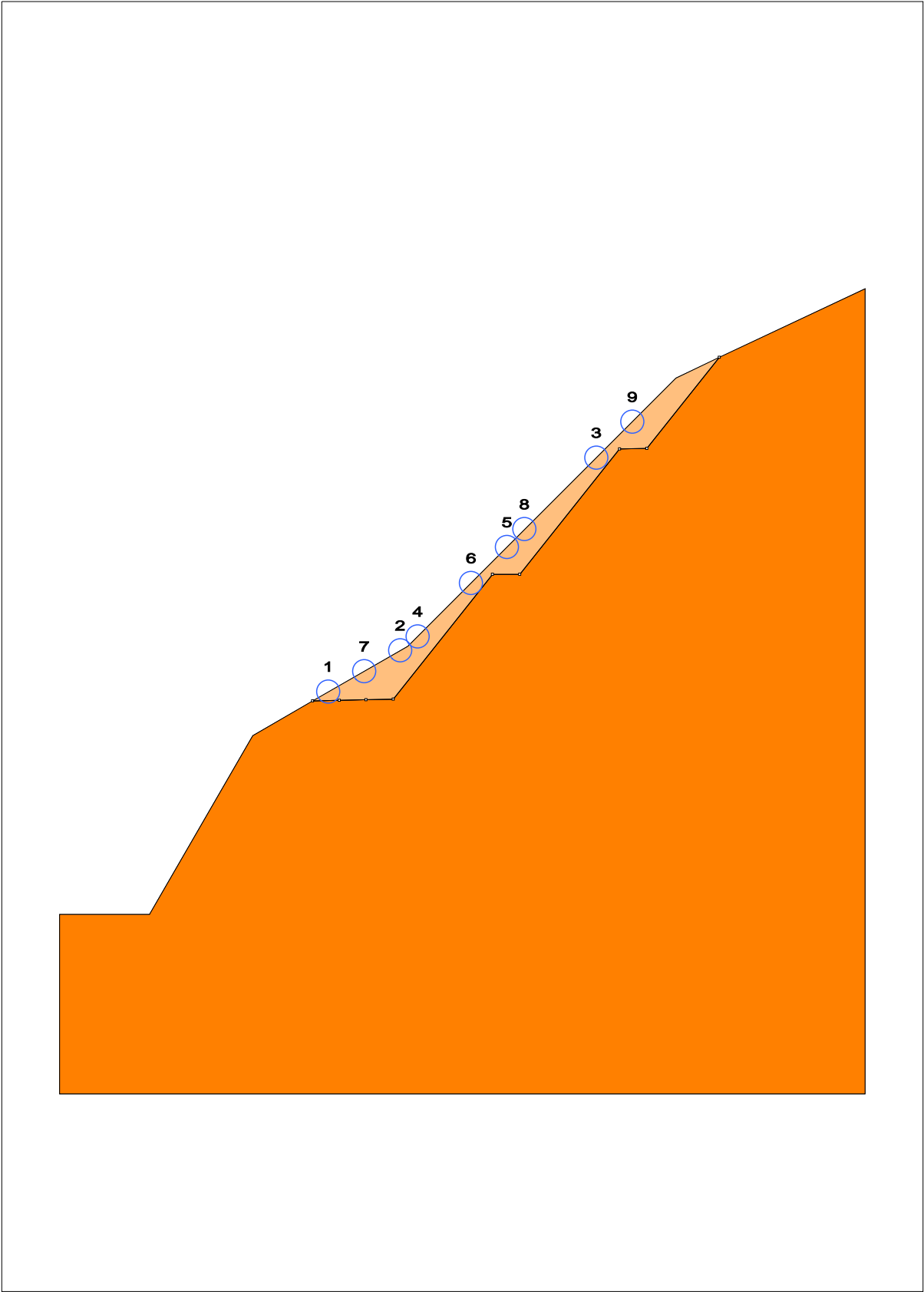


第 1案

切土工

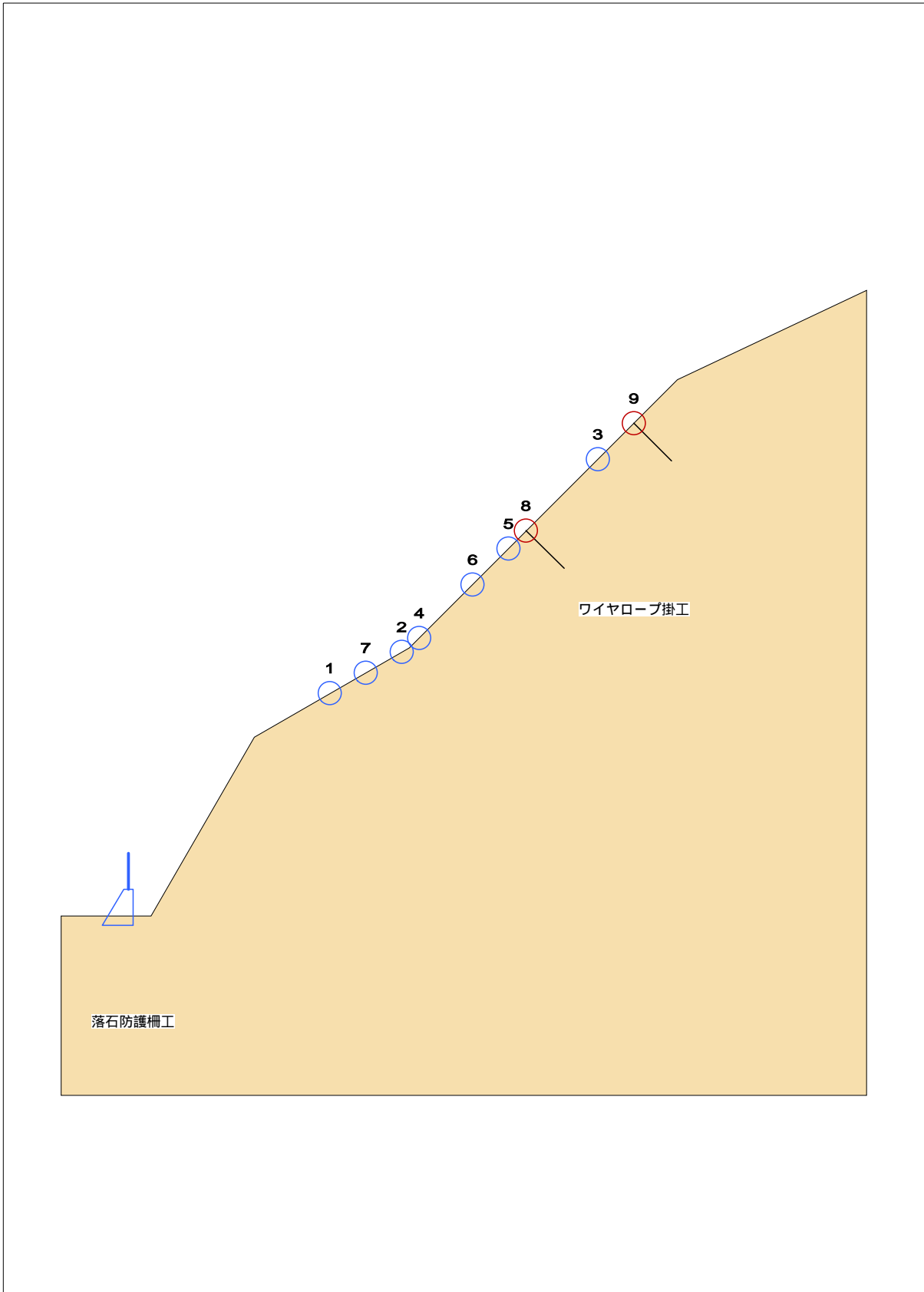
概要図



第 2案

落石防護柵工 + ワイヤロープ掛工

概要図



落石防護柵工設計計算結果一覧表

落石条件				基礎工条件									
落石の跳躍量	$h_1 =$	2.000 m	寸法	基礎天端幅	$B_1 =$	0.500 m							
斜面勾配	$=$	43.890 °		基礎底板幅	$B_2 =$	1.700 m							
落下高さ	$H =$	15.733 m		基礎高	$H_1 =$	2.000 m							
等価摩擦係数	$\mu =$	0.05		防護柵の根入長	$d =$	1.000 m							
落石の重量	$m =$	1.000 kN		基礎突出位置	$da =$	1.500 m							
			基礎落石衝突高	$h' =$	2.000 m								
				基礎有効長	$L_1 =$	8.000 m							
			前面・背面勾配(1:)	$N_1 = 0.600$	$N_2 =$	-							
落石防護柵条件													
寸法	落石防護柵高	$h =$	2.000 m	コンクリート	設計基準強度	$ck =$	18 N/mm ²						
	支柱間隔	$a =$	3.000 m		単位体積重量	$c =$	23.0 kN/m ³						
	柵全長	$L =$	10.000 m		許容圧縮応力度	$ca =$	4.50 N/mm ²						
ワイヤー	ロープ径	3 × 7G/0 18			安定計算	許容せん断応力度	$a =$	0.33 N/mm ²					
	断面積	$A =$	129.00 mm ²			裏込土	堆積土						
	降伏張力	$T_y =$	118.0 kN	土定数			単位体積重量(kN/m ³)	19.000	17.000				
支柱	種別	H-200 × 200 × 8.0 × 12		内部摩擦角(°)		30.000							
	断面係数	$Z =$	472.0 cm ³			摩擦係数	$\mu =$	0.600					
	断面二次モーメント	$I =$	4720 cm ⁴	地震時	設計水平震度	$kh =$	0.140						
	降伏応力度	$y =$	235.0 N/mm ²		粘着力	$c =$	0.000						
概要図													
計算結果													
左欄：計算値，右欄：許容値													
柵高	0.750	2.000	OK										
落石防護柵エネルギー	15.733	46.857	OK										
落石防護柵かぶり	モーメント			押し抜きせん断									
	4.992	6.750	OK	0.197	0.495	OK							
基礎工の安定	常時			落石時			地震時			堆積時			
	転倒	0.246	0.283	OK	0.502	0.566	OK	0.131	0.566	OK	0.151	0.566	OK
	滑動	46.009	1.500	OK	2.528	1.500	OK	3.813	1.200	OK	2.850	1.500	OK
	支持	3.941	350.0	OK	97.397	600.0	OK	16.081	600.0	OK	15.056	600.0	OK
	55.873	OK		-	-		OK	43.738		OK	49.414		OK
基礎工エネルギー	0.207	1.127	OK										

落石防護柵の計算

1. 設計条件

(1) 防護柵仕様

落石防護柵高	h =	2.000 m
支柱間隔	a =	3.000 m
柵全長	L =	10.000 m
ワイヤロープ		3×7G/O 18
断面積	A =	129.00 mm ²
降伏応力度	T _y =	118.0 kN
支柱		H-200×200×8.0×12
断面係数	Z =	472.0 cm ³
断面二次モーメント	I =	4720 cm ⁴
降伏応力度	y =	235.0 N/mm ²

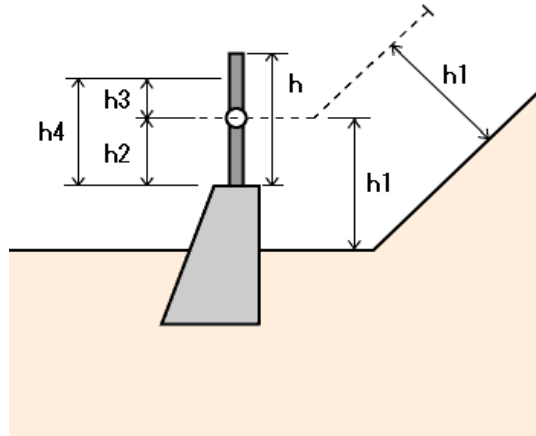
(2) 落石条件

落石の跳躍量	h ₁ =	2.000 m
斜面勾配	=	43.890 °
落下高さ	H =	15.733 m
等価摩擦係数	μ =	0.05

区分	落石および斜面の特性	設計に用いる μ	実験から得られる μ の値
A	硬岩, 丸状: 凹凸小, 立木なし	0.05	0~0.1
B	軟岩, 丸状~角状: 凹凸中~大, 立木なし	0.15	0.11~0.2
C	土砂・崖錐, 丸状~角状: 凹凸小~中, 立木なし	0.25	0.21~0.3
D	崖錐・巨礫まじり崖錐, 角状: 凹凸中~大, 立木なし~あり	0.35	0.31~

落石重量 m = 1.000 kN

2. 落石防護柵高の検討



h : 落石防護柵高 (m)

h₁ : 落石の跳躍量 (m)

地形より、2.000 mを考慮した場合必要柵高は次のようになる。

$$h_2 = 0.500 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} h_3 &= 0.500 \times 1/2 \\ &= 0.250 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} h_4 &= 0.500 + 0.250 \\ &= 0.750 \text{ m} \end{aligned}$$

ここに、

h₂ : 防護柵に衝突する高さ (m)

h₃ : 余裕高 (m)

h₄ : 必要柵高 (m)

$$h_4 = 0.750 \text{ m} \quad h = 2.000 \text{ m} \quad \text{OK}$$

3. 落石の全運動エネルギー

落石全運動エネルギーの算出

落石の全運動エネルギーは下式により算出する。

$$E_i = (1 + \mu \tan \theta) \left(1 - \frac{\mu}{\tan \theta}\right) m \cdot H$$

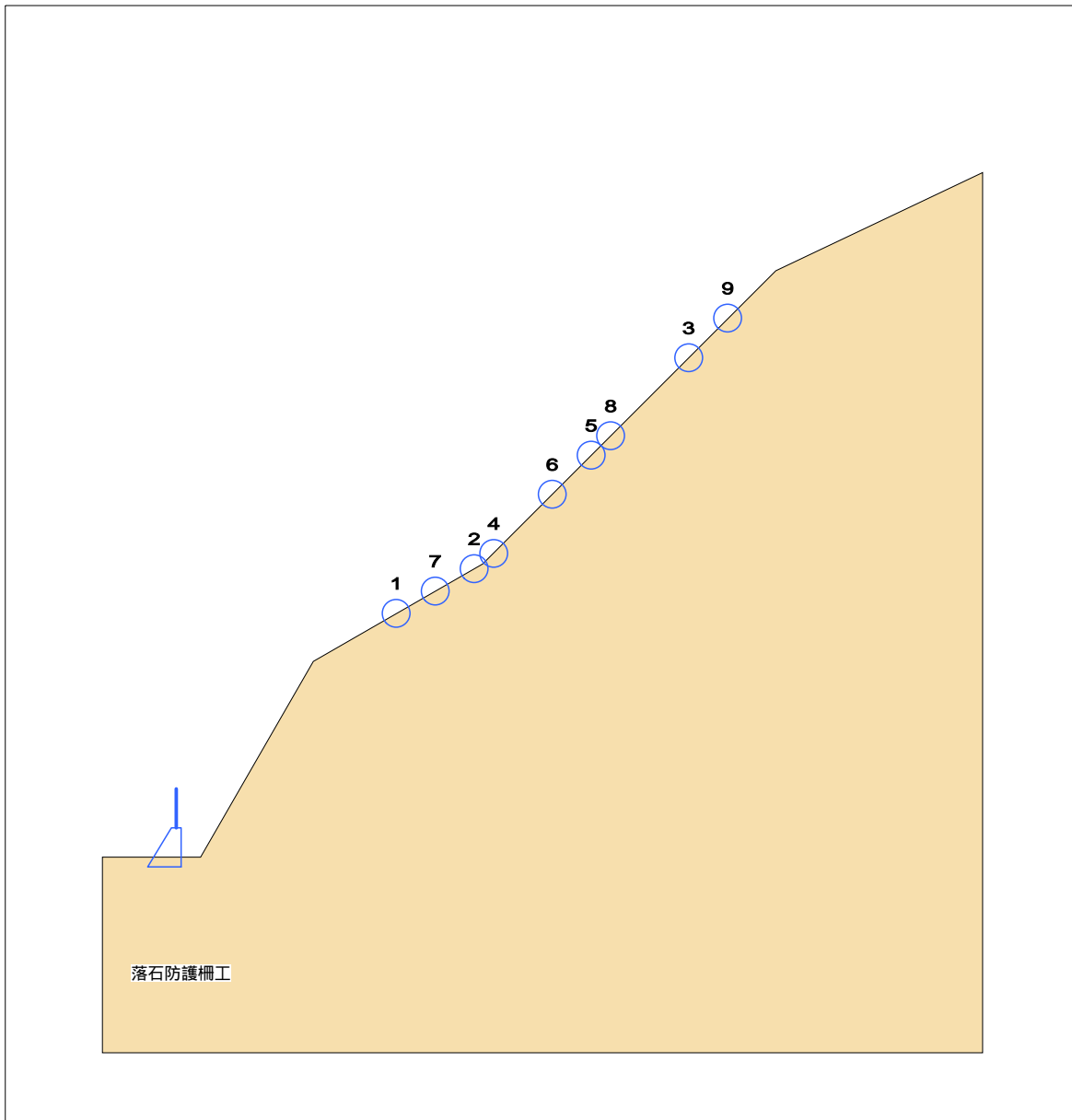
ただし、 $(1 + \mu \tan \theta) \cdot \left(1 - \frac{\mu}{\tan \theta}\right) > 1.0$

$$\begin{aligned} (1 + \mu \tan \theta) \cdot \left(1 - \frac{\mu}{\tan \theta}\right) &= (1 + 0.1) \times \left(1 - \frac{0.05}{\tan 43.890^\circ}\right) \\ &= 1.043 > 1.0 \quad \text{OUT} \quad (1 + \mu \tan \theta) \cdot \left(1 - \frac{\mu}{\tan \theta}\right) = 1.0 \text{ とする} \end{aligned}$$

$$E_i = 1.000 \times 1.000 \times 15.733 = 15.733 \text{ kJ}$$

ここで、落石の全運動エネルギー： E_i < 柵の可能吸収エネルギー： E_T となるように落石防護柵を算定する。

：回転エネルギーと線運動エネルギーの比 (0.1としてよい)



落石No.	落下高 (m)	落石重量 (kN)	落石エネルギー(kJ)	摘要
1	9.607	0.104	1.000	
2	11.916	0.494	5.887	
3	22.733	0.104	2.365	
4	12.733	0.468	5.960	
5	17.733	0.728	12.910	
6	15.733	1.000	15.733	採用値
7	10.761	0.120	1.292	
8				
9				
10				

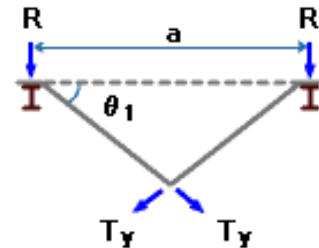
4. 落石防護柵の算定

落石防護柵の吸収エネルギーの計算

(1) ワイヤロープに降伏張力 T_y が作用したときの支柱への反力 R

2本のワイヤロープが共同して働くものとする。

$$\begin{aligned} R &= 2T_y \cdot \sin \theta_1 \\ &= 2 \times 118.0 \times \sin 13.972^\circ \\ &= 57.0 \text{ kN} \end{aligned}$$



ここで、 θ_1 は下式より算出する。

$$\left(\frac{a}{2} + \frac{T_y \cdot L}{2E \cdot A} \right) \cos \theta_1 = \frac{a}{2}$$

$$\left(\frac{3.000 \times 10^3}{2} + \frac{118.0 \times 10^3 \times 10.000 \times 10^3}{2 \times 1.000 \times 10^5 \times 129.00} \right) \cos \theta_1 = \frac{3.000 \times 10^3}{2}$$

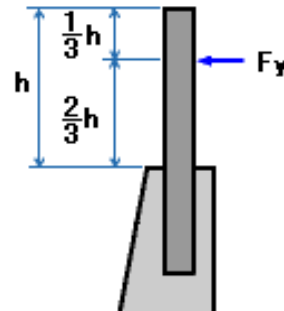
$$\theta_1 = 13.972^\circ$$

E : ワイヤロープの弾性係数 (N/mm²)

(2) 支柱の下端が塑性ヒンジを形成するのに要する力 F_y

$$\begin{aligned} F_y &= \frac{M_0}{h_2} = \frac{y \cdot Z}{h_2} \\ &= \frac{235.0 \times 472.0 \times 10^3}{2.000 \times 10^3 \times 2/3} \\ &= 83190 \text{ N} \\ &= 83.190 \text{ kN} \end{aligned}$$

h_2 : 作用点までの高さ



(3) 落石防護柵の可能吸収エネルギーは次式により計算する。

$$E_T = E_P + E_R + E_N$$

ここに、 E_P : 支柱の吸収エネルギー

E_R : ワイヤロープの吸収エネルギー

E_N : 金網の吸収エネルギー

(4) 支柱反力 R と支柱の下端が塑性ヒンジを形成するのに要する力 F_y を比較した結果に基づき、計算を行う。

b) ロープが先に降伏する場合 ($R < F_y$)

$$R = 57.0 \text{ kN} < F_y = 83.190 \text{ kN}$$

1) 支柱吸収エネルギー E_P の計算

$$\begin{aligned} E_P &= \frac{R^2 \cdot h^3}{3E' \cdot I} \\ &= \frac{(57.0 \times 10^3)^2 \times (1.333 \times 10^3)^3}{3 \times 2.000 \times 10^5 \times 4720 \times 10^4} \\ &= 0.271 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm} \\ &= 0.271 \text{ kJ} \end{aligned}$$

2) ワイヤロープの吸収エネルギー E_R の計算

$$E_R = 2T_y \cdot L \cdot S$$

ここに、 S : $T=T_y$ のときのワイヤの伸び率

$$\begin{aligned} S &= \frac{T_y}{E \cdot A} \\ &= \frac{118.0 \times 10^3}{1.000 \times 10^5 \times 129.00} \\ &= 9.147 \times 10^{-3} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} E_R &= 2 \times 118.0 \times 10^3 \times 10.000 \times 10^3 \times 9.147 \times 10^{-3} \\ &= 21.586 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm} \\ &= 21.586 \text{ kJ} \end{aligned}$$

3) 金網の吸収エネルギーは神戸大学、園原ダムの実験値より

$$E_N = 25.000 \text{ kJ} \text{ とする。}$$

4) 全吸収エネルギー E_T の計算

$$\begin{aligned} E_T &= E_P + E_R + E_N \\ &= 0.271 + 21.586 + 25.000 \\ &= 46.857 \text{ kJ} \end{aligned}$$

$$E_i = 15.733 \quad E_T = 46.857 \quad \text{OK}$$

5. 擁壁または直接基礎による柵のかぶりの照査

(1) 設計条件

落石荷重	$F_y =$	83.190 kN
落石防護柵高	$h =$	2.000 m
防護柵の根入長	$d =$	1.000 m
支柱のフランジ幅	$b =$	0.200 m
設計基準強度	$c_k =$	18 N/mm ²
許容圧縮応力度	$c_a =$	4.50 N/mm ²
許容せん断応力度	$a =$	0.33 N/mm ²

(2) 曲げモーメントに対して

支柱の根入れ深さの半分の点を中心として回転すると仮定すると、支柱の曲げモーメントMは下式で表される。

$$\begin{aligned}
 M &= F_y \left(\frac{2}{3} h + \frac{d}{2} \right) \\
 &= 83.190 \times \left(\frac{2}{3} \times 2.000 + \frac{1.000}{2} \right) \\
 &= 152.515 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

したがって、支柱基礎のB点における曲げ圧縮応力度は、

$$\begin{aligned}
 &= \frac{F_y}{A} + \frac{M}{Z} \\
 &= \frac{83.190 \times 10^3}{200000} + \frac{152.515 \times 10^6}{33333333} \\
 &= 4.992 \text{ N/mm}^2
 \end{aligned}$$

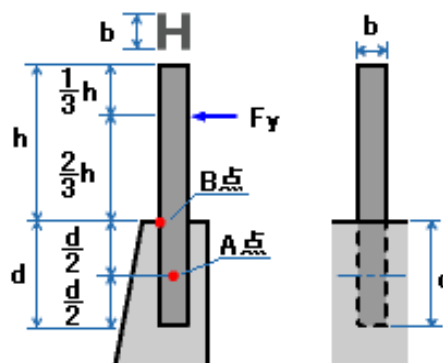
ここに、

$$\begin{aligned}
 A &= b \cdot d \text{ (bはH鋼のフランジ幅)} \\
 &= 200 \times 1000 \\
 &= 200000 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Z &= \frac{b \cdot d^2}{6} \text{ (断面係数)} \\
 &= \frac{200 \times 1000^2}{6} \\
 &= 33333333 \text{ mm}^3
 \end{aligned}$$

となり、がコンクリートの許容曲げ圧縮応力度 c_a より小さければよい。

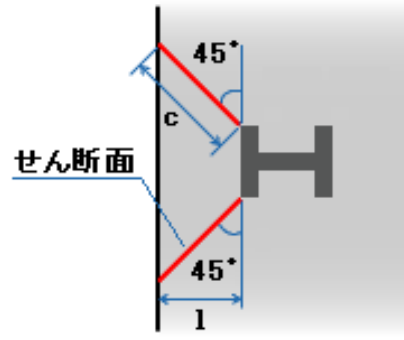
$$= 4.992 \text{ N/mm}^2 \quad c_a \times 1.5 = 4.50 \times 1.5 = 6.750 \text{ N/mm}^2 \quad \text{OK}$$



(3) 押抜きせん断に対して

落石に対して、擁壁にせん断面が形成されると仮定すると、この場合のせん断面に発生するせん断応力度は下式で表される。

$$\begin{aligned}
 &= \frac{F_y}{2cd} \\
 &= \frac{83.190 \times 10^3}{2 \times 0.212 \times 1.000 \times 10^6} \\
 &= 0.197 \text{ N/mm}^2
 \end{aligned}$$



$$c = \sqrt{2 \cdot l} = \sqrt{2} \times 0.150 = 0.212 \text{ m} \quad l = (0.500 - 0.200) / 2 = 0.150 \text{ m}$$

このせん断応力度がコンクリートの許容せん断応力度 a より小さければよい。

$$0.197 \text{ N/mm}^2 < a \times 1.5 = 0.33 \times 1.5 = 0.495 \text{ N/mm}^2 \quad \text{OK}$$

6. 基礎の検討

(1) 設計条件

基礎条件 直接基礎

地盤条件

摩擦係数		$\mu = 0.600$
許容支持力度	常時	$q1 = 350.0 \text{ kN/m}^2$
	落石時	$q2 = 600.0 \text{ kN/m}^2$
	地震時	$q3 = 600.0 \text{ kN/m}^2$
	堆積時	$q4 = 600.0 \text{ kN/m}^2$

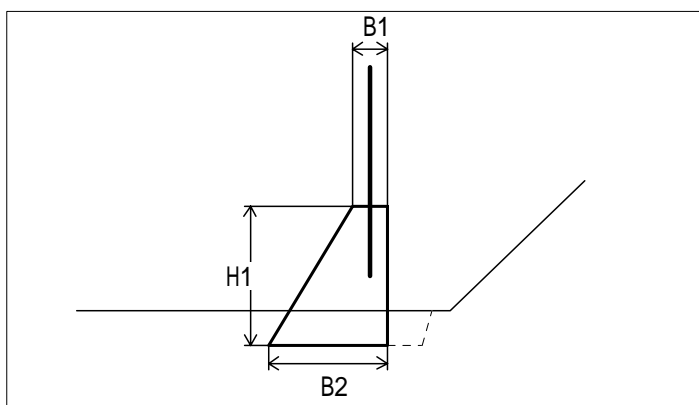
裏込土	単位体積重量	$s1 = 19.000 \text{ kN/m}^3$
	内部摩擦角	$= 30.000^\circ$

堆積土	堆積勾配	$1 = 10.000^\circ$
	単位体積重量	$s2 = 17.000 \text{ kN/m}^3$

地震時条件	設計水平震度	$kh = 0.140$
	粘着力	$c = 0.000 \text{ kN/m}^2$

コンクリート	設計基準強度	$ck = 18 \text{ N/mm}^2$
	単位体積重量	$c = 23.0 \text{ kN/m}^3$

(2) 形状寸法



基礎天端幅	$B1 = 0.500 \text{ m}$
基礎底板幅	$B2 = 1.700 \text{ m}$
基礎高	$H1 = 2.000 \text{ m}$
前面勾配	$N1 = 1 : 0.600$
背面勾配	$N2 = 1 : -$

(3) 基礎自重

常時 落石時 堆積時

	面積 A(m ²)	単位体積重量 c(kN/m ³)	鉛直力 V(kN)	水平力 H(kN)	アーム X(m)	アーム Y(m)
[1]	1.200	23.0	27.600	-	0.800	-
[2]	1.000	23.0	23.000	-	1.450	-
[3]	0.000	23.0	0.000	-	1.700	-
合計	2.200	-	50.600	-	1.095	-

地震時

	面積 A(m ²)	単位体積重量 c(kN/m ³)	鉛直力 V(kN)	水平力 H(kN)	アーム X(m)	アーム Y(m)
[1]	1.200	23.0	27.600	3.864	0.800	0.667
[2]	1.000	23.0	23.000	3.220	1.450	1.000
[3]	0.000	23.0	0.000	0.000	1.700	0.667
合計	2.200	-	50.600	7.084	1.095	0.818

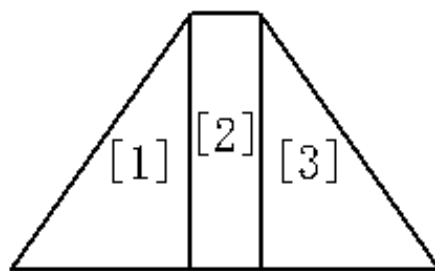
ここに、

$$\text{鉛直力 } V = A \cdot c$$

$$\text{水平力 } H = V \cdot kh$$

$$\text{アーム } X = (A \cdot X) / A$$

$$\text{アーム } Y = (A \cdot Y) / A$$



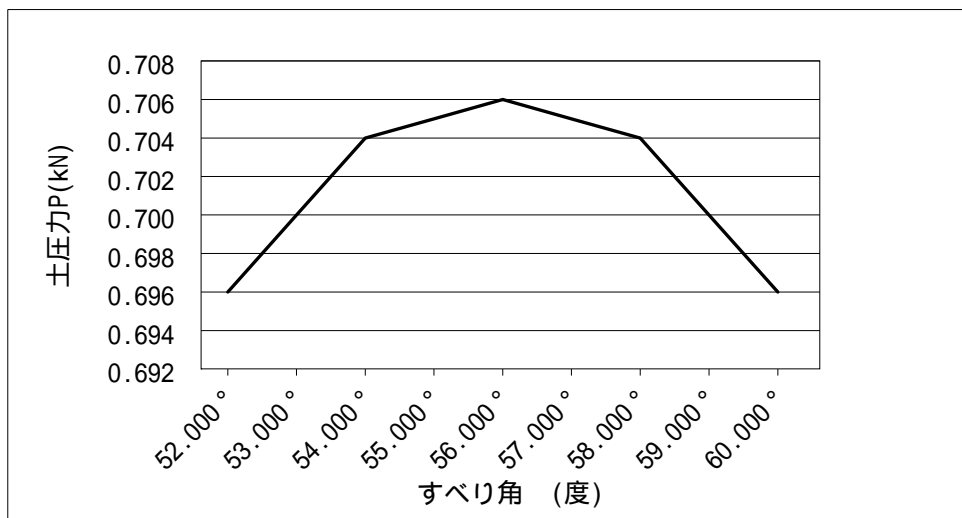
(4) 常時の安定計算

a) 土圧力の算出

試行くさび法により、最大土圧力を与えるすべり角を算出する。

= 52.000° ~ 60.000° における土圧力は以下となり、最大土圧は = 56.000° の時となる。

すべり角	土圧力P	水平土圧力P _H	鉛直土圧力P _V	摘要
52.000°	0.696	0.654	0.238	
53.000°	0.700	0.658	0.239	
54.000°	0.704	0.662	0.241	
55.000°	0.705	0.662	0.241	
56.000°	0.706	0.663	0.241	最大値
57.000°	0.705	0.662	0.241	
58.000°	0.704	0.662	0.241	
59.000°	0.700	0.658	0.239	
60.000°	0.696	0.654	0.238	



$$\begin{aligned}
 P &= \frac{W1 \cdot \sin(\quad - \quad)}{\cos(\quad - \quad - \quad)} \\
 &= \frac{1.602 \cdot \sin(56.000^\circ - 30.000^\circ)}{\cos(56.000^\circ - 30.000^\circ - 0.000^\circ - 20.000^\circ)} \\
 &= 0.706 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_H &= P \cdot \cos(\quad + \quad) \\
 &= 0.706 \times \cos(20.000^\circ + 0.000^\circ) \\
 &= 0.663 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_V &= P \cdot \sin(\quad + \quad) \\
 &= 0.706 \times \sin(20.000^\circ + 0.000^\circ) \\
 &= 0.241 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

ここに、

P : 土圧合力(kN)

W1 : 土くさび重量(kN/m)

: 仮定したすべり面と水平面のなす角(°)

1 : 埋戻土のせん断抵抗角(°)

: 壁背面と鉛直面のなす角(°)

: 壁面摩擦角(°)

b) モーメントの算出

基礎工に作用する外力は以下となる。

	鉛直力 V(kN)	水平力 H(kN)	アーム X(m)	アーム Y(m)	抵抗モーメント Mr(kN・m)	転倒モーメント Mo(kN・m)
自重	50.600	-	1.095	-	55.407	-
土圧	0.241	0.663	1.700	0.167	0.410	0.111
合計	50.841	0.663	-	-	55.817	0.111

c) 安定計算

作用位置 (d)

$$d = \frac{M_r - M_o}{V} = \frac{55.817 - 0.111}{50.841} = 1.096 \text{ m}$$

1) 転倒に対する検討

$$e = \frac{B_2}{2} - d = \frac{1.700}{2} - 1.096 = -0.246 \text{ m}$$

$$|e| = 0.246 \text{ m} \quad B_2/6 = 1.700 / 6 = 0.283 \text{ m} \quad \text{OK}$$

2) 滑動に対する検討

$$F_s = \frac{\mu \cdot V}{H}$$

$$= \frac{0.600 \times 50.841}{0.663}$$

$$= 46.009 \quad 1.500 \quad \text{OK}$$

3) 支持力に対する検討

$$q_1 = \frac{V}{B_2} \cdot \left(1 + \frac{6e}{B_2} \right)$$

$$= \frac{50.841}{1.700} \cdot \left(1 + \frac{6 \times -0.246}{1.700} \right)$$

$$= 3.941 \text{ kN/m}^2 \quad 350.0 \text{ kN/m}^2 \quad \text{OK}$$

$$q_2 = \frac{V}{B_2} \cdot \left(1 - \frac{6e}{B_2} \right)$$

$$= \frac{50.841}{1.700} \cdot \left(1 - \frac{6 \times -0.246}{1.700} \right)$$

$$= 55.873 \text{ kN/m}^2 \quad 350.0 \text{ kN/m}^2 \quad \text{OK}$$

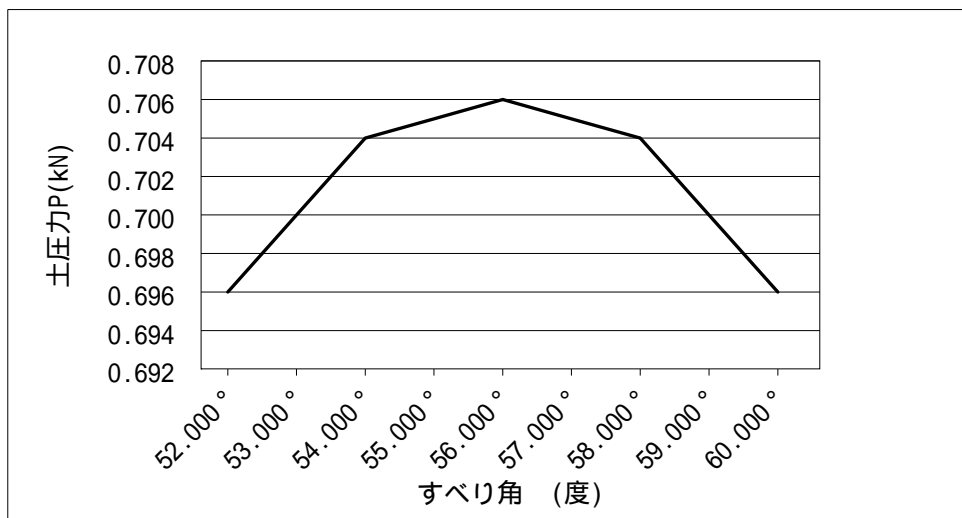
(5) 落石時の安定計算

a) 土圧力の算出

試行くさび法により、最大土圧力を与えるすべり角を算出する。

= 52.000° ~ 60.000° における土圧力は以下となり、最大土圧は = 56.000° の時となる。

すべり角	土圧力P	水平土圧力P _H	鉛直土圧力P _V	摘要
52.000°	0.696	0.654	0.238	
53.000°	0.700	0.658	0.239	
54.000°	0.704	0.662	0.241	
55.000°	0.705	0.662	0.241	
56.000°	0.706	0.663	0.241	最大値
57.000°	0.705	0.662	0.241	
58.000°	0.704	0.662	0.241	
59.000°	0.700	0.658	0.239	
60.000°	0.696	0.654	0.238	



$$\begin{aligned}
 P &= \frac{W1 \cdot \sin(\quad - \quad)}{\cos(\quad - \quad - \quad)} \\
 &= \frac{1.602 \cdot \sin(56.000^\circ - 30.000^\circ)}{\cos(56.000^\circ - 30.000^\circ - 0.000^\circ - 20.000^\circ)} \\
 &= 0.706 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_H &= P \cdot \cos(\quad + \quad) \\
 &= 0.706 \times \cos(20.000^\circ + 0.000^\circ) \\
 &= 0.663 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_V &= P \cdot \sin(\quad + \quad) \\
 &= 0.706 \times \sin(20.000^\circ + 0.000^\circ) \\
 &= 0.241 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

ここに、

P : 土圧合力(kN)

W1 : 土くさび重量(kN/m)

: 仮定したすべり面と水平面のなす角(°)

1 : 埋戻土のせん断抵抗角(°)

: 壁背面と鉛直面のなす角(°)

: 壁面摩擦角(°)

b) モーメントの算出

落石時荷重（ワイヤロープに降伏張力が作用したときの支柱反力：R）

$$P = R \cdot 2 / L = 57.0 \times 2 / 10.000 = 11.400 \text{ kN/m}$$

ここに、L：基礎有効長

作用高さ

$$y = H1 + h2 = 2.000 + 1.333 = 3.333 \text{ m}$$

基礎工に作用する外力は以下となる。

	鉛直力 V(kN)	水平力 H(kN)	アーム X(m)	アーム Y(m)	抵抗モーメント Mr(kN・m)	転倒モーメント Mo(kN・m)
自重	50.600	-	1.095	-	55.407	-
土圧	0.241	0.663	1.700	0.167	0.410	0.111
落石荷重	-	11.400	-	3.333	-	37.996
合計	50.841	12.063	-	-	55.817	38.107

c) 安定計算

作用位置 (d)

$$d = \frac{M_r - M_o}{V} = \frac{55.817 - 38.107}{50.841} = 0.348 \text{ m}$$

1) 転倒に対する検討

$$e = \frac{B2}{2} - d = \frac{1.700}{2} - 0.348 = 0.502 \text{ m}$$

$$|e| = 0.502 \text{ m} \quad B2/3 = 1.700 / 3 = 0.566 \text{ m} \quad \text{OK}$$

2) 滑動に対する検討

$$F_s = \frac{\mu \cdot V}{H}$$

$$= \frac{0.600 \times 50.841}{12.063}$$

$$= 2.528 > 1.500 \quad \text{OK}$$

3) 支持力に対する検討

$$q1 = \frac{2 \cdot V}{3d}$$

$$= \frac{2 \times 50.841}{3 \times 0.348}$$

$$= 97.397 \text{ kN/m}^2 < 600.0 \text{ kN/m}^2 \quad \text{OK}$$

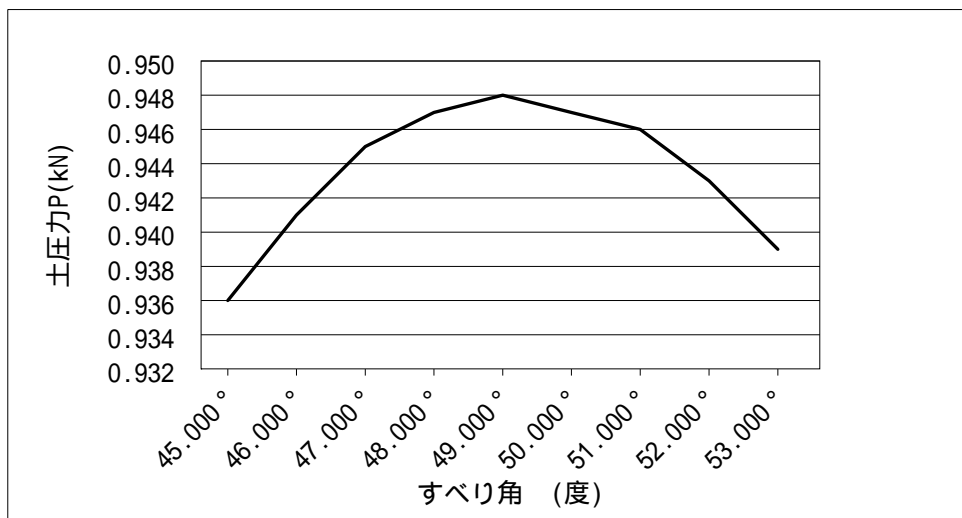
(6) 地震時の安定計算

a) 土圧力の算出

試行くさび法により、最大土圧力を与えるすべり角を算出する。

= 45.000° ~ 53.000° における土圧力は以下となり、最大土圧は = 49.000° の時となる。

すべり角	土圧力P	水平土圧力P _H	鉛直土圧力P _V	摘要
45.000°	0.936	0.904	0.242	
46.000°	0.941	0.909	0.244	
47.000°	0.945	0.913	0.245	
48.000°	0.947	0.915	0.245	
49.000°	0.948	0.916	0.245	最大値
50.000°	0.947	0.915	0.245	
51.000°	0.946	0.914	0.245	
52.000°	0.943	0.911	0.244	
53.000°	0.939	0.907	0.243	



$$\begin{aligned}
 P &= \frac{W1 \cdot \sec \delta \cdot \sin(\alpha - \beta + \theta)}{\cos(\alpha - \beta - \theta)} \\
 &= \frac{2.065 \cdot \sec(7.970^\circ) \cdot \sin(49.000^\circ - 30.000^\circ + 7.970^\circ)}{\cos(49.000^\circ - 30.000^\circ - 0.000^\circ - 15.000^\circ)} \\
 &= 0.948 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_H &= P \cdot \cos(\alpha + \theta) \\
 &= 0.948 \times \cos(15.000^\circ + 0.000^\circ) \\
 &= 0.916 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_V &= P \cdot \sin(\alpha + \theta) \\
 &= 0.948 \times \sin(15.000^\circ + 0.000^\circ) \\
 &= 0.245 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

ここに、

P : 土圧合力(kN)

W1 : 土くさび重量(kN/m)

α : 仮定したすべり面と水平面のなす角(°)

θ : 地震合成角 $= \tan^{-1}kh$ (°)

kh : 設計水平震度

β : 埋戻土のせん断抵抗角(°)

δ : 壁背面と鉛直面のなす角(°)

ϕ : 壁面摩擦角(°)

b) モーメントの算出

基礎工に作用する外力は以下となる。

	鉛直力 V(kN)	水平力 H(kN)	アーム X(m)	アーム Y(m)	抵抗モーメント Mr(kN・m)	転倒モーメント Mo(kN・m)
自重	50.600	7.084	1.095	0.818	55.407	5.795
土圧	0.245	0.916	1.700	0.167	0.417	0.153
合計	50.845	8.000	-	-	55.824	5.948

c) 安定計算

作用位置 (d)

$$d = \frac{M_r - M_o}{V} = \frac{55.824 - 5.948}{50.845} = 0.981 \text{ m}$$

1) 転倒に対する検討

$$e = \frac{B^2}{2} - d = \frac{1.700}{2} - 0.981 = -0.131 \text{ m}$$

$$|e| = 0.131 \text{ m} \quad B/3 = 1.700 / 3 = 0.566 \text{ m} \quad \text{OK}$$

2) 滑動に対する検討

$$F_s = \frac{\mu \cdot V}{H}$$

$$= \frac{0.600 \times 50.845}{8.000}$$

$$= 3.813 \quad 1.200 \quad \text{OK}$$

3) 支持力に対する検討

$$q_1 = \frac{V}{B^2} \cdot \left(1 + \frac{6e}{B^2} \right)$$

$$= \frac{50.845}{1.700} \cdot \left(1 + \frac{6 \times -0.131}{1.700} \right)$$

$$= 16.081 \text{ kN/m}^2 \quad 600.0 \text{ kN/m}^2 \quad \text{OK}$$

$$q_2 = \frac{V}{B^2} \cdot \left(1 - \frac{6e}{B^2} \right)$$

$$= \frac{50.845}{1.700} \cdot \left(1 - \frac{6 \times -0.131}{1.700} \right)$$

$$= 43.738 \text{ kN/m}^2 \quad 600.0 \text{ kN/m}^2 \quad \text{OK}$$

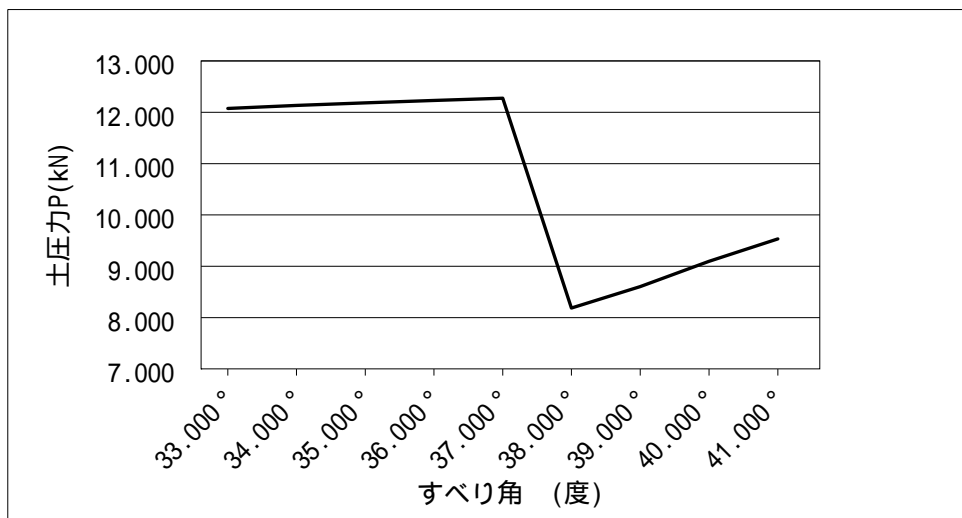
(7) 堆積時の安定計算

a) 土圧力の算出

試行くさび法により、最大土圧力を与えるすべり角を算出する。

= 33.000° ~ 41.000° における土圧力は以下となり、最大土圧は = 37.000° の時となる。

すべり角	土圧力P	水平土圧力P _H	鉛直土圧力P _V	摘要
33.000°	12.076	11.348	4.130	
34.000°	12.133	11.401	4.150	
35.000°	12.185	11.450	4.168	
36.000°	12.232	11.494	4.184	
37.000°	12.274	11.534	4.198	最大値
38.000°	8.188	7.694	2.800	
39.000°	8.606	8.087	2.943	
40.000°	9.098	8.549	3.112	
41.000°	9.534	8.959	3.261	



$$\begin{aligned}
 P &= \frac{W1 \cdot \sin(\quad) + W2 \cdot \cos(\quad) \cdot \tan(\quad - \quad)}{\cos(\quad - \quad - \quad)} \\
 &= \frac{20.249 \cdot \sin(37.000^\circ - 30.000^\circ) + 7.128 \cdot \cos(37.000^\circ - 30.000^\circ) \cdot \tan(73.301^\circ - 20.000^\circ)}{\cos(37.000^\circ - 30.000^\circ - 0.000^\circ - 20.000^\circ)} \\
 &= 12.274 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_H &= P \cdot \cos(\quad + \quad) \\
 &= 12.274 \times \cos(20.000^\circ + 0.000^\circ) \\
 &= 11.534 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_V &= P \cdot \sin(\quad + \quad) \\
 &= 12.274 \times \sin(20.000^\circ + 0.000^\circ) \\
 &= 4.198 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

ここに、

P : 土圧合力(kN)

W_i : 土くさび重量(kN/m)

α : 仮定したすべり面と水平面のなす角(°)

β : 埋戻土のせん断抵抗角(°)

γ : 地山線の勾配(°)

δ : 地山と境界における壁面摩擦角(°)

θ : 壁背面と鉛直面のなす角(°)

ϕ : 壁面摩擦角(°)

b) モーメントの算出

基礎工に作用する外力は以下となる。

	鉛直力 V(kN)	水平力 H(kN)	アーム X(m)	アーム Y(m)	抵抗モーメント Mr(kN・m)	転倒モーメント Mo(kN・m)
自重	50.600	-	1.095	-	55.407	-
土圧	4.198	11.534	1.700	0.667	7.137	7.693
合計	54.798	11.534	-	-	62.544	7.693

c) 安定計算

作用位置 (d)

$$d = \frac{M_r - M_o}{V} = \frac{62.544 - 7.693}{54.798} = 1.001 \text{ m}$$

1) 転倒に対する検討

$$e = \frac{B^2}{2} - d = \frac{1.700}{2} - 1.001 = -0.151 \text{ m}$$

$$|e| = 0.151 \text{ m} \quad B/3 = 1.700 / 3 = 0.566 \text{ m} \quad \text{OK}$$

2) 滑動に対する検討

$$F_s = \frac{\mu \cdot V}{H} = \frac{0.600 \times 54.798}{11.534} = 2.850 > 1.500 \quad \text{OK}$$

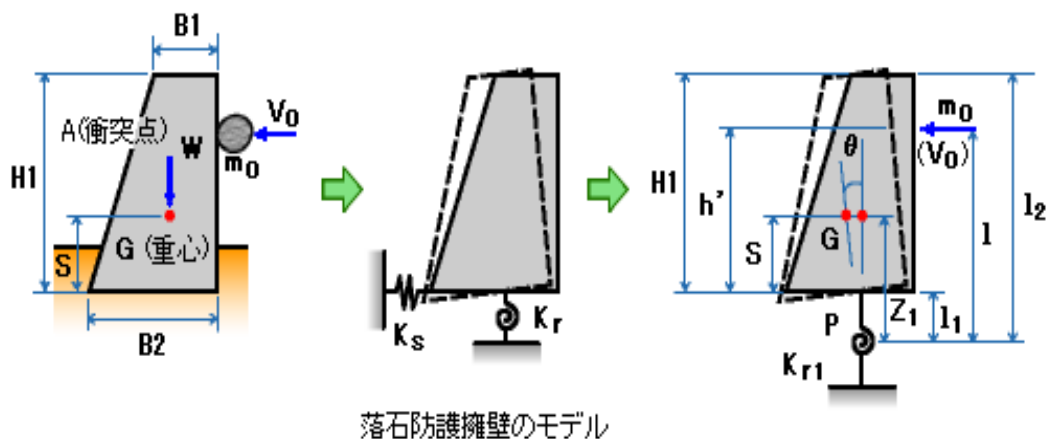
3) 支持力に対する検討

$$q_1 = \frac{V}{B^2} \cdot \left(1 + \frac{6e}{B^2} \right) = \frac{54.798}{1.700} \cdot \left(1 + \frac{6 \times -0.151}{1.700} \right) = 15.056 \text{ kN/m}^2 < 600.0 \text{ kN/m}^2 \quad \text{OK}$$

$$q_2 = \frac{V}{B^2} \cdot \left(1 - \frac{6e}{B^2} \right) = \frac{54.798}{1.700} \cdot \left(1 - \frac{6 \times -0.151}{1.700} \right) = 49.414 \text{ kN/m}^2 < 600.0 \text{ kN/m}^2 \quad \text{OK}$$

7. 基礎の落石衝突によるエネルギー検討

(1) 落石衝突による擁壁の弾性応答時の地盤の変形エネルギーの算定

a) 回転中心 (P) と擁壁の重心 (G) との距離 Z_1 の計算

1) 擁壁有効長の重量

$$\begin{aligned}
 m &= \frac{B_1 + B_2}{2} \times H_1 \cdot L_1 \cdot c \\
 &= \frac{0.500 + 1.700}{2} \times 2.000 \times 8.000 \times 23.0 \\
 &= 404.8 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

ここに、
 L_1 : 擁壁の有効長
 B_1 : 擁壁の天端幅
 B_2 : 擁壁の底面幅
 H_1 : 擁壁の高さ

2) 擁壁重心に関する慣性モーメント (I)

$$\begin{aligned}
 I &= \frac{m}{3} \left\{ \frac{B_1^2 + B_2^2}{2} + H_1^2 - \frac{B_2 - B_1}{2(B_1 + B_2)} \cdot H_1^2 - \frac{(2B_1 + B_2)^2 H_1^2 + (B_1^2 + B_2^2 + B_1 \cdot B_2)^2}{3(B_1 + B_2)^2} \right\} \\
 &= \frac{404.8}{3} \left\{ \frac{0.500^2 + 1.700^2}{2} + 2.000^2 - \frac{1.700 - 0.500}{2 \times (0.500 + 1.700)} \times 2.000^2 \right. \\
 &\quad \left. - \frac{(2 \times 0.500 + 1.700)^2 \times 2.000^2 + (0.500^2 + 1.700^2 + 0.500 \times 1.700)^2}{3 \times (0.500 + 1.700)^2} \right\} \\
 &= 185.5 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

3) 擁壁底面の断面二次モーメント (I_o)

$$\begin{aligned}
 I_o &= \frac{B^3 \cdot L_1}{12} \\
 &= \frac{1.700^3 \times 8.000}{12} \\
 &= 3.275 \text{ m}^4
 \end{aligned}$$

4) 擁壁底の底面積 (A)

$$\begin{aligned}
 A &= B_2 \cdot L_1 \\
 &= 1.700 \times 8.000 \\
 &= 13.600 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

5) 擁壁から重心までの距離 (S)

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{H_1}{3} \cdot \frac{2B_1 + B_2}{B_1 + B_2} \\
 &= \frac{2.000}{3} \cdot \frac{2 \times 0.500 + 1.700}{0.500 + 1.700} \\
 &= 0.818 \text{ m}
 \end{aligned}$$

6) 鉛直地盤反力係数 (K_v)

$$\begin{aligned}
 K_v &= \frac{1}{0.3} E_o \cdot \left(\frac{B_v}{0.3} \right)^{-3/4} \\
 K_v &= \frac{1}{0.3} \times 1 \times 84000.0 \times \left(\frac{3.688}{0.3} \right)^{-3/4} \\
 &= 42648.7 \text{ kN/m}^3
 \end{aligned}$$

ここに、 B_v : 基礎の換算載荷幅

$$B_v = \sqrt{A} = \sqrt{13.600} = 3.688 \text{ m}$$

: 地盤反力係数の推定に用いる係数

E_o : 変形係数 E_o = 2800N = 2800 × 30 = 84000.0 kN/m²

N : 標準貫入試験のN値

変形係数E_oと

変形係数E _o の推定方法	地盤反力係数の推定に用いる係数
直径0.3mの剛体円盤による平板載荷試験の繰返し曲線から求めた変形係数の1/2	1
孔内水平載荷試験で測定した変形係数	4
供試体の一軸圧縮試験又は三軸圧縮試験から求めた変形係数	4
標準貫入試験のN値よりE _o =α ₂ ・800Nで推定した変形係数	1

7) せん断バネ係数 (K_s)

$$\begin{aligned}
 K_s &= \frac{A \cdot K_v}{4} \\
 &= \frac{13.600 \times 42648.7}{4} \\
 &= 145005.6 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

8) 割線回転バネ係数 (K_r)

$$\begin{aligned}
 K_r &= \frac{M_u - M_w}{y - 0} \\
 &= \frac{128.824 + 99.176}{0.00102 + 0.00071} \\
 &= 131791.9 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

ここに、 M_u : 最大抵抗モーメント

M_w : 擁壁の自重による擁壁底面中心のモーメント

y : 降伏回転角

0 : M_wによる回転角

9) 回転中心 (P) と擁壁の重心 (G) との距離 (Z₁)

$$e_{o^2} = \frac{K_r}{K_s} = \frac{131791.9}{145005.6} = 0.909$$

$$i_{o^2} = \frac{I}{m} = \frac{185.5}{404.8} = 0.458$$

$$\begin{aligned}
 Z_1 &= \frac{1}{2S} (S^2 + e_{o^2} - i_{o^2}) + \sqrt{\frac{1}{4S^2} (S^2 + e_{o^2} - i_{o^2})^2 + i_{o^2}} \\
 &= \frac{1}{2 \times 0.818} (0.818^2 + 0.909 - 0.458) \\
 &\quad + \sqrt{\frac{1}{4 \times 0.818^2} (0.818^2 + 0.909 - 0.458)^2 + 0.458} \\
 &= 1.647 \text{ m}
 \end{aligned}$$

b) 落石衝突後の衝突点Aでの擁壁の速度Vの計算

1) 擁壁底面と回転中心(P)との距離(l_1)

$$\begin{aligned}
 l_1 &= Z_1 - S \\
 &= 1.647 - 0.818 \\
 &= 0.829 \text{ m}
 \end{aligned}$$

2) 擁壁天端と回転中心(P)との距離(l_2)

$$\begin{aligned}
 l_2 &= l_1 + H_1 \\
 &= 0.829 + 2.000 \\
 &= 2.829 \text{ m}
 \end{aligned}$$

3) 衝突点(A)と回転中心(P)との距離(l)

$$\begin{aligned}
 l &= l_1 + h' \\
 &= 0.829 + 2.000 \\
 &= 2.829 \text{ m}
 \end{aligned}$$

ここに、 h' : 落石衝突位置

4) 補正係数 (')

$$\begin{aligned}
 ' &= \frac{4(B_2 \cdot l_2 - B_1 \cdot l_1)(l_2^2 + l_1 \cdot l_2 + l_1^2) - 3(B_2 - B_1)(l_2 + l_1)(l_2^2 + l_1^2)}{6l^2(B_1 + B_2)H_1} \\
 &= \{4(1.700 \times 2.829 - 0.500 \times 0.829) \times (2.829^2 + 0.829 \times 2.829 + 0.829^2) \\
 &\quad - 3(1.700 - 0.500) \times (2.829 + 0.829) \times (2.829^2 + 0.829^2)\} \\
 &\quad / \{6 \times 2.829^2 \times (0.500 + 1.700) \times 2.000\} \\
 &= 0.377
 \end{aligned}$$

5) 落石衝突後の衝突点Aでの擁壁の速度(V)

$$\begin{aligned}
 V &= \frac{2m_o}{m_o + m} V_o \\
 &= \frac{2 \times 1.000}{1.000 + 0.377 \times 404.8} \times 17.808 \\
 &= 0.232 \text{ m/sec}
 \end{aligned}$$

ここに、 m_o : 落石の重量

V_o : 落石の速度

H' : 落石落下高 = $15.733 + 2/3h + H_1 - h'$

$$= 15.733 + 2/3 \times 2.000 + 2.000 - 2.000 = 17.066 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 V_o &= \sqrt{2g \left(1 - \frac{\mu}{\tan} \right) \cdot H'} \\
 &= \sqrt{2 \times 9.80 \times \left(1 - \frac{0.05}{\tan 43.890^\circ} \right) \times 17.066} \\
 &= 17.808 \text{ m/sec}
 \end{aligned}$$

c) 落石衝突による擁壁の弾性応答時の回転角 θ および底面の変位量 L の計算1) 換算バネ係数 (K_{r1})

$$\begin{aligned} K_{r1} &= K_s(e_0^2 + l^2) \\ &= 145005.6 \times (0.909 + 0.829^2) \\ &= 231463.9 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

2) A点の動的変位 (d)

$$\begin{aligned} d &= \sqrt{\frac{W' \cdot m/g \cdot l^2 \cdot V^2}{K_{r1}}} \\ &= \sqrt{\frac{0.377 \times 404.8 / 9.80 \times 2.829^2 \times 0.232^2}{231463.9}} \\ &= 0.005 \text{ m} \end{aligned}$$

3) 擁壁の回転角 (θ)

$$\begin{aligned} \theta &= \frac{d}{l} \\ &= \frac{0.005}{2.829} \\ &= 0.00177 \text{ rad} = 0.101^\circ \end{aligned}$$

4) 擁壁の水平変位 (L)

$$\begin{aligned} L &= d - h \cdot \theta = d \left(1 - \frac{h'}{l} \right) \\ &= 0.005 \times \left(1 - \frac{2.000}{2.829} \right) \\ &= 0.00147 \text{ m} \end{aligned}$$

d) 落石の衝突による弾性応答時の回転変形エネルギー-EMLおよび水平変形エネルギー-EHLの計算

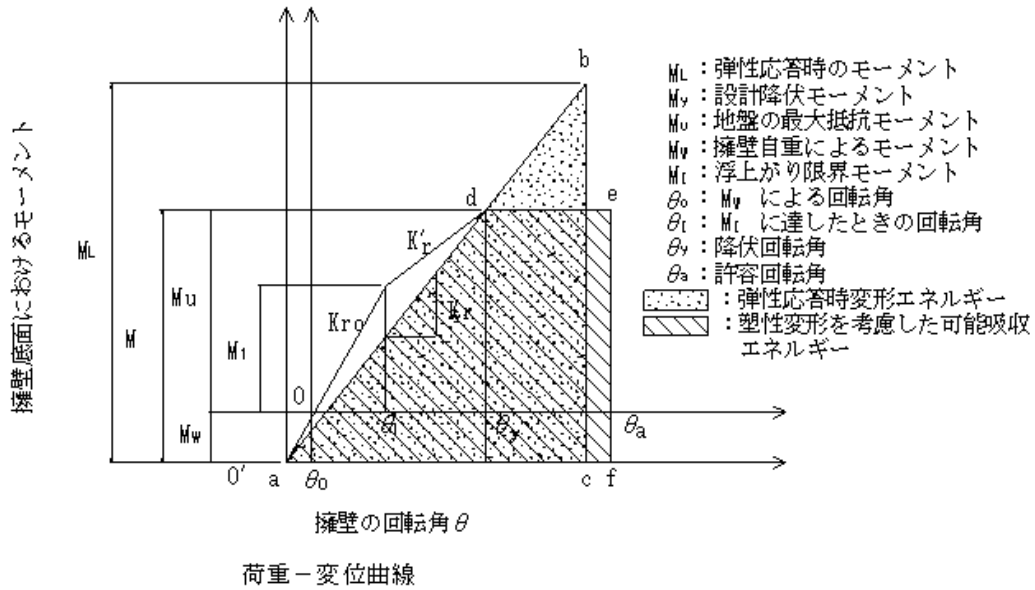
1) 落石の衝突による弾性応答時の回転変形エネルギー (EML)

$$\begin{aligned} EML &= \frac{1}{2} K_r \cdot L^2 \\ &= \frac{1}{2} \times 131791.9 \times 0.00177^2 \\ &= 0.207 \text{ kJ} \end{aligned}$$

2) 水平変形エネルギー (EHL)

$$\begin{aligned} EHL &= \frac{1}{2} K_s \cdot L^2 \\ &= \frac{1}{2} \times 145005.6 \times 0.00147^2 \\ &= 0.157 \text{ kJ} \end{aligned}$$

(2) 擁壁基礎地盤の塑性変形を考慮した可能吸収エネルギーの算定



a) 擁壁の自重による擁壁底面中心のモーメント (M_w)

$$\begin{aligned}
 M_w &= m \cdot dx \\
 &= 404.8 \times -0.245 \\
 &= -99.176 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

ここに、 dx : 底版中心から擁壁重心位置の離れ

$$\begin{aligned}
 dx &= - \frac{H_1(2B_1 + B_2)N_1}{6(B_1 + B_2)} \\
 &= - \frac{2.000 \times (2 \times 0.500 + 1.700) \times 0.600}{6(0.500 + 1.700)} \\
 &= -0.245 \text{ m}
 \end{aligned}$$

N_1 : 擁壁前面勾配

$$N_1 = 0.600$$

b) 設計降伏モーメント(My)、最大抵抗モーメント(Mu)

擁壁重量mと極限支持力Quが一致するように、水平力を可変していく。

水平力 $H_r = 114$ とすると設計降伏モーメント M_y および地盤の最大抵抗モーメント M_u は次のようになる。

$$M_y = H_r \times h' = 114 \times 2.000 = 228.000 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$h' : \text{落石の衝突位置(m)} \quad h' = 2.000 \text{ m}$$

$$M_u = M_y + M_w = 228.000 + (-99.176) = 128.824 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

このとき、極限支持力は次のようになる。

$$Q_u = A_e \left\{ cN_c S_c + qN_q S_q + \frac{1}{2} \gamma B_e N_r S_r \right\}$$

$$= 8.512 \times \{ 1.0 \times 1.000 \times 0.000 \times 16.63 \times 1.000 + 1.000 \times 0.000 \times 10.44 \times 1.000 + 1/2 \times 20.000 \times 1.0 \times 1.064 \times 4.58 \times 0.980 \}$$

$$= 406.504 \text{ (kN)}$$

$$m = 404.8 \text{ kN}$$

ここに

Q_u : 荷重の偏心傾斜、支持力係数の寸法効果を考慮した地盤の極限支持力 (kN)

: 支持地盤のせん断角 ($^{\circ}$) = 30°

c : 地盤の粘着力 (kN/2m) $c = 0.000$ kN/m²

γ_1, γ_2 : 支持地盤および根入れ地盤の単位体積重量 (kN/m³)

B_2 : 基礎幅 (m) $B_2 = 1.700$ m

e_B : 荷重の偏心量 (m) $e_B = |Mu/m| = |128.824 / 404.8| = 0.318$ m

B_e : 荷重の偏心を考慮した基礎の有効載荷幅 (m)

$B_e = B_2 - 2e_B = 1.700 - 2 \times 0.318 = 1.064$ m

λ, μ : 形状係数 = 1.0 = 1.0

q : 上載荷重 (kN/m²)

$q = \gamma \times D_f = 0.000 \times 0.500 = 0.000$ kN/m²

: 根入れ効果に対する割増し

= 1.000

A_e : 有効載荷面積 (m²) $A_e = B_e \times L_1 = 1.064 \times 8.000 = 8.512$ m²

$\tan \alpha$: 荷重の傾斜

$$\tan \alpha = \frac{H_r}{m} = 0.282$$

N_c, N_q, N_r : 荷重の傾斜を考慮した支持力係数

$N_c = 16.63$ $N_q = 10.44$ $N_r = 4.58$

λ, μ : 寸法効果の程度を表す係数 = $\mu = -1/3$ とする

S_c, S_q, S_r : 寸法効果に関する補正係数

$S_c = (C')^{\lambda} = (C/C_0)^{\lambda} = (0.000/10)^{-1/3} = 1.000$ (ただし、 $1 < C' < 10$)

$S_q = (q')^{\lambda} = (q/q_0)^{\lambda} = (0.000/10)^{-1/3} = 1.000$ (ただし、 $1 < q' < 10$)

$S_r = (B')^{\mu} = (B_e/B_0)^{\mu} = (1.064/1.0)^{-1/3} = 0.980$ (ただし、 $1 < B' < 10$)

$C_0 = 10$ kN/m²

$q_0 = 10$ kN/m²

$B_0 = 1.0$ m

c) 初期回転バネ定数 (K_{r0}) $M < M1$

$$\begin{aligned} K_{r0} &= I_o \cdot K_v \\ &= 3.275 \times 42648.7 \\ &= 139674.5 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

擁壁の浮上りモーメント ($M1$)

$$\begin{aligned} M1 &= m \cdot B^2/6 \\ &= 404.8 \times 1.700 / 6 \\ &= 114.7 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

d) 回転バネ定数 ($K_{r'}$) $M > M1$

$$\begin{aligned} K_{r'} &= K_{r0}/2 \\ &= 139674.5 / 2 \\ &= 69837.3 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

e) M_w による回転角 (θ)

$$\begin{aligned} \theta &= \frac{M_w}{K_{r0}} \\ &= \frac{-99.176}{139674.5} \\ &= -0.00071 \text{ rad} = -0.041^\circ \end{aligned}$$

f) M1に達したときの回転角 (θ_1)

$$\begin{aligned}\theta_1 &= \frac{M_1}{K_{ro}} \\ &= \frac{114.7}{139674.5} \\ &= 0.00082 \text{ rad} = 0.047^\circ\end{aligned}$$

g) 降伏回転角 (θ_y)

$$\begin{aligned}\theta_y &= \left(\frac{2M_u}{M_1} - 1 \right) \frac{M_1}{K_{ro}} \\ &= \left(\frac{2 \times 128.824}{114.7} - 1 \right) \frac{114.7}{139674.5} \\ &= 0.00102 \text{ rad} = 0.058^\circ\end{aligned}$$

h) 許容回転角 (θ_a)

$$\begin{aligned}\theta_a &= \mu \cdot \theta_y \\ &= 5.000 \times 0.00102 \\ &= 0.00510 \text{ rad} = 0.292^\circ < \text{許容回転角の上限値} = 3.000^\circ\end{aligned}$$

ここに、 μ : 許容塑性率

i) 可能吸収エネルギー (E_M)

$$\begin{aligned}E_M &= \frac{1}{2} M_y (\theta_y - 0) + M_y (\theta_a - \theta_y) \\ &= \frac{1}{2} \times 228.000 \times (0.00102 + 0.00071) + 228.000 \times (0.00510 - 0.00102) \\ &= 1.127 \text{ kJ}\end{aligned}$$

(3) 落石衝突時の安定性の検討

落石衝突による擁壁の弾性応答時の地盤の変形エネルギー $E_{ML} = 0.207 \text{ kJ}$

擁壁基礎地盤の塑性変形を考慮した可能吸収エネルギー $E_M = 1.127 \text{ kJ}$ OK

ワイヤロープ掛工設計計算結果一覧表

設 計 条 件				
ワイヤロープ	ワイヤロープ径		3×7G/0 12	
	破断荷重		$T_b = 68.6 \text{ kN}$	
	ワイヤロープ本数		$n = 2 \text{ 本}$	
ロックボルト	ロックボルト	SD295A D16	$A_s = 198.60 \text{ mm}^2$	
	許容引張応力度	(常時)	$sa_1 = 160 \text{ N/mm}^2$	
		(地震時)	$sa_2 = 270 \text{ N/mm}^2$	
削孔径		$D = 66 \text{ mm}$		
注入材	設計基準強度		$ck = 21 \text{ N/mm}^2$	
	許容付着応力度		$ca = 1.4 \text{ N/mm}^2$	
地盤条件	地盤種類		岩盤 軟岩	
	極限周面摩擦抵抗		$pa = 0.80 \text{ N/mm}^2$	
	地山と岩塊の摩擦係数		-	
設計水平震度		$kh = 0.140$		
落石条件	落石の単位体積重量		$= 26.000 \text{ kN/m}^3$	
	形状	球		
	斜面角度 および 落石寸法			$= 45.000^\circ$
				$= 30.000^\circ$
				$a = 1.000 \text{ m}$
計 算 結 果				
対象荷重		滑落時荷重		
ワイヤロープ		$T = 6.8 \text{ kN}$	34.3 kN OK	
ロックボルト	$L = 0.5 \text{ m}$	$T = 3.4 \text{ kN}$	31.7 kN OK	

1. 設計条件

(1) 許容応力度

a) ワイヤロープ $3 \times 7G/O$ 12
破断荷重 $T_b = 68.6$ kN

b) ロックボルト SD295A
許容引張応力度 (常時) $sa1 = 160$ N/mm²
(地震時) $sa2 = 270$ N/mm²

c) 注入材 設計基準強度 $ck = 21$ N/mm²
許容付着応力度 $ca = 1.4$ N/mm²

d) 地盤種類: 岩盤 軟岩
極限周面摩擦抵抗 $pa = 0.80$ N/mm²

(2) 設計水平震度 $kh = 0.140$

(3) 地山と岩塊の摩擦力は考慮しない。

(4) 落石条件

a) 岩塊重量

岩の体積

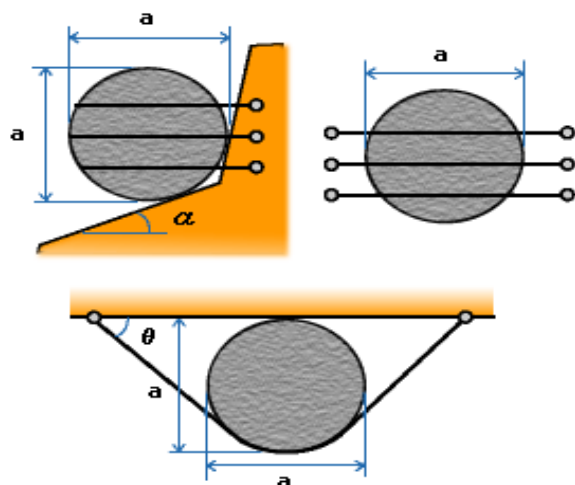
$$V = a^3 \cdot \frac{\pi}{6} = 1.000^3 \times \frac{\pi}{6} \\ = 0.524 \text{ m}^3$$

岩の単位体積重量

$$= 26.000 \text{ kN/m}^3$$

岩塊重量

$$W = V \cdot \gamma = 0.524 \times 26.000 = 13.624 \text{ kN}$$



$$a = 1.000 \text{ m}$$

$$= 45.000^\circ$$

$$= 30.000^\circ$$

(5) 抑止力

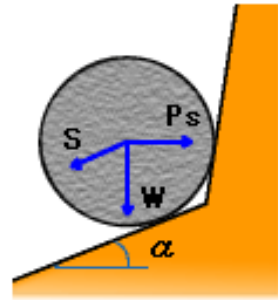
a) 滑落時荷重

すべり力

$$\begin{aligned}
 S &= W \cdot \sin \\
 &= 13.624 \times \sin 45.000^\circ \\
 &= 9.6 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

抑止力

$$\begin{aligned}
 P_s &= S / \cos \\
 &= 9.6 / \cos 45.000^\circ \\
 &= 13.6 \text{ kN}
 \end{aligned}$$



b) 地震荷重

$$\begin{aligned}
 P_{se} &= kh \cdot W \\
 &= 0.140 \times 13.624 \\
 &= 1.9 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

滑落時荷重の算出

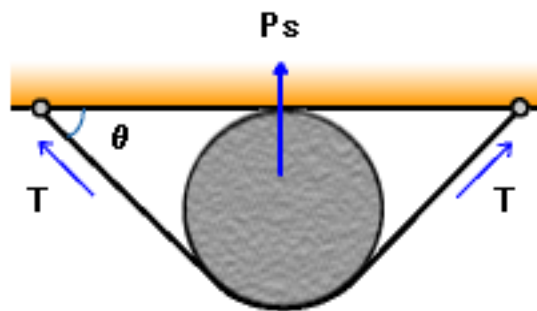
滑落時荷重に対する抑止力の方が大きいため、
設計荷重は $P_s = 13.6 \text{ kN}$ とする。

2. 支保ワイヤロープの設計

ワイヤロープは 3×7G/0 12 [破断荷重 68.6kN] をn= 2本使用し、安全率を2.0以上とする。

$$\begin{aligned}
 T &= \frac{P_s}{2n \cdot \sin} = \frac{13.6}{2 \times 2 \times \sin 30.000^\circ} \\
 &= 6.8 \text{ kN} \quad T_b / F_s = 68.6 / 2.0 = 34.3 \text{ kN} \quad \text{OK}
 \end{aligned}$$

- T : ワイヤロープの張力
- n : ワイヤロープの本数
- θ : ワイヤロープの固定角度
- Fs : 安全率 2.0以上



ワイヤロープによる固定

3. ロックボルトの設計

ロックボルトの設計は切土補強土工の考え方（「道路土工-のり面・斜面安定工指針」参照）に準じて行うこととする。

(1) 極限周面摩擦抵抗の計画安全率 F_{sa}

計画安全率は、以下のように定める。

$$F_{sa} = 2.0$$

(2) ロックボルトの許容引張力

a) 注入材と地山の許容付着力 t_{pa}

$$t_{pa} = p_a \cdot D / F_{sa}$$

$$= 0.80 \times 66 / 2.0 = 82.9 \text{ N/mm} \quad 82 \text{ kN/m}$$

D : 削孔径 (66mm)

p_a : 極限周面摩擦抵抗

b) 注入材とロックボルトの許容付着力 t_{ca}

$$t_{ca} = c_a \cdot d$$

$$= 1.4 \times 16 = 70.4 \text{ N/mm} \quad 70 \text{ kN/m}$$

c_a = 注入材と異形鉄筋の極限周面摩擦抵抗 [$c_k = 21 \text{ N/mm}^2$]

d : ロックボルト径 (16mm)

c) 許容付着強度 t_a

$$t_a = \min [t_{pa}, t_{ca}] = \min [82, 70] = 70 \text{ kN/m}$$

d) ロックボルトの許容引張力 T_{sa}

$$T_{sa} = s_{a1} \cdot A_s = 160 \times 198.60 = 31776.00 \text{ N} = 31.7 \text{ kN}$$

A_s : ロックボルトの断面積

e) ロックボルトの許容引張耐力 T_{pa}

$$T_{pa} = \min [t_a \cdot L, T_{sa}] = \min [35.0, 31.7]$$

(3) ロックボルトに作用する引張力

滑落時荷重に対する抑止力を設計荷重とし、4本のロックボルトで固定する。

$$T = \frac{P_s}{n \times 2} = \frac{13.6}{4} = 3.4 \text{ kN} \quad T_{pa} = 31.7 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

$$L = \frac{T}{t_a} = \frac{3.4}{70} = 0.049 \text{ m} \quad 0.5 \text{ m}$$

ワイヤロープ掛工設計計算結果一覧表

設 計 条 件			
ワイヤロープ	ワイヤロープ径		3×7G/0 12
	破断荷重		T _b = 68.6 kN
	ワイヤロープ本数		n = 2 本
ロックボルト	ロックボルト	SD295A D16	A _s = 198.60 mm ²
	許容引張応力度	(常 時)	sa1= 160 N/mm ²
		(地震時)	sa2= 270 N/mm ²
削孔径		D = 66 mm	
注入材	設計基準強度		ck= 21 N/mm ²
	許容付着応力度		ca= 1.4 N/mm ²
地盤条件	地盤種類		岩盤 軟岩
	極限周面摩擦抵抗		pa= 0.80 N/mm ²
	地山と岩塊の摩擦係数		-
設計水平震度		kh = 0.140	
落石条件	落石の単位体積重量		= 20.000 kN/m ³
	形 状	角 状	
	斜面角度 および 落石寸法	= 45.000 °	
		= 30.000 °	
		a = 0.300 m	
		b = 3.000 m	
		c = 0.300 m	
計 算 結 果			
対 象 荷 重		滑落時荷重	
ワイヤロープ		T= 2.7 kN	34.3 kN OK
ロックボルト	L= 0.5m	T= 1.4 kN	31.7 kN OK

1. 設計条件

(1) 許容応力度

a) ワイヤロープ $3 \times 7G/O \quad 12$
破断荷重 $T_b = 68.6 \text{ kN}$

b) ロックボルト SD295A
許容引張応力度 (常時) $sa1 = 160 \text{ N/mm}^2$
(地震時) $sa2 = 270 \text{ N/mm}^2$

c) 注入材 設計基準強度 $ck = 21 \text{ N/mm}^2$
許容付着応力度 $ca = 1.4 \text{ N/mm}^2$

d) 地盤種類: 岩盤 軟岩
極限周面摩擦抵抗 $pa = 0.80 \text{ N/mm}^2$

(2) 設計水平震度 $kh = 0.140$

(3) 地山と岩塊の摩擦力は考慮しない。

(4) 落石条件

a) 岩塊重量

岩の体積

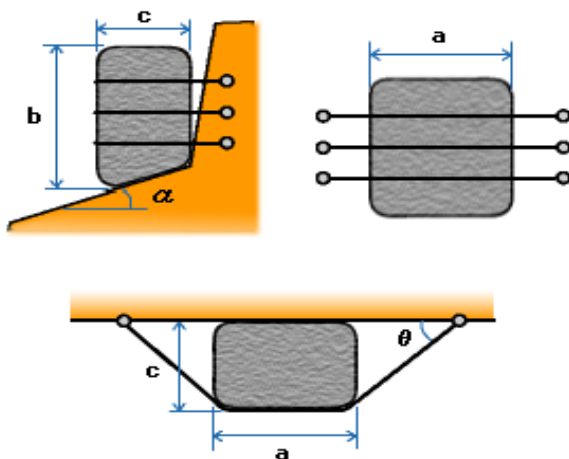
$$V = a \cdot b \cdot c = 0.300 \times 3.000 \times 0.300 \\ = 0.270 \text{ m}^3$$

岩の単位体積重量

$$= 20.000 \text{ kN/m}^3$$

岩塊重量

$$W = V \cdot \quad = 0.270 \times 20.000 = 5.400 \text{ kN}$$



$$a = 0.300 \text{ m}$$

$$b = 3.000 \text{ m}$$

$$c = 0.300 \text{ m}$$

$$= 45.000^\circ$$

$$= 30.000^\circ$$

(5) 抑止力

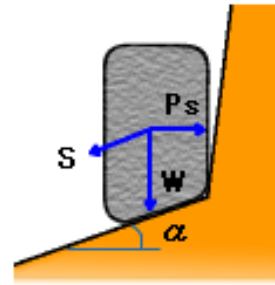
a) 滑落時荷重

すべり力

$$\begin{aligned}
 S &= W \cdot \sin \\
 &= 5.400 \times \sin 45.000^\circ \\
 &= 3.8 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

抑止力

$$\begin{aligned}
 P_s &= S / \cos \\
 &= 3.8 / \cos 45.000^\circ \\
 &= 5.4 \text{ kN}
 \end{aligned}$$



b) 地震荷重

$$\begin{aligned}
 P_{se} &= kh \cdot W \\
 &= 0.140 \times 5.400 \\
 &= 0.8 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

滑落時荷重の算出

滑落時荷重に対する抑止力の方が大きいため、
設計荷重は $P_s = 5.4 \text{ kN}$ とする。

2. 支保ワイヤロープの設計

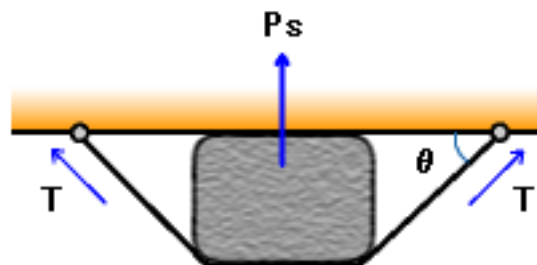
ワイヤロープは 3×7G/0 12 [破断荷重 68.6kN] をn= 2本使用し、安全率を2.0以上とする。

$$\begin{aligned}
 T &= \frac{P_s}{2n \cdot \sin} = \frac{5.4}{2 \times 2 \times \sin 30.000^\circ} \\
 &= 2.7 \text{ kN} \quad T_b / F_s = 68.6 / 2.0 = 34.3 \text{ kN} \quad \text{OK}
 \end{aligned}$$

T: ワイヤロープの張力

n: ワイヤロープの本数

: ワイヤロープの固定角度

F_s: 安全率 2.0以上

ワイヤロープによる固定

3. ロックボルトの設計

ロックボルトの設計は切土補強土工の考え方（「道路土工-のり面・斜面安定工指針」参照）に準じて行うこととする。

(1) 極限周面摩擦抵抗の計画安全率 F_{sa}

計画安全率は、以下のように定める。

$$F_{sa} = 2.0$$

(2) ロックボルトの許容引張力

a) 注入材と地山の許容付着力 t_{pa}

$$t_{pa} = p_a \cdot D / F_{sa}$$

$$= 0.80 \times 66 / 2.0 = 82.9 \text{ N/mm} \quad 82 \text{ kN/m}$$

D : 削孔径 (66mm)

p_a : 極限周面摩擦抵抗

b) 注入材とロックボルトの許容付着力 t_{ca}

$$t_{ca} = c_a \cdot d$$

$$= 1.4 \times 16 = 70.4 \text{ N/mm} \quad 70 \text{ kN/m}$$

c_a = 注入材と異形鉄筋の極限周面摩擦抵抗 [$c_k = 21 \text{ N/mm}^2$]

d : ロックボルト径 (16mm)

c) 許容付着強度 t_a

$$t_a = \min [t_{pa}, t_{ca}] = \min [82, 70] = 70 \text{ kN/m}$$

d) ロックボルトの許容引張力 T_{sa}

$$T_{sa} = s_{a1} \cdot A_s = 160 \times 198.60 = 31776.00 \text{ N} = 31.7 \text{ kN}$$

A_s : ロックボルトの断面積

e) ロックボルトの許容引張耐力 T_{pa}

$$T_{pa} = \min [t_a \cdot L, T_{sa}] = \min [35.0, 31.7]$$

(3) ロックボルトに作用する引張力

滑落時荷重に対する抑止力を設計荷重とし、4本のロックボルトで固定する。

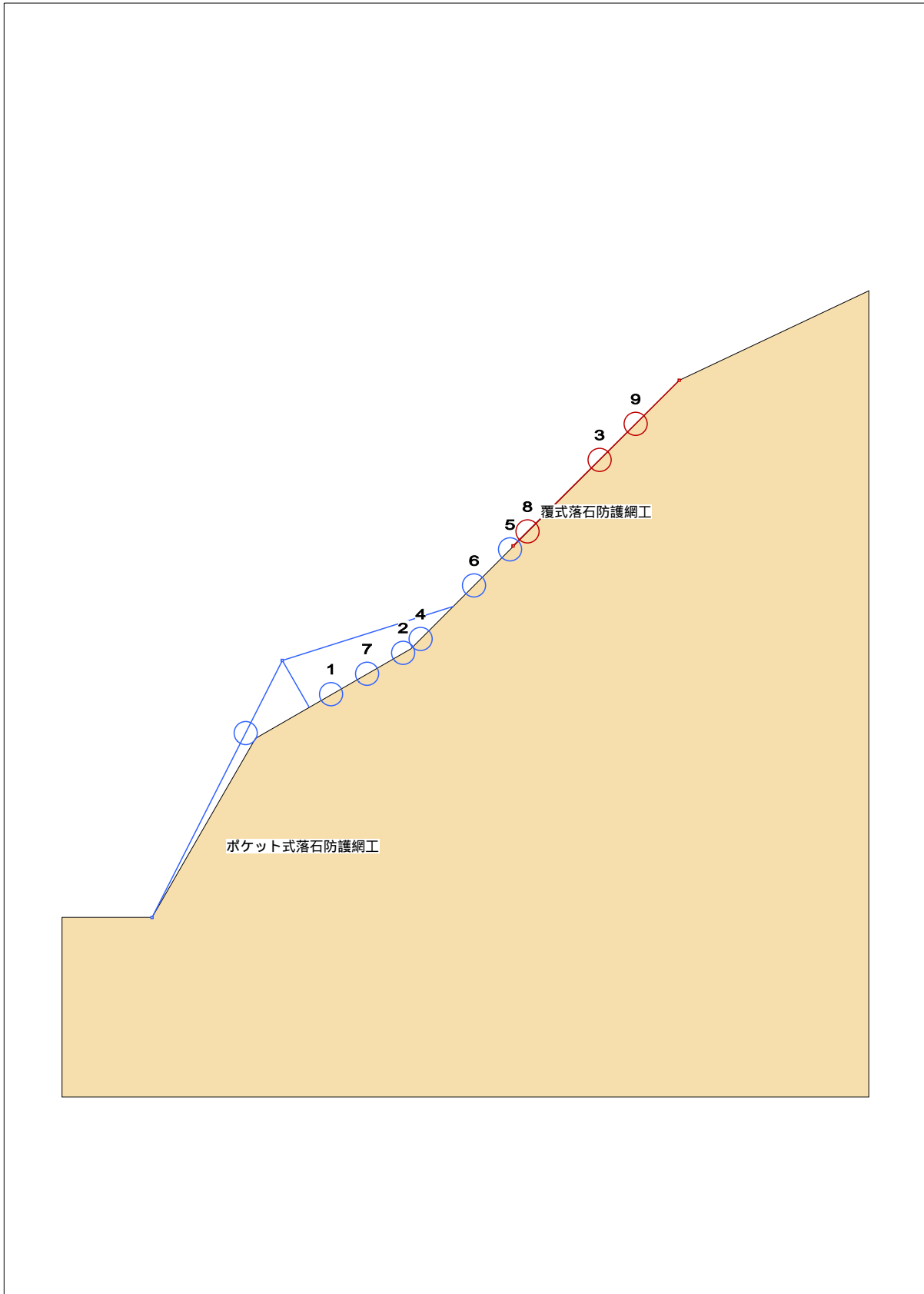
$$T = \frac{P_s}{n \times 2} = \frac{5.4}{4} = 1.4 \text{ kN} \quad T_{pa} = 31.7 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

$$L = \frac{T}{t_a} = \frac{1.4}{70} = 0.020 \text{ m} \quad 0.5 \text{ m}$$

第 3案

ポケット式落石防護網工 + 覆式落石防護網工

概要図



ポケット式落石防護網工設計算結果一覧表

支柱形式		ヒンジ支柱基礎	
落石防護網寸法	ワイヤロープ全長	L =	10.000 m
	落石防護網法長	L1 =	16.071 m
	吊ロープ長	l _R =	10.000 m
	ネット傾斜角	θ =	63.088 °
	吊ロープと支柱の角度	=	77.984 °
	横ロープ間隔	h =	5.000 m
	支柱間隔	l =	3.000 m
落石条件	斜面勾配	=	35.225 °
	落差	H =	8.284 m
	等価摩擦係数	μ =	0.05
	形状	任意形状	
	落石重量	W =	1.000 kN
	金網に接する幅 任意形状	D =	0.500 m
金網	金網(素線径×網目)	4.0×50	
	金網張力	p =	26.5 kN/m
ワイヤロープ	横ロープ径	3×7G/0 16	
	横ロープ破断荷重	T _b =	118.0 kN
	吊ロープ径	3×7G/0 16	
	吊ロープ降伏張力	T _y =	88.5 kN
	吊ロープ破断荷重	T _b =	118.0 kN
	吊ロープ断面積	A =	101.00 mm ²
アンカー	アンカー径	28	
	許容せん断耐力	a =	80.000 N/mm ²

計 算 結 果					
種 別	落石防護網			アンカーボルト (kN)	
	可能吸収 エネルギー(kN)	ワイヤロープ 安全率	吊ロープ 安全率	せん断力	引抜力
計 算 値	6.2	2.2	11.6	53.6	-
許 容 値	30.1	2.0	3.0	55.0	-
判 定	OK	OK	OK	OK	-

ポケット式落石防護網の設計計算

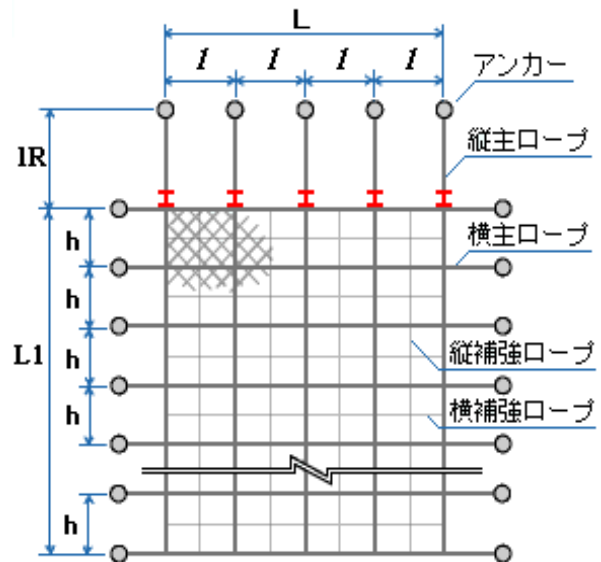
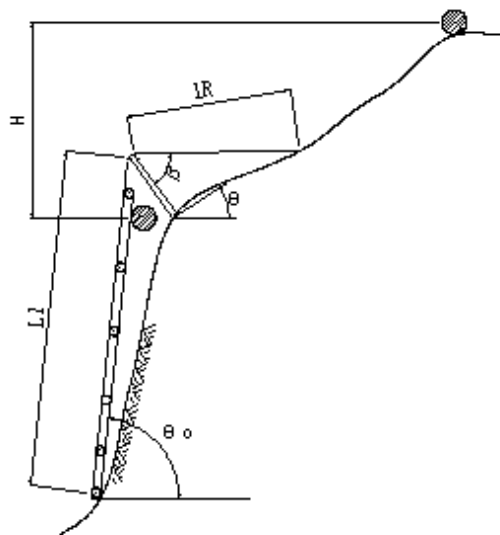
1. 設計条件

(1) 許容応力度

a) 金網(素線径×網目) 4.0×50
 金網張力 $p = 26.5 \text{ kN/m}$

b) ワイヤロープ
 横ロープ径 3×7G/0 16
 横ロープ破断荷重 $T_b = 118.0 \text{ kN}$
 吊ロープ径 3×7G/0 16
 吊ロープ降伏張力 $T_y = 88.5 \text{ kN}$
 吊ロープ破断荷重 $T_b = 118.0 \text{ kN}$
 吊ロープ断面積 $A = 101.00 \text{ mm}^2$

(2) 落石防護網条件



ワイヤロープ全長	$L =$	10.000 m
落石防護網法長	$L1 =$	16.071 m
吊ロープ長	$l_R =$	10.000 m
ネット傾斜角	$\theta =$	63.088 °
吊ロープと支柱の角度	$=$	77.984 °
横ロープ間隔	$h =$	5.000 m
支柱間隔	$l =$	3.000 m

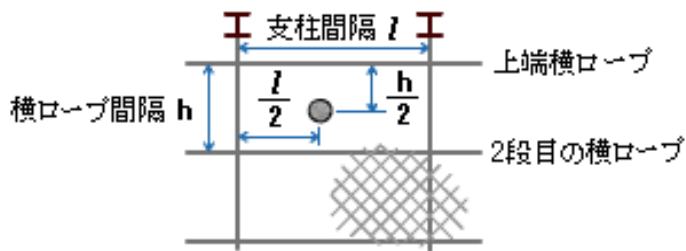
(3) 落石条件

落石発生源から衝突位置までの勾配	$=$	35.225 °
落石発生源から衝突位置までの落差	$H =$	8.284 m
等価摩擦係数	$\mu =$	0.05

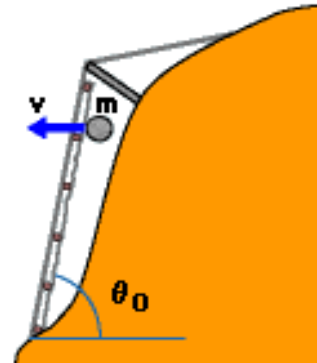
区分	落石および斜面の特性	設計に用いる μ	実験から得られる μ の値
A	硬岩, 丸状: 凹凸小, 立木なし	0.05	0 ~ 0.1
B	軟岩, 丸状 ~ 角状: 凹凸中 ~ 大, 立木なし	0.15	0.11 ~ 0.2
C	土砂・崖錐, 丸状 ~ 角状: 凹凸小 ~ 中, 立木なし	0.25	0.21 ~ 0.3
D	崖錐・巨礫まじり崖錐, 角状: 凹凸中 ~ 大, 立木なし ~ あり	0.35	0.31 ~

2. 落石エネルギー

$$\begin{aligned}
 E_w &= \left(1 - \frac{\mu}{\tan \theta_0} \right) m_1 \cdot H \cdot \sin^2 \theta_0 \\
 &= \left(1 - \frac{0.05}{\tan 35.225^\circ} \right) \times 1.000 \times 8.284 \times \sin^2 63.088^\circ \\
 &= 6.120 \quad 6.2 \text{ kJ}
 \end{aligned}$$



落石の衝突位置



落石の衝突方向

ここに、

E_w : 最大落石エネルギー

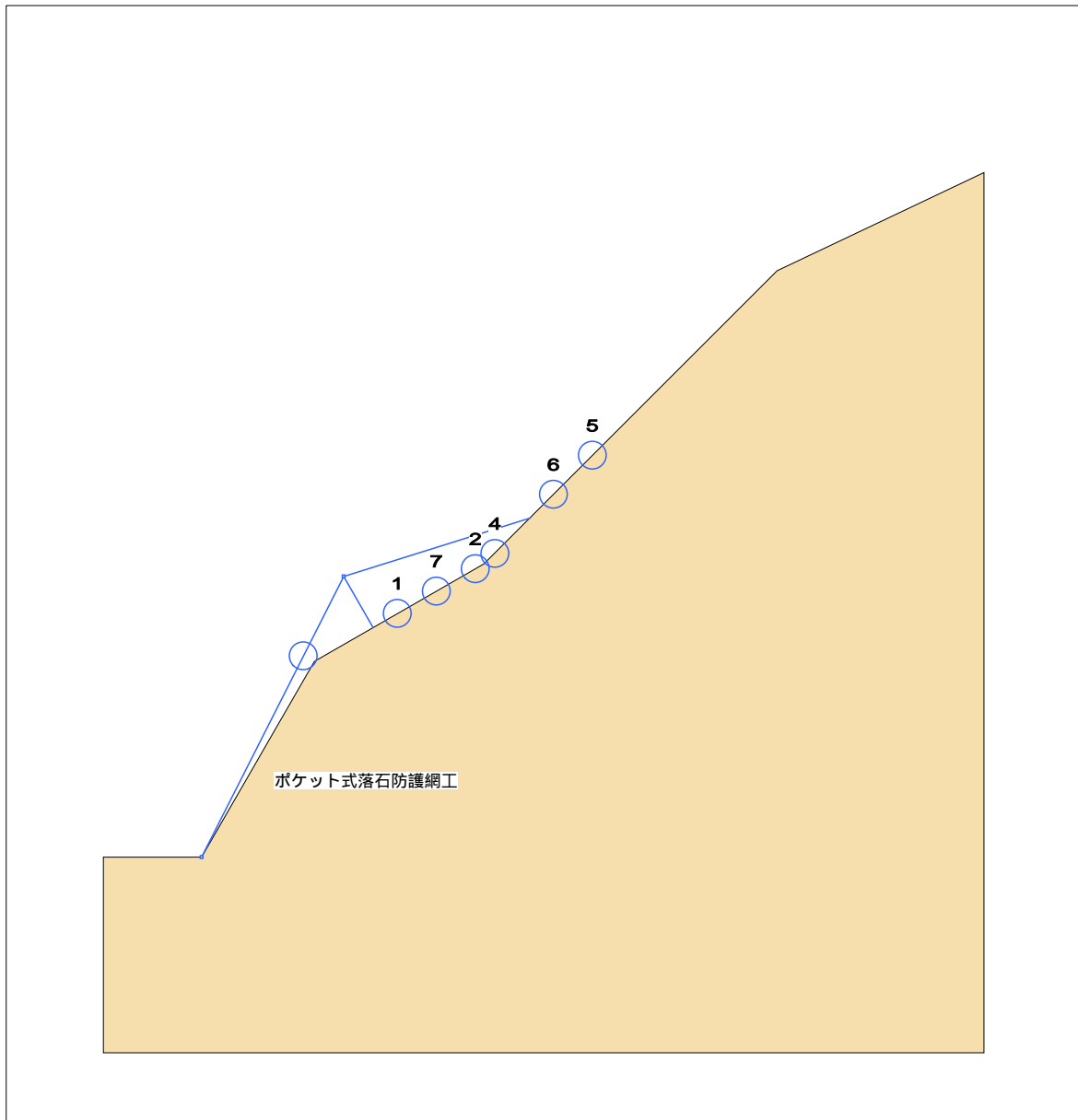
μ : 等価摩擦係数

θ_0 : 落石発生源から衝突位置までの勾配

H : 落石発生源から衝突位置までの落差

θ_0 : ネットの傾斜角

m_1 : 落石重量 $W = 1.000 \text{ kN}$



落石No.	落下高 (m)	落石重量 (kN)	落石エネルギー(kJ)	摘要
1	2.158	0.104	0.163	
2	4.468	0.494	1.603	
3				
4	5.284	0.468	1.804	
5	10.284	0.728	5.555	
6	8.284	1.000	6.120	最大値 採用値
7	3.313	0.120	0.289	
8				
9				
10				

3. 可能吸収エネルギー(E_T)の算定

$$E_T = E_N + E_R + E_P + E_{HR} + E_L$$

ここに、

E_N : 金網の吸収エネルギー

E_R : 上段横ロープおよび2段目横ロープの吸収エネルギー

E_P : 支柱の吸収エネルギー

E_{HR} : 吊ロープの吸収エネルギー

E_L : 衝突の前後におけるエネルギー差

(1) 金網の吸収エネルギー (E_N)

$$\begin{aligned} E_N &= 2P \cdot \sin \theta \cdot h = 0.22 \cdot P \cdot h \\ &= 0.22 \times 19.875 \times 5.000 \\ &= 21.8 \text{ kJ} \end{aligned}$$

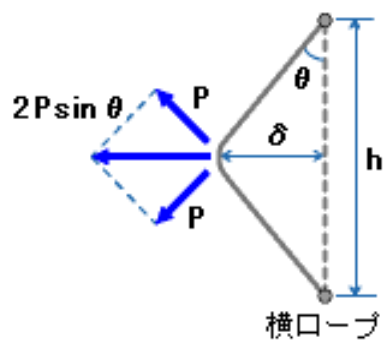
P : 金網に生ずる引張力

金網に発生する張力は落石の大きさにより異なる。落石の直径を D とすれば
金網には $1.5D$ の幅で接すると考えられる。

$$\begin{aligned} P &= 1.5D \cdot p \\ &= 1.5 \times 0.500 \times 26.5 \\ &= 19.875 \text{ kN} \end{aligned}$$

p : 幅1m当りの金網強度

h : 横ロープ間隔



(2) ワイヤロープの吸収エネルギー (ER)

金網に生じた張力は、上段とその下段の2本のロープに伝達される。

$$E_R = 2 \cdot \frac{L}{2E \cdot A} (T^2 - T_0^2)$$

$$R = P/2 = 19.875 / 2 = 9.938 \text{ kN}$$

$$T = R/\sin = P/2\sin = 9.938 / \sin$$

$$\cos = \frac{l}{l + \frac{TL}{EA}} = \frac{3.000}{3.000 + \frac{T \times 10.000}{1.000 \times 10^8 \times 101.00 \times 10^{-6}}}$$

上記から

$$T = 53.556 \text{ kN}$$

ここに、

L : ワイヤロープ全長

E : ワイヤロープ弾性係数

A : ワイヤロープ断面積

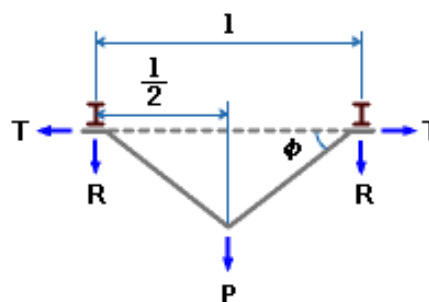
T : ワイヤロープ張力

$$T_b/T = 118.0 / 53.556 = 2.2 \quad 2.0 \quad \text{OK}$$

T0 : ワイヤロープ初期張力

R : 縦ロープを伝達し支柱に作用する力

l : 支柱間隔



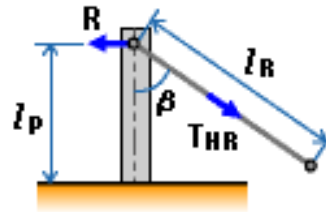
$$E_R = 2 \times \frac{10.000}{2 \times 1.000 \times 10^8 \times 101.00 \times 10^{-6}} \times (53.556^2 - 5.0^2)$$

$$= 2.8 \text{ kJ}$$

(3) 支柱の吸収エネルギー (Ep)

可動式のため、

$$E_p = 0.0 \text{ kJ}$$



(4) 吊ロープの吸収エネルギー (EHR)

$$\begin{aligned} T_{HR} &= R \cdot \operatorname{cosec} \\ &= 9.938 \times \operatorname{cosec} 77.984^\circ \\ &= 10.161 \text{ kJ} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} E_{HR} &= \frac{l_R}{E \cdot A} (T_{HR}^2 - T_0'^2) \\ &= \frac{10.000}{1.000 \times 10^8 \times 101.00 \times 10^{-6}} (10.161^2 - 5.0^2) \\ &= 0.0 \text{ kJ} \end{aligned}$$

ここに、

l_R : 吊ロープ長

T_{HR} : 吊ロープ張力

$$T_b / T_{HR} = 118.0 / 10.161 = 11.6 \quad 3.0 \quad \text{OK}$$

R : 縦ロープから伝達される力

β : 吊ロープと支柱の角度

T_0' : 吊ロープ初期張力

吊ロープの初期張力は 5.0 kN として計算する。

(5) 落石の衝突前後におけるエネルギー差 (EL)

$$\begin{aligned}
 EL &= \frac{m_2}{m_1 + m_2} E_W \\
 &= \frac{10.221}{1.000 + 10.221} \times 6.120 \\
 &= 5.5 \text{ kJ}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 m_2 &= 4 \cdot l \cdot L_1 \cdot W_N \\
 &= 4 \times 3.000 \times 16.071 \times 0.053 \\
 &= 10.221 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

ここに、

m_1 : 落石重量

m_2 : 落石防護網質量

E_W : 落石エネルギー

落石防護網の縦ロープ1スパンあたり自重(W_N)計算表 (48.2 m²当り)

部材名称	規 格	単位重量(kN)	数 量	重 量(kN)
金 網	4.0×50	0.041	48.2 m ²	1.976
横ロープ	3×7G/0 16	0.009	15.0 m	0.135
縦ロープ	3×7G/0 16	0.009	32.1 m	0.289
補助ロープ	3×7G/0 12	0.005	28.0 m	0.140
計				2.540
1m ² 当り重量				0.053

ここに、

$$\text{金網数量} = L_1 \times l$$

$$\text{横ロープ数量} = (L_1/h + 1) \times l$$

($L_1/h + 1$)は整数切り上げ

$$\text{縦ロープ数量} = L_1 \times 2$$

$$\text{補助ロープ数量} = \text{横ロープ数量} + \text{縦ロープ数量} - L_1 - l$$

よって、縦ロープ1スパンあたり重量は、

$$W_N = 2.540 / 48.2 = 0.053$$

4. エネルギーの検討

$$\begin{aligned}
 E_T &= E_N + E_R + E_P + E_{HR} + E_L \\
 &= 21.8 + 2.8 + 0.0 + 0.0 + 5.5 \\
 &= 30.1 \text{ kJ} \quad E_W = 6.2 \text{ kJ} \quad \text{OK}
 \end{aligned}$$

5. アンカーの検討

(1) 設計条件

a) アンカー

28

$$\begin{aligned}
 \text{アンカーせん断耐力} \quad R &= a \times 1.5 \times A \\
 &= 80.000 \times 1.5 \times 4.59 \times 10^2 = 55080 \text{ N} \\
 &= 55.0 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

(2) アンカーの検討

吊ロープアンカー

アンカーは、吊ロープ張力がかかるものとし、強度計算を行うものとする。

$$\begin{aligned}
 T_{HR} &= 10.161 \quad 10.2 \text{ kN} \\
 \text{アンカーせん断耐力} &= 55.0 \text{ kN} \quad \text{OK}
 \end{aligned}$$

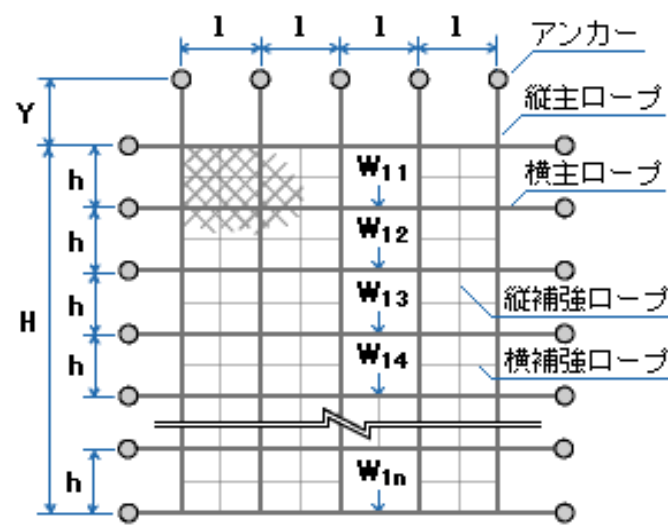
横ロープアンカー

アンカーは、横ロープ張力がかかるものとし、強度計算を行うものとする。

$$\begin{aligned}
 T &= 53.556 \quad 53.6 \text{ kN} \\
 \text{アンカーせん断耐力} &= 55.0 \text{ kN} \quad \text{OK}
 \end{aligned}$$

落石防護網設計計算結果一覧表

設 計 条 件					
金網	金網(素線径×網目)	4.0×50			
	金網張力	Wa = 26.5 kN/m			
ワイヤロープ	主ロープ径	3×7G/0 16			
	補助ロープ径	3×7G/0 12			
	主ロープ破断荷重	Tb = 118.0 kN			
覆式落石防護網寸法および落石重量	覆式落石防護網の寸法				
	落石防護網法長	H =	13.000 m		
	縦主ロープ間隔	l =	4.000 m		
	横主ロープ間隔	h =	5.000 m		
	アンカーまでの距離	Y =	10.000 m		
	斜面勾配	=	45.000 °		
	単位面積当りの落石重量				
	Wn	2.000 kN/m ²			
アンカー	アンカー径	28	A =	4.59 cm ²	
	許容せん断耐力	a = 80.000 N/mm ²			
計 算 結 果					
種 別	落 石 防 護 網			アンカー (kN)	引抜きの検討 (kN)
	縦ロープ安全率	横ロープ安全率	金網安全率		
計 算 値	3.1	2.1	2.4	54.6	-
許 容 値	2.0	2.0	1.0	55.0	-
判 定	OK	OK	OK	OK	-



覆式落石防護網の設計計算

1. 設計条件

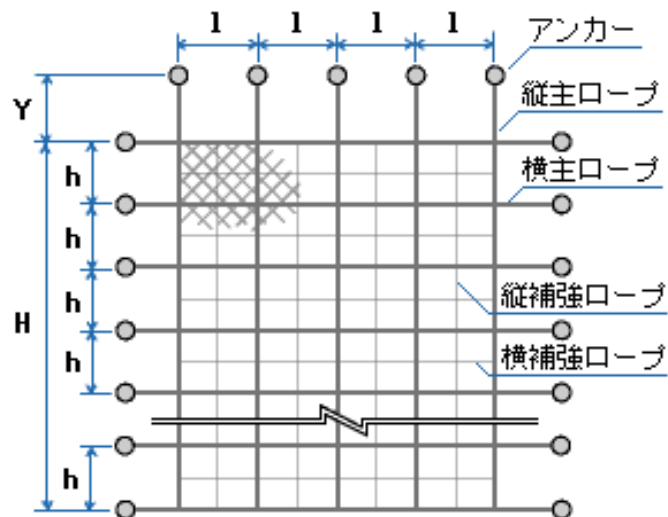
(1) 許容応力度

a) 金網(素線径×網目) 4.0×50
 金網張力 $W_a = 26.5 \text{ kN/m}$

b) ワイヤロープ

主ロープ 3×7G/0 16
 補助ロープ 3×7G/0 12
 主ロープ破断荷重 $T_b = 118.0 \text{ kN}$

(2) 覆式落石防護網の形状寸法および落石重量



落石防護網法長	$H = 13.000 \text{ m}$
縦主ロープ間隔	$l = 4.000 \text{ m}$
横主ロープ間隔	$h = 5.000 \text{ m}$
アンカーまでの距離	$Y = 10.000 \text{ m}$
斜面勾配	$= 45.000^\circ$

2. 斜面勾配による補正K

実際に作用する荷重は、地山と落石の間の摩擦力および斜面勾配によって次のように補正する。

$$\begin{aligned} K &= \sin \theta - \mu \cos \theta \\ &= \sin 45.000^\circ - 0.5 \times \cos 45.000^\circ \\ &= 0.354 \end{aligned}$$

ここに、

θ : 斜面角度 (度)

μ : 地山と落石の摩擦係数 (0.5)

3. 縦ロープの検討

$$W_1 = (W_1 + W_2)K$$

ここに、

W_1 : 縦ロープにかかる荷重 (kN)

W_1 : 横ロープ1スパンの法長全長分の落石重量 (kN)

W_2 : l の幅の落石防止網全体の自重 (kN)

(1) 落石重量 : W_1

落石重量は、 2.000 kN/m²として計算する。

$$\begin{aligned} W_1 &= W_n \times l \times H \\ &= 2.000 \times 4.000 \times 13.000 \\ &= 104.000 \text{ kN} \end{aligned}$$

ここに、 W_n : 単位面積当りの落石重量 (kN/m²)

l : 縦ロープ間隔 (m)

H : 防護網法長 (m)

(2) 落石防止網全体の自重 : W_2

$$\begin{aligned}
 W_2 &= W_N \times l \times H \\
 &= 0.054 \times 4.000 \times 13.000 \\
 &= 2.808 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

ここに、

W_N : 落石防護網の単位面積あたり自重 (kN)

落石防護網の単位面積あたり自重(W_N)計算表 (52.0m²当り)

部材名称	規 格	単位重量(kN)	数 量	重 量(kN)
金 網	4.0×50	0.041	52.0 m ²	2.132
主ロープ	3×7G/0 16	0.009	62.0 m	0.558
補助ロープ	3×7G/0 12	0.005	25.0 m	0.125
計				2.815
1m ² 当り重量				0.054

ここに、

$$\text{金網数量} = H \times l$$

$$\text{主ロープ数量} = 2 \times H + (H/h + 1) \times l + 2 \times Y$$

($H/h + 1$)は整数切り上げ

$$\text{補助ロープ数量} = H + l \times (H/h)$$

(H/h)は整数切り上げ

よって、単位面積あたり重量は、

$$W_N = 2.815 / 52.0 = 0.054$$

(3) 縦ロープにかかる重量 : W_1

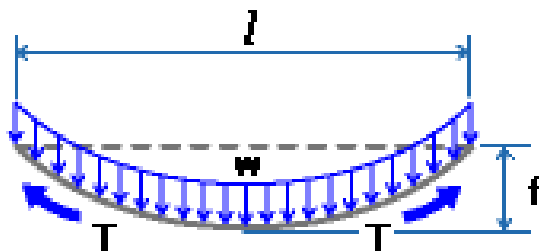
$$\begin{aligned}
 W_1 &= (W_1 + W_2)K \\
 &= (104.000 + 2.808) \times 0.354 \\
 &= 37.810 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

(4) 縦ロープの安全率

$$F_1 = T_b / W_1 = 118.0 / 37.810 = 3.1 > 2.0 \quad \text{OK}$$

4. 横ロープの検討

横ロープは、のり長方向下方3スパンの自重および落石の重量を等分布荷重として受けるものとする。なお、垂下量 f はスパンの10%と仮定する。



$$T = \frac{W \cdot l^2}{8f}$$

$$= \frac{W_{11}}{l}$$

$$W_{11} = K(W_1' + W_2')$$

ここに、

T : 横ロープの張力 (kN)

W : 横ロープに作用する等分布荷重

f : 垂下量(m)

$$f = l \times 0.1 = 4.000 \times 0.1 = 0.400 \text{ m}$$

W_{11} : 横ロープにかかる荷重 (kN)

W_1' : l の幅と $3h$ の長さで囲まれる斜面内の落石重量 (kN)

W_2' : l の幅と $3h$ の長さで囲まれる斜面内の落石防止網の自重 (kN)

(1) 落石重量 : W_1'

$$\begin{aligned} W_1' &= W_n \times 3h \times l \\ &= 2.000 \times 3 \times 5.000 \times 4.000 \\ &= 120.000 \text{ kN} \end{aligned}$$

(2) 落石防止網の自重 : W_2'

$$\begin{aligned} W_2' &= W_N \times 3h \times l \\ &= 0.054 \times 3 \times 5.000 \times 4.000 \\ &= 3.240 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} W_{11} &= K(W_1' + W_2') \\ &= 0.354 \times (120.000 + 3.240) \\ &= 43.627 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} &= \frac{W_{11}}{l} = \frac{43.627}{4.000} = 10.907 \text{ kN/m} \\ T &= \frac{\cdot l^2}{8f} = \frac{10.907 \times 4.000^2}{8 \times 0.400} = 54.535 \text{ kN} \end{aligned}$$

(3) 横ロープの安全率

$$F_2 = T_b/T = 118.0 / 54.535 = 2.1 \quad 2.0 \quad \text{OK}$$

5. 金網の検討

金網にかかる荷重は、横ロープと同様とする。

$$= 10.907 \text{ kN/m}$$

$$F_3 = W_a/T_n = 26.5 / 10.907 = 2.4 \quad 1.0 \quad \text{OK}$$

6. アンカーの検討

(1) 設計条件

a) アンカー 28

アンカーせん断耐力 $R = a \times 1.5 \times A$

$$= 80.000 \times 1.5 \times 4.59 \times 10^2 = 55080.0 \text{ N} = 55.0 \text{ kN}$$

(2) アンカーの検討

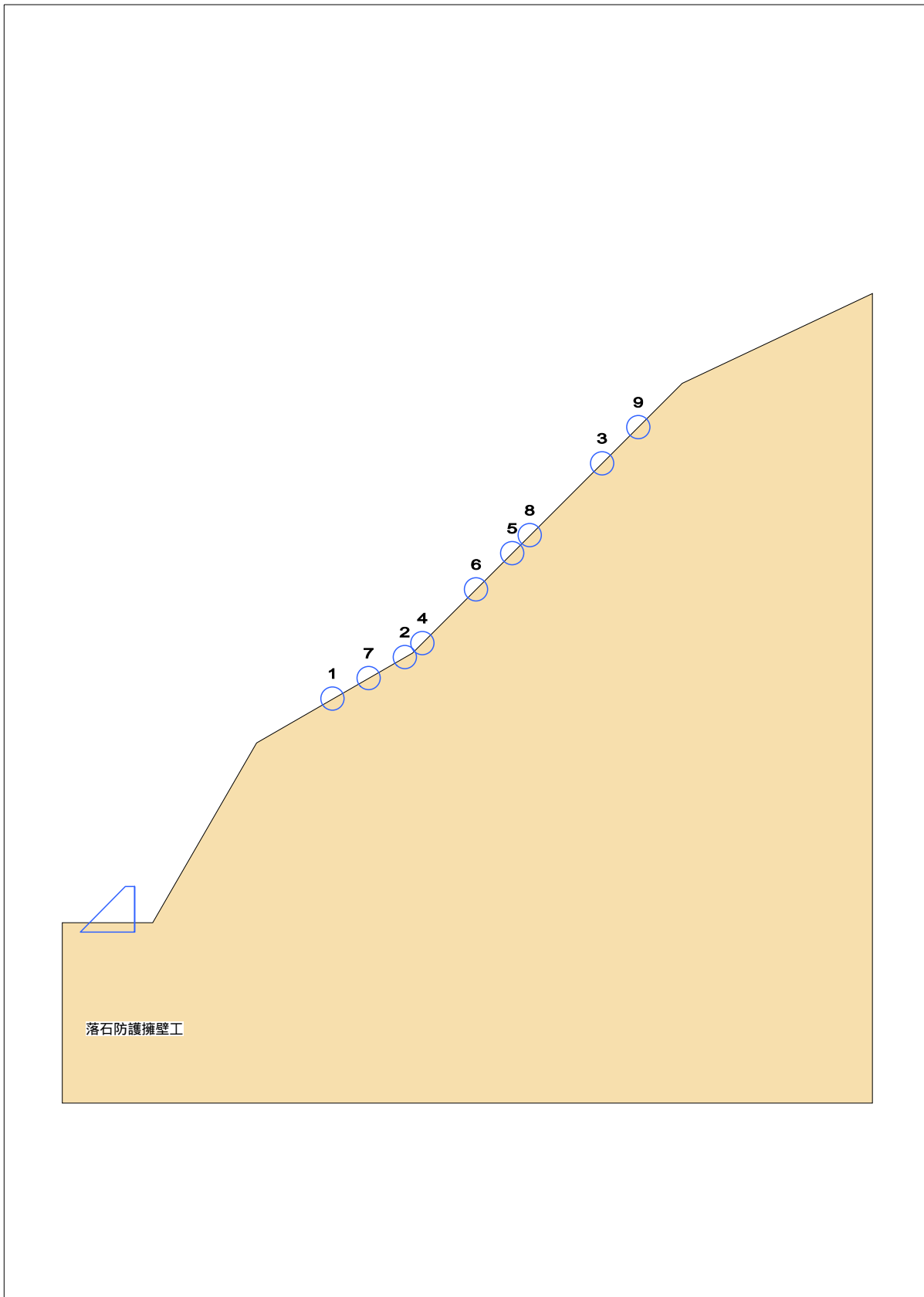
アンカーには、縦ロープおよび横ロープの荷重がかかるものとし、その最大値を用いて強度計算を行うものとする。

縦ロープおよび横ロープの最大荷重 =	54.535 kN	54.6 kN
せん断耐力	55.0 kN	OK

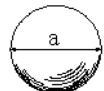
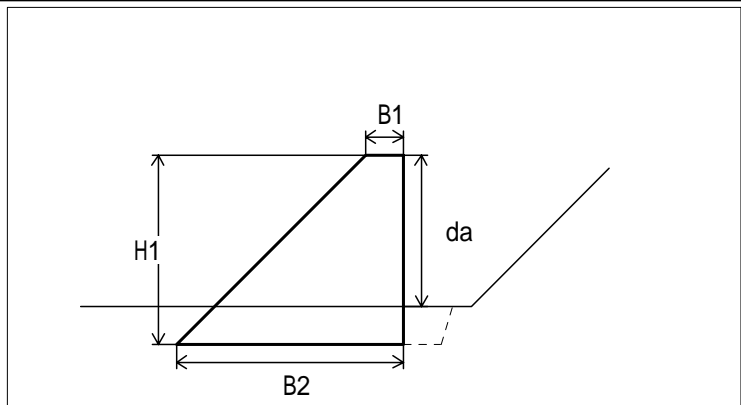
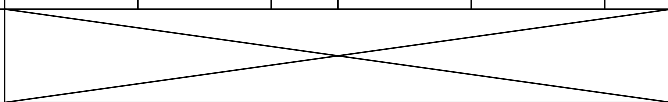
第 4案

落石防護擁壁工

概要図



落石防護擁壁工設計計算結果一覧表

落石条件										
斜面勾配		= 44.904 °								
落下高さ		H = 20.066 m								
等価摩擦係数		$\mu = 0.05$								
落石の単位体積重量		= 26.000 kN/m ³								
落石寸法		a = 1.000 m								
										
擁壁工条件										
寸法	擁壁天端幅		B1 = 0.500 m							
	擁壁底板幅		B2 = 3.000 m							
	擁壁高		H1 = 2.500 m							
	擁壁突出位置		da = 2.000 m							
	擁壁落石衝突高		h' = 2.000 m							
	擁壁有効長		L1 = 10.000 m							
	前面勾配(1:)		N1 = 1.000							
安定計算	土質数			裏込土			堆積土			
		単位体積重量(kN/m ³)		19.000			17.000			
		内部摩擦角(°)		30.000			-			
	摩擦係数		$\mu = 0.600$							
	コンクリート設計基準強度		ck = 18 N/mm ²							
	コンクリート単位体積重量		c = 23.0 kN/m ³							
設計水平震度		kh = 0.140								
粘着力		c = 0.000								
概要図										
										
計算結果										
左欄：計算値，右欄：許容値										
擁壁工の安定	転倒	常時			地震時			堆積時		
		0.477	0.500	OK	0.344	1.000	OK	0.396	1.000	OK
	滑動	91.281	1.500	OK	4.033	1.200	OK	3.452	1.500	OK
		1.547	300.0	OK	10.491	600.0	OK	7.448	600.0	OK
65.698	OK	56.757		OK	64.166		OK			
擁壁工エネルギー		5.307	0.594	OUT						

落石防護擁壁の計算

1. 設計条件

(1) 落石条件

斜面勾配	=	44.904 °
落下高さ	H =	20.066 m
等価摩擦係数	$\mu =$	0.05

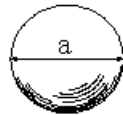
区分	落石および斜面の特性	設計に用いる μ	実験から得られる μ の値
A	硬岩, 丸状: 凹凸小, 立木なし	0.05	0~0.1
B	軟岩, 丸状~角状: 凹凸中~大, 立木なし	0.15	0.11~0.2
C	土砂・崖錐, 丸状~角状: 凹凸小~中, 立木なし	0.25	0.21~0.3
D	崖錐・巨礫まじり崖錐, 角状: 凹凸中~大, 立木なし~あり	0.35	0.31~

落石重量

落石の体積 $V = a^3 \cdot \pi / 6 = 1.000^3 \times \pi / 6$
 $= 0.524 \text{ m}^3$

落石の単位体積重量 $= 26.000 \text{ kN/m}^3$

落石重量 $m = V \cdot \text{重量} = 0.524 \times 26.000 = 13.624 \text{ kN}$



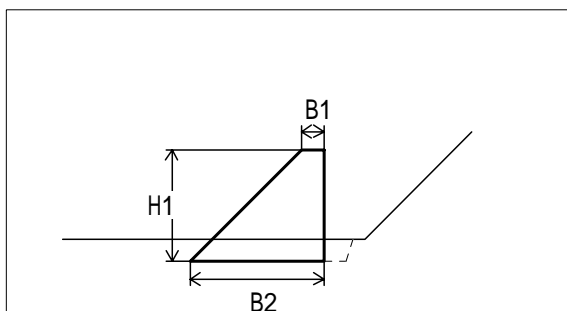
$a = 1.000 \text{ m}$

擁壁条件 直接基礎

地盤条件

摩擦係数	$\mu =$	0.600
許容支持力度	常時	$q1 = 300.0 \text{ kN/m}^2$
	落石時	$q2 = 600.0 \text{ kN/m}^2$
	地震時	$q3 = 600.0 \text{ kN/m}^2$
	堆積時	$q4 = 600.0 \text{ kN/m}^2$
裏込土	単位体積重量	$s1 = 19.000 \text{ kN/m}^3$
	内部摩擦角	$= 30.000 \text{ °}$
堆積土	堆積勾配	$1 = 10.000 \text{ °}$
	単位体積重量	$s2 = 17.000 \text{ kN/m}^3$
地震時条件	設計水平震度	$kh = 0.140$
	粘着力	$c = 0.000 \text{ kN/m}^2$
コンクリート	設計基準強度	$ck = 18 \text{ N/mm}^2$
	単位体積重量	$c = 23.0 \text{ kN/m}^3$

(2) 形状寸法



擁壁天端幅	$B1 = 0.500 \text{ m}$
擁壁底板幅	$B2 = 3.000 \text{ m}$
擁壁高	$H1 = 2.500 \text{ m}$
前面勾配	$N1 = 1: 1.000$

(3) 擁壁自重

常時 落石時 堆積時

	面積 A(m ²)	単位体積重量 c(kN/m ³)	鉛直力 V(kN)	水平力 H(kN)	アーム X(m)	アーム Y(m)
[1]	3.125	23.0	71.875	-	1.667	-
[2]	1.250	23.0	28.750	-	2.750	-
[3]	0.000	23.0	0.000	-	3.000	-
合計	4.375	-	100.625	-	1.976	-

地震時

	面積 A(m ²)	単位体積重量 c(kN/m ³)	鉛直力 V(kN)	水平力 H(kN)	アーム X(m)	アーム Y(m)
[1]	3.125	23.0	71.875	10.063	1.667	0.833
[2]	1.250	23.0	28.750	4.025	2.750	1.250
[3]	0.000	23.0	0.000	0.000	3.000	0.833
合計	4.375	-	100.625	14.088	1.976	0.952

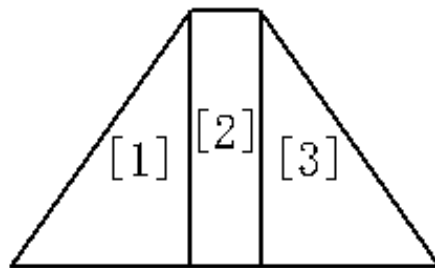
ここに、

$$\text{鉛直力 } V = A \cdot c$$

$$\text{水平力 } H = V \cdot kh$$

$$\text{アーム } X = (A \cdot X) / A$$

$$\text{アーム } Y = (A \cdot Y) / A$$



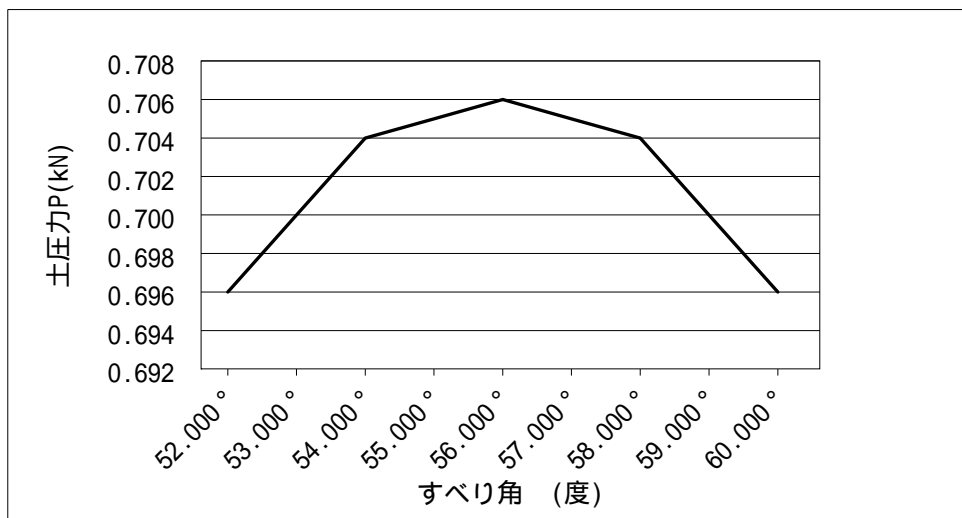
(4) 常時の安定計算

a) 土圧力の算出

試行くさび法により、最大土圧力を与えるすべり角を算出する。

= 52.000° ~ 60.000° における土圧力は以下となり、最大土圧は = 56.000° の時となる。

すべり角	土圧力P	水平土圧力P _H	鉛直土圧力P _V	摘要
52.000°	0.696	0.654	0.238	
53.000°	0.700	0.658	0.239	
54.000°	0.704	0.662	0.241	
55.000°	0.705	0.662	0.241	
56.000°	0.706	0.663	0.241	最大値
57.000°	0.705	0.662	0.241	
58.000°	0.704	0.662	0.241	
59.000°	0.700	0.658	0.239	
60.000°	0.696	0.654	0.238	



$$\begin{aligned}
 P &= \frac{W1 \cdot \sin(\quad - \quad)}{\cos(\quad - \quad - \quad)} \\
 &= \frac{1.602 \cdot \sin(56.000^\circ - 30.000^\circ)}{\cos(56.000^\circ - 30.000^\circ - 0.000^\circ - 20.000^\circ)} \\
 &= 0.706 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_H &= P \cdot \cos(\quad + \quad) \\
 &= 0.706 \times \cos(20.000^\circ + 0.000^\circ) \\
 &= 0.663 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_V &= P \cdot \sin(\quad + \quad) \\
 &= 0.706 \times \sin(20.000^\circ + 0.000^\circ) \\
 &= 0.241 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

ここに、

P : 土圧合力(kN)

W1 : 土くさび重量(kN/m)

: 仮定したすべり面と水平面のなす角(°)

1 : 埋戻土のせん断抵抗角(°)

: 壁背面と鉛直面のなす角(°)

: 壁面摩擦角(°)

b) モーメントの算出

擁壁工に作用する外力は以下となる。

	鉛直力 V(kN)	水平力 H(kN)	アーム X(m)	アーム Y(m)	抵抗モーメント Mr(kN・m)	転倒モーメント Mo(kN・m)
自重	100.625	-	1.976	-	198.835	-
土圧	0.241	0.663	3.000	0.167	0.723	0.111
合計	100.866	0.663	-	-	199.558	0.111

c) 安定計算

作用位置 (d)

$$d = \frac{M_r - M_o}{V} = \frac{199.558 - 0.111}{100.866} = 1.977 \text{ m}$$

1) 転倒に対する検討

$$e = \frac{B^2}{2} - d = \frac{3.000}{2} - 1.977 = -0.477 \text{ m}$$

$$|e| = 0.477 \text{ m} \quad B/6 = 3.000 / 6 = 0.500 \text{ m} \quad \text{OK}$$

2) 滑動に対する検討

$$F_s = \frac{\mu \cdot V}{H}$$

$$= \frac{0.600 \times 100.866}{0.663}$$

$$= 91.281 \quad 1.500 \quad \text{OK}$$

3) 支持力に対する検討

$$q_1 = \frac{V}{B^2} \cdot \left(1 + \frac{6e}{B^2} \right)$$

$$= \frac{100.866}{3.000} \cdot \left(1 + \frac{6 \times -0.477}{3.000} \right)$$

$$= 1.547 \text{ kN/m}^2 \quad 300.0 \text{ kN/m}^2 \quad \text{OK}$$

$$q_2 = \frac{V}{B^2} \cdot \left(1 - \frac{6e}{B^2} \right)$$

$$= \frac{100.866}{3.000} \cdot \left(1 - \frac{6 \times -0.477}{3.000} \right)$$

$$= 65.698 \text{ kN/m}^2 \quad 300.0 \text{ kN/m}^2 \quad \text{OK}$$

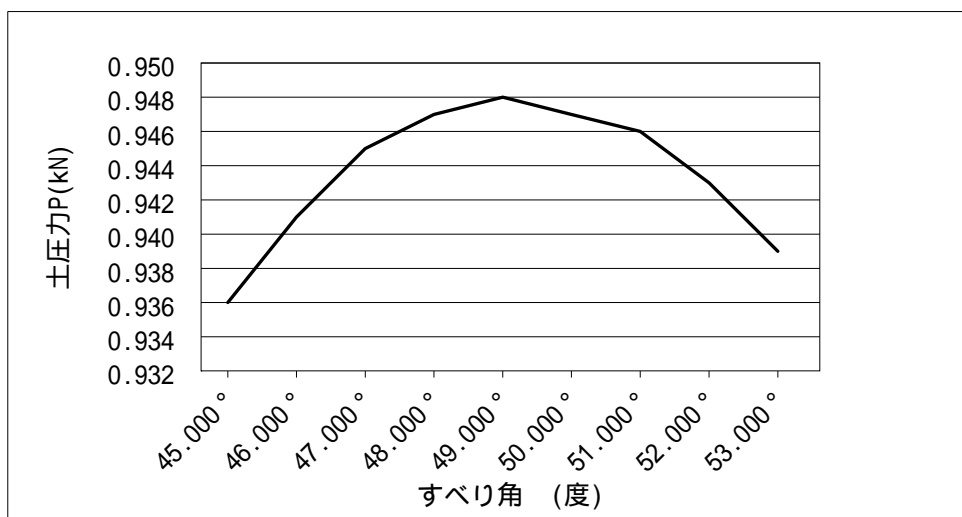
(5) 地震時の安定計算

a) 土圧力の算出

試行くさび法により、最大土圧力を与えるすべり角を算出する。

= 45.000° ~ 53.000° における土圧力は以下となり、最大土圧は = 49.000° の時となる。

すべり角	土圧力P	水平土圧力P _H	鉛直土圧力P _V	摘要
45.000°	0.936	0.904	0.242	
46.000°	0.941	0.909	0.244	
47.000°	0.945	0.913	0.245	
48.000°	0.947	0.915	0.245	
49.000°	0.948	0.916	0.245	最大値
50.000°	0.947	0.915	0.245	
51.000°	0.946	0.914	0.245	
52.000°	0.943	0.911	0.244	
53.000°	0.939	0.907	0.243	



$$\begin{aligned}
 P &= \frac{W1 \cdot \sec \delta \cdot \sin(\alpha - \beta + \delta)}{\cos(\alpha - \beta - \delta)} \\
 &= \frac{2.065 \cdot \sec(7.970^\circ) \cdot \sin(-90000^\circ - 30.000^\circ + 7.970^\circ)}{\cos(49.000^\circ - 30.000^\circ - 0.000^\circ - 15.000^\circ)} \\
 &= 0.948 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_H &= P \cdot \cos(\alpha + \delta) \\
 &= 0.948 \times \cos(15.000^\circ + 0.000^\circ) \\
 &= 0.916 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_V &= P \cdot \sin(\alpha + \delta) \\
 &= 0.948 \times \sin(15.000^\circ + 0.000^\circ) \\
 &= 0.916 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

ここに、

P : 土圧合力(kN)

W1 : 土くさび重量(kN/m)

α : 仮定したすべり面と水平面のなす角(°)

δ : 地震合成角 = $\tan^{-1}kh$ (°)

kh : 設計水平震度

β : 埋戻土のせん断抵抗角(°)

β : 壁背面と鉛直面のなす角(°)

δ : 壁面摩擦角(°)

b) モーメントの算出

擁壁工に作用する外力は以下となる。

	鉛直力 V(kN)	水平力 H(kN)	アーム X(m)	アーム Y(m)	抵抗モーメント Mr(kN・m)	転倒モーメント Mo(kN・m)
自重	100.625	14.088	1.976	0.952	198.835	13.412
土圧	0.245	0.916	3.000	0.167	0.735	0.153
合計	100.870	15.004	-	-	199.570	13.565

c) 安定計算

作用位置 (d)

$$d = \frac{M_r - M_o}{V} = \frac{199.570 - 13.565}{100.870} = 1.844 \text{ m}$$

1) 転倒に対する検討

$$e = \frac{B^2}{2} - d = \frac{3.000}{2} - 1.844 = -0.344 \text{ m}$$

$$|e| = 0.344 \text{ m} \quad B/3 = 3.000 / 3 = 1.000 \text{ m} \quad \text{OK}$$

2) 滑動に対する検討

$$F_s = \frac{\mu \cdot V}{H}$$

$$= \frac{0.600 \times 100.870}{15.004}$$

$$= 4.033 \quad 1.200 \quad \text{OK}$$

3) 支持力に対する検討

$$q_1 = \frac{V}{B^2} \cdot \left(1 + \frac{6e}{B^2} \right)$$

$$= \frac{100.870}{3.000} \cdot \left(1 + \frac{6 \times -0.344}{3.000} \right)$$

$$= 10.491 \text{ kN/m}^2 \quad 600.0 \text{ kN/m}^2 \quad \text{OK}$$

$$q_2 = \frac{V}{B^2} \cdot \left(1 - \frac{6e}{B^2} \right)$$

$$= \frac{100.870}{3.000} \cdot \left(1 - \frac{6 \times -0.344}{3.000} \right)$$

$$= 56.757 \text{ kN/m}^2 \quad 600.0 \text{ kN/m}^2 \quad \text{OK}$$

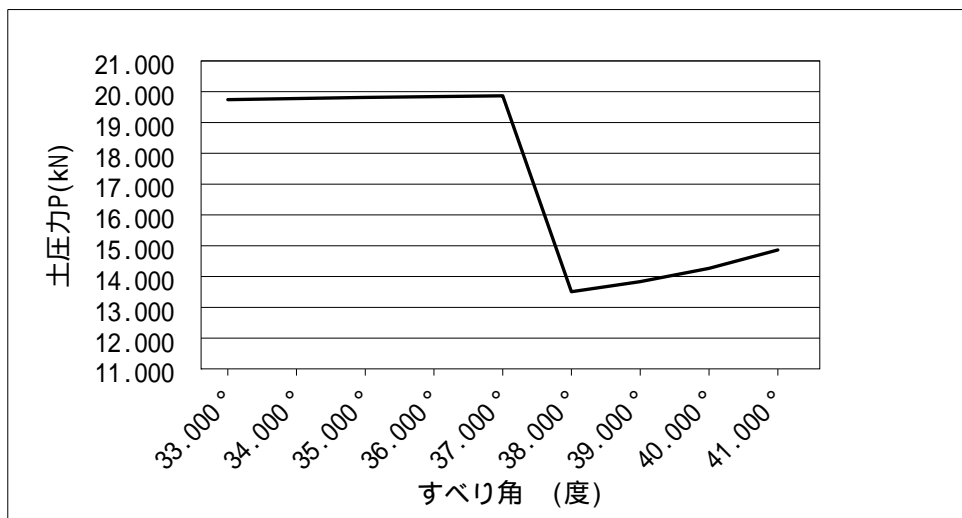
(6) 堆積時の安定計算

a) 土圧力の算出

試行くさび法により、最大土圧力を与えるすべり角を算出する。

= 33.000° ~ 41.000° における土圧力は以下となり、最大土圧は = 37.000° の時となる。

すべり角	土圧力P	水平土圧力P _H	鉛直土圧力P _V	摘要
33.000°	19.745	18.554	6.753	
34.000°	19.783	18.590	6.766	
35.000°	19.817	18.622	6.778	
36.000°	19.844	18.647	6.787	
37.000°	19.868	18.670	6.795	最大値
38.000°	13.508	12.693	4.620	
39.000°	13.839	13.004	4.733	
40.000°	14.270	13.409	4.881	
41.000°	14.866	13.969	5.084	



$$\begin{aligned}
 P &= \frac{W1 \cdot \sin(\quad - \quad) + W2 \cdot \cos(\quad - \quad) \cdot \tan(\quad - \quad')}{\cos(\quad - \quad - \quad)} \\
 &= \frac{25.741 \cdot \sin(37.000^\circ - 30.000^\circ) + 12.182 \cdot \cos(37.000^\circ - 30.000^\circ) \cdot \tan(73.301^\circ - 20.000^\circ)}{\cos(37.000^\circ - 30.000^\circ - 0.000^\circ - 20.000^\circ)} \\
 &= 19.868 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_H &= P \cdot \cos(\quad + \quad) \\
 &= 19.868 \times \cos(20.000^\circ + 0.000^\circ) \\
 &= 18.670 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_V &= P \cdot \sin(\quad + \quad) \\
 &= 19.868 \times \sin(20.000^\circ + 0.000^\circ) \\
 &= 6.795 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

ここに、

P : 土圧合力(kN)

W_i : 土くさび重量(kN/m)

α : 仮定したすべり面と水平面のなす角(°)

β : 埋戻土のせん断抵抗角(°)

γ : 地山線の勾配(°)

δ : 地山と境界における壁面摩擦角(°)

θ : 壁背面と鉛直面のなす角(°)

ϕ : 壁面摩擦角(°)

b) モーメントの算出

擁壁工に作用する外力は以下となる。

	鉛直力 V(kN)	水平力 H(kN)	アーム X(m)	アーム Y(m)	抵抗モーメント Mr(kN・m)	転倒モーメント Mo(kN・m)
自重	100.625	-	1.976	-	198.835	-
土圧	6.795	18.670	3.000	0.833	20.385	15.552
合計	107.420	18.670	-	-	219.220	15.552

c) 安定計算

作用位置 (d)

$$d = \frac{M_r - M_o}{V} = \frac{219.220 - 15.552}{107.420} = 1.896 \text{ m}$$

1) 転倒に対する検討

$$e = \frac{B^2}{2} - d = \frac{3.000}{2} - 1.896 = -0.396 \text{ m}$$

$$|e| = 0.396 \text{ m} \quad B/3 = 3.000 / 3 = 1.000 \text{ m} \quad \text{OK}$$

2) 滑動に対する検討

$$F_s = \frac{\mu \cdot V}{H}$$

$$= \frac{0.600 \times 107.420}{18.670}$$

$$= 3.452 \quad 1.500 \quad \text{OK}$$

3) 支持力に対する検討

$$q_1 = \frac{V}{B^2} \cdot \left(1 + \frac{6e}{B^2} \right)$$

$$= \frac{107.420}{3.000} \cdot \left(1 + \frac{6 \times -0.396}{3.000} \right)$$

$$= 7.448 \text{ kN/m}^2 \quad 600.0 \text{ kN/m}^2 \quad \text{OK}$$

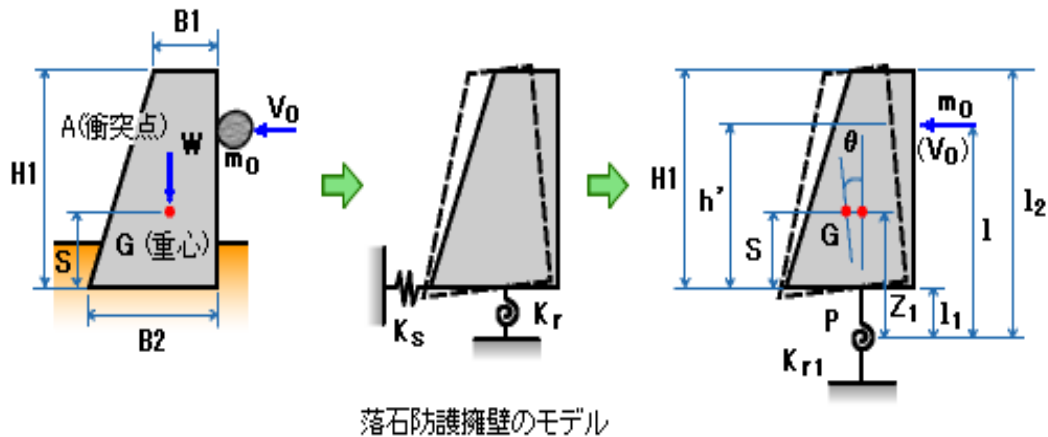
$$q_2 = \frac{V}{B^2} \cdot \left(1 - \frac{6e}{B^2} \right)$$

$$= \frac{107.420}{3.000} \cdot \left(1 - \frac{6 \times -0.396}{3.000} \right)$$

$$= 64.166 \text{ kN/m}^2 \quad 600.0 \text{ kN/m}^2 \quad \text{OK}$$

2. 基礎の落石衝突によるエネルギー検討

(1) 落石衝突による擁壁の弾性応答時の地盤の変形エネルギーの算定



a) 回転中心 (P) と擁壁の重心 (G) との距離 Z_1 の計算

1) 擁壁有効長の重量

$$\begin{aligned}
 m &= \frac{B_1 + B_2}{2} \times H_1 \cdot L_1 \cdot c \\
 &= \frac{0.500 + 3.000}{2} \times 2.500 \times 10.000 \times 23.0 \\
 &= 1006.3 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

ここに、 L_1 : 擁壁の有効長
 B_1 : 擁壁の天端幅
 B_2 : 擁壁の底面幅
 H_1 : 擁壁の高さ

2) 擁壁重心に関する慣性モーメント (I)

$$\begin{aligned}
 I &= \frac{m}{3} \left\{ \frac{B_1^2 + B_2^2}{2} + H_1^2 - \frac{B_2 - B_1}{2(B_1 + B_2)} \cdot H_1^2 - \frac{(2B_1 + B_2)^2 H_1^2 + (B_1^2 + B_2^2 + B_1 \cdot B_2^2)}{3(B_1 + B_2)^2} \right\} \\
 &= \frac{1006.3}{3} \left\{ \frac{0.500^2 + 3.000^2}{2} + 2.500^2 - \frac{3.000 - 0.500}{2 \times (0.500 + 3.000)} \times 2.500^2 \right. \\
 &\quad \left. - \frac{(2 \times 0.500 + 3.000)^2 \times 2.500^2 + (0.500^2 + 3.000^2 + 0.500 \times 3.000)^2}{3 \times (0.500 + 3.000)^2} \right\} \\
 &= 931.6 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

3) 擁壁底面の断面二次モーメント (I_0)

$$I_0 = \frac{B^3 \cdot L_1}{12}$$

$$= \frac{3.000^3 \times 10.000}{12}$$

$$= 22.500 \text{ m}^4$$

4) 擁壁底の底面積 (A)

$$A = B_2 \cdot L_1$$

$$= 3.000 \times 10.000$$

$$= 30.000 \text{ m}^2$$

5) 擁壁から重心までの距離 (S)

$$S = \frac{H_1}{3} \cdot \frac{2B_1 + B_2}{B_1 + B_2}$$

$$= \frac{2.500}{3} \cdot \frac{2 \times 0.500 + 3.000}{0.500 + 3.000}$$

$$= 0.952 \text{ m}$$

6) 鉛直地盤反力係数 (K_v)

$$K_v = \frac{1}{0.3} E_0 \cdot \left(\frac{B_v}{0.3} \right)^{-3/4}$$

$$K_v = \frac{1}{0.3} \times 1 \times 140000.0 \times \left(\frac{5.477}{0.3} \right)^{-3/4}$$

$$= 52837.3 \text{ kN/m}^3$$

ここに、 B_v : 基礎の換算載荷幅

$$B_v = \sqrt{A} = \sqrt{30.000} = 5.477 \text{ m}$$

: 地盤反力係数の推定に用いる係数

E_0 : 変形係数 $E_0 = 2800N = 2800 \times 50 = 140000.0 \text{ kN/m}^2$

N : 標準貫入試験のN値

変形係数 E_0 と

変形係数 E_0 の推定方法	地盤反力係数の推定に用いる係数
直径0.3mの剛体円盤による平板載荷試験の繰返し曲線から求めた変形係数の1/2	1
孔内水平載荷試験で測定した変形係数	4
供試体の一軸圧縮試験又は三軸圧縮試験から求めた変形係数	4
標準貫入試験のN値より $E=0.2, 800N$ で推定した変形係数	1

7) せん断バネ係数 (K_s)

$$\begin{aligned}
 K_s &= \frac{A \cdot K_v}{4} \\
 &= \frac{30.000 \times 52837.3}{4} \\
 &= 396279.8 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

8) 割線回転バネ係数 (K_r)

$$\begin{aligned}
 K_r &= \frac{M_u - M_w}{y - 0} \\
 &= \frac{325.001 + 478.999}{0.00012 + 0.00040} \\
 &= 1546153.5 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

ここに、 M_u : 最大抵抗モーメント

M_w : 擁壁の自重による擁壁底面中心のモーメント

y : 降伏回転角

0 : M_wによる回転角

9) 回転中心 (P) と擁壁の重心 (G) との距離 (Z₁)

$$e_o^2 = \frac{K_r}{K_s} = \frac{1546153.5}{396279.8} = 3.902$$

$$i_o^2 = \frac{I}{m} = \frac{931.6}{1006.3} = 0.926$$

$$\begin{aligned}
 Z_1 &= \frac{1}{2S} (S^2 + e_o^2 - i_o^2) + \sqrt{\frac{1}{4S^2} (S^2 + e_o^2 - i_o^2)^2 + i_o^2} \\
 &= \frac{1}{2 \times 0.952} \left(0.952^2 + 3.902 - 0.926 \right) \\
 &\quad + \sqrt{\frac{1}{4 \times 0.952^2} \left(0.952^2 + 3.902 - 0.926 \right)^2 + 0.926} \\
 &= 4.294 \text{ m}
 \end{aligned}$$

b) 落石衝突後の衝突点Aでの擁壁の速度Vの計算

1) 擁壁底面と回転中心(P)との距離(l_1)

$$\begin{aligned}
 l_1 &= Z_1 - S \\
 &= 4.294 - 0.952 \\
 &= 3.342 \text{ m}
 \end{aligned}$$

2) 擁壁天端と回転中心(P)との距離(l_2)

$$\begin{aligned}
 l_2 &= l_1 + H_1 \\
 &= 3.342 + 2.500 \\
 &= 5.842 \text{ m}
 \end{aligned}$$

3) 衝突点(A)と回転中心(P)との距離(l)

$$\begin{aligned}
 l &= l_1 + h' \\
 &= 3.342 + 2.000 \\
 &= 5.342 \text{ m}
 \end{aligned}$$

ここに、 h' : 落石衝突位置

4) 補正係数 (')

$$\begin{aligned}
 ' &= \frac{4(B_2 \cdot l_2 - B_1 \cdot l_1)(l_2^2 + l_1 \cdot l_2 + l_1^2) - 3(B_2 - B_1)(l_2 + l_1)(l_2^2 + l_1^2)}{6l^2(B_1 + B_2)H_1} \\
 &= \{4(3.000 \times 5.842 - 0.500 \times 3.342) \times (5.842^2 + 3.342 \times 5.842 + 3.342^2) \\
 &\quad - 3(3.000 - 0.500) \times (5.842 + 3.342) \times (5.842^2 + 3.342^2)\} \\
 &\quad / \{6 \times 5.342^2 \times (0.500 + 3.000) \times 2.500\} \\
 &= 0.661
 \end{aligned}$$

5) 落石衝突後の衝突点Aでの擁壁の速度(V)

$$\begin{aligned}
 V &= \frac{2m_o}{m_o + m} V_o \\
 &= \frac{2 \times 13.624}{13.624 + 0.661 \times 1006.3} \times 19.328 \\
 &= 0.776 \text{ m/sec}
 \end{aligned}$$

ここに、 m_o : 落石の重量

V_o : 落石の速度

$$\begin{aligned}
 V_o &= \sqrt{2g \left(1 - \frac{\mu}{\tan} \right) \cdot H} \\
 &= \sqrt{2 \times 9.80 \times \left(1 - \frac{0.05}{\tan 44.904^\circ} \right) \times 20.066} \\
 &= 19.328 \text{ m/sec}
 \end{aligned}$$

c) 落石衝突による擁壁の弾性応答時の回転角 θ および底面の変位量 L の計算1) 換算バネ係数 (K_{r1})

$$\begin{aligned} K_{r1} &= K_s(e_0^2 + l^2) \\ &= 396279.8 \times (3.902 + 3.342^2) \\ &= 5972318.6 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

2) A点の動的変位 (d)

$$\begin{aligned} d &= \sqrt{\frac{W' \cdot m/g \cdot l^2 \cdot V^2}{K_{r1}}} \\ &= \sqrt{\frac{0.661 \times 1006.3 / 9.80 \times 5.342^2 \times 0.776^2}{5972318.6}} \\ &= 0.014 \text{ m} \end{aligned}$$

3) 擁壁の回転角 (θ)

$$\begin{aligned} \theta &= \frac{d}{l} \\ &= \frac{0.014}{5.342} \\ &= 0.00262 \text{ rad} = 0.150^\circ \end{aligned}$$

4) 擁壁の水平変位 (L)

$$\begin{aligned} L &= d - h \cdot \theta = d \left(1 - \frac{h'}{l} \right) \\ &= 0.014 \times \left(1 - \frac{2.000}{5.342} \right) \\ &= 0.00876 \text{ m} \end{aligned}$$

d) 落石の衝突による弾性応答時の回転変形エネルギー-EMLおよび水平変形エネルギー-EHLの計算

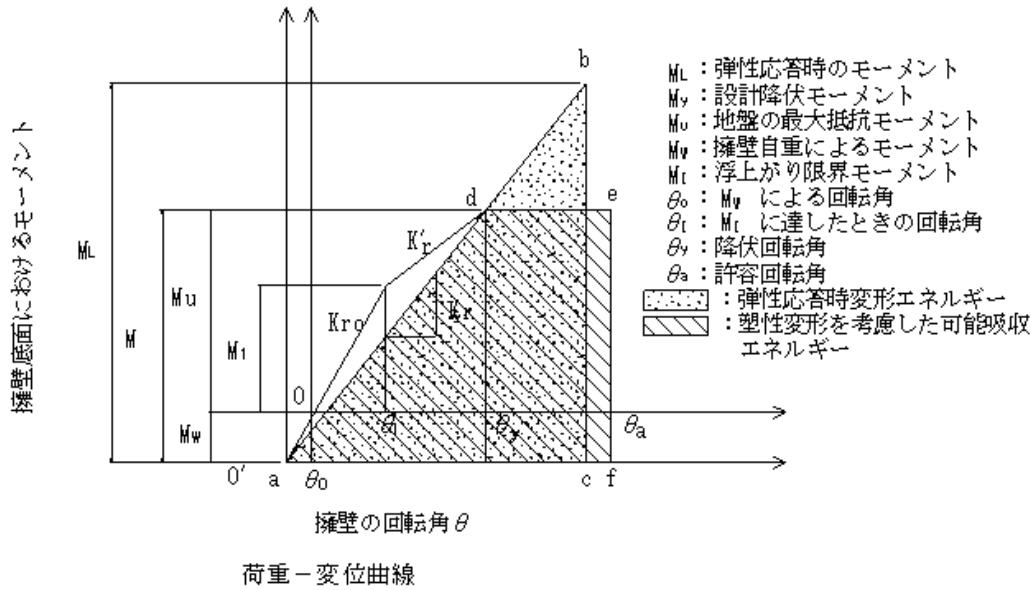
1) 落石の衝突による弾性応答時の回転変形エネルギー (EML)

$$\begin{aligned} EML &= \frac{1}{2} K_r \cdot L^2 \\ &= \frac{1}{2} \times 1546153.5 \times 0.00262^2 \\ &= 5.307 \text{ kJ} \end{aligned}$$

2) 水平変形エネルギー (EHL)

$$\begin{aligned} EHL &= \frac{1}{2} K_s \cdot L^2 \\ &= \frac{1}{2} \times 396279.8 \times 0.00876^2 \\ &= 15.205 \text{ kJ} \end{aligned}$$

(2) 擁壁基礎地盤の塑性変形を考慮した可能吸収エネルギーの算定

a) 擁壁の自重による擁壁底面中心のモーメント (M_w)

$$\begin{aligned}
 M_w &= m \cdot dx \\
 &= 1006.3 \times -0.476 \\
 &= -478.999 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

ここに、 dx : 底版中心から擁壁重心位置の離れ

$$\begin{aligned}
 dx &= - \frac{H_1(2B_1 + B_2)N_1}{6(B_1 + B_2)} \\
 &= - \frac{2.500 \times (2 \times 0.500 + 3.000) \times 1.000}{6(0.500 + 3.000)} \\
 &= -0.476 \text{ m}
 \end{aligned}$$

N_1 : 擁壁前面勾配

$$N_1 = 1.000$$

b) 設計降伏モーメント(My)、最大抵抗モーメント(Mu)

擁壁重量mと極限支持力Quが一致するように、水平力を可変していく。

水平力Hr = 402 とすると設計降伏モーメントMyおよび地盤の最大抵抗モーメントMuは次のようになる。

$$My = Hr \times h' = 402 \times 2.000 = 804.000 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$h' : \text{落石の衝突位置(m)} \quad h' = 2.000 \text{ m}$$

$$Mu = My + Mw = 804.000 + -478.999 = 325.001 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

このとき、極限支持力は次のようになる。

$$\begin{aligned} Qu &= Ae \left\{ cNcSc + qNqSq + \frac{1}{2} \cdot 1 \cdot BeNrSr \right\} \\ &= 23.540 \times \{ 1.0 \times 1.000 \times 0.000 \times 13.03 \times 1.000 + 1.000 \times 0.000 \times 7.29 \times 1.000 \\ &\quad + 1/2 \times 20.000 \times 1.0 \times 2.354 \times 2.42 \times 0.752 \} \\ &= 1008.431 \text{ (kN)} \\ m &= 1006.3 \text{ kN} \end{aligned}$$

ここに

Q_u : 荷重の偏心傾斜、支持力係数の寸法効果を考慮した地盤の極限支持力 (kN)

: 支持地盤のせん断角 ($^{\circ}$) = 30°

c : 地盤の粘着力 (kN/2m) $c = 0.000$ kN/m²

γ_1, γ_2 : 支持地盤および根入れ地盤の単位体積重量 (kN/m³)

B_2 : 基礎幅 (m) $B_2 = 3.000$ m

e_B : 荷重の偏心量 (m) $e_B = |M_u/m| = |325.001 / 1006.3| = 0.323$ m

B_e : 荷重の偏心を考慮した基礎の有効載荷幅 (m)

$B_e = B_2 - 2e_B = 3.000 - 2 \times 0.323 = 2.354$ m

λ, μ : 形状係数 = 1.0 = 1.0

q : 上載荷重 (kN/m²)

$q = \gamma \times D_f = 0.000 \times 0.500 = 0.000$ kN/m²

: 根入れ効果に対する割増し

= 1.000

A_e : 有効載荷面積 (m²) $A_e = B_e \times L_1 = 2.354 \times 10.000 = 23.540$ m²

$\tan \alpha$: 荷重の傾斜

$$\tan \alpha = \frac{H_r}{m} = 0.399$$

N_c, N_q, N_r : 荷重の傾斜を考慮した支持力係数

$N_c = 13.03$ $N_q = 7.29$ $N_r = 2.42$

λ, μ : 寸法効果の程度を表す係数 = $\mu = -1/3$ とする

S_c, S_q, S_r : 寸法効果に関する補正係数

$S_c = (C')^{\lambda} = (C/C_0)^{\lambda} = (0.000/10)^{-1/3} = 1.000$ (ただし、 $1 < C' < 10$)

$S_q = (q')^{\lambda} = (q/q_0)^{\lambda} = (0.000/10)^{-1/3} = 1.000$ (ただし、 $1 < q' < 10$)

$S_r = (B')^{\mu} = (B_e/B_0)^{\mu} = (2.354/1.0)^{-1/3} = 0.752$ (ただし、 $1 < B' < 10$)

$C_0 = 10$ kN/m²

$q_0 = 10$ kN/m²

$B_0 = 1.0$ m

c) 初期回転バネ定数 (K_{r0}) $M < M1$

$$\begin{aligned} K_{r0} &= I_0 \cdot K_v \\ &= 22.500 \times 52837.3 \\ &= 1188839.3 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

擁壁の浮上りモーメント ($M1$)

$$\begin{aligned} M1 &= m \cdot B^2/6 \\ &= 1006.3 \times 3.000 / 6 \\ &= 503.1 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

d) 回転バネ定数 ($K_{r'}$) $M < M1$

$$\begin{aligned} K_{r'} &= K_{r0}/2 \\ &= 1188839.3 / 2 \\ &= 594419.7 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

e) M_w による回転角 (θ)

$$\begin{aligned} \theta &= \frac{M_w}{K_{r0}} \\ &= \frac{-478.999}{1188839.3} \\ &= -0.00040 \text{ rad} = -0.023^\circ \end{aligned}$$

f) M1に達したときの回転角 (θ_1)

$$\begin{aligned}\theta_1 &= \frac{M_1}{K_{ro}} \\ &= \frac{503.1}{1188839.3} \\ &= 0.00042 \text{ rad} = 0.024^\circ\end{aligned}$$

g) 降伏回転角 (θ_y)

$$\begin{aligned}\theta_y &= \left(\frac{2M_u}{M_1} - 1 \right) \frac{M_1}{K_{ro}} \\ &= \left(\frac{2 \times 325.001}{503.1} - 1 \right) \frac{503.1}{1188839.3} \\ &= 0.00012 \text{ rad} = 0.007^\circ\end{aligned}$$

h) 許容回転角 (θ_a)

$$\begin{aligned}\theta_a &= \mu \cdot \theta_y \\ &= 5.000 \times 0.00012 \\ &= 0.00060 \text{ rad} = 0.034^\circ < \text{許容回転角の上限値} = 3.000^\circ\end{aligned}$$

ここに、 μ : 許容塑性率

i) 可能吸収エネルギー (E_M)

$$\begin{aligned}E_M &= \frac{1}{2} M_y (\theta_y - 0) + M_y (\theta_a - \theta_y) \\ &= \frac{1}{2} \times 804.000 \times (0.00012 + 0.00040) + 804.000 \times (0.00060 - 0.00012) \\ &= 0.594 \text{ kJ}\end{aligned}$$

(3) 落石衝突時の安定性の検討

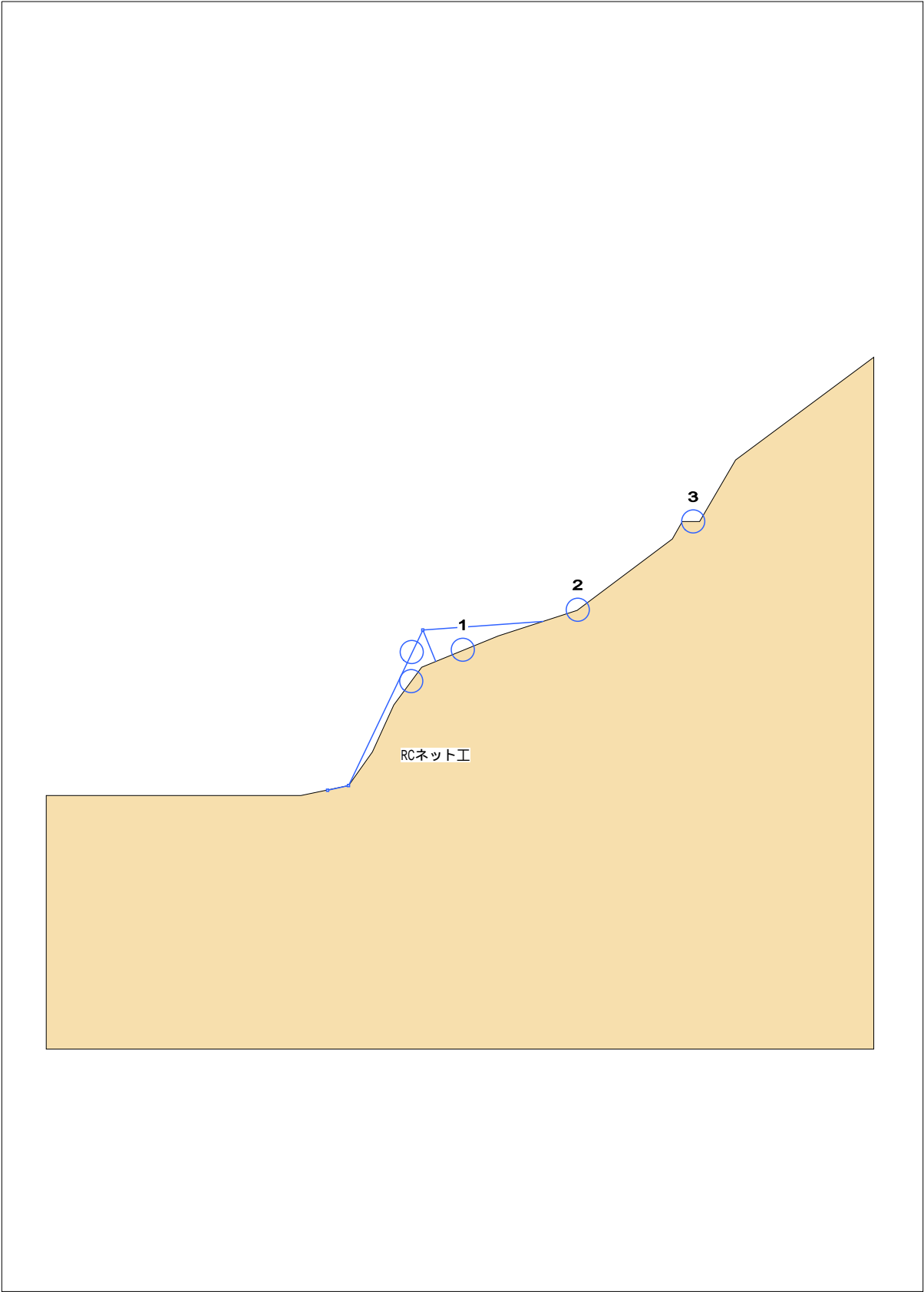
落石衝突による擁壁の弾性応答時の地盤の変形エネルギー $E_{ML} = 5.307 \text{ kJ}$

> 擁壁基礎地盤の塑性変形を考慮した可能吸収エネルギー $E_M = 0.594 \text{ kJ}$ OUT


第 1案

R C ネット工

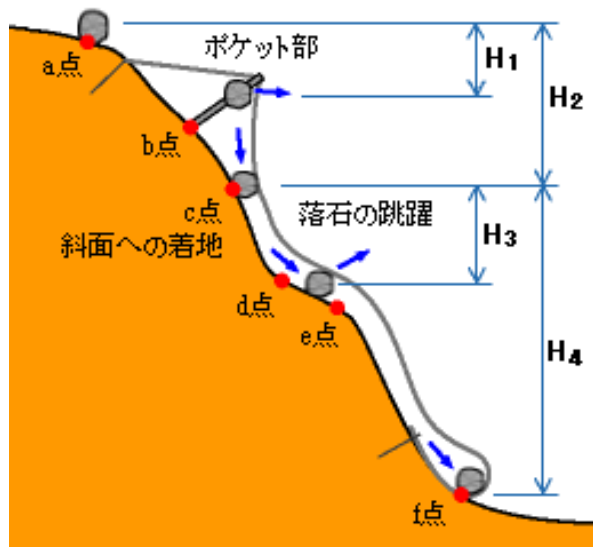
概要図



ポケット・キャッチ式RCネット工設計算結果一覧表

設計条件							
ワイヤロープ	ワイヤロープ径			18mm 3×7 G/O			
	破断荷重			157kN			
落石条件	落下高さ			ポケット部	跳躍部	キャッチ部	
				H1	11.397 m	-	-
				H2	-	2.696 m	-
				H3	-	9.108 m	-
	H4	-	-	9.481 m			
	落石重量 W	単位体積重量	単位体積重量	2.000 kN	26.000 kN/m ³	26.000 kN/m ³	
	寸法	ポケット部 任意形状	跳躍部 	キャッチ部	a	-	1.000 m
					b	-	-
					c	-	-
	等価摩擦係数			μ1	0.50	-	0.50
μ2				0.05	0.05	-	
斜面勾配			af	36.403 °	45.683 °	45.683 °	
変化点の斜面勾配			de	-	11.766 °	-	

概要図



検討箇所	部位	最大滑り量	許容値	判定	採用値	備考
ポケット部	横ワイヤロープ	SLa = 0.096 m	SLa 2.0m	OK	3.0m	余長 3×SLa または最低3.0m以上
跳躍部	横ワイヤロープ	SLb = 0.107 m	SLb 2.0m	OK	3.0m	余長 3×SLb または最低3.0m以上
キャッチ部	縦ワイヤロープ	SLc = 0.324 m	SLc 2.5m	OK	5.0m	余長 3×SLc または最低5.0m以上

ポケット・キャッチ式RCネットの計算

1. 設計条件

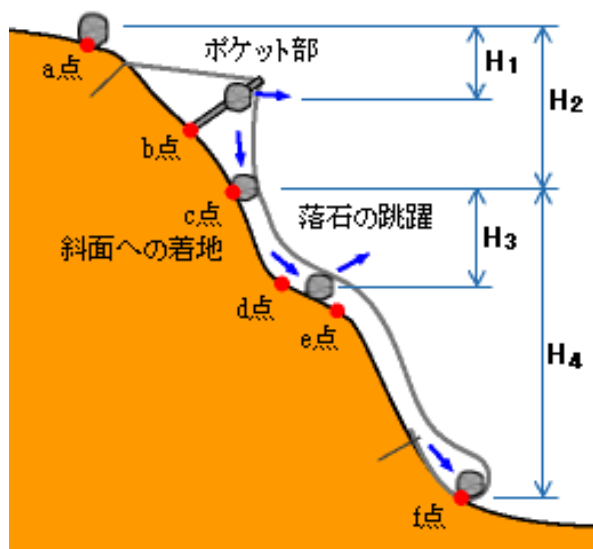
(1) RCネット仕様

ワイヤロープ 18mm 3×7 G/O
 破断荷重 157kN

(2) 落石条件

摩擦係数 $\mu_1 = 0.50$ (RCネット+斜面に挟まれる場合)
 $\mu_2 = 0.05$
 反発係数 $e = 0.550$
 減衰係数 $= 0.590$

土質	反発係数 : e	減衰係数 :
崖錐斜面	0.55	0.59
岩斜面	0.54	0.58



落石No.	落石重量 : W (kN)	落下高 : H ₁ (m)	斜面勾配 : af (°)
1	13.624	0.177	45.683
2	3.250	3.717	35.943
3	2.000	11.397	36.403
4	-	-	-
5	-	-	-
6	-	-	-
7	-	-	-
8	-	-	-
9	-	-	-
10	-	-	-

2. ポケット部における初期条件の算出

(1) ポケット部衝突時の落石速度

V_1 : ポケット部衝突時の落石速度

af : 斜面全体の勾配

μ_2 : 摩擦係数(斜面)

H_1 : 落下高さ

以上より

$$V_1 = \sqrt{2g(1 - \frac{\mu_2}{\tan(af)})H_1}$$

3. 動的応答解析

各落石について計算した初期条件に対してRCネット工法設計施工要領書の動的解析値より近似値を選定する。

落石No.	計算値			動的解析表による近似値		
	落石重量 W(kN)	斜面勾配 af(°)	落石速度 V ₁ (m/s)	落石重量 W(kN)	斜面勾配 af(°)	落石速度 V(m/s)
1	13.624	45.683	1.817	25	45	5
2	3.250	35.943	8.236	10	30	10
3	2.000	36.403	14.430	10	30	15
4	-	-	-	-	-	-
5	-	-	-	-	-	-
6	-	-	-	-	-	-
7	-	-	-	-	-	-
8	-	-	-	-	-	-
9	-	-	-	-	-	-
10	-	-	-	-	-	-

ポケット部動的解析値

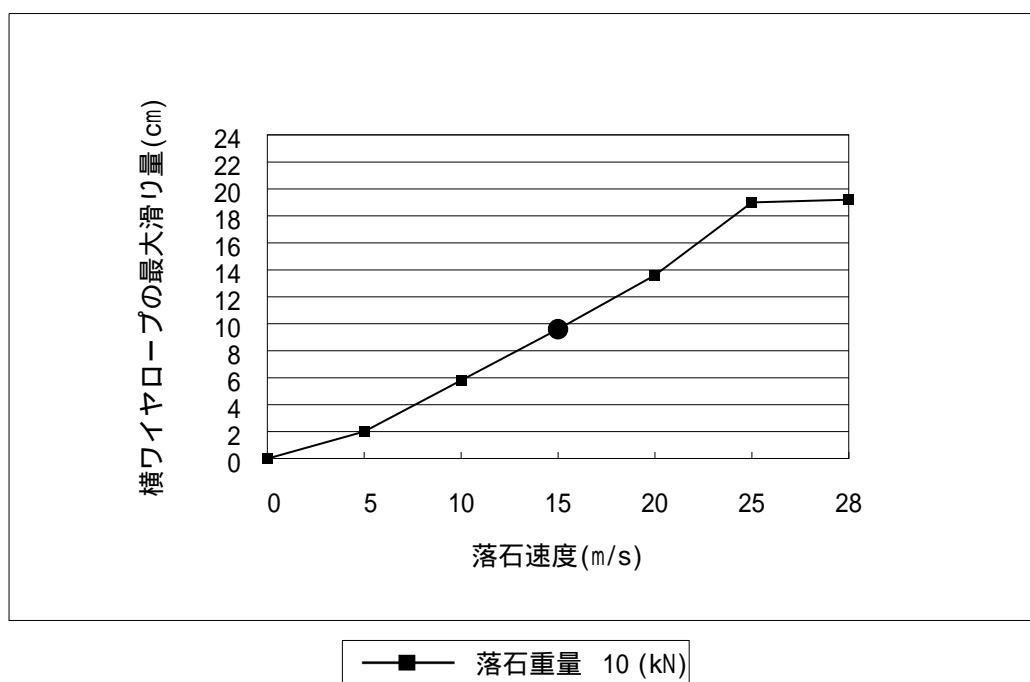
落石重量 W(kN)	af : 斜面勾配 (°)	V : 落石速度 (m/s)
10	15	5
25	30	10
50	45	15
75	60	20
100	75	25
150	-	28
200	-	-

「RCネット工法設計要領書」

4. 解析結果

前頁で選定した条件をRCネット設計要領書の動的応答解析データと照らし合わせた結果を次表に示す。

落石No.	落石重量：W (kN)	最大滑り量：SLa (m)	摘要
1	13.624	0.032	
2	3.250	0.058	
3	2.000	0.096	最大値 採用値
4	-	-	
5	-	-	
6	-	-	
7	-	-	
8	-	-	
9	-	-	
10	-	-	



これより、ワイヤロープの最大滑り量:SLa=0.096mとなり基準値の2.0m以下となり安全である。また、RCネット工法設計要領書により、余長は横ワイヤロープ3.0mで計画する事とする。

検討箇所	部位	最大滑り量	許容値	判定	採用値	備考
ポケット部	横ワイヤロープ	SLa = 0.096 m	SLa 2.0m	OK	3.0m	余長 3 × SLa または 最低3.0m以上

5. 跳躍箇所における初期条件の算出

落石No.	落石重量 W (kN)	落下高 H ₂ (m)	落下高 H ₃ (m)	斜面勾配 af (°)	変化点斜面勾配 de (°)
1	13.624	2.696	9.108	45.683	11.766
2	3.250	6.236	9.108	35.943	11.766
3	2.000	13.916	9.108	36.403	11.766
4	-	-	-	-	-
5	-	-	-	-	-
6	-	-	-	-	-
7	-	-	-	-	-
8	-	-	-	-	-
9	-	-	-	-	-
10	-	-	-	-	-

(1) 斜面着地時の落石速度

V₂ : 斜面着地時の落石速度

af : 斜面全体の勾配

μ₂ : 摩擦係数(斜面)

H₂ : 落下高さ

以上より

$$V_2 = \sqrt{2g \left(1 - \frac{\mu_2}{\tan(\text{af})} \right) H_2}$$

(2) 衝突角度

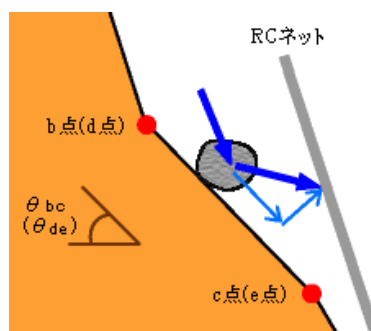
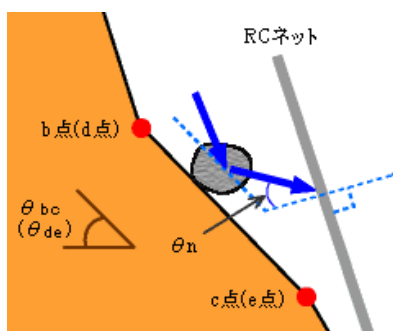
n : 落石とRCネットの衝突角度

af : 斜面全体の勾配

de : 変化点の斜面勾配

以上より

$$n = 90 - 2 \times (\text{af} - \text{de})$$



(3) 斜面衝突までの落下高さの換算

落石は、RCネットに衝突した後、斜面に着地しRCネットと斜面に挟まれながら斜面急変部で跳躍すると考えられる。この跳躍するときの落石速度は着地前 ($\mu_2=0.05$)と着地後 ($\mu_1=0.50$)での摩擦係数が異なるため単純に計算することが出来ない。

そこで、着地前の条件をRCネットで覆われていると仮定し、 $\mu=0.50$ の場合での落下高さ:H4を逆算し、斜面急変部の落下速度を計算する。

V_2 : 斜面着地時の落石速度

af : 斜面全体の勾配

μ_1 : 摩擦係数(RCネット+斜面)

H_2 : 落下高さ(着地部までの高さ)

H_2' : 落下高さ(着地部までの高さを $\mu=0.5$ と仮定した場合の高さ)

H_3 : 落下高さ(着地部または落石位置から斜面急変部までの高さ)

以上より

$$V_2 = \sqrt{2g(1 - \frac{\mu_1}{\tan(af)})H_2'}$$

$$H_2' = \frac{V_2^2}{2g(1 - \frac{\mu_1}{\tan(af)})}$$

$$H = H_2' + H_3$$

(4) 斜面に衝突後の落石速度

V_4 : 斜面衝突後の落石速度

af : 斜面全体の勾配

de : 変化点の斜面勾配

μ_1 : 摩擦係数(RCネット+斜面)

H : 落下高さ

e : 反発係数

: 減衰係数

以上より

$$V_3 = \sqrt{2g(1 - \frac{\mu_1}{\tan(af)})H}$$

$$V_{V4} = e \cdot V_3 \cdot \sin(af - de)$$

$$V_{H4} = V_3 \cdot \cos(af - de)$$

$$V_4 = \sqrt{(V_{V4})^2 + (V_{H4})^2}$$

6. 動的応答解析

各落石について計算した初期条件に対してRCネット工法設計施工要領書の動的解析値より近似値を選定する。

落石No.	計算値			動的解析表による近似値		
	落石重量 W(kN)	衝突角度 n(°)	落石速度 V4(m/s)	落石重量 W(kN)	衝突角度 n(°)	落石速度 V(m/s)
1	13.624	22.166	6.877	25	15	10
2	3.250	41.646	7.590	10	30	10
3	2.000	40.726	10.297	10	30	15
4	-	-	-	-	-	-
5	-	-	-	-	-	-
6	-	-	-	-	-	-
7	-	-	-	-	-	-
8	-	-	-	-	-	-
9	-	-	-	-	-	-
10	-	-	-	-	-	-

跳躍部動的解析値

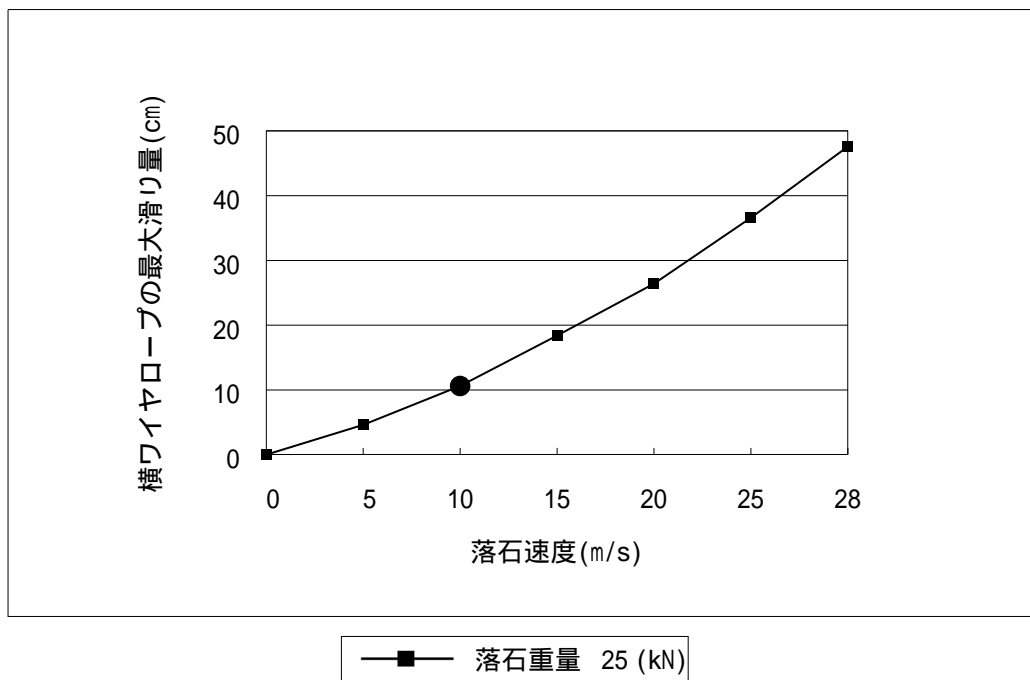
落石重量 W(kN)	n：衝突角度 (°)	V：落石速度 (m/s)
10	15	5
25	30	10
50	45	15
75	60	20
100	75	25
150	-	28
200	-	-

「RCネット工法設計要領書」

7. 解析結果

前頁で選定した条件をRCネット設計要領書の動的応答解析データと照らし合わせた結果を次表に示す。

落石No.	落石重量：W (kN)	最大滑り量：a (m)	摘要
1	13.624	0.106	最大値 採用値
2	3.250	0.058	
3	2.000	0.096	
4	-	-	
5	-	-	
6	-	-	
7	-	-	
8	-	-	
9	-	-	
10	-	-	



これより、実験データから求められる横ワイヤロープの最大滑り量 a は0.106 mとなる。
この結果から、横アンカー間隔 l を考慮したワイヤロープの最大滑り量 SL_b を計算し、判定する。

最大滑り量SLbは次式にて算出する。

$$SLb = \sqrt{a^2 + \left(\frac{la}{2}\right)^2} - \frac{la}{2}$$

ここに、

$$a = \sqrt{a^2 + 50a}$$

la : 横アンカー間隔 (50m以下)

a : 横ワイヤロープの最大滑り量 (m)

$$\begin{aligned} a &= \sqrt{0.106^2 + 50 \times 0.106} \\ &= 2.305 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} SLb &= \sqrt{2.305^2 + \left(\frac{50.00}{2}\right)^2} - \frac{50.00}{2} \\ &= 0.107 \text{ (m)} \end{aligned}$$

以上より、ワイヤロープの最大滑り量:SLb=0.107mとなり基準値の2.0m以下となり安全である。
また、RCネット工法設計要領書により、余長は横ワイヤロープ3.0mで計画する事とする。

検討箇所	部位	最大滑り量	許容値	判定	採用値 (余長)	備考
跳躍部	横ワイヤ ロープ	SLb = 0.107 m	SLb 2.0m	OK	3.0m	余長 3×SLb または 最低3.0m以上

8. キャッチ部における動的応答解析

各落石条件に対してRCネット工法設計要領書の動的解析値より近似値を選定し初期条件とする。

落石No.	計算値			動的解析表による近似値		
	落石重量 W(kN)	斜面勾配 af(°)	落下高さ H4(m)	落石重量 W(kN)	斜面勾配 af(°)	落下高さ H(m/s)
1	13.624	45.683	9.481	25	60	10
2	3.250	35.943	9.481	25	45	10
3	2.000	36.403	9.481	25	45	10
4	-	-	-	-	-	-
5	-	-	-	-	-	-
6	-	-	-	-	-	-
7	-	-	-	-	-	-
8	-	-	-	-	-	-
9	-	-	-	-	-	-
10	-	-	-	-	-	-

キャッチ部動的解析値

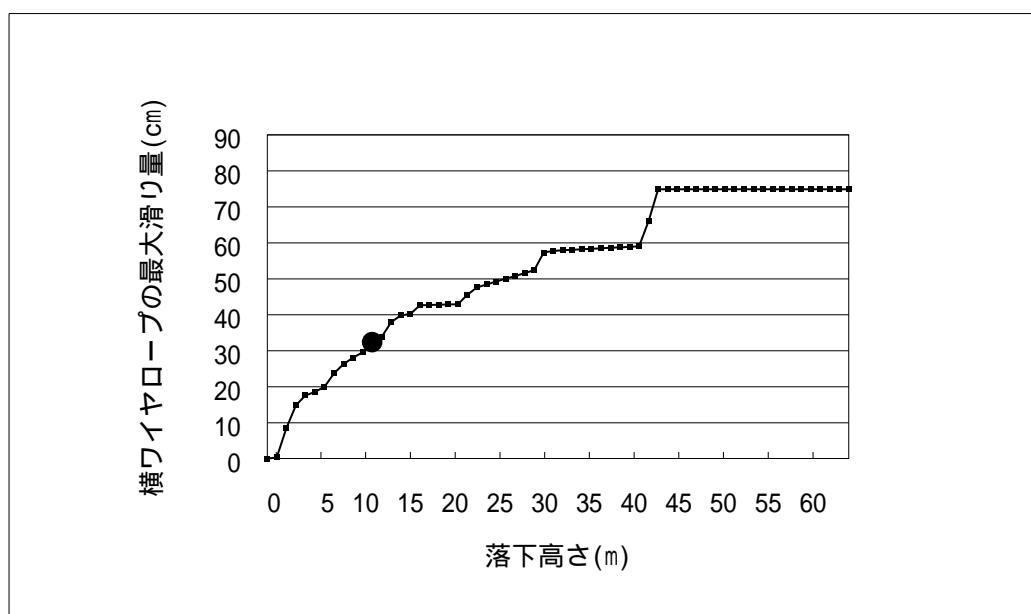
W：落石重量 (kN)	af：斜面勾配 (°)
25	45
50	60
100	75

「RCネット工法設計要領書」

9. 解析結果

前頁で選定した条件をRCネット設計要領書の動的応答解析データと照らし合わせた結果を次表に示す。

落石No.	落石重量：W (kN)	最大滑り量：SLc (m)	摘要
1	13.624	0.324	最大値 採用値
2	3.250	0.221	
3	2.000	0.221	
4	-	-	
5	-	-	
6	-	-	
7	-	-	
8	-	-	
9	-	-	
10	-	-	



—■— 落石重量 25 (kN)

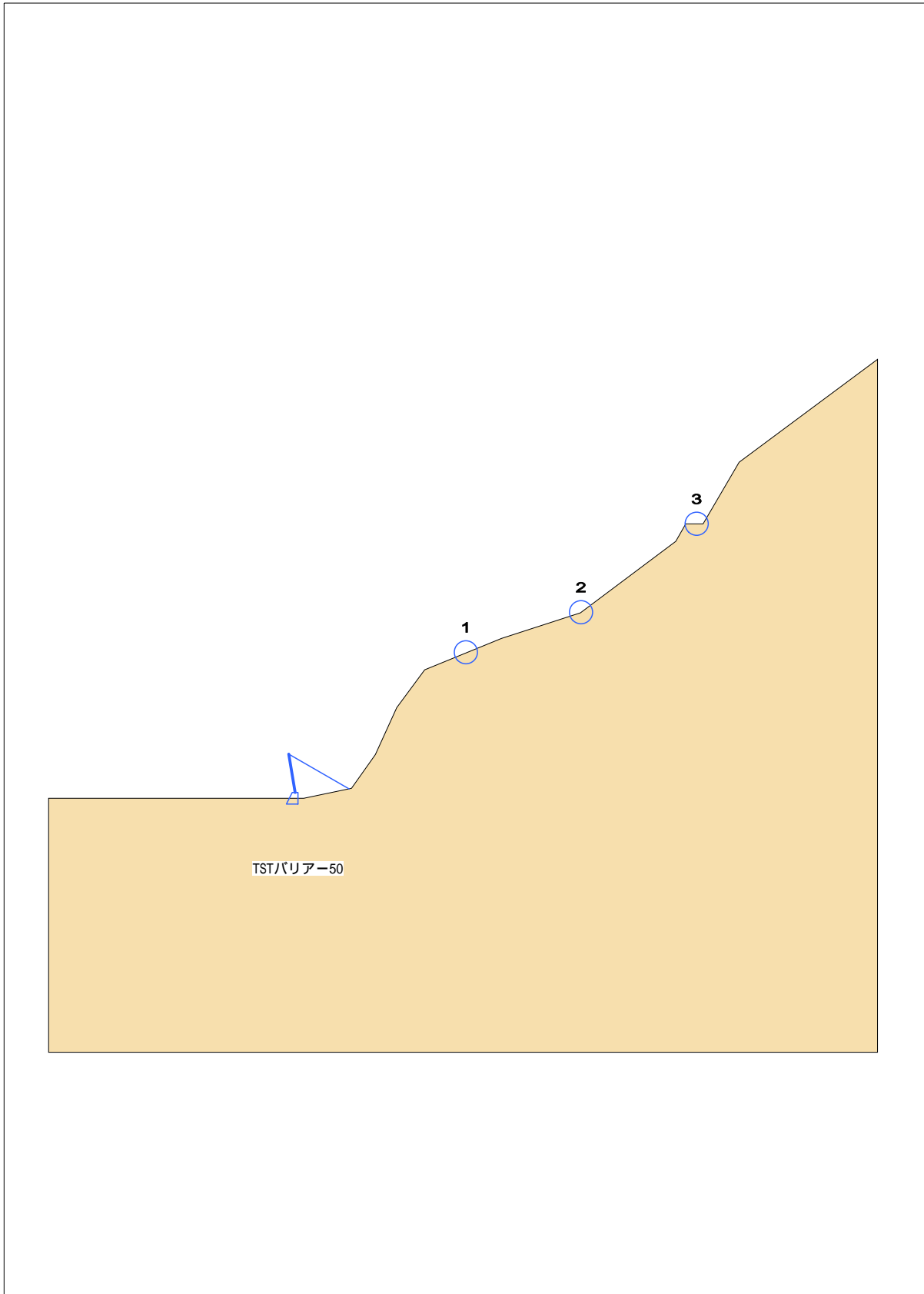
これより、ワイヤロープの最大滑り量：SLc=0.324mとなり基準値の2.5m以下となり安全である。また、RCネット工法設計要領書により、余長は横ワイヤロープ5.0mで計画する事とする。

検討箇所	部位	最大滑り量	許容値	判定	採用値	備考
キャッチ部	縦ワイヤロープ	SLc = 0.324 m	SLc 2.5m	OK	5.0m	余長 3×SLc または 最低5.0m以上


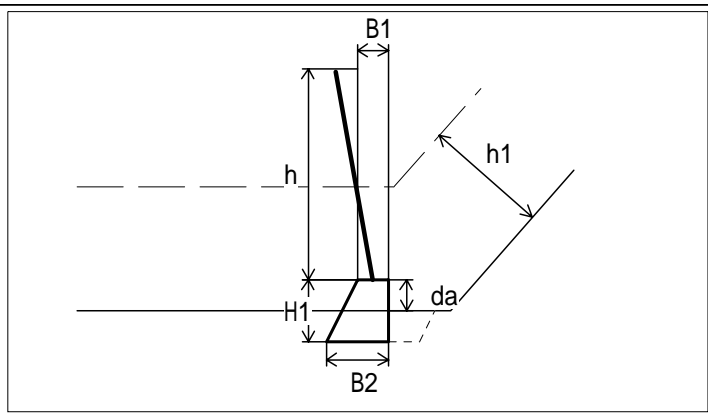
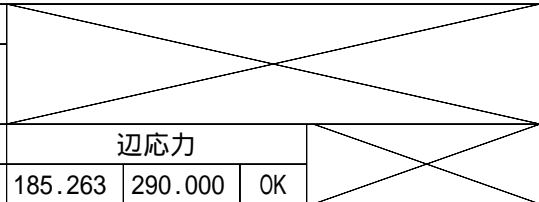
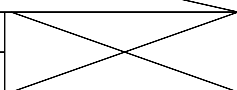
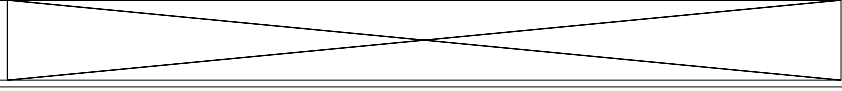
第 2案

TSTバリアー50

概要図



TSTバリアー50設計計算結果一覧表

落石条件				基礎工条件									
落石の跳躍量	h1 = 2.000 m			寸 法	基礎天端幅	B1 = 0.500 m							
斜面勾配	= 48.645 °				基礎底板幅	B2 = 1.000 m							
落下高さ	H = 9.897 m				基礎高	H1 = 1.000 m							
等価摩擦係数	$\mu = 0.05$				防護柵の根入長	d = 1.000 m							
落石の単位体積重量	= 26.000 kN/m ³				基礎突出位置	da = 0.500 m							
落石寸法	a = 1.000 m				-								
					-								
落石防護柵条件					前面・背面勾配(1:)	N1 = 0.500		N2 = -					
寸 法	落石防護柵高	h = 3.400 m		コ ン ク リ ー ト	設計基準強度	c = 18 N/mm ²							
	支柱間隔	a = 4.000 m			単位体積重量	c = 23.0 kN/m ³							
	柵全長	L = 10.000 m			許容圧縮応力度	ca = 4.50 N/mm ²							
ロ ック ボ ルト	SD295A D25	A = 506.70 mm ²			許容せん断応力度	a = 0.33 N/mm ²							
	許容応力度	sa = 160 N/mm ²				裏込土		堆積土					
削 孔 径	d' = 50 mm			土 質 定 数	単位体積重量(kN/m ³)	19.000		-					
	設計基準強度		24 N/mm ²		内部摩擦角(°)	30.000		-					
注 入 材	許容付着応力度		ca = 1.6 N/mm ²		摩擦係数		$\mu = 0.600$						
	地盤種類		岩盤 硬岩		設計水平震度		kh = 0.150						
地 条 盤 件	極限周面摩擦抵抗		1.20 N/mm ²		粘着力		c = 0.000						
概 要 図													
													
計 算 結 果													
										左欄：計算値，右欄：許容値			
柵 高	1.500	3.1	OK	ロックボルト設計荷重									
落石防護柵 エネルギー	134.837	360.000	OK	70.0	81.0	OK							
落石防護柵 かぶり	曲げモーメント		押し抜きせん断			辺応力							
	1.499	6.750	OK	0.327	0.495	OK	185.263	290.000				OK	
基 礎 工 の 安 定	常 時		落石時		地震時			堆積時					
	転倒	0.083	0.166	OK	0.007	0.333	OK	0.001	0.333	OK	-	-	-
	滑動	4.116	1.500	OK	2.559	1.500	OK	1.731	1.200	OK	-	-	-
	支持	9.145	300.0	OK	43.246	600.0	OK	18.142	600.0	OK	-	-	-
27.288		OK		47.037	OK		18.361	OK		-	-	-	
基礎工 エネルギー	-	-	-										

TSTバリアー50工法の計算

1. 概要

TSTバリアー50工法の性能は実験により確認できた落下エネルギー吸収量から決定した。

柵の限界性能： 400 (kJ)

設計に使用するときの能力としては落石防護柵の性質より判断して限界性能の90%とする。

柵の設計性能： 360 (kJ)

2. 設計条件

(1) 部材の仕様

部 材 名		仕 様		備 考
端末支柱 L=5.0m	鋼 管	216.3mm	STK400	着色
	フック	22mm	SR235	
	鉄 筋	D19mm	SD295	
	コンクリート	=240kg/cm ²		充填材
中間柱 L=3.5m	FRP管	109mm	RP100	着色管
	PC鋼棒	21mm	SBPR1080/1230	
	充填材	ウレタン樹脂		
	取付金具	127mm	STKM13A	
基礎金具		SS400	t=10mm	着色
ワイヤーロープ		16mm	IWRC 6×Fi(29) G/O	
金 網		4.6mm	変性ポリエチレン被覆 鋼線 40×40mm ひし形金網	着色
ロープ緩衝具		16mm	FCMB310	
控えアンカー 緩衝具	外 管	76.3mm	STKM13A	着色
	コントロール パイプ	60.5mm	t=3.8mm STK400	
	コントロール ウェッジパイプ	56- 50	S45C	
交点金具		SS400	t=4.5mm	

(2) 落石条件

斜面勾配	=	48.645 °
落下高さ	H =	9.897 m
等価摩擦係数	μ =	0.05

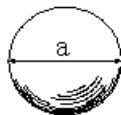
区分	落石および斜面の特性	設計に用いる μ	実験から得られる μ の値
A	硬岩, 丸状: 凹凸小, 立木なし	0.05	0 ~ 0.1
B	軟岩, 丸状 ~ 角状: 凹凸中 ~ 大, 立木なし	0.15	0.11 ~ 0.2
C	土砂・崖錐, 丸状 ~ 角状: 凹凸小 ~ 中, 立木なし	0.25	0.21 ~ 0.3
D	崖錐・巨礫まじり崖錐, 角状: 凹凸中 ~ 大, 立木なし ~ あり	0.35	0.31 ~

落石重量

$$\begin{aligned} \text{落石の体積} \quad V &= a^3 \cdot \frac{\pi}{6} = 1.000^3 \times \frac{\pi}{6} \\ &= 0.524 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

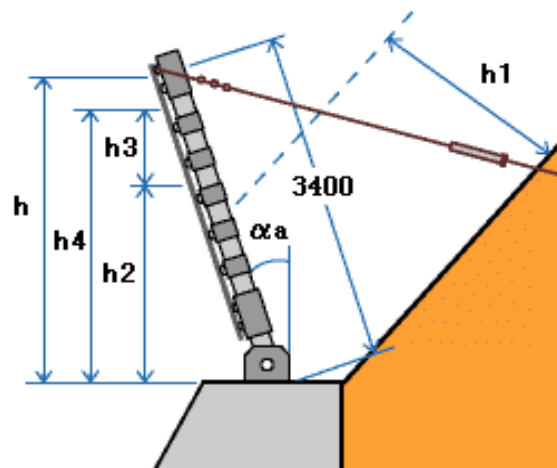
$$\text{落石の単位体積重量} = 26.000 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{落石重量} \quad m = V \cdot \text{単位体積重量} = 0.524 \times 26.000 = 13.624 \text{ kN}$$



$$a = 1.000 \text{ m}$$

3. 柵高の検討



h : 落石防護柵高 (m)

h_1 : 落石の跳躍量 (m)

a : 防護柵傾斜角度 (°)

柵有効高さの算出

柵有効高さは下式により求め有効高さ 3.1 mとする。

柵有効長は下記のように考える。

角度補正

柵中央垂下量(支柱間隔の5%)

有効高 = 上横ロープ高(3400mm) $\cos 10.0^\circ$ - 200 mm

= 3.148 m

3.1 m (有効高さ)

地形より、跳躍量 2.000 mを考慮した場合、必要柵高は次のようになる。

$h_2 = 1.500$ m

$h_3 = 0.000$ m

$h_4 = 1.500 + 0.000$

= 1.500 m

ここに、

h_2 : 防護柵に衝突する高さ (m)

h_3 : 余裕高は考慮しない(0.000m)

h_4 : 必要柵高 (m)

$h_4 = 1.500$ m $h = 3.1$ m OK

4. 落石の全運動エネルギー

落石全運動エネルギーの算出

落石の全運動エネルギーは下式により算出する。

$$E_i = (1 + \mu \tan \theta) \left(1 - \frac{\mu}{\tan \theta}\right) m \cdot H$$

ただし、 $(1 + \mu \tan \theta) \cdot \left(1 - \frac{\mu}{\tan \theta}\right) > 1.0$

$$\begin{aligned} (1 + \mu \tan \theta) \cdot \left(1 - \frac{\mu}{\tan \theta}\right) &= (1 + 0.1) \times \left(1 - \frac{0.05}{\tan 48.645^\circ}\right) \\ &= 1.052 > 1.0 \quad \text{OUT} \quad (1 + \mu \tan \theta) \cdot \left(1 - \frac{\mu}{\tan \theta}\right) = 1.0 \text{ とする} \end{aligned}$$

$$E_i = 1.000 \times 13.624 \times 9.897 = 134.837 \text{ kJ}$$

ここで、落石の全運動エネルギー： E_i < 柵の可能吸収エネルギー： E_T となるように落石防護柵を算定する。

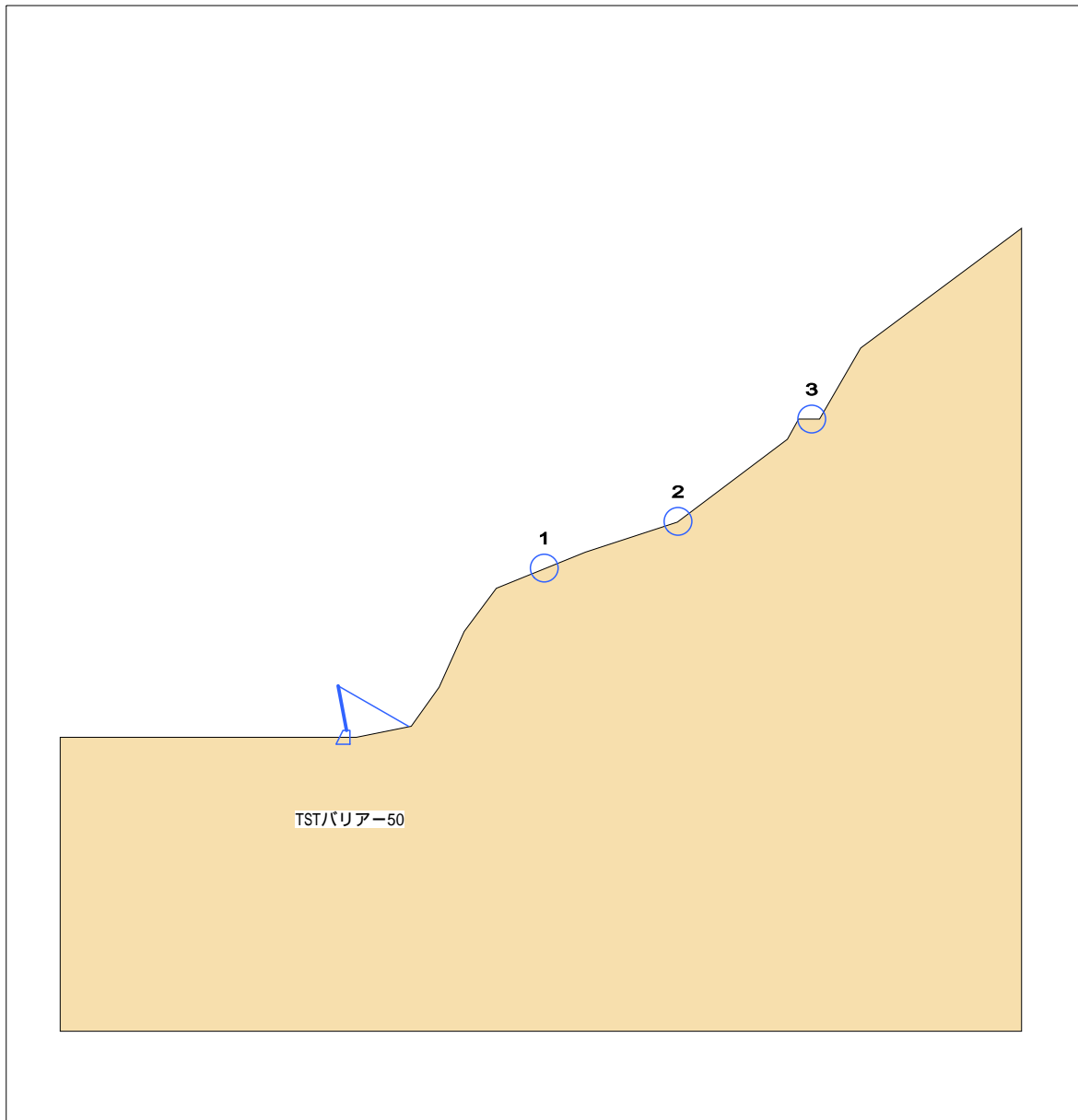
：回転エネルギーと線運動エネルギーの比 (0.1としてよい)

5. 上部工の判定

落石の全運動エネルギー $E_i = 134.837 \text{ (kJ)}$

TSTバリアー50工法対応エネルギー $E_T = 360.000 \text{ (kJ)}$

$E_i < E_T$ OK



落石No.	落下高 (m)	落石重量 (kN)	落石エネルギー(kJ)	摘要
1	9.897	13.624	134.837	最大値 採用値
2	13.436	3.250	43.667	
3	21.116	2.000	42.232	
4				
5				
6				
7				
8				
9				
10				

6. 下部工の検討

(1) 下部工の安定計算

下部工の安定計算は、「道路土工 擁壁工指針」に準拠して行う。
なお詳細は「9.基礎の検討」に記す。

(2) 基礎金具の固定方法の検討

基礎金具は擁壁に後施工アンカーを4本打ち込みこれにナットを取り付け締め込む。
基礎金具には以下で求めた、合力140.0kNが作用すると考えて検討する。

後施工アンカー1本当たり荷重は

$$140.0\text{kN} / 4\text{本} = 35.0\text{kN/本}$$

よって後施工アンカーせん断耐力は 16mm(46.0kN/本)とする。

ボルトのせん断強度は二面せん断と考えて次式により求める。

$$\begin{aligned} u &= 2 \times A_s \times F_u / \sqrt{3} \\ &= 2 \times 303 \times 400 / \sqrt{3} \\ &= 140.0 \text{ kN} \end{aligned}$$

M22ボルト , SS400

As : 303mm²

Fu : 400N/mm²

<技術資料より>

7. 控えアンカー用ロックボルトの設定

(1) ロックボルトの仕様

TSTバリアー50工法では、柵背面の斜面に打設する状況を考慮し、仮設足場の回避および施工性・経済性等から、ロックボルトを控え用アンカーの材料とした。

ロックボルトの許容荷重は次のように求める。

$$\text{許容荷重} \quad 160 \times 506.70 = 81072 \text{ N} \quad 81.0 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \text{ここに、} \quad & \text{SD295Aの許容応力度} : \quad 160 \text{ N/mm}^2 \\ & \text{ロックボルトの断面積D25} : \quad 5.0670 \text{ cm}^2 = 506.70 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

控えアンカーの設計荷重は実験結果より70.0kNであるので

$$\text{設計荷重(70.0kN)} \quad \text{許容荷重(81.0 kN)} \quad \text{OK}$$

よって、控えアンカー用ロックボルトにはネジ節棒鋼 25 mmを採用する。

(2) ロックボルト長の算出

ロックボルト根入れ長は、グラウト材と地盤の間に発生する周面摩擦抵抗により求められる定着長と、鋼材と注入グラウトの付着抵抗により求められる定着長を比較し、長い方を定着長として採用する。

ロックボルトは、せん断荷重が作用しない様、控えワイヤー延長方向に打設する。

定着層の周面摩擦抵抗値は $= 1.20 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ と設定する。

また、作用荷重は控え緩衝装置のすべり張力として70.0(kN)とする。

a) ロックボルトと地盤の周面摩擦抵抗により求められる必要長

$$L_a = (T \times F_s) / (\alpha \times d' \times \tau)$$

T : ロックボルト引き抜き力 70.0(kN)

d' : 削孔径 50 (mm)

Fs : 引き抜きに対する安全率 2.0

τ : 周面摩擦抵抗値

$$L_a = (T \times F_s) / (\alpha \times d \times \tau)$$

$$= (70.0 \times 1000 \times 2.0) / (1.0 \times 50 \times 1.20)$$

$$= 743 \text{ (mm)}$$

$$1000 \text{ (mm) (1.0 m)}$$

技術資料では、周面摩擦抵抗値を「切土補強土工法・設計指針(案)」から参考に設定しています。

b) ロックボルトと注入グラウトの付着抵抗により求められる必要長

下式により算定する。

$$L_b = T / (\pi \times D \times c_a)$$

T : ロックボルト引き抜き力 70.0 (kN)

D : ロックボルト径 25 (mm)

c_a : 許容付着応力度 1.6 (N/mm²)

グラウトの設計基準強度 24 (N/mm²)

仮設の許容付着応力度は、PC鋼線、PC鋼棒、PC鋼より線、多重PC鋼より線は永久の1.5倍、異形鋼棒は、永久の値とした。

$$L_b = T / (\pi \times D \times c_a)$$

$$= 70.0 / (\pi \times 25 \times 1.6)$$

$$1.0 \text{ (m)}$$

c) ロックボルト長の設定

以上の計算結果より、定着層における必要長は以下の通りとする。

よって、ロックボルト長は以下の通りとする。

ロックボルト定着長 $L_a = 1.0 \text{ m}$

地盤の表層厚さ $L_s = 0.5 \text{ m}$

ロックボルトの余長(締め代) $L_f = 0.2 \text{ m}$

ロックボルト長 $L_B = L_a + L_s + L_f$

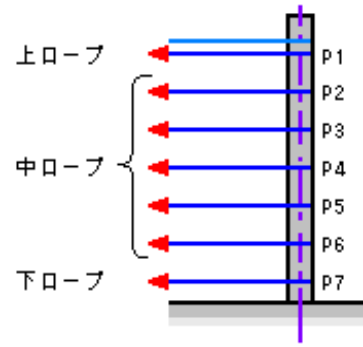
$L_B = 1.7 \text{ m}$

8. 端部支柱の検討

支柱根入れ長の検討

端部支柱の検討に用いるロープ張力は、以下の値とする。

ロープ平均張力	上ロープ	61.0 kN
	中ロープ	42.0 kN
	下ロープ	71.0 kN



(1) 端部支柱斜補強材部材検討

仕様部材	L-100 × 100 × 7	
断面積	A = 13.62	cm ²
断面二次モーメント(最小)	I _s = 53.1	cm ⁴
断面二次半径(最小)	r = 1.97	cm
鋼材の弾性係数	E _s = 2.100 × 10 ⁴	kN/cm ² <技術資料より>
斜補強材の長さ	L = 272	cm
細長比	$\frac{L}{r} = 138.071$	> 100

よって、長柱と考え座屈荷重を下式で求める

座屈係数 $k = 2.0457$ 一端固定、他端ヒンジ

$$P = k \times \frac{2 \times E_s \times I_s}{L^2}$$

$$P = 3.043 \times 10^2 \text{ kN}$$

支柱に 22mmのボルトで固定する。この時のボルトのせん断降伏耐力はネジ部の有効断面積を75%と考えると下式で表せる。

ボルト断面積 $A_B = 3.801 \text{ cm}^2$ M22ボルト

ボルトの引張強さ $F_u = 33 \text{ kN/cm}^2$

$$q_y = 0.75 \times A_B \times \frac{F_u}{\sqrt{3}}$$

$$q_y = 54.31 \text{ kN}$$

ボルトを介して支柱より荷重が作用するので、斜補強材に作用する荷重は上記荷重限である、よってこの値は補強材の座屈荷重以下なので補強材座屈しない。

斜補強材の水平成分は下式となる

第一部材(上段)	取り付け角度	$1 = \text{atan} \left(\frac{2.15}{1.65} \right)$	$1 = 52.5^\circ$
----------	--------	--	------------------

第二部材(下段)	取り付け角度	$2 = \text{atan} \left(\frac{1.15}{1.65} \right)$	$2 = 34.9^\circ$
----------	--------	--	------------------

水平成分	$q_{h1} = q_y \times \cos(1)$	$q_{h2} = q_y \times \cos(2)$
	$q_{h1} = 33.06$	$q_{h2} = 44.54$

(2) 端部支柱の根入れの検討

「落石対策便覧」P161に準拠して根入れ長の検討を行う。

根入れ長の半分の点を中心として回転すると仮定しモーメントを求めこの時の支柱下端での曲げ圧縮応力度を下式で求める。

$$M = F \times (h+d/2)$$

F : 水平荷重の合力

h : 水平荷重の作用高さ

$$= F/Ac + M/Z$$

d : 支柱根入れ長 (d = 100cm)

$$Z = D \times d^2 / 6$$

Ac : D × d D 支柱の径 (D = 21.63cm)

Z : 断面係数

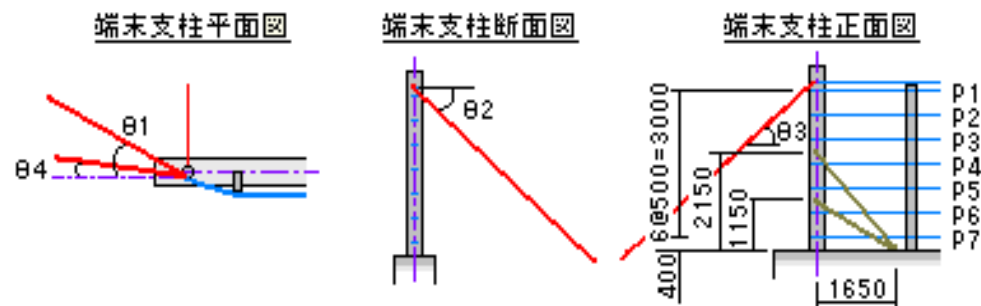
この がコンクリートの許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca} より小さければよい。

< σ_{ca}

端部支柱に作用する荷重

端部支柱に作用する荷重は下図となる。

このときの支柱下端に作用する曲げモーメントと軸力を求める。



支柱下端回りのモーメントを求める

横ロープ張力は前述したように上ロープ $PR_1=61.0\text{kN}$ 中ロープ $PR_2=42.0\text{kN}$

下ロープ $PR_3=71.0\text{kN}$ (平均値)と考える。

作用横ロープ本数は落石規模を柵の半分程度と考え2本、作用位置は上段とする。

よって、上下横ロープを加えた6本のロープによるモーメントを下記で求める。

また、 T_1 , T_2 については 70.0kN (アンカー力)と考える。

$$d = 100 \text{ (cm)} \quad \theta_1 = 30.0^\circ \quad \theta_2 = 40.0^\circ \quad \theta_3 = 40.0^\circ \quad \theta_4 = 0.0^\circ$$

転倒モーメント

$$\begin{aligned} M_0 &= PR_1 \times 340 \times 2 + PR_2 \times (290+240) + PR_3 \times 40 \times 2 \\ &\quad + [0 - (T_1 \times \cos(\theta_2) \times \cos(\theta_1) + T_2 \times \cos(\theta_3) \times \cos(\theta_4))] \times 380 \\ &\quad + 0 - (q_{h1} \times 215 + q_{h2} \times 115) \times 2 \\ &= 6.936 \times 10^3 \end{aligned}$$

控えロープ合力

$$\begin{aligned} T &= (T_1 \times \cos(\theta_2) \times \cos(\theta_1) + T_2 \times \cos(\theta_3) \times \cos(\theta_4)) \\ &= 1.001 \times 10^2 \text{ kN} \end{aligned}$$

補強材合力

$$\begin{aligned} Q &= (q_{h1} + q_{h2}) \times 2 \\ &= 1.552 \times 10^2 \text{ kN} \end{aligned}$$

支柱根入れ部のモーメント増加分

$$\begin{aligned} M_1(d) &= (PR_1 \times 2 + PR_2 \times 2 + PR_3 \times 2) \times \frac{d}{2} - T \times \frac{d}{2} - (q_{h1} + q_{h2}) \times \frac{d}{2} \times 2 \\ &= 4.635 \times 10^3 \end{aligned}$$

支柱根入れ1/2でのモーメント

$$M(d) = M_0 + M_1(d) = 11.571 \times 10^3$$

水平力

$$\begin{aligned} F &= (PR_1 \times 2 + PR_2 \times 2 + PR_3 \times 2) - T - Q \\ &= 92.700 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$h = \frac{M_0}{F}$$

$$= 74.822 \text{ cm}$$

$$A_c(d) = 21.63 \times d$$

$$= 2163 \text{ cm}^2$$

$$Z(d) = \frac{D \times d^2}{2} \text{ (断面係数)}$$

$$= 108150 \text{ cm}^3$$

$$(d) = \frac{F}{A_c(d)} + \frac{M(d)}{Z(d)} = 0.1499 \text{ kN/cm}^2 = 1.499 \text{ N/mm}^2$$

コンクリートの許容曲げ圧縮応力度下式で求める。

$$\text{コンクリート強度 } c = 18 \text{ N/mm}^2$$

短期の許容値の割り増しを1.5と考える

$$c_a = 4.50$$

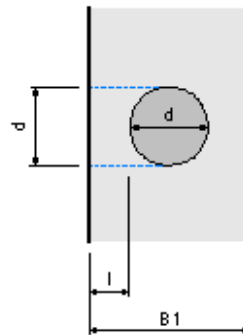
$$(d) = 1.499 \text{ N/mm}^2 \quad c_a \times 1.5 = 4.50 \times 1.5 = 6.750 \text{ N/mm}^2 \quad \text{OK}$$

(3) 押抜きせん断による擁壁のかぶりの検討

落石に対して、擁壁にせん断面が形成されると仮定すると、この場合のせん断面に発生するせん断応力度は下式で表される。

$$\begin{aligned} &= \frac{F}{2l d} \\ &= \frac{92.700 \times 10^3}{2 \times 0.142 \times 1.00 \times 10^6} \\ &= 0.327 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$l = (0.500 - 0.216) / 2 = 0.142 \text{ m}$$



この 0.327 N/mm^2 がコンクリートの許容せん断応力度 a より小さければよい。

$$= 0.327 \text{ N/mm}^2 \quad a \times 1.5 = 0.33 \times 1.5 = 0.495 \text{ N/mm}^2 \quad \text{OK}$$

(4) 末端鋼管の検討

支柱下端でのモーメントは前記により

$$M_0 = 6.936 \times 10^3$$

軸力Nは下式でもとめる。

$$N = T_1 \times \sin(\theta_2) + T_2 \times \sin(\theta_3) - (q_{h1} \times \tan(\theta_1) + q_{h2} \times \tan(\theta_2)) \times 2$$

$$= -0.058 \times 10^3 \quad \text{よって軸力は考慮しない}$$

鋼管の曲げ応力は下式で求める

末端柱の断面二次モーメント 次頁の計算より

$$I = 4049$$

$$Z_s = \frac{I}{\frac{D}{2}}$$

$$= 374.387$$

鋼管の辺応力

$$s = \frac{M_0}{Z_s} = 18.5263 \text{ kN/cm}^3$$

$$= 185.263 \text{ N/mm}^2 \quad \text{鋼管の引っ張り強度} \quad s_a = 290.000 \text{ N/mm}^2 \quad \text{OK}$$

[端部支柱断面係数の計算]

(216.3 t=5.8 19×6)

組み立てた芯材断面モーメントは下式により求める

$$I_{sb} = 6I_p + A_p \times (y_1^2 + \dots + y_7^2)$$

I_p : 鋼棒の断面二次モーメント

$$D^4/64 = 0.64 \text{ cm}^4 \quad (D : \text{芯材の径 } 19 \text{ mm})$$

A_p : 鋼棒1本の断面積 2.84 cm²

y_i : 部材中心線と鋼棒の中心点との距離

$$y_0 = 0$$

$$y_1 = 4.6 \text{ cm}$$

$$y_2 = 6.5 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} I_{sb} &= 6 \times 0.64 + 2.84 (4 \times 4.6^2 + 2 \times 6.5^2) \\ &= 3.84 + 2.84 \times 169.1 = 484.08 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

鋼管の断面モーメントは下式により求める。

$$I_{sp} = D_2^4/64 - D_1^4/64$$

D_2 : 鋼管の外径 = 216.3 mm

D_1 : 鋼管の内径 = 204.7 mm

$$\begin{aligned} I_{sp} &= 21.63^4 / 64 - 20.47^4 / 64 \\ &= 10747 - 8618 \\ &= 2129 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

$$I_s = I_{sb} + I_{sp} = 2613.08 \text{ cm}^4$$

コンクリートの部分の断面二次モーメントは

$$D_s = 204.7 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} I_c &= D_c^4/64 \\ &= 20.47^4 / 64 \\ &= 8618 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

$n = E_s/E_c = 6$ とすると

$$I = I_s + I_c/n = 4049 \text{ cm}^4$$

9. 基礎の検討

(1) 設計条件

基礎条件 直接基礎

地盤条件

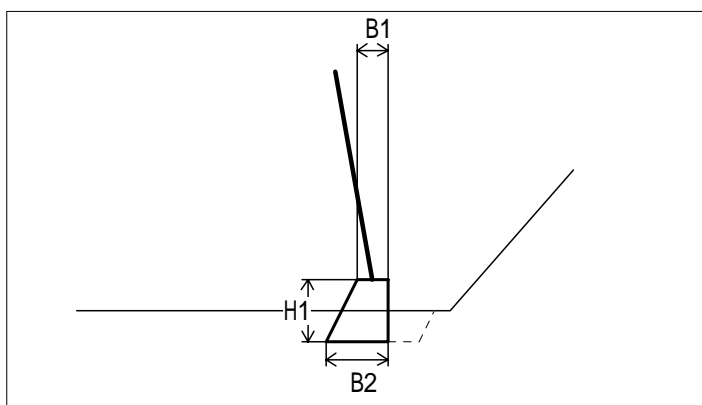
摩擦係数		$\mu = 0.600$
許容支持力度	常時	$q1 = 300.0 \text{ kN/m}^2$
	落石時	$q2 = 600.0 \text{ kN/m}^2$
	地震時	$q3 = 600.0 \text{ kN/m}^2$

裏込土	単位体積重量	$s1 = 19.000 \text{ kN/m}^3$
	内部摩擦角	$= 30.000^\circ$

地震時条件	設計水平震度	$kh = 0.150$
	粘着力	$c = 0.000 \text{ kN/m}^2$

コンクリート	設計基準強度	$ck = 18 \text{ N/mm}^2$
	単位体積重量	$c = 23.0 \text{ kN/m}^3$

(2) 形状寸法



基礎天端幅	$B1 = 0.500 \text{ m}$
基礎底板幅	$B2 = 1.000 \text{ m}$
基礎高	$H1 = 1.000 \text{ m}$
前面勾配	$N1 = 1 : 0.500$
背面勾配	$N2 = 1 : -$

(3) 基礎自重

常時 落石時 堆積時

	面積 A(m ²)	単位体積重量 c(kN/m ³)	鉛直力 V(kN)	水平力 H(kN)	アーム X(m)	アーム Y(m)
[1]	0.250	23.0	5.750	-	0.333	-
[2]	0.500	23.0	11.500	-	0.750	-
[3]	0.000	23.0	0.000	-	1.000	-
合計	0.750	-	17.250	-	0.611	-

地震時

	面積 A(m ²)	単位体積重量 c(kN/m ³)	鉛直力 V(kN)	水平力 H(kN)	アーム X(m)	アーム Y(m)
[1]	0.250	23.0	5.750	0.862	0.333	0.333
[2]	0.500	23.0	11.500	1.725	0.750	0.500
[3]	0.000	23.0	0.000	0.000	1.000	0.333
合計	0.750	-	17.250	2.588	0.611	0.444

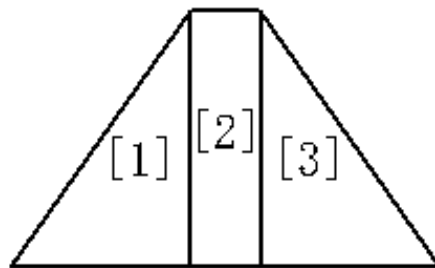
ここに、

$$\text{鉛直力 } V = A \cdot c$$

$$\text{水平力 } H = V \cdot kh$$

$$\text{アーム } X = (A \cdot X) / A$$

$$\text{アーム } Y = (A \cdot Y) / A$$



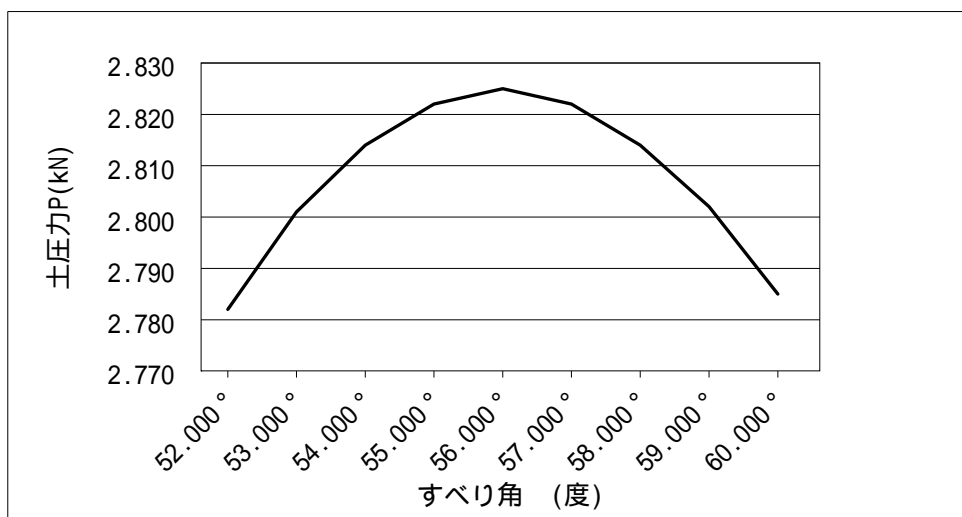
(4) 常時の安定計算

a) 土圧力の算出

試行くさび法により、最大土圧力を与えるすべり角を算出する。

= 52.000° ~ 60.000° における土圧力は以下となり、最大土圧は = 56.000° の時となる。

すべり角	土圧力P	水平土圧力P _H	鉛直土圧力P _V	摘要
52.000°	2.782	2.614	0.952	
53.000°	2.801	2.632	0.958	
54.000°	2.814	2.644	0.962	
55.000°	2.822	2.652	0.965	
56.000°	2.825	2.655	0.966	最大値
57.000°	2.822	2.652	0.965	
58.000°	2.814	2.644	0.962	
59.000°	2.802	2.633	0.958	
60.000°	2.785	2.617	0.953	



$$\begin{aligned}
 P &= \frac{W1 \cdot \sin(\quad - \quad)}{\cos(\quad - \quad - \quad)} \\
 &= \frac{6.408 \cdot \sin(56.000^\circ - 30.000^\circ)}{\cos(56.000^\circ - 30.000^\circ - 0.000^\circ - 20.000^\circ)} \\
 &= 2.825 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_H &= P \cdot \cos(\quad + \quad) \\
 &= 2.825 \times \cos(20.000^\circ + 0.000^\circ) \\
 &= 2.655 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_V &= P \cdot \sin(\quad + \quad) \\
 &= 2.825 \times \sin(20.000^\circ + 0.000^\circ) \\
 &= 0.966 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

ここに、

P : 土圧合力(kN)

W1 : 土くさび重量(kN/m)

: 仮定したすべり面と水平面のなす角(°)

1 : 埋戻土のせん断抵抗角(°)

: 壁背面と鉛直面のなす角(°)

: 壁面摩擦角(°)

b) モーメントの算出

基礎工に作用する外力は以下となる。

	鉛直力 V(kN)	水平力 H(kN)	アーム X(m)	アーム Y(m)	抵抗モーメント Mr(kN・m)	転倒モーメント Mo(kN・m)
自重	17.250	-	0.611	-	10.540	-
土圧	0.966	2.655	1.000	0.333	0.966	0.884
合計	18.216	2.655	-	-	11.506	0.884

c) 安定計算

作用位置 (d)

$$d = \frac{M_r - M_o}{V} = \frac{11.506 - 0.884}{18.216} = 0.583 \text{ m}$$

1) 転倒に対する検討

$$e = \frac{B^2}{2} - d = \frac{1.000}{2} - 0.583 = -0.083 \text{ m}$$

$$|e| = 0.083 \text{ m} \quad B/6 = 1.000 / 6 = 0.166 \text{ m} \quad \text{OK}$$

2) 滑動に対する検討

$$F_s = \frac{\mu \cdot V}{H}$$

$$= \frac{0.600 \times 18.216}{2.655}$$

$$= 4.116 \quad 1.500 \quad \text{OK}$$

3) 支持力に対する検討

$$q_1 = \frac{V}{B^2} \cdot \left(1 + \frac{6e}{B^2} \right)$$

$$= \frac{18.216}{1.000} \cdot \left(1 + \frac{6 \times -0.083}{1.000} \right)$$

$$= 9.145 \text{ kN/m}^2 \quad 300.0 \text{ kN/m}^2 \quad \text{OK}$$

$$q_2 = \frac{V}{B^2} \cdot \left(1 - \frac{6e}{B^2} \right)$$

$$= \frac{18.216}{1.000} \cdot \left(1 - \frac{6 \times -0.083}{1.000} \right)$$

$$= 27.288 \text{ kN/m}^2 \quad 300.0 \text{ kN/m}^2 \quad \text{OK}$$

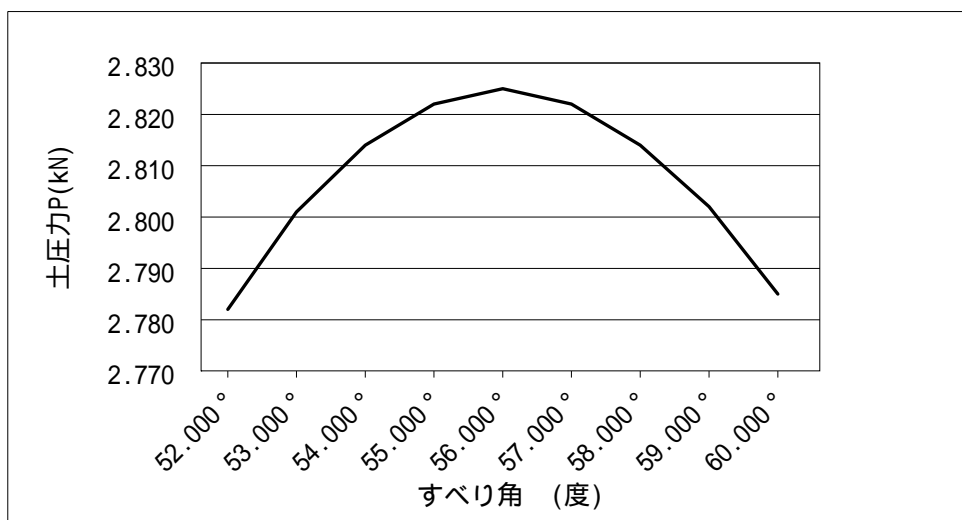
(5) 落石時の安定計算

a) 土圧力の算出

試行くさび法により、最大土圧力を与えるすべり角を算出する。

= 52.000° ~ 60.000° における土圧力は以下となり、最大土圧は = 56.000° の時となる。

すべり角	土圧力P	水平土圧力P _H	鉛直土圧力P _V	摘要
52.000°	2.782	2.614	0.952	
53.000°	2.801	2.632	0.958	
54.000°	2.814	2.644	0.962	
55.000°	2.822	2.652	0.965	
56.000°	2.825	2.655	0.966	最大値
57.000°	2.822	2.652	0.965	
58.000°	2.814	2.644	0.962	
59.000°	2.802	2.633	0.958	
60.000°	2.785	2.617	0.953	



$$\begin{aligned}
 P &= \frac{W1 \cdot \sin(\quad - \quad)}{\cos(\quad - \quad - \quad)} \\
 &= \frac{6.408 \cdot \sin(56.000^\circ - 30.000^\circ)}{\cos(56.000^\circ - 30.000^\circ - 0.000^\circ - 20.000^\circ)} \\
 &= 2.825 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_H &= P \cdot \cos(\quad + \quad) \\
 &= 2.825 \times \cos(20.000^\circ + 0.000^\circ) \\
 &= 2.655 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_V &= P \cdot \sin(\quad + \quad) \\
 &= 2.825 \times \sin(20.000^\circ + 0.000^\circ) \\
 &= 0.966 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

ここに、

P : 土圧合力(kN)

W1 : 土くさび重量(kN/m)

: 仮定したすべり面と水平面のなす角(°)

1 : 埋戻土のせん断抵抗角(°)

: 壁背面と鉛直面のなす角(°)

: 壁面摩擦角(°)

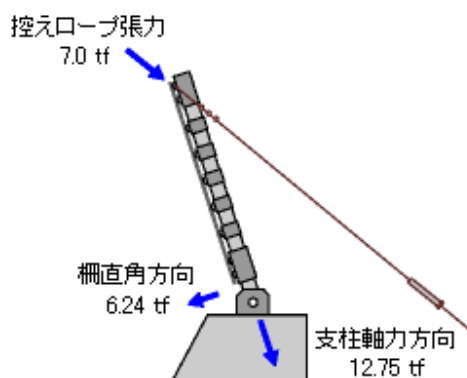
b) モーメントの算出

落石時荷重

支柱取付け金具ヒンジ部での荷重は、実験データより次のようになる。

支柱直角方向荷重： $R_P = 62.4$ (kN)

支柱軸方向荷重： $R_R = 125.7$ (kN)



各集中荷重を水平成分と鉛直成分に分類する。

$$\begin{aligned} \text{水平成分} : P_{SH} &= R_P \cdot \cos a - R_R \cdot \sin a \\ &= 62.4 \times \cos(10.0) - 125.7 \times \sin(10.0) \\ &= 39.624 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{鉛直成分} : P_{SV} &= R_P \cdot \sin a + R_R \cdot \cos a \\ &= 62.4 \times \sin(10.0) + 125.7 \times \cos(10.0) \\ &= 134.626 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

ここに a : 防護柵傾斜角度 (°)

また、擁壁つま先からの作用位置は次のようになる。

$$x = 0.750 \text{ (m)} \quad y = 1.000 \text{ (m)}$$

水平成分、鉛直成分を単位当たりの荷重にすると次のようになる。

$$P_h = P_{SH} \cdot 2/L = 39.624 \cdot 2 / 10.000 = 7.925 \text{ (kN)}$$

$$P_v = P_{SV} \cdot 2/L = 134.626 \cdot 2 / 10.000 = 26.925 \text{ (kN)}$$

ここに L : 基礎有効長 (m)

基礎工に作用する外力は以下となる。

	鉛直力 V(kN)	水平力 H(kN)	アーム X(m)	アーム Y(m)	抵抗モーメント Mr(kN・m)	転倒モーメント Mo(kN・m)
自重	17.250	-	0.611	-	10.540	-
土圧	0.966	2.655	1.000	0.333	0.966	0.884
落石荷重	26.925	7.925	0.750	1.000	20.194	7.925
合計	45.141	10.580	-	-	31.700	8.809

c) 安定計算

作用位置 (d)

$$d = \frac{M_r - M_o}{V} = \frac{31.700 - 8.809}{45.141} = 0.507 \text{ m}$$

1) 転倒に対する検討

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{1.000}{2} - 0.507 = -0.007 \text{ m}$$

$$|e| = 0.007 \text{ m} \quad B/3 = 1.000 / 3 = 0.333 \text{ m} \quad \text{OK}$$

2) 滑動に対する検討

$$F_s = \frac{\mu \cdot V}{H}$$

$$= \frac{0.600 \times 45.141}{10.580}$$

$$= 2.559 \quad 1.500 \quad \text{OK}$$

3) 支持力に対する検討

$$q_1 = \frac{V}{B} \cdot \left(1 + \frac{6e}{B} \right)$$

$$= \frac{45.141}{1.000} \cdot \left(1 + \frac{6 \times -0.007}{1.000} \right)$$

$$= 43.246 \text{ kN/m}^2 \quad 600.0 \text{ kN/m}^2 \quad \text{OK}$$

$$q_2 = \frac{V}{B} \cdot \left(1 - \frac{6e}{B} \right)$$

$$= \frac{45.141}{1.000} \cdot \left(1 - \frac{6 \times -0.007}{1.000} \right)$$

$$= 47.037 \text{ kN/m}^2 \quad 600.0 \text{ kN/m}^2 \quad \text{OK}$$

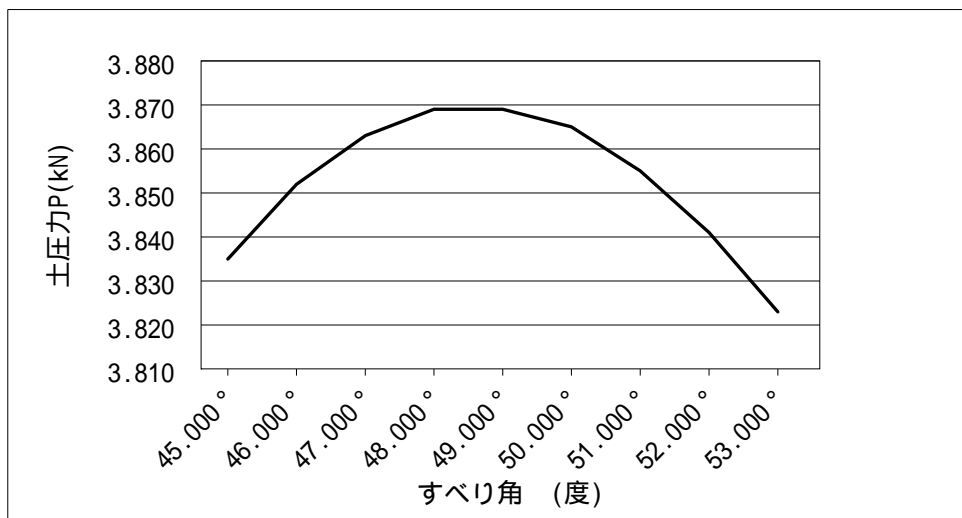
(6) 地震時の安定計算

a) 土圧力の算出

試行くさび法により、最大土圧力を与えるすべり角を算出する。

= 45.000° ~ 53.000° における土圧力は以下となり、最大土圧は = 49.000° の時となる。

すべり角	土圧力P	水平土圧力P _H	鉛直土圧力P _V	摘要
45.000°	3.835	3.704	0.993	
46.000°	3.852	3.721	0.997	
47.000°	3.863	3.731	1.000	
48.000°	3.869	3.737	1.001	
49.000°	3.869	3.737	1.001	最大値
50.000°	3.865	3.733	1.000	
51.000°	3.855	3.724	0.998	
52.000°	3.841	3.710	0.994	
53.000°	3.823	3.693	0.989	



$$\begin{aligned}
 P &= \frac{W1 \cdot \sec \delta \cdot \sin(\alpha - \beta + \delta)}{\cos(\alpha - \beta - \delta)} \\
 &= \frac{8.258 \cdot \sec(8.531^\circ) \cdot \sin(49.000^\circ - 30.000^\circ + 8.531^\circ)}{\cos(49.000^\circ - 30.000^\circ - 0.000^\circ - 15.000^\circ)} \\
 &= 3.869 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_H &= P \cdot \cos(\alpha + \delta) \\
 &= 3.869 \times \cos(15.000^\circ + 0.000^\circ) \\
 &= 3.737 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_V &= P \cdot \sin(\alpha + \delta) \\
 &= 3.869 \times \sin(15.000^\circ + 0.000^\circ) \\
 &= 1.001 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

ここに、

P : 土圧合力(kN)

W1 : 土くさび重量(kN/m)

α : 仮定したすべり面と水平面のなす角(°)

δ : 地震合成角 $= \tan^{-1}kh$ (°)

kh : 設計水平震度

β : 埋戻土のせん断抵抗角(°)

γ : 壁背面と鉛直面のなす角(°)

ϕ : 壁面摩擦角(°)

b) モーメントの算出

基礎工に作用する外力は以下となる。

	鉛直力 V(kN)	水平力 H(kN)	アーム X(m)	アーム Y(m)	抵抗モーメント Mr(kN・m)	転倒モーメント Mo(kN・m)
自重	17.250	2.588	0.611	0.444	10.540	1.149
土圧	1.001	3.737	1.000	0.333	1.001	1.244
合計	18.251	6.325	-	-	11.541	2.393

c) 安定計算

作用位置 (d)

$$d = \frac{M_r - M_o}{V} = \frac{11.541 - 2.393}{18.251} = 0.501 \text{ m}$$

1) 転倒に対する検討

$$e = \frac{B^2}{2} - d = \frac{1.000}{2} - 0.501 = -0.001 \text{ m}$$

$$|e| = 0.001 \text{ m} \quad B^2/3 = 1.000 / 3 = 0.333 \text{ m} \quad \text{OK}$$

2) 滑動に対する検討

$$F_s = \frac{\mu \cdot V}{H}$$

$$= \frac{0.600 \times 18.251}{6.325}$$

$$= 1.731 \quad 1.200 \quad \text{OK}$$

3) 支持力に対する検討

$$q_1 = \frac{V}{B^2} \cdot \left(1 + \frac{6e}{B^2} \right)$$

$$= \frac{18.251}{1.000} \cdot \left(1 + \frac{6 \times -0.001}{1.000} \right)$$

$$= 18.142 \text{ kN/m}^2 \quad 600.0 \text{ kN/m}^2 \quad \text{OK}$$

$$q_2 = \frac{V}{B^2} \cdot \left(1 - \frac{6e}{B^2} \right)$$

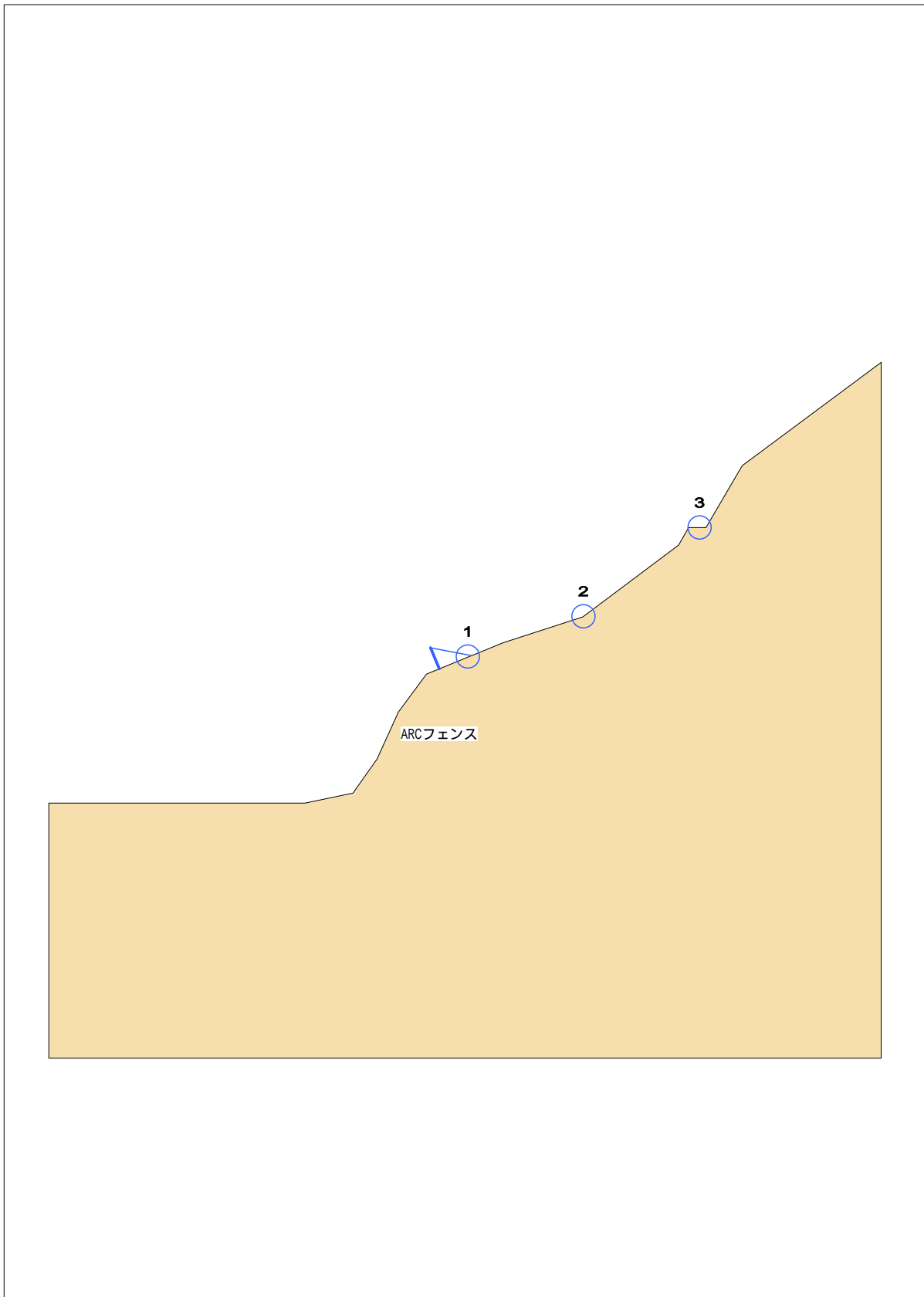
$$= \frac{18.251}{1.000} \cdot \left(1 - \frac{6 \times -0.001}{1.000} \right)$$

$$= 18.361 \text{ kN/m}^2 \quad 600.0 \text{ kN/m}^2 \quad \text{OK}$$

第 3案

ARCフェンス

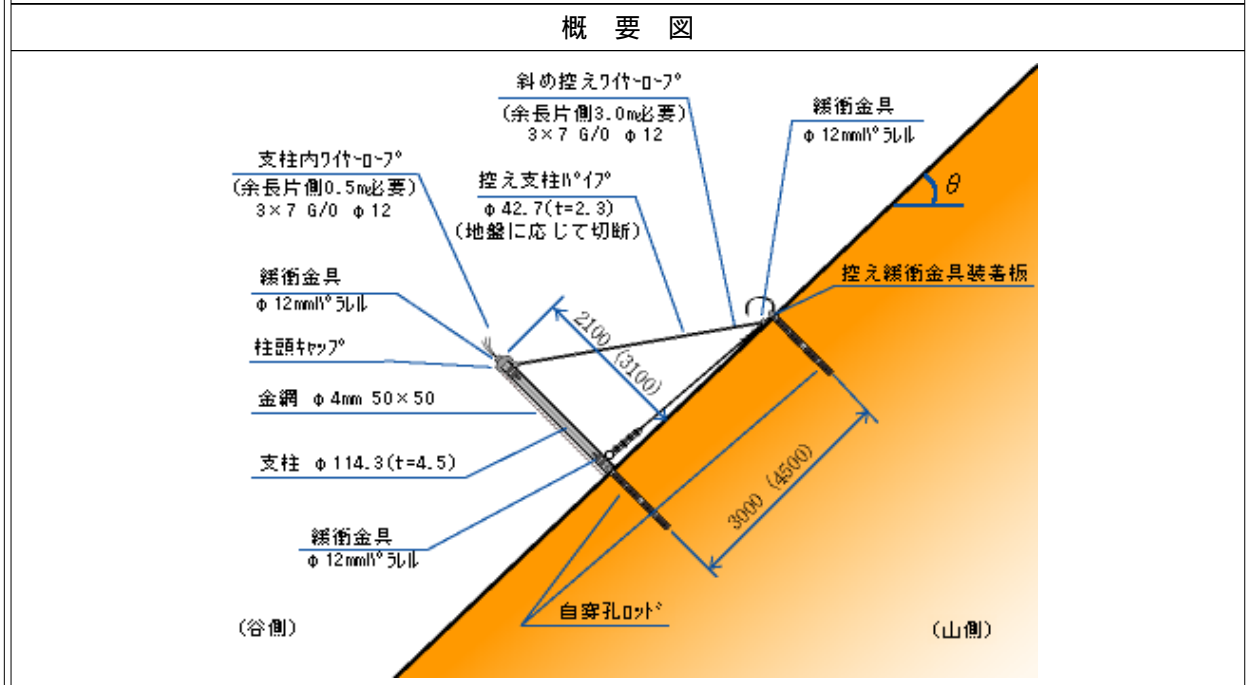
概要図



ARCフェンス設計計算結果一覧表

落石条件	
落石の跳躍量	$h_1 = 2.000 \text{ m}$
斜面勾配	$= 45.000 \text{ }^\circ$
落下高さ	$H = 12.254 \text{ m}$
等価摩擦係数	$\mu = 0.05$
落石の重量	$m = 2.000 \text{ kN}$

落石防護柵条件		
寸法	落石防護柵高	$h = 2.000 \text{ m}$
	支柱間隔	$a = 10.000 \text{ m}$
アンカー	自穿孔式アンカーボルト径	$D = 28.5 \text{ mm}$
	アンカーの削孔径	$D_0 = 50.0 \text{ mm}$
	アンカー長(アンカーの有効定着長)	$L_1 = 2000 \text{ mm} \quad (L_2 = 1400 \text{ mm})$
	アンカーの公称断面積	$A = 435 \text{ mm}^2$
	アンカーの許容せん断応力度	$a = 120 \text{ N/mm}^2$
	グラウトの許容付着応力度	$s = 1.6 \text{ N/mm}^2$
	地盤種類	岩盤 硬岩
	極限周面摩擦抵抗	$= 1.20 \text{ N/mm}^2$



計算結果				左欄：計算値，右欄：許容値			
柵高	2.000	2.000	OK	アンカーのせん断照査	39.080	120.000	OK
落石防護柵エネルギー	24.508	100.000	OK	引き抜きに対する検討	131.947	11.000	OK
				グラウト付着による抵抗力	200.559	11.000	OK

エネルギー吸収型小規模落石防護柵 ARCフェンスの計算

1. 概要

ARCフェンスは、性能照査型であることから実験で実証された「100kJ」を設計落石エネルギーの最大値とする。

2. 設計条件

(1) 防護柵仕様

落石防護柵高 $h = 2.000 \text{ m}$
支柱間隔 $a = 10.000 \text{ m}$

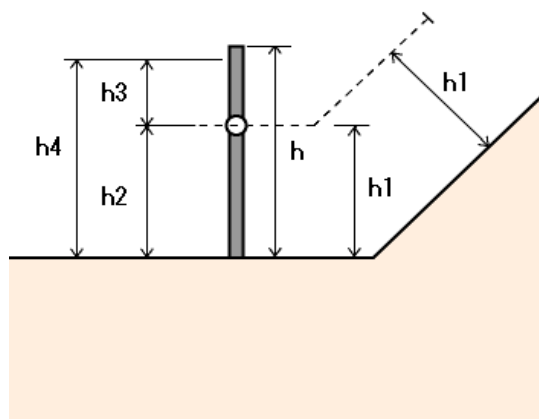
(2) 落石条件

落石の跳躍量 $h_1 = 2.000 \text{ m}$
斜面勾配 $= 45.000^\circ$
落下高さ $H = 12.254 \text{ m}$
等価摩擦係数 $\mu = 0.05$

区分	落石および斜面の特性	設計に用いる μ	実験から得られる μ の値
A	硬岩, 丸状: 凹凸小, 立木なし	0.05	0~0.1
B	軟岩, 丸状~角状: 凹凸中~大, 立木なし	0.15	0.11~0.2
C	土砂・崖錐, 丸状~角状: 凹凸小~中, 立木なし	0.25	0.21~0.3
D	崖錐・巨礫まじり崖錐, 角状: 凹凸中~大, 立木なし~あり	0.35	0.31~

落石重量 $m = 2.000 \text{ kN}$

3. 落石防護柵高の検討



h : 落石防護柵高 (m)

h_1 : 落石の跳躍量 (m)

地形より、跳躍量 2.000 mを考慮した場合必要柵高は次のようになる。

$$h_2 = 2.000 \text{ m}$$

$$h_3 = 0.000 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} h_4 &= 2.000 + 0.000 \\ &= 2.000 \text{ m} \end{aligned}$$

ここに、

h_2 : 防護柵に衝突する高さ (m)

h_3 : 余裕高は考慮しない(0.000m)

h_4 : 必要柵高 (m)

$$h_4 = 2.000 \text{ m} \quad h = 2.000 \text{ m} \quad \text{OK}$$

4. 落石の全運動エネルギー

落石全運動エネルギーの算出

落石の全運動エネルギーは下式により算出する。

$$E_i = (1 + \mu) \left(1 - \frac{\mu}{\tan \theta}\right) m \cdot H$$

ただし、 $(1 + \mu) \cdot (1 - \mu / \tan \theta) \geq 1.0$

$$\begin{aligned} (1 + \mu) \cdot (1 - \mu / \tan \theta) &= (1 + 0.1) \times (1 - 0.05 / \tan 45.000^\circ) \\ &= 1.046 > 1.0 \quad \text{OUT} \quad (1 + \mu) \cdot (1 - \mu / \tan \theta) = 1.0 \text{ とする} \end{aligned}$$

$$E_i = 1.000 \times 2.000 \times 12.254 = 24.508 \text{ kJ}$$

ここで、落石の全運動エネルギー： E_i < 柵の可能吸収エネルギー： E_T となるように落石防護柵を算定する。

：回転エネルギーと線運動エネルギーの比 (0.1としてよい)

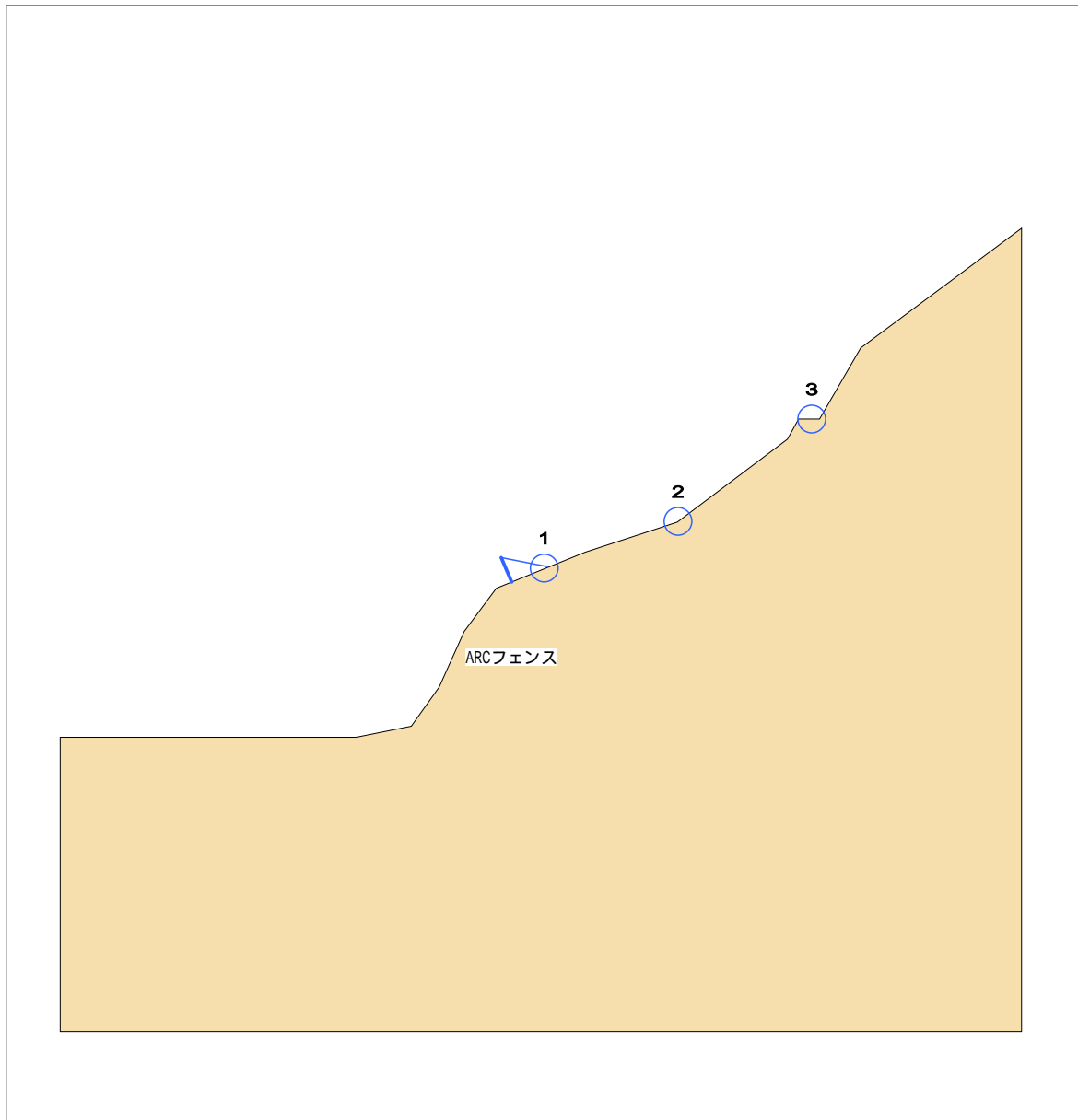
5. 上部工の判定

落石の全運動エネルギー	$E_i = 24.508 \text{ kJ}$
ARCフェンス対応エネルギー	$E_T = 100.000 \text{ kJ}$

$E_i < E_T$ OK

ARCフェンス設計施工要領では、留意事項として以下のように記載している。

- (1) ARCフェンスに適用する最大落石径は実験での条件が最も不利なものと考えて柵高の1/3程度とする。
- (2) ARCフェンスが有効に作用するには最低3スパン必要となる。



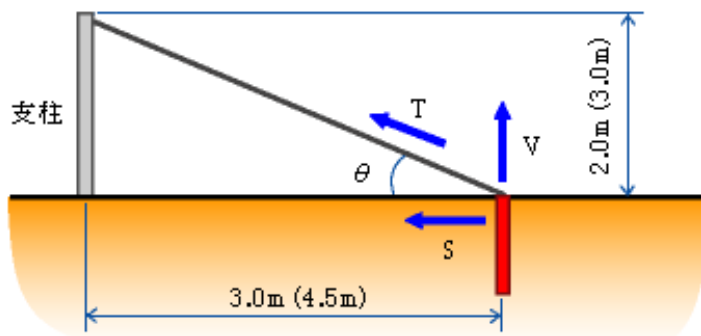
落石No.	落下高 (m)	落石重量 (kN)	落石エネルギー(kJ)	摘要
1	1.035	13.624	14.101	
2	4.574	3.250	14.866	
3	12.254	2.000	24.508	最大値 採用値
4				
5				
6				
7				
8				
9				
10				

6. 基礎工の検討

ARCフェンスに用いるアンカーは、自穿孔アンカーを標準とする。

(1) 設計作用力

アンカーに対する作用力は、ワイヤーロープの張力が緩衝金具を介して発生し、最も大きい張力が発生するのは、Uターンロープ型緩衝金具2個の側方控えアンカー部となる。したがって、アンカーに作用する最大作用力は20kNとなり、この値を作用力として計算する。設計作用力から、下図のように水平・鉛直の各成分を採用する。



アンカーの設計作用力

設計作用力： $T = 20 \text{ kN}$

設計水平力： $S = T \cdot \cos \theta = 17 \text{ kN}$

設計引抜力： $V = T \cdot \sin \theta = 11 \text{ kN}$

ワイヤー角： $\theta = 33.7^\circ$

(2) 使用材料及び許容応力度

標準として使用する「自穿孔アンカー」の主な部材寸法を以下に示す。

自穿孔式アンカーボルト径	D =	28.5 mm	
アンカーの削孔径	D ₀ =	50.0 mm	
アンカー長	L1 =	2000 mm	
アンカーの有効定着長	L2 =	1400 mm	(アンカー長 - 余長 - 地盤の表層厚さ)
余長		100 mm	
地盤の表層厚さ		500 mm	
アンカーの公称断面積	A =	435 mm ²	

また、設計定数及び許容値は以下のとおりとなる。

グラウトのコンクリート強度	ck =	24 kN/mm ²
グラウトの許容付着応力度	s =	1.6 N/mm ²
アンカーの許容せん断応力度	a =	120 N/mm ²
極限周面摩擦抵抗	=	1.20 N/mm ²

参考 極限周面摩擦抵抗の推定値 N/mm²

地 盤 の 種 類		極限周面摩擦抵抗	
岩 盤	硬 岩	1.20	
	軟 岩	0.80	
	風 化 岩	0.48	
	土 丹	0.48	
砂 礫	N値	10	0.08
		20	0.14
		30	0.20
		40	0.28
		50	0.36
砂	N値	10	0.08
		20	0.14
		30	0.18
		40	0.23
		50	0.24
粘 性 土		0.8C(Cは粘着力)	

出典：切土補強土工法・設計指針(案) (JH日本道路公団)

(3) 水平力に対する検討

アンカーのせん断照査

$$\begin{aligned}
 e & \leq a \\
 e & = \frac{S}{A} \\
 & = \frac{17 \times 10^3}{435} \\
 & = 39.080 \quad 120.000 \quad \text{OK}
 \end{aligned}$$

ここで、
 e : せん断応力度 (N/mm²)
 S : 設計水平力 (N/mm²)
 A : アンカーの公称断面積 (mm²)
 a : アンカーの許容せん断応力度 (N/mm²)

(4) 引き抜きに対する検討

地盤の周面摩擦抵抗力

$$\begin{aligned}
 Pa1 & \geq V \\
 Pa1 & = \mu \cdot D_0 \cdot L_2 \cdot \frac{F_s}{F_s} \\
 & = 0.2 \times 50.0 \times 1400 \times \frac{1.20}{2.0} \\
 & = 131947 \text{ (N)} \\
 & = 131.947 \text{ (kN)} \quad 11.000 \text{ (kN)} \quad \text{OK}
 \end{aligned}$$

ここで、 $Pa1$: 周面摩擦抵抗力 (kN)
 D_0 : アンカーの削孔径 (mm)
 L_2 : アンカーの有効定着長 (mm)
 μ : 極限周面摩擦抵抗 (N/mm²)
 F_s : 安全率 (2.0)
 V : 設計引抜力 (kN)

(5) グラウトの付着による抵抗力

$$\begin{aligned}
 Pa2 & \geq V \\
 Pa2 & = \mu \cdot D \cdot L_2 \cdot s \\
 & = 0.2 \times 28.5 \times 1400 \times 1.6 \\
 & = 200559 \text{ (N)} \\
 & = 200.559 \text{ (kN)} \quad 11.000 \text{ (kN)} \quad \text{OK}
 \end{aligned}$$

ここで、 $Pa2$: グラウトの付着抵抗力 (kN)
 D : アンカーボルト径 (mm)
 L_2 : アンカーの有効定着長 (mm)
 s : グラウトの許容付着応力度 (N/mm²)
 V : 設計引抜力 (kN)

(6) 下部工の判定

結果をまとめると、次のようになる。

検討項目		計算結果	許容値	判定
アンカーのせん断照査	(N/mm ²)	39.080	120.000	OK
引き抜きに対する検討	(kN)	131.947	11.000	OK
グラウトの付着による抵抗力	(kN)	200.559	11.000	OK

よって、下部工は安定度を満足している。

ただし、ARCフェンス設計施工要領では、強固な岩盤や
軟弱な地盤(N値10以下)の場合には別途検討すること
になっているため、取り扱いメーカーに確認すること。

7. 部品の仕様

部品一覧表

番号	部品名	規格	材質	溶融亜鉛メッキ (JIS H 8641)
1	支柱パイプ	114.3 (t=4.5mm)	STK400	HDZ 55
2	柱頭キャップ	139.8 (t=4.5mm)	SS400	HDZ 55
3	山側控え支柱パイプ	42.7 (t=2.3mm)	STK400	HDZ 40
4	緩衝金具装着板		SS400	HDZ 55
5	柱脚フック付ナット (丸座金付)	R28.5 ロープネジ	S45C SS400	HDZ 55 HDZ 55
6	柱脚プレート	250×250×9 30穴	SS400	HDZ 55
7	止めナット	R28.5 ロープネジ	S45C	HDZ 55
8	控えナット	R28.5 ロープネジ	S45C	HDZ 55
9	端末フック付きボルト ナット (角座金付)		SS400 SS400	HDZ 35 HDZ 55
10	緩衝金具装置			
-1	(緩衝金具)	12mm パラレル	S25C	HDZ 55
-2	(緩衝金具用Uボルト・ナット)		SS400	HDZ 35
11	自穿孔ロッド	28.5 (中空 13)	S45C	HDZ 55
12	カップラー	R28.5 ロープネジ	FCAD900-8	HDZ 35
13	ビット	R28.5 ロープネジ	SNCM630	-
14	ワイヤーロープ	12 3×7×G/O	SWRH 57A -62A	-
15	金網	ひし形金網 50×50	SWMGS-3	Z-GS3
16	結合コイル	4.0	SWMGS-3	Z-GS3
1	ターンバックル	枠 片ジョー・片アイ型	SS400 SS490	HDZ 35
2	ワイヤクリップ	FR形(ワイヤーロープ 12mm用)	SS400	HDZ 35

