

第三集-3

土石流技術基準案編

## 目 次

1 特定開発行為における対策工事等に関する基本的留意事項	(三)-3- 1
(1) 対策工事全般に関して	(三)-3- 2
(2) 対策工事以外の特定開発行為に関する工事全般に関して	(三)-3- 2
(3) 山腹工に関して	(三)-3- 2
(4) えん堤及び床固に関して	(三)-3- 3
(5) 土石流を開発区域外に導流するための施設の設置に関して	(三)-3- 3
2 対策工事等の計画	(三)-3- 4
(1) 土砂災害の防止	(三)-3- 4
(2) 対策工事等の周辺への影響	(三)-3-11
(3) 土石流対策施設計画	(三)-3-12
3 えん堤等の設計外力の設定	(三)-3-18
(1) 設計諸定数	(三)-3-18
(2) 設計外力の設定	(三)-3-21
(3) 砂防えん堤等の対策施設の効果評価に関する考え方	(三)-3-23
4 えん堤の設計	(三)-3-25
(1) 土石流捕捉工	(三)-3-25
(2) 土石流堆積工	(三)-3-38
5 土石流を開発区域外に導流させるための施設の設計	(三)-3-40
(1) 土石流導流工	(三)-3-40
(2) 土石流流向制御工	(三)-3-42
6 山腹工の設計	(三)-3-43
7 床固の設計	(三)-3-44

### 【巻末参考資料】

- ① 対策工事の種類と適用について
- ② 対策工事の計画例

## 1 特定開発行為における対策工事等に関する基本的留意事項

【令第7条】

(対策工事等の計画の技術的基準)

令第7条 法第12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 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。
- 四 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。

**【解説】**

法第11条に特定開発行為が許可される基準として、開発者が以下の2つの工事を政令第7条に従って計画することが規定されている。

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

特定開発行為に対して都道府県により、これら2つの工事の計画(設計)が政令第7条の技術的基準に適合しているかどうか審査された上で特定開発行為は許可される。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、同様にその工事が政令第7条の技術的基準に適合しているかどうか検査される。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) 対策工事全般に関して**

ア 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。

イ 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に関して**

ア 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おそれを大きくさせてないか。

イ 対策工事の機能を妨げていないか。

**(3) 山腹工に関して**

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) えん堤及び床固に関して

ア 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。

イ 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。

ウ 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に関して

ア 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。

イ 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。

## 2 対策工事等の計画

### (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」、「土石流を開発区域に導流するための施設」に区別され、これらのうちどれか、又は、これらを組み合わせた対策工事によ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するものとする。

#### 【解説】

#### ア 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いいきれない。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。

#### (7) 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嵩上げを、特定予定建築物予定敷地のみに（A）として実施した場合に、隣接した（B）を行きエリアにおいて土石流による被災の恐れが増大する場合。

#### (イ) 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恐れがなくなる場合。

#### (ロ) 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

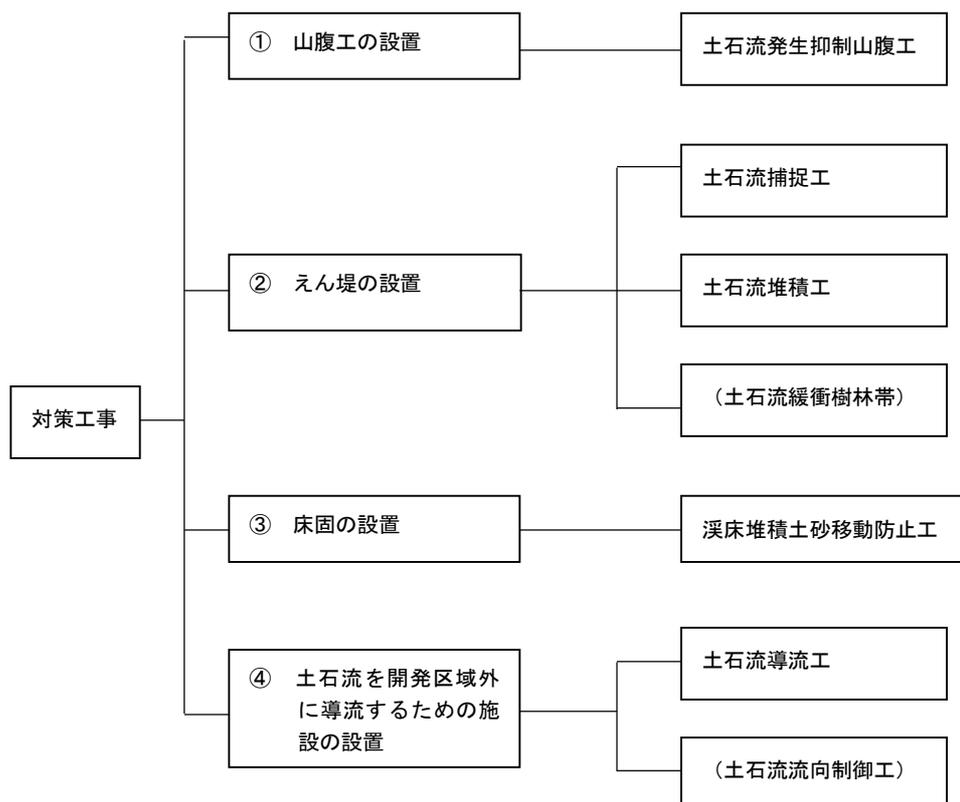
開発区域内の特定予定建築物を建設する予定地の直上流に大規模な盛土（B）が造成されることによって、土石流の流下方向が変化し、予定していた導流施設へ土石流が流下しない場合。

#### (ハ) 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

一連の開発区域全体を嵩上げ（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。

イ 対策工事の種類

対策工事は図 2-1 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、各工事の組み合わせもあり得る。

図 2-1 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恐れがある場合や、渓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。
	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場合が多い。
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場合が多い。
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、谷地形をもつ大河川がある場合で、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。

(7) 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。

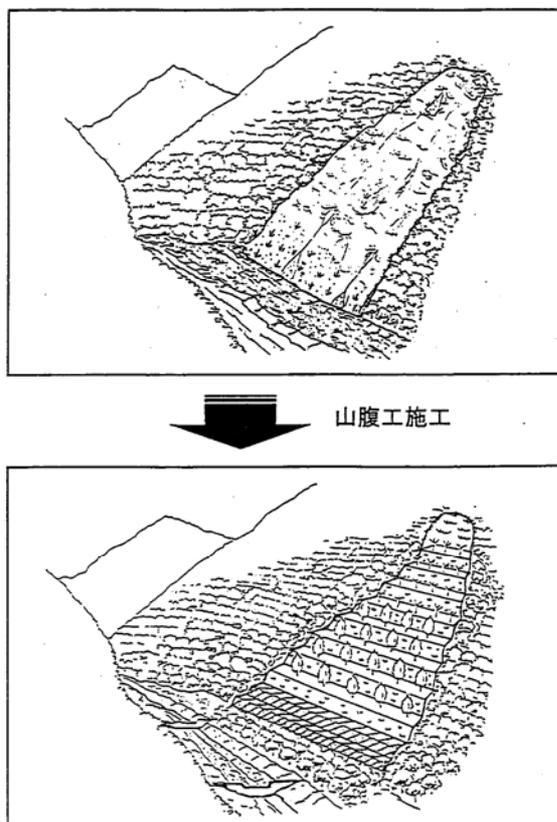


図 2- 2 山腹工のイメージ

(4) 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。

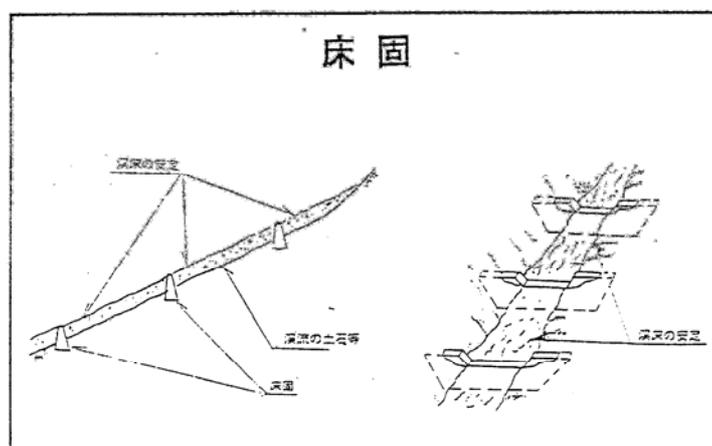


図 2- 3 床固のイメージ

(ウ) 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。

a 土石流捕捉工

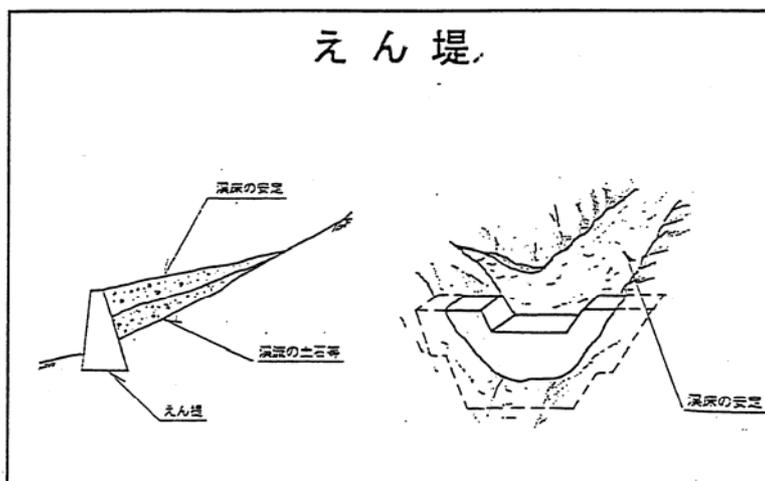


図 2- 4 土石流捕捉工のイメージ

b 土石流堆積工

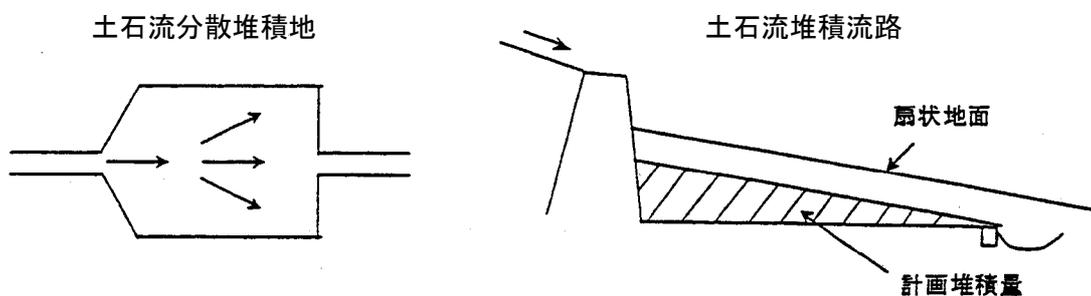


図 2- 5 土石流堆積工のイメージ

(I) 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。

a 土石流導流工

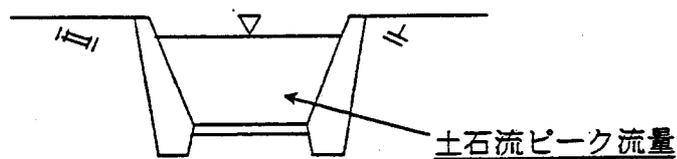


図 2- 6 土石流導流工のイメージ

b 土石流流向制御工

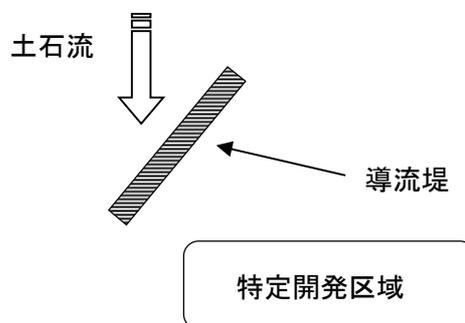


図 2- 7 土石流流向制御工のイメージ

(オ) 対策工事の組み合わせの概要

上記の(1)～(4)を組み合わせることで特定予定建築物の敷地に土石等を達しないようにする場合も考えられ、以下のような例があげられる。

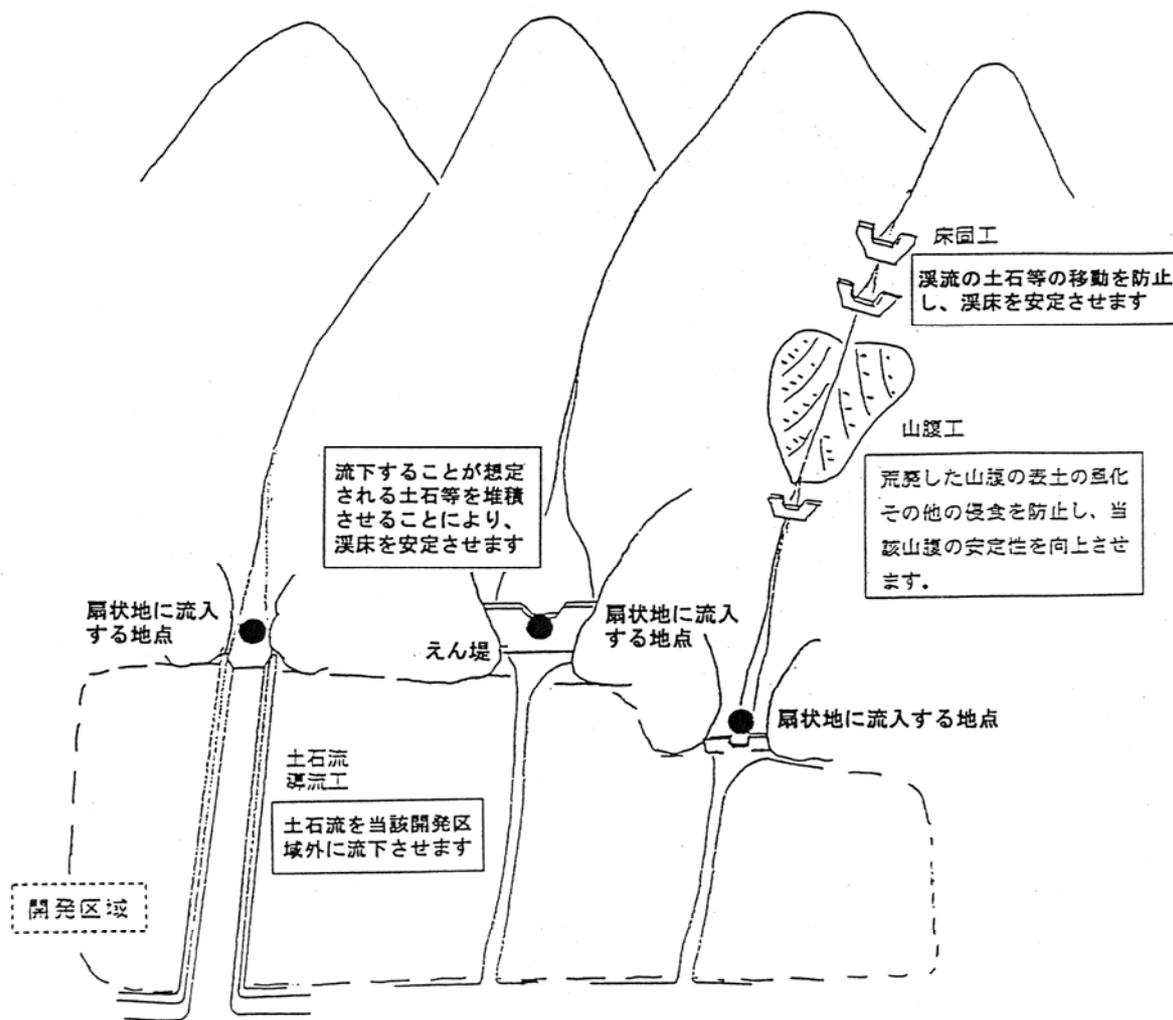


図 2- 8 対策施設の組み合わせ

(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。

■土石流の進行方向を開発区域周辺に向け、かつ向けた先の安全性を確保しない工事

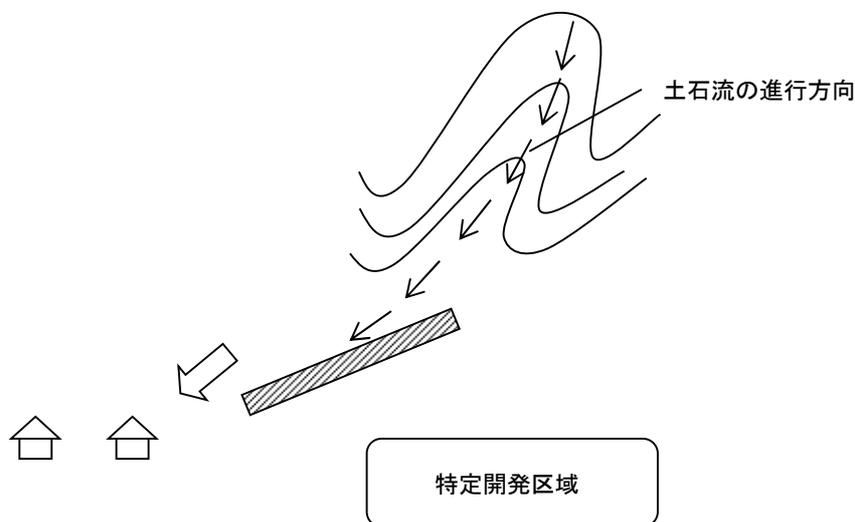


図 2-9 土砂災害のおそれを増大させる対策工事の例

(3) 土石流対策施設計画

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、土石流の発生頻度、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。

ア 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。対策施設の整備土砂量は、捕捉量、堆積量、発生抑制量を見込む。

【解説】

土石流対策施設計画は、特定開発予定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。

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

- V: 土石流により流下する土石等の量
- 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
- D: 計画捕捉量

上記の式のうち、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。対策施設の整備土砂量については 2-3-3 を参照。

表 2-2 対策施設の整備土砂量

対策施設の整備土砂量	説 明
計画捕捉量	計画土石流発生時に土石流対策施設により堆積させる土砂量である。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	計画土石流時に土石流対策施設により堆積させる土砂量であり、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砂量を減少させる量である。

なお、土石流により流下する土石等の量 (V) については、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(特別警戒区域を想定する際の土砂量)が対象となる(図 2-10)。

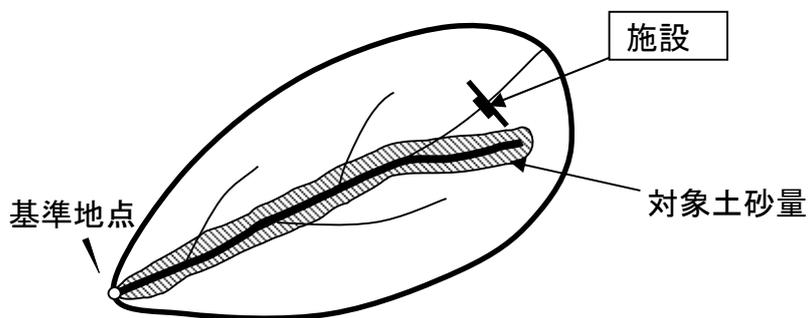


図 2-10 想定土石流流出区間の土砂量

但し、新たに対策施設が計画または設置されるごとに、想定土石流流出区間および特別警戒区域は見直されるので、注意が必要である(図 2-11)。

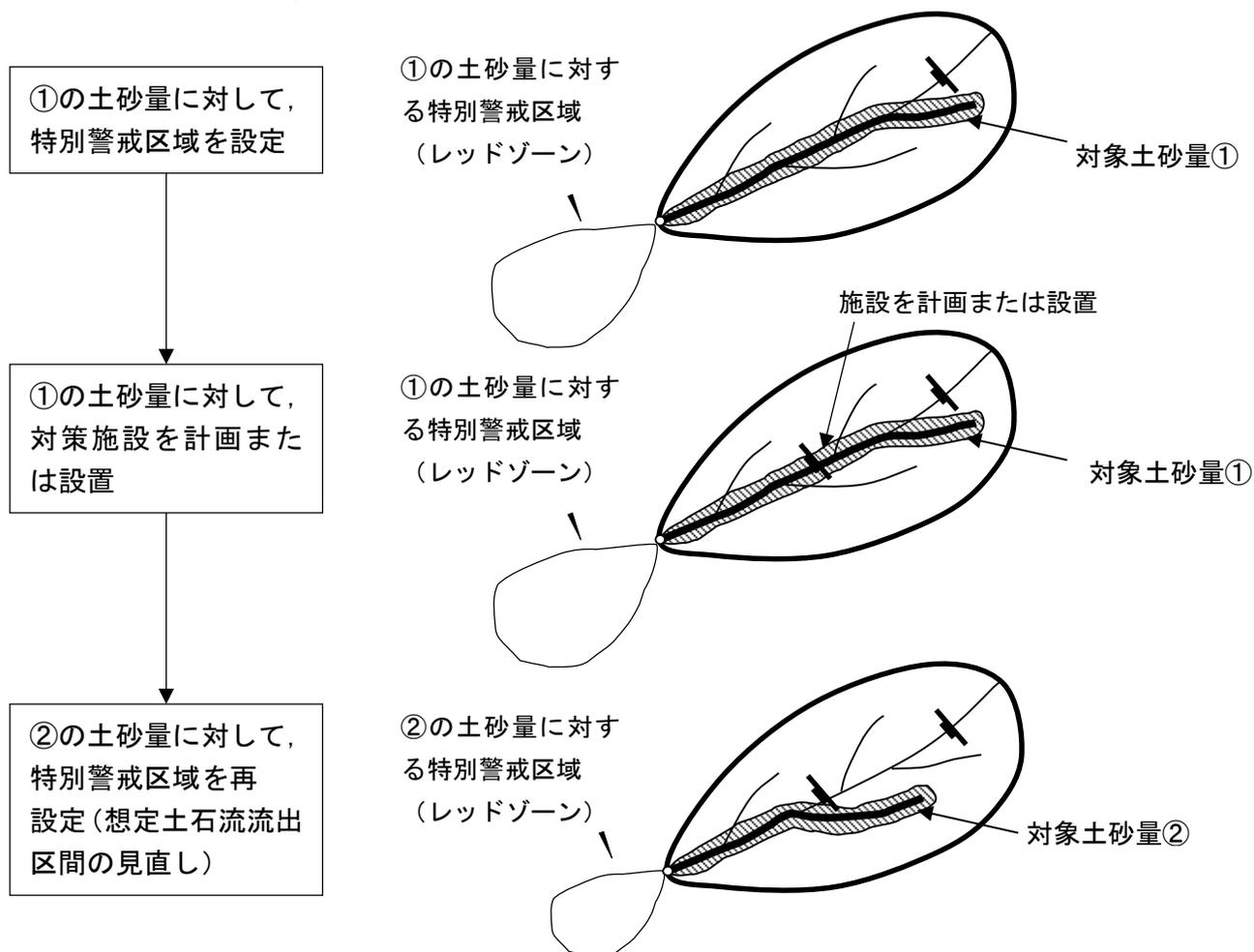


図 2-11 想定土石流流量区間および特別警戒区域の見直し

## イ 対策施設の整備土砂量

土石流対策施設の整備土砂量は、表 2-3 のとおりである。

表 2-3 対策施設の整備土砂量

対策工事	施設	整備土砂量
土石流捕捉工	不透過型砂防ダム	計画土石流発生抑制量, 計画捕捉量
	透過型砂防ダム	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
土石流発生抑制山腹工	山腹工	計画土石流発生抑制量
渓床堆積土砂移動防止工	砂防ダム	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)

## (7) 土石流捕捉工

## a 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渓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ダム地点の現渓床勾配の 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。不透過型ダムの平常時堆砂勾配は既往実績を基に現渓床勾配の 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。

透過型砂防ダムの平常時堆砂面はスリット底を基点とし、不透過型ダム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、不透過型砂防ダム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をも効果として見込むことができる。

b 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。スリット底を現溪床付近とする透過型砂防ダムの場合は、平常時は現溪床から変化しないので土石流発生抑制効果は無いものとする。スリット底が現溪床より高い場合は、スリット底を基点とする平常時堆砂面下に包含された移動可能土砂量を求め、計画土石流発生抑制量とする。

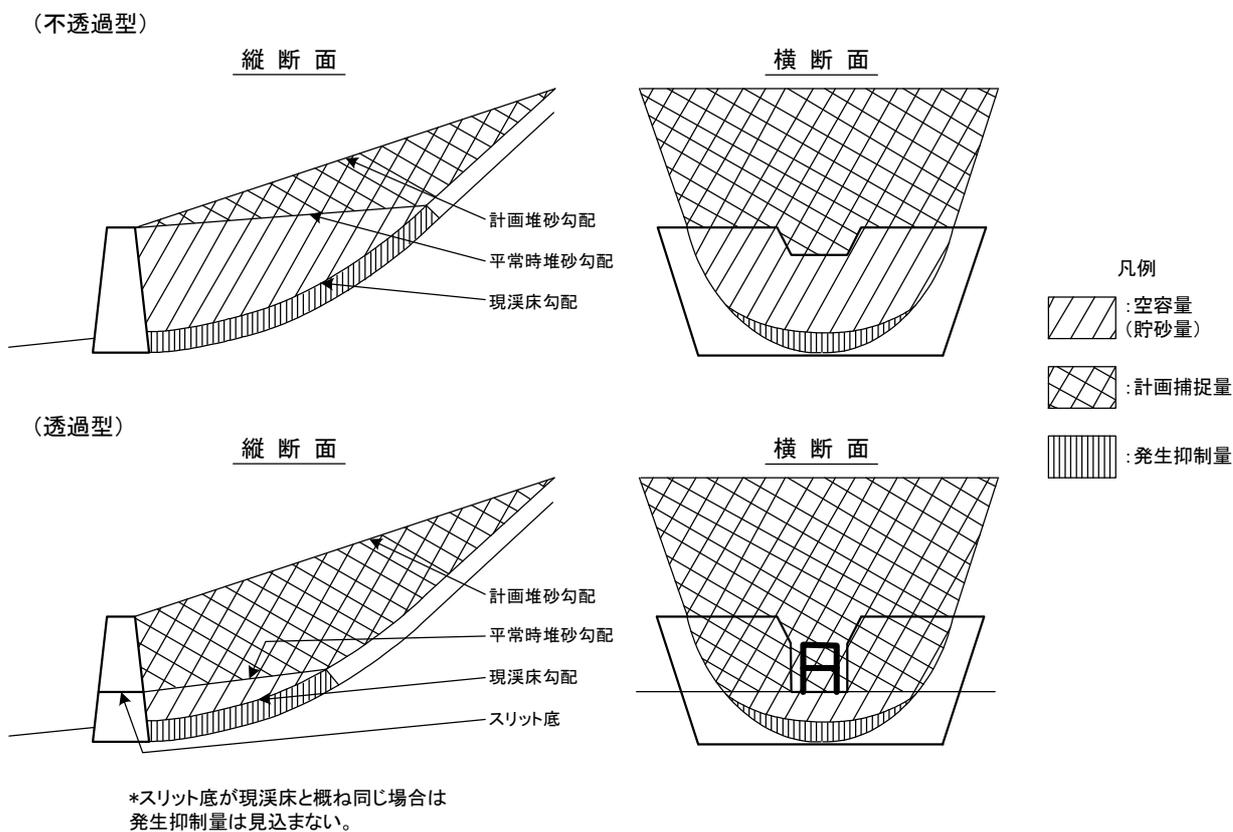


図 2- 12 土石流捕捉工の整備土砂量

(イ) 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、整備土砂量としてを見込むものとする。

a 土石流堆積流路

流路内の堆積量を整備土砂量として評価する。

堆積量は土石流ピーク時の水深  $h$  に余裕高  $\Delta h$  を加えた値を流路工の深さから差引いた標高を求め、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。

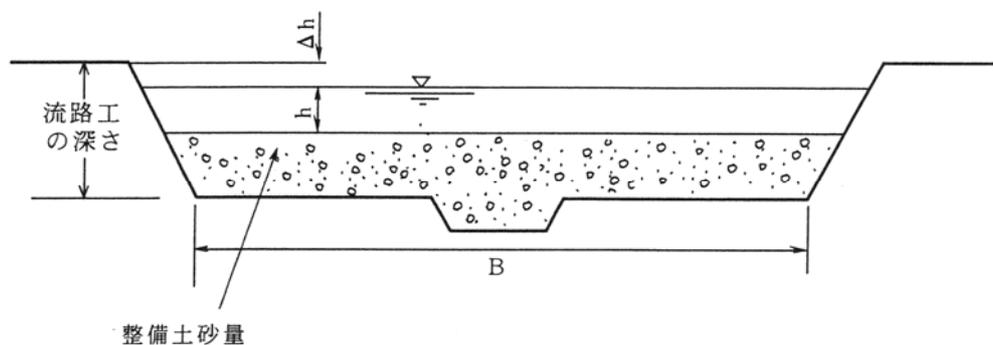


図 2- 13 土石流堆積流路の整備土砂量

b 土石流分散堆積地

土石流分散堆積地の整備土砂量は、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。

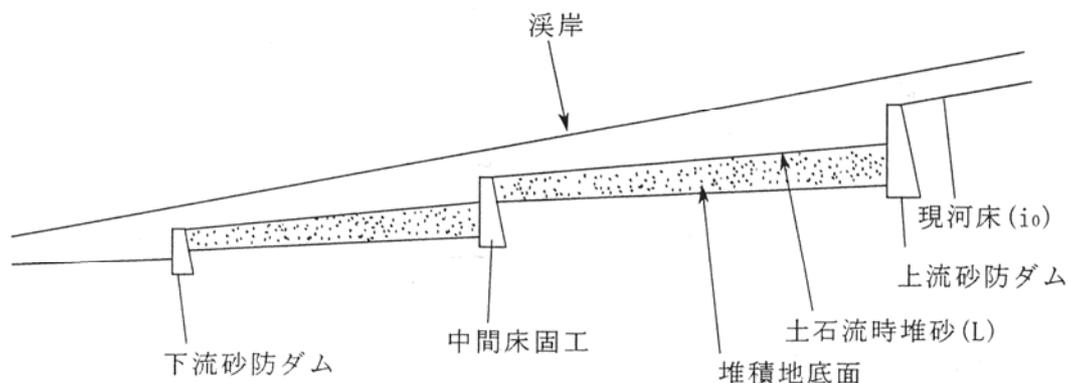


図 2- 14 土石流堆積地縦断形状

(ウ) 土石流発生抑制山腹工

基礎調査により崩壊可能土砂量として計上されている量をもとに、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。

(I) 溪床堆積土砂移動防止工

基礎調査により溪床堆積土砂量として計上されている量を土石流発生量として見込むものとする。

### 3 えん堤等の設計外力の設定

#### (1) 設計諸定数

##### ア 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、政令第4条に規定される式を用いて行う。その式中の定数について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あたって広島県はこれらの定数の値を設定しており、開発者が力の大きさを算定するにあたっては広島県が設定したもの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 土質定数など

項 目	記 号	単 位	参 考 値
土石流に含まれる礫の密度	$\sigma$	t/m <sup>3</sup>	2.6
土石流に含まれる流水の密度	$\rho$	t/m <sup>3</sup>	1.2
土石流に含まれる土石等の内部摩擦角	$\phi$	°	30~40 <sup>*1</sup>
粗度係数	n	—	0.1
堆積土石等の容積濃度	C*	—	0.6

\*1 参考値から用いる場合には、原則として35°を用いる

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 <sup>3</sup> )	水中の単位重量 (kN/m <sup>3</sup> )	内部摩擦角 (度)	水中の内部摩擦角 (度) $\phi$
砂石	—	15.7~18.6	9.8~12.7	35~45	35
砂利	—	15.7~19.6	9.8~11.8	30~40	30
炭がら	—	8.8~11.8	3.9~6.9	30~40	30
砂	しまったもの	16.7~19.6	9.8	35~40	30~35
	ややゆるいもの	15.7~18.6	8.8	30~35	25~30
	ゆるいもの	14.7~17.6	7.8	25~30	20~25
普通土	固いもの	16.7~18.6	9.8	25~35	20~30
	やや軟かいもの	15.7~17.6	7.8~9.8	20~30	15~25
	軟かいもの	14.7~16.7	5.9~8.8	15~25	10~20
粘土	固いもの	15.7~18.6	5.9~8.8	20~30	10~20
	やや軟かいもの	14.7~17.6	4.9~7.8	10~20	0~10
	軟かいもの	13.7~16.7	3.9~6.9	0~10	0
シルト	固いもの	15.7~17.6	9.8	10~20	5~15
	軟かいもの	13.7~16.7	4.9~6.9	0	0

イ 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、この地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

(7) 地盤の許容支持力

表 3- 3 地盤の許容支持力 (kN/m<sup>2</sup>)

岩 盤		砂 礫 盤	
区 分	許容支持力	区 分	許容支持力
硬 岩 ( A )	6,000	岩 魂 玉 石	600
中 硬 岩 ( B )	4,000	礫 層	400
軟 岩 ( II ) ( C <sub>H</sub> )	2,000	砂 質 層	250
軟 岩 ( I ) ( C <sub>M</sub> )	1,200	粘 土 層	100

(イ) 基礎底面と地盤との間の摩擦係数と付着力

表 3- 4 地盤のせん断強度 (N/mm)・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 )	3	1.2	岩 魂 玉 石	0.3	0.7
中 硬 岩 ( B )	2	1.0	礫 層	0.1	0.6
軟 岩 ( II ) ( C <sub>H</sub> )	1	0.8	砂 質 層	—	0.55
軟 岩 ( I ) ( C <sub>M</sub> )	0.6	0.7	粘 土 層	—	0.45

(2) 設計外力の設定

えん堤、床固の設計にあたっては、土圧、水圧、自重及び当該対策施設に作用することが想定される土石流流体力を考慮する。

【解説】

ア 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。

イ 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。

ウ 土石流の力と高さ

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土石等の流体力を考慮し、安定性の検討をしなければならない。それぞれの概要を表 3-5 に示す。

表 3-5 土石流の力と高さ

衝撃に関する事項	解説
土石流の力	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	土石流が対策施設に作用するときの高さ

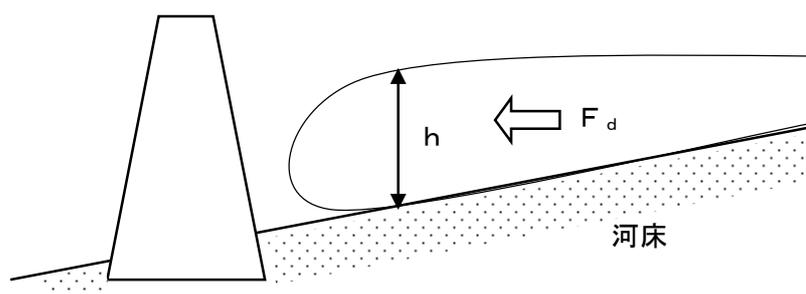


図 3-1 土石流流体力の概念図

土石流の力  $F_d$  は、次の式により与えられる。

$$F_d = P_d U^2$$

この式において、 $F_d$ 、 $P_d$ 及び $U$ は、それぞれ次の数値を表すものとする。

$F_d$  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)

$P_d$  次の式により計算した土石流の密度 (t/m<sup>3</sup>)

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

この式において、 $\rho$ 、 $\phi$ 及び $\theta$ は、それぞれ次の数値を表すものとする。

$\rho$  土石流に含まれる流水の密度 (t/m<sup>3</sup>)

$\phi$  土石流に含まれる土石等の内部摩擦角 (度)

$\theta$  土石流が流下する土地の溪床勾配 (度)

$U$  次の式により計算した土石流の流速 (m/sec)

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

$\theta$  土石流が流下する溪床勾配 (度)

$n$  粗度係数

対策施設の位置における土石流の高さ $h$  (m) は、次の式により与えられる。

$$h = \left\{ \frac{0.01 \ln C_* V (\sigma - \rho) (\tan \phi - \tan \theta)}{\rho B (\sin \theta)^{1/2} \tan \theta} \right\}^{3/5}$$

この式において、 $n$ 、 $C_*$ 、 $V$ 、 $\sigma$ 、 $\rho$ 、 $\phi$ 、 $\theta$ 及び $B$ は、それぞれ次の数値を表すものとする。

$n$  粗度係数

$C_*$  堆積土石等の容積濃度

$V$  土石流により流下する土石等の量 (m<sup>3</sup>)

$\sigma$  土石流に含まれる礫の密度 (t/m<sup>3</sup>)

$\rho$  土石流に含まれる流水の密度 (t/m<sup>3</sup>)

$\phi$  土石流に含まれる土石等の内部摩擦角 (度)

$\theta$  土石流が流下する溪床勾配 (度)

$B$  土石流が流下する幅 (m)

なお、計画施設の位置における $V$ と $B$ については、基礎調査結果を参考に県と協議して決める必要がある。

(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 3-2 の流れに沿って行い、表 4-1 の項目について効果量を評価する。図 3-2 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。

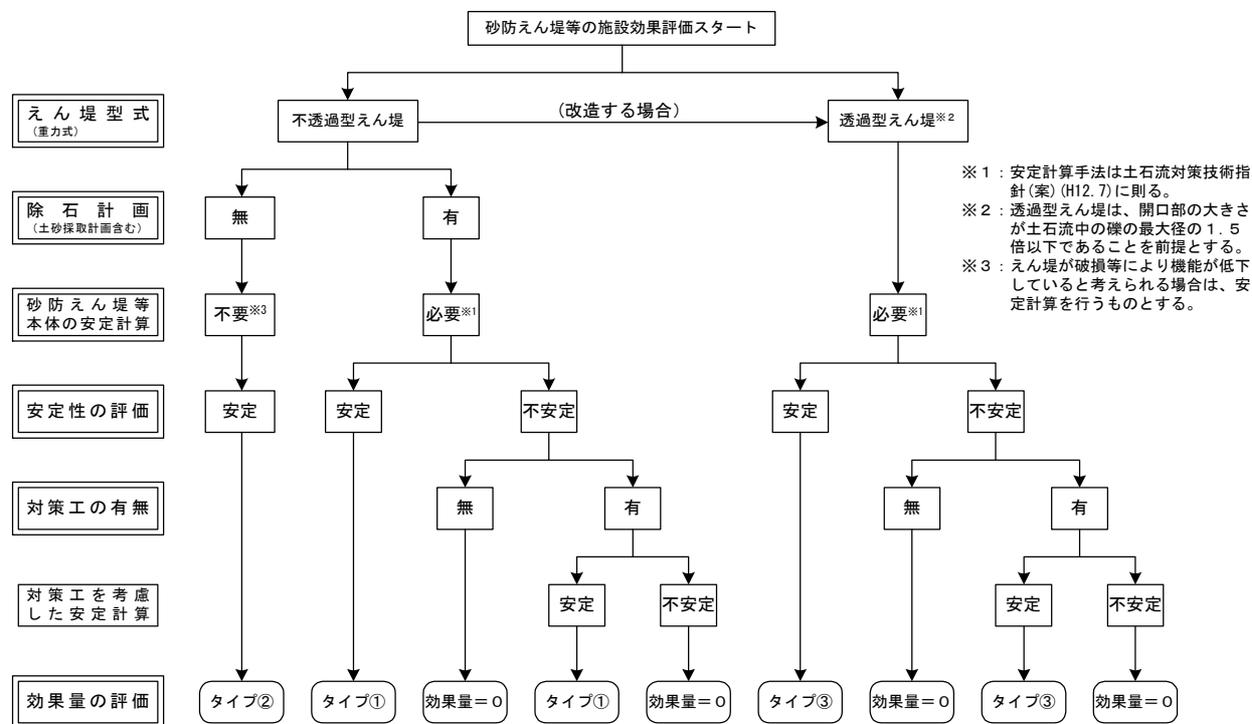


図 3-2 砂防えん堤等の対策施設効果評価フロー

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 4-2 参照

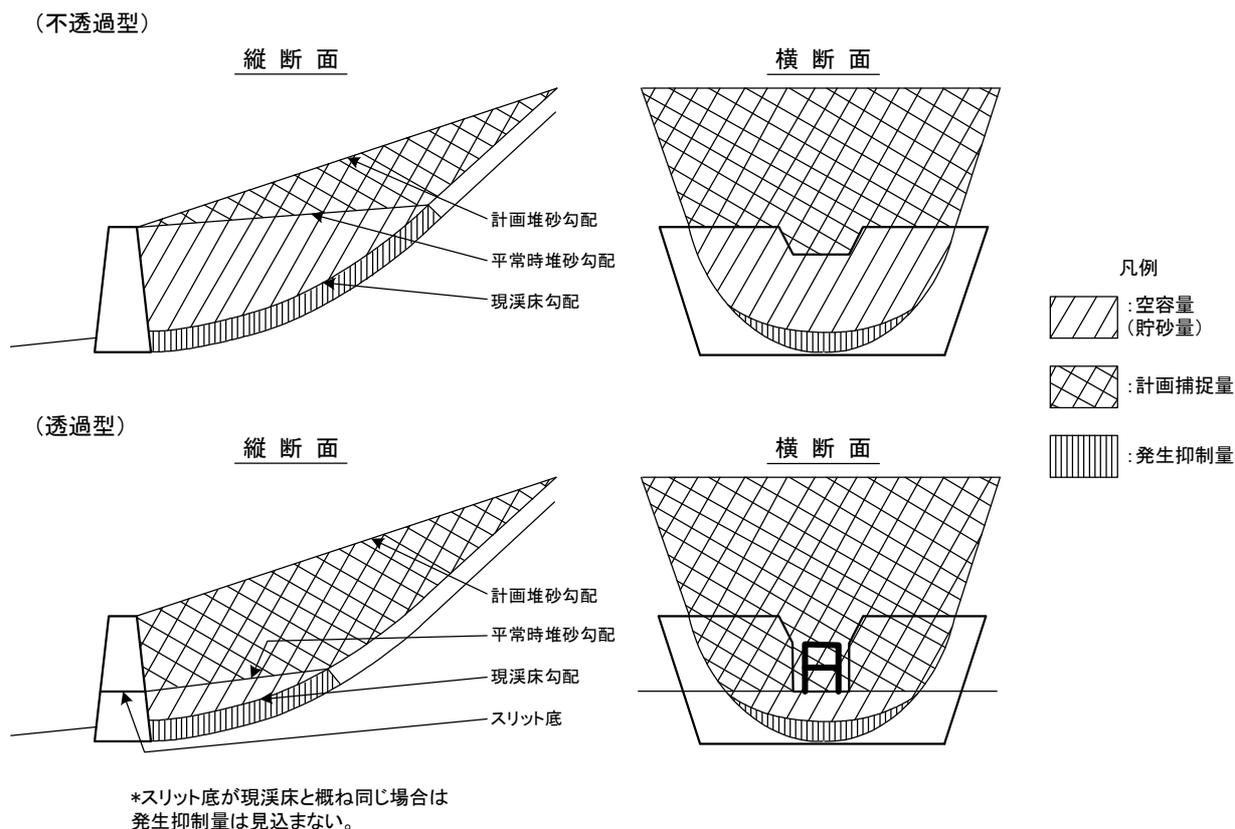


図 3-3 堆砂勾配及び計画捕捉量, 発生抑制量

#### 4 えん堤の設計

えん堤を設計する場合は、土圧、水圧、自重及びのほか、土石流が当該えん堤に作用すると想定される力を考慮して、損壊、転倒、滑動又は沈下しない構造とすること。

##### (1) 土石流捕捉工

##### ア 不透過型砂防ダム設計

##### (7) 設計の手順

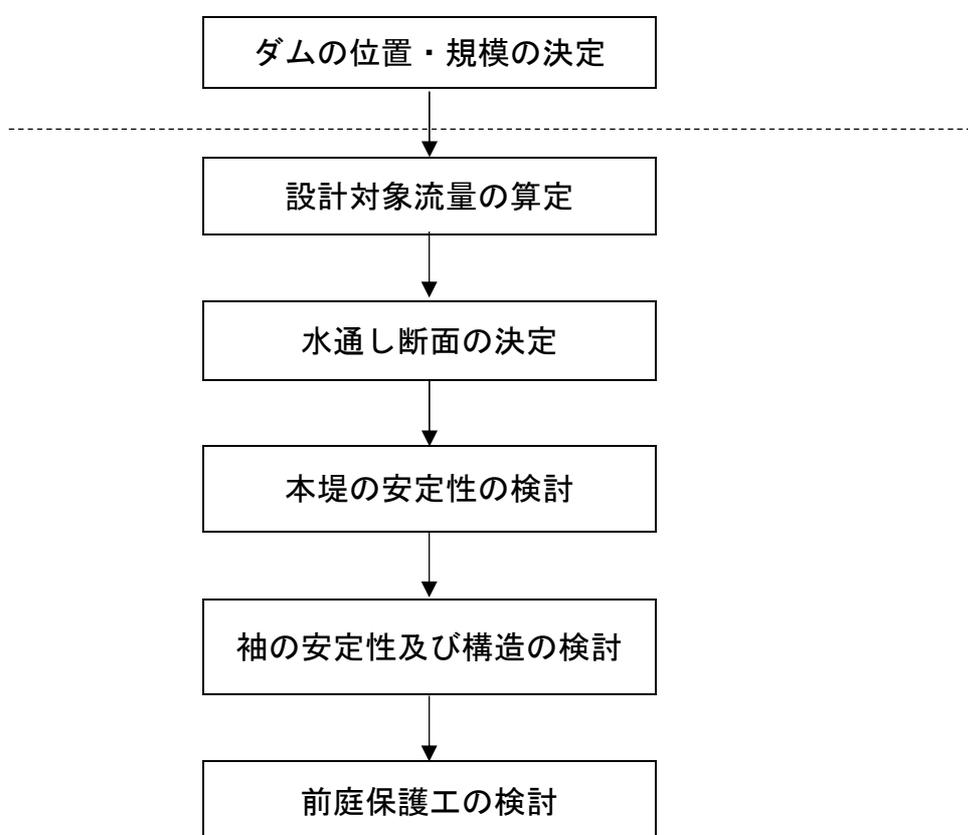


図 4- 1 設計の手順

## (1) 設計対象流量の算定

設計流量は、当該設計対象施設の位置における流出土砂量に基づいて、土石流ピーク流量を算出するものとする。

## 【解 説】

原則として、設計流量は「土石流対策技術指針（案）」の流出土砂量に基づく土石流ピーク流量の算出方法によって求める。

$$Q_{sp}=0.01 \cdot \Sigma Q$$

$$\Sigma Q = \frac{V \cdot C_*}{Cd}$$

ここで、 $Q_{sp}$ ：土石流ピーク流量、 $\Sigma Q$ ：対象施設における土石流総流量、 $V$ ：対象施設における最長渓流の流出土砂量、 $Cd$ ：対象施設における土石流濃度、 $C_*$ ：堆積物の容積濃度を示す。

(ウ) 水通し断面の決定

水通し断面は計画地点の設計流量に対して、せきの公式又は Manning 型の式により越流水深を求め、両者の大きい方の水深に余裕高を加えて決定することを原則とする。なお、水通し幅は 3 m 以上を原則とする。

【解説】

土石流ピーク流量に対して水通し断面を決定する場合、越流水深は Manning 型の式により求めるものとする。

余裕高は、河川砂防技術基準（案）計画編による。

袖の高さ(越流水深+余裕高)が、最大礫径よりも小さい場合は最大礫径以上とする。

土石流ピーク流量に対し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処することができる。

上記の場合、又はせきの公式で水通し断面を決定した場合において、土石流がダムを越流することが想定される時には、土石流ピーク流量は図 4-2 のように袖天端勾配を有する袖部を含めた断面によって対処することができる。この場合、袖部の安定性、下流部の前庭保護工への影響、下流への洗掘防止に十分配慮して、水叩きを拡幅したり、コンクリート張護岸工の施工等の適切な処置を講じなければならない。

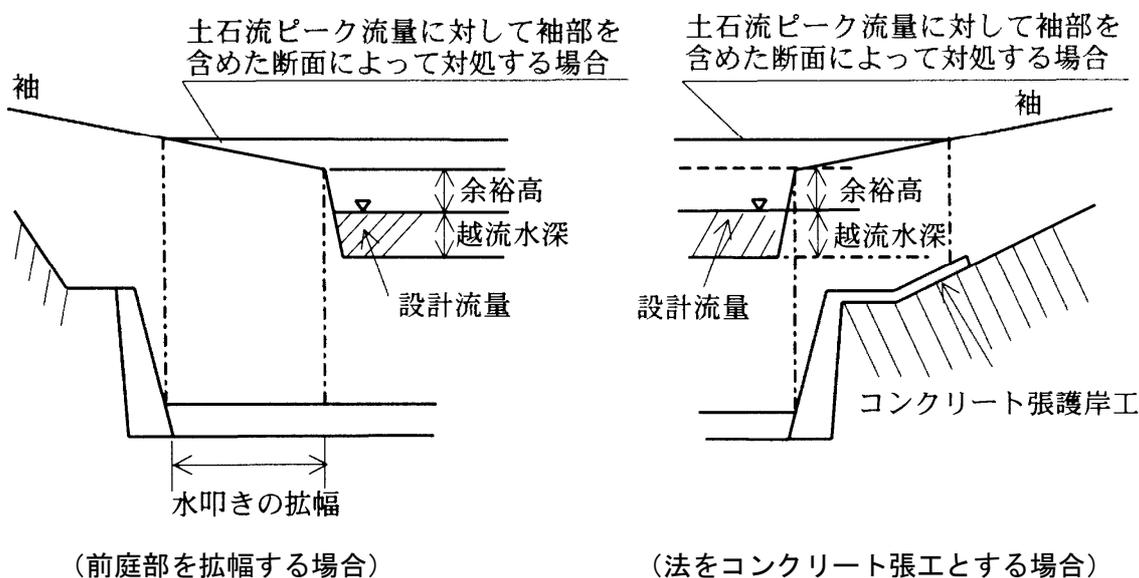


図 4-2 水通し断面

## (I) 本堤の安定性の検討

不透過型砂防ダムは、外力について、その安定を保つため次の三つの条件を満たさなければならない。

- a. ダムの上流端に引張応力が生じないようダムの自重及び外力の合力の作用線が原則として底部の中央 1/3 以内に入ること。
- b. ダム底と基礎地盤との間で滑動を起こさぬこと。
- c. ダム内に生ずる最大応力が材料の許容応力を超えないこと。地盤の受ける最大圧が地盤の許容支持力以内であること。

## 【解 説】

滑動に対する安全率 $N$ は、岩盤基礎の場合にはせん断強度（堤体又は基礎地盤のうち小さい方のせん断強度）を考慮し $N=4.0$ とする。砂礫基礎ではせん断強度を無視し、堤高が 15 m未満の場合を原則として $N=1.2$ とする。

なお、鋼製不透過型砂防ダムの場合は、安定計算に用いる荷重に対しては、構造計算によって砂防ダムが一体となって荷重に抵抗するよう設計しなければならない。

## a 設計外力の組み合わせ

設計による外力の組み合わせによる検討と、以下に述べる土石流流体力を考慮する場合についての両方を検討し、両方に対して安全でなければならない。

土石流荷重は、礫の衝突による力と流体力がある。前者は局部的に、後者は構造物全体に影響すると考えられるのでえん堤の安定計算に対しては流体力のみをとりあげ、礫の衝突による力は必要に応じて、部材の設計等で考慮する。

## 【解 説】

土石流流体力を考慮したえん堤断面の安定計算に用いる荷重の組み合わせは、重力式コンクリートえん堤では自重の外は次表のとおりとする。ただし、堤高 15m未満のえん堤における静水圧を計算する場合の水の単位体積重量は、揚圧力を考慮していないことから  $1.2 \times 9.8 \text{ kN/m}^3$  とする。

表 4-1 不透過型ダム設計外力の組み合わせ

	平 常 時	土 石 流 時	洪 水 時
ダム高 15m 未満	/	静水圧, 堆砂圧, 土石流流体力	静水圧
ダム高 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

土石流荷重は堤体に最も危険な状態を想定するものとし、堆砂地が土石流の水深分だけ残して堆砂した状態で土石流が本堤を直撃したケースを想定する。(図 4-3 参照)

表 4-2 設計外力の作用

設計外力	説 明
土石流流体力	$h/2$ の位置に、水平に作用させる。
堆砂圧	堆砂面上に土石流重量が上載荷重となるので、堆砂圧はこの上載荷重による土圧 $C_e \cdot \rho d \cdot h$ を加えた大きさとする。
静水圧	堆砂面上は土石流流体力が作用しているので、堆砂面下の部分だけ作用することとする。
地震時慣性力, 地震時動水圧, 揚圧力	河川砂防技術基準(案)設計編第3章砂防施設の設計による。

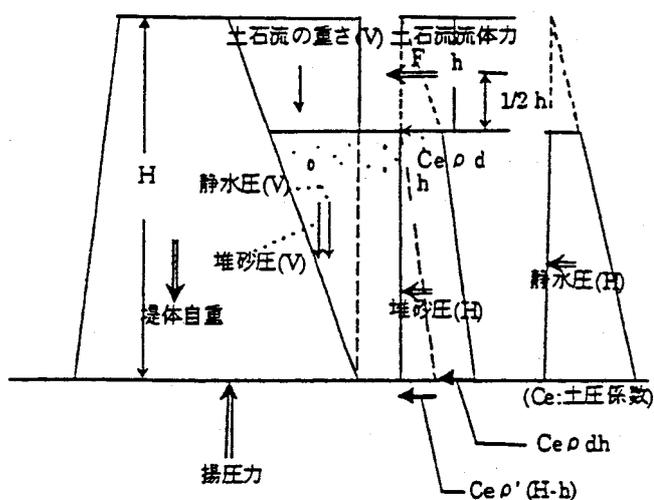


図 4-3 土石流時の設計荷重

## b 下流のり

えん堤の下流のり面は、越流土砂による損傷を極力受けないようにする。

## 【解 説】

えん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の流出が少ない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。

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  $U$  (m/S) と、えん堤の高さ  $H$  (m) より次式

$$\frac{L}{H} = \sqrt{\frac{2}{gH}} U$$

で求められる勾配よりも急にする。ただし、 $0.2 \leq L/H \leq 1.0$  とする。

土砂が活発に流送され始める流速  $U$  (m/S) は設計外力で用いた流速の 50%程度とする。

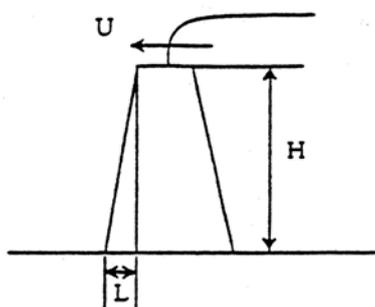


図 4-4 下流法勾配

## c 基礎

ダム基礎は岩着することが望ましい。フローティングダムは高さ 15m未満であることを原則とする。

(オ) 袖の安定性及び構造

a 袖天端幅

えん堤の袖天端幅は、礫の衝突によって破壊されないよう決定する。  
無筋コンクリート製袖部の場合の袖天端幅は、衝突する最大礫径の2倍を原則とする。但し、必要とされる袖天端幅は4 m以内とする。

b 袖の安定計算

水通し天端まで計画堆砂勾配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。

c 袖部の内部破壊に対する構造計算

ダムの袖部は礫の衝撃に対して安全な構造とする。  
下流のり勾配を本体下流のり勾配に一致させ、上流のり勾配は直を原則とする。ただし、下流のり勾配を寝かせた逆断面の場合、上下流とも直としてもよい。  
袖部天端幅は本堤の天端幅と同一とする。

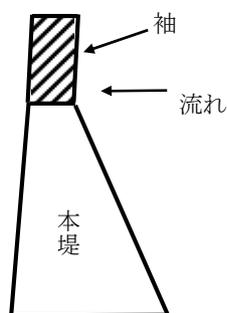


図 4-5 袖部の断面

天端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。

礫の衝撃により堤体の受ける衝撃力は、堤体材料の種類とその特性によって変化する。マスコンクリートでは、次式で衝撃力 (P) が推定できる。

$$P = \beta \cdot n a^{3/2}, n = \sqrt{\frac{16R}{9\pi^2(K_1 + K_2)^2}} \quad K_1 = \frac{1-v_1^2}{\pi E_1}, K_2 = \frac{1-v_2^2}{\pi E_2}$$

$$\alpha = \left(\frac{5v^2}{4n_1 n}\right)^{2/5}, n_1 = \frac{1}{m_2} \quad \beta = (E+1)^{0.8}, E = \frac{m_2}{m_1} v^2$$

ここで、 $E_1$ 、 $E_2$ ：コンクリート及び、礫の弾性係数 ( $N/m^2$ )、 $\nu_1$ 、 $\nu_2$ ：コンクリート及び礫のポアソン比、 $m_2$ ：礫の質量、 $R$ ：礫の半径 ( $m$ )、 $\pi$ ：円周率 ( $=3.14$ )、 $v$ ：礫の速度 ( $m/sec$ )、 $\alpha$ ：へこみ量 ( $m$ )、 $K_1$ 、 $K_2$ ：定数、 $\beta$ ：実験定数、 $m_1$ ：袖部ブロックの質量である。

礫の速度は土石流の流速と等しいとし、礫径は最大礫径を与える。また、礫は図 4-6 に示すように水通し天端まで堆積した状態（計画堆砂勾配）で、土石流水面に浮いて衝突するものとする。土石流水深が礫径より小さい場合は、礫は堆砂面上を流下して衝突するものとする。

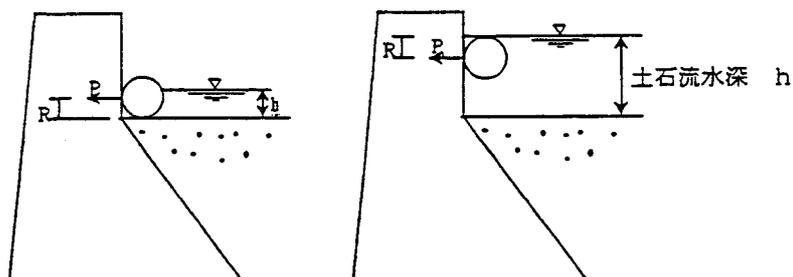


図 4-6 袖に対する礫の衝突荷重

【参 考】 礫及びコンクリートの物理定数の例

礫の弾性係数	$E_2 = 5.0 \times 10^3 \times 9.8 N/m^2$
礫のポアソン比	$\nu_2 = 0.23$
コンクリートの終局強度割線弾性係数	$E_1 = 0.1 \times 2.5 \times 10^4 N/mm^2$
コンクリートのポアソン比	$\nu_1 = 0.194$

礫の衝突によりコンクリート表面にへこみが発生するので、コンクリートは破壊に至る平均的な変形係数（終局強度変形係数）を用いる。この係数値はコンクリート弾性係数の約 1/10 である。

d 袖小口

えん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。

e 袖勾配

現溪床勾配程度の勾配をつけることを原則とする。

## (カ) 前庭保護工

えん堤の前庭部には必要に応じて前庭保護工を設け、洗掘による堤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）に対して設計する。土石流が袖部を越流すると予想される場合は、図 4-2 に示すように土石流の越流を考慮した構造とする。副ダムの下流のり勾配は、本堤の下流のりの考え方に従う。副ダムの水通し断面は設計流量に対して余裕高を考慮して決定し、構造は設計流量に対して河川砂防技術基準（案）設計編、砂防施設の設計に従い決定する。但し、土石流が頻発するような流域においては、副ダム構造は本体構造と同じとする。

## イ 透過型砂防ダムの設計

## (7) 安定性の検討

透過型えん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、透過部を構成する部材が材料の強度に対して安全でなければならない。

## 【解 説】

## a 全体の安全性

透過型砂防ダム全体の安定条件は不透過型砂防ダムに準ずる。なお、透過型砂防ダムの場合は、堤高は原則として15m未満とし、表 4-3により所定の安全率1.2を満足させるものとする。

表 4-3 透過型砂防ダムの設計外力

ダム高さ	設計荷重 I
15m未 満	土石流の流体力、 堆砂圧及び自重

## b 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。

透過型鋼製砂防ダム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到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。

15m以上の透過型えん堤の設計外力は原則として河川砂防技術基準（案）に基づくが、採用にあたっては実験等により十分検討を行うこととする。

(1) 設計外力

基本的には、不透過型と同様とするが、透過構造に応じた設計外力が作用するものとする。

【解説】

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。

透過部分（スリット部分）には砂礫及び水は詰まっていない状態で自重を算定する。

透過型鋼製スリットえん堤のように透過率の高い場合においても、図 4-7 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。

部分透過型えん堤において基礎コンクリートが厚い場合、基礎天端まで水位があるものとして静水圧を作用させる。

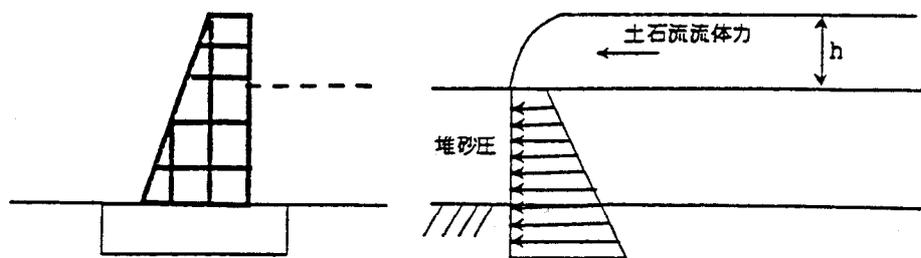


図 4-7 透過型鋼製スリットダム設計外力

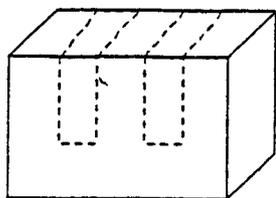
コンクリート・スリットえん堤の場合、設計外力、安定条件等は、不透過型えん堤に準じて行うものとする。但し、堤体自重は水通し部の堤体ブロック全体の重量と、スリット部を含んだ水通し部のブロックの体積より算出した容積の単位体積重量を用いて計算する。

$$r_c = W / V$$

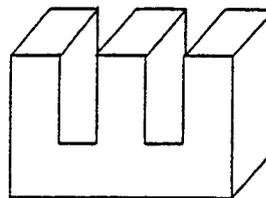
$r_c$  : 見かけのコンクリート単位体積重量

$W$  : スリット部を除いた堤体重量

$V$  : スリット部を含む堤体積



スリット部を含む水通しの堤体積 (V)



スリット部を除いた水通しの堤体積 (W/rc)

図 4-8 スリット部における水通しの堤体積

(ウ) 水通し断面

水通し断面の決定は原則として不透過型砂防ダムによるが、透過部閉塞後も安全に土石流を流せる断面とする。

【解 説】

透過型砂防ダムの透過部が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。余裕高は不透過型ダムと同様に決定する。

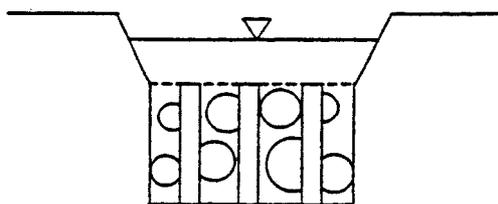


図 4-9 透過型ダムの水通し

(I) 開口部の大きさ

透過型えん堤の開口部の大きさは、土石流の最大礫径及び施設の目的により決定する。

【解 説】

土石流の最大礫径は、土石流として流出すると予想される土砂の粒径をダム計画地点より上流の溪床及びダムサイト下流各々200m間の溪床堆積物を踏査し、100個以上の巨礫の頻度分布を調べ、累加曲線の95%程度をもって最大礫径とする。

実験によると、開口部の大きさが最大礫径の1.5倍より小さければ、土石流発生時に確実に閉塞し、2.0倍以上では、ピーク土石流量は減少するが完全には閉塞しない。したがって、土石流を確実に捕捉しようとする場合は、開口部の大きさは土石流の最大礫径の1.5倍以下とする。

透過部を閉塞させて土石流を捕捉するための開口部の大きさ

$$b \leq 1.5 d_{max}$$

b : 開口部の大きさ

d<sub>max</sub> : 土石流中の礫の最大径

(オ) 部材及び構造

透過型砂防ダムは土石流発生時に長時間砂礫の衝突をくり返し受ける可能性があるため、磨耗や一部の破損が構造物全体に致命的な影響を及ぼさないよう部材、構造を選択する。

【解 説】

礫が連続的に衝突する部材については必要に応じて緩衝などの処置をとることとする。

(カ) 前庭保護工

透過型砂防ダムの前庭保護工は、透過部が閉塞した状態について設計流量に対して堤体の安定性が維持できるよう必要に応じて計画する。

【解 説】

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及び、透過部下端と溪床面との間に落差を生じる構造や透過部面積率が小さい場合などには、不透過型砂防ダムに準じた前庭保護工を必要とする。減勢工や副堤については、その必要性を十分吟味して計画する。

## (2) 土石流堆積工

### ア 種類

土石流を積極的に堆積させる土石流堆積工には、下記の2種類がある。これらは、土砂堆積後における除石の実施を前提としている。

### (7) 土石流堆積流路

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。

### (4) 土石流分散堆積地

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。

### イ 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。

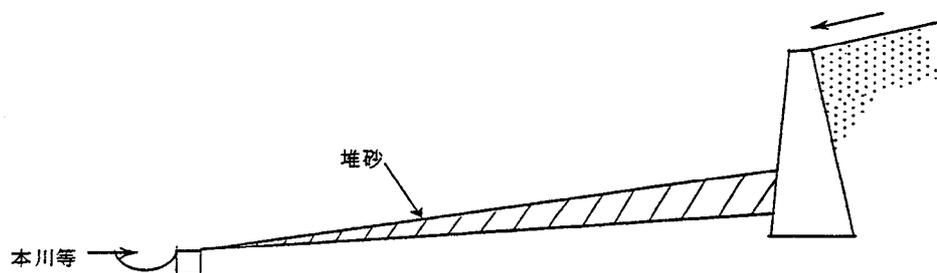


図 4-10 土石流堆積流路

## ウ 土石流分散堆積地

### (7) 形状

土石流分散堆積地の形状は土石流の流動性および地形の特性を把握し適切な形状とする。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、巾広の形状とする。

### (4) 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。

### (7) 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。

### (1) 構造

土石流分散堆積地の上、下流端にはえん堤または床固を設け、堆砂地内には必要に応じて護岸、床固を設ける。上流端砂防ダム(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。下流端ダム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。

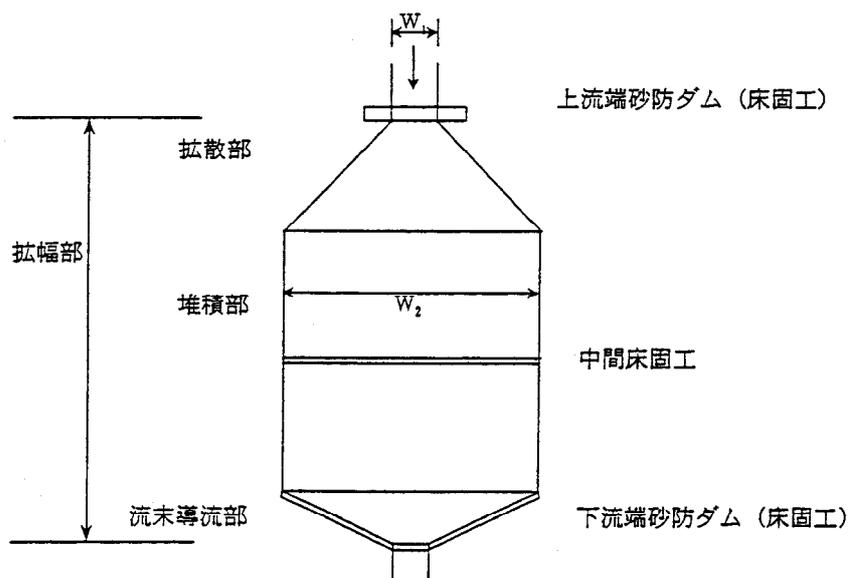


図 4-11 土石流分散堆積地

## 5 土石流を開発区域外に導流させるための施設の設計

土石等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ものとする  
こと。

### (1) 土石流導流工

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】

#### ア 流下断面

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一基以上設けた後、また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のみ計画流量に10%の土砂含有を加えた流量を下まわらないものとする。

土石流導流工の幅は、土石流の最大礫径の2倍以上、または原則として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を計画するものとする。

余裕高は次の通りとする。

流 量	余裕高 ( $\Delta H$ )
200m <sup>3</sup> /s 以下	0.6m
200~500m <sup>3</sup> /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。

### イ 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。

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  $30^\circ$  以下とする。

$$b / r \text{ (in)} \leq 0.1$$

ここで、 $b$  : 流路幅,  $r$  (in) : 湾曲部曲率半径を示す。

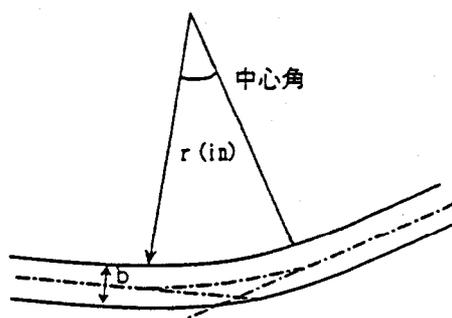


図 5- 1 土石流導流工屈曲部の法線形

### ウ 縦断形

土石流導流工の縦断形は、急な勾配変化をさける。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。

### エ 構造

溪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。

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、土石流および清流でそれぞれ下記の式で求める。

$$\text{土石流} : h(out)_{max} = h_0 + 2 \frac{bu^2}{rg}$$

$$\text{清流 (射流)} : h(out)_{max} = h_0 + \frac{bu^2}{rg}$$

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 (9.8 m / s<sup>2</sup>)

## (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するとともに、表のり先の洗掘に注意する。

### 【解 説】

#### ア 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（ $\theta$ ）は  $\theta < 45^\circ$  とする。土石流の流向を  $45^\circ$  以上変更する場合、およ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。

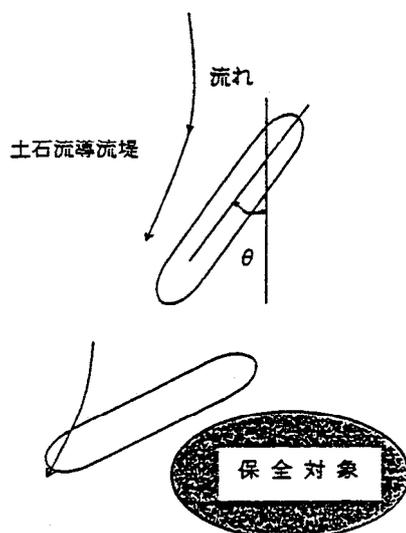


図 5- 2 土石流導流堤の法線と高さ

#### イ 導流堤の高さ

流向制御工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 3-2 に従い求める。

#### ウ 導流堤の法面保護および法先の洗掘対策

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。

## 6 山腹工の設計

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保全工を施工するものとする。以下に、総論を示す。

山腹保全工は、崩壊地又はとくしゃ地などにおいて切土・盛土や土木構造物により斜面の安定化を図り、また、植生を導入することにより、表面侵食や表層崩壊の発生又は拡大の防止又は軽減を図る山腹工、導入した植生の保育によりそれらの機能の維持・増進を図る山腹保育工からなる。

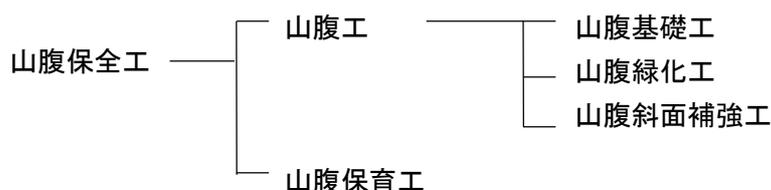


図 6-1 山腹保全工の体系図

山腹工は、1)「山腹の斜面の安定化や斜面の侵食の防止を図る山腹基礎工」、2)「崩壊地又はとくしゃ地において表面侵食や表層崩壊の発生又は拡大を防止又は軽減するため植生を導入して緑化を図る山腹緑化工」、3)「崩壊地や崩壊のおそれのある山腹の斜面においてコンクリートのり枠工や鉄筋挿入工を施工することなどにより、斜面そのものの崩壊抵抗力を高める山腹斜面補強工」に分けられ、これらを単独若しくは適切に組み合わせて施工することによって、土砂生産を抑制する。

山腹保育工は、表面侵食や表層崩壊の発生又は拡大の防止又は軽減機能の維持・増進を図るために、植生の適正な生育を促す保育を行うものである。

## 7 床固の設計

渓床堆積土砂移動防止工として床固を設計する場合は、土圧、水圧、自重、及び当該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、滑動又は沈下しない構造のものであること。

### 【解説】

原則として床固の上流側を天端まで埋戻し土石流衝撃力を直接受けない構造とする。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できるだけ避けるものとする。設計外力については土石流衝撃力を考慮せず、静水圧のみを対象とする。渓床堆積土砂移動防止工にはコンクリート製、鋼製枠等がある。

土石流ピーク流量に対しては余裕高は原則として考慮しなくてよい。その他の設計は、コンクリート製では、不透過型砂防ダムに準ずる。

## 【巻末参考資料】

- ① 対策工事の種類と適用について
- ② 対策工事の計画例

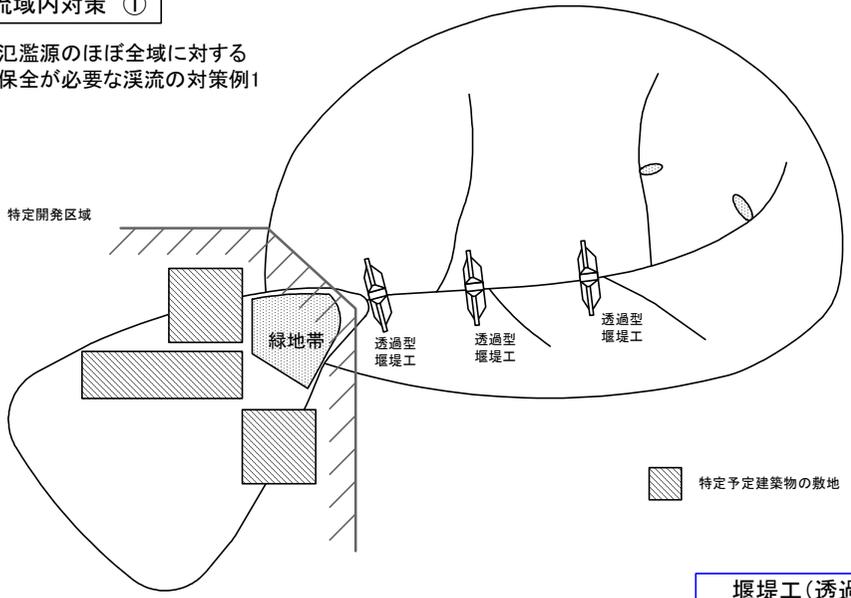
① 対策工事の種類と適用について

開発敷地の位置と流域や氾濫源との関係による対策工事のパターン

施設区分		工種	説明 図面	適応するケース	備考
流域内対策	堰堤工	土石流捕捉工（透過型）	①	<ul style="list-style-type: none"> <li>計画流出土砂量が多い。</li> <li>土石流流出時には巨礫の流下が予測される。</li> <li>人工林が多い流域で流木対策が予測される。</li> </ul>	中小出水時の土砂流出は許容し土石流のみ捕捉するため、流域内対策としてもっとも効率がよい。
		土石流捕捉工（不透過型）	②	<ul style="list-style-type: none"> <li>扇頂部まで開発が及ぶ可能性が高い流域で、扇状地部の対策が困難。</li> <li>マサ土等、細粒物質の流出でも被害が出るおそれがある。</li> </ul>	保全対象直上の施設で空容量が確保されている場合は確実に土石流を捕捉することができるため、安全性が高い。
	床山固腹工	土石流発生抑制山腹工	③	<ul style="list-style-type: none"> <li>流域内の特定箇所からのみ土砂生産が顕著。</li> </ul>	発生源を直接、抑えられるため、土石流の発生抑止効果が大きい。
		溪床堆積土砂移動防止工	④	<ul style="list-style-type: none"> <li>支溪が少なく、本川溪床に厚い不安定土砂が存在する。</li> </ul>	
氾濫源対策	堆積工	土石流堆積流路	②	<ul style="list-style-type: none"> <li>堆積空間において貯砂に適した空間がある。</li> <li>土地利用上、流路の拡幅が困難。</li> <li>現況河道幅が広く土石流の堆積スペースとして利用できる。</li> </ul>	流域内の堰堤工に比べ、除石を実施しやすい。
		土石流分散堆積地	⑥	<ul style="list-style-type: none"> <li>堆積空間において貯砂に適した空間がある。</li> </ul>	
		土石流緩衝樹林帯	⑤	<ul style="list-style-type: none"> <li>堆積空間において貯砂に適した空間がある。</li> <li>景観等の重視が必要な区域。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>自然景観に与える影響が小さい。</li> <li>既存の樹林地を活用できる。</li> </ul>
	導流施設	土石流導流工 （堰堤工＋導流工または、堆積工＋導流工）	①	<ul style="list-style-type: none"> <li>流路の拡幅が可能。</li> <li>直接本川への土砂排出が可能。</li> </ul>	
		土石流流向制御工	⑦	<ul style="list-style-type: none"> <li>広い扇状地や氾濫源上で、一部の区域のみ保全することが目的。</li> </ul>	必要最小限度の施設で土石流の危険性を回避できる。
	盛土	流向制御工＋盛土工	⑧	<ul style="list-style-type: none"> <li>計画流出土砂量が多く、流域内では多数の施設が必要。</li> <li>一部の開発地のみの保全が目的。</li> <li>流向制御工のみでは安全性が不足。</li> </ul>	洪水氾濫等の被害が予想される区域について、安全性が高まることが予想される。
		盛土工＋暗渠工	③	<ul style="list-style-type: none"> <li>比較的緩勾配の氾濫源や扇状地部全体の安全性を確保する。</li> <li>土砂による閉塞の危険性が低い。</li> </ul>	地盤高をあげるため、広い範囲の安全性が一度に確保される。
		盛土工＋開渠工	④	<ul style="list-style-type: none"> <li>比較的緩勾配の氾濫源や扇状地部全体の安全性を確保する。</li> </ul>	

流域内対策 ①

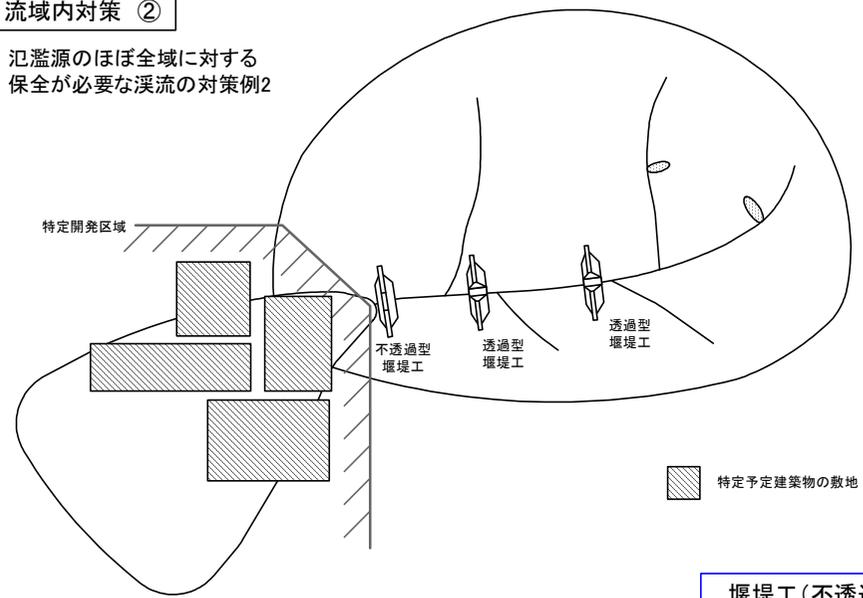
氾濫源のほぼ全域に対する  
保全が必要な溪流の対策例1



堰堤工(透過)

流域内対策 ②

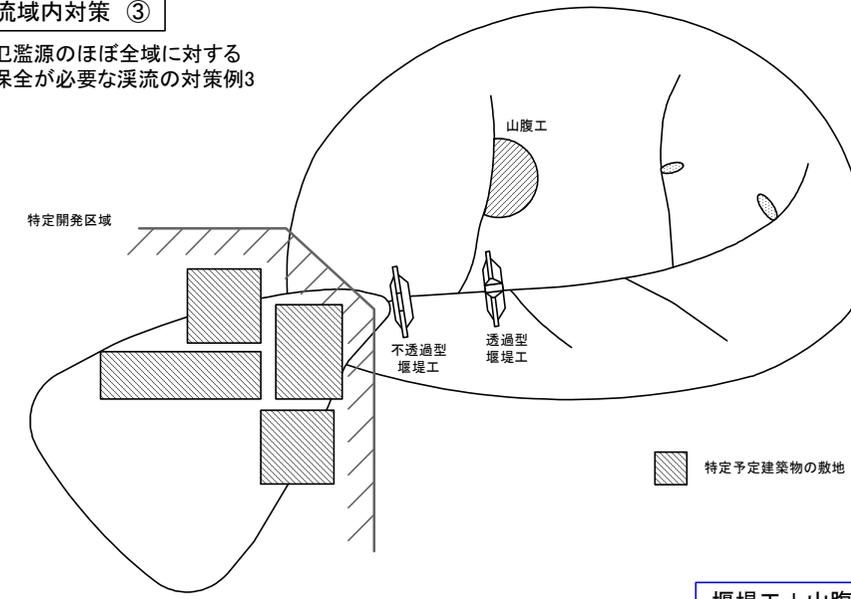
氾濫源のほぼ全域に対する  
保全が必要な溪流の対策例2



堰堤工(不透過)

流域内対策 ③

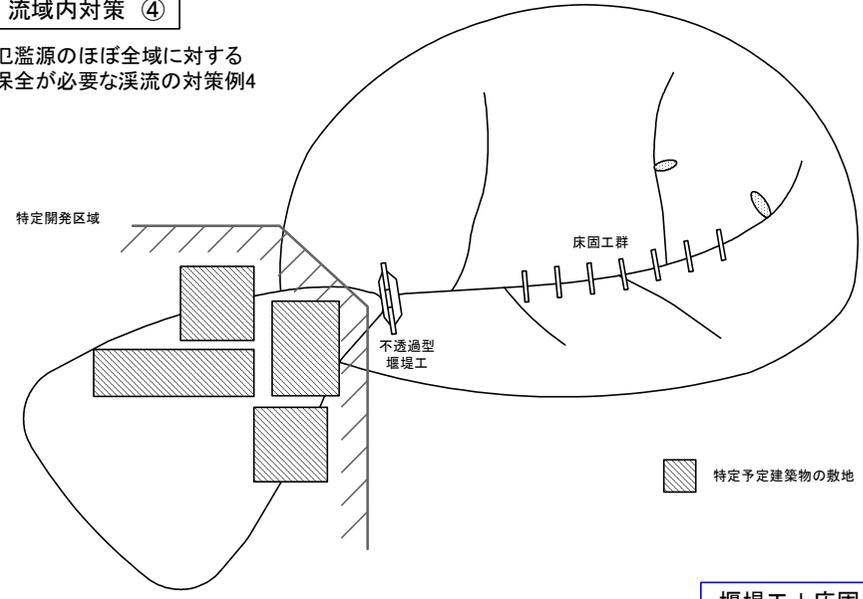
氾濫源のほぼ全域に対する  
保全が必要な溪流の対策例3



堰堤工+山腹工

流域内対策 ④

氾濫源のほぼ全域に対する  
保全が必要な溪流の対策例4

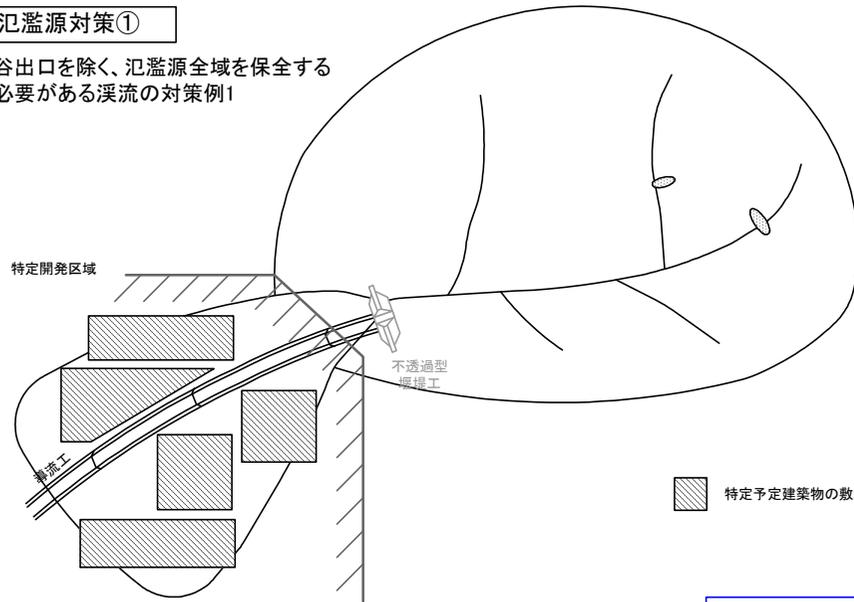


堰堤工+床固工

開発敷地の位置と流域や氾濫源との関係による対策工事のパターン

### 氾濫源対策①

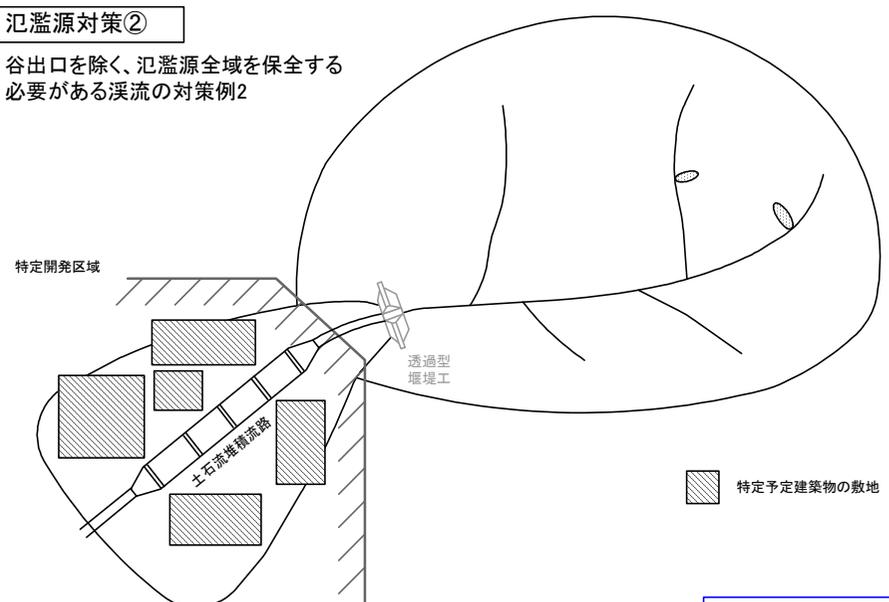
谷出口を除く、氾濫源全域を保全する  
必要がある溪流の対策例1



土石流導流工

### 氾濫源対策②

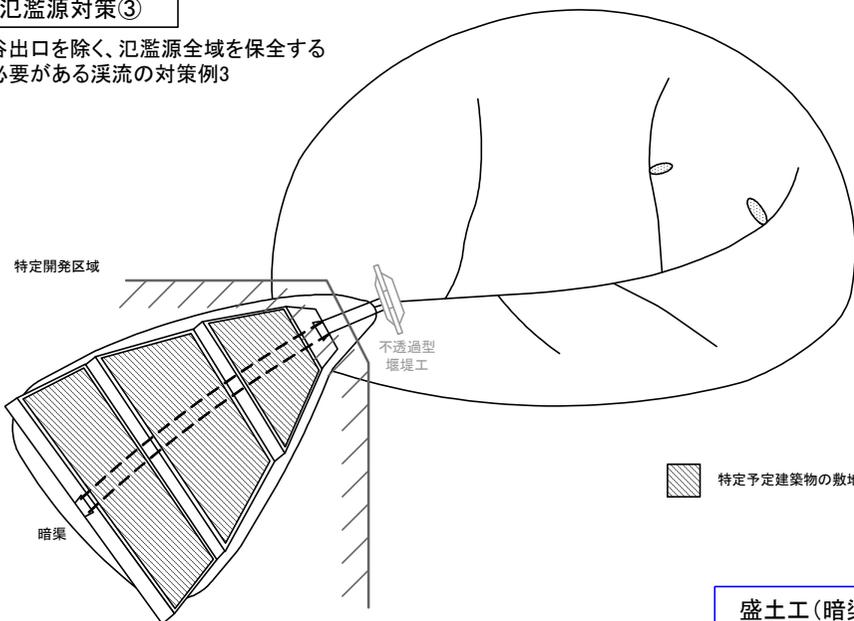
谷出口を除く、氾濫源全域を保全する  
必要がある溪流の対策例2



土石流堆積流路

### 氾濫源対策③

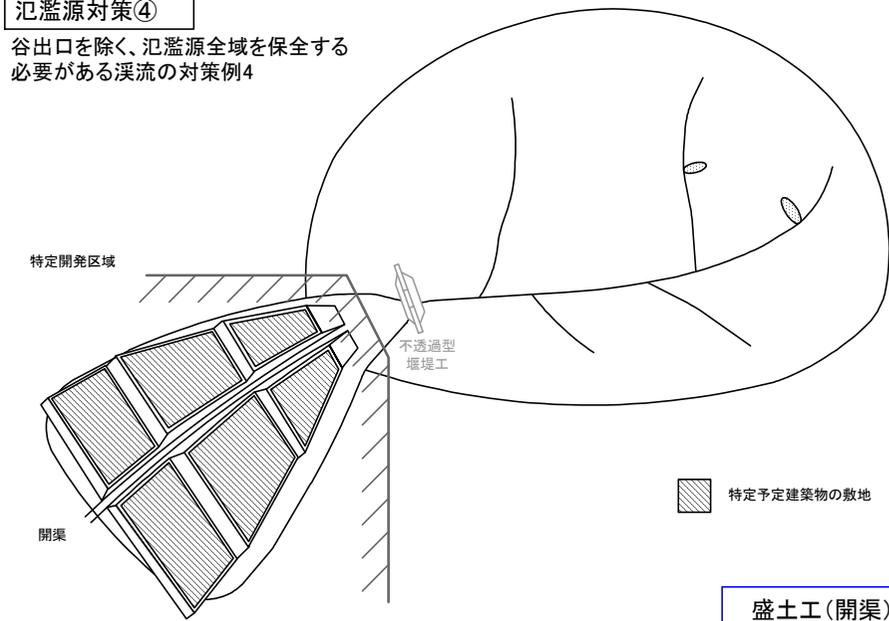
谷出口を除く、氾濫源全域を保全する  
必要がある溪流の対策例3



盛土工(暗渠)

### 氾濫源対策④

谷出口を除く、氾濫源全域を保全する  
必要がある溪流の対策例4

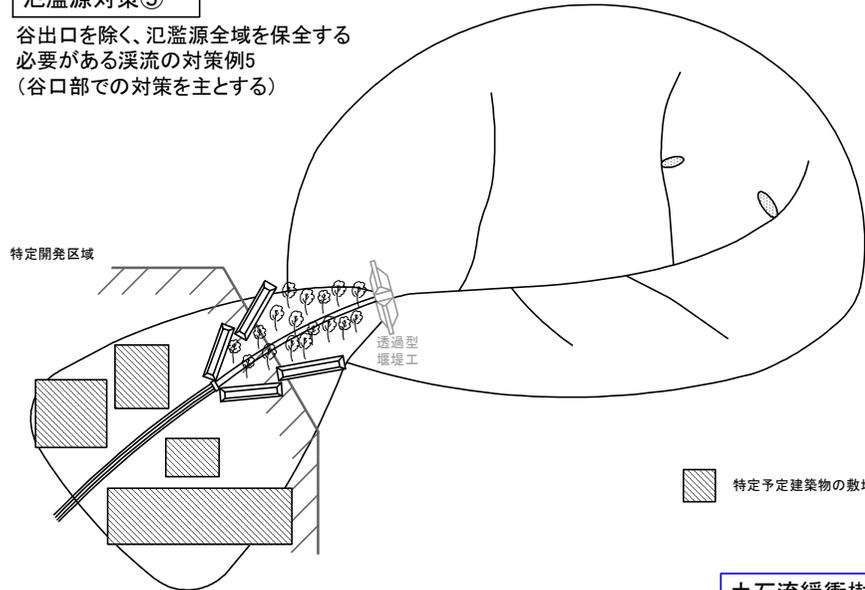


盛土工(開渠)

開発敷地の位置と流域や氾濫源との関係による対策工事のパターン

氾濫源対策⑤

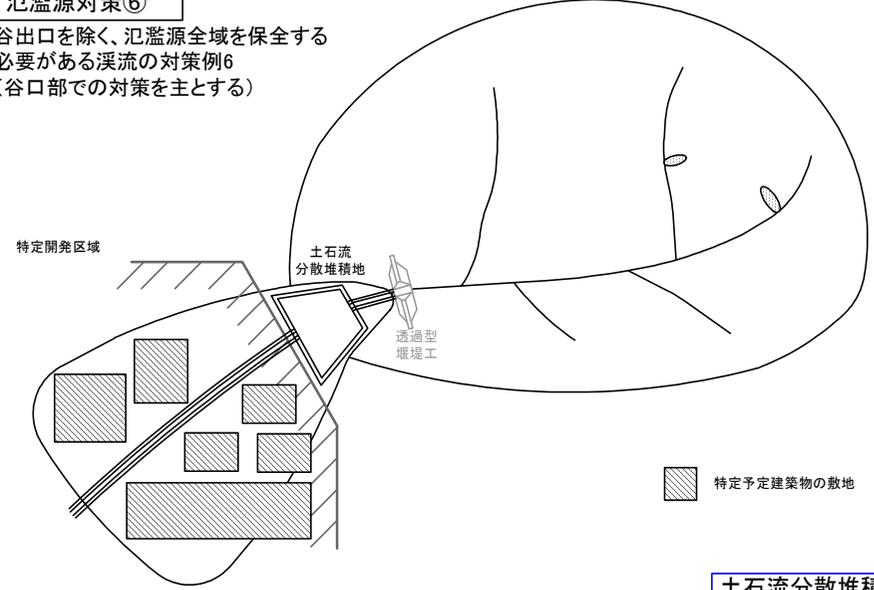
谷出口を除く、氾濫源全域を保全する  
必要がある溪流の対策例5  
(谷口部での対策を主とする)



土石流緩衝樹林帯

氾濫源対策⑥

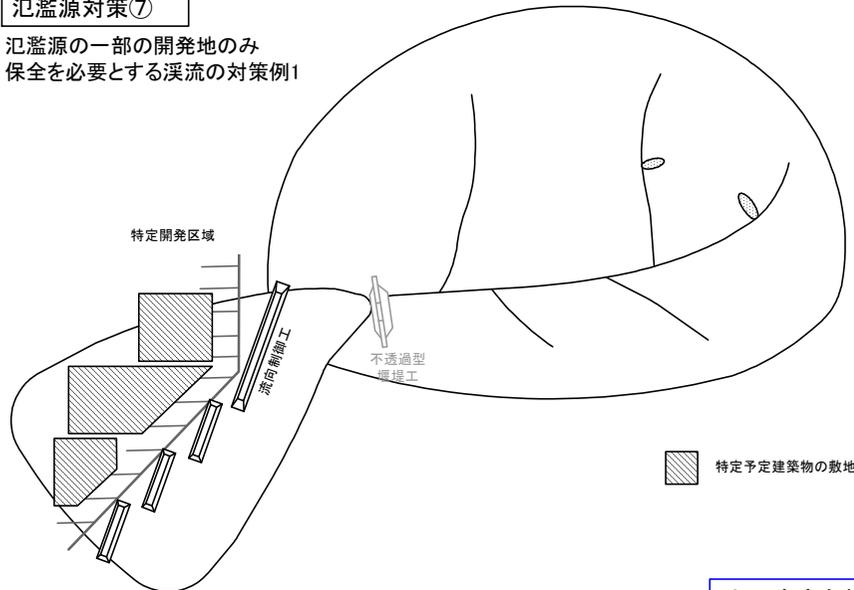
谷出口を除く、氾濫源全域を保全する  
必要がある溪流の対策例6  
(谷口部での対策を主とする)



土石流分散堆積地

氾濫源対策⑦

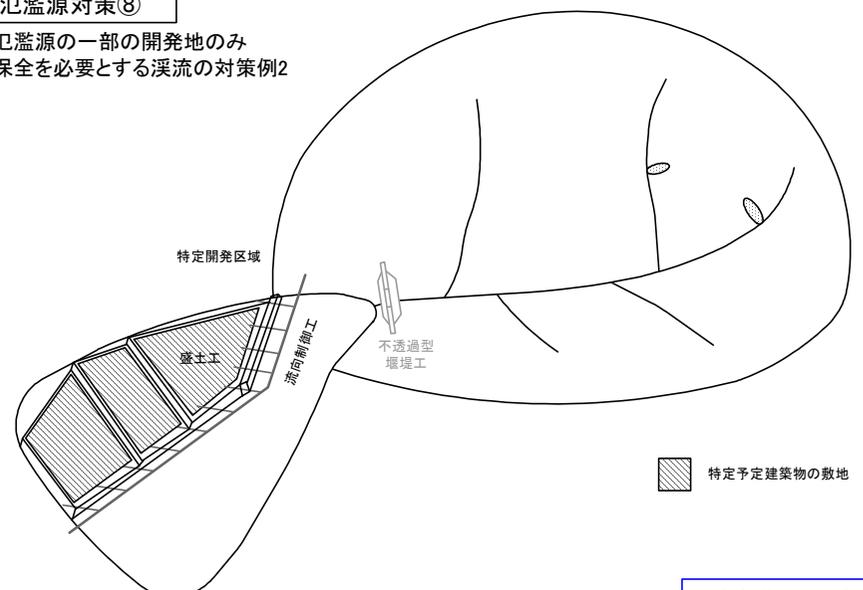
氾濫源の一部の開発地のみ  
保全を必要とする溪流の対策例1



土石流流向制御工

氾濫源対策⑧

氾濫源の一部の開発地のみ  
保全を必要とする溪流の対策例2



流向制御工+盛土工

## ② 対策工事の計画例

## 土石流の対策工事の計画例

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)、対策工事の整備土砂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。

$$Q - E \leq C + D + B \quad \dots\dots\text{式①}$$

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)。

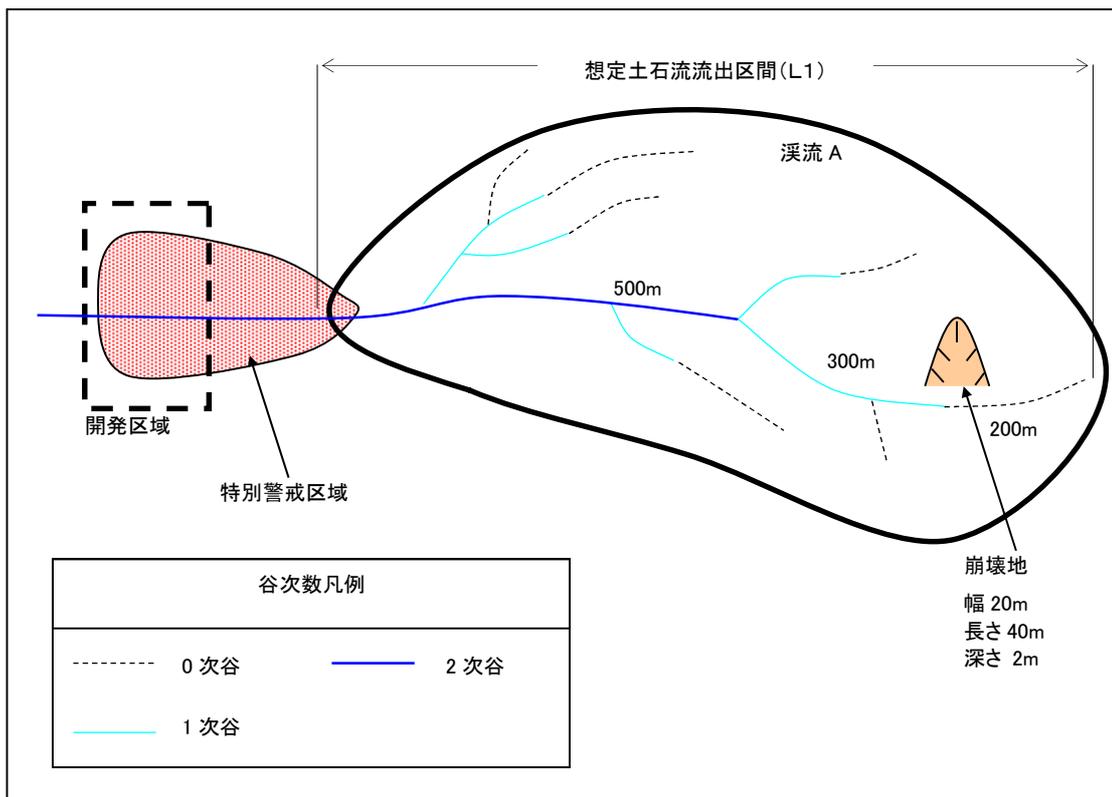


図 1

### 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( $V_e'$ )と運搬可能土砂量( $V_{ec}$ )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( $V_e'$ )の算定

流体力算出対象土砂量( $V_e'$ )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 ( $1,600\text{m}^3$ ) を上乗せして算定している (表 1)。

#### 2) 運搬可能土砂量( $V_{ec}$ )の算定

運搬可能土砂量( $V_{ec}$ )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

$$Ve' (9,000\text{m}^3) < Vec(23,673\text{m}^3) \therefore Q=Ve' =9,000\text{m}^3$$

表 1

	侵食幅 b(m)	侵食深 de(m)	侵食可能 断面積 Ae(m <sup>2</sup> )	想定土石流 流出区間 Lme(m <sup>3</sup> )	流体力算出 対象土砂量 Ve'(m <sup>3</sup> )
0次谷	3.0	1.0	3.0	200	600
1次谷	4.0	1.5	6.0	300	1,800
2次谷	5.0	2.0	10.0	500	5,000
崩壊地計画 生産土砂量	幅20m×長さ40m×深さ2m				1,600
計					9,000

表 2

溪流	流域 面積 A(km <sup>2</sup> )	計画 日雨量 R <sub>24</sub> (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 <sup>3</sup> )
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、それぞれの整備土砂量は以下の通りである。

### 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)

整備土砂量は見込まないが、導流工の断面および勾配が「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。

ここで  $b$  : 溪床不安定堆積物の侵食幅 (m)

$d_e$  : 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)

$b_1$  : 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、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)。

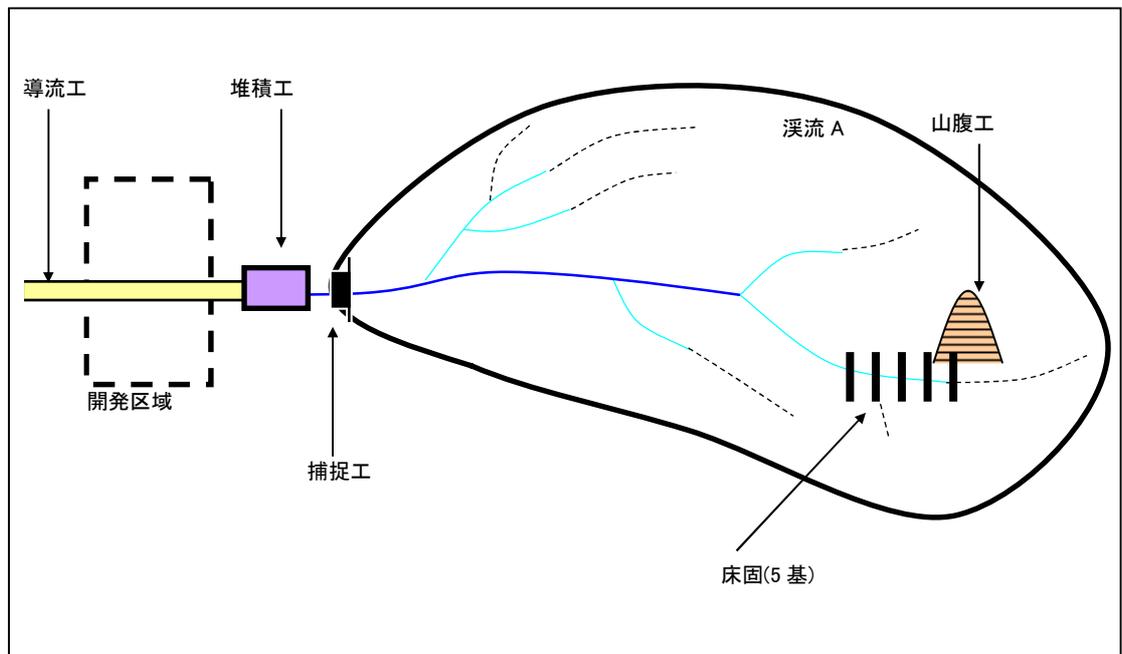


図 2

#### 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  $1,000\text{m}^3$  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および勾配は、土石

流により流下する土石等の量(Q)に対する整備土砂量(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。

$$Q - E \leq C + D + B \rightarrow 9,000(Q) - 1,000(E) \leq 4,500(C) + 1,200(D) + 2,860(B)$$

$$\therefore 8,000 \leq 8,560$$

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 <sub>2</sub> ' (m)	計画堆砂幅 b <sub>2</sub> (m)	平均堆砂幅 b <sub>1</sub> (m)	元河床勾配 1/n	導流工延長 L (m)	計画捕捉量 C (m <sup>3</sup> )	計画堆積量 D (m <sup>3</sup> )	計画土石流発生抑制量 B (m <sup>3</sup> )	整備土砂量 C+D+B (m <sup>3</sup> )	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基の整備土砂量は72m <sup>3</sup>
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	整備土砂量は見込まない
合計										4,500	1,200	2,860	8,560	

※計画流下許容量を1,000m<sup>3</sup>とした場合で計画。

※平均堆砂幅(b<sub>1</sub>)はb<sub>1</sub>=(b<sub>2</sub>+b)/2で計算。b<sub>2</sub>は捕捉工堆砂域における計画堆砂幅。

※堤長(b<sub>2</sub>')は計画堆砂幅算定の目安となるが整備土砂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。

### (参考) 土石災害特別警戒区域の見直し

本事例の場合、対策施設を設置してL1の土砂量に対して整備率100%となっても、L2の土砂量に対しては整備率100%とならない。そのため、対策施設設置後は、L1に代わってL2が土石流流出区間と想定され、特別警戒区域の見直しが必要となる。

- ①当初、想定土石流流出区間はL1
- ②対策施設を設置後、L1に対しては整備率100%であるが、L2に対しては100%に満たない。
- ③想定土石流流出区間をL2とし、特別警戒区域が再設定される。

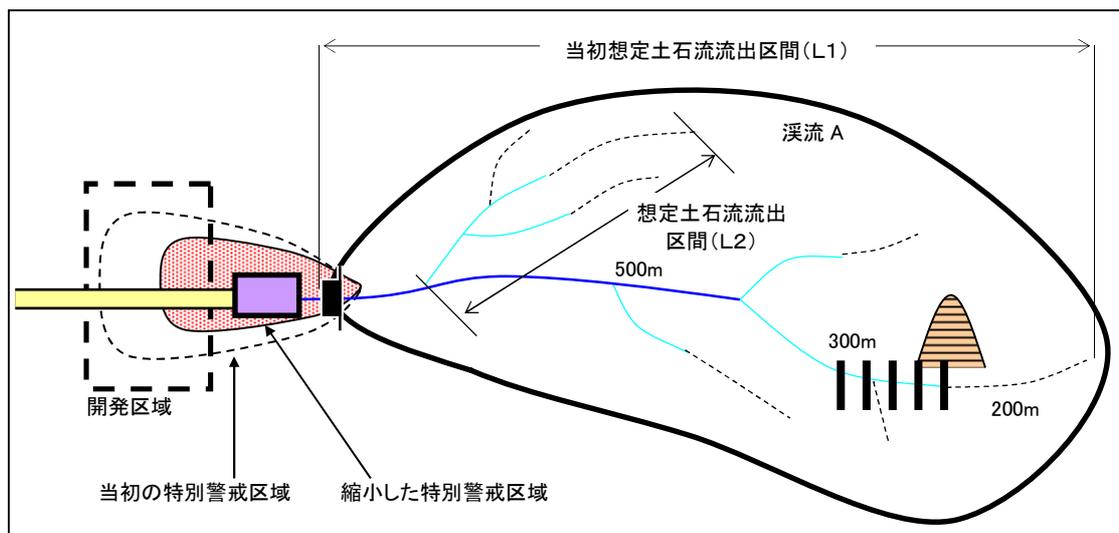


図3