

. 外部足場の検討

1. 建枠の検討(通常部)

- a) 主枠の検討(A4055B w=1219) 1829スパン
 検討枠段数 = 23段

・枠の内外に共通な荷重

部 材	単重(kg)	寸法(m)	数量	重量(kg)
建枠 (A4055B)	15.5	×	23	= 357
布部材 (SKN-6R)	15.9	×	22	= 350
筋違 (A-14)	4.3	×	23 × 2	= 198
連結ピン (A-20B)	0.6	×	22 × 2	= 26
作業荷重 (同時2層)	500.0	×	2	= 1000
合計 P_a				= 1931 kg
				= 18919 N

・枠の内側にかかる荷重

部 材	単重(kg)	寸法(m)	数量	重量(kg)
なし				
合計 P_i				= 0 kg
				= 0 N

・枠の外側にかかる荷重

部 材	単重(kg)	寸法(m)	数量	重量(kg)
メッシュシート()	0.2	×	1.725 × 22	= 8
合計 P_o				= 8 kg
				= 74 N

・建地にかかる荷重

枠内側建地にかかる荷重

$$P_1 = \frac{P_a}{2} + P_i = \frac{18.92}{2} + 0$$

$$= 9.459 \text{ kN} \quad 21.32 \text{ kN/脚} \quad \text{OK}$$

枠外側建地にかかる荷重

$$P_2 = \frac{P_a}{2} + P_o = \frac{18.92}{2} + 0.074$$

$$= 9.534 \text{ kN} \quad 21.32 \text{ kN/脚} \quad \text{OK}$$

2. 建枠の検討(梁枠上部)

a) 主枠の検討(A3055A w=914) 1829スパン

検討枠段数 = 12段

・枠の内外に共通な荷重

部 材	単重(kg)	寸法(m)	数量	重量(kg)
建枠 (A3055A)	13.7	×	12	= 164
布部材 (SKN-6R)	15.9	×	11	= 175
布部材 (SKN-624R)	8.5	×	11	= 94
筋違 (A-14)	4.3	×	12 × 2	= 103
連結ピン (A-20B)	0.6	×	11 × 2	= 13
手摺柱 (N-25)	2.5	×	2	= 5
手摺 (A-31S)	2.2	×	4	= 9
作業荷重 (同時2層)	500.0	×	2	= 1000
合計 P_a				= 1563 kg
				= 15317 N

・枠の内側にかかる荷重

部 材	単重(kg)	寸法(m)	数量	重量(kg)
なし				
合計 P_i				= 0 kg
				= 0 N

・枠の外側にかかる荷重

部 材	単重(kg)	寸法(m)	数量	重量(kg)
アサガオ ()	125.9	×	1	= 126
メッシュシート()	0.2	× 1.725 ×	11	= 4
合計 P_o				= 130 kg
				= 1271 N

・建地にかかる荷重

枠内側建地にかかる荷重

$$P_1 = \frac{P_a}{2} + P_i = \frac{15.32}{2} + 0$$

$$= 7.659 \text{ kN}$$

21.32 kN/脚 OK

枠外側建地にかかる荷重

$$P_2 = \frac{P_a}{2} + P_o = \frac{15.32}{2} + 1.271$$

$$= 8.93 \text{ kN}$$

21.32 kN/脚 OK

3. 開口部梁枠の検討

開口部最大荷重 $P_{max} = 8930 \text{ N}$

梁枠許容荷重(3スパン) 14210 N

$P_{max} = 8930 \text{ N}$ 14210 N **OK**

4. 開口端部筋交いの検討

・計算条件

開口部スパン $S = 3 \text{ スパン}$

筋交い許容鉛直荷重 4018 N/組

段数 $n = 12 \text{ 段}$

・開口端部筋交いにかかる荷重

$$\begin{aligned} \frac{P_{max} S}{2n} &= \frac{8930}{2} \times \frac{3}{12} \\ &= 1116 \text{ N} \quad 4018 \text{ N} \quad \text{OK} \end{aligned}$$

5. 開口端部建枠の検討

・計算条件

建地にかかる荷重(一般部) $P_1 = 9534 \text{ N}$

建地にかかる荷重(開口部) $P_2 = 8930 \text{ N}$

開口部スパン $S = 3 \text{ スパン}$

建枠許容荷重 21.32 kN/脚

・開口端部の建地にかかる荷重

$$\begin{aligned} P_3 &= \frac{P_1 + P_2 S}{2} \\ &= \frac{9534 + 8930 \times 3}{2} \\ &= 18161 \quad 21315 \text{ N} \quad \text{OK} \end{aligned}$$

3. 建枠の検討(足場ブラケット部分)

a) 主枠の検討(A4055B w=1219) 1829スパン

検討枠段数 = 13段

・枠の内外に共通な荷重

部 材	単重(kg)	寸法(m)	数量	重量(kg)
建枠 (A3055A)	13.7	×	13	= 178
布部材 (BKN-6R)	15.8	×	12	= 190
布部材 (BKN-624R)	8.5	×	12	= 102
筋違 (A-14)	4.2	×	13 × 2	= 109
連結ピン (A-20B)	0.6	×	12 × 2	= 14
作業荷重 (同時2層)	500.0	×	2	= 1000
合計 P_a				= 1593 kg = 15614 N

・枠の内側にかかる荷重

部 材	単重(kg)	寸法(m)	数量	重量(kg)
伸縮ブラケット (TWL300)	4.0	×	7	= 28
合計 P_i				= 28 kg = 274 N

・枠の外側にかかる荷重

部 材	単重(kg)	寸法(m)	数量	重量(kg)
メッシュシート()	0.2	×	1.725 × 13	= 4
合計 P_o				= 4 kg = 44 N

・建地にかかる荷重

枠内側建地にかかる荷重

$$P_1 = \frac{P_a}{2} + P_i = \frac{15.61}{2} + 0.274 = 8.082 \text{ kN} \quad 21.32 \text{ kN/脚} \quad \text{OK}$$

枠外側建地にかかる荷重

$$P_2 = \frac{P_a}{2} + P_o = \frac{15.61}{2} + 0.044 = 7.851 \text{ kN} \quad 21.32 \text{ kN/脚} \quad \text{OK}$$

・クランプの必要個数の算出

枠外側建地にかかる荷重 P_2 7851 N

クランプのスベリ耐力 N 3430 N/個

$$n = \frac{P_2}{N} = \frac{7851}{3430} = 2.289 \quad 3 \text{ 個}$$

よって、クランプを 3 個以上にて緊結する。

4. ペコビームの検討

許容曲げモーメント	$M_a = 9.8 \text{ kN}\cdot\text{m}$	(1.0 t·m)
中央にかかる荷重	$P = 8.082 \text{ kN}$	
スパン	$L = 3.658 \text{ m}$	

・曲げモーメント

$$M = \frac{PL}{4} = \frac{8.082 \times 3.658}{4}$$

$$= 7.391 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad 9.8 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad \text{OK}$$

5. 足場ブラケット(AB1300)の検討

・計算条件

ブラケットにかかる荷重

$$P_{B1} = 2P_1 = 16163 \text{ N}$$

$$P_{B2} = 2P_2 = 15702 \text{ N}$$

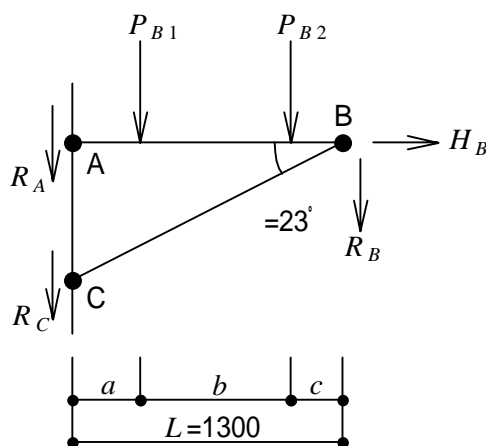
荷重点位置

$$a = 30 \text{ cm}$$

$$b = 91.4 \text{ cm}$$

$$c = 8.6 \text{ cm}$$

$$L = 130 \text{ cm}$$



・B点での反力

$$R_B = \frac{a}{L} P_{B1} + \frac{a+b}{L} P_{B2}$$

$$= \frac{30}{130} \times 16163 + \frac{30 + 91.4}{130} \times 15702$$

$$= 18393 \text{ N}$$

・水平力

$$H_B = \frac{R_B}{\tan} = \frac{18393}{\tan 23^\circ} = \frac{18393}{0.424}$$

$$= 43332 \text{ N}$$

a) 足場ブラケット本体の検討

足場ブラケット許容荷重	$P_A = 33810 \text{ N}$	(3450 kg)
-------------	-------------------------	-------------

・ブラケットにかかる荷重

$$P = P_{B1} + P_{B2} = 16163 + 15702$$

$$= 31865 \text{ N} \quad 33810 \text{ N} \quad \text{OK}$$

b) A点でのアンカーボルトの検討

・使用部材

取付ボルト W5 / 8

引張応力度 $f_t = 15680 \text{ N/cm}^2$ (1600 kg/cm²)

せん断応力度 $f_s = 8820 \text{ N/cm}^2$ (900 kg/cm²)

せん断を同時に受ける場合の
ボルトの許容引張応力度 $f_{ts} = f_t \times 1.4 - f_s \times 1.6$

$$= 15680 \times 1.4 - 8820 \times 1.6$$

$$= 7840 \text{ N/cm}^2$$

有効断面積 $A = 1.439 \text{ cm}^2$

周長 $l_r = 4.987 \text{ cm}$

使用本数 $n = 6 \text{ 本}$

コンクリート付着応力度 $= 68.6 \text{ N/cm}^2$ (7 kg/cm²)

・ボルト1本に働く引張応力度

$$t = \frac{H_B}{nA} = \frac{43332}{6 \times 1.439}$$

$$= 5019 \text{ N/cm}^2 \quad 7840 \text{ N/cm}^2 \quad \text{OK}$$

・ボルト一本に働くせん断応力度

$$t = \frac{P}{nA} = \frac{31865}{6 \times 1.439}$$

$$= 3691 \text{ N/cm}^2 \quad 8820 \text{ N/cm}^2 \quad \text{OK}$$

・ボルト1本の埋め込み長さ (フック付)

$$L = \frac{2H_B}{3nl_r} = \frac{2 \times 43332}{3 \times 6 \times 4.987 \times 68.6}$$

$$= 14.07 \text{ cm}$$

b) ブラケット取付用アンカーボルトの検討

・使用部材

ケミカルアンカー ボルトメイトTG - 16

引抜耐力 $P_A = 91200 \text{ N}$ (9300 kg)

せん断耐力 (ボルトのせん断耐力に依存)

取付ボルト W5 / 8

引張応力度 $f_t = 15680 \text{ N/cm}^2$ (1600 kg/cm²)

せん断応力度 $f_s = 8820 \text{ N/cm}^2$ (900 kg/cm²)

せん断を同時に受ける場合の
ボルトの許容引張応力度

$$\begin{aligned} f_{ts} &= f_t \times 1.4 - f_s \times 1.6 \\ &= 15680 \times 1.4 - 8820 \times 1.6 \\ &= 7840 \text{ N/cm}^2 \end{aligned}$$

有効断面積

$$A = 1.439 \text{ cm}^2$$

使用本数

$$n = 6 \text{ 本}$$

・ボルト1本に働く引張応力度

$$f_{ts} A = 7840 \times 1.439 = 11282 \text{ N} \quad 91200 \text{ N} = P_A$$

従って、許容応力度としてボルトの引張応力度を採用する。

$$t = \frac{H_B}{nA} = \frac{43332}{6 \times 1.439}$$

$$= 5019 \text{ N/cm}^2 \quad 7840 \text{ N/cm}^2 \quad \text{OK}$$

・ボルト一本に働くせん断応力度

$$t = \frac{P}{nA} = \frac{31865}{6 \times 1.439}$$

$$= 3691 \text{ N/cm}^2 \quad 8820 \text{ N/cm}^2 \quad \text{OK}$$

6. 壁つなぎの検討

a) 風荷重の検討

風荷重は短期荷重であるため、
 1本当りの許容荷重を 4410 N の3割増しとして取り付け間隔を検討する
 (社)仮設工業会発行『風荷重に対する鋼管足場等の安全技術指針と解説』より

・計算条件

壁つなぎ許容荷重	5733 N	
基準風速	$V_0 = 14$ m/s	} (表1～4参照)
台風時割増係数	$K_e = 1.0$	
地上Zにおける瞬間風速分布係数	$S = 1.59$	
近接高層建築物による割増係数	$E_B = 1.0$	
メッシュシート 充実率	= 0.7	
第2構面風力低減係数	= 1 - = 0.3	
シート等の基本風力係数	$C_0 = 1.57$	(図1参照)
シート等の縦横比による形状補正係数	$R = 0.608$	(図2参照)
併設足場の設置位置による補正係数		(表5参照)
上層2層部分	$F_A = 1$	
その他の部分	$F_B = 1.217$	

・設計用風速

$$\begin{aligned}
 V_z &= V_0 \cdot K_e \cdot S \cdot E_B \\
 &= 14 \times 1.0 \times 1.59 \times 1.0 \\
 &= 22.26 \text{ m/s}
 \end{aligned}$$

・設計用速度圧

$$\begin{aligned}
 q_z &= \frac{1}{16} V_z^2 \\
 &= \frac{1}{16} \times 22.26^2 \\
 &= 31 \text{ kg/m}^2 = 303.5 \text{ N/m}^2
 \end{aligned}$$

・風力係数

上層2層部分：

$$\begin{aligned}
 C_A &= (0.11 + 0.09 + 0.945 C_0 R) F_A \\
 &= (0.11 + 0.09 \times 0.3 + 0.945 \times 1.57 \times 0.608) \times 1 \\
 &= 1.04
 \end{aligned}$$

その他の部分：

$$\begin{aligned}
 C_B &= (0.11 + 0.09 + 0.945 C_0 R) F_B \\
 &= (0.11 + 0.09 \times 0.3 + 0.945 \times 1.57 \times 0.608) \times 1.217 \\
 &= 1.26
 \end{aligned}$$

・壁つなぎに作用する風力

通常部分：

作用面積 $A = 10.24 \text{ m}^2$ (高さ2800 2スパン)

$$P = q_z C_B A$$

$$= 303.5 \times 1.037 \times 10.24$$

$$= 3222 \text{ N} \quad 5733 \text{ N/本} \quad \text{OK}$$

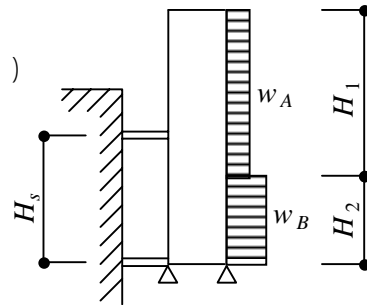
最上端：

作用幅 $L = 3.66 \text{ m}$ (2スパン)

上層2層部分高さ $H_1 = 2.741 \text{ m}$

その他の部分高さ $H_2 = 1.975 \text{ m}$

壁つなぎ高さ間隔 $H_s = 2.8 \text{ m}$



足場に作用する単位高さあたりの風力は

$$w_A = q_z C_A L$$

$$= 303.5 \times 1.04 \times 3.66$$

$$= 1151 \text{ N/m} \quad (\text{上層2層部分})$$

$$w_B = q_z C_B L$$

$$= 303.5 \times 1.26 \times 3.658$$

$$= 1400 \text{ N/m} \quad (\text{その他の部分})$$

従って、最上端の壁つなぎに作用する風力は

$$P = \frac{w_A H_1 \left(\frac{H_1}{2} + H_2 \right) + \frac{w_B H_2^2}{2}}{H_s}$$

$$= \frac{1151 \times 2.741 \times \left(\frac{2.741}{2} + 1.975 \right) + \frac{1400 \times 1.975^2}{2}}{2.8}$$

$$= 4744 \text{ N} \quad 5733 \text{ N/本} \quad \text{OK}$$

b) 水平荷重の検討

・計算条件

照査水平荷重	鉛直荷重の	5%
壁つなぎ許容荷重		4410 N
壁つなぎ取り付け間隔		2スパン

・足場に作用する水平荷重

$$P_h = (P_1 + P_2) \times 0.05 \times 2$$

$$= (9459 + 9534) \times 0.05 \times 2$$

$$= 1899 \text{ N} \quad 4410 \text{ N/本} \quad \text{OK}$$

7. 突出部建柱ジョイントの検討

・計算条件

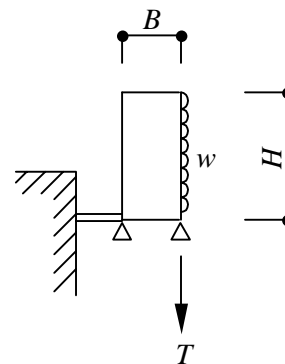
設計用速度圧	$q_z = 303.5 \text{ N/m}^2$
作用幅	$L = 3.66 \text{ m}$ (2スパン)
突出部高さ	$H = 1.92 \text{ m}$
建柱幅	$B = 0.91 \text{ m}$
建柱ジョイント許容荷重	3822 N
	(作用力が風荷重であるため、2940 N の3割増し)

・足場に作用する単位高さあたりの風力

$$\begin{aligned}
 w &= q_z C_A L \\
 &= 303.5 \times 1.037 \times 3.66 \\
 &= 1151 \text{ N/m}
 \end{aligned}$$

・曲げモーメント

$$\begin{aligned}
 M &= \frac{wH^2}{2} = \frac{1151 \times 1.92^2}{2} \\
 &= 2112 \text{ N}\cdot\text{m}
 \end{aligned}$$



・引張力

$$T = \frac{M}{B} = \frac{2112}{0.91}$$

$$= 2321 \text{ N} \qquad 3822 \text{ N} \qquad \text{OK}$$

. 作業構台の検討

1. 足場板の検討

・使用部材 杉板 35×210

敷板厚	$d =$	3.5 cm
敷板幅	$b =$	21 cm
形状係数	$k =$	1.5
断面積	$A =$	73.5 cm ²
断面係数	$Z =$	42.88 cm ³
断面2次モーメント	$I =$	75.03 cm ⁴
ヤング係数	$E =$	686000 N/cm ²
許容曲げ応力度	$f_b =$	1029 N/cm ²
許容せん断応力度	$f_s =$	73.5 N/cm ²

・荷重の算定

足場板	21.4 kg/m ²	×	7.2 m	×	1.214 m	=	187 kg
積載荷重	900 kg	×	1.44			=	1293 kg
衝撃荷重	(187 + 1293)	×	0.1			=	148 kg
計						$W =$	1628 kg
							= 15959 N

積載荷重の係数

$$A = 7.2 \text{ m} \times 1.214 \text{ m} = 8.741 \text{ m}^2$$
$$= 100 + 5A = 144 \%$$

・等分布荷重

$$w = \frac{Wb}{0.6A} = \frac{15959 \times 0.21}{0.6 \times 8.741} = 639 \text{ N/m} = 6.390 \text{ N/cm}$$

根太間隔 $l = 90 \text{ cm}$

・曲げモーメント

$$M = \frac{wl^2}{8} = \frac{6.390 \times 90^2}{8} = 6470 \text{ N}\cdot\text{cm}$$

・曲げ応力度

$$b = \frac{M}{Z} = \frac{6470}{42.88}$$
$$= 150.9 \text{ N/cm}^2 \quad 1029 \text{ N/cm}^2 = f_b \quad \text{OK}$$

・せん断力

$$Q = \frac{wl}{2} = \frac{6.390 \times 90}{2} = 287.6 \text{ N}$$

・せん断応力度

$$= \frac{kQ}{A} = \frac{1.5 \times 287.6}{73.5}$$
$$= 5.869 \text{ N/cm}^2 \quad 73.5 \text{ N/cm}^2 = f_s \quad \text{OK}$$

2. 根太の検討

・使用部材 鋼管 - 100 × 100 × 3.2

形状係数	$k = 2$
断面積	$A = 12.13 \text{ cm}^2$
断面係数	$Z = 37.5 \text{ cm}^3$
断面2次モーメント	$I = 187 \text{ cm}^4$
ヤング係数	$E = 20580000 \text{ N/cm}^2$
許容曲げ応力度	$f_b = 15680 \text{ N/cm}^2$
許容せん断応力度	$f_s = 8820 \text{ N/cm}^2$

・荷重の算定

足場板	21.4 kg/m ²	×	7.2 m	×	1.214 m	=	187 kg
根太鋼管	9.52 kg/m	×	1.214 m	×	10 本	=	116 kg
積載荷重	900 kg	×	1.44			=	1293 kg
衝撃荷重	(187 + 116 + 1293)	×	0.1			=	160 kg
計						$W = 1756 \text{ kg}$ $= 17204 \text{ N}$	

負担幅	$b = 0.9 \text{ m}$
構台面積	$A = 8.741 \text{ m}^2$

・等分布荷重

$$w = \frac{Wb}{0.6A} = \frac{17204 \times 0.9}{0.6 \times 8.741} = 2952 \text{ N/m} = 29.52 \text{ N/cm}$$

大引間隔	$l = 26 \text{ cm}$
------	---------------------

・曲げモーメント

$$M = \frac{wl^2}{8} = \frac{29.52 \times 26^2}{8} = 2495 \text{ N} \cdot \text{cm}$$

・曲げ応力度

$$\begin{aligned} \sigma_b &= \frac{M}{Z} = \frac{2495}{37.5} \\ &= 66.53 \text{ N/cm}^2 < 15680 \text{ N/cm}^2 = f_b \quad \text{OK} \end{aligned}$$

・せん断力

$$Q = \frac{wl}{2} = \frac{29.52 \times 26}{2} = 383.8 \text{ N}$$

・せん断応力度

$$\begin{aligned} \tau &= \frac{kQ}{A} = \frac{2 \times 383.8}{12.13} \\ &= 63.28 \text{ N/cm}^2 < 8820 \text{ N/cm}^2 = f_s \quad \text{OK} \end{aligned}$$

3. 鋼製支保梁(大引)の検討

・使用部材 ペコビーム L9 + P9 + L9

許容曲げモーメント $M_a = 13.72 \text{ kN}\cdot\text{m}$ (1.4 t·m)
 許容せん断力 $Q_a = 24.5 \text{ kN}$ (2.5 t)

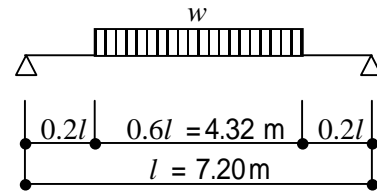
・荷重の算定

足場板	21.4 kg/m ²	×	7.2 m	×	1.214 m	=	187 kg
根太鋼管	9.52 kgf/m	×	1.214 m	×	10 本	=	116 kg
ペコビーム	59.9 kg	×		×	5 本	=	300 kg
積載荷重	1000 kg	×	1.44			=	1437 kg
衝撃荷重	(187 + 116 + 300 + 1437) × 0.1					=	204 kg
計						$W = 2243 \text{ kg}$	
						$= 21982 \text{ N}$	

負担幅 $b = 0.26 \text{ m}$
 構台面積 $A = 8.741 \text{ m}^2$

・等分布荷重

$$w = \frac{Wb}{0.6A} = \frac{21982 \times 0.26}{0.6 \times 8.741} = 1090 \text{ N/m} = 1.09 \text{ kN/m}$$



スパン $l = 7.2 \text{ m}$
 端部離れ $a = 0.2l = 1.44 \text{ m}$

・曲げモーメント

$$M = \frac{w(l^2 - 4a^2)}{8} = \frac{1.09 \times (7.2^2 - 4 \times 1.44)}{8} = 6.277 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$13.72 \text{ kN}\cdot\text{m} = M_a$ **OK**

・せん断力

$$Q = \frac{w(l - 2a)}{2} = \frac{1.09 \times (7.2 - 2 \times 1.44)}{2} = 2.354 \text{ kN}$$

$24.5 \text{ kN} = Q_a$ **OK**

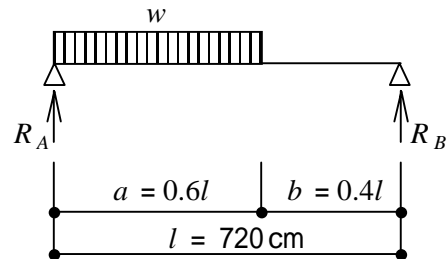
4. 鋼製支保梁受けバタ角の検討

・使用部材 鋼管 - 100 × 100 × 3.2

形状係数	$k = 2$
断面積	$A = 12.13 \text{ cm}^2$
断面係数	$Z = 37.5 \text{ cm}^3$
断面2次モーメント	$I = 187 \text{ cm}^4$
ヤング係数	$E = 20580000 \text{ N/cm}^2$
許容曲げ応力度	$f_b = 15680 \text{ N/cm}^2$
許容せん断応力度	$f_s = 8820 \text{ N/cm}^2$

・支保梁から梁受バタ角にかかる荷重の算出

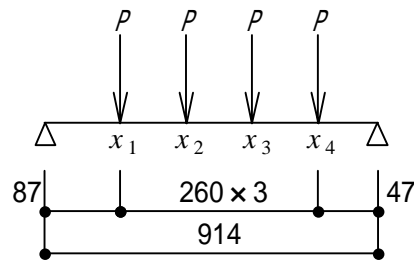
負担幅 $b_1 = 0.26 \text{ m}$	
$w = 1090 \text{ N/m} = 10.9 \text{ N/cm}$	(3. に同じ)
スパン $l = 720 \text{ cm}$	
端部離れ $a = 0.6l = 432 \text{ cm}$	
端部離れ $b = 0.4l = 288 \text{ cm}$	



$$P = R_A = \frac{wa(l+b)}{2l} = \frac{10.9 \times 432 \times (720 + 288)}{2 \times 720} = 3296 \text{ N}$$

・曲げモーメント

スパン $l = 91.4 \text{ cm}$	
荷重点位置	
$x_1 = 8.7 \text{ cm}$	$x_3 = 60.7 \text{ cm}$
$x_2 = 34.7 \text{ cm}$	$x_4 = 86.7 \text{ cm}$



$$M_{x2} = \{ x_1(l-x_2) + x_2(l-x_2) + x_2(l-x_3) + x_2(l-x_4) \} (P/l)$$

$$= (8.7 \times 56.7 + 34.7 \times 56.7 + 34.7 \times 30.7 + 34.7 \times 4.7) \times (3296 / 91.4)$$

$$= 133016 \text{ N}\cdot\text{cm}$$

・曲げ応力度

$$b = \frac{M_{x2}}{Z} = \frac{133016}{37.5} = 3547 \text{ N/cm}^2 < 15680 \text{ N/cm}^2 = f_b \quad \text{OK}$$

・せん断力

$$Q = (x_1 + x_2 + x_3 + x_4) (P/l)$$

$$= 190.8 \times 3296 / 91.4 = 6879 \text{ N}$$

・せん断応力度

$$= \frac{kQ}{A} = \frac{2 \times 6879}{12.13} = 1134 \text{ N/cm}^2 < 8820 \text{ N/cm}^2 = f_s \quad \text{OK}$$

5. バタ角受けクランプの検討

クランプを1箇所につき3個以上、各クランプに均等に荷重がかかるように取り付ける。

通常クランプの許容耐力 $N_c = 3430 \text{ N}$

バタ受けクランプにかかるせん断力 $Q = 6879 \text{ N}$

これをクランプ3個で受けるのであるから、

$$N = \frac{Q}{3} = \frac{6879}{3} = 2293 \quad 3430 = N_c \quad \text{OK}$$

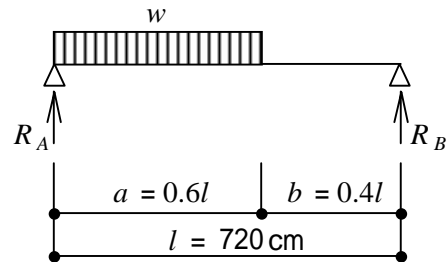
6. 建柱の検討(作業構台部分)

・荷重の算定

作業構台

足場板	187 kg	×	7 層	=	1309 kg
根太木材	116 kg	×	7 層	=	809 kg
ペコビーム	300 kg	×	7 層	=	2097 kg
積載荷重	1437 kg	×	2 層	×	0.7 = 2012 kg
衝撃荷重	(1309 + 809 + 2097 + 2012) × 0.1				= 623 kg
計					$W_1 = 6849 \text{ kg}$ = 67.12 kN

積載荷重について
図のように荷重がかかるとき、
 $R_A = 0.7wa$



枠組み足場(作業構台両端の建柱にかかる荷重 : 0.5スパン分)

検討枠段数 = 14段

部 材	単重(kg)	数量	重量(kg)
建柱 (A3055A)	13.7 × 14		= 192
布部材 (SKN-6R)	15.9 × 13 / 2		= 103
布部材 (SKN-624R)	8.5 × 13 / 2		= 55
筋違 (A-14)	4.3 × 14		= 60
連結ピン (A-20B)	0.6 × 13 × 2		= 16
作業荷重 (同時2層)	500.0 × 2		= 500
計			$W_2 = 926 \text{ kg}$ = 9.077 kN

・建地にかかる荷重(1脚あたり)

荷重 W_1 を4脚、荷重 W_2 を2脚で支えるので、

$$P_1 = \frac{W_1}{4} + \frac{W_2}{2} = \frac{67.12}{4} + \frac{9.077}{2}$$

$$= 21.32 \text{ kN} > 21.32 \text{ kN/脚} \quad \text{NO}$$

ただし、実際には単管補強を行うので、OKとしてよい。

・壁つなぎに作用する風力

メッシュシート 作用面積 $A = 2.56 \text{ m}^2$ (高さ2800 0.5スパン)

グリーンネット 作用面積 $A' = 10.24 \text{ m}^2$ (高さ2800 2スパン)

$$\begin{aligned} P_2 &= q_z C_B A + q_z C_B' A' \\ &= 303.5 \times 1.261 \times 2.56 + 303.5 \times 0.526 \times 10.24 \\ &= 980.3 \text{ N} \end{aligned}$$

・控えに作用する風力

メッシュシート 作用面積 $A = 2.70 \text{ m}^2$ (高さ2950 0.5スパン)

グリーンネット 作用面積 $A' = 10.79 \text{ m}^2$ (高さ2950 2スパン)

$$\begin{aligned} P_2 &= q_z C_A A + q_z C_A' A' \\ &= 303.5 \times 1.037 \times 2.70 + 303.5 \times 0.481 \times 10.79 \\ &= 848.7 \text{ N} \end{aligned}$$

(3) 組合せによる壁つなぎの検討

壁つなぎの許容耐力

水平動荷重に対して

$$N_1 = 4410 \text{ N}$$

風荷重に対して

$$N_2 = 5733 \text{ N} \quad (\text{短期荷重のため3割増し})$$

許容率

$$\begin{aligned} p &= \frac{P_1}{N_1} + \frac{P_2}{N_2} \\ &= \frac{1499}{4410} + \frac{980.3}{5733} \\ &= 0.511 \quad 1 \end{aligned}$$

OK

(4) 控えの検討

・計算条件

使用部材：単管 48.6×2.4

断面積 $A = 3.483 \text{ cm}^2$

断面2次半径 $i = 1.64 \text{ cm}$

F 値 $F = 23.52 \text{ N/cm}^2$ (2400 kgf/cm^2)

限界細長比 $= 120$

突出部高さ $H = 325 \text{ cm}$

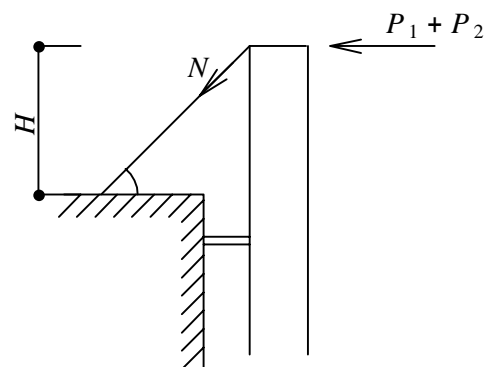
控え取付角度 $= 45^\circ$

・座屈長

$$\begin{aligned} L_k &= \frac{H}{\sin} = \frac{325}{0.707} \\ &= 459.6 \text{ cm} \end{aligned}$$

・単管に作用する軸力

$$\begin{aligned} N &= \frac{P_1 + P_2}{\cos} = \frac{1499 + 848.7}{0.707} \\ &= 3321 \text{ N} = 3.321 \text{ kN} \end{aligned}$$



・許容座屈応力度

$$\text{細長比} = \frac{L_k}{i} = \frac{459.6}{1.64} = 280.3 > 120 =$$

許容座屈応力度 (>)

$$f_k = \frac{0.29}{\left(\frac{L_k}{i}\right)^2} F$$

$$= \frac{0.29}{\left(\frac{280.3}{120}\right)^2} \times 23.52$$

$$= 1.251 \text{ kN/cm}^2$$

座屈応力度

$$\sigma_k = \frac{N}{A} = \frac{3.321}{3.483}$$

$$= 0.953 \text{ kN/cm}^2 \quad 1.251 \text{ kN/cm}^2 \quad \text{OK}$$

b) 躯体より下方にあるとき

壁つなぎ許容荷重 4410 N

・構台に作用する水平荷重

水平動荷重

固定荷重の5%

作業構台 (187 + 116 + 300) × 0.05 = 30 kg

枠組足場(1スパン) 926 × 2 × 0.05 = 93 kg

積載荷重の5% 1437 × 0.05 = 72 kg

荷上げ機械による水平動荷重

荷上げ機械自重の10% 1530 × 0.1 = 153 kg

荷上げ機械の許容積載荷重の10% 900 × 0.1 = 90 kg

計 $H = 438 / 2$

= 219 kg

= 2144 N

$H = 2144 \text{ N}$

4410 N

OK

基準風速 (V_0)

表1 16m/s以上となる地域の基準風速

地方	基準風速 (m/s)	地域
近畿	16	滋賀県 全域 大阪府 全域 兵庫県 (伊丹市、宝塚市、川西市、川辺郡、三田市、美嚢郡、加東郡、西脇市、三木市、小野市、加西市、多可郡、神崎郡、飾磨郡、揖保郡、竜野郡、相生市、赤穂市、赤穂郡、津名郡、洲木市、三原郡) 和歌山県 (18m/s地域を除く全域)
	18	兵庫県 (尼崎市、西宮市、芦屋市、神戸市、明石市、加古郡、加古川市、高砂市、印南郡、姫路市) 和歌山県 (和歌山市、海草郡、有田市、海南市)
中国	16	鳥取県 全域 山口県 (阿武郡、萩市、大津郡、長門市、豊浦郡、下関市、厚狭郡、小野田市、宇部市)
	18	島根県 全域
四国	16	徳島県 (鳴門市、板野郡) 香川県 全域 愛媛県 (南宇和郡、北宇和郡、宇和島市、東宇和郡、西宇和郡、八幡浜市、喜多郡長浜町、大洲市)
	18	徳島県 (徳島市、小松島市、那賀郡、阿南市、海部郡) 高知県 (安芸市、安芸郡、幡多郡、中村市、土佐清水市、宿毛市)
	20	高知県 (室戸市)
九州	16	福岡県 (北九州市、中間市、京都郡苅田町、行橋市、遠賀郡) 長崎県 (平戸市、松浦市、北松浦郡、壱岐郡、上県郡、下県郡) 宮崎県 (宮崎市、宮崎郡、南那珂郡、日南市、串間市) 鹿児島県 (肝属郡、鹿屋市、曾於郡、揖宿市、指宿郡、川辺郡、枕崎市、加世田市、大島郡、名瀬市)
	18	長崎県 (南松浦郡、福江市) 鹿児島県 (薩南諸島の大島郡、名瀬市以外)
沖縄	18	沖縄県 全域

(表に示す地域を除き、 $V_0 = 14\text{m/s}$ とする。)

現場地域は上記の表に当てはまらないので、

基準風速 $V_0 = 14\text{ m/s}$

台風時割増係数 (K_e)

表2 台風時割増係数

地方名	県名	割増係数
中国	山口県	1.1
九州	福岡県	1.1
	佐賀県	
	長崎県	
	熊本県	
	大分県	
	宮崎県	
	鹿児島県	1.2
沖縄	沖縄県	1.2

(その他の地域、及び台風接近時に
強風対策を行う場合は $K = 1.0$ とする)

当現場では強風対策を行うものとし、 $K = 1.0$

地上Zにおける瞬間風速分布係数 (S)

表3 地上Zにおける瞬間風速分布係数

地上からの高さ Z (m)	地域区分				
	海上・ 海岸	草原・ 田園	郊外・ 森	一般 市街地	大都市 市街地
0-5	1.65	1.5	1.35	1.19	1.07
5-10	1.65	1.5	1.35	1.19	1.07
10-15	1.74	1.62	1.47	1.25	1.07
15-20	1.74	1.62	1.47	1.25	1.07
20-25	1.84	1.74	1.59	1.36	1.13
25-30	1.84	1.74	1.59	1.36	1.13
30-35	1.84	1.74	1.59	1.36	1.13
35-40	1.84	1.74	1.68	1.46	1.22
40-45	1.92	1.85	1.68	1.46	1.22
45-50	1.92	1.85	1.68	1.46	1.22
50-55	1.92	1.85	1.68	1.55	1.31
55-60	1.92	1.85	1.77	1.55	1.31
60-65	1.92	1.85	1.77	1.55	1.31
65-70	1.92	1.85	1.77	1.55	1.31
70-100	1.99	1.94	1.84	1.64	1.41
最小高さ h_{min} (m)	5	10	15	30	30

0m以上5m未満を
意味する(以下同様)

地上からの高さ $Z = 24.35$ m
 地域区分 (郊外・森)
 瞬間風速分布係数 $S = 1.59$

近接高層建築物による影響係数 (E_B)

新基準は高さ50m以上の高層建築物のみを対象としているので、
影響係数については旧基準を用いるものとする。

表4 影響係数

近接する高層建築物からの距離	E_B
$H_v - h_{min}$	1.2
$(H_v - h_{min}) < 2(H_v - h_{min})$	1.1
$2(H_v - h_{min}) <$	1.0

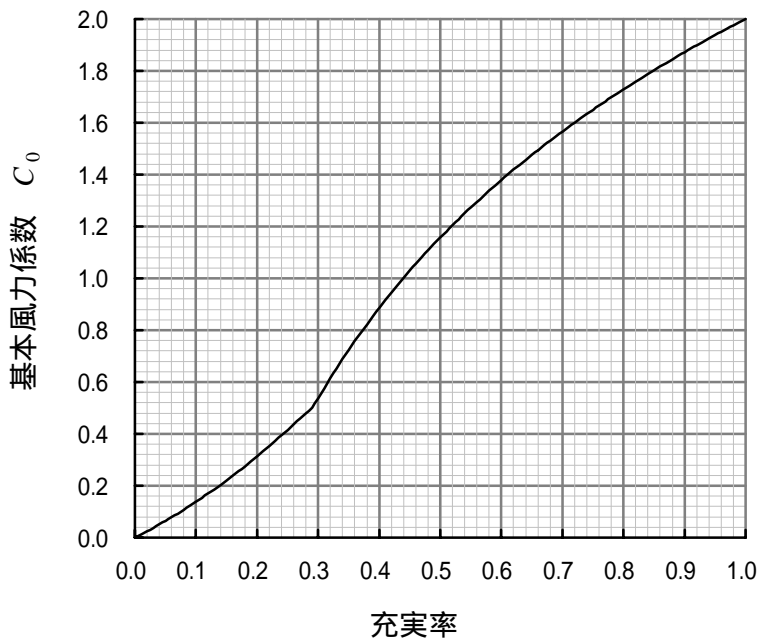
近接する高層建築物 : なし

影響係数

$$E_B = 1.0$$

基本風力係数 (C_0)

図1 基本風力係数

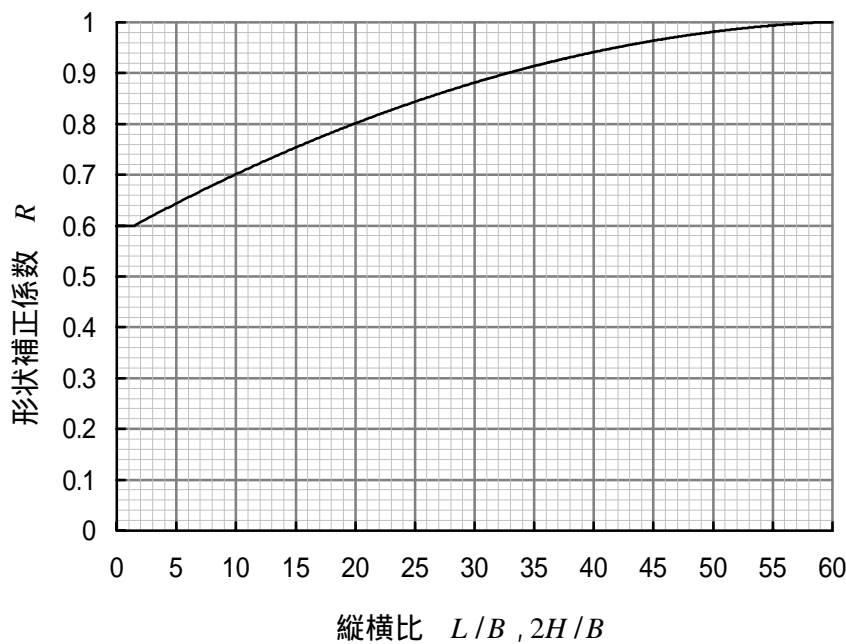


$$\text{充実率} = 0.7 = 0.3$$

$$\text{風力係数 } C_0 = 1.566 \quad C_0 = 0.536$$

シート、ネットおよび防音パネルの縦横比による形状補正係数 (R)

図2 シート等の縦横比による形状補正係数



シート等が 空中にある場合 L/B (L : 長さ B : 高さ)

地上から建つ場合 $2H/B$ (H : 高さ B : 幅)

シート長さ $L = 46.3$ m
 シート高さ $B = 22.4$ m
 縦横比 $L/B = 2.07$
 形状補正係数 $R = 0.608$

建築物に併設された足場の設置位置による補正係数 (F)

表5 併設足場の設置位置による補正係数

足場の種類	風力の方向	シート・ネットの取付位置	区分	補正係数 F
独立して設置された足場	正・負	全部分	A	1.0
建物外壁面に沿って設置された足場	正	上層2層部分	A	1.0
		足場の一部分に取付の場合 その他の部分	B	$1.0 + 0.31$
	負	開口部付近および突出部	C	-1.0
		隅角部から2スパンの部分	D	$-1.0 + 0.23$
		その他の部分	E	$-1.0 + 0.38$

区分
 充実率 $= 0.7$ 0.7 $= 0.3$ 0.3
 補正係数 $F = 1$ 1.217 $F' = 1$ 1.093

. 共通部分の検討

1. 地盤支持力の検討

・設計条件

地盤支持力度(密実砂) q_a #REF! N/cm²

建柱間隔 @ 182.9 cm

敷板使用部材:合板35×210mm

許容曲げ応力度 f_d 1029 N/cm²

敷板厚 d 3.5 cm

敷板幅 b 21 cm

脚1箇所から建地にかかる最大荷重 P_{max} 18161 N
(.5 開口端部建柱)

・地盤支持力の検討

地盤支持力度 $q_a = \frac{\text{脚1箇所当りの鉛直荷重}}{\text{必要接地面積}}$

$$= \frac{P_{max}}{Lb} \quad \text{より}$$

必要敷板長 $L = \frac{P_{max}}{q_a b}$

$$= \frac{18161}{\text{\#REF!} \times 21}$$

$$= \text{\#REF!} \text{ cm} \quad 182.9 \text{ cm} = @ \quad \text{\#\#\#\#}$$

2. 敷板(合板足場板)の検討

・設計条件

必要敷板長 L #REF! cm

敷板使用部材: 合板35 × 210mm

許容曲げ応力度 f_d 1029 N/cm²

敷板厚 d 3.5 cm

敷板幅 b 21 cm

・敷板の断面係数

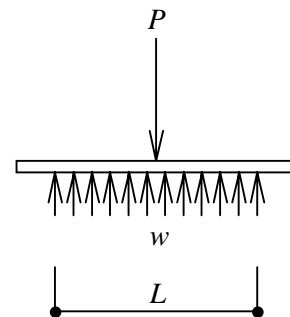
$$Z = \frac{bd^2}{6} = \frac{21 \times 3.5^2}{6} = 42.88 \text{ cm}^3$$

・曲げモーメント

$$P_{max} = 18161 \text{ N}$$

$$w = \frac{P}{L} = \frac{18161}{\text{\#REF!}} = \text{\#REF! N/cm}$$

$$M = \frac{wL^2}{8} = \frac{\text{\#REF!} \times \text{\#REF!}^2}{8} = \text{\#REF! N}\cdot\text{cm}$$



・曲げ応力度

$$b = \frac{M}{Z} = \frac{\text{\#REF!}}{42.88} = \text{\#REF! N/cm} \quad 1029 \text{ N/cm} = f_b \quad \text{\#REF!}$$

. 設計条件

労働安全衛生規則(241条, 562条), 建築基準法施工令(90条)及び日本建築学会「木構造設計基準、同解説」等に基づく。

- (1) 足場板(杉板)
- | | | | |
|------------|---------|--------------------------|-------------------------------|
| a 許容曲げ応力度 | $f_b =$ | 735 N/cm ² | (75 kgf/cm ²) |
| b 許容せん断応力度 | $f_s =$ | 53.9 N/cm ² | (5.5 kgf/cm ²) |
| c ヤング係数 | $E =$ | 686000 N/cm ² | (70000 kgf/cm ²) |
- (表面の繊維に直角方向)
- (2) 木材
- | | | | |
|------------|---------|--------------------------|-------------------------------|
| a 許容曲げ応力度 | $f_b =$ | 1029 N/cm ² | (105 kgf/cm ²) |
| b 許容せん断応力度 | $f_s =$ | 73.5 N/cm ² | (7.5 kgf/cm ²) |
| c ヤング係数 | $E =$ | 686000 N/cm ² | (70000 kgf/cm ²) |
- (3) 一般構造用鋼材(材質:SS400相当)
- | | | | |
|------------|---------|----------------------------|---------------------------------|
| a 許容曲げ応力度 | $f_b =$ | 15680 N/cm ² | (1600 kgf/cm ²) |
| b 許容せん断応力度 | $f_s =$ | 8820 N/cm ² | (900 kgf/cm ²) |
| c ヤング係数 | $E =$ | 20580000 N/cm ² | (2100000 kgf/cm ²) |
- (4) 足場用鋼管(材質:STK500相当)
- | | | | |
|------------|---------|----------------------------|---------------------------------|
| a 許容曲げ応力度 | $f_b =$ | 23520 N/cm ² | (2400 kgf/cm ²) |
| b 許容せん断応力度 | $f_s =$ | 13328 N/cm ² | (1360 kgf/cm ²) |
| c ヤング係数 | $E =$ | 20580000 N/cm ² | (2100000 kgf/cm ²) |
- (5) 緊結金具許容耐力
- | | | | |
|----------|---------|----------|---------------|
| a 直交クランプ | $N_c =$ | 4900 N/個 | (500 kgf/個) |
| b 自在クランプ | $N_c =$ | 3430 N/個 | (350 kgf/個) |
| c 鉄骨クランプ | $N_c =$ | 4900 N/個 | (500 kgf/個) |
- (6) 吊りチェーン許容耐力
- | | | | |
|---------|---------|----------|---------------|
| a 一本吊り | $T_a =$ | 2352 N/本 | (240 kgf/本) |
| b ループ吊り | $T_a =$ | 4214 N/本 | (430 kgf/本) |
- (7) その他

作業荷重(1スパン・2m当り)	300 kg
------------------------	---------------

単位面積当り作業荷重

$$\begin{aligned} W &= \frac{300 \text{ kgf}}{2 \text{ m} \times 1.5 \text{ m}} \times 1.5 \\ &= 150 \text{ kgf/m}^2 \\ &= 1470 \text{ N/m}^2 \end{aligned}$$

この計算書では作業荷重を等分布荷重として計算するが、実際には等分布荷重と集中荷重の中間の状態であるから、補正係数として1.5を乗じるものとする。

. 吊り足場の検討

1. 足場板の検討

・使用部材 杉板 35 × 210 × 4000

敷板厚	$d = 3.2 \text{ cm}$	(有効寸法)
敷板幅	$b = 20.7 \text{ cm}$	(有効寸法)
形状係数	$k = 1.5$	
断面積	$A = 66.24 \text{ cm}^2$	
断面係数	$Z = 35.33 \text{ cm}^3$	
断面2次モーメント	$I = 56.52 \text{ cm}^4$	
ヤング係数	$E = 686000 \text{ N/cm}^2$	
許容曲げ応力度	$f_b = 735 \text{ N/cm}^2$	(安衛則の値105kgf/cm ² の約70%)
許容せん断応力度	$f_s = 53.9 \text{ N/cm}^2$	(安衛則の値7.5kgf/cm ² の約70%)
根太間隔	$l = 90 \text{ cm}$	
吊り桁間隔	$b = 150 \text{ cm}$	
足場板枚数	$n = 6 \text{ 枚}$	

・等分布荷重(足場板1枚当り)

$$w_1 = \frac{Wb}{n} = \frac{1470 \text{ N/m}^2 \times 1.5 \text{ m}}{6}$$

$$= 367.5 \text{ N/m} = 3.675 \text{ N/cm} \quad (\text{作業荷重})$$

$$w_2 = 4.5 \text{ kgf/m} = 0.441 \text{ N/cm} \quad (\text{足場板自重})$$

$$w = w_1 + w_2 = 4.116 \text{ N/cm}$$

・曲げモーメント

$$M = \frac{wl^2}{8} = \frac{4.116 \times 90^2}{8} = 4167 \text{ N}\cdot\text{cm}$$

・曲げ応力度

$$b = \frac{M}{Z} = \frac{4167}{35.33} = 118 \text{ N/cm}^2 \quad 735 \text{ N/cm}^2 = f_b \quad \text{OK}$$

・せん断力

$$Q = \frac{wl}{2} = \frac{4.116 \times 90}{2} = 185.2 \text{ N}$$

・せん断応力度

$$= \frac{kQ}{A} = \frac{1.5 \times 185.2}{66.24} = 4.194 \text{ N/cm}^2 \quad 53.9 \text{ N/cm}^2 = f_s \quad \text{OK}$$

2. 根太の検討

・使用部材 単管 48.6×2.4

形状係数	$k = 2$
断面積	$A = 3.483 \text{ cm}^2$
断面係数	$Z = 3.83 \text{ cm}^3$
断面2次モーメント	$I = 9.32 \text{ cm}^4$
ヤング係数	$E = 20580000 \text{ N/cm}^2$
許容曲げ応力度	$f_b = 23520 \text{ N/cm}^2$
許容せん断応力度	$f_s = 13328 \text{ N/cm}^2$

根太支間	$l = 150 \text{ cm}$
根太間隔	$b = 90 \text{ cm}$

・等分布荷重

$$\begin{aligned}w_1 &= Wb = 1470 \text{ N/m}^2 \times 0.9 \text{ m} \\ &= 1323 \text{ N/m} = 13.23 \text{ N/cm} \quad (\text{作業荷重})\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}w_2 &= \frac{4.5 \text{ kgf/m} \times 0.9 \text{ m} \times 6 \text{ 枚}}{1.5 \text{ m}} \\ &= 16.2 \text{ kgf/m} = 1.588 \text{ N/cm} \quad (\text{足場板自重})\end{aligned}$$

$$w_3 = 2.73 \text{ kgf/m} = 0.268 \text{ N/cm} \quad (\text{根太自重})$$

$$w = w_1 + w_2 + w_3 = 15.09 \text{ N/cm}$$

・曲げモーメント

$$M = \frac{wl^2}{8} = \frac{15.09 \times 150^2}{8} = 42427 \text{ N}\cdot\text{cm}$$

・曲げ応力度

$$\begin{aligned}b &= \frac{M}{Z} = \frac{42427}{3.83} \\ &= 11078 \text{ N/cm}^2 \quad 23520 \text{ N/cm}^2 = f_b \quad \text{OK}\end{aligned}$$

・せん断力

$$Q = \frac{wl}{2} = \frac{15.09 \times 150}{2} = 1131 \text{ N}$$

・せん断応力度

$$\begin{aligned}&= \frac{kQ}{A} = \frac{2 \times 1131}{3.483} \\ &= 649.7 \text{ N/cm}^2 \quad 13328 \text{ N/cm}^2 = f_s \quad \text{OK}\end{aligned}$$

3. 吊り桁材の検討

・使用部材 単管 48.6×2.4

形状係数	$k = 2$
断面積	$A = 3.483 \text{ cm}^2$
断面係数	$Z = 3.83 \text{ cm}^3$
断面2次モーメント	$I = 9.32 \text{ cm}^4$
ヤング係数	$E = 20580000 \text{ N/cm}^2$
許容曲げ応力度	$f_b = 23520 \text{ N/cm}^2$
許容せん断応力度	$f_s = 13328 \text{ N/cm}^2$

根太支間 $l = 200 \text{ cm}$

・集中荷重

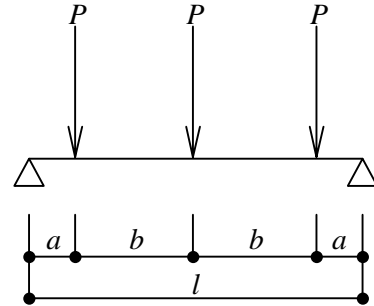
$P = 1131 \text{ N}$ (前ページ根太の検討 せん断力)

・曲げモーメント

荷重点位置 $a = 10 \text{ cm}$
 $b = 90 \text{ cm}$

$$M = \frac{Pl}{4} + Pa$$

$$= \frac{1131}{4} \times \frac{200}{4} + 1131 \times 10 = 67883 \text{ N}\cdot\text{cm}$$



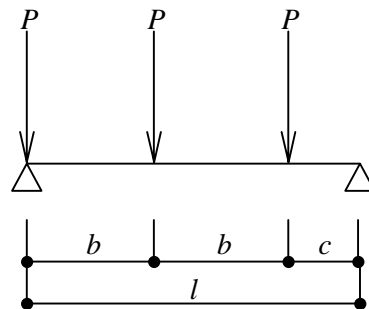
・曲げ応力度

$$\sigma = \frac{M}{Z} = \frac{67883}{3.83}$$

$$= 17724 \text{ N/cm}^2 < 23520 \text{ N/cm}^2 = f_b \quad \text{OK}$$

・せん断力

荷重点位置 $b = 90 \text{ cm}$
 $c = 20 \text{ cm}$



$$Q = \frac{P(3b+3c)}{l}$$

$$= \frac{1131 \times (3 \times 90 + 3 \times 20)}{200} = 1867 \text{ N}$$

・せん断応力度

$$= \frac{kQ}{A} = \frac{2 \times 1867}{3.483}$$

$$= 1072 \text{ N/cm}^2 \quad 13328 \text{ N/cm}^2 = f_s \quad \text{OK}$$

4. 吊りチェーンの検討

吊りチェーン許容耐力 $T_a = 4214 \text{ N/本}$ (ループ吊り)

@ = 2 m 間隔で一ヶ所に $n = 1$ 本 使用するものとして検討する。

・チェーンに作用する荷重

作業荷重及び足場板・根太自重

$$P_1 = 1867 \text{ N} \quad (\text{上記吊り桁せん断力})$$

その他部材重量

品名	単位重量	数量	
建地 48.6 × 2.4	2.73 kgf/m	× 5 m	= 13.65 kgf
横地 48.6 × 2.4	2.73 kgf/m	× 8 m	= 21.84 kgf
緊結金具	0.7 kgf/個	× 8 個	= 5.6 kgf
			$P_2 = 41.09 \text{ kgf}$
			= 402.7 N

$$P = P_1 + P_2 = 1867 + 402.7 = 2269 \text{ N}$$

$$\frac{P}{n} = \frac{2269}{1} = 2269 \text{ N} \quad 4214 = T_a \quad \text{OK}$$

5. 斜材単管の検討

・使用部材 単管 48.6×2.4

断面2次半径	$i = 1.64$
断面積	$A = 3.483 \text{ cm}^2$
断面係数	$Z = 3.83 \text{ cm}^3$
断面2次モーメント	$I = 9.32 \text{ cm}^4$
ヤング係数	$E = 20580000 \text{ N/cm}^2$
許容曲げ応力度	$f_b = 23520 \text{ N/cm}^2$
許容せん断応力度	$f_s = 13328 \text{ N/cm}^2$

@ = 2 m 間隔で 一ヶ所に $n = 2$ 本 使用するものとして検討する。

(1) クランプ強度の検討

緊結金具許容耐力	$N_c = 3430 \text{ N}$	(自在クランプ)
斜材が支える鉛直荷重	$P = 2269 \text{ N}$	
根太材と斜材単管との交点角度	$= 32^\circ$	

斜材1本に作用する軸力

$$N = \frac{P}{n \sin} = \frac{2269}{2 \times 0.53} = 2141 \text{ kN}$$

$$= 2141 \text{ kN} \quad \quad \quad 3430 \text{ kN} \quad \quad \quad \underline{\text{OK}}$$

(2) 単管座屈の検討

有効座屈長 $L_k = 158 \text{ cm}$

$$\text{細長比} = \frac{L_k}{i} = \frac{158}{1.64} = 96.34 \quad 120 =$$

許容座屈応力度()

$$f_k = \frac{1 - 0.4 \left(\frac{L_k}{i} \right)^2}{1.5 + 0.57 \left(\frac{L_k}{i} \right)^2} F$$

$$= \frac{1 - 0.4 \times \left(\frac{96.34}{120} \right)^2}{1.5 + 0.57 \times \left(\frac{96.34}{120} \right)^2} \times 23520$$

$$= 9348 \text{ kN/cm}^2$$

座屈応力度

$$\sigma_k = \frac{N}{nA} = \frac{2141}{2 \times 3.483}$$

$$= 614.8 \text{ N/cm}^2 \quad \quad \quad 9348 \text{ N/cm}^2 \quad \quad \quad \underline{\text{OK}}$$

b) A点でのアンカーボルトの検討

・使用部材

取付ボルト M12

引張応力度 $f_t = 15680 \text{ N/cm}^2$ (1600 kg/cm²)

せん断応力度 $f_s = 8820 \text{ N/cm}^2$ (900 kg/cm²)

せん断を同時に受ける場合の
ボルトの許容引張応力度

$$f_{ts} = f_t \times 1.4 - f_s \times 1.6$$

$$= 15680 \times 1.4 - 8820 \times 1.6$$

$$= 7840 \text{ N/cm}^2$$

有効断面積 $A = 0.809 \text{ cm}^2$

周長 $l_r = 3.74 \text{ cm}$

使用本数 $n = 1 \text{ 本}$

コンクリート付着応力度 = 68.6 N/cm² (7 kg/cm²)

・ボルト1本に働く引張応力度

$$t = \frac{P}{nA} = \frac{2269}{1 \times 0.809}$$

$$= 2804 \text{ N/cm}^2 \quad 7840 \text{ N/cm}^2 \quad \underline{\text{OK}}$$

・ボルト1本の埋め込み長さ (フック付)

$$L = \frac{2P}{3nl_r} = \frac{2 \times 2269}{3 \times 1 \times 3.74 \times 68.6}$$

$$= 5.897 \text{ cm}$$

設計条件

1. 荷重

(1) 軽量支保梁の算定荷重

(財団法人 仮設工業会発行「軽量支保梁の構造等の安全基準と解説」より)

鉄筋コンクリート単位重量	$W_c =$	23.52 kN/m ³	(2.4 tf/m ³)
型枠重量	$W_k =$	0.49 kN/m ²	(0.05 tf/m ²)
作業荷重	$W_i =$	3.43 kN/m ²	(0.35 tf/m ²)
		$W_i = (3.92 - 0.49A)$ kN/m ²	
		$W_i =$	1.47 kN/m ² (0.15 tf/m ²)

(2) 標準荷重算定

鉄筋コンクリート単位重量	$W_c' =$	23.52 kN/m ³	(2.4 tf/m ³)
型枠・支保工荷重	$W_k' =$	1.47 kN/m ²	(0.15 tf/m ²)
衝撃・作業荷重	$W_i' =$	3.43 kN/m ²	(0.35 tf/m ²)

2. 許容応力度等

(1) 合板 社団法人日本建築学会「木質構造設計規準・同解説」より

a 許容曲げ応力度	$f_b =$	980 N/cm ²	(100 kgf/cm ²)
		(表面の繊維に直角方向)	
a 許容圧縮応力度	$f_c =$	686 N/cm ²	(70 kgf/cm ²)
		(表面の繊維に直角方向)	
c ヤング係数	$E =$	343000 N/cm ²	(35000 kgf/cm ²)
		(表面の繊維に直角方向)	

(2) 木材 労働安全衛生規則(241条)より

a 許容曲げ応力度	$f_b =$	1029 N/cm ²	(105 kgf/cm ²)
b 許容せん断応力度	$f_s =$	73.5 N/cm ²	(7.5 kgf/cm ²)
c ヤング係数	$E =$	686000 N/cm ²	(70000 kgf/cm ²)

(3) 鋼材 (材質:SS400) 建築基準法施工令(90条)及び鋼構造設計規準より

a 許容曲げ応力度	$f_b =$	15680 N/cm ²	(1600 kgf/cm ²)
b 許容せん断応力度	$f_s =$	8820 N/cm ²	(900 kgf/cm ²)
c ヤング係数	$E =$	20580000 N/cm ²	(2100000 kgf/cm ²)

(4) 支保工材の許容耐力

a 標準枠			
高さ 1800mm未満	$P_a =$	42.63 kN/枠	(4.35 tf/枠)
高さ 1800mm以上 2000mm以下	$P_a =$	39.2 kN/枠	(4 tf/枠)
b 簡易枠	$P_a =$	34.3 kN/枠	(3.5 tf/枠)
c 拡幅枠	$P_a =$	29.4 kN/枠	(3 tf/枠)
d パイプサポート	$P_a =$	19.6 kN/本	(2 tf/枠)
			(ただし2m毎に水平変位の固定をする)
e 補助サポート使用時	$P_a =$	7.35 kN/本	(0.75 tf/枠)
f 通常クランプ	$N_c =$	3430 N/個	(350 kgf/個)

3. 型枠材の許容たわみ量(a)

型枠 $a = 0.3\text{cm}$

4. 各材料の断面性能

(1) 合板	$t = 12 \text{ mm}$ (幅1m当たり)		
断面積	$A = 120 \text{ cm}^2$		
単位重量	$w = 9.6 \text{ kg/m}$		
断面係数	$Z = 24 \text{ cm}^3$		
断面2次モーメント	$I = 14.4 \text{ cm}^4$		
(2) 木材	- 90 × 90	- 60 × 27	- 90 × 90 を使用
断面積	$A = 81 \text{ cm}^2$	$A = 16.2 \text{ cm}^2$	
単位重量	$w = 6.48 \text{ kg/m}$	$w = 1.296 \text{ kg/m}$	
断面係数	$Z = 121.5 \text{ cm}^3$	$Z = 16.2 \text{ cm}^3$	
断面2次モーメント	$I = 546.8 \text{ cm}^4$	$I = 48.6 \text{ cm}^4$	
(3) 角パイプ	- 60 × 60 × 2.3	- 100 × 100 × 3.2	- 60 × 60 × 2.3 を使用
断面積	$A = 5.172 \text{ cm}^2$	$A = 12.13 \text{ cm}^2$	
単位重量	$w = 4.06 \text{ kg/m}$	$w = 9.52 \text{ kg/m}$	
断面係数	$Z = 9.44 \text{ cm}^3$	$Z = 37.5 \text{ cm}^3$	
断面2次モーメント	$I = 28.3 \text{ cm}^4$	$I = 187 \text{ cm}^4$	

5. 鋼材の許容座屈応力度

(1) L/i の場合

$$f_k = \frac{1 - 0.4 \left(\frac{L}{i} / \right)^2}{F}$$

$$\text{安全率} = 1.5 + 0.57 \left(\frac{L}{i} / \right)^2$$

(2) $L/i >$ の場合

$$f_k = \frac{0.29}{\left(\frac{L}{i} / \right)^2} F$$

f_k : 許容座屈応力 (N/cm²)

L : 支柱の長さ (cm)

i : 支柱の最小断面二次半径 (cm)

F : 当該鋼材の降伏強さの値または引張強さの値の4分の3の値のうちいずれか小さい値 (N/cm²)

: 限界細長比

$$= \sqrt{^2 E / 0.6 F} \quad (E : \text{ヤング係数})$$

$$F = 23520 \text{ N/cm}^2 \quad (2400 \text{ kgf/cm}^2) \quad \text{のとき}$$

$$= \sqrt{\frac{3.14^2 \times 20580000}{0.6 \times 23520}}$$

$$= 120$$