

落石防護擁壁・落石防護柵の設計  
「Rockwall」

出力サンプル③  
(切土部擁壁、地震時含む)

## 1. 基本条件

### 1-1. 一般事項

データ名 : sampledatal

タイトル : 落石防護擁壁(H=4.00m、切土部擁壁、地震時あり)

### 1-2. 落石防護工の種別

落石防護擁壁(柵併用)

### 1-3. 照査対象と計算ケース

照査対象	計算ケース
落石防護柵 及び柵根入れ部	・落石時①(柵衝突時)
落石防護擁壁	・常時 ・堆積時 ・地震時 ・落石時①(柵衝突時) ・落石時②(壁衝突時)

### 1-4. 適用基準

- ・「落石対策便覧」(H12.06)日本道路協会
- ・「道路土工 擁壁工指針」(H24.07)日本道路協会
- ・「道路橋示方書・同解説IV下部構造編」(H24.03版)日本道路協会

## 2. 計算結果一覧表

次ページは、上記照査対象の計算結果一覧表である。

2-1.擁壁の安定計算結果一覧表

sampledata1 (落石防護擁壁(H=4.00m、切土部擁壁))

計算ケース		常時	堆積時	地震時	落石時①(柵衝突時)	落石時②(壁衝突時)		
略図	背面土と擁壁天端のレベル差 Hs=1.500m							
	背面土と擁壁天端のレベル差 Hs=1.500m	背面土と擁壁天端のレベル差 Hs=1.500m	背面土と擁壁天端のレベル差 Hs=1.500m	背面土と擁壁天端のレベル差 Hs=1.500m	背面土と擁壁天端のレベル差 Hs=1.500m	落石衝突点と天端とのレベル差 ΔH2=0.100m		
考慮する荷重等	自重 土圧	自重 土圧	自重 慣性力 土圧	自重 慣性力 土圧	自重 落石衝突時に柵を通して作用する荷重 土圧	落石エネルギー		
作用力	鉛直力V (KN/m)	144.803	160.867	145.491	144.803	擁壁自重のモーメント Mw(KN・m)	-536.82	
	水平力H (KN/m)	15.771	53.011	44.458	20.871	地盤最大抵抗モーメント Mu(KN・m)	1,335.06	
	転倒 M (KN・m/m)	13.142	70.680	51.999	42.044	設計降伏モーメント My(KN・m)	1,871.88	
	抵抗 M (KN・m/m)	243.176	283.336	244.896	243.176	許容落石水平力 Hr(KN)	480.0	
安定計算	転倒 (m)	計算値	e  = 0.339	e  = 0.072	e  = 0.076	擁壁の水平変位 (m)	計算値	δ L = 0.00037
		許容値	B/6=0.417	B/3=0.833	B/3=0.833		許容値	---
		判定	OK!	OK!	OK!		判定	---
	滑動	計算値	Fs = 5.509	Fs = 1.821	Fs = 1.964	許容回転角 (°)	計算値	θ a = 1.358
		許容値	Fsa=1.500	Fsa=1.500	Fsa = 1.200		上限値	θ am=2.00
		判定	OK!	OK!	OK!		使用値	1.358
	支持力 (KN/m <sup>2</sup> )	計算値	Qmax=105.046, Qmin=10.797	Qmax=75.466, Qmin=53.228	Qmax=68.811, Qmin=47.581	落石衝突時のエネルギー照査(KJ)	回転変形エネルギー	EML=0.048
		許容値	Qa =227.43	Qa =234.47	Qa =191.050		可能吸収エネルギー	EM =41.068
		判定	OK!	OK!	OK!		判定	OK! (EML ≤ EM)
	擁壁の安定性評価		○ 安定条件を満たしている。					

ここに、e:偏心距離、B:底版幅、Fs:滑動安全率、Qmax:最大地盤反力度、Qa:許容支持力度

2-2.落石防護柵及び根入れ部の照査結果一覧表

sampledata1 (落石防護擁壁(H=4.00m、切土部擁壁))

検討箇所	落石防護柵			柵根入れ部			
略図	<p>(落石防護柵及び根入れ部の構造)</p>			<p>(せん断力の平面分布図)</p>			
照査項目	落石エネルギー	落石重量W(KN)	0.855	柵根入れ長d(m)	0.850		
		落下高H1(m)	10.00	せん断面の長さl(m)	l = 0.150		
		落石エネルギーE(KJ)	7.99	コンクリートの設計基準強度 $\sigma_{ck}$ (N/mm <sup>2</sup> )	18		
	柵吸収エネルギー	柵の諸元	柵高h(m)	2.500	作用力	水平力 $F_y$ (KN)	25.52
			支柱間隔a(m)	3.000		支柱曲げモーメントM (KN・N)	53.39
			ワイヤロープの種別	3×7G/O Φ18			
			支柱の種別	H-200×100×5.5×8			
		支柱の吸収エネルギーEP(KJ)	22.79	曲げ圧縮応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	計算値	4.73	
		ロープの吸収エネルギーER(KJ)	6.79		許容値	$\alpha \cdot \sigma_{ca} = 1.5 \times 4.50 = 6.75$	
		判定	OK! (ET ≥ E)		判定	OK!	
金網の吸収エネルギーEN(KJ)	25.00	押抜きせん断応力度 $\tau$ (N/mm <sup>2</sup> )	計算値	0.10			
柵の吸収エネルギーET(KJ) (=EP+ER+EN)	54.58		許容値	$\alpha \cdot \tau_a = 1.5 \times 0.70 = 1.05$			
判定	OK! (ET ≥ E)		判定	OK!			
防護柵評価	○ 照査条件を満たしている。						

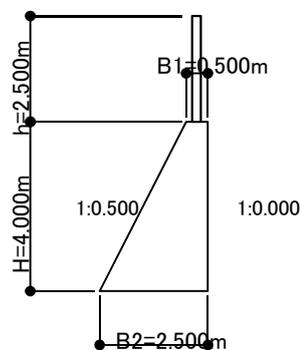
ここに、 $\alpha$ :割増係数(短期)、 $\sigma_{ca}$ :許容曲げ圧縮応力度、 $\tau_a$ :許容押抜きせん断応力度

### 3. 落石防護擁壁の計算

#### 3-1. 計算条件

##### (1) 擁壁諸元

- 1) 擁壁高  $H= 4.000$  (m)
- 2) 天端幅  $B1= 0.500$  (m)
- 3) 底面幅  $B2= 2.500$  (m)
- 4) 前面法勾配  $1:m=1: 0.500$  (-)
- 5) 背面法勾配  $1:n=1: 0.000$  (-)
- 6) 有効長  $L= 10.000$  (m)
- 7) コンクリートの  
単位体積重量  $\gamma_c= 23.0$  (KN/m<sup>3</sup>)
- 8) 設計水平震度  $k_h= 0.15$

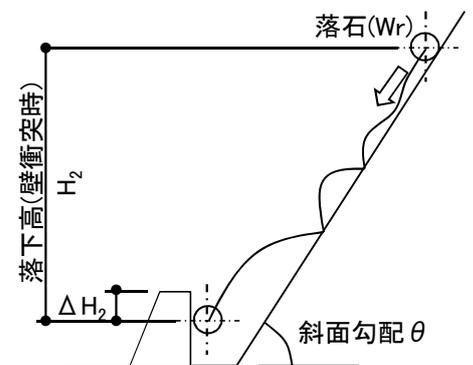


擁壁形状図

##### (2) 落石条件(壁衝突時)

- 1) 落石重量  $W_r= 0.855$  (KN)  
( $\phi=0.400$ m,  $\gamma_r=25.50$ KN/m<sup>3</sup>)
- 2) 落下高さ  $H_2= 10.00$  (m)
- 3) 壁への衝突位置  $\Delta H_2= 0.100$  (m)
- 4) 斜面勾配  $\theta = 45.000$  (°)
- 5) 等価摩擦係数  $\mu = 0.15$  (-)

注) 柵衝突時の条件については防護柵計算書参照のこと。

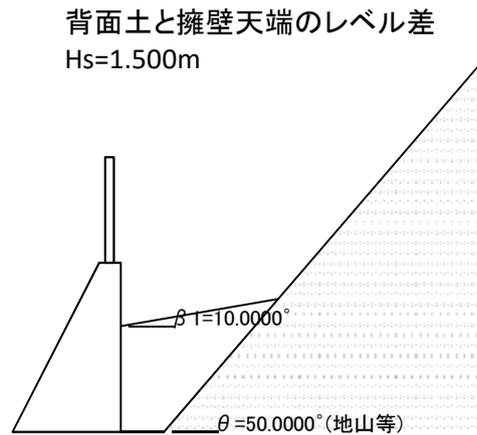


$\Delta H_2$ : 落石衝突点と擁壁天端とのレベル差

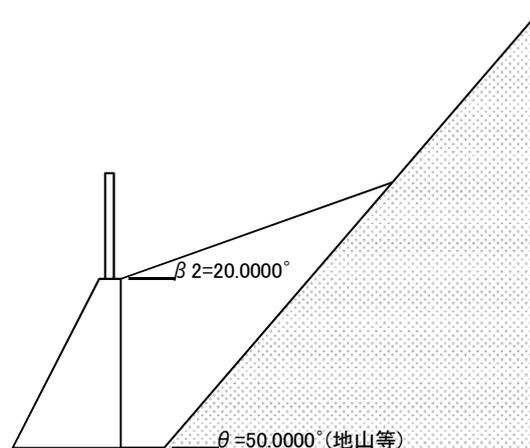
斜面の種類と等価摩擦係数( $\mu$ )の値		「落石対策便覧」P18より	
区分	落石及び斜面の特性	設計に用いる $\mu$	実験から得られる $\mu$ の範囲
A	硬岩、丸状: 凹凸なし、立木なし	0.05	0~0.1
B	軟岩、丸状~角状: 凹凸中~大、立木なし	0.15	0.11~0.2
C	土砂・崖錘、丸状~角状: 凹凸小~中、立木なし	0.25	0.21~0.3
D	崖錘・巨礫混じり崖錘、角状: 凹凸中~大、立木なし~あり	0.35	0.31~

(3) 背面土条件

- 1) 擁壁タイプ ..... 切土部擁壁
- 2) 背面土形状①  
適用ケース..... 常時, 地震時, 落石時①(柵衝突時)  
レベル差  $H_s = 1.500$  (m)  
背面土傾斜角  $\beta_1 = 10.0000$  (°)  
すべり角の最小指定値  $\alpha_1 = 1.0000$  (°)
- 3) 背面土形状②  
適用ケース..... 堆積時  
背面土傾斜角  $\beta_2 = 20.0000$  (°)  
すべり角の最小指定値  $\alpha_2 = 1.0000$  (°)
- 4) 背面土の土圧算定条件(全ケース共通)  
単位体積重量  $\gamma_s = 20.00$  (KN/m<sup>3</sup>)  
内部摩擦角  $\phi = 35.00$  (°)  
土圧を考慮しない高さ  $H_r = 0.000$  (m)  
土圧算定公式 試行くさび法
- 5) 背後斜面(地山線)の条件  
背後斜面の傾斜角  $\theta = 50.0000$  (°)  
擁壁からの水平離れ  $L = 1.000$  (m)  
地山線のすべり摩擦角  $\delta' = 23.3333$  (°)



背面土形状①(常時, 地震時, 落石時①(柵衝突時))



背面土形状②(堆積時)

(4) 基礎地盤条件

1) 許容支持力度(Qa)の設定方法・・・ 極限支持力度より算定

$$q_a = q_u / F$$

ここに、 $q_u$ : 極限支持力度(KN/m<sup>2</sup>)  
F: 安全率

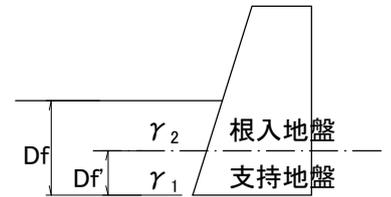
2) 極限支持力度( $q_u$ )の設定方法・・・ 地盤定数等より算定(「道路橋示方書・同解説IV編」P297～307)

$$q_u = \alpha \kappa c N_c S_c + \kappa q N_q S_q + \frac{1}{2} \gamma_1 \beta B_e N_r S_r$$

ここに、 $q_u$ : 極限支持力度(KN/m<sup>2</sup>)  
 $\alpha$ 、 $\beta$ : 形状係数  
c: 粘着力  
q: 上載荷重  
 $\gamma_1$ : 支持地盤の単位重量  
B<sub>e</sub>: 有効載荷幅  
N<sub>c</sub>, N<sub>q</sub>, N<sub>r</sub>: 支持力係数  
S<sub>c</sub>, S<sub>q</sub>, S<sub>r</sub>: 寸法効果に関する補正係数

3) 基礎地盤定数

支持地盤の単位重量	$\gamma_1 =$	20.00 (KN/m <sup>3</sup> )
支持地盤の内部摩擦角	$\phi =$	35.00 (°)
支持地盤の粘着力	c =	5.00 (KN/m <sup>2</sup> )
根入れ地盤の単位重量	$\gamma_2 =$	20.00 (KN/m <sup>3</sup> )
基礎の有効根入れ深さ	D <sub>f</sub> =	0.30 (m)
支持地盤への根入れ深さ	D <sub>f</sub> ' =	0.10 (m)



4) 鉛直地盤反力係数の算定条件

変形係数E<sub>0</sub>の推定方法・・・ N値から推定  
支持地盤のN値・・・ N= 30

5) 滑動照査用データ

擁壁底面と地盤との間の・・・  
摩擦係数  $\mu =$  0.60  
粘着力 C<sub>B</sub> = 0.00 (KN/m<sup>2</sup>)

(5) 安定照査条件

安定計算条件

計算ケース 照査項目	常時	堆積時	地震時	落石時① (柵衝突時)
転倒(許容偏心量e)	$\frac{B_2}{6}$	$\frac{B_2}{3}$	$\frac{B_2}{3}$	$\frac{B_2}{3}$
滑動(安全率F <sub>s</sub> )	1.5	1.5	1.2	1.5
支持(安全率F)	3	1.5	2	1.5
主働土圧算定時の 壁面摩擦角 $\delta$	$\frac{2}{3} \cdot \phi$	$\frac{2}{3} \cdot \phi$	$\frac{1}{2} \cdot \phi$	$\frac{2}{3} \cdot \phi$
本計算書で照査する ケース	○	○	○	○

(B<sub>2</sub>: 底面幅、 $\phi$ : 内部摩擦角)

擁壁への落石衝突時のエネルギー検討に用いる許容値等(落石時②計算用)

項目	設定値	備考
許容回転角の上限値 $\theta_{am} =$	2.00 (°)	=2～3°
許容塑性率 $\mu' =$	5.00	=4～6

### 3-2.擁壁諸元

擁壁の断面諸元を座標計算法によって求める。

図4-2-1のように、擁壁の頂点に時計回りに1,2,...  
i,i+1,...,nと番号を付け、任意点iの座標値を(x<sub>i</sub>,y<sub>i</sub>)とすると、断面積A、x軸に関する断面1次モーメントG<sub>x</sub>、y軸に関する断面1次モーメントG<sub>y</sub>、x軸に関する断面2次モーメントI<sub>x</sub>、y軸に関する断面2次モーメントI<sub>y</sub>は、それぞれ次式で表される。

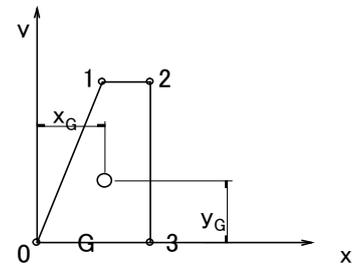


図4-2-1 断面性能の計算

$$A = \frac{1}{2} \sum_{i=0}^n (x_{i+1} \cdot y_i - x_i \cdot y_{i+1}) \quad \dots \dots \dots (1)$$

$$G_y = -\frac{1}{2} \sum_{i=0}^n (y_{i+1} - y_i) \left\{ x_i^2 + \frac{1}{3} (x_{i+1} - x_i)(x_{i+1} + 2x_i) \right\} \quad \dots \dots \dots (2)$$

$$G_x = \frac{1}{2} \sum_{i=0}^n (x_{i+1} - x_i) \left\{ y_i^2 + \frac{1}{3} (y_{i+1} - y_i)(y_{i+1} + 2y_i) \right\} \quad \dots \dots \dots (3)$$

$$I_y = -\frac{1}{3} \sum_{i=0}^n (y_{i+1} - y_i) \left\{ x_i^3 + \frac{1}{6} (x_{i+1} - x_i)(x_{i+1} + 2x_i)^2 + \frac{1}{12} (x_{i+1} - x_i)^3 \right\} \quad \dots \dots \dots (4)$$

$$I_x = \frac{1}{3} \sum_{i=0}^n (x_{i+1} - x_i) \left\{ y_i^3 + \frac{3}{2} y_i^2 (y_{i+1} - y_i) + y_i (y_{i+1} - y_i)^2 + \frac{1}{4} (y_{i+1} - y_i)^3 \right\} \quad \dots \dots \dots (5)$$

断面諸元計算表

頂点i	x(m)	y(m)	A(m <sup>2</sup> )	G <sub>y</sub> (m <sup>3</sup> )	G <sub>x</sub> (m <sup>3</sup> )	I <sub>y</sub> (m <sup>4</sup> )	I <sub>x</sub> (m <sup>4</sup> )
0	0.000	0.000	0.000000	-2.666667	5.333333	-2.666667	10.666667
1	2.000	4.000	1.000000	0.000000	4.000000	0.000000	10.666667
2	2.500	4.000	5.000000	12.500000	0.000000	20.833333	0.000000
3	2.500	0.000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
4	0.000	0.000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
5							
6							
7							
8							
Σ			6.000000	9.833333	9.333333	18.166667	21.333333

上記諸元表より

- 1) 断面積  $A = 6.000000 \text{ (m}^2\text{)}$
- 2) 断面1次モーメント  $G_y = 9.833333 \text{ (m}^3\text{)}$   
 $G_x = 9.333333 \text{ (m}^3\text{)}$
- 3) 断面2次モーメント  $I_y = 18.166667 \text{ (m}^4\text{)}$   
 $I_x = 21.333333 \text{ (m}^4\text{)}$
- 4) 擁壁の重量(1m当り)  $W = A \cdot \gamma c = 6.000000 \times 23.0$   
 $= 138.000000 \text{ (KN/m)}$
- 5) 擁壁の重心位置  $X_G = G_y / A = 9.833333 / 6.000000 \text{ (底面先端からの距離)}$   
 $= 1.638889 \text{ (m)}$   
 $Y_G = G_x / A = 9.333333 / 6.000000 \text{ (底面からの高さ)}$   
 $= 1.555556 \text{ (m)}$
- 6) 擁壁の重心に関する慣性モーメント(I)

$$I = \frac{W}{g} \cdot L \cdot \left( \frac{I_x + I_y}{A} - x_G^2 - y_G^2 \right) \quad \text{ここに、} L : \text{擁壁有効長(m)}$$

$$g : \text{重力加速度(m/s}^2\text{)}$$

$$W/g : \text{擁壁質量(t/m)}$$

$$= \frac{138.000000 \times 10.000}{9.80} \cdot \left( \frac{21.333333 + 18.166667}{6.0000} - 1.638889^2 - 1.555556^2 \right)$$

$$= 208.07 \text{ (t} \cdot \text{m}^2\text{)}$$

7) 擁壁に作用する地震時慣性力(水平力)

擁壁の地震時水平力( $H_e$ )とその作用位置( $Y_{eG}$ )を、「擁壁工指針」P57に基づいて算定する。  
「擁壁工指針」P57によれば、地震時水平力は自重( $W$ )に設計水平震度( $k_h$ )に乗じたものとし、  
擁壁躯体断面の重心位置に水平に作用させるとしている。  
従って、地震時水平力( $H_e$ )とその作用高( $Y_{eG}$ )は、下式により表される。

$$H_e = k_h \cdot W$$

$$Y_{eG} = Y_G$$

ここに、

$k_h$  : 設計水平震度

$W$  : 擁壁の重量(1m当り重量、前頁参照)

$Y_G$  : 擁壁の重心高(前頁参照)

いま、 $k_h = 0.15$ 、 $W = 138.000000$  (KN/m) より、

$$H_e = 0.15 \times 138.000000$$

$$= 20.700 \quad (\text{KN/m})$$

$$Y_{eG} = Y_G$$

$$= 1.5556 \quad (\text{m})$$

### 3-3.土圧の算定

#### (1) 主働土圧の算定方法（切土部擁壁としての土圧算定）

##### 【常時、落石時①(柵衝突時)、堆積時の土圧算定式】

切土部擁壁とは、擁壁の背後に裏込土とは異質の境界面が接近している場合の擁壁をいい、主働土圧の考え方は、「擁壁工指針」P103～106に記述されている。切土部擁壁において、すべり線が背後斜面(地山線)に近接したり途中で交わるような場合は、背後斜面(地山線)の影響を考慮した土圧算定が必要となる。但し、すべり線が裏込土(盛土)内のみを通過する場合の土圧は、盛土部擁壁と同じ考え方となる。

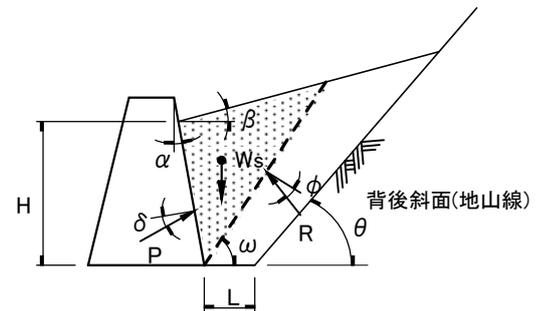
今回の擁壁は、すべり線が地山線と交わった点から地山線に沿って折れ曲がるようなすべりが生じる場合(「擁壁工指針」P106、解図5-10)に該当するケースと考えられるため、擁壁設計に用いる土圧は、盛土部の土圧と切土面をすべり面としたときの土圧を比較し、大きい方の値を用いるものとする。

##### 1) 土圧算定式

##### ① 盛土部擁壁としての土圧 ……すべり線が背後斜面(地山線)と交わらない場合

$$P = \frac{W_s \cdot \sin(\omega - \phi)}{\cos(\omega - \phi - \delta - \alpha)}$$

ここに、 $P$  : 土圧合力(KN/m)  
 $\omega$  : すべり角(°)  
 $\phi$  : 背面土の内部摩擦角(°)  
 $\delta$  : 壁面摩擦角(°)  
 $\alpha$  : 壁背面と鉛直面のなす角(°)  
 $W_s$  : 土くさび重量(KN/m)



すべり線が地山線と交わらない場合

$$W_s = \frac{1/2 \cdot \gamma_s \cdot H^2 \cdot \cos(\omega - \alpha) \cos(\alpha - \beta)}{\sin(\omega - \beta) \cos^2 \alpha}$$

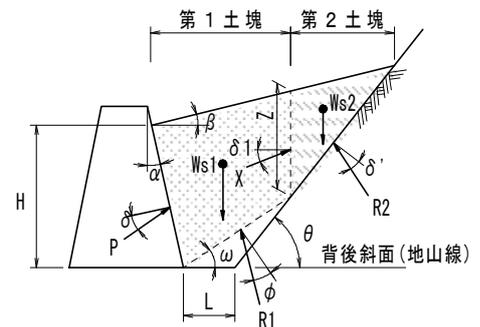
ここに、 $H$  : 土圧を考慮する背面土高(m)  
 $\beta$  : 背面土の傾斜角(°)  
 $\delta$  : 壁面摩擦角(°)  
 $\alpha$  : 壁背面と鉛直面のなす角(°)  
 $\gamma_s$  : 背面土の単位重量(KN/m<sup>3</sup>)

##### ② 切土部擁壁としての土圧 ……すべり線が背後斜面(地山線)と交わる場合

$$P = \frac{\sin(\omega - \phi + \lambda)}{\cos(\omega - \phi - \delta - \alpha) \cdot \cos(\lambda)} \cdot \{W_{s1} + X \cdot \sin(\delta_1)\}$$

$$X = \frac{\sin(\theta - \delta')}{\cos(\theta - \delta' - \delta_1)} \cdot W_{s2}$$

$$\lambda = \tan^{-1} \left( \frac{X \cdot \cos(\delta_1)}{W_{s1} + X \cdot \sin(\delta_1)} \right)$$



すべり線が地山線と交わる場合

ここに、 $P$  : 土圧合力(KN/m)  
 $\omega$  : すべり角(°)  
 $\phi$  : 背面土の内部摩擦角(°)  
 $\delta$  : 壁面摩擦角(°)  
 $\delta'$  : 地山線のすべり摩擦角(°)  
 $\alpha$  : 壁背面と鉛直面のなす角(°)  
 $\theta$  : 背後斜面(地山線)の傾斜角(°)  
 $\delta_1$  : 仮想背面(Zの部分)における壁面摩擦角(°)。  
 $\delta_1 = \beta$  ( $\beta \leq \phi$  の場合)、 $\delta_1 = \phi$  ( $\beta > \phi$  の場合)  
 $W_{s1}, W_{s2}$  : 土くさび重量(KN/m)

$$W_{s1} = \frac{\gamma_s \cdot L \cdot \tan \theta}{2(\tan \theta - \tan \omega)} \{Z + H(\tan \alpha \cdot \tan \beta + 1)\} + \frac{\gamma_s \cdot H^2}{2} \tan \alpha (\tan \alpha \cdot \tan \beta + 1)$$

$$W_{s2} = \frac{\gamma_s \cdot Z^2}{2(\tan \theta - \tan \beta)}$$

$$Z = H(\tan \alpha \cdot \tan \beta + 1) + L \left\{ \tan \beta + \frac{\tan \omega (\tan \beta - \tan \theta)}{\tan \theta - \tan \omega} \right\}$$

- ここに、
- $W_{s1}$  : すべり線と地山線の交点で分割される土塊領域のうち、擁壁側の四角形の土塊重量 (KN/m)
  - $W_{s2}$  : すべり線と地山線の交点で分割される土塊領域のうち、地山側の三角形の土塊重量 (KN/m)
  - $Z$  : すべり線と地山線の交点における背面土高 (盛土高)(m)
  - $H$  : 土圧を考慮する背面土高(m)
  - $\beta$  : 背面土の傾斜角(°)
  - $\delta$  : 壁面摩擦角(°)
  - $\alpha$  : 壁背面と鉛直面のなす角(°)
  - $\gamma_s$  : 背面土の単位重量(KN/m<sup>3</sup>)
  - $L$  : 擁壁背面下端から地山線下端までの水平離れ(m)

**【地震時土圧の算定式】**

切土部擁壁に作用する地震時土圧は、「擁壁工指針」P108～109の記述に基づき、試行くさび法において土くさびに水平方向の地震時慣性力を作用させて求める。

擁壁設計に用いる土圧は、盛土部の土圧と、切土面をすべり面としたときの土圧を比較し、大きい方の値を用いるものとする。

1) 土圧算定式

① 盛土部擁壁としての土圧 ……すべり線が背後斜面(地山線)と交わらない場合

$$P_e = \frac{W_s \cdot \sin(\omega - \phi + \theta)}{\cos(\omega - \phi - \delta - \alpha) \cdot \cos\theta}$$

$$\theta' = \tan^{-1} k_h$$

ここに、 $P_e$  : 地震時土圧合力(KN/m)

$\omega$  : すべり角(°)

$\phi$  : 背面土の内部摩擦角(°)

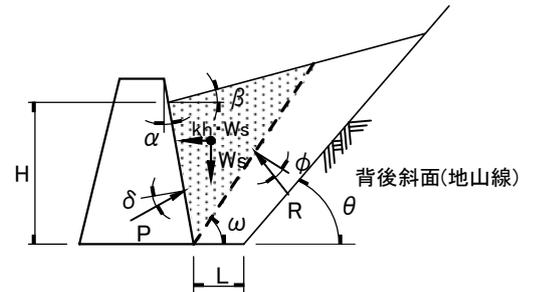
$\theta'$  : 地震合成角(°)

$k_h$  : 設計水平震度

$\delta$  : 壁面摩擦角(°)

$\alpha$  : 壁背面と鉛直面のなす角(°)

$W_s$  : 土くさび重量(KN/m)



すべり線が地山線と交わらない場合

$$W_s = \frac{1/2 \cdot \gamma_s \cdot H^2 \cdot \cos(\omega - \alpha) \cos(\alpha - \beta)}{\sin(\omega - \beta) \cos^2 \alpha}$$

ここに、 $H$  : 土圧を考慮する背面土高(m)

$\beta$  : 背面土の傾斜角(°)

$\delta$  : 壁面摩擦角(°)

$\alpha$  : 壁背面と鉛直面のなす角(°)

$\gamma_s$  : 背面土の単位重量(KN/m<sup>3</sup>)

② 切土部擁壁としての土圧 ……すべり線が背後斜面(地山線)と交わる場合

$$P = \frac{\sin(\omega - \phi + \lambda + \theta')}{\cos(\omega - \phi - \delta - \alpha) \cdot \cos(\lambda + \theta')} \cdot \{W_{s1} + X \cdot \sin(\delta_1)\}$$

$$X = \frac{\sin(\theta - \delta' + \theta')}{\cos(\theta - \delta_1 - \delta') \cdot \cos(\theta')} \cdot W_{s2}$$

$$\lambda = \tan^{-1} \left( \frac{X \cdot \cos(\delta_1) + W_{s1} \cdot \tan(\theta')}{W_{s1} + X \cdot \sin(\delta_1)} \right) - \theta'$$

$$\theta' = \tan^{-1} k_h$$

ここに、 $P_e$  : 地震時土圧合力(KN/m)

$\omega$  : すべり角(°)

$\phi$  : 背面土の内部摩擦角(°)

$\theta'$  : 地震合成角(°)

$k_h$  : 設計水平震度

$\delta$  : 壁面摩擦角(°)

$\delta'$  : 地山線のすべり摩擦角(°)

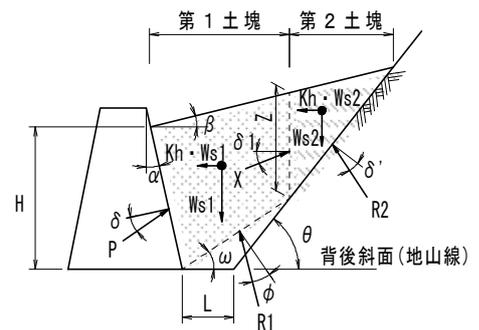
$\alpha$  : 壁背面と鉛直面のなす角(°)

$\theta$  : 背後斜面(地山線)の傾斜角(°)

$\delta_1$  : 仮想背面(Zの部分)における壁面摩擦角(°)。

$\delta_1 = \beta$  ( $\beta \leq \phi$  の場合)、 $\delta_1 = \phi$  ( $\beta > \phi$  の場合)

$W_{s1}, W_{s2}$  : 土くさび重量(KN/m)



すべり線が地山線と交わる場合

$$W_{s1} = \frac{\gamma_s \cdot L \cdot \tan \theta}{2(\tan \theta - \tan \omega)} \{Z + H(\tan \alpha \cdot \tan \beta + 1)\} + \frac{\gamma_s \cdot H^2}{2} \tan \alpha (\tan \alpha \cdot \tan \beta + 1)$$

$$W_{s2} = \frac{\gamma_s \cdot Z^2}{2(\tan \theta - \tan \beta)}$$

$$Z = H(\tan \alpha \cdot \tan \beta + 1) + L \left\{ \tan \beta + \frac{\tan \omega (\tan \beta - \tan \theta)}{\tan \theta - \tan \omega} \right\}$$

- ここに、
- $W_{s1}$  : すべり線と地山線の交点で分割される土塊領域のうち、擁壁側の四角形の土塊重量 (KN/m)
  - $W_{s2}$  : すべり線と地山線の交点で分割される土塊領域のうち、地山側の三角形の土塊重量 (KN/m)
  - $Z$  : すべり線と地山線の交点における背面土高 (盛土高)(m)
  - $H$  : 土圧を考慮する背面土高(m)
  - $\beta$  : 背面土の傾斜角(°)
  - $\delta$  : 壁面摩擦角(°)
  - $\alpha$  : 壁背面と鉛直面のなす角(°)
  - $\gamma_s$  : 背面土の単位重量(KN/m<sup>3</sup>)
  - $L$  : 擁壁背面下端から地山線下端までの水平離れ(m)

(2) 常時土圧

1) 計算条件

背面土高(土圧高)	$H = 2.500$ (m)
背面土の傾斜角	$\beta = 10.0000$ (°)
背面土の内部摩擦角	$\phi = 35.0000$ (°)
背面土の単位重量	$\gamma_s = 20.000$ (KN/m <sup>3</sup> )
壁面摩擦角 (2/3・ $\phi$ )	$\delta = 23.3333$ (°)
壁背面と鉛直面のなす角	$\alpha = 0.000$ (°)
土圧を考慮しない層高	$H_r = 0.000$ (m)
すべり角の最小指定値	$\omega_{\min} = 1.000$ (°)
背後斜面(地山線)の傾斜角	$\theta = 50.0000$ (°)
地山線の擁壁からの水平離れ	$L = 1.000$ (m)
地山線のすべり摩擦角	$\delta' = 23.3333$ (°)
仮想背面の壁面摩擦角	$\delta_1 = 10.0000$ (°)

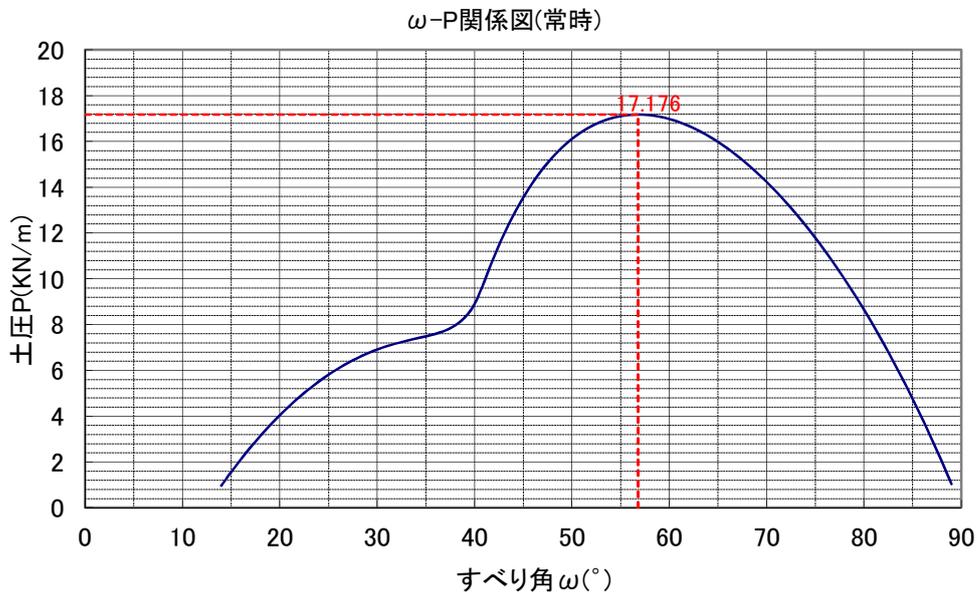
注2)  $\delta_1$ : 第1土塊と第2土塊の境界部(仮想背面)の壁面摩擦角。

2) すべり角( $\omega$ )と土圧(P)の関係

すべり角 $\omega$ (°)	Z (m)	土くさび重量 $W_s$ (KN/m)		土圧 P(KN/m)	土圧 形態	備考
		$W_{s1}$	$W_{s2}$			
54.0	----	52.0810	----	17.005	盛土部	
55.0	----	49.9270	----	17.105	盛土部	
56.0	----	47.8470	----	17.161	盛土部	
56.8	----	46.2340	----	17.176	盛土部	Max
57.0	----	45.8370	----	17.175	盛土部	
58.0	----	43.8900	----	17.149	盛土部	
59.0	----	42.0040	----	17.086	盛土部	

・Zは、すべり線と地山線の交点における背面土高(盛土高)を表す。

・土圧形態において、「盛土部」は盛土部擁壁としての土圧、「切土部」は切土部擁壁としての土圧であることを表す。



注) 擁壁に作用する土圧は、擁壁背後の切土面の影響を受ける場合は切土部擁壁として、また切土面の影響を受けない場合は盛土部擁壁として算定している。上図は、そのようにして求めた「すべり角  $\omega$ 」と「土圧 P」の関係図であり、擁壁設計にはその最大土圧を用いる。

### 3) 最大土圧の計算 (常時)

最大土圧を与えるすべり面(すべり角  $\omega=56.8^\circ$ )は、背後斜面(地山線)と交わらないことから、土圧は、盛土部擁壁としての土圧として求める。

・土くさび重量( $W_s$ )

$$W_s = \frac{1/2 \cdot \gamma_s \cdot H^2 \cdot \cos(\omega - \alpha) \cos(\alpha - \beta)}{\sin(\omega - \beta) \cos^2 \alpha}$$

$$= \frac{1/2 \times 20.00 \times 2.50^2 \times \cos(56.8 - 0.0000) \times \cos(0.0000 - 10.0000)}{\sin(56.8 - 10.0000) \times \{\cos(0.0000)\}^2}$$

$$= 46.234 \quad (\text{KN/m})$$

・土圧合力( $P$ )

このときの土圧合力( $P$ )は以下となる。

$$P = \frac{W_s \cdot \sin(\omega - \phi)}{\cos(\omega - \phi - \delta - \alpha)}$$

$$= \frac{46.234 \times \sin(56.8 - 35.00)}{\cos(56.8 - 35.00 - 23.3333 - 0.0000)}$$

$$= 17.176 \quad (\text{KN/m})$$

・水平土圧( $Ph$ )

$$Ph = P \cos(\delta + \alpha)$$

$$= 17.176 \times \cos(23.3333 + 0.0000)$$

$$= 15.771 \quad (\text{KN/m})$$

・鉛直土圧( $Pv$ )

$$Pv = P \sin(\delta + \alpha)$$

$$= 17.176 \times \sin(23.3333 + 0.0000)$$

$$= 6.803 \quad (\text{KN/m})$$

・土圧作用位置

$$x = B_2 - \left( \frac{H}{3} + H_r \right) \cdot m$$

$$= 2.500 - \left( \frac{2.500}{3} + 0.000 \right) \times 0.000$$

$$= 2.5000 \quad (\text{m})$$

$$y = \frac{H}{3} + H_r$$

$$= \frac{2.500}{3} + 0.000$$

$$= 0.8333 \quad (\text{m})$$

ここに、  $B_2$  : 底面幅 (= 2.500 m)  
 $m$  : 擁壁背面勾配 (= 0.000 )

(3) 堆積時土圧

1) 計算条件

背面土高(土圧高)	$H = 4.000$ (m)
背面土の傾斜角	$\beta = 20.0000$ (°)
背面土の内部摩擦角	$\phi = 35.0000$ (°)
背面土の単位重量	$\gamma_s = 20.000$ (KN/m <sup>3</sup> )
壁面摩擦角 (2/3・ $\phi$ )	$\delta = 23.3333$ (°)
壁背面と鉛直面のなす角	$\alpha = 0.000$ (°)
土圧を考慮しない層高	$H_r = 0.000$ (m)
すべり角の最小指定値	$\omega_{\min} = 1.000$ (°)
背後斜面(地山線)の傾斜角	$\theta = 50.0000$ (°)
地山線の擁壁からの水平離れ	$L = 1.000$ (m)
地山線のすべり摩擦角	$\delta' = 23.3333$ (°)
仮想背面の壁面摩擦角	$\delta_1 = 20.0000$ (°)

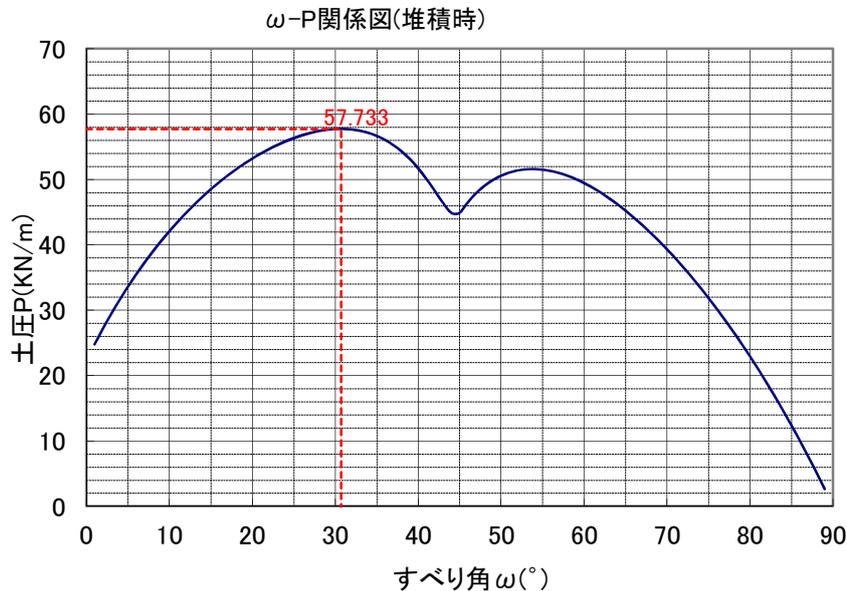
注2)  $\delta_1$ : 第1土塊と第2土塊の境界部(仮想背面)の壁面摩擦角。

2) すべり角( $\omega$ )と土圧(P)の関係

すべり角 $\omega$ (°)	Z (m)	土くさび重量 $W_s$ (KN/m)		土圧 P(KN/m)	土圧 形態	備考
		$W_{S1}$	$W_{S2}$			
28.0	3.6971	138.9769	165.1255	57.402	切土部	
29.0	3.6441	142.9134	160.4261	57.599	切土部	
30.0	3.5861	147.1472	155.3567	57.711	切土部	
30.7	3.5421	150.3063	151.5634	57.733	切土部	Max
31.0	3.5222	151.7134	149.8708	57.727	切土部	
32.0	3.4515	156.6523	143.9139	57.642	切土部	
33.0	3.3728	162.0098	137.4229	57.444	切土部	

・Z は、すべり線と地山線の交点における背面土高(盛土高)を表す。

・土圧形態において、「盛土部」は盛土部擁壁としての土圧、「切土部」は切土部擁壁としての土圧であることを表す。



注)擁壁に作用する土圧は、擁壁背後の切土面の影響を受ける場合は切土部擁壁として、また切土面の影響を受けない場合は盛土部擁壁として算定している。上図は、そのようにして求めた「すべり角 $\omega$ 」と「土圧P」の関係図であり、擁壁設計にはその最大土圧を用いる。

### 3) 最大土圧の計算

最大土圧を与えるすべり面(すべり角  $\omega = 30.7^\circ$ )は、背後斜面(地山線)と交わるため、土圧は切土部擁壁としての土圧として求める。

・土くさび重量( $W_{S1}, W_{S2}$ )

$$\begin{aligned} W_{S1} &= \frac{\gamma_s \cdot L \cdot \tan \theta}{2(\tan \theta - \tan \omega)} \{Z + H(\tan \alpha \cdot \tan \beta + 1)\} + \frac{\gamma_s \cdot H^2}{2} \tan \alpha (\tan \alpha \cdot \tan \beta + 1) \\ &= \frac{20.000 \times 1.000 \times \tan(50.0000)}{2 \times \{\tan(50.0000) - \tan(30.7)\}} \times \{3.5421 + 4.000 \times (\tan(0.0000) \times \tan(20.0000) + 1)\} \\ &\quad + \frac{20.000 \times 4.000^2}{2} \times \tan(0.0000) \times (\tan(0.0000) \times \tan(20.0000) + 1) \\ &= 150.3063 \quad (\text{KN/m}) \end{aligned}$$

$$W_{S2} = \frac{\gamma_s \cdot Z^2}{2(\tan \theta - \tan \beta)} = \frac{20.000 \times 3.5421^2}{2 \times \{\tan(50.0000) - \tan(20.0000)\}} = 151.5634 \quad (\text{KN/m})$$

$$\begin{aligned} Z &= H(\tan \alpha \cdot \tan \beta + 1) + L \left\{ \tan \beta + \frac{\tan \omega (\tan \beta - \tan \theta)}{\tan \theta - \tan \omega} \right\} \\ &= 4.000 \times \{\tan(0.0000) \times \tan(20.0000) + 1\} + \\ &\quad + 1.000 \times \left\{ \tan(20.0000) + \frac{\tan(30.7) \times \{\tan(20.0000) - \tan(50.0000)\}}{\tan(50.0000) - \tan(30.7)} \right\} \\ &= 3.5421 \quad (\text{m}) \end{aligned}$$

・土圧合力(P)

「擁壁工指針」P105の(解5-4)より、土圧合力(P)は以下となる。

$$\begin{aligned} P &= \frac{\sin(\omega - \phi + \lambda)}{\cos(\omega - \phi - \delta - \alpha) \cdot \cos(\lambda)} \cdot \{W_{S1} + X \cdot \sin(\delta_1)\} \\ &= \frac{\sin(30.7 - 35.0000 + 20.3261)}{\cos(30.7 - 35.0000 - 23.3333 - 0.0000) \times \cos(20.3261)} \times \{150.3063 + 68.4847 \times \sin(20.0000)\} \\ &= 57.7326 \quad (\text{KN/m}) \end{aligned}$$

$$X = \frac{\sin(\theta - \delta')}{\cos(\theta - \delta' - \delta_1)} \cdot W_{S2} = \frac{\sin(50.0000 - 23.3333)}{\cos(50.0000 - 23.3333 - 20.0000)} \times 151.5634 = 68.4847 \quad (\text{KN/m})$$

$$\begin{aligned} \lambda &= \tan^{-1} \left( \frac{X \cdot \cos(\delta_1)}{W_{S1} + X \cdot \sin(\delta_1)} \right) = \tan^{-1} \left( \frac{68.4847 \times \cos(20.0000)}{150.3063 + 68.4847 \times \sin(20.0000)} \right) = 0.35476 \quad (\text{rad}) \\ &= 20.3261 \quad (^\circ) \end{aligned}$$

・水平土圧( $Ph$ )

$$\begin{aligned} Ph &= P \cos(\delta + \alpha) \\ &= 57.733 \times \cos(23.3333 + 0.0000) \\ &= 53.011 \quad (\text{KN/m}) \end{aligned}$$

・鉛直土圧( $Pv$ )

$$\begin{aligned} Pv &= P \sin(\delta + \alpha) \\ &= 57.733 \times \sin(23.3333 + 0.0000) \\ &= 22.867 \quad (\text{KN/m}) \end{aligned}$$

・土圧作用位置

$$x = B_2 - \left( \frac{H}{3} + H_r \right) \cdot m = 2.500 - \left( \frac{4.000}{3} + 0.000 \right) \times 0.000 = 2.5000 \quad (\text{m})$$

$$y = \frac{H}{3} + H_r = \frac{4.000}{3} + 0.000 = 1.3333 \quad (\text{m})$$

ここに、 $B_2$  : 底面幅 (= 2.500 m)

$m$  : 擁壁背面勾配 (= 0.000 )

(4) 地震時土圧

1) 計算条件

背面土高(土圧高)	$H = 2.500$ (m)
背面土の傾斜角	$\beta = 10.0000$ (°)
背面土の内部摩擦角	$\phi = 35.0000$ (°)
背面土の単位重量	$\gamma_s = 20.000$ (KN/m <sup>3</sup> )
壁面摩擦角 ( $1/2 \cdot \phi$ )	$\delta = 17.5000$ (°)
壁背面と鉛直面のなす角	$\alpha = 0.0000$ (°)
土圧を考慮しない層高	$H_r = 0.000$ (m)
すべり角の最小指定値	$\omega_{\min} = 1.0000$ (°)
背後斜面(地山線)の傾斜角	$\theta = 50.0000$ (°)
地山線の擁壁からの水平離れ	$L = 1.000$ (m)
地山線のすべり摩擦角	$\delta' = 23.3333$ (°)
仮想背面の壁面摩擦角	$\delta_1 = 10.0000$ (°)

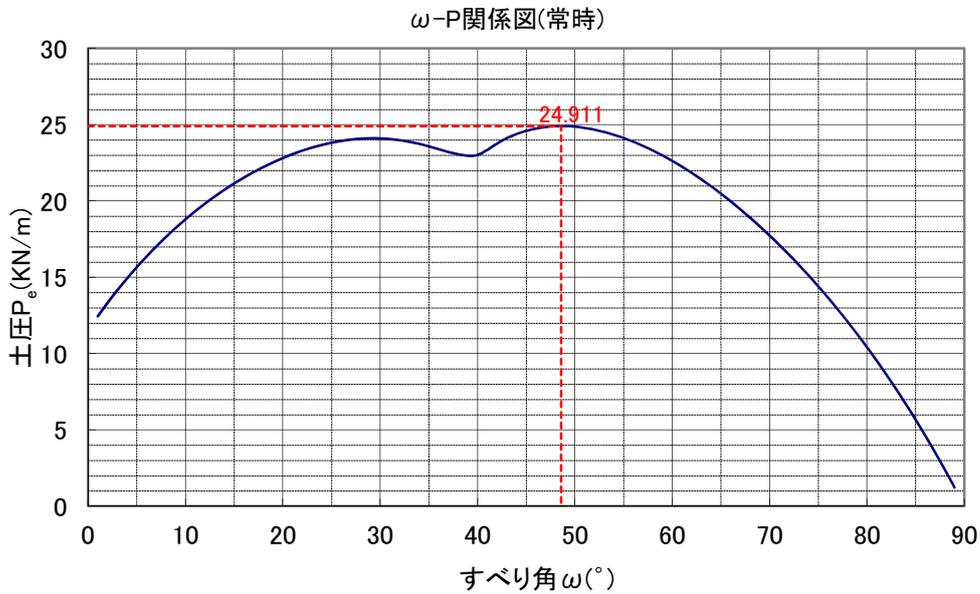
注2)  $\delta_1$ : 第1土塊と第2土塊の境界部(仮想背面)の壁面摩擦角。

2) すべり角( $\omega$ )と土圧(P)の関係

すべり角 $\omega$ (°)	Z (m)	土くさび重量 $W_s$ (KN/m)		土圧 $P_e$ (KN/m)	土圧 形態	備考
		$W_{S1}$	$W_{S2}$			
46.0	---	72.7420	---	24.750	盛土部	
47.0	---	69.7510	---	24.851	盛土部	
48.0	---	66.8960	---	24.902	盛土部	
48.6	---	65.2430	---	24.911	盛土部	Max
49.0	---	64.1660	---	24.909	盛土部	
50.0	---	61.5500	---	24.872	盛土部	
51.0	---	59.0420	---	24.796	盛土部	

・Zは、すべり線と地山線の交点における背面土高(盛土高)を表す。

・土圧形態において、「盛土部」は盛土部擁壁としての土圧、「切土部」は切土部擁壁としての土圧であることを表す。



注)擁壁に作用する土圧は、擁壁背後の切土面の影響を受ける場合は切土部擁壁として、また切土面の影響を受けない場合は盛土部擁壁として算定している。上図は、そのようにして求めた「すべり角 $\omega$ 」と「土圧 $P_e$ 」の関係図であり、擁壁設計にはその最大土圧を用いる。

### 3) 最大土圧の計算 (地震時)

最大土圧を与えるすべり面(すべり角  $\omega=48.6^\circ$ )は、背後斜面(地山線)と交わらないことから、土圧は、盛土部擁壁としての土圧として求める。

・土くさび重量( $W_s$ )

$$\begin{aligned}
 W_s &= \frac{1/2 \cdot \gamma_s \cdot H^2 \cdot \cos(\omega - \alpha) \cos(\alpha - \beta)}{\sin(\omega - \beta) \cos^2 \alpha} \\
 &= \frac{1/2 \times 20.00 \times 2.50^2 \times \cos(48.6 - 0.0000) \times \cos(0.0000 - 10.0000)}{\sin(48.6 - 10.0000) \times \{\cos(0.0000)\}^2} \\
 &= 65.243 \quad (\text{KN/m})
 \end{aligned}$$

・土圧合力( $P$ )

このときの土圧合力( $P$ )は以下となる。

$$\begin{aligned}
 P_e &= \frac{W_s \cdot \sin(\omega - \phi + \theta)}{\cos(\omega - \phi - \delta - \alpha) \cdot \cos \theta} \\
 &= \frac{65.243 \times \sin(48.6 - 35.00 + 8.5308)}{\cos(48.6 - 35.00 - 17.5000 - 0.0000) \times \cos(8.5308)} \\
 &= 24.911 \quad (\text{KN/m})
 \end{aligned}$$

ここに、  
 $\theta' = \tan^{-1} k_h = \tan^{-1} (0.15)$   
 $= 8.5308 \quad (^\circ)$

・水平土圧( $P_{eh}$ )

$$\begin{aligned}
 P_{eh} &= P_e \cdot \cos(\delta + \alpha) \\
 &= 24.911 \times \cos(17.5000 + 0.0000) \\
 &= 23.758 \quad (\text{KN/m})
 \end{aligned}$$

・鉛直土圧( $P_{ev}$ )

$$\begin{aligned}
 P_{ev} &= P_e \cdot \sin(\delta + \alpha) \\
 &= 24.911 \times \sin(17.5000 + 0.0000) \\
 &= 7.491 \quad (\text{KN/m})
 \end{aligned}$$

・土圧作用位置

$$\begin{aligned}
 x &= B_2 - \left( \frac{H}{3} + H_r \right) \cdot m \\
 &= 2.500 - \left( \frac{2.500}{3} + 0.000 \right) \times 0.000 \\
 &= 2.5000 \quad (\text{m}) \\
 y &= \frac{H}{3} + H_r \\
 &= \frac{2.500}{3} + 0.000 \\
 &= 0.8333 \quad (\text{m})
 \end{aligned}$$

ここに、  $B_2$  : 底面幅 (= 2.500 m)  
 $m$  : 擁壁背面勾配 (= 0.000 )

(5) 落石時①(柵衝突時)土圧

1) 計算条件

背面土高(土圧高)	H =	2.500 (m)
背面土の傾斜角	$\beta =$	10.0000 (°)
背面土の内部摩擦角	$\phi =$	35.0000 (°)
背面土の単位重量	$\gamma_s =$	20.000 (KN/m <sup>3</sup> )
壁面摩擦角 (2/3・ $\phi$ )	$\delta =$	23.3333 (°)
壁背面と鉛直面のなす角	$\alpha =$	0.0000 (°)
土圧を考慮しない層高	Hr =	0.000 (m)
すべり角の最小指定値	$\omega_{\min} =$	1.0000 (°)
背後斜面(地山線)の傾斜角	$\theta =$	50.0000 (°)
地山線の擁壁からの水平離れ	L =	1.000 (m)
地山線のすべり摩擦角	$\delta' =$	23.3333 (°)
仮想背面の壁面摩擦角	$\delta_1 =$	10.0000 (°)

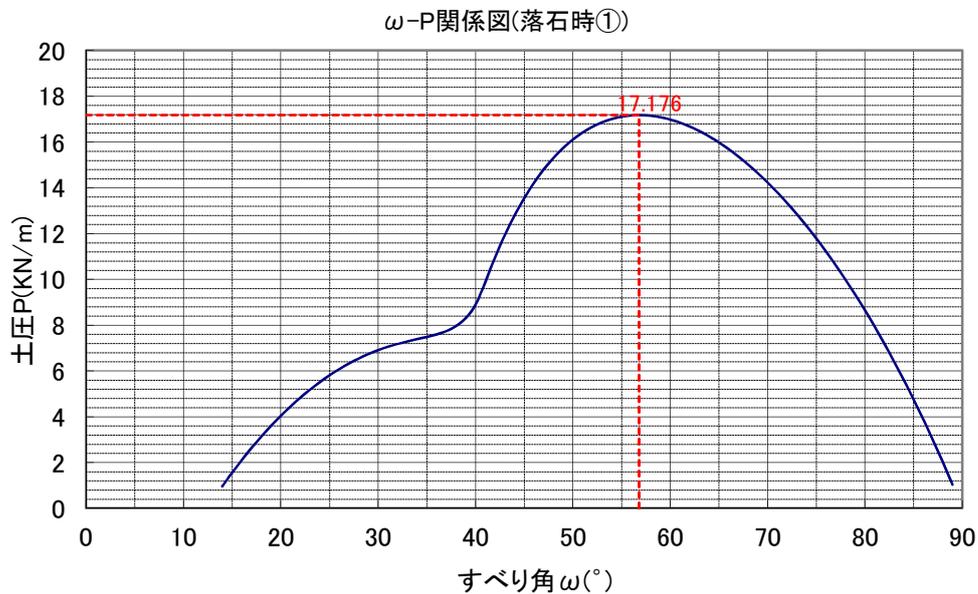
注2)  $\delta_1$ : 第1土塊と第2土塊の境界部(仮想背面)の壁面摩擦角。

2) すべり角( $\omega$ )と土圧(P)の関係

すべり角 $\omega$ (°)	Z (m)	土くさび重量 Ws(KN/m)		土圧 P(KN/m)	土圧 形態	備考
		W <sub>S1</sub>	W <sub>S2</sub>			
54.0	---	52.0810	---	17.005	盛土部	
55.0	---	49.9270	---	17.105	盛土部	
56.0	---	47.8470	---	17.161	盛土部	
56.8	---	46.2340	---	17.176	盛土部	Max
57.0	---	45.8370	---	17.175	盛土部	
58.0	---	43.8900	---	17.149	盛土部	
59.0	---	42.0040	---	17.086	盛土部	

・Zは、すべり線と地山線の交点における背面土高(盛土高)を表す。

・土圧形態において、「盛土部」は盛土部擁壁としての土圧、「切土部」は切土部擁壁としての土圧であることを表す。



注)擁壁に作用する土圧は、擁壁背後の切土面の影響を受ける場合は切土部擁壁として、また切土面の影響を受けない場合は盛土部擁壁として算定している。上図は、そのようにして求めた「すべり角 $\omega$ 」と「土圧P」の関係図であり、擁壁設計にはその最大土圧を用いる。

3) 最大土圧の計算 (落石時①(柵衝突時))

最大土圧を与えるすべり面(すべり角  $\omega=56.8^\circ$ )は、背後斜面(地山線)と交わらないことから、土圧は、盛土部擁壁としての土圧として求める。

・土くさび重量( $W_s$ )

$$W_s = \frac{1/2 \cdot \gamma_s \cdot H^2 \cdot \cos(\omega - \alpha) \cos(\alpha - \beta)}{\sin(\omega - \beta) \cos^2 \alpha}$$

$$= \frac{1/2 \times 20.00 \times 2.50^2 \times \cos(56.8 - 0.0000) \times \cos(0.0000 - 10.0000)}{\sin(56.8 - 10.0000) \times \{\cos(0.0000)\}^2}$$

$$= 46.234 \quad (\text{KN/m})$$

・土圧合力( $P$ )

このときの土圧合力( $P$ )は以下となる。

$$P = \frac{W_s \cdot \sin(\omega - \phi)}{\cos(\omega - \phi - \delta - \alpha)}$$

$$= \frac{46.234 \times \sin(56.8 - 35.00)}{\cos(56.8 - 35.00 - 23.3333 - 0.0000)}$$

$$= 17.176 \quad (\text{KN/m})$$

・水平土圧( $Ph$ )

$$Ph = P \cos(\delta + \alpha)$$

$$= 17.176 \times \cos(23.3333 + 0.0000)$$

$$= 15.771 \quad (\text{KN/m})$$

・鉛直土圧( $Pv$ )

$$Pv = P \sin(\delta + \alpha)$$

$$= 17.176 \times \sin(23.3333 + 0.0000)$$

$$= 6.803 \quad (\text{KN/m})$$

・土圧作用位置

$$x = B_2 - \left( \frac{H}{3} + H_r \right) \cdot m$$

$$= 2.500 - \left( \frac{2.500}{3} + 0.000 \right) \times 0.000$$

$$= 2.5000 \quad (\text{m})$$

$$y = \frac{H}{3} + H_r$$

$$= \frac{2.500}{3} + 0.000$$

$$= 0.8333 \quad (\text{m})$$

ここに、  $B_2$  : 底面幅 (= 2.500 m)

$m$  : 擁壁背面勾配 (= 0.000 )

3-4.落石荷重の計算 ( 落石時①(柵衝突時)のケースに適用 )

(1) 設計水平荷重(Pr)

「落石対策便覧」P160によれば、落石防護柵を有する擁壁(基礎)は、柵が許容最大変位量に達するまで安定を保たなければならないとされている。  
 このとき落石時の荷重は、支柱下端に塑性ヒンジを形成する時の水平荷重 $F_y$ および塑性モーメントが、柵を通じて擁壁(基礎)に作用するとしている。

$$R = 126.07 \quad (\text{KN})$$

$$F_y = 25.52 \quad (\text{KN})$$

ここに、 $R$  : ワイヤロープが降伏するときの支柱への力  
 $F_y$  : 支柱の下端が塑性変形を起こすときの力

ここでは擁壁(基礎)に作用する外力は、防護柵の計算で求めた $R$ と $F_y$ を比較し、小さい方の値が支柱2本に作用するものとして計算する。

$$P = F_y = 25.52 \quad (\text{KN})$$

なお、このときの荷重は擁壁有効長(L)あたりに作用する。また「落石対策便覧」P155の通り、落石は基本的に支柱2本で受け止める考え方であることから、擁壁1mあたりの荷重としては次式で表される。

$$Pr = \frac{2 \cdot P}{L}$$

ここに、 $L$  : 擁壁の有効抵抗長(m)

$$= \frac{2 \times 25.52}{10.000}$$

$$= 5.10 \quad (\text{KN/m})$$

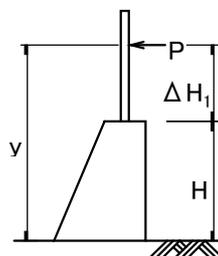
(2) 作用位置

$$y = \Delta H_1 + H$$

ここに、 $\Delta H_1$  : 落石の柵への衝突高(=2/3・h)  
 $H$  : 擁壁高

$$= 1.667 + 4.000$$

$$= 5.667 \quad (\text{m})$$



### 3-5.作用力の集計

#### 1) 常時

荷重	鉛直力 V(KN/m)	水平力 H(KN/m)	アーム		モーメント(KN・m)	
			x(m)	y(m)	抵抗(V・x)	転倒(H・y)
自重	138.000	---	1.6389	1.5556	226.168	---
土圧	6.803	15.771	2.5000	0.8333	17.008	13.142
Σ	144.803	15.771	---	---	243.176	13.142

#### 2) 堆積時

荷重	鉛直力 V(KN/m)	水平力 H(KN/m)	アーム		モーメント(KN・m)	
			x(m)	y(m)	抵抗(V・x)	転倒(H・y)
自重	138.000	---	1.6389	1.5556	226.168	---
土圧	22.867	53.011	2.5000	1.3333	57.168	70.680
Σ	160.867	53.011	---	---	283.336	70.680

#### 3) 地震時

荷重	鉛直力 V(KN/m)	水平力 H(KN/m)	アーム		モーメント(KN・m)	
			x(m)	y(m)	抵抗(V・x)	転倒(H・y)
自重	138.000	20.700	1.6389	1.5556	226.168	32.201
土圧	7.491	23.758	2.5000	0.8333	18.728	19.798
Σ	145.491	44.458	---	---	244.896	51.999

#### 4) 落石時①(柵衝突時)

荷重	鉛直力 V(KN/m)	水平力 H(KN/m)	アーム		モーメント(KN・m)	
			x(m)	y(m)	抵抗(V・x)	転倒(H・y)
自重	138.000	---	1.6389	1.5556	226.168	---
土圧	6.803	15.771	2.5000	0.8333	17.008	13.142
落石衝突時 作用力	---	5.100	---	5.6670	---	28.902
Σ	144.803	20.871	---	---	243.176	42.044

### 3-6.安定検討

#### (1) 常時

##### 1) 転倒に対して

$$\begin{aligned}
 \text{合力作用位置 } d &= \frac{\Sigma Vx - \Sigma Hy}{\Sigma V} = \frac{243.176 - 13.142}{144.803} && \text{ここに、d: つま先から合力作用点までの距離} \\
 &= 1.589 \text{ (m)} \\
 \text{合力の偏心量 } e &= \frac{B_2}{2} - d = \frac{2.500}{2} - 1.589 && e: \text{底版中央から合力作用点までの距離} \\
 &= -0.339 \text{ (m)} && B_2: \text{底版幅} \\
 \text{許容偏心量 } \frac{B_2}{6} &= 0.417 \text{ (m)} \geq |e| = 0.339 \text{ (m)} && \text{OK!}
 \end{aligned}$$

##### 2) 滑動に対して

$$\text{擁壁底面の有効載荷幅 } B' = B_2 - 2 \cdot e = 2.500 - 2 \times 0.339 = 1.822 \text{ (m)}$$

$$\begin{aligned}
 \text{滑動安全率 } F_s &= \frac{\mu \cdot \Sigma V + c_B \cdot B'}{\Sigma H} = \frac{0.60 \times 144.803 + 0.00 \times 1.822}{15.771} \\
 &= 5.509 \geq F_{sa} = 1.500 \quad \text{OK!}
 \end{aligned}$$

##### 3) 支持力に対して

$e \leq (B_2)/6 = 0.417\text{(m)}$  のため、地盤反力は台形分布となる。

地盤反力度

$$\begin{aligned}
 Q_{\max}, Q_{\min} &= \Sigma V / B_2 \cdot (1 \pm 6e / B_2) \\
 &= 144.803 / 2.500 \times (1 \pm 6 \times 0.339 / 2.500) \\
 &= \begin{cases} 105.046 & (\text{KN/m}^2) \\ 10.797 & (\text{KN/m}^2) \end{cases}
 \end{aligned}$$

最大地盤反力度

$$Q_{\max} = 105.046 \text{ (KN/m}^2) \leq Q_a = 227.43 \text{ (KN/m}^2) \quad \text{OK!}$$

( $Q_a$ は、許容支持力計算の項を参照)

(2) 堆積時

1) 転倒に対して

$$\begin{aligned} \text{合力作用位置 } d &= \frac{\Sigma Vx - \Sigma Hy}{\Sigma V} = \frac{283.336 - 70.680}{160.867} && \text{ここに、d: つま先から合力作用点までの距離} \\ &= 1.322 \text{ (m)} \\ \text{合力の偏心率 } e &= \frac{B_2}{2} - d = \frac{2.500}{2} - 1.322 && e: \text{底版中央から合力作用点までの距離} \\ &= -0.072 \text{ (m)} && B_2: \text{底版幅} \\ \text{許容偏心率 } \frac{B_2}{3} &= 0.833 \text{ (m)} \geq |e| = 0.072 \text{ (m)} && \text{OK!} \end{aligned}$$

2) 滑動に対して

$$\begin{aligned} \text{擁壁底面の有効載荷幅 } B' &= B_2 - 2 \cdot e = 2.500 - 2 \times 0.072 = 2.356 \text{ (m)} \\ \text{滑動安全率 } F_s &= \frac{\mu \cdot \Sigma V + c_B \cdot B'}{\Sigma H} = \frac{0.60 \times 160.867 + 0.00 \times 2.356}{53.011} \\ &= 1.821 \geq F_{sa} = 1.500 && \text{OK!} \end{aligned}$$

3) 支持力に対して

$e \leq (B_2)/6 = 0.417 \text{ (m)}$  のため、地盤反力は台形分布となる。

地盤反力度

$$\begin{aligned} Q_{\max, Q_{\min}} &= \Sigma V / B_2 \cdot (1 \pm 6e / B_2) \\ &= 160.867 / 2.500 \times (1 \pm 6 \times 0.072 / 2.500) \\ &= \begin{cases} 75.466 & (\text{KN/m}^2) \\ 53.228 & (\text{KN/m}^2) \end{cases} \end{aligned}$$

最大地盤反力度

$$Q_{\max} = 75.466 \text{ (KN/m}^2) \leq Q_a = 234.47 \text{ (KN/m}^2) \quad \text{OK!}$$

( $Q_a$ は、許容支持力計算の項を参照)

### (3) 地震時

#### 1) 転倒に対して

$$\begin{aligned} \text{合力作用位置 } d &= \frac{\Sigma Vx - \Sigma Hy}{\Sigma V} = \frac{244.896 - 51.999}{145.491} && \text{ここに、d: つま先から合力作用点までの距離} \\ &= 1.326 \text{ (m)} \\ \text{合力の偏心量 } e &= \frac{B_2}{2} - d = \frac{2.500}{2} - 1.326 && e: \text{底版中央から合力作用点までの距離} \\ &= -0.076 \text{ (m)} && B_2: \text{底版幅} \\ \text{許容偏心量 } \frac{B_2}{3} &= 0.833 \text{ (m)} \geq |e| = 0.076 \text{ (m)} && \text{OK!} \end{aligned}$$

#### 2) 滑動に対して

$$\text{擁壁底面の有効載荷幅 } B' = B_2 - 2 \cdot e = 2.500 - 2 \times 0.076 = 2.348 \text{ (m)}$$

$$\begin{aligned} \text{滑動安全率 } F_s &= \frac{\mu \cdot \Sigma V + c_B \cdot B'}{\Sigma H} = \frac{0.60 \times 145.491 + 0.00 \times 2.348}{44.458} \\ &= 1.964 \geq F_{sa} = 1.200 && \text{OK!} \end{aligned}$$

#### 3) 支持力に対して

$e \leq (B_2)/6 = 0.417\text{(m)}$  のため、地盤反力は台形分布となる。

地盤反力度

$$\begin{aligned} Q_{\max}, Q_{\min} &= \Sigma V / B_2 \cdot (1 \pm 6e / B_2) \\ &= 145.491 / 2.500 \times (1 \pm 6 \times 0.076 / 2.500) \\ &= \begin{cases} 68.811 & (\text{KN/m}^2) \\ 47.581 & (\text{KN/m}^2) \end{cases} \end{aligned}$$

最大地盤反力度

$$Q_{\max} = 68.811 \text{ (KN/m}^2) \leq Q_a = 191.05 \text{ (KN/m}^2) \quad \text{OK!}$$

( $Q_a$ は、許容支持力計算の項を参照)

(4) 落石時①(柵衝突時)

1) 転倒に対して

$$\begin{aligned} \text{合力作用位置 } d &= \frac{\Sigma Vx - \Sigma Hy}{\Sigma V} = \frac{243.176 - 42.044}{144.803} && \text{ここに、d: つま先から合力作用点までの距離} \\ &= 1.389 \text{ (m)} \\ \text{合力の偏心量 } e &= \frac{B_2}{2} - d = \frac{2.500}{2} - 1.389 && e: \text{底版中央から合力作用点までの距離} \\ &= -0.139 \text{ (m)} && B_2: \text{底版幅} \\ \text{許容偏心量 } \frac{B_2}{3} &= 0.833 \text{ (m)} \geq |e| = 0.139 \text{ (m)} && \text{OK!} \end{aligned}$$

2) 滑動に対して

$$\text{擁壁底面の有効載荷幅 } B' = B_2 - 2 \cdot e = 2.500 - 2 \times 0.139 = 2.222 \text{ (m)}$$

$$\begin{aligned} \text{滑動安全率 } F_s &= \frac{\mu \cdot \Sigma V + c_B \cdot B_2}{\Sigma H} = \frac{0.60 \times 144.803 + 0.00 \times 2.500}{20.871} \\ &= 4.163 \geq F_{sa} = 1.500 && \text{OK!} \end{aligned}$$

3) 支持力に対して

$e \leq (B_2)/6 = 0.417(\text{m})$  のため、地盤反力は台形分布となる。

地盤反力度

$$\begin{aligned} Q_{\max, Q_{\min}} &= \Sigma V / B_2 \cdot (1 \pm 6e / B_2) \\ &= 144.803 / 2.500 \times (1 \pm 6 \times 0.139 / 2.500) \\ &= \begin{cases} 77.240 & (\text{KN/m}^2) \\ 38.600 & (\text{KN/m}^2) \end{cases} \end{aligned}$$

最大地盤反力度

$$Q_{\max} = 77.240 \text{ (KN/m}^2) \leq Q_a = 431.87 \text{ (KN/m}^2) \quad \text{OK!}$$

( $Q_a$ は、許容支持力計算の項を参照)

### 3-7.許容支持力の計算

#### (1) 常時

常時における支持地盤の許容支持力( $q_a$ )を下式より求める。

$$\begin{aligned} q_a &= q_u / F && \text{ここに、} q_u: \text{極限支持力度(KN/m}^2\text{)} \\ &= 682.30 / 3.00 && F: \text{安全率} \\ &= 227.43 \quad (\text{KN/m}^2) \end{aligned}$$

ここに、

$$\begin{aligned} q_u &= \alpha \kappa c N_c S_c + \kappa q N_q S_q + \frac{1}{2} \gamma_1 \beta B_e N_r S_r \\ &= 1.000 \times 1.016 \times 5.00 \times 36.60 \times 1.000 + 1.016 \times 6.000 \times 26.60 \times 1.000 \\ &= 682.30 \quad (\text{KN/m}^2) && + 1/2 \times 20.00 \times 1.000 \times 1.822 \times 22.40 \times 0.819 \end{aligned}$$

ここに、 $Q_u$  : 荷重の偏心傾斜等を考慮した地盤の極限支持力(KN)

$B_e$  : 荷重の偏心を考慮した基礎の有効載荷幅(m)

$$\begin{aligned} B_e &= B_2 - 2e \\ &= 2.500 - 2 \times 0.339 \\ &= 1.822 \quad (\text{m}) \end{aligned}$$

$\kappa$  : 根入れ効果に対する割増係数

$$\begin{aligned} \kappa &= 1 + 0.3 \cdot Df' / B_e \\ &= 1 + 0.3 \times 0.10 / 1.822 \\ &= 1.016 \end{aligned}$$

$Df'$  : 支持地盤への根入れ深さ(m)

$$Df' = 0.10 \quad (\text{m})$$

$Df$  : 基礎の有効根入れ深さ(m)

$$Df = 0.30 \quad (\text{m})$$

$\gamma_1$  : 支持地盤の単位重量(KN/m<sup>3</sup>)

$$\gamma_1 = 20.00 \quad (\text{KN/m}^3)$$

$\gamma_2$  : 根入れ地盤の単位重量(KN/m<sup>3</sup>)

$$\gamma_2 = 20.00 \quad (\text{KN/m}^3)$$

$q$  : 上載荷重(KN/m<sup>2</sup>)

$$\begin{aligned} q &= Df' \cdot \gamma_1 + (Df - Df') \cdot \gamma_2 \\ &= 0.10 \times 20.00 + (0.30 - 0.10) \times 20.00 \\ &= 6.000 \quad (\text{KN/m}^2) \end{aligned}$$

$c$  : 地盤の粘着力

$$c = 5.00 \quad (\text{KN/m}^2)$$

$\alpha$ 、 $\beta$  : 形状係数(帯状)

$$\alpha = 1.000$$

$$\beta = 1.000$$

$S_c$ 、 $S_q$ 、 $S_r$  : 支持力係数の寸法効果に関する補正係数

$$S_c = (C^*)^\lambda = (1.000)^{-1/3} = 1.000$$

$$\text{ここに、} C^* = c / c_0 = c / 10 = 5.00 / 10$$

$$= 0.500$$

$$= 1.000 \quad \text{ただし、} 1 \leq C^* \leq 10$$

$$S_q = (q^*)^v = (1.000)^{-1/3} = 1.000$$

$$\text{ここに、} q^* = q / q_0 = q / 10 = 6.000 / 10$$

$$= 0.600$$

$$= 1.000 \quad \text{ただし、} 1 \leq q^* \leq 10$$

$$S_r = (B^*)^u = (1.822)^{-1/3} = 0.819$$

$$\text{ここに、} B^* = B_e / B_0 = B_e / 1.0 = 1.822 / 1.0$$

$$= 1.822$$

$$= 1.822 \quad \text{ただし、} 1 \leq B^*$$

$N_c$ 、 $N_r$ 、 $N_q$  : 荷重傾斜を考慮した支持力係数

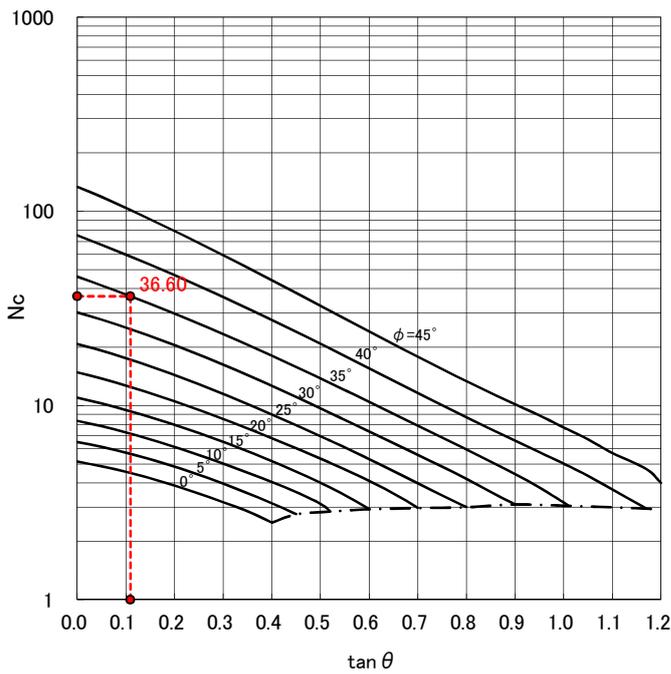
$$\left\{ \begin{array}{l} \tan \theta = \Sigma H / \Sigma V \\ \quad = 15.771 / 144.803 \\ \quad = 0.109 \\ \phi = 35.00 \quad (^\circ) \end{array} \right.$$

「道路橋示方書・同解説IV編」P302～303の図-解10.3.1～10.3.3より

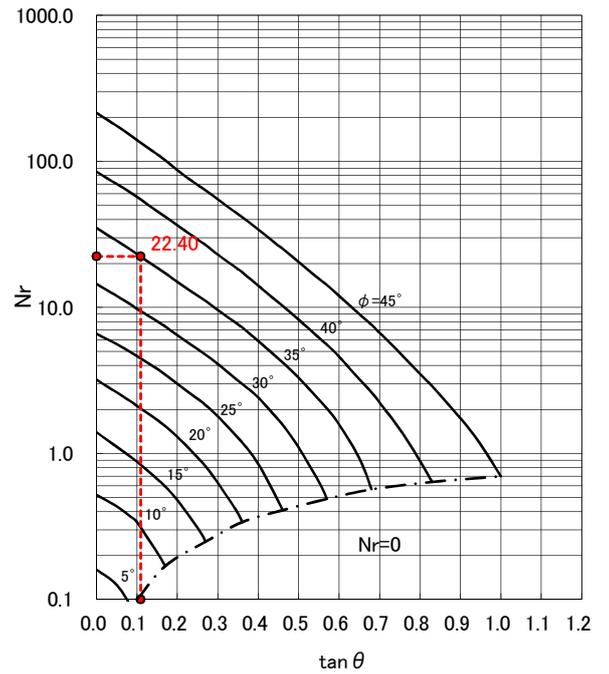
$$N_c = 36.60$$

$$N_q = 26.60$$

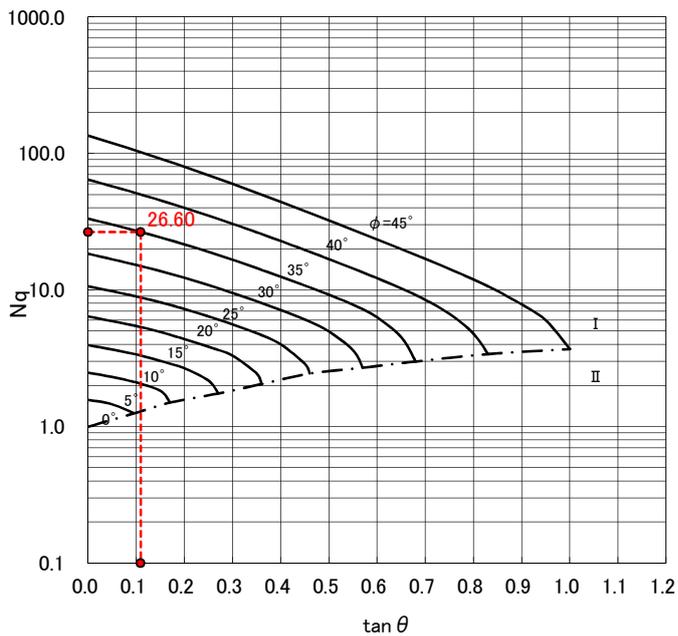
$$N_r = 22.40$$



支持力係数( $N_c$ )グラフ



支持力係数( $N_r$ )グラフ



支持力係数( $N_q$ )グラフ

(2) 堆積時

堆積時における支持地盤の許容支持力(qa)を下式より求める。

$$\begin{aligned} q_a &= q_u / F && \text{ここに、} q_u: \text{極限支持力度(KN/m}^2\text{)} \\ &= 351.70 / 1.50 && F: \text{安全率} \\ &= 234.47 \quad (\text{KN/m}^2) \end{aligned}$$

ここに、

$$\begin{aligned} q_u &= \alpha \kappa c N_c S_c + \kappa q N_q S_q + \frac{1}{2} \gamma_1 \beta B_e N_r S_r \\ &= 1.000 \times 1.013 \times 5.00 \times 21.70 \times 1.000 + 1.013 \times 6.000 \times 15.30 \times 1.000 \\ &= 351.70 \quad (\text{KN/m}^2) && + 1/2 \times 20.00 \times 1.000 \times 2.356 \times 8.40 \times 0.752 \end{aligned}$$

ここに、 $Q_u$  : 荷重の偏心傾斜等を考慮した地盤の極限支持力(KN)

$B_e$  : 荷重の偏心を考慮した基礎の有効載荷幅(m)

$$\begin{aligned} B_e &= B_2 - 2e \\ &= 2.500 - 2 \times 0.072 \\ &= 2.356 \quad (\text{m}) \end{aligned}$$

$\kappa$  : 根入れ効果に対する割増係数

$$\begin{aligned} \kappa &= 1 + 0.3 \cdot D_f' / B_e \\ &= 1 + 0.3 \times 0.10 / 2.356 \\ &= 1.013 \end{aligned}$$

$D_f'$  : 支持地盤への根入れ深さ(m)

$$D_f' = 0.10 \quad (\text{m})$$

$D_f$  : 基礎の有効根入れ深さ(m)

$$D_f = 0.30 \quad (\text{m})$$

$\gamma_1$  : 支持地盤の単位重量(KN/m<sup>3</sup>)

$$\gamma_1 = 20.00 \quad (\text{KN/m}^3)$$

$\gamma_2$  : 根入れ地盤の単位重量(KN/m<sup>3</sup>)

$$\gamma_2 = 20.00 \quad (\text{KN/m}^3)$$

$q$  : 上載荷重(KN/m<sup>2</sup>)

$$\begin{aligned} q &= D_f' \cdot \gamma_1 + (D_f - D_f') \cdot \gamma_2 \\ &= 0.10 \times 20.00 + (0.30 - 0.10) \times 20.00 \\ &= 6.000 \quad (\text{KN/m}^2) \end{aligned}$$

$c$  : 地盤の粘着力

$$c = 5.00 \quad (\text{KN/m}^2)$$

$\alpha$ 、 $\beta$  : 形状係数

$$\alpha = 1.000$$

$$\beta = 1.000$$

$S_c$ 、 $S_q$ 、 $S_r$  : 支持力係数の寸法効果に関する補正係数

$$S_c = (C^*)^\lambda = (1.000)^{-1/3} = 1.000$$

$$\text{ここに、} C^* = c / c_0 = c / 10 = 5.00 / 10$$

$$= 0.500$$

$$= 1.000 \quad \text{ただし、} 1 \leq C^* \leq 10$$

$$S_q = (q^*)^v = (1.000)^{-1/3} = 1.000$$

$$\text{ここに、} q^* = q / q_0 = q / 10 = 6.000 / 10$$

$$= 0.600$$

$$= 1.000 \quad \text{ただし、} 1 \leq q^* \leq 10$$

$$S_r = (B^*)^u = (2.356)^{-1/3} = 0.752$$

$$\text{ここに、} B^* = B_e / B_0 = B_e / 1.0 = 2.356 / 1.0$$

$$= 2.356$$

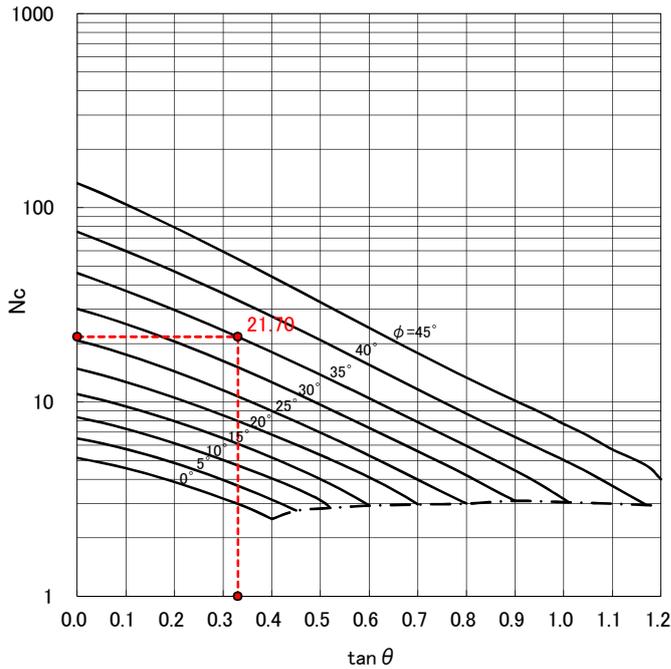
$$= 2.356 \quad \text{ただし、} 1 \leq B^*$$

Nc、Nr、Nq : 荷重傾斜を考慮した支持力係数

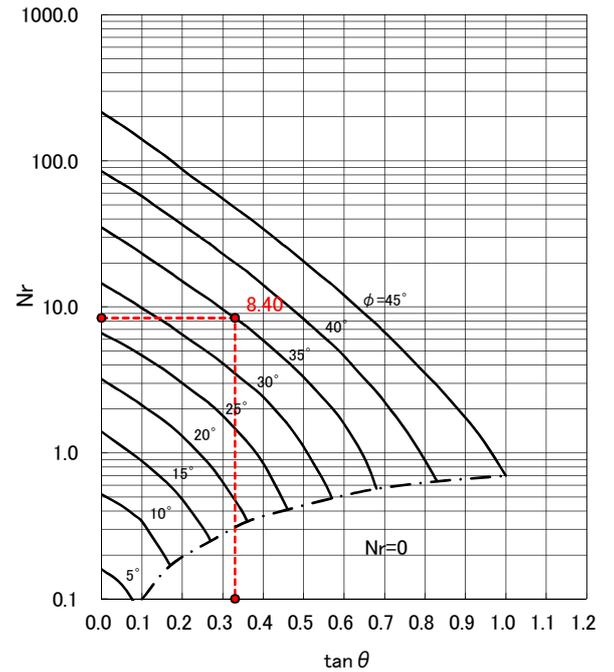
$$\left\{ \begin{array}{l} \tan \theta = \Sigma H / \Sigma V \\ \quad = 53.011 / 160.867 \\ \quad = 0.330 \\ \phi = 35.00 \quad (^\circ) \end{array} \right.$$

「道路橋示方書・同解説IV編」P302～303の図-解10.3.1～10.3.3より

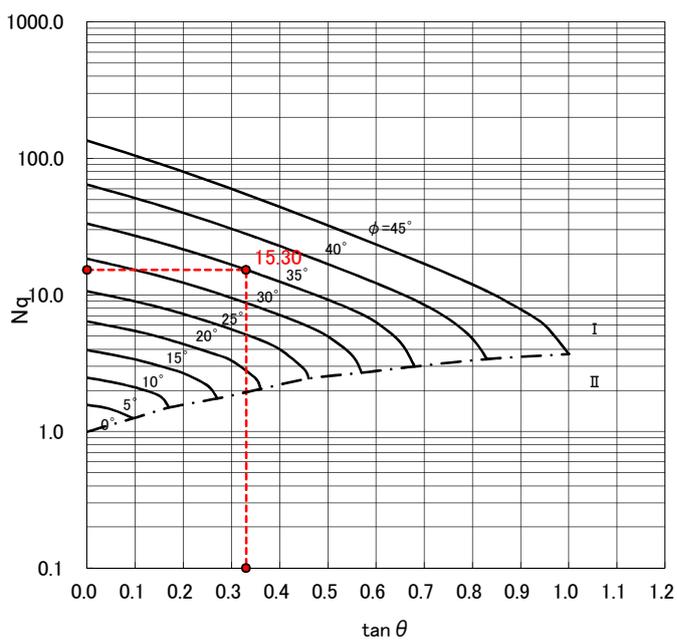
$$\begin{array}{l} N_c = 21.70 \\ N_q = 15.30 \\ N_r = 8.40 \end{array}$$



支持力係数(Nc)グラフ



支持力係数(Nr)グラフ



支持力係数(Nq)グラフ

(3) 地震時

地震時における支持地盤の許容支持力(qa)を下式より求める。

$$\begin{aligned} q_a &= q_u / F && \text{ここに、} q_u: \text{極限支持力度(KN/m}^2\text{)} \\ &= 382.10 / 2.00 && F: \text{安全率} \\ &= 191.05 \quad (\text{KN/m}^2) \end{aligned}$$

ここに、

$$\begin{aligned} q_u &= \alpha \kappa c N_c S_c + \kappa q N_q S_q + \frac{1}{2} \gamma_1 \beta B_e N_r S_r \\ &= 1.000 \times 1.013 \times 5.00 \times 23.00 \times 1.000 + 1.013 \times 6.000 \times 16.40 \times 1.000 \\ &= 382.10 \quad (\text{KN/m}^2) && + 1/2 \times 20.00 \times 1.000 \times 2.348 \times 9.40 \times 0.752 \end{aligned}$$

ここに、 $Q_u$  : 荷重の偏心傾斜等を考慮した地盤の極限支持力(KN)

$B_e$  : 荷重の偏心を考慮した基礎の有効載荷幅(m)

$$\begin{aligned} B_e &= B_2 - 2e \\ &= 2.500 - 2 \times 0.076 \\ &= 2.348 \quad (\text{m}) \end{aligned}$$

$\kappa$  : 根入れ効果に対する割増係数

$$\begin{aligned} \kappa &= 1 + 0.3 \cdot D_f^p / B_e \\ &= 1 + 0.3 \times 0.10 / 2.348 \\ &= 1.013 \end{aligned}$$

$D_f^p$  : 支持地盤への根入れ深さ(m)

$$D_f^p = 0.10 \quad (\text{m})$$

$D_f$  : 基礎の有効根入れ深さ(m)

$$D_f = 0.30 \quad (\text{m})$$

$\gamma_1$  : 支持地盤の単位重量(KN/m<sup>3</sup>)

$$\gamma_1 = 20.00 \quad (\text{KN/m}^3)$$

$\gamma_2$  : 根入れ地盤の単位重量(KN/m<sup>3</sup>)

$$\gamma_2 = 20.00 \quad (\text{KN/m}^3)$$

$q$  : 上載荷重(KN/m<sup>2</sup>)

$$\begin{aligned} q &= D_f^p \cdot \gamma_1 + (D_f - D_f^p) \cdot \gamma_2 \\ &= 0.10 \times 20.00 + (0.30 - 0.10) \times 20.00 \\ &= 6.000 \quad (\text{KN/m}^2) \end{aligned}$$

$c$  : 地盤の粘着力

$$c = 5.00 \quad (\text{KN/m}^2)$$

$\alpha$ 、 $\beta$  : 形状係数(帯状)

$$\alpha = 1.000$$

$$\beta = 1.000$$

$S_c$ 、 $S_q$ 、 $S_r$  : 支持力係数の寸法効果に関する補正係数

$$S_c = (C^*)^\lambda = (1.000)^{-1/3} = 1.000$$

$$\text{ここに、} C^* = c / c_0 = c / 10 = 5.00 / 10$$

$$= 0.500$$

$$= 1.000 \quad \text{ただし、} 1 \leq C^* \leq 10$$

$$S_q = (q^*)^v = (1.000)^{-1/3} = 1.000$$

$$\text{ここに、} q^* = q / q_0 = q / 10 = 6.000 / 10$$

$$= 0.600$$

$$= 1.000 \quad \text{ただし、} 1 \leq q^* \leq 10$$

$$S_r = (B^*)^u = (2.348)^{-1/3} = 0.752$$

$$\text{ここに、} B^* = B_e / B_0 = B_e / 1.0 = 2.348 / 1.0$$

$$= 2.348$$

$$= 2.348 \quad \text{ただし、} 1 \leq B^*$$

$N_c, N_r, N_q$  : 荷重傾斜を考慮した支持力係数

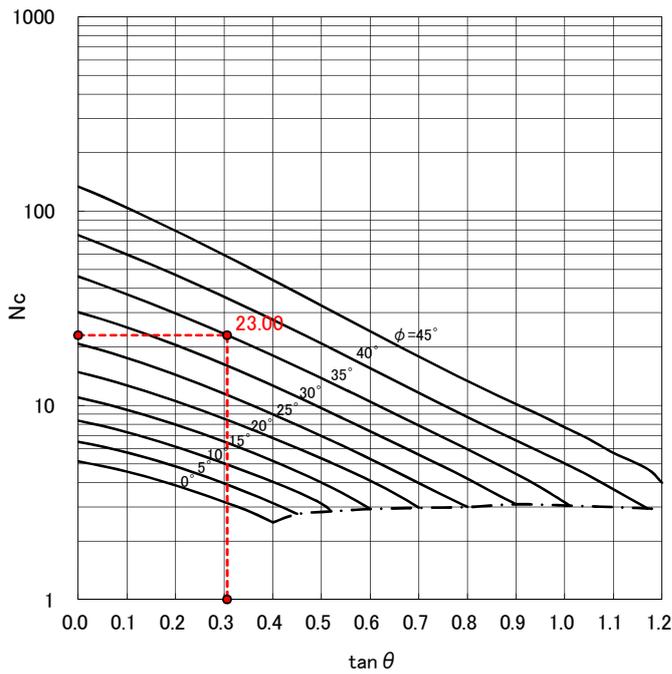
$$\left\{ \begin{array}{l} \tan \theta = \Sigma H / \Sigma V \\ \quad = 44.458 / 145.491 \\ \quad = 0.306 \\ \phi = 35.00 \quad (^\circ) \end{array} \right.$$

「道路橋示方書・同解説IV編」P302～303の図-解10.3.1～10.3.3より

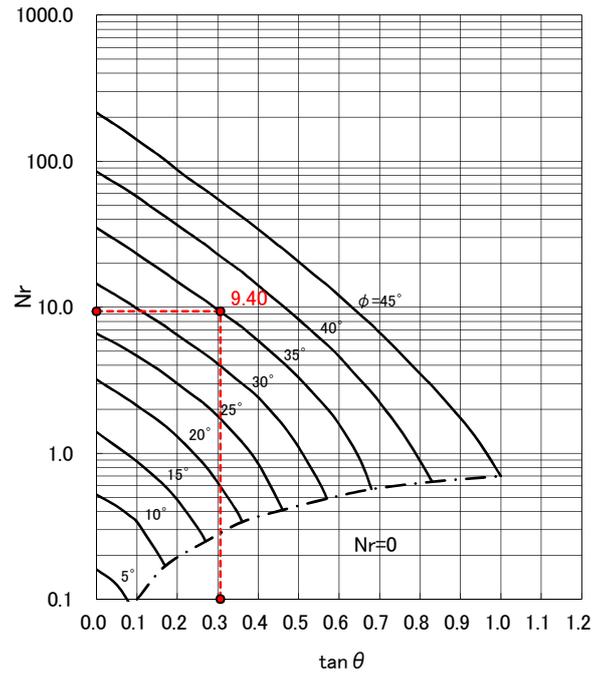
$$N_c = 23.00$$

$$N_q = 16.40$$

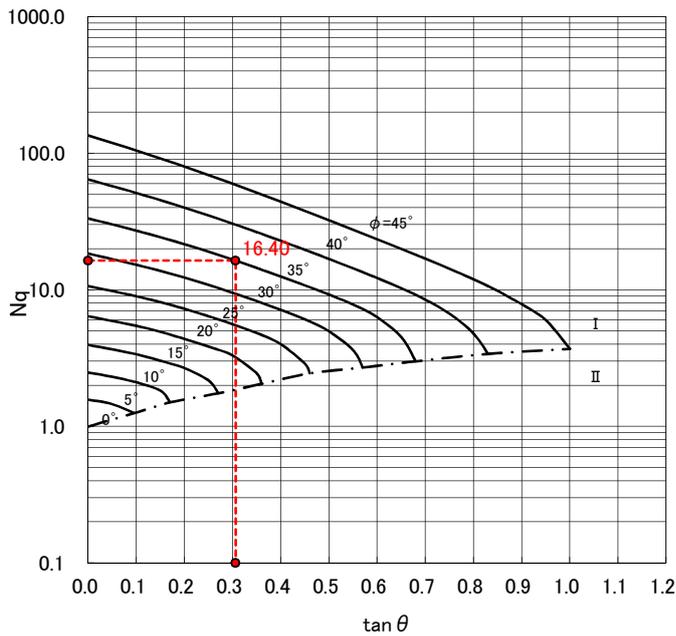
$$N_r = 9.40$$



支持力係数( $N_c$ )グラフ



支持力係数( $N_r$ )グラフ



支持力係数( $N_q$ )グラフ

(4) 落石時①(柵衝突時)

落石時①(柵衝突時)における支持地盤の許容支持力(qa)を下式より求める。

$$\begin{aligned} q_a &= q_u / F && \text{ここに、} q_u: \text{極限支持力度(KN/m}^2\text{)} \\ &= 647.80 / 1.50 && F: \text{安全率} \\ &= 431.87 \quad (\text{KN/m}^2) \end{aligned}$$

ここに、

$$\begin{aligned} q_u &= \alpha \kappa c N_c S_c + \kappa q N_q S_q + \frac{1}{2} \gamma_1 \beta B_e N_r S_r \\ &= 1.000 \times 1.014 \times 5.00 \times 33.80 \times 1.000 + 1.014 \times 6.000 \times 24.60 \times 1.000 \\ &\quad + 1/2 \times 20.00 \times 1.000 \times 2.222 \times 19.20 \times 0.766 \\ &= 647.80 \quad (\text{KN/m}^2) \end{aligned}$$

ここに、 $Q_u$  : 荷重の偏心傾斜等を考慮した地盤の極限支持力(KN)

$B_e$  : 荷重の偏心を考慮した基礎の有効載荷幅(m)

$$\begin{aligned} B_e &= B_2 - 2e \\ &= 2.500 - 2 \times 0.139 \\ &= 2.222 \quad (\text{m}) \end{aligned}$$

$\kappa$  : 根入れ効果に対する割増係数

$$\begin{aligned} \kappa &= 1 + 0.3 \cdot D_f' / B_e \\ &= 1 + 0.3 \times 0.10 / 2.222 \\ &= 1.014 \end{aligned}$$

$D_f'$  : 支持地盤への根入れ深さ(m)

$$D_f' = 0.10 \quad (\text{m})$$

$D_f$  : 基礎の有効根入れ深さ(m)

$$D_f = 0.30 \quad (\text{m})$$

$\gamma_1$  : 支持地盤の単位重量(KN/m<sup>3</sup>)

$$\gamma_1 = 20.00 \quad (\text{KN/m}^3)$$

$\gamma_2$  : 根入れ地盤の単位重量(KN/m<sup>3</sup>)

$$\gamma_2 = 20.00 \quad (\text{KN/m}^3)$$

$q$  : 上載荷重(KN/m<sup>2</sup>)

$$\begin{aligned} q &= D_f' \cdot \gamma_1 + (D_f - D_f') \cdot \gamma_2 \\ &= 0.10 \times 20.00 + (0.30 - 0.10) \times 20.00 \\ &= 6.000 \quad (\text{KN/m}^2) \end{aligned}$$

$c$  : 地盤の粘着力

$$c = 5.00 \quad (\text{KN/m}^2)$$

$\alpha$ 、 $\beta$  : 形状係数

$$\alpha = 1.000$$

$$\beta = 1.000$$

$S_c$ 、 $S_q$ 、 $S_r$  : 支持力係数の寸法効果に関する補正係数

$$S_c = (C^*)^\lambda = (1.000)^{-1/3} = 1.000$$

$$\text{ここに、} C^* = c / c_0 = c / 10 = 5.00 / 10$$

$$= 0.500$$

$$= 1.000 \quad \text{ただし、} 1 \leq C^* \leq 10$$

$$S_q = (q^*)^v = (1.000)^{-1/3} = 1.000$$

$$\text{ここに、} q^* = q / q_0 = q / 10 = 6.000 / 10$$

$$= 0.600$$

$$= 1.000 \quad \text{ただし、} 1 \leq q^* \leq 10$$

$$S_r = (B^*)^u = (2.222)^{-1/3} = 0.766$$

$$\text{ここに、} B^* = B_e / B_0 = B_e / 1.0 = 2.222 / 1.0$$

$$= 2.222$$

$$= 2.222 \quad \text{ただし、} 1 \leq B^*$$

Nc、Nr、Nq : 荷重傾斜を考慮した支持力係数

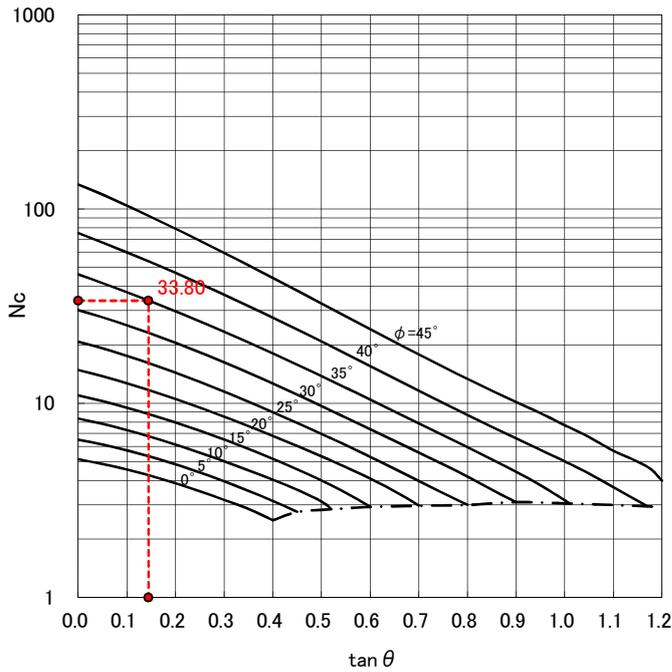
$$\left\{ \begin{array}{l} \tan \theta = \Sigma H / \Sigma V \\ = 20.871 / 144.803 \\ = 0.144 \\ \phi = 35.00 \quad (^\circ) \end{array} \right.$$

「道路橋示方書・同解説IV編」P302～303の図-解10.3.1～10.3.3より

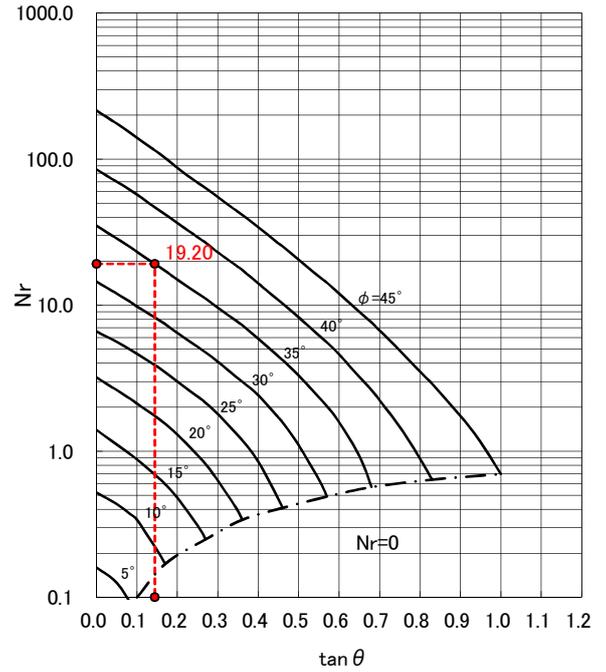
$$N_c = 33.80$$

$$N_q = 24.60$$

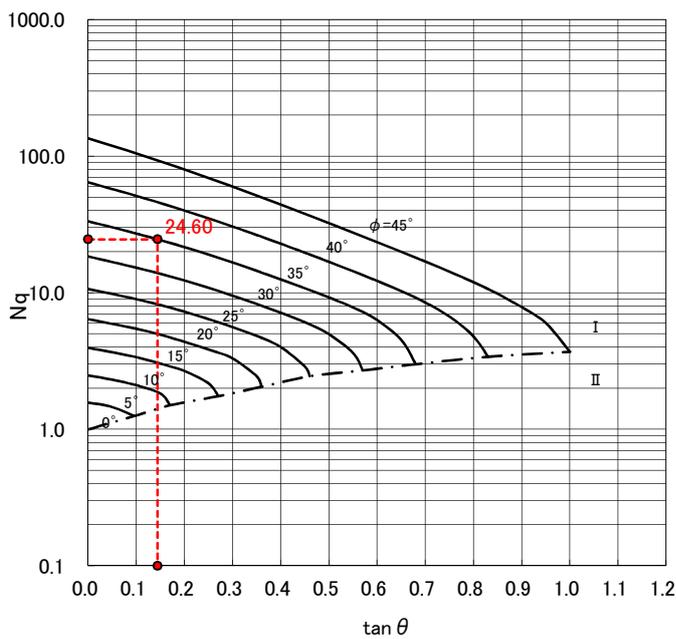
$$N_r = 19.20$$



支持力係数( $N_c$ )グラフ



支持力係数( $N_r$ )グラフ



支持力係数( $N_q$ )グラフ

### 3-8.擁壁への落石衝突時のエネルギー検討

#### (1) 検討方針 : 落石時②(壁衝突時)

ここでは、落石が擁壁に衝突した場合に、落石外力によって生じる地盤の弾性応答時の変形エネルギーが、擁壁底面の許容変位から定まる、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以下になるかどうかを照査する。(「落石対策便覧」P167参照)

#### (2) 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

##### 1) 回転中心(P)と擁壁の重心(G)との距離(Z1)の計算

##### a) 擁壁有効長の重量( $W_0$ )

$$\begin{aligned} W_0 &= W \cdot L && \text{ここに、} && W : \text{擁壁の1m当たりの重量} \\ &= 138.000 \times 10.000 && && \text{(擁壁諸元の計算より } W=138.000 \text{KN/m)} \\ &= 1,380.000 \text{ (KN)} && && L : \text{有効抵抗長(m)} \end{aligned}$$

##### b) 擁壁重心に関する慣性モーメント(I)

$$I = 208.07 \text{ (t} \cdot \text{m}^2) \quad \text{ここに、} \quad I : \text{擁壁重心に関する慣性モーメント}$$

(擁壁諸元の計算より、 $I=208.07 \text{ t} \cdot \text{m}^2$ )

##### c) 擁壁底面の断面2次モーメント( $I_0$ )

$$\begin{aligned} I_0 &= \frac{B_2^3 \cdot L}{12} && \text{ここに、} && B_2 : \text{底面幅} \\ &= \frac{2.500^3 \times 10.000}{12} \\ &= 13.02 \text{ (m}^4) \end{aligned}$$

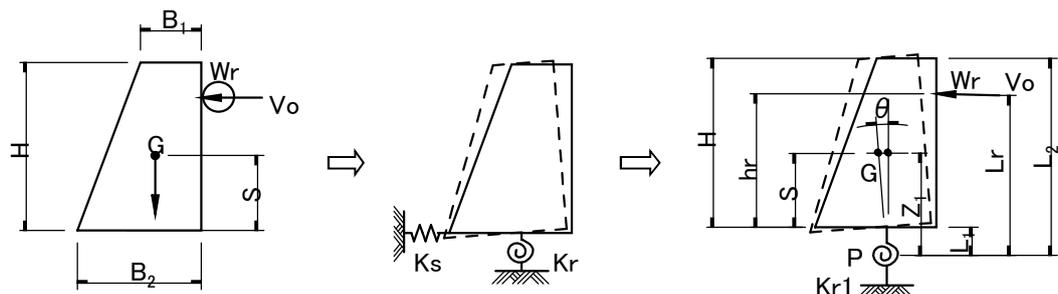
##### d) 擁壁の底面積(A)

$$\begin{aligned} A &= B_2 \cdot L \\ &= 2.500 \times 10.000 \\ &= 25.000 \text{ (m}^2) \end{aligned}$$

##### e) 擁壁重心位置の高さ

$$S = 1.556 \text{ (m)} \quad \text{ここに、} \quad S : \text{擁壁重心位置の高さ}$$

(擁壁諸元の計算より、 $S=YG=1.556\text{m}$ )



落石防護擁壁のモデル図

f) 鉛直地盤反力係数(kv)

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

ここに、

B<sub>v</sub> : 基礎の換算載荷幅  
 $B_v = \sqrt{A} = \sqrt{25.000} = 5.000 \text{ (m)}$   
 $\alpha$  : 地盤反力係数の推定に用いる係数  
 $\alpha = 1$   
E<sub>0</sub> : 変形係数  
 $E_0 = 2800 \cdot N$   
 $= 2800 \times 30$   
 $= 84,000.0 \text{ (KN/m}^2\text{)}$   
N : 標準貫入試験のN値  
N = 30

$$= \frac{1}{0.3} \times 1 \times 84,000.0 \times \left( \frac{5.000}{0.3} \right)^{-\frac{3}{4}}$$

$$= 33,944.7 \quad (\text{KN/m}^3)$$

g) せん断バネ定数(ks)

$$K_s = \frac{A \cdot K_v}{4}$$

$$= \frac{25.000 \times 33,944.7}{4}$$

$$= 212,154.4 \quad (\text{KN/m})$$

h) 割線回転バネ定数(kr)

$$K_r = \frac{M_y}{\theta_y - \theta_0}$$

ここに、

M<sub>y</sub> : 設計降伏モーメント  
 $= 1871.880 \text{ (KN} \cdot \text{m)}$  (後述にて値を算定)  
 $\theta_y$  : 降伏回転角  
 $= 0.00474 \text{ (rad)}$  ( - // - )  
 $\theta_0$  : 最大抵抗モーメント(Mu)に達したときの降伏回転角  
 $= -0.00121 \text{ (rad)}$  ( - // - )

$$= \frac{1,871.880}{0.00474 + 0.00121}$$

$$= 314,548.8 \quad (\text{KN} \cdot \text{m})$$

i) 回転中心(P)と擁壁の重心(G)との距離(Z1)

$$e_0^2 = \frac{K_r}{K_s} = \frac{314,548.8}{212,154.4} = 1.483 \quad (\text{m}^2)$$

$$i_0^2 = \frac{I}{m} = \frac{208.07}{140.82} = 1.478 \quad (\text{m}^2)$$

ここに、m : 擁壁有効長の質量

$$m = \frac{W_0}{g} = \frac{1,380.000}{9.80} = 140.82 \quad (\text{t})$$

$$Z_1 = \frac{1}{2S} (S^2 + e_0^2 - i_0^2) + \sqrt{\frac{1}{4S^2} (S^2 + e_0^2 - i_0^2)^2 + i_0^2}$$

$$= \frac{1}{2 \times 1.556} \left[ 1.556^2 + 1.483 - 1.478 \right] + \sqrt{\frac{1}{4 \times 1.556^2} \left[ 1.556^2 + 1.483 - 1.478 \right]^2 + 1.478}$$

$$= 2.224 \quad (\text{m})$$

2) 落石衝突後の衝突点Aでの擁壁の速度Vの計算

a) 擁壁底面と回転中心(P)との距離(L1)

$$\begin{aligned} L_1 &= Z_1 - S \\ &= 2.224 - 1.556 \\ &= 0.668 \quad (\text{m}) \end{aligned}$$

b) 擁壁天端と回転中心(P)との距離(L2)

$$\begin{aligned} L_2 &= L_1 + H \\ &= 0.668 + 4.000 \\ &= 4.668 \quad (\text{m}) \end{aligned}$$

c) 衝突点(A)と回転中心(P)との距離(Lr)

$$\begin{aligned} L_r &= L_1 + \text{hr} && \text{ここに、hr : 擁壁底面から落石衝突点までの高さ(m)} \\ &= 0.668 + 3.900 && \text{hr} = H - \Delta H_2 \\ &= 4.568 \quad (\text{m}) && = 4.000 - 0.100 \\ & && = 3.900 \quad (\text{m}) \end{aligned}$$

d) 補正係数( $\alpha'$ )

$$\begin{aligned} \alpha' &= \frac{4(B_2 \cdot L_2 - B_1 \cdot L_1)(L_2^2 + L_1 \cdot L_2 + L_1^2) - 3(B_2 - B_1)(L_2 - L_1)(L_2^2 + L_1^2)}{6L_r^2(B_1 + B_2)H} \\ &= \frac{4 \times (2.500 \times 4.668 - 0.500 \times 0.668)(4.668^2 + 0.668 \times 4.668 + 0.668^2) - 3 \times (2.500 - 0.500)(4.668 + 0.668)(4.668^2 + 0.668^2)}{6 \times 4.568^2 \times (0.500 + 2.500) \times 4.000} \\ &= 0.291 \end{aligned}$$

e) 落石衝突後の衝突点Aでの擁壁の速度(V)

$$\begin{aligned} V &= \frac{2W_r}{W_r + \alpha'W_0} V_0 && \text{ここに、} W_r : \text{落石の重量(KN)} \\ &= \frac{2 \times 0.855 \times 12.907}{0.86 + 0.291 \times 1,380.000} && \alpha' : \text{補正係数} \\ &= 0.055 \quad (\text{KN} \cdot \text{m}) && W_0 : \text{擁壁有効長の重量(KN)} \\ & && V_0 : \text{擁壁衝突時の落石速度(m/s)} \\ & && V_0 = \sqrt{2g \cdot \left[ 1 - \frac{\mu}{\tan \theta} \right] \cdot H_2} \\ & && = \sqrt{2 \times 9.80 \left[ 1 - \frac{0.15}{\tan(45.0000)} \right] \times 10.00} \\ & && = 12.907 \quad (\text{m/s}) \end{aligned}$$

3) 落石衝突による擁壁の弾性応答時の回転角  $\theta_L$  および底面の変位量  $\delta_L$  の計算

a) 換算バネ係数( $K_{r1}$ )

$$\begin{aligned} K_{r1} &= K_s (e_0^2 + L_1^2) \\ &= 212,154.4 \times (1.483 + 0.668^2) \\ &= 409,293.4 \text{ (KN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

b) A点の動的変位( $\delta_d$ )

$$\delta_d = \sqrt{\frac{\alpha' \cdot m \cdot L_r^2 \cdot V^2}{K_{r1}}} \quad \text{ここに、m : 擁壁有効長の質量}$$

$$\begin{aligned} \delta_d &= \sqrt{\frac{0.291 \times 140.82 \times 4.568^2 \times 0.055^2}{409,293.4}} \\ &= 0.00251 \text{ (m)} \end{aligned}$$

c) 擁壁の回転角( $\theta_L$ )

$$\theta_L = \frac{\delta_d}{L_r} \quad \text{ここに、Lr : 衝突点(A)と回転中心(P)との距離}$$

$$\begin{aligned} &= \frac{0.00251}{4.568} \\ &= 0.00055 \text{ (rad)} = 0.032 \text{ (}^\circ\text{)} \end{aligned}$$

d) 擁壁の水平変位( $\delta_L$ )

$$\begin{aligned} \delta_L &= \delta_d \left( 1 - \frac{h_r}{L_r} \right) \\ &= 0.00251 \left[ 1 - \frac{3.900}{4.568} \right] \\ &= 0.00037 \text{ (m)} \end{aligned}$$

4) 落石の衝突による弾性応答時の回転エネルギー $E_{ML}$ および水平変形エネルギー $E_{HL}$ の計算

a) 落石の衝突による弾性応答時の回転変形エネルギー(EML)

$$\begin{aligned} E_{ML} &= \frac{1}{2} K_r \cdot \theta_L^2 \\ &= \frac{1}{2} \times 314,548.8 \times 0.00055^2 \\ &= 0.048 \text{ (KJ)} \end{aligned}$$

b) 水平変形エネルギー( $E_{HL}$ )

$$\begin{aligned} E_{HL} &= \frac{1}{2} K_s \cdot \delta_L^2 \\ &= \frac{1}{2} \times 212,154.4 \times 0.00037^2 \\ &= 0.015 \text{ (KJ)} \end{aligned}$$

(3) 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

1) 擁壁の自重による擁壁底面中心のモーメント( $M_w$ )

$$\begin{aligned}
 M_w &= W_0 \cdot dx \\
 &= 1,380.000 \times -0.389 \\
 &= -536.82 \quad (\text{KN}\cdot\text{m})
 \end{aligned}$$

ここに、 $W_0$  : 擁壁有効長の重量(KN)  
 $dx$  : 底版中心から擁壁重心までの離れ(m)

$$\begin{aligned}
 dx &= \frac{B_2}{2} - X_G \\
 &= \frac{2.500}{2} - 1.6389 \\
 &= -0.389 \text{ (m)}
 \end{aligned}$$

$X_G$  : 擁壁前面から擁壁重心までの水平距離(m)

2) 擁壁浮き上がり限界モーメント( $M_1$ )

$$\begin{aligned}
 M_1 &= W_0 \cdot \frac{B_2}{6} \\
 &= 1,380.000 \times \frac{2.500}{6} \\
 &= 575.00 \quad (\text{KN}\cdot\text{m})
 \end{aligned}$$

3) 設計降伏モーメント( $M_y$ )

設計降伏モーメント( $M_y$ )は、落石による水平力( $H_R$ )を変化させ、擁壁底面の支持地盤が極限支持力と一致するまで試行計算をおこなう。

落石による水平力( $H_R$ )を、480.0 (KN)と仮定すると、合力の偏心量及び極限支持力は以下となる。

荷重	鉛直力 V(KN)	水平力 H(KN)	アーム		モーメント(KN・m)	
			x(m)	y(m)	抵抗(V・x)	転倒(H・y)
自重	1380.000	---	1.639	1.556	2261.820	---
落石水平力	0.000	479.969	2.500	3.900	0.000	1871.878
$\Sigma$	1380.000	479.969	---	---	2261.820	1871.878

有効長L=10.000m当たり

・合力作用位置  $d = \frac{\Sigma Vx - \Sigma Hy}{\Sigma V} = \frac{2,261.820 - 1,871.878}{1380.000}$

ここに、 $d$ : つま先から合力作用点までの距離

$$= 0.283 \text{ (m)}$$

・合力の偏心量  $|e| = \left| \frac{B_2}{2} - d \right| = \left| \frac{2.500}{2} - 0.283 \right|$

$e$ : 底版中央から合力作用点までの距離

$$= 0.967 \text{ (m)} > \frac{B_2}{6} = 0.417 \text{ (m)}$$

・地盤反力度( $Q_{max}$ )

$e > (B_2)/6$  のため、地盤反力は三角形分布となる。

$$\begin{aligned}
 Q_{max}, Q_{min} &= 2 \cdot \Sigma V / (3 \cdot d \cdot L) \quad , \quad 0 \\
 &= 2 \times 1,380.000 / (3 \times 0.283 \times 10.000) \quad , \quad 0 \\
 &= \begin{cases} 325.088 & (\text{KN}/\text{m}^2) \\ 0.000 & (\text{KN}/\text{m}^2) \end{cases}
 \end{aligned}$$

・極限支持力度( $Q_u$ )

$$Q_u = A_e \left\{ \alpha \kappa c N_c S_c + \kappa q N_q S_q + \frac{1}{2} \gamma_1 \beta B_e N_r S_r \right\}$$

$$= 5.660 \times \left\{ 1.000 \times 1.053 \times 5.00 \times 20.70 \times 1.000 + 1.053 \times 6.000 \times 14.50 \times 1.000 \right. \\ \left. + 1/2 \times 20.00 \times 1.000 \times 0.566 \times 7.70 \times 1.000 \right\}$$

$$= 1382.10 \quad (\text{KN}) \quad \doteq \quad W_0 = 1380.00 \quad (\text{KN})$$

ここに、 $Q_u$  : 荷重の偏心傾斜等を考慮した地盤の極限支持力(KN)

$A_e$  : 有効載荷面積( $\text{m}^2$ )

$$A_e = B_e \cdot L \\ = 0.566 \times 10.000 \\ = 5.660 \quad (\text{m}^2)$$

$B_e$  : 荷重の偏心を考慮した基礎の有効載荷幅(m)

$$B_e = B_2 - 2e \\ = 2.500 - 2 \times 0.967 \\ = 0.566 \quad (\text{m})$$

$\kappa$  : 根入れ効果に対する割増係数

$$\kappa = 1 + 0.3 \cdot D_f' / B_e \\ = 1 + 0.3 \times 0.10 / 0.566 \\ = 1.053$$

$D_f'$  : 支持地盤への根入れ深さ(m)

$$D_f' = 0.10 \quad (\text{m})$$

$D_f$  : 基礎の有効根入れ深さ(m)

$$D_f = 0.30 \quad (\text{m})$$

$\gamma_1$  : 支持地盤の単位重量( $\text{KN}/\text{m}^3$ )

$$\gamma_1 = 20.00 \quad (\text{KN}/\text{m}^3)$$

$\gamma_2$  : 根入れ地盤の単位重量( $\text{KN}/\text{m}^3$ )

$$\gamma_2 = 20.00 \quad (\text{KN}/\text{m}^3)$$

$q$  : 上載荷重( $\text{KN}/\text{m}^2$ )

$$q = D_f' \cdot \gamma_1 + (D_f - D_f') \cdot \gamma_2 \\ = 0.10 \times 20.00 + (0.30 - 0.10) \times 20.00 \\ = 6.000 \quad (\text{KN}/\text{m}^2)$$

$c$  : 地盤の粘着力

$$c = 5.00 \quad (\text{KN}/\text{m}^2)$$

$\alpha$ 、 $\beta$  : 形状係数

$$\alpha = 1.000 \\ \beta = 1.000$$

$S_c$ 、 $S_q$ 、 $S_r$  : 支持力係数の寸法効果に関する補正係数

$$S_c = (C^*)^\lambda = (1.000)^{-1/3} = 1.000$$

$$\text{ここに、} C^* = c / c_0 = c / 10 = 5.00 / 10 \\ = 0.500 \\ = 1.000 \quad \text{ただし、} 1 \leq C^* \leq 10$$

$$S_q = (q^*)^v = (1.000)^{-1/3} = 1.000$$

$$\text{ここに、} q^* = q / q_0 = q / 10 = 6.000 / 10 \\ = 0.600 \\ = 1.000 \quad \text{ただし、} 1 \leq q^* \leq 10$$

$$S_r = (B^*)^u = (1.000)^{-1/3} = 1.000$$

$$\text{ここに、} B^* = B_e / B_0 = B_e / 1.0 = 0.566 / 1.0 \\ = 0.566 \\ = 1.000 \quad \text{ただし、} 1 \leq B^*$$

$N_c, N_r, N_q$  : 荷重傾斜を考慮した支持力係数

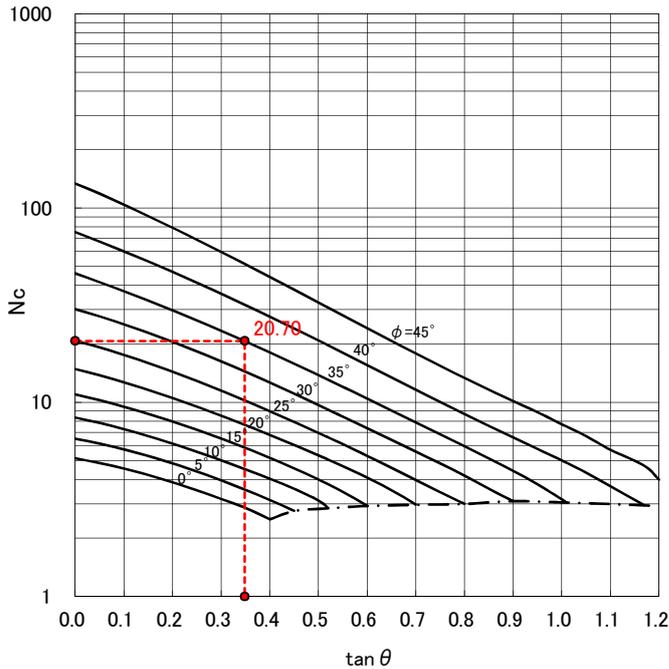
$$\left\{ \begin{array}{l} \tan \theta = \Sigma H / \Sigma V \\ \quad = 479.969 / 1,380.000 \\ \quad = 0.348 \\ \phi = 35.00 \quad (^\circ) \end{array} \right.$$

「道路橋示方書・同解説IV編」P302～303の図-解10.3.1～10.3.3より

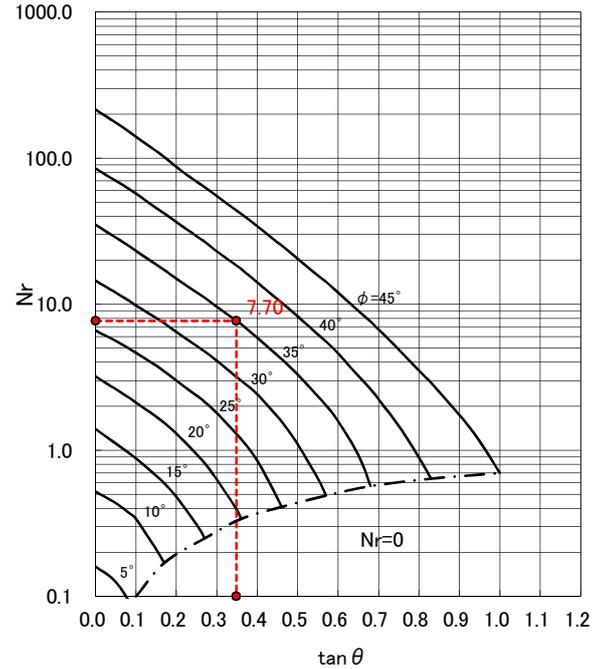
$N_c = 20.70$

$N_q = 14.50$

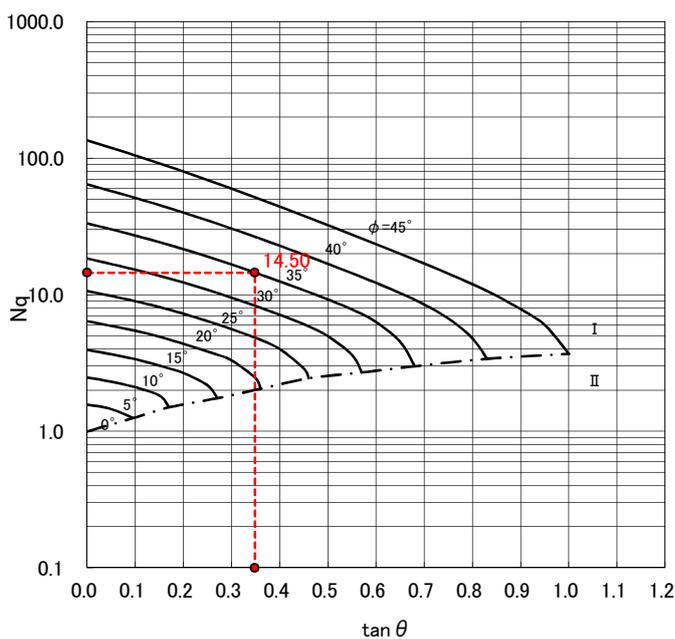
$N_r = 7.70$



支持力係数( $N_c$ )グラフ



支持力係数( $N_r$ )グラフ



支持力係数( $N_q$ )グラフ

・設計降伏モーメント(My)

$$\begin{aligned}M_y &= H_r \cdot h \\ &= 480.0 \times 3.900 \\ &= 1871.88 \quad (\text{KN} \cdot \text{m})\end{aligned}$$

3) 最大抵抗モーメント(Mu)

$$\begin{aligned}M_u &= M_y + M_w \\ &= 1,871.88 - 536.82 \\ &= 1335.06 \quad (\text{KN} \cdot \text{m})\end{aligned}$$

4) 初期回転バネ定数(Kro)  $M < M1$

$$\begin{aligned}K_{r0} &= I_o \cdot K_v \\ &= 13.02 \times 33,944.7 \\ &= 441,960.0 \quad (\text{KN} \cdot \text{m})\end{aligned}$$

5) 回転バネ定数(Kr')  $M \geq M1$

$$\begin{aligned}K_{r'} &= K_{r0} / 2 \\ &= 441,960.0 / 2 \\ &= 220,980.0 \quad (\text{KN} \cdot \text{m})\end{aligned}$$

6) Mwによる回転角( $\theta_0$ )

$$\begin{aligned}\theta_0 &= \frac{M_w}{K_{r0}} \\ &= \frac{-536.82}{441,960.0} \\ &= -0.00121 \quad (\text{rad}) = -0.069 \quad (^\circ)\end{aligned}$$

7) M1に達したときの回転角( $\theta_1$ )

$$\begin{aligned}\theta_1 &= \frac{M_1}{K_{r0}} \\ &= \frac{575.00}{441,960.0} \\ &= 0.001301 \quad (\text{rad}) = 0.075 \quad (^\circ)\end{aligned}$$

8) 降伏回転角( $\theta_y$ )

$$\begin{aligned}\theta_y &= \left( \frac{2 \cdot M_u}{M_1} - 1 \right) \cdot \frac{M_1}{K_{r0}} \\ &= \left[ \frac{2 \times 1,335.06}{575.00} - 1 \right] \times \frac{575.00}{441,960.0} \\ &= 0.004741 \quad (\text{rad}) = 0.272 \quad (^\circ)\end{aligned}$$

9) 許容回転角( $\theta_a$ )

$$\begin{aligned}\theta_a &= \mu' \cdot \theta_y \\ &= 5.00 \times 0.004741 \\ &= 0.023705 \quad (\text{rad}) = 1.358 \quad (^\circ) \leq \theta_{am} = 2.00 \quad (^\circ)\end{aligned}$$

$\theta_a$ が上限値 $\theta_{am}$ 以下であるため、可能吸収エネルギーの算定には計算値 $\theta_a$ を用いる。

$$\theta_a = 0.023705 \quad (\text{rad})$$

10) 可能吸収エネルギー( $E_M$ )

$$\begin{aligned}E_M &= \frac{1}{2} M_y (\theta_y - \theta_o) + M_y (\theta_a - \theta_y) \\ &= \frac{1}{2} \times 1,871.88 \times (0.004741 + 0.001210) + 1,871.88 \times (0.023705 - 0.004741) \\ &= 41.068 \quad (\text{KJ})\end{aligned}$$

(4) 落石衝突時の安定性の検討 : 落石時②(壁衝突時)

・落石衝突による擁壁の弾性応答時の変形エネルギー  $E_{ML} = 0.048 \quad (\text{KJ})$

・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  $E_M = 41.068 \quad (\text{KJ})$

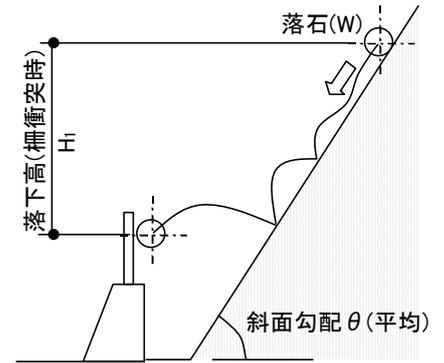
・安定性の判定  $E_{ML} \leq E_M \quad \text{OK!}$

#### 4. 落石防護柵の計算

##### 4-1. 計算条件

###### (1) 落石条件

- 1) 落石重量  $W = 0.855$  (KN)  
( $\phi = 0.400$ m,  $\gamma r = 25.50$ KN/m<sup>3</sup>)
- 2) 落下高さ  $H1 = 10.00$  (m)
- 3) 斜面勾配  $\theta = 45.0000$  (°)
- 4) 等価摩擦係数  $\mu = 0.15$  (-)
- 5) 回転エネルギー係数  $\beta = 0.10$  (-)
- 6) 重力加速度  $g = 9.80$  (m/s<sup>2</sup>)



斜面の種類と等価摩擦係数( $\mu$ )の値 「落石対策便覧」P18より

区分	落石及び斜面の特性	設計に用いる $\mu$	実験から得られる $\mu$ の範囲
A	硬岩、丸状：凹凸なし、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・崖錘、丸状~角状：凹凸小~中、立木なし	0.25	0.21~0.3
D	崖錘・巨礫混じり崖錘、角状：凹凸中~大、立木なし~あり	0.35	0.31~

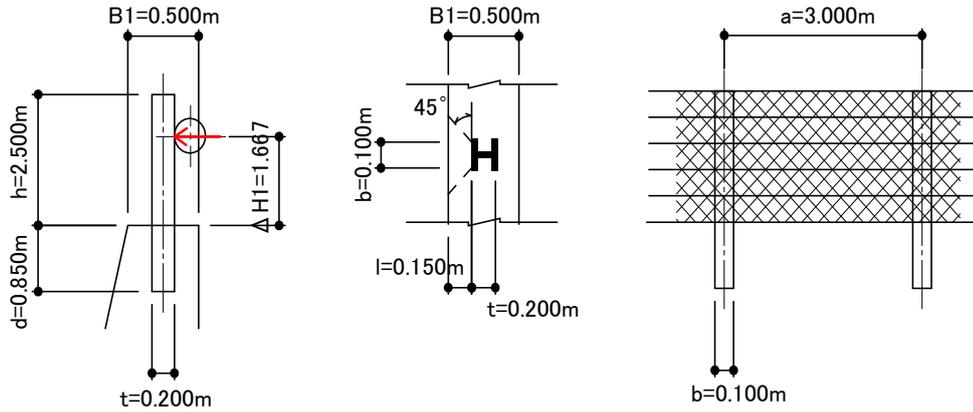
###### (2) 落石防護柵の仕様

- 1) 柵高  $h = 2.500$  (m)
- 2) 支柱間隔  $a = 3.000$  (m)
- 3) 柵根入れ  $d = 0.850$  (m)
- 4) 柵基礎(擁壁)の天端幅  $B_1 = 0.500$  (m)
- 5) 柵全長  $L = 60.00$  (m)
- 6) ワイヤロープの種別 :  $3 \times 7G/O \Phi 18$

断面積	$A = 129$ (mm <sup>2</sup> )
弾性係数	$E_w = 100,000$ (N/mm <sup>2</sup> )
破断荷重	$T_b = 157.0$ (KN)
降伏荷重	$T_y = 118.0$ (KN)

- 7) 支柱の種別 : H-200×100×5.5×8

フランジ幅	$b = 100$ (mm)
ウェブ高	$t = 200$ (mm)
断面係数	$Z = 181$ (cm <sup>3</sup> )
断面2次モーメント	$I = 1,810$ (cm <sup>4</sup> )
弾性係数	$E_H = 200,000$ (N/mm <sup>2</sup> )
降伏応力度	$\sigma_y = 235$ (N/mm <sup>2</sup> )



落石防護柵及び根入れ部の構造寸法図

#### 4-2. 落石の運動エネルギー(E)の算定

$$E = (1 + \beta) \left( 1 - \frac{\mu}{\tan \theta} \right) \cdot W \cdot H \quad \text{ただし、} \left( 1 + \beta \right) \left( 1 - \frac{\mu}{\tan \theta} \right) \leq 1.0$$

ここに、	$\beta$	: 回転エネルギー係数	=	0.10
	H	: 落下高(m)	=	10.00
	$\theta$	: 斜面勾配(°)	=	45.00
	$\mu$	: 等価摩擦係数	=	0.15
	W	: 落石重量(KN)	=	0.855

$$\left( 1 + \beta \right) \left( 1 - \frac{\mu}{\tan \theta} \right) = 0.935 \leq 1.0 \quad \text{OK!}$$

$$E = 0.935 \times 0.855 \times 10.000 \\ = 7.99 \quad (\text{KJ})$$

#### 4-3. 落石防護柵の可能吸収エネルギー(ET)

落石防護柵の可能吸収エネルギー(ET)は次式により計算する。

$$ET = EP + ER + EN$$

ここに、	EP	: 支柱の吸収エネルギー(KJ)
	ER	: ワイヤロープの吸収エネルギー(KJ)
	EN	: 金網の吸収エネルギー(KJ)

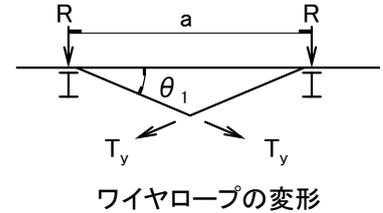
##### (1) ワイヤロープ及び支柱の吸収エネルギー(ER, EP)

- 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)

$$R = 2 \cdot T_y \cdot \sin(\theta_1)$$

$\theta_1$ は次式より算定する。

$$\theta_1 = \cos^{-1} \left( \frac{a}{a + \frac{T_y \cdot L}{E_w \cdot A}} \right)$$



ここに、  
 $a$  : 支柱間隔(m) = 3.000  
 $L$  : ワイヤロープ全長(m) = 60.00  
 $T_y$  : ワイヤロープの降伏荷重(KN) = 118.0  
 $E_w$  : ワイヤロープの弾性係数(N/mm<sup>2</sup>) = 100,000  
 $A$  : ワイヤロープの断面積(mm<sup>2</sup>) = 129

$$\theta_1 = \cos^{-1} \left( \frac{3.000}{3.000 + \frac{118.0 \times 10^3 \times 60.00}{100,000 \times 129}} \right)$$

$$= 32.29 \quad (^\circ)$$

上記の値とRの算定式より、支柱への反力Rは以下となる。

$$R = 2 \times 118.0 \times \sin(32.29)$$

$$= 126.07 \quad (\text{KN})$$

② 支柱の下端が塑性変形を起こすときの力(F<sub>y</sub>)

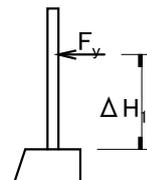
$$F_y = \frac{\sigma_y \cdot Z}{\Delta H_1}$$

ここに、  
 $\sigma_y$  : 支柱の降伏応力度(N/mm<sup>2</sup>) = 235  
 $Z$  : 支柱の断面係数(cm<sup>3</sup>) = 181  
 $\Delta H_1$  : 落石衝突点の高さ(m) = 1.667 (=2/3×h)

$$F_y = \frac{235 \times 181 \times 10^3}{1.667 \times 10^3}$$

$$= 25,516 \quad (\text{N})$$

$$= 25.52 \quad (\text{KN})$$



③ ワイヤロープ及び支柱の吸収エネルギー(EP1,ER1)

上記で求めたRとF<sub>y</sub>を比較し、次のような条件ごとに計算する。

i) 支柱が先に塑性変形する場合・・・(R ≥ F<sub>y</sub>)

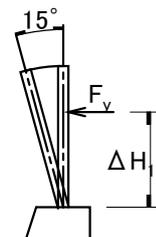
・支柱(2本分)の吸収エネルギー(EP1)

$$E_{p1} = 2 \cdot F_y \cdot \Delta H_1 \cdot \tan(15^\circ)$$

$$= 2 \times 25,516 / 10^3 \times 1.667 \times \tan(15^\circ)$$

$$= 22.79 \quad (\text{KN} \cdot \text{m})$$

$$= 22.79 \quad (\text{KJ})$$



・ワイヤロープの吸収エネルギー(ER1)

$$ER1 = \frac{L}{E_w \cdot A} (T^2 - T_0^2)$$

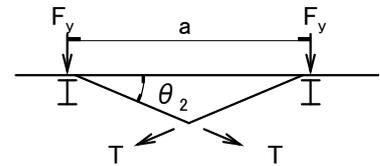
ここに、 T : Fyに見合ったロープ張力(下式を解いて求める。)

$$\begin{cases} T = \frac{F_y}{2 \cdot \sin(\theta_2)} \\ \left( \frac{a}{2} + \frac{T \cdot L}{2E_w \cdot A} \right) \cos(\theta_2) = \frac{a}{2} \end{cases}$$

T<sub>0</sub> : 初期張力(=5,000N)

上記の連立方程式を解くと、Tは以下となる。

$$\begin{aligned} \theta_2 &= 19.33 \quad (^\circ) \\ T &= 38,543 \quad (\text{N}) \\ &= 38.54 \quad (\text{KN}) \end{aligned}$$



以上より、ワイヤロープの吸収エネルギーは以下となる。

$$\begin{aligned} ER1 &= \frac{60.00 \times 10^3}{100,000 \times 129} \cdot \left[ 38,543^2 - 5000^2 \right] \\ &= 6.79.E+06 \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \\ &= 6.79 \quad (\text{KN} \cdot \text{m}) \\ &= 6.79 \quad (\text{KJ}) \end{aligned}$$

ii) ワイヤロープが先に降伏する場合・・・(R < Fy)

・支柱の吸収エネルギー(EP2)

$$EP2 = \frac{R^2 \cdot \Delta H_1^3}{3E_H \cdot I}$$

ここに、 R : 支柱への反力(KN) = 126.07  
 $\Delta H_1$  : 落石衝突点の高さ(m) = 1.667  
 $E_H$  : 支柱の弾性係数(N/mm<sup>2</sup>) = 200,000  
 I : 支柱の断面2次モーメント(cm<sup>4</sup>) = 1,810

$$\begin{aligned} EP2 &= \frac{(126.07 \times 10^3)^2 \times (1.667 \times 10^3)^3}{3 \times 200,000 \times 1,810 \times 10^4} \\ &= 6.78E+06 \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \\ &= 6.78 \quad (\text{KN} \cdot \text{m}) \\ &= 6.78 \quad (\text{KJ}) \end{aligned}$$

・ワイヤロープの吸収エネルギー(ER2)

$$ER2 = 2T_y \cdot L \cdot S$$

ここに、 S : T=T<sub>y</sub>のときのワイヤーロープの伸び率で下式より求める。

$$S = \frac{T_y}{E_w \cdot A}$$

$$S = \frac{118.0 \times 10^3}{100,000 \times 129}$$

$$= 9.14729E-03$$

$$ER2 = 2 \times 118.0 \times 10^3 \times 60.00 \times 10^3 \times 0.0091473$$

$$= 1.30E+08 \quad (\text{N} \cdot \text{mm})$$

$$= 129.53 \quad (\text{KN} \cdot \text{m})$$

$$= 129.53 \quad (\text{KJ})$$

ワイヤロープ及び支柱の吸収エネルギー(EP1,ER1)の採用値

$$R = 126.07 \quad (\text{KN})$$

$$F_y = 25.52 \quad (\text{KN})$$

R ≥ F<sub>y</sub>より、支柱が先に塑性変形する場合の値(EP1,ER1)を採用する。

支柱の吸収エネルギー	EP = EP1 =	22.79	(KJ)
ワイヤロープの吸収エネルギー	ER = ER1 =	6.79	(KJ)

## (2) 金網の吸収エネルギー(EN)

「落石対策便覧」P156より、金網の吸収エネルギーを計算で求めることは現時点では不可能なので、神戸大学、菌原ダムの実験データより下記の値を使用する。

$$EN = 25 \quad (\text{KJ})$$

## (3) 可能吸収エネルギー(ET)の算定

以上の計算から、落石防護柵の可能吸収エネルギーETは以下となる。

$$ET = EP + ER + EN$$

$$= 22.79 + 6.79 + 25.00$$

$$= 54.58 \quad (\text{KJ}) \quad \geq \quad \text{落石エネルギー: } E = 7.99 \quad (\text{KJ})$$

従って落石防護柵は、落石エネルギーを吸収可能である。

**OK!**

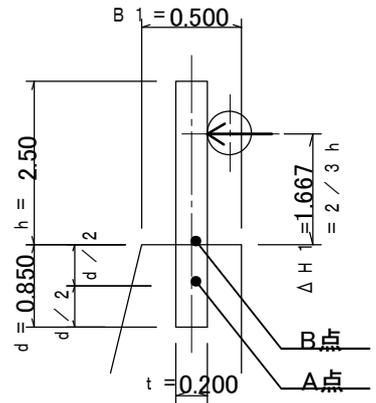
(1) 計算条件

- 1) 柵高  $h = 2.50$  (m)
- 2) 柵根入れ  $d = 0.850$  (m)
- 3) 柵基礎(擁壁)の天端幅  $B_1 = 0.500$  (m)
- 4) 水平力  $F_y = 25.52$  (KN)
- 5) 水平力作用高(柵への衝突高)  $\Delta H_1 = 1.667$  (m)
- 6) 支柱の種別 : H-200×100×5.5×8

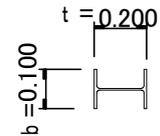
フランジ幅  $b = 100$  (mm)  
ウェブ高  $t = 200$  (mm)

- 7) コンクリートの設計基準強度 :  $\sigma_{ck} = 18$  (N/mm<sup>2</sup>)

許容圧縮応力度  $\sigma_{ca} = 4.50$  (N/mm<sup>2</sup>)  
許容押拔せん断応力度  $\tau_a = 0.70$  (N/mm<sup>2</sup>)  
応力照査時の割増係数  $\alpha = 1.5$



(防護柵支柱の設置)



(支柱断面)

(2) 曲げ圧縮応力度  $\sigma_c$  の照査

1) 曲げモーメントMの算定

支柱の根入れ深さの半分の点(A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は次式で表される。

$$\begin{aligned} M &= F_y \left( \frac{2}{3} H + \frac{d}{2} \right) \\ &= 25.52 \left[ 1.667 + 0.425 \right] \\ &= 53.39 \quad (\text{KN}\cdot\text{m}) \end{aligned}$$

2) 曲げ圧縮応力度  $\sigma_c$  の算定と照査

$$\sigma_c = \frac{F_y}{A} + \frac{M}{Z}$$

ここに、  $A = b \cdot d$        $Z = \frac{b \cdot d^2}{6}$

$$\begin{aligned} A &= 100 \times 0.850 \times 1000 \\ &= 85,000 \text{ (mm}^2\text{)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Z &= \frac{100 \times (0.850 \times 1000)^2}{6} \\ &= 12,041,667 \text{ (mm}^3\text{)} \end{aligned}$$

$$\sigma_c = \frac{25.52 \times 10^3}{85,000} + \frac{53.39 \times 10^6}{12,041,667}$$

$$= 4.73 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \alpha \cdot \sigma_{ca} = 1.5 \times 4.50 = 6.75 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{OK!}$$

(割増係数を考慮した許容圧縮応力度)

### 3) 押抜きせん断応力度 $\tau$ の算定と照査

右図に示すようなせん断面が形成されると仮定する。  
この場合のせん断面に発生するせん断応力度  $\tau$  は  
次式で表される。

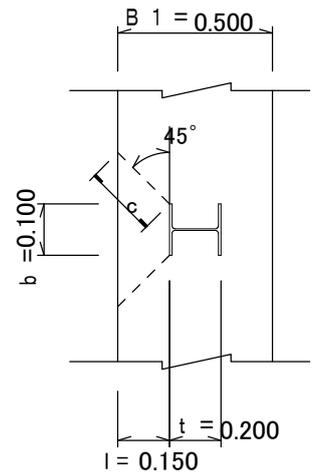
$$\tau = \frac{F_y}{2 \cdot l \cdot d}$$

ここに、 $l$  : 支柱フランジ外面から擁壁表面までの距離(m)

$$\begin{aligned} l &= (B_1 - t) / 2 \\ &= (500 - 200) / 2 \\ &= 150 \quad (\text{mm}) \end{aligned}$$

$$\tau = \frac{25.52 \times 10^3}{2 \times 150 \times (0.850 \times 10^3)}$$

$$= 0.10 \quad (\text{N/mm}^2) \leq \alpha \cdot \tau_a = 1.5 \times 0.70 = 1.05 \quad (\text{N/mm}^2) \quad \text{OK!}$$



(せん断力の分布)