

5. 支圧応力度の検討

5.1 許容支圧応力度

(1) 検討条件

モルタルの設計基準強度	$f'_{ck} = 18 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
プレートの幅	$u = 150 \text{ (mm)}$
箱抜き径	$D = 89 \text{ (mm)}$
枠幅	$b = 300 \text{ (mm)}$
モルタル面の全面積	$A = b^2$ $= 90000 \text{ (mm}^2\text{)}$
プレートの有効面積	$A_a = u^2 - \pi \cdot D^2/4 = 150^2 - \pi \times 89^2/4$ $= 16279 \text{ (mm}^2\text{)}$

(2) 許容支圧応力度の算出

局部荷重の場合、許容支圧応力度 σ_{ba} は以下のように計算できる。

$$\begin{aligned} \sigma_{ba} &\leq (0.25 + 0.05 \cdot \frac{A}{A_a}) \cdot f'_{ck} = (0.25 + 0.05 \times \frac{90000}{16279}) \times 18 \\ &= 9.48 \text{ (N/mm}^2\text{)} \end{aligned}$$

ただし、設計基準強度の50%以内に抑えるものとする。

$$\begin{aligned} \sigma_{ba} &\leq 0.5 \cdot f'_{ck} = 0.5 \times 18 \\ &= 9.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \end{aligned}$$

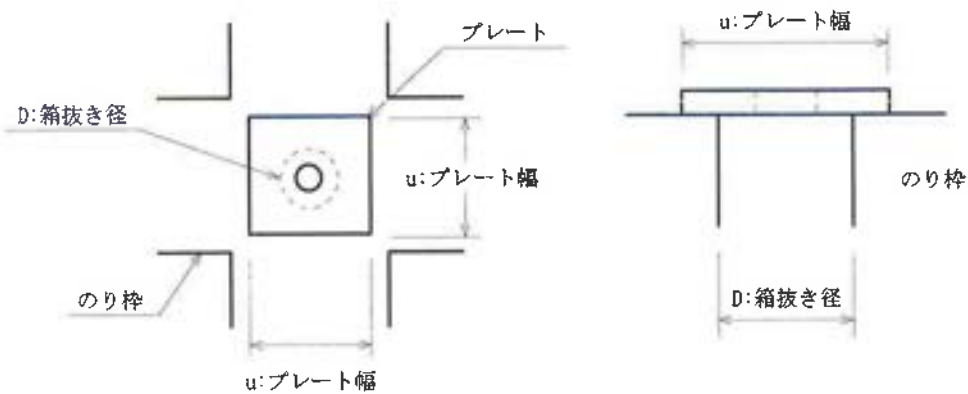
したがって、許容支圧応力度 σ_{ba} を以下の値とする。

$$\sigma_{ba} = 9.00 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

5.2 支圧応力度

許容支圧応力度 σ_{ba} を照査する。

$$\begin{aligned} \sigma_b &= \frac{T_o}{A_a} = \frac{35.302 \times 10^3}{16279} \\ &= 2.17 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ba} = 9.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \dots \text{OK} \end{aligned}$$



6. 鉄筋の重ね継手

鉄筋の重ね継手長は、基本定着長以上とする。

主鉄筋	D13 - 2本 ($\phi = 13$ (mm))
引張鉄筋のかぶり	$c = 59$ (mm)
鉄筋のあき (鉄筋が配置される区間に、 鉄筋を均等に配置したときの値)	$a = 160$ (mm)
鉄筋の設計引張降伏強度	$f_{yd} = 295$ (N/mm ²)
モルタルの設計基準強度	$f'_{ck} = 18$ (N/mm ²)
モルタルの材料係数	$\gamma_c = 1.30$
モルタルの設計付着強度	$f_{bod} = \frac{0.28 \cdot f'_{ck}{}^{2/3}}{\gamma_c} = \frac{0.28 \times 18^{2/3}}{1.30}$ $= 1.479$ (N/mm ²) ($f_{bod} \leq 3.2$)

ここで、計算で用いる c は、引張鉄筋のかぶりと定着する鉄筋のあきの半分の値の小さい方なので

$$c = \min\left(59, \frac{160}{2}\right) = 59 \text{ (mm)}$$

基本定着長に関する係数 k_c および α は、以下の通りとなる。

$$k_c = \frac{c}{\phi} + \frac{15 \cdot A_t}{s \cdot \phi} = \frac{59}{13} \quad (\text{*スターラップを配置しないので、}\frac{15 \cdot A_t}{s \cdot \phi} = 0 \text{ とする。})$$

$$= 4.538$$

$k_c \leq 1.0$ の場合	$\alpha = 1.0$
$1.0 < k_c \leq 1.5$ の場合	$\alpha = 0.9$
$1.5 < k_c \leq 2.0$ の場合	$\alpha = 0.8$
$2.0 < k_c \leq 2.5$ の場合	$\alpha = 0.7$
$2.5 < k_c$ の場合	$\alpha = 0.6$

$$k_c = 4.538 \text{ より、} \alpha = 0.6$$

基本定着長 l_d は、以下のように計算できる。

$$l_d = \frac{\alpha \cdot f_{yd} \cdot \phi}{4 \cdot f_{bod}} = \frac{0.6 \times 295 \times 13}{4 \times 1.479}$$

$$= 389 \text{ (mm)}$$

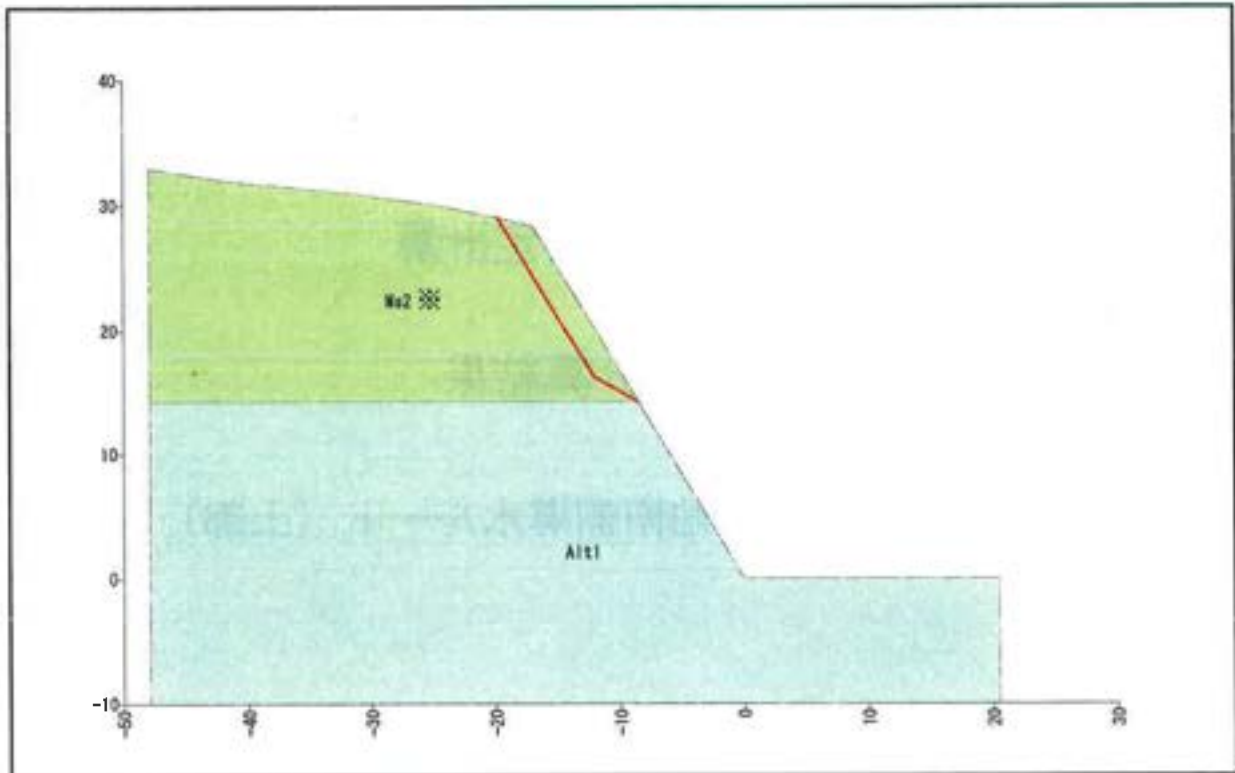
よって、鉄筋の重ね継手長は 389 (mm) 以上必要である。

切土法面 安定計算

対策工計算結果

②第Ⅲ-2埋立地南側導水ルート（上部）

現場名	君津環境整備センター
ケース名	断面② 表層の補強対策
備考	第Ⅲ-2埋立地南側導水ルート (勾配1:0.6) Ms2層 想定ゆるみ領域 表層2.0m



土質定数								
No	地層名	土質名	湿潤重量 γ_t (kN/m^3)	飽和重量 γ_{sat} (kN/m^3)	粘着力 C (kN/m^2)	内部摩擦角		N値
						ϕ ($^\circ$)	$\tan \phi$	
1	Ms2 ※	泥岩優勢層	19.10	19.10	434.00	44.0000	0.965689	
2	Alt1	砂岩泥岩互層	19.60	19.60	10.00	42.7000	0.922773	30

※Ms2層は試験値がないため、同様の層であるMs1層の土質定数を用いる

座標の入力データ

No.	距離 X (m)	原地形 標高Y _G (m)	計画地形 標高Y(m)	水位 標高Y _W (m)	すべり面			ハタ上げ
					標高Y _S (m)	形状	強度	
1	-47.870		33.000					
2	-41.702		32.000					
3	-31.745		31.000					
4	-24.702		30.000					
5	-19.738				29.009	直線	逆算	
6	-19.691		29.000					
7	-16.982		28.303					
8	-12.081				16.248	直線	逆算	
9	-8.512				14.187		逆算	
10	0.000		0.000					
11	20.445		0.000					

原：原地形のハタ上げ、 計：計画地形のハタ上げ

地層境界線の座標

No.	No. 1	
	距離X(m)	標高Y(m)
1	-47.870	14.187
2	-8.512	14.187

1. 設計条件

(1) 補強斜面の計画安全率

本現場は永久として考え、計画安全率を設定する。

切土補強土工法設計・施工要領では下表のように示されている。

補強斜面の計画安全率

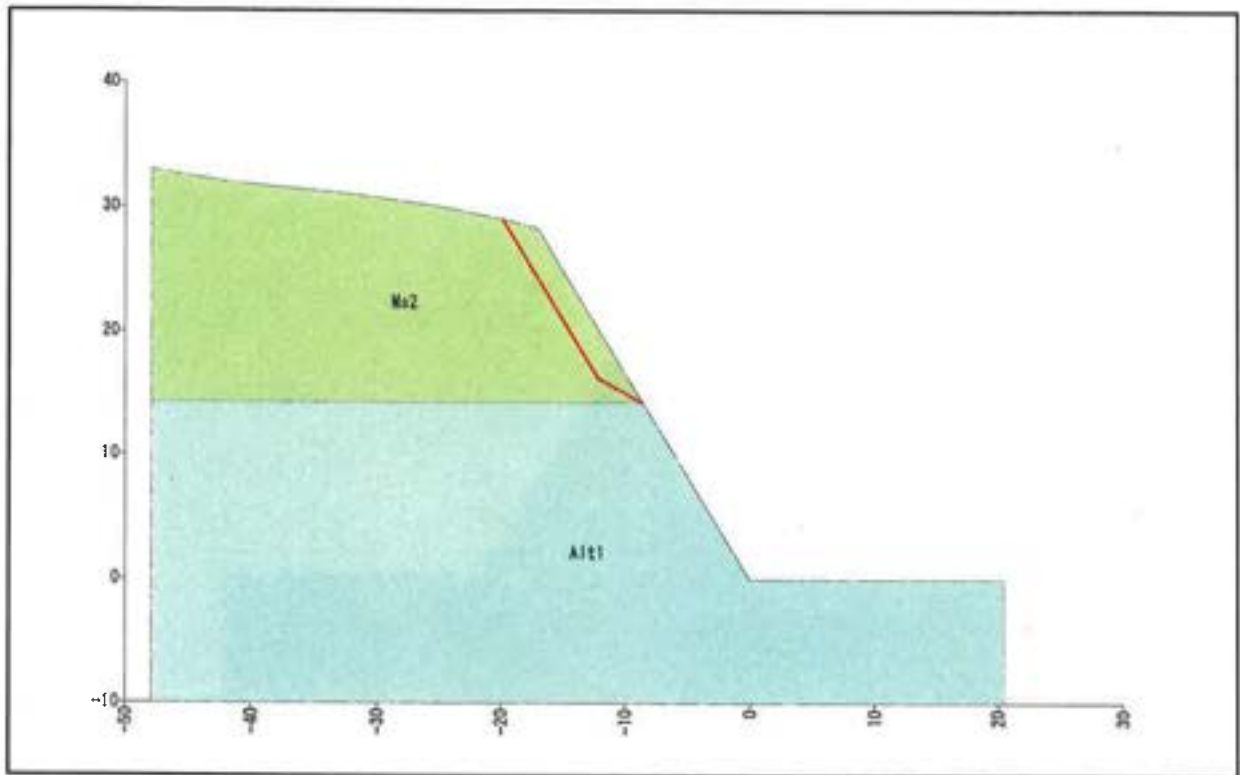
項目	計画安全率
永久(長期)	$F_{sp} \geq 1.20$
仮設(短期)	$F_{sp} \geq 1.05, 1.10$

【切土補強土工法設計・施工要領 P.31】

計画安全率は、当該斜面の重要性を考慮して $F_{sp} = 1.200$ とする。

(2) 土質条件

当該斜面の地形、土質の構成と定数は以下の通りである。

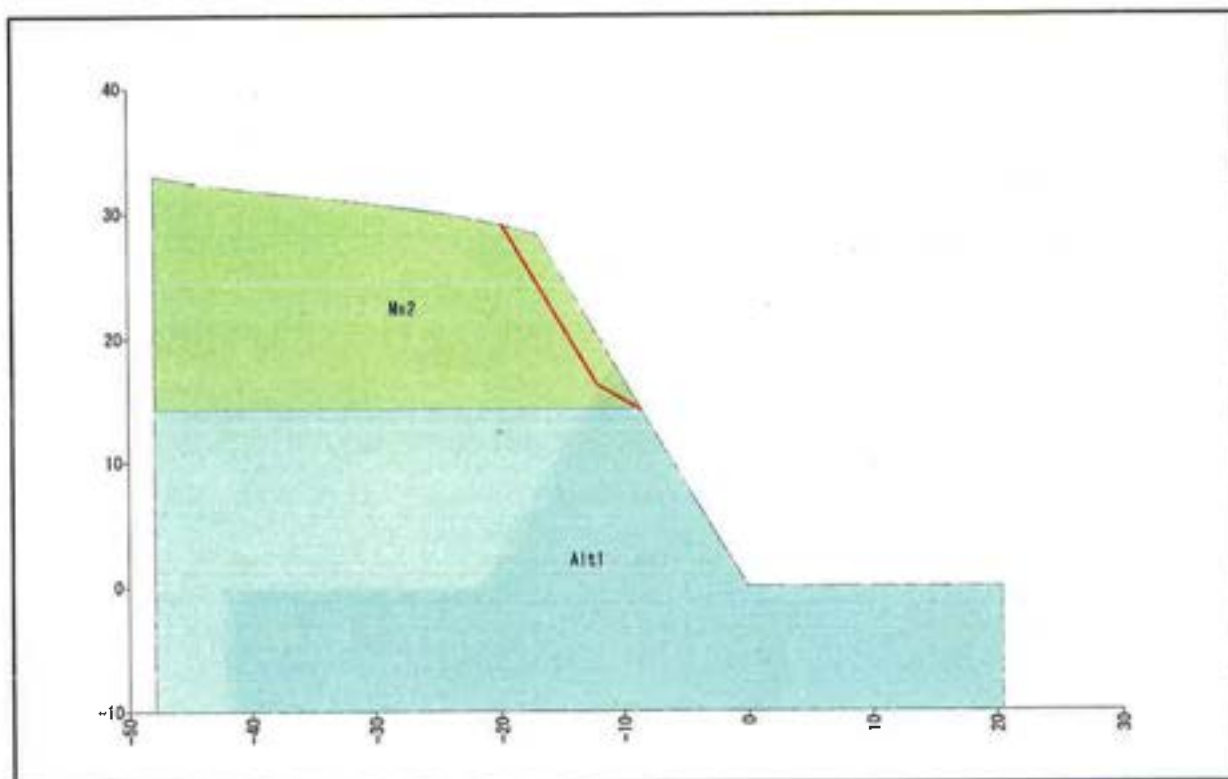


土質定数								
No	地層名	土質名	湿潤重量 γ_t (kN/m ³)	飽和重量 γ_{sat} (kN/m ³)	粘着力 C (kN/m ²)	内部摩擦角		N値
						ϕ (°)	$\tan \phi$	
1	Ms2		19.10	19.10	434.00	44.0000	0.965689	
2	Alt1		19.60	19.60	10.00	42.7000	0.922773	30

※水の単位体積重量 $\gamma_w = 9.80$ (kN/m³)

2. 指定すべり安定計算

既知のすべり面（指定すべり）に対して、斜面の安定性は以下の通りである。



安定計算結果				
	項目	記号	単位	常時
計算結果	安全率	F_s	—	0.999
	計画安全率	F_{sp}	—	1.200
	必要抑止力	P_r	kN/m	93.3
計算要素	すべり抵抗力	S	kN/m	466.03
	滑動力	T	kN/m	466.08
	法線力	N	kN/m	354.68
	間隙水圧	U	kN/m	0.00
	すべり面長	l	m	19.003
	面積	A	m ²	31.35

(1) 安定計算式

安定計算は、修正Fellenius法を用いて行う。

基本的に極限つり合い法を用いることとし、所要の計画安全率を確保するものとする。

$$\text{安全率}(F_s) = \frac{\text{すべり抵抗}(\Sigma S)}{\text{滑動力}(\Sigma T)}$$

計算手法は、「スライス分割法」に基づいて、すべり土塊の断面をいくつかのスライスに分割し、各スライス（分割片）について力のつり合いを考えるものとする。

<常時>

$$F_s = \frac{\Sigma \{(N-U) \cdot \tan \phi\} + \Sigma (C \cdot l)}{\Sigma T}$$

$$Pr = F_{sp} \cdot \Sigma T - [\Sigma \{(N-U) \cdot \tan \phi\} + \Sigma (C \cdot l)]$$

ここで、

F_s	: 安全率	
F_{sp}	: 計画安全率	
Pr	: 必要抑止力	(kN/m)
N	: スライスの重力による法線力 ($N=W \cdot \cos \theta + Q_n$)	(kN/m)
U	: スライスに働く間隙水圧 ($U=u \cdot b \cdot \cos \theta$)	(kN/m)
T	: スライスの重力による接線力 ($T=W \cdot \sin \theta + Q_t$)	(kN/m)
l	: スライスのすべり面長	(m)
b	: スライス幅	(m)
ϕ	: すべり面の内部摩擦角	(°)
C	: すべり面の粘着力	(kN/m ²)
W	: スライス重量	(kN/m)
θ	: すべり面傾斜角	(°)
u	: 単位間隙水圧	(kN/m ²)
Q_n	: 上載荷重分力(法線方向)	(kN/m)
Q_t	: 上載荷重分力(接線方向)	(kN/m)

(2) C、 ϕ 逆算

C-tan ϕ の関係式は以下の通りである。

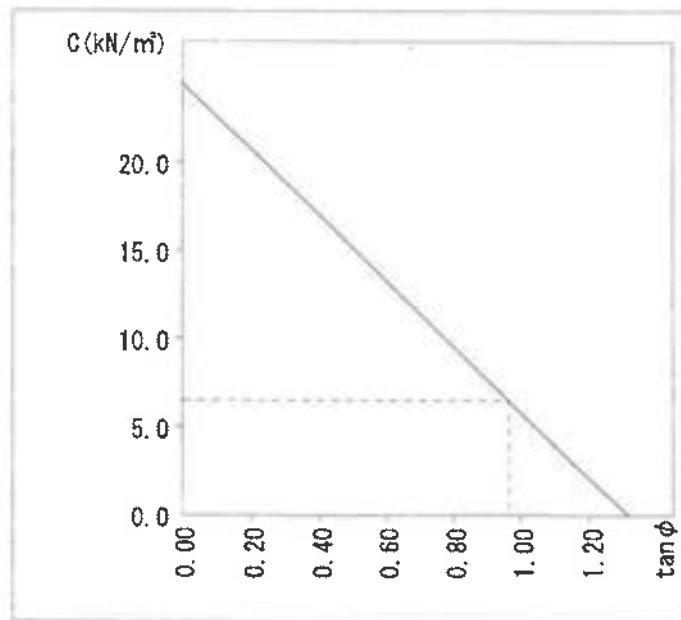
$$\Sigma(N-U) \cdot \tan \phi + C \cdot \Sigma l = F_s \cdot \Sigma T$$

仮定安全率(常時)を $F_s = 0.999$ 、 $\tan \phi = 0.965689$ とした場合、Cは次のように求められる。

$$\begin{aligned} C &= \frac{F_s \cdot \Sigma T - \Sigma(N-U) \cdot \tan \phi}{\Sigma l} \\ &= \frac{0.999 \times 466.08 - 354.68 \times 0.965689}{19.003} \\ &= 6.50 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

ここで、

F_s	: 安全率	
ϕ	: すべり面の内部摩擦角	($^{\circ}$)
C	: すべり面の粘着力	(kN/m ²)
N	: スライス重力による法線力 ($N=W \cdot \cos \theta + Q_N$)	(kN/m)
U	: スライスに働く間隙水圧 ($U=u \cdot b \cdot \cos \theta$)	(kN/m)
T	: スライス重力による接線力 ($T=W \cdot \sin \theta + Q_T$)	(kN/m)
l	: スライスのすべり面長	(m)
b	: スライス幅	(m)
W	: スライス重量	(kN/m)
θ	: すべり面傾斜角	($^{\circ}$)
u	: 単位間隙水圧	(kN/m ²)
Q_N	: 上載荷重分力(法線方向)	(kN/m)
Q_T	: 上載荷重分力(接線方向)	(kN/m)



C-tan φ 関係図

以上から、C、φ を次のように決定する。

$$C = 6.50 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\tan \phi = 0.965689 \text{ (} \phi = 44.0000 \text{ (}^\circ\text{))}$$

決定したC、φ に基づいて、安全率を照査する。

$$\begin{aligned}
 F_s &= \frac{\sum \{(N-U) \cdot \tan \phi + C \cdot l\}}{\sum T} \\
 &= \frac{\sum (N-U) \cdot \tan \phi + C \cdot \sum l}{\sum T} \\
 &= \frac{(354.68 - 0.00) \times 0.965689 + 6.50 \times 19.003}{466.08} \\
 &= 0.999
 \end{aligned}$$

(3) 安定性の評価

スライス要素の集計表		粘着力 C(kN/m ²)	すべり面長 l(m)	法線力 N(kN/m)	間隙水圧 U(kN/m)	滑動力 T(kN/m)	すべり抵抗力 S(kN/m)
内部摩擦角 φ(°)	tan φ						
44.0000	0.965689	6.50	19.003	354.68	0.00	466.08	466.03

常時の安全率は次式を用いて計算する。

$$F_s = \frac{\sum \{ (N-U) \cdot \tan \phi \} + \sum (C \cdot l)}{\sum T}$$

$$= \frac{(354.68 - 0.00) \times 0.965689 + 6.50 \times 19.003}{466.08}$$

$$= 0.999$$

ここで、

- F_s : 安全率
- N : スライスの重力による法線力 (N=W・cos θ + Q_N) (kN/m)
- U : スライスに働く間隙水圧 (U=u・b・cos θ) (kN/m)
- T : スライスの重力による接線力 (T=W・sin θ + Q_T) (kN/m)
- l : スライスのすべり面長 (m)
- b : スライス幅 (m)
- φ : すべり面の内部摩擦角 (°)
- C : すべり面の粘着力 (kN/m²)
- W : スライス重量 (kN/m)
- θ : すべり面傾斜角 (°)
- u : 単位間隙水圧 (kN/m²)
- Q_N : 上載荷重分力(法線方向) (kN/m)
- Q_T : 上載荷重分力(接線方向) (kN/m)

(4) 必要抑止力の計算

計画安全率 $F_{sp} = 1.200$ を満足する必要抑止力を計算する。

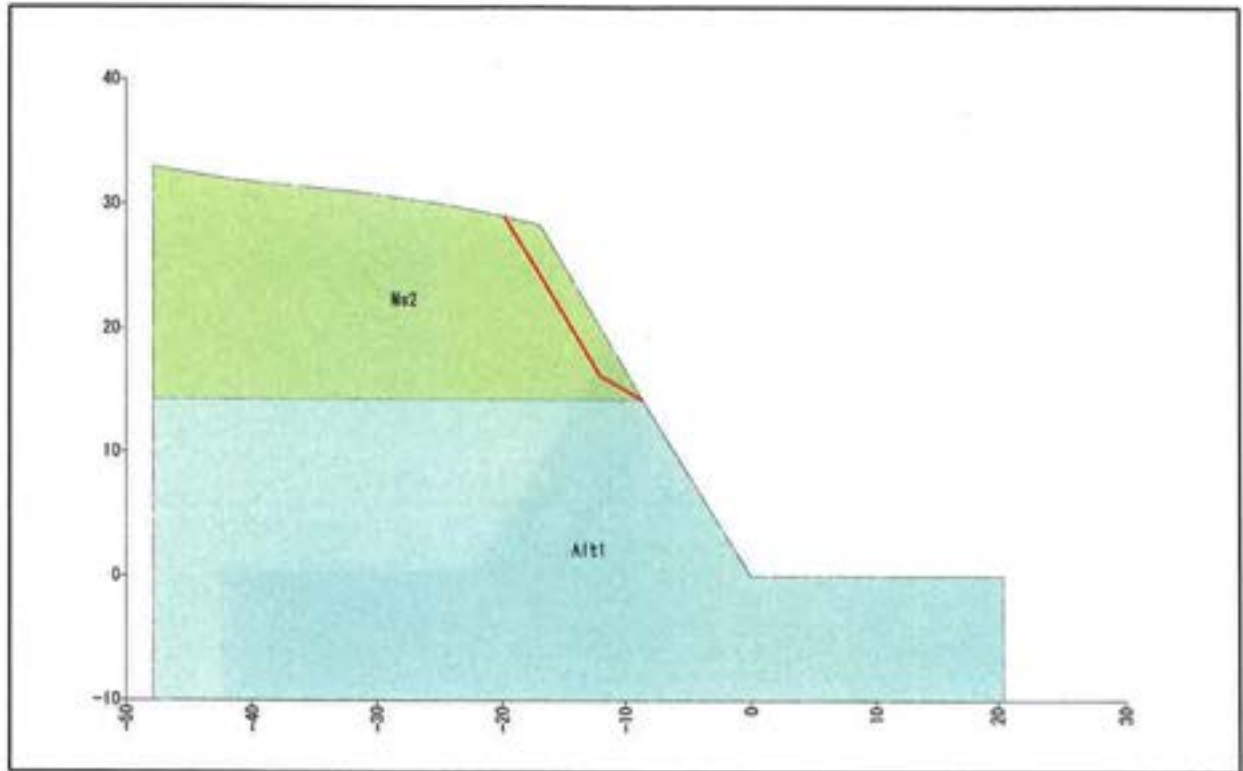
$$\begin{aligned} Pr &= F_{sp} \cdot \Sigma T - [\Sigma \{(N-U) \cdot \tan \phi\} + \Sigma (C \cdot l)] \\ &= 1.200 \times 466.08 - \{(354.68 - 0.00) \times 0.965689 + 6.50 \times 19.003\} \\ &= 93.3 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

ここで、

F_{sp}	: 計画安全率	
Pr	: 必要抑止力	(kN/m)
N	: スライスの重力による法線力 ($N=W \cdot \cos \theta + Q_n$)	(kN/m)
U	: スライスに働く間隙水圧 ($U=u \cdot b \cdot \cos \theta$)	(kN/m)
T	: スライスの重力による接線力 ($T=W \cdot \sin \theta + Q_t$)	(kN/m)
l	: スライスのすべり面長	(m)
b	: スライス幅	(m)
ϕ	: すべり面の内部摩擦角	(°)
C	: すべり面の粘着力	(kN/m ²)
W	: スライス重量	(kN/m)
θ	: すべり面傾斜角	(°)
u	: 単位間隙水圧	(kN/m ²)
Q_n	: 上載荷重分力(法線方向)	(kN/m)
Q_t	: 上載荷重分力(接線方向)	(kN/m)

補強材の配置

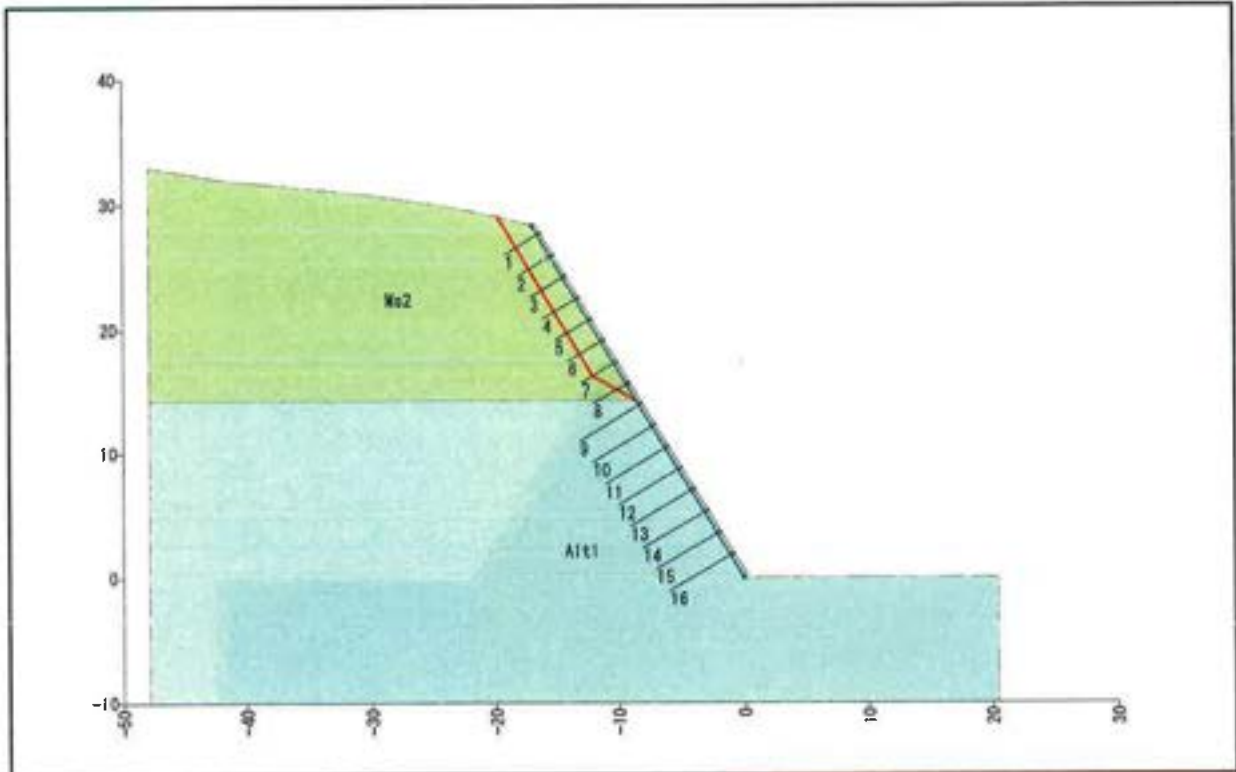
現場名 君津環境整備センター
 ケース名 断面② 表層の補強対策
 備考 Ms2層 想定ゆるみ領域 表層2.0m



安定計算結果

項目	記号	単位	修正Fellenius法	
			(常時)	
計算結果	安全率	Fs	—	0.999
	計画安全率	Fsp	—	1.200
	必要抑止力	Pr	kN/m	93.3
計算要素	すべり抵抗力	S	kN/m	466.03
	滑動力	T	kN/m	466.08
	法線力	N	kN/m	354.68
	間隙水圧	U	kN/m	0.00
	すべり面長	l	m	19.003
	面積	A	m ²	31.35

現場名 君津環境整備センター
 ケース名 断面② 表層の補強対策
 備考 Ms2層 想定ゆるみ領域 表層2.0m



補強材の規格

番号	材料名	呼び径	補強材径 d(mm)	断面積 As(cm ²)	削孔径 D(mm)	腐食代
材-1	AS345メッキボルト	D19	18.1	2.573	65.0	考慮する

補強材の配置結果

補強材 No.	規格 番号	配置座標		水平間隔 SH(m)	縦間隔 SV(m)	打設角度 α (°)	全長 L(m)	挿入長 L _B (m)	配置 のり面
		X (m)	Y (m)						
[1]	材-1	-16.541	27.568	2.00	—	30.96	3.500	3.100	範囲 1
[2]	材-1	-15.512	25.853	2.00	2.00	30.96	3.500	3.100	範囲 1
[3]	材-1	-14.483	24.138	2.00	2.00	30.96	3.500	3.100	範囲 1
[4]	材-1	-13.454	22.423	2.00	2.00	30.96	3.500	3.100	範囲 1
[5]	材-1	-12.425	20.708	2.00	2.00	30.96	3.500	3.100	範囲 1
[6]	材-1	-11.396	18.993	2.00	2.00	30.96	3.500	3.100	範囲 1
[7]	材-1	-10.367	17.278	2.00	2.00	30.96	3.500	3.100	範囲 1
[8]	材-1	-9.338	15.563	2.00	2.00	30.96	3.500	3.100	範囲 1
[9]	材-1	-8.309	13.848	2.00	2.00	30.96	6.000	5.600	範囲 1
[10]	材-1	-7.280	12.133	2.00	2.00	30.96	6.000	5.600	範囲 1
[11]	材-1	-6.251	10.419	2.00	2.00	30.96	6.000	5.600	範囲 1
[12]	材-1	-5.222	8.704	2.00	2.00	30.96	6.000	5.600	範囲 1
[13]	材-1	-4.193	6.989	2.00	2.00	30.96	6.000	5.600	範囲 1

補強材の配置結果									
補強材 No.	規格 番号	配置座標		水平間隔 SH(m)	縦間隔 SV(m)	打設角度 α (°)	全長 L(m)	挿入長 L _B (m)	配置 のり面
		X (m)	Y (m)						
[14]	材-1	-3.164	5.274	2.00	2.00	30.96	6.000	5.600	範囲 1
[15]	材-1	-2.135	3.559	2.00	2.00	30.96	6.000	5.600	範囲 1
[16]	材-1	-1.106	1.844	2.00	2.00	30.96	6.000	5.600	範囲 1

補強材の引張り耐力の算出条件

項 目			数 値 (常時)	備 考
補強材の許容引張り応力度	σ_{sa}	N/mm ²	196.0	AS345メッキボルト D19
補強材と注入材の許容付着応力	τ_c	N/mm ²	1.6	$\sigma_{ck} = 24$ (N/mm ²)
周面摩擦抵抗の安全率	F_{sa}	—	2.00	
のり面工の低減係数	μ	—	1.00	
補強材の引張り力の低減係数	λ	—	0.7	
地山と注入材の周面摩擦抵抗	τ_p	N/mm ²	0.480	Ms2
			0.200	Alt1

補強材の抵抗力の算出方法

(1) 許容付着力の算出

許容付着力の算出式を以下に示す。

許容付着力 t_a (kN/m)は、 t_{pa} と t_{ca} の最も小さい値のものとする。

ただし、地山と注入材の許容付着力 t_{pa} 及び、補強材と注入材の許容付着力 t_{ca} は、以下の式による。

$$t_{pa} = \frac{\tau_p \cdot \pi \cdot D}{F_{sa}}$$

t_{pa} : 地山と注入材の許容付着力 (kN/m)
 τ_p : 地山と注入材の周面摩擦抵抗 (kN/m²)
 D : 削孔径 (m)
 F_{sa} : 周面摩擦抵抗の安全率

$$t_{ca} = \tau_c \cdot \pi \cdot d$$

t_{ca} : 補強材と注入材の許容付着力 (kN/m)
 τ_c : 補強材と注入材の許容付着応力 (kN/m²)
 d : 補強材径 (m)

(2) 補強材の許容補強材力の算出

補強材の許容補強材力の算出方法、並びに算出式を以下に示す。

許容補強材力 T_{pa} (kN/本)は、 T_{1pa} 、 T_{2pa} 、 T_{sa} の最も小さい値のものとする。

前項で算出された t_a より、「移動土塊から受ける引抜き抵抗力(T_{1pa})」、「不動地山から受ける引抜き抵抗力(T_{2pa})」、補強材の材料による「補強材の許容引張り(T_{sa})」は以下の式で求められる。

$$T_{1pa} = \frac{1}{1 - \mu} \cdot L_1 \cdot t_a$$

T_{1pa} : 移動土塊から受ける引抜き抵抗力 (kN/本)
 μ : のり面工の低減係数
 L_1 : 移動土塊の有効定着長 (m)

$$T_{2pa} = L_2 \cdot t_a$$

T_{2pa} : 不動地山から受ける引抜き抵抗力 (kN/本)
 L_2 : 不動地山の有効定着長 (m)

$$T_{sa} = \sigma_{sa} \cdot A_s$$

T_{sa} : 補強材の許容引張り力 (kN/本)
 σ_{sa} : 補強材の許容引張り応力度 (kN/m²)
 A_s : 補強材の断面積 (m²)

以上の結果より、補強後の安定計算式を以下に示す。

$$F_s = \frac{\sum \{ (N-U) \cdot \tan \phi + C \cdot l \} + Sh + Ss}{\sum T}$$

F_s	:	安全率	
N	:	スライスの重力による法線力 ($N=W \cdot \cos \theta + Q_N$)	(kN/m)
U	:	スライスに働く間隙水圧 ($U=u \cdot b \cdot \cos \theta$)	(kN/m)
T	:	スライスの重力による接線力 ($T=W \cdot \sin \theta + Q_T$)	(kN/m)
l	:	スライスのすべり面長	(m)
b	:	スライス幅	(m)
ϕ	:	すべり面の内部摩擦角	(°)
C	:	すべり面の粘着力	(kN/m ²)
W	:	スライス重量	(kN/m)
θ	:	すべり面傾斜角	(°)
u	:	単位間隙水圧	(kN/m ²)
Q_N	:	上載荷重分力(法線方向)	(kN/m)
Q_T	:	上載荷重分力(接線方向)	(kN/m)
Sh	:	補強材による引き止め力 ($Sh=T_m \cdot \cos \beta$)	(kN/m)
Ss	:	補強材による締め付け力 ($Ss=T_m \cdot \sin \beta \cdot \tan \phi$)	(kN/m)
T_m	:	補強材の設計引張力	(kN/m)
β	:	補強材設置角度 (すべり面と補強材とのなす角度)	(°)

補強材による抵抗力の算出 (指定すべり一常時)

ここでは、前項の条件、数値、および数式を用いて補強材の抵抗力を求めるものとする。

< 補強材 No. 1 >

(1) 補強材の許容補強材力の算出 T_{pa}

$$T_{1pa} = \frac{1}{1 - \mu} \cdot \min(\Sigma(L1 \times t_{pa}), \Sigma(L1 \times t_{ca}))$$

ここで、 T_{1pa} は考慮しないものとする。

$$T_{2pa} = \min(\Sigma(L2 \times t_{pa}), \Sigma(L2 \times t_{ca}))$$

$$= 53.910 \quad (\text{kN})$$

$$T_{sa} = \sigma_{sa} \cdot A_s = 196.0 \times 10^3 \times 2.573 \times 10^{-4}$$

$$= 50.431 \quad (\text{kN})$$

- μ : のり面工の低減係数
- $L1$: 移動土塊の有効定着長 (m)
- $L2$: 不動地山の有効定着長 (m)
- σ_{sa} : 補強材の許容引張り応力度 (kN/m²)
- A_s : 補強材の断面積 (m²)

よって T_{pa} は、 $T_{sa} < T_{2pa}$ より T_{sa} とする。

(2) 補強材による抵抗力の算出

前項で算出された T_{pa} より、補強材による引き止め力 Sh 、および補強材による締め付け力 Ss を求める。ただし、引き止め力 Sh がマイナスの場合は0.0として計算する。

$$Sh = T_m \cdot \cos \beta_i = \frac{\lambda \cdot T_{pa}}{SH} \cdot \cos \beta_i = \frac{0.7 \times 50.431}{2.00} \times \cos(89.99)$$

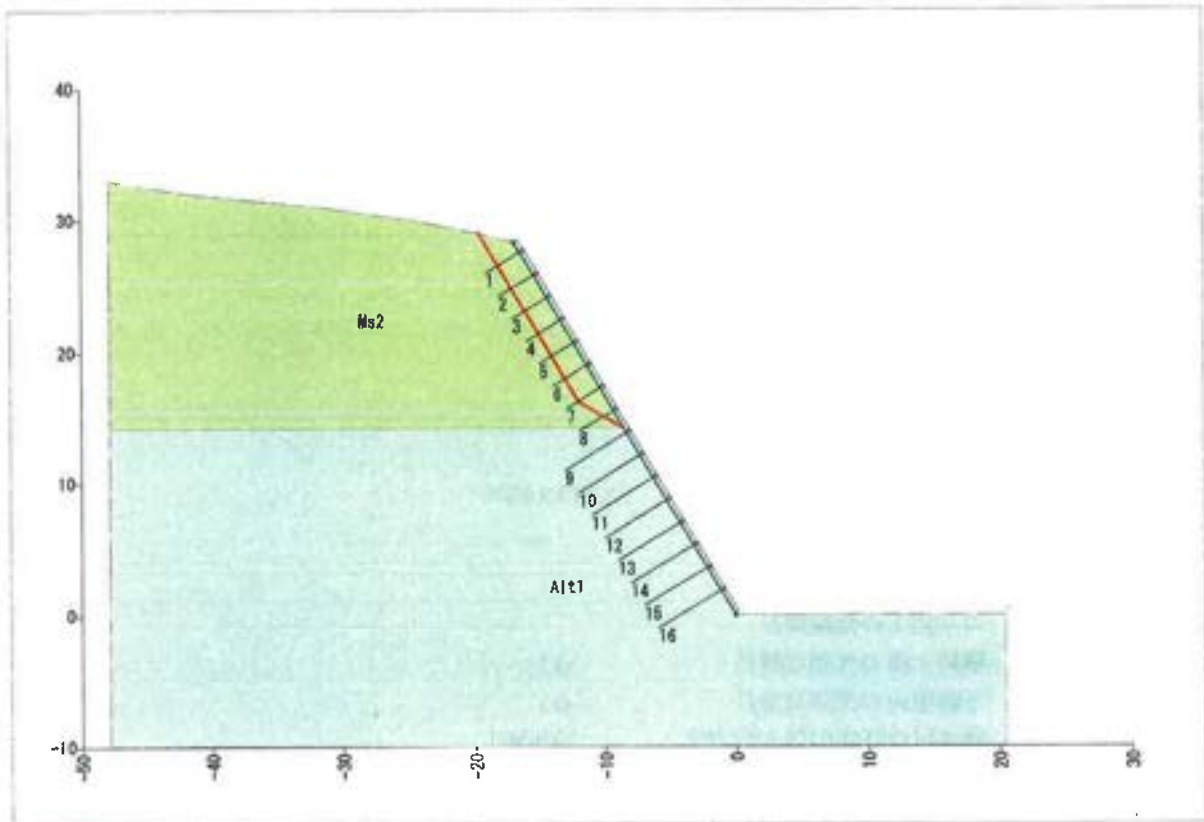
$$= 0.003 \quad (\text{kN/m})$$

$$Ss = T_m \cdot \sin \beta_i \cdot \tan \phi_i = -\frac{\lambda \cdot T_{pa}}{SH} \cdot \sin \beta_i \cdot \tan \phi_i$$

$$= \frac{0.7 \times 50.431}{2.00} \times \sin(89.99) \times 0.965689 = 17.045 \quad (\text{kN/m})$$

- T_m : 補強材の設計引張り力 (kN/m)
($T_m = T_d / SH$, $T_d = \lambda \cdot T_{pa}$)
- λ : 補強材の引張り力の低減係数
- T_{pa} : 補強材の許容補強材力 (kN/本)
- β_i : 補強材とすべり面とのなす角度 (°)
- ϕ_i : 内部摩擦角 (°)
- T_d : 1本当りの設計引張り力 (kN/本)
- SH : 水平間隔 (m)

各補強材による抵抗力一覧表 (指定すべり-常時)



各補強材による抵抗力一覧表

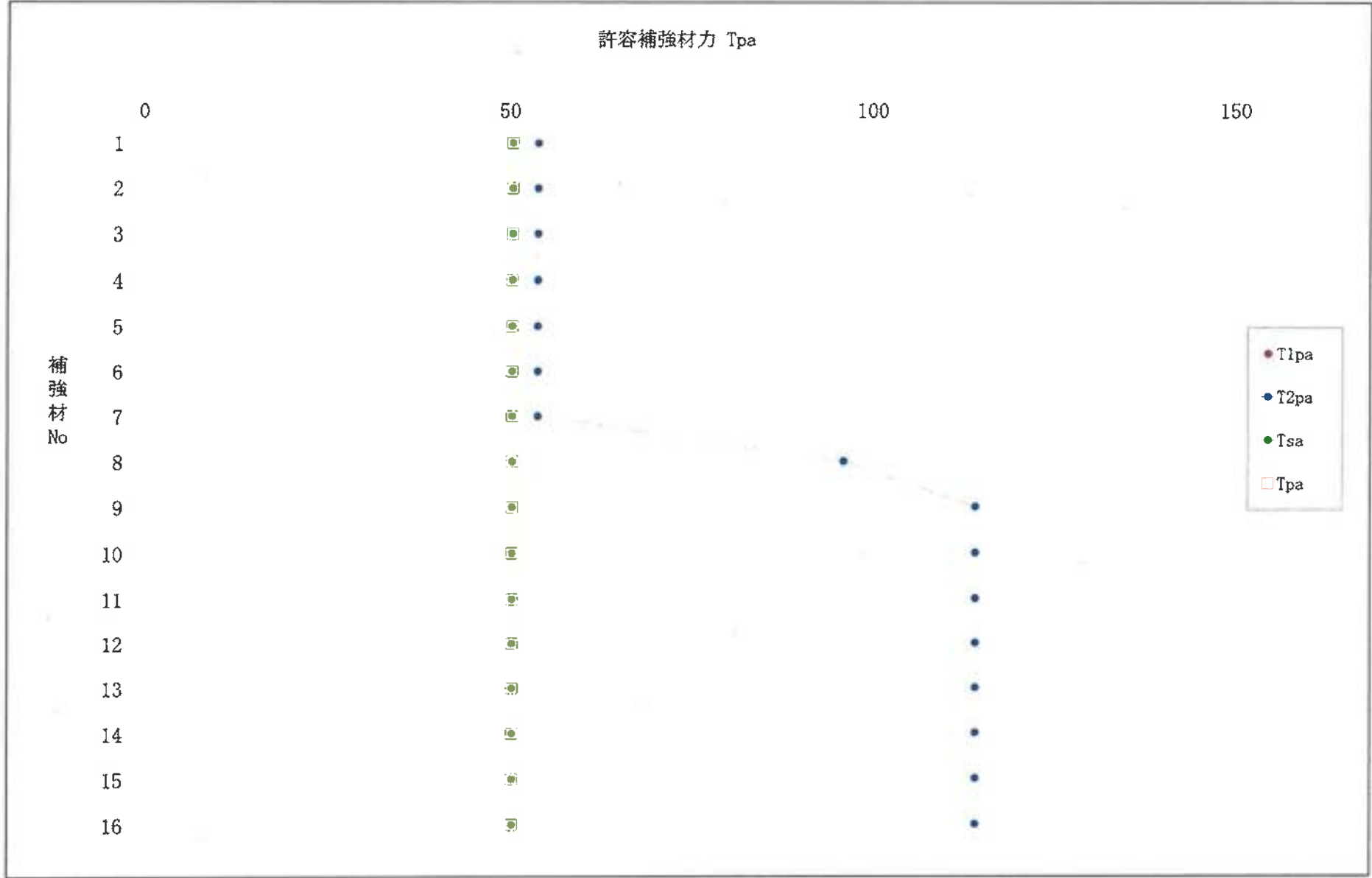
補強材 No.	β ($^{\circ}$)	T1pa (kN/本)	T2pa (kN/本)	Tsa (kN/本)	Tpa (kN/本)	Td (kN/本)	Tm (kN/m)	Sh (kN/m)	Ss (kN/m)
[1]	89.99	—	53.910	50.431	50.431	35.302	17.651	0.003	17.045
[2]	89.99	—	53.910	50.431	50.431	35.302	17.651	0.003	17.045
[3]	89.99	—	53.910	50.431	50.431	35.302	17.651	0.003	17.045
[4]	89.99	—	53.910	50.431	50.431	35.302	17.651	0.003	17.045
[5]	89.99	—	53.910	50.431	50.431	35.302	17.651	0.003	17.045
[6]	89.99	—	53.910	50.431	50.431	35.302	17.651	0.003	17.045
[7]	89.99	—	53.910	50.431	50.431	35.302	17.651	0.003	17.045
[8]	60.97	—	96.139	50.431	50.431	35.302	17.651	8.565	14.904
[9]		—	114.352	50.431	50.431	35.302	17.651		
[10]		—	114.352	50.431	50.431	35.302	17.651		
[11]		—	114.352	50.431	50.431	35.302	17.651		
[12]		—	114.352	50.431	50.431	35.302	17.651		
[13]		—	114.352	50.431	50.431	35.302	17.651		
[14]		—	114.352	50.431	50.431	35.302	17.651		
[15]		—	114.352	50.431	50.431	35.302	17.651		
[16]		—	114.352	50.431	50.431	35.302	17.651		
計								8.586	134.219

※T1pa、T2pa、Tsaの囲みはTpaとして用いる値を示す。

許容補強材力：指定すべり(常時)

許容補強材力 Tpa

339



各補強材における層ごとの挿入長 (指定すべりー常時)

項目		数値		備考
周面摩擦抵抗の安全率	Fsa	—	2.00	
補強材と注人材の許容付着応力	τ_c	N/mm ²	1.6	

補強材 No.1 削孔径 D = 65.0 (mm) 補強材径 d = 18.1 (mm)

層	LB	L1(n)	L2(n)	τ_p	tpa	tca	L1·tpa	L1·tca	L2·tpa	L2·tca
Ms2	3.100	2.000	1.100	480	49.009	90.981	98.018	181.962	53.910	100.079
合計	3.100	2.000	1.100				98.018	181.962	53.910	100.079

補強材 No.2 削孔径 D = 65.0 (mm) 補強材径 d = 18.1 (mm)

層	LB	L1(n)	L2(n)	τ_p	tpa	tca	L1·tpa	L1·tca	L2·tpa	L2·tca
Ms2	3.100	2.000	1.100	480	49.009	90.981	98.018	181.962	53.910	100.079
合計	3.100	2.000	1.100				98.018	181.962	53.910	100.079

補強材 No.3 削孔径 D = 65.0 (mm) 補強材径 d = 18.1 (mm)

層	LB	L1(n)	L2(n)	τ_p	tpa	tca	L1·tpa	L1·tca	L2·tpa	L2·tca
Ms2	3.100	2.000	1.100	480	49.009	90.981	98.018	181.962	53.910	100.079
合計	3.100	2.000	1.100				98.018	181.962	53.910	100.079

補強材 No.4 削孔径 D = 65.0 (mm) 補強材径 d = 18.1 (mm)

層	LB	L1(n)	L2(n)	τ_p	tpa	tca	L1·tpa	L1·tca	L2·tpa	L2·tca
Ms2	3.100	2.000	1.100	480	49.009	90.981	98.018	181.962	53.910	100.079
合計	3.100	2.000	1.100				98.018	181.962	53.910	100.079

補強材 No.5 削孔径 D = 65.0 (mm) 補強材径 d = 18.1 (mm)

層	LB	L1(n)	L2(n)	τ_p	tpa	tca	L1·tpa	L1·tca	L2·tpa	L2·tca
Ms2	3.100	2.000	1.100	480	49.009	90.981	98.018	181.962	53.910	100.079
合計	3.100	2.000	1.100				98.018	181.962	53.910	100.079

補強材 No.6 削孔径 D = 65.0 (mm) 補強材径 d = 18.1 (mm)

層	LB	L1(n)	L2(n)	τ_p	tpa	tca	L1·tpa	L1·tca	L2·tpa	L2·tca
Ms2	3.100	2.000	1.100	480	49.009	90.981	98.018	181.962	53.910	100.079
合計	3.100	2.000	1.100				98.018	181.962	53.910	100.079

補強材 No. 7 削孔径 D = 65.0 (mm) 補強材径 d = 18.1 (mm)

層	L _B	L1 (n)	L2 (n)	τ p	tpa	tca	L1·tpa	L1·tca	L2·tpa	L2·tca
Ms2	3.100	2.000	1.100	480	49.009	90.981	98.018	181.962	53.910	100.079
合計	3.100	2.000	1.100				98.018	181.962	53.910	100.079

補強材 No. 8 削孔径 D = 65.0 (mm) 補強材径 d = 18.1 (mm)

層	L _B	L1 (n)	L2 (n)	τ p	tpa	tca	L1·tpa	L1·tca	L2·tpa	L2·tca
Ms2	2.676	0.891	1.785	480	49.009	90.981	43.667	81.064	87.481	162.401
Alt1	0.424	0.000	0.424	200	20.420	90.981	0.000	0.000	8.658	38.576
合計	3.100	0.891	2.209				43.667	81.064	96.139	200.977

補強材 No. 9 削孔径 D = 65.0 (mm) 補強材径 d = 18.1 (mm)

層	L _B	L1 (n)	L2 (n)	τ p	tpa	tca	L1·tpa	L1·tca	L2·tpa	L2·tca
Alt1	5.600	0.000	5.600	200	20.420	90.981	0.000	0.000	114.352	509.494
合計	5.600	0.000	5.600				0.000	0.000	114.352	509.494

補強材 No. 10 削孔径 D = 65.0 (mm) 補強材径 d = 18.1 (mm)

層	L _B	L1 (n)	L2 (n)	τ p	tpa	tca	L1·tpa	L1·tca	L2·tpa	L2·tca
Alt1	5.600	0.000	5.600	200	20.420	90.981	0.000	0.000	114.352	509.494
合計	5.600	0.000	5.600				0.000	0.000	114.352	509.494

補強材 No. 11 削孔径 D = 65.0 (mm) 補強材径 d = 18.1 (mm)

層	L _B	L1 (n)	L2 (n)	τ p	tpa	tca	L1·tpa	L1·tca	L2·tpa	L2·tca
Alt1	5.600	0.000	5.600	200	20.420	90.981	0.000	0.000	114.352	509.494
合計	5.600	0.000	5.600				0.000	0.000	114.352	509.494

補強材 No. 12 削孔径 D = 65.0 (mm) 補強材径 d = 18.1 (mm)

層	L _B	L1 (n)	L2 (n)	τ p	tpa	tca	L1·tpa	L1·tca	L2·tpa	L2·tca
Alt1	5.600	0.000	5.600	200	20.420	90.981	0.000	0.000	114.352	509.494
合計	5.600	0.000	5.600				0.000	0.000	114.352	509.494

補強材 No. 13 削孔径 D = 65.0 (mm) 補強材径 d = 18.1 (mm)

層	L _B	L1 (n)	L2 (n)	τ p	tpa	tca	L1·tpa	L1·tca	L2·tpa	L2·tca
Alt1	5.600	0.000	5.600	200	20.420	90.981	0.000	0.000	114.352	509.494
合計	5.600	0.000	5.600				0.000	0.000	114.352	509.494

補強材 No. 14 削孔径 D = 65.0 (mm) 補強材径 d = 18.1 (mm)

層	LB	L1 (n)	L2 (n)	τp	tpa	tca	L1・tpa	L1・tca	L2・tpa	L2・tca
Alt1	5.600	0.000	5.600	200	20.420	90.981	0.000	0.000	114.352	509.494
合計	5.600	0.000	5.600				0.000	0.000	114.352	509.494

補強材 No. 15 削孔径 D = 65.0 (mm) 補強材径 d = 18.1 (mm)

層	LB	L1 (n)	L2 (n)	τp	tpa	tca	L1・tpa	L1・tca	L2・tpa	L2・tca
Alt1	5.600	0.000	5.600	200	20.420	90.981	0.000	0.000	114.352	509.494
合計	5.600	0.000	5.600				0.000	0.000	114.352	509.494

補強材 No. 16 削孔径 D = 65.0 (mm) 補強材径 d = 18.1 (mm)

層	LB	L1 (n)	L2 (n)	τp	tpa	tca	L1・tpa	L1・tca	L2・tpa	L2・tca
Alt1	5.600	0.000	5.600	200	20.420	90.981	0.000	0.000	114.352	509.494
合計	5.600	0.000	5.600				0.000	0.000	114.352	509.494

LB : 地山の挿入長 (削孔長) (m)

L1 : 移動土塊の有効定着長 (m)

L2 : 不動地山の有効定着長 (m)

τp : 地山と注入材の周面摩擦抵抗 (kN/m²)

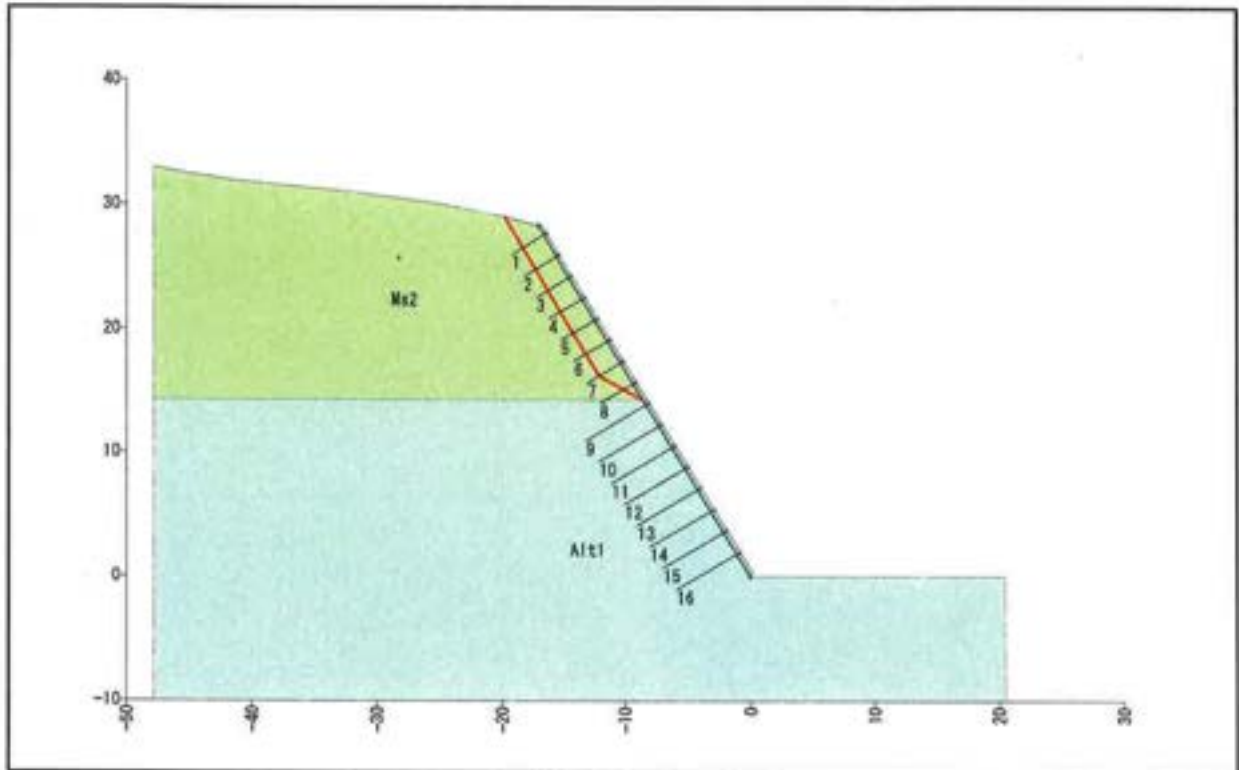
tpa : 地山と注入材の許容付着力 (kN/m)

tca : 補強材と注入材の許容付着力 (kN/m)

$$tpa = \frac{\tau p \cdot \pi \cdot D}{Fsa}$$

$$tca = \tau c \cdot \pi \cdot d$$

現場名	君津環境整備センター
ケース名	断面② 表層の補強対策
備考	Ms2層 想定ゆるみ領域 表層2.0m



補強材配置後の安全率結果				
項目		記号	単位	数値(常時)
				指定すべり
計算結果	補強前安全率	Fs	—	0.999
	計画安全率	Fsp	—	1.200
	補強後安全率	Fs	—	1.306
計算要素	引き止め力	Sh	kN/m	8.586
	締め付け力	Ss	kN/m	134.219

施工段数： 16段

補強後安全率の算出 (指定すべり)

$$\begin{aligned} F_s &= \frac{\Sigma \{(N-U) \cdot \tan \phi + C \cdot l\} + Sh + Ss}{\Sigma T} \\ &= \frac{466.03 + 8.586 + 134.219}{466.08} \\ &= 1.306 \end{aligned}$$

切土法面 安定計算

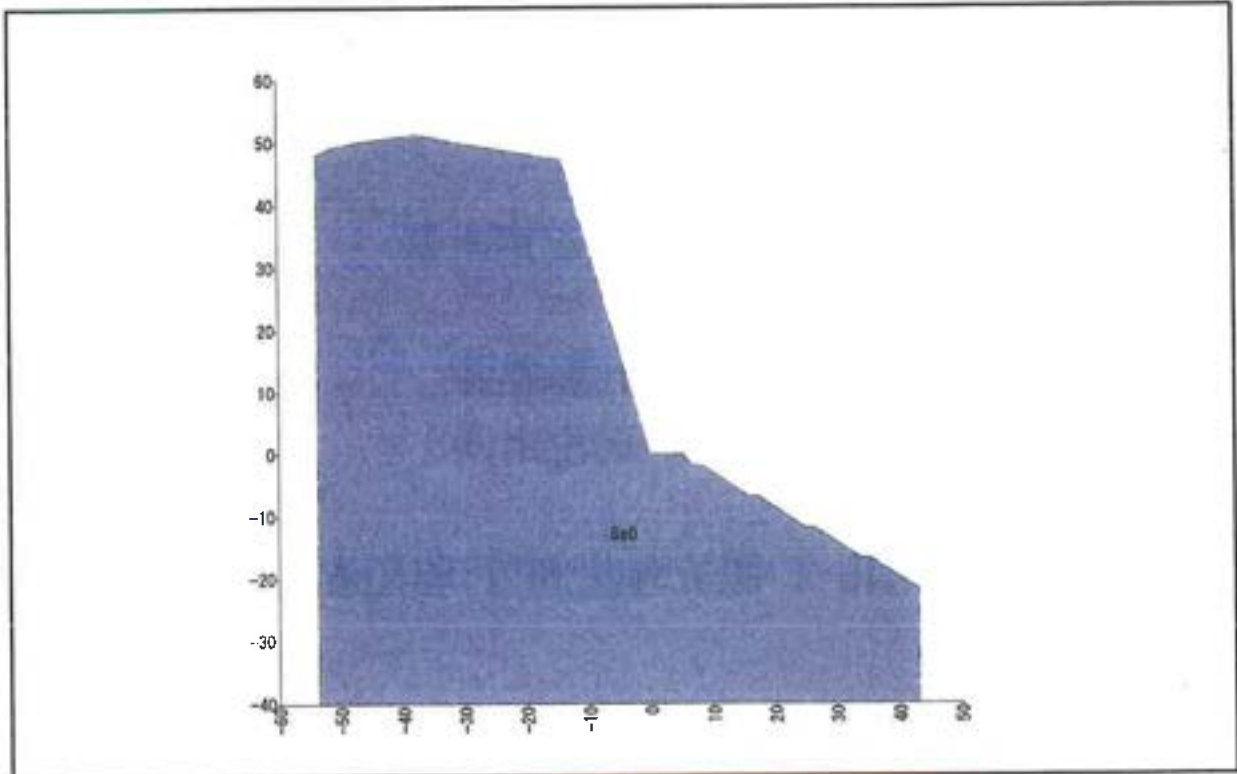
対策工計算結果
(斜面の安定計算)

③ 第Ⅲ-2 埋立地北側管理道路

現場名 君津環境整備センター

ケース名 断面③ 斜面上部の安定検討

備考 第Ⅲ-2埋立地北側管理道路 (勾配1:0.3) アンカーなし区間のすべり計算



土質定数

No	地層名	土質名	湿潤重量 γ_t (kN/m^3)	飽和重量 γ_{sat} (kN/m^3)	粘着力 C (kN/m^2)	内部摩擦角	
						ϕ ($^\circ$)	$\tan \phi$
1	Ss0	砂岩優勢層	19.40	19.40	113.00	33.0000	0.649408

座標の入力データ

No.	距離 X (m)	原地形		計画地形		水位			すべり面			ハタ上げ
		標高 Y _G (m)	標高 Y(m)	標高 Y _# (m)	標高 Y _s (m)	形状	強度					
1	-53.676		48.200									
2	-51.426		49.200									
3	-47.424		50.200									
4	-39.075		51.200									
5	-37.681		51.300									
6	-36.287		51.200									
7	-31.202		50.200									
8	-25.869		49.200									
9	-19.342		48.200									
10	-14.200		47.334									
11	0.000		0.000									
12	5.101		0.000									
13	6.636		-1.800									
14	8.157		-1.800									
15	15.761		-6.800									
16	17.281		-6.800									
17	24.885		-11.800									
18	26.406		-11.800									
19	34.009		-16.800									
20	35.530		-16.800									
21	43.133		-21.800									

原：原地形のハタ上げ、計：計画地形のハタ上げ

1. 設計条件

(1) 補強斜面の計画安全率

本現場は永久として考え、計画安全率を設定する。

切土補強土工法設計・施工要領では下表のように示されている。

補強斜面の計画安全率

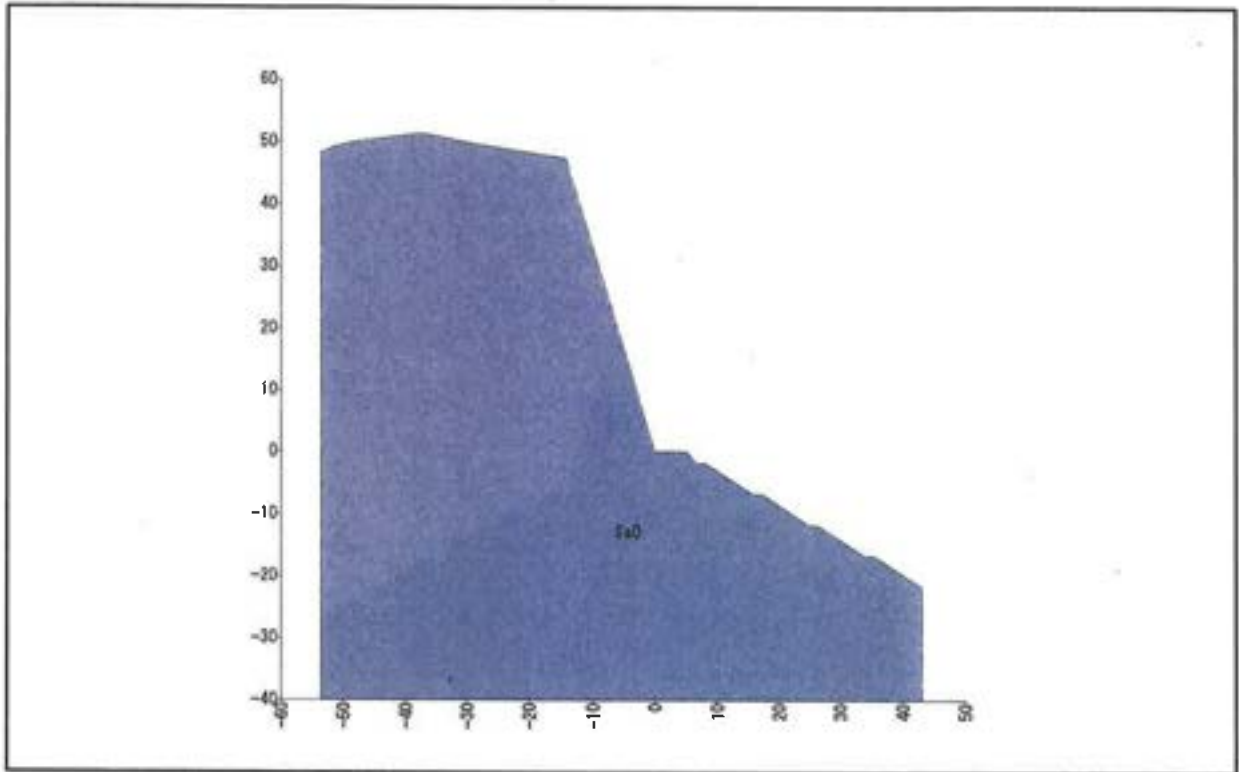
項目	計画安全率
永久(長期)	$F_{sp} \geq 1.20$
仮設(短期)	$F_{sp} \geq 1.05, 1.10$

【切土補強土工法設計・施工要領 P.31】

計画安全率は、当該斜面の重要性を考慮して $F_{sp} = 1.200$ とする。

(2) 土質条件

当該斜面の地形、土質の構成と定数は以下の通りである。



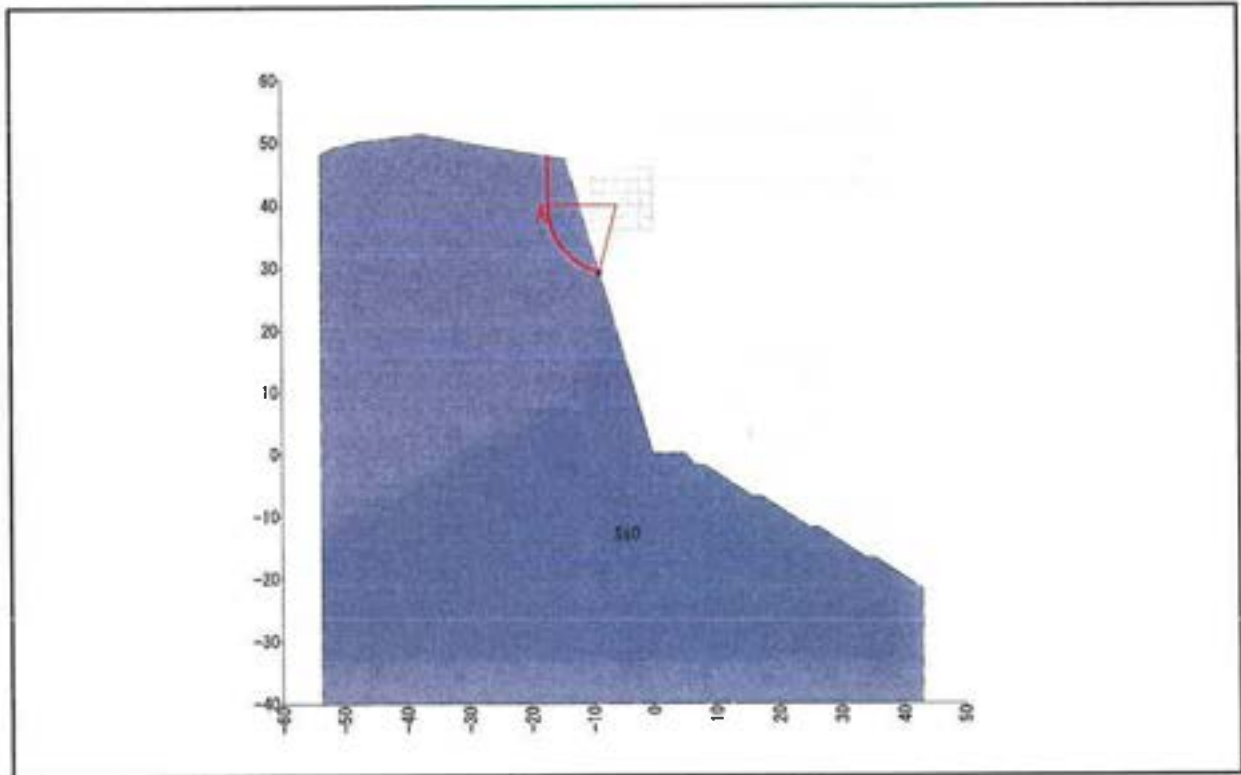
土質定数		土質名	湿潤重量 γ_t (kN/m^3)	飽和重量 γ_{sat} (kN/m^3)	粘着力 C (kN/m^2)	内部摩擦角	
No	地層名					ϕ ($^\circ$)	$\tan \phi$
1	Ss0		19.40	19.40	113.00	33.0000	0.649408

※水の単位体積重量 $\gamma_w = 9.80 (\text{kN/m}^3)$

2. 繰り返し円弧計算

斜面の安定性は繰り返し円弧すべりで検討した結果、以下のすべり面が最も危険と判断できる。

<円弧A>



安定計算結果		項目	記号	単位	常時
計算結果	安全率		Fs	—	2.122
	計画安全率		Fsp	—	1.200
	必要抑止力		Pr	kN/m	-1028.7
円弧	中心座標	X	X	m	-6.000
		Y	Y	m	40.000
	半径	r	r	m	11.220
計算要素	すべり抵抗力	S	S	kN/m	2366.35
	滑動力	T	T	kN/m	1114.66
	法線力	N	N	kN/m	1057.82
	間隙水圧	U	U	kN/m	0.00
	すべり面長	l	l	m	14.862
	面積	A	A	m ²	81.71

(1) 安定計算式

安定計算は、修正Fellenius法を用いて行う。

基本的に極限つり合い法を用いることとし、所要の計画安全率を確保するものとする。

$$\text{安全率}(F_s) = \frac{\text{すべり抵抗}(\Sigma S)}{\text{滑動力}(\Sigma T)}$$

計算手法は、「スライス分割法」に基づいて、すべり土塊の断面をいくつかのスライスに分割し、各スライス（分割片）について力のつり合いを考えるものとする。

〈常時〉

$$F_s = \frac{\Sigma \{(N-U) \cdot \tan \phi\} + \Sigma (C \cdot l)}{\Sigma T}$$

$$Pr = F_{sp} \cdot \Sigma T - [\Sigma \{(N-U) \cdot \tan \phi\} + \Sigma (C \cdot l)]$$

ここで、

F_s	:	安全率	
F_{sp}	:	計画安全率	
Pr	:	必要抑止力	(kN/m)
N	:	スライスの重力による法線力 ($N=W \cdot \cos \theta + Q_N$)	(kN/m)
U	:	スライスに働く間隙水圧 ($U=u \cdot b \cdot \cos \theta$)	(kN/m)
T	:	スライスの重力による接線力 ($T=W \cdot \sin \theta + Q_T$)	(kN/m)
l	:	スライスのすべり面長	(m)
b	:	スライス幅	(m)
ϕ	:	すべり面の内部摩擦角	(°)
C	:	すべり面の粘着力	(kN/m ²)
W	:	スライス重量	(kN/m)
θ	:	すべり面傾斜角	(°)
u	:	単位間隙水圧	(kN/m ²)
Q_N	:	上載荷重分力(法線方向)	(kN/m)
Q_T	:	上載荷重分力(接線方向)	(kN/m)

(2) 安定性の評価

<円弧A>

スライス要素の集計表		粘着力 C (kN/m ²)	すべり面長 l (m)	法線力 N (kN/m)	間隙水圧 U (kN/m)	滑動力 T (kN/m)	すべり抵抗力 S (kN/m)
内部摩擦角 φ (°)	tan φ						
33.0000	0.649408	113.00	14.862	1057.82	0.00	1114.66	2366.35

常時の安全率は次式を用いて計算する。

$$F_s = \frac{\sum (N-U) \cdot \tan \phi + \sum (C \cdot l)}{\sum T}$$

$$= \frac{(1057.82 - 0.00) \times 0.649408 + 113.00 \times 14.862}{1114.66}$$

$$= 2.122$$

ここで、

F _s	: 安全率	
N	: スライスの重力による法線力 (N=W・cosθ+Q _N)	(kN/m)
U	: スライスに働く間隙水圧 (U=u・b・cosθ)	(kN/m)
T	: スライスの重力による接線力 (T=W・sinθ+Q _T)	(kN/m)
l	: スライスのすべり面長	(m)
b	: スライス幅	(m)
φ	: すべり面の内部摩擦角	(°)
C	: すべり面の粘着力	(kN/m ²)
W	: スライス重量	(kN/m)
θ	: すべり面傾斜角	(°)
u	: 単位間隙水圧	(kN/m ²)
Q _N	: 上載荷重分力(法線方向)	(kN/m)
Q _T	: 上載荷重分力(接線方向)	(kN/m)

(3) 必要抑止力の計算

計画安全率 $F_{sp} = 1.200$ を満足する必要抑止力を計算する。

<円弧A>

$$\begin{aligned} Pr &= F_{sp} \cdot \Sigma T - [\Sigma \{(N-U) \cdot \tan \phi\} + \Sigma (C \cdot l)] \\ &= 1.200 \times 1114.66 - \{(1057.82 - 0.00) \times 0.649408 + 113.00 \times 14.862\} \\ &= -1028.7 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

ここで、

F_{sp}	: 計画安全率	
Pr	: 必要抑止力	(kN/m)
N	: スライスの重力による法線力 ($N=W \cdot \cos \theta + Q_n$)	(kN/m)
U	: スライスに働く間隙水圧 ($U=u \cdot b \cdot \cos \theta$)	(kN/m)
T	: スライスの重力による接線力 ($T=W \cdot \sin \theta + Q_t$)	(kN/m)
l	: スライスのすべり面長	(m)
b	: スライス幅	(m)
ϕ	: すべり面の内部摩擦角	(°)
C	: すべり面の粘着力	(kN/m ²)
W	: スライス重量	(kN/m)
θ	: すべり面傾斜角	(°)
u	: 単位間隙水圧	(kN/m ²)
Q_n	: 上載荷重分力(法線方向)	(kN/m)
Q_t	: 上載荷重分力(接線方向)	(kN/m)

繰り返し円弧計算条件

1. 円弧条件

中心の変化範囲

X座標 : -10.000 ~ 0.000(m) ピッチ : 2.000(m)

Y座標 : 36.000 ~ 46.000(m) ピッチ : 2.000(m)

2次追跡 : なし

通過点座標

通過点(X, Y) : (-8.735, 29.118)

2. 通過線

開始点(X, Y) : (- , -)

終了点(X, Y) : (- , -)

3. 不通過線

開始点(X, Y) : (- , -)

終了点(X, Y) : (- , -)

4. 不通過層名

なし

5. 有効範囲

X座標 : -50.000 ~ -8.000(m)

6. 計算条件

計画安全率(常時) $F_{sp} = 1.200$

計算式 修正Fellenius法

すべり面強度 地層値

7. 出力条件

安全率 F_s … 全て出力

抑止力 Pr (kN/m) … 全て出力

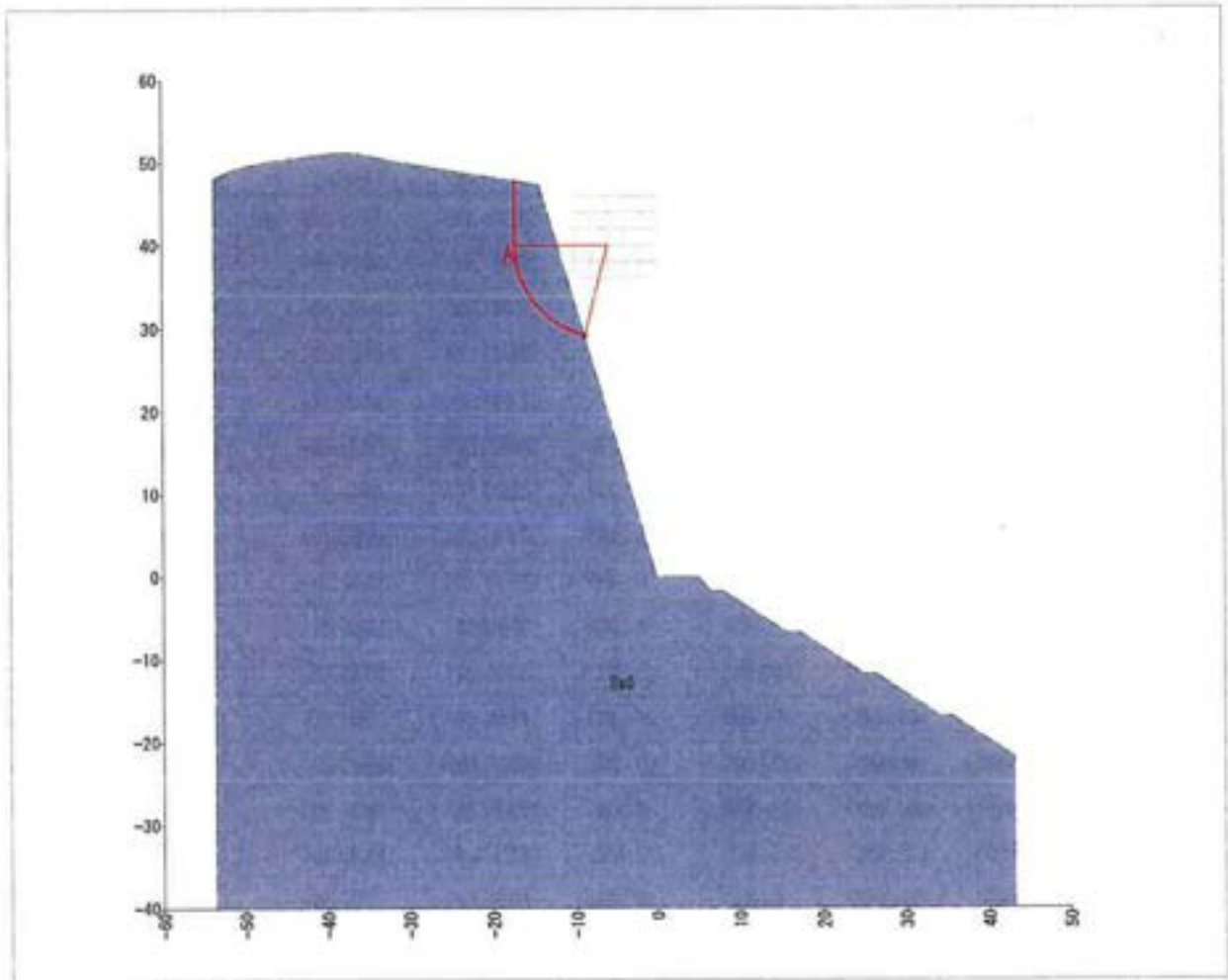
滑動力 T (kN/m) … 全て出力

深度 (m) … 1.000 より深い

繰り返し円弧計算結果一覧 (常時)

No.	巻録	円弧条件			すべり 抵抗力 S (kN/m)	滑動力 T (kN/m)	安全率 Fs	抑止力 Pr (kN/m)	
		中心座標		半径					最大深度
		X (m)	Y (m)	r (m)	(m)				
1	A	-6.000	40.000	11.220	5.474	2366.35	1114.66	※ 2.122	-1028.7
2		-6.000	42.000	13.169	6.848	2982.50	1402.98	2.125	-1298.9
3		-8.000	38.000	8.912	5.656	2241.24	1043.58	2.147	-988.9
4		-4.000	42.000	13.725	5.488	2562.74	1190.07	2.153	-1134.6
5		-4.000	44.000	15.617	6.805	3144.66	1460.25	2.153	-1392.3
6		-8.000	40.000	10.907	7.076	2890.32	1341.24	2.154	-1280.8
7		-6.000	44.000	15.131	8.235	3602.18	1656.97	2.173	-1613.8
8		-4.000	46.000	17.533	8.147	3736.30	1698.74	2.199	-1697.8
9		-8.000	42.000	12.903	8.497	3537.80	1605.94	2.202	-1610.6
10		-2.000	44.000	16.335	5.608	2793.57	1263.01	2.211	-1277.9
11		-2.000	46.000	18.176	6.874	3346.97	1512.12	2.213	-1532.4
12		-6.000	38.000	9.294	4.121	1760.76	784.71	2.243	-819.1
13		-6.000	46.000	17.102	9.631	4222.65	1882.52	2.243	-1963.6
14		-4.000	40.000	11.868	4.205	1995.42	882.92	2.260	-935.9
15		-8.000	44.000	14.900	9.920	4183.48	1843.40	2.269	-1971.4
16		-8.000	36.000	6.921	4.239	1593.04	701.06	2.272	-751.7
17		0.000	46.000	19.008	5.790	3041.92	1329.16	2.288	-1446.9
18		-2.000	42.000	14.536	4.384	2255.91	981.68	2.298	-1077.8
19		-10.000	38.000	8.972	7.631	2936.27	1272.25	2.307	-1409.5
20		-10.000	36.000	6.997	6.231	2275.78	979.61	2.323	-1100.2
21		-10.000	40.000	10.955	9.040	3595.14	1539.38	2.335	-1747.8
22		-8.000	46.000	16.898	11.343	4823.23	2057.03	2.344	-2354.7
23		0.000	44.000	17.256	4.613	2526.47	1073.99	2.352	-1237.6
24		-10.000	42.000	12.944	10.454	4252.76	1784.67	2.382	-2111.1
25		-10.000	44.000	14.936	11.871	4904.68	2009.72	2.440	-2493.0
26		-10.000	46.000	16.929	13.290	5549.48	2215.44	2.504	-2890.9
27		0.000	42.000	15.564	3.496	2032.54	787.95	2.579	-1087.0
28		-2.000	40.000	12.798	3.219	1741.78	664.21	2.622	-944.7
29		-4.000	38.000	10.065	2.978	1462.49	531.22	2.753	-825.0
30		-6.000	36.000	7.406	2.808	1202.27	414.74	2.898	※ -704.5
31		0.000	40.000	13.954	2.460	1578.44	472.43	3.341	-1011.5
32		-2.000	38.000	11.147	2.143	1287.73	342.96	3.754	-876.1
33		-4.000	36.000	8.354	1.840	1005.93	236.08	4.260	-722.6
34		0.000	38.000	12.458	1.538	1187.25	221.54	5.359	-921.4
35		-2.000	36.000	9.629	1.200	908.90	134.10	6.777	-747.9

※は最小安全率、最大抑止力を表す。



等値線図(最小安全率-常時)

切土法面 安定計算

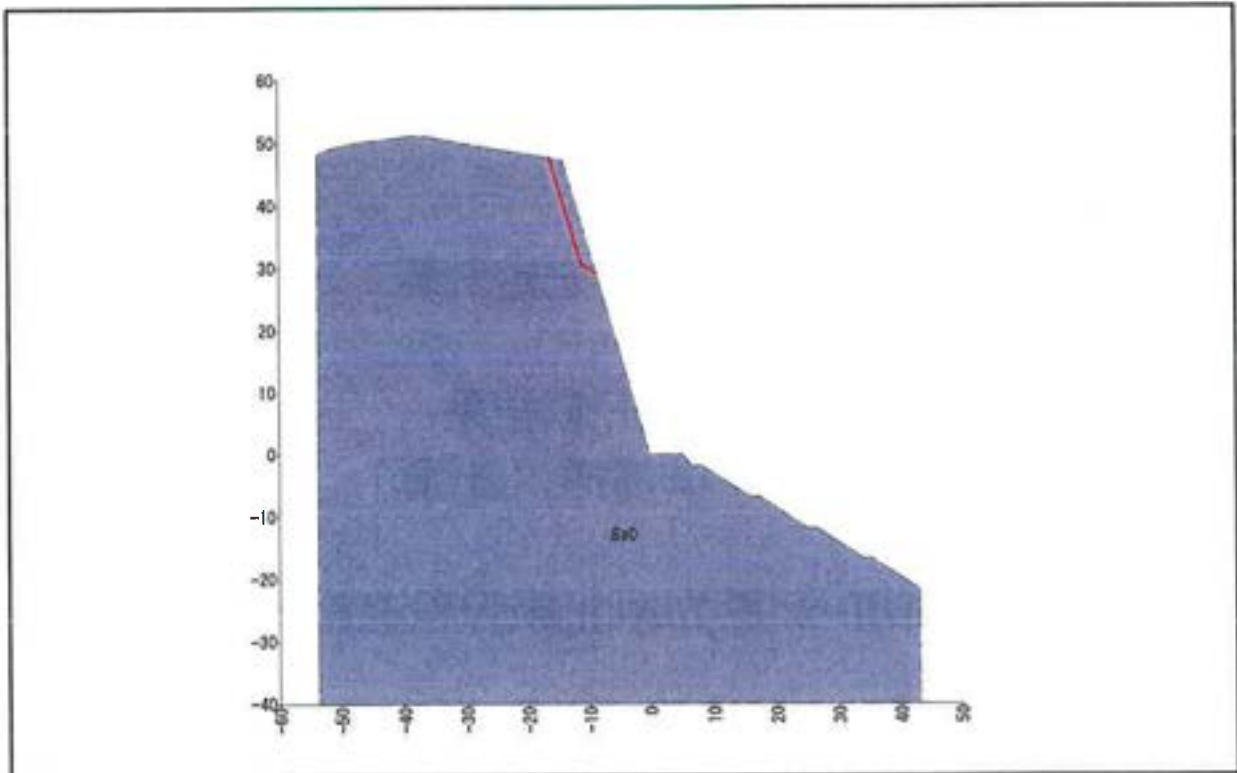
対策工計算結果
(表層の鉄筋挿入計算)

③ 第Ⅲ-2 埋立地北側管理道路

現場名 君津環境整備センター

ケース名 断面③ 表層の補強対策

備考 第三-2埋立地北側管理道路 (勾配1:0.3) 想定ゆるみ領域 表層2.0m



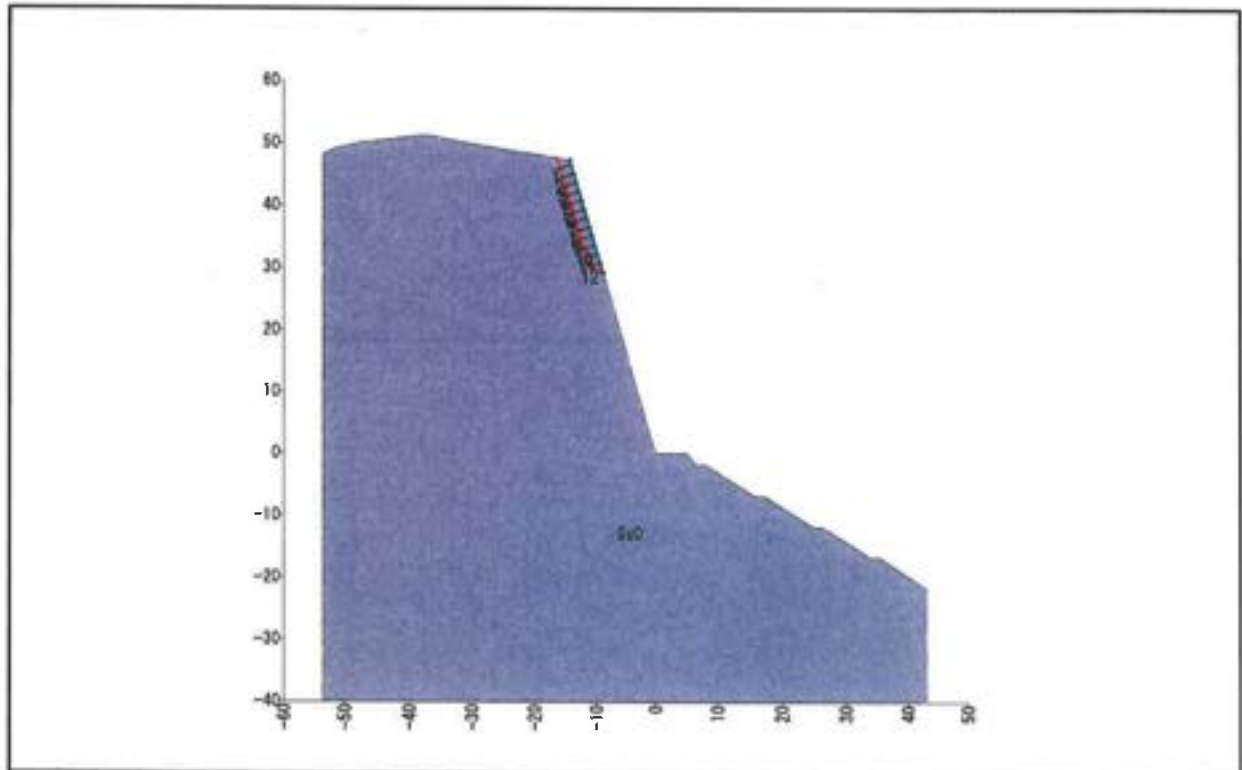
安定計算結果

項目	記号	単位	修正Fellenius法	
			(常時)	
計算結果	安全率	Fs	—	1.000
	計画安全率	Fsp	—	1.200
	必要抑止力	Pr	kN/m	121.5
計算要素	すべり抵抗力	S	kN/m	607.60
	滑動力	T	kN/m	607.58
	法線力	N	kN/m	304.38
	間隙水圧	U	kN/m	0.00
	すべり面長	l	m	20.798
	面積	A	m ²	36.90

現場名 君津環境整備センター

ケース名 断面③ 表層の補強対策

備考 第Ⅲ-2埋立地北側管理道路（勾配1:0.3） 想定ゆるみ領域 表層2.0m



補強材の規格

番号	材料名	呼び径	補強材径 d(mm)	断面積 As (cm ²)	削孔径 D(mm)	腐食代
材-1	AS345メッキボルト	D19	18.1	2.573	65.0	考慮する

補強材の配置結果

補強材 No.	規格 番号	配置座標		水平間隔 SH(m)	縦間隔 SV(m)	打設角度 α (°)	全長 L(m)	挿入長 L _B (m)	配置 のり面
		X (m)	Y (m)						
[1]	材-1	-13.994	46.646	1.50	—	16.70	3.500	3.300	範囲 1
[2]	材-1	-13.563	45.209	1.50	1.50	16.70	3.500	3.300	範囲 1
[3]	材-1	-13.132	43.773	1.50	1.50	16.70	3.500	3.300	範囲 1
[4]	材-1	-12.701	42.336	1.50	1.50	16.70	3.500	3.300	範囲 1
[5]	材-1	-12.269	40.899	1.50	1.50	16.70	3.500	3.300	範囲 1
[6]	材-1	-11.838	39.462	1.50	1.50	16.70	3.500	3.300	範囲 1
[7]	材-1	-11.407	38.026	1.50	1.50	16.70	3.500	3.300	範囲 1
[8]	材-1	-10.976	36.589	1.50	1.50	16.70	3.500	3.300	範囲 1
[9]	材-1	-10.545	35.152	1.50	1.50	16.70	3.500	3.300	範囲 1
[10]	材-1	-10.114	33.716	1.50	1.50	16.70	3.500	3.300	範囲 1
[11]	材-1	-9.683	32.279	1.50	1.50	16.70	3.500	3.300	範囲 1
[12]	材-1	-9.252	30.842	1.50	1.50	16.70	3.500	3.300	範囲 1

補強材の引張り耐力の算出条件

項 目			数 値 (常時)	備 考
補強材の許容引張り応力度	σ_{sa}	N/mm ²	196.0	AS345メッキボルト D19
補強材と注入材の許容付着応力	τ_c	N/mm ²	1.6	$\sigma_{ck} = 24$ (N/mm ²)
周面摩擦抵抗の安全率	F_{ea}	—	2.00	
のり面工の低減係数	μ	—	0.70	
補強材の引張り力の低減係数	λ	—	0.7	
地山と注入材の周面摩擦抵抗	τ_p	N/mm ²	0.480	Ss0

補強材の抵抗力の算出方法

(1) 許容付着力の算出

許容付着力の算出式を以下に示す。

許容付着力 t_a (kN/m) は、 t_{pa} と t_{ca} の最も小さい値のものとする。

ただし、地山と注入材の許容付着力 t_{pa} 及び、補強材と注入材の許容付着力 t_{ca} は、以下の式による。

$$t_{pa} = \frac{\tau_p \cdot \pi \cdot D}{F_{sa}}$$

t_{pa} : 地山と注入材の許容付着力 (kN/m)
 τ_p : 地山と注入材の周面摩擦抵抗 (kN/m²)
 D : 削孔径 (m)
 F_{sa} : 周面摩擦抵抗の安全率

$$t_{ca} = \tau_c \cdot \pi \cdot d$$

t_{ca} : 補強材と注入材の許容付着力 (kN/m)
 τ_c : 補強材と注入材の許容付着応力 (kN/m²)
 d : 補強材径 (m)

(2) 補強材の許容補強材力の算出

補強材の許容補強材力の算出方法、並びに算出式を以下に示す。

許容補強材力 T_{pa} (kN/本) は、 T_{1pa} 、 T_{2pa} 、 T_{sa} の最も小さい値のものとする。

前項で算出された t_a より、「移動土塊から受ける引抜き抵抗力 (T_{1pa})」、「不動地山から受ける引抜き抵抗力 (T_{2pa})」、補強材の材料による「補強材の許容引張り (T_{sa})」は以下の式で求められる。

$$T_{1pa} = \frac{1}{1 - \mu} \cdot L_1 \cdot t_a$$

T_{1pa} : 移動土塊から受ける引抜き抵抗力 (kN/本)
 μ : のり面工の低減係数
 L_1 : 移動土塊の有効定着長 (m)

$$T_{2pa} = L_2 \cdot t_a$$

T_{2pa} : 不動地山から受ける引抜き抵抗力 (kN/本)
 L_2 : 不動地山の有効定着長 (m)

$$T_{sa} = \sigma_{sa} \cdot A_s$$

T_{sa} : 補強材の許容引張り力 (kN/本)
 σ_{sa} : 補強材の許容引張り応力度 (kN/m²)
 A_s : 補強材の断面積 (m²)

以上の結果より、補強後の安定計算式を以下に示す。

$$F_s = \frac{\sum \{(N-U) \cdot \tan \phi + C \cdot l\} + S_h + S_s}{\sum T}$$

F_s	:	安全率	
N	:	スライスの重力による法線力 ($N=W \cdot \cos \theta + Q_w$)	(kN/m)
U	:	スライスに働く間隙水圧 ($U=u \cdot b \cdot \cos \theta$)	(kN/m)
T	:	スライスの重力による接線力 ($T=W \cdot \sin \theta + Q_r$)	(kN/m)
l	:	スライスのすべり面長	(m)
b	:	スライス幅	(m)
ϕ	:	すべり面の内部摩擦角	($^{\circ}$)
C	:	すべり面の粘着力	(kN/m ²)
W	:	スライス重量	(kN/m)
θ	:	すべり面傾斜角	($^{\circ}$)
u	:	単位間隙水圧	(kN/m ²)
Q_w	:	上載荷重分力(法線方向)	(kN/m)
Q_r	:	上載荷重分力(接線方向)	(kN/m)
S_h	:	補強材による引き止め力 ($S_h=T_m \cdot \cos \beta$)	(kN/m)
S_s	:	補強材による締め付け力 ($S_s=T_m \cdot \sin \beta \cdot \tan \phi$)	(kN/m)
T_m	:	補強材の設計引張力	(kN/m)
β	:	補強材設置角度 (すべり面と補強材とのなす角度)	($^{\circ}$)

補強材による抵抗力の算出 (指定すべりー常時)

ここでは、前項の条件、数値、および数式を用いて補強材の抵抗力を求めるものとする。

< 補強材 No. 1 >

(1) 補強材の許容補強材力の算出 T_{pa}

$$T_{1pa} = \frac{1}{1 - \mu} \cdot \min(\Sigma(L1 \times t_{pa}), \Sigma(L1 \times t_{ca})) = \frac{1}{1 - 0.70} \times 98.018$$

$$= 326.727 \quad (\text{kN})$$

$$T_{2pa} = \min(\Sigma(L2 \times t_{pa}), \Sigma(L2 \times t_{ca}))$$

$$= 63.712 \quad (\text{kN})$$

$$T_{sa} = \sigma_{sa} \cdot A_s = 196.0 \times 10^3 \times 2.573 \times 10^{-4}$$

$$= 50.431 \quad (\text{kN})$$

μ	: 面のり面工の低減係数	
$L1$: 移動土塊の有効定着長	(m)
$L2$: 不動地山の有効定着長	(m)
σ_{sa}	: 補強材の許容引張り応力度	(kN/m ²)
A_s	: 補強材の断面積	(m ²)

よって T_{pa} は、 $T_{sa} < T_{2pa} < T_{1pa}$ より T_{sa} とする。

(2) 補強材による抵抗力の算出

前項で算出された T_{pa} より、補強材による引き止め力 Sh 、および補強材による締め付け力 Ss を求める。ただし、引き止め力 Sh がマイナスの場合は 0.0 として計算する。

$$Sh = T_m \cdot \cos \beta_i = \frac{\lambda \cdot T_{pa}}{SH} \cdot \cos \beta_i = \frac{0.7 \times 50.431}{1.50} \times \cos(90.00)$$

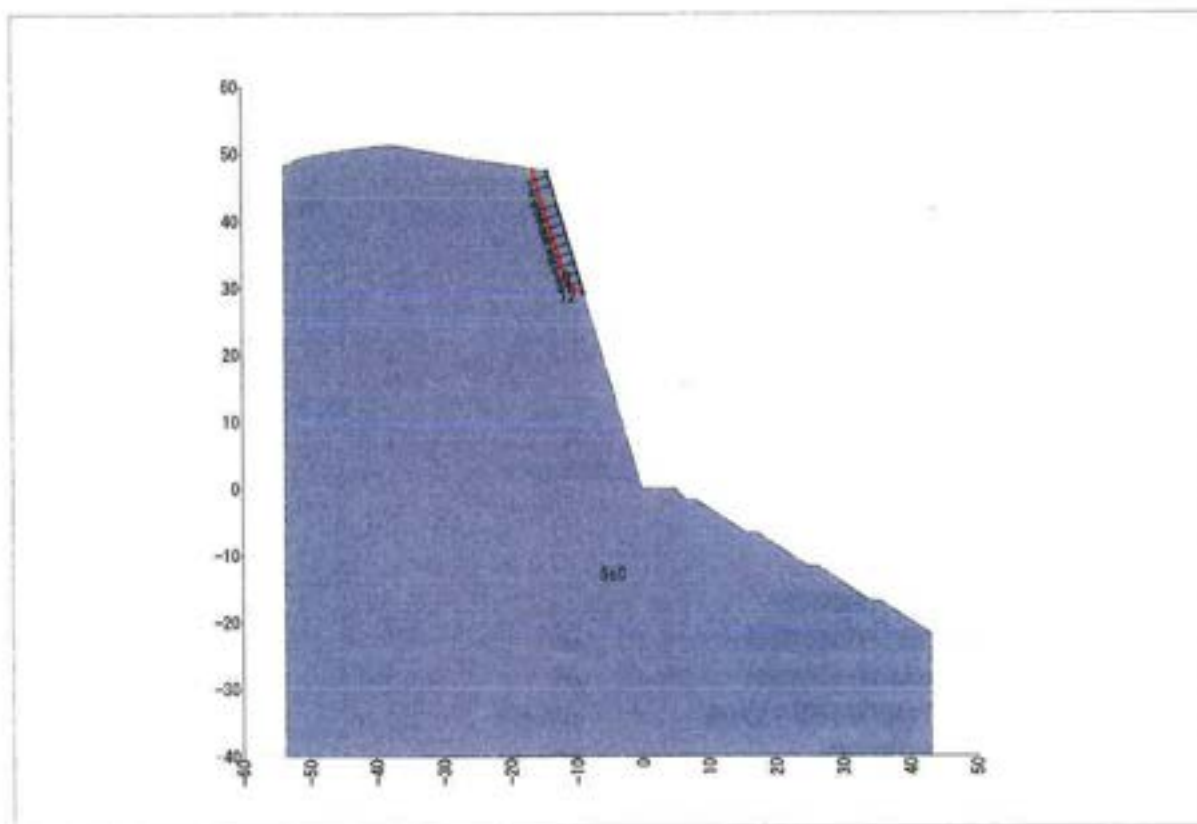
$$= 0.000 \quad (\text{kN/m})$$

$$Ss = T_m \cdot \sin \beta_i \cdot \tan \phi_i = \frac{\lambda \cdot T_{pa}}{SH} \cdot \sin \beta_i \cdot \tan \phi_i$$

$$= \frac{0.7 \times 50.431}{1.50} \times \sin(90.00) \times 0.649408 = 15.284 \quad (\text{kN/m})$$

T_m	: 補強材の設計引張り力	(kN/m)
	($T_m = T_d / SH$, $T_d = \lambda \cdot T_{pa}$)	
λ	: 補強材の引張り力の低減係数	
T_{pa}	: 補強材の許容補強材力	(kN/本)
β_i	: 補強材とすべり面とのなす角度	(°)
ϕ_i	: 内部摩擦角	(°)
T_d	: 1 本当りの設計引張り力	(kN/本)
SH	: 水平間隔	(m)

各補強材による抵抗力一覧表 (指定すべりー常時)

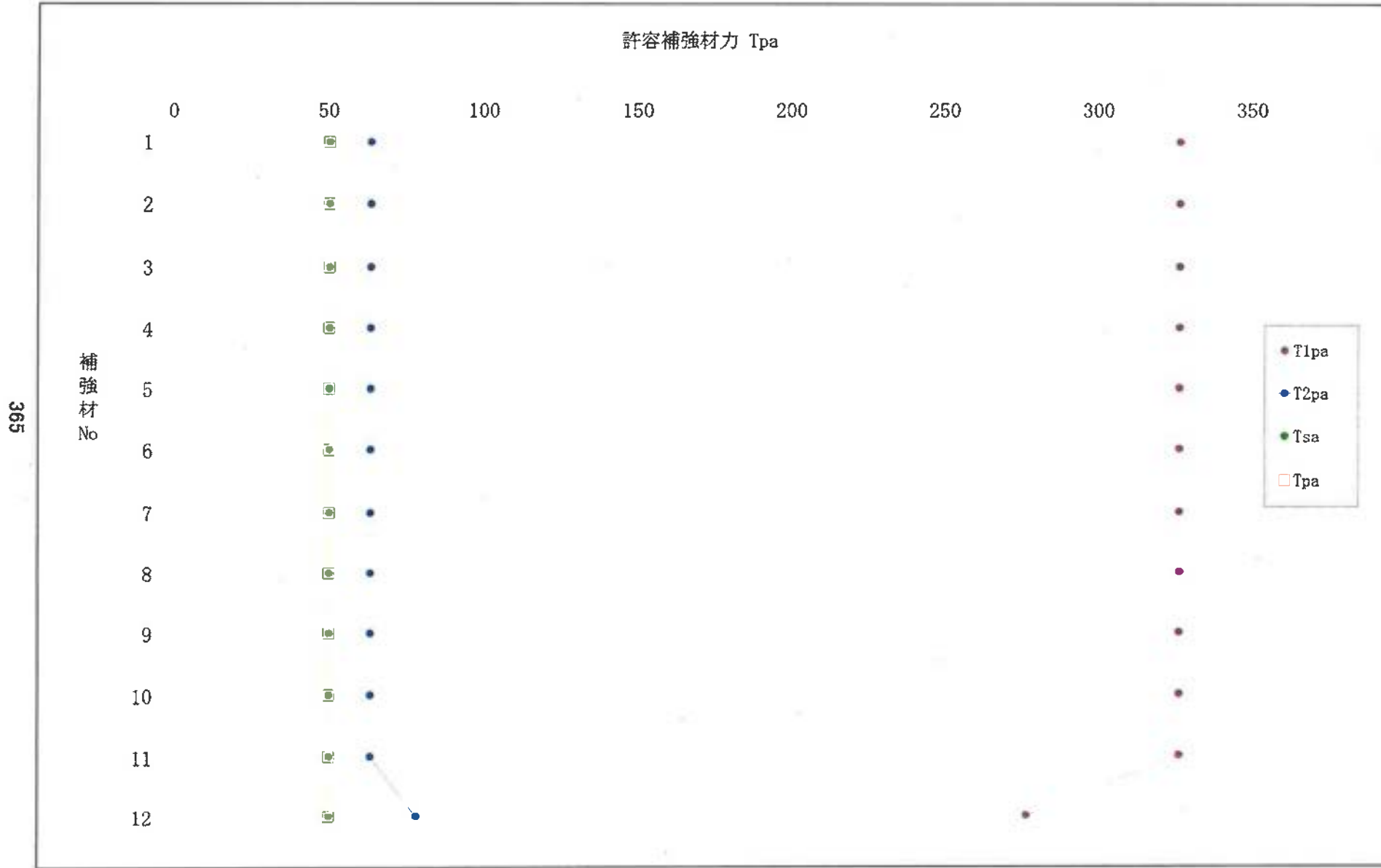


各補強材による抵抗力一覧表

補強材 No.	β ($^{\circ}$)	T1pa (kN/本)	T2pa (kN/本)	Tsa (kN/本)	Tpa (kN/本)	Td (kN/本)	Tm (kN/m)	Sh (kN/m)	Ss (kN/m)
[1]	90.00	326.727	63.712	50.431	50.431	35.302	23.535	0.000	15.284
[2]	90.00	326.727	63.712	50.431	50.431	35.302	23.535	0.000	15.284
[3]	90.00	326.727	63.712	50.431	50.431	35.302	23.535	0.000	15.284
[4]	90.00	326.727	63.712	50.431	50.431	35.302	23.535	0.000	15.284
[5]	90.00	326.727	63.712	50.431	50.431	35.302	23.535	0.000	15.284
[6]	90.00	326.727	63.712	50.431	50.431	35.302	23.535	0.000	15.284
[7]	90.00	326.727	63.712	50.431	50.431	35.302	23.535	0.000	15.284
[8]	90.00	326.727	63.712	50.431	50.431	35.302	23.535	0.000	15.284
[9]	90.00	326.727	63.712	50.431	50.431	35.302	23.535	0.000	15.284
[10]	90.00	326.727	63.712	50.431	50.431	35.302	23.535	0.000	15.284
[11]	90.00	326.727	63.712	50.431	50.431	35.302	23.535	0.000	15.284
[12]	46.69	277.063	78.561	50.431	50.431	35.302	23.535	16.144	11.121
計								16.144	179.245

※T1pa、T2pa、Tsaの囲みはTpaとして用いる値を示す。

許容補強材力：指定すべり(常時)



各補強材における層ごとの挿入長 (指定すべり-常時)

項 目		数 値		備 考
周面摩擦抵抗の安全率	Fsa	—	2.00	
補強材と注入材の許容付着応力	τ_c	N/mm ²	1.6	

補強材 No.1 削孔径 D = 65.0 (mm) 補強材径 d = 18.1 (mm)

層	L _B	L1 (n)	L2 (n)	τ_p	tpa	tca	L1·tpa	L1·tca	L2·tpa	L2·tca
Ss0	3.300	2.000	1.300	480	49.009	90.981	98.018	181.962	63.712	118.275
合 計	3.300	2.000	1.300				98.018	181.962	63.712	118.275

補強材 No.2 削孔径 D = 65.0 (mm) 補強材径 d = 18.1 (mm)

層	L _B	L1 (n)	L2 (n)	τ_p	tpa	tca	L1·tpa	L1·tca	L2·tpa	L2·tca
Ss0	3.300	2.000	1.300	480	49.009	90.981	98.018	181.962	63.712	118.275
合 計	3.300	2.000	1.300				98.018	181.962	63.712	118.275

補強材 No.3 削孔径 D = 65.0 (mm) 補強材径 d = 18.1 (mm)

層	L _B	L1 (n)	L2 (n)	τ_p	tpa	tca	L1·tpa	L1·tca	L2·tpa	L2·tca
Ss0	3.300	2.000	1.300	480	49.009	90.981	98.018	181.962	63.712	118.275
合 計	3.300	2.000	1.300				98.018	181.962	63.712	118.275

補強材 No.4 削孔径 D = 65.0 (mm) 補強材径 d = 18.1 (mm)

層	L _B	L1 (n)	L2 (n)	τ_p	tpa	tca	L1·tpa	L1·tca	L2·tpa	L2·tca
Ss0	3.300	2.000	1.300	480	49.009	90.981	98.018	181.962	63.712	118.275
合 計	3.300	2.000	1.300				98.018	181.962	63.712	118.275

補強材 No.5 削孔径 D = 65.0 (mm) 補強材径 d = 18.1 (mm)

層	L _B	L1 (n)	L2 (n)	τ_p	tpa	tca	L1·tpa	L1·tca	L2·tpa	L2·tca
Ss0	3.300	2.000	1.300	480	49.009	90.981	98.018	181.962	63.712	118.275
合 計	3.300	2.000	1.300				98.018	181.962	63.712	118.275

補強材 No.6 削孔径 D = 65.0 (mm) 補強材径 d = 18.1 (mm)

層	L _B	L1 (n)	L2 (n)	τ_p	tpa	tca	L1·tpa	L1·tca	L2·tpa	L2·tca
Ss0	3.300	2.000	1.300	480	49.009	90.981	98.018	181.962	63.712	118.275
合 計	3.300	2.000	1.300				98.018	181.962	63.712	118.275

補強材 No. 7 削孔径 D = 65.0 (mm) 補強材径 d = 18.1 (mm)

層	L _B	L ₁ (n)	L ₂ (n)	τ _p	t _{pa}	t _{ca}	L ₁ ·t _{pa}	L ₁ ·t _{ca}	L ₂ ·t _{pa}	L ₂ ·t _{ca}
Ss0	3.300	2.000	1.300	480	49.009	90.981	98.018	181.962	63.712	118.275
合計	3.300	2.000	1.300				98.018	181.962	63.712	118.275

補強材 No. 8 削孔径 D = 65.0 (mm) 補強材径 d = 18.1 (mm)

層	L _B	L ₁ (n)	L ₂ (n)	τ _p	t _{pa}	t _{ca}	L ₁ ·t _{pa}	L ₁ ·t _{ca}	L ₂ ·t _{pa}	L ₂ ·t _{ca}
Ss0	3.300	2.000	1.300	480	49.009	90.981	98.018	181.962	63.712	118.275
合計	3.300	2.000	1.300				98.018	181.962	63.712	118.275

補強材 No. 9 削孔径 D = 65.0 (mm) 補強材径 d = 18.1 (mm)

層	L _B	L ₁ (n)	L ₂ (n)	τ _p	t _{pa}	t _{ca}	L ₁ ·t _{pa}	L ₁ ·t _{ca}	L ₂ ·t _{pa}	L ₂ ·t _{ca}
Ss0	3.300	2.000	1.300	480	49.009	90.981	98.018	181.962	63.712	118.275
合計	3.300	2.000	1.300				98.018	181.962	63.712	118.275

補強材 No. 10 削孔径 D = 65.0 (mm) 補強材径 d = 18.1 (mm)

層	L _B	L ₁ (n)	L ₂ (n)	τ _p	t _{pa}	t _{ca}	L ₁ ·t _{pa}	L ₁ ·t _{ca}	L ₂ ·t _{pa}	L ₂ ·t _{ca}
Ss0	3.300	2.000	1.300	480	49.009	90.981	98.018	181.962	63.712	118.275
合計	3.300	2.000	1.300				98.018	181.962	63.712	118.275

補強材 No. 11 削孔径 D = 65.0 (mm) 補強材径 d = 18.1 (mm)

層	L _B	L ₁ (n)	L ₂ (n)	τ _p	t _{pa}	t _{ca}	L ₁ ·t _{pa}	L ₁ ·t _{ca}	L ₂ ·t _{pa}	L ₂ ·t _{ca}
Ss0	3.300	2.000	1.300	480	49.009	90.981	98.018	181.962	63.712	118.275
合計	3.300	2.000	1.300				98.018	181.962	63.712	118.275

補強材 No. 12 削孔径 D = 65.0 (mm) 補強材径 d = 18.1 (mm)

層	L _B	L ₁ (n)	L ₂ (n)	τ _p	t _{pa}	t _{ca}	L ₁ ·t _{pa}	L ₁ ·t _{ca}	L ₂ ·t _{pa}	L ₂ ·t _{ca}
Ss0	3.299	1.696	1.603	480	49.009	90.981	83.119	154.304	78.561	145.843
合計	3.300	1.697	1.603				83.119	154.304	78.561	145.843

L_B : 地山の挿入長 (削孔長) (m)

L₁ : 移動土塊の有効定着長 (m)

L₂ : 不動地山の有効定着長 (m)

τ_p : 地山と注入材の周面摩擦抵抗 (kN/m²)

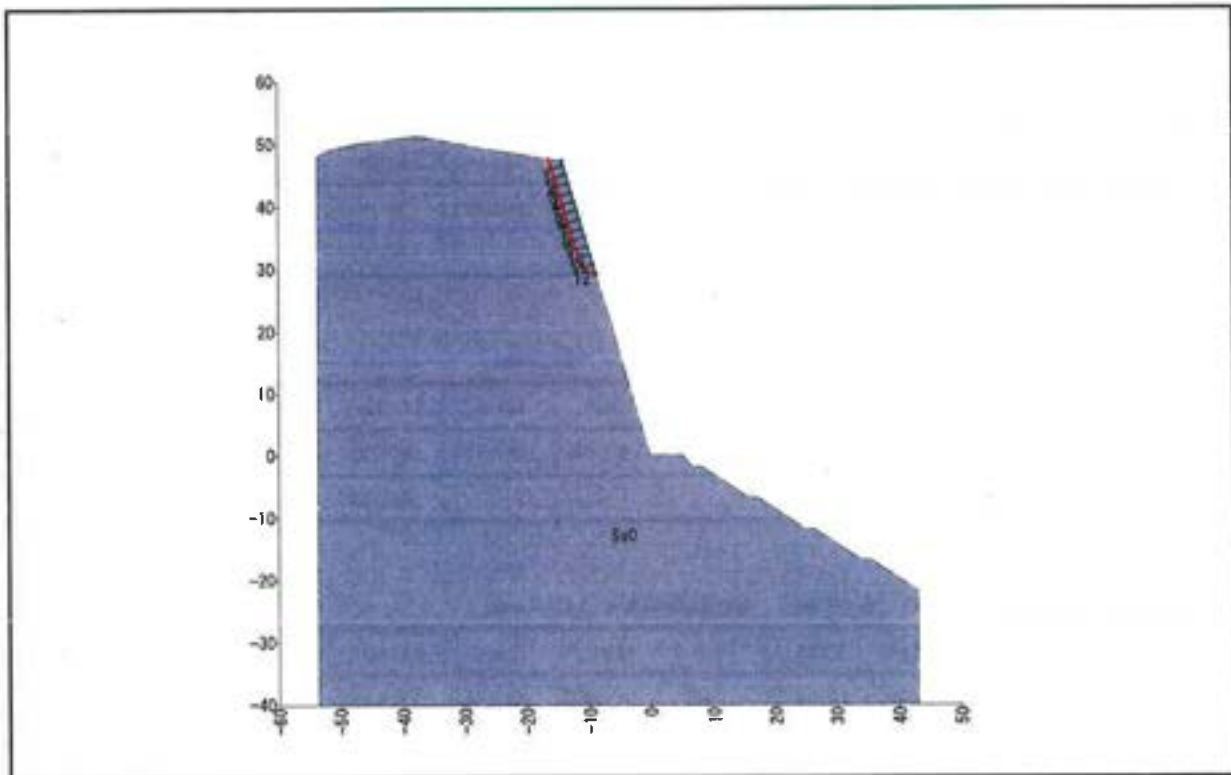
t_{pa} : 地山と注入材の許容付着力 (kN/m)

t_{ca} : 補強材と注入材の許容付着力 (kN/m)

$$t_{pa} = \frac{\tau_p \cdot \pi \cdot D}{F_{sa}}$$

$$t_{ca} = \tau_c \cdot \pi \cdot d$$

現場名	君津環境整備センター
ケース名	断面④ 表層の補強対策
備考	想定ゆるみ領域 表層2.0m



補強材配置後の安全率結果				
項目	記号	単位	数値(常時)	
			指定すべり	
計算結果	補強前安全率	Fs	—	1.000
	計画安全率	Fsp	—	1.200
	補強後安全率	Fs	—	1.321
計算要素	引き止め力	Sh	kN/m	16.144
	締め付け力	Ss	kN/m	179.245

施工段数： 12 段

補強後安全率の算出 (指定すべり)

$$\begin{aligned} F_s &= \frac{\Sigma \{ (N-U) \cdot \tan \phi + C \cdot l \} + Sh + Ss}{\Sigma T} \\ &= \frac{607.60 + 16.144 + 179.245}{607.58} \\ &\equiv 1.321 \end{aligned}$$

切土法面 安定計算

対策工計算結果
(アンカーの計算：下部)

③ 第Ⅲ-2 埋立地北側管理道路

アンカーの設計計算報告書

地区名	君津環境整備センター増設地区
測線名	④断面 (第Ⅲ-2埋立地北側管理道路)
備考	1:0.3勾配 切土法面

項目		記号	単位	数値	
外力	必要抑止力	Pr	kN/m	232.4	
	すべり面	平均角度	θ	°	58.00
		$\tan \phi$	—	—	0.64941 ($\phi=33.000^\circ$)
配置計画	水平間隔	a	m	3.00	
	施工段数	n	段	10	
	アンカー傾角	α	°	17.0	
	アンカー効果	縮め付け+引き止め効果			
鋼材	アンカー種別	PC鋼線より線 (KTB・引張型SCアンカー) K5			
	アンカーランク	ランクA(常時)			
定着	テンドンとグラウトの許容付着応力度	τ_b	N/mm ²	0.80	
	アンカー体の周面摩擦抵抗	τ	N/mm ²	0.60	
	設計安全率	Fs	—	2.5	

計算結果							
アンカー傾角 α (°)	設計アンカー力 Td(kN/本)	テンドン規格	見かけ周長 U (mm)	削孔径 d_A (mm)	アンカー体長 (m)		
					l_{sa}	l_a	La
17.0	78.7	K5-2H	106.0	90	0.93	1.16	3.0

1 アンカーの設計計算

1.1 設計条件

1.1.1 すべり面

- (1) 必要抑止力 $Pr = 232.4$ (kN/m)
 (2) すべり面勾配 $\theta = 58.00$ (°)

1.1.2 アンカーの配置・機能

- (1) アンカー水平間隔 $a = 3.00$ (m)
 (2) 施工段数 $m = 10$ (段)
 (3) 傾角 $\alpha = 17.0$ (°)
 (4) アンカーとすべり面のなす角度 $\beta = \alpha + \theta = 75.00$ (°)
 (5) アンカーの抑止機能 締め付け+引き止め効果
 (6) すべり面の内部摩擦角 $\tan \phi = 0.64941$ ($\phi = 33.000^\circ$)

1.1.3 アンカー体

- (1) 適用基準 地盤工学会
 (2) アンカーの支持方式 摩擦引張型
 (3) アンカー種別 PC鋼線より線(KTB・引張型SCアンカー) K5
 ランクA(常時)
 (4) フットンとグラウトの許容付着応力度 $\tau_b = 0.80$ (N/mm²)

		許容付着応力度 (N/mm ²)				
		グラウトの設計基準強度				
		18	24	30	40以上	
引張材の種類	ランクB	PC鋼より線	1.00	1.20	1.35	1.50
		多重PC #				
		異形PC鋼棒	1.40	1.60	1.80	2.00
	ランクA	PC鋼より線		0.80	0.90	1.00
		多重PC #				
		異形PC鋼棒		1.60	1.80	2.00

仮設の許容付着応力度は、PC鋼より線・多重PCより線は永久の1.5倍、異形PC鋼棒は、永久と同じとした。

出典：グラウンドアンカー設計・施工基準 同解説 P.76
 (平成24年5月31日版 地盤工学会)

- (5) アンカー体の周面摩擦抵抗 $\tau = 0.60$ (N/mm²)

アンカーの周面摩擦抵抗

地盤の種類		摩擦抵抗 (N/mm ²)	
岩盤	硬岩	1.50 ~ 2.50	
	軟岩	1.00 ~ 1.50	
	風化岩	0.60 ~ 1.00	
	土丹	0.60 ~ 1.20	
砂礫	N 値	10	0.10 ~ 0.20
		20	0.17 ~ 0.25
		30	0.25 ~ 0.35
		40	0.35 ~ 0.45
		50	0.45 ~ 0.70
砂	N 値	10	0.10 ~ 0.14
		20	0.18 ~ 0.22
		30	0.23 ~ 0.27
		40	0.29 ~ 0.35
		50	0.30 ~ 0.40
粘性土		1.0 c (cは粘着力)	

出典：グラウンドアンカー設計・施工基準 同解説 P.78(平成24年5月31日版 地盤工学会)

- (6) 設計安全率 $F_s = 2.5$

極限引抜き力に対する安全率

		安全率
ランクB		1.5
ランクA	(常時)	2.5
	(地震時)	1.5 ~ 2.0

出典：グラウンドアンカー設計・施工基準 同解説 P.77(平成24年5月31日版 地盤工学会)

- (7) 削孔径(アンカー体径) $d_A = 90$ (mm)

1. 2 設計アンカー力の算出

1. 2. 1 必要アンカー力の算出

対策工施工後の斜面の計画安全率(PFs)と必要抑止力(Pr)の関係は以下の通りである。

$$PFs = \frac{[\text{すべりに抵抗する力}] + Pr}{[\text{すべろうとする力}]}$$

$$Pr = PFs \cdot [\text{すべろうとする力}] - [\text{すべりに抵抗する力}]$$

アンカーによってすべり面を押しつける締め付け力と、すべり面沿いに引き上げる引き止め力の両方を「すべりに抵抗する力」とみなす算式は、必要アンカー力を Po とすると、

$$PFs = \frac{[\text{すべりに抵抗する力}] + Po \cdot \sin \beta \cdot \tan \phi + Po \cdot \cos \beta}{[\text{すべろうとする力}]}$$

$$\therefore Po = \frac{PFs \cdot [\text{すべろうとする力}] - [\text{すべりに抵抗する力}]}{\cos \beta + \sin \beta \cdot \tan \phi}$$

となる。

したがって、締め付け+引き止め効果の場合は、必要アンカー力を以下のように計算できる。

$$\begin{aligned} Po &= \frac{Pr}{\cos \beta + \sin \beta \cdot \tan \phi} \\ &= \frac{232.4}{\cos(75.00) + \sin(75.00) \times 0.64941} = 262.3 \quad (\text{kN/m}) \end{aligned}$$

1. 2. 2 設計アンカー力の算出

設計アンカー力 (Td) は、以下のように計算できる。

$$\begin{aligned} Td &= \frac{Po \cdot a}{n} \\ &= \frac{262.3 \times 3.00}{10} = 78.7 \quad (\text{kN/本}) \end{aligned}$$

以上より、1本当たりの設計アンカー力 (Td) は、78.7 kN/本 となる。

1. 3 テンドン規格の決定

アンカー種別 PC鋼線より線(KTB・引張型SCアンカー) K5
 テンドン規格 K5-2H

上の場合の許容引張力は、引張強度 (T_{us})、降伏強度 (T_{ys}) に対してそれぞれ以下のように計算できる。

$$0.60 \cdot (T_{us} \cdot N) = 0.60 \times 366.000 = 219.600 \text{ (kN)} \geq 78.7 \text{ (kN/本)} \dots \text{OK}$$

$$0.75 \cdot (T_{ys} \cdot N) = 0.75 \times 312.000 = 234.000 \text{ (kN)} \geq 78.7 \text{ (kN/本)} \dots \text{OK}$$

N : PC鋼より線本数 (2H 本)
 T_{us} : 引張強度 (より線1本あたり 183.000 kN)
 T_{ys} : 降伏強度 (より線1本あたり 156.000 kN)

以上より、K5-2H は、設計アンカー力に対して安全である。

1. 4 アンカー体長の算出

1. 4. 1 算出条件

テンドンとグラウトの許容付着応力度	τ_b	=	0.80	(N/mm ²)
アンカー体の周面摩擦抵抗	τ	=	0.60	(N/mm ²)
設計安全率	F_s	=	2.5	
テンドンの周長	U	=	106.0	(mm)
削孔径 (アンカー体径)	d_A	=	90	(mm)

1. 4. 2 計算結果

(1) テンドン拘束長

グラウトとアンカーテンドンとの付着から求まるテンドン拘束長

$$\begin{aligned}
 l_{sa} &= \frac{Td \cdot 10^3}{U \cdot \tau_b} \\
 &= \frac{78.7 \times 10^3}{106 \times 0.80} = 928 \text{ (mm)} = 0.93 \text{ (m)}
 \end{aligned}$$

(2) アンカー体長の算出

グラウトと地盤の摩擦から求まるアンカー体長

$$\begin{aligned}
 l_a &= \frac{Td \cdot 10^3 \cdot F_s}{\pi \cdot d_A \cdot \tau} \\
 &= \frac{78.7 \times 10^3 \times 2.5}{\pi \times 90 \times 0.60} = 1160 \text{ (mm)} = 1.16 \text{ (m)}
 \end{aligned}$$

(3) アンカー体長の決定

$$l_{sa} = 0.93 \text{ (m)} < l_a = 1.16 \text{ (m)} \text{ より}$$

アンカー体長 (L_a) は $L_a = 1.16 \text{ m}$ となるが、余裕を考慮した上 3.0 m とする。

スーパーメタルフレームの設計計算報告書

地区名	君津環境整備センター増設地区
測線名	④断面（第Ⅲ-2埋立地北側管理道路）
備考	1:0.3勾配 切土法面

計算条件

項 目	記 号	単 位	数 値
設計アンカー力	Td	kN/本	78.7
地盤の許容支持力	q _a	kN/m ²	300

計算結果

項 目	記 号	単 位	数 値
タイプ	—	—	クロス
規 格	—	—	KSC200-350
許容アンカー力	Ta	kN/本	350.0
受圧面積	A	m ²	1.218
単体質量	W	kg	132.0
標準寸法（縦 × 横 × 厚さ）	—	m	1.90 × 1.90 × 0.15

設計アンカー力の照査

$$T_d = 78.7 \text{ (kN/本)} \leq T_a = 350.0 \text{ (kN/本)} \dots \text{OK}$$

地盤支持力の照査

$$q = \frac{T_d}{A} = \frac{78.7}{1.218} = 65 \text{ (kN/m}^2\text{)} \leq q_a = 300 \text{ (kN/m}^2\text{)} \dots \text{OK}$$

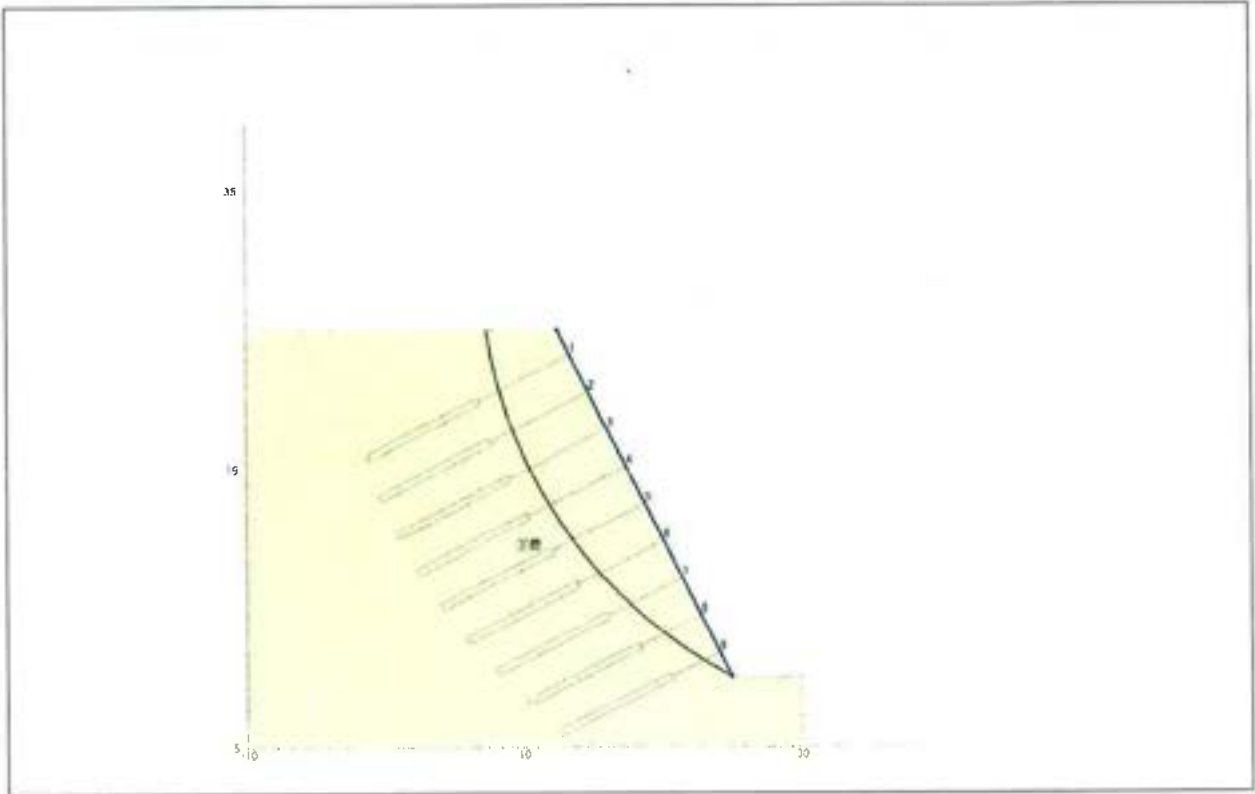
したがって、スーパーメタルフレーム クロス KSC200-350 を採用する。

対策工計算結果（アンカーの計算）

⑧ 第2防災調整池水叩き

アンカーの簡易報告書

<u>地区名</u>	_____
<u>測線名</u>	_____
<u>備考</u>	斜面勾配1 : 0.5 直高25m



項目		記号	単位	数	値
外力	必要抑止力	Pr	kN/m		634.7
	すべり面	平均角度	θ	°	53.13
		$\tan \phi$	—	—	
配置計画	水平間隔	a	m		3.00
	施工段数	m	段		9
	アンカー傾角	α	°		26.6
	アンカー効果	締め付け+引き止め効果			
鋼材	アンカー種別	PC鋼線より線(KTB・引張型SCアンカー) K5			
	アンカーランク	ランクA(常時)			
定着	テンドンとグラウトの許容付着応力度	τ_b	N/mm ²		0.80
	アンカー体の周面摩擦抵抗	τ	N/mm ²		0.20
	設計安全率	Fs	—		2.5

計算結果

アンカー傾角 α (°)	設計アンカー力 Td(kN/本)	テンドン規格	見かけ周長 U (mm)	削孔径 d_A (mm)	アンカー体長 (m)		
					l_{sa}	l_a	La
26.6	194.8	K5-2H	79.8	90	3.06	8.62	9.0