

落石防護擁壁・落石防護柵の設計
「Rockwall」

出力サンプル①
(盛土部擁壁)

1. 基本条件

1-1. 一般事項

データ名 : sampledata2

タイトル : 落石防護擁壁(H=4.00m、盛土部擁壁)

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 ・落石時①(柵衝突時) ・落石時②(壁衝突時) |

1-4. 適用基準

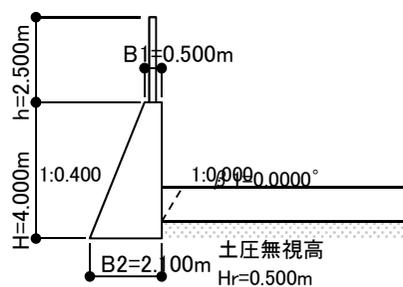
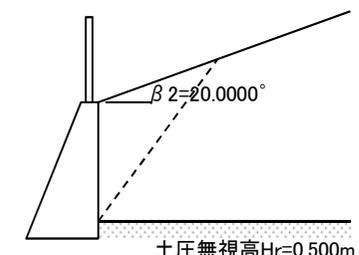
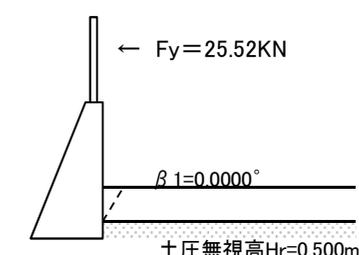
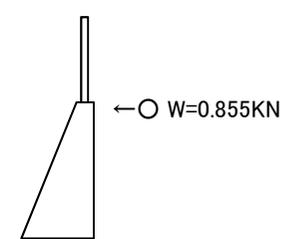
- ・「落石対策便覧」(H12.06)日本道路協会
- ・「道路土工 擁壁工指針」(H24.07)日本道路協会
- ・「道路橋示方書・同解説IV下部構造編」(H24.03版)日本道路協会

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

sampledata2 (落石防護擁壁(H=4.00m、盛土部擁壁))

| 計算ケース | | 常時 | 堆積時 | 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 $H_s=2.500\text{m}$  $B1=0.500\text{m}$ $H=4.000\text{m}$ $h=2.500\text{m}$ $1:0.400$ $1:0.400$ 0.0000° $B2=2.00\text{m}$ 土圧無視高 $H_r=0.500\text{m}$ $\omega=58.9^\circ$ |  $\beta 2=20.0000^\circ$ 土圧無視高 $H_r=0.500\text{m}$ $\omega=53.8^\circ$ | 背面土と擁壁天端のレベル差 $H_s=2.500\text{m}$  $F_y=25.52\text{KN}$ $\beta 1=0.0000^\circ$ 土圧無視高 $H_r=0.500\text{m}$ $\omega=58.9^\circ$ | 落石衝突点と天端とのレベル差 $\Delta H2=0.100\text{m}$  $\leftarrow \bigcirc W=0.855\text{KN}$ 擁壁有効長 $L=10.00\text{m}$ | | | |
| 考慮する荷重等 | | 自重 土圧 | 自重 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) | 120.568 | 135.248 | 120.568 | 擁壁自重のモーメント Mw(KN・m) | -380.33 | | |
| | 水平力H (KN/m) | 2.244 | 36.277 | 7.344 | 地盤最大抵抗モーメント Mu(KN・m) | 1,032.08 | | |
| | 転倒 M (KN・m/m) | 1.870 | 60.463 | 30.772 | 設計降伏モーメント My(KN・m) | 1,412.41 | | |
| | 抵抗 M (KN・m/m) | 165.634 | 196.462 | 165.634 | 許容落石水平力 H _R (KN) | 362.2 | | |
| 安定計算 | 転倒 (m) | 計算値 | $ e = 0.308$ | $ e = 0.044$ | $ e = 0.069$ | 擁壁の水 平変位 (m) | 計算値 | $\delta L = 0.00036$ |
| | | 許容値 | $B/6=0.350$ | $B/3=0.700$ | $B/3=0.700$ | | 許容値 | --- |
| | | 判定 | OK! | OK! | OK! | | 判定 | --- |
| | 滑動 | 計算値 | $F_s = 32.237$ | $F_s = 2.237$ | $F_s = 9.850$ | 許容回転 角(°) | 計算値 | $\theta a = 1.685$ |
| | | 許容値 | $F_{sa}=1.500$ | $F_{sa}=1.500$ | $F_{sa}=1.500$ | | 上限値 | $\theta_{am}=2.00$ |
| | | 判定 | OK! | OK! | OK! | | 使用値 | 1.685 |
| | 支持力 (KN/m ²) | 計算値 | $Q_{max}=107.937, Q_{min}=6.890$ | $Q_{max}=72.500, Q_{min}=56.307$ | $Q_{max}=68.730, Q_{min}=46.090$ | 落石衝突 時のエネ ルギー照 査(KJ) | 回転変形エ ネルギー | EML=0.062 |
| | | 許容値 | $Q_a = 243.00$ | $Q_a = 271.60$ | $Q_a = 460.33$ | | 可能吸収エ ネルギー | EM = 38.346 |
| | | 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、F_s: 滑動安全率、Q_{max}: 最大地盤反力度、Q_a: 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

sampledata2 (落石防護擁壁(H=4.00m、盛土部擁壁))

| 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 c (m) | c = 0.212 | | |
| | | 落石エネルギーE(KJ) | 7.99 | コンクリートの設計基準強度 σ_{ck} (N/mm ²) | 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 σ_c (N/mm ²) | 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 τ (N/mm ²) | 計算値 | 0.07 | | | |
| 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。 | | | | | | |

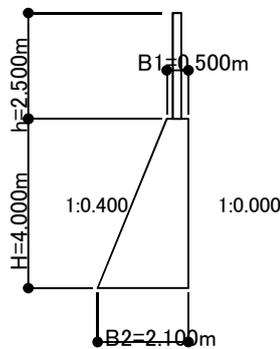
ここに、 α :割増係数(短期)、 σ_{ca} :許容曲げ圧縮応力度、 τ_a :許容押抜きせん断応力度

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 $B2 = 2.100$ (m)
- 4) 前面法勾配 $1:m=1: 0.400$ (-)
- 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/m³)
- 8) 設計水平震度 $k_h =$ 考慮しない

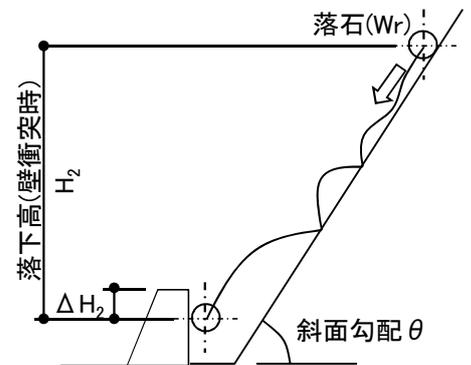


擁壁形状図

(2) 落石条件(壁衝突時)

- 1) 落石重量 $Wr = 0.855$ (KN)
($\phi = 0.400$ m, $\gamma_r = 25.50$ KN/m³)
- 2) 落下高さ $H2 = 10.00$ (m)
- 3) 壁への衝突位置 $\Delta H2 = 0.100$ (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。



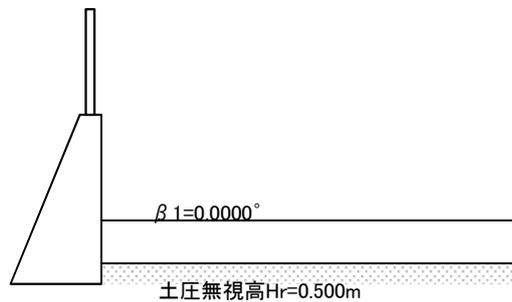
$\Delta H2$: 落石衝突点と擁壁天端とのレベル差

| 斜面の種類と等価摩擦係数(μ)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 μ | 実験から得られる μ 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~ |

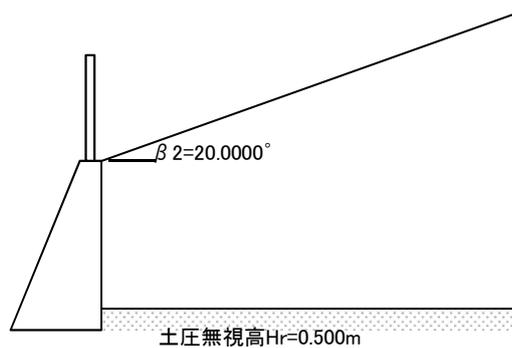
(3) 背面土条件

- 1) 擁壁タイプ 盛土部擁壁
- 2) 背面土形状①
 適用ケース..... 常時, 落石時①(柵衝突時)
 レベル差 $H_s = 2.500$ (m)
 背面土傾斜角 $\beta_1 = 0.0000$ (°)
 すべり角の最小指定値 $\alpha_1 = 0.0000$ (°)
- 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 $\alpha_2 = 0.0000$ (°)
- 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/m³)
 内部摩擦角 $\phi = 35.00$ (°)
 土圧を考慮しない高さ $H_r = 0.500$ (m)
 土圧算定公式 試行くさび法

背面土と擁壁天端のレベル差
 $H_s = 2.500\text{m}$



背面土形状①(常時, 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/m²)
F: 安全率

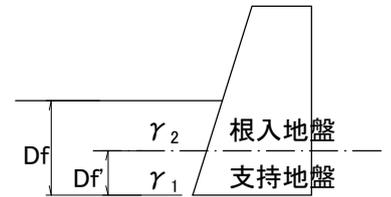
2) 極限支持力度(q_u)の設定方法・・・ 地盤定数等より算定(「道路橋示方書・同解説IV編」P297～307)

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

ここに、 q_u : 極限支持力度(KN/m²)
 α 、 β : 形状係数
c: 粘着力
q: 上載荷重
 γ_1 : 支持地盤の単位重量
Be: 有効載荷幅
Nc, Nq, Nr: 支持力係数
Sc, Sq, Sr: 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 | $\gamma_1 =$ | 19.00 (KN/m ³) |
| 支持地盤の内部摩擦角 | $\phi =$ | 30.00 (°) |
| 支持地盤の粘着力 | c = | 15.00 (KN/m ²) |
| 根入れ地盤の単位重量 | $\gamma_2 =$ | 20.00 (KN/m ³) |
| 基礎の有効根入れ深さ | Df = | 0.50 (m) |
| 支持地盤への根入れ深さ | Df' = | 0.00 (m) |



4) 鉛直地盤反力係数の算定条件

変形係数E₀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 $C_B =$ 0.00 (KN/m²)

(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Fs) | 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 δ | $\frac{2}{3} \cdot \phi$ | $\frac{2}{3} \cdot \phi$ | $\frac{1}{2} \cdot \phi$ | $\frac{2}{3} \cdot \phi$ |
| 本計算書で照査する ケース | ○ | ○ | — | ○ |

(B₂: 底面幅、 ϕ : 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_i,y_i)とすると、断面積A、x軸に関する断面1次モーメントG_x、y軸に関する断面1次モーメントG_y、x軸に関する断面2次モーメントI_x、y軸に関する断面2次モーメントI_yは、それぞれ次式で表される。

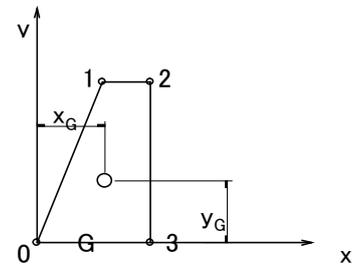


図4-2-1 断面性能の計算

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

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

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

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

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

断面諸元計算表

| 頂点i | x(m) | y(m) | A(m ²) | G _y (m ³) | G _x (m ³) | I _y (m ⁴) | I _x (m ⁴) |
|-----|-------|-------|--------------------|----------------------------------|----------------------------------|----------------------------------|----------------------------------|
| 0 | 0.000 | 0.000 | 0.000000 | -1.706667 | 4.266667 | -1.365333 | 8.533333 |
| 1 | 1.600 | 4.000 | 1.000000 | 0.000000 | 4.000000 | 0.000000 | 10.666667 |
| 2 | 2.100 | 4.000 | 4.200000 | 8.820000 | 0.000000 | 12.348000 | 0.000000 |
| 3 | 2.100 | 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 | | | 5.200000 | 7.113333 | 8.266667 | 10.982667 | 19.200000 |

上記諸元表より

- 1) 断面積 $A = 5.200000 \text{ (m}^2\text{)}$
- 2) 断面1次モーメント $G_y = 7.113333 \text{ (m}^3\text{)}$
 $G_x = 8.266667 \text{ (m}^3\text{)}$
- 3) 断面2次モーメント $I_y = 10.982667 \text{ (m}^4\text{)}$
 $I_x = 19.200000 \text{ (m}^4\text{)}$
- 4) 擁壁の重量(1m当り) $W = A \cdot \gamma_c = 5.200000 \times 23.0$
 $= 119.600000 \text{ (KN/m)}$
- 5) 擁壁の重心位置 $X_G = G_y / A = 7.113333 / 5.200000$ (底面先端からの距離)
 $= 1.367949 \text{ (m)}$
 $Y_G = G_x / A = 8.266667 / 5.200000$ (底面からの高さ)
 $= 1.589744 \text{ (m)}$
- 6) 擁壁の重心に関する慣性モーメント(I)

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

$$g : \text{重力加速度(m/s}^2\text{)}$$

$$W/g : \text{擁壁質量(t/m)}$$

$$= \frac{119.600000 \times 10.000}{9.80} \cdot \left(\frac{19.200000 + 10.982667}{5.2000} - 1.367949^2 - 1.589744^2 \right)$$

$$= 171.56 \text{ (t} \cdot \text{m}^2\text{)}$$

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、 $k_h = 0.15$ 、 $W = 119.600000$ (KN/m) より、

$$H_e = 0$$

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

$$Y_{eG} = Y_G$$

$$= 1.5897 \quad (\text{m})$$

3-3.土圧の算定

(1) 主働土圧の算定方法 (盛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】

盛土部擁壁に作用する土圧は、「擁壁工指針」P100～101の記述に基づき、試行くさび法により算定する。

ここに盛土部擁壁とは、擁壁裏込部の地形に特殊な条件のないごく普通の平坦部の擁壁をいう。

試行くさび法は、クーロン土圧を図解によって求める方法の一つで、すべり面の角度を様々に変えて最大土圧を求めるものである。土圧Pは、下式により求める。

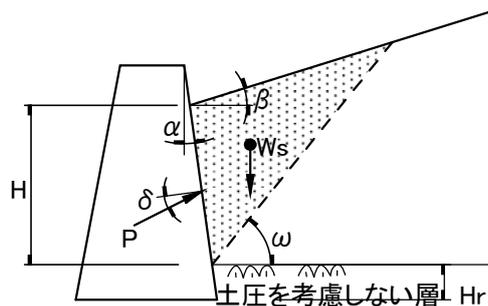
$$P = \frac{W_s \cdot \sin(\omega - \phi)}{\cos(\omega - \phi - \delta - \alpha)}$$

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

なお、土くさび重量 W_s は、下式により算定する。

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

ここに、
 H : 土圧を考慮する背面土高(m)
 β : 背面土の傾斜角(°)
 δ : 壁面摩擦角(°)
 α : 壁背面と鉛直面のなす角(°)
 γ_s : 背面土の単位重量(KN/m³)



(2) 常時土圧

1) 計算条件

| | | | |
|----------------------|-------------------|----------------------------|---|
| 背面土高(土圧高) | H = | 1.000 (m) | 注1)Hは、土圧を考慮しない層の上面から、背面土天端までの比高差(土圧作用高)を表す。 |
| 背面土の傾斜角 | β = | 0.0000 (°) | |
| 背面土の内部摩擦角 | ϕ = | 35.00 (°) | |
| 背面土の単位重量 | γ_s = | 20.00 (KN/m ³) | |
| 壁面摩擦角 (2/3・ ϕ) | δ = | 23.3333 (°) | |
| 壁背面と鉛直面のなす角 | α = | 0.0000 (°) | |
| 土圧を考慮しない層高 | H _r = | 0.500 (m) | |
| すべり角の最小指定値 | ω_{\min} = | 0.0000 (°) | |

| すべり角 ω (°) | 土くさび重量 W _s (KN/m) | 土圧 P(KN/m) | | | 備考 |
|----------------------|---------------------------------|---------------|--|--|-----|
| 56.0 | 6.745 | 2.419 | | | |
| 57.0 | 6.494 | 2.433 | | | |
| 58.0 | 6.249 | 2.442 | | | |
| 58.9 | 6.032 | 2.444 | | | Max |
| 59.0 | 6.009 | 2.444 | | | |
| 60.0 | 5.774 | 2.441 | | | |
| 61.0 | 5.543 | 2.433 | | | |

2) 土圧計算

最大土圧を与えるすべり面($\omega=58.9^\circ$)の土くさび重量W_sは次式より求まる。

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

$$= \frac{1/2 \times 20.00 \times 1.00^2 \times \cos(58.9 - 0.0000) \times \cos(0.0000 - 0.0000)}{\sin(58.9 - 0.0000) \times \{\cos(0.0000)\}^2}$$

$$= 6.032 \quad (\text{KN/m})$$

・土圧合力

このときの土圧合力(P)は以下となる。

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

$$= \frac{6.032 \times \sin(58.9 - 35.00)}{\cos(58.9 - 35.00 - 23.3333 - 0.0000)}$$

$$= 2.444 \quad (\text{KN/m})$$

・水平土圧(P_h)

$$P_h = P \cdot \cos(\delta + \alpha)$$

$$= 2.444 \times \cos(23.3333 + 0.0000)$$

$$= 2.244 \quad (\text{KN/m})$$

・鉛直土圧(P_v)

$$P_v = P \cdot \sin(\delta + \alpha)$$

$$= 2.444 \times \sin(23.3333 + 0.0000)$$

$$= 0.968 \quad (\text{KN/m})$$

・土圧作用位置

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

$$= 2.100 - \left(\frac{1.000}{3} + 0.500 \right) \times 0.000$$

$$= 2.1000 \quad (\text{m})$$

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

$$= \frac{1.000}{3} + 0.500$$

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

ここに、 B₂ : 底面幅 (= 2.100 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 = | 3.500 (m) | 注)Hは、土圧を考慮しない層の上面から、背面土天端までの比高差(土圧作用高)を表す。 |
| 背面土の傾斜角 | β = | 20.0000 (°) | |
| 背面土の内部摩擦角 | ϕ = | 35.00 (°) | |
| 背面土の単位重量 | γ_s = | 20.00 (KN/m ³) | |
| 壁面摩擦角 (2/3・ ϕ) | δ = | 23.3333 (°) | |
| 壁背面と鉛直面のなす角 | α = | 0.0000 (°) | |
| 土圧を考慮しない高さ | H _r = | 0.500 (m) | |
| すべり角の最小指定値 | ω_{\min} = | 0.0000 (°) | |

| すべり角 ω (°) | 土くさび重量 W _s (KN/m) | 土圧 P(KN/m) | | | 備考 |
|----------------------|---------------------------------|---------------|--|--|-----|
| 51.0 | 140.655 | 39.090 | | | |
| 52.0 | 133.738 | 39.341 | | | |
| 53.0 | 127.197 | 39.477 | | | |
| 53.8 | 122.212 | 39.508 | | | Max |
| 54.0 | 120.998 | 39.506 | | | |
| 55.0 | 115.112 | 39.437 | | | |
| 56.0 | 109.513 | 39.279 | | | |

2) 土圧計算

最大土圧を与えるすべり面($\omega=53.8^\circ$)の土くさび重量W_sは次式より求まる。

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

$$= \frac{1/2 \times 20.00 \times 3.50^2 \times \cos(53.8 - 0.0000) \times \cos(0.0000 - 20.0000)}{\sin(53.8 - 20.0000) \times \{\cos(0.0000)\}^2}$$

$$= 122.212 \quad (\text{KN/m})$$

・土圧合力

このときの土圧合力(P)は以下となる。

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

$$= \frac{122.212 \times \sin(53.8 - 35.00)}{\cos(53.8 - 35.00 - 23.3333 - 0.0000)}$$

$$= 39.508 \quad (\text{KN/m})$$

・水平土圧(Ph)

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

$$= 39.508 \times \cos(23.3333 + 0.0000)$$

$$= 36.277 \quad (\text{KN/m})$$

・鉛直土圧(Pv)

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

$$= 39.508 \times \sin(23.3333 + 0.0000)$$

$$= 15.648 \quad (\text{KN/m})$$

・土圧作用位置

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

$$= 2.100 - \left(\frac{3.500}{3} + 0.500 \right) \times 0.000$$

$$= 2.1000 \quad (\text{m})$$

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

$$= \frac{3.500}{3} + 0.500$$

$$= 1.6667 \quad (\text{m})$$

ここに、 B₂ : 底面幅 (= 2.100 m)
m : 擁壁背面勾配 (= 0.000)

(4) 落石時①(柵衝突時)土圧

1) 計算条件

| | | |
|----------------------|-------------------------------------|--|
| 背面土高(土圧高) | H = 1.000 (m) | 注)Hは、土圧を考慮しない層の上面から、背面土天端までの比高差(土圧作用高)を表す。 |
| 背面土の傾斜角 | $\beta = 0.0000 (^{\circ})$ | |
| 背面土の内部摩擦角 | $\phi = 35.0000 (^{\circ})$ | |
| 背面土の単位重量 | $\gamma_s = 20.00 (\text{KN/m}^3)$ | |
| 壁面摩擦角 (2/3・ ϕ) | $\delta = 23.3333 (^{\circ})$ | |
| 壁背面と鉛直面のなす角 | $\alpha = 0.0000 (^{\circ})$ | |
| 土圧を考慮しない高さ | Hr = 0.500 (m) | |
| すべり角の最小指定値 | $\omega_{\min} = 0.0000 (^{\circ})$ | |

| すべり角 $\omega (^{\circ})$ | 土くさび重量 Ws(KN/m) | 土圧 P(KN/m) | | | 備考 |
|-----------------------------|--------------------|---------------|--|--|-----|
| 56.0 | 6.745 | 2.419 | | | |
| 57.0 | 6.494 | 2.433 | | | |
| 58.0 | 6.249 | 2.442 | | | |
| 58.9 | 6.032 | 2.444 | | | Max |
| 59.0 | 6.009 | 2.444 | | | |
| 60.0 | 5.774 | 2.441 | | | |
| 61.0 | 5.543 | 2.433 | | | |

2) 土圧計算

最大土圧を与えるすべり面($\omega=58.9^{\circ}$)の土くさび重量Wsは次式より求まる。

$$\begin{aligned}
 W_s &= \frac{1/2 \cdot \gamma_s \cdot H^2 \cdot \cos(\omega - \alpha) \cos(\alpha - \beta)}{\sin(\omega - \beta) \cos^2 \alpha} \\
 &= \frac{1/2 \times 20.00 \times 1.00^2 \times \cos(58.9 - 0.0000) \times \cos(0.0000 - 0.0000)}{\sin(58.9 - 0.0000) \times \{\cos(0.0000)\}^2} \\
 &= 6.032 \quad (\text{KN/m})
 \end{aligned}$$

・土圧合力

このときの土圧合力(P)は以下となる。

$$\begin{aligned}
 P &= \frac{W_s \cdot \sin(\omega - \phi)}{\cos(\omega - \phi - \delta - \alpha)} \\
 &= \frac{6.032 \times \sin(58.9 - 35.00)}{\cos(58.9 - 35.00 - 23.3333 - 0.0000)} \\
 &= 2.444 \quad (\text{KN/m})
 \end{aligned}$$

・水平土圧(Ph)

$$\begin{aligned}
 Ph &= P \cdot \cos(\delta + \alpha) \\
 &= 2.444 \times \cos(23.3333 + 0.0000) \\
 &= 2.244 \quad (\text{KN/m})
 \end{aligned}$$

・鉛直土圧(Pv)

$$\begin{aligned}
 Pv &= P \cdot \sin(\delta + \alpha) \\
 &= 2.444 \times \sin(23.3333 + 0.0000) \\
 &= 0.968 \quad (\text{KN/m})
 \end{aligned}$$

・土圧作用位置

$$\begin{aligned}
 x &= B_2 - \left(\frac{H}{3} + H_r \right) \cdot m & y &= \frac{H}{3} + H_r \\
 &= 2.100 - \left[\frac{1.000}{3} + 0.500 \right] \times 0.000 & &= \frac{1.000}{3} + 0.500 \\
 &= 2.1000 \quad (\text{m}) & &= 0.8333 \quad (\text{m})
 \end{aligned}$$

ここに、 B_2 : 底面幅 (= 2.100 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Fy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
 Fy : 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Fy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)当たりに作用する。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当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)

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

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

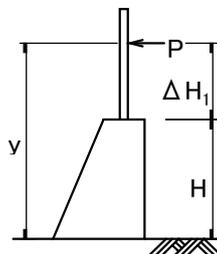
(2) 作用位置

$$y = \Delta H_1 + H$$

ここに、 ΔH_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 | 119.600 | --- | 1.3679 | 1.5897 | 163.601 | --- |
| 土圧 | 0.968 | 2.244 | 2.1000 | 0.8333 | 2.033 | 1.870 |
| Σ | 120.568 | 2.244 | --- | --- | 165.634 | 1.870 |

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 | 119.600 | --- | 1.3679 | 1.5897 | 163.601 | --- |
| 土圧 | 15.648 | 36.277 | 2.1000 | 1.6667 | 32.861 | 60.463 |
| Σ | 135.248 | 36.277 | --- | --- | 196.462 | 60.463 |

3) 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 | 119.600 | --- | 1.3679 | 1.5897 | 163.601 | --- |
| 土圧 | 0.968 | 2.244 | 2.1000 | 0.8333 | 2.033 | 1.870 |
| 落石衝突時 作用力 | --- | 5.100 | --- | 5.6670 | --- | 28.902 |
| Σ | 120.568 | 7.344 | --- | --- | 165.634 | 30.772 |

3-6.安定検討

(1) 常時

1) 転倒に対して

$$\begin{aligned} \text{合力作用位置 } d &= \frac{\Sigma Vx - \Sigma Hy}{\Sigma V} = \frac{165.634 - 1.870}{120.568} && \text{ここに、d: つま先から合力作用点までの距離} \\ &= 1.358 \text{ (m)} \\ \text{合力の偏心量 } e &= \frac{B_2}{2} - d = \frac{2.100}{2} - 1.358 && e: \text{底版中央から合力作用点までの距離} \\ &= -0.308 \text{ (m)} && B_2: \text{底版幅} \\ \text{許容偏心量 } \frac{B_2}{6} &= 0.350 \text{ (m)} \geq |e| = 0.308 \text{ (m)} && \text{OK!} \end{aligned}$$

2) 滑動に対して

$$\text{擁壁底面の有効載荷幅 } B' = B_2 - 2 \cdot e = 2.100 - 2 \times 0.308 = 1.484 \text{ (m)}$$

$$\begin{aligned} \text{滑動安全率 } F_s &= \frac{\mu \cdot \Sigma V + c_B \cdot B'}{\Sigma H} = \frac{0.60 \times 120.568 + 0.00 \times 1.484}{2.244} \\ &= 32.237 \geq F_{sa} = 1.500 && \text{OK!} \end{aligned}$$

3) 支持力に対して

$e \leq (B_2)/6 = 0.350\text{(m)}$ のため、地盤反力は台形分布となる。

地盤反力度

$$\begin{aligned} Q_{\max, Q_{\min}} &= \Sigma V / B_2 \cdot (1 \pm 6e / B_2) \\ &= 120.568 / 2.100 \times (1 \pm 6 \times 0.308 / 2.100) \\ &= \begin{cases} 107.937 & (\text{KN/m}^2) \\ 6.890 & (\text{KN/m}^2) \end{cases} \end{aligned}$$

最大地盤反力度

$$Q_{\max} = 107.937 \text{ (KN/m}^2) \leq Q_a = 243.00 \text{ (KN/m}^2) \quad \text{OK!}$$

(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

$$\begin{aligned} \text{合力作用位置 } d &= \frac{\Sigma V_x - \Sigma H_y}{\Sigma V} = \frac{196.462 - 60.463}{135.248} && \text{ここに、d: つま先から合力作用点までの距離} \\ &= 1.006 \text{ (m)} \\ \text{合力の偏心量 } e &= \frac{B_2}{2} - d = \frac{2.100}{2} - 1.006 && \text{e: 底版中央から合力作用点までの距離} \\ &= 0.044 \text{ (m)} && B_2: \text{底版幅} \\ \text{許容偏心量 } \frac{B_2}{3} &= 0.700 \text{ (m)} \geq |e| = 0.044 \text{ (m)} && \text{OK!} \end{aligned}$$

2) 滑動に対して

$$\text{擁壁底面の有効載荷幅 } B' = B_2 - 2 \cdot e = 2.100 - 2 \times 0.044 = 2.012 \text{ (m)}$$

$$\begin{aligned} \text{滑動安全率 } F_s &= \frac{\mu \cdot \Sigma V + c_B \cdot B'}{\Sigma H} = \frac{0.60 \times 135.248 + 0.00 \times 2.012}{36.277} \\ &= 2.237 \geq F_{sa} = 1.500 && \text{OK!} \end{aligned}$$

3) 支持力に対して

$e \leq (B_2)/6 = 0.350(\text{m})$ のため、地盤反力は台形分布となる。

地盤反力度

$$\begin{aligned} Q_{\max}, Q_{\min} &= \Sigma V / B_2 \cdot (1 \pm 6e / B_2) \\ &= 135.248 / 2.100 \times (1 \pm 6 \times 0.044 / 2.100) \\ &= \begin{cases} 72.500 & (\text{KN/m}^2) \\ 56.307 & (\text{KN/m}^2) \end{cases} \end{aligned}$$

最大地盤反力度

$$Q_{\max} = 72.500 \text{ (KN/m}^2) \leq Q_a = 271.60 \text{ (KN/m}^2) \quad \text{OK!}$$

(Q_a は、許容支持力計算の項を参照)

(3) 落石時①(柵衝突時)

1) 転倒に対して

$$\begin{aligned} \text{合力作用位置 } d &= \frac{\Sigma Vx - \Sigma Hy}{\Sigma V} = \frac{165.634 - 30.772}{120.568} && \text{ここに、d: つま先から合力作用点までの距離} \\ &= 1.119 \text{ (m)} \\ \text{合力の偏心量 } e &= \frac{B_2}{2} - d = \frac{2.100}{2} - 1.119 && \text{e: 底版中央から合力作用点までの距離} \\ &= -0.069 \text{ (m)} && B_2: \text{底版幅} \\ \text{許容偏心量 } \frac{B_2}{3} &= 0.700 \text{ (m)} \geq |e| = 0.069 \text{ (m)} && \text{OK!} \end{aligned}$$

2) 滑動に対して

$$\text{擁壁底面の有効載荷幅 } B' = B_2 - 2 \cdot e = 2.100 - 2 \times 0.069 = 1.962 \text{ (m)}$$

$$\begin{aligned} \text{滑動安全率 } F_s &= \frac{\mu \cdot \Sigma V + c_B \cdot B_2}{\Sigma H} = \frac{0.60 \times 120.568 + 0.00 \times 2.100}{7.344} \\ &= 9.850 \geq F_{sa} = 1.500 && \text{OK!} \end{aligned}$$

3) 支持力に対して

$e \leq (B_2)/6 = 0.350(\text{m})$ のため、地盤反力は台形分布となる。

地盤反力度

$$\begin{aligned} Q_{\max}, Q_{\min} &= \Sigma V / B_2 \cdot (1 \pm 6e / B_2) \\ &= 120.568 / 2.100 \times (1 \pm 6 \times 0.069 / 2.100) \\ &= \begin{cases} 68.730 & (\text{KN/m}^2) \\ 46.090 & (\text{KN/m}^2) \end{cases} \end{aligned}$$

最大地盤反力度

$$Q_{\max} = 68.730 \text{ (KN/m}^2) \leq Q_a = 460.33 \text{ (KN/m}^2) \quad \text{OK!}$$

(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(qa)を下式より求める。

$$\begin{aligned} q_a &= q_u / F && \text{ここに、} q_u: \text{極限支持力度(KN/m}^2\text{)} \\ &= 729.00 / 3.00 && F: \text{安全率} \\ &= 243.00 \quad (\text{KN/m}^2) \end{aligned}$$

ここに、

$$\begin{aligned} q_u &= \alpha \kappa c N_c S_c + \kappa q N_q S_q + \frac{1}{2} \gamma_1 \beta B_e N_r S_r \\ &= 1.000 \times 1.000 \times 15.00 \times 29.20 \times 0.874 + 1.000 \times 10.000 \times 17.80 \times 1.000 \\ &\quad + 1/2 \times 19.00 \times 1.000 \times 1.484 \times 13.60 \times 0.877 \\ &= 729.00 \quad (\text{KN/m}^2) \end{aligned}$$

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)

$$\begin{aligned} B_e &= B_2 - 2e \\ &= 2.100 - 2 \times 0.308 \\ &= 1.484 \quad (\text{m}) \end{aligned}$$

κ : 根入れ効果に対する割増係数

$$\begin{aligned} \kappa &= 1 + 0.3 \cdot D_f' / B_e \\ &= 1 + 0.3 \times 0.00 / 1.484 \\ &= 1.000 \end{aligned}$$

D_f' : 支持地盤への根入れ深さ(m)

$$D_f' = 0.00 \quad (\text{m})$$

D_f : 基礎の有効根入れ深さ(m)

$$D_f = 0.50 \quad (\text{m})$$

γ_1 : 支持地盤の単位重量(KN/m³)

$$\gamma_1 = 19.00 \quad (\text{KN/m}^3)$$

γ_2 : 根入れ地盤の単位重量(KN/m³)

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

q : 上載荷重(KN/m²)

$$\begin{aligned} q &= D_f' \cdot \gamma_1 + (D_f - D_f') \cdot \gamma_2 \\ &= 0.00 \times 19.00 + (0.50 - 0.00) \times 20.00 \\ &= 10.000 \quad (\text{KN/m}^2) \end{aligned}$$

c : 地盤の粘着力

$$c = 15.00 \quad (\text{KN/m}^2)$$

α 、 β : 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

$$S_c = (C^*)^\lambda = (1.500)^{-1/3} = 0.874$$

$$\text{ここに、} C^* = c / c_0 = c / 10 = 15.00 / 10$$

$$= 1.500$$

$$= 1.500 \quad \text{ただし、} 1 \leq C^* \leq 10$$

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

$$\text{ここに、} q^* = q / q_0 = q / 10 = 10.000 / 10$$

$$= 1.000$$

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

$$S_r = (B^*)^u = (1.484)^{-1/3} = 0.877$$

$$\text{ここに、} B^* = B_e / B_0 = B_e / 1.0 = 1.484 / 1.0$$

$$= 1.484$$

$$= 1.484 \quad \text{ただし、} 1 \leq B^*$$

N_c, N_r, N_q : 荷重傾斜を考慮した支持力係数

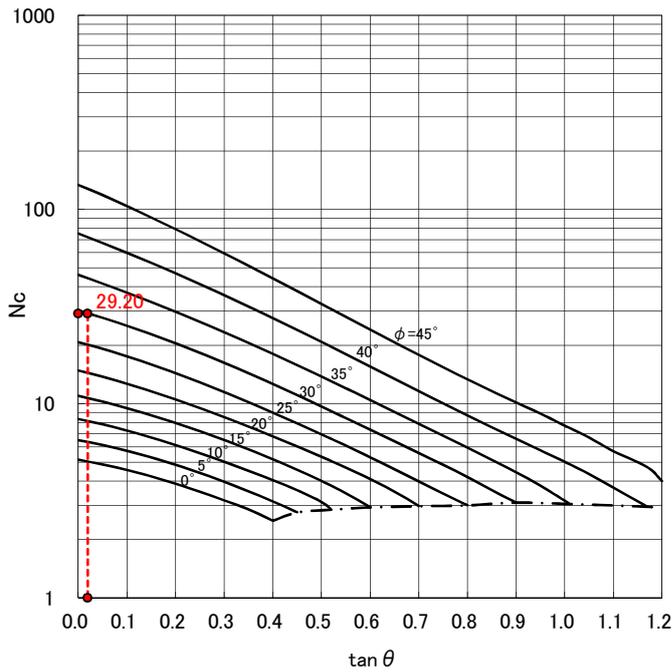
$$\left\{ \begin{array}{l} \tan \theta = \Sigma H / \Sigma V \\ = 2.244 / 120.568 \\ = 0.019 \\ \phi = 30.00 \quad (^\circ) \end{array} \right.$$

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

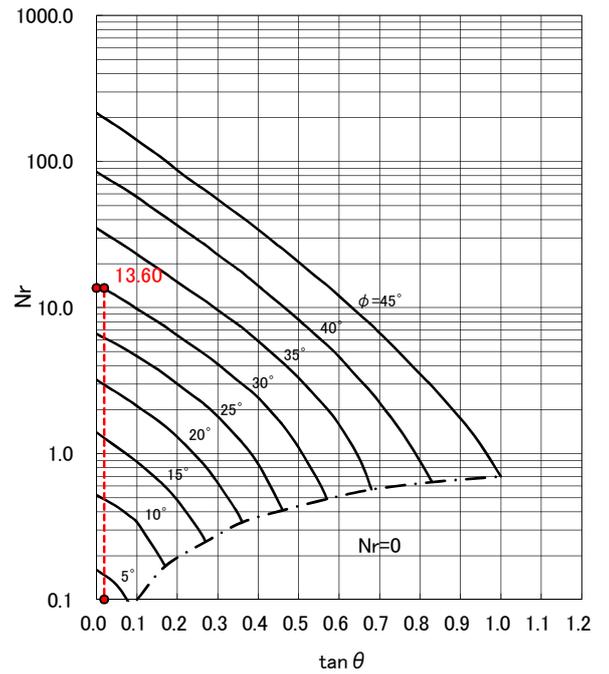
$$N_c = 29.20$$

$$N_q = 17.80$$

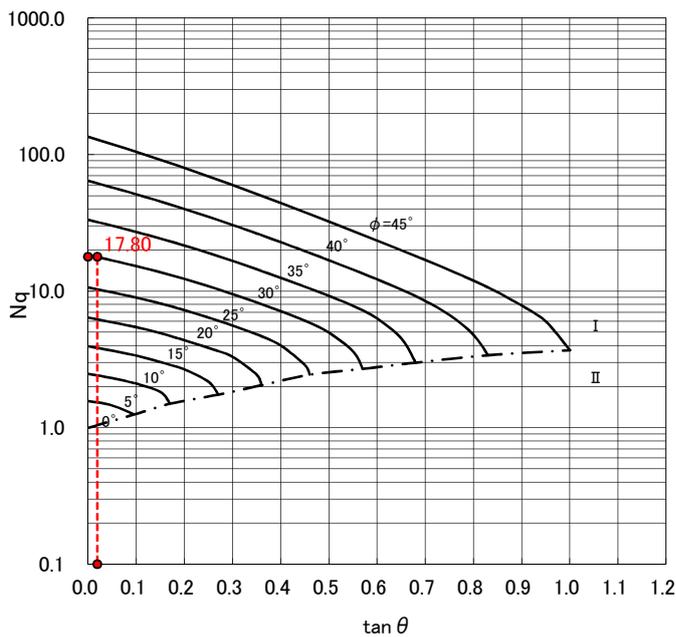
$$N_r = 13.60$$



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。

$$\begin{aligned} q_a &= q_u / F && \text{ここに、} q_u: \text{極限支持力度(KN/m}^2\text{)} \\ &= 407.40 / 1.50 && F: \text{安全率} \\ &= 271.60 \quad (\text{KN/m}^2) \end{aligned}$$

ここに、

$$\begin{aligned} q_u &= \alpha \kappa c N_c S_c + \kappa q N_q S_q + \frac{1}{2} \gamma_1 \beta B_e N_r S_r \\ &= 1.000 \times 1.000 \times 15.00 \times 17.60 \times 0.874 + 1.000 \times 10.000 \times 10.40 \times 1.000 \\ &\quad + 1/2 \times 19.00 \times 1.000 \times 2.012 \times 4.80 \times 0.792 \\ &= 407.40 \quad (\text{KN/m}^2) \end{aligned}$$

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)

$$\begin{aligned} B_e &= B_2 - 2e \\ &= 2.100 - 2 \times 0.044 \\ &= 2.012 \quad (\text{m}) \end{aligned}$$

κ : 根入れ効果に対する割増係数

$$\begin{aligned} \kappa &= 1 + 0.3 \cdot Df' / B_e \\ &= 1 + 0.3 \times 0.00 / 2.012 \\ &= 1.000 \end{aligned}$$

Df' : 支持地盤への根入れ深さ(m)

$$Df' = 0.00 \quad (\text{m})$$

Df : 基礎の有効根入れ深さ(m)

$$Df = 0.50 \quad (\text{m})$$

γ_1 : 支持地盤の単位重量(KN/m³)

$$\gamma_1 = 19.00 \quad (\text{KN/m}^3)$$

γ_2 : 根入れ地盤の単位重量(KN/m³)

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

q : 上載荷重(KN/m²)

$$\begin{aligned} q &= Df \cdot \gamma_1 + (Df - Df') \cdot \gamma_2 \\ &= 0.00 \times 19.00 + (0.50 - 0.00) \times 20.00 \\ &= 10.000 \quad (\text{KN/m}^2) \end{aligned}$$

c : 地盤の粘着力

$$c = 15.00 \quad (\text{KN/m}^2)$$

α 、 β : 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

$$S_c = (C^*)^\lambda = (1.500)^{-1/3} = 0.874$$

$$\text{ここに、} C^* = c / c_0 = c / 10 = 15.00 / 10$$

$$= 1.500$$

$$= 1.500 \quad \text{ただし、} 1 \leq C^* \leq 10$$

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

$$\text{ここに、} q^* = q / q_0 = q / 10 = 10.000 / 10$$

$$= 1.000$$

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

$$S_r = (B^*)^u = (2.012)^{-1/3} = 0.792$$

$$\text{ここに、} B^* = B_e / B_0 = B_e / 1.0 = 2.012 / 1.0$$

$$= 2.012$$

$$= 2.012 \quad \text{ただし、} 1 \leq B^*$$

N_c, N_r, N_q : 荷重傾斜を考慮した支持力係数

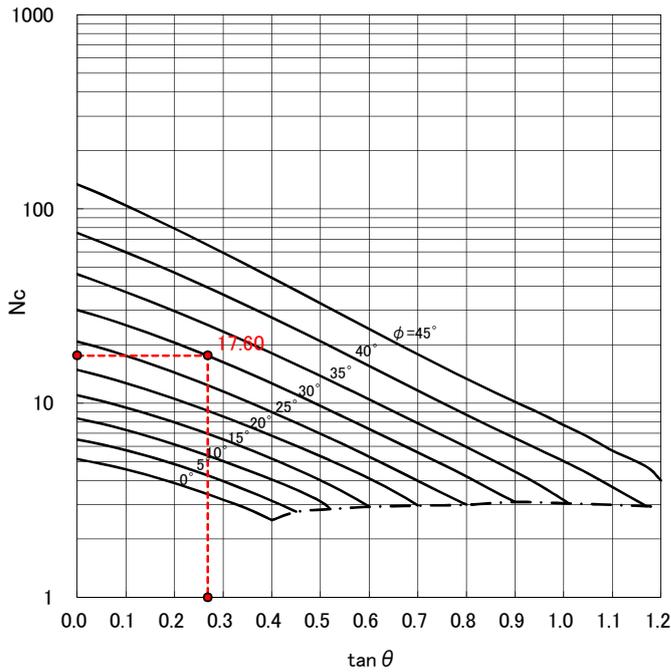
$$\left\{ \begin{array}{l} \tan \theta = \Sigma H / \Sigma V \\ = 36.277 / 135.248 \\ = 0.268 \\ \phi = 30.00 \quad (^\circ) \end{array} \right.$$

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

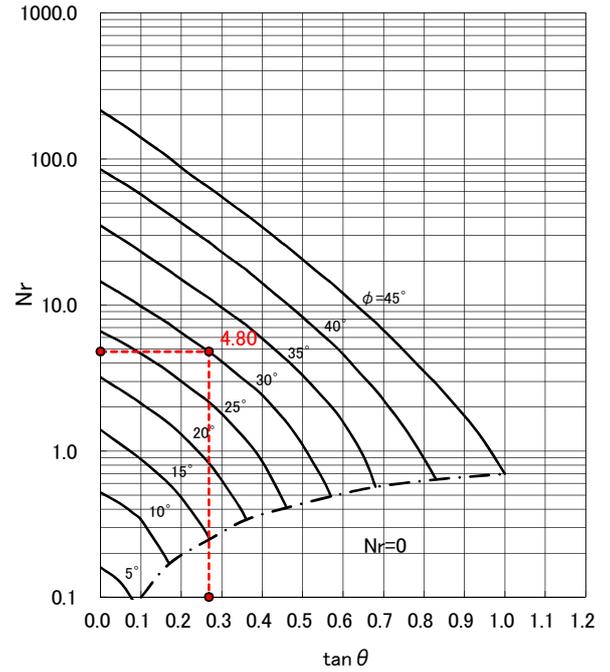
$$N_c = 17.60$$

$$N_q = 10.40$$

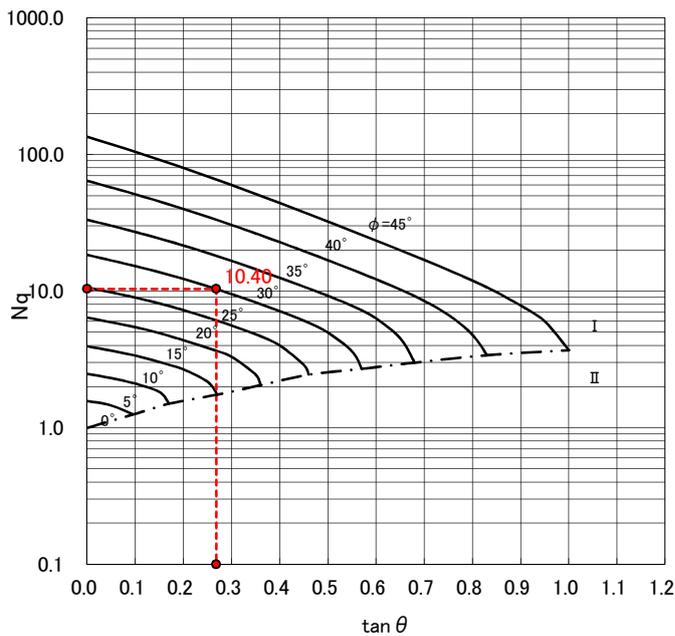
$$N_r = 4.80$$



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) 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。

$$\begin{aligned} q_a &= q_u / F && \text{ここに、} q_u: \text{極限支持力度(KN/m}^2\text{)} \\ &= 690.50 / 1.50 && F: \text{安全率} \\ &= 460.33 \quad (\text{KN/m}^2) \end{aligned}$$

ここに、

$$\begin{aligned} q_u &= \alpha \kappa c N_c S_c + \kappa q N_q S_q + \frac{1}{2} \gamma_1 \beta B_e N_r S_r \\ &= 1.000 \times 1.000 \times 15.00 \times 27.10 \times 0.874 + 1.000 \times 10.000 \times 16.40 \times 1.000 \\ &= 690.50 \quad (\text{KN/m}^2) && + 1/2 \times 19.00 \times 1.000 \times 1.962 \times 11.50 \times 0.799 \end{aligned}$$

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)

$$\begin{aligned} B_e &= B_2 - 2e \\ &= 2.100 - 2 \times 0.069 \\ &= 1.962 \quad (\text{m}) \end{aligned}$$

κ : 根入れ効果に対する割増係数

$$\begin{aligned} \kappa &= 1 + 0.3 \cdot Df' / B_e \\ &= 1 + 0.3 \times 0.00 / 1.962 \\ &= 1.000 \end{aligned}$$

Df' : 支持地盤への根入れ深さ(m)

$$Df' = 0.00 \quad (\text{m})$$

Df : 基礎の有効根入れ深さ(m)

$$Df = 0.50 \quad (\text{m})$$

γ_1 : 支持地盤の単位重量(KN/m³)

$$\gamma_1 = 19.00 \quad (\text{KN/m}^3)$$

γ_2 : 根入れ地盤の単位重量(KN/m³)

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

q : 上載荷重(KN/m²)

$$\begin{aligned} q &= Df \cdot \gamma_1 + (Df - Df') \cdot \gamma_2 \\ &= 0.00 \times 19.00 + (0.50 - 0.00) \times 20.00 \\ &= 10.000 \quad (\text{KN/m}^2) \end{aligned}$$

c : 地盤の粘着力

$$c = 15.00 \quad (\text{KN/m}^2)$$

α 、 β : 形状係数

$$\begin{aligned} \alpha &= 1.000 \\ \beta &= 1.000 \end{aligned}$$

S_c 、 S_q 、 S_r : 支持力係数の寸法効果に関する補正係数

$$S_c = (C^*)^\lambda = (1.500)^{-1/3} = 0.874$$

$$\begin{aligned} \text{ここに、} C^* &= c / c_0 = c / 10 = 15.00 / 10 \\ &= 1.500 \\ &= 1.500 \quad \text{ただし、} 1 \leq C^* \leq 10 \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned} \text{ここに、} q^* &= q / q_0 = q / 10 = 10.000 / 10 \\ &= 1.000 \\ &= 1.000 \quad \text{ただし、} 1 \leq q^* \leq 10 \end{aligned}$$

$$S_r = (B^*)^u = (1.962)^{-1/3} = 0.799$$

$$\begin{aligned} \text{ここに、} B^* &= B_e / B_0 = B_e / 1.0 = 1.962 / 1.0 \\ &= 1.962 \\ &= 1.962 \quad \text{ただし、} 1 \leq B^* \end{aligned}$$

N_c, N_r, N_q : 荷重傾斜を考慮した支持力係数

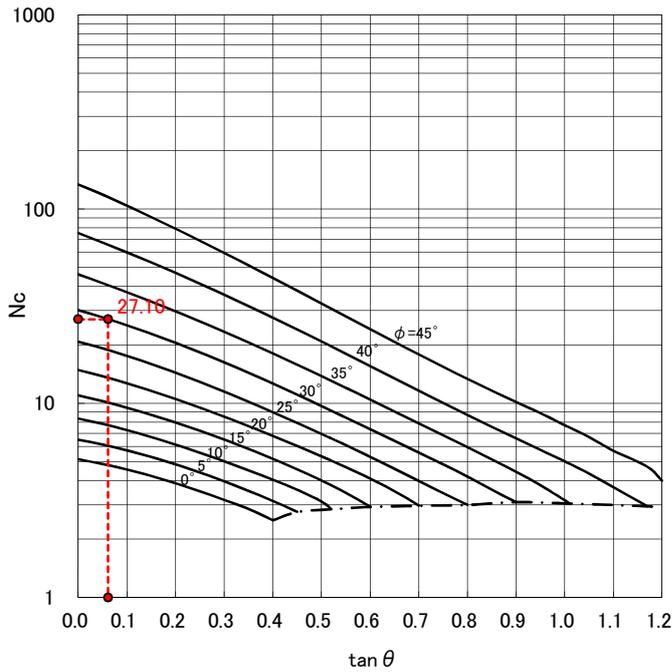
$$\left\{ \begin{array}{l} \tan \theta = \Sigma H / \Sigma V \\ = 7.344 / 120.568 \\ = 0.061 \\ \phi = 30.00 \quad (^\circ) \end{array} \right.$$

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

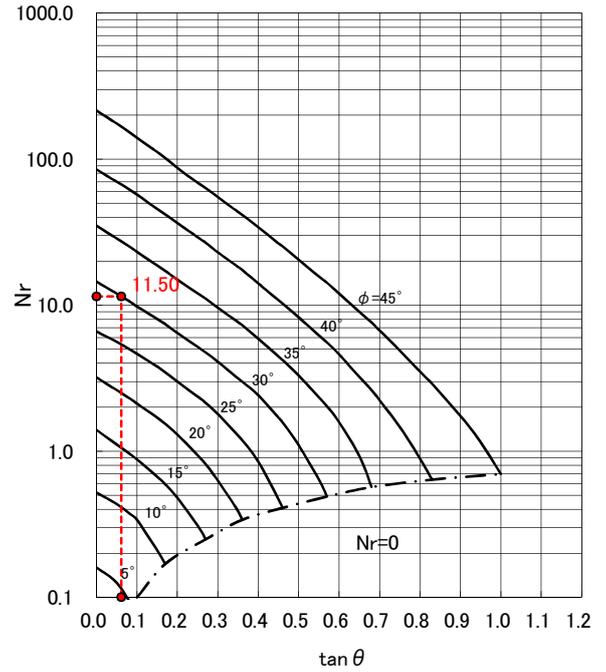
$$N_c = 27.10$$

$$N_q = 16.40$$

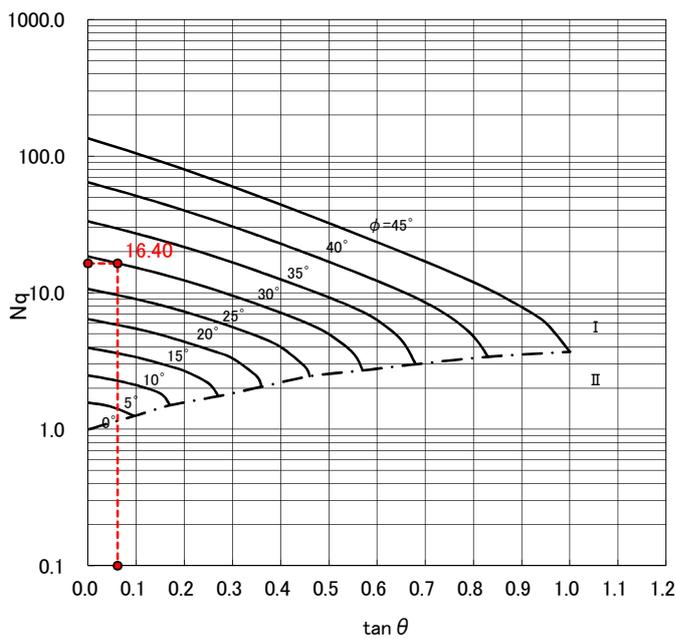
$$N_r = 11.50$$



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)

$$\begin{aligned} W_0 &= W \cdot L \\ &= 119.600 \times 10.000 \\ &= 1,196.000 \quad (\text{KN}) \end{aligned}$$

ここに、
 W : 擁壁の1m当たりの重量
 (擁壁諸元の計算より $W=119.600\text{KN/m}$)
 L : 有効抵抗長(m)

b) 擁壁重心に関する慣性モーメント(I)

$$I = 171.56 \quad (\text{t} \cdot \text{m}^2)$$

ここに、
 I : 擁壁重心に関する慣性モーメント
 (擁壁諸元の計算より、 $I=171.56 \text{ t} \cdot \text{m}^2$)

c) 擁壁底面の断面2次モーメント(I_0)

$$\begin{aligned} I_0 &= \frac{B_2^3 \cdot L}{12} \\ &= \frac{2.100^3 \times 10.000}{12} \\ &= 7.72 \quad (\text{m}^4) \end{aligned}$$

ここに、
 B_2 : 底面幅

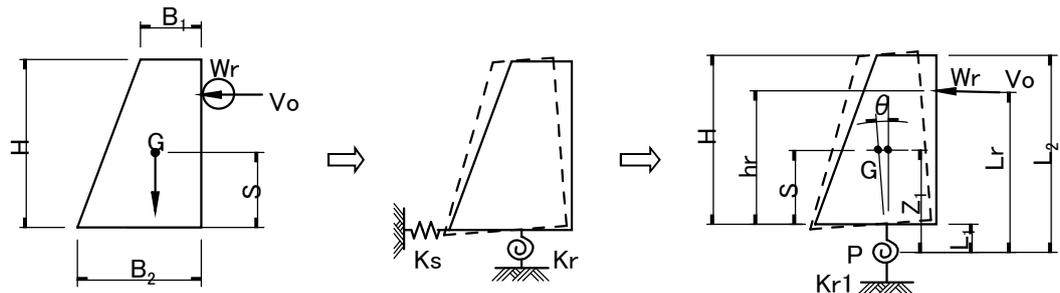
d) 擁壁の底面積(A)

$$\begin{aligned} A &= B_2 \cdot L \\ &= 2.100 \times 10.000 \\ &= 21.000 \quad (\text{m}^2) \end{aligned}$$

e) 擁壁重心位置の高さ

$$S = 1.59 \quad (\text{m})$$

ここに、
 S : 擁壁重心位置の高さ
 (擁壁諸元の計算より、 $S=YG=1.590\text{m}$)



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_v : 基礎の換算載荷幅
 $B_v = \sqrt{A} = \sqrt{21.000} = 4.583 \text{ (m)}$
 α : 地盤反力係数の推定に用いる係数
 $\alpha = 1$
E₀ : 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

$$= \frac{1}{0.3} \times 1 \times 84,000.0 \times \left(\frac{4.583}{0.3} \right)^{-\frac{3}{4}}$$

$$= 36,235.7 \quad (\text{KN/m}^3)$$

g) せん断バネ定数(ks)

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

$$= \frac{21.000 \times 36,235.7}{4}$$

$$= 190,237.4 \quad (\text{KN/m})$$

h) 割線回転バネ定数(kr)

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

ここに、

M_y : 設計降伏モーメント
 $= 1412.410 \text{ (KN} \cdot \text{m)}$ (後述にて値を算定)
 θ_y : 降伏回転角
 $= 0.00588 \text{ (rad)}$ (- // -)
 θ_0 : 最大抵抗モーメント(Mu)に達したときの降伏回転角
 $= -0.00136 \text{ (rad)}$ (- // -)

$$= \frac{1,412.410}{0.00588 + 0.00136}$$

$$= 195,030.4 \quad (\text{KN} \cdot \text{m})$$

i) 回転中心(P)と擁壁の重心(G)との距離(Z1)

$$e_0^2 = \frac{K_r}{K_s} = \frac{195,030.4}{190,237.4} = 1.025 \quad (\text{m}^2)$$

$$i_0^2 = \frac{I}{m} = \frac{171.56}{122.04} = 1.406 \quad (\text{m}^2)$$

ここに、m : 擁壁有効長の質量

$$m = \frac{W_0}{g} = \frac{1,196.000}{9.80} = 122.04 \quad (\text{t})$$

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

$$= \frac{1}{2 \times 1.590} \left[1.590^2 + 1.025 - 1.406 \right] + \sqrt{\frac{1}{4 \times 1.590^2} \left[1.590^2 + 1.025 - 1.406 \right]^2 + 1.406}$$

$$= 2.040 \quad (\text{m})$$

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)

$$\begin{aligned} L_1 &= Z_1 - S \\ &= 2.040 - 1.590 \\ &= 0.450 \quad (\text{m}) \end{aligned}$$

b) 擁壁天端と回転中心(P)との距離(L2)

$$\begin{aligned} L_2 &= L_1 + H \\ &= 0.450 + 4.000 \\ &= 4.450 \quad (\text{m}) \end{aligned}$$

c) 衝突点(A)と回転中心(P)との距離(Lr)

$$\begin{aligned} L_r &= L_1 + \text{hr} && \text{ここに、hr : 擁壁底面から落石衝突点までの高さ(m)} \\ &= 0.450 + 3.900 && \text{hr} = H - \Delta H_2 \\ &= 4.350 \quad (\text{m}) && = 4.000 - 0.100 \\ & && = 3.900 \quad (\text{m}) \end{aligned}$$

d) 補正係数(α')

$$\begin{aligned} \alpha' &= \frac{4(B_2 \cdot L_2 - B_1 \cdot L_1)(L_2^2 + L_1 \cdot L_2 + L_1^2) - 3(B_2 - B_1)(L_2 - L_1)(L_2^2 + L_1^2)}{6L_r^2(B_1 + B_2)H} \\ &= \frac{4 \times (2.100 \times 4.450 - 0.500 \times 0.450)(4.450^2 + 0.450 \times 4.450 + 0.450^2) - 3 \times (2.100 - 0.500)(4.450 + 0.450)(4.450^2 + 0.450^2)}{6 \times 4.350^2 \times (0.500 + 2.100) \times 4.000} \\ &= 0.281 \end{aligned}$$

e) 落石衝突後の衝突点Aでの擁壁の速度(V)

$$\begin{aligned} V &= \frac{2W_r}{W_r + \alpha'W_0} V_0 && \text{ここに、} W_r : \text{落石の重量(KN)} \\ &= \frac{2 \times 0.855 \times 12.907}{0.86 + 0.281 \times 1,196.000} && \alpha' : \text{補正係数} \\ &= 0.066 \quad (\text{KN} \cdot \text{m}) && W_0 : \text{擁壁有効長の重量(KN)} \\ & && V_0 : \text{擁壁衝突時の落石速度(m/s)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_0 &= \sqrt{2g \cdot \left[1 - \frac{\mu}{\tan \theta} \right] \cdot H_2} \\ &= \sqrt{2 \times 9.80 \left[1 - \frac{0.15}{\tan(45.0000)} \right] \times 10.00} \\ &= 12.907 \quad (\text{m/s}) \end{aligned}$$

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

a) 換算バネ係数(K_{r1})

$$\begin{aligned} K_{r1} &= K_s (e_0^2 + L_1^2) \\ &= 190,237.4 \times (1.025 + 0.450^2) \\ &= 233,516.4 \text{ (KN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

b) A点の動的変位(δ_d)

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

$$\begin{aligned} \delta_d &= \sqrt{\frac{0.281 \times 122.04 \times 4.350^2 \times 0.066^2}{233,516.4}} \\ &= 0.00348 \text{ (m)} \end{aligned}$$

c) 擁壁の回転角(θ_L)

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

$$\begin{aligned} &= \frac{0.00348}{4.350} \\ &= 0.00080 \text{ (rad)} = 0.046 \text{ (}^\circ\text{)} \end{aligned}$$

d) 擁壁の水平変位(δ_L)

$$\begin{aligned} \delta_L &= \delta_d \left(1 - \frac{h_r}{L_r} \right) \\ &= 0.00348 \left[1 - \frac{3.900}{4.350} \right] \\ &= 0.00036 \text{ (m)} \end{aligned}$$

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(E_{ML})

$$\begin{aligned} E_{ML} &= \frac{1}{2} K_r \cdot \theta_L^2 \\ &= \frac{1}{2} \times 195,030.4 \times 0.00080^2 \\ &= 0.062 \text{ (KJ)} \end{aligned}$$

b) 水平変形エネルギー(E_{HL})

$$\begin{aligned} E_{HL} &= \frac{1}{2} K_s \cdot \delta_L^2 \\ &= \frac{1}{2} \times 190,237.4 \times 0.00036^2 \\ &= 0.012 \text{ (KJ)} \end{aligned}$$

(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)

$$\begin{aligned} M_w &= W_0 \cdot dx \\ &= 1,196.000 \times -0.318 \\ &= -380.328 \quad (\text{KN}\cdot\text{m}) \end{aligned}$$

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)

$$\begin{aligned} dx &= \frac{B_2}{2} - X_G \\ &= \frac{2.100}{2} - 1.3679 \\ &= -0.318 \text{ (m)} \end{aligned}$$

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)

$$\begin{aligned} M_1 &= W_0 \cdot \frac{B_2}{6} \\ &= 1,196.000 \times \frac{2.100}{6} \\ &= 418.60 \quad (\text{KN}\cdot\text{m}) \end{aligned}$$

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、362.2 (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 | 1196.000 | --- | 1.368 | 1.590 | 1636.128 | --- |
| 落石水平力 | 0.000 | 362.156 | 2.100 | 3.900 | 0.000 | 1412.409 |
| Σ | 1196.000 | 362.156 | --- | --- | 1636.128 | 1412.409 |

・合力作用位置 $d = \frac{\Sigma Vx - \Sigma Hy}{\Sigma V} = \frac{1,636.128 - 1,412.409}{1196.000}$

$$= 0.187 \text{ (m)}$$

ここに、 d : つま先から合力作用点までの距離

・合力の偏心量 $|e| = \left| \frac{B_2}{2} - d \right| = \left| \frac{2.100}{2} - 0.187 \right|$

e : 底版中央から合力作用点までの距離

$$= 0.863 \text{ (m)} > \frac{B_2}{6} = 0.35 \text{ (m)}$$

・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。

$$\begin{aligned} Q_{max}, Q_{min} &= 2 \cdot \Sigma V / (3 \cdot d \cdot L) \quad , \quad 0 \\ &= 2 \times 1,196.000 / (3 \times 0.187 \times 10.000) \quad , \quad 0 \end{aligned}$$

$$= \begin{cases} 426.381 & (\text{KN}/\text{m}^2) \\ 0.000 & (\text{KN}/\text{m}^2) \end{cases}$$

・極限支持力度(Q_u)

$$\begin{aligned}
 Q_u &= A_e \left\{ \alpha \kappa c N_c S_c + \kappa q N_q S_q + \frac{1}{2} \gamma_1 \beta B_e N_r S_r \right\} \\
 &= 3.740 \times \left\{ 1.000 \times 1.000 \times 15.00 \times 16.10 \times 0.874 + 1.000 \times 10.000 \times 9.40 \times 1.000 \right. \\
 &\quad \left. + 1/2 \times 19.00 \times 1.000 \times 0.374 \times 4.00 \times 1.000 \right\} \\
 &= 1194.10 \quad (\text{KN}) \quad \doteq \quad W_0 = 1196.00 \quad (\text{KN})
 \end{aligned}$$

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)

A_e : 有効載荷面積(m^2)

$$\begin{aligned}
 A_e &= B_e \cdot L \\
 &= 0.374 \times 10.000 \\
 &= 3.740 \quad (\text{m}^2)
 \end{aligned}$$

B_e : 荷重の偏心を考慮した基礎の有効載荷幅(m)

$$\begin{aligned}
 B_e &= B_2 - 2e \\
 &= 2.100 - 2 \times 0.863 \\
 &= 0.374 \quad (\text{m})
 \end{aligned}$$

κ : 根入れ効果に対する割増係数

$$\begin{aligned}
 \kappa &= 1 + 0.3 \cdot D_f' / B_e \\
 &= 1 + 0.3 \times 0.00 / 0.374 \\
 &= 1.000
 \end{aligned}$$

D_f' : 支持地盤への根入れ深さ(m)

$$D_f' = 0.00 \quad (\text{m})$$

D_f : 基礎の有効根入れ深さ(m)

$$D_f = 0.50 \quad (\text{m})$$

γ_1 : 支持地盤の単位重量(KN/m^3)

$$\gamma_1 = 19.00 \quad (\text{KN}/\text{m}^3)$$

γ_2 : 根入れ地盤の単位重量(KN/m^3)

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

q : 上載荷重(KN/m^2)

$$\begin{aligned}
 q &= D_f' \cdot \gamma_1 + (D_f - D_f') \cdot \gamma_2 \\
 &= 0.00 \times 19.00 + (0.50 - 0.00) \times 20.00 \\
 &= 10.000 \quad (\text{KN}/\text{m}^2)
 \end{aligned}$$

c : 地盤の粘着力

$$c = 15.00 \quad (\text{KN}/\text{m}^2)$$

α 、 β : 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

$$S_c = (C^*)^\lambda = (1.500)^{-1/3} = 0.874$$

$$\begin{aligned}
 \text{ここに、} C^* &= c / c_0 = c / 10 = 15.00 / 10 \\
 &= 1.500 \\
 &= 1.500 \quad \text{ただし、} 1 \leq C^* \leq 10
 \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned}
 \text{ここに、} q^* &= q / q_0 = q / 10 = 10.000 / 10 \\
 &= 1.000 \\
 &= 1.000 \quad \text{ただし、} 1 \leq q^* \leq 10
 \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned}
 \text{ここに、} B^* &= B_e / B_0 = B_e / 1.0 = 0.374 / 1.0 \\
 &= 0.374 \\
 &= 1.000 \quad \text{ただし、} 1 \leq B^*
 \end{aligned}$$

N_c, N_r, N_q : 荷重傾斜を考慮した支持力係数

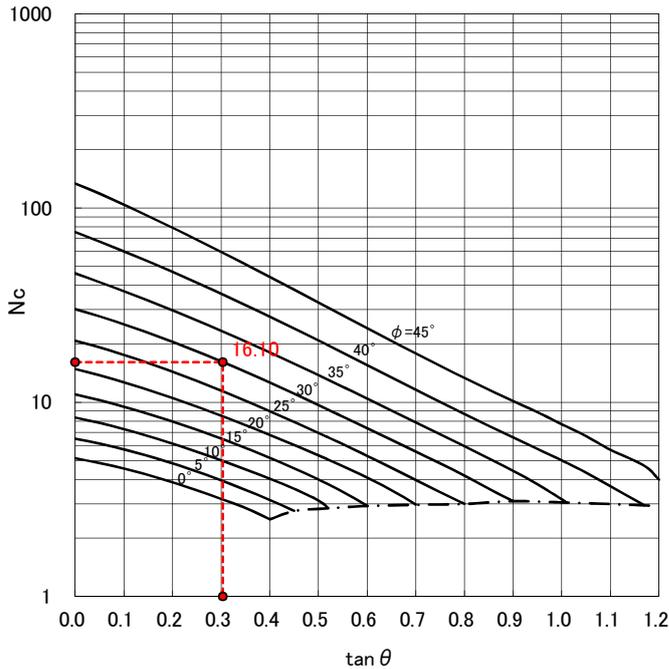
$$\left\{ \begin{array}{l} \tan \theta = \Sigma H / \Sigma V \\ \quad = 362.156 / 1,196.000 \\ \quad = 0.303 \\ \phi = 30.00 \quad (^\circ) \end{array} \right.$$

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

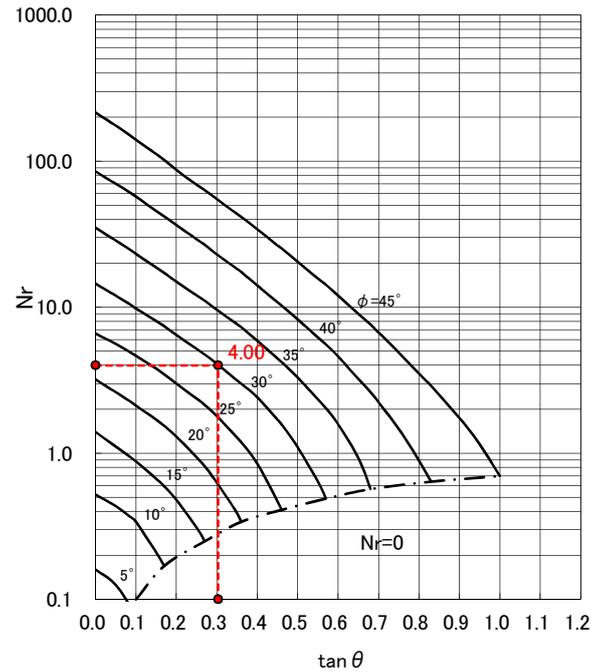
$$N_c = 16.10$$

$$N_q = 9.40$$

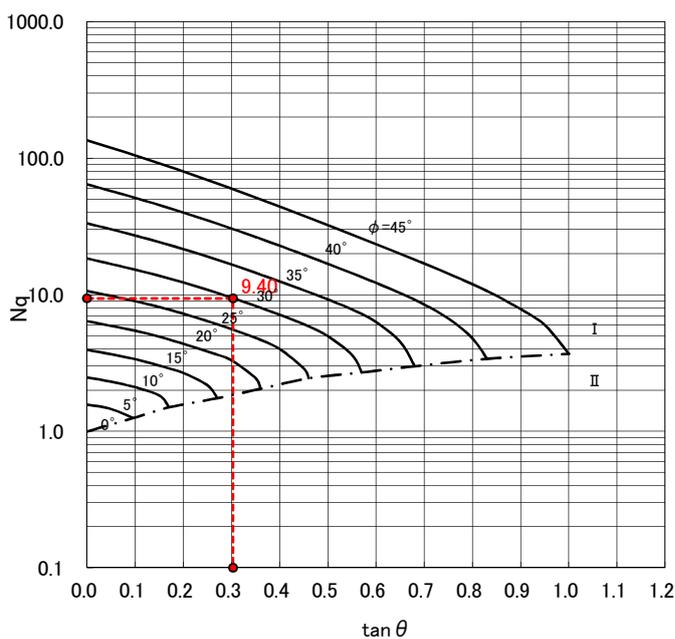
$$N_r = 4.00$$



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)

$$\begin{aligned}M_y &= H_r \cdot h \\ &= 362.2 \times 3.900 \\ &= 1412.41 \quad (\text{KN} \cdot \text{m})\end{aligned}$$

3) 最大抵抗モーメント(Mu)

$$\begin{aligned}M_u &= M_y + M_w \\ &= 1,412.41 - 380.33 \\ &= 1032.08 \quad (\text{KN} \cdot \text{m})\end{aligned}$$

4) 初期回転バネ定数(Kro) $M < M1$

$$\begin{aligned}K_{r0} &= I_o \cdot K_v \\ &= 7.72 \times 36,235.7 \\ &= 279,739.6 \quad (\text{KN} \cdot \text{m})\end{aligned}$$

5) 回転バネ定数(Kr') $M \geq M1$

$$\begin{aligned}K_{r'} &= K_{r0} / 2 \\ &= 279,739.6 / 2 \\ &= 139,869.8 \quad (\text{KN} \cdot \text{m})\end{aligned}$$

6) Mwによる回転角(θ_0)

$$\begin{aligned}\theta_0 &= \frac{M_w}{K_{r0}} \\ &= \frac{-380.328}{279,739.6} \\ &= -0.00136 \quad (\text{rad}) = -0.078 \quad (^\circ)\end{aligned}$$

7) M1に達したときの回転角(θ_1)

$$\begin{aligned}\theta_1 &= \frac{M_1}{K_{r0}} \\ &= \frac{418.60}{279,739.6} \\ &= 0.001496 \quad (\text{rad}) = 0.086 \quad (^\circ)\end{aligned}$$

8) 降伏回転角(θ_y)

$$\begin{aligned}\theta_y &= \left(\frac{2 \cdot M_u}{M_1} - 1 \right) \cdot \frac{M_1}{K_{r0}} \\ &= \left[\frac{2 \times 1,032.08}{418.60} - 1 \right] \times \frac{418.60}{279,739.6} \\ &= 0.005882 \quad (\text{rad}) = 0.337 \quad (^\circ)\end{aligned}$$

9) 許容回転角(θ_a)

$$\begin{aligned}\theta_a &= \mu' \cdot \theta_y \\ &= 5.00 \times 0.005882 \\ &= 0.029410 \quad (\text{rad}) = 1.685 \quad (^\circ) \leq \theta_{am} = 2.00 \quad (^\circ)\end{aligned}$$

θ_a が上限値 θ_{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 θ_a を用いる。

$$\theta_a = 0.029410 \quad (\text{rad})$$

10) 可能吸収エネルギー(E_M)

$$\begin{aligned}E_M &= \frac{1}{2} M_y (\theta_y - \theta_o) + M_y (\theta_a - \theta_y) \\ &= \frac{1}{2} \times 1,412.41 \times (0.005882 + 0.001360) + 1,412.41 \times (0.029410 - 0.005882) \\ &= 38.346 \quad (\text{KJ})\end{aligned}$$

(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 $E_{ML} = 0.062 \quad (\text{KJ})$

・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 $E_M = 38.346 \quad (\text{KJ})$

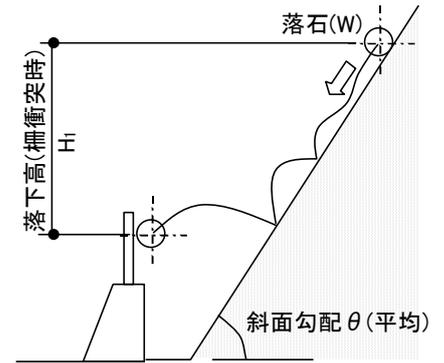
・安定性の判定 $E_{ML} \leq E_M \quad \text{OK!}$

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/m³)
- 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/s²)



斜面の種類と等価摩擦係数(μ)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 μ | 実験から得られる μ 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~ |

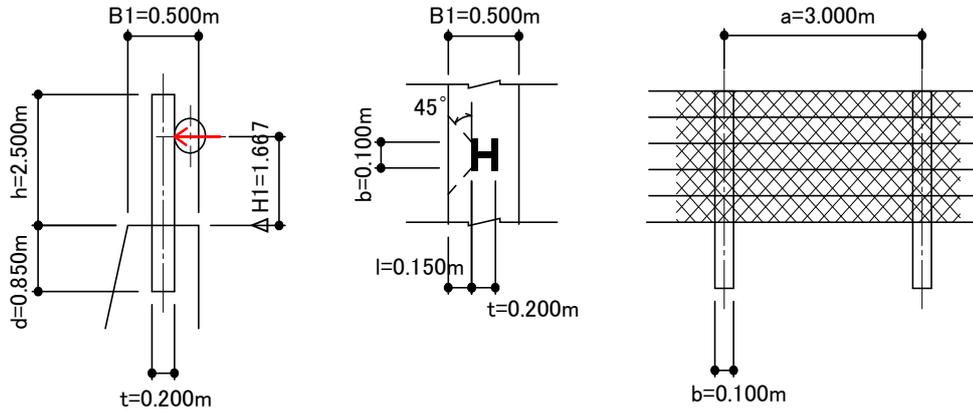
(2) 落石防護柵の仕様

- 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 ²) |
| 弾性係数 | $E_w = 100,000$ (N/mm ²) |
| 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 ³) |
| 断面2次モーメント | $I = 1,810$ (cm ⁴) |
| 弾性係数 | $E_H = 200,000$ (N/mm ²) |
| 降伏応力度 | $\sigma_y = 235$ (N/mm ²) |



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、 | β | : 回転エネルギー係数 | = | 0.10 |
| | H | : 落下高(m) | = | 10.00 |
| | θ | : 斜面勾配(°) | = | 45.00 |
| | μ | : 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) |

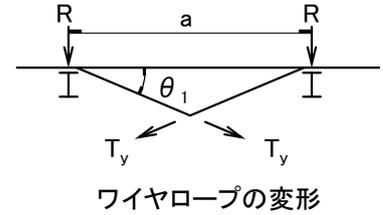
(1) ワイヤロープ及び支柱の吸収エネルギー(ER, EP)

- 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)

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

θ_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/mm²) = 100,000
 A : ワイヤロープの断面積(mm²) = 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_y)

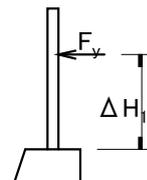
$$F_y = \frac{\sigma_y \cdot Z}{\Delta H_1}$$

ここに、
 σ_y : 支柱の降伏応力度(N/mm²) = 235
 Z : 支柱の断面係数(cm³) = 181
 ΔH_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_y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_y)

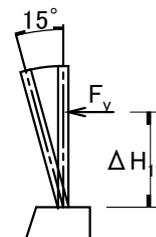
・支柱(2本分)の吸収エネルギー(EP1)

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

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

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

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



・ワイヤロープの吸収エネルギー(ER1)

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

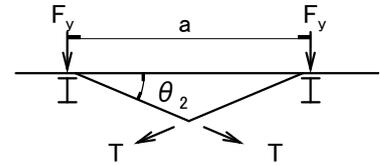
ここに、 T : Fyに見合ったロープ張力(下式を解いて求める。)

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

T₀ : 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
 ΔH_1 : 落石衝突点の高さ(m) = 1.667
 E_H : 支柱の弾性係数(N/mm²) = 200,000
 I : 支柱の断面2次モーメント(cm⁴) = 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=Ty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

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

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

$R \geq F_y$ 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!

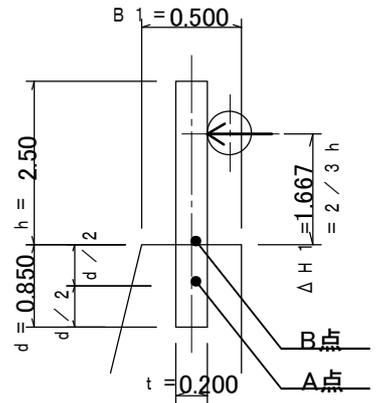
(1) 計算条件

- 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

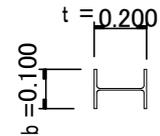
フランジ幅 $b = 100$ (mm)
ウェブ高 $t = 200$ (mm)

- 7) コンクリートの設計基準強度 : $\sigma_{ck} = 18$ (N/mm²)

許容圧縮応力度 $\sigma_{ca} = 4.50$ (N/mm²)
許容押拔せん断応力度 $\tau_a = 0.70$ (N/mm²)
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 σ_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 σ_c の算定と照査

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

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

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

$$Z = \frac{100 \times (0.850 \times 1000)^2}{6}$$

$$= 12,041,667 \quad (\text{mm}^3)$$

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

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

(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 τ の算定と照査

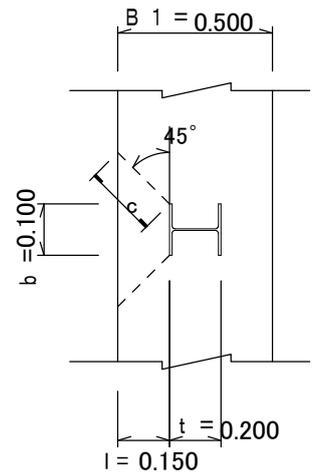
右図に示すようなせん断面が形成されると仮定する。
この場合のせん断面に発生するせん断応力度 τ は
次式で表される。

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

ここに、 l : 支柱フランジ外面から擁壁表面までの距離(m)
 c : せん断面長(m)

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

$$\begin{aligned} c &= l \cdot \sqrt{2} \\ &= 150 \times \sqrt{2} \\ &= 212 \text{ (mm)} \end{aligned}$$



(せん断力の分布)

$$\tau = \frac{25.52 \times 10^3}{2 \times 212 \times (0.850 \times 10^3)}$$

$$= 0.07 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \begin{matrix} \text{(割増係数を考慮した許容押抜きせん断応力度)} \\ \alpha \cdot \tau_a = 1.5 \times 0.70 = 1.05 \text{ (N/mm}^2\text{)} \end{matrix} \quad \text{OK!}$$