

<<土石流対応型治山ダム設計例>>

| | |
|--------------------------|----|
| 1. 設計条件、設計諸元 | 1 |
| 2. 計画流出量に対する整備率 | 2 |
| 2.1 計画流出量の算定 | 2 |
| 2.2 溪床勾配等の設定 | 13 |
| 2.3 効果量の算出..... | 15 |
| 2.4 整備率の算出..... | 21 |
| 3. 土石流対応型治山ダムの基本的事項..... | 23 |
| 3.1 計画高水流量の算出..... | 23 |
| 3.2 土石流ピーク流量の算出 | 27 |
| 3.3 土石流諸元 | 28 |
| 3.4 最大礫径..... | 33 |
| 3.5 最大流木長・径 | 34 |
| 4. 土石流対応型治山ダムの設計..... | 36 |
| 4.1 放水路形状 | 36 |
| 4.2 袖形状..... | 39 |
| 4.3 治山ダムの形状 | 41 |
| 4.4 安定計算 | 42 |
| 4.5 袖部衝撃力検討..... | 49 |
| 4.6 洗掘防止工 | 55 |

当設計事例資料は、土石流対応型治山ダムの設計の流れを示すものであり、計画位置の最適性、ダム高の設定については、検討を行っていないことから、実際の設計時においては、検討を実施する必要がある。また、当資料の性格上、計画流出土砂量の設定値や計画縦断図については仮定値・仮定断面を用いている。

1. 設計条件、設計諸元

表 1.1 設計条件、設計諸元

| 項目 | 条件値、規格値 |
|-------------------------|------------------------|
| 流域面積 A | 5.97ha |
| 現溪床勾配 θ | 26.5% |
| 計画堆砂勾配 $\theta 1$ | 13.3% |
| 土石流時堆砂勾配 θd | 16.6% |
| 計画流出土砂量 V | 7,600m ³ |
| 計画流出流木量 T | 26m ³ |
| 効果量 (土砂) | 2,874m ³ |
| 効果量 (流木) | 26m ³ |
| 整備率 (土砂) | 38% |
| 整備率 (流木) | 100% |
| 整備水準 (土砂) | 12% |
| 整備水準 (流木) | 1.5% |
| 計画高水流量 Q _{max} | 1.28m ³ /s |
| 土石流ピーク流量 Q _d | 11.01m ³ /s |
| 土石流流速 U | 3.95m/s |
| 土石流水深 h | 0.69m |
| 土石流単位体積重量 ρd | 19.05kN/m ³ |
| 土石流流体力 F | 20.93kN/m |
| 最大礫径 | 0.7m |
| ダム高 H | 7.0m |
| 天端厚 | 2.0m |
| 越流水深 | 0.8m |
| 下流法勾配 | 1:0.2 |
| 上流法勾配 | 1:0.25 |
| 洗掘防止工 | 垂直壁、水叩き工 |

2. 計画流出量に対する整備率

2.1 計画流出量の算定

(1) 計画流出量の算定範囲

計画流出量の算定範囲については、「土石流対応型 治山ダム設計方針（令和4年4月）」の p. 2-I-1 に以下の記述がある。

I 計画流出量の算定範囲

土砂量及び流木量の算定範囲は、最も土砂量及び流木量の多い溪流のみを対象とする。

(土石流・流木対策指針解説等 (H31) 6-1)

【解説】

複数の支溪流を有する溪流において、土砂量及び流木量を算出する場合には、最も土砂量及び流木量の多い溪流のみを対象にする。土石流の発生は一時的なもので、複数の支溪流で発生した土石流のフロント部が合流点で合流する確率は低い。このことから、複数の支溪流がある流域で、各支溪流の土砂量及び流木量を合計した場合には、実際の自然現象より過大に算出されることが想定される。

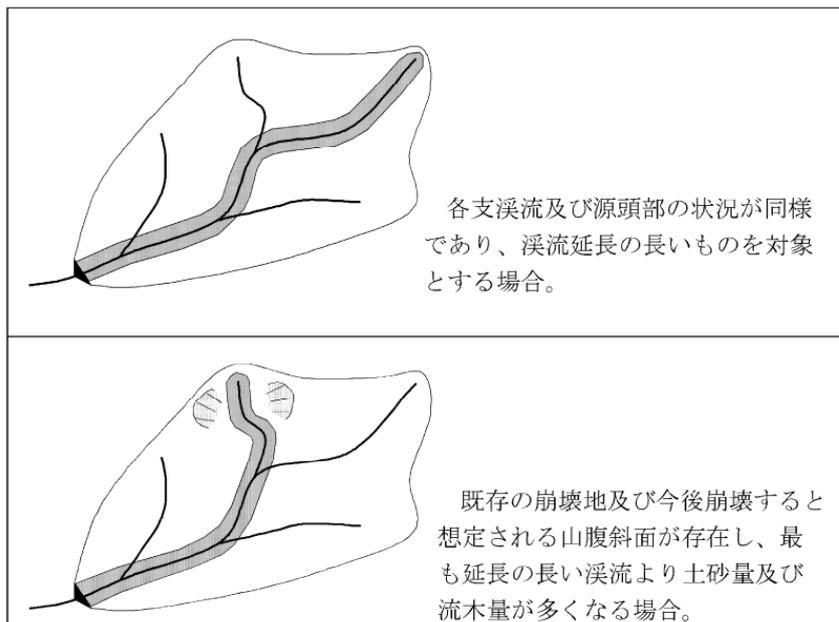


図 2-I-1 算定範囲のイメージ

以上より、各支溪流及び崩壊地状況、今後崩壊が見込まれる山腹斜面等を考慮し、最も土砂量及び流木量の多い溪流のみを算定範囲とする。

(2) 計画流出土砂量の算定

① 計画流出土砂量の算定基準

計画流出土砂量の算定基準については、「土石流対応型 治山ダム設計方針（令和4年4月）」のp.2-III-1に以下の記述がある。

(1) 計画流出土砂量の算定基準点

計画流出土砂量は、次のいずれかの場所を計算上の基準点とし、その上流域の土砂量を算出する。

- ① 流域の最下流に位置する既存の溪間工
- ② 今後設置するであろう基幹的な溪間工の適地
- ③ 保全対象となる人家等がある場合には、その直上流の谷出口

以上より、計画流出土砂量の算定基準点は、以下の2点とする。

- ① 流域の最下流に位置する既設構造物位置
- ② 谷止工計画地点

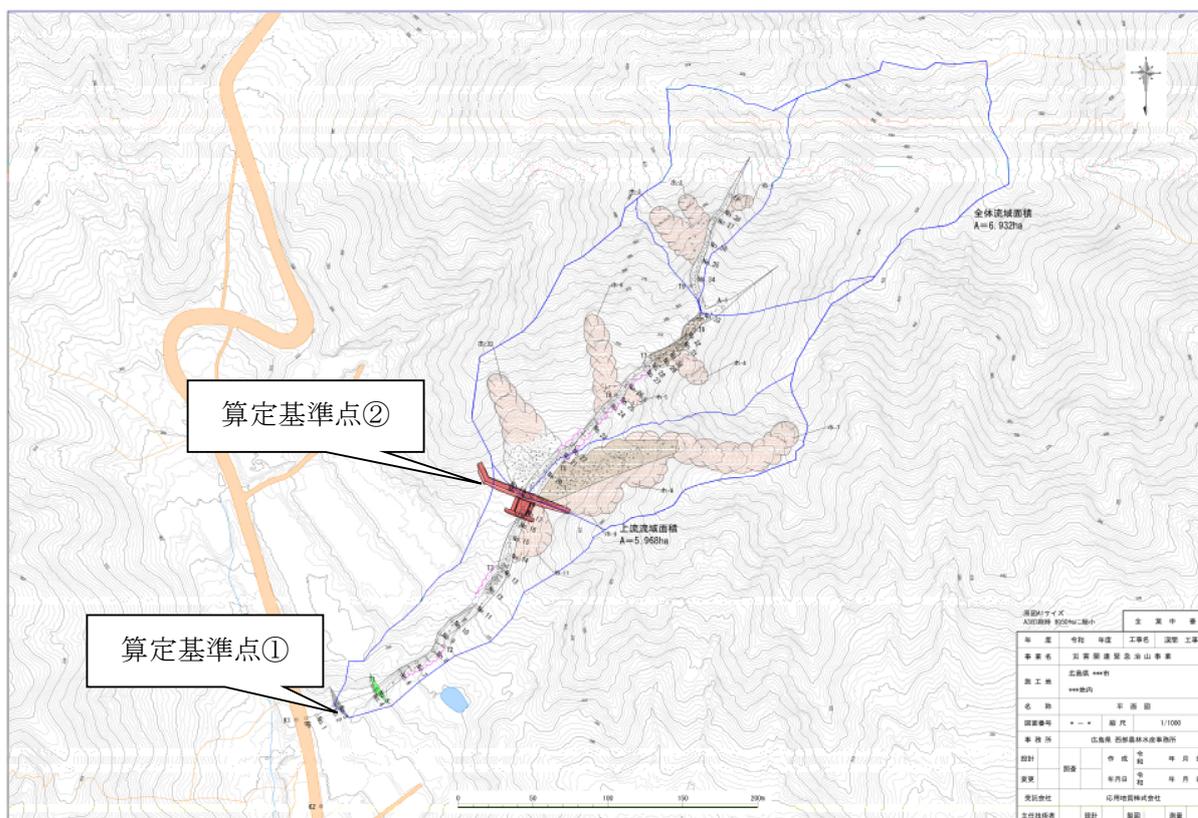


図 2.2.1 計画流出土砂量の算定基準箇所

②計画流出土砂量の算出

計画流出土砂量の算出については、「土石流対応型 治山ダム設計方針（令和4年4月）」の p. 2-III-1 に以下の記述がある。

(2) 計画流出土砂量の算出

土石流発生時の土砂量は、算定基準点から上流の面積を対象とし、次の式により算出する。なお、全体計画及び流域別調査の実施地域と重複しており、調査時点から大きな変化が生じていない場合には、当該調査の土砂量（崩壊発生予測箇所）のデータを参考とする。

$$V(\text{計画流出土砂量}) = V1 + V2 + V3 \quad (10\text{m}^3 \text{を切り上げ } 100\text{m}^3 \text{単位})$$

V1：現状で溪床に堆積している不安定土砂量及び溪床の侵食により生じる土砂量。不安定土砂及び現溪床からの侵食深・幅は、現地調査等により溪流内の仮想断面を設定し求める。堆積区間長、侵食区間長は、現地状況に応じ計上するものとし、風化の少ない露岩区間、既存の治山ダムにより捕捉できる土砂量は計上しない。

$$V1 = V11 + V12$$

V11：発生、流下、堆積区間に堆積している不安定土砂量

$$V11 = \text{堆積土砂面積 (m}^2\text{)} \times \text{堆積長 (m)}$$

V12：発生、流下、堆積区間の侵食土砂量(V11以外)

$$V12 = \text{発生、流下、堆積区間の侵食土砂面積 (m}^2\text{)} \times \text{侵食土砂長 (m)}$$

V2：溪床に接続する既往崩壊地上の不安定残土量（残留土砂量）

V3：溪床に接続する斜面の新規崩壊発生見込み量に伴う土砂量

以上の算出手法より、計画流出土砂量の算出を行う。流域を R-1～R-5 流域に分割し、考えられる計 5 ルートの流出土砂量の計算を行う。算出の結果、基準点②までの合計土砂量が最大のルートを計画流出土砂量とする。算出結果を以下に示す。

表 2.1.1 土砂量算出結果（ルート①）

| 項目 | V1 (m ³) | V2 (m ³) | V3 (m ³) | 合計 (m ³) |
|----------------------------|----------------------|----------------------|----------------------|--|
| R-1 (V1+V2+V3) | 424.2m ³ | 682.1m ³ | 2394.0m ³ | 3500.3m ³ |
| R-3 (V1+V2+V3) | 687.7m ³ | 0.0m ³ | 0.0m ³ | 687.7m ³ |
| 基準点②までの合計 (R-1+R-3) | 1111.9m ³ | 682.1m ³ | 2394.0m ³ | 4188.0m ³ ⇒4200m ³ |
| R-5 (V1+V2+V3) | 79.1m ³ | 118.8m ³ | 0.0m ³ | 197.9m ³ |
| 基準点①までの合計 (R-1+R-2+R-5) | 1191.0m ³ | 800.9m ³ | 2394.0m ³ | 4385.9m ³ ⇒4400m ³ |

表 2.1.2 土砂量算出結果（ルート②）

| 項目 | V1 (m ³) | V2 (m ³) | V3 (m ³) | 合計 (m ³) |
|----------------------------|----------------------|----------------------|----------------------|--|
| R-2 (V1+V2+V3) | 0.0m ³ | 0.0m ³ | 6879.6m ³ | 6879.6m ³ |
| R-3 (V1+V2+V3) | 687.7m ³ | 0.0m ³ | 0.0m ³ | 687.7m ³ |
| 基準点②までの合計 (R-1+R-3) | 687.7m ³ | 0.0m ³ | 6879.6m ³ | 7567.3m ³ ⇒7600m ³ |
| R-5 (V1+V2+V3) | 79.1m ³ | 118.8m ³ | 0.0m ³ | 197.9m ³ |
| 基準点①までの合計 (R-1+R-2+R-5) | 766.8m ³ | 118.8m ³ | 6879.6m ³ | 7765.2m ³ ⇒7800m ³ |

表 2.1.3 土砂量算出結果（ルート③）

| 項目 | V1 (m ³) | V2 (m ³) | V3 (m ³) | 合計 (m ³) |
|----------------------------|----------------------|----------------------|----------------------|--|
| R-4 (V1+V2+V3) | 0.0m ³ | 5141.4m ³ | 0.0m ³ | 5141.4m ³ |
| 基準点②までの合計 (R-1+R-3) | 0.0m ³ | 5141.4m ³ | 0.0m ³ | 5141.4m ³ ⇒5200m ³ |
| R-5 (V1+V2+V3) | 79.1m ³ | 118.8m ³ | 0.0m ³ | 197.9m ³ |
| 基準点①までの合計 (R-1+R-2+R-5) | 79.1m ³ | 5260.2m ³ | 0.0m ³ | 5339.3m ³ ⇒5400m ³ |

表 2.1.4 土砂量算出結果（ルート④）

| 項目 | V1 (m ³) | V2 (m ³) | V3 (m ³) | 合計 (m ³) |
|----------------------------|----------------------|----------------------|----------------------|--|
| R-3-1 (V1+V2+V3) | 49.6m ³ | 568.0m ³ | 0.0m ³ | 617.6m ³ |
| 基準点②までの合計 (R-1+R-3) | 49.6m ³ | 568.0m ³ | 0.0m ³ | 617.6m ³ ⇒700m ³ |
| R-5 (V1+V2+V3) | 79.1m ³ | 118.8m ³ | 0.0m ³ | 197.9m ³ |
| 基準点①までの合計 (R-1+R-2+R-5) | 128.7m ³ | 686.8m ³ | 0.0m ³ | 815.5m ³ ⇒900m ³ |

表 2.1.5 土砂量算出結果（ルート⑤）

| 項目 | V1 (m ³) | V2 (m ³) | V3 (m ³) | 合計 (m ³) |
|----------------------------|----------------------|----------------------|----------------------|---|
| R-3-2 (V1+V2+V3) | 0.0m ³ | 777.4m ³ | 0.0m ³ | 617.6m ³ |
| 基準点②までの合計 (R-1+R-3) | 0.0m ³ | 777.4m ³ | 0.0m ³ | 777.4m ³ ⇒800m ³ |
| R-5 (V1+V2+V3) | 79.1m ³ | 118.8m ³ | 0.0m ³ | 197.9m ³ |
| 基準点①までの合計 (R-1+R-2+R-5) | 79.1m ³ | 869.2m ³ | 0.0m ³ | 975.3m ³ ⇒1000m ³ |

以上より、ルート②が最大の土砂量となり、計画流出土砂量は $7567.3\text{m}^3 \rightarrow 7600\text{m}^3$ とする。
 ルート②の計画流出流量を反映させた図 4.2.4、土砂収支計画図を示した図 4.2.5 を以下に示す。

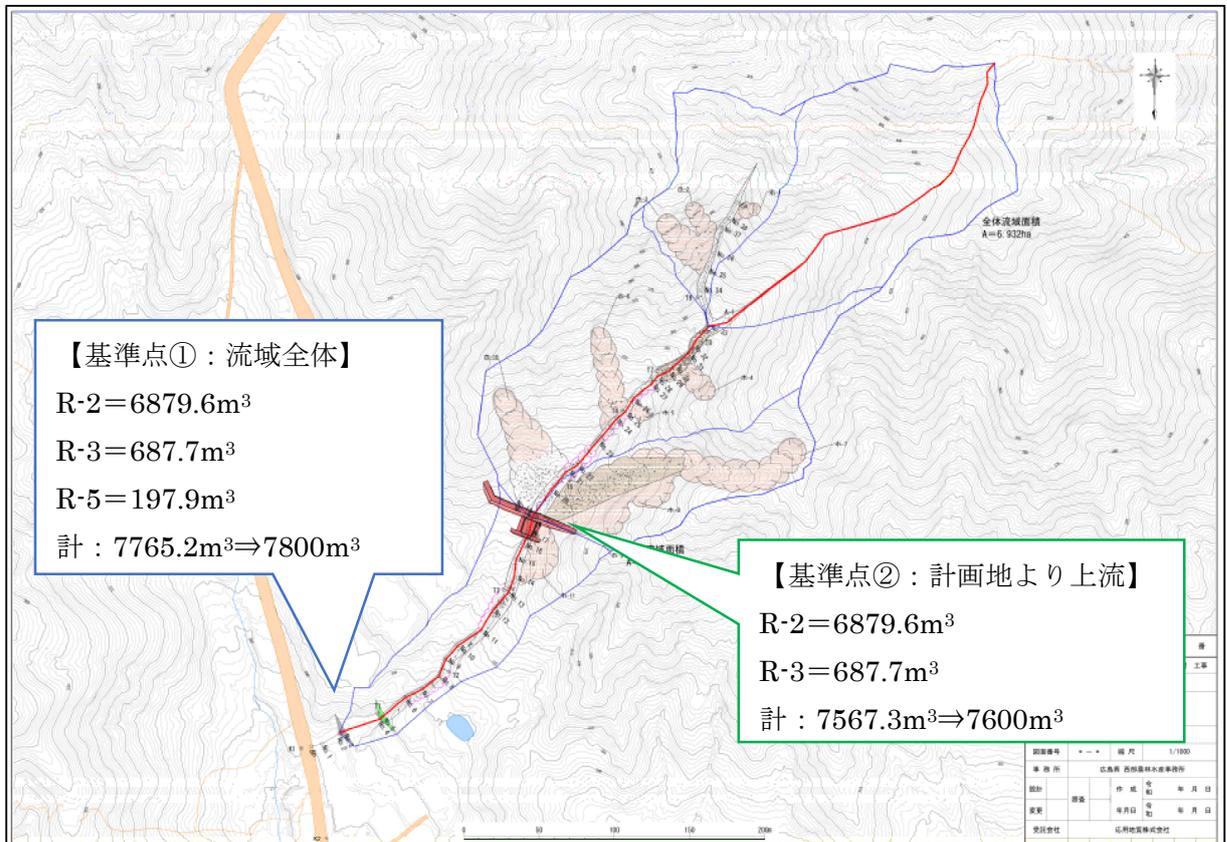


図 2.1.3 計画流出土砂量（ルート②）

表 2.1.6 計画流出土砂量の算出結果一覧

| 測点 | 計画流出土砂量 | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|------------------|-------------------|------|-------|-------|------------------|-------|-----|--------|-----------------|-------|-----|--------|--------------|--------------|-----------|-------------|----------|-------------|
| | V1 (不安定土砂及び侵食土砂量) | | | | V2 (崩壊地上の不安定残土量) | | | | V3 (新規崩壊発生見込み量) | | | | 数量計算書 | | | | V1+V2+V3 | |
| | 距離 | 断面積 | 平均 | 数量 | 幅幅 | 縦幅 | 崩壊深 | 数量 | 幅幅 | 縦幅 | 崩壊深 | 数量 | ① (R1+R3+R5) | ② (R2+R3+R5) | ③ (R4+R5) | ④ (R3-1+R5) | | ⑤ (R3-2+R5) |
| 【R-1流域】 | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| No. 32 | 0.0 | 10.2 | | | | | | | | | | | 0.0 | | | | | 0.0 |
| No. 33 | 14.3 | 18.4 | 14.30 | 204.1 | | | | | | | | | 204.1 | | | | | 204.1 |
| No. 34 | 23.9 | 0.0 | 9.20 | 220.1 | | | | | | | | | 220.1 | | | | | 220.1 |
| ホ-1 | | | | | 4.5 | 8.2 | 0.3 | 11.1 | | | | | | 11.1 | | | | 11.1 |
| ホ-2 | | | | | 12.0 | 29.0 | 0.5 | 174.0 | | | | | | 174.0 | | | | 174.0 |
| ホ-3 | | | | | 17.5 | 35.5 | 0.8 | 497.0 | | | | | | 497.0 | | | | 497.0 |
| 新規崩壊見込み | | | | | | | | | 21.0 | 95.0 | 1.2 | 2394.0 | 2394.0 | | | | | 2394.0 |
| 小計 | | | | 424.2 | | | | 682.1 | | | | | 3500.3 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 3500.3 |
| 【R-2流域】 | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 新規崩壊見込み | | | | | | | | | 21.0 | 273.0 | 1.2 | 6879.6 | 6879.6 | | | | | 6879.6 |
| 小計 | | | | | | | | | 6879.6 | | | 6879.6 | 0.0 | 6879.6 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 6879.6 |
| 【R-3流域】 | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| No. 21 | 0.0 | 0.0 | | | | | | | | | | | 0.0 | 0.0 | | | | 0.0 |
| No. 22 | 8.6 | 4.2 | 2.10 | 18.1 | | | | | | | | | 18.1 | 18.1 | | | | 18.1 |
| No. 22+15.0m | 15.0 | 0.0 | 2.10 | 31.5 | | | | | | | | | 31.5 | 31.5 | | | | 31.5 |
| No. 23 | 0.0 | 0.0 | | | | | | | | | | | 0.0 | 0.0 | | | | 0.0 |
| No. 24 | 19.0 | 8.1 | 4.05 | 76.7 | | | | | | | | | 76.7 | 76.7 | | | | 76.7 |
| No. 25 | 7.4 | 0.0 | 4.05 | 30.0 | | | | | | | | | 30.0 | 30.0 | | | | 30.0 |
| No. 26 | 10.8 | 4.7 | 2.35 | 25.4 | | | | | | | | | 25.4 | 25.4 | | | | 25.4 |
| No. 28 | 21.4 | 0.0 | 2.35 | 50.3 | | | | | | | | | 50.3 | 50.3 | | | | 50.3 |
| No. 29 | 8.7 | 20.2 | 10.10 | 88.3 | | | | | | | | | 88.3 | 88.3 | | | | 88.3 |
| No. 30 | 5.1 | 17.0 | 18.60 | 95.0 | | | | | | | | | 95.0 | 95.0 | | | | 95.0 |
| No. 32 | 20.0 | 10.2 | 13.60 | 272.4 | | | | | | | | | 272.4 | 272.4 | | | | 272.4 |
| ホ-4 | | | | | 15.0 | 18.5 | 0.4 | 111.0 | | | | | | 111.0 | 111.0 | | | 111.0 |
| ホ-5 | | | | | 10.0 | 9.0 | 0.8 | 72.0 | | | | | | 72.0 | 72.0 | | | 72.0 |
| 小計 | | | | 687.7 | | | | | 687.7 | | | 687.7 | 687.7 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 852.6 |
| 【R-3-1流域】 | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| No. 21 | 0.0 | 0.0 | | | | | | | | | | | | | | 0.0 | | 0.0 |
| No. 22 | 8.6 | 4.2 | 2.10 | 18.1 | | | | | | | | | | | | 18.1 | | 18.1 |
| No. 22+15.0m | 15.0 | 0.0 | 2.10 | 31.5 | | | | | | | | | | | | 31.5 | | 31.5 |
| No. 23 | 0.0 | 0.0 | | | | | | | | | | | | | | 0.0 | | 0.0 |
| ホ-6 | | | | | 16.0 | 35.5 | 1.0 | 568.0 | | | | | | | | | 568.0 | 568.0 |
| 小計 | | | | 49.6 | | | | 568.0 | | | | | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 617.6 | 0.0 | 617.6 |
| 【R-3-2流域】 | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| ホ-10 | | | | | 15.8 | 61.5 | 0.8 | 777.4 | | | | | | | | | | 777.4 |
| 小計 | | | | | | | | 777.4 | | | | | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 777.4 | 777.4 |
| 【R-4流域】 | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| ホ-7-1 (崩壊発生源) | | | | | 21.0 | 30.0 | 1.2 | 756.0 | | | | | | | 756.0 | | | 756.0 |
| ホ-7-2 (流下区間) | | | | | 20.0 | 26.0 | 1.2 | 624.0 | | | | | | | 624.0 | | | 624.0 |
| ホ-7-3 (流下区間) | | | | | 20.0 | 41.5 | 1.2 | 996.0 | | | | | | | 996.0 | | | 996.0 |
| ホ-7-4 (流下区間) | | | | | 21.8 | 101.8 | 1.2 | 2663.1 | | | | | | | 2663.1 | | | 2663.1 |
| ホ-8 | | | | | 20.5 | 8.0 | 0.4 | 65.6 | | | | | | | 65.6 | | | 65.6 |
| ホ-9 | | | | | 17.5 | 7.0 | 0.3 | 36.8 | | | | | | | 36.8 | | | 36.8 |
| 小計 | | | | | | | | 5141.4 | | | | | 0.0 | 0.0 | 5141.4 | 0.0 | 0.0 | 5141.4 |
| 計画地までの合計 | | | | | | | | | | | | 4188.0 | 7567.3 | 5141.4 | 617.6 | 777.4 | 777.4 | 17768.8 |
| 【R-5流域】 | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| No. 6 | 0.0 | 0.0 | | | | | | | | | | | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| No. 7 | 12.3 | 3.4 | 1.70 | 21.0 | | | | | | | | | 21.0 | 21.0 | 21.0 | 21.0 | 21.0 | 21.0 |
| No. 8 | 13.6 | 1.5 | 2.45 | 33.3 | | | | | | | | | 33.3 | 33.3 | 33.3 | 33.3 | 33.3 | 33.3 |
| No. 11 | 0.0 | 0.0 | | | | | | | | | | | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| No. 12 | 15.8 | 1.6 | 0.80 | 12.7 | | | | | | | | | 12.7 | 12.7 | 12.7 | 12.7 | 12.7 | 12.7 |
| No. 13 | 15.2 | 0.0 | 0.80 | 12.1 | | | | | | | | | 12.1 | 12.1 | 12.1 | 12.1 | 12.1 | 12.1 |
| ホ-11 | | | | | 16.5 | 18.0 | 0.4 | 118.8 | | | | | | 118.8 | 118.8 | 118.8 | 118.8 | 118.8 |
| 小計 | | | | 79.1 | | | | 118.8 | | | | | 197.9 | 197.9 | 197.9 | 197.9 | 197.9 | 197.9 |
| 合計 | | | | | | | | | | | | 4385.9 | 7765.2 | 5339.3 | 815.5 | 975.3 | 975.3 | 17984.8 |

同時に流出する土砂量として見込まない

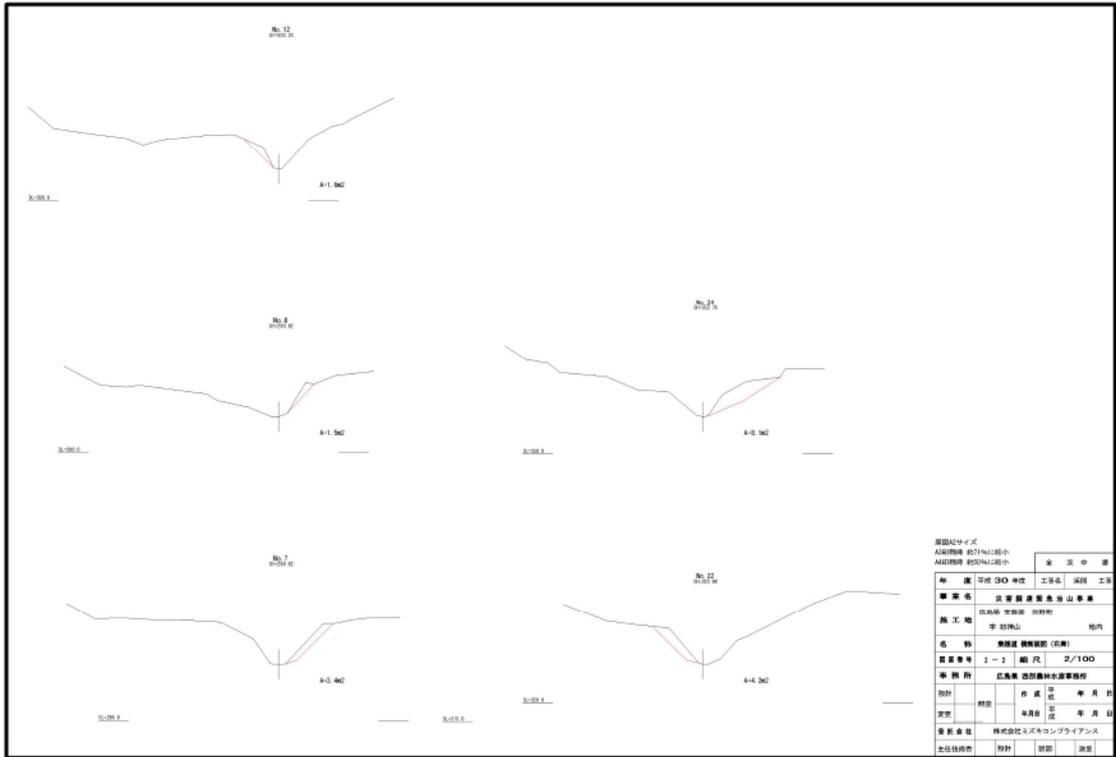


図 2.1.4 計画流出土砂量算出横断面図(1/2)

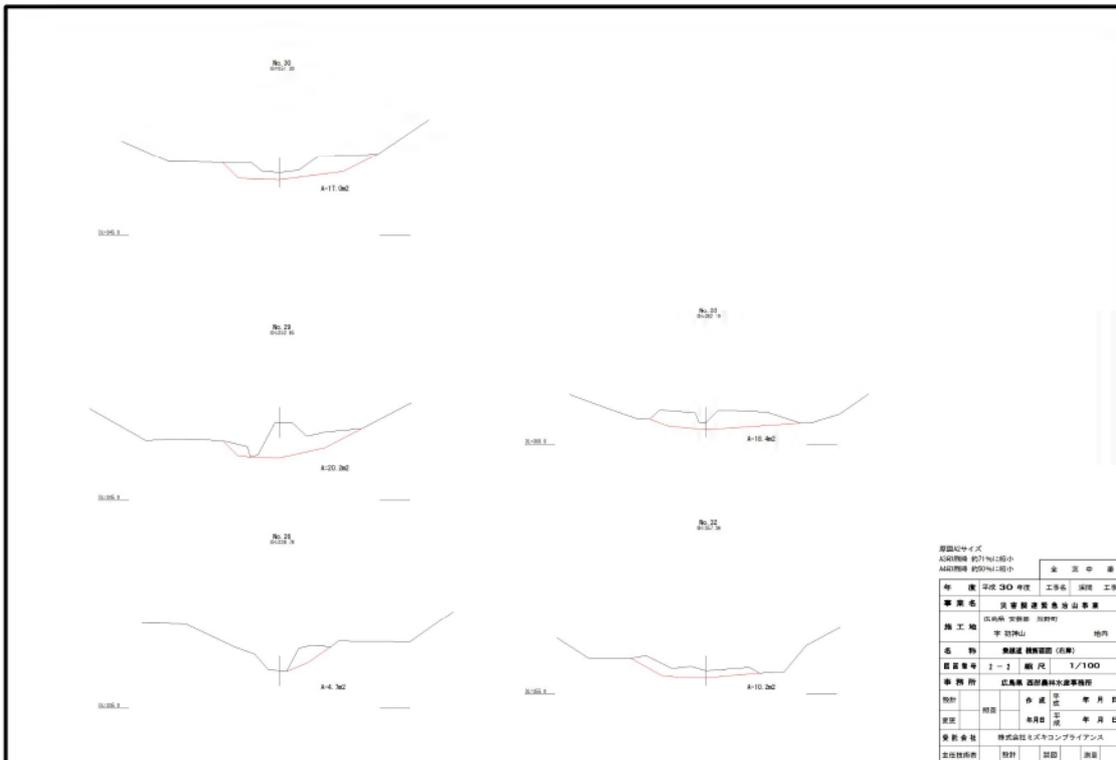


図 2.1.5 計画流出土砂量算出横断面図(2/2)

②計画流出流木量の算出

計画流出流木量の算出については、「土石流対応型 治山ダム設計方針（令和3年4月）」のp.2-III-1に以下の記述がある。

(2) 計画流出流木量

算定基準点から上流の流域面積より、「流域面積から流木量を推定する方法」により算出するものとする。なお、これによりがたい場合は、「サンプル調査法」または、「生産土砂量と発生流木幹材積の関係から流木量を推定する方法」により算出する。

計画流出流木量 $T = t \cdot Vg$ (算出を行った計画流出流木量は、 $1m^3$ 単位とする)

t : 流出率 (0.85) ※
 Vg : 流域面積から推定される流木量 (m^3)

$Vg = \alpha \cdot A$
 Vg : 流木量 (m^3)
 A : 流域面積 (km^2)
 α : 係数 (100~1000程度：平均500、次図参照)

なお、 α の値については、近傍に流木発生事例があり、これらの発生量に関するデータがある場合、これから単位流域面積当たりの流木発生量を求め、用いることができる。

図 2-III-4 流域面積と発生流木幹材積

※広島県における流出率は、0.85を標準値とする（砂防技術指針（H24）III-34）

以上より、次式を用いて計画流出流木量を算出する。

$$\text{計画流出流木量} = T = t \cdot Vg$$

なお流木量を算出するにあたって、係数： α については、平均値=500を用いる。
 以上より計算式及び諸条件と算出結果一覧を以下に示す。

表 2.1.7 計画流出流木量の諸条件と算出結果一覧

| 対象範囲 | 流出率 t | 係数 α | 流域面積 (km^2) | 計画流出流木量 (m^3) |
|---------------|------------|----------------|--------------------|----------------------|
| 基準点②：計画地点より上流 | 0.85 | 500 | 0.06 | 25.50→26.0 |
| 基準点①：流域全体 | | | 0.07 | 29.75→30.0 |

< 基準点②における計画流出流木量 >

$$\text{流木量} : V_g = 0.06 \times 500 = 30\text{m}^3$$

$$\text{計画流出流木量} : T = 0.85 \times 30 = 25.50\text{m}^3$$

< 基準点①における計画流出流木量 >

$$\text{流木量} : V_g = 0.07 \times 500 = 35\text{m}^3$$

$$\text{計画流出流木量} : T = 0.85 \times 35 = 29.75\text{m}^3$$

以上より、計画流出流木量は以下の通りとなる。

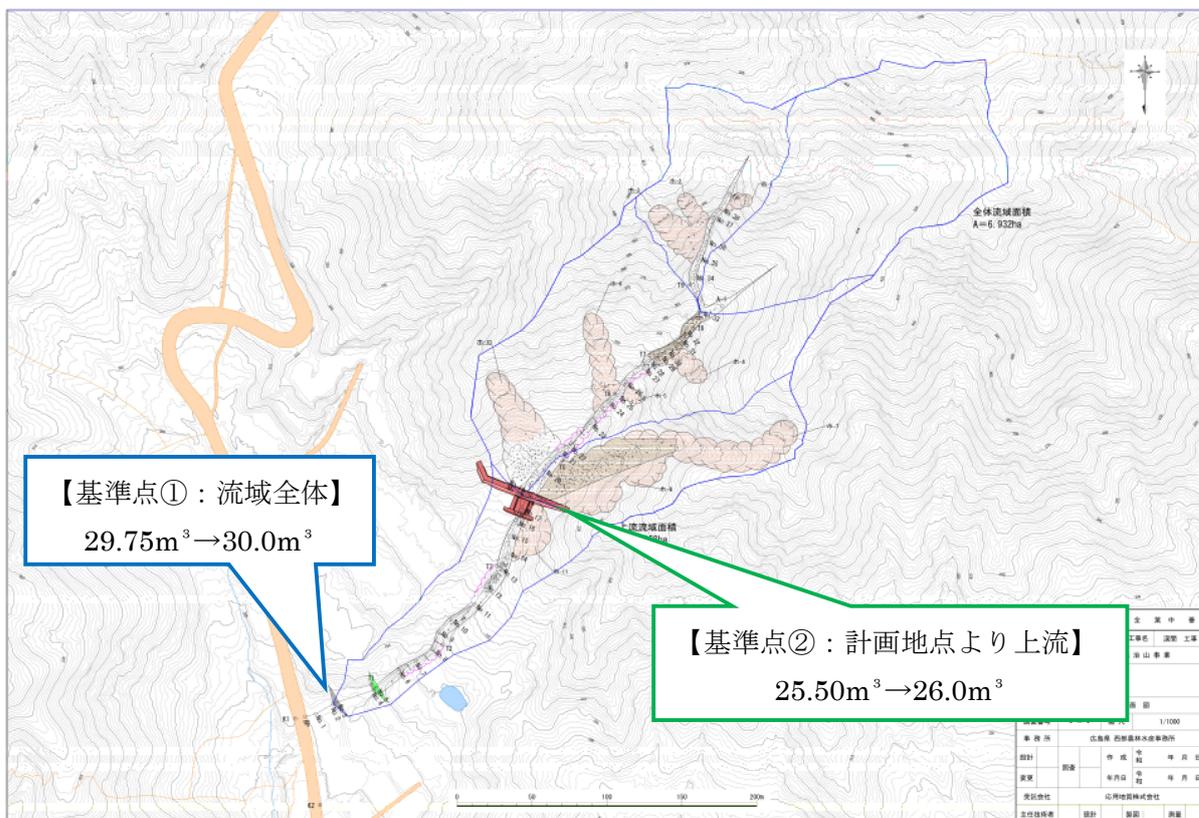


図 2.1.7 各基準点の計画流出流木量

2.2 溪床勾配等の設定

(1) 現溪床勾配

現溪床勾配については、「土石流対応型 治山ダム設計方針（令和4年4月）」の p. 2-IV-2 に以下の記述がある。

現溪床勾配は、施設計画地点から概ね上流 200m 間の平均勾配とすることを基本とする。

(砂防基本計画策定指針 (H28) P25)

【解説】

計画勾配等の設定に用いる現溪床勾配 (θ) は、計画施設設計前の地形より算出する。なお、計画地点から上流の 200m 区間で勾配が大きく変遷する等、溪床を代表していないと考えられる場合は、当該溪流における土砂の移動状況や災害による被災状況等、流域の状態に応じて区間を設定する。

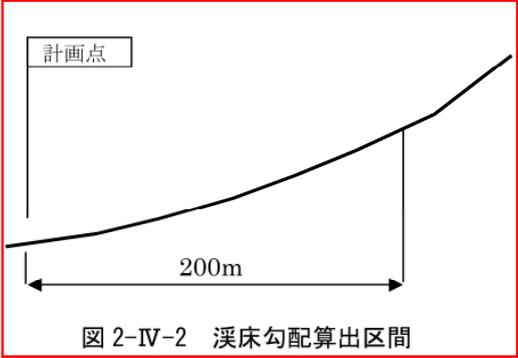


図 2-IV-2 溪床勾配算出区間

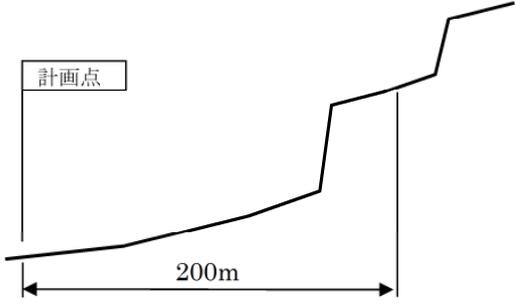


図 2-IV-3 検討区間が溪床を代表していない場合

以下に、施設計画地点から概ね上流 200m 間となる測点 No. 18~No. 34 までの縦断図を示す。現溪床勾配は、この区間の平均勾配とするため、**現溪床勾配 $\theta = 26.5\%$** とする。

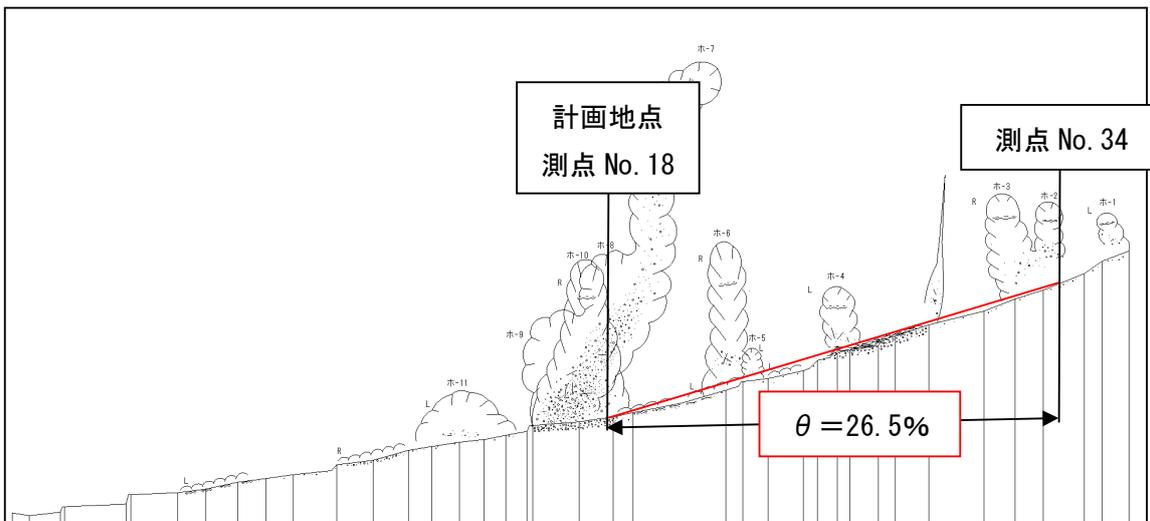


図 2.2.1 現溪床勾配の算出区間

表 2.2.1 現溪床勾配算出の諸条件

| | 単距離 L | 標高差 H | 勾配 θ | 備考 |
|--------------|---------|--------|-------------|----|
| 測点 No. 18~34 | 197.82m | 52.45m | 26.5% | |

以上より、計算式は以下の通りとなる。

$$\theta = 52.45 / 197.82 \times 100 = 26.5\%$$

(2) 計画堆砂勾配

計画堆砂勾配は、現溪床勾配の 1/2 とすることから、

計画堆砂勾配 $\theta_1 = 1/2 \times 26.5\% = 13.3\%$ とする。

| | |
|-------------------|-------|
| 計画堆砂勾配 θ_1 | 13.3% |
|-------------------|-------|

(3) 土石流時堆砂勾配

土石流時堆砂勾配は、現溪床勾配の 2/3 とすることから、土石流時堆砂勾配 $\theta_d = 2/3 \times 26.5\% = 17.6\%$ となる。しかし、16.6% を上限とすることから、

土石流時堆砂勾配 $\theta_d = 16.6\%$ とする。

| | |
|---------------------|-------|
| 土石流時堆砂勾配 θ_d | 16.6% |
|---------------------|-------|

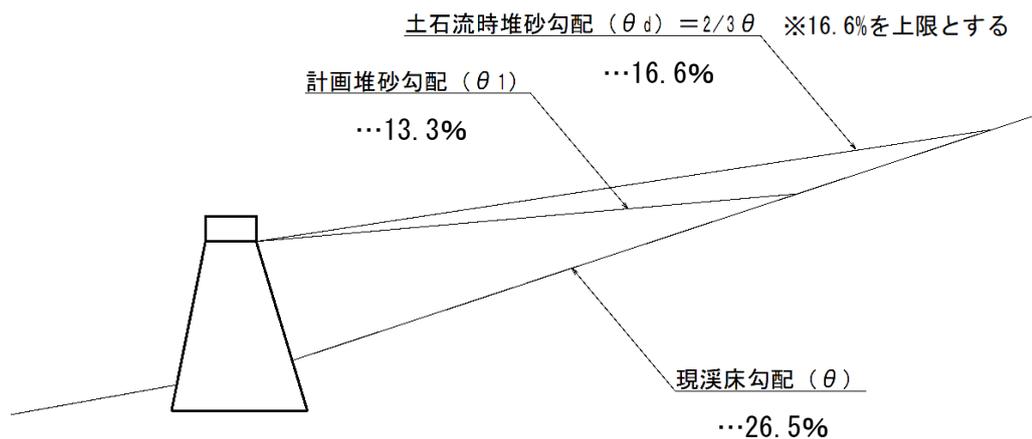


図 2.2.2 現溪床勾配等の断面図

2.3 効果量の算出

(1) 計画流出流木量に対する効果量

ダム高H=7.0mにおける効果量を確認する。効果量を確認する横断は、計画地より20.0m毎とし、各横断における捕捉量、堆積量、発生抑止量を算出する。

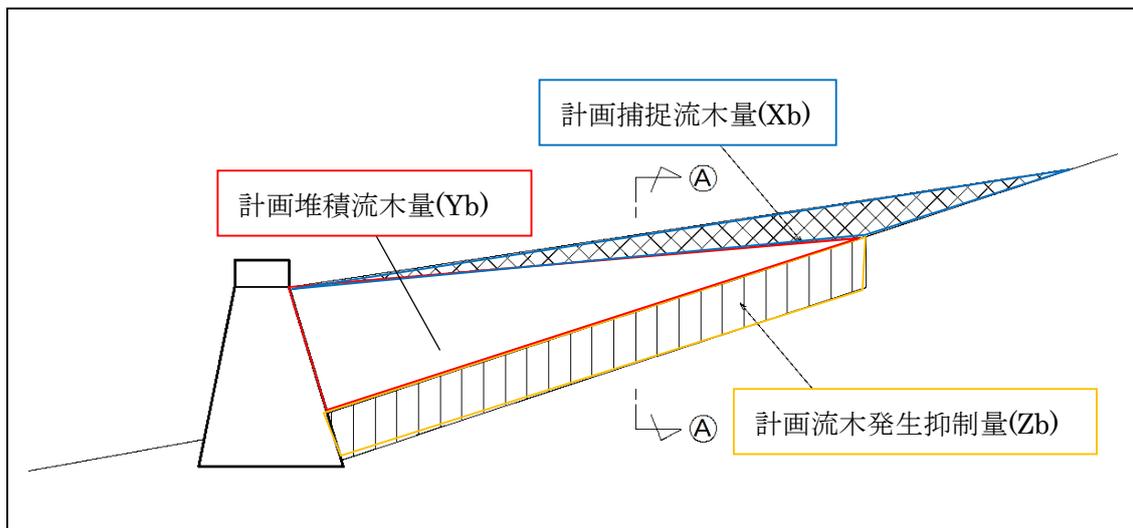


図 2.3.1 計画流出土砂量に対する効果量

表 2.3.1 効果量（流木）の算出式

効果量（流木）(Vb) = 計画捕捉流木量(Xb) + 計画堆積流木量(Yb) + 計画流木発生抑制量(Zb)

計画捕捉流木量(Xb) = 計画捕捉量(X) × 0.02

計画堆積流木量(Yb) = 計画堆積量(Y) × 0.02

計画流木発生抑制量(Zb) = 計画流出流木量(T) / 流域面積 / 計画堆砂面の面積

今回の計画施設については、流木効果量が計画流出流木量を上回る値となる。その際の流木効果量の考え方については、「土石流対応型治山ダム設計方針（令和4年4月）」のp.2-V-1に以下の記述がある。

ただし、施設計画地点より上流の土石流対応型治山ダムにおいて、計画流出流木量から計画捕捉流木量、計画堆積流木量、計画流木発生抑制量の和を差し引いた値が0以下となった場合、配置しようとしている土石流対応型治山ダムの計画捕捉流木量は「0」とする。

また、施設計画地点より上流において、計画捕捉流木量、計画堆積流木量、計画流木発生抑制量の和が計画流出流木量を上回る場合、配置しようとしている土石流対応型治山ダムは計画流木発生抑制量、計画堆積流木量、計画捕捉流木量の順で計上する。

流木効果量が計画流出流木量を上回る場合、計画施設は、以下の通りとなる。

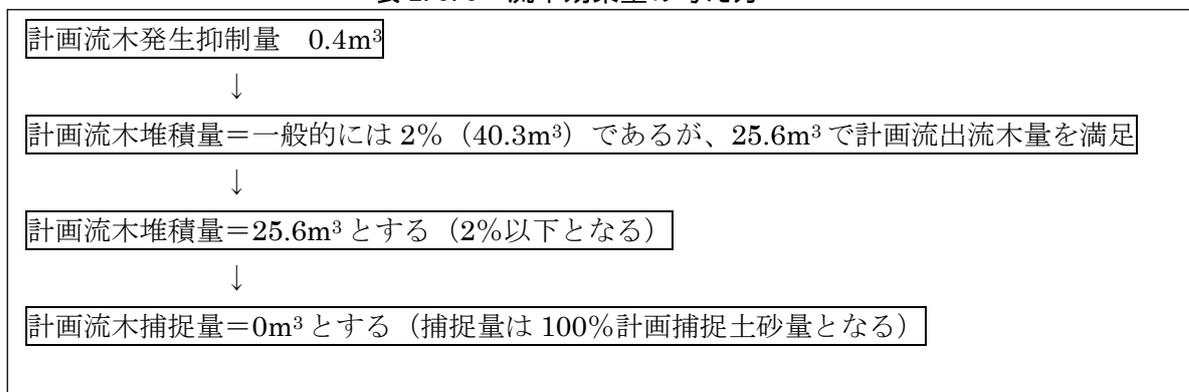
表 2.3.2 計画施設の流木効果量が計画流出流木量を上回る場合の計画施設効果量

| | | 土砂 | 流木 |
|-------|---------------------------|-------------------------------|---------------------------|
| 計画流出量 | | — | 26m ³ |
| 効果量 | 計画捕捉量=811.8m ³ | 811.8m ³ (100%) | 0m ³ (0%) |
| | 計画堆積量=2,017m ³ | 1,991.4m ³ (98.8%) | 25.6m ³ (1.2%) |
| | 計画発生抑制量 | 算出結果のとおり | 0.4m ³ |

() は各効果量における土砂と流木の割合

流木効果量は、計画発生抑制量→計画堆積量→計画捕捉量の順で計上し、計画流出流木量を上回った段階で、以降の流木効果量は0とする。

表 2.3.3 流木効果量の考え方



計画流出流木量に対する効果量は、以下の通りとなる。

表 2.3.3 ダム高 H=7.0m 時の計画流出流木量に対する効果量

| 項目 | 効果量 (m ³) | 備考 |
|----------------|-----------------------|-------------------|
| 計画捕捉流木量 (Xb) | 0.0m ³ | T-Vb の値が 0 以下となる為 |
| 計画堆積流木量 (Yb) | 25.6m ³ | T-Zb |
| 計画流木発生抑制量 (Zb) | 0.4m ³ | |
| 効果量合計 (Vb) | 26.0m ³ | |
| 計画流出流木量 (T) | 26.0m ³ | |

なお、計画流木発生流木量を算出する次式は以下の通りとなる。

計画流木発生抑制量(Zb) = 計画流出流木量(T) / 流域面積 / 計画堆砂面の面積

$$26.0\text{m}^3 / 59700.0\text{m}^2 \times 837.4\text{m}^2 = 0.4\text{m}^3$$

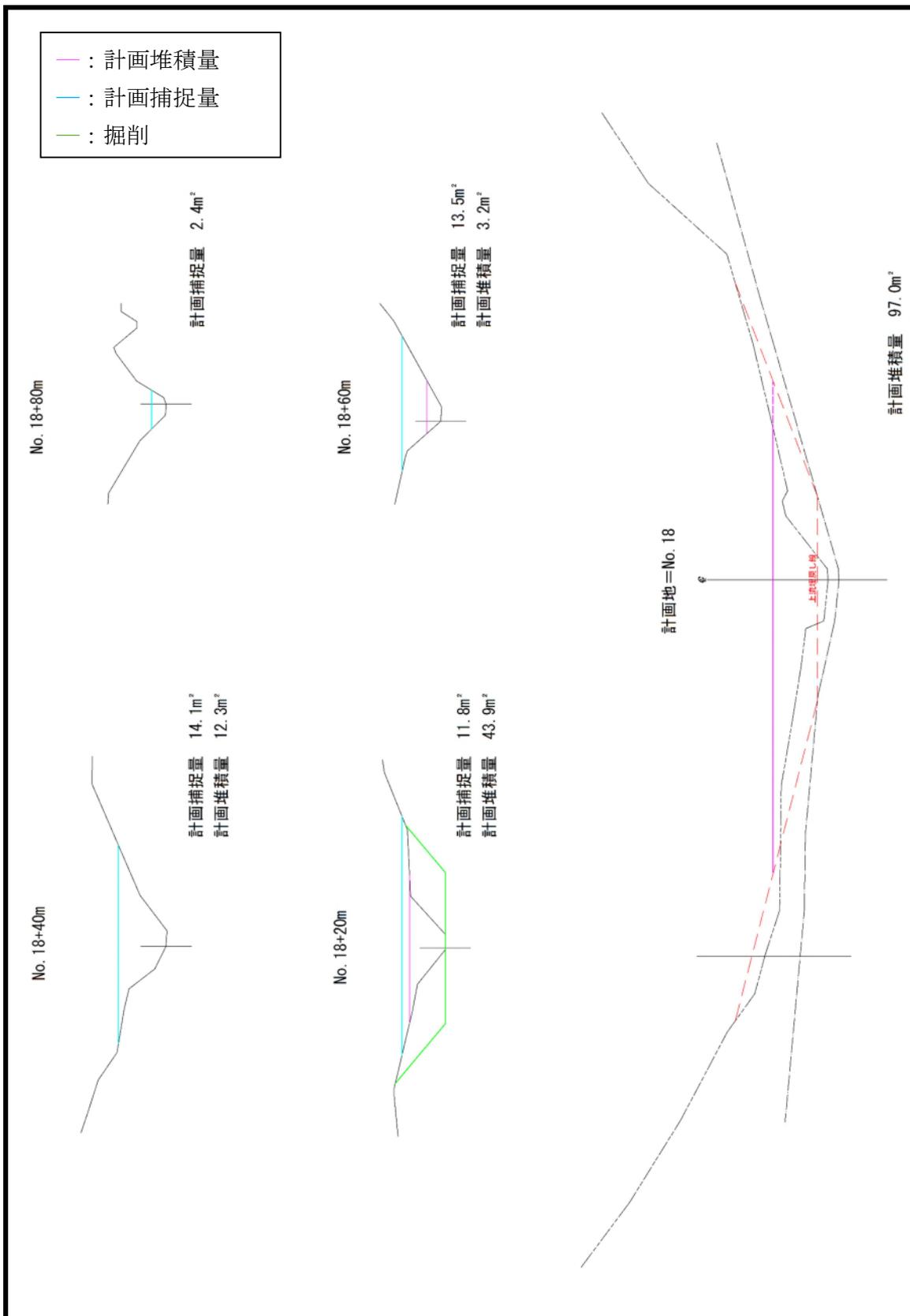


図 2.3.2 ダム高=7.0時の計画捕捉量及び計画堆積量算出横断面図

表 2.3.4 ダム高 H=7.0m 時の算出結果一覧（土砂量及び流木量）

| 計第 表 土石流対応型治山ダム効果量 | | | | | | | | | |
|---|----------------|------|-------|-------|--------------|----------|------|------|--------|
| 測点 | 計画捕捉量(X) | | | | 測点 | 計画堆積量(Y) | | | |
| | 距離 | 断面積 | 平均 | 体積 | | 距離 | 断面積 | 平均 | 体積 |
| ・土石流対応型治山ダム（ダム高H=7.0m） | | | | | | | | | |
| 計画地(No.18) | | 0.0 | | | 計画地(No.18) | | 97.0 | | |
| No.18 +20m | 18.2 | 11.8 | 5.90 | 107.4 | No.18 +20m | 18.2 | 43.9 | 70.5 | 1282.2 |
| No.18 +40m | 20.0 | 14.1 | 12.95 | 259.0 | No.18 +40m | 20.0 | 12.3 | 28.1 | 562.0 |
| No.18 +60m | 20.0 | 13.5 | 13.80 | 276.0 | No.18 +60m | 20.0 | 3.2 | 7.8 | 155.0 |
| No.18 +80m | 20.0 | 2.4 | 7.95 | 159.0 | No.18 +71.1m | 11.1 | 0.0 | 1.6 | 17.8 |
| No.18 +88.7m | 8.7 | 0.0 | 1.20 | 10.4 | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| 計 | | | | 811.8 | | | | | 2017.0 |
| 土砂量 | | | | 811.8 | | | | | 1991.4 |
| 流木量 | | | | 0.0 | | | | | 25.6 |
| | | | | | | | | | |
| 測点 | 計画土石流発生抑制量(Za) | | | | 備考 | | | | |
| | 距離 | 断面積 | 平均 | 体積 | | | | | |
| No.21 | 0.0 | 0.0 | | | | | | | |
| No.22 | 8.6 | 4.2 | 2.10 | 18.1 | | | | | |
| No.22+15.0m | 15.0 | 0.0 | 2.10 | 31.5 | | | | | |
| No.23 | 0.0 | 0.0 | | | | | | | |
| No.23+5.4m | 5.4 | 8.1 | 4.05 | 21.9 | 横断面はNo.24を使用 | | | | |
| | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| 計 | | | | 71.5 | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| 測点 | 計画堆砂面の面積 | | | | | | | | |
| | 距離 | 横断幅 | 平均 | 面積 | | | | | |
| 計画地(No.18) | 0.0 | 40.0 | | | | | | | |
| No.18 +20m | 18.2 | 11.8 | 25.90 | 471.4 | | | | | |
| No.18 +40m | 20.0 | 8.1 | 9.95 | 199.0 | | | | | |
| No.18 +60m | 20.0 | 4.3 | 6.20 | 124.0 | | | | | |
| No.18 +80m | 20.0 | 0.0 | 2.15 | 43.0 | | | | | |
| No.18 +100m | 20.0 | 0.0 | 0.00 | 0.0 | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| 計 | | | | 837.4 | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| 「計画流木発生抑制量=流域面積から算出した流木量/流域面積×計画堆砂面の面積」より | | | | | | | | | |
| ・流域面積から算出した流木量(m³) | | | | 26.0 | | | | | |
| ・流域面積(ha) | | | | 6.0 | | | | | |
| ・計画堆砂面の面積 | | | | 0.1 | | | | | |
| ◎計画流木発生抑制量(Zb) | | | | 0.4 | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| 効果量(土砂) | 2874.7 | | | | | | | | |
| 効果量(流木) | 26.0 | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |

(2) 計画流出土砂量に対する効果量

流木効果量と同様に、計画流出土砂量に対する土石流対応型治山ダムの効果量を算出する。効果量については、「土石流対応型 治山ダム設計方針（令和4年4月）」のp.2-V-1～5に記述があり、これに則る。

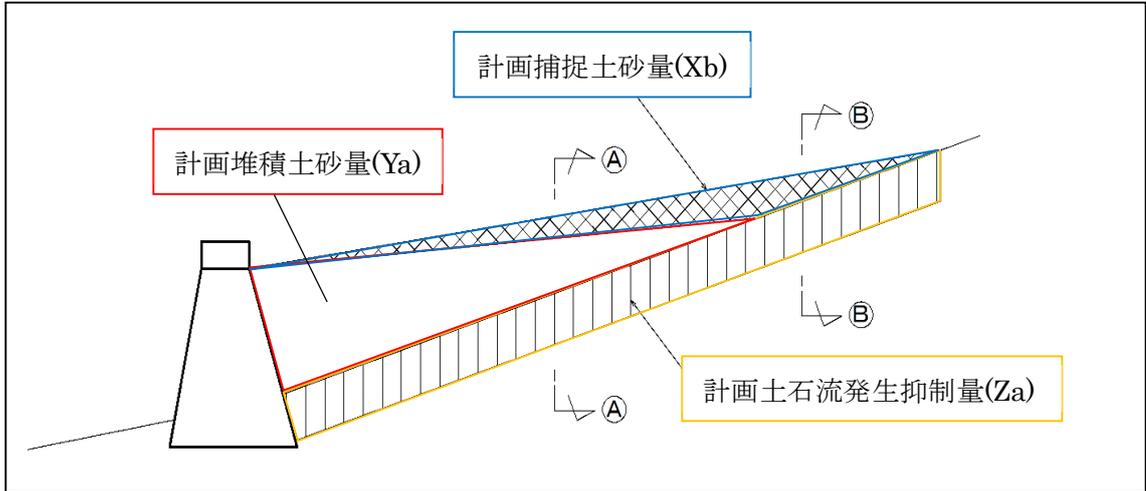


図 2.3.3 計画流出土砂量に対する効果

表 2.3.5 効果量（土砂）の算出式

| |
|--|
| 効果量（土砂）(Va) = 計画捕捉土砂量(Xa) + 計画堆積土砂量(Ya) + 計画土石流発生抑止量(Za) |
| 計画捕捉土砂量(Xa) = 計画捕捉量(X) - 計画捕捉流木量(Xb) |
| 計画捕捉流木量(Xb) = 計画捕捉量(X) × 0.02 |
| 計画堆積土砂量(Ya) = 計画堆積量(Y) - 計画堆積流木量(Yb) |
| 計画堆積流木量(Yb) = 計画堆積量(Y) × 0.02 |

表 2.3.6 ダム高 H=7.0m 時の計画流出量に対する計画捕捉量及び計画堆積量

| 項目 | 効果量 (m ³) | 土砂量 | 流木量 |
|-----------|-----------------------|-------------------------------|----------------------------|
| 計画捕捉量 (X) | 811.8m ³ | 811.8 m ³ (100%) | 0.0 m ³ (0%) |
| 計画堆積量 (Y) | 2017.0m ³ | 1991.4 m ³ (98.8%) | 25.6 m ³ (1.2%) |

計画捕捉土砂量 (Xa) = 計画捕捉量 (X) - 計画捕捉流木量 (Xb)
 = 811.8m³ - 0.0m³ = 811.8m³

計画堆積土砂量 (Ya) = 計画堆積量 (Y) - 計画堆積流木量 (Yb)
 = 2017.0m³ - 25.6m³ = 1991.4m³

以上より、計画流出土砂量に対する効果量を以下に示す。

表 2.3.7 ダム高 H=7.0m 時の計画流出土砂量に対する効果量

| 項目 | 効果量 (m ³) |
|------------------------------|-----------------------|
| 計画捕捉土砂量 (X _a) | 811.8m ³ |
| 計画堆積土砂量 (Y _a) | 1991.4m ³ |
| 計画土石流発生抑止量 (Z _a) | 71.5m ³ |
| 効果量合計 (V _a) | 2874.7m ³ |
| 計画流出土砂量 (V) | 7600.0m ³ |

2.4 整備率の算出

(1) 計画流出流木量に対する整備率、整備水準

整備率および整備水準については、「土石流対応型 治山ダム設計方針（令和4年4月）」の p. 2-II-1 に以下の記述がある。

$$\text{整備率} = \frac{\text{計画捕捉量 (X)} + \text{計画堆積量 (Y)} + \text{計画発生抑制量 (Z)}}{\text{計画流出量 (V)} - \text{計画流下許容量 (W)}}$$

※計画流下許容量 (W) は原則 0 とする。

$$\text{整備水準} = \frac{\text{計画捕捉量 (X)} + \text{計画発生抑制量 (Z)}}{\text{計画流出量 (V)} - \text{計画流下許容量 (W)}}$$

※計画流下許容量 (W) は原則 0 とする。

計画流出流木量に対する効果量を以下に示す。

表 2.4.1 ダム高 H=7.0m 時の計画流出流木量に対する効果量

| 項目 | 効果量 (m ³) | 備考 |
|-----------------|-----------------------|-------------------|
| 計画捕捉流木量 (Xb) | 0.0m ³ | T-Vb の値が 0 以下となる為 |
| 計画堆積流木量 (Yb) | 25.6m ³ | T-Zb |
| 計画流木流発生抑制量 (Zb) | 0.4m ³ | |
| 効果量合計 (Vb) | 26.0m ³ | |
| 計画流出流木量 (T) | 26.0m ³ | |

計画流出流木量に対する整備率、整備水準は以下の通りである。

$$\text{整備率} = \frac{0.0\text{m}^3 + 25.6\text{m}^3 + 0.4\text{m}^3}{26.0\text{m}^3 - 0} \times 100 = 100\%$$

$$\text{整備水準} = \frac{0.0\text{m}^3 + 0.4\text{m}^3}{26.0\text{m}^3 - 0} \times 100 = 1.5\%$$

(2) 計画流出土砂量に対する整備率、整備水準

計画流出土砂量に対する効果量を以下に示す。

表 2.4.2 ダム高 H=7.0m 時の計画流出土砂量に対する効果量

| 項目 | 効果量 (m ³) |
|----------------|-----------------------|
| 計画捕捉土砂量 (Xa) | 811.8m ³ |
| 計画堆積土砂量 (Ya) | 1991.4m ³ |
| 計画土砂発生抑止量 (Za) | 71.5m ³ |
| 効果量合計 (Va) | 2874.7m ³ |
| 計画流出土砂量 (V) | 7600.0m ³ |

計画流出土砂量に対する整備率、整備水準は以下の通りである。

$$\text{整備率} = \frac{811.8\text{m}^3 + 1991.4\text{m}^3 + 71.5\text{m}^3}{7600.0\text{m}^3 - 0} \times 100 = 38\%$$

$$\text{整備水準} = \frac{811.8\text{m}^3 + 71.5\text{m}^3}{7600.0\text{m}^3 - 0} \times 100 = 12\%$$

3. 土石流対応型治山ダムの基本的事項

3.1 計画高水流量の算出

(1) 流域面積

集水面積を平面図より算出する。計画高水流量は、治山ダム設計を行う基準点②について算出する。集水区域図は下図のとおりであり、集水面積は、 $A=5.97\text{ha}$ となる。

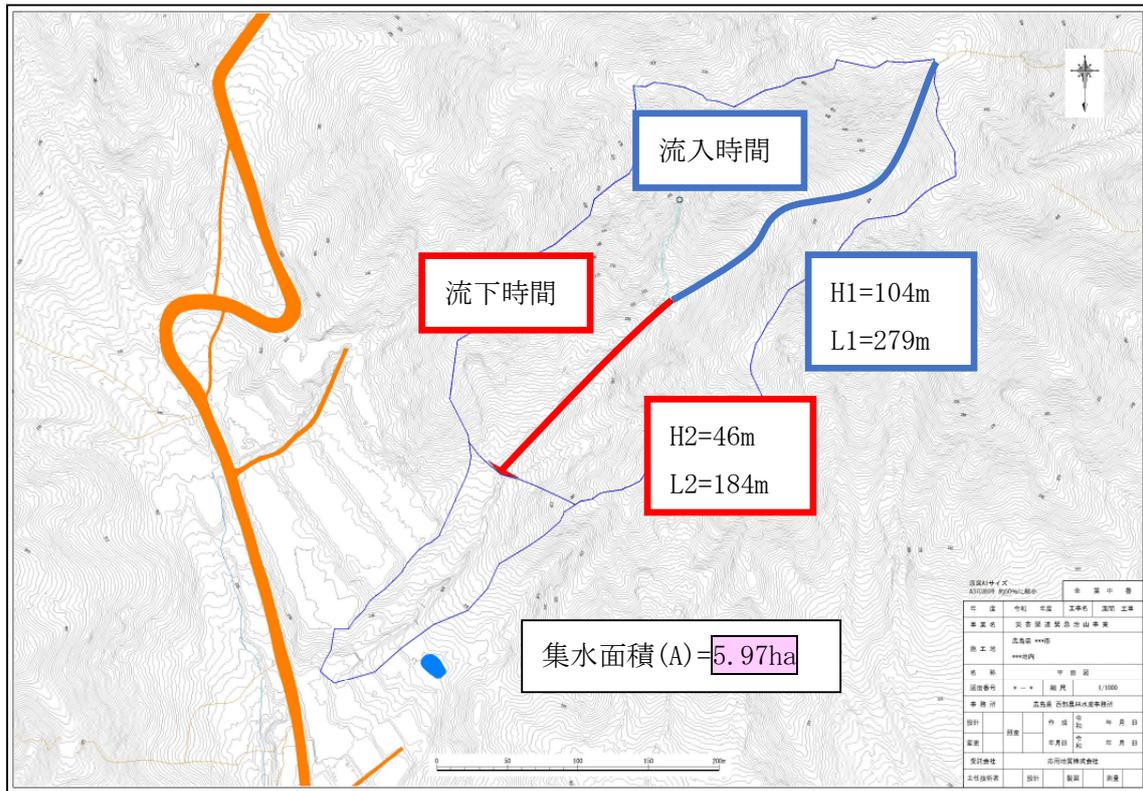


図 3.1.1 流域面積

(2) 流出係数

浸透能普通母材となり、勾配が斜面の流域全体が森林であるため、流出係数(f)は 0.45 となるが、土石流発生時には流域内の荒廃が進行していると考えられるため、流出係数(f)は 0.7 とする

表 3.1.1 流出係数

| 地質及び地形 | 浸透能不良母材 | | | 浸透能普通母材 | | | 浸透能良好母材 | | |
|----------|---------|------|------|---------|------|------|---------|------|------|
| | 急峻 | 斜面 | 平地 | 急峻 | 斜面 | 平地 | 急峻 | 斜面 | 平地 |
| f_1 森林 | 0.65 | 0.55 | 0.45 | 0.55 | 0.45 | 0.35 | 0.45 | 0.35 | 0.25 |
| 疎林耕地 | 0.75 | 0.65 | 0.55 | 0.65 | 0.55 | 0.45 | 0.55 | 0.45 | 0.35 |
| 草地 | 0.85 | 0.75 | 0.65 | 0.75 | 0.65 | 0.55 | 0.65 | 0.55 | 0.45 |
| 不毛岩石地 | 0.90 | 0.80 | 0.70 | 0.80 | 0.70 | 0.60 | 0.70 | 0.60 | 0.50 |

(3) 洪水到達時間

① 流入時間

流入時間は、以下の式により算出される。

$$t1 = (2/3 \times 3.28 \times L1 \times nd/\sqrt{s})^{0.467}$$

t1 : 流入時間 (min)
 L1 : 流域最遠点から流路に到達するまでの距離 (m)
 s : 平均勾配 (s = H1/L1)
 H1 : 標高差 (m)
 nd : 遅滞係数

表 3.1.2 遅滞係数

| 地被状態 | nd |
|-----------------|------|
| 不透水面 | 0.02 |
| よくしまった裸地 (なめらか) | 0.10 |
| 裸地 (普通の粗さ) | 0.20 |
| 疎草地及び耕地 | 0.20 |
| 牧草地または普通の草地 | 0.40 |
| 森林 (落葉林) | 0.60 |
| 森林 (落葉林、落葉等堆積地) | 0.80 |
| 森林 (針葉樹林) | 0.80 |
| 密草地 | 0.80 |

図 3.1.1 より L1=279m、H1=104m、表 3.1.2 より nd=0.8 (森林-針葉樹) であるため、流入時間は、以下のとおりとなる。

$$\begin{aligned} s &= H1/L1 \\ &= 104/279 \\ &= 0.37 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} t1 &= (2/3 \times 3.28 \times L1 \times nd/\sqrt{s})^{0.467} \\ &= (2/3 \times 3.28 \times 279 \times 0.8/\sqrt{0.37})^{0.467} \\ &= 22.7\text{min} \end{aligned}$$

② 流下時間

流下時間は、以下の式により算出される。

$$\begin{aligned} t2 &= l2/W1 \\ W1 &= 20 (h2/l2)^{0.6} \end{aligned}$$

t2 : 流下時間 (sec)
 l2 : 谷部最上流点より計画地点までの水平距離 (m)
 W1 : 洪水の伝達速度 (m/s)
 h2 : 谷部最上流点より計画地点までの標高差 (m)

図 3.1.1 より L2=184m、h2=46m であるため、流下時間は以下のとおりとなる。

$$\begin{aligned} W1 &= 20 (h2/l2)^{0.6} \\ &= 20 (46/184)^{0.6} \end{aligned}$$

$$=8.7\text{m/s}$$

$$t_2=12/W1$$

$$=184/8.7$$

$$=21.1\text{sec}$$

$$=0.4\text{min}$$

③洪水到達時間

洪水到達時間は、

$$\text{洪水到達時間 (t)} = \text{流入時間 (t1)} + \text{流下時間 (t2)}$$

であるため、以下の通りとなる。

$$\text{洪水到達時間 (t)} = 22.7 + 0.4$$

$$= 23.1\text{min} \rightarrow 23\text{min}$$

| | |
|----------|-------|
| 洪水到達時間 t | 23min |
|----------|-------|

(4) 洪水到達時間内の雨量強度

洪水到達時間内の雨量強度は、下表の「広島」を適用し、以下のとおりとなる。

表 3.1.3 広島県 100 年確率降雨強度式

| 地区 | 適用式 |
|----|----------------------------------|
| 広島 | $r = 360.806 / t^{0.378}$ |
| 福山 | $r = 527.499 / \sqrt{t} + 0.728$ |
| 庄原 | $r = 632.844 / t^{0.544}$ |
| 加計 | $r = 707.723 / \sqrt{t} + 1.076$ |

r : 洪水到達時間内の雨量強度

t : 洪水到達時間 (1分単位とする)

$$r = 360.806 / t^{0.378}$$

$$= 360.806 / 23^{0.378}$$

$$= 110.3\text{mm/h}$$

| | |
|--------|-----------|
| 雨量強度 r | 110.3mm/h |
|--------|-----------|

(5) 計画高水流量

計画高水流量の算出式は、以下のとおりである。

$$Q_{\max} = Q \cdot f_q$$

$$Q = 1/360 \cdot f \cdot r \cdot A$$

Q_{\max} : 計画高水流量 (m³/s)

Q : 最大高水流量 (m³/s)

f_q : 補正係数

f : 流出係数

r : 洪水到達時間内の雨量強度 (mm/h)

A : 集水面積 (ha)

当該流域では、洪水痕跡が確認されていないことから、 $f_q=1.0$ とし、計画高水流量は以下の値となる。

$$Q = 1/360 \cdot f \cdot r \cdot A$$

$$= 1/360 \times 0.7 \times 110.3 \text{ mm/h} \times 5.97 \text{ ha}$$

$$= 1.28 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{\max} = Q \cdot f_q$$

$$= 1.28 \times 1.0$$

$$= 1.28 \text{ m}^3/\text{s}$$

| | |
|-------------------|-----------------------|
| 計画高水流量 Q_{\max} | 1.28m ³ /s |
|-------------------|-----------------------|

3.2 土石流ピーク流量の算出

土石流ピーク流量は、以下の式により算出される。

$$Qd = \alpha \cdot Qmax$$

$$\alpha = C_* / (C_* - Cd)$$

$$Cd = \frac{\tan \theta}{(\sigma/\rho - 1) (\tan \phi - \tan \theta)}$$

$$Cd > 0.9C_* \text{ の場合、} Cd = 0.9C_*$$

$$Cd < 0.3 \text{ の場合、} Cd = 0.30$$

Qd : 土石流ピーク流量 (m³/s)

α : 係数

Qmax : 計画高水流量 (m³/s)

C* : 溪床堆積土の容積濃度 (0.6 程度)

Cd : 土石流濃度 (0.3~0.54)

θ : 現溪床勾配 (°)

ϕ : 溪床堆積土砂の内部摩擦角 (一般に 35°)

σ : 礫の密度 (25.50kN/m³)

ρ : 水の密度 (11.77kN/m³)

当該溪流の現溪床勾配は、 $\theta = 14.9^\circ$ であることから、土石流ピーク流量は以下のとおりとなる。

$$\begin{aligned} Cd &= \frac{\tan \theta}{(\sigma/\rho - 1) (\tan \phi - \tan \theta)} \\ &= \frac{\tan 14.9}{(25.50/11.77 - 1) (\tan 35 - \tan 14.9)} \\ &= 0.53 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \alpha &= C_* / (C_* - Cd) \\ &= 0.6 / (0.6 - 0.53) \\ &= 8.6 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Qd &= \alpha \cdot Qmax \\ &= 8.6 \times 1.28 \text{m}^3/\text{s} \\ &= 11.01 \text{m}^3/\text{s} \end{aligned}$$

| | |
|-------------|------------------------|
| 土石流ピーク流量 Qd | 11.01m ³ /s |
|-------------|------------------------|

3.3 土石流諸元

(1) 土石流流速及び水深

指針 3-II-i

土石流流速及び水深の算出にあたっては、効果量算出に用いた治山ダム計画位置上流の横断形状を台形に近似し、各断面からの平均断面を用いる。

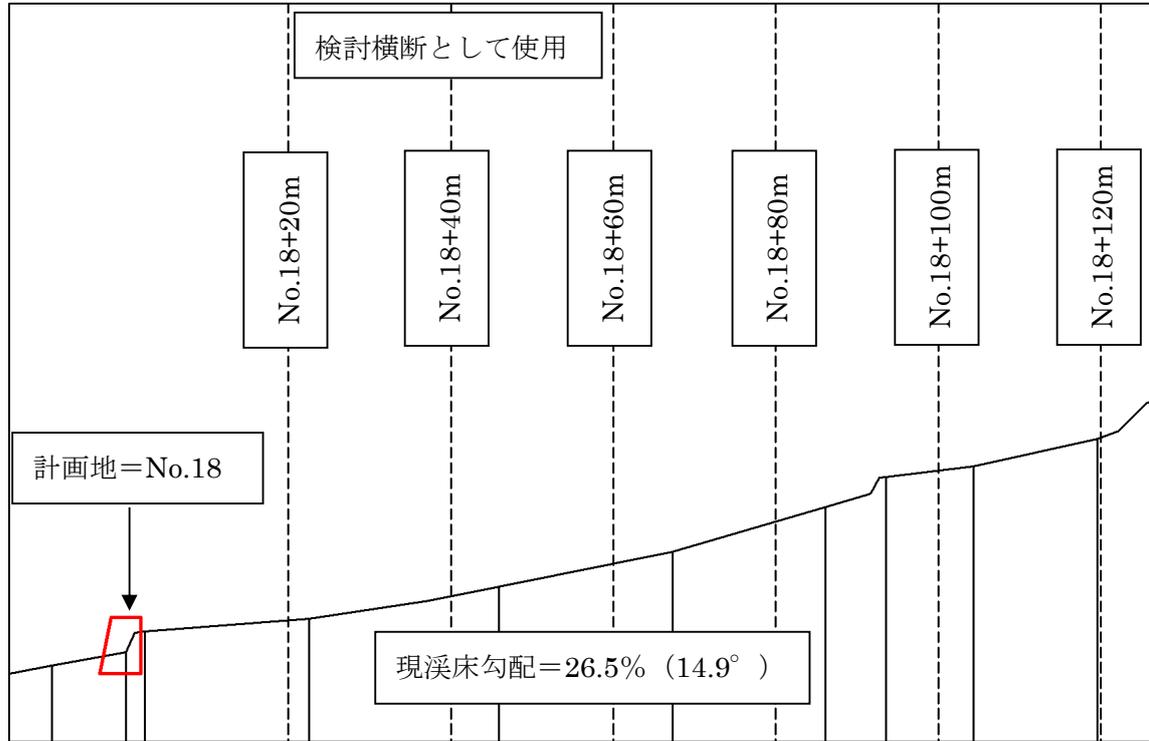


図 3.3.1 検討横断位置

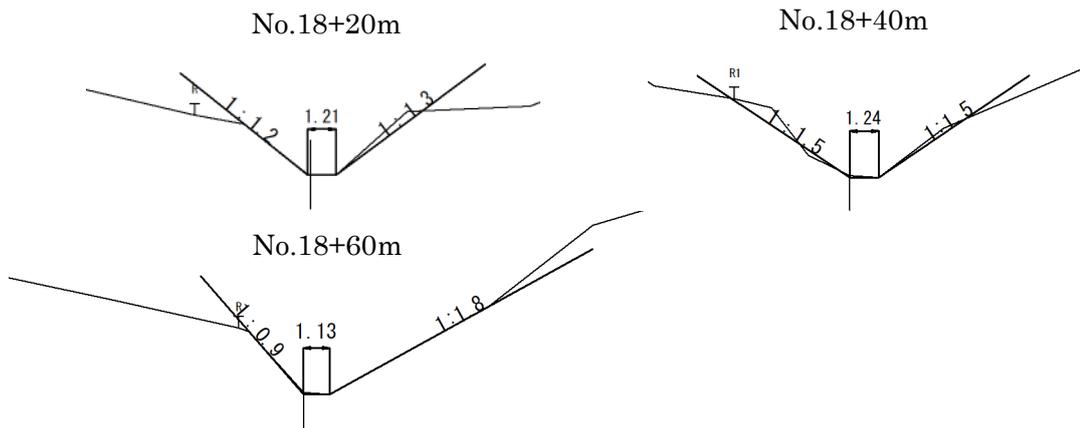


図 3.3.2 検討横断 (台形近似)

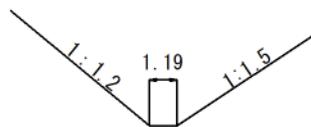


図 3.3.3 平均化断面

土石流流速は、以下の式により算出される。

$$U = \frac{1}{n} \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot (\sin \theta)^{\frac{1}{2}}$$

$$h = \frac{Qd}{Bda \cdot U}$$

$$Qd = U \cdot Ad$$

$$h = \frac{Ad}{Bda}$$

U : 土石流の平均流速 (m/s)
 R : 土石流の径深 (m) (= h)
 h : 土石流水深 (m)
 Qd : 土石流ピーク流量 (m³/s)
 θ : 現溪床勾配 (°)
 Bda : 流れの幅 (m)
 n : 粗度係数 (自然稼働フロント部 : 0.10、
 後続流 : 0.06、三面張り流路 : 0.03)
 Ad : 土石流ピーク流量の流下断面積 (m²)

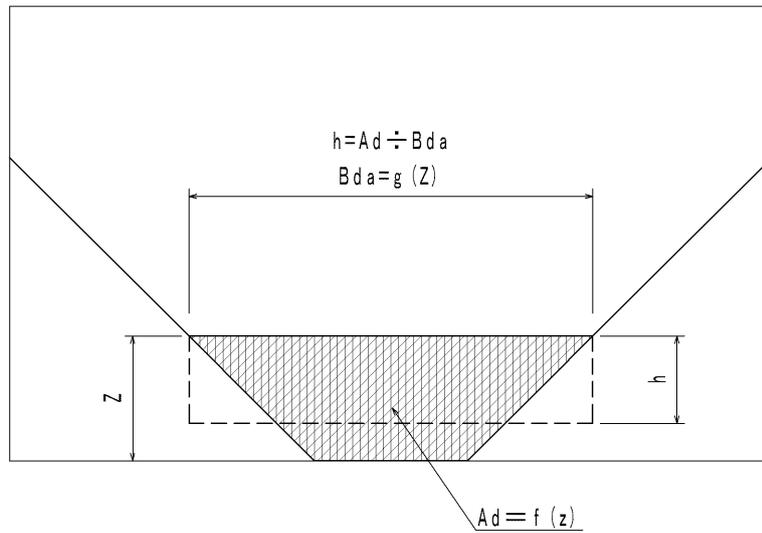


図 3.3.4 溪床イメージ

台形状での水面標高 (z) を求める。水面標高 (z) と土石流ピーク流量の関係を図 3.3.5、水面標高 (z) と流れの幅 (Bda) の関係を図 3.3.6 に示す。

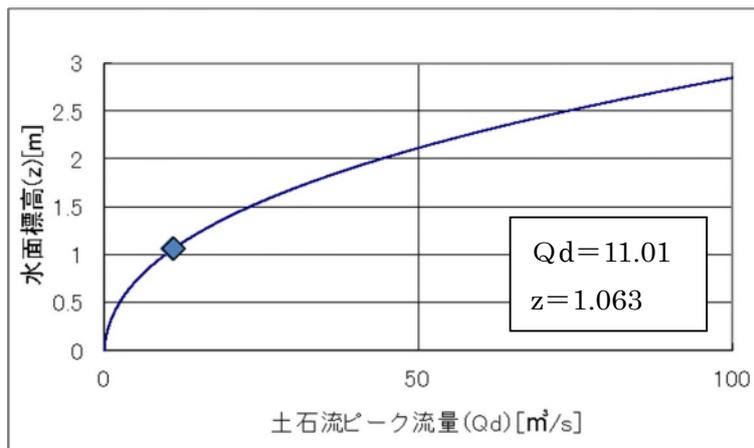


図 3.3.5 水面標高-土石流ピーク流量相関図

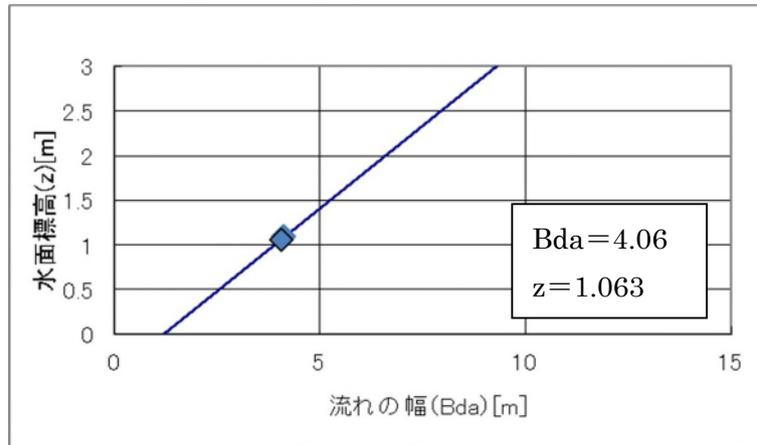


図 3.3.6 水面標高一流れの幅相関図

また、流下断面積 (A_d) と水面標高 (z) との関係は以下の通りである。

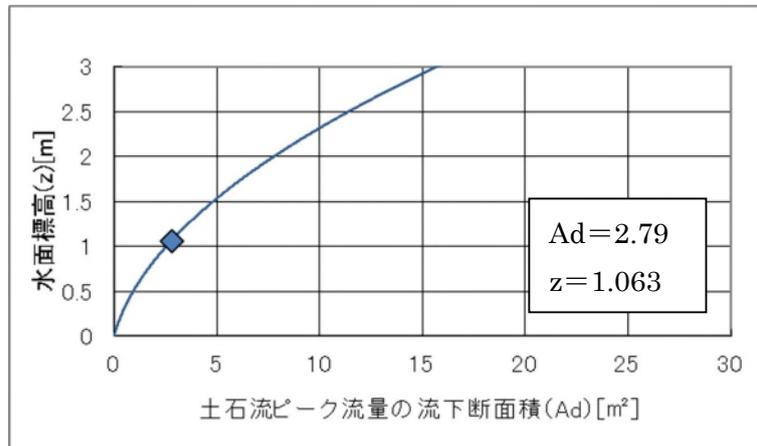


図 3.3.7 水面標高一流下断面積相関図

以上より水面標高 (z) = 1.063m となる。

また、関係図より、土石流水深を算出する。算出式及び水面標高(z)との関係は以下の通りである。

$$h = \left(\frac{2.79}{4.06} \right) = 0.69\text{m}$$

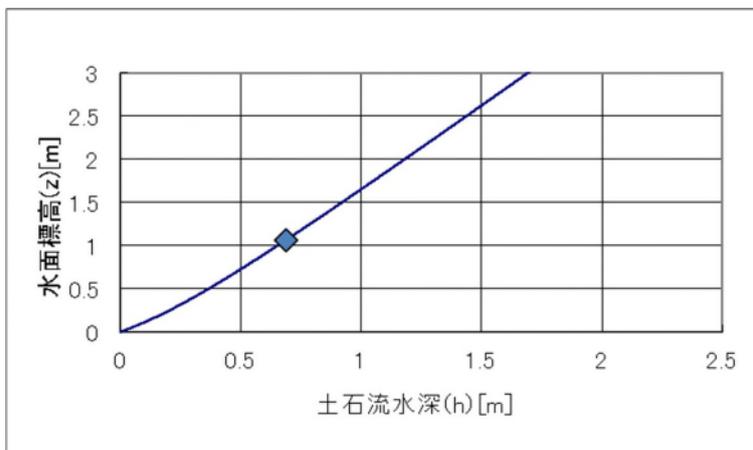


図 3.3.7 溪床からの標高 z と土石流水深 h の関係

以上より、土石流水深は $h=0.69\text{m}$ となる。

算出された土石流水深より土石流流速は、

$$\begin{aligned} U &= \frac{1}{n} \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot (\sin \theta)^{\frac{1}{2}} \\ &= \frac{1}{0.10} \cdot 0.69^{\frac{2}{3}} \cdot (\sin 14.9)^{\frac{1}{2}} \\ &= 3.95\text{m/s} \end{aligned}$$

となる。

| | |
|---------|---------|
| 土石流流速 U | 3.95m/s |
|---------|---------|

| | |
|---------|-------|
| 土石流水深 h | 0.69m |
|---------|-------|

(2) 土石流単位体積重量

土石流の単位体積重量は、以下の式により算出される。

$$\rho d = \sigma \cdot Cd + \rho \cdot (1 - Cd)$$

$$= 25.50 \times 0.53 + 11.77 \times (1 - 0.53)$$

$$= 19.05 \text{ kN/m}^3$$

| | |
|--------------------|-------------------------|
| 土石流単位体積重量 ρd | 19.05 kN/m ³ |
|--------------------|-------------------------|

| |
|---|
| ρd : 土石流単位体積重量 (kN/m ³) σ : 礫の密度 (25.50 kN/m ³) ρ : 水の密度 (11.77 kN/m ³) Cd : 土石流濃度 |
|---|

(3) 土石流流体力

土石流の流体力は、以下の式により算出される。

$$F = \alpha \cdot (\rho d / g) \cdot h \cdot U^2$$

$$= 1.0 \times (19.05 / 9.8) \times 0.69 \times 3.95^2$$

$$= 20.93 \text{ kN/m}$$

| | |
|------------|------------|
| 土石流流体力 F | 20.93 kN/m |
|------------|------------|

| |
|---|
| F : 流体力 (kN/m) α : 係数 (≈ 1.0) ρd : 土石流単位体積重量 (kN/m ³) g : 重力加速度 (9.8 m/s ²) h : 土石流水深 (m) U : 土石流流速 (m/s) |
|---|

3.4 最大礫径

最大礫径は、治山ダム計画地点の上流 100m、下流 100m の溪床に分布する石礫を 50 個以上測定し、上位 10 番目を最大礫径とする。以下に礫径調査結果を示す。

表 3.4.1 礫径調査結果

| No | 横径 (cm) | 縦径 (cm) | 平均径 (cm) |
|----|---------|---------|----------|
| 1 | 200 | 160 | 180 |
| 2 | 200 | 120 | 160 |
| 3 | 150 | 130 | 140 |
| 4 | 160 | 80 | 120 |
| 5 | 100 | 100 | 100 |
| 6 | 120 | 80 | 100 |
| 7 | 110 | 60 | 85 |
| 8 | 110 | 60 | 85 |
| 9 | 110 | 60 | 85 |
| 10 | 80 | 60 | 70 |
| 11 | 60 | 70 | 65 |
| 12 | 80 | 50 | 65 |
| 13 | 70 | 60 | 65 |
| 14 | 70 | 60 | 65 |
| 48 | 70 | 40 | 55 |
| 49 | 70 | 30 | 50 |
| 50 | 50 | 50 | 50 |

上表より、上位 10 番目の礫径は、70cm となる。

| | |
|------|------|
| 最大礫径 | 70cm |
|------|------|

3.5 最大流木長・径

(1) 最大流木長

最大流木長は、以下の式により求められる。

$$h_{\max} \geq 1.3W_{\text{av}} \text{ のとき } L_{\max} \doteq 1.3W_{\text{av}}$$

$$h_{\max} < 1.3W_{\text{av}} \text{ のとき } L_{\max} \doteq h_{\max}$$

h_{\max} : 流木の最大樹高 (m)
 W_{av} : 平均流下幅 (m)
 L_{\max} : 最大流木長 (m)

また、現調査結果及び流下幅は以下の通りである。

表 3.5.1 流木長調査結果及び流下幅

| 順位 | No | 樹高(m) | 流れの幅Bda(m) |
|----|----|-------|------------|
| 1 | 29 | 16 | 4.06 |
| 2 | 27 | 11 | |
| 3 | 6 | 9 | |
| 4 | 25 | 9 | |
| 5 | 5 | 8 | |
| 6 | 8 | 8 | |
| 7 | 26 | 8 | |
| 8 | 3 | 7 | |
| 9 | 17 | 7 | |
| 10 | 18 | 7 | |
| 11 | 19 | 7 | |
| 12 | 24 | 7 | |
| 13 | 20 | 6 | |
| 14 | 22 | 6 | |
| 15 | 23 | 6 | |
| 16 | 1 | 5 | |
| 17 | 2 | 5 | |
| 18 | 4 | 5 | |
| 19 | 7 | 5 | |
| 20 | 9 | 5 | |
| 21 | 10 | 5 | |
| 22 | 11 | 5 | |
| 23 | 12 | 5 | |
| 24 | 13 | 5 | |
| 25 | 14 | 5 | |
| 26 | 15 | 5 | |
| 27 | 16 | 5 | |
| 28 | 21 | 5 | |
| 29 | 28 | 5 | |

上表より、

$$h_{\max} = 16\text{m}, W_{\text{av}} = 4.06\text{m}, 1.3 W_{\text{av}} = 5.28\text{m}$$

となることから、

$$h_{\max} \geq 1.3W_{\text{av}}$$

となり最大流木長は、 $L_{\max} = 5.28\text{m} \rightarrow 5.3\text{m}$

となる。

| | |
|-------|------|
| 最大流木長 | 5.3m |
|-------|------|

(2) 最大流木径

流木径に対する現地調査結果は、以下の通りである。

表 3.5.2 流木径調査結果

| 順位 | No | 胸高直径(cm) |
|----|----|----------|
| 1 | 29 | 45 |
| 2 | 25 | 23 |
| 3 | 27 | 21 |
| 4 | 8 | 15 |
| 5 | 9 | 15 |
| 6 | 24 | 15 |
| 7 | 26 | 15 |
| 8 | 6 | 13 |
| 9 | 17 | 13 |
| 10 | 18 | 11 |
| 11 | 3 | 10 |
| 12 | 5 | 10 |
| 13 | 22 | 10 |
| 14 | 10 | 8 |
| 15 | 11 | 7 |
| 16 | 19 | 7 |
| 17 | 20 | 7 |
| 18 | 21 | 7 |
| 19 | 23 | 6 |
| 20 | 1 | 5 |
| 21 | 2 | 5 |
| 22 | 4 | 5 |
| 23 | 7 | 5 |
| 24 | 12 | 5 |
| 25 | 13 | 5 |
| 26 | 14 | 5 |
| 27 | 15 | 4 |
| 28 | 16 | 4 |
| 29 | 28 | 3 |

流木の最大径は、調査結果の打ち上位 5%の相当することから、最大流木径は、

調査数=29

$29 \times 0.05 = 1.45 \rightarrow$ 上位 1 番目

=45cm

となる。

| | |
|-------|------|
| 最大流木径 | 45cm |
|-------|------|

4. 土石流対応型治山ダムの設計

4.1 放水路形状

(1) 放水路形状

放水路形状は、標準的な台形形状とし、側のり勾配は 1:1.0 とする。また、放水路下長は、最大礫径の 2 倍以上かつ 2m 以上であることから、

・最大礫径の 2 倍 $\longrightarrow 0.7\text{m} \times 2 = 1.4\text{m}$

となり、現溪床幅を考慮し 4.0m とする。

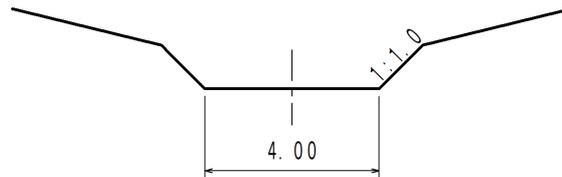


図 4.1.1 放水路形状

(2) 放水路断面

① 計画高水流量に対する越流水深

計画高水流量に対する越流水深は以下の式により算出される。

$$Q_s = \frac{2}{15} \cdot C \cdot \sqrt{2g} (3B_1 + 2B_2) hc_1^{3/2}$$

| |
|---|
| Q_s : 縮流堰の流量 (m^3/s) C : 流量係数 (0.6) g : 重力加速度 ($9.8\text{m}/\text{s}^2$) B_1 : 放水路下長 (m) B_2 : 越流路上長 (m) hc_1 : 越流水深 (m) |
|---|

ここで、越流水深を 0.31m とした場合、

$$= \frac{2}{15} \times 0.6 \times \sqrt{2 \times 9.8} (3 \times 4.0 + 2 \times 4.62) 0.31^{3/2}$$

$$= 1.32\text{m}^3/\text{s} > Q_{\text{max}} = 1.28\text{m}^3/\text{s}$$

となることから、計画高水流量に対する越流水深は 0.30m となる。

| | |
|----------------|--------------------------|
| 計画高水流量に対する越流水深 | 0.31m \rightarrow 0.4m |
|----------------|--------------------------|

②土石流ピーク流量に対する越流水深

土石流ピーク流量に対する越流水深は以下の式により算出される。

$$h_{c2} = \frac{Q_d}{Bda \cdot U} = \left\{ \frac{n \cdot Q_d}{Bda \cdot (\sin\theta_d)^{1/2}} \right\}^{3/5}$$

U : 土石流の平均流速 (m/s)
 h_{c2} : 土石流水深 (m)
 Q_d : 土石流ピーク流量 (m³/s)
 θ_d : 土石流時堆砂勾配 (°)
 Bda : 流れの幅 (m)
 n : 粗度係数 (自然河道フロント部 : 0.10、
 後続流 : 0.06、三面張り流路 : 0.03)

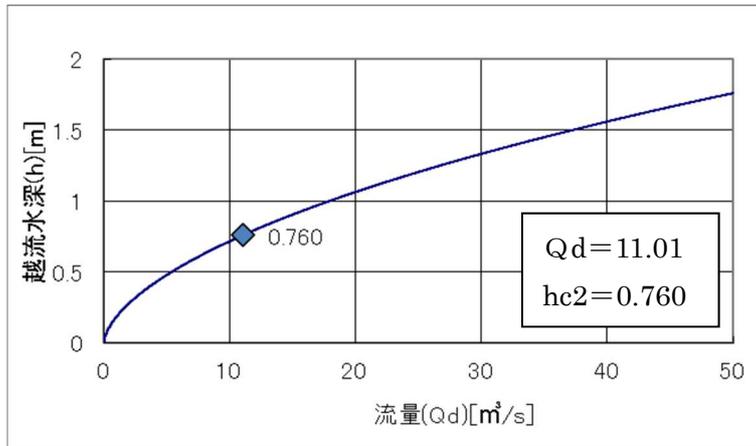


図 4.1.2 土石流ピーク流量－越流水深相関図

以上より、土石流ピーク流量に対する越流水深は0.76mとなる。

| | |
|------------------|---------------|
| 土石流ピーク流量に対する越流水深 | 0.76m → 0.8 m |
|------------------|---------------|

③越流水深

越流水深は、計画高水流量に対する越流水深と土石流ピーク流量に対する越流水深を比較し大きい方の値を適用することから、以下のとおりとなる。

| | |
|-------------------|-------------|
| 計画高水流量に対する越流水深 | 0.4m |
| ○土石流ピーク流量に対する越流水深 | <u>0.8m</u> |

| | |
|------|------|
| 越流水深 | 0.8m |
|------|------|

④余裕高

余裕高は、適用越流水深算出に用いた流量に応じ下表より設定する。

表 4.1.1 余裕高

| 適用流量 | 余裕高 Δh |
|--|----------------|
| 50m ³ /s 未満 | 0.4m |
| 50m ³ /s 以上 200m ³ /s 未満 | 0.6m |
| 200m ³ /s 以上 500m ³ /s 未満 | 0.8m |
| 500m ³ /s 以上 | 1.0m |

当該溪流の越流水深は、土石流ピーク流量に対する越流水深により決定していることから、土石流ピーク流量に応じ余裕高 Δh を設定する。土石流ピーク流量は 11.01m³/s であるため、上表より余裕高は 0.4m となる。

| | |
|-----|------|
| 余裕高 | 0.4m |
|-----|------|

⑤放水路高さ

放水路高さは、越流水深に余裕高を加えたものであることから、以下のとおりとなる。

$$\begin{aligned} \text{放水路高さ} &= \text{越流水深 (0.8m)} + \text{余裕高 (0.4m)} \\ &= 1.2\text{m} \end{aligned}$$

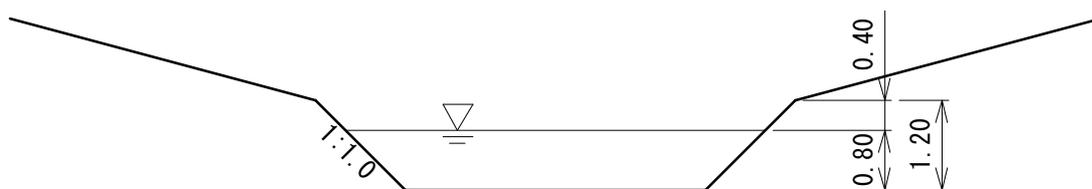


図 4.1.3 放水路高さ

| | |
|-------|------|
| 放水路高さ | 1.2m |
|-------|------|

4.2 袖形状

(1) 袖突っ込み深さ

袖突っ込み深さは、

| | |
|---------------------------|---------|
| 1 岩の場合 | 1.0m 程度 |
| 2 軟岩（風化が進行した岩又は亀裂の多い岩）の場合 | 1.5m 程度 |
| 3 締った地山の場合 | 2.0m 程度 |
| 4 軟弱な地山又は堆積土砂の場合 | 3.0m 程度 |

より、「締まった地山」の相当することから、2.0m 程度確保するものとする。

| | |
|---------|---------|
| 袖突っ込み深さ | 2.0m 程度 |
|---------|---------|

(2) 袖形状

袖形状として、容易に越流が生じないように、インクラインを設けるものとする。インクライン勾配としては、現溪床勾配程度（26.5%＝1/3.77）とし、計画堆砂勾配（13.3%＝1/7.51）の分母値以上の長さとする。また、袖部の下流のり勾配は直（1:0.0）とする。

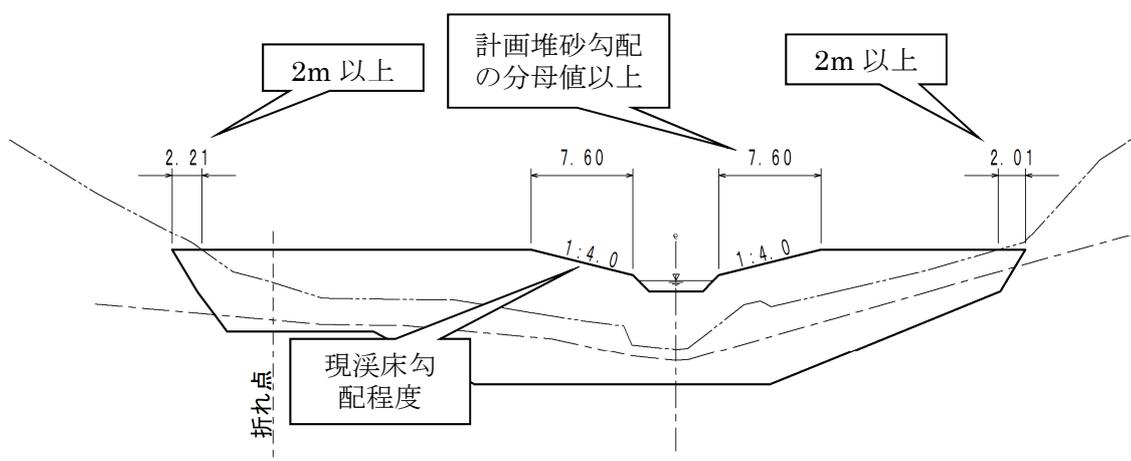


図 4.2.1 袖形状

(3) 袖折れ部の水深確認

当該谷止工は、右岸の袖を折っていることから、土石流水深が袖高を超えない事の確認を行う。袖折れ部の水深は以下のとおりである。

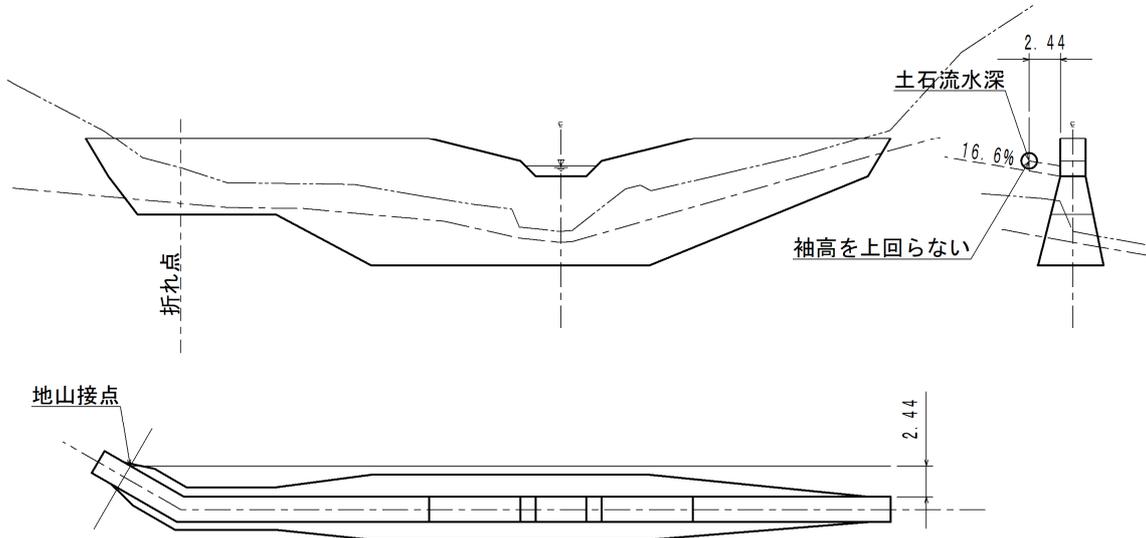


図 4.2.2 袖折れ部水深

袖折れ部の地山接点において、土石流堆砂勾配及び土石流水深（hc2）において袖天端を超えないことを確認した。よって、袖天端は Level とする。

(4) 埋戻し部保護工

埋戻し部の保護工としては、側壁工～袖天端間は越流による侵食の可能性があることから、張りブロックによる保護を行う。また、それ以外の部分については、越流の恐れがないことから植生工による保護を行う。

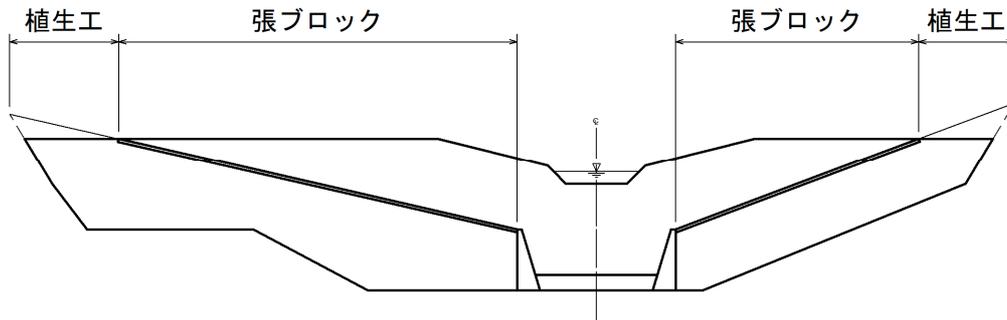


図 4.2.3 埋戻し部保護工

4.3 治山ダムの形状

(1) 下流法勾配

土石流対応型治山ダムの下流のり勾配は、標準の 1:0.2 とする。

| | |
|--------|-------|
| 下流のり勾配 | 1:0.2 |
|--------|-------|

(2) 天端厚

天端厚は、

- ・ 2.0～4.0m
- ・ 大礫径の 2 倍

より、

$$\text{最大礫径} = 0.7\text{m} \times 2 = 1.4\text{m}$$

となることから、基準の最小値とし天端厚さは、2.0m とする。

| | |
|-----|------|
| 天端厚 | 2.0m |
|-----|------|

4.4 安定計算

治山ダムの安定計算は、「洪水時」「土石流時」について実施し、それぞれの条件にて安定を確保する必要がある。

(1) 洪水時安定計算

洪水時における堤体の安定計算を行う。計算条件は以下の通りである。なお、計算断面は越流部（放水路部）断面とする。

表 4.4.1 洪水時安定計算条件

| 項目 | 条件値 | 備考 |
|---------------------|------------------------|---|
| ダム高 H | 8.0m | |
| 越流水深 hc1 | 0.4m | |
| 堤体の単位体積重量 ω | 22.56kN/m ³ | |
| 流水の単位体積重量 ρ | 11.77kN/m ³ | |
| 埋戻土の単位体積重量 γ | 18kN/m ³ | |
| 埋戻土の内部摩擦角 ϕ | 30° | |
| 埋戻土の土圧係数 c | 0.333 | $c = (1 - \sin \phi) / (1 + \sin \phi)$ |
| 埋戻高さ h1 | 3.5m | |
| 放水路天端厚 b | 2.0m | |
| 下流のり勾配 n | 1:0.2 | |
| 上流のり勾配 m | 1:0.25 | |
| 堤底幅 B | 5.15m | |
| 底面摩擦係数 μ | 0.7 | 岩盤 |
| 地盤の許容支持力 | 700kN/m ² | 岩盤 |

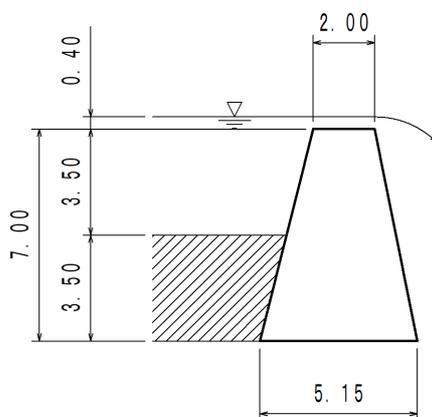


図 4.4.1 安定計算堤体断面図（洪水時）

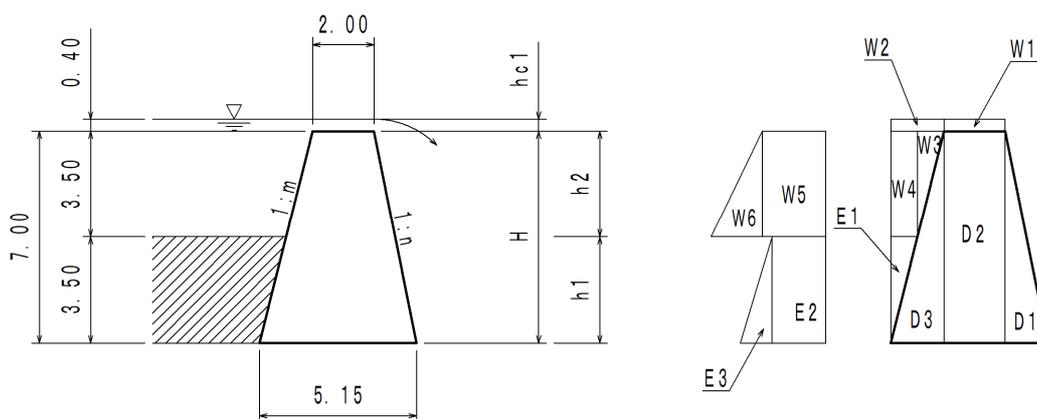


図 4.4.2 荷重モデル図（洪水時）

表 4.4.2 荷重計算—抵抗側（洪水時）

| | 計算式 | 荷重 (kN) | アーム (m) | モーメント (kN・m) |
|----|---|------------|------------|-----------------|
| D1 | $n \times H^2 \times 0.5 \times \omega$ | 110.544 | 0.933 | 103.138 |
| | $0.2 \times 7.0^2 \times 0.5 \times 22.56$ | | | |
| D2 | $b \times H \times \omega$ | 315.840 | 2.400 | 758.016 |
| | $2.0 \times 7.0 \times 22.56$ | | | |
| D3 | $m \times H^2 \times 0.5 \times \omega$ | 138.180 | 3.983 | 550.371 |
| | $0.25 \times 7.0^2 \times 0.5 \times 22.56$ | | | |
| W1 | $b \times h' \times \rho$ | 9.416 | 2.400 | 22.598 |
| | $2.0 \times 0.4 \times 11.77$ | | | |
| W2 | $m \times H \times h' \times \rho$ | 8.239 | 4.275 | 35.222 |
| | $0.25 \times 7.0 \times 0.4 \times 11.77$ | | | |
| W3 | $m \times h_2^2 \times 0.5 \times \rho$ | 18.023 | 3.983 | 71.786 |
| | $0.25 \times 3.5^2 \times 0.5 \times 11.77$ | | | |
| W4 | $m \times h_1 \times h_2 \times \rho$ | 36.046 | 4.713 | 169.885 |
| | $0.25 \times 3.5 \times 3.5 \times 11.77$ | | | |
| E1 | $m \times h_1^2 \times 0.5 \times \gamma$ | 27.563 | 43.858 | 133.901 |
| | $0.25 \times 3.5^2 \times 0.5 \times 18.0$ | | | |
| | 合計 | 663.851 | | 1,844.917 |

表 4.4.3 荷重計算—荷重側（洪水時）

| | 計算式 | 荷重 (kN) | アーム (m) | モーメント (kN・m) |
|----|--|------------|------------|-----------------|
| W5 | $h' \times h_2 \times \rho$ | 16.478 | 5.250 | 86.510 |
| | $0.4 \times 3.5 \times 11.77$ | | | |
| W6 | $h_2^2 \times 0.5 \times \rho$ | 72.091 | 4.667 | 336.449 |
| | $3.5^2 \times 0.5 \times 11.77$ | | | |
| E2 | $(h' + h_2) \times \rho \times 1/\gamma \times h_1 \times \gamma \times c$ | 53.500 | 1.750 | 93.625 |
| | $(0.4 + 3.5) \times 11.77 \times 1/18.0 \times 3.5 \times 18.0 \times 0.333$ | | | |
| E3 | $h_1^2 \times 0.5 \times \gamma \times c$ | 36.713 | 1.167 | 42.844 |
| | $3.5^2 \times 0.5 \times 18.0 \times 0.333$ | | | |
| | 合計 | 178.782 | | 559.482 |

①転倒に対する安定

$$\begin{aligned}
 d &= (\text{抵抗モーメント} - \text{転倒モーメント}) / \Sigma V \\
 &= (1,844.917 - 559.482) / 663.851 \\
 &= 1.936\text{m} < B = 5.150\text{m} \quad \dots \text{OK}
 \end{aligned}$$

②滑動に対する安定

$$\begin{aligned}
 \Sigma H / \Sigma V &= 178.782 / 663.851 \\
 &= 0.27 < 0.7 \quad \dots \text{OK}
 \end{aligned}$$

③堤体の破壊に対する安定

$$\begin{aligned}
 e &= b/2 - d \\
 &= 5.150/2 - 1.936 \\
 &= 0.639\text{m} < B/6 = 0.858 \quad \dots \text{OK}
 \end{aligned}$$

④地盤支持に対する安定

$$\begin{aligned}
 P1 &= \Sigma V / B \times (1 + 6e / B) \\
 &= 663.851 / 5.150 \times (1 + 6 \times 0.639 / 5.150) \\
 &= 224.87\text{kN/m}^2 < \text{地盤の許容支持力} = 700\text{kN/m}^2
 \end{aligned}$$

(2) 土石流時安定計算

土石流時における堤体の安定計算を行う。計算条件は以下の通りである。なお、計算断面は越流部（放水路部）断面とする。

表 4.4.4 土石流時安定計算条件

| 項目 | 条件値 | 備考 |
|----------------------|------------------------|--|
| ダム高 H | 7.0m | |
| 堤体の単位体積重量 ω | 22.56kN/m ³ | |
| 流水の単位体積重量 ρ | 11.77kN/m ³ | |
| 埋戻土の単位体積重量 γ | 18kN/m ³ | |
| 埋戻土の内部摩擦角 ϕ | 30° | |
| 埋戻土の土圧係数 c | 0.333 | $c = (1 \cdot \sin \phi) / (1 + \sin \phi)$ |
| 土石流水深 h | 0.69m | |
| 土石流流体力 F | 20.93kN/m | |
| 土石流単位体積重量 ρd | 19.05kN/m ³ | |
| 水中土の単位体積重量 γ' | 7.28kN/m ³ | $\gamma' = \rho d - \rho$ |
| 水中土の内部摩擦角 ϕ' | 35° | |
| 水中土の土圧係数 c' | 0.271 | $c' = (1 \cdot \sin \phi') / (1 + \sin \phi')$ |
| 埋戻高さ h1 | 3.5m | |
| 放水路天端厚 b | 2.0m | |
| 下流のり勾配 n | 1:0.2 | |
| 上流のり勾配 m | 1:0.25 | |
| 堤底幅 B | 5.150m | |
| 底面摩擦係数 μ | 0.7 | 岩盤 |
| 地盤の許容支持力 | 700kN/m ² | 岩盤 |

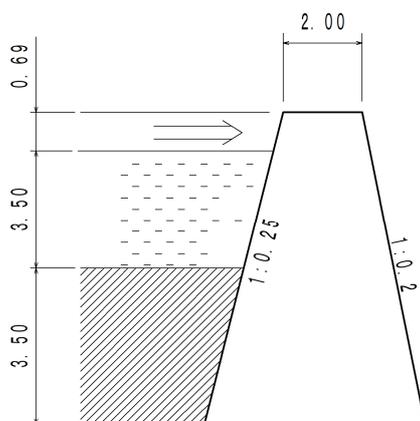


図 4.4.3 安定計算堤体断面図（土石流時）

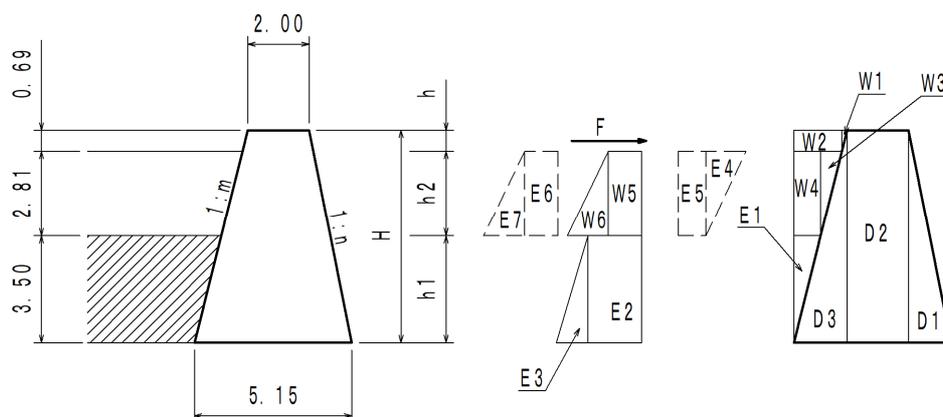


図 4.4.4 荷重モデル図（土石流時）

表 4.4.5 荷重計算－抵抗側（土石流時）

| | 計算式 | 荷重 (kN) | アーム (m) | モーメント (kN・m) |
|----|--|------------|------------|-----------------|
| D1 | $n \times H^2 \times 0.5 \times \omega$ | 110.544 | 0.933 | 103.138 |
| | $0.2 \times 7.0^2 \times 0.5 \times 22.56$ | | | |
| D2 | $b \times H \times \omega$ | 315.840 | 2.400 | 758.016 |
| | $2.0 \times 7.0 \times 22.56$ | | | |
| D3 | $m \times H^2 \times 0.5 \times \omega$ | 138.180 | 3.983 | 550.371 |
| | $0.25 \times 7.0^2 \times 0.5 \times 22.56$ | | | |
| W1 | $m \times h^2 \times 0.5 \times \rho d$ | 1.134 | 3.515 | 3.986 |
| | $0.25 \times 0.69^2 \times 0.5 \times 19.05$ | | | |
| W2 | $m \times (h_1 + h_2) \times h \times \rho d$ | 20.735 | 4.361 | 90.425 |
| | $0.25 \times (3.5 \times 2.81) \times 0.69 \times 19.05$ | | | |
| W3 | $m \times h_2^2 \times 0.5 \times \rho$ | 11.617 | 4.041 | 46.944 |
| | $0.25 \times 2.81^2 \times 0.5 \times 11.77$ | | | |
| W4 | $m \times h_1 \times h_2 \times \rho$ | 28.939 | 4.713 | 136.390 |
| | $0.25 \times 3.5 \times 2.81 \times 11.77$ | | | |
| E1 | $m \times h_1^2 \times 0.5 \times \gamma$ | 27.563 | 4.858 | 133.901 |
| | $0.25 \times 3.5^2 \times 0.5 \times 18$ | | | |
| E4 | $m \times h_2^2 \times 0.5 \times \gamma'$ | 7.185 | 4.041 | 133.901 |
| | $0.25 \times 2.81^2 \times 0.5 \times 7.28$ | | | |
| E5 | $m \times h_1 \times h_2 \times \gamma'$ | 17.900 | 4.713 | 84.363 |
| | $0.25 \times 3.5 \times 2.81 \times 7.28$ | | | |
| | 合計 | 679.637 | | 1,936.570 |

表 4.4.6 荷重計算—荷重側（土石流時）

| | 計算式 | 荷重 (kN) | アーム (m) | モーメント (kN・m) |
|----|--|------------|------------|-----------------|
| W5 | $h \times \rho / \rho \times h_2 \times \rho$ | 22.821 | 4.905 | 111.937 |
| | $0.69 \times 11.77 / 11.77 \times 2.81 \times 11.77$ | | | |
| W6 | $h_2^2 \times 0.5 \times \rho$ | 46.469 | 4.437 | 206.183 |
| | $2.81^2 \times 0.5 \times 11.77$ | | | |
| E2 | $(h \times \rho d + h_2 \times (\gamma' + \rho)) / \gamma \times h_1 \times \gamma \times c$ | 77.71 | 1.750 | 135.993 |
| | $(0.69 \times 19.05 + 2.81 \times (7.28 + 11.77)) / 18 \times 3.5 \times 18 \times 0.333$ | | | |
| E3 | $h_1^2 \times 0.5 \times \gamma \times c$ | 36.713 | 1.167 | 42.844 |
| | $3.5^2 \times 0.5 \times 18 \times 0.333$ | | | |
| E6 | $h \times \gamma' / \gamma' \times h_2 \times \gamma' \times c'$ | 3.825 | 4.905 | 18.762 |
| | $0.69 \times 7.28 / 7.28 \times 2.81 \times 7.28 \times 0.271$ | | | |
| E7 | $h_2^2 \times 0.5 \times \gamma' \times c'$ | 7.789 | 4.437 | 34.560 |
| | $2.81^2 \times 0.5 \times 7.28 \times 0.271$ | | | |
| F | F | 20.930 | 6.655 | 139.289 |
| | 20.930 | | | |
| | 合計 | 216.257 | | 689.568 |

①転倒に対する安定

$$\begin{aligned}
 d &= (\text{抵抗モーメント} - \text{転倒モーメント}) / \Sigma V \\
 &= (1,936.570 - 689.568) / 679.637 \\
 &= 1.835\text{m} < B = 5.150\text{m} \quad \dots \text{OK}
 \end{aligned}$$

②滑動に対する安定

$$\begin{aligned}
 \Sigma H / \Sigma V &= 216.257 / 679.637 \\
 &= 0.318 < 0.7 \quad \dots \text{OK}
 \end{aligned}$$

③堤体の破壊に対する安定

$$\begin{aligned}
 e &= b / 2 - d \\
 &= 5.150 / 2 - 1.835 \\
 &= 0.740\text{m} < B / 6 = 0.858 \quad \dots \text{OK}
 \end{aligned}$$

④地盤支持に対する安定

$$\begin{aligned} P1 &= \Sigma V / B \times (1 + 6e / B) \\ &= 679.637 / 5.150 \times (1 + 6 \times 0.740 / 5.150) \\ &= 245.743 \text{ kN/m}^2 < \text{地盤の許容支持力} = 700 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

4.5 袖部衝撃力検討

(1) 外力モデル

当該流域における土石流水深及び最大礫径は、以下のとおりである。

- ・土石流水深 0.69m
- ・最大礫径 0.7m

礫の直径 \geq 土石流水深となることから、外力モデルは以下の通りとなる。

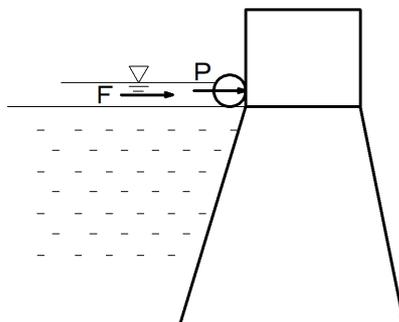


図 4.5.1 外力モデル

(2) 衝撃力の算出

① 礫の衝撃力

礫の衝撃力 P1 は以下の式により算出される。

$$\begin{aligned}
 m_2 &= \frac{4}{3} \pi \cdot R^3 \cdot \sigma \\
 &= \frac{4}{3} \pi \cdot 0.35^3 \cdot 2600 \\
 &= 467 \text{kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 n_1 &= \frac{1}{m_2} \\
 &= \frac{1}{467} \\
 &= 2.14 \times 10^{-3}
 \end{aligned}$$

| |
|---|
| <p>P1 : 礫の衝撃力 (kN)</p> <p>n : 係数</p> <p>α : へこみ量 (m)</p> <p>R : 最大礫径の半径 (m)</p> <p>ν_1 : コンクリートのポアソン比 (0.194)</p> <p>ν_2 : 礫のポアソン比 (0.23)</p> <p>E_1 : コンクリートの終局強度割線弾性係数 ($0.1 \times 2.6 \times 9.8 \times 10^9 \text{N/m}^2$)</p> <p>$E_2$: 礫の弾性係数 ($5.0 \times 9.8 \times 10^9 \text{N/m}^2$)</p> <p>$n_1$: 係数</p> <p>m_2 : 礫の質量 (kg)</p> <p>σ : 礫の単位体積重量 (2600kg/m^3)</p> <p>V : 礫の速度 (土石流の流速 (m/s))</p> |
|---|

$$\begin{aligned}
 K_1 &= \frac{1 - \nu_1^2}{\pi E_1} = \frac{1 - 0.194^2}{\pi \times 0.1 \times 2.6 \times 9.8 \times 10^9} \\
 &= 1.20 \times 10^{-10}
 \end{aligned}$$

$$K_2 = \frac{1 - \nu_2^2}{\pi E_2} = \frac{1 - 0.23^2}{\pi \times 5.0 \times 9.8 \times 10^9}$$

$$= 6.15 \times 10^{-12}$$

$$n = \sqrt{\frac{16R}{9\pi^2 (K_1 + K_2)^2}} = \sqrt{\frac{16 \times 0.35}{9\pi^2 (1.20 \times 10^{-10} + 6.15 \times 10^{-12})^2}}$$

$$= 1.99 \times 10^9$$

$$\alpha = \left(\frac{5V^2}{4n_1 \cdot n} \right)^{2/5} = \left(\frac{5 \times 3.95^2}{4 \times 2.14 \times 10^{-3} \times 1.99 \times 10^9} \right)^{2/5}$$

$$= 7.32 \times 10^{-3}$$

$$P_1 = n \cdot \alpha^{3/2} = 1.99 \times 10^9 \times (7.32 \times 10^{-3})^{3/2}$$

$$= 1246.29 \times 10^3 \text{N}$$

$$= 1246.29 \text{kN}$$

②流木の衝撃力

流木の衝撃力 P_2 は以下の式により算出される。なお、最大流木長は 5.3m 、流木径は 0.45m (半径 0.225m) とする。

$$m_3 = \pi \cdot R_w^2 \cdot L_{wm} \cdot \sigma_w = \pi \times 0.225^2 \times 5.3 \times 800$$

$$= 674 \text{kg}$$

$$n_1 = \frac{1}{m_3} = \frac{1}{674}$$

$$= 1.48 \times 10^{-3}$$

$$K_3 = \frac{1 - \nu_3^2}{\pi E_3} = \frac{1 - 0.40^2}{\pi \times 7.35 \times 10^9}$$

$$= 3.64 \times 10^{-11}$$

P_2 : 流木の衝撃力 (kN)

n : 係数

α : へこみ量 (m)

R_w : 最大流木の半径 (m)

ν_3 : 流木のポアソン比 (0.40)

E_3 : 流木の弾性係数 ($7.35 \times 10^9 \text{N/m}^2$)

n_1 : 係数

m_3 : 流木の質量 (kg)

σ_w : 流木の単位体積重量 (スギ $700 \sim 800 \text{kg/m}^3$)

V : 流木の速度 (土石流の流速 (m/s))

L_{wn} : 流木の最大長さ (m)

R_w : 流木の最大半径 (m)

$$n = \sqrt{\frac{16R}{9\pi^2 (K1 + K3)^2}} = \sqrt{\frac{16 \times 0.225}{9\pi^2 (1.20 \times 10^{-10} + 3.64 \times 10^{-11})^2}}$$

$$= 1.29 \times 10^9$$

$$\alpha = \left(\frac{5V^2}{4n_1 \cdot n} \right)^{2/5} = \left(\frac{5 \times 3.95^2}{4 \times 1.48 \times 10^{-3} \times 1.29 \times 10^9} \right)^{2/5}$$

$$= 1.01 \times 10^{-2}$$

$$P_2 = n \cdot \alpha^{3/2} = 1.29 \times 10^9 \times (1.01 \times 10^{-2})^{3/2}$$

$$= 1309.4 \times 10^3 \text{N}$$

$$= 1309.40 \text{kN}$$

③ 衝撃力補正

< 礫の衝撃力補正 >

$$E = \frac{m_2}{m_1} V^2 = \frac{467}{102940} 3.95^2$$

$$= 0.071$$

$$\beta = (E + 1)^{-0.8} = (0.071 + 1)^{-0.8}$$

$$= 0.947$$

$$P_{R1} = P \cdot \beta = 1246.29 \times 0.947$$

$$= 1180.24 \text{kN}$$

P_R : 補正後の衝撃力 (kN)
 P : 礫または流木の衝撃力 (kN)
 β : 実験定数
 E : 係数
 m_2 : 礫または流木の質量 (kg)
 m_1 : 袖部 1 ブロック当たりのコンクリート質量 (kg)
 V : 礫又は流木の速度 (m/s)

< 流木の衝撃力補正 >

$$E = \frac{m_2}{m_1} V^2 = \frac{674}{102940} 3.95^2$$

$$= 0.102$$

$$\beta = (E + 1)^{-0.8} = (0.102 + 1)^{-0.8}$$

$$= 0.907$$

$$P_{R2} = P \cdot \beta = 1309.40 \times 0.907$$

$$= 1187.63 \text{kN}$$

④適用衝撃力

適用衝撃力としては、補正後の衝撃力 P_{R1} 、 P_{R2} のうち大きい値を適用する。

$$P_{R1} = 1180.24 \text{ kN}$$

$$P_{R2} = 1187.63 \text{ kN}$$

礫の衝撃力 < 流木の衝撃力

となり、適用衝撃力は、流木の衝撃力 $P_{R2} = 1187.63 \text{ kN}$ とする。

(3) 袖部1ブロック当りの質量

ここでは、伸縮目地により分割されたCブロックについて質量の算出を行う。

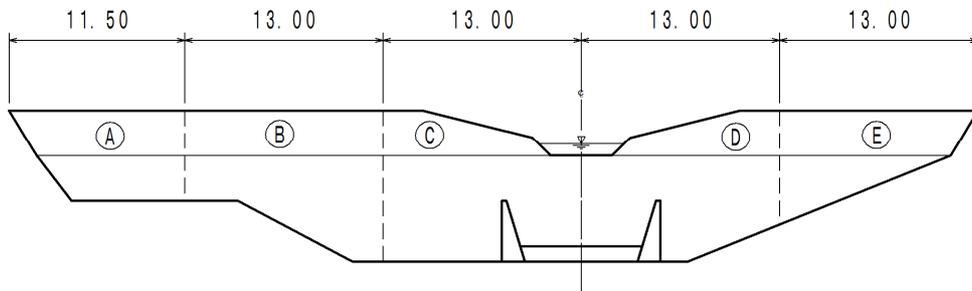


図 4.5.2 袖部ブロック分割図

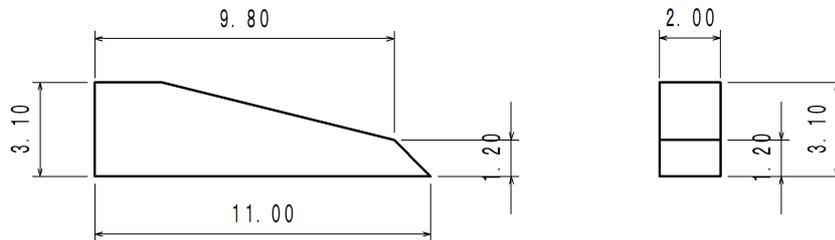


図 4.5.3 ブロック寸法

袖部ブロックの質量は以下のとおりとなる。

$$\begin{aligned} B' &= (B_1 + B_2) / 2 \\ &= (2.00 + 2.00) / 2 \\ &= 2.00 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} L' &= (L_1 + L_2) / 2 \\ &= (9.80 + 11.00) / 2 \\ &= 10.40 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} H' &= (H_1 + H_2) / 2 \\ &= (1.20 + 3.10) / 2 \\ &= 2.15 \text{ m} \end{aligned}$$

| |
|---|
| <p>m_1: 袖部1ブロック当りのコンクリート質量 (kg)</p> <p>V_c: コンクリート体積 (m^3)</p> <p>W_c: コンクリート単位体積重量 (22.56 kN/m^3)</p> <p>g: 重力加速度 (9.8 m/s^2)</p> <p>H': 平均高さ H (m)</p> <p>H_1, H_2: 袖高さ (m)</p> <p>L': 平均長さ (m)</p> <p>L_1, L_2: 袖長さ (m)</p> <p>B': 平均幅 (m)</p> <p>B_1: 袖天端幅 (m)</p> <p>B_2: 袖部底幅 (m)</p> |
|---|

$$\begin{aligned}
 V_c &= H' \cdot L' \cdot B' \\
 &= 2.15 \times 10.40 \times 2.00 \\
 &= 44.72 \text{m}^3
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 m_1 &= V_c \cdot W_c / g \\
 &= 44.72 \times 22.56 / 9.8 \\
 &= 102.94 \text{t} \\
 &= 102940 \text{kg}
 \end{aligned}$$

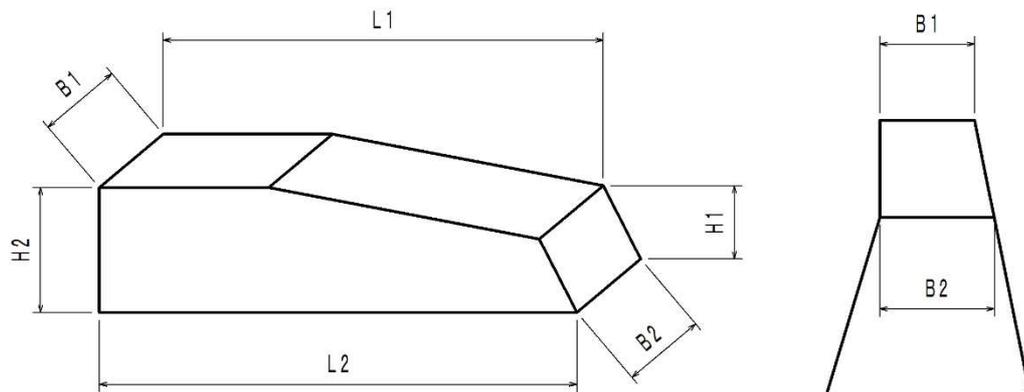


図 4.5.4 袖部ブロック寸法

(4) 袖部に作用する自重及び外力

袖部に作用する自重及び外力は、堤長方向にて単位幅当りで算出を行う。計算結果は以下の通りである。

表 4.5.1 袖部に作用する自重及び外力

| 項目 | 鉛直力 (kN/m) | 水平力 (kN/m) | アーム長 (m) | 抵抗モーメント (kN・m/m) | 転倒モーメント (kN・m/m) |
|-----|--|--------------------------------------|-------------------------|---------------------|---------------------|
| 自重 | 2.00×2.15 $\times 22.56$ $= 97.008$ | — | 1.00 | 97.008 | — |
| 衝撃力 | — | $1187.63 /$ 10.4 $= 114.195$ | $0.7 / 2$ $= 0.35^*$ | — | 39.968 |
| 流体力 | — | 20.930 | $0.69 / 2$ $= 0.345$ | — | 7.221 |
| 合計 | 97.008 | 135.125 | | 97.008 | 47.189 |

※土石流水深 < 最大礫径 : 最大礫径/2

(5) 袖部の安定計算

袖部ブロックの安定計算結果は以下の通りとなる。

①滑動に対する安定

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + \tau_c \cdot B_2}{\Sigma H}$$
$$= \frac{97.078 \times 0.7 + 2760 \times 2.00}{135.125}$$
$$= 41.35 > 4.0 \dots \text{OK}$$

| |
|--|
| <p>Fs : 滑動安全率 ΣV : 鉛直力合計 (kN/m) μ : 摩擦係数 (0.7) ΣH : 水平力合計 (kN/m) τc : コンクリートのせん断強度 (2760kN/m²) B2 : 袖部底幅 (m) e : 合力の作用位置からブロック中央までの距離 (m)</p> |
|--|

②引張力に対する安定

$$e = \frac{B_2}{2} - \frac{\Sigma M_o - \Sigma M_r}{\Sigma V} = \frac{2.00}{2} - \frac{97.008 - 47.189}{97.008}$$
$$= 0.486\text{m}$$

$$\sigma_{min} = \frac{\Sigma V}{B_2} \left(1 - \frac{6e}{B_2} \right) = \frac{97.008}{2.00} \left(1 - \frac{6 \times 0.486}{2.00} \right)$$

= -22.21kN/m² 符号がマイナスであるため、引張力が発生

$$| \sigma_{min} | = 22.21 < \sigma_{ca} = 337.5\text{kN/m}^2 \dots \text{OK}$$

発生する引張応力度は、許容引張応力度より小さいことから、による補強は不要である。

以上より、検討ブロックは土石流、礫及び流木の衝突に対し安定であることが確認され、鉄筋による補強が不要となる。なお、袖部ブロックの検討は、全ブロックについて実施する必要がある。

4.6 洗掘防止工

(1) 水叩き

① 水叩き厚さ

水叩き厚さは、以下のとおりとなる。

$$\begin{aligned}
 t &= 0.2 (0.6H_1 + 3hc - 1.0) \\
 &= 0.2 (0.6 (7.0 - t) + 3 \times 0.8 - 1.0) \\
 &= 0.2 (4.2 - 0.6t + 2.4 - 1.0) \\
 &= 0.2 (5.6 - 0.6t) \\
 &= 1.12 - 0.12t
 \end{aligned}$$

$$1.12t = 1.12$$

$$t = 1.0\text{m}$$

| |
|---------------|
| t : 水叩き厚さ (m) |
| H1 : 有効落差 (m) |
| hc : 越流水深 (m) |

水叩き厚さが 1.2m 以下となるため、ウォータークッションは設けないものとする。

| | |
|---------|------|
| 水叩き厚さ t | 1.0m |
|---------|------|

② 水叩き長さ

水叩き長さは、以下のとおりとなる。

$$(H - t + hc) = (7.0 - 1.0 + 0.8)$$

= 6.8m …… 6m ≤ (H - t + hc) ≤ 8m となるため、水叩き長さは 12m となる。

| | |
|---------|-----|
| 水叩き長さ L | 12m |
|---------|-----|

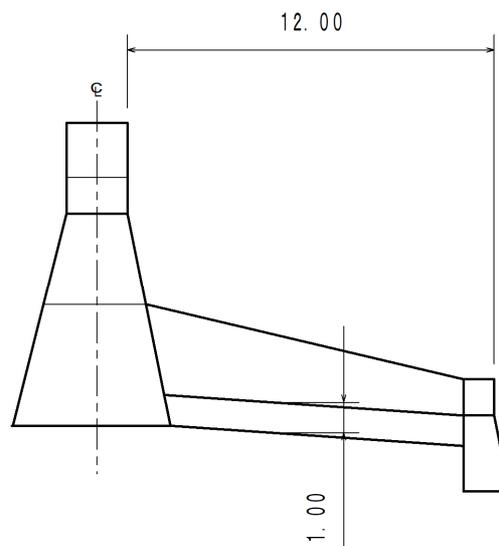


図 4.6.1 水叩き厚さ、長さ

③水叩勾配

垂直壁下流側にて落差が生じないように、水叩に勾配を設ける。水叩勾配の最大値は 1/10 (10%) であり、当該地においては、7%の勾配を設けるものとする。

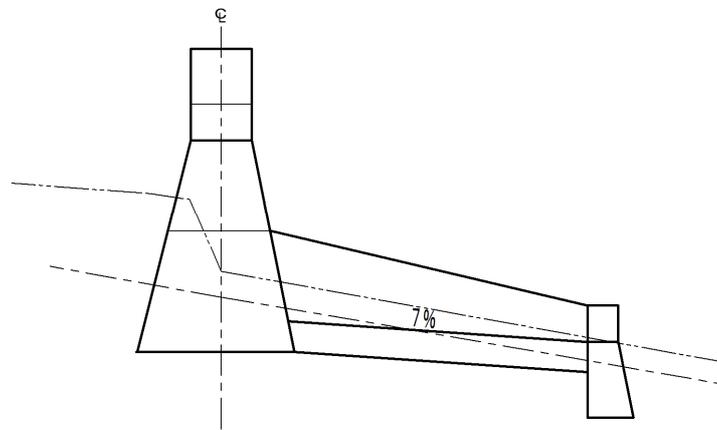


図 4.6.2 水叩き勾配

(2) 垂直壁

①放水路形状

放水路形状は、本ダムと同形状とする。

②天端厚さ

天端厚さは、水叩き厚さと同程度とし、1.0m とする。

③根入れ

根入れは、表層に砂礫地盤が分布することから、1.5m とする。

表 4.6.1 垂直壁の根入れ

| 基礎地盤 | 根入れ |
|----------------|---------|
| 砂礫・岩塊玉石 | 1.5m 以上 |
| 軟岩 (I)、軟岩 (II) | 1.0m 以上 |
| 中硬岩、硬岩 | 0.5m 以上 |

④袖嵌入量

袖の嵌入量は、砂礫地盤であることから、2.0m 以上を確保するものとする。

表 4.6.2 垂直壁の袖嵌入長

| 基礎地盤 | A | B | C |
|----------------|---------|---------|---------|
| 砂礫・岩塊玉石 | 2.0m 以上 | 2.0m 以上 | 1.5m 以上 |
| 軟岩 (I)、軟岩 (II) | 1.5m 以上 | 1.5m 以上 | 1.2m 以上 |
| 中硬岩、硬岩 | 1.0m 以上 | 1.0m 以上 | 1.0m 以上 |

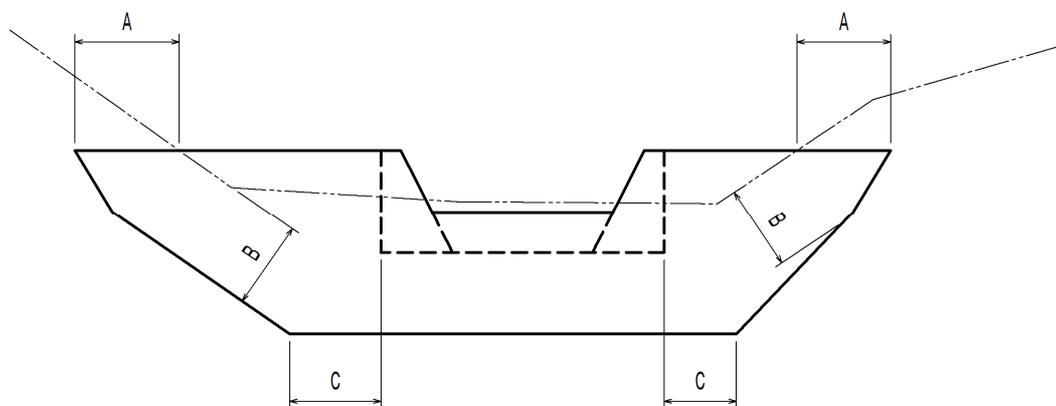


図 4.6.2 垂直壁嵌入長

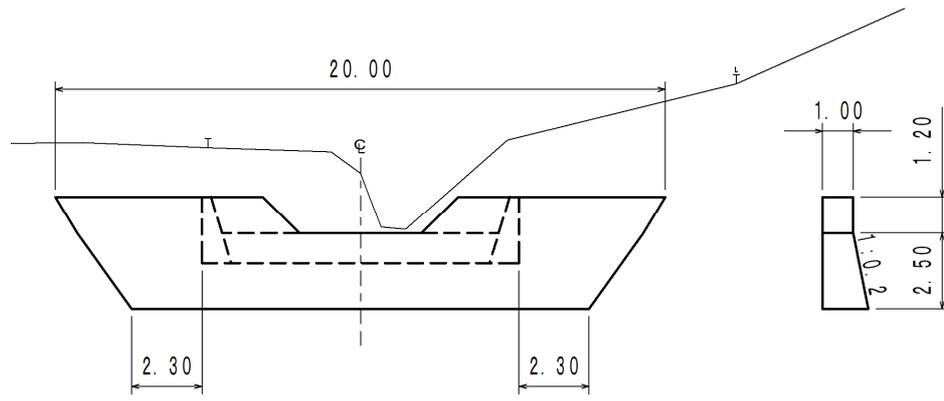


图 4.6.3 垂直壁形状

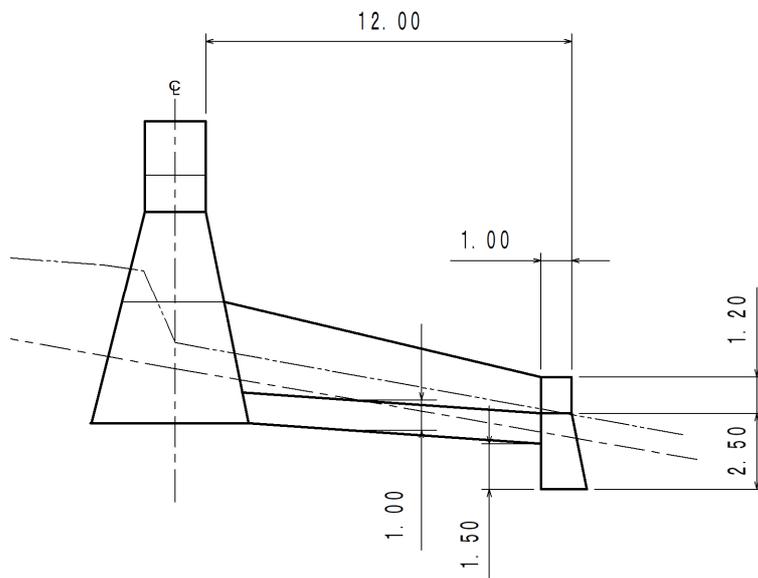


图 4.6.4 侧面图

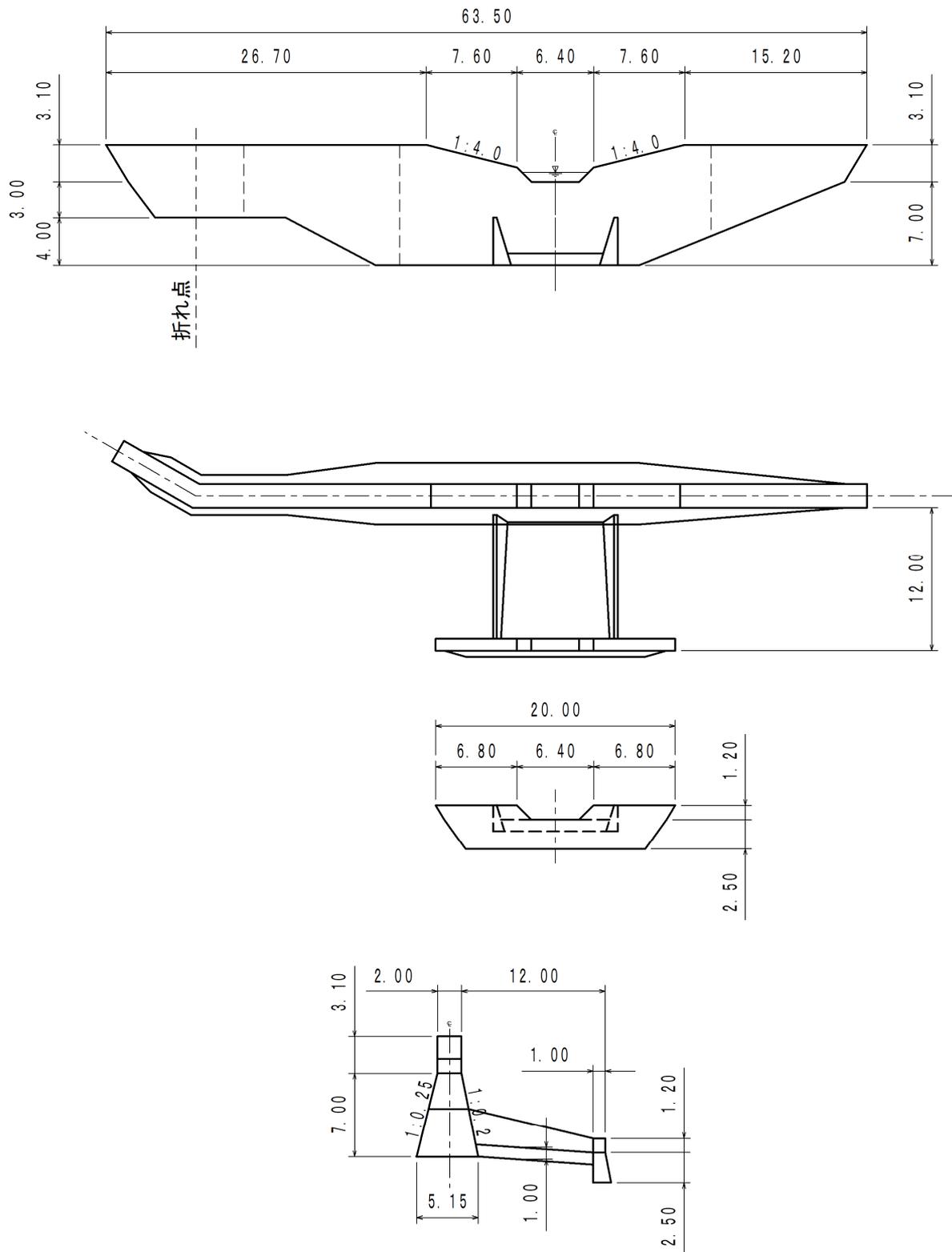


図 4.6.5 本ダム、垂直壁構造図