

# 単管足場の構造計算書

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
荷重条件	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	$\alpha$	度	20.0
	衝撃係数	$S_c$		1.2
	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			
	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 <sup>2</sup>	0.5
その他の荷重1 (考慮せず)		kN/m <sup>2</sup>	0.0	
その他の荷重2 (考慮せず)		kN/m <sup>2</sup>	0.0	
その他の荷重3 (考慮せず)		kN/m <sup>2</sup>	0.0	
項目		記号	単位	数値
建地、腕木、布地の検討条件	単管種類			STK500
	建地間隔	$l_a$	m	1.0
	腕木間隔	$l_b$	m	0.500
	布地間隔	$l_c$	m	1.0
	弾性係数	$E$	N/mm <sup>2</sup>	$2.1 \times 10^5$
	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	$\sigma_{ta}$	kN	3.0

項目		記号	単位	数値
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
項目		記号	単位	数値
筋かい、足場板の検討条件	足場板の許容曲げ応力度	$\sigma_{bb}$	N/mm <sup>2</sup>	16.2
	足場板の許容せん断応力度	$\sigma_{sb}$	N/mm <sup>2</sup>	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	$\theta$	度	45.0
	地震時水平震度係数	$L_q$		0.20

<計算結果>

項目		記号	単位	数値	判定
建地	建地1本当りの荷重	$P$	kN	10.000 < 14.068	O.K.
	腕木	曲げ応力度	$\sigma_{bp}$	N/mm <sup>2</sup>	163.185 < 190
	せん断応力度	$\sigma_{sp}$	N/mm <sup>2</sup>	7.184 < 120	O.K.
	たわみ量	$\delta_c$	mm	3.326 < 5	O.K.
布地	曲げ応力度	$\sigma_{bc}$	N/mm <sup>2</sup>	163.185 < 190	O.K.
	せん断応力度	$\sigma_{sc}$	N/mm <sup>2</sup>	7.184 < 120	O.K.
足場板	曲げ応力度	$\sigma_{bs}$	N/mm <sup>2</sup>	4.974 < 16.2	O.K.
	せん断応力度	$\sigma_{ss}$	N/mm <sup>2</sup>	0.093 < 0.7	O.K.

<総合判定>

以上の結果、この単管足場は安定である。

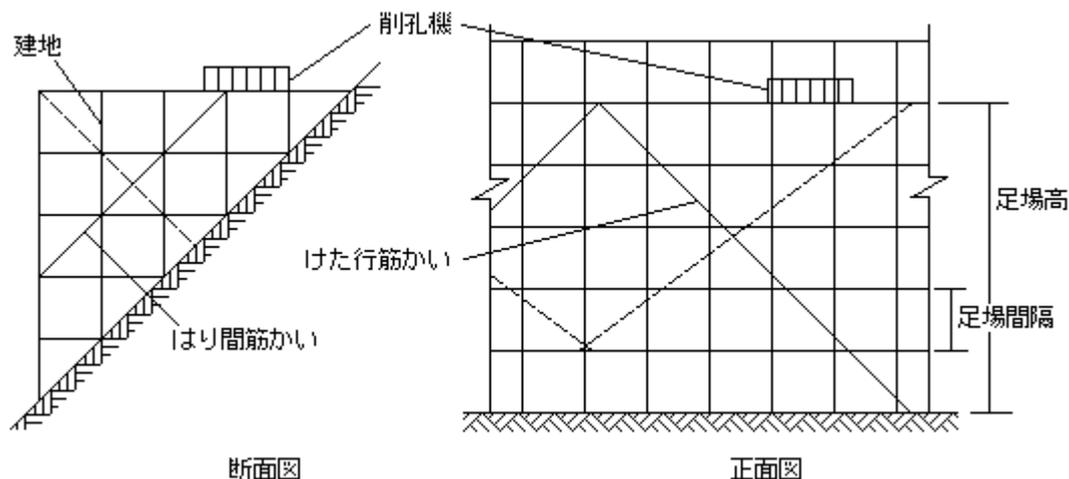


図1 足場架設図

## (1) 荷重

### <削孔機について>

削孔機の重量  $\sum W(A)$

	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
			<hr/>
	削孔機重量の小計	...	16.0 [kN]

削孔機の上乗荷重  $W(A)$

$$\begin{aligned}W(A) &= S_c \times \sum W(A) / (B_1 \times L_1) \\ &= 1.2 \times 16.0 / (1.2 \times 2.0) \\ &= 8.0 \text{ [kN/m}^2\text{]}\end{aligned}$$

### <油圧ユニットについて>

油圧ユニット重量  $\sum W(B)$

	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
			<hr/>
	油圧ユニットの重量の小計	...	1.0 [kN]

油圧ユニットの上乗荷重  $W(B)$

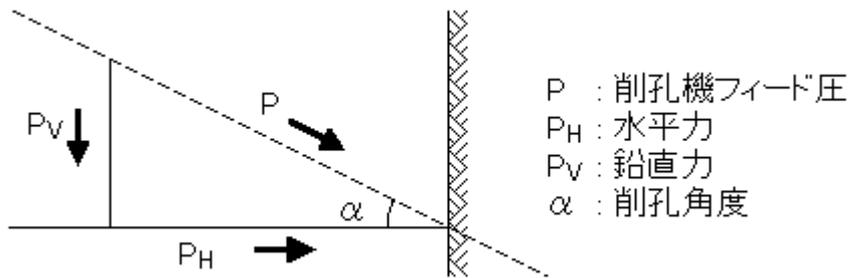
$$\begin{aligned}W(B) &= \sum W(B) / (B_2 \times L_2) \\ &= 1.0 / (1.0 \times 1.0) \\ &= 1.0 \text{ [kN/m}^2\text{]}\end{aligned}$$

### <その他の荷重について>

その他の総荷重  $W(C)$

	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
			<hr/>
	その他の荷重小計(C)	...	0.5 [kN/m <sup>2</sup> ]

<削孔機のフィード圧について>



削孔機のフィード圧鉛直分力

$$\begin{aligned} P_V &= P \times \sin(\alpha) \\ &= 2.0 \times \sin(20.0^\circ) \\ &= 2.0 \times 0.34 \\ &= 0.7 \text{ [kN]} \end{aligned}$$

削孔機のフィード圧水平分力

$$\begin{aligned} P_H &= P \times \cos(\alpha) \\ &= 2.0 \times \cos(20.0^\circ) \\ &= 2.0 \times 0.94 \\ &= 1.9 \text{ [kN]} \end{aligned}$$

削孔機のフィード圧の等分布荷重は考慮しない。(  $W(D) = 0 \text{ [kN/m}^2\text{]}$  )

上載荷重合計  $W$

$$\begin{aligned} W &= W(A) + W(B) + W(C) + W(D) \\ &= 8.0 + 1.0 + 0.5 + 0 \\ &= 9.5 \text{ [kN/m}^2\text{]} \\ &\approx 10 \text{ [kN/m}^2\text{]} \end{aligned}$$

## (2) 建地の検討

### <許容応力度 (STK500) >

引張り許容応力度	: $F_t$	=	240	[N/mm <sup>2</sup> ]
圧縮許容応力度	: $F_c$	=	240	[N/mm <sup>2</sup> ]
曲げ許容応力度	: $F_b$	=	190	[N/mm <sup>2</sup> ]
せん断許容応力度	: $F_s$	=	120	[N/mm <sup>2</sup> ]

### <断面性能 (STK500) >

断面積	: $A$	=	348	[mm <sup>2</sup> ]
断面二次モーメント	: $I$	=	93200	[mm <sup>4</sup> ]
断面係数	: $Z$	=	3830	[mm <sup>3</sup> ]
断面二次半径	: $i$	=	16.4	[mm]
弾性係数	: $E$	=	2.1	$\times 10^5$ [N/mm <sup>2</sup> ]

座屈長  $L = 1.00$  [m] = 1000 [mm] (1段当たりの足場間隔) であるから、有効細長比

$$\lambda = \frac{L}{i} = \frac{1000}{16.4} = 61 < 100$$

許容座屈応力

$$\begin{aligned} F_k &= \frac{1}{\omega_0} \times F_b \quad \text{※}\omega_0 = 1.41(\text{表1-1より}) \\ &= \frac{1}{1.41} \times 190 = 134.752 \text{ [N/mm}^2\text{]} \end{aligned}$$

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、許容耐力

$$\begin{aligned} P_a &= F_k \times A \times K / F \\ &= 134.752 \times 348 \times 0.75 / 2.5 \\ &= 14068.109 \text{ [N]} \\ &= 14.068 \text{ [kN]} \end{aligned}$$

建地1本当たりの荷重

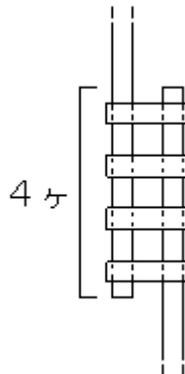
$$\begin{aligned} P &= W \times l_a \times l_c \\ &= 10 \times 1.0 \times 1.0 \\ &= 10.000 \text{ [kN]} < 14.068 \text{ [kN]} \dots O.K. \end{aligned}$$

### <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) に必要な個所数は

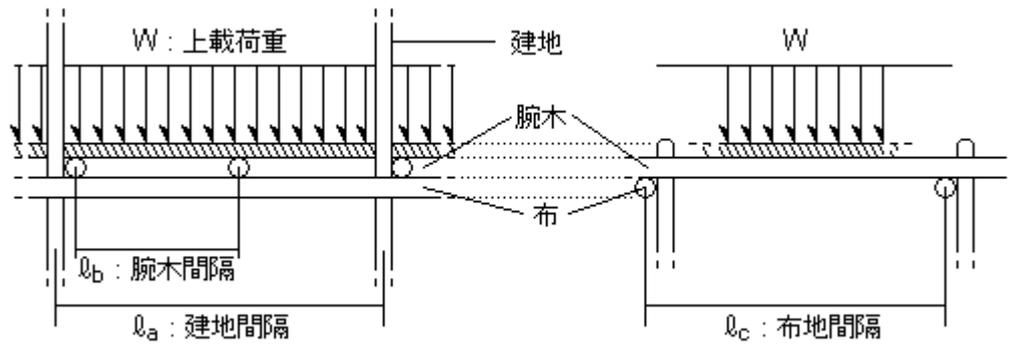
$$\frac{P}{\sigma_{ta}} = \frac{10.000}{3.0} = 3.3 \rightarrow 4 \text{ [ヶ所]}$$

よって、建地と建地の連結 (自在クランプ) には4ヶ所以上必要となる。



また、建地への布地と腕木の連結は、建地を1本添えて3ヶ以上連結する。

### (3) 腕木、布地の検討



#### <腕木の検討>

腕木 1 本当りの荷重  $W_A$  は

$$W_A = W \times l_b = 10 \times 0.500 = 5.000 \text{ [kN/m]}$$

最大曲げモーメント  $M_{max}$

$$\begin{aligned} M_{max} &= \frac{1}{8} \times W_A \times l_c^2 \\ &= \frac{1}{8} \times 5.000 \times (1.0)^2 \\ &= 0.625 \text{ [kN} \cdot \text{m]} = 0.625 \times 10^6 \text{ [N} \cdot \text{mm]} \end{aligned}$$

曲げ応力度  $\sigma_{bp}$

$$\sigma_{bp} = \frac{M}{Z} = \frac{0.625 \times 10^6}{3830} = 163.185 \text{ [N/mm}^2\text{]} < F_b = 190 \text{ [N/mm}^2\text{]} \dots O.K.$$

最大せん断力  $S_{max}$

$$\begin{aligned} S_{max} &= \frac{1}{2} \times W_A \times l_c \\ &= \frac{1}{2} \times 5.000 \times 1.0 \\ &= 2.500 \text{ [kN]} = 2.500 \times 10^3 \text{ [N]} \end{aligned}$$

せん断応力度  $\sigma_{sp}$

$$\sigma_{sp} = \frac{S}{A} = \frac{2.500 \times 10^3}{348} = 7.184 \text{ [N/mm}^2\text{]} < F_s = 120 \text{ [N/mm}^2\text{]} \dots O.K.$$

たわみ量  $\delta_c$

$$\begin{aligned} l_c &= 1.0 \text{ [m]} = 1.0 \times 10^3 \text{ [mm]} \\ \delta_c &= \frac{5W_A l_c^4}{384EI} = \times \frac{5 \times 5.000 \times (1.0 \times 10^3)^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 93200} \text{ (たわみ角法公式)} \\ &= 3.326 \text{ [mm]} < 5 \text{ [mm]} \dots O.K. \end{aligned}$$

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	$\sigma_{bp}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	163.185 < 190	O.K.
せん断応力度	$\sigma_{sp}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	7.184 < 120	O.K.
たわみ量	$\delta_c$	[mm]	3.326 < 5	O.K.

## <布地の検討>

布地1本当りの荷重  $W_B$  は等分布荷重とする。

$$W_B = \frac{W}{2} \times \ell_c = \frac{10}{2} \times 1.0 = 5.00 \text{ [kN/m]}$$

最大曲げモーメント  $M_{max}$

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

曲げ応力度  $\sigma_{bc}$

$$\sigma_{bc} = \frac{M}{Z} = \frac{0.625 \times 10^6}{3830} = 163.185 \text{ [N/mm}^2\text{]} < F_b = 190 \text{ [N/mm}^2\text{]} \dots O.K.$$

最大せん断力  $S_{max}$

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

せん断応力度  $\sigma_{sc}$

$$\sigma_{sc} = \frac{S}{A} = \frac{2.500 \times 10^3}{348} = 7.184 \text{ [N/mm}^2\text{]} < F_s = 120 \text{ [N/mm}^2\text{]} \dots O.K.$$

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	$\sigma_{bc}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	163.185 < 190	O.K.
せん断応力度	$\sigma_{sc}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	7.184 < 120	O.K.

#### (4) 足場板の検討

足場板の許容曲げ応力度  $\sigma_{bb} = 16.2$  [N/mm<sup>2</sup>]

断面係数

$$\begin{aligned} Z &= \frac{b_p \times h_p^2}{6} \\ &= \frac{240 \times 28^2}{6} = 31360.000 \text{ [mm}^3\text{]} \end{aligned}$$

断面積

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

足場板 1 枚当りの荷重  $W_s$  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  $M_{max}$

$$\begin{aligned} M_{max} &= \frac{1}{4} \times W_s \times \ell_b \\ &= \frac{1}{4} \times 1.250 \times 0.500 \\ &= 0.156 \text{ [kN} \cdot \text{m]} = 0.156 \times 10^6 \text{ [N} \cdot \text{mm]} \end{aligned}$$

曲げ応力度  $\sigma_{bs}$

$$\sigma_{bs} = \frac{M}{Z} = \frac{0.156 \times 10^6}{31360.000} = 4.974 \text{ [N/mm}^2\text{]} < \sigma_{bb} = 16.2 \text{ [N/mm}^2\text{]} \dots O.K.$$

最大せん断力  $S_{max}$

$$\begin{aligned} S_{max} &= \frac{1}{2} \times W_s \\ &= \frac{1}{2} \times 1.250 \\ &= 0.625 \text{ [kN]} = 0.625 \times 10^3 \text{ [N]} \end{aligned}$$

せん断応力度  $\sigma_{ss}$

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

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	$\sigma_{bs}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	4.974 < 16.2	O.K.
せん断応力度	$\sigma_{ss}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	0.093 < 0.7	O.K.

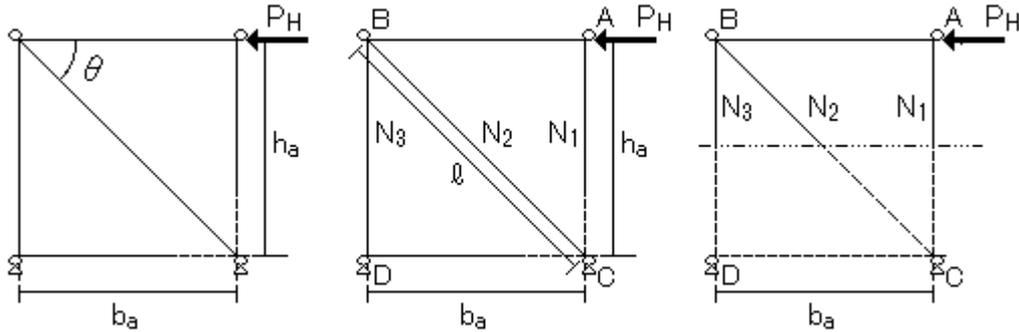
## (5) 筋かいの検討

<平常時>

桁筋かいは、45.0度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  $P_H = 1.9 \text{ [kN]} \approx 2 \text{ [kN]}$



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つり合い条件  $\sum M_B = 0$  から

$$N_1 = 0$$

C点に関するモーメントのつり合い条件  $\sum M_C = 0$  から

$$\begin{aligned} P_H \times h_a - N_3 \times b_a &= 0 \\ \therefore N_3 &= P_H \times h_a / b_a \end{aligned}$$

水平方向の力のつり合い条件  $\sum X = 0$  から

$$\begin{aligned} P_H - N_2 \cos \theta &= 0 \\ \therefore N_2 &= P_H / \cos \theta \end{aligned}$$

各力の成分は

$$\begin{aligned} N_1 &= 0 \\ N_2 &= 2 / \cos(45.0^\circ) = 2 / 0.7071 = 2.828 \text{ [kN]} \\ N_3 &= 2 \times 3.0 / 3.0 = 2.000 \text{ [kN]} \end{aligned}$$

クランプ数は、各材に働く力のうち最も大きい力を用いて

$$\frac{N}{\sigma_{ta}} = \frac{2.828}{3.0} = 0.943 \rightarrow 1 \text{ [ヶ所]}$$

よって、クランプ数は1ヶとなるので、中間建地及び布地も含め、少なくとも1ヶ以上連結する。

## <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

$$\begin{aligned} P_E &= L_q \times W_1 \\ &= 0.20 \times 16.0 \\ &= 3.200 \text{ [kN]} \end{aligned}$$

上記の場合、削孔機下付近では  $b_a = 3.0$  [m],  $h_a = 3.0$  [m],  $\theta = 45.0$  [°],

$$\begin{aligned} N_1 &= 0 \\ N_2 &= 3.200 / \cos(45.0^\circ) = 3.200 / 0.7071 = 4.526 \text{ [kN]} \\ N_3 &= 3.200 \times 3.0 / 3.0 = 3.200 \text{ [kN]} \end{aligned}$$

クランプ数は、各材に働く力のうち最も大きい力を用いて

$$\frac{N}{\sigma_{ta}} = \frac{4.526}{3.0} = 1.509 \rightarrow 2 \text{ [ヶ所]}$$

よって、クランプ数は2ヶとなるので、中間建地及び布地も含め、少なくとも2ヶ以上連結すれば、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 3106(溶接構造用圧延鋼材)に定める2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3種および4種の規格に適合する鋼材並びにJIS G 3466(一般構造用角形鋼管)に定める2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。

(表1-1 座屈係数)

$\lambda$	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
20	1.05	1.06	1.06	1.07	1.07	1.08	1.08	1.09	1.10	1.10
30	1.11	1.11	1.12	1.12	1.13	1.14	1.15	1.16	1.17	1.17
40	1.18	1.19	1.20	1.21	1.22	1.23	1.23	1.24	1.25	1.27
50	1.28	1.28	1.29	1.31	1.32	1.33	1.35	1.36	1.37	1.38
60	1.39	1.41	1.42	1.44	1.45	1.46	1.48	1.50	1.51	1.52
70	1.54	1.56	1.58	1.60	1.61	1.63	1.65	1.67	1.69	1.71
80	1.73	1.74	1.76	1.79	1.81	1.83	1.85	1.88	1.90	1.93
90	1.95	1.98	2.01	2.03	2.05	2.07	2.11	2.15	2.20	2.24
100	2.29	2.34	2.39	2.43	2.48	2.53	2.58	2.62	2.67	2.72
110	2.77	2.82	2.88	2.93	2.98	3.03	3.09	3.14	3.19	3.24
120	3.30	3.35	3.40	3.46	3.52	3.58	3.63	3.69	3.75	3.82
130	3.88	3.94	4.00	4.06	4.12	4.18	4.24	4.30	4.37	4.43
140	4.49	4.56	4.63	4.69	4.75	4.81	4.88	4.95	5.02	5.09
150	5.16	5.22	5.29	5.36	5.43	5.50	5.57	5.64	5.72	5.79
160	5.86	5.94	6.02	6.09	6.17	6.25	6.32	6.40	6.48	6.55
170	6.62	6.70	6.78	6.86	6.94	7.02	7.10	7.17	7.25	7.34
180	7.42	7.51	7.60	7.68	7.76	7.85	7.94	8.02	8.10	8.18
190	8.27	8.36	8.45	8.54	8.62	8.70	8.79	8.88	8.98	9.08
200	9.18									

(備考： $\lambda$ は有効細長比を表す。)

例)

<「建地、腕木、布地の検討条件」- [単管種類の選択] : "STK400"を選択した場合>  
 $\lambda = 65$  の場合は60の行と5の列の値"1.35"となります。

<「建地、腕木、布地の検討条件」- [単管種類の選択] : "STK500"を選択した場合>  
 $\lambda = 65$  の場合は60の行と5の列の値"1.46"となります。