

# 足場構造計算書

---

---

## ■ 材料・部材の許容応力度

### 1 準拠

建築基準法・労働基準法及びJASS2並びに下記の計算基準による  
 社団法人 仮設工業会 足場・型枠支保工設計指針  
 社団法人 仮設工業会 風荷重に対する足場の安全技術指針

### 2 鋼材の許容応力度

- (2-1) 許容引張応力度、許容圧縮応力度、及び許容曲げ応力度は当該鋼材の降伏強さの値又は引張強さの値の4分の3の値のうちいずれか小さい値の3分の2の値以下とする。
- (2-2) 許容せん断応力度は、当該鋼材の降伏強さの値又は引張強さの値の4分の3の値のうちいずれか小さい値の100分の38の値以下とする。
- (2-3) 許容支圧応力度は、許容引張応力度の2分の3の値以下とする。
- (2-4) 許容座屈応力度は、次の式により計算を行って得た値以下とする。

$$1 \text{ 式} \quad \lambda \leq \Lambda \text{ の場合} \quad \frac{1-0.4(\lambda/\Lambda)^2 \cdot F}{\nu}$$

$$2 \text{ 式} \quad \lambda > \Lambda \text{ の場合} \quad \frac{0.29 \cdot F}{(\lambda/\Lambda)^2}$$

F： 当該鋼材の降伏強さの値又は、引張強さの値の4分の3の値のうちいずれか小さい値 (KN/cm<sup>2</sup>)

L： 支柱の長さ（支柱が水平方向の変位を拘束されているときは、拘束点間の長さのうち最大の長さ (cm)

i： 支柱の最小断面二次半 (cm)

$\lambda$ ： 細長比  $L/i$

$\Lambda$ ： 限界細長比  $\pi^2 \cdot E / 0.6 \cdot F$

ただし  $\pi$ ： 円周率  $E$ ： 当該鋼材のヤング係数

$\nu$ ： 安全率  $1.5+0.57(\lambda/\Lambda)^2$

fk： 許容座屈応力度

### 3 鋼材のF値及び許容応力度 (KN/cm<sup>2</sup>)

種類	F 値	引張・圧縮・曲げ	せん断	支圧	
SS330	鋼材の厚さが16mm以下	20.5	13.7	7.8	20.5
	鋼材の厚さが16mmを超え40mm	19.5	13.0	7.4	19.5
	鋼材の厚さが40mmを超える	17.5	11.7	6.7	17.5
SS400	鋼材の厚さが16mm以下	24.5	16.3	9.3	24.5
	鋼材の厚さが16mmを超え40mm	23.5	15.7	8.9	23.5
	鋼材の厚さが40mmを超える	21.5	14.3	8.2	21.5
STK400	23.5	15.7	8.9	23.5	
STKR400	24.5	16.3	9.3	24.5	
SSC400	24.5	16.3	9.3	24.5	
STK490	31.5	21.0	12.0	31.5	
STKR490	32.5	21.7	12.4	32.5	
STK500	35.5	23.7	13.5	35.5	
STK540	39.0	26.0	14.8	39.0	

### 4 安全率

許容耐力等が明らかでないものは、その部材の破壊荷重に対して2.0以上の安全率を見込むものとする。

### 5 許容応力度等の割り増し

主として風荷重を負担する部材の検討に際しては、規定された値の30パーセント割り増した値とすることができる。

## ■ 壁つなぎの検討

### 1) 設計条件

建築場所 id	2	大阪府全域	シートの種類	0	シート無し	0.00
基準風速	16	m/s	1	メッシュシート	0.90	
地域区分	4	一般市街地	2	飛散防止シート	0.73	
近接高層建築物	なし	$E_b = 1.0$	3	白シート	1.00	
台風時割増係数		$K_e = 1.0$	4	防音シート	1.00	
足場設置条件	1)	1 シート等地上から設置 2 シート等空中から設置	3	白シート	充実率	1.00
		縦:B = _____ m 横:L = _____ m				
		<u>1 シート等地上から設置採用</u>				
		※2はシート等を部分的に空中に施工した場合				
	2)	1 独立足場 2 建物壁面に設置				
		<u>2 の建物壁面に設置を採用</u>				
足場概要	ジャッキ高さ	200 mm				
	足場段数	18 段	@1700 mm			
	足場高さ	30.80 m				
	足場長さ	14.10 m				
				壁つなぎたて方向間隔		
				頂部壁つなぎから足場頂部まで	2000 mm	
				高さ方向壁つなぎ間隔	2860 mm	
				壁つなぎ横方向間隔		
				その他の部分	b1= 3600 mm	
				上層2層部分	b2= 2700 mm以内	

地域区分, 地域	$\alpha$	ZG	Zb	$\kappa$	設計条件より
1 海岸 海上	0.10	250	5	0.0023	
2 草原 田園	0.15	350	5	0.0053	$\alpha = 0.27$ ZG = 550
3 郊外 森	0.20	450	5	0.0100	Zb = 10 $\kappa = 0.018$
4 一般市街地	0.27	550	10	0.0180	$K_e = 1.0$ $E_b = 1.0$
5 大都市市街地	0.35	650	20	0.0340	

風圧力	$P = q_z \cdot C \cdot A$	P : 足場に作用する風圧力	N
		C : 風力係数	
		A : 作用面積	m <sup>2</sup>

設計用速度圧	$q_z = 5/8 \cdot V_z^2$	qz : 設計用速度圧	N/m <sup>2</sup>
		Vz : 設計風速	m/s

設計風速	$V_z = V_0 \cdot K_e \cdot S \cdot E_b$	V0 : 基準風速	m/s
		Ke : 台風時割増係数	
		S : 地上Zにおける瞬間風速分布係数	
		Eb : 近接高層建築物による割増係数	

その他諸係数	$G = 1 + g \sqrt{6 \kappa} \cdot (10/Z)^\alpha$ $g = 3.2$ m/s	G : 地上からの高さZにおける変動風速の ガストファクター	
		g : ピークファクター	
		$\kappa$ : 地表面摩擦抵抗係数	

$$S = G \cdot E$$

$$E = 1.7 (Z / ZG)^\alpha \quad Z \geq Zb$$

$$E = 1.7 (Zb / ZG)^\alpha \quad Z < Zb$$

E : 平均風速に基づいた鉛直分布係数

$\alpha$  : 地域区分に対して与えられるべき指数

ZG : 地域区分に対して与えられる傾度風高さ (m)

Zb : 地域区分に対して与えられる高さ (m)

## 2)最上部設計用速度圧 qz

頂部瞬間風速分布係数 S

最上部 Z 30.8 m

$$G = 1 + g \sqrt{(6 \cdot \kappa)} \cdot (10 / Z)^\alpha \quad (g = 3.2 \text{ m/s})$$
$$= 1 + 3.2 \times \sqrt{6 \times 0.018} \times (10/30.80)^{0.27} = 1.78$$

$$\begin{array}{ll} \text{1式} & E = 1.7(Z / Z_G)^\alpha \quad Z \geq Z_b \quad Z = 30.80 > Z_b = 10 \\ \text{2式} & E = 1.7(Z_b / Z_G)^\alpha \quad Z < Z_b \end{array}$$

∴鉛直分布係数 E は1式にて算定

$$E = 1.7 \times (30.80/550)^{0.27} = 0.78 \quad Z \geq Z_b$$

$$\therefore S = G \times E = 1.78 \times 0.78 = 1.39$$

足場最上部速度圧の算定

設計風速

$$V_Z = V_0 \times K_e \times S \times E_B$$
$$= 16 \times 1.0 \times 1.39 \times 1.0 = 22.19 \text{ m/s}$$

設計用速度圧

$$q_z = 5/8 \cdot V_z^2$$
$$= 5/8 \times 22.19^2 = 307.6 \text{ N/m}^2 \rightarrow 0.31 \text{ kN/m}^2$$

上記算定の結果

∴設計用速度圧 $q_z = 0.31 \text{ kN/m}^2$
-------------------------------------

## 3)足場の風力係数 C

$$C = (0.11 + 0.09\gamma + 0.945C_0 \cdot R) \cdot F$$

C: 足場の風力係数

C0: 基本風力係数

$\gamma$ : 1- $\phi$

R: シート及びネットの縦横比

$\phi$ : シート及びネットの充実率

F: 足場設置位置による補正係数

### (1) 基本風力係数 C0

$$C_0 = K / (1 + K/4)^2 \quad (0 \leq K \leq 0.73)$$

$$C_0 = 2.81 \log(K + 0.6) - \sqrt{(1.2 \cdot K + 0.36)} - 2.81 \log K + 2.0 \quad (K > 0.73)$$

$$\phi = 1.00 \text{ (ネット充実率)} \quad \gamma = 1 - \phi = 0.00$$

$$K = 1.2 \phi / (1 - \phi)^2 \quad K: \text{抵抗係数}$$

基本風力係数C0は、0～2の範囲にあり充実率 $\phi$ が1に近づくにつれて抵抗係数Kが増大する、よってここでは $\phi=0.97$ 以上は一律にC0=2.0とする。

上記より

∴基本風力係数 $C_0 = 2.00$
----------------------

#### 4) 縦横比による補正係数 R

1式	$R = 0.5813 + 0.013(L/B) - 0.0001(L/B)^2$	シート等空中から設置
2式	$R = 0.5813 + 0.013(2H/B) - 0.0001(2H/B)^2$	シート等地上から設置

本足場は 2式 を採用

$$\therefore R = 0.5813 + 0.013(2H/B) - 0.0001(2H/B)^2$$

$$\text{ただし } L/B \text{ または } 2H/B \leq 1.5 \text{ の時} \quad R = 0.6$$

$$L/B \text{ または } 2H/B \geq 59 \text{ の時} \quad R = 1.0$$

$$\text{足場高さ: } H = 30.80 \quad \text{足場幅: } B = 14.10 \text{ (m)}$$

$$\therefore \text{シート等の縦横比は、} 2H/B = 4.37$$

$$R = 0.5813 + 0.013 \times 4.37 - 0.0001 \times 4.37^2 = 0.636$$

上記算定の結果

$\therefore$ 基本風力係数	$\therefore R = 0.636$
---------------------	------------------------

#### 5) 足場設置位置による補正係数 F

$$2 \text{ の建物壁面に設置を採用} \quad \phi = 1.00$$

1 独立足場	上層2層部分	F = -
	その他の部分	F = -

2 建物壁面に設置された足場	上層2層部分	F =	=	1.00
	その他の部分	F = 1 + 0.31φ	=	1.31

#### 6) 風力係数 C

$$\text{足場の風力係数} \quad C = (0.11 + 0.09\gamma + 0.945C_0 \cdot R) \cdot F \text{ より}$$

$$\text{基本風力係数} \quad C_0 = 2.00$$

$$\text{縦横比による補正係数 } R \quad R = 0.64$$

$$\text{第二構面関にする係数} \quad \gamma = 0.00$$

$$\text{設置位置補正係数} \quad \text{上層2層部分} \quad F = 1.00$$

$$\text{その他の部分} \quad F = 1.31$$

上層2層部分

$$C = (0.11 + 0.09 \times 0.00 + 0.945 \times 2.00 \times 0.64) \times 1.00 \\ = 1.31$$

その他の部分

$$C = (0.11 + 0.09 \times 0.00 + 0.945 \times 2.00 \times 0.64) \times 1.31 \\ = 1.72$$

上記算定の結果

$\therefore$ 風力係数	上層2層部分	C = 1.31
	その他の部分	C = 1.72

[5] 壁つなぎの検討

諸数値一覧

基準風速	$V_0 = 16.00 \text{ m/s}$	台風時割増係数	$Ke = 1.00$
設計風速	$V_z = 22.19 \text{ m/s}$	高層建築物割増係数	$Eb = 1.00$
設計用速度圧	$qz = 0.31 \text{ kN/m}^2$	風力係数 上層2層部分	$C1 = 1.31$
瞬間風速分布係数	$S = 1.39$	その他の部分	$C2 = 1.72$
その他諸数値	$ZG = 550 \text{ m}$ $Zb = 10.00 \text{ m}$	壁つなぎ間隔水平 (一般)	$b1 = 3600 \text{ mm}$
	$\alpha = 0.27$ $\kappa = 0.018$	(上層)	$b2 = 2700 \text{ mm}$

1) 壁つなぎの許容荷重

許容荷重 引張 (圧縮)  $N = 450 \text{ kg} \rightarrow 4.41 \text{ kN}$

荷重ケースは風圧時となり  $rN = 1.3 \times N = 5.74 \text{ kN}$

2) 壁つなぎ一般部の検討

壁つなぎ一本の負担面積 (足場立面計画図参照)

高さ方向壁つなぎ間隔  $h = 2.86 \text{ m}$   
 水平方向壁つなぎ間隔  $b1 = 3.60 \text{ m}$  (最大)  $A = h \times b1 = 10.30 \text{ m}^2$

壁つなぎ設計用荷重

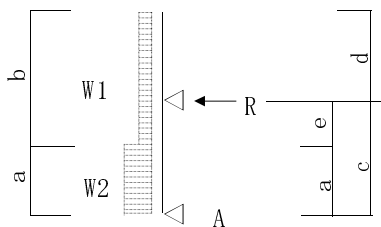
風圧力  $P = qz \times C2 \times A$   
 $= 0.31 \times 1.72 \times 10.30 = 5.45 \text{ kN}$

壁つなぎ許容荷重

壁つなぎの強度  $rN = 5.74 \text{ kN}$

断面検討 風圧力  $P = 5.45 \text{ kN} < \text{壁つなぎ } rN = 5.74 \text{ kN}$  [OK]

3) 壁つなぎ上部2層部分の検討



上層2層部

$W1 = qz \times C1 \times b2$   
 $= 0.31 \times 1.31 \times 2.70 = 1.09 \text{ kN/m}$

その他

$W2 = qz \times C2 \times b2$   
 $= 0.31 \times 1.72 \times 2.70 = 1.43 \text{ kN/m}$

$a = 1.46 \text{ m}$   $c = 2.86 \text{ m}$   $e = 1.40 \text{ m}$   
 $b = 3.40 \text{ m}$   $d = 2.00 \text{ m}$

壁つなぎ設計用荷重

$R1 = (1/2 \times W1 \times d^2) / c + W1 \times d$   
 $= (1/2 \times 1.09 \times 2.00^2) / 2.86 + 1.09 \times 2.00 = 2.94 \text{ kN}$

$R2 = \{W2 \times a \times a/2 + W1 \times e \times (e/2 + a)\} / c$   
 $\{1.43 \times 1.46 \times 1.46/2 + 1.09 \times 1.40 \times (1.40/2 + 1.46)\} / 2.86 = 1.69 \text{ kN}$

風圧力  $R = R1 + R2 = 4.63 \text{ kN}$

壁つなぎ許容荷重

壁つなぎの強度  $rN = 5.74 \text{ kN}$

断面検討 風圧力  $R = 4.63 \text{ kN} < \text{壁つなぎ } rN = 5.74 \text{ kN}$  [OK]

## [1] 荷上ステージの検討

検討方針 荷上ステージにかかる重量を斜材もしくは、吊材にて足場建地に伝達させる。  
又、転倒に対しては、壁つなぎにて処理し建物本体に水平力を伝達させる。

### 1) 重量算定

(1) 荷上ステージ自重 (nG)

$$1 \text{ スパン当りの自重} \quad nG = 100 \text{ kg} \quad \rightarrow \quad 0.98 \text{ kN}$$

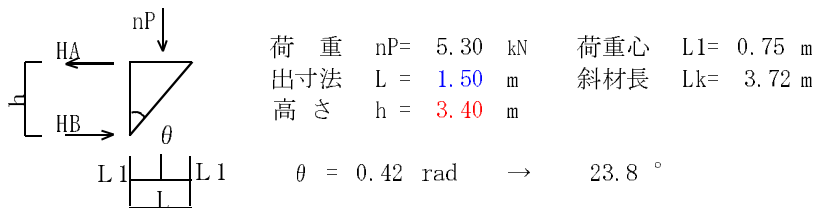
(2) 荷上ステージ積載荷重 (nP)

$$\begin{array}{l} 1 \text{ スパンあたりの積載荷重} \\ \text{衝撃荷重は積載荷重の10\%} \end{array} \quad \begin{array}{l} 400 \text{ kg} \quad \rightarrow \quad 3.92 \text{ kN} \\ 400 \times 0.1 = 40 \text{ kg} \quad \rightarrow \quad 0.39 \text{ kN} \\ \text{計} \quad 440 \text{ kg} \quad \rightarrow \quad 4.31 \text{ kN} \end{array}$$

(3) 荷上ステージ設計荷重 (nP)

$$nP = 0.98 + 4.31 = \boxed{5.30 \text{ kN}}$$

### 2) 応力算定



反力	$HA = HB = nP \times L1 / h$	$= 5.30 \times 0.75 / 3.4$	$=$	$1.17 \text{ kN}$
斜材軸力	$N1 = HA / \sin \theta$	$= 1.17 / \sin 23.8$	$=$	$2.89 \text{ kN}$
せん断力	$Q = P$		$=$	$5.30 \text{ kN}$

### 3) 壁つなぎの検討

壁つなぎの許容荷重  $rN = 450 \text{ kg} \rightarrow 4.41 \text{ kN}$   
斜材取付き部  $HA = 1.17 \text{ kN}$

$$\boxed{rN = 4.41 \text{ kN} > HA = 1.17 \text{ kN} \quad HA/rN = 0.26 \text{ [OK]}}$$

### 4) ステージ斜材の検討

部材応力  $N1 = 2.89 \text{ kN}$  (斜材軸力)

許容座屈応力度の算定

部材	$\phi - 48.6 \times 2.4$ 記号	STK500	JIS規格	JIS G 3444
断面積	$A = 3.48 \text{ cm}^2$		断面二次モーメント	$I = 9.32 \text{ cm}^4$
断面二次半径	$i = 1.64 \text{ cm}$		断面係数	$Z = 3.83 \text{ cm}^3$
許容曲げ応力	$fb = 23.7 \text{ kN/cm}^2$		ヤング係数	$E = 21000 \text{ kN/cm}^2$

細長比  $L = 372 \text{ cm}$        $i = 1.63 \text{ cm}$        $\lambda = L / i = 228.0$

限界細長比  $\Lambda = \sqrt{3.14^2 \times 2.1 \times 10^4 / (0.6 \times 35.5)} = 98.6$

安全率  $v = 1.5 + 0.57 \times (98.6 / 228.0) = 4.54$

許容座屈応力度  $(\lambda / \Lambda)^2 = 5.34$

$$fk = \frac{0.29 \times 35.5}{5.34} = 1.93 \text{ kN/cm}^2$$

軸力	$N = 2.89 \text{ kN}$
応力度	$\sigma_k = N1 / A = 2.89 / 3.48 = 0.83 \text{ kN/cm}^2$
応力度比	$\sigma_k / fk = 0.83 / 1.93 = 0.43 < 1.0 \text{ [OK]}$

5) ステージ下部建地の検討

1) 足場概要

建柱1スパン当りの重量	
足場総段数	25段
落下養生段数	14段
先行手摺工法	(1) 採用 (2) 不採用 採用 (2) 不採用
建 柱	(1) 600枠 (2) 900枠 (3) 1200枠 採用 (2) 900枠
朝 顔	(1) 朝顔 有り (2) 朝顔 無し (3) 簡易朝顔 有り 採用 (1) 朝顔 有り

2) 部材自重(G)

名称	種類	一層当り	単位重量	1スパン当り	重量
建地	900枠	1	16.90	25 段	423
アンチ	W500	1	16.80	24 段	403
アンチ	W240	1	8.70	24 段	209
交差筋交	L=1800ﾌﾟﾚｽ	2	4.10	25 段	205
先行手摺工法	-	-	-	-	-
合計					1240
25段 1スパン当りの重量		$Ga' = 1240 \text{ kg}$		$\rightarrow$	12.16 kN
支柱1本当りの重量		$Ga' / 2 = Ga = 620 \text{ kg}$		$\rightarrow$	6.08 kN

落下養生等 前踏み側に考慮 (躯体側)

名称	種類	一層当り	単位重量	1スパン当り	重量
落下養生	伸縮ﾌﾞﾗｯｸﾞｯﾄ+ﾈｯﾄ	1	15.00	14 段	210
下さん	SB-18 L=1800	-	2.20	24 段	-
幅木	杉材	1	3.50	24 段	84
					294
14段 1スパン当りの重量		$Gb = 294 \text{ kg}$		$\rightarrow$	2.88 kN

朝顔等 後踏み側に考慮

名称	種類	一層当り	単位重量	1スパン当り	重量
朝顔	既製品	1	100.00	1	100.00
下さん	SB-18 L=1800	1	2.20	24 段	53
幅木	杉材	-	-	-	-
その他	シート・クランプ等	1	5.00	25 段	125
					278
1スパン当りの重量		$Gc = 278 \text{ kg}$		$\rightarrow$	2.72 kN

部材自重合計

前踏み側 部材自重合計	$G1 = Ga + Gb = 6.08 + 2.88 = 8.96 \text{ kN}$
後踏み側 部材自重合計	$G2 = Ga + Gc = 6.08 + 2.72 = 8.80 \text{ kN}$
※計算上採用する固定荷重は、後踏み側 $G2 = 8.80 \text{ kN}$	



(3) 足場積載荷重 (P)

$$\begin{array}{lll} 1 \text{ スパンあたりの積載荷重} & P' = 370 \text{ kg} & \rightarrow 3.63 \text{ kN} \\ 2 \text{ 層重なる事を想定} & \Sigma P' = 740 \text{ kg} & \rightarrow 7.26 \text{ kN} \end{array}$$

$$\text{後踏み側足場荷重として} \quad aN = 8.80 + 7.26 / 2 = 12.43 \text{ kN} \quad (\text{建地1本当り積載荷重は} 1/2)$$

(4) 設計荷重

$$\begin{array}{ll} \text{荷上ステージ設計荷重} & nP = 5.30 \text{ kN} \\ \text{足場荷重} & aN = 12.43 \text{ kN} \end{array}$$

建地1本当りの軸力

$$\therefore N = N_p + aN = 5.30 + 12.43 = 17.73 \text{ kN}$$

(5) 建柱の検討

$$\begin{array}{llll} \text{許容荷重} & 900 \text{ 枠 1 枠当り} & \Sigma N_r = 4.35 \text{ ton} & \rightarrow 42.66 \text{ kN} \\ & \text{支柱1本当り} & 1/2 \cdot \Sigma N_r = N_r = 2.18 \text{ ton} & \rightarrow \boxed{21.33} \text{ kN} \end{array}$$

$$\text{設計荷重} \quad N = 17.73 \text{ kN}$$

$$\boxed{N_r = 21.33 \text{ kN} \quad > \quad N = 17.73 \text{ kN} \quad [\text{OK}]}$$

## ■ 建柱開口部の検討

### [1] 重量算定

#### 1) 足場概要

建柱1スパン当りの重量					
足場総段数	18段	梁柱上方	16段	≥14段にて梁柱使用基準により建地補強必要	
落下養生段数	10段				
先行手摺工法	(1) 採用 (2) 不採用				
	採用 (2) 不採用				
建 柱	(1) 600枠 (2) 900枠 (3) 1200枠				
	採用 (2) 900枠				
開口スパン	(2) 2スパン (3) 3スパン (4) 4スパン				
	採用 (3) 3スパン				
朝 顔	(1) 朝顔 有り (2) 朝顔 無し (3) 簡易朝顔 有り				
	採用 (2) 朝顔 無し				

#### 2) 部材自重(G)

名称	種類	一層当り	単位重量	1スパン当り	重量
建地	900枠	1	16.90	18 段	304
アンチ	W500	1	16.80	17 段	286
アンチ	W240	1	8.70	17 段	148
交差筋交	L=1800プレス	2	4.10	18 段	148
先行手摺工法	-	-	-	-	-
合計					885
18段 1スパン当りの重量		$Ga' = 885 \text{ kg}$	→	8.68 kN	
支柱1本当りの重量		$Ga' / 2 = Ga = 443 \text{ kg}$	→	4.34 kN	

#### 落下養生等 前踏み側に考慮(躯体側)

名称	種類	一層当り	単位重量	1スパン当り	重量
落下養生	2 プラケット+棚	1	15.10	10 段	151
下さん	鋼製 L=1800	-	-	-	-
幅木	杉材	1	3.50	17 段	60
					211
10段 1スパン当りの重量		$Gb = 211 \text{ kg}$	→	2.06 kN	

#### 朝顔等 後踏み側に考慮

名称	種類	一層当り	単位重量	1スパン当り	重量
朝顔	-	-	-	-	-
下さん	鋼製 L=1800	1	2.20	17 段	37
幅木	杉材	-	-	-	-
その他	シート・クランプ等	1	5.00	18 段	90
					127
1スパン当りの重量		$Gc = 127 \text{ kg}$	→	1.25 kN	

#### 一般部の部材自重合計

前踏み側 部材自重合計	
$G1 = Ga + Gb = 4.34 + 2.06 = 6.41 \text{ kN}$	
後踏み側 部材自重合計	
$G2 = Ga + Gc = 4.34 + 1.25 = 5.59 \text{ kN}$	

#### 開口部の部材自重合計

開口両サイド支柱の負担はそれぞれ開口スパンの1/2と隣接するスパンの1/2が負担幅となる。	
前踏み側 部材自重合計	
$G3 = (Ga + Gb) \times \text{負担スパン} = (4.34 + 2.06) \times 2.0 = 12.81 \text{ kN}$	
後踏み側 部材自重合計	
$G4 = (Ga + Gc) \times \text{負担スパン} = (4.34 + 1.25) \times 2.0 = 11.18 \text{ kN}$	

3) 積載荷重(P)

各積載荷重の1/4が開口部建地1本当りの負担となるまた、足場一般部は、Pcの1/2にて算定

梁枠上

梁枠上の積載荷重の上限を  $P_a = 1000 \text{ kg} \rightarrow 9.81 \text{ kN}$

開口部の隣

1スパンあたりの積載荷重を  $P_b = 370 \text{ kg} \rightarrow 3.63 \text{ kN}$

2層重なることを考慮すると  $P_c = 740 \text{ kg} \rightarrow 7.26 \text{ kN}$

梁枠両サイドの支柱各4本が負担

足場一般部	$P_1 = P_c / 2 = 7.26 / 2 = 3.63 \text{ kN}$
足場開口部	$P_2 = (P_a + P_c) / 4 = (9.81 + 7.26) / 4 = 4.27 \text{ kN}$

4) 設計荷重

一般部設計荷重 前踏み側  $N_1 = G_1 + P_1 = 6.41 + 3.63 = 10.03 \text{ kN}$

開口部後踏み側の設計荷重に、ハンガーステージの設計荷重(5.3kN)の1.5スパン分を考慮する。

$5.30 \times 1.5 = 7.94 \text{ kN}$

開口部設計荷重 前踏み側  $N_2 = G_3 + P_2 = 12.81 + 4.27 = 17.08 \text{ kN}$

後踏み側  $N_3 = G_4 + P_2 = 11.18 + 4.27 + 7.94 = 23.39 \text{ kN}$

[2] 建枠の検討

900枠の許容荷重  $N_r = 4.35 \text{ ton} \rightarrow 42.66 \text{ kN}$

建地1本当り  $1/2 N_r = 21.33 \text{ kN}$

一般部設計用軸力  $N_1 = 10.03 \text{ kN}$

$N_r = 21.33 \text{ kN} > N_1 = 10.03 \text{ kN}$ [OK] $N/N_r = 0.47$
---

開口部設計用軸力  $N_3 = 23.39 \text{ kN}$

$N_r = 21.33 \text{ kN} < N_3 = 23.39 \text{ kN}$ 超過した軸力を建地補強に負担させる。 超過軸力 $N' = N_r - N = 23.39 - 21.33 = 2.06 \text{ kN}$
--

■ 建地補強の検討

1) 建地補強部材 許容座屈応力度の算定

許容座屈応力度の算定

部材	$\phi = 48.6 \times 2.4$ 記号	STK500	JIS規格	JIS G 3444
断面積	$A = 3.48 \text{ cm}^2$	断面二次モーメント	$I = 9.32 \text{ cm}^4$	
断面二次半径	$i = 1.64 \text{ cm}$	断面係数	$Z = 3.83 \text{ cm}^3$	
許容曲げ応力	$f_b = 23.7 \text{ kN/cm}^2$	ヤング係数	$E = 21000 \text{ kN/cm}^2$	

細長比  $L_k = 190 \text{ cm}$   $i = 1.63 \text{ cm}$   $\lambda = l/i = 116.6$

限界細長比  $\Lambda = \sqrt{3.14^2 \times 2.1 \times 10^4 / (0.6 \times 35.5)} = 98.6$

安全率  $\nu = 1.5 + 0.57 \times (98.6 / 116.6) = 2.30$

許容座屈応力度  $(\lambda / \Lambda)^2 = 1.40$

$f_k = \frac{0.29 \times 35.5}{1.40} = 7.37 \text{ kN/cm}^2$

2) 建地補強部材 断面検討

超過軸力	$N' = 2.06 \text{ kN}$
応力度	$\sigma_k = N / A = 2.06 / 3.48 = 0.59 \text{ kN/cm}^2$
応力度比	$\sigma_k / f_k = 0.59 / 7.37 = 0.08 < 1.0$ [OK]

## ■ 梁枠の検討

### 1) 梁枠の許容荷重

仮設工業会で認定された梁枠			(kN)
梁枠の種類	荷重点	梁枠2枚で1点当りの許容荷重	2枚の許容荷重
2スパン用	1	7.85	7.85
3スパン用	2	4.90	9.81
4スパン用	3	3.27	9.81

### 2) 梁枠設計用荷重

仮設工業会 型枠支保工設計指針より

枠組足場の両側に取付けられた交差筋交が一種のトラス梁的な役割をする  
梁枠上で直接組立てる1層分の足場の部材重量と梁枠上にかかる積載荷重を支えるだけの  
強度があれば十分であると考えられる。  
一般的には、梁枠上に直接設けられた作業床の積載荷重を800kg以下に設定する場合に  
おいては、はり枠の強度計算を行う必要は無い。

そこで 900枠 開口スパンは3スパン

### 3) 梁枠の検討

1層1スパン当り  $G = 0.53 \text{ kN}$  (ここでは、仮設工業会の部材自重を採用)  
梁枠上の作業荷重  $P = 7.85 \text{ kN}$  (800 kg)

したがって  $W = 0.53 \times 2 + 7.85 = 8.91 \text{ kN}$   
3スパン用梁枠2枚の許容荷重  $rW = 9.81 \text{ kN}$

$\therefore rW = 9.81 \text{ kN} > W = 8.91 \text{ kN}$  [OK]

## ■ 単管ブラケット足場の検計

### 1) 足場概要

足場段数  $n = 13$  段      落下養生 8 段

部材自重算定						
名称	部材	単位重量	数量	1層当り	1スパン当り	各部重量合計
支柱	$\phi -48.6 \times 2.4$	4.64 kg	1	4.64 kg	13 段	60 kg
鋼製布板	2 鋼製 W240	8.70 kg	1	8.70 kg	12 段	104 kg
手摺	$\phi -48.6 \times 2.4$	4.10 kg	1	4.10 kg	13 段	53 kg
布材	BTP-35	4.20 kg	1	4.20 kg	13 段	55 kg
大筋交	$\phi -48.6 \times 2.4$	20.00 kg				20 kg
落下養生	ラッセルネット	2.00 kg	1	2.00 kg	8 段	16 kg
その他	クランプ・シート等	5.00 kg	1	5.00 kg	13 段	65 kg
				□印の合計は、	12.90 kg	
					合計	374 kg
最下部建地検討用						
∴1スパン 13段 当りの重量 $G = 374 \text{ kg} \rightarrow 3.66 \text{ kN}$						
各段曲げ算定用 (曲げ算定用重量は、□印数値の合計となる。)						
∴1スパン 1段 当りの重量 $G = 12.9 \text{ kg} \rightarrow 0.13 \text{ kN}$						

### 2) 設計荷重

1) 建地設計用

- ・ 固定荷重 3.66 kN
- ・ 積載荷重 120 kg  $\rightarrow 1.18 \text{ kN}$

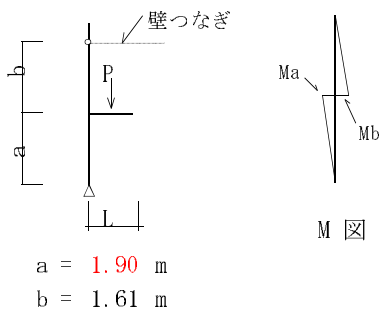
∴ 設計荷重は、4.84 kN

2) 曲げ算定用

- ・ 固定荷重 0.13 kN
- ・ 積載荷重 120 kg  $\rightarrow 1.18 \text{ kN}$

∴ 曲げ算定用は、1.30 kN

### 3) 応力算定



はね出し長さ  $L = 0.30 \text{ m}$   
 1段目壁つなぎの位置  $h = 3.51 \text{ m}$   
 曲げ算定用荷重  $P = 1.30 \text{ kN}$

$$\text{応力 曲げ } M = P \times (1/2 \times L) = 0.20 \text{ kNm}$$

$$RA = RB = M/h = 0.06 \text{ kN}$$

$$Mb = b/h \cdot M = 0.46M = 0.09 \text{ kNm}$$

$$Ma = a/h \cdot M = 0.54M = 0.11 \text{ kNm}$$

#### 許容座屈応力度の算定

部材	$\phi - 48.6 \times 2.4$	STK500	$F = 35.5 \text{ kN/cm}^2$
断面積	$A = 3.48 \text{ cm}^2$	断面二次モーメント	$I = 9.32 \text{ cm}^4$
断面二次半径	$i = 1.64 \text{ cm}$	断面係数	$Z = 3.83 \text{ cm}^3$
許容曲げ応力	$fb = 23.70 \text{ kN/cm}^2$	ヤング係数	$E = 21000 \text{ kN/cm}^2$
座屈長さ	$Lk = 351 \text{ cm}$		
細長比	$\lambda = Lk / i$		$= 214.6$
限界細長比	$\Lambda = \sqrt{3.14^2 \times 2.1 \times 10^4 / (0.6 \times F)}$		$= 98.6$
安全率	$v = 1.5 + 0.57 \times (\lambda / \Lambda)^2$		$= 4.20$

$$\text{許容座屈応力度 } fk = \frac{0.29}{(\lambda / \Lambda)^2} \times F = 2.17 \text{ kN/cm}^2$$

#### 断面算定

建地補強考慮 (1) 考慮する (2) 考慮しない 採用 (1) 建地補強考慮する

建地補強を考慮し各応力を1/2とする。	
軸力	$N = 4.84 \text{ kN} \quad 1/2N = 2.42 \text{ kN}$
曲げ	$M = 0.11 \text{ kNm} \quad 1/2M = 0.05 \text{ kNm}$
応力度	$\sigma k = 1/2N / A = 2.42 / 3.48 = 0.69 \text{ kN/cm}^2$
	$\sigma b = 1/2M / Z = 0.05 / 3.83 = 1.38 \text{ kN/cm}^2$
応力度比	$\sigma k / fk + \sigma b / fb = 0.32 + 0.06 = 0.38 < 1.0 \text{ [OK]}$

※足場天端から15.0m以下部分に建地補強を施す。

■ 上部：900枠 下部：単管ブラケット足場 の検討

[1] 重量算定

1) 足場概要 上部900枠 14段分の荷重を算出し検討を行う。

建枠1スパン当りの重量					
足場総段数	14段	落下養生段数	8段		
先行手摺工法	(1) 採用 (2) 不採用				
	採用 (2) 不採用				
建 枠	(1) 600枠 (2) 900枠 (3) 1200枠				
	採用 (2) 900枠				
朝 顔	(1) 朝顔 有り (2) 朝顔 無し (3) 簡易朝顔 有り				
	採用 (2) 朝顔 無し				

2) 部材自重(G)

名称	種類	一層当り	単位重量	1スパン当り	重量
建地	900枠	1	16.90	14 段	237
アンチ	W500	1	16.80	13 段	218
アンチ	W240	1	8.70	13 段	113
交差筋交	L=1800ﾌﾟﾚｽ	2	4.10	14 段	115
先行手摺工法	-	-	-	-	-
合計					683
14段 1スパン当りの重量		$G_a' = 683$ kg	→	6.70 kN	
支柱1本当りの重量		$G_a' / 2 = G_a = 341$ kg	→	3.35 kN	

落下養生等 前踏み側に考慮 (躯体側)

名称	種類	一層当り	単位重量	1スパン当り	重量
落下養生	1 ブラケット+ネット	1	6.00	8 段	48
下さん	鋼製 L=1800	-	-	-	-
幅木	杉材	1	3.50	13 段	46
					94
8段 1スパン当りの重量		$G_b = 94$ kg	→	0.92 kN	

朝顔等 後踏み側に考慮

名称	種類	一層当り	単位重量	1スパン当り	重量
朝顔	-	-	-	-	-
下さん	鋼製 L=1800	1	2.20	13 段	29
幅木	杉材	-	-	-	-
その他	シート・クランプ等	1	5.00	14 段	70
					99
1スパン当りの重量		$G_c = 99$ kg	→	0.97 kN	

部材自重合計

前踏み側 部材自重合計					
	$G_1 = G_a + G_b = 3.35 + 0.92 = 4.27$ kN				
後踏み側 部材自重合計					
	$G_2 = G_a + G_c = 3.35 + 0.97 = 4.32$ kN				

3) 積載荷重(P)

1スパンあたりの積載荷重を  $P_b = 370$  kg → 3.63 kN

2層重なることを考慮すると  $P_c = 740$  kg → 7.26 kN

足場積載荷重	$P_1 = P_c / 2 = 7.26 / 2 = 3.63$ kN
--------	--------------------------------------

4) 設計荷重

足場設計荷重：後踏み側	$N_1 = G_2 + P_1 = 4.32 + 3.63 = 7.94$ kN
-------------	---

↑ 下部単管ブラケット  
足場の検討に考慮する。

[2] 建柱の検討

900枠の許容荷重  $N_r = 4.35 \text{ ton} \rightarrow 42.66 \text{ kN}$   
建地1本当り  $1/2N_r = 21.33 \text{ kN}$

設計用軸力  $N_1 = 7.94 \text{ kN}$

$$N_r = 21.33 \text{ kN} > N_1 = 7.94 \text{ kN} \quad [\text{OK}] \quad N/N_r = 0.37$$

[3] 単管建地・建柱緊結部 自在クランプ個数の検討

id 2 自在クランプすべり耐力  $rN' = 350 \text{ kg} \rightarrow 3.43 \text{ kN}$   
クランプ数 3ヶ  $rN = 10.30 \text{ kN}$

クランプ検討用荷重  $N = 7.94 \text{ kN}$

$$\therefore rN = 10.30 \text{ kN} > N = 7.94 \text{ kN} \quad N/rN = 0.77 < 1.00 \quad [\text{OK}]$$

## ■ 単管ブラケット足場の検討

### 1) 足場概要

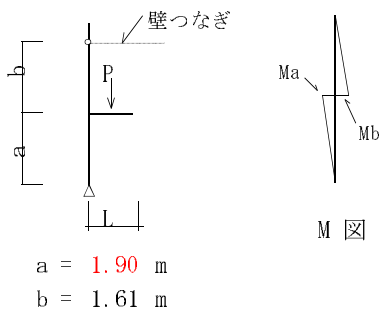
足場段数  $n = 4$  段 落下養生 0 段

部材自重算定						
名称	部材	単位重量	数量	1層当り	1スパン当り	各部重量合計
支柱	$\phi -48.6 \times 2.4$	4.64 kg	1	4.64 kg	4 段	19 kg
鋼製布板	2 鋼製 W240	8.70 kg	1	8.70 kg	3 段	26 kg
手摺	$\phi -48.6 \times 2.4$	4.10 kg	1	4.10 kg	4 段	16 kg
布材	BTP-35	4.20 kg	1	4.20 kg	4 段	17 kg
大筋交	$\phi -48.6 \times 2.4$	20.00 kg	-	- kg	-	20 kg
落下養生	ラッセルネット	- kg	-	- kg	-	- kg
その他	クランプ・シート等	5.00 kg	1	5.00 kg	4 段	20 kg
				□印の合計は、	合計	118 kg
最下部建地検討用						
∴1スパン 4段 当りの重量 $G = 118 \text{ kg} \rightarrow 1.16 \text{ kN}$						
各段曲げ算定用 (曲げ算定用重量は、□印数値の合計となる。)						
∴1スパン 1段 当りの重量 $G = 12.9 \text{ kg} \rightarrow 0.13 \text{ kN}$						

### 2) 設計荷重

1) 建地設計用	・ 固定荷重	1.16 kN	
		7.94 kN	← 固定荷重に上部900枠からの
	・ 積載荷重	120 kg $\rightarrow$ 1.18 kN	軸力(積載荷重込)を考慮する
		∴ 設計荷重は、	10.28 kN
2) 曲げ算定用	・ 固定荷重	0.13 kN	
	・ 積載荷重	120 kg $\rightarrow$ 1.18 kN	
		∴ 曲げ算定用は、	1.30 kN

### 3) 応力算定



はね出し長さ  $L = 0.30 \text{ m}$   
 1段目壁つなぎの位置  $h = 3.51 \text{ m}$   
 曲げ算定用荷重  $P = 1.30 \text{ kN}$

$$\text{応力 曲げ } M = P \times (1/2 \times L) = 0.20 \text{ kNm}$$

$$RA = RB = M/h = 0.06 \text{ kN}$$

$$Mb = b/h \cdot M = 0.46M = 0.09 \text{ kNm}$$

$$Ma = a/h \cdot M = 0.54M = 0.11 \text{ kNm}$$

#### 許容座屈応力度の算定

部材	$\phi - 48.6 \times 2.4$	STK500	$F = 35.5 \text{ KN/cm}^2$
断面積	$A = 3.48 \text{ cm}^2$	断面二次モーメント	$I = 9.32 \text{ cm}^4$
断面二次半径	$i = 1.64 \text{ cm}$	断面係数	$Z = 3.83 \text{ cm}^3$
許容曲げ応力	$fb = 23.70 \text{ kN/cm}^2$	ヤング係数	$E = 21000 \text{ kN/cm}^2$
座屈長さ	$Lk = 351 \text{ cm}$		
細長比	$\lambda = Lk / i$		$= 214.6$
限界細長比	$\Lambda = \sqrt{3.14^2 \times 2.1 \times 10^4 / (0.6 \times F)}$		$= 98.6$
安全率	$v = 1.5 + 0.57 \times (\lambda / \Lambda)^2$		$= 4.20$

$$\text{許容座屈応力度 } fk = \frac{0.29}{(\lambda / \Lambda)^2} \times F = 2.17 \text{ kN/cm}^2$$

#### 断面算定

建地補強考慮 (1)考慮する (2)考慮しない 採用 (1) 建地補強考慮する

建地補強を考慮し各応力を1/2とする。	
軸力	$N = 10.28 \text{ kN} \quad 1/2N = 5.14 \text{ kN}$
曲げ	$M = 0.11 \text{ kNm} \quad 1/2M = 0.05 \text{ kNm}$
応力度	$\sigma k = 1/2N / A = 5.14 / 3.48 = 1.48 \text{ kN/cm}^2$
	$\sigma b = 1/2M / Z = 0.05 / 3.83 = 1.38 \text{ kN/cm}^2$
応力度比	$\sigma k / fk + \sigma b / fb = 0.68 + 0.06 = 0.74 < 1.0 \text{ [OK]}$



■ 枠組による跳ね出し足場 ※ 外部階段コーナー部

1) 足場概要

建枠1スパン当りの重量					
足場総段数	18段	落下養生段数	10段		
先行手摺工法	(1) 採用 (2) 不採用				
	採用 (2) 不採用				
建 枠	(1) 600枠 (2) 900枠 (3) 1200枠				
	採用 (2) 900枠				
朝 顔	(1) 朝顔 有り (2) 朝顔 無し (3) 簡易朝顔 有り				
	採用 (2) 朝顔 無し				

2) 部材自重(G)

名称	種類	一層当り	単位重量	1スパン当り	重量
建地	900枠	1	16.90	18 段	304
アンチ	W500	1	16.80	17 段	286
アンチ	W240	1	8.70	17 段	148
交差筋交	L=1800 <sup>φ</sup> レス	2	4.10	18 段	148
先行手摺工法	-	-	-	-	-
合計					885
18段 1スパン当りの重量		Ga' = 885 kg		→	8.68 kN
支柱1本当りの重量		Ga' / 2 = Ga = 443 kg		→	4.34 kN

落下養生等 前踏み側に考慮 (躯体側)

名称	種類	一層当り	単位重量	1スパン当り	重量
落下養生	伸縮ブ <sup>ラ</sup> ケット+ネット	1	6.00	10 段	60
下さん	SB-18 L=1800	-	2.20	17 段	-
幅木	杉材	1	3.50	17 段	60
					120
10段 1スパン当りの重量		Gb = 120 kg		→	1.17 kN

朝顔等 後踏み側に考慮

名称	種類	一層当り	単位重量	1スパン当り	重量
朝顔無し	-	-	-	-	-
下さん	SB-18 L=1800	1	2.20	17 段	37
幅木	杉材	-	-	-	-
その他	シート・クランプ等	1	5.00	18 段	90
					127
1スパン当りの重量		Gc = 127 kg		→	1.25 kN

部材自重合計

前踏み側 部材自重合計					
	$G1 = Ga + Gb = 4.34 + 1.17 = 5.51 \text{ kN}$				
後踏み側 部材自重合計					
	$G2 = Ga + Gc = 4.34 + 1.25 = 5.59 \text{ kN}$				
	$G2 = Ga + Gc = 4.34 + 1.25 = 5.59 \text{ kN}$				

3) 積載荷重(P)

1スパンあたりの積載荷重  $P_b = 370 \text{ kg} \rightarrow 3.63 \text{ kN}$   
 2層重なることを考慮すると  $P_c = 740 \text{ kg} \rightarrow 7.26 \text{ kN}$

足場一般部	$P = P_c / 2 = 7.26 / 2 = 3.63 \text{ kN}$
-------	--

4) 設計荷重

設計荷重	前踏み側	$N1 = G1 + P = 5.51 + 3.63 = 9.14 \text{ kN}$
	後踏み側	$N2 = G2 + P = 5.59 + 3.63 = 9.22 \text{ kN}$
	合計	$N = N1 + N2 = 9.14 + 9.22 = 18.36 \text{ kN}$

5) 杵組ブレースの検討

1, 杵組ブレースの負担荷重

設計荷重  $P = 18.36 \text{ kN}$   
ブレース角度  $\theta = 43.0^\circ \rightarrow 0.75 \text{ rad}$

$$\text{軸力 } T = 18.36 / \sin 43.0^\circ = 26.92 \text{ kN}$$

2, 杵組ブレースの耐力

使用部材断面性能  $\phi - 21.70 \times 2.00$  SS400  
断面積  $A' = 1.24 \text{ cm}^2$   
接合部断面欠損  $\alpha = 50\%$   
 $A = 1.24 \times 50\% = 0.62 \text{ cm}^2$

許容引張応力  $f_t = 15.70 \text{ kN/cm}^2$  杵組ブレース本数 **4** 本

杵組みブレースの引張耐力

$$rT = A \times f_t = 0.62 \times 4 \text{本} \times 15.70 = 38.87 \text{ kN}$$

3, 杵組ブレースの断面検討

軸力  $T = 26.92 \text{ kN}$

$$\therefore rT = 38.87 \text{ kN} > T = 26.92 \text{ kN} \quad \therefore rT/T = 0.69 < 1.00 \text{ [OK]}$$

$\therefore$  杵組み足場のブレースが4本入っていれば荷重を安全に建地へと伝達出来る。  
また安全を考慮して計算外で方杖を設置する。

6) 最下部建地の検討

900枠の許容荷重  $N_r = 4.35 \text{ ton} \rightarrow 42.66 \text{ kN}$

設計用軸力  $N = 18.36 \text{ kN}$  1スパン跳ね出しのため荷重を1.50倍して検討する。

$$\Sigma N = 18.36 \times 1.50 = 27.54 \text{ kN}$$

$$N_r = 42.66 \text{ kN} > N_1 = 27.54 \text{ kN} \text{ [OK]} \quad N/N_r = 0.65$$