

第5 安定計算(例)

(1) 治山ダムの安定計算書

治山ダムの安定計算書

箇所 市市町 町地内

1 諸条件

| タイプ | 重畳 | 記号 | 数量 | 単位 | 備考 |
|------------------|----|----|------|-------------------|--------|
| 下流のり | | n | 000 | | |
| 上流のり | | m | 000 | | |
| 治山ダムの規模 | | | | | |
| 堤高 | | h | 272 | m | |
| 全段数 | | | 16 | 段 | |
| 放水路天端木 | | | 1 | 段 | |
| 本木横木 | | | 7 | 段 | |
| 本木縦木 | | | 6 | 段 | |
| 基礎木 | | | 1 | 段 | |
| 基礎間木 | | | 1 | 段 | |
| 堤幅 | | b | 180 | m | |
| 越流水深 | | h | 023 | m | |
| 木材の平均径 | | w | 0200 | m | |
| 大鼓材径 | | s | 017 | m | |
| 水の単位体積重量 | | ' | 1180 | kN/m ³ | |
| 土の単位体積重量 | | s | 1770 | kN/m ³ | |
| 木材の単位体積重量 | | w | 800 | kN/m ³ | |
| 中詰材の単位体積重量 | | w | 1800 | kN/m ³ | |
| 摩擦係数 | | f | 060 | | |
| 土圧係数 | | C | 0333 | | |
| 中詰材の内部摩擦角 | | | 40 | ° | 岩砕 |
| 滑動に対する安全率 | | S | 100 | | |
| 中詰材のせん断抵抗に対する安全率 | | F | 120 | | |
| 許容地盤支抗 | | Q | 300 | kN/m ³ | |
| 堤本の単位体積重量 | | | 1493 | kN/m ³ | 計算結果から |

2 堤本の単位体積重量の計算

(換算本長 3 m(計算) : 区間内縦木 383 本)

| | | |
|-----------|---|----------------------|
| 堤本本体積 | $(換算長) \times h \times b = 300 \times 272 \times 180 =$ | 14688 m ³ |
| 木材体積(V) | | |
| 平均断面積 | | |
| 大鼓材角度 | $\cos = (大鼓材径) / (木材径) = 0.17 / 0.2 =$ | 085 |
| | $= 32^\circ$ | |
| | $A = ((300 - 4 \times) / 360) \times 3.14 \times (木材径)^2 \times (木材径) \times \sin^2$ $= ((300 - 4 \times 32) / 360) \times 3.14 \times (0.2 / 2)^2 + (0.2 / 2)^2 \times \sin^2(2 \times 32)$ $A = 0.029223496$ | 0.029 m ² |
| 本木木材体積 | $V_{W1} = A \times ((換算長) \times (横材数) \times (上下流)) + (幅) \times (縦材数) \times (区間本数)$ $= 0.029 \times (3 \times 7 \times 2) + (18 \times 6 \times 383) =$ | 2418 m ³ |
| 放水路天端有等体積 | $V_{W2} = 断面積 \times (長さ \times 放水路天端に並べる総本数 + 放水路添木長)$ $= 0.029 \times (180 \times (3 / 0.2) + 30 \times 2) =$ | 096 m ³ |
| 基礎木材体積 | $V_{W3} = 断面積 \times (長さ \times 並べる総本数 + 基礎間木長)$ $= 0.029 \times (180 \times (3 / 0.2) + 30 \times 2) =$ | 1.13 m ³ |
| 計 | $V_{W1} + V_{W2} + V_{W3} = 2418 + 0.96 + 1.13$ | 451 m ³ |
| 中詰材体積(V) | $V = (堤本本体積) - (木材体積) = 14688 - 4508 =$ | 1018 m ³ |
| 体積比率 | 木材 0307 中詰 0693 | |
| 平均体積重量 | $(木材比率) \times (木材比重) + (中詰比率) \times (中詰比重) = 0.307 \times 8 + 0.693 \times 17.7 =$ | 14930 |

3. 堤体の荷重とモーメントの計算

| 計算区分 | 荷重の計算式 | 荷重 kN | アームの計算式 | アーム m | モーメント kN m |
|----------------|--|----------|----------------------------|----------|---------------|
| D ₁ | $b \times h \times$ | 73.097 | $1/2 \times b$ | 0.900 | 65.787 |
| | $180 \times 2.72 \times 14.93$ | | $1/2 \times 180$ | | |
| W ₂ | $b \times h \times$ | 4.885 | $1/2 \times b$ | 0.900 | 4.397 |
| | $180 \times 0.23 \times 11.80$ | | $1/2 \times 180$ | | |
| 計 | 鉛直分力 (V) | 77.982 | 抵抗モーメント (M _V) | | 70.184 |
| E _m | $h \times \frac{1}{2} \times s \times h \times s \times c$ | 2.458 | $1/2 \times h$ | 1.360 | 3.343 |
| | $0.23 \times 11.80 \times 1/17.70 \times 2.72 \times 17.70 \times 0.333$ | | $1/2 \times 2.72$ | | |
| E _h | $h^2 \times 1/2 \times s \times c$ | 21.803 | $1/3 \times h$ | 0.907 | 19.775 |
| | $0.23 \times 2.72^2 \times 17.70 \times 0.333$ | | $1/3 \times 2.72$ | | |
| 計 | 水平分力 (H) | 24.261 | 転倒モーメント (M _H) | | 23.118 |

堤岸厚及び断面積

$$\begin{aligned} \text{堤岸厚 (B)} &= b = 1.8 = 1.80 \text{ m} \\ \text{断面積 (A)} &= b \times h = 1.80 \times 2.72 = 4.896 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

4. 転倒に対する検討 (合力の作用位置及び偏心距離)

$$\begin{aligned} b \times 1/3 &= 180 \times 1/3 = 0.60 \text{ m} \\ b \times 2/3 &= 180 \times 2/3 = 1.20 \text{ m} \\ \text{合力の作用位置 (X)} &= (M_V - M_H) / V = (70.184 - 23.118) / 77.982 = 0.604 \text{ m} \\ 0.6 < 0.604 < 1.2 \end{aligned}$$

**ミッドラインに入っている
合力の作用線が堤岸幅内にあるので転倒はしない**

$$\begin{aligned} \text{偏心距離 } e &= b/2 - X = 1.8/2 - 0.604 = 0.296 \text{ m} \\ b/6 &= 180 \times 1/6 = 0.30 \text{ m} \end{aligned}$$

合力の作用線と堤岸との交点がミッドライン内にあるので、上流端に張力を生じない

5. 内部応力及び地盤反力に対する検討

$$\begin{aligned} \text{内部応力 } (\sigma_1) &= V/b \times (1 + 6e/b) = 77.982/1.8 \times (1 + 6 \times 0.296/1.8) = 86.069 \text{ kN/m}^2 \\ (\sigma_2) &= V/b \times (1 - 6e/b) = 77.982/1.8 \times (1 - 6 \times 0.296/1.8) = 0.578 \text{ kN/m}^2 \\ \text{地盤反力 } (P_1) &= (\sigma_1) = 86.069 \text{ kN/m}^2 \\ (P_2) &= (\sigma_2) = 0.578 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

(1) 86.069 < 300 により 安全である

(2) 0.578 < 300 により 安全である

6. 滑動に対する検討

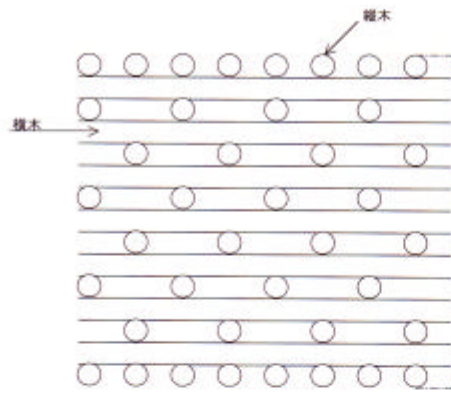
$$\begin{aligned} f \times V / H &= 0.60 \times 77.982 / 24.261 = 1.93 \\ 1.93 > 1.00 &\text{ により 安全である} \end{aligned}$$

7. 中継材の外力によるせん断変形に対する検討

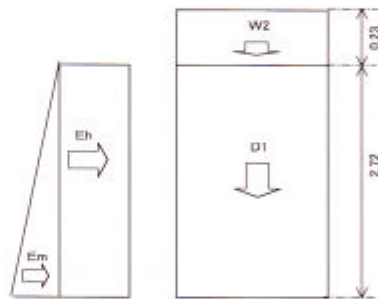
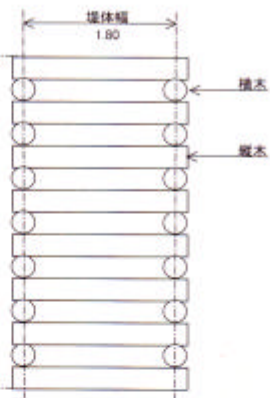
$$\begin{aligned} \text{変形を許す場合の剪断抵抗モーメント} \\ M_r &= 1/6 \times \sqrt{3} \times R_0 \times h^3 \\ R_0 &= \sqrt{0.2} \times (3 - \sqrt{0} \times \cos 40) \times \sin 40 \\ \sqrt{0} &= b/h = 1.80/2.72 = 0.662 \\ R_0 &= \sqrt{0.2} \times (3 - \sqrt{0} \times \cos 40) \times \sin 40 = (0.662)^2 \times (3 - 0.662 \times \cos 40) \times \sin 40 = 0.7022 \\ M_r &= 1/6 \times \sqrt{3} \times R_0 \times h^3 = 1/6 \times 14.93 \times 0.7022 \times 2.72^3 = 35.1622 \\ M_r / M_H &= 35.1622 / 23.118 = 1.52 \\ 1.52 > 1.2 &\text{ により 安全である} \end{aligned}$$

治山ダムの標準構造図

正面図



断面図



(2) 歩道橋の安定計算書

歩道橋の安定計算書

箇所名 ○○市 市・町 △△町 地内

1. 設計条件

| 項目 | 数値 | 単位 | 備考 |
|------------------|-------------------------|-------------------|--------------------------------------|
| ①構造 | | | |
| 構造形式 | 桁橋・歩道橋 | | |
| 上部構造の寸法 | | | |
| 橋長 | 5.00 | m | |
| 支間長 | 4.50 | m | |
| 橋幅員 | 2.00 | m | |
| 有効橋幅 | 1.60 | m | |
| ②荷重条件 | | | |
| 木材の単位体積重量(金物を含む) | 8.0 | kN/m ³ | |
| 活荷重: 主桁の場合 | 3.5 | kN/m ² | |
| : 床版の場合(群集荷重) | 5.0 | kN/m ² | |
| 雪荷重 | 無し | kN/m ² | |
| ③部材条件 | | | |
| 材質 | ヒノキ | | |
| 許容曲げ応力度 | 6.9 | N/mm ² | ×10 ⁻³ 3kN/m ² |
| 許容せん断応力度 | 0.5 | N/mm ² | ×10 ⁻³ 3kN/m ² |
| 許容引張応力度 | 4.2 | N/mm ² | |
| ヤング係数 | 9.0 | N/mm ² | |
| 主桁: 本数 | 2 | 本 | |
| : 橋脚(D) | 0.28 | m | |
| : 設置間隔 | 1.10 | m | |
| : 断面積(A) | 6.15 × 10 ⁻² | m ² | A= (π D ²)/4 |
| : 断面2次モーメント(I) | 3.02 × 10 ⁻⁴ | m ⁴ | I= (π D ⁴)/64 |
| : 断面係数(Z) | 2.19 × 10 ⁻³ | m ³ | Z= (π D ³)/32 |
| 床版: 丸太直径(D) | 0.12 | m | |
| : 断面積(A) | 1.13 × 10 ⁻² | m ² | A= (π D ²)/4 |
| : 断面2次モーメント(I) | 1.02 × 10 ⁻⁵ | m ⁴ | I= (π D ⁴)/64 |
| : 断面係数(Z) | 1.70 × 10 ⁻⁴ | m ³ | Z= (π D ³)/32 |
| 数値: 厚さ | 0.06 | m | |
| 材質: 種 | 0.20 | m | |
| : 高さ | 0.20 | m | |

④死荷重・活荷重の算出

主桁の場合(単位長当たり) 1.0 m

| 区分 | 長さ | 荷重 | 単位 | 計算式 |
|-------------|--------|-------|------|---------------------------------------|
| 死荷重: 敷板 | 1.0 m | 0.485 | kN/m | 0.06×1×1×8 |
| : 地盤(片側) | | 0.375 | kN/m | 0.2×0.2×1×8 |
| : 床版 | 1.0 m | 0.75 | kN/m | 1.13×10 ⁻² ×2×(1/0.12)×1×8 |
| 活荷重: 主桁(1本) | 1 本 | 0.497 | kN/m | 6.15×10 ⁻² ×2×1×8 |
| 合計 | 0.80 m | 2.805 | kN/m | 3.5×0.8×1 |
| 合計 | | 4.845 | kN/m | |

床版の場合(単位長当たり) 1.0 m

| 区分 | 長さ | 荷重 | 単位 | 計算式 |
|----------|--------|--------|------|--------------------------|
| 死荷重: 敷板 | 0.12 m | 0.0976 | kN/m | 0.06×0.12×1×8 |
| : 地盤(片側) | 0.12 m | 0.0384 | kN/m | 0.2×0.2×0.12×8 |
| : 床版 | 1 本 | 0.0934 | kN/m | 1.13×10 ⁻² ×8 |
| 活荷重 | 0.12 m | 0.4800 | kN/m | 5×0.12×(1-0.2) |
| 合計 | | 0.6684 | kN/m | |

2. 主桁の構造計算

主桁に作用する死荷重・活荷重のq
 主桁の支間長 l = 4.50 m
 ヤング係数 E = 9.0 × 10⁷ 6kN/m²

①最大曲げモーメント・最大曲げ応力
 $M = ql^2/8 = 12.26 \text{ kN} \cdot \text{m}$
 最大曲げ応力 $\sigma = M/Z = 5.69 \times 10^3 \text{ 3kN/m}^2$

②最大せん断力
 $S = ql/2 = 10.90 \text{ kN}$
 最大せん断応力 $\tau = 4S/3A = 2.36 \times 10^3 \text{ 2kN/m}^2$

③最大たわみ量
 $y = 5ql^4/384EI = 0.0095 \text{ m}$

④主桁の安定性の検討
 最大曲げ応力(σ) 5.69 × 10³ 3kN/m²
 許容曲げ応力度 6.9 × 10³ 3kN/m² 5.69×10³<6.9×10³ により、安全である
 最大せん断応力(τ) 2.36 × 10³ 2kN/m² 2.36×10³<0.5×10³ により、安全である
 許容せん断応力度 0.5 × 10³ 3kN/m²
 最大たわみ量(y) 0.0095 m

3. 床版の構造計算

主桁間(単純梁の部位)と主桁外側(片持ち梁の部位)に区分して計算する。
 床版に作用する死荷重・活荷重のq
 ヤング係数 E = 9.0 × 10⁷ 6kN/m²

①単純梁の部位 支間長 1.10 m

1)最大曲げモーメント・最大曲げ応力
 $M = ql^2/8 = 0.101 \text{ kN} \cdot \text{m}$
 最大曲げ応力 $\sigma = M/Z = 5.94 \times 10^3 \text{ 2kN/m}^2$

2)最大せん断力
 $S = ql/2 = 0.367 \text{ kN}$
 最大せん断応力 $\tau = 4S/3A = 4.33 \times 10^3 \text{ 1kN/m}^2$

3)床版の安定性の検討
 最大曲げ応力(σ) 5.94 × 10³ 2kN/m² 5.94×10³<6.9×10³ により、安全である
 許容曲げ応力度 6.9 × 10³ 3kN/m²
 最大せん断応力(τ) 4.33 × 10³ 1kN/m² 4.33×10³<0.5×10³ により、安全である
 許容せん断応力度 0.5 × 10³ 3kN/m²

②片持ち梁の部位 支間長 0.45 m

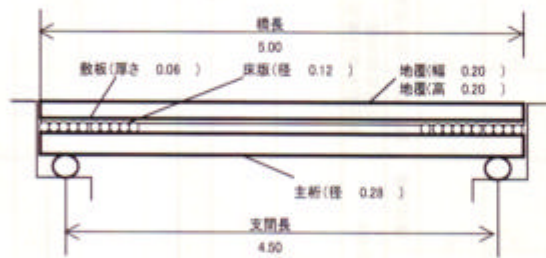
1)最大曲げモーメント・最大曲げ応力
 $M = ql^2/8 = 0.067 \text{ kN} \cdot \text{m}$
 最大曲げ応力 $\sigma = M/Z = 3.94 \times 10^3 \text{ 2kN/m}^2$

2)最大せん断力
 $S = ql = 0.300 \text{ kN}$
 最大せん断応力 $\tau = 4S/3A = 3.54 \times 10^3 \text{ 1kN/m}^2$

3)床版の安定性の検討
 最大曲げ応力(σ) 3.94 × 10³ 2kN/m² 3.94×10³<6.9×10³ により、安全である
 許容曲げ応力度 6.9 × 10³ 3kN/m²
 最大せん断応力(τ) 3.54 × 10³ 1kN/m² 3.54×10³<0.5×10³ により、安全である
 許容せん断応力度 0.5 × 10³ 3kN/m²

歩道橋の標準構造図

側面図



断面図

