

「土砂災害警戒区域等における土砂災害防止対策の推進に関する法律」
(土砂災害防止法)

特定開発行為技術基準
(土石流編)

平成 26 年 12 月

福岡県県土整備部砂防課

特定開発行為技術基準（土石流編）

目次

第1章 対策工事等に関する基本的留意事項	土-1-1
第2章 対策工事等の計画	土-2-1
2.1 土砂災害の防止	土-2-1
2.1.1 特定予定建築物における土砂災害の防止	土-2-1
2.1.2 対策工事の種類	土-2-4
2.2 対策工事等の周辺への影響	土-2-9
2.3 対策工事以外の特定開発行為に関する工事の計画	土-2-11
2.4 土石流対策計画	土-2-18
2.5 対策工事の計画	土-2-28
第3章 対策工事等の設計	土-3-1
3.1 えん堤等の設計外力の設定	土-3-1
3.1.1 設計諸定数	土-3-1
3.1.2 設計外力の設定	土-3-4
3.1.3 砂防えん堤等の対策施設の効果評価に関する考え方	土-3-17
3.2 山腹工の設計	土-3-19
3.3 えん堤の設計	土-3-45
3.3.1 土石流捕捉工	土-3-45
3.3.2 土石流堆積工	土-3-167
3.4 床固の設計	土-3-171
3.5 土石流を開発区域外に導流させるための施設の設計	土-3-227
3.5.1 土石流導流工	土-3-227
3.5.2 土石流流向制御工	土-3-230
3.6 高さ2mを超える擁壁の設計	土-3-231
3.7 管理・保安施設	土-3-235
第4章 特別警戒区域の範囲を変更する対策工事等の取扱い	土-4-1
4.1 対象となる地形改変	土-4-1
4.2 土砂災害が発生するおそれのある範囲の確認方法	土-4-2
【巻末資料】	土 巻末-1
① 対策施設の計画例	土 巻末-2
② 審査チェックリスト	土 巻末-7
【参考文献等】	

第1章 対策工事等に関する基本的留意事項

特定開発行為の対策工事等の計画は、施行令で定める技術的基準に従って講じるものとする。

【解説】

法第11条には、特定開発行為を許可する基準として以下の2つの工事を施行令第7条に従って計画することが規定されている。

- ① 土石流による土砂災害を防止する対策工事
- ② 対策工事以外の特定開発行為に関する工事

特定開発行為の許可は、これら2つの工事の計画（設計）が施行令第7条の技術的基準に適合しているかどうかの観点から審査する。許可されない場合、これら2つの工事を着工することができない。着工後、工事が完了した際には、同様にその工事が施行令第7条の技術的基準に適合しているかどうか検査する。検査に合格しない場合、特定予定建築物を建築することができない。審査及び検査の際の主な着眼点は以下のとおりである。

(1) 対策工事全般

- 1) 対策工事以外の特定開発行為に関する工事の計画と相まって、特定予定建築物の敷地に土石等を到達させることのないよう計画されているか。複数の工事又は施設を組み合わせた場合も同様に、対策工事が全体として、対策工事以外の特定開発行為に関する工事の計画と相まって、特定予定建築物の敷地に土石等が到達させることのないように計画されているか。
- 2) 対策工事に係る開発区域及びその周辺の地域における土砂災害のおそれを大きくさせていないか。

(2) 対策工事以外の特定開発行為に関する工事全般

- 1) 対策工事の計画と相まって、開発区域及びその周辺の地域における土砂災害の発生のおそれを大きくさせていないか。
- 2) 対策工事による施設の機能を妨げていないか。

(3) 山腹工

- 1) 山腹工は荒廃した山腹の表土の風化その他の侵食を防止し、当該山腹の安定性を向上させる機能を有するものであるか。

(4) えん堤及び床固

- 1) 土石流の発生のおそれのある溪流の土石等の状況等を勘案して、溪床を安定させるために適切な位置に設置されているか。
- 2) 施設の設置位置において想定される土石等の量を考慮して、適切な施設の規模となっているか。

るか。

- 3) 土圧、水圧、自重及び土石流により当該えん堤及び床固に作用することが想定される土石流の流体力を考慮して損壊、転倒、滑動又は沈下をしない構造となっているか。

(5) 土石流を開発区域外に導流するための施設の設置

- 1) 特定予定建築物の敷地に土石等を到達させることのないように計画されているか。
- 2) 土石流を安全に開発区域外に導流させることができる断面及び勾配を有する構造となっているか。

<参考>

法

(許可の基準)

第 11 条 都道府県知事は、第 9 条第 1 項の許可の申請があったときは、前条第 1 項第 3 号及び第 4 号に規定する工事（以下「対策工事等」という。）の計画が、特定予定建築物における土砂災害を防止するために必要な措置を政令で定める技術的基準に従い講じたものであり、かつ、その申請の手続がこの法律又はこの法律に基づく命令の規定に違反していないと認めるときは、その許可をしなければならない。

施行令

(対策工事等の計画の技術的基準)

第 7 条 法第 11 条の政令で定める技術的基準は、次のとおりとする。

- 一 対策工事の計画は、対策工事以外の特定開発行為に関する工事の計画と相まって、特定予定建築物における土砂災害を防止するものであるとともに、開発区域及びその周辺の地域における土砂災害の発生のおそれを大きくすることのないものであること。
- 二 対策工事以外の特定開発行為に関する工事の計画は、対策工事の計画と相まって、開発区域及びその周辺の地域における土砂災害の発生のおそれを大きくすることのないものであること。
- 三 ー 略 ー
- 四 土砂災害の発生原因が土石流である場合にあっては、対策工事の計画は、土石流を特定予定建築物の敷地に到達させることのないよう、次のイからニまでに掲げる施設の設置の全部又は一部を当該イからニまでに定める基準に従い行うものであること。
 - イ 山腹工 山腹の表層の風化その他の侵食を防止すること等により当該山腹の安定性を向上する機能を有する構造であること。
 - ロ えん堤 土石流により流下する土石等を堆積することにより溪床を安定する機能を有し、かつ、土圧、水圧、自重及び土石流により当該えん堤に作用する力によって損壊、転倒、滑動又は沈下をしない構造であること。
 - ハ 床固 溪流の土石等の移動を防止することにより溪床を安定する機能を有し、かつ、土圧、水圧、自重及び土石流により当該床固に作用する力によって損壊、転倒、滑動又は沈下をしない構造であること。
 - ニ 土石流を開発区域外に導流するための施設 その断面及び勾配が当該施設を設置する地点において流下する土石流を開発区域外に安全に導流することができる構造であること。
- 五 ー 略 ー
- 六 対策工事の計画及び対策工事以外の特定開発行為に関する工事の計画において定める高さが 2 メートルを超える擁壁については、建築基準法施行令（昭和 25 年政令第 338 号）第 142 条（同令第 7 章の 8 の準用に関する部分を除く。）に定めるところによるものであること。

第2章 対策工事等の計画

2.1 土砂災害の防止

対策工事の計画は、対策工事以外の特定開発行為に関する工事の計画と相まって、特定予定建築物における土砂災害を防止するものであること。

その対策工事は「山腹工」、「床固」、「えん堤」、「土石流を開発区域外に導流するための施設」のうちいずれか、又はこれらの組合せによって特定予定建築物の敷地に土石流を到達させることのないように計画するものとする。

【解説】

2.1.1 特定予定建築物における土砂災害の防止

特定予定建築物における土砂災害を防止することが対策工事の目的である。特定開発行為に関する工事では、対策工事以外の工事も対策工事に近接して施工されることが多く、特定予定建築物における土砂災害の防止に無関係とは言い切れない。そのため、特定予定建築物における土砂災害の防止に対しては、対策工事及び対策工事以外の特定開発行為に関する工事の双方を総合的に評価する必要がある。

特定予定建築物における土砂災害を防止するために自ら施工しようとする工事（対策工事＝A）と対策工事以外の特定開発行為に関する工事（対策工事以外の工事＝B）の相互の関係は以下のとおりとなる。

1) 対策工事（A）が対策工事以外の工事（B）に悪影響を与える場合

土石流を導流する目的で流下断面を確保するために行ったかさ上げを、特定予定建築物の敷地のみに（A）として実施した場合に、隣接した（B）を行ったエリアにおいて土石流による被災のおそれが増大する場合（図 2.1参照）

2) 対策工事（A）が対策工事以外の工事（B）に効果を与える場合

えん堤を（A）として整備したところ、隣接して開発（B）を行ったエリアにおいても土石流による被災のおそれがなくなる場合（図 2.2参照）

3) 対策工事以外の工事（B）が対策工事（A）に悪影響を与える場合

開発区域内の特定予定建築物を建設する予定地の直上流に大規模な盛土（B）が造成されることによって、土石流の流下方向が変化し、予定していた導流施設へ土石流が流下しない場合（図 2.3参照）

4) 対策工事以外の工事（B）が対策工事（A）に効果を与える場合

一団の開発区域全体をかさ上げ（B）することにより一定量の土石流を導流することが可能になり、当初予定したえん堤の規模を減じることが可能となる場合（図 2.4参照）

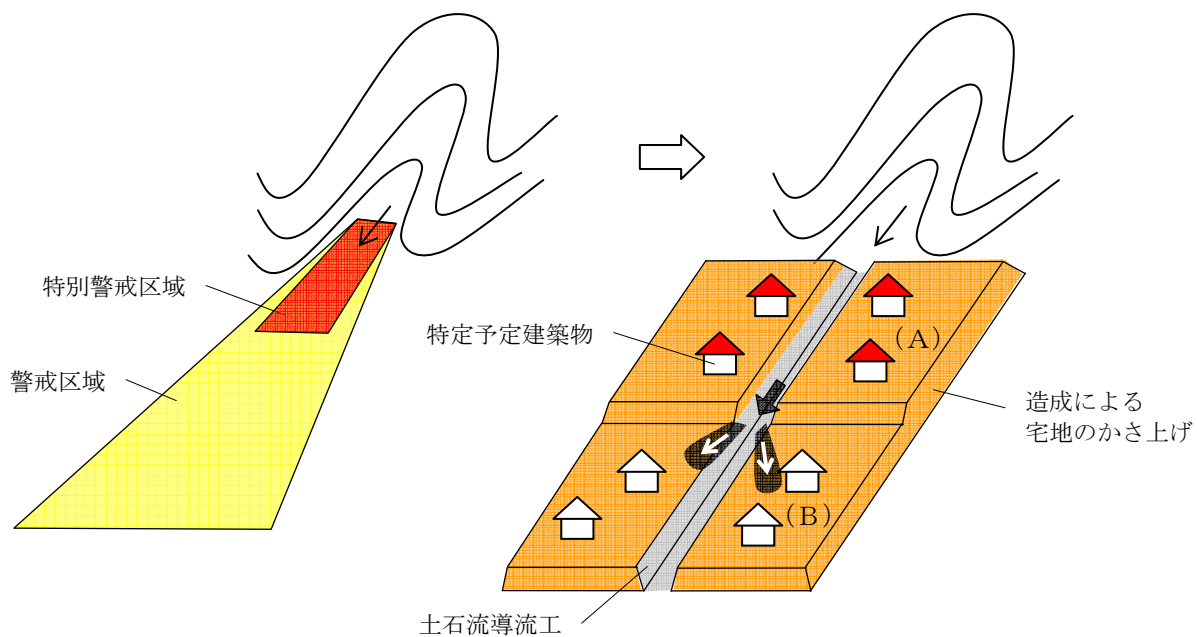


図 2.1 対策工事が対策工事以外の工事に悪影響を与える例

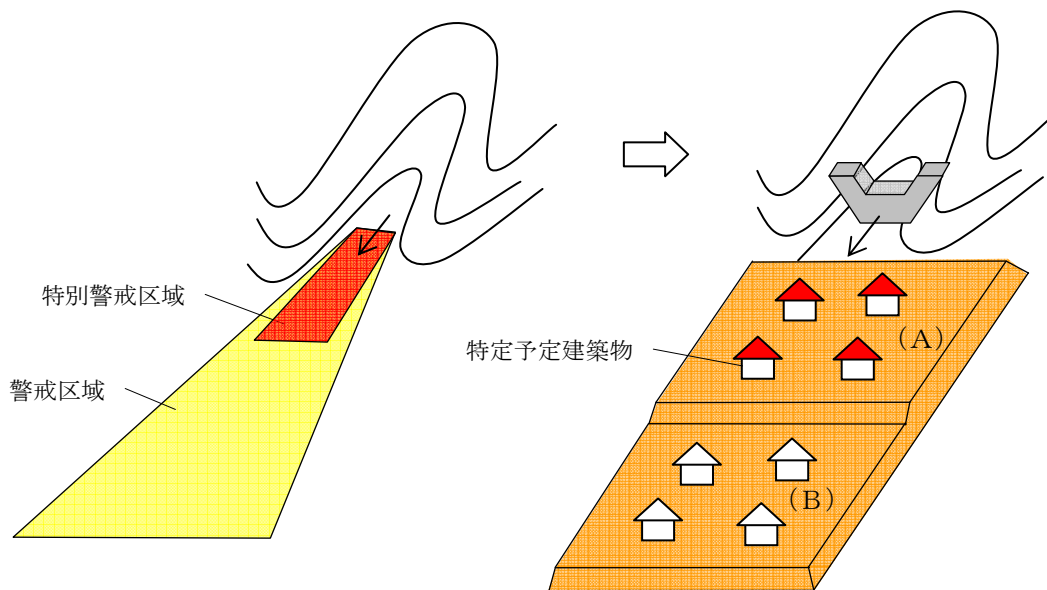


図 2.2 対策工事が対策工事以外の工事に効果を与える例

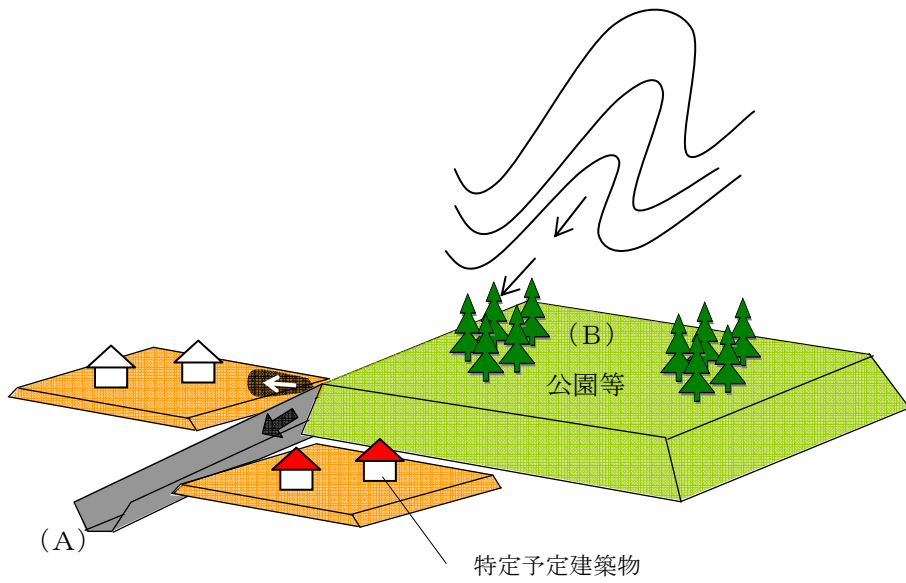


図 2.3 対策工事以外の工事が対策工事に悪影響を与える例

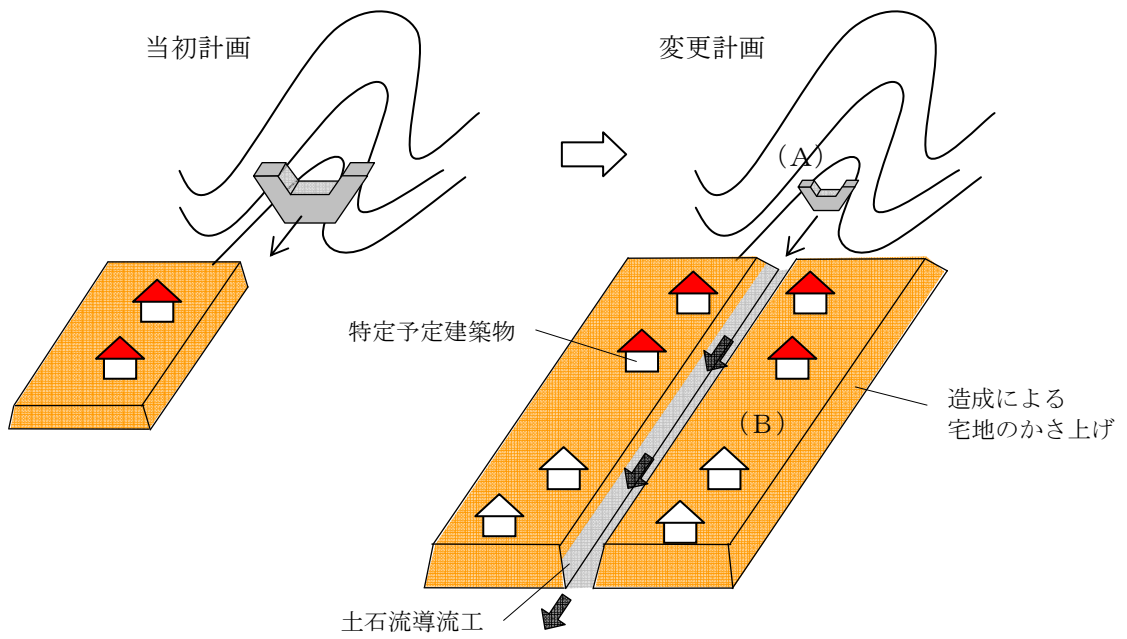
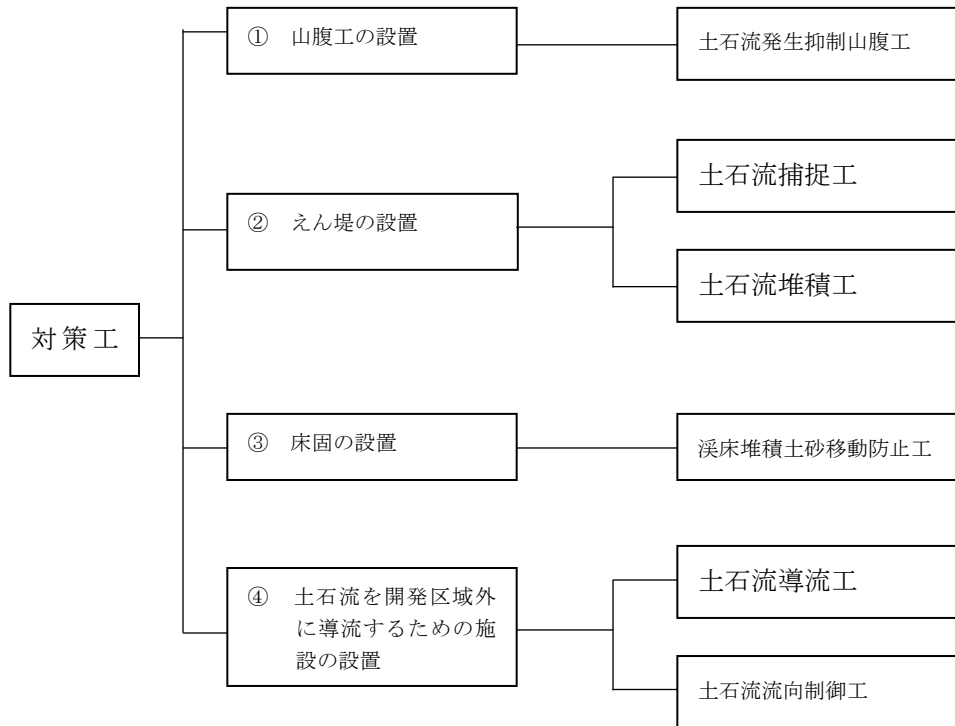


図 2.4 対策工事以外の工事が対策工事に効果を与える例

2.1.2 対策工事の種類

対策工事は図 2.5のように区分され、それぞれの概要は以下のとおりである。また、表 2.1にはそれぞれの対策工事の種類と特性を示した。



⑤ この他に、各工事の組合せもあり得る。

図 2.5 対策工事の区分

表 2.1 対策工事の種類

施設区分	工 種	適用範囲及び特色等
山腹工	土石流発生抑制山腹工	土石流の発生源となる崩壊を抑制することにより、土石流の発生及び大規模化を防止するものである。土石流の発生源が特定できる場合には効果的である。
えん堤	土石流捕捉工	土石流を一時的に貯留し、その後掃流形態で下流に安全に流下させるものである。一度堆積した土砂はその後の中小出水によって自然に排出されることを期待するものであるが、土石流が短い間隔で発生するおそれがある場合や、溪流を流れる流水が少なく堆積した土砂の自然排出に時間を要する場合には、除石が行われる場合がある。なお、福岡県では、管理型・透過型は原則認めない。
	土石流堆積工	流出する土石流を停止させ貯留するものである。溪間部の溪床勾配が急峻で十分な土石流捕捉対策ができない地域や、活動中の火山地域のように発生頻度及び規模とも大きい地区では除石を前提にこの工法を採用するケースが多い。
床固	溪床堆積土砂移動防止工	土石流の発生源となる溪床・溪岸侵食等を抑制することにより、土石流の発生を防止するものである。大規模崩壊地の基部や溪床堆積物の異常堆積地に設置するケースが多い。
土石流を開発区域外に導流するための施設	土石流導流工	流出する土石流を保全対象区間の途中で堆積することなく、土地利用の少ない下流まで安全に流下させる工法である。下流に土地利用の低い荒廃地あるいは海、湖、谷地形をもつ大川がある場合で、土石流発生頻度、規模とも大きい地域では効率的な工法である。
	土石流流向制御工	導流堤又は締切堤等により土石流の流下方向を変え、特定開発区域への直撃を防止するものである。 保全対象が土石流氾濫域の一部分に片寄って分布する地区、活動中の火山地域における緊急的な対策として用いられる。

1) 山腹工

山腹の表層の風化その他の侵食を防止すること等により、当該山腹の安定性を向上する機能を有する施設

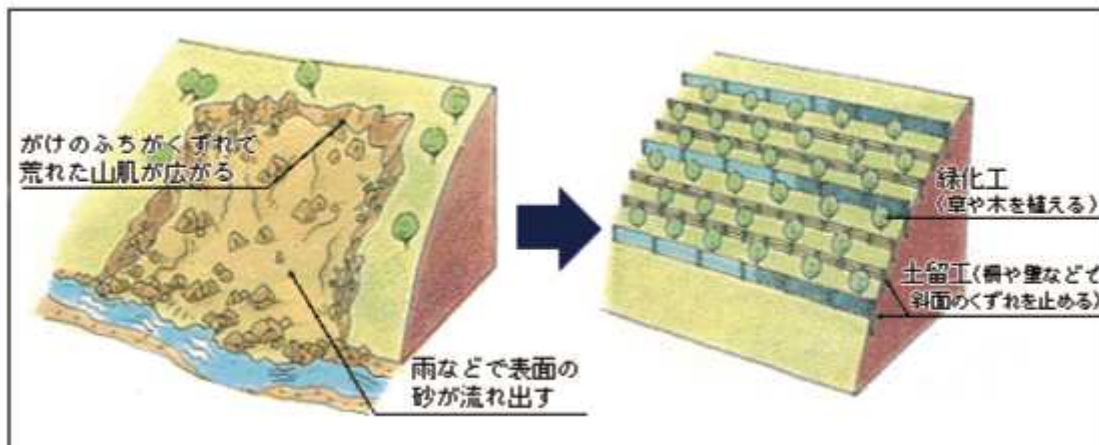


図 2.6 山腹工のイメージ

2) えん堤

土石流により流下する土石等を堆積させる施設は、以下のものがある。

ア 土石流捕捉工

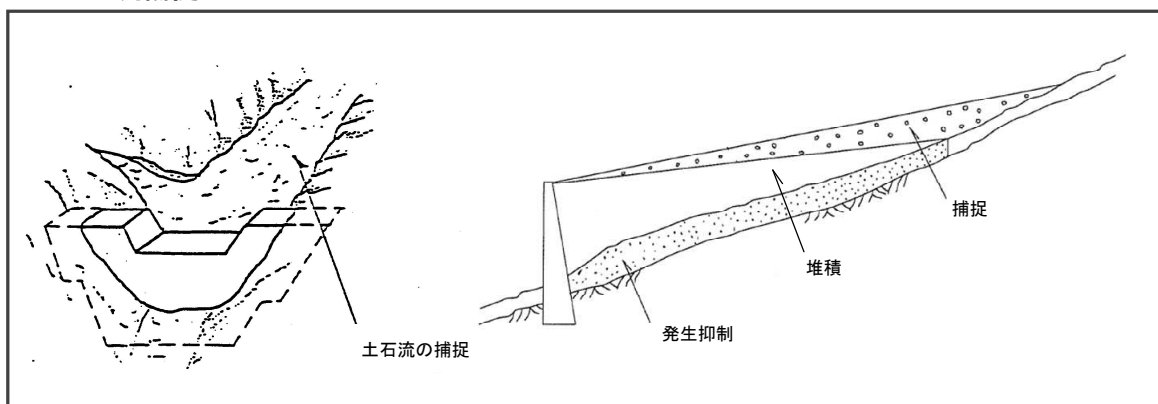


図 2.7 土石流捕捉工のイメージ

イ 土石流堆積工

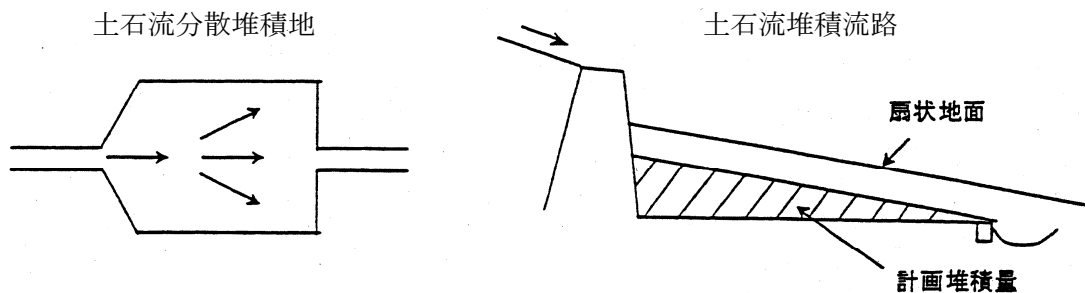


図 2.8 土石流堆積工のイメージ

3) 床固

溪流の土石等の移動を防止することにより、溪床を安定する機能を有する施設



図 2.9 床固のイメージ

4) 土石流を開発区域外に導流するための施設

土石流を開発区域外に導流するための施設は以下のものがある。

ア 土石流導流工

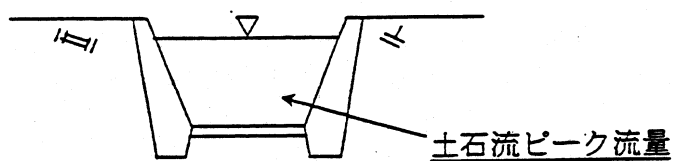


図 2.10 土石流導流工のイメージ

イ 土石流流向制御工

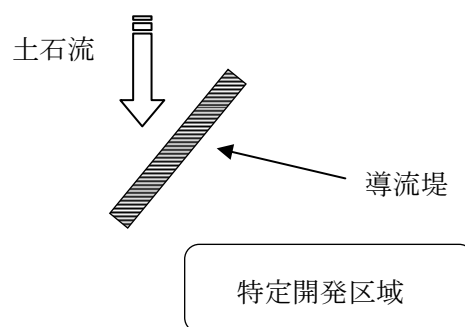


図 2.11 土石流流向制御工のイメージ

5) 対策工事の組合せ

上記の1)～4)を組み合わせて特定予定建築物の敷地に土石流を達しないようにする場合も考えられ、以下のような例が挙げられる。

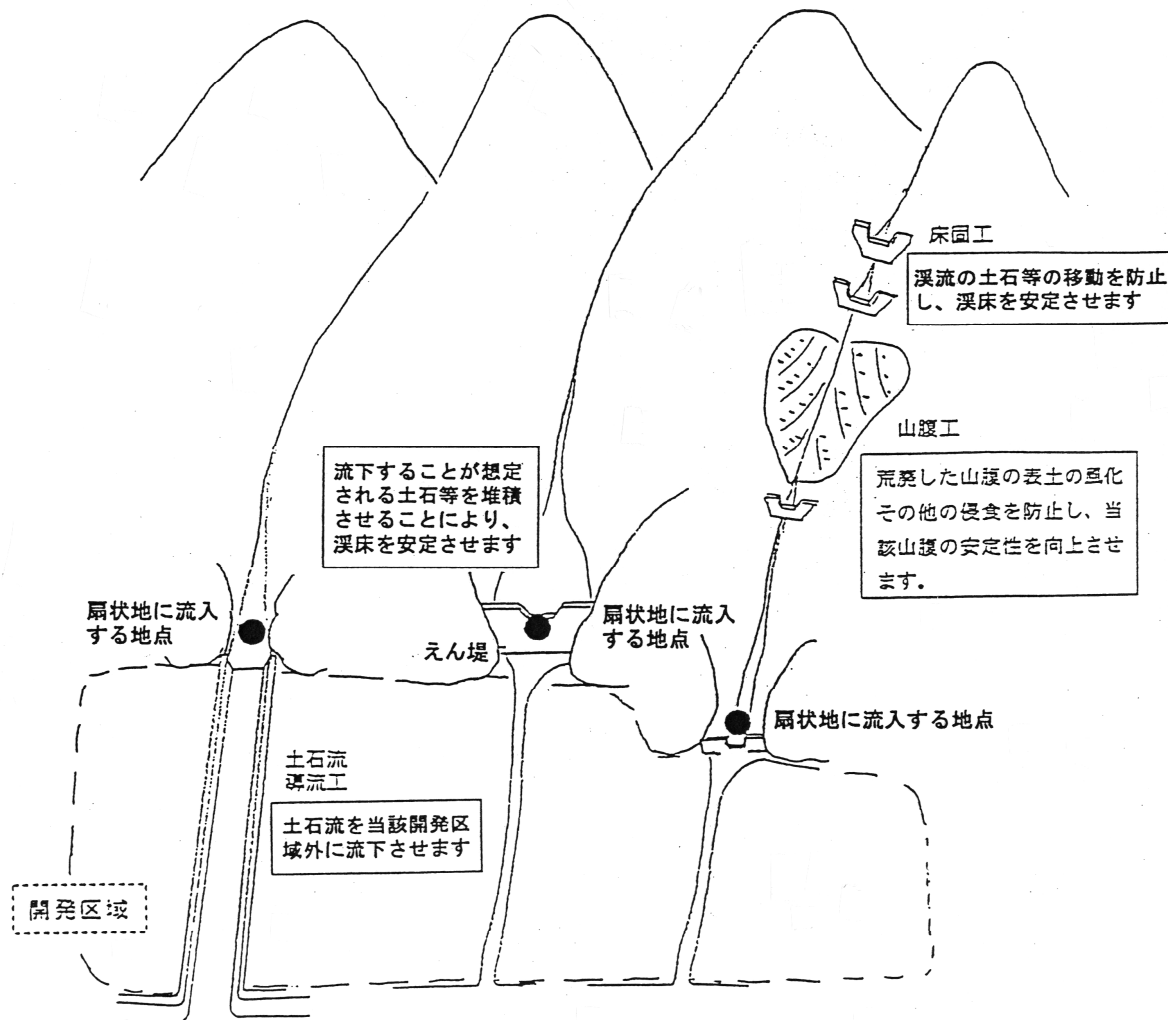


図 2.12 対策施設の組合せ

2.2 対策工事等の周辺への影響

対策工事の計画は、対策工事以外の特定開発行為に関する工事と相まって、開発区域及びその周辺の地域における土砂災害の発生のおそれを大きくすることのないものであること。

対策工事以外の特定開発行為に関する工事の計画は、対策工事の計画と相まって、開発区域及びその周辺の地域における土砂災害の発生のおそれを大きくすることのないものであること。

【解説】

対策工事等によって、周辺の地域における土砂災害の発生のおそれを大きくすることがあってはならない。対策工事及び対策工事以外の特定開発行為に関する工事の両者のトータルで、周辺の地域における土砂災害の発生のおそれを大きくすることがないようにする必要がある。

当該開発区域及び周辺の地域における土砂災害の発生のおそれを増大させる対策工事等の例は以下のものなどがある。

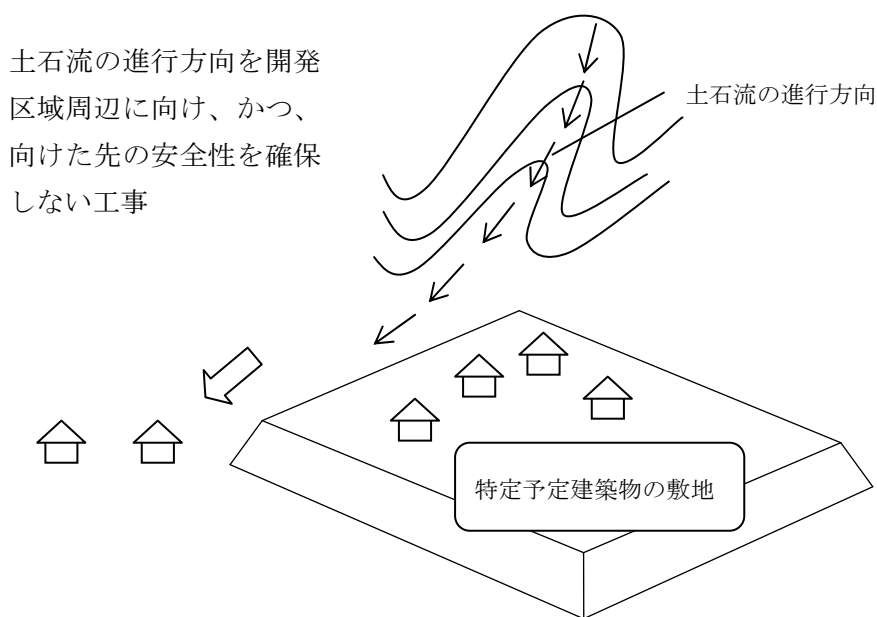


図 2.13 土砂災害の発生のおそれを増大させる対策工事の例

同様に導流堤等によって土石流の進行方向を変える対策工事を行った場合でも、下流において流路整備を適正に対策工事に盛り込み、当該開発区域及び周辺の地域における土砂災害の発生のおそれを増大させないようにすれば問題ない。

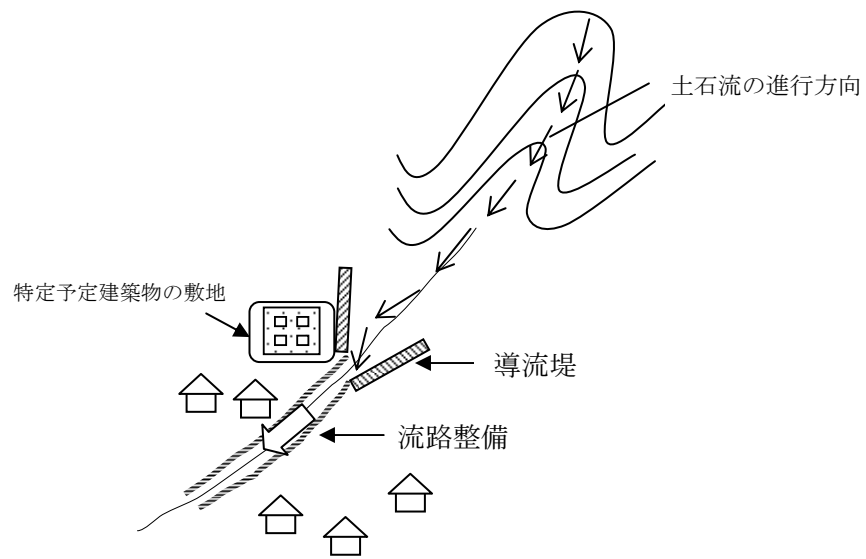


図 2.14 流路整備を適正に対策工事に盛り込んだ対策工事の例

2.3 対策工事以外の特定開発行為に関する工事の計画

対策工事以外の特定開発行為に関する工事の計画は、対策工事の計画と相まって、開発区域及びその周辺の地域における土砂災害の発生のおそれを大きくすることのないものであること。

【解 説】

対策工事以外の特定開発行為に関する工事の計画は、開発区域及びその周辺の地域における土砂災害の発生のおそれを大きくすることのないものであることが規定されていることから、特定開発行為許可制度においては、開発区域及びその周辺の地域において新たに土砂災害の発生のおそれが大きくなっていないかどうかを審査する必要がある。

(1) 溪流にかかる橋梁の設置

溪流上にかかる橋梁の桁下高が不足することによってトラブルスポットとなり、土石流の氾濫のおそれが生じていないかについて審査するものとする。

技術的基準は、以下に示す「砂防指定地内の河川における橋梁等設置基準(案)」によるものとする。本基準を準拠する溪流とは、現状で土砂が流下する溪流をいい、勾配が緩いなど、流水のみが流下する溪流は適用外である。溪流保全工を整備すべき区間を目安にできる。

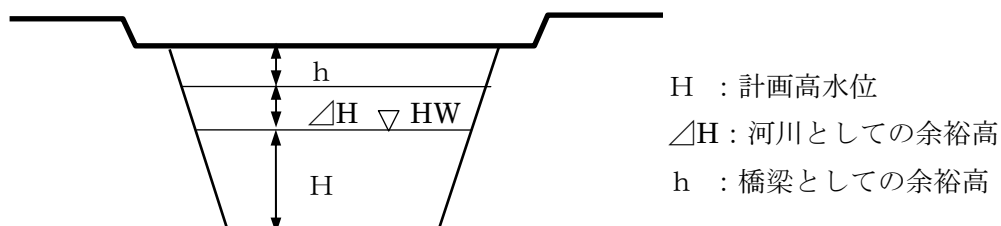


図 2.15 橋梁の桁下高のイメージ

<参考> 砂防指定地内の河川における橋梁等設置基準(案)

○砂防指定地内の河川における橋梁等設置基準

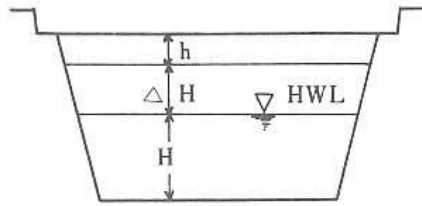
(案)

〔昭和四十九年七月一日 建河砂発第四〇号
各都道府県土木部長あて 建設省河川局砂防課長〕

(一般的基準)

橋梁は砂防指定地内における地形、地質、流木の流出、流出土砂量等を勘案して「河川管理施設等構造令」(案)にもとづく構成に下記の各号に定めた条項を付加した構造とする。

(桁下高)
橋梁の桁下高は計画護岸高(計画高水位に河川としての余裕高を加えたもの)に流木の流出等を考慮した余裕高を加算した高さ以上とする。



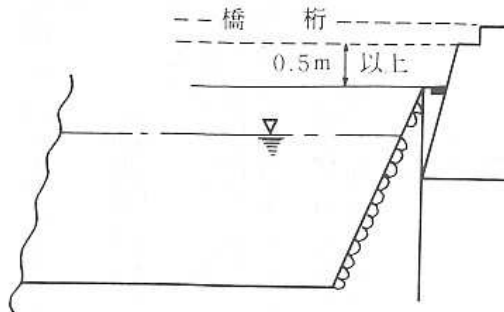
- H: 計画高水位
 ΔH : 河川としての余裕高
 h: 橋梁としての余裕高
 $H + \Delta H$: 計画護岸高
 $H + \Delta H + h$: 桁下高
 (余裕高)
- 1 河川としての余裕高は原則として、ラシヨナル式によつて計算された計画高水流量によつて決定するものとし、左表の数字を downward 変更してはならない。
 計画高水流量
 200 m^3/sec 未満 0.6m
 200 m^3/sec ~ 500 m^3/sec 0.8m
 500 m^3/sec 以上 1.0m
 余裕高

ただし、余裕高は河川勾配によつても変化するものとし、計画高水位(田)に対する余裕高(ΔH)との比($\Delta H/H$)は左表の値以下とならないようにすること。

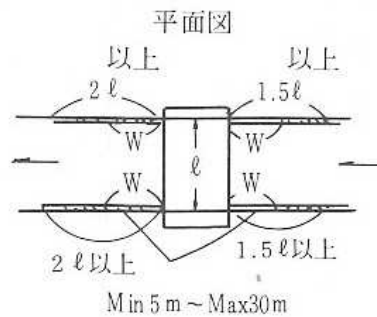
$\Delta H/H$ 値	0.5	0.4	0.3	0.25	0.20	0.10
勾配	1/10未満	1/10以上 1/30未満	1/30以上 1/50未満	1/50以上 1/70未満	1/70以上 1/100未満	1/100以上 1/200未満

- 2 橋梁としての余裕高は、0.5mを原則とし、現況又は現計画で河川としての余裕高が前項の高さを上廻つて居るときでも原則として0.5mとする。

(支間長)
支間長(斜橋又は曲橋の場合には洪水時の流水方向に直角に測つた長さとする)は計画高水流量、流水の状態等を考慮して、洪水時の流水に著しい支障を与えない長さとし、計画高水流量が五〇〇 m^3

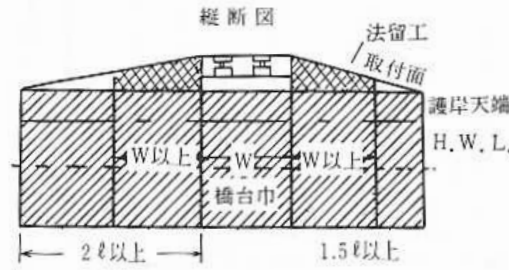


- 1 橋台は護岸法肩から垂直に下した線より後退させてもうけるものとし、地形、用地等の状況からやむを得ない場合には護岸法線にあわせて、流水の疎通に支障のないようなめらかに接続すること。
 - 2 橋台は原則として自立式とする。ただし支間長5m以下で巾員
- sec 未満の河川では十五m以上、 $500 \text{ m}^2/\text{sec}$ 以上二、 $1000 \text{ m}^2/\text{sec}$ 未満の河川では二十m以上とする。単径間の場合は高水位法線幅以上とすること。
 ただし、高水位法線の巾が三十m以下の河川では、原則として中間に橋脚をもうけないものとする。
 (橋台)



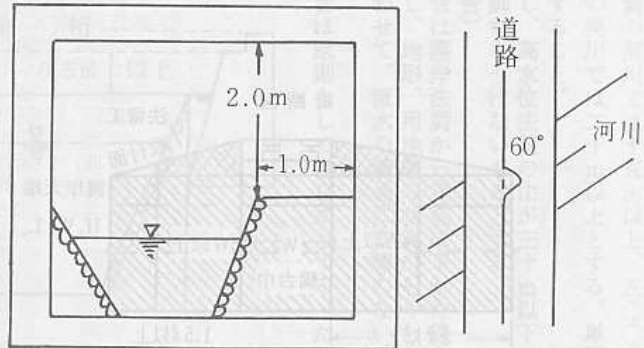
- 1 未改修河川に施工する場合、橋台の前面及びその上下流部の川の法面に上下流それぞれ橋の巾員と同一の長さ以上の護岸を施工する。
- 2 橋台1項後記で橋台の前面を護岸法面にあわせてもうける時は橋台の上流側に高水位法線巾の一・五倍以上、下流側に二・〇倍以上の護岸をもうけるものとし、その長さが橋梁の巾員に満たない場合は巾員までとする。
- 3 二・五m未満の橋梁においては、この限りではない。
 1項後段で橋台の前面を護岸法面にあわせてもうけた橋台の基礎敷高は、護岸の基礎と等高又はそれ以下とする。
 (橋梁設置に伴う護岸)

- 3 右記両項によつて計算された長さが五m未満となる場合には五m、三十m以上となる場合には三十mとする。
- 4 護岸高については、計画高水位に河川の余裕高を加えた高さとし、橋台の上下流でそれぞれ橋の巾員と同一の長さの区間の護岸の上部には原則として、法留工を施工するものとする。



- 1 橋脚の形状は原則として、小判型又は円形とし、その方向は洪水時の流水の方向に平行とする。
 - 2 底版の上面の深さは原則として、計画河床高から二m以上低くするものとし、最低河床高が計画河床高より二m以上低い場合は最低河床高以下とする。
ただし直下流に床固、帯工等の河床低下防止工が存在する場合、又は基礎が岩盤である場合はこの限りでない。
- (橋梁の位置)
- 橋梁の架橋位置は河道の整正な地点を選ぶものとし、支派川の分合流点、水衝部、河川勾配の変化点、彎曲部はできる限りさけること。
- (橋梁の方向)
- 橋梁の方向は原則として洪水時の流心方向と直角にすること。やむを得ず斜橋となる場合でも、三径間以上で横過する場合は河川の中心線と道路の中心線の交角は極力六〇度を超える角度で交叉させる様努めるものとする。
- 1 ボックスカルバート等の上部に盛土のある暗渠は極力使用をさけること。
 - 2 止むを得ず使用する場合には、下図の基準にもとづき管理部分を付加するものとする。
 - 3 未改修の砂防河川に施工する場合、上下流に設ける護岸延長は、橋梁の場合に準じ施工し、流水を円滑に暗渠内に流入し得るよう計画すること。
 - 4 暗渠によつて原河川が短絡し河床勾配が急になる場合は、下流側に減勢工をもうけ、在来水路に悪影響なく取付けること。
 - 4 常時流水のある溪流を横断する場合、流水をヒューム管によつて処理することは極力さけること。

ただし流域面積〇・一km以下の流域でやむを得ずヒューム管によつて処理する場合には、上流側にスクリーンダム「柵」等をもつて土砂、ごみ等によつて管が閉塞されるのを防ぎ断面は流量計算の二倍以上とする。
 また計算流量の二倍とした管径が六十cm以下の場合には管径を六十cmとすること。
 5 暗渠等の本体は鉄筋コンクリート、その他これに類する構造とし、止むを得ずヒューム管等を使用する場合には地盤の沈下によつて盛土内でおさまがらない様な構造とすること。



(2) 渓流内における造成工事等

開発区域が、特別警戒区域の上流端(以下「基準地点」という。)より上流の渓流内まで及ぶ場合、想定している流出土砂量を増やすような開発行為が行われるとピーク流量が増大して、土石流の規模が従前よりも大きくなるおそれがある。このため、このような造成工事に対しては、土砂の流出を防止するような対策が講じられているか審査する。

なお、流出土砂量を増やすような開発行為とは、流域内における盛土や切土を伴う造成、樹木の伐採に伴う開発行為をいう。

(3) 造成工事による土石流流下方向への影響

開発区域において盛土等の造成工事を行うことによって、従前に想定している土石流の流下方向が変わるおそれがある場合(図 2.13参照)、開発区域及びその周辺の地域において新たに土砂災害の発生のおそれが大きくすることになる。このような造成工事の有無は、審査の対象とする。

(4) 流下方向に影響する管理用道路の敷設

開発区域内において新規に管理用道路を敷設する場合に、その方向や勾配によっては土石流が道路を走向するおそれが考えられる。道路の敷設により土石流の流下方向に悪影響を及ぼしていないかについても審査の対象とする。

<参考> 福岡県砂防技術指針(案)

第5章 管理用道路

第1節 砂防堰堤の管理用道路

管理型砂防堰堤(除石を伴う不透過型および透過型砂防堰堤)には維持管理(除石および巡視)を行うための車両が通行可能な管理用道路を設置する。

【解説】

① 構造基準

維持管理を行うための車両が通行可能な法線、幅員とする。

② 基本幅員

原則、有効(舗装)幅員は3.0mとする。ただし、路肩が必要な場合(盛土部における保護路肩および付属施設の設置等)は、別途に設けるものとし、路肩の幅員は0.5mとする。

③ 舗装

管理用道路の碎石の縦流れ防止(表面保護)を目的として舗装を行う。原則、アスファルト舗装とし、縦断勾配が急な際には、コンクリート舗装を検討する(目安は縦断勾配12%以上)。

設計CBR12の場合の舗装厚は以下の構成となる。

<アスファルト舗装>

舗装構成	表層厚(密粒As)	t=4cm
	路盤厚(RC-40)	t=10cm

<コンクリート舗装>

舗装構成	表層厚	t=15cm
	路盤厚(RC-40)	t=15cm

④ その他

- ・ 市道・林道への移管等、これにより難しい場合は関連部局と協議の上、別途検討する。
- ・ 原則、管理用道路の出入り口には車止め等を行う。
- ・ 除石を行うための管理用道路は原則、除石のための重機が堆砂地へ進入可能な位置に設置する。
- ・ 除石を行うための管理用道路を堰堤直下流までとして除石を行う場合は、除石に必要な重機を堆砂地側に釣り込むための重機の張り出しや旋回に必要なヤードを確保する。

2.4 土石流対策計画

特定予定建築物の敷地に土石等を到達させないようにするため、土石流規模等を考慮して、土石流を合理的かつ効果的に処理するよう土石流の発生のおそれのある溪流ごとに土石流対策施設計画を定めるものとする。

【解説】

施行令第7条（対策工事等の計画の技術的基準）第4号では、「土砂災害の発生原因が土石流である場合にあっては、対策工事の計画は、土石流を特定予定建築物の敷地に到達させることのないよう、次のイからニまでに掲げる施設の設置の全部又は一部を当該イからニまでに定める基準に従い行うものであること。」と規定されている。

土石流による土砂災害特別警戒区域とは土石流の力が通常の建築物の耐力を上回る区域であることから、施行令第7条第4号の規定によれば、「土砂災害の発生原因が土石流である場合にあっては、対策工事の計画は、特定予定建築物の敷地において土石流の力が建築物の耐力を上回ることのないよう対策施設計画を定めるものとする。

(1) 土石流対策施設による土石流量の処理

対策施設による効果量を算定し、土石流により流下する土石等の量を処理する計画を策定する。対策施設の効果量は、捕捉量、堆積量、発生抑制量を見込むことができる。

【解説】

土石流対策施設計画は、特定予定建築物の敷地の直上流において以下の式を満足させるように作成する。

$$V - E \leq (B + C + D)$$

ここに、

V：土石流により流下する土石等の量（図 2.17参照）

E：計画流下許容量

B：計画土石流発生抑制量

C：計画堆積量（計画堆積量を見込む場合は除石が必要となる。）

D：計画捕捉量

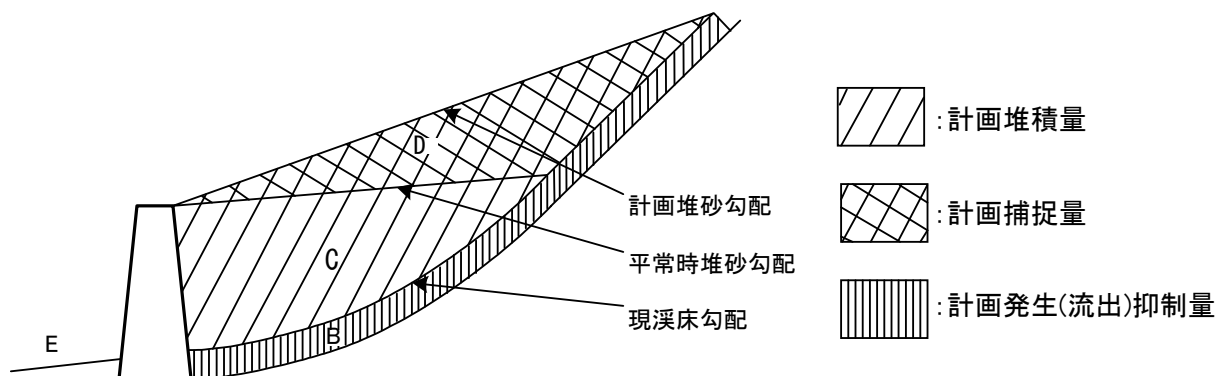


図 2.16 土石流対策施設の効果量

※：特定開発行為においては、原則として計画堆積量は効果量として見込まない。また、透過型砂防堰堤は、土石流が捕捉されずに通過するおそれや、一度閉塞した透過部が一気に開放され土砂が流出する危険性があることから、原則として透過型は認めない。

上式のうち、計画流下許容量 E は、土石流導流工を計画しない場合は一般的には 0 である。導流方式を計画に取り入れる場合は、導流工の流下能力から一洪水期間中に流下できる土砂量を推定し、計画流下土砂量とする。

対策施設の効果量は表 2.2 のとおりである。

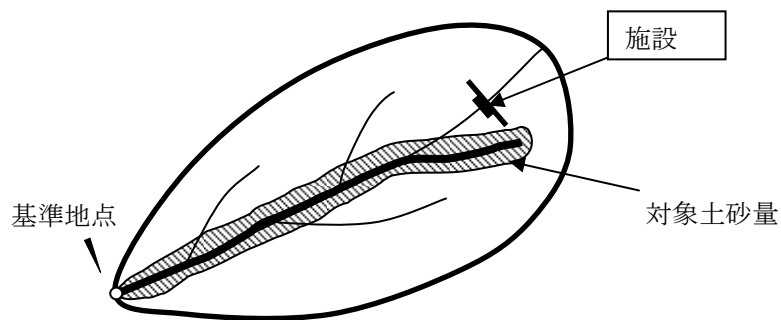
表 2.2 効果量の説明

対策施設の効果量	説 明
計画捕捉量	土石流発生時に土石流対策施設により補足させる土石等の量である。土石流後の中小洪水により自然に回復することもあるが、流域面積が小さく中小洪水の流量が少ない場合や、透過部が大礫により閉塞された場合には回復は見込めない。
計画堆積量	土石流発生時に土石流対策施設により補足させる土石等の量であり、除石を行わない限り、堆積容量は自然に回復することはない。
計画土石流発生抑制量	土石流の発生・流下区間において対策施設により土石流となる土石等の量を減少させるものである。

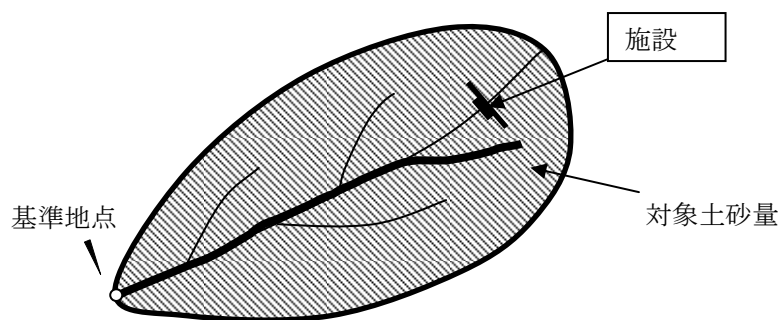
特定開発行為を対象とする「土石流により流下する土石等の量(V)」は、流域内の流出土砂量が最大となる想定土石流流出区間の土砂量(特別警戒区域を設定する際の土砂量)ではなく、流域全体からの流出土砂量を対象とする(図 2.17)。

流域全体からの流出土砂量とは、移動可能土砂量と運搬可能土砂量を比較して小さいものである。なお、小規模溪流での無施設時の計画流出土砂量の下限値を 1,000m³とする。

流域全体からの流出土砂量の算出方法を次ページに示す。



(a) 特別警戒区域を設定する際の対象土砂量



(b) 特定開発行為における対策工事の対象土砂量

図 2.17 土石流により流下する土石等の量

1) 移動可能土砂量の算出

① 谷ごとの侵食可能土砂量の算出

谷ごとの侵食可能土砂量は、「福岡県 技術マニュアル－基礎調査編－（土石流編）、平成19年4月」の「2.4.2-4 溪床状況調査」、「3.2.2-2 溪床状況の現地確認調査」に記載した手法により調査した、基礎調査時の流域内の不安定土砂の堆積状況を基に、侵食可能断面を設定し、谷の延長に乗じることにより各谷の侵食可能土砂量を算出する。なお、0次谷の延長は、谷を表す等高線の丸みが無くなる地点までとする。

② 移動可能土砂量の算出

①で算出した、谷ごとの侵食可能土砂量を基に基準地点から上流区間の侵食可能土砂量を集計し、移動可能土砂量を算出する。

既往の対策施設の効果量を見込む場合は、原則として基礎調査結果を利用する。

基礎調査時以降に地形条件や堆積高さ・量等に変化が生じていることが明らかな場合、対策施設の効果量は現地調査を行い見直すものとする。

2) 運搬可能土砂量の算出

運搬可能土砂量は、「福岡県 技術マニュアル－基礎調査編－（土石流編）、平成19年4月」に基づき、以下の式により基礎調査結果を基に算出する。

$$Vec = \frac{10^3 \cdot R_T \cdot A}{1 - \lambda} \left[\frac{Cd_0}{1 - Cd_0} \right] fr$$

ここで、

Vec : 運搬可能土砂量 (m³)

A : 流域面積(km²) (基準地点より上流の流域面積)

Cd_0 : 基準地点の流動中の土石流の土砂濃度

(運搬可能土砂量の算出に当たっては、 Cd_0 の上限値を0.9、下限値を0.3とする。)

R_T : 計画規模の降雨量(mm) 地域の降雨性、災害特性を検討し、決定する。なお、一般にはT=24を用いる。

λ : 空ゲキ率 0.4程度

fr : 流出補正率, 流域面積(A)に対して与える。

$$K_{f2} = 0.05 (\log A - 2.0)^2 + 0.05$$

但し、 fr は0.5を上限とし、0.1を下限とする。

3) 土石流により流下する土石等の量(V)の設定

1) の②で算出した、「移動可能土砂量」と2)で算出した「運搬可能土砂量」を比較し、

小さい値を「土石流により流下する土石等の量」とする。

なお、小規模の溪流（0.1km²以下）で発生した災害86事例のうち6割が1,000m³以上であること、崩壊起因型の土石流の場合大半が流域面積にかかわらず1,000m³以上であることから小規模溪流での無施設時の最小値を1,000m³とする*。

対策施設の効果量を見込む場合は、対策施設の位置より上流の区間での浸食可能土砂量から効果量を差し引くものとする。

運搬可能土砂量や小規模溪流での最小値（を1,000m³）を用いている場合は、基準地点での土砂量に施設効果量を見込むものとする。

なお、補助基準地点を設定している場合には、基準地点と同様の取扱いをする。

* 桜井 亘「小規模な溪流で発生する土石流の流出土砂量に関する研究」土木技術資料 44-4(2002)

(2) 対策施設の効果量

土石流対策施設ごとの効果量は、表 2.3のとおりである。

表 2.3 対策施設の効果量

対策工事	施設	効果量
土石流発生抑制山腹工	山腹工	計画土石流発生抑制量
土石流捕捉工	不透過型砂防えん堤	計画土石流発生抑制量、計画捕捉量
	透過型砂防えん堤	計画捕捉量、計画土石流発生抑制量
土石流堆積工	土石流堆積流路 土石流分散堆積地	計画堆積量
溪床堆積土砂移動防止工	床固	計画土石流発生抑制量
土石流導流工	導流堤	(計画流下許容量として見込む)

1) 土石流発生抑制山腹工

土石流発生抑制山腹工の効果量は、特別警戒区域を設定するための基礎調査において計上している崩壊可能土砂量を基に、施工面積に応じて土石流発生抑制量として見込むものとする。

【解説】

土石流発生抑制山腹工の効果量は、以下の方法により算出することができる。

ア 施設が施工されている部分に相当する0次谷の移動可能土砂量を直接差し引く方法

0次谷の流域内の溪床において、山腹工が施工されている部分と重なる0次谷の移動可能土砂量分を効果量とする。

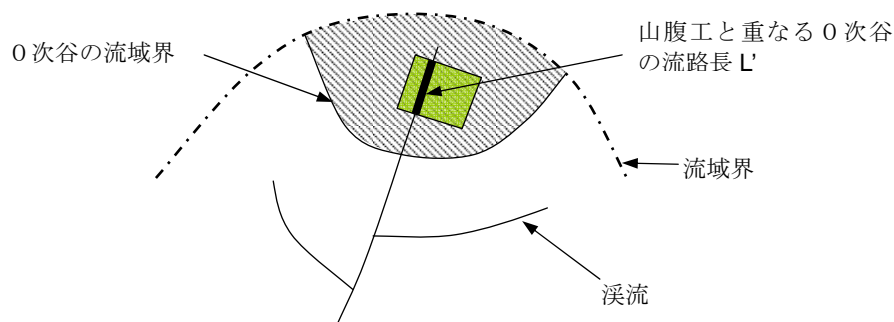


図 2.18 山腹工の効果量を算出する方法

以上より求めた L' に、0次谷の単位長さあたりの溪床堆積土砂量 (Ae') を乗じて効果量を算出する。

$$\text{山腹工の発生抑制量 (m}^3\text{)} = Ae' \text{ (m}^3\text{/m)} \times L' \text{ (m)}$$

2) 土石流捕捉工

ア 計画捕捉量

計画捕捉量は、原則として平常時堆砂勾配の貯砂量と計画堆砂勾配時の貯砂量の差とする。

【解説】

えん堤の堆砂勾配は、ほとんど水平に近い勾配から現溪床勾配程度の勾配の間で変化するが、土石流発生時に確実に土石流を捕捉できる勾配を計画堆砂勾配と定義する。

計画堆砂勾配は一般に既往実績等によりえん堤地点の現溪床勾配の 1/2 から 2/3 の間の勾配とする。ただし計画堆砂勾配 (i2) は 1/6 の勾配 ($\tan \theta$) を上限とする。不透過型えん堤の平常時堆砂勾配は既往実績を基に現溪床勾配の 1/2 までとする。また、地質条件により堆砂勾配が緩勾配になることが知られている場合は既往実績によって地域別に決定する。

透過型砂防えん堤の平常時堆砂面はスリット底を基点とし、不透過型えん堤と同じ堆砂勾配で形成されるものとする。土石流時は閉塞し、その後は不透過型と同じ機能となるので、計画堆砂勾配等は原則として不透過型と同じとする。

なお、不透過型砂防えん堤は原則捕捉量分のみを効果として見込むが、除石を考慮する場合は貯砂量も効果として見込むことができる。

イ 計画土石流発生抑制量

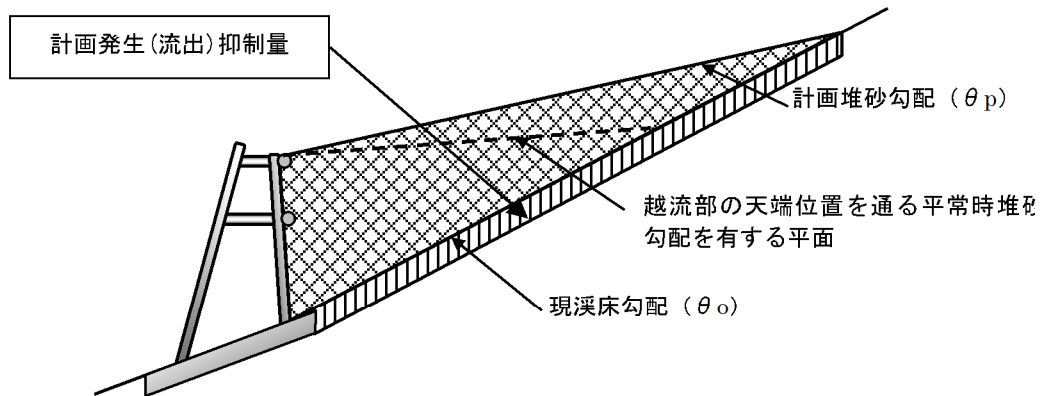
計画土石流発生抑制量は、平常時堆砂面下に包含された移動可能土砂量として求める。

【解説】

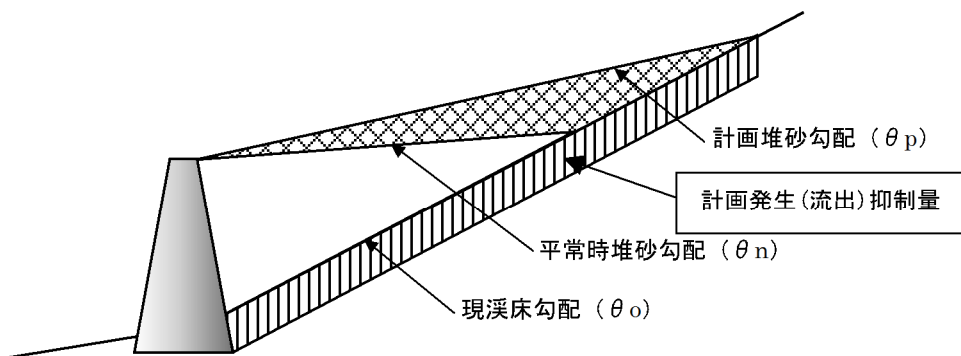
計画において移動可能土砂量が見込まれている場合には、平常時堆砂面が形成されることにより（これらは土石流となって流下することはない）、計画土石流発生抑制量として評価する。

透過型砂防えん堤においても、越流部の天端位置を通る計画堆砂勾配を有する平面と現溪床が交わる地点からえん堤までの区間を計画土石流発生抑制量とする。

透過型の場合



不透過型の場合



部分透過型の場合

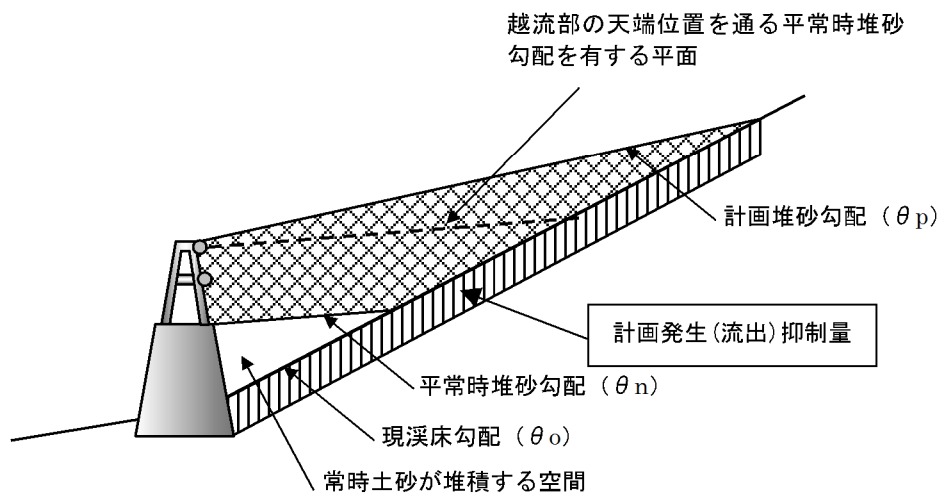


図 2.19 土石流捕捉工の効果量

3) 土石流堆積工

計画堆積量は、堆積した土砂を除石することを前提に、効果量としてを見込むものとする。

【解説】

ア 土石流堆積流路

流路内の堆積量を効果量として評価する。堆積量は土石流ピーク時の水深 h に余裕高 Δh を加えた値を流路工の深さから差し引いた標高を求め、土石流時水路の溪床勾配で結ぶ線を堆砂線として、それ以下の容量として求める。

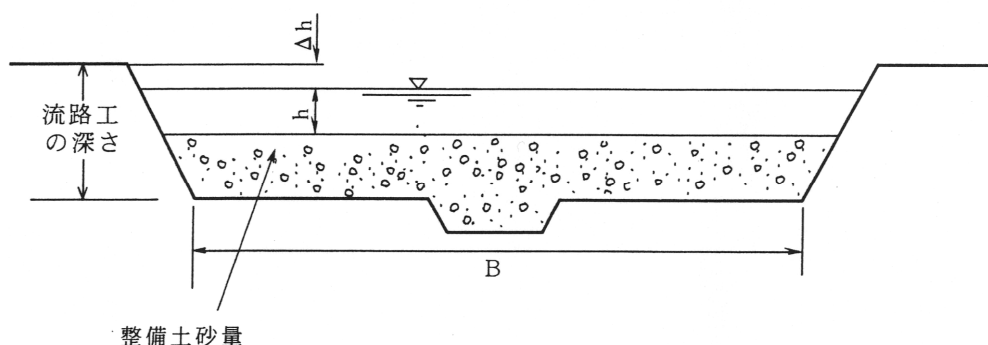


図 2.20 土石流堆積流路の効果量

イ 土石流分散堆積地

土石流分散堆積地の効果量は、堆積地底面と土石流時堆砂勾配との間に堆積する土砂量とする。

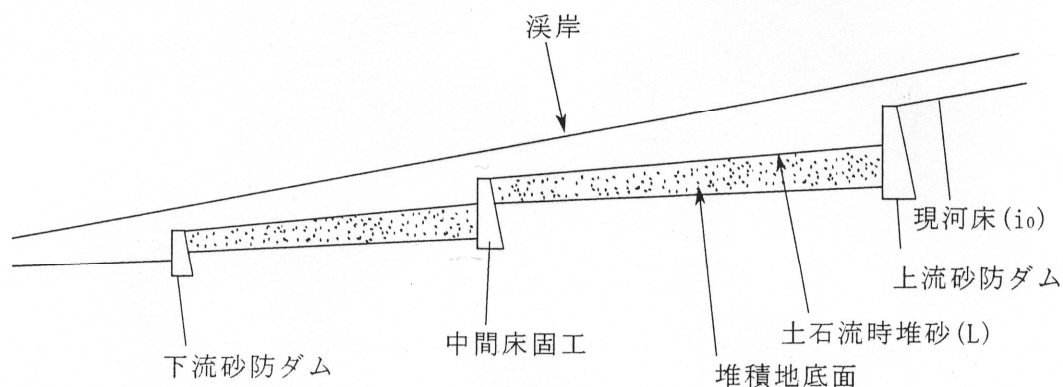


図 2.21 土石流堆積地の縦断形状

4) 溪床堆積土砂移動防止工

溪床堆積土砂移動防止工の効果量は、特別警戒区域を設定するための基礎調査において、溪床堆積土砂量として計上されている量を基に、計画土石流発生抑制量として見込むものとする。

【解説】

溪床堆積土砂移動防止工の効果量は、図 2.22 に示すように計画土石流発生抑制量として算出する。

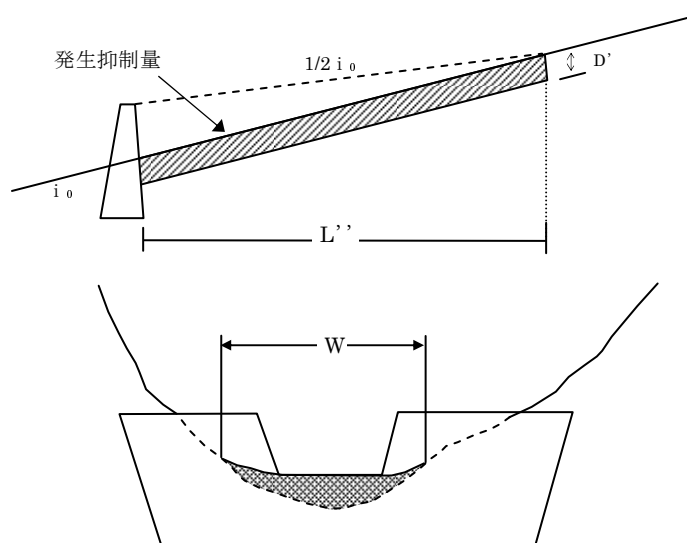


図 2.22 溪床堆積土砂移動防止工の効果

2.5 対策工事の計画

対策工事の計画に当たってはその目的を明確にし、対策施設の機能が最も発揮されるよう考慮する。

【解説】

詳細については、以下に示す「福岡県砂防技術基準(案)」を参考にすることができる。

<参考> 福岡県砂防技術基準(案) 平成 22 年 11 月改訂版 計画編 p. 2-1～2-57

第 2 章 砂防施設計画

第 1 節 総 説

1-1 施設計画の基本

砂防施設計画は、砂防基本計画に基づき合理的に定めるものとする。

砂防施設は、流域における相互の関連を考慮し、技術的にもまた効果の面においても調和のとれたものとしなければならない。

砂防施設計画の実施に際しては、施設の目的を明確にし、砂防施設の機能が最も有効に発揮されるよう考慮しなければならない。

【解説】

本文では、当県の砂防事業の大半を占める土石流・流木対策についてのみ計画作成の順序を示す。

1-2 砂防施設とその機能

砂防施設として代表的なものは、堰堤工、床固工、護岸工、溪流保全工、山腹工等がある。

【解説】

砂防施設として代表的なものは、堰堤工、床固工、護岸工、溪流保全工、山腹工等であるが、機能別に分類すると次のようになる。

〈砂防施設の機能的分類〉

- ① 水源地域における土砂・流木生産抑制……山腹工、堰堤工
- ② 溪岸からの土砂・流木生産抑制……………堰堤工、床固工、護岸工
- ③ 溪床における土砂・流木生産抑制……………堰堤工、床固工、溪流保全工
- ④ 溪流における流出土砂・流木の捕捉……………堰堤工、土石流堆積工、土石流緩衝樹林帯

1-3 施設配置計画の基本

- (1) 地すべりがある場合、地すべり箇所直下流に平常時堆砂量の大きい堰堤を計画する。
ただし地すべり地帯で地盤が動くと思われる箇所に計画してはならない。

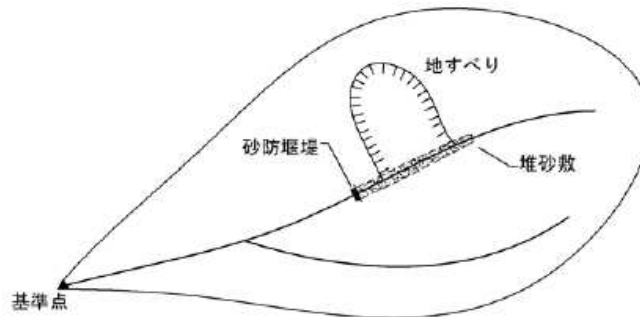


図3-2-1

- (2) 小規模な山脚崩壊や溪岸侵食で有害土砂を発生している場合は、護岸工を計画することもある。

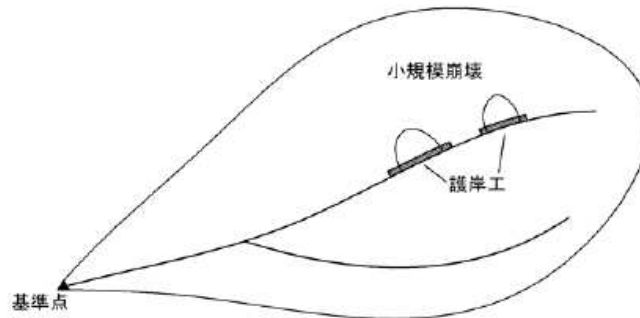


図3-2-2

- (3) とくしゃ地や広範囲な山腹崩壊地においてガリーが発達し、侵食が進んでいる場合は、山腹工を計画する。

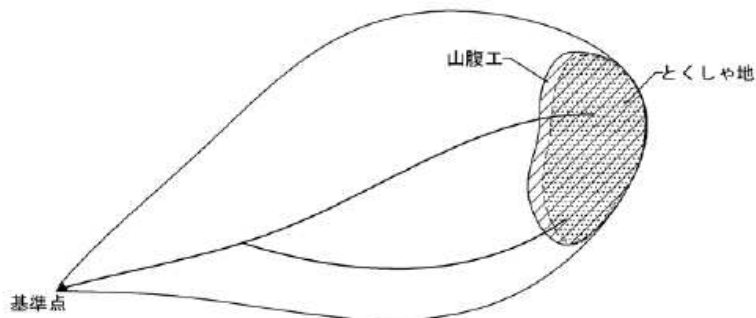


図3-2-3

(4) 溪床に堆積物があり、また、急勾配ゆえ縦侵食による移動可能土砂があつて流出する危険のある場合は、堆積物の抑止を主目的として次のように計画する。

- ① 移動可能土砂が短区間 A点直下流に不安定土砂を包含できる高さの堰堤を計画する。
- ② 移動可能土砂が長区間 階段状堰堤群または床固工群を計画する。

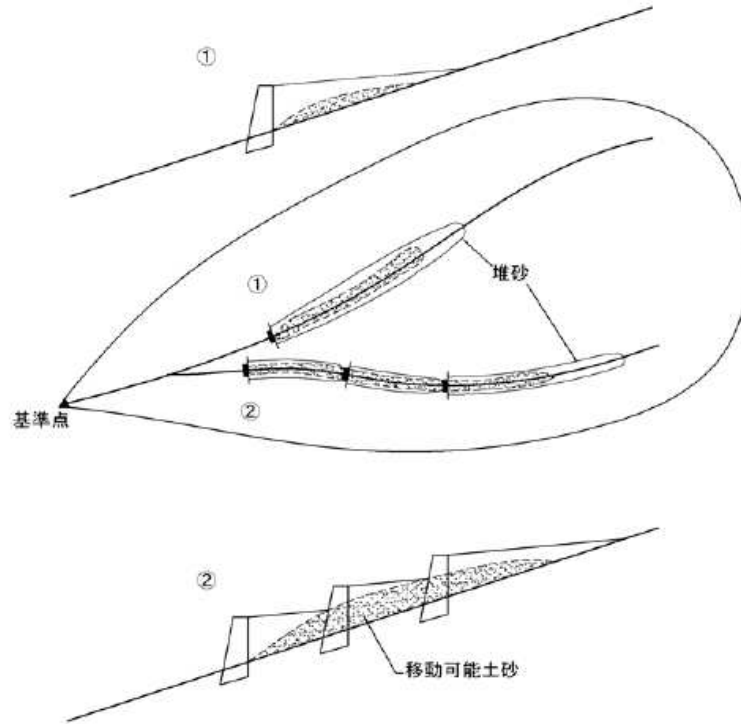


図3-2-4

(5) 溪岸侵食や山脚崩壊が長区間にわたっていて、崩壊残土、拡大見込みの危険性がある場合、山脚固定を主目的として崩壊箇所直下流に堰堤を計画する。

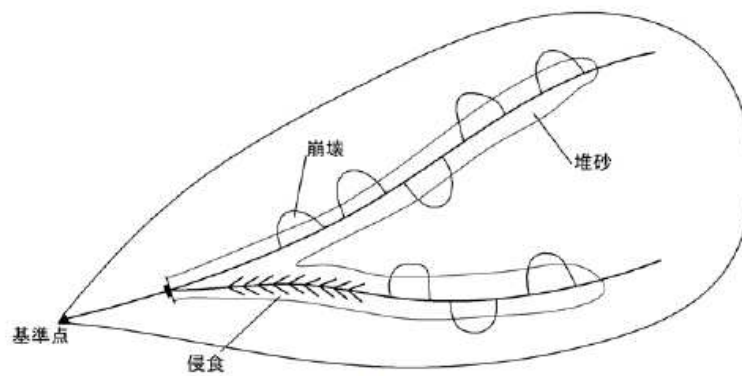


図3-2-5

- (6) ① 急勾配(1/10～1/20)のV字谷を呈する溪流で土石流の危険性がある場合は、比較的堆砂空間の大きい下流に、待受けとして堰堤（土石流捕捉工）を計画する。
- ② 急勾配(1/10～1/20)の比較的広い谷を呈している溪流で土石流の危険性がある場合は、土石流のエネルギーを漸減させ堆積させる目的で低堰堤群を計画する。

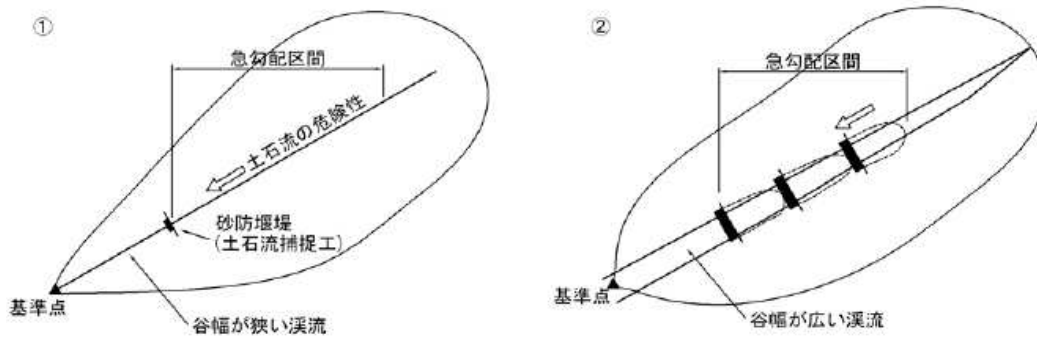


図3-2-6

- (7) 下流区間が蛇行し、縦横侵食及び溪床堆積物がある場合は、当該計画上流端より上流の土砂整備状況を考慮し、止めの堰堤あるいは床固工を設置してから溪流保全工を計画する。

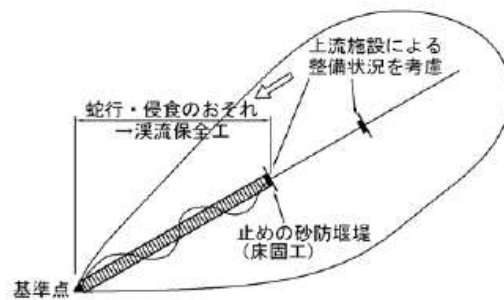


図3-2-7

- (8) 土石流発生常襲地、溪床勾配が緩勾配になる地域、上流に砂防堰堤の建設適地のない場合、あるいは溪流保全工の概成した溪流の上流端において、上流域の砂防工事で下流流路の許容流砂量まで流出土砂量を減ずることができない場合は、土石流堆積工を計画する。一般的には、土石流堆積工の上流部は、砂防堰堤あるいは山腹工等により極力土砂の生産流出を防止した後、細粒化されて流下する土砂を沈澱貯留させる砂防工作物である。そのため、土石流を直接捕捉することはできないことに注意する。

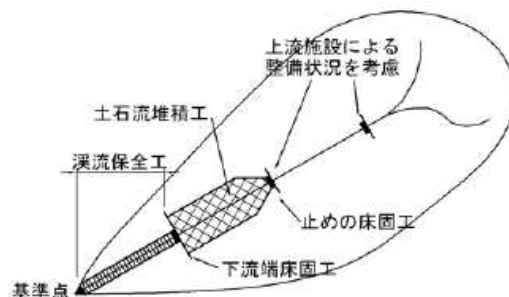


図3-2-8

- (9) 谷の出口より下流側で土石流の堆積区域において土砂の堆積及び流木の捕捉効果を促進するために土石流緩衝樹林帯を計画する。なお、上流域に砂防施設が設置されていない流域では、安全性に配慮して、土石流の堆積区域とされる範囲のうちでも、中流域から下流域に配置するものとする。また、上流域に砂防施設が現存または計画されている流域では、土石流の堆積区域とされる範囲の最上流端付近から下流側の区域に配置することができる。

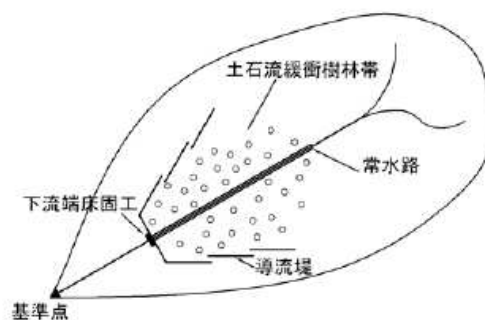


図3-2-9 堆砂ゾーン概念

1-4 環境に配慮した施設計画

砂防施設計画は、土砂処理計画の観点から必要な施設を効率的に配置することを基本とするが、環境・景観に配慮した施設計画を策定する。

【解説】

砂防施設計画には環境・景観への配慮が不可欠であり、自然環境や景観の保全と復元、溪流の利用に配慮した施設計画を策定する。

砂防施設の配置に当たっては、下記の景観計画等との整合を図りながら、配慮すべき環境・景観要素と砂防施設の機能との関係を考慮し、砂防施設の機能が最も有効に発揮されるように砂防施設の種類とその配置を検討しなければならない。

表3-2-1 配慮する景観計画資料の一覧表

資料名	対象地域
H20 北九州市景観計画	北九州市
H22 豊前市景観計画	求菩提地区
H22 矢部川流域景観計画	八女市、(旧 八女郡部)、筑後市、みやま市
H22 筑後川流域景観計画	大川市、小郡市、大刀洗町、大木町、広川町 (H22. 10. 1策定、H23. 1. 1運用予定)
H22 八女市文化的景観計画	八女市(旧 八女市)
H23 京築広域景観計画(策定予定)	行橋市、みやこ町、菊田町、築上町

福岡県内の景観計画進行状況



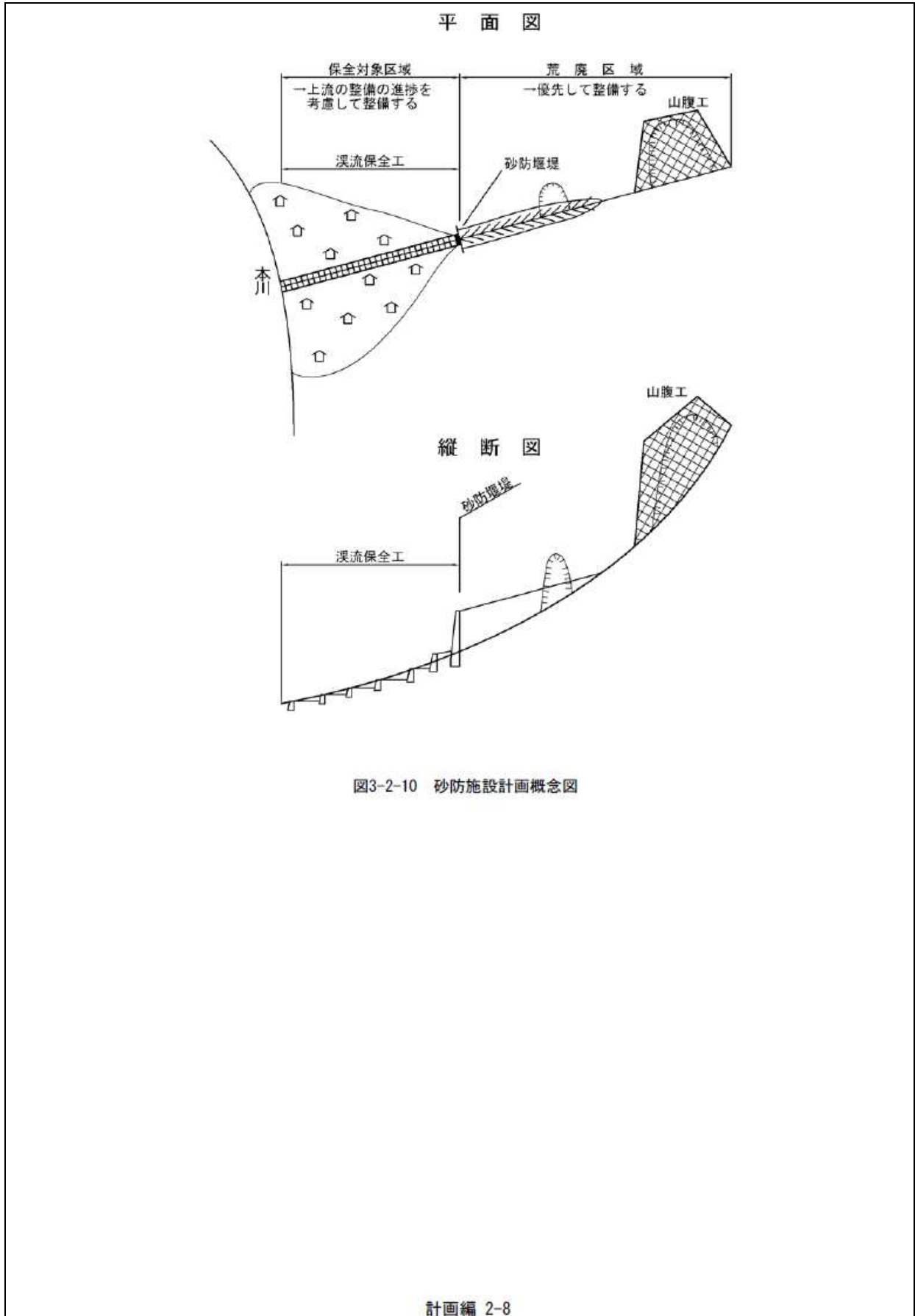
1-5 施設の配置と実施順位

当該河川の地形、地質等の十分な踏査と砂防基本計画に基づく流域全体としての砂防施設計画により、一般的には、以下の施設計画概念図(図3-2-10参照)及び順位により実施される。

【解説】

砂防事業の実施順位は、次の事項を考慮して定める。

- ① 対象地域全体をながめ、荒廃の主原因がどこにあるか、また、激甚地区はどこか見極めて、重点施工地点を定める。全体が荒廃し、施工順位がつけ難い場合は適当な場所に、まず堰堤を施工し、その後の状況の推移に応じて順位を定めることもある。
- ② 溪流工事では堰堤工は現地状況等を考慮し、施工順序を適切に定めるものとする。以下に下流から施工する場合、上流から施工する場合の利点等について示す。
 - (a) 下流側の堰堤から施工する場合の利点
 - (イ) 下流側の堰堤を先に施工すれば、土石流が下流で発生した場合でも下流側の砂防堰堤で対応できるため、防災面から見て有利である。
 - (ロ) 多くの場合、下流側の堰堤の方が上流側の堰堤よりも堆砂容量は大きいいため、下流側の堰堤を先に施工することにより早期に土砂整備率の向上が図られる。
 - (b) 上流側の堰堤から施工する場合の利点
 - (イ) 上流部の溪床に多量の移動可能土砂が存在する場合、上流側の堰堤を先に施工することでその土砂を固定できる為、土石流発生抑制の点で有利である。
 - (ロ) 上流側の堰堤から先に施工すれば、資材を運搬するのに下流側の堰堤を乗り越えなくて済むため仮設工事が容易となる場合もある。
- ③ 山腹工事では荒廃が最も著しい部分で河川への影響の最も大きい所から実施する。
- ④ 溪流保全工は、上流端に堰堤又は、床固工を設置した後、上流部より下流へ向って順次施工することが原則である。なお流路新設で河積の拡大をはかる場合は、下流より上流に向って進めることができる。
- ⑤ いずれの工種・工事もある程度工事が進んだ時点で施工に伴う砂防効果と実施順位の再検討を行う。場合によっては砂防計画及び設計の見直しをする。



第2節 堰堤工の計画

2-1 砂防堰堤工の分類

2-1-1 目的による分類

堰堤は、その目的によって次の4種類に分類する。1つの堰堤が2つ以上の目的をかねる場合には、その主たる目的によって分類するものとする。

(1) 土石流発生（流出）防止を目的とするもの

- ① 山脚固定堰堤………溪床を上昇させて山脚を固定し、山腹の崩壊、地すべり等の予防及び拡大の防止を図り、土砂の発生（流出）を抑制することを目的とする。
- ② 縦侵食防止堰堤………溪流の縦侵食を防止して、土砂の発生（流出）を抑制することを目的とする。
- ③ 溪床堆積物流出防止堰堤………溪床に堆積した不安定な土砂の発生（流出）を防止することを目的とする。

(2) 土石流の捕捉を目的とするもの

- ① 土石流捕捉堰堤………土石流を捕捉することを目的とする。

2-1-1-1 山脚固定堰堤

山脚固定堰堤の位置は、整備対象山腹の直下流部を原則とする。堰堤の高さは、山脚の侵食を防止し得るように定める。山脚固定堰堤が、土石流捕捉堰堤を兼ねる場合には、必要に応じて位置及び高さを定めるものとする。

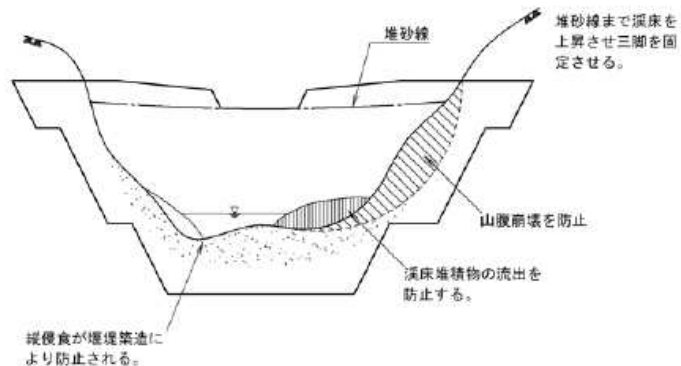


図3-2-11 山脚固定堰堤

2-1-1-2 縦侵食防止堰堤

縦侵食防止堰堤は、縦侵食区域の直下流に設けるものとする。

堰堤の高さは、その堆砂区域に縦侵食区域が包含されるように定める。縦侵食区域が長距離にわたるときは、数基の堰堤を階段状に連続して設けるものとする。

階段状堰堤群においては、基幹となる堰堤は基礎を岩着させることを原則とする。

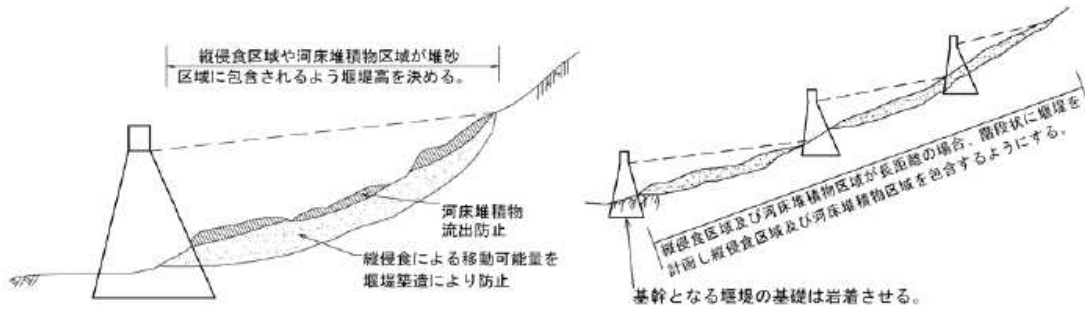


図 3-2-12 縦侵食防止堰堤

図 3-2-13 階段状の縦侵食防止堰堤群

2-1-1-3 溪床堆積物流出防止堰堤

溪床堆積物流出防止堰堤は、溪床堆積物の直下流に設けることを原則とする。堰堤の高さは、堆砂面内に溪床堆積物が包含されるよう計画する。

2-1-1-4 土石流捕捉堰堤

土石流捕捉堰堤は、土石流の捕捉(堰堤への堆砂により捕捉する方法)をその目的として位置及び高さを定めるものとする。

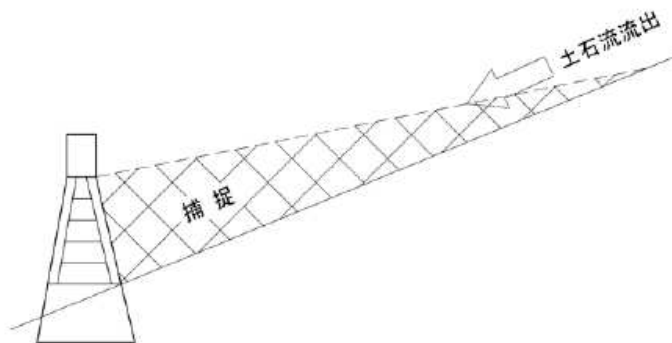


図 3-2-14 土石流捕捉堰堤

2-1-2 機能による分類

土石流・流木対策として用いる砂防堰堤は、不透過型と透過型及び部分透過型に分類することができる。

【解説】

第1章3-8-1-3を参照のこと。

2-1-3 材料による分類

- ① コンクリート堰堤
- ② 鋼製堰堤

2-1-4 鋼製砂防構造物

2-1-4-1 鋼製砂防構造物の分類

鋼製砂防構造物はその機能と特徴により透過形式と不透過形式とに分類される。

【解説】

透過型は、開口部を有するため平常時の流出土砂を流下させ空容量を確保し、土石流時には流下する礫・流木によって透過断面を閉塞して流出土砂を捕捉することを目的としている。不透過型は、不安定土砂の移動を抑制して溪流の安定や山脚の固定を図るものである。

鋼製砂防構造物は、屈撓性や、透過性などの機能面、工程短縮や通年施工、あるいは省力化などの施工面等でコンクリート構造物では得にくい特色があり、これまでにこれらの特長を活かした数多くの製品が開発されてきている。これらを構造形式で分類すると図3-2-15のようになる。



図3-2-15 構造形式による分類

2-1-4-2 鋼製砂防構造物の特徴

鋼製砂防構造物の計画・設計にあたっては、鋼材そのものの性質、あわせて構造体としての特性を十分考慮すること。

【解説】

鋼製砂防構造物の一般的特徴は以下のとおりである。

1) 材料の強度が大きく、靱性に富んでいる。

鋼材は強度が大きく靱性に富んでいるので、断面寸法を小さくすることができる。このため、空間を広くとることができるため、常時の流水と土砂を通過させ、土石流時には水と土砂を分離する透過型砂防堰堤構造として適している。また、枠構造分類に代表されるように屈撓性に富むことから、地耐力の低い基礎地盤や地すべり地域などで効果的に利用できる。

2) 品質が均一で安定している。

鋼製砂防構造物は、規格・寸法などの品質が一定しており、材料のばらつきが極めて少ない。また、部材は工場で作成されるため製品の品質管理がし易く、信頼性の高い構造物を構築することができる。

3) 現地施工が容易である。

部材は工場で作成されるため、形状および寸法の精度がよい。このため、現地での組立が容易である。したがって、現場施工期間を大幅に短縮できる。また、気温・積雪など気象条件にもほとんど左右されず通年施工が可能となる。

4) 材料の運搬が容易である。

鋼製透過型砂防堰堤は、架設を考慮して部材を分割し運搬できるため必要最小限の運搬回数で材料が搬入される。また、鋼製不透過型砂防堰堤は、中詰材料が堰堤計画地点付近で入手できる場合には、重力式コンクリート砂防堰堤に比べ運搬重量が小さい。

5) 腐食に対する抵抗性が小さい。

鋼材は錆びるため、腐食しろを見込んだり、めっきなどによる防食対策を考慮しておかなければならない。また、断面寸法が小さいことから摩耗や礫の衝突の影響も受けやすいので局所的な断面変化に注意する必要がある。

2-1-4-3 鋼製砂防構造物の使用例

従来より鋼製砂防構造物は、砂防施設のみならず地すべり防止施設、急傾斜地崩壊対策施設、その他火山対策施設として計画され施工されている。

【解説】

鋼製砂防構造物の使用例を表3-2-2にまとめているが、ほとんどの施設において使用実績がある。しかし、鋼製砂防構造物の材質や構造による特徴ゆえに、その対象流域の性質と施設の相互関連を十分に考慮し、機能・効果が最も発揮されるように型式の選択、配置を検討する必要がある。

表3-2-2 鋼製砂防構造物の使用例

設 備	目 的	構造物の形式		
		透 過 型	不透過型	
砂防設備	土石流対策	三脚の固定、溪流の縦侵食防止、溪床堆積物の流出防止、流出土砂の抑制・調節。		○
		土石流の発生抑制		○
		土石流の捕捉	○	○ ^{*1}
	流木対策	土石流の流向制御		○ ^{*1}
		流木の発生抑制		○
	火山対策	流木の捕捉	○	
		火山泥流等の発生抑制		○ ^{*2}
		火山泥流等の捕捉	○ ^{*2}	○ ^{*1*2}
	床固工 護岸工 山腹工 (山留工)	火山泥流等の流向制御		○ ^{*1*2}
		縦侵食の防止、河床堆積物の再移動防止、溪岸の決壊・崩壊防止、護岸等の基礎確保		○
		溪流の横侵食防止、溪岸の決壊・崩壊防止		○
		植生導入のための荒廃斜面安定化		○

^{*1}: 枠構造は、土石流衝撃力等に耐え得る構造とするが、直接構造物に衝撃力が加わらないように盛土等による緩衝材を併用する。

^{*2}: 酸性河川の場合、適切な腐食対策を施す。

2-2 型式選定の要点

堰堤型式の選定にあたっては、堰堤型式の特徴を十分考慮し、機能・部材に応じて安定を確かめた上で選定する必要がある。

【解説】**① 地質（基盤）に問題がない場合**

一般に岩盤基礎は、剪断摩擦抵抗や支持力及び侵食や透水に対する抵抗が比較的高いため、堰堤型式についての制約は少ない。現在は、基礎の問題がない場合、重力式コンクリート堰堤が多用されている。

砂礫基礎でも、基礎に問題ない場合は、重力式コンクリート堰堤を選定するのが普通である。

② 地質（基盤）に問題がある場合

土砂基礎は、地耐力の確認が必要であるが、一般的に、地盤反力の大きいコンクリート重力式堰堤等は適さない場合が多い。この場合は、地盤改良等で基礎地盤の処理を行うか、地盤反力の小さい鋼製堰堤等を採用することにより可能となる場合もある。

③ 基礎地盤以外の制約

鋼製堰堤・枠堰堤等は、地すべり地、軟弱地盤等の堰堤サイトの地形・地質、資材確保の難易、運搬手段、工期短縮等を目的として検討・採用されることが多い。

以上、型式選定に当たっては、各堰堤の特質を考慮し、流出土砂の形態及び計画地点の地形、地質条件、経済性、施工性、安全性、環境との調和などを比較検討して決定する。

本県流域では、コンクリート重力式堰堤が実績も多く施工されているが、基礎地盤の支持力が小さい場合は、鋼製堰堤など実態に即した堰堤型式の比較検討を行う。なお、この場合、地質調査に基づく地耐力の確認が必要である。

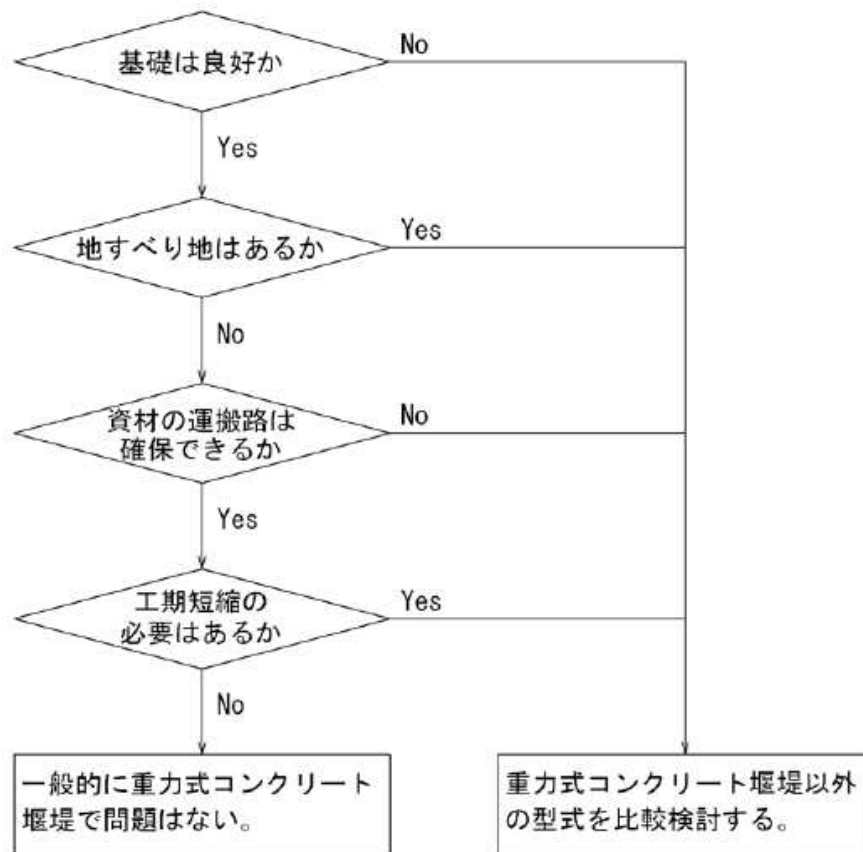


図3-2-16 型式選定の流れ

2-3 計画位置

堰堤計画箇所は、溪床及び両岸に岩盤が存在することが最も好ましいが、目的によっては砂礫層上に計画しなければならない場合がある。この場合には前庭部の保護を十分に考えなければならない。

【解説】

一般に堰堤計画箇所は、越流水による下流のり先の深掘れ、及び両岸侵食による破壊を防止するため、溪床及び両岸に岩盤のある箇所、並びに工費等の関係から、上流部の広がった狭窄部が望ましいのであるが、このような条件に常に恵まれるとは限らない。目的によっては、例えば河床堆積物流出防止の目的の堰堤等では、不利な条件のもとでも計画しなければならない場合がある。溪床に岩盤のない場合は、その溪床の状況に応じて水叩き、あるいは副堰堤を計画して、下流のり先の保護を図らなければならない。

この際、浸透水のパイピング現象による水叩きの破壊、副堰堤垂直壁直下流の洗掘等を十分考慮して計画する必要がある。

2-3-1 位置選定

堰堤を計画する場合、支溪の合流点付近においては、一般に両方の溪流の基礎堰堤として役立つように、合流点の下流部に堰堤の位置を選定する。

【解説】

支溪の合流点がある場合には、支溪及び支溪双方の工作物の基礎堰堤として役立つように合流点の下流部に計画するのが望ましいが、主溪及び支溪に一方が荒廃しているような場合には、荒廃溪流を優先して計画する。なお、この場合の堰堤は、堰堤の安全のため、合流点に著しく近付けないことが肝要である。

なお、位置選定については1-3 施設配置計画の基本を参照するほか、下図を参考にすること。

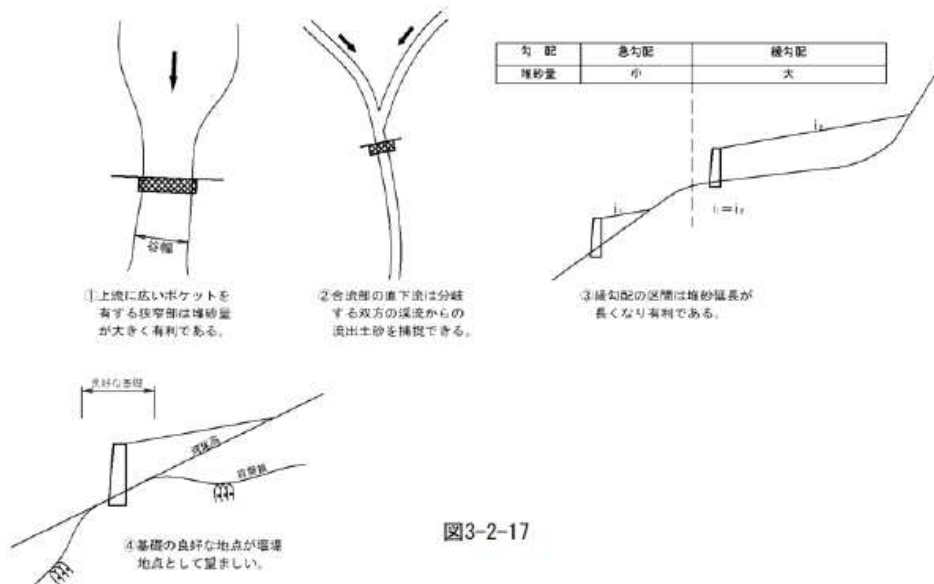


図3-2-17

2-3-2 階段状堰堤群の位置選定

階段状堰堤群においては、原則として一つの堰堤の計画堆砂線が現溪床を切る点を上流堰堤の計画位置とする。

【解説】

荒廃溪流において、縦侵食又は横侵食が著しい区域、あるいは溪岸崩壊の区域が長区間にわたる場合は階段状に堰堤群を計画する。

この場合、堰堤の堆砂線は、計画勾配（現溪床勾配の1/2を原則とする）を用いるのが普通で、縦断面において最下流堰堤から始めて順次計画勾配線を引いていくと計画位置はおのずから決まるが、その位置の堰堤サイトとしての適否、基礎根入等を考える必要がある。

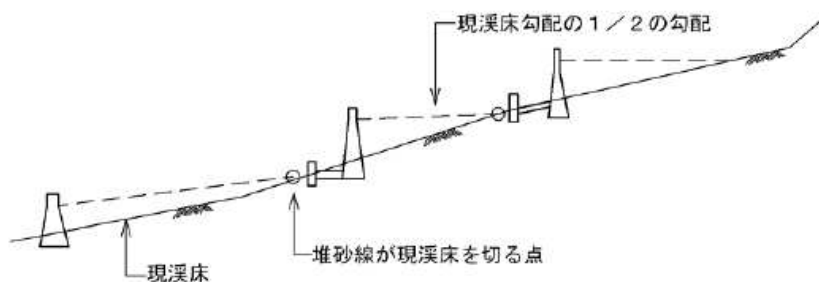


図3-2-18 階段状堰堤群の位置

2-3-3 堰堤基礎

堰堤の高さの決定に際しては、基礎の地質を十分に調査しなければならない。
特に堰堤の高さが15m以上となる場合には岩盤調査を併せて実施しなければならない。ここでいう岩盤調査とは地質の良否、支持力、透水性、断層の有無、走向節理などに関する調査をいう。フローティング基礎の場合は、高さ15m以下であることを原則とする。

【解説】

15m以上の堰堤を計画する場合、基礎の地質調査、例えば、地質の良否、支持力等を十分に調査しなければならないが、加えて、本文に示した岩盤調査を十分に行い、良好な堰堤サイトを選択するものとし、岩盤の状態によっては十分基礎処理（コンソリデーショングラウト等）を施さなければならない。

フローティング堰堤の場合は、支持力、パイピング現象に対する安全性を特に考慮すること。

2-3-4 堰堤と保全人家の関係

堰堤の上流堆砂敷において計画高水位＋余裕高が上流の保全対象（人家、耕地、公共施設等）に影響しないよう堰堤位置及び堰堤高を決定する。

【解説】

計画高水位及び余裕高は、計画堆砂高と同様に現溪床勾配の2/3程度として設定する。

2-4 方向

2-4-1 堰堤の方向

堰堤の水通しを越流する水流は、一般的に水通し天端下流端の線すなわち堰堤軸に直角に落下するから、堰堤の方向は水通し中心点において計画箇所下流の流心線に直角に定めることを原則とする。

【解説】

堰堤の水通しを越流する水流は、水通し天端下流端の線、即ち堰堤の方向線に直角に落下する。ゆえに、堰堤計画箇所の下流の状況によって決定された流心線上に水通し中心を置き、この点において下流流心線に直角に設定した線が堰堤の方向の原則である。

堰堤の計画箇所が、例えば兩岸の岩盤の関係、あるいは堰堤長の関係などで堰堤の方向を下流の流心に直角に定め難く、かつ潜り堰となることのない場合には、副堰堤（水叩き工法の場合は垂直壁）を計画し、副堰堤の方向を下流の流心線に直角に定めればよい。

① 本堰堤、副堰堤（垂直壁）とも下流流心に直角の場合

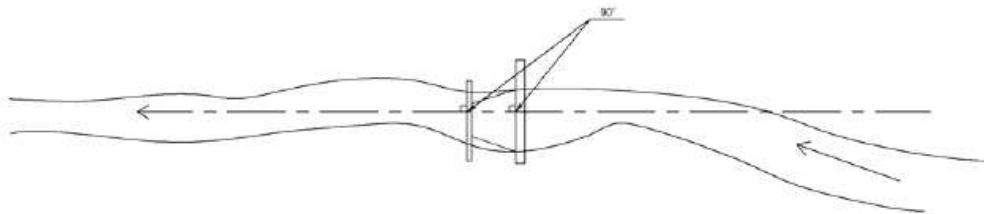


図3-2-19 堰堤の方向（下流流心に直角の場合）

② 本堰堤を下流流心に直角にできない場合

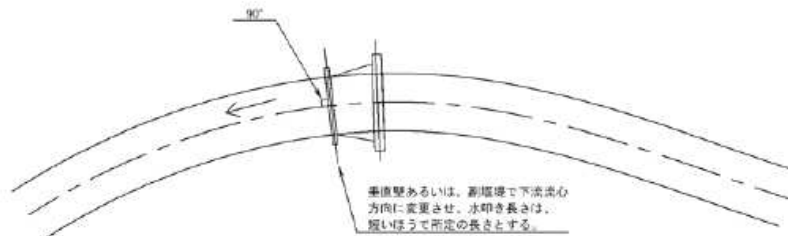


図3-2-20 堰堤の方向（下流流心に直角でない場合）

2-4-2 階段状堰堤の方向

階段状の堰堤群における各堰堤の方向は、原則として各堰堤の水通しの中心点（水通し天端の下流端）において、計画箇所下流の流心線に直角に定めるものとし、各堰堤の水通しの中心点は直上流堰堤の水通しの中心点における流心線上に定めるものとする。

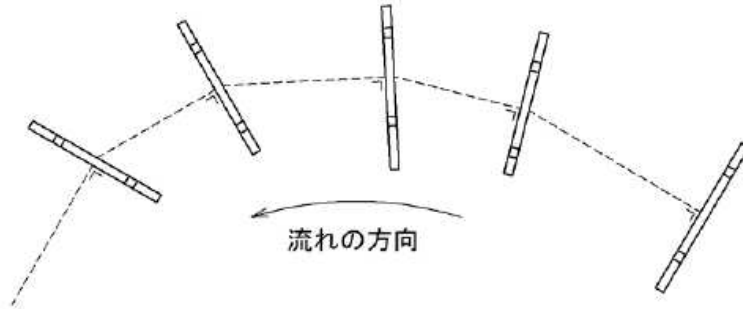


図3-2-21 階段状堰堤の方向

2-5 堰堤軸

- (1) 堰堤軸は、直線を原則として兩岸の等高線に直角となるように計画する。
- (2) 堰堤サイト下流で山脚が逃げている場合は、等高線に直角となるよう袖部を折り曲げ、堤長を減ずるようになる。
- (3) 堰堤サイト直下流部にへコミがある場合で袖が抜ける危険性がある場合は、へコミの地盤線で袖嵌入を計画する。

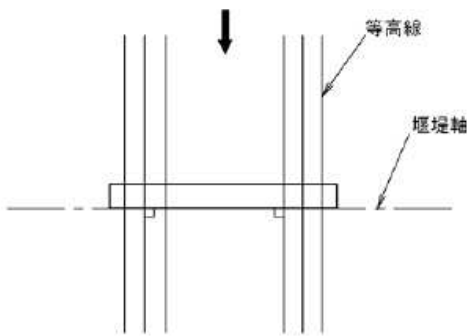


図3-2-22 堰堤軸(直線の場合)

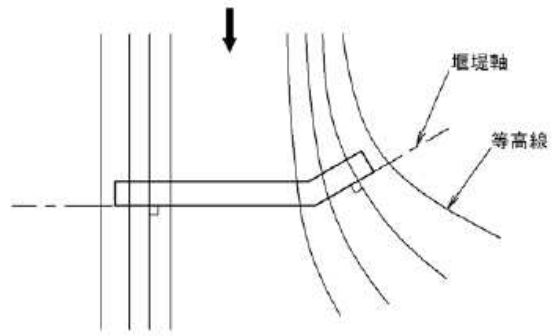


図3-2-23 堰堤軸(屈曲する場合)

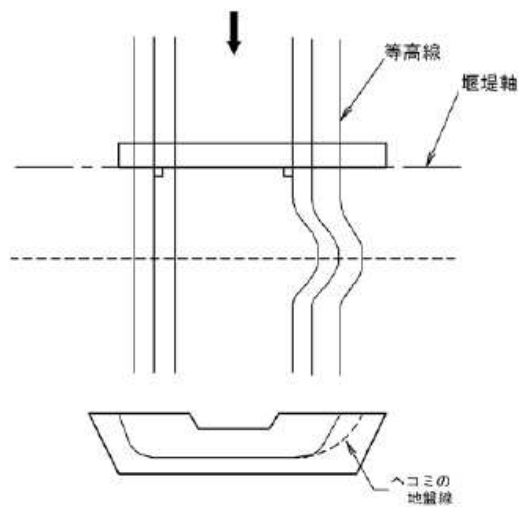


図3-2-24 堰堤袖部の嵌入

第3節 土石流・流木捕捉工の計画

3-1 土石流・流木捕捉工の選定手順

土石流・流木捕捉工は、採用する工法の特性を生かしたものを選定する。

【解説】

土石流・流木捕捉工の選定手順については、図3-2-25(1)～(4)を参考に選定する。なお、最新の動向に留意すること、また最下流透過型堰堤を計画する場合には、砂防課に確認すること。

表3-2-3 不透過型堰堤と透過型堰堤の特徴

	不透過型堰堤	透過型堰堤
長所	<ul style="list-style-type: none"> ・未満砂時には土砂を堆積させる空間があり、その時点での貯砂量分の土砂を確実に捕捉し、満砂後には調節効果により土砂を捕捉することができる。 ・満砂後は、河床に堆積した土砂の再移動を防止する抑止効果が見込める。 ・山脚固定効果 	<ul style="list-style-type: none"> ・中小洪水の土砂を下流へ透過させることから、土石流発生時まで貯砂量を確保することができ、土石流時には、貯砂量分の土砂を捕捉することができる。 ・スリットが現況河床まで入れられるため、堰堤の上流と下流の水位差が小さくなることから、パイピングを起こす可能性は少ない。また、魚類、水生生物等の遡上等への影響も少ない。
短所	<ul style="list-style-type: none"> ・河川を寸断することから、魚類、水生生物等の遡上が困難となり、魚道等の付帯施設が必要となる。 ・堰堤高によっては、堰堤の上流と下流で水位差が生じ、堰堤基礎が堆積層の場合にはパイピングを起こす可能性がある。 ・中小洪水時に土砂が溜まり、満砂状態となると除石しない限り、土砂流出の調節効果が小さい。 	<ul style="list-style-type: none"> ・中小洪水時には堆砂しないことから、積極的な侵食防止が必要な場所には不向きである。 ・土石流堆積物が透過部をふさいだ場合は、速やかに除石して堆砂空間を確保する必要がある。

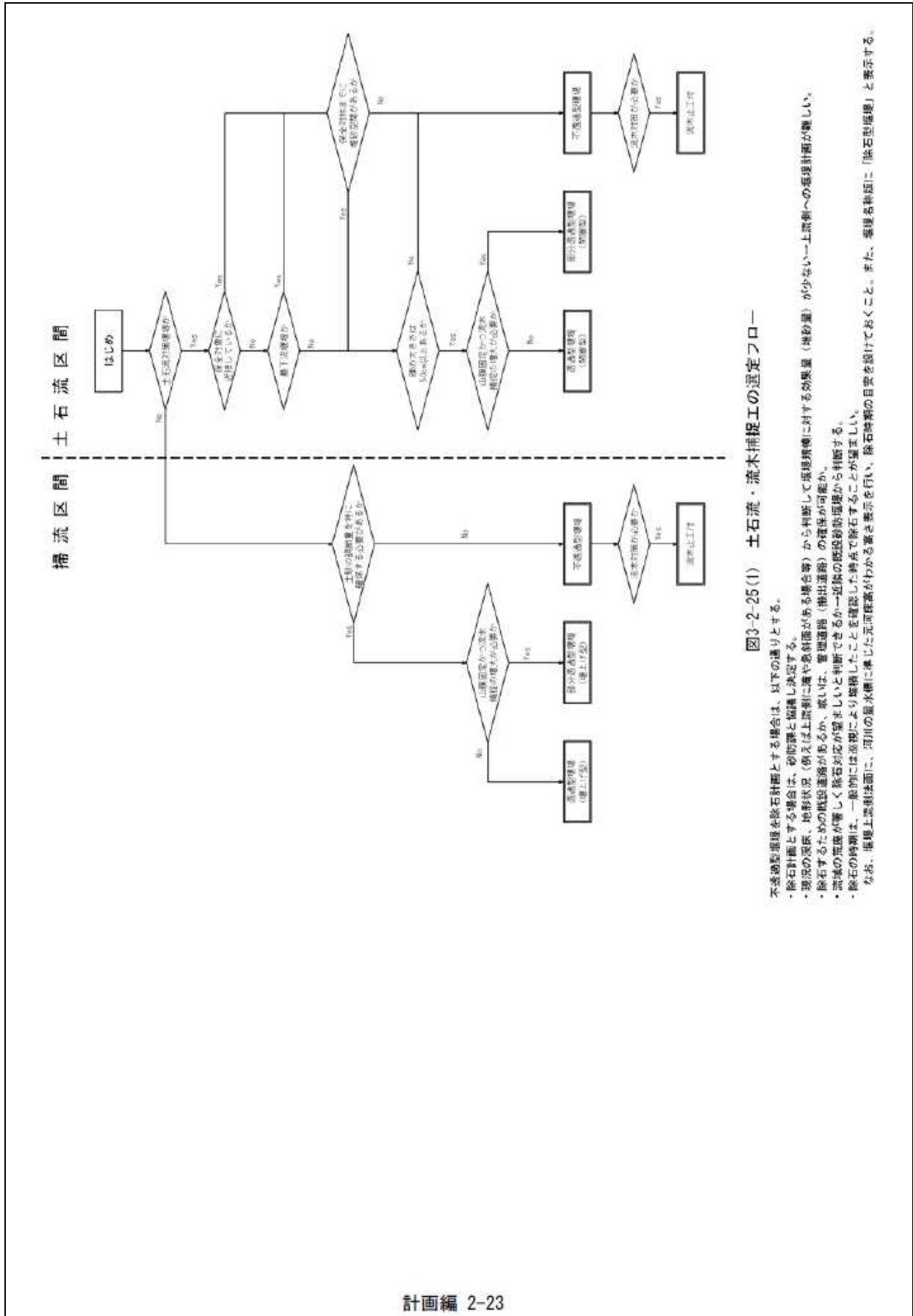
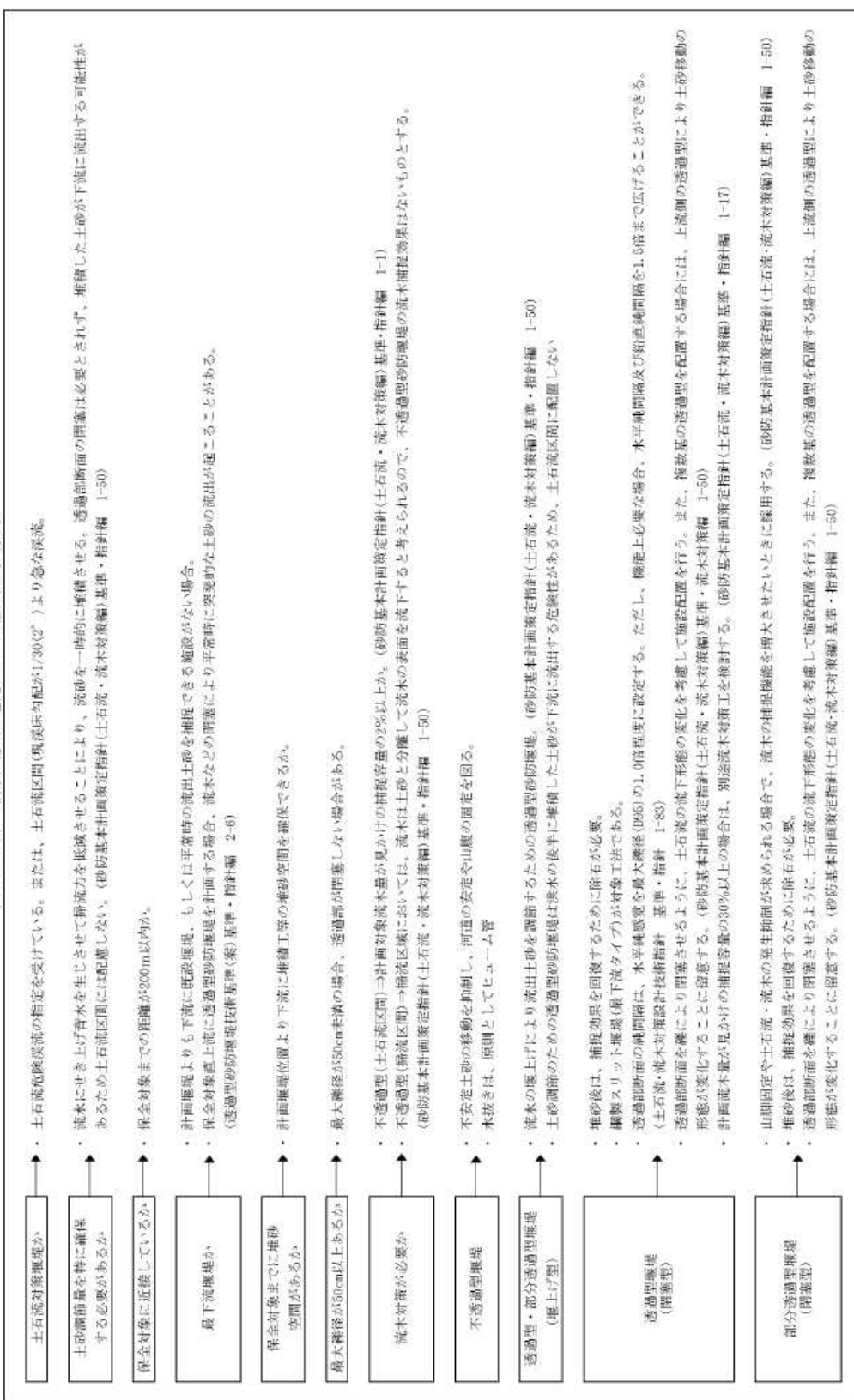


図3-2-25(2) 砂防堰堤形式選定フローの補足説明（参考）



※ 上記補足資料は、フローの判断において参考とするものであり、各々の現場条件等を勘案のうえ検討するものとする。

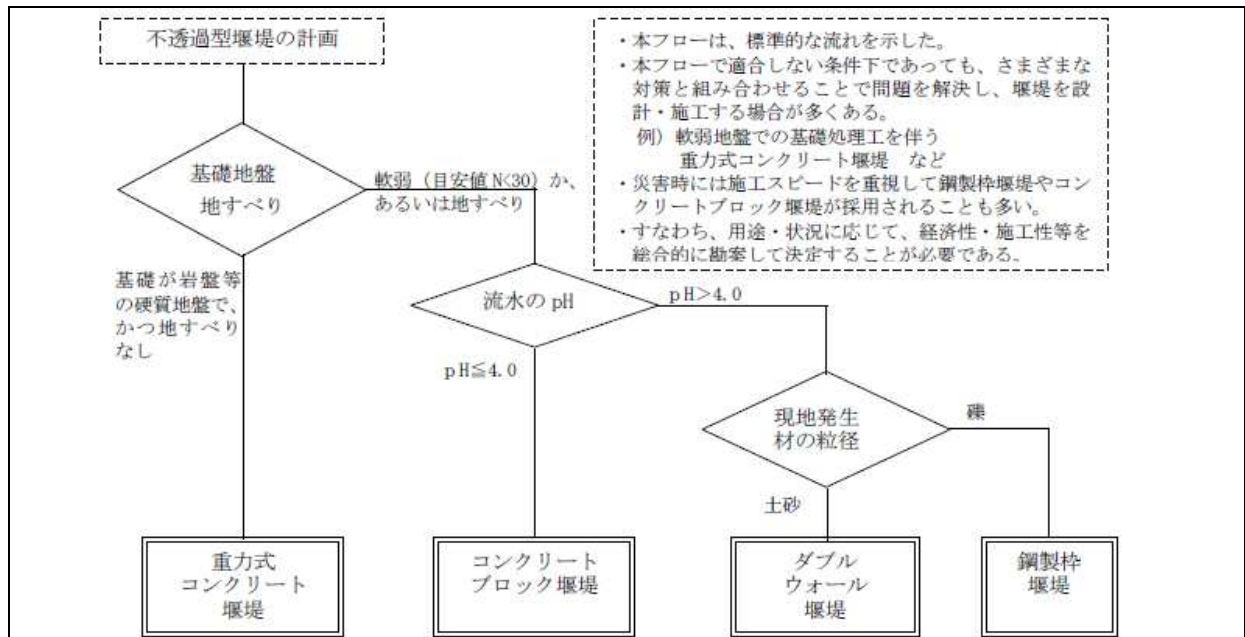


図3-2-25 (3) 不透過型堰堤の標準的な選定フロー

製品名/会社名	透過部高(m)	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
鋼製スリット堰堤B型 /日鐵住金建材 (株)	~8.0m	■	■	■	■	■	■	■									
格子型鋼製砂防堰堤2000C / (株) 神戸製鋼所	6.0m~								■	■	■	■	■	■	■	■	■
J-スリット堰堤 / JFE建材 (株)	制限無し	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■
CBBO型砂防堰堤 / 共生機構 (株)	~12m	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■
鋼製スリット堰堤T型 /日鐵住金建材 (株)	~12m	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■

※ 鋼製スリット堰堤（閉塞型）については、堤高（透過部高）から適用可能な型式を抽出し、経済性、施工性等を総合的に検討して選定すること。

図3-2-25 (4) 透過型堰堤（土石流捕捉工・閉塞型）の堤高別適用範囲

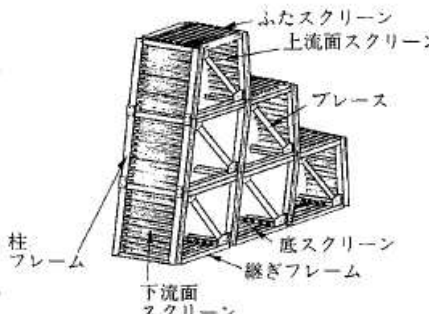
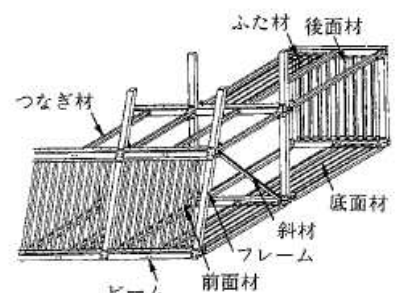
3-2 主な土石流捕捉工の種類と工法概要

土石流捕捉工の工法選定に当たっては、その特性を充分理解しておく。

各種砂防構造物の概要（平成22年4月現在）

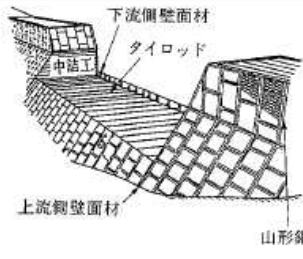
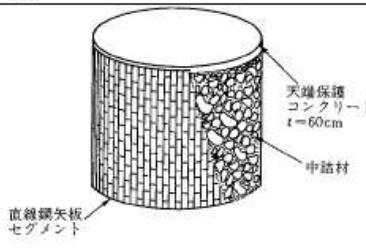
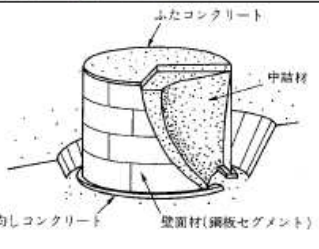
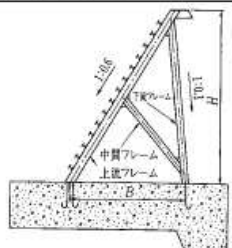
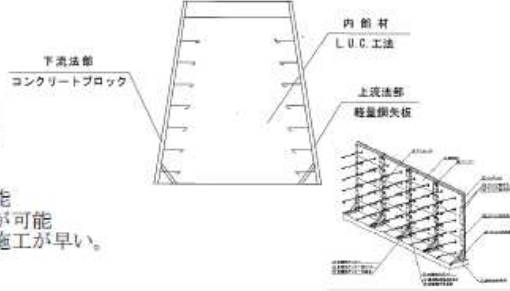
(コンクリートの不透型堰堤)	
工 種	使用材料・その他
<p>コンクリート重力式砂防堰堤</p> <p>本体:コンクリートにより構築する堰堤である。</p> <p>基礎:直接基礎</p> <p>適用:堤高15m未満</p> <p>特徴:・最も用いられる形式である</p>	<p>材料)</p> <p>・コンクリート</p>
<p>堰堤材料見直し(INSEM工法)</p> <p>本体:①残土や現地発生材にセメントを混合したフィル材料により堤体を構築する</p> <p>②INSEM工法(IN-situ Stabilized Excavation Materials)</p> <p>基礎:直接基礎</p> <p>適用:堤高15m未満</p> <p>特徴:・有効利用によって、経済的な堰堤を建設する。</p>	<p>材料)</p> <p>・コンクリート</p> <p>・現地発生材</p> <p>+セメント</p>
<p>コンクリートブロック砂防堰堤</p> <p>本体:コンクリートブロックを積み上げた構造である。</p> <p>基礎:直接基礎</p> <p>適用:堤高15m未満</p> <p>特徴:・地すべり地域で屈撓性が要求される場合、緊急な施工を要する場合あるいは透水性が要求される場合に用いられる。</p>	<p>材料)</p> <p>・コンクリート</p> <p>ブロック</p>

各種砂防構造物の概要（平成 22 年 4 月現在）

(枠構造の不透過型堰堤)	
工 種	使用材料・その他
<p>鋼製自在枠</p> <p>本体：H形鋼と溝形鋼骨組 1 段高さ 2.0m の枠（各側面は山形鋼等スクリーン） に砂礫中詰め</p> <p>基礎：直接基礎</p> <p>適用：堤高 15m 未満</p> <p>特徴：・原則として掃流区域に使用</p> <ul style="list-style-type: none"> ・可撓性に富み、沈下等に追随する ・排水性が高い。 ・地すべり地、地盤の悪い箇所、 大型の施工機械が進入できない 箇所等に適する。 	<div style="text-align: center;">  </div> <p>材料)</p> <ul style="list-style-type: none"> ・H型鋼 ・山形鋼 ・平鋼（折り曲げ加工) ・中詰石材 <p>実績)</p> <ul style="list-style-type: none"> ・昭和 49 年より製作) ・日鐵住金建材（株)
<p>鋼製続枠</p> <p>本体：角形鋼骨組構造、1 段高さ 2.0m の枠（各側面は形鋼スクリーン） に砂礫中詰め</p> <p>基礎：直接基礎</p> <p>適用：堤高 15m 未満</p> <p>特徴：・原則として掃流区域に使用</p> <ul style="list-style-type: none"> ・可撓性に富み、沈下等に追随する。 ・排水性が高い。 ・地すべり地、地盤の悪い箇所、 大型の施工機械が進入できない 箇所等に適する。 	<div style="text-align: center;">  </div> <p>材料)</p> <ul style="list-style-type: none"> ・角形鋼管 ・形鋼 ・中詰石材 <p>実績)</p> <ul style="list-style-type: none"> ・昭和 53 年より製作) ・JFE 建材（株)


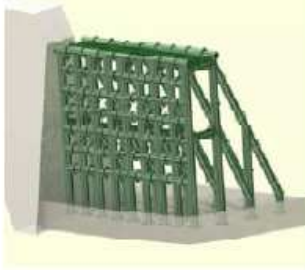
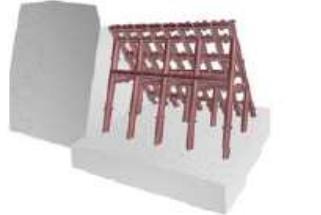

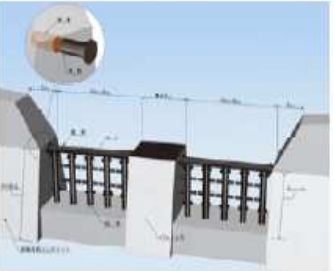
組枠、箱枠は、新規設計を行っていない。

各種砂防構造の概要（平成 22 年 4 月現在）

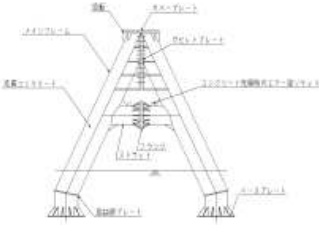
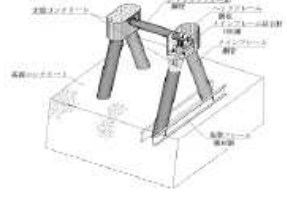
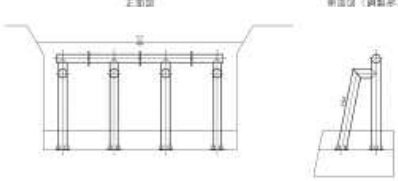
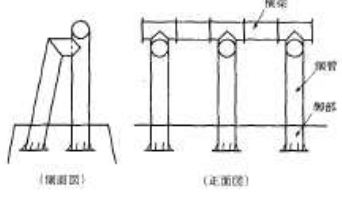
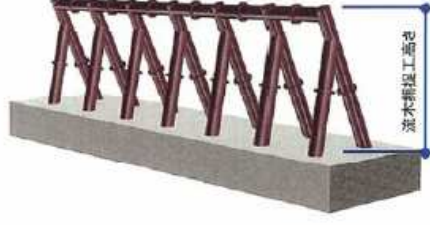
(その他の不透過型堰堤)		
工 種		使用材料・その他
<p>ダブルウォール堰堤</p> <p>本体：鋼矢板もしくはグレーチングパネル等からなる壁面材を多段タイロッドで連結したダブルウォール構造に掘削土砂、河床砂礫、INSEM 材等を中詰め</p> <p>基礎：直接基礎または打込式基礎</p> <p>適用：堤高 15m 未満（中詰め材：土砂） 制限なし（中詰め材：INSEM）</p> <p>特徴： <ul style="list-style-type: none"> ・土石流区域にも使用可能 ・可撓性に富み、沈下等に追従する。 ・大型機械によるため施工が早い。 ・掘削土砂の有効活用が可能 ・地すべり地、地盤の悪い箇所等に適する。 </p>		<p>材料)</p> <ul style="list-style-type: none"> ・鋼矢板 ・エキスパンドメタル ・山形鋼 ・グレーチング ・タイロッド <p>実績)</p> <ul style="list-style-type: none"> ・昭和 58 年より製作) ・共生機構（株） ・JFE 建材（株）
<p>鋼矢板セル堰堤</p> <p>本体：直線鋼矢板セグメントからなるセル構造に掘削土または河床砂礫等を中詰め</p> <p>基礎：直接基礎または打込式基礎</p> <p>適用：堤高 15m 未満</p> <p>特徴： <ul style="list-style-type: none"> ・土石流区間に使用可能 ・組立が簡単で施工が早い。 ・セル函を独立配置することで掃流区間の透過型として利用可能 ・掘削土砂の有効活用が可能 ・地盤の悪い箇所、大型の施工機械が進入できない箇所等に適する。 </p>		<p>材料)</p> <ul style="list-style-type: none"> ・鋼矢板 <p>実績)</p> <ul style="list-style-type: none"> ・平成 2 年より製作) ・共生機構（株）
<p>鋼板セル堰堤</p> <p>本体：鋼板製のセグメントを高力ボルトで接合して構築されるセルに掘削土または河床砂礫等を中詰め</p> <p>基礎：直接基礎</p> <p>適用：堤高 15m 未満</p> <p>特徴： <ul style="list-style-type: none"> ・土石流区間に使用可能 ・組立が簡単で施工が早い。 ・セル函を独立配置することで掃流区間の透過型として利用可能 ・掘削土砂の有効活用が可能 ・地盤の悪い箇所、大型の施工機械が進入できない箇所等に適する。 </p>		<p>材料)</p> <ul style="list-style-type: none"> ・鋼板 <p>実績)</p> <ul style="list-style-type: none"> ・平成 2 年より製作) ・日鐵住金建材（株）
<p>鋼製スクリーン堰堤</p> <p>本体：H形鋼バットレスフレーム壁材としてスクリーン状にH形鋼を取付け</p> <p>床砂礫等を中詰め</p> <p>基礎：コンクリート床版</p> <p>適用：有効高 7m 以下</p> <p>特徴： <ul style="list-style-type: none"> ・掃流区域に使用する ・排水性が高い。 ・組立が簡単で施工が早い </p>		<p>材料)</p> <ul style="list-style-type: none"> ・H型鋼 ・コンクリート <p>実績)</p> <ul style="list-style-type: none"> ・昭和 41 年より製作) ・日鐵住金建材（株）
<p>S B ウォール工法</p> <p>本体：INSEM材またはLUC材を内部材とし軽量鋼矢板及びコンクリートブロックを外壁材とする複合構造形式</p> <p>基礎：直接基礎</p> <p>適用：堤高 15m 未満</p> <p>特徴： <ul style="list-style-type: none"> ・土石流区間に使用可能 ・掘削土砂の有効活用が可能 ・大型機械によるため施工が早い。 </p>		<p>材料)</p> <ul style="list-style-type: none"> ・軽量鋼矢板 ・アンカー材 <p>実績)</p> <ul style="list-style-type: none"> ・平成 14 年より製作) ・日鐵住金建材（株） ・共和コンクリート工業 ・インボックス

各種砂防構造の概要（平成22年4月現在）

（土石流・流木捕捉を目的とする鋼製透過型堰堤）

工 種	使用材料・その他
<p>鋼製スリット堰堤B型</p> <p>本体：鋼管立体型フレーム構造 基礎：コンクリート床版 適用：透過部高 2m 以上 8m 未満 機能： <ul style="list-style-type: none"> ・土石流・流木捕捉に使用 ・機能部材を小径とすることで鋼材質量を軽減している ・施工実績、土石流・流木捕捉実績が多い。 </p>	 <p>材料) ・大径鋼管 実績) ・平成元年より製作) ・日鐵住金建材（株）</p>
<p>格子形鋼製砂防堰堤2000C</p> <p>本体：鋼管立体格子骨組構造 基礎：コンクリート床版 適用：透過部高 6.0m 以上（15m 以上も可） 機能： <ul style="list-style-type: none"> ・土石流・流木捕捉に使用 ・粒径に応じて、捕捉機能材を適切に選択可能であり、機能部材の鋼材質量を低減している。 ・一部が破損しても全体が壊れにくい（冗長性が高い） ・機能材は着脱が可能であり、部材交換、維持管理が容易である。 ・施工実績、土石流・流木捕捉実績が多い。 </p>	 <p>材料) ・大径鋼管 実績) ・昭和 54 年より製作) ・(株) 神戸製鋼所</p>
<p>Jー型スリット堰堤</p> <p>本体：鋼管フレーム構造 基礎：コンクリート床版 適用：透過部高制限なし 機能： <ul style="list-style-type: none"> ・土石流・流木捕捉に使用 ・粒径に応じて、捕捉機能材として適切な間隔の横棧等を取付けでき、機能部材の鋼材質量を低減している。 ・一部が破損しても壊れにくい。 ・縦断方向長さを狭くして、基礎コンクリート量を低減している。 </p>	 <p>材料) ・大径鋼管 実績) ・平成 18 年より製作) ・JFE 建材（株）</p>
<p>CBB0型砂防堰堤</p> <p>本体：土石流捕捉のための着脱可能な縦横ビーム材。それを背後で支える鋼殻コンクリート扶壁を組み合わせた構造 基礎：コンクリート床版 適用：透過部高 12m 以下 機能： <ul style="list-style-type: none"> ・土石流・流木捕捉に使用 ・機能部材である縦横ビーム材を小径として、鋼材質量を低減している。 ・機能部材が前面にあり、構造部材が直撃を受けないため、冗長性が高い。 ・縦横ビーム材が着脱可能なため部材交換、維持管理が容易である </p>	 <p>材料) ・大径鋼管、鋼矢板、コンクリート 実績) ・平成 20 年より製作) ・共生機構（株）</p>
<p>鋼製スリット堰堤T型</p> <p>本体：鋼製フレーム 基礎：コンクリート床版（3面支持） 適用：透過部高 12m 以下 機能： <ul style="list-style-type: none"> ・土石流・流木捕捉に使用 ・3面支持構造、機能部材の小径化により鋼材質量を低減している ・3面支持のため、冗長性が高い ・鞘管構造のため部材交換、維持管理が容易である </p>	 <p>材料) ・大径鋼管 実績) ・平成 20 年より製作) ・日鐵住金建材（株）</p>

3-3 主な流木捕捉工の種類と工法概要

(流木捕捉工)	
工 種	使用材料・その他
<p>鋼製スリット堰堤A型</p> <p>本体：鋼管A型フレーム構造 鋼管内にコンクリート充填 基礎：コンクリート床版 適用：透過部高2m～5mを標準 機能：・土石流区間にも使用可能であるほか、掃流区間・掃流化区間で用いることが可能である。 ・独立ユニットとして設置可能 ・捕捉流木の除去が容易</p> 	<p>材料)</p> <ul style="list-style-type: none"> ・大径鋼管 <p>実績)</p> <ul style="list-style-type: none"> ・昭和51年より製作) ・日鐵住金建材(株)
<p>鋼製∟型スリット</p> <p>本体：鋼管骨組 格点：鉄骨コンクリート(充填) 基礎：コンクリート床版 適用：透過部高2～5mを標準 機能：・掃流区間・掃流化区間で用いる。 ・独立ユニットとして設置可能 ・捕捉流木の除去が容易</p> 	<p>材料)</p> <ul style="list-style-type: none"> ・大径鋼管 <p>実績)</p> <ul style="list-style-type: none"> ・平成2年より製作) ・共生機構(株)
<p>鋼製h型スリット</p> <p>本体：鋼管骨組構造 基礎：コンクリート床版 適用：透過部高2m～5m 機能：・掃流区間・掃流化区間で用いる。 ・捕捉流木の除去が容易。 ・副堤や垂直壁の天端幅が小さい箇所への設置が可能。</p> 	<p>材料)</p> <ul style="list-style-type: none"> ・大径鋼管 <p>実績)</p> <ul style="list-style-type: none"> ・平成2年より製作) ・(株)神戸製鋼所
<p>鋼製N型スリット</p> <p>本体：鋼管骨組構造 基礎：コンクリート床版 適用：透過部高2m、3m 機能：・土石流区間に設置可能 ・既設の主堰堤を改築する場合にのみ用いる</p> 	<p>材料)</p> <ul style="list-style-type: none"> ・大径鋼管 <p>実績)</p> <ul style="list-style-type: none"> ・平成13年より製作) ・日鐵住金建材(株) ・JFE建材(株) ・(株)神戸製鋼所
<p>鋼製D-スリット</p> <p>本体：鋼管構造 基礎：コンクリート床版 適用：透過部高2m～5mを標準 機能：・掃流区間・掃流化区間で用いる ・縦断方向長さを狭くして、基礎コンクリート量を低減している。</p> 	<p>材料)</p> <ul style="list-style-type: none"> ・大径鋼管 <p>実績)</p> <ul style="list-style-type: none"> ・平成20年より製作) ・JFE建材(株)



A型は指針改訂に伴い流木止めにものみ使用。C型、D型は新規設計を行ってない。R型は治山にのみ適用
 ※) 掃流化区間：土石流対策堰堤下流の副堰堤位置への設置

鋼製スリット製品年表(廃止した製品含む)

製品名	使用実績												製作メーカー	製作メーカー旧社名	備考				
	昭和						平成												
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12							
鋼製スリットダム4型																	日鐵建材株式会社	日鐵建材株式会社(S55.10)まで 日鐵建材工業株式会社(S55.10~H18.12)	H5年販売開始 H3に構造の標準化 H18より下流タイプに改良 H15 H11に2009タイプに改良 H20よりH19年新土石混流木対策指針に基づいた構造へ見直し
CF型スリットダム																	日鐵建金株式会社	住友鋼材工業株式会社(H9.10まで) 住友金属工業株式会社(H9.10~H18.12)	H13販売開始 H20販売開始 H20生産中止 H20販売開始
鋼製スリット重壁打型																	日鐵建金株式会社	住友鋼材工業株式会社(H9.10まで)	
鋼板セル壁連																	日鐵建金株式会社	住友鋼材工業株式会社(H9.10まで)	
格子型鋼筋コンクリートダム																	株式会社神戸製鋼所	住友金属工業株式会社(H9.10~H18.12)	
格子型100%鋼筋コンクリートダム																	株式会社神戸製鋼所	住友金属工業株式会社(H9.10~H18.12)	
鋼製L型スリットダム																	JFE建材株式会社	川崎建材株式会社(H16まで)	S4販売開始 H2起工取得、H10販売開始
J-スリット壁連																	JFE建材株式会社		H9販売開始 H11以降の新設計書
鋼製L型スリットダム																	JFE建材株式会社	日本鋼管ライフスタイル株式会社(H15まで)	H13販売開始 H15以降の新設計書
横ビーム式H60型壁連																	共立鋼機株式会社		H17販売開始 H19設計決定に伴い販売終了
鋼板セル壁連																	共立鋼機株式会社		H2販売開始
CB60型砂防壁連																	共立鋼機株式会社		H9販売開始

製品名	使用実績												製作メーカー	製作メーカー旧社名	備考				
	昭和						平成												
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12							
鋼製スリットダムA型																	日鐵建金株式会社	日鐵建材株式会社(S55.10まで) 日鐵建材工業株式会社(S55.10~H18.12)	S1販売開始 H19より鋼筋アングラー構造をH20方式に変更
鋼製の型スリット																	日鐵建金株式会社	住友鋼材工業株式会社(H9.10まで) 住友金属工業株式会社(H9.10~H18.12)	H2販売開始 H19企業合併に伴い販売終了
スリットビーム																	日鐵建金株式会社	住友鋼材工業株式会社(H9.10まで) 住友金属工業株式会社(H9.10~H18.12)	H7販売開始 H20販売終了
スリットビーム																	JFE建材株式会社	住友金属工業株式会社(H9.10~H18.12)	H17販売開始
鋼製の型スリット																	株式会社神戸製鋼所		H2販売開始
鋼製の型スリット																	JFE建材株式会社	川崎建材株式会社(H15まで)	H2販売開始 H10設計販売
D-スリット																	共立鋼機株式会社		H2販売開始
鋼製L型スリット																	共立鋼機株式会社		H2販売開始

鋼製スリットタイプ別写真一覧(廃止した製品含む)

形状	写真	タイプ	形状	写真	タイプ	形状	写真	タイプ
A型		流木捕捉工	H型		流木捕捉工	CBBO型		土石流対策工
B型		土石流対策工	I型		土石流対策工	格子型		土石流対策工
C型		流木捕捉工	△型		流木対策工	格子型2000C		土石流対策工
CF型		土石流対策工	L型		土石流対策工	鋼板セル		土石流対策工
D型		流木捕捉工	横ビーム式HBOスリット		土石流対策工	鋼矢板セル		土石流対策工
			J-スリット		土石流対策工			

第4節 鋼製砂防構造物の配置計画

鋼製砂防構造物設計便覧の配置計画の考え方を以下に示す。

(鋼製砂防構造物設計便覧より引用)

4-1 基本的な考え方

鋼製砂防構造物を砂防計画上どのように取り扱い、また、その設置する場所とその意味づけをどうするかは、重要な問題である。そこで、砂防計画の面からみた鋼製構造物の位置づけについて基本的考え方を整理する。砂防計画をたてる場合、対象流域の性質が最も問題となるわけであるが、ここでは発生する土石移動現象をもとに、以下に示すように分類して各々の区域における鋼製砂防構造物の配置計画について整理する。

【解説】

- ① 一般の区域(土石流区間、掃流区間)
- ② 地すべり区域
- ③ 活火山区域

表3-2-4 土石の移動形態別の形式選択

区域	土石の移動形態	目的	鋼製砂防構造物の形式
土石流区間	土石流	土石流・流木の発生抑制	不透過型
		土石流・流木の捕捉	透過型
掃流区間	掃流	溪岸溪床の侵食防止および流砂の貯留 下流の溪床低下防止	不透過型
地すべり区域	地すべり	地すべり抑止、抑制	不透過型
活火山区域 (地盤変動の激しい区域)	土石流、掃流	溪岸溪床の侵食防止および流砂の貯留	不透過型・透過型

4-2 土石流区間における鋼製砂防構造物

土石流区間とは土石流が発生し、上流で流木が土石流と一体となって流下する、もしくは堆積する可能性のある区間である。土石流区間に施工される砂防設備はその目的によって、土石流・流木発生抑制のための設備、流下する土石流・流木の貯留・減勢および水と砂礫を分離させるための設備、土石流を停止・堆積させるための設備に分けられる。ここでは区間ごとに鋼製砂防構造物を用いる場合の基本的な考え方について整理する。

【解説】

- (1) 土石流発生を抑制するための設備
土石流の発生は大別して、以下のように分類される(高橋、2004)
 - ① 外部からの水の供給によって溪床堆積物が侵食され、流水と流砂が高濃度に混合されるようになって土石流となる。
 - ② 崩壊土塊がそれ自身で含んでいた水の影響によって、あるいは外部から供給される水と混合して土石流に移行する。
 - ③ 豪雨に伴って発生する山腹の崩壊土砂は、河川を堰き止め、天然ダムを形成する。天然ダムが急峻な溪流にできた場合、その決壊によって土石流となる。

(鋼製砂防構造物設計便覧より引用)

山腹崩壊に起因する土石流について発生を防止しようとする、第一義的には山腹崩壊の生ずるおそれのあるところに砂防施設を設けて崩壊発生を抑止することが望ましい。しかし、実際の現場では地形条件、工事の施工条件等から、砂防施設を設けることが非常に難しいことが多い。ただし、谷頭部付近で、湧水の多い場所等では、枠堰堤等の透水性のよい構造物を谷止工(床固工)として計画することは一つの有効な対策である。

溪岸や溪床の侵食による土石流発生に対しては、不透過型の鋼製砂防構造物を砂防堰堤や床固工として利用しその発生防止を図るものとするが、土石流がより上流で発生して流下する可能性もあり、設計条件として土石流の衝撃荷重を考慮するか、もしくは盛土等の緩衝材によって衝撃を避けることが必要である。

崩壊土砂によって天然ダムが形成された場合の対策としては応急対策がなされることが多い。この応急対策としては現地の状況にもよるが、施工時間が短縮されかつ施工の容易な工法が要求される。この意味から鋼製構造物の特徴を活かした検討が必要となる。

(2) 土石流・流木を捕捉するための設備

この設備は、土石流・流木の発生した場合に、流下する土石流・流木を捕捉するため設けるものである。このためには常時の出水で貯砂空間が減少することは対策として非効率になるので、常に捕捉あるいは堆積させるための空間を確保することが重要である。鋼製透過型堰堤は、その構造の特徴より常時の出水、もしくは中小出水では流出土砂を下流に通過させ、土石流発生時等に備えて空容量を確保できるため、土石流・流木対策工として多く計画されている。

この区間に設けられる構造物には、土石流が直撃することを前提とした設計荷重を考慮しなければならず、構造物としても十分安全なものとして計画を検討する必要がある。

従来は保全対象の直上流に重力式コンクリート砂防堰堤を設置し、人家人命の保全を図ってきた。しかし、近年では鋼製透過型砂防堰堤の部材間隔を狭めることによって土石流区間最下流部での設置が可能となっている。



土石流・流木捕捉事例



土石流区域における部材間隔を狭めるタイプの施工事例

(鋼製砂防構造物設計便覧より引用)

4-3 掃流区間における鋼製砂防構造物

渓床、渓床侵食防止のためには、枠構造などの不透過型堰堤、床固工等が適用できる。

【解説】

常時の出水では土砂の流出が少なく、下流域では渓床の低下が激しい溪流がある。このような溪流においては、常時や中小出水ではできるだけ土砂を下流域に流下させ、大規模出水時には土砂の調節ができる構造物が望まれる。なお人家等の直上流に透過型の砂防堰堤を計画する場合には、減水時の土砂流出の影響を検討することが必要である。

4-4 地すべり区域における鋼製砂防構造物

地すべりによる災害を防止する防止計画において、鋼製砂防構造物はどのように位置づけられるかを検討する。

地すべりの発生の主要な誘因としては

- ① 末端部での溪流による縦横断侵食や切土工、頭部での盛土工による地形変化
- ② 降水、表流水の浸透による地下水の増加
- ③ 浅層地下水の増加または他地域からの地表水の流入
- ④ 深層地下水の増加

があげられる(渡、1983)。

【解説】

①の溪流の縦横断侵食対策については地すべりの運動型に関係なく砂防堰堤等の河川構造物が最もよく用いられる。特に、溪流流水の侵食を防止するには流水に抵抗するための自重があって、しかも屈撓性に富み、かつ地下水位を上昇させないための構造物が望まれており、枠工やブロックを用いた不透過型の砂防構造物が用いられている。

また、②の内、地下水位の上昇に伴う地すべり土塊の滑動の防止には、透水性が高く、かつ地すべり滑動に抵抗する力のある構造物として、枠工等の砂防構造物がよく用いられている。しかし、③や④に関しては、地下水排水工、地下水遮断工などが多く用いられている。



地すべり対策に用いられた鋼製砂防構造物

第5節 床固工の計画

5-1 目的

床固工は、縦侵食（溪流の上流部が安定している場合、もしくは荒廃していても砂防工事を施工した後の下流部において侵食が進行している場合）を防止して溪床を安定させ、溪床堆積物の再移動、溪岸の決壊、崩壊等の防止及び護岸等の工作物の基礎保護のために施工するもの（単独床固工、階段状床固工群）である。

5-2 位置

床固工の位置は、次の事項を考慮して計画するものとする。

【解説】

- (1) 溪床低下の恐れ（縦侵食）がある箇所に計画する。
- (2) 支溪が合流する場合は、合流点下流に位置を選ぶ。
- (3) 工作物の基礎を保護する目的の場合には、それらの工作物の下流部に計画する。
- (4) 溪岸の決壊、崩壊、及び地すべりなどの箇所においては、原則としてその下流に計画する、
- (5) 溪岸の決壊及び崩壊など洗掘区間の長い溪床に計画する床固工は、一基では不足となるので数基を階段状に設ける必要がある。
- (6) 溪流の屈曲部においては、屈曲区間を避けて、その下流部に計画するのがよい。
- (7) 溪流の幅員が広く乱流の甚だしい箇所に設けて整流を行う。溪流の屈曲部の下流部とか溪床幅の大なる区間は乱流となりやすく、ここに設ける床固工は水溪の方向を修正して乱流による洗掘を防止、あるいは緩和するもので流路整備の効果をあげるため、河状に応じて階段状に床固工群を計画する。

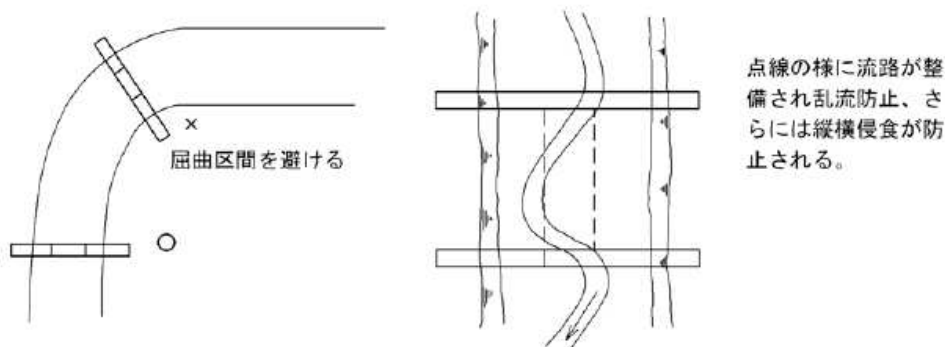


図3-2-26 単独床固工の位置

5-3 方向

- (1) 床固工の方向は、原則として計画箇所下流部の流心線に直角とする。
- (2) 床固工を階段状に計画する場合の各床固工の方向は、原則として各計画箇所下流部の流心線に直角とし、水通し中心点は、その直上流の床固工水通し中心点における流心線に定めるものとする。

【解説】

床固工における水通しの越流水は理論上床固工の方向に直角に放射されるものである。床固工水通し天端下流端中心を床固工の中心点と定める理由もここにある。

床固工の方向を定めるに当たっては、水通しの幅一杯に越流する洪水流が、床固工上下流部両岸、あるいはそこにある工作物に衝撃を与え害を及ぼさないよう注意しなければならない。したがって、方向は単独床固工にあつては、下流の流心線に直角とし、また階段状の床固工群にあつては直上流床固工の水通し中心点における下流流心線上に床固の水通し中心点があるよう各床固の水通し位置を定めるのである。

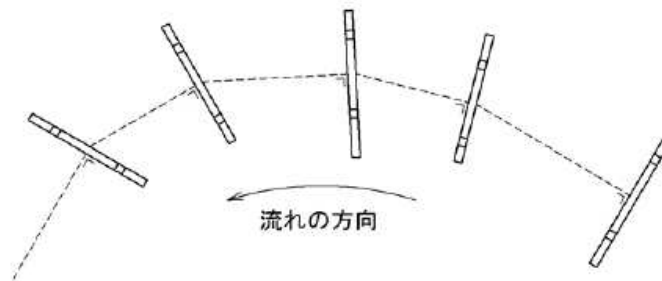


図3-2-27 床固工の方向

5-4 高さ

5-4-1 床固工

- (1) 床固工の高さは、通常の場合5m程度以下とする。水叩き及び垂直壁を設ける場合の有効落差は3.5m～4.5mが限度である。
- (2) 床固工の高さ（水叩き及び垂直壁を設置する場合も含む）が5m程度以上必要とする場合及び床固工を長区間にわたって設ける必要のある場合は、数基に分けて階段状に計画するのが適当である。

【解説】

床固工は原則として縦侵食を防いで溪床を安定せしめあるいは維持し、更に工作物基礎の洗掘を防止するのが目的であるから、高さを規定することは困難であるが、5m程度以下が普通で高いものを必要としない。また、床固工の施工箇所は河岸の地形から高いものは施工困難の場合が多い。したがって、床固工1基によって安定し得る溪床の延長には限度があり、相当長区間にわたって縦侵食が行われ、あるいは溪流沿いの工作物の延長が長い場合には、階段状に床固工群を計画する必要があるが起ってくる。

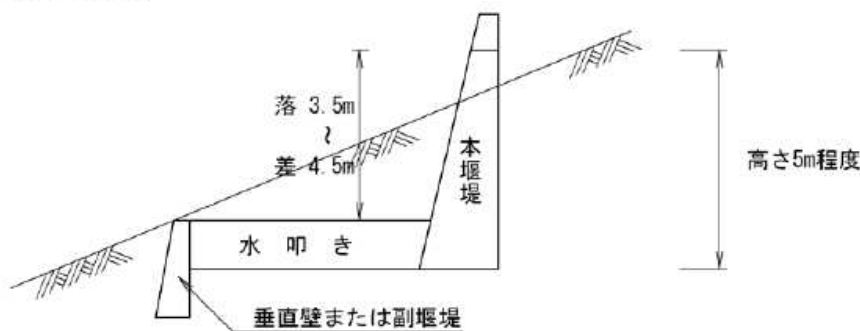


図3-2-28 床固工の高さ

5-4-2 帯工

単独床固工の下流及び階段状床固工群の間隔が大きく、なお縦侵食が行われ、あるいはその恐れがある場合は、帯工を計画する。

【解説】

帯工は原則として落差を考えない床固工であって、帯工の高さはその天端を溪床と同高とし、床固工の形成する安定勾配又は計画溪床勾配の線に沿って計画するのである。

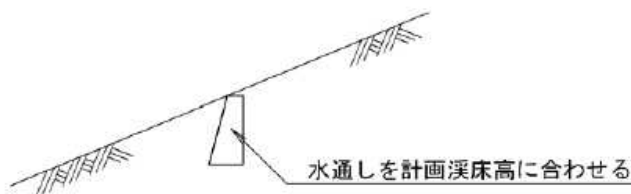


図3-2-29 帯工の高さ

5-5 溪床勾配

床固工は一般に溪流の上流部が安定している場合、あるいは荒廃していても砂防工事の進行した後の下流部において侵食が進行している所に計画するもので、床固工によって新しく溪床勾配は形成されることが多く、この形成される溪床勾配は上流部の状態がよく、流下する砂礫の形状が小さいほど緩となる。

【解説】

溪流の上流部が荒廃しているときは、盛んに砂礫が流送されて下流部溪床が上昇する傾向が強く、縦侵食を伴わないのが普通で、床固工の施工は時期が早過ぎるか、又はその必要がない。

このような場合は、まず上流部に砂防工事を施工する。上流部が荒廃していない場合には、下流部に縦侵食が起こって床固工の必要が生じてくる。すなわち、上流から土砂の流送が全くないか、又はわずかな場合には縦侵食が行われるから、この部分に設ける床固工の上流には現勾配と異なった溪床勾配が形成され、しかも上流部の状態が良ければ良いほど、また砂防工事が進行すればするほど、形成される勾配も小さな値をとるものである。

5-6 計画縦断勾配

- (1) 溪流の溪床勾配は、流量すなわち流速及び水深と溪床の抵抗力によって定まるもので、したがって床固工上流溪床の計画勾配は、これを考慮して侵食と堆積の起こらないその流路に適合したものでなければならない。一般溪流においては現溪床勾配の1/2から現溪床勾配の間で決定する事を原則とする。
- (2) 床固工の下流のり先は越流水流によって深掘され、溪床が低下するから階段状床固工群間の基礎は、下流床固工の計画溪床勾配線以下に根入れする。
- (3) 階段状床固工群の施工区間において、溪床勾配の屈折と曲流部の深掘によって局部的に溪床勾配の変動が起こるので床固工の高さと数を検討の上、床固工間の計画勾配はほぼ一致するようにし、根入れ等に注意する。

【解説】

溪流の溪床勾配は下流になるに従って緩やかとなるのが普通で、これによるはっきりした勾配の屈折が階段状床固工群施工区間に存在するか否かを特に注意し、それが存在する場合には床固工の高さと数を検討のうえ、床固工間の計画勾配がほぼ一致するようにしなければならない。また、曲流部の外側は水流によって溪床が深掘されるのが普通であるから、深掘程度の推定に努め、これが溪床勾配に与える変動を検討する必要がある。

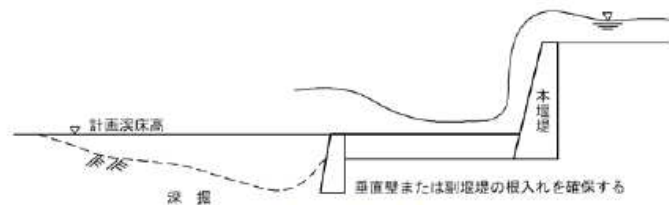


図3-2-30 床固工の根入れ

第6節 護岸工の計画

6-1 目的

護岸工は流勢による溪岸決壊、または崩壊を防止するためのものと、流水の方向を規制して滑らかな流向にすることを目的としたものがあり、特に後者は洪水時に土砂や転石などから、衝撃を受け易いので十分留意しなければならない。

6-2 位置

護岸は、下記の位置の場合選定する。

6-2-1 選定ケースⅠ

溪流において、水流あるいは流路の湾曲によって、水衝部あるいは凹部溪岸山腹の崩壊の増大又は崩壊の恐れがある場合、この部分に護岸工を計画する。

【解説】

山腹の横侵食を防止して崩壊しやすい溪岸斜面の支持および根固めの目的を持って直接に護岸を計画するのも一方法であるが、導流護岸又は流路の変更を図ってこれらの危険な個所に直接水流が衝突するのを避ける方法が良策である場合が多い。(図3-2-30参照)ただし、流路の付替は短区間内の場合が適切であって、長区間にわたり付け替えた流路が直線に近づくとかえってこのため溪床勾配が急となって流速が増すから注意を要する。

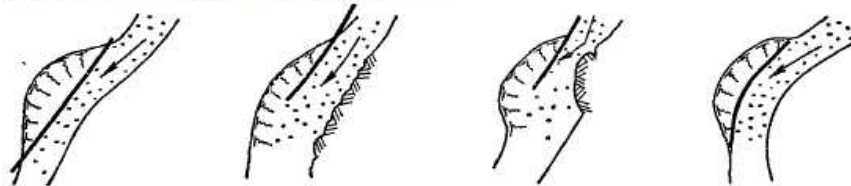


図3-2-31 護岸工の位置

6-2-2 選定ケースⅡ

溪流下流部の土砂堆積地、又は耕地及び住宅地などの区域において、溪岸が決壊もしくはその恐れがある場合、護岸工を計画する。

【解説】

溪流の下流部は上流に比べれば溪床勾配は緩やかであっても一般河川に比べればなお急であって、屈曲部はもちろん直流部においても溪岸が決壊しやすく、これを保護するため護岸工を必要とするのであるが、この地域の決壊は長区間にわたり、しかも乱流の作用によって両岸が交互に侵食を受けることが多いから、護岸工も両岸に施工する必要のある場合が多い。

6-2-3 選定ケースⅢ

溪流の決壊又は崩壊防止のためには、床固工あるいは堰堤工のほか、なお山脚の根固に護岸工を必要とする場合が多い。

【解説】

溪流の屈曲部等において、水流の衝突によって凹部に決壊又は崩壊の起こる場合、縦侵食と横侵食が関連して作用するのが普通であるから崩壊個所の下流部に床固工あるいは堰堤工を計画するのであるが、これによって縦侵食を防止してもなお横侵食がやまない場合、床固工又は堰堤工上流部の崩壊の脚部に護岸工を計画して決壊又は崩壊を防ぐ必要のある場合が多い。

6-3 種類の選定

一般に溪流においては、コンクリート護岸工、コンクリートブロック護岸工又は石積み護岸工を計画する。ただし、石積み護岸工及びコンクリートブロック護岸工を用いる場合は練積みとする。空積み護岸は一般に溪流には不適當である。

【解説】

一般に溪流は流速が大きいため容易に基礎が洗掘され、また水流が土砂及び転石を含むことが多く護岸の受ける衝撃も大きいから、簡単な工作物ではすぐに破損する恐れがある。これを防ぐためにはコンクリート、コンクリートブロック又は石積みによらなければならない。コンクリートブロック及び石積みには胴込めコンクリートを用い、更に強度を必要とする場合には裏込コンクリートを用いなければならない。空石積みは破損の恐れのない場合を除いて用いてはならない。

6-4 高さ

6-4-1 一般

1. 護岸工の天端高は計画高水位に余裕高を加えた高さとするのが原則である。
2. 溪流の曲流部における凹岸の護岸は、強固に計画するとともに、特に天端高を増さなければならない。

【解説】

河川堤防においては、洪水時の風浪、うねり、跳水等による一時的な水位上昇、流木等を考慮し流量に応じて余裕高を設定するが、砂防を対象とする急溪流（一般に溪床勾配1/100以上）においては特に流木、巨礫等の混入により上記の現象が著しいため、十分な余裕を見込み（計画高水位＋余裕高）まで護岸を施さなければならない。

溪流曲線部の流速が大きくなると、横断面において両岸に水位の差が生じ、凹岸は凸岸に比べて水位が上昇するものであるから、凹部の溪岸は特に護岸を強固にする必要があるばかりではなく、天端高を高める必要がある。

6-4-2 堰堤等への取付け

堰堤及び床固工上流に計画する護岸工天端は、堰堤及び床固工の袖天端と同高又はそれ以上の高さに取付けなければならない。

【解説】

堰堤工及び床固工の袖高は水通しにおける計画高水位以上にとってあるから、この天端と同高又は、それ以上に護岸工の天端を取付けることが必要であって、これを怠ると高水流が護岸を越流して床固工あるいは堰堤の袖の地山取付け部分が決壊する恐れがある。同時に堰堤及び床固工における袖の角部の破損を防止するために、原則として急流部では袖と護岸の両のり面を一致して取付け、水流に対する突出を避けなければならない。

6-5 溪床勾配

1. 護岸工施工区間の溪床勾配については、床固工及び溪流保全工に準ずる。
2. 溪流曲線部の凹岸及び水衝部に護岸工を施工するときは、施工前に比べて護岸寄りの溪床が洗掘されやすく、溪流の横断面と溪床勾配に変化を与えるから注意を要する。

【解説】

溪床勾配、特に計画溪床勾配は、護岸工の天端及び基礎の縦断勾配と基礎根入深とを決定する重大要素であるから、床固工や溪流保全工の溪床勾配を参照して慎重に検討しなければならない。次に溪流の曲流部及び乱流部分において、流路の凸部には土砂が堆積し、反対に凹部は溪床が洗掘される傾向があり、その程度は流速が増すに従って大きく、護岸施工区間の横断面と溪床縦断勾配が計画と相違してくるからあらかじめ検討することが肝要である。

第7節 溪流保全工の計画

7-1 目的

溪流保全工は、流路の是正による乱流防止及び縦断勾配の規制による縦・横侵食の防止を目的として施工するものである。

【解説】

溪流保全工は、種々の目的のために施工され、次の様に目的別に分類される。

- (1) 流路の縦断規制
 - ① 縦断勾配の緩和による縦横侵食の防止
 - ② 天井川の解消
- (2) 流路の平面規制
 - ① 扇状地の乱流防止
 - ② 流水断面の確保
- (3) 特殊な地質の地域における崩壊防止(シラス台地、火山灰地など)

7-2 計画条件

7-2-1 一般

溪流保全工は、一般に床固工と護岸工、帯工とを併用して計画することを原則とする。

7-2-2 上流端処理

溪流保全工計画区域の上流端には、原則として堰堤工もしくは床固工を施工するものとする。

【解説】

溪流保全工の上流端には溪流保全工を施工する溪流の上流の荒廃状況、砂防工事の進捗状況を問わず、万一の土砂流出に対応するため、流出土砂抑制・調節効果を持つ堰堤もしくは床固工の施工を必要とする。この堰堤もしくは床固工はしゃ水機能をも有するよう袖のかん入等は十分考慮して計画することが必要である。

7-2-3 土砂含有率

溪流保全工の計画に考慮する対象流量は、既に砂防工事が進捗しているものであるため、原則として、土砂含有率の減少した洪水流を対象とする。

【解説】

溪流保全工の計画における土砂の含有率については、次の数字を目途とする。

1. 砂防工事が施工中及び屈曲、乱流防止の場合 —— 土砂含有率 10%
2. 砂防工事が施工済みの場合 ————— 土砂含有率 5%

7-2-4 橋梁等横断構造物

溪流保全工の計画に当たっては、橋梁、配水管等の横断構造物はなるべく少なくするものとする。

【解説】

やむをえず設置する場合には、上流からの流木等による破壊等を考慮して、河川としての余裕高さに0.5m加えた高さ（図3-2-31参照）をとる必要がある。

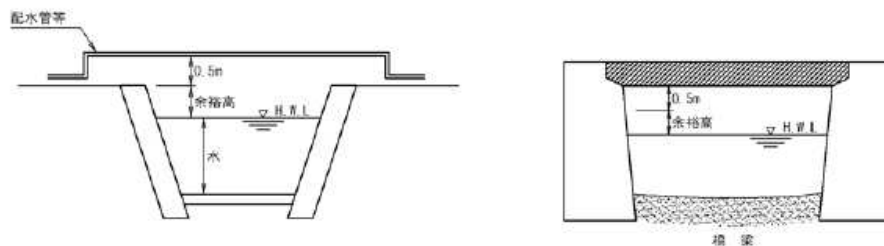


図 3-2-32 横断構造物の桁下余裕高

7-2-5 溪床

溪流保全工は、原則として底を張らない構造とするものとする。ただし、溪流保全工を計画する区間において、その溪床を構成する粒径に対する移動限界流速が計画勾配と計画水深によって生ずる流速より小さくなる場合には水路を三面張りとしてもよい。

【解説】

溪流保全工を計画する際には、原則として底を張らない構造とする。溪床勾配等で、溪床の抵抗力より掃流力が勝る場合においても、勾配緩和等計画段階で検討しできるだけ三面張りを避けること。しかし勾配の緩和及び幅拡大等を考慮しても、なおかつ掃流力のほうが溪床の抵抗力より大なる場合には三面張りとする。

長い三面張り区間では適当に垂直壁を設け、流下水路の発達を防ぐ必要がある。

7-2-6 勾配の変化点

勾配変化のある場合はその折点に床固工を計画し、帯工によって勾配を変化させないことを原則とする。

【解説】

溪流保全工に勾配の変化を与える場合、上流の勾配による流れの物理的な影響をできる限り下流に及ぼさないために、勾配の変化点は床固工を施工し落差を設けることが原則である。

また、一つの勾配がかなり長い距離続く場合、中間における護岸の基礎洗掘を防ぐ意味で、中間に帯工を設ける。この帯工の間隔は通常その勾配を表す分数の分母を距離に読み替えた程度を原則とする。

7-2-7 余裕高

溪流保全工の余裕高は、原則として計画流量によって決定するものとする。

ただし、余裕高は溪床勾配によって変化するものとし、計画高水位(H)に対する余裕高(ΔH)との比($\Delta H/H$)は下表の値以下とならないようにすること。

表 3-2-5 計画流量と余裕高

計画流量	余裕高
200m ³ /s 未満	0.6m
200~500m ³ /s	0.8m
500m ³ /s 以上	1.0m

表 3-2-6 溪床勾配による $\Delta H/H$

勾配	~1/10	1/10~1/30	1/30~1/50	1/50~1/70	1/70~1/100	1/100~1/200
$\Delta H/H$ 値	0.50	0.40	0.30	0.25	0.20	0.10

【解説】

勾配の急な溪流では、溪床変動、土砂流出等が起こり易く、流速が大きい関係もあって水面変動が大きいため大きな余裕高が必要となる。また、これは河幅との関係もあり、同一流量でも河幅が広げれば、計画高水位の水深が小さくなり、規定の余裕高で十分安全となる。

そこでこれらの計画高水位(H)と余裕高(ΔH)との比をとり、これらの値の下限値を勾配別に規定したものである。

7-2-8 水利

扇状地に溪流保全工を計画する場合、地下水、伏流水等に影響を及ぼす恐れがあるので、溪流保全工周辺の水利用に関しては、十分事前調査を実施すること。

【解説】

三面張り及び掘込み河道の溪流保全工を施工することによって施工前の伏流水、地下水が遮断され、あるいは水位が低下し流域周辺の水利用(湧水、揚水等)に著しく影響を及ぼすことがあるため、あらかじめ扇状地における水の挙動について十分に調査しなければならない。

なお、地下水調査に関しては、河川砂防技術基準(案)調査編第7章地下水調査及び第10章地すべり及び急傾斜地調査を参考とすること。

7-3 実施の順序

溪流保全工の実施に際しては溪流上流部の荒廃状況を検討しなければならない。

1. 上流部が荒廃している場合

- (1) 砂防工事が未施工……溪流保全工の着手には時期が早すぎる。
- (2) 砂防工事が施工中……上流の砂防工事が計画流出土砂量に対して原則として50%以上（土砂生産抑制、流出土砂抑制、調節量を含める）完了した後に溪流保全工を実施するものとする。
- (3) 砂防工事施工済み……溪流保全工の実施可

2. 上流部の荒廃が比較的少ない場合

下流部の屈曲あるいは乱流が甚だしく、侵食の著しい場合は溪流保全工の計画を必要とすることが多いが、この場合、今後の荒廃に対処するため、上流の砂防工事が計画流出土砂量に対して原則として50%以上完了した後に溪流保全工を計画するものとする。

【解説】

溪流保全工完成後に上流から土砂の流入が多いと人家集落等の中で土砂害を発生させる原因となる。そこで、溪流保全工は上流からの土砂の流下を十分防止する設備ができた後に着手することが原則である。

7-4 法線

溪流保全工の法線はできる限りなめらかに計画するものとする。

【解説】

溪流保全工の法線は流水のスムーズな流下を図るため、また、将来における維持のため直線に近いことが望ましいのであるが、土地利用の盛んな溪流の下流部及び砂礫円錐地帯においては、法線の規正が困難な場合が多いため現流路に沿って計画法線を決定しなければならない場合が多い。しかし、用地取得の困難さを理由として屈曲著しい現流路に沿うことは避けるべきで、あくまでも溪流保全工本来の目的を忘れてはならない。

溪流保全工最下流部が河川もしくは海に流入する際、河川の背水水位及び満潮水位については、河川砂防技術基準同解説計画編第2-1章第1節河道計画1・2計画高水位を参考とすること。

7-5 溪床勾配

溪流保全工の溪床勾配を変化させる場合には、上流部より下流部にかけて次第に緩勾配になるよう計画するものとする。

溪床勾配は掃流力が50%以上変化しないように定める。

【解説】

勾配の変化を余り急激に行くと変化点付近に洗掘や堆積の現象が生じ溪流保全工の維持に困難を生ずる場合もあるので、勾配変化点においては、その上下流で掃流力が50%以上の変化をしないように勾配並びに水深を決めるのが望ましい。

7-6 構造

7-6-1 曲流部

溪流保全工の曲線の外カーブ側は、流水の遠心力による水位上昇が考えられるので内側より護岸天端を高くするのが原則である。また、曲線部の外カーブ側には流水が集まりやすいため構造上これに対処でき得る強度を考慮した構造を計画しなければならない。

【解説】

所要嵩上げ高さについては、設計編第2章1-8 湾曲部の横断形を参考とされたい。

また、曲線部の外カーブ側は、洪水時には洪水が集中して流下するため強度の洗掘力が働く。そこで直線部の護岸工よりも構造的に強固なものとする必要がある。特に二面張りの場合には根入れの深さを考慮する等洗掘に対処する構造を計画すること。

7-6-2 堰堤の取付け

堰堤と溪流保全工を直結する場合、原則として堰堤の水通し断面は堰の公式によって計算し、溪流保全工の断面は流量公式によって計算するものとして、その間の結合は副堰堤又は垂直壁より下流でなじみよくすり付けるものとする。

【解説】

堰堤の水通し断面は、通常、水理学上の堰の公式によって計算するものとし、溪流保全工の開水路による計算断面とのすり付けは、副堰堤又は垂直壁より下流で調整するものとする。

ただし、堰堤の副堰堤又は垂直壁に溪流保全工を取付ける場合は、超過流出土砂が堰堤に安全に貯留されることが必要条件であり、堰堤自体が調節効果、縦横侵食防止等の目的を持つ場合であればそのような堰堤と溪流保全工の直結は、土砂害をまねく恐れが生ずるので、堰堤と溪流保全工の間には、適当な長さの河道調節区間を設けることが望ましい。

7-6-3 底張り部の末端処理

三面張り溪流保全工から二面張り溪流保全工に移行する部分では、流速の差により二面張り溪流保全工の上流端付近の護岸基礎部分に洗掘が生ずる恐れがあり、護床工・減勢工を考慮するものとする。

また、三面張り下流端には少なくとも帯工を設け、吸出しの防止を図るものとする。

【解説】

三面張り溪流保全工に移行する場合、溪床に深掘れが生じる恐れがある場合がある。

この場合には両者の流速、勾配、水深等を考慮して、必要とあればブロック等による護床工・減勢工を施工して、溪床の維持流速の調整を図るものとする。

7-6-4 掘込み方式の原則

溪流保全工においては、掘込み方式を採ることを原則とし、築堤工は本川との取付部分等に限るものとする。

【解説】

砂防工事としての溪流保全工は、通常勾配が急で流速が大きいため、築堤方式では、破堤、決壊等の危険性が高く、またいったん破壊した場合の被害が著しいので、できる限り築堤方式を避け、掘込み式とし、安全性を高める工法を採用すべきである。

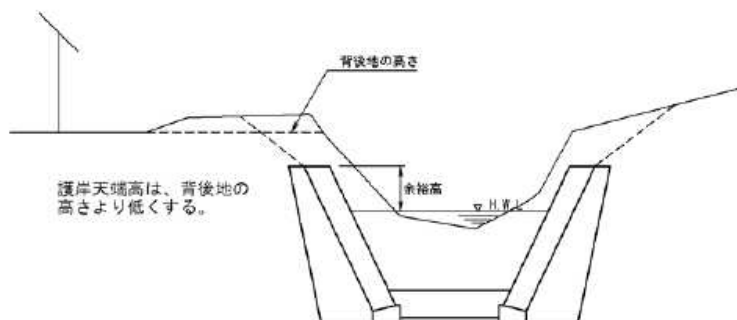


図3-2-33 溪流保全工の天端高

7-6-5 溪流保全工計画の中での床固工の位置

溪流保全工計画では縦断計画の決定が最も重要なものであり、溪床勾配の急な溪流においては、溪床の維持が困難な場合が多い。そのため床固工を設置し、溪床勾配を緩にして溪床の洗掘を防ぎ、計画溪床高を溪床材料のみで維持するのが一般には得策である。このため、溪流保全工の横断形及び縦断形等を総合的に検討して床固工の位置を選定しなければならない。

(設置位置)

床固工の設置位置は、できる限り屈曲部を避け直線部に設け、次の地点を原則とする。

- (1) 溪流保全工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)
- (3) 法線形を維持するため必要とする地点 (特に幅員が広く、乱流が甚だしい地点の整流を行う。)
- (4) 溪流保全工の底張りの上下流端、または支川の合流する場合は、合流点の下流地点
- (5) 工作物の基礎を保護するため、それらの工作物の下流部

(床固工の間隔)

床固工の間隔は、設定された法線形及び計画溪床勾配を維持するため、床固工の高さと床固工の間隔をそれぞれ相互に組み合わせて検討を行い決定する。

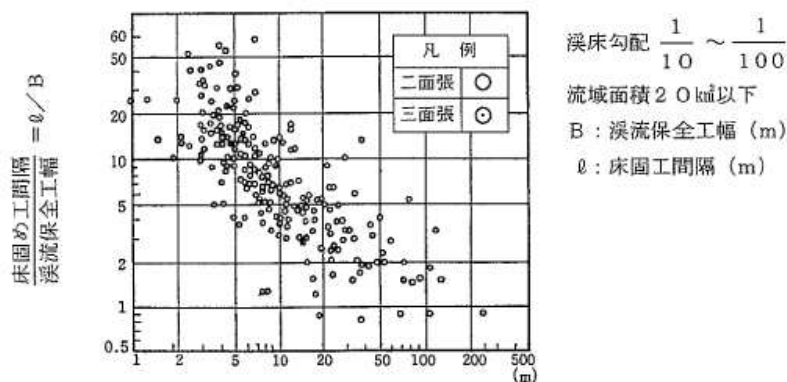


図3-2-34 溪流保全工幅と床固め工間隔の関係

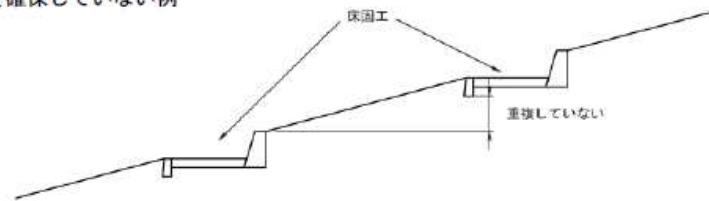
7-6-6 床固工の重複高

溪流保全工における床固工は相互に十分な重複高をとるものとし、隣接する床固工の天端と基礎は少なくとも同高でなければならない。

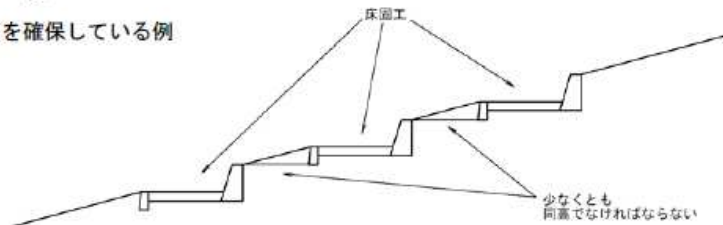
【解説】

溪流保全工における床固工群は、階段状に設けられる。溪床が転石の累積あるいはそれに近い場合は、相互に隣接する床固工の水通しと基礎高を水平としても差し支えないが、溪床が砂あるいは砂利層で形成されている場合は、床固工基礎は、前庭洗掘対策のため、下流床固工の水通し天端と重複させなければならない。ただし、三面張りの場合はこの限りでない。

①重複高を確保していない例



②重複高を確保している例



③重複高を確保している例（帯工）

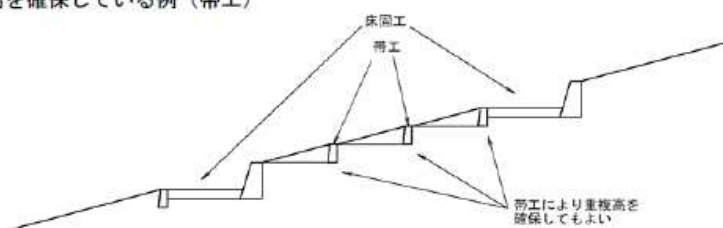


図 3-2-35 床固工の重複高

7-6-7 計画断面

溪流保全工の計画断面は現河道幅を十分考慮し、現状より河幅が狭小にならないようにする。

【解説】

現河道幅を狭めることは、河川の機能を破壊するだけでなく計画洪水流量に対する水深が大となるので、構造上危険サイドとなる。そのため最小現河道幅を活かした計画断面とすることが好ましい。

河幅が広く乱流、異常堆積の恐れのある場合は複断面を採用する。またその付近が現在遊休地のような状態であれば、現存する天然林を活用した緩衝帯を置いたりすることが望ましい。更に自然の拡幅部は、不慮の土砂流出に備え、遊砂池として利用することが望ましい。

第8節 土石流堆積工の計画

8-1 目的

土石流堆積工は上流域の砂防工事で、下流流路の許容流砂量まで流出土砂量を減ずることができない場合に、流路の一部を拡大し、許容流砂量以上の土砂礫を堆積させるものである。

8-2 位置

- ① 土石流堆積工は土石流発生の常襲地、縦断勾配の変化点付近、溪流保全工の概成した溪流の上流端に設けるものとするが、砂溜工の堆積土の搬出についても考慮しておかなければならない。
- ② 天井川区域には砂溜工を計画しないこと。

8-3 容量

土石流堆積工の容量は予測される堆積土砂量に、土砂運搬計画を検討の上、年1回程度以下の除去作業で機能の回復ができる容量以上とする。

8-4 形状

平面形状は、地形の特性を考慮して設計する。

【解説】

平面形状には、下図の4形式がある。

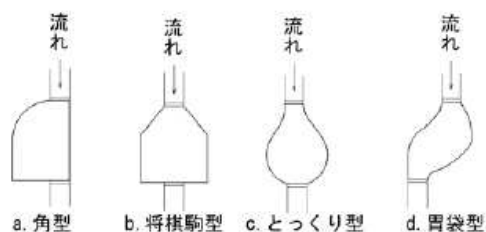


図3-2-36 土石流堆積工の平面形状の例

8-5 基本構造

- ① 土石流堆積工の上下流に堰堤工、または床固工を設けるとともに、溪流に石積またはコンクリートの護岸工を計画する。
- ② 土石流堆積工流入部の摺り付け角度は30度程度とする。

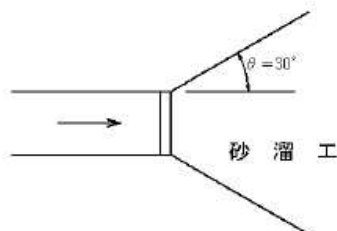


図3-2-37 流入部の拡幅

第9節 土石流緩衝樹林帯

土石流緩衝樹林帯は、樹木により生産土砂を抑制したり、落下してきた土砂を捕捉することを目的として、砂防設備としての樹林帯を育成するもので、併せて流域及び溪流周辺の環境を保全するものである。また、砂防設備としての機能を確保するため、維持管理計画を策定する。

【解説】

土石流緩衝樹林帯は、溪流内部や溪流周辺において砂防設備としての樹林帯を育成し、樹木の固定効果により土砂の移動を抑制したり、樹林帯により流出土砂の捕捉を図るほか、土砂や流水の流下エネルギーの減衰を期待するものである。

土石流緩衝樹林帯の効果は、次の3種類に分類される。このため土石流緩衝樹林帯は目的と効果に応じて分類されるが、二つ以上の目的を兼ねる土石流緩衝樹林帯もある。土石流緩衝樹林帯として実用化されているものは、「緑の砂防ゾーン創出事業（昭和63年～）」と「都市山麓グリーンベルト整備事業（平成8年～）」がある。

- ① 山腹斜面等の土砂抑制効果
- ② 待受け樹林帯による捕捉効果
- ③ 溪畔林として溪流付近の土砂の抑制効果、及び環境効果

土石流緩衝樹林帯における維持管理計画は、樹種の保育計画だけではなく、管理作業の主体となる地元自治体やボランティア団体とのタイアップのほか、待受け樹林帯において土砂の堆積時における緊急除石計画等を含む。

第10節 山腹工の計画

10-1 工種の選定及び配置

山腹工の計画に当たっては、計画対象地域の地形、地質、土壌、気象及び山脚固定堰堤との関連等を十分調査し、最も適正な工種の選定をしなければならない。また、山腹工は、それぞれの工種の機能が相互に有効に働くように、工種の配置、組合せを考慮するものとする。

【解説】

山腹工事は、山腹の荒廃地に土木的工事を補助手段として植生を導入し、植生によって水源地域における土砂生産の抑制を図るものである。

山腹工事の成否を決定する最も重要な事項は、植栽樹種の選定と工種の選定及び位置であり、このために現地の地形、地質、土壌、気象等の諸条件について調査し、十分検討した後、これらの事項を決定しなければならない。

山腹工として代表的なものは、

1. 谷止工
2. のり切工
3. 土留工
4. 水路工
5. 暗渠工
6. 柵工
7. 積苗工
8. 筋工
9. 伏工
10. 実播工
11. 植栽工

であり、一般に山腹工は、これらの工種の組合せによって行われる。また、地帯分類留意点は表2-10-1のとおりである。

表3-2-7 地帯区分分類の留意点

地帯分類	留意点
積雪地帯	なだれのため山腹工は困難であるので主として溪間工事を行う。山腹工をも行う場合には、階段幅を広くし、柵工等を併用する。
凍上地帯	溪流工事を十分に行い、山腹工は階段切付けを避け伏工、柵工等を行うこと。
多雨破碎帯	溪流工事に重点を置き、山腹工は排水工を十分に行うこと。
多雨三・四紀層地帯	溪流工事は少なくし、低い谷止、護岸工等を行うこと。山腹工は排水工を主とし、伏工等はなるべく簡易化すること。
多雪三・四紀層地帯	多雨三・四紀層地帯に準じて行うが、山腹工にはなだれ防止の工法も併用すること。
多雨火山堆積物地帯	地表水処理の水路工に重点を置く。被覆工は、軽いもの及び全面被覆工法とする。
寡雨花崗岩地帯	山腹工事に重点を置き、全面被覆を図ること。

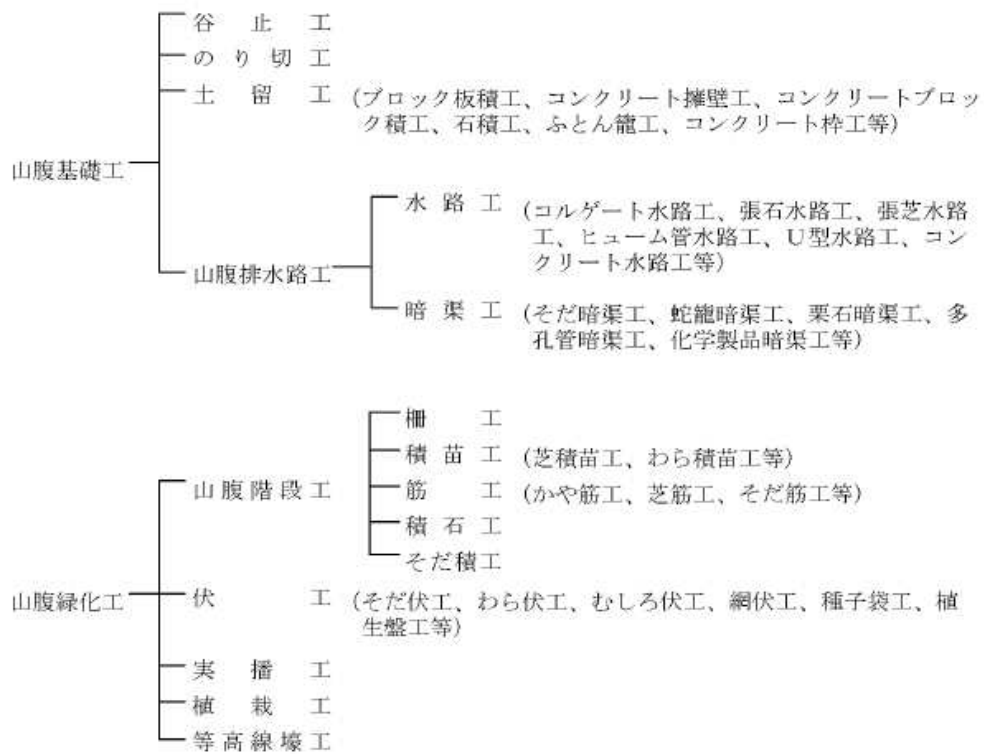


図3-2-38 山腹基礎工、山腹緑化工の工種



図3-2-39 とくしゃ地（施工例）断面図（単位：m）

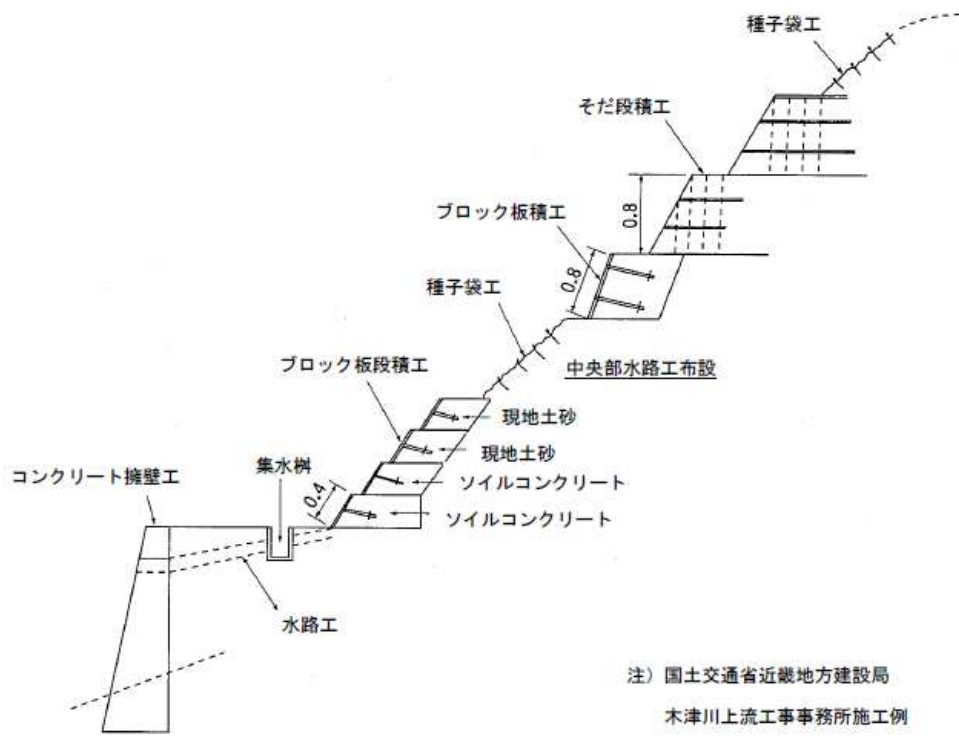


図3-2-40 崩壊地（施工例）断面図（単位：m）

10-2 各工程の概要

10-2-1 谷止工

谷止工は、とくしゃ地及び崩壊地内の侵食溪に計画する。谷止工の位置は保全対象山腹の直下流部とするのを原則とし、高さは、山脚の侵食を防止し得る高さとし、方向、構造並びに断面計算は、本章第2節2-1～2-4によるものとする。

10-2-2 のり切工

のり切工は、とくしゃ地及び崩壊地斜面の全部あるいは一部が急な場合は、その急な部分及び起伏の多い斜面について計画するものとする。のり切工は、斜面を構成している土砂の安息角まで切り取ることを原則とする。

10-2-3 土留工

土留工は、崩壊斜面長が長い場合、あるいは、のり切土量が多い場合及び他の工作物の基礎となるような個所に計画するものとする。

位置及び高さは、山脚から頂点までの全体の勾配が自然で無理のない勾配となるよう計画しなければならない。

断面は、背面土圧、転石、温度変化等に対して安全なものとする。

基礎は堅固な地山でなければならない。やむをえず地盤の軟弱な個所に設ける場合は、基礎処理を行わなければならない。

10-2-4 水路工

水路工は、斜面長が長い場合、斜面に起伏がある場合、崩壊地周辺から水が集まる場合及び暗渠工によって集水された水を表流水とする必要がある場合に計画する。

水路工の位置は、斜面の凹部で最も効果的に集排水できる位置を選定し、断面は集水される最大流量を安全に流し得るよう十分余裕を持った断面とする。水路は、原則として20～30m間隔に帯工を設け、水路の末端部は、土留工あるいは谷止工等で固定しなければならない。

10-2-5 暗渠工

地下水が多く、再崩壊の恐れが多い個所及びのり切土砂を大量に堆積せざるをえない個所には暗渠工を計画する。

暗渠工は、地下水を最も容易に集水し、排水できる位置に計画する。構造は、地下水の量、地盤の良否等を考慮して決定する。

10-2-6 柵工

柵工は、山腹斜面の表土の流出の恐れのある個所で、かつ植生導入が可能な個所において計画する。柵工の高さは50cm程度を標準とする。

10-2-7 積苗工

積苗工は、地山が露出した寡雨、乾燥の激しい個所に計画する。

積苗工の配置は、直高1.5m程度ごとに水平階段をきりつけて、積苗するのを標準とする。

10-2-8 筋工

筋工は、比較的表土の深い地味良好な個所又は崩壊地の地山部に雨水の分散と山腹斜面侵食防止及び植生の早期導入を図ることを目的として計画する。

筋工の配置は、斜面勾配、筋工の種類等によって決める。

10-2-9 伏工

伏工は、土質が軽少で、かつそのまま放置した場合は、雨、凍上、霜柱および風等によって侵食の恐れのある場合や斜面に種子を実播する際、その種子の流亡、乾燥等を防ぐ場合に計画する。

10-2-10 実播工

実播工は、斜面が短く、かつ緩やかで土壌条件の良好な個所に単独又は他の工種と併用し、早期に緑化することを目的として計画する。

10-2-11 植栽工

植栽工は、とくしゃ地及び崩壊地を早期に緑化することを目的として計画する。

樹種の選定は、適地、適木を原則として、次の条件に適合するものとし、土壌条件の悪い個所では、原則として2~4種類組み合わせるものとする。

1. 成長力が旺盛でよく繁茂するもの。
2. 根張りがよく、土壌緊縛度の大きいもの。
3. せき悪地、乾燥、寒害、虫害等に対して適応性、抵抗性が大きいもの。
4. 土壌改良効果の大きいもの。

植栽本数は、原則として次により計画するものとする。

- (1) 土砂堆積地区等の土壌条件の比較的良好な地区では、1ha 当たり 3000~5000 本
- (2) 地山露出地区では、1ha 当たり 8000~12000 本

植栽に当たっては、原則として施肥を計画するものとする。

第3章 対策工事等の設計

3.1 えん堤等の設計外力の設定

3.1.1 設計諸定数

(1) 土石流の力や高さの計算に用いる定数

土石流の力や高さの計算に用いる定数は、土石流に含まれる礫の密度、土石流に含まれる流水の密度、土石流に含まれる土石等の内部摩擦角、粗度係数、堆積土砂等の容積濃度がある。これらの値は、実況に応じて設定するものとする。

【解 説】

えん堤の設計に用いる土石流の力や高さの算定は、施行令第4条に規定される式を用いて行う。その式中の定数は対策施設の設置位置の実況に応じて設定するものとする。ただし、特別警戒区域の設定に当たって、県はこれらの定数の値を設定しており、これらの値を参考とすることができる。

また、この他に当該地付近で実施されている土石流対策工事や以下の関連の指針に示されている定数を参考とすることもできる。

<参考>土石等の土質定数の推定

表 3.1 土質定数等の一覧

項 目	記 号	単 位	採 用 値
土石流に含まれる礫の密度	σ	10^3 kg/m^3	2.6
土石流に含まれる流水の密度	ρ	10^3 kg/m^3	1.2
土石流に含まれる土石等の内部摩擦角	ϕ	°	35 (30~40)
粗度係数	n	—	0.1
堆積土石等の容積濃度	C_*	—	0.6

出典：福岡県砂防課：基礎調査マニュアル(案)土石流編（平成19年4月）

表 3.2 土砂の水中における土質定数

種別	状態	単位重量 (kN/m ³)	水中の 単位重量 (kN/m ³)	内部摩擦角 (度)	水中の 内部摩擦 角(度) ϕ
砂石	—	15.69~18.63	9.81~12.75	35~45	35
砂利	—	15.69~19.61	9.81~11.77	30~40	30
炭がら	—	8.83~11.77	3.92~6.86	30~40	30
砂	しまったもの	16.67~19.61	9.81	35~40	30~35
	ややゆるいもの	15.69~18.63	8.83	30~35	25~30
	ゆるいもの	14.71~17.65	7.85	25~30	20~25
普通土	固いもの	16.67~18.63	9.81	25~35	20~30
	やや軟らかいもの	15.69~17.65	7.85~9.81	20~30	15~25
	軟らかいもの	14.71~16.67	5.88~8.83	15~25	10~20
粘土	固いもの	15.69~18.63	5.88~8.83	20~30	10~20
	やや軟らかいもの	14.71~17.65	4.90~7.85	10~20	0~10
	軟らかいもの	13.73~16.67	3.92~6.86	0~10	0
シルト	固いもの	15.69~17.65	9.81	10~20	5~15
	軟らかいもの	13.73~16.67	4.90~6.86	0	0

出典：福岡県砂防技術基準(案)（平成22年11月改訂版）

(2) 基礎の支持力等の計算に用いる定数

えん堤及び床固の基礎の支持力等の計算に用いる定数は、地盤の許容支持力並びに基礎底面と地盤との間の摩擦係数及び付着力がある。これらの値は、実況に応じて設定するものとする。

【解 説】

えん堤の安定性の検討は、実況に応じて設定した定数により計算する。

また、この他に当該地付近で実施されている土石流対策工事や以下の関連の指針に示されている定数を参考とすることもできる。

<参考>土石等の土質定数の推定

表 3.3 地盤の許容支持力 (kN/m²)

岩 盤		砂 礫 盤	
区 分	許容支持力	区 分	許容支持力
硬 岩(A)	5880	岩盤玉石	588
中硬岩(B)	3920	礫 層	392
軟 岩(Ⅱ)(CH)	1960	砂 質 層	245
軟 岩(Ⅰ)(CM)	1180	粘 土 層	98.1

(注) この値は標準的なものであり、構造物の重要度、地盤の風化、亀裂の程度、固結の程度等により加減して用いて良い。

出典：福岡県砂防技術基準(案) (平成 22 年 11 月改訂版)

表 3.4 地盤のせん断強度 (kN/m) 及び摩擦係数

岩 盤			砂 礫 盤		
区 分	せん断強度	内部摩擦係数	区 分	せん断強度	内部摩擦係数
硬 岩(A)	2940	1.2	岩塊玉石	294	0.70
中硬岩(B)	1960	1.0	礫 層	98.1	0.60
軟 岩(Ⅱ)(CH)	981	0.8	砂 質 層	—	0.55
軟 岩(Ⅰ)(CM)	588	0.7	粘 土 層	—	0.45

(注) この値は標準的なものであり、構造物の重要度、地盤の風化、亀裂の程度及び走向、固結の程度等により加減して用いてよい。

出典：福岡県砂防技術基準(案) (平成 22 年 11 月改訂版)

3.1.2 設計外力の設定

えん堤、床固の設計に当たっては、土圧、水圧、自重のほか、土石流の衝撃が作用する場合には当該対策施設に作用する土石流の力を考慮する。

【解 説】

(1) 土圧

えん堤等の設計に当たって考慮すべき土圧は、えん堤等に堆積する土砂の堆砂圧である。

(2) 水圧

えん堤等の設計に当たって考慮すべき水圧は、えん堤等に貯水する流水の静水圧である。

(3) 自重

堤体の自重は、堤体の体積に堤体築造に用いる材料の単位体積重量を乗じて算出する。

(4) 土石流の力

土石流を堆積させるための対策施設の設計に当たっては、土石流が発生した場合に生じる力（流体力）を考慮し、安定性の検討をしなければならない。土石流により作用する力と高さの概念を図 3.1 に示す。

なお、設計に当たっては当該溪流において実施された基礎調査の結果を参考にできる。

表 3.5 土石流の力と高さ

	解 説
土石流の力 (F_d)	土石流により対策施設に作用すると想定される力
土石流の高さ (h)	土石流が対策施設に作用するときの高さ

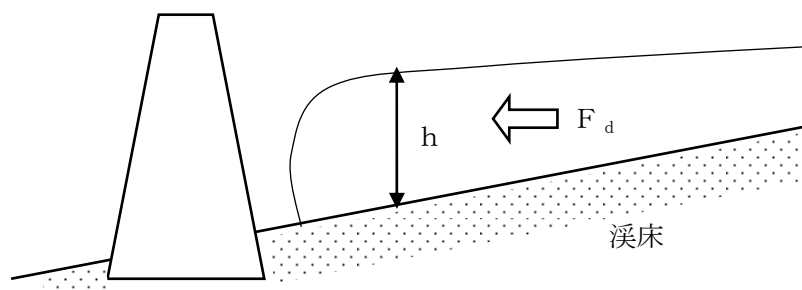


図 3.1 土石流の力の概念

1) 土石流の高さ

対策施設に作用する土石流の高さは、次式で与えられる。

$$h = \left(\frac{n \cdot Q_{sp}}{B(\sin \theta)^{1/2}} \right)^{3/5}$$

ここに、

h : 土石流の高さ (m)

n *1 : 粗度係数

Q_{sp} *2 : 土石流ピーク流量 (m³/sec)

B *3 : 土石流の幅 (m)

θ *4 : 土石流が流下する土地の勾配 (度)

* 1 : 「3.1.1 設計諸定数」を参照すること。

* 2 : 土石流ピーク流量は下記「ア 土石流ピーク流量」を参照すること。

* 3 : 土石流の幅は下記「イ えん堤に作用する土石流の幅」を参照すること。

* 4 : 土石流が流下する土地の勾配は下記「ウ 流下する溪床の勾配」を参照すること。

ア 土石流ピーク流量

土石流ピーク流量は、次式で与えられる。

$$Q_{sp} = \frac{0.01 \cdot C_* V'}{C_d}$$

ここに、

C_* *1 : 堆積土石等の容積濃度

V' *2 : 土石流により流下する土石等の量 (m³)

C_d *3 : 土石流の土砂濃度

* 1 : 堆積土石等の容積濃度は、「3.1.1 設計諸定数」を参照すること。

* 2 : 対象とする砂防えん堤等より上流において、流体力算出対象土砂量 V_e' と運搬可能土砂量 V_{ec}' を計算し、小さい方を「対象とする砂防えん堤等」の地点における「土石流により流下する土石等の量」(V')とする。 V_{ec}' を計算する際、流域面積 A' は「対象とする砂防えん堤等」の上流域の流域面積とする。

* 3 : 土石流の土砂濃度 C_d は、「対象とする砂防えん堤等」の計画地点における土砂濃度を用いる。

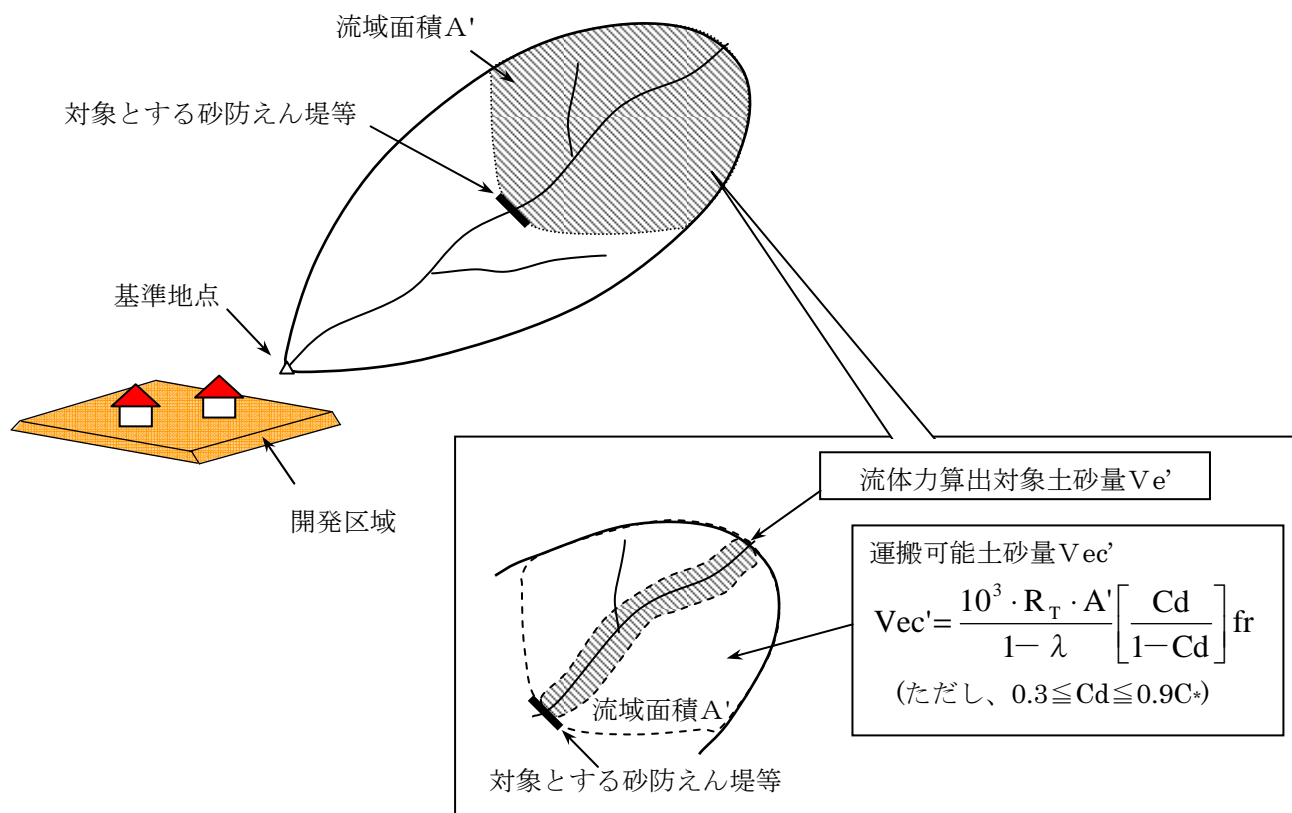


図 3.2 土石流ピーク流量の算出

イ えん堤に作用する土石流の幅

土石流流体力が対象とする砂防えん堤等に作用するときの土石流の幅 **B** は、以下の 1～3 による手法で設定するものとする。、なお、土石流の幅は、えん堤直上流における土石流の幅とする。

土石流が流下する幅は、原則として現地調査を踏まえて設定する。

● 設定方法 1

現地調査により明確な流路や溪床との比高が確認でき、現況地形の横断面が土石流ピーク流量を通過させられる場合は、その横断面を参考にして設定する。

現地調査により土石流の流下幅の設定が困難な場合、以下のような方法が考えられる。

● 設定方法 2

地形図上で明確な流路や溪床との比高が確認でき、現況地形の横断面が土石流ピーク流

量を通過させられる場合は、その横断面を参考にして設定する。なお、土石流が流下する幅は、設定方法3に記した式で算出される値を超えないものとする。

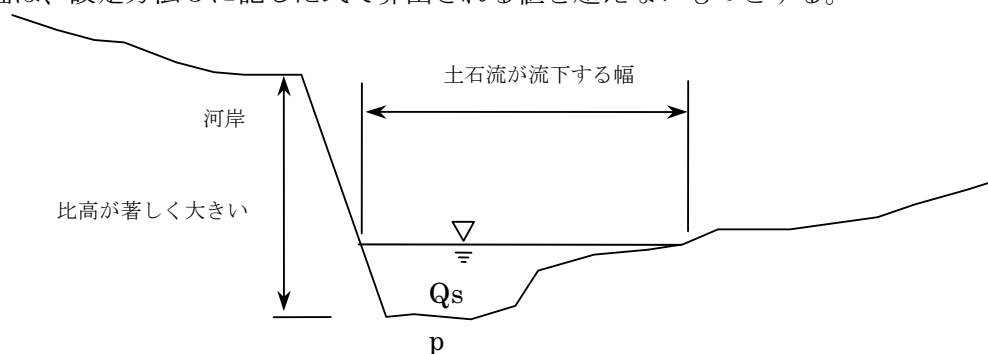


図 3.3 横断面とピーク流量の比較により区域を設定するイメージ

● 設定方法3

扇状地形等で、明確な流路や溪床との比高が確認できない場合は、各横断面での土石流が流下する幅を、以下の式を用いて算出し、設定する。

$$B_i = 4\sqrt{Q_{spi}}$$

ここに、

B_i *1 : 土石流が流下する幅

Q_{spi} : 土石流ピーク流量

* 1 : 詳細は、「土石流による家屋の被災範囲の設定方法に関する研究 (国総研資料第 70 号)」を参照すること。

ウ 流下する溪床の勾配

土石流が流下する溪床の勾配 θ は図 3.4のとおりとする。

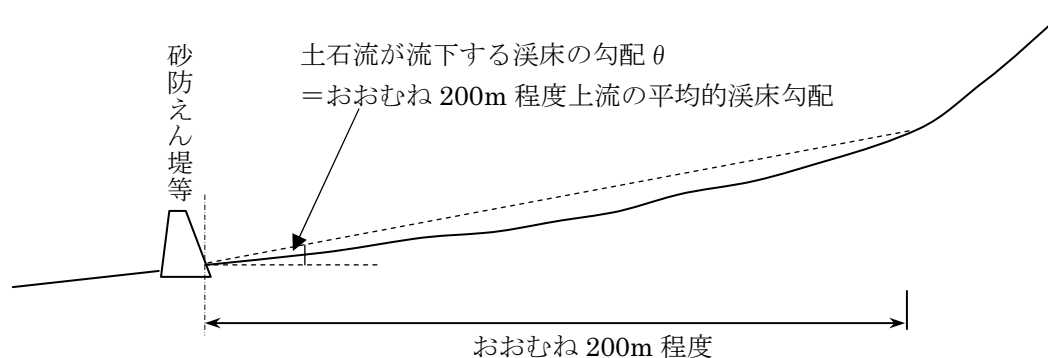


図 3.4 土石流が流下する溪床勾配

2) 土石流の力

対策施設に作用する土石流の力 F_d は、次式で与えられる。

$$F_d = \rho_d U^2$$

ここに、

F_d : 土石流により対策施設に作用すると想定される力の大きさ (kN/m²)

ρ_d : 次の式により計算した土石流の密度 (t/m³)

$$\rho_d = \frac{\rho \tan \phi}{\tan \phi - \tan \theta}$$

ここに、

ρ^{*1} : 土石流に含まれる流水の密度 (t/m³)

ϕ^{*1} : 土石流に含まれる土石等の内部摩擦角 (度)

θ^{*2} : 土石流が流下する土地の勾配 (度)

U : 次の式により計算した土石流の流速 (m/sec)

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

ここに、

h^{*2} : 土石流の高さ (m)

θ^{*2} : 土石流が流下する土地の勾配 (度)

n^{*1} : 粗度係数

* 1 : 土石流に含まれる流水の密度及び土石等の内部摩擦角、粗度係数は、「3.1.1 設計諸定数」を参照すること。

* 2 : 「1) 土石流の高さ」を参照すること。

<参考> 福岡県砂防技術基準(案) 平成 22 年 11 月改訂版 設計編 p. 1-33~1-40

3-3-4-3 設計外力

不透過型砂防堰堤の設計で考慮する設計外力は、静水圧、堆砂圧、揚圧力、地震時慣性力、地震時動水圧と「土石流及び土砂とともに流出する流木による荷重」（以後、「土石流荷重」という。）である。

土石流荷重は、土石流及び土砂とともに流出する流木による流体力（以後、「土石流流体力」という。）と礫および流木の衝突による力がある。前者は構造物全体に、後者は局部的に影響すると考えられるので砂防堰堤の安定計算に対しては土石流流体力のみをとりあげ、礫および流木の衝突による力は必要に応じて、天端幅の設計等で考慮する。

【解説】

河川砂防技術基準(案) 設計編Ⅱ第3章2-2-1に示した設計外力の組み合わせ（平常時、洪水時）に加えて、以下に示す土石流時における安定計算を実施し、**いずれの組み合わせにおいても安定条件を満たさなければならない。**

設計外力の組み合わせは砂防堰堤の自重の外は表 4-1-11 のとおりとする。本指針でいう、「設計外力（平常時、洪水時）」は河川砂防技術指針(案) 設計編Ⅱ第3章でいう「安定計算に用いる荷重」によるものとする。

表 4-1-11 不透過型砂防堰堤の安定計算に用いる設計外力

	平常時	土石流時	洪水時
堰堤高 15m 未満		静水圧、堆砂圧、 土石流流体力	静水圧
堰堤高 15m 以上	静水圧、堆砂圧、揚 圧力、地震時慣性 力、地震時動水圧	静水圧、堆砂圧、 揚圧力、 土石流流体力	静水圧、堆砂圧、 揚圧力

※堰堤高 15m 未満の砂防堰堤は、兵庫県南部地震をはじめとして過去に発生した大きな地震において、砂防堰堤の機能を喪失し、被災が原因で周辺家屋等に直接的な災害や二次災害を引き起こすような重大な被害は生じていない。また、動的解析の結果、引張応力、圧縮応力および滑動に対して安全性は確保されていると判断される。

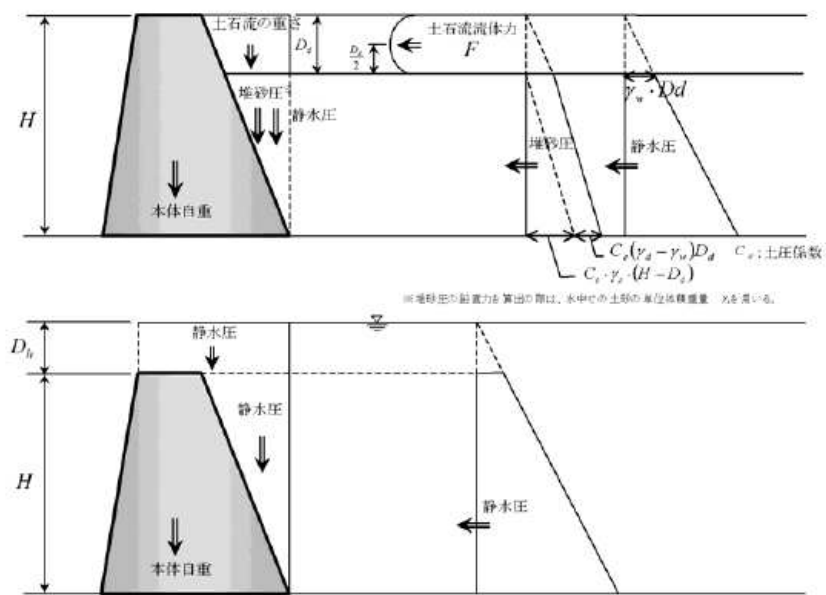


図 4-1-24 不透型砂防堰堤 越流部の設計外力図

(H < 15m、上段：土石流時、下段：洪水時)

(1) 自重

堰堤堤体の自重は、堤体の体積に堤体築造に用いる材料の単位体積重量 (kN/m³) を乗じて求められる。

$$W = W_c \cdot A \cdot \dots \dots (4-1-4)$$

W : 単位幅当たりの堰堤堤体の自重 (kN)

W_c : 堤体築造に用いるコンクリートの単位体積重量 (kN/m³)

A : 堰堤堤体単位幅当たりの体積 (m³)

(2) 静水圧

静水圧は、次式により求められる。ただし、静水圧を算定するときの水面は、平常時は一般に水通し天端高とし、洪水時は水通し天端高に越流水深を加算するものとする。

$$P = W_w \cdot h_w \cdot \dots \dots (4-1-5)$$

P : 水深 h_w の点における静水圧 (kN/m²)

W_w : 水の単位体積重量 (kN/m³)

h_w : 水面からの任意の点の水深 (m)

1) 洪水時

水平方向

$$F P_{H1} = 1/2 \cdot W_0 \cdot H^2 \quad \dots \dots \dots (4-1-6)$$

$$F P_{H2} = W_0 \cdot h_3 \cdot H \quad \dots \dots \dots (4-1-7)$$

$F P_{H1}$: 単位幅当たりの P_{H1} による荷重 (kN/m)

$F P_{H2}$: 単位幅当たりの P_{H2} による荷重 (kN/m)

H : 堰堤高 (m)

h_3 : 越流水深 (m)

垂直方向

$$F P_{V1} = W_0 \cdot b_1 \cdot h_3 \quad \dots \dots \dots (4-1-8)$$

$$F P_{V2} = W_0 \cdot m \cdot h_3 \cdot H \quad \dots \dots \dots (4-1-9)$$

$$F P_{V3} = 1/2 \cdot W_0 \cdot m \cdot H^2 \quad \dots \dots \dots (4-1-10)$$

$F P_{V1}$: 単位幅当たりの P_{V1} による荷重 (kN/m)

$F P_{V2}$: 単位幅当たりの P_{V2} による荷重 (kN/m)

$F P_{V3}$: 単位幅当たりの P_{V3} による荷重 (kN/m)

b_1 : 本体の天端幅 (m)

m : 本体上流ののり勾配

2) 土石流時

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。

水平方向

$$F P_{H1} = 1/2 \cdot W_0 \cdot (H - D_d)^2 \quad \dots \dots \dots (4-1-11)$$

$$F P_{H2} = W_0 \cdot D_d \cdot (H - D_d) \quad \dots \dots \dots (4-1-12)$$

$F P_{H1}$: 単位幅当たりの P_{H1} による荷重 (kN/m)

$F P_{H2}$: 単位幅当たりの P_{H2} による荷重 (kN/m)

D_d : 土石流の水深 (m)

垂直方向

$$F P_{V1} = 1/2 \cdot W_0 \cdot m \cdot (H - D_d)^2 \quad \dots \dots \dots (4-1-13)$$

$F P_{V1}$: 単位幅当たりの P_{V1} による荷重 (kN/m)

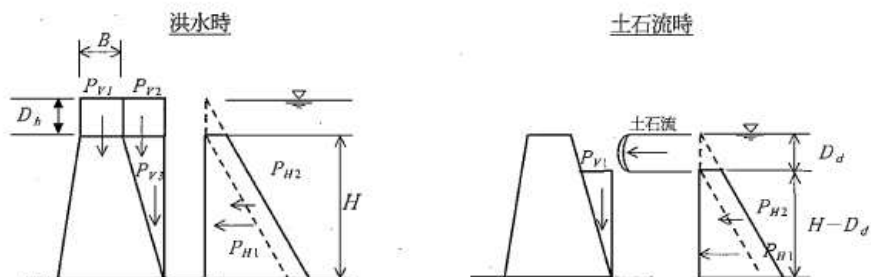


図4-1-25

(3) 堆砂圧

堆砂圧は、次式により求められる。

堆砂圧を算定するための堆砂面は、 $H < 15\text{m}$ の場合、計画堆砂面から土石流水深を差し引いた高さとし、 $H \geq 15\text{m}$ の場合、完成後1年以内で満砂する堰堤にあっては計画堆砂深を、その他にあっては施工時の埋戻深とする。

$$P_{ev} = W_{s1} \cdot h_e \quad \dots \dots \dots (4-1-14)$$

$$P_{eh} = C_e \cdot W_{s1} \cdot h_e \quad \dots \dots \dots (4-1-15)$$

P_{ev} : 堆砂圧の鉛直分力 (kN/m³)

P_{eh} : " の水平分力 (kN/m³)

W_{s1} : 泥水中堆砂単位体積重量 (kN/m³)

$$H < 15\text{m} : W_{s1} = C_* \cdot (\sigma - \rho_n)$$

σ : 礫の単位体積重量 (kN/m³)

ρ_n : 泥水単位体積重量 (kN/m³)

C_* : 堆積土砂の容積土砂濃度

$\sigma = 25.5 \text{ kN/m}^3$ 、 $\rho_n = 11.8 \text{ kN/m}^3$ 、 $C_* = 0.6$ のとき、

$$W_{s1} = 0.6 \times (25.5 - 11.8) = 8.22 \text{ kN/m}^3$$

$$H \geq 15\text{m} : W_{s1} = W_s - (1 - v) \cdot W_0$$

W_s : 堆砂見掛け単位体積重量 (kN/m³)

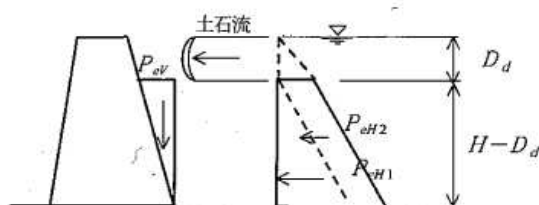
v : 堆砂空隙率 $v = (W_{sa} - W_s) / W_{sa}$

W_0 : 水の単位体積重量 (kN/m³)

W_{sa} : 堆砂絶対単位体積重量 (kN/m³)

h_e : 堆砂面からの任意の点までの堆積深 (m)

C_e : 土圧係数



$$\text{土圧係数 } C_e = \frac{\cos i - \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \phi}}{\cos i + \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \phi}}$$

図 4-1-26 堆砂圧(土石流時)

堆砂面がほぼ平坦 $i = 0$ ($i = 15^\circ$ ぐらいまで $\cos 15^\circ = 0.9659 \approx 1$ と仮定する) とすれば

$$C_e = (1 - \sin \phi) / (1 + \sin \phi)$$

(ϕ : 堆砂土の水中での内部摩擦角) で示される。

1) 土石流時

土石流時は、堆砂面上に土石流重量が上載荷重として作用し、堆砂圧はこの上載荷重による土圧 $C_o(\gamma_d - W_0)D_d$ を加えた大きさとなる。

水平方向

$$F P_{oh1} = 1/2 \cdot C_o \cdot W_{s1} \cdot (H - D_d)^2 \quad \dots \dots \dots (4-1-16)$$

$$F P_{oh2} = C_o \cdot (\gamma_d - W_0) \cdot D_d \cdot (H - D_d) \quad \dots \dots \dots (4-1-17)$$

$F P_{oh1}$: 単位偏当たりの P_{oh1} による荷重 (kN/m)

$F P_{oh2}$: 単位偏当たりの P_{oh2} による荷重 (kN/m)

H : 堰堤高 (m)

D_d : 現溪床勾配を用いて算出した土石流の水深 (m)

C_o : 土圧係数

W_{s1} : 泥水中堆砂単位体積重量 (kN/m³)

γ_d : 土石流の単位体積重量 (kN/m³)

W_0 : 水の密度 (kN/m³)

垂直方向

$$F P_{ov1} = 1/2 \cdot W_{s1} \cdot m \cdot (H - D_d)^2 \quad \dots \dots \dots (4-1-18)$$

$F P_{ov1}$: 単位幅当たりの P_{ov1} による荷重 (kN/m)

m : 本体上流ののり勾配

$$\gamma_s = C_s (\sigma - \rho) g$$

$$\gamma_w = \rho g$$

γ_s : 水中での土砂の単位体積重量 (kN/m³)

γ_w : 水の単位体積重量(堰堤高が15m未満の場合は11.8kN/m³程度、堰堤高が15m以上の場合は9.8kN/m³程度)

C_s : 溪床堆積土砂の容積濃度

ρ : 水の密度 (kg/m³)

σ : 礫の密度 (kg/m³)

g : 重力加速度 (m/s²) (9.8m/s²)

(4) 揚圧力 (ハイダム時のみ)

揚圧力は、堰堤堤底全面に鉛直上向きに作用するものとし、表 4-1-12 を基準として計算する。

表 4-1-12 揚圧力の大きさ

基礎地盤の種類	上流端 (kN/m ²)	下流端 (kN/m ²)
岩盤	$(h_2 + \mu \Delta h) W_0$	$h_2 W_0$
砂礫盤	$h_1 W_0$	$h_2 W_0$

μ : 揚圧力係数

h_1 : 堰堤上流側水深 (m)

h_2 : 堰堤下流側水深 (m)

Δh : 上・下流の水位差 (m) $\Delta h = h_1 - h_2$

W_0 : 水の単位体積重量 (kN/m³)

任意の点 (X) における揚圧力は次式による。

$$UX = [h_2 + \mu \Delta h (1 - X/l)] W_0 \dots \dots \dots (4-1-19)$$

UX : X地点の揚圧力 (kN/m³)

l : 全浸透経路 (m)、 $l = b_2$ ただし、止水壁等を設ける場合は、 $l = b_2 + 2d$ とする。

b_2 : 堤底幅 (m)

d : 止水壁の長さ (m)

X : 上流端から X地点までの浸透経路長 (m)

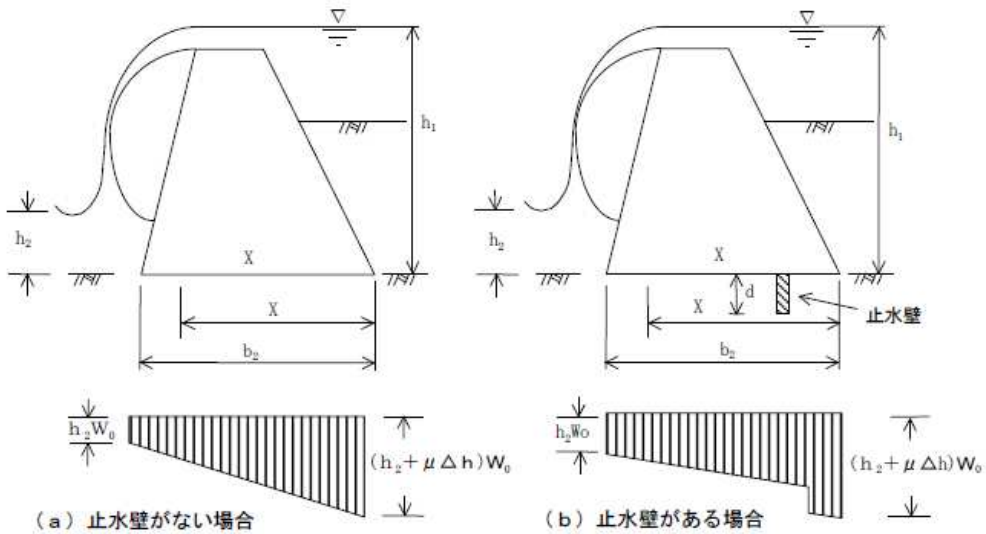


図 4-1-27 揚圧力の分布

(5) 地震時慣性力 (ハイダム時のみ)

地震時慣性力は、堤体に水平方向に作用するものとし、堰堤の自重に設計震度を乗じた値とし、次式により求められる。

$$I = KW \dots\dots\dots (4-1-20)$$

I : 単位幅当たりの堰堤堤体に作用する地震時慣性力 (kN/m)

K : 設計震度

W : 単位幅当たりの堰堤堤体の自重 (kN/m)

設計震度は通常の岩盤の場合は表 4-1-13 の値を標準とする。

表 4-1-13 設計震度

堰堤の種類	設計震度
重力式コンクリート堰堤	0.10

(6) 地震時動水圧 (ハイダム時のみ)

地震時動水圧は、堰堤の堤体と貯留水との接触面に対して垂直に作用するものとし、その値は、次式 (Zanger式) により求めるものとする。

$$P_x = C \cdot W_o \cdot K \cdot H \dots\dots\dots (4-1-21)$$

$$C = \frac{C_n}{2} \left\{ \frac{h_x}{H} \left(2 - \frac{h_x}{H} \right) + \sqrt{\frac{h_x}{H} \left(2 - \frac{h_x}{H} \right)} \right\} \dots\dots (4-1-22)$$

$$P_d = \eta \cdot \frac{C_n}{2} \cdot W_o \cdot K \cdot H^2 \sec \theta \dots\dots (4-1-23)$$

$$h_d = \lambda \cdot h_x \dots\dots\dots (4-1-24)$$

P_x : X地点の地震時動水圧 (kN/m²)

P_d : 貯留水面からX地点までの全地震動水圧 (kN/m)

W_o : 貯留水の単位体積重量 (kN/m³)

K : 設計震度

H : 貯留水面から基礎地盤までの水深 (m)

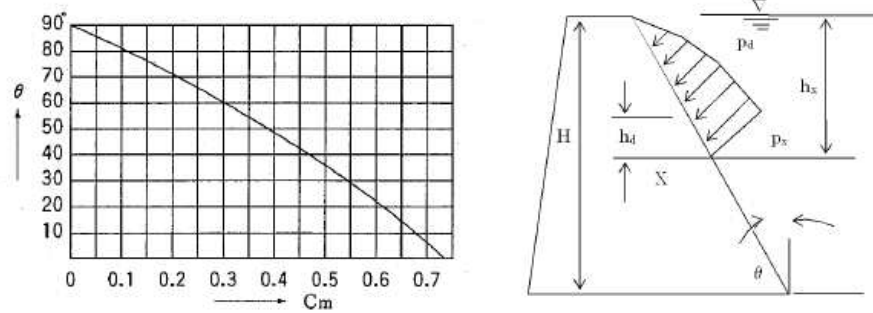
h_x : 貯留水面からX地点までの水深 (m)

C_n : Cが最大となるときの (P_x が最大になるときの) Cの値 (図 4-1-28(a)参照)

h_d : X地点から P_d の作用点までの高さ (m)

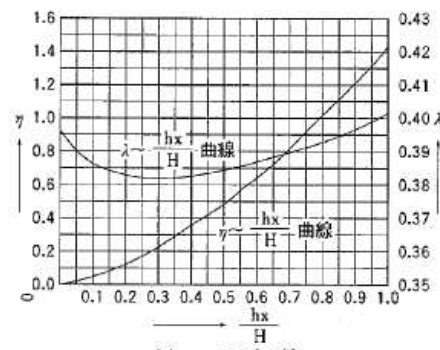
$\eta \lambda$: 図 4-1-28(C) から求められる係数

C : 圧力係数



(a) Cmの値

(b) 地震時動水圧模式図



(c) eta及びlambdaの値

図 4-1-28 地震時動水圧の係数

(注) Zanger の式は堰堤の上流側の法面が傾斜している場合に使用するもので、堰堤上流側の法面が鉛直か鉛直に近い場合は、Westergaard の近似式を使用するものとする。
 (同式については国土交通省河川砂防技術基準(案)参照のこと)

(7) 土石流流体力

$$F = K_h \cdot \gamma_d / g \cdot D_d \cdot U^2 \quad \dots \dots \dots (4-1-25)$$

- F : 単位当りの土石流の流体力 (kN/m)
- U : 堰堤地点における土石流の平均流速 (m/s)
- D_d : 現溪床勾配を用いて算出した土石流の水深 (m)
- g : 重力加速度 (9.8m/s²)
- K_h : 係数 (1.0 とする)
- γ_d : 土石流の単位体積重量 (kN/m³)

土石流時の場合、土石流荷重は本体に最も危険な状態とし、堆砂地が土石流の水深(D_d)分だけ残して堆砂した状態で土石流が本堰堤を直撃したケースを想定する。土石流流体力は、 $D_d/2$ の位置に、水平に作用させる。

3.1.3 砂防えん堤等の対策施設の効果評価に関する考え方

砂防えん堤等の対策施設の効果評価は、えん堤の型式等により、計画捕捉量、発生抑制量、空容量(貯砂量)について効果量を評価する。

【解説】

既存の砂防えん堤、治山施設等の対策施設の効果評価は、図 3.5の流れに沿って行い、表 3.6の項目について効果量を評価する。図 3.5の不透過型えん堤は、土石流対策えん堤であることを条件とする。また、不透過型えん堤で除石計画がない場合でも、堆砂状況等を適切に把握・管理している場合は、除石計画有とみなすことができる。

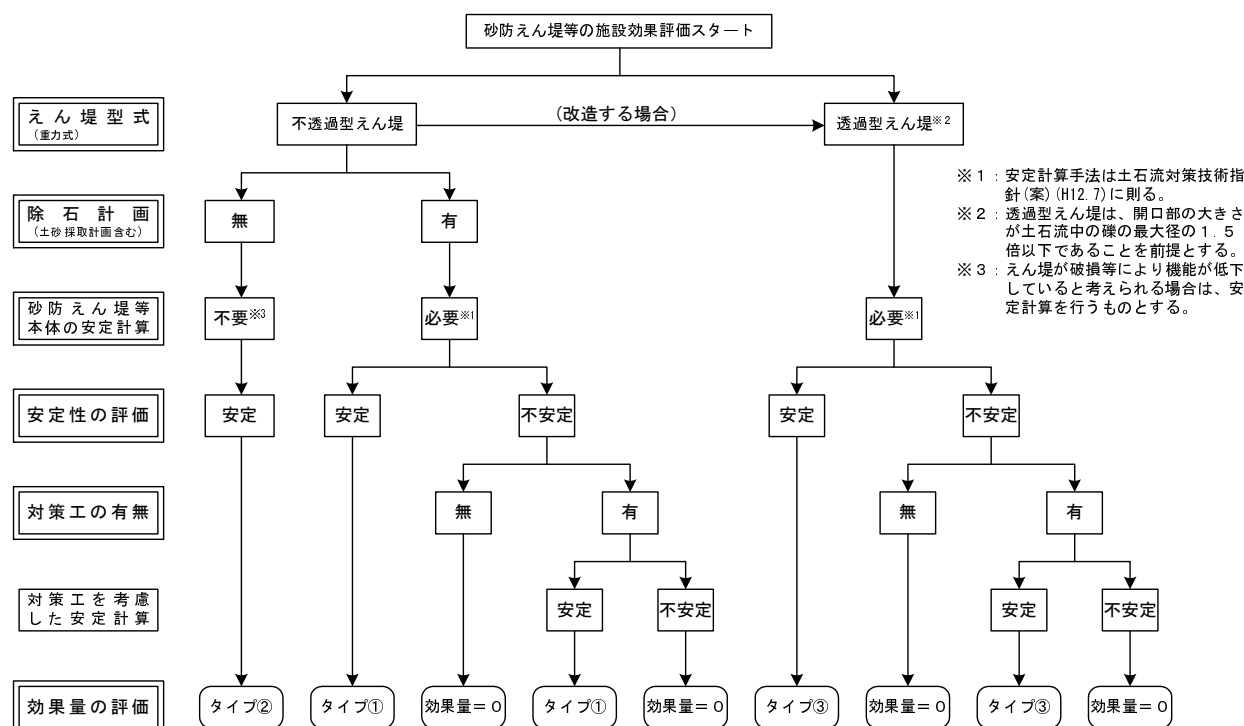


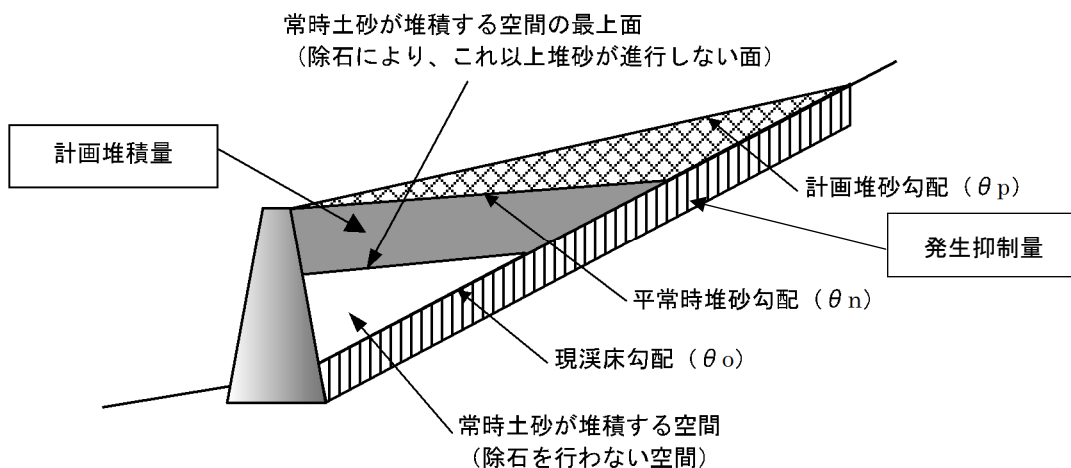
図 3.5 砂防えん堤等の対策施設効果評価フロー

表 3.6 砂防えん堤等の施設効果評価

えん堤の形式	効果量の評価タイプ	効果量		
		計画捕捉量	発生抑制量	空容量(貯砂量)
不透過型	①	○	○	○
	②	○	○	—
透過型	③	○	○	—

※図 3.6参照

・不透過型の場合



・部分透過型の場合

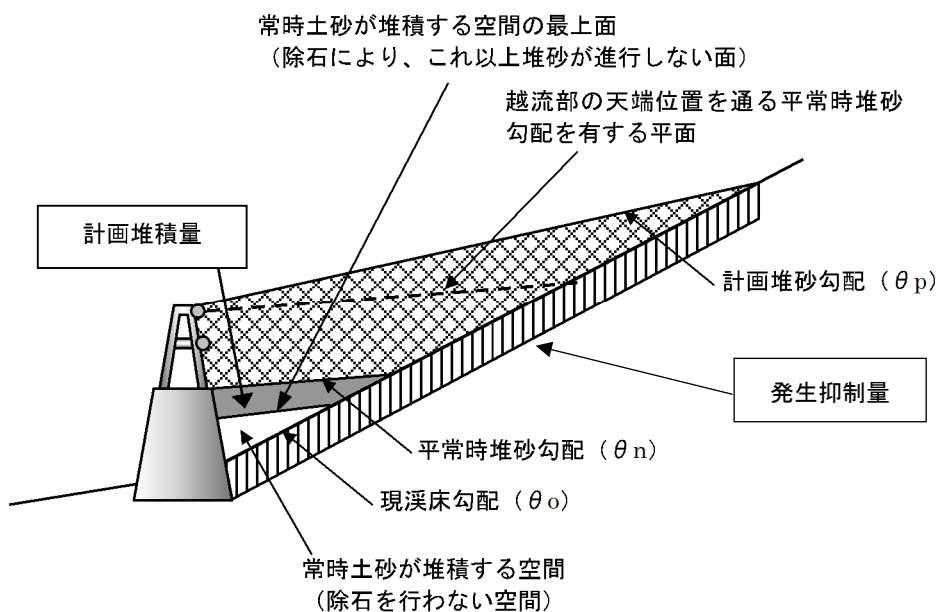


図 3.6 堆砂勾配及び計画捕捉量、発生抑制量

3.2 山腹工の設計

山腹工は、荒廃した山腹の表土の風化その他の侵食を防止し、当該山腹の安全性を向上させる機能を有するものであること。

【解説】

土石流となる可能性のある山腹崩壊を防ぐために山腹工を施工するものとする。山腹工は、何らかの理由で植生が衰退して土砂流出が活発になった区域において、構造物と植生を適切に組み合わせた施工を行って土砂生産の抑制・抑止を図るものである。一般に山腹工を施す必要のある斜面は表土の移動等の理由で植生の自然な進入が困難であるため、まず、斜面自体の安定性を確保することが重要である。また、急傾斜地においては、一般に植生の復旧が困難な場合が多い。崩壊地が保全対象に近く崩壊地の拡大防止を早急に図る必要がある場合には、構造物による山腹斜面補強工の施工を行う必要がある。

設計に当たっては、以下に示す「福岡県砂防技術基準(案)」を参考にできる。

<参考> 福岡県砂防技術基準(案) 平成 22 年 11 月改訂版 設計編 p. 3-1~3-25

第 3 章 山腹工の設計

第 1 節 山腹工の構造

1-1 山腹工の設計

山腹工の設計に当たっては、その目的である機能が十分発揮できるよう考慮し、安全性、維持管理等についても考慮するものとする。

【解説】

山腹工とは、とくしゃ地あるいは崩壊地に植生を導入し、表土の風化、侵食、崩壊の拡大を防止して、土砂生産の抑制を図ることを目的とするものであり、計画編第 2 章第 10 節を参照のうえ設計するものとする。

山腹工の工種は、その目的から山腹基礎工、山腹緑化工に大別される。山腹基礎工とは、のり切工等を行った後の堆積土の安定を図るとともに、山腹排水路を設け、雨水による侵食を防止することにより、施工対象地を将来林地とするための基礎作りを行う方法である。山腹緑化工は、施工対象地に直接植生を導入して緑化を図る工法である。それぞれのなかに含まれる代表的な工種は、次のとおりである。



図 4-3-1 山腹工の代表的工種

1-2 山腹工の工種

山腹工の工種は、一般には次の基準により選定する。

(1) 地質及び気象等の環境別工種

表 4-3-1 地質及び気象等の環境別工種

地質区分 気 象	中・古生層地帯	第三, 第四紀層地帯	花崗岩地帯	火山堆積物地帯
一般地帯	溪流工事に重点をおき、山腹工事では土留工を最小限度とする。	崩壊面の土壌は比較的良好であり、植生の導入を積極的にはかる。	客土的要素をもつ山腹緑化工を十分に行う。斜面は侵食されやすいため被覆を完全に行う。	地形が急峻である為、基礎工事によって地形を修正する。全面被覆工を必要とする所もある。
多雨地帯 (年間降水量 2000 mm以上)	山腹工事に重点をおくが山腹基礎工事を少なくし、山腹緑化工に主力を注ぐ。	山腹基礎工を十分に行う必要がある。	一般地帯に準ずる。	シラス地帯(南九州)がこれに相当する。のり切りは垂直とし、客土的効果のある緑化工を行う。
寡雨地帯 (年間降水量 1500 mm以下)	一般に荒廃は軽微であり、簡単な筋工等である。	山腹緑化工とし、一気に実施する。山腹基礎工は、比較的容易とすることができる。	山腹基礎工は最少限とし、山腹面の緑化に重点をおく。(特に客土的緑化工)	
多雪地帯	なだれを考慮した山腹工事を必要とする。	山腹排水路工の施工密度を高くし、完全排水につとめる。	なだれを考慮した山腹緑化工を必要とする。	
凍上地帯	各種の伏工と植生によって、地表を被覆し温度低下を防止する。階段工は、破壊されやすいため、できるかぎり施工を避ける。			

(2) 荒廃形態別の工種

設計順序にそって工種の選定を検討すると、次のようになる。

- 1) とくしゃ地
- 2) 崩壊地

主に乱伐等によって土壌が流亡し植生がなくなり、表面侵食が行われている箇所(とくしゃ地)では、植生を主体とする山腹緑化工に重点をおいて設計する。

また、山腹の一部の崩落地(崩壊地)においては、土砂の安定を図るため工作物を主体とする山腹基礎工に重点をおいて設計する。

1-3 設計の順序

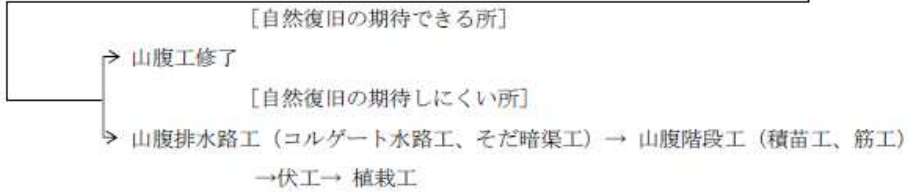
山腹工の設計は、次の順序で行う。ただし、() 内は主として使用される工種である。

(1) とくしゃ地

谷止工→土留工(ブロック板積工)→のり切工→山腹階段工(積苗工,筋工)→伏工(そだ伏工, わら伏工,種子袋工,植生盤工)→植栽工

(2) 崩壊地

谷止工→土留工(コンクリート擁壁工, コンクリートブロック積工)→



[とくしゃ地]

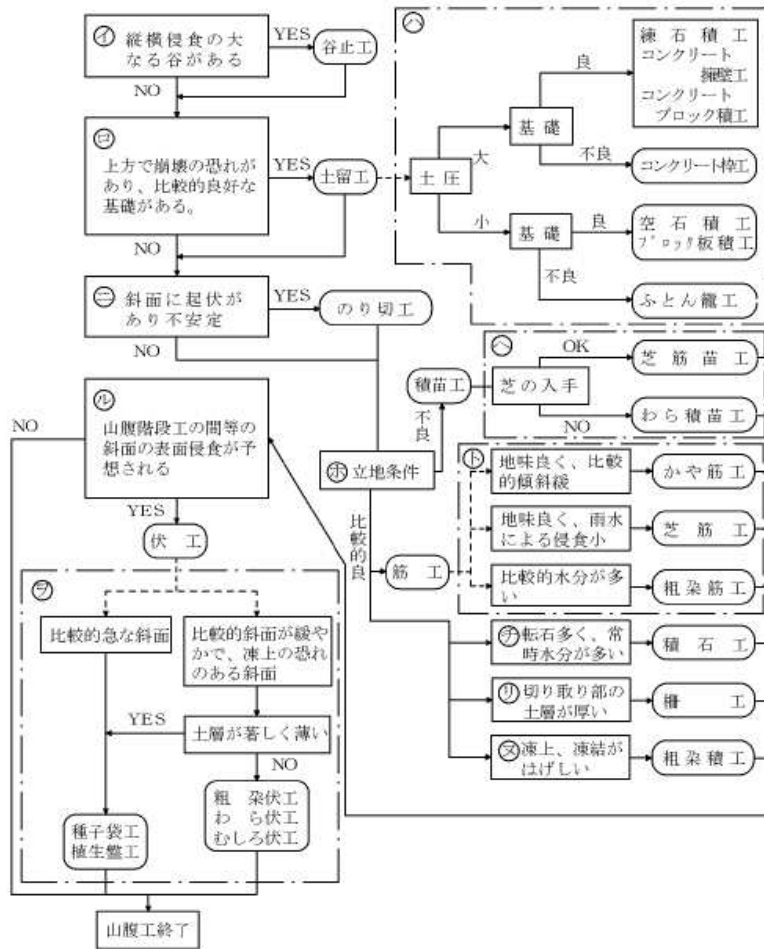


図 4-3-2 とくしゃ地における山腹工の設計

[崩壊地]

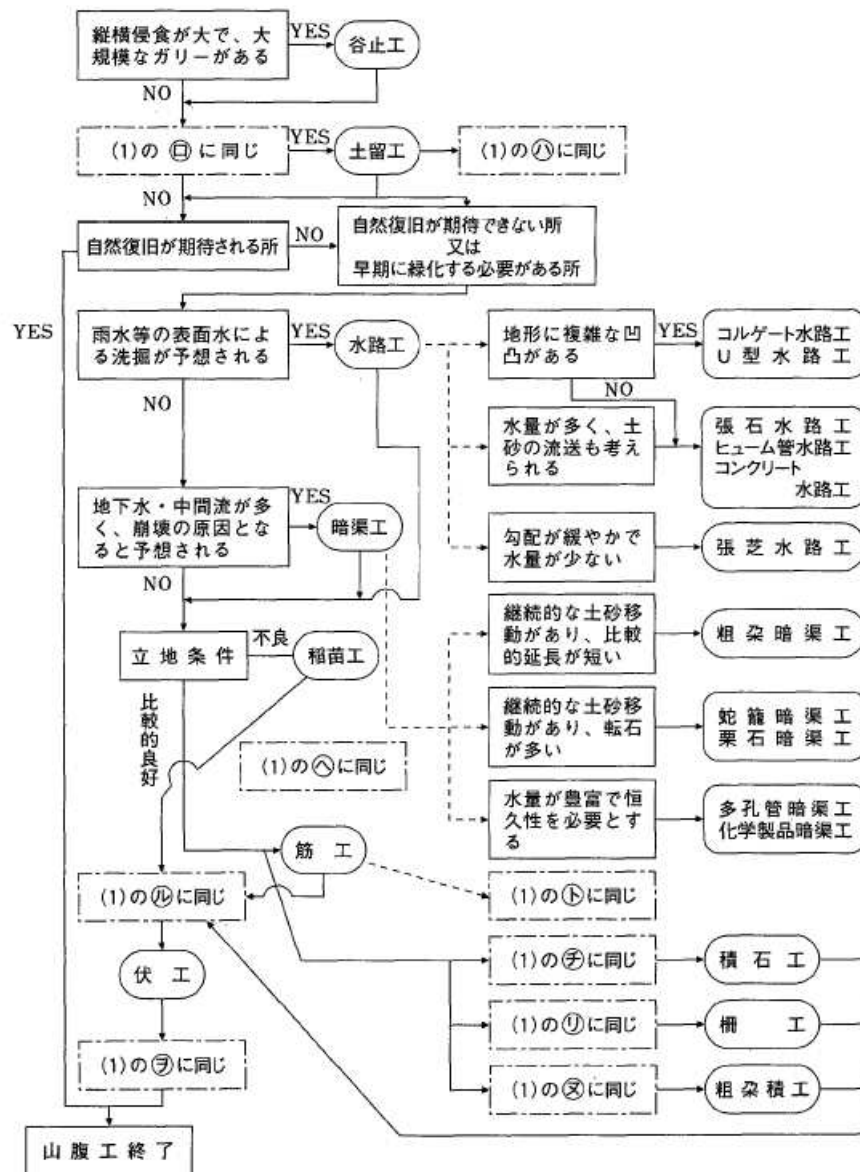


図 4-3-3 崩壊地における山腹工の設計

設計編 3-4

1-4 山腹工の工法

1-4-1 谷止工

谷止工は、第1章に準じて設計するものとする。

【解説】

谷止工は侵食の規模の大きいとくしゃ地及び崩壊地において侵食の防止及び他の工作物の基礎とする工法である。

谷止工の設計は、砂防堰堤に準ずるものとするが、天端幅については、流水の量、流送土砂の形態等の条件から適切と認められる場合は、第1章第3節3-2-2の解説に示された値より薄くすることができる(床固工程の天端幅として1.0~1.5m)。

1-4-2 のり切工

のり切工は、山腹斜面の安定を図りうる構造として設計するものとする。

【解説】

のり切工とは、山腹斜面に不規則な起伏及び急峻な斜面があつて、放置すれば将来斜面の安定を保つことができないと予想される場合、起伏を修正して緩傾斜として安定した斜面を造る工法であり、のり切面の直高が高い場合には原則として上部を急傾斜に、下部を緩傾斜にするものとするが、のり切勾配は1割5分を標準とする。

のり切りが大規模で掘削土砂が多量な場合は、斜面の安定を図るため押さえ盛土を実施する場合もある。押さえ盛土とは、不規則な起伏や急峻な斜面を安定にするため、石積工や編柵工を基礎として土砂等により盛土して緩斜面を造る工法であり、一般に施工地付近に石材が多い場合は石積工とし、石材の乏しい場合は編柵工を基礎とする。

1-4-3 土留工

土留工は、地形、地質、気象等の条件及び安全性を考慮して、設計するものとする。

【解説】

土留工は、のり切工において堆積地の傾斜が急な場合、堆積土砂の安定を図り、上部に施工する山腹工の支えとするものである。また、とくしゃ地及び崩壊地の斜面が急勾配である場合や上部の林地が急傾斜である場合は、土留工を計画することにより、のり切面積を最小限にとどめ、のり勾配を緩和させることができる。

使用する材料によって、ブロック板積工、コンクリート擁壁工、コンクリートブロック積工、石積工、ふとん籠工、コンクリート枠工等に分けられる。

① ブロック板積工

ブロック板積工は、使用される資材は比較的軽量で運搬や現場での組み立ても簡便であるが、練積みや蛇籠による土留工に比べれば、土圧に対する抵抗力は低く、基盤が不安定で滑動するようなどころでは破壊される危険がある。

積重ねはある程度まで可能であるが、高さは原則として1.6m以下とする。控板を用いる工法で

は積み上げを3段(0.9m)以下にし、最高でも4段(1.2m)までにとどめる。裏側には礫の充填をするほか、ソイルコンクリート等を用いて補強することが望ましい。(図4-3-4参照)

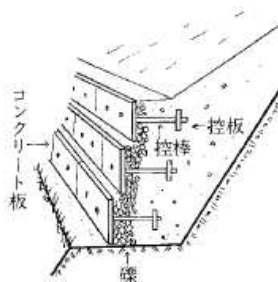


図4-3-4 ブロック板積工

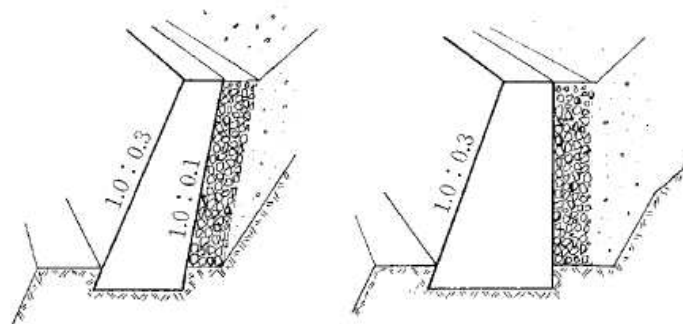
② コンクリート擁壁工およびコンクリートブロック積工

コンクリート擁壁工およびコンクリートブロック積工は、一般土木工事に準じて使用するものとする。(図4-3-5参照)

コンクリート擁壁工は山地の不安定な土層が多くて背面土圧が大きく、地の土留工では不適当な場合に採用する。

コンクリート擁壁工の高さは原則として4m以下とし、背面土圧が大きい場合には天端厚を30cm、表のりを3分、裏のりは土圧に応じて決定する。裏込め礫の厚さは30cm以上として浸透水の排除に十分配慮し、原則として水抜きを設ける。

なお、コンクリートは温度によって膨張、収縮し、不規則な亀裂を生じやすいので、延長が20mを超える場合は10~15mに1箇所程度の伸縮継目を設けることが必要である。



(a) 背面が地山に接近

(b) 背面土層が厚いところ

図4-3-5 コンクリート擁壁工

③ 石積工

石積工には、空石積工、練石積工があり、いずれも背面土圧が比較的小さい場合に設定するが、自重はかなりあるので堅固な基盤の上に施工する。

空石積工は高さ 2m を限度とし、のり勾配は 5 分より急にしないことを標準とする。また、練石積工は高さ 3m を限度とし、のり勾配は 3 分より急にしないことを標準とする。

石積工には、水抜き穴を設け、延長が 20m 以上になるときは、10～15m ごとに縁切り目地をつけるようにする。(図 4-3-6 参照)

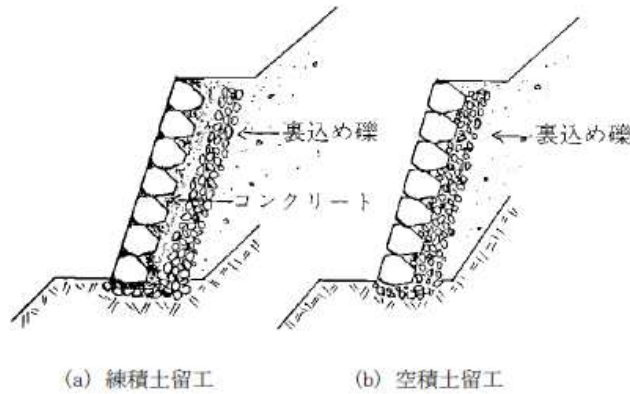


図 4-3-6 石積工

④ ふとん籠工および蛇籠工

ふとん籠工および蛇籠工は、施工斜面の地盤が軟弱で不安定なため、前述したコンクリート土留工や練積・空積土留工では不等沈下や滑動を生じ、破壊を来すおそれがある場合に採用する。

ふとん籠工および蛇籠工は鉄線が腐食すればその機能は失われるが、崩れた場合でも被害が起こらないよう、その高さは原則として 2m 以下とする。また、各段を一体的な構造として滑動を防ぐために、2m 間隔に止め杭を打って固定する。止め杭は、腐朽しにくい樹種を使用するものとする。

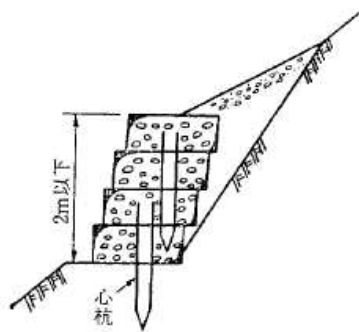


図 4-3-7 布団籠工

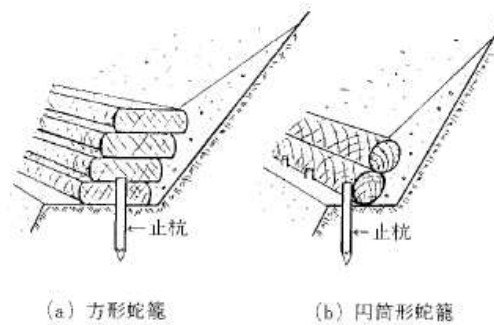


図 4-3-8 蛇籠工

⑤ その他

- a) のり枠工は表土の欠乏した急斜な基盤に客土を導入して、植物の生育基盤をつくるために採用される。強力なアンカーによって固定された枠工は、風化基盤を固定する機能を持ち、斜面の安定を強化することができる。のり枠工には工場製品によるブロックのり枠工と現場打ちのり枠工がある。急斜な風化基盤など、やや不安定なところや不整形な斜面では現場打ちのり枠工を行い、傾斜が 45° 以下で崩落の恐れのない斜面では、ブロックのり枠工を適用する。
- b) 丸太積工は、施工地周辺で丸太が得られ、コンクリート擁壁工や石積工などのように強度を要しない場合に用いる。丸太積工は軽量で土圧に対する抵抗力も小さいので、一般には雨水が集水しにくいところに適用する。丸太積工は耐久力が劣るので、破壊されても被害が広がらないよう高さは原則として1.5m以下にし、のり勾配は3分以上とする。
- c) 方格枠工は地盤が軟らかく支持力が不均等なために、コンクリート擁壁工や石積工などでは破壊を生ずるおそれがあるところで施工され、枠の中に詰め込んだ石礫の自重によって土圧に抵抗するものである。一般に基盤の不安定な箇所に設定するので、高さは原則として3m以下とし、それ以上の高さを要する箇所では間隔をあけて、2段に積むか控えを長くして設定する。
- d) コンクリート杭工は基礎地盤の不安定な箇所に使用するものとする。

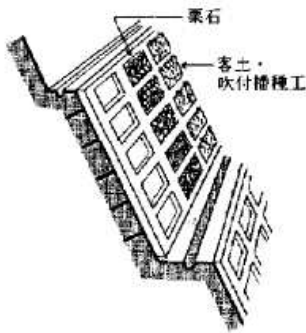


図 4-3-9 コンクリートのり枠工

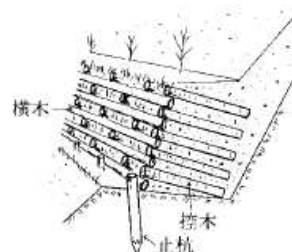


図 4-3-10 丸太積工

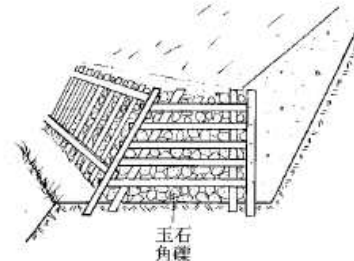


図 4-3-11 方格枠工

1-4-4 水路工

水路工は、流水を速やかにかつ安全に計画対象区域外へ排水しうる構造として設計するものとする。

【解説】

水路工は流水による斜面の侵食を防止するために設けるものであり、その設計においては、勾配の急変を避けるとともに徐々に緩勾配に移すこととし、崩壊地帯の凹部の地盤に十分埋め込み、周囲の流水を集めやすいように配慮する。通水断面は、対象流量を安全に流し得るよう十分に余裕を持たせる。また、水路工の上、下流端には、土留工あるいは帯工を設ける。また、水路長が長い場合には、水路長 20~30m ごとに帯工を設けて水路の安定を図る。

また、土留工、帯工等により落差が大きくなる場合は、流水を十分に受けられる形の受口を設ける。その規模は落差の大きさによって変わるが、取付け幅は上部水路の両端から左右に 45° に広げ、長さは落差高の 3 倍(水平長)程度とする。(図 4-3-12(a)参照)

水路工の種類は、使用材料によってコルゲート、張石、ヒューム管、コンクリート水路工等に分けられる。

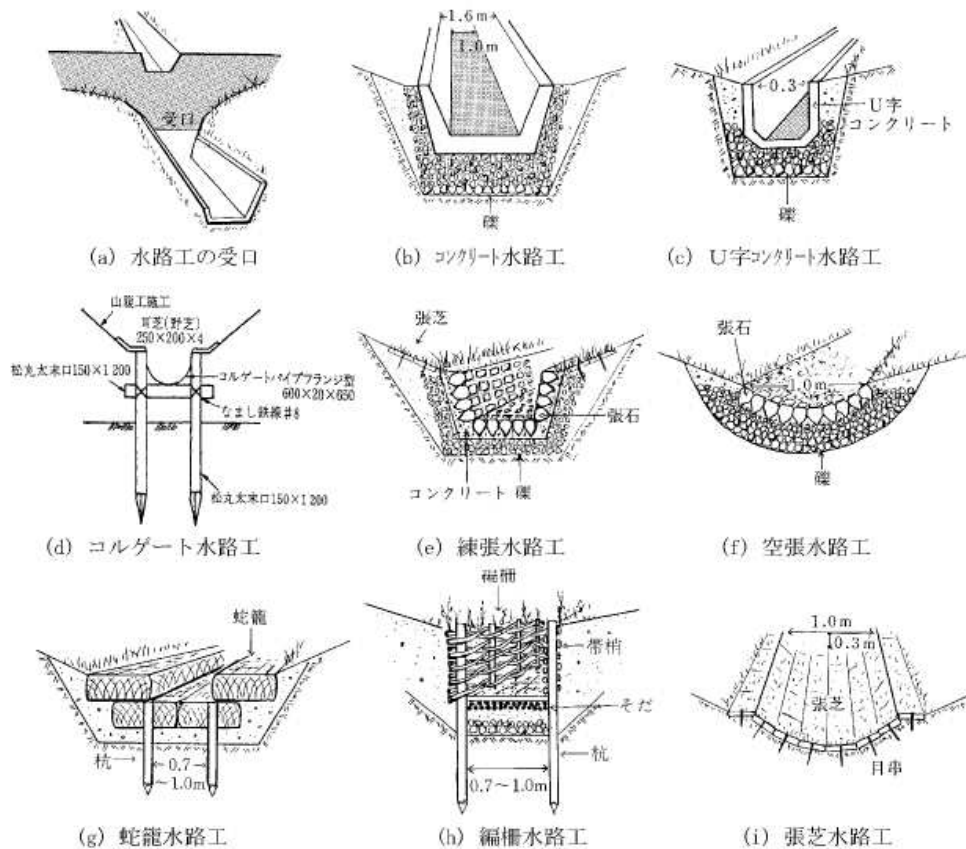


図 4-3-12 水路工

1-4-5 暗渠工

暗渠工は、原則として不透水層の上に設けるものとし、速やかに地下水を地表面に導き、排水しうる構造として設計するものとする。

【解説】

暗渠工は、斜面の安定に対して悪影響を及ぼす恐れのある地下水を排除するために設けるものであり、湿潤な所や湧水の生じる所などの地下水を最も容易に排水できるように配慮し、地山の不透水層の上部に設けるものとする。

暗渠工の使用材料としては、そだ、蛇籠、栗石、集水管(多孔管、化学製品等)がある。

① 粗朶暗渠工

湧水がなく集水の少ないところで、粗朶の入手しやすい場合に採用するが、粗朶は礫暗渠に比べて間隙が小さく、目詰まりしやすく、また腐りやすいので、小規模な暗渠排水工として施工する。粗朶は径0.7m程度の束とし、1mごとに止杭(径0.1m、長さ1.6m)を打ち込んで固定する。

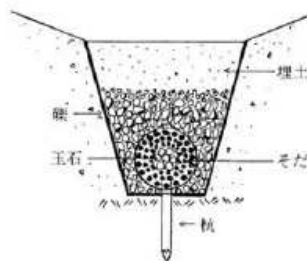


図 4-3-13 粗朶暗渠工

② 蛇籠暗渠工

構造は礫暗渠とほぼ同様であるが、蛇籠によって礫が固定されるので、地盤が軟弱なところ、山腹の傾斜がやや急で不規則な移動の生ずるおそれがあるところでも施工できる。中詰め石が施工地付近で得られやすいところで採用する。原則として円筒蛇籠を用い、中詰め石は亀裂が少なく、風化しにくいもので、蛇籠の網目以上のものを用いる。

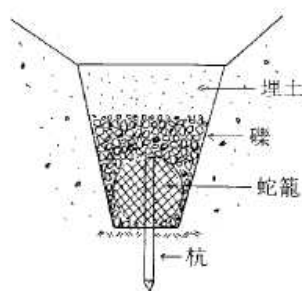


図 4-3-14 蛇籠暗渠工

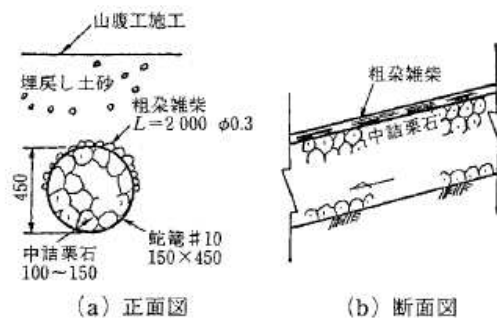


図 4-3-15 蛇籠暗渠工の例(単位: mm)

③ 礫(栗石)暗渠工

礫が容易に使用でき、湧水や表層からの中間水が多く、集水量の多いところに施工する。暗渠工の断面は一般に高さ0.5～1.0m、底幅は0.3～0.7mとすることが多い。礫の径は15～30cmのもので、下方に大径のものを、上方に小径のものを詰めるようにし、詰め石の上部を粗朶等で覆い、周囲からの土砂の流入で目詰まりが生じないようにする。なお、地盤の侵食を防ぐため底部にビニール等を敷いて、透水を防ぐようにする。

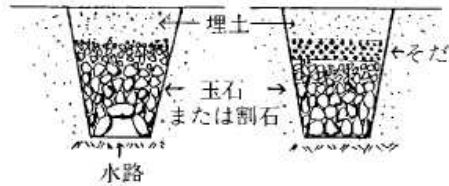


図 4-3-16 礫暗渠工

④ 集水管暗渠工

常水があり集水量が多く、他の暗渠工では不適当な場合に採用する。集水管にはコンクリート管、ヒューム管、浸透性のあるポーラスなコンクリート管、集水孔のある合成樹脂製の管などがあるが、これらの集水機能には差があるので、地下水の多小や土質等の状態によって、種類や大きさを使い分ける。暗渠工の底幅は使用する集水管の外径によって異なるが、高さは0.5～1.0mとし、上部には礫を詰め、さらに粗朶等で覆いをする。

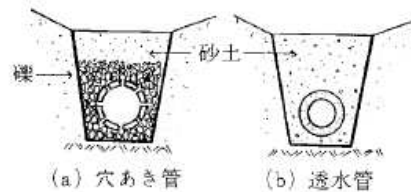


図 4-3-17 集水管暗渠

1-4-6 柵工

柵工は、山腹斜面の表土の流出を防止しうる構造として設計するものとする。
 なお、柵工は原則として切り取り部で使用するものとし、盛土部での使用は避けるものとする。

【解説】

柵工は、施工地付近に山芝や石材が乏しく、山腹斜面の土層が比較的厚く植生の導入が容易な箇所において用いるものとする。

柵工は、使用材料によって編柵工、コンクリート板柵工等がある。

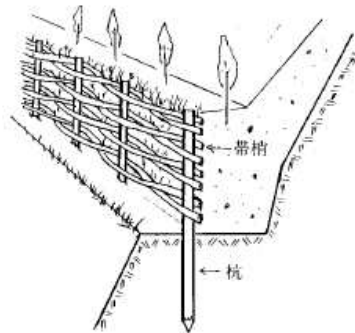


図4-3-18 編柵工

1-4-7 積苗工

積苗工は、地山が露出した斜面の安定を図りうる構造として設計するものとする。その工法は、地形、地質、気象等の条件に応じて選定するものとする。

【解説】

積苗工は、地山に直高1.5m程度、幅1m程度の階段状の段切りを行った後、芝又はわらを積み、土砂で埋め戻し植栽床とするものである。

積苗工は、使用材料によって芝積苗工、わら積苗工等に分けられる。芝積苗工は、寡雨、乾燥地帯の荒廃地の積苗工として代表的なものであって、芝の供給可能な場所に適する(図4-3-19(a)参照)。立て芝とする場合は、通常3枚以下とする。わら積苗工は、芝積苗工の主材料である芝の不足場所に設けるものとする。(図4-3-19(b)参照)

なお、段積苗工とは、積苗工を斜面において階段的に連続して設ける工法で、主に堆積土砂の上に施工するものである。

(1) 積苗工

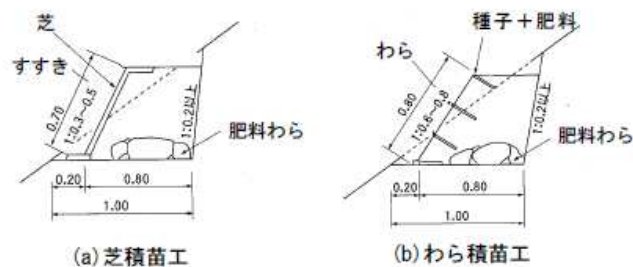


図4-3-19 積苗工の例(単位:m)

(2) 段積苗工

段積苗工は積苗工を連続的に幾段にも重ねて施工するもので、主として堆積土砂の上に施工するものである。

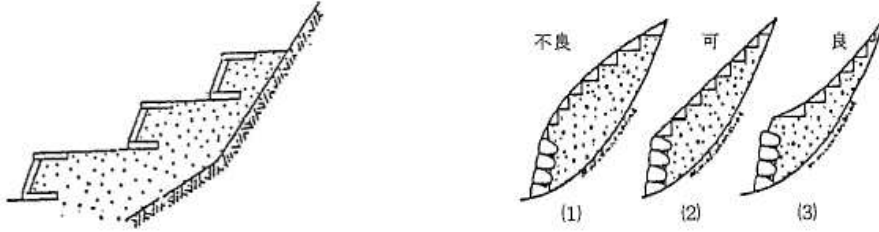


図 4-3-20 段積苗工の例

1-4-8 筋工

筋工は、斜面の安定を図りうる構造として設計するものとし、その工法は、地形、地質、気象等の条件に応じて選定するものとする。

【解説】

筋工には、使用する材料によってかや筋工、芝筋工、そだ筋工等に分けられる。

かや筋工は、一般に直高 1.0~1.5m、階段幅 0.4~0.6m、かやを 1m 当たり 0.2~0.3 束で施工する。また、地味のよい比較的傾斜の緩やかな堆積土の地帯でかやの生長が期待できる箇所では、階段を設けない場合もある。(図 4-3-21 参照)

芝筋工はとくしや地帯の雨水による侵食の少ない箇所に、かやの筋工の代わりとして施工される。(図 4-3-22 参照)

そだ筋工は、比較的水分の多い所でそだの入手しやすい箇所に施工される。一般にそだ筋工は、直高 1.0~1.5m 程度、階段幅 0.6~0.8m 程度、そだの積高 40 cm 程度、そだの長さ 40 cm 程度、そだ束の径 10 cm 程度とし、その束の間にかや株あるいは多年生草を埋め込みそだの腐朽に備えるものとする。(図 4-3-23 参照)

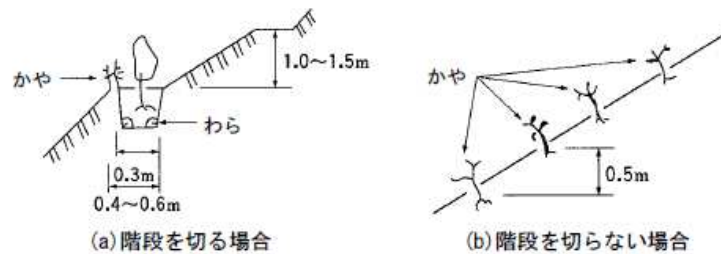


図 4-3-21 かや筋工

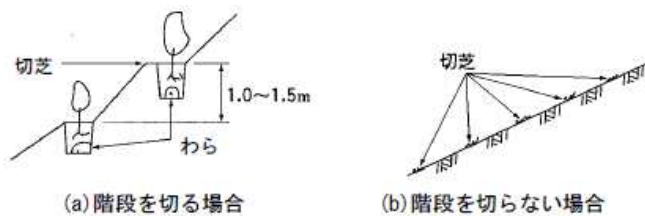


図 4-3-22 芝筋工

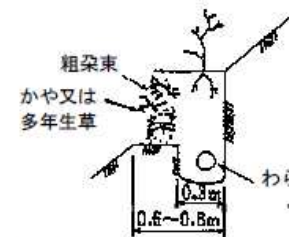


図 4-3-23 そだ筋工

1-4-9 伏工

伏工は、積苗工、筋工等の間ののり面における表面侵食を防止しうる構造として設計するものとし、その工法は、地形、地質、気象等の条件に応じて選定するものとする。

【解説】

伏工には、使用材料によって、そだ伏工、むしろ伏工、網状工等がある。

伏工は、崩壊地やとくしゃ地においてのり面の表面侵食を防止する工法で、使用材料が腐朽するまでにのり面を安定させるため、草木の種子を播種することが望ましい。この場合、主としてそだ伏工、網状工を用いる。

また直接播いた草木の種子の流亡防止を目的とし、施工地の立地条件が比較的よい箇所では、わら伏工、むしろ伏工等を用いる場合もある。

そだ伏工は一般に比較的面積の小さなとくしゃ地、又は積苗工、筋工等ののり面に用いられ、そだの入手が容易で止杭が確実に打ち込める箇所に用いる。一般にそだ伏工は、そだを横に並べ、1.0m以内ごとに縦木（押木）を設置し、止杭によって固定する。（図4-3-24参照）

網状工は、緩傾斜で軟弱な山腹に適合している。網目の大きさは普通縦径2m、横径4mの菱形とし、接合点及びそだの中間を竹串又は杭により固定する。（図4-3-25参照）

網目には、施工地に適した根の繁茂する苗木を植栽することもある。なお、最近では合成樹脂製品を利用してその中に草木の種子を入れた種子袋工や植生盤工等が多く利用されている。（図4-3-26参照）

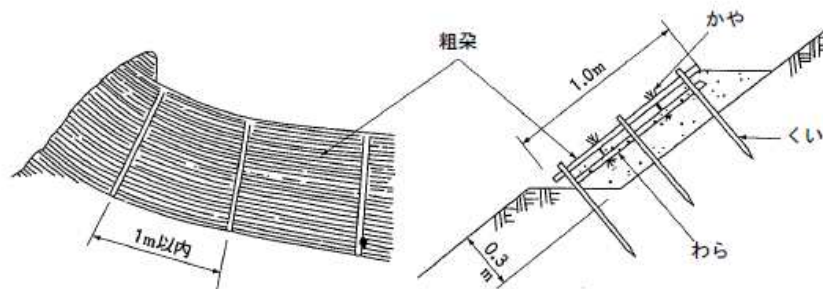


図4-3-24 そだ伏工

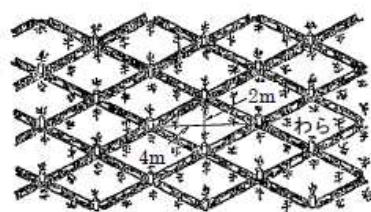


図4-3-25 網伏工

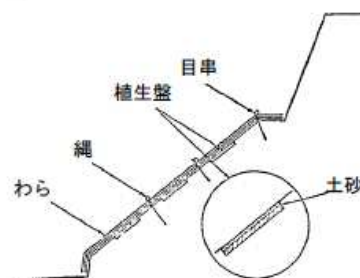


図4-3-26 わら伏工及び植生盤工

1-4-10 実播工

実播工は、草木の種子を直接播くことにより早期に緑化が図りうるよう設計するものとする。

【解説】

実播工は草木の種子を直接播き早期に緑化を図ることが目的であり、山腹斜面が緩やかで土壌条件の良好な箇所に用いる。実播工として使用する草木類は、周囲の植生状況を考慮し、単一なものに片寄らず成長期間の異なる草木を選択することを原則として、乾燥地、瘠地に耐えるもの、根系、地上茎がよく繁るもの、再生力が強く多年生であるもの、草丈が低く広がり性の大きいもの、秋から早春にかけて生長するものを用いる。

実播工を急傾斜地で用いる場合は、一般に伏工等により種子、肥土の流亡を防ぐことに留意する必要がある。

実播工に用いる草木は表 4-3-2 を標準とする。

表 4-3-2 主要山腹砂防用草木類

種名	成長期間	特性	耐寒性	耐暑性	耐旱性	耐酸性	求肥性
チカラシバ	多年生		中	中	中		小
トハギ	同		強	強	強		小
イタドリ	同	煙害地に適する	強	強	強	強	小
ヨモギ	同		強	強	強		小
カキヤ	同		強	強	強		小
ケンタッキー 31 フェスク	同	適地性大、常緑	強	中	中	強	大
レッド フェスク	同	寒冷地に適す	強	強	強	強	中
レッド トップ	同	被覆力が大	強	強	強	強	小
チモン	同	寒さと混地に強い	非常に強	弱	弱	強	大
ウイセツク ラフ グラス	同	他の草を圧倒する	弱	強	強	強	小
イタリ アンライ グラス	1~2年	冬期の施工に助長種として混合する	強	弱	弱	強	大
パーミュータ グラス	多年生	高温でないと発芽しない	弱	強	強	強	小
ホワイトコーパー	同	いね科の草と混播する	強	弱	弱	中	小
オーチャード グラス	同	耐陰性が特に高い	強	中	中	強	大

1-4-11 植栽工

植栽工は、早期に緑化することにより斜面の安定を図りうるよう設計するものとする。その工法は、地形、地質、土壌、気象等の条件に応じて選定するものとする。

【解説】

植栽工に用いる適木としては、乾燥地、瘠悪地に耐えるもの、根系の発達が旺盛で速やかに土地を固定するもの、萌芽力の旺盛なもの、諸種の害（病中害、寒気、早害、温度変化）に対して抵抗力の大きいものを用いる。

植栽工に用いる樹木は、表 4-3-3 を標準とする。

① 積石工

積石工は、常時水分の多い所又は雨水が集中してのり切面の土砂が流出しやすい所で強度を必要とする箇所に適し、山腹に凹凸が多くかつ地質が堅い箇所ののり切土に際して、転石が多い箇所で積苗工の代わりに用いる工法であり、通常石の控え長は 30 cm 程度、のり勾配は 3~4 分、積石の高さ 0.5~1.0m、犬走り 15~20 cm を標準とする。積石工は、図 4-3-27 を参考に設計するものとする。

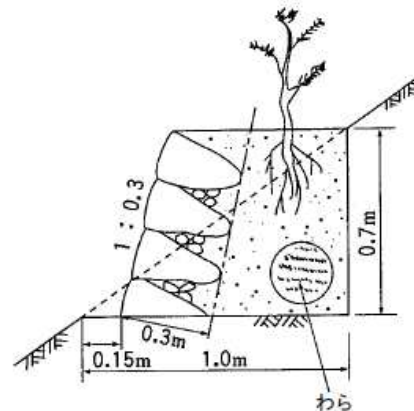


図 4-3-27 積石工の例

② そだ積工

そだ積工は、一般に凍上、凍結の激しい地帯で山腹斜面の水分保有量を大きくするために用いる工法で、高さ 1.0m 程度を標準とする。

そだ積工は、図 4-3-28 を参考に設計するものとする。

表 4-3-3 主要山腹砂防用樹木類

樹種名	適応性	造林方法	特性							
			活着力	根系の発達	耐せき悪性	耐乾性	耐湿性	耐寒性	耐陰性	耐酸性
アカマツ	潮風に弱いから内陸に用いる	植栽播種	良	良	大	大	小	大	小	
クマツ	最も一般的である	同	良	良	大	大	中	大	小	
ニセアカシア	崩壊地、やや肥沃なほげ山	同	良	良	大	大	小	大	中	小
イゲナシニセアカシア	一般の荒廃地に適するが、強風地、寒冷地は不適	植栽挿し木	良	良	大	大	小	大	小	
イタハキ	適応性は最も高い	枝まき播種	良	良	大	大	小	大	小	中
ヤマキ	イタハキに準ずる	播種同上	良	不良	大	大	小	大	小	中
ハシキ	乾燥に強い	植栽	良	中	大	大	大	大	小	大
ヤマハシキ	高冷地に適する	同上	良	良	大	大	大	大	中	大
ヒメシャブシ	寒冷地以外には適する	同上	良	良	大	大	小	大	小	大
オホハシシャブシ	大部分の荒廃地に適する	同上	良	良	大	大	小	大	中	大
ヤマモミ	暖地に適する	同上	不良	良	大	大	小	大	小	大

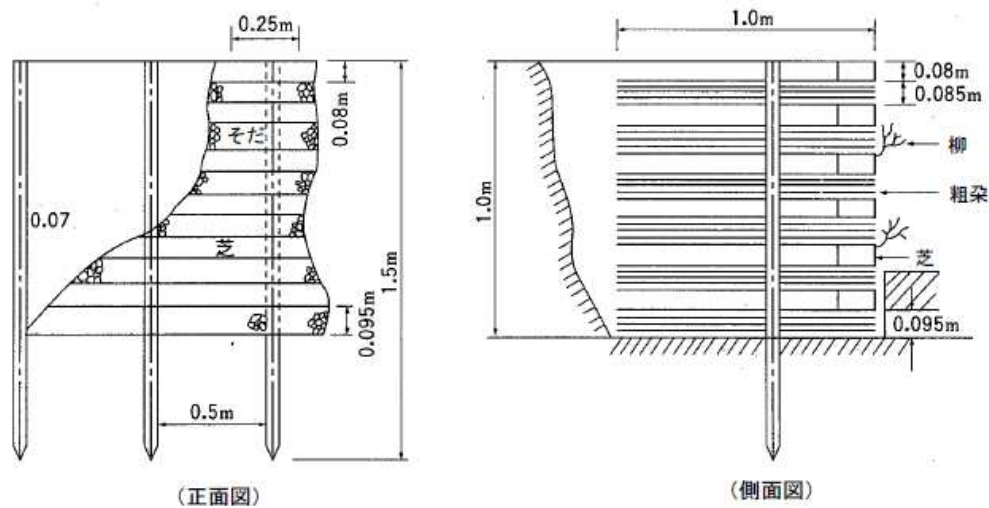


図 4-3-28 そだ積工の例

③ 等高線壕工

等高線壕工は、とくしや地等の荒廢地に等高線に沿った溝を設け、斜面に降った雨水、雪等を山腹に滞留、草木の生長を可能ならしめて土砂の流出を防止する工法である。

溝は等高線に沿って水平に掘るものとし、間隔は 6~12m を標準とする。溝は 6~12m 間隔で間仕切土堤を設けるものとし、その堤高は谷側の溝の土堤より 10 cm 程度低くする。溝の断面は、山腹の傾斜、表土の状態を考慮し、貯留水が越流しないよう十分な断面とする。

溝が比較的大規模な (0.6×0.6m 以上) 谷を横断する場合は、溝の横断前後に谷側の堤防と同高の間仕切土堤を設けることを標準とする。

等高線壕工は、図 4-3-29 を参考に設計するものとする。

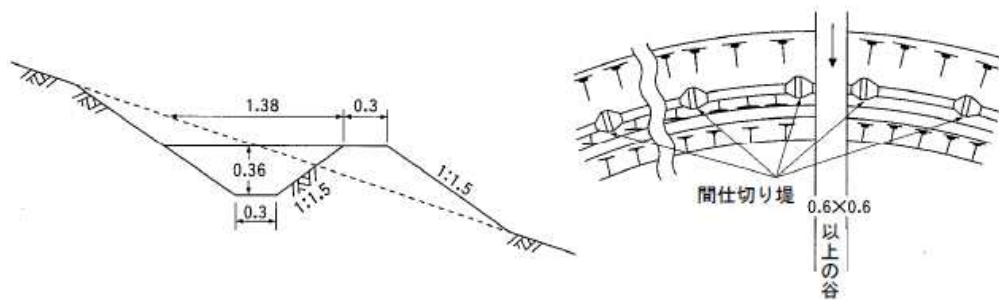


図 4-3-29 等高線壕工の例

1-5 標準実施断面図



図 4-3-30 とくしゃ地（施工例）断面図（単位：m）（再掲）

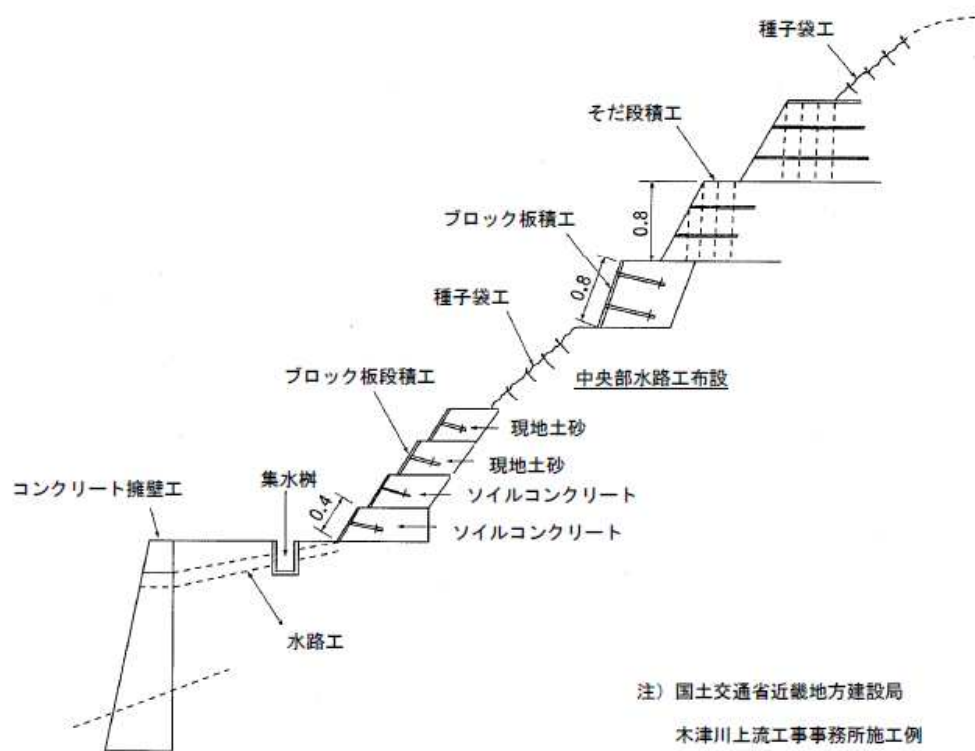


図 4-3-31 崩壊地（施工例）断面図（単位：m）（再掲）

1-6 法面保護工等を主体にした山腹工

法面保護工を主体にした山腹工は、一般的には崩壊侵食し、不規則な起伏を有する山腹斜面を切り取り整理し、法面保護工として張芝、種子吹付工、穴工法、法枠工、コンクリート張工、ソイルセメント及びモルタル吹付工等を施工する工法が採用されている。しかし、できるかぎり緑化対策を講ずる計画とすべきである。

1-6-1 切土工の設計

(1) 法面勾配

切取勾配は、労働安全衛生規則に準ずるものとする。

表 4-3-4 労働安全衛生規則(1/2)

(崩壊又は岩石の落下の原因になる亀裂がない岩盤からなる地山、砂からなる地山及び発破等により崩壊しやすい状態になっている地山を除く)

地山の種類	掘削面の高さ (単位：m)	掘削面の勾配 (単位：度)	採用値
岩盤又は堅い粘土 からなる地山	5.0 未満	90(直)	直
	5.0 以上	75(1:0.27)	1:0.3
その他の地山	2.0 未満	90(直)	直
	5.0 未満	75(1:0.27)	1:0.3
	5.0 以上	60(1:0.58)	1:0.6

※) 掘削面に奥行きが 2m 以上の水平な段があるときは、当該段により区切られるそれぞれの掘削面を掘削面の高さとする。

※) 上表の“採用値”を加筆。

表 4-3-5 労働安全衛生規則(2/2)

(崩壊又は岩石の落下の原因になる亀裂がない岩盤からなる地山、砂からなる地山及び発破等により崩壊しやすい状態になっている地山を対象)

地山の種類	掘削面の高さ及び 掘削面の勾配	参考
砂からなる地山	5m 未満 又は 35° 以下	1:1.43 以下
発破等により 崩壊しやすい状態 になっている地山	2m 未満 又は 45° 以下	1:1.0 以下

(2) 小段

- ① 原則として切土高5.0～7.0mごとに1.5m以上の小段を設けなければならない。2.0m以上の小段を設ければ、法面はこの小段で分離されたものとして取扱われるので、施工上問題がなくなる。
- ② 小段は法面の内側に向けて勾配(10%程度)を設け、雨水による法肩部の洗掘を防止する構造とする。ただし、法面保護工として、雨水の浸透のないソイルセメント吹付工、モルタル吹付工等を計画した場合はこの限りでない。
- ③ 小段には、集水路溝(0.3×0.3m以上)を設けなければならない。ただし、法面保護工とし、雨水の浸透のないソイルセメント吹付工、モルタル吹付工等を計画した場合はこの限りでない。
- ④ 小段面は法面保護工程度以上の工法で保護し、表面水は排水溝で速やかに処理すること。

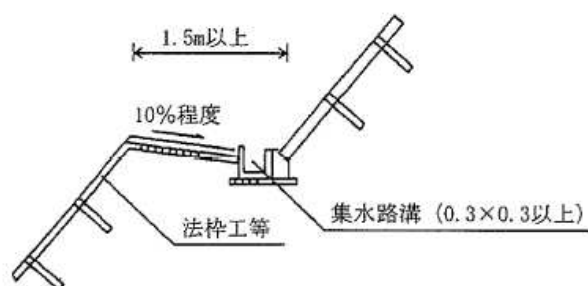


図 4-3-32 小段排水の基本構造例

(3) 法面処理

法面は小段も含めて全面被覆とし、できる限り緑化対策を講ずるものとする。

(4) 排水処理

- ① 法面及び小段には集水路溝及びたて排水溝を設け、できるだけ速やかに安全な位置まで導水すること。
- ② 縦排水溝は、可能な限り地山に這うように設ける計画とすべきであるが、盛土内に布設する場合は、沈下について注意する必要がある。(杭の施工等)
- ③ 排水溝の基礎部分は、地下水の水筋となりやすいので必要最小限にとどめ、栗石基礎は採用しないものとする。
- ④ 水路勾配の急変あるいは屈曲部の跳水、越水、溢水による埋戻部の侵食を防止するため、必要に応じて張コンクリート、張ブロック等を計画すること。
縦排水溝と集水路溝が交わる点等、跳水、越水、溢水の考慮される箇所には減勢工を計画すること。

(5) 周辺処理

施工区域に隣接する法肩、法尻、側面においては、施工面となじむように以下の事項を考慮すること。

- ① 法肩部には原則として余裕地を確保すること。(図4-3-33)
- ② 背後地からの表流水は集水路溝を設け、法面を流下しないようにすること。
- ③ 法尻部には、原則として余裕地をとり、表面処理を計画すること。(図4-3-34)

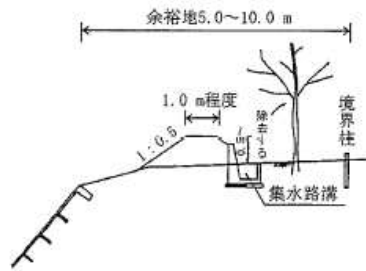


図 4-3-33 法肩部の処理

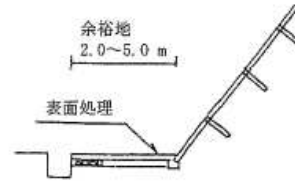


図 4-3-34 法尻部の処理

1-6-2 盛土工の設計

(1) 法面勾配

法面勾配は原則として1:1.5より緩とするが、盛土高が2.0m未満のものについては1:1.5より急としてもよい。

(2) 盛土高

盛土高は原則として直高15mまでとする。

(3) 小段

原則として、盛土高5.0mごとに1.5m以上の小段を設けなければならない。

(4) 法面処理

- ① 法面は小段も含めて全面被覆とし、できる限り緑化対策を講ずるものとする。
- ② 法面をコンクリート等で完全に被覆する場合は、必ず水抜工を設けるものとする。
- ③ 法尻には擁壁工などの土留施設を設けるものとする。

(5) 排水処理

以下に規定する以外は切土工の排水処理の規定による。

- ① 谷部の盛土を行う場合には、本川、支川にかかわらず在来の溪床に必ず暗渠工を設計しなければならない。
- ② 暗渠工は集水効果を考慮し、縦断方向のみならず、谷の横断方向にも樹枝状に埋設し、完全に地下水の排除ができるように計画する。
- ③ 暗渠工における幹線部分の管径は30cm以上とし、支線部分の管径は15cm以上とする。
- ④ 幹線部分の暗渠工は有孔ヒューム管にフィルターを巻いた構造とし、集水部分是有孔ヒューム管、または地下排水暗渠の構造とする。

- ⑤ 支浜がない場合、または支浜の間隔が長い場合には、20～40m間隔で集水暗渠を設けるものとする。

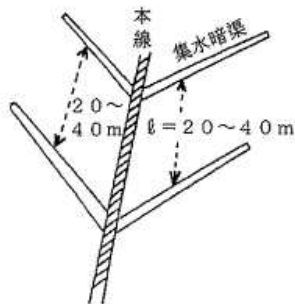


図 4-3-35 排水処理の基本構造例（平面図）

- ⑥ 小段のある盛土の場合には、小段毎にフィルター層を設け、速やかに伏流水を排除するものとする。なお、フィルター層の奥行きは10m程度とする。

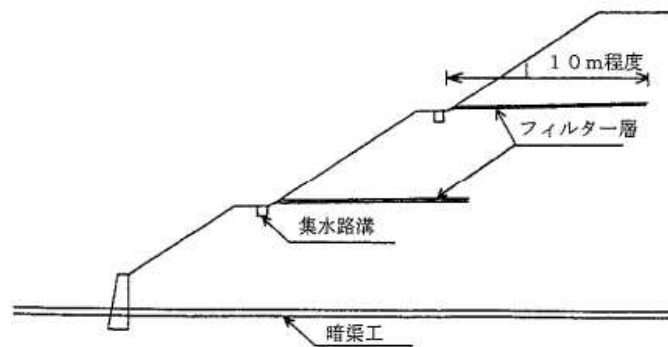


図 4-3-36 小段排水の基本構造例（側面図）

- ⑦ 盛土高が15.0m以上となる場合は、盛土の中間部の地山と接する部分に集水暗渠を設けるものとする。

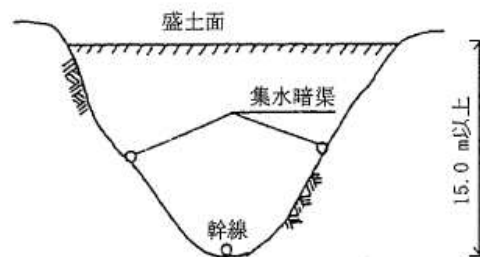


図 4-3-37 排水処理の基本構造例（断面図）

(6) 周辺処理

- ① 盛土背後地からの表流水が法面に流入しないよう集水路溝を設けること。
- ② 法尻部には、現地の状況に応じて土留壁を設けること。
- ③ 盛土側面の地山部が崩壊し、排水溝の埋塞の原因となるので、法切り、伐採など、山腹法面処理を行うものとする。
- ④ 現地盤の横断方向の地表面勾配が急峻な場合には、表土を除去した後に段切を施工し、その上に盛土を行わなければならない。
- ⑤ 排水路などが地山から盛土部分に移行する場合には、地山側に摺り付け区間を設けて、水路等の支持力の不連結を避けなければならない。

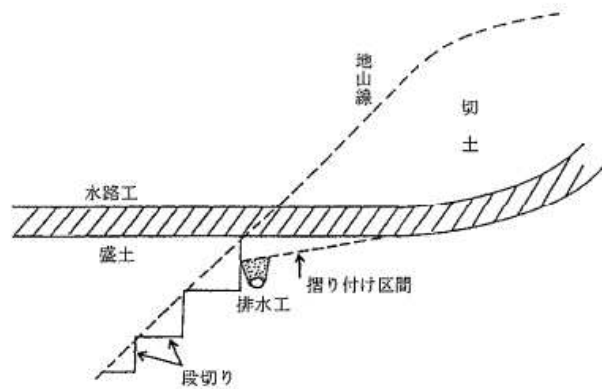


図 4-3-38 周辺処理の基本構造例（断面図）

(7) 山腹工標準図例

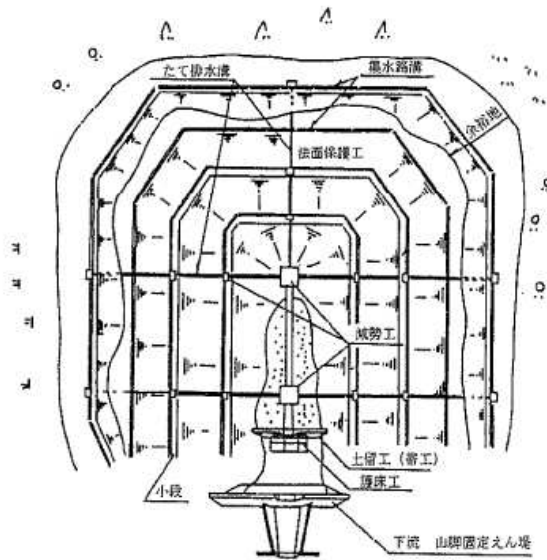


図 4-3-39 山腹工標準図（平面図）

3.3 えん堤の設計

えん堤の設計に当たっては、土圧、水圧、自重及び土石流により当該えん堤に作用する力を考慮して、損壊、転倒、滑動又は沈下をしない構造とすること。

3.3.1 土石流捕捉工

土石流捕捉工の設計は、その目的とする機能が発揮され、かつ、その機能が長期間保持されるように安全性、維持管理面についても考慮し設計する。

【解説】

土石流捕捉工は、不透過型えん堤と透過型えん堤に大別される。両型式に共通する機能としては以下がある。

- ① 土石流を捕捉し、流出する土砂量を減少させる。
- ② 土石流発生から扇状地に流出するまでの時間を長くする。
- ③ 溪床堆積物の移動を防止する。
- ④ 土石流先端部の巨礫・流木を捕捉する。
- ⑤ 土石流を土砂流に変化させる。
- ⑥ 土石流ピーク流量を減少させる。

透過型えん堤では以上のほかに中小の出水で堆砂することなく次の土石流に対して貯砂容量を維持することが期待される。

設計対象流量は「3.1.2 設計外力の設定」に基づき、対象施設の計画地点における土石流ピーク流量を算定するものとし、その他の詳細については、以下に示す「福岡県砂防技術基準(案)」を参考にすることができる。

<参考> 福岡県砂防技術基準(案) 平成 22 年 11 月改訂版 設計編 p. 1-2~1-122

第 2 節 設計一般

2-1 設計順序

砂防堰堤の設計の順序は、堰堤位置の地形、地質等の物理特性・その堰堤の目的に対する適合性及び経済性・安全性等の各要素について考察し、堰堤型式の選定に必要な概略設計を行った後、堰堤型式を決定する。

次に決定された堰堤型式について、水通し・本体及び基礎の実施設計を行った後、袖・前庭保護工・問詰工や水抜き等の付属物の設計を行う。

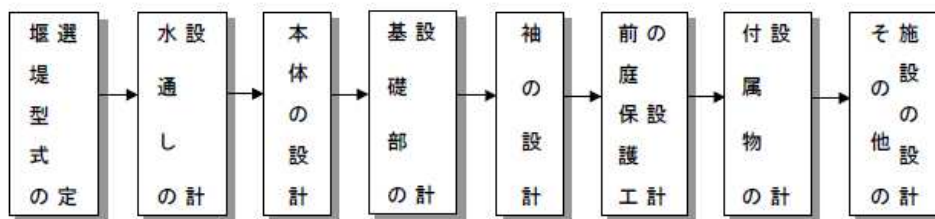


図4-1-2 砂防堰堤の設計順序

2-2 使用材料

2-2-1 コンクリート

コンクリート材料は、コンクリート標準示方書に規定されたものを用いることを基準とする。

【解説】

コンクリートは、堰堤本体の構造部材としての強度を期待したものや、鋼製砂防堰堤の中詰材の侵食や摩耗を防止する目的で設置される保護コンクリート、鋼材を据え付けるための均しコンクリートなど使用目的の範囲が広いといえる。したがって、コンクリート材料についても、その目的に応じて、品質を規定しなければならない場合とそうでない場合とを使い分けることができる。構造部材として用いる場合には、次のような材料を用いることを標準とする。

- (1) セメントは原則としてJISR5210に適合する普通ポルトランドセメント、早強ポルトランドセメント、およびJISR5211に適合する高炉セメントとする。
- (2) 混和材料として用いる混和剤および混和材は、品質の確かめられたものでなくてはならない。混和剤はJISA6204「コンクリート用化学混和剤」に示されたAE剤、減水剤、AE減水剤および高性能AE減水剤を用いるものとする。

設計に用いる一般的なコンクリートの物理定数は次のとおりである。

無筋コンクリートの単位体積重量————— 23.05 kN/m³

鉄筋コンクリートの単位体積重量————— 24.5 kN/m³

終局強度割線ヤング係数————— $E=0.1 \times 2.6 \times 10^5 \times 9.8 \text{ N/mm}^2$ ※

コンクリートのポアソン比————— $\nu=0.194$

※) 礫の衝突によるコンクリートの破壊に到る平均的な変形係数として、コンクリートのヤング係数の1/10とする。

2-2-2 鋼材

鋼材は日本工業規格（JIS）に適合するものを標準とする。ただし、十分な検討を加えた場合は、これ以外のものを使用してもよい。

【解説】

「鋼製砂防構造物設計便覧(平成21年版)P33」を参照する。

2-2-3 許容応力度

1) コンクリート

コンクリートの許容応力度は「2-3-2 安定計算に用いる数値」に準じる。

2) 鋼材

鋼材の許容応力度は「鋼製砂防構造物設計便覧(平成21年版)」に準じた値を用いる。

【解説】

「鋼製砂防構造物設計便覧(平成21年版)P36～P39」を参照する。

2-2-4 鋼製砂防構造物に関する一般事項

鋼製砂防構造物に関する一般事項は、鋼製砂防構造物設計便覧(平成21年版)に準じた値を用いる。

【解説】

「鋼製砂防構造物設計便覧(平成21年版)P42～P53」を参照する。

2-3 数値基準

2-3-1 構造寸法

構造寸法にかかわる数値の基準は、表4-1-1に示す値を標準とする。

表4-1-1 数値基準

堰堤高	0.5m止め
堰堤長	0.5m止め
水叩長	0.5m止め
水叩厚	0.1m止め
水通し袖小口高	0.1m止め
堤体法勾配	5厘単位

2-3-2 安定計算に用いる数値

砂防堰堤の安定計算に用いる数値は、必要に応じて実測により求めるものとする。

【解説】

砂防堰堤の安定計算に用いる数値は、堰堤の重要度が高い場合は原則として実測により求めることとし、その他の堰堤は既設の砂防堰堤等に用いられた数値か、下記に示す一般に用いられている数値を参考とすることができる。

(1) 堰堤用コンクリートの単位体積重量 (W_c) : 23.05 kN/m³ [2.35 t/m³]

(2) 流水の単位体積重量 (W_w) : 堰堤高(H) ≥ 15m のとき 9.8kN/m³ [1.0t/m³]

堰堤高(H) < 15m のとき 11.8kN/m³ [1.2t/m³]

ただし、水中堆砂単位体積重量を求める場合の水の単位体積重量は、堰堤高にかかわらず 9.8kN/m³ [1.0t/m³]とする。

(3) 堆砂の見掛け単位体積重量 (W_s) : 14.71～17.64kN/m³ (1.5～1.8t/m³)

(一般には 17.64kN/m³ (1.8t/m³) を使用する。)

(4) 堆砂空隙率 (v) : 0.3～0.45 (一般には 0.3 を使用する。)

(5) 土圧係数 (C_e) : 0.3～0.60 (一般には表 4-1-2 を参照に堆砂土の水中の内部摩擦角から求めるものとする。)

表 4-1-2 土砂の水中における内部摩擦角

種別	状態	単位重量 (kN/m ³)	水中の 単位重量 (kN/m ³)	内部摩擦角 (度)	水中の 内部摩擦 角(度)φ
砂石	—	15.69~18.63	9.81~12.75	35~45	35
砂利	—	15.69~19.61	9.81~11.77	30~40	30
炭がら	—	8.83~11.77	3.92~6.86	30~40	30
砂	しまったもの	16.67~19.61	9.81	35~40	30~35
	ややゆるいもの	15.69~18.63	8.83	30~35	25~30
	ゆるいもの	14.71~17.65	7.85	25~30	20~25
普通土	固いもの	16.67~18.63	9.81	25~35	20~30
	やや軟らかいもの	15.69~17.65	7.85~9.81	20~30	15~25
	軟らかいもの	14.71~16.67	5.88~8.83	15~25	10~20
粘土	固いもの	15.69~18.63	5.88~8.83	20~30	10~20
	やや軟らかいもの	14.71~17.65	4.90~7.85	10~20	0~10
	軟らかいもの	13.73~16.67	3.92~6.86	0~10	0
シルト	固いもの	15.69~17.65	9.81	10~20	5~15
	軟らかいもの	13.73~16.67	4.90~6.86	0	0

例：一般に土砂の水中内部摩擦角は、35° と考えて問題ないことから、

$$C_e = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = \frac{1 - \sin 35^\circ}{1 + \sin 35^\circ} = 0.27 \approx 0.3 \text{ とする。}$$

(6) 揚圧力係数 (μ) : 1/3~1.0 (一般には1/3を使用する。)

(7) コンクリート許容応力 (N/mm²) (安全率を含む値)

重力堰堤圧縮 : 3.91 引張 : 0.098 剪断 : 0.49

① コンクリート標準示方書によると、無筋コンクリート許容圧縮応力度は編心軸方向荷重を受ける場合を含み、 $\sigma_{cs} \leq \sigma_{cs} / 4 \leq 5.39 \text{ N/mm}^2$ で示されている。ここでは、 σ_{cs} = コンクリートの設計基準強度である。重力式コンクリートの場合、設計基準強度は 17.7N/mm² が多いので、 σ_{cs} = 4.5N/mm² となる。

② コンクリートの許容剪断応力度は、「土石流・流木対策技術指針に関する講習会テキスト」(H19.12.11(財)砂防地すべり技術センター)より 2760kN/m² を用いる。

③ 許容引張応力度は、原則として認めないが、非越流部の一部において生じる場合もあり、このような場合は 0.098N/mm² 以下となるように堰堤本体を補強することもある。

(8) 地盤許容支持力の標準的な設計値 (kN/m²) (安全率を含む)

硬岩 : 5880 中硬岩 : 3920 軟岩 (Ⅱ) : 1960 軟岩 (Ⅰ) : 1180 岩塊玉石 : 588
礫質土 : 392

(9) 内部摩擦係数の標準的な設計値

コンクリート : 0.8 硬岩 : 1.2 中硬岩 : 1.0 軟岩 (Ⅱ) : 0.8
軟岩 (Ⅰ) : 0.7 岩塊玉石 : 0.7 礫質土 : 0.6 砂質層 : 0.55 粘土層 : 0.45

(10) 許容剪断応力の標準的な設計値 (kN/m²)

硬岩：2940 中硬岩：1960 軟岩（Ⅱ）：981 軟岩（Ⅰ）：588 岩塊玉石：294
 礫質土：98.1

(注) 硬岩、中硬岩は基岩が未風化で硬質であるもので岩盤のクラックの間隙により決定する。

軟岩（Ⅱ）は、掘削に火薬を必要とする程度の岩盤、軟岩（Ⅰ）はリッパで掘削可能な程度の岩質、但しブルドーザーで掘削可能なものは地質学上岩盤でも軟岩（Ⅰ）としない。

岩塊玉石はリッパで掘削を要する程良くしまったもの。礫質土はツルハシで掘削を要する程良く締まったもの。

2-4 各部の名称

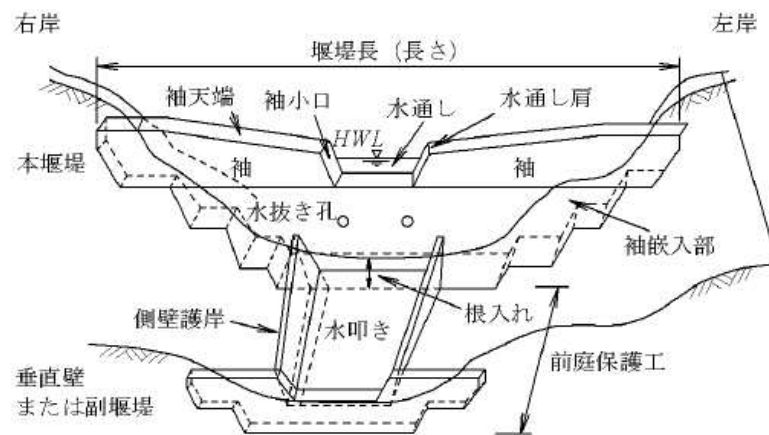


図4-1-3 立体図

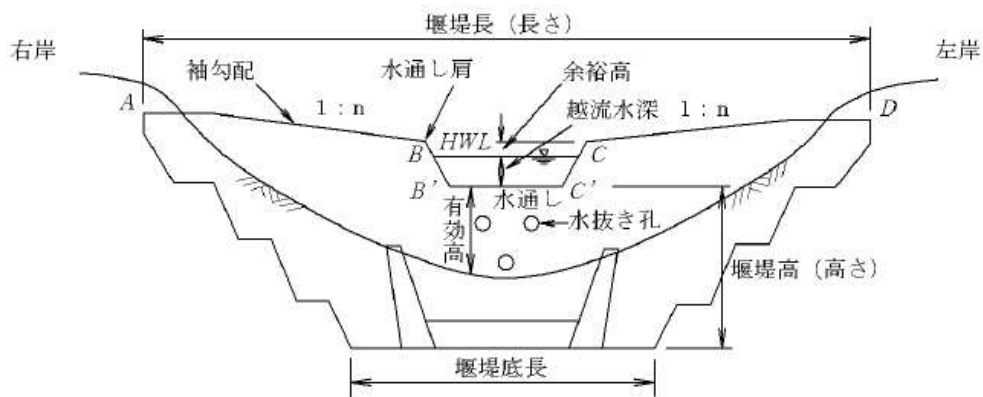


図 4-1-4 正面図（本堰堤及び側壁）

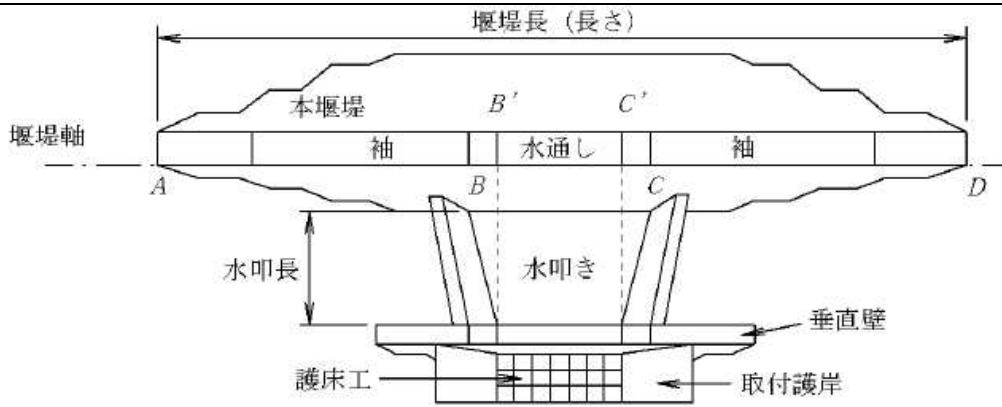


図 4-1-5 堰堤平面図

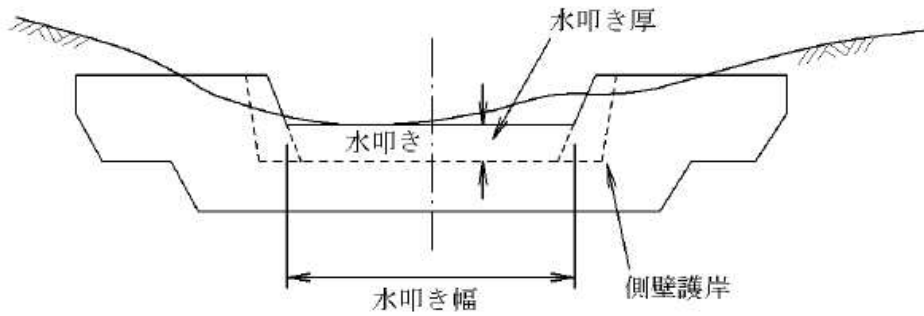


図 4-1-6 垂直壁正面図

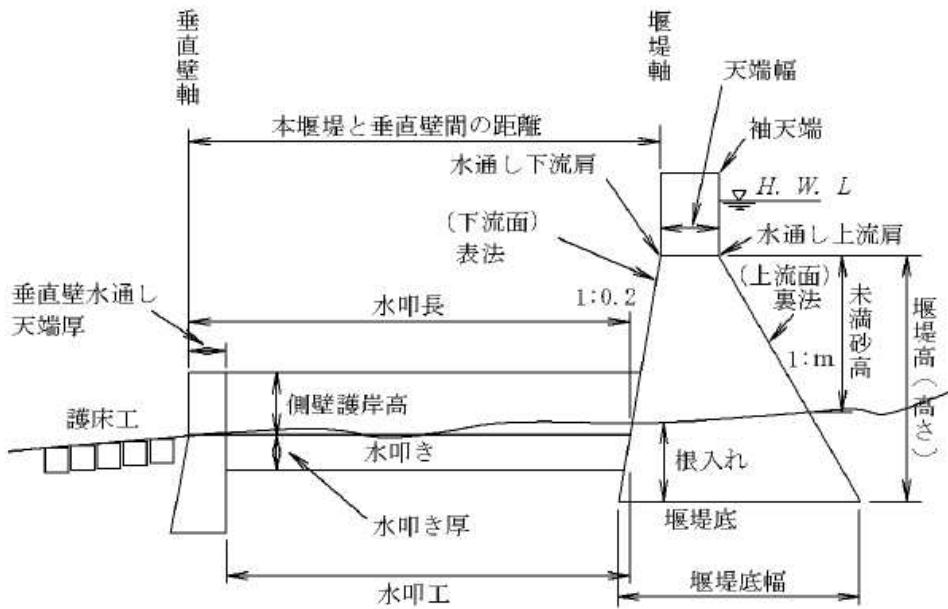
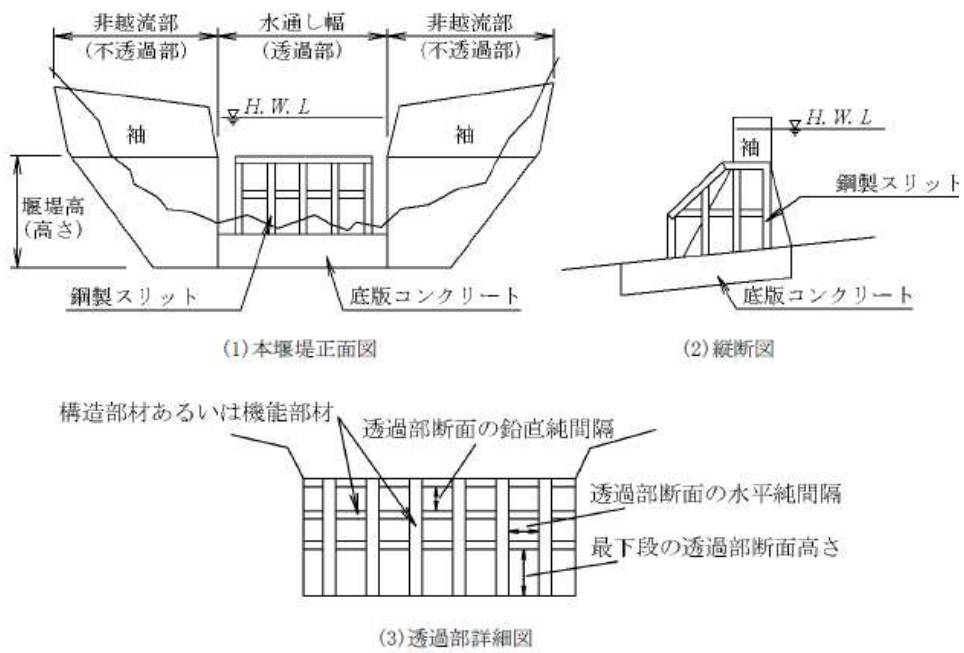


図 4-1-7 水叩きの縦断面図



注) 上記以外の各部の名称は、図 4-1-3～図 4-1-7 と同様である。

図 4-1-8 鋼製透過型砂防堰堤の名称

2-5 堰堤軸の位置

砂防堰堤の軸は、水通し下流端位置を標準とする。

【解説】

格子型のように上下流の敷幅が長い場合には、堰堤の上流捕捉機能を考慮して図4-1-9(b)に示す袖上流端を堰堤軸としている。

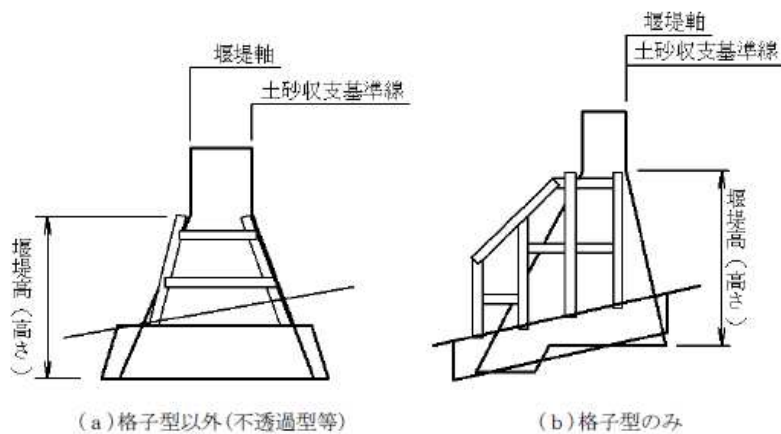


図4-1-9 堰堤軸

第3節 不透過型堰堤の構造

3-1 堰堤形式の選定

砂防堰堤の形式は、その構造及び特性を考慮し、当該地点の自然条件(地形、地質、河状、気象等)、施工条件(規模、工期、労働力等)、地域条件(資材確保の難易、運搬手段、運搬能力等)等を考慮し、安全性、経済性及び環境面からも適合するように型式を選定する。

【解説】

不透過型砂防堰堤には、最も施工実績の多い重力式コンクリートタイプの他、鋼製タイプのものもある(計画編 第2章3-2を参照)。

なお、近年新たなタイプが開発されているため、適用にあたっては下記に示すタイプ以外にも適用可能なものがあるかを検証するものとする。

- ・コンクリート重力式砂防堰堤
- ・INSEM工法
- ・コンクリートブロック砂防堰堤
- ・鋼製自在枠
- ・鋼製統枠
- ・ダブルウォール堰堤
- ・鋼矢板セル堰堤
- ・鋼板セル堰堤
- ・鋼製スクリーン堰堤
- ・SBウォール工法

3-2 水通しの設計

砂防堰堤の水通し断面は、設計水深に余裕高を加えて決定することを原則とする。
水通し断面は原則として台形とする。

【解説】

水通し断面は図4-1-10に準拠し、設定する。

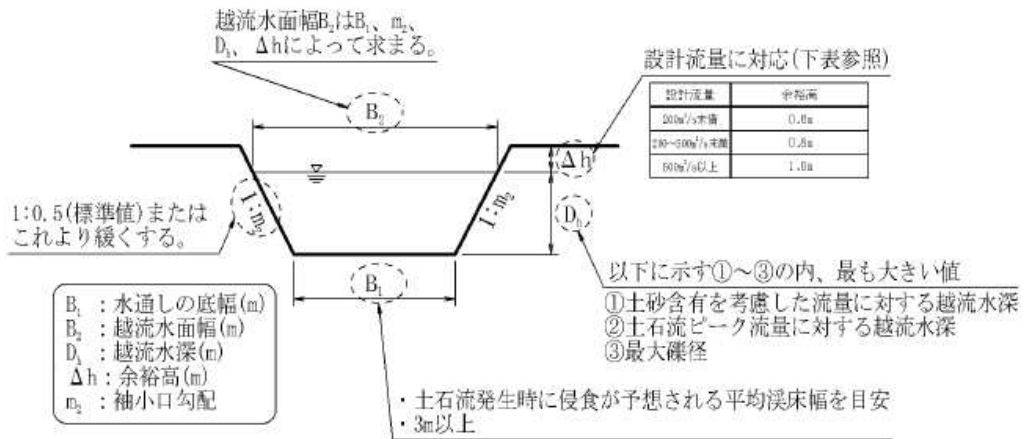


図4-1-10 水通し断面概念図

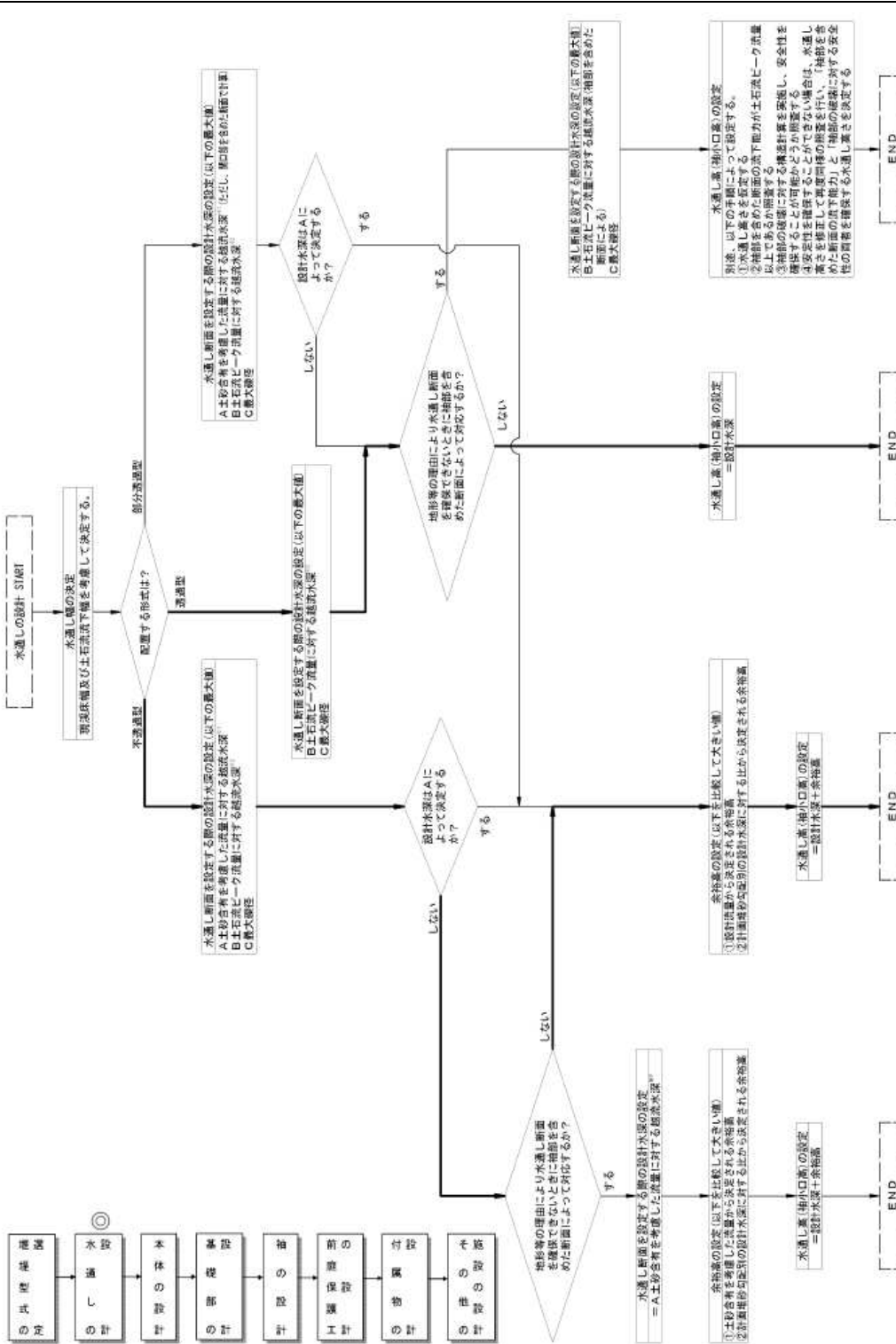


図4-1-11 (2) 水通しの設計フロー (標準的な手順を太線で示す)

※1: 水通し断面を用いたせきの高さの公式による
 ※2: 水通し断面、断面河床勾配を用いたマニング公式による

3-2-1 位置

水通しの位置は、原則としてその中心が現溪床の中央に位置するように定めるものとするが、堰堤上下流の地形、地質、溪岸の状態、流水の方向を総合的に判断して定めるものとする。

3-2-2 設計流量

砂防堰堤の設計流量は、計画規模の年超過確率の降雨量と、既往最大の降雨量を比較し大きい方の値から算出される「土砂含有を考慮した流量」（洪水時）と、土石流ピーク流量（土石流時）とする。

【解説】

原則として、「土砂の含有を考慮した流量」は、計画規模の年超過確率の降雨量と、既往最大の降雨量を比較し大きい方の値を用い、計画編第1章2-1-8-2に示した方法に基づき算出した清水の対象流量の1.5倍とする。

土石流ピーク流量は、計画編第1章2-1-8-1に示した方法に基づき算出する。

3-2-3 設計水深

設計流量を流しうる水通し部の越流水深を設計水深として定める。

【解説】

設計水深は①から③の値の内、最も大きい値とする。

① 土砂含有を考慮した流量に対する越流水深の値

土砂含有を考慮した流量に対する越流水深は、河川砂防技術基準（案）設計編Ⅱ第3章に示された次式により算出する。

$$Q = \frac{2}{15} C \sqrt{2g} (3B_1 + 2B_2) D_h^{3/2} \dots (4-1-1)$$

ここで、 Q ：土砂含有を考慮した流量（ m^3/s ）

C ：流量係数（0.6～0.66）

g ：重力加速度（ $9.8m/s^2$ ）

B_1 ：水通しの底幅（ m ）

B_2 ：越流水面幅（ m ）

D_h ：越流水深（ m ）

m_2 ：袖小口勾配

$C=0.6$ 、 $m_2=0.5$ の場合には、次式になる。

$$Q \approx (0.71D_h + 1.77B_1) D_h^{3/2} \dots (4-1-2)$$

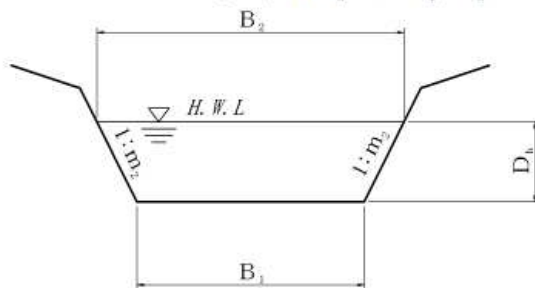


図 4-1-12 水通し断面

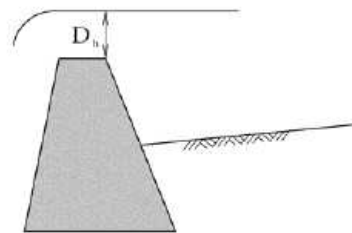


図 4-1-13 土砂含有を考慮した流量
に対する越流水深

② 土石流ピーク流量に対する越流水深の値

土石流ピーク流量に対する越流水深は計画堆砂勾配を用いて、計画編第2節2-1-8-5に示した方法に基づき算出する。

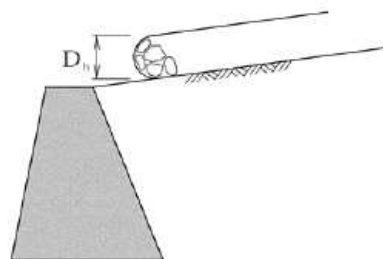


図 4-1-14 土石流ピーク流量に対する越流水深

③ 最大礫径の値

最大礫径は、砂防堰堤計画地点より上流および下流各々200m間に存在する200個以上の巨礫の粒径を測定して作成した頻度分布に基づく累積値の95%に相当する粒径 (D_{95}) とする(調査編参照)。

測定の対象となる巨礫は土石流のフロント部が堆積したと思われる箇所で溪床に固まって堆積している巨礫群とし、砂防堰堤計画地点周辺の礫径分布を代表するような最大礫径を設定するよう留意する。

また、角張っていたり材質が異なっていたり、明らかに山腹より転がってきたと思われる巨礫は対象外とする。

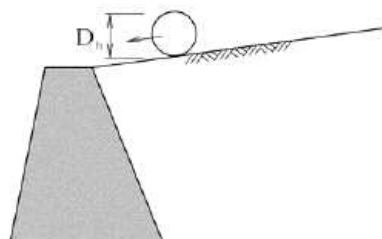


図 4-1-15 最大礫径の値

3-2-4 袖小口

砂防堰堤の袖小口は、原則として1:0.5またはこれより緩くする。

【解説】

土石流・流木捕捉工の袖小口は、土石流や流木による破壊に対処するため、1:0.5またはこれより緩くする。

一般的には1:0.5が多く用いられる。

3-2-5 水通し幅

水通し幅は、現溪床幅程度を基本とし、3m以上を原則とする。

また、流木による堰堤下流部の洗掘に対処するため、側面侵食等の著しい支障を及ぼさない範囲においてできる限り広くする。

【解説】

計画編で示したように、土石流発生時に侵食が予想される平均溪床幅を目安として水通し幅を定める。なお、土石流の水深を求める際に用いる幅 B_{95} は、土石流ピーク流量が流下した際の水面幅であり、同値を水通し幅とするのではない事に注意する。

3-2-6 余裕高

設計流量に対応する余裕高を適切に設定する。

【解説】

余裕高は、表 4-1-3 に基づいて設定する。ただし、余裕高は溪床勾配によっても変化するものとし、設計水深に対する余裕高の比が表 4-1-4 に示す値以下とならないようにする。なお、溪床勾配は計画堆砂勾配を用いる。

表 4-1-3 余裕高

設計流量	余裕高
200m ³ /s 未満	0.6m
200～500m ³ /s	0.8m
500m ³ /s 以上	1.0m

表 4-1-4 計画溪床勾配別の設計水深に対する余裕高の比の最低値

計画溪床勾配	(余裕高) / (設計水深)
1/10 以上	0.50
1/10～1/30	0.40
1/30～1/50	0.30
1/50～1/70	0.25

【余裕高の計算例】

設計流量 $Q=36.9 \text{ m}^3/\text{s}$ 、設計水深 $D_b=1.5\text{m}$ 、水通し幅 $B_t=5.0\text{m}$ 、計画堆砂勾配 $i=1/7.5$ の場合、表 1-3-4 より余裕高 0.6m であるが、表 1-3-5 より、

$$(\text{余裕高}) / (\text{設計水深}) = 0.60\text{m} / 1.50\text{m} = 0.40 < 0.50 \text{ (余裕高の比の最低値)}$$

となり、余裕高の比の最低値に満たないことから余裕高は、

$$\text{余裕高} = 0.50 \times 1.50\text{m} = 0.75\text{m} \approx 0.8\text{m} \text{ (0.1m 単位切り上げ)}$$

となる。

3-2-7 水通し高

設計水深(「3-2-3 設計水深」参照)に余裕高(「3-2-6 余裕高」参照)を加えて水通し高を設定する。

3-2-8 袖部を含めた処置

地形等の条件により、水通し断面を確保できない場合は、袖部を含めた断面によって対応することができる。

【解説】

「土石流ピーク流量に対する越流水深」あるいは「最大礫径」によって水通し断面を決定する場合において、地形等の理由により水通し断面を確保できないときは袖部を含めた断面によって対応することができる（図 4-1-16 参照）。但し、この場合、設計水深は「土砂含有を考慮した流量に対する越流水深」の値とする。

なお、袖の安定性、下流部の前庭保護工への影響、下流への洗堀防止に十分配慮して、水叩きを拡幅したり、側壁護岸工の背面を保護する、側壁護岸工の法勾配を緩くする等の適切な処置を講じなければならない。特に直下流に人家等がある場合は、上記の点を配慮しなければならない。

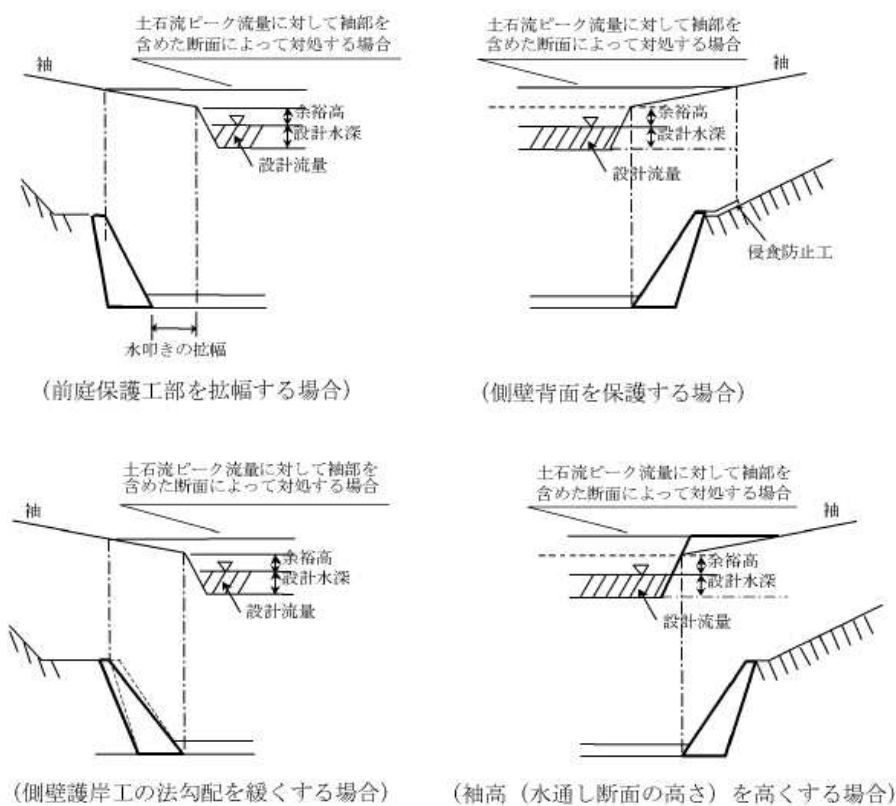


図 4-1-16 袖部を含めた水通し断面

(土石流ピーク流量に対して袖部を含めた断面によって対応する場合の処置例)

3-3 越流部の安定性及び構造

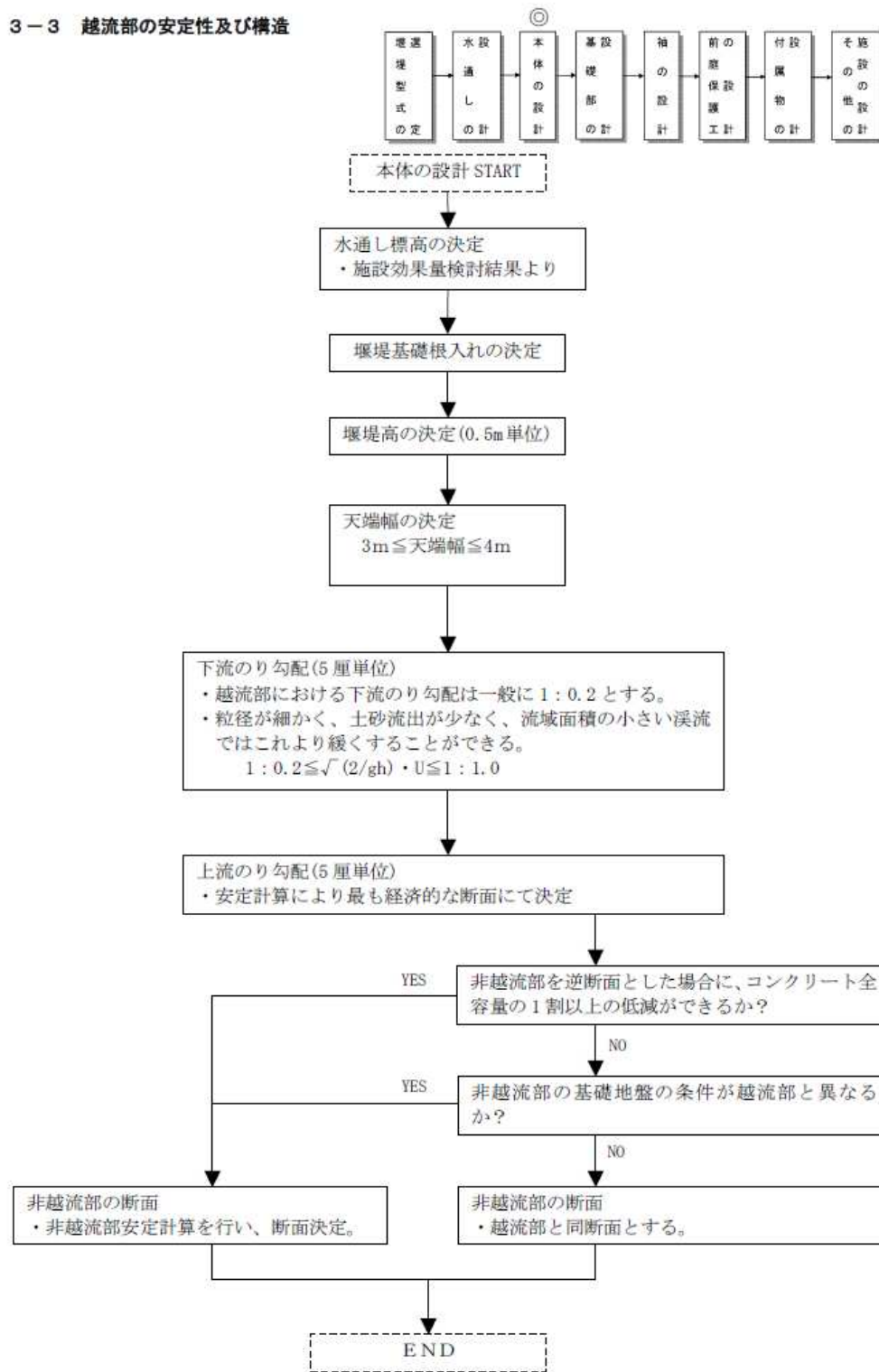


図4-1-17 本体の設計フロー

3-3-1 天端幅

本体の天端幅は、礫及び流木の衝突によって破壊されないよう、決定する。

【解説】

砂防堰堤の本体の天端幅は、流出土砂等の衝撃に耐えるとともに、水通し部では通過砂礫の磨耗等にも耐えるような幅とする必要がある。本体材料が無筋コンクリート製の場合の天端幅は、衝突する最大礫径の2倍を原則とする。ただし、天端幅は3m以上とし、必要とされる天端幅が4mを超える場合には別途緩衝材や盛土による保護、鉄筋、鉄骨による補強により対応する。緩衝材の緩衝効果は試験により確認する。



図 4-1-18 砂防堰堤側面図と部位名称

重力式コンクリート堰堤の天端幅は、溪床構成材料と土砂の流出形態に応じて表 4-1-5 のような基準が示されている。

表 4-1-5 天端幅

天 端 幅 (m)	3.00~4.00
河床構成材料	玉 石 ~ 転 石
流出土砂形態	小規模の土石流発生地区 ~ 大規模の土石流常襲地区

(注) 流出土砂形態が土石流を想定して設置する堰堤の天端幅は 3.0m を標準とするが、転石等が多く大規模な土石流の発生が予想される場合は経済性を考慮の上必要に応じ 3.0m より厚くするものとし、土石流流下区間以外の堰堤の天端幅は 2.0m を標準とする。

3-3-2 下流のり

砂防堰堤の下流のり面は、越流土砂による損傷を極力受けないようにする。砂防堰堤の越流部における下流のりの勾配は一般に1:0.2とする。

なお、粒径が細かく、中小出水においても土砂流出が少なく流域面積の小さい溪流では、これより緩くすることができる。

【解説】

下流のり勾配を緩くする場合は、土砂が活発に流送され始める流速 (m/s) と、堰堤高 (m) より

$$\frac{L}{H} = \sqrt{\frac{2}{gH}} U \quad \dots (4-1-3)$$

で求められる勾配よりも急にする。ただし、1:1.0を上限とする。

土砂が活発に流送され始める流速 (m/s) は設計外力 (本指針 3-3-4-3(7)) で用いた流速の 50% 程度とする。堰堤高が高くなると L/H の値は小さくなるが、0.2 を下限とする。

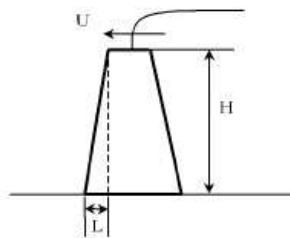


図 4-1-19 下流のり勾配

3-3-3 基礎の設計

堰堤の基礎は、所要の支持力並びに剪断摩擦抵抗力を有し、浸透水等により破壊しないようにしなければならない。堰堤の基礎は、必要に応じカットオフ、遮水壁等により補強するものとする。

砂防堰堤の基礎は岩着することが望ましいが、岩着が望めない場合にはフローティング基礎としても良い。但し、その場合、砂防堰堤の堰堤高は15m未満であることを原則とする。

【解説】

砂防堰堤の基礎は、安全性から岩着することが望ましいが、砂防堰堤の計画位置において岩着が望めない場合は、フローティング基礎としても良いものとする。ただし、砂防堰堤の高さは15m未満であることを原則とする。

なお、地すべり地や軟弱地盤等においてやむをえず砂防堰堤を計画しなければならない場合には、砂防堰堤等支持力に適したタイプを選定する。また、支持地盤が軟弱地盤または所定の支持力が得られない場合においては、基礎処理を施すものとする。

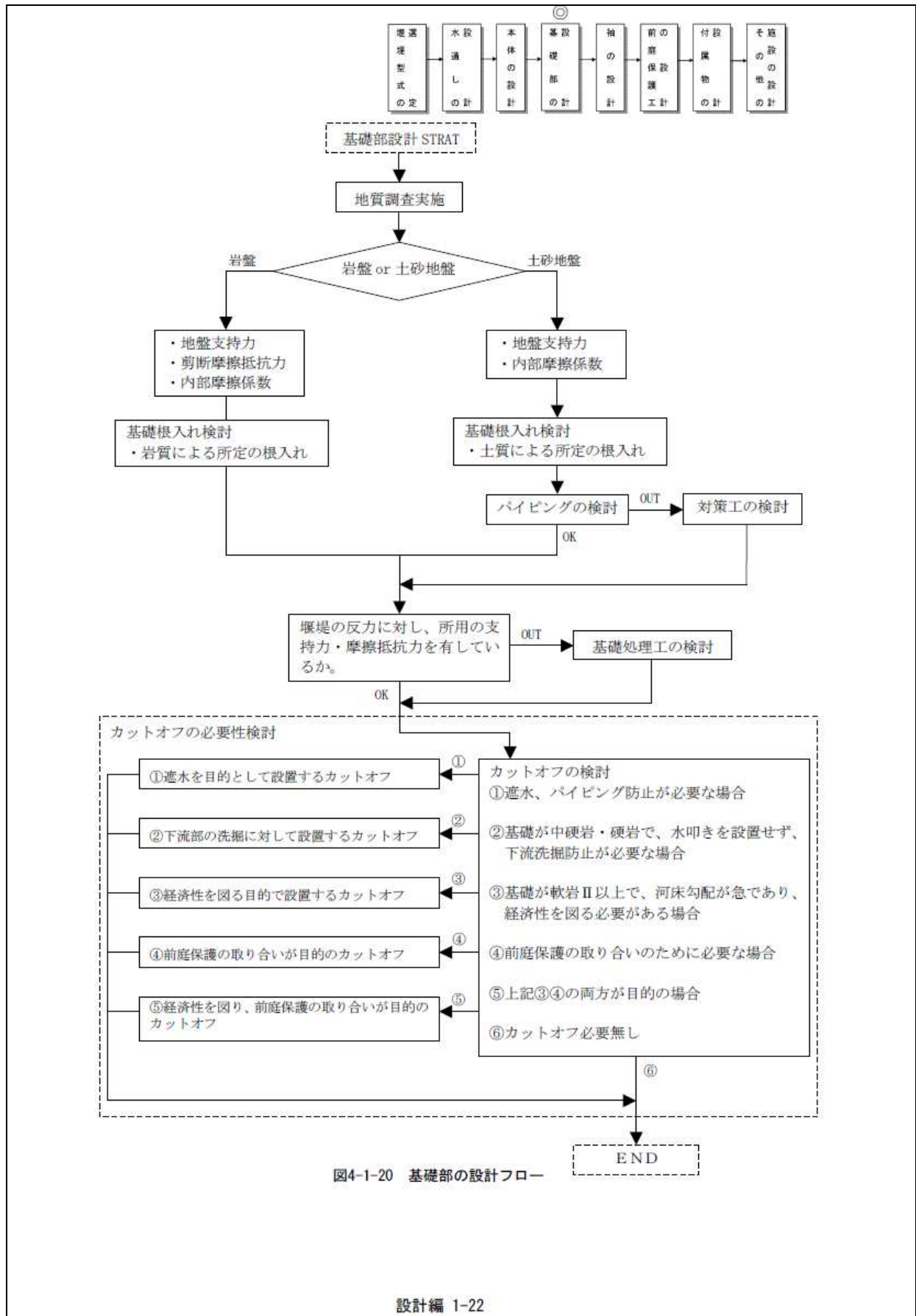


図4-1-20 基礎部の設計フロー

(1) 地盤支持力

堰堤からの鉛直力に対して、基礎となる地盤が十分な支持力を有しているか否かの判定は、堰堤の揚圧力を無視した鉛直力の最大値が、地盤の許容支持応力度以内に収まっているか否かによって行う。砂礫基礎は均一な支持力を有しているとは限らないので必要に応じて載荷試験を実施し、地盤反力の底面分布の関係より支持力を推定するものとするが、一般には、表4-1-6を標準とする。

表 4-1-6 地盤の許容支持力 (kN/m²)

岩 盤		砂 礫 盤	
区 分	許容支持力	区 分	許容支持力
硬 岩 (A)	5880	岩塊玉石	588
中硬岩 (B)	3920	礫 層	392
軟 岩 (II) (CH)	1960	砂 質 層	245
軟 岩 (I) (CM)	1180	粘 土 層	98.1

(注) この値は標準的なものであり、構造物の重要度、地盤の風化、亀裂の程度、固結の程度等により加減して用いて良い。

(2) 剪断摩擦抵抗力

堰堤からの水平力に対して、基礎となる地盤が十分な剪断抵抗力や摩擦抵抗力を有しているか否かの判定は堰堤が受ける水平力に、安全率を乗じた値以上の剪断抵抗力か摩擦抵抗力を有しているか否かによって行う。堰堤破壊の主原因は基礎地盤の剪断抵抗力及び摩擦抵抗力の不足に起因する場合が多いため、必要に応じて剪断試験を実施し、剪断強度や摩擦係数を確かめなければならないが、一般には、表4-1-7を標準とする。

表 4-1-7 地盤の剪断強度 (kN/m)・内部摩擦係数

岩 盤			砂 礫 盤		
区 分	せん断強度	内部摩擦係数	区 分	せん断強度	内部摩擦係数
硬 岩 (A)	2940	1.2	岩塊玉石	294	0.70
中硬岩 (B)	1960	1.0	礫 層	98.1	0.60
軟 岩 (II) (CH)	981	0.8	砂 質 層	—	0.55
軟 岩 (I) (CM)	588	0.7	粘 土 層	—	0.45

(注) この値は標準的なものであり、構造物の重要度、地盤の風化、亀裂の程度及び走向、固結の程度等により加減して用いてよい。

(3) その他の地盤強度

堰堤の基礎となる地盤は、浸透水によるパイピングや越流水による洗掘、侵食等を生じさせないようにするためにも岩盤基礎とすることが望ましいが、やむを得ず砂礫基礎とする場合は、それぞれの状態に対処できるようにしなければならない。

なお、パイピングの生じる可能性がある地盤の場合（微細砂又はシルト等）は、河川砂防技術基準（案）に基づき、検討を行うこととする。

3-3-3-1 根入れ

堰堤基礎の根入れは、一般に所定の強度が得られる地盤であっても、基礎の不均質性や風化の速度を考慮して決定する。

【解説】

- (1) 堰堤基礎の根入れは、表 4-1-8 を標準とするが、岩盤の風化や亀裂の程度、砂礫地盤の固結の程度により割増しできるものとする。

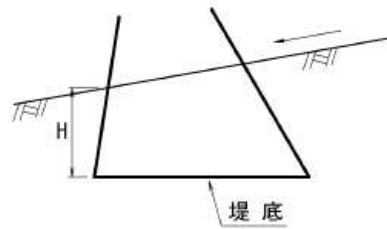
表 4-1-8 基礎の根入れ深さ

土 質	根入れ深さ	摘 要
砂 礫	2.0m～3.0m 程度	
軟 岩 (I)、軟 岩 (II)	1.5m～2.0m 程度	
中 軟 岩	1.0m～1.5m 程度	
硬 岩	1.0m 内外	
被覆土のある岩盤の場合	2.0m～3.0m 程度	被覆土が 1.0m 以上ある場合

(注-1) 被覆土が 1.0m 未満の場合は、被覆土を考慮せず、軟岩、硬岩の所定の根入れ深さをとることとする。

(注-2) 根入れ深さは、堰堤下流面を基準に決定する。

1) 砂礫地盤の場合



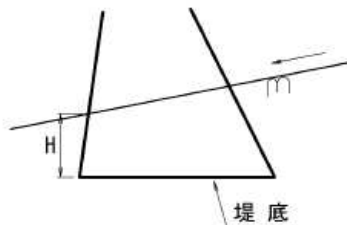
H:根入れ深さ(m)

H=2.0~3.0m程度

注) 堤高が0.5m単位となるよう各地盤に適合する範囲で調整する。

図4-1-21(1) 基礎の根入れ深さ(砂礫地盤)

2) 岩盤の場合



H:根入れ深さ(m)

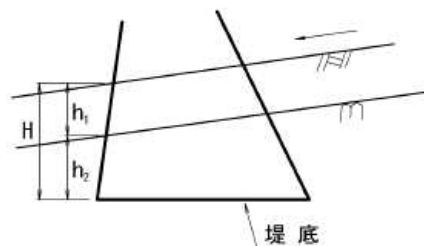
1. 軟岩(I)軟岩(II)の場合 H=1.5~2.0m程度

2. 中硬岩、硬岩の場合 H=1.0m程度

注) 堤高が0.5m単位となるよう各地盤に適合する範囲で調整する。

図4-1-21(2) 基礎の根入れ深さ(岩盤)

3) 砂礫の下に岩盤のある場合



H:根入れ深さ(m)

h_1 :被覆土の根入れ深さ(m)

h_2 :岩盤の根入れ深さ(m)

1. $h_1=1$ (m)以下の場合、(硬岩: $h_2=1.0$ m, 中硬岩: $h_2=1.0\sim1.5$ m, 軟岩: $h_2=1.5\sim2.0$ m)

2. $h_1=1$ (m)以上の場合、H=2.0~3.0m程度

注) 堤高が0.5m単位となるよう各地盤に適合する範囲で調整する。

図4-1-21(3) 基礎の根入れ深さ(砂礫の下に岩盤)

3-3-3-2 カットオフ

カットオフはパイピングの恐れが有り遮水を目的で設置する場合と、下流部の洗掘から基礎部を保護する場合等に設置する。

【解説】

カットオフは、目的を明確にして計画するものとする。また、目的により堤高の取り方が異なるため注意すること。

(1) 遮水を目的で設置する場合

パイピングに対する検討実施して計画する。

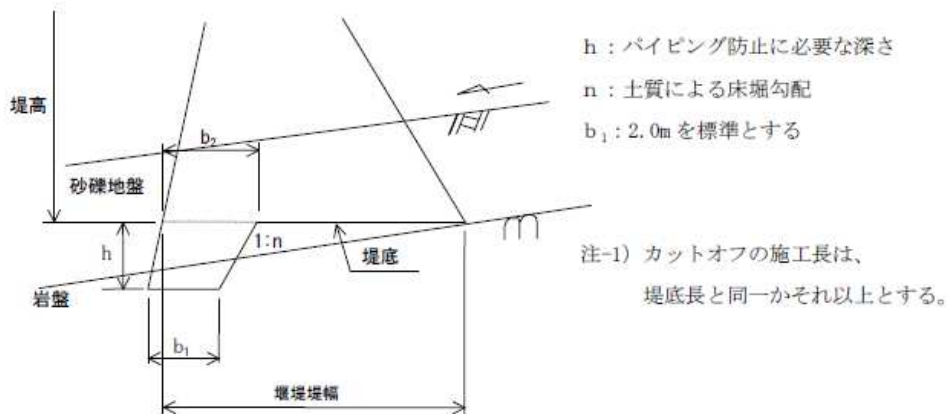


図 4-1-22(1) カットオフ (遮水)

(2) 下流部の洗掘に対して設置する場合

基礎が中硬岩・硬岩で、前庭保護工として水叩き設置しない場合に計画する。

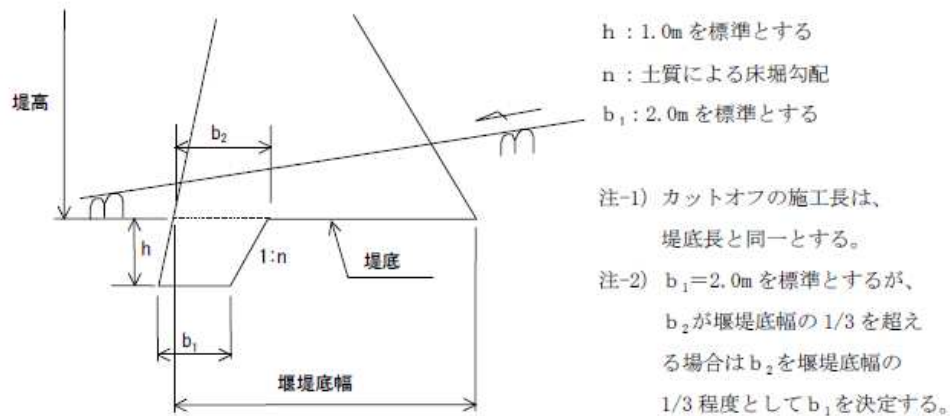
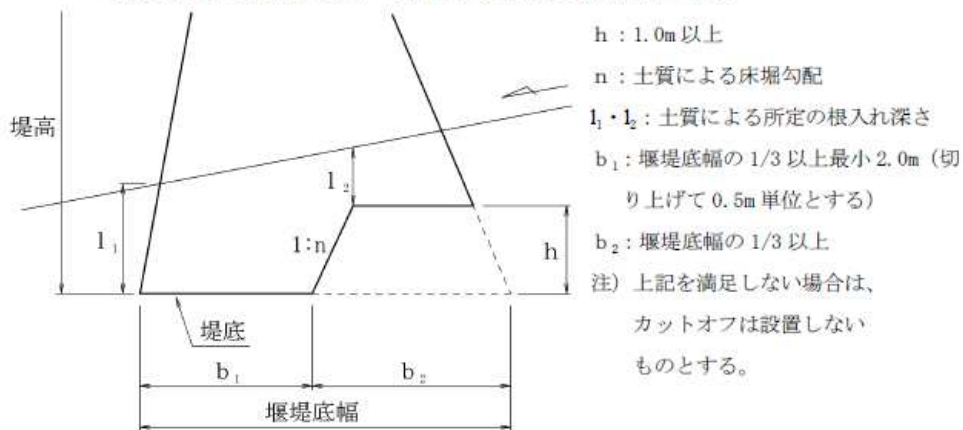


図 4-1-22(2) カットオフ (洗掘対策)

(3) 経済性を図る目的で設置する場合（断面節約）

基礎が岩盤（軟岩（Ⅱ）以上）で、河床勾配が急な場合に計画する。



- h : 1.0m 以上
- n : 土質による床掘勾配
- $l_1 \cdot l_2$: 土質による所定の根入れ深さ
- b_1 : 堰堤底幅の 1/3 以上最小 2.0m (切り上げて 0.5m 単位とする)
- b_2 : 堰堤底幅の 1/3 以上
- 注) 上記を満足しない場合は、カットオフは設置しないものとする。

図 4-1-22(3) カットオフ（断面節約）

(4) 前庭保護の取合いが目的の場合

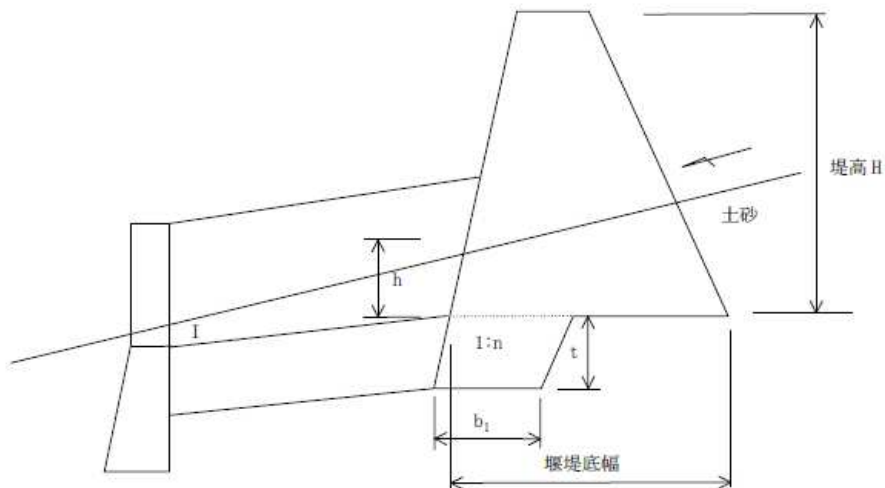


図 4-1-22(4) カットオフ（前庭保護の取り合い）

- t : 水叩き厚以下とする。
- b_1 : $b/3$ 以上 (切り上げて 0.5m 単位とする) で最小は 2.0m とする。
- h : 土質・岩質による所定の根入れ
- n : 土質・岩質による掘削勾配
- l : 水叩き勾配は水平を原則とするが、溪床勾配の 1/2 程度を目標とし、最大でも 1/10 より急にならないように計画する。この場合垂直壁から下流に落差を設けることも検討する。ただし、水叩き底面は現溪床高以下とすること。なお溪床が岩盤の場合は 1/10 の勾配にこだわる必要はない。

(5) 上記(3)(4)の両方が目的の場合

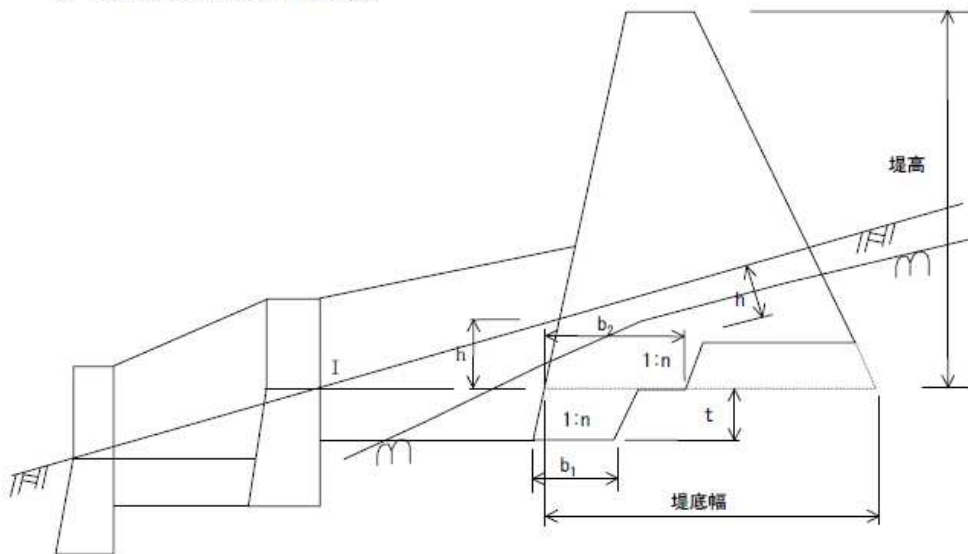


図 4-1-22(5) カットオフ（断面節約と前庭保護の取り合いの複合目的）

- t : 水叩き厚以下とする
- b₁ : 2.0m 以上
- b₂ : 堰底幅の 1/3 以上
- h : 土質・岩質による所定の根入れ
- n : 土質・岩質による掘削勾配
- I : (4)の I の項と同様とする

※カットオフと断面節約

カットオフと断面節約の違いは下表に示すとおりである。

表4-1-9 カットオフと断面節約の違い

項目	カットオフ	断面節約
施工箇所	比較的良好な岩盤基礎、及び良好な砂礫基礎地盤とする。	溪床勾配が一樣に急勾配で良質な基礎岩盤とする。
施工目的	基礎地盤のバイピング、及び堤体下流の洗掘に対して堤体本体の安定を図る。	堤体コンクリート、及び掘削土量を減じる。
設置幅(b)	堤敷長のB/3以上かつ2m以上	堤敷長のB/3以上かつ2m以上
安定計算	安定計算ではカットオフ部は堤体に含まない。	安定計算では断面節約部を堤体に含める。(断面節約の底面までを堤高とし、断面節約計画面前の水平な基礎面を用いて計算を行う。)

3-3-3-3 基礎処理

基礎地盤が所要の強度を得ることができない場合は、想定される現象に対応できるよう適切な基礎処理を行うものとする。

【解説】

堰堤の基礎処理は、想定されるそれぞれの現象に対処できる工法から、経済性、施工性等も考慮して選定し設計しなければならないが、堰堤の規模や基礎の状態により工法も著しく異なるため、幾つかの工法を比較検討して適切な工法を選定し、その工法に合った設計法により設計する必要がある。

一般に基礎処理は、以下に示す工法等があり、実施に当たっては、河川砂防技術基準（案）を参照し、検討を進めることとする。

(1) 地盤支持力、剪断摩擦抵抗力の改善

岩盤基礎の場合は、

- ① 所定の強度が得られる堰堤の地盤まで掘削する。
- ② 堤底幅を広くし、応力を分散させる。
- ③ グラウトにより改善を図る。
- ④ 岩盤PS工等により改善を図る。
- ⑤ 弱部をプラグで置き換えて補強する。

等が一般的である。

砂礫基礎の場合は、

- ① 堤底幅を広くして応力を分散させる。
- ② 基礎杭工法により改善を図る。
- ③ ケーソン工法等により改善を図る。
- ④ 砂防ソイルセメントを活用する。

等の方法がある。

(2) その他の改善

堰堤の安定上透水性に問題がある場合は、グラウト等の止水工により改善する。またパイピングに対して所要の浸透経路長が不足する場合は、

- ① 堤体幅を広くする。
- ② 止水壁、カットオフ等を設けて改善を図る。

また、堰堤下流部の洗掘に対して、

- ① 堰堤基礎を必要な深さまで下げる。
- ② カットオフ等を設ける。
- ③ コンクリート水叩きを設ける。
- ④ 水褥池を設ける。
- ⑤ 砂防ソイルセメントを活用する。（砂防ソイルセメント活用ガイドライン参照）

等により対処する。

表 4-1-10 砂礫層が深い場合の基礎工法比較一覧表

工法	全断面岩盤工	インジェクション工法	薬液注入工法	鋼矢板工法	ケーソン工法	イコス工法
概略						
止水効果	止水効果及び地盤維持慮空問題ない。	効果確認の方法及び永続性は信頼できないが空隙を完全に充填すれば完全止水、地盤強化の効果がある。	効果確認の方法、永続性については信頼できないが空隙を充填すれば完全止水である。併せて地盤強化の効果がある。	杭の先端において玉石のため裂傷を受けることがあり局部的に侵透路ができ侵食されるおそれがある。	効果の確認可能	壁体完全施工すれば完全に止水、周期地盤に与える影響は全くない。
効果に対する信頼性	最も確実、信頼性もあり	不確実	不確実	最も不確実	比較的確実	確認できない
施工に対する難易性	施工全般に困難	前孔が数多く困難	前孔が数多く困難、注入材無効流出がある	打込み不可能	玉石等の障害排除に難	孔壁崩落防止技術を要する
長所	最も信頼性が望める	基礎支持力の増加が見込まれる		経済的である	効果、施工比較的確実	経済的である
短所	最も高価、施工困難	高価、注入効果判定が難しい	高価、注入効果不確実	施工不能となる可能性大、打込み可能でも地中で裂ける	やや高価	効果は構造に不安がある

3-3-4 越流部の安定性

不透過型砂防堰堤は堤体全体が転倒、滑動、支持力に対して安定でなければならない。また、堤体を構成する部材は土石流及び土砂とともに流出する流木に対して安全でなければならない。

【解説】

安定計算は3-3-4-1に示した方法に基づき実施する。

堤体は3-3-4-3に示した方法に基づき安全な構造とする。なお、鋼製の部材を他の部材と複合して用いる場合、それぞれの部材が一体となって設計外力に抵抗し、安全となるよう設計する。

3-3-4-1 安定条件

重力式コンクリート堰堤は、地形、地質及び流出土砂形態を考慮し、堤体及び基礎地盤の安全性が確保できるように設計するものとする。

堤体の安定計算においては、次の条件を満足するものとする。

1. 原則として、堰堤堤底端に引張応力が生じないように、堰堤自重及び外力の合力の作用線が堤底の中央1/3以内に入ること。
2. 堤底と基礎地盤内との間及び基礎地盤内で、滑動をおこさないこと。
3. 堰堤内に生じる最大応力度が、材料の許容応力度を超えないとともに、地盤の受ける最大圧力が地盤の許容支持応力度以内であること。また、基礎地盤が砂礫の場合は、浸透破壊に対しても安定であること。

【解説】

1. 堰堤堤底において引張応力を生じさせないように、堰堤自重及び外力の合力が堤底の中央1/3以内に入るようにしなければならない。
2. 堰堤のいかなる部分に対しても滑動に対して安全でなければならない。堰堤の堤体と基礎地盤の接触面における滑動に対する安全性は、一般に次式により確かめられる。

$$n \leq \frac{f \cdot v + \tau_0 \cdot \lambda}{H}$$

n：安全率（堰堤高が15m未満の場合には剪断強度（堤体又は基礎地盤のうち小さいほうの剪断強度）を無視して、 $n=1.2$ とする。堰堤高が15m以上で岩盤基礎の場合は剪断強度を考慮した上で $n=4.0$ とし、砂礫基礎では剪断強度を無視して $n=1.5$ とする。）

f：摩擦係数

v：単位幅当たり断面に作用する垂直力(kN/m)

H：単位幅当たり断面に作用する水平力(kN/m)

τ_0 ：堤体又は基礎地盤のうち小さい方の剪断強度(kN/m²)

λ ：剪断抵抗を期待できる長さ(m)

3. 堤体及び基礎地盤の破壊に対する安全性についての検討は次による。
 - (1) 堤体破壊に対しては、堤体の任意の箇所の最大圧縮応力度及び引張応力度が、その許容圧縮応力度及び引張応力度を超過しないことが必要である。
 - (2) 基礎地盤の破壊に対しては、堤体底面の最大圧縮応力度が、基礎地盤の許容支持応力度を超過しないことが必要である。また、堰堤高が15m以上の場合は最大圧縮応力度の算定に、

揚圧力を無視した計算を行っておく必要がある。

3-3-4-2 断面形状

重力式コンクリート堰堤の断面形状は、構造上の安全性、施工性等を考慮して決定するものとする。

【解説】

安定計算は3-3-4-1に示した条件に基づき実施する。

- ① 土石流対策砂防堰堤の越流部断面の下流法勾配を緩くすることは、巨石等による破損の面で問題があり慎重な検討が必要である。
- ② 非越流部の断面は、越流断面と同一とすることを標準とするが、越流部の断面と変える場合は、平常時・洪水時のほかに未満砂で湛水してない状態で安全な断面とする。
- ③ 設計断面の位置は通常、越流部であるが、図4-1-23のように越流部より非越流部の堰堤高が高くなる場合は、最高堰堤高位置で断面設計を行う。
(この場合堰堤高はこの位置の水通し高までをいう)
- ④ 設計に採用する上流のり勾配 m は、3-3-4-3で示す設計荷重を組み合わせた安定計算を行い、切り上げて0.05単位とする。

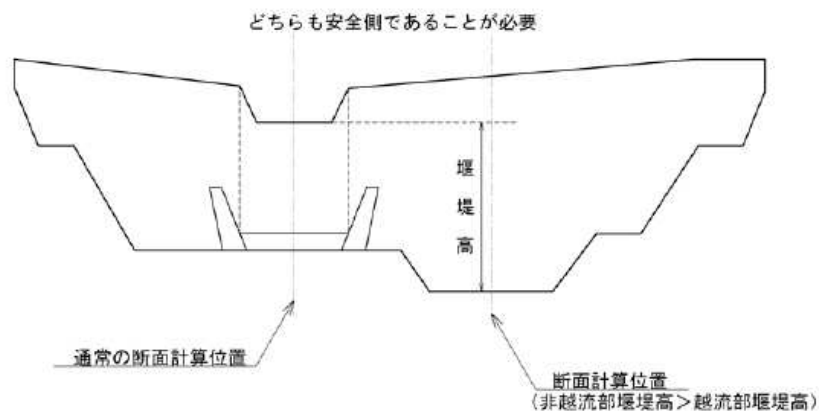


図4-1-23 断面計算位置

3-3-4-3 設計外力

不透過型砂防堰堤の設計で考慮する設計外力は、静水圧、堆砂圧、揚圧力、地震時慣性力、地震時動水圧と「土石流及び土砂とともに流出する流木による荷重」（以後、「土石流荷重」という。）である。

土石流荷重は、土石流及び土砂とともに流出する流木による流体力（以後、「土石流流体力」という。）と礫および流木の衝突による力がある。前者は構造物全体に、後者は局部的に影響すると考えられるので砂防堰堤の安定計算に対しては土石流流体力のみをとりあげ、礫および流木の衝突による力は必要に応じて、天端幅の設計等で考慮する。

【解説】

河川砂防技術基準（案）設計編Ⅱ第3章2-2-1に示した設計外力の組み合わせ（平常時、洪水時）に加えて、以下に示す土石流時における安定計算を実施し、**いずれの組み合わせにおいても安定条件を満たさなければならない。**

設計外力の組み合わせは砂防堰堤の自重の外は表4-1-11のとおりとする。本指針でいう、「設計外力（平常時、洪水時）」は河川砂防技術指針（案）設計編Ⅱ第3章でいう「安定計算に用いる荷重」によるものとする。

表 4-1-11 不透過型砂防堰堤の安定計算に用いる設計外力

	平常時	土石流時	洪水時
堰堤高 15m 未満		静水圧、堆砂圧、 土石流流体力	静水圧
堰堤高 15m 以上	静水圧、堆砂圧、揚 圧力、地震時慣性 力、地震時動水圧	静水圧、堆砂圧、 揚圧力、 土石流流体力	静水圧、堆砂圧、 揚圧力

※堰堤高 15m 未満の砂防堰堤は、兵庫県南部地震をはじめとして過去に発生した大きな地震において、砂防堰堤の機能を喪失し、被災が原因で周辺家屋等に直接的な災害や二次災害を引き起こすような重大な被害は生じていない。また、動的解析の結果、引張応力、圧縮応力および滑動に対して安全性は確保されていると判断される。

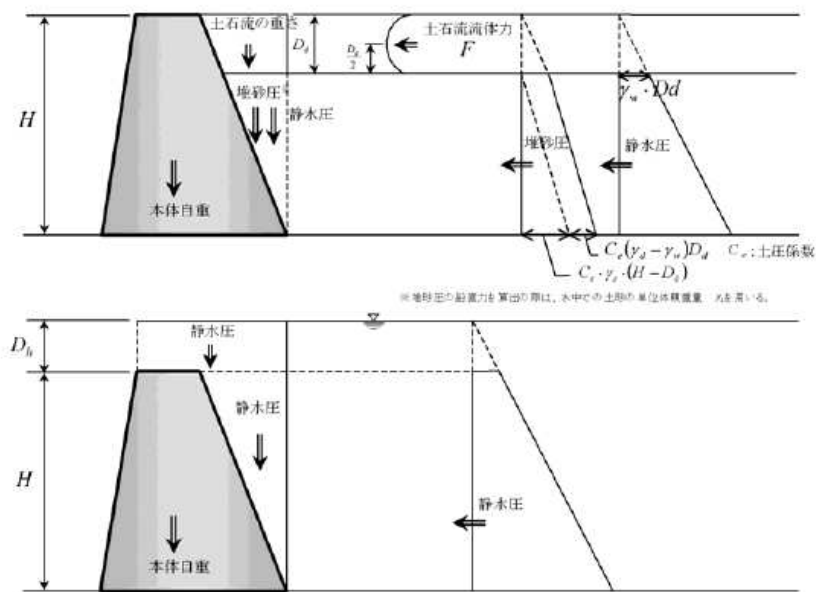


図 4-1-24 不透過型砂防堰堤 越流部の設計外力図

(H < 15m、上段：土石流時、下段：洪水時)

(1) 自重

堰堤堤体の自重は、堤体の体積に堤体築造に用いる材料の単位体積重量 (kN/m³) を乗じて求められる。

$$W = W_c \cdot A \cdot \dots \dots (4-1-4)$$

W : 単位幅当たりの堰堤堤体の自重 (kN)

W_c : 堤体築造に用いるコンクリートの単位体積重量 (kN/m³)

A : 堰堤堤体単位幅当たりの体積 (m³)

(2) 静水圧

静水圧は、次式により求められる。ただし、静水圧を算定するときの水面は、平常時は一般に水通し天端高とし、洪水時は水通し天端高に越流水深を加算するものとする。

$$P = W_w \cdot h_w \cdot \dots \dots (4-1-5)$$

P : 水深 h_w の点における静水圧 (kN/m²)

W_w : 水の単位体積重量 (kN/m³)

h_w : 水面からの任意の点の水深 (m)

1) 洪水時

水平方向

$$F P_{H1} = 1/2 \cdot W_0 \cdot H^2 \quad \dots \dots \dots (4-1-6)$$

$$F P_{H2} = W_0 \cdot h_3 \cdot H \quad \dots \dots \dots (4-1-7)$$

$F P_{H1}$: 単位幅当たりの P_{H1} による荷重 (kN/m)

$F P_{H2}$: 単位幅当たりの P_{H2} による荷重 (kN/m)

H : 堰堤高 (m)

h_3 : 越流水深 (m)

垂直方向

$$F P_{V1} = W_0 \cdot b_1 \cdot h_3 \quad \dots \dots \dots (4-1-8)$$

$$F P_{V2} = W_0 \cdot m \cdot h_3 \cdot H \quad \dots \dots \dots (4-1-9)$$

$$F P_{V3} = 1/2 \cdot W_0 \cdot m \cdot H^2 \quad \dots \dots \dots (4-1-10)$$

$F P_{V1}$: 単位幅当たりの P_{V1} による荷重 (kN/m)

$F P_{V2}$: 単位幅当たりの P_{V2} による荷重 (kN/m)

$F P_{V3}$: 単位幅当たりの P_{V3} による荷重 (kN/m)

b_1 : 本体の天端幅 (m)

m : 本体上流のり勾配

2) 土石流時

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。

水平方向

$$F P_{H1} = 1/2 \cdot W_0 \cdot (H - D_d)^2 \quad \dots \dots \dots (4-1-11)$$

$$F P_{H2} = W_0 \cdot D_d \cdot (H - D_d) \quad \dots \dots \dots (4-1-12)$$

$F P_{H1}$: 単位幅当たりの P_{H1} による荷重 (kN/m)

$F P_{H2}$: 単位幅当たりの P_{H2} による荷重 (kN/m)

D_d : 土石流の水深 (m)

垂直方向

$$F P_{V1} = 1/2 \cdot W_0 \cdot m \cdot (H - D_d)^2 \quad \dots \dots \dots (4-1-13)$$

$F P_{V1}$: 単位幅当たりの P_{V1} による荷重 (kN/m)

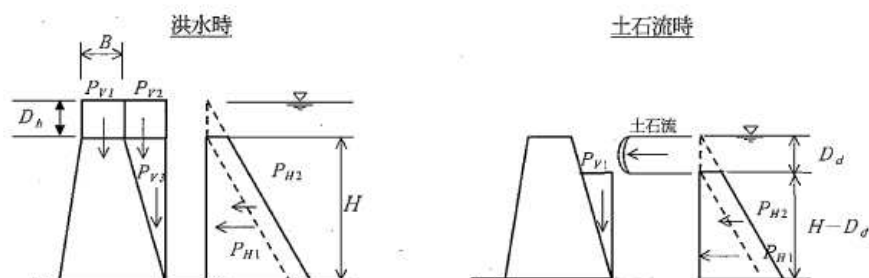


図4-1-25

(3) 堆砂圧

堆砂圧は、次式により求められる。

堆砂圧を算定するための堆砂面は、 $H < 15\text{m}$ の場合、計画堆砂面から土石流水深を差し引いた高さとし、 $H \geq 15\text{m}$ の場合、完成後1年以内で満砂する堰堤にあつては計画堆砂深を、その他にあつては施工時の埋戻深とする。

$$P_{ov} = W_{s1} \cdot h_e \quad \dots \dots \dots (4-1-14)$$

$$P_{oh} = C_e \cdot W_{s1} \cdot h_e \quad \dots \dots \dots (4-1-15)$$

P_{ov} : 堆砂圧の鉛直分力 (kN/m³)

P_{oh} : // の水平分力 (kN/m³)

W_{s1} : 泥水中堆砂単位体積重量 (kN/m³)

$$H < 15\text{m} : W_{s1} = C_* \cdot (\sigma - \rho_w)$$

σ : 礫の単位体積重量 (kN/m³)

ρ_w : 泥水単位体積重量 (kN/m³)

C_* : 堆積土砂の容積土砂濃度

$\sigma = 25.5 \text{ kN/m}^3$ 、 $\rho_w = 11.8 \text{ kN/m}^3$ 、 $C_* = 0.6$ のとき、

$$W_{s1} = 0.6 \times (25.5 - 11.8) = 8.22 \text{ kN/m}^3$$

$$H \geq 15\text{m} : W_{s1} = W_s - (1 - v) \cdot W_0$$

W_s : 堆砂見掛け単位体積重量 (kN/m³)

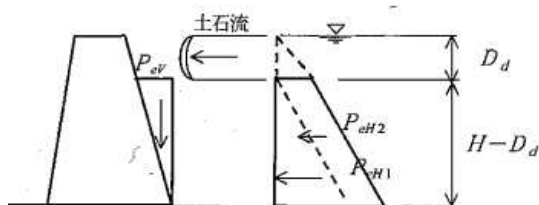
v : 堆砂空隙率 $v = (W_{sa} - W_s) / W_{sa}$

W_0 : 水の単位体積重量 (kN/m³)

W_{sa} : 堆砂絶対単位体積重量 (kN/m³)

h_e : 堆砂面からの任意の点までの堆積深 (m)

C_e : 土圧係数



$$\text{土圧係数 } C_e = \frac{\cos i - \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \phi}}{\cos i + \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \phi}}$$

図 4-1-26 堆砂圧(土石流時)

堆砂面がほぼ平坦 $i = 0$ ($i = 15^\circ$ ぐらいまで $\cos 15^\circ = 0.9659 \approx 1$ と仮定する) とすれば

$$C_e = (1 - \sin \phi) / (1 + \sin \phi)$$

(ϕ : 堆砂土の水中での内部摩擦角) で示される。

1) 土石流時

土石流時は、堆砂面上に土石流重量が上裁荷重として作用し、堆砂圧はこの上裁荷重による土圧 $C_o(\gamma_d - W_0)D_d$ を加えた大きさとなる。

水平方向

$$F P_{oh1} = 1/2 \cdot C_o \cdot W_{s1} \cdot (H - D_d)^2 \quad \dots \dots \dots (4-1-16)$$

$$F P_{oh2} = C_o \cdot (\gamma_d - W_0) \cdot D_d \cdot (H - D_d) \quad \dots \dots \dots (4-1-17)$$

$F P_{oh1}$: 単位偏当たりの P_{oh1} による荷重 (kN/m)

$F P_{oh2}$: 単位偏当たりの P_{oh2} による荷重 (kN/m)

H : 堰堤高 (m)

D_d : 現溪床勾配を用いて算出した土石流の水深 (m)

C_o : 土圧係数

W_{s1} : 泥水中堆砂単位体積重量 (kN/m³)

γ_d : 土石流の単位体積重量 (kN/m³)

W_0 : 水の密度 (kN/m³)

垂直方向

$$F P_{ov1} = 1/2 \cdot W_{s1} \cdot m \cdot (H - D_d)^2 \quad \dots \dots \dots (4-1-18)$$

$F P_{ov1}$: 単位幅当たりの P_{ov1} による荷重 (kN/m)

m : 本体上流ののり勾配

$$\gamma_s = C_* (\sigma - \rho) g$$

$$\gamma_w = \rho g$$

γ_s : 水中での土砂の単位体積重量 (kN/m³)

γ_w : 水の単位体積重量 (堰堤高が²15m未満の場合は11.8kN/m³程度、堰堤高が²15m以上の場合は9.8kN/m³程度)

C_* : 溪床堆積土砂の容積濃度

ρ : 水の密度 (kg/m³)

σ : 礫の密度 (kg/m³)

g : 重力加速度 (m/s²) (9.8m/s²)

(4) 揚圧力 (ハイダム時のみ)

揚圧力は、堰堤堤底全面に鉛直上向きに作用するものとし、表 4-1-12 を基準として計算する。

表 4-1-12 揚圧力の大きさ

基礎地盤の種類	上流端 (kN/m ²)	下流端 (kN/m ²)
岩盤	$(h_2 + \mu \Delta h) W_0$	$h_2 W_0$
砂礫盤	$h_1 W_0$	$h_2 W_0$

μ : 揚圧力係数

h_1 : 堰堤上流側水深 (m)

h_2 : 堰堤下流側水深 (m)

Δh : 上・下流の水位差 (m) $\Delta h = h_1 - h_2$

W_0 : 水の単位体積重量 (kN/m³)

任意の点 (X) における揚圧力は次式による。

$$UX = [h_2 + \mu \Delta h (1 - X/l)] W_0 \dots \dots \dots (4-1-19)$$

UX : X地点の揚圧力 (kN/m²)

l : 全浸透経路 (m)、 $l = b_2$ ただし、止水壁等を設ける場合は、 $l = b_2 + 2d$ とする。

b_2 : 堤底幅 (m)

d : 止水壁の長さ (m)

X : 上流端から X地点までの浸透経路長 (m)

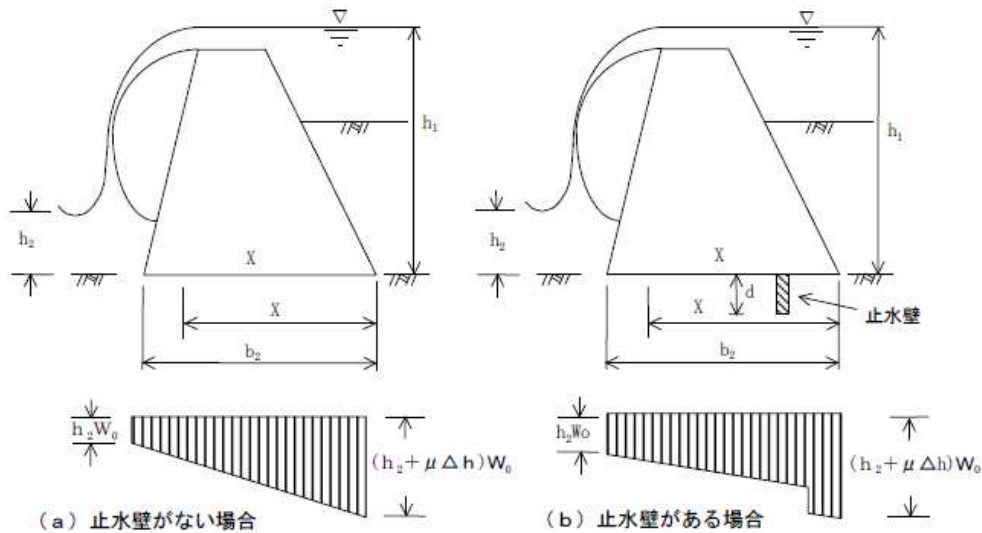


図 4-1-27 揚圧力の分布

(5) 地震時慣性力 (ハイダム時のみ)

地震時慣性力は、堤体に水平方向に作用するものとし、堰堤の自重に設計震度を乗じた値とし、次式により求められる。

$$I = KW \quad \dots \dots \dots (4-1-20)$$

I : 単位幅当たりの堰堤堤体に作用する地震時慣性力 (kN/m)

K : 設計震度

W : 単位幅当たりの堰堤堤体の自重 (kN/m)

設計震度は通常の岩盤の場合は表 4-1-13 の値を標準とする。

表 4-1-13 設計震度

堰堤の種類	設計震度
重力式コンクリート堰堤	0.10

(6) 地震時動水圧 (ハイダム時のみ)

地震時動水圧は、堰堤の堤体と貯留水との接触面に対して垂直に作用するものとし、その値は、次式 (Zanger式) により求めるものとする。

$$P_x = C \cdot W_o \cdot K \cdot H \quad \dots \dots \dots (4-1-21)$$

$$C = \frac{C_n}{2} \left\{ \frac{h_x}{H} \left[2 - \frac{h_x}{H} \right] + \sqrt{\frac{h_x}{H} \left[2 - \frac{h_x}{H} \right]} \right\} \quad \dots \dots (4-1-22)$$

$$P_d = \eta \cdot \frac{C_n}{2} \cdot W_o \cdot K \cdot H^2 \sec \theta \quad \dots \dots (4-1-23)$$

$$h_d = \lambda \cdot h_x \quad \dots \dots \dots (4-1-24)$$

P_x : X地点の地震時動水圧 (kN/m²)

P_d : 貯留水面からX地点までの全地震動水圧 (kN/m)

W_o : 貯留水の単位体積重量 (kN/m³)

K : 設計震度

H : 貯留水面から基礎地盤までの水深 (m)

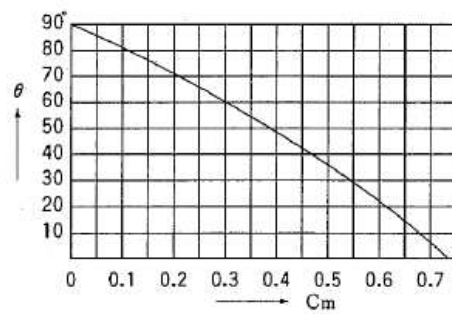
h_x : 貯留水面からX地点までの水深 (m)

C_n : Cが最大となるとき (P_x が最大になるとき) のCの値 (図 4-1-28(a)参照)

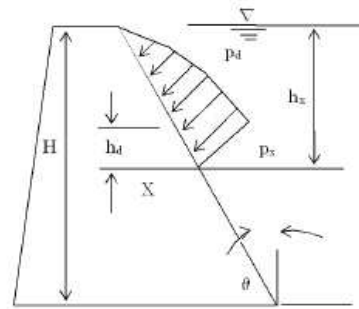
h_d : X地点から P_d の作用点までの高さ (m)

$\eta \lambda$: 図 4-1-28(C) から求められる係数

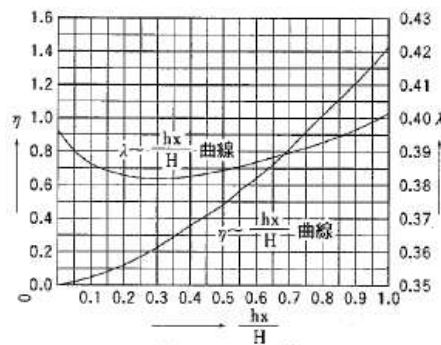
C : 圧力係数



(a) Cmの値



(b) 地震時動水圧模式図



(c) η及びλの値

図 4-1-28 地震時動水圧の係数

(注) Zangerの式は堰堤の上流側の法面が傾斜している場合に使用するもので、堰堤上流側の法面が鉛直か鉛直に近い場合は、Westergaardの近似式を使用するものとする。

(同式については国土交通省河川砂防技術基準(案)参照のこと)

(7) 土石流流体力

$$F = K_h \cdot \gamma_d / g \cdot D_d \cdot U^2 \quad \dots \dots \dots (4-1-25)$$

- F : 単位当りの土石流の流体力 (kN/m)
- U : 堰堤地点における土石流の平均流速 (m/s)
- D_d : 現溪床勾配を用いて算出した土石流の水深 (m)
- g : 重力加速度 (9.8m/s²)
- K_h : 係数 (1.0 とする)
- γ_d : 土石流の単位体積重量 (kN/m³)

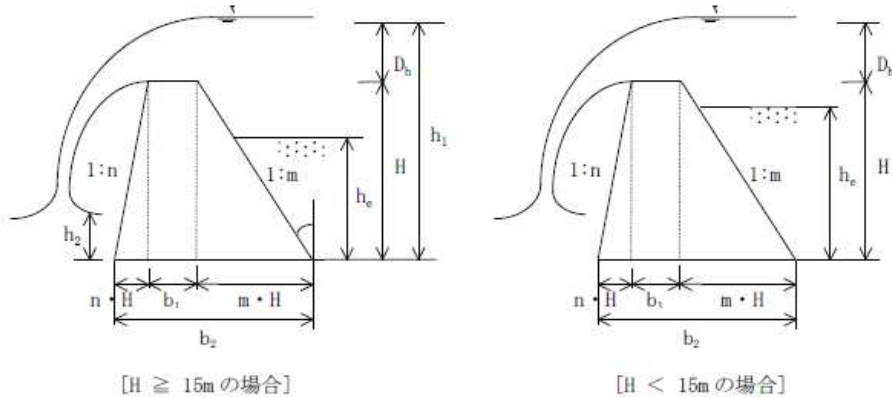
土石流時の場合、土石流荷重は本体に最も危険な状態とし、堆砂地が土石流の水深(D_d)分だけ残して堆砂した状態で土石流が本堰堤を直撃したケースを想定する。土石流流体力は、 $D_d/2$ の位置に、水平に作用させる。

3-3-5 安定計算例

安定計算は、本章3-3-4-3の表4-1-11に示す設計荷重を組み合わせで行うものとする。

【解説】

表4-1-14~4-1-16、図4-1-30~4-1-32は砂防堰堤に作用する荷重等を示したものである。



- H : 堰堤高 (m)
 - b_1 : 水通し天端幅 (m)
 - b_2 : 堤体幅 (m) $b_2 = b_1 + (m + n) \cdot H$
 - m : 上流のり勾配 $m = \tan \theta$
 - n : 下流のり勾配
 - D_d : 土石流水深 (m)
 - D_h : 越流水深 (m)
 - h_e : 堆砂深 (m)
 - W_c : 堤体コンクリートの単位体積重量 (kN/m^3)
 - W_0 : 流水の単位体積重量 (kN/m^3) $H < 15\text{m}$ の時 11.8 kN/m^3
 $H \geq 15\text{m}$ の時 9.8 kN/m^3
 - W_{s1} : 堆砂の水における単位体積重量 (kN/m^3)
 (ただし、土石流時では堆砂の泥水における単位体積重量とする。)
 - γ_d : 土石流の単位体積重量 (kN/m^3)
 - ρ_f : 土石流中の砂礫の泥水中単位体積重量 (kN/m^3) $\rho_f = \gamma_d - W_0$
 - C_e : 土圧係数
- [※以下ハイダムに使用]
- h_1 : 上流側水深 (m) $h_1 = H + h_3$
 - h_2 : 下流側水深 (m)
 - μ : 揚圧力係数
 - k : 設計震度
 - η 、 C_p 、 λ : 本章3-3-4-3(6)参照

図4-1-29 安定計算諸元

表4-1-14 砂防堰堤の単位幅当たり断面に作用する力（洪水時）

設計荷重	記号	計算式	鉛直力 (V)	水平力 (H)	堤底の上流端から作用線までの距離 (L)	モーメント (M=VL+HL)
堤体の自重	W					
	W_1	$1/2 \cdot W_c \cdot n \cdot H^2$	(+)		$mH + B + 1/3nH$	(+)
	W_2	$W_c \cdot B \cdot H$	(+)		$mH + 1/2B$	(+)
	W_3	$1/2 \cdot W_c \cdot m \cdot H^2$	(+)		$2/3mH$	(+)
静水圧	P					
	P_{V1}	$W_o \cdot b_1 \cdot D_h$	(+)		$mH + 1/2B$	(+)
	P_{V2}	$W_o \cdot m \cdot D_h \cdot H$	(+)		$1/2mH$	(+)
	P_{V3}	$1/2 \cdot W_o \cdot m \cdot H^2$	(+)		$1/3mH$	(+)
	P_{H1}	$1/2 \cdot W_o \cdot H^2$		(+)	$1/3H$	(+)
	P_{H2}	$W_o \cdot D_h \cdot H$		(+)	$1/2H$	(+)
堆砂圧 (ハイダムのみ)	P_e					
	P_{eV}	$1/2 \cdot W_{s1} \cdot m \cdot h_e^2$	(+)		$1/3mh_e$	(+)
	P_{eH}	$1/2 \cdot C_e \cdot W_{s1} \cdot h_e^2$		(+)	$1/3h_e$	(+)
揚圧力 (ハイダムのみ)	U					
	U_1	$1/2 \cdot W_o \cdot \mu \cdot b_2 \cdot (H + D_h - h_2)$	(-)		$1/3b_2$	(-)
	U_2	$W_o \cdot b_2 \cdot h_2$	(-)		$1/2b_2$	(-)
合計			V	H		M

※堰堤高15m未満の場合は堤体の自重Wおよび静水圧Pを用いる。

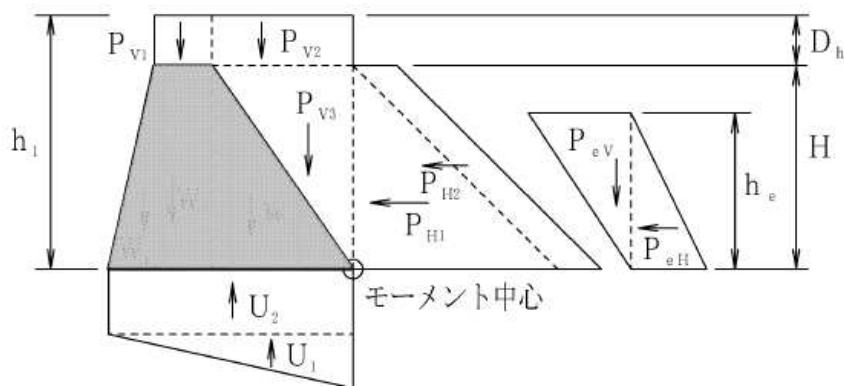


図4-1-30 砂防堰堤の単位幅当たり断面に作用する力（洪水時）

表4-1-15 砂防堰堤の単位幅当たり断面に作用する力（土石流時）

設計荷重	記号	計算式	鉛直力 (V)	水平力 (H)	堤底の上流端から作用線までの距離 (L)	モーメント (M=VL+HL)
堤体の自重	W					
	W_1	$1/2 \cdot W_C \cdot n \cdot H^2$	(+)		$ml + B + 1/3nl$	(+)
	W_2	$W_C \cdot B \cdot H$	(+)		$ml + 1/2B$	(+)
	W_3	$1/2 \cdot W_C \cdot m \cdot H^2$	(+)		$2/3ml$	(+)
静水圧	P					
	P_{V1}	$1/2 \cdot W_0 \cdot m \cdot (H-D_d)^2$	(+)		$1/3m(H-D_d)$	(+)
	P_{H1}	$1/2 \cdot W_0 \cdot (H-D_d)^2$		(+)	$1/3(H-D_d)$	(+)
	P_{H2}	$W_0 \cdot D_d \cdot (H-D_d)$		(+)	$1/2(H-D_d)$	(+)
堆砂圧	P_e					
	P_{eV1}	$1/2 \cdot W_{s1} \cdot m \cdot (H-D_d)^2$	(+)		$1/3m(H-D_d)$	(+)
	P_{eH1}	$1/2 \cdot C_e \cdot W_{s1} \cdot (H-D_d)^2$		(+)	$1/3(H-D_d)$	(+)
	P_{eH2}	$C_e \cdot \rho_t \cdot D_d \cdot (H-D_d)$		(+)	$1/2(H-D_d)$	(+)
土石流の重さ	P_d					
	P_{d1}	$\gamma_d \cdot D_d \cdot m \cdot (H-D_d)$	(+)		$1/2m(H-D_d)$	(+)
	P_{d2}	$1/2 \cdot \gamma_d \cdot m \cdot D_d^2$	(+)		$m(H-D_d) + mD_d/3$	(+)
流体力	F	$\alpha \cdot (\gamma_d/g) \cdot D_d \cdot U^2$		(+)	$(H-D_d) + D_d/2$	(+)
揚圧力 (ハイダムのみ)	U					
	U_1	$1/2 \cdot W_0 \cdot \mu \cdot b_2 \cdot (H-h_2)$	(-)		$1/3b_2$	(-)
	U_2	$W_0 \cdot b_2 \cdot h_2$	(-)		$1/2b_2$	(-)
合計			V	H		M

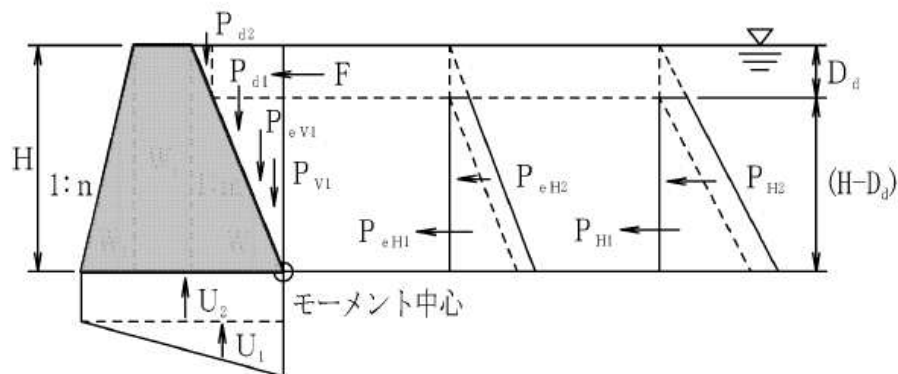


図4-1-31 砂防堰堤の単位幅当たり断面に作用する力（土石流時）

表4-1-16 砂防堰堤の単位幅当たり断面に作用する力（平常時 $D_h=0$ ）（ハイダムのみ）

設計荷重	記号	計算式	鉛直力 (V)	水平力 (H)	堤底の上流端から作用線までの距離 (L)	モーメント (M=VL+HL)
堤体の自重	W					
	W_1	$1/2 \cdot W_c \cdot n \cdot H^2$	(+)		$mH + B + 1/3nh$	(+)
	W_2	$W_c \cdot B \cdot H$	(+)		$mH + 1/2B$	(+)
	W_3	$1/2 \cdot W_c \cdot m \cdot H^2$	(+)		$2/3mH$	(+)
静水圧	P					
	P_{v1}	$1/2 \cdot W_0 \cdot m \cdot H^2$	(+)		$1/3mH$	(+)
	P_{H1}	$1/2 \cdot W_0 \cdot H^2$		(+)	$1/3H$	(+)
堆砂圧	P_e					
	P_{eV}	$1/2 \cdot W_{s1} \cdot m \cdot h_e^2$	(+)		$1/3mh_e$	(+)
	P_{eH}	$1/2 \cdot C_e \cdot W_{s1} \cdot h_e^2$		(+)	$1/3h_e$	(+)
揚圧力	U					
	U_1	$1/2 \cdot W_0 \cdot \mu \cdot b_2 \cdot (H-h_2)$	(-)		$1/3b_2$	(-)
	U_2	$W_0 \cdot b_2 \cdot h_2$	(-)		$1/2b_2$	(-)
地震時慣性力	I					
	I_1	$1/2 \cdot K \cdot W_c \cdot n \cdot H^2$		(+)	$1/3H$	(+)
	I_2	$K \cdot W_c \cdot b_1 \cdot H$		(+)	$1/2H$	(+)
	I_3	$1/2 \cdot K \cdot W_c \cdot m \cdot H^2$		(+)	$1/3H$	(+)
地震時動水圧	P_d					
	P_{dV}	$1/2 \cdot \eta \cdot C_m \cdot K \cdot W_0 \cdot m \cdot H^2$	(+)			(+)
	P_{dH}	$1/2 \cdot \eta \cdot C_m \cdot K \cdot W_0 \cdot H^2$		(+)		(+)
合計			V	H		M

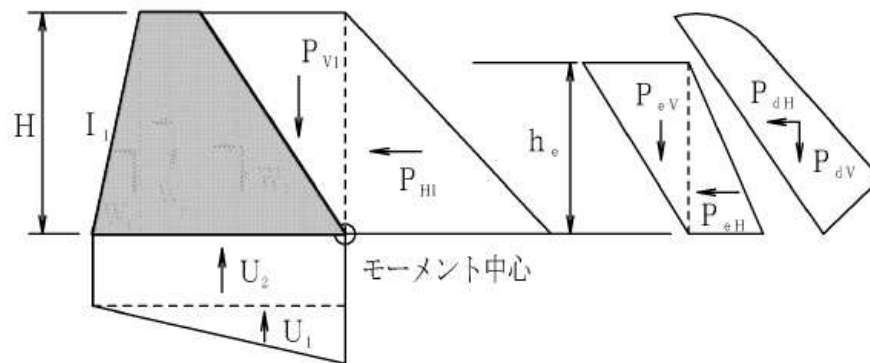


図4-1-32 砂防堰堤の単位幅当たり断面に作用する力（平常時 $D_h=0$ ）

(1) 転倒に対する安定計算

$$X = \frac{M}{V} \quad \dots \dots \dots (4-1-26)$$

$$0 \leq X \leq b_2$$

X : 荷重の合力の作用線と堤底との交点から堤底の上流端までの距離 (m)

M : 堤底の上流端を支点として、単位幅当たり断面に作用する荷重のモーメントの合計
(kN・m/m)

V : 単位幅当たり断面に作用する鉛直力の合計 (kN/m)

b₂ : 堤底幅 (m)

砂防堰堤の転倒に対する安定は、荷重の合力の堤底における作用点が堤底内にあればよく、式に満足すれば砂防堰堤は転倒しない。

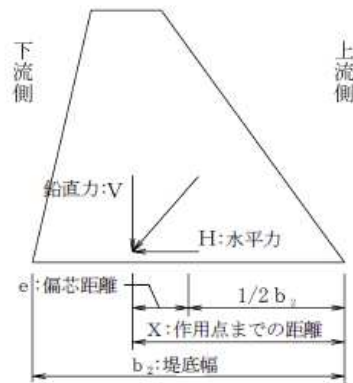


図4-1-33 砂防堰堤断面に作用する力 (転倒)

(2) 滑動に対する安定計算

$$n \leq \frac{f \cdot v + \tau_0 \cdot L}{H} \quad \dots \dots \dots (4-1-27)$$

n : 安全率

- | | | | |
|-------|--------|------|-------------------------|
| ① 堰堤高 | 15m 未満 | 砂礫基礎 | n=1.2、τ ₀ =0 |
| | | 岩盤基礎 | n=4.0 |
| ② 堰堤高 | 15m 以上 | 砂礫基礎 | n=1.5、τ ₀ =0 |
| | | 岩盤基礎 | n=4.0 |

V : 単位幅当たり断面に作用する鉛直力の合計 (kN/m)

H : 単位幅当たり断面に作用する水平力の合計 (kN/m)

f : 堰堤堤体と基礎地盤との摩擦係数

τ₀ : 堰堤堤体または基礎地盤とのうち小さい方の剪断強度 (kN/m²)

f 及び τ₀ の値は 3-3-3 (2) を参照

L : 剪断抵抗を期待できる長さ (m)

一般に堰堤底幅 (b₂) とするが多い。

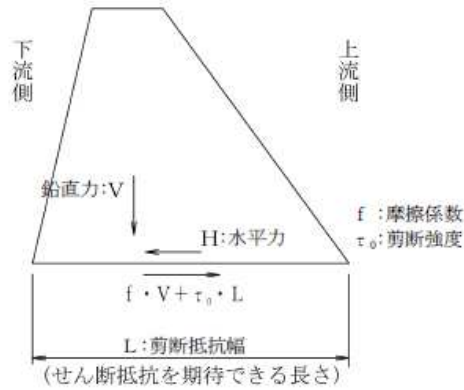


図4-1-34 砂防堰堤断面に作用する力（滑動）

(3) 堰堤堤体および基礎地盤の破壊に対する安定計算

$$\sigma = \frac{V}{b_2} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{b_2} \right) \dots \dots \dots (4-1-28)$$

$$e = X - 1/2 \cdot b_2 \dots \dots \dots (4-1-29)$$

b_2 : 堤底幅 (m)

σ : 堤底の上流端または下流端における垂直応力 (kN/m²)

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)

X : 荷重の合力の作用線と堤底との交点から堤底の上流端までの距離 (m)

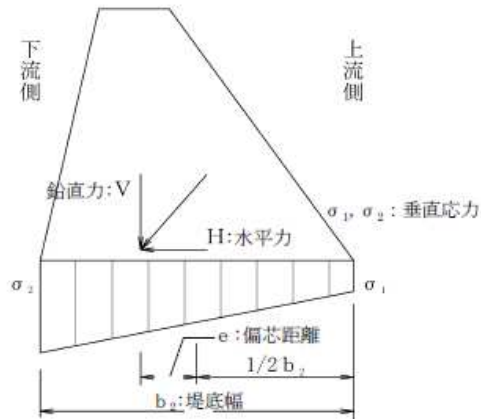


図4-1-35 砂防堰堤断面に作用する力（地盤反力）

$6e/b_2 > 1$ の時堤体上流端に引張応力が発生する。原則として引張応力を認めないため、合力の作用点は安全を確認する面の中央 $1/3$ 以内におさめるよう断面を定める必要がある。よって「1. 転倒、引張応力に対する安定」において下記のようにすればよい。

$$\frac{1}{3}b_2 \leq X \leq \frac{2}{3}b_2$$

前頁で求めた σ の値が、堰堤堤体および基礎地盤の許容応力より小さければ破壊に対して安定である。

堰堤高 15m 以上の最大垂直応力算定には、揚圧力を無視した計算も行っておく必要がある。

堰堤堤体および基礎地盤の許容応力は、2-3-2 および 3-3-3 (1) を参照すること。

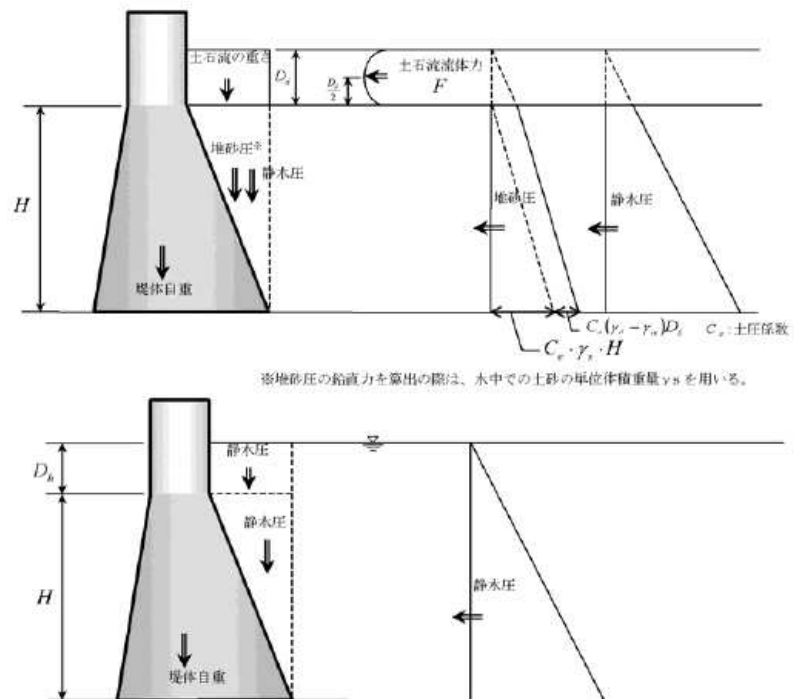
3-4 非越流部の安定性および構造

3-4-1 非越流部の安定計算

非越流部の本体の断面は、越流部の本体と同一とすることを基本とする。

【解説】

非越流部の本体の断面は、越流部の本体と同一とすることを基本とするが、非越流部の本体の断面を越流部の本体部の断面と変える場合や基礎地盤の条件が越流部と異なる場合等は、非越流部について安定計算を行うものとする。非越流部の安定計算は、袖を含めた形状で水通し天端まで堆砂した状態を考え、土石流流体力を水平に作用させて安定計算を行う。安定条件は3-3-4-1、設計外力は3-3-4-3に従うが、その作用位置は図4-1-36に従う。



※堆砂圧の鉛直力を算出の際は、水中での土砂の単位体積重量 γ_s を用いる。

図4-1-36 不透過型砂防堰堤非越流部の設計外力図

($H < 15\text{m}$ 、上段：土石流時、下段：洪水時)

3-4-2 袖の設計

堰堤の袖は、洪水等を越流させないことを原則とし、想定される外力に対して安全な構造として設計するものとする。なお、その構造は、次によるものとする。

1. 袖天端の勾配は、現河床勾配と同程度かそれ以上とする。
2. 袖天端の幅は、水通し天端幅以下とし、構造上の安全性を考慮して定める。
3. 袖の両岸への嵌入は堰堤基礎と同程度の安定性を有する地盤まで行う。
4. 屈曲部における堰堤の凹岸側の袖高は、偏流を考慮して定める。

【解説】

袖天端の幅は、本来はその堰堤に想定される外力に対して安全であり、かつ、管理上に支障のない幅で決定されるべきものであり、一般に1.5m程度確保できるようにする。

特に土石流対策で袖部の拡巾が必要な時は上流側において拡げることを原則とする。

袖の両岸は、洪水流等の外力をしばしば受けるとともに、異常な洪水や土石流により越流する場合も考えられ、これによる袖部の破壊あるいは下流部の洗掘は堰堤の本体の破壊の原因になりやすい。

袖はこれらに対処するため十分な袖勾配をとり、袖の嵌入の深さを本体と同程度の安定性を有する地盤までとし、特に砂礫地盤の場合は必要に応じて上下流に土留擁壁を施工して袖の基礎の安定を図るべきである。

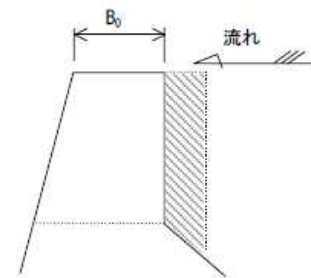


図 4-1-37 袖部の拡巾

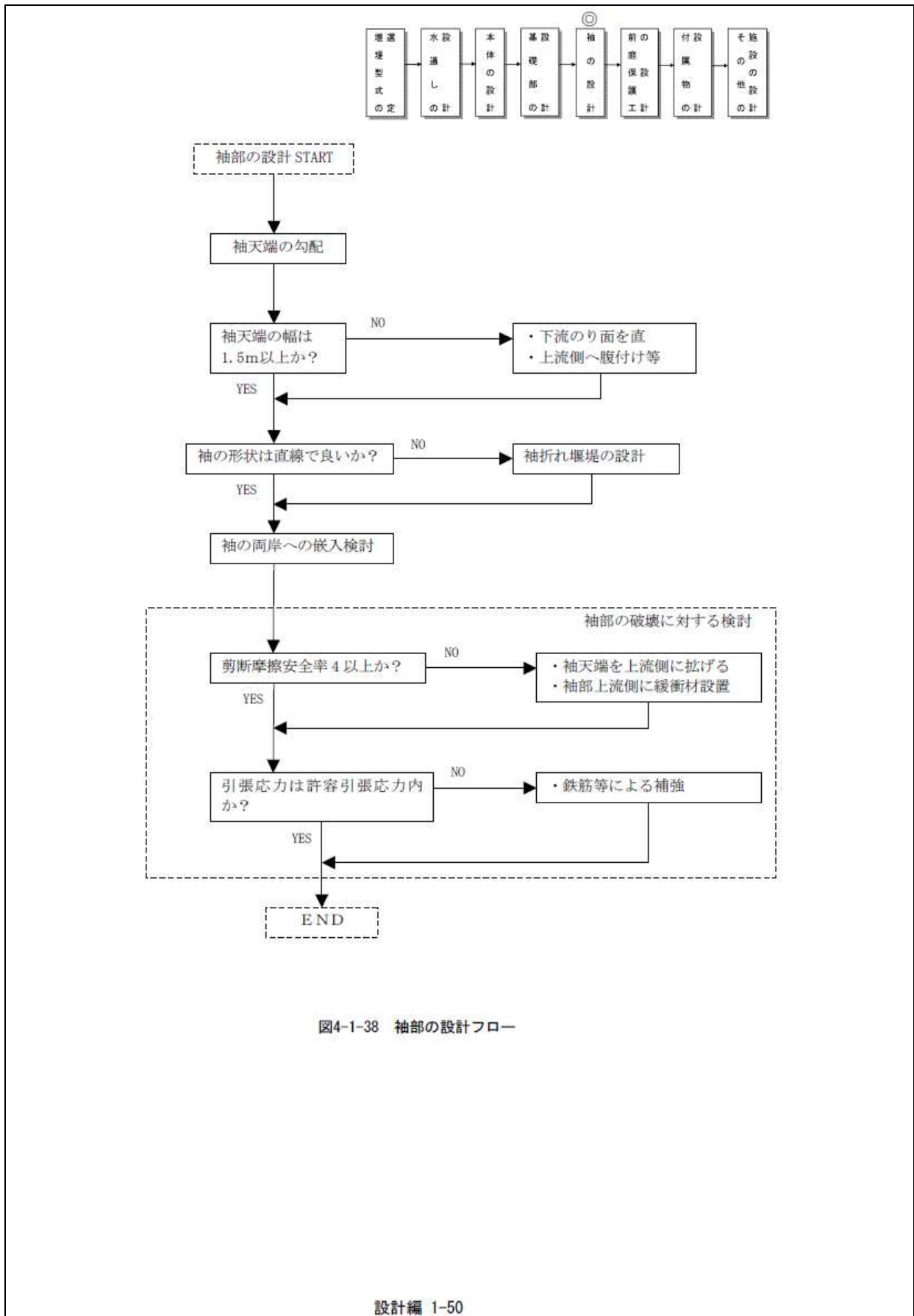


図4-1-38 袖部の設計フロー

(1) 袖天端の勾配

袖天端の勾配は、流出土砂形態が土石流を想定して設置する堰堤については、現況河床勾配程度を標準とする。(参考として、掃流区間の堰堤については計画堆砂勾配と同程度とする。)

尚、袖部の設計は下記を標準とする。(図4-1-39参照)

袖天端の勾配は、現河床勾配と同程度かそれ以上とするが、袖部の長さが現河床勾配の分母値程度の長さで現地盤に取付く場合は水平区間は設けない。

尚、分母値以上の長さの場合は分母値の長さを限度とし以上は水平区間とするのを標準とする。

又、天端高については偏流を考慮する場合等の特殊な場合を除き左右同高($H_1=H_2$)とする。

① 左右側とも現況河床勾配の分母(1)以下の長さの場合

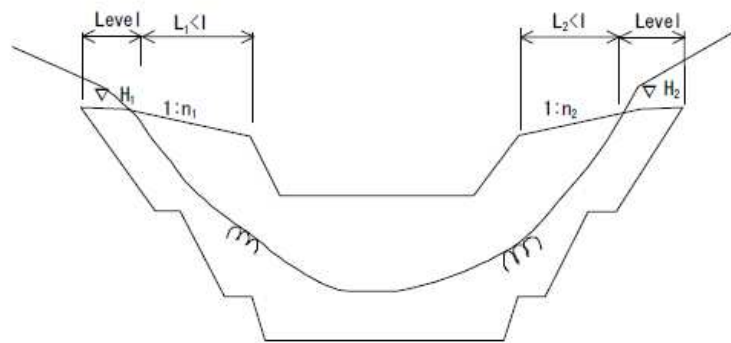


図 4-1-39(1) 袖天端の勾配

② 左右側が異なる場合 ($L_2 > L_1$, $n_1 > n_2$)

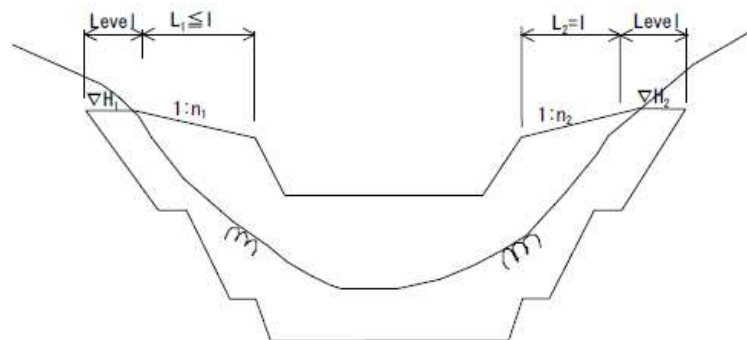


図 4-1-39(2) 袖天端の勾配

③ 左右共計画勾配 (I) より長い場合 ($L_1=L_2$, $n_1=n_2$)

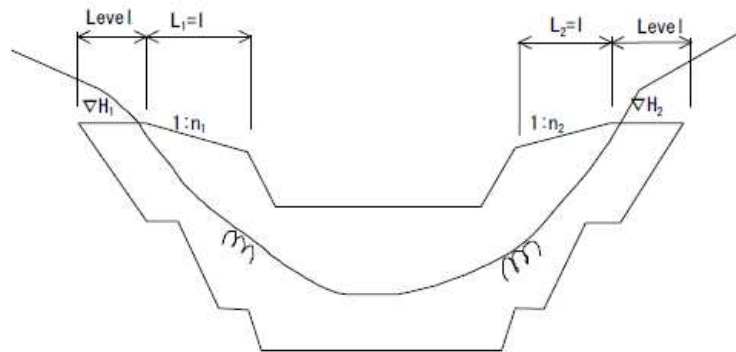


図 4-1-39(3) 袖天端の勾配

④ 洪水の越流の恐れがある場合

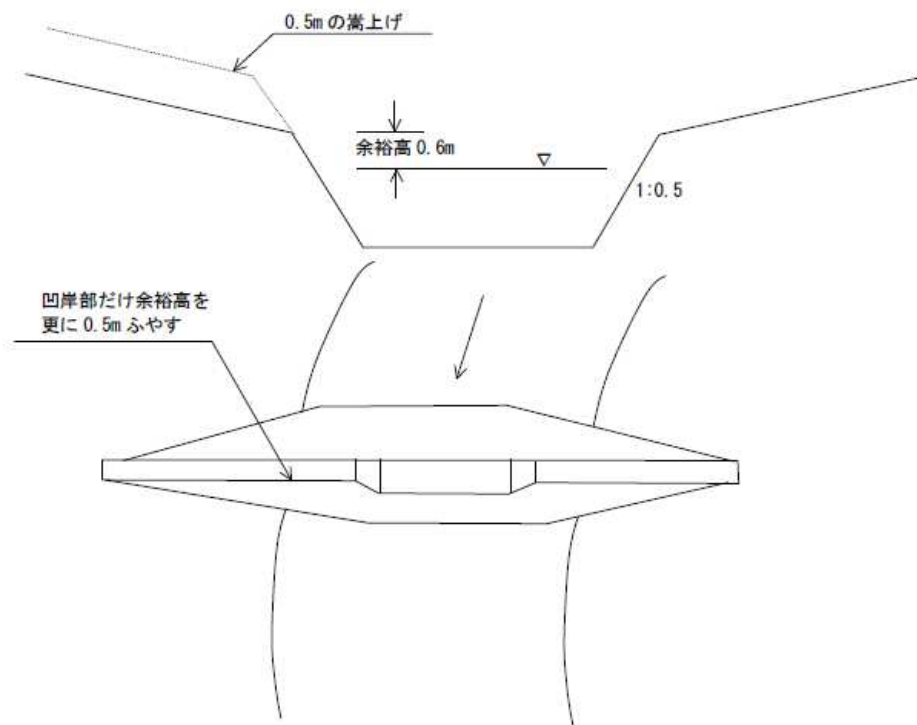
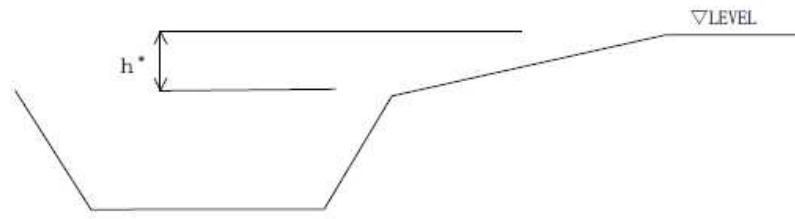


図 4-1-40 屈曲部袖天端の考え方

- 注意)
- L_1 , L_2 : 右岸、左岸袖勾配計画の範囲 (m)
 - n_1 , n_2 : 右岸、左岸袖勾配の分母
 - I : 現河床勾配の分母 (参考: 掃流区間では計画河床勾配)
 - h^* : $L = I$ の場合、 $h^* = 1.0\text{m}$
 - $L < I$ の場合、 $h^* < 1.0\text{m}$



袖天端高：一般に $H_1=H_2$ とする。

図 4-1-41 袖の高さ

(2) 袖天端の幅

袖天端の幅は、管理上に支障のない幅（1.5m程度）確保できるようにし、構造上の安定性も考慮して定める。

また、土石流等異常な外力が加わる恐れがある場合は、曲げせん断による破壊に対する安全を検討し、本体、袖部に鉄筋を入れたり、又は袖部の拡幅を考慮する等の対策を行うものとする。

(3) 袖の両岸への嵌入

袖の両岸への嵌入は堰堤基礎と同程度の安全性を有する地盤まで行うものとする。

袖の両岸は、洪水流等の外力をしばしば受けるとともに、異常な洪水や土石流により越流することも考えられ、これによる袖の破壊あるいは下流部の洗掘は堰堤本体の破壊の原因になりやすい。袖はこれらに対処するため十分な袖勾配をとり、袖の嵌入の深さを本体と同程度の安定性を有する地盤までとし、特に砂礫地盤の場合は必要に応じて上下流に土留擁壁を施工して袖の基礎の安定を図るべきである。

袖の嵌入深さはこれらに対処するため、表4-1-17を標準とし、嵌入方法については図4-1-42を参考とする。

表 4-1-17 袖の嵌入深さ

土 質	袖の嵌入深さ (L_1)	袖サイド根入れ (L_2)	基礎底面の範囲 (b_1)	摘 要
砂 礫	2.0m～3.0m 程度	2.5m～3.0m 程度	1.5m 以上	
軟 岩 (I)、(II)	2.0m 内外	1.5m～2.0m 程度	1.5m 以上	
中 硬 岩	1.5m～2.0m 程度	1.0m～1.5m 程度	1.5m 以上	
硬 岩	1.5m 内外	1.0m 内外	1.5m 内外	b_1 については現場条件による
被覆土のある岩磐	2.0m～3.0m 程度	2.5m～3.0m 程度	1.5m 以上	被覆土が1.0m以上ある場合

注) 被覆土が1.0m未満の場合は、被覆土を考慮せず、軟岩、硬岩の場合の所定の根入れ深さをとることとする。

① 土砂の場合

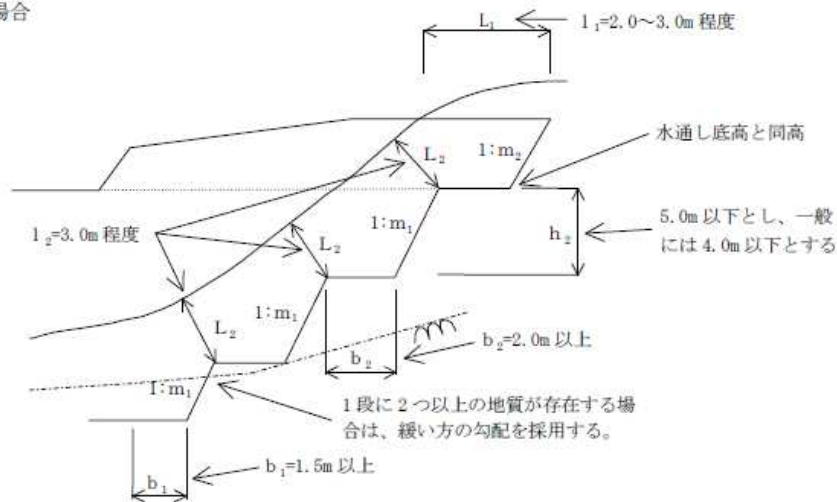


図 4-1-42(1) 土砂への嵌入

- ・砂礫地盤の場合、袖の嵌入方法は段切施工を標準とする。
 - ・ m_1 、 m_2 は、掘削高さ 5m 以上： $m_2=0.6$ 、5m 以下： $m_2=0.5$
- 注) L_1 、 L_2 は、本堰堤の埋戻しの保護として法面保護工等を実施する場合は、法面保護工等の位置、形状を考慮して決定すること。

② 岩盤（軟岩以上）の場合

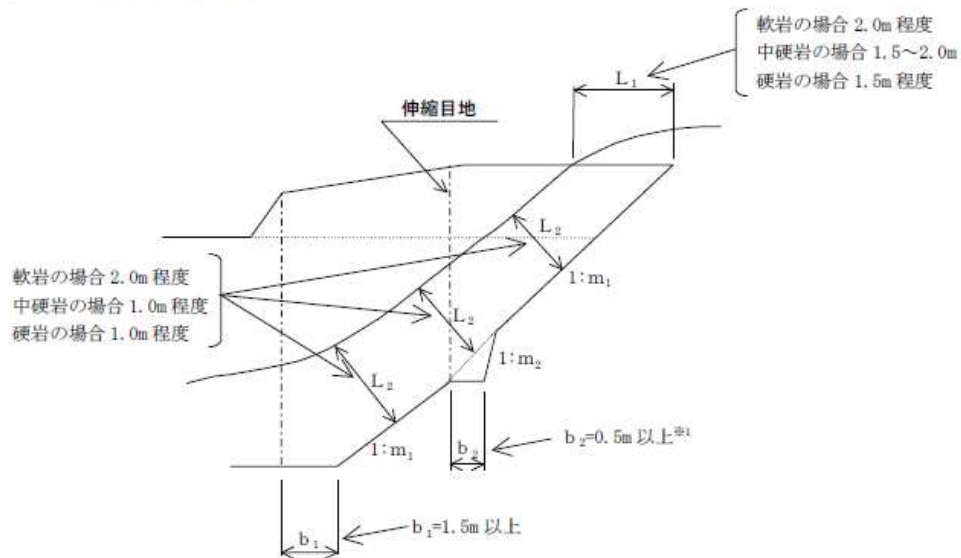


図 4-1-42(2) 岩盤への嵌入

- ・岩盤（軟岩以上）の場合、袖の嵌入方法は岩盤線に平行施工を原則とする。
- ・※1) b_2 は、労働安全衛生規則を犯さない範囲で変更可能
- ・ m_1 は岩盤線とほぼ平行とする。 m_2 は土質による床掘勾配
- ・ m_1 、 m_2 は 0.2 以上とする。

③ 被覆土のある岩区分の場合

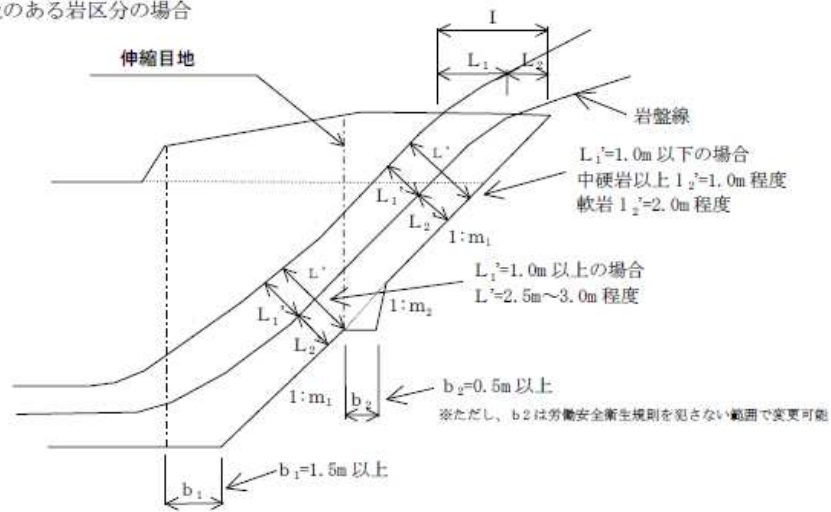


図 4-1-42(3) 岩盤（被覆土有り）への嵌入

・ 嵌入方法及び b_1 、 b_2 、 m_1 、 m_2 、 m_3 は、図 4-1-44(1)、(2) に準ずるものとする。

注) L 、 L' は、本堰堤の埋め戻しの保護として法面保護工等を実施する場合は、法面保護工等の位置、形状を考慮して決定すること。

3-4-3 袖部の破壊に対する構造計算

砂防堰堤の袖部は礫の衝撃力と流木の衝撃力の大きい方に土石流流体力を加えたものに対して安全な構造とする。

【解説】

(1) 袖部断面形状の基本条件

袖部の断面は次の2つの条件を満たす形状とする。

- ① 袖部の上流のり勾配は直とすることを原則とする。
- ② 袖部の下流のり勾配は直または、本体の下流のり勾配に一致させる。
- ③ 袖部の下流のり勾配を本体の下流のり勾配に一致させた場合、袖部の天端幅は1.5mを下限とする。
- ④ 本項で後述する設計外力に対して、袖部と本体の境界面上におけるせん断摩擦安全率は4以上とする。

(2) 設計外力と作用位置

上記の検討に用いる設計外力は以下に示す三種類とし、それらが袖部に作用する位置は図4-1-44に示す通りとする。

- ・袖部の自重
- ・土石流流体力
- ・礫の衝撃力と流木の衝撃力を比較して大きい衝撃力

(3) 安定条件と対処方法

設計外力に対して、袖部と本体の境界面上におけるせん断摩擦安全率は4以上とする。

上記の検討に際して袖部と本体の境界面上におけるせん断摩擦安全率が4未満となる場合、そのせん断摩擦安全率が4以上となるように、袖部を上流側に出して袖の天端幅を拡げる(図4-1-43)か、あるいは、袖部の上流側に緩衝材等を設置して衝撃力を緩和する。なお、緩衝材により袖部を保護する場合、緩衝材の緩衝効果は試験により確認することが望ましい。

また、袖部破壊の主因である衝撃力は短期荷重であるため、袖部と本体の境界面上に生じる引張応力は原則として許容引張応力以下とする。なお、袖部と本体の境界面上に生じる引張応力が許容引張応力を上回る場合、その引張応力を鉄筋あるいは鉄骨で受け持たせるものとし、それらの鉄筋あるいは鉄骨は袖部と本体の境界面をまたぐように配置する。

なお、礫の衝撃力および流木の衝撃力の算定にあたり、それらの速度は土石流の流速と等しいとし、礫径は最大礫径、流木の直径は最大直径とする。また、礫および流木は図4-1-46に示すように水通し天端まで堆積した状態で、土石流水面に浮いて衝突するものとする。土石流の水深が礫径および流木径より小さい場合は、礫および流木は堆砂面上を流下して衝突するものとする。土石流の流速と水深は計画編第1章2-1-8-5に示した方法に基づき算出するものとする。



図 4-1-43 袖部天端幅の拡幅例

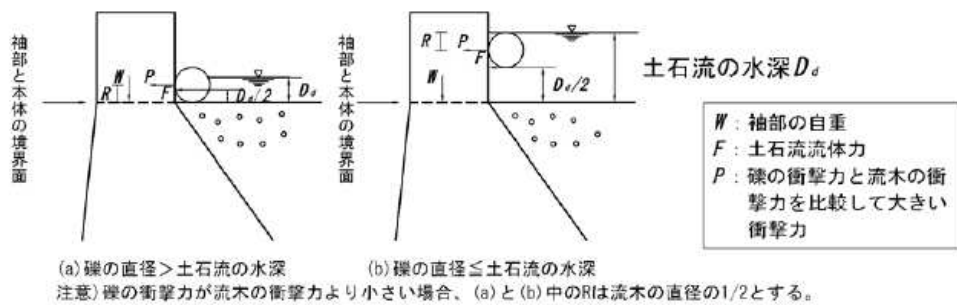


図4-1-44 袖部と本体の境界面および設計外力とその作用点

(4) 安定計算

砂防堰堤の袖部は、打継目毎に1ブロックに対して土石流流体力および礫の衝撃力、流木の衝撃力に対して安全な構造とする必要がある。水通し天端まで計画堆砂勾配で堆砂した状態で、打継目毎に1ブロックと考え、土石流流体力及び衝撃力を水平に与えて、袖部コンクリートの安定を自重だけで安定かどうか計算を行う。

袖部の1ブロックに衝突する巨礫の作用時間は1/100～1/1、000秒オーダーであり、極めて短時間であるので、同時に複数個の巨礫が衝突しないものと仮定し、単位幅当たりの衝撃力に対して安定計算を行う。

袖部の安定計算は次のとおりである。

① 単位幅あたりの礫の衝撃力(P_1)を算出する。

$$P_1 = \beta n \alpha^{3/2} \quad \dots \dots (4-1-30)$$

$$n = \frac{16R}{9\pi^2(K_1 + K_2)}$$

$$K_1 = \frac{1 - \nu_1^2}{\pi E_1}$$

$$K_2 = \frac{1 - \nu_2^2}{\pi E_2}$$

$$\alpha = \left(\frac{5V^2}{4n_1 \cdot n} \right)^{2/5}$$

$$n_1 = \frac{1}{m_2}$$

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

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

E_1 : コンクリートの終局強度割線弾性係数 ($0.1 \times 2.6 \times 9.8 \times 10^9 \text{ N/m}^2$)

E_2 : 礫の弾性係数 ($5.0 \times 9.8 \times 10^9 \text{ N/m}^2$)

ν_1 : コンクリートのポアソン比 (0.194)

ν_2 : 礫のポアソン比 (0.23)

m_1 : コンクリートの質量 (kg) m_2 : 礫の質量 (kg)

R : 礫の半径 (m)

V : 礫の速度 (m/s)

α : へこみ量

β : 実験定数

② 単位幅あたりの流木の衝撃力 (P_2) を算出する。

$$P_{21} = \beta n \alpha^{3/2} \quad \dots \dots \dots (4-1-31)$$

$$n = \frac{16R}{9\pi^2(K_1 + K_3)}$$

$$K_1 = \frac{1 - \nu_1^2}{\pi E_1}$$

$$K_2 = \frac{1 - \nu_3^2}{\pi E_3}$$

$$\alpha = \left(\frac{5V^2}{4n_1 \cdot n} \right)^{2/5}$$

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

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

$$E = \frac{m_3}{m_1} V^2$$

E_1 : コンクリートの終局強度割線弾性係数 ($0.1 \times 2.6 \times 9.8 \times 10^9 \text{ N/m}^2$)

E_2 : 流木の弾性係数 ($7.35 \times 10^9 \text{ N/m}^2$)

ν_1 : コンクリートのポアソン比 (0.194)

ν_3 : 流木のポアソン比 (0.40)

m_1 : コンクリートの質量 (kg) m_3 : 流木の質量 (kg)

R : 礫の半径 (m)

V : 礫の速度 (m/s)

α : へこみ量

β : 実験定数

③ 単位幅あたりの礫の衝撃力 (P_1) と流木の衝撃力 (P_2) を比較し、大きい方を袖部の安定計算に用いる土石流衝撃力とする。

④ 滑動、転倒、破壊に対する安定計算を行う。

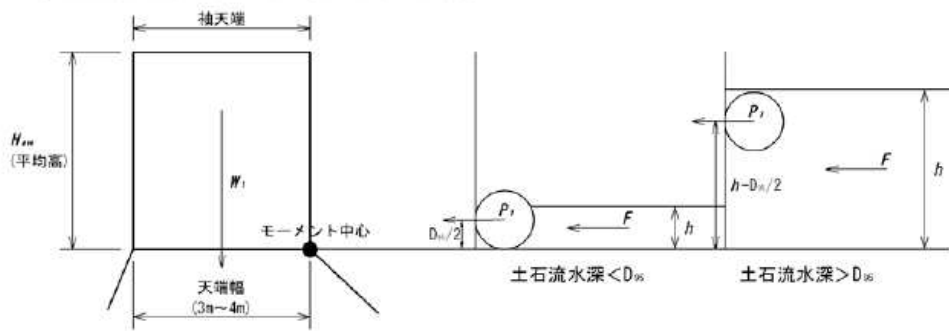


図4-1-45 袖に対する礫の衝突荷重

- I 転倒：「3.2.4(1)」参照。ただし、短期荷重として荷重の合力の作用位置は袖天端幅内として評価する。
- II 滑動に対する安定：「3.2.4(2)」参照。袖部と本体の境界面上におけるせん断摩擦安全率は4以上として評価する。
- III 破壊：「3.2.4(3)」参照。ただし、短期荷重として袖部と本体の境界面上に生じる引張応力は原則として許容引張応力以下として評価する。

⑤ せん断摩擦安全率の検討結果と袖部の補強に関する検討結果から、外力に対して袖部の安全性が確保できない場合は、袖部の補強を行う。

(5) 鉄筋による袖部の補強

鉄筋による補強においては、袖部を片持ち梁と考えてその安定を検討する。単位幅当たりに必要な鉄筋量は、袖部に働く単位幅当たりの最大曲げモーメントから算出する。

また、鉄筋に働く付着応力が鉄筋の付着応力度を上回らないことはもちろん、コンクリート部に働くせん断応力度がコンクリートの許容せん断応力度以下でなければならない。

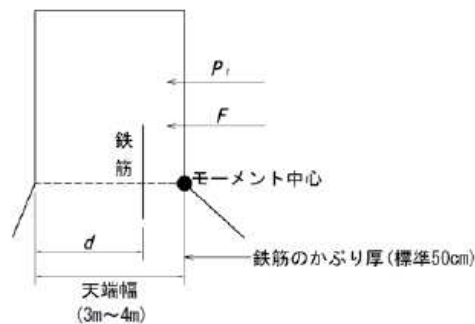


図4-1-46 鉄筋による袖部の補強

① 単位幅当たり必要な鉄筋量

$$A_s = \frac{M_{\max}}{\sigma_{sa} \cdot 7/8 \cdot d} \quad \dots \dots \dots (4-1-32)$$

A_s : 単位幅当たりに必要な鉄筋量 (cm²/m)

M_{\max} : 最大曲げモーメント (N・m/m)

$$M_{\max} = P_1 \times D_{95}/2 + F \times h/2 \quad (\text{土石流水深} < D_{95} \text{の場合})$$

P_1 : 単位幅当たりの衝撃力 (N/m)

F : 土石流流体力 (N/m)

σ_{sa} : 鋼材の許容引張応力度に、短期強度を考慮して1.5倍したもの (N/cm²)

$$\sigma_{sa} = \sigma_{sa} \times 1.5 = 264 \text{ N/mm}^2 = 26,400 \text{ N/cm}^2$$

σ_{sa} : 鋼材 (SD295A) の許容引張応力度 (N/mm²)

$$\sigma_{sa} = 176 \text{ (N/mm}^2)$$

d : 鉄筋の水通し前面からの距離 (cm)

② 鉄筋に働く付着力

$\tau_0 <$ 異形鉄筋の付着応力度

$$\tau_0 = \frac{S_{\max}}{X \cdot 7/8 \cdot d} < 210 \text{ N/cm}^2$$

τ_0 : 鉄筋に働く付着応力

S_{\max} : 最大せん断力 (N/m)

$$S_{\max} = P_1 + F$$

X : 引張鉄筋周長の総和 (cm/m)

異形鉄筋の付着応力度 : 1.4 (N/mm²)

$$\text{短期強度を考慮して1.5倍とする } 1.4 \times 1.5 = 2.1 \text{ (N/mm}^2) = 210 \text{ (N/cm}^2)$$

③ コンクリート部に働くせん断応力度

$\tau <$ コンクリートの許容せん断応力度

$$\tau = \frac{S_{\max}}{X \cdot 7/8 \cdot d} < 82 \text{ N/cm}^2$$

コンクリートの許容せん断応力度 : 0.55 (N/mm²)

$$\text{短期強度を考慮して1.5倍とする } 0.55 \times 1.5 = 0.825 \text{ (N/mm}^2) = 82.5 \text{ (N/cm}^2)$$

④ 鉄筋の定着長

鉄筋の定着長は40φ以上(設計基準強度18N/mm²)とし、リフト高を考慮して決定する。

φ : 公称直径 (mm)

3-4-4 非越流部逆断面の設計

非越流部では、落下砂礫の衝撃及び磨耗を考慮する必要がない場合は、下流のり勾配を緩くすることができるものとする。

【解説】

非越流部の形状を越流部と変えるかどうかは、その安全性及び施工の難易等を考慮して決めるべきであるが、一般に、コンクリート全容量の1割以上の低減を目安として検討する。また、このほかに非土石流地帯や洪水時の流勢が弱く異常出水においても袖部を越流する恐れがない等の条件も注意する必要がある。

なお、非越流部の形状を越流部と変える位置は、越流部に最も近い位置で行うのが経済的であるが、安全上目地部を避け越流部に最も近い目地と次の目地の中央付近で行うことが望ましい。非越流部では、堰堤上流面を鉛直に近づけるほど経済断面となるが、流出土砂が少なく渇水時に空虚に近い状態となる堰堤では、下流部から働く地震時慣性力に安定を欠く恐れもあり、そのような状態が想定される堰堤では、上流部に多少のり勾配を付ける必要がある。

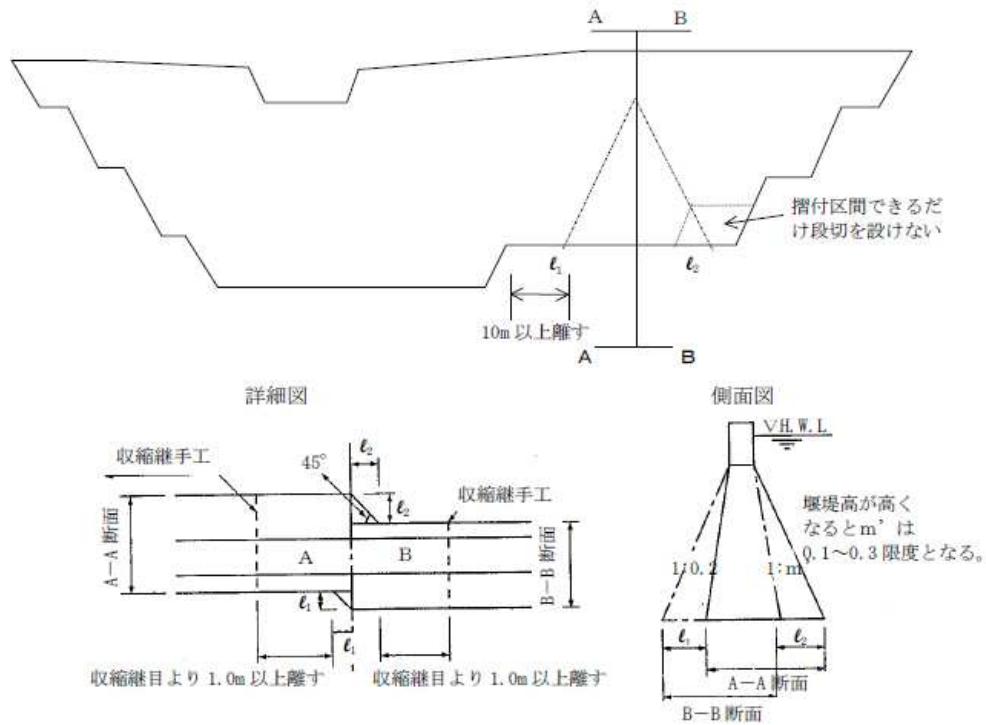


図 4-1-47 非越流部逆断面

3-4-5 袖折れ堰堤の設計

袖の形状は、一般に直線を原則とするが、土石流対策砂防堰堤等、堰堤施工位置が限定され、かつ直線では良好な堰堤サイトが得られない場合は、袖折れ堰堤が計画できるものとする。

【解説】

堰堤施工位置が限定され、かつ直線では良好な堰堤サイトが得られない場合は、上流側へ袖を折った堰堤を計画することができるものとするが、異常な洪水や土石流等の外力を受けた場合、袖折れ部に予想外の応力が集中する恐れがあるため、折れ角度 45° 以下とし、折れ点は、伸縮目地から3.0m以上離すこととする。

また、折れ部より袖端部までの袖勾配は、本章3-4-2(1)の袖勾配に計画堆砂勾配を考慮して決定するものとする。

・ 土石流区間の堰堤の場合 $m = 2 \cdot n / (2 \cos \theta + \sin \theta)$

n = 現況河床勾配程度

(参考) 掃流区間の堰堤の場合 $m = 2 \cdot n / (\cos \theta + \sin \theta)$

n = 計画河床勾配程度

θ : 袖折れ角度 $\theta \leq 45^\circ$

b_1, b_2 : 伸縮目地と折れ点の距離 $b_1, b_2 \leq 3.0\text{m}$

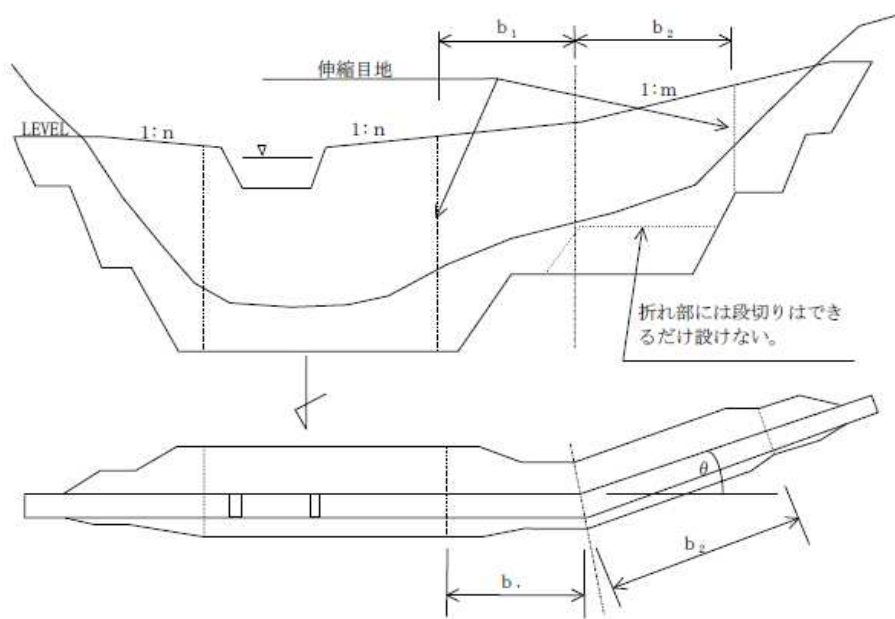
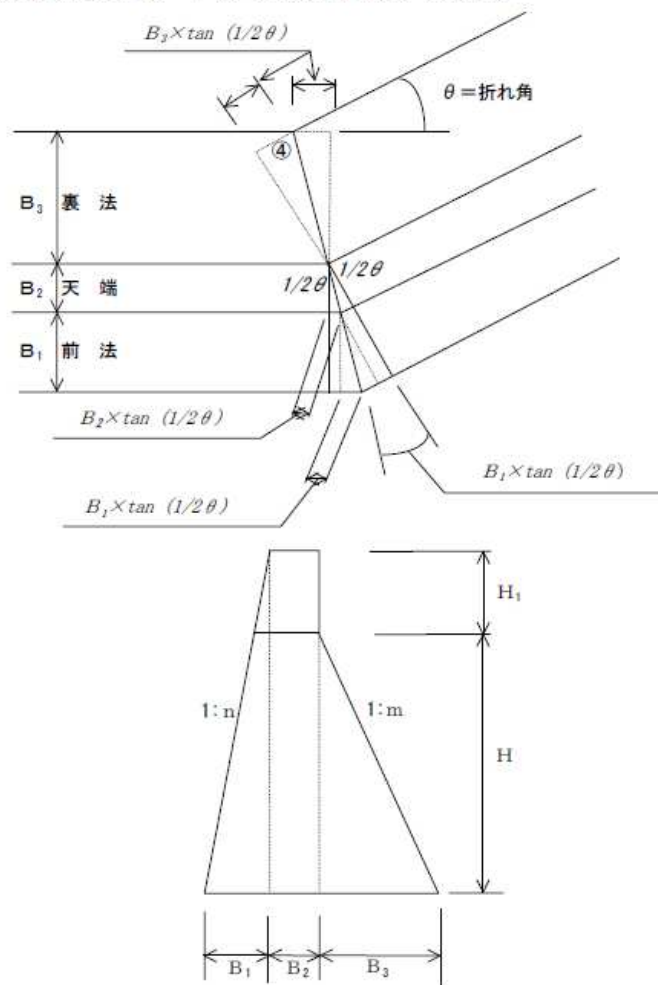


図 4-1-48 袖折れ堰堤の設計

＜参考＞ 袖折れ堰堤割増しコンクリート（V'）及び型枠（A'）の算出法



図一参1 数量算出の考え方

(プラス) コンクリート $1/2 \times B_2 \times B_2 \times \tan(1/2\theta) \times (H+H_1) = \Delta V_1$ ———— ①

$1/2 \times B_1 \times (H+H_1) \times B_2 \times \tan(1/2\theta) = \Delta V_2$ ———— ②

$1/2 \times B_1 \times B_1 \times \tan(1/2\theta) \times 1/3 \times (H+H_1) = \Delta V_3$ ———— ③

$V = (\Delta V_1 + \Delta V_2 + \Delta V_3) \times 2$

型 枠 $1/2 (2 \times B_2 \times \tan(1/2\theta) +$

$B_1 \tan(1/2\theta) \times (H+H_1) \times \sqrt{1+m^2} \times 2 = P_s$

(マイナス) コンクリート $1/2 \times B_3 \times B_3 \times \tan(1/2\theta) \times 1/3 \times H = \Delta V_4$ ———— ④

$V = 2 \times \Delta V_4$

型 枠 $1/2 \times B_3 \times \tan(1/2\theta) \times \sqrt{1+n_2} \times H \times 2 = P_s$

注) 計算例は、堰堤上流法肩を基本に割り増しコンクリートの算出を行っている。

堰堤軸（水通下流法肩）を基本にする場合は、上記式を一部変更して用いる必要がある。

数量計算例<袖折れ部の計算>

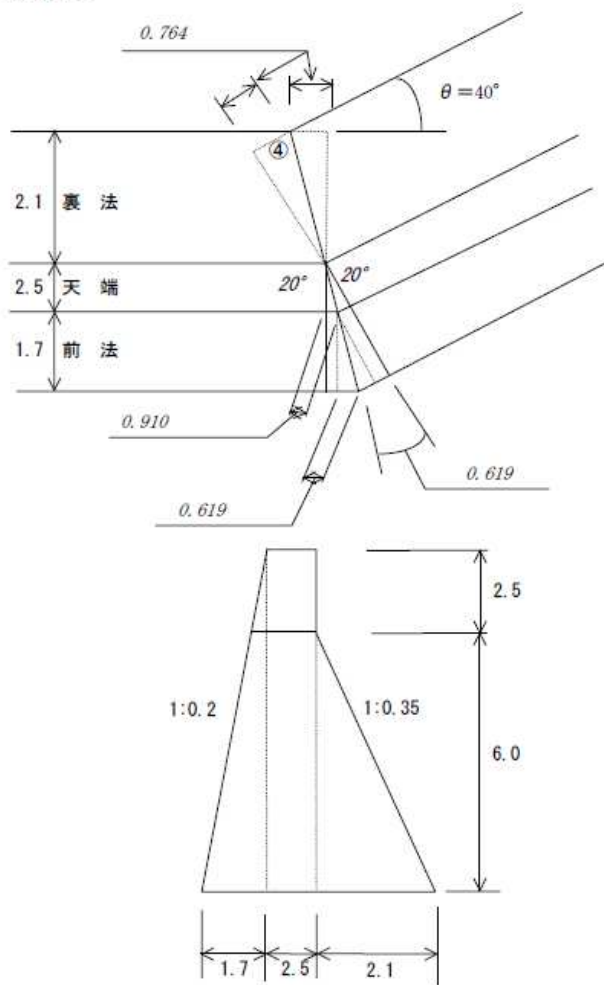


図-参2 袖折れ部計算例

(条件)

$\theta = 40^\circ$, $H = 6.0$, $H_1 = 2.5$, $m = 0.2$, $n = 0.35$, $B_1 = 1.70$, $B_2 = 2.5$, $B_3 = 2.1$

(プラス) コンクリート $1/2 \times 2.5 \times 0.910 \times (6.0 + 2.5) = 9.668$ ————— ①

$1/2 \times 1.7 \times (6.0 + 2.5) \times 0.910 = 6.574$ ————— ②

$1/2 \times 1.7 \times 0.619 \times 1/3 \times (6.0 + 2.5) = 1.490$ ————— ③

$V = (9.668 + 6.574 + 1.490) \times 2 = 35.464$

型 枠 $1/2 (2 \times 0.910 + 0.619) \times (6.0 + 2.5) \times 1.0198 \times 2 = 21.14$

(マイナス) コンクリート $1/2 \times 2.1 \times 0.764 \times 1/3 \times 6.0 = 1.604$ ————— ④

$V = 2 \times 1.604 = 3.208$

型 枠 $1/2 \times 0.764 \times 6.0 \times 1.059 \times 2 = 4.854$

3-5 前庭保護工の設計

砂防堰堤の前庭部には必要に応じて前庭保護工を設け、洗掘による本体の破壊を防がなければならない。

【解説】

前庭保護工は、設計流量(水通し断面の決定に用いた流量)を用いて設計する。土石流が袖を越流すると予想される場合は、本章3節3-2-8図4-1-16に示すように土石流の越流を考慮した構造とする。

副堰堤の下流のり勾配は、本章3節3-2の考え方に従う。副堰堤の水通し断面は、本堰堤の水通し断面と同じとすることを基本とする。構造は設計流量に対して河川砂防技術基準(案)設計編〔Ⅱ〕第3章に従い決定する。

副堰堤に設置される流木対策施設の土石流時の設計外力は、部分透過型における設計外力を準用する(本章5節5-1-2 図4-1-91参照)。また、土石流の諸元は本堰堤の設計に用いた値とするが、土石流の波高、流速等の計算に用いる溪床勾配は計画堆砂勾配とする。

前庭保護工の設計手順は図4-1-49前庭保護工の設計フローを参照。

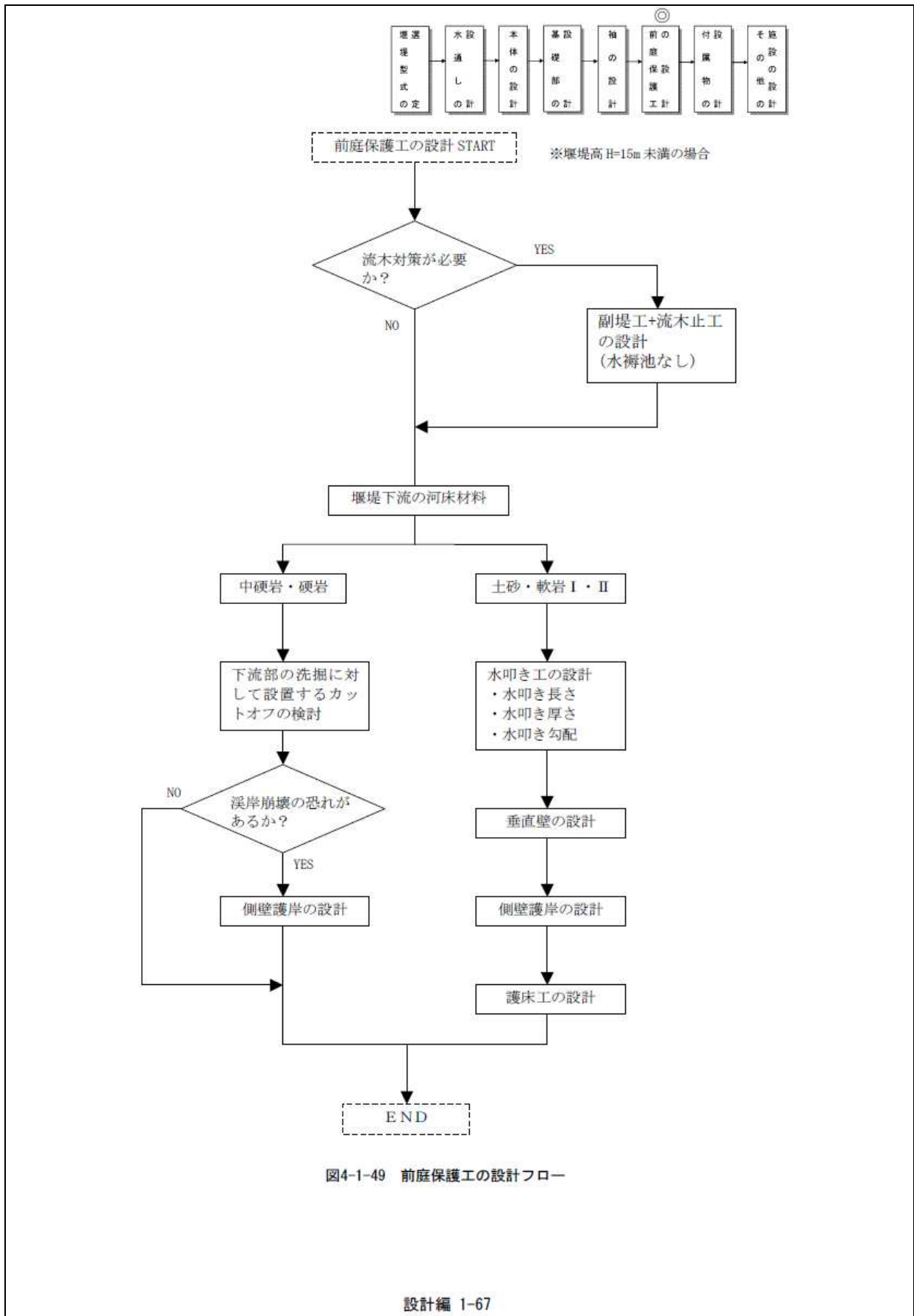


図4-1-49 前庭保護工の設計フロー

3-5-1 前庭保護工

前庭保護工は、堰堤からの落水水、落下砂礫による基礎地盤の洗掘及び下流の河床低下の防止に対する所要の効果が発揮されるとともに、落水水、落下砂礫による衝突に対して安全なものとなるように設計するものとする。

【解説】

前庭保護工は副堰堤及び水柵池による減勢工、水叩き、側壁護岸、護床工等から成る。

砂防堰堤を越流する水脈は、一般に高段からの自由落下であり、水脈の落下地点における衝突水圧等により堰堤基礎部が洗掘される。一方衝突した水脈は下流へ高流速で流下するため、現況河川の水利条件にもどる地点まで溪床低下が生じる。このため堰堤基礎と下流の河床への悪影響をなくす目的で、前庭保護工を設けて対処している。

前庭保護工の適用区分は一般に表4-1-18を標準とするが、越流水深、落下砂礫の大きさ等を考慮して、適用区分を変更できるものとする。

表 4-1-18 前庭保護工の適用区分

前庭保護工	河床材料	堤高	備考
水叩き	砂礫又は軟岩(I)(II)	$H < 15\text{m}$	
副堰堤	中硬岩、硬岩	$H \geq 15\text{m}$	本堤には必要に応じてカットオフを施工する
水叩き、副堰堤併用	砂礫又は軟岩(I)(II)	$H \geq 15\text{m}$	

注) 落水水の衝突水圧等により溪岸崩壊の恐れがある場合は、側壁護岸等を計画する。

(1) 水叩き工

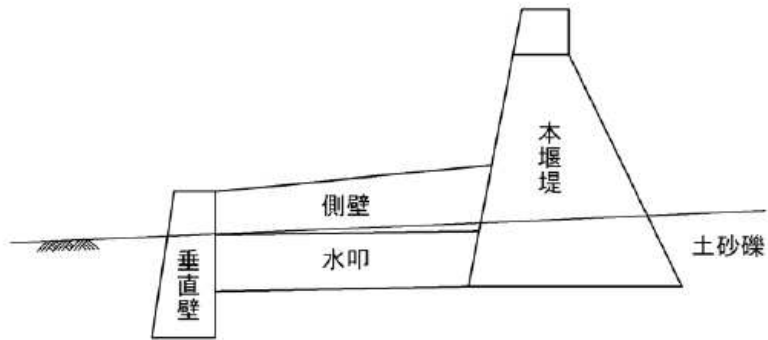


図 4-1-50(1) 前庭保護工(1)

(2) 副堰堤工

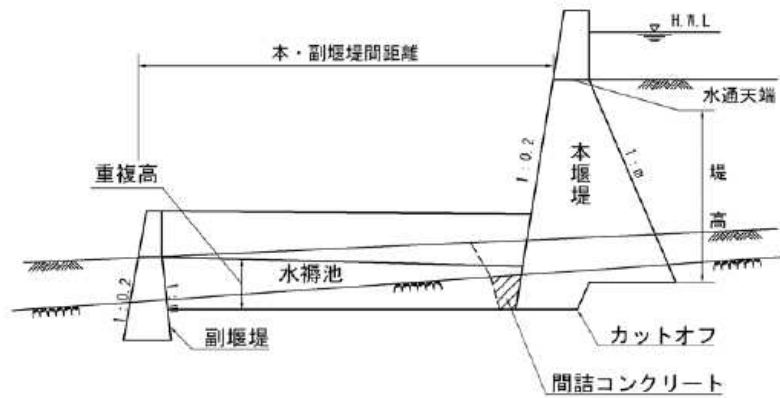


図 4-1-50(2) 前庭保護工(2)

(3) 水叩き、副堰堤併用(ウォータークッション)

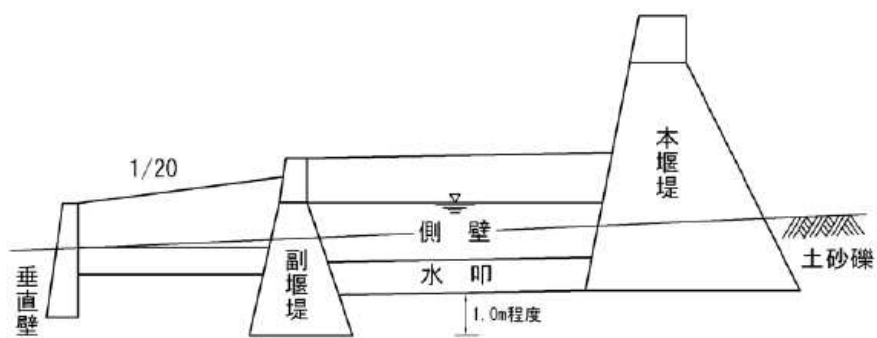


図 4-1-50(3) 前庭保護工(3)

3-5-2 副堰堤 (ハイダムの場合に検討する)

副堰堤の位置及び天端の高さは、堰堤基礎地盤の洗掘及び下流河床低下の防止に対する所要の効果が発揮されるよう定めるものとし、副堰堤の水通し、本体、基礎、袖の設計は、本章3-2、3-3、3-4に準ずるものとする。

ただし、袖天端勾配は、原則として水平とする。

【解説】

- (1) 副堰堤の位置を求めるためには、次に示す経験式と半理論式を用いるが、一般には堤高が20mの高さまでは経験式を用い、堤高が20mを越える場合は、半理論式を用いるものとする。

1) 経験式

$$L = (1.5 \sim 2.0) \cdot (H_1 + h_3) \quad \dots \dots (4-1-33)$$

L : 本、副堰堤間の長さ

(本堰堤天端下流端から副堰堤天端下流端までの長さ) (m)

H₁ : 水叩き天端 (又は基礎岩盤面) からの本堰堤の高さ (m)

h₃ : 本堰堤越流水深 (m)

注-1) Lは切上げて1.0m単位とする。

注-2) 堰堤高が15m未満の場合には、一般に2.0を標準とするが、地形条件等により、やむをえない場合は、砂防課と協議の上、1.5～2.0の範囲で係数の決定を行う。

2) 半理論式

$$L \geq \ell_0 + x + b_2 \quad \dots \dots \dots (4-1-34)$$

a) ℓ_0 : 水脈飛距離(m)

$$\ell_0 = V_0 \left\{ \frac{2[H_1 + 1/2 h_3]}{g} \right\}^{1/2}$$

 V_0 : 本堰堤越流部流速(m/s)

$$V_0 = q_0 / h_3$$

 q_0 : 本堰堤越流部単位幅当たり流量(m³/s) h_3 : 本堰堤越流水深(m) H_1 : 水叩き天端又は基礎岩盤面からの本堰堤の高さ(m) g : 重力の加速度 (9.8m/s²)b) X : 跳水の距離(m)

$$X = \beta h_j$$

 β : 係数 (4.5 ~ 5.0) h_j : 水叩き天端又は基礎岩盤面から副堰堤の越流水面までの高さ(m)

$$h_j = \frac{h_1}{2} (\sqrt{1 + 8F_1^2} - 1)$$

 h_1 : 水脈落下地点の跳水前の射流水深(m)

$$h_1 = q_1 / V_1$$

 q_1 : 水脈落下地点の単位幅当たり流量(m³/s) V_1 : 水脈落下地点流速(m/s)

$$V_1 = \sqrt{2g(H_1 + h_3)}$$

 F_1 : 水脈落下地点の跳水前のフルード数

$$F_1 = V_1 / \sqrt{g \cdot h_1}$$

 b_2 : 副堰堤の天端幅 (m)

(2) 副堰堤の高さ

副堰堤の高さを求めるために、次に示す経験式と半理論式を用いるが、一般には堤高が20mの高さまでは経験式を用い、堤高が20mを越える場合は、半理論式を用いるものとする。

1) 経験式

$$H_2 = (1/3 \sim 1/4) \cdot H \quad \dots \dots \dots (4-1-35)$$

 H_2 : 本、副堰堤の重複高 (本堰堤堤底高と副堰堤の天端高の差) (m) H : 本堰堤の堰堤高(m)注-1) H_2 は切上げて0.5m単位とする。

注-2) 式中の係数は1/3~1/4の幅でとらえているが、堰堤高が低くなるほど1/3のほうをとるのが良い。

2) 半理論式

$$H'_2 = hj - h_2 \dots \dots (4-1-36)$$

H'_2 : 水叩き天端（又は基礎岩盤面）より副堰堤天端までの高さ(m)

Hj : 水叩き天端または基礎岩盤面から副堰堤越流水面までの高さ(m)

h_2 : 副堰堤の堰の公式によって求められる越流水深

(一般に本堰堤の越流水深と同一としている)

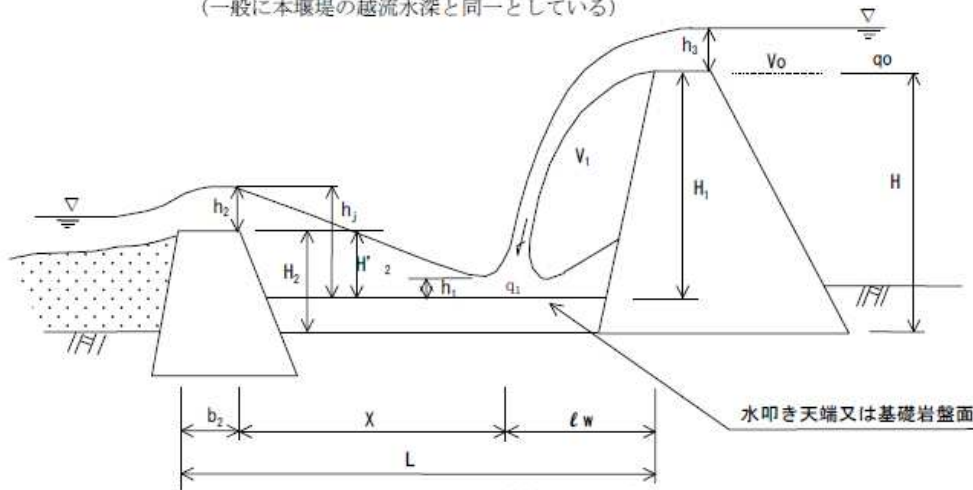


図 4-1-51 副堰堤の位置及び高さ (半理論式による)

(3) その他

副堰堤の方向は、本堰堤軸と平行に定めるのを原則とするが、地形等によりやむを得ない場合においては、下流流心線に直角に定めるものとする。

やむを得ず垂直壁水通し天端を下流溪床とに落差が生じる場合は、第2水叩工あるいは根固工を設ける。

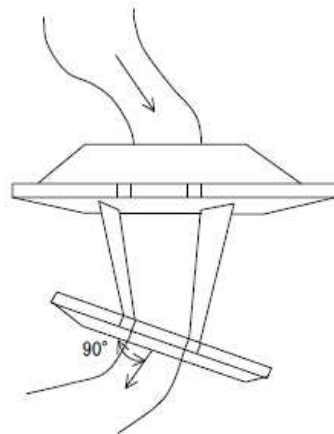


図 4-1-52 副堰堤の方向

3-5-3 水叩き

水叩きは、堰堤下流の河床の洗掘を防止し、堰堤基礎の安定及び兩岸の崩壊防止に対する所要の効果が十分発揮されるとともに、落下水、落下砂礫の衝突及び揚圧力に対して安全なものとなるよう設計するものとする。

副堰堤を設けない場合は、水叩き下流端に垂直壁を設けるものとする。

【解説】

堰堤基礎及びその下流が硬岩で、亀裂が少なく、また砂礫基礎であっても想定される最大洗掘深より堰堤基礎が深く、かつ兩岸の崩壊及び下流洗掘に対しても支障がなければ、水叩きを設置する必要はない。

しかしながら、堰堤高が15m以上の場合は、硬岩基礎であっても、副堰堤を設置して前庭部を保護するのが一般的である。砂礫基礎の場合は、副堰堤と水叩きを併用して下流の保護を図る場合が多い。

水叩きの長さは、落下後の水流が現況河川の水理条件にもどるまでの長さでかつ、パイピングに対して安全である長さとする。水叩きの長さを求める場合は、本章第3節3-5-2の解説における副堰堤の位置を求める式を参考とすることができる。

水叩きの厚さは、水通しより落下する流水の質（砂礫や軽石を含むか否か）、水叩きの上の水褥池の有無及び水叩きの基礎地盤によって左右される。このため、水叩きの厚さは、落下水の衝撃に耐えるとともに水叩き底面の揚圧力にも十分耐えるものでなければならない。一般に水叩き区間において揚圧力の最も大きい地点は堰堤堤底下流端付近であるので、この地点で応力計算を行って厚さを決定することもある。また、落下水及び落下砂礫の衝突力については、仮定して求める因子が多く今後の研究を待たなければならないが、必要に応じて水褥池等を造ることにより対処する場合もある。

(1) 水叩き長さ

水叩き長さを求めるためには、次に示す経験式を用いることを標準とする。

$$L = (1.5 \sim 2.0) \cdot (H_1 + h_3)$$

L：本堰堤、垂直壁間の長さ (m)

(本堰堤天端下流端から垂直壁天端下流端までの長さ)

H₁：水叩き天端からの本堰堤の高さ (m)

h₃：本堰堤越流水深 (m)

注-1) Lは0.5m単位で直近上位をとる。

注-2) 係数については堰堤高が15m以上の場合は、1.5、15m未満の場合は、2.0を標準とするが、地形条件等によりやむを得ない場合は、砂防課と協議の上1.5～2.0mの範囲で係数の決定を行う。

(2) 水叩き厚さ

水叩き厚さを求めるためには、次に示す経験式と揚圧力から求める式があるが、一般には経験式を用いるものとする。しかし特に地盤が不良な場合においては、揚圧力に対して必要な厚さを算出(次頁)して、厚さが不足するときにはこれを増加させるか「3-3 基礎の設計」に述べたような基礎処理等による検討を行うこととする。

1) 経験式

a) 砂礫地盤で水褥池がない場合

$$t = 0.2 (0.6H_1 + 3h_2 - 1.0)$$

b) 水褥池がある場合 (ハイダムの場合)

$$t = 0.1 (0.6H_1 + 3h_2 - 1.0)$$

t : 水叩き厚さ (m)

H₁ : 水叩き天端から本堰堤水通し天端までの高さ

h₂ : 本堰堤の越流水深

注-1) t は切上げて 0.1m 単位とし、最小厚は砂礫地盤の場合 0.7m、岩盤の場合 0.5m とする。

注-2) 岩盤の場合の水叩き最大厚さは、中硬岩の場合 0.7m、軟岩(Ⅱ)～(Ⅰ)の場合 0.8m を標準とする。

なお、軟岩(Ⅰ)で、風化の著しい場合は、上記式による。

注-3) 一般に水叩きの厚さは 2.0m 以下とする場合が多いので前述の(a)(b)で示した式の計算結果が 2.0m を越えるときは 2.0m とする。

注-4) 前述の(a)(b)で示した式、柿¹²⁾が砂防堰堤前庭部の洗掘深に関する Riediege の式を、h₃ < 5.0m、H₁ < 10.0m の範囲について 0.6H₁ + 3h₃ - 1.0 と近似し、水叩きの厚さはこの洗掘深に比例するとしたものである。水叩きの厚さとそれ以外に水褥池の深さが水叩き厚さの 2 倍以上なければ、水叩きの破壊につながる恐れがあるので注意を要する。

注-5) 次頁の揚圧力から求める式は、水叩きの下部に作用する揚圧力に対して、水叩きの重量で抵抗させる条件から求めることから、高い堰堤 (5m 以上) に対しては過大に算出される傾向がある。

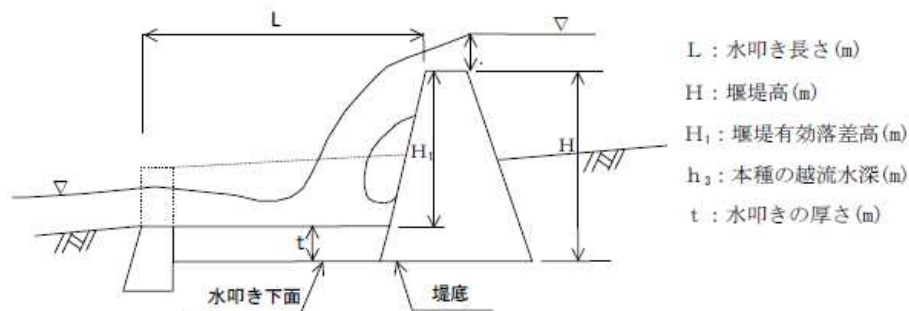


図 4-1-53 水叩き長及び水叩き厚さ (経験式の場合)

2) 揚圧力から求める式

$$t \geq \frac{4}{3} \cdot \frac{\Delta h - \Delta u}{W_c - 1} \quad \dots \dots \dots (4-1-37)$$

W_c : 水叩きコンクリートの単位体積重量 (kN/m³)

Δh : 上下流水位差 (m)

$$\Delta h = h_1 - h_2$$

h_1 : 堰堤上流の水叩き天端高からの水深 (m)

h_2 : 堰堤下流の跳水後の水叩き天端からの水深 (m)

Δu : 堰堤堤底下流端までの損失揚圧力 (m)

$$\Delta u = \ell' / \ell \Delta h$$

ℓ : 総浸透経路長 (m) (図 4-1-54)

ℓ' : 堰堤堤底下流端までの浸透経路長 (m) (図 4-1-54)

4/3 : 安全率

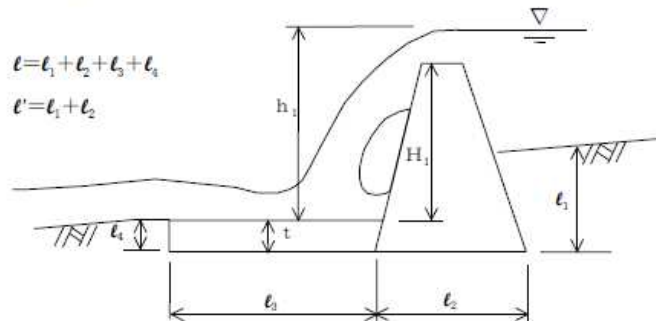


図 4-1-54 水叩きの厚さ (揚圧力から求める式)

(3) 水叩きの勾配

水叩きの勾配は、原則として水平とし、下流端で現溪河床高と一致させるものとする。

溪床勾配が急な場合には、下流端で現溪河床高と一致しない場合があり、この場合には、水叩きの下流端には床固工を設け、現溪河床高と一致させるものとする。

ただし、垂直壁の位置で現況河床より水叩き下面が高くなる場合や、堤内地盤高が垂直壁の天端高より低くなる場合 (残土処理等により堤内地を高くすることができる場合は除く) は、水叩きに下り勾配をつけるものとする。この場合の下り勾配は計画堆砂勾配以下とする。

ただし、計画堆砂勾配が 1/10 より急な場合は、水叩きの下り勾配は 1/10 までとする。

水叩き下流端に床固工を設ける場合、床固工の水通し断面は、本堰堤の水通し断面と同一とし、床固工本堤の構造は、本章 3-5-4 垂直壁の構造に準ずるものとし、その他の構造は、第 2 章 2 節 2-6 の床固工に準ずるものとする。

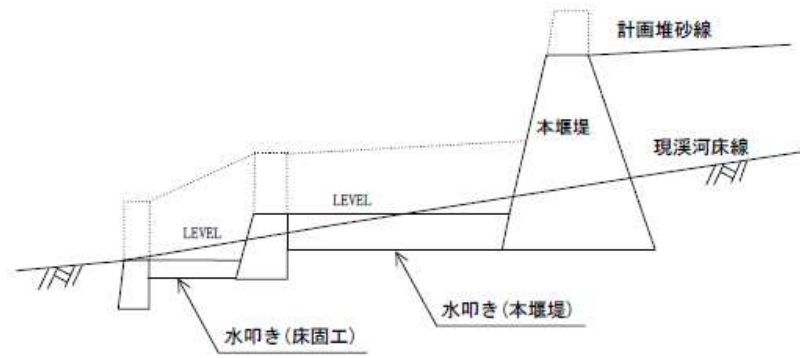


図 4-1-55 水叩き勾配 (2 段落差)

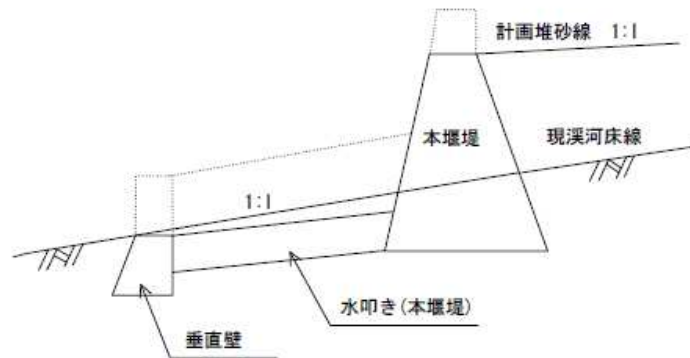


図 4-1-56 水叩き勾配 (下り勾配)

注) 一般に $I' \geq I$ 、 $I' \geq 10$ とすること。

3-5-4 垂直壁

水叩き先端の基礎は一般に局所洗掘を受けやすく、水叩きの破壊の原因となる場合が多い。このため副堰堤を併用しない水叩き先端には、水叩きに接続して垂直壁を設けなければならない。

【解説】

(1) 水通し断面及び水通し天端高

垂直壁の水通し断面は本堰堤の水通し断面と同一とすることを原則とし、水通し天端高は、現河床面と同じか、又は低くし、水叩き末端面の高さに合わせる。

(2) 水通し天端幅

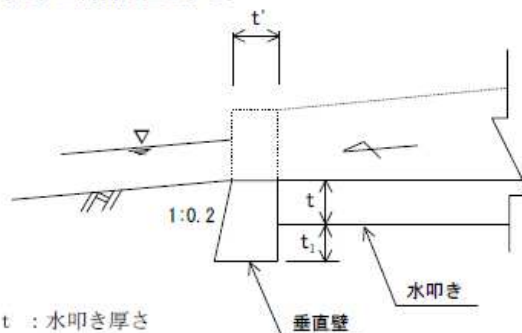
垂直壁の水通し天端幅は、水叩きの厚さと同じにすることを原則とするが、水叩きが破壊しても垂直壁によって被害を最小限とするため最小幅を1.0mとし、最大幅は堰堤本体の水通し天端幅までとする。

(3) 基礎の根入れ

垂直壁の基礎の根入れは、水叩き下面より、岩盤の場合は1.0m、砂礫地盤の場合は1.5m程度とする。

(4) 断面

下流側は2分勾配、上流側は直とする。



t : 水叩き厚さ

t' : 垂直壁の天端幅 (最小1.0m)

t₁ : 水叩き下面よりの根入れ (岩1.0m、砂礫1.5m)

注) 砂礫地盤の場合、t=t'となる。

図 4-1-57 垂直壁の断面

(5) 袖

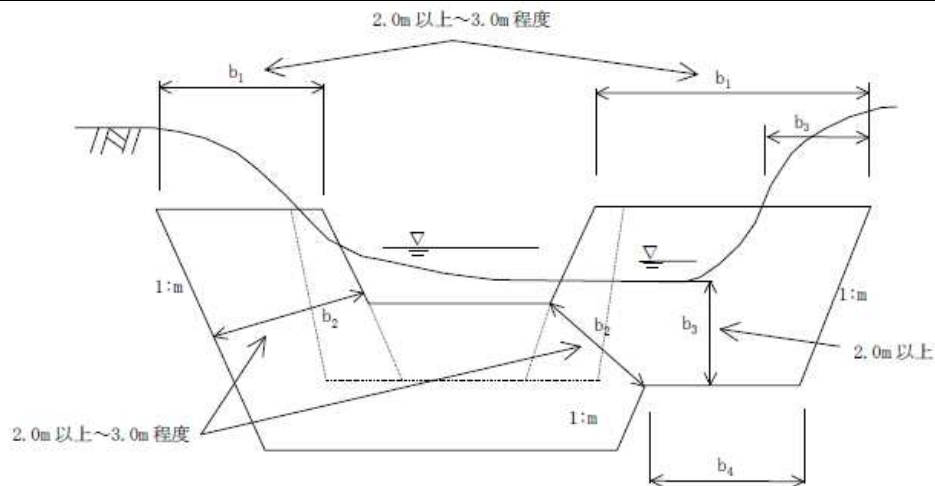
袖部断面の法勾配は、上下流とも直が原則で袖勾配は一般に水平とする。

また袖長は、砂礫地盤の場合3.0m以上とし、両岸地盤に嵌入させることを原則とする。

嵌入深さは、表4-1-19を標準とし、嵌入方法については、図4-1-58～4-1-59を参考とする。

表 4-1-19 垂直壁の袖の嵌入深さ

土 質	嵌入深さ (b ₁)	サイド根入れ (b ₂)	地山最小根入れ (b ₃)
砂 礫	2.0～3.0m 程度	2.0～3.0m 程度	2.0m 以上
軟岩 (I)、軟岩 (II)	2.0m 内外	1.5～2.0m 程度	1.5m 以上
中硬岩、硬 岩	1.5～2.0m 程度	1.0～1.5m 程度	1.0m 以上



m : 土質による床掘勾配

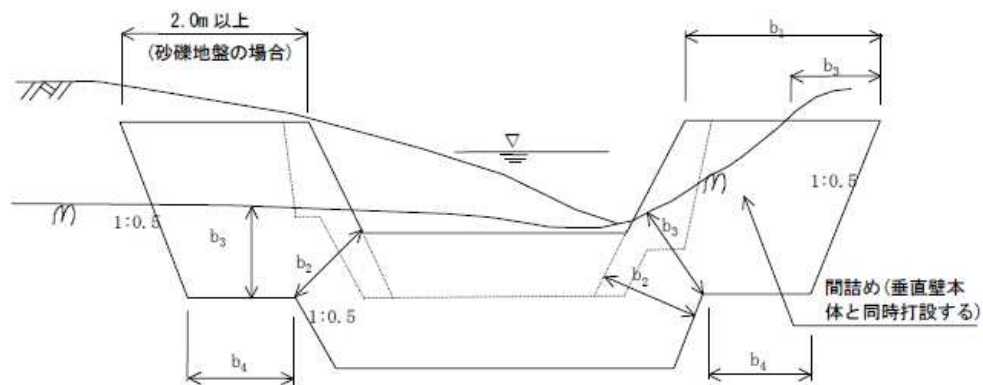
砂礫地盤 $m=0.5$ (掘削高 5m 以下)

$m=0.6$ (掘削高 5m 以上)

注-1) b_1, b_2, b_3, b_4 は 0.1m 単位で計画する。

注-2) 小段幅 b_4 は土砂の場合 2.0m 以上とする、但し直高 5m 未満の場合は、必ずしも小段を設ける必要はない。

図 4-1-58 垂直壁の袖の嵌入方法 (砂礫地盤の場合)



	軟岩 (I)、軟岩 (II)	中硬岩、硬岩の場合
b_1	2.0m 内外	1.5~2.0m 程度
b_2	1.5m~2.0m 程度	1.0~1.5m 程度
b_3	1.5m 以上	1.0m 以上

注-1) 斜切勾配は 1:0.5 を標準とする。

注-2) b_1 は 0.1m 単位とする。

注-3) 小段幅 b_4 は 0.5m 以上とすること。

図 4-1-59 垂直壁の袖の嵌入方法 (岩盤の場合)

(6) 位置

垂直壁の位置については、本章3-5-3の式、図4-1-53を参考とすること。

3-5-5 側壁護岸

側壁護岸は、堰堤の水通し天端より落下する流水によって（本堰堤と副堰堤又は垂直壁との間において）発生する恐れのある側方侵食を防止しうる構造として設計するものとする。

側壁護岸の法線は、堰堤からの越流水が落下する距離までは水通し幅の内側に入らないように計画する。

【解説】

側壁護岸は、堰堤天端から落下する流水による下流部の側方侵食を防止するものであり、必要に応じて設けるものとする。

側壁護岸は、側壁護岸が受け持つ土圧に対して安全な構造とすることを原則とするが、**一般にはモタレ式コンクリート護岸を用いる。**ただし護岸背後地が高盛土の場合や、縮まり具合が悪い地山等の場合には、安定計算を実施して、側壁護岸を設計するものとする。

側壁護岸の基礎底面は、水叩きを設ける場合は水叩きの基礎底面と同高とし、水叩きがない場合は、上流端は本堰堤の基礎底面を限度として下流端は河床勾配を考慮して上流端から水平とするか下り勾配とする。

側壁護岸の水抜きは、原則として常時湛水が予想される水位には設けないものとし、**2m²に1ヶ**所以上の割合で設置する。

側壁高については、下流端では垂直壁の袖高に取り付け、堰堤位置では水通し高に**1.0m程度**加えた高さを標準とし、必要に応じて側壁工上部に石積工、張芝等を施工する。

側壁護岸の位置及び構造は、図4-1-60を標準とする。ただし、岩盤の場合の構造は図4-1-61を標準とする。

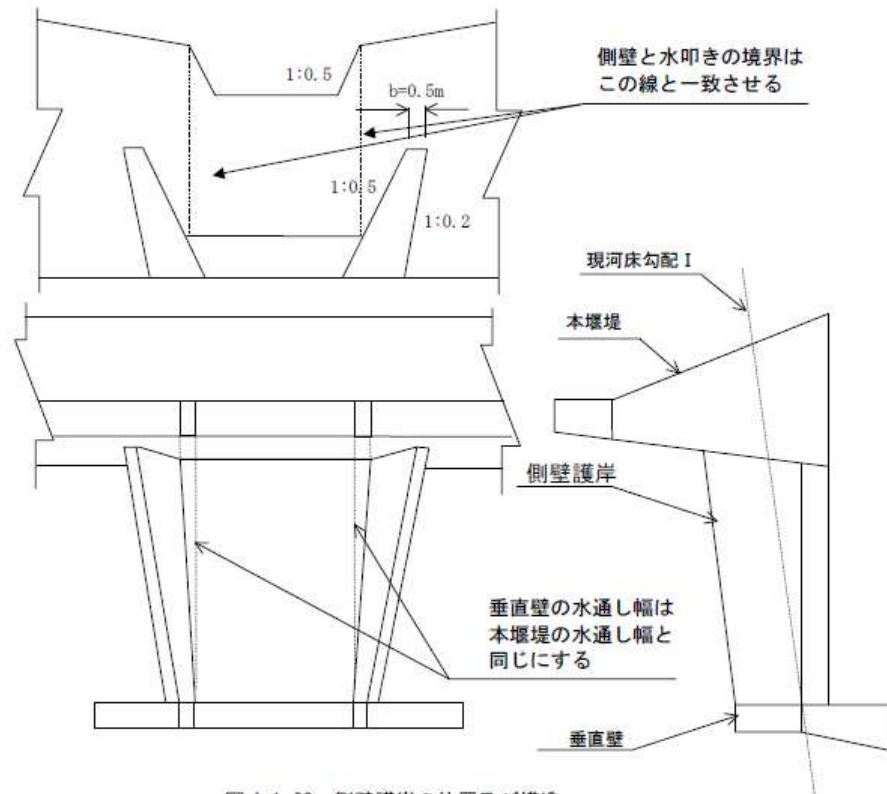
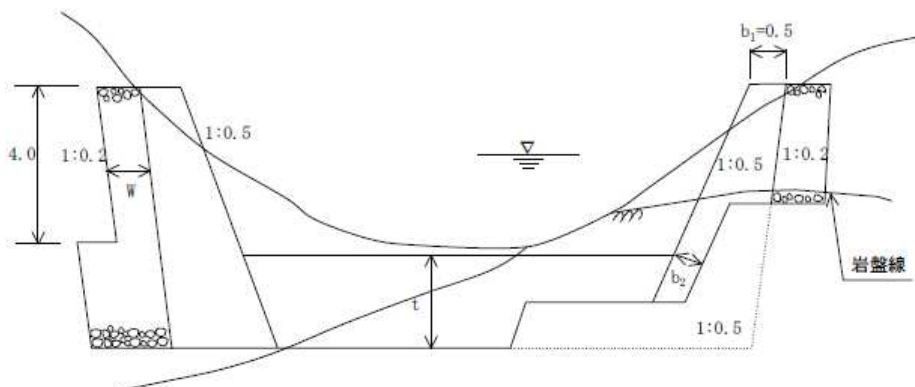


図 4-1-60 側壁護岸の位置及び構造



$b_1 : b_1 = 0.5\text{m}$

b_2 : 軟岩 (I) (II) の場合 $b_2 = 0.8\text{m}$

中硬岩、硬岩の場合 $b_2 = 0.7\text{m}$

t : 本章第 3 節 3-5-3 参照

W : 側壁の裏込材 (クラッシュラン) は土木構造標準設計参照

($H=4\text{m}$ 未満 $W=0.5\text{m}$ 、 $H=4\text{m}$ 以上 $W=1.0\text{m}$)

※破線は砂礫の場合

図 4-1-61 側壁護岸の構造

3-5-6 護床工

副堰堤、垂直壁の下流の洗掘防止のため、必要に応じて護床工および護岸工を設置する。
護床工は、溪床材料、溪床勾配、洪水の発生頻度等により総合的に検討して決定する。

【解説】

- (1) 使用材料は、大転石、ブロック等とする。
- (2) 施工延長は、次式によって算出した長さ以上とする。

$$L = (2.0 + 0.2)H + H + 0.5 = 3.2H + 0.5$$

L : 護床工の設置長

H : 垂直壁天端よりの根入

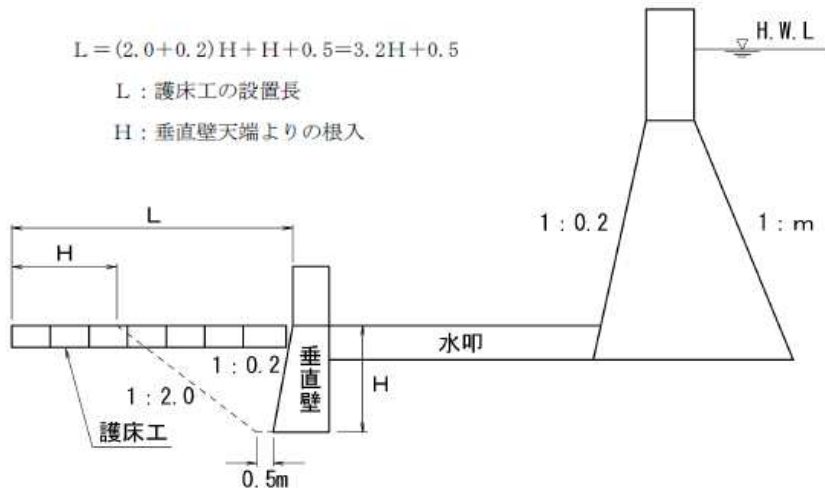


図4-1-62 護床工

- (3) すりつけ護岸の長さおよび高さ
すりつけ護岸の長さは、原則として護床工長と同じにする。高さは余裕高までとする。
ただし、地形状況等によってはこの限りでない。

〈参考〉 コンクリートブロックを用いる場合の安定計算

コンクリートブロックを用いる場合の一般的設計手法を次に示すが、安定条件は滑動に対する安全を考慮するものとする。

またコンクリートブロックを設置する範囲は、下流側の現況水理に合う範囲までとする。

[滑動に対する安全]

$$R/P \geq n \quad \dots \dots (4-1-38)$$

$$P = C_d \cdot W_o \cdot \epsilon \cdot A \cdot U^2 / 2g$$

$$R = f \cdot W_b$$

$$U = V - 16\sqrt{h \cdot i} \quad (\text{バザンの式})$$

$$W_b = (1 - W_o/W_c) W \cdot K$$

P : ブロックに作用する動水圧 (kN)

n : 安全率 (一般に 1.0~1.5 程度)

R : ブロックの抵抗力 (kN)

C_d : 動水圧係数 (一般に 1.0 を用いる) (kN/m³)

ϵ : 遮へい係数 (単位: 1、群体: 0.35~0.40)

A : 投影面積 (群体の場合は、全体の高さ×幅) (m²)

U : 流水の底面流速 (m/sec)

V : 流水の平均流速 (m/sec) . . . 本編 7 章 4 節の式より求められる

g : 重量の加速度 (9.8) (m/sec²)

f : 抵抗係数(摩擦係数、一般に 0.8)

W_o : 流水の単位体積重量 (一般に 11.8) (kN/m³)

W_b : 水中におけるブロック重量 (kN)

W_c : ブロックの空中単位体積重量 (一般に 23.05) (kN/m³)

W : ブロック空中重量 (kN)

k : ブロックの個数

h : 計画水深 (m)

i : 水面勾配 (一般には河床勾配とする)

3-5-7 流木捕捉工を前庭保護工に設置する場合の留意事項

流木止め工を副堰堤に設置する場合は、前庭部は掃流状態になったものとして設計を行うものとする（鋼製砂防構造物設計便覧 H21 年版 P. 125 「5.5 掃流区間に設置する流木捕捉工の設計」を参照）。

ただし、砂防堰堤本体で土石流が完全に捕捉できない場合には、土石流の流体力についても施設が安全であることを検証する。このときの渓床勾配は、計画堆砂勾配を用いる。

【解説】

前庭部に設置する流木止め工は、砂防堰堤本体で土石流を捕捉したものとして掃流状態として設計する。安定計算及び構造計算に用いる荷重は越流水深を考慮した静水圧とする。このとき鋼管の余裕しろは掃流状態として礫の直撃を考慮しないことから最上流部材も含めて、0.0～1.5mm とする。腐食しろは片面 0.5mm とする。

砂防堰堤本体で土石流が完全に捕捉できない場合には、上記の検討に加え土石流区間で用いる土石流の流体力と堆砂圧を作用させて安全性の検討を行う。このとき土石流の流体力の算定には計画堆砂勾配を用いる。ただし、この場合も腐食しろは片面 0.5mm とし、余裕しろは 0.0～1.5mm とする。

以下に前庭保護工の形状について述べる。

(1) 設置幅

流木止め工を副堰堤に設置する場合は、原則として副堰堤の越流部に設けるものとする。ただし、現地の条件等により副堰堤の機能を損なう場合には、副堰堤の前庭部に流木止め工を設けてもよい。

流木の捕捉量をできるだけ確保するために、地形条件、下流の河幅をもとに流れを阻害しない範囲でできるだけ広くとるようにすることが望ましいが、通常の砂防堰堤の場合の規定の 3 倍程度までを目安とする。水叩き部の幅が広い場合、水叩き工（厚さは通常の砂防堰堤の場合と同じ基準とする）の両サイド部はコンクリート厚さを薄くしたり、あるいはコンクリートブロックを配置してもよい。その場合、構造、施工性、地盤、洗掘等を総合判断したとき、水叩きと同断面とするほうが有利な場合もあるため、総合的に検討する必要がある。本副堰堤間の距離が通常の水叩き長を超える区間長についても同様である。

(2) 水褥池の形状

通常の砂防堰堤の場合の規定に関わらず、本副堰堤間の距離は地形条件の許せる範囲で流木捕捉量をできるだけ確保できるよう距離をとるが、通常の砂防堰堤の場合の規定の 3 倍程度までを目安とする。

本副堰堤間の側壁は、原則として平行配置とする。側壁での縮流は流木の衝突や堆積による溢流の防止の観点から避けるものとする。なお、流木は流木止め工の直上流で水通しの左右岸寄りに堆積する傾向が強いとの実験結果があるので、通常の砂防堰堤の場合とは逆に副堰堤部で末広がりとなってもよい。

(3) 副堰堤の水通し断面

流木止め工の端部のコンクリート立ち上がりは直立させ、流木止め工の上方に設ける水通し断面の形状は逆台形とする。流木止め工の水通し下幅は、本堰堤水通し下幅の2倍程度まで広げてよい。

(4) 副堰堤の水通し天端幅及び袖天端幅

副堰堤の水通し天端幅は2.0mを標準とするが、土石流の影響を考慮する場合は3.0mとする。

副堰堤の袖天端の最小幅は1.5mとする。ただし、土石流の影響を考慮する場合の最小幅は2.0mとし、礫の衝撃力に対して安全な構造としなければならない。

土石流の影響を考慮する場合とは、上流の砂防堰堤で土石流を完全に捕捉できない場合（整備率が100%未満）をいう。

(5) 副堰堤の袖勾配

袖勾配は原則として水平とするが、袖高より高く流木が捕捉されることがあるため、発生流木量、地形、流量等を考慮して袖部からの溢水が想定される場合には袖に勾配をつけてもよい。

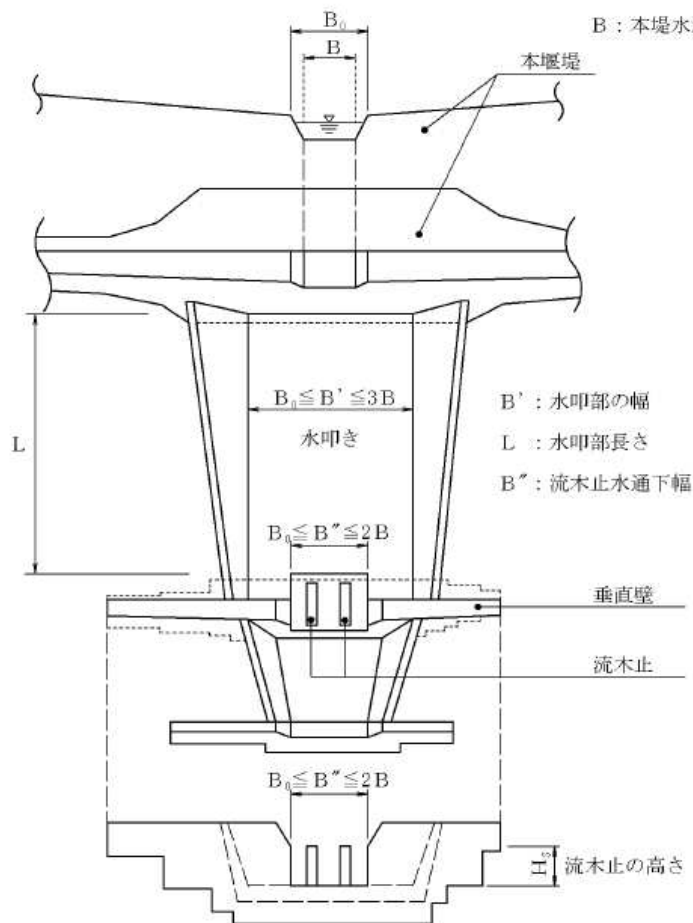


図 4-1-63 水柵池の形状

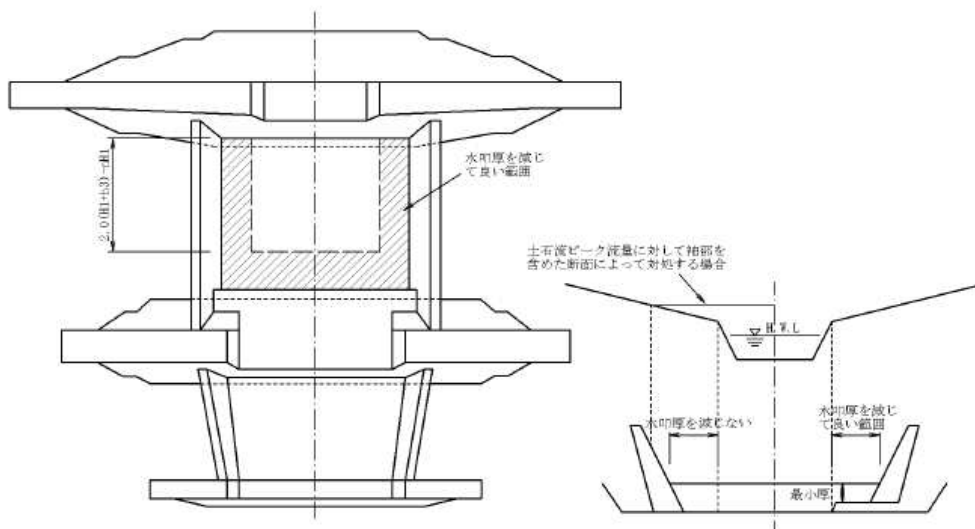


図 4-1-64 水叩き厚を減じる場合の例

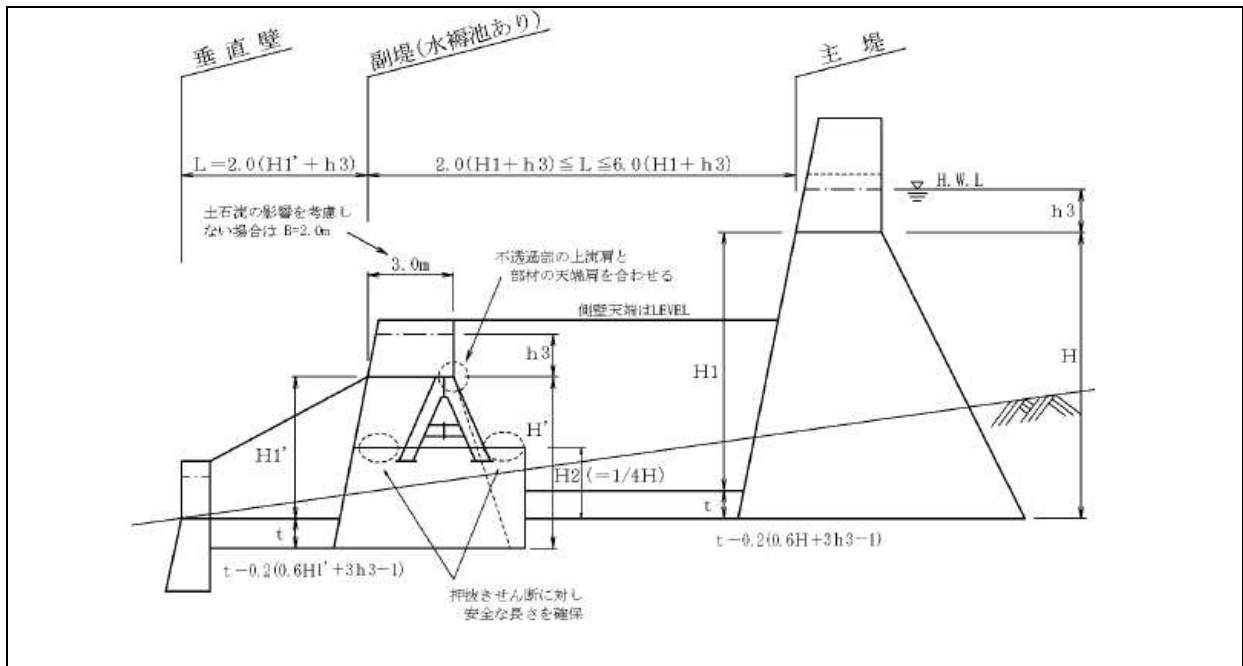


図 4-1-65 副堤(水褥池あり)に流木止工を設置した場合の例

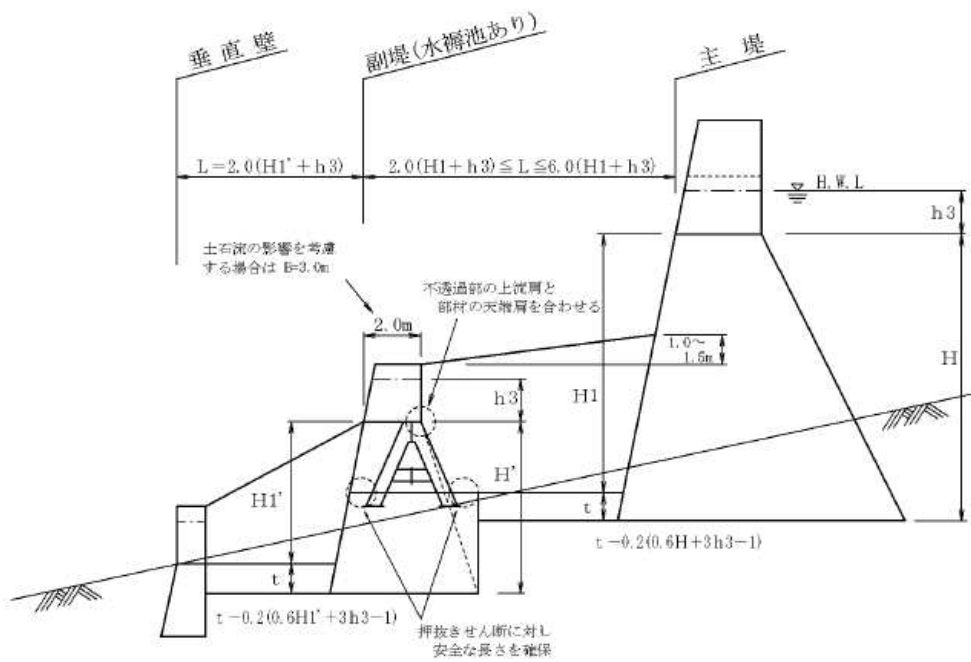


図 4-1-66 副堤(水褥池なし)に流木止工を設置した場合の例

3-6 付属物の設計

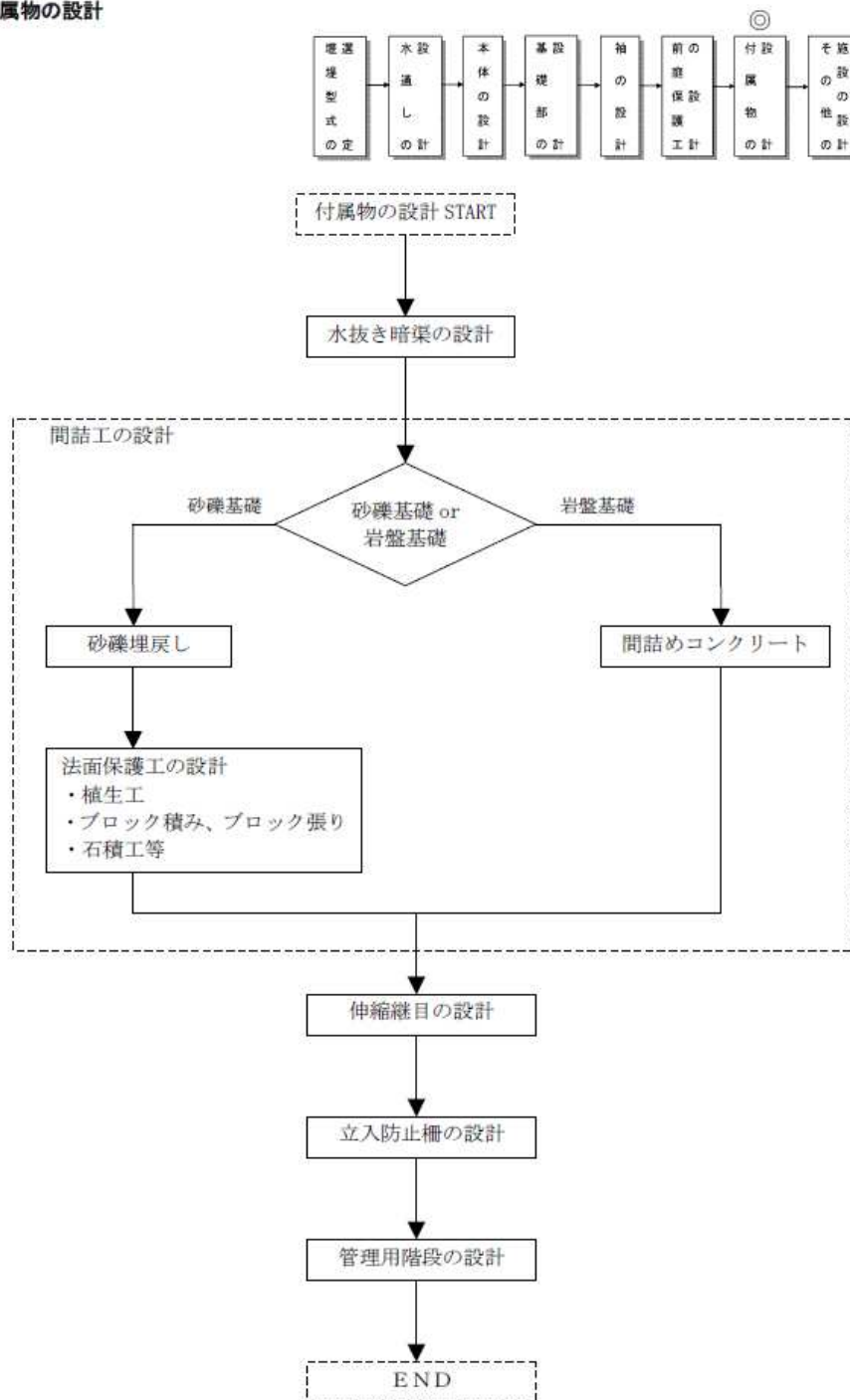


図4-1-67 付属物の設計フロー

3-6-1 水抜き暗渠

堰堤には必要に応じ水抜き暗渠を設ける。

水抜き暗渠は、その目的により大きさ・数・形および配置を定めるものとする。

【解説】

(1) 設置範囲

水抜きから流出する水流は、堰堤上流の水圧により高速流となるため、側壁等に悪影響を与えないよう水通し底幅以内とする。

(2) 配置

水抜き暗渠の配置は、水通し天端から2.0m以上離して計画を行う。

また同一の高さに水抜き暗渠を集中させると、効果が減少するため、このような状態とならないよう上下千鳥配置とする。(図4-1-68参照)

(3) 形状

水抜き暗渠の形状は、従来より角型が一般的であったが、施工性が悪いこと、応力が集中し弱点となりやすいこと、常時流砂がある溪流では磨耗し拡大する等から、施工性、耐久性等に配慮し、ヒューム管を用いることを原則とする。

水抜き暗渠の径は、流送石礫の大きさを考慮して決定するものとするが、一般には0.3m~1.0m程度とする。

(4) 施工暗渠

本来、施工暗渠は、水抜き暗渠を利用して施工中の流水の切り替えを行うものであるが、仮排水対象流量が大きい場合、施工に必要な大きさの暗渠を設けることがある。しかし、あくまでも施工のみに必要な暗渠であるから、必要がなくなった時点で目的に合った大きさに改良するか閉塞することを念頭に、大きさと配置を定めることとする。

(5) 上流流入口の対処

堰堤上流に堆砂する土砂礫の粒径が小さい場合、堆砂後、水抜き孔より土砂礫が流出することが想定されるため、スクリーン等の設置を検討する。

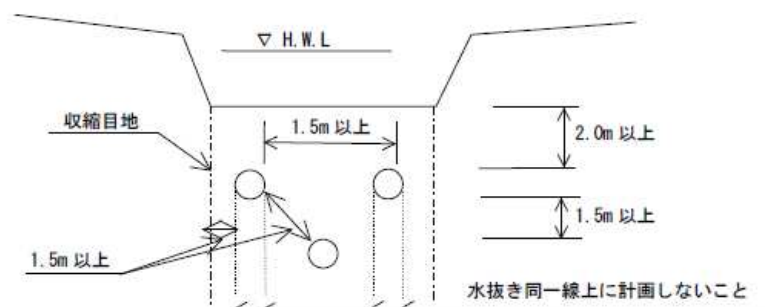


図 4-1-68 水抜き暗渠の配置

3-6-2 伸縮目地

コンクリート堰堤には、コンクリートのひび割れを防止するために、適切な間隔に伸縮継目を設けるものとし、横伸縮継目には止水を設置するものとする。

又、原則として水通し部には伸縮継目を設けないものとする。

【解説】

温度応力によるコンクリート堰堤のひび割れを防止するため、又はコンクリート打設設備の能力に併せて、コンクリート堰堤には一般に適切な間隔の伸縮継目が設けられる。堰堤軸に直角方向の継目を横継目、堰堤軸に平行な継目を縦継目という。

堰堤軸の直角方向に入る不規則なひび割れは、堤体の止水及び風化防止に対して障害となる。このため横継目は、原則として堰堤軸に沿って10~20m間隔(注1)に設け(図4-1-69参照)、水抜穴、水通し肩より1.5m以上離すこととする。

砂防の重力式コンクリート堰堤は、治水、利水の重力式コンクリート堰堤に比べ一般に堤高が低く、上下流方向の堤体が短いため堰堤軸に平行な縦継目は設けないものとする。

重力式コンクリート堰堤では、安定解析の基本的な考え方から、一般に横継目には、歯型構造及び継目グラウチングを行わなくてもよいものとする。

横継目に設置する止水板は、幅300mm、厚さ7mmのセンターバルブ形(フラット)の塩ビ止水板を標準とし、上流側に型枠面に平行して入れるものとする。

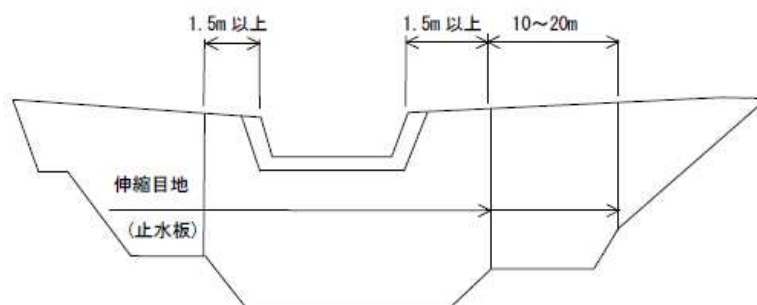


図 4-1-69 止水板の取付方法 (正面図)

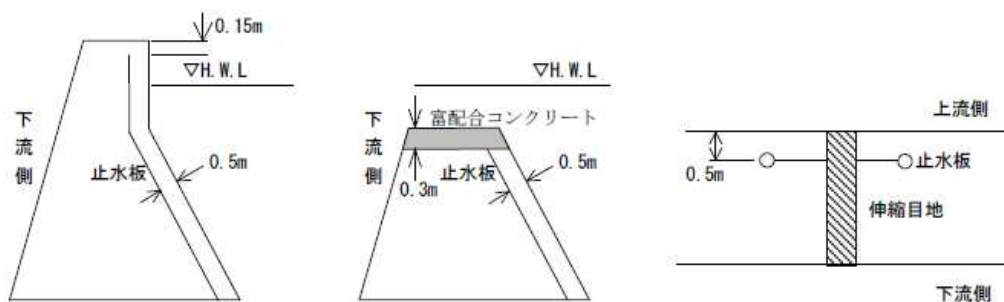


図 4-1-70 止水板の位置

注-1) 横継目が水通し肩より 1.5m 以上を確保しにくい場合、袖部の構造計算を行い鉄筋等で補強を行うこととする。

3-6-3 間詰め

間詰めは、堰堤本体の安定と堰堤サイト付近の地山保護を目的として設けるものであり、地山への
 嵌入深、取合せ等に十分留意し設計しなければならない。

【解説】

間詰めは、一般掘削部において行い、砂礫基礎は砂礫、岩盤基礎はコンクリートで行う。本体の
 立ち上がり部および袖の嵌入部の間詰めは、土砂盤の場合、土留擁壁、法面保護工等を設け土砂で
 詰め戻し、岩盤の場合はコンクリートで埋め戻すものとする。

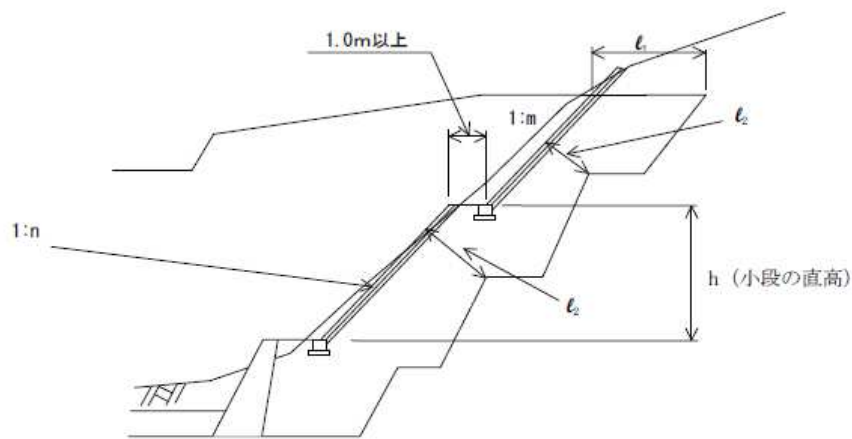
表4-1-20 間詰め工の適用工法

地 質	埋 戻 し		表 面 の 保 護 等	
	適用区分	工 法	適用区分	工 法
砂礫地盤	全 般	土砂による埋戻し	表面処理勾配(地山 勾配)が1割5分以上 緩い場合	植生工 法棒工 平張ブロック工 (袖勾配のある範囲)
			表面処理勾配が1割 以上1割5分までの 場合	平張ブロック工 石羽口工
			表面処理勾配が1割 より急な場合	積ブロック工 (控35cm)
岩 盤	全 般	階段状 間詰コンクリート工		特には不要
岩 盤 + 砂礫地盤	砂礫厚<1.0m	階段状 間詰コンクリート工		特には不要
	砂礫厚 \geq 1.0m	岩盤線までの間詰 コンクリート工 + 土砂による埋戻し	表面処理勾配が1割 5分以上緩い場合	植生工 法棒工 平張ブロック工
			表面処理勾配が1割 以上1割5分までの 場合	平張ブロック工 石羽口工
		表面処理勾配が1割 より急な場合	積ブロック工 (控35cm)	

注) 上表は、一応の目安であり現地の状況を十分に勘案の上、適切な工法を検討することが必要。

(1) 砂礫地盤で法面保護工を設計する場合 (図4-1-71参照)

- 1) 小段は直高 (h) 5m程度毎に設け、小段は1.0m以上とし基礎のかぶりは福岡県土木構造物標準設
 計による。
- 2) 法面保護工の勾配m、nは一般に1割より緩くすることが望ましく、地山勾配が急で一般に1割
 より急になる場合は、石積工等を計画する。
- 3) 法面保護工の勾配m、nが1割5分より緩い場合は、法面保護工として張芝等を計画するもの
 とする。
- 4) 法面保護工の施工範囲は、一般には掘削影響線から1m程の余裕をとるものとする。



注) ℓ_1 、 ℓ_2 は法面保護工の位置、形状を考慮して本章第3節3-4-2(3)の値をとる

図 4-1-71 間詰め設計 (砂礫地盤の場合)

(2) 岩盤で間詰めコンクリートを設計する場合

- 1) 埋戻しコンクリートは原則として本堤堤体と同時打設とする。
- 2) 間詰めの上げ高さは、風化していない岩盤までとする。ただし上流側は、下流側の上げ高さと同程度とする。
- 3) 本体の立ち上がり部および袖の嵌入部の間詰めは、岩盤の勾配が緩い場合は、岩盤線に平行に岩盤の勾配が急な場合は、階段状にコンクリートを打設するものとする。
- 4) 本章3-3-3-2(1)、(2)の遮水及び洗掘に対して設置するカットオフの場合、間詰めコンクリートとカットオフは同時打設とする。

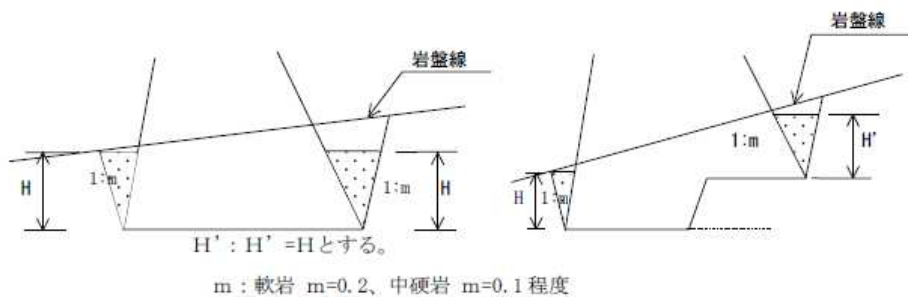
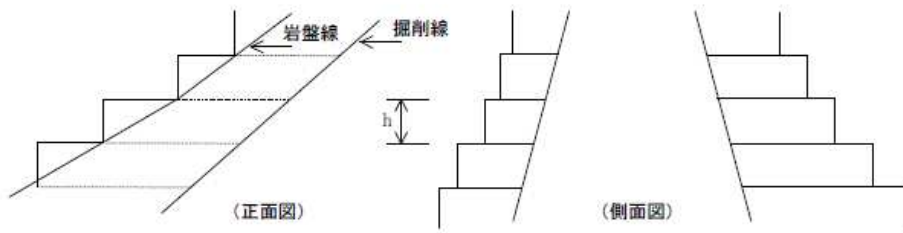


図 4-1-72 間詰め設計 (岩盤の場合)



h : h=1.0~1.5m 程度

一般には1リフト高さに合わせる。

1リフト高さは0.75~1.5mを標準として最大2.0mまでとする。

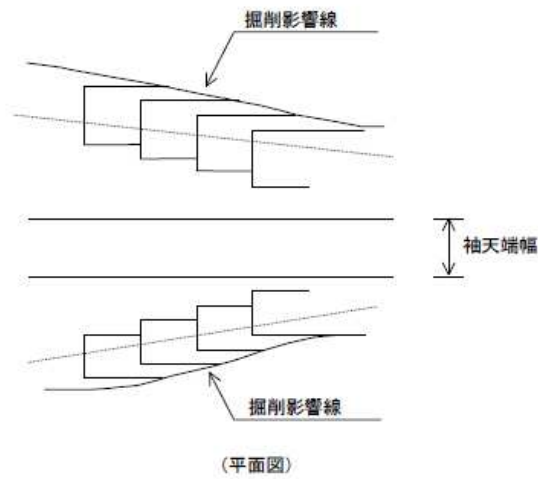


図 4-1-73 間詰めの設計(間詰コンクリートが階段状の場合)



図 4-1-74(1) 間詰コンクリート(岩盤部)



図 4-1-74(2) 間詰め工(土砂部)

3-6-4 安全施設

砂防堰堤で、人身事故のおそれのある箇所には、袖部に立入り防止柵を設置するものとする。

【解説】

砂防堰堤及び溪流保全工に防護柵を設置する条件としては、附近に人家が密集し、子供の転落が予想され、かつ次の項目に該当する場合である。

- ・堰堤の水通し天端、袖部へ人が近づき転落の恐れがある場合。
- ・従来の河川が全く危険がなく、溪流保全工の施工によって河床が低下し、危険度が著しく高くなった場合。
- ・従来の河川に沿う道路に一部危険が予想され、道路管理者において防護柵を実施している場合、それに隣接する河川を溪流保全工として掘下げ、このため防護柵が設置してある個所と同程度の危険度になった場合。

注) 道路に沿って設置する防護柵は、原因者工事として解釈し、補償工事費をもって支出し、完成後は、道路管理者に引継ぐこととする。なお、防護柵の構造基準については、建設省道路企画発 68 号(昭和 47 年 12 月 1 日)建設省道路局長通知による。

設置の位置、構造等は図 4-1-75 を参照する。

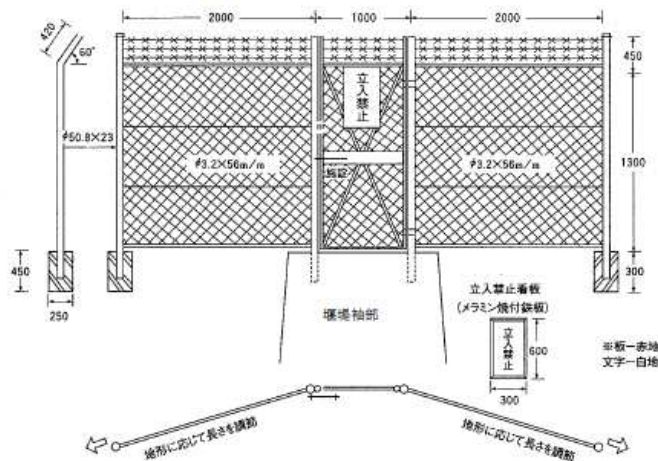


図 4-1-75 立入防護柵

3-6-5 銘板および標板

砂防堰堤の軸の下流側には銘板を、軸の天端には標板を設置するものとする。

砂防堰堤の袖の見やすいところに銘板を付けるものとする。(左右岸どちらでも可)

その詳細は次図を標準とする。

【解説】

堤銘板は、袖下流側法面(左右岸どちらでも可)に付けることを原則とするが、下流側法面に設置した場合、見えにくいときは(将来見えにくくなるのが予想される場合)袖天端に付けても良い。この場合は道路側等の行きやすい側の袖天端のLEVEL部を原則とする。

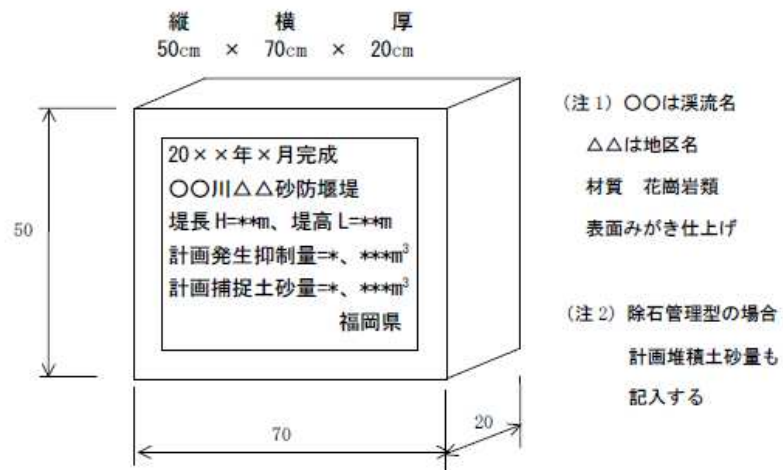


図 4-1-76 堤銘板

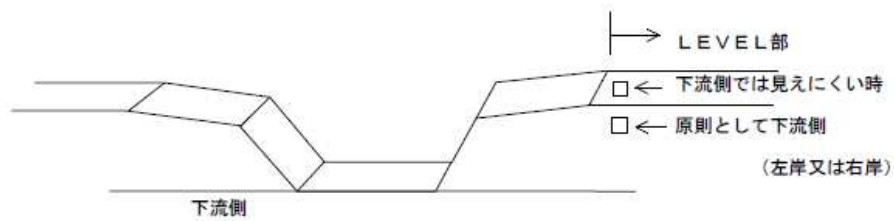


図 4-1-77 堤銘板設置位置図

3-7 土工

段切勾配は表4-1-21を標準とするが、摘要にあたっては経済性に注意すること。

表 4-1-21 最急段切勾配

土 質	段切勾配	備考
土 砂	1:0.5	粘性土の場合は状況による
礫交り土・転石交り土	1:0.5	
軟岩(I)・軟岩(II)	1:0.3	
中硬岩・硬岩	1:0.2	

注1) 最急段切勾配は参考-1(「土木工事数量算出要領」)以下にすることが基本である。

注2) 袖端部の掘削勾配で直高5.0mを超えるものは1:0.6で切る。

→参考-2の労働安全衛生規則の表より、掘削面の高さが5m以上の場合、掘削面の勾配を60度以下としている(その他の地山の場合)。

注3) 砂からなる地山にあつては、掘削勾配を 35° (1:1.4程度)以下、または掘削高を5m未満とする。

注4) 発破等により崩壊しやすい状態になっている地山にあつては、掘削勾配を 45° (1:1.0)以下、または掘削高を2m未満とする。

注5) 堰堤軸に直角方向の掘削法勾配も本表に準ずる。

掘削勾配の決定にあたって注意を要する斜面は以下のとおりである。

- ① 崩積土、強風化帯、旧地すべり地、崩壊跡地などの崩壊を生じやすい斜面
- ② シラス、マサなどの侵食に弱い土砂からなる斜面
- ③ 膨張性岩、第三紀泥岩、蛇紋岩および風化に対する耐久性が弱い岩からなる斜面

参考-1

1-8 床掘り

1) 床掘り勾配及び余裕幅

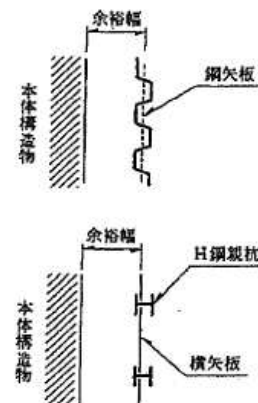
オープン掘削の床掘り勾配は、下表のとおりとする。

土質区分	掘削面の高さ	床掘り勾配	小段の幅
中硬岩・硬岩	5 m未満	直	———
	全掘削高5 m以上	1 : 0.3	下からH = 5 m毎に1 m
軟岩Ⅰ・軟岩Ⅱ	1 m未満	直	———
	1 m以上5 m未満	1 : 0.3	———
	全掘削高5 m以上	1 : 0.3	下からH = 5 m毎に1 m
レキ質土・砂質土 粘性土・岩塊玉石	1 m未満	直	———
	1 m以上5 m未満	1 : 0.5	———
	全掘削高5 m以上	1 : 0.6	下からH = 5 m毎に1 m
砂	5 m未満	1 : 1.5	———
	全掘削高5 m以上	1 : 1.5	下からH = 5 m毎に2 m
発破などにより崩壊しやすい状態になっている地山	2 m未満	1 : 1.0	下からH = 2 m毎に2 m

注) 上記により難い場合は、別途考慮できる。

余裕幅は、下表のとおりとする。

種別	足場工の有無	余裕幅
オープン掘削	足場工なし	50 cm
	足場工あり (フーチング高さ2 m未満でフーチング上に足場を設置する場合)	170 cm (50 cm)
土留掘削	足場工なし (プレキャスト構造物で自立型土留めの場合)	100 cm (70 cm)
	足場工あり (フーチング高さ2 m未満でフーチング上に足場を設置する場合)	220 cm (100 cm)



- 注) 1. 余裕幅は本体コンクリート端からとする。
 2. 矢板施工の余裕幅は矢板のセンターからの距離。
 3. 足場工の必要な場合とは、H = 2 m以上の構造物。
 4. 雪寒仮囲いを使用する場合は、必要幅を計上すること。
 5. 小構造物等で、これによることが不適当な場合は別途余裕幅を考慮する。
 なお、県運用として、H = 0.8 m未満の場合、20 cmとする。
 6. 共同溝等の特殊な場合は、別途取り扱う。

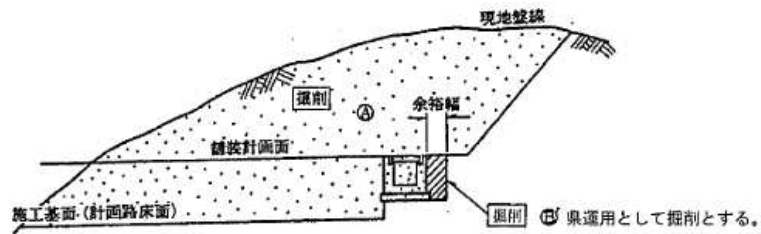
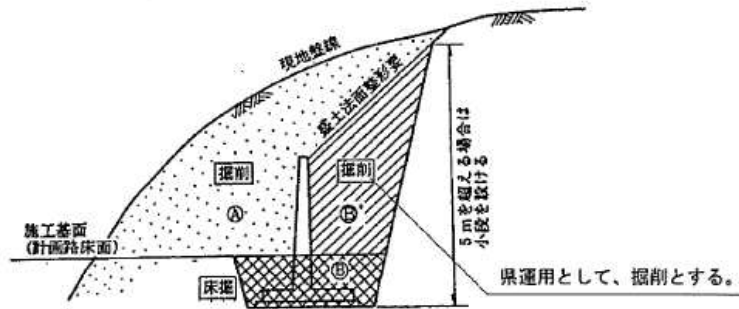
1-6 数量算出基準

1. 掘削・床掘り

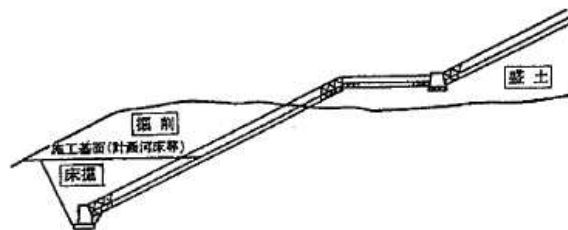
「掘削」とは、現地盤線から施工基面までの土砂等を掘り下げる箇所である。

また、「床掘り」とは、構造物の築造又は撤去を目的に、現地盤線又は施工基面から土砂等を掘り下げる箇所である。

(道路)



(河川)



参考-2

労働安全衛生規則

第356条

1 事業者は、手掘り（パワー・ショベル、トラクター・ショベル等の掘削機械を用いないで行なう掘削の方法をいう。以下次条において同じ。）により地山（崩壊又は岩石の落下の原因となる、亀裂がない岩盤からなる地山、砂からなる地山及び発破等により崩壊しやすい状態になっている地山を除く。以下この条において同じ。）の掘削の作業を行なうときは、掘削面（掘削面の奥行きが2m以上の水平な段があるときは、当該段により区切られるそれぞれの掘削面をいう。以下同じ。）の勾配を、次の表の上欄に掲げる地山の種類及び同表の中欄に掲げる掘削面の高さに応じ、それぞれ同表の下欄に掲げる値以下としなければならない。

地山の種類	岩盤又は堅い粘土からなる地山		その他の地山		
	5未満	5以上	2未満	2以上 5未満	5以上
掘削面の高さ (単位：m)					
掘削面の勾配 (単位：度)	90	75	90	75	60

2 前項の場合において、掘削面に傾斜の異なる部分があるため、その勾配が算定できないときは、当該掘削面について同項の基準に従い、それよりも崩壊の危険が大きくないように当該各部分の傾斜を保持しなければならない。

第357条

事業者は、手掘りにより砂からなる地山又は発破等により崩壊しやすい状態になっている地山の掘削の作業を行なうときは、次に定めるところによらなければならない。

1. 砂からなる地山にあつては、掘削面の勾配を35度以下とし、又は掘削面の高さを5m未満とすること。
2. 発破等により崩壊しやすい状態になっている地山にあつては、掘削面の勾配を45度以下とし、又は掘削面の高さを2m未満とすること。
3. 前条第2項の規定は、前項の地山の掘削面に傾斜の異なる部分があるためその勾配が算定できない場合について準用する。

(趣 旨)

第357条は粘着性の少ない地山を手掘りによる場合に、地山の崩壊による災害を防止するため、掘削面の勾配および高さの限度を定めたものである。

(解 説)

砂からなる地山や発破等により崩壊しやすい状態となっている地山は、一般の地山と違って地山を構成する各粒子が摩擦力によって安定を保っているため、ある勾配以上の勾配で掘削するとざらざらと崩壊してくる。

そこで357条項では、この掘削につれてざらざらと崩壊した部分をも掘削面に含め、掘削面の勾配と高さをそれぞれ別々に規制することにより、地山の崩壊による災害を防止しようとしたものである。

第4節 透過型砂防堰堤の構造

4-1 堰堤形式の選定

砂防堰堤の形式は、その構造及び特性を考慮し、当該地点の自然条件(地形、地質、河状、気象等)、施工条件(規模、工期、労働力等)、地域条件(資材確保の難易、運搬手段、運搬能力等)等を考慮し、安全性、経済性及び環境面からも適合するように型式を選定する。

なお、土石流の捕捉を目的とする重力式コンクリートスリット砂防堰堤は設置しないことを基本とし、鋼製スリット砂防堰堤を用いる。

【解説】

透過型砂防堰堤には下記に示すものがあるが、年々新しいタイプが開発されるため、適用に際しては設計時における最新の情報等を活用しながら適切に設定する。

- ・ 鋼製スリット堰堤B型
- ・ 格子形鋼製砂防堰堤2000C
- ・ J-スリット堰堤
- ・ CBBO型砂防堰堤
- ・ 鋼製スリット堰堤T型
- ・ 鋼製スリット堰堤A型
- ・ 鋼製Δ型スリット
- ・ 鋼製h型スリット
- ・ 鋼製D-スリット

4-2 水通しの設計

水通し断面は、原則として不透過型砂防堰堤と同様とするが、透過部（スリット部）閉塞後も安全に土石流ピーク流量を流し得る断面とする。

【解説】

透過部が土石等により完全に閉塞した場合に土石流ピーク流量を流し得る十分な水通し断面を有する構造とする。余裕高は考慮しなくても良い。

なお、地形などの理由により水通し断面を確保できないときは袖部を含めた断面によって対応することができる。この場合、袖部の安定性、下流部の前庭保護工への影響、下流への洗掘防止対策に十分配慮して適切な処置を講じなければならない。特に、直下流に人家がある場合は、上記の点を考慮しなければならない。

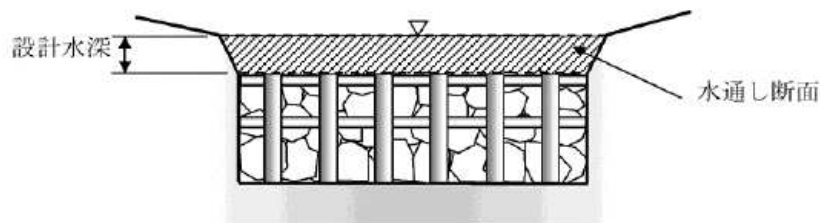


図 4-1-78 水通し断面（斜線部）

4-2-1 位置

土石流区域における不透過型砂防堰堤（設計編「3-2 水通しの設計」参照）と同様とする。

4-2-2 設計流量

設計流量は、水通し断面を設計する際に用いる対象流量のことで、土石流ピーク流量とする。

【解説】

土石流ピーク流量は、計画編第1章2節2-1-8-1に示した方法に基づき算出する。

4-2-3 設計水深

設計流量を流し得る水通し部の越流水深を設計水深として定める。

【解説】

設計水深は、①と②を比較し、大きい値とする。但し、地形などの理由により水通し断面を確保できないときは袖部を含めた断面によって対応することができる。

- ① 土石流ピーク流量に対する越流水深の値
(本編第1章3節3-2-3②参照)
- ② 最大礫径の値
(本編第1章3節3-2-3③参照)

4-2-4 袖小口

不透過型砂防堰堤と同様、砂防堰堤の袖小口は原則として1:0.5またはこれより緩くする。

【解説】

土石流・流木捕捉工の袖小口は、土石流や流木による破壊に対処するため、1:0.5またはこれより緩くする。

一般的には1:0.5が多く用いられる。

4-2-5 水通し幅・開口部の設定

透過型砂防堰堤の開口部の幅、高さ、位置は、土石流や流木を効果的に捕捉できるように設定する。

【解説】

開口部の幅は、透過型の機能を十分生かせるようにできるだけ広くとる。

開口部の高さは、土石流や洪水の水深以上を確保し計画捕捉量により決定する。

なお、開口部の底面は、未満砂の状態で平常時の流量を下流へスムーズに流し得る形状とする。

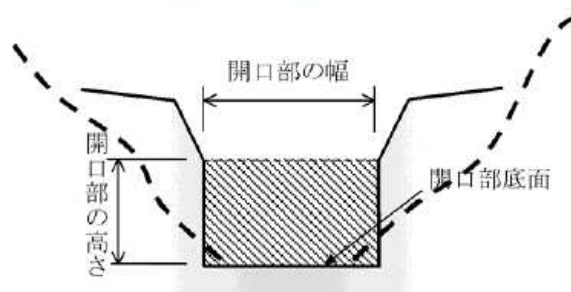


図 4-1-79 透過型砂防堰堤の開口部（斜線部）

(1) 開口部の幅

閉塞型の透過型砂防堰堤が土石流を効果的に捕捉するためには、堰堤上流の貯砂空間を土石流流下時までの間できるだけ空けておくことが重要であり、そのためには開口部を適切にとる必要がある。開口部を狭くしすぎると、中小出水による土砂・流木の堆積や流水の湛水が生じ土石流対策としての貯砂空間が減じられる恐れがある。

したがって、透過型砂防堰堤の開口部の幅は現地地形の谷幅に配慮して、土石流が流下すると判断される谷幅程度に設定するものとする。ただし、最下流に設置する場合、下流河道や保全対象への影響に配慮して谷幅よりも狭くしている例もある。

(2) 開口部の高さ

透過型砂防堰堤の開口部の天端高は、不透過型砂防堰堤と同様に水通し天端高となる。したがって、開口部の高さは上流の土砂堆積物の状況や周辺の地形等十分に調査し、計画に合致した施設の規模から決定される。

(3) 開口部底面

透過型砂防堰堤は中小出水では礫を捕捉しないため、平常時の流量は水通し部ではなく開口部底面(底板コンクリート天端)を流れる。このため、開口部底面の位置は、河道の連続性や両岸の侵食に配慮して、開口部底部の位置を溪床最深部に合わせる。

ただし、堰堤上流をある程度堆砂させて溪床の安定を図りたい場合には、開口部底部の位置を溪床より高くした部分透過型砂防堰堤として設計する。

4-2-6 余裕高

土石流対策の透過型砂防堰堤の場合、余裕高は考慮しない。

4-2-7 水通し高

設計水深(「3-2-3 設計水深」参照)を水通し高とする。
なお、余裕高は考慮しない。

4-2-8 袖部を含めた処置

土石流区域における不透過型砂防堰堤(「3-2-8 袖部を含めた処置」参照)と同様とする。

【解説】

「土石流ピーク流量に対する越流水深」あるいは「最大礫径」によって水通し断面を決定する場合において、地形等の理由により水通し断面を確保できないときは袖部を含めた断面によって対応することができる。

4-3 越流部の安定性及び構造

4-3-1 天端幅

越流部の天端幅は礫及び流木の衝突によって破壊されないよう、決定する。

【解説】

土石流対策の不透過型砂防堰堤と同様とする。「本編第1章3節3-3-1 天端幅」を参照。

4-3-2 基礎の設計

砂防堰堤の基礎は岩着することが望ましいが、岩着が望めない場合にはフローティングとしても良い。ただし、その場合、砂防堰堤の堰堤高は15m未満であることを原則とする。

【解説】

土石流対策の不透過型砂防堰堤と同様とする。「本編第1章3節3-3-3 基礎の設計」を参照。

4-3-3 透過部断面の設定

透過部断面の設定については「鋼製砂防構造物設計便覧 H21」に詳細な説明があるので下記に示す。

「鋼製砂防構造物設計便覧 H21」より

透過型砂防堰堤の透過部断面は、「土石流・流木対策設計技術指針及び同解説」に基づいて決定する。「土石流・流木対策設計技術指針及び同解説」を以下に示す。

「土石流・流木対策設計技術指針及び同解説」より

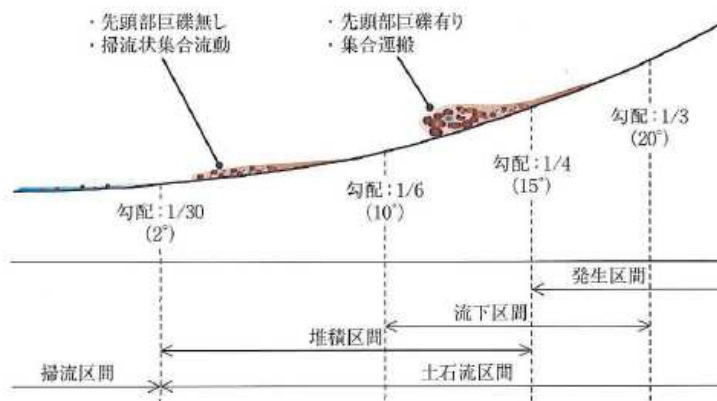
透過型砂防堰堤の透過部断面は、土石流の最大礫径、流木の最大直径、及び施設の目的等により決定する。

【解説】

土石流捕捉のための透過型砂防堰堤は、透過部断面の純間隔(図 4-1-81 参照)を適切に設定することにより、土石流を捕捉する機能、及び、平時の土砂を下流へ流す機能を持たせることができる。したがって、透過部断面の設定は、土石流の流下形態や最大礫径(D_{95})、流木の最大直径、流域内の既施設配置状況、堰堤高等に十分留意する必要がある。

水平純間隔は最大礫径(D_{95})の 1.0 倍程度に設定する。土石流の水深より高い透過型砂防堰堤を計画する場合、鉛直純間隔も最大礫径(D_{95})の 1.0 倍程度に設定することが基本であるが、土石流の水深よりも最大礫径(D_{95})が小さい場合等においては、最下段の透過部断面高さは最大礫径(D_{95})の 1.5 倍まで狭くすることができる。

土石流が流下区間から堆積区間に移行するとき、土石流先頭部が維持されず各個運搬で流下する可能性がある。特に、谷出口のような川幅が広がる場所では水と土砂が分離しやすく先頭部の巨礫が停止しやすい。また、堆積区間は下流域になるため流量が大きくなる傾向があり、先頭部に巨礫群が集中しにくい状態となる。このような場合は、先頭部に巨礫群がない土砂流や各個運搬である掃流の状態で流下する場合が想定される。このため、現地の土砂移動形態を十分配慮して礫が確実に捕捉されるように、部材間隔について検討をする必要がある。



透過型砂防堰堤は、土石流を効率的に捕捉することから最下流部にも設置されるようになった。そこで、最下流部に設置しても保全対象の安全性を確保するため、これまでの柱材に加え横材を配置することで土砂捕捉機能を高めている。

「鋼製砂防構造物設計便覧 H21」より

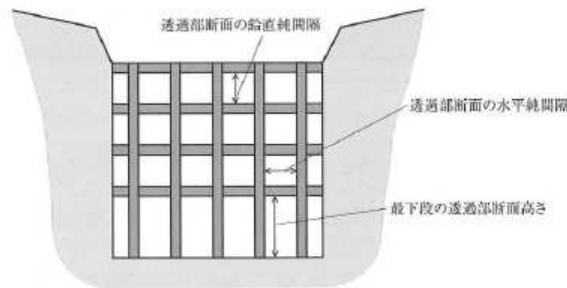


図 4-1-81 透過部断面の純間隔

(1) 透過部断面の縦材純間隔(水平純間隔)

鋼製透過型砂防堰堤の縦材純間隔は、最大礫径の 1.0 倍程度に設定する。ただし、複数基透過型砂防堰堤を設置する場合など、1.5 倍まで広げることができる。

土石流の先頭部に巨礫が集中することから、縦材純間隔は最大礫径の 1.5～2.0 倍に設定しておけば礫同士のアーチアクションにより開口部は閉塞される。開口部が巨礫群により閉塞されると後続流中の土砂も捕捉される。しかしながら、土石流先頭部が堰堤に到達しないような場合には、縦材純間隔を最大礫径の 1.5～2.0 倍に設定すると、礫が捕捉されない可能性もある。また、流木を含んでいる場合には、縦材純間隔を流木長の 1/2 以下に設定しておけば、細粒土砂も捕捉されることから、部材純間隔を対象礫の 1.5～2.0 倍まで広げても捕捉能力は維持できるものと考えられる。したがって、礫を確実に捕捉する観点から、流木の有無に係わらず縦材純間隔を最大礫径の 1.0 倍程度に設定することとした。

流下区間に複数基の透過型砂防堰堤を配置する場合、上流側の透過型砂防堰堤の部材間隔を狭くしすぎると、下流側の透過型砂防堰堤に礫が供給されにくくなるため、より狭い部材間隔を設定することになる。このように連続して透過型砂防堰堤を配置する場合、上流側の透過型砂防堰堤と下流側の透過型砂防堰堤の位置及び現地の礫径分布に注意し、上流側の透過型砂防堰堤の部材純間隔を最大礫径の 1.5 倍まで広げることができる。

(2) 透過部断面の横材純間隔(鉛直純間隔)

鋼製透過型砂防堰堤の横材純間隔は、最大礫径の 1.0 倍程度に設定する。ただし、複数基透過型砂防堰堤を設置する場合など、1.5 倍まで広げることができる。

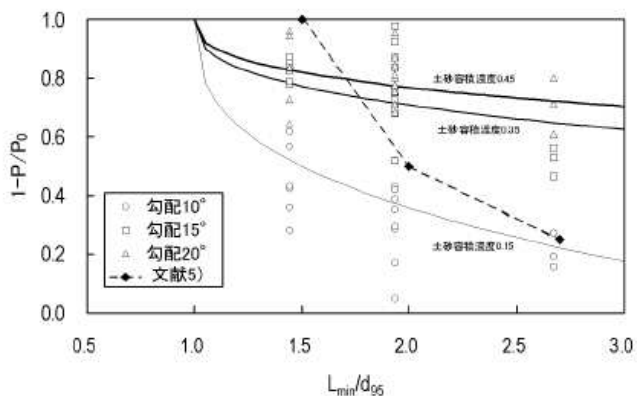
開口部の最下段の透過部断面高さは、最大礫径の 1.5 倍以下に設定する。

流下区間では、最大礫径の 1.5 倍以下で設定される部材間隔により土石流先頭部は捕捉される。しかし、堰堤高が高い場合は、透過部断面の上方が巨礫により閉塞されずに後続流が通過する可能性があるため、横材を設置する必要がある。

開口部に配置する横材純間隔は、後続流中の石礫を捕捉する機能を有する。このため、土石流の後続流は濃度が小さく礫が各個運搬される場合を想定し最大礫径の 1.0 倍以下に設定する。

開口部の最下段の透過部断面高さは、土石流先頭部の巨礫群を確実に捕捉するとともに、平時の土砂を下流へ流す機能を有する。そこで、最下段の横材の位置は、土石流先頭部を捕捉するために最大礫径の 1.5 倍以下で、かつ、平常時の水深よりも高く設定するものとする。

～～（参考）透過部の閉塞（実験結果）～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～



図一参1 土石流のピーク流砂量の変化

透過部断面の幅（鋼管純間隔）とピーク流砂量の減少率の関係（P：有施設時のピーク流砂量、P₀：無施設時のピーク流砂量、L_{min}：格子型砂防堰堤の鋼管間隔のうち最も小さい間隔であり、ここでは透過部断面の幅、d_{max}：最大礫径）。土石流に含まれる土石等の容積濃度が低くなると、ピーク流砂量が減少する割合（減少率）は小さくなることから、透過部断面が閉塞しにくくなる事が分かる。

～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～

4-3-4 越流部の安定性

透過型砂防堰堤は堤体全体が滑動、転倒および支持力に対して安定であるとともに、透過部をはじめ、堤体を構成する部材が土石流及び土砂とともに流出する流木に対して安全でなければならない。

【解説】

透過型砂防堰堤は構造物全体として一体性をもって安定であることが必要である。そのため、透過型砂防堰堤は設計外力に対して安全な構造を有することが必要である。

① 全体の安全性

透過型砂防堰堤堤体全体の安定条件は不透過型砂防堰堤に準ずる。

② 透過部の部材の安全性

透過部を構成する断面は小さく、重力式構造と異なる場合が多いので、堤体全体としては安全でも、部材が破壊することが考えられる。従って、部材の構造計算を行い、材料の強度に対して安全であることを確かめる必要がある。

透過型鋼製砂防堰堤の構造計算にあたっては、部材の発生応力と接合部の強度について解析してその安全を確認しておかなければならない。さらに、骨組が不静定構造となっている場合には、温度変化による影響のみについて検討する。

また、礫の衝突による変形によって、部材の座屈を引き起こし、全体破壊に至ることが予想されるので、礫の衝突荷重に対する安全性についての検討も行うこととする。

4-3-4-1 安定条件

透過型砂防堰堤全体の安定条件は不透過型砂防堰堤と同様とする。

【解説】

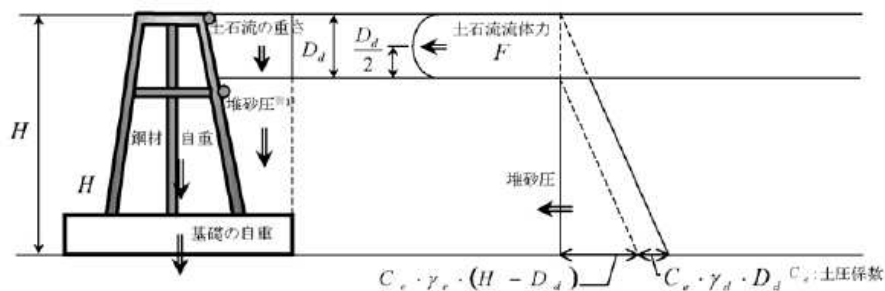
透過型砂防堰堤全体の安定条件の考え方は不透過型砂防堰堤と同様とする。(本編第1章3節3-3-4-1参照)

4-3-4-2 設計外力

透過型砂防堰堤の設計外力は基本的には不透過型砂防堰堤の設計外力と同様とするが、透過構造に応じた設計外力が作用するものとする。

【解説】

- ① 堆砂圧は土石流が上載されるものとして台形分布とする。
- ② 透過部分には砂礫および水は詰まっていない状態で自重を算定する。
- ③ 図4-1-82に示す堆砂圧および流体力を外力として堤体全体の安定性、部材の安全性を検討する。土石流自重が上載荷重となるので堆砂圧は台形分布となる。



※1) 堆砂圧の鉛直力を算出の際は、土砂の単位体積重量 ($\gamma_s = C_s \sigma g$) を用いる。

図4-1-82 設計外力(土石流時)

- ④ 透過型砂防堰堤は、表4-1-22により所定の安全率を満足させるものとする。

表4-1-22 透過型砂防堰堤の安定計算に用いる設計外力(自重を除く)

	平常時	土石流時	洪水時
堰堤高15m未満		堆砂圧、 土石流流体力	
堰堤高15m以上		堆砂圧、 土石流流体力	

15m以上の透過型砂防堰堤において、透過部の安定条件は15m以下の場合と同様とする。また、非越流部については、一般的に上流側のり勾配が急な場合が多いため、未満砂の状態のときに下流側から地震時慣性力が作用する状態についても安全性を検討する。

(1) 自重

透過部がコンクリート部材の場合、堤体自重は越流部を不透過構造と見なして計算される堤体ブロックの体積 (V_c) と、越流部を透過構造として計算される堤体ブロックの重量 (W_{rc}) を用いて計算する。なお、越流部の堤体ブロックとは、水通し幅分の堤体部分を指すものであり、施工目地によるブロックではないことに注意する。

$$\gamma_{re} = W_{rc} / V_c \quad \dots \dots \dots (4-1-39)$$

ここで、 γ_{re} ：見かけのコンクリート単位体積重量 (kN/m³)

W_{rc} ：越流部を透過構造として計算される堤体ブロックの重量 (kN)

V_c ：越流部を不透過構造と見なして計算される堤体ブロックの体積 (m³)

である。

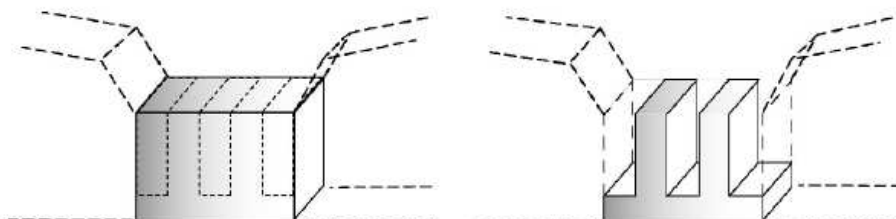


図 4-1-83 スリット部における水通しの堤体積

透過部が鋼製部材の場合、堤体自重は基礎部の重量に鋼製自重を加えたものとする。鋼材枠内の堆砂重および水重は含まないものとする。ただし、土砂が確実に鋼製枠内に捕捉され、かつ、下流に流れ出ないと判断される場合には、捕捉される土砂の重量を考慮することができる。

(2) 静水圧

開口幅の広い透過型砂防堰堤が土石流を捕捉した場合、堆砂内の水は礫の間隙を流れていくため湛水しない。このため土石流区間に設置する透過型砂防堰堤には静水圧を見込まないこととする。ただし、底版コンクリートにおいては、コンクリートが厚く不透過型と同様の機能を期待する場合には、底版コンクリート天端まで湛水するものとして静水圧の影響を検討するものとする。開口幅が狭く、堰堤上流で湛水する可能性が考えられる場合は、堆砂圧に加え、必要に応じて静水圧を考慮する。

(3) 堆砂圧

堆砂圧は土石流が上載されるものとして台形分布とする。

土石流区間においては、上述のとおり堆砂面下には水は無いものとし、土石流の重量を上載荷重とした空中の堆砂圧を作用させる。底版コンクリートに対しては静水圧を考慮する場合、水中の堆砂圧を作用させる。

(4) 土石流の流体力

安定計算の対象とする流体力は、透過型であっても開口部が完全に閉塞された状態を想定して堆砂面上面に作用するものとする。

なお、礫および流木の衝突による力は、安定計算の対象としなくてよいが、鋼製透過型砂防堰堤部材の構造計算の際に考慮するものとする。

4-3-5 透過部の構造検討

4-3-5-1 構造検討条件

透過部の部材は、設計外力に対し安全でなければならない。一部の部材が破損したとしても砂防堰堤全体が崩壊につながらないように、フェールセーフの観点から、できるだけ冗長性（リダンダンシー）の高い構造とする。

【解説】

透過部の部材の強度の安全を確認しなければならない。また、土石流のように不確定要素が大きく、不確実な事象でありながら甚大な被害を与える土砂移動現象に対しては、一部の部材の破損が砂防堰堤全体に影響しないよう、冗長性の高い構造とする。

構造検討を実施すべき項目は、以下のとおりである。

- ① 土石流流体力および堆砂圧に対する、各部材強度の検討
- ② 温度変化による温度応力に対する、各部材強度の検討
- ③ ①および②の力に対する、接合部の強度の検討
- ④ 礫の衝突による、各部材の強度の検討

また、土石流を捕捉する目的で配置される部材（機能部材）のうち、構造物の形状を保持するための部材（構造部材）に相当しない場合には、土石流中の石礫を捕捉できれば目的を達成するため、塑性変形を許容することができる。

4-3-5-2 設計外力

構造検討で考慮する設計外力は、自重、土石流流体力、堆砂圧、温度応力とする。

【解説】

構造検討を行う設計外力の組み合わせを表4-1-23に示す。

土石流時は短期荷重であることから、これまでの実績を考慮して許容応力度を1.5倍割増すものとする。また、土石流捕捉後は堆砂圧が長期間作用することから満砂時の許容応力度の割増しは行わない。温度変化に対しては、一般的に許容応力度を1.15倍割増すものとする。なお、温度応力が大きくなる場合は、部材断面が温度応力で決定されないような断面形状とするか、施設延長を分割するものとする。

透過型砂防堰堤の構造計算にあたっては、部材の発生応力と接合部の強度について、土石流時及び満砂時の設計外力の組み合わせに対して安全でなければならない。さらに、部材で構成される構造物が不静定構造となっている場合には、温度変化時の設計外力の組み合わせに対して安全を確認しておかなければならない。

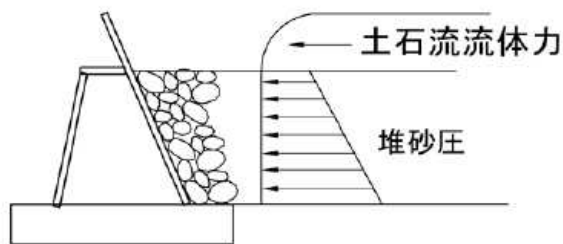
透過部の部材の設計においては、表4-1-23の他に、土石流流体力が構造物に偏心して作用する偏心荷重と、礫や流木の衝撃力による荷重とに対して安全であるように設計する。

さらに、湾曲部における砂防堰堤軸は、下流河道に対して概ね直角が望ましいが、捕捉機能から上流に対してもできるだけ偏心しないよう考慮する。上流の流心に対して偏心する場合には、想定される土石流の流心と堰堤軸の角度（ θ_{f2} ）を想定し、さらに余裕角（ θ_{f3} ）を考慮して、砂防堰堤に対する偏心角度（ θ_{f1} ）を設定する（図4-1-86参照）。また、湾曲部に設置する場合には、内湾側が土石流の先頭部に含まれる石礫で閉塞せず、後続流が通過してしまう可能性にも留意する。

表 4-1-23 構造検討で考慮する設計外力の組み合わせ

ケース	土石流時	満砂時	温度変化時
自重	○	○	○
土石流流体力	○		
堆砂圧	○	○	
温度応力			○
許容応力度の割増係数	1.5	1	1.15

(1) 土石流時



注) 上載荷重として土石流荷重を見込む。

図4-1-84 土石流時の鋼製透過型砂防堰堤の設計荷重

(2) 平常時(満砂時)

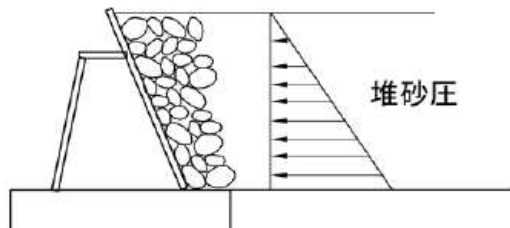


図4-1-85 平常時の鋼製透過型砂防堰堤の設計荷重

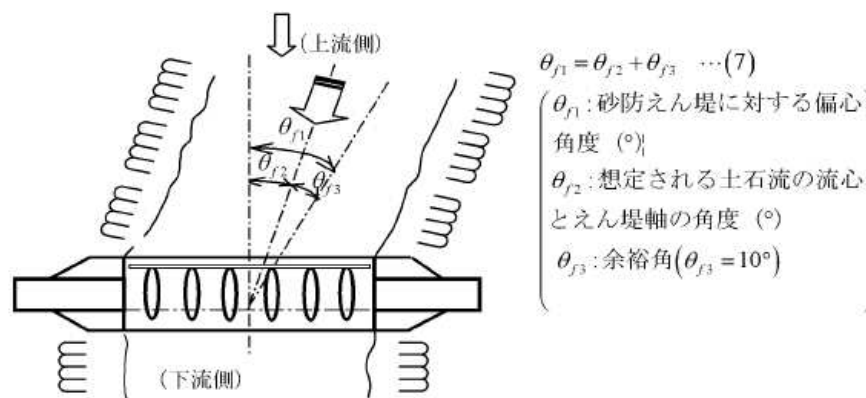


図 4-1-86 透過部材に対する偏心荷重 (渓流の湾曲部に砂防堰堤を設置する場合)

4-3-5-3 底版コンクリート

底版コンクリートの厚さは、基礎根入れを考慮して開口部が閉塞された状態と閉塞されない状態の両方で安定であるように設定する。

【解説】

鋼製透過型砂防堰堤といえど、土石流流体力や堆砂圧に抵抗し、地盤に荷重を伝達するには重さが必要となる。この役目を果たしているのが底版コンクリートであり、骨組構造で受けた荷重を地盤へ伝達するとともに、滑動に抵抗する重さとして働く。このため、安定計算により底版コンクリートの大きさを決定する。また、底版コンクリート内部に発生する応力がコンクリートの許容応力を越えないことを照査する必要がある。

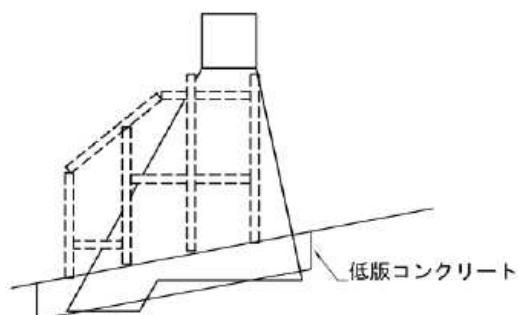


図4-1-87 底版コンクリート形状

(1) 底版コンクリートの傾斜

土石流を捕捉するまでは、底版コンクリート天端(開口部底面)を流水が通過することになる。このため、底版コンクリートの幅(上下流方向)、堰堤の上下流の堆砂状況、流量等に配慮し、底版コンクリートを溪床勾配に合わせて傾斜させてもよい。ただし、溪床勾配が急な場合、下流の洗掘や底版コンクリートの下流端の洗掘に配慮して溪床勾配より緩くする。

(2) 底版コンクリートの厚さ

底版コンクリートの厚さは、構造上必要なコンクリート厚さとする。一般に、鋼製部(透過部)と底版コンクリートが一体に働くように鋼管柱を底版コンクリートに埋め込む形式が多く採用されている。

また、底版コンクリートは設計外力に対して自重として抵抗する。このため、底版コンクリート厚さは基礎地盤への根入れ深を考慮して2mとしている例が多い。部分透過型とする場合には、これより厚くなる。

(3) カットオフ

鋼製透過型砂防堰堤が満砂した場合、流水は最上流柱の天端から透過部枠内に落下し、底版コンクリート天端を流れる。したがって、洗掘防止のためのカットオフは必要ない。

ただし、砂礫地盤の場合で次の場合にはカットオフを含めた前庭保護工の必要性を検討する。

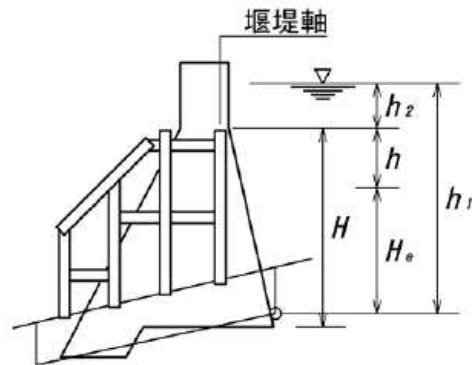
- ① 地盤を構成する粒径が小さい場合
- ② 透過部枠内に砂礫が堆積し下流端に落水がある場合
- ③ 底版コンクリート下端と溪床に落差がある場合

4-3-6 安定計算

安定計算は、「第4節 4-3-5-2 設計外力」に示す設計荷重を組み合わせるものとする。

【解説】

表4-1-24、図4-1-88～図4-1-89は鋼製透過型砂防堰堤の水通し部に作用する荷重等を示したものである。



H : 堰堤高 (m)

b : 底版コンクリート幅 (m)

h : 土石流水深 (m)

h_1 : 上流側水深 (m) $h_1 = H + h_2$

h_2 : 越流水深 (m)

h_e : 堆砂深 (m)

$\rho_{st} \cdot g$: 鋼製部の見かけ上の単位体積重量 (kN/m^3)

$\rho_c \cdot g$: 底版コンクリートの単位体積重量 (kN/m^3)

$\rho_s \cdot g$: 堆砂見掛単位体積重量 (kN/m^3)

$\rho_d \cdot g$: 土石流の単位体積重量 (kN/m^3)

C_o : 土圧係数

α : 土石流流体力係数

図 4-1-88 鋼製透過型砂防堰堤の安定計算(水通し部)

表 4-1-24 透過型砂防堰堤の単位断面に作用する力(土石流時)

設計荷重	記号	計算式	鉛直力 (V)	水平力 (H)	堤底の上流端から作用線までの距離 (L)	モーメント (M=VL+HL)
堤体の自重	W					
	W_1	$\rho_{st} \cdot g \cdot b_3 \cdot (H_1 + H_2)$	(+)		$B_4 + 1/2b_2$	(+)
	W_2	$1/2 \cdot \rho_{st} \cdot g \cdot b_2 \cdot H_1$	(+)		$b_3 + b_4 + 1/3b_2$	(+)
	W_3	$\rho_{st} \cdot g \cdot b_2 \cdot H_2$	(+)		$b_3 + b_4 + 1/2b_2$	(+)
	W_4	$1/2 \cdot \rho_{st} \cdot g \cdot i \cdot (b_2 + b_3)^2$	(+)		$b_4 + 2/3(b_2 + b_3)$	(+)
	W_5	$\rho_c \cdot g \cdot b \cdot H_4$	(+)		$1/2b$	(+)
堆砂圧	P_c					
	P_{ev1}	$\rho_s' \cdot g \cdot b_4 \cdot H_3$	(+)		$1/2b_4$	(+)
	P_{ev2}	$1/2 \cdot \rho_s' \cdot g \cdot i \cdot b_4^2$	(+)		$2/3b_4$	(+)
	P_{all}	$1/2 \cdot C_c \cdot \rho_s' \cdot g \cdot h_c^2$	(+)		$1/3h_c$	(+)
	P_{ev2}	$C_c \cdot \rho_s' \cdot g \cdot h \cdot h_c$	(+)		$1/2h_c$	(+)
土石流の自重	P_d					
	P_{d1}	$\rho_s \cdot g \cdot b_4 \cdot h$	(+)		$1/2b_4$	(+)
流体力	F	$a \cdot \rho_d / g \cdot h \cdot U^2$		(+)	$he + h/2$	(+)
合計			V	H		M

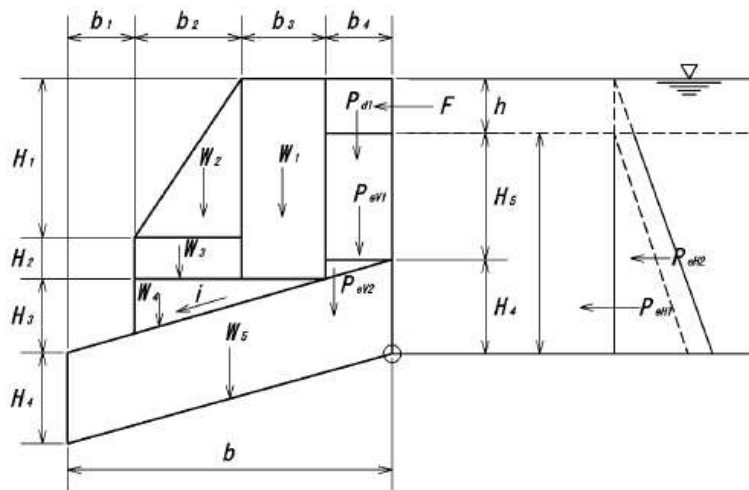


図 4-1-89 鋼製透過型砂防堰堤の荷重図(水通し部:土石流部)

4-4 非越流部の安定性および構造

非越流部の本体の断面は、安定計算により合理的に決定する。

【解説】

透過型砂防堰堤の非越流部の安定条件および設計外力の考え方は、不透過型砂防堰堤計算と同様とする。(本編第1章3節3-4-1 土石流時 参照)

4-5 前庭保護工

前庭保護工は、砂防堰堤本体の安定性が維持できるよう現地の地質、地形等を考慮して必要に応じて計画する。

【解説】

透過型砂防堰堤の場合には、通常の流水は河床沿いに設置前とほとんど変わらずに流下するものであり、前庭保護工を必要としないと考えられる場合が多い。しかし、捕捉された土石流の後続流による洗掘が予想される場合、および透過部下端と溪床面との間に落差を生じる構造などには、不透過型砂防堰堤に準じた前庭保護工を必要とする。減勢工や副堰堤については、その必要性を十分吟味して計画する。

前庭保護工を設置する場合は、不透過型砂防堰堤に準じて設計するものとする。(本編第1章3節3-5 前庭保護工の設計 参照)

4-6 付属物の設計

「本編第1章3節3-6 付属物の設計」に準ずる。

4-7 土工

「本編第1章3節3-7 土工」に準ずる。

第5節 部分透過型砂防堰堤の構造

5-1 堰堤形式の選定

部分透過型砂防堰堤とする場合、越流部は鋼製スリット形式となる。
鋼製スリット形式については、本編第4章「4-1 堰堤形式の選定」を参照。

5-2 水通しの設計

水通し断面は、透過型砂防堰堤と同様とする。

【解説】

部分透過型砂防堰堤の水通し断面は、透過型砂防堰堤と同様とする。
(本編第1章4節4-2 参照)

5-2-1 位置

水通しの位置は、不透過型砂防堰堤と同様とする。

【解説】

部分透過型砂防堰堤の水通しの位置は、不透過型砂防堰堤と同様とする。
(本編第1章3節3-2-1 参照)

5-2-2 設計流量

設計流量は、不透過型砂防堰堤と同様とする。

【解説】

部分透過型砂防堰堤の設計流量の考え方は、不透過型砂防堰堤と同様とする。
(本編第1章3節3-2-2 参照)

5-2-3 設計水深

設計流量は、不透過型砂防堰堤と同様とする。

【解説】

部分透過型砂防堰堤の設計水深の考え方は、不透過型砂防堰堤と同様とする。
(本編第1章3節3-2-3 参照)

5-2-4 袖小口

袖小口は、不透過型砂防堰堤と同様とする。

【解説】

部分透過型砂防堰堤の袖小口の考え方は、不透過型砂防堰堤と同様とする。
(本編第1章3節3-2-4 参照)

5-2-5 水通し幅・開口部

水通し幅・開口部は、透過型砂防堰堤と同様とする。

【解説】

部分透過型砂防堰堤の水通し幅・開口部の考え方は、透過型砂防堰堤と同様とする。

(本編第1章4節4-2-5 参照)

5-2-6 余裕高

余裕高は、透過型砂防堰堤と同様とする。

【解説】

部分透過型砂防堰堤の余裕高の考え方は、透過型砂防堰堤と同様とする。

(本編第1章4節4-2-6 参照)

5-2-7 水通し高

水通し高は、透過型砂防堰堤と同様とする。

【解説】

部分透過型砂防堰堤の水通し高の考え方は、透過型砂防堰堤と同様とする。

(本編第1章4節4-2-7 参照)

5-2-8 袖部を含めた処置

袖部を含めた処置は、不透過型砂防堰堤と同様とする。

【解説】

部分透過型砂防堰堤の水通し高の考え方は、不透過型砂防堰堤と同様とする。

(本編第1章3節3-2-8 参照)

5-3 越流部の安定性及び構造

5-3-1 天端幅

越流部の天端幅は、礫および流木の衝突によって破壊されないよう、決定する。

【解説】

土石流対策の不透過型砂防堰堤と同様とする。本編「3-3-1 天端幅」を参照。

なお、不透過部の天端幅は、衝突する最大礫径の2倍以上を原則とする。ただし、不透過型砂防堰堤に準じ、不透過部の安全性を考慮し、不透過部の天端幅は、3.0m以上とする。

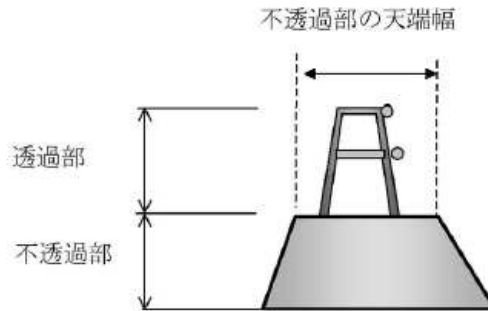


図 4-1-90 部分透過型砂防堰堤越流部側面図(例)

5-3-2 下流のり

下流のりは、不透過型砂防堰堤と同様とする。

【解説】

部分透過型砂防堰堤の下流のりは、不透過型砂防堰堤と同様とする。

(本編第1章3節3-3-2 参照)

5-3-3 基礎の設計

基礎は、不透過型砂防堰堤と同様とする。

【解説】

部分透過型砂防堰堤の基礎は、不透過型砂防堰堤と同様とする。

(本編第1章3節3-3-3 参照)

5-3-4 透過部断面の設定

透過部断面の設定は、透過型砂防堰堤と同様とする。

【解説】

部分透過型砂防堰堤の透過部断面の設定は、透過型砂防堰堤と同様とする。

(本編第1章4節4-3-3 参照)

5-3-5 越流部の安定性

部分透過型砂防堰堤は堤体全体が滑動、転倒および支持力に対して安定であるとともに、透過部をはじめ、堤体を構成する部材が土石流及び土砂とともに流出する流木に対して安全でなければならない

【解説】

部分透過型砂防堰堤は構造物全体として一体性をもって安定であることが必要である。そのため、部分透過型砂防堰堤は設計外力に対して安全な構造を有することが必要である。

5-3-5-1 安定条件

部分透過型砂防堰堤全体の安定条件は不透過型砂防堰堤と同様とする。

【解説】

部分透過型砂防堰堤全体の安定条件の考え方は不透過型砂防堰堤と準ずる。

(本編第1章3節3-3-4-1参照)

5-3-5-2 設計外力

透過型砂防堰堤の設計外力は基本的には不透過型砂防堰堤の設計外力と同様とするが、透過構造に応じた設計外力が作用するものとする。

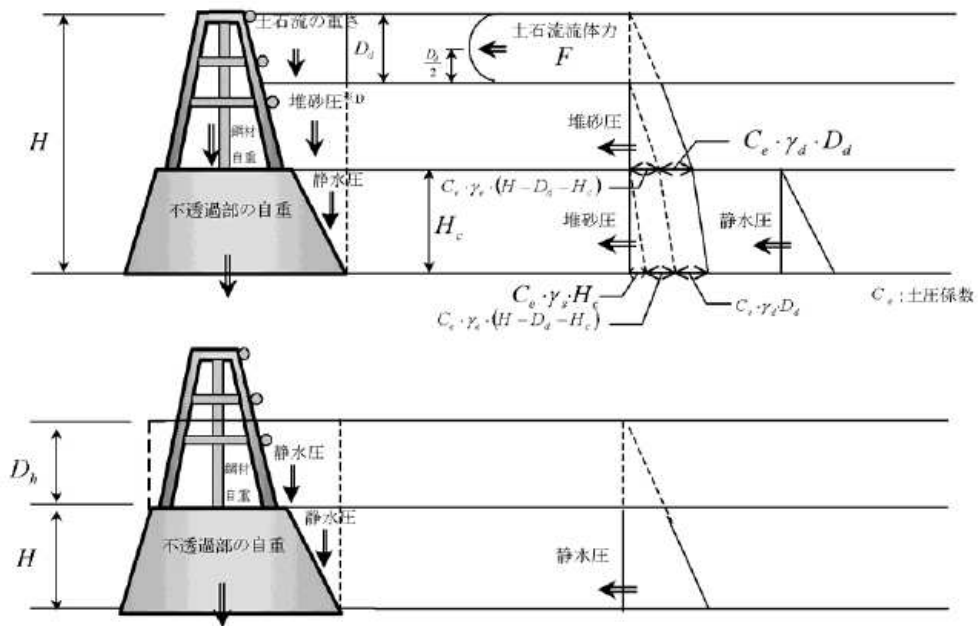
【解説】

① 安定計算に用いる設計外力の組み合わせは表4-1-25のとおりとする。

表 4-1-25 部分透過型砂防堰堤の安定計算に用いる設計外力（自重を除く）

	平常時	土石流時	洪水時
堰堤高 15m 未満	/	静水圧、堆砂圧、 土石流流体力	静水圧
堰堤高 15m 以上		静水圧、堆砂圧、揚 圧力、地震時慣性力、 地震時動水圧	静水圧、堆砂圧、 揚圧力

② 安定計算に用いる設計外力は図 4-1-91 に示すように透過部と不透過部に作用させる。



※1) 堆砂圧の鉛直力を算出の際は、土砂の単位体積重量 γ_s を用いる。
 ※2) 堆砂圧の鉛直力を算出の際は、水中での土砂の単位体積重量 γ_s' を用いる。

図4-1-91 部分透過型砂防堰堤の安定計算に用いる設計外力

③ 透過部の自重は透過部分に砂礫および水が詰まっていないものとして算出する。なお、洪水時に透過部を越流する水の自重は静水圧として不透過部に作用させる。

5-3-6 透過部の構造検討

透過部の構造検討は、透過型砂防堰堤と同様とする。

【解説】

部分透過型砂防堰堤の部材および構造は、透過型砂防堰堤と同様に検討する
(本編第1章4節4-3-5 参照)

5-4 非越流部の安定性および構造

非越流部の安定性および構造は、不透過型砂防堰堤と同様とする。

【解説】

部分透過型砂防堰堤の非越流部の安定性および構造は、不透過型砂防堰堤と同様とする。
(本編第1章3節3-4 参照)

5-5 前庭保護工

部分透過型砂防堰堤の前庭保護工は、不透過型砂防堰堤と同様とする。

【解説】

部分透過型砂防堰堤の前庭保護工は、不透過型砂防堰堤と同様とする。
(本編第1章3節3-5 参照)

3.3.2 土石流堆積工

土石流堆積工は、土石流の流動性及び地形の特性を把握し、適切に設計するものとする。

【解 説】

土石流を積極的に堆積させる土石流堆積工には、土石流堆積流路と土石流分散堆積地の2種類があり、土砂堆積後における除石の実施を前提としている。

土石流堆積流路とは、土石流導流工の縦断勾配を緩和及び流路断面を拡幅して土石流の流動性を低下させて、流路工内に積極的に土石流を堆積させるものである。

土石流分散堆積地とは、扇状地地形を掘り込んで、土石流を堆積させる空間を設けるもので、上下流端には床固又はえん堤を配置する。下流は流末処理のための土石流導流工に接続する。堆積効果増大のために、中間に床固を設置することがある。また、必要に応じ護岸工、護床工を設置する。

(1) 土石流堆積流路

土石流を扇状地内の流路に積極的に堆積させる。

【解 説】

流路に土石流を積極的に堆積させるために、流路勾配の緩和、流路断面の拡幅により、土砂輸送能力を低下させる。ただし、土石流発生以前の常時の流量において土砂が堆積するようでは、土石流発生時での堆積容量が減少する。従って、常時の流出土砂量（土砂混入濃度）を想定し、これが堆積しない程度まで流路勾配を緩くするものとする。

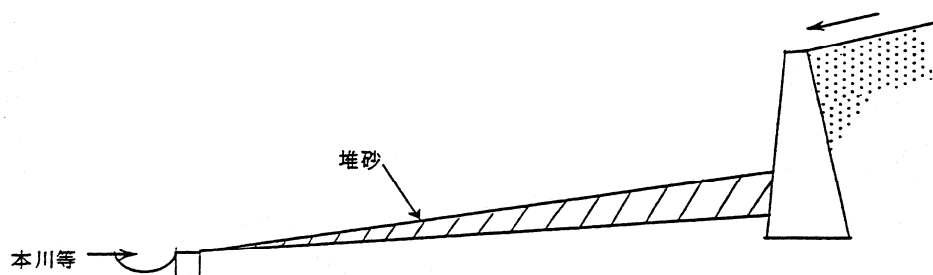


図 3.7 土石流堆積流路

(2) 土石流分散堆積地

1) 形状

土石流分散堆積地は土石流の流動性及び地形の特性を把握し適切な形状とする。

【解 説】

過去の土石流の規模、流下・氾濫特性、類似溪流の発生事例を基に分散堆積地の形状を定める。土石流の流動性が低く、溪床勾配が急勾配なほど土石流は拡散しにくいので、分散堆積地の形状は細長い形状とする。土石流及び溪床勾配の特性が逆の場合は、幅広の形状とする。

2) 計画堆砂勾配

土石流分散堆積地の計画堆砂勾配は現溪床勾配の $1/2 \sim 2/3$ の勾配を基準とする。

3) 計画堆砂量

土石流分散堆積地の計画堆砂量は計画堆砂勾配で堆砂した状態について求める。

4) 構造

土石流分散堆積地の上下流端にはえん堤又は床固を設け、堆砂地内には必要に応じて護岸、床固を設ける。

【解 説】

土石流分散堆積地は上下流端のえん堤（又は床固）、拡散部、堆積部及び流末導流部からなる。上流端砂防えん堤（床固工）は堆積地勾配を緩和するために掘り込み形式とするので、上流端の現溪床との落差を確保するために設置する。下流端えん堤は拡散した流れを制御し河道にスムーズに戻す機能を持つ。堆積容量を増大するために堆積部に床固を設置することがある。土石流分散堆積地の幅（ W_2 ）は上流部流路幅（ W_1 ）の5倍程度以内を目安とする。

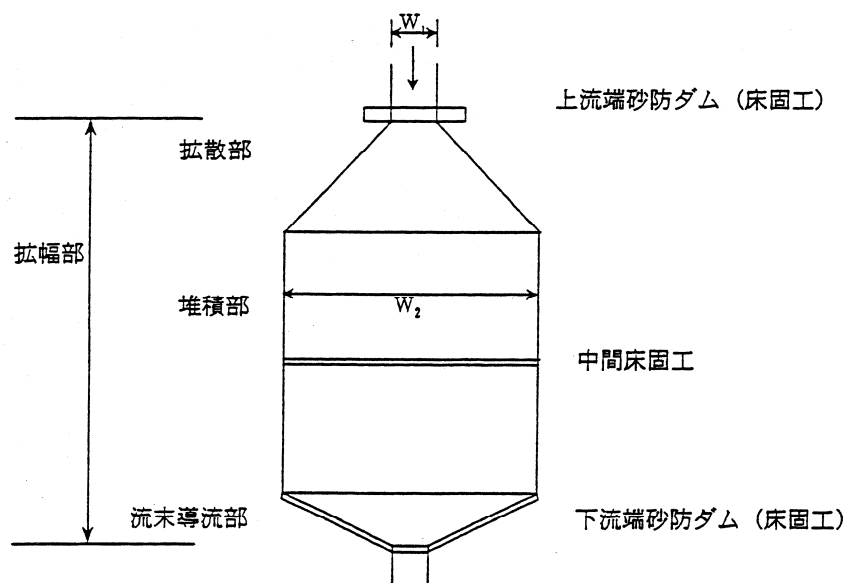


図 3.8 土石流分散堆積地

5) 除石

土石流等により土石流堆積流路内に土砂が堆積した場合は、速やかにこれを除去する。堆砂後の除石のため、除石方法、搬出方法、土捨場をあらかじめ検討しておく。

【解説】

除石方法及び搬出方法の検討においては、濁水、騒音、粉塵対策を考慮する。

設計の順序については、以下に示す「福岡県砂防技術基準(案)」を参考にすることができる。

<参考> 福岡県砂防技術基準(案) 平成 22 年 11 月改訂版 設計編 p. 4-1

第 4 章 土石流堆積工(沈砂地)の設計

第 1 節 土石流堆積工の設計順序

土石流堆積工の設計順序は次のとおりとするのが、一般的である。

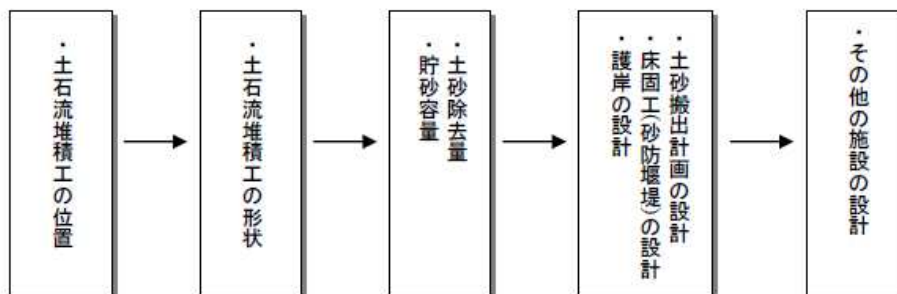


図4-4-1 土石流堆積工の設計順序

(1) 土石流堆積工の位置

山地溪流から流下してくる土砂を平坦河川へ流入する以前に処置する必要があり、かつ堆砂に最も効果のある位置を選定する必要がある。

(2) 土石流堆積工の容量

土石流堆積工はあくまでも溪流の一連の砂防施設の一つであり、完成後の維持管理のことも考慮して決定すること。

土砂搬出計画は、年1～2回程度の除去作業で機能が回復できる容量とする。

(3) 土石流堆積工の構造

上下流には必ず床固工を設け、その間は護岸工をもって河岸を保護する。また、全て掘り込み式とし、天井川での計画、施工は避ける。

各構造物は、溪流保全工の各工種を参考に定める。

3.4 床固の設計

床固（渓床堆積土砂移動防止工）は、縦侵食を防止して渓床を安定させ、渓床堆積物の再移動、渓岸の決壊・崩壊等の防止を図るとともに、護岸等の工作物の基礎保護の目的のため設ける。

【解説】

床固では、上流側を天端まで埋め戻し、土石流衝撃力を直接受けしない構造とする。また、袖部の上流側についても土砂を盛る等の処置を行い、土石流による破壊を避けるものとする。このため、設計外力は土石流の力（衝撃力）を考慮せず、静水圧のみを対象とする。

その他の設計は、コンクリート製では不透過型砂防えん堤に準ずる。

詳細については、以下に示す「福岡県砂防技術基準(案)」を参考にすることができる。

<参考> 福岡県砂防技術基準(案) 平成 22 年 11 月改訂版 設計編 p. 2-1～2-55

第 2 章 溪流保全工の設計

第 1 節 設計一般

1-1 設計の基本

溪流保全工の計画は、上流の暫定土砂整備率が50%以上を原則とする(計画編第1章3節3-2参照)。
 溪流保全工の設計に当たっては、その機能、目的を考慮して安全性についての検討を行い、対象流量を安全に流下させるようにするとともに、維持管理面及び周辺の水利用、地下水位、自然環境についても配慮するものとする。

【解説】

溪流保全工を必要とする溪流は、一般に勾配が急で流速が大きいため、築堤方式では破堤、決壊等の危険性が高くいったん破堤した場合の被害が著しいので、**堀込み方式**を採ることを原則とし、やむを得ず築堤とする場合は本川との取付部分等に限って採用することとする。

一般に、溪流保全工は扇状地の中に計画される。その設計に関する留意点のうちで最も重要なものは溪流保全工内の河床変動である。縦断方向、横断方向ともに河床変動が小さくなり、局所洗掘や異常堆積を起こさないように溪流保全工の諸元を決定するのが設計の目的である。しかし、溪流保全工の場合は上流端と下流端の標高と区間長があらかじめ与えられているのが普通であり、ここに設計の難しさがあるといえる。

上流山地からの流入土砂量が多い場合、河床変動が大きい場合、流路を湾曲させる場合、工事費が大きい場合等は模型実験により法線形、河幅、床固工・帯工の要否その位置と間隔、その構造物の高さ、根入れ等を決定することが望ましい。

なお、流水が平常時も豊富に流れている自然豊かな溪流を整備する際には、資料編に示す「溪流空間の多様性を保全する溪流保全工整備の手引き-2010 年版-」(国総研)を参考に溪流保全工の整備を進めるものとする。

1-2 設計の順序

溪流保全工の設計順序は図 4-2-1 のとおりとするのが一般的である。

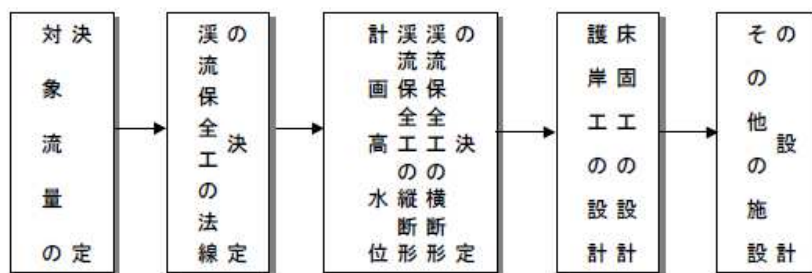


図 4-2-1 溪流保全工の設計順序

1-3 適用範囲

溪流の流送土砂の量やその移動形態によって、溪流の特性は大きく異なる。溪流保全工を計画するに当たっては、土砂の生産・流出状況を十分に把握することが必要である。

溪流保全工の前提条件としては、「河川砂防技術基準 同解説 計画編 溪流保全工」で定められている内容に準拠するものとする。

【解説】

- 1) 上流の砂防工事(砂防堰堤などの土砂調節効果を持つ工事)が未施工の場合
→溪流保全工の着手には時期が早すぎる
- 2) 上流の砂防工事施工中の場合
→上流の砂防工事によって土砂の生産や流出が抑制され、溪流保全工の計画地域への大規模な土砂流出が抑制されている状態であれば可
- 3) 上流の砂防工事が概成している場合
→溪流保全工の着手は可

また、溪流の上流部が現在荒廃していなくても、または砂防工事が施工済みであっても、予測できないような現象が発生する可能性があるため、溪流保全工の計画に先立って上流端には原則として砂防堰堤もしくは床固工が必要である。

1-4 計画対象流量

溪流保全工では、計画規模を 1/10～1/50 を原則として対象流量を定める。

【解説】

(1) 計画規模

溪流保全工の計画は、下流河川との整合性等について配慮し、砂防課と協議の上 1/10～1/50 の範囲内で、その規模の決定を行う。

対象流量は、ピーク流量に土砂混入率を見込んだ流量とする。

参考に河川の計画規模の標準は下表の通りである。

一般に河川の重要度は 1 級河川の主要区間においては A 級～B 級、1 級河川のその他の区間および 2 級河川と都市河川においては C 級、一般河川は重要度に応じて D 級あるいは E 級が採用されている場合が多い。

表 4-2-1 河川の重要度と計画の規模

河川の重要度	計画の規模（計画降雨の降雨量の超過確率年） [※]
A 級	200 以上
B 級	100～200
C 級	50～100
D 級	10～50
E 級	10 以下

※年超過確率の逆数

(2) 対象流量の算定

対象流量は、下記の式で求める。

$$Q = Q' \times (1 + \beta) \quad \dots \dots \dots (4-2-1)$$

$$Q' = 1/3.6 \cdot K_{f1} \cdot P_a \cdot A \quad \dots \dots (4-2-2)$$

Q : 対象流量 (m³/sec)

Q' : 合理式によって求められるピーク流量 (m³/sec)

β : 土砂混入率

K_{f1} : ピーク流出係数

P_a : 洪水到達時間内の平均降雨強度 (mm/h)

A : 流域面積 (km²)

(3) 流出係数・平均降雨強度

流出係数 K_{f1} は、計画編第 1 章第 2 節 2-1-8-3 に準じる。

(4) 土砂混入率

土砂混入率は、上流での土砂整備率によって次のように定める。

上流の砂防工事が施工済 $\beta = 0.05$

上流の砂防工事が施工中及び屈曲、乱流防止 $\beta = 0.10$

1-5 計画高水位

計画高水位は、計画河床の維持の観点から縦断形及び横断形と相互に関連させて決定するものとする。

【解説】

計画水深は、等流計算により求める場合が多いが、急流河川等では水面のうねり、跳水、河床変動、蛇行位置の変化等による水位の変動が大きいので、模型実験を必要とする場合もある。

三面張りおよび掘り込み河道の溪流保全工を施工することによって施工前の伏流水、地下水が遮断され、あるいは水位が低下し流域周辺の水利用（湧水、揚水等）に著しく影響を及ぼすことがあるため、あらかじめ扇状地における水の挙動について十分調査しなければならない。

計画高水位は与えられた対象流量をもとに決定する。流れが等流であると仮定すると、次式(マンニングの式)から計画高水位 (h) が得られる。

$$Q = A \cdot V \quad \dots \dots \dots (4-2-3)$$

$$v = 1/n \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2} \quad \dots \dots \dots (4-2-4)$$

- Q : 対象流量 (m³/sec)
- A : 溪流保全工流下断面積 (m²)
- V : マンニングの平均流速 (m/sec)
- n : マンニングの粗度係数
- R : 径深 (m) (流下断面積÷潤辺)
- I : 水面勾配
- h : 計画高水位 (m)

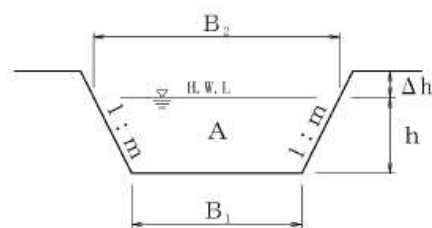


図 4-2-2 通水断面図

注-1) 計画高水位 (h) は 0.1m 単位とする。

注-2) マンニングの式で求められる流速は清水による流速で、洪水時のように含砂率の高い流水の流速を求める場合、次式(ワングの式)による流速の補正が必要となる。

$$V_1 = \frac{\gamma_w}{\gamma_w + \beta/100 \cdot (d - \gamma_w)} V \quad \dots \dots \dots (4-2-5)$$

- V₁ : 土砂混入後の流速 (m/sec)
- V : 清水の平均流速 (m/sec)
- γ_w : 水の単位重量 (kN/m³) (γ_w = 1.0 × 9.81 kN/m³)
- d : 石礫の比重 (t/m³) (d = 2.6 × 9.81 t/m³)
- β : 土砂混入率 (%)

注-3) 粗度係数は、一般に表 4-2-2 を標準とする。

表 4-2-2(1) 粗度係数

河道の状況	その値
一般河道	0.030~0.035
急流河川及び河幅が広く水深の浅い河川	0.040~0.050
暫定素掘河道	0.035
三面張水路	0.025
河川トンネル	0.023

表 4-2-2(2) 粗度係数

種 別	n の範囲	設計値
自然河川	0.035～0.060	0.040
石積護岸・転石・砂礫河床	0.030～0.035	0.035
# コンクリート敷張	0.025～0.030	0.030
ブロック積護岸・転石・砂礫河床	0.025～0.030	0.030
# コンクリート敷張	0.020～0.025	0.025
三面コンクリート	0.012～0.020	0.020

注-4) 等流と仮定し水面勾配を計画河床勾配とする。実際は与えられた川幅(溪流保全工幅)Bの元にhを仮定してQを計算し、これが与えられた対象流量以上になるまで繰り返して行いhを決定する。

1-6 溪流保全工の縦断形

溪流保全工の縦断形は、河床の安定を考慮するとともに、掘込み方式が原則であるので、周辺の地形条件や将来の維持管理等も勘案して決定するものとする。

なお、溪流保全工の上端及び下端において、河床勾配が急変しないようにし、また、支川が合流している地点においては、洗掘、堆積等に留意して設計するものとする。

【解説】

(1) 計画勾配

一般的には現在の溪流の河床変動の資料により局所的な変動を除き大局的な安定を確かめたうえで、**現河床勾配の1/2から現河床勾配の間で決定するのが一般的**である。

河床変動の資料がないときは掃流力計算を行うが、既往の実績例を参考にして求める場合もある。一般に計画勾配が1/30～1/40より急勾配の場合は底張工を検討する。

1) 掃流力計算による方法

a) 動的平衡勾配の検討

$$U_*^2 = g \cdot R \cdot I \quad \dots \dots (4-2-6)$$

U_* : 摩擦速度

R : 径 深

I : エネルギー勾配

b) 静的平衡勾配の検討

$$U_{*c}^2 = 80.9 \cdot d \quad \dots \dots (4-2-7)$$

U_{*c} : 限界摩擦速度

d : 砂礫の平均粒径(cm)

$U_{*c}^2 \geq U_*^2$ となる様、縦断勾配を決める。

〔計算例〕

河床勾配 1/30、計画水深 1.5m、河床を構成している砂礫の平均粒径 3cm の溪流の場合

$$\begin{aligned} \text{掃流力: } U_*^2 &= g \cdot H \cdot I \\ &= 9.8 \times 1.5 \times 1/30 = 0.490 \text{ (}\text{m}^2/\text{sec}^2\text{)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{限界掃流力: } U_{*c}^2 &= 80.9 \cdot d \\ &= 80.9 \times 3 = 242.7 \text{ (}\text{cm}^2/\text{sec}^2\text{)} = 0.024 \text{ (}\text{m}^2/\text{sec}^2\text{)} \end{aligned}$$

故に、 $U_*^2 > U_{*c}^2$ となり河床礫が移動するためこの計算例の計画の場合は、河床勾配を緩とするか計画水深を小さくする。または底張工等の配慮が必要となる。

一般には、現況河川において縦侵食が激しい場合は、現河床勾配の 1/2 を目安とし、横侵食、蛇行等が主体となって土砂生産されている場合は、現河床勾配の 2/3 程度を目安としている。

(2) 溪床勾配を変化させる方法

溪流保全工の溪床勾配を変化させる場合、勾配の変化をあまり急激に行うと変化点付近で洗掘や堆積が生じ、溪流保全工の維持に困難を生ずるだけでなく、大きな災害の原因ともなりうるので勾配の変化点においてはその上下流で、掃流力が 50% 以上の変化をしないように勾配並びに水深をきめることを原則とする。また勾配の変化点は落差工を計画し、帯工で変化させてはならない。

掃流力を 50% 以上変化させないとは、上流を基準として

$$U_{*A}^2 / U_{*B}^2 = \frac{g R_A I_A}{g R_B I_B} \leq 2$$

のことである。

一般的には、

$$I_A \geq 1/30 \text{ の場合 } U_{*A}^2 / U_{*B}^2 \leq 2$$

$$I_A < 1/30 \text{ の場合 } U_{*A}^2 / U_{*B}^2 \leq 1.5$$

程度を目安に計画するとよい。

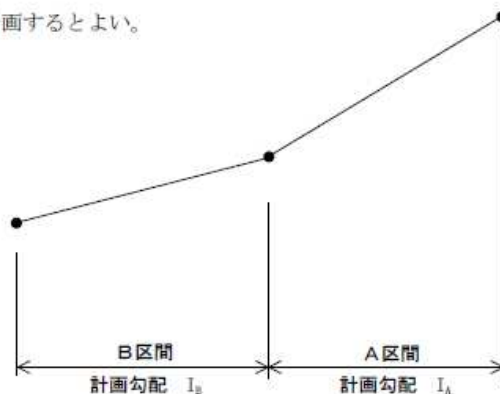


図 4-2-3 溪床勾配の変化点の設定

〔計算方法〕

掃流力を $U_*^2 = g \cdot R \cdot I$ で表した時、近似的に $R = H$ として

$$\text{A区間の掃流力} \quad U_{*A}^2 = g \cdot H_A \cdot I_A$$

$$\text{B区間の掃流力} \quad U_{*B}^2 = g \cdot H_B \cdot I_B$$

$$\frac{U_{*A}^2}{U_{*B}^2} = \frac{g \cdot H_A \cdot I_A}{g \cdot H_B \cdot I_B} \leq 2$$

ここで計画水深を同じにとれば

$$H_A = H_B$$

$$I_A / I_B \leq 2 \text{ となり}$$

縦断勾配の比による検討で変化点の勾配の決定ができる。

〔計算例〕

(例1) A区間の $R_A = 1.4 \text{ m}$ 、 $I_A = 1/50$

B区間の $R_B = 1.2 \text{ m}$ 、 $I_B = 1/60$ とすると

$$\frac{U_{*A}^2}{U_{*B}^2} = \frac{g \cdot H_A \cdot I_A}{g \cdot H_B \cdot I_B} = \frac{9.8 \times 1.4 \times 1/50}{9.8 \times 1.2 \times 1/60} \\ = 1.4 \leq 1.5 \text{ となり OK} \quad (\text{但し } R \approx H)$$

(例2) A区間 $I_A = 1/50$ 、B区間 $I_B = 1/80$ で水深は、 $H_A = H_B$ とする。

$$\frac{U_{*A}^2}{U_{*B}^2} = \frac{g \cdot H_A \cdot I_A}{g \cdot H_B \cdot I_B} = \frac{I_A}{I_B} = \frac{1/50}{1/80} \\ = 1.6 > 1.5 \text{ となり OUT}$$

したがって $\frac{I_A}{I_B} \leq 1.5$ となるよう I_B を決定する。

$$I/B = 1/50 / 1.5 = 1/75$$

勾配 I は $1/75$ より急勾配で決定する。

(3) 計画河床高の決め方

計画河床は現河床より下に切り込ませる。

溪流保全工は通常、勾配が急で流速が大きいため、築堤方式で破堤・決壊等の危険性が高く、いったん破堤した場合の被害が著しいので安全性を高めるため**完全掘込形式を原則として計画河床を決定する**。但し現河道から遠く離れて新水路を計画する場合(図4-2-4)の現河床は新水路と現河道の交点を結んだ高さを現河床高として考えてよい。

築堤工は本川との取付部分等に限るものとし、また地形上やむを得ず盛土となる場合でも余裕高程度とし、部分的なものにとどめる。

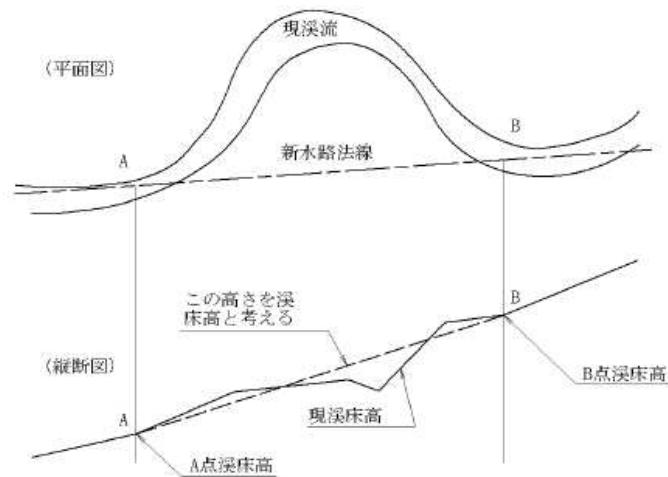


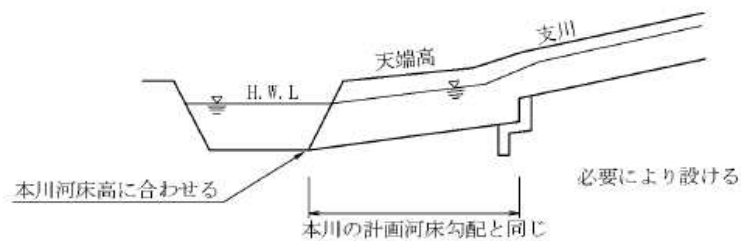
図 4-2-4 計画河床高の設定

(4) 支川からの合流

本川に支川が流入することによる洗掘、堆積を防ぐため、支川の縦断勾配は原則として本川にあわせた勾配とする。このため、合流点直上流部の支川に落差工を設け、支川の縦断勾配を修正して合流させるなど、合流点付近の縦断勾配、平面形状等十分検討する必要がある。また、合流点において、支川の流域面積が小さい場合は、本川の河床高よりも支川の河床高を高くしておいた方が本川の高水位に影響されることが少ない。

本・支川の流域面積が同じ位の大きさの場合には、計画河床高は同じ高さにあわせるのがよい。

(本支川の流量が同じ程度の場合)



(支川の流量が小さい場合)

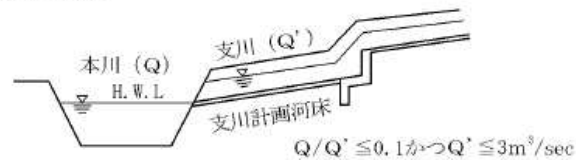


図 4-2-5 合流点における本支川の河床高

1-7 溪流保全工の計画断面

1-7-1 計画断面

溪流保全工の計画断面は、原則として単断面とし、現河道幅より計画の河幅が狭小にならないようにする。

【解説】

現河道幅をせばめることは、河川の機能を破壊するだけでなく洪水流量に対する水深が大となるので、構造上危険サイドとなる。そのため最小限河道幅を活かした計画断面とする。

溪流保全工を設ける溪流は、一般に急流であり、溪流保全工を低水敷と高水敷に分けて複断面にすると、計画断面を維持させることが困難であるため、単断面とする。しかし、河幅が広く乱流、異常堆積の恐れがある場合や高水敷の利用等を考えなければならない場合は、河床材料、流出土砂等の河状をよく調査したうえで複断面を採用する。

1-7-2 計画幅

溪流保全工の計画幅は、対象流量、溪流保全工の縦断勾配、地形、地質、背後地の土地利用状況等を考慮して定めるものとする。

【解説】

溪流保全工の計画幅は、河床勾配、流送土砂、河床材料、河川の粗度及び平面形状に密接に関係しており、対象流量を安全に流下させるためには溪流保全工全体の計画の中で検討する必要がある。

一般には、他の条件を同一にすれば、溪流保全工幅を狭めることにより水深及び流速は大となり、河床材料のみでは河床の維持が困難となる。また逆に広くすることは、堆積による河床上昇、用地取得面積の増加等となって制約を受ける。

したがって、溪流保全工の計画幅は、河床の安定性に主眼をおき、構造物の有無、背後地の土地利用等を考慮して決定するものとする。

① 計画幅

河幅と流量に関しては次式があり、大規模な溪流保全工は河幅を次式により求めることが望ましい。

$$B = \alpha \cdot Q^{1/2} \text{ (レゾーム理論) } \dots \dots (4-2-8)$$

B : 河 幅 (m)

Q : 流 量 (m³/sec)

α : 係 数 (図 4-2-6 参照)

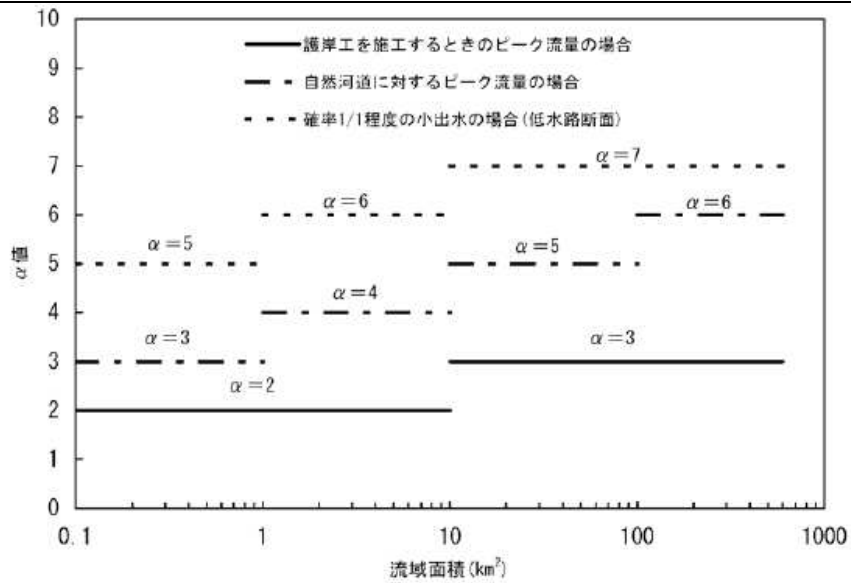


図 4-2-6 レジーム理論係数

(出典：砂防・地滑り設計実例 (砂防・地すべり対策工事設計実例編集委員会編) 1987 年)

②既設溪流保全工における流域面積と溪流保全工幅の関係を示す。

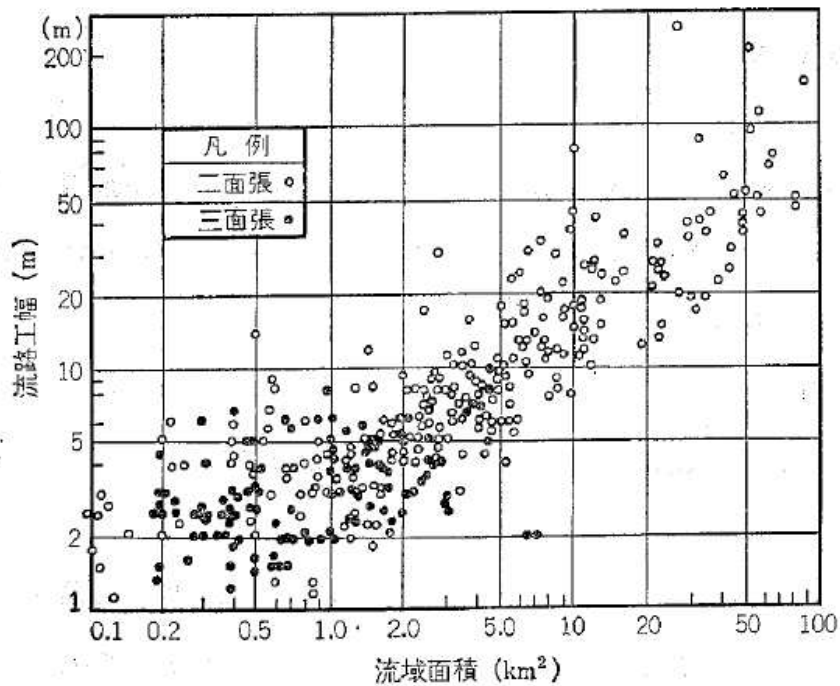
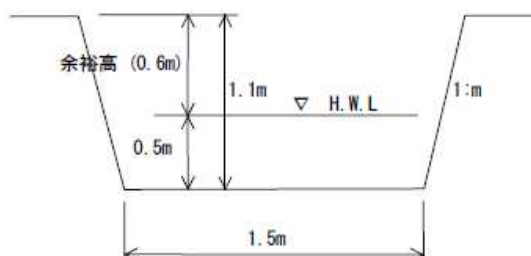


図 4-2-7 溪流保全工幅(平均)と流域面積との関係

(出典：砂防・地滑り設計実例 (砂防・地すべり対策工事設計実例編集委員会編) 1987 年)

ただし、転石等の混入の配慮から、最小河床幅は1.5mを原則とする。しかし流域面積が小さい場合は、第1節1-5から求められる計画高水位が0.1~0.2m程度となり掃流力の不足による堆積、転石等の混入等に対する安全率等が不足する恐れがあるため、溪流保全工の最小断面は図4-2-8を標準とする。

注) Bは切り上げて0.1m単位とする。



注-1) 横断面等への配慮は、余裕高の境界に▽及びH.W.Lを記入する。

注-2) 床固工の水叩長等を求める水深は、第1節1-5から求められる計画高水位を使用するものとする。

注-3) 護岸勾配の分母mは、一般には0.5を標準とするが、特に摩耗、破壊の恐れのある場合は、0.4、0.3としてもよい。

図4-2-8 溪流保全工の最小断面

1-7-3 余裕高

溪流保全工の余裕高は、原則として対象流量によって決定するものとする。

【解説】

溪流保全工の余裕高は、原則として表4-2-3によるものとする。

ただし、計画高水位 (H) に対する余裕高 (ΔH) との比 ($\Delta H/H$) は表4-2-4の値以下とならないようにする。

表4-2-3 対象流量の余裕高

対象流量	余裕高
200m ³ /s 未満	0.6 m
200~500m ³ /s	0.8 m
500m ³ /s 以上	1.0 m

表4-2-4 計画河床勾配と余裕高比^(注1)

勾配	$i \leq 1/10$	$1/10 < i \leq 1/30$	$1/30 < i \leq 1/50$	$1/50 < i \leq 1/70$	$1/70 < i \leq 1/100$	$1/100 < i \leq 1/200$
$\Delta H/H$ 値	0.50	0.40	0.30	0.25	0.20	0.10
$\Delta H=0.6m$ の場合のHの上限値	$H < 1.20$	$H < 1.50$	$H < 2.00$	$H < 2.40$	$H < 3.00$	$H < 6.00$

(注1) 池谷 浩：砂防溪流保全工の計画と実際、全日本建設技術協会、P177

1-7-4 支川処理

合流点下流の溪流保全工の流路幅は、本川、支川の河状によって決定する。

【解説】

- (1) 本川、支川とも土砂の流出が少なく、河床勾配計画高水位が同じような河川の場合には(両方の掃流力が同じ場合)、合流点下流の溪流保全工流路幅は、本川、支川の各溪流保全工流路幅の和をもって計画幅とすることがよい。(図4-2-9)
- (2) 本川の掃流力の方が、支川よりも大なる場合には、支川の土砂は本川の流水とともに流下するため問題はないが、支川の掃流力の方が大きい場合には、合流点下流に土砂の堆積が生じ、断面の不足を起す危険がある。

そこで、このような場合には、 a_3 は $(a_1 + a_2)$ の和よりも小さくして、掃流力を大きくすることが、土砂堆積を防止する一つの方法で、極端な場合には、 $a_3 \approx a_1$ という例も考えられる。(図4-2-10)

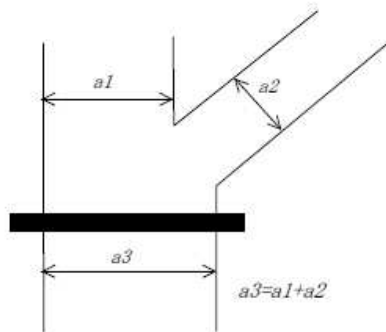


図 4-2-9 合流計画-1

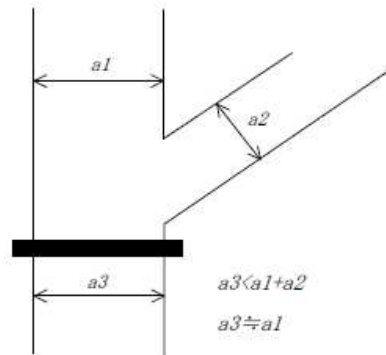


図 4-2-10 合流計画-2

1-7-5 上流端処理（止工）

溪流保全工の上流端に溪流保全工を施工する溪流の荒廃状況、砂防工事の進捗状況を問わず万一の土砂流出に対応するため、流出土砂抑制・調節効果を持つ堰堤もしくは床固工を施工するものとする。

【解説】

上流砂防堰堤と溪流保全工施工地点との間に土砂生産源があり、溪流保全工を施工しても、その完成後に上流から土砂が流入すると、施工した溪流保全工の断面が埋そくされ、それがもとで土砂害、水害をひきおこす結果となる。それも溪流保全工により、かえって人家集落の近くで土砂災害をひきおこす結果となる。これに対応するため溪流保全工の上流端及び比較的大きな流域をもつ支川の上流端には流出土砂抑制・調節効果を持つ堰堤もしくは床固工を施工するものとする。

最上流端の砂防堰堤または床固工は、堰の断面として計画するが、溪流保全工の断面は開水路の流路断面とするため、その間に取合せ部が必要となる。取合せ部は水理条件を急変させないように、最上流端の堰堤または床固工の河幅の3倍程度の長さとする。（図4-2-11参照）

また、この場合の床固工の構造は、本編2章2-6 単独床固工に準ずるものとし、取合せ部の終点には、帯工または床固工を計画するものとする。

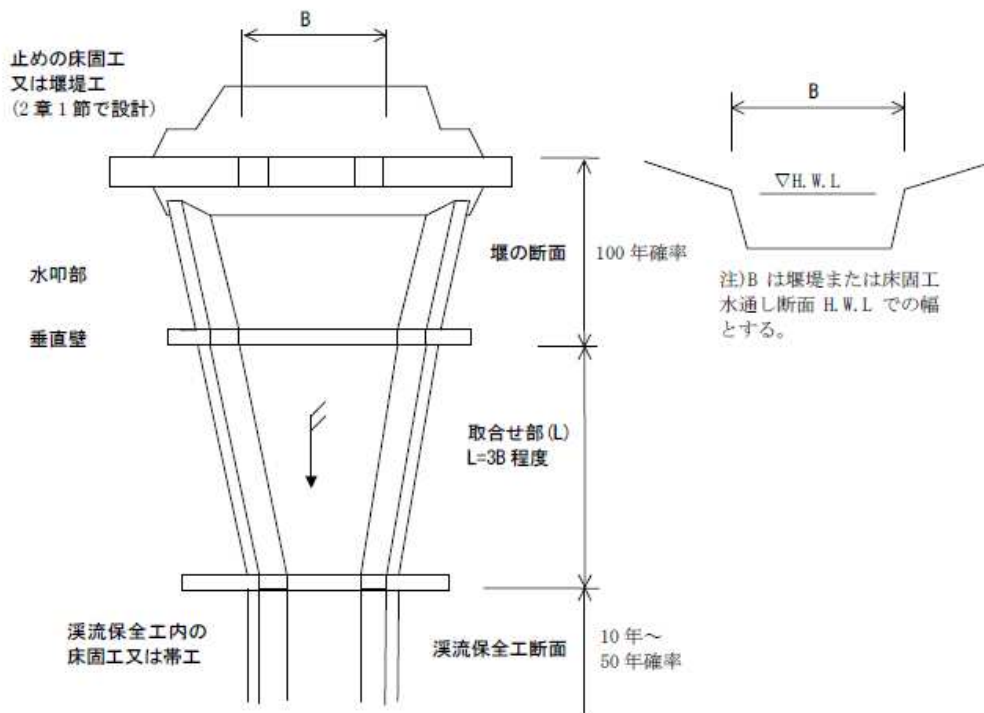


図4-2-11 床固工または堰堤工からのすり合わせ

1-8 湾曲部の横断形

溪流保全工の湾曲部では湾曲の状況、上下流の河道及び地形等の状況に応じて溪流保全工幅の拡大または凹部天端高の嵩上を考慮する。又湾曲部では外カーブ側に洪水が集中して流下するため強度の洗掘力が働く。そのため湾曲区間において洗掘防止を計画する。

【解説】

(1) 溪流保全工の湾曲部における条件

- ① 曲線半径と河幅の比 $R/B > 10$ とする。
(やむを得ない場合 $R/B > 5$)
- ② 湾曲度 (θ)
 $\theta > 60^\circ$

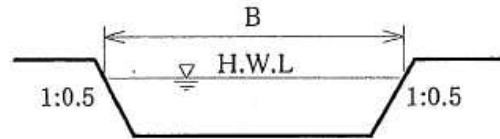


図 4-2-12 溪流幅(B)のとり方

但し溪流保全工の法線決定の際、湾曲部において地形、湾曲の状況、上下流の河道、その他の状況により前記の①あるいは②を満足出来ない場合は、溪流保全工幅の拡大又は、凹部の天端高の嵩上げを検討する。

(2) 湾曲部の拡幅

1) 湾曲部では川幅を内側に拡幅し、その取付長さは河幅の3倍以上の区間で行う。

表 4-2-5 湾曲部の拡幅率と曲率半径、湾曲度との関係

拡幅の程度は右の表を目安とする。

R/B	θ	拡幅率
$5 < R/B < 10$	$\theta > 60^\circ$	20%
$R/B > 10$	$\theta < 60^\circ$	20%

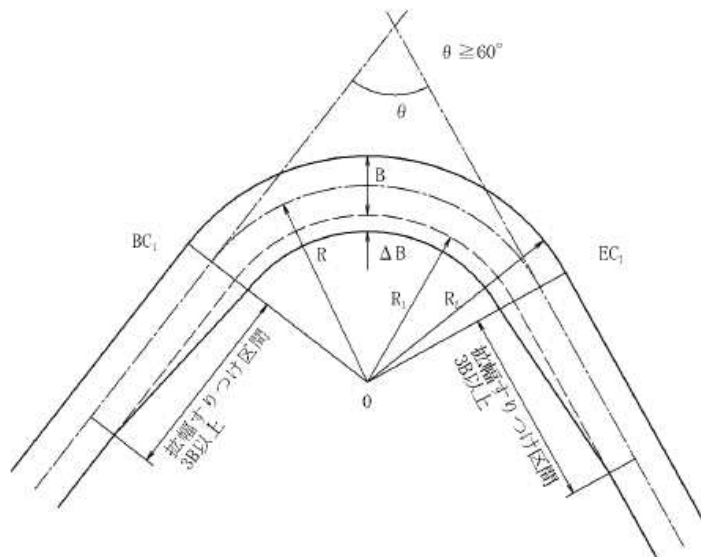


図 4-2-13 曲線部の拡幅すり付け法

2) 摺りつけ区間（平面形状）

やむをえず反曲線とならざるをえない場合は、曲線の連続を避け2つの曲線の間に直線区間を設ける。

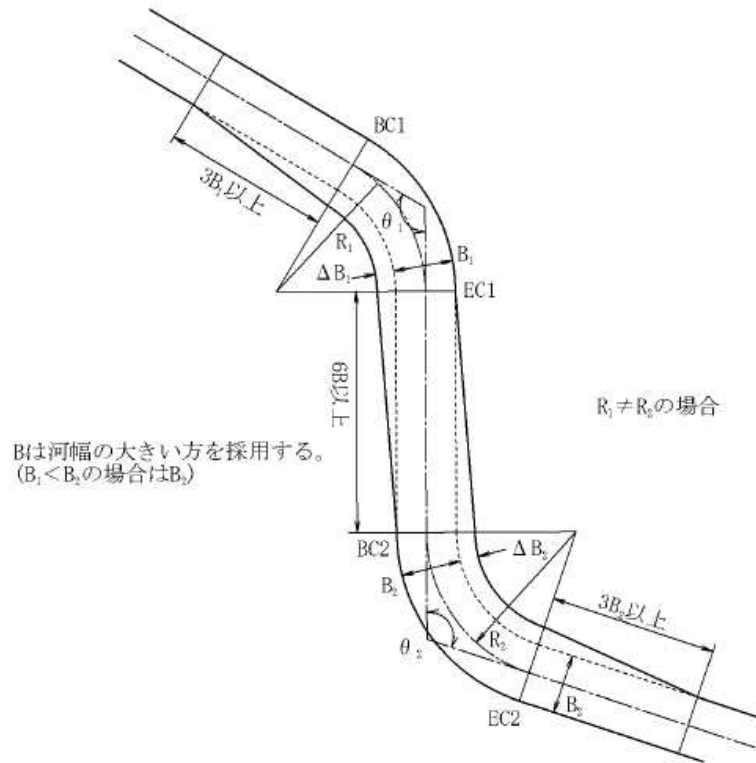


図 4-2-14 反曲線部のすり付け法

(3) 湾曲部の天端嵩上げもしくは、三面張りの水路床横断勾配

湾曲部の凹岸では洪水の際に水位が上昇するので、護岸は凸岸部より高くする必要がある。

ナップによれば、静水面を仮定したとき、水路外側壁における水面高と静水面との差hは次式で表される。

$$h = b \cdot v^2 / r \cdot g \quad \dots \dots \dots (4-2-9)$$

- b : 水路幅 (m)
- v : 水路曲線部の平均流速 (m/sec)
- r : 水路中心線曲率半径 (m)

このほかグラシヨ-の式

$$h = (v^2 / g) \times \{2.303 (\log R_2 - \log R_1)\} \quad \dots \dots \dots (4-2-10)$$

- R₁ : 水路内側の曲線半径 (m)
- R₂ : 水路外側の曲線半径 (m)

があるがほとんど同様の値となる。

三面張りの場合は、このような曲がりによる水位差を消去し、流れが曲線水路に沿って安定して流れるようにするため、水路床に横断勾配を付ける。但し、この横断勾配を水路曲線の支点上に急に設けても流れはかえって不安定になるので、適当な緩和区間を必要とする。

横断勾配(カント)は次式で表わされる。

$$\tan \phi = v^2 / r \cdot g \quad \dots \dots \dots (4-2-11)$$

- φ : 水路上の傾斜角 (度)
- v : 水路曲線部の平均流速 (m/sec)
- r : 水路中心線の曲率半径 (m)

なお極端なS字形の曲線や、流れが水路外側に偏ってしまうような急な曲がりの場合にはこれらの式は適用できない。この場合は法線形を改めなければならない。

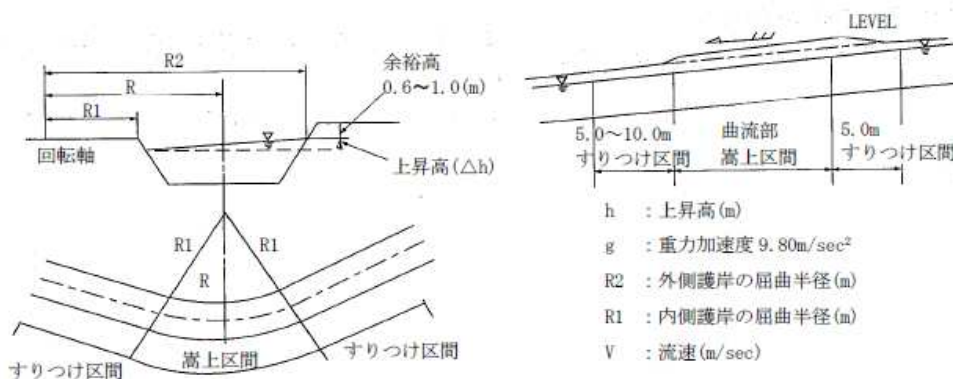


図 4-2-15 湾曲部の天端嵩上げ

(4) 湾曲部の基礎洗掘防止

曲線部のカーブ側は、洪水時には流水が集中して流下するため強度の洗掘力が働く、そこで直線部の護岸工よりも構造的に強固なものとする必要がある。特に二面張りの場合には根入れの深さを考慮する等洗掘に対処する構造とする。

拡幅あるいは、天端嵩上げの必要がある湾曲部においては、河床幅の1/2～1/3、最高限度4.0mの範囲内で護床工を計画する。(護床工の設計は第2章2節2-4参照)

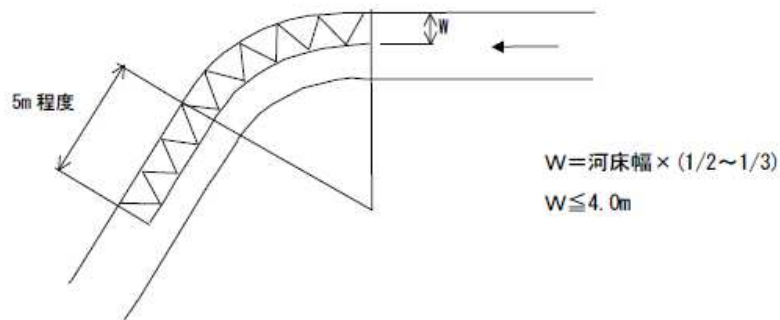


図 4-2-16 湾曲部における護床工

第2節 溪流保全工の構造

2-1 溪流保全工における護岸

溪流保全工における護岸は、本編第2章2節2-2に準じて設計するものとする。
 なお、溪流保全工における護岸は、溪流保全工を設置する地域の溪岸侵食を防止するとともに、床固工の袖部を保護するために設けられるものである。

【解説】

護岸の破壊は、洗掘による護岸基礎部の破壊や土砂の吸出しによって生じていることが多い。そこで護岸の根入れ深は、洗掘による河床変動に対応できるように考えて、一般的には床固工の水通し天端等、河床固定点から上流の静的平衡勾配を検討し、それに基づいて決定するのが望ましい。

また、砂礫堆等が形成された場合や、床固工の直下流、湾曲部外湾側では、河床変動が大きいので、必要に応じて根固工を併用する等の考慮が必要となる。

(1) 基本断面（底張りをしない場合）

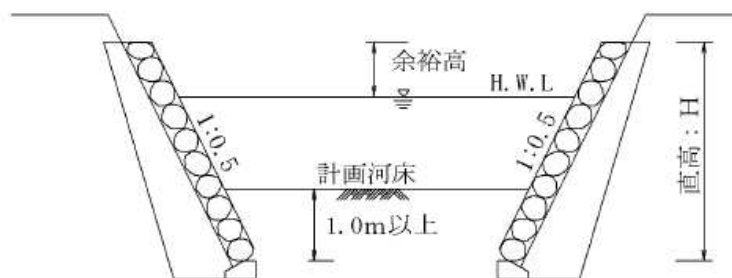


図4-2-17 溪流保全工の標準断面図

(2) 根入れ深さ

① 基礎が土砂礫の場合

根入れは計画河床より1.0m程度以上とする。

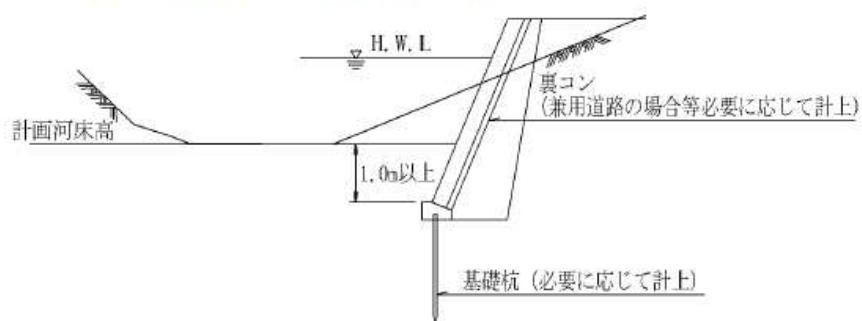


図4-2-18 護岸基礎の根入れ(土砂礫の場合)

② 基礎が岩盤の場合

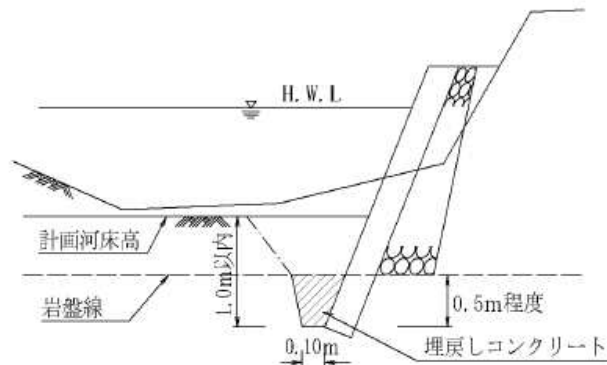


図 4-2-19 護岸基礎の根入れ(岩盤の場合)

(3) 護岸の法勾配

溪流保全工の護岸は、一般にモタレ式が用いられ、そのり勾配は5分を標準とする。ただし、特に流送砂礫による摩耗、破壊の恐れのある場合は、4分または3分の法勾配としてもよい。

比較的緩やかな砂防溪流における磨耗破壊が少ないと考えられる区間での護岸法勾配は、周辺との環境・景観の調和及び親水性の増加を図るために緩勾配とすることができる。

(4) 伸縮目地

- ① 護岸工には、20m以内の間隔に伸縮目地(エラストイト)を設けること。
- ② 溪流保全工内の床固工、帯工及び護岸工との境には伸縮目地(エラストイト)を設けること。

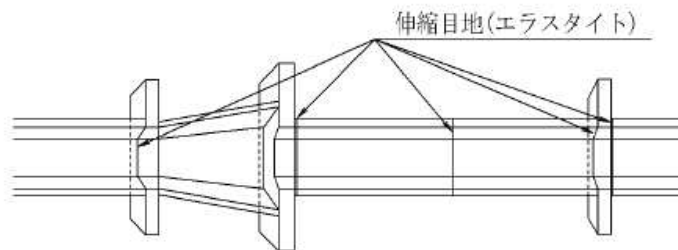


図 4-2-20 伸縮目地の設置位置

2-2 単独護岸工の設計

2-2-1 護岸工の構造

2-2-1-1 護岸設計の基本

護岸の設計に当たっては、その目的とする機能が発揮され、流勢、流送土砂等の外力に対して安全堅固にするとともに、維持管理面等についても考慮するものとする。

【解説】

護岸の機能としては、計画編第2章第6節に示されているように、山脚の固定、溪岸崩壊防止、横侵食防止等が考えられる。

護岸は、流勢による河岸の決壊や崩壊を防止するためのものと、流水の方向を規制してなめらかな流向にすることを目的としたものがあり、特に後者は洪水時に土砂や転石等の衝撃を受けやすいので、安全性に十分留意するものとする。

護岸の破壊は、局所洗掘や両端の巻き留め付近の決壊によることが多く、設計に当たっては、これらにも十分留意するものとする。

2-2-1-2 護岸設計の順序

護岸の設計順序は、護岸の型式及び種類の選定に必要な設置箇所の地形、地質、河状、その護岸の目的に対する適合性、安全性、経済性等の各要素について考慮し、型式、種類の選定を行った後、本体、基礎、根固工、水抜きや吸出し防止、隔壁等の付属物の順序で設計を行うのが一般的である。（図4-2-21参照）

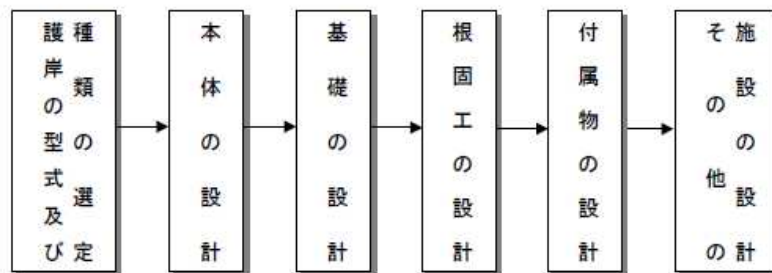


図4-2-21 護岸の設計順序

2-2-1-3 護岸の形式

護岸の形式には自立式とモタレ式があり、護岸の背面の地形、地質条件等により選定するものとする。

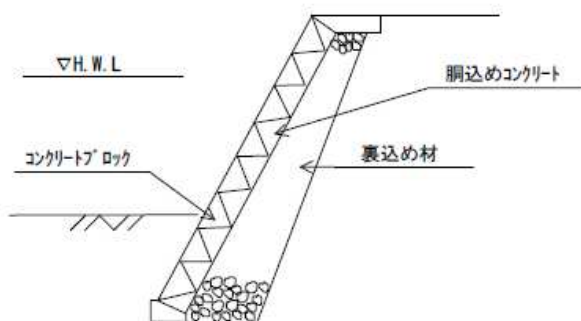
【解説】

護岸の形式には自立式ともたれ式があり、護岸の背面の地形、地質条件等によって選定される。なお、護岸の法勾配は河床勾配、地形、地質、対象流量を考慮して定めるものとし、河床勾配が急なほど急勾配としなければならないが、一般的には1:0.5程度を採用するが多い。

一般に砂防河川に用いる護岸の材料は、コンクリート、コンクリートブロック（環境保全型ブロックを含む）、石材等であるが、これらの採用に当たっては、安全性、経済性、環境面等を考慮して選定する必要がある。一般的に、地質条件等が特別悪い場合を除きモタレ式を用いるものとする。

(1) モタレ式

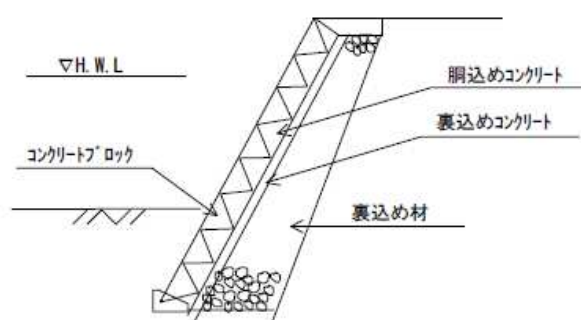
モタレ式護岸は、一般にはコンクリートブロック積護岸を標準とする。コンクリートブロック積護岸の構造は、土木構造物標準設計によるものとする。（図4-2-22 参照）



注-1) 河川・砂防工事のコンクリートブロック積の裏込めコンクリートは原則として入れないものとする。

図4-2-22 コンクリートブロック積工（標準部）

但し、次のような場合については、この限りではない。



注-2) 裏込めコンクリート護岸肩部が兼用道路となる場合は表4-2-6(1)を参照。背面土質が吸い出され易い、又は軟弱地盤である場合は表4-2-6(2)を参照。

図4-2-23 コンクリートブロック積工（輪荷重の影響・軟弱地盤等の場合）

- 1) 護岸の直高 2.00m以上、法勾配が 1:0.5 より急(0.5 を含む)なもので、護岸肩部が兼用道路で、輪荷重が護岸の安定に著しく影響する場合。

表 4-2-6(1) 裏込めコンクリート厚の特例(1)

法勾配	直 高	裏込めコンクリート厚
(1 : N) $N \leq 0.5$	2.00m~3.49m	0.10m
	3.50m~5.00m	0.15m

※条件は1)による。

- 2) ブロック積(石積)擁壁の直高 3.0m以上、法勾配 1:0.5 より急勾配(0.5 を含む)のもので、ブロック積(石積)擁壁の背面土質材料が砂質土等吸い出され易いもの、及び軟弱地盤でブロック積(石積)擁壁の安定上、特に必要とする場合。

表 4-2-6(2) 裏込めコンクリート厚の特例(2)

法勾配	直 高	裏込めコンクリート厚
(1 : N) $N \leq 0.5$	3.00m~3.49m	0.10m
	3.50m~5.00m	0.15m

※条件は2)による。

- ・上記によりがたい場合は、別途に主管課と協議すること。

注-3) 水抜パイプは、護岸背面の土質が吸い出され易いもの以外の場合は、常時湛水が予想される水位より高い所に、2㎡に1ヶ所の割合で設置する。

(2) 自立式

自立式の護岸は、原則として安定計算を実施して、構造をきめるものとする。(図 4-2-24 参照)

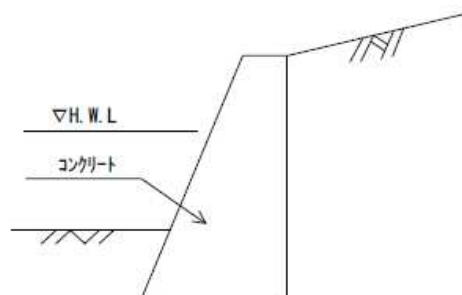


図 4-2-24 自立式護岸の例(コンクリート擁壁工)

2-2-1-4 護岸の法線

護岸の法線は、河床勾配、流向、出水状況等を考慮して定めるものとする。

【解説】

法線の湾曲が著しい場合は、流水により護岸の基礎が洗掘されやすく、また、偏流して護岸天端を越流する恐れもあり、下流に対する影響も大きいため、できるだけ地形条件の範囲内で河床勾配を勘案し、湾曲を緩和するとともに、法線はできる限りなめらかなものにする必要がある。

2-2-1-5 護岸の取付け

護岸の上下流端は、原則として堅固な地盤に取り付けられるものとする。

【解説】

護岸の上下流端は、原則として堅固な地盤に取り付けるものとし、砂礫地盤に取付ける場合は、小口止を施工するものとする。コンクリートブロック積護岸の場合の小口止の構造は、図 4-2-25 を参考とする。

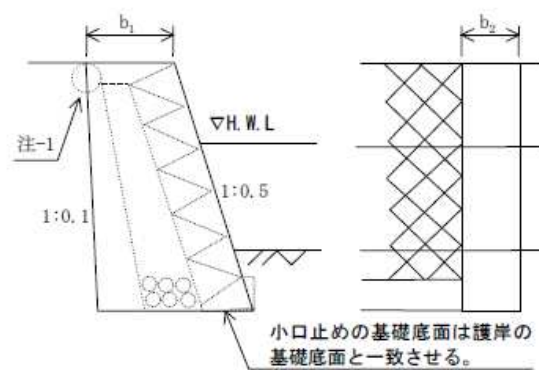


図 4-2-25 小口止構造

$$b_1 = 0.7\text{m}$$

$$b_2 = 0.3\text{m}$$

注-1) コンクリートブロック積に裏込コンクリートがある場合は、裏込礫の位置を考慮して b_1 を決定すること。

注-2) 小口止を護岸計画の起終点に計画する場合は、嵌入方法及び深さは帯工に準ずるものとし、 b_2 は 1.0m とする。

2-2-1-6 護岸の高さ

- (1) 護岸工の天端高は、計画高水位に余裕高を加えた高さとする。
 - (2) 溪流の曲線部における凹岸の護岸は強固に計画するとともに、特に天端高を増す。
- (注) 余裕高については堰堤工または床固工に接して計画する場合は、その施設で採用した余裕高を用い、その他単独で計画する場合は、溪流保全工で使用する余裕高を採用する。また、曲線部における凹岸部の天端高の増加は溪流保全工に準ずる。

2-2-1-7 護岸の根入れ

護岸の根入れは、洪水時に起こると考えられ河床洗掘、既往の洗掘等を考慮して、その深さを定めるものとする。

【解説】

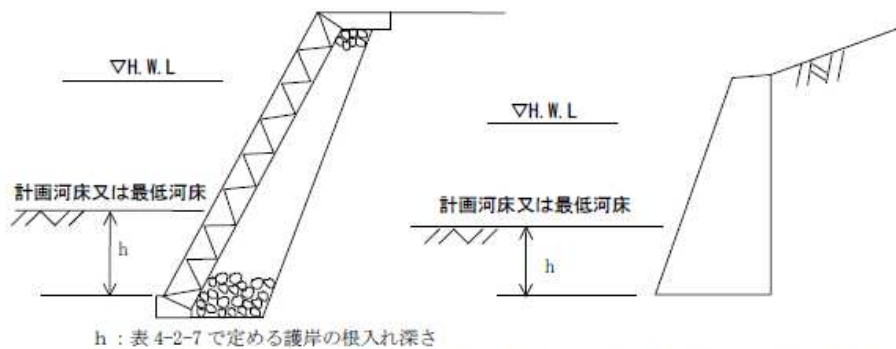
護岸の決壊の原因は、基礎の洗掘によることが多く、特に急勾配の溪流においてはこの作用が顕著であるため、根入れを十分に行う必要がある。

基礎の洗掘に対して、根入れを深くするか根固工で対処するかは、現地の状態を把握して安全かつ経済的に決めるものとする。

一般には、表 4-2-7 を標準とする。

表 4-2-7 護岸の根入れ

地 質	計画河床を定めている場合	護岸を単独で計画する場合
砂 礫	計画河床高より 1.0 m	最底河床高より 1.0 m
軟岩 (I)、軟岩 (II)	" 0.5 m	" 0.5 m
中硬岩、硬 岩	" 0.3 m	" 0.3 m



h : 表 4-2-7 で定める護岸の根入れ深さ

注) 計画河床に底張工を実施している場合の根入れは本編第 2 章 2 節 2-3 を参照のこと。

図 4-2-26 護岸の根入れ (砂礫地盤の場合)

2-2-1-8 護岸の伸縮目地

護岸工においては、コンクリートの膨張収縮によるひびわれを防止するために伸縮目地を設けるものとする。

【解説】

伸縮目地は、コンクリートの膨張収縮によるひびわれを防止するだけでなく、基礎部の不等沈下による護岸破壊などを最小にとどめたり、地震等外力によるひびわれ破壊に対する防止対策としても有効である。

一般には護岸長さ 20m 程度ごとに伸縮目地を設けるものとし、材料はエラストイト類 (厚さ 1cm 程度) を使用する。

2-3 溪流保全工の底張工

溪流保全工を計画する場合は、原則として底張は行わない構造（二面張）を原則とするが、渓床勾配等が急で掃流力が大きく河床の維持が困難な場合、三面張構造とすることができる。

【解説】

溪流保全工を計画する際には、原則として底を張らない構造とする。

渓床勾配等で、河床の抵抗力より掃流力が勝る場合においても、勾配緩和等計画段階で検討してできるだけ三面張りは避ける。しかし勾配緩和・河幅拡大等を考慮しても、なおかつ、河床構成材料で河床の維持が困難な場合には、三面張りを考慮する。

一般には、過去の事例等から計画河床勾配が1/30より急(1/30を含む)な場合には三面張りとすることが多い。

また、砂礫地盤で河床幅が狭い場合、護岸の根入れのための掘削で河床が全体的に乱されるため、計画河床の維持が困難となる。

一般には、計画河床幅が2mより狭い(2mを含む)場合には、三面張りとした事例が多い。

河床に岩盤が露出する場合は、河床勾配、河床幅にかかわらず底を張らないものとするが、岩盤によっては流水に接すると侵食されやすい岩質もあり三面張りとしなければならない場合もあるため、十分注意する必要がある。

底張りには、ブロック張り、コンクリート張り等があるが、魚類などの水生動物の生息や、流れの伏流水化、地下水脈の切断などを考慮して、ブロック張りを標準とする。

ただし、河床勾配が著しく急な場合は、掃流力が大となり、ブロック張りでは計画河床の維持が困難となることがあるため、この場合に限り、コンクリート張りを計画する。

注-1) 掃流力の計算は、本章第1節1-6「計算例」参照のこと、また河床構成材は、平均礫径(50%礫径)とする。

注-2) ブロック重量は、本章第2節2-4-3による。

(1) 底張工の採択基準

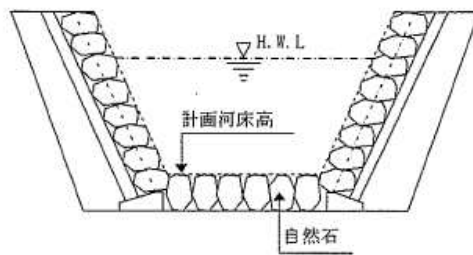
- 1) 計画渓床勾配が急なため、現渓床構成材料で計画渓床の維持が困難な場合
(掃流力 > 限界掃流力)
- 2) 計画渓床幅が狭く、護岸部の基礎掘削が全幅に及び渓床材料が掘削で乱される場合

(2) 底張工の基本的な構造

溪流保全工の底張りには、石張り・ブロック張り・コンクリート張り等があるが、魚類などの水棲動物の棲息や、流れの伏流水化、地下水脈の切断、自然環境との調和などを考慮して、石張りやブロック張りの空張り構造が望ましい。ただし、掃流力が限界掃流力を上回る場合、石張りやブロック張りの空張り構造では計画渓床の維持が困難となることがあるため、この場合は練石張りやコンクリート張りを計画するものとする。

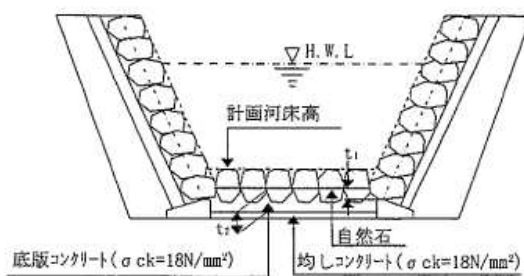
なお、自然石の頂部は計画河床高より上部に出さないことを基本とする。

① 石張り(空張り)の基本構造



ア) 石張り施工の際は、石材同士が十分に 噛み合うようにし、間詰めを確実にすること。

② 石張り(練張り)の基本構造



ア) コンクリート必要厚
底張り構造とする場合のコンクリート必要厚はコンクリート張りの構造に準じ以下の通りとする。

底盤コンクリート厚：0.20m
均しコンクリート厚：0.10m
(護岸基礎底盤より)

イ) 底盤コンクリートは護岸工基礎天端から0.10mの被り確保すること。

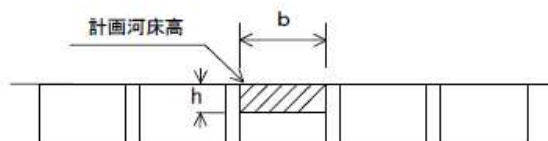
ウ) 自然石は、底盤コンクリートに径の1/2程度埋め込む。

エ) 自然石径は、40～60cm内外を使用する。

t₁：底盤コンクリートの基礎上面の必要被り厚
t₂：底盤コンクリート必要厚

③ ブロック張りの基本構造

使用するブロックは、滑動に対して安全なものを使用する。安定計算は、本章第2節2-4-3を参照のこと。ただし式中の投影面積Aは、図4-2-27を参照のこと。



A：投影面積 $b \times h$
h：埋込み砂利の表面流出を考慮して $h=50\text{mm}$ とする。

注) 計画河床高より上にブロックの突起がある場合は、突起の投影面積も上記のAに加えるものとする。

図4-2-27 ブロック張りの投影面積

ブロック張りの位置及び護岸の根入れは図 4-2-28 を標準とする。

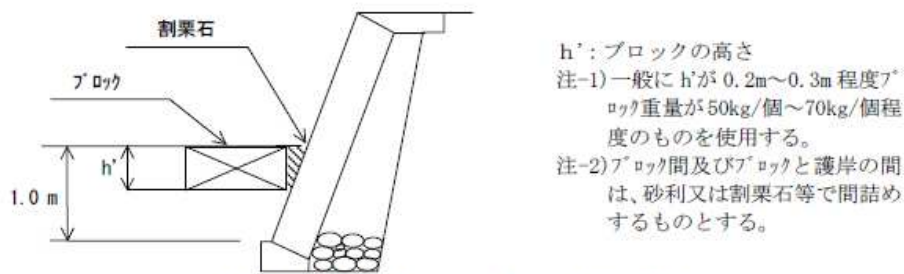


図 4-2-28 ブロック張りの位置及び護岸の根入れ

④ コンクリート張りの基本構造

コンクリート張りの構造及び護岸の根入れは図 4-2-29 を標準とする。

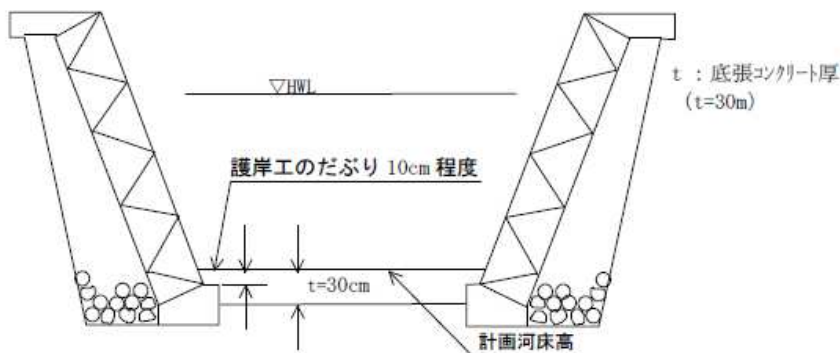


図 4-2-29 コンクリート張りの構造及び護岸の根入れ

(3) 底張り部の末端処理法

二面張工から二面張工に移行する部分では、流速の差により二面張の溪流保全工の上流端付近の護岸基礎部分に洗掘が生ずる恐れがあるので、護床工・減勢工を計画する。

また、三面張溪流保全工の上流端・下流端には吸出防止及びジョイントのために床固工、または帯工を計画する。

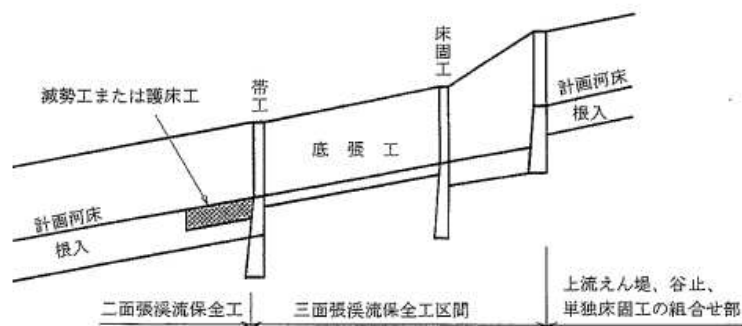


図 4-2-30 底張り部の末端処理

2-4 根固工の構造

2-4-1 根固工の設計

根固工は、護岸の基礎の洗掘を防止しうる構造として必要に応じて設計するものとする。

- (1) 根固工を設置する場合は、自重と粗度により水流による基礎洗掘を防止するもので、その構造は屈撓性のあるものでなければならない。
- (2) 根固工の取付け部は、護岸基礎上流端と同高とする。
- (3) 根固工の規模は、水深・河床勾配、流量など河川特性により決められるものであるが、一般に表4-2-8を標準とし、土石流の単位体積重量が特に重い(土石の含有率が高い)場合は浮力が大きくなるので計算を行い、検討する必要がある。

表 4-2-8 根固工の施工幅と重量との関係

高水時断面平均流速	2.0 m/s以下	2.0~4.0 m/s	4.0 m/s以上	
ブロック重量(t)	0.5~1.0 t	1.0~4.0 t	2.0~6.0 t	
施工幅	水深5.0m以下	2.0 m	4.0 m	6.0 m

(注) 1) ブロックの重量は河幅の小さい場合は小さい値を採用する。

2) 乱積の場合の法勾配は一般に1:1.0~1:2.0の範囲が標準で1:1.5で実施する
場合が多い。

- (4) 河幅の狭い河川で大断面のブロックを設置すると上下流への影響が大きいため対岸や敷設幅や重量を慎重に決める。また河床に盛土をして敷設したり、基礎の直前にブロックのない断面の設計をすることや川幅が小さい場合に大きな断面の根固工は計画しないようにする。

2-4-2 根固工の種類

- (1) 捨石、寄石工…施工地付近の河床よりも大きくて重い転石を護岸法先に引き寄せて護岸工の根固めとする。
- (2) 沈床工
 - 1) 木工沈床…急勾配の溪流においては沈石の脱出が多く屈撓性に欠け、水中より出入りする部分の腐朽があり耐久性が低い。
 - 2) 改良沈床…木工沈床の欠点を除くため、枠材に鉄筋コンクリート及び沈石にコンクリートブロックを使用したものである。
 - 3) 籠工…布団籠、蛇籠などを護岸工の前面に設置する。
 - 4) コンクリートブロック沈床…種々の形式のブロックがあり、ブロック間を相互に連結して屈撓性を持たせたものが適当である。

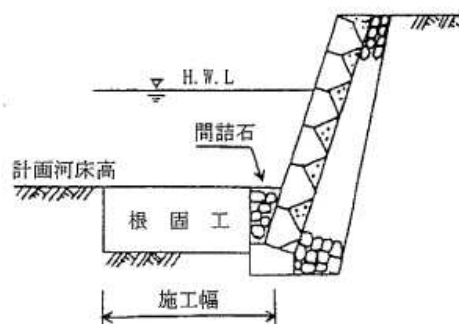


図4-2-31 根固工の基本構造

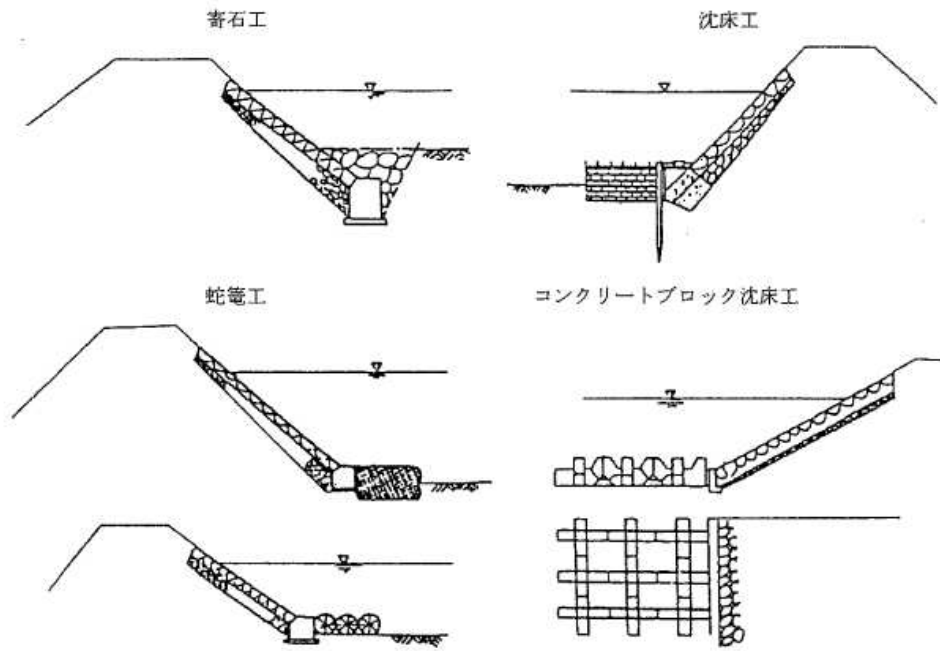


図 4-2-32 根固工の種類

2-4-3 材料と大きさ

護床工や根固工の材料は、掘削した土砂等に巨礫や岩塊等が得られる場合は寄石(捨石ともいう)を行う。材料が得られない場合は、フトン籠や蛇籠、コンクリートブロック等が用いられる。

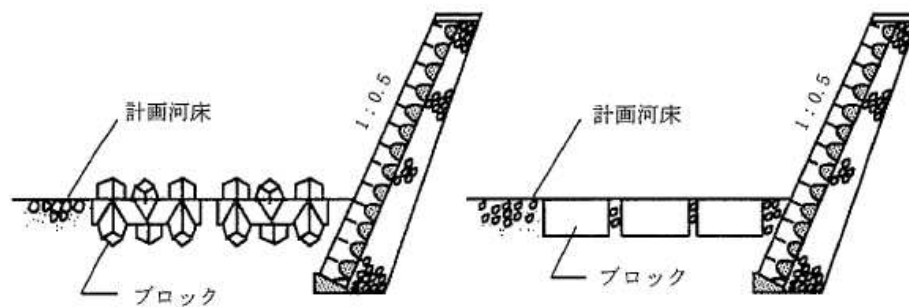


図 4-2-33 根固工

護床工や根固工に用いるコンクリートブロックの大きさは、次の安定条件を参考に設計する。

ア. 滑動に対する安全

$$\frac{R}{P} \geq n \quad \dots \dots \dots (4-2-12)$$

$$P = C_D \cdot W_o \cdot \epsilon \cdot A \cdot \frac{V^2}{2g}$$

$$R = \left[1 - \frac{W_o}{W_c} \right] \cdot W \cdot f$$

$$W_b = \left[1 - \frac{W_o}{W_c} \right] \cdot W$$

- P : ブロックに作用する動水圧 (kN)
 n : 安全率 (一般に 1.0~1.5 程度)
 R : ブロックの抵抗力 (kN)
 C_D : 動水圧係数 (一般に 1.0 を用いることが多い)
 W_o : 流水の単位堆積重量 (kN/m²)
 ϵ : 遮蔽係数 (単体 : 1、群体 : 0.35~0.40)
 A : 投影面積 (群体の場合は全体の高さ×幅) (m²)
 v : 流水の流速 (m/sec)
 g : 重力の加速度 (m/sec)
 f : 抵抗係数 (摩擦係数、一般に 0.8)
 W_b : 水中におけるブロック重量 (kN)
 W_c : ブロックの空中単位堆積重量 (kN/m³)
 W : ブロックの空中重量 (kN)

一般に単体として計算する方が構造上安全である。

イ. 転倒に対する安定

$$XW_b > YP \quad \dots \dots \dots (4-2-13)$$

X : ブロックの支点から重心までの水平距離 (m)

Y : ブロックの支点から重心までの鉛直距離 (m)

上記式は、河床が水平である場合の式であるから、勾配がある場合は、修正する必要がある。

2-5 溪流保全工における床固工

2-5-1 床固工の設計

溪流保全工における床固工の位置及び間隔は、溪流保全工の平面形、縦断面形、計画断面等を総合的に検討して決定するものとする。

【解説】

溪流保全工を計画する溪流は、一般に河床勾配が急であるため、計画河床の維持が困難となる場合が多い。このため、床固工を設置し、河床勾配を緩やかにして、河床材料のみで維持するのが一般には得策とする。

溪流保全工における床固工は、計画河床を安定させるとともに維持するために設けられるものであり、その位置は、一般に溪流保全工の計画河床勾配の変化点、流路底張り部の上下流端、計画河床の決定において必要となる箇所に設けられる。

2-5-2 水通し断面

水通し断面は、本章第1節1-7計画断面で求められる断面と同一とする。

2-5-3 水通し天端幅

水通しの天端幅は、河床構成材料、対象流量等の要素を考慮して決定するものとする。

【解説】

床固工の水通し天端幅は、通過砂礫の摩耗及び上流側背面土圧に耐える幅とするが一般には下表の値を標準として良い。

表 4-2-9 水通し天端幅

(単位:m)

有効落差	0.50	1.00	1.50	2.00	2.50	3.00
水通し天端巾	1.00	1.10	1.20	1.30	1.40	1.50

注-1) 落差が上表の中間の場合、水通し天端幅は直近上位をとること。

注-2) 本堰堤の垂直壁が床固工(本堤)を兼用するときは本編1章第3節3-2-4洪水時における安定計算により断面を決定する。この場合、上流のり勾配は直とし、流水の単位体積重量 W_0 は 9.81kN/m^3 を用いて良い。

2-5-4 水通し天端高

本堤の水通し天端高は、上流側の計画河床高に合わせるものとする。

【解説】

溪流保全工の計画において、本堤の水通し天端高は、上流の計画河床高に合わせる。

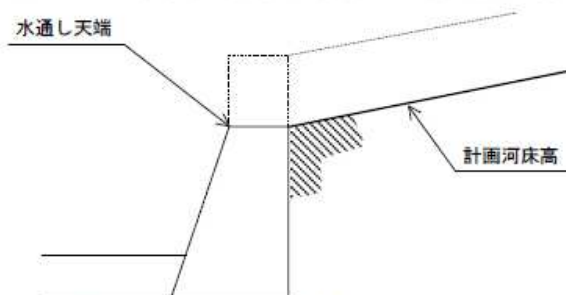


図 4-2-34 水通し天端高の設定

2-5-5 断面形状

床固工の本堤の断面形状は、一般には、越流部の断面の下流のり勾配を 1:0.2、上流のり勾配を直とし、本章第 2 節 2-3-3 水通し天端幅により設計するものとする。

【解説】

床固工本堤の断面形状は、 $H_1=3\text{m}$ 未満（有効落差）のものについては、本章第2節2-5-3に基づいて、水通し天端幅の決定を行い、下流のり勾配は1:0.2、上流のり勾配直とする。

なお、有効落差が $H_1=3\text{m}$ 以上の床固工の場合は、重力式コンクリート堰堤に準拠して断面構造を検討する。

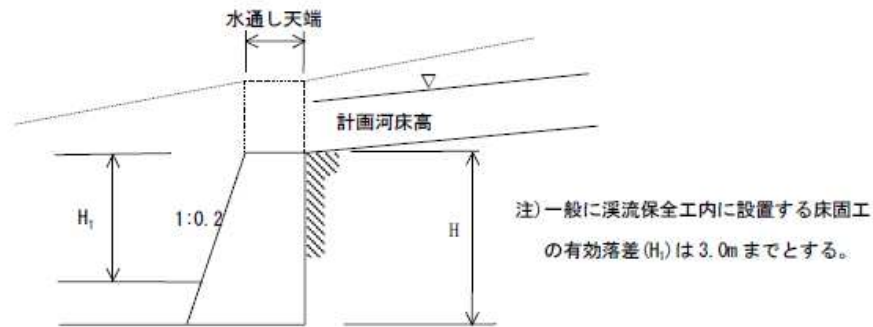


図 4-2-35 床固工の断面形状

2-5-6 基礎の根入れ

床固工本堤の堤底は水叩き下面に一致させるものとする。

【解説】

床固工本堤の堤底は水叩き下面に一致させるものとするが、基礎地盤の支持力等に問題がある場合は、安全性を有する地盤まで根入れをするか、基礎処理を行うものとする。

また、落差が非常に小さい場合、床固工本堤の根入れが上流の護岸の基礎底面より浅くなる。この場合、本堤の堤底は、上流護岸の基礎の底面に一致させるものとする。

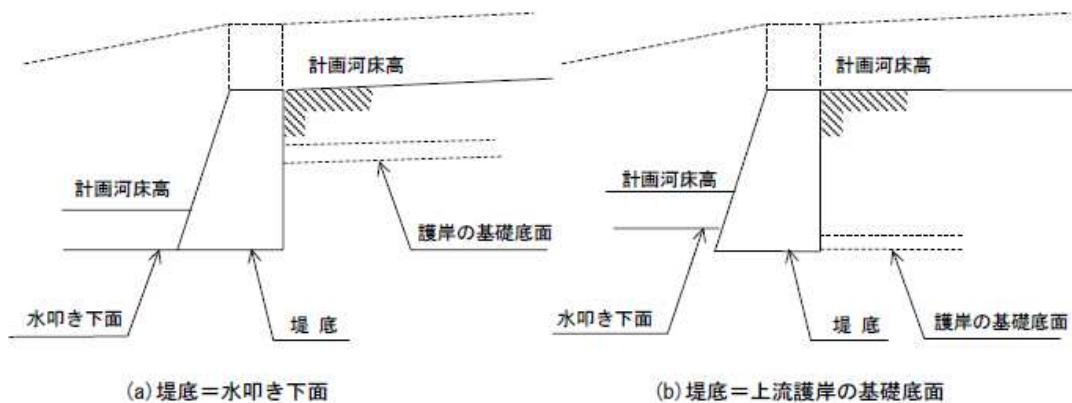


図 4-2-36 床固工本堤の根入れ

2-5-7 袖の設計

床固工本堤の袖は、想定される外力に対して安全な構造として設計するものとし、その構造は、次によるものとする。

1. 袖天端の勾配は、原則として水平とする。
2. 袖天端の幅は、水通し天端幅に一致させる。
3. 袖は、兩岸の地盤に嵌入させるものとする。

【解説】

兩岸に嵌入させるものとする。

嵌入長さは、側壁護岸又は現地盤から1.0~2.0m程度を標準とし、表4-2-10によるものとする。

また、嵌入方法については図4-2-37を参考とする。

表 4-2-10 床固工本堤の嵌入深さ

土 質	嵌 入 深 さ
砂 礫	2.0m 程度
軟岩 (I) ・ 軟岩 (II)	1.5m 程度
中硬岩 ・ 硬 岩	1.0m 程度

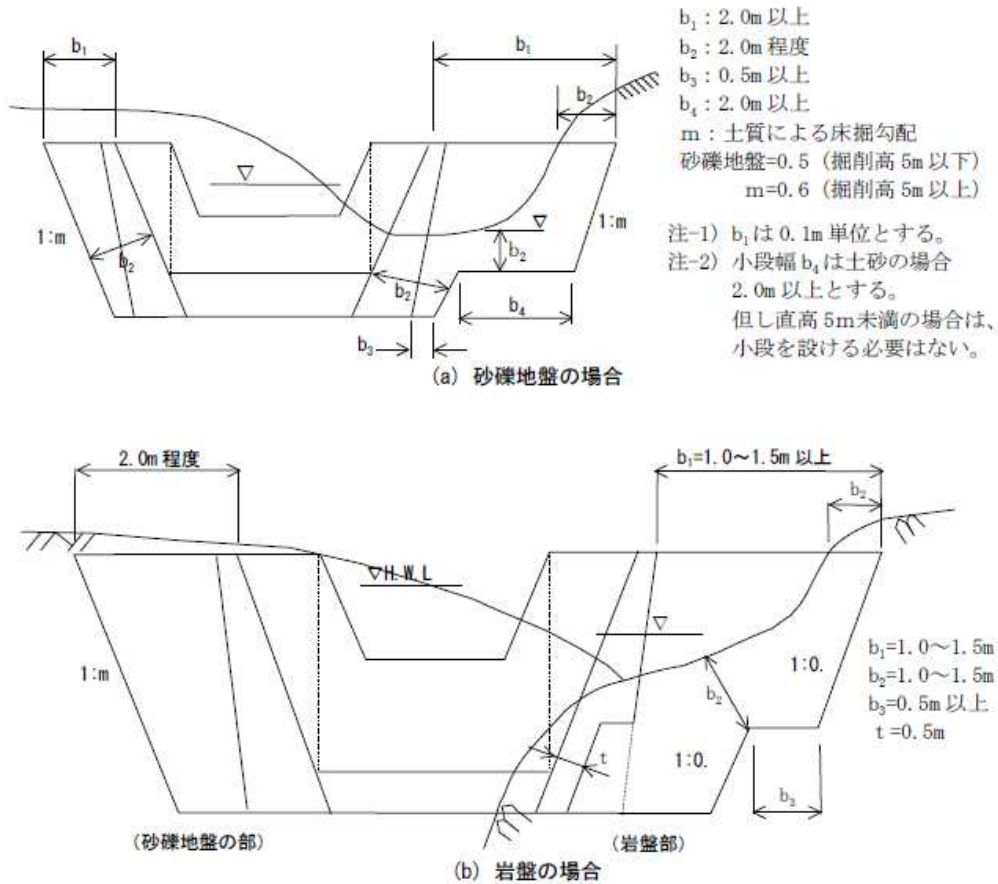


図 4-2-37 床固工本堤の袖の嵌入方法

2-5-8 前庭保護工の設計

前庭保護工は、床固工からの落水水、落下砂礫による基礎地盤の洗掘及び下流の河床低下の防止に対する所要の効果が発揮されるとともに、落水水、下砂礫による衝突に対して安全なものとなる設計するものとする。

一般には、溪流保全工における床固工の前庭保護工は、水叩きを原則とし、水叩き下流端には垂直壁を設けるものとする。

【解説】

(1) 水叩き長さ

水叩き長さは、次に示す経験式を用いることを標準とする。

$$L = 2.5 (h + h') \quad \dots \dots (4-2-14)$$

L : 床固工本堤、垂直壁間の長さ (床固工本堤の天端下流端から垂直下部天端下流端までの長さ) (m) であり、0.5m 単位で直近上位をとる。

h : 床固工の有効落差 (m)

h' : 床固工本堤での計画高水位 (m)

(2) 水叩き厚さ

水叩き厚さは、次に示す経験式を用いることを標準とする。

$$t = 0.2 (0.6h + 3h' - 1.0) \quad \dots \dots (4-2-15)$$

t : 水叩きの厚さ (m) 切上げにより 10cm 単位 最小厚は 50cm とする

h : 水叩き天端から床固水通し天端までの高さ (m)

h' : 床固の越流水深 (m)

注-1) H_1 (有効落差) は水叩き天端からの床固工本堤の高さ (m)

注-2) h' は床固工上流側での計画高水位 (m)

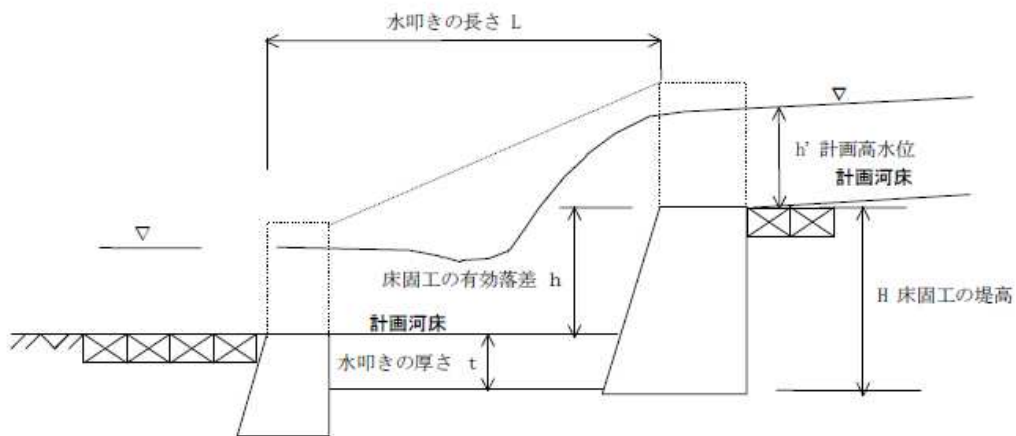


図 4-2-38 水叩き長さ及び水叩きの厚さ

(3) 水叩きの勾配

水叩きの勾配は、溪流保全工の計画河床勾配に合わせるものとする。

(4) 垂直壁の水通し断面及び水通し天端高

垂直壁の水通し断面は、本章第1節1-7計画断面で求められる断面と同一とし、水通し天端高は、計画河床面と同一とする。

(5) 垂直壁の水通し天端幅

垂直壁の水通し天端幅は、水叩きの厚さと同じにすることを原則とするが、岩盤の場合の水叩き厚は小さいので、この場合の天端幅は砂礫地盤の水叩き厚基準によるものとする。

(6) 垂直壁の基礎の根入れ(α)

垂直壁の基礎の根入れは、砂礫地盤の場合、水叩き下面より1.0m程度、下流側がコンクリート張りか、岩盤の場合、水叩き下面より0.5m程度とする。

(7) 垂直壁の袖

床固工本堤 本章第2節2-5-7に準じた計画とする。

(8) 垂直壁の位置

曲線部における垂直壁の位置は、内カーブ側で水叩き長さを確保すること。

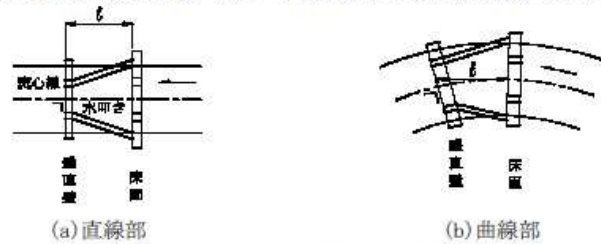


図4-2-39 水叩き長さの確保

(9) 垂直壁の断面

下流側2分、上流側直とする。

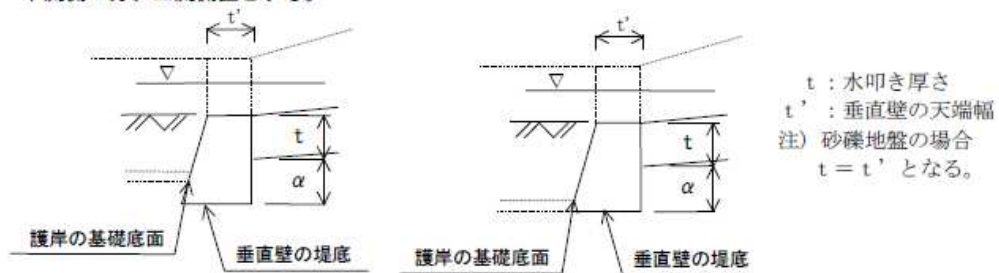


図4-2-40 垂直壁の根入れ及び断面

(10) 側壁護岸

側壁護岸は、本編1章3節3-5-5に準じて設計するものとする。

ただし側壁護岸の位置及び高さは、図4-2-41を標準とする。

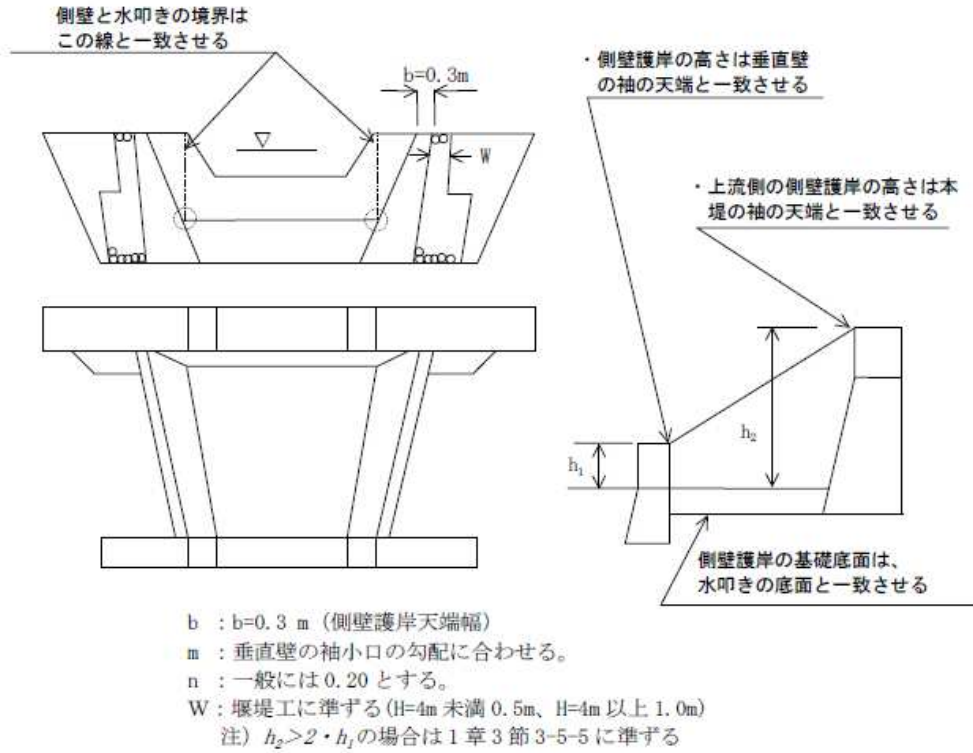


図4-2-41 側壁護岸の位置及び高さ

2-5-9 護床工

護床工は、床固工の垂直壁下流の洗掘を防止しうる構造として設計するものとする。

【解説】

護床工の設計は、本編1章3節3-5-6に準じ設計するものとする。

ただし、護床工を設置する範囲は、過去の事例等から5~10m程度とする。なお、河川落差工における護床は、プライの式を参考として決定するのが一般的である。

$$L = 0.67C_0 \sqrt{H_b \cdot q} \quad \dots \dots (4-2-16)$$

L : 水叩きの長さ+下流側護床工の長さ (m)

C₀ : 浸透路係数 (表 4-2-11)

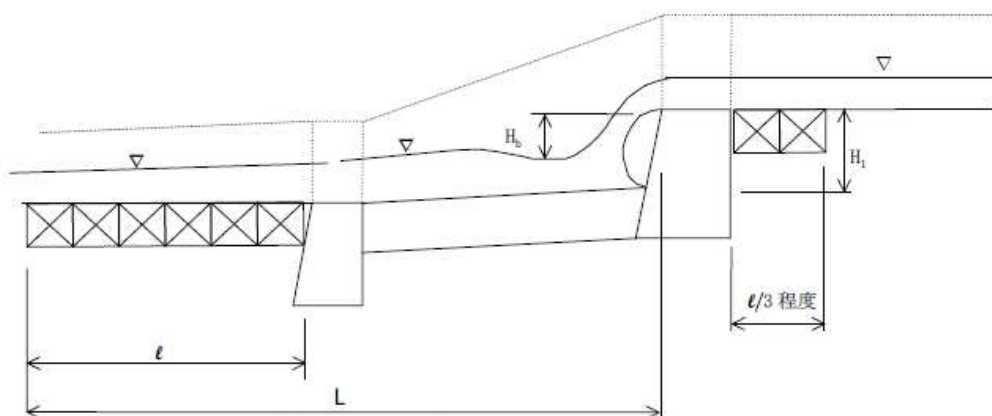
H₁ : 水叩き天端から床固工本堤の水通し天端までの高さ

H_b : 濁水時下流側水位から床固工本堤の水通し天端までの高さ (m)

一般に水叩き天端から床固工本堤の水通し天端までの高さを取り、H_b=H₁とする。

q : 単位幅流量 (m³/s/m)

一般に、本章第1節のマニングの式で求められる平均流速に計画高水位を掛けたものとする。



注) 上流側の護床工の範囲は、下流側の範囲 (ℓ) の 1/3 程度とする。

図 4-2-42 護床工の範囲

表 4-2-11 浸透路係数 C₀

土 質	C ₀
砂・砂利まじり土	9
玉石まじり土	5

2-6 単独床固工の設計

床固工の設計に当たっては、その目的が達成されるようにするとともに、安全性及び将来の維持管理面等についても考慮するものとする。

【解説】

本項で述べる床固工は、縦侵食を防止して河床の安定を計り、河床堆積物の流出を防止し、山脚を固定するために設置するもので、溪流保全工内に設置する床固工とは区別する。

ただし、溪流保全工の上流端に設置する床固工は本項に準ずるものとする。

床固工の規模、位置、方向、高さ、溪床勾配等の計画にあたっては、計画編第2章5節床固工の計画を参照し、十分検討しなければならない。

床固工の構造及び安定計算は、不透過型砂防堰堤に準ずるものとし、その設計順序は図4-2-43に示すとおりである。

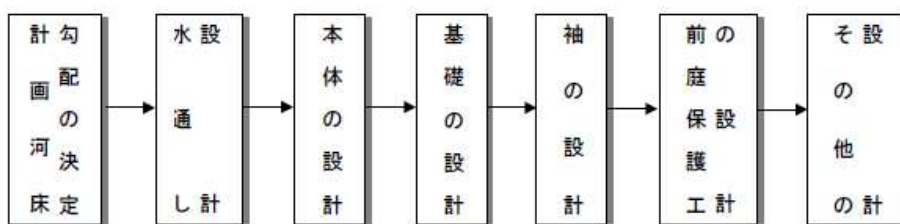


図4-2-43 床固工の設計順序

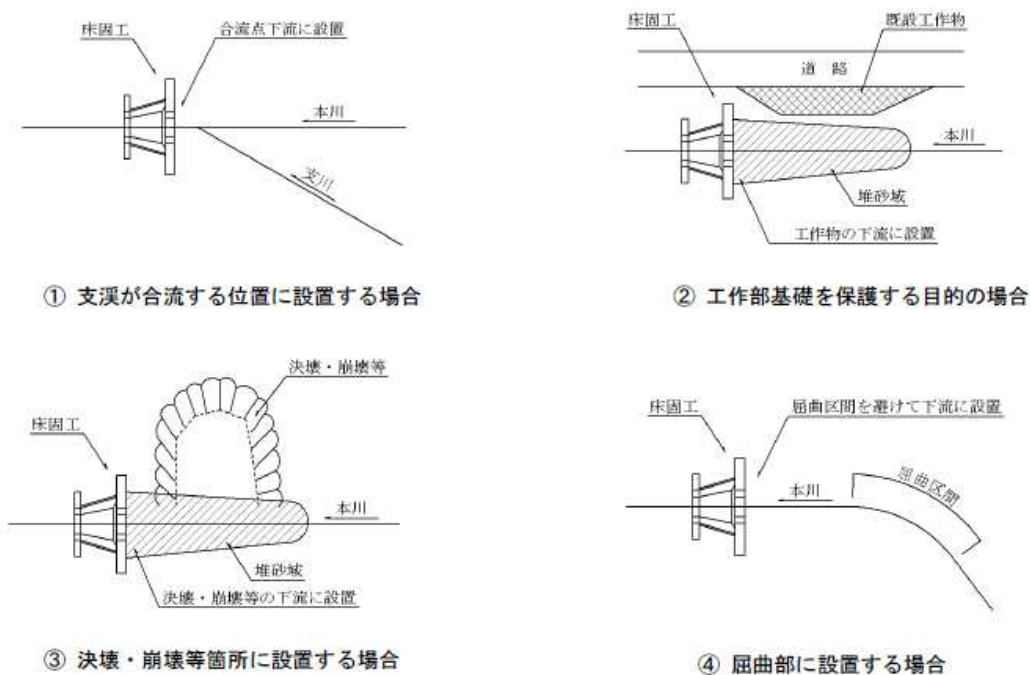


図4-2-44 床固工の設置位置例

2-6-1 床固工本体の設計

床固工の本体は、本編第1章第3節に準じて設計するものとする。

【解説】

床固工は、一般に重力式コンクリート型式が採用されるが、地滑り地や軟弱地盤等の特殊な条件の場合には枠床固工、ブロック床固工、鋼製床固工等を採用することがある。

その場合は使用する部材及び安定を確かめた上で現地条件に応じた断面等を決定するものとする。

2-6-1-1 床固工断面

(1) 天端幅の決定

本堤及び垂直壁の天端幅は下表により設計するものとするが、表右欄に掲げる最小袖天端幅を確保する。

【解説】

表4-2-12 単独床固工の天端幅の基準値 [単位：m]

本堤 (B) 通水部天端幅	垂直壁 (b) 通水部天端幅	本堤袖天端 最小幅 (B')	垂直壁袖天端 最小幅 (b')
1.5	水叩き工 と同厚	0.5	0.4

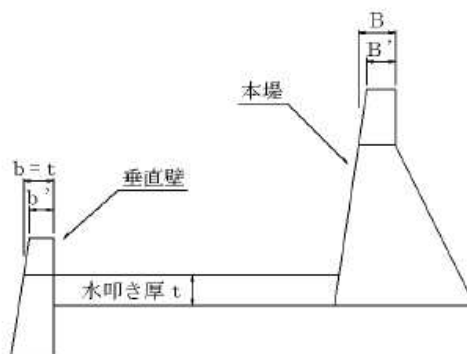


図4-2-45 床固工の天端幅

(2) 法勾配

床固工の断面は下流法勾配を1:0.2を標準とし、上流法勾配は構造物が安全となるよう勾配をつける。このときの安定計算は本編第1章第3節不透過型堰堤の構造に準ずる。

(3) 袖

- (1) 袖の嵌入深は堰堤工に準じる。
- (2) 袖勾配は堰堤工に準じる。

2-6-1-2 対象流量

単独床固工の対象流量は、不透過型堰堤工に準じるものとする。(本編第1章3節3-2-2参照)

2-6-1-3 水通しの設計

- (1) 水通し断面は、砂防堰堤に準じて上流側に貯水するものと考え、堰の越流公式を使用する。
- (2) 水通し底幅は、最小を3.0mとする。
- (3) 水通し天端が上流水路と一体となって扱える溪流保全工内の床固工等の場合はマンニングの流速公式により越流水深を求めることができる。

【解説】

1. 堰の越流公式を使用する場合

越流水深は、河川砂防技術基準(案)設計編Ⅱ第3章に示された(3)式により算出する。

$$Q = \frac{2}{15} C \sqrt{2g} (3B_1 + 2B_2) D_h^{3/2} \dots (4-2-17)$$

ここで、 Q : 対象流量 (m^3/s)

C : 流量係数 (0.6~0.66)

g : 重力加速度 ($9.8m/s^2$)

B_1 : 水通しの底幅 (m)

B_2 : 越流水面幅 (m)

D_h : 越流水深 (m)

m_2 : 袖小口勾配

$C=0.6$ 、 $m_2=0.5$ の場合には、(4)式になる。

$$Q \approx (0.71D_h + 1.77B_1) D_h^{3/2} \dots (4)$$

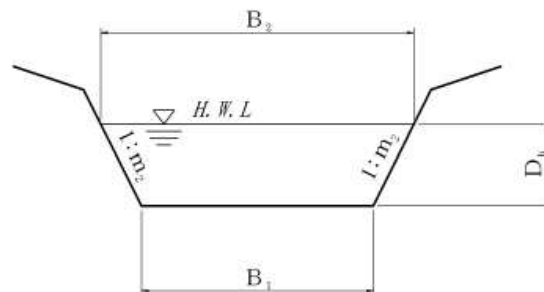


図 4-2-46 堰の越流公式による越流水深

2. マンニングの流速公式を使用する場合

水通し底幅 (B_1)、袖小口の勾配 (m_2) を決め、越流水深 (h_3) を仮定することによりマンニング式により流量を計算し、これが第1章第3節で求められた対象流量と合うように越流水深 (h_3) を決めていく方法で、水通し断面を決めることになる。

$$Q = V \cdot A$$

$$V = 1/n \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2}$$

Q : 対象流量 (m^3/sec)

- V : 水通し天端の流速 (m/sec)
- A : 対象流量流過断面積 (m²) ; $A = h_3 (B_1 + m_2 \cdot h_3)$
- h_3 : 越流水深 (m)
- B_1 : 水通し底幅 (m)
- m_2 : 袖小口勾配 (1:m₂)
- n : マニングの粗度係数
- R : 径 深 (m) ; $R = A / P$
- P : 潤 辺 (m) ; $P = B_1 + 2 h_3 \sqrt{1 + m_2^2}$

ただし、越流水深 (h_3) が、水通し底幅に対して著しく小さいか、また概略値を求める場合は次式を用いる場合もある。

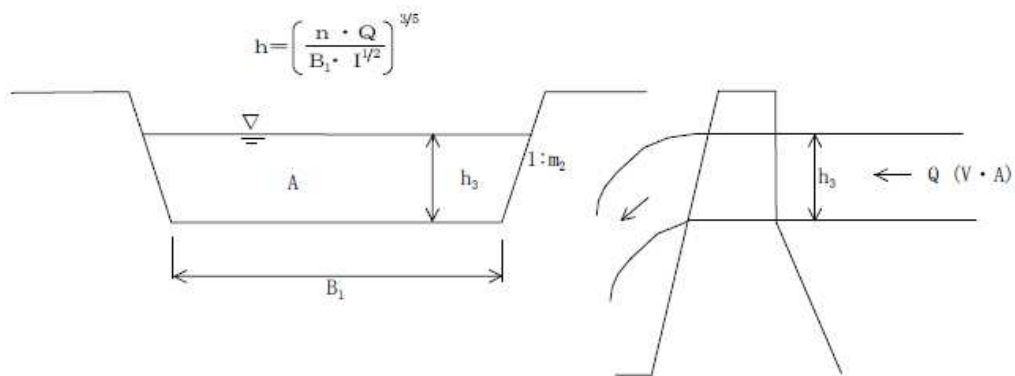


図 4-2-47 マニングの流速公式による越流水深

2-6-1-4 基礎根入れの設計

基礎根入れの設計は堰堤工を準用して行う (設計編第 1 章 3 節 3-3-3 参照)。

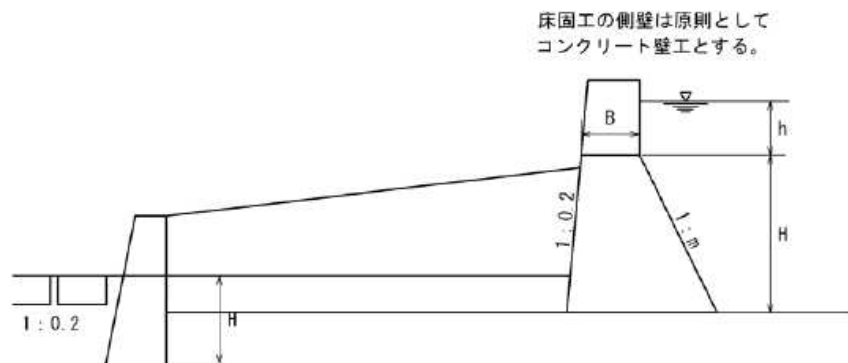


図 4-2-48 単独床固工標準図

2-6-2 前庭保護工の設計

床固工は、原則として、前庭保護工(水叩き・側壁・垂直壁)を設ける。
設計は不透過型堰堤工(本編第1章3節3-5参照)を準用して行う。

2-6-2-1 水叩きの設計

(1) 水叩き長 (ℓ)

水叩きの長さは、次式で求める。

$$L = \alpha \cdot h_0$$

(設計長さLは、端数を切り上げて10cm単位とする)

$$\ell = L - (b + 0.2h_1) \quad \dots \dots (4-2-18)$$

ℓ : 水叩き長(m)

h₀ : 有効落差高(h₁) + 越流水深(h₃)

α = 2.0 ~ 3.0であるので、α = 2.5とする。

(2) 水叩き厚

水叩き厚は、堰堤工に準じ決定する。

ただし、t = 0.6m以上はとる。

(3) 水叩きは原則として水平とする。

(注)斜勾配で施工すると、床固工の底抜けやそれに起因する床固工の破壊を誘発することが考えられる。

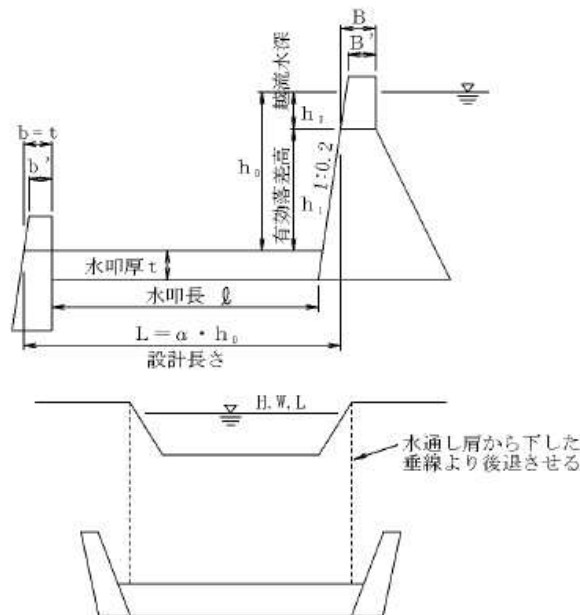


図 4-2-49 水叩き工標準図

2-6-2-2 側壁の設計

側壁護岸の設計は、本編第1章3節3-5-5を準用して行う。

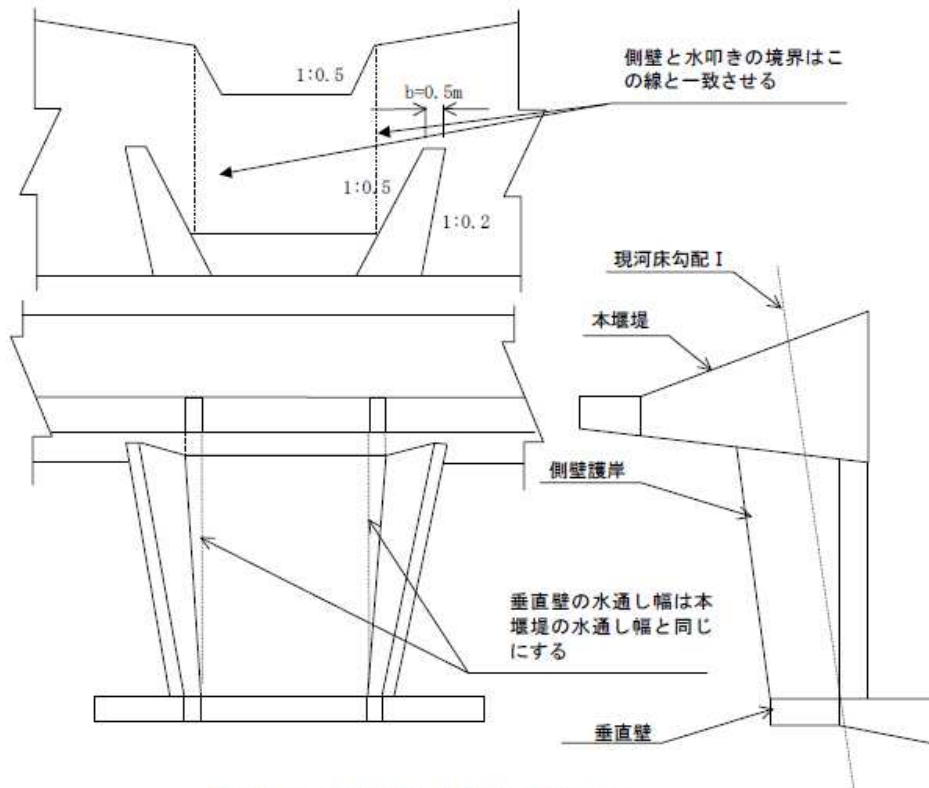
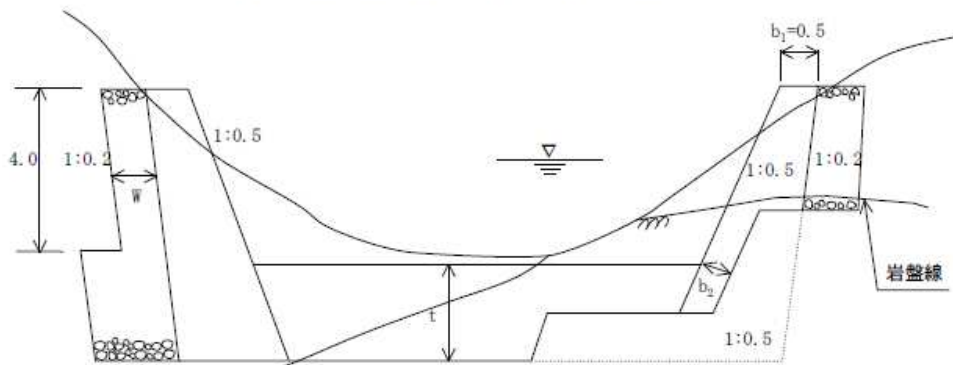


図 4-2-50 側壁護岸の位置及び構造(再掲)



$b_1 : b_1=0.5\text{m}$

$b_2 : \text{軟岩(I)(II)の場合 } b_2=0.8\text{m}$

中硬岩, 硬岩の場合 $b_2=0.7\text{m}$

$t : \text{本章第1節 1-2-1 参照}$

$W : \text{側壁の裏込材(クラッシュラン)は土木構造標準設計参照}$

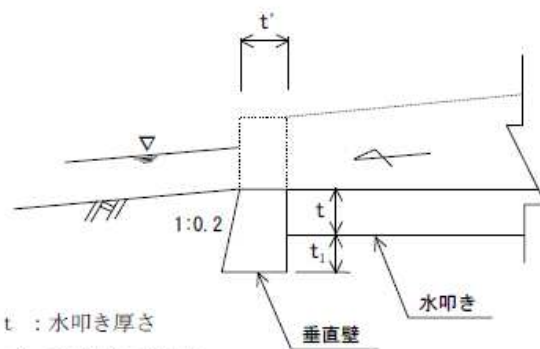
($H=4\text{m}$ 未満 $W=0.5\text{m}$, $H=4\text{m}$ 以上 $W=1.0\text{m}$)

※破線は砂礫の場合

図 4-2-51 側壁護岸の構造(再掲)

2-6-2-3 垂直壁の設計

垂直壁の設計は、本編第1章3節3-5-4を準用して行う。



t : 水叩き厚さ

t' : 垂直壁の天端幅

t₁ : 水叩き下面よりの根入れ (岩 1.0m、砂礫 1.5m)

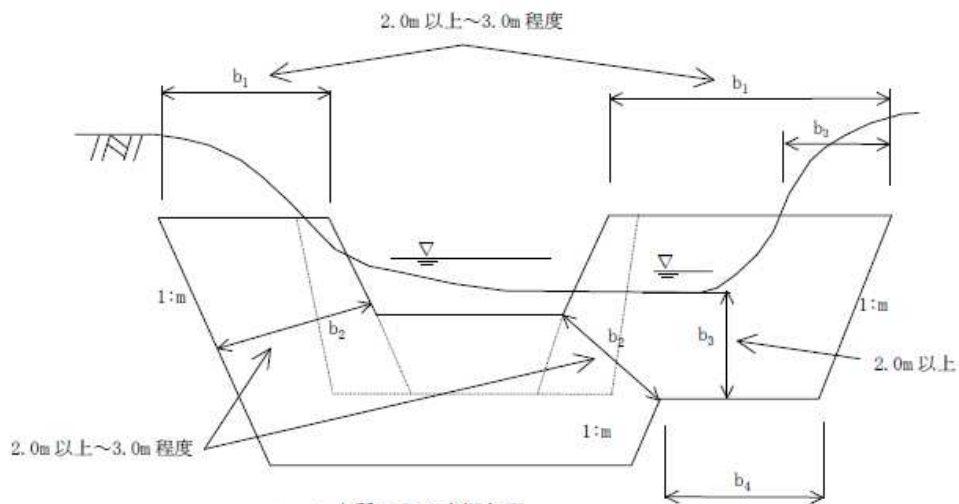
注) 砂礫地盤の場合、t=t'となる。

図 4-2-52 垂直壁の断面(再掲)

(1) 袖

表 4-2-13 垂直壁の袖の嵌入深さ(再掲)

土質	嵌入深さ (b ₁)	サイド根入れ (b ₂)	地山最小根入れ (b ₃)
砂礫	2.0~3.0m程度	2.0~3.0m程度	2.0m以上
軟岩(I)、軟岩(II)	2.0m内外	1.5~2.0m程度	1.5m以上
中硬岩、硬岩	1.5~2.0m程度	1.0~1.5m程度	1.0m以上



m : 土質による床掘勾配

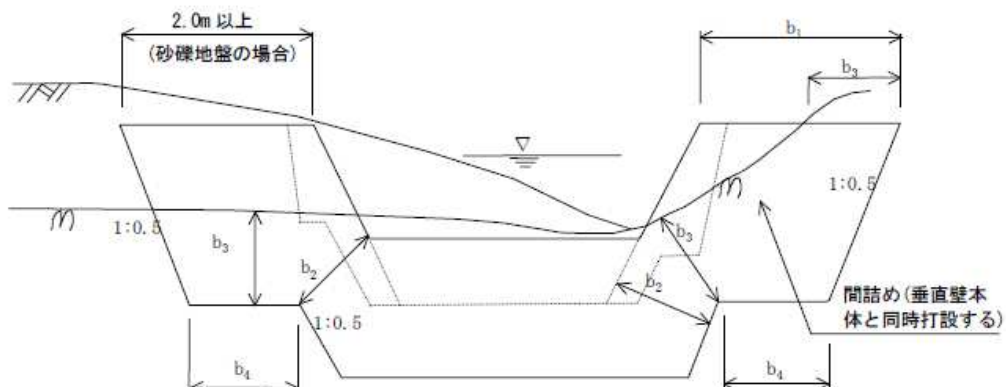
砂礫地盤 $m=0.5$ (掘削高5m以下)

$m=0.6$ (掘削高5m以上)

注-1) b_1, b_2, b_3, b_4 は0.1m単位で計画する。

注-2) 小段幅 b_4 は土砂の場合2.0m以上とする、但し直高5m未満の場合は、必ずしも小段を設ける必要はない。

図4-2-53 垂直壁の袖の嵌入方法(砂礫地盤の場合)(再掲)



	軟岩(I), 軟岩(II)	中硬岩, 硬岩の場合
b_1	2.0m内外	1.5~2.0m程度
b_2	1.5m~2.0m程度	1.0~1.5m程度
b_3	1.5m以上	1.0m以上

注-1) 斜切勾配は1:0.5を標準とする。

注-2) b_1 は0.1m単位とする。

注-3) 小段幅 b_4 は0.5m以上とること。

図4-2-54 垂直壁の袖の嵌入方法(岩盤の場合)(再掲)

2-6-3 その他設計にあたっての留意点

- (1) 溪流保全工の最上流部に計画する止めの床固工は、流れを集中させるとともに、土砂の流路内への流入をくい止める目的を持つものであるから、現地盤線より沈んだ計画はしないこと。

悪い例



地盤線より沈んだ床固工ではだめ

良い例

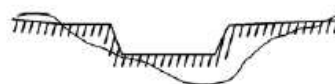


図4-2-55 止めの床固工の地盤線との関係

- (2) 水抜き暗渠は、原則として計画しない。
 (3) 埋戻し護岸工及び間詰工は、堰堤工に準じ計画する。
 (4) 堤長が15.0m以上となる場合は、収縮継目、止水板を計画すること。

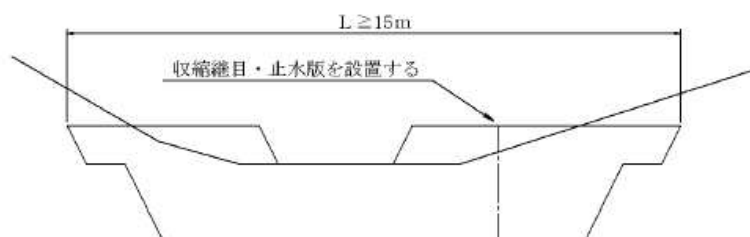


図4-2-56 収縮継目・止水版

- (5) 土工は、堰堤工に準じ決定する。

2-7 帯工

2-7-1 帯工の設計

帯工は、計画河床を維持しうる構造として設計するものとする。

【解説】

帯工は、床固工間において床固工間隔が大きい場合、局部的洗掘により河岸に悪影響を及ぼすことが多く、その対策として用いられる。

勾配変化のある場合はその折点に床固工を計画し、帯工によって勾配を変化させないことを原則とする。

帯工の間隔は、床固工の形成する計画河床勾配の分母の数の2倍程度を距離に読み替えた程度とする。

また、河床に岩盤がでる場合は、岩盤の質、風化度等を考慮して決定するものとするが、一般には三面張りにおける帯工の間隔と同程度とする。

2-7-2 水通し断面

水通し断面は、本章第1節1-7計画断面で求められる断面と同一とする。

2-7-3 水通し天端幅

水通し天端幅は、河床構成材料、対象流量等の要素を考慮して決定するものとする。

【解説】

帯工の水通し天端幅は、通過砂礫の摩耗等に耐える幅とするが、一般には砂礫地盤の場合1.00m、コンクリート底張の場合0.60mを標準とする。

2-7-4 水通し天端高

水通しの天端高は、計画河床高に合わせるものとする。

2-7-5 断面形状

帯工の断面形状は、構造上の安全性を考慮して決定するものとするが、一般には上流側は直、下流側は2分とする。

2-7-6 基礎の根入れ

帯工の根入れ深は、護岸工基礎底面以上とする。

【解説】

帯工の堤底は砂礫地盤の場合、計画河床高より1.5mとし、岩盤〔軟岩(I)、(II)〕の場合には、計画河床高より1.0mを標準とする。ただし、三面張りにおいては、底張コンクリート下面より0.5mの根入れを標準とする。

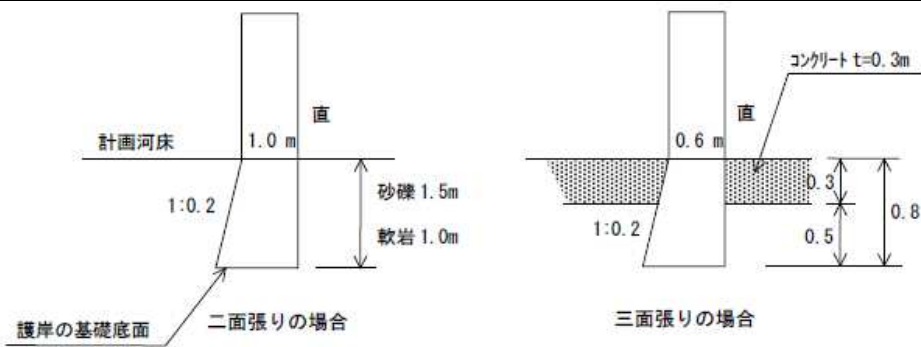


図 4-2-57 帯工の根入れ及び断面

2-7-7 袖の設計

帯工の袖は、想定される外力に対して安全な構造として設計するものとし、その構造は次によるものとする。

1. 袖天端の勾配は、原則として水平とする。
2. 袖天端の幅は、水通し天端幅と一致させる。
3. 袖は、兩岸の地盤に嵌入させるものとする。

【解説】

袖長は砂礫地盤の場合 2.0m を標準とし、兩岸地盤に嵌入させるものとする。

嵌入深さは表 4-2-14 を標準とし、嵌入方法については図 4-2-58、4-2-59 を参考とする。

表 4-2-14 帯工の袖の嵌入深さ

土 質	嵌 入 深 さ
砂 礫	2.0m 程度
軟岩 (I) ・ 軟岩 (II)	1.5m 程度
中硬岩 ・ 硬 岩	1.0m 程度

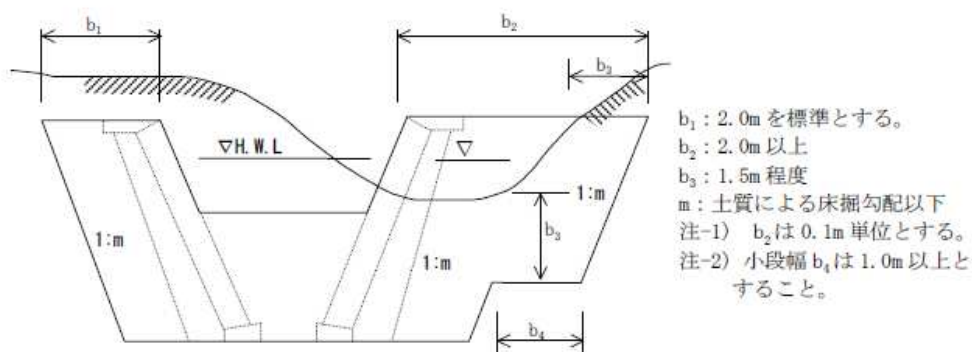


図 4-2-58 帯工の袖の嵌入方法 (砂礫地盤の場合)

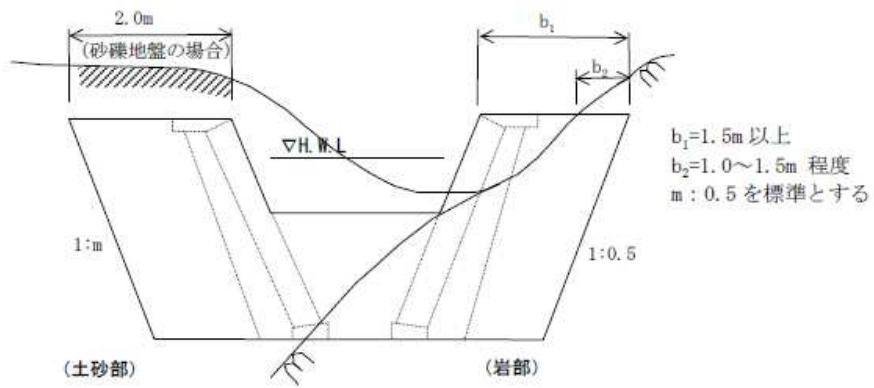


図 4-2-59 帯工の袖の嵌入方法(岩盤の場合)

2-7-8 護床工

護床工は、帯工の下流の洗堀を防止しうる構造として設計するものとする。

【解説】

護床工の設計は、本編 1 章 3 節 3-5-6、本章 2 節 2-5-9 に準じて設計するものとする。

護床工を設置する範囲は、一般に 5m~10m 程度とする。

2-8 土工

2-8-1 溪流保全工及び護岸工の土工

- (1) 掘削の余裕幅は側壁より0.5mとする。
- (2) L.W.Lより下位は機械床掘とする。L.W.Lより上位は機械掘削とする。
- (3) 水替工の必要がある時は水替対象土量の数量を必ず分類して計算すること。
- (4) 掘削勾配は、表4-2-15による。

表 4-2-15 掘削勾配

土質区分	掘削面の高さ	床掘り勾配	小段の幅
中硬岩・硬岩	5m 未満	直	—
	全掘削高 5m 以上	1 : 0.3	下から H=5m ごとに 1m
軟岩Ⅰ・軟岩Ⅱ	1m 未満	直	—
	1m 以上 5m 未満	1 : 0.3	—
	全掘削高 5m 以上	1 : 0.3	下から H=5m ごとに 1m
レキ質土・砂質土 粘性土・岩塊玉石	1m 未満	直	—
	1m 以上 5m 未満	1 : 0.5	—
	全掘削高 5m 以上	1 : 0.6	下から H=5m ごとに 1m
砂	5m 未満	1 : 0.5	—
	全掘削高 5m 以上	1 : 0.6	下から H=5m ごとに 2m
発破などにより崩壊しやすい状態になっている地山	2m 未満	1 : 1.0	下から H=2m ごとに 2m

「国総研 土木工事数量算出要領(案)H22 年度版 第1編 2章土工 P1-2-11」より抜粋
 注) 上記により難しい場合は、別途考慮できる。

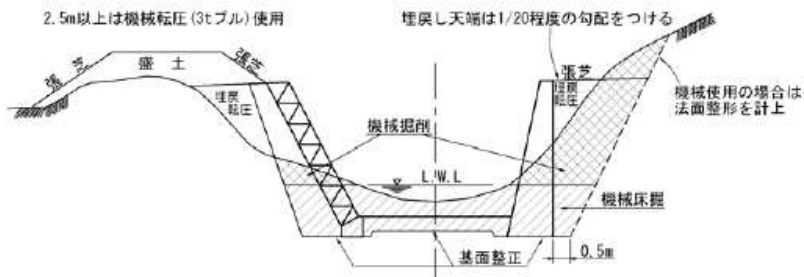


図 4-2-60 溪流保全工の土工標準図

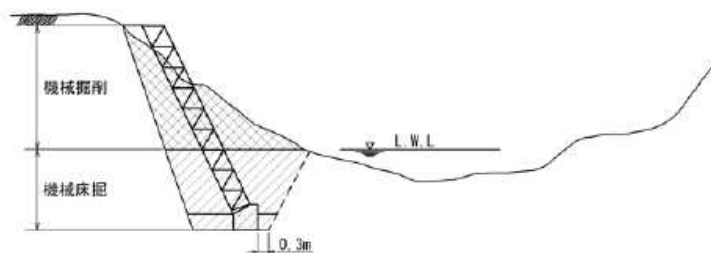


図 4-2-61 護岸工の土工標準図

2-8-2 溪流保全工内の床固工及び帯工の土工

- (1) 掘削の余裕幅は堤体より0.5mとする。
- (2) L.W.Lより下位は機械床掘とする。L.W.Lより上位は機械掘削とする。
- (3) 床固工・帯工の構造物底部は基面整正とする。
- (4) 堤体の袖部のコンクリート打設面は法面整形を計上する。
- (5) 埋戻しはタンパー転圧を計上する。
- (6) 床固工の前庭保護工も(1)～(5)に準じる。
- (7) 掘削勾配は、表4-2-15による。

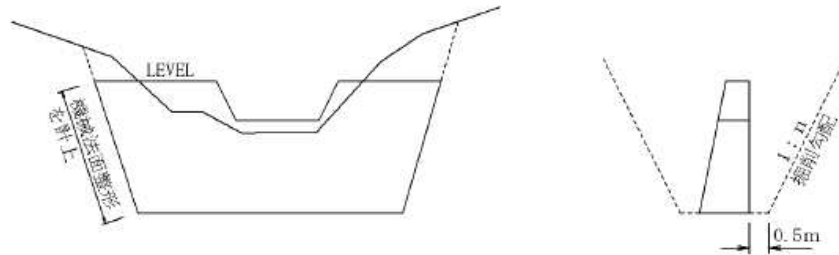


図 4-2-62 床固工、帯工の土工標準図

2-9 伏流水及び表面水の処理

2-9-1 湧水及び表面水の処理

盛土を行い護岸を施工する場合は、元の地盤線に沿って水が流れやすく、一定の所に水が集中しやすい。そこで護岸には水抜孔を設け、背後は栗石等で排水処理すること。ただし、低水位よりも低い所に地下水が集中していると、堤内地からの湧き水を完全に排除することはできないので、この場合は地山と盛土との接点に集水側溝を設けて表面流水の浸透を防止すること。

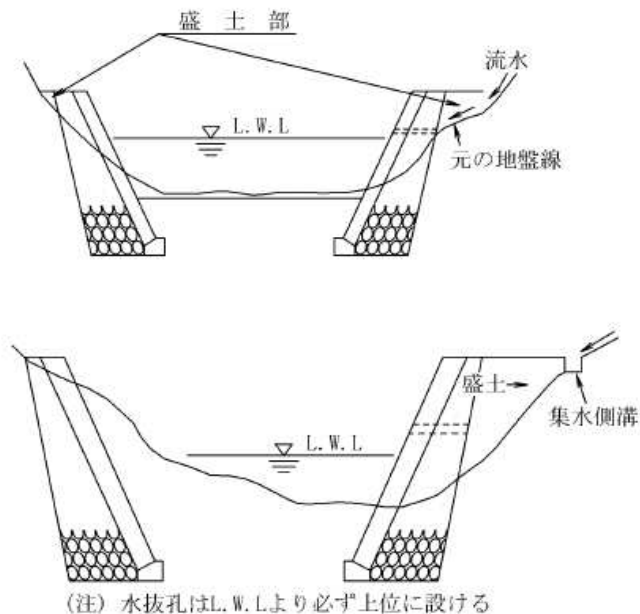


図 4-2-63 湧水及び表面水の処理

2-9-2 伏流水及び浸透水の処理

三面張溪流保全工において伏流水が多く、施設に悪影響がある場合は、横工(床固工及び帯工)直上流に敷ブロック、もしくは現場打ブロック工等により伏流水を排除する。また、流水が自然に浸透水となり、扇状地の主要な水資源となっている場合があるので、三面張溪流保全工においては、部分的に底を張らない箇所を作り、適宜流れを地下へ浸透させるよう横工などの直上流に敷ブロック、もしくは現場打ブロック等を施工する。

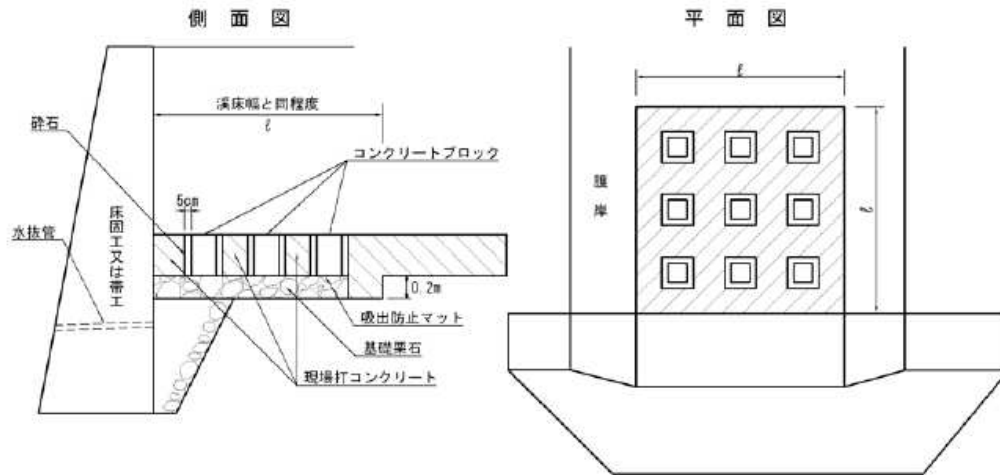


図 4-2-64 伏流水の処理

2-10 基礎処理

地盤支持力が比較的小さい場所で溪流保全工を施工する必要がある場合、原則的には法線を修正して、この地域を避けることが第一である。しかし、やむを得ない理由により溪流保全工を計画・施工する場合は、不等沈下等を充分考慮し、これらの対策を立てなければならない。

2-11 付属物の設計

2-11-1 防護柵

溪流保全工が道路や人家部・耕作と近接する場合、人間や車等の落下防止の防護柵を必要とする場合があるが、溪流保全工の維持管理に支障とならないよう必要最小限とすることが望ましく、兼用道路以外は管理幅の外側に設けるものとする。

2-11-2 河底横断構造物

サイフォン等河底横断構造物は計画河床高、現河床高、将来の河床変動等を考慮して、十分な深さに設けるものとする。

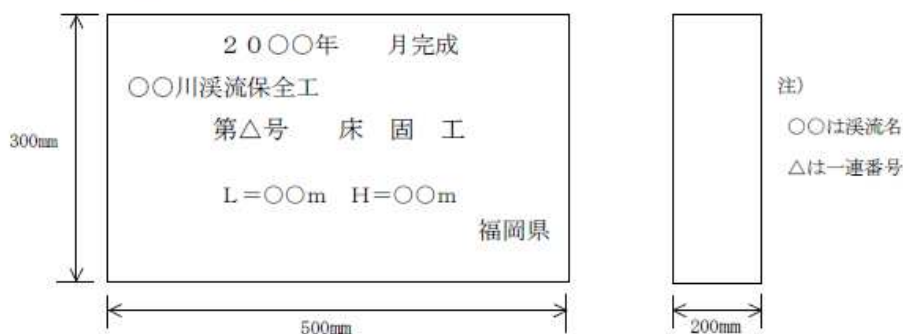
【解説】

サイフォン等河底横断構造物は、極力用いないことを原則とするが、やむを得ない場合、砂防課と協議の上用いることとする。

サイフォン等河底横断構造物の深さは、河川管理施設等構造令の第4章「伏せ越し」で定められているものに準ずるものとし、マンホール等は、流路の管理幅の外側に設置するものとする。

2-11-3 床固工銘板

額石の寸法 縦30cm×横50cm×厚20cm



単独床固工は堰堤銘板を参照（本編第1章3節3-6-5）。

材料は御影石とし設計に計上のこと。

L、Hは根入れも含めた手法（下記）

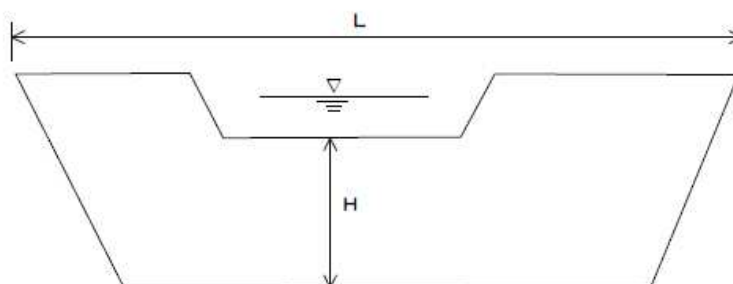


図4-2-65 床固工銘板の寸法

2-11-4 護岸工銘板

小口止工天端に護岸工銘板(金属プレート)を設置する。

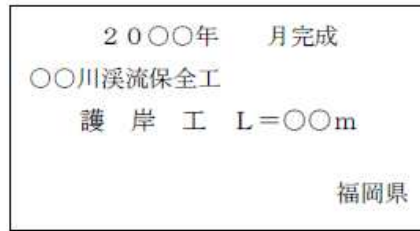


図 4-2-66 護岸工銘板(参考)

3.5 土石流を開発区域外に導流させるための施設の設計

土石流を開発区域外に導流させるための施設は、土石等を安全に導流させることができる断面及び勾配を有するものとする。

【解 説】

土石流を開発区域外に導流させるための施設としては、土石流導流工と土石流流向制御工がある。

3.5.1 土石流導流工

(1) 流下断面

土石流導流工の断面は、土石流の流量、水深を考慮し、これに余裕高を加えたものとする。なお、堆積遡上により氾濫しないように注意する。

【解 説】

土石流導流工は、安全な場所まで土石流を導流するよう、土石流捕捉工のえん堤を1基以上設けた後、又は土石流堆積工を設けた後、それらに接続するよう計画する。

計画流量は、溪流全体の施設計画において施設により整備される土砂量の土石流により流下する土石等の量に対する比だけ土石流ピーク流量が減少すると仮定して決定する。ただし、降雨量から求められる水みの計画流量に10%の土砂含有を加えた流量を下回らないものとする。

土石流導流工の幅は、土石流の最大礫径の2倍以上、又は原則として3m以上とする。なお、計画の土石流が上流域で十分処理される場合は通常の流路工（河川砂防技術基準（案）第12章第6節）を計画するものとする。

余裕高は次のとおりとする。

流量	余裕高（ ΔH ）
200m ³ /s 以下	0.6m
200～500m ³ /s	0.8m

ただし、河床勾配による次の値以下にならないようにする。

勾配	$\Delta H/H$
1/10 以上	0.5
1/10～1/30	0.4
1/30～1/50	0.3

ここで、H：水深である。

(2) 法線形

土石流導流工の法線形はできるかぎり直線とする。

【解 説】

土石流は直進性をもっているため、導流工の法線形は直線とするのが望ましい。地形及び土地利用等の理由によりやむを得ず屈曲させる場合は円曲線を挿入するものとする。その湾曲部曲率半径は下記の式で求め、中心角 30°以下とする。

$$b/r \text{ (in)} \leq 0.1$$

ここに、

b : 流路幅

r (in) : 湾曲部曲率半径

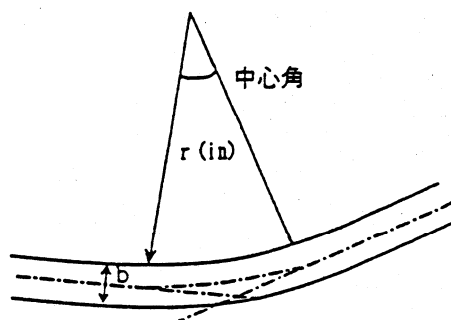


図 3.9 土石流導流工屈曲部の法線形

(3) 縦断形

土石流導流工の縦断形は、急な勾配変化を避ける。なお、土砂の堆積遡上が予想される場合は、これに対して安全な構造とする。

(4) 構造

渓床は掘込み方式を原則とする。
湾曲部では外湾部の水位上昇を考慮して護岸の高さを決定する。

【解 説】

理論値、実測値、実験結果等により水位上昇を推定し、これを安全に流せる構造とする。土石流では、外湾の最高水位 $h(out)max$ は $h_0 + 10bu^2/rg$ にもなることがあるが、一般に土石流導流工や流路工が施工される扇状地では、土石流及び清流での水位上昇はそれぞれ下式により求める。

$$\text{土石流： } h(out)max = h_0 + 2 \frac{bu^2}{rg}$$

$$\text{清流（射流）： } h(out)max = h_0 + \frac{bu^2}{rg}$$

ここに、

h_0 : 直線部での水深 (m)

b : 流路幅 (m)

u : 平均流速 (m/s)

r : 水路中央の曲率半径 (m)

g : 重力加速度 (m/s²) ($g=9.8$)

3.5.2 土石流流向制御工

土石流導流堤等により土石流の流向を制御するもので、越流を生じない十分な高さとともに、表のり先の洗掘に注意する。

【解説】

(1) 導流堤の法線形状

流向制御工の法線は土石流直撃による越流を防止するために、流れに対する角度 (θ) は $\theta < 45^\circ$ とする。土石流の流向を 45° 以上変更する場合、及び保全対象の分布が広く導流堤が長くなる場合は導流堤を複数に分割し、霞堤方式に配置する。

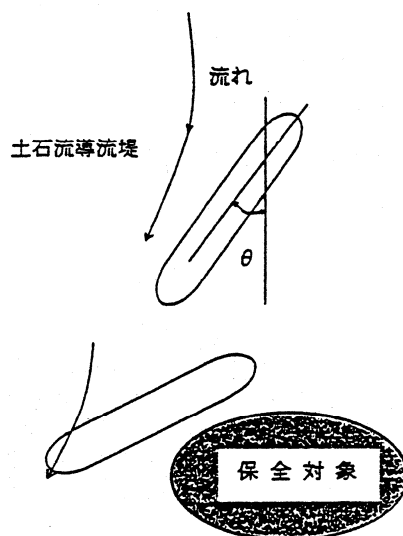


図 3.10 土石流導流堤の法線と高さ

(2) 導流堤の高さ

流向制御工の天端は原則として現溪床勾配と平行とする。高さは土石流の高さに余裕高を加えたものとする。

土石流の速度及び高さは「3.1.2 設計外力の設定」に従って求める。

(3) 導流堤の法面保護及び法先の洗掘対策

導流堤の表法はコンクリート、石積み、コンクリートブロック積み、鋼矢板等による護岸により土石流の浸食から防護する。法先は護岸工の根入れ、コンクリートブロック等による根固め工、及び根固水制工等により洗掘に対して安全な構造とする。

3.6 高さ 2 m を超える擁壁の設計

高さ 2 m を超える擁壁を設置する場合には、宅地造成等規制法施行令に準拠した設計を行うものとする。

【解説】

施行令第 7 条第 1 項第 6 号には、対策工事の計画及び対策工事以外の特定開発行為に関する工事の計画において定める高さが 2m を超える擁壁は、建築基準法施行令第 142 条の規定に従うようになっている。建築基準法施行令第 142 条では、同令第 139 条第 3 項の規定を準用することが記述されており、その内容は国土交通大臣が定める基準に従った構造計算により擁壁の構造耐力上の安全性を確かめることになっている。国土交通大臣が定める基準は、宅地造成等規制法施行令第 7 条に定めるとおりにすることが、平成 12 年建設省告示において示されている。

このことから、法における特定開発行為において、高さ 2 m を超える擁壁を設置する場合には、宅地造成等規制法施行令に準拠した計画、設計を行うことが必要となる。

擁壁の設計に当たって用いる設計外力等は関連指針によって土質定数や摩擦係数が異なるため、各基準によって設計した擁壁の規模にも差異が生じることになるが、平成 12 年建設省告示（第 1449 号）第 3 の各号のいずれかに該当する場合を除き、宅地造成等規制法施行令第 7 条の基準以外で設計した場合は、法律に違反することになるため、特定開発行為の許可をすることはできない。

詳細については、「宅地防災マニュアル」を参照すること。

<参考>

施行令

(対策工事等の計画の技術的基準)

第 7 条 法第 11 条の政令で定める技術的基準は、次のとおりとする。

- 一 一 略 一
- 二 一 略 一
- 三 一 略 一
- 四 一 略 一
- 五 一 略 一

六 対策工事の計画及び対策工事以外の特定開発行為に関する工事の計画において定める高さが 2 メートルを超える擁壁については、建築基準法施行令（昭和 25 年政令第 338 号）第 142 条（同令第 7 章の 8 の準用に関する部分を除く。）に定めるところによるものであること。

＜参考＞ 建築基準法施行令

建築基準法施行令**(擁壁)**

第 142 条 第 138 条第 1 項第 5 号に掲げる擁壁については、第 36 条の 2 から第 39 条まで、第 51 条第 1 項、第 62 条、第 71 条第 1 項、第 72 条、第 73 条第 1 項、第 74 条、第 75 条、第 79 条、第 3 章第 7 節（第 51 条第 1 項、第 62 条、第 71 条第 1 項、第 72 条、第 74 条及び第 75 条の準用に関する部分に限る。）、第 80 条の 2、第 7 章の 8（第 136 条の 6 を除く。）及び第 139 条第 3 項の規定を準用するほか、次の各号のいずれかに適合するものとしなければならない。

一 その構造が、次に定めるところによること。

イ 鉄筋コンクリート造、石造その他これらに類する腐らない材料を用いた構造とすること。

ロ 石造の擁壁は、裏込めにコンクリートを用い、石と石とを十分に結合すること。

ハ 擁壁の裏面の排水をよくするために水抜穴を設け、擁壁の裏面で水抜穴の周辺に砂利等を詰めること。

二 擁壁の構造が、その破壊及び転倒を防止することができるものとして国土交通大臣が定めた構造方法を用いるものであること。

(煙突及び煙突の支線)

第 139 条 第 138 条第 1 項第 1 号に掲げる煙突については、第 36 条の 2 から第 39 条まで、第 51 条第 1 項、第 52 条、第 3 章第 5 節（第 70 条を除く。）、第 6 節（第 76 条から第 78 条の 2 までを除く。）、第 6 節の 2（第 79 条の 4 の規定中第 76 条から第 78 条の 2 までの準用に関する部分を除く。）及び第 7 節（第 51 条第 1 項、第 71 条、第 72 条、第 74 条及び第 75 条の準用に関する部分に限る。）、第 80 条の 2、第 115 条第 1 項第 6 号及び第 7 号、第 5 章の 4 第 3 節並びに第 7 章の 8 の規定を準用するほか、次の各号のいずれかに適合するものとしなければならない。

一 略

二 略

2 略

3 第 1 項に掲げるものは、国土交通大臣が定める基準に従った構造計算によつて自重、積載荷重、積雪、風圧、土圧及び水圧並びに地震その他の震動及び衝撃に対して構造耐力上安全であることが確かめられたものとしなければならない。

<参考> 平成 12 年建設省告示第 1449 号

平成 12 年 5 月 31 日建設省告示第 1449 号

煙突、鉄筋コンクリート造の柱等、広告塔又は高架水槽等及び擁壁並びに乗用エレベーター又はエスカレーターの構造耐力上の安全性を確かめるための構造計算の基準を定める件

最終改正 平成 12 年 12 月 26 日建設省告示第 2465 号

建築基準法施行令（昭和 25 年政令第 338 号）第 139 条第 3 項（同令第 140 条、第 141 条第 2 項、第 142 条及び第 143 条において準用する場合を含む。）の規定に基づき、煙突、鉄筋コンクリート造の柱等、広告塔又は高架水槽等及び擁壁並びに乗用エレベーター又はエスカレーターの構造耐力上の安全性を確かめるための構造計算の基準を次のように定める。

第 1 ー 略 ー

第 2 ー 略 ー

第 3 令第 138 条第 1 項第 5 号に掲げる擁壁の構造計算の基準は、宅地造成等規制法施行令（昭和 37 年政令第 16 号）第 7 条に定めるとおりとする。ただし、次の各号のいずれかに該当する場合にあっては、この限りでない。

- 一 宅地造成等規制法施行令第 5 条第 1 項各号の一に該当するがけ面に設ける擁壁
- 二 土質試験等に基づき地盤の安定計算をした結果がけの安全を保つために擁壁の設置が必要でないことが確かめられたがけ面に設ける擁壁
- 三 宅地造成等規制法施行令第 8 条に定める練積み造の擁壁の構造方法に適合する擁壁
- 四 宅地造成等規制法施行令第 15 条の規定に基づき、同令第 6 条から第 10 条までの規定による擁壁と同等以上の効力があると国土交通大臣が認める擁壁

平成 12 年 5 月 31 日建設省告示第 1449 号

煙突、鉄筋コンクリート造の柱等、広告塔又は高架水槽等及び擁壁並びに乗用エレベーター又はエスカレーターの構造計算の基準を定める件（抄）

改正 平成 19 年 5 月 18 日国土交通省告示第 620 号

建築基準法施行令（昭和 25 年政令第 338 号）第 139 条第 1 項第四号イ（同令第 140 条第 2 項、第 141 条第 2 項、及び第 143 条第 2 項において準用する場合を含む。）及び第 142 条第 1 項第五号の規定に基づき、煙突、鉄筋コンクリート造の柱等、広告塔又は高架水槽等及び擁壁並びに乗用エレベーター又はエスカレーターの安全性を確かめるための構造計算の基準を第 1 から第 3 までに定め、同令第 139 条第 1 項第三号（同令第 140 条第 2 項、第 141 条第 2 項及び第 143 条第 2 項において準用する場合を含む。）の規定に基づき、高さが 60m を超える煙突、鉄筋コンクリート造の柱等、広告塔又は高架水槽等及び乗用エレベーター又はエスカレーターの構造計算の基準を第 4 に定める。

ー 第 3 に変更が無いため、以下略 ー

＜参考＞ 宅地造成等規制法施行令

宅地造成等規制法施行令**(鉄筋コンクリート造等の擁壁の構造)**

第7条 第5条の規定により設置する鉄筋コンクリート造又は無筋コンクリート造の擁壁の構造は、構造計算によつて次の各号に該当することを確認したものでなければならない。

- 一 土圧、水圧及び自重（以下「土圧等」という。）によつて擁壁が破壊されないこと。
 - 二 土圧等によつて擁壁が転倒しないこと。
 - 三 土圧等によつて擁壁の基礎がすべらないこと。
 - 四 土圧等によつて擁壁が沈下しないこと。
- 2 前項の構造計算は、次の各号に定めるところによらなければならない。
- 一 土圧等によつて擁壁の各部に生ずる応力度が、擁壁の材料である鋼材又はコンクリートの許容応力度を超えないことを確かめること。
 - 二 土圧等による擁壁の転倒モーメントが擁壁の安定モーメントの3分の2以下であることを確かめること。
 - 三 土圧等による擁壁の基礎のすべり出す力が擁壁の基礎の地盤に対する最大摩擦抵抗力その他の抵抗力の3分の2以下であることを確かめること。
 - 四 土圧等によつて擁壁の地盤に生ずる応力度が当該地盤の許容応力度を超えないことを確かめること。ただし、基礎ぐいを用いた場合においては、土圧等によつて基礎ぐいに生ずる応力が基礎ぐいの許容支持力を超えないことを確かめること。
- 3 前項の構造計算に必要な数値は、次の各号に定めるところによらなければならない。
- 一 土圧等については、実況に応じて計算された数値。ただし、盛土の場合の土圧については、盛土の土質に応じ別表第2の単位体積重量及び土圧係数を用いて計算された数値を用いることができる。
 - 二 鋼材、コンクリート及び地盤の許容応力度並びに基礎ぐいの許容支持力については、建築基準法施行令（昭和25年政令第338号）第90条（表1を除く。）、第91条、第93条及び第94条中長期に生ずる力に対する許容応力度及び許容支持力に関する部分の例により計算された数値
 - 三 擁壁の基礎の地盤に対する最大摩擦抵抗力その他の抵抗力については、実況に応じて計算された数値。ただし、その地盤の土質に応じ別表第3の摩擦係数を用いて計算された数値を用いることができる。

3.7 管理・保安施設

対策施設の点検、補修等維持管理のため管理用通路を確保する。

【解 説】

対策施設の完成後、その維持管理のため点検あるいは補修用の通路をあらかじめ設置しておく。
管理・保安施設の内容については、「特定開発行為技術基準（急傾斜地の崩壊編）」を参考に検討すること。

<参考> 福岡県砂防技術基準(案) 平成 22 年 11 月改訂版 設計編 p. 5-1

第 5 章 管理用道路

第 1 節 砂防堰堤の管理用道路

管理型砂防堰堤(除石を伴う不透過型および透過型砂防堰堤)には維持管理(除石および巡視)を行うための車両が通行可能な管理用道路を設置する。

【解説】

① 構造基準

維持管理を行うための車両が通行可能な法線、幅員とする。

② 基本幅員

原則、有効(舗装)幅員は 3.0m とする。ただし、路肩が必要な場合(盛土部における保護路肩および付属施設の設置等)は、別途に設けるものとし、路肩の幅員は 0.5m とする。

③ 舗装

管理用道路の碎石の縦流れ防止(表面保護)を目的として舗装を行う。原則、アスファルト舗装とし、縦断勾配が急な際には、コンクリート舗装を検討する(目安は縦断勾配 12%以上)。設計 CBR12 の場合の舗装厚は以下の構成となる。

<アスファルト舗装>

舗装構成 表層厚(密粒 As) t=4cm

路盤厚(RC-40) t=10cm

<コンクリート舗装>

舗装構成 表層厚 t=15cm

路盤厚(RC-40) t=15cm

④ その他

- ・ 市道・林道への移管等、これにより難しい場合は関連部局と協議の上、別途検討する。
- ・ 原則、管理用道路の出入り口には車止め等を行う。
- ・ 除石を行うための管理用道路は原則、除石のための重機が堆砂地へ進入可能な位置に設置する。
- ・ 除石を行うための管理用道路を堰堤直下流までとして除石を行う場合は、除石に必要な重機を堆砂地側に釣り込むための重機の張り出しや旋回に必要なヤードを確保する。

第4章 特別警戒区域の範囲を変更する対策工事等の取扱い

4.1 対象となる地形改変

特定開発行為における対策工事等によって、特別警戒区域の範囲が消滅若しくは変更になる可能性がある場合は、特定開発行為に関する申請者において、その真偽を確かめるものとする。

【解説】

特定開発行為における対策工事等の計画によっては、谷を埋めるような場合も想定できる。この場合、特別警戒区域の範囲が消滅したり、変更になることが予想されるが、これは特定開発行為の一環として人為的に生じるものであるため、開発者（申請者）の責任において、土砂災害の発生のおそれのある範囲を確かめ、それに対する対策工事等を計画するものとする。なお、対策工事等の終了後には、申請者が提出する警戒区域等解除に係る図書を基に※、速やかに県が基礎調査を実施して、指定の解除や変更を行うこととなる。

特別警戒区域の範囲が変わることが予想される溪流における地形改変の具体例は、以下のとおりである。

※「特定開発行為許可 事務処理マニュアル〔手続き編〕」（平成26年3月）3.3 許可申請（9）警戒区域等解除にかかると図書を参照すること。

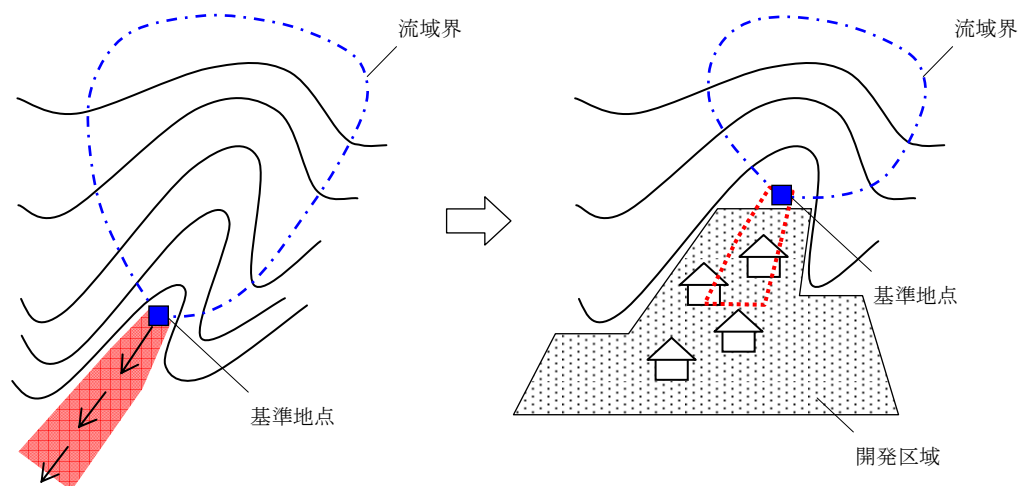


図 4.1 特別警戒区域の範囲が変わる地形改変の具体例

4.2 土砂災害が発生するおそれのある範囲の確認方法

特定開発行為に伴う土砂災害の発生のおそれのある範囲の確認に当たっては、福岡県基礎調査マニュアル（土石流編）に基づいて行うものとする。

【解説】

地形改変を伴う溪流における特定開発行為においては、土砂災害の発生のおそれのある範囲を確認することを申請者に義務付けることになる。この確認方法は、福岡県基礎調査マニュアル（土石流編）に従って、特別警戒区域の設定と同等の調査を行うものとする。ただし、調査に当たっては、県で従前に特別警戒区域を設定した結果等を参考にすることができる。

申請者は調査結果に基づき、土砂災害の発生のおそれがないように対策工事等の計画を行うことになる。

【巻末資料】

- ① 対策施設の計画例
- ② 審査チェックリスト

① 対策施設の計画例

土石流の対策工事の計画例
<p>対策工事の計画は、土石流により流下する土石等の量(Q)、計画流下許容量(E)、対策工事の効果量である計画捕捉量(C)、計画堆積量(D)、計画土石流発生抑制量(B)との間に次式を満足させるように作成する。</p>
$Q - E \leq C + D + B \quad \dots\dots\text{式①}$

例として、「土石流の対策工事を計画する溪流 A があり、山腹には拡大する見込みのある崩壊地が存在し、現在流域内には砂防施設はない」流域を想定する（図 1）。

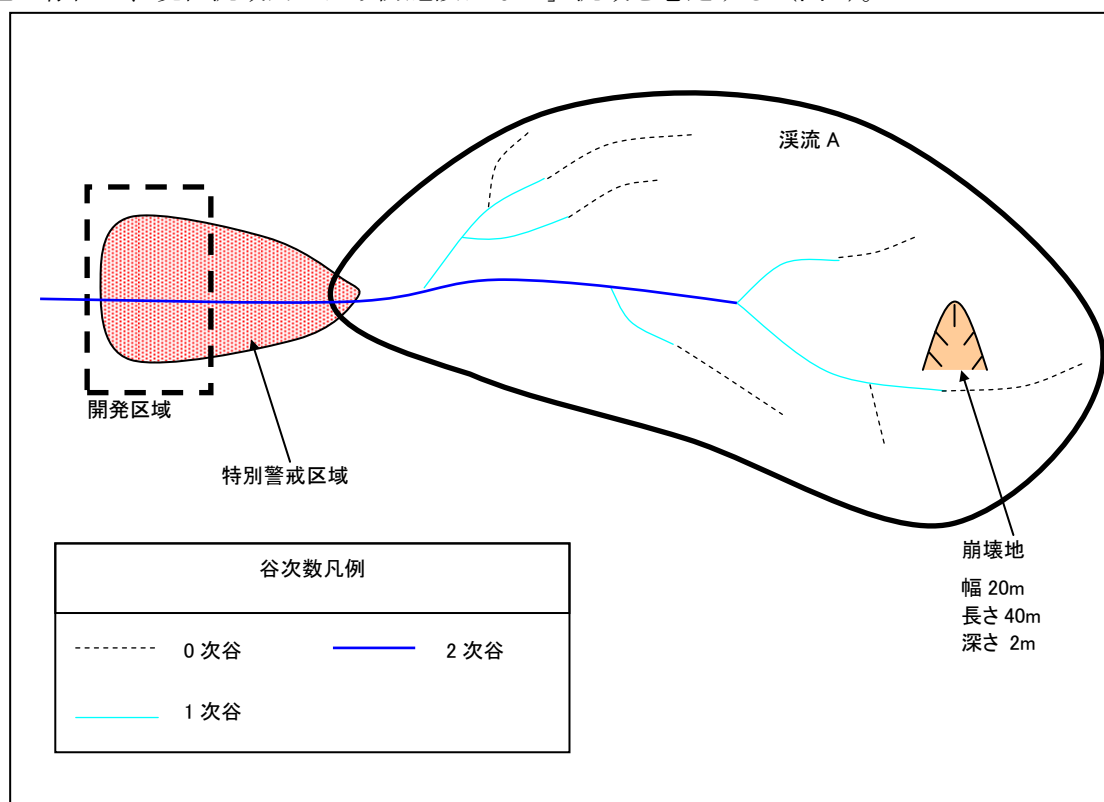


図 1

1. 土石流により流下する土石等の量(Q)の算定

土石流により流下する土石等の量(Q)は、流体力算出対象土砂量(Ve')と運搬可能土砂量 (Vec) を比較して、小さい方の値をとる。

1) 流体力算出対象土砂量(Ve')の算定

流体力算出対象土砂量(Ve')は、最も土砂量が多くなる、0次谷を含めた「想定土石流流出区間(Lme)」にその区間の侵食可能断面積を乗じて求める。この例では、山腹工を対策工事として想定するため、崩壊地の計画生産土砂量 (1,600m³) を上乗せして算定している (表 1)。

2) 運搬可能土砂量 (Vec) の算定

運搬可能土砂量(Vec)は、計画規模の降雨量に流域面積を掛けて総水量を求め、これに流動中の土石流の容積土砂濃度を乗じて算定する（表2）。

3) 土石流により流下する土石等の量(Q)の算定

$$Ve'(9,100m^3) < Vec(23,673m^3) \quad \therefore \quad Q = Ve' = 9,100m^3$$

表1

	侵食幅 b(m)	侵食深 de(m)	侵食可能 断面積 Ae(m ²)	流路長 Lme(m)	対象土砂量 Ve'(m ³)
0次谷	3.0	0.5	1.5	600	900
1次谷	4.0	1.5	6.0	600	3,600
2次谷	5.0	2.0	10.0	300	3,000
崩壊地計画 生産土砂量	幅20m×長さ40m×深さ2m				1,600
計					9,100

表2

溪流	流域 面積 A(km ²)	計画 日雨量 R ₂₄ (mm)	溪床 勾配 θ(°)	土砂 濃度 Cd	補正 係数 fr	運搬可能 土砂量 Vec(m ³)
A	0.30	300.0	10.0	0.30	0.37	23,673

2. 対策工事施設の整備土砂量

対策工事施設として、①山腹工、②えん堤（捕捉工、堆積工）、③床固、④土石流を開発区域外に導流するための施設（導流工）、があり、それぞれの効果量は以下のとおりである。

1) 山腹工

計画土石流発生抑制量(B) ※ここでは「崩壊地の計画生産土砂量」を見込む。

2) 捕捉工（えん堤）

$$\text{計画捕捉量(C)} = 0.5 \cdot i \cdot b_1 \cdot h^2$$

$$\text{計画土石流発生抑制量(B}_2\text{)} = b \cdot de \cdot 2 \cdot i \cdot h$$

3) 堆積工（えん堤）

計画堆積量(D) ※ここでは堆積工の1つ「土石流分散堆積地」を挙げ、堆積地底面と土石流堆砂勾配との間に堆積する土砂量（概略値）を見込む。

4) 床固

$$\text{計画土石流発生抑制量(B)} = b \cdot de \cdot 2 \cdot i \cdot h$$

5) 導流工（土石流を開発区域外に導流するための施設）

効果量は見込まないが、導流工の断面及び勾配が「当該施設を設置する地点において流下す

る土石流を開発区域外に安全に導流することができる」構造であることから、導流工の対象流量は計画流下許容量と概念的に類似するといえる。

ここに、

- b : 溪床不安定堆積物の侵食幅 (m)
- de : 溪床不安定堆積物の侵食深 (m)
- i : 元河床勾配 (1/i)
- h : 捕捉工、床固の有効高 (m)
- b₁ : 捕捉工堆砂域における平均堆砂幅 (m)
- L : 導流工の長さ (m)

3. 対策工事の配置計画作成

1) 対策工事施設の配置方針

地形条件、荒廃状況、社会条件等を考慮しながら、対策工事施設の配置を検討する。対策工事施設の配置方針は、

- ① 崩壊地に、崩壊地の侵食を防止する「山腹工」
- ② 溪床の侵食が著しい箇所に、溪流の土石等の移動を防止する「床固」
- ③ 谷出口に、流下する土石等を堆積する「捕捉工」
- ④ 谷出口と開発区域の間に、流下する土石等を堆積する「堆積工」
- ⑤ 堆積工から開発区域外まで、土石流を安全に導流する「導流工」

を計画する (図 2)。

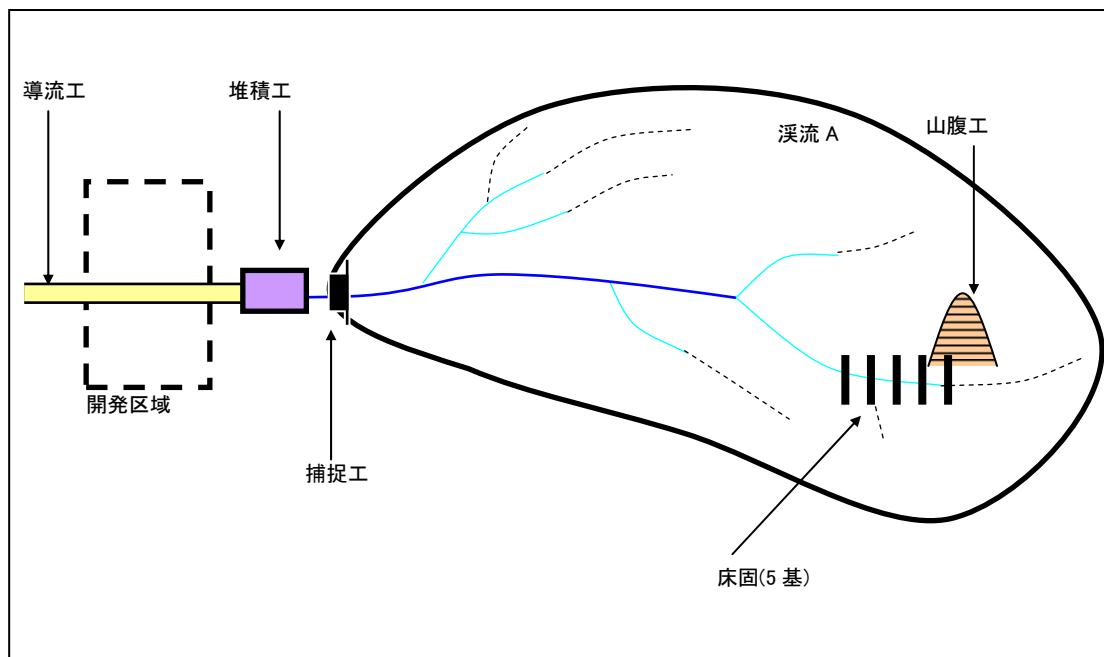


図 2

2) 対策工事施設の配置計画

式①を満たすようにこれら対策工事施設の規模を算定するが、ここでは、計画流下許容量を1,000m³として各対策工事施設の規模を決定した(表3)。この際導流工の断面及び勾配は、土石流により流下する土石等の量(Q)に対する効果量(C+D+B)の比だけ土石流ピーク流量が減少すると仮定し決定した計画流量を開発区域外に安全に導流することができる構造とする。

表3の数値を式①に当てはめると以下のようになり、式①を満たしている。

$$Q - E \leq C + D + B \rightarrow 9,100(Q) - 1,000(E) \leq 4,500(C) + 1,200(D) + 2,860(B)$$

$$\therefore 8,100 \leq 8,560$$

表3

対策工事	谷次 数	侵食 幅 b (m)	侵食 深 de (m)	有効 高 h (m)	堤長 b ₂ ' (m)	計画 堆砂幅 b ₂ (m)	平均 堆砂幅 b ₁ (m)	元河床 勾配 1/n	導流工 延長 L (m)	計画 捕捉量 C (m ³)	計画 堆積量 D (m ³)	計画土石流 発生抑制量 B (m ³)	効果量 C+D+B (m ³)	備考
山腹工	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,600	1,600	崩壊地生産土砂量
床固(5基)	1	4.0	1.5	2.0	15.0	10.0	-	3.0	-	-	-	360	360	1基の効果量は72m ³
捕捉工	2	5.0	2.0	10.0	45.0	35.0	20.0	4.5	-	4,500	-	900	5,400	
堆積工	2	幅15m×長さ40m×土石の堆積厚さ2m				-	-	-	-	-	1,200	-	1,200	施設規模は概略で算定
導流工	2	-	-	-	-	-	-	-	400	-	-	-	0	効果量は見込まない
合計										4,500	1,200	2,860	8,560	

※計画流下許容量を1,000m³とした場合で計画。

※平均堆砂幅(b₁)はb₁=(b₂+b)/2で計算。b₂は捕捉工堆砂域における計画堆砂幅。

※堤長(b₂')は計画堆砂幅算定の目安となるが効果量に直接関わる諸元ではない。ここでは参考として挙げた。

② 審査チェックリスト

チェック項目		確認	掲載箇所	判断根拠等
1 対策工事の計画				
(1) 特定予定建築物の敷地に土石等が到達しない計画となっているか				
① 対策工事の周辺への影響				
対策工事以外の特定開発行為に関する工事の計画と相まって、開発区域及びその周辺の地域において土砂災害の発生のおそれを大きくしていないか			2. 2	
② 対策工事以外の特定開発行為に関する工事の計画				
1) 対策工事の計画と相まって、開発区域およびその周辺の地域において土砂災害の発生のおそれを大きくしていないか			2. 3	
2) 対策施設の機能を妨げていないか				
③ 対策施設計画				
1) 土石流の発生のおそれのある溪流ごとに対策施設計画が立案されているか				
2) 予定建築物の敷地において、土石流により流下する土石等の量が適正に算定されているか			2. 4 2. 5	
3) 新たな対策施設の効果量が適正に評価されているかどうか				
4) 対策施設の設置位置が適正かどうか				
5) 流域の土砂処理計画は適正になされているか				
2 対策工事等の設計				
(1) 設定外力の確認				
① 土石流の力や高さの算定に用いる土質定数は適正か			3. 1. 1	
② 土砂量が適正に算定されているか			3. 1. 2	
(2) 対策工事の形状又は施設の構造				
① 山腹工				
山腹の表層の風化その他の侵食を防止すること等により、当該山腹の安定性を向上する機能を有する構造となっているか			3. 2	
② えん堤				
土石流により流下する土石等を堆積することにより渓床を安定する機能を有し、かつ、土圧、水圧、自重及び土石流により当該えん堤に作用する力によって損壊、転倒、滑動又は沈下しない構造となっているか			3. 3	
③ 床固				
溪流の土石等の移動を防止することにより渓床を安定する機能を有し、かつ、土圧、水圧、自重及び土石流により当該床固に作用する力によって損壊、転倒、滑動又は沈下をしない構造となっているか			3. 4	

チェック項目	確認	掲載箇所	判断根拠等
④ 土石流を開発区域外に導流するための施設 当該施設を設置する地点において流下する土石流を開発区域外に安全に導流することができ構造となっているか		3.5	
⑤ 高さが2mを超える擁壁			
建築基準法施行令第142条に定められた基準を満足しているか		3.6	
⑥ 管理・保安施設			
対策施設の点検、補修等維持管理のため管理保安施設が適切に計画されているか		3.7	
3 特別警戒区域の範囲を変更する対策工事等			
特定開発行為における対策工事等による特別警戒区域の範囲が消滅もしくは変更について確認したか		4.1 4.2	

【参考文献等】

- 土砂災害警戒区域等における土砂災害防止対策の推進に関する法律（平成 12 年法律第 57 号）
土砂災害警戒区域等における土砂災害防止対策の推進に関する法律施行令（平成 13 年政令第 84 号）
建築基準法施行令（昭和 25 年政令第 338 号）
平成 12 年 5 月 31 日建設省告示第 1449 号
宅地造成等規制法施行令（昭和 37 年政令第 16 号）
砂防指定地内の河川における橋梁等設置基準(案)[昭和 49 年 7 月 1 日 建河砂発第 40 号]
福岡県砂防技術指針(案)：平成 22 年 11 月改訂版
福岡県基礎調査マニュアル(土石流編)
土石流による家屋の被災範囲の設定方法に関する研究（国総研資料第 70 号）
建設省河川砂防技術基準（案）同解説・設計編[Ⅱ]：平成 9 年 10 月改訂 日本河川協会編