

## 第4章 溪間工の設計

### 第1節 測 量

#### 1-1 測量の範囲

溪間工に関する測量の範囲は、上下流及び両岸について、溪間工の配置、規模及び数量等の総合的判断が可能な範囲までとする。

#### 〔解説〕

溪間工の測量は次により行う。

- 1 工作物設置箇所の上流は、工作物の種類により、砂礫の堆積状況、侵食の可能性、山脚固定の効果が及ぶ範囲及び工作物完成後の影響を勘案の上、十分な範囲まで測量する。
- 2 工作物設置箇所の下流は、工作物の種類により、工作物完成後の影響、特に洪水流による両岸への影響及び溪床の低下を勘案の上、十分な範囲まで測量する。
- 3 工作物設置箇所の上流は、工作物の種類により、計画する工作物の規模、崩壊地等を含む範囲を勘案の上、十分な範囲まで測量する。

#### 1-1 測量の範囲（細則）

- 1 施設計画の必要性や妥当性、他工種との関連、施工に関する現地の状況等、様々な条件を総合判断出来る範囲とする。
- 2 1～2基の溪流施設：施工位置上流 200～300 m
- 3 2～3基の溪流施設：施工位置上流 400～500 m
- 4 施工位置下流 50～100 m
- 5 その他関連施設（資材運搬道等）の施工範囲

#### 1-2 測量の種類

測量は、平面測量、縦断測量及び横断測量とする。

#### 1-2 測量の種類（細則）

現場状況等を判断し、必要な場合には、より詳細な測量（基準点、地形等）を行うことができる。

## 1-2-1 平面測量

平面測量は、溪間工に係る荒廃溪流、崩壊地等の形状、面積、地況及び周辺の地形条件等を把握し、溪間工の配置、規模及び数量等を決定するために行うものとし、測量の結果に基づいて平面図を作成するものとする。

### 〔解説〕

- 1 平面測量の測点は、工作物設置位置、崩壊地の周囲測量及び縦断測量等の測点を考慮して設けなければならない。
- 2 平面測量は、目的に応じた適切な機器を使用し、次の現況を把握できるよう正確かつ詳細に行う。
  - (1) 兩岸山腹の状況（崩壊地、露出岩盤）、山脚線（溪床と兩岸の境界）、流水の汀線、大転石、溪床砂礫の堆積状況等
  - (2) 土地の利用区分（国有林と民有林の別、耕地、宅地等の区画）、各種の建物、既設工作物（道路、橋梁、堤防、護岸、ダム、頭首工、用水路等）、林相区分等
- 3 平面測量に当たっては、基準点を地図上の位置が明瞭な地点等に設けることとするが、必要に応じて、水準点、三角点又は公共測量座標が明確な地点とすることができる。
- 4 平面図は、工作物の設計に必要な溪流延長について、溪流沿いに幅 100m（片側 50m）の範囲で作成することを標準とする。
- 5 平面図には、測点番号、基準点、水準基標（BM：ベンチマーク）、引照点、方位、縮尺、標高、等高線、既設工作物の設置年度等の主要な諸元、主な保全対象、その他設計に必要な事項を記入する。なお、溪間工の計画・設計を行った場合は、その位置及び諸元を平面図に記入する。
- 6 平面図の縮尺は、その目的又は記載範囲に応じて、適切に選択する。なお、通常は 1/1,000 が用いられており、広範囲にわたる場合は 1/2,000 程度、特に重要な工種の場合、工種が複雑な場合、工種の規模・方向を平面投影で図示する場合等は 1/200～1/500 を用いることが一般的である。

### 〔参考〕 三次元測量

測量技術の変化により、三次元測量が普及しつつある。三次元測量とは、地形や構造物等の計測対象物の寸法情報を、三次元的に計測する測量である。UAV 等を用いた空中写真測量やレーザ測距装置を利用したレーザ測量に大別される。

## 1-2-1 平面測量（細則）

- 1 測量起点は溪流の合流点、既設構造物又は道路等、施工位置の把握、直接保全対象との関係等が判る様にする。
- 2 資材搬入経路について、搬入道を開設する場合、コンパスによる引き回し測量又はトランシットによる測量とする。

## 1-2-2 縦断測量

縦断測量は、溪流の縦断面の地形を測定し、縦断方向における溪間工の配置、規模及び数量等を決定するために行うものとし、測量の結果に基づいて縦断面図を作成するものとする。

### 〔解説〕

縦断測量の測点は、原則として平面測量において設けた測点を基準とする。

- 1 縦断測量は、目的に応じた適切な機器を使用し、次の現況を把握できるよう正確かつ詳細に行う。
  - (1) 溪床勾配とその変移点、露出溪床岩盤、大転石、溪床砂礫の堆積状況、溪床最低線
  - (2) 基準点及びBMの標高、既設工作物の堆砂・洗掘状況等
- 2 縦断測量に当たっては、BMを測量の起点（基準点）又は工作物の設置箇所付近の不動点に設けるものとする。
- 3 縦断面図の延長は、平面図における溪流延長と同一とする。
- 4 縦断面図には、測点番号、水平距離、水平てい加（水平追加）距離、垂直距離、垂直てい加（垂直追加）距離、溪床勾配、BM、既設工作物の設置年度等の主要な諸元、その他設計に必要な事項を記入する。なお、溪間工の全体計画において工作物の設置計画が明らかである場合及び既設計の工作物がある場合は、その位置及び諸元を縦断面図に記入する。
- 5 溪床勾配は、勾配の変移点（露岩及び砂礫の堆積状況、流量、崩壊地の有無、支流の合流地点等の勾配形成に影響する因子の変移点）の区間ごとに算出して記入する。
- 6 縦断面図の水平方向の縮尺は、平面図と同一とする。垂直方向の縮尺は、溪床勾配が1/10未満の場合は水平縮尺の5倍、1/10以上の場合は2倍とすることが一般的である。

縦断形をわかりやすくするため、溪床勾配が特に急な場合は垂直方向の縮尺を水平方向の縮尺と同一とし、溪床勾配が特に緩やかな場合は水平方向の縮尺の10倍とすることもある。

なお、流路工又は護岸工の設計のための縦断面図は、水平方向と垂直方向の縮尺を同一にすることが一般的である。

## 1-2-2 縦断測量（細則）

- 1 施設計画勾配の決定資料として、同溪流内にある既設構造物の安定勾配、又は近隣溪流（土質、地形等同様な規模）にある既設構造物の安定勾配を測量する。

### 1-2-3 横断測量

横断測量は、溪流の横断面の地形を測定し、横断方向における溪間工の規模等を決定するために行うものとし、測量の結果に基づいて横断面図を作成するものとする。

#### 〔解説〕

横断測量の基点とする測点は、原則として平面測量において設けた測点を基準とする。なお、基点とする測点の流亡等が想定される場合には、安全な位置に補助測点を設けることとする。

1 横断測量は、目的に応じた適切な機器を使用し、次の現況を把握できるよう正確かつ詳細に行う。

(1) 工作物設置箇所の横断方向の地盤変移点、露出岩盤、土石区分点、推定岩盤、既設工作物等

(2) 工作物完成後の堆砂、山脚固定等の検討に資する横断方向の地盤の変移点等

2 護岸工等の横断測量に当たっては、補助測点を多く設ける。

3 横断面図の縮尺は、その目的又は記載範囲に応じて、適切に選択する。

なお、通常は 1/100 が用いられており、必要に応じて 1/10～1/50 又は 1/200 を用いることが一般的である。

### 1-2-3 横断測量（細則）

1 流路工等については、10m程度毎に横断測量を行う。

## 第2節 設 計

### 2-1 溪間工設計の基本的考え方

- 1 溪間工は、荒廃溪流の復旧、荒廃のおそれのある溪流等の災害予防を目的とする。
- 2 溪間工の設計に当たっては、溪流及び森林の荒廃状況、地形・地質条件等を踏まえて、保全対象との関連を十分検討し、現地に最も適した工種、工法を選定しなければならない。
- 3 溪間工の設計に当たっては、自然環境の保全に配慮するものとする。

#### 〔解説〕

- 1 溪間工の設計は、第3章「山地治山計画の基本方針」に基づき、治山施設等の整備方針を踏まえ、必要な調査を実施のうえ、要求される性能を満たすように工種・工法等を定めなければならない。
- 2 治山施設の設計に当たっては、山地治山計画に基づく治山施設の設置目的（要求性能等）を明確にしておくとともに、設計された治山施設が設置目的を満たすことを検証又は照査するものとする。また、設置目的を設計説明書に明記する。

#### 〔参考〕性能の明示

- 1 設置目的、要求される性能等の設定と検証  
本技術基準等に基づき、構造物の設置目的、安全性（標準的な機能、安定性、耐久性を含む。）、施工性、経済性、環境調和性等の要求される性能を検討し明らかにする。また、設計の成果が要求される性能を満たすことについて、複数の工種・工法の比較等により検証することが望ましい。
- 2 性能の照査  
要求される性能を定量的に示すことのできる安定性等の項目については、要求される性能を満たすことを定量的に照査する。基本的な断面・構造に係る安定性の照査に当たっては、適切な荷重の組合せ、安定条件等による安定計算や実験の結果に基づき行う。  
なお、治山施設の設計に当たっては、必要に応じて、従来の実績から要求される性能を満たすと見なすことができる仕様等を用いることができる（適合みなし規定）。

### 2-1 溪間工設計の基本的考え方（細則）

溪間工の設計にあたっては、荒廃溪流の復旧はもとより、流域全体の森林の維持、増進に資するための施設の整備であることを念頭に置いた工種、工法の選定について行うものとする。

## 2-2 溪間工の工種

溪間工は、流域や溪流の状態、特性等に応じて、適切な工種を選択し、その機能を効果的に発揮するような規模・配置としなければならない。

### 〔解説〕

- 1 溪間工の標準的な工種は次のとおりとする。
  - (1) 谷止工、床固工（「治山ダム」と総称する。）
  - (2) 護岸工
  - (3) 流路工
  - (4) 水制工
- 2 地域の警戒避難体制への寄与等を図るため、必要に応じて、山地災害の監視・観測施設の設置を併せて行うものとする。

## 第3節 治山ダム

### 3-1 治山ダムの目的

治山ダムは、溪流の縦侵食及び横侵食の防止により溪床の安定、山脚の固定及び土砂の流出の抑止・調節を図ることを目的とする。

#### 〔解説〕

- 1 治山ダムは、次の一つ又は複数の目的をもつ。
  - (1) 溪床勾配を緩和して安定した勾配に導き、縦侵食及び横侵食を防止
  - (2) 山腹斜面の山脚を固定して、崩壊の発生等の防止
  - (3) 溪床に堆積した不安定土砂の移動の防止
  - (4) 土石流による溪流の荒廃を防止して、下流への土砂流出を抑止すること
  - (5) 常時の流出土砂は流水とともに流下させ、土石流又は流木の発生時には土砂又は流木の流下を抑止すること
- 2 治山ダムは、次のとおり区分する。
  - (1) 床固工：上流側の溪床が固定され、治山ダム設置後において上流側の縦断線に大きな変化のないもの
  - (2) 谷止工：上流側に貯砂機能があり、治山ダム設置後において上流側の縦断線に変化があるもの

### 3-2 治山ダムの型式及び種別の選定

治山ダムの型式及び種別は、設置の目的、現地の状況等に応じて、適切なものを選定しなければならない。

#### 〔解説〕

- 1 治山ダムの型式・種別の選定に当たっては、設置の目的に最適となるように、設置箇所ので形、地質、気象、荒廃状況等の自然条件、保全対象との関係、施工条件等から、安定性、施工性、経済性等を十分検討しなければならない。
- 2 治山ダムは、機能、構造及び構築材料によって型式及び種別が区分される。  
型式は、機能・構造により区分し、主として構造上の型式で表現する。  
種別は、主として構造上の型式と重要度によって選択される構築材料の種類で表現する。
- 3 治山ダムの型式は、機能から遮水型、透水性、透過型に大別される。また、構造上の安定方式から重力式、アーチ式、バットレス式等に分けられるが、治山ダムの型式の選定においては、重力式を標準とする。

4 治山ダムの種別は、コンクリート、鉄筋コンクリート、鋼材、コンクリートブロック、鉄線かご、木材等があり、現地の状況に応じて選定するものとする。

なお、渓流水が酸性を帯びた水質であって、メッキ等による防食対策が十分に講じられない場合には、鋼材、鉄線かご等、鋼製品の使用は避けなければならない。

5 治山ダムの主な型式・種別は、次のとおりである。

(1) 遮水型治山ダム

流水・土砂等を遮断する構造であり、洪水時や土石流時の土砂移動の抑止、縦横侵食の防止、山脚の固定等の機能がある。

① 重力式治山ダム

堤体の自重によって、治山ダムに働く水圧、土圧等の外力に抵抗し、安定を保つ型式の治山ダムである。局所的な破壊、劣化の進行が治山ダム全体の安定性に影響を及ぼすことが少なく、設置後の諸条件に幅広く対応できる。

一般的に、堤体を無筋コンクリートで構築する重力式コンクリート治山ダムとして用いられる。コンクリートは、耐久性が高く、取扱いが容易で、造形性の高い材料であり、重さを必要とする重力式構造との相性も良い。

② アーチ式治山ダム

治山ダムに作用する外力を基礎と兩岸の地盤に伝える水平アーチのダムで、治山ダム設置箇所堅固な岩盤が露出し、かつ堤高に対して溪間幅の狭いところに適する。通常、コンクリートが用いられる。

③ その他

鋼製セルに土砂等の中詰を行ったセル式治山ダム、鉄筋コンクリートによる片持ち梁式治山ダム等がある。

(2) 透水型治山ダム

堤体内を流水が通過できる構造であり、洪水時の土砂移動の抑止、縦横侵食の防止、山脚の固定等の機能のほか、流木等浮遊物の捕捉、水質等の改善効果も期待できる。一般に、土石流等の衝突を考慮しなければならない場合は用いられない。

① 枠式治山ダム

鋼材、鉄筋コンクリート二次製品、木材等で枠を組み立て、粗石等を中詰とした治山ダムである。重力式構造のもの、水平力に対して中詰材のせん断抵抗力で対抗するセル式構造のものがある。基礎地盤が悪い場合、礫、転石等の中詰材料が施工箇所容易に得られる場合、短期間に施工する必要がある場合等において、鋼製枠治山ダムが多く用いられる。

② バットレス式治山ダム

主壁とそれを支える扶壁及び基礎版で構成された治山ダムである。構造形態から、大きな外力を受けるおそれのある渓流等には適さない。スクリーン構造の主壁を持つ鋼製バットレス式治山ダムが多い。



### ③ ブロック式治山ダム

大型コンクリートブロック、巨石等をダム状に積み上げる重力式治山ダムである。コンクリートブロック治山ダムは、基礎地盤が悪い場合、短期間に施工する必要のある場合等に用いられる。

### ④ その他

鉄線の柔軟性を利用してかごを組み立て、粗石等を中詰とした鉄線かご治山ダム、簡易な木製治山ダム等がある。鉄線かごダムは、小渓流で基礎地盤が軟弱な箇所に用いられる。

また、木製治山ダムは土石流の発生する可能性のない小渓流において用いられている。

## (3) 透過型治山ダム

流出土砂等を流下させる透過部をもつ構造であり、土石流時等における土砂・流木等を捕捉する機能、洪水時等に急激な土砂流出を防止し、常時には流出土砂を流下させる調節機能をもつ。土砂及び流木が堆積した場合には、これを除去して土砂・流木を捕捉する機能を維持する。

### ① スリット式治山ダム

鋼材、コンクリート柱によって、くし型、格子型の透過部が構築された治山ダムである。治山事業では、基礎及び兩岸の取付け部をコンクリート構造とした鋼製スリット治山ダムが多く用いられている。鋼製スリット 治山ダムは、流木対策としても有効である。

### ② その他

遮水型の鋼製セル式治山ダムを独立させて一定間隔に設置した透過型鋼製セル治山ダム、ワイヤー治山ダム等がある。

## 〔参考〕 遮水型・透水型治山ダムの土砂調節機能等

- 1 遮水型・透水型治山ダムの堆砂敷は、旧溪床に比べて溪床勾配が緩和され川幅も広がることから、流速が減少して、洪水時や土石流時に土砂が堆積しやすく、中小洪水時にはその堆積土砂が侵食され流出するが多い。こうした 効果を土砂の調節機能という。一般に、土砂の調節機能は、堆砂敷が広いほど効果的である。
- 2 遮水型治山ダムは、背面に不安定土砂等を堆積させる空間を確保することにより、土石流を抑止する貯砂機能を有する。満砂した場合でも、緩い勾配の堆砂敷により土石流を停止・堆積させることが可能である。
- 3 土石流等の拡散堆積を促進し流出土砂量の調節を目的とする場合は、複数の遮水型治山ダムを連続的に設置して、広い堆砂空間を確保する。
- 4 流木捕捉を考慮した透過型治山ダム(土石流対策を中心とした部分透過も含む)を流木捕捉式治山ダムと呼ぶ。

### 3-2 治山ダムの型式及び種別の選定（細則）

- 1 治山ダムの計画箇所の転石数や位置を十分把握し、堆積後の転石の移動予測や、破碎計画による場合等についても検討し種別を選定する。
- 2 溪流または溪流に直接流入する斜面に倒木がある場合には、極力除去を行うように計画する。
- 3 下表を参考に種別の選定を行う。

#### 溪間工の種別と特徴

（森林土木ハンドブック第7版P729）

工種	種別	形式	長所	短所・留意事項	備考
治山ダム工	コンクリート	遮水型	①形強度が事由に選択できる ②品質が均一である ③施工性がよい	地盤支持力に留意する	最も一般的である
	鉄筋コンクリート	遮水型	①外力に対して抵抗性がある ②断面が小さくてすむ ③土石流等の衝撃に対して抵抗性を持つ	①施工が複雑 ②経費が高い	特殊な場合に採用する
	鋼製ダム	透水型	①スクリーン効果による流木等の流出防止 ②短期間に施工できる ③省力施工	①衝撃、側圧に弱い ②酸性水に弱い ③粒子の細かい砂礫は流下する ④施工は複雑	流木が多く溪流幅の広い場合および浸透効果を求める場合に採用する
	枠ダム コンクリート 枠 鋼枠	透水型	①多少の自在性があるので軟弱地盤でも採用できる ②鉄線かごより耐久性がある ③施工性がよい ④短期間に施工できる	①衝撃、天端の摩耗に弱い ②中詰用粗石が採取可能なところでなければならぬ ③流量の多いところには不適 ④鋼枠は酸性水に弱い	軟弱地盤で流量の少ない場合に採用する
	コンクリートブロック	透水型	①自在性があり軟弱地盤でもよい ②工期が短い ③施工性はよい	①衝撃に弱く不安定である ②流量の多いところには不適	応急的に採用する
	練積 雑割石 野面石	遮水型	①修景ができる ②形は自由にできる ③強度は確保できる	①工事費が非常に高くなる ②材料の入手が困難 ③施工に困難性がある	修景を必要とする特殊な場合に限られる
	鉄線かご	透水型	①柔軟性があり軟弱地盤でもよい ②工期が短い ③施工性がよい	①構造物としては弱い ②耐久性が劣る	応急的に採用する
	土	遮水型	①修景が可能である ②貯水が可能である ③工事費が安い	①構造物としては弱い ②越流させないよう余水ばけを作る必要がある	修景の必要なところに採用する
	木		①施工性がよい ②工事費が安い	①構造物としては弱い ②耐久性に劣る	特殊なもの以外は一般的に採用しない

### 3-3 治山ダム の位置

治山ダムの位置は、その目的に応じて、適切な箇所を選定しなければならない。

#### 〔解説〕

- 1 治山ダムの位置は、ダム設置の目的に応じて最も効率的かつ経済的となるような箇所を選定しなければならない。
- 2 山脚の固定、縦・横侵食の防止、不安定土砂の直接的な移動防止を目的とする治山ダムは、対象となる溪流区間の直下流に位置を選定する。  
また、対象となる溪流区間が長い場合又はその箇所の溪床勾配が急な場合には、階段状に複数の治山ダムを配置する。
- 3 土石流が発生するおそれ等のある溪流においては、土石流等の発生、流送、堆積等の各区間の土砂移動の特性に応じて適切な箇所を選定する。
- 4 既設の治山ダムが配置されている溪流区間において、治山ダムの設置目的や既設の状況等を踏まえ、効果的かつ効率的と判断される場合には、嵩上げ等による既設治山ダムの機能強化を検討する。

#### 参考文献

林野庁：治山施設長寿命化対策事例集、平成30年3月

#### 3-3-1 治山ダム の位置 の条件

治山ダムの位置は、治山ダムの安定性が保たれるよう適切な箇所を選定しなければならない。

#### 〔解説〕

- 1 治山ダムの位置は、地盤支持力の不足による治山ダムの沈下、越流水による下流のり先の洗掘及び溪岸侵食による治山ダムの破壊等から治山ダム自体の安定が保たれ、施工性が確保される箇所を選定することが必要である。
- 2 治山ダムの位置は、原則として溪床及び両岸に堅固な地盤が存在する箇所を選定しなければならない。
- 3 治山ダムの目的を達成するために、やむを得ず地盤支持力の小さな砂礫層等に設置する場合は、基礎地盤の処理や下流のり先の洗掘防止等必要な措置を講じなければならない。
- 4 治山ダムの位置は、溪流の曲流部をなるべく避けるものとするが、やむを得ず曲流部に設置する場合は、治山ダムの方向等を十分検討しなければならない。

#### 3-3-1 治山ダム の位置 (細則)

- 1 袖部の安定が保たれない場合など、やむをえない場合には、ダムを最小限に屈曲させることとする。

2 扇状地のダム位置については、流路の規制ができるように工法を検討し位置を決定する。

### 3-3-2 合流点付近の治山ダムの位置

主、支溪の合流点付近に計画する治山ダムの位置は、両溪床の安定が図られるように決定するものとする。

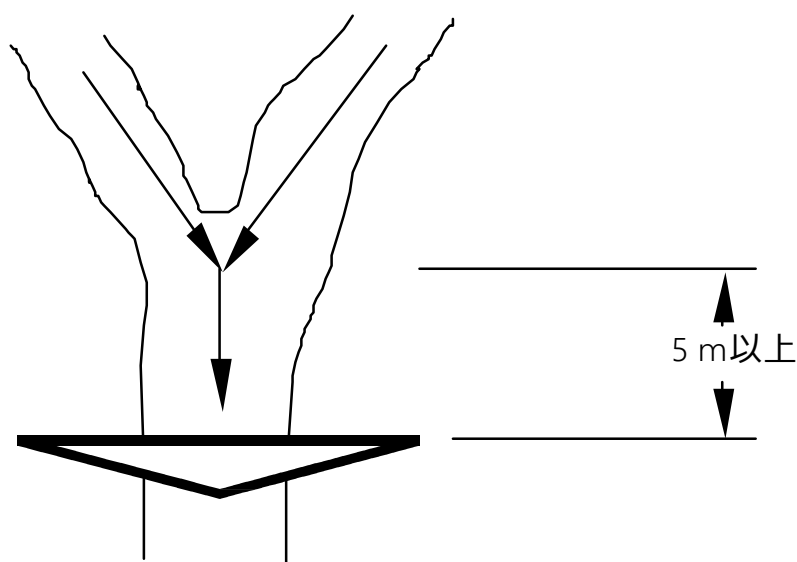
#### 〔解説〕

合流点付近に計画する治山ダムは、主溪及び支溪の集水面積、溪床勾配、流量及び不安定土砂の堆積状況等を考慮し、両溪床の安定を図れるように、原則として合流点の下流部に位置を選定する。

一般に支溪は、溪床勾配が急で荒廢度が高く、支溪からの流出状況が主溪に対して影響を与える因子が多いので、合流点に著しく近づけないことが必要である。

### 3-3-2 合流点付近の治山ダムの位置（細則）

合流点付近の治山ダム工は、少なくとも合流点の5 m以上下流に計画する。



### 3-3-3 階段状治山ダムの位置

治山ダムを階段状に計画する場合、最下流の治山ダムの位置から計画勾配等を基に、治山ダムの位置を決定するものとする。

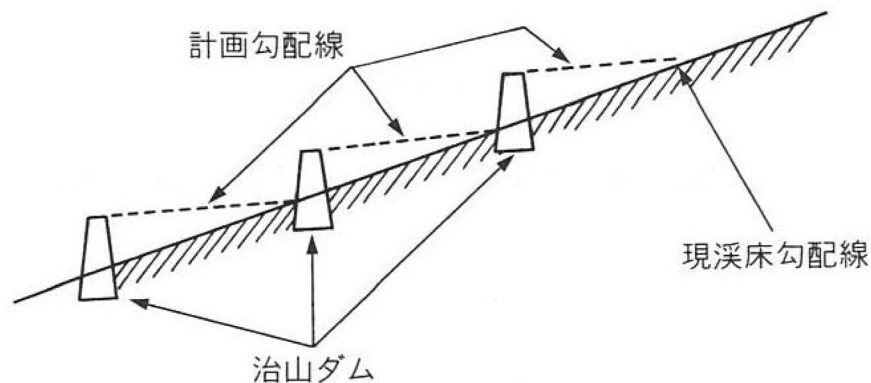
なお、最下流の治山ダムの位置は、治山ダムの安定性が保たれるような適切な箇所を選定するものとする。

#### 〔解説〕

1 荒廃溪流において、縦・横侵食が著しい区域又は荒廃溪流の区域が長い場合は、階段状に治山ダムを計画する。

この場合、最下流の基礎となる治山ダムは、原則として堅固な基礎地盤に設けなければならない。また、必要に応じて、基礎地盤の処理、下流のり先の洗掘防止等の措置を講じなければならない。

2 階段状に複数の治山ダムを計画する場合は、最下流の基礎となる治山ダムの位置から、計画勾配（3-5「治山ダムの計画勾配」参照）を基に、順次、治山ダムの位置を決定する。なお、治山ダムの位置の決定に当たっては、治山ダム兩岸の状況、各治山ダムの局所洗掘の危険性等を考慮する必要がある。



図一1 階段状治山ダムの配置

### 3-4 治山ダムの方角

治山ダムの方角は、上下流の溪岸、治山ダム自体の安定に影響を及ぼさないように決定するものとする。

#### 〔解説〕

- 1 治山ダムの方角は、放水路の越流水が治山ダムの直角方向に流れることから、下流部の溪岸侵食等を引き起こさないために、原則として、放水路の中心点において下流の流心線に直角となるよう決定するものとする。
- 2 治山ダムの方角を決定する際には、治山ダム設置前の溪床の流水状況にまどわされず、治山ダム設置前の溪流幅及び治山ダム設置後における洪水時の流水幅、流心線を予想して方角を決定しなければならない。

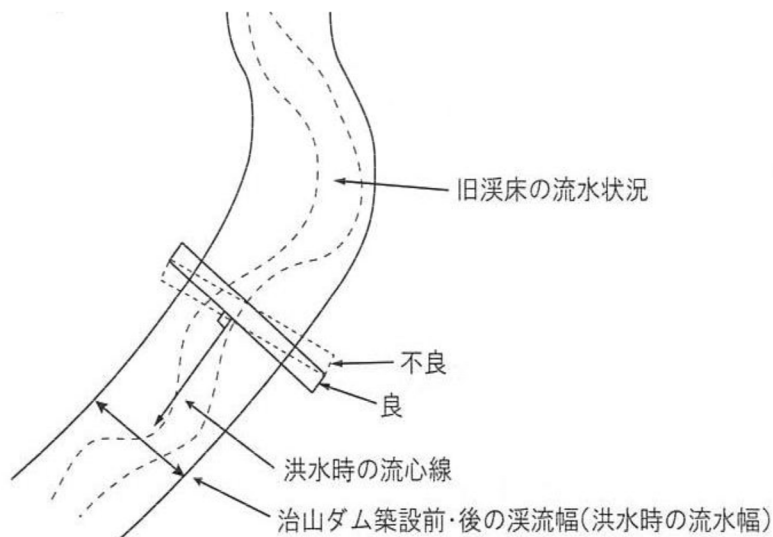


図-2 予想流心線と治山ダム方角

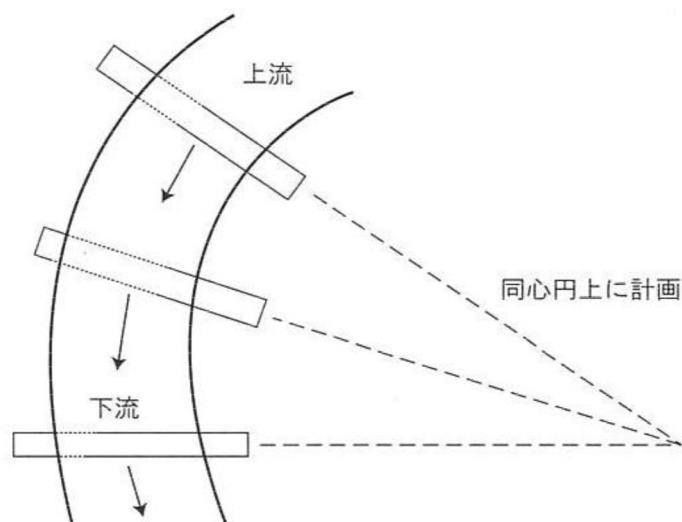


図-3 曲流部の状況が極端でない場合の予想流心線と治山ダム方角

3 治山ダム計画箇所の上流又は下流の溪岸が、治山ダム設置による流心線の変化により侵食されるおそれがある場合は、設置位置の変更、治山ダムの方向の変更、放水路の位置の変更、護岸工等の設置、複数の治山ダムの配置等により、侵食被害を防止しなければならない。

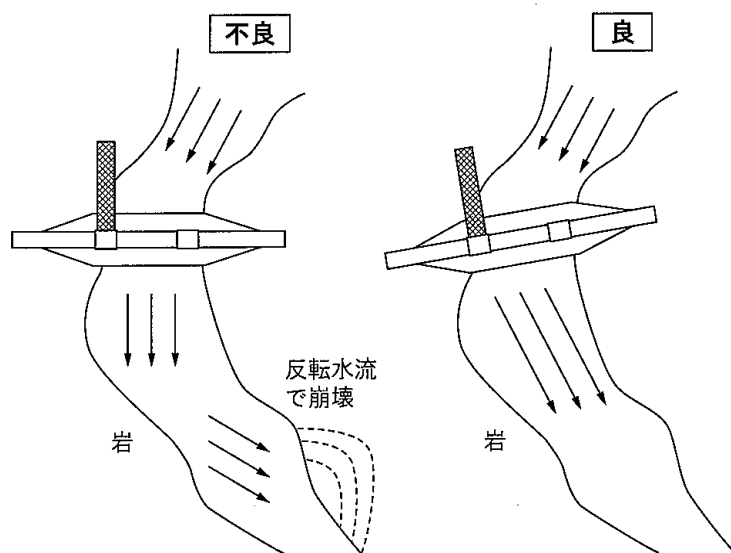
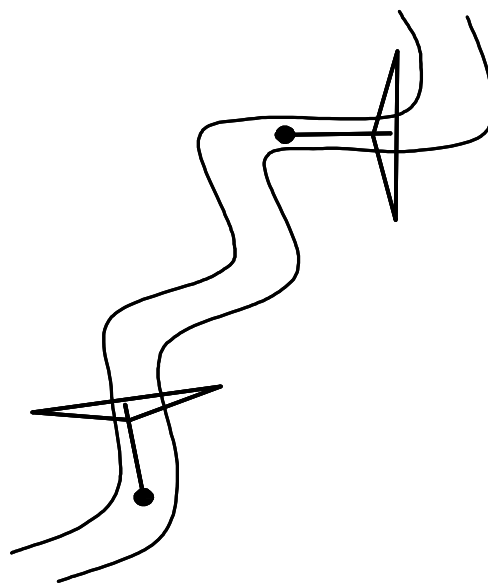


図-4 予想流心線と治山ダム方向

- 4 曲流部に治山ダムを設置する場合は、保護工、インクライン、袖の嵩上げ等により、袖の取付部の保護に十分留意する必要がある。
- 5 土石流の流下を考慮した治山ダムにおいては、土石流が大きく偏心して衝突されないように、また、想定される流下方向に著しい影響を与えないように、治山ダムの方向を決定するものとする。

### 3-4 治山ダムの方向（細則）

溪流の屈曲部においては、外側に流水が集中し、片岸の水位が高くなるため、曲線部を避けることが望ましいが、やむをえず曲線部に設置する必要がある場合は、放水路の位置及び高さに十分留意し、上流部において越流しないようにする。



### 3-5 治山ダムの計画勾配

治山ダムの計画勾配は、溪床を構成する砂礫の状況、流量等を考慮し、現溪床で安定とみられる区間の勾配を参考にして決定するものとする。

#### 〔解説〕

- 1 治山ダムの堆砂勾配は、一般に流送砂礫が多い場合又は石礫の径が大きい場合に急な勾配となる。
- 2 治山ダムの堆砂敷は、通常、大洪水後に砂礫が堆積して急な堆砂勾配（洪水時の勾配）が形成されるが、その後の中小洪水によって漸次緩やかとなり、溪床を構成する砂礫の形状・粒径、流量等に見合った平衡勾配（平常時の勾配）へ移行し、下流への流出土砂の調節が行われる。
- 3 治山ダムの計画勾配は、計画する治山ダム等の配置、規模の決定に用いられる予想堆砂勾配であり、一定期間が経過した既設治山ダム堆砂敷の堆砂勾配（平常時の勾配）など、現溪床で安定とみられる区間の勾配を参考にして決定するものとする。
- 4 荒廃溪流等で土石の移動が激しい場合又は付近に参考とする既設治山ダム等がない場合は、比較的溪床変動の小さい区間を参考にして、現溪床勾配の1/2程度で計画勾配を決定することができる。
- 5 火山灰砂、花崗岩のマサ土、第三紀層の泥岩・頁岩の分布地等の比重の小さい砂礫及び細粒で構成されている溪流の計画勾配は、原則として水平又は水平に近い勾配とするものとする。
- 6 崩壊地の発生状況又は溪床の堆積土砂の状況等から、土石流の発生が予想される溪流等では、土石流によって溪床の侵食が生じないように計画勾配を検討する必要がある。また、直接保全対象が近接している溪流にあっては、特に土石流により流下する土砂の抑止や流木を捕捉できるような計画勾配を検討する必要がある。

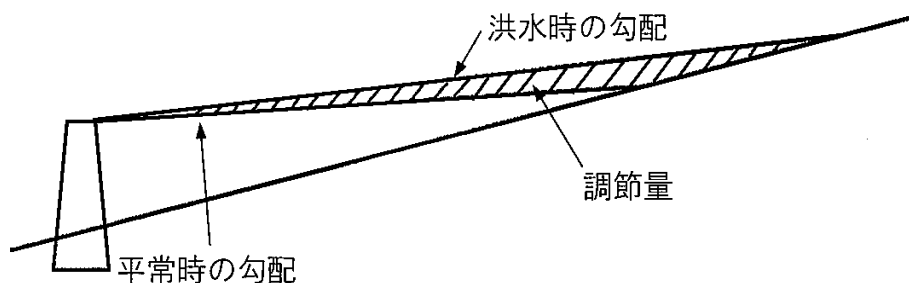


図-5 洪水時の勾配と平常時の勾配



### 3-5 治山ダムの計画勾配（細則）

計画勾配の決定については、以下の順により決定する。

- 1 既設治山ダム工の堆砂勾配を根拠とする。（図1）

なお、既設治山ダムとは、同一溪流又は現場条件（砂礫の状況、流量等）の類似した近隣溪流にある既設治山ダムをいい、完成後数回の渓床土砂の移動があったと思われるもの、または、ダム完成後10年以上経過しているものをいう。

- 2 現渓床の安定している区間の勾配を根拠とする。（図2）

なお、安定している区間とは、既設構造物や岩盤（滝）、転石群、倒木の上流部等で既設治山ダムに相当するものの上流渓床勾配をいう。

- 3 上記1、または、2のいずれにも該当しない場合においては、溪流内の渓床変動が小さい区間\*の1/2を根拠とすることができる。（図3）

\* 渓床移動の小さい区間とは、長期にわたって渓床の砂礫が移動した形跡のない区間、コケ、草等が渓床を覆っている区間をいう。

図1

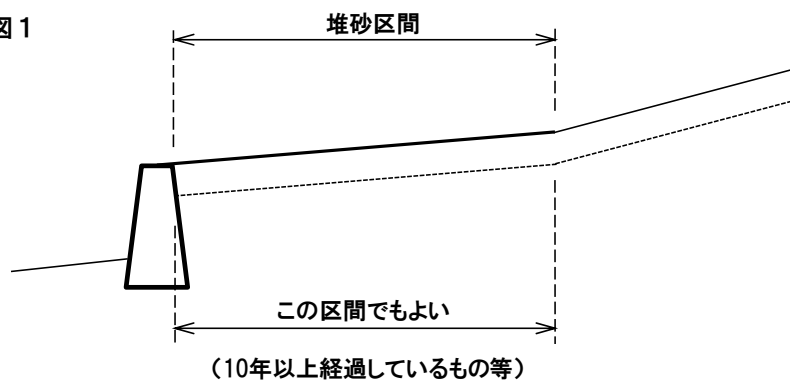


図2

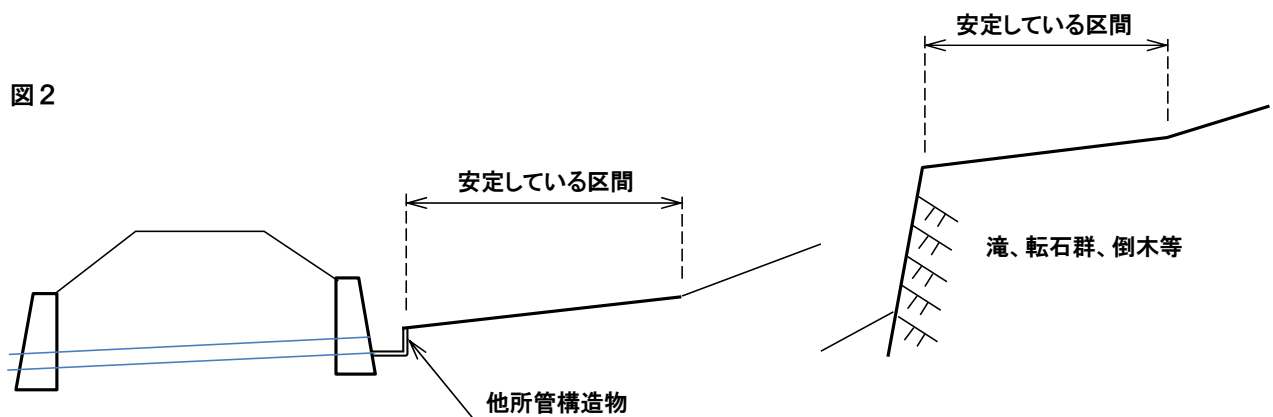
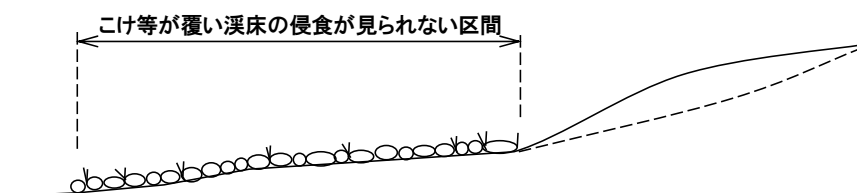


図3



### 3-6 治山ダムの高さ

治山ダムの高さは、治山ダム設置の目的、計画勾配、施工箇所の状況等に応じて決定するものとする。

#### 〔解説〕

- 1 治山ダムの高さは、治山ダムの底面から放水路天端までの垂直方向の長さとする。
- 2 治山ダムの高さは、地形、基礎地盤等の状況から治山ダムの目的を十分達成できるように、設定した計画勾配を考慮しながら決定する。
- 3 山脚固定、縦横侵食防止、不安定土砂の直接的な移動防止を目的とする治山ダムの高さは、堆砂によって効果が発揮される高さとする。  
なお、治山ダムに貯砂機能を期待する場合は、推定される不安定土砂の抑止に有効な高さとする。
- 4 土石流等の直接的な抑止を目的とする治山ダムは、土石流の抑止及び流木の捕捉ができる高さを持つ治山ダムを設けるものとする。なお、土石流の拡散堆積を促進し流出土砂の調節を目的とする治山ダムは、異常洗掘等を防止するために、高さを抑える必要がある。
- 5 透過型ダムは、土石流等の流出土砂の抑止及び流木の捕捉に有効な高さをとるものとする。
- 6 床固工の高さは、原則として5m程度以下とする。

#### 〔参考〕

治山ダムの高さの決定の一例を示せば次のようになる。

##### (1) 不安定土砂の直接的移動防止を目的とする場合

直接的に不安定な堆積土砂の移動防止を目的とする場合は、計画勾配を基に、不安定土砂により形成されている現溪床高を目標として高さを決定する。

(図-6及び図-7参照)

不安定土砂の堆積区間が長い場合は、計画勾配を基に、高さの低い治山ダムを階段状に計画する。(図-8参照)

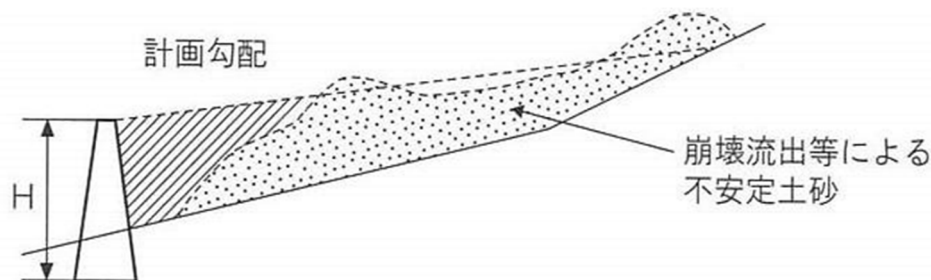
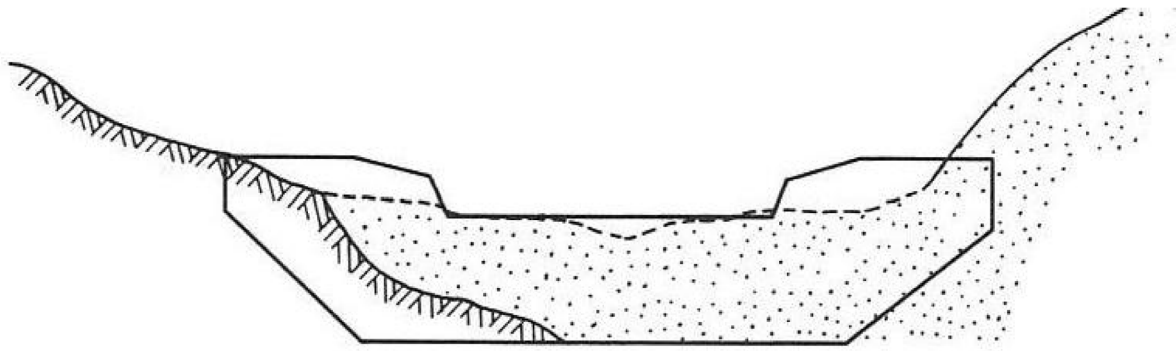
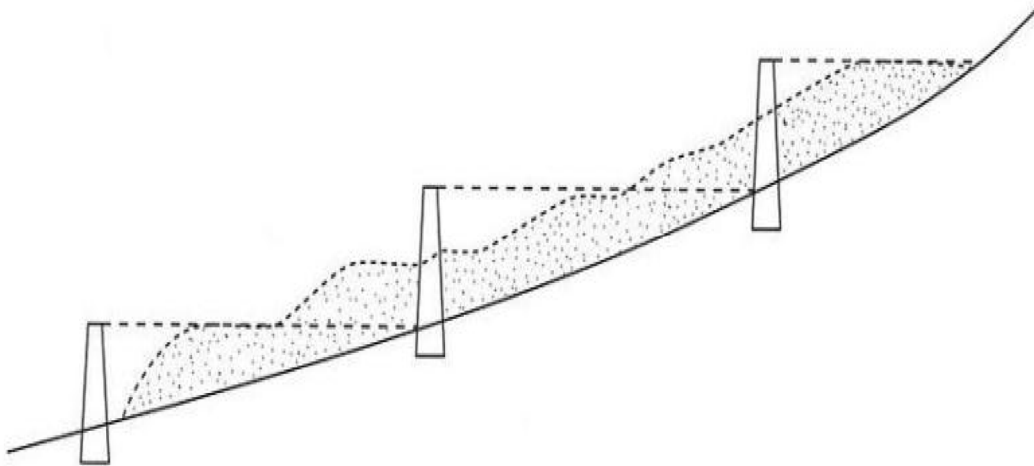


図-6 不安定土砂の移動防止を図る治山ダムの高さ



図－7 治山ダムの高さ



図－8 不安定土砂の移動防止を図る階段状治山ダムの高さと配置

(2) 縦横侵食の防止を目的とする場合

治山ダムの高さは、溪床の計画勾配と山腹斜面の勾配を考慮して決定する(図－9参照)。縦・横侵食を受けた溪流区間では、放水路天端の高さを侵食前の溪床程度とすることが望ましい(高さ $H = h + h'$ 程度)。

また、縦横侵食の溪流区間が長い場合は、計画勾配を基に、高さの低い治山ダムを階段状に計画する。(図－10参照)

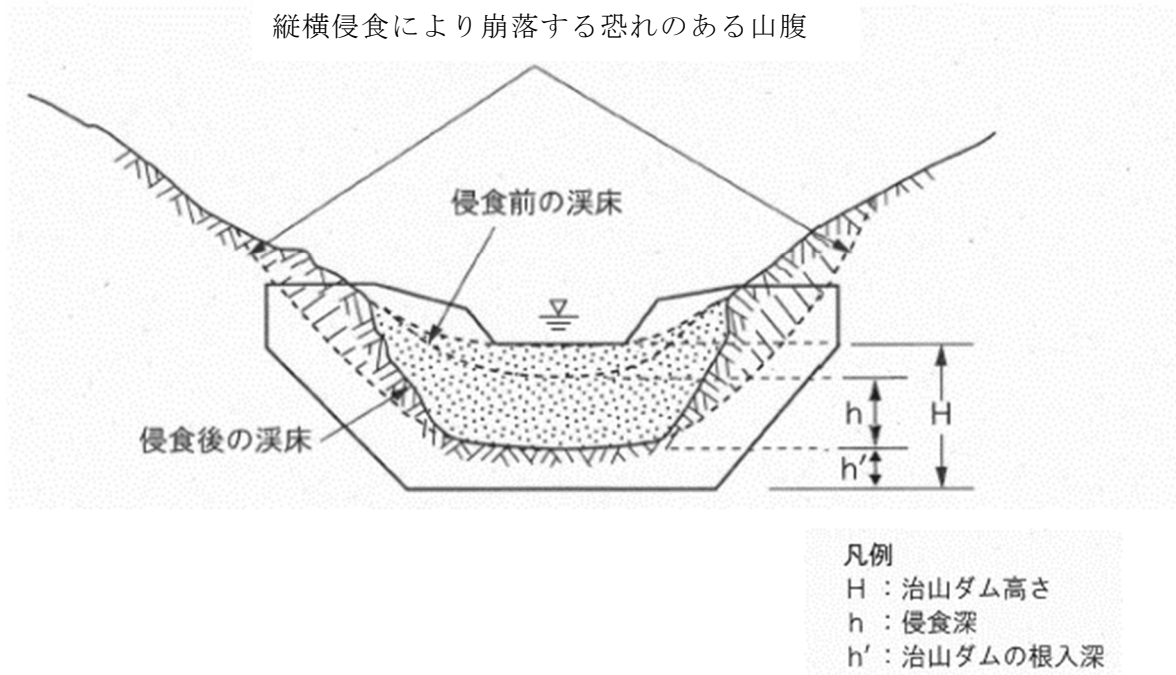


図-9 縦横侵食防止を目的とした治山ダムの高さ

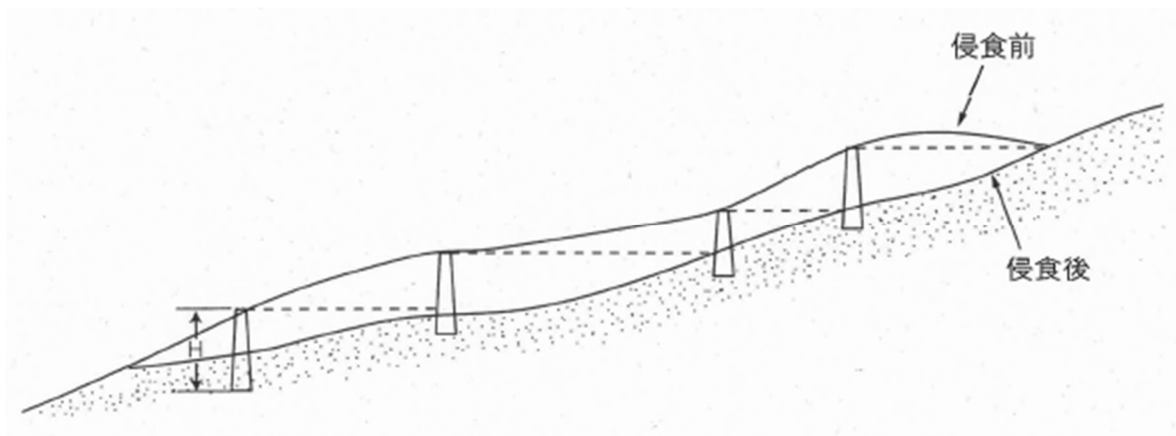


図-10 縦横侵食防止を目的とした階段状治山ダムの高さと配置

(3) 山腹工事の基礎とする場合

山腹工の基礎として設置する治山ダムは、護岸工（土留工）の位置と、治山ダムの計画勾配を勘案し、護岸工の基礎が洗掘されることのない高さとする。

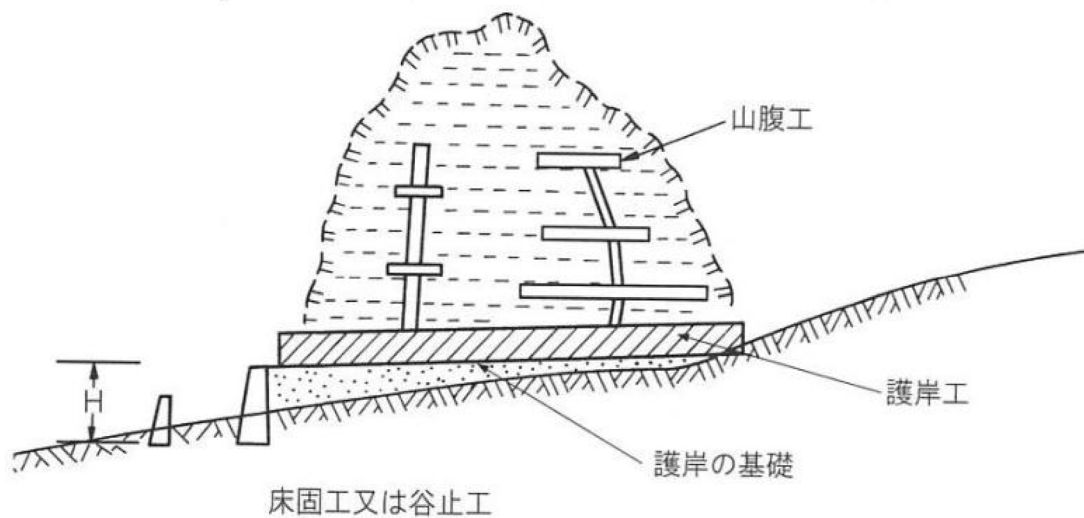


図-11 山腹工の基礎とする治山ダムの高さ

### 3-6 治山ダムの高さ（細則）

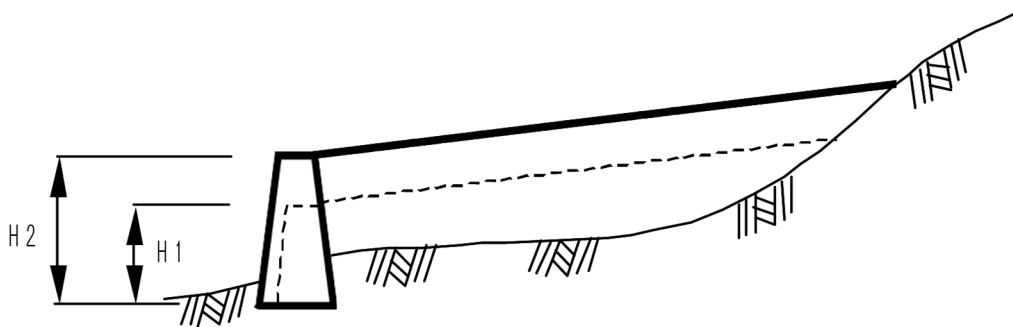
1 土石流の抑止を目的とした治山ダムについては、流出土砂量を推定し、十分な貯砂能力をもつようダムの高さを決定する。

ただし、複数のダムによる抑止を図ることが経済的である場合は、1基当たり原則としてその推定量の30%以上を貯砂し得るようダムの高さを決定する。

（森林土木ハンドブック第7版P742）、（建設省河川砂防技術基準(案)同解説 計画編P173）

H1 流出土砂量を考慮しないダムの高さ

H2 流出土砂量を考慮するダムの高さ



2 治山ダムの高さについては、現地の荒廃状況、必要な抑止量、保全対象との位置関係などを考慮し、総合的に判断して決定する。

3 治山ダムの高さは、0.50m括約とする。

### 3-7 治山ダムの放水路

#### 3-7-1 治山ダムの放水路の位置

治山ダムの放水路の位置は、治山ダム設置箇所の上流の渓流の状態、流水の方向等を考慮して決定するものとする。

#### 〔解説〕

- 1 治山ダム放水路の位置は、完成後の治山ダム下流のり先の洗掘、上下流溪岸の侵食等に影響を及ぼさないよう、上下流の地形、地質、溪岸の状態、流水の方向等を考慮して決定するものとする。
- 2 治山ダム設置箇所の上流部が砂礫層の地盤の場合は、流心部に放水路の位置を定める（図-12(1)参照）。
- 3 治山ダム設置箇所の上流部が堅固な地盤である一方、対岸が砂礫層の地盤であって流心線が直線の場合には、堅固な地盤側に寄せて放水路の位置を定める（図-12(2)参照）。
- 4 治山ダム設置箇所の上流部に崩壊地がある場合は、できるだけ崩壊地に流水の影響を与えないように放水路の位置を定める（図-12(3)参照）。
- 5 治山ダム設置箇所の上流部渓流沿いに、宅地等の重要な保全対象がある場合は、流心及び治山ダムの方向を考慮して、保全対象に影響を与えないように放水路の位置を定める（図-12(4)参照）。

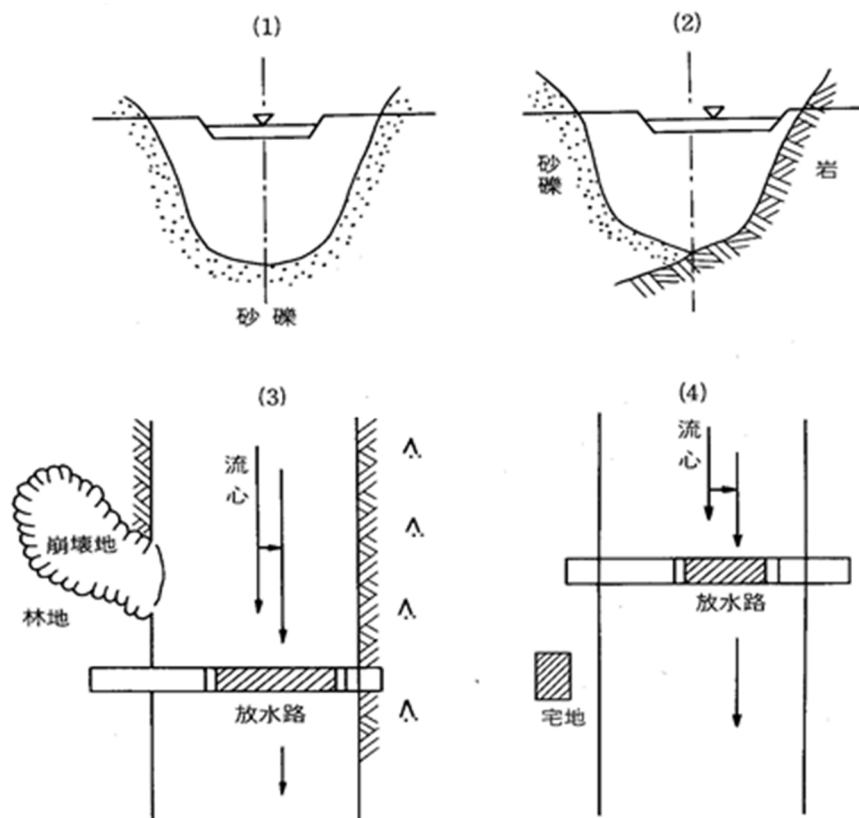


図-12 放水路の位置

### 3-7-2 治山ダムの放水路の形状

治山ダムの放水路の形状は、溪流の状況を考慮して決定するものとする。

#### 〔解説〕

- 1 治山ダムの放水路の形状は、上下流兩岸の地形・地質及び下流のり先の洗掘の軽減を考慮して定める。
- 2 放水路の形状は、底部が水平な台形を標準とする。
- 3 流出土砂量が多いために中小洪水時に砂礫が堆積し、治山ダム上流部の溪流が偏流する場合等には、放水路を深くして流路を固定する方法がある。
- 4 溪流幅が広く洪水時と通常時の流量に大きな差があり、治山ダム上流部に乱流が生じる場合等には、放水路を複断面とすることが有効である。また、溪流生体系に配慮する目的で、放水路を複断面とする場合もある。
- 5 曲流部に治山ダムを設置する場合には、袖の嵩上げを行う方法がある（3-8-3「屈曲部の治山ダムの袖高」参照）。

#### 〔参考〕放水路の側のり勾配

放水路の側のりの勾配は、1割又は5分であることが多い。

### 3-7-2 治山ダムの放水路の形状（細則）

- 1 形状は、逆台形を標準とする。
- 2 放水路の側のりは、以下により決定するものとする。

ダムの種別	放水路の側のり
本ダム	1割又は5分を標準とする。 ただし、床固工と護岸工が接続する場合にあっては、上流側の護岸工の側のりに合わせることができる。 【6-7-4 図-41 参照】
副ダム (垂直壁含む)	1割又は5分を標準とする。 ただし、下流側に流路工、護岸工が接続する場合は、流路工等の側のりに合わせる。
帯工	接続する流路工、護岸工の側のりに合わせる。

\* ) 下流側の溪床幅が狭い箇所の場合は、5分とすることができる。

- 3 放水路の高さが1mを超える場合や放水路勾配が5分の場合、放水路階段を設置することができる。

### 3-7-3 治山ダムの放水路断面

治山ダムの放水路断面は、洪水時に流水とともに流下する砂礫、流木、土石流等を考慮して、余裕を見込んで決定しなければならない。

#### [解説]

治山ダムの放水路断面は、集水面積、降雨量、降雨特性、降雨の継続時間、山腹傾斜、森林の状況、荒廃状況等で異なり、降雨量から算出された流量を十分流すとともに、流下する砂礫、流木、土石流等を考慮し、余裕を見込んで決定しなければならない。

砂礫、枝条等の堆積により放水路が縮小・閉塞し、袖の越流が生じないように、放水路断面を確保しなければならない。

#### [参考] 放水路の最小断面

放水路断面は、砂礫等による閉塞の防止等を考慮して、経験的に、高さ1 m以上、下長2~3 m以上とすることが多い。

### 3-7-3 治山ダムの放水路断面（細則）

放水路の断面は、流木や転石等の流下及び施工性を考慮し、高さ1 m以上、下長2 m以上とする。



### 3-7-4 治山ダム設置位置の計画高水流量

治山ダム設置位置の計画高水流量は、放水路断面を求めるために用いるものとし、安全性を考慮して算定する。

#### 〔解説〕

- 1 治山ダムの放水路断面決定に用いる流量は、最大洪水流量に洪水跡等から推測される流量等を考慮した流量とし、この流量を計画高水流量という。
- 2 治山ダム設置位置の計画高水流量は、原則として次式により求めるものとする。

$$Q_{\max} = Q \cdot f_q \cdots \cdots (3.7.1)$$

$Q_{\max}$  : 計画高水流量  
 $Q$  : 最大洪水流量  
 $f_q$  : 補正係数

- 3 最大洪水流量は、原則として次の合理式により算出するものとする。  
計算方法は、第2章第7節「水文調査」を参照する。

$$Q = 1/360 \cdot f \cdot r \cdot A \cdots \cdots (3.7.2)$$

$Q$  : 最大洪水流量 ( $\text{m}^3/\text{s}$ )  
 $f$  : 流出係数  
 $r$  : 洪水到達時間内の雨量強度 ( $\text{mm}/\text{h}$ )  
 $A$  : 集水面積 ( $\text{ha}$ )

- 4 最大洪水流量の算出に用いる雨量強度は、100年確率雨量を原則とする。
- 5 最大洪水流量の算出において、貯留現象を考慮する必要がある場合は、単位図法、貯留関数法等によるものとする。
- 6 土石流の流下を考慮する場合は、土石流ピーク流量を計画高水流量とすることを標準とする。
- 7 補正係数 ( $f_q$ ) は、原則として「最大洪水流量 ( $Q$ )」と「洪水痕跡等に基づく流量」とを比較して求める。  
洪水痕跡等に基づく流量は、第2章「調査」第7節「水文調査」7-6「流量調査」解説3の(3)「洪水痕跡法」を参照する。

#### 〔参考〕補正係数 ( $f_q$ ) の算出

$$\text{補正係数 } (f_q) = \frac{\text{洪水痕跡等に基づく流量 } (\text{m}^3/\text{s})}{\text{最大洪水流量 } (Q) (\text{m}^3/\text{s})}$$

#### 〔参考〕

最終的に決定される放水路断面は、計画高水流量  $Q_{\max}$  を流し得る断面が必要であることから、 $Q_{\max} \leq Q_s$  又は  $Q_k$  となるが、この時  $Q_s$  又は  $Q_k$  は  $Q_{\max}$  に近似さ

せることとする。

$Q_s$  : 縮流ぜきの流量 ( $m^3/s$ )

$Q_k$  : 開水路の流量 ( $m^3/s$ )

### 3-7-4 治山ダム設置位置の計画高水流量 (細則)

#### 1 流出係数 $f$

流出係数は、下表1を標準として決定することとする。

なお、現地条件によって下表2を適用する場合には、それぞれの区分により合成流出係数により算出する。

自然状態での流出係数  $f_1$

(7-5 表-17)

表 1

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
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

#### 1) 浸透能区分 (自然状態での流出係数 $f_1$ 関係)

母材別の浸透能の区分は以下を参考に決定する。(森林土木ハンドブック第7版] P744)

- ① 浸透能良好母材：砂質土、火山堆積物で粗しょうなものなど、空隙の多い土壌をいう。
- ② 浸透能不良母材：流域全体を考慮して基岩が現れているものや、粘性土で浸透能が不良と思われるもの。
- ③ 浸透能普通母材：上記①・②以外。

※ 一般的には浸透能普通母材を適用すること。

開発地の流出係数  $f_2$  (7-5 表-18)

表 2

区 分	都市地区	住宅地区	舗装道路	砂利道路	庭園芝生	樹 林	運動場公園
開発地域	0.90~	0.70~	0.85~	0.60~	0.45~	0.35~	0.55~
	0.95	0.80	0.98	0.75	0.55	0.40	0.65

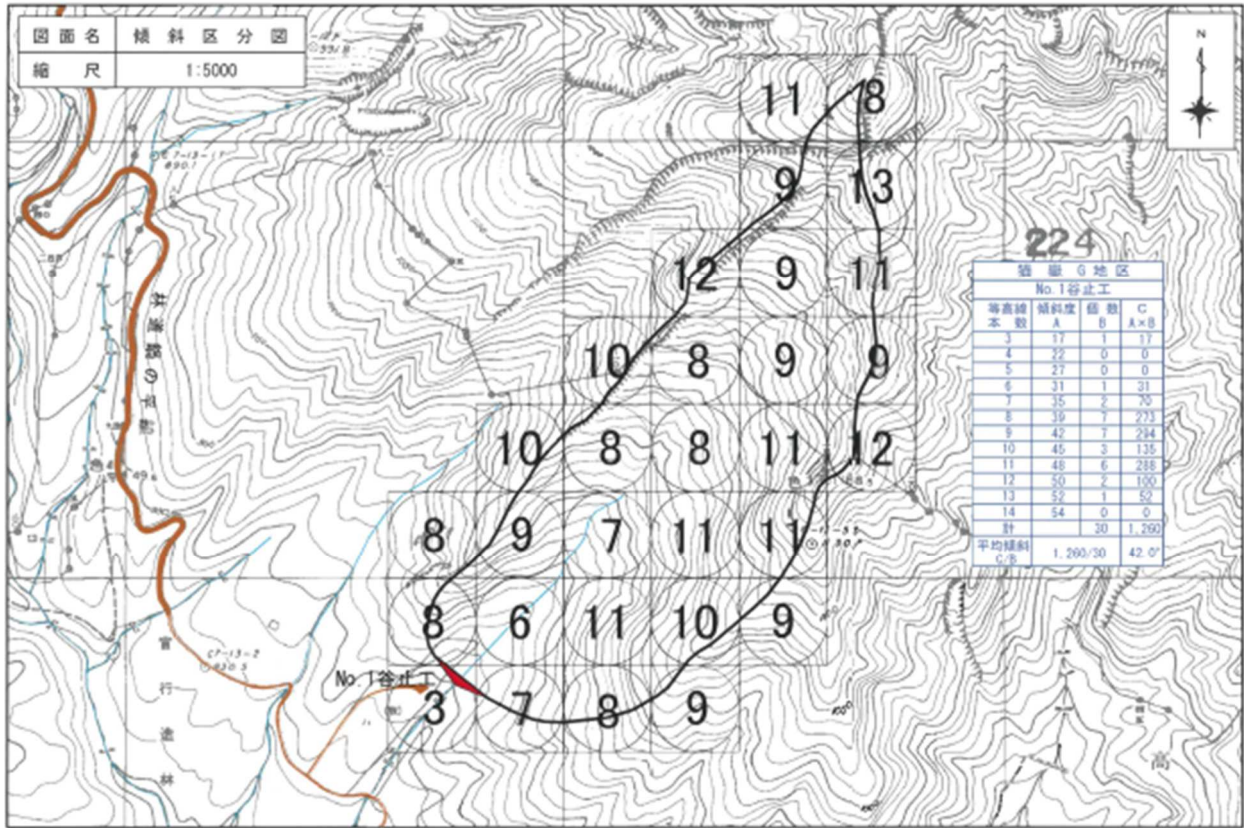
(注) 合成流出係数を算出する場合には、大面積に対して、それぞれの占有面積に対する割合を求め、それぞれの表の値を乗じて集計して、その値を100で除し代表的流出係数とする。

## 2) 地形区分

地形区分については、以下の手順により平均傾斜を算出し、決定するものとする。(参考図参照)

- ① 1/5000の地形図にダム上流部の集水区域を入れる。
- ② 集水区域内に100mメッシュ(2cm×2cm)を作図する。

<参考図>

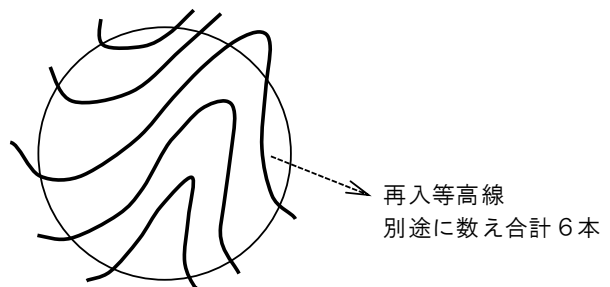


- ③ メッシュ内の等高線本数を次により計測する。

[1] 基本図上に方位・等高線  
本数測定板を重ね、基本図  
の方眼線をメッシュ線に合  
わせて固定。

[2] 円内の等高線の本数を数  
える。

ただし、再入等高線があ  
る場合には、別途1本と数  
える。(右図の例参照)



- ④ 換算表【参考2】によって、傾斜角を算出する。

なお、森林基本図には等高線間隔が10mのものと5mのものがあるため、計測時にはそれぞれの等高線間隔に応じて計測する。

【参考2】

等高線10m間隔の場合			等高線 5 m 間隔の場合					
等高線本数	傾斜度	傾斜(%)	等高線本数	傾斜度	傾斜(%)	等高線本数	傾斜度	傾斜(%)
1	6	10	1	3	5	16	39	80
2	11	20	2	6	10	17	40	85
3	17	30	3	9	15	18	42	90
4	22	40	4	11	20	19	44	95
5	27	50	5	14	25	20	45	100
6	31	60	6	17	30	21	46	105
7	35	70	7	19	35	22	48	110
8	39	80	8	22	40	23	49	115
9	42	90	9	24	45	24	50	120
10	45	100	10	27	50	25	51	125
11	48	110	11	29	55	26	52	130
12	50	120	12	31	60	27	53	135
13	52	130	13	33	65	28	54	140
14	54	140	14	35	70	29	55	145
15	56	150	15	37	75	30	56	150

⑤ ③と④から加重平均し、平均傾斜角を算出する。

⑥ ⑤の平均傾斜角から以下の区分により、地形区分を判断する。

地形区分	急 峻	斜 面	平 地
平均傾斜	30度以上	15度～30度	15度未満

(注) 上表(地形区分)については、「農林水産土木ハンドブック P654」の次の文章を基に算出したものである。

地目、その他流域条件の異なる部分が一つの流域に混在する場合には、面積による加重平均を行うことができる。

3) 植生区分

森 林・・・樹木が群生している土地(木竹が集団して生育している土地)

疎林耕地・・・樹冠投影面積が50%以下の森林及び耕作を行っている土地

草 地・・・一年生及び多年生の草本が繁茂している土地

不毛岩石地・・・樹木や草本の生育していない土地や岩石地帯

4) 合成流出係数の算出

$$f = (\text{植生区分ごとの面積} \times \text{流出係数}) / \text{集水区域面積}$$

## 2 計画高水流量の補正係数 $f_q$

1) 補正係数  $f_q$  を算出するための調査は、次により行い、その根拠を明確にする。

- ① 上下流部の既存治山ダム等における天端等の洪水痕跡を確認する。
- ② 治山ダム設置位置周辺の、流水による溪岸浸食、流水流下痕跡、植生状況等による確認する。

2) 補正係数  $f_q$  に係る調査は必ず行い、調査結果を書面にして整理する。

3) 調査結果に基づく補正係数  $f_q$  が1を下まわる場合は、1とする。

4) 調査の結果、洪水痕跡が明らかでないとは判断される場合は、1とする。

## 3 洪水到達時間内の雨量強度

雨水流出量の算出には、森林法第10条の2（林地開発許可制度）の運用細則で合理式を用いることとなっていることから、これに準じることとし、到達時間及び雨量強度についても林地開発許可制度の運用細則に準じる。

### 1) 到達時間

下表を基準とする。ただし、現地に下表が適用できない場合には、治山技術基準解説～総則・山地治山編～洪水流出量の計算〔参考〕洪水到達時間(t)により算出する。

なお、流下時間を求める方法は、マニング式を標準とする。

洪水到達時間（林地開発許可業務必携 P196）

流域面積	単位時間
50ha以下	10分
100ha以下	20分
500ha以下	30分

### 2) 降水確率年

100年確率とする。（7-5 解説4より）

### 3) 集水区域面積

5,000分の1の森林基本図又は地形図を原則とし、集水区域をCAD計測し、算出する。

#### 4) 雨量強度

下表を基準とする。ただし、到達時間の異なる場合には別途計算により算出する。

#### 降雨時間と降雨強度

「熊本県内における確立降雨強度の算定（平成20年6月）（熊本県土木部河川課）」抜粋

ブ ロ ック	ブ ロ ック No	到達時間			適用市町村	
		雨量強度式	10分	20分		30分
Ⅰ 城 北	Ⅰ－A	$1,811/(t^{0.633}+6.14)$	173.5	141.5	122.8	荒尾市、玉名市、長洲町
	Ⅰ－B	$1,992/(t^{0.633}+6.14)$	190.9	155.6	135.0	山鹿市、玉東町、和水町、南関町
	Ⅰ－C	$2,173/(t^{0.633}+6.14)$	208.2	169.7	147.3	菊池市
Ⅱ 熊 本	Ⅱ－A	$562/(t^{0.403}+0.75)$	171.4	137.3	119.9	熊本市、宇土市、宇城市、合志市、城南町、美里町、菊陽町、御船町、嘉島町、益城町、甲佐町、山都町（旧矢部町、旧清和村）
	Ⅱ－B	$618/(t^{0.403}+0.75)$	188.5	150.9	131.8	大津町、西原村
Ⅲ 阿 蘇	Ⅲ－A	$819/(t^{0.495}+1.45)$	179.0	139.9	119.8	阿蘇市、南小国町、小国町、産山村、高森町、南阿蘇村、山都町（旧蘇陽町）
Ⅳ 八 代	Ⅳ－A	$603/(t^{0.485}-0.04)$	200.0	142.4	116.8	八代市（旧八代市、旧千丁町、旧鏡町）氷川町
	Ⅳ－B	$663/(t^{0.485}-0.04)$	219.9	156.5	128.4	八代市（旧坂本村、旧東陽町）
	Ⅳ－C	$724/(t^{0.485}-0.04)$	240.1	170.9	140.2	水俣市、芦北町、津奈木町
Ⅴ 球 磨	Ⅴ－A	$10,456/(t^{0.944}+59.67)$	152.7	136.5	123.8	人吉市
	Ⅴ－B	$11,502/(t^{0.944}+59.67)$	168.0	150.2	136.2	八代市（旧泉村）、相良村、五木村、山江村、球磨村
	Ⅴ－C	$12,547/(t^{0.944}+59.67)$	183.3	163.8	148.5	錦町、あさぎり町、多良木町、湯前町、水上村
Ⅵ 天 草	Ⅵ－A	$1,117/(t^{0.574}+1.94)$	196.3	148.5	124.3	天草市、上天草市、苓北町

### 3-7-5 治山ダムの放水路の下長

治山ダムの放水路の下長は、溪流の状況等を考慮して決定するものとする。

#### 〔解説〕

- 1 治山ダムの放水路の下長は、溪流の状況、放水路の位置等を考慮して、治山ダムの安定性が保たれるように決定するものとする。
- 2 治山ダムの放水路の下長は、洪水時の流水等の減勢を図り、治山ダム下流の洗掘を軽減させるため、溪岸侵食に影響を及ぼさない範囲において、可能な限り長くするものとする。

### 3-7-5 治山ダムの放水路の下長（細則）

放水路の下長は、現溪床幅を参考に決定することを原則とする。

なお、計画高水流量が少ない場合であっても流木や転石等の流下を考慮し、2 m 以上とする。

### 3-7-6 治山ダムの放水路の高さ

治山ダムの放水路の高さは、計画高水流量を基準として決定するものとする。

#### 〔解説〕

- 1 治山ダムの放水路の高さは、計画高水流量を基準として求めた計画水深に、水面変動を考慮した余裕高を加えて決定するものとする。

$$h \geq h_c + \Delta h$$

$h$  : 放水路の高さ

$h_c$  : 計画高水流量を基に算出した計画水深

$\Delta h$  : 余裕高（水面変動を考慮）

$B_1$  : 放水路の下長（現地の状況等から設定）

$m$  : 放水路の側法（現地の状況等から設定）

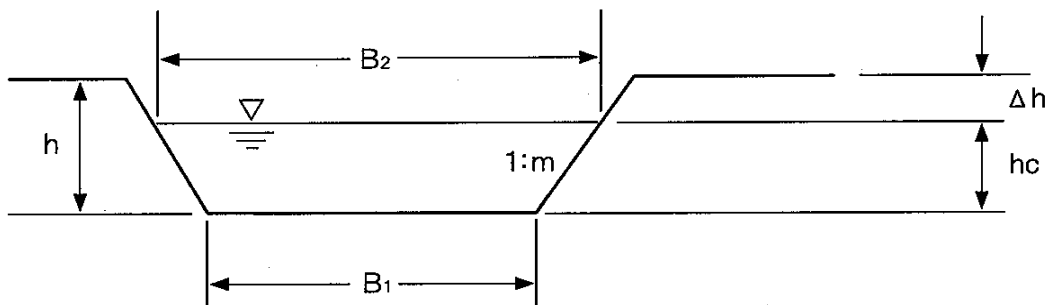


図-13 放水路断面

- 2 計画水深は、原則として、計画高水流量を基に縮流ぜきとして算出する（縮流ぜきによる方法）。また、治山ダム完成後の溪流の状況によっては、開水路として算出することができるものとする（開水路による方法）。なお、計画水深の決定に当たっては、放水路下長（ $B_1$ ）、側法（ $m$ ）を現地の状況等から設定しておく必要がある。
- 3 放水路の高さの決定方法は、次のとおりとする。
  - (1) 治山ダム完成時に、治山ダム上流側の溪床が放水路天端より低い位置となる計画である場合は、縮流ぜきによる方法により計画水深を算出し、放水路の高さを決定する。
  - (2) 治山ダム完成時に、放水路天端が上流側の溪床へ直接続く計画である場合は、開水路による方法で計画水深を算定し、放水路の高さを決定する。
  - (3) 土石流の流下を考慮する場合は、土石流水深を計画水深として、放水路の高



さを決定する。なお、放水路の高さは、土石流として流下が想定される最大礫径以上の高さとするを標準とする。

#### 4 計画水深の算定

計画水深の算定は、次の2つの方法による。

##### (1) 縮流ぜきによる方法

縮流ぜきによる流量算定式は、次のとおりである。

$$Q_s = \frac{2}{15} \cdot C \cdot \sqrt{2g} (3B_1 + 2B_2) hc^{3/2} \dots\dots\dots (3.7.3)$$

$Q_s$  : 縮流ぜきの流量 (m<sup>3</sup>/s)

$C$  : 流量係数 (通常0.6)

$g$  : 重力加速度 (9.8m/s<sup>2</sup>)

$B_1$  : 放水路下長 (m)

$B_2$  : 越流路上長 (m)

$hc$  : 計画水深 (m)

また、流量 $Q_s$ は、放水路の側のり勾配(1:m)により次式のとおりである。

##### ① 側のり勾配を1割とした場合 (m=1.0)

$$Q_s = (1.77B_1 + 1.42hc) hc^{3/2} \dots\dots\dots (3.7.4)$$

##### ② 側のり勾配を5分とした場合 (m=0.5)

$$Q_s = (1.77B_1 + 0.71hc) hc^{3/2} \dots\dots\dots (3.7.5)$$

##### ③ 放水路断面を長方形とした場合 (m=0)

$$Q_s = 1.77B_1 \cdot hc^{3/2} \dots\dots\dots (3.7.6)$$

計画高水流量 $Q_{max}$ を基に、下記の条件を満たす水深を求めて、計画水深とする。

$$Q_s \geq Q_{max}$$

$Q_s$  : 縮流ぜきの流量 (m<sup>3</sup>/s)

$Q_{max}$  : 計画高水流量 (m<sup>3</sup>/s)

(2) 開水路による方法

開水路による流量算定式は、マニング式を利用し次式のとおりである。  
なお、水面勾配は、原則として計画勾配とする。

$$Q_k = F \cdot V = F \cdot \frac{1}{n} \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2} \dots\dots\dots (3.7.7)$$

$Q_k$  : 開水路の流量 ( $\text{m}^3/\text{s}$ )

$F$  : 流積 ( $\text{m}^2$ )

$V$  : 放水路天端における平均速度 ( $\text{m}/\text{s}$ 、マニング式で置き換える)

$n$  : マニングの粗度係数

$R$  : 径深 ( $\text{m}$ )

$I$  : 水面勾配

なお、流積( $F$ )、径深( $R$ )は次式のとおりである (表-1 参照)。

$$F = \frac{1}{2}hc(B_1 + B_2) = hc(B_1 + m \cdot hc)$$

$$R = \frac{F}{P}$$

$$P = B_1 + 2hc\sqrt{1 + m^2}$$

$F$  : 流積 ( $\text{m}^2$ )

$h c$  : 計画水深 ( $\text{m}$ )

$B_1$  : 放水路下長 ( $\text{m}$ )

$B_2$  : 越流路上長 ( $\text{m}$ )

ただし、 $B_2 = B_1 + 2 m \cdot hc$

$m$  : 側のり勾配 (1 :  $m$ )

$R$  : 径深 ( $\text{m}$ )

$P$  : 潤辺 ( $\text{m}$ )

計画高水流量 $Q_{\max}$ を基に、下記の条件を満たす水深を求めて、計画水深とする。

$$Q_k \geq Q_{\max}$$

$Q_k$  : 開水路の流量 ( $\text{m}^3/\text{s}$ )

$Q_{\max}$  : 計画高水流量 ( $\text{m}^3/\text{s}$ )

表－1 F、Pの算出式

区分	放水路の側法勾配5分 (m=0.5)	放水路の側法勾配1割 (m=1.0)
F	$(B_1 + 0.5hc)hc$	$(B_1 + hc)hc$
P	$B_1 + 2.24 \cdot hc$	$B_1 + 2.83 \cdot hc$
B <sub>1</sub>	$(F - 0.5hc^2) / hc$	$(F - hc^2) / hc$
hc	$\frac{P \pm \sqrt{P^2 - 6.94F}}{3.47}$	$\frac{P \pm \sqrt{P^2 - 7.31F}}{3.66}$

5 余裕高は、表－2の値を標準とする。

表－2 計画高水流量と余裕高

計画高水流量 Q <sub>max</sub>	余裕高 Δh
50m <sup>3</sup> /s未満	0.4m
50m <sup>3</sup> /s以上 200m <sup>3</sup> /s未満	0.6m
200m <sup>3</sup> /s以上 500m <sup>3</sup> /s未満	0.8m
500m <sup>3</sup> /s以上	1.0m

6 放水路断面の決定に当たっては、近接する既設治山ダム等との整合性にも留意する。

7 安定計算に用いる水深は、計画水深(hc)を参考として定めるものとする。

### 3-7-6 治山ダムの放水路の高さ(細則)

放水路の高さの設計においては、以下を基準に行う。

#### 1 計算方法

(1) 縮流せき式……ダム完成後に床堀土砂では満砂しない治山ダム

(2) 開水路式……ダム完成後に床堀土砂により満砂する治山ダム

2 放水路の高さは、施工性を考慮し最低でも1m以上の高さを確保する。

3 放水路の高さ(越流水深+余裕高)が1mを超える場合は、放水路の高さを10cm単位(合算後に10cm切上げ)とする。

ただし、既製の製品を利用した治山ダムについては、最も経済的となる高さとする。

### 開水路計算におけるマンニングの粗度係数

ダム完成後の状況を予測して、下表を基準とする。ただし、これによりがたい場合には、別途資料を添付の上決定することができる。

#### マンニングの粗度係数

(7-6 表-21)

区 分		渓床の状況	粗度係数	
			範囲	平均
自然流路	大 流 路	粘土、砂質床	0.018～0.035	
		礫河床	0.025～0.040	
	山 地 流 路	底面に砂利、玉石	0.030～0.050	
		玉石、大玉石交じり	0.040～0.070	
	山 岳 地 渓 流	流水土砂で損耗された凹凸の甚だしい母岩の露出渓床		0.05
		河川が割合整備された状況の渓床		0.06
		径 0.3m～0.5m の石礫が点在		0.07
径 0.5m 以上の石礫が点在			0.08	
人 工 水 路 等	コンクリート管			0.013
	コンクリート人工水路		0.014～0.020	
	両岸石張小水路（泥土床）			0.025
	コルゲートパイプ等（1型）			0.024
	コルゲートパイプ（2型）			0.033
	コルゲートパイプ（ペービングあり）			0.012

(注)

- 1 通水部（放水路）の通過距離が降雨の流下距離から見れば極端に短く通水部までの流れ込みを考慮する場合に治山ダムにおいては、通常、渓流であるが、ダム完成後の降雨通過断面は山地流路となる場合が多い。
- 2 渓床幅の広い渓流での放水路断面の設計  
現渓床の幅が前記計算で求めた放水路幅より広い場合は、安全率が過大となるが、越流水深を低くすることで、洪水時の流水等の減勢が図られ、ダム下流洗堀も軽減されることから、渓岸侵食に影響を及ぼさない範囲において広くする。

### 3-7-7 治山ダムの放水路の保護

土石等の流出によって治山ダムの放水路が著しく摩耗するおそれがある場合は、保護工を計画するものとする。

#### 〔解説〕

- 1 治山ダム放水路の天端は、流送砂礫等によって摩耗又は破損することがあるので、必要に応じて保護工を計画するものとする。
- 2 放水路の保護が必要な場合は、富配合のコンクリート、張石等を使用する。

### 3-7-7 治山ダムの放水路の保護（細則）

治山ダムの放水路保護は行わないものとする。ただし、ダム完成後に著しい摩耗が想定される場合には、摩耗の原因対策や保護工を計画することができる。

### 3-8 治山ダムの袖

#### 3-8-1 治山ダムの袖

治山ダムの袖は、洪水時における越流を考慮して、十分強固にしなければならない。

#### 〔解説〕

- 1 治山ダムの袖は、洪水時の越流によって被災しないように、計画高水位以上の高さとし、地山に十分取り付けて構造的に強固なものにしなければならない。
- 2 袖の突込みの深さは、地盤の不均質性、風化の速度等を考慮して、安全な深さとなるように決定しなければならない。
- 3 袖の兩岸取付部は、風化作用及び洪水流の侵食によって決壊し、治山ダム破壊の原因となりやすいので、間詰等で十分保護しなければならない。
- 4 土石流等の流下を考慮する場合は、袖に土石流の衝撃力が加わることを想定して、袖の補強、保護工の設置等を検討するものとする。

#### 〔参考〕袖の突込み深さ

治山ダムの袖の突込み深さは、現地の諸条件により異なるが、次の値が用いられることが多い。

- 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

#### 〔参考〕袖の補強等

袖は、保全対象の重要性や距離、近隣の治山ダム等の被災履歴等、必要に応じて破壊に対する安全性の検討を行い、鉄筋を追加して補強することができる。

また、既存の施設を活用する場合などは、必ずしも流体力もしくは衝撃力に対応したものとなっていないことが想定される。こういった場合には、以下に示す対応策を現地に応じて講じ、袖の保護に努めることが望ましい。新設の構造物であっても、以下の対応策を講じることで、損傷やすい袖の保護を図ることが可能である。

- ・想定される外力に応じた増圧を行う。
- ・袖背面に緩衝材を配置する。
- ・袖背面に盛土を行い、土石流及び石礫の直撃を防止する。

#### 参考文献

林野庁：土石流・流木対策指針、平成30年3月

### 3-8-1 治山ダムの袖 (細則)

1 袖部突込み深さの位置は、下図のとおりとし、 $L$  及び  $L'$  において決定することとする。(図-1 参照)

なお、溪床勾配が急な箇所や、溪流が扇状地形で横断が下流に開いている箇所においては、補助測線を設け、縦断方向の地形を考慮したうえで決定することとする。(図-2 参照)

図-1

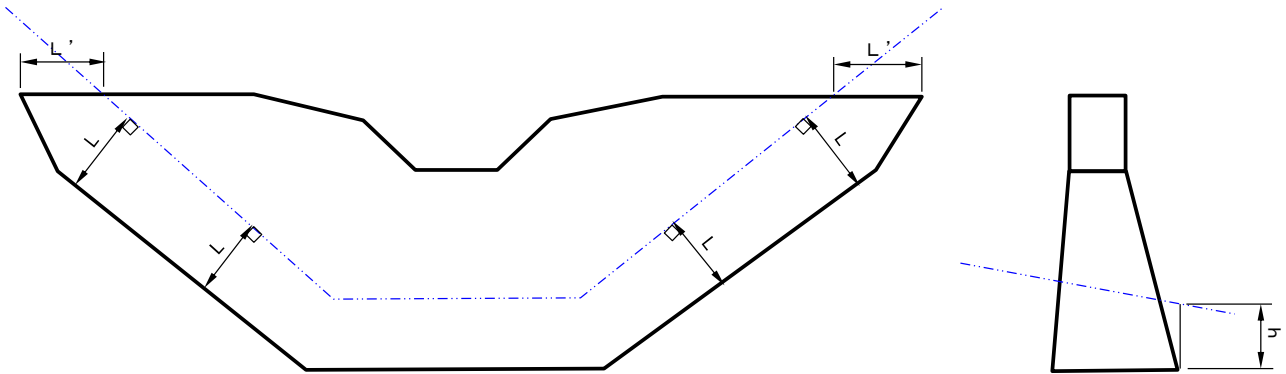
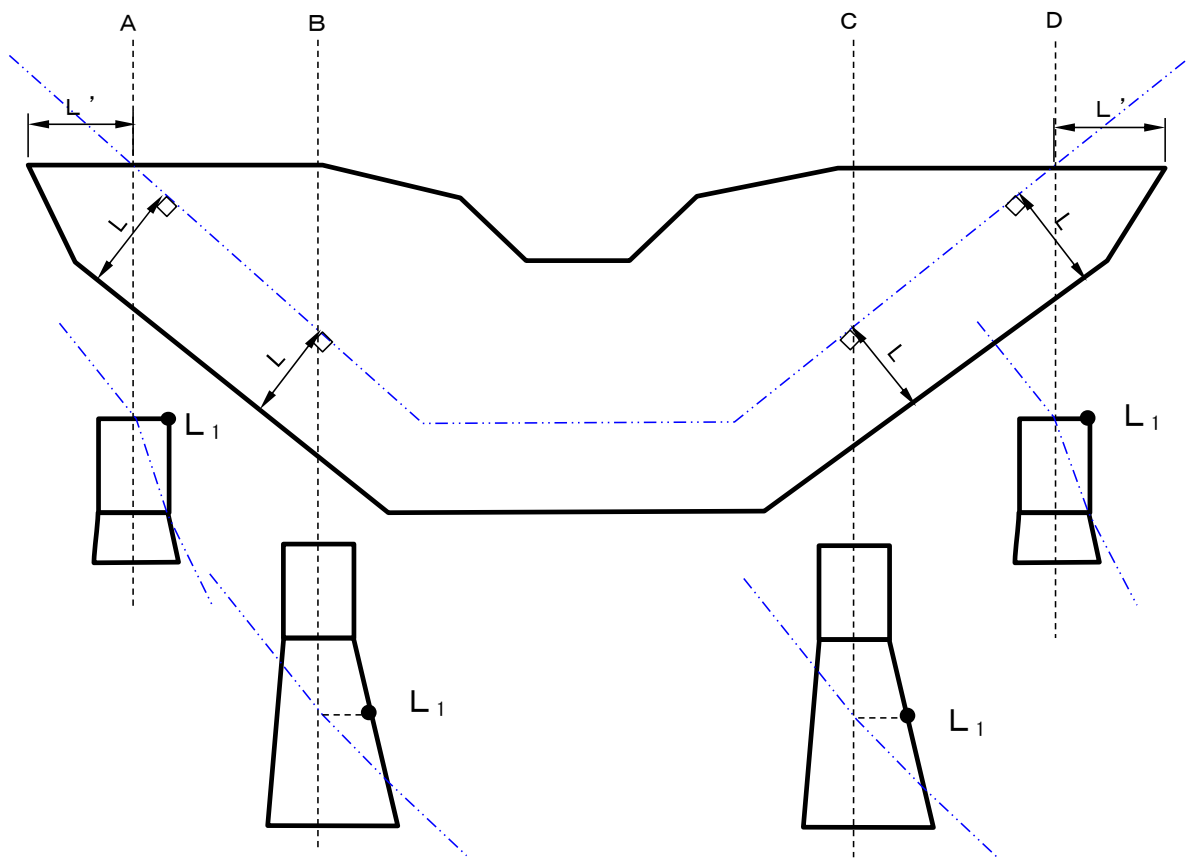


図-2



注) 補助測線 (A~D) を測定し、センター位置の横断地形との差を考慮し、堤体下流側 (L<sub>1</sub>側) 袖部の突っ込み深さを概ね 2.0m 以上確保する。

2 土砂と岩盤の互層の場合の突っ込み深さは、基準〔参考〕3の 2.0m 程度を基準に、以下の係数を考慮して決定することとする。

<突っ込み係数表>

土質	軟岩   B 以上	軟岩   A	締まった 地山	軟弱地盤
突っ込み 係数	0.50	0.75	1.00	1.50

注) 上記の表は、締まった地山の突っ込み深さ 2.00m を標準とした係数である。

(計算例)

締まった地山の突っ込み深さ 2.00m を標準とした場合の計算式  
(図 - 3 参照)

$$Y = (2.00 - X) * \text{係数}$$

軟岩 | B の上に土砂の層が 0.40m ある場合

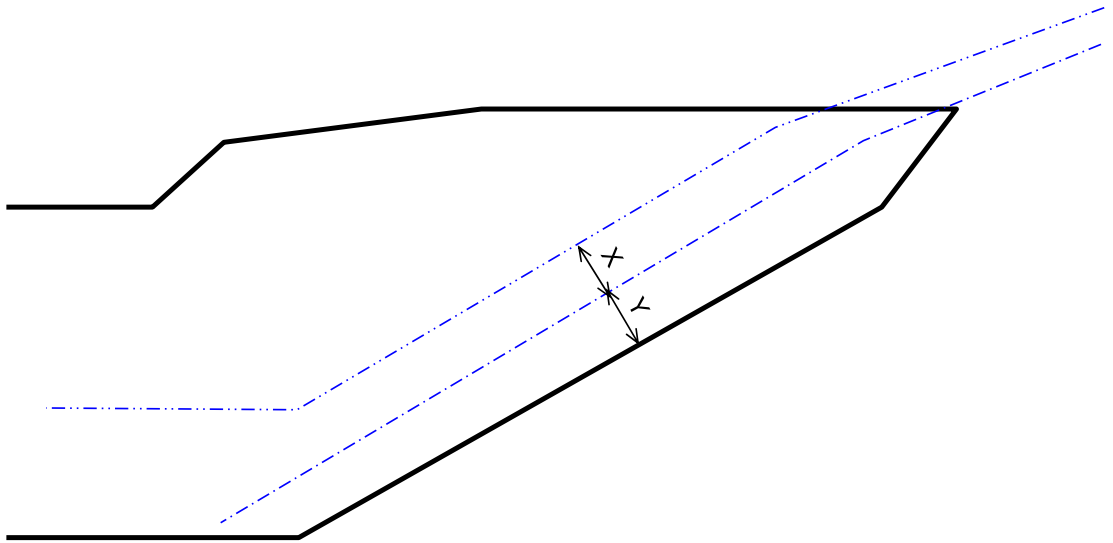
$$Y = (2.00 - 0.40) * 0.50$$

$$= 0.80 \text{ m}$$

全体の突っ込み深さは、 $(0.40 + 0.80) = 1.20 \text{ m}$



図 - 3



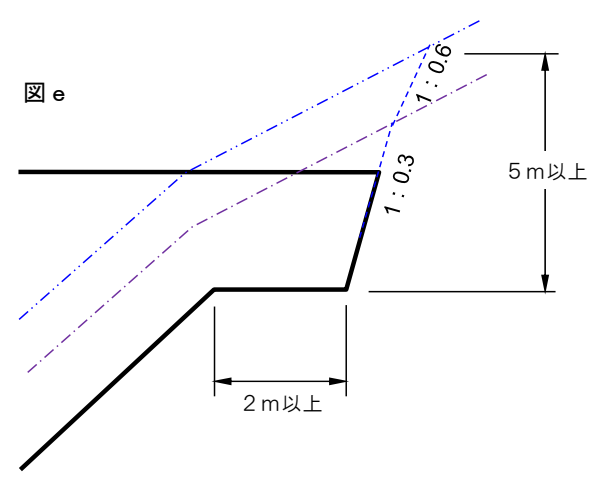
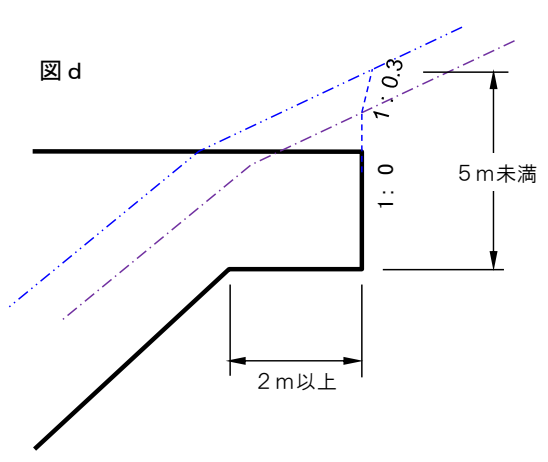
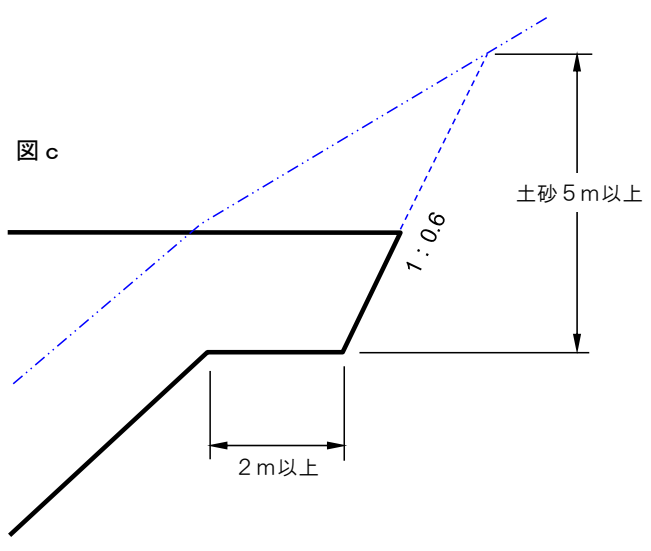
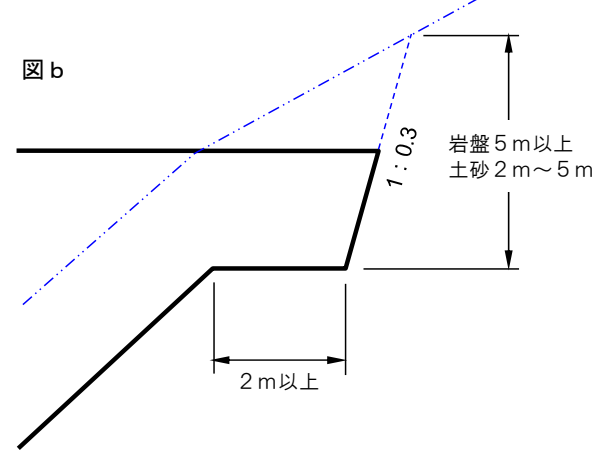
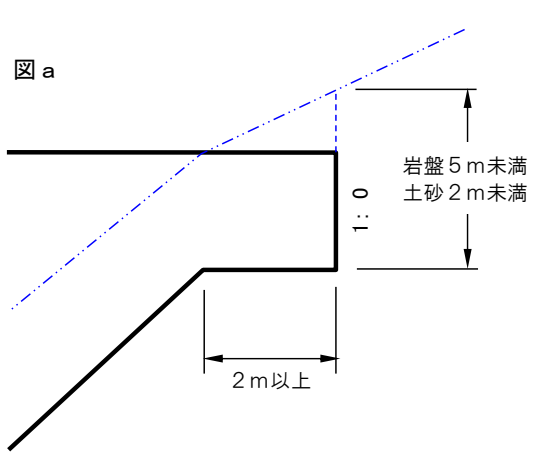
- 3 土石流等対策で設計する場合の突込み深さは、軟岩では 2.00m 以上、締まった地山では 3.00m 以上とすることができる。
- 4 袖部の勾配及び袖上部切取勾配次表及び下図のとおりとする。

＜掘削面勾配の基準＞

（労働安全衛生規則第 2 編第 6 章第 1 節第 1 款第 356, 357, 407 条）

土質区分	掘削面の高さ		掘削面勾配	参照図
岩盤の場合 (岩盤又は堅い粘土からなる地山)	5 m 未満		直 (90 度)	図 a
	5 m 以上		3 分 (75 度)	図 b
その他の地山 (土砂)	2 m 未満		直 (90 度)	図 a
	2 m 以上 5 m 未満		3 分 (75 度)	図 b
	5 m 以上		6 分 (60 度)	図 c
岩盤と上部土砂の場合 (互層からなる地山)	掘削合計高さ 5 m 未満	土砂	3 分 (75 度)	図 d
		岩盤	直 (90 度)	
	掘削合計高さ 5 m 以上	土砂	6 分 (60 度)	図 e
		岩盤	3 分 (75 度)	
砂からなる地山	5 m 未満		1 割 5 分 (35 度)	
発破等により崩壊しやすい状態になっている地山	5 m 以上		1 割 (45 度)	

注) 上表の基準は、手掘りの場合の基準であるが、掘削面を人力により整形する場合にも、手掘り作業と同等であると判断する。



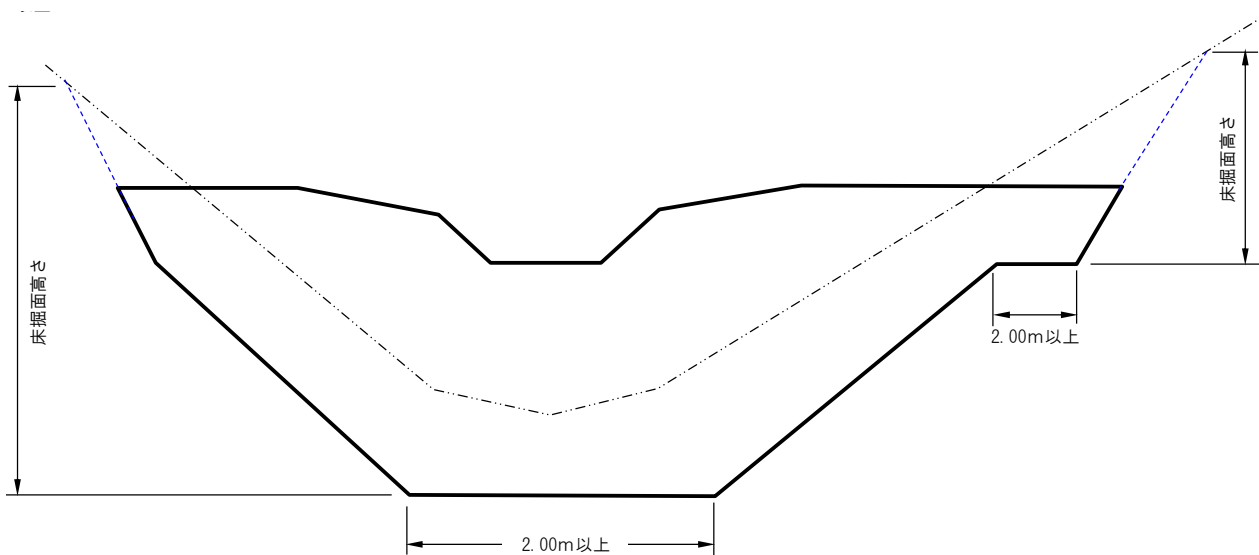
5 治山ダムの床掘勾配について次表及び下図のとおりとする。

<治山ダム床掘り勾配基準>

(労働安全衛生規則第2編第6章第1節第1款第356,357,407条)

土質区分	掘削面の高さ		掘削面勾配	参照図
土砂の場合	5 m 未満		5 分 (65 度)	図 f
	5 m 以上		6 分 (60 度)	図 g
岩盤又は堅い粘土からなる地山	5 m 未満		3 分 (75 度)	図 h
	5 m 以上		3 分 (75 度)	図 i
土砂、岩盤互層の場合	5 m 未満	土砂	5 分 (65 度)	図 j
		岩盤	3 分 (75 度)	
	5 m 以上	土砂	6 分 (60 度)	図 k
		岩盤	3 分 (75 度)	

\* ) 上表は労働安全衛生規則の安全の範囲内において、施工性を考慮し直による床掘及び5 m 未満の土砂床掘(3分)を安全側に移行したものである。



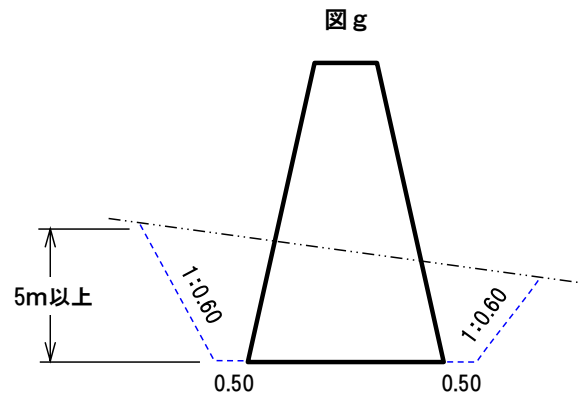
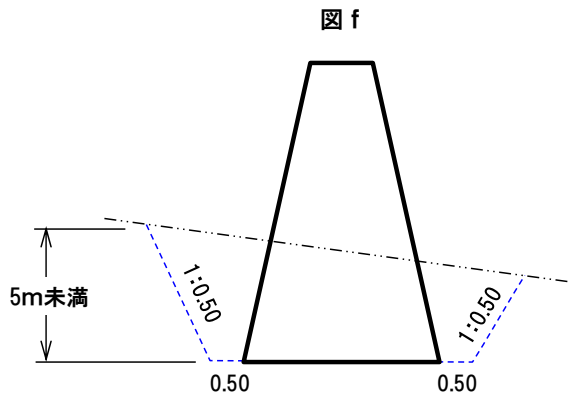
\* 1) 掘削面の高さとは、2.00 m 以上の水平な段があるところより上部の高さをいう。

\* 2) 構造物の掘削は全掘削同時に施工するため、掘削高さについても堤底からとする。

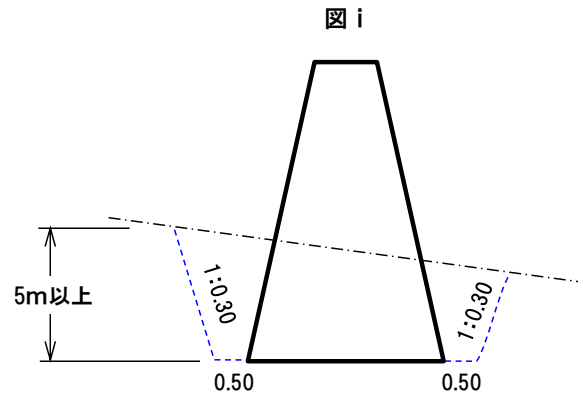
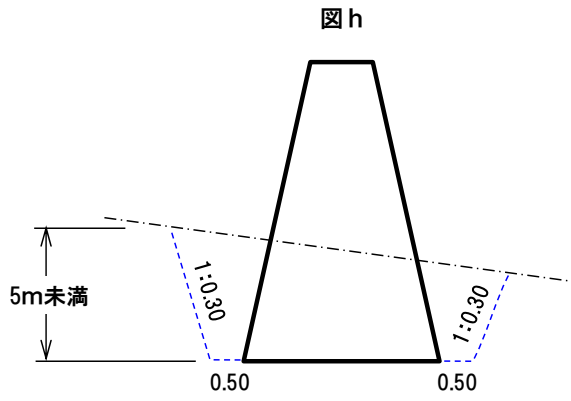
6 床掘の余掘幅

治山ダムの余掘幅は型枠等設置後の施工幅を考慮し 50 cm とする。

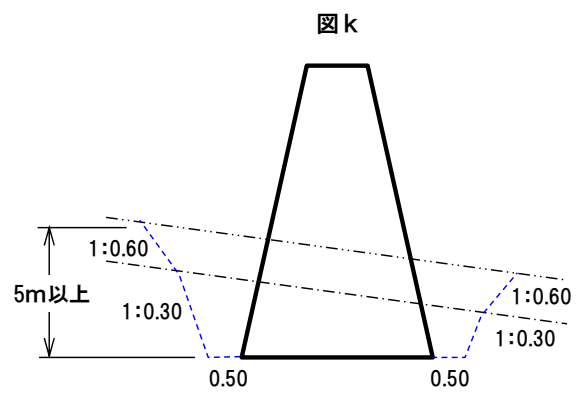
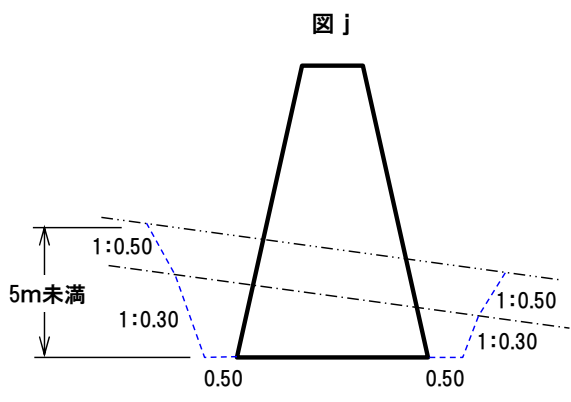
① 土砂の場合



② 岩の場合



③ 互層の場合



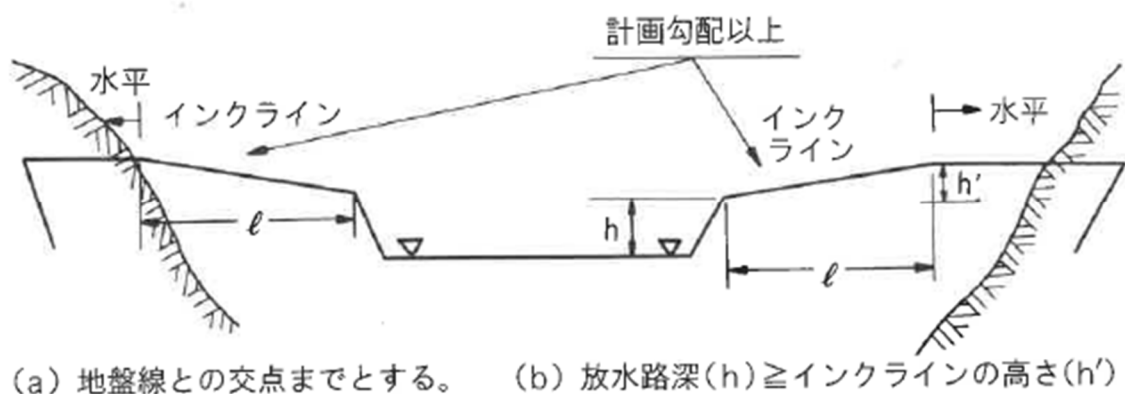
### 3-8-2 治山ダムの袖天端

治山ダムの袖天端は、容易に越流を起こさないようにしなければならない。

#### 〔解説〕

- 1 治山ダムの袖天端は、容易に越流を起こさないように、原則として、両岸に向かって勾配（インクライン）をつけるものとする。特に、次の場合は、越流による袖抜け等を防ぐために、袖天端の勾配が必要である。
  - (1) 土石流が流下するおそれのあるとき
  - (2) 袖の上流部に崩壊地があるとき
  - (3) 流木等が流出するおそれのあるとき
  - (4) 治山ダムの位置が溪流の屈曲部にあるとき
- 2 袖天端の勾配は、計画勾配以上とする。特に、上流側に崖錐斜面がある場合や土石流の流下を想定している場合等は、急勾配とすることが望ましい。

#### 〔参考〕 袖天端の勾配の例



一般にインクラインの高さは、放水路深以下とする

図-14 袖天端の勾配及びインクラインの高さ

### 3-8-2 治山ダムの袖天端の勾配（細則）

インクラインの決定については以下の決定順位によりおこなうこととする。

#### ＜決定順位＞

- ① 勾配：計画勾配と同程度かそれ以上とすること。
- ② 高さ：放水路高さ以下で放水路断面計算を開水路式で行い算出した越流水深以上を確保すること。

なお、越流水深が50cm未満の場合はインクラインの高さは50cmとし、これを超える場合はcm単位を切り上げ、10cm単位とする。

③延長：水平長は放水路下長以上とすること。

ただし、岸がせまっている場合は、地山までとする。

- 1) 上記の番号が優先順位であり、①, ②が満足すれば③が満足しない場合もある。
- 2) 急勾配のインクラインが施工上困難と考えられる場合には、②, ③により①の範囲内で施工上無理のない最大の値に決定すること。
- 3) 鋼製スリットや鋼製バットレスについても、同等のインクラインを設置するものとする。

### 3-8-3 屈曲部の治山ダムの袖高

溪流の屈曲部及びその直下流に設ける治山ダムの袖高は、兩岸の水位差を考慮して決定するものとする。

#### 〔解説〕

- 1 洪水、土石流等は、直進性があり、屈曲の凹岸は凸岸より水位が高まるので、溪流の屈曲部及びその直下流に設置する治山ダムは、通常凹岸側の袖高を凸岸側より高くする必要がある。
- 2 袖の越流の防止対策は、インクライン、流心外側の袖の嵩上げ等により措置するものとする。
- 3 凹岸側の袖高の程度は、第4節4-4「護岸工の天端高」解説7(2)に準じて決定する。

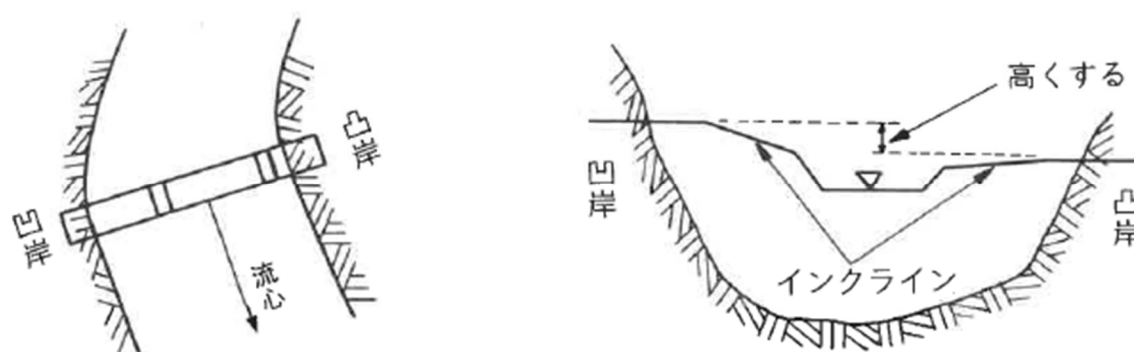


図-15 屈曲部の袖高

### 3-8-3 屈曲部の治山ダムの袖高（細則）

屈曲部における凹岸側袖高の嵩上げについては、ダムの完成後の流水を十分に予測して決定することとし、嵩上げする場合の高さは、4-4「護岸工の天端高」〔解説7〕に準じて決定する。

### 3-9 治山ダムの断面

#### 3-9-1 重力式治山ダムの断面決定

重力式治山ダムの断面は、下流のり及び天端厚を決定し、次いで安定条件を満たす断面となるように上流のりを決定するものとする。

##### 〔解説〕

重力式治山ダムの断面決定に当たっては、当該治山ダムの設置目的、設置箇所 の状況、集水面積、上流部の荒廃状況、洪水痕跡等による出水状況、通常時の流水、土砂及び石礫の流送状況、基礎地盤に応じた床掘深及び埋戻し方法等を第2章「調査」及び第1節「測量」に基づき十分検討する。

#### 3-9-1 重力式治山ダムの断面決定（細則）

##### 治山ダムの断面決定

治山ダムの断面決定にあたっては個別に安定計算を行うこととする。なお、安定計算は治山ダム完成時の背面土圧高さにより行うものとする。

##### 1) 治山ダムの背面土圧高さ

背面土圧高さは50cm括約とする。

##### 2) 越流水深

算出した越流水深 $h'$ の10cm括約の値をとる。

##### 3) 治山ダムの上流のり

上流のり勾配は施工性を考慮し、5厘単位とする。

#### 3-9-1-1 重力式治山ダムの下流のり

重力式治山ダムの下流のりは、放水路を越流して落下する石礫等により、損傷を受けないようにしなければならない。

##### 〔解説〕

- 1 下流のりを緩やかにし、上流のりを急にすることが経済的な断面となるが、越流して落下する石礫、流木等によって越流部の下流のり面が損傷するおそれがあるため、重力式治山ダムの下流のりは、堤高6m以上は2分、堤高6m未満は3分を標準とする。
- 2 堤高6m未満の重力式治山ダムにあつては、上流のりを直とし、下流のりを3分より急としても安定する場合があるので、経済性も考慮して決定する。
- 3 シラス、マサ土等で流出土砂の粒径が小さく、その量が少ない場合は、必要に応じて下流のりを緩くすることができる。

### 3-9-1-1 重力式治山ダムの下流のり（細則）

#### 〔堤高6 m以上のダム〕

2分を標準とするが、上記解説3に該当し、安定計算を行ったうえで経済的な断面となる場合は、下流のりを2分5厘、または、3分とすることができる。

#### 〔堤高6 m未満のダム〕

3分を標準とするが、上流のりを直とし、安定計算を行ったうえで経済的な断面となる場合は、下流のりを2分、または、2分5厘とすることができる。

### 3-9-1-2 重力式治山ダムの天端厚

重力式治山ダムの天端厚は、流送砂礫の大きさ、越流水深、上流側の勾配等を考慮して決定しなければならない。

土石流等による衝撃を考慮する必要がある場合の天端厚は、石礫、流木等の衝撃によって破壊されないよう考慮して決定するものとする。

#### 〔解説〕

1 治山ダムの天端は、流水と流下砂礫によって摩耗することや、転石等の衝撃により破損することがある。したがって、天端厚は、流送砂礫の大きさ、越流水深、上流側の勾配等を考慮して決定しなければならない。重力式治山ダムの天端厚は、通常、次の厚さを目安として決定する。

- |  |          |
|--|----------|
| (1) 一般荒廃溪流   | 1.5m     |
| (2) 洪水により大転石の流下のおそれのある場合                           | 2.0m     |
| (3) 大規模な土石流発生のおそれのある場合及び<br>地すべり等により側圧を受けるおそれのある場合 | 2.0～4.0m |
| (4) シラス等流送砂礫の粒径が小さい小溪流                             | 0.8～1.0m |

2 転石、土石流の衝撃を考慮した場合に天端厚が4 mを越えることとなる場合は、緩衝材を併用する等によりできる限り4 m以内とする。

#### 〔参考〕土石流に対応した治山ダムの天端厚の設定

最大礫径が2 mを下回る際には2 mとし、上回る場合には、緩衝材を併用する等により4 mを限度として最大礫径の大きさを0.5 m単位で切り上げた厚さとする。

#### 参考文献

林野庁：土石流・流木対策指針、平成30年3月

### 3-9-1-2 重力式治山ダムの天端厚（細則）

1 天端厚の決定については、上記解説(3)に掲げる場合（土石流等対策）を除き、



管内の類似の現場にある既設治山ダムとの整合をとりながら、0.8～2.0mの範囲内で決定するものとする。

なお、土石流等対策で設計する場合において砂防事業と連携する場合にあっては、土石流・流木対策設計技術指針（国土交通省）との整合をとることができる。

2 0.8～2.0mの範囲内で設定する天端厚の区分は、以下のとおりとする。

0.8m、1.0m、1.2m、1.5m、1.8m、2.0m

### 3-9-1-3 重力式治山ダムの安定計算に用いる荷重

重力式治山ダムの安定計算に用いる荷重は、治山ダムの目的、構造特性等を考慮して、適切に設定しなければならない。

#### 〔解説〕

- 1 重力式治山ダム（重力式として仮定して計算する場合を含む。）の安定計算に用いる荷重は、洪水時を想定して、堤体の自重、静水圧及び堆砂圧を標準とする。また、堤高が15m以上の重力式治山ダムは、揚圧力を安定計算に用いる荷重に加えるものとする。
- 2 堤高が15m以上の重力式治山ダムは、地震動を考慮した安定計算により安定性を確認しなければならない。なお、堤高が15m未満の重力式治山ダムであっても、保全対象に甚大な影響を及ぼすおそれがある場合など、必要に応じて地震動を考慮した安定計算により安定性を確認する。
- 3 地震動を考慮する場合にあっては、地震荷重（地震時慣性力、地震時動水圧等）を安定計算に用いる荷重に加えるものとする。
- 4 土石流が発生するおそれが高く、堤体に土石流が衝突する可能性がある場合は、土石流を考慮した安定計算により安定性を確認することを標準とする。

表-3 洪水時、土石流時の安定計算に用いる荷重

区分	荷重
洪水時	自重、静水圧、堆砂圧
土石流時	自重、静水圧、堆砂圧（水中土圧）、土石流流体力

※治山ダムの高さが15m未満の場合

- 5 土石流を考慮する場合にあっては、土石流の流体力を安定計算に用いる荷重に加えるものとする。なお、必要に応じて、土石流に含まれる石礫の衝突を想定して、石礫の衝撃力等を考慮する。

6 治山ダムの安定計算に用いる単位体積重量等は、次の数値を標準とする。

- (1) コンクリート製の堤体（試験等を行わない時）：23kN/m<sup>3</sup>
- (2) 玉石等を中詰した枠製の堤体（試験等を行わない時）：18kN/m<sup>3</sup>
- (3) 静水：9.8～11.8kN/m<sup>3</sup>（密度 1.0～1.2 t/m<sup>3</sup>）
- (4) 越流水：9.8～11.8kN/m<sup>3</sup>（密度 1.0～1.2 t/m<sup>3</sup>）
- (5) 堆砂礫：18kN/m<sup>3</sup>
- (6) 重力加速度（g）：9.8m/s<sup>2</sup>

**【参考】コンクリート製の堤体の単位体積重量**

コンクリート製の堤体の単位体積重量は、治山ダムを設置する地域において標準的に用いられるコンクリートの配合設計、実測値等を参考にして決定することが望ましい。

なお、解説6で示した「コンクリート製の堤体（試験等を行わない時）」の標準値（23kN/m<sup>3</sup>）は、品質管理に用いられるコアの実測値に関する全国調査結果（平成18年度）の算術平均を基に定められたものである。

**【参考】玉石等を中詰した枠製の堤体の単位体積重量**

玉石等を中詰した枠製の堤体の単位体積重量は、中詰材の土質試験結果等を参考にして決定することが望ましい。

また、現地発生砂礫等を中詰材として利用する場合は、使用する砂礫等に対して土質試験を行い、その結果を参考にして決定する。

**【参考】自重**

治山ダム堤体の自重は、堤体の体積に堤体築堤に用いる材料の単位体積重量（kN/m<sup>3</sup>）を乗じて求める。

$$W = W_c \cdot A$$

W : 自重 (kN/m)

W<sub>c</sub> : 堤体築堤に用いる材料の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

A : 治山ダム堤体単位幅当たりの体積 (m<sup>3</sup>/m)

**【参考】静水圧**

静水圧は、次の式により求める。

ただし、静水圧を算定する際の水面は、平常時は放水路天端高とし、洪水時は放水路に越流水深を加算する。土石流時の静水圧については、土石流流体力が堆砂面上で作用しているため、堆砂面下の部分だけ作用することになる。

$$P = W_0 \cdot H_w$$

P : 静水圧 (kN/m<sup>2</sup>)

W<sub>0</sub> : 水の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

H<sub>w</sub> : 任意の点の水深 (m)

### 〔参考〕堆砂圧

一般に、堆砂圧（土圧）は、次のランキン式により求められる。

なお、水面下の堆砂圧は、予想される堆砂状況に応じて、堆砂中の水圧を考慮する必要がある。

#### 1 ルーズな堆砂の場合

堆砂層が締まっておらず、礫同士の間隙を満たす水が連続しており自由に動くことができ、堤体に水圧が働くと見なせる状態では、水圧及び土圧（水中土圧）を考慮する。なお、土石流による堆積物はルーズな堆砂と見なしてよい。

#### 2 良く締まった堆砂の場合

堆砂が良く締まっていて、礫間が詰まり、堤体に水圧が働かないと見なせる状態では、土圧のみを考慮する。

$$P_A = 1/2 \cdot K_A \cdot \gamma \cdot H^2 \dots\dots\dots (3.9.1)$$

$$K_A = \tan^2 (45 - \phi / 2) \dots\dots\dots (3.9.2)$$

$$h = 1/3 \cdot H$$

P<sub>A</sub> : 土圧 (kN/m)

K<sub>A</sub> : 主働土圧係数

γ : 堆積の単位堆積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

H : 土圧が作用する高さ (m)

φ : 堆砂の内部摩擦角 (度)

h : 土圧の作用位置のダム底面からの高さ (m)

注) 水中土圧の場合は、水の単位体積重量を差し引いて、水中における堆砂の単位体積重量とする。

### 〔参考〕地震荷重

地震動を考慮する場合は、地震荷重として地震時慣性力、地震時動水圧を用いる（震度法）。なお、地震荷重は短期荷重とする。

#### (1) 地震時慣性力

地震時慣性力は、堤体の自重と設計震度の積で得られる力で、堤体に水平方向に作用するものである。

$$D_h = D_v \cdot K \dots\dots\dots (3.9.3)$$

D<sub>h</sub> : 地震時慣性力 (kN/m)

D<sub>v</sub> : 自重 (kN/m)

K : 設計震度 (0.10~0.15 とし、表-4 による)

表-4 設計震度

基礎岩盤の状況	強震帯及び中震帯地域	弱震帯地域
通常の岩盤	0.12	0.10
風化, 破碎の著しい岩盤 第三紀以降の未固結岩盤	0.15	0.12

ただし、強震帯及び中震帯地域とは、下記の弱震帯地域を除く地域とする。

(弱震帯地域)

北海道のうち旭川市、留萌市、稚内市、紋別市、士別市、名寄市、上川郡（上川総合振興局）のうち鷹栖町、当麻町、比布町、愛別町、和寒町、剣淵町、及び下川町、中川郡（上川総合振興局）、増毛郡、留萌郡、苫前郡、天塩郡、宗谷郡、枝幸郡、礼文郡、利尻郡、紋別郡

山口県の全域

福岡県の全域

佐賀県の全域

長崎県の全域

熊本県のうち八代市（千丁町、鏡町、坂本町、東陽町及び錦町）、荒尾市、水俣市、玉名市、天草市、山鹿市、宇土市、宇城市（松橋町、小川町及び豊野町を除く。）、上天草市、玉名郡、葦北郡、天草郡

大分県のうち中津市、日田市（前津江町、中津江村、上津江町、大山町及び天瀬町を除く。）、豊後高田市、杵築市、宇佐市、国東市、速見郡

鹿児島県のうち名瀬市及び大島郡を除く地域

沖縄県の全域

注) 弱震帯地域は、建築基準法施行令（昭和25年政令第338号）に基づき定められた国土交通省告示第597号（平成19年5月18日）に示された表（第1）のうち（3）（4）の地方である。

(2) 地震時動水圧

地震時動水圧は、堤体の貯留水が堤体と水との接触面に対して直角に作用する力で、次式によって求める。

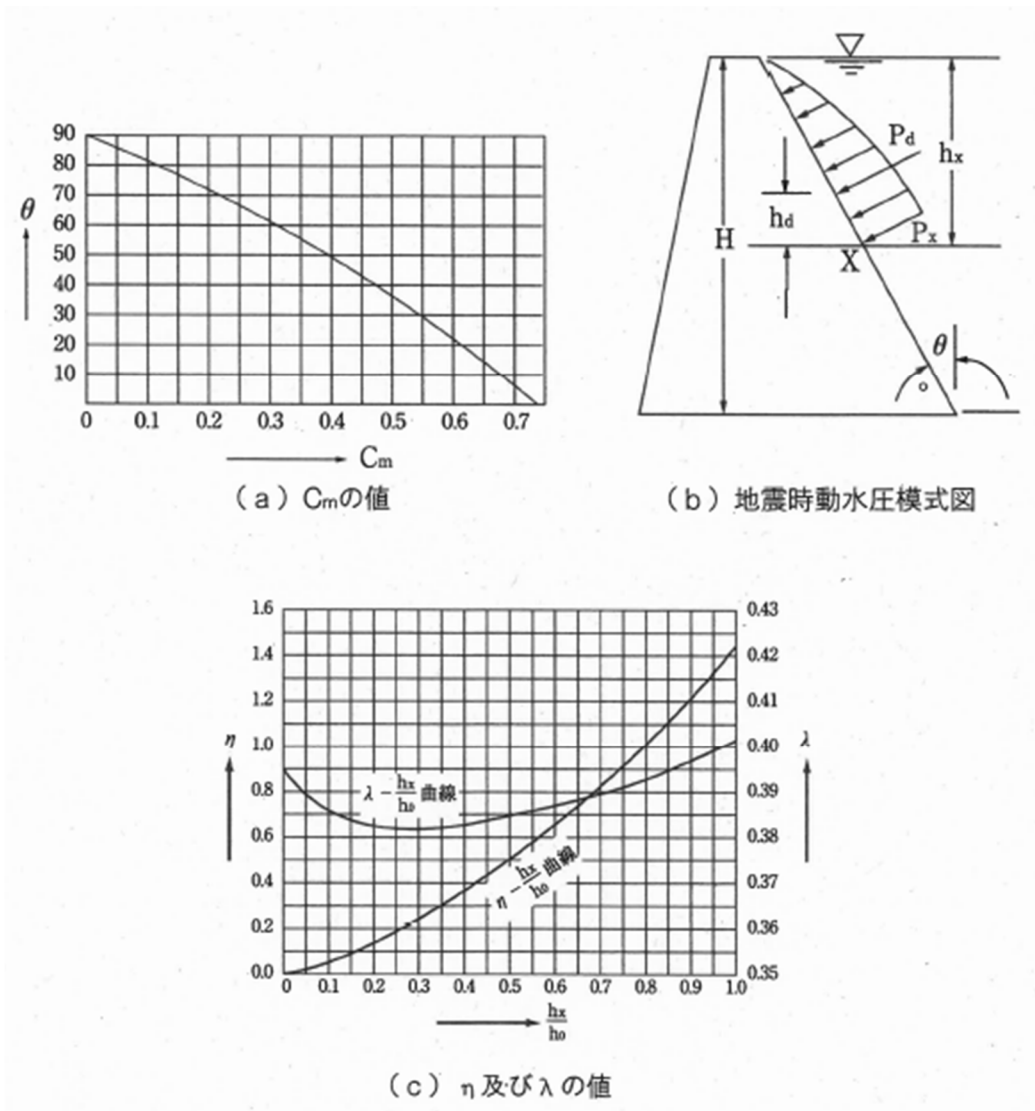


図-16 地震時動水圧の係数

① 上流面が傾斜している場合 (Zanger の式)

$$P_x = C \cdot \gamma \cdot H \cdot K$$

$$C = C_m / 2 \cdot (h_x / H \cdot (2 - h_x / H + \sqrt{(h_x / H \cdot (2 - h_x / H))}) \dots (3.9.4)$$

$$P_d = \eta \cdot C_m / 2 \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot \sec \theta \cdot K \dots (3.9.5)$$

$$h_d = \gamma \cdot h_x \dots (3.9.6)$$

$P_x$  : 任意位置の動水圧 ( $\text{kN/m}^2$ )

$P_d$  : 水面から任意位置までの全地震時動水圧 ( $\text{kN/m}^2$ )

$h_d$  : 任意位置から  $P_d$  までの高さ (m)

$C$  : 圧力係数

$C_m$  :  $C$  が最大となるとき ( $P_x$  が最大) の  $C$  の値

[図-16] (a) 参照

$\gamma$  : 水の単位体積重量 ( $\text{kN/m}^3$ )

$K$  : 設計震度

- H : 水面から基礎地盤までの水深 (m)
- $h_x$  : 水面から任意位置までの水深 (m)
- $\theta$  : 上流面から円直線とのなす角 (度)
- $\eta$  : 図-16(c)から求められる係数
- $\lambda$  : 図-16(c)から求められる係数

② 上流面が鉛直の場合 (Westergaard の近似式)

$$P_x = 7/8 \cdot \gamma \cdot K \sqrt{H \cdot h_x}$$

$$P_d = 7/12 \cdot \gamma \cdot k \sqrt{H \cdot h_x} \dots \dots \dots (3.9.7)$$

$$h_d = 2/5 \cdot h_x \dots \dots \dots (3.9.8)$$

[参考] 揚圧力 (治山ダムの高さが 15m 以上の場合)

揚圧力は、堤底全面に鉛直上向きに作用するものとする。

① 基礎地盤が砂礫層の場合

$$\text{上流端} : U_1 = h_1 \cdot \gamma \quad \text{下流端} : U_2 = h_2 \cdot \gamma \dots \dots \dots (3.9.9)$$

② 基礎地盤が岩盤の場合

$$\text{上流端} : U_1 = \{h_2 + \mu \cdot (h_1 - h_2)\} \cdot \gamma \quad \text{下流側} : U_2 = h_2 \cdot \gamma$$

$$\dots \dots \dots (3.9.10)$$

③ 任意の点 (X) における揚圧力

$$U_x = \{h_2 + \mu \cdot (h_1 - h_2) \cdot (1 - X/\iota)\} \cdot \gamma \dots \dots \dots (3.9.11)$$

$\mu$  : 揚圧力係数

良好な岩盤の場合、 $\mu = 1/3$  を標準とする。

不良な岩盤の場合又は砂礫基礎の場合、 $\mu = 1/3 \sim 1$  として検討する。

$h_1$  : 上流側水深 (m)

$h_2$  : 下流側水深 (m)

$U_1$  : 上流端揚圧力 (kN/m<sup>2</sup>)

$U_2$  : 下流端揚圧力 (kN/m<sup>2</sup>)

$U_x$  : 任意の点 (X) における揚圧力 (kN/m<sup>2</sup>)

$\gamma$  : 水の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

$\iota$  : 全浸透経路長 (m)

止水壁を設けない場合  $\iota = b_2$

止水壁を設ける場合  $\iota = b_2 + 2d$

$b_2$  : 堤底幅 (m)

$d$  : 止水壁の長さ (m)

〔参考〕土石流の流体力

土石流の流体力は、次式のとおりである。なお、土石流に関する荷重は、短期荷重とする。

土石流流体力は、堆砂地が土石流の水深分だけ残して堆砂した状態で、 $h/2$ に作用させる。

$$F = \alpha \cdot \frac{\gamma_d}{g} \cdot h \cdot U^2 \dots\dots\dots (3.9.12)$$

F：単位幅当たりの土石流の流体力(kN/m)

a：係数(≒通常 1.0)

g：重力加速度(9.8m/s<sup>2</sup>)

h：土石流の水深(m)

U：土石流の平均流速(m/s)

$\gamma_d$ ：土石流の単位堆積重量(kN/m<sup>3</sup>)

注) 土石流の水深、流速及び単位体積重量は、砂防工学等に関する文献を参照して求める。

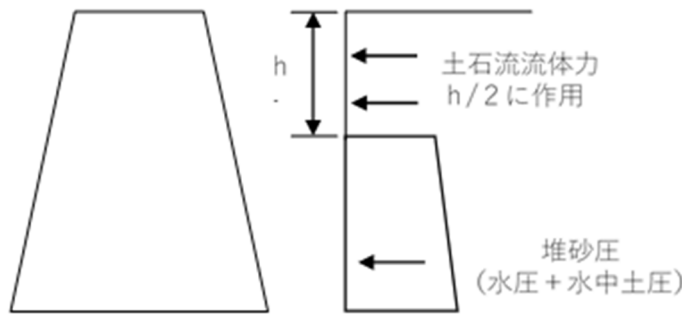


図-17 土石流の流体力を考慮した荷重の例

3-9-1-3 重力式治山ダムの安定計算に用いる荷重(細則)

治山ダムの安定計算に用いる単位体積重量

土石流等対策以外で設計する場合は、以下の単位体積重量を用いて設計する。

なお、土石流等対策として設計を行う場合は、「土石流・流木対策指針」(平成30年3月林野庁計画課)及び「土石流・流木対策設計技術指針」(国土交通省)により設計する。

(1) コンクリート単位重量表

単位重量	関係地域振興局
$\omega-22.1\text{KN/m}^3$	阿蘇地域振興局、県南広域本部(八代)、芦北地域振興局、球磨地域振興局、天草広域本部(天草)
$\omega-22.6\text{KN/m}^3$	宇城地域振興局、上益城地域振興局
$\omega-23.0\text{KN/m}^3$	県央広域本部(菊池)、玉名地域振興局、鹿本地域振興局

- (2) 玉石等の中詰した枠製の堤体（試験等を行わない時）：18.0KN/m<sup>3</sup>
- (3) 静水：①土石流を考慮しない場合 9.8KN/m<sup>3</sup>  
 ②土石流を考慮する場合 11.8KN/m<sup>3</sup>
- (4) 越流水：①土石流を考慮しない場合 9.8KN/m<sup>3</sup>  
 ②土石流を考慮する場合 11.8KN/m<sup>3</sup>
- ※治山ダム完成時に満砂する場合は、土石流の考慮の有無に関わらず  
 11.8KN/m<sup>3</sup>とする。
- (5) 堆砂礫：18.0KN/m<sup>3</sup>
- (6) 堆砂の内部摩擦角： $\phi = 30^\circ$

#### 治山ダムに用いる荷重の組み合わせ

区分	平常時 (土石流を考慮しない場合)	土石流時 (土石流を考慮する場合)
ダム堤高 15m未満	静水圧、堆砂圧、越流水圧	静水圧、堆砂圧、越流水圧、土石流流体力
ダム堤高 15m以上	静水圧、堆砂圧、越流水圧、揚圧力、地震時慣性力、地震時動水力	静水圧、堆砂圧、越流水圧、揚圧力、土石流流体力

#### 設計震度

震度地域 区分	通常の岩盤	風化、破碎の著しい 岩盤第三紀以降	地域
強震帯及び 中震帯	0.12	0.15	下記以外の地域
弱震帯	0.10	0.12	八代市（千丁町、鏡町、坂本町、東陽町及び泉町）、荒尾市、水俣市、玉名市、天草市、山鹿市、宇土市、宇城市（松橋町、小川町及び豊野町を除く。）、上天草市、玉名郡、葦北郡、天草郡



### 3-9-1-4 重力式治山ダムの安定条件

重力式治山ダムの断面は、次の条件のすべてを満たすものでなければならない。

- 1 転倒に対する安定  
堤体が転倒を引き起こさないこと。
- 2 滑動に対する安定  
堤体が滑動を引き起こさないこと。
- 3 堤体の破壊に対する安定  
堤体の最大応力に対して破壊を引き起こさないこと。
- 4 基礎地盤に対する安定  
堤体の最大応力に対して基礎地盤の地耐力が十分であること。

#### [解説]

重力式治山ダムは、自重によって水圧、土圧等の外力に抵抗するものであり、その安定を保つために、4条件を満たさなければならない。なお、安定計算は、原則として、標準的な二次元断面を仮定して実施する。

#### 1 転倒に対する安定

荷重による応力又は反力が、堤体及び基礎地盤の許容値を超えない範囲では、堤体の自重及び諸外力の合力作用線が堤底内にあれば、転倒に対して安全である。

図-18において、

$$0 < d < B \quad d = M/V \dots\dots\dots (3.9.1213)$$

d : 荷重の合力の作用線と堤底との交点から堤底の下流端までの距離(m)

B : 堤底厚 (m)

M : 堤底下流端を支点として、単位幅当たり断面に作用する荷重モーメントの合計 (k N・m/m)

V : 単位幅当たり断面に作用する垂直分力の合計 (k N/m)

H : 単位幅当たり断面に作用する水平分力の合計 (k N/m)

e : 荷重の合力の作用線と堤底との交点から、堤底の中央までの距離(m)

$$e = B/2 - d$$

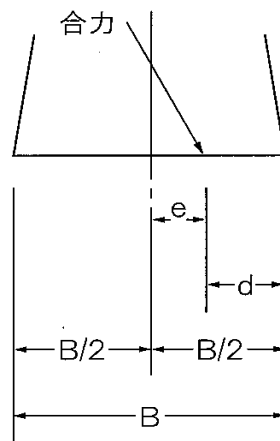


図-18 合力の作用位置

2 滑動に対する安定

堤体が滑動に対して安定であるためには、次の条件が必要である。

$$V \cdot f > H \dots\dots\dots (3.9.14)$$

f : 基礎地盤の摩擦係数

3 堤体の破壊に対する安定

堤体の断面内に生ずる最大応力が、堤体の許容応力度を超えなければ破壊に対して安定である。ただし、重力式コンクリートダムの場合は、引張応力を生じさせないことを原則とする。

図-19 において、鉛直分力Vが堤底ABの中心からeの距離に作用している場合、堤底における応力分布は $P_2 \sim P_1$ のようになる。

堤底の上・下流端応力 $P_1$ 、 $P_2$ は次式のとおりである。

$$P_1 = V/B(1+6e/B) \dots\dots\dots (3.9.15)$$

$$P_2 = V/B(1-6e/B) \dots\dots\dots (3.9.16)$$

$e = B/6$  であれば、 $P_1 = 2V/B$   $P_2 = 0$

$e < B/6$  では、図-19 (a) のような応力分布

$e = B/6$  では、図-19 (b) のような応力分布

$e > B/6$  では、図-19 (c) のような応力分布

図-19 (c) における堤底上流端は引張応力となる。

堤体に負応力を生じさせないためには、原則として $e \leq B/6$  とする。すなわち、合力の作用線と堤底との交点が、堤底 (AB) の中央1/3 (middle third) 内にあれば、重力式コンクリートダムの堤体は引張応力を生じないので破壊に対して安定である。

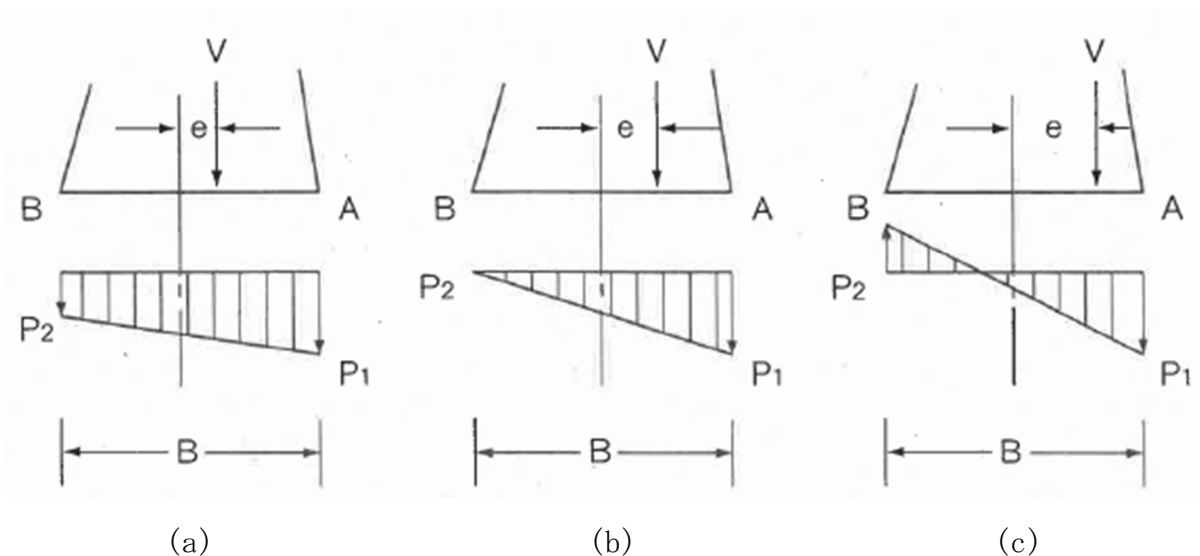


図-19 合力作用位置と応力

#### 4 基礎地盤に対する安定

堤底における応力（P）は基礎地盤の反力でもあり、最大反力（ $P_1$ ）が基礎地盤の許容支持力より小であれば地盤は安定である。

ただし、この応力分布（ $P_1 \sim P_2$ ）のうち、負数となる部分（ $-P$ ）があれば、その部分は地盤反力が無いので、地盤反力の最大は次式で求める。

$$P_1 = 2V/3d \quad \text{ただし、} \quad d = B/2 - e \dots \dots \dots (3.9.17)$$

また、基礎地盤の支持力が不足する場合は、3-10-4「治山ダム基礎の処理」により適切な基礎処理が必要である。

なお、基礎地盤は、沈下に対しても安定でなければならない。

#### 〔参考〕基礎地盤の摩擦係数

基礎地盤の摩擦係数の標準値は、表-5のとおりである。

表-5 基礎地盤の摩擦係数

基礎の状態	摩擦係数
岩盤・締った砂礫層	0.7
締った普通土	0.6

#### 〔参考〕コンクリートの許容応力度

コンクリートの許容応力度は、設計基準強度 18N/mm<sup>2</sup> の場合について表-6のとおりである。

表-6 コンクリートの許容応力度

区 分	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )
許容圧縮応力度	4.5
許容曲げ引張応力度	0.22
許容支圧応力度	5.4

#### 〔参考〕鋼材の許容応力度

鋼材の許容応力度は、表-7のとおりである。なお、荷重条件によって、割増係数を乗じた値とすることができる。

表－7 構造用鋼材の許容応力度 (k N/mm<sup>2</sup>)

区 分	SS400 SM400 SMA400W	SM490	SM490Y SM520 SMA490W	SM570 SMA570W
基準降伏点	0.235	0.315	0.355	0.450
許容軸方向引張応力度	0.140	0.185	0.210	0.255
許容曲げ引張応力度				
許容せん断応力度	0.080	0.105	0.120	0.145

〔参考〕基礎の許容支持力

基礎の許容支持力は、地盤が構造物の基礎を支持できる限界の支持力（極限支持力）に対して、設計上必要な安全度を見込んだものである。

$$Q = q / S$$

Q：許容支持力

q：極限支持力

S：安全率

短期荷重の場合 2倍（地震時、土石流時など）

長期荷重の場合 3倍（常時）

重力式治山ダムの許容支持力は、経験的に次のような値とすることが多い（長期荷重の場合）。

岩盤 700 k N/m<sup>2</sup>

礫層 300～600 k N/m<sup>2</sup>

砂質地盤 200～300 k N/m<sup>2</sup>

3-9-1-4 重力式治山ダムの安定条件（細則）

治山ダムにおける安定条件は、それぞれの安定条件に対して、1倍以上を確保することとする。

### 3-9-2 アーチ式治山ダムの断面決定

アーチ式治山ダムの断面は、ダムの中心角、アーチ半径及び厚さを適切に選定し、安定を検討して決定するものとする。

#### 〔解説〕

- 1 アーチ式治山ダムは、堤体に作用する荷重を、水平方向のアーチ型はりと鉛直方向の片持ちばりにより支えて、側方と下方の岩盤に対して有効に伝達する構造である。  
このため、アーチ式治山ダムは、重力式治山ダムに比べて堤体の断面を小さくできるが、堤体が最大応力に耐えるととともに、支持岩盤が十分堅固でなくてはならない。
- 2 アーチ式治山ダムの断面等は、地質調査等を十分行うとともに、安定計算により決定するものとする。
- 3 アーチ式治山ダムの安定計算に用いる荷重は、3-9-1-3「重力式治山ダムの安定計算に用いる荷重」に準じて決定するものとする。
- 4 アーチ式治山ダムは、狭さく部に高いダムを設置する機会が多いので、断面決定に際して、廻排水等を含めた施工性を十分検討しておく必要がある。

#### 〔参考〕 三次元式治山ダム

三次元式治山ダムは、アーチ式治山ダムの水平方向のほりをアーチではなく直線としたもので、堅固な岩盤がある狭さく部に設置することにより、アーチ式治山ダムほど施工性に支障を生ずることなく、重力式ダムに比べて堤体の断面積を小さくすることができる。

### 3-9-2 アーチ式ダムの断面決定（細則）

- 1 アーチダムの断面決定には、定半径アーチダム、定角アーチダム、変径アーチダムがあるが一般には定半径アーチダムが採用されている。

参考式（森林土木ハンドブック第7版 P762 参照）

- 1) アーチダムの所要幅

$$b = (R_e \cdot h \cdot \gamma) / \sigma_a$$

$b$  : ダムの幅

$R_e$  : 外側の半径

$h$  : 水深（有効高+越流水深）

$\gamma$  : 水の単位重量（11.8 k N/m<sup>3</sup>）

$\sigma_a$  : ダムの許容応圧力（コンクリートの許容圧縮応力 1470 k N/m<sup>2</sup>）

## 2) 定半径を求める

$$R_c = (B / 2) / \sin(\theta / 2)$$

$R_c$  : 中心半径

$B$  : 谷幅

$\theta$  : 中心角 ( $100^\circ \sim 120^\circ$ )

2 アーチダムの設計に当たっては、「建設省河川砂防技術基準（案）設計編第2章第5節」に準じて設計するものとする。

### 3-9-3 枠式治山ダムの断面決定

枠式治山ダムの断面は、構造特性を考慮して安定する断面を決定するものとする。

#### 〔解説〕

- 1 枠式治山ダムは、枠内に粗石等を中詰とした構造を持つ透水型ダムであり、強固な枠構造をもち剛体と見なせる重力式構造のタイプと、水平荷重に対して主として中詰材のせん断抵抗力で対抗するセル式構造のタイプがある。
- 2 中詰材として現地発生土を使用する場合は、原則として、礫質土、砂質土を中詰とするものとし、流出しないように遮水型ダムとしなければならない。
- 3 枠式治山ダムの断面等は、原則として、次の安定計算により決定するものとする。
  - (1) 重力式構造としての安定性（重力式治山ダムに準じる）
  - (2) セル式構造としての安定性（セル式構造のタイプのみ検討）
  - (3) 構造部材の安定性（枠の部材、接合部等）
- 4 枠式治山ダムの安定計算に用いる荷重は、3-9-1-3「重力式治山ダムの安定計算に用いる荷重」に準じて決定する。
- 5 セル式構造のタイプの安定性は、荷重によって生じる変形モーメントに対して、中詰材の抵抗モーメントが1.2倍以上あることを確認する。

$$M_r / M_d \geq 1.2$$

$M_r$  : 中詰材による抵抗モーメント ( $kN \cdot m/m$ )

$M_d$  : 荷重による変形モーメント ( $kN \cdot m/m$ )

- 6 堤体の断面が階段状となる枠式治山ダムは、断面幅が極端に変化しないように留意して、全体的に一定の勾配を持つように断面形状を決めなければならない。また、堤体の背面に幅の広い階段をつけて上部の荷重を自重に加える枠式治山ダムについては、完成直後に十分に締まった状態で満砂する箇所に用いることが望ましく、断面の変化点等で堤体が破壊しないように安定性を検討しなければならない

ない。

7 枠式治山ダムは、重力式治山ダムと比べて、部分的な破壊が堤体全体の破壊に及び易いことから、土石流等が衝突する危険性が大きい高いダムは避けるものとする。

【参考】鋼製枠治山ダムの高さ

鋼製枠治山ダムは、土石流の衝突による破壊を避けるために、一般に、ダムの高さを8m未満としていることが多い。

【参考】木製枠治山ダムの高さ与设计荷重

木製枠治山ダムは、耐久性、経済性の観点から、一般に、ダムの高さを4m以下としていることが多い。なお、木材保存剤（防腐剤）を用いることにより耐久性を向上させることができる。一般的に中詰材に割石等の透過性のある材料を用いる場合は土圧のみを考慮し、水圧は考慮しない。

【参考】セル式構造の抵抗モーメント

セル式構造における中詰材の抵抗モーメントの算定式には、次のものがある（北島の式）。

$$M_r = 1/6 \cdot \gamma \cdot R_0 \cdot H_0^3 \cdots \cdots (3.9.18)$$

$$R_0 = v_0^2 \cdot (3 - v_0 \cdot \cos \phi) \cdot \sin \phi \cdots \cdots (3.9.19)$$

（変形を認める場合）

$M_r$ ：中詰材による抵抗モーメント（kN・m/m）

$\gamma$ ：中詰材の単位体積重量（kN/m<sup>3</sup>）

$H_0$ ：換算壁高（m）（中詰めの換算単位体積重量を用いた場合の中詰めによる抵抗モーメントを計算するための仮想壁高）

$R_0$ ：抵抗係数（セル体のせん断変形を1～2%程度許した中詰めが塑性化した程度に相当する）

$v_0$ ：幅高比  $B/H_0$

$B$ ：換算壁幅（m）

$\phi$ ：中詰材のせん断抵抗角（度）

### 3-9-4 バットレス式治山ダムの断面決定

バットレス式治山ダムは、主壁、扶壁、基礎版から構成される構造物全体を一体化した構造として安定するように断面を決定するものとする。

#### 〔解説〕

- 1 バットレス式治山ダムは、上部の主壁、扶壁及び下部の基礎版で構成され、上部は主壁を扶壁で支える構造である。上部の構成部材は、主として鋼材又は鉄筋コンクリートが用いられ、上部を鋼製スクリーンの主壁と人型の鋼材である扶壁の組み合わせとし、下部（基礎版）を無筋コンクリートとすることが多い。
- 2 バットレス式治山ダムの断面等は、原則として、次の安定計算により決定するものとする。上部と下部が一体化した重力式構造として堤体全体の安定性を検討する。
  - (1) 堤体全体の安定性（重力式治山ダムに準じる）
  - (2) 構造部材の安定性（部材、接合部等）
- 3 バットレス式治山ダムの安定計算に用いる荷重は、3-9-1-3「重力式治山ダムの安定計算に用いる荷重」に準じて決定する。
- 4 バットレス式治山ダムは、扶壁及び基礎版が主壁の天端より流下する砂礫によって磨耗、破壊されないような構造とする。

### 3-9-4 バットレス式治山ダムの断面決定（細則）

袖部の構造については、以下のとおりとする。

- 1 天端厚  
土石流、流木等の条件を考慮した重力式治山ダムの天端厚決定基準に準じて行う。
- 2 断面  
コンクリート部においては流体力、堆砂圧、礫及び流木の衝突を考慮し、個別に安定計算を行い断面を決定する。
- 3 放水路断面計算  
縮流せき式により算出する。



### 3-9-5 スリット式治山ダムの断面決定

スリット式治山ダムは、堤体に透過部を含めた一体構造として安定する断面を決定するものとする。

#### 〔解説〕

- 1 スリット式治山ダムは、鋼材、コンクリート柱で構成されたくし型、格子型の透過部を持つ透過型ダムである。スリット式治山ダムの高さは、基礎部の底面から透過部の頂部（放水路天端）までの垂直方向の長さとする。
- 2 スリット式治山ダムの断面等は、次の安定計算により決定するものとする。なお、透過部と基礎部の構造や材料が異なる場合でも、一体化した重力式構造として堤体全体の安定性を検討する。
  - (1) 堤体全体の安定性（重力式治山ダムに準じる）
  - (2) 構造部材の安定性（部材、接合部等）
- 3 スリット式治山ダムの安定計算に用いる荷重は、3-9-1-3「重力式治山ダムの安定計算に用いる荷重」に準じて決定する。
- 4 重力式構造（堤底からスリット底部までの断面）としての安定計算では、洪水時と土石流時について安定性の検討を行うものとする。なお、洪水時は、透過部が流木等により閉塞したことを想定して、透過部全体に水圧が作用すると見なすものとする。
- 5 構造部材の安定計算では、洪水時と土石流時における各部材等の安定性を検討するとともに、土石流時における石礫や流木の衝突に対する安定性の検討も併せて行うものとする。
- 6 スリット式鋼製治山ダムについては、鋼材の腐食や摩耗に対して、腐食しろを設ける等により耐久性を向上させることが望ましい。

#### 参考文献

林野庁：土石流・流木対策指針、平成30年3月

### 3-9-5 スリット式治山ダムの断面決定（細則）

スリット式治山ダムの断面決定にあたっては、「土石流・流木対策指針（林野庁：平成30年3月）」に基づき、ダム設置の目的を明確にしたうえで、治山ダムに働く外力に対応した断面とする。

#### 1 天端厚

土石流、流木等の条件を考慮した重力式治山ダムの天端厚決定基準に準じて行う。

#### 2 断面

コンクリート部においては流体力、堆砂圧、礫及び流木の衝突を考慮し個別に安定計算を行い断面を決定する。

#### 3 放水路断面計算

縮流せき式により算出する。

### 3-9-6 その他の型式の治山ダムの断面決定

その他の型式の治山ダムの断面は、堤体に作用する外力に対して安定を保つものでなければならない。

#### [解説]

その他の型式の治山ダムは、それぞれの機能、特性に応じた安定計算を行い、安全な断面を決定するものとする。

### 3-9-6 その他の形式の治山ダムの断面決定（細則）

現地条件等により上述以外のダムを選定した場合には、それぞれの特性を十分検討し、それぞれの機能、特性に応じた安定計算を行い安全が確保されてから採用することとする。

また、土石流の発生する恐れのない溪流で、かつ、保全対象からも遠い溪流においては、現地流域内の森林整備も兼ね、現地採取木材を利用したダムの検討も行うものとする。

## 3-10 治山ダムの基礎

### 3-10-1 治山ダムの基礎地盤

治山ダムの基礎地盤は、十分な支持力、摩擦抵抗力を有するとともに、治山ダム下流のり先の洗掘、パイピング等による破壊に対しても安全でなければならない。

#### [解説]

- 1 基礎地盤の許容支持力は、治山ダムの堤底に生ずる最大反力より大きくなければならない。
- 2 基礎地盤は、その摩擦抵抗力が外力による治山ダムの滑動に対して十分なものかどうか検討しなければならない。
- 3 治山ダムの下流のり先の地盤は、流水の洗掘により破壊されるおそれがあるので、基礎地盤の洗掘について検討しなければならない。
- 4 基礎地盤の浸透水による破壊（クイックサンド及びパイピング）に対する安全性についても検討する必要がある。

#### [参考]

治山ダムの基礎地盤は、必要とされる支持力が得られる場合が多いため、施工

時に確認することが一般的である。しかし、大規模な洪水・土石流等による新規の堆積層が著しく厚い場合や基礎地盤の風化が著しく進行していると推測される場合には、地質調査により、基礎地盤の支持力、パイピングに対する安全性について検討する。

### 3-10-1 治山ダムの基礎地盤（細則）

治山ダムの基礎地盤が十分な支持力を有することの確認は以下の順位で行う。

通常、掘削を行って初めて確認できる。このため、基礎地盤支持力を確認するときは、床堀が終了した時点で床堀基面を適当な間隔（3～5 m）で簡易な方法等により計測し、現地盤支持力を確認することとする。

また、これら測定の結果所定の支持力が得られなかった場合には、基礎処理を行うものとする。

#### 1 地盤支持力判断範囲

- 1) 土質により判断する。
- 2) 土質の緊結度合いにより判断する。
- 3) 判断が困難な場合簡易な方法により測定を行う。
- 4) 上記でも判断が困難な場合はサウンディング調査等を行う

基礎地盤の許容支持力（3-3-5 表-1）

基礎地盤の種類		許容支持力 (k N/m <sup>2</sup> )	摩擦係数
岩 盤	亀裂の少ない均一な硬岩	1000	0.70
	亀裂の多い硬岩	600	
	軟岩・土丹	300	
礫 層	密なもの	600	0.60
	密でないもの	300	
砂質地盤	密なもの	300	0.60
	中位なもの	200	
粘性土地盤	非常に堅いもの	200	0.50
	堅いもの	100	

\* ) 支持力の測定については、工事の管理又は、監督業務と関連する事項であるが、構造物の設計に大きく影響するため、本節に記載した。

### 3-10-2 治山ダム基礎の根入れ

治山ダムの基礎の根入れの深さは、地盤の不均質性や風化の速度等を考慮して、安全な深さとなるように決定しなければならない。

#### 〔解説〕

- 1 治山ダムの基礎部は、地盤の不均質性（特に砂礫層等）や長年の風化作用によって不安定化しやすいことから、十分な地耐力が得られるように、基礎の根入れの深さを決定しなければならない。
- 2 洪水時には下流のり先が洗掘されて治山ダム破壊の原因となりやすいので、十分な根入れを確保する必要がある。なお、洗掘の危険性が高い場合は、3-12「治山ダムの洗掘防止」により洗掘防止対策を行うものとする。

#### 〔参考〕 治山ダム基礎の根入れ深さ

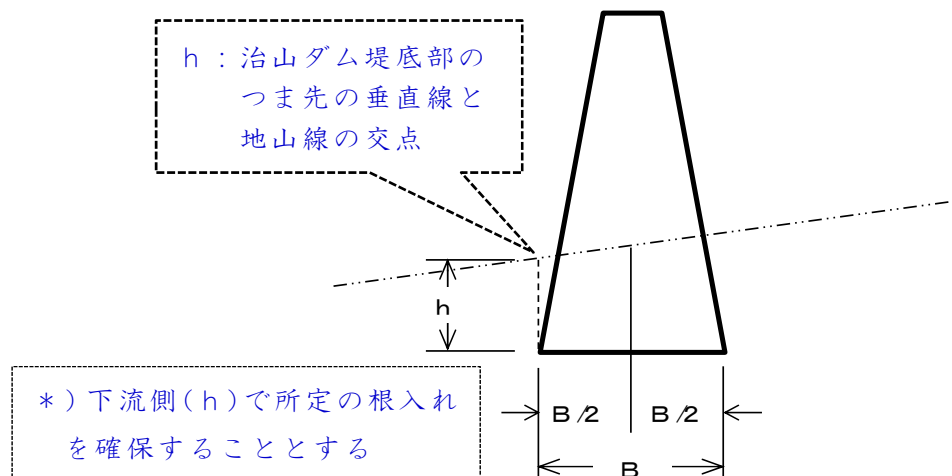
治山ダム基礎の根入れ深さは、基礎地盤の状況、治山ダムの高さ等の条件により異なるが、一般に、単独の治山ダムの場合は、下記の値とすることが多い。

なお、根入れの深さは、治山ダムの下流のり先で確保することとする。

- |                               |            |
|-------------------------------|------------|
| (1) 盤状硬岩で風化していない場合            | 0.5m程度     |
| (2) 岩の場合                      | 1.0m程度     |
| (3) 軟岩（風化が進行した岩盤又は亀裂の多い岩盤）の場合 | 1.5m程度     |
| (4) 砂礫層等の場合                   | 2.0～3.0m程度 |

### 3-10-2 治山ダム基礎の根入れ（細則）

- 1 治山ダム基礎の根入れについては、構造物の基礎地盤が均質で十分な支持力を得ることを目的として行うこととする。
- 2 下流のり先の洗掘防止対策については、副ダム、水叩工、カットオフ等の設置による対策で対処することとする。
- 3 治山ダム根入れ深さの位置については、下図を標準とする。



4 治山ダムの根入れ深さ（h）については、土砂と岩盤の互層の場合は、基準〔参考〕（4）の2.0m程度を基準とし、以下の係数を考慮して決定することとする。

根入れ係数表

土質	硬岩	軟岩1B	軟岩1A	土砂
根入れ係数	0.25	0.50	0.75	1.00

\*）上記の表は、土砂の根入れ2.00mを標準とした係数である。

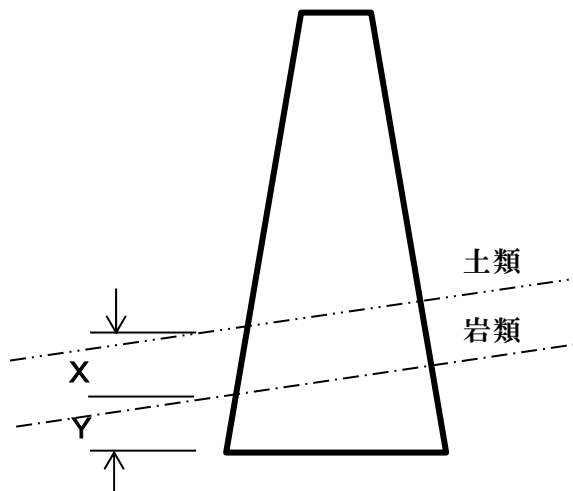
5 土石流等対策で設計する場合は、軟岩では2.00m以上、土砂では2.50m以上とすることができる。

なお、この場合、単独で設置する治山ダムや階段状に設置する治山ダムの最下流は、副ダム等による洗掘防止対策を図ることとする。

（計算例）

\* 土砂の根入れ2.00mを標準とした場合の計算式

$$Y = (2.00 - X) \times \text{係数}$$



①硬岩の上に土砂の層が0.50mある場合

$$Y = (2.00 - 0.50) \times 0.25$$

$$= 0.375$$

全体の根入れは、 $(0.50 + 0.375) = 0.875 \text{ m}$

②軟岩1Bの上に土砂の層が0.50mある場合

$$Y = (2.00 - 0.50) \times 0.50$$

$$= 0.75$$

全体の根入れは、 $(0.50 + 0.75) = 1.25 \text{ m}$

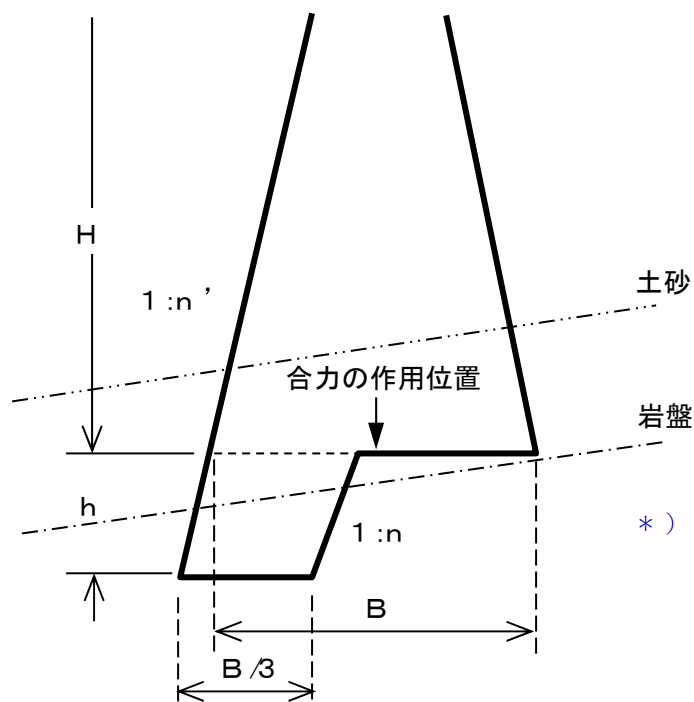
6 カットオフ設置について

カットオフを設置する場合は、目的を明確にして計画するものとする。

1) 遮水を目的として設置する場合

所定の根入れを行っても、なおパイピング\*1の恐れがある場合に計画する。

\*1 土中の水圧に高低差が生じた場合、土は一般に粒度分布が一様でないから、水圧により軽くて小さい土粒子は押し動かされ、そこに水みちが出来、水が噴出する現象。



H : 堤高

h : パイピング防止に必要な深さ  
(岩盤に突っ込む)

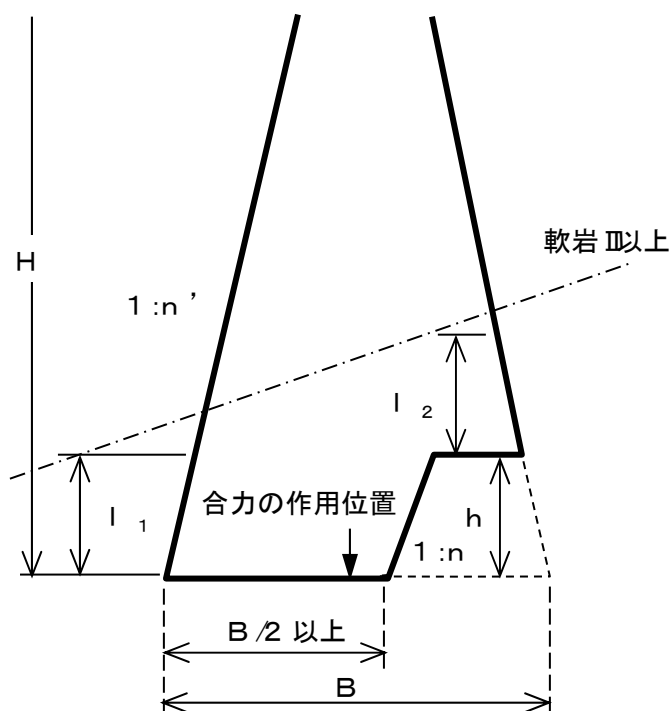
n : 土質区分による床掘勾配

n' : ダムの下流のり勾配と同じ

\* ) カットオフ施工長は、堤底長と同じとする。

2) 断面の節約を目的として設置する場合。

基礎地盤が軟岩Ⅱ以上で、溪床が急勾配な場合に計画する。



H : 堤高

h : 節約する高さ (0.50 m 以上)

n : 土質区分による床掘勾配

$l_1$ 、 $l_2$  : 土質区分による所定の根入れ深さ

n' : ダムの下流のり勾配と同じ

\*1 カットオフ施工長は、堤底長と同じとする。

\*2 安全に対して十分検討を行い、満足しない場合には、設置しない。

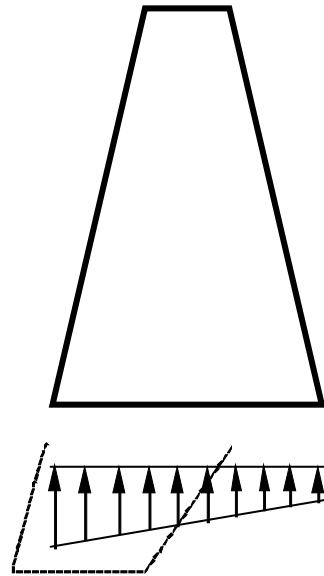
\*3 軟岩Ⅱとは、岩の掘削における区分であるが、岩の硬さから十分な支持力があると、経験上からも判断される。このことより、「断面を節約する場合」に軟岩Ⅱを基準とした。

### 3) 安定計算

カットオフを設計する場合の治山ダム安定性の検証は次のとおりとする。

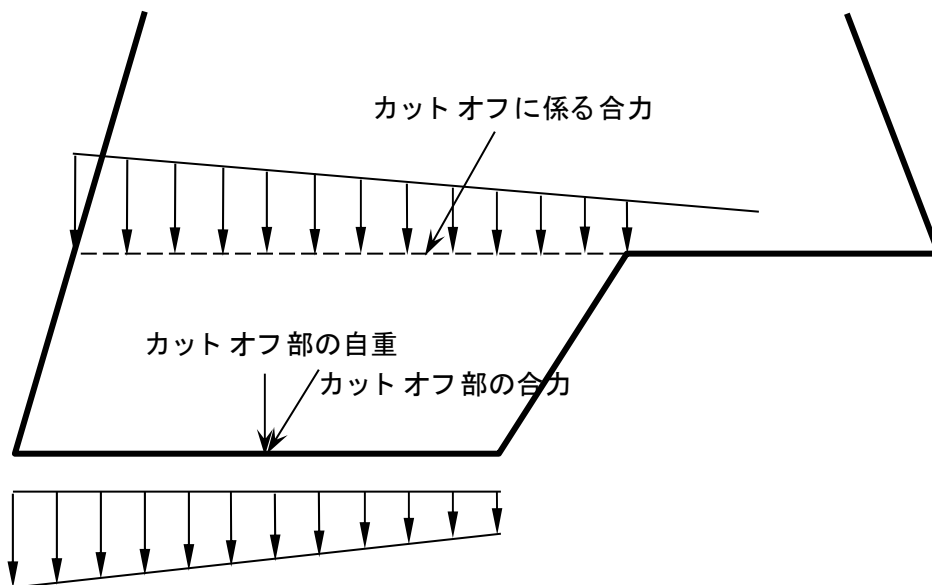
#### ① カットオフを除いた部分の安定計算を行う。

- ア. 転倒に対する安全性の検証
- イ. 滑動に対する安全性の検証
- ウ. 地盤支持力に対する検証



#### ② カットオフを含めて安定計算を行う。

- ア. 本体の反力をカットオフ部に配分する。
- イ. カットオフ部の自重の算出
- ウ. 地盤支持力に対する検証
- エ. 転倒に対する検証  
(合力の作用位置がミドルサード内にあること)
- オ. 滑動に対する検証



③ 縁応力の検証

ア. 次の式により検証を行う。

$$\sigma_{c1}, \sigma_{c2} = (V/6) \times \{1 \pm (6 \times e/b)\} \leq \sigma_{cat}, \sigma_{cac}$$

ここに  $V$  : 断面  $A-A'$  より上部の単位幅当たりの自重、載荷重及び土圧による鉛直力  $P_v$  の合計

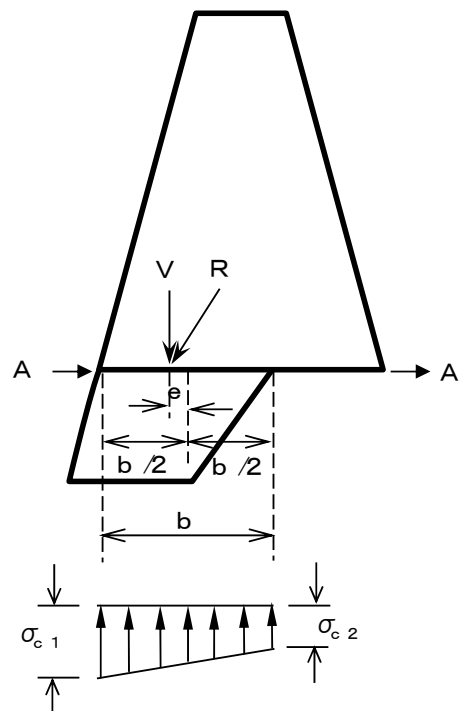
$\sigma_{cat}$  : コンクリートの許容引張応力度

$\sigma_{cac}$  : コンクリートの許容圧縮応力度

$b$  : 壁体と底版との境界面における幅

$e$  : 偏心距離

(道路土工—擁壁・カルバート・仮設構造物工指針 P55)



④ せん断応力の検証

ア. 次の式により検証を行う。

$$S/A \leq \tau_c$$

ここに  $S$  :  $A-A'$  断面に作用する単位幅当たりのせん断力  
( $A-A'$  断面に作用する合力の内、 $b$  の幅に対応する合力の水平力)

$A$  : 単位幅当たりの断面積

(単位幅は通常 1 m をとる。  $b$  の幅に相当する。)

$\tau_c$  : コンクリートの許容せん断応力度

(道路土工—擁壁・カルバート・仮設構造物工指針 P56)

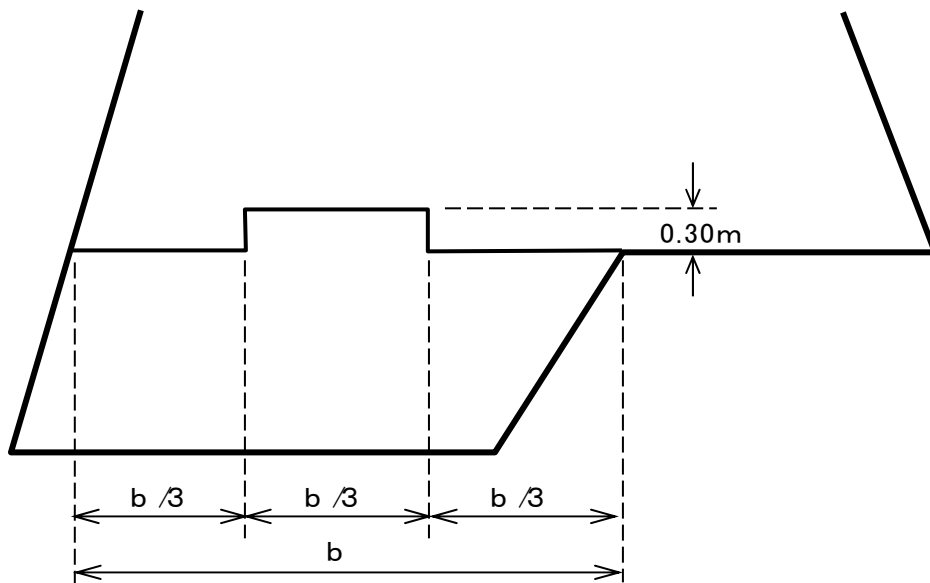
\*) コンクリートのせん断応力が不足する場合、鉄筋によりこれを補うことができる。

⑤ すべての検証において安全であることを検証する。



#### 4) カットオフの施工について

カットオフ部のコンクリート打設に際して、カットオフ部を1回打設とする場合には必ず水平打ち継ぎ目を設けるものとする。



### 3-10-3 治山ダムの間詰等

治山ダムの間詰等は、堤体の地山への取付のため掘削し、堤体取付部とならなかった残余の地山掘削面の風化等を防止するように設置しなければならない。

#### 〔解説〕

- 1 治山ダム施工時に設ける余掘部は、コンクリート等で間詰を行い、掘削面の風化や崩落を防止しなければならない。また、袖取付部から上部の掘削面には、必要に応じて天端間詰等を設け、その崩落を防止するものとする。
- 2 基礎地盤が岩盤である場合の余掘部は、掘削面の風化を防止するため、当該余掘部の掘削面をコンクリートによって充填する必要がある（コンクリート間詰）。
- 3 基礎地盤が土砂である場合の余掘部は、掘削面の風化を防止するために、十分埋戻しを行うものとする。ただし、土砂のみでは十分な埋戻しを行うことが困難な場合は、コンクリート又はコンクリートブロック練積擁壁による間詰（擁壁型間詰）、木製構造物等によって補強しなければならない。

また、のり面については植生等によって保護する必要がある。

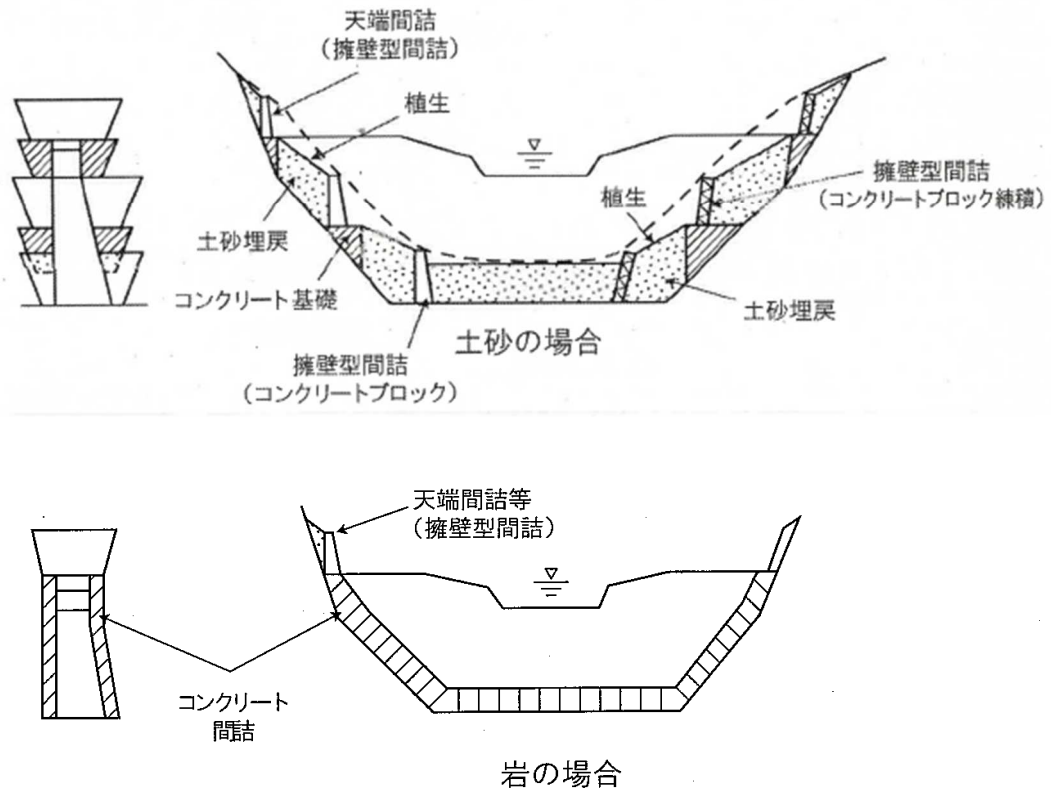


図-20 間詰等の例

【参考】擁壁型間詰

擁壁型間詰は、一般に、経験的に擁壁の断面を決定するが、高いものは、必要に応じて安定計算を行うものとする。

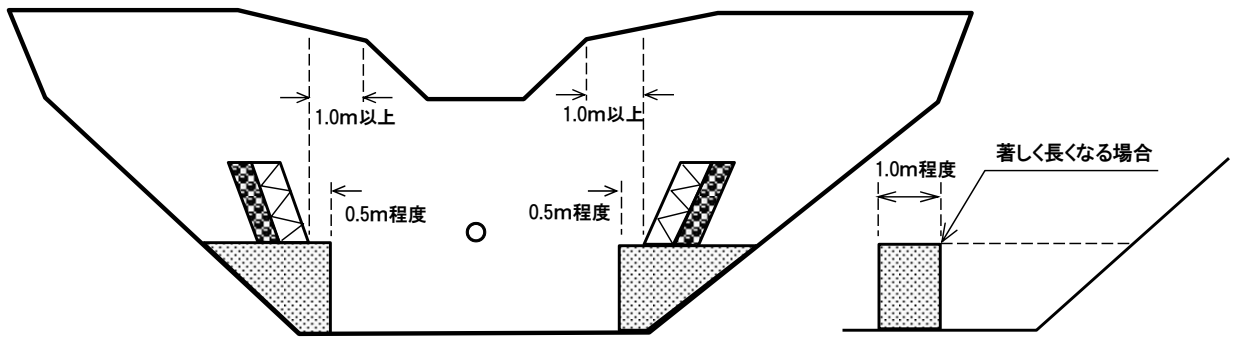
また、基礎地盤が軽石層等でコンクリート間詰や擁壁型間詰では不適当な場合には、富配合のモルタルを吹付ける等の方法がある。

3-10-3 治山ダムの間詰等（細則）

1 水抜きより下部においては、急速な埋戻しを必要とするため、コンクリートで行う。

また、地山までの延長が概ね3m以上あり、コンクリートの幅が長くなる場合は、コンクリートの幅を1.0m程度とし、背面を良質土で埋戻す。【図1参照】

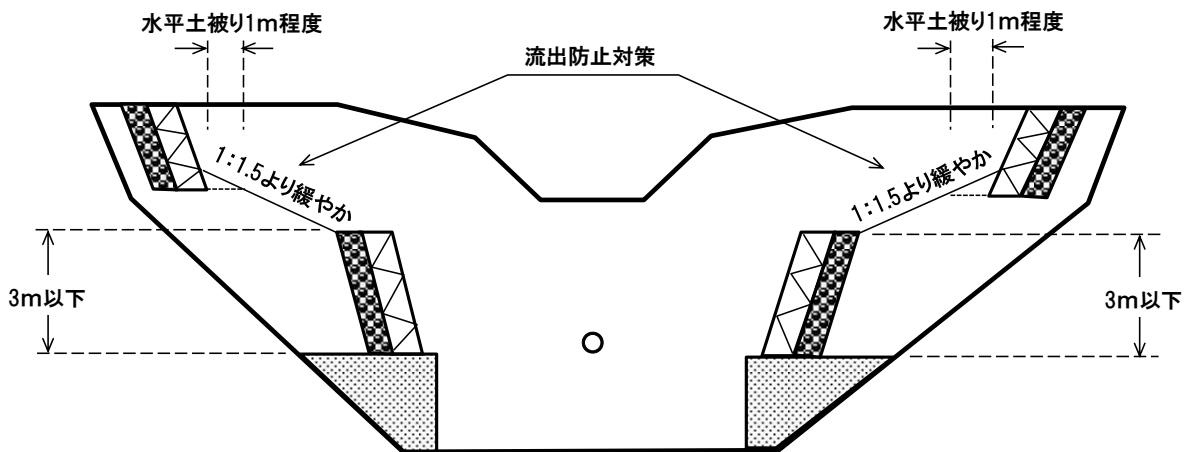
【図1】



2 間詰工の高さは、ブロック積みの場合高さ 3.0m を限度とする。また、構造については、布積み、等厚を標準とする。【図 2 参照】

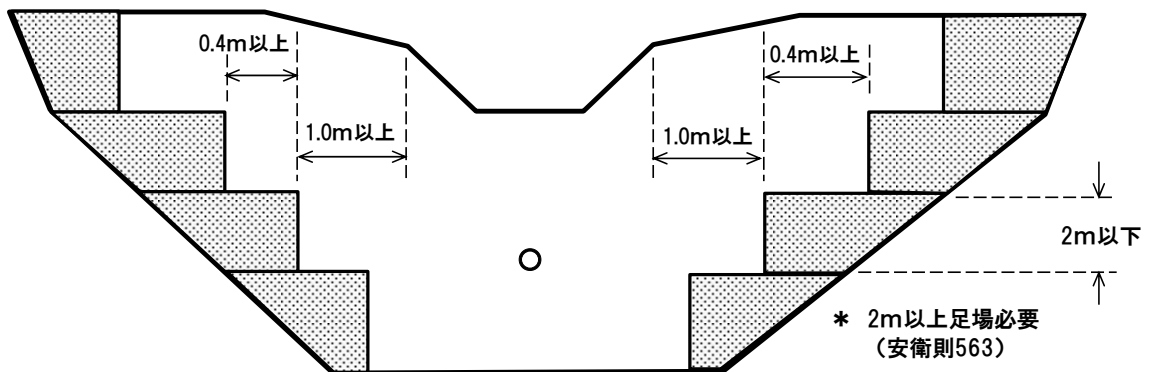
埋戻し土砂の勾配がおおむね 1 割 5 分より緩やかな場合には、敷き均し、締固め及び土羽打ちを行ったうえで、土砂の流出防止対策（種子吹付、伏工、柵工、筋工、ブロック積基礎部延長）を行う。【図 2 参照】

【図 2】



3 堤側勾配が急峻な場合には、コンクリートを階段状に設置する。【図 3 参照】

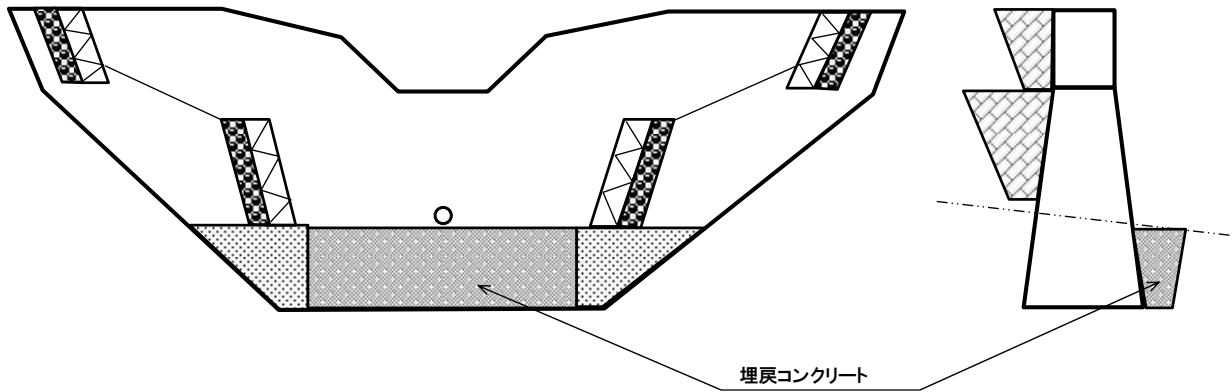
【図 3】



4 水叩工、副ダム等を設置しない場合には、基礎の保護等状況に応じて堤底部にコンクリートの埋戻しを行うことができる。【図4参照】

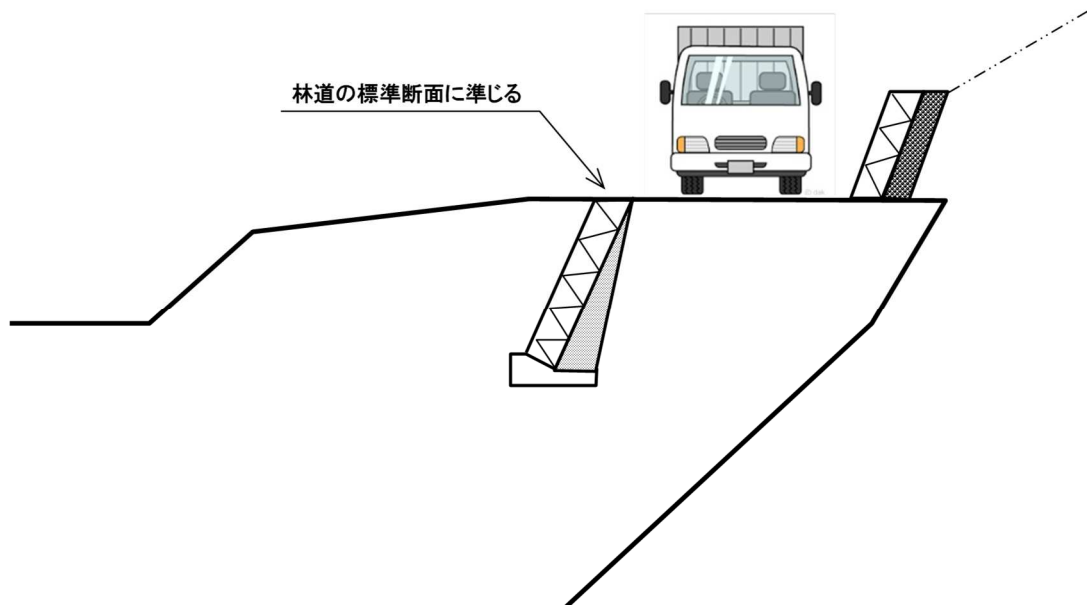
袖部の上流側間詰については、水の侵入防止のためにも必ず設置すること。また、治山ダムの完成後上流側に満砂しない場合には、堆積の程度により上流側の放水路より下部にも間詰工を設置するものとする。【図4参照】

【図4】



5 完成後の間詰工の上部に車両の通行が予想される場合には、これら車両の通行を考慮した構造とする。【図5参照】

【図5】



6 袖部が急勾配で岩盤が露出した掘削面の保護については、風化等による岩盤の剥離防止を目的とした、モルタル吹付け等を行なうことができる。

7 インクラインより外側で岩盤以外の箇所において、直接水の影響による洗掘のおそれのない場合は、木製の間詰工を積極的に使用する。

### 3-10-4 治山ダムの基礎の処理

治山ダムの基礎地盤が十分な強度を得られない場合は、その状況に応じて基礎処理をしなければならない。

#### [解説]

- 1 治山ダムの基礎は、地盤の支持力、摩擦抵抗、遮水性等に問題がある場合、その状況に応じて経済性、施工性等も考慮して適切に処理しなければならない。
- 2 軟弱地盤では、必要に応じて、地盤の支持力等を確認しなければならない。
- 3 基礎地盤の支持力が足りない場合は、①治山ダムの堤底幅を広くして応力を分散させる方法、②杭基礎（木杭、鋼杭、コンクリート杭等）、③置き換えによる地盤改良等の方法がある。
- 4 治山ダムの安定上、基礎地盤のクイックサンド、パイピング等遮水性に問題がある場合は、止水壁、注入工、水叩き等やこれらの組合せ工法により処理する。

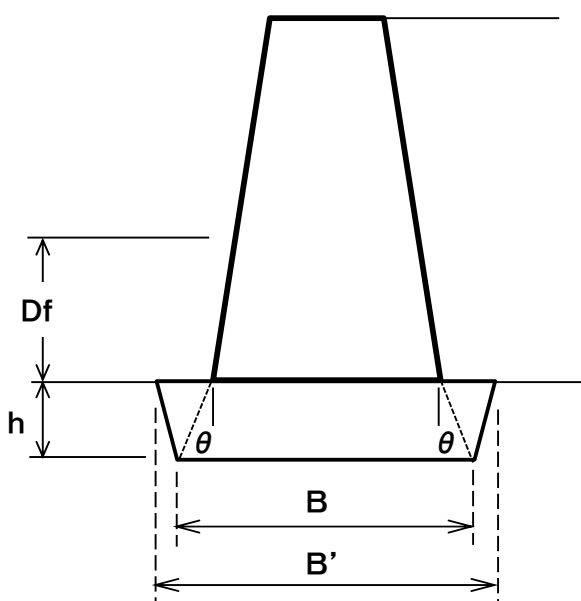
### 3-10-4 治山ダムの基礎の処理（細則）

- 1 基礎処理を行う場合には、現地の現在の状況を確実に把握するとともに、必要な調査（支持力等試験）を行う。ただし、当初の設計段階においては、把握が困難であるため、床掘完了後に行うものとする。
- 2 置き換えによる地盤改良を行う場合の置き換え厚さの計算式には次の計算式を使用する。（森林土木構造物標準設計 擁壁編「林業土木コンサルタンツ P45」）

$$q_d = 1/F_s \{ (B' / B) \{ (1 + 0.2(D_f + h') / B') C \cdot N_c + (\gamma - \gamma_1) h' \} + \gamma \cdot D_f \}$$

$$B' = B + 2h' \cdot \tan \theta$$

(k N/m<sup>2</sup>)



ここに、

- $q_d$  : 堤底面での粘土層の許容支持力度
- $h'$  : 置換基礎の厚さ (m)
- $D_f$  : 基礎の根入れ深さ (m)
- $B$  : 堤底幅 (m)
- $B'$  : 置き換え基礎の幅 (m)
- $\theta$  : 地盤反力の分布角度 ( $\theta = 30^\circ$ )
- $\gamma$  : 粘性土の単位重量 (KN/m<sup>3</sup>)
- $\gamma_1$  : 置換土の単位重量 (KN/m<sup>3</sup>)
- $C$  : 粘性土の粘着力 (KN/m<sup>2</sup>)
- $N_c$  : 支持力係数  $N_c = 5.14$
- $F_s$  : 安全率  $F_s = 3$

### 3-10-4-1 治山ダムの杭基礎

治山ダムの基礎地盤が軟弱で、杭により基礎処理をする場合は、基礎地盤の土質及び深さに応じて、適切な杭を決定するものとする。

#### 〔解説〕

- 1 杭基礎の採用、杭の選定に当たっては、基礎地盤の状況を十分調査する必要がある。
- 2 杭には、荷重を支持地盤へ伝達する方法により、支持杭、摩擦杭又はその両方の作用をもつものがある。
- 3 杭は、製法、材料又は工法によって次のように分類される。

表-8 杭の分類

種類		製法及び工法		摘要
木杭		丸太利用		防虫, 防腐処理をする場合もある。
コンクリート杭	既成杭	RC杭	バイブレータ使用による普通打ち込み成形方式	
			遠心力利用による成形方式	
	PC杭	プレテンション方式		
		ポストテンション方式		
鋼杭		H型鋼杭		
		鋼管杭		

- 4 杭の選定に当たっては、それぞれの特性を考慮して決定する。
- 5 杭の断面は通常、載荷重による軸方向圧力に対する強度によって決定される。
- 6 打ち込み杭の場合、杭の間隔が小さくなると打ち込みにより土の隆起が過大となりやすく、新しい杭の打ち込みが隣接杭を移動させたり、押し上げたりするため、杭の最小中心間隔は、原則として杭径の2.5倍とする。

### 3-10-4-1 治山ダムの杭基礎（細則）

- 1 杭打ち基礎を行う場合の計算方法として次の式を参考とし杭基礎の形状を算出することとする(森林土木ハンドブック第7版P766「林業土木コンサルタンツ」)
- ア 杭の支持力

支持杭の支持力は、次によって求める。

$$P = A \cdot p$$

P : 1本の杭の安全荷重(支持力) [N/mm<sup>2</sup>]

A : 杭の平均断面積 [mm<sup>2</sup>]

$$p : \text{杭の横断面の安全荷重 [N/mm}^2] = 42 - 0.7 \times (l/d) \times 0.098$$

l : 杭の長さ [cm]

d : 杭の平均直径 [cm]

#### イ 摩擦杭の支持力

摩擦杭の支持力は、次によって求める。

- a 錐を打ち込み、打ち込み止め最終の杭沈下量 S によって摩擦杭の支持力を知る方法

##### サンダー公式

$$P = (R \cdot h) / (8 \cdot s) \cdot 0.098$$

P : 1本の杭の安全荷重 (支持力) [N/mm<sup>2</sup>]

R : 錐の重量 [Kg]

h : 錐の最終落下高 [cm]

s : 最終打撃による沈下量 [cm]

##### ウェリントン公式

$$P = (R \cdot h) / 6 (s + 2.54) \cdot 0.098$$

- b 杭の周辺の摩擦抵抗により杭の支持力を計算する方法。

$$P = \{ \pi (d_1 + d_2) / 2 \} \cdot l \cdot f$$

d<sub>1</sub> : 末口直径 [mm]

d<sub>2</sub> : 元口直径 [mm]

l : 杭の長さ [mm]

f : 杭周辺の摩擦抵抗力 [N/mm<sup>2</sup>]

#### 杭の摩擦抵抗力

土 質	f の 値
硬質粘土	0.0059 N/mm <sup>2</sup>
乾燥した粘土または土	0.0098
堅硬粘土	0.0147
砂又は砂混じり砂利	0.0239

#### ウ 杭の配置

- a 杭の所要本数

- ① 等分布する場合

$$N = (Q \cdot l \cdot b) / p$$

N : 底面の圧縮強度 Q [NK/m<sup>2</sup>] が等分布する場合の杭の本数

l : 底面の長さ [m]

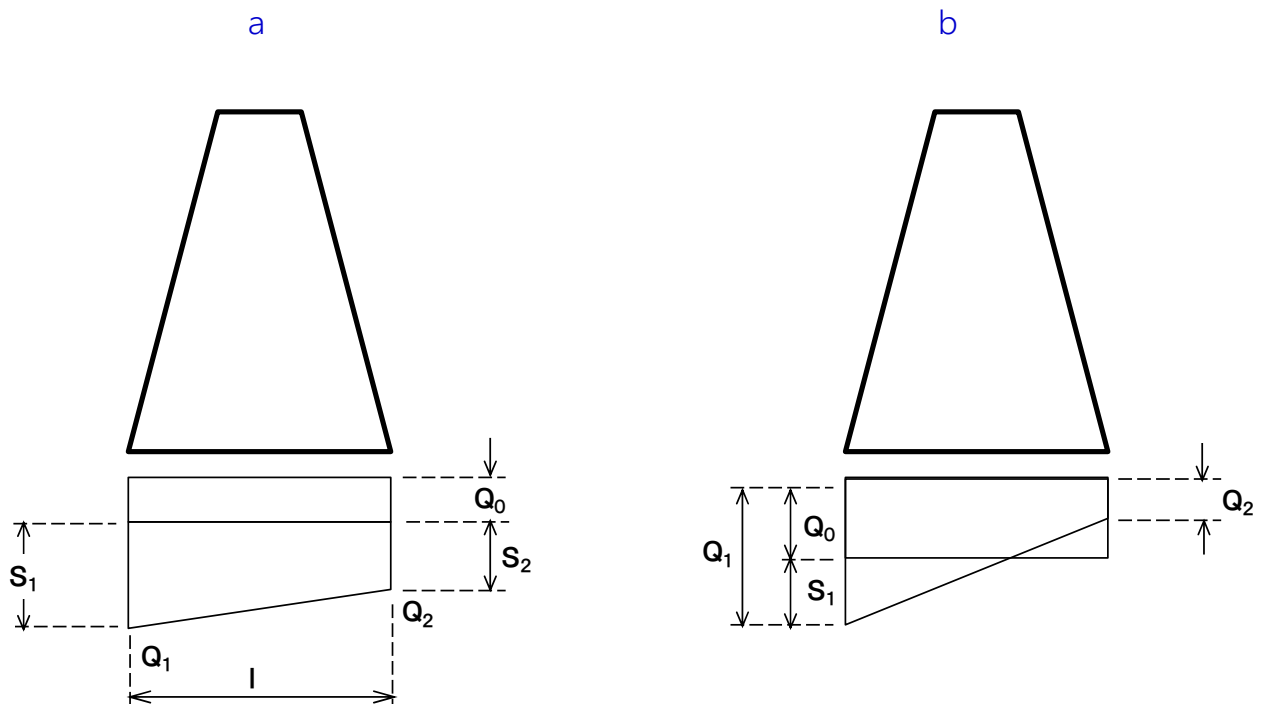
b : 底面の幅 [m]

p : 1本の杭の安全荷重 (支持力) [KN/m<sup>2</sup>]

② 等変分布の場合

底面の圧縮強度が、図1のように等変分布する場合

(図1)



(a)の場合

$$N = \{ (Q_1 \cdot l + Q_2 \cdot l) / 2 \cdot P \} \cdot b$$

(b)の場合

$$N = \{ (Q_1 \cdot l) / 2 \cdot P \} \cdot b$$

ここに、 $Q_1, Q_2$  : 底面の圧縮強度

$Q_0$  : 地盤の支持力

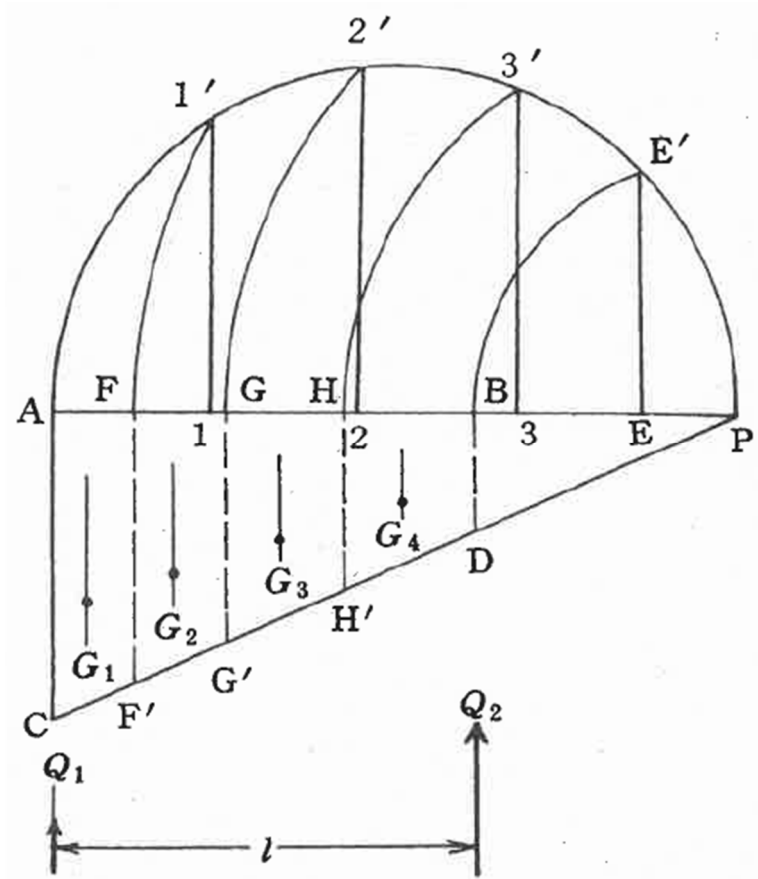
土質が軟弱でないときは、 $Q_1 - Q_0 = S_1$ ,  $Q_2 - Q_0 = S_2$ を $Q_1, Q_2$ におきかえて計算する。これは、圧縮強度 - 地盤の支持力 =  $S$ だけを杭で支持するということである。

b 杭の配列

杭の間隔は余り狭ければ、すでに打ち込んだ杭が浮き上がるから $2.5D$ を最小限とする。等変分布の場合、杭の配列はつぎのとおりである。



(図2)

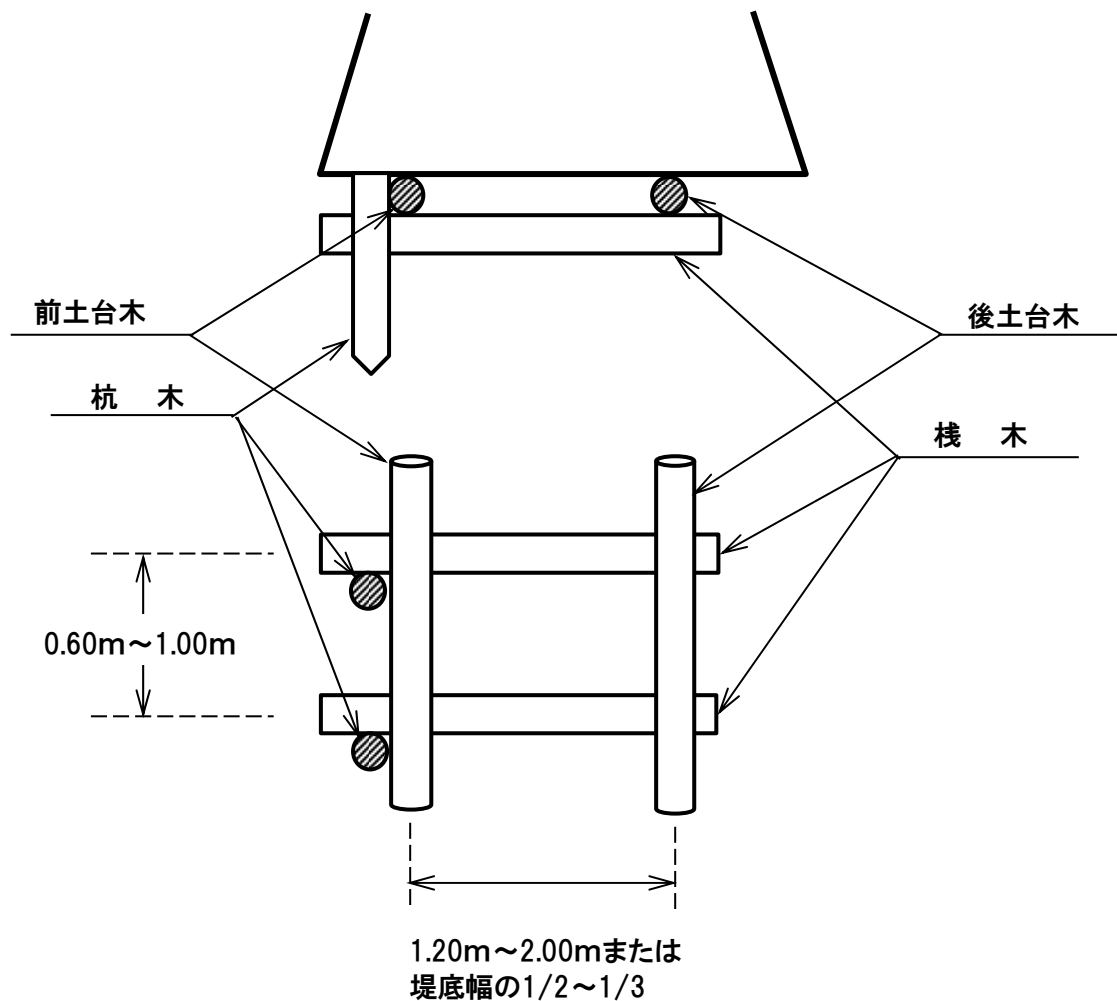


- 1) ABCDを圧縮応力の等変分布とする。
- 2) AB、CDを延長して、交点Pとする。
- 3) APを直径とする半円を画く。
- 4)  $PB = PE'$  により、半円との交点を  $E'$  とし、 $E'$  よりAPに垂線  $EE'$  を下ろす。
- 5) AEを杭の本数Nに等しくN等分し、それぞれの点から垂線を立て、半円との交点を  $1'$ 、 $2'$  ……とする。
- 6) Pを中心として  $P1' = PF$ 、 $P2' = PG$  ……のようにAP上にF、G、H……点を求め、これらの点より垂線を引きCPとの交点を  $F'$ 、 $G'$ 、 $H'$  ……とする。
- 7)  $\square AFF'C$ 、 $\square FGF'G'$  ……の重心  $G_1$ 、 $G_2$  ……よりAPに下ろした垂線の交点が、求める杭の位置である。

2 杭打ち基礎を行う場合、必要に応じ梯子胴木を用いることができる。

(梯子胴木標準図)

- \* 1 後土台木のないものを枕胴木(片胴木)、前土台木のみのもものを胴木(一本胴木)という。
- \* 2 胴木間には、栗石、間隔充填砂利を入れ、よくつき固める。また、胴木材料は、マツ、カラマツ、クリ等がよい。



### 3-10-4-2 治山ダム基礎のパイピング等の防止

治山ダムの基礎地盤が、クイックサンド又はパイピングを生じさせるおそれのある場合には、適切な処置を講ずるものとする。

#### 〔解説〕

- 1 圧力を持った浸透流が限界動水勾配以上の動水勾配になると、土砂は水とともにかき乱されて支持力を失う現象が生じる（クイックサンド）。クイックサンドが激しくなり、小さな土粒子が押し動かされていくと、水みちができてパイプ状の穴があき（パイピング）、基礎地盤が破壊される現象が生じる。
- 2 治山ダムの基礎地盤が火山灰、砂礫層等で、クイックサンド又はパイピングが生ずるおそれのある場合には、その防止を図るための措置を講ずるものとする。

〔参考〕クイックサンド、パイピング、クリープ線長

#### 1 クイックサンド

砂質土が水で満たされ、間隙水圧が上昇すると内部摩擦抵抗が急激に低下して、

砂の粒子を動かしやすくする。このように砂質土が水に浮いた状態をいう。

## 2 パイピング

地中に水の流れ（浸透流）が生じると、地中の弱い所に水の流れが集まり、やがて付近の地盤を洗掘したような状態になる。このように水のみちを作り、そこから内部の土が洗掘されてパイプ状の穴があいていくと、その穴に沿って流れが激しくなり、ますます穴を大きくしてゆく。これをパイピング作用とよぶ。

## 3 クリーブ線長

治山ダム基礎地盤中の浸透流の流路長をいう。

透水性地盤上に設置される治山ダムの安全性を判定する基準値は、クリーブ比（ $C = L / \Delta h$ ）で与えられる。

### 【参考】パイピングに対する検討

一般に、次式によって得た地盤中を流れる浸透流の流速が、砂粒子の限界流速（表－9参照）よりも小さければ、パイピングは発生しないと考えられる。

$$V_s = \frac{Q}{A_s} = k \cdot i \cdot \frac{A}{A_s} = \frac{k \cdot i}{n} \dots\dots\dots (3.10.1)$$

Q：断面積Aの中を流下する流量 (cm<sup>3</sup>/s)

A：断面積 (cm<sup>2</sup>)

k：透水係数 (cm/s)

i：動水勾配 (H/L)

V<sub>s</sub>：実際の流速 (cm/s)

A<sub>s</sub>：A断面中の間隙の断面積 (cm<sup>2</sup>)

n：間隙率

表－9 粒子の径と限界流速

粒子の直径 (mm)	限界流速 (cm/s)
5.00	22.86
3.00	17.71
1.00	10.22
0.80	9.14
0.50	7.23
0.30	5.60
0.10	3.23
0.08	2.89
0.05	2.29
0.03	1.77
0.01	1.02

(justin の式による)

【参考】クリープ比によるパイピングの検討

治山ダムにおいてパイピングを考慮する場合は、浸透流によるパイピングが基礎面沿いに発生しやすいことから、次式で求めたクリープ比により安定性を検討する。

(1) ブライの式

$$C_c \leq (\ell + 2d) / \Delta h \quad \dots\dots\dots (3.10.2)$$

$C_c$  : ブライ式のクリープ比

$\ell$  : 水叩き長を含めた堤底幅 (m)

$2d$  : 止水矢板等による浸透経路長 (m)

$\Delta h$  : 治山ダム上下流の水位差 (m) =  $h_1 - h_2$

$h_1$  : 治山ダム上流の水位 (m)

$h_2$  : 治山ダム下流の水位 (m)

上式より、

$$L_c \geq C_c \cdot \Delta h \quad \dots\dots\dots (3.10.3)$$

$L_c$  : クリープ総線長 (m) =  $\ell + 2d$

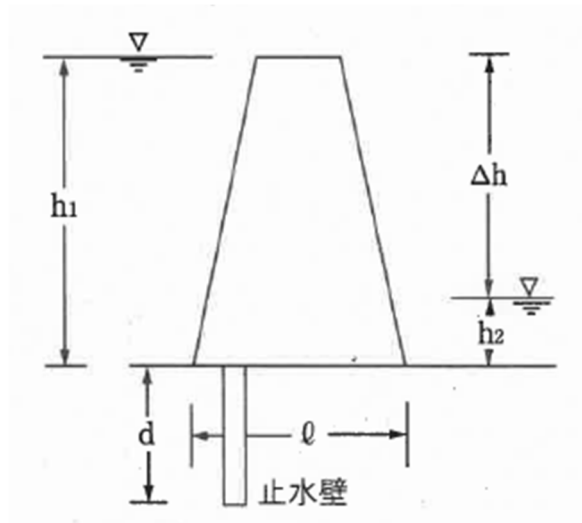


図-21 クリープ線長

(2) レーンの式

$$C_w \leq (\ell / 3 + 2d) / \Delta h \quad \dots\dots\dots (3.10.4)$$

$C_w$  : レーン式の加重クリープ比 (表-10 のとおり)

上式より、

$$L_w \geq C_w \cdot \Delta h \quad \dots\dots\dots (3.10.5)$$

$L_w$  : クリープ総線長 (m) =  $\ell / 3 + 2d$

クリープ比が、表-10 の値より大きくなるようにクリープ線長を採用すれば、治山ダムはパイピングに対して安定となる。なお、クリープ線長が不足する場合は、次のような処置が必要である。

- 1 鋼矢板を設ける方法
- 2 水叩き又は止水壁を設ける方法
- 3 グラウト等により基礎を処理する方法

表-10 クリープ比

区 分	$C_c$	$C_w$	区 分	$C_c$	$C_w$
極めて細かい砂 又はシルト	18	8.5	砂 礫	9	
細 砂	15	7.0	中 粒 の 礫		3.5
中 粒 砂		6.0	栗石を含む砂礫		3.5
粗 砂	12	5.5	栗石と礫を含む砂礫	4~6	2.5
細かい砂礫		4.0			

### 3-10-4-2 治山ダムの基礎のパイピング等の防止（細則）

上記の対策の他に、治山ダムの堤底幅を広くするか、止水壁、カットオフ等を設けて改善を図るものとする。

### 3-11 治山ダムの水抜き

治山ダムの水抜きは、施工中の排水及び堆砂後の浸透水圧の軽減が可能となるように設置する。また、堤体の弱点とならないようにその位置、大きさに配慮しなければならない。

#### 〔解説〕

- 1 治山ダムの水抜きは、主として施工中の排水を目的とするものであるが、堆砂後の浸透水圧を軽減する効果も期待し得るように、数、大きさ及び設置箇所を定めるものとする。
- 2 治山ダムの水抜きは、その上流側溪床線の高さに設けることを標準とし、その大きさは、中洪水の流量が通水できる程度のものとする。

- 3 階段状に治山ダムを計画する場合、下流のダムの水抜きは上流のダムの堤底より低い位置に設けるものとする。
- 4 治山ダムの水抜きには、水資源利用の観点から、必要に応じて、開閉構造を付加することができるものとする。

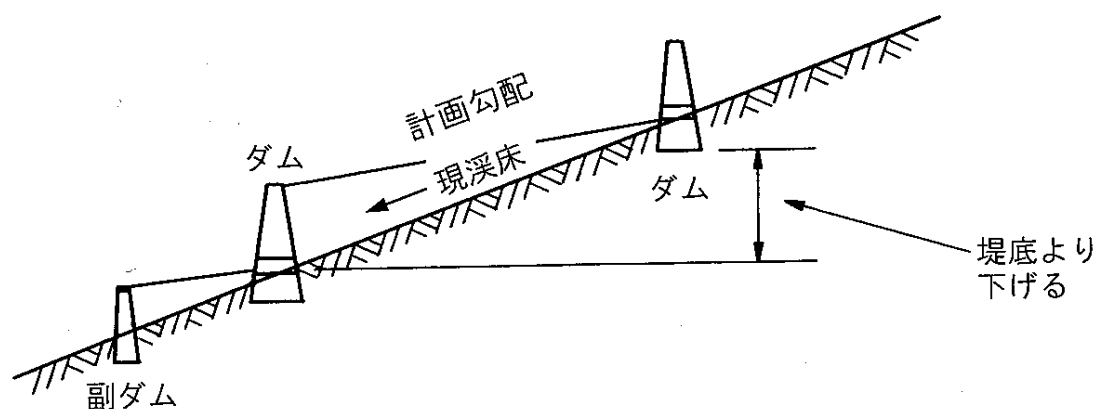


図-22 階段ダムの水抜きの位置

- 5 治山ダムに複数の水抜きを設ける場合には、堤体の弱点とならないように、配列を千鳥状とし、上下の水抜きが垂直に並ばないようにする。
- 6 最上部の水抜きは、土石流等の衝撃によって、治山ダム天端部の破壊の原因となりやすいため、放水路天端から2m以上離して設けるものとする。

### 3-11 治山ダムの水抜き（細則）

- 1 治山ダム水抜きの目的
  - 1) 施工中の流水の切替排水を行う。
  - 2) 堆砂後の浸透水を抜いて水圧を軽減する。
- 2 設置範囲
 

水抜きから流出した排水により下流溪岸を洗掘しないように、放水路下幅以内に設置する。
- 3 配置
  - 1) 1箇所の場合には、放水路下幅の中央で地山線上部に設置する。
  - 2) 2箇所以上の場合には、上下の水抜きが並ばないように、上下左右の間隔を2.00m以上確保し、また放水路天端から下に2.00m以上離れた位置に千鳥状に配置する。
- 4 形状
 

硬質塩化ビニール管φ500（内径500mm、外径520mm）を標準とする。  
 なお、集水区域の小さい溪流等においては随時決定することとする。

## 5 施工本数

水抜きの本数に関しては、中程度の洪水を排水できる程度である。

よって、本県においては、過去の降水記録を基に通年平均では、15mm/h程度である。

### 1) 計画高水流量の算出 (集水面積 50ha と仮定)

$$Q_{max} = 1/360 \times 50.0 \times 15.0 \times 0.45$$

$$= 0.938 \text{ m}^3/\text{sec}$$

### 2) 排水断面を計算する。(水抜きから放水路天端までの高さ 4.00m とする。)

$$S = Q_{max} / C \sqrt{2 \cdot g \cdot H}$$

$$= 0.938 / 0.6 \sqrt{2 \times 9.8 \times 4.00}$$

$$= 0.938 / 5.313$$

$$= 0.177 \text{ m}^2$$

よって、0.50mの円形の断面積は  $0.196 \text{ m}^2$  であることより設置においては、以下の表を参考に本数を決定すること。

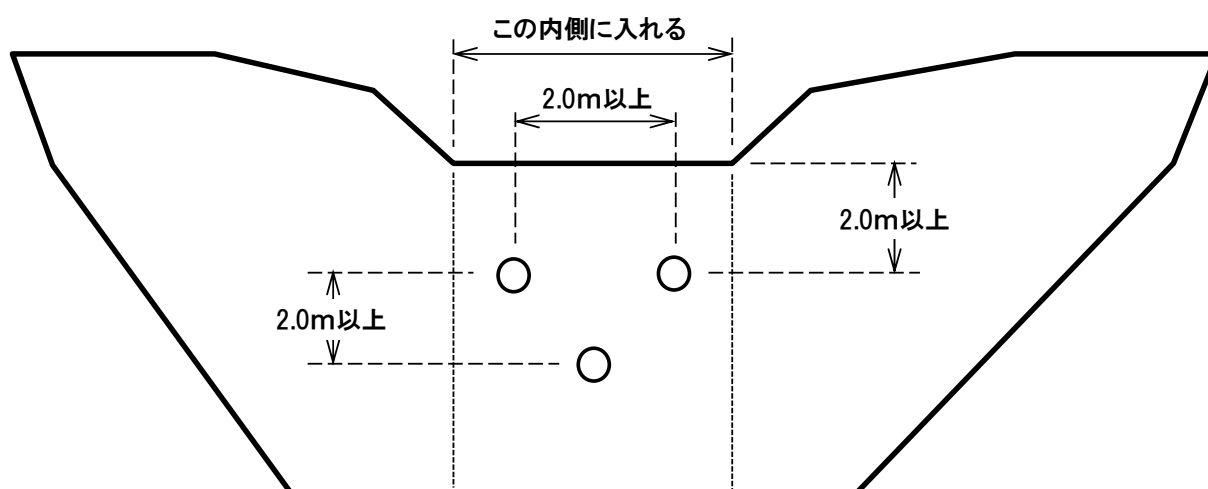
ただし、溪流の流量が常に多い 場合等には別途本数を設置できる。

集水面積別水抜き設置本数

集水面積	設置本数
50ha 未満	1本
100ha 未満	2本
150ha 未満	3本

(設置標準図)

[熊本県砂防技術基準第1編 P4-150 参照]



### 3-12 治山ダムの洗掘防止

治山ダムの基礎地盤が洗掘されるおそれがある場合は、洗掘防止を図るものとする。

#### 〔解説〕

- 1 治山ダムの下流のり先が洗掘されるおそれがある場合は、副ダム、水叩き又はその両者を設けて、基礎地盤の洗掘防止を図るものとする。
- 2 副ダムは、流送砂礫の径が大きくかつ流量も多い場合、又は本ダムの堤高が高い場合で水叩きでは破壊されるおそれがある場合に用いる。  
なお、本ダムの堤高が高い場合には、副ダムとともにウォータークッションを設ける。
- 3 水叩きは、流送砂礫の径が小さい場合、又は堤高が低く、落水等により水叩きが破壊されるおそれのない場合に用いる。
- 4 治山ダム下流の両岸の侵食防止及び流路規制のため、必要に応じて側壁を設けることができる。

### 3-12 治山ダムの洗掘防止（細則）

- 1 流水の流下速度を低下させる必要のある場合には、ウォータークッションを設けることができる。
- 2 人家近くにおいて、治山ダムにウォータークッションを設ける場合は、転落による事故等を考慮し転落防止柵を設置するなど計画に十分留意すること。
- 3 洗掘防止の対策工法として、以下の表を参考に決定する。

洗掘防止対策工法の適用範囲

越流水の 落下高さ	土 質	適 用	工 法
H ≥ 15	岩	良質な岩で洗掘の恐れが少ないもの	副ダム
		岩に亀裂等があり洗掘の恐れが大きいもの	副ダム＋ウォータークッション
H < 15	岩	良質な岩で洗掘の恐れが少ないもの	不要
		岩に亀裂等があり洗掘の恐れが大きいもの	垂直壁＋水叩工
		水叩工の厚さが1.2m以上となるもの	副ダム＋ウォータークッション
	砂礫	固結度が低いものや、形しような土質からなるもの等で洗掘の恐れがあるもの	垂直壁＋水叩工
水叩工の厚さが1.2m以上となるもの		副ダム＋ウォータークッション	



### 3-12-1 副ダムによる洗掘防止

#### 3-12-1-1 副ダムの構造

副ダムの構造は、本ダムの構造を参考に決定する。

#### 〔解説〕

- 1 副ダムの天端厚は、渓床の石礫径が大きく、かつ流出が激しい溪流の場合は、本ダムの天端厚と同程度とする。渓床勾配が緩く、渓床の石礫径が小さく、かつ移動が少ない溪流の場合は、本ダムの天端厚に0.8を乗じた値をとることができる。
- 2 副ダムの袖天端には、原則として勾配を付けないものとする。
- 3 副ダムには、原則として水抜きを設けないものとする。

#### 3-12-1-1 副ダムの構造（細則）

- 1 副ダムと垂直壁の使い分けは以下のとおりとする。
  - ウォータークッションのある場合……………副ダム
  - ウォータークッションのない場合……………垂直壁

\* 水叩工の施工の有無にかかわらず、ウォータークッションのある場合は副ダムとする。
- 2 副ダムの断面については、重力式治山ダムに準じて決定する。
- 3 副ダムの根入れの深さ、袖部の突っ込み等については、治山ダムに準じる。
- 4 副ダムの天端厚については、本ダムの80%を標準とする。

#### 3-12-1-2 本ダムと副ダムの重複高

本ダムと副ダムとの重複高は、本ダムの基礎地盤の洗掘防止を図ることのできる高さとする。

#### 〔解説〕

本ダムと副ダムとの重複高は、本ダムの堤高に越流水深を加えた高さの1/3～1/4程度を標準とする。また、経験上から次式によるものとする。

$$(H+h_c) \leq 6 \text{ m の場合} \quad t \doteq \frac{1}{3} (H+h_c) \quad \cdots \cdots (3.12.1)$$

$$(H+h_c) > 6 \text{ m の場合} \quad t \doteq \frac{1}{4} (H+h_c) \quad \cdots \cdots (3.12.2)$$

H : 本ダムの堤高 (m)

$h_c$  : 越流水深 (m)

t : 重複高 (m)

ただし、 $6\text{m} \leq H + h_c \leq 8\text{m}$  の場合は  $t \doteq 2\text{m}$  とする。

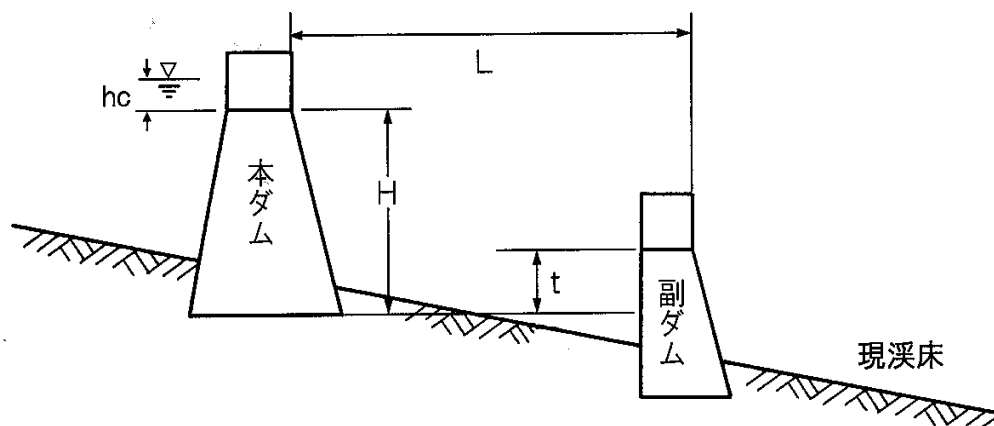


図-23 本ダムと副ダムの重複高及び間隔

### 3-12-1-2 本ダムと副ダムの重複高（細則）

- 1 水叩工を設置しない場合の重複高は、治山技術基準・解説のとおりとする。
- 2 水叩工を設置する場合の重複高さについては、越流水による本ダムの洗堀がないため、水叩工厚さ及びウオータークッション厚さの合計の高さとする。

### 3-12-1-3 本ダムと副ダムの間隔

本ダムと副ダムの間隔は、治山ダムの基礎地盤の洗掘、下流側の溪床低下の防止、落水等の衝突に配慮して、必要な距離を確保するものとする。

#### 〔解説〕

本ダムと副ダムの間隔は、本ダムの有効落差 ( $H' = H - t$ ) に計画水深 ( $h_c$ ) を加えた高さの 1.5~2.0 倍の長さを標準とし、経験上から次式によるものとする。

$$(H - t + h_c) \geq 6\text{m の場合 } L \approx 1.5(H - t + h_c) \dots\dots\dots (3.12.3)$$

$$(H - t + h_c) < 6\text{m の場合 } L \approx 2.0(H - t + h_c) \dots\dots\dots (3.12.4)$$

H : 本ダムの高さ (m)

$h_c$  : 計画水深 (m)

t : 重複高 (m)

L : 本ダムと副ダムの間隔(本ダム天端下流端から副ダム天端下流端までの距離、m)

ただし、 $6\text{m} \leq (H - t + h_c) \leq 8\text{m}$  の場合は  $L \approx 12\text{m}$  とする。

#### 〔参考〕 本ダムと副ダムの間隔を求める半理論式

本ダムと副ダムの間隔(L)を求める半理論式として、次のものがある(林、1983)。本ダムの堤高が高く、経験式が当てはまらないと考えられる場合に用いる。

$$L \geq \ell_w + X + b$$

$$\ell_w = V \cdot \left\{ \frac{2 \left( H' + \frac{1}{2} \cdot h_c \right)}{g} \right\}^{\frac{1}{2}} \dots\dots\dots (3.12.5)$$

$$V = \frac{q}{h_c}$$

$\ell_w$  : 水脈飛距離 (m)

X : 跳水の距離 (m)

$$X = \beta \cdot h_j$$

b : 副ダムの天端幅 (m)

V : 本ダム越流部流速 (m/s)

H' : 水叩き天端又は基礎岩盤面からの本ダムの高さ (m)

$h_c$  : 本ダムの計画水深 (m)

g : 重力の加速度 (9.8m/s<sup>2</sup>)

q : 本ダム越流部単位幅当たり流量 (m<sup>3</sup>/s)

$\beta$  : 係数 (4.5~5.0)

$h_j$  : 水叩き天端又は基礎岩盤面からの副ダム越流水面までの高さ (m)

$$h_j = \frac{h_1}{2} (\sqrt{1+8F^2} - 1)$$

$h_1$  : 水脈落下地点の跳水前の射流水深 (m)

$$h_1 = q_1 / V_1$$

F : 水脈落下地点の跳水面の射流フルード数

$$F = V_1 / \sqrt{g \cdot h_1}$$

$q_1$  : 水脈落下地点の単位幅当たり流量 (m<sup>3</sup>/s)

$V_1$  : 水脈落下地点流速 (m/s)

$$V_1 = \sqrt{2g(H+h_c)}$$

〔参考〕 越流水が落下する地点までの距離

越流水が落下する地点までの距離を求める式として次のものがある。

$$\ell = V \sqrt{\frac{2(H+h_c)}{9.8}} \doteq 0.452V \sqrt{H+h_c} \dots\dots\dots (3.12.6)$$

$\ell$  : 本ダム (天端下流端) から越流水が落下するまでの距離 (m)

V : 本ダムの越流部流速 (m/s)

H : 本ダムの有効落差 (m)

$h_c$  : 本ダムの計画水深 (m)

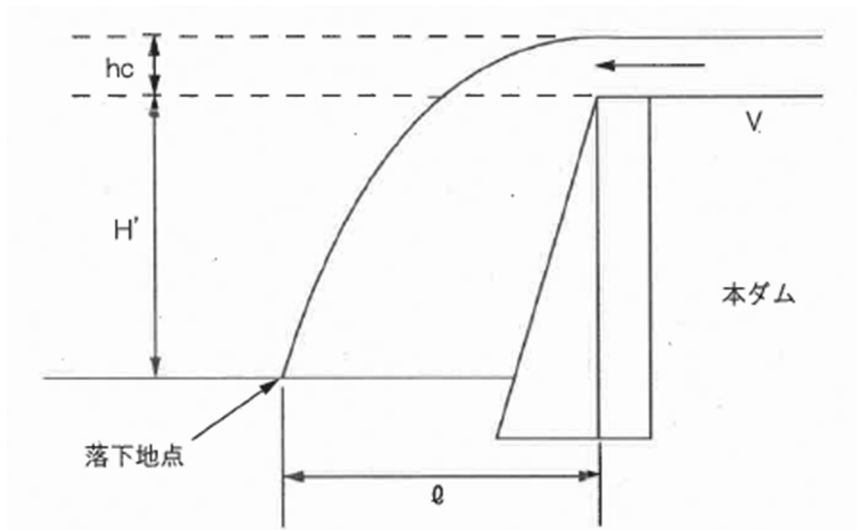


図-24 越流水が落下するまでの距離

### 3-12-2 水叩きによる洗掘防止

#### 3-12-2-1 水叩きの長さ

水叩きの長さは、流水の水理条件、パイピングに対する安全性を考慮して決定するものとする。

#### 〔解説〕

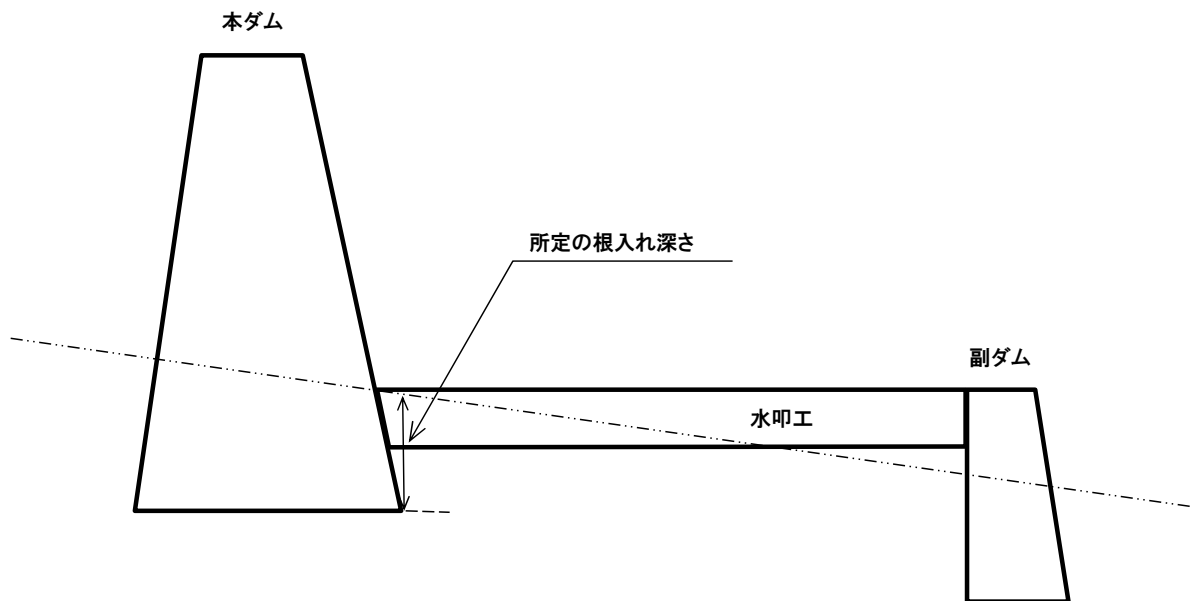
- 1 水叩きの長さは、落下後の流水が現溪流の水理条件に戻るまでの長さとする。一般には、3-12-1-3「本ダムと副ダムの間隔」に準じて決定する。
- 2 パイピングが生ずるおそれのある場合は、パイピング発生の防止に必要な水叩きの長さを検討し、その長さが落下後の流水が現溪流の水理条件に戻るまでの長さを著しく超える場合は、止水壁を設ける等の対策を行う。

#### 〔参考〕クリープ比によるパイピングの検討

3-10-4-2「治山ダム基礎のパイピング等の防止」の〔参考〕を参照。

#### 3-12-2-1 水叩きの長さ（細則）

水叩工を設置する場合においても、本ダムの根入れは十分な支持力が得られるように、所定の根入れを行うこととする。



### 3-12-2-2 水叩きの厚さ

水叩きの厚さは、安定性等を考慮して決定するものとする。

〔解説〕

1 水叩きの厚さは、次の経験式により求めることとするが、従来の経験から 0.5～1.5mとする場合が多い。なお、水叩きの厚さが 1.2m以上になる場合は、水叩き保護のためのウォータークッションを設ける。

(1) ウォータークッションのない場合 (図-25(1)参照)

$$d = 0.2 (0.6H_1 + 3h_c - 1.0) \dots\dots\dots (3.12.7)$$

(2) ウォータークッションのある場合 (図-25(2)参照)

$$d = 0.1 (0.6H_2 + 3h_c - 1.0) \dots\dots\dots (3.12.8)$$

$$d_w = 0.2 (0.6H_2 + 3h_c - 1.0) \dots\dots\dots (3.12.9)$$

d : 水叩きの厚さ (m)

d\_w : ウォータークッションの水深 (m)

H<sub>1</sub> : 有効落差 (水叩き天端から本ダム放水路天端までの高さ、m)

H<sub>2</sub> : 有効落差 (ウォータークッション水面から本ダム放水路天端までの高さ、m)

h<sub>c</sub> : 本ダムの計画水深 (m)

2 ウォータークッションの水深は、0.3～1.0mの範囲を標準とし、堤高が高い場合は 2m程度とする。

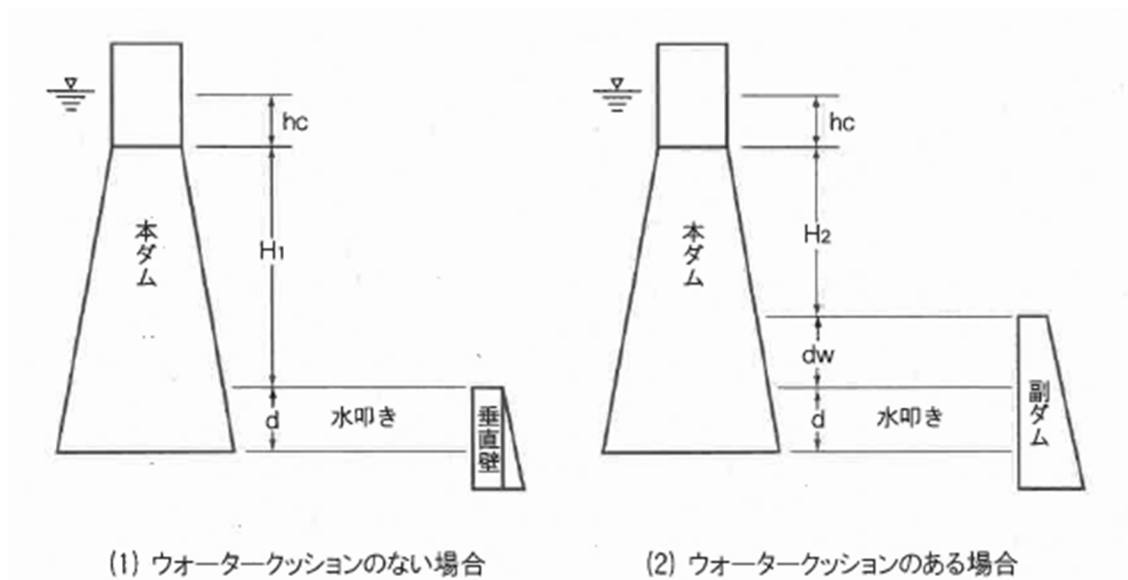


図-25 水叩きの構造

〔参考〕 本ダムの高さ及び計画水深からの算定式

本ダムの高さ(H)及び計画水深( $h_c$ )から、有効落差( $H_1$ 、 $H_2$ )を求める算定式は下記のとおりである。

(1) ウォータークッションのない場合

$$H_1 = \frac{H - 0.6h_c + 0.2}{1.12}$$

(2) ウォータークッションのある場合

$$H_2 = \frac{H - 0.9h_c + 0.3}{1.18}$$

### 3-12-2-2 水叩きの厚さ(細則)

水叩き工の厚さは、施工性(管理性)等を考慮し、計算で得た数値を安全側に切り上げ、10cm単位の厚さとする。

### 3-12-2-3 水叩きの勾配

水叩きの勾配は、現地の状況を考慮して決定するものとする。

〔解説〕

- 1 水叩きの勾配は、原則として水平とする。
- 2 溪床勾配が急な場合には、治山ダム基礎の掘削が相当深くなり埋戻したとして

も下流のり先が洗掘されるおそれがあるので、おおむね計画勾配に応じて水叩きに勾配を設けるものとする。

なお、水叩きに勾配を付けた場合の有効落差は、越流水の落水地点付近を基準として設定する。

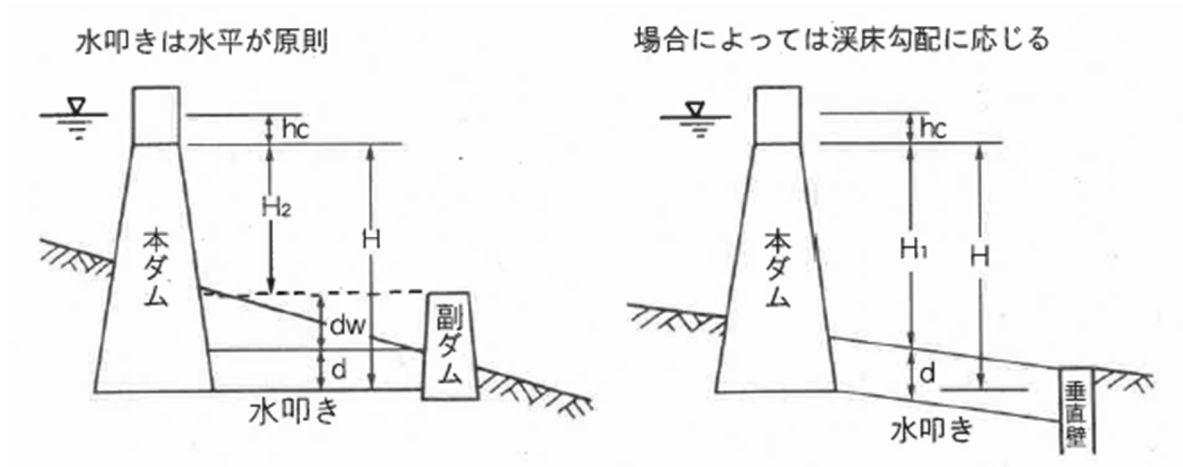


図-26 水叩きの勾配

### 3-12-2-3 治山ダムの水叩きの勾配（細則）

水叩きの勾配の決定については、以下の順位により行い、上位が不適切な場合は、下位順位に移行するものとする。

- 1 水平とする。
- 2 計画勾配以内とする。
- 3 下流部に治山ダム計画がなく、溪床が比較的安定している場合は現溪床勾配。

### 3-12-2-4 水叩きの垂直壁

水叩きの垂直壁は、現地の状況を考慮して、適切な構造を決定するものとする。

#### 〔解説〕

- 1 砂礫層等では、水叩きの下流先端面が洗掘されて破壊の原因となるので、水叩きの下流端に垂直壁を設けるものとする。
- 2 垂直壁の天端厚は、0.5~1.0mを標準とする。
- 3 垂直壁の基礎の根入れ及び兩岸への突っ込みは、溪床の土質状況等を考慮して、十分に安定性が保たれるように決定するものとする。根入れは、一般に、二面張りの場合は水叩き敷より 1m以上、また三面張りの場合は水叩き敷より 1m未満とすることが多い。
- 4 垂直壁の下流側には、必要に応じて、洗掘防止措置を行う場合がある。

### 3-12-2-4 水叩きの垂直壁（細則）

垂直壁の構造については、以下を標準とする。

#### 1 天端厚

0.50m～1.00mの範囲において、本ダムの50%程度を標準とする。

#### 2 断面

(1)下流に落差がある場合…重力式治山ダムに準じる。

(2)下流に落差がない場合…天端厚さの等厚とする。

#### 3 根入れ

(1)垂直壁下流に落差がある場合、のり先の洗堀防止を考慮し、治山ダムの根入れに準じる。

(2)垂直壁下流に落差がない場合、護岸工の根入れと同程度とする。

#### 4 袖部の突っ込み

袖部の突っ込みについては、治山ダムに準じる。

#### 5 通水断面

通水断面については、本ダム相当の通水断面を確保するものとする。

### 3-12-3 治山ダムの側壁

治山ダムの側壁は、両岸の侵食防止又は流路の規制を目的として設置するものとする。

#### 〔解説〕

- 側壁は、治山ダム放水路より落下する越流水により、本ダムと副ダムの間又は水叩きの両岸が横侵食を起こすおそれがある場合に、溪岸保護を目的として設置する。また、治山ダム下流の両岸の地形・地質状況等から、水叩きにおいて流路を規制する必要がある場合に設置する。
- 側壁は、治山ダムと水叩きと一体となって目的を達成するものであり、現地の状況に応じて、重力式構造又はもたれ式構造とする。また、表のり勾配は2～3分を標準とする。
- 側壁の方向は、原則として本ダム軸に対し直角とする。ただし、流量が少なく跳水のおそれがないところでは、下流端を副ダム等の放水路に合わせて、しぼることができる。



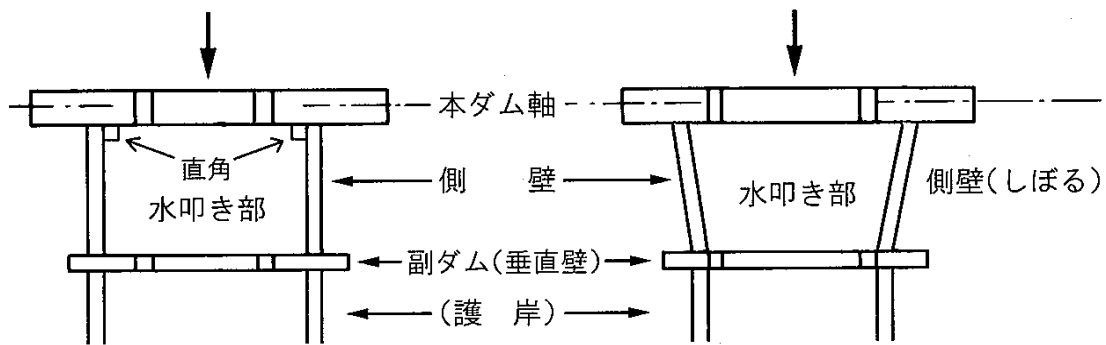


図-27 側壁の構造

### 3-12-3 治山ダムの側壁（細則）

1 側壁工の種別については、護岸工の種別に準じ以下のとおりとする。

#### 1) コンクリート

- ① 山腹工の基礎を兼ねて計画する箇所
- ② 背面土圧が大きくなる箇所
- ③ 転石等の衝撃を受けやすい箇所

#### 2) ブロック積み

- ① 背面の土圧が比較的小さい箇所
- ② 構造上、型枠等の設置が困難な箇所
- ③ 背面の傾斜の状況、地山の状況等により、施工の安全面から有利な箇所

#### 3) コンクリート枠

- ① 地すべりのような大きな土圧に抵抗するような必要がある箇所
- ② 湧水等が見られる箇所

#### 4) 鋼製枠

- ① 基礎地盤が軟弱である箇所
- ② 湧水等が見られる箇所

#### 5) 鉄線かご

- ① 基礎地盤が圧密沈下し、他の材料による施工及び維持管理が困難な箇所
- ② 耐久性が低く堆積土砂等が多く、背面土圧が大きい箇所には適さない。

2 構造については、山腹土留工に準じる。

#### 3-12-3-1 側壁の高さ

側壁の高さは、計画高水流量が安全に流下する断面が得られるように決定しなければならない。

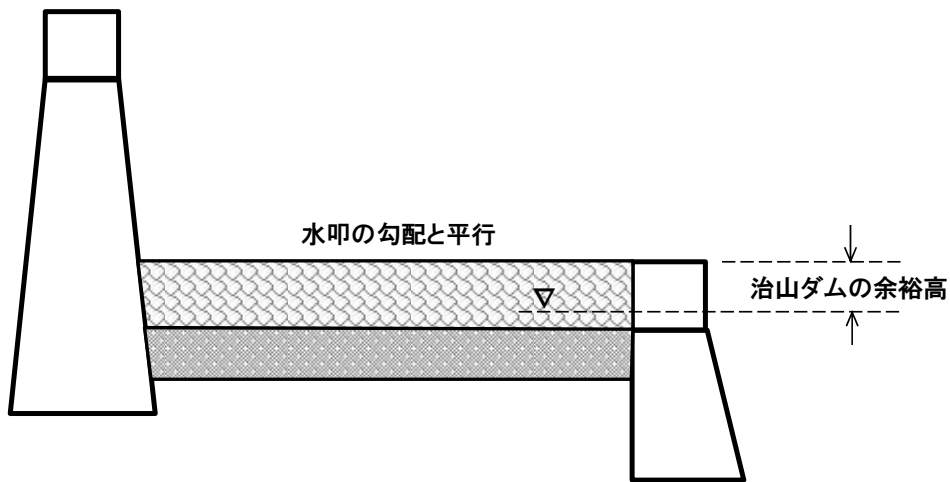
〔解説〕

- 1 側壁の高さは、治山ダム放水路の位置、高さ、流心の方向等を考慮し、計画高水流量が安全に流下する断面が得られるように決定しなければならない。
- 2 側壁の天端は、上流に向かって上り勾配を設けるものとする。ただし、断面が十分に確保されている場合には、この限りではない。

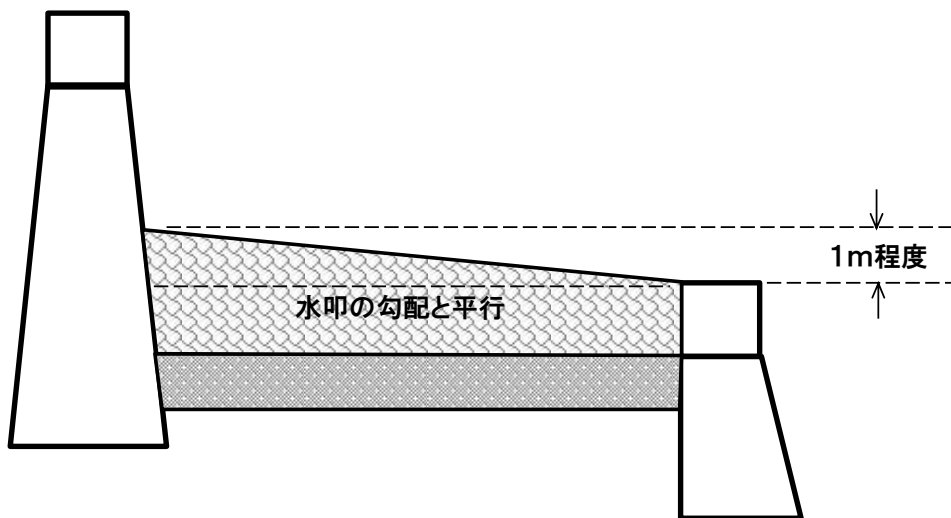
3-12-3-1 側壁の高さ（細則）

側壁工の高さについては、以下のとおりとする。

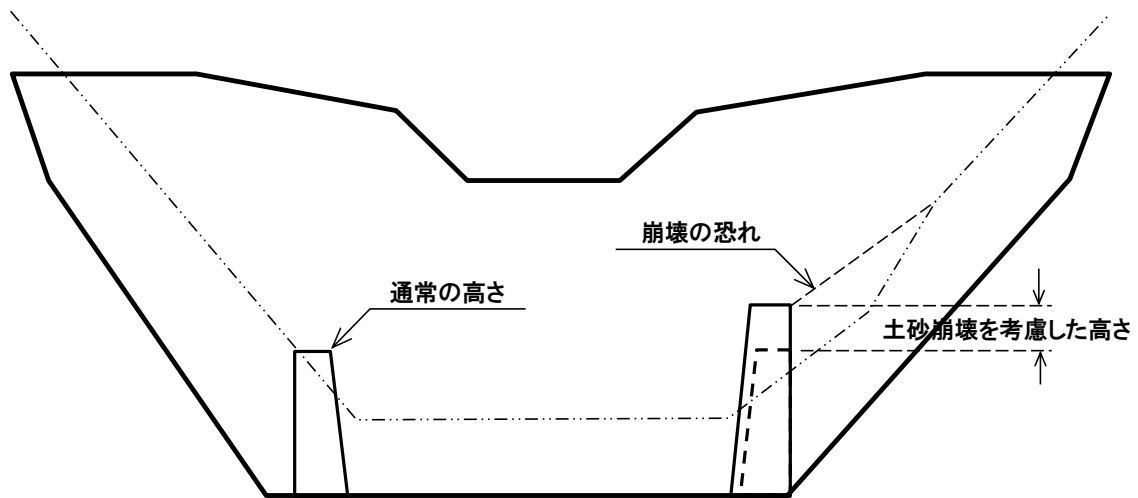
- 1 側壁工をしぼる場合の下端部通水断面計算については、垂直壁に準じる。
- 2 通水に十分な余裕があり溪岸が低い場合  
(十分な余裕とは、越流水深に治山ダムの放水路高さにおける余裕高(3-7-6表-2)を加えた高さ以上のものをいう)



- 3 通水に十分余裕がなく、溪岸が低い場合



- 4 側壁工の位置及び山腹斜面上部の地形状況等によっては、土砂の崩壊防止を考慮した高さとすることができる。



### 3-12-3-2 側壁の基礎と天端

側壁の基礎は、治山ダムの放水路から落下する越流水に対して安全であることを考慮して決定するものとする。

#### 〔解説〕

- 1 治山ダム放水路を越流して落下する水流は、風、流木、流心の変化等の影響を受けて側方に広がり、両岸を侵食するおそれがある。このため、側壁の治山ダムへの取付部基礎の平面位置は、治山ダムの放水路肩の直下より 1m 程度以上外側に設けることを標準とする。
- 2 水叩きを設ける場合は、側壁の基礎底面と水叩きの基礎底面を同じ高さとする。水叩きを設けない場合は、側壁の基礎底面の上流端は本ダムの基礎底面と同じ高さとすることを標準とする。また、側壁の基礎底面の下流端は、副ダムの放水路天端の高さより 1m 程度低くすることを標準とする（図-28 参照）。
- 3 側壁の下流端の天端高は、原則として副ダム又は垂直壁の袖高と同じ高さとする。
- 4 側壁の天端の厚さは 0.3～0.5m を標準とする。

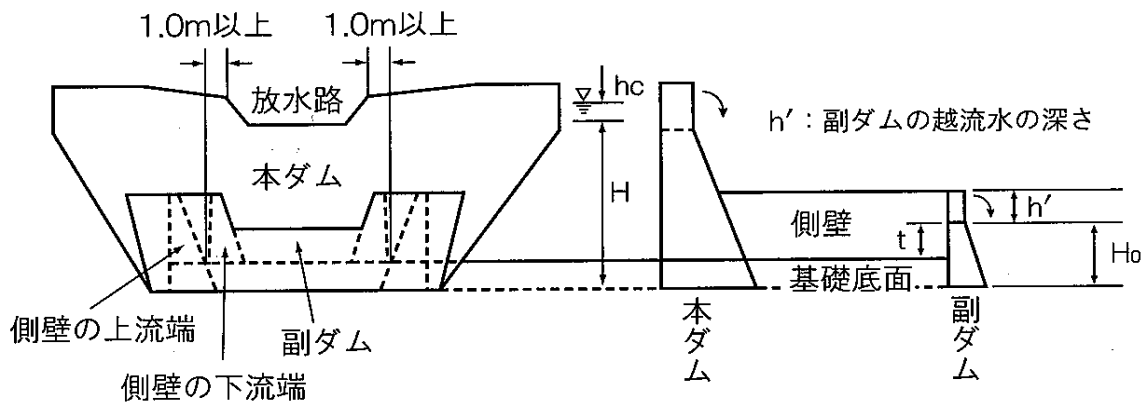


図-28 側壁の基礎と天端

### 3-12-3-2 側壁の基礎と天端（細則）

#### 1 側壁工の基礎

- 1) 水叩工のない側壁工については、基礎部の洗堀に十分留意することとする。
- 2) 水叩工のある側壁工において、水叩工の底版が地山に設置しない場合は、側壁工の根入れを深く行うか、又は、基礎部に岩砕等を充填し、基礎部の安定を図るものとする。

#### 2 天端厚

区 分	コンクリート	ブロック
転石がない場合	0.30 m	0.37 m
転石が多い場合	0.50 m	0.50 m

※ ただし、0.30 mの場合においても、経済的に0.50 mが有利となる場合には0.50 mとする。

### 3-13 治山ダムの伸縮継目

伸縮継目は、コンクリートのひび割れ軽減を目的として設けるものとする。

#### 〔解説〕

- 1 コンクリート治山ダムは、硬化の際の温度差によるひび割れが生じやすいマスコンクリートである。このため、堤長の長いコンクリート治山ダムの打設に当たっては、伸縮継目を設置してブロックに区分することにより、硬化の際に生ずる収縮を少なくして、ひびわれの発生を抑えるものとする。
- 2 重力式コンクリート治山ダムの伸縮継目は、コンクリート打設の条件、断面の大きさ等を考慮して、原則として、各ブロックがほぼ等分となるように配置するものとする。

- 3 伸縮継目の位置は、堤体の弱点とならないように、水抜きの位置を避けるとともに、基礎地盤の土質等変化点を考慮して設けるものとする。
- 4 伸縮継目は、堤体の弱点とならないように、継手を設けるものとする。
- 5 伸縮継目の間隙に土砂等が入り込むおそれがある場合は、目地材を設けるものとする。
- 6 伸縮継目は、断面内に止水板を挿入する。

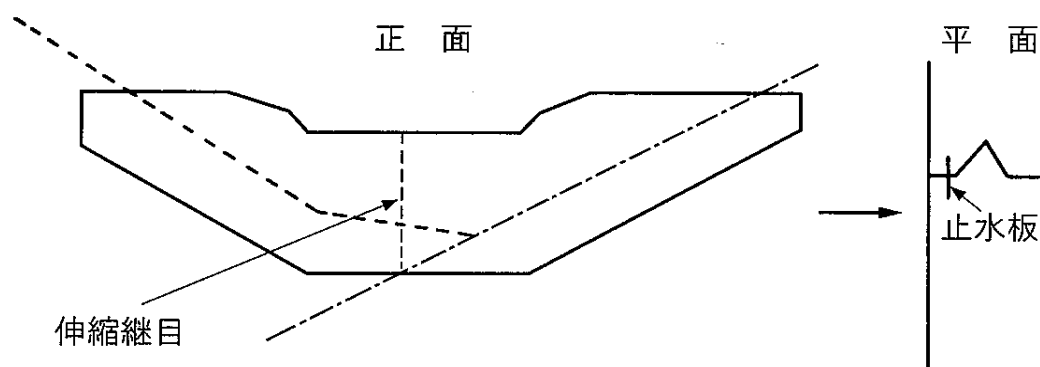


図-29 伸縮継目の位置、形状

〔参考〕伸縮継目の間隔

堤長が25mを超えるコンクリート治山ダムについては、堤長方向の各ブロックの長さが10～15m程度となるように配置することが望ましい。

〔参考〕継手の仕様

伸縮継目の継手は、堤体幅方向の中央付近に三角形等の欠き込みを設けるものとし、欠き込みの幅は放水路天端幅の1/3程度、凸部の高さは欠き込み幅の1/2程度を標準とする。

〔参考〕止水板の位置

伸縮継目には、上流面から0.3m程度の位置に止水板を挿入する。

### 3-13 治山ダムの伸縮継目（細則）

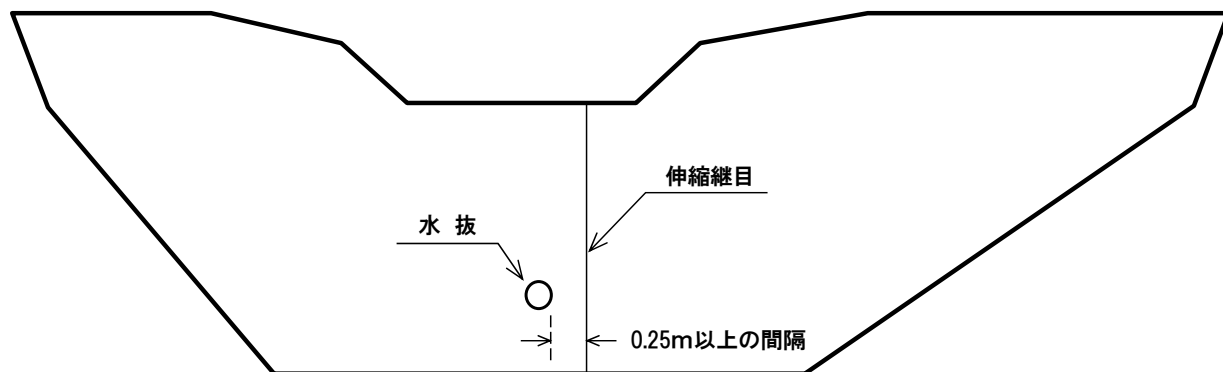
- 1 治山ダムにおいて、伸縮継目は以下の場合に設置する。
  - 1) 堤長が25mを超える場合ほか、以下の場合に設置する。
  - 2) 左右両袖を堅固な岩盤に接着させる場合。
  - 3) 堤底部において、土質が異なる場合。
  - 4) 治山ダムに屈曲部がある場合。

## 2 設置位置

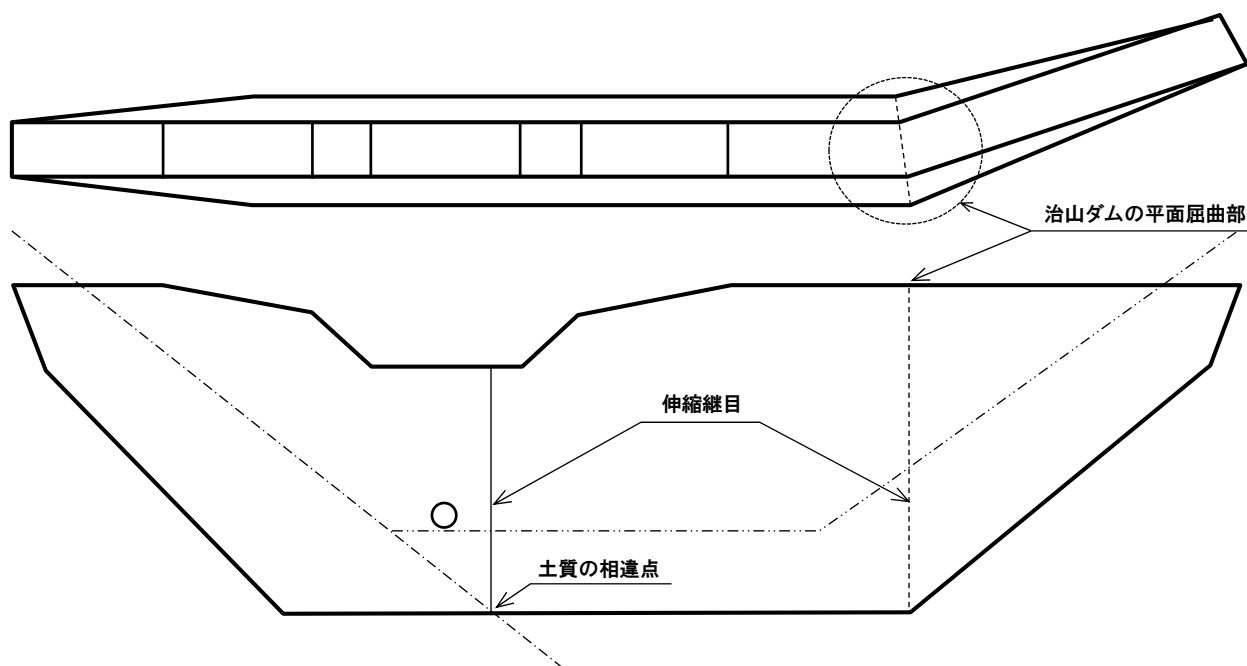
1) 前記1の1)、2)については、放水路下幅内部で、放水路鏡や水抜きに近寄らない位置とする。【図1】

2) 前記1の3)、4)については、それぞれの部位とする。【図2】

【図1】 両岸が堅固な岩盤または、提長25mを超える治山ダム



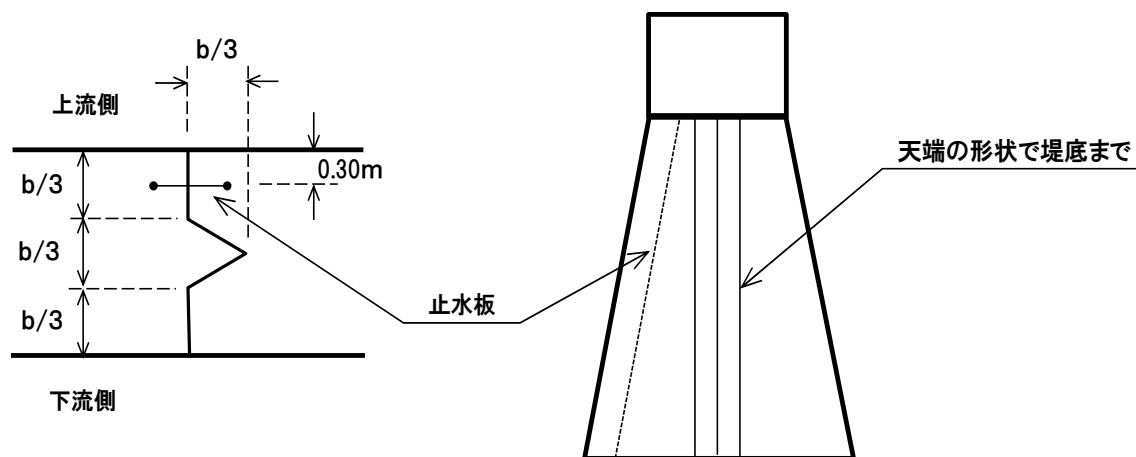
【図2】 提底部の土質の相違箇所または、平面屈曲部



### 3 形状

伸縮継目の構造については、図3のとおりとする。また、遮水を目的とした止水板についても必ず、設置するものとする。

【図3】



#### 3-14 水平打継目

重力式コンクリート治山ダムの水平打継目は、異常な荷重等に対して弱点とならないように補強を行うものとする。

##### 〔解説〕

- 1 コンクリート打設は、堤体を水平又は垂直にいくつかのブロックに区画して施工するが、区画ごとの水平打継目は、次の打設に当たって十分清掃等を行っても上下のコンクリートを完全に一体化することは困難である。  
このため、水平打継目が異常な荷重等の発生時に弱点となり易いことから、補強を行うことを標準とする。特に、土石流発生頻度の高い溪流等においては必ず補強を行うものとする。
- 2 水平打継目の補強は、原則として、相欠き、凸形、凹形等の継手を設けること、又は打継面に挿筋を行うことにより行うものとする。

##### 〔参考〕継手の仕様

相欠きの継手は、仕切りを中央に設けるものとする。凸形、凹形の継手は、放水路天端幅の1/3程度を継手幅とし、高さ又は深さは20～30cm程度とするのが一般的である。

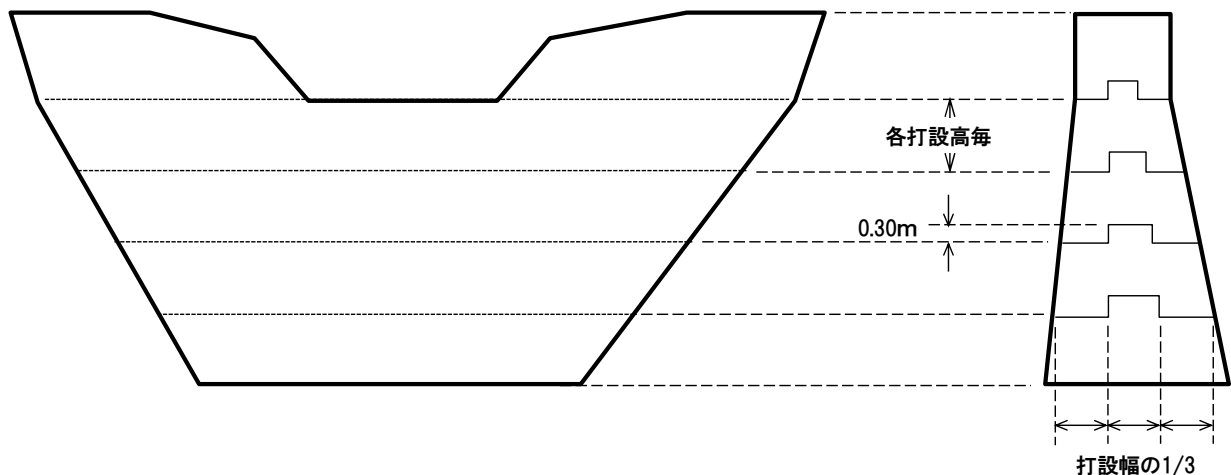
### 〔参考〕挿筋の仕様

挿筋では、コンクリートのせん断強度の30%程度を、鉄筋のせん断強度により補強すると考えて必要鉄筋量を求める。

## 3-14 水平打継目（細則）

水平打継目については、図1のとおりとする。

【図1】



### 〔参考〕挿し筋を行う場合の必要量

既設治山ダムの老朽化対策等において、コンクリートを旧コンクリートへ打ち継ぐ場合の挿し筋量は以下の計算例による。

#### 1 使用する鉄筋の種類及び形状

使用する鉄筋径については、施工性、経済性などの観点から、一般的に用いられている鉄筋である公称径D16を標準とする。

また、コンクリートとの付着性の観点から異形棒鋼とし、U型（標準）のほか、I型、D型がある。

#### 2 挿し筋の配置及びかぶり

挿し筋の配置については、必要本数を一定間隔かつ均等に配置する。（図-2参照）また、かぶりについては、「コンクリート標準示方書〔設計編：標準〕」により10cm以上を確保する。（図-3参照）

#### 3 挿し筋の本数

挿し筋の本数については、コンクリートの水平打継面におけるせん断強度を補うために必要な量として、せん断強度の最低30%を確保すること。

（計算例）

$$\text{必要本数}(X) = \text{断面積指数}(A) \div \text{異形棒鋼の断面積}(a) \times 0.3$$

$$A: \text{コンクリートの許容せん断応力度}(\tau_c) \div \text{異形棒鋼の許容せん断応力度}(\tau_y)$$

$$\tau_c: (\text{コンクリートの設計基準強度}(\sigma_c) \div 100) + 0.15$$



$\tau_y$  : (異形棒鋼の降伏点又は耐力 ( $\sigma_y$ ))  $\div$  ( $1.5 \times \sqrt{3}$ )

0.3 : 挿し筋により無筋コンクリートの許容せん断応力度の30%のせん断強度を補うものとして0.3を乗ずる。

鉄筋の適用条件 (異形棒鋼 D16 の場合)

- ・ 公称径 ( $\phi$ ) = 15.9mm
- ・ 公称断面積 ( $a$ ) = 198.6mm<sup>2</sup>
- ・ 単位重量 = 1.56kg/m

〈計算例〉

① 断面積指数の算定

$T_c \div \tau_y$

$$= (0.33\text{N/mm}^2) \div (133\text{N/mm}^2) = 2,481 \times 10^{-6}$$

ただし、 $\tau_c = (18\text{N/mm}^2 / 100) + 0.15 = 0.33\text{N/mm}^2$

$\sigma_c = 18\text{N/mm}^2$  (18-8-40 の場合)

$\tau_y = 345 \div (1.5 \times \sqrt{3}) = 133\text{N/mm}^2$  (SD345 の場合)

② 必要本数 :  $X = A \div \phi \times 0.3$

$$= (2,481 \times 10^{-6}) \div 198.6\text{mm}^2 \times 0.3 \times 10^6 \div 2^* = 1.87 \text{本/m}^2$$

ただし、 $a = 198.6\text{mm}^2/\text{本}$  (D16)

※U型(D型)の場合、1本で2箇所挿すことになるため必要本数は半分となる。

③ リフトにおける本数

リフトの面積に応じて、上記必要本数 (1.87 本/m<sup>2</sup>) 以上を設置する。

(例:100 m<sup>2</sup>の場合)

必要本数 : 1.87 本/m<sup>2</sup>  $\times$  100 m<sup>2</sup> = 187 本以上

#### 4 挿し筋定着長の決定

下記の計算式1と2で求めた数値を比較し、大きいものを採用する。

〈計算式1〉

$$\text{基本定着長 (1d)} = \text{係数 } (\alpha) \times \frac{\text{鉄筋の設計引張降伏強度 (fyd)}}{4 \times \text{コンクリートの設計付着強度 (fbod)}} \times \text{公称直径 } (\phi)$$

$\alpha$  : 1.0

$f_{yd}$  : 196N/mm<sup>2</sup> (SD345 の場合)

$f_{bod}$  : 0.28  $\times$  (コンクリートの圧縮強度 :  $f_{ck}2/3$ )

〈計算式2〉

基本定着長 (1d) = 20  $\phi$

(計算例)

① 計算式1の算定

$$1d = \alpha \times f_{yd} / 4 \times f_{bod} \times \phi$$

$$= 1.0 \times (196\text{N/mm}^2) / (4 \times 1.92\text{N/mm}^2) \times 15.9 = 405.78\text{mm}$$

ただし、 $f_{bod} = 0.28 \times 182/3 = 1.92\text{N/mm}^2$

② 計算式2の算定

$$1d = 20 \phi = 20 \times 15.9 = 318.00\text{mm}$$

∴ 数値の大きい計算式 1 で求めた数値を採用する。405.78mm ≒ 410mm

図 - 2 配置図

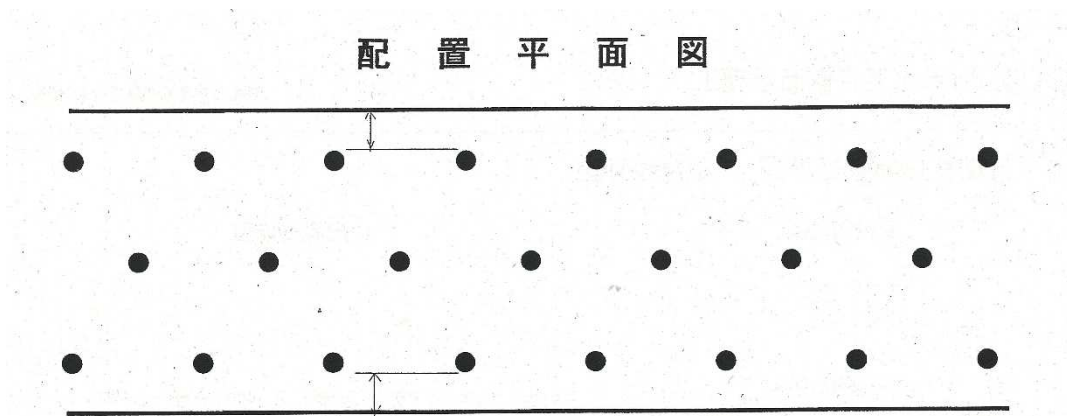
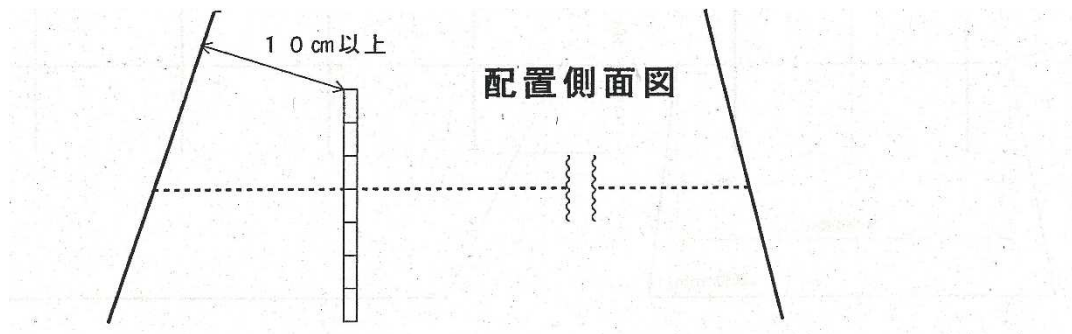


図 - 3 鉄筋かぶり



## 第4節 護岸工

### 4-1 護岸工の目的

護岸工は、流水による溪岸の横侵食の防止及び山腹崩壊の防止又は山腹工の基礎とすることを目的とする。

#### 〔解説〕

- 1 護岸工は、次の一つ又は複数の目的をもつ。
  - (1) 流水による溪岸の横侵食を防止すること
  - (2) 流水の侵食による山腹の崩壊を防止すること
  - (3) 山腹工を実施する場合の基礎とすること
- 2 護岸工は、流水が直接溪岸に衝突し、溪岸を侵食する場合又は侵食によって山腹崩壊のおそれがある場合に山脚部の基礎として設けるが、護岸工だけでは溪流の安定が保てないので、治山ダムを併用するが多い。
- 3 溪流の方向を変えて縦横侵食の防止を図る場合や土石流等を誘導する場合に、導流護岸（堤）を計画することがある。

### 4-1 護岸工の目的（細則）

- 1 護岸工と流路工との相違については、溪岸の横浸食防止を目的とした場合には護岸工とし、縦浸食防止も併せて行う場合には、流路工とする。
- 2 流路を規制する護岸工を計画する場合には、流水や、転石等による影響を受けやすいので、十分検討して、行うこととする。

### 4-2 護岸工の種別

護岸工の種別は、現地の状況に応じて適切なものを選定するものとする。

#### 〔解説〕

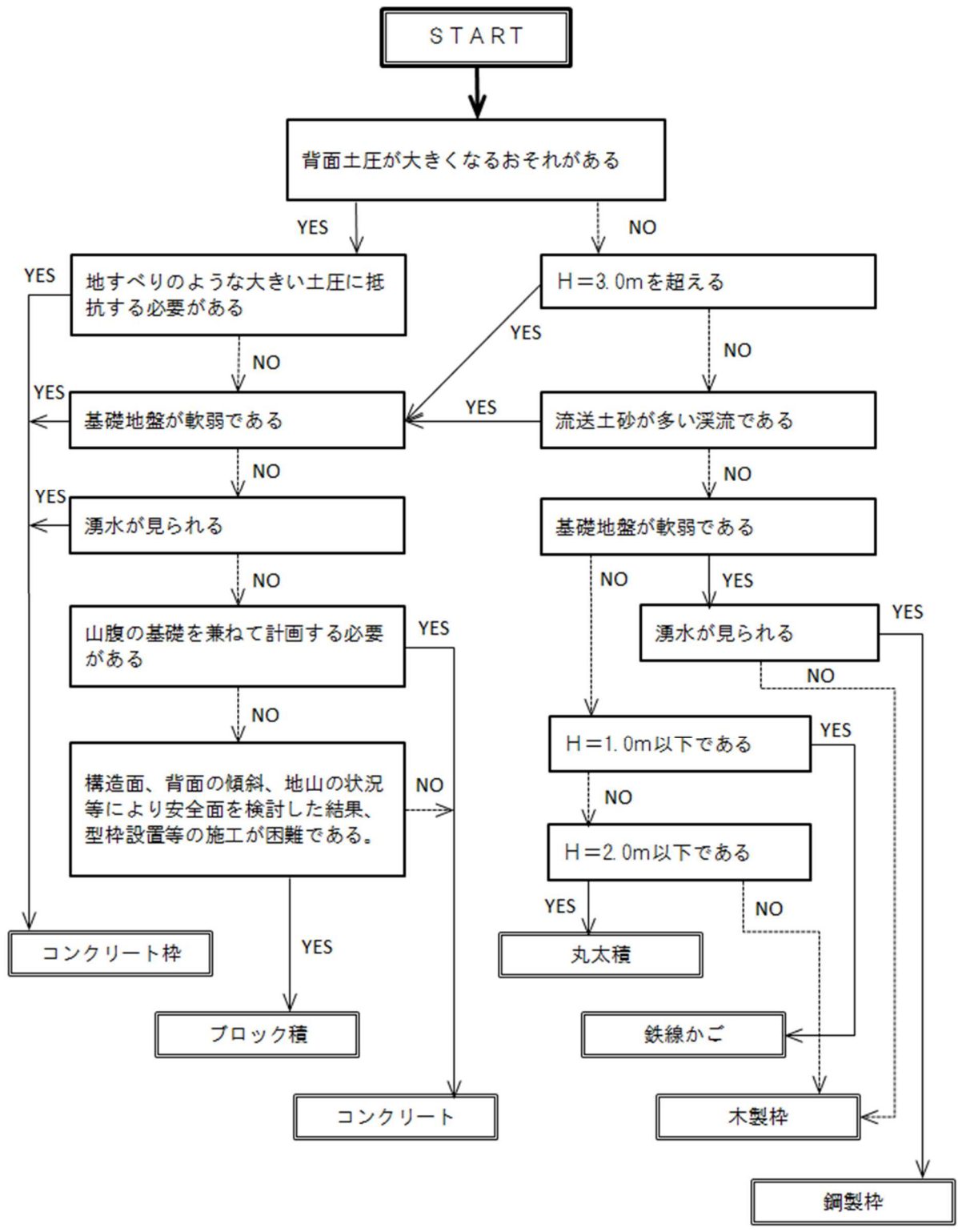
- 1 護岸工の種別は、コンクリート、コンクリートブロック、コンクリート枠、鋼製枠、鉄線かご、木材等とし、現地の状況に応じて適切なものを選定するものとする。
- 2 流水及び流送土砂の多い溪流では、簡易な工作物では破壊されるおそれがあることから、コンクリート又はコンクリートブロックを採用するものとする。  
なお、コンクリートブロックを練積とする場合には胴込コンクリートのほか、必要に応じて裏込コンクリートを用いるものとする。

- 3 コンクリート枠又は鋼製枠は、流水や送流土砂等の衝撃が小さい溪流の場合、基礎地盤が不同沈下のおそれがある場合、背面の堆積土砂や盛土等の排水効果を期待する場合、他の種別では技術的に不適當な場合に採用するものとする。
- 4 鉄線かご又は木材は、流量及び石礫の流出の少ない、勾配の緩い溪流において採用するものとする。

## 4-2 護岸工の種別（細則）

- 1 護岸工の種別は、以下を参考に決定する。
  - 1) コンクリート
    - ① 山腹工の基礎を兼ねて計画する箇所。
    - ② 背面土圧が大きくなる箇所。
    - ③ 転石等の衝撃を受けやすい箇所。
  - 2) ブロック積
    - ① 背面の土圧が比較的小さい箇所。
    - ② 構造上、型枠等の設置が困難な箇所。
    - ③ 背面の傾斜の状況、地山の状況等により、施工の安全面から有利な箇所。
  - 3) コンクリート枠
    - ① 地すべりのような大きい土圧に抵抗するような必要がある箇所。
    - ② 湧水等が見られる箇所。
  - 4) 鋼製枠
    - ① 基礎地盤が軟弱である箇所。
    - ② 湧水等が見られる箇所。
  - 5) 鉄線かご
    - ① 基礎地盤が圧密沈下し、他の材料による施工及び維持管理が困難な箇所。
    - ② 耐久性が低く堆積土砂等が多く、背面土圧が大きい箇所には適さない。
  - 6) 木製護岸
    - ① 基礎地盤が軟弱である箇所。
    - ② 常水が無く降雨時のみの流水箇所
    - ③ 土圧の小さい箇所
- 2 法勾配
  - 1) コンクリート、コンクリートブロック . . . . . 3～5分
  - 2) コンクリート枠、鋼製枠 . . . . . 5分以上
  - 3) 鉄線かご . . . . . 5分以上
  - 4) 木製護岸 . . . . . 5分以上

3 護岸工・流路工（護岸部）選定フロー



※ブロック積については、県内の石工の減少により施行困難なため、当面の間コンクリートで対応する。

### 4-3 護岸工の位置等

護岸工の位置及び法線は、その目的及び現地の状況に応じて、最も効果的となるように決定するものとする。

#### 〔解説〕

- 1 護岸工の位置は、施工箇所地形・地質、流水の衝突状態、計画高水位、治山施設の計画高、荒廃斜面の勾配、既施工箇所における護岸の実態等を調査し、目的に合致した最も効果的な箇所を選定する。
- 2 護岸工は、溪流における水衝部、山腹崩壊の拡大又は崩壊のおそれのある箇所、山腹工の基礎の保全等が必要な箇所等に設置する。
- 3 溪岸崩壊地等に対する護岸工の配置には、次のようなタイプがある。
  - (1) 溪流の横侵食を防止して、崩壊しやすい溪岸斜面の維持及び根固めのため、直接護岸を設けるもの。(図-30(1)参照)
  - (2) 治山ダムを設けて縦侵食を防止しても横侵食が起こる場合に、治山ダム上流部の崩壊地の脚部に護岸工を設け、決壊又は崩壊を防止するもの。(図-30(2)参照)
  - (3) 大岩塊等障害物によって流心が変化湾曲して溪岸崩壊地等が生じた場合に、障害物を取り除いて溪岸崩壊地等の脚部に護岸工を設けるもの。(図-30(3)参照)
- 4 護岸工の法線は、流水の偏流等を引起さないようにできるだけ滑らかに設置する必要がある。

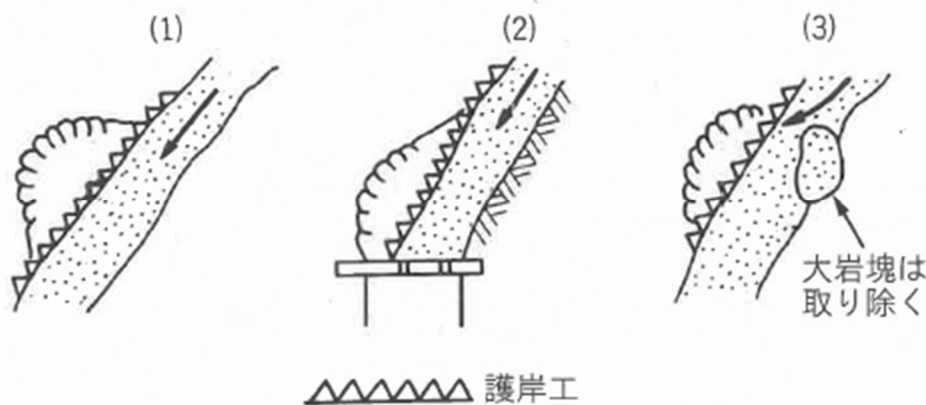


図-30 護岸工の配置

### 4-3 護岸工の位置（細則）

護岸工の設置に当たっては、溪流の全体の法線を考慮し、著しい湾曲部ができないように計画する。

#### 4-4 護岸工の天端高

護岸工の天端の高さは、洪水時に流水とともに流下する砂礫、流木等を考慮して、十分に余裕を見込んだ高さとしなければならない。

##### 〔解説〕

- 1 護岸工の天端高は、砂礫、流木等を含んだ洪水流に対して、越流しないように安全な高さとしなければならない。具体的には、代表的な溪流断面において、計画高水流量を基準として決定する。
- 2 山腹崩壊の防止又は山腹工の基礎を目的として護岸工を設ける場合にあつては、洪水流に対して安全かつ山腹基礎工の目的を達成できる天端高とする必要がある。
- 3 治山ダムの上流部に計画する護岸工の天端の高さは、治山ダムの袖天端と同等の高さとし、おおむね計画勾配に沿って勾配を設け、越流しない高さとする。
- 4 護岸工の計画高水流量は、原則として最大洪水流量に洪水痕跡等から推測される流量等を考慮して、第3節3-7-4「治山ダム設置位置の計画高水流量」の解説に準ずるものとする。
- 5 護岸工の天端高は、計画高水流量から求められた計画水深（ $h_c$ ）に余裕高（ $\Delta h$ ）を加えた高さとする。
- 6 護岸工の有効高は、原則として、計画高水流量を基準として求めた計画水深（ $h_c$ ）に、水面変動を考慮した余裕高（ $\Delta h$ ）を加算して求めるものとする。また、必要に応じて、嵩上げ高（ $h_f$ ）を加算するものとする。

$$h \geq h_c + \Delta h (+ h_f)$$

$h$  : 護岸工の有効高 (m)

$h_c$  : 計画高水流量を基に算出した計画水深 (m)

$\Delta h$  : 余裕高 (水面変動を考慮) (m)

$h_f$  : 嵩上げ高 (必要に応じて設定) (m)

計画水深及び余裕高は、第6節6-6-3「流路工における護岸工の天端高」の解説に準じて求める。なお、流路幅等は、溪流の状況を考慮して設定する。

- 7 嵩上げ高（ $h_f$ ）は、次のように設定する。

- (1) 流路が整理されていない溪流に護岸工を計画する場合は、必要に応じて、異常な水位上昇を考慮したかさ上高を設定する。
- (2) 溪流の曲線部の凹岸に護岸工を計画する場合は、必要に応じて、第6節6節6-6-4「流路工の曲流部の構造」の解説に準じて、洪水時の水位上昇を考慮した嵩上げ高を設定する。

##### 〔参考〕護岸工の嵩上げ高（ $h_f$ ）

流路工の護岸工でない場合の護岸工の嵩上げ高は0.5m程度を標準とするが、上流から流下して異常に堆積した土砂等により、一時的に溪流や流路の断面が小さ

くなり、異常な水位上昇となることが考えられる場合にあつては、洪水痕跡等を考慮して嵩上げ高（ $h_f$ ）を決定する。

#### 4-4 護岸工の天端高（細則）

1 山腹工の基礎となる護岸工においては、土留工として必要な高さに加え、河川の断面（計画高水位）を考慮し、余裕高として治山ダム放水路の余裕高を加えた高さとする。

なお、過去の洪水痕跡が余裕高を見込んだ高さより高い場合や、治山ダム上部に計画勾配以上の堆積土砂が存在する場合は、上記余裕高に $h_f$ （上流からの流出土砂堆積深さ）を加えることとする。

2 湾曲部においては、凹岸に所定の嵩上げを行うものとする。よって、直線部における護岸工の高さは、嵩上げ高を考慮した護岸工の制限高さ以内とする。

3 高さの制限

- |               |              |
|---------------|--------------|
| 1) コンクリート     | 4. 0 mを限度とする |
| 2) コンクリートブロック | 3. 5 mを限度とする |
| 3) 鉄線かご       | 2. 0 mを限度とする |
| 4) コンクリート枠    | 4. 0 mを限度とする |
| 5) 鋼製枠        | 4. 0 mを限度とする |
| 6) 簡易鋼製枠      | 3. 0 mを限度とする |
| 7) 木製護岸       | 2. 5 mを限度とする |



#### 4-5 護岸工の構造

護岸工の構造は、背後の地形・地質等を考慮して適切なものを選定するものとする。

##### 〔解説〕

- 1 護岸工の型式は、一般に、重力式又はもたれ式とし、表のり勾配を急勾配とする。ただし、比較的溪床勾配が緩く、護岸の破壊等のおそれが少ない区間では、のり勾配の緩い傾斜式とすることができる。
- 2 重力式又はもたれ式の護岸工は、コンクリート、コンクリートブロック練積及び練石積が多く、背後の土質、山腹傾斜等を考慮して、背面土圧に対して安定なものとする。
- 3 重力式又はもたれ式の護岸工に土圧が作用する場合は、第5章第3節3-3-5-1「土留工の安定計算に用いる荷重」及び第5章第3節3-3-5-2「土留工の安定性の検討」に準じて、安定計算を行い断面を決定する。
- 4 傾斜式の護岸工は、練石張、鉄線かご（蛇かご）等が多く、経験的に断面を決めることが多い。

##### 〔参考〕コンクリート又はコンクリートブロック練積護岸工の仕様

コンクリート護岸工又はコンクリートブロック練積護岸工の標準的な仕様は次のとおりである。

- 1 天端厚は、0.3～0.5mとする。
- 2 表のり勾配は、3分を標準とする。
- 3 裏込礫、水抜き等を設けて、背後の土圧・水圧を緩和する構造とする。
- 4 裏込礫を充填する場合は、厚さ0.3m程度とする。
- 5 水抜きは、低水位以上のより高い位置に、径50～100mm程度のものを2～3㎡に1箇所程度設ける。
- 6 延長が20mを超える場合は、原則として伸縮継目を10～15mに1箇所設けるものとするが、基礎地盤の支持力に著しい差のある場所にも設置することを考慮する。

##### 〔参考〕鉄線かご護岸工の仕様

鉄線かご護岸工には、ふとんかご又は丸蛇かごを用いる場合がある。鉄線かご護岸工の標準的な仕様は、次のとおりである。

- 1 ふとんかごの場合は、溪床に沿って縦に並べて止杭で固定する（図-31参照）。
- 2 蛇かごの場合は、溪岸ののり面に沿って縦に並べ、溪床部分に敷き込んで止杭で固定する（図-31参照）。
- 3 中詰石は、風化し難い堅硬なものでなければならない。
- 4 コンクリート枠、鋼製枠、鉄線かご護岸工は、背面土砂等の吸出しを防止するため、背面、下面、側面に吸出し防止材を設置するものとする。

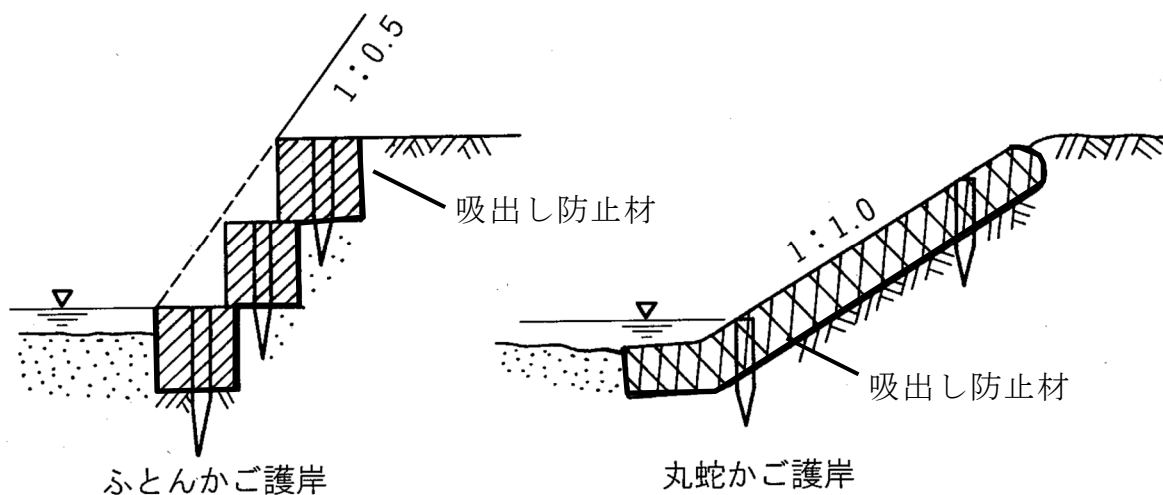


図-31 鉄線かご護岸工の例

#### 4-5 護岸工の構造（細則）

##### 1 断面

現地の状況及び経済性を考慮しもたれ擁壁を使用する場合には、基礎地盤の状態及び背面の地山や湧水の状況に十分注意し、不安がある場合には使用しない。

##### 2 天端厚

区 分	コンクリート	ブロック
転石がない場合	0.30m	0.37m
転石が多い場合	0.50m	0.50m

※ ただし、0.30mの場合においても、経済的に0.50mが有利となる場合には0.50mとする。

##### 3 法勾配

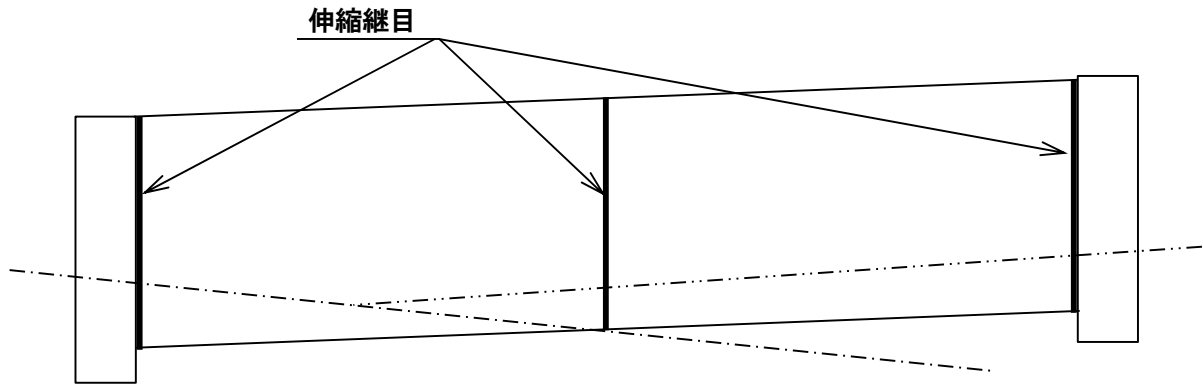
区 分	法勾配
コンクリート、ブロック	3～5分
コンクリート枠、鋼製枠	5分以上
鉄線かご	5分以上

##### 4 継 目

次の場合には原則として伸縮継目を設けるものとする。

- 1) 全延長が20mを越える場合は、10～15mに1箇所設置する
- 2) 両側を堅固な岩盤又は、構造物により狭まれた場合は、中心部又は両側に設置する【図1参照】
- 3) 壁体底版の基礎地盤の土質が極端に変化する場合は、土質の変化地点に設置する【図1参照】

【図 1】

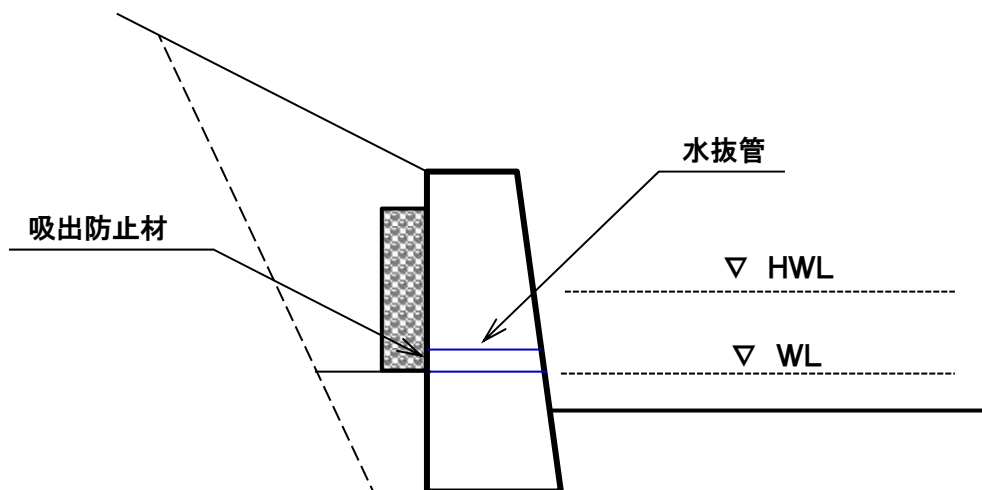


5 水抜き

常時灌水が予想される水位（常水）より上部に、2 m<sup>2</sup>に1本程度設置する。

なお、水抜き背面においては、吸出防止の処理を行うこととする。【図 2 参照】

【図 2】



#### 4-6 護岸工の取り付け

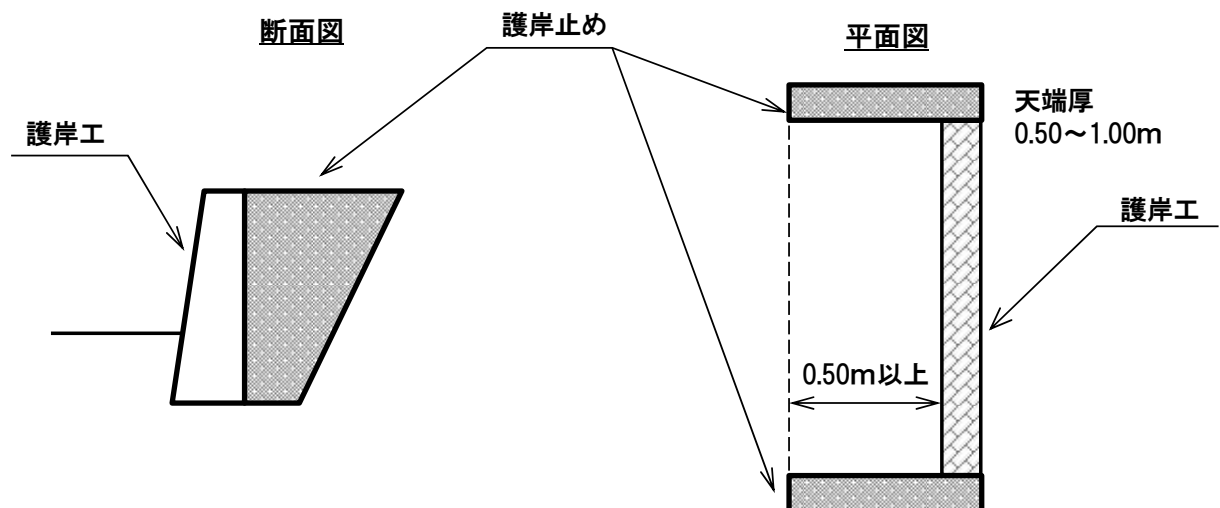
護岸工の上下流部は、流水により洗掘、破壊されないように溪岸に取り付けるものとする。

##### 〔解説〕

- 1 護岸工の上下流端の取付部は、流水によって洗掘又は破壊されやすいので溪岸に十分巻き込むものとする。
- 2 護岸工を治山ダム上流に接続する場合は、4-4「護岸工の天端高」の解説に留意する。

#### 4-6 護岸工の取り付け（細則）

護岸工のみの単独設置となる場合には、護岸工の起点及び終点に護岸止めを設置し、遮水並びに洗掘の防止を図るものとする。なお、構造については、垂直壁工を参考として計画するものとする。【下図参照】



## 4-7 護岸工の基礎

### 4-7-1 護岸工の基礎の根入れ深

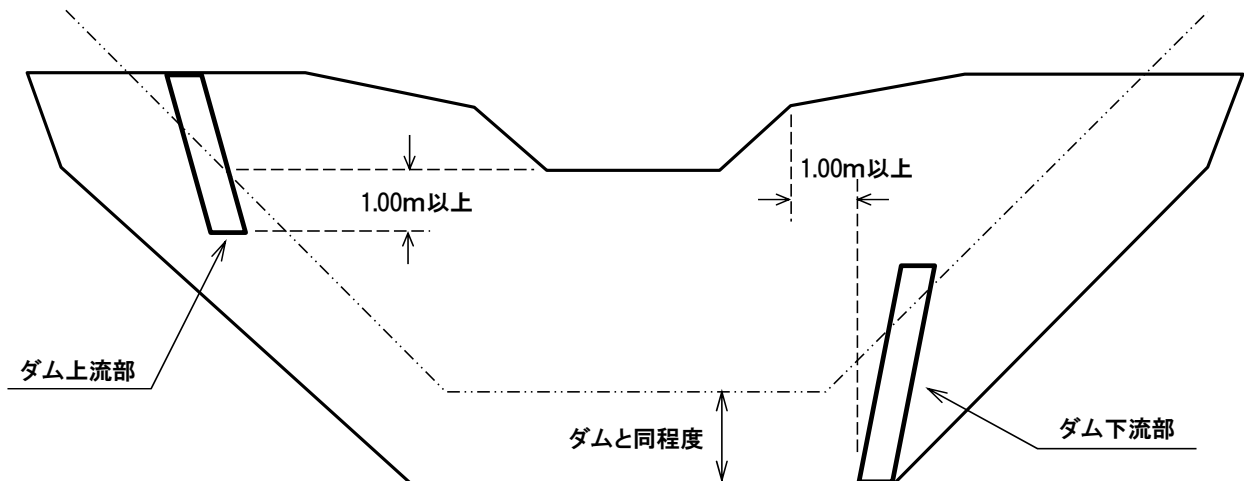
護岸工の基礎の根入れ深は、計画溪床勾配、溪床の状況等を考慮して、洗掘されることのない安全な深さとしなければならない。

#### 〔解説〕

- 1 護岸工は、その脚部に沿って洗掘されやすいので、砂礫層等の場合の基礎は、計画勾配線より少なくとも1m以上根入れを設けるものとする。
- 2 治山ダム上流部に取り付ける護岸工の基礎は、治山ダム放水路天端から1m程度深く根入れを設けることを標準とする。
- 3 治山ダム下流部に取り付ける護岸工の基礎の根入れ深は、通常治山ダムの基礎の根入れ深と同程度とし、放水路肩の直下から1.0m以上山側に後退して取り付けることを標準とする。
- 4 溪流が曲流する箇所に護岸工を設ける場合には、洗掘を受け易いことから、基礎の根入れ深の決定に当たって留意する必要がある。

### 4-7-1 護岸工の基礎の根入れ深（細則）

- 1 護岸工の基礎の根入れについては、計画勾配を参考にするが、部分的に基礎部の根入れが不十分になりやすいので、計画勾配を考慮しながら、現地盤より1m程度根入れするものとする。
- 2 治山ダムに護岸工を取り付ける場合には、下図のとおりとする。



注) 土質別の根入れ深さについては、治山ダムに準じて行う。

#### 4-7-2 護岸工の基礎の洗掘防止

護岸工の基礎が流水によって洗掘されるおそれがある場合は、洗掘防止の措置を講ずるものとする。

##### 〔解説〕

- 1 曲流部の凹岸、水衝部、護岸工の下流部等水流によって洗掘のおそれがある場合には、必要に応じて、根固工、水制工等を設ける。  
特に、曲流部の凹岸及び水衝部では注意する必要がある。
- 2 根固工は、自重と粗度により、水流に対応して基礎洗掘を防止するもので、その構造は、柔軟性のあるものでなければならない。根固工の天端高は、計画勾配に合わせた一定の高さとし、根固工の底部は、護岸基礎とおおむね同じ深さとする。
- 3 根固工は、現地の状況に応じて、捨石、コンクリートブロック、沈床等、最も適切なものを採用するものとする。
- 4 護岸工の基礎部の流速を減少させ洗掘を防止するために、水制工を用いる場合がある。

#### 4-7-2 護岸工の基礎の洗掘防止（細則）

一般に、護岸工の施工箇所は凹部で水の衝撃を受けやすい場合が多い。

そこで、護岸工を設置すれば流速の増加が見込まれ、それにより基礎部の土砂の洗掘が十分予想される。

そのため、護岸工を設置する場合には、必ず洗掘防止対策を行うものとする。

- 1 転石等が多い場合には、寄せ石等による根固め対策を行う。

なお、寄せ石に使う転石の大きさについては、計算により流出しない大きさの石であるとする。【図1参照】

（参考式）

$$\sqrt{(\tau_0/\rho)} < \sqrt{\{0.05(\sigma/\rho-1)g \cdot d\}}$$

ここに、 $\tau_0$ ：溪床面に作用するせん断力

$$\tau_0 = \rho \cdot g \cdot R \cdot l_e$$

$\rho$ ：水の密度

$g$ ：重力の加速度

$R$ ：径深

$l_e$ ：エネルギー勾配

$\sigma$ ：砂礫の比重

$d$ ：石礫の径

- 2 転石のない場合は、コンクリートブロック等により根固め対策を行うこととする。

ただし、コンクリート設置に当たっては、ブロック重量を計算により算出するものとする。【図2参照】

(参考式)

$$W > (CD \cdot W_0 \cdot \varepsilon \cdot A \cdot V) / \{2 \cdot g \cdot \mu \cdot (1 - (W_0/W_r))\}$$

ここに、W：ブロックの空中重量

CD：抵抗係数（≒1.1）

W<sub>0</sub>：流水の単位体積重量（=9.8kN/m<sup>3</sup>）

ε：遮蔽係数（単体-1.0 群体-0.26~0.45）

A：ブロックの投影面積（m<sup>2</sup>）

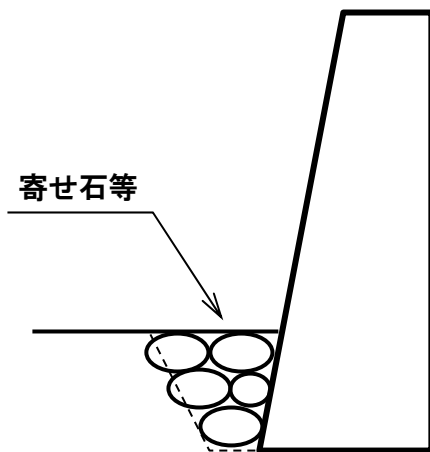
V：設計流速（m/sec）

g：重力加速度（9.8m/sec<sup>2</sup>）

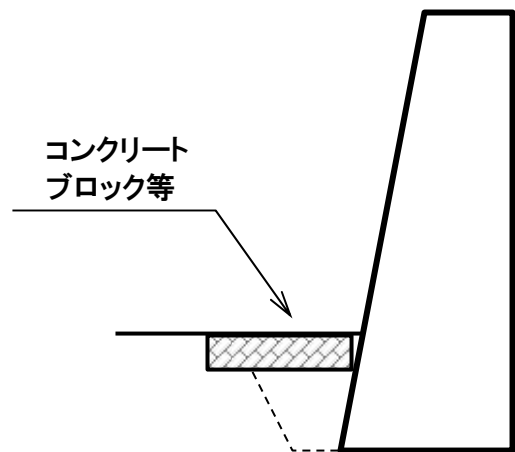
μ：摩擦係数（≒0.8）

W<sub>r</sub>：コンクリートの単位体積重量（=22.6kN/m<sup>3</sup>）

【図1】



【図2】



### 4-7-3 護岸工の基礎の処理

護岸工の基礎地盤が軟弱な場合は、その状況に応じて適切な基礎の処理を行わなければならない。

#### 〔解説〕

護岸工の基礎の処理は、基礎地盤の支持力、透水性等その状況に応じて経済性、施工性等も考慮して適切に行わなければならない。

一般的な基礎の処理方法としては、杭打ち、フーチング等がある。

### 4-7-3 護岸工の基礎の処理（細則）

1 極端に支持力が期待できない箇所や、明らかに不足することが予測できる箇所においては、無理に地盤を処理せず、かご工等の計画を行うものとする。

2 床堀後に支持力が得られなかった場合には、杭打ち基礎または、置き換えによる基礎処理を行うものとする。

1) 杭打ち基礎 …………… 3-10-4-1

治山ダムの杭基礎参照

2) 置き換え処理 …………… 細則 3-10-4 治山ダムの基礎の処理 2 参照



## 第5節 水 制 工

### 5-1 水制工の目的

水制工は、流心を溪岸から遠ざけ、流路を規制し、溪岸の侵食防止又は護岸の洗掘防止を図ることを目的とする。

#### 〔解説〕

水制工は、溪流幅の狭い箇所では必ずしも適切な工法ではなく、水制工によって規制された流水が対岸を侵食するおそれがあるので留意しなければならない。

一般に、相当の溪流幅がある曲流部等に計画する。

### 5-1 水制工の目的（細則）

水制工については、流心を移動させ溪岸の侵食を防止することを目的としており、流心の移動による対岸の侵食が考えられるため、設置にあたっては、下表を参考に溪流幅の広い箇所に設置するものとする。

溪流幅と水制工延長

溪流幅	水制工延長
2.0 m	0.2 m
5.0 m	0.5 m
10.0 m	1.0 m
20.0 m	2.0 m
30.0 m	3.0 m

\* 5-6 水制工の長さ及び間隔より算出

### 5-2 水制工の種別

水制工の種別は、その目的及び現地の状況に応じて最も適切なものを選定するものとする。

#### 〔解説〕

- 1 水制工の種別は、コンクリート、コンクリートブロック、コンクリート枠、鋼枠、鉄線かご等がある。
- 2 水制工は、コンクリート、コンクリートブロック等が用いられることが多いが、流量の少ない溪流等においては、鉄線かごを採用する場合がある。

## 5-2 水制工の種別（細則）

水制工においては、流心の移動を目的としているため、直線部において、流路が固定した場合に、水制工はそれほど重要な構造物ではなくなり、また、水制工設置により堆積した土砂の植生による安定を図り、河川環境の保全に努めることにより、木製の構造物（片法枠等）を有効に活用することとする。

## 5-3 水制工の位置

水制工の位置は、その目的及び現地の状況に応じて、最も効果的となるように決定するものとする。

### 〔解説〕

- 1 溪流が直線又は直線に近い区間で、両側に水制工を設ける場合には、水制工の先端部を対立させ、その延長が流路の中央で交わるように位置を定める。（図-32(1)参照）
- 2 溪流の短区間に接した崩壊地に対しては、崩壊地の上流端に水制工を設け、水流を崩壊地の脚部から遠ざけて崩壊の拡大を防止することがある。この場合、一般に、崩壊地側の片岸のみ水制工を設けるが、対岸の侵食に注意しなければならない。（図-32(2)参照）

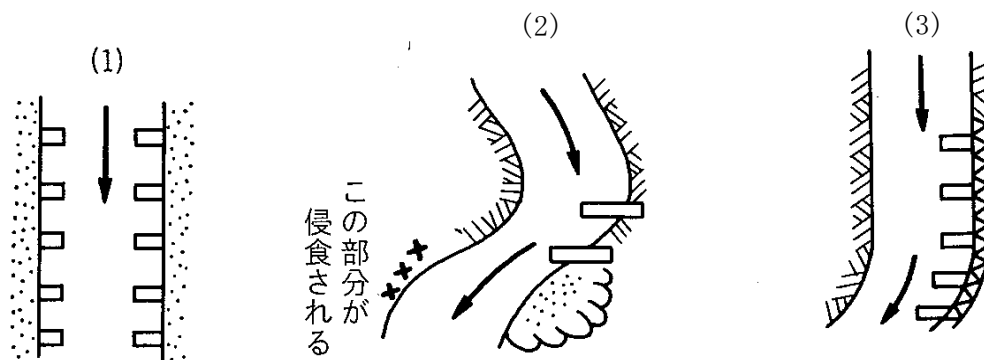
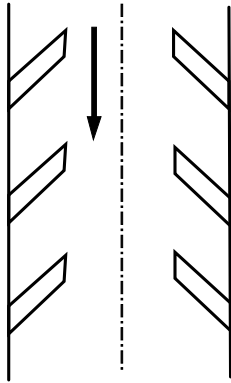


図-32 水制工の位置

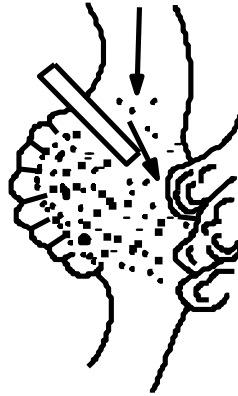
## 5-3 水制工の位置（細則）

- 1 直線部においては、両岸に計画し、各水制工頭部間の新流路河床の流速を低下させ、同時に水制間に土砂を堆積せしめ、流路が固定するに及んだ場合、水制工頭部を導流工あるいは護岸工で連結させることができる。【図1】
- 2 幅の狭い溪流で、溪岸侵食や、山腹崩壊等があり復旧が困難な場合、経費がかなり多くかかる場合において、水制工を行った方が有利な場合には、崩壊地から流心を遠避けるような位置に計画する。【図2】

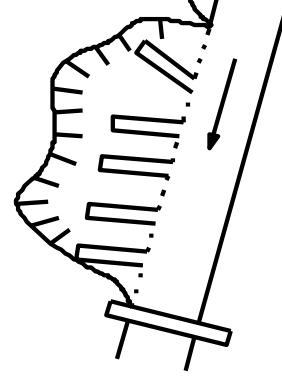
【図 1】



【図 2】



上流側は下向き  
非越流水制とする。



#### 5-4 水制工の方向

水制工の方向は、その目的及び現地状況に応じて、最も効果的となるように決定するものとする。

##### 〔解説〕

- 1 水制工の方向は、流水による溪岸等の侵食防止を図ることができるように、流心線又はその切線に対して、上向きに  $70\sim 90^\circ$  の角度を標準とする。
- 2 水制工は、その突出角度によって、上向水制工、直角水制工及び下向水制工に分けられる。  
それらの特徴は次のとおりで、その目的から、一般に上向水制工又は直角水制工が採用される。
  - (1) 上向水制工：水制工間の砂礫の堆積は、下向水制工よりも多いが、先端部の洗掘は最も強い。水流は、溪流の中心に向かって偏流する。
  - (2) 直角水制工：水制工間の中央に砂礫の堆積を生じ、先端部における溪床の洗掘は比較的弱い。水流は、偏流を生ずることがない。
  - (3) 下向水制工：水制工間の砂礫の堆積が直角水制工より少なく、先端部の洗掘は最も弱い。水流は、溪岸に向かって偏流する。

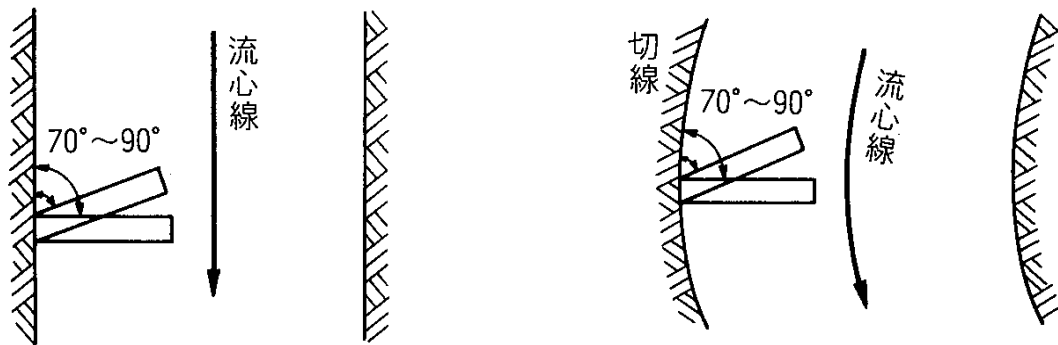


図-33 水制工の方向

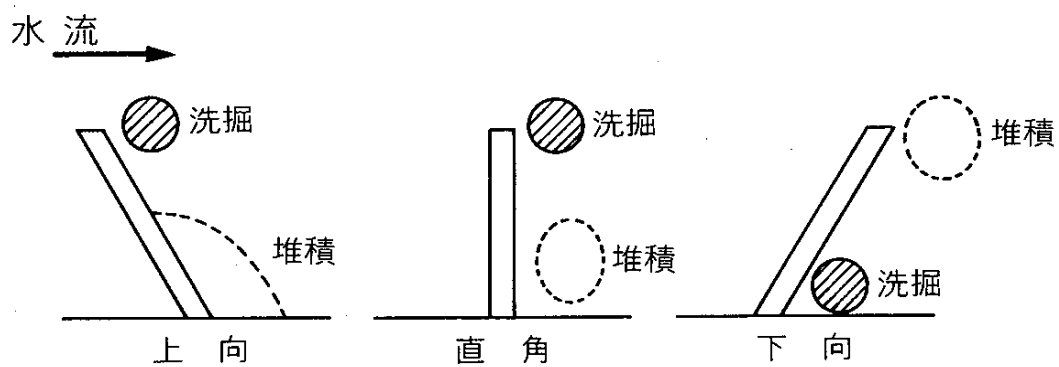


図-34 水制工の突出角度と溪床の洗掘、堆積の状況

#### 5-4 水制工の方向（細則）

下向き水制においては、図-34のように溪岸に近い位置での洗掘が予想されるため、原則として行わないものとする。

## 5-5 水制工の形状

水制工の形状は、現地の状況等から決定するものとする。

### 〔解説〕

- 1 水制工の形状には、かね出し、ちょう出し、かま出し、かぎ出し等がある。
- 2 荒廃溪流においては、一般に、かね出しが採用される。砂礫堆積地帯において溪流幅を限定する必要がある場合には、ちょう出しを採用することがある。

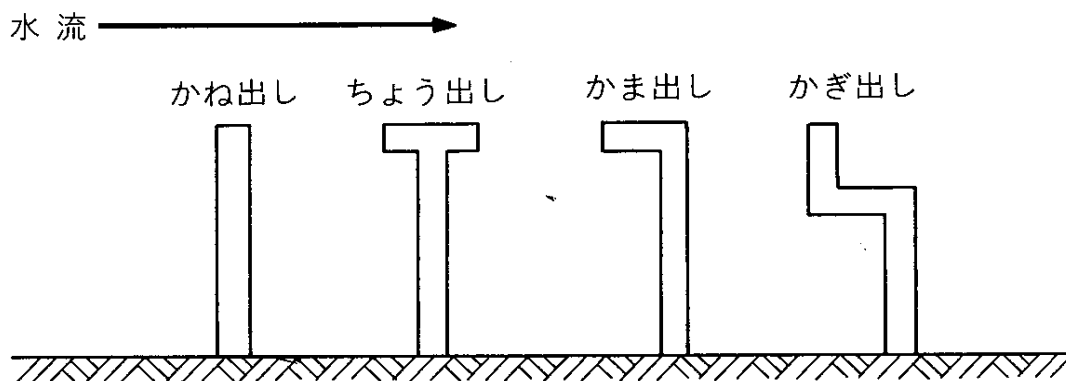


図-35 水制工の形状

## 5-5 水制工の形状（細則）

形状については、かね出しを標準とするが、断面及び天端厚等の構造においては、水衝部であり、転石や土石流等の影響を受けやすい箇所であることより、治山ダムに準じて決定することとする。

## 5-6 水制工の長さ及び間隔

水制工の形状は、現地の状況等から決定するものとする。

### 〔解説〕

- 1 一般に、溪流は一般河川と比べて川幅が狭くて流れが速い。このため、溪流に設置する水制工は、流水の状況地形等を十分検討して、必要最小限の長さとする。
- 2 水制工の間隔は、水制工の長さ・方向・種別、流水の方向・強弱、溪床勾配、溪床の状況等によって決定される。水制工の間隔が広すぎると横流が生じて、溪岸又は護岸が破壊されることがあるので、注意しなければならない。

### 〔参考〕水制工の長さ

水制工は、一般的に、長さを短くして護岸工と併設する方が、工事施工、維持の面で経済的となることから、溪流幅の10%以下の長さとしていることが多い。

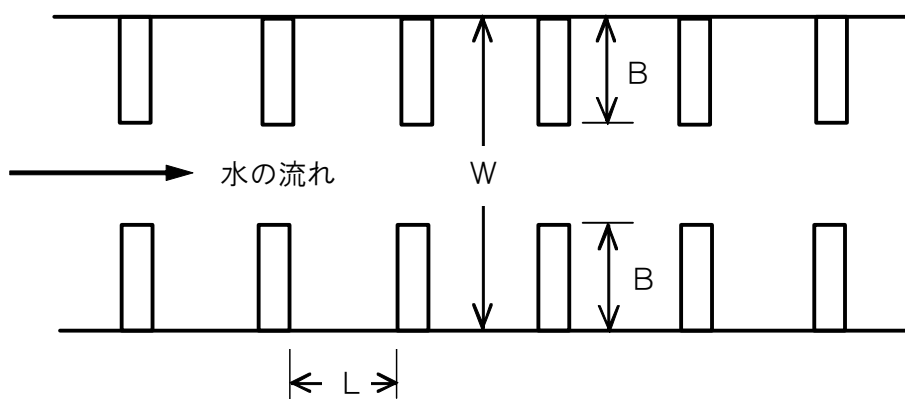
### 〔参考〕水制工の間隔

水制工の間隔は、一般に、凹岸部で水制工の長さの2倍、直線部で2.5～3.0倍、凸岸部で3倍以上とされている。

## 5-6 水制工の長さ及び間隔（細則）

溪流幅に対する水制工の長さ及び間隔については、下表のとおりとなる。

溪流幅 (W)	水制工の長さ (B)	水制工の間隔 (L)		
		凹岸部	直線部	凸岸部
2.0 m	0.20 m	0.40 m	0.50～0.60 m	0.60 m 以上
5.0 m	0.50 m	1.00 m	1.25～1.50 m	1.50 m 以上
10.0 m	1.00 m	2.00 m	2.50～3.00 m	3.00 m 以上
20.0 m	2.00 m	4.00 m	5.00～6.00 m	6.00 m 以上
30.0 m	3.00 m	6.00 m	7.50～9.00 m	9.00 m 以上



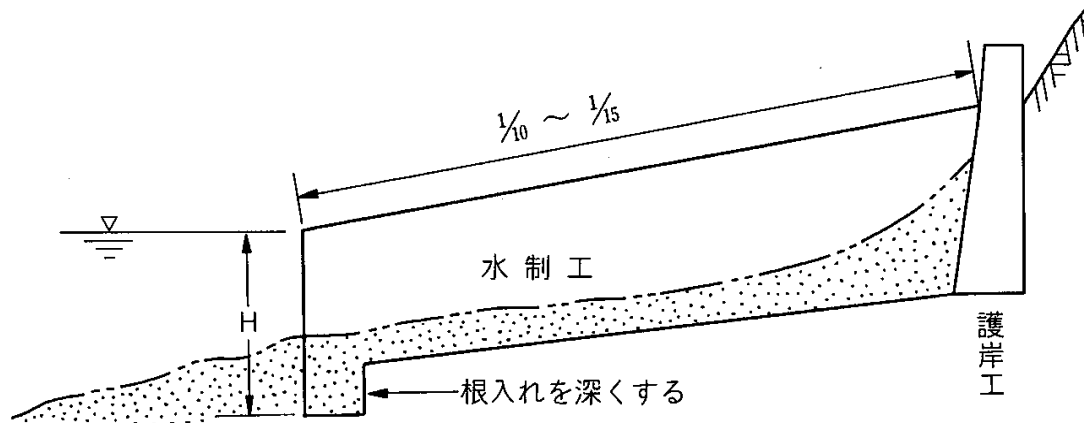
## 5-7 水制工の高さ

水制工の高さは、その目的及び現地の状況に応じて決定するものとする。

### 〔解説〕

- 1 水制工は、洪水の際に天端を越流するか否かによって、越流水制工と非越流水制工に区分する。
- 2 水制工は、急流部では非越流水制工が多く用いられ、水制工先端部の洗掘を防ぐため、先端部の基礎の根入れを深くする。
- 3 水制工は、流心を溪岸より遠ざけるために、一般に、溪岸から流心に向かって

1/10～1/15の勾配で前下がりに傾斜を付ける。



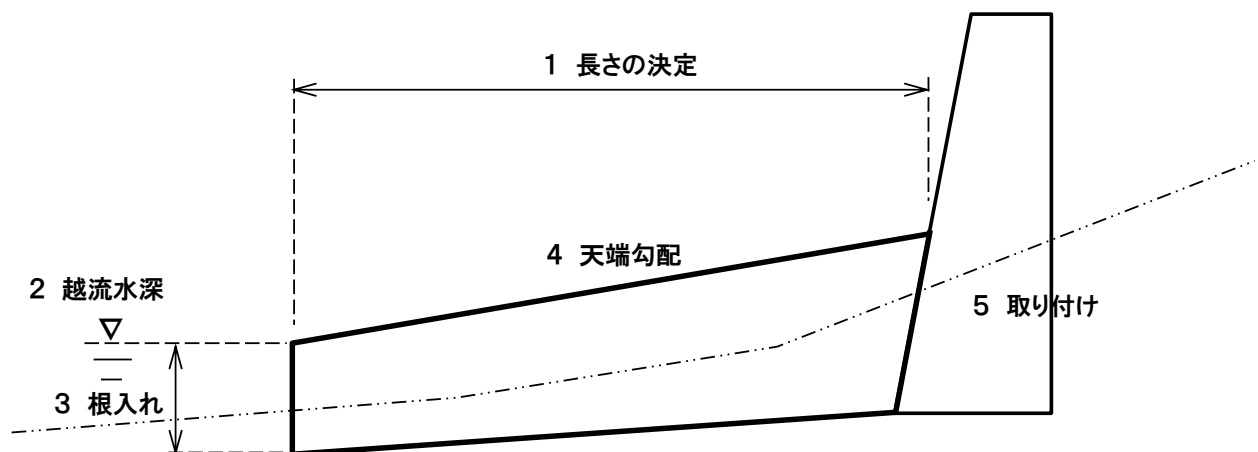
(高さ(H)は、計画高水流量を基準として決定する)

図-36 水制工（非越流）の高さ

### 5-7 水制工の高さ（細則）

水制工の高さの決定については、以下のとおりとする。

- 1 水制工の長さを決定する。
- 2 非越流とし越流水深を頭部の天端高さとする。
- 3 洗掘のないように根入れを十分行う。(護岸工に準じる)
- 4 護岸方向に1/10～1/15の勾配で水制工の延長を確保する。
- 5 地山、若しくは構造物に接続する。



## 第6節 流路工

### 6-1 流路工の目的

流路工は、流路を固定して乱流を防止するとともに縦断勾配を規制して、縦横侵食の防止を図ることを目的とする。

#### 〔解説〕

- 1 流路工は、床固工、帯工及び護岸工によって、流路を固定し乱流を防止するとともに縦断勾配を規制して、縦横侵食防止を図ることを目的としている。
- 2 流路工は、その目的を十分理解し、安全性、経済性についても検討を行って流水を安全に流下させるとともに、維持管理、周辺の水利用、地下水位、自然環境等についても十分配慮しなければならない。
- 3 流路工は、土砂の調節機能がなく、土砂が多量に流下した場合に流路が閉塞する危険性があるために、上流部の治山ダム等の主要施設等の整備が進み、異常な土砂流出が治まった段階に着手することを原則とする。
- 4 流路工の上流端は、原則として治山ダムに取り付けるものとする。
- 5 流路工は、十分な流積を確保するとともに、局所洗掘又は異常堆積が生じないように縦断勾配を決定しなければならない。
- 6 流路工は、火山地帯などで、泥石流等を安全な場所に誘導する目的で用いられることがある。
- 7 流路工の種別は、治山ダム及び護岸工に準ずるものとする。

### 6-1 流路工の目的（細則）

流路工は、流水の流路を固定し、乱流防止及び縦横侵食の防止を目的としており、流路の固定が困難な溪流の下流域において設置するものとする。

### 6-2 流路工の法線

流路工の法線は、洪水流を安全に流下させることができるように、配慮しなければならない。

#### 〔解説〕

- 1 流路工の法線は、局所洗掘、異常堆積、又は流水の越流が生じないように、できる限りなめらかな平面線形とする。
- 2 何らかの理由で流路工を上流域の整備より先行せざるを得ない場合にあっては、できるだけ法線を直線とするとともに、流路の計画勾配、断面形状を十分に検討するものとする。
- 3 土地利用度の高い溪流においては、法線の規制が困難な場合が多いが、可能な

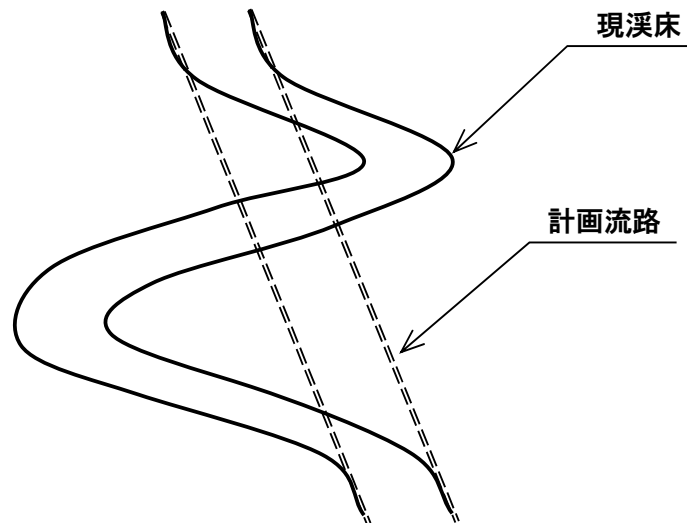


限り曲率半径を大きくするように配慮するものとする。また、下流の他事業による水路等との接続について、十分検討しなければならない。

- 4 主溪と支溪が合流する場合には、両者の法線ができるだけ鋭角に合流するように設定する。

## 6-2 流路工の法線（細則）

- 1 屈曲部においては、折れではなく、半径の大きい曲線的な法線とする。
- 2 著しい屈曲部の連続区間においては、流路の規正を考慮した法線とする。
- 3 流路の設置目的を考慮し、全体的には直線に近い形とする。



## 6-3 流路工の縦断形

流路工の縦断形は、その目的及び現地の状況を考慮して、決定しなければならない。

### 〔解説〕

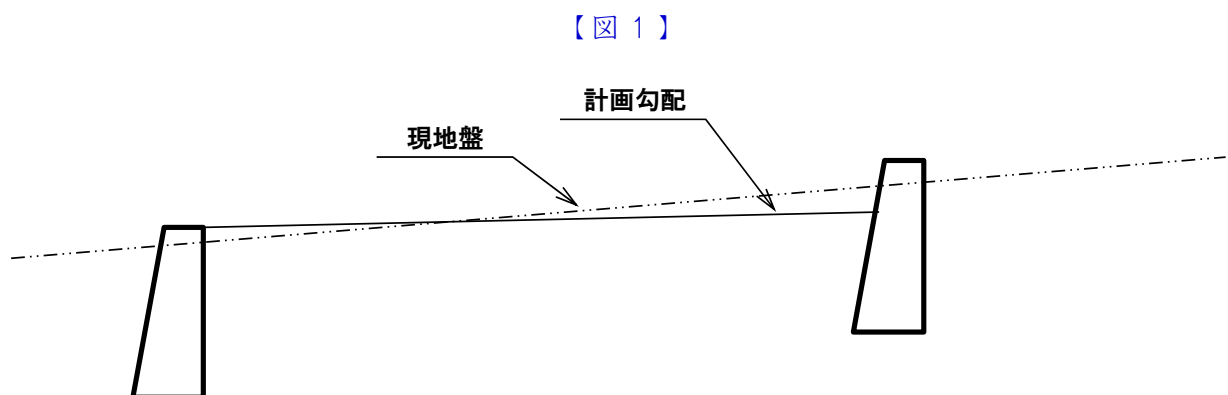
- 1 流路工の縦断形は、その目的、現地の状況を考慮しながら、上下流端の床固工の配置、計画溪床勾配、計画溪床高、底張りの有無等を総合的に検討して、決定しなければならない。
- 2 流路工における計画勾配は、施工前の溪流幅、水深、溪床勾配、溪床を構成する石礫の径等を調査して、溪床の安定を考慮して決定する。なお、流路工内の流水の速度が速くなると、流路工の区間及びその上下流で、異常な侵食・堆積や水

面変動を引起すおそれがあるため、計画溪床勾配はできるだけ緩和するよう設定することが望ましい。

- 3 流路工における計画溪床高は、現溪床より低く設定する掘り込み方式を原則とする。
- 4 流路工における計画溪床勾配の維持は、床固工、帯工の設置又は流路工の底張により溪床の侵食を防止して行う。  
なお、床固工を設置する場合は、落差をできる限り小さくして階段状に配置する。
- 5 流路工の計画溪床勾配を変化させる場合には、上流の溪床勾配による流れの物理的影響をできる限り下流に及ぼさないために、溪床勾配の変化点に床固工を設置することを原則とする。
- 6 主溪に支溪が流入することによる洗掘、堆積を防ぐため、支溪の縦断勾配は原則として主溪に合わせた勾配とする。このため合流点直上流部の支溪に床固工等を設け、支溪の縦断勾配を修正して合流させる等、合流点付近においては縦断勾配、平面形状等を十分検討する必要がある。

### 6-3 流路工の縦断形（細則）

- 1 現地盤より低く縦断形を計画する。【図1参照】
- 2 計画勾配は、治山ダムの計画勾配の決定に準じて行う。
- 3 三面張りにより溪床の移動抑止を行う場合には、この限りではない。
- 4 勾配は上流から下流にかけ緩やかな勾配になるように計画する。
- 5 合流部における勾配は、主溪流の勾配に支流勾配を合わせる。



## 6-4 流路工の溪床

流路工は、溪床の安定を保つように構造を決定しなければならない。

### 〔解説〕

- 1 流路工は、底を張らない構造を原則とする（二面張り流路工）。ただし、流路工を計画する区間において、その溪床を構成する材料では、計画溪床勾配の維持が困難な場合等には、底張りをすることができる（三面張り流路工）。
- 2 一般に底張り（三面張り流路工）を行うのは、次のような場合である。
  - (1) 計画溪床勾配を急にせざるをえず、掃流力が、その溪床を構成する石礫の平均径に対する限界掃流力よりも大きい場合
  - (2) 流路工の溪床の底幅が狭く急流で、施工時に溪床全面が掘削によって乱され、計画溪床高の維持が困難な場合
  - (3) シラス、火山灰堆積地等の比重の小さい砂礫及び細粒で溪床が構成されており、直接的に流水による侵食を防止する必要がある場合
  - (4) 床固工の設置により溪床勾配を補正する方法、流路幅を広げて水深を低くする方法等に比べて、底張りする方法が経済的に有利である場合
- 3 一般に、掃流力及び限界掃流力は、速度の次元を有する摩擦速度及び限界摩擦速度として求められる。限界摩擦速度が摩擦速度よりも小さい場合は、計画溪床勾配と水深の検討又は底張りをする。

### 〔参考〕摩擦速度・限界摩擦速度

摩擦速度及び限界摩擦速度は、次式によって求められる。

#### (1) 摩擦速度式

$$U_* = \sqrt{(\tau_0 / \rho)} \dots\dots\dots (6. 4. 1)$$

$U_*$  : 摩擦速度 (cm/s)

$\tau_0$  : 溪床面に作用するせん断力

$$\tau_0 = \rho \cdot g \cdot R \cdot I_e$$

$\rho$  : 水の密度 (g/cm<sup>3</sup>)

$g$  : 重力の加速度 (980cm/s<sup>2</sup>)

$R$  : 径深 (cm)

$I_e$  : エネルギー勾配 (計画溪床勾配)

#### (2) 限界摩擦速度式 (岩垣公式)

$$U_{*c}^2 = 0.05 (\sigma / \rho - 1) g \cdot d \dots\dots\dots (6. 4. 2)$$

$U_{*c}$  : 限界摩擦速度 (cm/s)

$\sigma$  : 砂礫の密度 (g/cm<sup>3</sup>)

$\rho$  : 水の密度 (g/cm<sup>3</sup>)

$$\sigma / \rho = 2.65 \text{ (砂礫の比重)}$$

$g$  : 重力の加速度 (980cm/s<sup>2</sup>)

$d$  : 石礫の径 (cm)

## 6-4 流路工の溪床（細則）

流路工の底版は、原則として底張りを行わないものとする。ただし、次の場合には、水源のかん養、環境の維持、保全等を考慮した底張りを行う。

- 1 摩擦速度 > 限界摩擦速度となる場合
- 2 地質、土質の状況から、溪床の侵食が著しい場合  
(一般的な目安として、3%以上の勾配には底張りを行う)

## 6-5 流路工における計画勾配の変化点及び落差

流路工の計画溪床勾配の変化点及び落差は、流路工の設置目的、現地の状況及び床固工等の効果的な配置を総合的に検討して決定するものとする。

### 〔解説〕

- 1 床固工は、溪床を固定することによって、流路工の縦断形と法線形を維持するために、必要な位置に設けるものとする。また、流路工の計画溪床勾配を緩くするために落差を設ける場合は、原則として床固工を設ける。
- 2 床固工の間隔が長くなる場合には、必要に応じて、帯工を床固工の間に設ける。
- 3 帯工は、流路工の縦断形と法線形を維持し、溪床の侵食、護岸の洗掘を防止することを目的とするもので、原則として落差を設けない。  
三面張り流路工にあっては、地下水流の発達の防止及び流路の保全のため、必要に応じ床固工の中間に帯工を設ける。
- 4 床固工は、一般に次のような地点に設ける。また、帯工は、主として(1)、(3)及び(5)の地点に設ける。
  - (1) 流路工の計画区域の上下流端
  - (2) 計画溪床勾配を維持するため必要とする地点（計画溪床勾配の変化点等）
  - (3) 法線形を維持するため必要とする地点
  - (4) 支溪合流点の下流部地点
  - (5) 護岸工等の工作物の基礎を保護する場合は、下流部地点

### 〔参考〕 帯工の間隔

帯工の間隔は、次表の値を標準とする。

表-11 帯工の間隔と勾配

勾配	1/5	1/10	1/15	1/20	1/25	1/30	1/35	1/40	1/45	1/50	摘要
間隔(m)	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	二面張
間隔(m)	20				50						三面張

## 6-5 流路工における計画勾配の変化点及び落差（細則）

勾配の変化点に床固工を設置し勾配を変化させる場合、急激な勾配の変化は、洗掘や堆積の原因になり流路工の維持に困難を生じる。そこで流路工における勾配の変化は、掃流力が上流を基準として、下流で50%以上の変化をしないように勾配並びに水深を決定することとする。

（参考例）

$$\text{掃流力を } U^2_* = g \cdot R \cdot I$$

上流部5%の場合

$$R = H \text{ として計算を行う (H = 最大計画高水位 1.20 m とする)}$$

上流部掃流力

$$\begin{aligned} U^2_* &= 9.8 \times 1.20 \times 0.05 \\ &= 0.588 \end{aligned}$$

よって、下流勾配は掃流力  $0.588 / 1.5 = 0.392$  より急な勾配下流勾配を仮定する。

H = 最大計画高水位 1.30 m とすると

$$\begin{aligned} I &= 0.392 / (9.8 \times 1.30) \\ &= 0.03 \end{aligned}$$

よって、下流の勾配は、3%より急な勾配とすること

## 6-6 流路工の横断形

流路工の横断形は、その目的及び現地の状況を考慮して、決定しなければならない。

〔解説〕

- 1 流路工の横断形は、縦断形、地形・地質、洪水時等の流水の状況、土砂の堆積状況や溪床を構成する岩石等の溪流の状況、周辺の土地利用状況等を考慮して決定するものとする。
- 2 流路工の横断形は、単断面を標準とする。
- 3 流路工の計画幅（流路底幅）は、洪水等の安全な流下及び溪床の安定性に主眼をおき、流出土砂量、溪床構成材料等の溪流の状況、周辺の土地利用状況等も考慮し決定するものとする。
- 4 流路工の計画幅は、現溪流幅より狭めると、計画高水流量に対する水深が大きくなって流速が速くなり、床固、護岸等の基礎部の洗掘が生じやすくなるので、可能な限り計画幅を広くとり、計画断面を大きくする必要がある。

〔参考〕 溪流幅と流量の関係

溪流幅と流量の関係は、次式（レジーム式）で表される。

$$B = \alpha \cdot Q^{1/2} \dots\dots\dots (6. 6. 1)$$

B : 溪流幅 (m)

$\alpha$  : 係数 (表-12 による)

Q : 流量 (m<sup>3</sup>/s)

表-12 係数  $\alpha$  の値

流域面積 (A) の大きさ (ha)	$\alpha$ の値
$A \leq 100$	2 ~ 3
$100 < A \leq 1,000$	2 ~ 4
$1,000 < A \leq 10,000$	3 ~ 5

6-6 流路工の横断形 (細則)

- 1 流路工の底幅の算出に当たっては、上記の式の外、現地の溪流幅等を考慮し、決定するものとする。
- 2 直線部の溪床横断勾配は水平を原則とする。

6-6-1 流路工の計画断面

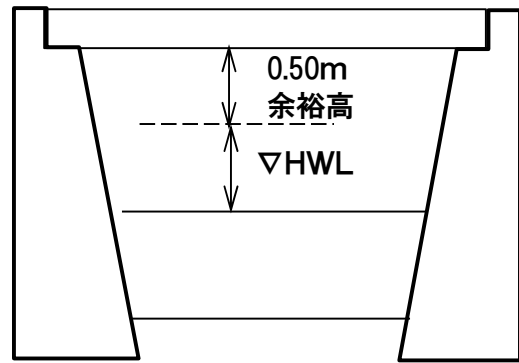
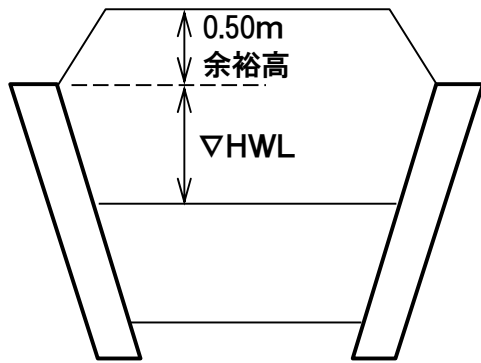
流路工の計画断面は、計画高水流量を安全に流下できる断面としなければならない。

〔解説〕

流路工については、砂礫等の堆積により流路が閉塞しないように、計画断面を設定する必要がある。

6-6-1 流路工の計画断面 (細則)

流路工の計画に当たっては、橋梁、排水管等の横断構造物は極力避けるものとするが、やむを得ず設置する場合には、流路工の余裕高に 0.50m を加えた高さ (橋梁設置基準) を確保することとする。



### 6-6-2 流路工の計画高水流量

流路工の計画高水流量は、流路工の計画断面を求めるために用いるものとし、洪水痕跡等から推測される流量等を考慮して設定する。

〔解説〕

流路工の計画高水流量は、最大洪水流量に洪水痕跡等から推測される流量等を考慮して、第4章第3節3-7-4「治山ダム設置位置の計画高水流量」の解説に準ずるものとする。

### 6-6-2 流路工の計画高水流量（細則）

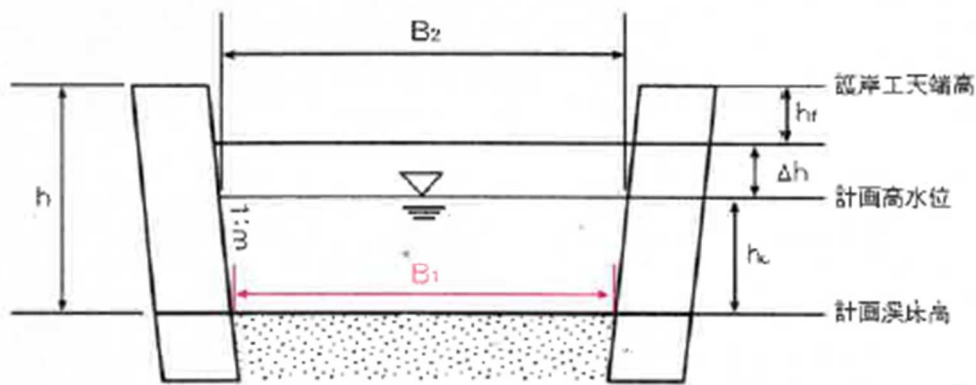
流路工の計画高水流量は、細則3-7-4「治山ダム設置位置の計画高水流量（細則）」に準ずるものとする。

### 6-6-3 流路工における護岸工の天端高

流路工における護岸工の天端の高さは、計画高水流量を基準として決定する。

〔解説〕

- 1 流路工における護岸工の天端高は、計画溪床高に有効高（ $h$ ）を加えたものとする。また、計画高水位は、計画溪床高に計画水深（ $h_c$ ）を加えたものとする。



$B_1$  : 流路底幅                       $\Delta h$  : 余裕高  
 $B_2$  : 水面幅                          $h_f$  : 嵩上げ高  
 $m$  : 護岸工の表のり勾配

図-37 流路工の計画断面

2 流路工における護岸工の天端の有効高 ( $h$ ) は、原則として、放水路底面を基準に求めた計画高水流量を流下させる断面による計画水深 ( $h_c$ ) に、水面変動を考慮した余裕高 ( $\Delta h$ ) を加算して求めるものとする。また、必要に応じて、嵩上げ高 ( $h_f$ ) を加算するものとする。

$$h \geq h_c + \Delta h (+ h_f) \dots\dots\dots (6.6.2)$$

$h$  : 流路工における護岸工天端の有効高 (m)

$h_c$  : 計画高水流量を基に算出した計画水深 (m)

$\Delta h$  : 余裕高 (水面変動を考慮) (m)

$h_f$  : 嵩上げ高 (必要に応じて設定) (m)

3 流路工の計画水深は、開水路として、マニング式により求めるものとする。具体的な計算方法は、第3節3-7-6「治山ダムの放水路の高さ」解説4(2)「開水路による方法」による。

4 流路工における護岸工の余裕高は、表-13の値を標準とする。ただし、計画溪床勾配によって、計画水深 ( $h_c$ ) と余裕高 ( $\Delta h$ ) の比 ( $\Delta h/h_c$ ) が表-14に示す下限値を下まわらないように、計画断面の下幅の再検討又は余裕高の補正を行うものとする。



表-13 流路工における護岸工の余裕高

計画高水流量 (Q <sub>max</sub> )	余裕高 Δh
50 m <sup>3</sup> /s 未満	0.4m
50 m <sup>3</sup> /s 以上 200 m <sup>3</sup> /s 未満	0.6m
200 m <sup>3</sup> /s 以上 500 m <sup>3</sup> /s 未満	0.8m
500 m <sup>3</sup> /s 以上	1.0m

表-14 計画溪床勾配と余裕高の比

計画溪床勾配	1/10 以上 (10%~)	1/10 未満 1/30 以上 (3.3~10%)	1/30 未満 1/50 以上 (2~3.3%)	1/50 未満 1/70 以上 (1.4~2%)	1/70 未満 1/100 以上 (1~1.4%)
Δh/h <sub>c</sub> の下限値	0.50	0.40	0.30	0.25	0.20

〔参考〕 橋梁等横断構造物区間における流路工の護岸工嵩上げ高 (h<sub>f</sub>)

橋梁等横断構造物設置箇所等は、流木等による閉塞のおそれがあるため、余裕高に加えて、流路工の上方に空間を確保できるように、嵩上げ高を設定することがある。一般に、橋梁等横断構造物がある場合は、桁下に 0.5m 程度の空間をとることが多い。

#### 6-6-4 流路工の曲流部の構造

流路工の曲流部においては、洪水時の水位上昇等に対応した構造とする。

〔解説〕

- 1 流路工の曲流部では洪水の際に凹岸の水位が上昇しやすいため、急勾配で流速が速い箇所、曲線半径が小さく曲線部が長い箇所等は、曲流部の護岸工の嵩上げ等を行う必要がある。
- 2 曲流部の護岸工の嵩上げは、凹岸の天端高を、カーブの始点から終点までかさ上高 (h<sub>f</sub>) だけ高くし、上下流にすりつける。
- 3 曲流部の凹岸は、洗掘を受けやすいことから、堅固な構造とする必要がある。特に二面張りの場合は、護岸工の基礎の十分な根入れ、根固工の設置等を検討する必要がある。

【参考】曲流部における護岸工の嵩上げ高（ $h_f$ ）

曲線部の護岸工の嵩上げ高を設定するために利用される式は次のとおりである。

(1) グラシヨウ (Grashof) 式

余裕高（ $\Delta h$ ）に対して水位上昇が顕著な場合には、次式の計算値（ $h_g$ ）をもとに設定することが多い。

$$h_g = 2.3 \frac{V^2}{g} (\log R_2 - \log R_1) \dots\dots\dots (6.6.3)$$

- $h_g$  : 所要嵩上げ高の計算値 (m)
- $V$  : 流路曲流部の平均流速 (m/s)
- $g$  : 重力加速度 ( $m/s^2$ )
- $R_1$  : 凸岸の半径 (m)
- $R_2$  : 凹岸の半径 (m)

(2) ナップ (Knapp) 式

曲流部の護岸工の嵩上げ高（ $h_f$ ）は、曲流部が長い場合に、次式で求めた水面差（ $h_k$ ）を参考として決定することができる。ただし、極端なS字形の曲線部や流れが水路外側に偏ってしまうような急な曲線部の場合は適用できない。

$$h_k = \frac{B \cdot V^2}{R \cdot g} \dots\dots\dots (6.6.4)$$

- $h_k$  : 曲流部における静水面と外側壁または内側壁の水面差 (m)
- $B$  : 流路幅 (m)
- $V$  : 流路曲流部の平均流速 (m/s)
- $R$  : 流路中心線の曲率半径 (m)
- $g$  : 重力加速度 ( $m/s^2$ )

【参考】曲流部の横断勾配

三面張りの流路工の場合は、曲流による水位差を消去し、流水が曲線水路に沿って安定して流れるようにするため、流路工の溪床に横断勾配（カント）を設けることがある。ただし、流路曲線の始点から急に設けると、かえって流れが不安定になるので、適当な緩和区間を必要とする。

横断勾配（カント）は、次式で求められる。

$$\tan \phi = \frac{V^2}{R \cdot g} \dots\dots\dots (6.6.5)$$

- $\phi$  : 流路工の溪床の横断傾斜角 (度)
- $V$  : 流路曲流部の平均速度 (m/s)
- $R$  : 流路中心線の曲率半径 (m)
- $g$  : 重力加速度 ( $m/s^2$ )

#### 6-6-4 流路工の曲流部の構造（細則）

1 三面張りの場合カントのすりつけ延長（L）算出については下記を参考に行う。

【図1】

（参考式）

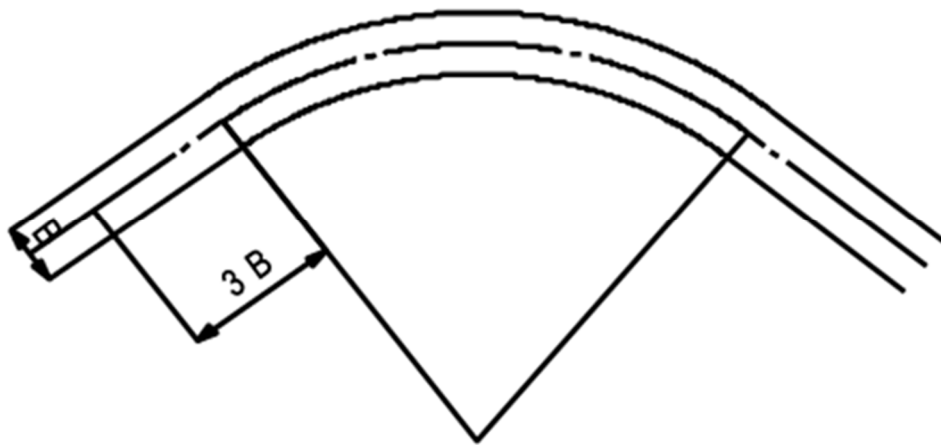
$$L = 3 \cdot B$$

B：流路工床板幅（m）

2 三面張りにおいて曲線の凹岸に嵩上げを行うものとする。

3 三面張りの場合にも流量が小さく、現地の状況及び、近隣の既設構造物の状況から勘案して、十分安全に通水断面が確保できる場合には1、2の限りではない。

【図1】



## 6-7 流路工における構造物相互の関連等

### 6-7-1 流路工の護岸工と治山ダムの取り付け

流路工の護岸工を治山ダムに取り付ける場合は、洪水流を安全に流下させることができるように、なじみよく取り付けるものとする。

#### 〔解説〕

治山ダムに流路工の護岸工を取り付ける場合は、溪流の状況に応じ、治山ダムの放水路と流路工の断面等の整合性をもたせ、なじみよく取り付けるものとする。

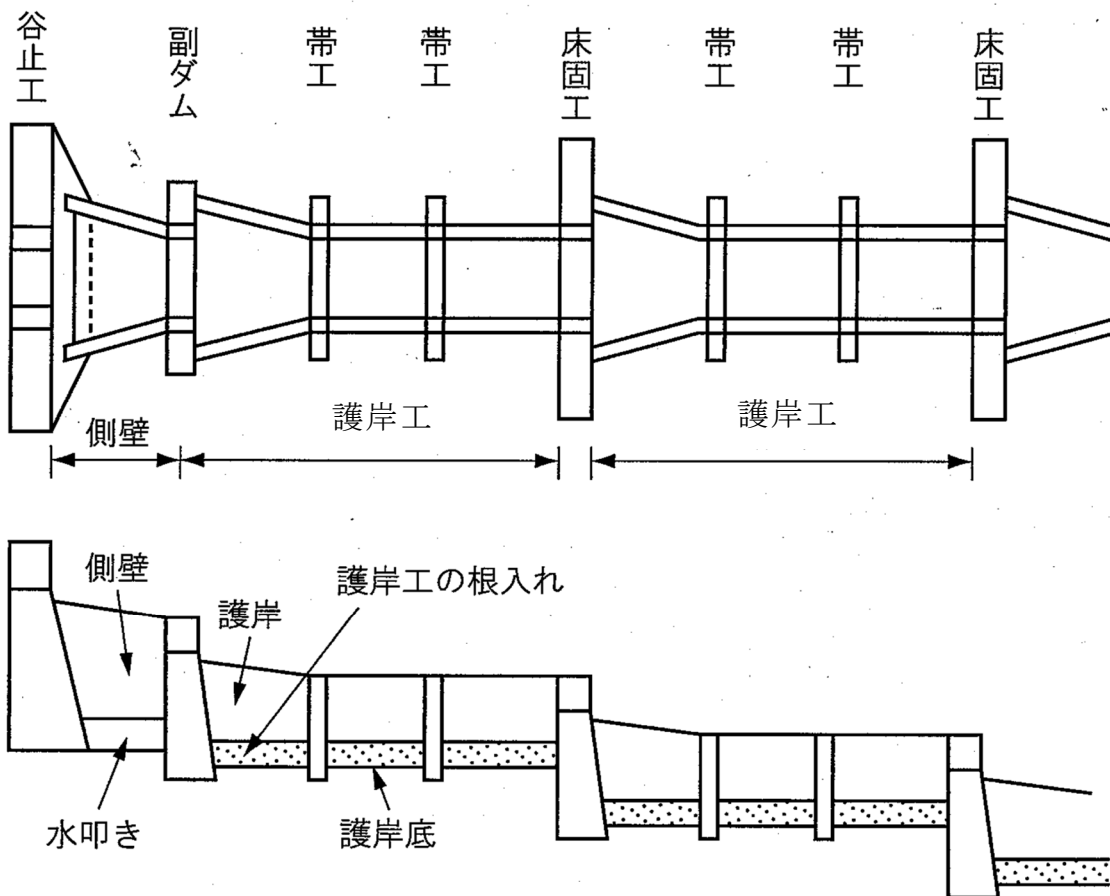


図-38 治山ダムと流路工（二面張り）の関連

### 6-7-1 流路工の護岸工と治山ダムの取り付け（細則）

- 1 流路工においては、上流端及び下流端は原則として治山ダムに取り付けるものとする。
- 2 治山ダムと流路工の取り付けについては、治山ダムの跳躍水が下流に取り付けた流路工の天端を越流しないよう  $90^\circ$  を基準として取り付けを行うものとする。

## 6-7-2 流路工における床固工及び帯工の構造等の選定

流路工における床固工及び帯工は、溪床の縦侵食を防止できるように構造等を選定するものとする。

### 〔解説〕

- 1 流路工における床固工の構造は、第3節3-9「治山ダムの断面」に準じて決定する。
- 2 流路工における帯工の構造は、第3節3-12-2-4「水叩きの垂直壁」に準じて決定する。
- 3 流路工における床固工の落差が大きい場合、流路工における床固工の下流側のり先が局部的に洗掘されるおそれがある場合等は、水叩き又は副ダムによって十分に保護しなければならない。
- 4 流路工において床固工を階段状に設置する場合は、溪床洗掘の防止、計画溪床高の維持等のために、必要に応じて重複高をもたせるものとする。

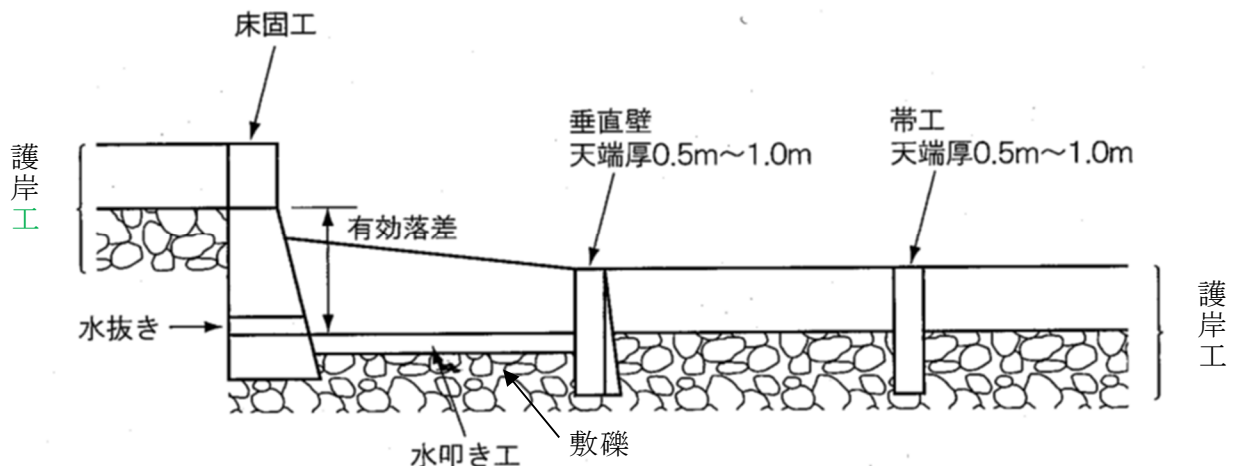


図-39 二面張り流路工の場合

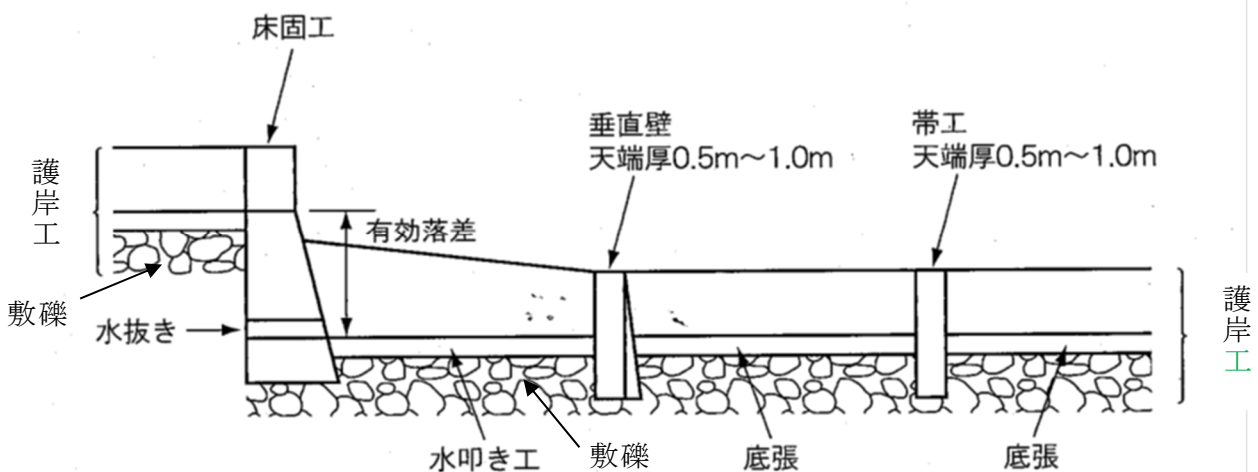


図-40 三面張り流路工の場合

### 6-7-2 流路工における床固工及び帯工の構造等の選定（細則）

- 1 二面張りの床固工については治山ダムの構造に準じるものとする。
- 2 三面張りの床固工については、垂直壁の構造に準じるものとする。
- 3 帯工の天端厚は 0.50m を標準とし、現地の状況により決定することができる。
- 4 帯工においては、垂直壁の構造に準じるものとする。

### 6-7-3 流路工における護岸工の構造等の選定

流路工における護岸工は、溪岸の侵食を防止するとともに、床固工及び帯工の袖部の保護を図ることができるように、構造等を選定するものとする。

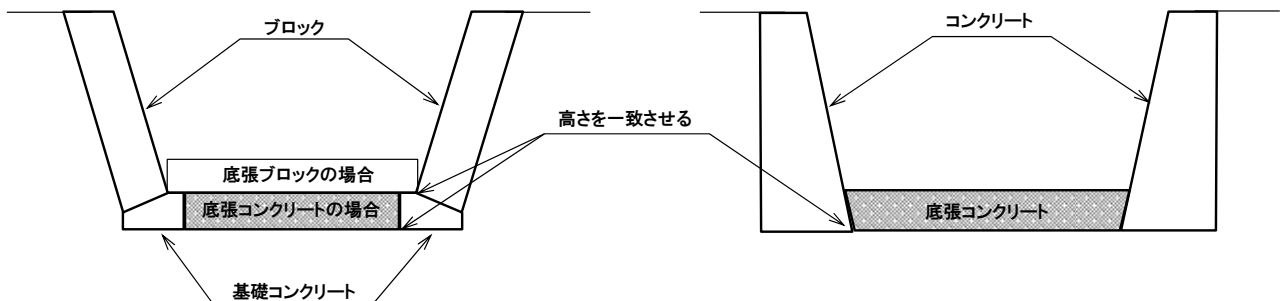
#### 〔解説〕

- 1 流路工における護岸工は、流路工を設ける区間の溪岸の横侵食と崩壊を防止するとともに、床固工及び帯工の袖部を保護することを目的として設ける。
- 2 流路工における護岸工の構造等については、第4節「護岸工」、第3節3-12-3「治山ダムの側壁」に準じて設計するものとする。
- 3 流路工における護岸工の断面は、流水の衝撃や背面の土圧を考慮して定める。

### 6-7-3 流路工における護岸工の構造等の選定（細則）

- 1 流路工における護岸工については、第4節「護岸工」及び3-12-3「治山ダムの側壁」に準ずる。
- 2 基礎の根入れについて
  - 1) 二面張りの場合……………護岸工に準じる。
  - 2) 三面張りの場合……………護岸工基礎上部と底面を一致させる。

#### 【三面張りの場合】



#### 6-7-4 流路工における護岸工と床固工、帯工との取り付け

流路工における護岸工と床固工等との取り付けに当たっては、安全に流水を流下させるとともに、護岸工及び床固工、帯工が破壊しないように、留意しなければならない。

##### 〔解説〕

- 1 流路工における護岸工と床固工等との取り付けは、安全性を考慮して、次の方法によることを標準とする（図-41 参照）。
  - (1) 床固工の上流側では、流路工内の流水をスムーズに流下させ、流水の溪岸への衝突や溪床の局所洗掘を生じさせないため、原則として床固工の放水路の側のり面と護岸工の表のり面を一致させる。
  - (2) 床固工の下流側では、放水路から落下する流水は広がるので、護岸工の基礎は、床固工の放水路肩の垂線より外側に設け、越流水が護岸工の背面に落下しないようにしなければならない。
  - (3) 床固工によって落差が生ずる場合には、必要に応じ流水の受口を設ける。受口の規模は、有効落差の大小、流水の状態に応じて決定する。  
なお、受口の延長は、一般には、第3節3-12-1-3「本ダムと副ダムの間隔」に準じて決定する。
- 2 床固工の袖は、安全性を考慮して、原則として地山に取り付けるものとする。
- 3 帯工の袖は、護岸工等によって保護されているので、護岸工の裏のり面より0.5m程度山側へ入れることを標準とする。
- 4 護岸工の根入れ深は、床固工の上流側にあつては、洗掘を考慮して床固工の放水路天端及び流路工の計画溪床高から1m程度の深さとするを標準とする。
- 5 三面張り流路工の底張りの天端は、取り付けの床固工の放水路天端及び流路工の計画溪床の高さと同一とする。

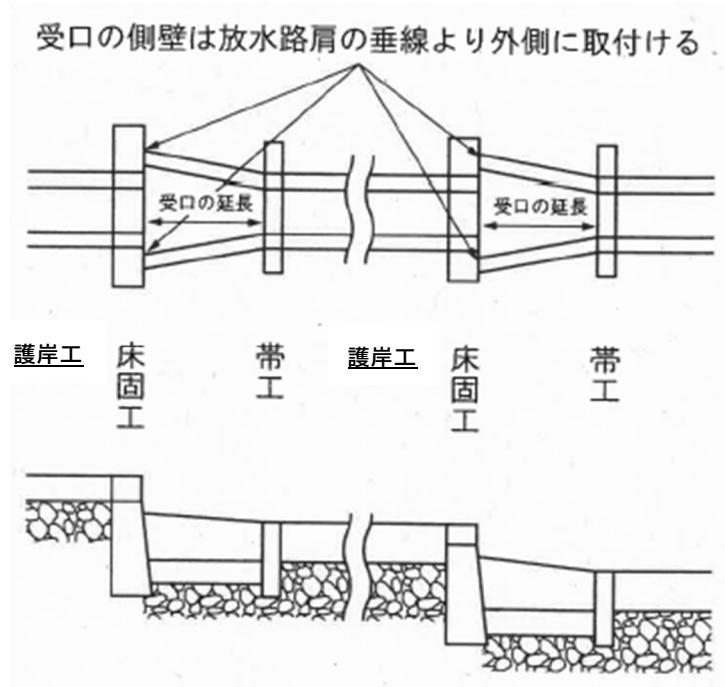


図-41 床固工と護岸工の取り付け

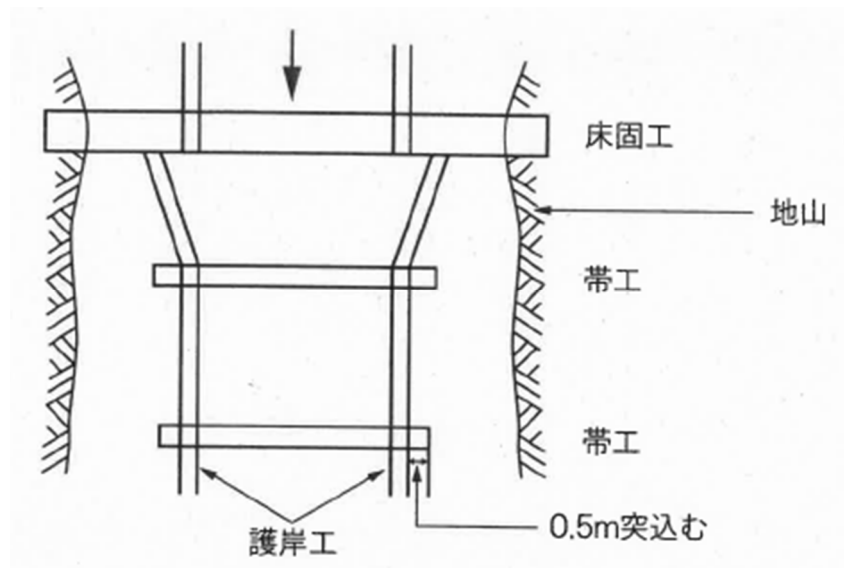


図-42 床固工と護岸工の袖の取り付け



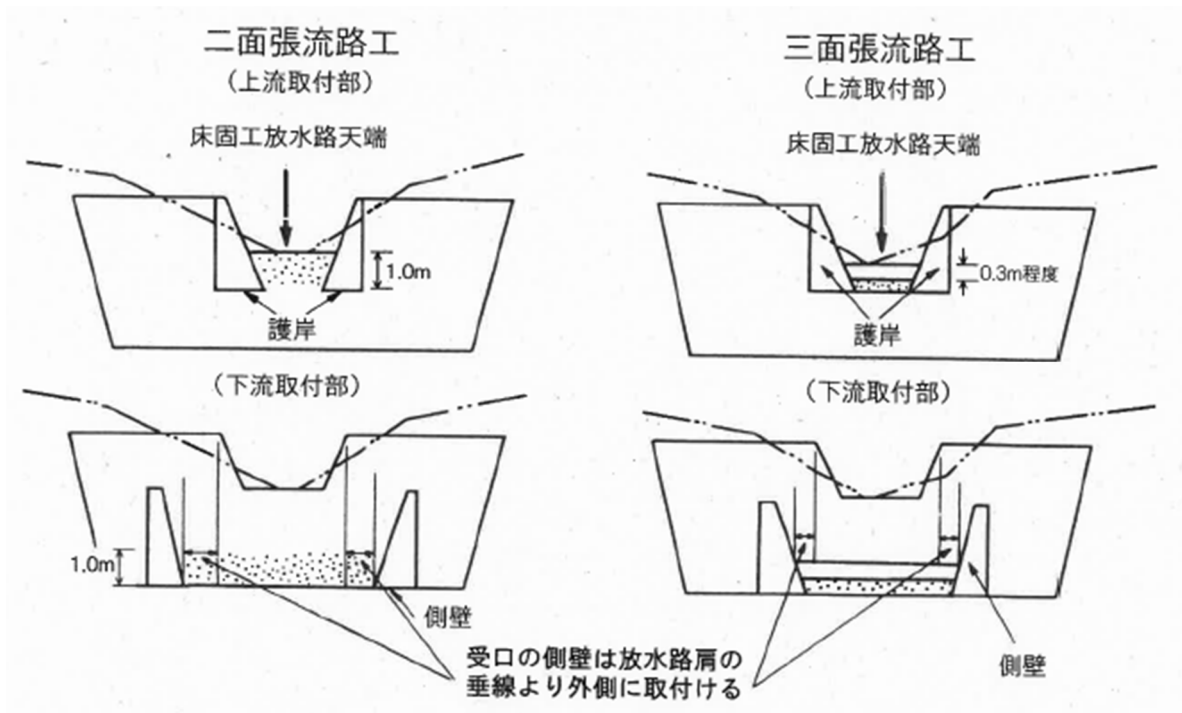
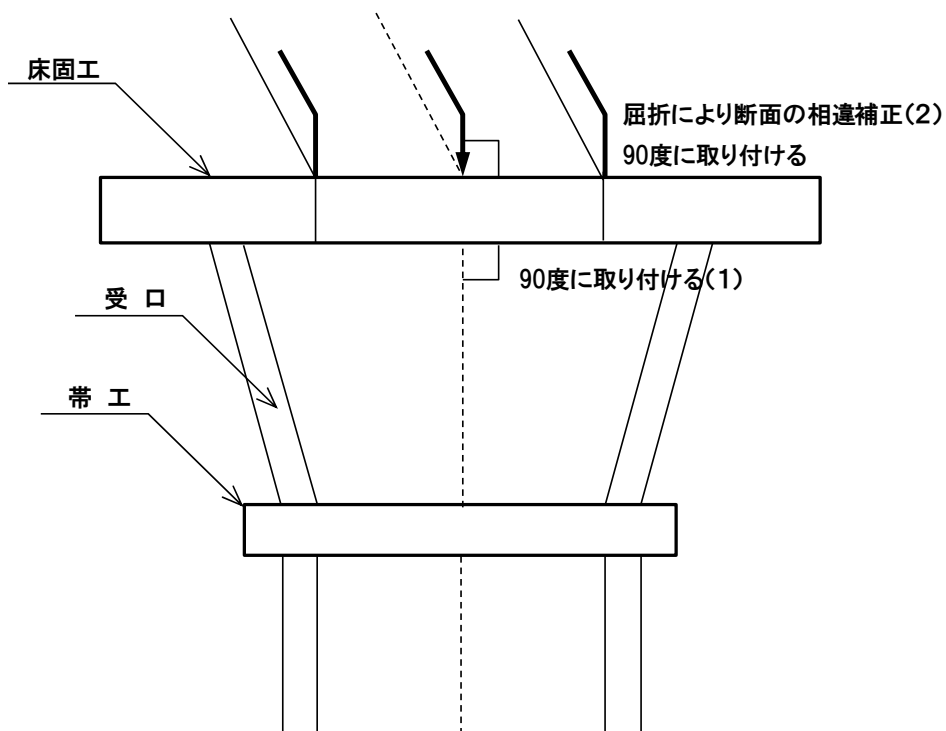


図-43 床固工と護岸工の根入れ深

#### 6-7-4 流路工における護岸工と床固工、帯工との取り付け（細則）

- 1 床固工と護岸工の取り付けについても治山ダムの取り付けと同様に  $90^\circ$  を基準として取り付けを行うものとする。
- 2 護岸工を屈折して床固工に取り付ける場合には、十分安全な通水断面が確保できる大きさとする。



## 6-7-5 流路工における底張り等の厚さ

流路工における底張り及び水叩きの厚さは、流水による侵食と摩耗に耐えられるように基礎地盤の状態、流下する砂礫の状況等を考慮して決定するものとする。

### 〔解説〕

- 1 三面張り流路工の底張り及び水叩きの厚さは、流水による侵食と摩耗に耐えるものとなるように決定しなければならない。
- 2 三面張り流路工では、一般に、コンクリートにより底張りが採用されており、底張りの厚さは、0.3m程度を標準とする。
- 3 流路工の区間に設ける水叩きの厚さは、第3節3-12-2-2「水叩きの厚さ」を参考として定める。
- 4 転石等を底張りに用いることによって、流速を減じる方式もある。

### 〔参考〕 流路工の区間に設ける水叩きの厚さ

流路工における床固工は落差が小さく、上流が整備された後に計画されるのが普通であるため、水叩きの厚さは0.5～1.0m程度で十分な場合が多い。

## 6-7-5 流路工における底張り等の厚さ（細則）

流路工の下流に接続あるいは、同一溪流の下流部に近接する他所管の排水施設等がある場合の取り付けについては、他所管施設管理者と協議を行ったうえで、次の事項に十分留意し計画するものとする。

- 1 他所管施設の通水断面及び通水能力について確認を行う。
- 2 必要に応じて流路工部に落差工、集水柵等を設置し流速を低下させることとする。