

別添資料
安定計算事例

1. 木製治山ダム

1-1 台形型（矩形）

① 設計条件

- ・断面：矩形重積型（枠：木材、中詰：割石）

高さ (m)	天端厚 (m)	のり勾配	堤体単位体積 重量 (kN/m ³)	中詰材の内部 摩擦角 (°)	越流水深 (m)
H	B	n・m	γ_d	ϕ_s	h'
2.55	1.8	上下流直	16.5	40	0.50

・荷重条件

- 外力による型の分類 : 全土厚（治山ダム・土留工断面表：5型）
- 土圧算出法 : ランキン式
- 越流水の単位体積重量 : $\gamma' = 11.8 \text{ kN/m}^3$
- 堆砂の単位体積重量 : $\gamma_s = 17.7 \text{ kN/m}^3$
- 堆砂の内部摩擦角 : $\phi = 30^\circ$
- 土圧係数 : $c = 0.333$

・地盤条件

- 基礎地盤 : 土砂
- 基礎地盤の摩擦係数 : $f = 0.6$
- 基礎地盤の許容支持力 : $Q = 300 \text{ kN/m}^3$

・部材

- 材質 : スギ
- 許容曲げ応力度 : $5.7 \times 10^3 \text{ kN/m}^2$
- 許容せん断応力度 : $0.5 \times 10^3 \text{ kN/m}^2$
- 許容引張応力度 : $3.5 \times 10^3 \text{ kN/m}^2$
- 横木・縦木平均径 : $D = 0.15 \text{ m}$
- 横木・縦木の断面積 : $A = \pi D^2/4 = 1.77 \times 10^{-2} \text{ m}^2$
- 横木・縦木の断面 : $Z = \pi D^3/32 = 3.31 \times 10^{-4} \text{ m}^3$
- 木材の単位体積重量 : $\gamma_w = 8 \text{ kN/m}^3$
- 中詰石の単位体積重量 : $\gamma_{s'} = 18 \text{ kN/m}^3$

(参考) 堤体単位体積重量(γ_d)の算出

・間隔

標準的な縦木間隔 : $L_s = 0.90\text{m}$

最上段の縦木間隔 : $L_u = 0.15\text{m}$ (丸太間0.0m)

最下段の縦木間隔 : $L_l = 0.30\text{m}$ (丸太間0.15m)

・単位幅当たりの木材の体積

区分	段数	延長 (m)	体積(m ³)	備考
縦木	$n + 1 = 9$	$1.8 \times \{(n-1) / 0.90 + 1/0.15 + 1/0.30\} = 32.0$	0.566	円柱として体積計算
横木	$n = 8$	$1.0 \times 8 = 8.0$	0.142	同上
計			0.708	

木材の体積比 : $R = 0.708 / B H = 0.154$

・堤体単位体積重量 (γ_d)

$$\gamma_d = \gamma_w \times R + \gamma_s' \times (1-R) = 16.5 \text{ kN/m}^3$$

木材の単位体積重量 : $\gamma_w = 8\text{kN/m}^3$

中詰石の単位体積重量 : $= 18\text{kN/m}^3$

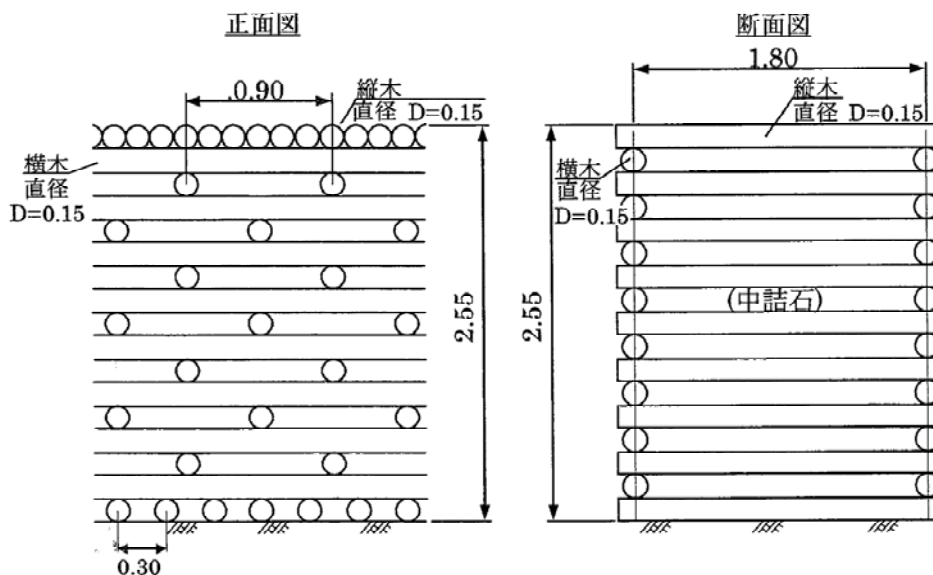


図1 木製治山ダム台形型(矩形)標準構造図

施工上、最下段の縦木の下に土台となる土台木(横木)が必要であるが、安定計算の対象としないので、本図には記載していない。

② 重力式構造体の構造計算

・加重とモーメント

区分	計算式	荷重(kN)	計算式	アーム(m)	モーメント(kN・m)
D 1	$H \times B \times \gamma_d$	75.74	$1/2 \times B$	0.90	68.17
W 1	$B \times B \times \gamma$	10.62	$1/2 \times B$	0.90	9.56
	鉛直分力 Σ_V	83.36	抵抗モーメント M_V		77.73
E 1	$h' \times \gamma' / \gamma_s \times H \times \gamma_s \times c$	5.01	$1/2 \times H$	1.28	6.41
E 2	$H \times H \times 1/2 \times \gamma_s \times c$	19.16	$1/2 \times H$	0.85	16.29
	水平分力 Σ_H	24.17	転倒モーメント M_H		22.70

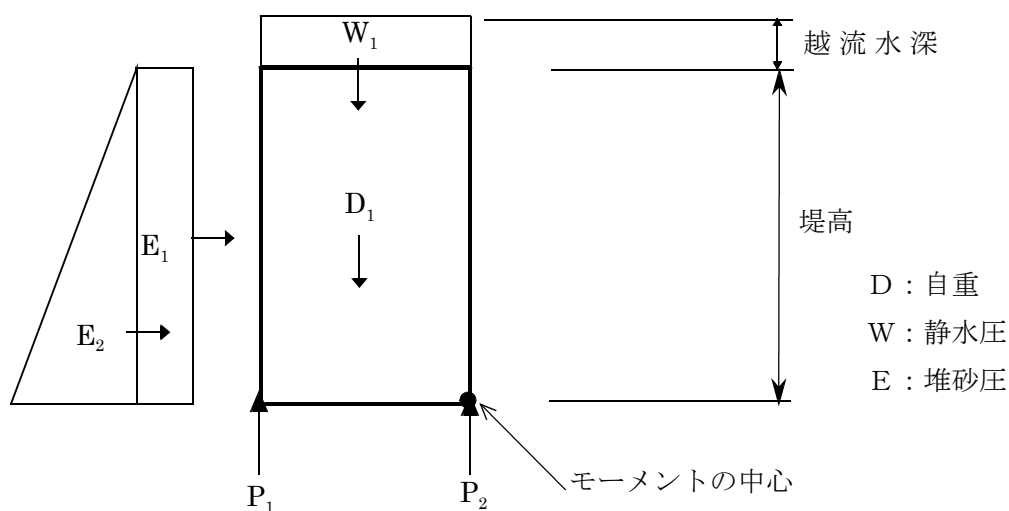


図2 木製治山ダム台形型（矩形）の荷重区分図

・合力の作用位置・偏心距離

合力の作用位置 : $d = (M_V - M_H) / \Sigma_V = 0.64\text{m}$

偏心距離 : $e = B/2 - d = 0.26\text{m}$

・内部応力・地盤反力

内部応力 : $\sigma = \Sigma_V / B (1 \pm 6e/B)$

$\sigma_1 = 89.56 \text{ kN/m}^2$

$\sigma_2 = 6.40 \text{ kN/m}^2$

地盤反力 : $P = \sigma$

$P_1 = 89.56 \text{ kN/m}^2$

$P_2 = 6.40 \text{ kN/m}^2$

・滑動係数

滑動係数 $\quad \quad \quad : \Sigma H / \Sigma V = 0.28$

③ セル式構造体の構造計算

変形を許す場合の中詰石のせん断抵抗

$$M_r = 1/6 \cdot \gamma_s' \cdot (B/H)^2 \cdot \{3 - (B/H) \cos \phi_s\} \cdot \sin \phi_s \cdot H^3 \quad (\text{北島1962})$$

ただし M_r : 中詰石のせん断抵抗モーメント (kN・m)

γ_s' : 中詰石の単位体積重量 (kN/m³)

B : 壁体幅 (m)

H : 高さ (m)

ϕ_s : 中詰石のせん断抵抗角 (度)

$$B/H = 0.71 \text{ m}$$

$$M_r = 38.53 \text{ kN}$$

④ 安定性の検討

- ・ 転倒に対する安定 $\quad \quad \quad : M_V (77.73) > M_H (22.70) \quad \cdot \cdot \cdot$ 安定
- ・ 滑動に対する安定 $\quad \quad \quad : f (0.6) > \text{滑動係数} (0.28) \quad \cdot \cdot \cdot$ 安定
- ・ 地盤支持力に対する安定 $\quad \quad \quad : Q (300) > P_1 (89.56) \quad \cdot \cdot \cdot \cdot$ 安定
- ・ セル式構造体としての安定性 $\quad \quad \quad : M_r/M_H = 1.70 > 1.2 \text{ (安全率)} \quad \cdot \cdot \cdot$ 安定

⑤ 部材の構造計算と安定性の検討

土圧の大きい最下段付近の下流側部材 (横木・縦木) について、検討を実施する。

・土圧

天端から深さ y m の土圧 (p) は、下記の式で求められる。

$$p = \gamma_s y c + \gamma' h' c$$

ただし p : 深さ y の位置の土圧 (kN/m²)

y : 天端からの深さ (m)

γ_s : 堆砂の単位体積重量 (17.7 kN/m³)

γ' : 越流水の単位体積重量 (11.8 kN/m³)

h' : 越流水深 (0.50m)

c : 土圧係数 (0.333)

・横木に関する検討

最下段は、縦木が密に配置されているので、最下段の横木 (縦木間隔0.3) と最下段の上の横木 (縦木間隔0.9) について、土圧が作用した場合の部材の安定性を

検討する。

1) 横木に作用する土圧 (P_a) は、次式で表せる。

$$P_a = w_a p_a = w (\gamma_s y_a c + \gamma' h' c)$$

ただし、 P_a : 横木に作用する土圧 (kN/m)

w_a : 横木の土圧分担高さ (m)

p_a : 深さ y の位置の土圧 (kN/m²)

y_a : 天端からの平均深さ (m)

2) 横木に作用する最大曲げモーメント (M_a) 及び最大せん断力 (S_a) は次式で表せる。横木は、縦木により支えられているので、縦木間隔 (L_a) を支間とする単純梁に、等分布荷重 P_a が満載していると仮定する。

$$M_a = P_a (L_a)^2 / 8 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

$$S_a = P_a L_a / 2 \text{ (kN)}$$

ただし、 L_a : 縦木間隔 (m)

P_a : 横木に作用する土圧 (等分布荷重)

3) 横木 (梁内) に働く最大曲げ応力 (σ_a)、最大せん断応力 (τ_a) は、次式で表せる。

$$\sigma_a = M_a / Z_a$$

$$\tau_a = \alpha S_a / A_a$$

ただし α : 断面形状で求まる係数 (円形断面では4/3)

A_a : 横木の断面積

Z_a : 横木の断面係数

4) 最下段の横木の検討

横木の土圧分担高さ: $w_a = 2D = 0.30\text{m}$

横木の平均深さ: $y_a = H - 1.5D = 2.33\text{m}$

横木に作用する土圧: $P_a = w_a p_a = 2D (\gamma_s y_a c + \gamma' h' c) = 4.71\text{kN/m}$

横木を支える縦木間隔: $L_a = 0.30\text{m}$

横木に作用する最大曲げモーメント (M_a) 及び最大せん断力 (S_a)

$$M_a = P_a (L_a)^2 / 8 = 4.71 \times (0.3)^2 / 8 = 0.053\text{kN} \cdot \text{m}$$

$$S_a = P_a L_a / 2 = 4.71 \times 0.3 / 2 = 0.71\text{kN}$$

最下段の横木の安定性の検討

最大曲げ応力に対する検討 $\sigma_a = M_a / Z = 161\text{kN/m}^2 < 5.7 \times 10^3$ 安定

最大せん断応力に対する検討 $\tau_a = 4S_a / 3A_a = 53\text{kN/m}^2 < 0.5 \times 10^3$ 安定

5) 最下段の上の横木の検討

横木の土圧分担高さ : $w_a = 2D = 0.30\text{m}$

横木の平均深さ : $y_a = H - 3.5D = 2.03\text{m}$

横木に作用する土圧 : $P_a = w_a p_a = 2D (\gamma_s y_a c + \gamma' h' c) = 4.18\text{kN/m}$

横木を支える縦木間隔 : $L_a = 0.90\text{m}$

横木に作用する最大曲げモーメント (Ma) 及び最大せん断力 (Sa)

$$Ma = P_a (L_a)^2 / 8 = 4.18 \times (0.9)^2 / 8 = 0.42 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$Sa = P_a L_a / 2 = 4.24 \times 0.9 / 2 = 1.88 \text{ kN}$$

最下段の上の横木の安定性の検討

$$\text{最大曲げ応力に対する検討 } \sigma_a = Ma / Z = 1269 \text{ kN/m}^2 < 5.7 \times 10^3 \quad \text{安定}$$

$$\text{最大せん断応力に対する検討 } \tau_a = 4Sa / 3A_a = 142 \text{ kN/m}^2 < 0.5 \times 10^3 \quad \text{安定}$$

・縦木に関する検討

最下段は、縦木が密に配置されているので、最下段の縦木 (縦木間隔0.3) と最下段の上の縦木 (縦木間隔0.9) について、土圧が作用した場合の部材の安定性を検討する。

1) 縦木に作用する土圧 (P_b) は、次式で表せる。

$$P_b = w_b p_b = w (\gamma_s y_b c + \gamma' h' c)$$

ただし、P_b : 縦木に作用する土圧 (kN/m)

w_b : 縦木の土圧分担高さ (m)

p_b : 深さ y の位置の土圧 (kN/m²)

y_b : 天端からの平均深さ (m)

2) 縦木1本当たりに働く引張応力 (σ_b) は、次式で表せる。なお、ボルト穴は無視した。

$$\sigma_b = P_b L_b / A_b$$

ただし、L_b : 縦木間隔 (m)

A_b : 縦木の有効断面積 (m²)

3) 最下段の縦木の検討

縦木 (接続する横木を含む) の土圧分担高さ : w_b = 2D = 0.30m

縦木の平均深さ : y_b = H - D = 2.40m

縦木に作用する土圧 : P_b = w_b p_b = 2D (γ_s y_b c + γ' h' c) = 4.83 kN/m

縦木間隔 : L_b = 0.30m

縦木1本当たりに作用する引張応力 : σ_b = P_b L_b / A_b = 82 kN/m²

最下段の縦木の安定性の検討

$$\text{引張応力に対する検討 } \sigma_b = 82 \text{ kN/m}^2 < 3.5 \times 10^3 \quad \text{安定}$$

4) 最下段の上の縦木の検討

縦木 (接続する横木を含む) の土圧分担高さ : w_b = 2D = 0.30m

縦木の平均深さ : y_b = H - 3D = 2.10m

縦木に作用する土圧 : P_b = w_b p_b = 2D (γ_s y_b c + γ' h' c) = 4.30 kN/m

縦木間隔 : L_b = 0.90m

縦木1本当たりに作用する引張応力 : σ_b = P_b L_b / A_b = 219 kN/m²

最下段の上の縦木の安定性の検討

引張応力に対する検討 $\sigma_b = 219\text{kN/m}^2 < 3.5 \times 10^3$ 安定

・総合評価

以上の結果により、部材の安定性は確認された。

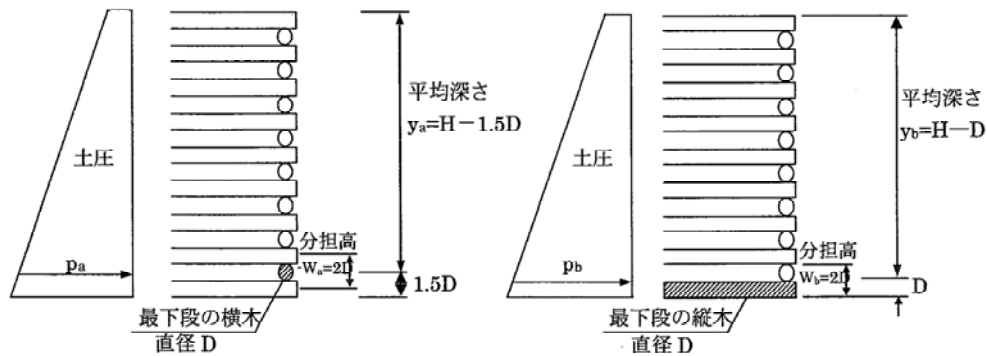


図3 部材に作用する土圧

⑥ ボルト接合部に関する検討

・ボルト接合部の設計条件

ボルトの規格:M16 (JIS B 1180、 JIS B 1181)、基準強度 (炭素鋼) 240N/mm²

ボルトの許容引張応力度 $160 \times 10^3 \text{kN/m}^2$

ボルトの許容せん断応力度 $120 \times 10^3 \text{kN/m}^2$

ボルトの直径: $D_s = 0.016\text{m}$

ボルトの断面積: $A_s = \pi D_s^2 / 4 = 0.00020\text{m}^2$

・縦木の端部のせん断に関する検討

- 縦木に引張力が作用したとき、図4に示すようにせん断面として2面を想定するとせん断面の有効断面積 A_p は次のとおりである。なお、縦木の端部のボルトは中央に1本とし、繊維方向のあき距離 (P) は0.15mとする。

$$A_p = 2 P D = 2 \times 0.15 \times 0.15 = 0.045\text{m}^2$$

- 縦木1本当たりに作用するせん断応力 (S_b) は、次式で表せる。

$$S_b = P_b L_b / A_b$$

ただし、 P_b : 縦木に作用する土圧 (kN/m^2)

L_b : 縦木間隔 (m)

A_b : 縦木の有効断面積 (m^2)

- 最下段の縦木の検討

縦木に作用する土圧: $P_b = 4.83\text{kN/m}$

縦木間隔: $L_b = 0.30\text{m}$

縦木1本当たりに作用するせん断応力 (繊維方向): $S_b = P_b L_b / A_b = 32\text{kN/m}^2$

最下段の縦木の安定性の検討

せん断応力に対する検討 $S_b = 32\text{kN/m}^2 < 0.5 \times 103\text{kN/m}^2$ 安定

4) 最下段の上の縦木の検討

縦木に作用する土圧: $P_b = 4.30 \text{ kN/m}$

縦木間隔: $L_b = 0.90\text{m}$

縦木 1 本当たりに作用するせん断応力 (繊維方向): $S_b = P_b L_b / A_b = 86\text{kN/m}^2$

最下段の縦木の安定性の検討

せん断応力に対する検討 $S_b = 86\text{kN/m}^2 < 0.5 \times 103\text{kN/m}^2$ 安定

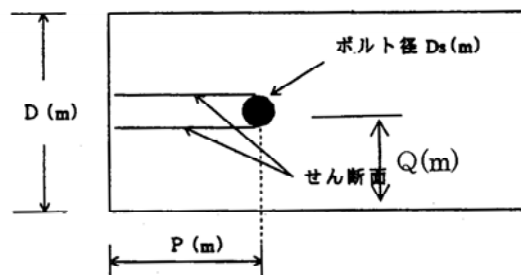


図 4 縦木の端部におけるせん断面の検討

・せん断を受けるボルトの配置

1) あき距離の基準値

せん断を受けるボルトの配置については、ボルト径 D_s に対する木材の端部のあき距離 (1 本の場合) が木質構造設計規準 604.2 (日本建築学会、2002) 表 6.5 で、下記のとおり定められている。

a. 繊維方向のあき距離 (P) を $7D_s$ 以上 ($P \geq 7D_s$) とすること

(図一 4 参照)

b. 繊維直角方向のあき距離 ($Q = D/2$) は $4D_s$ 以上 ($Q \geq 4D_s$) とすること

(図一 4 参照)

2) あき距離の検討

繊維方向のあき距離の検討 $P = 0.15 \geq 7D_s = 7 \times 0.016 = 0.112\text{m}$

基準値を満足

繊維直角方向のあき距離の検討 $Q = 0.15/2 = 0.075 \geq 4D_s = 4 \times 0.016 = 0.064$

m

基準値を満足

1-2 ラムダ型

ラムダ型では、概ね台形型と同様の安定計算を行うが、堤高に対して堤底幅が長いラムダ型において、セル式構造体の構造検討を行うと、1.2している安全率を大きく上回る結果となることから、セル式構造体の構造検討は省略することとする。

また、縦木を密（あき間隔0.0m）に配置する構造であることから、部材の検討についても省略することとする。

よって、ここでは、重力式構造体の構造検討のみを行うこととする。

① 設計条件

・断面：矩形重積型（枠：木材、中詰：割石）

高さ (m)	天端厚 (m)	ステップ 幅 (m)	堤底幅 (m)	堤体単位体積重量 (kN/m ³)	越流水深 (m)
H	B		B/2	γ_d	h'
2.72	2.00	0.40	4.00	13.18	0.5

・荷重条件

- 外力による型の分類 : 全土厚（治山ダム・土留工断面表：5型）
 土圧算出法 : ランキン式
 越流水の単位体積重量 : $\gamma' = 11.8 \text{ kN/m}^3$
 堆砂の単位体積重量 : $\gamma_s = 17.7 \text{ kN/m}^3$
 堆砂の内部摩擦角 : $\phi = 30^\circ$
 土圧係数 : $c = 0.333$

・地盤条件

- 基礎地盤 : 土砂
 基礎地盤の摩擦係数 : $f = 0.6$
 基礎地盤の許容支持力 : $Q = 200 \text{ kN/m}^3$

・部材

- 材質 : スギ
 許容曲げ応力度 : $5.7 \times 10^3 \text{ kN/m}^2$
 許容せん断応力度 : $0.5 \times 10^3 \text{ kN/m}^2$
 許容引張応力度 : $3.5 \times 10^3 \text{ kN/m}^2$
 横木・縦木平均径 : $D = 0.17 \text{ m}$
 横木・縦木の断面積 : $A = \pi D^2/4 = 2.29 \times 10^{-2} \text{ m}^2$
 横木・縦木の断面 : $Z = \pi D^3/32 = 4.82 \times 10^{-4} \text{ m}^3$

木材の単位体積重量 : $\gamma_w = 8\text{kN/m}^3$

中詰石の単位体積重量 : $\gamma_{s'} = 18\text{kN/m}^3$

(参考) 堤体単位体積重量(γ_d)の算出

- 堤体本体部体積 (溪流に対する垂直方向の長さを便宜上6.0mとした)

$$6 \times (2.72 \times 2 + 0.4 \times (2.38 + 2.04 + 1.70 + 1.36 + 1.02)) = 53.040\text{m}^3$$

区間	高さ	幅	断面積	縦木長さ
A	2.72	2.00	5.440	2.00
B	2.38	0.40	0.952	2.40
C	2.04	0.40	0.816	2.80
D	1.70	0.40	0.680	3.20
E	1.36	0.40	0.544	3.60
F	1.02	0.40	0.408	4.00
計			8.840	6

横木 (総延長)	縦木 (一段当り)
192 m	30 本

- 木材部体積

$$0.029 \times ((6 \times 4 \times 8) + (6/0.2) \times (2.0 + 2.4 + 2.8 + 3.2 + 3.6 + 4.0 + 4.0)) \\ = 24.708\text{m}^3$$

- 中詰石体積

$$53.040 - 24.708 = 28.332$$

- 体積比率

$$\text{中詰石} : \text{木材} = 28.332 : 24.708 = 0.534 : 0.466$$

- 堤体単位体積重量(γ_d)

$$17.7 \times 0.534 + 8.0 \times 0.466 = 13.18$$

		V	H	X	Y	M
自重	D1	71.70		3.00		215.10
	D2	12.55		1.80		22.58
	D3	10.76		1.40		15.06
	D4	8.96		1.00		8.96
	D5	7.17		0.60		4.30
	D6	5.38		0.20		1.08
	ΣD	116.51		2.29		267.08
水圧	W1	11.80		3.00		35.40
	W2	2.36		1.80		4.25
	W3	2.36		1.40		3.30
	W4	2.36		1.00		2.36
	W5	2.36		0.60		1.42
	W6	2.36		0.20		0.47
	ΣW	23.60		2.00		47.20
合計		140.11		4.29		314.28
土圧	E1		5.34		1.36	7.27
	E2		2.22		0.91	2.01
	ΣE		7.56		1.23	9.28
合計		140.11	7.56			323.56

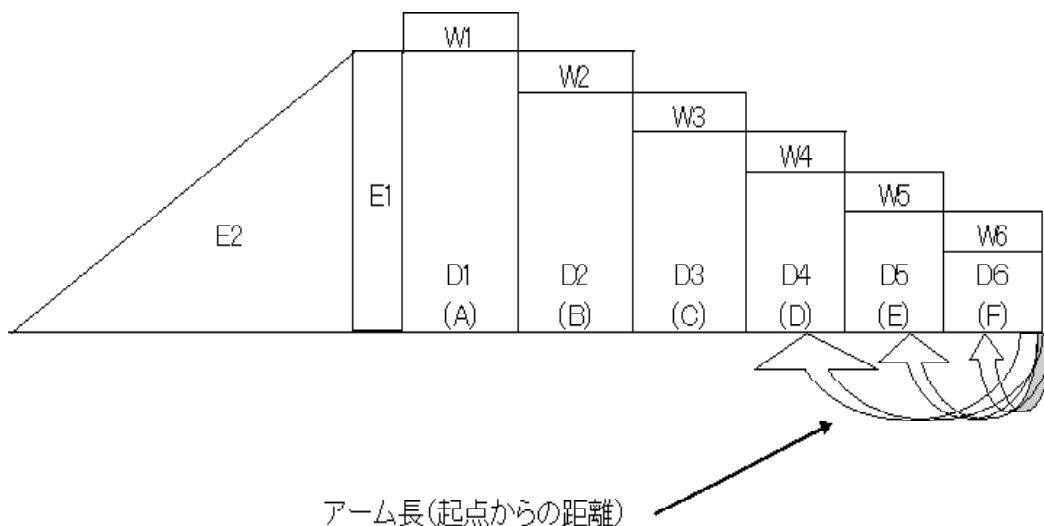


図5 ラムダ型の荷重分布図

・合力の作用位置・偏心距離

合力の作用位置 : $d = M_V / \Sigma V = 2.31\text{m}$

偏心距離 : $e = d - B/2 = 0.309\text{m}$

・内部応力・地盤反力

内部応力 : $\sigma = \Sigma V / B (1 \pm 6 e / B)$

$\sigma_1 = 18.776 \text{ kN/m}^2$

$\sigma_2 = 51.279 \text{ kN/m}^2$

地盤反力 : $P = \sigma$

$P_1 = 18.776 \text{ kN/m}^2$

$P_2 = 51.279 \text{ kN/m}^2$

・滑動係数

滑動係数 : $\Sigma H / \Sigma V = 0.054$

③ 安定性の検討

- ・ 転倒に対する安定 : $M_V (314.28) > M_H (9.28)$. . . 安定
- ・ 滑動に対する安定 : $f (0.6) > \text{滑動係数} (0.054)$. . . 安定
- ・ 地盤支持力に対する安定 : $Q (200) > P_2 (51.279)$. . . 安定

以上の結果より、構造物の安定性は確認された。

2. 木製土留工（擁壁工）の安定計算

2-1 仮想断面による計算法

高さ1.44mの木製擁壁工について安定計算を実施する。

① 設計条件

1) 断面形状：重積型（枠：木材、中詰：硬質土）

木枠は、1：0.3の勾配で傾いているので、天端、底面ともに傾斜しているが、安定計算上、平行四辺形の断面と仮定する（図6、7参照）。

高さ (m)	天端厚 (m)	のり勾配	斜長 (m)	有効躯体 厚 (m)	堤体単位体積 重量 (kN/m ³)
H	B	n・m	SL	b	γ_d
1.44	0.84	1：0.3	1.50	0.80	17.1

2) 荷重条件

型式：地山接近タイプ・切土法止擁壁（森林土木構造物標準設計擁壁 I 参照）

土圧：試行くさび法

背面上の単位体積重量： $\gamma_s = 17.7 \text{ kN/m}^3$

背面上の内部摩擦角： $\phi = 35^\circ$

壁面摩擦角： $\delta = \phi = 35^\circ$

（背直土と土体の壁面摩擦角であり、内部摩擦角と同等と仮定した）

3) 地盤条件

基礎地盤：土砂

基礎地盤の（滑動）摩擦係数： $f = 0.6$

基礎地盤の許容支持力： $Q = 200 \text{ kN/m}^2$

4) 部材条件

材質：スギ 横木・縦木平均径： $D = 0.10 \text{ m}$

5) 斜長の算出

$SL = D (2n - 1) = 1.50 \text{ m}$

ただし、SL:斜長 (m)

n：横木の段数（8段、縦木の段数： $n - 1$ ）

D：横木・縦木平均径 (m)

(参考) 堤体単位体積重量(γ_d)の算出

a) 間隔

標準的な縦木間隔 $L_s = 1.0\text{m}$

b) 単位幅当たりの木材の体積

区分	段数(段)	延長さ(m)	体積(m ³)	備考
縦木	$n-1=7$	$0.8 \times (n-1) / 1.0 = 5.6$	0.044	円柱として体積計算
横木	$n = 8$	$1.0 \times 8 = 8.0$	0.063	同上
計			0.107	

木材の体積比: $R = 0.107 / BH = 0.089$

c) 堤体単位体積重量

$$\gamma_d = \gamma_w \times \gamma_s' \times (1 - R)$$

ただし γ_d : 平均単位体積重量 (kN/ m³)

γ_w : 木材の単位体積重量 (8kN/ m³)

γ_s' : 中詰土の単位体積重量 (18kN/ m³)

$$\gamma_d = 17.1\text{kN/ m}^3$$

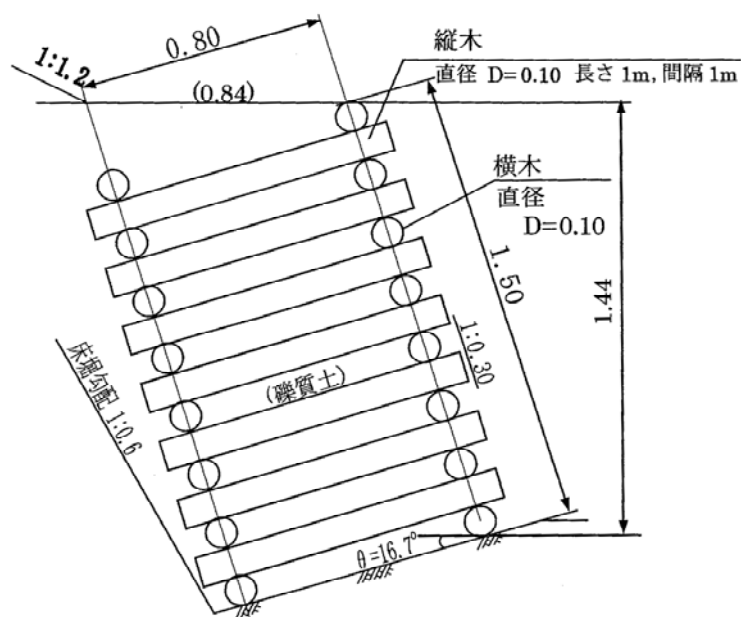


図6 木製土留工の標準構造図

② 構造計算

土圧に対して木枠が十分な剛性を有していると判断されるので、重力式構造体、としての安定性の検討を行うものとする。

1) 土圧計算

森林土木構造物標準設計擁壁I (P27-28、131-133)に準じて、試行くさび法 (II)により土圧を計算した結果は次のとおりである。

計算条件：高さ1.44m、余堀相当幅0.16m、掘削勾配 1 : 0.6、擁壁背面勾配 1 : -0.3
背面上の内部摩擦角 35° 、壁面摩擦角 35° 、背面土の単位重量 17.7kN/m^3
過載荷重なし 背面土の盛土勾配 1 : 1.2 (自然崩落の堆積等を考慮)

土圧： $E = 5.230\text{kN}$ 作用高： $Y = H/3 = 0.48\text{m}$

$E_H = E \cos(\delta + \alpha) = 4.97\text{ kN}$

$E_V = E \sin(\delta + \alpha) = 1.64\text{ kN}$

ただし E ：試行くさび法で求めた土圧 (kN)

E_H ：水平土圧 (kN)

E_V ：垂直土圧 (kN)

δ ：壁面摩擦角 (35°)

α ：擁壁背面と鉛直面との角度 (-16.7°)

2) 荷重とモーメント

区分	計算式	荷重(kN)	計算式	アーム(m)	モーメント(kN・m)
①	$1/2 \times H \times n H \times \gamma_d$	5.32	$n H \times 2/3$	0.29	1.54
②	$H \times B \times \gamma_d$	20.68	$n H \times B/2$	0.85	17.58
③	$1/2 \times H \times n H \times \gamma_d$	-5.32	$n H \times B - n H/3$	1.13	-6.01
小計		20.68			13.11
E_V		1.64	$B + n H/3$	0.98	1.61
計	鉛直分力 ΣV	22.32	抵抗モーメント M_V		14.72
E_H		4.97	$H/3$	0.48	2.39
計	水平分力 ΣH	4.97	転倒モーメント M_H		2.39

3) 合力の作用位置・偏心距離

合力の作用位置： $d = (M_V - M_H) / \Sigma V = 0.55\text{m} < 2/3 B = 0.56$

偏心距離： $e = B/2 - d = -0.13\text{m} < B/6 = 0.14$

合力の作用位置は、ミドルサード内に入っている。

4) 内部応力・地盤反力

内部応力： $\sigma = \Sigma V / B (1 \pm 6 e / B)$

$\sigma_1 = 1.90\text{kN/m}^2$

$\sigma_2 = 51.24\text{kN/m}^2$

地盤反力: P

$$P_1 = 1.90 \text{ kN/m}^2$$

$$P_2 = 51.24 \text{ kN/m}^2$$

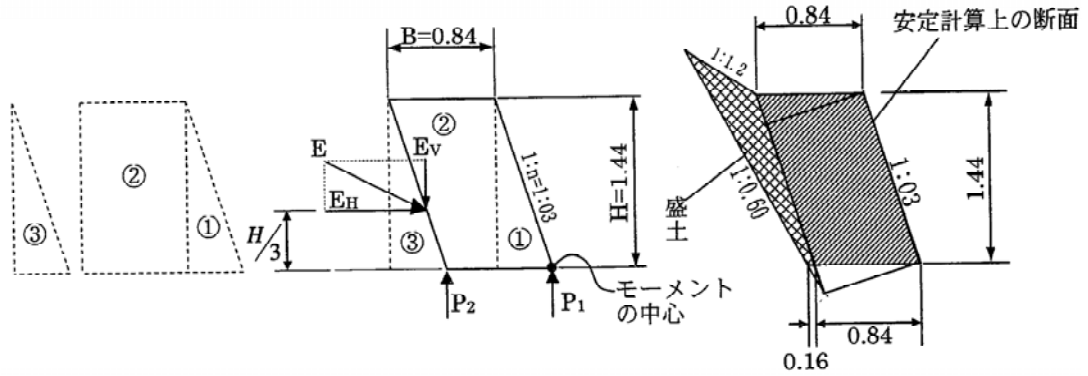


図7 木製土留工の荷重分布図

③ 安定性の検討

転倒に対する安定性 $F_t = MV/MH = 6.2 > 1.5$ 安定

滑動に対する安定性 $F_s = f \Sigma V / \Sigma H = 2.7 > 1.5$ 安定

地盤支持力に対する安定性 $P_2 = 51.24 < Q = 200$ 安定

総合評価

以上の結果により、構造物の安定性は確認された。

この後、台形型（矩形）で紹介したように、セル式構造体の構造計算、部材の計算、ボルト接合部の計算を必要に応じて行う。

2-2 座標法による重心算出法

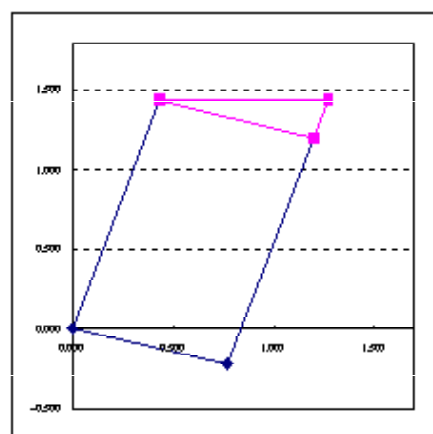
仮想断面では、水平面より下部の部材の重量を加算しない計算法であることから、自重が少なく計算されている。「平成20年度治山事業における木材利用促進に関する調査」の結果から、標準的な高さ3.0m以下の構造物であれば仮想断面で行っても問題ないことが検討された。ここでは、3.0m以上の大きな構造物を計画・設計する場合の参考として、座標法により重心を導き出す計算方法を紹介する。ここでは、設計条件に関しては、前述の「2-1 仮想断面による計算法」と同じ条件で計算を行う。

① 設計条件

2-1 仮想断面による計算法と同じ

	X (m)	Y (m)
1	0.000	0.000
2	0.431	1.437
3	1.197	1.207
4	0.766	-0.230
5	0.000	0.000

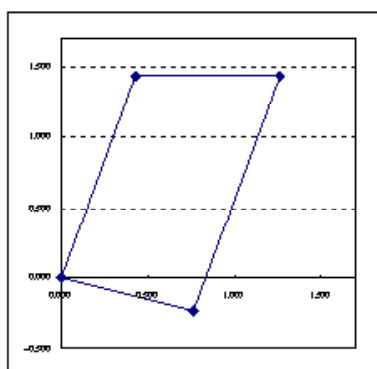
1	0.431	1.437
2	1.266	1.437
3	1.197	1.207
4	0.431	1.437



擁壁の勾配 S=1: -0.3

② 荷重計算

No	X (m)	Y (m)	A (m ²)	G _y (m ³)	G _x (m ³)
1	0.000	0.000	0.000	-0.044	0.148
2	0.431	1.437	0.600	0.000	0.862
3	1.266	1.437	0.696	0.878	-0.149
4	0.766	-0.230	0.000	-0.022	-0.007
5	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Σ			1.296	0.812	0.854



擁壁の形状

重心は座標法によって求めることとする。

鉛直荷重

$$V_c = \gamma z \times \Sigma A = 21.35 \text{ (kN)}$$

重心

$$X_c = \Sigma G y / \Sigma A = 0.627 \text{ (m)}$$

$$Y_c = \Sigma G z / \Sigma A = 0.659 \text{ (m)}$$

主働土圧

$$E = 5.77$$

繰り返し計算のため数式を省略。

土の水平成分・鉛直成分および作用位置の算定

$$\begin{aligned} EV &= E \cdot \sin(\delta + \alpha) \\ &= 5.77 \times \sin(35^\circ + 16.6992^\circ) \\ &= 1.81 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} EH &= E \cdot \cos(\delta + \alpha) \\ &= 5.77 \times \cos(35^\circ + 16.6992^\circ) \\ &= 5.48 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$$x = B-n \cdot yA = 0.933 \text{ (m)}$$

$$y = h/3 = 0.328 \text{ (m)}$$

荷重の集計

No	荷重名	鉛直荷重	水平荷重	アーム長		モーメント	
		V (kN)	H (kN)	X (m)	Y (m)	MV (kN・m)	MH (kN・m)
1	背面土土圧	1.81	5.48	0.93	0.33	1.68	1.81
2	壁体	21.35	0.00	0.63	0.66	13.37	0.00
合計	Σ	23.16	5.48			15.05	1.81
						MV-MH=	13.24

この後、仮想断面による計算法と同じように、合力の作用位置・偏心距離の算出、内部応力・地盤反力の算出を行い、転倒、滑動、地盤支持力に対する安定検討を行う。また、その後仮想断面による計算法と同じようにセル式構造体の構造計算、部材の計算、ボルト接合部の計算を必要に応じて行う。