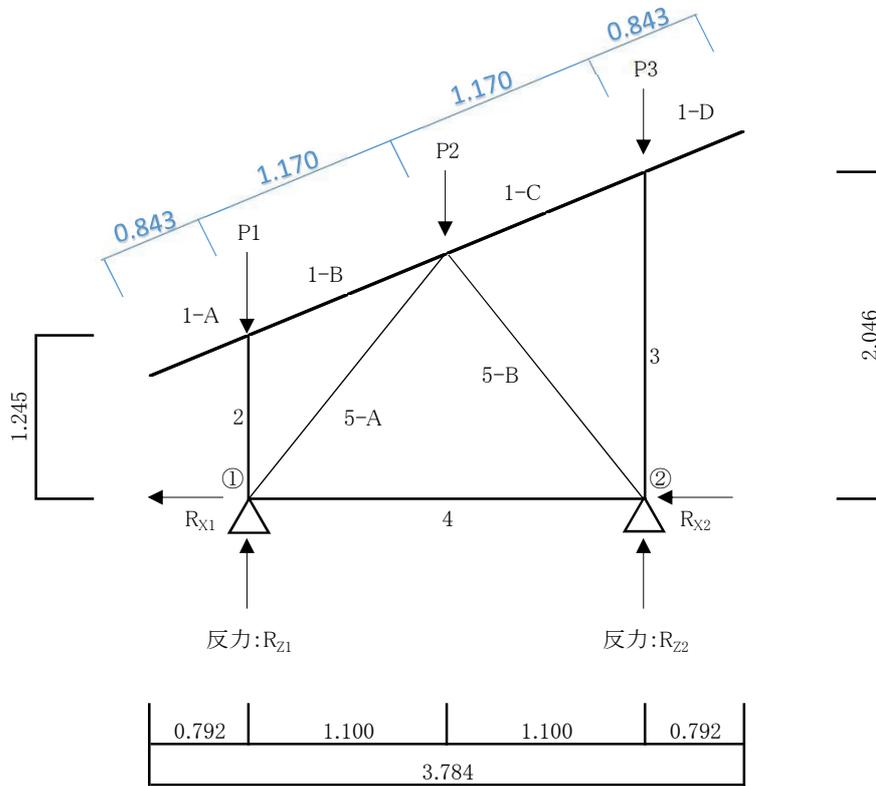
上記で算出した荷重にて各フレームの応力を算出する。

## 8.応力計算

### 8.1 側面フレーム

各フレームに生じる応力の計算、そのまとめを以下に示す。

#### 8.1.1 鉛直荷重時



※矢印の方向を正とする。また、曲げモーメントは時計回りを正とする。

※記号および数字の意味

N: 軸力

M: 曲げモーメント

Q: せん断力

①、②: 支点番号

1～5: 部材番号

〔固定荷重〕

$$\left. \begin{array}{l} 1) \text{ 荷重 } P1 = 525.0 \text{ N} \\ P2 = 350.0 \text{ N} \\ P3 = 525.0 \text{ N} \end{array} \right\} \text{ 「7.1 側面フレーム」参照}$$

2) 反力の算出(つり合い式より算出)

支点②に作用する曲げモーメントより鉛直反力 $R_{z1}$ を算出する。

$$\begin{aligned} \Sigma M_{\textcircled{2}} = 0 \text{ より } & -525 \times 2.2 - 350 \times 1.1 + R_{z1} \times 2.2 = 0 \\ R_{z1} = (525 \times 2.2 + 350 \times 1.1) / 2.2 & = 700.0 \text{ N} \end{aligned}$$

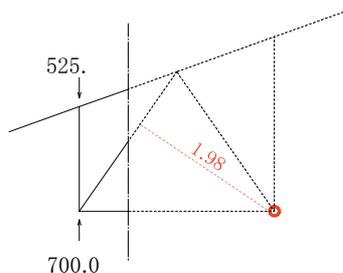
支点①に作用する曲げモーメントより鉛直反力 $R_{z2}$ を算出する。

$$\begin{aligned} \Sigma M_{\textcircled{1}} = 0 \text{ より } & 525 \times 2.2 + 350 \times 1.1 - R_{z2} \times 2.2 = 0 \\ R_{z2} = (525 \times 2.2 + 350 \times 1.1) / 2.2 & = 700.0 \text{ N} \end{aligned}$$

支点①、②に作用する水平反力 $R_{x1}$ 、 $R_{x2}$ を算出する。

$$\Sigma H = 0 \text{ より } R_{x1}, R_{x2} = 0.0 \text{ N}$$

3) 各部材の軸力算出



※引張を正、圧縮を負とする。

※応力は「リッターの切断法」により算出する。

側面ブレース(部材番号:5-A)

$$\begin{aligned} \Sigma M = 0 \text{ より} \\ -525 \times 2.2 + 700 \times 2.2 + N_{5-A} \times 1.980 & = 0 \\ N_{5-A} = -194.4 \text{ N} \quad \text{応力の分解} \quad \begin{array}{l} \text{水平成分} \quad -108.0 \text{ N} \\ \text{鉛直成分} \quad -161.7 \text{ N} \end{array} \end{aligned}$$

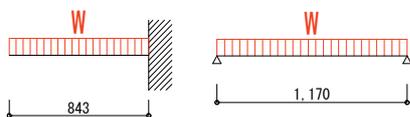
※○を起点に応力を算出

支柱(部材番号:2)

$$\begin{aligned} \Sigma V = 0 \text{ より} \\ 525.0 + N_2 = 0 \quad N_2, N_3 = -525.0 \text{ N} \end{aligned}$$

4) パネル受けの曲げモーメント算出

※パネル受けはモジュールと直接接合されており、モジュールに作用する荷重を直接負担するため、実状に近い等分布荷重にて応力を算出する。



片持ち部(部材番号:1-A)

荷重Wは「表4.3」参照

$$\begin{aligned} M_{1-A} & = W \times L^2 / 2 \\ & = 350.0 \times 0.843^2 / 2 = 124.4 \text{ N}\cdot\text{m} \\ Q_{1-A} & = W \times L \\ & = 350.0 \times 0.843 = 295.1 \text{ N} \end{aligned}$$

中央部(部材番号:1-B)

$$\begin{aligned} M_{1-B} & = W \times L^2 / 8 \\ & = 350.0 \times 1.17^2 / 8 = 59.9 \text{ N}\cdot\text{m} \\ Q_{1-B} & = W \times L / 2 \\ & = 350.0 \times 1.17 / 2 = 204.8 \text{ N} \end{aligned}$$

〔積雪荷重〕

$$\left. \begin{array}{l} 1) \text{ 荷重 } P1 = 1500.0 \text{ N} \\ P2 = 1000.0 \text{ N} \\ P3 = 1500.0 \text{ N} \end{array} \right\} \text{ 「7.1 側面フレーム」参照}$$

2) 反力の算出(つり合い式より算出)

支点②に作用する曲げモーメントより鉛直反力 $R_{z1}$ を算出する。

$$\begin{aligned} \Sigma M_{\text{②}} = 0 \text{ より } & -1500 \times 2.2 - 1000 \times 1.1 + R_{z1} \times 2.2 = 0 \\ R_{z1} = (1500 \times 2.2 + 1000 \times 1.1) / 2.2 & = 2000.0 \text{ N} \end{aligned}$$

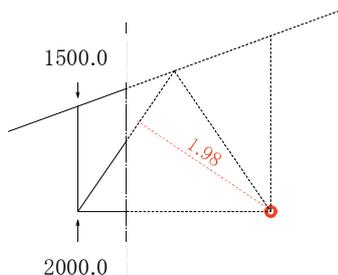
支点①に作用する曲げモーメントより鉛直反力 $R_{z2}$ を算出する。

$$\begin{aligned} \Sigma M_{\text{①}} = 0 \text{ より } & 1500 \times 2.2 + 1000 \times 1.1 - R_{z2} \times 2.2 = 0 \\ R_{z2} = (1500 \times 2.2 + 1000 \times 1.1) / 2.2 & = 2000.0 \text{ N} \end{aligned}$$

支点①、②に作用する水平反力 $R_{x1}$ 、 $R_{x2}$ を算出する。

$$\Sigma H = 0 \text{ より } R_{x1}, R_{x2} = 0.0 \text{ N}$$

3) 各部材の軸力算出



※引張を正、圧縮を負とする。

※応力は「リッターの切断法」により算出する。

側面ブレース(部材番号:5-A)

$$\begin{aligned} \Sigma M = 0 \text{ より} \\ -1500 \times 2.2 + 2000 \times 2.2 + N_{5-A} \times 1.980 & = 0 \\ N_{5-A} = -555.6 \text{ N} \end{aligned}$$

応力の分解

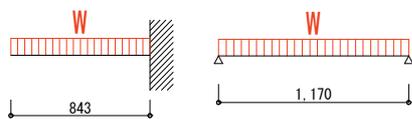
水平成分	-308.7 N
鉛直成分	-461.9 N

※○を起点に応力を算出

支柱(部材番号:2)

$$\begin{aligned} \Sigma V = 0 \text{ より} \\ 1500.0 + N_2 = 0 \quad N_2, N_3 = -1500.0 \text{ N} \end{aligned}$$

4) パネル受けの曲げモーメント算出



片持ち部(部材番号:1-A)

荷重Wは「表4.3」参照

$$\begin{aligned} M_{1-A} &= W \times L^2 / 2 \\ &= 1000.0 \times 0.843^2 / 2 = 355.3 \text{ N}\cdot\text{m} \\ Q_{1-A} &= W \times L \\ &= 1000.0 \times 0.843 = 843.0 \text{ N} \end{aligned}$$

中央部(部材番号:1-B)

$$\begin{aligned} M_{1-B} &= W \times L^2 / 8 \\ &= 1000.0 \times 1.17^2 / 8 = 171.1 \text{ N}\cdot\text{m} \\ Q_{1-B} &= W \times L / 2 \\ &= 1000.0 \times 1.17 / 2 = 585.0 \text{ N} \end{aligned}$$

〔風圧荷重(正)〕

$$\left. \begin{array}{l} 1) \text{ 荷重 } P1 = 1550.5 \text{ N} \\ P2 = 1033.7 \text{ N} \\ P3 = 1550.5 \text{ N} \end{array} \right\} \text{ 「7.1 側面フレーム」参照}$$

2) 反力の算出(つり合い式より算出)

支点②に作用する曲げモーメントより鉛直反力 $R_{z1}$ を算出する。

$$\begin{aligned} \Sigma M_{\text{②}} = 0 \text{ より } & -1550.5 \times 2.2 - 1033.7 \times 1.1 + R_{z1} \times 2.2 = 0 \\ R_{z1} = (1550.5 \times 2.2 + 1033.7 \times 1.1) / 2.2 & = 2067.3 \text{ N} \end{aligned}$$

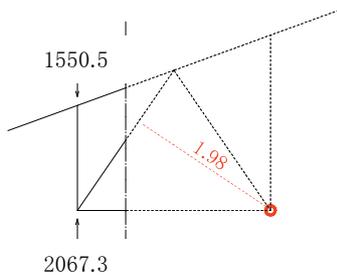
支点①に作用する曲げモーメントより鉛直反力 $R_{z2}$ を算出する。

$$\begin{aligned} \Sigma M_{\text{①}} = 0 \text{ より } & 1550.5 \times 2.2 + 1033.7 \times 1.1 - R_{z2} \times 2.2 = 0 \\ R_{z2} = (1550.5 \times 2.2 + 1033.7 \times 1.1) / 2.2 & = 2067.3 \text{ N} \end{aligned}$$

支点①、②に作用する水平反力 $R_{x1}$ 、 $R_{x2}$ を算出する。

$$\Sigma H = 0 \text{ より } R_{x1}, R_{x2} = 0.0 \text{ N}$$

3) 各部材の軸力算出



※引張を正、圧縮を負とする。

※応力は「リッターの切断法」により算出する。

側面ブレース(部材番号:5-A)

$$\begin{aligned} \Sigma M = 0 \text{ より} \\ -1550.5 \times 2.2 + 2067.3 \times 2.2 + N_{5-A} \times 1.980 = 0 \\ N_{5-A} = -574.3 \text{ N} \end{aligned}$$

応力の分解

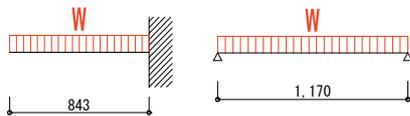
水平成分	-319.1 N
鉛直成分	-477.5 N

※○を起点に応力を算出

支柱(部材番号:2)

$$\begin{aligned} \Sigma V = 0 \text{ より} \\ 1550.5 + N_2 = 0 \quad N_2, N_3 = -1550.5 \text{ N} \end{aligned}$$

4) パネル受けの曲げモーメント算出



片持ち部(部材番号:1-A)

荷重Wは「表4.3」参照

$$\begin{aligned} M_{1-A} &= W \times L^2 / 2 \\ &= 1033.7 \times 0.843^2 / 2 = 367.3 \text{ N}\cdot\text{m} \\ Q_{1-A} &= W \times L \\ &= 1033.7 \times 0.843 = 871.4 \text{ N} \end{aligned}$$

両端支持部(部材番号:1-B)

$$\begin{aligned} M_{1-B} &= W \times L^2 / 8 \\ &= 1033.7 \times 1.17^2 / 8 = 176.9 \text{ N}\cdot\text{m} \\ Q_{1-B} &= W \times L / 2 \\ &= 1033.7 \times 1.17 / 2 = 604.7 \text{ N} \end{aligned}$$

〔風圧荷重(負)〕

$$\left. \begin{array}{l} 1) \text{ 荷重 } P1 = -1973.4 \text{ N} \\ P2 = -1315.6 \text{ N} \\ P3 = -1973.4 \text{ N} \end{array} \right\} \text{ 「7.1 側面フレーム」参照}$$

2) 反力の算出(つり合い式より算出)

支点②に作用する曲げモーメントより鉛直反力 $R_{z1}$ を算出する。

$$\begin{aligned} \Sigma M_{\textcircled{2}} = 0 \text{ より } & 1973.4 \times 2.2 + 1315.6 \times 1.1 + R_{z1} \times 2.2 = 0 \\ R_{z1} = & (-1973.4 \times 2.2 - 1315.6 \times 1.1) / 2.2 = -2631.1 \text{ N} \end{aligned}$$

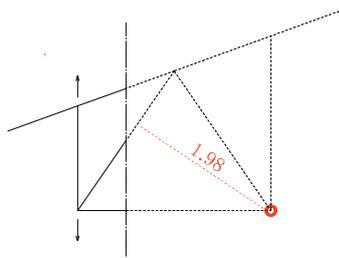
支点①に作用する曲げモーメントより鉛直反力 $R_{z2}$ を算出する。

$$\begin{aligned} \Sigma M_{\textcircled{1}} = 0 \text{ より } & -1973.4 \times 2.2 - 1315.6 \times 1.1 - R_{z2} \times 2.2 = 0 \\ R_{z2} = & (-1973.4 \times 2.2 - 1315.6 \times 1.1) / 2.2 = -2631.1 \text{ N} \end{aligned}$$

支点①、②に作用する水平反力 $R_{x1}$ 、 $R_{x2}$ を算出する。

$$\Sigma H = 0 \text{ より } R_{x1}, R_{x2} = 0.0 \text{ N}$$

3) 各部材の軸力算出



※引張を正、圧縮を負とする。

※応力は「リッターの切断法」により算出する。

側面ブレース(部材番号:5-A)

$$\begin{aligned} \Sigma M = 0 \text{ より} \\ 1973.4 \times 2.2 + -2631.1 \times 2.2 + N_{5-A} \times 1.980 &= 0 \\ N_{5-A} = 730.9 \text{ N} \end{aligned}$$

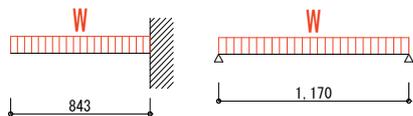
応力の分解	水平成分	406.1 N
	鉛直成分	607.7 N

※○を起点に応力を算出

支柱(部材番号:2)

$$\begin{aligned} \Sigma V = 0 \text{ より} \\ -1973.4 + N_2 = 0 \quad N_2, N_3 = 1973.4 \text{ N} \end{aligned}$$

4) パネル受けの曲げモーメント算出



片持ち部(部材番号:1-A)

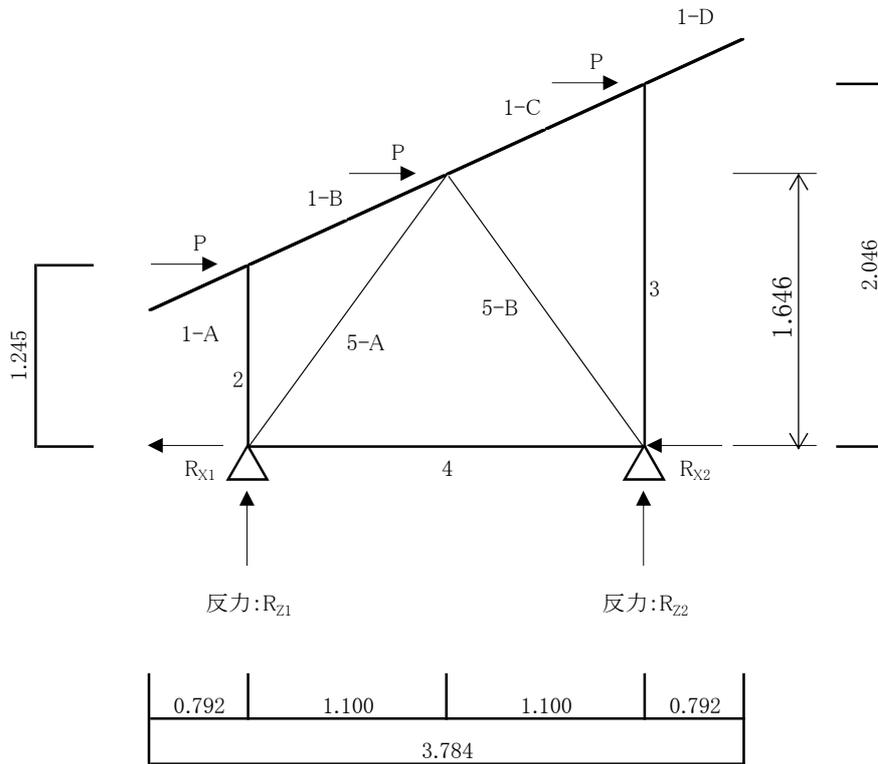
荷重Wは「表4.3」参照

$$\begin{aligned} M_{1-A} &= W \times L^2 / 2 \\ &= -1315.6 \times 0.843^2 / 2 = -467.5 \text{ N}\cdot\text{m} \\ Q_{1-A} &= W \times L \\ &= -1315.6 \times 0.843 = -1109.0 \text{ N} \end{aligned}$$

中央部(部材番号:1-B)

$$\begin{aligned} M_{1-B} &= W \times L^2 / 8 \\ &= -1315.6 \times 1.17^2 / 8 = -225.1 \text{ N}\cdot\text{m} \\ Q_{1-B} &= W \times L / 2 \\ &= -1315.6 \times 1.17 / 2 = -769.6 \text{ N} \end{aligned}$$

8.1.2 水平荷重時



※矢印の方向を正とする。曲げモーメントについては時計回りを正とする。

〔風圧荷重(正)〕

1) 荷重 P = 487.9 N … 「7.1 側面フレーム」参照

2) 反力の算出(つり合い式より算出)

支点②に作用する曲げモーメントより鉛直反力 $R_{z1}$ を算出する。

$$\begin{aligned} \Sigma M_{\text{②}} = 0 \text{ より } & 487.9 \times 1.245 + 487.9 \times 1.646 + 487.9 \times 2.046 + R_{z1} \times 2.2 = 0 \\ R_{z1} = & (-487.9 \times 1.245 - 487.9 \times 1.646 - 487.9 \times 2.046) / 2.2 = -1094.8 \text{ N} \end{aligned}$$

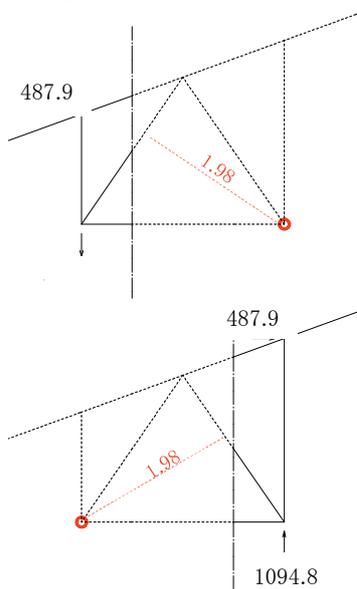
支点①に作用する曲げモーメントより鉛直反力 $R_{z2}$ を算出する。

$$\begin{aligned} \Sigma M_{\text{①}} = 0 \text{ より } & 487.9 \times 1.245 + 487.9 \times 1.646 + 487.9 \times 2.046 + R_{z1} \times 2.2 = 0 \\ R_{z2} = & (487.9 \times 1.245 + 487.9 \times 1.646 + 487.9 \times 2.046) / 2.2 = 1094.8 \text{ N} \end{aligned}$$

支点①、②に作用する水平反力 $R_{x1}$ 、 $R_{x2}$ を算出する。

$$\Sigma H = 0 \text{ より } 487.9 \times 3 + R_{x1} + R_{x2} = 0 \quad R_{x1}, R_{x2} = 731.8 \text{ N}$$

3) 各部材の軸力算出



※引張を正、圧縮を負とする。

※応力は「リッターの切断法」により算出する。

側面ブレース(部材番号:5-A)

$\Sigma M_{\text{左}} = 0$  より

$$\begin{aligned} -487.9 \times 1.245 + (-1094.8) \times 2.2 + N_{5-A} \times 1.980 &= 0 \\ N_{5-A} &= 1523.2 \text{ N} \end{aligned}$$

応力の分解	水平成分	846.4 N
	鉛直成分	1266.4 N

側面ブレース(部材番号:5-B)

$\Sigma M_{\text{右}} = 0$  より

$$\begin{aligned} 487.9 \times 2.046 - (1094.8) \times 2.2 + N_{5-B} \times 1.980 &= 0 \\ N_{5-B} &= 712.3 \text{ N} \end{aligned}$$

応力の分解	水平成分	395.8 N
	鉛直成分	592.3 N

※○を起点に応力を算出

支柱(部材番号:2)

$\Sigma V = 0$  より

$$1266.4 + (-1094.8) + N_2 = 0 \quad N_2, N_3 = -171.6 \text{ N}$$

つなぎ材(部材番号:4)

$\Sigma H = 0$  より

$$846.4 + (395.8) + N_4 = 0 \quad N_4 = -1242.1 \text{ N}$$

パネル受けの軸力

パネル受けの軸力は水平荷重をアレイ面の傾斜角に置換した応力とする。

$$N_{1-B} = -487.9 \times \sqrt{(1.1^2 + (1.646 - 1.245)^2)} / 1.1 = -519.3 \text{ N}$$

〔風圧荷重(負)〕

1) 荷重  $P = -620.9 \text{ N}$  … 「7.1 側面フレーム」参照

2) 反力の算出(つり合い式より算出)

支点②に作用する曲げモーメントより鉛直反力 $R_{z1}$ を算出する。

$$\begin{aligned} \Sigma M_{\text{②}} = 0 \text{ より } & -620.9 \times 1.245 + (-620.9) \times 1.646 + (-620.9) \times 2.046 + R_{z1} \times 2.2 = 0 \\ R_{z1} = & (620.9 \times 1.245 - (-620.9) \times 1.646 - (-620.9) \times 2.046) / 2.2 = 1393.4 \text{ N} \end{aligned}$$

支点①に作用する曲げモーメントより鉛直反力 $R_{z2}$ を算出する。

$$\begin{aligned} \Sigma M_{\text{①}} = 0 \text{ より } & -620.9 \times 1.245 + (-620.9) \times 1.646 + (-620.9) \times 2.046 - R_{z2} \times 2.2 = 0 \\ R_{z2} = & (-620.9 \times 1.245 + (-620.9) \times 1.646 + (-620.9) \times 2.046) / 2.2 = -1393.4 \text{ N} \end{aligned}$$

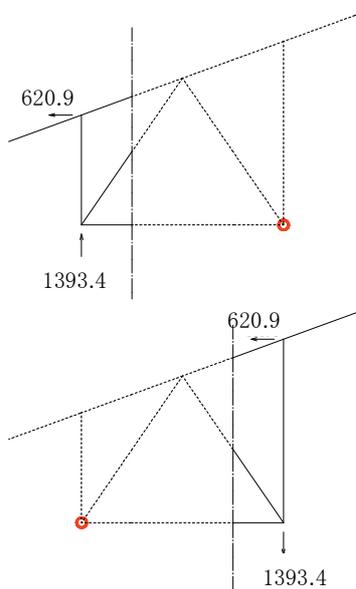
支点①、②に作用する水平反力 $R_{x1}$ 、 $R_{x2}$ を算出する。

$$\Sigma H = 0 \text{ より } -620.9 \times 3 + R_{x1} + R_{x2} = 0 \quad R_{x1}, R_{x2} = 931.4 \text{ N}$$

3) 各部材の軸力算出

※引張を正、圧縮を負とする。

※応力は「リッターの切断法」により算出する。



※○を起点に応力を算出

側面ブレース(部材番号:5-A)

$\Sigma M_{\text{左}} = 0$  より

$$\begin{aligned} -620.9 \times 1.245 + (1393.4) \times 2.2 + N_{5-A} \times 1.980 = 0 \\ N_{5-A} = -1157.8 \text{ N} \quad \text{応力の分解} \quad \begin{array}{l} \text{水平成分} \quad -643.3 \text{ N} \\ \text{鉛直成分} \quad -962.6 \text{ N} \end{array} \end{aligned}$$

側面ブレース(部材番号:5-B)

$\Sigma M_{\text{右}} = 0$  より

$$\begin{aligned} -620.9 \times 2.046 - (-1393.4) \times 2.2 + N_{5-B} \times 1.980 = 0 \\ N_{5-B} = -906.6 \text{ N} \quad \text{応力の分解} \quad \begin{array}{l} \text{水平成分} \quad -503.7 \text{ N} \\ \text{鉛直成分} \quad -753.8 \text{ N} \end{array} \end{aligned}$$

支柱(部材番号:2)

$\Sigma V = 0$  より

$$-962.6 + (1393.4) + N_2 = 0 \quad N_2, N_3 = -430.8 \text{ N}$$

つなぎ材(部材番号:4)

$\Sigma H = 0$  より

$$-643.3 + (-503.7) + N_4 = 0 \quad N_4 = 1147.0 \text{ N}$$

パネル受けの軸力

パネル受けの軸力は水平荷重をアレイ面の傾斜角に置換した応力とする。

$$N_{1-c} = -620.9 \times \sqrt{(1.1^2 + (2.046 - 1.646)^2)} / 1.1 = -660.7 \text{ N}$$

〔地震荷重〕

1) 荷重  $P = 201.4 \text{ N}$  … 「7.1 側面フレーム」参照

2) 反力の算出

支点②に作用する曲げモーメントより鉛直反力 $R_{z1}$ を算出する。

$$\begin{aligned} \Sigma M_{\textcircled{2}} = 0 \text{ より } & 201.4 \times 1.245 + 201.4 \times 1.646 + 201.4 \times 2.046 + R_{z1} \times 2.2 = 0 \\ R_{z1} = & (-201.4 \times 1.245 - 201.4 \times 1.646 - 201.4 \times 2.046) / 2.2 = -452.0 \text{ N} \end{aligned}$$

支点①に作用する曲げモーメントより鉛直反力 $R_{z2}$ を算出する。

$$\begin{aligned} \Sigma M_{\textcircled{1}} = 0 \text{ より } & 201.4 \times 1.245 + 201.4 \times 1.646 + 201.4 \times 2.046 - R_{z2} \times 2.2 = 0 \\ R_{z2} = & (201.4 \times 1.245 + 201.4 \times 1.646 + 201.4 \times 2.046) / 2.2 = 452.0 \text{ N} \end{aligned}$$

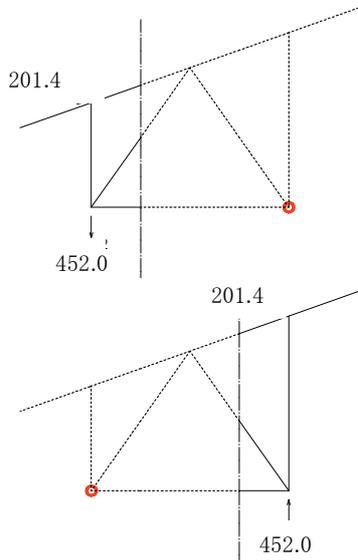
支点①、②に作用する水平反力 $R_{x1}$ 、 $R_{x2}$ を算出する。

$$\Sigma H = 0 \text{ より } \quad 201.4 \times 3 + R_{x1} + R_{x2} = 0 \quad R_{x1}, R_{x2} = 302.1 \text{ N}$$

3) 各部材の軸力算出

※引張を正、圧縮を負とする。

※応力は「リッターの切断法」により算出する。



側面ブレース(部材番号:5-A)

$\Sigma M_{\text{左}} = 0$  より

$$201.4 \times 1.245 - 452.0 \times 2.2 + N_{5-A} \times 1.980 = 0$$

$$N_{5-A} = 375.6 \text{ N} \quad \begin{array}{ll} \text{応力の分解} & \text{水平成分} \quad 208.7 \text{ N} \\ & \text{鉛直成分} \quad 312.3 \text{ N} \end{array}$$

側面ブレース(部材番号:5-B)

$\Sigma M_{\text{右}} = 0$  より

$$201.4 \times 2.046 - 452.0 \times 2.2 - N_{5-B} \times 1.980 = 0$$

$$N_{5-B} = -294.1 \text{ N} \quad \begin{array}{ll} \text{応力の分解} & \text{水平成分} \quad -163.4 \text{ N} \\ & \text{鉛直成分} \quad -244.5 \text{ N} \end{array}$$

※○を起点に応力を算出

支柱(部材番号:2)

$\Sigma V = 0$  より

$$(312.3) + (-244.5) + N_2 = 0 \quad N_2, N_3 = 139.7 \text{ N}$$

つなぎ材(部材番号:4)

$\Sigma H = 0$  より

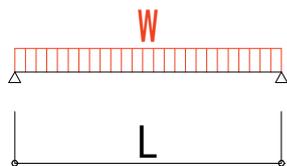
$$(208.7) + (-163.4) + N_4 = 0 \quad N_4 = -45.3 \text{ N}$$

パネル受けの軸力

パネル受けの軸力は水平荷重をアレイ面の傾斜角に置換した応力とする。

$$N_{1-c} = 201.4 \times \sqrt{(1.1^2 + (1.646 - 1.245)^2)} / 1.1 = 214.4 \text{ N}$$

〔部材単体にかかる風圧荷重〕



支柱前 (風圧荷重 正負)

$$\begin{aligned} \text{風圧荷重} W &= 60 \text{ N/m} & M &= 60 \times 1.245^2 / 2 = 11.6 \text{ N}\cdot\text{m} \\ \text{支点間距離} L &= 1.245 \text{ m} & Q &= 60 \times 1.245 / 2 = 37.4 \text{ N} \end{aligned}$$

支柱後 (風圧荷重 正負)

$$\begin{aligned} \text{風圧荷重} W &= 60 \text{ N/m} & M &= 60 \times 2.046^2 / 2 = 31.4 \text{ N}\cdot\text{m} \\ \text{支点間距離} L &= 2.046 \text{ m} & Q &= 60 \times 2.046 / 2 = 61.4 \text{ N} \end{aligned}$$

側面ブレース (風圧荷重 正負)

$$\begin{aligned} \text{風圧荷重} W &= 60 \text{ N/m} & M &= 60 \times 1.735^2 / 2 = 22.6 \text{ N}\cdot\text{m} \\ \text{支点間距離} L &= 1.735 \text{ m} & Q &= 60 \times 1.735 / 2 = 52.1 \text{ N} \end{aligned}$$

正面ブレース(内側) (風圧荷重 正)

$$\begin{aligned} \text{風圧荷重} W &= 180 \text{ N/m} & M &= 180 \times 1.77^2 / 2 = 70.5 \text{ N}\cdot\text{m} \\ \text{支点間距離} L &= 1.77 \text{ m} & Q &= 180 \times 1.77 / 2 = 159.3 \text{ N} \end{aligned}$$

正面ブレース(外側) (風圧荷重 負)

$$\begin{aligned} \text{風圧荷重} W &= 150 \text{ N/m} & M &= 150 \times 1.77^2 / 2 = 58.7 \text{ N}\cdot\text{m} \\ \text{支点間距離} L &= 1.77 \text{ m} & Q &= 150 \times 1.77 / 2 = 132.8 \text{ N} \end{aligned}$$

背面ブレース(内側) (風圧荷重 負)

$$\begin{aligned} \text{風圧荷重} W &= 180 \text{ N/m} & M &= 180 \times 2.321^2 / 2 = 121.2 \text{ N}\cdot\text{m} \\ \text{支点間距離} L &= 2.321 \text{ m} & Q &= 180 \times 2.321 / 2 = 208.9 \text{ N} \end{aligned}$$

背面ブレース(外側) (風圧荷重 正)

$$\begin{aligned} \text{風圧荷重} W &= 150 \text{ N/m} & M &= 150 \times 2.321^2 / 2 = 101.0 \text{ N}\cdot\text{m} \\ \text{支点間距離} L &= 2.321 \text{ m} & Q &= 150 \times 2.321 / 2 = 174.1 \text{ N} \end{aligned}$$

上下弦材(内側) (風圧荷重 正)

$$\begin{aligned} \text{風圧荷重} W &= 110 \text{ N/m} & M &= 110 \times 1.375^2 / 2 = 26.0 \text{ N}\cdot\text{m} \\ \text{支点間距離} L &= 1.375 \text{ m} & Q &= 110 \times 1.375 / 2 = 75.6 \text{ N} \end{aligned}$$

上下弦材(外側) (風圧荷重 負)

$$\begin{aligned} \text{風圧荷重} W &= 90 \text{ N/m} & M &= 90 \times 1.375^2 / 2 = 21.3 \text{ N}\cdot\text{m} \\ \text{支点間距離} L &= 1.375 \text{ m} & Q &= 90 \times 1.375 / 2 = 61.9 \text{ N} \end{aligned}$$

### 8.1.3 応力まとめ

表8.1.1 側面フレーム支持架構の応力一覧

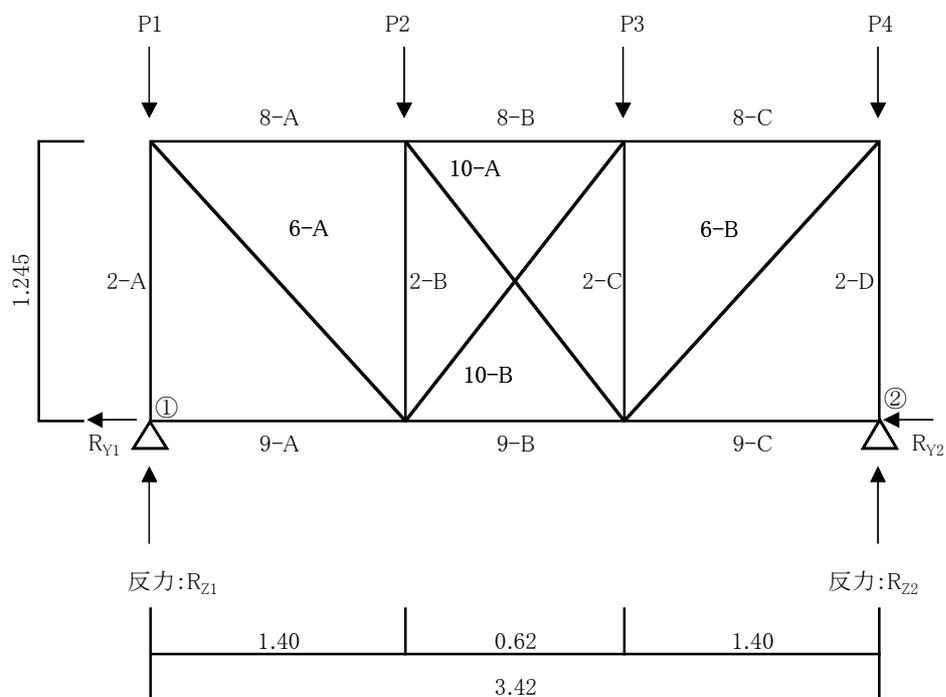
部材番号	部材	断面	応力の種類	固定荷重 (N)	積雪荷重 (N)	風圧荷重				地震荷重 (N)
						鉛直方向		水平方向		
						(正) (N)	(負) (N)	(正) (N)	(負) (N)	
1	パネル受け (中央部)	[-100×50×2.3	軸力	-	-	-	-	-519.3	-660.7	214.4
			曲げ(面内)	59.9	171.1	176.9	-225.1	-	-	-
			曲げ(面外)	-	-	-	-	-	-	-
			せん断力	204.8	585.0	604.7	-769.6	-	-	-
1	パネル受け (片持ち部)	[-100×50×2.3	軸力	-	-	-	-	-519.3	-660.7	214.4
			曲げ(面内)	124.4	355.3	367.3	-467.5	-	-	-
			曲げ(面外)	-	-	-	-	-	-	-
			せん断力	295.1	843.0	871.4	-1109.0	-	-	-
2-1	支柱前(右)	C-75×45 ×15×2.3	軸力	525.0	1500.0	1550.5	-1973.4	-171.6	-430.8	139.7
			曲げ(面内)	-	-	-	-	11.6	11.6	-
			曲げ(面外)	-	-	-	-	-	-	-
			せん断力	-	-	-	-	-	-	-
3-1	支柱後(右)	C-75×45 ×15×2.3	軸力	525.0	1500.0	1550.5	-1973.4	-171.6	-430.8	139.7
			曲げ(面内)	-	-	-	-	37.4	37.4	-
			曲げ(面外)	-	-	-	-	-	-	-
			せん断力	-	-	-	-	-	-	-
4	つなぎ材	[-100×50×3.2	軸力	-108.0	-308.7	-319.1	406.1	-1242.1	1147.0	-163.4
			曲げ(面内)	-	-	-	-	-	-	-
			曲げ(面外)	-	-	-	-	-	-	-
			せん断力	-	-	-	-	-	-	-
5	側面ブレース	[-100×50×3.2	軸力	-194.4	-555.6	-574.3	730.9	712.3	-906.6	375.6
			曲げ(面内)	-	-	-	-	22.6	22.6	-
			曲げ(面外)	-	-	-	-	-	-	-
			せん断力	-	-	-	-	52.1	52.1	-
6	正面ブレース	[-100×50×3.2	軸力	-	-	-	-	-	-	-
			曲げ(面内)	-	-	-	-	-	-	-
			曲げ(面外)	-	-	-	-	70.5	58.7	-
			せん断力	-	-	-	-	159.3	132.8	-
7	背面ブレース	[-100×50×3.2	軸力	-	-	-	-	-	-	-
			曲げ(面内)	-	-	-	-	-	-	-
			曲げ(面外)	-	-	-	-	121.2	101.0	-
			せん断力	-	-	-	-	208.9	174.1	-
8,9	上弦材 下弦材	[-60×30×2.3	軸力	-	-	-	-	-	-	-
			曲げ(面内)	-	-	-	-	-	-	-
			曲げ(面外)	-	-	-	-	26.0	21.3	-
			せん断力	-	-	-	-	75.6	61.9	-

表8.1.2 側面フレームの反力一覧

位置	固定荷重 (N)	積雪荷重 (N)	風圧荷重				地震荷重 (N)
			鉛直方向		水平方向		
			(正) (N)	(負) (N)	(正) (N)	(負) (N)	
R <sub>Z1</sub>	700.0	2000.0	2067.3	-2631.1	-1094.8	1393.4	-452.0
R <sub>Z2</sub>	700.0	2000.0	2067.3	-2631.1	1094.8	-1393.4	452.0
R <sub>X</sub>	0.0	0.0	0.0	0.0	731.8	931.4	302.1

## 8.2 正面フレーム

### 8.2.1 鉛直荷重時



※矢印の方向を正とする。曲げモーメントについては時計回りを正とする。

※記号および数字の意味

N: 軸力

M: 曲げモーメント

Q: せん断力

①、②: 支点番号

2~10: 部材番号

〔固定荷重〕

1) 荷重	P1 =	704.9 N	}	「7.2 正面(背面)フレーム」参照
	P2 =	711.9 N		
	P3 =	711.9 N		
	P4 =	704.9 N		

2) 反力の算出(つり合い式より算出)

支点②に作用する曲げモーメントより鉛直反力 $R_{z1}$ を算出する。

$$\begin{aligned} \Sigma M_{\textcircled{2}} = 0 \text{ より} \quad & (-704.9) \times 3.42 + (-711.9) \times (0.62 + 1.4) + (-711.9) \times 1.4 + R_{z1} \times 3.42 = 0 \\ R_{z1} = & (704.9 \times 3.42 + 711.9 \times (0.62 + 1.4) + 711.9 \times 1.4) / 3.42 = 1416.8 \text{ N} \end{aligned}$$

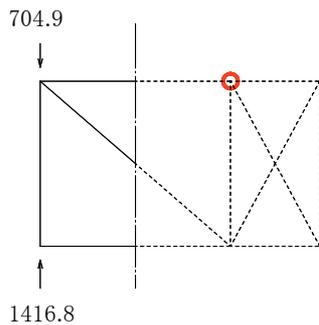
支点①に作用する曲げモーメントより鉛直反力 $R_{z2}$ を算出する。

$$\begin{aligned} \Sigma M_{\textcircled{1}} = 0 \text{ より} \quad & 704.9 \times 3.42 + 711.9 \times (0.62 + 1.4) + 711.9 \times 1.4 - R_{z2} \times 3.42 = 0 \\ R_{z2} = & (704.9 \times 3.42 + 711.9 \times (0.62 + 1.4) + 711.9 \times 1.4) / 3.42 = 1416.8 \text{ N} \end{aligned}$$

支点①、②に作用する水平反力 $R_{y1}$ 、 $R_{y2}$ を算出する。

$$\Sigma H = 0 \text{ より} \quad R_{y1}, R_{y2} = 0.0 \text{ N}$$

3) 各部材の軸力算出



※引張を正、圧縮を負とする。

※応力は「リッターの切断法」により算出する。

正面ブレース(部材番号:6-A)

$\Sigma M = 0$  より

$$(-704.9) \times 1.4 + 1416.8 \times 1.4 - N_{6-A} \times 0.930 = 0$$

1071.7 N	応力の分解	水平成分	800.8 N
		鉛直成分	712.2 N

※○を起点に応力を算出

支柱(部材番号:2-A、2-B)

$\Sigma V = 0$  より

$$704.9 + 712.2 + N_{2-A} = 0 \quad N_{2-A}, N_{2-B} = -1417.1 \text{ N}$$

上弦材、下弦材(部材番号:8-A、9-A)

$\Sigma H = 0$  より

$$800.8 + N_{9-A} = 0 \quad N_{8-A}, N_{9-A} = -800.8 \text{ N}$$

[積雪荷重]

1) 荷重	P1 =	2014.0 N	} 「7.2 正面(背面)フレーム」参照
	P2 =	2034.1 N	
	P3 =	2034.1 N	
	P4 =	2014.0 N	

2) 反力の算出(つり合い式より算出)

支点②に作用する曲げモーメントより鉛直反力 $R_{Z1}$ を算出する。

$$\Sigma M_{\textcircled{2}} = 0 \text{ より } (-2014.0) \times 3.42 + (-2034.1) \times (0.62 + 1.4) + (-2034.1) \times 1.4 + R_{Z1} \times 3.42 = 0$$

$$R_{Z1} = (2014.0 \times 3.42 + 2034.1 \times (0.62 + 1.4) + 2034.1 \times 1.4) / 3.42 = 4048.1 \text{ N}$$

支点①に作用する曲げモーメントより鉛直反力 $R_{Z2}$ を算出する。

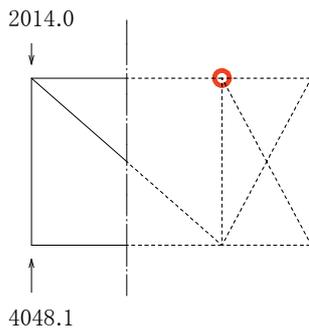
$$\Sigma M_{\textcircled{1}} = 0 \text{ より } 2014.0 \times 3.42 + 2034.1 \times (0.62 + 1.4) + 2034.1 \times 1.4 - R_{Z2} \times 3.42 = 0$$

$$R_{Z2} = (2014.0 \times 3.42 + 2034.1 \times (0.62 + 1.4) + 2034.1 \times 1.4) / 3.42 = 4048.1 \text{ N}$$

支点①、②に作用する水平反力 $R_{Y1}$ 、 $R_{Y2}$ を算出する。

$$\Sigma H = 0 \text{ より } R_{Y1}, R_{Y2} = 0.0 \text{ N}$$

3) 各部材の軸力算出



※引張を正、圧縮を負とする。

※応力は「リッターの切断法」により算出する。

正面ブレース(部材番号:6-A)

$\Sigma M = 0$  より

$$(-2014.0) \times 1.4 + 4048.1 \times 1.4 - N_{6-A} \times 0.930 = 0$$

$$N_{6-A} = 3062.1 \text{ N} \quad \text{応力の分解} \quad \begin{array}{l} \text{水平成分} \quad 2288.2 \text{ N} \\ \text{鉛直成分} \quad 2034.8 \text{ N} \end{array}$$

※○を起点に応力を算出

支柱(部材番号:2-A、2-B)

$\Sigma V = 0$  より

$$2014.0 + 2034.8 + N_{2-A} = 0 \quad N_{2-A}, N_{2-B} = -4048.8 \text{ N}$$

上弦材、下弦材(部材番号:8-A、9-A)

$\Sigma H = 0$  より

$$2288.2 + N_{9-A} = 0 \quad N_{8-A}, N_{9-A} = -2288.2 \text{ N}$$

〔風圧荷重(正)〕

1) 荷重	P1 =	839.2 N	} 「7.2 正面(背面)フレーム」参照
	P2 =	834.2 N	
	P3 =	834.2 N	
	P4 =	839.2 N	

2) 反力の算出(つり合い式より算出)

支点②に作用する曲げモーメントより鉛直反力 $R_{z1}$ を算出する。

$$\Sigma M_{\textcircled{2}} = 0 \text{ より } (-839.2) \times 3.42 + (-834.2) \times (0.62 + 1.4) + (-834.2) \times 1.4 + R_{z1} \times 3.42 = 0$$

$$R_{z1} = (839.2 \times 3.42 + 834.2 \times (0.62 + 1.4) + 834.2 \times 1.4) / 3.42 = 1673.4 \text{ N}$$

支点①に作用する曲げモーメントより鉛直反力 $R_{z2}$ を算出する。

$$\Sigma M_{\textcircled{1}} = 0 \text{ より } 839.2 \times 3.42 + 834.2 \times (0.62 + 1.4) + 834.2 \times 1.4 - R_{z2} \times 3.395 = 0$$

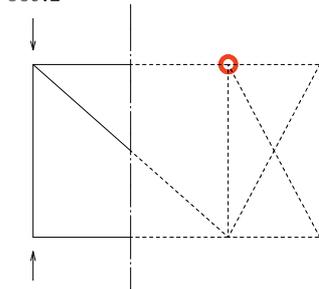
$$R_{z2} = (839.2 \times 3.42 + 834.2 \times (0.62 + 1.4) + 834.2 \times 1.4) / 3.42 = 1673.4 \text{ N}$$

支点①、②に作用する水平反力 $R_{y1}$ 、 $R_{y2}$ を算出する。

$$\Sigma H = 0 \text{ より } R_{y1}, R_{y2} = 0.0 \text{ N}$$

3) 各部材の軸力算出

839.2



1673.4

※引張を正、圧縮を負とする。

※応力は「リッターの切断法」により算出する。

正面ブレース(部材番号:6-A)

$\Sigma M = 0$  より

$$(-839.2) \times 1.4 + 1673.4 \times 1.4 - N_{6-A} \times 0.930 = 0$$

$$N_{6-A} = 1255.8 \text{ N} \quad \text{応力の分解} \quad \begin{array}{l} \text{水平成分} \quad 938.4 \text{ N} \\ \text{鉛直成分} \quad 834.5 \text{ N} \end{array}$$

※○を起点に応力を算出

支柱(部材番号:2-A、2-B)

$\Sigma V = 0$  より

$$839.2 + 834.5 + N_{2-A} = 0 \quad N_{2-A}, N_{2-B} = -1673.7 \text{ N}$$

上弦材、下弦材(部材番号:8-A、9-A)

$\Sigma H = 0$  より

$$938.4 + N_{9-A} = 0 \quad N_{8-A}, N_{9-A} = -938.4 \text{ N}$$

〔風圧荷重(負)〕

1) 荷重	P1 =	-1068.1 N	} 「7.2 正面(背面)フレーム」参照
	P2 =	-1061.7 N	
	P3 =	-1061.7 N	
	P4 =	-1068.1 N	

2) 反力の算出(つり合い式より算出)

支点②に作用する曲げモーメントより鉛直反力 $R_{Z1}$ を算出する。

$$\Sigma M_{\textcircled{2}} = 0 \text{ より } 1068.1 \times 3.42 + 1061.7 \times (0.62 + 1.4) + 1061.7 \times 1.4 + R_{Z1} \times 3.42 = 0$$

$$R_{Z1} = -(1068.1 \times 3.42 + 1061.7 \times (0.62 + 1.4) + 1061.7 \times 1.4) / 3.42 = -2130 \text{ N}$$

支点①に作用する曲げモーメントより鉛直反力 $R_{Z2}$ を算出する。

$$\Sigma M_{\textcircled{1}} = 0 \text{ より } (-1068.1) \times 3.42 + (-1061.7) \times (0.62 + 1.4) + (-1061.7) \times 1.4 - R_{Z2} \times 3.42 = 0$$

$$R_{Z2} = -(1068.1 \times 3.42 + 1061.7 \times (0.62 + 1.4) + 1061.7 \times 1.4) / 3.42 = -2130 \text{ N}$$

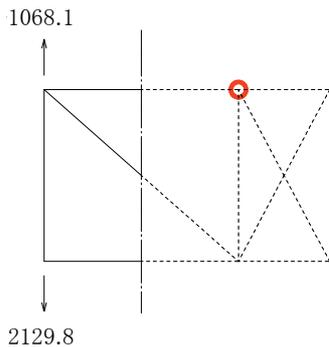
支点①、②に作用する水平反力 $R_{Y1}$ 、 $R_{Y2}$ を算出する。

$$\Sigma H = 0 \text{ より } R_{Y1}, R_{Y2} = 0.0 \text{ N}$$

3) 各部材の軸力算出

※引張を正、圧縮を負とする。

※応力は「リッターの切断法」により算出する。



側面ブレース(部材番号:6-A)

$\Sigma M = 0$  より

$$1068.1 \times 1.4 - 2129.8 \times 1.4 - N_{6-A} \times 0.930 = 0$$

$$N_{6-A} = -1598.3 \text{ N} \quad \text{応力の分解} \quad \begin{array}{l} \text{水平成分 } -1194.3 \text{ N} \\ \text{鉛直成分 } -1062.1 \text{ N} \end{array}$$

※○を起点に応力を算出

支柱(部材番号:2-A、2-B)

$\Sigma V = 0$  より

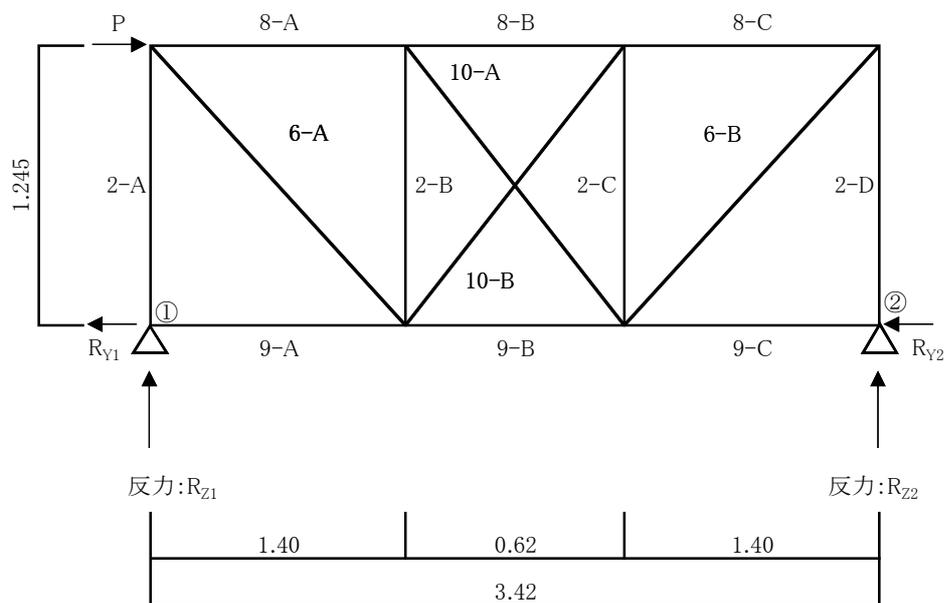
$$(-1068.1) + (-1026.1) + N_{2-A} = 0 \quad N_{2-A}, N_{2-B} = 2094.2 \text{ N}$$

上弦材、下弦材(部材番号:8-A、9-A)

$\Sigma H = 0$  より

$$-1194.3 + N_{9-A} = 0 \quad N_{8-A}, N_{9-A} = 1194.3 \text{ N}$$

### 8.2.2 水平荷重時



※矢印の方向を正とする。曲げモーメントについては時計回りを正とする。

※Y方向中央に配置されているブレースは引張のみ有効とする。

〔地震荷重〕

1) 荷重  $P = 1214.4 \text{ N}$  … 「7.2 正面(背面)フレーム」参照

2) 反力の算出(つり合い式より算出)

支点②に作用する曲げモーメントより鉛直反力 $R_{Z1}$ を算出する。

$$\begin{aligned} \Sigma M_{\text{②}} = 0 \text{ より } \quad & 1214.4 \times 1.245 + R_{Z1} \times 3.42 = 0 \\ R_{Z1} = -(1214.4 \times 1.245) / 3.42 & = -442.1 \text{ N} \end{aligned}$$

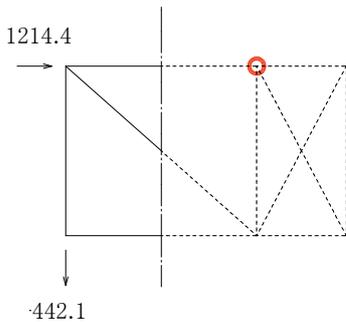
支点①に作用する曲げモーメントより鉛直反力 $R_{Z2}$ を算出する。

$$\begin{aligned} \Sigma M_{\text{①}} = 0 \text{ より } \quad & 1214.4 \times 1.245 - R_{Z2} \times 3.42 = 0 \\ R_{Z2} = (1214.4 \times 1.245) / 3.42 & = 442.1 \text{ N} \end{aligned}$$

支点①、②に作用する水平反力 $R_{Y1}$ 、 $R_{Y2}$ を算出する。

$$\Sigma H = 0 \text{ より } \quad R_{Y1}, R_{Y2} = 607.2 \text{ N}$$

3) 各部材の軸力算出



※引張を正、圧縮を負とする。

※応力は「リッターの切断法」により算出する。

正面ブレース(部材番号:6-A)

$\Sigma M = 0$  より

$$(-442.1) \times 1.4 + N_{6-A} \times 0.930 = 0$$

$$\begin{aligned} N_{6-A} &= 665.5 \text{ N} & \text{応力の分解} & & \text{水平成分} &= 497.3 \text{ N} \\ & & & & \text{鉛直成分} &= 442.3 \text{ N} \end{aligned}$$

※○を起点に応力を算出

支柱(部材番号:2-A、2-B)

$\Sigma V = 0$  より

$$442.3 + N_{2-A} = 0 \qquad N_{2-A}, N_{2-B} = -442.3 \text{ N}$$

上弦材、下弦材(部材番号:8-A、9-A)

$\Sigma H = 0$  より

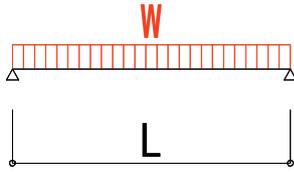
$$497.3 + N_{9-A} = 0 \qquad N_{8-A}, N_{9-A} = -497.3 \text{ N}$$

L、M部材は正面ブレースの負担分を除いた水平力を負担する。

$$N_{10-A}, N_{10-B} = (1214.4 - 497.3 \times 2) \times \sqrt{(1.245^2 + 0.62^2)} / 0.62$$

$$N_{10-A}, N_{10-B} = 493.1 \text{ N}$$

[部材単体にかかる風圧荷重]



パネル受け 中央部(内側)	(風圧荷重 正負)		
風圧荷重W =	180 N/m	$M = 180 \times 1.171^2 / 8 =$	30.9 N・m
支点間距離L =	1.171 m	$Q = 180 \times 1.171 / 2 =$	105.4 N
パネル受け 中央部(外側)	(風圧荷重 正負)		
風圧荷重W =	150 N/m	$M = 150 \times 1.171^2 / 8 =$	25.7 N・m
支点間距離L =	1.171 m	$Q = 150 \times 1.171 / 2 =$	87.8 N
パネル受け 片持ち部(内側)	(風圧荷重 正負)		
風圧荷重W =	180 N/m	$M = 180 \times 0.843^2 / 2 =$	64.0 N・m
支点間距離L =	0.843 m	$Q = 180 \times 0.843 =$	151.7 N
パネル受け 片持ち部(外側)	(風圧荷重 正負)		
風圧荷重W =	150 N/m	$M = 150 \times 0.843^2 / 2 =$	53.3 N・m
支点間距離L =	0.843 m	$Q = 150 \times 0.843 =$	126.5 N
支柱前(内側)	(風圧荷重 正負)		
風圧荷重W =	140 N/m	$M = 140 \times 1.210^2 / 8 =$	25.6 N・m
支点間距離L =	1.210 m	$Q = 140 \times 1.21 / 2 =$	84.7 N
支柱前(外側)	(風圧荷重 正負)		
風圧荷重W =	120 N/m	$M = 120 \times 1.210^2 / 8 =$	22.0 N・m
支点間距離L =	1.210 m	$Q = 120 \times 1.21 / 2 =$	72.6 N
つなぎ材(内側)	(風圧荷重 正負)		
風圧荷重W =	180 N/m	$M = 180 \times 2.200^2 / 8 =$	108.9 N・m
支点間距離L =	2.200 m	$Q = 180 \times 2.2 / 2 =$	198.0 N
つなぎ材(外側)	(風圧荷重 正負)		
風圧荷重W =	150 N/m	$M = 150 \times 2.200^2 / 8 =$	90.8 N・m
支点間距離L =	2.200 m	$Q = 150 \times 2.2 / 2 =$	165.0 N
側面ブレース(内側)	(風圧荷重 正負)		
風圧荷重W =	180 N/m	$M = 180 \times 1.735^2 / 8 =$	67.7 N・m
支点間距離L =	1.735 m	$Q = 180 \times 1.735 / 2 =$	156.2 N
側面ブレース(外側)	(風圧荷重 正負)		
風圧荷重W =	150 N/m	$M = 150 \times 1.735^2 / 8 =$	56.4 N・m
支点間距離L =	1.735 m	$Q = 150 \times 1.735 / 2 =$	130.1 N
正面ブレース	(風圧荷重 正負)		
風圧荷重W =	60 N/m	$M = 60 \times 1.770^2 / 8 =$	23.5 N・m
支点間距離L =	1.770 m	$Q = 60 \times 1.77 / 2 =$	53.1 N

### 8.2.3 応力まとめ

表8.2.1 正面フレーム支持架構の応力一覧

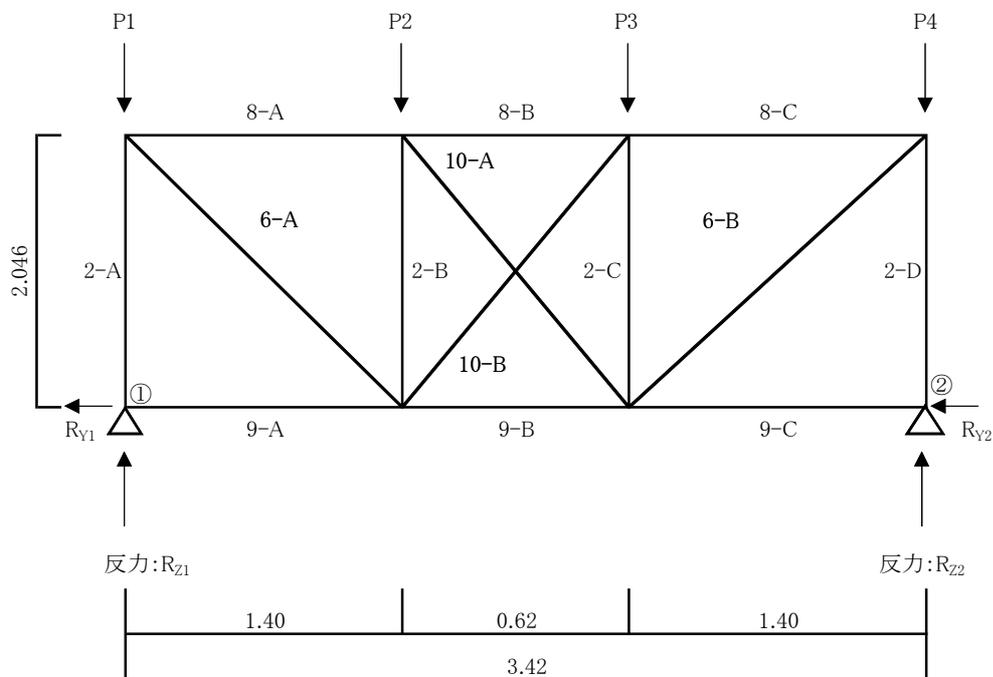
部材番号	部材	断面	応力の種類	固定荷重 (N)	積雪荷重 (N)	風圧荷重		地震荷重 (N)
						(正) (N)	(負) (N)	
1	パネル受け (中央部)	[-100×50×2.3	軸力	-	-	-	-	-
			曲げ(面内)	-	-	-	-	-
			曲げ(面外)	-	-	30.9	30.9	-
			せん断	-	-	105.4	105.4	-
1	パネル受け (片持ち部)	[-100×50×2.3	軸力	-	-	-	-	-
			曲げ(面内)	-	-	-	-	-
			曲げ(面外)	-	-	64.0	64.0	-
			せん断	-	-	151.7	151.7	-
2-1 2-2	支柱前(右) 支柱前(左)	C-75×45×15×2.3	軸力	-1417.1	-4048.8	-1673.7	2094.2	-442.3
			曲げ(面内)	-	-	-	-	-
			曲げ(面外)	-	-	25.6	25.6	-
			せん断	-	-	84.7	84.7	-
4	つなぎ材	[-100×50×3.2	軸力	-	-	-	-	-
			曲げ(面内)	-	-	-	-	-
			曲げ(面外)	-	-	108.9	108.9	-
			せん断	-	-	198.0	198.0	-
5	側面ブレース	[-100×50×3.2	軸力	-	-	-	-	-
			曲げ(面内)	-	-	-	-	-
			曲げ(面外)	-	-	67.7	67.7	-
			せん断	-	-	156.2	156.2	-
6	正面ブレース	[-100×50×3.2	軸力	1071.7	3062.1	1255.8	-1598.3	665.5
			曲げ(面内)	-	-	23.5	23.5	-
			曲げ(面外)	-	-	-	-	-
			せん断	-	-	53.1	53.1	-
8	上弦材	[-60×30×2.3	軸力	-800.8	-2288.2	-938.4	1194.3	-497.3
			曲げ(面内)	-	-	-	-	-
			曲げ(面外)	-	-	-	-	-
			せん断	-	-	-	-	-
9	下弦材	[-60×30×2.3	軸力	-800.8	-2288.2	-938.4	1194.3	-497.3
			曲げ(面内)	-	-	-	-	-
			曲げ(面外)	-	-	-	-	-
			せん断	-	-	-	-	-
10	中央ブレース前	PL-38×2.3	軸力	-	-	-	-	493.1

表8.2.2 正面フレームの反力一覧

位置	固定荷重 (N)	積雪荷重 (N)	風圧荷重		地震荷重 (N)
			(正) (N)	(負) (N)	
R <sub>Z1</sub>	1416.8	4048.1	1673.4	-2129.8	-442.1
R <sub>Z2</sub>	1416.8	4048.1	1673.4	-2129.8	442.1
R <sub>Y</sub>	0.0	0.0	0.0	0.0	607.2

### 8.3 背面フレーム

#### 8.3.1 鉛直荷重時



※矢印の方向を正とする。曲げモーメントについては時計回りを正とする。

※記号および数字の意味

N: 軸力

M: 曲げモーメント

Q: せん断力

①、②: 支点番号

2~10: 部材番号

〔固定荷重〕

1) 荷重	P1 =	704.9 N	} 「7.2 正面(背面)フレーム」参照
	P2 =	711.9 N	
	P3 =	711.9 N	
	P4 =	704.9 N	

2) 反力の算出(つり合い式より算出)

支点②に作用する曲げモーメントより鉛直反力 $R_{z1}$ を算出する。

$$\Sigma M_{\text{②}} = 0 \text{ より } (-704.9) \times 3.420 + (-711.9) \times (0.620 + 1.400) + (-711.9) \times 1.400 + R_{z1} \times 3.420 = 0$$

$$R_{z1} = (704.9 \times 3.420 + 711.9 \times (0.620 + 1.400) + 711.9 \times 1.400) / 3.420 = 1416.8 \text{ N}$$

支点①に作用する曲げモーメントより鉛直反力 $R_{z2}$ を算出する。

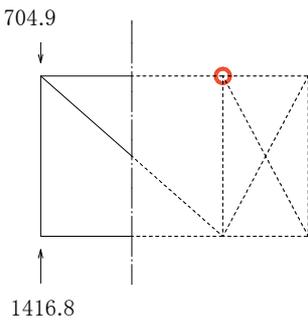
$$\Sigma M_{\text{①}} = 0 \text{ より } 704.9 \times 3.420 + 711.9 \times (0.620 + 1.400) + 711.9 \times 1.400 + R_{z2} \times 3.420 = 0$$

$$R_{z2} = (704.9 \times 3.420 + 711.9 \times (0.620 + 1.400) + 711.9 \times 1.400) / 3.420 = 1416.8 \text{ N}$$

支点①、②に作用する水平反力 $R_{y1}$ 、 $R_{y2}$ を算出する。

$$\Sigma H = 0 \text{ より } R_{y1}, R_{y2} = 0.0 \text{ N}$$

3) 各部材の軸力算出



※引張を正、圧縮を負とする。

※応力は「リッターの切断法」により算出する。

背面ブレース(部材番号:6-A)

$\Sigma M = 0$  より

$$(-704.9) \times 1.400 + 1416.8 \times 1.400 - N_{6-A} \times 1.150 = 0$$

$$N_{6-A} = 738.0 \text{ N}$$

応力の分解	水平成分	409.3 N
	鉛直成分	609.1 N

※○を起点に応力を算出

支柱(部材番号:2-A、2-B)

$\Sigma V = 0$  より

$$704.9 + 609.1 + N_{2-A} = N_{2-A}, N_{2-B} = -1314.0 \text{ N}$$

上弦材、下弦材(部材番号:8-A、9-A)

$\Sigma H = 0$  より

$$409.3 + N_{9-A} = 0 \quad N_{8-A}, N_{9-A} = -409.3 \text{ N}$$

〔積雪荷重〕

1) 荷重	P1 =	2014.0 N	} 「7.2 正面(背面)フレーム」参照
	P2 =	2034.1 N	
	P3 =	2034.1 N	
	P4 =	2014.0 N	

2) 反力の算出(つり合い式より算出)

支点②に作用する曲げモーメントより鉛直反力 $R_{z1}$ を算出する。

$$\Sigma M_{\text{②}} = 0 \text{ より } 2014.0 \times 3.420 + (-2034.1) \times (0.620 + 1.400) + 2034.1 \times 1.400 + R_{z1} \times 3.420 = 0$$

$$R_{z1} = (2014.0 \times 3.420 + 2034.1 \times (0.620 + 1.400) + 2034.1 \times 1.400) / 3.420 = 4048.1 \text{ N}$$

支点①に作用する曲げモーメントより鉛直反力 $R_{z2}$ を算出する。

$$\Sigma M_{\text{①}} = 0 \text{ より } 2014 \times 3.420 + 2034.1 \times (0.620 + 1.400) + 2034.1 \times 1.400 + R_{z2} \times 3.420 = 0$$

$$R_{z2} = (2014.0 \times 3.420 + 2034.1 \times (0.620 + 1.400) + 2034.1 \times 1.400) / 3.420 = 4048.1 \text{ N}$$

支点①、②に作用する水平反力 $R_{y1}$ 、 $R_{y2}$ を算出する。

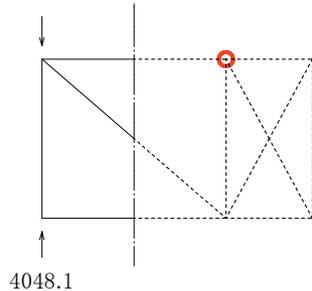
$$\Sigma H = 0 \text{ より } R_{y1}, R_{y2} = 0.0 \text{ N}$$

3) 各部材の軸力算出

※引張を正、圧縮を負とする。

※応力は「リッターの切断法」により算出する。

2014.0



背面ブレース(部材番号:6-A)

$\Sigma M = 0$  より

$$(-2014.0) \times 1.400 + 4048.1 \times 1.400 - N_{6-A} \times 1.150 = 0$$

$$N_{6-A} = 2108.6 \text{ N}$$

応力の分解	水平成分	1169.5 N
	鉛直成分	1740.2 N

※○を起点に応力を算出

支柱(部材番号:2-A、2-B)

$\Sigma V = 0$  より

$$2014 + 1740.2 + N_{2-A} = N_{2-A}, N_{2-B} = -3754.2 \text{ N}$$

上弦材、下弦材(部材番号:8-A、9-A)

$\Sigma H = 0$  より

$$1169.5 + N_{9-A} = 0 \quad N_{8-A}, N_{9-A} = -1169.5 \text{ N}$$

〔風圧荷重(正)〕

1) 荷重	P1 =	839.2 N	} 「7.2 正面(背面)フレーム」参照
	P2 =	834.2 N	
	P3 =	834.2 N	
	P4 =	839.2 N	

2) 反力の算出(つり合い式より算出)

支点②に作用する曲げモーメントより鉛直反力 $R_{z1}$ を算出する。

$$\Sigma M_{\text{②}} = 0 \text{ より } (-839.2) \times 3.420 + (-834.2) \times (0.620 + 1.400) + (-834.2) \times 1.400 + R_{z1} \times 3.420 = 0$$

$$R_{z1} = (839.2 \times 3.420 + 834.2 \times (0.620 + 1.400) + 834.2 \times 1.400) / 3.420 = 1673.3 \text{ N}$$

支点①に作用する曲げモーメントより鉛直反力 $R_{z2}$ を算出する。

$$\Sigma M_{\text{①}} = 0 \text{ より } 839.2 \times 3.420 + 834.2 \times (0.620 + 1.400) + 834.2 \times 1.400 + R_{z2} \times 3.420 = 0$$

$$R_{z2} = (839.2 \times 3.420 + 834.2 \times (0.620 + 1.400) + 834.2 \times 1.400) / 3.420 = 1673.3 \text{ N}$$

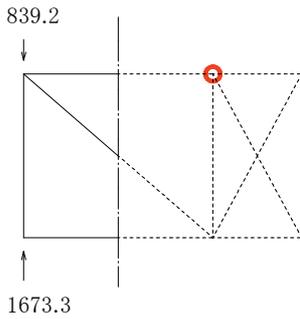
支点①、②に作用する水平反力 $R_{y1}$ 、 $R_{y2}$ を算出する。

$$\Sigma H = 0 \text{ より } R_{y1}, R_{y2} = 0.0 \text{ N}$$

3) 各部材の軸力算出

※引張を正、圧縮を負とする。

※応力は「リッターの切断法」により算出する。



背面ブレース(部材番号:6-A)

$\Sigma M = 0$  より

$$(-839.2) \times 1.400 + 1673.3 \times 1.400 - N_{6-A} \times 1.150 = 0$$

$$N_{6-A} = 862.3 \text{ N}$$

応力の分解	水平成分	481.0 N
	鉛直成分	715.7 N

※○を起点に応力を算出

支柱(部材番号:2-A、2-B)

$\Sigma V = 0$  より

$$839.2 + 715.7 + N_{2-A} = N_{2-A}, N_{2-B} = -1554.8 \text{ N}$$

上弦材、下弦材(部材番号:8-A、9-A)

$\Sigma H = 0$  より

$$481.0 + N_{9-A} = 0 \quad N_{8-A}, N_{9-A} = -481.0 \text{ N}$$

〔風圧荷重(負)〕

1) 荷重	P1 =	-1068.1 N	}	「7.2 正面(背面)フレーム」参照
	P2 =	-1061.7 N		
	P3 =	-1061.7 N		
	P4 =	-1068.1 N		

2) 反力の算出(つり合い式より算出)

支点②に作用する曲げモーメントより鉛直反力 $R_{z1}$ を算出する。

$$\Sigma M_{\text{②}} = 0 \text{ より } 1068.1 \times 3.420 + 1061.7 \times (0.620 + 1.400) + 1061.7 \times 1.400 + R_{z1} \times 3.420 = 0$$

$$R_{z1} = -(1068.1 \times 3.420 + 1061.7 \times (0.620 + 1.400) + 1061.7 \times 1.400) / 3.420 = -2129.7 \text{ N}$$

支点①に作用する曲げモーメントより鉛直反力 $R_{z2}$ を算出する。

$$\Sigma M_{\text{①}} = 0 \text{ より } -1068.1 \times 3.420 - 1061.7 \times (0.620 + 1.400) - 1061.7 \times 1.400 + R_{z2} \times 3.420 = 0$$

$$R_{z2} = -(1068.1 \times 3.420 + 1061.7 \times (0.620 + 1.400) + 1061.7 \times 1.400) / 3.420 = -2129.7 \text{ N}$$

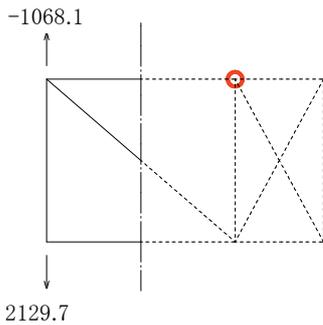
支点①、②に作用する水平反力 $R_{y1}$ 、 $R_{y2}$ を算出する。

$$\Sigma H = 0 \text{ より } R_{y1}, R_{y2} = 0.0 \text{ N}$$

3) 各部材の軸力算出

※引張を正、圧縮を負とする。

※応力は「リッターの切断法」により算出する。



背面ブレース(部材番号:6-A)

$\Sigma M = 0$  より

$$-(1068.1) \times 1.400 - 2129.7 \times 1.400 - N_{6-A} \times 1.150 = 0$$

$$N_{6-A} = -1097.4 \text{ N}$$

応力の分解	水平成分	-612.1 N
	鉛直成分	-910.8 N

※○を起点に応力を算出

支柱(部材番号:2-A、2-B)

$\Sigma V = 0$  より

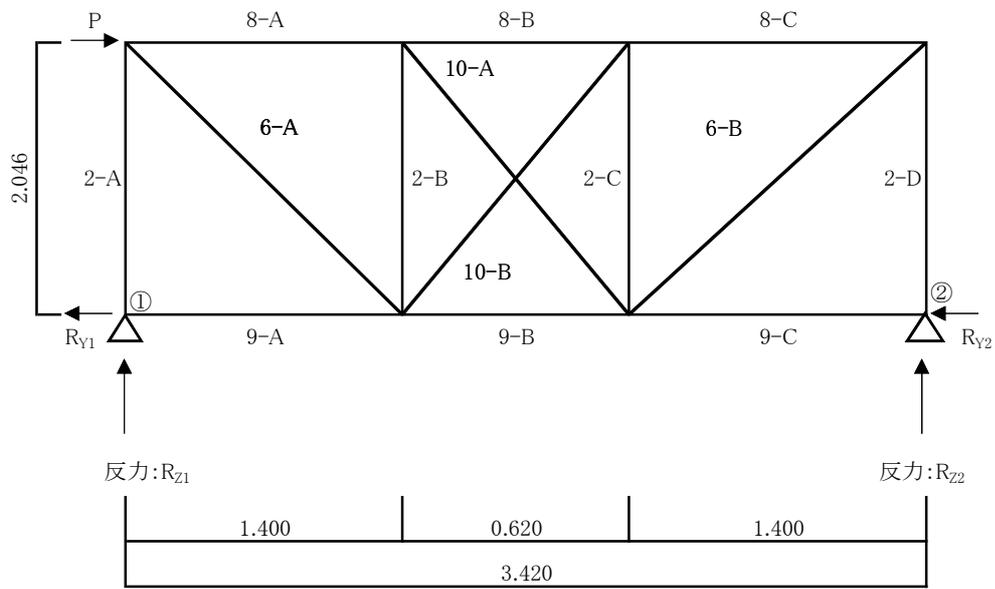
$$-1068.1 + 910.8 + N_{2-A} = N_{2-A}, N_{2-B} = 1978.9 \text{ N}$$

上弦材、下弦材(部材番号:8-A、9-A)

$\Sigma H = 0$  より

$$-612.1 + N_{9-A} = 0 \quad N_{8-A}, N_{9-A} = 612.1 \text{ N}$$

### 8.3.2 水平荷重時



※矢印の方向を正とする。曲げモーメントについては時計回りを正とする。

※Y方向中央に配置されているブレースは引張のみ有効とする。

〔地震荷重〕

1) 荷重 P = 1214.4 N … 「7.2 正面(背面)フレーム」参照

2) 反力の算出(つり合い式より算出)

支点②に作用する曲げモーメントより鉛直反力 $R_{z1}$ を算出する。

$$\begin{aligned} \Sigma M_{\textcircled{2}} = 0 \text{ より} \quad & 1214.4 \times 2.046 + R_{z1} \times 3.420 = 0 \\ R_{z1} = (1214.4 \times 2.046) / & 3.420 = -726.5 \text{ N} \end{aligned}$$

支点①に作用する曲げモーメントより鉛直反力 $R_{z2}$ を算出する。

$$\begin{aligned} \Sigma M_{\textcircled{1}} = 0 \text{ より} \quad & 1214.4 \times 2.046 - R_{z2} \times 3.420 = 0 \\ R_{z2} = (1214.4 \times 2.046) / & 3.420 = 726.5 \text{ N} \end{aligned}$$

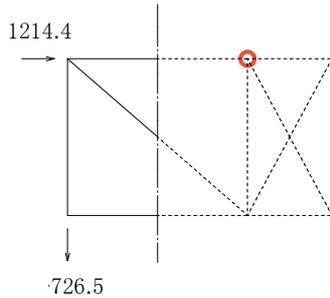
支点①、②に作用する水平反力 $R_{y1}$ 、 $R_{y2}$ を算出する。

$$\begin{aligned} \Sigma H = 0 \text{ より} \quad & 1214.4 + R_y = 0 \\ R_{y1}, R_{y2} = & -607.2 \text{ N} \end{aligned}$$

3) 各部材の軸力算出

※引張を正、圧縮を負とする。

※応力は「リッターの切断法」により算出する。



正面ブレース(部材番号:6-A)

$$\begin{aligned} \Sigma M = 0 \text{ より} \\ -726.5 \times 1.400 - N_{6-A} \times 1.150 = 0 \\ N_{6-A} = -884.5 \text{ N} \quad \text{応力の分解 水平成分} \quad -499.5 \text{ N} \\ \text{鉛直成分} \quad -729.9 \text{ N} \end{aligned}$$

※○を起点に応力を算出

支柱(部材番号:2-A、2-B)

$$\begin{aligned} \Sigma V = 0 \text{ より} \\ -729.9 + N_{2-A} = 0 \quad N_{2-A}, N_{2-B} = 729.9 \text{ N} \end{aligned}$$

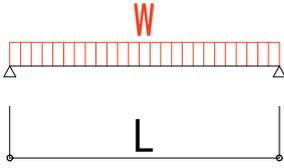
上弦材、下弦材(部材番号:8-A、9-A)

$$\begin{aligned} \Sigma H = 0 \text{ より} \\ -499.5 + N_{9-A} = 0 \quad N_{8-A}, N_{9-A} = 499.5 \text{ N} \end{aligned}$$

L,M部材は背面ブレースの負担分を除いた水平力を負担する。

$$\begin{aligned} N_{10-A}, N_{10-B} = (1214.4 - 499.5 \times 2) \times 2.046^2 + 0.62^2 / 0.62 \\ N_{10-A}, N_{10-B} = 743.1 \text{ N} \end{aligned}$$

[部材単体にかかる風圧荷重]



パネル受け 中央部(内側) (風圧荷重 正負)

$$\begin{aligned} \text{風圧荷重} W &= 180 \text{ N/m} & M &= 180 \times 1.171^2 / 8 = 30.9 \text{ N}\cdot\text{m} \\ \text{支点間距離} L &= 1.171 \text{ m} & Q &= 180 \times 1.171 / 2 = 105.4 \text{ N} \end{aligned}$$

パネル受け 中央部(外側) (風圧荷重 正負)

$$\begin{aligned} \text{風圧荷重} W &= 150 \text{ N/m} & M &= 150 \times 1.171^2 / 8 = 25.7 \text{ N}\cdot\text{m} \\ \text{支点間距離} L &= 1.171 \text{ m} & Q &= 150 \times 1.171 / 2 = 87.8 \text{ N} \end{aligned}$$

パネル受け 片持ち部(内側) (風圧荷重 正負)

$$\begin{aligned} \text{風圧荷重} W &= 180 \text{ N/m} & M &= 180 \times 0.843^2 / 2 = 64.0 \text{ N}\cdot\text{m} \\ \text{支点間距離} L &= 0.843 \text{ m} & Q &= 180 \times 0.843 = 151.7 \text{ N} \end{aligned}$$

パネル受け 片持ち部(外側) (風圧荷重 正負)

$$\begin{aligned} \text{風圧荷重} W &= 150 \text{ N/m} & M &= 150 \times 0.843^2 / 2 = 53.3 \text{ N}\cdot\text{m} \\ \text{支点間距離} L &= 0.843 \text{ m} & Q &= 150 \times 0.843 = 126.5 \text{ N} \end{aligned}$$

支柱後(内側) (風圧荷重 正負)

$$\begin{aligned} \text{風圧荷重} W &= 140 \text{ N/m} & M &= 140 \times 2.046^2 / 8 = 73.3 \text{ N}\cdot\text{m} \\ \text{支点間距離} L &= 2.046 \text{ m} & Q &= 140 \times 2.046 / 2 = 143.2 \text{ N} \end{aligned}$$

支柱後(外側) (風圧荷重 正負)

$$\begin{aligned} \text{風圧荷重} W &= 120 \text{ N/m} & M &= 120 \times 2.046^2 / 8 = 62.8 \text{ N}\cdot\text{m} \\ \text{支点間距離} L &= 2.046 \text{ m} & Q &= 120 \times 2.046 / 2 = 122.8 \text{ N} \end{aligned}$$

つなぎ材(内側) (風圧荷重 正負)

$$\begin{aligned} \text{風圧荷重} W &= 180 \text{ N/m} & M &= 180 \times 2.200^2 / 8 = 108.9 \text{ N}\cdot\text{m} \\ \text{支点間距離} L &= 2.200 \text{ m} & Q &= 180 \times 2.2 / 2 = 198.0 \text{ N} \end{aligned}$$

つなぎ材(外側) (風圧荷重 正負)

$$\begin{aligned} \text{風圧荷重} W &= 150 \text{ N/m} & M &= 150 \times 2.200^2 / 8 = 90.8 \text{ N}\cdot\text{m} \\ \text{支点間距離} L &= 2.200 \text{ m} & Q &= 150 \times 2.2 / 2 = 165.0 \text{ N} \end{aligned}$$

側面ブレース(内側) (風圧荷重 正負)

$$\begin{aligned} \text{風圧荷重} W &= 180 \text{ N/m} & M &= 180 \times 1.735^2 / 8 = 67.7 \text{ N}\cdot\text{m} \\ \text{支点間距離} L &= 1.735 \text{ m} & Q &= 180 \times 1.735 / 2 = 156.2 \text{ N} \end{aligned}$$

側面ブレース(外側) (風圧荷重 正負)

$$\begin{aligned} \text{風圧荷重} W &= 150 \text{ N/m} & M &= 150 \times 1.735^2 / 8 = 56.4 \text{ N}\cdot\text{m} \\ \text{支点間距離} L &= 1.735 \text{ m} & Q &= 150 \times 1.735 / 2 = 130.1 \text{ N} \end{aligned}$$

背面ブレース (風圧荷重 正負)

$$\begin{aligned} \text{風圧荷重} W &= 60 \text{ N/m} & M &= 60 \times 2.321^2 / 8 = 40.4 \text{ N}\cdot\text{m} \\ \text{支点間距離} L &= 2.321 \text{ m} & Q &= 60 \times 2.321 / 2 = 69.6 \text{ N} \end{aligned}$$

### 8.3.3 応力まとめ

表8.3.1 背面フレーム支持架構の応力一覧

部材番号	部材	断面	応力の種類	固定荷重 (N)	積雪荷重 (N)	風圧荷重		地震荷重 (N)
						(正) (N)	(負) (N)	
1	パネル受け (中央部)	[-100×50×2.3	軸力	-	-	-	-	-
			曲げ(面内)	-	-	-	-	-
			曲げ(面外)	-	-	30.9	30.9	-
			せん断	-	-	105.4	105.4	-
1	パネル受け (片持ち部)	[-100×50×2.3	軸力	-	-	-	-	-
			曲げ(面内)	-	-	-	-	-
			曲げ(面外)	-	-	64.0	64.0	-
			せん断	-	-	151.7	151.7	-
2-1 2-2	支柱前(右) 支柱前(左)	C-75×45×15×2.3	軸力	-1314.0	-3754.2	-1554.8	1978.9	729.9
			曲げ(面内)	-	-	-	-	-
			曲げ(面外)	-	-	73.3	73.3	-
4	つなぎ材	[-100×50×3.2	軸力	-	-	-	-	-
			曲げ(面内)	-	-	-	-	-
			曲げ(面外)	-	-	108.9	108.9	-
			せん断	-	-	198.0	198.0	-
5	側面ブレース	[-100×50×3.2	軸力	-	-	-	-	-
			曲げ(面内)	-	-	-	-	-
			曲げ(面外)	-	-	67.7	67.7	-
			せん断	-	-	156.2	156.2	-
6	背面ブレース	[-100×50×3.2	軸力	738.0	2108.6	862.3	-1097.4	-884.5
			曲げ(面内)	-	-	40.4	40.4	-
			曲げ(面外)	-	-	-	-	-
			せん断	-	-	69.6	69.6	-
8	上弦材	[-60×30×2.3	軸力	-409.3	-1169.5	-481.0	612.1	499.5
			曲げ(面内)	-	-	-	-	-
			曲げ(面外)	-	-	-	-	-
			せん断	-	-	-	-	-
9	下弦材	[-60×30×2.3	軸力	-409.3	-1169.5	-481.0	612.1	499.5
			曲げ(面内)	-	-	-	-	-
			曲げ(面外)	-	-	-	-	-
			せん断	-	-	-	-	-
10	中央ブレース後	PL-38×2.3	軸力	-	-	-	-	743.1

表8.3.2 背面フレームの反力一覧

位置	固定荷重 (N)	積雪荷重 (N)	風圧荷重		地震荷重 (N)
			(正) (N)	(負) (N)	
R <sub>Z1</sub>	1416.8	4048.1	1673.3	-2129.7	-726.5
R <sub>Z2</sub>	1416.8	4048.1	1673.3	-2129.7	-726.5
R <sub>Y</sub>	0.0	0.0	0.0	0.0	-607.2

## 9. 断面検定(許容応力度設計)

### 9.1 断面性能と許容応力度のまとめ

次節に示す断面検定に必要な諸量をまとめる(「5.許容応力度」および「6.断面性能」を参照)。 ターンバックル及び横材の検討は省略する。

表9.1 使用部材の断面性能と許容応力度の一覧

部材番号	部材	断面	断面性能						許容応力度									
			断面積 A (mm <sup>2</sup> )	引張有効断面積 As (mm <sup>2</sup> )	圧縮有効断面積 Ah (mm <sup>2</sup> )	ウェブ断面積 Aw (mm <sup>2</sup> )	断面係数		長期					短期				
							Zx (mm <sup>3</sup> )	Zy (mm <sup>3</sup> )	引張 ft	圧縮 fc	せん断 fs	曲げ fbx	曲げ fby	引張 sft	圧縮 sfc	せん断 sfs	曲げ sfbx	曲げ sfby
1	パネル受け(中央部)	[-100×50×2.3	442.6	193.3	412.2	230.0	11101.5	1833.7	156.0	117.3	90.4	156.0	118.1	234.0	176.0	135.6	234.0	177.2
1	パネル受け(片持ち部)	[-100×50×2.3	442.6	193.3	412.2	230.0	11101.5	1833.7	156.0	79.3	90.4	152.0	59.4	234.0	118.9	135.6	228.0	89.2
2-1	支柱前(右)	C-75×45×15×2.3	413.7	383.8	413.7	172.5	9900.0	4240.0	156.0	115.8	90.4	153.9	115.8	234.0	173.7	135.6	230.9	173.7
2-2	支柱前(左)																	
3-1	支柱後(右)	C-75×45×15×2.3	413.7	383.8	413.7	172.5	9900.0	4240.0	156.0	65.8	90.4	122.7	47.6	234.0	98.7	135.6	184.1	71.4
3-2	支柱後(左)																	
4	つなぎ材	[-100×50×3.2	606.3	265.2	606.3	320.0	18700.0	4150.0	156.0	47.6	90.4	137.5	34.3	234.0	71.4	135.6	206.3	51.5
5	側面ブレース	[-100×50×3.2	606.3	265.2	606.3	320.0	18700.0	4150.0	156.0	75.0	90.4	150.4	55.2	234.0	112.5	135.6	225.6	82.8
6	正面ブレース	[-100×50×3.2	606.3	265.2	606.3	320.0	18700.0	4150.0	156.0	72.6	90.4	149.5	53.1	234.0	108.9	135.6	224.3	79.7
7	背面ブレース	[-100×50×3.2	606.3	265.2	606.3	320.0	18700.0	4150.0	156.0	42.7	90.4	133.7	30.8	234.0	64.1	135.6	200.6	46.2
8	上弦材	[-60×30×2.3	258.6	101.3	258.6	138.0	4720.0	1060.0	156.0	43.7	90.4	134.1	31.5	234.0	65.6	135.6	201.2	47.3
9	下弦材	[-60×30×2.3	258.6	101.3	258.6	138.0	4720.0	1060.0	156.0	43.7	90.4	134.1	31.5	234.0	65.6	135.6	201.2	47.3
10	中央ブレース前	PL-38×2.3	87.4	57.5	-	-	553.5	33.5	156.0	-	-	-	-	234.0	-	-	-	-
11	中央ブレース後	PL-38×2.3	87.4	57.5	-	-	553.5	33.5	156.0	-	-	-	-	234.0	-	-	-	-

圧縮応力度  
 $\sigma_c = N_c / A_h$

引張応力度  
 $\sigma_t = N_t / A_s$

せん断応力度  
 $\tau = Q / A_w$

曲げ応力度  
 $\sigma_{bx} = M_x / Z_x$   
 $\sigma_{by} = M_y / Z_y$

### 9.2 断面検定

#### 9.2.1 断面検定の計算手順例

次にパネル受け(No.1)の断面検定の計算手順を示す。

長期 圧縮  $N_c = 0.0 \text{ N}$  応力度  $\sigma_c = N_c / A_h = 0.0 / 412.2 = 0.0 \text{ N/mm}^2$

引張  $N_t = 0.0 \text{ N}$  応力度  $\sigma_t = N_t / A_s = 0.0 / 193.3 = 0.0 \text{ N/mm}^2$

せん断  $Q = 204.8 \text{ N}$  応力度  $\tau = Q / A_w = 204.8 / 230.0 = 0.9 \text{ N/mm}^2$

曲げモーメント  $M_x = 59889.4 \text{ N}\cdot\text{mm}$  応力度  $\sigma_b = M / Z_x = 59900.0 / 11101.5 = 5.4 \text{ N/mm}^2$

組合せ

検定比 =  $\sigma_c / fc = 0.0 / 113.4 = 0.00 < 1.0$  **OK**

検定比 =  $\sigma_t / ft = 0.0 / 156.0 = 0.00 < 1.0$  **OK**

検定比 =  $\tau / fs = 0.9 / 90.4 = 0.01 < 1.0$  **OK**

検定比 =  $\sigma_b / fbx = 5.4 / 156.0 = 0.03 < 1.0$  **OK**

圧縮検定比 + 曲げモーメント検定比 =  $0.03 < 1.0$  **OK**

短期 圧縮  $N_c = 703.1 \text{ N}$  応力度  $\sigma_c = N_c / A_h = 703.1 / 412.2 = 1.7 \text{ N/mm}^2$

引張  $N_t = 214.5 \text{ N}$  応力度  $\sigma_t = N_t / A_s = 214.5 / 193.3 = 1.1 \text{ N/mm}^2$

せん断  $Q = 974.4 \text{ N}$  応力度  $\tau = Q / A_w = 1023.8 / 230.0 = 4.2 \text{ N/mm}^2$

曲げモーメント  $M_x = 284999.8 \text{ N}\cdot\text{mm}$  応力度  $\sigma_b = M / Z_x = 299500.0 / 11101.5 = 25.7 \text{ N/mm}^2$

組合せ

検定比 =  $\sigma_c / sfc = 1.8 / 170.1 = 0.01 < 1.0$  **OK**

検定比 =  $\sigma_t / sft = 1.1 / 234.0 = 0.00 < 1.0$  **OK**

検定比 =  $\tau / sfs = 4.5 / 135.6 = 0.03 < 1.0$  **OK**

検定比 =  $\sigma_b / sfbx = 27.0 / 234.0 = 0.11 < 1.0$  **OK**

圧縮検定比 + 曲げモーメント検定比 =  $0.12 < 1.0$  **OK**

## 9.2.2 断面検定結果

9.2.1の計算例と同様に支持架構各部材の断面検定を行った結果を表9.2に示す。

表9.2 断面検定結果一覧表

部材番号	部材	断面	応力の種類			短期応力											断面検定								
						長期応力		暴風時						地震時			採用値		長期			短期			
						常時	積雪時	<WX正>	<WX負>	<WY正>	<WY負>	<KX正>	<KX負>	<KY正>	<KY負>	応力	ケース	応力度	検定比	判定	応力度	検定比	判定		
1	パネル受け(中央部)	[-100×50×2.3	圧縮	Nc	(N)			552.6	703.1				214.5			703.1	G+WX負	0.0	0.00	OK	1.7	0.01	OK		
			引張	Nt	(N)								214.5			214.5	G+KX負	0.0	0.00	OK	1.1	0.00	OK		
			せん断	Q	(N)	204.8	585.0	604.7	769.6	105.4	105.4					974.4	G+WX負	0.9	0.01	OK	4.2	0.03	OK		
			曲げ(面内)	Mx	(N・mm)	59889	171113	176872	225110							284999.8	G+WX負	5.4	0.03	OK	25.7	0.11	OK		
			曲げ(面外)	My	(N・mm)						30852.9	30852.9					30852.9	G+WY負	0.0	0.00	OK	16.8	0.09	OK	
			組合せ		圧縮+曲げ															0.03	OK		0.12	OK	
1	パネル受け(片持ち部)	[-100×50×2.3	圧縮	Nc	(N)			552.6	703.1				214.5			703.1	G+WX負	0.0	0.00	OK	1.7	0.01	OK		
			引張	Nt	(N)									214.5			214.5	G+KX負	0.0	0.00	OK	1.1	0.00	OK	
			せん断	Q	(N)	295.1	843.0	871.4	1109.0	151.7	151.7					1404.1	G+WX負	1.3	0.01	OK	6.1	0.05	OK		
			曲げ(面内)	Mx	(N・mm)	124364	355325	367285	467454							591817.7	G+WX負	11.2	0.07	OK	53.3	0.23	OK		
			曲げ(面外)	My	(N・mm)						25621.8	25621.8				25621.8	G+WY負	0.0	0.00	OK	14.0	0.08	OK		
			組合せ		圧縮+曲げ															0.07	OK		0.24	OK	
2-1 2-2	支柱前(右) 支柱前(左)	C-75×45×15×2.3	圧縮	Nc	(N)	525.0	1500.0	1550.5				2094.2	751.9	751.9	433.6	2619.2	G+WY負	1.3	0.01	OK	6.3	0.04	OK		
			引張	Nt	(N)					1973.4	1673.7			751.9	751.9		433.6	1973.4	G+WX負	0.0	0.00	OK	5.1	0.02	OK
			せん断	Q	(N)				37.4	37.4	84.7	84.7					84.7	G+WY負	0.0	0.00	OK	0.5	0.00	OK	
			曲げ(面内)	Mx	(N・mm)				11625.2	11625.2							11625.2	G+WX正	0.0	0.00	OK	1.2	0.01	OK	
			曲げ(面外)	My	(N・mm)						73300.0	73300.0					73300.0	G+WY負	0.0	0.00	OK	17.3	0.10	OK	
			組合せ		圧縮+曲げ															0.01	OK		0.14	OK	
3-1 3-2	支柱後(右) 支柱後(左)	C-75×45×15×2.3	圧縮	Nc	(N)	1144.2	3269.0	1650.0	458.4				751.9	751.9	677.7	4413.2	G+S	2.8	0.04	OK	10.7	0.11	OK		
			引張	Nt	(N)					2100.0				751.9	751.9	677.7	2100.0	G+WX負	0.0	0.00	OK	5.5	0.02	OK	
			せん断	Q	(N)				61.4	61.4							61.4	G+WX正	0.0	0.00	OK	0.4	0.00	OK	
			曲げ(面内)	Mx	(N・mm)				31400.0	31400.0							31400.0	G+WX正	0.0	0.00	OK	3.2	0.02	OK	
			曲げ(面外)	My	(N・mm)												0.0	G+S	0.0	0.00	OK	0.0	0.00	OK	
			組合せ		圧縮+曲げ															0.04	OK		0.13	OK	
4	つなぎ材	[-100×50×3.2	圧縮	Nc	(N)	108.0	308.7	479.5							45.3	587.5	G+WX正	0.2	0.00	OK	1.0	0.01	OK		
			引張	Nt	(N)					432.2				45.3			432.2	G+WX負	0.0	0.00	OK	1.6	0.01	OK	
			せん断	Q	(N)						198.0	198.0					198.0	G+WY負	0.0	0.00	OK	0.6	0.00	OK	
			曲げ(面内)	Mx	(N・mm)												0.0	G+S	0.0	0.00	OK	0.0	0.00	OK	
			曲げ(面外)	My	(N・mm)						108900.0	108900.0					108900.0	G+WY負	0.0	0.00	OK	26.2	0.51	OK	
			組合せ		圧縮+曲げ															0.00	OK		0.52	OK	
5	側面ブレース	[-100×50×3.2	圧縮	Nc	(N)	194.4	555.6	611.1	1232.2				375.7			1426.6	G+WX負	0.3	0.00	OK	2.4	0.02	OK		
			引張	Nt	(N)				1621.0	777.8				375.7			1621.0	G+WX正	0.0	0.00	OK	6.1	0.03	OK	
			せん断	Q	(N)				52.1	52.1	156.2	156.2					156.2	G+WY負	0.0	0.00	OK	0.5	0.00	OK	
			曲げ(面内)	Mx	(N・mm)				22600.0	22600.0							22600.0	G+WX正	0.0	0.00	OK	1.2	0.01	OK	
			曲げ(面外)	My	(N・mm)							67700.0	67700.0				67700.0	G+WY負	0.0	0.00	OK	16.3	0.20	OK	
			組合せ		圧縮+曲げ															0.00	OK		0.22	OK	



## 10. 接合部の検討

各応力が締結部の許容耐力以下となっていること確認する。

### 10.1 ボルトの検討

#### 10.1.1 ボルトの許容耐力

各支持部材の締結部ボルトの許容耐力を表10.1に示す。

せん断力に対する許容耐力 $R_s = \min(R_{s1}, R_{s2})$ $R_{s1} = m \times A_f \times f_{fs}$ $R_{s2} = d \times t \times f_l$ m: せん断面の数 A_f: ボルトの軸断面積 f_{fs}: ボルトの許容せん断応力度 d: ボルトの公称軸径 t: 接合される材の板厚 f_l: 接合される材の許容支圧応力度	引張力に対する許容耐力 $R_t = A_f \times f_{ft}$ f_{ft}: ボルトの許容引張応力度 せん断力と引張力を同時に受ける場合の許容耐力 $R_{ts} = A_f \times f_{fts}$ f_{fts}: せん断力を同時に受けるボルトの許容引張応力度 $f_{fts} = 1.4f_{ft} - 1.6\tau$ かつ $f_{fts} \leq f_{ft}$ f_{ft}: ボルトの許容引張応力度(=f_{ft}) \tau: ボルトの許容せん断応力度(=f_{fs})	応力 N_c: 圧縮力 N_t: 引張力 Q: せん断力
---	--	---------------------------------------

表10.1 ボルトの許容耐力

No.	使用部位	使用ボルト	材種	ボルトの諸元					許容応力度				許容耐力							
				ボルト本数 n	せん断面数 m	有効断面積 A_f (mm <sup>2</sup> )	公称軸径 d (mm)	板厚 t (mm)	せん断 f_{fs} (N/mm <sup>2</sup> )	支圧 f_l (N/mm <sup>2</sup> )	引張 f_{ft} (N/mm <sup>2</sup> )	引張(せん断同時) f_{fts} (N/mm <sup>2</sup> )	長期			短期				
													せん断			引張 R_t (N)	引張(せん断同時) R_{ts} (N)	せん断 sR_s (N)	引張 sR_t (N)	引張(せん断同時) sR_{ts} (N)
													R_{s1} (N)	R_{s2} (N)	R_s (N)					
1	パネル受け	1-M8	SS400相当	1	1	36.6	8	3.2	120	294	160	32	4392	7526	4392	5856	1171	6588	8784	1757
2	支柱前	1-M12	SS400相当	1	1	84.3	12	2.3	120	294	160	-	10116	8114	8114	13488	-	12172	20232	-
3	支柱後	1-M12	SS400相当	1	1	84.3	12	2.3	120	294	160	-	10116	8114	8114	13488	-	12172	20232	-
4	つなぎ材	1-M12	SS400相当	1	1	84.3	12	3.2	120	294	160	-	10116	11290	10116	13488	-	15174	20232	-
5	側面ブレース	1-M12	SS400相当	1	1	84.3	12	3.2	120	294	160	-	10116	11290	10116	13488	-	15174	20232	-
6	正面ブレース	1-M12	SS400相当	1	1	84.3	12	3.2	120	294	160	-	10116	11290	10116	13488	-	15174	20232	-
7	背面ブレース	1-M12	SS400相当	1	1	84.3	12	3.2	120	294	160	-	10116	11290	10116	13488	-	15174	20232	-
8	上弦材	1-M12	SS400相当	1	1	84.3	12	2.3	120	294	160	-	10116	8114	8114	13488	-	12172	20232	-
9	下弦材	1-M12	SS400相当	1	1	84.3	12	2.3	120	294	160	-	10116	8114	8114	13488	-	12172	20232	-
10	中央ブレース前	1-M12	SS400相当	1	1	84.3	12	2.3	120	294	160	-	10116	8114	8114	13488	-	12172	20232	-
11	中央ブレース後	1-M12	SS400相当	1	1	84.3	12	2.3	120	294	160	-	10116	8114	8114	13488	-	12172	20232	-

以下にパネル受け締結部の検定例を示す。

長期	せん断力	検定比 = 長期せん断力 / R_s	= 0 / 4392	0.000	< 1.0	<b>OK</b>
短期	せん断力	検定比 = (長期+短期最大のせん断力) / sR_s	= 660.696459105787	0.100	< 1.0	<b>OK</b>
	引張力	検定比 = 短期引張力 / sR_t	= -700 / 1756.8	-0.398	< 1.0	<b>OK</b>

### 10.1.2 ボルトの検定結果

締結部ボルトの検定結果を表10.2に示す。

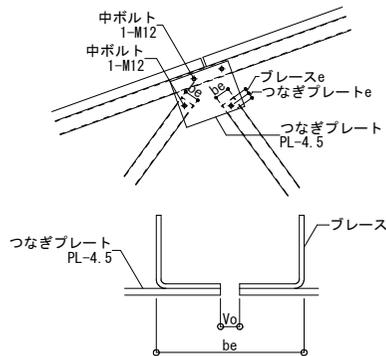
表10.2 締結部ボルトの検定結果

※引張は風圧時<WX負>の加力時を算出

No.	使用部位	使用ボルト	せん断力										引張力				検定比				判定
			長期応力		短期応力								短期応力				せん断		引張		
			常時	積雪時	暴風時				地震時X		地震時Y		負担幅	負担長さ	荷重	引張	長期	短期	短期		
			<G> (N)	<S> (N)	<WX正> (N)	<WX負> (N)	<WY正> (N)	<WY負> (N)	<KX正> (N)	<KX負> (N)	<KY正> (N)	<KY負> (N)	(mm)	(mm)	(N/m <sup>2</sup> )	(N)			< 1.0		
1	パネル受け	1-M8	0.0	0.0	0.0	0.0	519.3	660.7	660.7	660.7	0.0	0.0	1000	500	-1400	-700.0	0.000	0.100	0.398	OK	
2	支柱前	1-M12	1417.1	4048.8	1673.7	2094.2	171.6	430.8	139.7	139.7	0.0	0.0	-	-	-	-	0.175	0.449	-	OK	
3	支柱後	1-M12	525.0	1500.0	1550.5	1973.4	171.6	430.8	139.7	139.7	729.9	729.9	-	-	-	-	0.065	0.205	-	OK	
4	つなぎ材	1-M12	108.0	308.7	319.1	406.1	1242.1	1147.0	163.4	163.4	0.0	0.0	-	-	-	-	0.011	0.089	-	OK	
5	側面ブレース	1-M12	1071.7	3062.1	1255.8	1598.3	712.3	906.6	375.6	375.6	0.0	0.0	-	-	-	-	0.106	0.272	-	OK	
6	正面ブレース	1-M12	800.8	2288.2	938.4	1194.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-	-	-	-	0.079	0.204	-	OK	
7	背面ブレース	1-M12	800.8	2288.2	938.4	1194.3	0.0	0.0	0.0	0.0	665.5	665.5	-	-	-	-	0.079	0.204	-	OK	
8	上弦材	1-M12	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	884.5	884.5	-	-	-	-	0.000	0.073	-	OK	
9	下弦材	1-M12	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	499.5	499.5	-	-	-	-	0.000	0.041	-	OK	
10	中央ブレース前	1-M12	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	493.1	493.1	-	-	-	-	0.000	0.041	-	OK	
11	中央ブレース後	1-M12	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	743.1	743.1	-	-	-	-	0.000	0.061	-	OK	

### 10.2 つなぎプレートの検討

つなぎプレートのボルトによる欠損を考慮した検討を行う。



つなぎプレート PL-4.5  
 プレート厚さ t 4.5 mm  
 有効幅 be 100.0 mm (ブレース幅とする)

ボルト 1-M12  
 ボルト孔径 Vo 13.0 mm

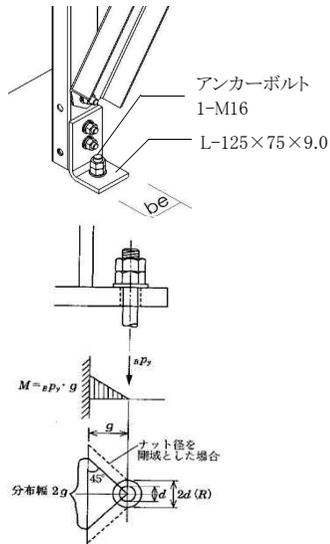
有効断面積 Ae = (be - Vo) × t = 391.5 mm<sup>2</sup>

作用軸力 長期 NL 1071.7 N ←側面ブレース長期軸力  
 作用軸力 短期 Ns 4133.8 N ←側面ブレース長期+短期最大軸力

長期許容応力度 ft 156 N/mm<sup>2</sup>      許容耐力 TL = Ae × ft = 61074 N > NL ……OK  
 短期許容応力度 sft 235 N/mm<sup>2</sup>      許容耐力 TS = Ae × sft = 92003 N > Ns ……OK

端空きeについてはつなぎプレート、ブレース共にボルト径の1.9倍以上を確保する(軽鋼構造設計施工指針・同解説 P.93)。

### 10.3 柱脚の検討



#### a) 支柱固定金具の検討

支柱固定金具 L-125×75×9.0  
 プレート厚さ t 9.0 mm  
 アンカーボルト 1-M16  
 ボルト孔径 Vo 17.0 mm  
 距離 g 35 mm

有効幅  $be = 2g + d = 2 \times 35 + 16 = 86$  mm  
 有効断面積  $Ae = (be - Vo) \times t = 621$  mm<sup>2</sup>

作用せん断力 長期 QL 0.0 N ← 下弦材長期軸力  
 作用せん断力 短期 Qs 499 N ← 下弦材長期+短期最大軸力

長期許容応力度 ft 156 N/mm<sup>2</sup>  
 短期許容応力度 sft 235 N/mm<sup>2</sup>  
 許容耐力 TL = Ae × ft = 96876 N > QL ……OK  
 許容耐力 TS = Ae × sft = 145935 N > Qs ……OK

支柱固定金具の許容曲げ応力度 ※引張力は短期時のみ生じるため、短期の検討を行う。  
 短期 sfb = F / 1.3 × 1.5 = 235 / 1.3 × 1.5 = 271 N/mm<sup>2</sup>

引張力 bPy = 431 N ← 支柱前引張力  
 支柱固定金具の曲げモーメント Mb = bPy × g = 430.78 × 35 = 15077.13631 N・mm

分布幅 2g = 35 × 2 = 70 mm  
 断面係数 Zb = 2g × t<sup>2</sup> / 6 = 70 × 9.0<sup>2</sup> / 6 = 945 mm<sup>3</sup>  
 検定 Mb / Zb = 15077.1 / 945 = 16 N/mm<sup>2</sup> < sfb OK

#### b) アンカーボルトの検討

ねじ部有効断面積 Ae = 157 mm<sup>2</sup>

短期応力 せん断 499 N ← 下弦材長期+短期最大軸力  
 引張 431 N ← 支柱前引張力

許容せん断応力度  $\tau = F / \sqrt{3} = 135.7$  N/mm<sup>2</sup>  
 せん断を同時に受けるボルトの許容引張応力度  $fts = 1.4ft_0 - 1.6\tau = 111.9$  N/mm<sup>2</sup>

検定 せん断 499.5 / 157 = 3.2 N/mm<sup>2</sup>  
 引張 430.8 / 157 = 2.7 N/mm<sup>2</sup>  
 検定比 = 3.2 / 135.7 = 0.02 < 1.0 OK  
 検定比 = 2.7 / 111.9 = 0.02 < 1.0 OK

#### アンカーボルトの定着の検討

アンカーボルトの埋め込み長さ Lb = 130 mm  
 コーン状破壊面の有効水平投影面積 Ac =  $\pi \times Lb \times (Lb + d) = 3.14 \times 130 \times (130 + 16) = 59627.4$  mm<sup>2</sup>

定着によるアンカーボルトの引張耐力 Tp =  $0.31 \times k \times \sqrt{Fc} \times Ac$   
 =  $0.31 \times 0.6 \times \sqrt{21} \times 135717 = 50824$  N

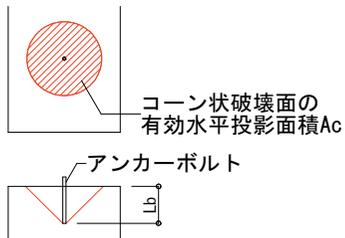
検定比: 430.8 / 50824 = 0.01 < 1.0 OK

#### アンカーボルトの付着の検討

許容付着応力度 fh = min(6 × Fc / 100, 1.35) = 1.26 N/mm<sup>2</sup> (短期は長期の2倍)  
 アンカーボルトの周長 φ = 50.3 mm

必要埋め込み長さ Lb' = 引張力 / fh / φ = 430.8 / (1.26 × 2) / 50.3 = 3.4 mm

検定: 3.4 mm < 130 mm OK

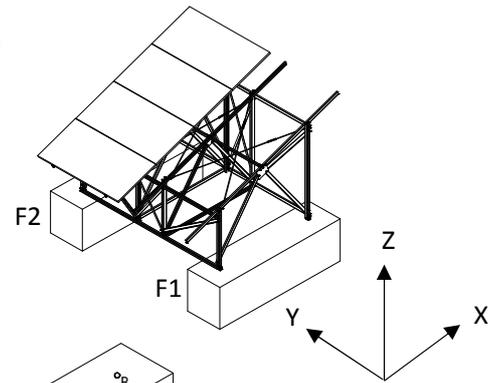
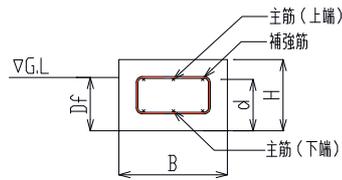


## 11.基礎の検討

### 11.1 基礎の諸元

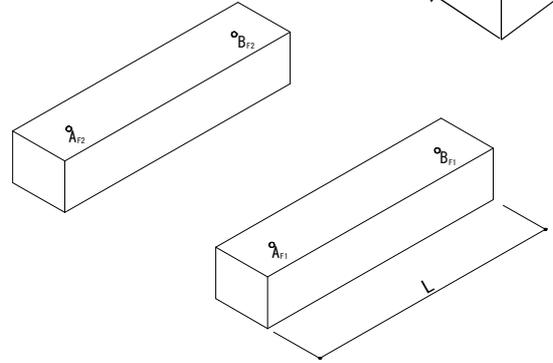
#### a) 基礎断面

基礎長さ(X方向) L	3000 mm
基礎幅(Y方向) B	600 mm
基礎せい(Z方向) H	400 mm
根入れ深さ Df	300 mm
コンクリート強度 Fc	21 N/mm <sup>2</sup>
コンクリート単位体積重量 $\gamma_c$	24 kN/mm <sup>3</sup> → 0.000024 N/mm <sup>3</sup>
基礎重量 Wf	= $\gamma_c \cdot L \cdot B \cdot H = 17280$ N



#### b) 基礎配筋

主筋(上端)	3-D13(SD295A)
主筋(下端)	3-D13(SD295A)
補強筋	2-D10@250
主筋断面積(1本あたり) at	127 mm <sup>2</sup>
主筋全断面積 $\Sigma$ at	381 mm <sup>2</sup>
有効せい d	300 mm (かぶり厚は100mmとする)
応力中心間距離 j = 7 / 8 × d =	262.5 mm



### 11.2 各支点反力

各支点に作用する反力を下表に示す。(各反力は「8.応力算出」より引用)

表11.1 支点反力一覧

位置	反力の種類	長期		短期				採用値		
		常時 <G>	積雪時 <S>	暴風時 <WX正>	暴風時 <WX負>	地震時 <KX正>	地震時 <KY正>	反力	ケース	
A <sub>F1</sub>	鉛直 (N)	1197.2	3420.5	3762.5	0.0	0.0	0.0	4959.7	G+W	
	浮上り (N)	0.0	0.0	0.0	4788.6	452.2	732.2	4788.6	G+W	
	水平	X方向 (N)	0.0	0.0	778.8	991.2	302.3	0.0	991.2	G+W
		Y方向 (N)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	607.5	607.5	G+K
B <sub>F1</sub>	鉛直 (N)	1197.2	3420.5	3762.5	0.0	452.2	0.0	4959.7	G+W	
	浮上り (N)	0.0	0.0	0.0	4788.6	0.0	732.2	4788.6	G+W	
	水平	X方向 (N)	0.0	0.0	778.8	991.2	302.3	0.0	991.2	G+W
		Y方向 (N)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	607.5	607.5	G+K
A <sub>F2</sub>	鉛直 (N)	1197.2	3420.5	3762.5	0.0	0.0	732.2	4959.7	G+W	
	浮上り (N)	0.0	0.0	0.0	4788.6	452.2	0.0	4788.6	G+W	
	水平	X方向 (N)	0.0	0.0	778.8	991.2	302.3	0.0	991.2	G+W
		Y方向 (N)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	607.5	607.5	G+K
B <sub>F2</sub>	鉛直 (N)	1197.2	3420.5	3762.5	0.0	452.2	732.2	4959.7	G+W	
	浮上り (N)	0.0	0.0	0.0	4788.6	0.0	0.0	4788.6	G+W	
	水平	X方向 (N)	0.0	0.0	778.8	991.2	302.3	0.0	991.2	G+W
		Y方向 (N)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	607.5	607.5	G+K

以下の各検討においては上表の採用値を用いる。

### 11.3 鉛直力に対する検討

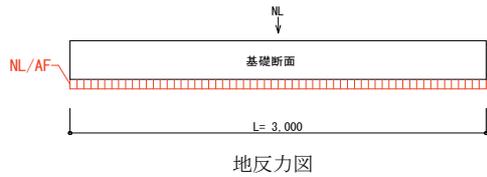
鉛直力を基礎底面積で除した地反力が地盤許容支持力以下となっていることを確認する。基礎F1にて検討する。外力はA<sub>F1</sub>とB<sub>F1</sub>に作用する支点反力の合計とする。

#### a) 地盤許容支持力の算出

長期許容支持力 qaL	20 kN/m <sup>2</sup>	→	0.02 N/mm <sup>2</sup>	(2.設計条件より)
短期許容支持力 qaS	40 kN/m <sup>2</sup>	→	0.04 N/mm <sup>2</sup>	(短期は長期の2倍)
基礎底面積 AF	3000 × 600 = 1800000 mm <sup>2</sup>			

b) 地盤支持力の検討

(1) 長期の検討



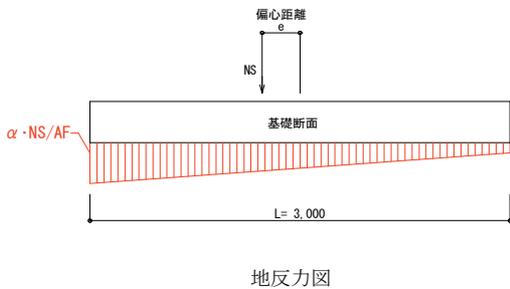
$$NL + Wf = 1197.2 + 1197.2 + 17280 = 19674.4 \text{ N}$$

$$\text{地反力} = (NL + Wf) / AF = 0.011 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{検定比} = 0.011 / 0.02 = 0.55 < 1.0 \quad \dots\text{OK}$$

(qaL)

(2) 短期の検討



$$NS + Wf = 4959.7 + 4959.7 + 17280 = 27199.4 \text{ N}$$

$$QS = 991.2 + 991.2 = 1982.4 \text{ N}$$

水平方向の反力による曲げモーメントMF

$$MF = QS \times H = 1982.4 \times 400 = 792960 \text{ N}\cdot\text{mm}$$

偏心距離

$$e = MF / (NS + Wf) = 792960 / 27199.4 = 29.2 \text{ mm}$$

$$e/L = 29.2 / 3000 = 0.01 \leq 1/6 \text{ より}$$

$$\alpha = 1 + 6(e/L) = 1.1$$

$$\text{地反力(MAX)} = \alpha \times (NS + Wf) / AF = 0.016 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{検定比} = 0.016 / 0.04 = 0.40 < 1.0 \quad \dots\text{OK}$$

(qaS)

(Y方向の偏心距離はX方向より小さいため、検討を省略する)

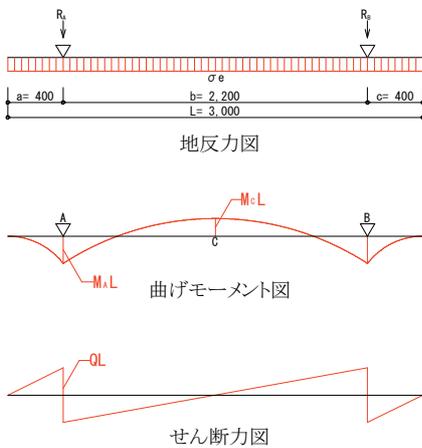
c) 基礎配筋の検討

コンクリートのせん断許容応力度fs長期 fsL = 21/30 = 0.7 N/mm<sup>2</sup>  
 (短期は長期の2倍) 短期 fsS = 0.7 × 2 = 1.4 N/mm<sup>2</sup>

鉄筋の引張許容応力度ft 長期 ftL = 196 N/mm<sup>2</sup>  
 短期 ftS = 295 N/mm<sup>2</sup>

基礎は連続基礎となっており、梁と仮定して検討する。

(1) 長期の検討



単位長さ当りの地反力  $\sigma_e L = (NL + Wf) / B = 19674.4 / 600 = 32.8 \text{ N/mm}$

A点の地反力による反力  $R_A L = (\sigma_e L (a + b)^2 - \sigma_e L \times c^2) / (2 \times b)$   
 $= (32.8 \times (400 + 2200)^2 - 32.8 \times 400^2) / (2 \times 2200)$   
 $= 49200 \text{ N}$

B点の地反力による反力  $R_B L = (\sigma_e L (c + b)^2 - \sigma_e L \times a^2) / (2 \times b)$   
 $= (32.8 \times (400 + 2200)^2 - 32.8 \times 400^2) / (2 \times 2200)$   
 $= 49200 \text{ N}$

A点の曲げモーメント  $M_A L = \sigma_e L \times a^2 / 2$   
 $= 32.8 \times 400^2 / 2$   
 $= 2624000 \text{ N}\cdot\text{mm}$

C点の曲げモーメント  $M_C L = R_A L \times (b/2) - \sigma_e L / 2 \times (a + (b/2))^2$   
 $= 49200 \times (2200/2) - 32.8 / 2 \times (400 + (2200/2))^2$   
 $= 17220000 \text{ N}\cdot\text{mm}$

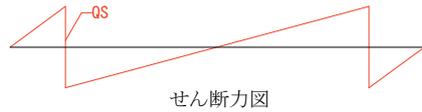
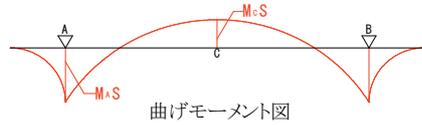
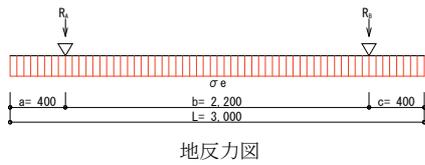
応力による必要鉄筋(主筋)量 =  $ML_{\max} / (ft \times j)$   
 $= 17220000 / (196 \times 262.5)$   
 $= 334.69 \text{ mm}^2 < \Sigma at = 381 \text{ mm}^2 \quad \text{OK}$

せん断力  $QL = R_A L - \sigma_e L \times a$   
 $= 49200 - 32.8 \times 400$   
 $= 36080 \text{ N}$

コンクリートの許容せん断耐力 =  $fsL \times B \times j$   
 $= 0.7 \times 600 \times 262.5$   
 $= 110250 \text{ N} > Q_L = 36080 \text{ N} \quad \text{OK}$

(2)短期の検討 ※地反力は偏心を考慮するため、台形形状となるが下図のように最大の等分布荷重として検討する。

※地反力は最大となる風圧荷重(正圧)時の荷重を用いて検討する。



$$\text{単位長さ当りの地反力 } \sigma_e S = \alpha \times (NS + Wf) / B = 1.06 \times 27199.4 / 600 = 48 \text{ N/mm}$$

$$\begin{aligned} \text{A点の地反力による反力 } R_A S &= (\sigma_e S (a + b)^2 - \sigma_e S \times c^2) / (2 \times b) \\ &= (48.1 \times (400 + 2200)^2 - 48.1 \times 400^2) / (2 \times 2200) \\ &= 72150 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{B点の地反力による反力 } R_B S &= (\sigma_e S (c + b)^2 - \sigma_e S \times a^2) / (2 \times b) \\ &= (48.1 \times (400 + 2200)^2 - 48.1 \times 400^2) / (2 \times 2200) \\ &= 72150 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{A点の曲げモーメント } M_A S &= \sigma_e S \times a^2 / 2 \\ &= 48.1 \times 400^2 / 2 \\ &= 3848000 \text{ N}\cdot\text{mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{C点の曲げモーメント } M_C S &= R_A S \times (b / 2) - \sigma_e S / 2 (a + (b / 2))^2 \\ &= 72150 \times (2200 / 2) - 48.1 / 2 \times (400 + (2200 / 2))^2 \\ &= 25252500 \text{ N}\cdot\text{mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{応力による必要鉄筋(主筋)量} &= M_{S\max} / (f_t \times j) \\ &= 25252500 / (295 \times 262.5) \\ &= 326.10 \text{ mm}^2 < \Sigma a_t = 381 \text{ mm}^2 \text{ OK} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{せん断力 } QS &= R_A S - \sigma_e S \times a \\ &= 72150 - 48.1 \times 400 \\ &= 52910 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{コンクリートの許容せん断耐力} &= f_s S \times B \times j \\ &= 1.4 \times 600 \times 262.5 \\ &= 220500 \text{ N} > QS = 52910 \text{ N} \text{ OK} \end{aligned}$$

#### 11.4 浮上りに対する検討

浮上りが基礎自重を含む鉛直力以下となっていることを確認する。ただし、安全率は1.5とする。また、浮上りは風圧荷重(負)のみ生じるため、短期の検討のみ行う。

a) 浮上り抵抗力の算出

$$\begin{aligned} \text{長期反力 } N_L &= 1197.2 + 1197.2 = 2394.4 \text{ N} \\ \text{浮上り抵抗力 } R_u &= N_L + W_f = 2394.4 + 17280 = 19674.4 \text{ N} \\ \text{安全率は1.5のため、} R_u' &= 19674.4 / 1.5 = 13116.3 \text{ N} \end{aligned}$$

b) 検定

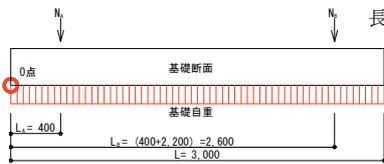
$$\begin{aligned} \text{浮上り } T &= 4788.6 + 4788.6 = 9577 \text{ N} \\ \text{検定: } 9577 \text{ N} &< R_u' = 13116.3 \text{ N} \text{ OK} \end{aligned}$$

#### 11.5 転倒に対する検討

下図の0点に作用する応力による曲げモーメントが長期支点反力及び基礎自重による曲げモーメント以下となっていることを確認する。ただし、安全率は1.5とする。また、転倒は風圧荷重(負)および地震荷重のみ生じるため、短期の検討のみ行う。

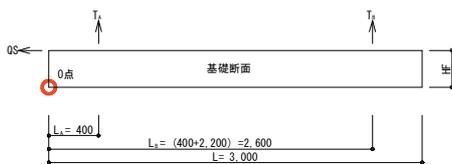
##### 11.5.1 側面フレーム(X)

a) 転倒抵抗力の算出



$$\begin{aligned} \text{長期支点反力による抵抗モーメント } M_{Rn} &= N_A L_A + N_B L_B \\ &= 1197.2 \times 400 + 1197.2 \times 2600 = 3591600 \text{ N}\cdot\text{mm} \\ \text{基礎自重による抵抗モーメント } M_{Rf} &= \gamma_c \times B \times H \times L^2 / 2 \\ &= 0.000024 \times 600 \times 400 \times 3000^2 / 2 = 25920000 \text{ N}\cdot\text{mm} \\ \text{転倒抵抗モーメント } M_{Re} &= M_{Rn} + M_{Rf} \\ &= 3591600 + 25920000 = 29511600 \text{ N}\cdot\text{mm} \\ \text{安全率は1.5のため、} M_{Re}' &= 29511600 / 1.5 = 19674400 \text{ N} \end{aligned}$$

b) 検定



$$\begin{aligned} \text{浮上りによる転倒モーメント } M_u &= T_A \times L_A + T_B \times L_B \\ &= 4788.6 \times 400 + 4788.6 \times 2600 = 14365800 \text{ N}\cdot\text{mm} \\ \text{水平力による転倒モーメント } M_q &= \Sigma QS \times H \\ &= (991.2 + 991.2) \times 400 = 792960 \text{ N}\cdot\text{mm} \\ \text{転倒モーメント } M_e &= M_u + M_q \\ &= 14365800 + 792960 = 15158760 \text{ N}\cdot\text{mm} \\ \text{検定 } 15158760 \text{ N} &< M_{Re}' = 19674400 \text{ N} \text{ OK} \end{aligned}$$

### 11.5.2 正面フレーム(Y)

a) 転倒抵抗力の算出



$$\text{長期支点反力による抵抗モーメント } M_{Rn} = NL \times B / 2$$

$$= 19674.4 \times 600 / 2$$

$$= 5902320 \text{ N}\cdot\text{mm}$$

$$\text{基礎自重による抵抗モーメント } M_{Rf} = \gamma c \times L \times H \times B^2 / 2$$

$$= 0.000024 \times 3000 \times 400 \times 600^2 / 2$$

$$= 5184000 \text{ N}\cdot\text{mm}$$

$$\text{転倒抵抗モーメント } M_{Re} = M_{Rn} + M_{Rf}$$

$$= 5902320 + 5184000$$

$$= 11086320 \text{ N}\cdot\text{mm}$$

$$\text{安全率は1.5のため、} M_{Re}' = 11086320 / 1.5 = 7390880 \text{ N}\cdot\text{mm}$$

b) 検定



$$\text{浮上りによる転倒モーメント } M_u = T \times B / 2$$

$$= (4788.6 + 4788.6) \times 600 / 2$$

$$= 2873160 \text{ N}\cdot\text{mm}$$

$$\text{水平力による転倒モーメント } M_q = \Sigma QS \times H$$

$$= (607.5 + 607.5) \times 400$$

$$= 486000 \text{ N}\cdot\text{mm}$$

$$\text{転倒モーメント } M_e = M_u + M_q$$

$$= 2873160 + 486000$$

$$= 3359160 \text{ N}\cdot\text{mm}$$

$$\text{検定 } 3359160 \text{ N} < M_{Re}' = 7390880 \text{ N} \quad \text{OK}$$

### 11.6 滑動に対する検討

水平方向に作用する外力が基礎底面の摩擦と受働土圧の合計以下となっていることを確認する。ただし、安全率は1.5とする。また、滑動は風圧荷重および地震荷重のみ生じるため、短期の検討のみ行う。

#### 11.6.1 側面フレーム(X)

a) 滑動抵抗力の算出

$$\text{基礎重量を含む短期鉛直力 } NS = NL + W_f - T = 19674.4 + 17280 - 9577.2 = 27377 \text{ N}$$

$$\text{基礎底面と地盤の摩擦係数 } \mu = 0.3$$

$$\text{重量による摩擦抵抗力 } R_m = NS \times \mu = 27377 \times 0.3 = 8213.1 \text{ N}$$

$$\text{支持地盤の粘着力 } c = 12.5 \text{ N} / 2 = 12.5 \times 3 / 2 = 18.75 \text{ kN/m}^2 \rightarrow 0.01875 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{荷重の傾斜角 } \phi = \tan^{-1}(QS / NS) = \tan^{-1}((1061.3 + 1061.3) / 27377) = 4.1^\circ$$

$$\text{受働土圧係数 } K_p = \tan^2(45^\circ + \phi / 2) = \tan^2(45 + 4.1 / 2) = 0.1$$

$$\text{土の単位重量 } \gamma_e = 16 \text{ kN/m}^3 \rightarrow 0.000016 \text{ N/mm}^3$$

$$\text{受働土圧 } \sigma_a = K_p \times \gamma_e \times D_f + 2 \times c \sqrt{K_p} \quad \text{これを } D_f \text{ で積分する:}$$

$$P_p = \int_0^{D_f} (K_p \times \gamma_e \times D_f + 2 \times c \sqrt{K_p}) = K_p \times \gamma_e \times D_f^2 / 2 + 2 \times c \sqrt{K_p} \times D_f$$

$$= 0.1 \times 0.000016 \times 300^2 / 2 + 2 \times 0.01875 \times \sqrt{0.1} \times 300 = 3.6 \text{ N/mm}$$

$$\text{根入れ部の抵抗 } R_k = P_p \times B = 3.6 \times 600 = 2160 \text{ N}$$

$$\text{滑動抵抗力 } R_{as} = R_m + R_k = 8213.1 + 2160 = 10373 \text{ N}$$

$$\text{安全率は1.5のため、} R_{as}' = 10373 / 1.5 = 6915 \text{ N}$$

b) 検定

$$\text{水平力 } QS = 1982.4 \text{ N} < R_{as}' = 6915 \text{ N} \quad \text{OK}$$

### 11.6.2 正面フレーム(Y)

#### a) 滑動抵抗力の算出

$$\text{基礎重量を含む短期鉛直力 } NS = NL + Wf - T = 19674.4 + 17280 - 9577.2 = 27377 \text{ N}$$

$$\text{基礎底面と地盤の摩擦係数 } \mu = 0.3$$

$$\text{重量による摩擦抵抗力 } R_m = NS \times \mu = 27377 \times 0.3 = 8213.1 \text{ N}$$

$$\text{支持地盤の粘着力 } c = 12.5 \text{ N} / 2 = 12.5 \times 3 / 2 = 18.75 \text{ kN/m}^2 \rightarrow 0.01875 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{荷重の傾斜角 } \phi = \tan^{-1}(QS / NS) = \tan^{-1}((607.5 + 607.5) / 27377) = 2.5^\circ$$

$$\text{受働土圧係数 } K_p = \tan^2(45^\circ + \phi / 2) = \tan^2(45 + 2.5 / 2) = 4.0$$

$$\text{土の単位重量 } \gamma_e = 16 \text{ kN/m}^3 \rightarrow 0.000016 \text{ N/mm}^3$$

$$\text{受働土圧 } \sigma_a = K_p \times \gamma_e \times Df + 2 \times c \sqrt{K_p} \quad \text{これを } Df \text{ で積分する:}$$

$$P_p = \int_0^{Df} (K_p \times \gamma_e \times Df + 2 \times c \sqrt{K_p}) = K_p \times \gamma_e \times Df^2 / 2 + 2 \times c \sqrt{K_p} \cdot Df$$

$$= 4.0 \times 0.000016 \times 300^2 / 2 + 2 \times 0.01875 \times \sqrt{4.0} \times 300 = 25.31 \text{ N/mm}$$

$$\text{根入れ部の抵抗 } R_k = P_p \times L = 25.31 \times 3000 = 75930 \text{ N}$$

$$\text{滑動抵抗力 } R_{as} = R_m + R_k = 8213.1 + 75930 = 84143 \text{ N}$$

$$\text{安全率は1.5のため、 } R_{as}' = 84143 / 1.5 = 56095 \text{ N}$$

#### b) 検定

$$\text{水平力 } QS = 1215.0 \text{ N} < R_{as}' = 56095 \text{ N} \quad \text{OK}$$

## 設計例②： 強風仕様（アレイ面の傾斜角度 10° ）

### 目次

- |              |       |
|--------------|-------|
| 1. 設計条件      | ② - 1 |
| 2. 架台及び基礎の仕様 | ② - 2 |

設計例②は、設計例①と同じ方針・計算方法を用い下記の条件にて算出する。

## 1. 設計条件

### 1) 構造体

架台規模	: 太陽電池モジュール4段2列配置	計 8 枚
アレイ面の傾斜角度	: 10 °	
アレイ面の最低高さ	: GL+ 1100 mm	
太陽電池モジュールサイズ	: 2000 mm × 1000 mm	
太陽電池モジュール重量	: 28 kg/枚	

### 2) 積雪荷重

区域	: 一般の地方
地上垂直積雪量	: 30 cm
雪の平均単位荷重	: 20 N/m <sup>2</sup> /cm

### 3) 風圧荷重

設計用基準風速	: 40 m/s
地表面粗度区分	: II
アレイ面の平均地上高さ	: GL+ 1.5 m (5m以下)

### 4) 地震荷重

設計用水平震度	: 0.3
---------	-------

### 5) その他係数

用途係数	: 1.0
------	-------

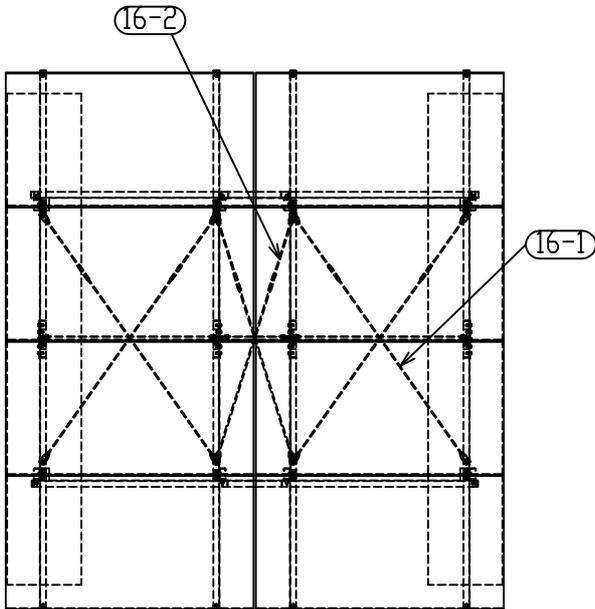
### 6) 基礎及び地盤

基礎	: 鉄筋コンクリート基礎
コンクリート強度Fc	: 21N/mm <sup>2</sup>
土質	: 粘性土
N値	: 3
長期許容支持力	: 20 kN/m <sup>2</sup>
地盤との摩擦係数	: 0.3 (ガイドラインP.38 表5-3より)

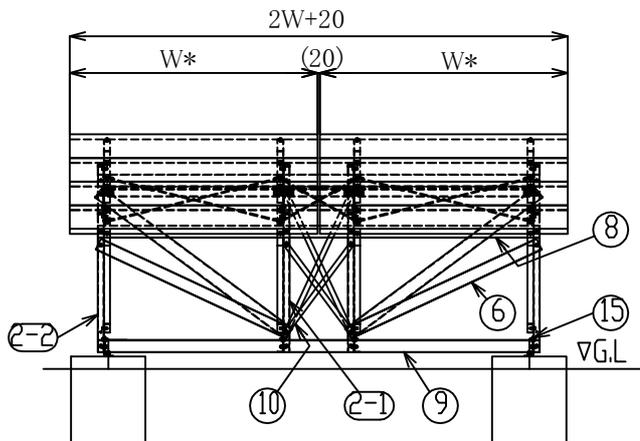
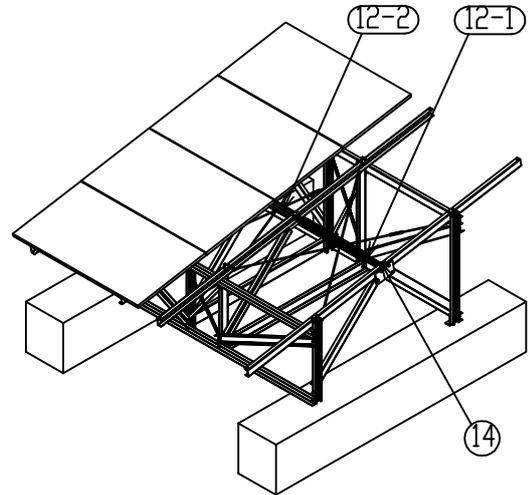
## 2. 架台および基礎の仕様

### 2.1 架台及び基礎の構造図

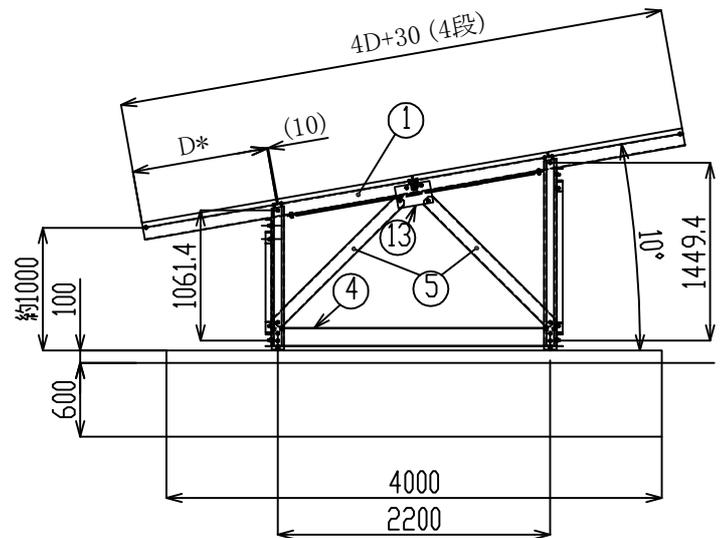
(単位:mm)



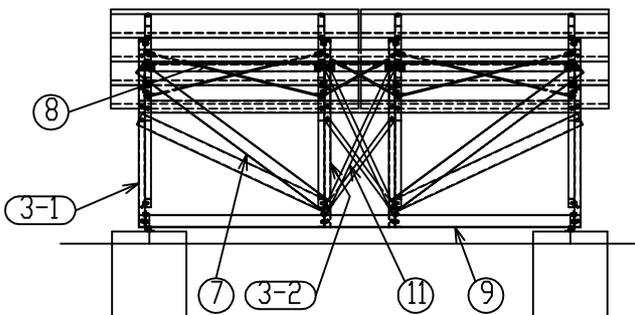
平面図



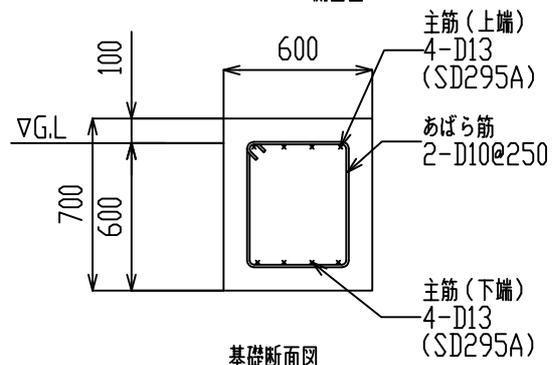
正面図



側面図



背面図



基礎断面図

○の数字は部材番号を示す。

\* 太陽電池モジュールの長辺長さWは2000mm以下、短辺長さDは1100mm以下、面積 $W \times D$ は $2\text{m}^2$ 以下とする。

②-2

## 2.2 使用部材

本設計例の架台に使われている部材は下記の表2.1及び表2.2に示す。

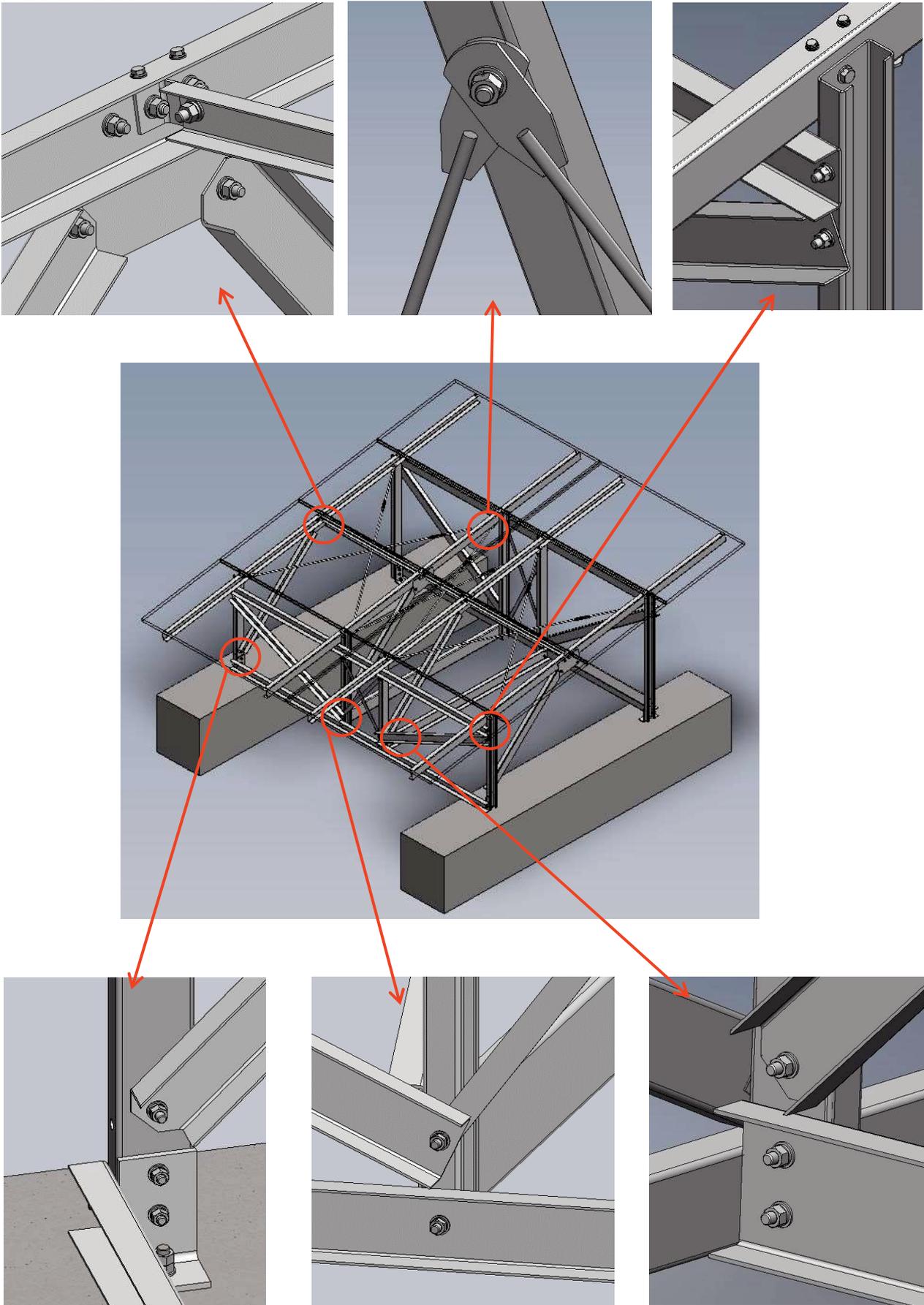
表2.1 支持架構の部材リスト

No.	部材名	断面	鋼材種	表面処理	数量	備考
1	パネル受け	[-100×50×3.2	SS400相当	HDZ35相当	4	
2-1	支柱前(右)	C-100×50×20×3.2	SS400相当	HDZ35相当	2	
2-2	支柱前(左)	C-100×50×20×3.2	SS400相当	HDZ35相当	2	
3-1	支柱後(右)	C-100×50×20×3.2	SS400相当	HDZ35相当	2	
3-2	支柱後(左)	C-100×50×20×3.2	SS400相当	HDZ35相当	2	
4	つなぎ材	[-150×50×4.5	SS400相当	HDZ35相当	2	
5	側面ブレース	[-100×50×3.2	SS400相当	HDZ35相当	8	
6	正面ブレース	[-100×50×3.2	SS400相当	HDZ35相当	2	
7	背面ブレース	[-100×50×3.2	SS400相当	HDZ35相当	2	
8	上弦材	[-100×50×3.2	SS400相当	HDZ35相当	2	
9	下弦材	[-100×50×3.2	SS400相当	HDZ35相当	2	
10	中央ブレース前	PL-38×2.3	SS400相当	HDZ35相当	2	
11	中央ブレース後	PL-38×2.3	SS400相当	HDZ35相当	2	
12-1	横材(端)	[-60×30×2.3	SS400相当	HDZ35相当	2	
12-2	横材(中)	[-60×30×2.3	SS400相当	HDZ35相当	1	
13	つなぎプレート	PL-4.5	SS400相当	HDZ35相当	4	
14	横材固定金具	L-75×45×4.5	SS400相当	HDZ35相当	6	
15	支柱固定金具	L-165×75×9.0	SS400相当	HDZ35相当	4	
16-1	ターンバックル(端)	M10	SS400相当	HDZ35相当	4	
16-2	ターンバックル(中)	M10	SS400相当	HDZ35相当	2	

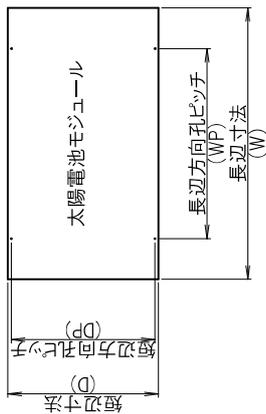
表2.2 締結材リスト

接合箇所	ボルト	鋼材種	表面処理	数量	備考
架台接合	M12	SS400相当	HDZ-A種相当	94	架台の全接合部に使用する
モジュール固定	M6またはM8	SS400相当	HDZ-A種相当	32	ボルトサイズはメーカー指定による
アンカーボルト	M16	SS400相当	HDZ-A種相当	4	

### 2.3 接合部詳細図



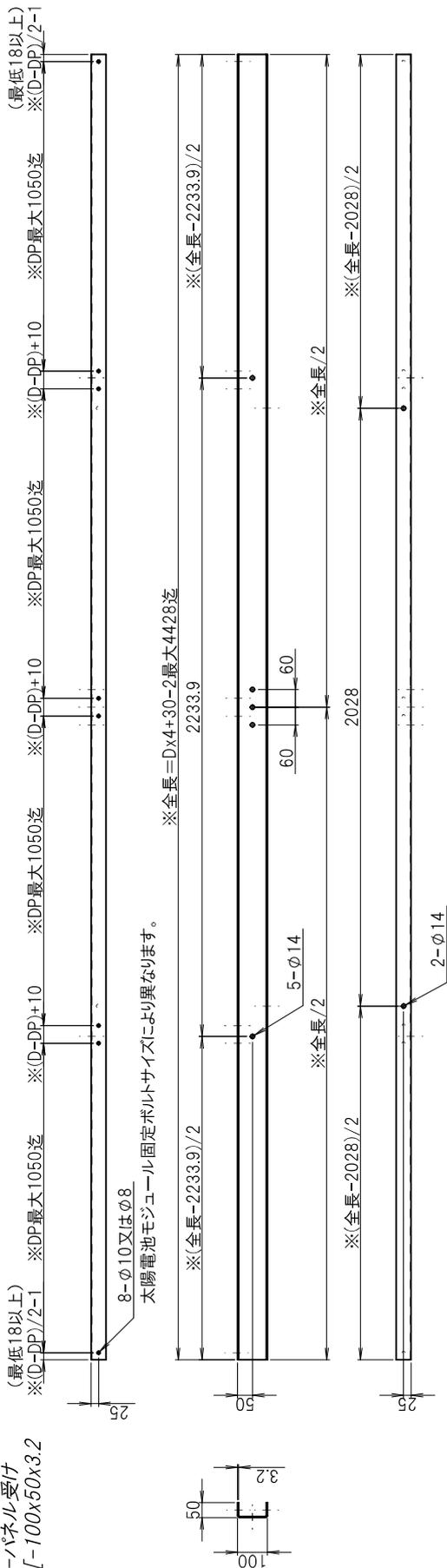
2.4 部品図



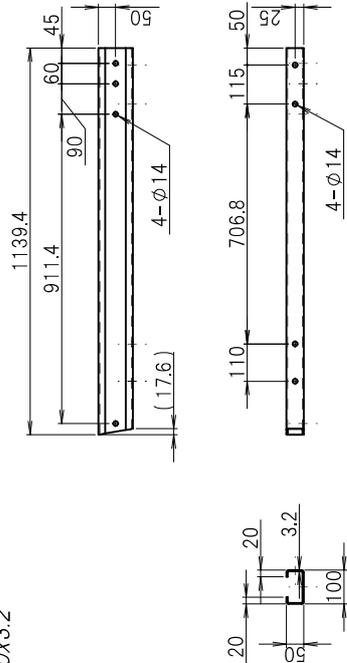
※印のある寸法は太陽電池モジュールにより異なります。  
 対応可能太陽電池モジュールサイズは下記の通り。  
 長辺2000mm以下×短辺1100mm以下（合計面積が2㎡以下に限る）  
 太陽電池モジュール固定孔ピッチは、長辺方向1400mm以下、短辺方向1050mm以下とする。

表面処理：HDZ35以上  
 材質：SS400相当

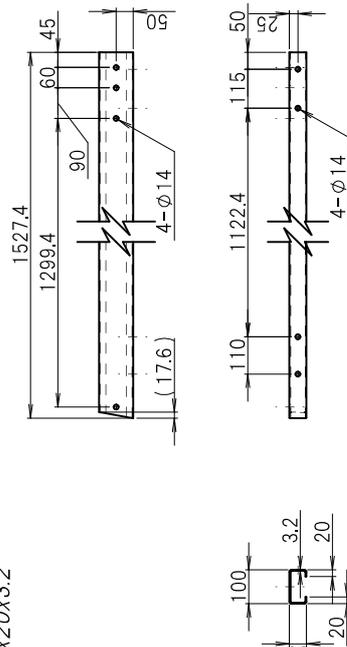
1-パネル受け  
 [-100x50x3.2



2-1支柱前(右) 本図の勝手反対2-2支柱前(左)  
 C-100x50x20x3.2

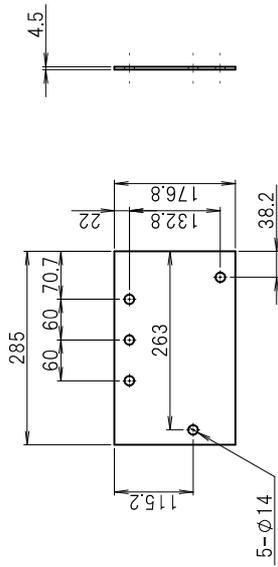


3-1支柱後(右) 本図の勝手反対3-2支柱後(左)  
 C-100x50x20x3.2

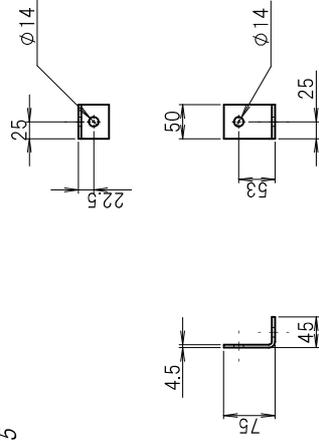




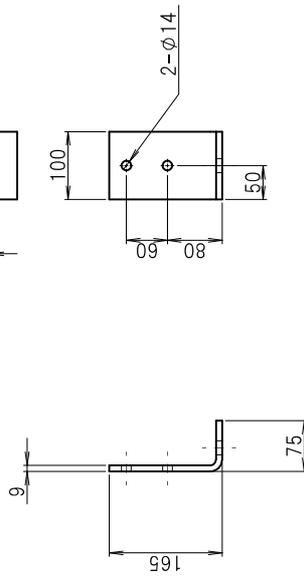
13-つなぎプレート  
PL-4.5



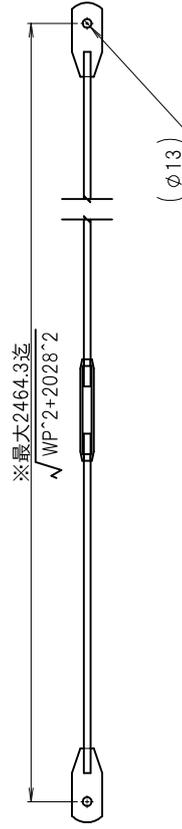
14-横材固定金具  
L-75x45x4.5



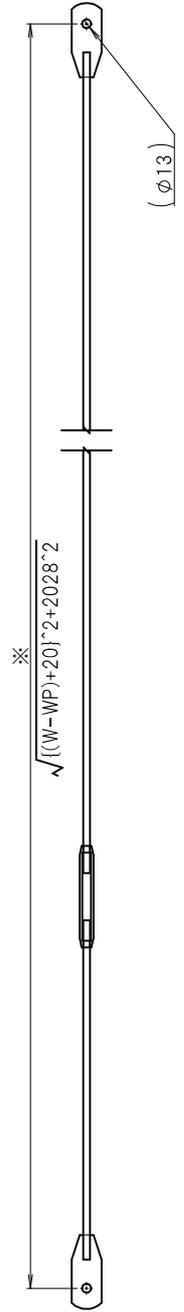
15-支柱固定金具  
L-165x75x9.0



16-1ターハンバックル(端)  
M10



16-2ターハンバックル(中)  
M10



## 設計例③：多雪仕様（アレイ面の傾斜角度 30°）

### 目次

1. 設計条件	③ - 1
2. 架台及び基礎の仕様	③ - 2

設計例③は、設計例①と同じ方針・計算方法を用い下記の条件にて算出する。

## 1. 設計条件

### 1) 構造体

架台規模	: 太陽電池モジュール4段2列配置	計 8 枚
アレイ面の傾斜角度	: 30 °	
アレイ面の最低高さ	: GL+ 1900 mm	
太陽電池モジュールサイズ	: 2000 mm × 1000 mm	
太陽電池モジュール重量	: 28 kg/枚	

### 2) 積雪荷重

区域	: 多雪区域
地上垂直積雪量	: 180 cm
雪の平均単位荷重	: 30 N/m <sup>2</sup> /cm

### 3) 風圧荷重

設計用基準風速	: 30 m/s
地表面粗度区分	: III
アレイ面の平均地上高さ	: GL+ 2.9 m (5m以下)

### 4) 地震荷重

設計用水平震度	: 0.3
---------	-------

### 5) その他係数

用途係数	: 1.0
------	-------

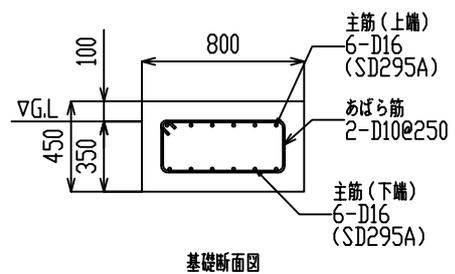
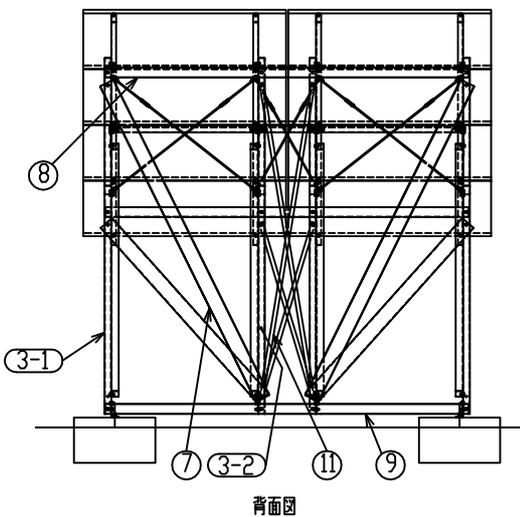
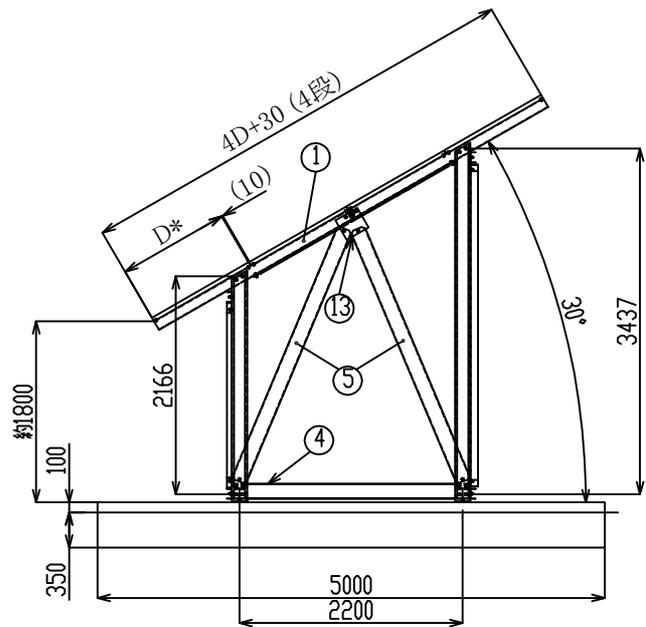
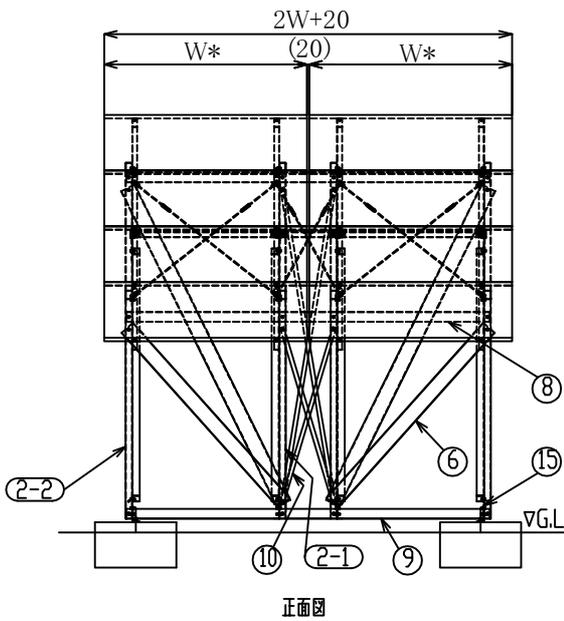
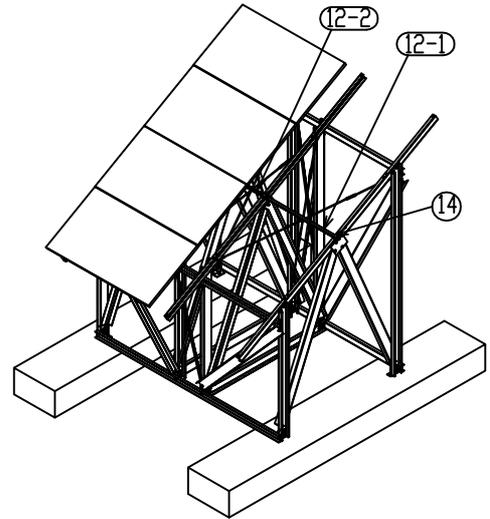
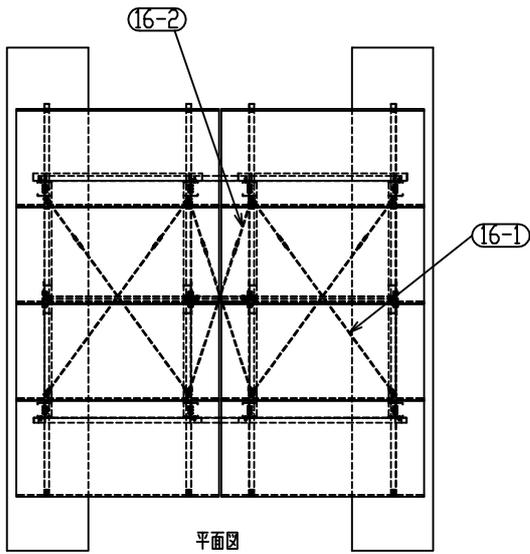
### 6) 基礎及び地盤

基礎	: 鉄筋コンクリート基礎
コンクリート強度Fc	: 21N/mm <sup>2</sup>
土質	: 粘性土
N値	: 3
長期許容支持力	: 20 kN/m <sup>2</sup>
地盤との摩擦係数	: 0.3 (ガイドラインP.38 表5-3より)

## 2. 架台および基礎の仕様

### 2.1 架台及び基礎の構造図

(単位:mm)



○の数字は部材番号を示す。

\* 太陽電池モジュールの長辺長さWは2000mm以下、短辺長さDは1100mm以下、面積W×Dは2m<sup>2</sup>以下とする。

## 2.2 使用部材

本設計例の架台に使われている部材は下記の表2.1及び表2.2に示す。

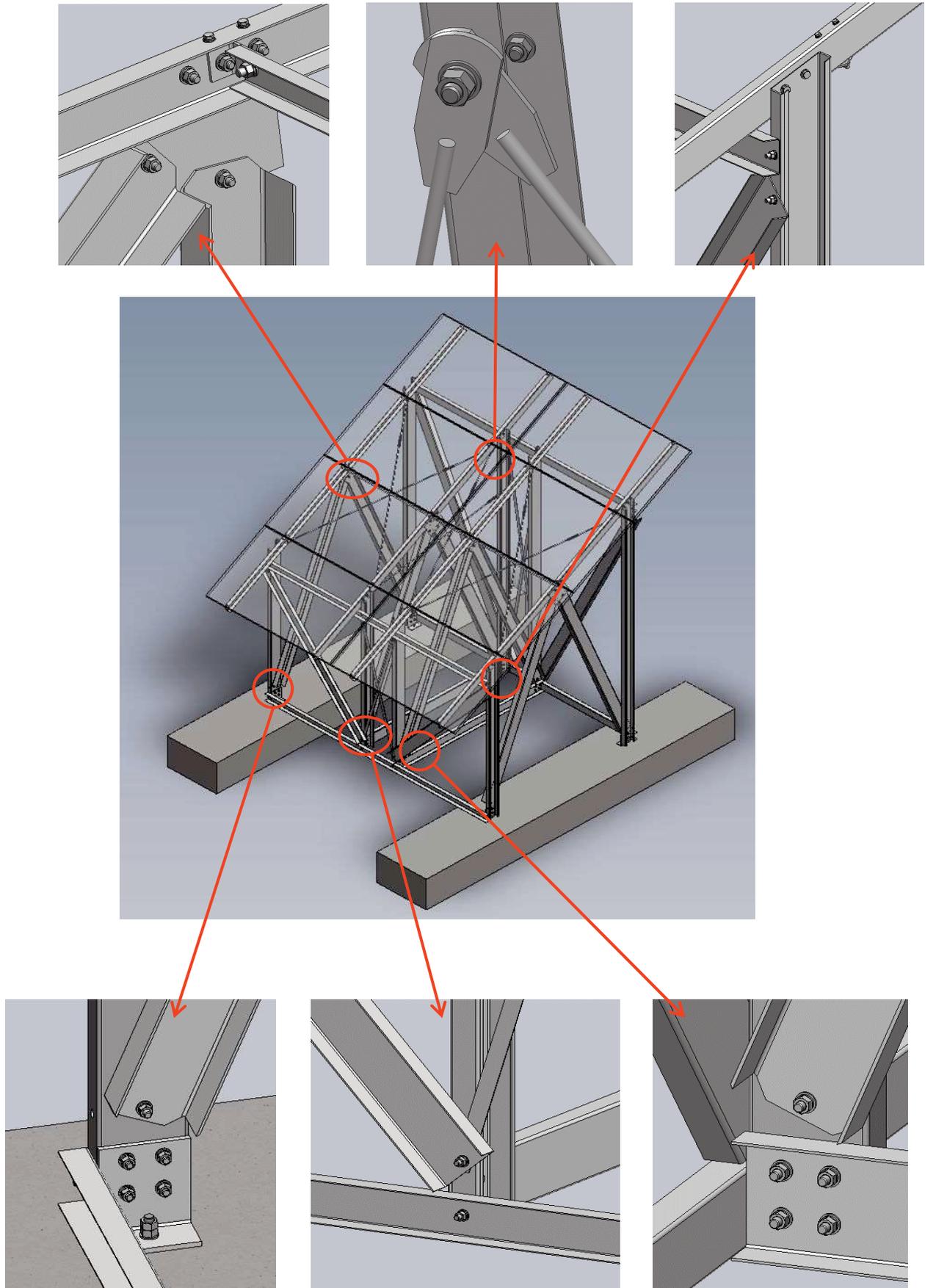
表2.1 支持架構の部材リスト

No.	部材名	断面	鋼材種	表面処理	数量	備考
1	パネル受け	[-100×50×3.2	SS400相当	HDZ35相当	4	
2-1	支柱前(右)	C-150×65×20×3.2	SS400相当	HDZ35相当	2	
2-2	支柱前(左)	C-150×65×20×3.2	SS400相当	HDZ35相当	2	
3-1	支柱後(右)	C-150×65×20×3.2	SS400相当	HDZ35相当	2	
3-2	支柱後(左)	C-150×65×20×3.2	SS400相当	HDZ35相当	2	
4	つなぎ材	[-150×50×3.2	SS400相当	HDZ35相当	2	
5	側面ブレース	[-150×75×4.5	SS400相当	HDZ35相当	8	
6	正面ブレース	[-150×50×3.2	SS400相当	HDZ35相当	2	
7	背面ブレース	[-150×75×4.5	SS400相当	HDZ35相当	2	
8	上弦材	[-100×50×2.3	SS400相当	HDZ35相当	2	
9	下弦材	[-100×50×2.3	SS400相当	HDZ35相当	2	
10	中央ブレース前	PL-38×2.3	SS400相当	HDZ35相当	2	
11	中央ブレース後	PL-38×2.3	SS400相当	HDZ35相当	2	
12-1	横材(端)	[-60×30×2.3	SS400相当	HDZ35相当	2	
12-2	横材(中)	[-60×30×2.3	SS400相当	HDZ35相当	1	
13	つなぎプレート	PL-4.5	SS400相当	HDZ35相当	4	
14	横材固定金具	L-75×45×4.5	SS400相当	HDZ35相当	6	
15	支柱固定金具	L-165×75×9.0	SS400相当	HDZ35相当	4	
16-1	ターンバックル(端)	M10	SS400相当	HDZ35相当	4	
16-2	ターンバックル(中)	M10	SS400相当	HDZ35相当	2	

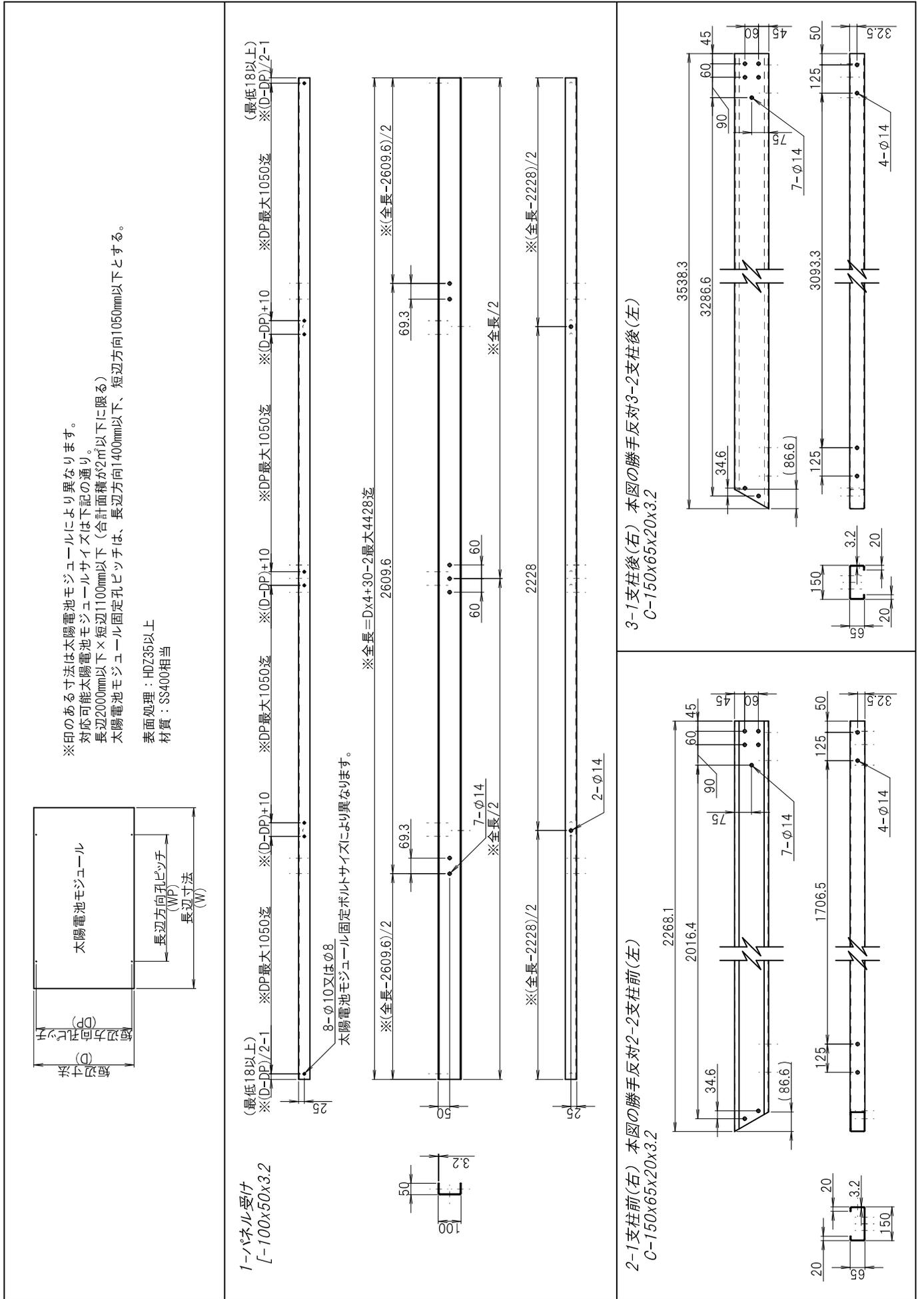
表2.2 締結材リスト

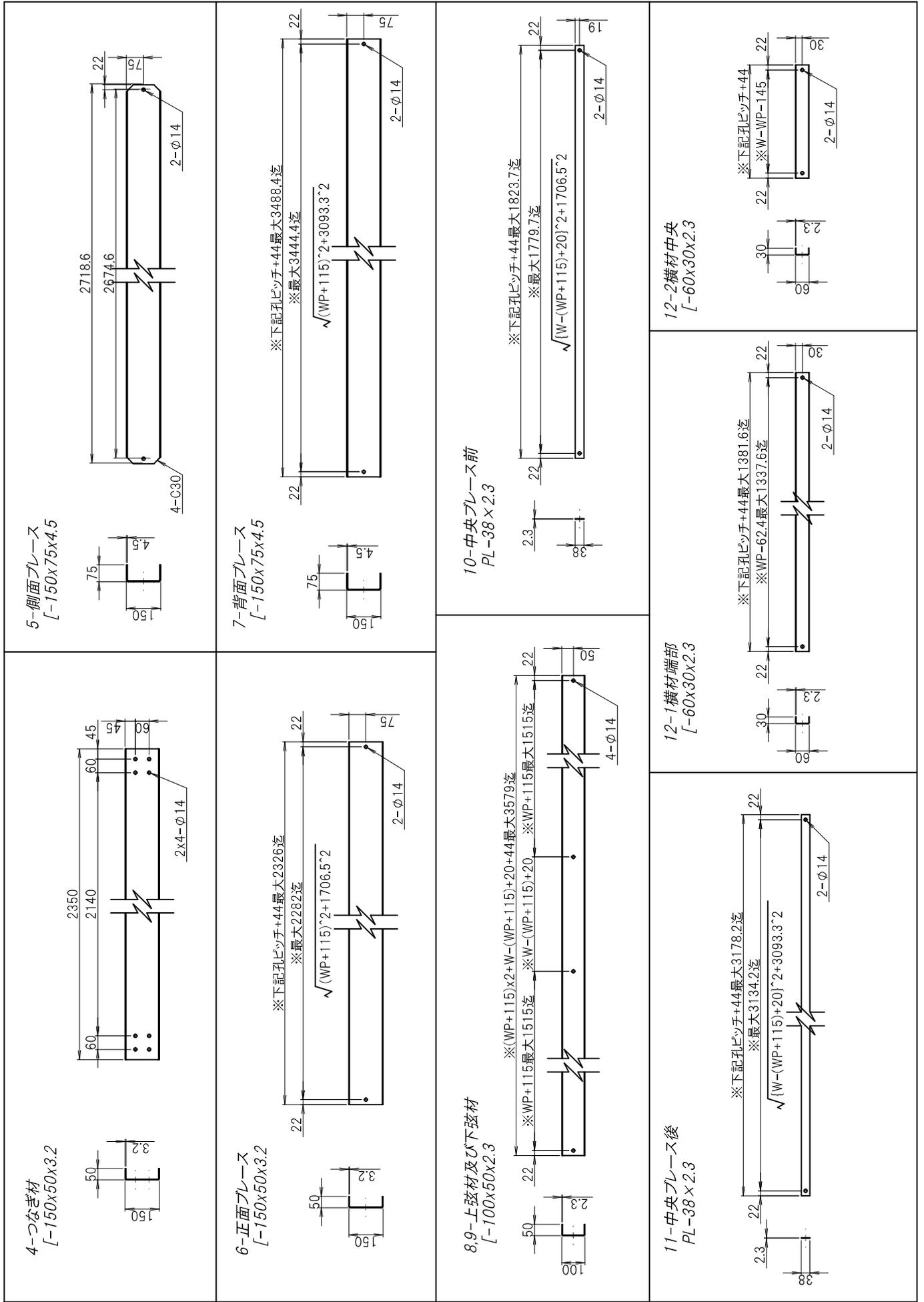
接合箇所	ボルト	鋼材種	表面処理	数量	備考
架台接合	M12	SS400相当	HDZ-A種相当	118	架台の全接合部に使用する
モジュール固定	M6またはM8	SS400相当	HDZ-A種相当	32	ボルトサイズはメーカー指定による
アンカーボルト	M16	SS400相当	HDZ-A種相当	4	

### 2.3 接合部詳細図

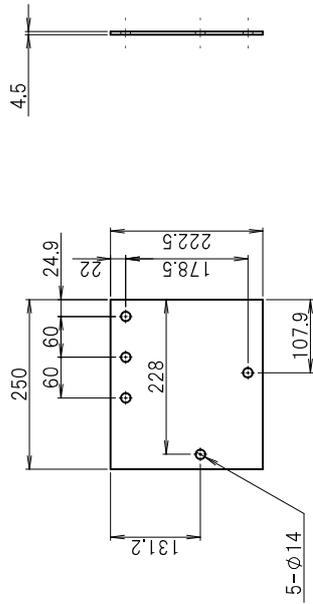


2.4 部品図

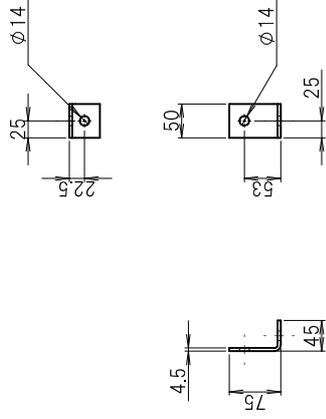




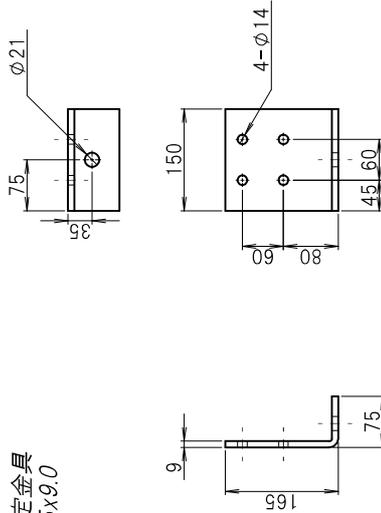
13-つなぎプレート  
PL-4.5



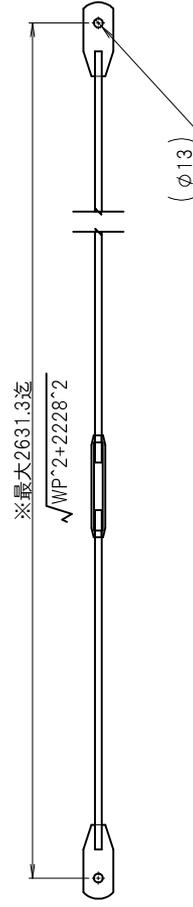
14-横材固定金具  
L-75x45x4.5



15-支柱固定金具  
L-165x75x9.0



16-1ターンバックル(端)  
M10



16-2ターンバックル(中)  
M10

