

# 鳥取県特定開発行為技術マニュアル

平成 21 年 3 月

鳥取県県土整備部治山砂防課

はじめに

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）（以下「土砂災害防止法」という。）は、土砂災害から国民の生命を守るため、土砂災害が発生するおそれがある区域（土砂災害警戒区域等）を明らかにし、一定の開発行為を制限するほか、建築物の構造の規制や警戒避難体制の整備を図ること等により土砂災害防止のための対策の推進を図り、もって公共の福祉の確保に資することを目的とするものである。

土砂災害防止法に基づき、土砂災害特別警戒区域内での住宅宅地分譲や社会福祉施設・幼稚園・病院といった災害弱者関連施設の建築のための開発行為（特定開発行為）については、都道府県知事の許可が必要となり、土砂災害を防止するための対策工事等が講じられている場合に限って許可されることとなる。

対策工事等に関する工種は多くあり、1 つの工事のみを用いる場合や複数の工種を用いる場合もある。そのため、対策工事等のパターンは多様性に富んだものとなるが、どのような工種を選択した場合でも、土石流や急傾斜地の崩壊により想定される土石等により特定予定建築物が損壊し、人命への被害が生じることがないようにしなければならない。

本基準は、適切な対策工事等を計画・審査するためにその技術的な基準をまとめたものである。

なお、対策工事等の設計に当たって、必要な他法令への適合についても確認、遵守するものとする。

# 急傾斜地の崩壊に対する技術基準編

# 急傾斜地の崩壊に対する技術基準編

## 目 次

1 対策工事等に関する基本的留意事項	1
2 対策工事等の計画	4
2-1 土砂災害の防止	4
2-2 対策工事の実施範囲	13
2-3 対策工事の周辺への影響	15
2-4 対策工事以外の特定開発行為に関する工事	17
2-5 対策施設の選定	18
3 土石等を堆積させる対策施設の設計外力の設定	19
3-1 設計諸定数	19
3-2 設計外力の設定	24
3-3 対策施設の効果評価に関する考え方	31
4 のり切の設計	36
5 急傾斜地の崩壊を防止するための施設の設計	38
5-1 土留	38
5-2 のり面保護工	48
5-3 排水工	60
6 急傾斜地の崩壊が発生した場合に生じた土石等を堆積させるための施設の設計	64
6-1 待受け式盛土工	64
6-2 待受け式擁壁工	75
7 高さ2mを超える擁壁の設計	83
8 特別警戒区域の範囲を変更する対策工事等の取扱い	87

### [巻末参考資料]

対策工事の種類と適用について	2
審査チェックリスト	11
待受け式擁壁工の設計計算例	13
もたれ式擁壁工の設計計算例	27
待受け式盛土工の設計計算例	28

## 1 対策工事等に関する基本的留意事項

### 法律

(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 土砂災害の発生原因が急傾斜地の崩壊である場合にあっては、対策工事の計画は、急傾斜地の崩壊により生ずる土石等を特定予定建築物の敷地に到達させることのないよう、次のイから八までに掲げる工事又は施設の設置の全部又は一部を当該イから八までに定める基準に従い行うものであること。
  - イ のり切 地形、地質等の状況を考慮して、急傾斜地の崩壊を助長し、又は誘発することのないように施工すること。
  - ロ 急傾斜地の全部又は一部の崩壊を防止するための施設 次の(1)から(3)までに掲げる施設の種類の区分に応じ、当該(1)から(3)までに定める基準に適合するものであること。
    - (1) 土留 のり面の崩壊を防止し、土圧、水圧及び自重によって損壊、転倒、滑動又は沈下をせず、かつ、その裏面の排水に必要な水抜穴を有する構造であること。
    - (2) のり面を保護するための施設 石張り、芝張り、モルタルの吹付け等によりのり面を風化その他の侵食に対して保護する構造であること。
    - (3) 排水施設 その浸透又は停滞により急傾斜地の崩壊の原因となる地表水及び地下水を急傾斜地から速やかに排除することができる構造であること。
  - ハ 急傾斜地の崩壊が発生した場合に生じた土石等を堆積するための施設 土圧、水圧、自重及び土石等の移動又は堆積により当該施設に作用する力によ

て損壊、転倒、滑動又は沈下をしない構造であること。

四 - 略 -

五 - 略 -

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。

#### 【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つの工事を政令第7条に従って計画することが規定されている。

急傾斜地の崩壊による土砂災害を防止する対策工事  
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)が政令第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、同様にその工事が政令第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) のり切の施工

- 1) のり切は、地形、地質等の状況を考慮して計画されているか。
- 2) のり切によって急傾斜地を除去する場合、傾斜度が30°未満となっているか、又は、

急傾斜地の高さが5m未満となっているか。

(4) 急傾斜地の崩壊を防止するための施設の設置

- 1) 急傾斜地を土留又はのり面保護施設で全面覆っているか。
- 2) 土留は、のり面の崩壊防止の役割を果たすものとなっているか、また、安全性は十分か。
  - ア 急傾斜地において、崩壊の恐れがないと確かめられていない箇所には土留を設置しているか。
  - イ 地形、地質及び土質並びに周辺の状態に応じて適切な土留を選定しているか。
  - ウ 土留はのり面の崩壊を防止することができる規模を有しているか。
  - エ 土留は土圧、水圧及び自重によって損壊、転倒、滑動又は沈下しない構造となっているか。
  - オ 土留裏面の排水に必要な水抜穴を有しているか。
  - カ 高さ2mを超える擁壁については、建築基準法施行令第142条に定めるところによっているか。
- 3) のり面保護施設は、のり面を風化その他の侵食に対して保護する役割を果たすものとなっているか。
  - ア 土留を設置する必要がない箇所には、のり面保護施設を設置しているか。
  - イ 土質等に応じた適切なのり面保護施設を選定しているか。
- 4) 排水施設の配置、排水能力、流末処理は適切か。

(5) 急傾斜地の崩壊が発生した場合に生じた土石等を堆積するための施設の設置

- 1) 待受け式擁壁又は待受け式盛土は、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。
  - ア 待受け式擁壁又は待受け式盛土は、適切な位置に設置されているか。
  - イ 待受け式擁壁又は待受け式盛土の高さは、設置位置において想定される土石等の移動高及び堆積高のうち最大のもの以上となっているか。
  - ウ 移動等の力及び作用する高さの計算は適切か。
- 2) 待受け式擁壁又は待受け式盛土の安全性は十分か。
  - ア 待受け式擁壁又は待受け式盛土は、土圧、水圧及び自重並びに土石等の移動又は堆積の力によって損壊、転倒、滑動又は沈下しない構造となっているか。

## 2 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。

対策工事は「のり切」、「急傾斜地の崩壊を防止するための施設の設置」及び「急傾斜地の崩壊が発生した場合に生じた土石等を堆積するための施設の設置」のうちいずれか、又はこれらの組み合わせによ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にするものとする。

#### 【解説】

##### (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両者を総合的に評価する必要がある。

対策工事以外の特定開発行為に関する工事が、特定予定建築物における土砂災害の防止に関連する例としては、対策工事以外の特定開発行為に関する工事によって対策工事の効果を損なってしまうというケースがあげられ、具体的には以下のものがあげられる。

土留を設置する急傾斜地の土圧、水圧を増大させるような工事

土留裏面の排水をよくするための水抜穴をふさぐような工事

石張り、芝張り、モルタルの吹付け、のり砕工等の機能を損ねるような工事

急傾斜地の崩壊が発生した場合に生じた土石等を堆積させる区域の容量を減少させるような工事

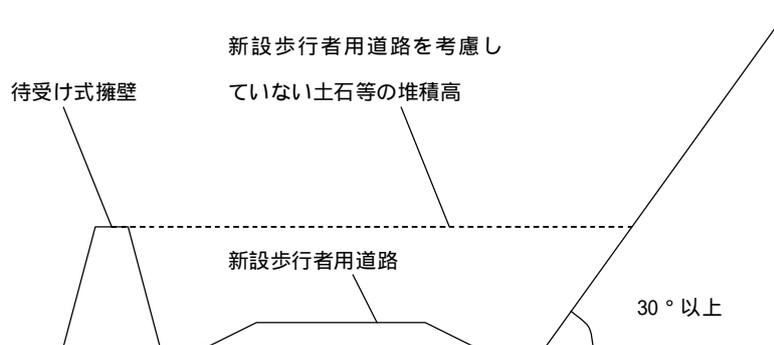


図 2-1 対策工事の効果を損なう例

待受け式擁壁及び待受け式盛土の高さは、設置する地点での土石等の堆積高以上の高さが必要である。堆積高は、堆積させる区域の容量から求めているので、この容積を減少させるような工事を行ってはならない。例えば、図 2-1のような場合、道路の容量を考慮しないで待受け式擁壁の高さを設定してはならない。

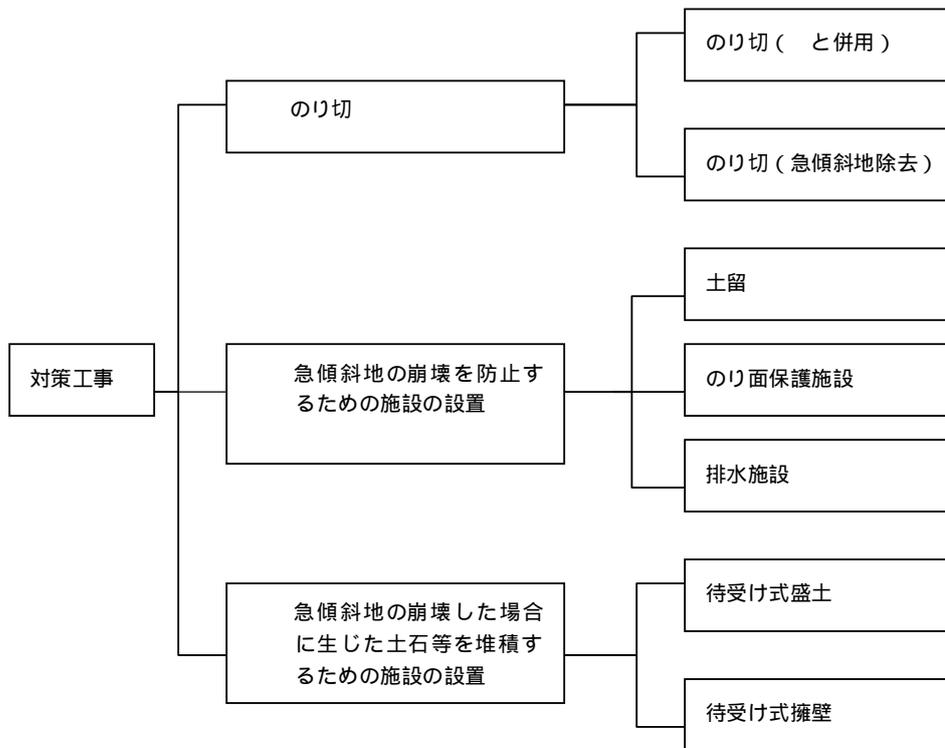
(2) 特定予定建築物の敷地に土石等を到達させない

擁壁等の急傾斜地の崩壊を防止するための施設が設置された場合、全面が施設によって被覆されれば開発区域に土石等が到達することはない。一方、土石等を堆積させるための施設は、崩壊の防止には至らないものの、崩壊により発生した土石等により建築物が損壊することを防止するための施設であり、特定予定建築物の敷地に到達するまでに崩壊した土石等の移動を停止（堆積）させるものである。

ここで、特定予定建築物の敷地とは、特定予定建築物の立地する土地のみならず、駐車場や庭地等を含む土地すべてを指し、これらに土石等を到達させないということになる。

(3) 対策工事の種類

対策工事は図 2-2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。



この他に、と、と、と、ととの組み合わせもあり得る。

図 2-2 対策工事の区分

## 1) のり切

のり切とは、以下の3種類に区別される。

オーバーハング部や浮石などといった不安定土塊を除去するのり切

標準切土のり勾配を目安として斜面形状を改良するのり切

急傾斜地(原因地)を除去するのり切

以上のうち 及び については単独で用いるものではなく、土留、のり面保護施設又は排水施設と組み合わせることを前提とするものである。 の急傾斜地の除去とは、切土工によってのり面の傾斜度を30度未満、又は、急傾斜地の高さを5m未満にすることをいい、完全に実施されれば、他の対策施設と組み合わせる必要がないものである。

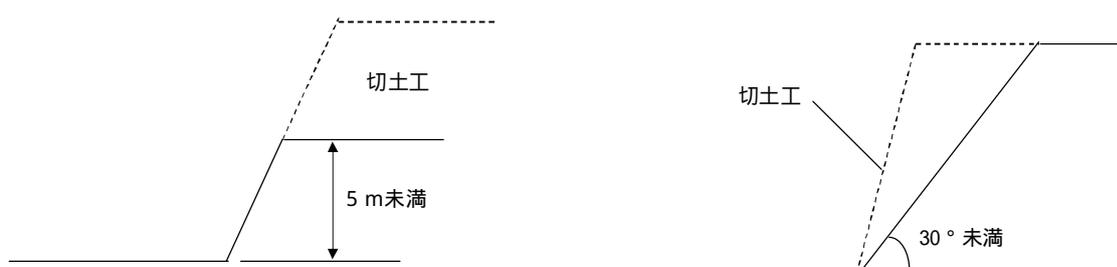


図 2-3 のり切による急傾斜地の除去のイメージ

## 2) 急傾斜地の崩壊を防止するための施設

急傾斜地の崩壊を防止するための施設として効果を見込む工種は原則として、表 2-1 の工種とする。表 2-1 以外の工種については、表 2-1 の工種と組み合わせる計画するものとする。

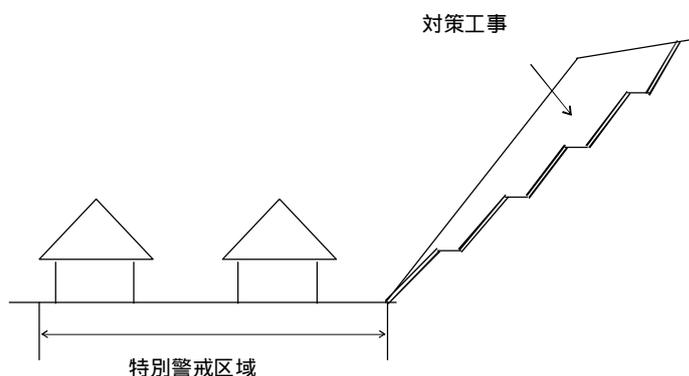


図 2-4 急傾斜地の崩壊を防止する対策施設のイメージ(のり切との併用)

表 2-1 急傾斜地の崩壊を防止するための施設として効果を見込む工種

工種	工種細分	適用
擁壁工	石積・ブロック積擁壁工	-
	もたれコンクリート擁壁工	-
	重力式コンクリート擁壁工	-
	コンクリート枠擁壁工	-
	鋼製枠擁壁工	-
	その他擁壁工	逆T型、逆L型など
アンカー工	グラウンドアンカー工	施工斜面部のみ効果を見込む
	ロックボルト工	
	その他アンカー式補強土工法	
杭工	抑止杭工など	有効な施工斜面部のみ効果を見込む
柵工	土留柵工	斜面崩壊防止を目的とした施設に限る
張工	コンクリート版張工	-
	コンクリート張工	簡易な張工を除く
のり枠工	プレキャストコンクリートのり枠工	-
	現場打コンクリートのり枠工	-
	現場モルタル吹付法枠工	-
<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 上記に類する工法や施設において、木製構造物は原則として効果を見込まない（腐食しない耐久性のある材料を使用する）。</li> <li>・ 上記のいずれの工法や施設についても、明らかに斜面崩壊防止機能を有する施設のみ効果を見込む。</li> <li>・ 石積擁壁工は、コンクリートを用いた一体の擁壁でなければ効果を見込まない。</li> <li>・ コンクリート吹付工や植生工、山腹工などの斜面崩壊防止に対して直接的な効果が評価しがたい施設は、原則として効果を見込まない。</li> <li>・ 擁壁背面切土などの張工（仕戻し工）などは効果に見込まない。</li> <li>・ 切土工や押さえ盛土工、ふとん簞、蛇簞、排水工の施設効果は、原則として見込まない。</li> </ul>		

3) 急傾斜地の崩壊が発生した場合に生じた土石等を堆積するための施設

急傾斜地の崩壊が発生した場合に生じた土石等を堆積させるための施設とは、待受け式盛土及び待受け式擁壁がある。これらは、急傾斜地の崩壊を防止するものではなく、土石等を一定の場所に堆積させることで特定予定建築物の敷地に達しないようにするものである。設計に当たっては、土石等の移動の力、堆積の力及び各々の力が作用する高さが必要である。

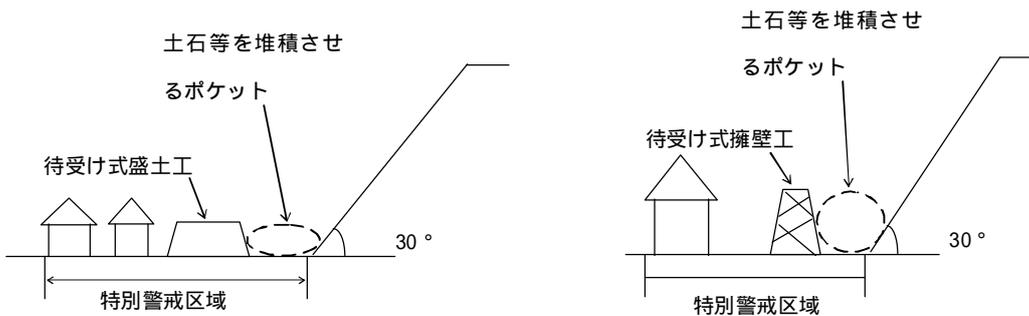


図 2-5 待受け式盛土工及び待受け式擁壁工のイメージ

#### 4) 対策工事の組み合わせ

上記の1)～3)を組み合わせ、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。待受け式盛土工又は待受け式擁壁工を組み合わせる場合は、土石等による移動の力、移動の高さ、堆積の力及び堆積の高さの設定が必要となる。

- ア 急傾斜地の一部をのり面保護施設で覆い、残りの急傾斜地については、崩壊によって生ずる土石等を待受け式擁壁工で対応する。

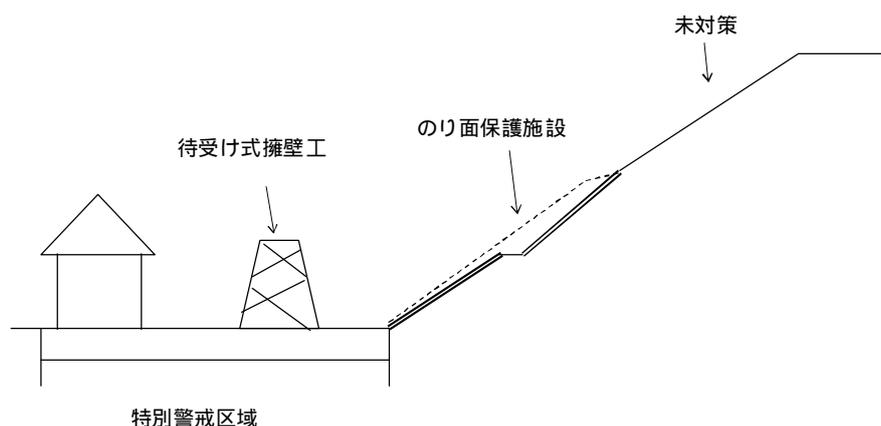


図 2-6 のり面保護施設と待受け式擁壁工の組み合わせ

- イ 急傾斜地の一部を切土で除去し、残りの急傾斜地については、崩壊によって生ずる土石等を待受け式盛土工で対応する。

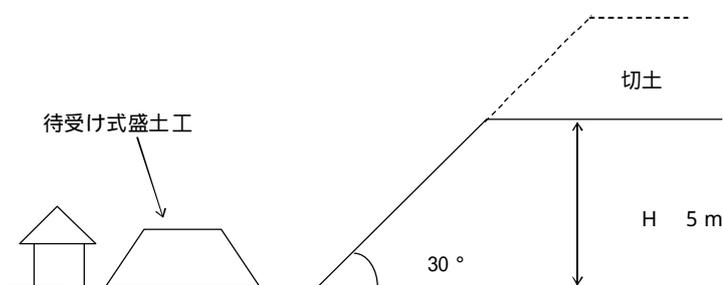


図 2-7 原因地の除去と待受け式盛土工との組み合わせ

表 2-2 対策工事の種類

区分	目的	工 種	概 要	適用範囲及び特色等	
のり切	不安定土塊を除去するため	のり切(A)	オーバーハング部の切取り、表層の不安定土層の切取り、浮石等の除去を行い、崩壊する危険のある土層、岩塊を取り除く。	単独で用いられることは少なく、土留、のり面保護施設又は排水施設との併用が普通である。	
	斜面形状を改良するため	のり切(B)	急傾斜地を雨水等の作用を受けても安全であるような傾斜度あるいは高さまで切り取る。	単独で用いられることは少なく、土留、のり面保護施設又は排水施設との併用が普通である。一般に人家が急傾斜地上下部に近接していたり、切土量が膨大になる場合には完全には実施できない場合が多く、他の施設(擁壁等)と併用される場合が多い。	
	急傾斜地を除去するため	のり切(C)	急傾斜地を除去する切土で、のり面の傾斜度が30度未満、又は、高さが5m未満まで切り取る。	完全に実施されれば、対象箇所は急傾斜地ではなくなり、その他の対策施設と併用する必要がなくなる。	
急傾斜地の崩壊を防止するための施設の設置	土留	のり面の崩壊を防止するため	石積・ブロック積擁壁工	のり面下部の小規模な崩壊を抑止する。	のり傾斜度が1:1.0より急な(一般には1:0.3~1:0.5)のり面で背面の地山がしまっているなど土圧が小さい場合に適用される。
			もたれコンクリート擁壁工	崩壊を直接抑止するほか侵食風化に対するのり面保護効果もある。	礫質土以下の十分な固結度をもたない地山にも適用できる。設置位置が狭隘でも場所をとらず、地形の変化にも適応性がある。
			重力式コンクリート擁壁工	崩壊を直接抑止するほか、押さえ盛土の安定、のり面保護工の基礎ともなる。	のり面下部(脚部)の安定を図る目的で用いられ、崩壊に対する抑止効果をもつ。のり面中段部でも用いられる。
			コンクリート枠擁壁工	湧水が多く、地盤が比較的軟弱なのり面の小崩壊を防止し、安定を図る。	透水性が良好で屈焼性があるので、湧水量が多く、地盤が比較的軟弱な場合や地すべり性崩壊に適している。
			アンカー工	強風化岩、亀裂の多い岩盤、表層土の崩壊滑落を防止するため、現場打コンクリートのり枠工、コンクリート擁壁工、コンクリート張工等の他の工法と併用され、これらの安定性を高める。また亀裂、節理、層理の発達した岩盤を内部の安定な岩盤に緊結して崩壊、剥落を防止する。	のり面上下部に人家が接近していて、切土工、待受け式擁壁工等が施工できず、さらに傾斜度が急でのり面長も長く、現場打のり枠工、コンクリート擁壁工、コンクリート張工等の安定が不足する場合、特にアンカー体定着地盤・岩盤が比較的堅固でのり面表面より浅い位置にある場合に適する。
			杭工	のり面上に杭を設置して、杭の曲げモーメントおよびせん断抵抗によりすべり力に抵抗し、のり面の安定度を向上させる。	急傾斜地の崩壊を防止するための対策工事では、特別な場合に使用する。すなわち地すべり性崩壊の予想されるのり面や流れ盤となっている岩盤のり面の崩壊防止などに用いる。
			土留柵工	比較的緩斜面で表土層が薄い場合の崩壊を防止し、またその拡大を防止するために用いる。	比較的長大なのり面に適する。急傾斜地内の現存植生を保全しながら施工できる。
押さえ盛土工 <sup>*1</sup>	崩壊想定部下部に盛土し、滑動力に抵抗させ安定を図る。	実施した結果、傾斜度が30度未満となり、盛土の安定性が十分な場合、対象箇所は急傾斜地ではなくなり、その他の対策施設と併用する必要がなくなる。しかし、急傾斜地では施工用地が狭小なため、単独で施工される例は少ない。重力式擁壁工と組み合わせて施工される場合もある。			

\*1 の工種を計画する際には、原則として急傾斜地の崩壊を防止するための施設を併用するものとする(\*1 の工種のみで急傾斜地の崩壊を防止するとは、評価しない)。

区分	目的	工種	概要	適用範囲及び特色等	
急傾斜地の崩壊を防止するための施設の設置	のり面の風化その他の侵食を防止するため	石張・ブロック張工 <sup>*1</sup>	のり面の風化、侵食および軽微な剥離・崩壊等を防止する。	傾斜度が1:1.0より緩いのり面で植生工が適さない場合や、粘着力のない土砂、土丹および崩れやすい粘土ののり面には石張・ブロック張工が用いられる。コンクリート張工は傾斜度が1:1.0より急で、節理の発達した岩盤のり面やよくしまった土砂面で吹付工やプレキャストのり枠工では不安と思われるのり面に用いられる。	
		コンクリート版張工			
		コンクリート張工			
		植生工 <sup>*1</sup>	種子散布工、客土吹付工、厚層基材吹付工、植生マット工、植生ネット工、土のう工、張芝工、植生ポット、植栽工等があり、雨水侵食防止、地表面温度の緩和、凍土の防止、緑化による美化効果を目的としている。	植生を主体とする場合は湧水の少ない切土のり面で原則として標準のり勾配が確保できること。 のり面周辺の環境との調和をはかる点では優れている。	
		モルタル・コンクリート吹付工 <sup>*1</sup>	のり面の侵食を防止するとともに、のり面を外気および雨水等から遮断することにより風化を防止し、のり面を形成する地盤の強度低下を防ぐ。	湧水がない岩盤で、割れ目が小さく大きな崩壊がないところに適している。耐久性および周囲の環境に与える影響を充分検討することが前提となる。	
		プレキャストのり枠工	のり面に現場打コンクリートのり枠工、プレキャストのり枠工を組み、内部を植生、コンクリート張等で被覆し、のり面の風化侵食を防止する。プレキャストのり枠工の中には、抑止力を期待する工法も開発されている。現場打コンクリートのり枠工も抑止工的役割をもっていることがある。なお現場打コンクリートのり枠工には、吹付のり枠工も含まれる。	傾斜度が1:1.0より緩い場合はプレキャスト、急な場合は現場打コンクリートのり枠工を使用する。プレキャストのり枠工は原則として直高5m以下とし、それを越える場合は縦方向10mごとに隔壁を設置する。ただし小段がとれない場合は現場打コンクリートのり枠工を使用する。	
		現場打コンクリートのり枠工			
		編柵工 <sup>*1</sup>	植生工の補助として、降雨や地表流水によるのり面の侵食を防止するために用いる。	比較的緩傾斜の切土後ののり面において、植生工、およびのり枠工等と併用される場合がある。	
		その他ののり面保護工 <sup>*1</sup>	プラスチックソイルセメント工、ネット工、液状合成樹脂吹付工、マット被覆工、アスファルトのり面工等があり、侵食防止を目的とする。	耐久性や環境面等で急傾斜地の崩壊を防止するための対策工事には適さないこともあり、あまり使用されていない。しかし、仮設的もしくは部分的には用いられることもある。	
		排水施設	急傾斜地の崩壊の原因となる地表水及び地下水を速やかに排除するため	地表水排除工 <sup>*1</sup>	地表水を集水し急傾斜地外へすみやかに排水したり、地表水の急傾斜地内への流入を防止する。のり肩排水路工、小段排水路工、のり尻排水路工、縦排水路工、浸透防止工、谷止工
地下水排除工 <sup>*1</sup>	急傾斜地内の地下水を排除し、間げき水圧を低下させ急傾斜地を安定させる。暗渠工、横ボーリング工、その他(しゃ水壁工、集水井工)			湧水箇所や地下水が多い急傾斜地で用いられる。一般に地すべり防止工事に比べて小規模な場合が多い。	

\*1の工種を計画する際には、原則として急傾斜地の崩壊を防止するための施設を併用するものとする(\*1の工種のみで急傾斜地の崩壊を防止するとは、評価しない)。

区 分	工 種	概 要	適用範囲及び特色等
急傾斜地の崩壊が発生した場合に生じた土石等を堆積させるための施設の設置	待受け式擁壁工	特定予定建築物の敷地に土石等を到達させないことを目的に、重力式擁壁を急傾斜地下部（脚部）からある程度距離をおいて設置し、土石等を捕捉し堆積させる。	急傾斜地の崩壊を直接抑止することが困難な場合に有効である。 用地確保が比較的容易である。 既存植生を積極的に残す必要がある場合には有効的である。
	待受け式盛土工	特定予定建築物の敷地に土石等を到達させないことを目的に、盛土を急傾斜地下部（脚部）からある程度距離をおいて設置し、土石等を捕捉し堆積させる。	長大斜面でよく用いられる。 土留、のり面保護施設と組み合わせて実施すると、規模を小さくすることができる。 待受け式盛土上に特定予定建築物を建築することもできる。

出典：新・斜面崩壊防止対策工事の設計と実例  
 急傾斜地崩壊防止工事技術指針（平成8年7月）から加筆・修正



図 2-8 急傾斜地の崩壊に関する対策施設のイメージ

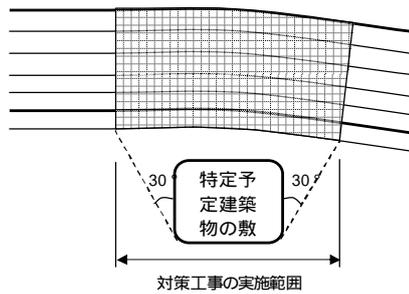
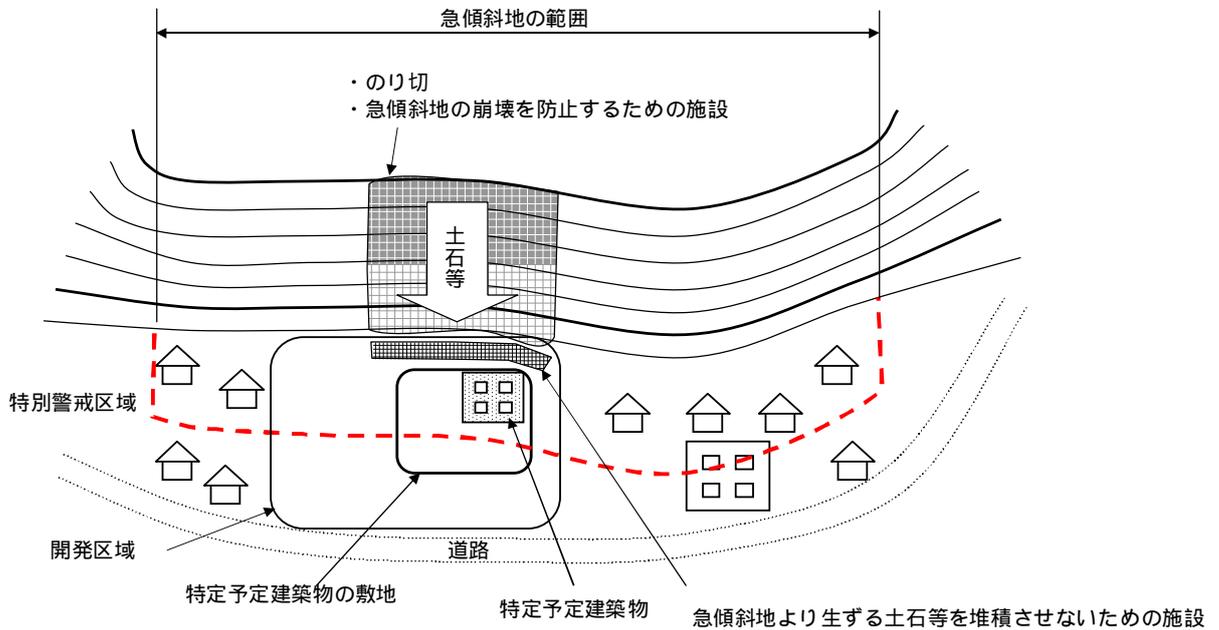
上図の対策施設はそれぞれ表 2-2 に示した区分の 、 又は にあたる。

- ・ のり切 . . . . . ( のり切 )
- ・ もたれ擁壁工、アンカー工 . . . . . ( 土留 )
- ・ 現場打ち砕工、吹付のり砕工、芝張り . . . . . ( のり面保護施設 )
- ・ 地下水排除工 . . . . . ( 排水施設 )
- ・ 土留柵工 . . . . . ( 土留及びのり面保護施設の役割 )
- ・ 待受け式盛土工、待受け式擁壁工 . . . . . ( 堆積させるための施設 )

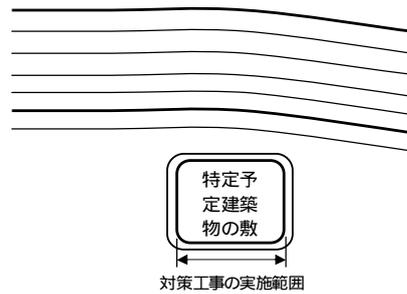
## 2-2 対策工事の実施範囲

「のり切」及び「急傾斜地の崩壊を防止するための施設を設置する工事」の実施範囲は特定予定建築物の敷地に影響する急傾斜地の幅を覆う範囲とすることを基本とする。「急傾斜地の崩壊により生ずる土石等を堆積させるための施設を設置する工事」の実施範囲は、急傾斜地の崩壊により生ずる土石等を特定予定建築物の敷地に到達させない範囲とする。

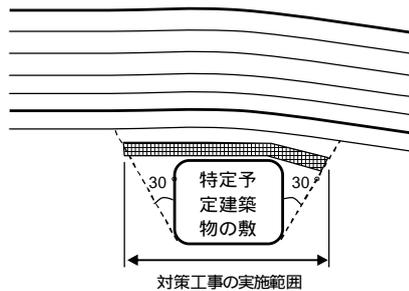
### 【解説】



(a) 原因地对策 (のり枠工など)



(b) 待受け式盛土工



(c) 待受け式擁壁工

図 2-9 隣接する急傾斜地の崩壊と開発敷地の関係

参考 特定開発行為に該当・非該当の具体例

特別警戒区域

薬品倉庫 非常用発電機

病院

病院の敷地

特別警戒区域

駐車場

病院

病院の敷地

駐車場の敷地

病院と薬品倉庫・非常用発電機が**用途不可分**であるならば、病院が特別警戒区域外であっても、特定開発行為に**該当する**。

病院と駐車場が**用途可分**であるならば、敷地分割され、病院敷地は特別警戒区域に属さないこととなり、特定開発行為に**該当しない**。

特別警戒区域

病院専用駐車場

病院

病院の敷地

特別警戒区域

グラウンド

砂場

幼稚園

幼稚園の敷地

グラウンドの敷地

病院と駐車場が**用途不可分**であるならば、病院が特別警戒区域外であっても、特定開発行為に**該当する**。

幼稚園とグラウンドが**用途可分**であるならば、敷地分割され、幼稚園敷地は特別警戒区域に属さないこととなり、特定開発行為に**該当しない**。

## 2-3 対策工事の周辺への影響

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。

### 【解説】

対策工事によって、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。

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の例は以下のものなどがある。

- ア 急傾斜地の崩壊によって生ずる土石等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

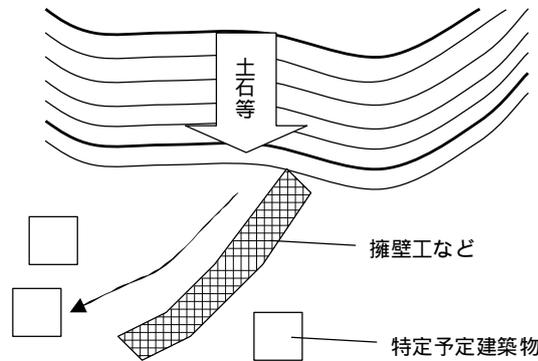


図 2-10 擁壁等によって周辺の安全を損なう工事例

- イ のり切によって急傾斜地の方向を変え、その先の安全性を確保しない工事

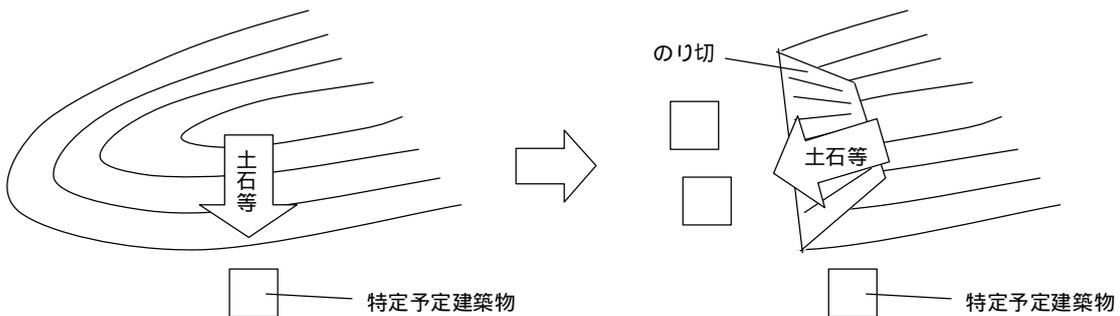


図2-11 のり切によって周辺の安全を損なう工事例（その1）

ウ のり切によって新たに土砂災害のおそれを大きくした土地の安全性を確保しない工事

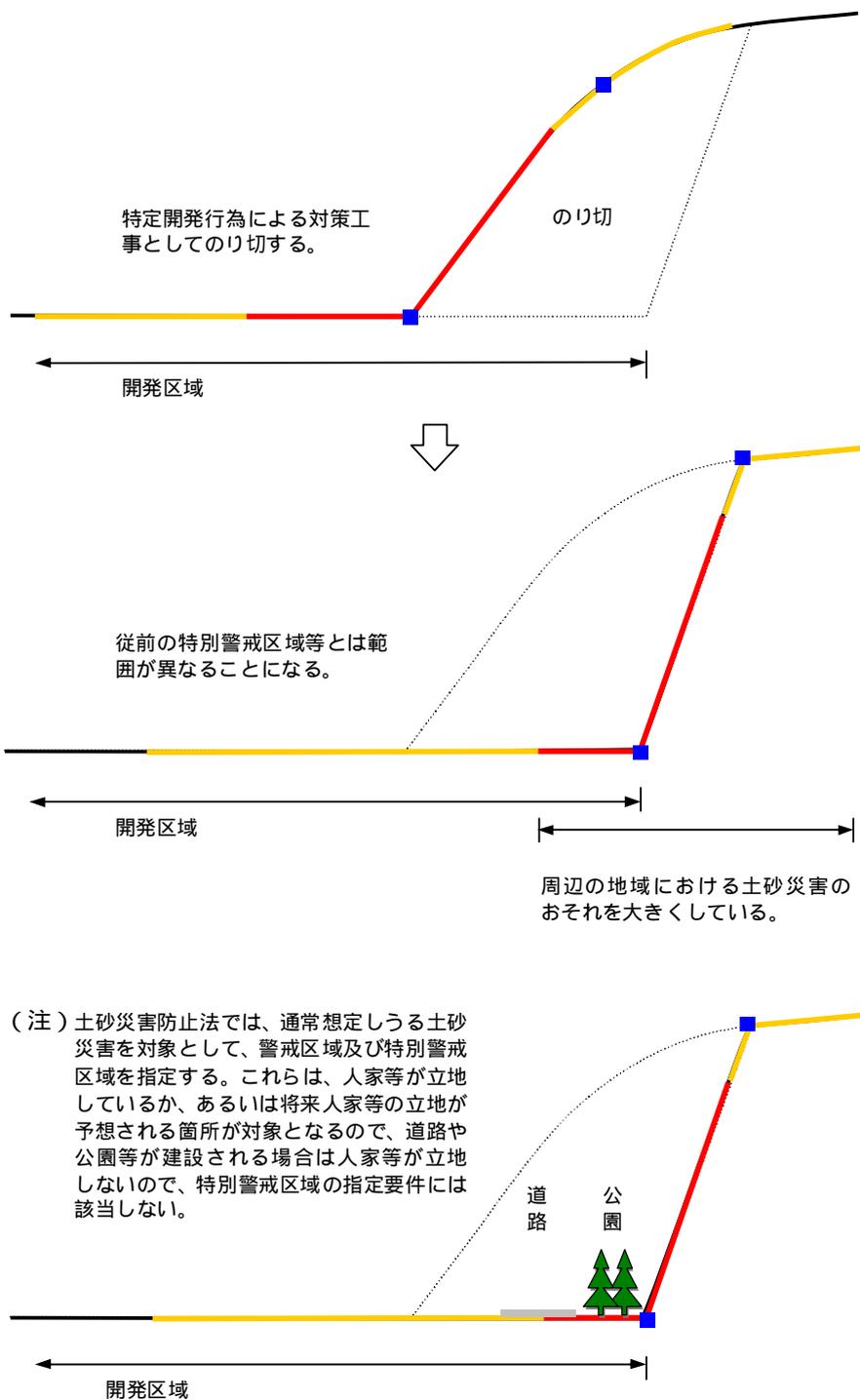


図2-12 のり切によって周辺の安全を損なう工事例(その2)

## 2-4 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に着目する。

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以外の特定開発行為に関する工事の例は以下のものなどがある。

#### ア 盛土によって新たに土砂災害のおそれを大きくした土地の安全性を確保しない工事

対策工事以外の特定開発行為に関する工事として、30°以上かつ5m以上の高盛土が造成される場合、新たに周辺の地域で土砂災害のおそれを大きくする人工斜面が創出されることになる。

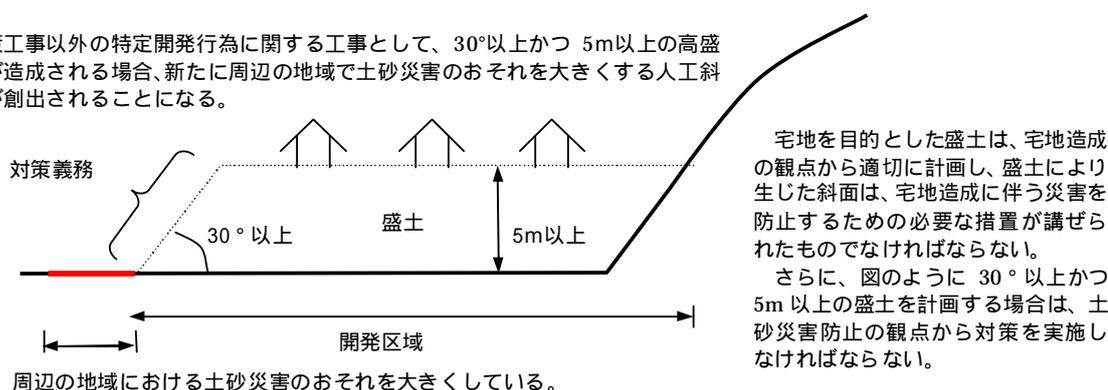


図2-13 盛土によって周辺の安全を損なう工事例

#### イ のり切によって新たに土砂災害のおそれを大きくした土地の安全性を確保しない工事

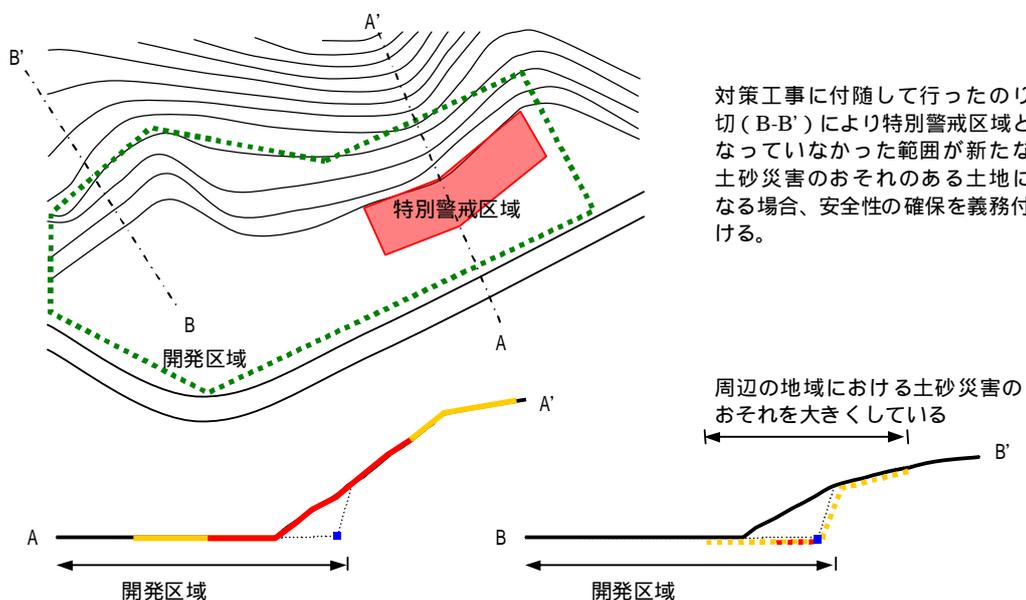


図2-14 対策工事に付随した切土によって周辺の安全を損なう工事例

## 2-5 対策施設の選定

対策施設の選定に当たっては、「急傾斜地の崩壊を防止するための施設」と「急傾斜地の崩壊が発生した場合に生じた土石等を堆積するための施設」の特徴を考慮する。

### 【解説】

急傾斜地の崩壊を防止するための施設は急傾斜地での施工となり、急傾斜地の崩壊が発生した場合に生じた土石等を堆積するための施設は平坦地での施工となるため、どちらを選択するかによって対策工事の計画が大きく異なってくる。この選定に当たっては表 2-3 に示した特定予定建築物の敷地の位置、対策施設の規模（工事費）、用地、施工性、景観、環境などの関連を考慮する。

表 2-3 対策施設の特徴

	急傾斜地の崩壊を防止する対策施設	急傾斜地の崩壊が発生した場合に生じた土石等を堆積させる対策施設
種類	土留、のり面保護施設、排水施設	待受け式擁壁、待受け式盛土
特定予定建築物の敷地の位置	特別警戒区域の保全となる	特定予定建築物敷地のみでの保全となる。
対策施設の規模（工事費）	急傾斜地の高さ及び幅による。また土留については急傾斜地の必要抑止量によって規模を定める。	急傾斜地が高く、急傾斜地に近いほど、規模の大きな対策施設が必要。
用地	開発区域の用地をフル活用できる。	対策施設の設置により開発区域の用地が減少する。
施工性	急傾斜地での施工となる	平坦地での施工となる。
景観	急傾斜地の景観が変化する。	平坦地の景観が変化する。
環境	平坦地と急傾斜地との行き来が分断されない。	平坦地と急傾斜地との行き来が分断される。

### 3 土石等を堆積させる対策施設の設計外力の設定

#### 3-1 設計諸定数

##### (1) 移動の力や堆積の力の計算に用いる定数

移動の力や堆積の力の計算に用いる定数は、土石等の密度、土石等の比重、土石等の容積濃度、土石等の単位体積重量、土石等の内部摩擦角、土石等の流体抵抗係数及び壁面摩擦角がある。これらの値は、実況に応じて設定するものとする。

#### 【解説】

待受け式擁壁工や待受け式盛土工の設計に用いる移動の力や堆積の力の算定は、政令第4条に規定される式を用いて行うこととなるが、その式中の定数については実況に応じて設定するものとする。

対策工事等の計画内容により次のように対応する。

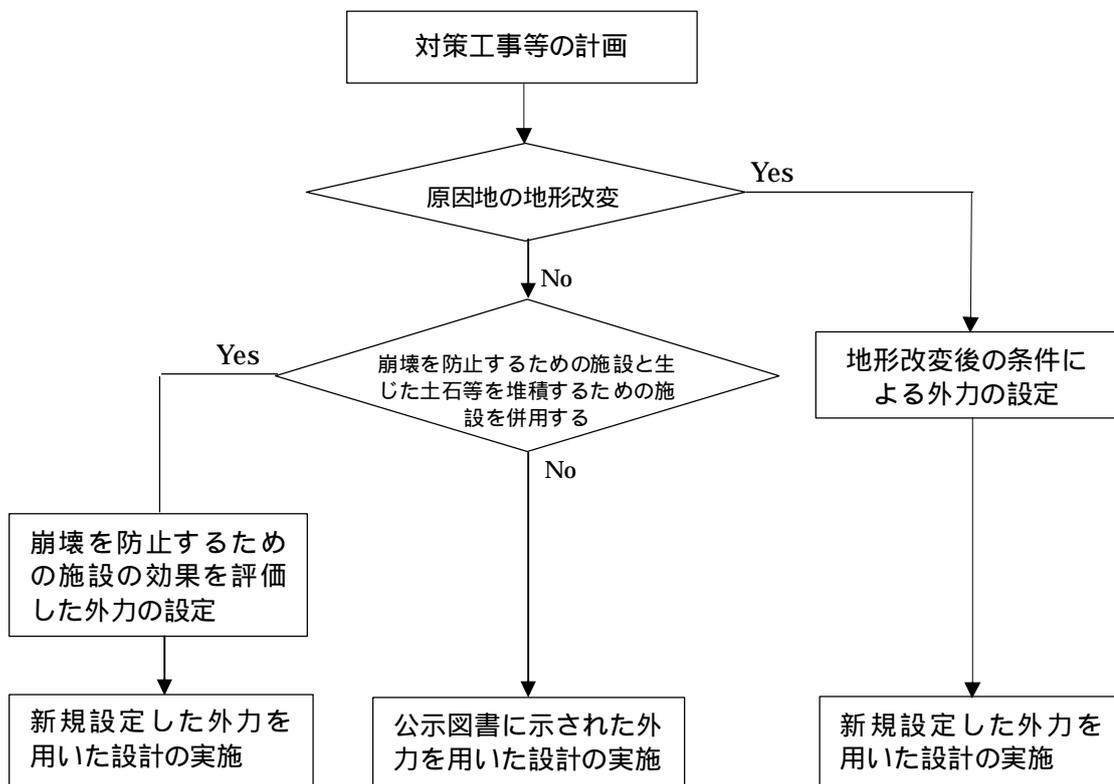


図3-1 外力設定・土質定数等の取り扱い区分

#### 原因地の地形改変を伴わない場合

公示図書に示された外力を用いた設計を実施する。

#### 原因地の地形改変を伴う場合

新たに外力の設定を行い、新規に設定した外力を用いた設計を実施する。この場合の土質定数は、県が提示する基礎調査で用いた値とする。

#### 崩壊を防止するための施設と生じた土石等を堆積するための施設を併用する場合

崩壊を防止するための施設の効果を評価した外力の設定を行い、求めた外力を用いて土石等を堆積するための施設の設計を実施する。この場合の土質定数は、県が提示する基礎調査で用いた値とする。

表 3 - 1 土質定数の設定方法

項目	設定方法	備考
外力の再設定	基礎調査で用いた土質定数	県より提示
構造物の設計等	構造物の設計等に用いる土質定数は、必要と考えられる調査を実施して設定する。	

表 3 - 2 基礎調査で用いる一般的土質定数

(移動による力)

項目	記号	単位	採用値
土石等の比重			2.6
土石等の容積濃度	c		0.5
土石等の密度	$\rho_m$	t/m <sup>3</sup>	1.8
土石等の流体抵抗係数	$f_b$		0.025

「土砂災害防止に関する基礎調査の手引き(急傾斜地の崩壊編)」平成 13 年 6 月、砂防フロンティア整備推進機構 p21 表 -6.1

(移動による力～土石等の移動時の内部摩擦角)

項目	記号	単位	採用値
土石等の移動時の内部摩擦角		°	25

(堆積による力)

	土石等の堆積時の内部摩擦角( )	土石等の単位体積重量( )	建築物の壁面摩擦角( )
設定に用いる値	30°	18kN/m <sup>3</sup>	× 2/3

「土砂災害防止に関する基礎調査の手引(急傾斜地の崩壊編)」平成 13 年 6 月、砂防フロンティア整備推進機構 p21 表 -6.1  
同 参考資料 p2 参表 2-1, 2-2

出典：鳥取県基礎調査マニュアル(案)急傾斜地の崩壊編

(2) 基礎の支持力等の計算に用いる定数

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】

擁壁工や待受け式盛土工の安定性の検討は、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急傾斜地崩壊防止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。

ア 地盤の許容支持力

表 3-5 基礎地盤の種類と許容支持力度 (常時)

支持地盤の種類		許容支持力度 (kN/m <sup>2</sup> (tf/m <sup>2</sup> ))	備 考	
			$q_u$ (kN/m <sup>2</sup> (kgf/cm <sup>2</sup> ))	N 値
岩 盤	亀裂の少ない均一な硬岩	1000 (100)	10000 以上 (100 以上)	-
	亀裂の多い硬岩	600 (60)	10000 以上 (100 以上)	-
	軟岩・土丹	300 (30)	1000 以上 (10 以上)	-
礫 層	密 な も の	600 (60)	-	-
	密 で な い も の	300 (30)	-	-
砂 質 地 盤	密 な も の	300 (30)	-	30~50
	中 位 な も の	200 (20)	-	15~30
粘性土 地 盤	非常に硬いもの	200 (20)	200~400 (2.0~4.0)	15~30
	硬いもの	100 (10)	100~200 (1.0~2.0)	8~15
	中位のもの	50 (5)	50~100 (0.5~1.0)	4~8

出典：道路土工 - 擁壁工指針 - (平成 11 年 3 月)

表 3-6 地盤の許容支持力度

地 盤	長期応力に対する許容応力度 (単位 1 平方メートルにつきトン)	短期応力に対する許容応力度 (単位 1 平方メートルにつきトン)
岩盤	100	長期応力に対する許容応力度のそれぞれの数値の 2 倍とする。
固結した砂	50	
土丹盤	30	
密実な礫(れき)層	30	
密実な砂質地盤	20	
砂質地盤	5	
堅い粘土質地盤	10	
粘土質地盤	2	
堅いローム層	10	
ローム層	5	

出典：建築基準法施行令第 9 3 条

イ 基礎底面と地盤との間の摩擦係数と付着力

表 3-7 基礎地盤の種類と設計定数

支持地盤の種類		擁壁底面の滑動安定計算に用いるすべり摩擦係数* $\mu = \tan B$
岩盤	亀裂の少ない均一な硬岩 亀裂の多い硬岩 軟岩・土丹	0.7
礫層	密なもの 密でないもの	0.6
砂質地盤	密なもの 中位なもの	0.6
粘性土地盤	非常に硬いもの 硬いもの 中位のもの	0.5

\*現場打コンクリートによるもの

出典：新・斜面崩壊防止対策工事の設計と実例  
急傾斜地崩壊防止工事技術指針（平成8年7月）

表 3-8 基礎地盤と摩擦係数

基礎地盤の土質	摩擦係数
岩、岩屑、砂利、砂	0.50
砂質土	0.40
シルト、粘土、又はそれらを多量に含む土	0.30

出典：宅地造成等規制法施行令第7条

### ( 3 ) 必要な調査

対策工事等に際し必要な測量や調査を実施して、計画する構造物の設計・施工に必要な地形情報や地質条件にあった土質定数を設定する。

外力設定に関する調査

基本的に基礎調査で行われている。

構造物の設計に必要な調査

擁壁や盛土の設計に用いる設計定数を求める。

### ( 4 ) 県が提供する資料等

県は請求に基づき以下に示す土質定数等に関する資料を提供することができる。

1) 公示図書の写し

2) 基礎調査結果 ( 区域の再設定に必要な以下の各項目 )

- ・ 区域設定結果図 ( 急傾斜地の上端、下端や横断測線位置などを含む )
- ・ 区域設定に用いた土質定数
- ・ 施設の効果評価に必要な資料

3) 基礎調査マニュアル ( 案 )

4) 特定開発行為許可基準 ( 案 )

### 3-2 設計外力の設定

急傾斜地の崩壊を防止するための擁壁の設計に当たっては、土圧、水圧及び自重を考慮するものとする。

待受け式盛土工及び待受け式擁壁工の設計に当たっては、土圧、水圧及び自重のほか、崩壊の発生に伴う移動及び堆積の力を考慮するものとする。

#### 【解 説】

##### (1) 地山又は裏込め土の土圧

急傾斜地の崩壊を防止するための擁壁の設計に当たって考慮すべき土圧は、地山もしくは裏込め土の土圧である。詳細については「新・斜面崩壊防止工事の設計と実例（急傾斜地崩壊防止工事技術指針）荷重の検討」を参照すること。

##### (2) 水圧

宅地造成によって掘込構造とするような場合や水際に設置される擁壁のように壁の前後で水位差が生じるような場合には、水圧を考慮する場合がある。水圧は、擁壁設置箇所地下水等を想定して擁壁背面に静水圧として作用させるものとするが、水抜穴の排水処理を適切に行い、地下水位の上昇等が想定されない場合は、考慮しなくてもよい。

##### (3) 急傾斜地崩壊による移動の力及び堆積の力

待受け式盛土工及び待受け式擁壁工の設計に当たっては自重のほか、急傾斜地の崩壊が発生した場合に生じる移動の力及び堆積の力を考慮し、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 3-9に示す。

表 3-9 急傾斜地崩壊に伴う力及び高さの考え方

衝撃に関する事項	考 え 方
移動の力	崩壊によって生じた土石等の先端部が移動により擁壁等に作用するときの力
移動の高さ	崩壊によって生じた土石等が移動により作用するときの高さ
堆積の力	最終的に堆積した土石等が擁壁等に作用するときの力
堆積の高さ	最終的に堆積した土石等が作用するときの高さ

急傾斜地が崩壊した場合、まず、崩壊によって生じた土石等の先端部が移動により擁壁等に作用する。その後、土石等の堆積によって擁壁等に力が作用することとなる。以下に作用する力のイメージを示す。

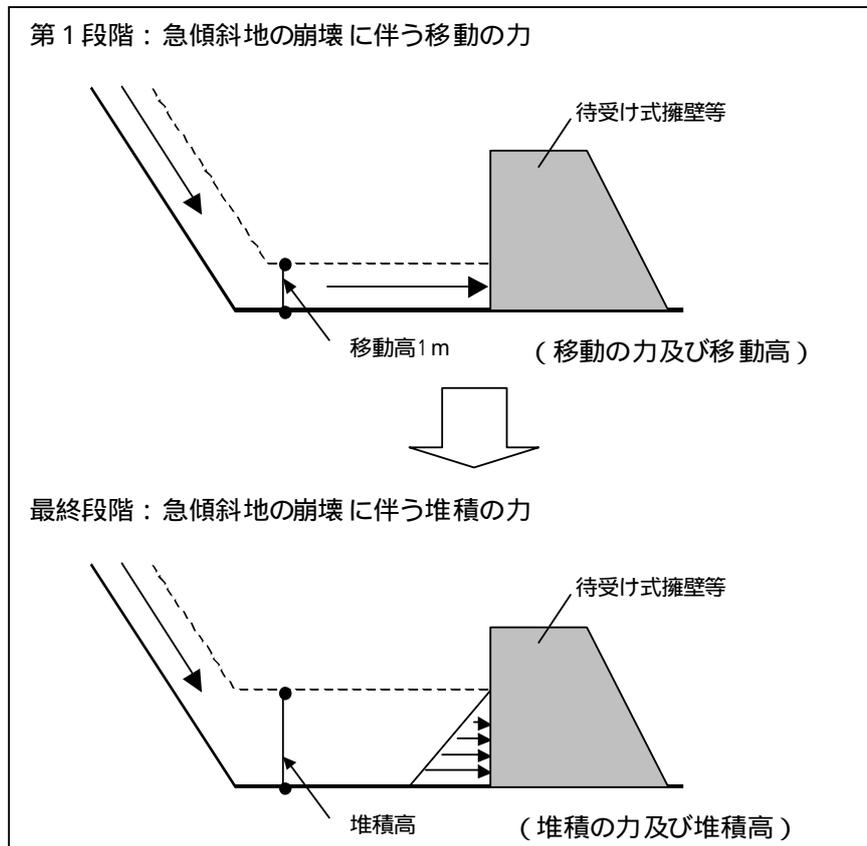


図 3-2 移動の力と堆積の力の概念図

### 1) 移動の高さ

崩壊による移動の高さについては、災害実績調査等の結果から明らかな場合を除いて1.0mに設定する（鳥取県基礎調査マニュアル（案）参照）。

## 2) 移動の力

待受け式擁壁等に作用する移動の力は次式で与えられる。

$$F_{sm} = \rho_m g h_{sm} \left[ \left\{ \frac{b_u}{a} \left( 1 - e^{-2aH/h_{sm} \sin \theta_u} \right) \cos^2 (\theta_u - \theta_d) \right\} e^{-2ax/h_{sm}} + \frac{b_d}{a} \left( 1 - e^{-2ax/h_{sm}} \right) \right]$$

ここに、

$$a = \frac{2}{(\sigma - 1)c + 1} f_b$$

$$b = \cos \theta \left\{ \tan \theta - \frac{(\sigma - 1)c}{(\sigma - 1)c + 1} \tan \phi \right\}$$

$F_{sm}^{*1}$  : 急傾斜地の崩壊に伴う土石等の移動により建築物の地上部分に作用すると想定される力の大きさ (kN/m<sup>2</sup>)

$\rho_m^{*3}$  : 急傾斜地の崩壊に伴う土石等の移動時の当該土石等の密度 (t/m<sup>3</sup>)

$g$  : 重力加速度 (m/s<sup>2</sup>)

$h_{sm}^{*4}$  : 急傾斜地の崩壊に伴う土石等の移動時の当該土石等の移動の高さ ( $h_{sm}=1.0$ m)

$b_u$ 、 $b_d$  :  $b$  の定義式に含まれる  $\theta_u$ 、 $\theta_d$  を代入した値

$\theta_u^{*2}$  : 急傾斜地の傾斜度 (°)

$\theta_d^{*2}$  : 急傾斜地の下端に隣接する急傾斜地以外の土地の傾斜度 (°)

$\sigma^{*3}$  : 急傾斜地の崩壊に伴う土石等の移動時の当該土石等の比重

$c^{*3}$  : 急傾斜地の崩壊に伴う土石等の移動時の当該土石等の容積濃度

$\phi^{*5}$  : 急傾斜地の崩壊に伴う土石等の移動時の当該土石等の内部摩擦角 ( $\phi=30^\circ$ )

$f_b^{*3}$  : 急傾斜地の崩壊に伴う土石等の移動時の当該土石等の流体抵抗係数

$H^{*2}$  : 急傾斜地の高さ (m)

$x$  : 急傾斜地の下端から当該建築物までの水平距離 (m)

\* 1 : ここで定義する移動の力の算出方法は、「政令第 3 条第 1 号イ」に規定されている方法に基づいている。

\* 2 : 急傾斜地の地形改変を行わない場合、急傾斜地の高さ及び傾斜度は県による基礎調査の結果を用いる。急傾斜地の地形改変を行う場合は、開発計画に基づいた急傾斜地の高さ及び傾斜度を用いるものとする。

\* 3 : 「3-1 設計諸定数」を参照。

\* 4 : 「1) 移動の高さ」を参照。

\* 5 : 「基礎調査マニュアル(案)」を参照。

### 3) 堆積の高さ

#### ア 堆積の高さの計算位置

土石等が特定予定建築物の敷地に達しないようにするため待受け式盛土及び待受け式擁壁の高さは土石等の堆積の高さ以上にしなければならない。その堆積の高さの計算は待受け式盛土又は待受け式擁壁と地盤面との交線（A面の外縁部）のうち急傾斜地の上端にもっとも近い点（B点）において行うものとする。

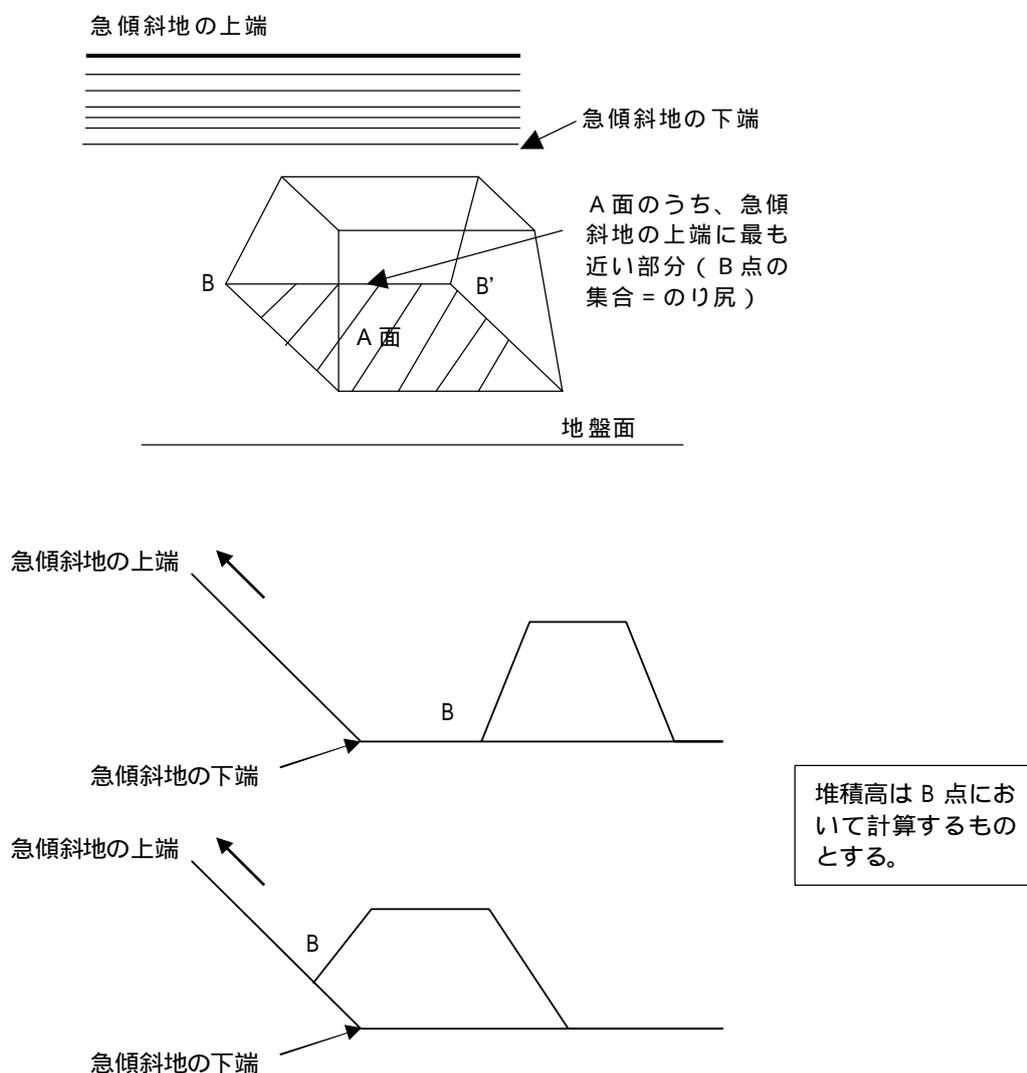


図 3-3 移動の力、堆積の力及び堆積高の計算位置

#### イ 堆積の高さの計算

堆積高の算出に当たっては、まず水平に土石等が堆積するときの堆積高： $h_1$  (m) を算出し、得られた値をもとに土石等が堆積勾配をもって堆積するときの堆積高： $h$  (m) を求めるものとする（鳥取県基礎調査マニュアル（案）参照）。

$$h = \frac{1}{2} \left( \sqrt{W^2 \tan^2 \phi + 4Wh_1 \tan \phi - W \tan \phi} \right)$$

ここに、

h：土石等が堆積勾配をもって堆積するときの堆積の高さ（m）

W<sup>\*1</sup>：最大崩壊幅（m）

：堆積勾配（ $\phi = 30^\circ$ ）

h<sub>1</sub>：次の式により計算した土石等が水平に堆積するときの堆積の高さ（m）

$$h_1 = \frac{-X + \sqrt{X^2 + 2S \cdot \tan(90 - \theta_u)}}{\tan(90 - \theta_u)}$$

ここに、

X：急傾斜地下端からの距離（m）

S<sup>\*1</sup>：土石等の断面積（単位幅あたりの土石等の量；m<sup>2</sup>）（S = V/W）

V<sup>\*1</sup>：崩壊土量（m<sup>3</sup>）

θ<sub>u</sub>：斜面勾配（度）

\* 1：「鳥取県基礎調査マニュアル（案）」を参照。

#### 4）堆積の力

待受け式擁壁等に作用する堆積の力は、次式によって与えられる。

$$P_A = \frac{1}{2} F_{sa} h$$

$$F_{sa} = \frac{h \cos^2 \phi}{\cos \delta \left\{ 1 + \sqrt{\sin(\phi + \delta) \sin \phi / \cos \delta} \right\}^2}$$

ここに、

F<sub>sa</sub><sup>\*1</sup>：急傾斜地の崩壊に伴う土石等の堆積により待受け式擁壁等に作用すると想定される力の大きさ（kN/m<sup>2</sup>）

\* 2：急傾斜地の崩壊に伴う土石等の堆積時の当該土石等の単位体積重量（kN/m<sup>3</sup>）

h：急傾斜地の崩壊に伴う土石等の堆積時の当該土石等の堆積の高さ(m)

：擁壁背面と鉛直面のなす角（°）

\* 3：土石等の堆積面と水平面のなす角（°）

\* 2：急傾斜地の崩壊に伴う土石等の堆積時の当該土石等の内部摩擦角（°）

\* 4：壁面摩擦角（°）

\* 1：ここで定義する堆積の力の算出方法は、「政令第3条第1号ロ」に規定されている方法に基づいている。

\* 2：土石等の単位体積重量及び土石等の内部摩擦角は「3-1 設計諸定数」を参照。

\* 3：土石等の堆積面と水平面のなす角は0°とみなす。

\* 4 : 壁面摩擦角は土圧の作用面の部材によって表 3-10 のとおりとする。

表 3-10 壁面摩擦角

対策施設の種類	摩擦角の種類	壁面摩擦角
待受け式擁壁 (重力式擁壁)	土石等とコンクリート	$= 2 / 3$
待受け式盛土	土石等と盛土	$=$

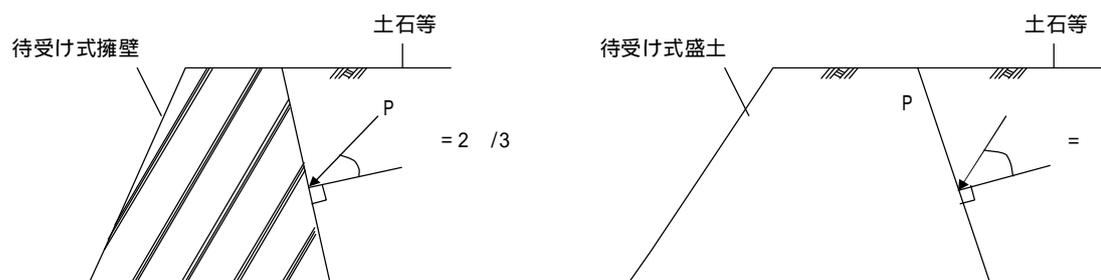


図 3-4 力の作用面と壁面摩擦角

#### ( 4 ) 地震時の影響

擁壁の設計に当たって地震時の影響を考慮する必要がある場合には、設計に用いる荷重を地震時慣性力及び地震時土圧を組み合わせで設計を行う。この際、設計水平震度  $k_h$  は次の式で与えられる。この詳細については「新・斜面崩壊防止工事の設計と実例（急傾斜地崩壊防止工事技術指針）地震時における安定」及び「宅地防災マニュアル 耐震対策」を参照。

$$k_h = C_z \cdot C_G \cdot C_I \cdot C_T \cdot k_{ho}$$

ここに、

$k_h$ ：設計水平震度

$k_{ho}$ ：標準設計水平震度

$C_z$ ：地域別補正係数

$C_G$ ：地盤別補正係数

$C_I$ ：重要度別補正係数

$C_T$ ：固有周期別補正係数

### 3-3 対策施設の効果評価に関する考え方

- (1) 土留又はのり面保護施設と待受け式盛土又は待受け式擁壁を組み合わせる場合  
土留又はのり面保護施設と待受け式盛土又は待受け式擁壁を組み合わせた対策工事の例を  
図 3-5 に示す。

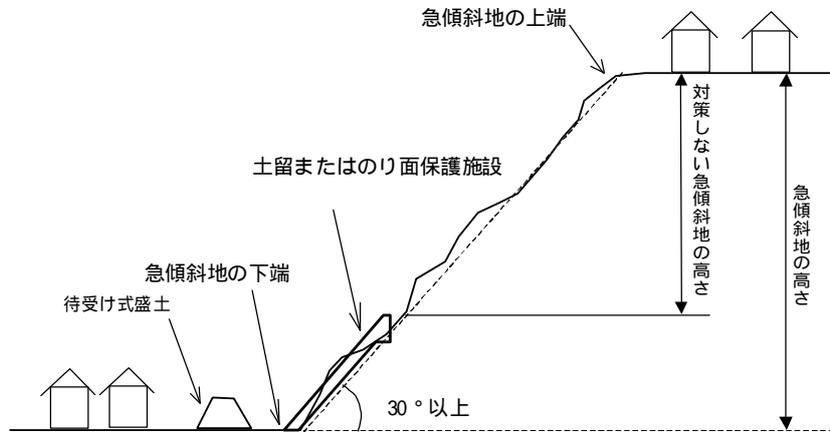


図 3-5 急傾斜地の下部を対策する場合

この場合の移動の力等の具体的な計算方法は、以下に示すとおりであり、その結果に応じた待受け式盛土又は待受け式擁壁を設置するものとする。

#### 1) 急傾斜地下部に既設構造物がある場合

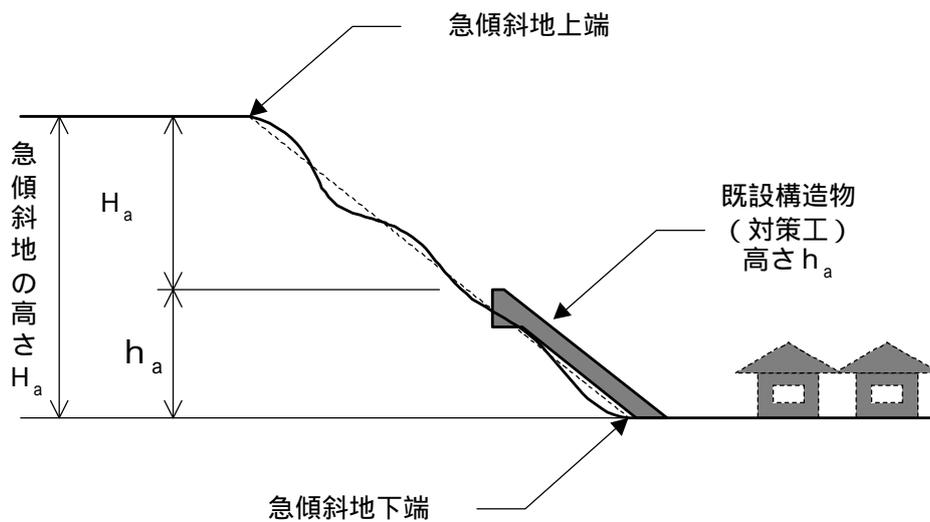


図 3-6 急傾斜地の下部に既設構造物がある場合

既設構造物（対策工）が急傾斜地下端を含む箇所に設置されている場合、急傾斜地下部は崩壊しないと考えられ、既設構造物より上方に残っている急傾斜地を対象に力を設定する。

< 移動の力の設定 >

移動の力は、急傾斜地の最大高さ（急傾斜地下端から上端までの標高差）及び傾斜度に依存しているため、急傾斜地の高さ及び傾斜度が変化しない限り、急傾斜地下端からの高さ及び傾斜度をもとに、計算するものとする。

< 堆積の力の設定 >

堆積の力は、急傾斜地から崩落する土石等の堆積高から算定される力であり、既設構造物（対策工）によって崩落する土石等量が減少する分を考慮して設定する。計算方法は、残斜面について堆積高を計算し、堆積の力を計算する。

2) 急傾斜地上部もしくは中間部に既設構造物がある場合（急傾斜地下部が未施工な場合）

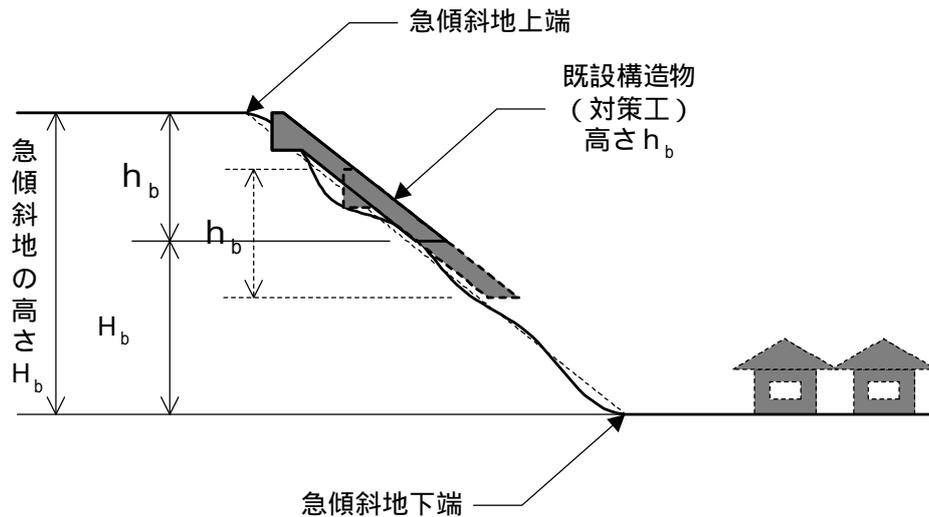


図 3-7 急傾斜地の上部又は中間部に既設構造物がある場合

既設構造物は、土留又はのり面保護施設等が、同等の機能を有すると認められる施設とする。

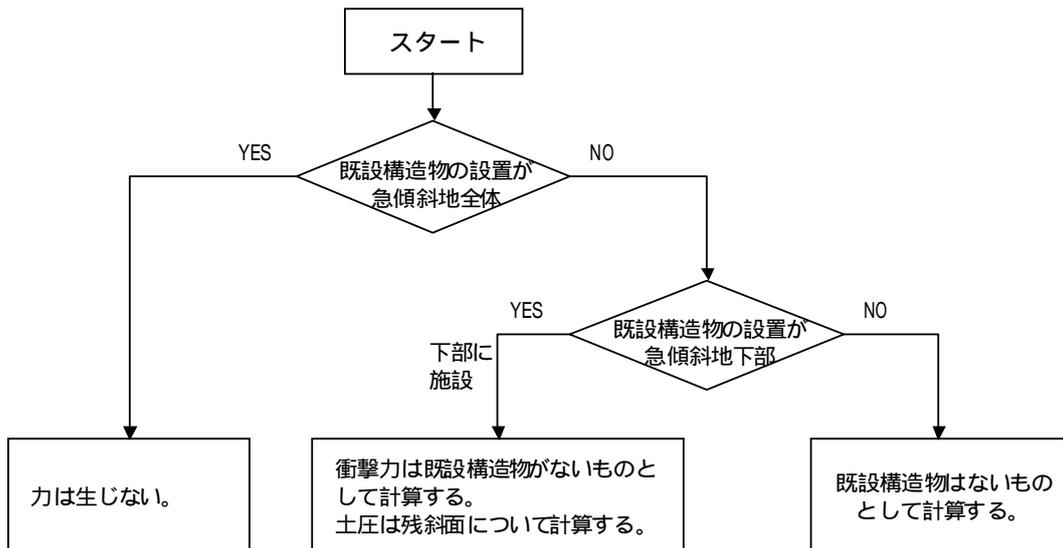


図 3-8 急傾斜地内に既設構造物がある場合の力の設定の流れ

既設構造物（対策工）が急傾斜地上部又は中間部に設置されている場合、既設構造物の直下が崩壊すると、既設構造物部分が不安定になる。このため、本パターンの移動の力及び堆積の力は、急傾斜地全体に施設がないものとして、値を計算する。

(2) 待受け式盛土と待受け式擁壁を組み合わせた対策工事を行う場合

待受け式盛土と待受け式擁壁を組み合わせた対策工事は図 3-9 が例としてあげられる。

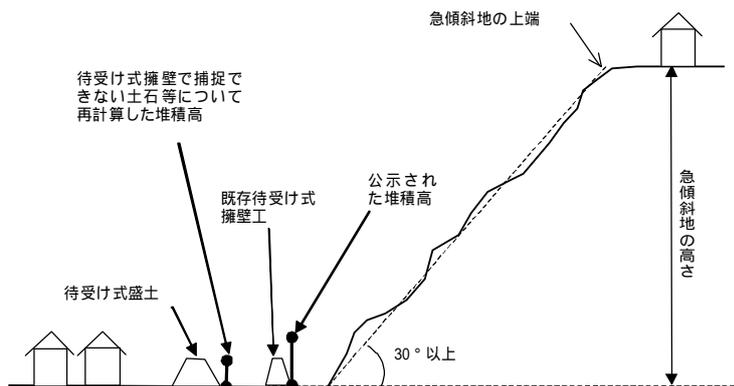


図 3-9 公示されている堆積高より低い待受け式擁壁工を設置する場合

この場合の移動の力等の具体的な計算方法は、以下に示すとおりであり、その結果に応じた待受け式盛土を設置するものとする。

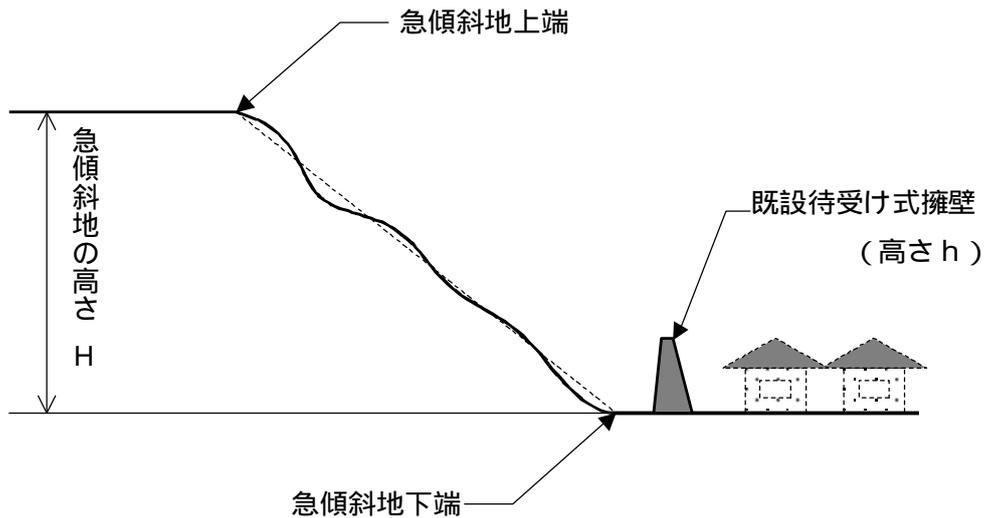


図 3-10 特別警戒区域内に既設待受け式擁壁がある場合

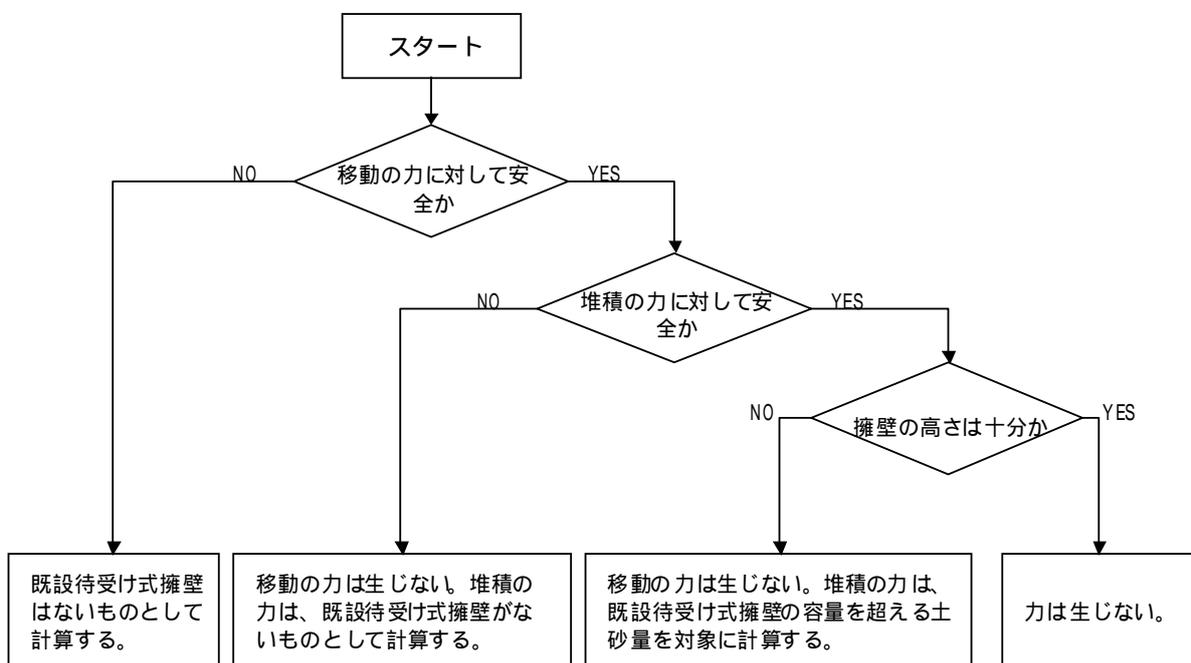


図 3-11 特別警戒区域内に既設待受け式擁壁がある場合の力の設定の流れ

- (3) 既設待受け式擁壁が移動及び堆積の力に対して安全かつ高さが堆積の高さ以上の場合  
 土石等は擁壁で捕捉され、擁壁より下方には土石等が流出しないので移動の力、堆積の力は生じない。

( 4 ) 既設待受け式擁壁が移動の力に対して安全性を確保できない場合

土石等の先端部の移動の力に対し、擁壁が安全性を有していない場合は、土石等の移動の力によって擁壁が破壊されることを意味する。従って、移動の力、堆積の力は、施設がないものとして値を計算する。

( 5 ) 既設待受け擁壁が堆積の力に対して安全性が確保できない場合

先端部の移動の力に対しては安全であるが、擁壁の背後に土石等が堆積することにより生じる堆積の力に対して安全性が確保できない場合の力の設定は以下のようにする。

- 1 ) 移動の力は、生じないものとして設定しない。
- 2 ) 堆積の力は、後続の流出土砂に対しては擁壁の安全性が保たれていないことから、待受け式擁壁がないものとして値を設定する。

( 6 ) 既設待受け擁壁の高さが堆積の高さ以下の場合

土石等の先端部の移動の力及び堆積の力に対しては安全性が確保されるが、土石等の流出に対して量的に捕捉できず、後続の一部の土石等が擁壁から溢れて下方に流出してくる場合の力の設定は以下のようにする。

- 1 ) 移動の力は、生じないものとして設定しない。
- 2 ) 堆積の力は、擁壁から溢れて下方に流出する土石等の量を計算し、その土石等の量から算出させる堆積高をもとにクーロンの土圧算定式で設定する。

## 4 のり切の設計

のり切は地形、地質等の状況を考慮して、急傾斜地の崩壊を助長し、又は誘発することのないように施工すること。なお、詳細は、急傾斜地崩壊対策防止工事技術指針によるものとする。

### 【解説】

#### (1) のり切の目的

のり切は崩壊を防止する上で最も基本的で、確実な方法といえる。のり切は、以下の3種類に区別される。

##### 1) オーバーハング部や浮石などといった不安定土塊を除去するのり切

オーバーハング部の切取り、表層の不安定土層の切取り、浮石等の除去を行い、崩壊する危険のある土層、岩塊を取り除く。

##### 2) 標準切土勾配を目安として斜面形状を改良するのり切

急傾斜地を雨水等の作用を受けても安全であるような傾斜度あるいは高さまで切り取る。

##### 3) 急傾斜地(原因地)を除去するのり切

のり切によってのり面の傾斜度を30度未満、又は、高さを5m未満にし、急傾斜地を除去する。

以上のうち、1)及び2)については単独で用いるものではなく、土留、のり面保護施設又は排水施設と組み合わせることを前提とするものである。3)は完全に実施されれば、他の対策施設と組み合わせる必要がないものである。

#### (2) 標準切土のり勾配を目安として斜面形状を改良するのり切の設計

##### 1) 一般的留意事項

急傾斜地の崩壊を防止するための対策工事を実施する急傾斜地は、傾斜度が急で作業条件が悪い等の制約を受けるため、のり切の設計に当たっては、現地の状況に応じて地形、地質、地下水、人家の配置等を十分考慮し、総合的な検討を行う。また、施工中に明らかになった条件の変化についてもたえず検討を加え、より合理的な工事が行われるよう処理していくものとする。

のり面が岩石からなる場合は、風化の程度、層理・節理・片理などの発達程度およびそれらの不連続面の方向とのり面の方向との関連性を考慮して、のり勾配を決めなければならない。

## 2) のり勾配

切土高及びのり勾配は急傾斜地崩壊対策防止工事技術指針による。

一般的な土質・地質に対する標準値を示したものであり、下記の斜面については特に注意して安定度の検討を行い、のり勾配を決定する。

崩積土、強風化帯、旧地すべり地、崩壊跡地など崩壊を生じやすい斜面  
しらす、まさなどの侵食に弱い土砂からなる斜面

膨張性岩、第三紀泥岩、蛇紋岩及び風化に対する耐久性が弱い岩からなる斜面

破碎帯、亀裂の多い岩からなる斜面

流れ盤の斜面

地下水が多い斜面

積雪地、寒冷地の斜面

## 5 急傾斜地の崩壊を防止するための施設の設計

### 5-1 土留

#### (1) 擁壁工

擁壁工は急傾斜地の崩壊を防止することが目的である。その構造は土圧、水圧及び自重によって損壊、転倒、滑動又は沈下しないものであり、かつ、その裏面の排水をよくするための水抜穴を有するものであること。

高さが2mを超える擁壁工は、建築基準法施行令第142条に定めるところによること。

#### 【解説】

##### 1) 目的

擁壁工は次のような目的の場合に計画される。

- ア 急傾斜地下部（脚部）の安定を図る場合。
- イ 急傾斜地中段での小規模な崩壊を抑止する場合。
- ウ のり枠工等ののり面保護工の基礎とする場合。
- エ 押さえ盛土工の補強を行う場合。

##### 2) 擁壁工の種類

主な擁壁としては次のものがある。

- ア 石積、ブロック積擁壁
- イ 重力式コンクリート擁壁
- ウ もたれコンクリート擁壁
- エ コンクリートのり枠擁壁（井桁組擁壁）

それぞれの概要および特徴については、表2-2を参照。

##### 3) 擁壁工の計画

擁壁工はのり面の崩壊を直接抑止する構造物として用いられるが、急傾斜地の諸条件を十分検討した上で使用する必要がある。また、急傾斜地は一般に傾斜度が急で斜面長が長いいため崩壊を直接擁壁のみで抑止できる場合は少なく、他の工法と併用する場合の基礎として設計することが多い。

##### 4) 荷重

擁壁工の設計に用いる荷重は常時における土圧、水圧及び自重の組み合わせとする。また、地震時の影響を考慮する必要がある場合には、設計に用いる荷重は地震時慣性力及び地震時土圧の組み合わせとする。

詳細は「3.土石等を堆積させる対策施設の設計外力」を参照。

## 5) 安定性の検討

### ア 常時における安定性の検討

常時において、擁壁は、4) に示す荷重に対して、その安定を保つため次の4つの条件を満たさなければならない。

- (ア) 損壊に対する安定は、土圧及び自重によって擁壁の各部に生ずる応力度が、擁壁の材料である鉄材又はコンクリートの許容応力度を超えないこと。
- (イ) 転倒に対する安定は、擁壁に作用する合力の作用点が擁壁底面の中央 1/3 以内に入ること。なお、このことが満たされれば、重力式擁壁では転倒安全率に換算すると 1.5 以上となる。
- (ウ) 滑動に対する安定は、擁壁の基礎地盤に対する最大摩擦抵抗その他の抵抗力が、擁壁の基礎の滑り出す力の 1.5 倍以上であること。
- (エ) 沈下に対する安定は、擁壁の地盤に生ずる応力度が当該地盤の許容支持力を超えないこと。なお、このとき地盤の極限支持力に対する安全率は 3.0 とする。

なお、詳細については「新・斜面崩壊防止工事の設計と実例（急傾斜地崩壊防止工事技術指針）安定性の検討 p 215、コンクリートの強度および許容応力度 p 218」を参照。

### イ 地震時における安定性の検討

地震時における安定性の検討については、地震による荷重の増加を常時の設計計算において評価した安全率や、その他不確実な抵抗が設計時に考慮され、ある程度補われていると考え、一般的に地震時の安定計算は行わないでよいこととする。

しかし、以下に示す擁壁について、別途地震時の設計計算を行うものとする。

- (ア) 高さ 8.0m を超える擁壁。
- (イ) 倒壊が付近に重大な損害を与え、復旧が極めて困難な擁壁など、地震を考慮する必要があると認められた場合。

## 【参 考】

### 新・斜面崩壊防止工事の設計と実例（急傾斜地崩壊防止工事技術指針）の考え方

地震時における安定性の検討は、以下に示す擁壁について行うものとする。

- 1 高さ 8.0m を超えるような擁壁
- 2 倒壊が付近に重大な損害を与え、復旧がきわめて困難な擁壁など、地震力を考慮する必要があると認められる場合

その安定性を保つため、4) に示す荷重のうち、新・斜面崩壊防止工事の設計と実例（急傾斜地崩壊防止工事技術指針）から引用した「地震」に応じた設計水平震度に基づく地震時慣性力及び地震時土圧に対して、以下の3つの条件を満たさなければならない。

- 1 転倒に対する安定は、擁壁に作用する合力の作用点が擁壁底面の中央 2/3 以内に入ること。
- 2 滑動に対する安定は、擁壁の基礎地盤に対する最大摩擦抵抗その他の抵抗力が、

擁壁の基礎の滑り出す力の 1.2 倍以上であること。

- 3 沈下に対する安定は、擁壁の地盤に生ずる応力度が当該地盤の許容支持力を超えないこと。なお、このとき地盤の極限支持力に対する安全率は 2.0 とする。

なお、設計基準水平震度等詳細については「新・斜面崩壊防止工事の設計と実例(急傾斜地崩壊防止工事技術指針)地震時における安定」を参照すること。

高さ 2m を超える擁壁については、建築基準法施行令第 142 条を満たす必要があるため、以下による検討も行うように注意すること。

#### 宅地防災マニュアルの考え方

地震時における安定性の検討を行うかどうかは、地域の状況等に応じて適切に判断するものとするが、一般的には高さが 2 m を超える擁壁については、中・大地震時の検討を行うものとする。

その安定性を保つため、4) に示す荷重のうち、宅地防災マニュアルから引用した「中地震」及び「大地震」に応じた設計水平震度に基づく地震時慣性力及び地震時土圧に対して、以下の 3 つの条件を満たさなければならない。

- 1 中地震時において擁壁躯体の各部に作用する応力度が、材料の設計基準短期強度以内に収まっていること。
- 2 大地震時において擁壁躯体の各部に作用する応力度が、材料の設計基準短期以内に収まっていること。
- 3 転倒に対する安定は、大地震時において、擁壁全体の安定モーメントが転倒モーメントの 1.0 倍以上であること。なお、設計においては擁壁に作用する合力の作用点が擁壁底面以内に入ることが望ましい。
- 4 滑動に対する安定は、大地震時において、擁壁の基礎地盤に対する最大摩擦抵抗その他の抵抗力が、擁壁の基礎の滑り出す力の 1.0 倍以上であること。
- 5 沈下に対する安定は、大地震時において、擁壁の地盤に生ずる応力度が当該地盤の極限支持力を超えないこと。

なお、設計基準水平震度等の詳細については「宅地防災マニュアル 耐震対策」を参照すること。

## ウ まとめ

以上の転倒、滑動及び沈下の安全率についてまとめると、表 5-1 のようになる。

表 5-1 安全率のまとめ

	新・斜面崩壊防止工の設計と実例 (急傾斜地崩壊防止工事技術指針)		宅地造成等施 行令第7条	宅地防災マニュアル	
	(常時)	(地震時)		(常時)	(大地震時)
転倒*)	$ e  B/6$ (1.5)	$ e  B/3$ (1.2)	1.5	1.5 $ e  B/6$	1.0 $ e  B/2$
滑動	1.5	1.2	1.5	1.5	1.0
沈下	3	2	3	3	1

e: 許容偏心量

\* 1: 転倒の安定性検討には、安全率法と許容偏心量法の2種類がある。安全率法は、抵抗モーメントが転倒モーメントの何倍に相当するかを検討する方法で、その倍数が安全率である。許容偏心量法は、擁壁の荷重が前方か後方に偏りすぎていないかを検討する方法で、擁壁の底面全体にわたって地盤に荷重がかかっている(底面全面に地盤反力が発生していれば)安定であるという考え方である。もたれ擁壁を考えない場合、許容偏心量法のほうが、安全率法よりも安全側の結果が得られることが分っている。宅地防災マニュアルでは、安全率法を採用しているが、許容偏心量法でも検討することが望ましいとしている。( )内の安全率は、許容偏心量法に相当する換算値である。

## 6) 水抜穴

湧水、浸透水の基礎部への流入を避けるため擁壁背面の水は速やかに前面に排出するものとする。

ア 湧水、浸透水の基礎部への流入を避けるため、擁壁背面の水は速やかに前面に排出するものとする。

イ 擁壁前面に排出した水は、擁壁付近に停滞させることなく速やかに処理するものとする。

ウ 擁壁背面の水を排除するため、外径~10cm程度の硬質塩化ビニール管を3m<sup>2</sup>に一箇所の割合で設置するものとする。湧水、浸透水の多い場合は必要に応じて数量を増す。

エ 擁壁背面には原則として栗石、砕石等を使用し、排水層を設ける。

オ 水抜孔は排水が良好にできる位置に設置するものとする。

カ 水抜孔の設置に当たっては土粒子等の吸出し防止に留意するものとする。土質、湧水等の現状により必要に応じて透水性の吸出し防止材を併用するものとする。

キ 下段水抜孔より下部は捨てコンクリートなどを使用し、不透水層を設け擁壁工底部への浸透を防止する。



## (2) アンカー工

アンカー工は、硬岩又は軟岩の斜面において、岩盤に節理・亀裂・層理があり、表面の岩盤が崩落又は剥落するおそれがある場合、直接安定な岩盤に緊結したり、あるいは他工法と併用して、その安定性を高める目的で用いるものとする。

アンカー工は、グラウンドアンカー工とロックボルト工に大別するものとする。

なお、アンカー工の設計にあたっては、急傾斜地崩壊対策防止工事技術指針によるものとする。

### 【解説】

- 1) アンカー工を斜面の崩壊防止工事に用いる場合、次のような条件の斜面では有効な工法となる。
  - ア 斜面上下部に人家が接近していて、切土工や待受け式擁壁工等が施工できない場合、あるいは斜面勾配が急であったり斜面長が長くて現場打コンクリート法枠工やコンクリート擁壁工等の、安定度が不足する場合。
  - イ アンカー体定着地盤・岩盤が比較的堅固で斜面表面より浅い位置にある（すなわちすべり面が比較的浅い）場合。
  - ウ 斜面崩壊の形状から、特に面的対策が必要とされる場合。
  - エ 大きな抑止力を必要とされる場合。
  - オ 杭工法等では、大きな曲げ応力の発生する場合。
- 2) アンカー工を永久構造物として用いる場合は、特に鋼材の防錆、定着荷重の点検、維持管理等を考慮して計画する。
- 3) アンカーの定着地盤はよく締まった砂礫層や岩盤とし、緩い砂層や粘土層、又は被圧地地下水のある砂地盤では避けなければならない。

アンカー工は単独で用いられることよりも、現場打コンクリート法枠工、コンクリート張工、擁壁工等の工法の安定性を高めるため併用されることが多い。

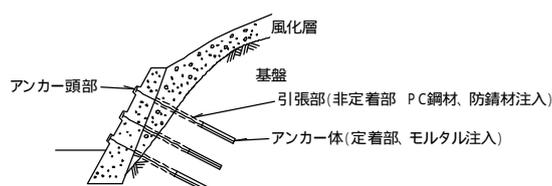


図 5-3 アンカー工の例（擁壁の補強）

出典：新・斜面崩壊防止対策工事の設計と実例  
急傾斜地崩壊防止工事技術指針（平成8年7月）

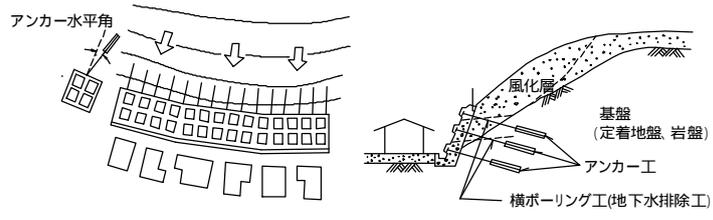


図 5-4 構造物およびアンカーの配置模式図

### (3) 押さえ盛土工

押さえ盛土工は、急傾斜地に盛土をすることにより急傾斜地の安定を図るように設計するものとする。

#### 【解説】

押さえ盛土工は、急傾斜地の下部に盛土を行うことにより、すべり面を有する崩壊の滑動力に抵抗する力を増加させるもので、安定計算により所定の計画安全率（新・斜面崩壊防止工事の設計と実例（急傾斜地崩壊防止工事技術指針）を参照）を得られるように盛土量、盛土の位置を設計する。

また、押さえ盛土を行い、対象の急傾斜地が高さ 5m 未満又は傾斜度 30° 未満とすることで、急傾斜地の地形ではない状態にすることもできる。しかし、完全に実施されず、急傾斜地の残斜面が生じるのであれば、その残斜面に対する対策の必要性は残ることとなる。

押さえ盛土の盛土高及びのり面勾配は、盛土材料の材質及び盛土基礎地盤の特性により定めるが、一般に、盛土のり勾配は 30 度より緩くし、盛土の直高 5m ごとに 1.0～2.0m 程度の小段を設けている例が多い。

小段には水路を設ける必要がある。

急傾斜地に湧水がある場合は押さえ盛土工によりこれをしゃ断したり、その荷重によって地下水の出口が塞がれ、背後部の地下水位が上昇したりして急傾斜地が不安定になる恐れがあるため、地下水の処置には十分注意する必要がある。特に盛土位置において地下水が高く浸透水もしくは湧水の多い区域または軟弱地盤の区域には、盛土は原則として認めない。

押さえ盛土をした土地の部分に生じるがけ面（「がけ」とは、地表面が水平面となす角度が 30 度を超える土地で硬岩盤（風化の著しいものを除く。）以外のものをいい、「がけ面」とはその地表面をいう。）には擁壁を設ける。（5-1 擁壁を参照）

のり面の垂直高が 5 m を超える場合は、表 5-2 に定める幅をもつ犬走り（小段）を設ける。

表 5-2 垂直高と小段幅

垂直高	切土(のり切)	盛土	備考
5 m 以内ごと	1～2m 以上	1～2m 以上	

のり面は、降雨等によって崩壊や洗掘を受けやすいため、植生等ののり面保護工を設置する必要がある。

のり尻には原則としてのり止め擁壁を施工するものとする。コンクリート重力擁壁を用いる場合には、基礎掘削等により地すべりを誘発しないように十分な注意を要する。

出典：河川砂防技術基準案 地すべり編（平成 9 年 9 月）

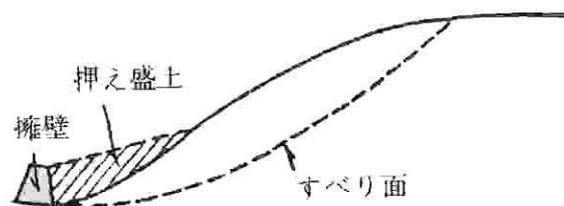


図 5-5 押さえ盛土工の一例

出典：新・斜面崩壊防止対策工事の設計と実例  
急傾斜地崩壊防止工事技術指針（平成 8 年 7 月）

#### (4) 杭工、土留柵工

杭工及び土留柵工は、急傾斜地の崩壊を防止し、土圧により生ずるせん断および曲げモーメントに対して安全であるものとする。

#### 【解説】

斜面上に杭を設置して斜面の安定度を向上させようとする工法には一般に杭工及び土留柵工がある。

#### 1) 杭工

杭工は、杭のせん断及び曲げモーメント抵抗により急傾斜地のすべり力に抵抗することで、急傾斜地を安定させることを目的としている。この他、軟弱な地盤に杭を打込むことにより土塊を緊密させ、土塊の強度を増加させ急傾斜地を安定化させる場合もある。

杭工は急傾斜地の崩壊を防止する対策工事では、岩盤斜面の崩壊防止に用いられることがあるが、比較的まれである。また、単独で用いられる場合は少なく排水施設やのり切などのほかの工種と併用される場合が多い。

杭工の設計の詳細については、地すべり鋼管杭設計要領（社団法人地すべり対策技術協会2003）などを参照されたい。

#### 2) 土留柵工

土留柵工は、表層付近のすべり性崩壊や局所的な崩壊を対象とし、作用する土圧に対してせん断及び曲げモーメントも対して安全であるように設計することで、これらを安定させることを目的としている。

急傾斜地中腹に設置するため、土留柵工により降雨水や湧水等が滞留し、また、新しい水みちができないように注意するとともに、適切な排水施設を設置することが望ましい。

土留柵工の設計の詳細については、「新・斜面崩壊防止工事の設計と実例（急傾斜地崩壊防止工事技術指針）」を参照とすること。

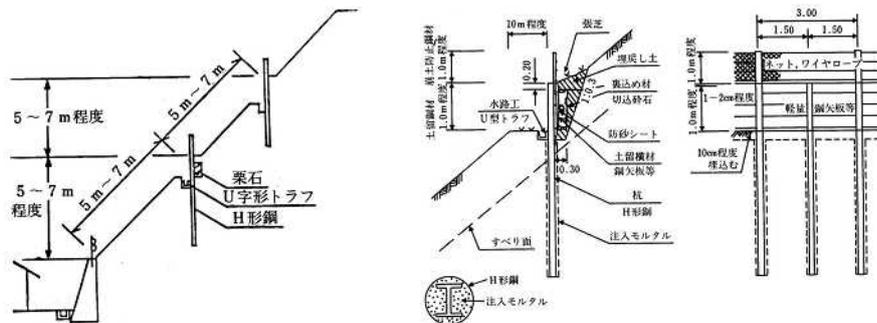


図 5-6 土留柵工の一例

出典：新・斜面崩壊防止対策工事の設計と実例  
急傾斜地崩壊防止工事技術指針（平成8年7月）

## 5-2 のり面保護工

### (1) 張工

張工は、斜面の風化、侵食および軽微な剥離、崩壊を防止することを目的とする。その種類としては、コンクリートブロック張（あるいは石張）工、コンクリート版張工、コンクリート張工がある。

原則として石張工、コンクリートブロック張工は1:1.0より緩い斜面に、コンクリート張工はそれより急な斜面に用いるものとする。張工の仕上がり勾配は、あくまでも地山の安定勾配でなければならない。

#### 【解説】

##### 1) 石張工、コンクリートブロック張工およびコンクリート版張工

法面勾配が1:1.0より緩い場合に用い、直高5.0mを標準とするが、これを超える場合は地山の安定を考慮した法面勾配を検討する。石張工においては、石材の緊結が難しいので、極力緩勾配で用い、直高はあまり高くしないほうがよい。また、石張工は原則として練積みとする。

石張、ブロック張工に用いる石材、ブロックの控長は法面勾配と使用目的に応じて定める。

湧水や浸透水のある場合には、裏面の排水を良好にするため、ぐり石と切込砕石を用いて10~24cm程度の厚さの裏込めをしなければならない。

水抜き穴は外径50mm以上のものを用い、2~4m<sup>2</sup>に1箇所程度設けるものとするが、湧水の見られる場合、透水性の地山の場合等においては、必要に応じて増やすものとする。

コンクリート版張工は大型のRCブロックである。すり落ちや浮き上がり防止のために法枠工と併用して用いることが多い。

法面の縦方向に10m間隔で隔壁工あるいは継目を設けることが望ましい。事故の例としても、部分的な陥没と斜面の不整形、水処理の不十分さから、浸透水などの影響を受けて不等沈下や吸出現象を起こし、陥没破壊の原因となっている。法面長が長い場合（5m以上）には水平方向にも隔壁工を設けることが望ましい。

また、法面緑化を考慮したブロックもあるが、高価であり、水分供給等の面での工夫などに注意を要する（図5-7参照）。

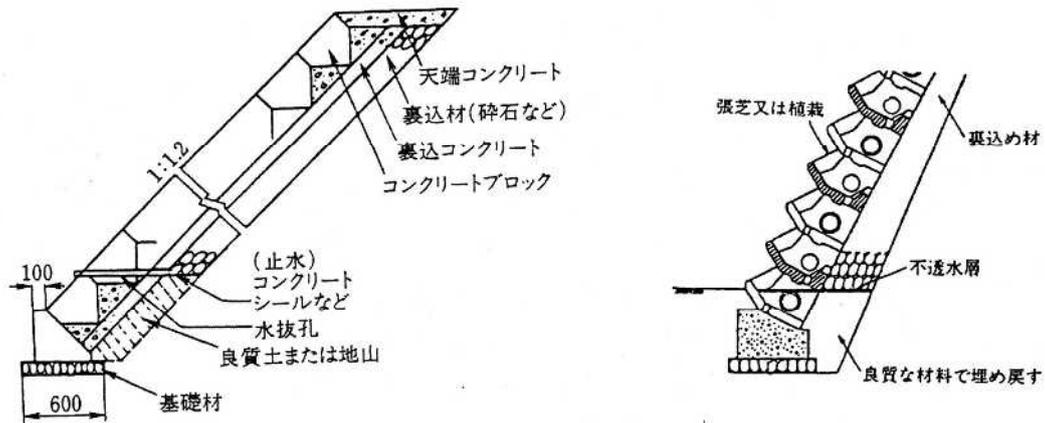


図 5-7 コンクリートブロック張工の例・緑化ブロックの例

## 2) コンクリート張工

比較的勾配の急な岩盤斜面における風化によるはく離崩壊を防止するために用いる。コンクリート張工の厚さは 20～80cm が一般的である。厚さの決定は地山の状態、のり高、のり勾配及び凍結の有無等を考慮して決定すべきであるが、非常に厚くしなければならないような地山の条件が悪い場合には、土圧を考慮したもたれ擁壁工及びロックボルトやグラウンドアンカー工の併用などとの適否を十分に検討することが必要である。

のり勾配は 1 : 0.5 より緩い勾配が標準であるが、地山の状態がよい場合には 1 : 0.3 まで計画できる。断面内における勾配変化は避けなければならない。

やむを得ず大きな勾配変化をさせなければならないときには、小段を挟んで変化させるものとする。法高は 20m 程度を限度とする。ただし、多段に設置する場合は 1 段 15m 程度を限度とする。

一般に 1 : 1.0 程度の勾配の斜面には無筋コンクリート張工が、1 : 0.5 程度の勾配の斜面には鉄筋コンクリート張工が用いられる。また、地山との一体化を図るために、すべり止め鉄筋を用いることがあるが、これは、1～4m<sup>2</sup> に 1 本の割合で設置し、打ち込み深さは、コンクリート厚の 1.5～3.0 倍を標準とする。ロックボルトやグラウンドアンカー工を併用する場合は、張工に応力が作用するので、構造計算を行って、厚さ、鉄筋の背筋などを決定する必要がある。

天端及び小口部は、背後に水が回らないように地山を十分巻き込み、雨水等の浸透を防止しなければならない。

横方向の水路は、天端、小段及び下部に設け、縦方向の水路は現地の状況に応じて適当な間隔で設けるものとする。縦水路は水路深さを浅くし、幅を広げるようにして、勾配の変化等により飛び散ったり、溢れたりしないような構造とする。

水抜工は、原則として 2～4m<sup>2</sup> に 1 箇所程度設けるものとするが、湧水の見られる場合、透水性の地山の場合等においては、必要に応じて増やすものとする。

コンクリート張工天端には、原則として上方に斜面が続く場合は落石防止柵を、上方が平坦な場合は侵入防止柵を設置するものとし、小段には必要に応じて落石防護柵を設けるもの

とする。

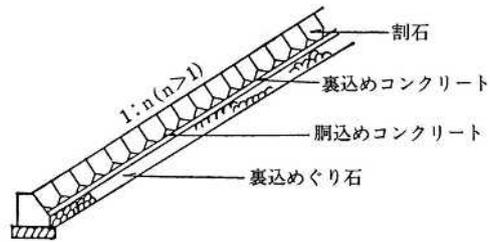


図 5-8 石張工の一例

出典：新・斜面崩壊防止対策工事の設計と実例  
急傾斜地崩壊防止工事技術指針（平成 8 年 7 月）

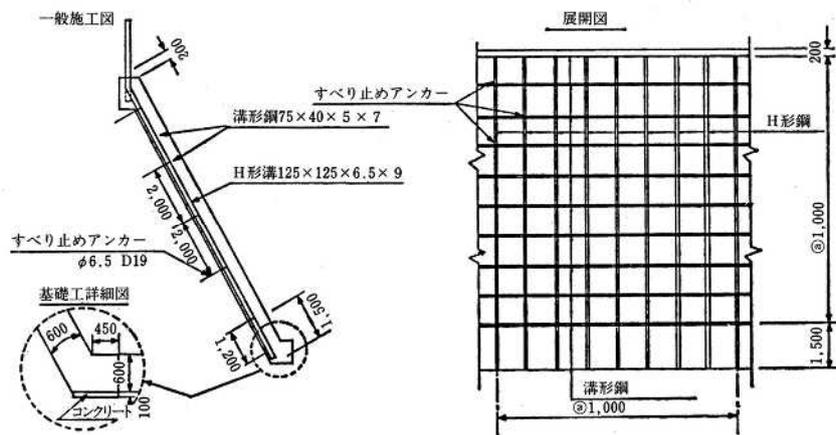


図 5-9 コンクリート張工の一例

出典：新・斜面崩壊防止対策工事の設計と実例  
急傾斜地崩壊防止工事技術指針（平成 8 年 7 月）

## (2) 植生工

植生工は、のり面・斜面に植物を繁茂させることによって、雨水による侵食を防止し、さらに根により表土を緊縛することによる凍上崩壊を抑制し、緑化によるのり面周辺の自然環境との調和をはかる等の効果を目的としている。

### 【解説】

のり面の安定性を保持する上で、許容しうる範囲で植生工を併用し、周辺環境に調和するように配慮する。

#### 1) 植生工の計画

植生工は植物を材料として扱っていることから、その施工には以下の条件が必要である。

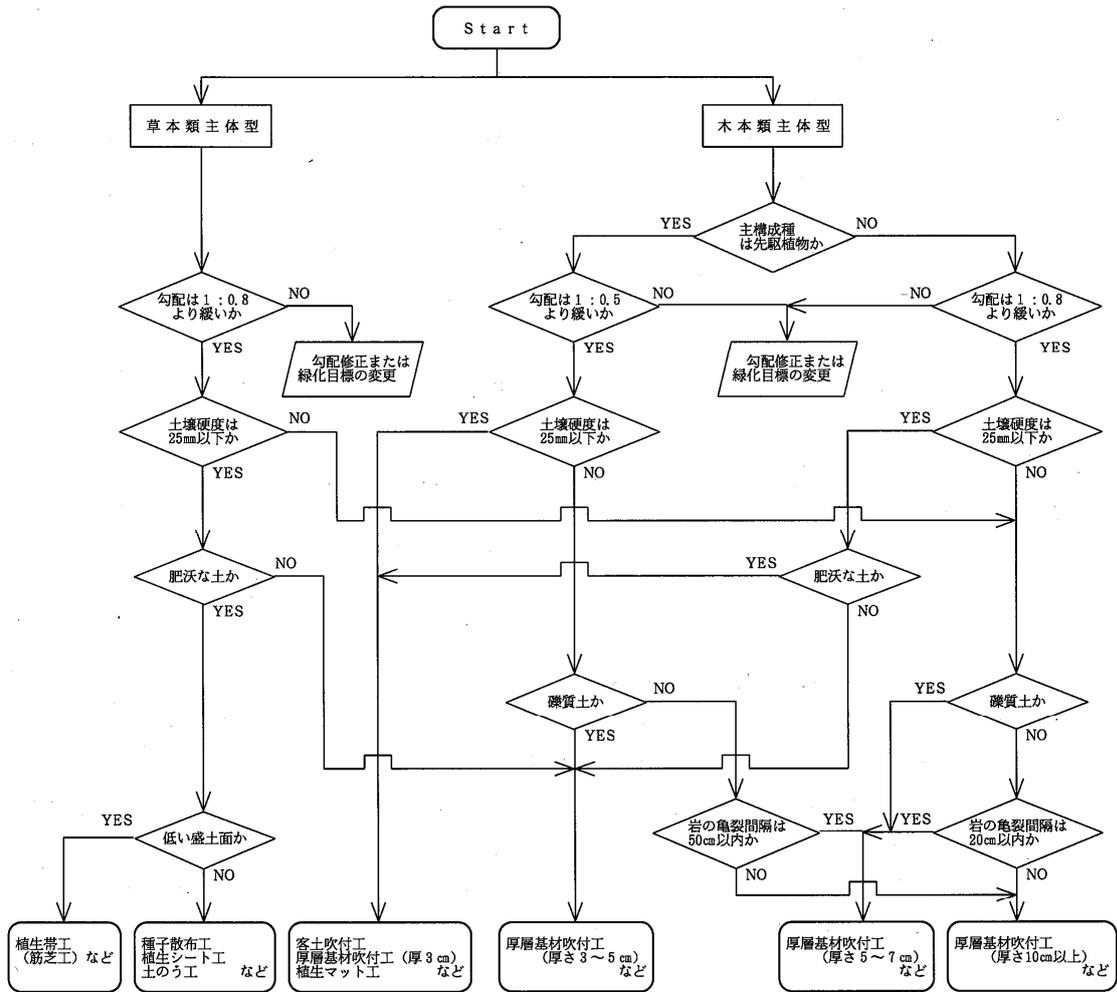
- ア 基盤の状態：植物の生育基盤が侵食・崩壊に対して安定であること。
- イ 植物の適用範囲：選定した植物がのり面の地質、傾斜度と気象条件に適合し、緑化の目標に適合していること。
- ウ 施工方法：植物が定着し十分繁茂するまで侵食を受けず、永続して生育することができる植生工法であること。
- エ 施工時期：植物が発芽、生育し、侵食を受けない程度に成長するまでに必要な温度、水分、光等が確保できる期間であること。
- オ 異常気象と病虫害等：植物の生育上、不利な外的要因が発生しないこと。

出典：道路土工 - のり面工・斜面安定工指針 - P218 (平成11年3月)

#### 2) 植生工の選定

植生工には、使用植物の種類や地形、地質、気象、施工時期などに応じた適用工法があるので、導入工法をよく検討する必要がある。植生工の種類と特徴、播種による植生工の選定フロー等については急傾斜地崩壊対策防止工事技術指針を参照のこと。また、参考として表 5-3に植生工の選定の際の目安を示した。

表 5-3 植生工の選定の目安



注1) 1:1.5より急勾配では金網強工を併用する。  
 注2) 厚層基材吹付工は有機系を使用する場合の厚さを示す。  
 注3) 土壌硬度と根の侵入の関係は粘性土で23mm、砂質土で27mm程度以下であるが、ここでは平均的に25mm以下とした。

出典：新・斜面崩壊防止対策工事の設計と実例  
 急傾斜地崩壊防止工事技術指針（平成8年7月）

### (3) 吹付工

吹付工は、のり面・斜面の侵食を防止するとともに、のり面・斜面を外気および雨水等から遮断することにより風化を防止し、のり面・斜面を形成する地盤の強度低下を防ぐことを目的としている。

#### 【解説】

吹付工は、切土した時点では安定した外観をしているが、切りっぱなしの状態でおくと著しく風化が進みやすい岩質や、すでにある程度、風化が進行していて崩落のおそれのある岩盤で植生工やプレキャストのり枠工程度では不十分な場合などののり面を保護するために行うものである。

#### 1) 吹付工の計画

吹付工は湧水がない岩盤で、亀裂が小さく崩壊が予想されないところに適している。湧水が多いと吹付けされた層と地盤との間の密着、一体化が阻害され、さらに凍結・融解を繰り返すことによってはく離をきたすこととなる。このような箇所での吹付工の施工に際しては、湧水処理を行う必要がある。

本工法を採用する場合には、恒久的な災害防止機能も要求されるので、特にモルタル吹付工の適用には耐久性等に十分な注意を払う必要がある。コンクリート吹付工においても基本的には軟岩以上の岩盤に適用することが望まれる。

#### 2) 吹付工の設計

設計吹付厚は、のり面の傾斜度、凹凸の程度、岩質、亀裂とその方向、のり面の緩み、風化の程度、気象、地形、のり面の安定性、施工性や経済性も考慮して決定する必要がある。

##### ア 吹付厚

吹付厚は、急傾斜地崩壊対策防止工事技術指針による。

吹付け厚は、コンクリート吹付け工では10～25cmの事例が多く、1:0.5程度の軟岩などの斜面では、10～15cmの吹付け厚が多い。また硬岩より軟岩の方が吹付け厚の厚い場合が多い。寒冷地においては15cm以上の厚さを採用している例もある。

##### イ 補強

切土後の法面の状態は、一般に法面全体が均質なことは少なく、風化の著しい部分、土の部分等が介在しており、場所により気温の変化による膨張・収縮が若干異なるので、吹付層の中間付近に原則として鉄筋を入れた上に、ワイヤーラス、ワイヤーメッシュ等の補強金網を張り付けたり、桁吹付工又は部分的に特殊現場打法枠工を組み入れる。

補強金網はアンカーバー又はアンカーピンで固定する。

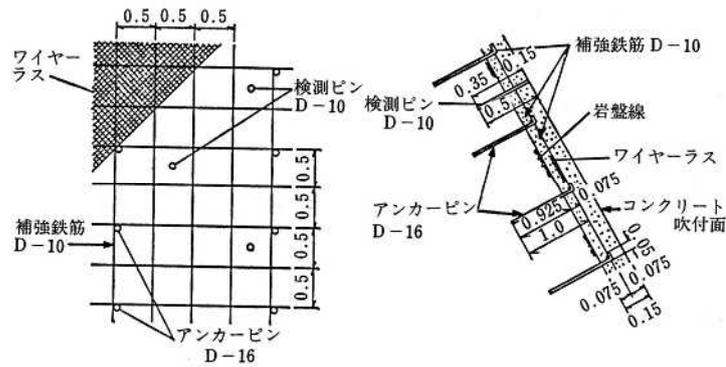


図 5-10 コンクリート吹付工の一例（単位：m）

出典：新・斜面崩壊防止対策工事の設計と実例  
急傾斜地崩壊防止工事技術指針（平成 8 年 7 月）

### ウ 伸縮目地、水処理

凹凸の著しい斜面に伸縮目地を設置するのは困難であるが施工厚が薄いため、温度変化による影響を受けるので、凹凸により膨張・収縮はある程度吸収されるものの、伸縮目地は法面縦方向に 5～10m 間隔で設置することが望ましく、標準は 10m 間隔で設置するものとする。

法面の安定を保つためには、水処理が大切であり、湧水などが局所的にある場合などは、図 5-11 のような処理方法を行うことが重要である。その他の箇所については水抜きパイプを設置し背面の浸透水などを排除する。水抜きパイプは内径 50 mm (VP50) 以上で、2～4 m<sup>2</sup> に 1 本程度を目安に設置する。

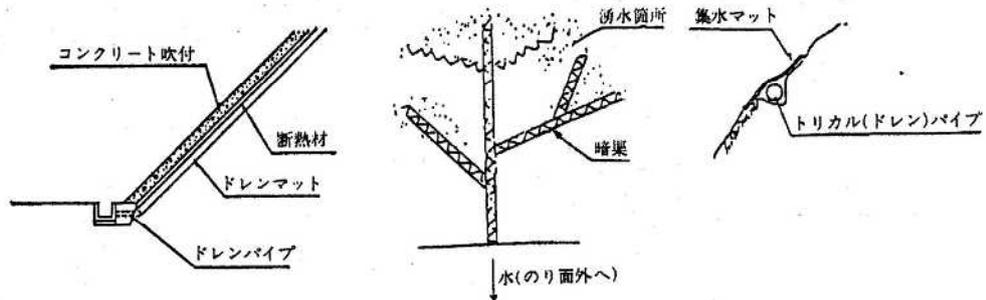
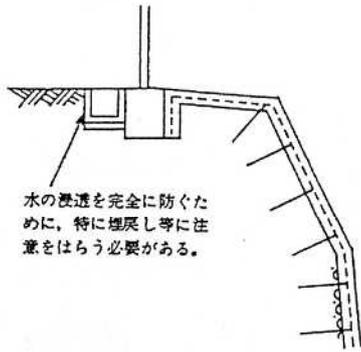


図 5-11 水処理・湧水処理の一例

### エ 法肩、法尻

法肩部は、地下水の浸透などにより最も崩壊しやすい部分となる。したがって、地山にそって吹付工を巻き込む（図 5-12）。吹付工の上方には、水路工を設けることが望ましい（図 5-12）。

斜面法肩に用地の制約がない場合



斜面法肩に用地の制約がある場合

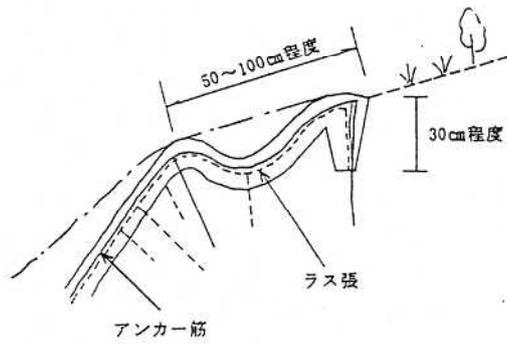


図 5-12 法肩の処理の一例

吹付工の法尻では、吹付工表面の流水による侵食を防止するため、排水路と一体になるように設計する（図 5-13）。

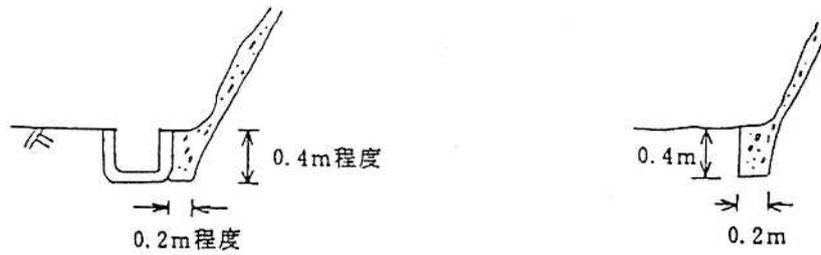


図 5-13 法尻の処理の一例

#### (4) のり砕工

法砕工は、法面の風化・侵食を防止するとともに、法面表層の崩壊を抑制することを目的とする。

のり砕工は湧水を伴う風化岩や硬土、長大法面など長期にわたる安定を確保する必要がある箇所に計画する。

のり面に現場打ちコンクリートやプレキャスト部材によって枠を組み、その内部を植生、コンクリート張工等で被覆することによってのり面の風化、侵食を防止して、のり面表層の崩壊を抑制することを目的としている。

なお、のり砕工の設計に当たっては、急傾斜地崩壊対策防止工事技術指針)を参考にするものとする。

#### 【解説】

##### 1) のり砕工の一般的留意事項

- ア ロックボルトやグラウンドアンカーを併用し、小～中程度の抑止効果が期待できる。
- イ 最近では環境の面から積極的に植生工を取り入れることが望ましいとされている。したがって、周辺的环境を考慮して設計・施工を行う。
- ウ 植生工のみでは表面侵食が防止できない場合、かつ原則として斜面・法面勾配が1:1.0より緩く地山全体が安定しているときは、プレキャストのり砕工を検討する。また斜面長が短いときは鋼製のり砕等のり砕工を用いることもある。
- エ 植生工に適さない硬土、軟岩に類するのり面の場合には、プレキャストのり砕工と客土による植生工を検討する。
- オ 切土のり面、長大斜面や土質が不良な場合などで長期にわたる安定を確保すること目的とするのり面、節理・亀裂等のある岩盤で支保工的機能を期待して用いる場合及び斜面・法面勾配が1:1.0より急な場合は、一般に現場打コンクリートのり砕工が適用される。
- カ のり砕の中詰めは植生によって保護するのが望ましいが、植生工が不適当な場合は土質に応じた中詰めを行う。
- キ 湧水のあるのり面の場合は、吸出し防止に十分配慮したのり砕背面の排水処理を行う必要がある。特に現場打コンクリートのり砕工は傾斜度の急な場合が多く、吸出しが懸念されるので、必要に応じて暗渠方式などによる完全な排水工を検討する。
- ク 地盤に応じた基礎を検討する。
- ケ 地山との一体化をはかるため、のり砕にすべり止めの杭、すべり止め鉄筋を設置する。

## 2) のり砕工の分類

のり砕工は図 5-14 に示すように分類される。

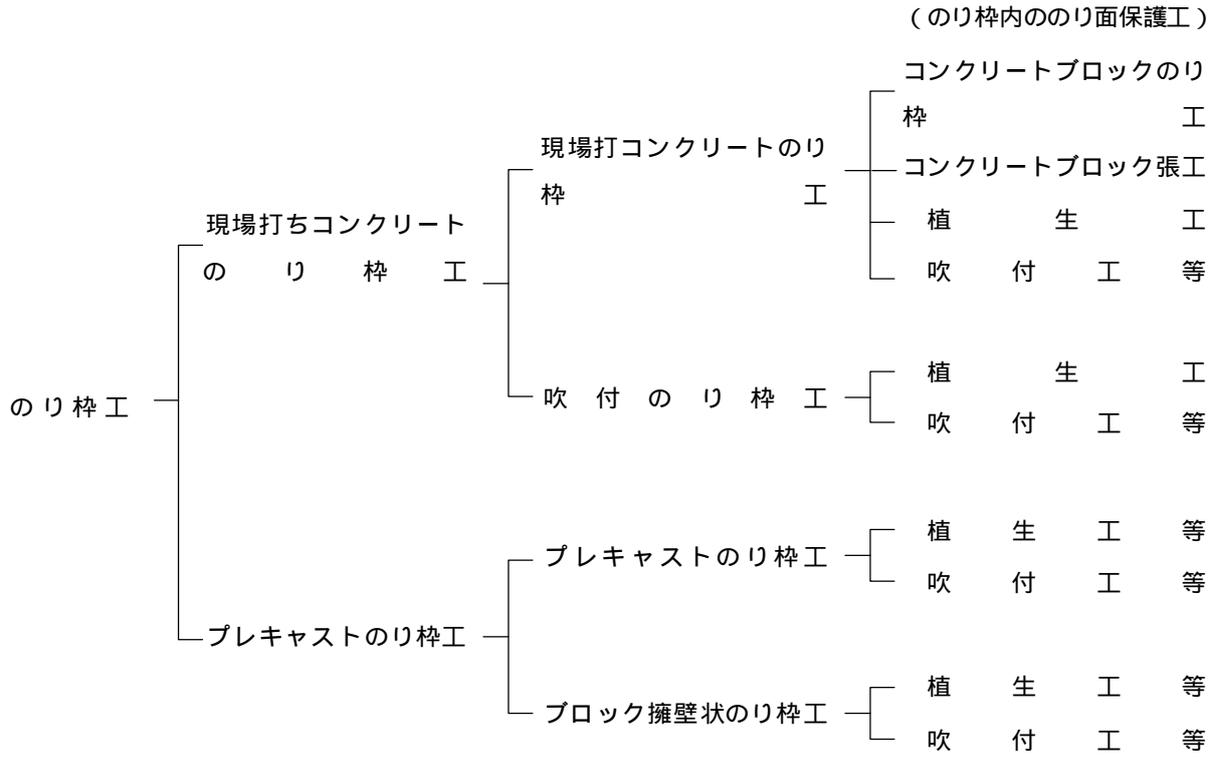


図 5-14 のり砕工の分類

出典：新・斜面崩壊防止対策工事の設計と実例  
急傾斜地崩壊防止工事技術指針（平成 8 年 7 月）

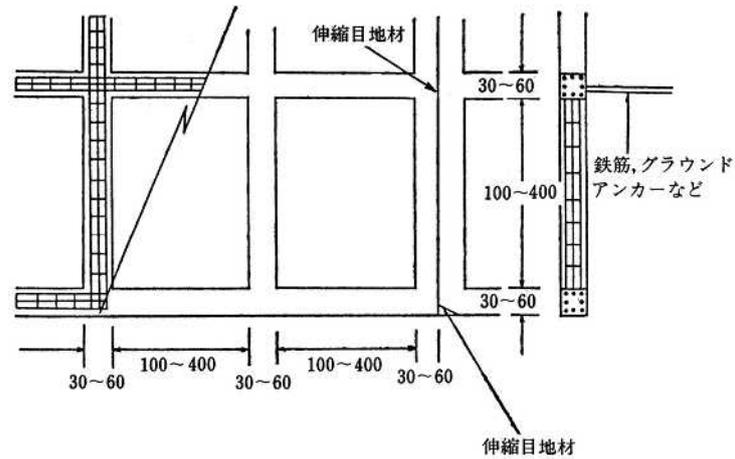


図 5-15 現場打コンクリートのり枠工の一例

出典：新・斜面崩壊防止対策工事の設計と実例  
急傾斜地崩壊防止工事技術指針（平成 8 年 7 月）

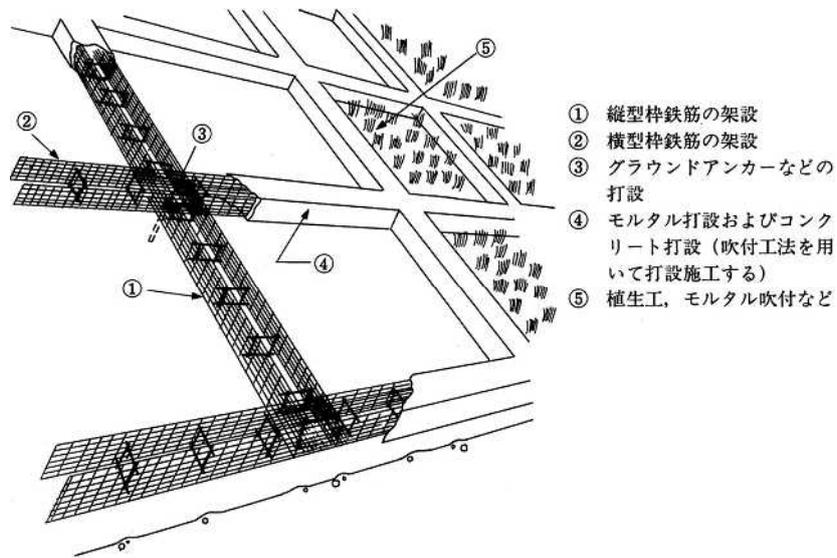


図 5-16 吹付のり枠工施工の一例

出典：新・斜面崩壊防止対策工事の設計と実例  
急傾斜地崩壊防止工事技術指針（平成 8 年 7 月）

## (5) 編柵工

編柵工は植生工の補助として、降雨や地表水によるのり面の表土の侵食を防止するために用いられる。

### 【解説】

編柵工の一般的な留意事項を以下に示す。

- ア 編柵工は植生工の補助として、降雨や地表水によるのり面表土の侵食を防止するために用いられる。
- イ 編柵工の杭や柵の材料は、短期に植生が活着繁茂すると予想される場合は松丸太や粗朶<sup>そだ</sup>竹を使用し、植生の活着までに比較的長期間を要すると考えられる場合、あるいは特にのり面が不安定と考えられる場合は、合成樹脂製品の杭や柵あるいはH形鋼杭などを用いる。
- ウ 一般に杭長は1~2m程度とし、杭の太さは9~15cm、杭間隔は0.5~1.0mを標準とする。また杭の配列間隔は、一般に斜面長方向に1.5~3.0m程度とする。
- エ 杭の根入れは杭長の2/3以上は埋め込まなければならない。
- オ 杭の打込方向は一般に鉛直方向から斜面直角方向までの間とする。

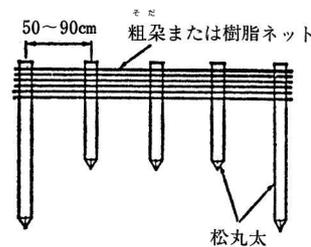


図 5-17 編柵工の一例

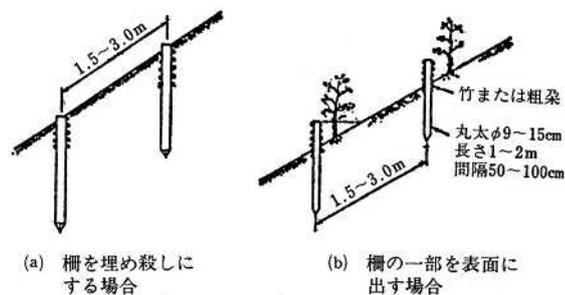


図 5-18 編柵工の打込方法

出典：新・斜面崩壊防止対策工事の設計と実例  
急傾斜地崩壊防止工事技術指針（平成8年7月）

## 5 - 3 排水工

排水施設は、急傾斜地の崩壊の原因となる地表水及び地下水を速やかに急傾斜地から排除することが目的であり、土留又はのり面保護施設が設置してあるかどうかにかかわらず、水の浸透又は停滞により急傾斜地の崩壊のおそれがある場合に設置するものとする。

### 【解説】

#### 1) 目的、種類および一般的留意事項

地表水及び地下水は、急傾斜地の崩壊の要因となる場合が多く、排水施設はほとんどの対策工事に用いられる。

また、排水施設は、急傾斜地の安定を損なう地表水・地下水を速やかに集めて急傾斜地外の安全なところへ排除したり、地表水・地下水の急傾斜地への流入を防止することで急傾斜地の安定性を高めると同時に土留、のり面保護施設等の他の崩壊防止施設の安定性を増すことを目的として用いられる。

#### 2) 種類と適用

地表水の集水、急傾斜地外への排水、急傾斜地内への流入防止のために用いられるものは一般に地表水排除工と呼ばれ、のり肩排水路工、小段排水路工、縦排水路工、浸透防止工、及び谷止工がある。また主として地下水の集水、急傾斜地外への排水、急傾斜地内への流入防止のために用いられるものは一般に地下水排除工と呼ばれ、暗渠工、横ボーリング工などが急傾斜地では主として用いられ、その他には遮水壁工、集水井工、排水トンネル工などがある。

排水工の計画・設計に当たっては対象の急傾斜地付近の気象、地形及び地表面の被覆状況、地質・土質と地下水・湧水、急傾斜地および周辺の既設排水施設の断面と状況及び排水系統を調査し、排水系統全体のバランスがとれるよう合理的に計画・設計する。

地表水排除工に用いる水路等の断面を決定するには、当該急傾斜地の周辺の既設排水施設の実態及び当該急傾斜地からの流出量、維持管理、施工性等を総合的に検討して決定する。計画排水量（計画流出量）の算定と排水工の断面形状の検討に当たっては、「砂防技術指針」及び「砂防指定地及び地すべり防止区域内における宅地造成等の大規模開発審査基準(案)」などの基準によるものとする。

また、降雨確率については当該水系の下流で現に実施している河川改修計画と整合のとれたものとなるように計画する。

## ( 1 ) 地表水排除工

地表水排除工は主として排水路により地表水を速やかに集めて急傾斜地外の安全なところへ排除し、他の地域からの地表水の急傾斜地内への流入を防止することで、急傾斜地の安全性を高めようとするものである。また、土留及びのり面保護施設の安定度を高めて、急傾斜地の崩壊を防止しようとするものである。

### 【解 説】

排水路工には、のり肩排水路、小段排水路、縦排水路等がある（図 5-19 参照）。

#### 1 ) 法肩排水路・小段排水路

のり肩排水路、小段排水路は急傾斜地に流入する地表水及び急傾斜地内の降雨水および湧水を集水し、縦排水路に導き速やかに急傾斜地外に排除するもので、原則として斜面上及び小段の全区間に設置するものとする。

水路勾配については、縦排水路に向かって流れやすい勾配にし、途中で屈折点などの逆勾配部分をなくし滞水しないように注意する。

断面は土砂や枝葉等の流入、堆積を見込んで十分余裕をもたせた断面とする。水路の構造はコンクリートブロック製品が多く用いられるが、施工に当たっては漏水、越水又は滞水しないよう注意する。基礎部分が軟弱であればぐり石等で敷き固め、その上にならしコンクリートを打設し不等沈下を防ぐ。のり肩排水路と小段排水路の間隔及び小段排水路相互の間隔は通常小段間隔と同じで直高 5m 程度が標準である。

侵食されやすい砂質土からなるのり面及び重要なのり面に設置する排水路工は経済性を検討しコンクリート、アスファルト等で被覆し、侵食等を防止しなければならない。

のり肩排水路、小段排水路には土砂の堆積や越流など維持管理上の問題を生じないように縦断勾配を設ける。

#### 2 ) 縦排水路

縦排水路は、集水した水を速やかに区域外に排出するためのもので、次の事項を考慮し設計するものとする。

縦排水路の配置間隔は 20m を標準とする。

縦排水路と横排水路の連結点、屈曲点、勾配急変点など流れが急変する所には、集水柵を設けるものとする。また、縦排水路の勾配が急な場合等で水の飛散が考えられる場合は、縦排水路の周辺の侵食防止、縦排水路の被覆等を行うものとするが、維持管理しやすい構造とするものとする。

#### 3 ) 湧水の措置

斜面・法面に湧水などがある場合には、縦排水路並びに地下水排除工などに排除するものとする。

また必要に応じて、土砂流出に対し蛇籠等により措置する。

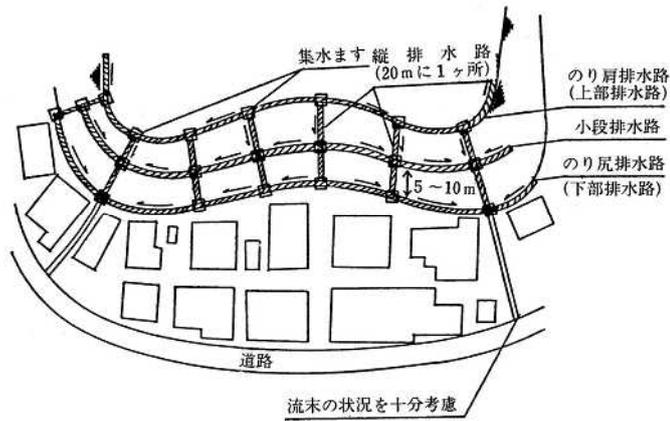


図 5-19 地表水排除工模式図

出典：新・斜面崩壊防止対策工事の設計と実例  
急傾斜地崩壊防止工事技術指針（平成 8 年 7 月）

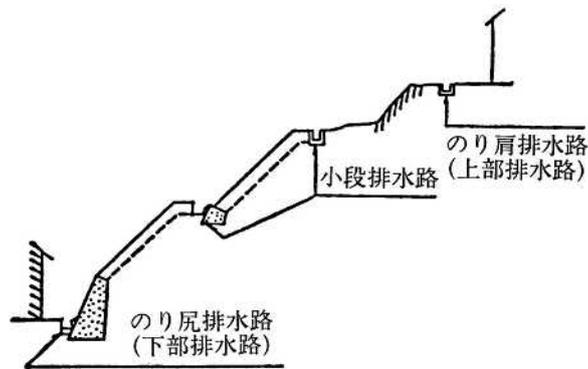


図 5-20 のり肩排水路、小段排水路等の設置位置

出典：新・斜面崩壊防止対策工事の設計と実例  
急傾斜地崩壊防止工事技術指針（平成 8 年 7 月）

## (2) 地下水排除工

地下水排除工は地表面下に透水性のある層をつくって急傾斜地内に分布している地下水を誘導排水し、土塊中の含水比や間げき水圧を下げ、急傾斜地を安定させるものである。

### 【解説】

この方法を採用する場合は、主に地すべり性の崩壊が予想される地質構造あるいは地下水が豊富な箇所であるが、その規模も地すべり防止工事に比較して一般に小規模な場合が多い。

主として地表水の浸透が多く軟弱な箇所あるいは湧水の多い箇所では、暗渠工が地表水排除工に併設され、また地下水の豊富な箇所では横ボーリング工が用いられている。

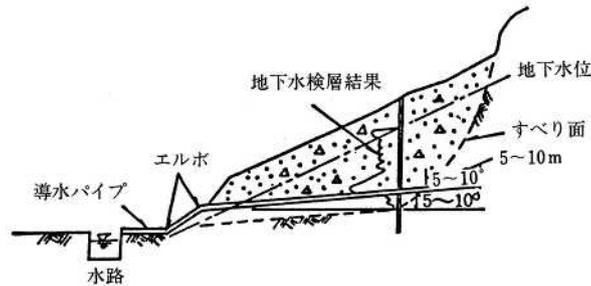


図 5-21 横ボーリング工の事例（断面図）

出典：新・斜面崩壊防止対策工事の設計と実例  
急傾斜地崩壊防止工事技術指針（平成8年7月）

## 6 急傾斜地の崩壊が発生した場合に生じた土石等を堆積させるための施設の設計

### 6-1 待受け式盛土工

待受け式盛土工は急傾斜地の崩壊等により生ずる土石等を急傾斜地との間に堆積させて、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である。待受け式盛土の設計に当たっては、土圧、水圧、自重の他、土石等の移動の力及び堆積の力を考慮して損壊、転倒、滑動又は沈下をしない構造とするものとする。

#### 【解説】

#### (1) 設計手順

待受け式盛土工の設計は、以下の手順にて行うことを標準とする。

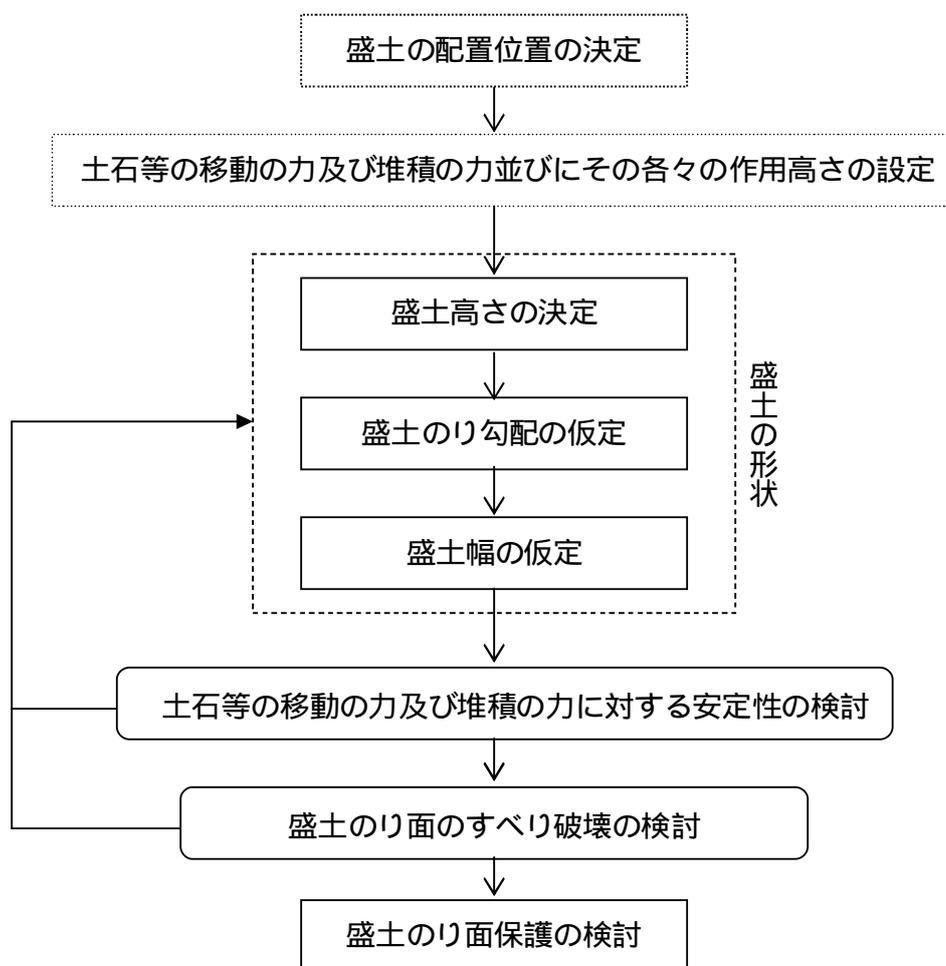


図 6-1 待受け式盛土工の設計手順



## 2) 盛土のり面勾配

盛土のり面の勾配は、安定性を十分検討した上で決定すること。

### 【解説】

盛土のり面の勾配については、表 6-1を標準とし、すべり破壊に対する安全性を確保するものとする。

表 6-1 盛土材料及び盛土高に対する標準のり面勾配

盛土材料	盛土高(m)	勾配	摘要
粒度の良い砂(S)、礫及び細粒分混じり礫(G)	5 m以下	1 : 1.5 ~ 1 : 1.8	基礎地盤の支持力が十分にあり、浸水の影響のない盛土に適用する。 ( )の統一分類は代表的なものを参考に示す。標準のり面勾配の範囲外の場合は安定計算を行う。
	5 ~ 15m	1 : 1.8 ~ 1 : 2.0	
粒度の悪い砂(SG)	10m以下	1 : 1.8 ~ 1 : 2.0	
岩塊(ずりを含む)	10m以下	1 : 1.5 ~ 1 : 1.8	
	10 ~ 20m	1 : 1.8 ~ 1 : 2.0	
砂質土(SF)、硬い粘質土、硬い粘土(洪積層の硬い粘質土、粘土、関東ロームなど)	5 m以下	1 : 1.5 ~ 1 : 1.8	
	5 ~ 10m	1 : 1.8 ~ 1 : 2.0	
火山灰質粘性土(V)	5 m以下	1 : 1.8 ~ 1 : 2.0	

注) 盛土高は、のり肩とのり尻の高低差をいう。

出典：道路土工 - のり面工・斜面安定工指針 - (平成11年3月)

表 6-1の標準値の範囲に巾を持たせているが、低い盛土については施工性を考慮しているためであり、良好に施工できれば最急勾配を標準値とすることができる。高い盛土については、その範囲内で現地状況・施工性などから判断する必要がある。

## 3) 盛土幅

盛土の天端幅は、安定計算により必要な幅を求めるものとする。

### 【解説】

対策工事としての盛土の必要幅は、盛土を一体構造とする安定計算により求めるものとする。

### (3) 待受け式盛土工の安定性の検討

待受け式盛土工の安定性は、待受け式盛土全体を一体構造としてみなし、以下の～の検討を行うものとする。

転倒に対する安定性

滑動に対する安定性

沈下に対する安定性

盛土のり面のすべり崩壊に対する安定性

#### 【解説】

待受け式盛土工は、盛土のり面のすべり破壊の検討によって盛土自体の安定性を検討する必要がある。急傾斜地が発生した場合に生じた土石等による移動の力及び堆積の力に対して、待受け式盛土自体の重量に不足がないか、地盤の支持力が十分かについても確認するものとする。そのため、盛土自体を一体構造として捕らえることとし、そのことによって重力式擁壁の設計に当たって通常行っている安定性の検討方法を適用するものとする。

#### 1) 荷重の条件

待受け式盛土工の設計に用いる荷重は常時における自重、移動の力及び堆積の力の組み合わせとする。詳細については「3-2 設計外力の設定」を参照すること。

##### ア 移動の力

単位面積あたりの移動の力は、移動の高さ(h)の1/2の高さで盛土のり面に作用させるものとする。

待受け式盛土に作用する衝撃力  $F$  ( $\text{kN}/\text{m}^2$ ) は以下のとおりとする。

$$F = F_{sm}$$

ここに、 $F_{sm}$  : 移動の力 ( $\text{kN}/\text{m}^2$ )

注) 待受け式擁壁と異なり、衝撃力緩和係数  $= 0.5$  は考慮できない。

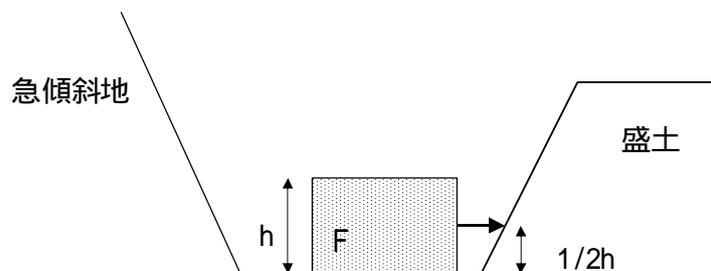


図 6-3 移動の力が盛土に作用するイメージ

## イ 堆積の力

土石等の堆積の力は土石等の堆積高 (D) まで盛土に作用するものとする。

堆積の力が盛土に作用する水平分力：鉛直分力は次式で与えられる。

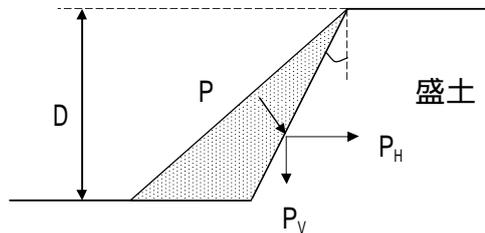


図 6-4 堆積の力が盛土に作用するイメージ

### 水平分力

$$P_H = P \cos(\alpha + \delta)$$

ここに、

$P_H$ ：堆積の力の水平分力 (kN/m)

$P$ ：堆積の力 (kN/m)

$\alpha$ ：盛土のり面と鉛直面となす角

$\delta$ ：壁面摩擦角 (= 土石等の内部摩擦角)

### 鉛直分力

$$P_V = P \sin(\alpha + \delta)$$

ここに、

$P_V$ ：堆積の力の鉛直分力 (kN/m)

$P$ ：堆積の力 (kN/m)

$\alpha$ ：盛土のり面と鉛直面となす角

$\delta$ ：壁面摩擦角 (= 土石等の内部摩擦角)

### 作用位置

堆積の力は三角形分布で作用するので、地盤面から堆積高 (D) の 1/3 の高さで盛土に作用するものとする。

## 2) 転倒に対する安定性の検討

盛土の底版下面には、盛土の自重及び堆積の力による荷重が作用する。底版下面における地盤反力はこれらの荷重合力の作用位置により異なる。図 6-5 において、つま先から合力 R の作用点までの距離 d は次式で与えられる。

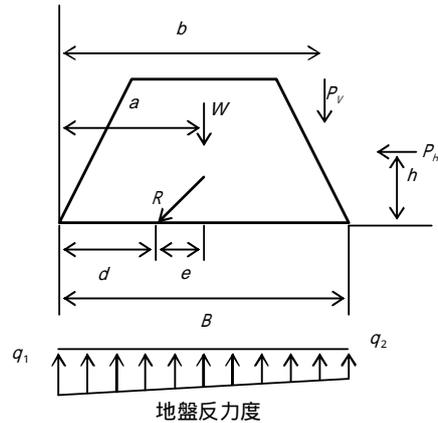


図 6-5 地盤反力度の求め方

$$d = \frac{W \cdot a + P_v \cdot b + P_H \cdot h}{W + P_v}$$

ここに、

W： 盛土の自重 (kN/m)

P<sub>H</sub>： 堆積の力の水平分力 (kN/m)

P<sub>V</sub>： 堆積の力の鉛直分力 (kN/m)

a： 盛土つま先と W の重心との水平距離 (m)

b： 盛土つま先と P<sub>V</sub> 作用点との水平距離 (m)

h： 盛土かかとと P<sub>H</sub> の作用点の鉛直距離 (m)

合力の作用点の底盤中央からの偏心距離 e は次式で表される。

$$e = B/2 - d$$

ここに、

e： 偏心距離

B： 盛土の底版幅

移動の力又は堆積の力に対して偏心距離 e は次の式を満足しなければならない。

移動の力に対して

$$|e| \leq B/3$$

堆積の力に対して

$$|e| \leq B/3$$

### 3) 滑動に対する安定性の検討

待受け式盛土を底版下面に沿って滑らせようとする力は移動の力又は堆積の力の水平分力であり、これに抵抗する力は底版地盤の間に生じるせん断抵抗力である。滑動に対する安

全率は次式によって与えられる。

$$F_s = \frac{(\text{滑動に対する抵抗力})}{(\text{滑動力})} = \frac{(W + P_v) \cdot \tan \phi_B + c \cdot B}{P_H}$$

ここに、

W : 盛土の自重 (kN/m)

P<sub>H</sub> : 移動の力または堆積の力の水平分力 (kN/m)

P<sub>v</sub> : 移動の力または堆積の力の鉛直分力 (kN/m)

φ<sub>B</sub> : 内部摩擦角 (°)

\* 1

c : 粘着力 (kN/m<sup>2</sup>)

\* 1

B : 盛土の底版幅 (m)

\* 1 : 待受け式盛土の場合、盛土を構成する材料が土であるので、基礎地盤の内部摩擦角と粘着力から得られる抵抗力と盛土の内部摩擦角と粘着力から得られる抵抗力とのうち、小さい値を用いるものとする。

安全率 F<sub>s</sub> は、堆積の力に対して 1.2 以上、移動の力に対して 1.0 を下回ってはならない。これら所定の安全率を満足できない場合は、原則として底版幅を変化させて安定させるものとする。

#### 4) 沈下に対する安定性の検討

盛土の底版下面において、盛土の自重及び移動の力又は堆積の力によって作用する鉛直力は、地盤の許容支持力より小さくしなければならない。

地盤反力度は次式によって与えられる。

##### ア 合力作用点が底版中央の底版幅 1/3 (ミドルサード) の中にある場合

$$q_1 = \frac{P_v + W}{B} \left( 1 + \frac{6e}{B} \right)$$

$$q_2 = \frac{P_v + W}{B} \left( 1 - \frac{6e}{B} \right)$$

ここに

W : 盛土の自重 (kN/m)

P<sub>v</sub> : 移動の力又は堆積の力の鉛直分力 (kN/m)

e : 合力作用点の底版中央からの偏心距離 (m)

B : 盛土の底版幅

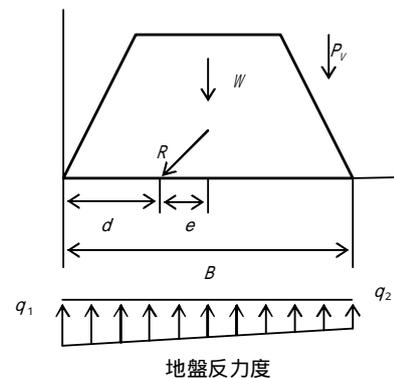


図 6-6 地盤反力度の求め方

##### イ 合力作用点が底版中央の底版幅 2/3 の中にある場合

(かつ底版中央の底版幅 1/3 (ミドルサード) の外にある場合)

$$q_1 = \frac{2(P_v + W)}{3d}$$

支持地盤の支持力に関する安定検討では、この  $q_1$  及び  $q_2$  は次式を満足しなければならない。

$$\left. \begin{matrix} q_1 \\ q_2 \end{matrix} \right\} q_a = \frac{q_u}{F_s}$$

ここに

$q_a$  : 地盤の許容支持力度 (kN/m<sup>2</sup>)

$q_u$  : 地盤の極限支持力度 (kN/m<sup>2</sup>)

$F_s$  : 地盤の支持力に対する安全率

地盤の支持力に対する安全率は堆積の力に対して 2.0、移動の力に対して 1.0 とする。

#### 5) 転倒、滑動及び沈下の安全率のまとめ

以上の転倒、滑動及び沈下の安全率についてまとめると、表 6-2 のようになる。

表 6-2 安全率

	堆積の力に対して	移動の力に対して
転倒	$ e  \leq B/3$	$ e  \leq B/3$
滑動	$F_s \geq 1.2$	$F_s > 1.0$
沈下	$q \leq q_u/F_s$ $F_s=2.0$	$q \leq q_u/F_s$ $F_s=1.0$

#### 6) 盛土のり面のすべり崩壊に対する検討

待受け式盛土の損壊に対する安定性の検討に当たっては、常時及び地震時において円弧すべり面法によるのり面の安定性の検討を行うことを標準とする。ただし、安定計算の結果のみを重視してのり面勾配等を決定することは避け、近隣又は類似土質条件の施工実績、災害事例等を十分に参考にすること。

なお、常時の安定の検討は次の 2 つの場合について行う。

盛土施工直後

盛土施工後長時間経過後に降雨及び山地よりの浸透水のある場合

安定計算は一般に図 6-7 に示すような円弧すべり面を仮定した分割法を用いて行えばよい。この方法はすべり面上の土塊をいくつかの分割片に分割し、分割片のせん断力と抵抗力を

それぞれ累計し、その比によって安全率を求めるもので、計算式は次式のようなになる。一般に分割の数は6～7個以上にすればよい。

なお、円弧すべり面の代わりに直線の複合すべり面を仮定した計算方法もある。

$$F_s = \frac{\{ c \cdot \quad + (W - u \cdot b) \cos \quad \cdot \tan \quad \}}{W \cdot \sin \quad}$$

ここに、

$F_s$  : 安全率

$c$  : 粘着力 (kN/m<sup>2</sup>)

$\quad$  : せん断抵抗角 (°)

$l$  : 分割片で切られたすべり面の弧長 (m)

$W$  : 分割片の全重量 (kN/m)

$u$  : 間げき水圧 (kN/m<sup>2</sup>)

$b$  : 分割片の幅 (m)

$\quad$  : 各分割片で切られたすべり面の中点とすべり円の中心を結ぶ直線と鉛直線のなす角 (°)

常時の盛土の設計においては最小安全率が 1.2 以上となる断面とすること。

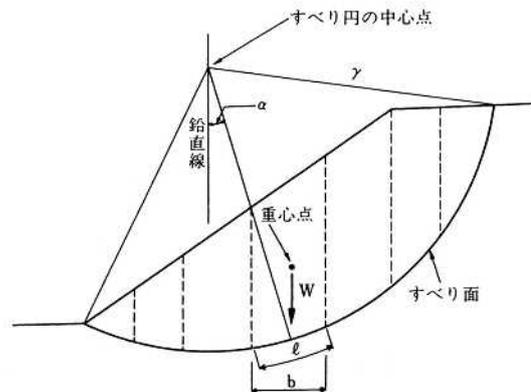


図 6-7 円弧すべり面を用いた常時の安定計算法

安定計算の方法として全応力法と有効応力法がある。有効応力法は土中の間げき水圧の設定が容易な場合及び間げき水圧の実測地がある場合に有効な方法であり、全応力法はその他の場合に簡便な方法として採用される。

#### (4) のり面保護施設

土留又はのり面保護施設は、土留の必要性及び盛土のり面の安定性の検討を踏まえ、土質、気象条件、各工法の特徴等について検討し、安定性、耐久性、施工性、周囲の環境との調和などを十分考慮して、工法を選定すること。

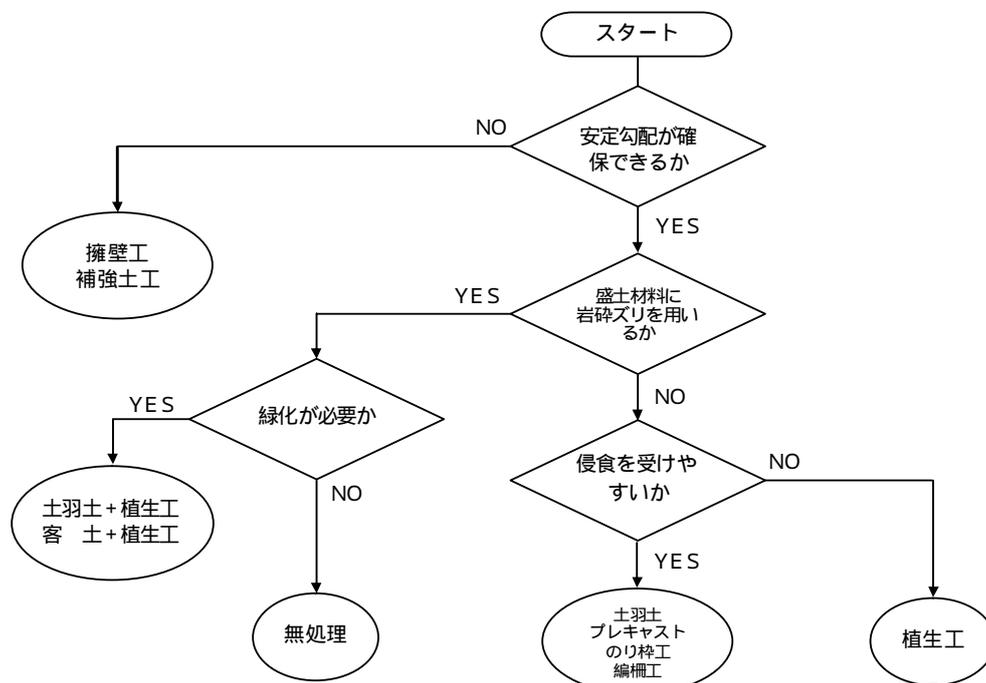
#### 【解説】

盛土のり面の安定性については、「盛土のり面のすべり崩壊に対する検討」を参照する。これらの検討を踏まえて、盛土の安定性を確保することができるのり面保護施設の選定を行うものとする。選定における留意点は次のとおりである。

必要に応じ各種工法を適切に組み合わせて計画する。

のり面の安定性を保持する上で許容しうる範囲で植生工を併用し、周囲の環境に調和するように配慮する。

また、参考までに盛土のり面における一般的なのり面保護工選定フローを示す。



出典：宅地防災マニュアル（平成 12 年 5 月）

図 6-8 盛土のり面におけるのり面保護工の選定のフロー

( 5 ) その他

盛土の施工及び施工場所の選定等に当たっては、以下のことを十分考慮すること。

【解 説】

盛土の施工及び施工場所の選定等に当たっては、以下のことに十分留意しなければならない。なお、詳細については、「砂防指定地及び地すべり防止区域内における宅地造成等の大規模開発審査基準(案)」を参照するものとする。

盛土材料は、せん断強度が大きく圧縮性の小さい土を使用し、ベントナイト、温泉余土、酸性白土や有機質を含んだ土は使用してはならない。

盛土の高さは原則として最高 15m までとし、直高 5m 毎に巾 1m 以上の小段を設置する。

盛土のり面は、擁壁工やのり面保護工などにより、適切に処理しなければならない。

地下水位が高く浸透水及び湧水の多い区域、軟弱な基礎地盤区域には盛土は原則として認めない。

溪流に対し残流域の生ずる埋立ては極力避けるものとする。

盛土をする場合には、盛土に雨水その他の地表水の浸透によるゆるみ、沈下又は崩壊が生じないように、締固めその他の措置が講じなければならない。

著しく傾斜している土地において盛土をする場合には、盛土をする前の地盤と盛土とが接する面がすべり面とならないように、段切りその他の措置が講じなければならない。

## 6-2 待受け式擁壁工

待受け式擁壁工は急傾斜地の崩壊等により生ずる土石等を急傾斜地との間に堆積させて、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である。待受け式擁壁は重力式コンクリート擁壁を標準とし、その設計に当たっては、土圧、水圧、自重のほか、土石等の移動の力及び堆積の力を考慮して損壊、転倒、滑動又は沈下しない構造とするものとする。

高さが2mを超える擁壁については、建築基準法施行令第142条に定めるところによること。

### 【解説】

#### (1) 設計手順

待受け式擁壁工の設計は、以下の手順にて行うことを標準とする。

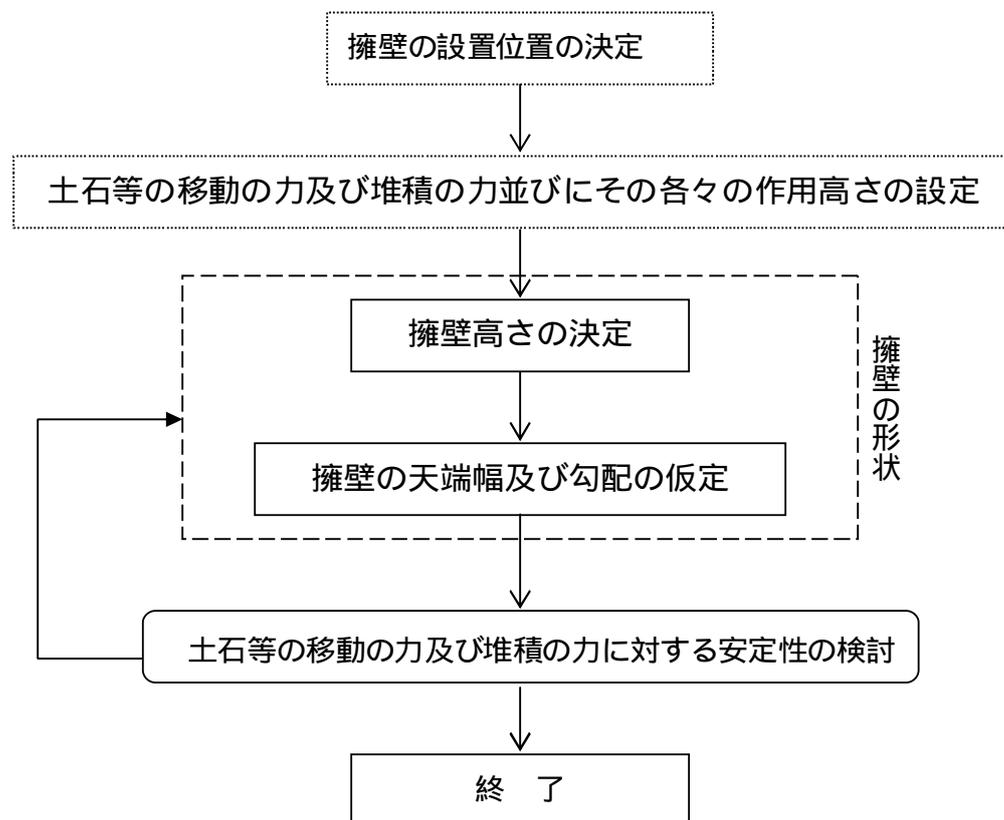


図 6-9 待受け式擁壁工の設計手順

## ( 2 ) 擁壁の形状

### 1 ) 擁壁高

擁壁高は、土石等の堆積の高さ以上とする。

#### 【解 説】

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ため、擁壁高は、その擁壁の地滑り地側ののり尻における土石等の堆積の高さ以上とする。堆積の高さについては開発の計画に基づいて定められた方法によって計算する必要がある、計算方法については、「3-3 設計外力の設定」を参照すること。

なお、建築物の構造規制適用を併用することにより、擁壁高を堆積の高さより低く設計することは認められない。あくまでも特定開発行為の段階で安全性を完全に維持することが必要である(図 6-2 参照)。

### 2 ) 擁壁の天端幅及び勾配

擁壁の天端幅及び勾配などの断面形状は、安定計算により決定するものとする。

#### 【解 説】

擁壁の断面形状は、基礎地盤の性状、基礎幅等を考慮し、土石等の堆積の力に対する安定計算により決定する。

### (3) 待受け式擁壁工の安定性の検討

待受け式擁壁工の安定性は、以下の ~ の検討を行うものとする。

- 転倒に対する安定性
- 滑動に対する安定性
- 沈下に対する安定性
- 圧縮破壊に対する安定性

#### 【解説】

待受け式擁壁工は通常マッシブな重力式コンクリート擁壁としてつくられ、土石等を捕捉するものである。したがって、その設計に当たっては、想定される土石等の堆積の力を考慮し、擁壁の安定性及び断面について検討を行う必要がある。

#### 1) 荷重の条件

待受け式擁壁工の設計に用いる荷重は常時における自重、移動の力及び堆積の力の組み合わせとする。

詳細は、「3-2 設計外力の設定」を参照すること。

#### ア 移動の力

単位面積あたりの移動の力は、移動の高さ(h)の1/2の高さで待受け式擁壁に作用させるものとする。

待受け式擁壁に作用する衝撃力  $F$  ( $\text{kN/m}^2$ ) は以下のとおりとする。

$$F = \quad \cdot F_{sm}$$

ここに、

$F_{sm}$  : 移動の力 ( $\text{kN/m}^2$ )

: 待受け式擁壁による衝撃力緩和係数 = 0.5

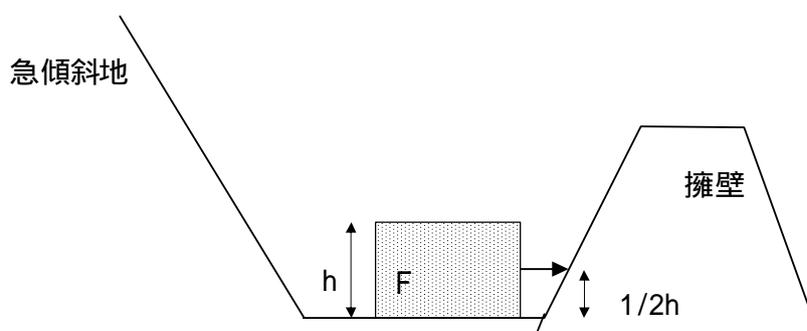


図 6-10 移動の力が擁壁に作用するイメージ

## イ 堆積の力

堆積の力は、擁壁の地盤面から土石等の堆積高（D）までの範囲に三角形分布で作用するものとする。

堆積の力が擁壁に作用する応力は次式で与えられる。

なお、高さ 2m を超える擁壁については建築基準法施行令第 142 条を準用すること。

### 水平分力

$$P_H = P \cos(\theta + \phi)$$

ここに、

$P_H$ ：堆積の力の水平分力（kN/m）

$P$ ：堆積の力（kN/m）

：擁壁背面と鉛直面となす角

：壁面摩擦角（= 土石等の内部摩擦角  $\times 2/3$ ）

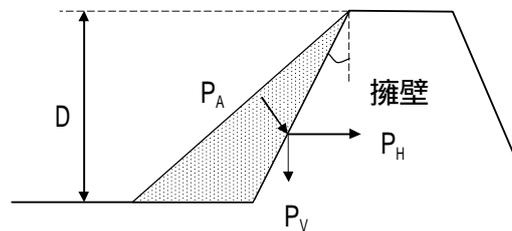


図 6-11 堆積の力が擁壁に作用するイメージ

### 鉛直分力

$$P_V = P \sin(\theta + \phi)$$

ここに

$P_V$ ：堆積の力の鉛直分力（kN/m）

$P$ ：堆積の力（kN/m）

：擁壁背面と鉛直面となす角

：壁面摩擦角（= 土石等の内部摩擦角  $\times 2/3$ ）

### 作用位置

堆積の力は三角形分布で作用するため、地盤面から堆積高（D）の 1/3 の高さで擁壁に作用するものとする。

## ウ 地震の影響

待受け式擁壁の高さが 8m を超える場合は、地震時の設計水平震度から地震時慣性力及び地震時土圧を考慮するものとする。（堆積高が 8m を超えることはまれである。）なお、移動の力については、同時に発生する可能性が低いので、考慮する必要はない。

## 2) 転倒に対する安定性の検討

一般に転倒に対する検討方法は偏心量法と安全率法の2種類がある。重力式擁壁の場合、以下に示した偏心量法で検討した場合、安全率法における安全率 1.5 を満たすこととなる。そのため、ここでは偏心量法について示す。

擁壁の底版下面には、擁壁の自重及び堆積の力による荷重が作用する。底版下面における地盤反力はこれらの荷重合力の作用位置により異なる。図 6-12 において、つま先から合力 R の作用点までの距離 d は次式で与えられる。

$$d = \frac{W \cdot a + P_V \cdot b + P_H \cdot h}{W + P_V}$$

ここに、

W : 擁壁の自重 (kN/m)

$P_H$  : 移動の力又は堆積の力の水平分力 (kN/m)

$P_V$  : 移動の力又は堆積の力の鉛直分力 (kN/m)

a : 擁壁つま先と W の重心との水平距離 (m)

b : 擁壁つま先と  $P_V$  作用点との水平距離 (m)

h : 擁壁かかとと  $P_H$  の作用点の鉛直距離 (m)

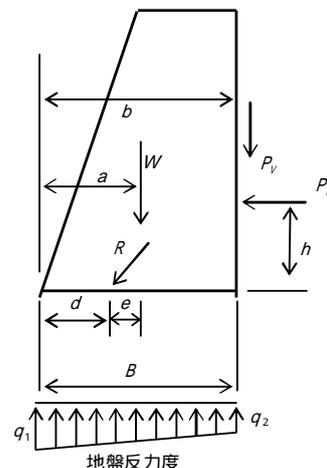


図 6-12 地盤反力度の求め方

合力の作用点の底盤中央からの偏心距離 e は次式で表される。

$$e = B/2 - d$$

ここに

e : 偏心距離

B : 擁壁の底版幅

移動の力又は堆積の力に対して偏心距離 e は次式を満足しなければならない。

移動の力に対して

$$|e| \leq B/3$$

堆積の力に対して

$$|e| \leq B/3$$

## 3) 滑動に対する安定性の検討

待受け式擁壁を底版下面に沿って滑らせようとする力は移動の力又は堆積の力の水平分力であり、これに抵抗する力は底版地盤の間に生じるせん断抵抗力である。滑動に対する安全率は次式によって与えられる。

$$F_s = \frac{(\text{滑動に対する抵抗力})}{(\text{滑動力})} = \frac{(W + P_v) \cdot \tan \phi_B + c \cdot B}{P_H}$$

ここに

W：擁壁の自重 (kN/m)

P<sub>H</sub>：堆積の力の水平分力 (kN/m)

P<sub>V</sub>：堆積の力の鉛直分力 (kN/m)

tan φ<sub>B</sub>：擁壁底版と基礎地盤間の摩擦係数。現場打コンクリートの場合は、φ<sub>B</sub> = (基礎地盤の内部摩擦角) 現場打でない場合は、φ<sub>B</sub> = 2/3・φ とする。ただし、基礎地盤が土の場合 tanφ<sub>B</sub> の値は 0.6 を超えないものとする。なお通常の場合簡便には表 3-7 又は表 3-8 を用いてよい。詳細は「3-1 設計諸定数」を参照。

c：擁壁底版と基礎地盤間の粘着力 (kN/m<sup>2</sup>)。ただし、摩擦係数 (tan φ<sub>B</sub>) を表 3-7 又は表 3-8 より求めた場合は c = 0 とする。

B：擁壁の底版幅 (m)

安全率 F<sub>s</sub> は、堆積の力に対して 1.2 以上、移動の力に対して 1.0 を下回ってはならない。これら所定の安全率を満足できない場合は、原則として底版幅を変化させて安定させるものとする。

#### 4) 沈下に対する安定性の検討

擁壁の底版下面において、擁壁の自重及び移動の力または堆積の力によって作用する鉛直力は、地盤の許容支持力より小さくしなければならない。

地盤反力度は次式によって与えられる。

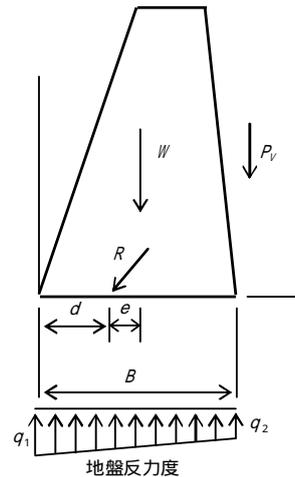


図 6-13 地盤反力度の求め方

ア 合力作用点が底版中央の底版幅 1/3 (ミドルサード) の中にある場合

$$q_1 = \frac{P_v + W}{B} \left( 1 + \frac{6e}{B} \right)$$

$$q_2 = \frac{P_v + W}{B} \left( 1 - \frac{6e}{B} \right)$$

ここに

W：擁壁の自重（kN/m）

P<sub>v</sub>：移動の力又は堆積の力の鉛直分力（kN/m）

e：合力作用点の底版中央からの偏心距離（m）

B：擁壁の底版幅

- イ 合力作用点が底版中央の底版幅 2/3 の中にある場合  
（かつ底版中央の底版幅 1/3（ミドルサード）の外にある場合）

$$q_1 = \frac{2(P_v + W)}{3d}$$

支持地盤の支持力に関する安定検討では、この q<sub>1</sub> 及び q<sub>2</sub> は次式を満足しなければならない。

$$\left. \begin{matrix} q_1 \\ q_2 \end{matrix} \right\} q_a = \frac{q_u}{F_s}$$

ここに

q<sub>a</sub>：地盤の許容支持力度（kN/m<sup>2</sup>）

q<sub>u</sub>：地盤の極限支持力度（kN/m<sup>2</sup>）

F<sub>s</sub>：地盤の支持力に対する安全率

地盤の支持力に対する安全率は堆積の力に対して 2.0、移動の力に対しては 1.0 とする。

### 5) 転倒、滑動及び沈下の安全率のまとめ

転倒、滑動及び沈下の安全率についてまとめると、表 6-3 のようになる。

表 6-3 安全率のまとめ

	堆積の力に対して	移動の力に対して
転倒	e  B/3	e  B/3
滑動	F <sub>s</sub> 1.2	F <sub>s</sub> > 1.0
沈下	q qu/F <sub>s</sub> F <sub>s</sub> =2.0	q qu/F <sub>s</sub> F <sub>s</sub> =1.0

（暫定）

### 6) 圧縮破壊に対する安定性の検討

移動の力が擁壁の壁体に対して、圧縮破壊が生じないかどうか照査する。コンクリートの許容曲げ圧縮応力度は、次式により与えられる。

$$c_a \quad c_k / 3$$

ここに、

$\sigma_{ca}$  : 許容応力度

$\sigma_{ck}$  : コンクリートの 28 日圧縮強度

無筋コンクリート  $18 \text{ N/mm}^2$

鉄筋コンクリート  $21 \text{ N/mm}^2$

#### ( 4 ) その他

その他、以下の項目の内容については、「新・斜面崩壊防止工事の設計と実例(急傾斜地崩壊防止工事技術指針)」を参照すること。

#### 【解 説】

重力式擁壁工の一般的留意事項

基礎

伸縮目地

施工

## 7 高さ 2 m を超える擁壁の設計

### 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 - 略 -
- 二 - 略 -
- 三 - 略 -
- 四 - 略 -
- 五 - 略 -

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。

### 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。

#### 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 - 略 -

第2 - 略 -

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

#### 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かめ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。

#### 【解説】

政令第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を超える擁壁については、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については、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、土砂災害防止法における特定開発行為において、高さ2m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。

第3章に示したとおり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、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下ろすことはできない。

詳細については、「宅地防災マニュアル」を参照すること。

## 8 特別警戒区域の範囲を変更する対策工事等の取扱い

### (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も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、特別警戒区域を設定した根拠となる急傾斜地を地形改変する場合もあり得る。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が行われる必要がある。なお、対策工事等の終了後には、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急傾斜地における地形改変の具体例は以下のとおりである。

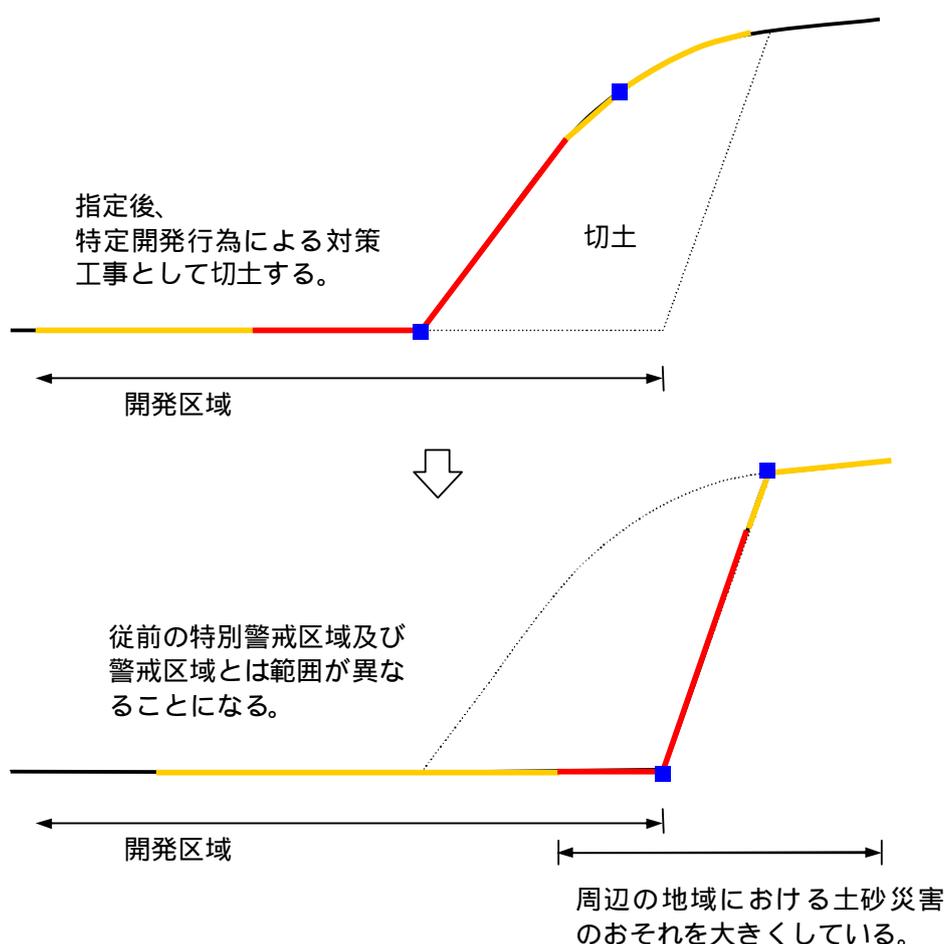


図 8-1 特別警戒区域の範囲が変わる地形改変の具体例

## ( 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が発生するおそれのある範囲の確認に当たっては、鳥取県基礎調査マニュアル(案)(急傾斜地崩壊編)に基づいて行うものとする。

### 【解 説】

地形改変を伴う急傾斜地における特定開発行為においては、土砂災害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。この確認方法については、鳥取県基礎調査マニュアル(案)(急傾斜地の崩壊編)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。

## 【参考資料】

対策工事の種類と適用について

審査チェックリスト

待受け式擁壁工の設計計算例

もたれ式擁壁の設計計算例

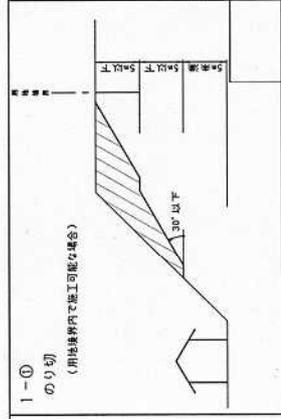
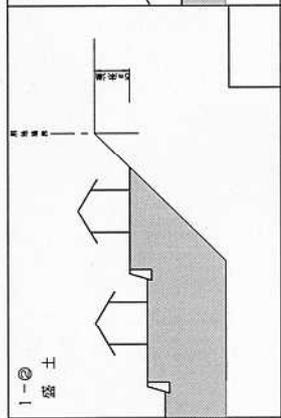
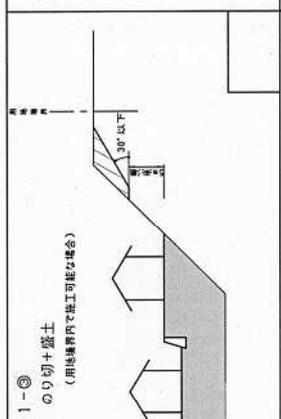
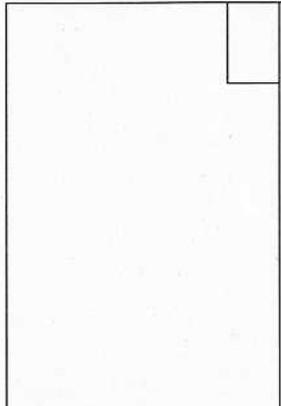
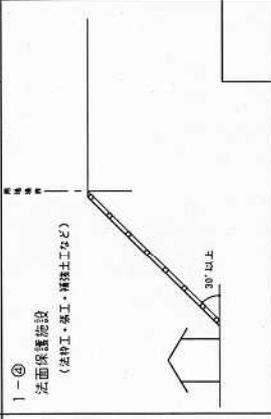
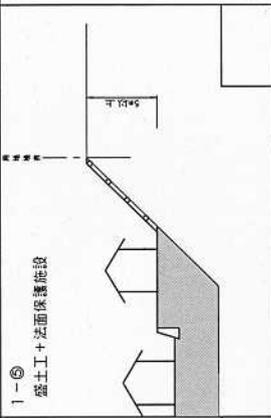
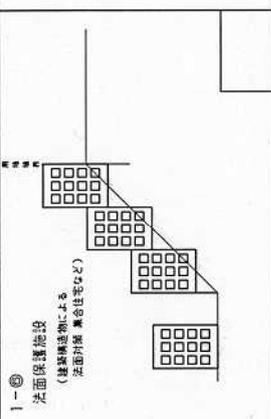
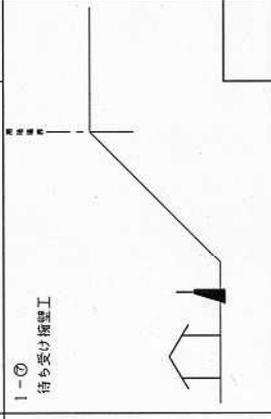
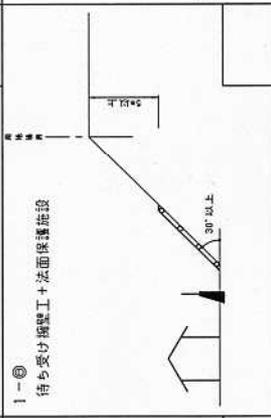
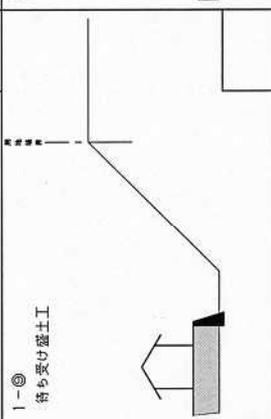
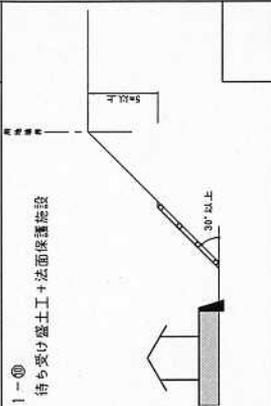
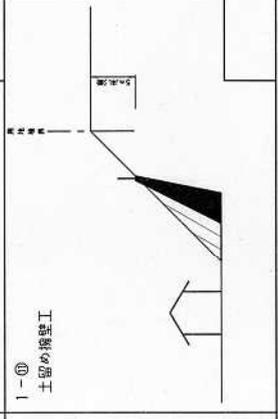
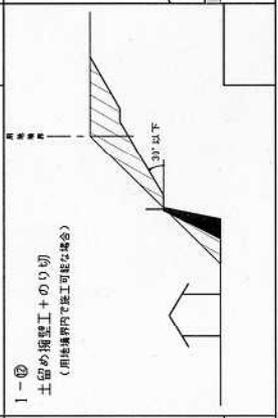
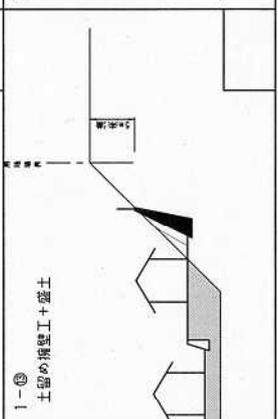
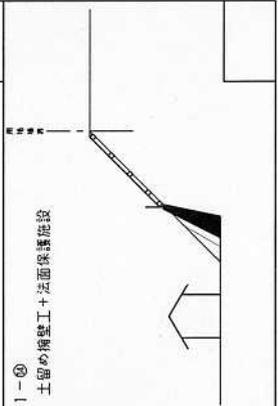
待受け式盛土工の設計計算例

## 対策工事の種類と適用について

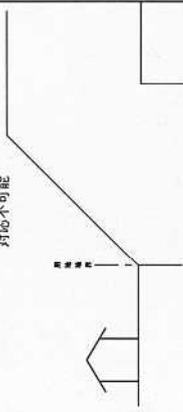
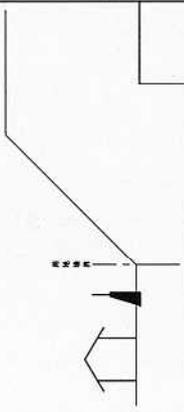
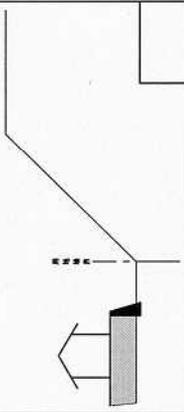
開発敷地の位置と急傾斜地との関係による対策工事のパターン

開発敷地位置	敷地境界		
	がけ上	がけ下	がけ中央
がけ下	<p>【ケース1】 急傾斜地が敷地内にあるため、開発者ががけ面の対策を実施する。集合住宅等の建築を計画している場合、がけ面に階段状にのり面保護施設と兼用して建築物を建設する可能性がある。</p> <p>&lt;対策工事&gt; のり面の切土・盛土 土留 のり面保護施設 待受け式擁壁・盛土</p>	<p>【ケース2】 急傾斜地は敷地外のため、がけ面の対策は実施できない。</p> <p>&lt;対策工事&gt; 待受け式擁壁・盛土</p>	<p>【ケース3】 急傾斜地のうち、下部斜面のみ対策が実施できるが、斜面上部に未対策地が残る。未対策地の高さが5m以上の場合、開発敷地内に新たな対策が必要となる。</p> <p>&lt;対策工事&gt; のり面の盛土 土留 のり面保護施設 待受け式擁壁・盛土</p>
がけ上	<p>急傾斜地の対策ができないため、開発は困難となる。</p>	<p>【ケース4】 急傾斜地が敷地内にあるため、開発者ががけ面の対策を実施する。集合住宅等の建築を計画している場合、がけ面に階段状にのり面保護施設と兼用して建築物を建設する可能性がある。</p> <p>&lt;対策工事&gt; のり面の切土 土留 のり面保護施設</p>	<p>【ケース5】 急傾斜地のうち、上部斜面のみ対策が実施できるが、斜面下部に未対策地が残る。未対策地の高さが5m以上の場合、開発は困難となる。</p> <p>&lt;対策工事&gt; のり面の切土 のり面保護施設</p>
がけ全体を含む	<p>【ケース6】 急傾斜地が敷地内にあるため、開発者ががけ面の対策を実施する。集合住宅等の建築を計画している場合、がけ面に階段状にのり面保護施設と兼用して建築物を建設する可能性がある。</p> <p>&lt;対策工事&gt; のり面の切土・盛土 土留 のり面保護施設 待受け式擁壁・盛土</p>	<p>【ケース6】 急傾斜地が敷地内にあるため、開発者ががけ面の対策を実施する。集合住宅等の建築を計画している場合、がけ面に階段状にのり面保護施設と兼用して建築物を建設する可能性がある。</p> <p>&lt;対策工事&gt; のり面の切土・盛土 土留 のり面保護施設 待受け式擁壁・盛土</p>	このケースはない

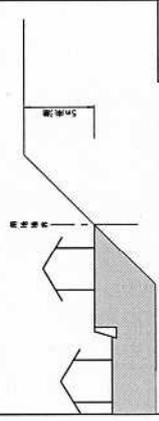
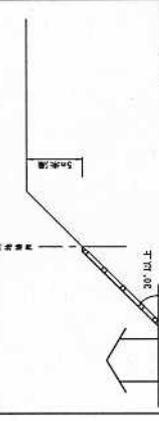
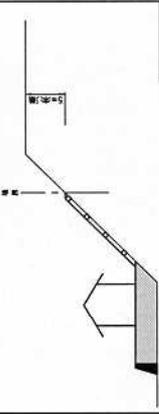
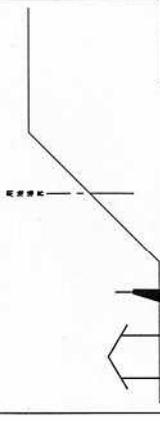
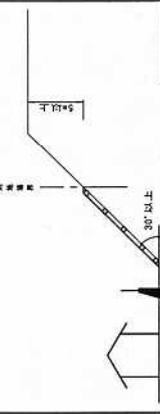
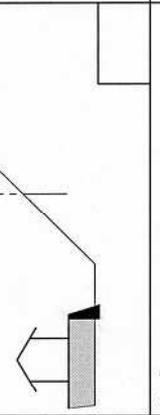
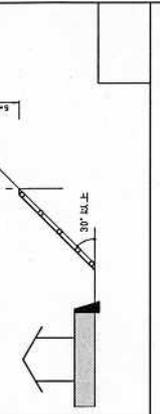
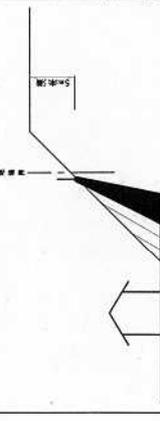
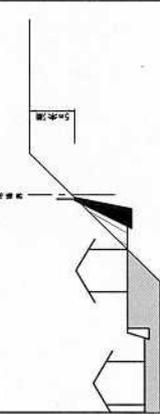
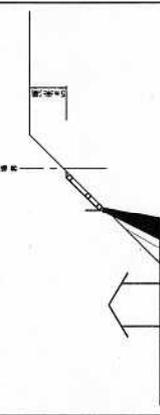
ケース1 開発位置：がけ下 用地境界：がけ上の場合

<p>土工による対応策</p>	<p>1-1-① のり切 (用地境界内で施工可能な場合)</p> 	<p>1-1-② 盛土</p> 	<p>1-1-③ のり切+盛土 (用地境界内で施工可能な場合)</p> 	
<p>法面保護による対応策</p>	<p>1-1-④ 法面保護施設 (法切工・盛工・擁壁土工など)</p> 	<p>1-1-⑤ 盛土+法面保護施設</p> 	<p>1-1-⑥ 法面保護施設 (建築物等物による 法面対策 集合住宅など)</p> 	
<p>待ち受け工による対応策</p>	<p>1-1-⑦ 待ち受け擁壁工</p> 	<p>1-1-⑧ 待ち受け擁壁工+法面保護施設</p> 	<p>1-1-⑨ 待ち受け盛土工</p> 	<p>1-1-⑩ 待ち受け盛土工+法面保護施設</p> 
<p>土留工による対応策</p>	<p>1-1-⑪ 土留の擁壁工</p> 	<p>1-1-⑫ 土留の擁壁工+のり切 (用地境界内で施工可能な場合)</p> 	<p>1-1-⑬ 土留の擁壁工+盛土</p> 	<p>1-1-⑭ 土留の擁壁工+法面保護施設</p> 

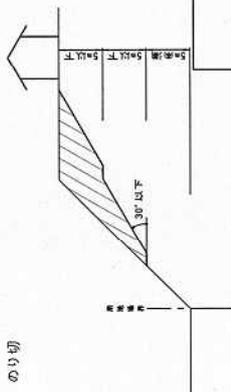
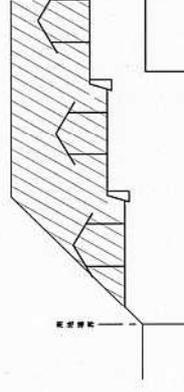
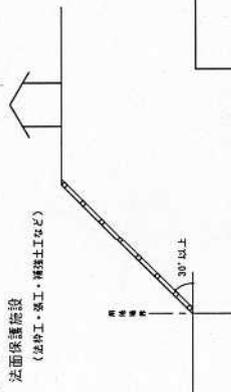
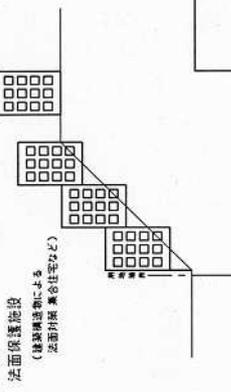
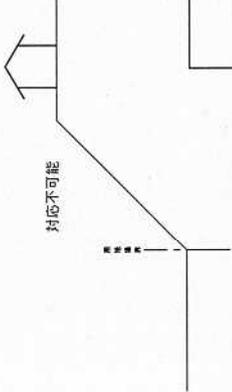
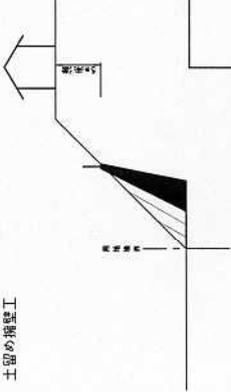
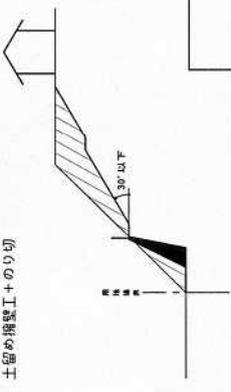
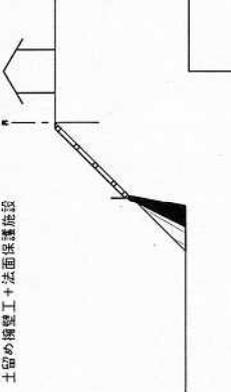
ケース2 開発位置：がけ下 用地境界：がけ下の場合

土工による対応策				
法面保護による対応策				
待ち受け工による対応策	<p>2-① 待ち受け構壁工</p> 			
土留工による対応策				

ケース3 開発位置：がけ下 用地境界：がけ中央の場合

土工による対応策	<p>3-① 盛土</p> 			
法面保護による対応策	<p>3-② 法面保護施設</p> 	<p>3-③ 盛土工+法面保護施設</p> 		
待ち受け工による対応策	<p>3-④ 待ち受け構壁工</p> 	<p>3-⑤ 待ち受け構壁工+法面保護施設</p> 	<p>3-⑥ 待ち受け盛土工</p> 	<p>3-⑦ 待ち受け盛土工+法面保護施設</p> 
土留工による対応策	<p>3-⑧ 土留め構壁工</p> 	<p>3-⑨ 土留め構壁工+盛土</p> 	<p>3-⑩ 土留め構壁工+法面保護施設</p> 	

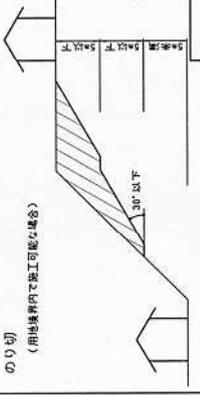
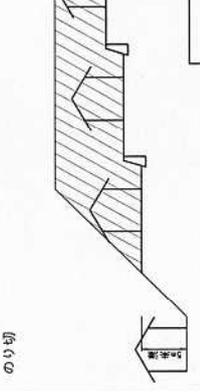
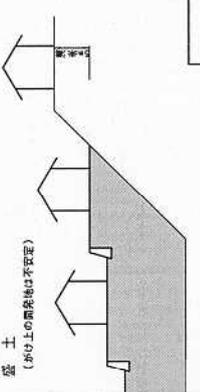
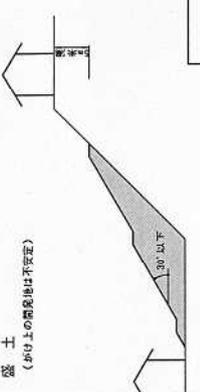
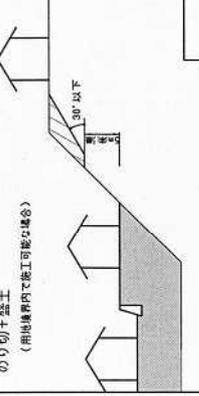
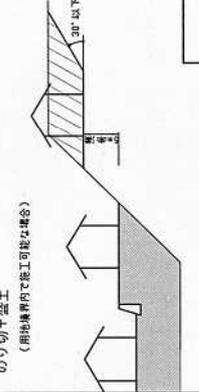
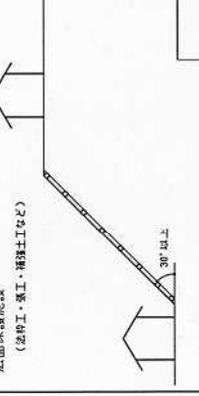
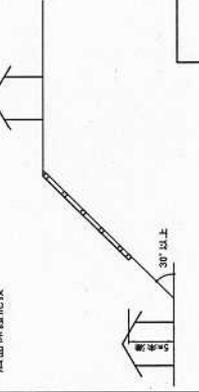
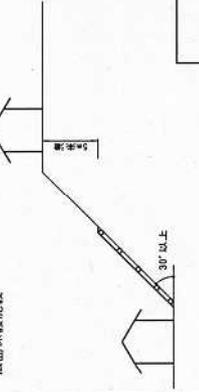
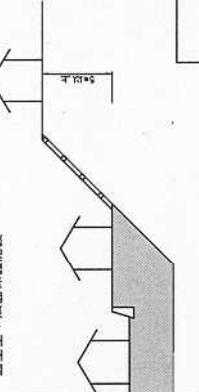
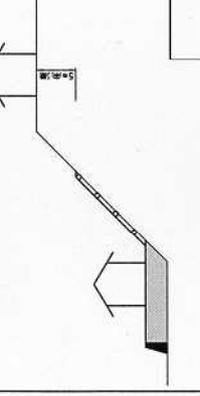
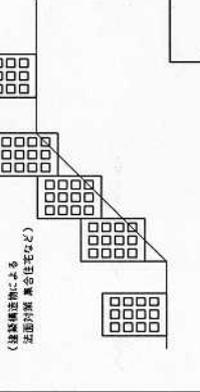
ケース4 開発位置：がけ上 用地境界：がけ下の場合

<p>土工による対応策</p>	<p>4-① のり切</p> 			
<p>法面保護による対応策</p>	<p>4-② 法面保護施設 (法切工・盛工・擁壁工など)</p> 	<p>4-③ 法面保護施設 (緑地帯設置による 法面対策 集合住宅など)</p> 		
<p>待ち受け工による対応策</p>	<p>対応不可能</p> 			
<p>土留工による対応策</p>	<p>4-⑥ 土留め擁壁工</p> 	<p>4-⑦ 土留め擁壁工+のり切</p> 	<p>4-⑧ 土留め擁壁工+法面保護施設</p> 	

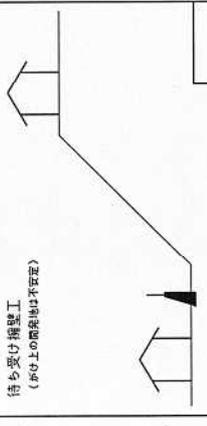
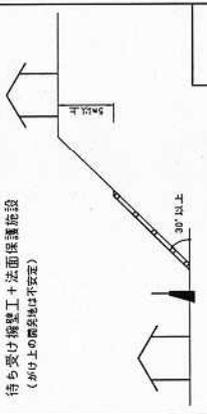
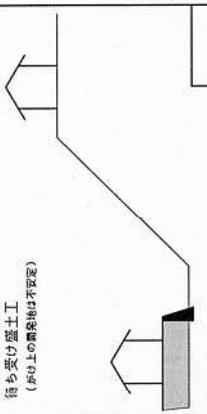
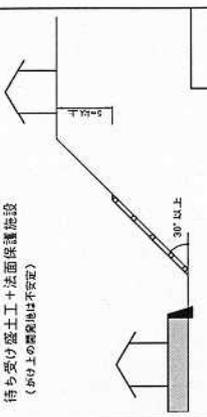
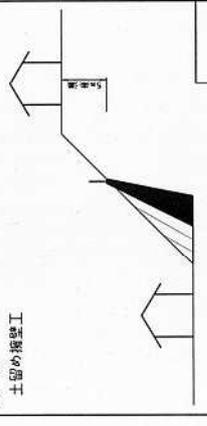
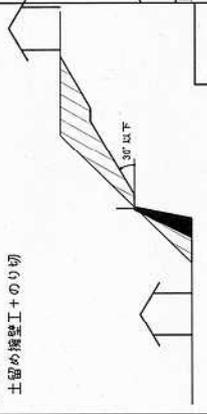
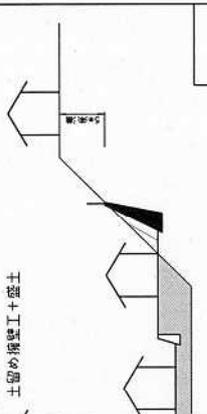
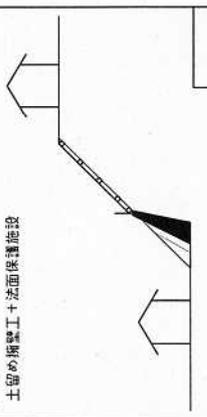
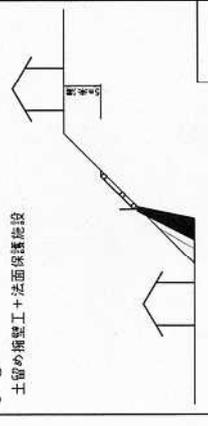
ケース5 開発位置：がけ上 用地境界：がけ中央の場合

<p>土工による対応策</p>	<p>5-0 のり切</p>			
<p>法面保護による対応策</p>	<p>5-① 法面保護施設 (法切工・築工・植栽土工など)</p>			
<p>待ち受け工による対応策</p>	<p>対応不可能</p>			
<p>土留工による対応策</p>	<p>対応不可能</p>			

ケース6 開発位置：がけ上下 用地境界：がけ上下の場合(その1)

<p>土工による対応策</p>	<p>6-1① のり切 (用地境界内で施工可能な場合) 30°以下 5m以下 5m以下</p> 	<p>6-2② のり切</p> 	<p>6-3③ 盛土 (がけ上の開発地は不安定)</p> 	<p>6-4④ 盛土 (がけ上の開発地は不安定)</p> 
<p>土工による対応策</p>	<p>6-5⑤ のり切+盛土 (用地境界内で施工可能な場合) 30°以下 5m以下</p> 	<p>6-6⑥ のり切+盛土 (用地境界内で施工可能な場合) 30°以下 5m以下</p> 	<p>6-7⑦ 盛土 (がけ上の開発地は不安定)</p> 	<p>6-8⑧ 盛土 (がけ上の開発地は不安定)</p> 
<p>法面保護による対応策</p>	<p>6-9⑨ 法面保護施設 (せり工・盛工・擁壁工など)</p> 	<p>6-10⑩ 法面保護施設</p> 	<p>6-11⑪ 法面保護施設</p> 	<p>6-12⑫ 盛土工+法面保護施設</p> 
<p>法面保護による対応策</p>	<p>6-13⑬ 法面保護施設 (建築構造部による 足場外圍 高さ住宅など)</p> 	<p>6-14⑭ 法面保護施設</p> 	<p>6-15⑮ 盛土工+法面保護施設</p> 	<p>6-16⑯ 盛土工+法面保護施設</p> 

ケース6 開発位置：がけ上下 用地境界：がけ上下の場合(その2)

待ち受け工による対応策	<p>6-① 待ち受け擁壁工 (おひ上の開発地は不安定)</p> 	<p>6-② 待ち受け擁壁工 + 法面保護施設 (おひ上の開発地は不安定)</p> 	<p>6-③ 待ち受け盛土工 (おひ上の開発地は不安定)</p> 	<p>6-④ 待ち受け盛土工 + 法面保護施設 (おひ上の開発地は不安定)</p> 
土留工による対応策	<p>6-① 土留め擁壁工</p> 	<p>6-② 土留め擁壁工 + のり切</p> 	<p>6-③ 土留め擁壁工 + 盛土工</p> 	<p>6-④ 土留め擁壁工 + 法面保護施設</p> 
	<p>6-① 土留め擁壁工 + 法面保護施設</p> 			

## 審査チェックリスト

チェック項目	確認	掲載箇所	備考
<b>1 対策工事の計画</b>			
(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			
(ア) 対策工事の実施範囲			
対策工事の実施範囲が適正に計画されているか		急傾編 2-2	
(イ) 急傾斜地の崩壊を防止するための施設の設置に関して			
地形、地質、土質ならびに周辺の状況に応じて適切な土留又はのり面保護施設を選定しているか		急傾編 2-1,2-4	
(ウ) 急傾斜地の崩壊が発生した場合に生じた土石等を堆積するための施設の設置に関して			
当該施設の高さが土石等の堆積の高さ以上となっているか		急傾編 3-2	
土石等の堆積の高さは、対策施設の最も急傾斜地側となる位置で算定しているか			
(エ) 設計外力の確認			
土石等の移動や堆積の力の算定に用いる土質定数は適正か		急傾編 3-1,3-2	
対策施設の位置を考慮して適正な設計外力が算定されているか		急傾編 3-2	
<b>2 対策工事以外の特定開発行為に関する工事の計画</b>			
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		急傾編 2-1	
対策工事の機能を妨げていないか			
<b>3 対策工事の形状又は施設の構造</b>			
ア のり切			
急傾斜の崩壊を助長し、又は誘発することのないように地形、地質等の状況を考慮して計画されているか		急傾編 4	
イ 土留			
のり面の崩壊を防止し、土圧、水圧及び自重によって損壊、転倒、滑動又は沈下せず、かつその裏面の排水に必要な水抜き穴を有する構造となっているか		急傾編 5-1	
ウ のり面保護施設			
石張り、芝張り、モルタルの吹付等によりのり面を風化その他の侵食に対して保護する構造となっているか		急傾編 5-2	
エ 排水施設			
急傾斜地の崩壊の原因となる地表水及び地下水を急傾斜地から速やかに排除することができる構造となっているか		急傾編 5-3	
オ 土石等を堆積するための施設			
土圧、水圧、自重及び土石等の移動又は堆積により、当該施設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		急傾編 6	
<b>&lt; 高さが 2 m を超える擁壁 &gt;</b>			
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		急傾編 7	

## 待受け式擁壁工の設計計算例

<安定計算 > 安全性検討フロー

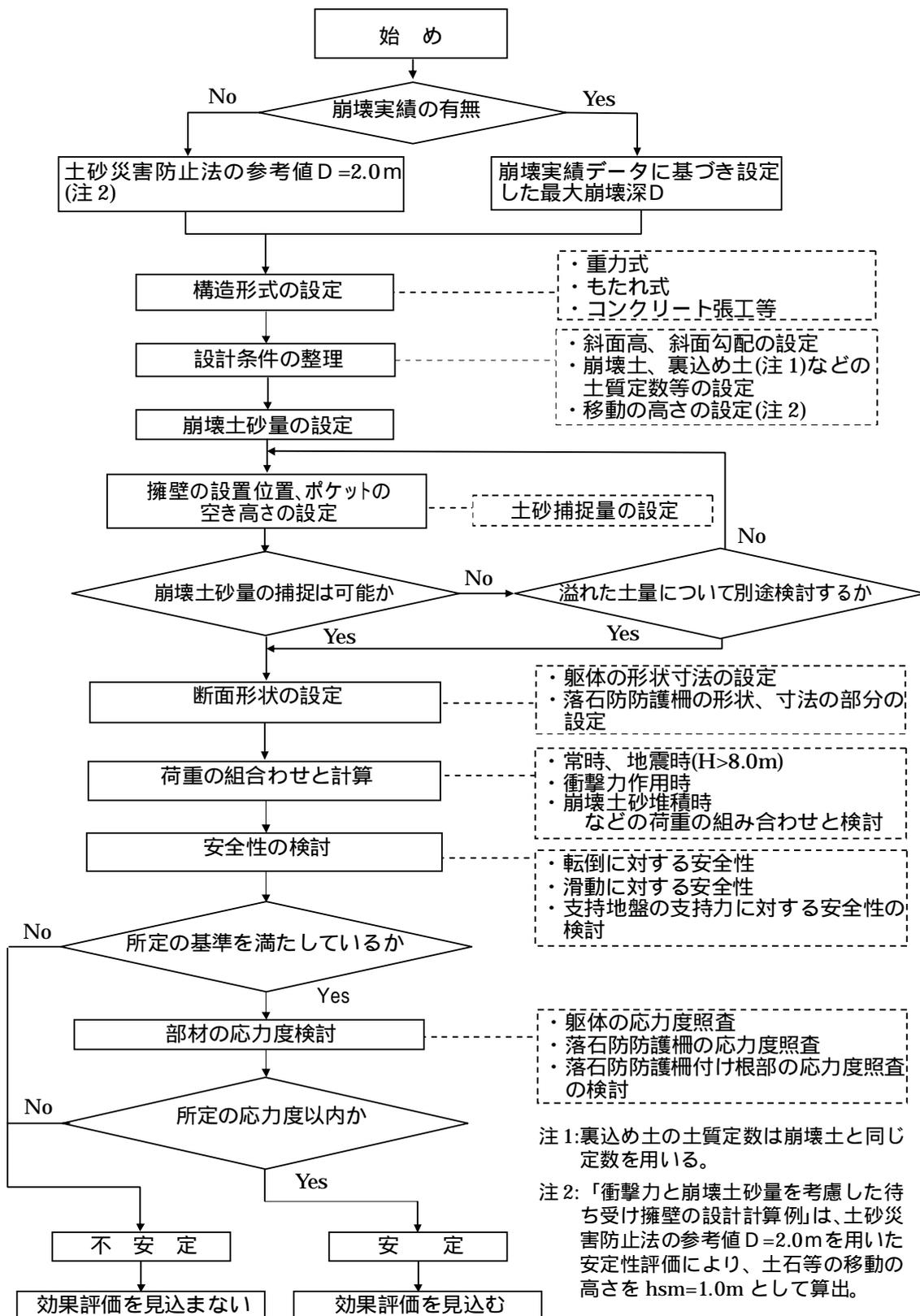


図1 安全性検討フロー

<安定計算 > 断面形状

以下に示す地形条件、施設諸元より待受け式擁壁の安定計算を行い、安全性を判断する。

擁壁高  $h = 4.0$  m

急傾斜地下端から擁壁までの距離  $X = 2.0$  m

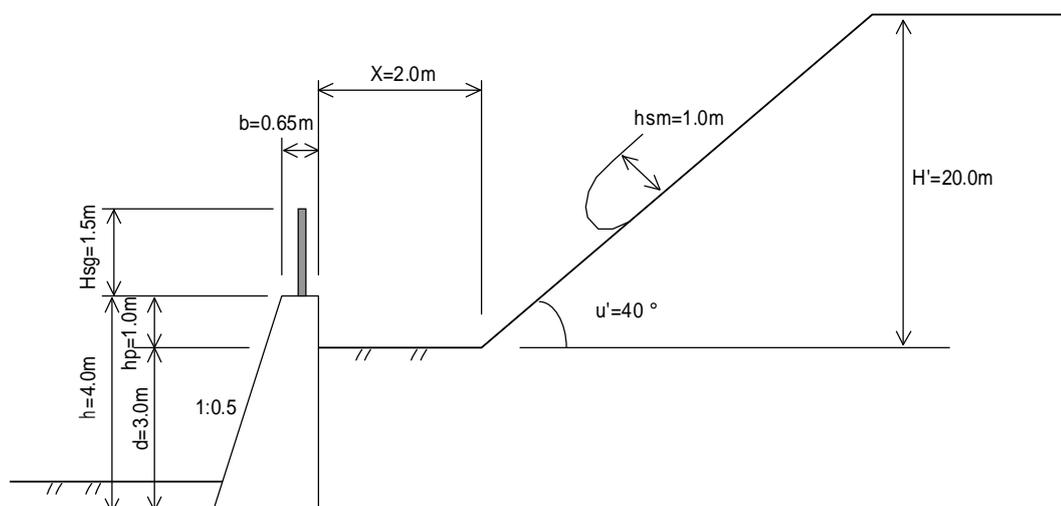
ポケット高（現況）  $h_p = 1.0$  m

〔構造形式〕：重力式擁壁

天端幅  $b = 0.65$  m

表法勾配  $n = 1 : 0.5$

〔断面模式図〕



<安定計算 > 崩壊土砂捕捉容量の検討

1) 設計条件

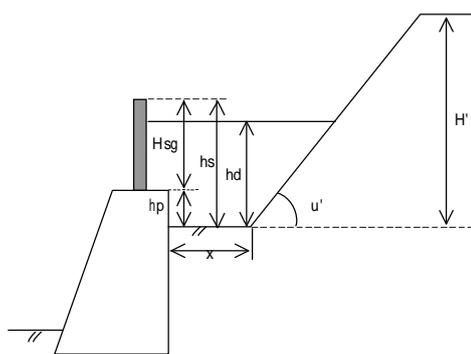
急傾斜地の高さ\*  $H' = 20.0$  m

急傾斜地の傾斜度\*  $u' = 40.0$  °

急傾斜地下端から擁壁までの距離\*  $X = 2.0$  m

擁壁のポケット高 (現況)  $h_p = 1.0$  m  
(移動の高さ  $h_{sm}$  以上とする)

落石防護柵の高さ  $H_{sg} = 1.5$  m



\*:ここでの急傾斜地の高さ、傾斜度及び下端から擁壁までの距離は、擁壁背後の斜面 (= 残斜面) についての諸元となる。

2) 崩壊土量; V

ここでは、全国の崖崩れ災害データより設定した斜面高による崩壊土量の値を用いる。

崩壊土量  $V = 150.0$  m<sup>3</sup> (斜面高  $H' = 20$  m より)

崩壊幅  $W = 21.2$  m

土石等の断面積  $S = 7.1$  m<sup>2</sup>

急傾斜地の高さ (H) に対する崩壊土量、崩壊幅および断面積

急傾斜地の高さ $H'$ (m)	崩壊土量 $V$ (m <sup>3</sup> )	崩壊幅 $W$ (m)	断面積 $S$ (m <sup>2</sup> )
5 $H < 10$	41.9	13.8	3.0
10 $H < 15$	78.9	17.1	4.6
15 $H < 20$	101.2	18.6	5.4
* 20 $H < 25$	150.0	21.2	7.1
25 $H < 30$	214.3	23.9	9.0
30 $H < 40$	238.3	24.8	9.6
40 $H < 50$	371.4	28.8	12.9
50 $H$	500.0	31.8	15.7

3) 土砂捕捉容量の検討

落石防護柵を含めたポケット高

$$h_s = h_p + H_{sg} = 1.00 + 1.50 = 2.5 \text{ m}$$

土砂捕捉必要容量の算定

$$V_d = (2X + h_d / \tan u') \times h_d / 2 \quad \text{より}$$

$$h_d = \sqrt{2V_d \tan \theta u' + X^2 \tan^2 \theta u' - X \tan \theta u'}$$

$$= \sqrt{2 \times 7.1 \times \tan 40^\circ + 2^2 \times \tan^2 40^\circ - 2 \times \tan 40^\circ}$$

$$= 2.16 \quad h_s \quad \text{OK}$$

$h_d < h_s$  より、

崩壊土量に対して捕捉容量を確保しているため安全であると判断される。

落石防護柵の安定性について：

土圧に対し、部材強度の応力度照査、付け根部の応力度照査の検討を行い、安定性の確認を行う。

なお、一般的な落石防護柵は移動の力に耐えうる設計にはなっていないため、移動の力が落石防護柵に作用するようなケース ( $h_p < h_{sm}$  となる場合等) では、落石防護柵は無いものとして取り扱う。

<安定計算 > 土石等の移動による力

1) 設計定数

土石等の密度	m =	<input type="text" value="1.8"/>	t/m <sup>3</sup>
重力加速度	g =	<input type="text" value="9.8"/>	m/s <sup>2</sup>
土石等の比重	=	<input type="text" value="2.6"/>	t/m <sup>3</sup>
土石等の容積濃度	C =	<input type="text" value="0.5"/>	
内部摩擦角	=	<input type="text" value="30"/>	°
流体抵抗係数	f <sub>b</sub> =	<input type="text" value="0.025"/>	

2) 移動の力

土石等の移動による力は、以下の式により算出する。

$$F_{sm} = \rho_m g h_{sm} \left[ \frac{b_u}{a} (1 - \exp(-2aH/h_{sm} \sin u)) \cos^2(u - d) \right] \exp(-2ax/h_{sm}) + \frac{b_d}{a} (1 - \exp(-2ax/h_{sm})) ]$$

$$a = \frac{2}{(\gamma - 1)c + 1} f_b$$

$$b_u = \cos u \left\{ \tan u - \frac{(\gamma - 1)c}{(\gamma - 1)c + 1} \tan \phi \right\}$$

$$b_d = \cos d \left\{ \tan d - \frac{(\gamma - 1)c}{(\gamma - 1)c + 1} \tan \phi \right\}$$

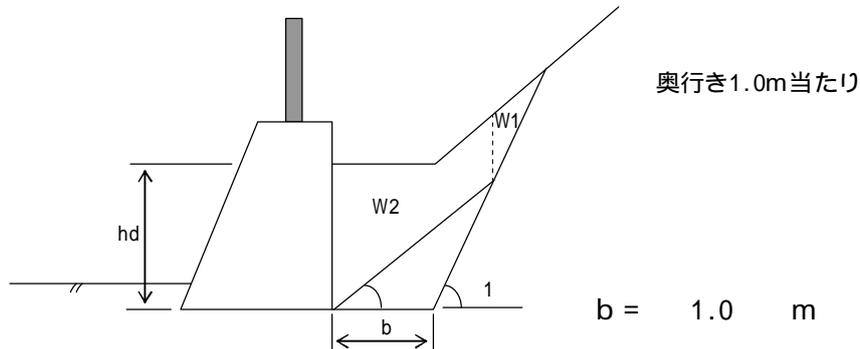
以上の計算結果は、以下のとおりである。

急傾斜地(残斜面)の諸元及び計算結果

急傾斜地の高さ	H'	m	20.0
土石等の移動の高さ	h <sub>sm</sub>	m	1.0
急傾斜地の傾斜度	u'	°	40
急傾斜地の下端から平坦部の傾斜度	d	°	0
急傾斜地の下端からの距離	X	m	2.0
a			0.028
b <sub>u</sub>			0.45
b <sub>d</sub>			-0.26
土石等の移動による力	F <sub>sm</sub>	kN/m <sup>2</sup>	105.2

<安定計算 > 常時土圧の計算

常時、衝撃力作用時に作用する土圧は試行くさび法（切土部土圧）として求める。



- 1 段目の土圧作用高さ  $hd =$   m
- 裏込め土砂の単位体積重量（大気中）  $u =$   kN/m<sup>2</sup>
- 裏込め土砂の内部摩擦角  $=$   °
- 土圧作用面と鉛直面のなす角  $1 =$   °
- 壁面摩擦角  $=$   °
- 切土面の摩擦角  $' =$   °
- 切土面の角度  $1 =$   ° ( = 1:0.5 )

$$P_1 = \frac{W_1 \cdot \tan(\theta_1 - \delta') \cdot \cos(\omega - \phi) + W_2 \cdot \sin(\omega - \phi)}{\cos(\omega - \phi - \alpha_1 - \delta)}$$

すべり角 (°)	重量 W1			重量 W2		
	土砂 Ws1(kN)	載荷重 Wq1(kN)	小計 W1(kN)	土砂 Ws2(kN)	載荷重 Wq2(kN)	小計 W2(kN)
49.000	5.66	0.00	5.66	71.06	0.00	71.06
50.000	4.22	0.00	4.22	70.34	0.00	70.34
51.000	2.81	0.00	2.81	69.23	0.00	69.23

すべり角 (°)	重量 W1 W1(kN)	重量 W2 W1(kN)	合計 W(kN)	土圧力 P1(kN)
49.000	5.66	71.06	76.72	26.670
50.000	4.22	70.34	74.56	26.674
51.000	2.81	69.23	72.05	26.550

土圧水平力  $P_H = P \cdot \cos(\alpha + \delta) = 26.674 \times \cos(20.00^\circ) =$   kN

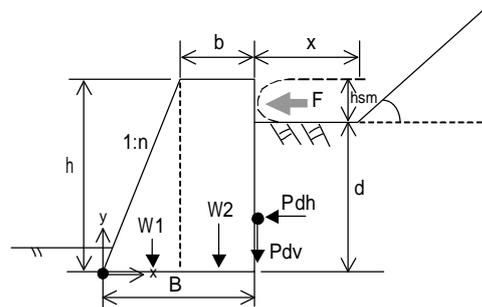
土圧鉛直力  $P_V = P \cdot \sin(\alpha + \delta) = 26.674 \times \sin(20.00^\circ) =$   kN

<安定計算 > 衝撃力作用時の安定性検討

1) 設計条件

- 壁高  $h = 4.00$  m
- 天端幅  $b = 0.65$  m
- 表法勾配  $n = 1 : 0.50$
- 裏込め土工  $d = 3.00$  m
- 平場の距離  $x = 2.00$  m
- 急傾斜地の傾斜度  $= 40.00$  °
- 移動による力  $F_{sm} = 105.2$  kN/m<sup>2</sup>
- 移動の高さ  $h_{sm} = 1.00$  m
- 待受け式擁壁における衝撃力緩和係数  $= 0.5$
- 土圧の算出方法 試行くさび(切土部土圧)
- 基礎地盤の摩擦係数  $\mu = 0.60$
- 滑動の安全率  $F_s = 1.0$

奥行き1.0m当たり



- コンクリートの単重  $c = 23.0$  kN/m<sup>3</sup>
- 裏込め土の単重  $u = 18.0$  kN/m<sup>3</sup>
- 基礎地盤の粘着力  $CB = 0.0$  kN/m<sup>2</sup>
- 地盤の許容支持力  $qa = 450$  kN/m<sup>2</sup>
- 底版幅  $B = 2.65$  m

1 : <安定計算 > 資料 - 1 参照  
 2 : <安定計算 > 資料 - 2 参照  
 3 : <安定計算 > 資料 - 3 参照  
 4 : <安定計算 > 資料 - 4 参照

2) 荷重計算

		計算式	H kN	V kN	作用位置 m	M kN·m
躯体自重	W1	$1/2 \times 4.00^2 \times 0.50 \times 23.0$	-	92.00	$x=1.33$	122.36
	W2	$4.00 \times 0.65 \times 23.0$	-	59.80	$x=2.33$	139.33
裏込土圧	$P_h$	前頁参照	26.46	-	$y=1.00$	-26.46
	$P_v$	前頁参照	-	9.63	$x=2.65$	25.52
衝撃力		$F_{sm} \cdot h_{sm}$	52.60	-	$y=3.50$	-184.10
合計 ( )			79.06	161.43	-	76.65

3) 安定計算

転倒に対する安定性 :

$$d = \frac{\Sigma M}{\Sigma V} = \frac{76.65}{161.43} = 0.48 \text{ m}$$

$$e = B/2 - d = 2.65/2 - 0.48 = 0.85 \text{ m}$$

$$B/3 = 0.88 \text{ m} \dots \dots \text{OK}$$

滑動に対する安定性 :

$$F_s = \frac{\mu \cdot \Sigma V + CB \cdot B}{\Sigma H} = \frac{0.60 \times 161.43 + 0.00 \times 2.65}{79.06} = 1.23 \dots \dots \text{OK}$$

支持力に対する安定性 :

$$e = 0.85 \quad B/6 = 0.44 \text{ より、三角形分布となる。}$$

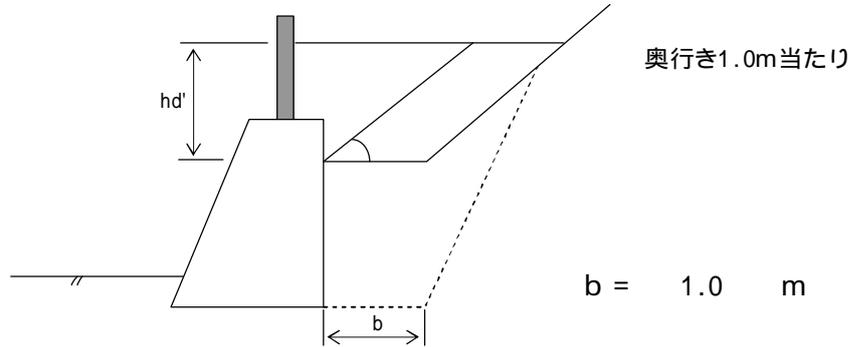
$$q1 = \frac{2\Sigma V}{3d} = \frac{2 \times 161.43}{3 \times 0.48} = 226.57 \quad 450 \dots \dots \text{OK}$$

$$q2 = 0.00 \quad 450 \dots \dots \text{OK}$$

<安定計算 > 崩壊土砂による堆積土圧の計算

崩壊土砂、裏込め土砂について、それぞれ土圧を算出する。

1) 崩壊土砂による土圧



- 1 段目の土圧作用高さ  $h_d' = 2.150$  m  
崩壊土砂の単位堆積重量 (大気中)  $d = 18.00$  kN/m<sup>2</sup>  
裏込め土砂の内部摩擦角  $= 30.000$  °  
土圧作用面と鉛直面のなす角  $\alpha_1 = 0.000$  °  
壁面摩擦角  $= 20.000$  °

$$P = \frac{W \cdot \sin(\omega - \phi)}{\cos(\omega - \phi - \alpha_1 - \delta)}$$

すべり角 (°)	重量 W			土圧力 P1 (kN)
	土砂 W <sub>s</sub> (kN)	載荷重 W <sub>q</sub> (kN)	小計 W (kN)	
55.000	29.13	0.00	29.13	12.36
56.000	28.06	0.00	28.06	12.37
57.000	27.02	0.00	27.02	12.36

土圧水平力  $P_{H1} = P \cdot \cos(\alpha + \delta) = 12.37 \times \cos(20.00^\circ) = 11.62$  kN

土圧鉛直力  $P_{V1} = P \cdot \sin(\alpha + \delta) = 12.37 \times \sin(20.00^\circ) = 4.23$  kN

落石防護柵と躯体部に加わる土圧を分けて考慮することから、土圧係数に割り戻し、それぞれに加わる土圧を算定する。

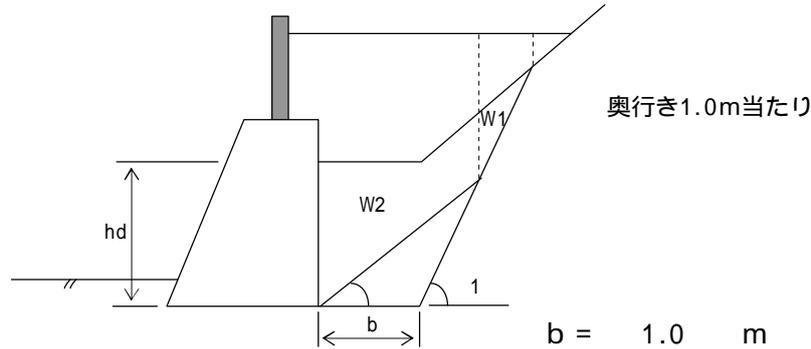
崩壊土砂の土圧係数の算定

水平方向  $K_{adh} = \frac{2P_H}{\gamma_d \cdot h_d'^2} = \frac{2 \times 11.62}{18 \times (2.15)^2} = 0.279$

鉛直方向  $K_{adv} = \frac{2P_V}{\gamma_d \cdot h_d'^2} = \frac{2 \times 4.23}{18 \times (2.15)^2} = 0.102$

## 2) 壁面全体に作用する土圧

試行くさび法（切土部土圧）により求める。



1段目の土圧作用高さ	$hd =$ <input type="text" value="3.000"/> m
裏込め土砂の単位堆積重量（大気中）	$u =$ <input type="text" value="18.00"/> kN/m <sup>2</sup>
裏込め土砂の内部摩擦角	$=$ <input type="text" value="30.000"/> °
土圧作用面と鉛直面のなす角	$\iota =$ <input type="text" value="0.000"/> °
壁面摩擦角	$=$ <input type="text" value="20.000"/> °
切土面の摩擦角	$\iota' =$ <input type="text" value="30.000"/> °
切土面の角度	$1 =$ <input type="text" value="63.435"/> ° (= 1:0.5)

$$P_1 = \frac{W_1 \cdot \tan(\theta_1 - \delta') \cdot \cos(\omega - \phi) + W_2 \cdot \sin(\omega - \phi)}{\cos(\omega - \phi - \alpha_1 - \delta)}$$

すべり角 (°)	重量 W1			重量 W2		
	裏込め土砂 Ws1(kN)	崩壊土砂 Wq1(kN)	小計 W1(kN)	裏込め土砂 Ws2(kN)	崩壊土砂 Wq2(kN)	小計 W2(kN)
50.000	4.22	24.50	28.72	70.34	92.61	162.95
51.000	2.81	20.01	22.82	69.23	97.10	166.33
52.000	1.53	14.75	16.28	67.58	102.37	169.95

すべり角 (°)	重量 W1 W1(kN)	重量 W2 W1(kN)	合計 W(kN)	土圧力 P1(kN)
50.000	28.72	162.95	191.67	73.55
51.000	22.82	166.33	189.16	73.69
52.000	16.28	169.95	186.22	73.67

土圧水平力  $P_{H2} = P \cdot \cos(\alpha + \delta) = 73.69 \times \cos(20.00^\circ) =$   kN

土圧鉛直力  $P_{V2} = P \cdot \sin(\alpha + \delta) = 73.69 \times \sin(20.00^\circ) =$   kN

## 3) 裏込め土砂による土圧

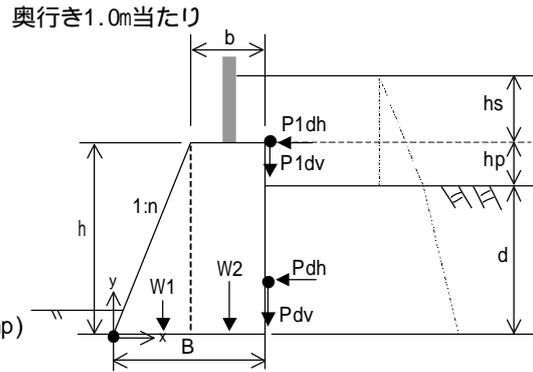
裏込め土砂による土圧は、壁面全体に作用する土圧から崩壊土砂による土圧を差し引いたものとして求める。

	$P_H$	$P_V$
壁面全体 (hd+hd') に作用する土圧	69.24	25.20
崩壊土砂による土圧	11.62	4.23
裏込め土による土圧 ( - )	57.62	20.97

<安定計算 > 堆積土圧時の安定性検討

1) 設計条件

壁高	h =	<input type="text" value="4.00"/>	m				
天端幅	b =	<input type="text" value="0.65"/>	m				
表法勾配	n = 1 :	<input type="text" value="0.50"/>					
裏込め土高	d =	<input type="text" value="3.00"/>	m				
堆積高	hs =	<input type="text" value="1.15"/>	m (hd-hp)				
空きポケット高	hp =	<input type="text" value="1.00"/>	m				
崩壊土砂							
水平方向土圧係数	Kadh =	<input type="text" value="0.279"/>	(前掲)	コンクリートの単重	c =	<input type="text" value="23.0"/>	kN/m <sup>3</sup>
鉛直方向土圧係数	Kadv =	<input type="text" value="0.102"/>	(前掲)	崩壊土砂の単重	d =	<input type="text" value="18.0"/>	kN/m <sup>3</sup>
裏込め土							
水平方向土圧力	P <sub>H</sub> =	<input type="text" value="57.62"/>	(前掲)	裏込め土の単重	u =	<input type="text" value="18.0"/>	kN/m <sup>3</sup>
鉛直方向土圧力	P <sub>V</sub> =	<input type="text" value="20.97"/>	(前掲)	基礎地盤の粘着力	C <sub>B</sub> =	<input type="text" value="0.0"/>	kN/m <sup>2</sup>
基礎地盤の摩擦係数	μ =	<input type="text" value="0.60"/>		地盤の許容支持力	q <sub>a</sub> =	<input type="text" value="450"/>	kN/m <sup>2</sup>
滑動の安全率	F <sub>s</sub> =	<input type="text" value="1.2"/>		底版幅	B =	<input type="text" value="2.65"/>	m



2 : <安定計算 > 資料 - 2 参照  
 3 : <安定計算 > 資料 - 3 参照  
 4 : <安定計算 > 資料 - 4 参照

2) 荷重計算

	計算式	H	V	作用位置	M	
		kN	kN	m	kN·m	
躯体自重	W1	1/2 × 4.00 <sup>2</sup> × 0.50 × 23.0	-	92.00	x=1.33	122.36
	W2	4.00 × 0.65 × 23.0	-	59.80	x=2.33	139.33
土圧	P1dh	1/2 × hs <sup>2</sup> × Kadh × d	3.32	-	y=4.00	-13.28
	P1dv	1/2 × hs <sup>2</sup> × Kadv × d	-	1.21	x=2.65	3.21
	P2dh	hs × Kadh × d × hp	5.78	-	y=3.50	-20.23
	P2dv	hs × Kadv × d × hp	-	2.11	x=2.65	5.59
	P2dh	1/2 × hp <sup>2</sup> × Kadh × d	2.51	-	y=3.33	-8.36
	P2dv	1/2 × hp <sup>2</sup> × Kadv × d	-	0.92	x=2.65	2.43
	P2dh	(前掲)	57.62	-	y=1.00	-57.62
	P2dv	(前掲)	-	20.97	x=2.65	55.57
合計 ( )		69.23	177.01	-	229.00	

3) 安定計算

転倒に対する安定性 :

$$d = \frac{\sum M}{\sum V} = \frac{229.00}{177.01} = \text{1.29 m}$$

$$e = B/2 - d = 2.65/2 - 1.29 = \text{0.03 m}$$

$$B/3 = \text{0.88 m}$$

..... **OK**

滑動に対する安定性 :

$$F_s = \frac{\mu \cdot \sum V + C_B \cdot B}{\sum H} = \frac{0.60 \times 177.01 + 0.00 \times 2.65}{69.23} = \text{1.53}$$

$$\text{1.20}$$

..... **OK**

支持力に対する安定性 :

$$e = \text{0.03}$$

B/6 = 0.44 より、三角形分布となる。

$$q_1 = \frac{\sum V}{B} \cdot \left(1 + \frac{6e}{B}\right) = \frac{177.01}{2.65} \cdot \left(1 + \frac{6 \times 0.04}{2.65}\right) = \text{72.09}$$

$$\text{450}$$

..... **OK**

$$q_2 = \frac{\sum V}{B} \cdot \left(1 - \frac{6e}{B}\right) = \frac{177.01}{2.65} \cdot \left(1 - \frac{6 \times 0.04}{2.65}\right) = \text{61.50}$$

$$\text{450}$$

..... **OK**

<安定計算 > 躯体の断面応力度の検討

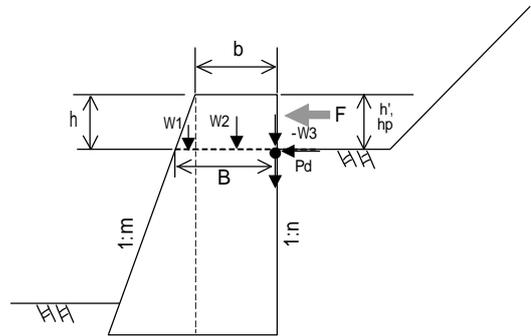
ここでは、躯体の断面応力度の照査を行う。なお、照査を高さ1.0mごとに行うものとする。

-1. 照査位置 A (天端から1.0m)

1) 設計条件

奥行き 1.0 m 当たり

- 照査位置  $h = 1.00$  m (天端からの距離)
- 直壁部  $h' = 1.00$  m
- 天端幅  $b = 0.65$  m
- 表法勾配  $m = 1 : 0.50$
- 裏法勾配  $n = 1 : 0.00$
- 空きポケット高  $h_p = 1.00$  m
- 土圧作用高  $h_1 = 0.00$  m
- 崩壊土砂
  - 水平方向土圧係数  $K_{adh} = 0.279$  (前掲)
  - 鉛直方向土圧係数  $K_{adv} = 0.102$  (前掲)
- 裏込め土の単重  $u = 18.0$  kN/m<sup>3</sup>
- 衝撃力  $F = 52.60$  kN/m<sup>2</sup> (=  $F_{sm} \times 0.5$ )
- コンクリートの単重  $c = 23.0$  kN/m<sup>3</sup>



B = 1.15 m

- コンクリートの許容曲げ圧縮応力度  $ca = 1.5 \times (ck/4) = 1.5 \times (18/4) = 6.75$  N/mm<sup>2</sup>
  - コンクリートの許容曲げ引張り応力度  $cat = 1.5 \times (ck/80) = 1.5 \times (18/80) = 0.34$  N/mm<sup>2</sup>
  - コンクリートの許容剪断応力度  $at = 1.5 \times (ck/100 + 0.15) = 1.5 \times (18/100 + 0.15) = 0.50$  N/mm<sup>2</sup>
- 5 : 許容応力度の考え方は<安定計算 >資料 - 5参照

2) 荷重計算

		計算式	H	V	作用位置	M
			kN	kN	m	kN·m
躯体自重	W1	$1/2 \times 1.00^2 \times 0.50 \times 23.0$	-	5.75	0.33	1.90
	W2	$1.00 \times 0.65 \times 23.0$	-	14.95	0.82	12.26
	-W3	$1/2 \times 0.00^2 \times 0.00 \times 23.0$	-	0.00	1.15	0.00
土圧	P <sub>uh</sub>	$1/2 \times h_1^2 \times K_{adh} \times u$	0.00	-	0.00	0.00
	P <sub>uv</sub>	$1/2 \times h_1^2 \times K_{adv} \times u$	-	0.00	1.15	0.00
衝撃力	F	(6. 衝撃力作用時の安定性検討)	52.60	-	0.50	-26.30
合計 ( )			52.60	20.70	-	-12.14

3) 安定計算

$$d = \frac{\sum M}{\sum V} = \frac{-12.14}{20.70} = -0.59 \text{ m}$$

$$e = B/2 - d = 1.17 \text{ m}$$

$$\sigma_{c1} = V/B \cdot (1 + 6e/B) = 127.4 \text{ kN/m}^2 = 0.13 \text{ N/mm}^2$$

$$ca = 6.75 \text{ N/mm}^2$$

..... **OK**

$$\sigma_{c2} = V/B \cdot (1 - 6e/B) = -91.4 \text{ kN/m}^2 = -0.09 \text{ N/mm}^2$$

$$cat = -0.34 \text{ N/mm}^2$$

..... **OK**

$$A = B \times L = 1.15 \text{ m}^2$$

$$\tau_c = S/A = 45.74 \text{ kN/m}^2 = 0.046 \text{ N/mm}^2$$

$$ca = 0.50 \text{ N/mm}^2$$

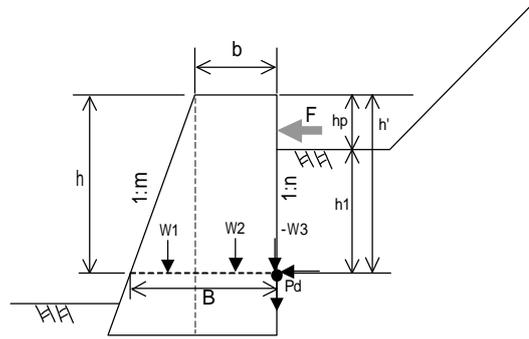
..... **OK**

-2. 照査位置 B (天端から3.0m)

1) 設計条件

奥行き 1.0 m当たり

- 照査位置  $h = 3.00$  m (天端からの距離)
- 直壁部  $h' = 3.00$  m
- 天端幅  $b = 0.65$  m
- 表法勾配  $n = 1 : 0.50$
- 裏法勾配  $n = 1 : 0.00$
- 空きポケット高  $h_p = 1.00$  m
- 土圧作用高  $h_1 = 2.00$  m
- 崩壊土砂  
 水平方向土圧係数  $K_{adh} = 0.279$  (前掲)
- 鉛直方向土圧係数  $K_{adv} = 0.102$  (前掲)
- 裏込め土の単重  $u = 18.0$  kN/m<sup>3</sup>
- 衝撃力  $F = 52.60$  kN/m<sup>2</sup> (前掲)
- コンクリートの単重  $c = 23.0$  kN/m<sup>3</sup>



B = 2.15 m

コンクリートの許容曲げ圧縮応力度  $ca = 1.5 \times (ck/4) = 1.5 \times (18/4) = 6.75$  N/mm<sup>2</sup>

コンクリートの許容曲げ引張り応力度  $cat = 1.5 \times (ck/80) = 1.5 \times (18/80) = 0.34$  N/mm<sup>2</sup>

コンクリートの許容剪断応力度  $at = 1.5 \times (ck/100 + 0.15) = 1.5 \times (18/100 + 0.15) = 0.50$  N/mm<sup>2</sup>

5: 許容応力度の考え方は<安定計算>資料-5参照

2) 荷重計算

		計算式	H kN	V kN	作用位置 m	M kN·m
躯体自重	W1	$1/2 \times 3.00^2 \times 0.50 \times 23.0$	-	51.75	1.00	51.75
	W2	$3.00 \times 0.65 \times 23.0$	-	44.85	1.82	81.63
	-W3	$1/2 \times 0.00^2 \times 0.00 \times 23.0$	-	0.00	2.15	0.00
土圧	P <sub>uh</sub>	$1/2 \times h_1^2 \times K_{adh} \times u$	10.04	-	0.67	-6.73
	P <sub>uv</sub>	$1/2 \times h_1^2 \times K_{adv} \times u$	-	3.67	2.15	7.90
衝撃力	F	(. 衝撃力作用時の安定性検討)	52.80	-	2.50	-132.00
合計 ( )			62.84	100.27	-	2.55

3) 安定計算

$d = \frac{\Sigma M}{\Sigma V} = \frac{2.55}{100.27} = 0.03$  m

$e = B/2 - d = 1.05$  m

$\sigma_{c1} = V/B \cdot (1 + 6e/B) = 182.6$  kN/m<sup>2</sup> = 0.18 N/mm<sup>2</sup>

$ca = 6.75$  N/mm<sup>2</sup>

..... OK

$\sigma_{c2} = V/B \cdot (1 - 6e/B) = -89.4$  kN/m<sup>2</sup> = -0.09 N/mm<sup>2</sup>

-  $cat = -0.34$  N/mm<sup>2</sup>

..... OK

$A = B \times L = 2.15$  m<sup>2</sup>

$\tau_c = S/A = 29.23$  kN/m<sup>2</sup> = 0.03 N/mm<sup>2</sup>

$ca = 0.50$  N/mm<sup>2</sup>

..... OK

... 《安定計算終了》

擁壁の全高さが 4.0m であるので、 $h = 1.0$ m の場合は自重が最も軽くなる条件であり、 $h = 3.0$ m の場合は水平モーメントが最も大きくなる条件である。そのため、この両条件のどちらかが最も危険となる断面である。上記のとおり、両条件に対して安定性が確認できるので、躯体の断面応力度の安定性は確保されている。

<安定計算 > 参考資料 - 1

資料 - 1 待受け式擁壁の安定計算に用いる擁壁が受ける崩壊土砂の衝撃力

〔待ち受け擁壁の安定計算に用いる擁壁が受ける崩壊土砂の衝撃力〕  
 待ち受け擁壁が受ける崩壊土砂の衝撃力  $F$  (kN/m<sup>2</sup>) は以下のとおりとする。  
 $F = \gamma \cdot F_{sm}$   
 ここに、 $F_{sm}$ : 移動の力 (「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第2条第2号の規定に基づき国土交通大臣が定める方法等を定める告示 (平成13年3月28日国土交通省告示第三百三十二号)」に示される算出式により建築物又はその地上部分に作用すると想定される力) (kN / m<sup>2</sup>)  
 $\gamma$ : 待ち受け擁壁による崩壊土砂の衝撃力緩和係数 ( $\gamma = 0.5$ )

資料 - 2 基礎底面と地盤との間の摩擦係数と付着力

せん断面の条件	支持地盤の種類	摩擦係数 $\mu = \tan \phi_B$	付着力 $C_B$
岩または礫とコンクリート	岩盤	0.7	考慮しない
	礫層	0.6	考慮しない
土と基礎のコンクリートの間に割り栗石または砕石を敷く場合	砂質土	0.6	考慮しない
	粘性土	0.5	考慮しない

注) プレキャストコンクリートでは、基礎底面が岩盤であっても、摩擦係数は0.6を超えないものとする。

「道路土工 擁壁工指針」p21,表1-7

資料 - 3 安全率

荷重の組み合わせ		平常時	地震時 <sup>注1)</sup>	衝撃力作用時	崩壊土砂堆積時
状態図					
安全率	滑動	$F_s \geq 1.5$	$F_s \geq 1.2$	$F_s > 1.0$	$F_s \geq 1.2$
	転倒	$ e  \leq B/5$	$ e  \leq B/3$	$ e  \leq B/3$	$ e  \leq B/3$
	基礎地盤の支持力	$q \leq q_a = q_u / F_s$ $F_s = 3.0$	$q \leq q_a = q_u / F_s$ $F_s = 2.0$	$q \leq q_a = q_u / F_s$ $F_s = 1.0$	$q \leq q_a = q_u / F_s$ $F_s = 2.0$

注1) 擁壁高が8mを超えるものについて検討する。

ここに、 $e$ : 底版中心より合力の作用位置の偏心距離、 $B$ : 擁壁の底版幅、  
 $q$ : 地盤反力度、 $q_a$ : 許容地盤支持力度、 $q_u$ : 極限地盤支持力度

<安定計算 > 参考資料 - 2

資料 - 4 支持地盤の種類と許容支持力度(常時値)

地盤の許容支持力度は原位置試験などを行って決定することを原則とするが、高さ8m以下の擁壁で、現地の試験を行うことが困難な場合は、以下の表の値を1.5倍したものをを用いてもよい(衝撃力作用時、崩壊土砂堆積時)。

支持地盤の種類		許容支持力度 $q_a$ ( $\text{kN/m}^2$ )	備 考	
			$q_u$ ( $\text{kN/m}^2$ )	N 値
岩 盤	亀裂の少ない均一な硬岩	1000	10000以上	-
	亀裂の多い硬岩	600	10000以上	-
	軟岩・土丹	300	1000以上	-
礫 層	密なもの	600	-	-
	密でないもの	300	-	-
砂 質 地 盤	密なもの	300	-	30 ~ 50
	中位なもの	200	-	20 ~ 30
粘性土 地 盤	非常に硬いもの	200	200 ~ 400	15 ~ 30
	硬いもの	100	100 ~ 200	10 ~ 15

資料 - 5 許容支持力度の割増係数

荷重の組合わせ	割増係数
衝撃力作用時	1.5
崩壊土砂堆積時	1.5

## もたれ式擁壁工の設計計算例

「新・斜面崩壊防止工事の設計と実例」参考編を参照。

## 待受け式盛土工の設計計算例

<安定計算 > 安全性検討フロー

待受け式盛土工の設計の手順

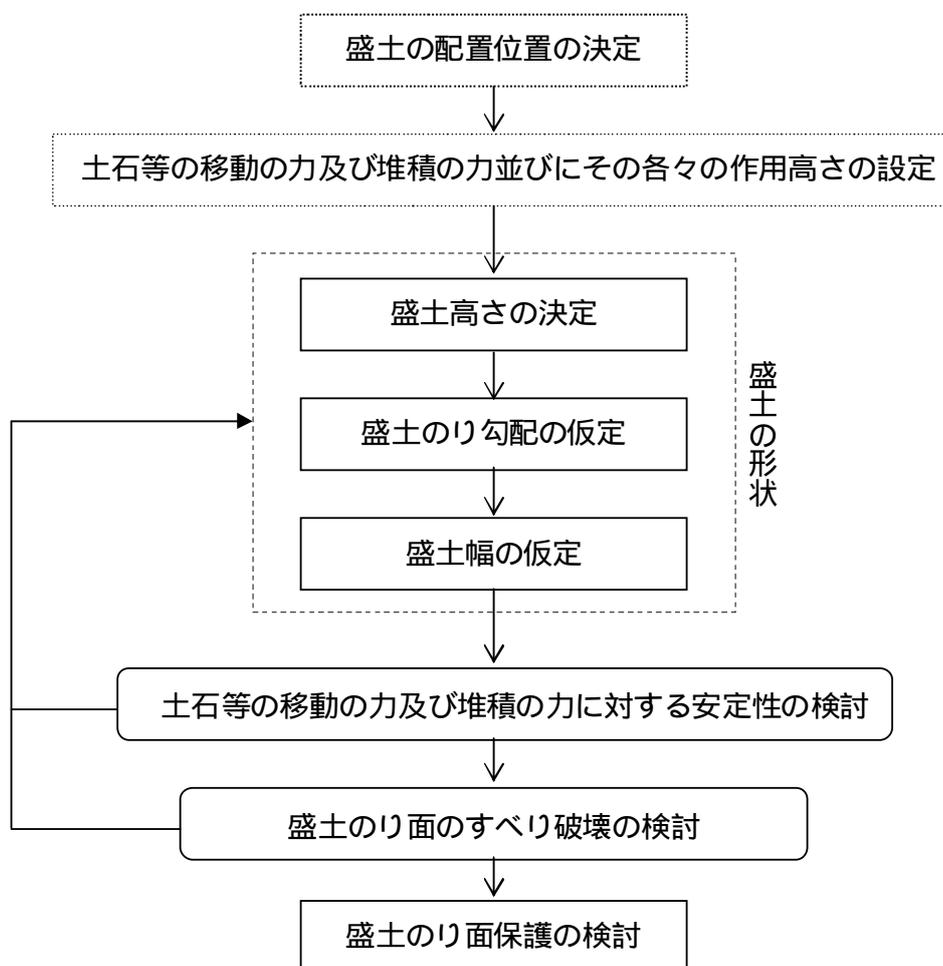


図-1 待受け式盛土工の設計手順

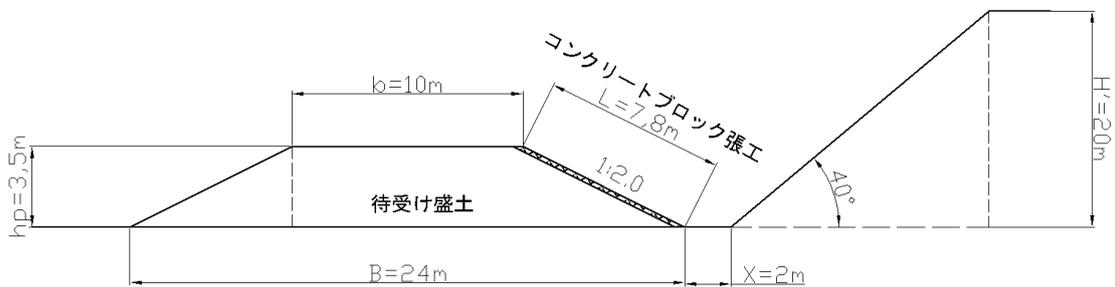
<安定計算> 設計条件；断面形状、地盤条件

以下に示す地形条件、施設諸元、地盤定数により待受け式盛土の安定計算を行い、安定性を判断する。

1) 地形条件、施設諸元

盛土高さ	$h = 3.5\text{m}$
急傾斜地下端から盛土までの距離	$X = 2.0\text{m}$
ポケット高さ	$h_p = 3.5\text{m}$
天端幅	$b = 10.0\text{m}$ (宅盤を想定)
盛土のり面勾配	$n = 1 : 2.0$
法面保護工	コンクリートブロック張工

模式断面図



2) 地盤定数

土質調査結果により次の値が得られた。

a. 盛土材 礫混り土

粘着力	$c = 1\text{KN/m}^2$
内部摩擦角	$= 30^\circ$
単位体積重量	$= 19\text{KN/m}^3$

b 地山 崖錐性堆積物 (礫混粘土質砂)

粘着力	$c = 30\text{KN/m}^2$
内部摩擦角	$= 20^\circ$
単位体積重量	$= 18\text{KN/m}^3$

地盤の許容支持力度  $q_a = 200\text{KN/m}^2$  (砂質地盤  $N = 15 \sim 30$ )

<安定計算 > 崩壊土砂捕捉容量の検討

1)設計条件

急傾斜地の高さ  $H' = 20.0\text{m}$   
 急傾斜地の傾斜度  $\theta u' = 40.0^\circ$   
 急傾斜地下端から盛土までの距離  $X = 2.0\text{m}$   
 盛土のポケットの高さ  $h_p = 3.5\text{m}$

2) 崩壊土量

ここでは、全国の崖崩れ災害データより設定した斜面高による崩壊土量の値を用いる。

崩壊土量  $V = \boxed{150.0} \text{ m}^3$  (斜面高 $H' = 20\text{m}$ より)  
 崩壊幅  $W = \boxed{21.2} \text{ m}$   
 土石等の断面積  $S = \boxed{7.1} \text{ m}^2$

急傾斜地の高さ(H)に対する崩壊土量、崩壊幅および断面積

急傾斜地の高さ $H' \text{ (m)}$	崩壊土量 $V \text{ (m}^3\text{)}$	崩壊幅 $W \text{ (m)}$	断面積 $S \text{ (m}^2\text{)}$
$5 \leq H < 10$	41.9	13.8	3.0
$10 \leq H < 15$	78.9	17.1	4.6
$15 \leq H < 20$	101.2	18.6	5.4
* $20 \leq H < 25$	150.0	21.2	7.1
$25 \leq H < 30$	214.3	23.9	9.0
$30 \leq H < 40$	238.3	24.8	9.6
$40 \leq H < 50$	371.4	28.8	12.9
$50 \leq H$	500.0	31.8	15.7

3) 土砂捕捉容量の検討

ポケット高さ  $h_s = 3.5\text{m}$ 、  $m = 26.6^\circ$ 、  $u' = 40^\circ$ 、  $X = 2\text{m}$ 、  $V_d = 7.1\text{m}^3$

土砂捕捉必要容量の算定

$V_d = (2X + h_d / \tan \theta_m + h_d / \tan \theta_{u'}) \times h_d / 2$  より

計算の結果、土砂堆積高さ  $h_d$  は

$h_d = 1.57\text{m}$

$h_d < h_s$ 、崩壊土砂量に対して捕捉容量を確保しているため安全であると判断される。

<安定計算 > 土石等の移動による力

1) 設計定数

土石等の密度	$\rho_m =$	<input type="text" value="1.8"/>	t/m <sup>3</sup>
重力加速度	$g =$	<input type="text" value="9.8"/>	m/s <sup>2</sup>
土石等の比重	$\sigma =$	<input type="text" value="2.6"/>	t/m <sup>3</sup>
土石等の容積濃度	$C =$	<input type="text" value="0.5"/>	
内部摩擦角	$\phi =$	<input type="text" value="30"/>	°
流体抵抗係数	$f_b =$	<input type="text" value="0.025"/>	

2) 移動の力

土石等の移動による力は、以下の式により算出する。

$$F_{sm} = \rho_m g h_{sm} \left[ \frac{b_u}{a} (1 - \exp(-2aH/h_{sm} \sin \theta_u)) \cos^2(\theta_u - \theta_d) \right] \exp(-2ax/h_{sm}) + \frac{b_d}{a} (1 - \exp(-2ax/h_{sm}))$$

$$a = \frac{2}{(\sigma - 1)c + 1} f_b$$

$$b_u = \cos \theta_u \left\{ \tan \theta_u - \frac{(\sigma - 1)c}{(\sigma - 1)c + 1} \tan \phi \right\}$$

$$b_d = \cos \theta_d \left\{ \tan \theta_d - \frac{(\sigma - 1)c}{(\sigma - 1)c + 1} \tan \phi \right\}$$

以上の計算結果は、以下のとおりである。

急傾斜地(残斜面)の諸元及び計算結果

急傾斜地の高さ	$H'$	m	20.0
土石等の移動の高さ	$h_{sm}$	m	1.0
急傾斜地の傾斜度	$\theta_u'$	°	40
急傾斜地の下端から平坦部の傾斜度	$\theta_d$	°	0
急傾斜地の下端からの距離	$X$	m	2.0
$a$			0.028
$b_u$			0.45
$b_d$			-0.26
土石等の移動による力	$F_{sm}$	kN/m <sup>2</sup>	105.2

< 安定計算 > 衝撃力作用時の安定性検討

1) 計算条件

- ・ 盛土高さ  $h = 3.5\text{m}$
- ・ 天端巾  $b = 10\text{m}$
- ・ 盛土のり面勾配  $1 : 2.0$  ( $\alpha = 26.6^\circ$ )
- ・ 盛土の底面巾  $B = 24\text{m}$
- ・ 平場の距離  $X = 2.0\text{m}$
- ・ 急傾斜地の傾斜度  $u' = 40^\circ$
- ・ 移動による力  $F_{sm} = 105.2\text{KN/m}^2$
- ・ 移動の高さ  $h_{sm} = 1.0\text{m}$
- ・ 基礎地盤の摩擦係数  $\tan \phi = 0.577$  ( $\phi = 30^\circ$ )
- ・ 滑動の安全率  $F_s = 1.0$
- ・ 地盤定数 (土質調査結果より) .

地層	粘着力 $c$ (KN/m <sup>2</sup> )	内部摩擦角 ( $^\circ$ )	単位体積重量 (KN/m <sup>3</sup> )	備考
盛土	1	35	19	
基礎地盤	30	20	18	

2) 荷重計算

	計算式	H(KN)	V(KN)	作用位置(m)	M(KN・m)
自重	$(10+24)/2 \times 3.5 \times 19$	-	1130.5	X=12	13566
衝撃力	$F_{sm} \cdot h_{sm}$	105.2	-	Y=0.5	- 52.6
合計		105.2	1130.5		13513.4

### 3) 安定計算

転倒に対する安定性

$$d = M / V = 13513.4 / 1130.5 = 11.95$$

$$e = B/2 - d = 24/2 - 11.95 = 0.05 < B/3 = 8.0 \quad \dots \quad \text{OK}$$

滑動に対する安定性

$$\begin{aligned} F_s &= (\tan \phi \cdot V + c \cdot B) / H \\ &= (0.577 \times 1130.5 + 1 \times 24) / 105.2 \\ &= 676.3 / 105.2 \\ &= 6.43 > 1.0 \quad \dots \quad \text{OK} \end{aligned}$$

支持力に対する安定性

$$e = 0.05 < B/6 = 4 \quad \text{より四角形分布となる}$$

$$\begin{aligned} q_1 &= W/B \cdot (1 + 6e/B) \\ &= 1130.5/24 \times (1 + 6 \times 0.05/24) \\ &= 47.6 < q_a = 200 \text{KN/m}^2 \quad \dots \quad \text{OK} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q_2 &= W/B \cdot (1 - 6e/B) \\ &= 1130.5/24 \times (1 - 6 \times 0.05/24) \\ &= 46.6 < q_a = 200 \text{KN/m}^2 \quad \dots \quad \text{OK} \end{aligned}$$

<安定計算 > 崩壊土圧時の安定性検討

1) 計算条件

- ・ 盛土高さ  $h = 3.5\text{m}$
- ・ 天端巾  $b = 10\text{m}$
- ・ 盛土のり面勾配  $1 : 2.0$  (  $\alpha = 26.6^\circ$  、  $\beta = 63.4^\circ$  )
- ・ 盛土の底面巾  $B = 24\text{m}$
- ・ 平場の距離  $X = 2.0\text{m}$
- ・ 急傾斜地の傾斜度  $\alpha' = 40^\circ$
- ・ 堆積の力  $P = 20\text{KN}$
- ・ 堆積の高さ  $h = 3.0\text{m}$
- ・ 基礎地盤の摩擦係数  $\tan \phi = 0.577$  (  $\phi = 30^\circ$  )
- ・ 壁面摩擦角  $\delta = 20^\circ$  (  $30 \times 2/3$  )

(盛土表面をコンクリートブロック張工で覆う)

- ・ 滑動の安全率  $F_s = 1.2$
- ・ 地盤定数 (土質調査結果より) .

地層	粘着力 $c$ (KN/m <sup>2</sup> )	内部摩擦角 ( $^\circ$ )	単位体積重量 (KN/m <sup>3</sup> )	備考
盛土	1	35	19	
基礎地盤	30	20	18	

- ・ 水平分力

$$\begin{aligned}
 PH &= P \cos (\alpha + \delta) \\
 &= 20 \times \cos (63.4 + 20) \\
 &= 2.3\text{KN}
 \end{aligned}$$

・垂直分力

$$\begin{aligned}
 PV &= P \sin ( \quad + \quad ) \\
 &= 20 \times \sin ( 63.4+20 ) \\
 &= 19.9\text{KN}
 \end{aligned}$$

2) 荷重計算

	計算式	H(KN)	V(KN)	作用位置(m)	M(KN・m)
自重 W	$(10+24)/2 \times 3.5 \times 19$	-	1130.5	X=12	13566
土圧		PH=2.3	PV = 19.9	X=22 Y=1	437.8 - 2.3
合計		2.3	1150.4		14001.5

3) 安定計算

転倒に対する安定性

$$d = M / V = 14001.5 / 1150.4 = 12.17$$

$$e = B/2 - d = 24/2 - 12.17 = -0.17 < B/3 = 8.0 \dots \text{OK}$$

滑動に対する安定性

$$\begin{aligned}
 F_s &= (\tan \quad \cdot V + c \cdot B) / H \\
 &= (0.577 \times 1150.4 + 1 \times 24) / 2.3 \\
 &= 687.8 / 2.3 \\
 &= 299.0 > 1.2 \dots \text{OK}
 \end{aligned}$$

支持力に対する安定性

$$e = -0.17 < B/6 = 4 \text{ より四角形分布となる}$$

$$\begin{aligned}
 q_1 &= (W + PV) / B \cdot (1 + 6e / B) \\
 &= 1150.4 / 24 \times (1 + 6 \times 0.17 / 24)
 \end{aligned}$$

$$= 50.0 < q_a = 200 \text{ kN/m}^2 \quad \dots \quad \text{OK}$$

$$q_2 = (W + PV) / B \cdot (1 - 6e / B)$$

$$= 1150.4 / 24 \times (1 - 6 \times 0.17 / 24)$$

$$= 45.9 < q_a = 200 \text{ kN/m}^2 \quad \dots \quad \text{OK}$$

<安定計算 > 盛土のり面のすべり崩壊の検討

1) 計算条件

・計算式 円弧すべり（建設省河川砂防技術基準案同解説より）

・常時の安定

崖錐性堆積物（礫混じり粘土質砂）、地下水位無し、

盛土施工直後と盛土施工後長時間経過後（降雨や浸透水の影響無し）は、同一条件である。

・地震時の安定

設計水平震度  $k_h = 0.12$

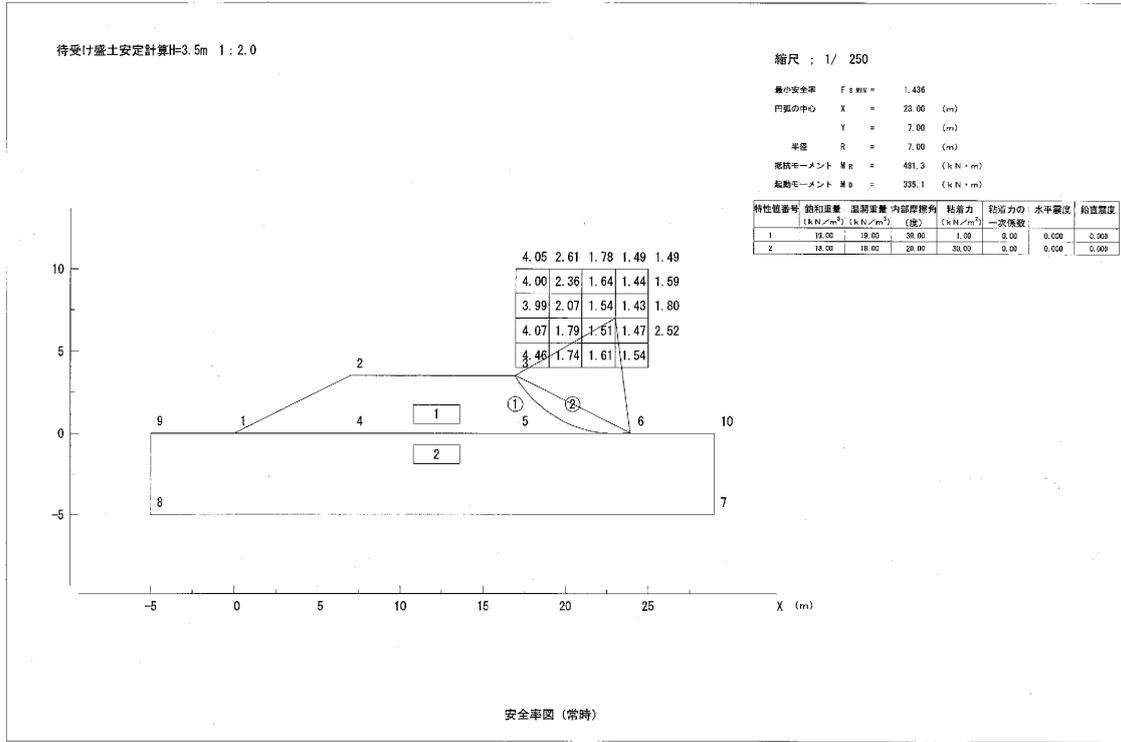
種地盤、地域別補正係数  $C_z = 1.0$ 、中規模地震動対応（道路土工擁壁工指針（P-29）より）

2) 計算結果

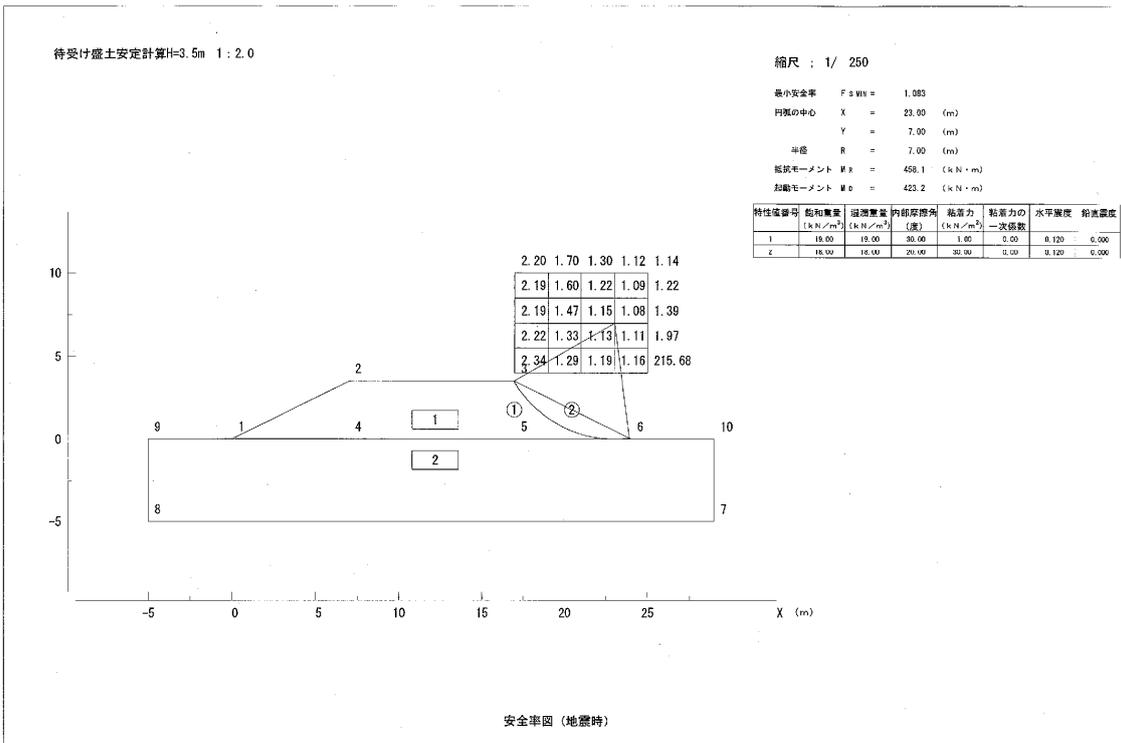
安定計算結果一覧

条件	安全率	計画安全率	評価	備考
常時	$F_s=1.436$	$F_{sp}=1.2$ 以上	OK	
地震時	$F_s=1.083$	$F_{sp}=1.0$ 以上	OK	

・常時の安定計算結果図



・地震時の安定計算結果図



# 土石流に対する技術基準編

# 土石流に対する技術基準編

## 目 次

1	対策工事等に関する基本的留意事項 .....	1
2	対策工事等の計画 .....	4
2-1	土砂災害の防止 .....	4
2-2	対策工事等の周辺への影響 .....	12
2-3	対策工事以外の特定開発行為に関する工事 .....	14
2-4	土石流対策施設計画 .....	16
3	えん堤等の設計外力の設定 .....	23
3-1	設計諸定数 .....	23
3-2	設計外力の設定 .....	27
3-3	砂防えん堤等の対策施設の効果評価に関する考え方.....	32
4	山腹工の設計 .....	34
5	えん堤の設計 .....	35
5-1	土石流捕捉工 .....	35
5-2	土石流堆積工 .....	37
6	床固の設計 .....	39
7	土石流を開発区域外に導流させるための施設の設計.....	40
7-1	土石流導流工 .....	40
7-2	土石流流向制御工 .....	43
8	高さ2 mを超える擁壁の設計 .....	44
9	特別警戒区域の範囲を変更する対策工事等の取扱い.....	48
<b>【巻末参考資料】</b>		
	対策工事の種類と適用について .....	51
	対策工事の計画例 .....	56
	審査チェックリスト .....	61

## 1 対策工事等に関する基本的留意事項

### 法律

(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 - 略 -
- 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。
- 八 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 - 略 -

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。

【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つの工事を政令第7条に従って計画することが規定されている。

土石流による土砂災害を防止する対策工事  
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)が政令第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、同様にその工事が政令第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。
- 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おそれを大きくさせてないか。
- 2) 対策工事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。
- 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が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。

## 2 対策工事等の計画

土石流の対策工事の計画は、「砂防技術指針」によるものとする。

### 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】

##### (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。

##### 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嵩上げを、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恐れが増大する場合（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恐れがなくなる場合（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（図 2-4 参照）。

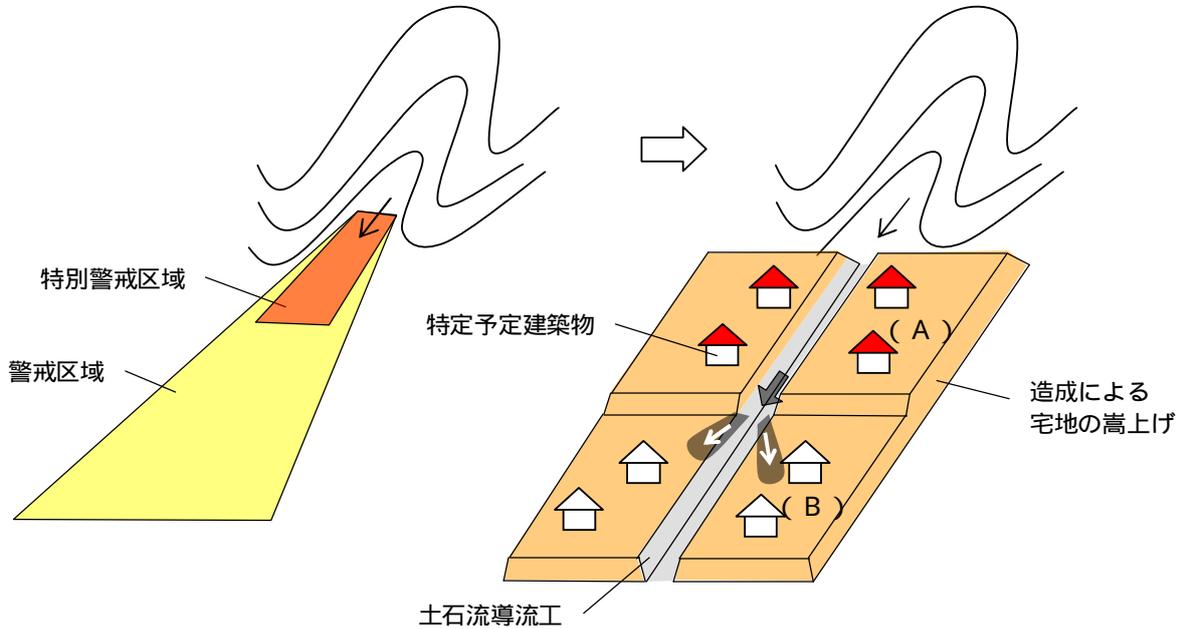


図 2-1 対策工事が対策工事以外の工事に悪影響を与える例

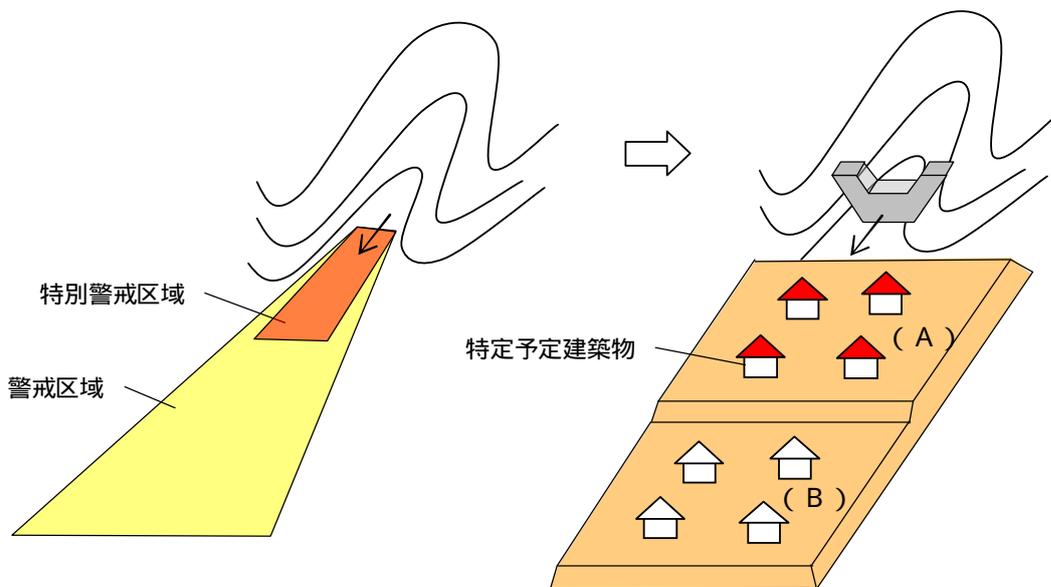


図 2-2 対策工事が対策工事以外の工事に効果を与える例

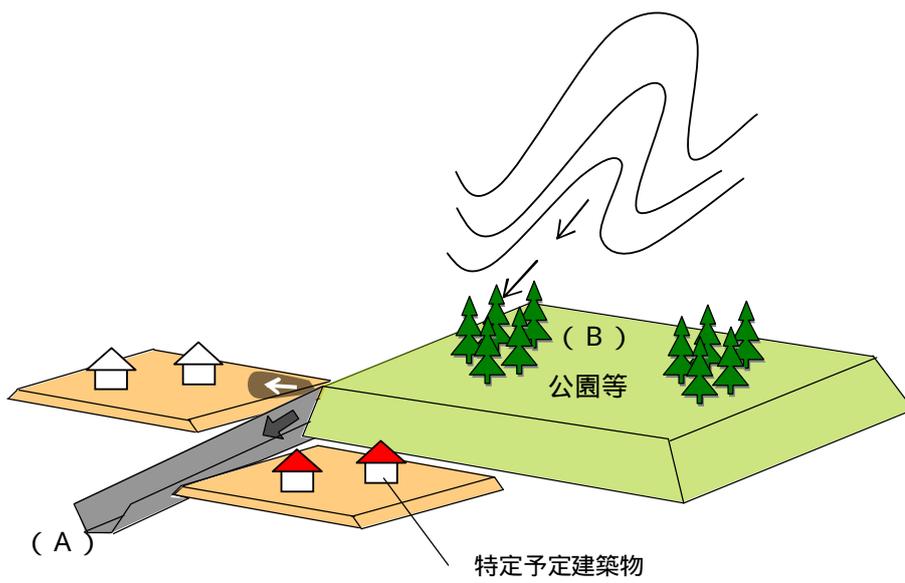


図 2-3 対策工事以外の工事が対策工事に悪影響を与える例

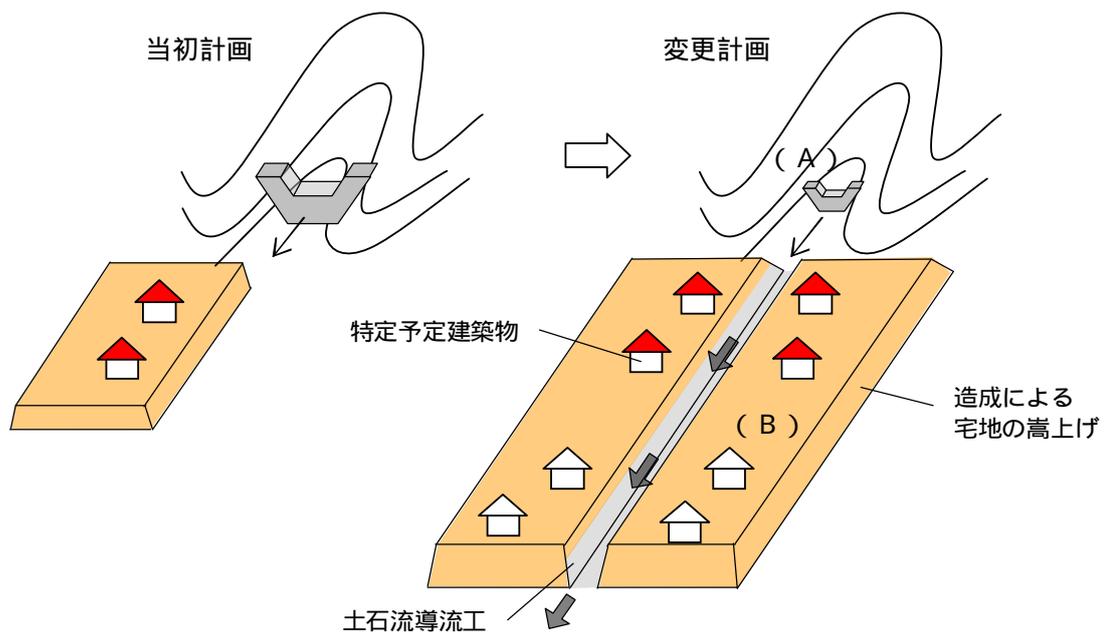
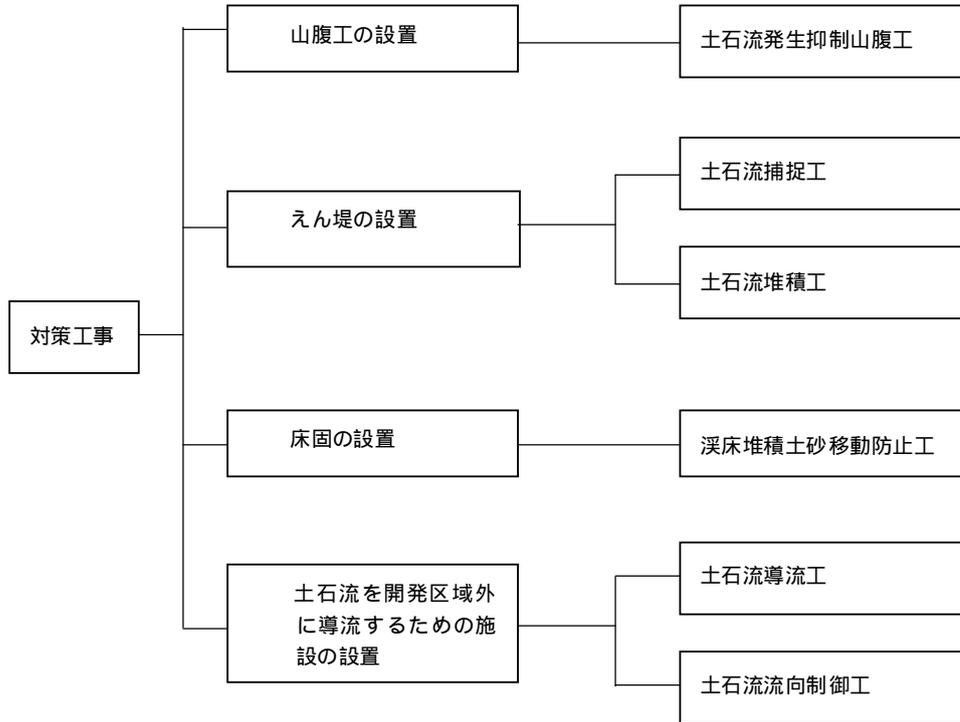


図 2-4 対策工事以外の工事が対策工事に効果を与える例

## (2) 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。



この他に、各工事の組み合わせもあり得る。

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恐れがある場合や、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。
	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。

## 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。

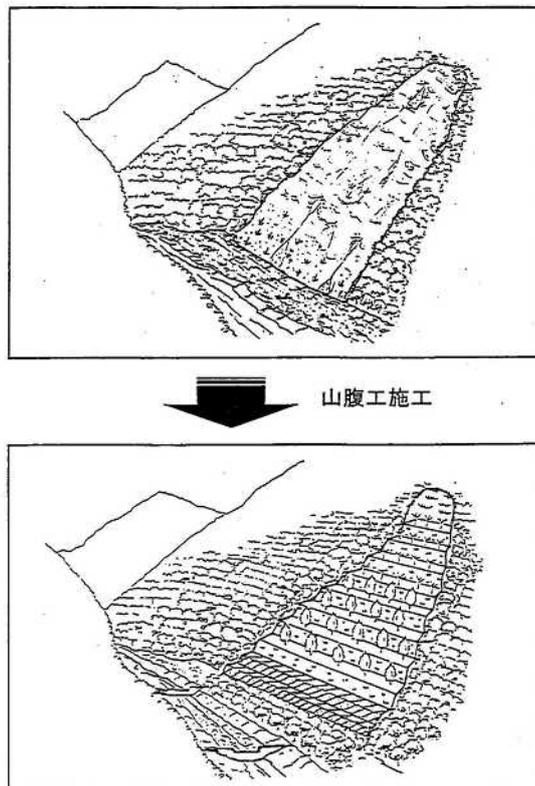


図 2-6 山腹工のイメージ

## 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

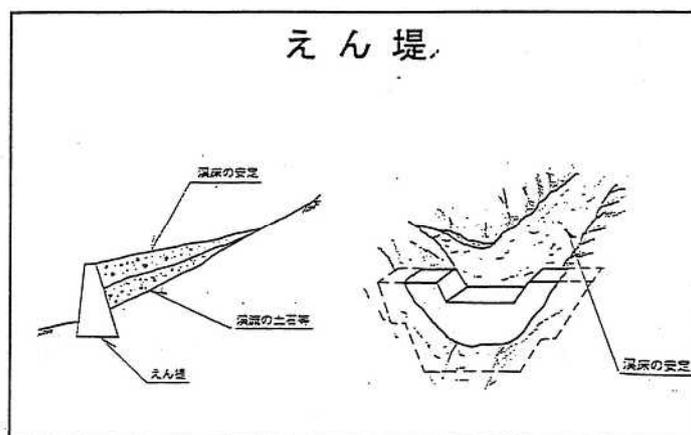


図 2-7 土石流捕捉工のイメージ

イ 土石流堆積工

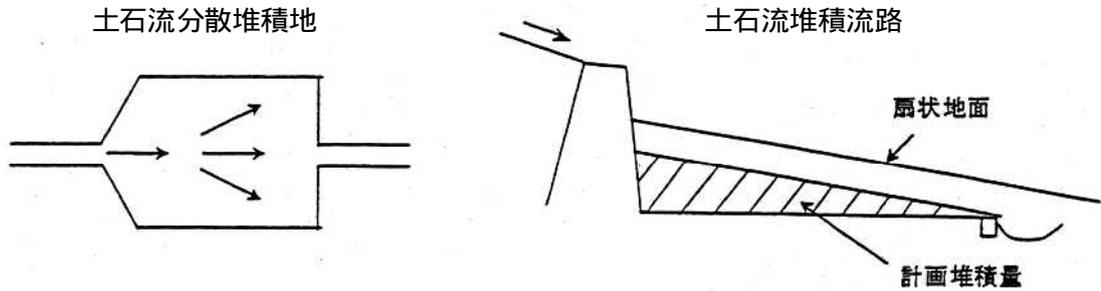


図 2-8 土石流堆積工のイメージ

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。

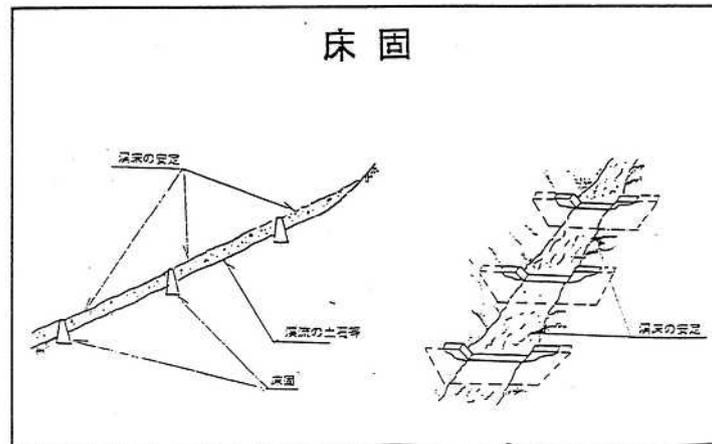


図 2-9 床固のイメージ

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

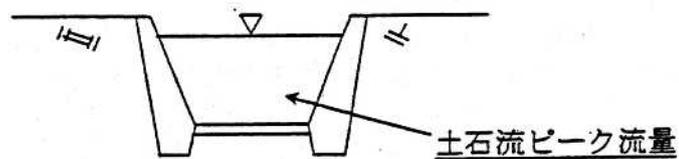


図 2-10 土石流導流工のイメージ

イ 土石流流向制御工

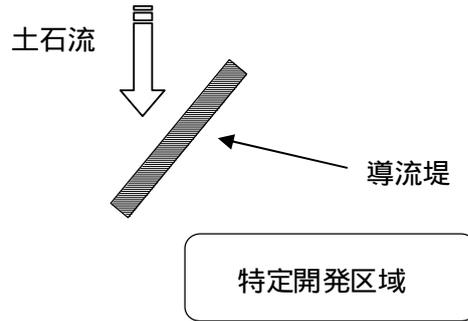


図 2-11 土石流流向制御工のイメージ

5) 対策工事の組み合わせ

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。

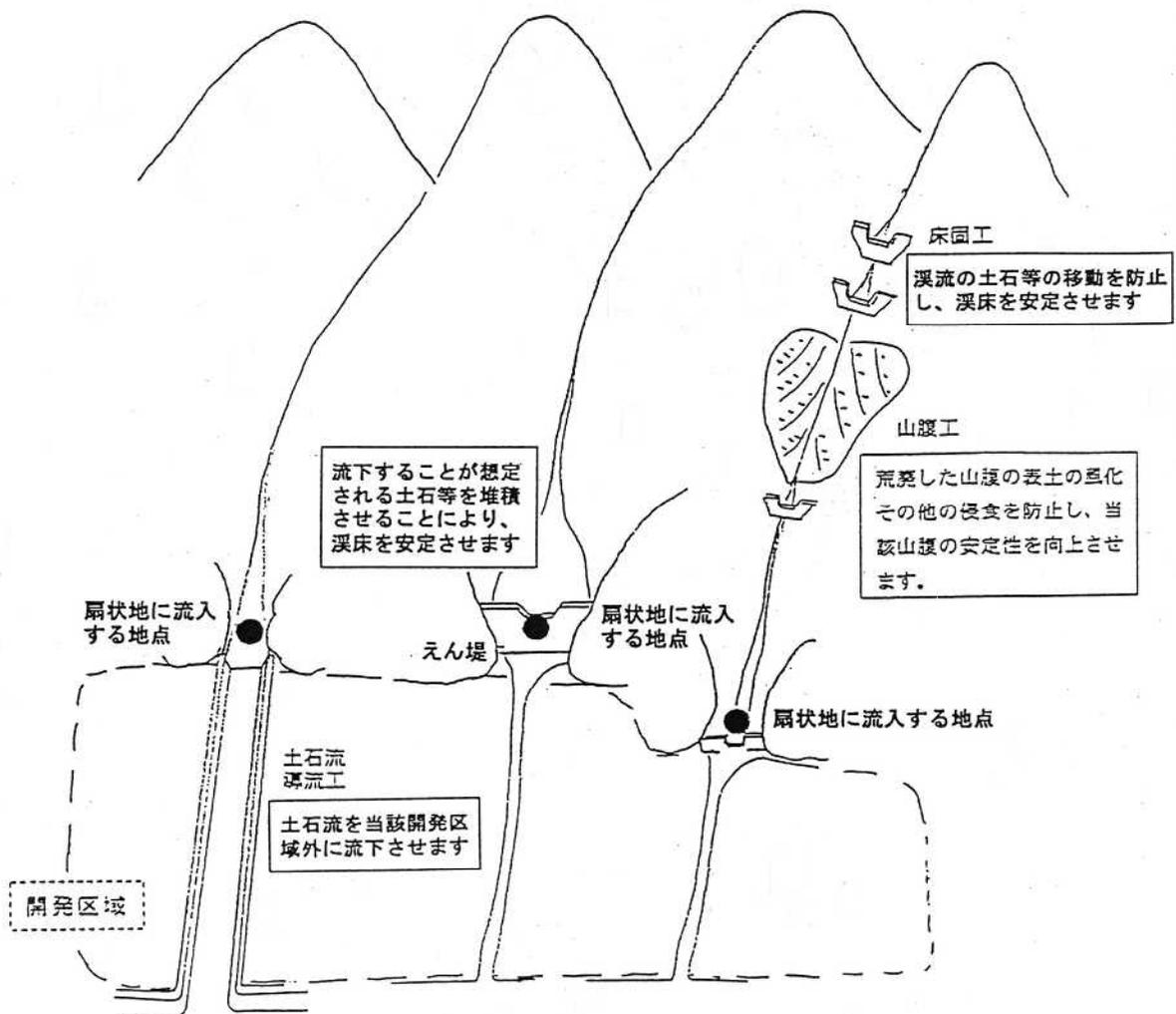


図 2-12 対策施設の組み合わせ

## 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。対策工事等が周辺に与える影響について配慮が必要であり、取付道路や伐採等により土砂発生源を荒廃させるような行為を不用意に行わない。

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

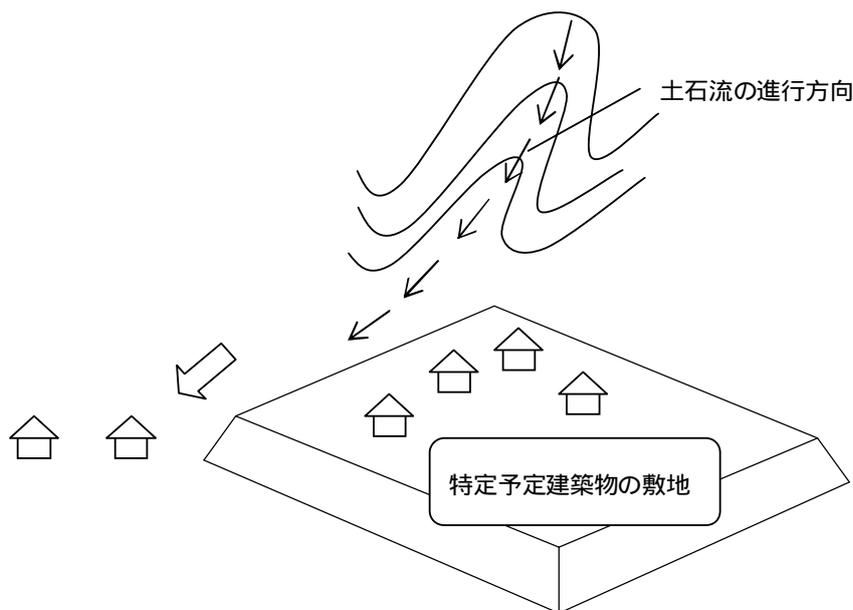


図 2-13 土砂災害のおそれを増大させる対策工事の例

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。

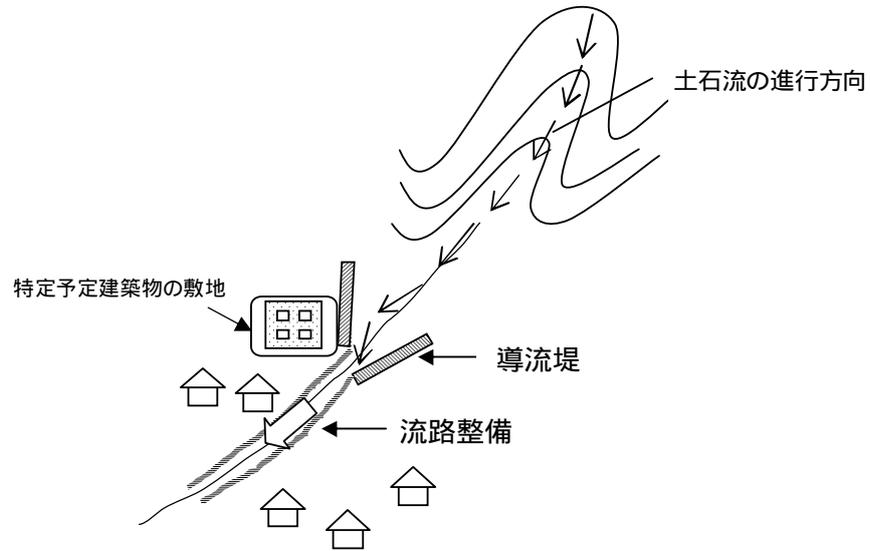


図 2-14 流路整備を適正に対策工事に盛り込んだ対策工事の例

## 2-3 対策工事以外の特定開発行為に関する工事

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。

### ア 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、「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。

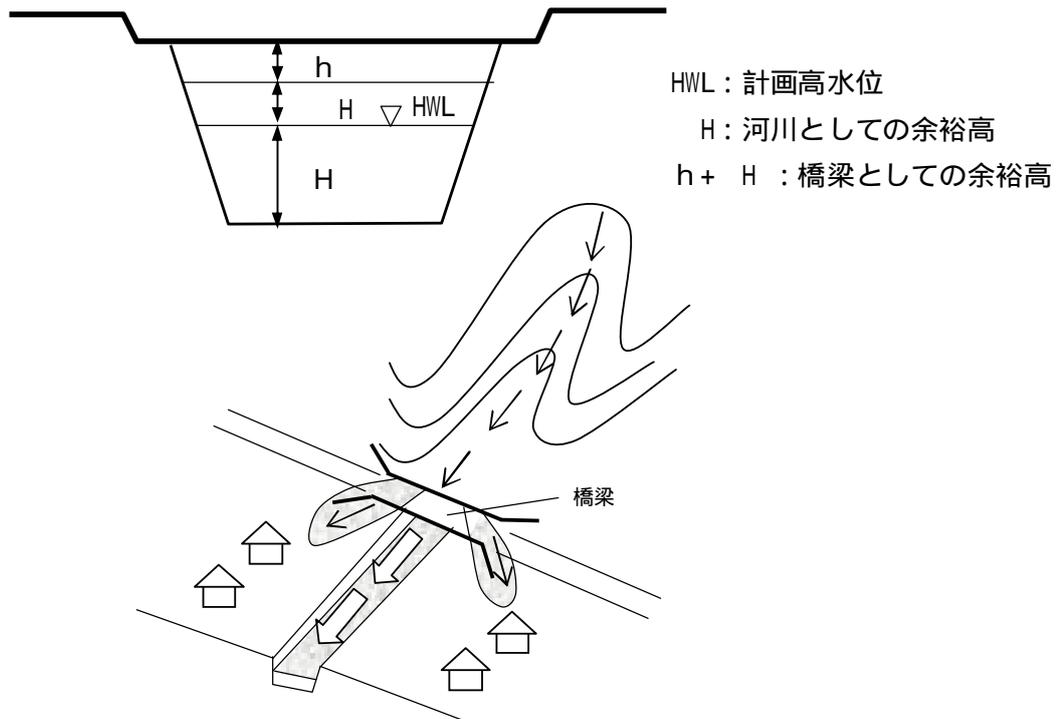


図 2-15 トラブルスポットによる土石流氾濫のイメージ

## イ 溪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。）より上流の溪流内まで及ぶ場合、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。

## ウ 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。

## エ 流下方向に影響する道路の敷設

開発区域内において新規に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。

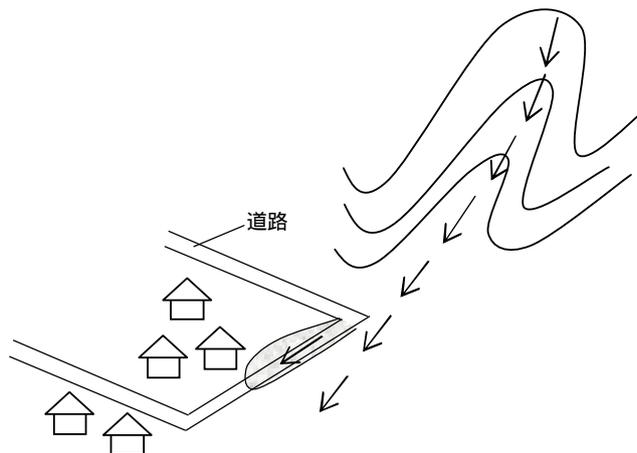


図 2-16 土石流の流下方向に影響する道路の敷設

## 2-4 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。

### (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

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

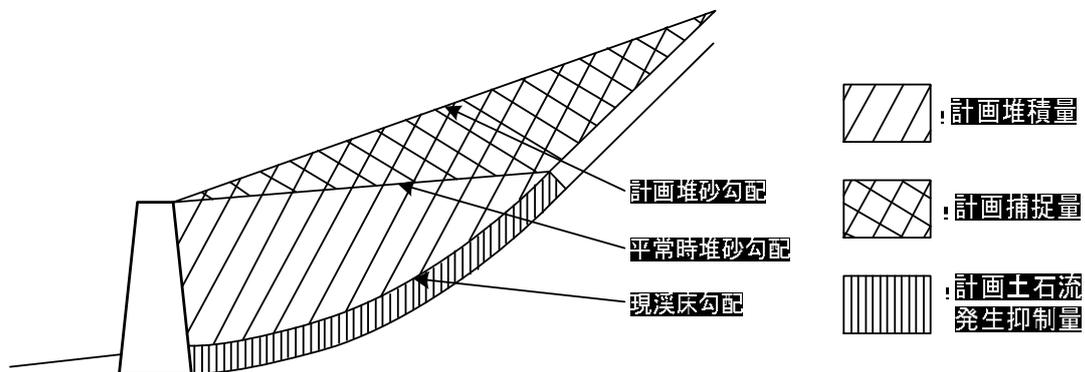


図 2-17 土石流対策施設の効果量

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。

将来にわたって適切に除石を行うことは維持管理面で困難なことが予想され、原則として

計画堆積量は見込まないこととする。ただし、確実な除石計画に基づいて堆砂状況等を適切に把握・管理することが将来的に担保できる場合に限って除石による空容量を考慮できるものとする。

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堆積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堆積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。

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 2-18）。ただし、除石等により管理が担保されている場合は、想定土石流流出区間の土砂量を対象とする。

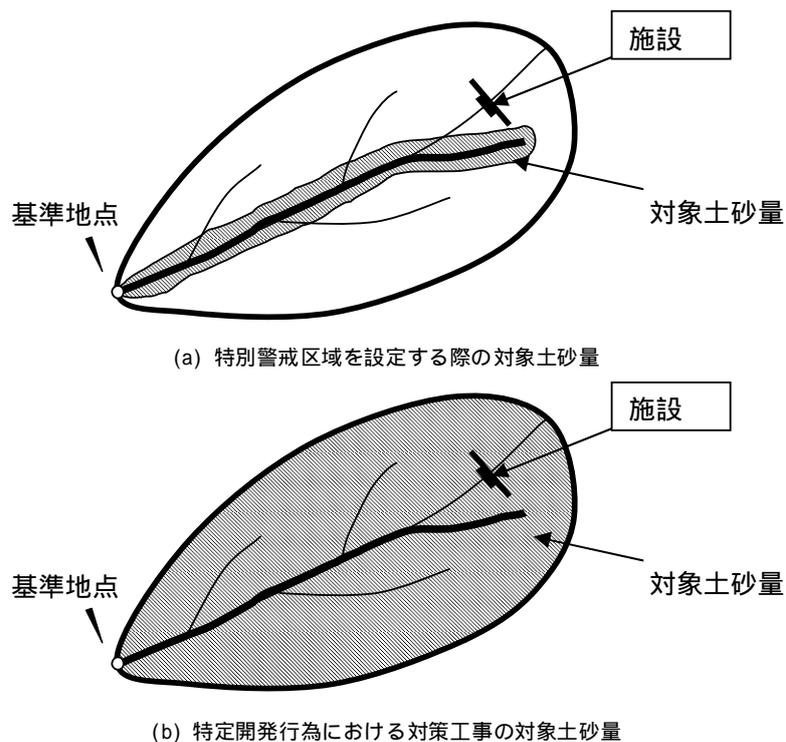


図 2-18 土石流により流下する土石等の量

(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
渓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。

【解説】

土石流発生抑制山腹工の効果量は、図 2-19 に示すように流域面積に対する山腹工の施工面積を、全流路長に対する効果を見込める流路長として算出する。

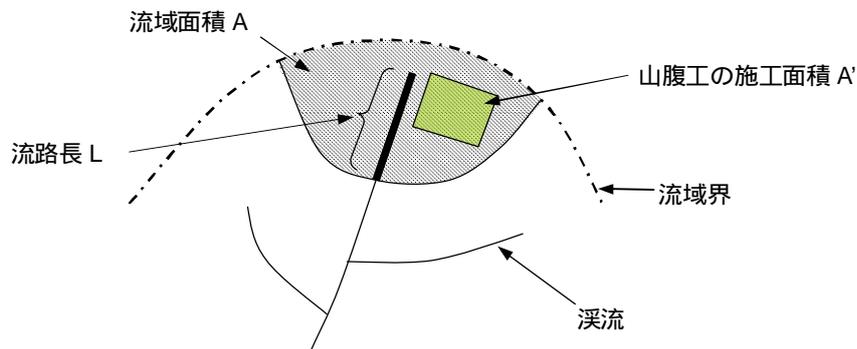


図 2-19 山腹工の効果量を算出する方法

$$A : A' = L : L' \text{ (山腹工の効果量を算出するための流路長)}$$

$$L' = L \times A' / A$$

以上より求めた  $L'$  に、0 次谷の単位長さ当たりの渓床堆積土砂量 ( $Ae'$ ) 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 ( $i_2$ ) は 1/6 の勾配 ( $\tan$ ) 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

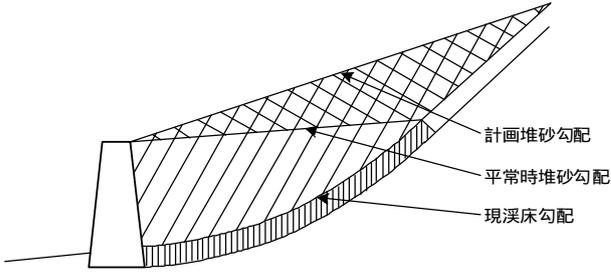
計画土石流発生抑制量は、平常時堆砂面下に包含された移動可能土砂量として求める。

#### 【解説】

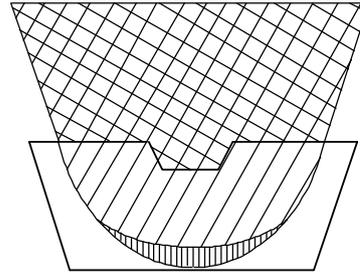
計画において移動可能土砂量が見込まれている場合には、平常時堆砂面が形成されることにより（これらは土石流となって流下することはない）、計画土石流発生抑制量として評価する。スリット底を現溪床付近とする透過型砂防えん堤の場合は、平常時は現溪床から変化しないので土石流発生抑制効果は無いものとする。スリット底が現溪床より高い場合は、スリット底を基点とする平常時堆砂面下に包含された移動可能土砂量を求め、計画土石流発生抑制量とする。

(不透過型)

縦断面



横断面



凡例

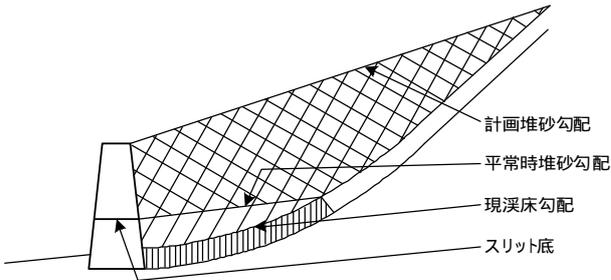
空容量  
(貯砂量)

計画捕捉量

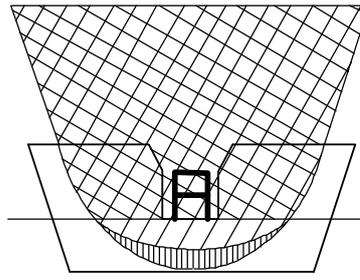
発生抑制量

(透過型)

縦断面



横断面



\*スリット底が現溪床と概ね同じ場合は  
発生抑制量は見込まない。

図 2-20 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  $\Delta h$  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。

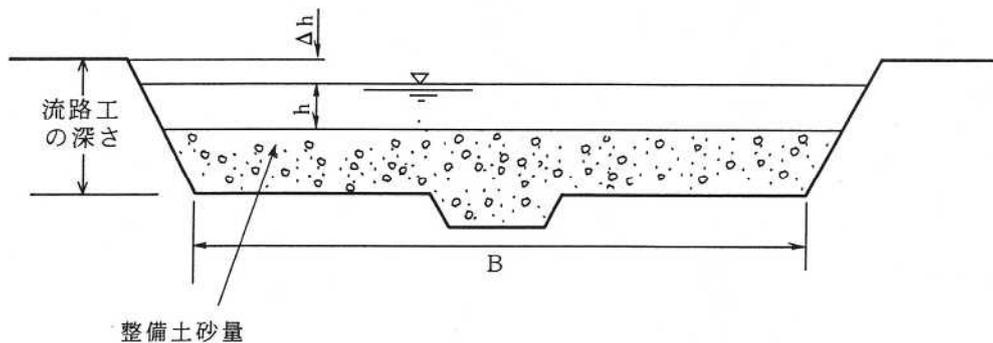


図 2-21 土石流堆積流路の効果量

##### 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。

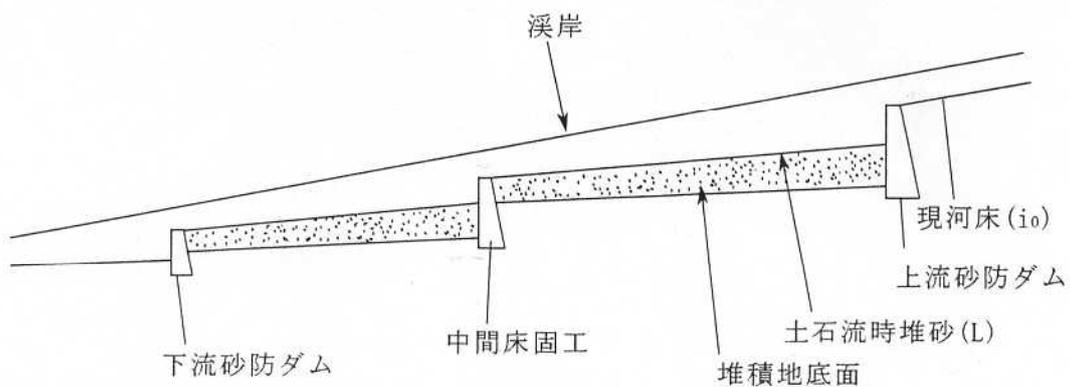


図 2-22 土石流堆積地の縦断形状

#### 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もとに、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 2-23 に示すように計画土石流発生抑制量として算出する。

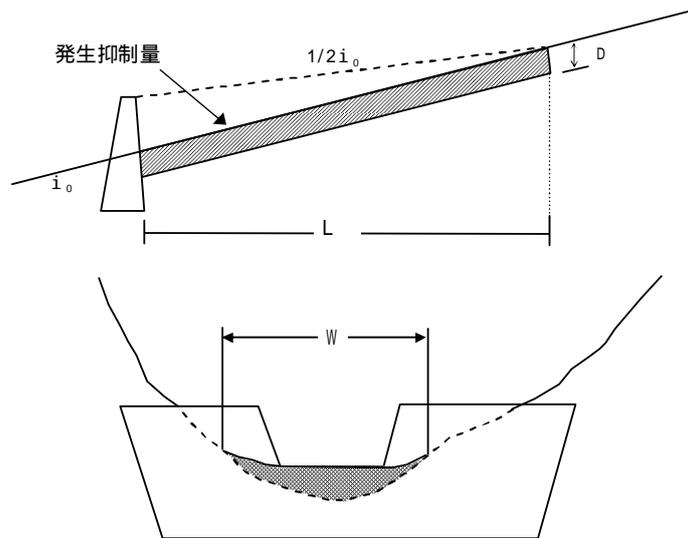


図 2-23 溪床堆積土砂移動防止工の効果量

### 3 えん堤等の設計外力の設定

#### 3-1 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。

対策工事等の計画内容により次のように対応する。

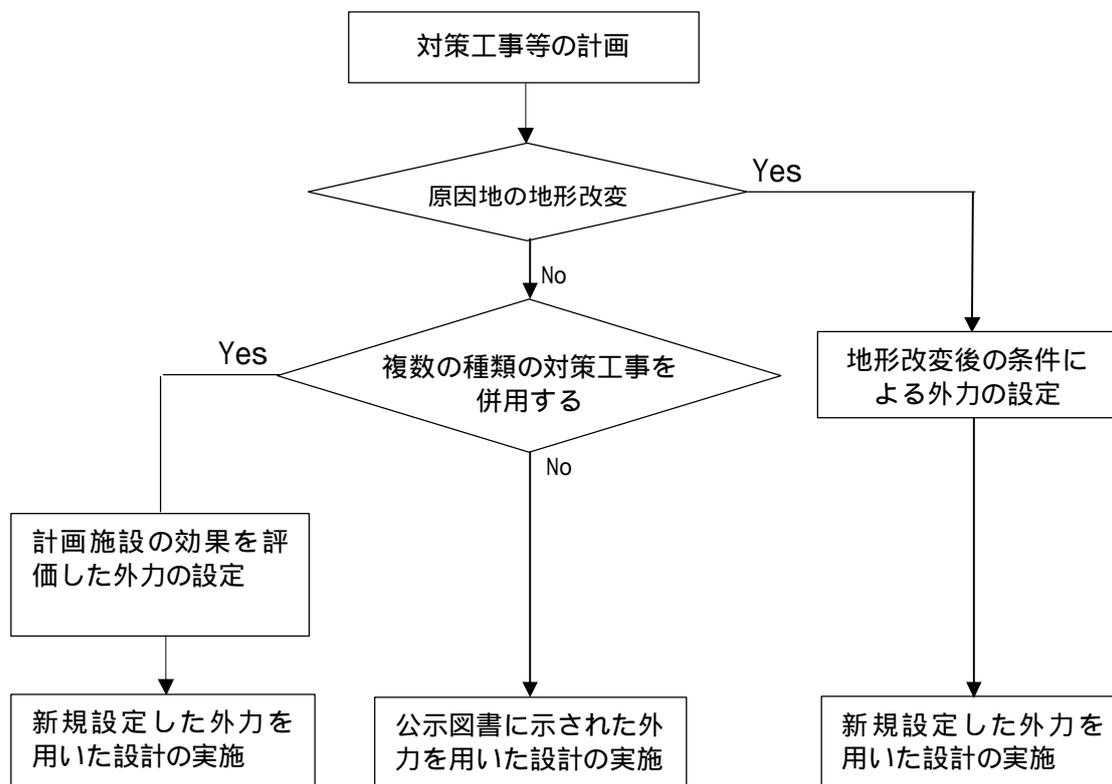


図3-1 外力設定・土質定数等の取り扱い区分

#### 原因地の地形改変を伴わない場合

公示図書に示された外力を用いた設計を実施する。

#### 原因地の地形改変を伴う場合、複数の種類の対策工事を併用する場合

新たに外力の設定を行い、新規に設定した外力を用いた設計を実施する。この場合の土

質定数等は、県が提示する基礎調査で用いた値とする。

表 3-1 土質定数の設定方法

項目	設定方法	備考
外力の再設定	基礎調査で用いた土質定数	県より提示
構造物の設計等	構造物の設計等に用いる土質定数は、必要と考えられる調査を実施して設定する。	

【参 考】土石等の土質定数の推定

表 1.2 土質定数等の一覧

項目	記号	単位	参考値
土石流に含まれる礫の密度		$10^3 \text{kg/m}^3$	2.6
土石流に含まれる流水の密度		$10^3 \text{kg/m}^3$	1.2
土石流に含まれる土石等の内部摩擦角		°	35 (30~40)
粗度係数	n	-	0.1
堆積土石等の容積濃度	C <sub>v</sub>	-	0.6

「土石流対策指針（案）平成 12 年 7 月 建設省砂防部砂防課」を参考とした。

表 3-3 土砂の水中における土質定数

種 別	状 態	単位重量 ( $\text{kN/m}^3$ )	水中の単位重量 ( $\text{kN/m}^3$ )	内部摩擦角 (度)	水中の内部摩擦角 (度)
砂 礫		16~19	10~13	35~45	35
砂 利		16~20	10~12	30~40	30
炭がら		9~12	4~7	30~40	30
砂	しまったもの	17~20	10	35~40	30~35
	ややゆるいもの	16~19	9	30~35	25~30
	ゆるいもの	15~18	8	25~30	20~25
普通土	固いもの	17~19	10	25~35	20~30
	やや軟らかいもの	16~18	8~10	20~30	15~25
	軟らかいもの	15~17	6~9	15~25	10~20
粘 土	固いもの	16~19	6~9	20~30	10~20
	やや軟らかいもの	15~18	5~8	10~20	0~10
	軟らかいもの	14~17	4~7	0~10	0
シルト	固いもの	16~18	10	10~20	5~15
	軟らかいもの	14~17	5~7	0	0

出典：砂防技術指針

(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

ア 地盤の許容支持力

表 3-4 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 ( ) ( C <sub>H</sub> )	2,000	砂 質 層	250
軟 岩 ( ) ( C <sub>M</sub> )	1,200	粘 土 層	100

出典：社団法人全国治水砂防協会：改訂版 砂防設計公式集 (マニュアル) (昭和 59 年 11 月)

イ 基礎底面と地盤との間の摩擦係数と付着力

表 3-5 地盤のせん断強度 (N/mm<sup>2</sup>) 及び内部摩擦係数

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 ( ) ( C <sub>H</sub> )	1	0.8	砂 質 層		0.55
軟 岩 ( ) ( C <sub>M</sub> )	0.6	0.7	粘 土 層		0.45

出典：社団法人全国治水砂防協会：改訂版 砂防設計公式集 (マニュアル) (昭和 59 年 11 月)

### ( 3 ) 必要な調査

対策工事等に際し必要な測量や調査を実施して、計画する構造物の設計・施工に必要な地形情報や地質条件にあった土質定数を設定する。

外力設定に関する調査

基本的に基礎調査で行われている。

構造物の設計に必要な調査

えん堤及び床固め等の基礎設計に用いる設計定数を求める。

### ( 4 ) 県が提供する資料等

県は請求に基づき以下に示す土質定数等に関する資料を提供することができる。

- 1) 公図図書の写し
- 2) 基礎調査結果 ( 区域の再設定に必要な以下の各項目 )
  - ・ 区域設定結果図 ( 基準地点や横断測線位置などを含む )
  - ・ 区域設定に用いた土質定数
  - ・ 施設の効果評価に必要な資料
- 3) 基礎調査運用マニュアル ( 案 )
- 4) 特定開発行為許可基準 ( 案 )

### 3-2 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。  
詳細は、砂防技術指針によるものとする。

#### 【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) 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3-2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3-6 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

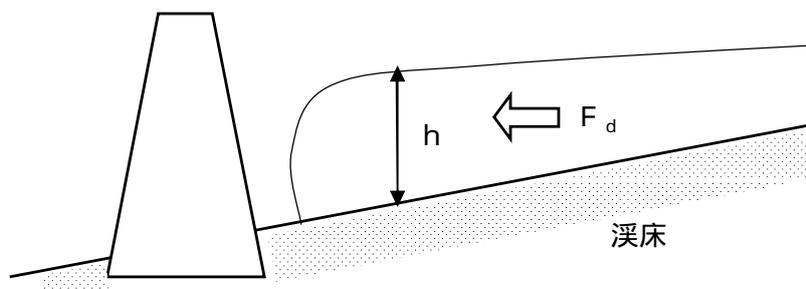


図3-2 土石流の力の概念

## 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<sup>\*1</sup> : 粗度係数

Q<sub>sp</sub><sup>\*2</sup> : 土石流ピーク流量 (m<sup>3</sup>/sec)

B<sup>\*3</sup> : 土石流の幅 (m)

θ<sup>\*4</sup> : 土石流が流下する土地の勾配 (度)

\* 1 : 「3-1 設計諸定数」を参照。

\* 2 : 土石流ピーク流量は下記「ア 土石流ピーク流量」を参照。

\* 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。

\* 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。

## 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<sub>\*</sub><sup>\*1</sup> : 堆積土石等の容積濃度

V'<sup>\*2</sup> : 土石流により流下する土石等の量 (m<sup>3</sup>)

C<sub>d</sub><sup>\*3</sup> : 土石流の土砂濃度

\* 1 : 堆積土石等の容積濃度は、「3-1 設計諸定数」を参照。

\* 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<sub>e'</sub> と運搬可能土砂量 V<sub>ec'</sub> 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<sub>ec'</sub> 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<sub>d</sub> 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。

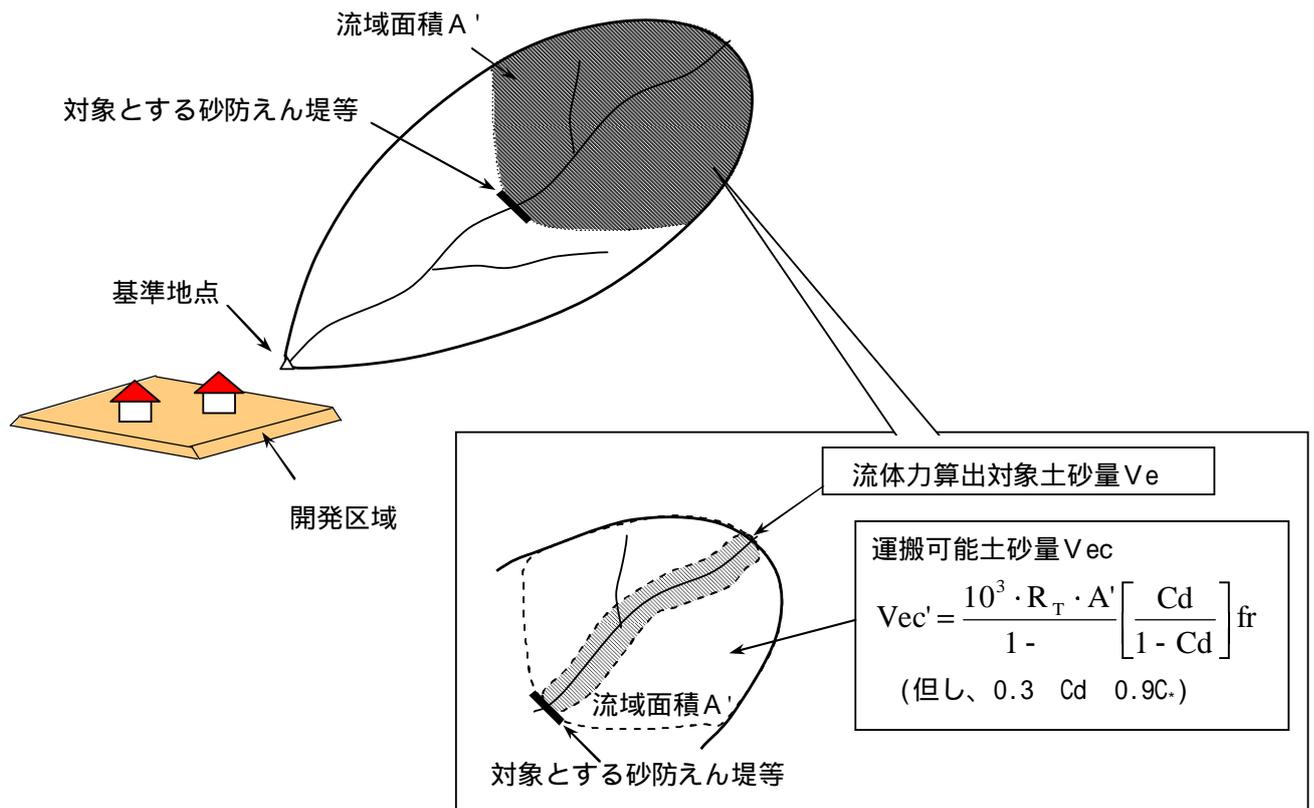


図 3-3 土石流ピーク流量の算出

### 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。

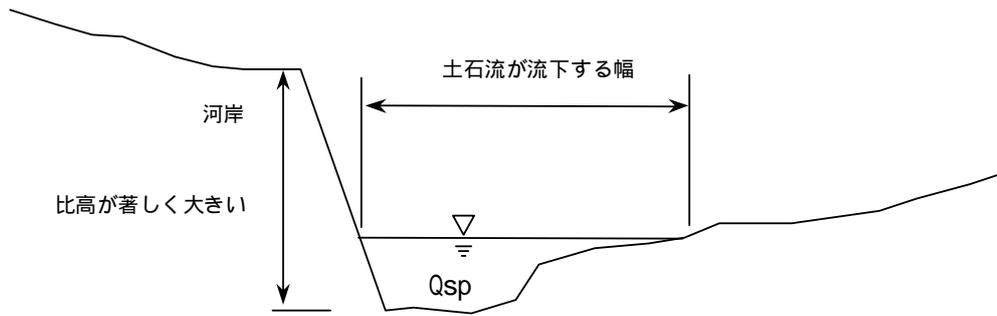


図 3-4 横断面とピーク流量の比較により区域を設定するイメージ

### 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、

$B_i$  : 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。

### ウ 流下する溪床の勾配

土石流が流下する溪床の勾配 は、図 3-5 のとおりとする。

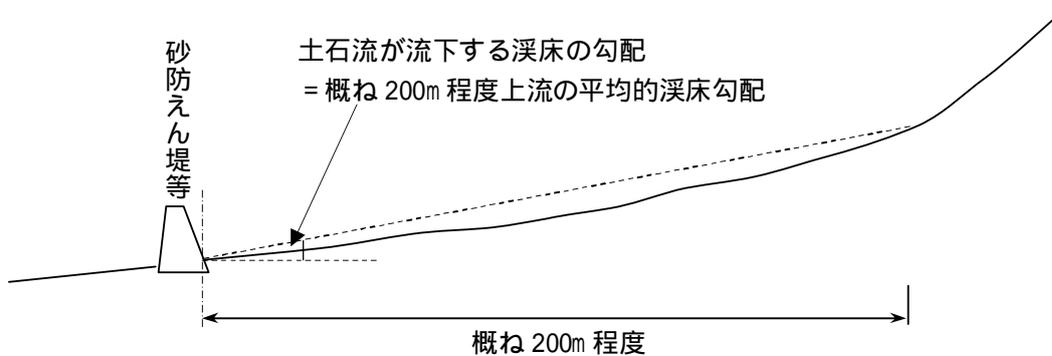


図 3-5 土石流が流下する溪床勾配

## 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/m<sup>2</sup>)

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

$$\rho_d = \frac{\tan \alpha}{\tan \alpha - \alpha}$$

ここに、

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

$\alpha$  : 土石流に含まれる土石等の内部摩擦角 (度)

$\alpha$  : 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)

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

ここに、

$h$  : 土石流の高さ (m)

$\alpha$  : 土石流が流下する土地の勾配 (度)

$n$  : 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 設計諸定数」を参照。

\* 2 : 「1) 土石流の高さ」を参照。

### 3-3 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 3-6 の流れに沿って行い、表 3-7 の項目について効果量を評価する。図 3-6 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。

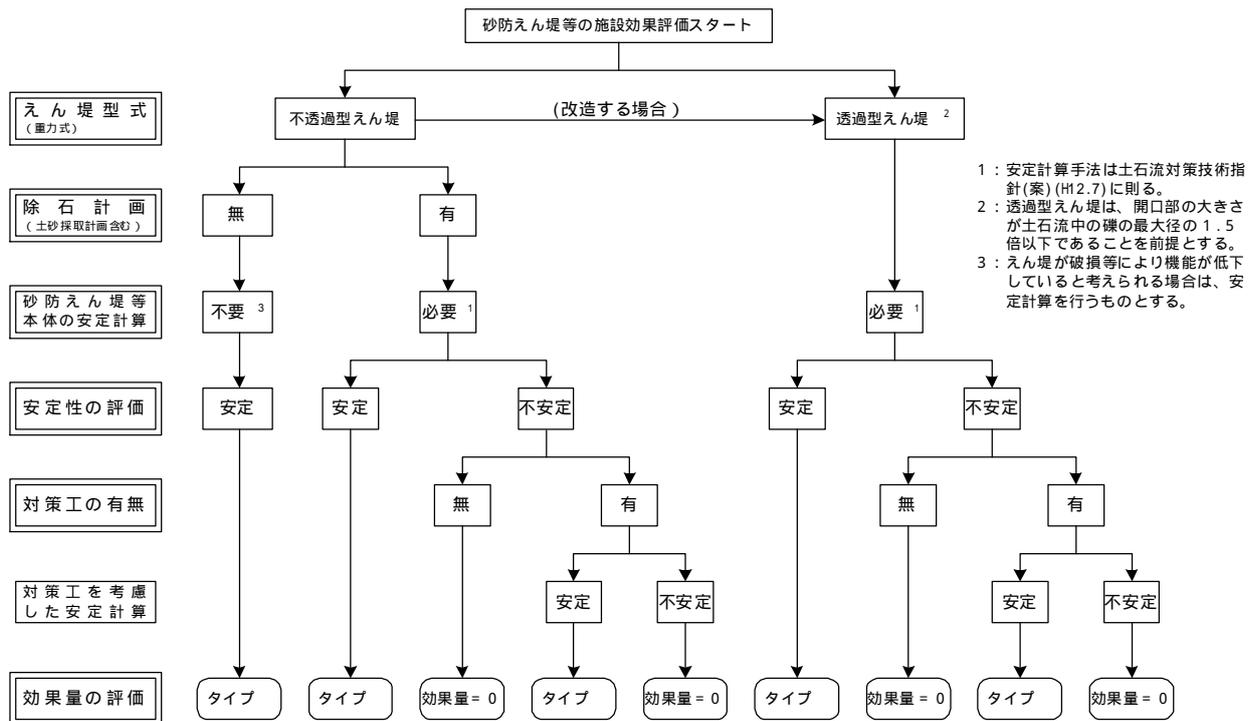


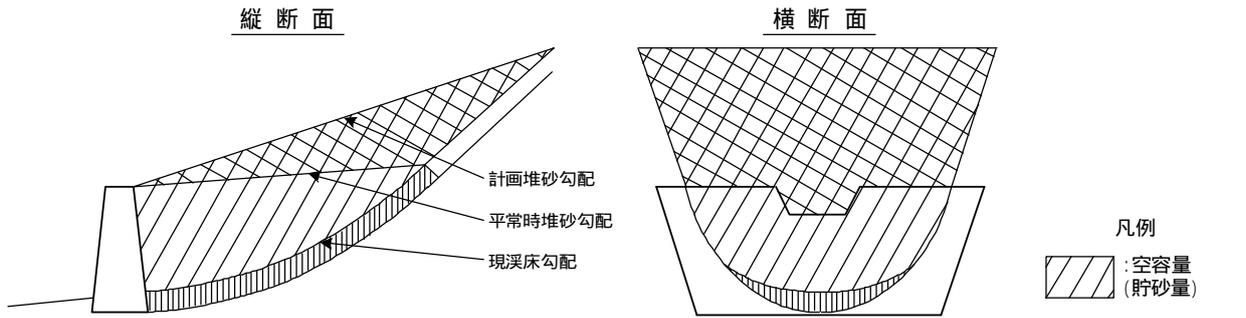
図 3-6 砂防えん堤等の対策施設効果評価フロー

表 3-7 砂防えん堤等の施設効果評価

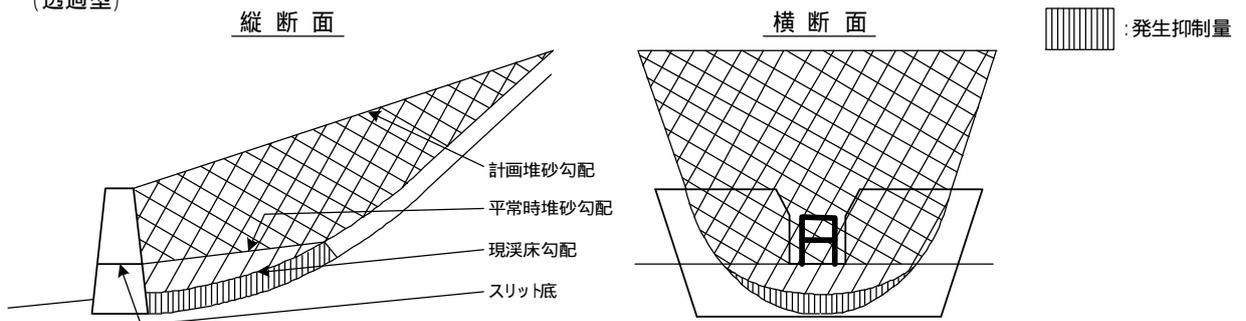
えん堤の形式	効果量の評価タイプ	効果量		
		計画捕捉量	発生抑制量	空容量(貯砂量)
不透過型				
				-
透過型				-

図 3-7 参照

(不透過型)



(透過型)



\*スリット底が現溪床と概ね同じ場合は  
発生抑制量は見込まない。

図 3-7 堆砂勾配及び計画捕捉量、発生抑制量

## 4 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。

なお、山腹工の設計に当たっては、砂防技術指針によるものとする。

### 【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。山腹保全工は「山腹保全工の手引(案)」を参考にできる。以下に、山腹保全工の手引(案)より総論を示す。

山腹保全は、山腹において、山腹保全工を行い、山腹を砂防の見地から良好な状態で保持する概念をいう。山腹保全工は、山腹の崩壊地やとくしゃ地に、構造物と植生を適切に組み合わせた施工を行うことで、表土の風化、浸食、崩壊の拡大を防止し土砂生産の抑制・抑止を図る山腹工、山腹斜面を良好な状態に保つための山腹管理工からなる。

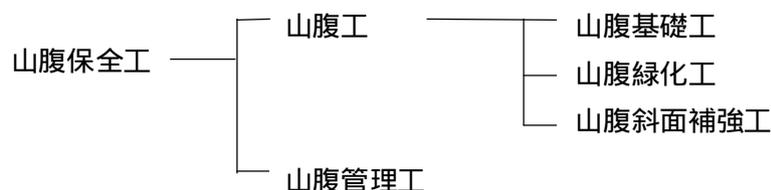


図 4-1 山腹保全工の体系図

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。

## 5 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。

### 5-1 土石流捕捉工

土石流捕捉工の設計は、砂防技術指針によるものとする。

#### 【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。

土石流を捕捉し、流出する土砂量を減少させる。

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。

渓床堆積物の移動を防止する。

土石流先端部の巨礫・流木を捕捉する。

土石流を土砂流に変化させる。

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。

#### (1) 土石流補足工の設計手順

土石流捕捉工の設計は、一般に図 5-1 の手順で行われる。

設計対象流量は「3-2 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。

#### (2) えん堤の安定計算

えん堤の安定計算は、表 5-1 に示す設計荷重を加えて安定計算を行う。

表 5-1 設計荷重の組み合わせ(コンクリートダム)

えん堤高	平常時	土石流時	洪水時
15m 未満	-	静水圧、堆砂圧、土石流の力	静水圧
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、土石流の力	静水圧、堆砂圧、揚圧力、

出典：砂防技術指針

えん堤は、その安定を保つためには次の3つの条件を満足しなければならない。

- 1) えん堤が転倒せず、えん堤の上流端に引張応力が生じないように、えん堤自重及び外力の合力の作用点が、原則として底部の1/3以内に入る。
- 2) えん堤底と基礎地盤の間で滑動を起こさない。
- 3) えん堤内に生ずる最大応力が材料の許容応力を超えない。地盤の受ける最大応力が地盤の許容支持力内である。

その他、設計に当たっての詳細は、砂防技術指針によるものとする。

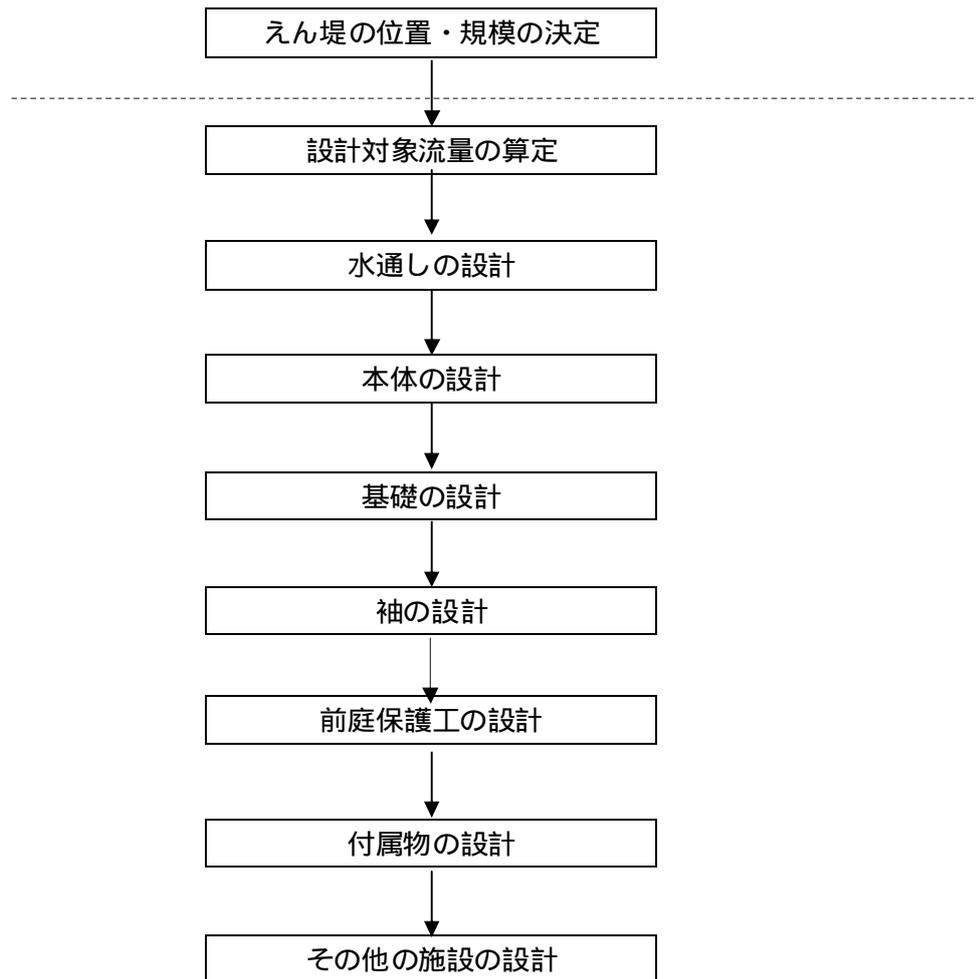


図 5-1 設計の手順

## 5-2 土石流堆積工

土石流堆積工の設計は、砂防技術指針によるものとする。

### 【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

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。

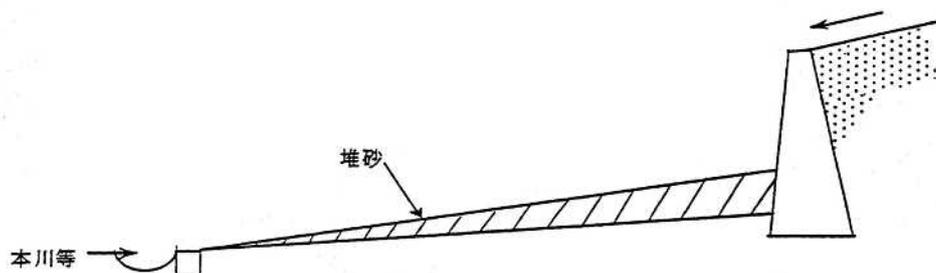


図 5-2 土石流堆積流路

## (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、類似渓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。

### 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。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。

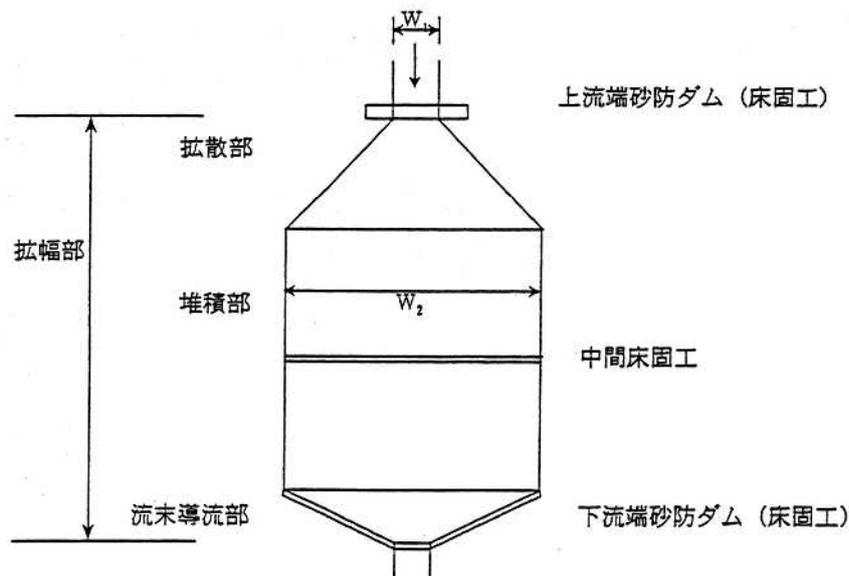


図 5-3 土石流分散堆積地

## 6 床固の設計

床固（溪床堆積土砂移動防止工）の設計は、砂防技術指針によるものとする。

### 【解説】

床固では、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。詳細は、砂防技術指針によるものとする。

## 7 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。  
設計は、砂防技術指針によるものとする。

### 【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。

### 7-1 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のみでの計画流量に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、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。

余裕高は次の通りとする。

流量	余裕高（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	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

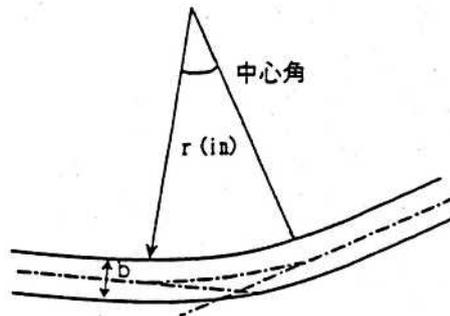


図 7-1 土石流導流工屈曲部の法線形

## (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

渓床は堀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  $h(\text{out})_{\text{max}}$  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。

土石流： $h(out)max = h_0 + 2 \cdot b \cdot u^2 / r \cdot g$

清流（射流）： $h(out)max = h_0 + b \cdot u^2 / r \cdot g$

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/s<sup>2</sup>）（ $g = 9.8$ ）

## 7-2 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】

#### (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( )は $<45^\circ$ とする。土石流の流向を $45^\circ$ 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。

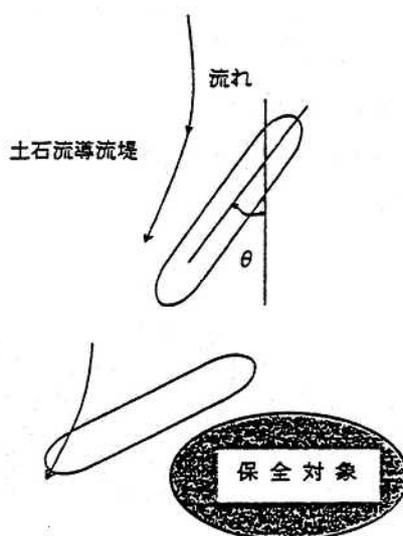


図 7-2 土石流導流堤の法線と高さ

#### (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「3-2 設計外力の設定」に従い求める。

#### (3) 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。

## 8 高さ 2 m を超える擁壁の設計

### 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 - 略 -
- 二 - 略 -
- 三 - 略 -
- 四 - 略 -
- 五 - 略 -

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。

### 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。

### 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 - 略 -

第 2 - 略 -

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

### 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かめたものでな

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。

#### 【解説】

政令第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、土砂災害防止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、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下ろすことはできない。

詳細は、「宅地防災マニュアル」を参照すること。

## 9 特別警戒区域の範囲を変更する対策工事等の取扱い

### (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も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、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。

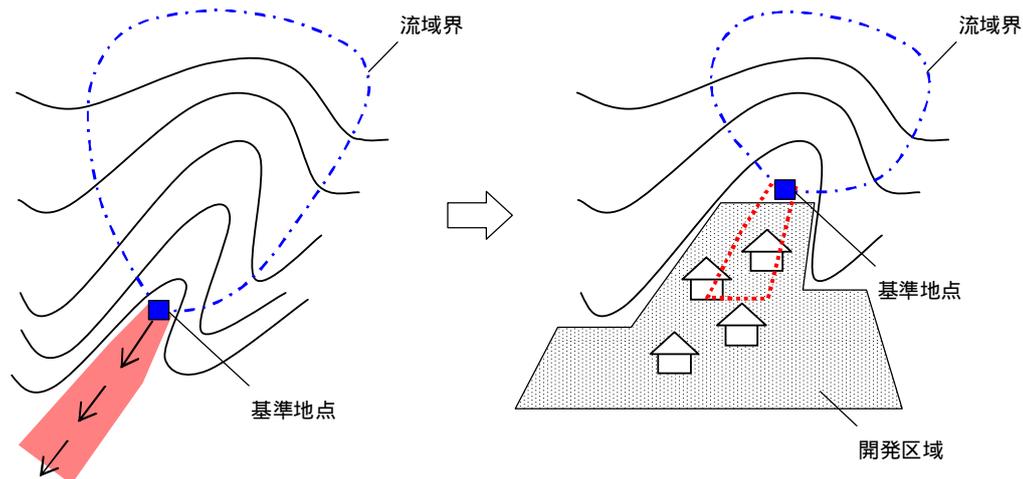


図 9-1 特別警戒区域の範囲が変わる地形改変の具体例

## ( 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が発生するおそれのある範囲の確認に当たっては、鳥取県基礎調査マニュアル(案)(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、鳥取県基礎調査マニュアル(案)(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。

## 【参考資料】

対策工事の種類と適用について

対策工事の計画例

審査チェックリスト

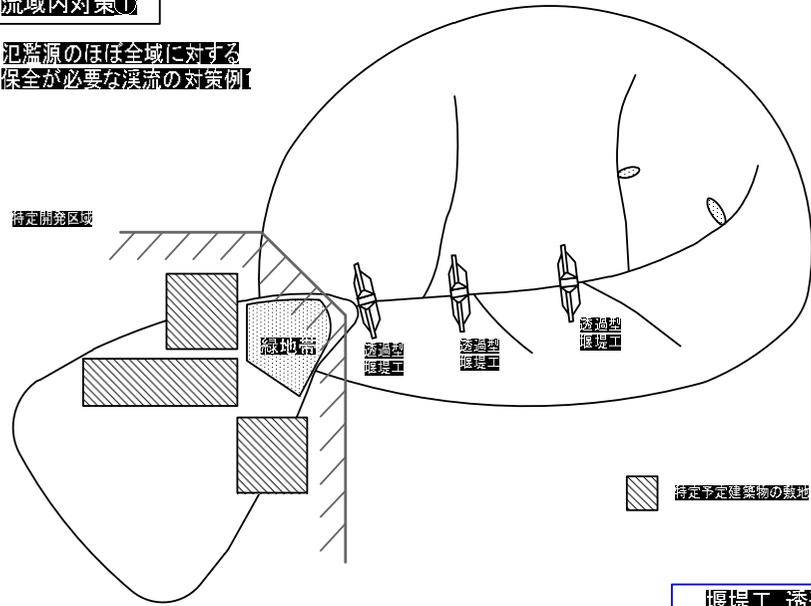
## 対策工事の種類と適用について

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）		<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）		<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 工工	土石流発生抑制山腹工		<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		<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>	
氾濫原対策	堆積工	土石流堆積流路		<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		<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>	
	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）		<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		<ul style="list-style-type: none"> <li>広い扇状地や氾濫原上で、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		<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		<ul style="list-style-type: none"> <li>比較的緩勾配の氾濫原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>	地盤高を上げるため、広い範囲の安全性が一度に確保される。
盛土工＋開渠工			<ul style="list-style-type: none"> <li>比較的緩勾配の氾濫原や扇状地部全体の安全性を確保する。</li> </ul>		

流域内対策①

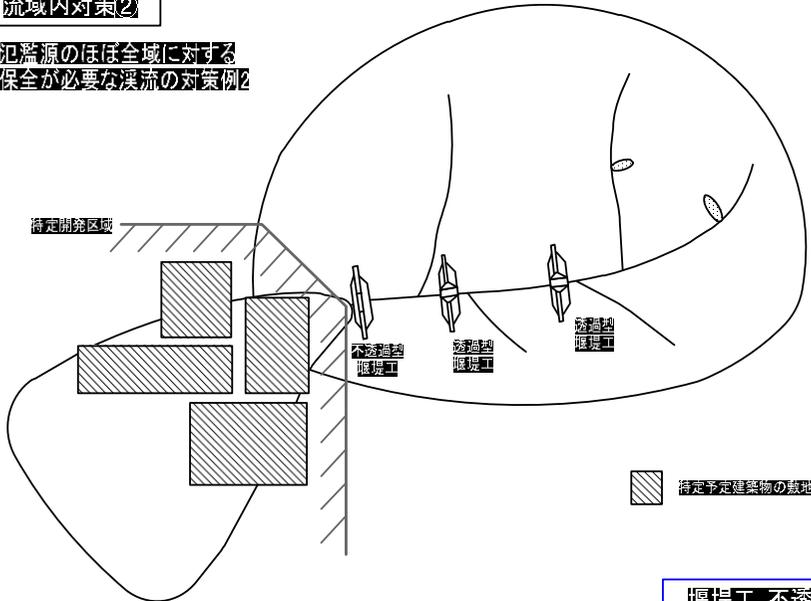
氾濫源のほぼ全域に対する  
保全が必要な溪流の対策例1



堰堤工 透過

流域内対策②

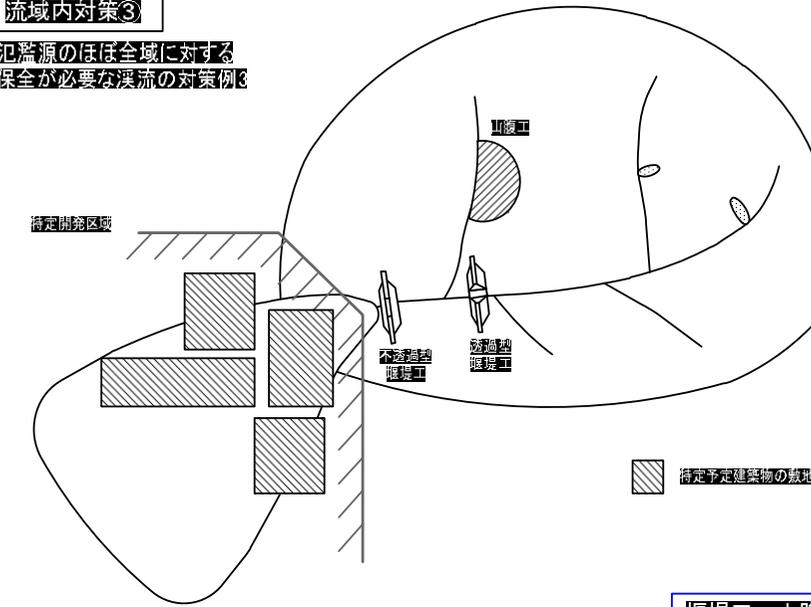
氾濫源のほぼ全域に対する  
保全が必要な溪流の対策例2



堰堤工 不透透

流域内対策③

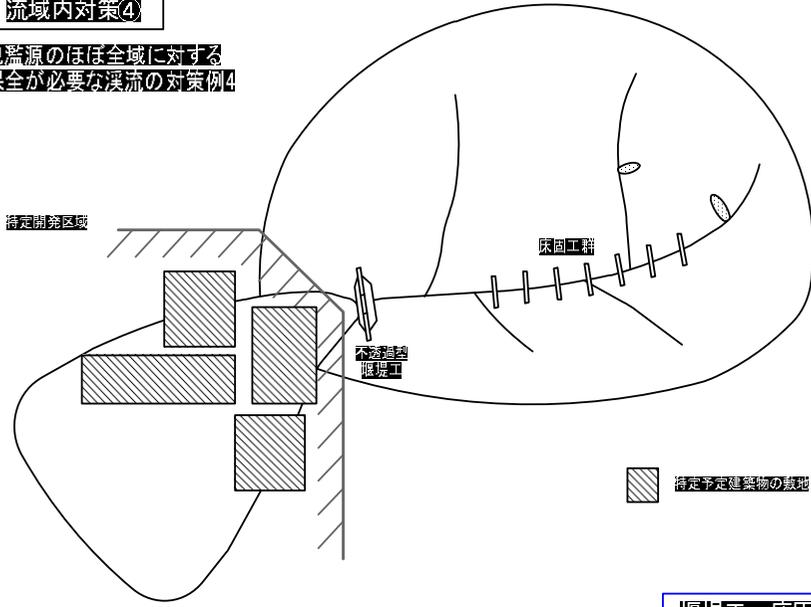
氾濫源のほぼ全域に対する  
保全が必要な溪流の対策例3



堰堤工 山腹工

流域内対策④

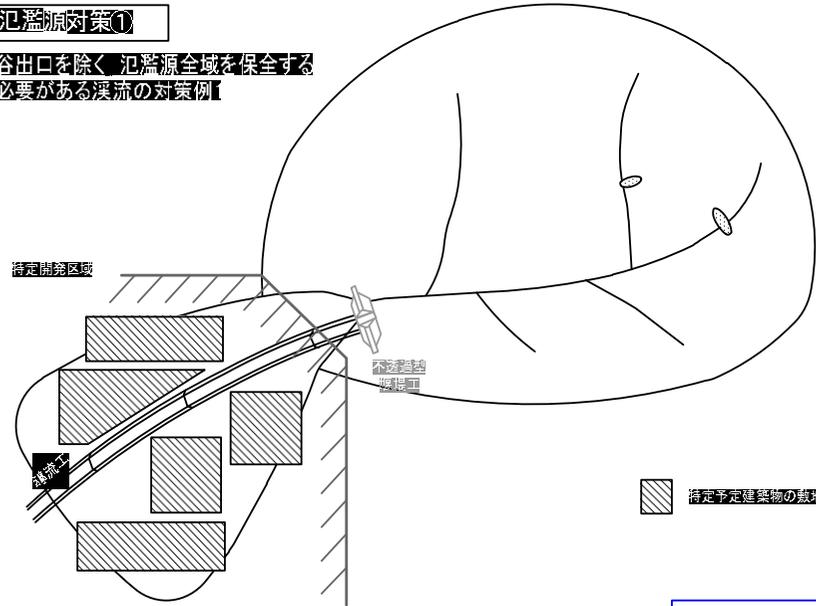
氾濫源のほぼ全域に対する  
保全が必要な溪流の対策例4



堰堤工 床固工

**氾濫源対策①**

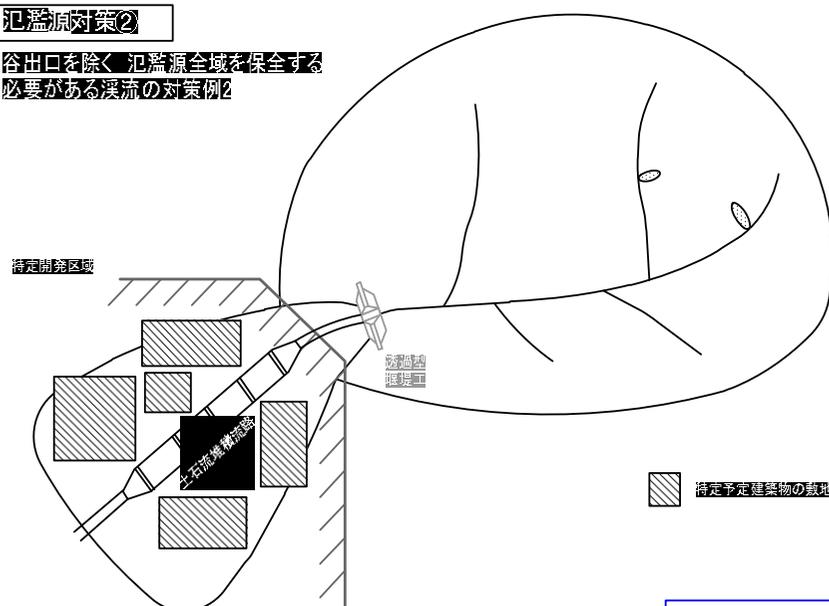
谷出口を除く 氾濫源全域を保全する  
必要がある溪流の対策例①



**土石流導流工**

**氾濫源対策②**

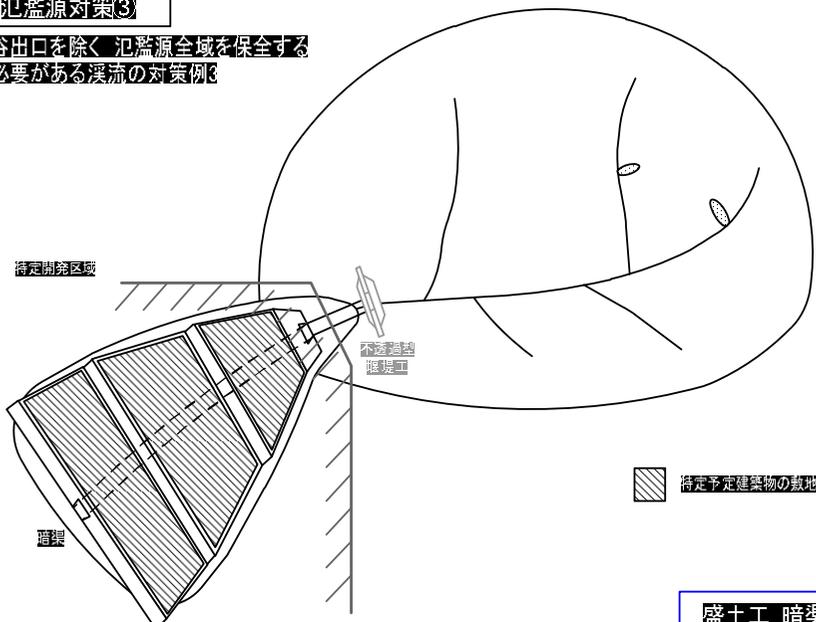
谷出口を除く 氾濫源全域を保全する  
必要がある溪流の対策例②



**土石流堆積流路**

**氾濫源対策③**

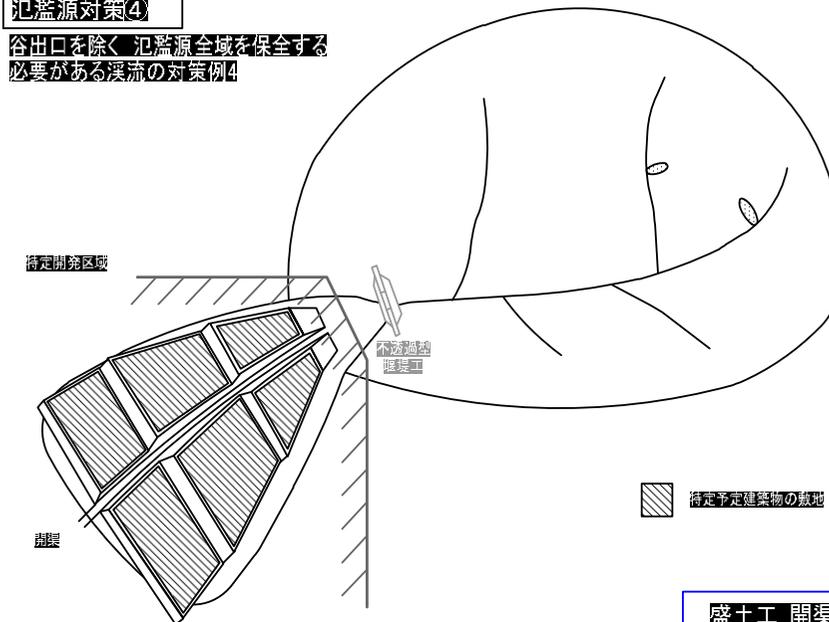
谷出口を除く 氾濫源全域を保全する  
必要がある溪流の対策例③



**盛土工 暗渠**

**氾濫源対策④**

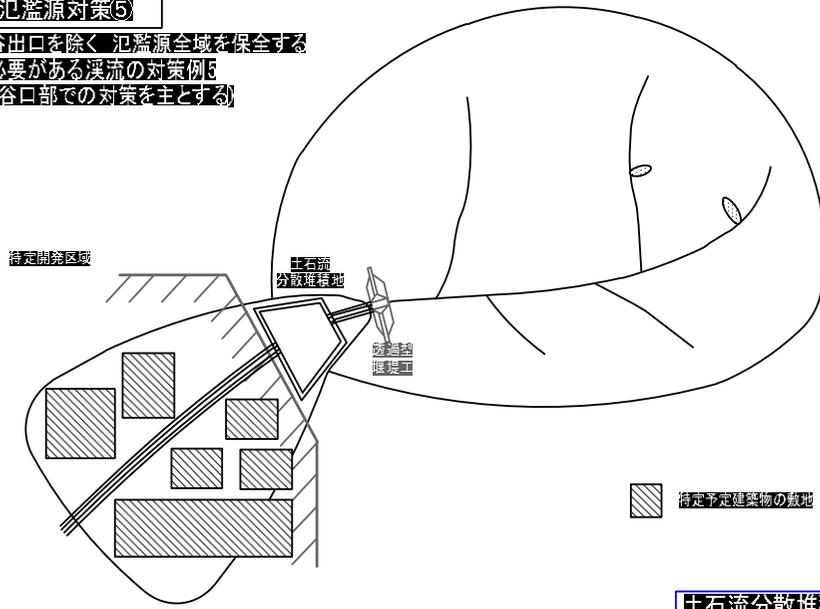
谷出口を除く 氾濫源全域を保全する  
必要がある溪流の対策例④



**盛土工 開渠**

**氾濫源対策⑤**

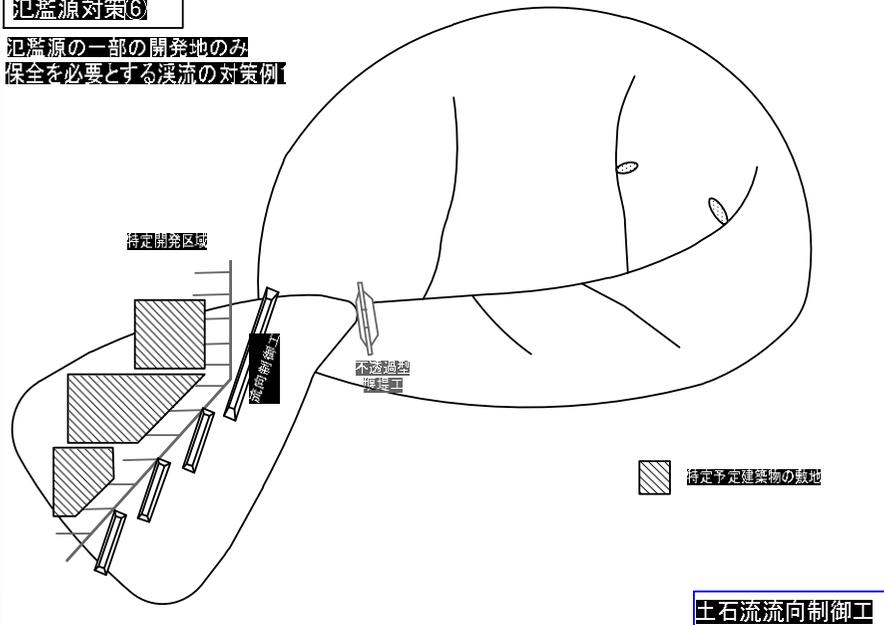
谷出口を除く 氾濫源全域を保全する  
必要がある溪流の対策例⑤  
【谷口部での対策を主とする】



土石流分散堆積地

**氾濫源対策⑥**

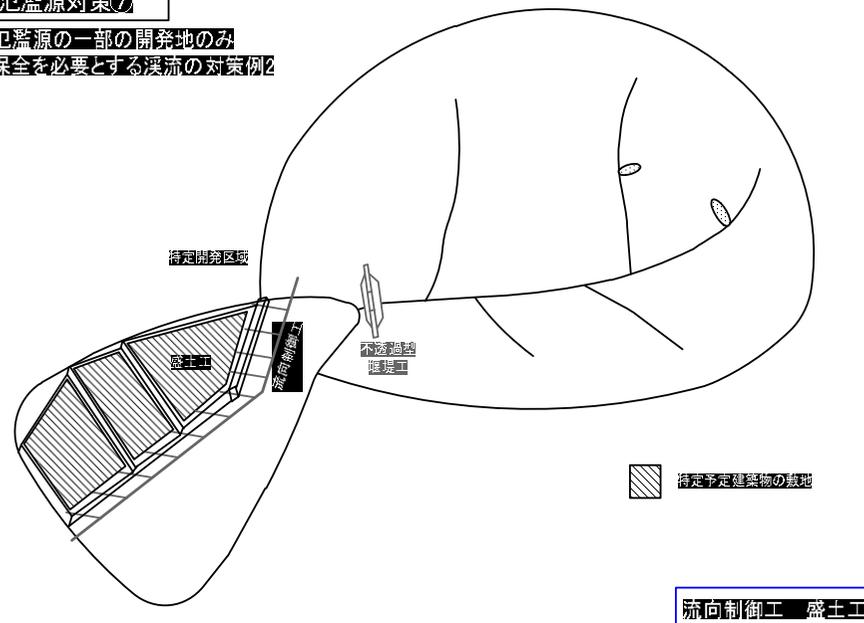
氾濫源の一部の開発地のみ  
保全を必要とする溪流の対策例⑥



土石流流向制御工

**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⑦



土石流制御工 盛土工

## 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。

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

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)。

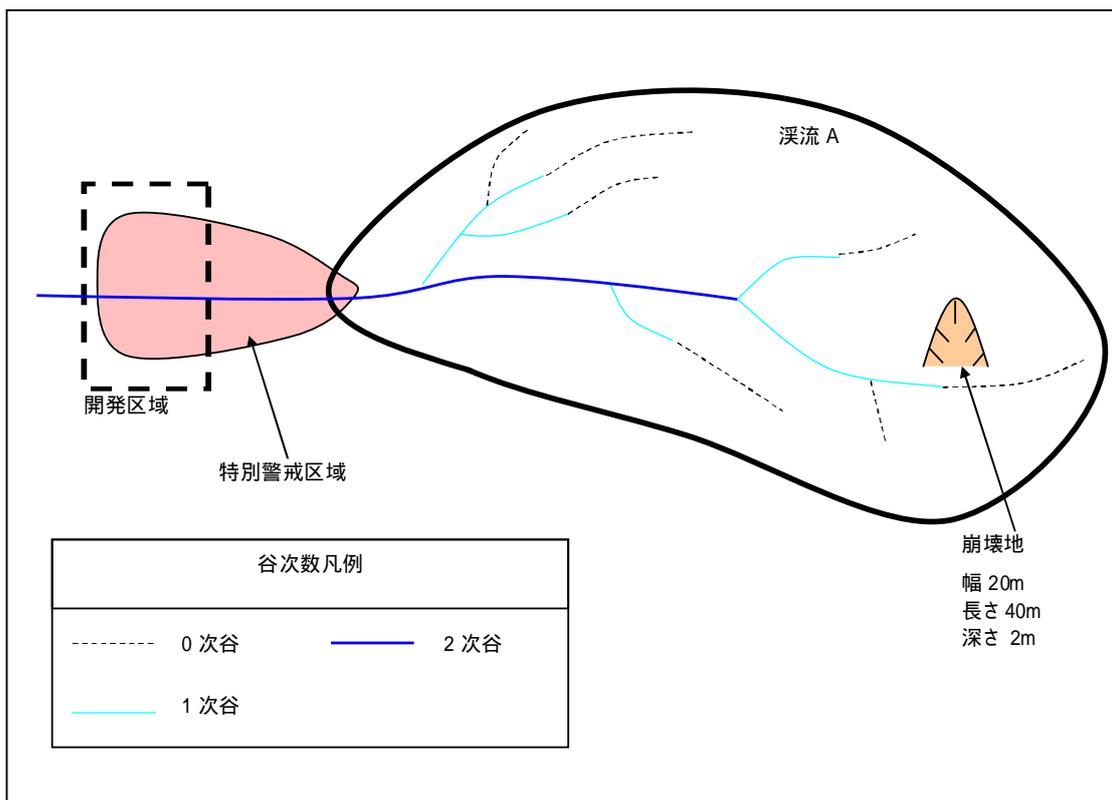


図 1

### 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( $L_{me}$ )」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 $m^3$ )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

$$Ve \ (9,100\text{m}^3) < Vec(23,673\text{m}^3) \quad Q=Ve = 9,100\text{m}^3$$

表1

	侵食幅 b(m)	侵食深 de(m)	侵食可能 断面積 Ae(m <sup>2</sup> )	流路長 Lme(m)	対象土砂量 Ve'(m <sup>3</sup> )
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 <sup>2</sup> )	計画 日雨量 R <sub>24</sub> (mm)	渓床 勾配 (°)	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、山腹工、えん堤（捕捉工、堆積工）、床固、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）

$$\text{計画捕捉量(C)} = 0.5 \cdot i \cdot b_1 \cdot h^2$$

$$\text{計画土石流発生抑制量(B}_2) = b \cdot de \cdot 2 \cdot i \cdot h$$

### 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)
- $b_1$  : 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、

- 崩壊地に、崩壊地の侵食を防止する「山腹工」
- 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」
- 谷出口に、流下する土石等を堆積する「捕捉工」
- 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」
- 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)。

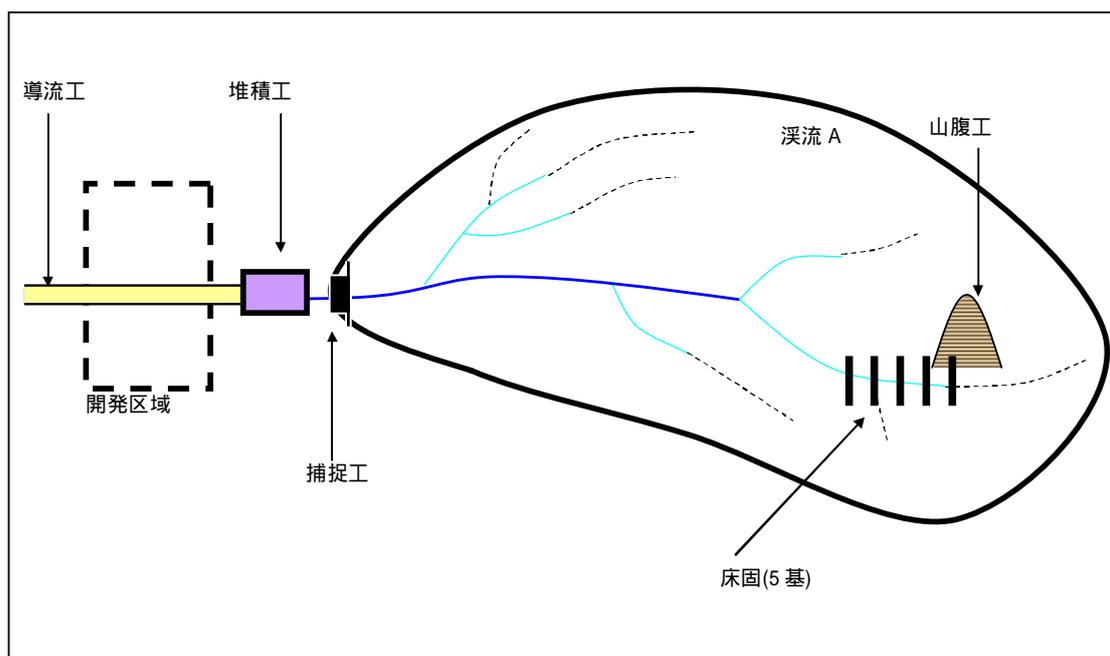


図2

#### 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の数値を式に当てはめると以下のようになり、式を満たしている。

$$Q - E \quad C + D + B \quad 9,100(Q) - 1,000(E) \quad 4,500(C) + 1,200(D) + 2,860(B)$$

$$8,100 \quad 8,560$$

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> )	効果量 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基の効果量は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	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1,000m<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。

## 審査チェックリスト

チェック項目	確認	掲載箇所	備考
<b>1 対策工事の計画</b>			
(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			
(ア) 対策施設計画			
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		土石流編 2-4	
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		土石流編 2-4	
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			
対策施設の設置位置が適正かどうか		土石流編 2-4	
流域の土砂処理計画は適正になされているか		土石流編 2-4	
(イ) 設計外力の確認			
土石流の力や高さの算定に用いる土質定数は適正か		土石流編 3-2	
土砂量が適正に算定されているか		土石流編 2-4	
(2) 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			
		土石流編 2-3	
<b>2 対策工事以外の特定開発行為に関する工事の計画</b>			
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		土石流編 2-1	
対策施設の機能を妨げていないか			
<b>3 対策工事の形状又は施設の構造</b>			
ア 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		土石流編 4	
イ 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、滑動又は沈下しない構造となっているか		土石流編 5	
ウ 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となっているか		土石流編 6	
エ 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る構造となっているか		土石流編 7	
<b>&lt; 高さが 2 m を超える擁壁 &gt;</b>			
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		土石流編 8	