

単管足場の構造計算書（出力例）

1. 設計条件

現場名	〇〇急傾斜地崩壊防止工事
ケース名	グラウンドアンカー工事 A地区
備考	

設計条件

項目	記号	単位	数値	
削孔機荷重条件				
削孔機名称			〇〇-L38	
削孔機自重	W_1	kN	16.0	
削孔機本体長	L_1	m	2.0	
削孔機本体幅	B_1	m	1.2	
フィード圧	P	kN	2.0	
削孔角度	α	度	20.0	
衝撃係数	Sc		1.2	
荷重	その他の荷重1（考慮せず）	kN	0.0	
	その他の荷重2（考慮せず）	kN	0.0	
油圧ユニット荷重条件				
条件	油圧ユニット自重	W_2	kN	1.0
	油圧ユニット本体長	L_2	m	1.0
	油圧ユニット本体幅	B_2	m	1.0
	その他の荷重1（考慮せず）	kN	0.0	
	その他の荷重2（考慮せず）	kN	0.0	
	その他の荷重条件			
	足場板自重	W_3	kN/m ²	0.5
	その他の荷重1（考慮せず）	kN/m ²	0.0	
	その他の荷重2（考慮せず）	kN/m ²	0.0	
	その他の荷重3（考慮せず）	kN/m ²	0.0	

項目		記号	単位	数値
建地	建地間隔	l_a	m	1.0
	腕木間隔	l_b	m	0.500
腕木	布地間隔	l_c	m	1.0
布地の検討条件	弾性係数	E	N/mm ²	2.1×10^5
	ジョイントの低減係数	K		0.75
	ジョイントの安全率	F		2.5
	クランプ1ヶの許容伝達応力	σ_{ta}	kN	3.0
足場形状	1段当りの足場間隔	h_s	m	1.0
	足場段数	n_s	段	5
	総足場高	H_s	m	5.0
筋かい 足場板の検討条件	足場板の許容曲げ応力度	σ_{bb}	N/mm ²	16.5
	足場板の許容せん断応力度	σ_{sb}	N/mm ²	0.7
	足場板長	l_p	mm	4000
	足場板幅	b_p	mm	240
	足場板高	h_p	mm	28
	足場板枚数(布地1スパン当り)	n_p	枚	4
	筋かい幅	b_a	m	3.0
	筋かい長	h_a	m	3.0
	筋かい角度	θ	度	45.0
	地震時水平震度係数	L_q		0.20

計算結果

検討項目		記号	単位	数値	判定
建地	建地1本あたりの荷重	P	(kN)	10.000 < 13.236	O.K.
腕木	曲げ応力度	σ_{bp}	(N/mm ²)	139.198 < 140	O.K.
	せん断応力度	σ_{sp}	(N/mm ²)	6.010 < 80	O.K.
	たわみ量	δ_c	(mm)	2.842 < 5	O.K.
布地	曲げ応力度	σ_{bc}	(N/mm ²)	139.198 < 140	O.K.
	せん断応力度	σ_{sc}	(N/mm ²)	6.010 < 80	O.K.
足場板	曲げ応力度	σ_{bs}	(N/mm ²)	4.974 < 16.500	O.K.
	せん断応力度	σ_{ss}	(N/mm ²)	0.093 < 0.700	O.K.

総合判定

以上の結果、この単管足場は安定である。

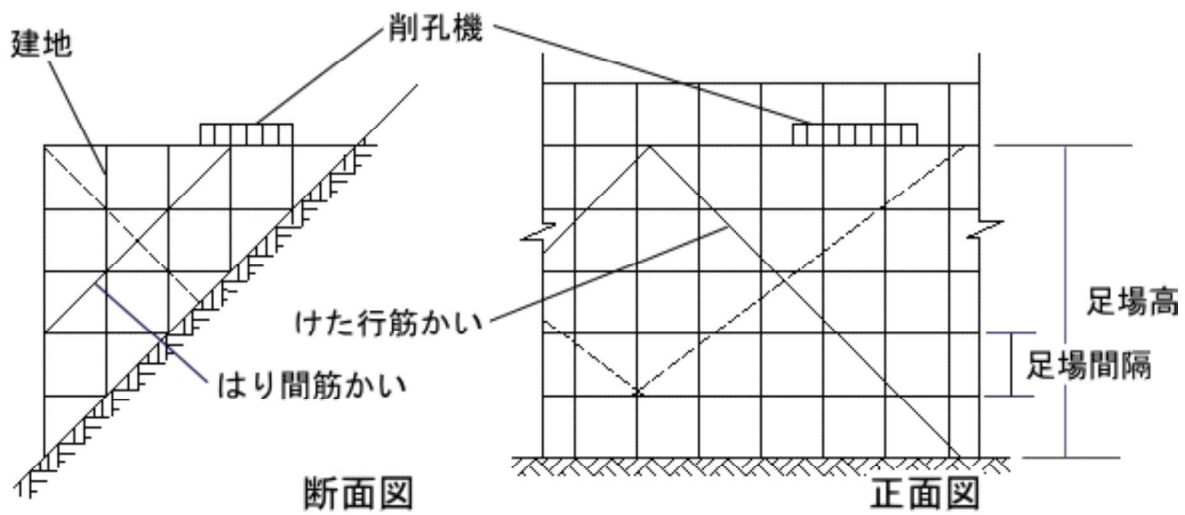


図1 足場架設図

(1) 荷 重

〈削孔機について〉

・ 削孔機の重量

削孔機の重量	16.0	
その他の荷重1の重量	0.0	
+ その他の荷重2の重量	0.0	
削孔機重量の小計	16.0	(kN)

削孔機の上載荷重 (A) 8.0 (kN/m²) となる。

〈油圧ユニットについて〉

・ 油圧ユニットの重量

油圧ユニットの重量	1.0	
その他の荷重1の重量	0.0	
+ その他の荷重2の重量	0.0	
油圧ユニット重量小計	1.0	(kN)

油圧ユニットの上載荷重 (B) 1.0 (kN/m²) となる。

〈その他の荷重について〉

足場板自重	0.5	
その他の荷重1	0.0	
その他の荷重2	0.0	
+ その他の荷重3	0.0	
その他の荷重小計 (C)	0.5	(kN/m ²)

$$\begin{aligned}
 \text{上載荷重合計 } W &= (A) + (B) + (C) \\
 &= 8.0 + 1.0 + 0.5 \\
 &= 9.5 \quad (\text{kN/m}^2) \\
 &\approx 10 \quad (\text{kN/m}^2)
 \end{aligned}$$

〈上載荷重の算定式〉

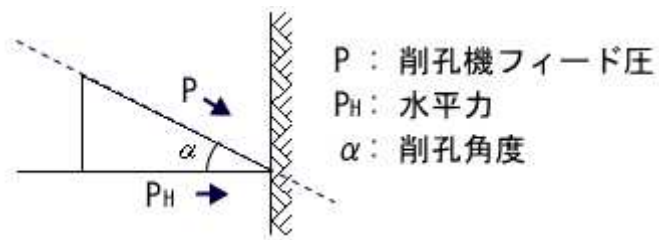
- ・ 削孔機の上載荷重算定式

$$\text{削孔機の上載荷重} = Sc \times W_1 / (B_1 \times L_1)$$

- ・ 油圧ユニットの上載荷重算定式

$$\text{油圧ユニットの上載荷重} = W_2 / (B_2 \times L_2)$$

水平力 P_H は



削孔機フィード圧を $P = 2.0$ (kN) とすると

$$\begin{aligned}
 P_H &= P \times \cos\alpha \\
 &= 2.0 \times \cos 20.0^\circ \cong 2 \quad (\text{kN})
 \end{aligned}$$

(2) 建地の検討

許容応力度 (STK41)

引張り許容応力度	:	$F_1 = 240$	(N/mm^2)
圧縮許容応力度	:	$F_c = 160$	(N/mm^2)
曲げ許容応力度	:	$F_b = 140$	(N/mm^2)
せん断許容応力度	:	$F_s = 80$	(N/mm^2)

断面性能

断面積	:	$A = 416$	(mm^2)
断面二次モーメント	:	$I = 109100$	(mm^4)
断面係数	:	$Z = 4490$	(mm^3)
断面二次半径	:	$i = 16.2$	(mm)
弾性係数	:	$E = 2.1 \times 10^5$	(N/mm^2)

座屈長 $L = 1.00$ (m) = 1000 (mm) (1段当りの足場間隔) であるから

$$\lambda = \frac{L}{i} = \frac{1000}{16.2} = 62 < 100$$

許容座屈応力

$$F_k = \frac{1}{\omega_o} \times F_b \quad \omega_o = 1.32 \quad (\text{表1-1より})$$

$$= \frac{1}{1.32} \times 140 = 106.061 \quad (\text{N}/\text{mm}^2)$$

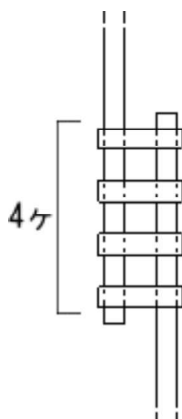
ジョイントの低減係数 $K = 0.75$ (座屈間に1ヶ所)安全率 $F = 2.5$ とすると

$$\begin{aligned} \text{許容耐力} &: F_k \times A \times K / F = 106.061 \times 416 \times 0.75 / 2.5 \\ &= 13236.413 \quad (\text{N}) \\ &= 13.236 \quad (\text{kN}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{建地一本あたりの荷重 } P &: P = W \times \ell_a \times \ell_c = 10 \times 1.0 \times 1.0 \\ &= 10.00 \quad (\text{kN}) < 13.236 \quad (\text{kN}) \dots \text{ O.K.} \end{aligned}$$

建地連結クランプ箇數

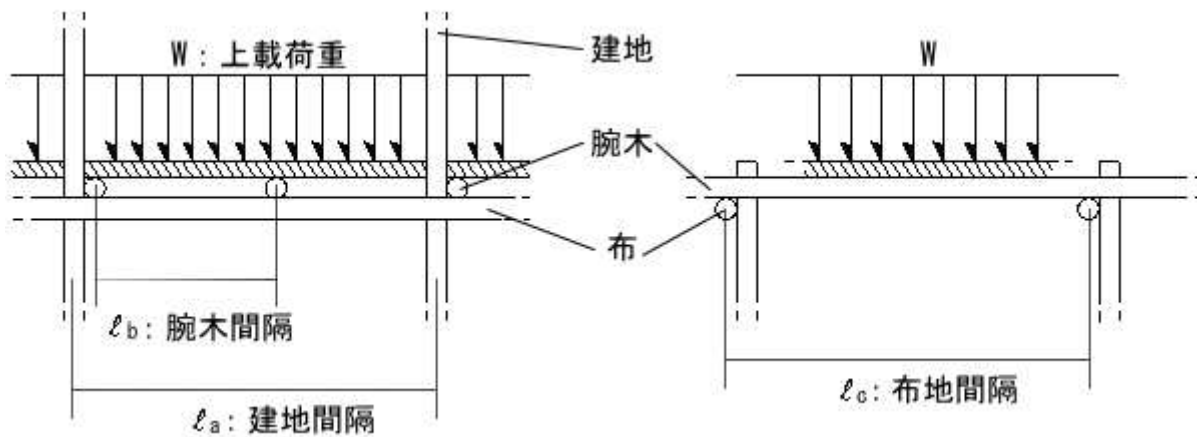
クランプ1ヶの許容伝達応力を 3.0 (kN) とすると、建地と建地の連結 (自在クランプ) には 4ヶ以上必要となる。



また、建地への布地と腕木の連結は、上図のように建地を1本添えて

4ヶ以上連結する。

(3) 腕木、布地の検討



3-1. 腕木の検討

腕木 1 本当りの荷重 W_A は

$$W_A = W \times \ell_b = 10 \times 0.500 = 5.000 \quad (\text{kN/m})$$

最大曲げモーメント M_{\max}

$$M_{\max} = \frac{1}{8} \times W_A \times \ell_c^2$$

$$= \frac{1}{8} \times 5.000 \times 1.0^2$$

$$= 0.625 \quad (\text{kN} \cdot \text{m}) = 0.625 \times 10^6 \quad (\text{N} \cdot \text{mm})$$

$$\frac{M}{Z} = \frac{0.625 \times 10^6}{4490} = 139.198 \quad (\text{N/mm}^2) < F_b = 140 \quad (\text{N/mm}^2) \dots \text{O.K.}$$

最大せん断力 S_{\max}

$$S_{\max} = \frac{1}{2} \times W_A \times \ell_c$$

$$= \frac{1}{2} \times 5.000 \times 1.0$$

$$= 2.500 \quad (\text{kN}) = 2.500 \times 10^3 \quad (\text{N})$$

$$\frac{S}{A} = \frac{2.500 \times 10^3}{416} = 6.010 \quad (\text{N/mm}^2) < F_s = 80 \quad (\text{N/mm}^2) \dots \text{O.K.}$$

たわみ量 δ_c

$$l_c = 1.0 \text{ (m)} = 1.0 \times 10^3 \text{ (mm)}$$

$$\delta_c = \frac{5 W_A l_c^4}{384 EI} = \frac{5 \times 5.000 \times 1000^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 109100} \quad (\text{たわみ角法公式})$$

$$= 2.842 \text{ (mm)} < 5 \text{ (mm)} \dots \mathbf{O.K.}$$

腕木の検討結果

応力度の照査		記号	単位	数値	判定
曲	げ 応 力 度	σ_{bp}	(N/mm ²)	139.198 < 140	O.K.
せ	ん 断 応 力 度	σ_{sp}	(N/mm ²)	6.010 < 80	O.K.
た	わ み 量	δ_c	(mm)	2.842 < 5	O.K.

3-2. 布地の検討

布地一本当りの荷重 W_B は等分布荷重とする。

$$W_B = \frac{W}{2} \times \ell_c = \frac{1}{2} \times 10 \times 1.0 = 5.00 \quad (\text{kN/m})$$

最大曲げモーメント

$$\begin{aligned} M_{\max} &= \frac{1}{8} \times W_B \times \ell_a^2 \\ &= \frac{1}{8} \times 5.00 \times 1.0^2 \\ &= 0.625 \quad (\text{kN} \cdot \text{m}) = 0.625 \times 10^6 \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \end{aligned}$$

$$\frac{M}{Z} = \frac{0.625 \times 10^6}{4490} = 139.198 \quad (\text{N/mm}^2) < F_b = 140 \quad (\text{N/mm}^2) \dots \text{O.K.}$$

最大せん断力 S_{\max}

$$\begin{aligned} S_{\max} &= \frac{1}{2} \times W_B \times \ell_a \\ &= \frac{1}{2} \times 5.00 \times 1.0 \\ &= 2.500 \quad (\text{kN}) = 2.500 \times 10^3 \quad (\text{N}) \end{aligned}$$

$$\frac{S}{A} = \frac{2.500 \times 10^3}{416} = 6.010 \quad (\text{N/mm}^2) < F_s = 80 \quad (\text{N/mm}^2) \dots \text{O.K.}$$

布地の検討結果

応力度の照査		記号	単位	数値	判定
曲	げ 応 力 度	σ_{bc}	(N/mm ²)	139.198 < 140	O.K.
せ	ん 断 応 力 度	σ_{sc}	(N/mm ²)	6.010 < 80	O.K.

(4) 足場板の検討

足場板の許容曲げ応力度

$$\sigma_{bb} = 16.5 \quad (\text{N/mm}^2)$$

$$\text{断面係数 } (b_p \times h_p \times \ell_p = 240 \text{ (mm)} \times 28 \text{ (mm)} \times 4000 \text{ (mm)})$$

$$z = \frac{b_p \times h_p^2}{6}$$

$$= \frac{240 \times 28^2}{6} = 31360.000 \text{ (mm}^3)$$

断面積

$$A = b_p \times h_p = 240 \times 28 = 6720 \text{ (mm}^2)$$

足場板 1 枚当り荷重 W_s は、布地 1.0m 当り足場板を 4 枚敷くとして、梁中央に集中荷重が作用した安全側の状態で検討する。

荷 重

$$W_s = W \times \ell_b \times \frac{\ell_c}{n_p} = 10 \times 0.500 \times \frac{1.0}{4} = 1.250 \text{ (kN)}$$

最大曲げモーメント

$$M_{\max} = \frac{1}{4} W_s \times \ell_b$$

$$= \frac{1}{4} \times 1.250 \times 0.500$$

$$= 0.156 \text{ (kN} \cdot \text{m)} = 0.156 \times 10^6 \text{ (N} \cdot \text{mm)}$$

$$\frac{M}{Z} = \frac{0.156 \times 10^6}{31360} = 4.974 \text{ (N/mm}^2) < \sigma_{bb} = 16.5 \text{ (N/mm}^2) \dots \text{O.K.}$$

最大せん断力 S_{\max}

$$S_{\max} = \frac{1}{2} \times W_s$$

$$= \frac{1}{2} \times 1.250$$

$$= 0.625 \text{ (kN)} = 0.625 \times 10^3 \text{ (N)}$$

$$\frac{S}{A} = \frac{0.625 \times 10^3}{6720} = 0.093 \text{ (N/mm}^2) < \sigma_{sb} = 0.7 \text{ (N/mm}^2) \dots \text{O.K.}$$

足場板の検討結果

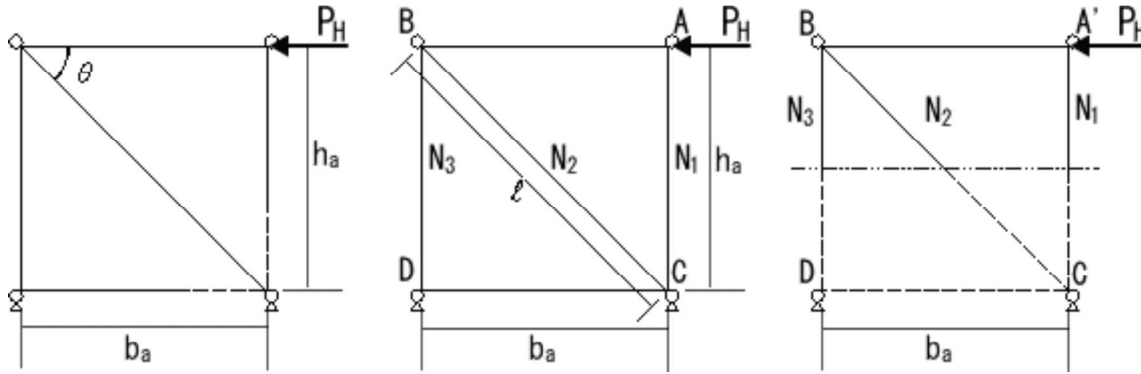
応力度の照査		記号	単位	数値	判定
曲	げ 応 力 度	σ_{bs}	(N/mm ²)	4.974 < 16.500	0.K.
せ	ん 断 応 力 度	σ_{ss}	(N/mm ²)	0.093 < 0.700	0.K.

(5) 筋かいの検討

(1) 平常時

桁筋かいは、 45.0° 内外の方向に掛け渡し、建地または布地に緊結する。
 梁間方向の筋かいは、圧縮および引張筋かいを各建地ごとに1本入れる。この場合の耐力は建地または布地と筋かいを緊結するクランプのすべりによって決める。

水平荷重 $P_H = 2$ (kN)



リッター法の切断法(断面法)で解く。

各接点をA、B、C、D各材にはたらく力を N_1 、 N_2 、 N_3 とし、その向きを上図のように仮定する。

B点に関するモーメントの釣合条件 $\sum M_B = 0$ から $N_1 = 0$

C点に関するモーメントの釣合条件 $\sum M_C = 0$ から

$$P_H \times h_a - N_3 \times b_a = 0$$

$$\therefore N_3 = P_H \times h_a / b_a$$

水平方向の力の釣合条件 $\sum X = 0$ から

$$P_H \times N_2 \times \cos\theta = 0$$

$$\therefore N_2 = P_H / \cos\theta$$

$$N_1 = 0$$

$$N_2 = 2 / \cos 45.0^\circ = 2.828 \text{ (kN)}$$

$$N_3 = 2 \times 3.0 / 3.0 = 2.000 \text{ (kN)}$$

よってクランプ数は $2.828 / 3.0 \approx 1$ ケとなるので、中間建地および布地も含め、少なくとも 1 ケ以上連結する。

(2) 地震時

桁筋かいについては、地震力について検討する。

地震時水平荷重

$$P_E = L_q \times W_1 \\ = 0.20 \times 16.0 = 3.200 \text{ (kN)}$$

とすると、削孔機下付近では、

$$b_a = 3.0 \text{ (m)}, h_a = 3.0 \text{ (m)}, \theta = 45.0^\circ \text{ とすると}$$

$$N_2 = 3.200 / \cos 45.0^\circ = 4.525 \text{ (kN)}$$

$$N_3 = 3.200 \times 3.0 / 3.0 = 3.200 \text{ (kN)}$$

よって、自在クランプ 2 個以上で緊結すれば十分である。

よってクランプ数は $4.525 / 3.0 \approx 2$ ケとなるので、中間建地および布地も含め、少なくとも 2 ケ以上連結する必要がある、地震時においても桁行筋かいは十分安全である。

(以上、建築、土木工事安全管理施工基準便覧“社団法人 中央労働基準協会”による。)

(6) 座屈係数

JIS G 3101(一般構造用圧延鋼材)に定める 1種及び2種の規格に適合する鋼材、JIS G 3106(溶接構造用圧延鋼材)に定める1種の規格に適合する鋼材、JIS G 3444(一般構造用炭素鋼鋼管)に定める1種の規格に適合する鋼材の許容座屈応力の値の計算に用いる座屈係数の値

座屈係数

λ	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
20	1.04	1.04	1.04	1.05	1.05	1.06	1.06	1.07	1.07	1.08
30	1.08	1.09	1.09	1.10	1.10	1.11	1.11	1.12	1.13	1.13
40	1.14	1.14	1.15	1.16	1.16	1.17	1.18	1.19	1.19	1.20
50	1.21	1.22	1.23	1.23	1.24	1.25	1.26	1.27	1.28	1.29
60	1.30	1.31	1.32	1.33	1.34	1.35	1.36	1.37	1.39	1.40
70	1.41	1.42	1.44	1.45	1.46	1.48	1.49	1.50	1.52	1.53
80	1.55	1.56	1.58	1.59	1.61	1.62	1.64	1.66	1.68	1.69
90	1.71	1.73	1.74	1.76	1.78	1.80	1.82	1.84	1.86	1.88
100	1.90	1.92	1.94	1.96	1.98	2.00	2.02	2.05	2.07	2.09
110	2.11	2.14	2.16	2.18	2.21	2.23	2.27	2.31	2.35	2.39
120	2.43	2.47	2.51	2.55	2.60	2.64	2.68	2.72	2.77	2.81
130	2.85	2.90	2.94	2.99	3.03	3.08	3.12	3.17	3.22	3.26
140	3.31	3.36	3.41	3.45	3.50	3.55	3.60	3.65	3.70	3.75
150	3.80	3.85	3.90	3.95	4.00	4.06	4.11	4.16	4.22	4.27
160	4.32	4.38	4.43	4.49	4.54	4.60	4.65	4.71	4.77	4.82
170	4.88	4.94	5.00	5.05	5.11	5.17	5.23	5.29	5.35	5.41
180	5.47	5.53	5.59	5.66	5.72	5.78	5.84	5.91	5.97	6.03
190	6.10	6.16	6.23	6.29	6.39	6.42	6.49	6.55	6.62	6.69
200	6.75									

(表 1-1)

備考 λ は、有効細長比を表す。