

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

**特定開発行為技術基準**

( 急 傾 斜 地 の 崩 壊 編 )

平成 26 年 12 月

福岡県県土整備部砂防課

## 特定開発行為技術基準（急傾斜地の崩壊編）

### 目次

第1章 対策工事等に関する基本的留意事項	急-1-1
第2章 対策工事等の計画	急-2-1
2.1 土砂災害の防止	急-2-1
2.1.1 特定予定建築物における土砂災害の防止	急-2-3
2.1.2 特定予定建築物の敷地に土石等を到達させない	急-2-4
2.1.3 対策工事の種類	急-2-4
2.2 対策工事の実施範囲	急-2-14
2.3 対策工事の周辺への影響	急-2-15
2.4 対策工事以外の特定開発行為に関する工事	急-2-17
2.5 対策施設の選定	急-2-19
2.6 盛土工による対策施設の計画	急-2-20
第3章 対策工事等の設計	急-3-1
3.1 土石等を堆積させる対策施設の設計外力の設定	急-3-1
3.1.1 設計諸定数	急-3-1
3.1.2 設計外力の設定	急-3-6
3.1.3 対策施設の効果評価に関する考え方	急-3-24
3.2 のり切の設計	急-3-29
3.3 急傾斜地の崩壊を防止するための施設の設計	急-3-39
3.3.1 土留	急-3-39
3.3.2 のり面保護工	急-3-92
3.3.3 排水工	急-3-131
3.4 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	急-3-149
3.4.1 待受け式盛土工	急-3-149
3.4.2 待受け式擁壁工	急-3-162
3.5 高さ2mを超える擁壁の設計	急-3-174
3.6 落石対策施設の設計（参考）	急-3-178
3.7 管理・保安施設	急-3-179
第4章 特別警戒区域の範囲を変更する対策工事等の取扱い	急-4-1
4.1 対象となる地形改変	急-4-1
4.2 土砂災害の発生のおそれのある範囲の確認方法	急-4-2
<b>【巻末資料】</b>	急 巻末-1
① 待受け式擁壁工の設計計算例	急 巻末-2
② 審査チェックリスト	急 巻末-16

### 【参考文献等】

## 第1章 対策工事等に関する基本的留意事項

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

### 【解説】

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「法」という。）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 つの工事を土砂災害警戒区域等における土砂災害防止対策の推進に関する法律施行令（平成 13 年政令第 84 号。以下「施行令」という。）第 7 条に従って計画することが規定されている。

- ① 急傾斜地の崩壊による土砂災害を防止する対策工事
- ② 対策工事以外の特定開発行為に関する工事

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

### (1) 対策工事全般

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

### (2) 対策工事以外の特定開発行為に関する工事全般

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

### (3) 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斜面全体の安全を確保しているか。
- 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、崩壊のおそれがある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況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（昭和 52 年政令第 338 号）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 土留を設置しない場合には、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。

#### <参考>

##### 法

##### (許可の基準)

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

##### 施行令

##### (対策工事等の計画の技術的基準)

**第 7 条** 法第 11 条の政令で定める技術的基準は、次のとおりとする。

- 一 対策工事の計画は、対策工事以外の特定開発行為に関する工事の計画と相まって、特

定予定建築物における土砂災害を防止するものであるとともに、開発区域及びその周辺の地域における土砂災害の発生のおそれを大きくすることのないものであること。

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

三 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、次のイからハ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ハ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お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って損壊、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。

## 第2章 対策工事等の計画

### 2.1 土砂災害の防止

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

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、又はこれらの組合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計画するものとする。

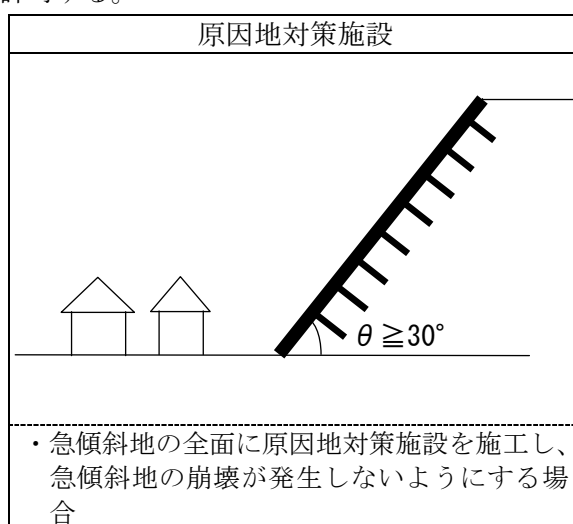
#### 【解説】

施行令第7条（対策工事等の計画の技術的基準）第3号では、「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、次のイからハマ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ハマまでに定める基準に従い行うものであること。」と規定している。

急傾斜地の崩壊を対象として指定された土砂災害特別警戒区域における特定開発行為の許可に当たっては次の事項に留意するものとする。

#### ア) 対策施設の施行により残斜面がない場合（全面のり砕工等）

解除対象区域の斜面下端から上端まで、単独で効果がある急傾斜地の崩壊を防止するための施設が施工されて残斜面がない場合、当該区間の土砂災害特別警戒区域における特定開発行為を許可する。

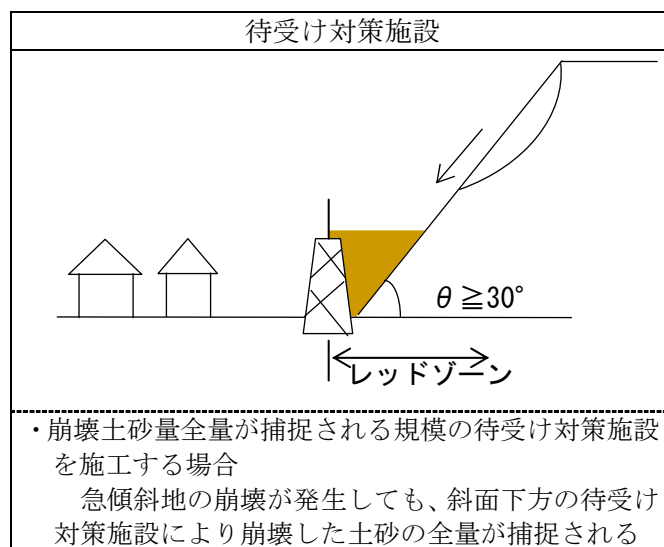


#### イ) 対策施設を施行したが残斜面がある場合（待受対策工、もたれ擁壁工等）

傾斜度が30度以上で高さが5m以上の残斜面があっても、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が解除対象区域の斜面下端付近に施工された

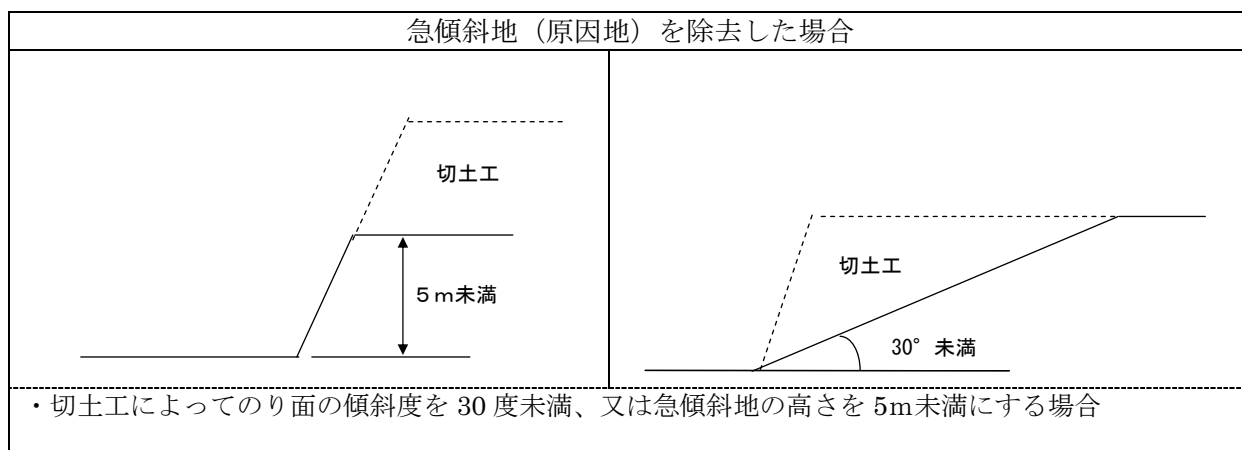
場合、当該区間の当該施設下方の土砂災害特別警戒区域を解除する（斜面内は解除適用外）。

ただし、対策工事や特定開発行為の計画による詳細な地質調査結果により、当該区間の当該残斜面において想定される崩壊の発生の有無を確認し当該残斜面部の特定開発行為の許可如何を判断する。



ウ) 切土工により急傾斜地を除去する場合

切土工の施工によって、急傾斜地が完全に除去された場合、特別警戒区域の指定要件を満たさなくなるため、当該区間の土砂災害特別警戒区域を解除する。



### 2.1.1 特定予定建築物における土砂災害の防止

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

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挙げられ、具体的には以下のものが挙げられる。

- ① 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
- ② 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
- ③ 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
- ④ 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

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。

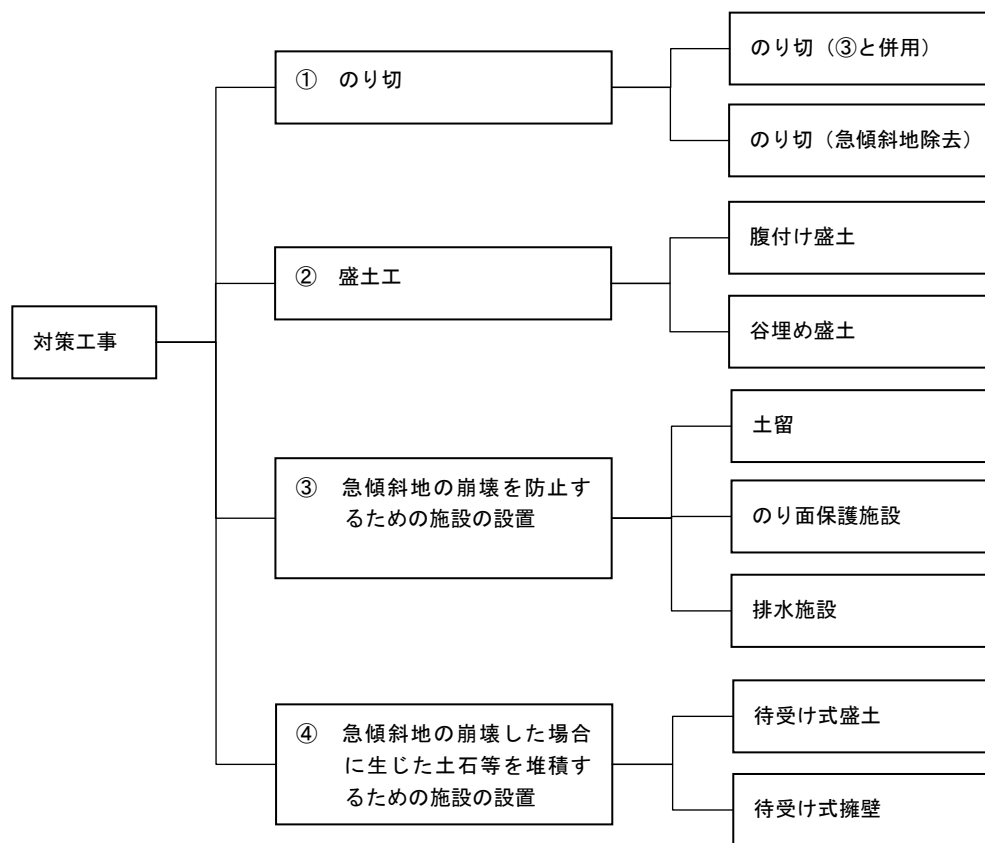
### 2.1.2 特定予定建築物の敷地に土石等を到達させない

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。

### 2.1.3 対策工事の種類

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



⑤ この他に、①と③、①と④、②と③、②と④、③と④、①と③と④、②と③と④の組み合わせもあり得る。

図 2.1 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。

- 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

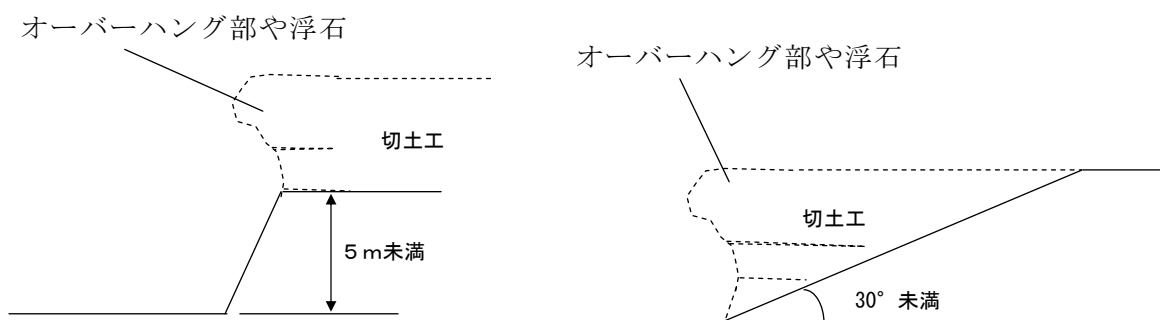


図 2.2 オーバーハング部や浮石などといった不安定土塊を除去するのり切のイメージ

- 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

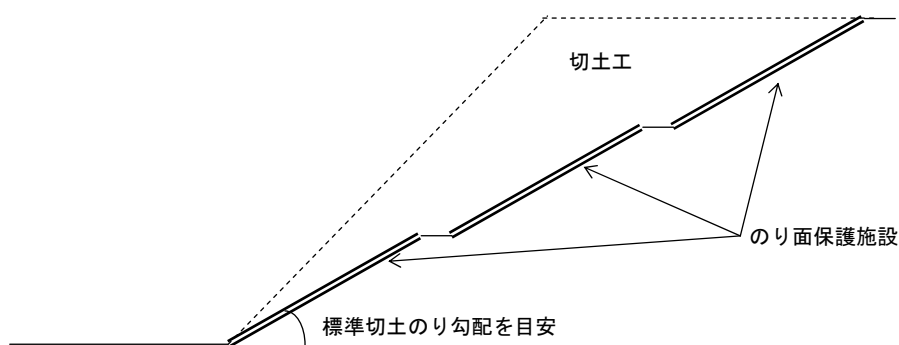


図 2.3 標準切土のり勾配を目安として斜面形状を改良するのり切

- ③ 急傾斜地（原因地）を除去するのり切

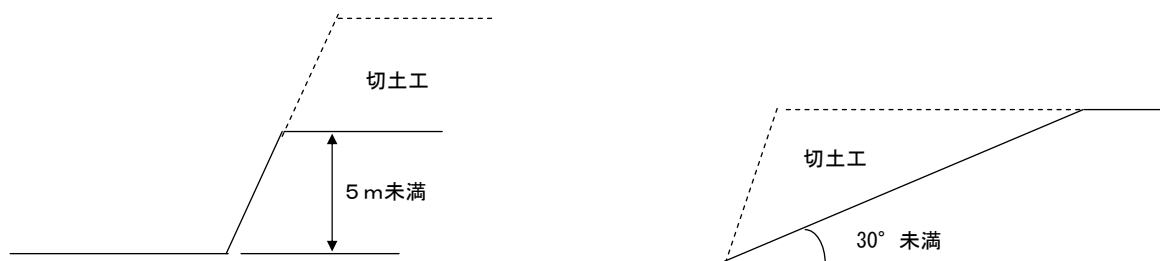


図 2.4 急傾斜地（原因地）を除去するのり切のイメージ

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。

(2) 盛土工

盛土工は、以下の3種類に区別される。

- ① 標準盛土のり面勾配を目安として、急傾斜地（原因地）を覆う盛土

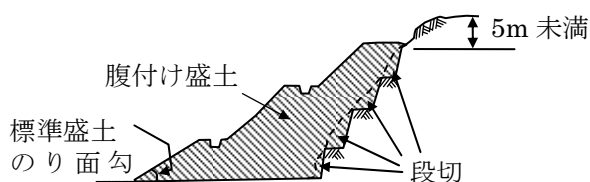


図 2.5 標準盛土のり面勾配を目安として急傾斜地（原因地）を覆う盛土

- ② 急傾斜地（原因地）を覆う階段状の盛土

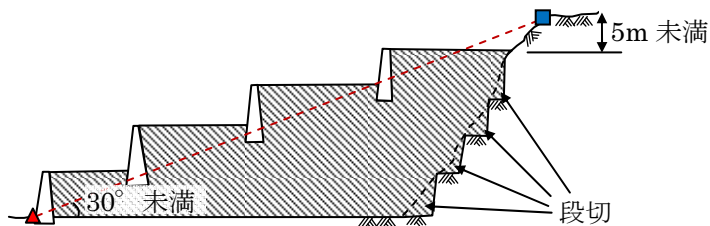


図 2.6 急傾斜地（原因地）を覆う階段状の盛土

- ③ 急傾斜地（原因地）を覆う谷埋め盛土

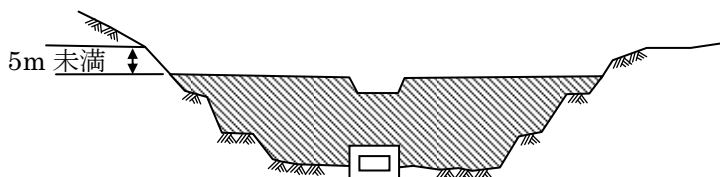


図 2.7 急傾斜地（原因地）を覆う谷埋め盛土

(3) 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て計画するものとする。

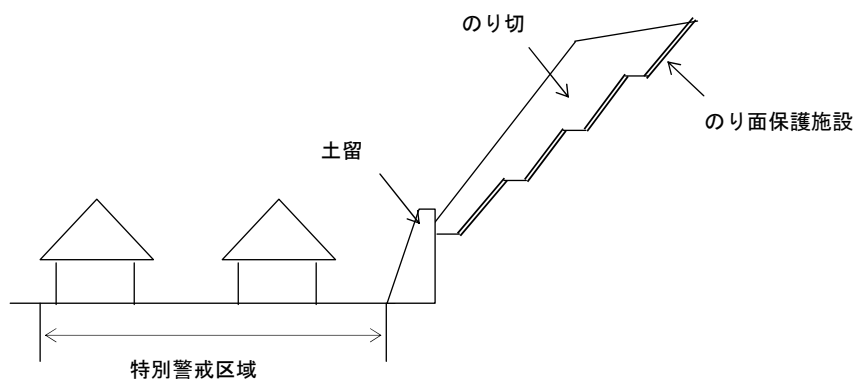


図 2.8 急傾斜地の崩壊を防止する対策施設のイメージ

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、ふとん竈、蛇竈、排水工の施設効果は、原則として見込まない。</li> </ul>		

(4) 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、待受け式盛土工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。

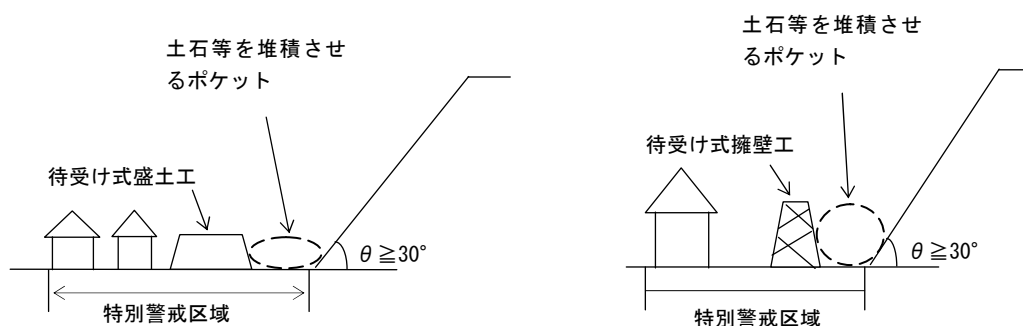


図 2.9 待受け式盛土工及び待受け式擁壁工のイメージ

(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。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。

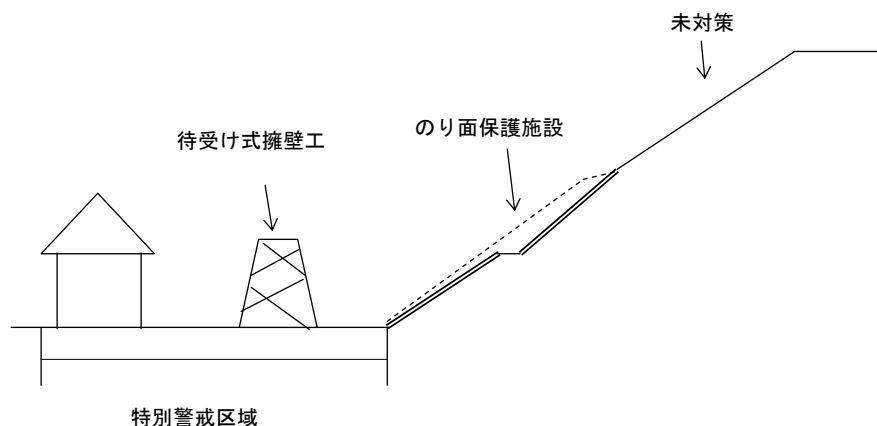


図 2.10 のり面保護施設と待受け式擁壁工の組み合わせ

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。

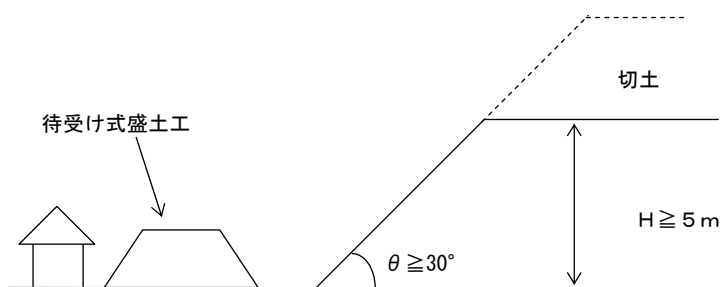


図 2.11 原因地の除去と待受け式盛土工との組み合わせ

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	
① 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。	
② 盛 土 工	急傾斜地を除去するため	腹付け盛土（標準盛土のり面勾配）	急傾斜地を除去する盛土で、地山部分が5m未満となるよう、標準盛土のり面勾配（30°未満）となる勾配で盛土を行う。	盛土と地山の境界部では地山からの湧水が盛土内へ浸透し、盛土が不安定となることが多い。このような場合は、盛土内へ地下水が浸透しないように、かつ盛土内の水圧を減少させるために地下排水工を設ける必要がある。地山の表面付近の土のせん断強さは風化等によって低いことがあるため、できるだけ深く地山を掘削して段切りを施し、現地盤と盛土が一体的になるようにする。段切りを行う地山の勾配は、原則として1:0.5～1:4（鉛直:水平）の範囲とする。段切りの最小幅は1m、最小高さは0.5mとする。	
		腹付け盛土（階段状盛土）	地山部分が5m未満となる高さまで盛土を行い、擁壁など構造遺物で盛土を押さえる。斜面を一体として考えた際に下端から上端までを30°未満、又は、高さが5m未満となる盛土勾配とする。		
		谷埋め盛土	急傾斜地に囲まれた谷部を覆う盛土で、地山と盛土部の高低差が5m未満となる高さまで盛土を行う。	宅地部における谷埋め盛土は、地山との境界部の飽和地下水によりせん断抵抗力が著しく減少し、側方流動を起しやすくなる。側方流動を防止する方法としては、飽和地下水に対して対策する方法と、抵抗力の増加を促す方法がある。	
③ 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、特にアンカー一体定着地盤・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。

③ 急傾斜地の崩壊を防止するための施設の設置	のり面保護施設	のり面の風化その他の侵食を防止するため	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等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。	比較的長大なりの面に適する。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*1	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。
			石張・ブロック張工*1	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*1	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。	①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。 ②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*1	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*1	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*1	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。			

【対策工事等の計画】

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*1	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	最も基本的な工法の1つ。単独で用いられることはまれで他の工法と併用される。	ほとんどの工事で用いられる。工費も割安で効果も大きい。集水を目的とした排水路とそこからの流水を急傾斜地外に排除する排水路に大別される。
		地下水排除工*1	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。
④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。	①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。 ②用地確保が比較的容易である。 ③既存植生を積極的に残す必要がある場合には有効である。 ④長大斜面でよく用いられる。 ⑤土留、のり面保護施設と組み合わせて実施するすると、規模を小さくすることができる。 ⑥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。		
	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。			

\*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）。

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  
道路土工 盛土工指針（平成22年度版）から加筆・修正  
宅地防災マニュアルの解説〔解説編Ⅰ〕（平成6年8月）から加筆・修正



図 2.12 急傾斜地の崩壊に関する対策施設のイメージ

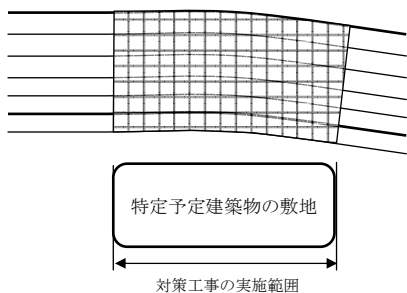
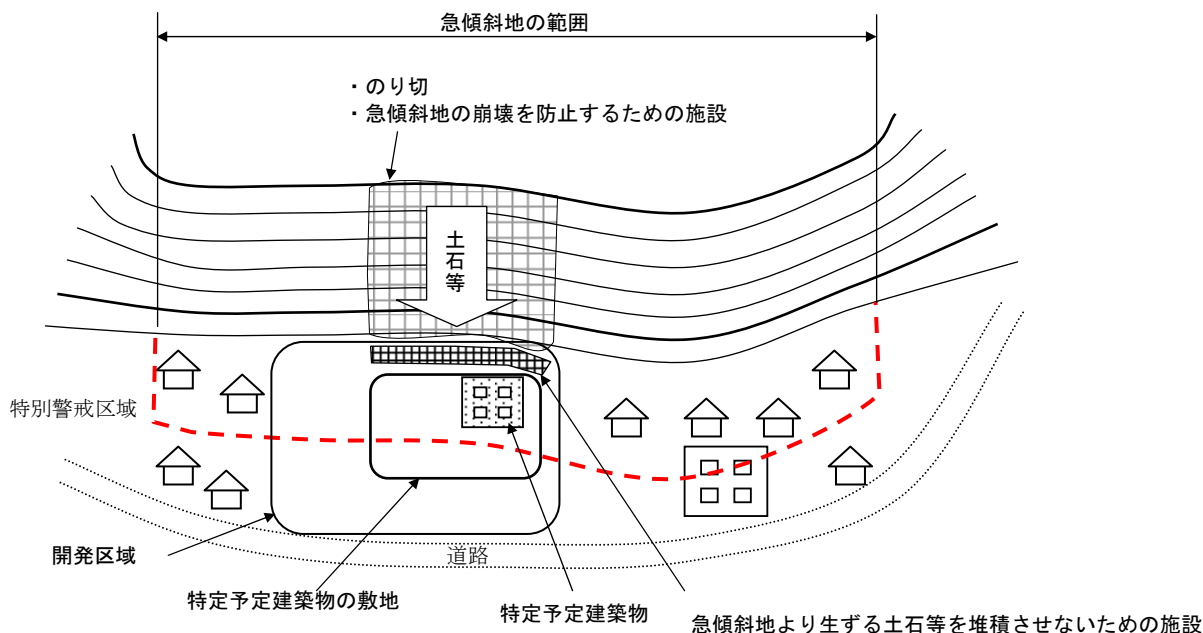
上図の対策施設はそれぞれ表 2.2 に示した区分の①、②又は③にあたる。

- ・ のり切 . . . . . ① (のり切)
- ・ もたれ擁壁工、アンカー工 . . . . . ② (土留)
- ・ 現場打ち砕工、吹付のり砕工、芝張り . . . ② (のり面保護施設)
- ・ 地下水排除工 . . . . . ② (排水施設)
- ・ 土留柵工 . . . . . ② (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 . . . . . ③ (堆積させるための施設)

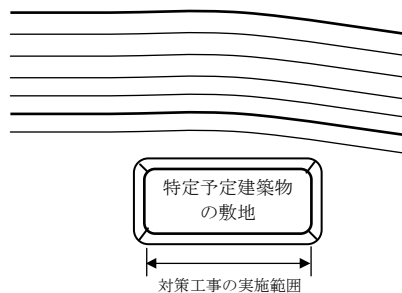
2.2 対策工事の実施範囲

「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。

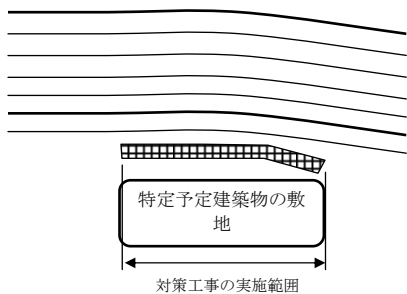
【解説】



(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 2.13 隣接する急傾斜地の崩壊と開発敷地の関係

### 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

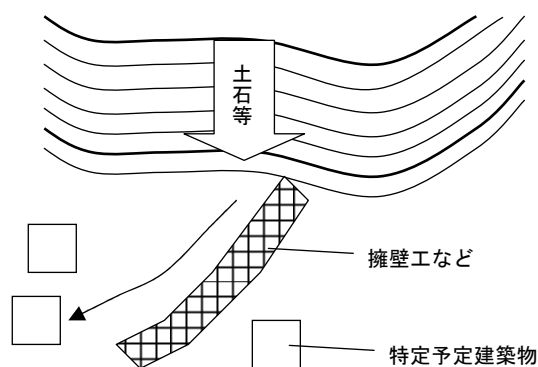


図 2.14 擁壁等によって周辺の安全を損なう工事例

- 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

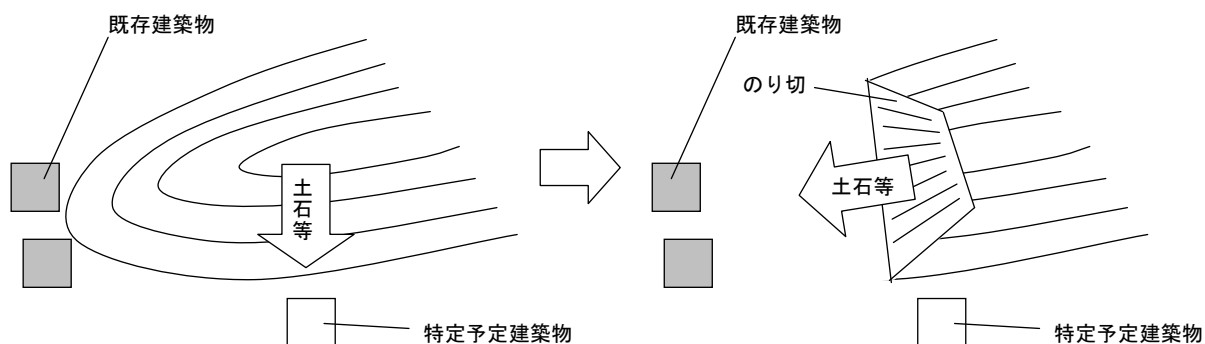


図 2.15 のり切によって周辺の安全を損なう工事例（その1）

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

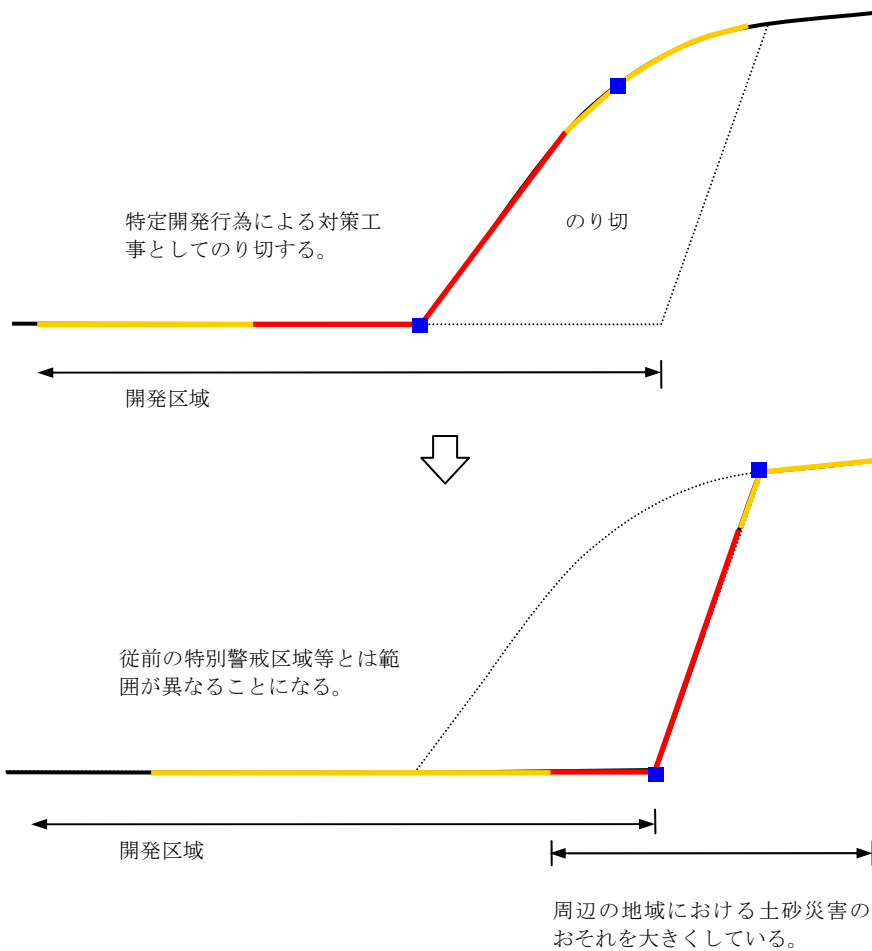


図 2.16 のり切によって周辺の安全を損なう工事例（その2）

## 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

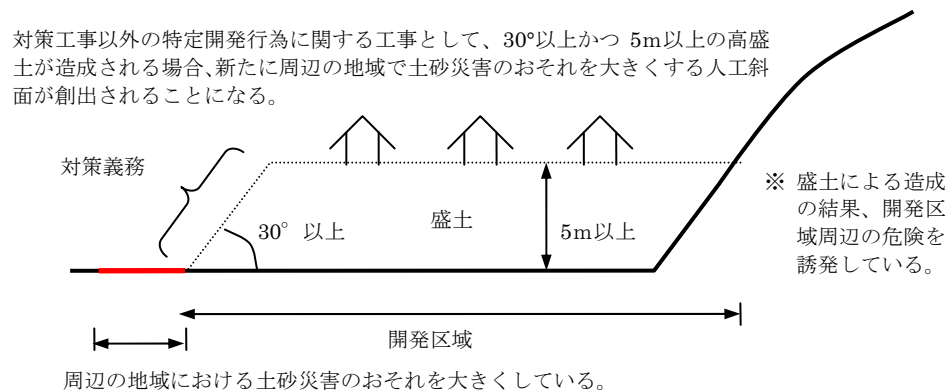


図 2.17 盛土によって周辺の安全を損なう工事例

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

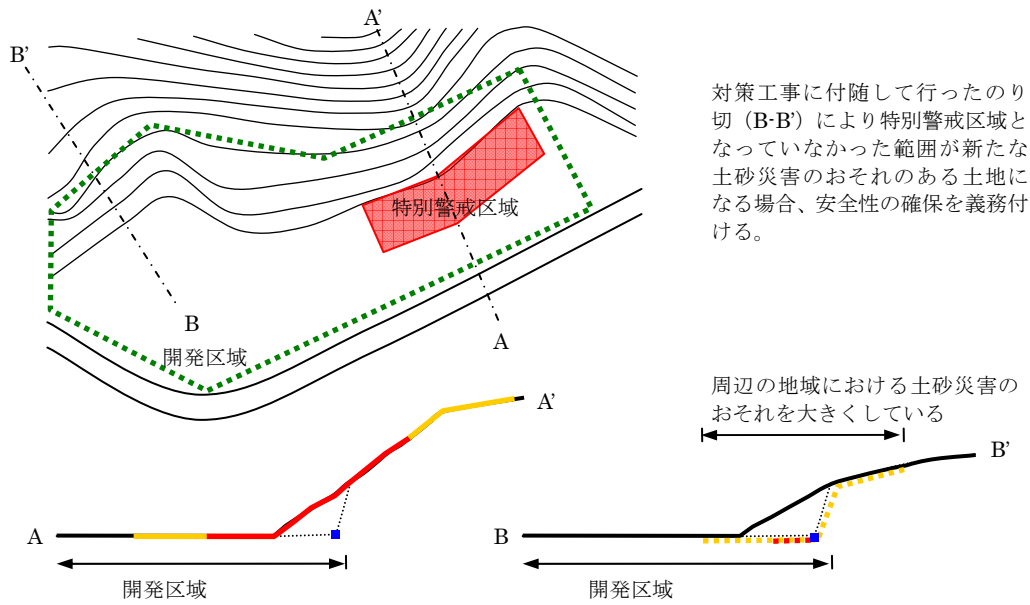


図 2.18 対策工事に付随した切土によって周辺の安全を損なう工事例

## 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	待受け式擁壁工、待受け式盛土工
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。	特定予定建築物の敷地のみの保全となる。
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することができる。	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ため、安全確保が必要となる。	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。

また、工法選定の一般的基準としては、以下に示す「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）」を参考とすることができる。

## 2.6 盛土工による対策施設の計画

盛土工による対策施設の計画は、砂防法砂防指定地及び地滑り防止区域内における宅地造成などの大規模開発審査基準（案）に準ずるものとする。

## 【解 説】

## 1. 盛土材料

盛土材料としては、せん断強度が大きく圧縮性の小さい土を使用し、ペントナイト、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。

## 2. 盛土高

盛土の高さは原則として最高 15m までとし、直高 5m ごとに幅 1m 以上の小段を設置するものとする。

## 3. 法面処理

(1) 法面の長さが合計 20m 以上となる盛土については原則として少なくとも法長の 1/3 以上は擁壁工、法枠工等の永久工作物とし、20m 以下についてもこれに準じて取り扱うものとする。

(2) 法面は必ず芝等によって処理するものとし裸地で残してはならない。

この場合の勾配は 1.5 割より緩い勾配で仕上げなければならない。

(3) 法面の末端が流れに接触する場合には盛土の高さにかかわらず、その溪流の計画高水位に余裕高を加えた高さまでは永久工作物で法面を処理しなければならない。

## 4. 盛土の禁止地域

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。

## 5. 溪流に対する盛土

(1) 溪流に対し残流域の生ずる埋め立ては極力避けるものとする。

(2) ただし、流域面積 0.1km<sup>2</sup> 以下で下流に対して土砂流出による被害の発生するおそれのないものはこの限りではない。

(3) (2)の埋め立てを行う場合には埋める以前の溪流にそった縦断図に基づいて最も危険と推定されるスベリ面について安定計算を行い安全率  $F_s \geq 1.2$  とするため法尻に土留め擁壁工を施工するなどの処理を行わなければならない。

## 6. 盛土と地山の接続

(1) 盛土の周囲の地山と盛土の間には雨水等が貯留されるような可能性のある窪地を残してはならない。

(2) 原地盤の横断方向の地表勾配が急峻な場合には表土を除去した後には段切りを施工し、その上に盛土を行わなければならない。

(3) 排水路等が地山から盛土部分に移行する場合には、地山側にすりつけ区間を設けて水路等の支持力の不連続を避けなければならない。

(4) 地下水位の高い地山を切土する場合、それに接して作る盛土部へ水が流入するのを防止するため接触部の地山側に排水溝等を設け盛土部分以外に排水するよう計画すること。

【対策工事等の計画】

なお、設計における技術基準は、道路土工－盛土工指針及び宅地防災マニュアルを参考とすること。

<参考> 新・斜面崩壊防止工事の設計と実例 本編 p. 11～16

(2) 工法選定の一般的基準

(2.1) 工法選定の一般的留意事項

斜面崩壊防止工事を設計するにあたっては、対象となる斜面の地形、地質などから崩壊の要因と崩壊の形態を想定し、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、有効、適切な工法を選定しなければならない。

この場合、工法は必要に応じ各種工法を適切に組み合わせて計画する。同一箇所の中なかでも地形、地質および人家等の状況が一様でない場合は、斜面の性状等を十分考慮のうえ、たとえ短い区間であってもその特性に適した工法を採用するものとする。

特に急傾斜地崩壊防止工事を実施する斜面は人家と密接しており、ひとたび崩壊が発生すれば直ちに人命の損傷につながる危険性が極めて高いため、特に安定性、耐久性などに十分配慮しなければならない。また崩壊防止工事を実施する斜面は居住区域と近接しているため、斜面の安定性を保持するうえで許容しうる範囲内で植生工を併用し、周囲の環境に調和するように配慮することが望ましい。

抑制工のうち切土工は特に斜面の安定および環境との調和を十分考慮して計画するものとする。また抑制工のうち地表水排除工は原則として全箇所、全区間に計画するものとする。また地下水排除工は湧水が多い場合、地下水位が高い場合等必要に応じ計画するものとする。

(2.2) 工法選定の一般的流れ

斜面崩壊防止工設計の基本はどのような要因、どのような形態で崩壊するかを把握することである。

現地調査により想定される崩壊形態や崩壊要因を既往の経験実態および計算によってチェックし最終的に想定崩壊形態を決定する方法については、本章の 2.2.3 斜面の安定度の検討で述べる内容と基本的に同じであるのでこれを十分参照して崩壊形態、崩壊要因を的確に想定されたい。

調査により崩壊の形態と崩壊の要因が想定されれば、環境・景観、斜面の高さ、規模、施工条件等と既往の施工実態、概算工費等を勘案して斜面全体を施工対象とした工法が採用しうるかどうかを判断する。工法選定のフローチャートを図 2-1 に示す。図中考えられる工法については、一般型、待受型とも崩壊要因と崩壊形態が想定されれば、これに対して斜面全体の安定が図れるような崩壊防止工（主に抑止工）を行い、次に表面侵食、風化、部分的崩落の防止に対する防止工（主に抑制工）を行うように計画する。複数の崩壊形態が想定されるときは、おのおのに対しても同じ次の手順を踏む。

典型的な検討の流れは以下のとおりである。

- ① 最小限の不安定土塊の除去：オーバーハングをしているような危険度の高い土塊、すなわち除去する以外に方法がないか、あるいは除去したほうが明らかに経済的な場合。
- ② 斜面形状の改良：指針に定める標準のり面勾配を考慮してなるべく緩く切り取りすることが望ましいが、斜面長が大きかったり用地が十分でないときは制約を受けがちである。
- ③ 上記の斜面に対して部分的に不安定なところがあれば、これに対して抑止施設を設置する。このとき基礎地盤の強度と必要な抑止力の大きさの算定を行う。
- ④ 斜面全体の安定を考えて、適当な抑止施設を検討する。
- ⑤ 力のバランス以外に地下水の影響を受けることが調査結果から分かれば、排水ボーリング等これに対する施設を計画する。



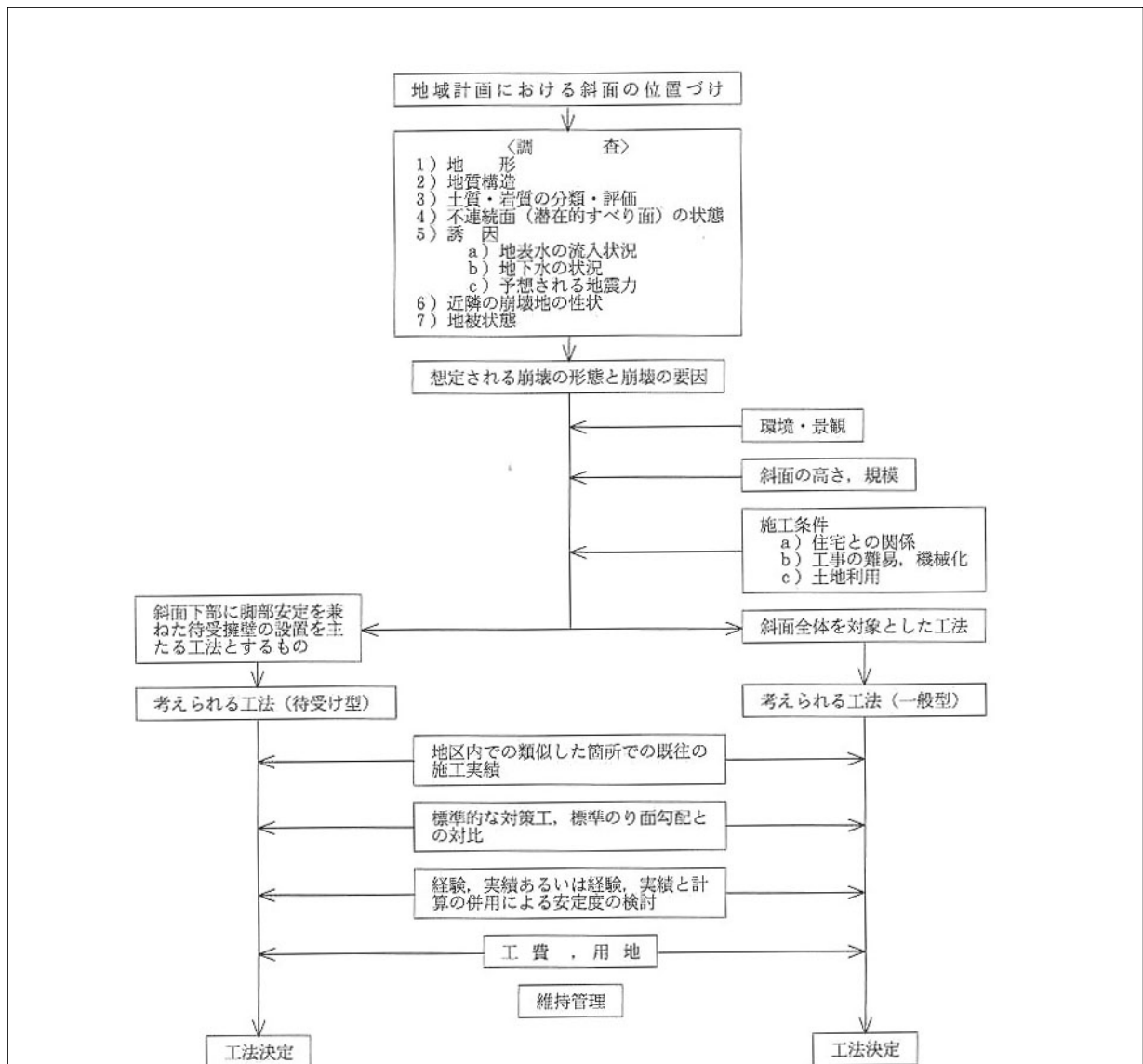


図 2-1 工法選定のフローチャート

⑥ 表流水による侵食、風化、局所的な崩落防止を行うためののり面保護工を検討する。この際、背後地から流入する水があれば排水工を検討する。

実際は①～⑥のうちすべてを行うのではなく、一般型、待受け型とも崩壊形態、崩壊要因、工事対象範囲、適正投資額等を勘案して、このうちいくつかを計画することになる。

特に待受け型については、図 2-2 に示すように抑止工を計画できない場合が多く、保全対象を防護する施設を重視することになる。

また、環境保全景観等より切土を適用しない場合は、(2)工法選定の一般的流れは次のようになる。

- ① 斜面全体の安定を考慮して適当な抑止施設を検討する。
- ② 上記の斜面に対して部分的に不安定なところがあれば、これに対して抑止施設を設置する。
- ③ 力のバランス以外に地下水の影響を受けることが調査結果から分かれば、排水ボーリング等これに対する施設を計画する。

④ 表流水による侵食、風化、局所的な崩壊防止を行うための、のり面保護工を検討する。この際、背後地から流入する水があれば排水工を検討する。

実際は①～④のすべてを行うことにならない場合がある。

(2.3) 工法選定の具体的な流れおよび主な着眼点

一般に自然斜面は、地形および地質条件等が非常に複雑であり、対策工を選定する場合もケースバイケースで対応せざるをえないのが実態である。参考のために図 2-1 に示した工法選定のフローチャートのほか、図 2-2 に工法選定の概念図をまとめた。しかし、実際の工法選定では場合によっては図のとおりではスムーズに作業を進められないこともあるので、適用にあたっては詳細な判断をする等十分留意する必要がある。また表 2-2 には崩壊形態別に工法選定のための主な着眼点と、一般によく用いられる工種を整理した。また、表 2-3、表 2-4 にのり面保護工の選定の際の目安を示した。

表 2-3 植生によるのり面保護工の選定の目安

土 質 ・ 岩 質		使 用 植 物 別 の 工 種	
		木本類（先駆植物）	草 本 類
砂		客土吹付工，厚層基材吹付工，植生マット工	張芝工*，植生マット工*，客土吹付工*，厚層基材吹付工，土のう工
砂質土，礫質土，岩塊または玉石混じりの砂質土	締まっているもの	客土吹付工，厚層基材吹付工，植生マット工	張芝工*，植生マット工*，客土吹付工*，植生ネット工*，厚層基材吹付工
	締まっているもの	客土吹付工，厚層基材吹付工，植生マット工	植生マット工*，客土吹付工*，厚層基材吹付工，土のう工
粘土，粘性土，岩塊または玉石混じりの粘質土，粘土	締まっているもの	植生マット工，客土吹付工，厚層基材吹付工	張芝工*，植生マット工*，種子散布工*，客土吹付工*，厚層基材吹付工
	締まっているもの	植生マット工，客土吹付工，厚層基材吹付工	張芝工*，植生マット工*，種子散布工*，客土吹付工*，厚層基材吹付工，土のう工
軟 岩		植生マット工，客土吹付工，厚層基材吹付工	植生マット工*，種子散布工*，客土吹付工*，厚層基材吹付工，土のう工

- 注 1) \*印は肥料分の少ない斜面では追肥管理が必要
- 注 2) 客土吹付工は多雨，強雨地域では流じしやすいので検討する。
- 注 3) 土のう工は肥沃な土を使用した場合には追肥の必要はない。
- 注 4) 詳しくは第 6 章 6.3.4 項を参照

表 2-4 構造物によるのり面保護工の選定

の り 面 の 状 態	工 法
のり面に多少の漏水があり，の面勾配が 1 : 1.0 より緩い場合	プレキャスト枠工
のり面勾配が 1 : 1.0 より急な場合，のり長が長大な場合や亀裂性岩盤ののり面で長期安定に不安のある場合等	現場打コンクリート枠工
土砂・崖錐・土丹・崩れやすい粘土ののり面で，勾配が 1 : 1.0 より緩い場合	石張工，ブロック張工，コンクリート版張工
土砂・崖錐・土丹・崩れやすい粘土ののり面で，勾配が 1 : 1.0 より急な場合	石積・ブロック積擁壁工，もたれコンクリート擁壁工
節理の多い岩盤ののり面で風化・侵食・岩片剝離のおそれのある場合で勾配が 1 : 0.5 より緩い場合	コンクリート張工，コンクリート版張工
風化しやすい岩等ののり面で湧水がない場合	モンタル・コンクリート吹付工
のり面に湧水が多く，土砂が流出するおそれのある場合等	蛇かご工
のり面表層の土砂が流出するおそれのある場合等	編柵工



### 第3章 対策工事等の設計

#### 3.1 土石等を堆積させる対策施設の設計外力の設定

##### 3.1.1 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、施行令第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。ただし、特別警戒区域の設定に当たって、県はこれらの定数の値を設定しており、これらの値を参考とすることができる。

また、この他に当該地付近で実施されている急傾斜地崩壊防止工事や以下の関連指針等に示されている定数を参考とすることもできる。

###### ア 土石等の密度 ( $\rho_m$ )

土石等の密度とは、土石等の単位体積当りの質量で、ここでは土石等の平均密度を推定する。土石等の内部の空隙が水で飽和されているとすると、土石等の密度は土石等の比重 ( $\sigma$ ) と土石等の容積濃度 ( $c$ ) より、次の式で求めることができる。<sup>\*1</sup>

$$\rho_m = (\sigma - 1) c + 1$$

\*1 江頭、横山他(1996)平成5年8月豪雨による鹿児島災害の調査研究、8・6豪雨における崩壊土砂の挙動

###### イ 土石等の比重 ( $\sigma$ )

土石等の比重とは、土石等の固体部分を構成する重さと水の重さの比であり、固体部分の組成により異なる。一般的な土石等の比重としては2.6程度が用いられている。

表 3.1 土石等の比重設定例 1

		比 重		比 重		比 重
砂	豊浦標準砂	2.64	相模砂	2.76	梅田沖積砂	2.65
	浦安標準砂	2.65	日川砂	2.73	市販風化珪砂	2.6
粘 土	市販カオリン	2.63～2.70	木節粘土	2.75	福山粘土	2.67
	市販モンモリナイト	2.55～2.60	川崎粘土	2.66	島尻粘土	2.76
特殊土	まさ土	2.61～2.75	阿蘇黒ぼく	2.34	スコリヤ質ローム	2.74
	浅間火山灰土	2.74	阿蘇赤ぼく	2.7	関東ローム	2.70～2.95

表 3.2 土石等の比重設定例 2

土質名	密度 (g/cm <sup>3</sup> )
豊浦砂	2.64
沖積砂質土	2.6~2.8
沖積粘土	2.50~2.75
洪積砂質土	2.6~2.8
洪積粘性土	2.50~2.75
泥炭 (PEAT)	1.4~2.3
関東ローム	2.7~3.0
まさ土	2.6~2.8
しらす	1.8~2.4
黒ぼく	2.3~2.6

注) 水の密度は 1g/cm<sup>3</sup>なので、本表に示す数値は比重と一致する。

## ウ 土石等の容積濃度 (c)

土石等の容積濃度とは、土石等における空隙部分を除いた固体部分の容積の割合である。芦田、江頭による土石等の容積濃度の実験結果\*2によれば、土石等の容積濃度として 0.45~0.55 程度の範囲と報告されており、研究の計算においては 0.5 が用いられている。

\*2 芦田、江頭他 (昭和 60 年 4 月) 京大防災研究所年報 斜面における土塊の抵抗則と移動速度

## エ 土石等の単位体積重量 (γ)

表 3.3 土石等の単位体積重量設定例

土質	土の単位体積重量 (kN/m <sup>3</sup> )	
	緩いもの	密なもの
砂および砂礫	18	20
砂質土	17	19
粘性土	14	18

注) 自然地盤を対象にした値である。 出典: 道路土工—擁壁工指針— (平成 24 年 7 月)

## オ 土石等の内部摩擦角 (φ)

表 3.4 土石等の内部摩擦角設定例

裏込め土の種類		せん断抵抗角 (φ) (内部摩擦角)
道路土工指針	宅地開発許可の手引き	
礫質土 <sup>注1)</sup>	よく締固めた砂利交じり砂(A)	35°
砂質土	よく締固めた砂及び砂質土(B)	30°
粘性土	よく締固めた粘性土(C)	25°

注 1) きれいな砂は礫質土の値を用いてもよい。 出典: 道路土工—擁壁工指針— (平成 24 年 7 月)

表 3.5 土石等の内部摩擦角設定例

種 類	状 態	内部摩擦角 (度)
砂 利	密実なものまたは粒度の良いもの	40
	密実でないものまたは粒度の悪いもの	35
砂利混り砂	密実なもの	40
	密実でないもの	35
砂	密実なものまたは粒度の良いもの	35
	密実でないものまたは粒度の悪いもの	30
砂 質 土	密実なもの	30
	密実でないもの	25
粘 性 土	硬質なもの	25
	軟質なもの	20
粘土及びシルト	硬質なもの	20
	軟質なもの	15

注) 自然地盤を対象にした内部摩擦角である。

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）

#### カ 土石等の流体抵抗係数 ( $f_b$ )

土石等の流体抵抗係数とは、土石等が移動する際の抵抗を示す係数で、芦田、江頭らによる流体抵抗係数の実験<sup>\*3</sup>によれば、以下のように報告されている。

粗度のある斜面において土石等がある程度変形が進んだ場合、流体抵抗係数は 0.015～0.06 の範囲にある。

また、過去の災害事例に適用した場合、0.025 程度が最も過去の災害を再現することができたことから、これを用いるものとする。

\*3 芦田、江頭他（昭和59年4月） 京大防災研究所年報 斜面における土塊の滑動・停止機構に関する研究

## (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指針等に示されている定数を参考とすることができる。

## ア 地盤の許容支持力

表 3.6 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 24 年 7 月）

表 3.7 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 3.8 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* $\mu = \tan \phi B$
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 3.9 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

### 3.1.2 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、地震の影響、浮力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、地震の影響、浮力及び自重のほか、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、以下に示す「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）」を参照することとする。

<参考> 新・斜面崩壊防止工事の設計と実例 本編 p. 205～213

#### 10.2.2 荷重の検討

##### (1) 斜面における土圧の種類

斜面において豪雨時に擁壁に作用する土圧は図 10-5 に示すように 4 種類に分類できるものと考えられる。

地山に接近して重力式擁壁やもたれ擁壁を設置することが多い斜面崩壊防止工事では、すべり面を正しく想定し斜面の全体的な範囲で土圧を検討することが一般に必要である。想定されるすべり面の形としては、①直線すべり面、②円弧すべり面、③複合すべり面、が考えられ、①は図 10-5 の(b)のイ、②・③は図 10-5 の(a)に相当する。擁壁背後の裏込め材料による土圧およびポケット容量の小さな待受式コンクリート擁壁にゆっくりと堆積した土塊からの土圧は図 10-5 の(b)のロに相当する。なお、急傾斜地崩壊防止工事では盛土工が用いられる場合は少ないが、盛土部からの土圧およびポケット容量の大きな待受式コンクリート擁壁工にゆっくりと堆積した土塊からの土圧は図 10-5 の(c)に相当すると考えられる。

また急傾斜地の場合、基岩の上に表土が堆積している場合があり、これに、崩積土が堆積する場合が多い。この場合の擁壁に作用する土圧は裏込め土圧、表土のすべり土圧、崩積土の堆積土圧の合計となる。図 10-5 (d)に作用土圧を示した。

図10-5(d)に示す崩積土の堆積勾配は、一般に $20\sim 30^\circ$ 程度と考えられる。

以上のことを要約すると、斜面において豪雨時に擁壁に作用する土圧は以下の4種類に分類できる。

- ① 曲線すべり土塊による土圧
- ② 直線すべり土塊による土圧
- ③ 盛土部擁壁に作用する土圧
- ④ 表土の影響を考慮した土圧

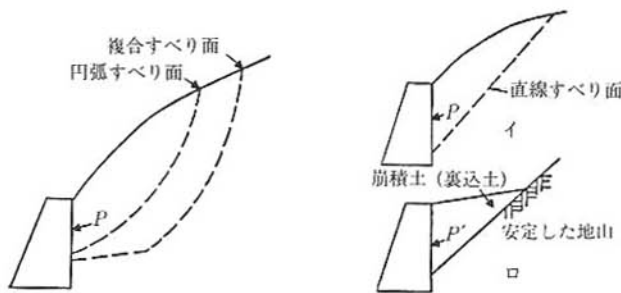
また以上の4種のパターンすべてにおいて地震の影響が考えられる。

④の表土の影響を考慮した土圧は、①、②、③の複合型の荷重となり基本的な考え方はそれに準じるものとする。

(2) 曲線すべり土塊による土圧

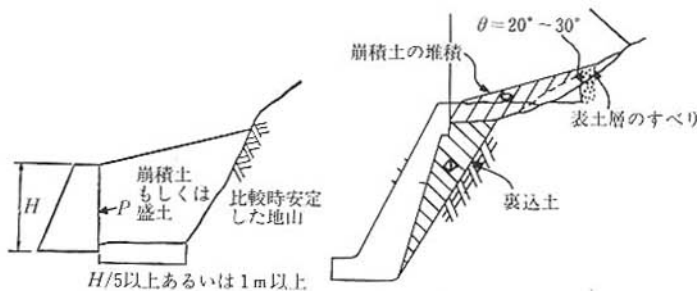
曲線のすべり面を有する場合の土圧を求める基本的考えは、想定すべり面において安定度を検討(安全率を求める)し、それが擁壁工等の抑止力により所定の安定度(計画安全率)となるのに必要な抑止力を求めることによって設計外力としての土圧を考える。

安定度の検討には想定すべり面の形より、①円弧すべり面を有するもの、②非円弧すべり面(複合すべり面)を有するもの、の2つの場合についてそれぞれ計算法が提案されている。①の場合には一般に広く用いられる方法として簡便法(スライス法)があげられる。この計算法は種々の仮定を含んでいるにしても取扱いに便利なことによく用いられる。一方、②の複合すべり面を有する場合の代表的な計算法にはヤンブー(Jambu)の方法などがあげられる。



(a) 曲線すべり土塊による土圧

(b) 直線すべり土塊による土圧



H/5以上あるいは1m以上

(c) 盛土部擁壁に作用する土圧

(d) 表土の影響を考慮した土圧

図10-5 斜面における土圧の分類

る。

以下には最もよく用いられる円弧すべり面のスライス法による方法を具体的に述べる。

(i) すべり面および土質定数が地盤調査等により精度よく決定できる場合には、それらの諸定数を用い擁壁設置時の断面で計画安全率  $F_s$  となるような抑止力(求めるべき土圧)  $P_r$  を計算する(図10-6参照)。有効応力表示の場合、

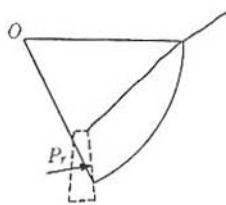


図10-6 抑止力

$$F_{s,p} = \frac{\sum \{c' \cdot \ell + (\Delta W \cos \theta - u \ell) \tan \phi'\} + P_r}{\sum \Delta W \cdot \sin \theta} \dots\dots\dots (10.4)$$

ここに、

$c'$  : 有効応力表示の土の粘着力 (tf/m<sup>2</sup>)

$\ell$  : スライスの底面長 (m)

$\Delta W$  : スライスの重量 (tf/m)

$u$  : スライス底面の間隙圧 (tf/m<sup>2</sup>)

$\phi'$  : 有効応力表示の土の内部摩擦角 (°)

全応力表示の場合、

$$F_{s,p} = \frac{\sum (c \cdot \ell + \Delta W \cos \theta \cdot \tan \phi) + P_r}{\sum \Delta W \cdot \sin \theta} \dots\dots\dots (10.5)$$

$c$  : 土の粘着力 (tf/m<sup>2</sup>)

$\phi$  : 土の内部摩擦角 (°)

なお、計画安全率 ( $F_{s,p}$ ) については、原則として1.2以上とする。一般には1.2が用いられるが現地の状況などにより必要と判断される場合などでは、1.2~1.5の範囲で適宜決められる。

地震時についても基本的な考え方は同様とする。しかし、地震時の土の強度（動的強度）は静的強度より大きくなり、常時で求めた  $c$ 、 $\phi$  を使用して地震時の安全率を常時と同じ計画安全率 ( $F_{s,p}$ ) = 1.2を使用すると想定荷重が大きくなり現実的ではなくなる。したがって、地震時の計画安全率 ( $F_{s,p}$ ) については1.0以上として検討を行う。

(ii) 例えば地盤内に不連続面が確認できない均質な地山の場合は明確なすべり面の想定が難しい。一般的な斜面の安定計算については本編第2章 2.3.3 および参考編第2章 2.1.4 に詳しく述べているが、ここでは斜面崩壊防止施設を安全側で設計する立場で現状での割切った方法を示す。まず図10-7に示すように最小安全率を与える断面を求め、このすべり面を参考に総合的な判断を加え、想定すべり面を設定し、計算を行う。この際の土質定数 ( $\gamma_t$  : 土の単位体積重量,  $c'$ ,  $\phi'$  も

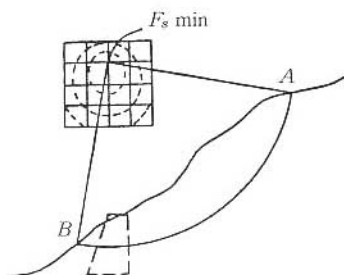


図 10-7 最小安全率を与えるすべり面

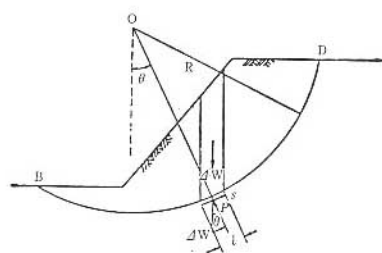


図 10-8 円弧すべりの安定解析

しくは  $c$ 、 $\phi$  等) は土質試験や既往の調査例等を参考にして設定する。最小安全率を与える断面が想定されたなら、その断面のこれまでの最低の安全率を、

① 斜面に異常、変状や崩壊の徴候がみられる場合  $F_s = 0.95$ 程度

② ただちに崩壊に結びつくような徴候がみられない場合  $F_s = 1.0$

とし、 $c$ 、 $\phi$  を逆算する。この場合、含水率の変化による値の変動が少ない  $\phi$  を固定して  $c$  を求めるという方法が一般に用いられる。なお安全率を求める際の基本式は図 10-8 において、有効応力

表示の場合,

$$F_s = \frac{\Sigma \{c' \cdot \ell + (\Delta W \cos \theta - u \ell) \tan \phi'\}}{\Sigma \Delta W \sin \theta} \dots\dots\dots (10.6)$$

全応力表示の場合,

$$F_s = \frac{\Sigma (c \cdot \ell + \Delta W \cos \theta \cdot \tan \phi)}{\Sigma \Delta W \sin \theta} \dots\dots\dots (10.7)$$

で示される。 $c'$ 、 $\phi'$  あるいは  $c$ 、 $\phi$  が逆算できたならそれらの値を用い、(i)と同様に擁壁設置時の断面で計画安全率となるような抑止力(求めるべき土圧)を計算する。土圧の作用点はすべり面と擁壁背面が交わる点から、擁壁高(すべり面上の擁壁高)の1/3の高さの位置とする。土圧の作用方向は擁壁背面ののり線方向から $2/3 \cdot \phi$ 傾く方向とする。

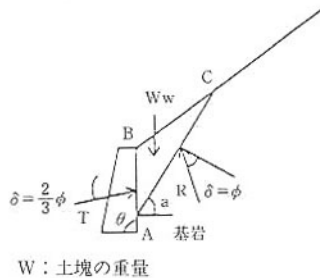
(3) 直線すべり土塊による土圧

① 直線すべり面を有する場合

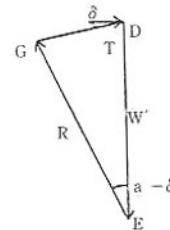
直線すべり面を有する場合の土圧は、擁壁の背後に切土面など裏込め土と異質面の境界面が接しており、土圧の大きさが境界面の存在を受け通常の盛土部の場合と異なってくる。

また、切土面自体が安定していると判断される場合には、裏込め土のみによる土圧を考慮すればよいが、この場合でも通常の盛土擁壁における土圧に比較して切土面の位置、勾配、粗度、排水面などの状態により大きく変化する場合がある。表 10-4 に直線すべり面を有する場合の基本的な考え方を示す。

a. 粘着力を考慮しない場合のくさびの考え方

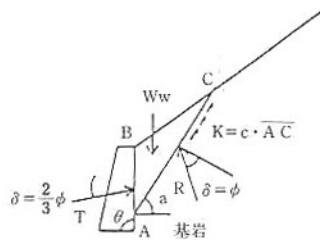


W：土塊の重量

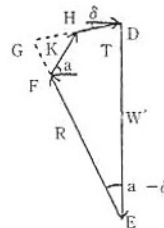


R：すべり面における反力  
T：壁面に作用する土圧の反力

b. 粘着力を考慮した場合のくさびの考え方



W：土塊の重量  
K：すべり面に沿って作用する粘着力



R：すべり面における反力  
T：壁面に作用する土圧の反力

図 10-9 直線すべり土塊からの土圧の解析

表 10-4 直線すべり面を有する場合の基本的な考え方

設 計 条 件	土塊の重量 (W)	すべり面に沿って作用する粘着力 (K)
①明確な直線すべり面が確認される場合 (設計条件が明確である)	$W = \gamma \times \text{土塊面積}$ W : 土塊の重量 $\gamma$ : 湿潤重量	◇検討する層が試験等により粘着力が確認された場合 →考慮することが可能  ◇上記以外について →考慮しない
②設計上経験的に直線すべりを仮定する場合。この場合作用荷重の大きさが明確でない。	$W = F_s \times \gamma \times \text{土塊面積}$ W : 土塊の重量 $\gamma$ : 湿潤重量 $F_s$ : 計画安全率	◇検討する層が試験等により粘着力が確認された場合 →考慮することが可能  ◇上記以外について →考慮しない

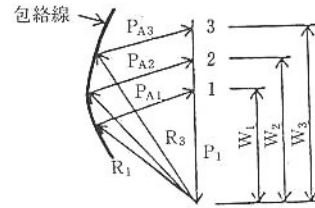
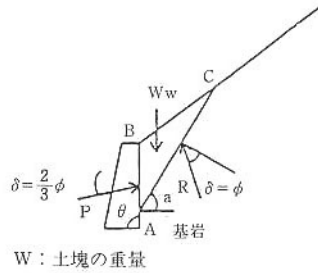
## ② 明確にすべり面が特定できない場合（試行くさび法）

すべり面の位置が特定できない場合には図 10-10 に示すように、すべり面が特定される場合の土圧の算定方法を用いて異なるすべり面で数回繰り返して最大土圧を与える断面を決定し、そのときの土圧を作用土圧とする。表 10-5 に明確にすべり面が特定できない場合の基本的な考え方を示す。

表 10-5 明確にすべり面が特定できない場合の基本的な考え方

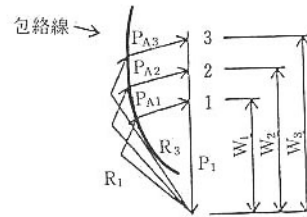
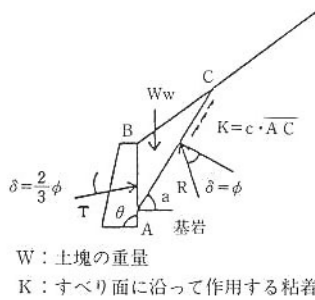
設 計 条 件	土塊の重量 (W)	すべり面に沿って作用する粘着力 (K)
①すべり面が明確でなくすべり面を変化させて最大土圧を求める。	$W = \gamma \times \text{土塊面積}$ W : 土塊の重量 $\gamma$ : 湿潤重量	◇検討する層が試験等により粘着力が確認された場合 →考慮することが可能  ◇上記以外について →考慮しない

a. 粘着力を考慮しない場合のくさびの考え方



R: すべり面における反力  
T: 壁面に作用する土圧の反力

b. 粘着力を考慮した場合のくさびの考え方



R: すべり面における反力  
P: 壁面に作用する土圧の反力

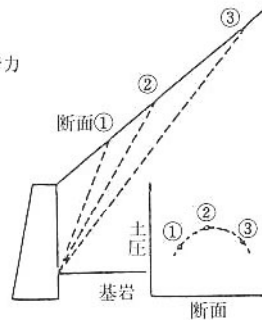


図 10-10 試行くさび法による土圧の算定

(4) 盛土部擁壁に作用する土圧

一般に盛土部擁壁とは擁壁裏込め部分の地形に特殊な条件のないごく普通の平地部の擁壁をいうが、斜面や切土面の勾配が緩くまたその位置が擁壁背面に接近していないなど、これが土圧に影響を与えることがない場合には盛土部擁壁として取り扱うことができる。通常の盛土部擁壁では壁体の変位がある程度許容されるため、壁面に作用する土圧は主動土圧状態に近いと考えられる。したがって土圧の計算はクーロン (Coulomb) やランキン (Rankine) の土圧公式やテルツァギ・ペックの経験土圧図表を用いて行う。本指針においては高さ 5 m 程度

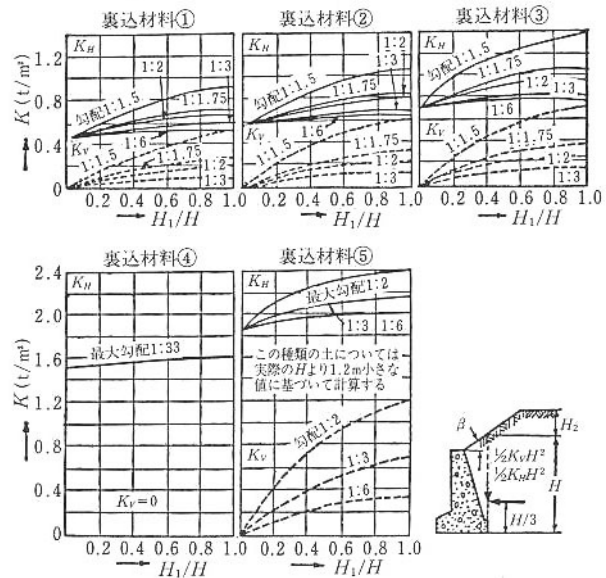


図 10-11 盛土部擁壁の設計に用いる土圧図

以下の擁壁についてはテルツァギ・ペックの経験土圧図表を用い、これを超える擁壁では原則として盛土材料および裏込め材料の土質調査と試験を行い、この結果に基づいて例えばクーロン公式を用いて土圧を算定するものとする。

つまり本指針ではテルツァギの土圧論を応用して、高さ5m以下の擁壁に作用する土圧は図10-11に示す土圧係数を用いて計算するものとしている。図中の記号は裏込め材料を表10-6のように分類したものである。

表 10-6 擁壁裏込め材料の種類

記号	裏込め材料の種類
①	礫、礫質土、砂
②	砂質土
③	シルト、粘性土（ただし、 $w_L < 50\%$ ）
④	軟質な有機質シルト、シルト質粘土
⑤	硬質粘土

高さ5mを超える擁壁でも図10-11を準用することができるが、原則として盛土材料および基礎地盤の土質調査と試験を行い、その結果に基づいて例えばクーロン公式や円弧すべり解析等の手法を用いて照査を行うのがよい。また、 $H_1/H > 1$ の場合、およびこの図表が適用できない形状の擁壁では別途の検討が必要である。

<参 考>

クーロン公式

単位幅の壁面に作用する主動土圧合力 ( $P_A$ ) は次式で与えられる (図10-12参照)。

$$P_A = \frac{1}{2} \cdot K_A \cdot \gamma \cdot H^2 \quad \dots\dots\dots (10.8)$$

$$K_A = \frac{\cos^2(\phi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cdot \cos(\alpha + \delta) \left\{ 1 + \frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta)}{\cos(\alpha + \delta) \cdot \cos(\phi - \beta)} \right\}^2} \quad \dots\dots\dots (10.9)$$

ただし、 $\phi - \beta < 0$  の場合、 $\sin(\phi - \beta) = 0$

ここで、

- $K_A$  : 主動土圧係数
- $\gamma$  : 裏込め土の単位体積重量 (tf/m<sup>3</sup>)
- $H$  : 土圧計算に用いる壁高(土圧作用面の高さ) (m)
- $\alpha$  : 壁背面と鉛直面のなす角 (°)
- $\beta$  : 裏込め表面と水平面のなす角 (°)
- $\phi$  : 裏込め土の内部摩擦角 (°)
- $\delta$  : 壁面摩擦角 (°)

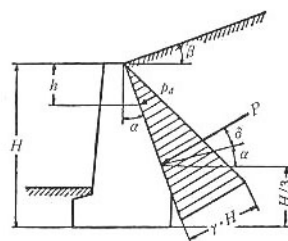


図 10-12 クーロン公式による土圧算定のモデル

重形式擁壁のように土圧が壁面に直接作用する場合

は  $\delta = 2/3 \cdot \phi$  を標準とする。ただし擁壁の沈下が特に予想される場合は  $\delta = \phi/2$  とする。

なお、この公式を用いる場合一樣な長大のり面をもつ盛土において、のり面勾配と裏込め土の内部摩擦角が近似してくると過大な土圧を与えるので注意を要する。

(5) 地震力 (地震時における土圧)

地震時、構造物はその影響を受け荷重状態が常時の場合と異なってくる。地震力による土圧の変化と壁自体の慣性力の付加がそれである。

しかしこれらの荷重の実際の大きさの推定は簡単でなく、特に破壊的な地震時の状態はまだよくわかっていないが、通常の設計と施工を綿密に行っておけば、震度5～6程度の地震を受けた後でも機能的には耐え得ることが過去の事例および経験により認められている。したがって通常の擁壁ではして複雑な地震安定の検討をすることを略することが多い。ただ構造物が特に大きく地震後の復旧が極めて困難であることが予想されるときには、地震の影響を考慮することが望ましい。

① 盛土擁壁に作用する地震時土圧の検討

裏込め土の排水がよく行われている場合の盛土部擁壁に作用する地震時土圧の計算は次の物部・岡部公式で求めればよい。

$$P_e = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2(1-k_v) \cdot C_e \quad \dots\dots\dots (10.10)$$

$$C_e = \frac{\cos^2(\alpha + \theta_0 - \phi)}{\cos \theta \cdot \cos^2 \alpha \cdot \cos(\alpha + \theta_0) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin \phi \cdot \sin(\phi - \beta - \theta_0)}{\cos(\alpha + \theta) \cdot \cos(\alpha - \beta)}} \right\}^2} \quad \dots\dots\dots (10.11)$$

ただし、 $\phi - \beta - \theta_0 < 0$  のときは、 $\sin(\phi - \beta - \theta_0) = 0$  とする。

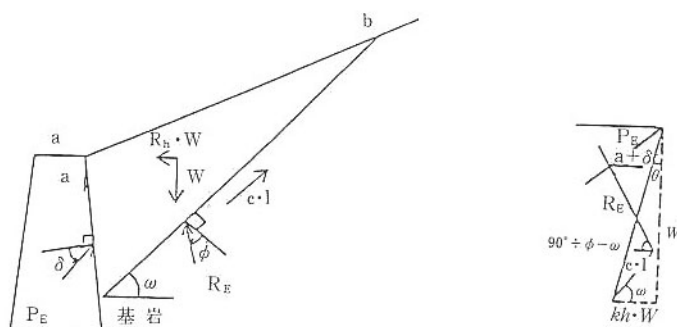
ここで、

- $C_e$  : 地震時主働土圧係数
- $\theta_0$  : 地震合成角  $\theta_0 = \tan^{-1} \frac{k_h}{1-k_v}$
- $k_h$  : 水平震度
- $k_v$  : 鉛直震度

② 試行くさび法による地震時土圧の算定

試行くさび法により地震時土圧を算定するには、図10-13に示すように仮定された土くさびに水平方向の地震時慣性力を作用させ、これを考慮した連力図を解けばよい。この場合、計算に用いる土質定数は土質試験により決定するのがよい。

土圧合力の作用位置は、擁壁の底版下面から  $H/3$  の点とし、壁面摩擦角  $\delta$  については、土圧



(a) 仮定されたくさび

(b) 連力図

- ここに、 $K_h$  : 設計水平震度
- $\theta$  : 地震合成角  $\theta = \tan^{-1} K_h$
- $c$  : 粘着力 (tf/m<sup>2</sup>)
- $l$  : 仮定したすべり線の長さ (m)
- $\gamma$  : 単位体積重量 (tf/m<sup>3</sup>)
- $\phi$  : 内部摩擦角 (°)

図 10-13 地震時土圧の算定法

がコンクリート壁面に直接作用する場合には  $\delta = \frac{\phi}{2}$  としてよい。また片持ばり式擁壁において、土中の鉛直仮想背面に土圧を作用させる場合は、式 (10.12) によるのがよい。

$$\tan \delta = \frac{\sin \phi \cdot \sin(\theta + \Delta - \beta)}{1 - \sin \phi \cdot \cos(\theta + \Delta - \beta)} \dots\dots\dots (10.12)$$

ここに

$$\sin \Delta = \frac{\sin(\beta + \theta)}{\sin \phi} \dots\dots\dots (10.13)$$

ただし、 $\beta + \theta \geq \phi$  となるときは、 $\delta = \phi$  とする。

なお地震の影響の考え方に関しては、「道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編」<sup>10-6</sup>などを参考にするとよい。

#### (6) 豪雨時の土圧計算の問題点

地震時の土圧については(5)において述べたが、集中豪雨等における土圧の問題がある。豪雨時は常時よりも擁壁等に作用する土圧がふえる傾向にあることは容易に予想されるが、現在用いられている土圧計算では常時と豪雨時に分けて計算する方法がとられていない。

降雨によって土圧増大をもたらす要因として、①間隙水圧の発生および増大、②土塊の重量増による滑動力の増大、③土の含水量増加による強度低下、の3つが考えられる。②については土圧計算で湿潤重量をとることで折り込み済みであるが、①・③については一般には施工時に背面の排水を十分行うことによってカバーし、特別な場合以外は考慮されていないのが現状である。湧水箇所での擁壁等では特に背面の排水を十分行う必要があり、また場合によっては①・③を考慮して土圧を検討しなければならない。

## (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、擁壁設置箇所の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) 浮力

水際や地下水位以下に擁壁が設置される場合には、擁壁の底面に作用する上向きの静水圧によって生じる浮力を考慮する。

## (4) 地震時の影響

2 m以上の高さの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。設計手法として震度法や動的解析法があるが、一般的には震度法が用いられている。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「宅地防災マニュアル 耐震対策」及び「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。

$$k_h = \Delta_1 \cdot \Delta_2 \cdot \Delta_3 \cdot k_o$$

ここに、

$k_h$  : 設計水平震度

$k_o$  : 標準設計水平震度

$\Delta_1$  : 地域別補正係数

$\Delta_2$  : 地盤別補正係数

$\Delta_3$  : 用途別補正係数

#### (5) 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 3.10 に示す。

表 3.10 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時の力
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時の力
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。

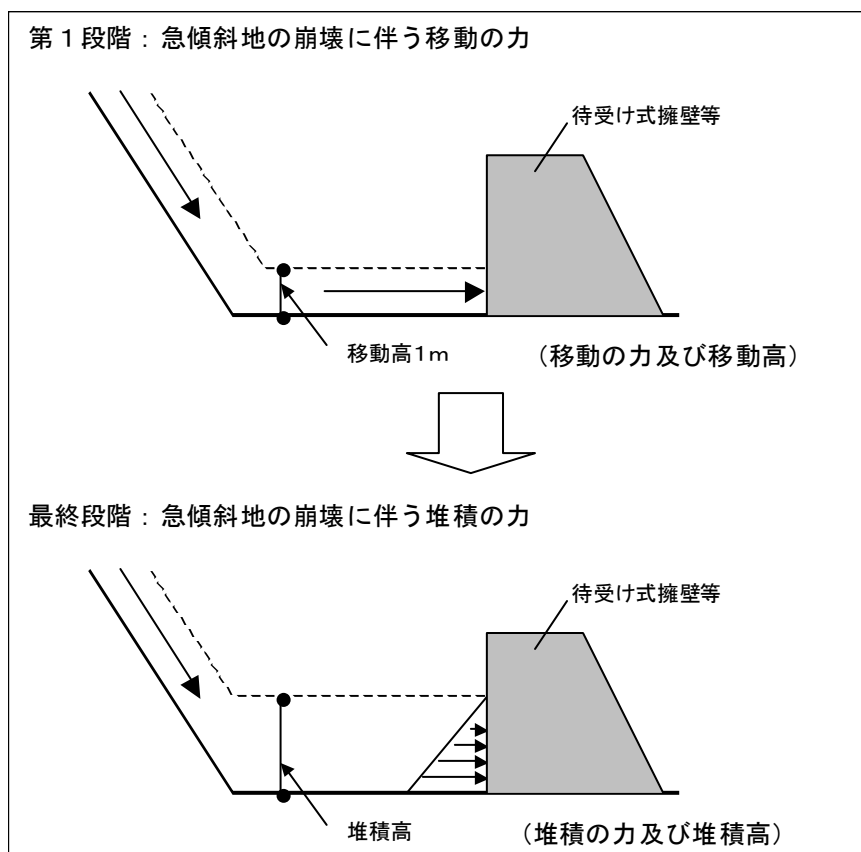


図 3.1 移動の力と堆積の力の概念図

### 1) 移動の高さ

崩壊による移動の高さについては、災害履歴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。

## 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>)

$h_{sm}$  : 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  $\theta$  にそれぞれ  $\theta_u$ 、 $\theta_d$  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

$\phi^{*3}$  : 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、「施行令第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福岡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 : 「3.1.1 設計諸定数」を参照すること。

### 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。

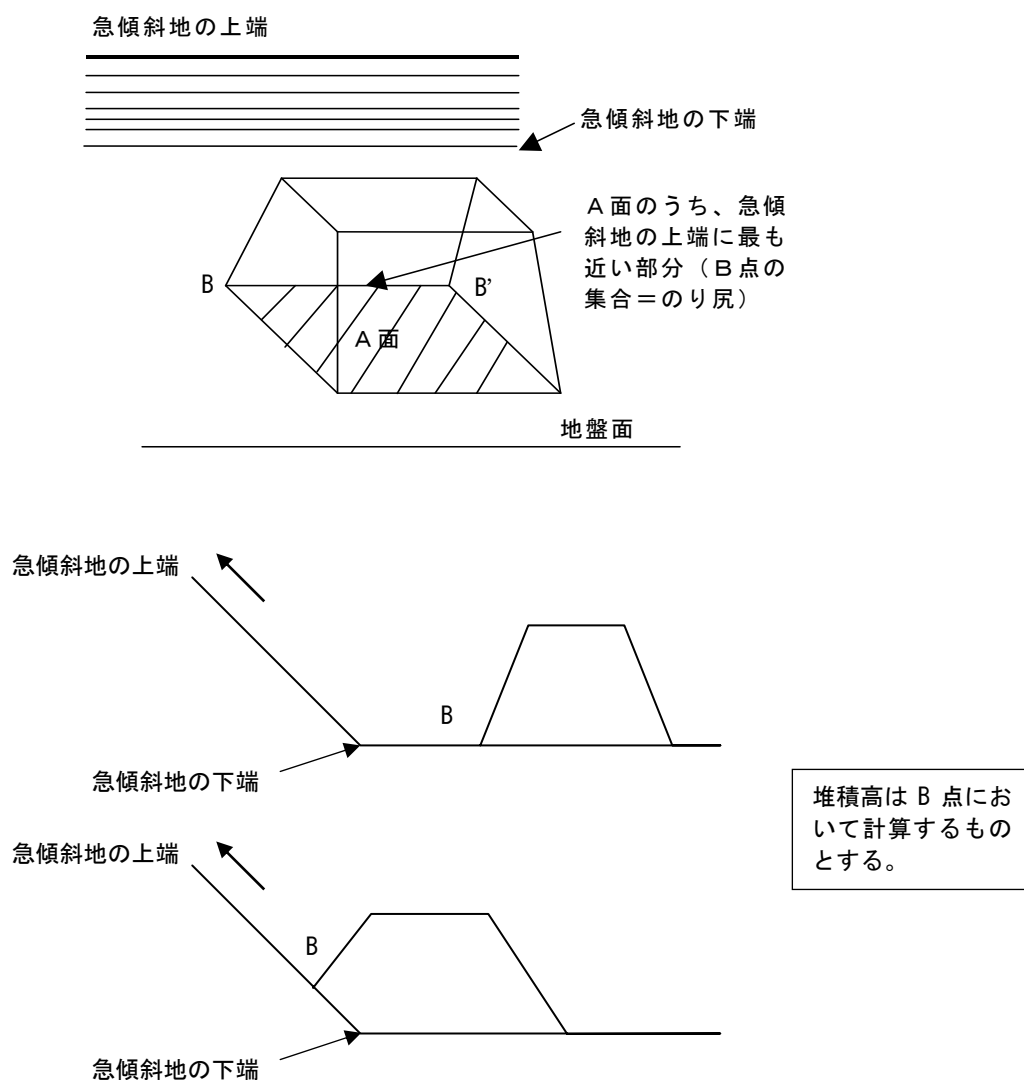


図 3.2 移動の力、堆積の力及び堆積高の計算位置

#### 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。

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

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)  
 $W$  \*1 : 最大崩壊幅 (m)  
 $\phi$  : 堆積勾配 ( $\phi = 30^\circ$ )  
 $h_1$  : 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)  
 \*1 : 表 3.11のとおりとする。

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

ここに、

- $X$  : 急傾斜地下端からの距離 (m)  
 $S$  \*1 : 土石等の断面積 (単位幅あたりの土石等の量 ; m<sup>2</sup>) ( $S = V/W$ )  
 $V$  \*1 : 崩壊土量 (m<sup>3</sup>)  
 $\theta_u$  : 斜面勾配 (度)  
 \*1 : 表 3.11のとおりとする。

表 3.11 急傾斜地の高さごとの崩壊土量

急傾斜地の高さ H (m)	崩壊土量 V(m <sup>3</sup> )	最大崩壊幅 W(m)	土石等の断面積 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

出典：福岡県基礎調査マニュアル(案)

#### 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。

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

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

ここに、

- $F_{sa}^{*1}$  : 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>)
- $\gamma^{*2}$  : 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>)
- $h$  : 土石等が堆積勾配をもって堆積するときの高さ(m)
- $\phi^{*2}$  : 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 (°)
- $\delta^{*3}$  : 壁面摩擦角 (°)
- \* 1 : ここで定義する堆積の力の算出方法は、「施行令第3条第1号ロ」に規定されている方法に基づいている。
- \* 2 : 「3.1.1 設計諸定数」を参照。
- \* 3 : 壁面摩擦角は土圧の作用面の部材によって表 3.12のとおりとする。

表 3.12 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	$\delta = 2\phi / 3$
待受け式盛土	土石等と盛土	$\delta = \phi$

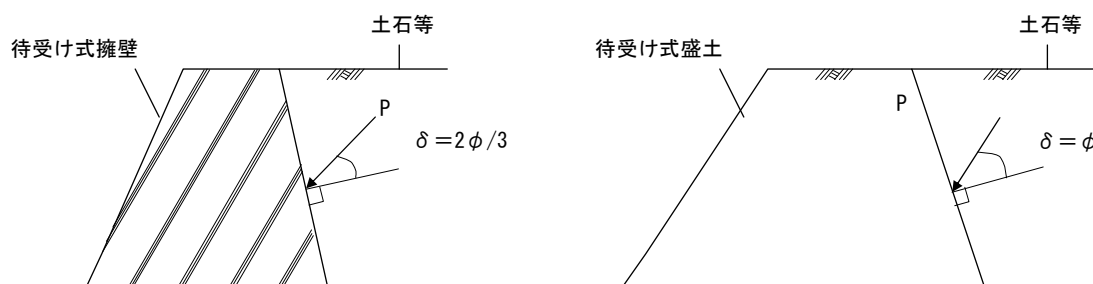


図 3.3 力の作用面と壁面摩擦角

### (6) 地震時の影響

擁壁の設計にあ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の組み合わせで設計を行う。この際、設計水平震度  $k_h$  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)」に記載された次式を用いることができる。また「宅地防災マニュアル(耐震対策)」が参考となる。

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

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

<参考> 新・斜面崩壊防止工事の設計と実例 本編 p. 213～215

(7) 荷重の種類および組み合わせ

擁壁に作用する荷重には一般に自重、載荷重、土圧のほか、浮力、衝撃力、水圧、積雪荷重、地震による荷重などが考えられる。このうち斜面崩壊防止工事における擁壁工では設計に用いる荷重は通常自重および土圧の組み合わせとする。

なお、地震を考慮する場合は自重、地震時土圧および地震時慣性力の組み合わせとする。この際、設計水平震度  $k_h$  は式 (10.14) により算出するものとする。

$$k_h = C_z \cdot C_G \cdot C_I \cdot C_T \cdot k_{h_0} \quad \dots\dots\dots (10.14)$$

ここに、 $k_h$ ：設計水平震度

$k_{h_0}$ ：標準設計水平震度 (0.15とする)

$C_z$ ：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 (1.0とする)

$C_T$ ：固有周期別補正係数 (1.0とする)

① 地域別補正係数

地域別補正係数は、地域区分に応じて表 10-7 の値とする。ただし、地域区分の境界線上にある場合は、係数の大きい方をとるものとする。

② 地盤別補正係数

地盤別補正係数は、地盤種別に応じて表 10-8 の値とする。地盤種別は、原則として式 (10.15) で算出される地盤の特性値  $T_c$  をもとに表 10-9 により区別するものとする。地表面が基盤面と一致する場合は I 種地盤とする。

表 10-7 地域別補正係数  $c_s$

地域区分	補正係数 $c_s$	対象地域
A	1.0	下記 2 地域以外の地域
B	0.85	「Z の数値, R, 及び A <sub>i</sub> を算出する方法並びに地盤が著しく軟弱な区域として特定行政庁が指定する基準」(昭和55年11月27日建設省告示第1793号) 第 1 項 (Z の数値) 表中(ニ)に掲げる地域
C	0.7	「Z の数値, R, 及び A <sub>i</sub> を算出する方法並びに地盤が著しく軟弱な区域として特定行政庁が指定する基準」(昭和55年11月27日建設省告示第1793号) 第 1 項 (Z の数値) 表中(三)および(四)に掲げる地域

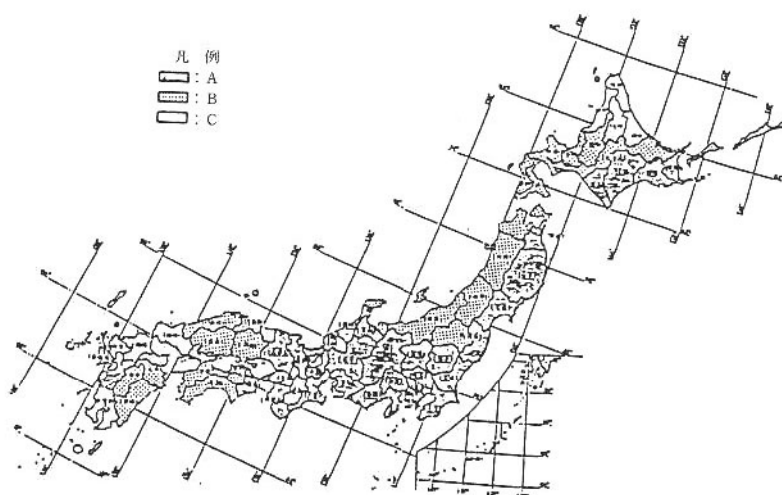


図 10-14 地域別補正係数

$$T_G = 4 \sum_{i=1} \frac{H_i}{V_{a,i}} \quad \dots\dots\dots (10.15)$$

ここに,

$T_G$  : 地盤の特性値 (s)

$H_i$  : i 番目の地層の厚さ (m)

$V_{a,i}$  : i 番目の地層の平均せん断弾性波速度 (m/s) 値は式 (10.16) によるものとする。

粘性土層の場合

$$V_{a,i} = 80N_i^{\frac{1}{3}} (1 \leq N_i \leq 50)$$

砂質土層の場合

$$V_{a,i} = 100N_i^{\frac{1}{3}} (1 \leq N_i \leq 25)$$

表 10-8 地盤別補正係数  $C_G$

地盤種別	I 種	II 種	III 種
補正係数 $C_G$	0.8	1.0	1.2

..... (10.16)

$N_i$  : 標準貫入試験による i 番目の地層平均 N 値

i : 当該地盤が地表面から基盤面まで n 層に区分けられるときの, 地表面から i 番目の地層の番号。基盤面とは, 粘性土層の場合は N 値が 25 以上, 砂質土層の場合は N 値が 50 以

表 10-9 耐震設計上の地盤種別

地盤種別	地盤の特性値 $T_c$ (s)
I 種	$T_c < 0.2$
II 種	$0.2 \leq T_c < 0.6$
III 種	$0.6 \leq T_c$

上の地層の上面、もしくはせん断弾性波速度が300m/s 程度以上の地層の上面をいう。  
また、擁壁の地震時慣性力は重心Gを通過して、水平方向に  $k_h \cdot w$  ( $w$ : 擁壁自重) として作用させる。

自重の計算に用いる材料の単位体積重量は次のとおりとする。

(i) 鉄筋コンクリートおよびコンクリートの単位体積重量

コンクリート 2.35tf/m<sup>3</sup>

鉄筋コンクリート 2.50tf/m<sup>3</sup>

(ii) 土の単位体積重量は土質試験結果をもとにして決定するのが望ましいが、高さが8.0 m 以下の擁壁では土質試験によらないで表 10-10 の値を用いてもよい。

表 10-10 裏込め土の種類および単位体積重量

裏込め土の種類	単位体積重量 (tf/m <sup>3</sup> )
礫, 礫質土	2.0
砂, 砂質土	1.9
シルト, 粘性土 (ただし $W_L < 50\%$ )	1.8

### 3.1.3 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3.4に示す。

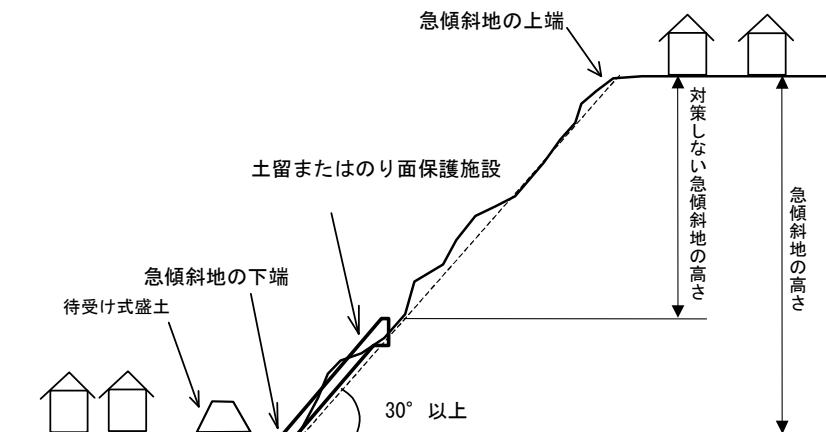


図 3.4 急傾斜地の下部を対策する場合

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) 急傾斜地の下部に既設構造物がある場合

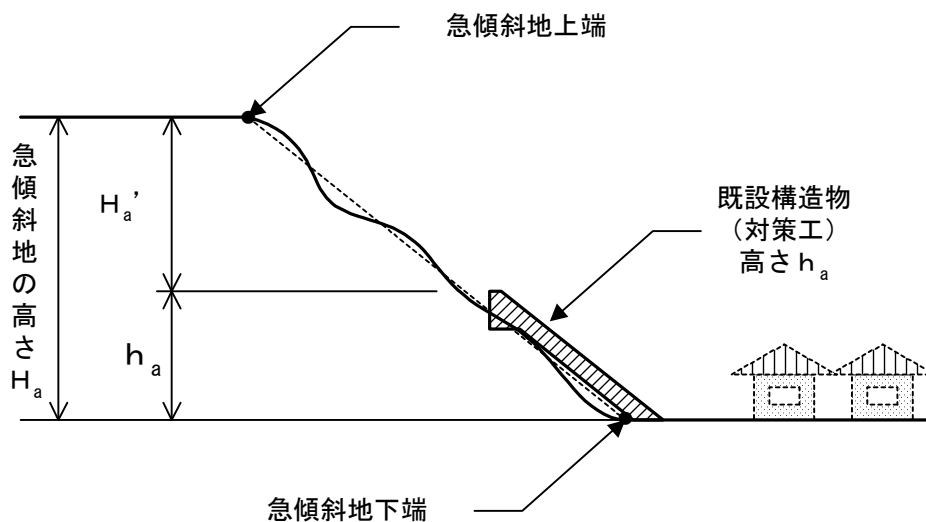


図 3.5 急傾斜地の下部に既設構造物がある場合

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。

## ア 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ので、急傾斜地の高さ及び傾斜度が変化しないかぎり、急傾斜地下端からの高さ及び傾斜度を基に、計算するものとする。

## イ 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) 急傾斜地の上部また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）

急傾斜地の下部に土砂災害防止施設等が未設置の部分があるとき、下部が侵食、崩壊し、上部・中部の原因対策施設設置部に崩壊が拡大するおそれがある場合は、無効とする。ただし、急傾斜地の下部に土砂災害防止施設等が未設置であっても、上部・中部の原因対策施設等が想定表層崩壊深以上の深さに基礎を設置した擁壁であるか、又はアンカー等により崩壊抑止効果が見込める施設であるときは、当該施設を有効とする。

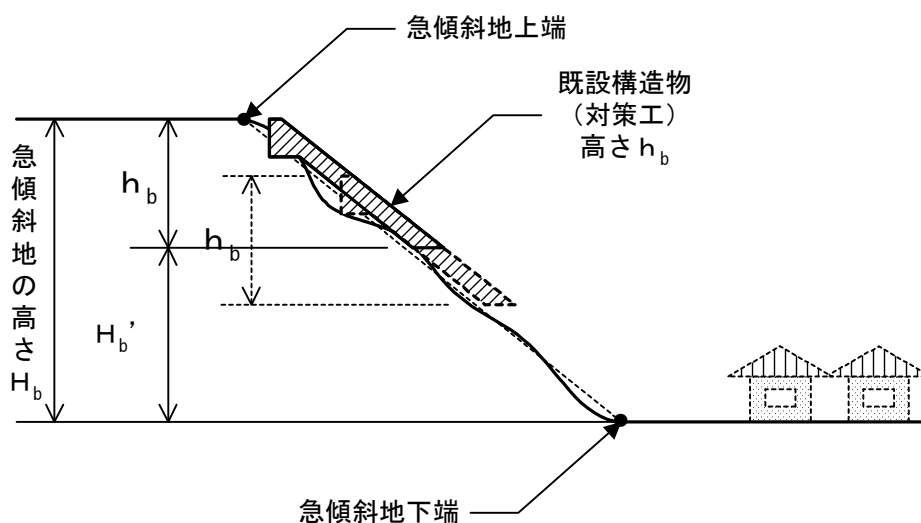


図 3.6 急傾斜地の上部または中間部に既設構造物がある場合

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

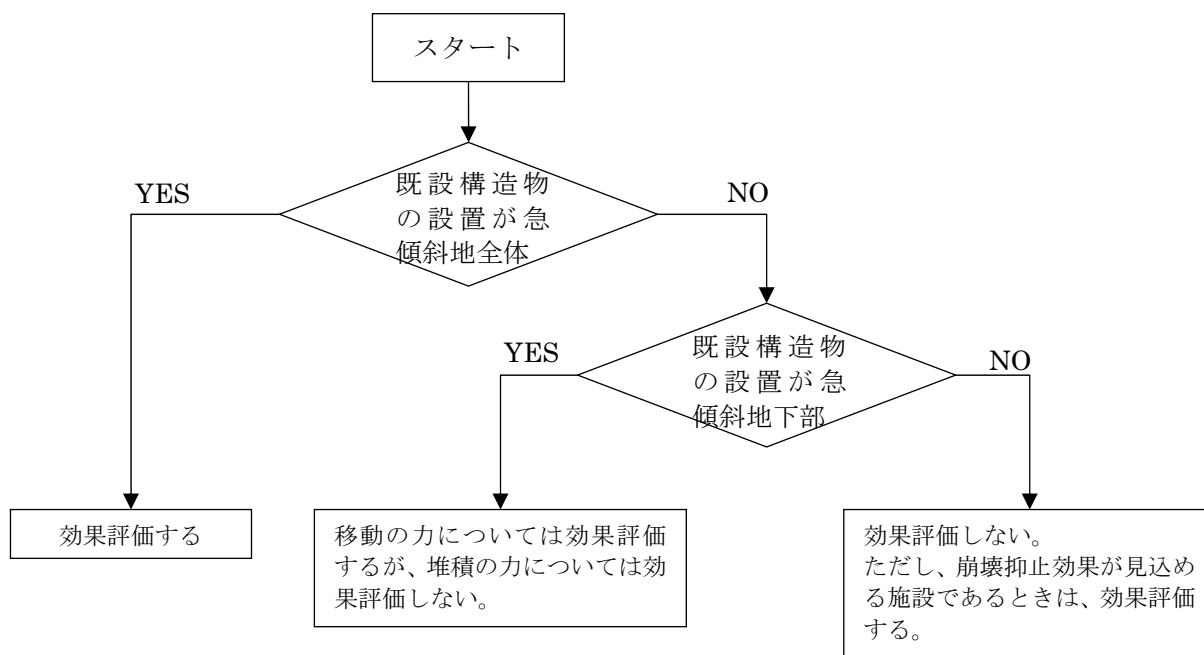


図 3.7 急傾斜地内に既設構造物がある場合の施設効果の考え方

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 3.8が例として挙げられる。

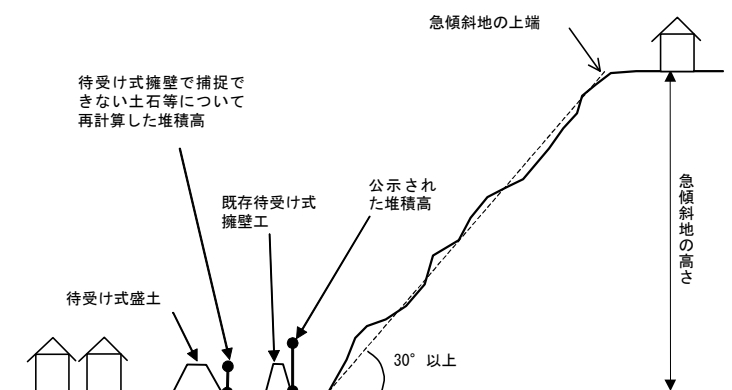


図 3.8 公示されている堆積高より低い待受け式擁壁工を設置する場合

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。

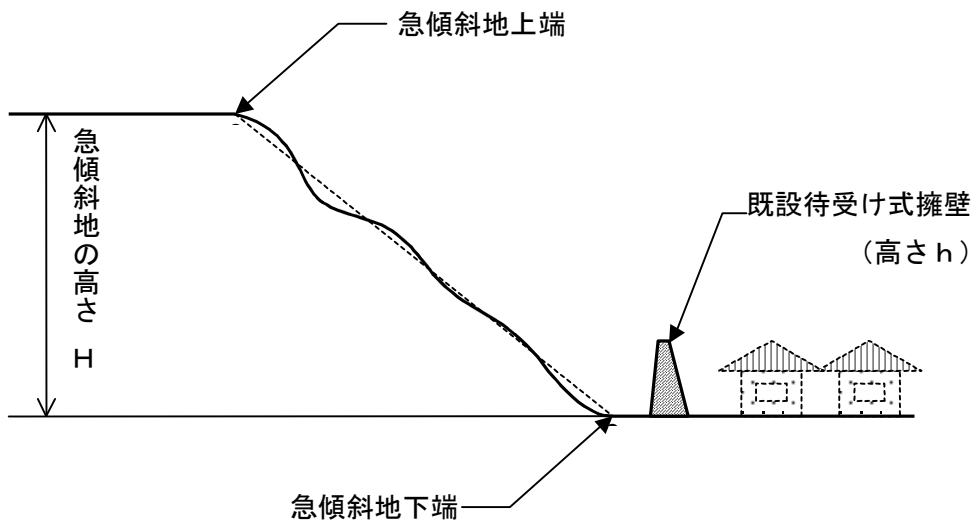


図 3.9 特別警戒区域内に既設待受け式擁壁がある場合

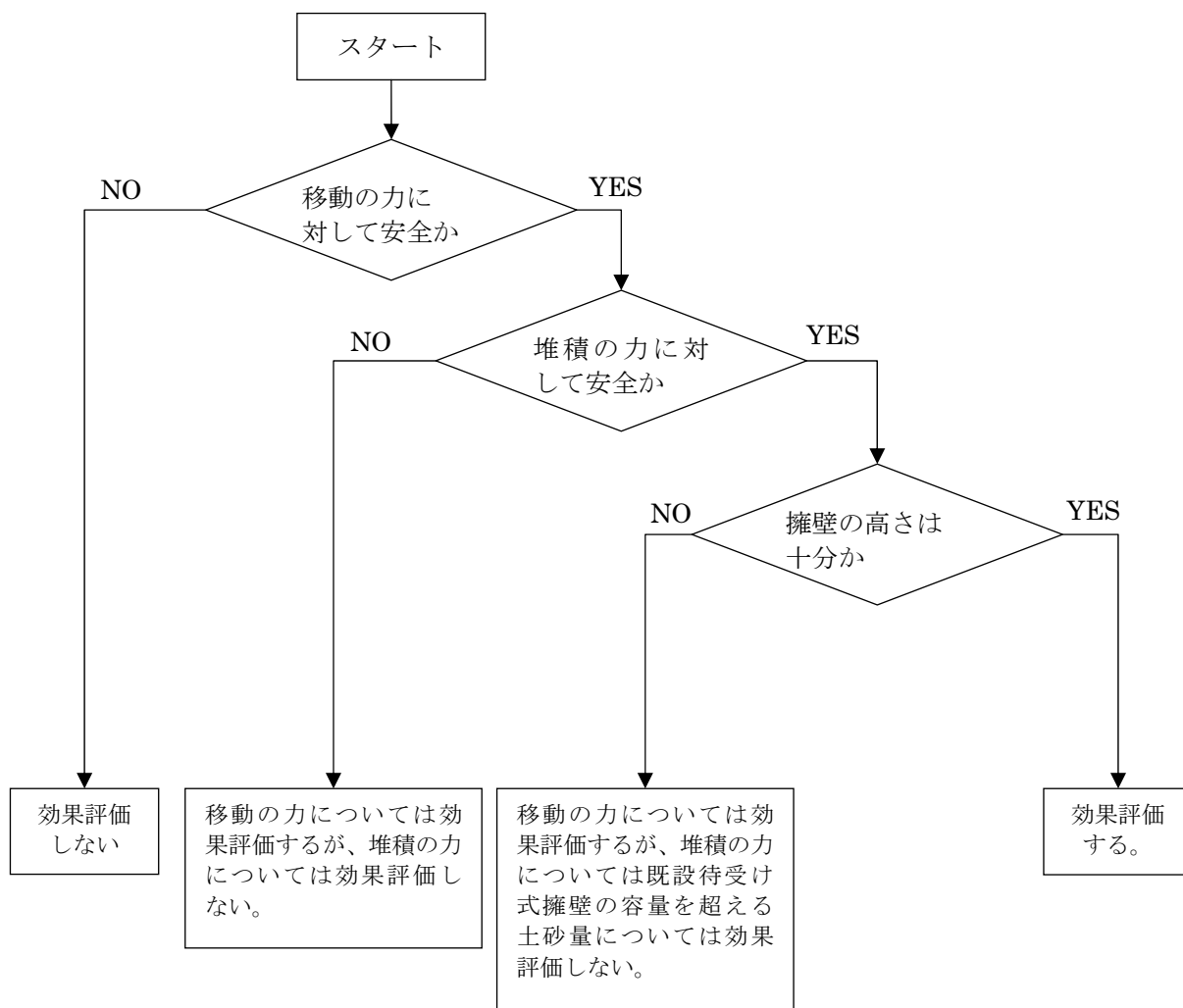


図 3.10 特別警戒区域内に既設待受け式擁壁がある場合の効果評価の考え方

**(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あふ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、擁壁からあふ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基にクーロンの土圧算定式で設定する。

### 3.2 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設計するものとする。

#### 【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度未満に、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絶えず検討を加え、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及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、以下に示す「新・斜面崩壊防止工事の設計と実例」の切土の標準のり面勾配によるものとする。ただし、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。

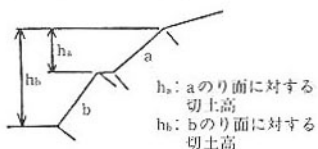
- ① 崩積土、強風化帯、旧地すべり地、崩壊跡地など崩壊を生じやすい斜面
- ② しらす、まさなどの侵食に弱い土砂からなる斜面
- ③ 膨張性岩、第三紀泥岩、蛇紋岩および風化に対する耐久性が弱い岩からなる斜面
- ④ 破碎帯、亀裂の多い岩からなる斜面
- ⑤ 流れ盤の斜面
- ⑥ 地下水が多い斜面
- ⑦ 積雪地、寒冷地の斜面

<参考> 新・斜面崩壊防止工事の設計と実例 本編 p. 135

表 5-1 切土に対する標準のり面勾配<sup>5-1)</sup>

地 山 の 土 質		切土高	勾 配
硬 岩			1 : 0.3~1 : 0.8
軟 岩			1 : 0.5~1 : 1.2
砂	密実でない粒度分布の悪いもの		1 : 1.5~
砂 質 土	密実なもの	5 m以下	1 : 0.8~1 : 1.0
		5~10m	1 : 1.0~1 : 1.2
	密実でないもの	5 m以下	1 : 1.0~1 : 1.2
		5~10m	1 : 1.2~1 : 1.5
砂利または岩塊まじり砂質土	密実なもの, または粒度分布のよいもの	10m以下	1 : 0.8~1 : 1.0
		10~15m	1 : 1.0~1 : 1.2
	密実でないもの, または粒度分布の悪いもの	10m以下	1 : 1.0~1 : 1.2
		10~15m	1 : 1.2~1 : 1.5
粘 性 土		10m以下	1 : 0.8~1 : 1.2
岩塊または玉石まじりの粘性土		5 m以下	1 : 1.0~1 : 1.2
		5~10m	1 : 1.2~1 : 1.5

注) ① 土質構成などにより単一勾配としないときの切土高および勾配の考え方は下図のようにする。



- ・勾配は小段を含めない。
- ・勾配に対する切土高は当該切土のり面から上部の全切土高とする。

- ② シルトは粘性土に入れる。
- ③ 上表以外の土質は別途考慮する。
- ④ のり面の植生工を計画する場合には表 6-5 他も考慮する。

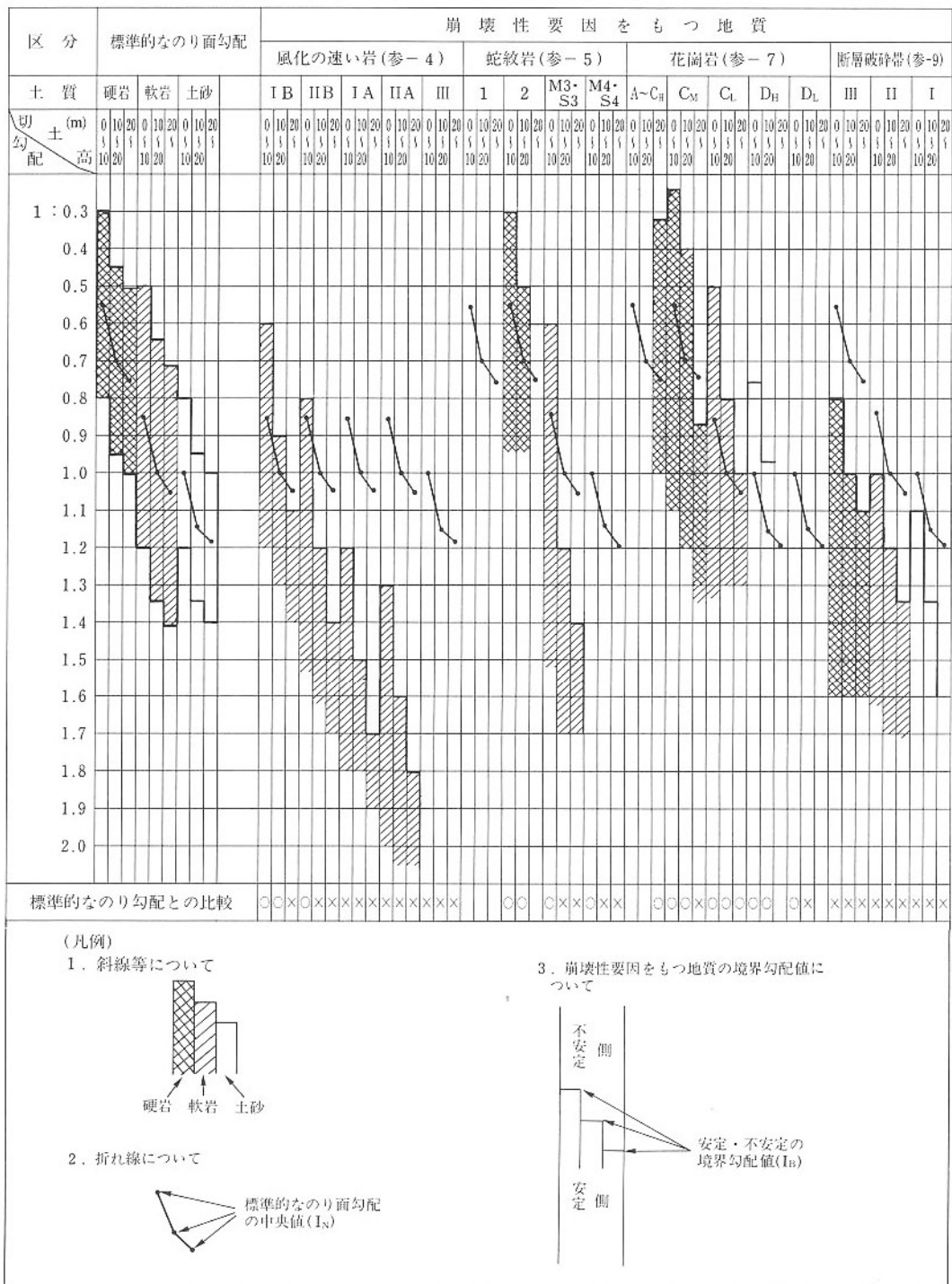
上記のような「崩壊性要因をもつ地質ののり面」の切土のり勾配については、以下を参考にし  
て検討することができる。

<参考> 新・斜面崩壊防止工事の設計と実例 参考編 p. 98～99

表 5-1 崩壊性要因をもつ地質

崩壊性要因をもつ地質	代表地質等
侵食に弱い土質	しらす, 山砂, まさ土
固結度の低い土砂や強風化岩	崖錐, 火山灰土, 火山砕屑物 (第四紀), 崩積土や強風化花崗岩等
風化が速い岩	泥岩, 凝灰岩, 頁岩, 粘板岩, 蛇紋岩, 片 岩類等
割れ目の多い岩	片岩類, 頁岩, 蛇紋岩, 花崗岩, 安山岩, チャート等
割れ目が流れ盤となる岩	層理, 節理が斜面の傾斜方向と一致してい る片岩類, 粘板岩等
構造的弱線をもつ地質	断層破砕帯, 旧地すべり地, 崩壊跡地等

表 5-2 標準的なのり面勾配と崩壊性要因をもつ地質のり面勾配の比較



注1. 崩壊性要因をもつ地質のうち土質の欄の記号、安定・不安定の境界勾配値等については図5-8を参照のこと。  
 注2. 標準的なのり面勾配の切土高10m以上の勾配は、のり尻とのり肩を結んだ勾配である。  
 注3. 標準的なのり面勾配との比較の欄の記号は、標準的なのり面勾配の中央値(I<sub>N</sub>)と崩壊性要因をもつ地質の安定・不安定の境界勾配値(I<sub>B</sub>)を比較したものである。I<sub>B</sub> ≥ I<sub>N</sub>であるものは○印で示されており、標準的なのり面勾配の中央値より、多少急でも安定する傾向があることを示している。I<sub>N</sub> ≥ I<sub>B</sub>であるものは逆に標準的なのり面勾配の中央値より緩勾配にしなければ安定しない傾向があることを示している。

また、のり勾配を決定するにあたっての留意点は以下を参考とする。

<参考> 新・斜面崩壊防止工事の設計と実例 本編 p.135～142

(1) 崩積土、強風化帯、旧地すべり地、崩壊跡地などの崩壊を生じやすい斜面

崖錐、風化斜面、火山泥流、その他旧崩壊地などでは固結度の低い崩積土等が堆積し、自然斜面の傾斜が地山の限界安定傾斜角を示していることがある。このような箇所では図5-1のような崩壊

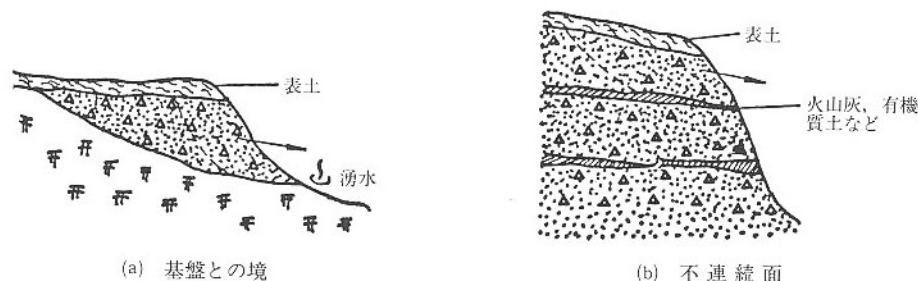


図5-1 崩積土の崩壊模式図

が発生することがあり、一応、安定計算を行うことができる。

これらの斜面の安定を左右する主な要因は次に述べる項目である。

- ① 切土前の地下水位より深く切土するか否か
- ② マトリックス（礫間充填物）の固結度，粒度
- ③ 基盤線がのり面と同じ方向に傾斜しているか否か（流れ盤か）
- ④ 崩壊の履歴があるか

このため、地下水位およびN値（ボーリング調査）、粒度分布および組成（土質試験）、基盤線の形状（ボーリング、弾性波探査、地表踏査等）などを的確に把握しておくことが望ましい。

(2) しらす、まさなどの侵食に弱い土砂からなる斜面

風化花崗岩（まさ土）、砂質火山灰層（しらす）、第四紀洪積世の砂質土（山砂）等で代表される固結度の低い砂質土は、表面水による侵食に弱く、図5-2のような崩壊が生じることが多い。このような土砂を切土する場合、まさ土を除けば、従来は、のり勾配を急にすることで対処することが多かった。しかし、垂直なおり面は侵食を受けにくい、逆に引張破壊を起こして崩壊する危険性が高くなり、かつ、植生等による表面保護が困難であるので、風で砂が飛ばされたり、凍上や剥落

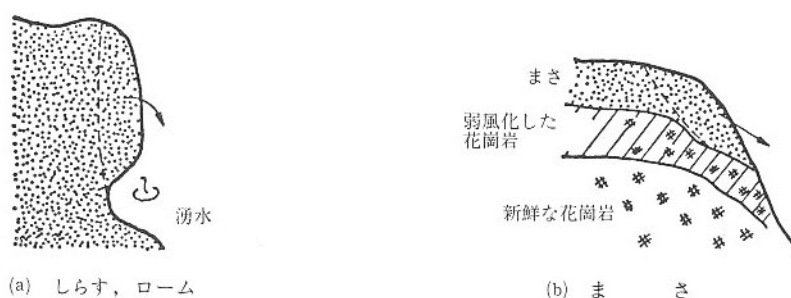


図5-2 侵食に弱い土砂の崩壊模式図

も発生しやすく、また、地震にも弱いといった安定上の負の面が生じる。

したがって、このような土質の場合、のり勾配は固結度や粒度に応じて、一般に、1:0.8～1.5程度（小段を含まない勾配、ただし、硬質および中硬質シラスを除く）の範囲で決定する。

なお、切土のり勾配の検討に先立って、次のような項目について調査・検討を行っておくとよい。

- ① 硬さ：ボーリング調査時のN値、または、踏査時に近隣ののり面で土壌硬度を測定する。

② 侵食されやすさ：土質試験による粒度分布から砂，シルト分の含有量，または，近隣ののり面で侵食の程度を調査する。

これらの値はのり勾配の決定的な条件とはなり得ないが，過去の事例と合わせて総合的に決定する際の参考資料となる。

しらすについては，山中式土壌硬度計を用いた硬度による地山しらすの分類と，切土のり勾配の関係について，鹿児島県しらす対策研究会の「シラス地帯における土工設計施工指針」<sup>5-4)</sup>がある（表 5-2 参照）。また，これとは別に，土質工学会基準（JSF 規格 M2-81）の「硬さによる地山しらすの判別分類法」<sup>5-5)</sup>がある（参考編第 5 章参照）。

表 5-2 シラスの切土のり勾配<sup>5-4)</sup>

土質の区分	のり勾配（割）	摘 要
硬質しらす	1 : 0.3より緩	植生困難
中硬質しらす	1 : 0.5 "	硬度おおよそ27mm 以上で植生困難
	1 : 0.6 "	" 27mm 以下で植生可能
軟質しらす	1 : 0.8 "	" 25mm 以下で植生可能

注 1) ただし直高 2 m 以上に適用。

注 2) 硬質しらす：硬く締まり，硬度はおおよそ 30mm 以上で岩的性状のものまでをいう。

中硬質しらす：硬質しらすと軟質しらすの中間的なもので，硬度がおおよそ 25~30mm の範囲のものをいう。

軟質しらす：比較的軟らかく，水に対して弱く，硬度がおおよそ 25mm 以下のものをいう。

(3) 膨張性岩，第三紀泥岩，蛇紋岩，風化に対する耐久性が弱い岩からなる斜面

第三紀の泥岩，頁岩，固結度の低い凝灰岩，蛇紋岩などは，切土による応力開放，その後の乾燥湿潤の繰り返しや凍結融解の繰り返し作用などによって，のり面表層から次第に土砂化して図 5-3 のような崩壊が発生することが多い。

このような斜面では，たとえ掘削時点では硬く安定したのり面でも，切土後時間の経過とともに土砂化しやすく，このため，設計時点から次の点に注意が必要である。

- ① 雨水が流れ込まないように特に処置をする。
- ② 風化をできるだけ抑制するための保護工を行う。

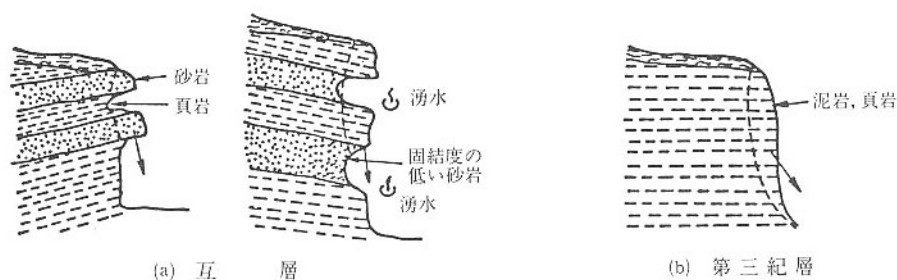


図 5-3 風化に対する耐久性が弱い岩の崩壊模式図

例えば第三紀の泥岩の場合、岩の状態の良いものは小段を含まない勾配で1:0.8~1.0、比較的悪いもので1:1.2の勾配が多い。蛇紋岩の場合、条件の良いものと悪いものとに差があるため10m以上ののり面では1:0.5~1.2の間の広い範囲でのり勾配が採用されている。しかし、切土中に何らかの変状を起こしたものは、結果的に1:1.5~2.0となっているものが多い。

(4) 破碎帯、割目の多い岩からなる斜面

断層破碎帯や風化を受けた岩盤地帯では、地山に多くの亀裂や弱線が発達している。この傾向は中・古生代の堆積岩や古い火成岩等、長期間地殻変動を受けた岩盤地帯に特に顕著に見られる。

このような地山を切土すると、のり面は亀裂や弱線に沿って崩壊を起こすことが多い(図5-4参照)。亀裂等が発達しているか否かを客観的に評価する方法としては、次のようなものが考えられる。

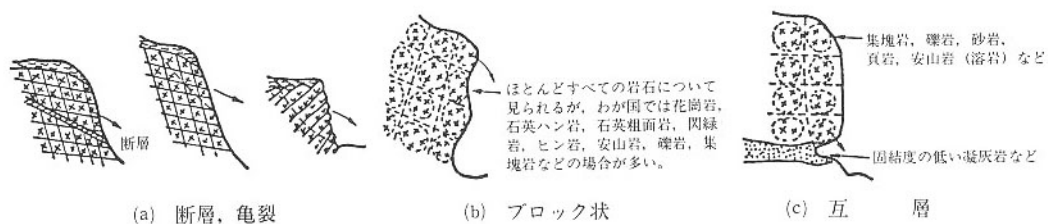


図5-4 破碎帯、亀裂の多い岩の崩壊模式図

- ① RQD (rock quality designation) : これはボーリングにおける一種のコア採取率 (掘進長1m当りの長さ10cm以上のコアの採取総延長と掘進総延長の比(%))である。亀裂が多ければ当然コア採取率は低くなる。しかし、掘削機械および技術者の技能などにより誤差が生じることがあるので、判定に際しては注意を要する。
- ② 亀裂の平均間隔 : 亀裂が多ければ亀裂間隔は小さくなる。しかし、測定頻度、測定位置の違いなど個人差がでる要素を多分に残している。

		弾性波速度 (km/sec)	コア採取率RQD (%)	亀裂の状況
		0 1.0 2.0 3.0 4.0 5.0	0 20 40 60 80 100	
		土壌硬度指数	シュミットハンマー反バツ度	
		10 20 30 40	10 20 30 40 50 60 70	
岩質区分	A	弾性波	RQD	密 着 間隔20~50cm
	B			一部開口 5~15cm
	C <sub>H</sub>			開口部に 一部粘土
	C <sub>M</sub>			開口部に 粘土5cm
	C <sub>L</sub>			土砂状・割れ 目周辺粘土化
	D <sub>H</sub>		シュミットハンマー 反バツ度	粘土化進行のため クラックなし
土質区分	土-2		RQD=0	黄カッ 色 ま ま さ 土
	土-1	土壌硬度		ま ま さ 土

図5-5 弾性波速度, RQD, 露頭観察による岩質区分(花崗岩) (「切土ノリ面」<sup>5-6)</sup>による)

- ③ 弾性波探査による地山の伝播速度（P波速度）：弾性波速度は地山を構成している岩自体の硬さと亀裂の発達程度等によって左右される。特に中・古生層や火成岩類のようにもともと硬い岩の場合は、亀裂の多少が弾性波速度を大きく左右する。

なお、弾性波速度、RQD、亀裂の状況による岩質区分の例を図5-5に示す。

#### (5) 流れ盤の斜面

堆積岩に発達した層理、片岩・片麻岩に発達した片理、火成岩に発達した柱状・板状節理など、一定方向に規則性をもった亀裂が発達している場合で、この亀裂の傾斜の方向とのり面の傾斜の方向が同じ方向となった場合、これはのり面に対して流れ盤の関係になり、図5-6のような崩壊が起こることがある。

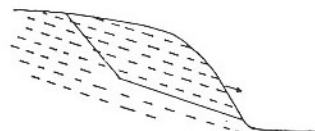


図5-6 流れ盤斜面の崩壊模式図

流れ盤か否かの判定は、現地調査によって亀裂の走向・傾斜を詳細に測定して、それらとのり面の走向（のり尻の方向と考えてよい）との関係から判定する。

道路の切土のり面の実態調査では、流れ盤の場合、一般に、直高10m以上ののり面では1:0.8未満の急な勾配は採用しないほうがよいという結果が報告されている<sup>5-6)</sup>。

なお、流れ盤の判定方法および亀裂等の傾斜角から適正のり勾配を決定する資料を参考編第5章に示す。

#### (6) 地下水が多い斜面

のり面の崩壊の大部分には直接、間接に地下水が影響していることはいうまでもない（図5-7参照）。したがって、地質条件を問わず湧水が多い地点や地下水位の高い地点を切土する場合、そののり面は不安定な要素をもっており、のり勾配もそれだけ緩くする必要がある。しかし、地下水の多少を評価する方法が定まっていない。評価できたとしてものり勾配に結び付ける資料がない。そのようなことから地下水については、現在のところ安定計算の間隙水圧（地下水位から推定）として考慮する程度にとどめられている。このような地下水の多い地域の切土は、のり勾配の検討以上に排水工の検討を優先的に考える必要がある。

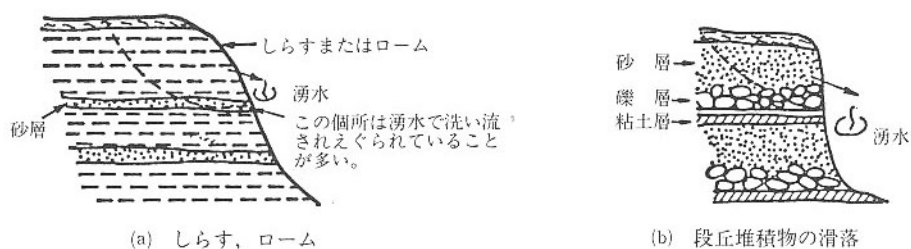


図5-7 地下水が多い斜面での崩壊模式図

#### (7) 積雪・寒冷地の斜面

豪雪地帯の斜面では、融雪時の雪崩と融雪水による崩壊が、また寒冷地では凍結・融解による表層剥離や落石が問題となる。

##### (i) 雪崩

一般に雪崩の発生しやすい斜面勾配は1:1.0前後と言われている。しかし、雪崩対策のためのり勾配を緩くすることは、特殊な場合を除いてほとんど行われていない。

## (ii) 融雪時の崩壊

融雪時における表面水の流量は豪雨時のそれに劣らない。しかもこの場合、地山はほぼ飽和していることが多く、特に飽和すると強度が低下するシルト分の多い土砂（崩積土、火山泥流、火山灰土、山砂など）における切土のり勾配は一般の標準より緩くなる。このような場合、排水工を十分検討しておくとともに擁壁等の他の施設との併用を検討する必要がある。

## (iii) 凍結・融解による表層剝離、落石

凍結・融解によって起こる表層剝離や落石のためのり勾配を緩くすることは一般に少なく、のり面保護工等で対処される。

## 5.2.3 切土のり面の形状

## (1) のり面の形態

切土のり面の形状には一般に次のようなものがある。

- ① 単一勾配のり面
- ② 勾配を土質および岩質により変化させたのり面

地質・土質が深さ方向、縦横方向ともにほぼ等しい場合には一般に①を採用する。地質・土質が異なっても、最も緩い勾配を必要とする土質に合わせれば、図5-8のように単一のり勾配としてもよい。一般に地山は深くなるほど硬くなり、のり勾配はそれに応じて急にすることも可能である。この場合、②を採用することになるが、勾配の変換点には(2)に述べる小段を設けるのが一般的であり、安定性、施工性からいっても得策である。また、土と岩との境界には小段を設け、必要に応じて土層中に排水工を設ける。

ただし、以上述べたことは切土のみの場合であって、実際は防止工の種類、組み合わせ、施工性により決まることが多く、例えば現場打コンクリート枠工の場合は現場打コンクリート枠工の範囲を単一勾配のり面とし、その上部の勾配を緩くしてプレキャスト枠工と枠内を植生工にするような工法が実際に用いられることになる。

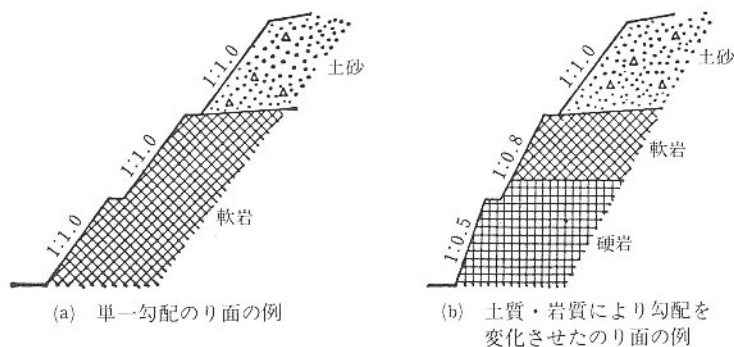


図5-8 地山状態とのり面形状の説明図

## (2) のり面のラウンディングおよび小段

## (i) のり肩処理

切土のり肩付近は植生も定着しにくく侵食を受けやすいので、後背地より地表水の集まる地形では排水路を設け、のり面への流水を排除することが大切である。

切土のり肩には原則として適当な余裕幅をとって、切土のり面の保護のための緩衝地にあてる。一般にはこの位置に排水路を設け後背地からの地表水を処理したり、フェンス等の防護柵を設置している（図5-9参照）。また、切土のり肩部にある立木も有害な場合、伐採する必要がある。

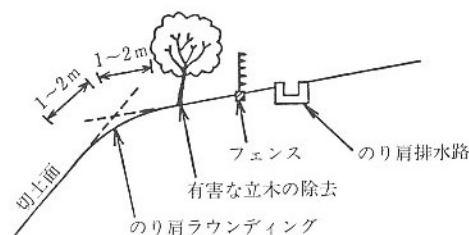


図5-9 のり肩部処理

(ii) ラウンディング

切土のみで設計する場合、のり肩部は自然地形と施工面とのなじみをよくするためラウンディングを行い、のり面保護工を施工する。小段にも必要に応じてラウンディングを考慮することもある。

なお、ラウンディングは図5-10(a)のようにのり面上部から外周縁部にかけて土砂（表土）が比較的厚く存在する場合、最上段のり肩のみでなく、図5-10(b)のようにのり肩部を巻き込むように行うことが望ましい。

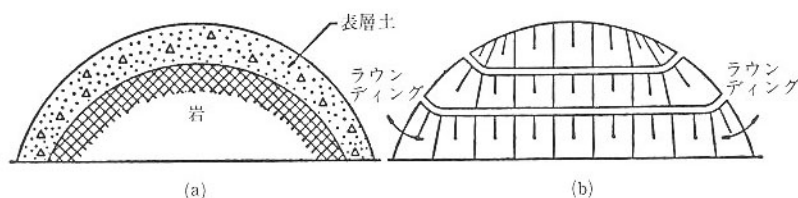


図5-10 縦断方向のラウンディング図

(iii) 小段

小段は以下の通りとする。

- ① 小段はのり高、地質の変化を考慮し設置するものとするが、標準として直高5～10m間隔とする。
- ② 小段の幅は1～2mを標準とする。ただし管理用道路として使用する場合は、必要に応じ多少の拡幅を図る。
- ③ 小段には原則としてのり面保護工（コンクリート張工）を施工する。
- ④ 小段上の横排水路の断面は溢水することのない十分余裕のある断面、形状とする。
- ⑤ 小段の横断勾配は一般に図5-

11(a)の方向につけるのが普通であるが、この場合は小段から水が全く浸透しないことが保証されるか、あるいは小段から多少水が浸透してものり面の安全に重大な影響がないと判断されることが必要である。このような条件が満たされない場合は、のり表面が流水に

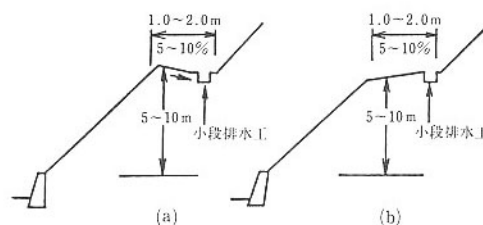


図5-11 小段の設計

より侵食されないようにのり面保護工を施工するか、あるいは、のり面保護工を施工しなくても侵食されにくいことを確認のうえ、図5-11(b)に示すように、斜面と同じ方向に勾配をつける。

### 3.3 急傾斜地の崩壊を防止するための施設の設計

#### 3.3.1 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）

それぞれの概要及び特徴については、表 2.1を参照すること。

##### 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場合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、浮力及び自重の組合せとする。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合せとする。

詳細は「3.1 土石等を堆積させる対策施設の設計外力の設定」を参照すること。

##### 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。

#### 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、地震による荷重の重大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

なお、詳細については、以下のとおり検討する。

#### <参考> 新・斜面崩壊防止工事の設計と実例 本編 p. 215～219

##### (2) 滑動に対する安定

擁壁を底版下面に沿ってすべらせようとする力は土圧の水平分力であり、これに抵抗する力は底版下面と基礎地盤の間に生じるせん断抵抗力である。擁壁前面の土による受働土圧も抵抗力として考えられるが、長期にわたる確実性が期待できないことが多いので通常はこれを無視して設計する。

滑動に対する安全率は次式を満足しなければならない。

$$F_s = \frac{\text{(滑動に対する抵抗力)}}{\text{(滑動力)}} = \frac{(W + P_v) \cdot \tan \phi_B + c \cdot B}{P_H} \geq 1.5 \quad \dots\dots\dots (10.12)$$

ここに、

- W : 擁壁の自重 (tf/m)
- P<sub>v</sub> : 土圧合力の鉛直成分 (tf/m)
- P<sub>H</sub> : 土圧合力の水平成分 (tf/m)

$\tan \phi_B$  : 擁壁底版と基礎地盤の間の摩擦係数。現場打コンクリートの場合は、 $\phi_B = \phi$  (基礎地盤の内部摩擦角)、現場打ちでない場合は、 $\phi_B = 2/3 \cdot \phi$  とする。ただし、基礎地盤が土の場合  $\tan \phi_B$  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 10-3 を用いてよい。

$c$  : 擁壁底版と基礎地盤の間の粘着力 (tf/m<sup>2</sup>)。ただし、摩擦係数 ( $\tan \phi_B$ ) を表 10-3 より求めた場合は  $c = 0$  とする。

$B$  : 擁壁の底版幅 (m)

(10.12) 式の安全率 ( $F_s$ ) の値が1.5を満足できない場合、原則として底版幅を増し安定させるものとする。ただし地形条件などの制約により止むを得ない場合は基礎の根入れを深くし前面の受働土圧を考慮したり、あるいは杭の水平抵抗などを考慮しなければならない場合もある。

<参 考>

① 前面受働土圧を考慮する場合

通常的设计で擁壁前面の土による受働抵抗力を無視することとしたのは、流水により前面の土が洗掘される可能性があること、あるいは将来人工的に前面の土が取り除かれるおそれがあること(例えば埋設管補修等)などの理由によるものである。したがって前面の受働土圧を考慮する場合は、これらについて十分配慮し前面の仮想地表面を設定する必要がある。なおこの場合、前面の埋戻しにあたって十分な締固めが行われることが必要前提条件であることはいうまでもない。

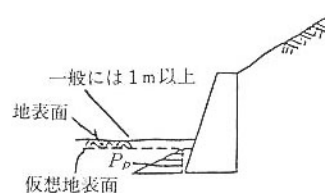


図 10-15 擁壁前面の受働土圧

滑動に対する安全率  $F_s$  は次式を満足しなければならない。

$$F_s = \frac{(W + P_v) \cdot \tan \phi_B + c \cdot B + 0.5P_p}{P_H} \geq 1.5 \quad \dots\dots\dots (10.18)$$

ここに、

$P_p$  : 擁壁前面の土による受働土圧合力の水平成分 (tf/m) (図 10-15 参照)

② 杭の水平抵抗力を考慮する場合

杭の水平抵抗力については、10.8.1および「道路橋示方書・同解説 IV下部構造編」8章<sup>10-7)</sup>により検討すればよい。この場合、滑動力はすべて杭のみで支持するようしなければならない。なお杭基礎の詳細は10.8.2(2)を参照されたい。また、この手法の具体的な適用例は参考編第2章2.2の例のなかに示されている。

③ 突起を設ける場合(図 10-16 参照)

突起は堅固な地盤や岩盤に対して、これらの地盤を乱さないように、また周辺地盤との密着性を確保するように施工されてはじめてその効果が期待できるものである。突起をつけた場合の滑動抵抗力  $H_k$  は式 (11.19) で示される。

$$H_k = \frac{q_1 + q_3}{2} \cdot l_1 \cdot \tan \phi + \frac{q_2 + q_3}{2} \cdot l_2 \cdot \tan \phi + c \cdot l_1 \quad \dots\dots\dots (10.19)$$

ここに  $q_1, q_2, q_3$  : 擁壁底面のつま先、かかとおよび突起前面での地盤反力度 (tf/m<sup>2</sup>)

$l_1$  : 突起前面と擁壁つま先との水平距離 (m)

$l_2$  : 突起前面と擁壁かかとの水平距離 (m)

なお、岩盤の場合は  $c$  のみを評価し、 $\phi$  を無視する方法があるが、この値は岩盤の種類および岩盤内のき裂の状態などにより大きく変わるので、その決定には注意を要する。

滑動に対する安全率  $F_s$  は式 (10.20) を満足しなければならない。

$$F_s = H_k / P_H \geq 1.5 \quad \dots\dots\dots (10.20)$$

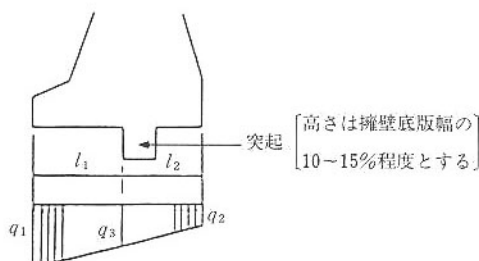


図 10-16 地盤反力度および水平距離のとり方

(3) 転倒に対する安定

擁壁の底版下面には、擁壁の自重、載荷重および土圧など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荷重合力の作用位置により異なる。図 10-17 において、つま先から合力  $R$  の作用点までの距離  $d$  (m) は次式で表される。

$$d = \frac{W \cdot a + P_v \cdot b - P_H \cdot h}{W + P_v} \quad \dots\dots\dots (10.17)$$

ここに、

- $a$  : 擁壁つま先と  $W$  の重心との水平距離 (m)
- $b$  : 擁壁つま先と  $P_v$  の作用点との水平距離 (m)
- $h$  : 擁壁かかとと  $P_H$  の作用点との鉛直距離 (m)

合力  $R$  の作用点の底版中央からの偏心距離  $e$  は次式で表される。

$$e = \frac{B}{2} - d \quad \dots\dots\dots (10.18)$$

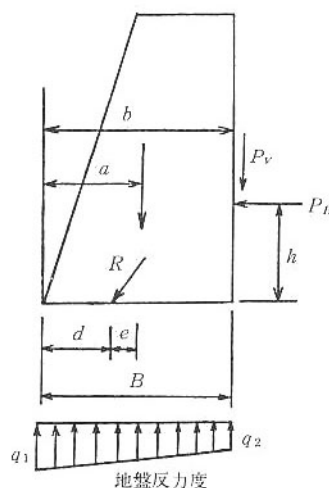


図 10-17 地盤反力度の求め方

転倒に対する安定条件として、合力  $R$  の作用位置は底版幅  $B$  の中央 1/3 以内でなければならない。すなわち偏心距離  $e$  は次式を満足しなければならない。

$$|e| \leq \frac{B}{6} \quad \dots\dots\dots (10.19)$$

(4) 基礎地盤の支持力に対する安定

地盤反力度は (10.20)・(10.21) 式により求める (図 10-17 参照)。

$$q_1 = \frac{P_v + W}{B} \left( 1 + \frac{6e}{B} \right) \quad \dots\dots\dots (10.20)$$

$$q_2 = \frac{P_v + W}{B} \left( 1 - \frac{6e}{B} \right) \quad \dots\dots\dots (10.21)$$

この  $q_1$  および  $q_2$  は次式を満足しなければならない。

$$\left. \begin{array}{l} q_1 \\ q_2 \end{array} \right\} \leq q_a = \frac{q_u}{F_s} \quad \dots\dots\dots (10.22)$$

ここに、

$q_a$  : 地盤の許容支持力度

$q_u$  : 地盤の極限支持力度

$F_s$  : 地盤の支持力に対する安全率で  $F_s=3.0$  とする。

地盤の許容支持力度あるいは極限支持力度は土質調査や原位置載荷試験を行い、10.1.4(4)を参考に決めるのが望ましいが、高さ8.0m以下の擁壁の場合には表10-3に示す地盤の許容支持力度の値を用いてよい。

#### (5) 全体としての安定

斜面は一般にそれ自体として安定上の問題を含んでいる場合が多いが、さらに斜面上に擁壁を設ける場合には擁壁並びに背後の盛土を含む斜面全体の安定について検討する必要がある。この場合は本編第10章10.1.4(5)を参考にその安定を検討するのがよい。なお擁壁が斜面上に多段に設置される場合があるが、このような場合には個々の擁壁の安定を検討するとともに、これら全体としての安定についても確認することが必要である。

#### (6) 地震時における安定

地震時における擁壁の安定を検討する場合には、常時の土圧の代りに地震時土圧を用いること、地震時慣性力を考慮することに注意し、前述の(1)、(2)、(3)の方法に準じて行うことができる。基礎地盤が良好でない場合は背面盛土および地山を含む全体としての安定について注意する必要があるが、その場合は円弧すべり法などにより別途の検討を行うのがよい。

なお、地震時安定計算における安全率などは次のものを用いてよい。

(i) 滑動に対する安全率は  $F_s \geq 1.2$  とする。

(ii) 転倒に対する安定：合力  $R$  の作用位置が底板幅  $B$  の中央  $2/3$  以内でなければならない。

すなわち (10.18) 式に示す偏心距離  $e$  は (10.23) 式を満足しなければならない。

$$|e| \leq \frac{B}{3} \quad \dots\dots\dots (10.23)$$

(iii) 基礎地盤の支持力に対する安全率は  $F_s \geq 2.0$  とする。ただし地盤反力度は(10.24)・(10.25)式による。

$$e \leq \frac{B}{6} \text{ のとき } \quad q_1 = \frac{P_{VE} + W}{B} \left( 1 + \frac{6e}{B} \right) \quad \dots\dots\dots (10.24)$$

$$\frac{B}{6} \leq e \leq \frac{B}{3} \text{ のとき } \quad q_1 = \frac{2(P_{VE} + W)}{3d} \quad \dots\dots\dots (10.25)$$

ここに、

$P_{VE}$  : 地震時土圧合力の鉛直成分

### 10.2.4 コンクリートの強度および許容応力度

#### (1) コンクリートの強度

コンクリートは一般にその用途によって配合を変えるが、擁壁などに用いるコンクリートは鉄筋コンクリート、無筋コンクリート、基礎敷ならしなどほぼ3種に大別できる。

コンクリートの配合は所要の強度，耐久性，水密性および作業に適するワーカビリティをもつ範囲内で単位水量をできるだけ少なくするようにこれを決める。コンクリートの引張り強度は圧縮強度の大体 1/10 である。

コンクリートの配合についてはその設計基準強度，耐久性，水密性など構造物の目的により異なるため，「コンクリート標準示方書」<sup>10-8</sup>を参照し，決定しなければならない。

＜参 考＞

コンクリートの設計強度を表 10-11 に示す。

なお，鉄筋コンクリート構造の擁壁工を設計する場合には，「道路土工 擁壁工指針」<sup>10-9</sup>を参照されたい。

(2) コンクリートの許容曲げ圧縮応力度

許容曲げ圧縮応力度は次式による。

$$\sigma_{ca} \leq \frac{\sigma_{ck}}{3} \dots\dots\dots (10.26)$$

ここに，

$\sigma_{ca}$ ：許容応力度

$\sigma_{ck}$ ：コンクリートの標準供試体の材齢28日圧縮強度

表 10-11 コンクリート設計強度

種 別	設計強度 (kgf/cm <sup>2</sup> )
鉄筋コンクリート	210
無筋コンクリート	180
基礎敷ならし，石積裏込め など	120

また、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こえないこと。

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 3.13 のようになる。

表 3.13 安全率のまとめ

	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)		宅地造成等規 制法施行令第 7条	宅地防災マニュアル	
	常時	地震時		常時	大地震時
転倒*1	$ e  \leq B/6$ (1.5)	$ e  \leq B/3$ (1.2)	1.5	1.5 $ e  \leq B/6$	1.0 $ e  \leq 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れば（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 5~10cm 程度の水抜孔を 3m<sup>2</sup> に 1 か所以上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。

なお、擁壁工のタイプごとの設計に関しては、以下を参考とすること。

<参考> 新・斜面崩壊防止工事の設計と実例 本編 p. 221～223

### 10.3.1 石積・ブロック積擁壁工の一般的留意事項

石積およびブロック積擁壁はいずれも斜面下部の小規模な崩壊の抑止と斜面下部（脚部）保護のために用いる。つまり石積・ブロック積擁壁はのり勾配が1：1.0より急なもの（一般には1：0.3～1：0.5の勾配が用いられている）で、主として土の崩れを防ぐのり面の保護に用いられ、背面の地山が締まっているなど土圧が小さい場合に適用される。

原則としてのり面保護工の基礎として使用しない。斜面の土質も普通土、粘質土、土丹等で比較的湧水の少ない箇所であることが望ましい。設計位置、高さ、勾配は支持層となる地盤の状況を考慮するとともに、掘削による斜面の不安定化を避け、原則として現地形にあわせて決定する。基礎の形状、寸法は地盤の状況等を十分考慮する。水抜き断面、数量の決定にあたっては湧水、浸透水等の状況を十分考慮する。

一般に石積およびブロック積擁壁の設計は標準設計もしくは10.3.2に示す方法で実施するが、特に地山に問題がある場合や地山あるいは裏込め土の支持がなくても自立できる場合で安定計算を実施する場合には、重力式擁壁に準じて設計する。

石積・ブロック積擁壁工の施工は材料の精選、据付け、積立て等入念な施工を行い、所定の機能、効果を発揮するような強度を確保しなければならない。そのために練積を原則とし、積立ては原則として谷積とする。胴込めコンクリートは石・ブロック積間に隙間を生じないように十分突固めなければならない。この際、据え付けた積石等が移動しないように注意する。胴込めコンクリートの打継目は十分に清掃し、一体となるように施工しなければならない。

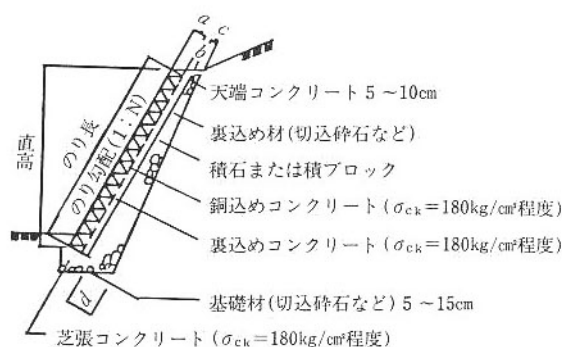
### 10.3.2 設 計

#### (1) 材 料

- (i) コンクリートブロックは控長35cmを標準とする。
- (ii) コンクリートブロックはJIS規格品を使用する。
- (iii) 石積は雑割石を標準とする。

#### (2) 断面形状（図10-19参照）

- (i) 石積擁壁、ブロック積擁壁は原則として練積のものをを用いる。
- (ii) 石積擁壁、ブロック積擁壁の直高限度は原則として7mとする。
- (iii) 石積擁壁、ブロック積擁壁の勾配、上端・下端部の厚さは表10-12を参考とし、土質等現場の状況により決定する。



a: 控長  
 b: 裏込めコンクリートの厚さ 0~20cm  
 (ただし直高が大きい場合は下部を厚くし、上部は10cm程度とする)  
 c: 裏込め材上部の厚さ  
 d: 裏込め材下部の厚さ

図 10-19 練積擁壁の標準断面

(iv) 裏込め材の厚さは直高によって表 10-13 を参考に決めるのが一般的である。

(3) 基礎

- (i) 基礎はコンクリート基礎を標準とする。
- (ii) 基礎地盤が普通土または粘性土の場合は、コンクリート基礎の下部に栗石（砕石）基礎またはならしコンクリートを施す。
- (iii) 基礎地盤の支持力が不足する場合は杭基礎を併用することがある。
- (iv) 擁壁の根入れ深さは地盤の状況により決定するが、岩盤の場合は根石程度に、それ以外の場合には一般に0.5m 程度以上とする。ただし寒冷地においては凍土深より深くするよう配慮する。なお、参考のために基礎工の設計標準の一例を図 10-20 に示しておく。

表 10-12 直高とのり勾配および控長

直高 (m)		~1.5	1.5~3.0	3.0~5.0	5.0~7.0
の勾配	盛土	1:0.3	1:0.4	1:0.5	1:0.5
	切土	1:0.3	1:0.3	1:0.4	1:0.5
控長 (cm)	空積	35	35	-	-
	練積(胴込めのみ)	35	35	35	-
	練積(胴込め+裏込めコンクリート)	35 + 5* = 40	35 + 10* = 45	35 + 15* = 50	35 + 20* = 55

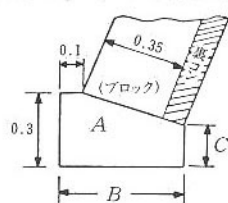
注1) 表中\*印は裏込めコンクリート厚を示す。  
 注2) 空積では、裏込め土が比較的よいときに3mの高さまで用いてよいが、3mを超えてはならない。  
 練積では、裏込めコンクリートをはぶき胴込めコンクリートのみを用いる場合、裏込め土が比較的よいときは5mの高さまで用いてよいが、5mを超えてはならない。  
 注3) 擁壁前面に水位を考慮する場合または、裏込め土が普通以下とみなされる場合は、裏込めコンクリートを設けるのがよい。  
 注4) 「道路土工 擁壁・カルバート・仮設構造物工指針」による。

表 10-13 直高と裏込め材の厚さ

直高 (m)		~1.5	3.0	5.0	7.0
厚さ (cm)	上部	20~40	20~40	20~40	20~40
	下部	30~60	45~75	60~100	80~120

注1) 裏込め土が良好であれば、表 2-8 の小さめの値を、よくない場合は大きめの値を用いる。裏込め土が普通とみなされる場合は中央値を目標にする。直高が表中の直高の間にある時、裏込め材の下部厚さは補間により求める。  
 注2) 切土のときには、比較的よく締まった地山では裏込め材の厚さを上下等厚とし30~40cmとする。ただし、地山がよく締まっていないものおよび背面に埋戻しを多く必要とするような場合は、前記盛土の場合に準じる。  
 注3) 「道路土工 擁壁・カルバート・仮設構造物工指針」による。

裏込めコンクリートのある場合の基礎



裏込めコンクリートのない場合の基礎

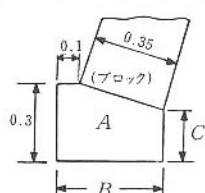


図 10-20 基礎工の設計標準の一例

裏込めコンクリート10cmの場合

寸法 \ のり勾配	1 : 0.3	1 : 0.4	1 : 0.5
A (㎡)	0.13	0.12	0.11
B (m)	0.53	0.52	0.50
C (m)	0.17	0.13	0.10

裏込めコンクリート20cmの場合

寸法 \ のり勾配	1 : 0.3	1 : 0.4	1 : 0.5
A (㎡)	0.15	0.13	0.12
B (m)	0.63	0.61	0.59
C (m)	0.14	0.10	0.05

裏込めコンクリートのない場合

寸法 \ のり配	1 : 0.3	1 : 0.4	1 : 0.5
A (㎡)	0.12	0.11	0.10
B (m)	0.44	0.43	0.41
C (m)	0.20	0.17	0.15

- (注) 1. 本構造は裏込め土が良好な場所に適用すること。背面の土が普通または悪い場合は裏込めコンクリートを用いる構造を使用する。  
2. 擁壁前面に水位がある場合、本構造は適用しないこと。

#### (4) 水 抜 き

- (i) 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。
- (ii) 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。
- (iii) 擁壁背面の水を排除するため，外径5～10cm程度の水抜き孔を3㎡に1か所以上の割合で設置する。湧水，浸透水の多い場合は数量を増す。
- (iv) 水抜き孔は排水が良好にできる位置に設置する。
- (v) 水抜き孔の設置にあたっては土粒子等の吸出し防止に留意する。土質，湧水等現場状況により透水性の吸出し防止材を併用する。

#### (5) 伸縮目地

伸縮目地の間隔は20m程度に1か所を標準とする。

### <参考> 新・斜面崩壊防止工事の設計と実例 本編 p. 224～226

#### 10.4.1 重力式コンクリート擁壁工の一般的留意事項

重力式コンクリート擁壁工は斜面崩壊を直接抑止するほか，押え盛土の安定，のり面保護工の基礎等として用いられる。原則として斜面下部（脚部）の安定を図るためコンクリート擁壁により斜面下部を保護するとともに，崩壊に対しても抑止効果をもたせる。斜面中段部で抑止効果をもたせる場合，前に触れた事項に準じて取り扱うことが望ましい。また，擁壁の天端には一般に落石防護柵（ストーンガード）を設置することが望ましい。

重力式コンクリート擁壁の設計は安定計算により実施するのが原則であるが，10.2.1に述べたように標準設計を適用する場合も多い。

重力式コンクリート擁壁は自重によって土圧を支持する形式のものであって，土圧と自重の合力により躯体の断面に引張応力が生じないように設計するのが原則であるが，断面に引張応力が生じる場合でもこれがコンクリートの許容引張り応力度以下であるときは，重力式コンクリート擁壁として設計する。

重力式コンクリート擁壁は転倒、滑動、支持、擁壁自体の破壊に対しても、また擁壁基盤のすべりに対しても安全であるよう設計するものとする。水抜き断面、数量の決定にあたっては湧水、浸透水等の状況を十分考慮するものとする。

コンクリート擁壁工はのり面保護工や石積・ブロック積擁壁工の基礎として用いられる場合がある。

斜面の崩壊を直接抑止することが困難な場合、斜面下部（脚部）から離してコンクリート擁壁を設置し、崩壊土砂を擁壁で待ち受けることがある。この場合の詳細は10.6で述べる。

土圧を計算する場合は、10.2.2で述べたように、斜面の状況により、①曲線すべり土塊による土圧、②直線すべり土塊による土圧、③盛土擁壁に作用する土圧、④表土の影響を考慮した土圧、のうちのどの土圧が作用するかを調査結果等から判断し、検討を進めなければならない。一般に特別な場合を除いて水圧は考慮しないことが多い。したがって間隔水圧が発生しないよう排水に対する設計は特に留意するものとする。

重力式コンクリート擁壁工の施工は適正な施工計画と施工管理により所定の強度と安定性を確保するとともに、擁壁背面の排水機能を損なわないようにしなければならない。擁壁工施工の前段階にあたる斜面下部の掘削、切り取り等は本編第5章に準ずるが、基礎床掘り終了時までに底盤の位置、高さ、幅を設計書に基づき改めて確認するとともに、土質、湧水の有無等から地盤支持力を想定し、必要に応じ計画の変更等を行うなど安全施工に十分注意を払わなければならない。

#### 10.4.2 設計全般（図10-22参照）

##### (1) 断面形状

- (i) 斜面下部（脚部）に擁壁を設置する場合の断面形状は斜面の勾配、高さ、表土の厚さ、斜面下部での崩壊の位置および形状、基礎地盤の性状、基礎幅等を考慮し、原則として安定計算により決定する。
- (ii) 斜面中腹部に擁壁を設置する場合の断面形状は斜面の勾配、高さ、表土の厚さ、これより上部での予想される小崩壊の位置および形態、基礎地盤の性状、基礎幅等を考慮し、原則として安定計算により決定する。
- (iii) 他の構造物と併用する場合はそれらの組み合わせによって最も抑止および抑制効果が上がるよう設計するとともに、原則としてその安定性を検討する。
- (iv) 天端幅（ $b$ ）は落石防護柵（ストーンガード）設置あるいは施工性を考慮し、50cm程度以上にすることが望ましい。のり面保護工の基礎となるときはその支持力に耐えるものとする。
- (v) 地山の状況に特殊な問題がなく、類似の地形・地質の地区で標準的な擁壁工での対策により成功している例がある場合には、安定計算による詳細設計を省略し、近隣地区での既往設計例および標準設計を用いて設計する場合が多い。

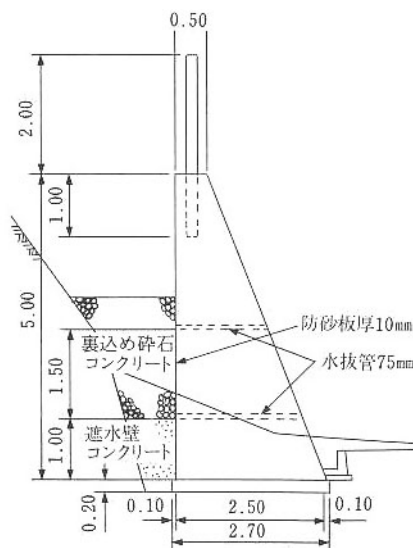


図10-22 重力式コンクリート擁壁工の一例

## (2) 基礎

- (i) 基礎地盤が岩盤の場合はならしコンクリートする。
- (ii) 基礎地盤が土砂の場合はならしコンクリートの下部に栗石（碎石）基礎を設ける。
- (iii) 転倒，滑動，支持に対する安定性を増すため必要に応じてフーチングを設けるものとする。
- (iv) 基礎地盤の支持力が不足する場合は杭基礎を用いることが多い。杭基礎を用いる場合は設計に際して施工（打込みあるいは埋込み）条件等も考慮しなければならない。
- (v) 滑動に対し抵抗力を増すため必要に応じて基礎底面に突起を設けるものとする。
- (vi) 岩盤掘削の埋戻しには原則としてコンクリートを使用するものとする。
- (vii) 根入れについては0.5～1.0m程度とするが，地盤支持力が期待できないときはフーチング等も考慮し，諸条件勘案のうえ決定する。

## (3) 水抜き

- (i) 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。
- (ii) 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。
- (iii) 擁壁背面の水を排除するため，外径5～10cm程度の水抜孔を3㎡に1か所以上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。
- (iv) 擁壁面には原則として栗石，碎石等を使用し，排水層を設ける。
- (v) 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。
- (vi) 水抜孔の設置にあ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。
- (vii) 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。

## (4) 伸縮目地

- (i) 伸縮目地は10～20mに1か所程度設置することを標準とする。
- (ii) 伸縮目地材としてはエラストイトを使用する。

## (5) 裏込め

裏込めは擁壁裏面の排水可能な下段水抜孔から上部の施工上切り取った部分とし，透水性のある材料（栗石等）とする。

<参考> 新・斜面崩壊防止工事の設計と実例 本編 p. 230～231

10.5.1 もたれコンクリート擁壁工の一般的留意事項

擁壁背面が比較的良好な地山で用いられ、重力式コンクリート擁壁と比べると崩壊を比較的小さな壁体で抑止できる。この工法は侵食および風化に対するのり面保護効果もあわせて有している。また設置位置が狭隘でも場所をとらず、斜面地形が変化していても比較的適応性があるので斜面崩壊防止工事ではよく使われている。

もたれコンクリート擁壁工はそれ自体では自立できないので、背面と地山とが密着するよう配慮する。一部盛土部がある場合は十分に締固めて、もたれ効果が期待されるよう地山と密着するようしなければならない。

支持地盤は十分な支持力を期待できる岩盤など堅固なものが望ましいが、必要に応じ支持杭等を考える。もたれコンクリート擁壁工の設計は安定計算によることを原則とするが、重力式コンクリート擁壁工と同様に地山の状況に特に問題がないような場合には、標準的設計例を適用することができる。

一般に擁壁の天端幅は50cm以上とし、壁体の前面のり勾配は1：0.3～1：0.6、壁高は5～15mぐらいまでが用いられている。標準的なもたれコンクリート擁壁工の一例を図10-28に示しておく。

もたれコンクリート擁壁工がそれ自体だけでは崩壊に対応しきれない場合にはグラウンドアンカー工を併用して補強する。この場合のグラウンドアンカー工の設計については本編第11章を参照されたい。

もたれコンクリート擁壁工の施工には10.4.2の重力式コンクリート擁壁工の施工に準ずるが、特に以下の項目に注意を払う必要がある。

- ① 伸縮目地は10～20m 間隔で設けることを標準とする。
- ② 施工継目はかぎ形に施工するとともに、継鉄筋を入れるものとする。

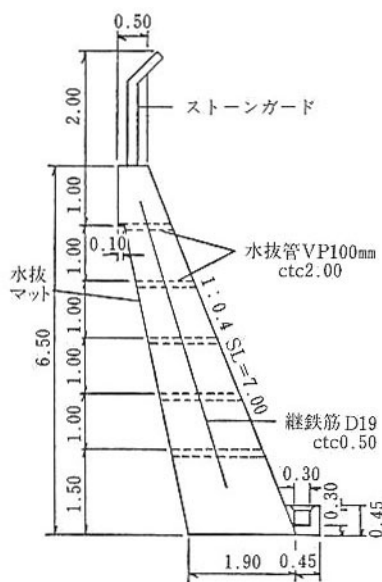


図10-28 もたれコンクリート擁壁工の一例

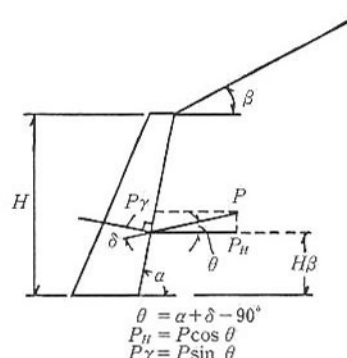


図10-29 もたれコンクリート擁壁に作用する土圧

#### 10.5.2 安定計算手法

重力式コンクリート擁壁工と同様に10.2.2に従って計算する。土圧が作用したときの安定についても重力式コンクリート擁壁工と同様に（10.4.3(1)参照）以下の項目について検討する（図 10-29 参照）。

- ① 転倒に対する安定
- ② 滑動に対する安定
- ③ 基礎地盤の支持力に対する安定
- ④ 全体としての安定
- ⑤ 土圧や擁壁重量その他の荷重によって躯体内に生ずる応力が、許容応力の範囲内にあることの確認

<参考> 新・斜面崩壊防止工事の設計と実例 本編 p. 232～234

井桁組擁壁は湧水が多く、地盤が比較的軟弱な斜面の小崩壊を防止し安定を図るものである。斜面下部で基礎掘削や斜面の切り取りを必要としない場合が多く、またそれが必要な場合でも最小限に止めることができる。そして透水性が良好で屈撓性があるので、湧水量が多く地盤が比較的軟弱な場合とか地すべり性の崩壊が予想される箇所に適用できる。同じ機能を有するものとして鋼製枠組擁壁工もある。

擁壁の高さ、幅、勾配等は斜面および周囲の状況等を勘案して決定する。枠の中詰めはぐり石または雑石が一般に用いられる。

井桁組擁壁工および鋼製枠組擁壁工は一種の重力式擁壁とする考え方もあるが、たわみ性壁に働く土圧が剛な壁に働く土圧と異なると考えられていながらその詳細がわかっていない現在、設計に際しては相当程度に十分な安全率を用いて行う等経験的に処理せざるを得ないのが現状である。したがって本工法を設計するにあたっては、近隣地での成功例および標準設計を参考とすることが有効な手段となる。井桁組擁壁工の一例を図10-33に示す。

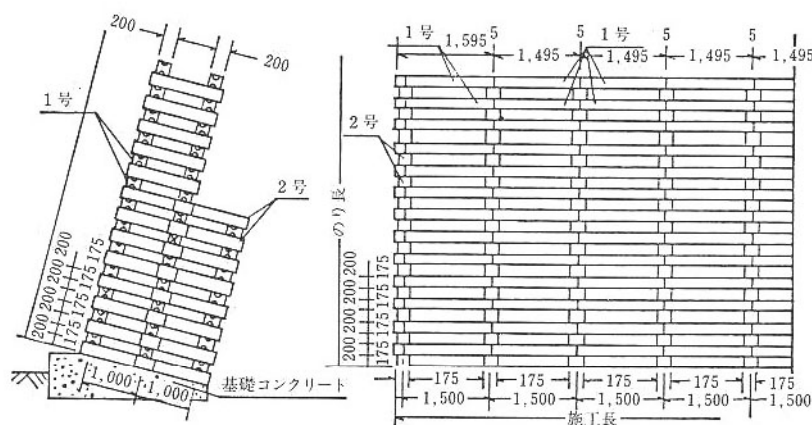


図 10-33 井桁組擁壁工の一例 (単位: mm)

井桁組擁壁の施工は部材の入手、現場への搬入、組立ての難易等に応じて現地に適合した方法で行わなければならない。基礎は枠の組み上り精度を保つため慎重に施工しなければならない。また枠組の節点がフレキシブルな構造であり、不等沈下等により偏荷重が生じ部材を破損する場合もあるので、基礎の設置、部材の組み合わせには十分注意する必要がある。組み立てにあたっては次の点に留意する。

- ① 水平に設置する部材で長大なものは2点吊りとし、基礎部を先行して一定区間を下部から横方向へと連続して施工する。
- ② ブロックを2段程度組み上げたら中詰めを行い、同時に裏込めも行って背後地盤と密着させ、同時に立ち上がるよう施工する。
- ③ 中詰め石は部材に衝撃を与えぬよう枠内に入れ、枠の周囲には枠間隔より大きめの石材を張り立て、内側には大小とり混ぜた礫を空隙が少なくなるよう密に施工する。
- ④ 中詰めには土砂を混入してはならない。また背後から土砂の侵入を防ぐため、背後地山と接する部分には吸出し防止材を施工する。
- ⑤ 積上高が高い場合は立ち上がりに従い背後に屈曲するおそれがあるので、十分に点検して一定勾配を保つよう注意する。
- ⑥ のり線上に屈曲部がある場合は十分に組み合わせを検討し、部材に偏荷重が作用しないよう注意する。
- ⑦ 組み上げに鋼材等を使用する場合は防食塗料を塗布する等、十分な腐食防止を行う。

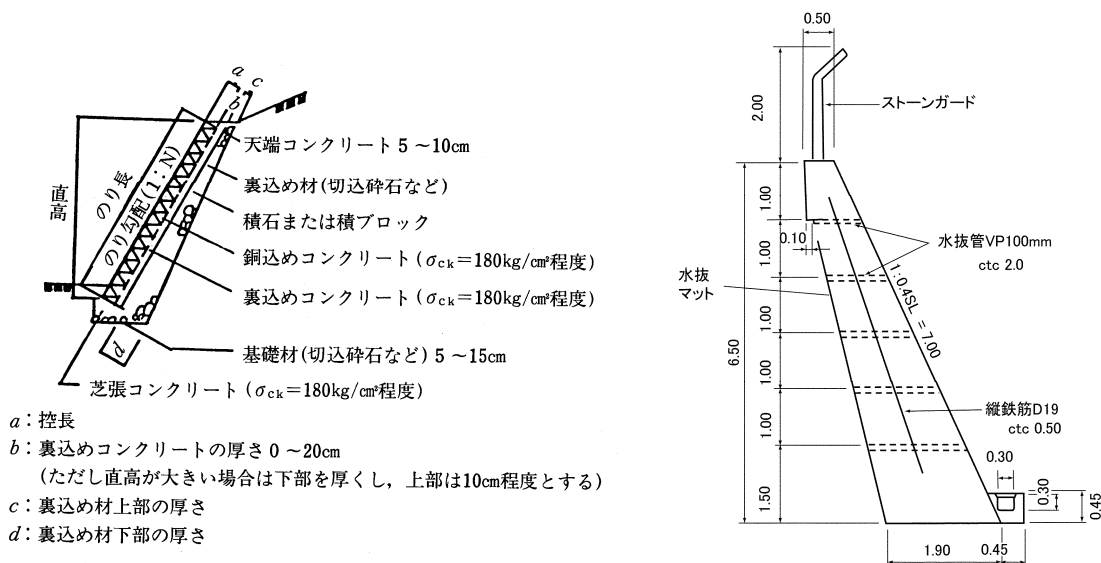


図 3.11 練積擁壁及びもたれ擁壁工の標準断面の一例 (単位 : m)

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)

## (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。

## 【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。

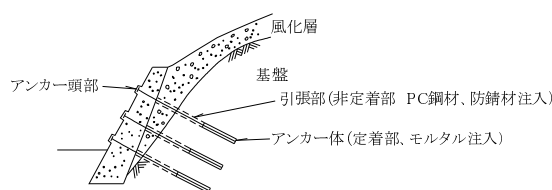


図 3.12 アンカー工の例（擁壁の補強）

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）

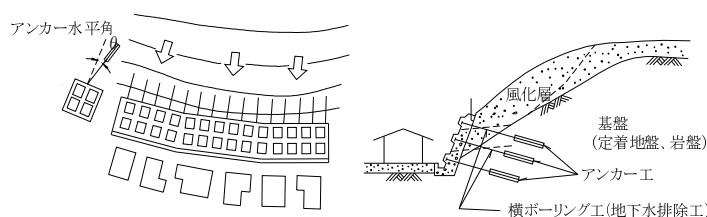


図 3.13 構造物およびアンカーの配置模式図

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）

<参考> 新・斜面崩壊防止工事の設計と実例 本編 p.243～262

## 11.2 グラウンドアンカー工の設計

### 11.2.1 一般的留意事項

斜面安定工に用いるグラウンドアンカー工の一般的な設計手順を図 11-6 に示す。

グラウンドアンカー工の設計において特に留意しなければならない事項は次の通りである。

#### (1) すべり面の想定

すべり面をなるべく的確に想定することが的確な設計荷重を想定するための基本である。本編第3章を参照されたい。

#### (2) 構造物およびグラウンドアンカーの配置検討

グラウンドアンカーおよび構造物の配置（平面的配置，横断面的配置，アンカー角）はグラウンドアンカーおよび構造物の斜面安定効果に重大な影響を与えるので慎重に検討する必要がある。

なお，アンカー引張力によって，構造物に曲げ応力が発生する場合には，曲げ応力が非常に大きなものになるので注意を要する。特にのり枠併用のグラウンドアンカー工においては，枠の許容曲げ応力度が，グラウンドアンカーのテンドン（引張材）の引張力に比して非常に小さいので，アンカー引張力は，枠の許容曲げ応力度によって規制されることが多い。

#### (3) 斜面の安定の検討および必要アンカー力の算定

すべり面が想定され，グラウンドアンカーの施工によって目的とされる計画安全率が決定されると，単位幅当たりの必要抑止力が算定される。それに対するグラウンドアンカーの配置（施工幅，段数，打設角度等）が決定されると，グラウンドアンカー1本当たりの必要アンカー力が算定される。計画安全率は，1.20以上で計画されることが多い。なお，グラウンドアンカーに作用する外力の算定については本編第2章を参照されたい。

#### (4) グラウンドアンカー体の設計

単位幅当たりの必要アンカー力からアンカー間隔等を検討し，1本当たりの設計アンカー力を求

める。次にアンカーの種類を決定する。アンカー体を設計するため定着地盤・岩盤におけるアンカ

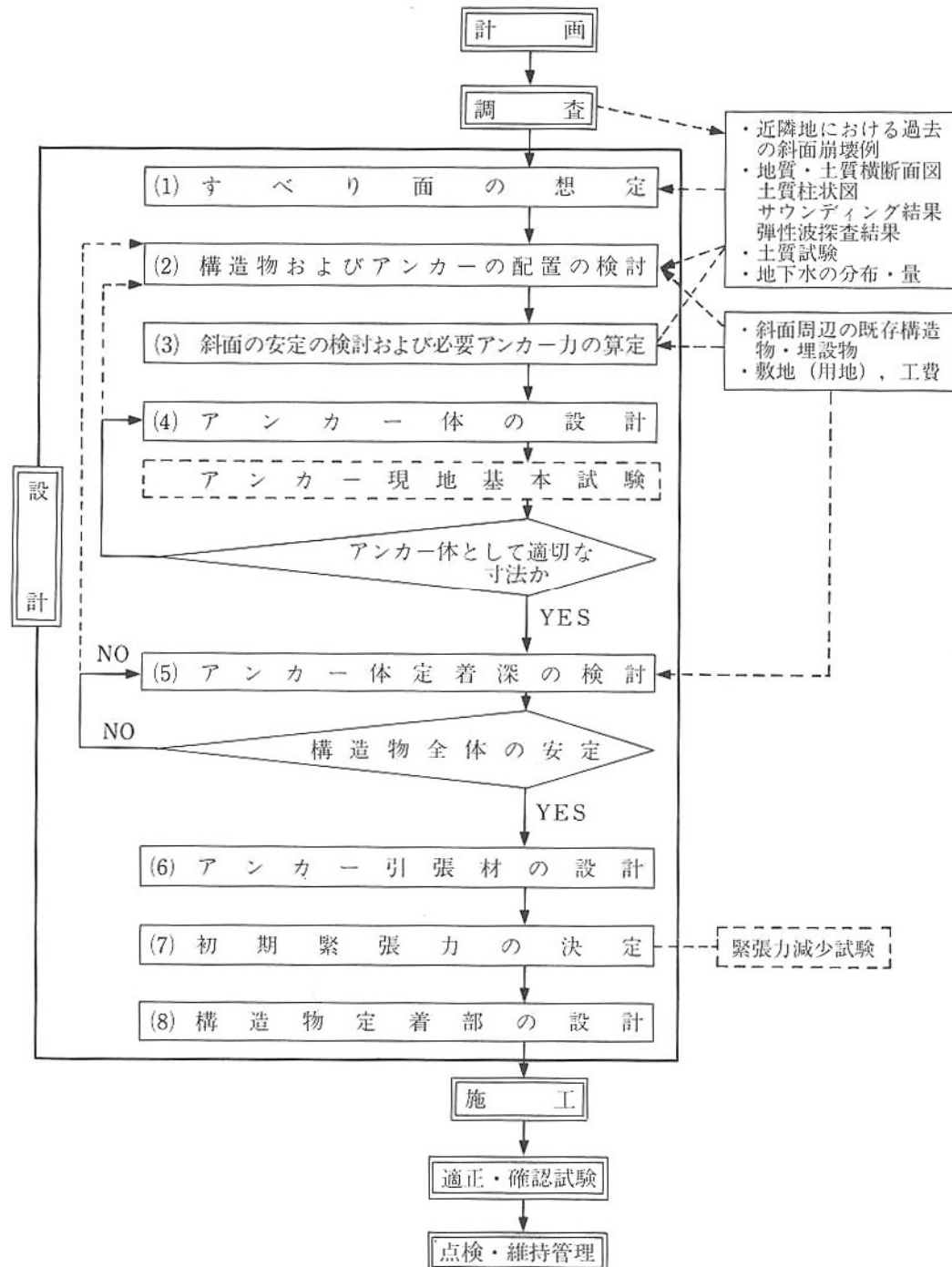


図 11-6 グラウンドアンカー工の一般的な設計手順

一体の極限周辺摩擦抵抗を推定する。なお、事前にアンカー基本試験を実施してある場合にはその結果を利用する。次にアンカー体の安全率（アンカーの引抜きに対する安全率）を決定する。斜面安定工に用いられるような永久アンカーの安全率は、2.5を用いるものと土質工学会基準で定められている。

アンカー体の長さは、土質工学会基準により、自由長は4 m以上、定着長は3～10mとするように定められている。定着長を安全のために10m以上とする場合でも、設計上10m以上の分については考慮しないことを原則とする。

#### (5) アンカー体定着位置の検討

アンカー体の定着地盤は想定すべり面より深い位置の安定地盤・岩盤とするのは当然であるが、アンカー体を打設した場合の斜面の全体的な安定を検討し、さらにアンカーのグループ効果およびアンカー体の土かぶり厚等も考慮し施工性、工事費等を加味して最終的なアンカー体の定着深すなわちアンカー長を検討し決定する。

なお、アンカー定着部については、すべり面の凹凸や不確実性も考慮して、すべり面の1.0～1.5 m以上の深さをとることが通常である。

#### (6) アンカー引張材（テンドン）の設計

アンカー引張材（テンドン）としては一般にPC鋼材が用いられおり鋼線、鋼より線、複合より線束および鋼棒などの種類があり、それぞれ鋼材の断面積、構成、材質等が規格化されている。テンドンの選択・設計にあたってはアンカーの種類、アンカー長、アンカー体径、設計アンカー力、アンカー体とグラウト材との付着力、アンカー頭部許容変位置、鋼材許容引張応力度、リラクセーション、施工性、工費、点検・維持管理等を考慮して決定する。なお永久アンカーでは引張鋼材の防錆は重大な問題であり、防錆処理を二重に行うことが、土質工学会基準で定められている。

#### (7) 初期緊張力の決定

斜面安定に用いるアンカーにおいて初期緊張力（あるいは初期有効緊張力）は慎重に決定されるべきである。構造物やアンカーの種類・形状・材料、斜面地山の強度・性質、アンカー体定着地盤・岩盤の強度・性質およびアンカー締付金具等は初期有効緊張力（初期定着力）、緊張力（定着力）の経年変化に影響を与えるため、これらを総合的に検討して決定する。また必要に応じ、現地においてアンカー緊張定着試験あるいはクリープ試験を行い、その結果を参考にするとよい。アンカー有効緊張力は原則として、斜面崩壊に対して構造物の最大の抵抗力とアンカーの設計アンカー力が同時に働くよう決定されるべきである。これを誤ると設計アンカー力が働く前に土塊のすべりが生じたり、構造物の抵抗力が働かないうちにアンカーに設計アンカー力以上の力が加わったりすることになる。またアンカーの初期有効緊張力は長期的な時間の経過とともに引張鋼材のリラクセーション、地盤の変形、構造物の二次変形等により多かれ少なかれ減少する。初期有効緊張力の減少が大きくなると予想される場合には、事前にアンカーのクリープ試験を行ったり、施工後緊張力の変化が測定できるような施設・構造とし、必要に応じて再緊張やアンカーの再打設ができるような構造としておくことが望ましい。

#### (8) 構造物定着部の設計

アンカー締付金具はアンカー引張鋼材の種類・構成によりそれらに適したものが規格化されている。またアンカーの締付金具との接合は、構造物からの力を無理なくテンドンに引張力として伝えることができるような構造とする。一方、アンカーの集中的な力を安全・確実に構造物を通して地盤に分散できるよう考慮することも大切である。一般に構造物のアンカー頭部付近には引張力に耐

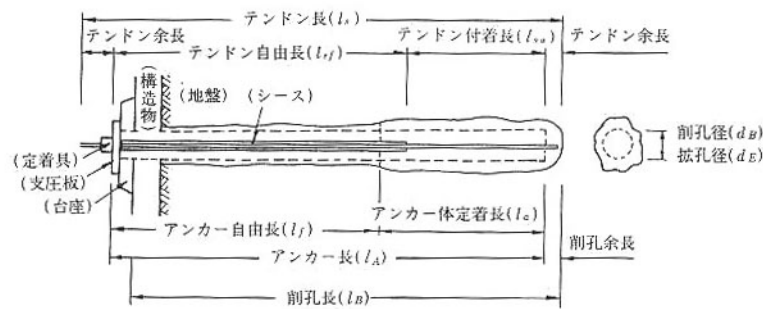


図 11-7 アンカーの長さ径<sup>11-3</sup>

えるよう補強鉄筋を入れておくとよい。またアンカー頭部は防錆や外力からの保護のためにコンクリート等で覆われる場合が多いが、アンカー緊張力の変化を測定したり再緊張を要する場合には鋼製の蓋をかぶせ、その中に防錆材を注入しておくとい。

### 11.2.2 アンカーの配置

アンカーは、作用する荷重に対してそのベクトルがどのような配置関係にあるかにより、その効力に大きな影響がある。設計計画するうえで、アンカーの配置に関する次のことを明瞭にしなければならぬ。

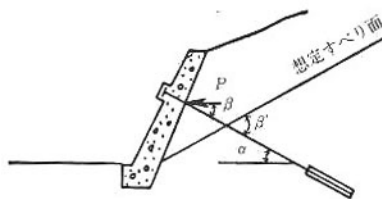


図 11-8 アンカー角

アンカー角には主として横断面において、アンカーが水平面となす角（すなわちアンカー傾角）( $\alpha$ )、力の作用線（土圧）の方向とアンカーのなす角 ( $\beta$ )、アンカーと想定すべり面のなす角 ( $\beta'$ ) と、主として平面において構造物の垂直線（一般には土圧抵抗方向）とアンカーのなす角、すなわちアンカー水平角 ( $\theta$ ) がある（図 11-8、9 参照）。

アンカー傾角 ( $\alpha$ ) は一般にグラウト時にブリ



図 11-9 アンカー傾角・水平角

ージング水がたまって耐力の低下が心配されることから水平に対して $-10\sim+10^\circ$ の打設角度は避けるべきである。また $\beta$ は(2)で述べた種々の条件で定着部となり得る良好な岩の分布範囲や後述する力学的な面から考慮されるべきであるが、一般に $\beta \leq 45^\circ$ となるように配置するのが望ましい。またアンカー水平角( $\theta$ )は(1)で述べたように一般に $\theta = 0^\circ$ となるように配置するのが望ましい。 $\beta'$ が $90^\circ$ より大きくなると、アンカー導入力による抵抗力が(-)の方向になるので注意を要する。

### 11.2.3 斜面安定の検討および必要アンカー力の算定

グラウンドアンカー工のための斜面安定の検討は、一般に必要なアンカー力を算定するための斜面の安定計算が主体となる。自然斜面の場合は、斜面を構成している地盤の強度や水に関する性質が異方性、不均質性を示すため、斜面の安定計算は調査結果をもとに慎重に行う必要がある。

斜面の安定計算方法は斜面を構成する地盤の性質、想定すべり面の形状、崩壊の要因、構造物およびアンカーの種類と配置等により異なるが、くさび形の崩壊が想定される斜面においてアンカーを擁壁等の補強に用いる場合と、比較的勾配が緩く斜面長が長い斜面内で円形すべりが想定される場合の、2つの場合に大別できる。

また、図11-10に示すようにグラウンドアンカー工には、次の2つの機能、

- ① すべり面における垂直力を増加させ、せん断抵抗力を増大させる。  
……………締めつけ(押さえ込み)機能
- ② すべり滑動力を減殺する。  
……………引き止め(待受け)機能

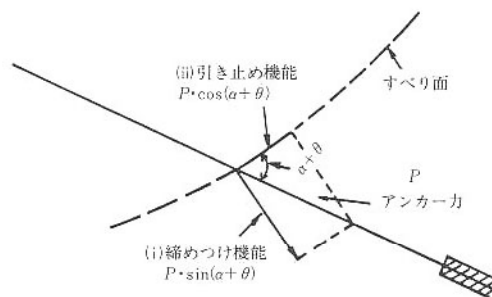


図11-10 グラウンドアンカー工の2つの機能

があると考えられている。

のり面・斜面を安定させるための永久構造物としてのグラウンドアンカー工の設計(後述する、くさび形すべりおよび円弧すべり型)においては、上記の2つの機能が同時に発揮されるかどうか明らかでない場合があり、状況によっては安全側に考えてどちらか一方の機能のみ重点的に考慮する場合がある。

どちらの機能を優先するかは、経済性および以下の技術的な観点から判断される。

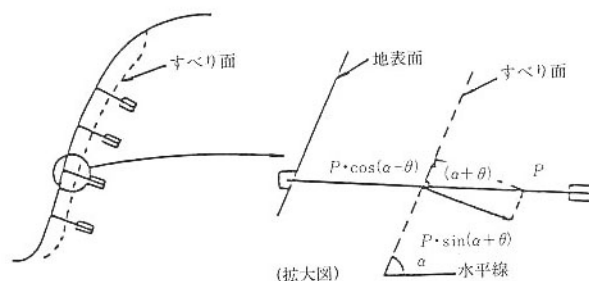


図11-11 締めつけ機能を期待する場合  
(すべり面の勾配が急な場合)

(i) 締めつけ（押さえ込み機能）を期待するアンカー

締めつけを期待するアンカーには図 11-11 に示すようにすべり面勾配が急でかつ、すべり面の位置が比較的浅い場合が多い。

締めつけ機能（押さえ込み機能）を発揮させるためには、図 11-11 に示すように、アンカーは一般に水平に近い角度で打設されることが多いので  $P \cdot \cos(\alpha + \theta)$ （引き止め機能）は小さくなり、安全側を考慮しこれを無視する場合が多い。したがって、同じアンカー引張力ならアンカー打設角がすべり面に垂直に近いほど締めつけ機能は大きくなる。これらを考慮すると、締めつけ機能を期待するアンカーでは、初期緊張力として、アンカー耐力の100%を採用する場合が多い。

(ii) 引き止め機能（待受け機能）を期待するアンカー

引き止め機能を期待するアンカーには、図 11-12 に示されるように、勾配が緩やかで、かつすべり面が比較的深い場合が多い。

引き止め機能（待受け機能）を発揮させるには、アンカーの打設角がすべり面に平行に近い角度

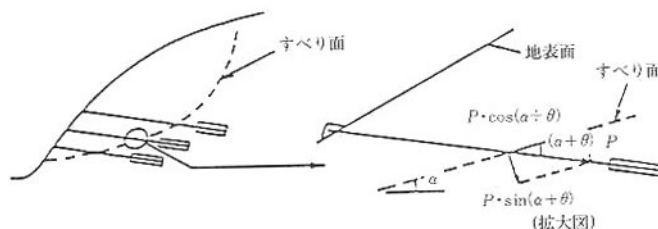


図 11-12 引き止め機能を期待する場合（すべり面の勾配が緩い場合）

になると引き止め機能は大きくなるので、 $P \sin(\alpha + \theta) \cdot \tan \phi$ （締めつけ機能）は小さくなり、安全側を考慮しこれを無視することがある。

しかし、アンカーが水平に近い打設角では、アンカー角で述べた通り、グラウト時にはブリージング水がたまって、耐力の低下が心配されるので、水平に対して  $+10^\circ \sim -10^\circ$  はさけるようにするべきである。

また、引き止め機能を期待する場合、対象すべり土塊が大きく、1本当たりの引張力が大きくなり、特に未固結地盤や軟岩では定着部のクリープなどが懸念されるために、初期緊張力は低くなる。

(1) くさび形すべり型（擁壁などの補強としてアンカーを用いる場合）

(i) 一般的考え方

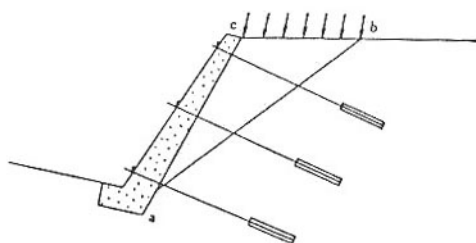


図 11-13 くさび形すべり型

この計算方法は対象斜面において図 11-13 のようなくさび形すべり面が想定された場合に用いられる。

このようなすべりに対しては、力の多角形を用いて構造物およびアンカーによる必要すべり抵抗力 ( $E$ ) を求め、これから構造物によるすべり抵抗力 ( $F$ ) を減じて必要アンカー ( $P_n$ ) を求める（第10章参照）。

(2) 円弧すべり型（主としてアンカーにより斜面安定を図る場合）

この計算方法は対象斜面において図 11-14 のような円弧すべり面が想定された場合に、図のように想定すべり面の全体にわたってアンカーを打設して斜面崩壊を防止しようとするものである。

このような場合には一般に構造物としては現場打コンクリート枠工、コンクリート張工等が併用として多く用いられており、構造物のみによるすべり抵抗力はアンカー工の抵抗力に比して小さいので一般に算定されない場合が多い。

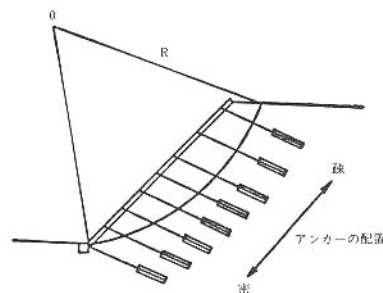


図 11-14 円弧すべり型およびアンカー配置

アンカーのある斜面の安定計算方法としては、一般の円形すべり安定計算と同様に単位幅当たりで想定すべり土塊をいくつかのスライスに分割し、各スライスにおけるアンカー引張力 ( $P_0$ ) による抵抗力 ( $P_A$ ) (実際にはすべり円弧の中心点 O に関するモーメント) を図 11-15 より次のように算定する。

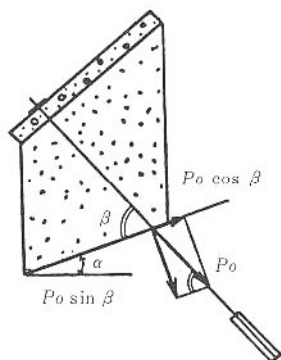


図 11-15 各スライスに働くアンカー力 ( $P_0$ )

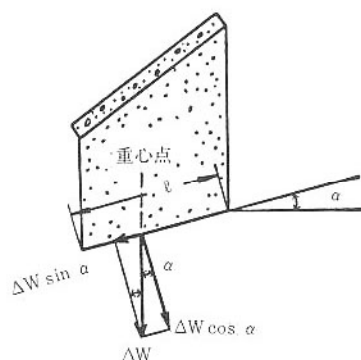


図 11-16 各スライスに働く土塊+構造物の自重 ( $W$ )

$$P_A = P_0 \cos \beta + P_0 \sin \beta \cdot \mu \quad \dots\dots\dots (11.1)$$

$P_A$  : 各スライスのアンカーによるすべり抵抗力, (tf/m)

$P_0$  : 各スライスのアンカー引張力 (tf/m)

$\beta$  : アンカー引張鋼材とすべり面のなす角 ( $^\circ$ )

$\mu$  : すべり面に沿う摩擦係数 (=  $\tan \phi$ )

また各スライスにおける土塊+構造物の自重 ( $\Delta W$ ) におけるすべり起動力 ( $P_m$ ) およびすべり抵抗力 ( $P_r$ ) は図 11-16 より、有効応力法の場合、

$$P_m = \Delta W \sin \alpha \quad \dots\dots\dots (11.2)$$

$$P_r = c' \cdot l + (\Delta W \sin \alpha - u \cdot l) \tan \phi' \quad \dots\dots\dots (11.3)$$

全応力法の場合、

$$P_m = \Delta W \sin \alpha$$

$$P_r = c \cdot l + \Delta W \cos \alpha \cdot \tan \phi$$

$P_m$  : 各スライスにおけるすべり起動力 (tf/m)

$P_r$  : 各スライスにおけるすべり抵抗力 (tf/m)  
 $\Delta W$  : 各スライスの土塊重量+構造物の自重 (tf/m)  
 $\alpha$  : 想定すべり面と水平面のなす角 (°)  
 $c'$  : 有効応力に関する土の粘着力 (tf/m<sup>2</sup>)  
 $\ell$  : 各スライスのすべり面の弧長 (m)  
 $u$  : 間隙水圧 (tf/m<sup>2</sup>)  
 $\phi'$  : 有効応力に関する土の内部摩擦角 (°)  
 $c$  : 粘着力 (tf/m<sup>2</sup>)  
 $\phi$  : 内部摩擦角 (°)

以上よりアンカーおよび構造物設置後の安全率 ( $F_s$ ) は、

$$\begin{aligned}
 F &= \frac{\sum(P_r + P_A)}{\sum P_m} \\
 &= \frac{\sum\{c' \cdot \ell + (\Delta W \cos \alpha - u \cdot \ell) \tan \phi'\} + \sum P_o(\cos \beta + \sin \beta \cdot \tan \phi)}{\sum \Delta W \sin \alpha} \\
 \text{or} &= \frac{\sum(c \cdot \ell + \Delta W \cos \alpha \cdot \tan \phi) + \sum P_o(\cos \beta + \sin \beta \cdot \tan \phi)}{\sum \Delta W \sin \alpha} \dots\dots\dots (11.4)
 \end{aligned}$$

したがって単位幅当たりの必要アンカー力 ( $P_n$  : 単位幅, 各スライス当たり) は計画安全率を  $F_{s,p}$  とすると、

$$\begin{aligned}
 P_n &= \frac{\sum \Delta W \sin \alpha \cdot F_{s,p} - \sum\{c' \cdot \ell + (\Delta W \cos \alpha - u \ell) \tan \phi'\}}{\sum(\cos \beta + \sin \beta \cdot \tan \phi)} \\
 \text{or} &= \frac{\sum \Delta W \sin \alpha \cdot F_{s,p} - \sum\{c \cdot \ell + \Delta W \cos \alpha \cdot \tan \phi\}}{\sum(\cos \beta + \sin \beta \cdot \tan \phi)} \dots\dots\dots (11.5)
 \end{aligned}$$

(11.4) 式は、土留め壁などに一時的にアンカーを用いる場合のように仮設工事に対しては従来から適用され、実績も有しているが、斜面崩壊防止工で永久構造物としてアンカーを用いる場合は必ずしも妥当でないと考えられる場合もある。その理由は、アンカー定着部の岩のクリープ等によって、長時間ではアンカーの緊張力が減少すると考えられるからである。したがって、永久構造物としてアンカーを用いる場合は安全側に考えて (11.4) 式の分子の  $[\sum P_o \sin \beta \tan \phi]$  の項を見込まない場合がある。

しかしながら、想定される土塊の体積が増加すると考えられる部分については、アンカーの緊張力が減少しないとし、(11.4) 式の第 2 項を見込んで想定される土塊のすべりに対する防止工を設計する立場からは差し支えないであろう。すなわち、図 11-15 に示すように、想定すべり面の末端部やすべり面の勾配が緩くなった部分のスライスでは (11.4) 式をそのまま適用し、残りの部分については、(11.4) 式の  $[\sum P_o \sin \beta \tan \phi]$  の項を見込まない場合もある。

そのような場合は、想定されたすべり下部にアンカーを密に設置し、上部には疎に設置することになる (図 11-8 参照)。

また斜面上部での小崩壊が図 11-18 のように想定される場合には、その小崩壊を防止する目的でアンカーを斜面上部に設置する。

上述のように、クリープ性の著しい岩盤の場合には、上部斜面アンカーにおいて、再緊張等の考慮を要する。

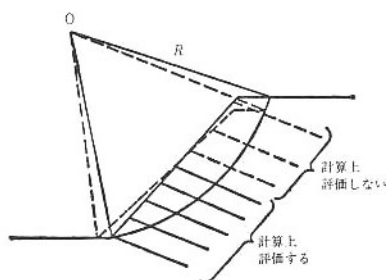


図 11-17 円弧すべり型におけるアンカーの評価

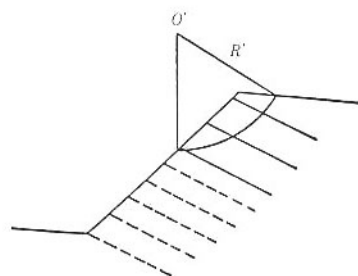


図 11-18 斜面上部の小崩壊に対するアンカー

(3) その他

そのほかアンカーを用いた山留め壁の内的安定の検討方法としては, Kranz の計算法が有名である。また想定すべり面が円弧の場合の斜面の安定計算法には, (2)に述べた計算法のほかに Bishop 法があり, 想定すべり面が非円弧の場合には代表的なものとして Janbu 法や Morgenstern 法がある。

11.2.4 アンカー体の設計

以上のように単位幅当たりの必要アンカー力 ( $P_n$ ;  $P_1, P_2 \dots$ 等) が求めれば, 構造物の構造, アンカー耐力, 施工性等を考慮してアンカーの配置・間隔を決定し, 1 本当たりの必要設計アンカー力 ( $P_n'$ ) が求められる。

以下では, 斜面安定工に多く用いられている永久グラウンドアンカーについて, そのアンカー体の一般的な設計方法を述べる。

アンカー耐力は, 主にグラウトとテンドン (引張材) との付着力とグラウトと地盤の付着力によって決まるので, 設計アンカー力は次式で求められる両者のうち, 定着長の長くなる方を採用することになっている。

グラウトとテンドンの付着

$$\ell a = \frac{T_d}{\pi \cdot d_s \cdot \tau_b}$$

$$\ell a = \frac{T_d}{U \cdot \tau_b}$$

$T_d$ : 設計アンカー力  
 $d_s$ : 引張鋼材の見かけの直径  
 $\tau_b$ : 許容付着応力度  
 $U$ : 見かけの周長 ..... (11.6)

グラウトと地盤との付着

$$\ell a = \frac{T_d \cdot f_s}{\pi \cdot d_A \cdot \tau}$$

$d_A$ : アンカー体径  
 $\tau$ : 周面摩擦抵抗  
 $f_s$ : 安全率 ..... (11.7)

(1) アンカー体の周面摩擦抵抗 ( $\tau$ ) の推定

アンカー体の周面摩擦抵抗はアンカー体定着地盤の強度・性質・深度, アンカー体の長さ・径, 地盤の削孔方法, グラウトの施工方法の良否等に左右される。その中でも特にアンカー体定着地盤の強度・性質により大きく変化するため, 事前に現地でアンカー基本試験を 1~2 本実施して, この結果からアンカー体の周面摩擦抵抗を推定する方法が現在最も正確な方法の 1 つといえる。

しかしながら, 急傾斜地崩壊防止工事の対象斜面では人家が斜面に近接し, かつ密集している場合が多く, 対象斜面内で基本試験を実施することは必ずしも好ましくない場合がある。現地で基本

試験を行う場合には対象斜面と類似した、人家等に対して安全な近隣の斜面で行う等の配慮が必要である。

したがって以下では主として従来のアンカー基本試験の結果を利用して、対象斜面の地盤調査結果をもとにアンカー体の周面摩擦抵抗 ( $\tau$ ) を推定する方法を述べる。

現在最も一般に用いられている  $\tau$  の推定方法は土質工学会基準で示されている表 11-2 を利用して定着地盤の種類から  $\tau$  を推定する方法である。

ただしこの表の  $\tau$  値はほとんどが加圧型アンカーの基本試験によって求められた値であり、無加圧型アンカーの  $\tau$  を推定する場合には表 11-2 をそのまま使うことは避け、いくらか  $\tau$  を小さく推定する必要がある。低減率については明確にされていないが、表 11-2 を用いた場合はなるべく低いほうの値を用いるべきであろう。

図 11-19 には日本各地で実施されたアンカーの基本試験結果を整理し、 $\tau$  は地盤・岩盤との関係を求めたものである。なお、この図で斜線を施した範囲は表 11-2 に示された関係を示している。

図 11-16 より、砂および岩盤に定着されたアンカー体の周面摩擦抵抗 ( $\tau$ ) はばらつきが大きく、表 11-2 に示された値よりも小さな  $\tau$  がかなりみられる。特に風化岩の場合その具体的な土質定数が明示されていないためばらつきがひどく、その風化の度合いが強い場合にはむしろ土砂並みの扱いをしたほうがよい場合があり注意を要する。このようなことから今後は地盤・岩盤の土質定数（一軸圧縮強度、粘着力、内部摩擦角、変形係数等）と  $\tau$  の関係を調査し、資料を集積することにより、より正確に  $\tau$  を推定できるようにする必要がある。

アンカー体を形成するためのグラウト注入時に加圧するかあるいは無加圧とするかによりアンカー体の周面摩擦抵抗 ( $\tau$ ) は変化する。一般にパッカー等を用いてグラウト材を加圧すると、土砂、砂礫の地盤等では施工されたアンカー体径が削孔径よりも増加するため、みかけの  $\tau$  (削孔径で周面積を計算したもの) は無加圧に比べて大きくなる。また、軟岩、硬岩等では加圧により削孔周辺地盤内の亀裂等にグラウトが注入され、さらに削孔壁に対するアンカー体の垂直応力が増加する等の効果により同様に無加圧に比べてみかけの  $\tau$  が増加する。この  $\tau$  の増加量を算定する式はいくつか発表されているが、実際には施工方法は定着地盤・岩盤の性質等に左右されるため、現地における基本試験あるいは類似した地盤での過去の基本試験例を参考にして推定するのがよい。参考までに図 11-20 に海外でこの関係をまとめた例を示す。

加圧応力は地盤・岩盤の性質、強度、加圧方法等を考慮して決定するが、一般に砂・砂礫の場合で 2～15kgf/cm<sup>2</sup>、粘性土で 2～5 kgf/cm<sup>2</sup>、土丹で 10～13kgf/cm<sup>2</sup>、岩盤で 5～18kgf/cm<sup>2</sup> が用いられている場合が多い。ただし加圧によりアンカー体周辺地盤を破壊しないよう加圧圧力の決定にあ

表 11-2 アンカー周面の摩擦抵抗<sup>11-3)</sup>

地盤の種類		摩擦抵抗 (kgf/cm <sup>2</sup> )	
岩盤	硬岩	15～25	
	軟岩	10～15	
	風化岩	6～10	
	土丹	6～12	
砂礫	N 値	10	1.0～2.0
		20	1.7～2.5
		30	2.5～3.5
		40	3.5～4.5
		50	4.5～7.0
砂	N 値	10	1.0～1.4
		20	1.8～2.2
		30	2.3～2.7
		40	2.9～3.5
		50	3.0～4.0
粘性土		1.0c (cは粘着力)	

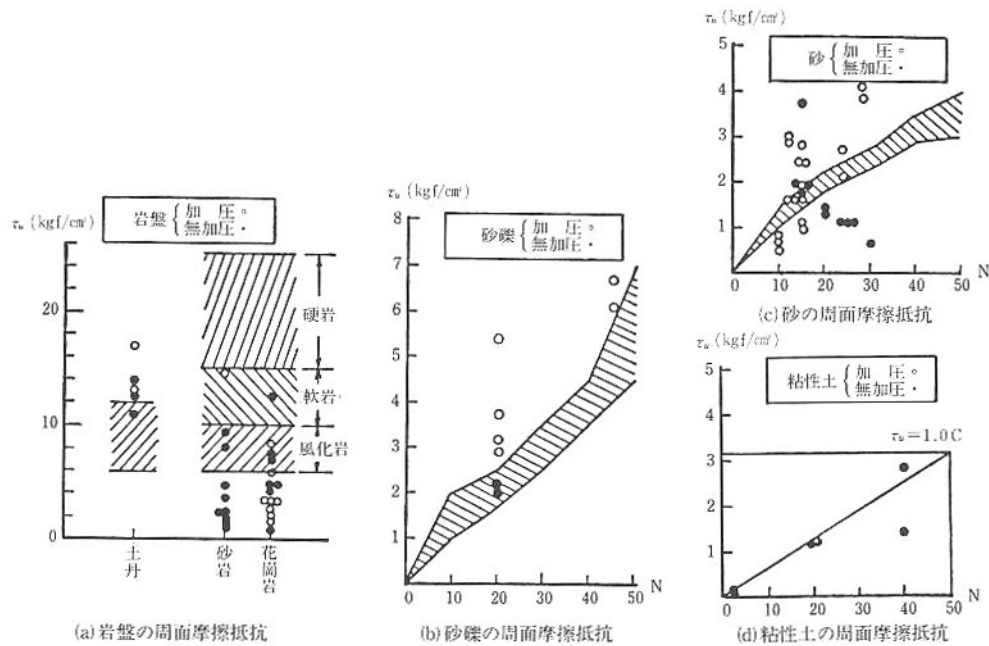


図 11-19 周面摩擦抵抗 ( $\tau$ ) と地盤・岩盤の関係

たっては注意を要する。

(2) アンカー体の安全率 ( $f_s$ ) の検討

一般の摩擦型グラウト式アンカーは次に述べる1つかあるいは複数の原因により破壊すると考えられる。

- ① 地盤内部の破壊によるもの。
- ② 地盤とグラウトの付着面で破壊するもの。
- ③ グラウトと引張鋼材の付着の破壊によるもの。
- ④ 引張鋼材あるいは定着機構の破壊によるもの。

ここでは②の地盤とグラウトの付着面での破壊に対する安全率をアンカー体の安全率 ( $f_s$ ) として検討する。

このアンカー体の安全率 ( $f_s$ ) は一般に仮設アンカーと永久アンカーにより区別している。さらに国によっては構造物の重要度によって変化させている場合もある。さらに各国においてもこの  $f_s$  は異なっている。

わが国においては、土質工学会基準により、アンカー体の安全率を表 11-2 のように定めている。

(3) アンカー体径 ( $d_a$ ) の選定

永久アンカーのグラウトによるかぶり厚は土質工学会基準により10mm以上と定められており、ア

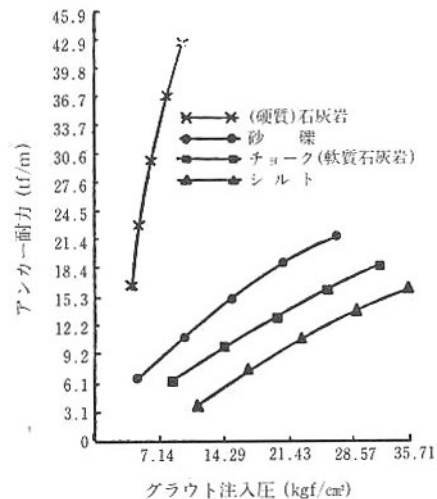


図 11-20 グラウト注入圧とアンカー耐力の関係 (Soletanche, 1970による)

表 11-3 許容値に対する係数および安全率

(1) 許容引張力 (係数  $k$ )

		テンドン極限荷重 ( $T_{uz}$ ) に対して	テンドン降伏荷重 ( $T_{ys}$ ) に対して
仮設	アンカー	$0.65T_{uz}$	$0.80T_{ys}$
永久	(常時)	$0.60T_{uz}$	$0.75T_{ys}$
	(地震時)	$0.75T_{uz}$	$0.90T_{ys}$

(2) 許容引抜き力 (安全率  $f_s$ )

		極限引抜き力 ( $T_{uz}$ ) に対して
仮設	アンカー	$T_{uz}/1.5$
永久	(常時)	$T_{uz}/2.5$
	(地震時)	$T_{uz}/1.5\sim 2.0$

表 11-4 許容付着応力度

( $\text{kgf}/\text{cm}^2$ )

引張材の種類		グラウトの設計基準強度	150	180	240	300	400以上
仮設	P C 鋼 線	P C 鋼 線 多 重 P C	8	10	12	13.5	15
	P C 鋼 棒						
	P C 鋼 線 多 重 P C						
	異形 P C 鋼 棒						
永久	P C 鋼 線	P C 鋼 線 多 重 P C	-	-	8	9	10
	P C 鋼 棒						
	P C 鋼 線 多 重 P C						
	異形 P C 鋼 棒						

表 11-5 許容付着応力度

普通コンクリート

鉄筋の種類	設計基準強度 $f'_{ck}$ ( $\text{kgf}/\text{cm}^2$ )			
	180	240	300	400以上
普通丸鋼	7	8	9	10
異形鉄筋	14	16	18	20

ンカーの削孔径は、このかぶり厚とテンドン径を考慮して決定される。

粘性土、砂、シルトなどの地盤では削孔径の大きさに削孔速度がそれほど影響されないことから  $d_A=90\sim 140\text{mm}$  の範囲に、砂礫、玉石、岩盤の場合は削孔速度が削孔径により著しく左右されるので  $d_A=60\sim 110\text{mm}$  の範囲が削孔効率が良いが、永久アンカーの場合は二重防食の構造とする必要から、 $d_A=115\sim 165\text{mm}$  となることが多い。

(4) アンカー体定着長 ( $l_a$ ) の選定

原則としてアンカー体定着長  $l_a$  は土質工学会基準で10m 以下と定められている。その理由とし

ては、まず  $l_a$  を長くとりすぎるとアンカー体が斜面の表面に近いところから逐次グラウトと岩盤の付着切れを起こして、

- ① アンカー体グラウト部の亀裂の発生。
- ② 定着力（プレストレス力）の低下。

等の悪影響を生じる可能性があり、期待する効力が得られなくなる場合が多いからである。

また逆にアンカー体定着長（ $l_a$ ）を極端に短くすることは、実際の施工時に定着地盤の局部的な強度低下に対して危険性が高くなること、また1本当たりのアンカー耐力が必然的に低下し工費的にも不利になる。

#### (5) アンカー現地基本試験による適否の検討

以上のようにしてアンカー体の大きさ等が決定されたならば、施工前に現地でアンカー基本試験を実施して、設計されたアンカーの適否を判定し、もし不適と判断された場合には、その試験結果を参考に再設計を行わなければならない。

しかしながら前述したように斜面崩壊防止工事においては、斜面に対する安定性、工費、工期等の面から制約され、現実には必ずしも現地におけるアンカー基本試験が可能ではないことがある。

このような場合は所定の設計荷重に対する確認試験時のアンカーおよび周辺地山の挙動よりアンカー工の妥当性を検討することが重要になってくる。

#### 11.2.5 アンカー体定着位置の決定

これまでの検討から構造物およびアンカーの平面的・横断面的配置の概要が決定され、アンカー体の径や長さも決定されたわけであるが、次に斜面、構造物およびアンカーの全体的な面からアンカーの適否をチェックしてアンカーの定着位置（アンカー体の間隔、アンカー体の定着深等）を決定する。

##### (1) アンカーテンドンの自由長（ $l_{sf}$ ）の検討

アンカーの引張材自由長部は地山に有効プレストレスを与えるため、またそのプレストレスがクリープにより減少するのを少なくするため、さらに定着部または地盤に小さな変異が生じてもアンカー緊張の緊張荷重が大きく変化しないようにするため、土質工学会基準では4.0m以上必要とされている。引張材自由長部はすべて土塊から横方向の力を加えられないよう、モルタル等で、グラウトして地山に密着することは避けることが望ましい。

##### (2) アンカー体の土かぶりの厚さの検討

アンカー体の定着基盤と斜面の表層の土層の厚さが薄い場合（すなわちアンカー体定着基盤の深さが浅い場合）には、アンカー体は定着基盤の表面よりさらに深く（一般にはアンカー体径  $d_a$  の20倍以上）設置することが望ましい。

#### 11.2.6 テンドン（アンカー引張材）の設計

##### (1) テンドン（アンカー引張材）の種類

テンドンとしては一般にPC鋼材が用いられている。これは他の一般の鋼材に比して引張強さが大きい（例えばSR30では49～63kgf/mm<sup>2</sup>であるのに対してPC鋼棒では95kgf/mm<sup>2</sup>以上）こと、およびリラクセーションが少なく緊張定着力の経時による減少が少ないことなどによる。テンドンとして用いられているPC鋼材には鋼線・鋼より線、複合より線束、鋼棒（丸鋼、異形）がある。これらのテendonはその種類、本数等により特殊の締付金具を用いる場合があるのでこれらも合わせ

て検討する。

(2) 引張材断面積 ( $A_s$ ) の算定

以上のようにしてアンカー引張材に用いる鋼材の種類が決定されたならば、次に1本当たりの設計アンカー力 ( $P_0$ ) を満たす引張材断面積 ( $A_s$ ) を算定し、それに適した鋼材径 (あるいは本数) を選定する。

(i) 引張材の許容引張応力度 ( $\sigma_{pa}$ ) に関する検討  
まず、

$$A_s \geq \frac{P_0}{\sigma_{pa}} \quad \dots\dots\dots (11.8)$$

ここに、

- $A_s$  : 引張材断面積 (mm<sup>2</sup>)
- $P_0$  : 設計アンカー力 (kgf)
- $\sigma_{pa}$  : 引張材の許容引張応力度 (kgf/mm<sup>2</sup>)

でなければならない。さらに  $\sigma_{pa}$  は鋼材の引張強度 ( $\sigma_{pu}$ ) および鋼材の降伏点応力度 ( $\sigma_{py}$ ) に対して検討を行い、

$$\begin{aligned} \sigma_{pa} &\leq 0.60 \sigma_{pu} \\ \sigma_{pa} &\leq 0.75 \sigma_{py} \end{aligned}$$

のうちいずれか小さな  $\sigma_{pa}$  を用いなければならない。

ただし、基本試験、確認試験あるいは緊張定着時の一時的な荷重に対しては、

$$\begin{aligned} \sigma_{pa}' &\leq 0.80 \sigma_{pu} \\ \sigma_{pa}' &\leq 0.90 \sigma_{py} \end{aligned}$$

のうちいずれか小さな  $\sigma_{pa}'$  を用いてもよい。

(3) 引張鋼材およびアンカー頭部の腐食対策

アンカーを永久構造物として用いる場合、引張鋼材および締付金具の腐食は重要な問題となる。一般に引張鋼材および締付金具は工事完成後はモルタル等で覆われてしまうため外からはその状況が判定できず、長期間の後には重大な腐食が生じ引張鋼材や締付金具の強度の低下をもたらし、最終的にはアンカーの破壊につながるおそれがある。

鋼材の腐食には主として水や化学薬品などによる化学的腐食と漏洩電流による電氣的腐食がある。一般に化学的腐食は鋼材全体にわたることが多く、電氣的腐食は局部的なものが多い。

これらの腐食の原因となるものは主として、鋼材の傷、加工やコイリングによるひずみが残って

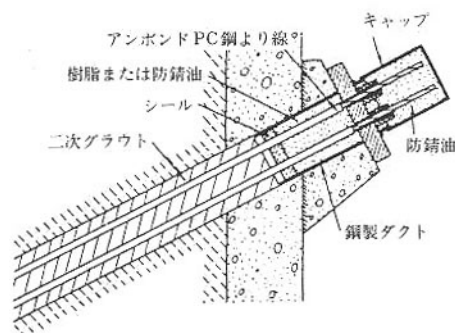


図 11-21 アンカー頭部および引張部の防食工例 (PC 鋼より線)

いる場合、有害な化学作用のある土質で地下水のある場合、グラウト厚が不足し亀裂等より水が浸入した場合などが考えられる。

したがって、引張鋼材およびアンカー頭部の腐食対策としては次の事項があげられる。

- ① 全般的な注意事項として
  - (a)鋼材に傷をつけないよう取り扱いに注意する。
  - (b)鋼材の加工時に余分なひずみを与えない。
  - (c)鋼材を長期にわたって放置しない。
  - (d)鋼材の設置にあたっては、傷や錆を事前にチェックし十分な防錆（防錆材の塗付等）を行う。
- ② アンカーの頭部に関しては、
  - (a)保護蓋を設置し内部に防錆材（グリス、グラウト材等）を封入する。
- ③ アンカー自由長部に関しては、
  - (a)シース（ポリエチレン製等）をかぶせ内部に防錆材（グリス等）を封入する。
  - (b)あるいは引張鋼材表面に防錆材料を塗付する。
  - (c)なお上述の対策を行うとき、引張材の伸縮を拘束しないような構造とする。
- ④ アンカー体に関しては、
  - (a)グラウトのかぶり厚を十分とる（10mm以上）。また施工にあたっては PC 鋼材が削孔した孔の中央部に設置されるよう保持する。
  - (b)一般にグラウトの上部のほうはブリージング水等により弱くなるので設計アンカー定着長より余分にグラウトし、シースと重複させる。
  - (c)グラウト材には腐食を生じさせる有害な物質を使用しない。
  - (d)施工にあたっては念入りなグラウトを行う。

なお、アンカーの軸方向が、のり枠工や擁壁の壁面と垂直にならず斜交する場合は、アンカーの緊張時に壁体と台座がズレるおそれがあるので、十分注意する必要がある。

#### 11.2.7 初期緊張力の決定

打設されたアンカーの緊張計画をたてることは、アンカーの設計のなかでも重要な項目の1つといえる。アンカーの緊張力をいくらにとるかにより施工されたアンカーが有効に働くか否かを左右する場合もあるので、慎重に検討し、決定する必要がある。

アンカーの緊張は、まず計画最大荷重  $P_{max}$  で緊張し、一定期間荷重を保持しアンカーのクリープ量、その他の変状がないか否かを確認した後除荷し、途中で再び載荷して初期緊張力 ( $P_i$ ) まで達したならアンカーの締付金具で引張鋼材を固定し、次にジャッキの荷重を除いていく。この場合最終的に引張鋼材に導入される緊張力は、初期有効緊張  $P_e$  である。したがって、ジャッキの初期緊張力 ( $P_i$ ) と実際に引張鋼材に導入される初期有効緊張力（初期定着力） $P_e$  には  $\Delta P = P_i - P_e$  の差があることに注意する必要がある。

この差  $\Delta P$  は、引張鋼材の種類や長さ、締付金具の種類、斜面を構成する地盤・岩盤、構造物等により変化するため、実際には現地において実測するのがよい。

斜面安定に用いるアンカーに対して、現在アンカーの初期有効緊張力をいくらにするかについては統一された考え方がなく、各設計者や現場担当者が斜面の状況、構造物の特性およびアンカーの特性等を考慮してケースバイケースで決定している場合が多い。

(1) くさび形すべり面に用いたアンカーの場合

前述したくさび形のすべりでは、すべり面でのせん断抵抗力 ( $K$ ) を見込んでいる。しかしながら、図 11-22 に示すように  $K$  は一定でなく、すべり面の変位に伴い変化する。同様にアンカー緊張力 (抑止力) も壁体の変位に伴い変化する。

したがって常時におけるアンカーの有効緊張力 ( $P_e$ ) はすべり土塊のせん断抵抗力 ( $K$ ) およ

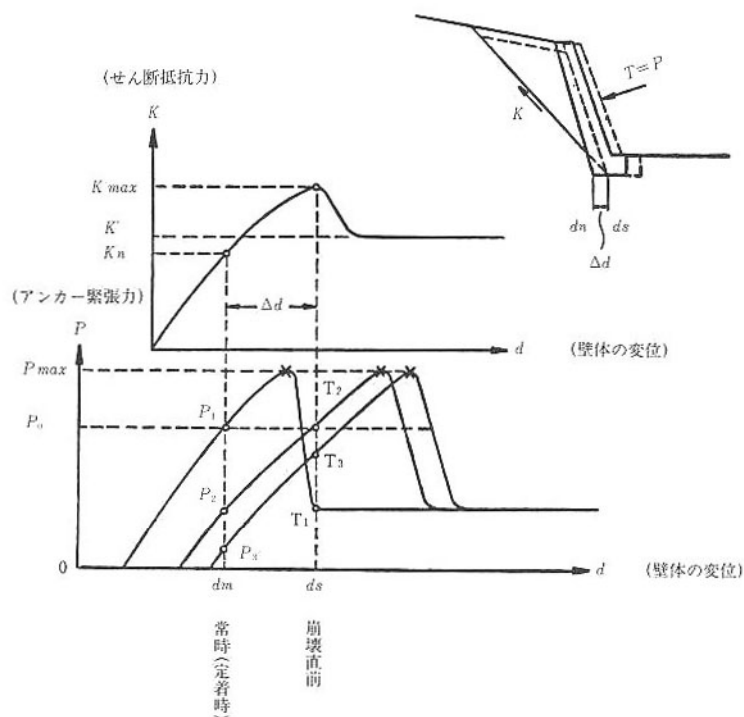


図 11-22 壁体の変位とアンカー緊張力およびせん断抵抗力の関係

び構造物の滑動抵抗が最大となる時点で、 $P_e = P_0$  (設計アンカー力) となるように設定されることが望ましい。言い換えれば図 11-22 において  $P_e = P_2$  で設定されることが望ましい。もし  $P_e = P_1$  で設定されれば、土塊のせん断抵抗および構造物の滑動抵抗が最大になる前にアンカーに設計アンカー力 ( $P_0$ ) を超える荷重が作用しアンカーが破壊されるおそれがあり、 $P_e = P_3$  で設定されれば、逆に設計アンカー力 ( $P_0$ ) が発揮される前にすべり面のせん断が生じてしまう可能性がある。

以上のことによりアンカー有効緊張力 ( $P_e$ ) を適正に求めるためには、図 11-22 における  $\Delta d = d_s - d_n$  が求められればよいことになる。

$\Delta d$  は斜面の状況やすべりの動きあるいは構造物およびアンカーの種類、大きさ等により異なるため正確に求めることは困難であるが、一般に常時には動きがなく、亀裂等も発生していない斜面では、 $\Delta d = 3 \sim 5 \text{ mm}$  と考えられることが多い。

(2) 円弧すべり面で用いたアンカーの場合

円弧すべり面に用いたアンカーの場合も、原則的にはすべり面におけるせん断抵抗力が最大とな

る時点で、設計アンカー力 ( $P_0$ ) が生ずるように初期緊張力および初期有効緊張力が設定されることが望ましい。ただし注意しなければならないことは、大きな円形すべりではわずかにすべり始めたときの斜面形の変化は図 11-23 に示すように斜面下部ではふくらみ、斜面上部ではへこむ。

したがって、このとき実際にアンカーの抑止力が働くのはすべり面下部に設置されたアンカーであり、すべり面上部に設置されたアンカーはあまり効果がないと考えられる。すべり面下部に設置されたアンカーに対しては、鋼材のリラクゼーション、定着部の岩のクリープなどによる長期間でのアンカー緊張力の緩みと、すべり土（岩）塊のふくらみ（体積膨張）によるアンカー緊張力の増加のかね合いで初期緊張力を定めるべきであるが、これらについては十分な知識、技術がないのが現状である。したがって、地山の状況や設計アンカー力の大きさなどから、

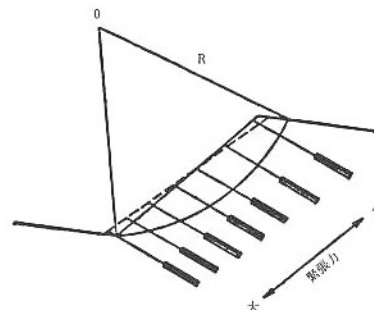


図 11-23 円弧すべりの崩壊直前の斜面形の変化

ケースバイケースで判断することになるが、設計緊張の40～80%を初期緊張力とするのが目安であろう。すべり面上部に設置されたアンカーに対しては、想定すべり面の形状とアンカーの方向から、図 11-14 において  $\cos \beta \geq 0$  であれば、これよりやや強めに初期緊張力をかけるのが妥当であろう。なお、すべり面上部に設置されたアンカーはすべり面上部に発生する局所的な小すべりに対しては有効である。

### (3) アンカーのクリープ（緊張力減少）現象

アンカー打設後、適正な養生を終えたアンカーは、確認（あるいは適正）試験後、初期緊張力 ( $P_i$ ) で緊張され、初期有効緊張力 ( $P_e$ ) で定着される。一般にこの  $P_e$  は定着後、時間の経過とともに減少していく場合が多い。

特別なケースでは必要に応じて現地においてアンカーのクリープ試験を行ったり、また施工するアンカーの頭部に緊張力測定用のタイバック計（センターホール型荷重計）を設置して定期的な点検し、緊張力の減少が激しい場合には再緊張、あるいはグラウトの再注入等ができるような構造にしておくこともある。さらに機能を有さなくなったアンカーに対しては、新しいアンカーに置き換えることができるよう構造物およびアンカーの設計にあらかじめ考慮しておく場合もある。

アンカータイプによっては、再緊張するための除荷が不可能であったり、再緊張の際のジャッキのつかみ代のないタイプのものであるので、状況においては、再緊張が容易に行えるタイプのものを選定することが大切である。

## 11.2.8 構造物定着部の設計

構造物への定着部は一般にアンカー頭部と呼ばれ、模式的には図 11-24 に示される構造をしている。

アンカー頭部は構造物からの力を無理なく引張材に伝えるために設けられる。一般に構造物からの力は、テンドンの軸方向と必ずしも一致しない場合が多い。このためテンドンに引張力のみを確実に伝えるためには適切な処置を行う必要がある。一方、アンカーの集中的な力を分散して安全に構造物や地山に伝えるのもアンカー頭部の重要な機能である。またアンカー頭部には鋼材が多く用いられているため、テンドンも含めて防錆を十分に行っておく必要がある。

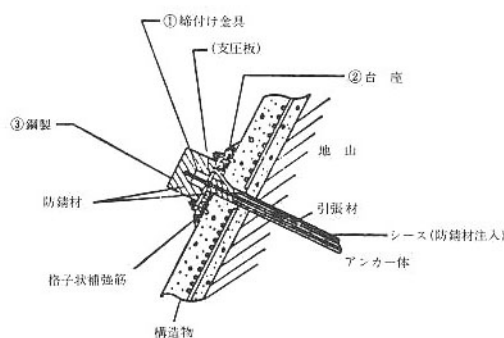


図 11-24 構造物定着部の模式図

次にアンカー頭部を構成している各部材について述べる。

#### (1) 締付金具および支圧板

締付金具は引張材を捕縛してテンドンにかかる力を支圧板に伝える機能をもつ。また支圧板はこの力を分散して台座および構造物に伝達する機能をもつ。締付金具および支圧板は引張材の種類および径、鋼線および鋼より線の本数等により、それぞれ決まったものが使用される。さらに引張材の捕縛方式の違いによりナット定着方式とくさび定着方式に分類される。

- ① ナット定着方式：一般の PC 鋼棒（ケビンテスタープ、丸鋼）や SEEE ストランドに使用される。カップラーは鋼棒の接続用に用いられるものである。この方式は必然的に鋼棒(材)の一部または全部をねじ加工する必要がある。
- ② くさび定着方式：一般の PC 鋼線および鋼より線に用いられる。PC 鋼線および鋼より線の径や本数の違いにより、それに適合したものを使用しなければならない。

#### (2) 台 座

台座は締付金具または支圧板と構造物の間に設置され、アンカーの引張力を構造物に無理なく伝達するもので、一般にコンクリートによりつくられる。台座の形状は構造物の種類、設計アンカー力の大きさ、アンカー角、締付金具の種類などを検討のうえ決定する。

アンカーには引張力のみがテンダンの軸方向に加わるように、台座の表面はできる限りテンダンの軸と直角によるよう念入りに設計・施工する必要がある。

PC 鋼棒を用いた傾斜定着 PC 鋼棒の引張強度の関係に関する実験により、次のことがわかっている。PC 鋼棒と定着ナットの接する面の傾斜角  $\alpha$  (図 11-25) が  $7^\circ$  を超えると PC 鋼棒の強度は急激に低下し、傾斜度  $5^\circ$  ぐらいでもクリーブ破断を起こす危険がある。したがって、台座の設置にあたってはできるだけ傾斜角  $\alpha = 0^\circ$  となるよう努める。また設計アンカー力の小さな場合には球座等を利用して補正する場合もある。

また台座には局部的に大きな力が加わるため、鉄筋をコンクリート中に配置し補強することが望ましい。

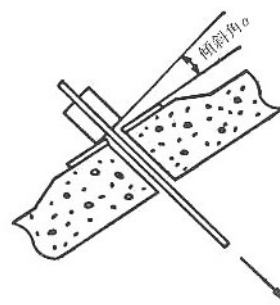


図 11-25 アンカー頭部の傾斜定着

### (3) アンカー頭部の防錆および保護

アンカー頭部の防錆および外力からの保護のためコンクリート等で締付金具や支圧板を埋め殺す場合も多いが、維持管理における点検や緊張力の測定および再緊張等を考慮して鋼製の蓋等でアンカー頭部を覆い、内部にグリス等の防錆材を注入しておく等の処置も場合によっては必要である。なお再緊張を予定している場合には、ジャッキの引き代および鋼材のつかみ代を考慮して、引張鋼材を一般の場合より長く残しておく必要がある。

## 11.3 アンカー工の施工

### 11.3.1 一般的留意事項

#### (1) 安全管理

アンカー工を施工する場所は一般に傾斜が急で施工位置も高所になる場合が多いので、しっかりした足場を確保し安全施工に努める。

#### (2) 施工計画

施工計画のため周囲の環境等の調査を行う。

#### (3) 準備

アンカー工の施工の準備として機材の使用計画を立て手配する。またアンカー孔の削孔のために相当量の清水が必要である。引張材の保管および加工・組み立て・搬入にあたっては引張材に傷をつけないよう細心の注意を要する。

#### (4) 設計書の検討

アンカー工の施工にあたっては事前に設計書を十分に検討し、不明な点があれば監督者あるいは設計者に申し出る。特に設計に用いた地盤・岩盤条件を吟味し、ボーリングによる削孔中に設計と異なっていないか比較する必要がある。

#### (5) 削孔

削孔技術の良否が施工されたアンカーの良否を大きく左右するため、削孔にあたっては地盤を緩めたり、水みちをつくったり、有害なスライムを残さないよう十分に注意する必要がある。また地盤・岩盤の局所的な変化にも細心の注意を払い、設計条件と異なっている場合には直ちに監督者あるいは設計者と協議し設計変更等の処置を行う。また削孔時に使用する水が斜面に害を及ぼさないよう注意する必要がある。

#### (6) テンドンの加工、組み立て、防錆および挿入

テンドンの取り扱いにあたっては傷をつけないよう十分注意し防錆処理を行うとともに、ごみ、油等の不純物を清掃する。引張材の孔内への挿入およびグラウトはアンカー孔削孔後直ちに行う。またテンドンの挿入にあたっては孔壁を乱さないよう注意し、さらに必要なグラウトかぶり厚を確保するためスペーサーを用いる。

#### (7) グラウト

グラウトも施工されたアンカーの良否を決定する重要な工程である。グラウト材の配合にあたっては設計条件を満たすよう行う。注入は孔内水や空気をグラウトで置換するように行い、健全なアンカー体を形成するよう努める。

#### (8) 養成

グラウト材の圧縮強度が所定の値以上になるまで養生し、アンカーに外力や変異を与えないよう

にする。

#### (9) 試験

アンカー工においては表 11-6 に示すような試験を行う。表 11-6 に示す特殊試験には次のようなものがある。

- ① 群アンカー試験
- ② クリープ試験
- ③ 繰返し試験

表 11-6 アンカー工の試験

試験	目的	主な確認項目	試験実施時
基本試験	<ul style="list-style-type: none"> <li>・極限引抜き力 (<math>T_{u,0}</math>) から単位面積当たりの摩擦抵抗 (<math>\tau</math>) を求める⇒設計にフィードバック</li> <li>・アンカーの挙動を調べる。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・荷重-変位量特性を求めて極限引抜き力を確認する。</li> </ul>	実施設計を行う以前
適正試験	<ul style="list-style-type: none"> <li>・設計どおりのアンカーが造成されているかどうかを確認する。</li> <li>・確認試験時の判定の基準として使う。</li> <li>・施工法の良否の判定を行う。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・荷重-変位量特性からテンドン自由長、摩擦損失量を推定し、設計アンカー力に対して安全であることを確認する。</li> </ul>	施工時初期
確認試験	<ul style="list-style-type: none"> <li>・併用するアンカーが設計どおりの耐力を有するかどうかを確認する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・設計アンカー力に対して安全であること、荷重-変位量特性が適正試験の結果と著しく相違しないことを確認する。</li> </ul>	施工時
特殊試験	<ul style="list-style-type: none"> <li>・使用目的に応じたアンカーの性能が得られるか否かを確認し、設計に必要な諸定数を求める。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・使用目的に応じた項目について確認する。</li> </ul>	原則として設計を行う以前

#### (10) 緊張・定着

前記の試験を完了した後に設計書に記された所定の初期有効緊張力で定着する。このとき油圧ポンプのブルドン管の値は事前に検定しておく。

#### (11) アンカー頭部の防錆・保護

緊張・定着の完了したアンカーは、設計書に指示された方法でアンカー頭部の防錆・保護のための処置を行う。

## (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 度未満とすることで、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、完全には実施されず、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、盛土ののり面勾配は 1 : 1.8~1 : 2.0 とし、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遮断したり、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おそれがあるため、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若しくは湧水の多い区域、又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。（3.3.1 を参照すること。）

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：建設省河川砂防技術基準(案)同解説・設計編【Ⅱ】（平成 9 年 1 0 月）

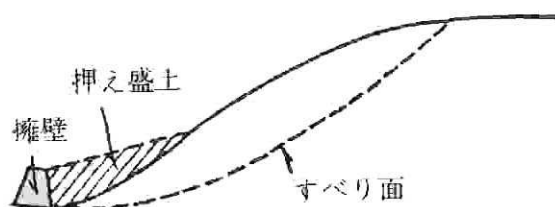


図 3.14 押さえ盛土工の一例

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及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。

設計の詳細については、以下に示す「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 1990）」等の記載を参考にすることができる。

<参考> 新・斜面崩壊防止工事の設計と実例 本編 p. 287～289

## (1) 杭工の一般的留意事項

- (i) 地すべり性崩壊斜面あるいは流れ盤となっている岩盤斜面の崩壊防止に用いる。
- (ii) 打設方法により挿入杭と打込杭に分けられる。一般に斜面崩壊防止工事では、地盤に有害な振動を与えないよう挿入杭が用いられる。
- (iii) 挿入杭のための削孔において、ボーリング時に循環水を用いる場合は、循環水からの浸透水により斜面地盤を緩めて崩壊を引き起こさないようできる限り循環水の使用量を少なくしたり、泥水を濃くする。特に透水性の大きな砂質地盤などは無水ボーリングによることが望ましい。

## (1) 杭工の計画, 調査, 設計および施工

## (i) 計 画

杭工は斜面崩壊防止工事では、地すべり性崩壊斜面や流れ盤となっている岩盤斜面の崩壊防止などの特別な場合に用いられる(図13-1参照)。杭工を計画する場合には他の切土工や排水工と併用することが望ましい。また他の工種との施工性、工費等を十分比較検討し、適当と思われる場合に用いる。一般に急傾斜地崩壊防止工事の対象となる斜面は崩壊土層も薄く勾配も急なため、他の工種に比べて施工が困難であり、工費も高くなる場合が多い。しかしながら限られた用地で崩壊に対して比較的大きな抑止力を発揮することができ、また植生の保全も可能なことから対象斜面の条件によっては有効な工法の一つとなる。

## (ii) 調 査

杭工の調査は、主としてすべり面の想定と根入れ地盤および不動地盤の位置と地盤定数の推定を目的としてボーリング、サウンディング、弾性波探査および孔内横方向载荷試験などを必要に応じて行う。

## (iii) 設 計

原則として地すべりに用いられている設計方法を準用する。ただし斜面崩壊防止工事に用いる杭は原則として曲げ杭で設計し、モーメントとせん断の両方に対して安全なように杭の断面を決定する。

また参考までに杭の変位量を算定することを原則とする。その際の許容変位量としてはすべり面において2cm程度とすることが望ましい。

## (iv) 施 工

一般に地盤へ有害な振動を与えることを避けるために挿入杭を用いる。削孔にあたっては、循環水を多量に使用すると地盤を緩めたり水みちをつくり崩壊の原因となるので、なるべく循環水の使用量を少なくしたり泥水を濃くする等の配慮を行う。特に透水性の大きな砂質地盤などでは無水ボーリングによることが望ましい。

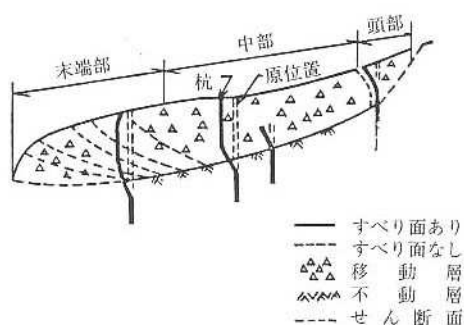


図13-1 地すべりと杭の概念図

<参考> 地すべり鋼管杭設計要領 p. 14, p. 18~19, p. 29~35

## 3.3 設計作業の内容

設計作業を行うにあたり、問題を十分に整理・把握し、現場に応じた最適の設計を行い、工事図書を作成しなければならない。

## 【解説】

## (1) 内 容

設計作業とは最も経済的で、合理的な杭諸元を決め、鋼管杭工の施工に必要な工事図書を作成する業務である。工事図書とは、①設計施工条件の設定、②鋼管杭工構造検討書、③設計図、④

数量計算書，⑤施工計画書，⑥特記仕様書を指す。②の詳細については第7章以降で述べている。

主要な作業項目を作業の流れを図3.1に，作業内容を表3.1に要約して示してある。

## (2) 作業の流れ

### (i) 基本検討

前段階で設定した設計条件を踏まえて抑止杭工の構想をたてる。この基本は杭の施工位置，施工範囲，工事前仮設を想定し，その位置の地盤条件，必要抑止力を基にして杭材を幾つか選定することである。これが抑止杭諸元の設定作業である。この時に過去の施工事例を参考にすることが望ましい。

次に必要抑止力を作用させた場合の杭の断面力を計算し，杭の安定性の検討を行う。地すべりの移動状況や杭の施工位置等によって杭に作用する外力や拘束条件が異なるので，それらに合致する解析手法を選定しなければならない。この詳細は第5章で説明している。

杭体の安定性検討の次に杭を支える地盤が降伏，破壊を起こす恐れがないかどうかチェックする。この検討の詳細は第7章から第10章で説明している。

### (ii) 比較検討

以上の検討によって安定性をチェックされた杭工はすべて所定の抑止効果を発揮することになる。そして，経済性，施工工期，施工性等を比較することにより最適な杭種と配列を決定する。

### (iii) 工事図書の作成

最も適していると結論づけられたものについて，設計図，数量計算書，特記仕様書を作成し，詳細の施工計画を立案して設計作業は完了する。特記仕様書は地すべり解析結果や杭体の計算の前提条件を考慮して，設計条件を満足するための施工のあり方を指示するものである。削孔，建て込み，溶接，中詰め，グラウト，出来形・精度，品質管理の方法などを規定する。施工計画は仮設工事，使用機種，作業手順，工程，施工管理の方法などを検討し，確実に所定の工事を行える案を作成することである。これは杭体の構造計画等と同等以上に重要な作業であるので，入念に検討する必要がある。

表3.1 作業項目と作業内容

	作業項目	作業内容・決定事項	備 考
調 査 作 業	現場踏査および地形測量	杭の施工位置, 施工範囲 移動層の受働破壊, 二次すべりの可能性 防護対象物の種類と位置 作業性	地質状況とも関連 平面図 (1/200-1/1000) 縦・横断面図 (1/100-1/500)
	地質調査	地層構成 地すべり面深度	施工位置における詳細な平面・断面・展開図 (1/100-1/500)
	土質調査試験	移動層・不動層の変形係数 " せん断強度	孔内載荷試験・平板載荷試験 三軸圧縮試験・一面せん断試験 標準貫入試験
	安定解析	必要抑止力 (の算定)	
設 計 作 業	設計式の選択	くさび杭・補強杭・抑え杭・せん断杭の 諸式の選択	地すべりタイプ・発達段階の判定
	抑止杭諸元の設定	杭種類の選定 杭断面寸法の設定 杭の許容応力度の設定	直径・断面積・断面二次モーメント・材質・長期または短期応力度の採用
	杭の断面計算	許容曲げモーメント・許容せん断力 曲げモーメント・せん断力	断面強度計算 断面力計算
	杭の安全性に対する検討	杭発生応力 杭間隔の計算 根入長の計算 杭変位量	
	地盤の安定性の検討	中抜けのチェック 地盤破壊のチェック (谷側斜面の安定性のチェック)	慣用式による計算, FEM解析
	最適な杭の配列決定	施工性・経済性を考慮した最適規模の杭 工の選定	
	工事図書の作成	杭配置平面図 (1/200-1/1000) 杭配置断面展開図 (1/100-1/500) 詳細構造図 (1/50-1/200) 特記仕様書・数量表 施工計画書・仮設計画	
施 工 作 業	仮設・丁張	工事用道路・足場 杭のセンター測量 その他準備工	
	(チェックボーリング)	すべり面の位置, 地層区分	地層展開図の補足・修正
	杭体の施工	削孔・建て込み・グラウト	
	(頭部連結工)	掘削・配筋・コンクリート打設	
	施工管理	上記作業における資材・工程・出来形・品質管理 根入れ地盤の確認 (スライム判定)	
維持 管理 作業	地すべり変位・杭 挙動観測	地盤の変位, ひずみ, 伸縮, 傾斜の有無 とその観測 杭頭変位, 杭のたわみ, ひずみの計測 対策工の効果の確認 補修工事, 追加工事の計画, 実施	孔内傾斜計, ひずみ計, 伸縮計, 傾斜計 の設置, 観測 地すべり調査の追加

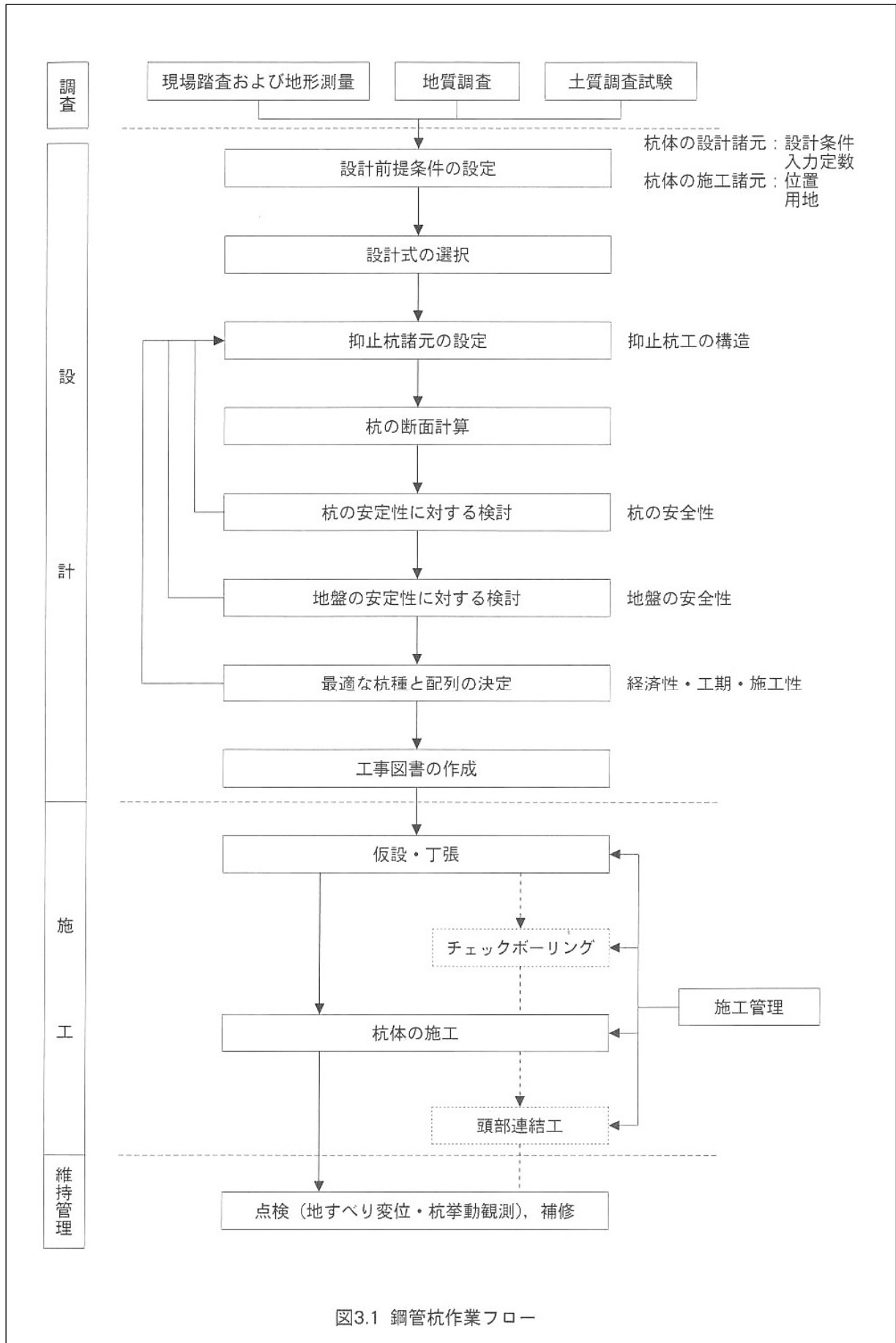


図3.1 鋼管杭作業フロー

## 5. 設計法の概要

### 5.1 設計法の考え方

鋼管杭工の採用に当たっては設計法の基本的な考え方を理解した上で利用する。

#### 【解説】

本要領は地すべり抑止杭の設計式として一般に用いられているくさび杭、補強杭、せん断杭、抑え杭の4つの設計手法を中心に記述されている。これらの設計理論はせん断杭を除いて地盤反力が杭のたわみに一次比例するとしたY.L.Changの考え方をもとに極限平衡法による斜面安定解析理論から推定される必要抑止力が杭に作用した場合の内部応力と最大たわみを計算し、内部応力やたわみの許容値を越えないように、必要な杭間隔を求めるものである。

一般的な設計の流れは次のようになる。

- ① 極限平衡法の安定解析式を用いて単位幅あたりの必要抑止力  $P_u$  (必要抑止力/m) を求める。
- ② その抑止力が杭に作用することによって生じる内部応力の最大値 (最大応力/m) を算出する。
- ③ 鋼材1本当たりの許容応力 (許容応力/本) と算出した内部応力の最大値より鋼材1本当たりの負担幅としての必要杭間隔を算出する。

つまり、次式のように表現できる。

必要杭間隔 (m/本)

$$= \text{鋼材の許容応力 (許容応力/本)} \div \text{内部応力最大値 (最大応力/m)}$$

この設計手順は内部応力の最大値が必要抑止力に正比例するという前提に基づいている。

また、杭のたわみ量に制限を設ける必要がある場合は上記の応力の代わりに杭1本当たりの許容たわみ量と単位幅あたりの必要抑止力から算出される最大たわみ量を用いて同様に算出した必要杭間隔も考慮する。

同一の基本理論をもとにした設計理論であるにも関わらず、異なる設計理論が存在するのはそれぞれの適用条件や仮定条件が異なるためである。それらの仮定条件の代表的なものは

- ① 作用外力の分布型
- ② 杭谷側の有効抵抗力の有無
- ③ 地すべり移動を考慮するか否か

などである。

設計式の採用に当たってはそれぞれの杭理論の仮定条件や適用条件に一致するかを十分検討して、最適な設計式を選択する必要がある。

本要領で紹介する設計理論は多くの採用実績に支えられた実用的な地すべり抑止杭設計手法であるが、さまざまな問題も内包している。

問題点のいくつかを次に紹介する。

- ・三次元的な杭配置に対して二次元断面での解析で対応している。
- ・静的安定解析理論である極限平衡法と動きをとまなう抑止杭の挙動を組み合わせている。
- ・地層を移動層と不動層の2層区分と仮定し、それぞれ均質であるとしている。
- ・たわみによる周辺地盤の破壊、移動土塊の塑性変形など実際の多くの現象が考慮されていない。

これらの問題は今後徐々に解決していかなければならない課題である。

理論面での解析方法の改良と共に施工後の杭の挙動を注意深く観察し、理論値内の挙動を示しているかを常に監視する姿勢がこれらの問題解決に必要であると思われる。このような現場での検証が杭の設計理論をより高精度で実用的なものへと変えていくと確信する。

## 5.2 設計式の相違点

鋼管杭工の設計は使用する設計式の特徴を理解した上で適用する必要がある。

### 【解説】

くさび杭、補強杭および抑え杭の3つの設計式はほぼ同じ理論をもとに考え出された設計式であるが、それぞれの理論上の仮定条件が異なるために異なった設計式となっている。

ここでは理論上の違いとそれによる計算結果の違いについて説明する。

各設計式の仮定条件の違いは主に次の3つに関するものである。

- ① 作用外力の分布型
- ② 杭谷側の有効抵抗力
- ③ 地すべりの活動状況

各設計式の特徴についての比較を表5.1に、機能から見た各杭理論の概念図を図5.1に、各設計式の違いをいろいろな視点で比較した例を表5.2～表5.8に示す。

表5.1 各設計式の特徴

	特 徴
くさび杭	移動層と不動層が相対的に変位する場合の杭の挙動を解析するもので、杭と移動層が一体となって移動し、すべり面に発生する杭のせん断抵抗力および抵抗曲げモーメントによって地すべりが安定化するというものである。 すべり面位置に地すべり推力に等しいせん断力が発生するとして作用外力を与える。慢性的な地すべり移動が繰り返されている場合や地すべりの安定度がきわめて低くなる場合の設計に適する。
補強杭	安定状態にある地すべりをより安定化させる理論で、杭を弾性床土上の梁として考える。そのために杭谷側移動層が杭を介して伝わる力を受けても、杭谷側移動層単独の安全率が全体の計画安全率以上になるように設計される。 地すべり推力は三角形分布荷重としているが、せん断力検定はせん断杭と同一方法を採用している。 杭谷側の移動層が極めて安定しており、地すべり全体の安全率も十分確保されている状態の設計に用いる。
せん断杭	すべり面での杭のせん断抵抗力のみで地すべりを安定化させる理論で、杭のたわみやモーメント分布に関しては全く考慮されない。 すべり面位置に地すべり推力に等しいせん断力が発生するとして作用外力を与える。
抑え杭	杭谷側の移動層による支持が期待できない場合の設計式で、すべり面より上を片持ち梁として、不動層はその他の設計式と同様にY.L.Changの理論に基づいて解析する。一般に地すべり推力はすべり面深度の1/3～1/2の深度に集中荷重として与える。

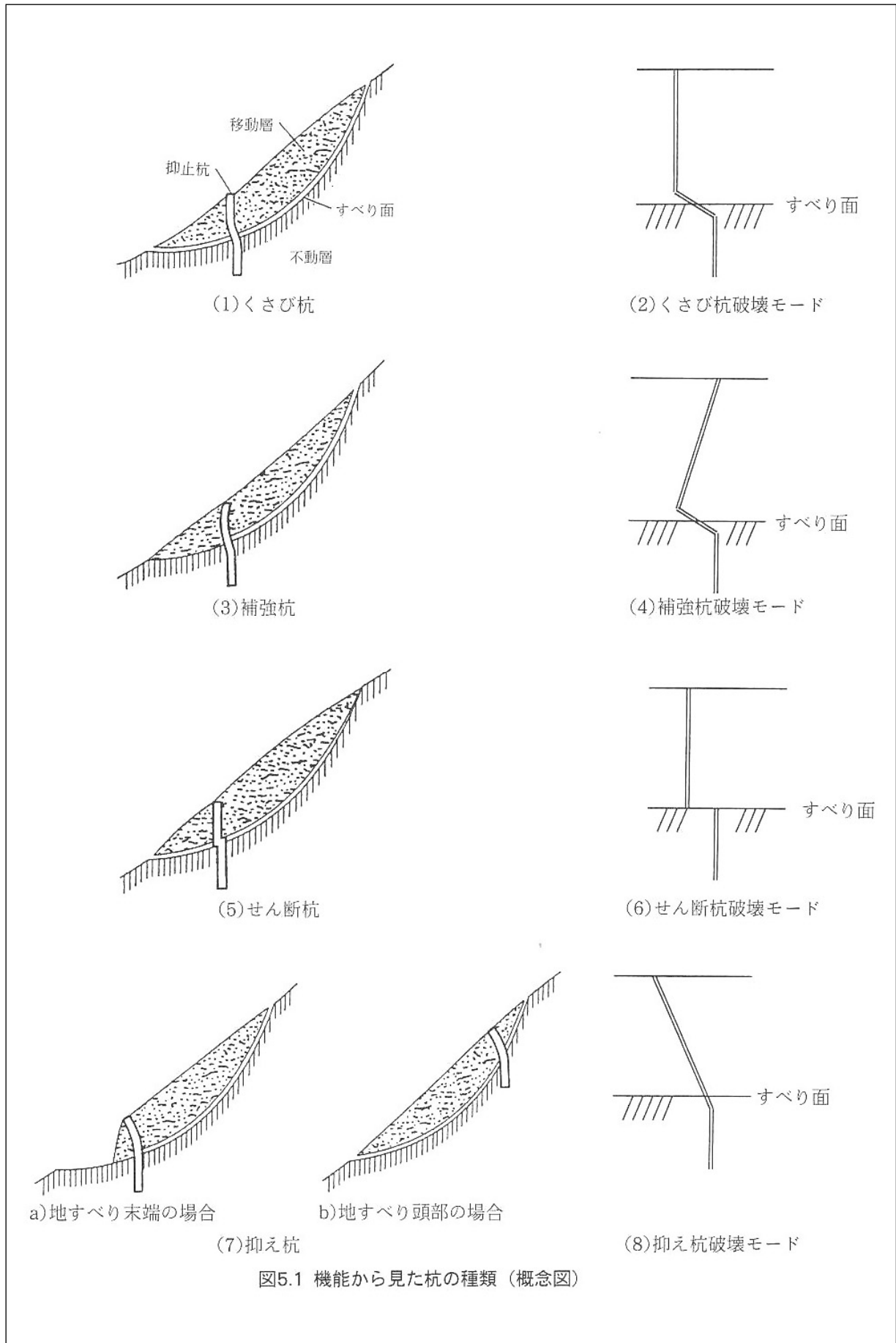


表5.2 各設計式での地すべり推力の与え方

地すべり推力の与え方	
くさび杭	地すべり推力=すべり面のせん断力
補強杭	三角形分布荷重/(すべり面集中荷重)
せん断杭	地すべり推力=すべり面のせん断力
抑え杭	三角形分布荷重～等分布荷重（実用的にはすべり面深度の1/3～1/2に分布荷重の合力を集中荷重として与える）

表5.3 各設計式で必要な有効抵抗力

必要とする杭谷側の有効抵抗力	
くさび杭	必要抑止力×0.7以上 <sup>注1</sup>
補強杭	必要抑止力×1程度以上 <sup>注2</sup>
せん断杭	必要抑止力×1以上
抑え杭	必要としない
注1：1.0未満は移動層の変形係数の低減を行う。 注2：（1程度）＝（A × 地盤反力合力係数 $\rho$ × 計画安全率） A：簡便式およびビショップ式の場合は $\cos \theta$ ，その他は1 $\theta$ ：すべり面傾斜角 $\rho$ ：0.7～0.9	

表5.4 地すべり活動に関する仮定条件の違い

杭設置後移動層が変位した場合を想定	くさび杭
杭谷側の移動層が変位しないとしたもの	補強杭
地すべりの動きとは無関係なもの	せん断杭，抑え杭

表5.5 各設計式で算出されるたわみ量の大小関係

たわみ・小 ←————→ たわみ・大	
	せん断杭 < 補強杭 < くさび杭 < 抑え杭
たわみ量の目安 <sup>注</sup>	(0)      0.1      1      10
注：くさび杭の最大たわみを1とし、 $\beta l_e \cong 3$ の場合の概略値。 せん断杭の場合たわみ量は計算されない。	

表5.6 各設計式の検定項目

	検定項目				
	せん断力	曲げモーメント	たわみ	受働破壊	有効抵抗力
くさび杭	○	○	△ <sup>注1)</sup>	○	○
補強杭	○ <sup>注2)</sup>	○	○	×	○ <sup>注3)</sup>
せん断杭	○	×	×	○	○
抑え杭	○	○	△ <sup>注1)</sup>	○	△ <sup>注4)</sup>

注1：杭周辺の構造物等に影響する場合は許容変位を考慮する。  
注2：せん断力検定は別理論。 注3： $F_d$  検定で代用（補強杭の設計参照）  
注4：有効抵抗力は必要としないが、それが小さいことを確認する必要がある。

表5.7 各設計式の杭間隔決定要因の一般的な傾向

	杭間隔決定要因の傾向	
	$\beta l_e$ 小の場合	$\beta l_e$ 大の場合
くさび杭	曲げモーメント/たわみ <sup>注)</sup>	曲げモーメント/たわみ <sup>注)</sup>
補強杭	曲げモーメント/たわみ	せん断力
せん断杭	せん断力	せん断力
抑え杭	曲げモーメント/たわみ <sup>注)</sup>	曲げモーメント/たわみ <sup>注)</sup>

注) 杭周辺の構造物等に影響する場合は許容変位を考慮する。

表5.8 各設計式から算出される杭間隔の一般的な大小関係

杭間隔（大） ←————→ 杭間隔（小）
せん断杭 ≥ 補強杭 > くさび杭 > 抑え杭 <sup>注)</sup>

注) 設計式の適用条件を無視して同一条件で算出した場合。

### 5.3 設計式の選択

杭の設計式は地すべりの深さ、移動層の状態、地すべりの安定度、杭の施工位置の制約等を考慮して選択する。

#### 【解説】

① 地すべり抑止杭の設計式はくさび杭、補強杭、せん断杭および抑え杭の4つの式が一般的に用いられている。(表5.1参照)

設計式を選択する場合は前節で説明した相違点を踏まえた上で、適切な設計式を採用する必要がある。

(a) 杭の谷側移動層の有効抵抗力を期待した杭の式

- ・くさび杭：杭が移動層と一体となって移動し、すべり面の上下でたわむときに発生する抵抗力によって地すべり力に抵抗するもの。

- ・補強杭：杭を弾性床上の梁として考え、地すべり推力の一部を根入れ地盤に伝達し、残りの推力を谷側移動層の抵抗力に委ねる、とするもの。“せん断杭”と同じせん断検定を行うようになっている。
- ・せん断杭：杭の効果としてすべり面のせん断抵抗力のみを増加させると考えるもの。

(b) 杭の谷側移動層の有効抵抗力を期待しない杭の式

- ・抑え杭：杭を片持ち梁として扱うもの。

② くさび杭として設計する場合は、条件によって以下のように使い分ける。

移動層、不動層がそれぞれ均一な2層地盤で、移動層が一体となって動いており、杭が移動層中、不動層中ともに半無限長杭とみなせる場合には、「谷口・山田式」によるのが簡便である。

地盤が多層地盤の場合や、杭が半無限長とみなせない場合には「中村式（有限長杭）」による。

移動層の水平変位が深度方向に均一でない地すべりで、これらの変位分布が既知である場合には、「中村・土屋式」を適用することが望ましい。いずれにしても、くさび杭の式は地すべりの移動を許し、杭の変位がかなり大きい条件で設計するようになっている。したがって、すべり面がすでに形成された地すべり（再発型地すべり）や、層理面、断層面に沿ってすべり（層すべり）を起こす初生地すべりに適用される。

③ 補強杭の式のうち、申の式も採用実績の多い式の一つである。

申の式は杭の曲げモーメント、せん断力、たわみ量、杭の谷側移動層の安全性の4点について検定するようになっている。

杭を弾性床上の梁として取扱い、地すべり推力が三角形分布荷重として作用するとしているが、せん断検定については万一のすべり面集中荷重および移動層の相対変位に備えて、せん断杭と全く同一の方法によっている。

補強杭は杭によってすべり面の形成を阻止し、地盤の強度を補強する作用を持つ杭であり、層すべり以外の初生すべりまたは杭谷側の移動土塊が非常に安定している地すべりに適用される。

④ せん断杭の式はこれまで最も採用実績のある設計式である。

せん断杭は、曲げモーメントに関する照査を省略し、せん断だけを考慮するものであり、曲げ杭に比べ経済的となる反面、曲げ杭よりも危険側の設計となる。したがって、災害や人為的に発生させた地すべり、あるいは曲げ破壊による被災事例の多い浅層すべり等には適用できず、通常地すべりで抑制工などの他工法により安全率の上昇がある程度実現されているような場合に適用する。

⑤ 抑え杭は特定の保全対象の直接保護の必要から、地すべりの末端部や頭部付近での杭工施工を迫られた場合に適用される。

地すべり末端部や頭部では、杭の谷側の移動層による支持は期待されないから、杭の抵抗力のみで地すべり推力を負担することになり、杭工の規模は大きいものになる。したがって、抑え杭の検討をする場合には、杭頭のアンカーによる固定の効果の検討のほか、他の工法（アンカー工、深礎杭工等）との比較検討も考慮すべきである。

計算は、外力を移動層中における三角形分布荷重と考え、「Y.L.Chang 式」を用いて行う。

図5.2に設計式選択のためのフローチャートの1例を示す。すべての現場の条件を踏まえた汎用的なフローチャートの作成は不可能であるので1つの参考例として掲載した。

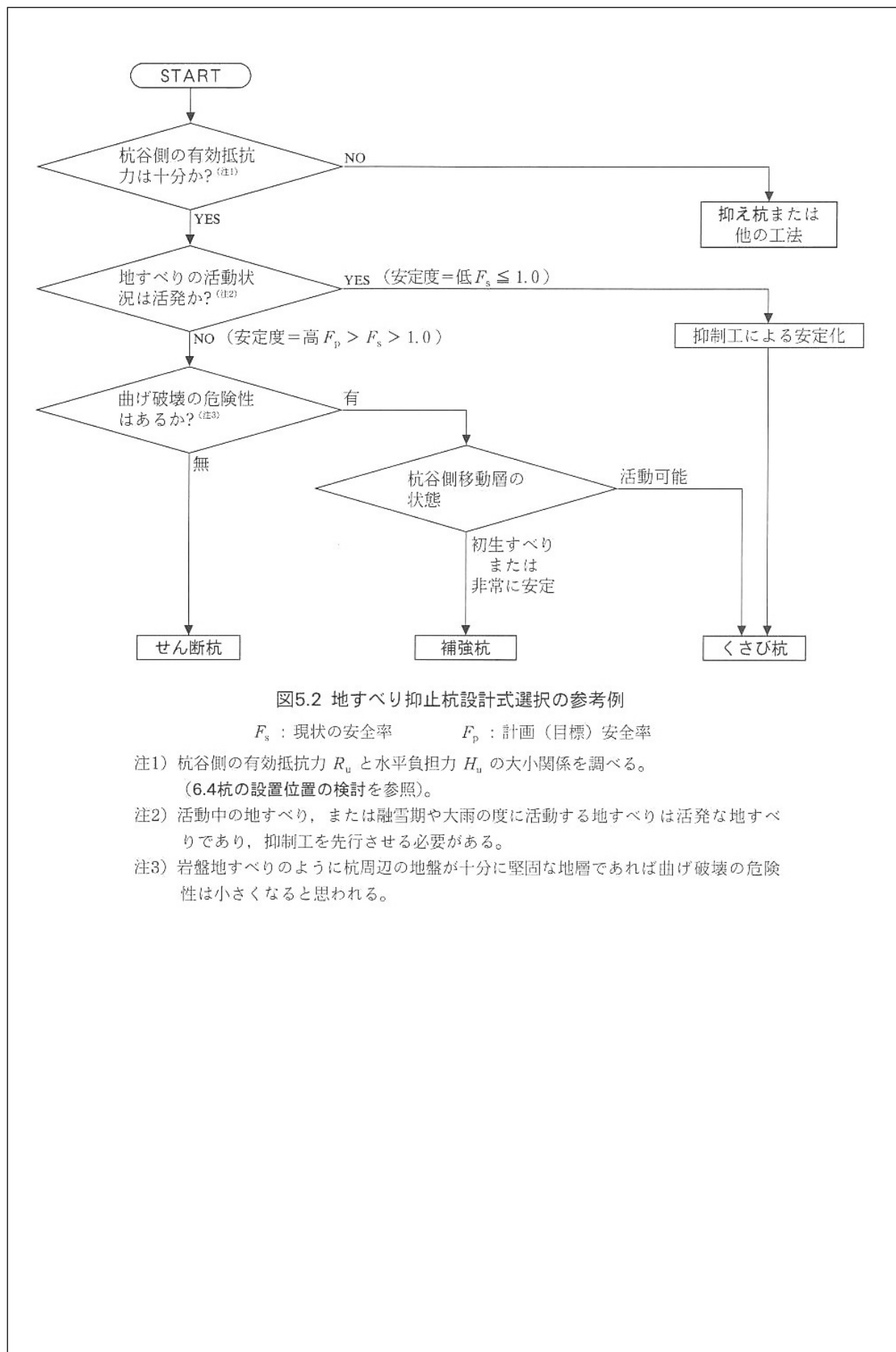


図5.2 地すべり抑止杭設計式選択の参考例

$F_s$  : 現状の安全率       $F_p$  : 計画 (目標) 安全率

注1) 杭谷側の有効抵抗力  $R_u$  と水平負担力  $H_u$  の大小関係を調べる。  
(6.4杭の設置位置の検討を参照)。

注2) 活動中の地すべり、または融雪期や大雨の度に活動する地すべりは活発な地すべりであり、抑制工を先行させる必要がある。

注3) 岩盤地すべりのように杭周辺の地盤が十分に堅固な地層であれば曲げ破壊の危険性は小さくなると思われる。

## 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。

設計の詳細については、以下に示す「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。

### <参考> 新・斜面崩壊防止工事の設計と実例 本編 p. 288～290

#### (2) 土留柵工の一般的留意事項

- (i) 土留柵工は一般に比較的緩傾斜で表土層の薄い斜面に予想される板状すべり・円弧すべりや局所的な表土層の崩壊を防止し、またその拡大を防止するために用いられる。
- (ii) 斜面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たり、また新たな水みちができないよう注意するとともに、適切な排水工を設置することが望ましい。
- (iii) 地盤に有害な振動を与えないため、一般に挿入杭が用いられる。なお削孔にあたってはできる限り循環水の使用量を少なくしたり泥水を濃くしたりして、浸透水により斜面地山を緩めないよう配慮する。
- (iv) 一般に侵食土砂や積雪の下方への移動を防止するため、天端には高さ1 m程度の崩土防止横材（落石防護柵）を設置する。柵部には一般に鋼矢板、H形鋼等が用いられる。
- (v) 杭および杭間の土留柵部の設計を計算で行う場合には、対象とする土留柵工の目的に応じてそれらに作用する外力を適正に算定し、せん断および曲げモーメントに対して安全であるように設計する。
- (vi) 杭の根入れ長は根入れ地盤の破壊が起こらないよう十分にとる。
- (vii) 一般に表土層が薄く、また杭径も小さいことが多いから、中抜けを防止するため杭の間隔は1.5m程度とする。また杭の配列間隔は一般に直高5～7 m程度に設置することが多い。

#### (2) 土留柵工の計画、調査、設計および施工

##### (i) 計 画

土留柵工は一般に比較的緩傾斜で表土層が薄い斜面に用いられ、表土層の薄い斜面に予想される板状すべり・円弧すべりや局所的な崩壊を防止し、またその拡大を防止するために用いられる。土留柵工により斜面上に降雨水や湧水等が滞留したり、また新たな水みちができ崩壊を引き起こさないよう斜面の地形や土留柵工の構造に十分注意するとともに、適切な排水工をあわせて計画することが望ましい。

##### (ii) 調 査

土留柵工の調査はすべり面の想定と根入れ地盤の位置と強度を推定することを目的として、ボーリング、サウンディングおよび弾性波探査等を必要に応じて行う。また表面水の流れを把握するため、地形を検討し、地下水、湧水等の調査も行うことが望ましい。

(iii) 設 計

杭および杭間の土留柵部の設計を計算により行う場合には、対象とする土留柵工の目的に応じてそれらに作用する外力（土圧、積雪圧等）を適正に算定し、それ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ように設計する。

また、土留柵部は侵食された土砂や積雪の下方への移動を防止するため、天端には高さ1 m程度の崩土防止横材（落石防護柵）を設置する。また、柵部には一般に鋼矢板、H形鋼等が用いられる。

杭の根入れ長は根入れ地盤の破壊が起こらないように十分にとる。

杭の間隔は一般に表土層が薄く、また杭径も小さいことが多いから、土塊の中抜けを防止するため1.5m程度とする。

杭の配列間隔は表土層の厚さや斜面の傾斜度を考慮して決定するが、一般に小段があれば小段ごとに、また小段のない時は間隔が直高で5～7 m程度となるように配置する（図13-2参照）。

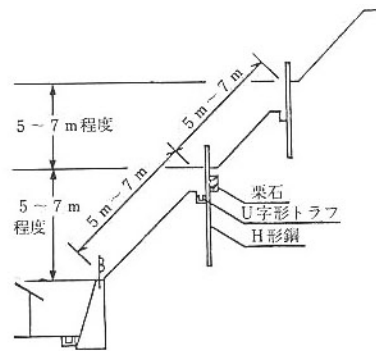


図13-2 土留柵工の標準的な例

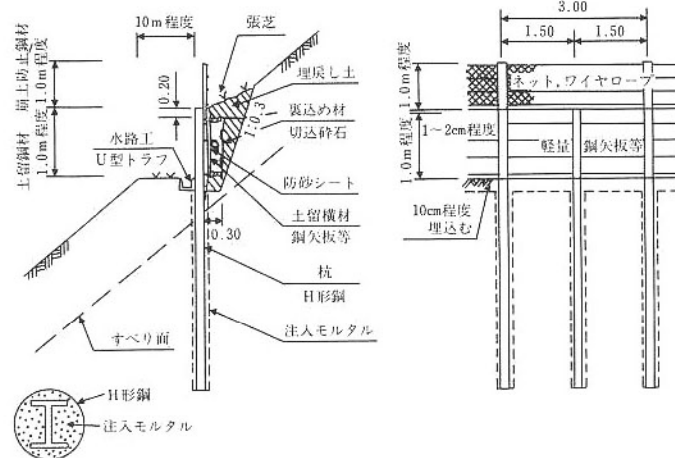


図13-3 土留柵工標準図

削孔した孔とH形鋼等の杭の間にモルタル等を充填して杭を地盤に固定するとともに、防錆の効果を期待する（図13-3参照）。

(iv) 施 工

地盤に有害な振動を与えないよう、一般に挿入杭が用いられる。

削孔においては循環水により地盤が緩んだり水みちができ斜面崩壊を起こすおそれがあるので、できる限り循環水の使用量を少なくしたり泥水を濃くする等の配慮を行う。また、長区間にわたり同時に削孔等を行うと斜面崩壊を起こすおそれがあるので、短区間ごとに施工する。

土留柵工は一般に斜面中腹で施工されるため、施工にあたっては斜面下方に土砂や工事用資材を落とさないよう注意するとともに、工専用防護柵を斜面下方に設置する。

土留柵工の斜面上方側に排水用の砂利等を埋戻す場合には締固めを十分行い、砂利等の沈下により斜面に悪影響を与えないようにする。

土留柵工により、地表水や湧水が滞留したり新たな水みちが生じないよう地形を十分考慮して施工する。

## 3.3.2 のり面保護工

## (1) 張工

張工は、斜面の風化、侵食及び軽微な剥離、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及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7.0m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、ぐり石または切込碎石を用いて20cm程度の厚さの裏込めをしなければならない。

水抜工はφ50mmのものを用い、標準的には3m<sup>2</sup>に1箇所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3.15参照）。

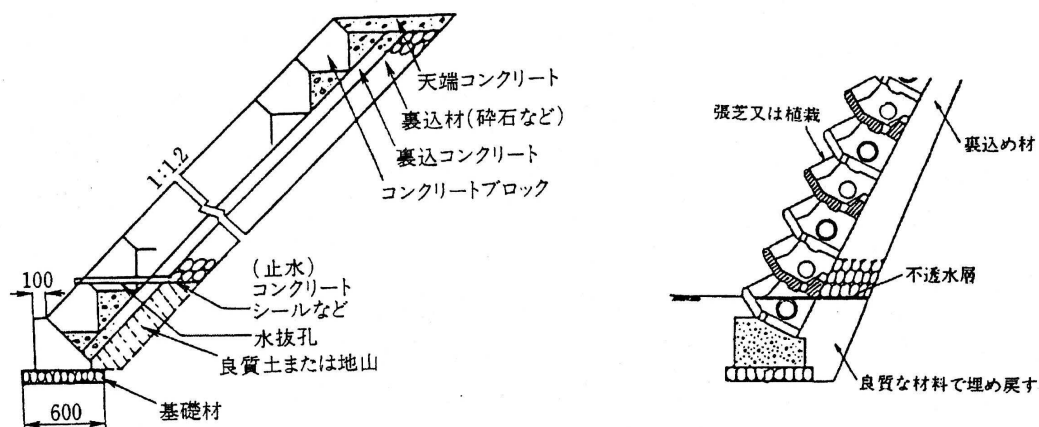


図 3.15 コンクリートブロック張工の例・緑化ブロックの例

## 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。

法面勾配は1：0.3～1：1.0を標準とし、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、法長1～2m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1.5～2.0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、あふれたりしないような構造とする。

水抜工は、標準的には3m<sup>2</sup>に1箇所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。

なお、設計の詳細については、以下に示す「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）」を参考にすることができる。

## ＜参考＞ 新・斜面崩壊防止工事の設計と実例 本編 p. 175～179

## 7.1 目的および一般的留意事項

張工の目的は斜面の風化、侵食および軽微な剝離、崩壊等を防止することであり、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とコンクリート張工がある。張工はその目的からいっても土圧に対抗するものではないので、設計においても一般的には土圧を考慮しない。

土砂斜面においては、地山の土質が硬質土や中硬質土でのり勾配が1：1.0より緩いような比較的良好な土質の場合には、一般に植生工もしくはプレキャスト枠工と植生工を組み合わせた工法が用いられる。しかし粘着力のない土砂、風化泥岩および崩れやすい粘土などに対して前記の工法では不十分と考えられる場合に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が用いられる。この工法は単独で用いられるほか、のり枠の中詰めとしても用いられる。この工法の適用に関して、湧水の多い所では張工背面に水圧が生じたりするので十分な排水対策を実施したうえで適用する必要がある。また寒冷地では凍結・凍上が生じないように、裏込め土厚を増すなどの対策も必要となる。

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は練張りを原則とし、また直高は土質や湧水の有無にも関係するが5 mを限度とし、またのり長は7 mを限度とする。特に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。

コンクリート張工は、比較的勾配の急な節理の多い岩盤の剝離や、風化による軽微な崩落を防止するため、吹付工では不十分と考える場合に用いられる。また緩い崖錐層などでの軽微な崩落を防止するために、プレキャスト枠工では不安と思われる場合にも用いられる。さらには凍結・凍上が予想され、吹付工では不安な場合にもこの工法が用いられる。この工法においても湧水が多い所ではコンクリートと地山との一体化が望めず、かつ水圧が発生し安定が損なわれるので十分な排水対策を実施したうえで適用する必要がある。一般に1：1.0程度の勾配には無筋コンクリート張工が用いられ、1：0.5程度の勾配には鉄筋あるいは鉄骨コンクリート張工が用いられるが、断面内における急激な勾配変化は避けなければならない。コンクリート張工の機能はコンクリート吹付工ともたれ擁壁工の中間的な機能が期待されるわけであり、その適用にあたってはコンクリート吹付工やもたれ擁壁工との機能や経済性等を十分に比較検討したうえで採用する必要がある。

コンクリート張工の施工厚はのり面高、風化の状況や気候などをもとに決定すべきであるが、等厚で20～80cmが一般的である。

またコンクリート張工の規模が大きくなると、張工部分の自重でのり面に沿ってずり落ちる方向の力が働くので、最下端には基礎を計画する場合がある。また張工の中間部でも地山のり面を切り込んで階段式のすべり止めの突起を計画するが、すべり止め鉄筋などを用いて地山と緊結させることが必要となる場合もある。

コンクリート張工にロックボルトやグラウンドアンカー工を併用することもあるが、この場合抑

止力を期待するので、張工の応力計算を行い、応力に応じた鉄筋や鋼材を配置すると同時に張工の強度、厚さなどの構造も検討する必要がある。

## 7.2 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の設計・施工

### 7.2.1 石張工およびコンクリートブロックおよび版張工の設計

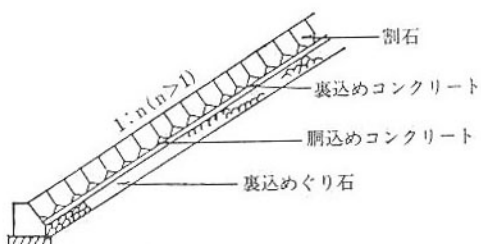


図 7-1 石張工の断面

#### (1) のり勾配およびのり高

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は、のり勾配が 1 : 1.0 より緩い場合に用い、原則として直高は 5 m 以内、のり長は 7 m 以内とするが、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（図 7-1 参照）。

#### (2) 控長、裏込めおよび基礎

斜面に沿ってずり落ちる方向の力が働くから、

基礎工や必要に応じてすべり止め杭を設ける。

石張工に用いる石材は割石あるいは雑割石とし、控えは 30~40cm を標準とする。また石張工は原則として練張りとする。

コンクリートブロック張工において控えの小さいブロックを使用する場合は、胴込めコンクリートにより補強しなければならない。

コンクリート版張工は RC 版がほとんどである。重量があるので、布設時、裏込め材などを平坦に仕上げ、隣接の版、枠などを破損させないように注意する。また隣接版、枠などに空間が生じないように、間詰めコンクリートなどを施工する。大きな版を使用する場合は温度変化を考慮して目地材を隣接部に設けるなどの配慮が必要である。なお、胴込めコンクリートとは、ブロック表面から控え長の間に入れるコンクリートをいう。裏込めコンクリートの厚さは 5~10cm を標準とする。現地の状況に応じて下敷材が必要な場合は、下敷材料として切込み砕石とぐり石（裏込めぐり石）を使用し、厚さは 10~24cm とする。

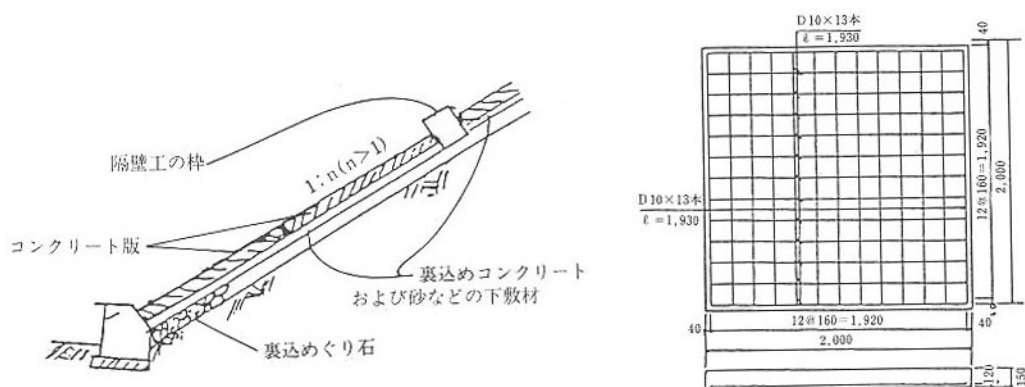


図 7-2 コンクリート版張工の施工断面例とコンクリート版の一例

張工の基礎をかねて、張工の最下端をブロック積擁壁にのせる場合があるが、往々にして張工のずれを生じるとともに、ブロック積擁壁の転倒やはらみ出しなどの被害を生ずることがある。したがって張工の基礎とブロック積擁壁とは小段などで絶縁して計画するのが望ましい。

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または切込砂利で裏込めをしなければならない。また水とともに土の細粒分が流出するおそれがあるときにはフィルターを設けなければならない。

石材、ブロックの抜け落ち、はらみ出しは排水不良に起因することが多いので、排水路、水抜き孔等の処理は確実にしなければならない。水抜き孔は外径50mm（VP 50）以上のものを用い、2～4㎡に1箇所程度設けるものとするが、湧水がみられる場合、透水性の地山の場合等においては必要に応じ張工下部にふやすものとする。

### (3) 隔壁

のり面の縦方向に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し、陥没破壊の原因となっている。のり面長が長い（5 m 以上）場合には水平方向にも隔壁工を設けることが望ましい（図 7-2 参照）。

## 7.2.2 石張工、コンクリートブロック張工、コンクリート版張工の施工

石張工、コンクリートブロック張工、コンクリート版張工の施工にあたっては、のり面の不陸の修正、浮石の除去等を入念に行わなければならない。また下敷材を施工する場合は所定の厚さに下敷材を敷きならし、十分突固める必要がある。下敷材にぐり石を用いる場合は切込み碎石等により目潰しを行わなければならない。下敷材の表面に裏込めコンクリートを打設することにより、下敷材が一時的に安定し、次の段階の作業が容易になる。

石張工においては施工に先だち石に付着したごみ等を清掃し、なるべく下部に大きい石を用い高さを一定に保つように築石する。石張工は尻かいて石材を固定し胴込めコンクリートを充填し、十分突固めを行い、合端付近に著しい空隙が生じないように施工する。胴込めコンクリートの充填、突固めに際しては張石がずれないように注意する。

## 7.3 コンクリート張工の設計・施工

### 7.3.1 コンクリート張工の設計

#### (1) コンクリート厚

コンクリート張工は、岩盤斜面やのり面にコンクリートを打設し、岩盤の風化を防ぐとともに補強する保護工であり、厚さは20～80cmが一般的である（図 7-3 参照）。厚さの決定は地山の状態、のり高、のり勾配およ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およびロックボルトやグラウンドアンカー工の併用などの適否を十分に検討することが必要である。コンクリートの打設に際してはよく締まったものを用い、1回の打設高さは2～3 m 程度までとする。

#### (2) のり勾配およびのり高

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。しかしのり勾配が1:0.5より急にとれるようなのり面に対しては不陸整正や型枠設置等施工に不利な面もあるので、コンクリート吹付工の選択を検討したほうがよい場合がある。

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は、小段をはさんで変化させるものとする。この場合、小段の幅は1.0m以上が望ましい。なお斜面下部が上部に比して風化や節理が多く切取面と一体化しにくく斜面下部での支承効果が十分期待しにくい場合には、斜面下部を補強する意味で裏勾配をつけることを考えてもよい。この場合の鉄筋は単一に入れ、上部から裏勾配に平行に入れる。

のり高の限度は20m程度である。ただし多段に設置する場合は1段ののり高は15m程度を限度とする。直高が5m以上の場合には適切な基礎を設置することが望ましい。

### (3) 配筋および補強

一般に1:1.0程度の勾配には無筋コンクリート張工が用いられ、1:0.5程度の勾配には鉄筋あるいは鉄骨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あるいはすべり止めのリブを設けることもある。すべり止め鉄筋は原則として1~4㎡に1本、打込

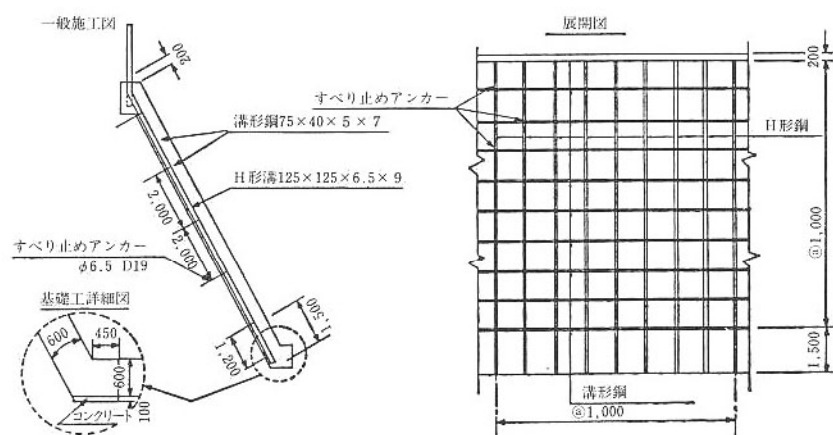


図 7-3 コンクリート張工の例 (単位: mm)

深さはコンクリート厚の1.5~3倍が多い。またリブを設置する場合、横リブは直高5m以内に1カ所の割合で設け、水平になるようにすることが望ましい。

型枠の取り付けがむずかしい場合や急勾配(1:0.5~0.3)のとき、土圧などが作用しない条件で、溝形鋼や山形鋼、H形鋼等を用いて型枠を固定することがある。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、鉄筋の配筋などを決定する必要がある。

### (4) 排水処理

天端および小口部は背後に水が回らないように地山に十分巻き込み、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、小段および下部に設け、縦方向の水路は張コンクリート表面に切り欠きをつくる形とし、その分の厚さを張コンクリートの裏側に増すものとする。縦水路の切り欠きは水路深さを浅くし幅を広げるようにする。張工下部や小段付近では勾配の変化等により飛び散ったりあふれたりしないような構造としなければならない。

水抜き孔は原則として2～4㎡に1カ所程度設けるものとするが、湧水のみられる場所や透水性の地山等の場合は必要に応じてふやすものとする。水抜き孔は外径50mm（VP 50）以上のものを用いるものとする。

湧水が広範囲にみられる場合には、防水シートを使用するなど暗渠排水を行い、のり尻や小段で処理することが望ましい。

#### (5) 落石防護柵の併設

小規模な落石や崩落のおそれのある斜面の下部に設置したコンクリート張工にはその下部または小段に、原則として落石防護柵（ストーンガード）を設置するものとする。

張工天端には、上方に斜面が続く場合は落石防護柵（ストーンガード）を、上方が平坦な場合は侵入防止柵を設けることが望ましい。落石防護柵を設ける場合には防護柵と張コンクリートが一体となるように配筋して補強する。

### 7.3.2 コンクリート張工の施工

コンクリート張工は、比較的急勾配で施工するため、切土あるいは表面整正後、斜面を長期間風雨にさらすことは極めて危険である。したがって、ある一定区間（20～50m）を着手したならば、その区間が完成してから次の区間に着手するものとする。

コンクリート張工においてはのり面の草木、土砂、浮石等を完全に取り除き、コンクリートと岩盤との付着を良好にしなければならない。なお層理・片理・節理が顕著に発達している岩盤は浮石が生じやすいので注意を要する。また、鉄筋あるいは鉄骨のかぶりが正しく保てるよう注意しなければならない。型枠の設置はコンクリートのはらみ出しがないようにしっかりと固定して設置しなければならない。

コンクリートの打設にあたっては、施工継目以外のコンクリート打継目をつくらないようにする。このためにコンクリートの搬入および打設能力等を考慮のうえ、適当な打設計画を作成しなければならない。

コンクリートの打継ぎを行う場合、その打継面を水平にすると継手上部がすべり出すおそれがあるので、打継面はのり面に垂直にすることが望ましい。また打継部には打継鉄筋（φ9～22mm、長さ50cm程度）を設置することが望ましい。横方向には縦の伸縮継目を10～20mに1カ所設置する。

コンクリート張工は一般の構造物と比べ断面が薄く締固め作業が困難であり締固めが不足しやすいので、材料の分離が起こらない範囲で特に留意して締固めなければならない。なお方法としては内部からだけでなく型枠表面からも振動を与える方法もある。また打設に際しては水抜き孔、鉄筋等に悪影響を及ぼさないよう注意しなければならない。

コンクリート張工はコンクリート厚が薄いので、打設後のコンクリートの養生、特に暑中および寒中の養生には十分注意するものとする。

ロックボルトやグラウンドアンカー工を併用する場合、張工の施工後に打設することが多いので、あらかじめその部分に打設空間を塩ビ管やポイド管などによって確保しておく必要がある。この場合、鉄筋や鋼材の配置には十分配慮する。

## (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ため、その施工には以下の条件が必要である。

- ア のり面の状態：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、勾配等と環境条件に適合していること。
- ウ 目標と適合：緑化の目標に適合した植物の種類が選定されている。
- エ 施工方法：植物が定着し十分繁茂するまで侵食を受けず、植生が永続して生育することができる植生工法であること。
- オ 施工時期：植物が生育し、のり面が侵食を受けない程度に成長することができる時期と期間が確保できること。

出典：道路土工一切土工・斜面安定工指針－P.205（平成21年6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。表 3.14に植生工の選定の際の目安を示した。

表 3.14 植生工の選定の目安

土質・岩質		使用植物別の工種	
		木本類（先駆植物）	草本類
砂		客土吹付工、厚層基材吹付工、植生マット工	張芝工*、植生マット工*、客土吹付工*、厚層基材吹付工、土のう工
砂質土、礫質土、岩塊または玉石混じりの砂質土	締まっているもの	客土吹付工、厚層基材吹付工、植生マット工	張芝工*、植生マット工*、客土吹付工*、植生ネット工*、厚層基材吹付工、
	締まっているもの	客土吹付工、厚層基材吹付工、植生マット工	植生マット工*、客土吹付工*、厚層基材吹付工、土のう工
粘土、粘性土、岩塊または玉石混じりの粘質土、粘土	締まっているもの	植生マット工、客土吹付工、厚層基材吹付工、	張芝工*、植生マット工*、種子散布工*、客土吹付工*、厚層基材吹付工
	締まっているもの	植生マット工、客土吹付工、厚層基材吹付工、	張芝工*、植生マット工*、種子散布工*、客土吹付工*、厚層基材吹付工、土のう工
軟岩	亀裂がなく勾配が 1 : 1.0 以上	植生マット工、客土吹付工、厚層基材吹付工、	植生マット工*、種子散布工*、客土吹付工*、厚層基材吹付工、土のう工
	亀裂があり勾配が 1 : 0.5 以上		

注 1) \*印は肥料分の少ないのり面では追肥管理が必要

注 2) 客土吹付工は多雨、強雨地域では流亡しやすいので検討する。

注 3) 土のう工は肥沃な土を使用した場合には追肥の必要がない。

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) 植生工の設計

植生工の設計にあたっては、以下に示す「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）」を参考にすることができる。

<参考> 新・斜面崩壊防止工事の設計と実例 本編 p. 157～167

## 6.3 設 計

### 6.3.1 一般的留意事項

のり面・斜面での植生工は、防災機能が高く、周辺環境に調和しやすい植物群落の造成が必要であり、植栽工より播種工の方が優れた点が多いので、播種工を主体にし、必要に応じて植栽工とする。

植物種子を使用したのり面・斜面の保護工は、生きた資材を使用するので、同じのり面・斜面であっても設計、施工方法、施工時期、維持管理の方法によって、その後の状態が大きく異なる。特に、設計段階における考え方や手順を間違えると致命的な結果となる。

播種による植生工の設計手順は表 6-6 にしたがって行うものとする。なお、植栽工については 6.3.9 にまとめた。

表 6-6 植生工の設計手順

順番	設 計 内 容	考 慮 事 項
1	目標とする植物群落と維持管理の程度の設定	地域環境、トータルコスト
2	目標群落に適合する植物の設定	植物群落の形、地域気象
3	種子の発芽、生育可能な工法の設定	植物特性、地域、地形、地質、勾配
4	種子配合と播種量の設定	植物群落の形、工法、時期
5	植物の種類に応じた肥料の設定	主構成植物の種類
6	その他の材料の設定	〃
7	施工時期の設定	〃、地域

### 6.3.2 目標とする植物群落と維持管理の程度の設定

のり面をどのような植物群落にするかについては、基本的には周辺の植物群落に近いものに造成することが好ましい結果となることが多い。したがって、森林の多い山岳地では森林へ移行していく植物群落とすることが景観的にも生態的にも、のり面の安定強化と維持管理の低減のためにも好ましい。農地や牧場の周辺では低木林帯か草原状にすることが好ましい目標でもある。高木林型については、急勾配で表土厚の小さい急傾斜地では成立しにくいこともある。また、風によって、根系部分のゆるみを促進するなど、維持管理上の問題も多くなるので、その採用には十分な検討を要する。なお、市街地ではこれまでにあった緑地を残す方向で検討することも大きな課題である。そのほか、こうした周辺環境への復元だけでなく、植物のもつ機能の利用や、景観造成などを配慮した植物群落の造成を目標とする場合も必要である。

しかし、植物の生育条件が悪いのり面では、植生を目標とする植物群落へ導き、それを維持していくにはかなりの管理を必要とする場合がある。のり面は維持管理が困難となる箇所が多いので、一般的には維持管理が少なく、永続的に安定する緑化を目標として設定するのがよい。

これらを検討するうえでの目安を、表 6-7 に示す。

表 6-7 のり面・斜面における植物群落の造成目標の目安

目標群落のタイプ	中低木林型 (灌木林型)	草本型 (草原型)	高木林型 (森林型)	庭園型 (特殊型)
適用地	山間地, 急傾斜地 自然環境重視地区	都市, 都市近郊, 農地, 牧草地	山間地の緩勾配の盛土 特定な施設地域	都市, 都市近郊, 観光 地
緑化の目標	自然環境に近い群落, 維持管理の軽減	草本が主体の群落	特定の環境や機能を有 する群落	修景, 造形が主体の群 落
具体例	低木林から自然な群落 への遷移を期待	外来草本類が主体の群 落で平面的な斜面	遮へい林, 防風林, 防 潮林, 落石防止林	見た目に美しく感じる 群落
使用植物	先駆植物を主体とした 低木類と草本類	外来草, 在来草 ノシバ, コウラ イシバ	高木性樹木を主体に低 木類, 草本類	花木, 草花, つる植物
植生工	厚さが確保でき流亡し ない植生基盤材による 播種工	播種工を中心 張芝, 筋芝	播種工を主体に植栽工 を併用	播種工 植栽工
維持管理	自然の遷移にまかせる。 必要があれば除伐, 追 播など	定期的な草刈り, 追肥, 追播	除伐, つる刈り, 補植, 追肥	徹底した管理, 補植, 植えかえ, 追肥, 除草
備考	急勾配, 無土壌地の緑 化も可能	急傾斜地では表層土の 滑落対策が必要	急傾斜の切土面は避け る	急傾斜地では植生プロ ック, 編柵などの要

### 6.3.3 目標群落に適合する植物の設定

目標とする植物群落を造成するには、まず主体となる植物（主構成種）を決め、それと共存する植物を選定する。植物にはそれぞれ適地（気象、地形、土質など）があり、発芽、生育の特徴があるので、その場所の立地条件および植物間の共存性を考慮して、主構成種を中心に数種類を配合する。

#### (1) 草本型（草原型）

草本型のり面の造成は、一般に外来草本類を主体として種子配合がなされるが、場所によっては在来草本類を混播することもある。また、のり面が出現する場所の条件（地形、地質、気象など）によって発芽や生育が異なるので、表 6-1 の特徴などを参考に数種のを混播するのが好ましい。

一般に、特定の草種による群落を造成すること以外は、ケンタッキー31フェスクを中心として、寒冷地ではオーチャードグラス、クリーピングレッドフェスク、メドハギなどを配合し、温暖地ではウィーピングラブグラス、バミューダーグラス、バヒアグラス、メドハギなどを配合している。

#### (2) 中低木林型（灌木林型）

低木林型のり面の造成は、現段階で導入可能なヤマハギ、イタチハギなどを主構成種として、地表を草本類で覆う形とすることが好ましいとされる。しかし、発芽や生育の特性が異なるので両立させることは難しいが、草種の播種量を減ずること、超緩効性の肥料を用いること、適的な施工時期に行うことなどに配慮すれば、それは可能である。

なお、最近では、肥沃な基盤材を使用することによって、ネズミモチ、シャリンバイ、ツバキなどの低木性常緑樹の播種も可能である。

### (3) 高木林型（森林型）

急斜面に高木を導入することは好ましくないが、勾配が緩やかな盛土などへ播種工で導入できるものには、ヤシャブシ、ヤマハンノキ、シラカバ、ダケカンバ、シラカシ（常緑）などがあり、草本や低木が多少混生する群落として導入することが好ましい。なお、ニセアカシヤは草種や低木を被圧し、地面が裸地化する弊害があるので使用されない方向にある。一般的には、低木林型の配合種子にヤシャブシ、ヤマハンノキなどを加えることによって成立させる。

### (4) 庭園型（特殊型）

市街地など目につきやすい斜面を特に美しくする目的で、花木や草花などを導入する場合は、一般には緩勾配斜面に限られる。

急斜面へは編柵や擁壁工の併用によって緩勾配部分を造成するか、植生ブロックなどを使用して導入を図る。

花木や草花の美しさを保つには、補植、植えかえ、除草など徹底した管理を必要とすることが多い（6.3.9 参照）。

## 6.3.4 種子の発芽、生育可能な工法の設定

植物の発芽、生育は、温度、水分、肥料分、光などの条件によって異なるほか、木本類と草本類とでも大きく違う。そのため、施工対象地の立地条件を十分に検討した後、適する工法を選定することが重要である。たとえば、使用する植物として自活能力のある先駆植物を使用するかどうか、のり面を形成している地山に肥料分があるかどうか、根の侵入する余地があるかどうかなどをチェックして工法を選定する。のり面の土質状態と、緑化の目標を考慮した場合に、主構成種を成立させるためにどのような植生基盤（工法）を必要とするかの目安を表 6-8 に示した。

工法の設定に当たっては、この表での条件を満たすものを表 6-2、表 6-3 から選定するとよい。播種による植生工の選定フローを図 6-2 に示す。

表 6-8 のり面の土質状態と植物種に応じた基本工法

区分	主構成種 の特性	のり面の土質		植生基盤材の諸元		
		根の侵入余地 の有無	肥料分 の有無	保肥成分 の多少	流亡しない 期間	流亡しない期間中 保持できる厚さ
高木林型	先駆植物	有り	有り 無し	少	1～2ヶ月	1～3 cm
	一般木	有り	有り 無し	少 多	1～2ヶ月 3～5年	1～3 cm 5 cm以上
中低木林型	先駆植物	有り	有り	少	1～2ヶ月	1～3 cm
		有り	無し	少	1～2年	3～5 cm
	一般木	有り	有り 無し	多 多	1～2年 3～5年	3～5 cm 5 cm以上
草本主体型	外来草本 主体	有り	有り	少	1～2週間	1 cm以下
		有り	無し	多	3～5年	5 cm以上
		無し	無し	多	5年以上	10cm以上

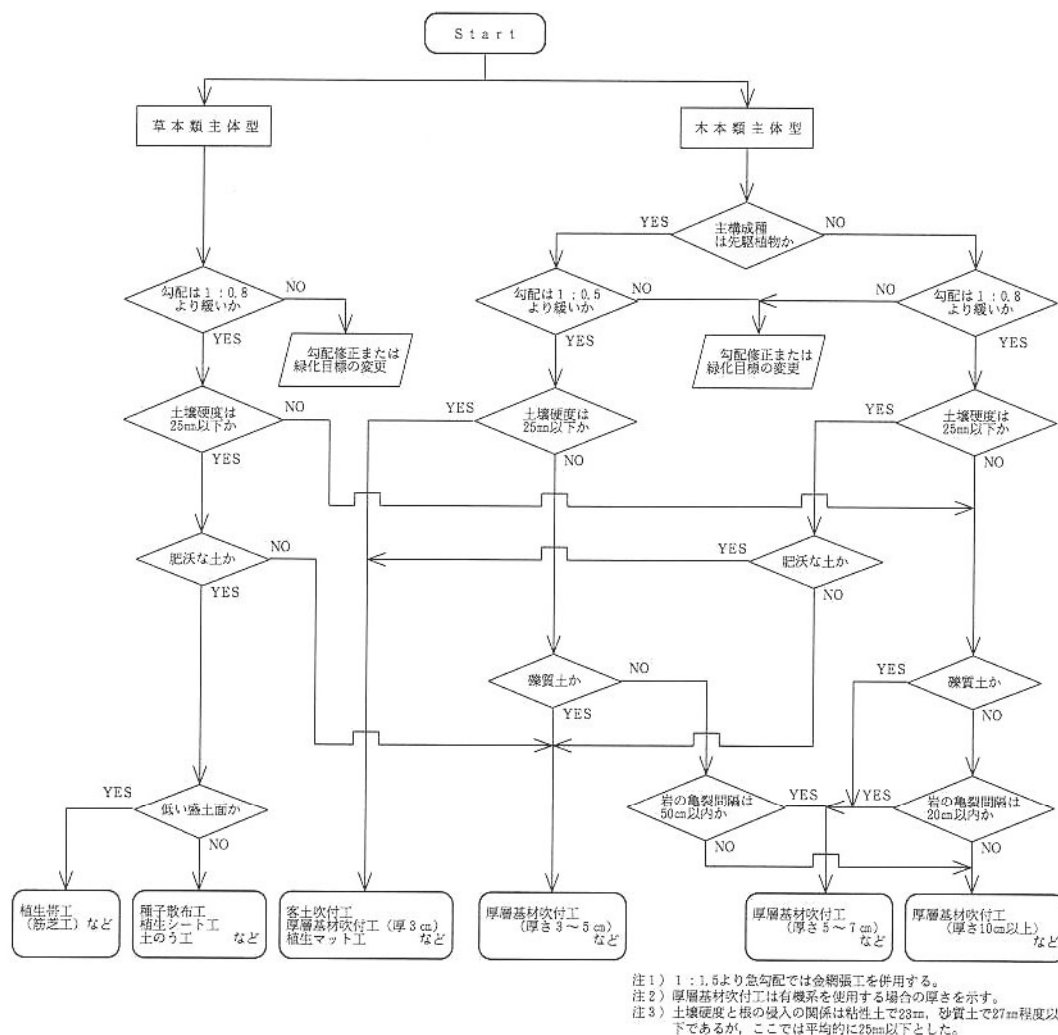


図 6-2 播種による植生工の選定フロー

### 6.3.5 種子配合と播種量の設定

播種量はその場所の立地条件による発芽・成立率や、生育するまでの侵食などを考慮して決める。たとえば、草本型を目標とする場合、種子散布工では1,000~2,000粒/㎡、低木林型を目標とする場合、客土種子吹付工や厚層基材吹付工では草本類は、200~300粒/㎡程度に抑え、木本類は、500~1,000粒/㎡程度を播種量として決定するのが望ましい。また、特に草本類を一斉に多量に成立させると病虫害の発生を招きやすい。

なお、木本植物の草本類と混播する場合、草本類の播種量が多いと木本類が発芽しても被圧を受けほとんどが枯死してしまうので、特に草本類の播種量には注意を払う必要がある。この場合、草本類の初期発生本数を300本/㎡以下に抑えることが望ましい。

播種量は、初期発生期待本数を基準として算出する。植物の発芽、定着は、用いる植生工の基材特性や施工厚さ、使用植物、施工後の気象状況（施工時期）などによって大きく異なるので、播種量を一覧表に示すことは難しいが、発生期待本数の設定目安を表 6-9 に、また、次式によって計算

した例を表 6-10, 表 6-11, 表 6-12 に示す。

○発生期待本数から播種量を算出する式

$$W = \frac{A}{B \times C \times D \times E \times F}$$

ここに、W：導入種ごとの播種量 (gf/m<sup>2</sup>)

A：発生期待本数 (本/m<sup>2</sup>)

B：吹付厚に対する各工法の補正率

C：立地条件に対する各工法の補正率

D：施工時期の補正率

E：使用種子の発芽率

F：使用種子の単位粒数 (粒/gf)

A～Fの内容は、次のとおりである。

(i) A：発生期待本数

目標群落を成立させるのに必要と思われる発生本数で、播種後 1 年ぐらいの間に発生する総数を指す。被圧などにより途中で枯損する数も含む値である。木本群落を成立させる場合には、主構成種の発生期待本数 (発生密度) の総数を 100～200 本/m<sup>2</sup>、補全種の発生密度総数を 100～200 本/m<sup>2</sup>、草本種の発生密度総数を 100～200 本/m<sup>2</sup> 程度を目安にする。また、草本群落を成立させる場合には、主構成種の発生密度総数を 1,000～2,000 本/m<sup>2</sup>、補全種の総数を 200～500 本/m<sup>2</sup> 程度にする。

目標とする植物群落を造成するための地域別の種子の組み合わせと発生期待本数の目安を表 6-9 に示す。

(ii) B：吹付厚に対する各工法の補正率

植物の発芽・成立は、植生基材吹付工法 (基材の質) の違いによって大きく異なる。また、吹付ける厚さによっても発芽・成立は大きく左右される。

一般的には、表 6-1 の発芽深として、施工厚さによって補正する。

(iii) C：立地条件に対する各工法の補正率

のり面の土質、傾斜、方位などの条件の違いにより、発芽・成立本数は影響を受ける。補正の目安を次に示す。

○のり面勾配	50度以上：0.9	50度未満：1.0
○土質	硬岩：0.9	その他：1.0
○のり面方位	南面で硬岩：0.8	その他：1.0
○乾燥地	年降水量1000mm未満：0.7	1000mm以上：1.0

(iv) D：施工時期の補正率

不適期、困難期の施工は避けるべきであるがやむを得ず施工する場合、草本植物の補正率を 0.9～0.7 に、木本類の補正率を 0.7～0.5 とする。

(v) E：使用種子の発芽率

一般には表 6-1 の発芽率を用いるが、施工時には入荷した種子の発芽試験などの結果で補正する。

(vi) F：使用種子の単位粒数 (粒/gf)

一般には表 6-1 の単位粒数を用いる。

表 6-9 主な播種植物の発生期待本数の目安（単位：本/㎡）

植物	緑化の目標 地域	高木林型		低木林型		草原型		備 考
		寒冷地	温暖地	寒冷地	温暖地	寒冷地	温暖地	
高木類	ダケカンバ	100~200						あらかじめ種子を確保
	シラカンバ	100~200						〃
	ヤマハンノキ	100~200	100~200	100~200	100~200			
	ミズナラ	10~ 30	10~ 30					あらかじめ種子を確保, 盛土適用
	ヤマモミジ	20~ 50	10~ 30					〃
	ヤマハゼ		10~ 30					〃
	シラカシ*		10~ 30					〃
中低木類	ヤシャブシ	100~200		100~200	100~200			
	ネズミモチ*		10~ 30		20~ 50			あらかじめ種子を確保
	シャリンバイ*				10~ 30			〃
	ヤブツバキ*		10~ 30		10~ 30			〃
	イタチハギ	20~ 50	20~ 50	30~ 80	30~ 80			
	ヤマハギ	30~ 80	30~ 80	50~100	50~100			
	コマツナギ		20~ 50	30~ 80	30~ 80			
草本類	メドハギ	20~ 50	20~ 50	30~ 80	30~ 80	30~ 80	30~ 80	
	CRF	30~ 80	30~ 80	30~ 80	30~ 80	200~500		
	KBG	30~ 80		30~ 80		200~500	200~500	
	OG	30~ 80	30~ 80	30~ 80	30~ 80	200~500	200~500	
	K31F	50~100		50~100		200~500	200~500	
	BG		30~ 80		30~ 80		100~200	
	WLG		30~ 80		30~ 80		200~500	
	BaH		50~100		30~ 80		200~500	
	ススキ	50~100	50~100	50~100	50~100	200~500	200~500	
	イタドリ	50~100		50~100		200~500	200~500	
	ヨモギ	30~ 80	30~ 80		30~ 80	100~200	100~200	

- 注) 1. 発生期待本数は、播種適期に播種した時の播種後1年間に発芽する総本数で、自然淘汰や被圧、枯損も含まれる数値であり、成立本数とは異なる。  
 2. 植物の組み合わせは、本表から緑化の目標となる主構成種を1~3種、補全種と草本種をそれぞれ2~3種選定する。  
 3. 播種量は上表の数値を標準に植物の組み合わせ、立地条件、施工時期、施工方法、種子の発芽率、発芽深などにより算出する。  
 4. ※は常緑樹

表 6-10 灌木形の種子配合の例 (1㎡当たり, 吹付厚3cm)

	植 物 名	発生期待 本数(本/㎡)	粒数 (粒/gf)	発芽率 (%)	純度 (%)	吹付厚 補正率(%)	勾配補正 率(%)	播種量 (gf/㎡)
木本類	ヤマハギ	100	150	60	90	67	90	2.05
	イタチハギ	50	90	70	90	67	90	1.46
	コマツナギ	30	210	70	80	67	90	0.42
	(ネズミモチ)	20	25	60	90	67	90	(2.47)
草本類	メドハギ	50	720	80	95	67	90	0.15
	K 31 F	70	400	90	85	67	90	0.38
	O G	50	1,400	80	80	67	90	0.09
	C R F	50	1,300	80	80	67	90	0.10

注1) ( )内はシャリンバイ, ツバキなど常緑樹とする。

表 6-11 高木形の種子配合の例 (1㎡当たり、吹付厚 3 cm)

	植 物 名	発生期待 本数(本/㎡)	粒数 (粒/gf)	発芽率 (%)	純度 (%)	吹付厚 補正率(%)	勾配補正 率(%)	播種量 (gf/㎡)
高 木	ヤマハンノキ	150	1,200	40	90	15	90	2.57
	ヤシャブシ	150	1,000	40	85	15	90	2.72
	(シラカンバ)	150	2,300	40	85	15	90	(1.42)
低 木	ヤマハギ	50	150	60	90	67	90	1.03
	イタチハギ	30	90	70	90	67	90	0.88
	コマツナギ	30	210	70	80	67	90	0.42
草 本 類	メドハギ	30	720	80	95	67	90	0.09
	K 31 F	70	400	90	85	67	90	0.38
	O G	50	1,400	80	80	67	90	0.09
	C R F	50	1,300	80	80	67	90	0.10

注1) 勾配が緩い盛土などで使用可能。

注2) ( ) 内は標高に応じてダケカンバとすることもある。

注3) ヤマハンノキ、ヤシャブシはどちらかが成立することを期待。

表 6-12 草本形の種子配合の例 (1㎡当たり、吹付厚 3 cm)

	植 物 名	発生期待 本数(本/㎡)	粒数 (粒/gf)	発芽率 (%)	純度 (%)	吹付厚 補正率(%)	勾配補正 率(%)	播種量 (gf/㎡)
草 本 類	メドハギ	50	720	80	95	—	90	0.10
	K 31 F	300	400	90	85	—	90	1.09
	O G	300	1,400	80	80	—	90	0.37
	C R F	300	1,300	80	80	—	90	0.40
	(ススキ)	300	1,000	30	90	—	90	1.23

注1) 緑量確保にはキツタを1~2本/㎡植栽するとよい。

注2) 散布工など流亡しやすい工法で施工する場合は播種量を1.5~2.0倍する。

### 6.3.6 植物の種類に応じた肥料の設定

導入しようとする植物によって好む肥料が異なるので、使用する肥料成分を間違えると目標とする植物群落にならないことが多い。一般的に、木本類を主成植物とする植物群落を目標とする場合には、混播した草本類の初期生育を抑え、木本類を生長させるために PK 成分の多い肥料がよく、比較的早い時期に下草の繁茂を必要とする場合には山型 (N<P>K) の成分を有する緩効性肥料がよい。

草本類の播種には、流亡しやすい工法では高度化成肥料がよいが、流れない工法で多量に肥料成分を含む有機基材吹付工などでは緩効性肥料の方がよい。

それぞれの施肥量については、肥料の成分含有量や流亡性、緩効性などにもよるが、一般的には 2~4 kgf/㎡、または 50~100gf/㎡ に設定する。

### 6.3.7 その他の材料の設定

植生工に使用する材料は、それぞれの使用目的を十分理解したうえで、植物の発芽・生育に有害な物質を含まないもので、試験によってその効果が確認されているもの、または品質が保証されて

いるものでなければならない。

それぞれの工法の特徴を形成する材料については、表 6-2、表 6-3 に示した。機械播種工による材料の使用例を表 6-13 に示す。

表 6-13 植生基材吹付工の使用材料例

材 料	規 格	数 量					摘 要	
		種子散 布工 (100㎡ 当たり)	客土吹 付工 (100㎡ 当たり)	厚層基材吹付工 (1㎡当たり)				
種子		一式	一式	一式	一式	一式	表 6-9、表 6-10 表 6-11 など	
木質繊維	ファイバー	10kgf	—	—	—	—		
土	黒ボクなど	—	4 m³	—	—	—	黒ボクなど入手できない 場合は人工土壌使用	
	砂質土など			1 m³				
有機質基材	パーク堆肥	10kgf	30kgf	500 ℓ	1000 ℓ	1000 ℓ	完熟したもの	
	ビートモス	—	—	500 ℓ	1000 ℓ	1000 ℓ	カナダ産	
肥 料	木本用	P K 肥料または 緩効性肥料	—	3～ 6 kgf	3～ 6 kgf	2～ 4 kgf	2～ 4 kgf	P K 肥料または山型肥料 N 6 : P 36 : K 6 など
	草本用	高度化成肥料	10kgf	10kgf	6 kgf	4 kgf	4 kgf	N10 : P 10 : K10 など
侵食防止剤	溶剤系	5 kgf	—	—	—	—	ポリ酢酸ビニール系または アクリルアミド系	
	アスファルト乳剤	—	100 ℓ	—	—	—	アスファルト分25%以上、 人工土壌使用の場合は樹脂 などを使用	
	高分子系樹脂	—	—	4 kgf	4 kgf	—		
	普通ポルトランド セメント	—	—	30kgf	—	60～ 80kgf	セメントを使用する場合は 高分子系樹脂は用いない	
着色剤	顔料など	0.05kgf	—	—	—	—		
pH 緩衝剤	過磷酸石灰	—	—	—	—	1.2～ 1.4kgf		

### 6.3.8 施工時期の設定

一般に、植物が発芽するには適度の水分と、平均気温が 5～15℃以上の日が 1～2 週間必要である。さらに生育を続けるには、こうした水分と気温などの条件が 2～3 カ月以上続くことが必要である。したがって、播種時期を夏期や冬期にすることは良い結果が期待できない。特に、木本類は、夏を過ぎて播種した場合には全く発芽をしないもの（ハンノキなど）や、発芽してもある程度生長はするが冬期に大半が死滅するもの（ハギ類など）がほとんどであるから、施工時期の設定は最も重要なことである。

したがって、草本類主体の施工は 3 月～6 月および 9 月～10 月としてよいが、木本類を成立させるには 3 月～6 月の期間とすることが適切である。

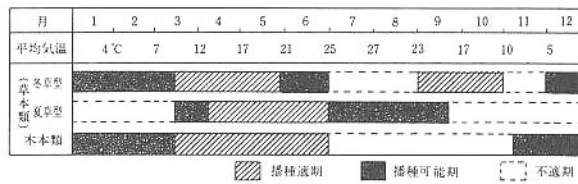


図 6-3 生育特性からみた関東地方における播種時期

### 6.3.9 のり面植栽工

のり面の緑化は、のり面の安定化や立地環境への適応性、施工性などから、植栽による方法より播種による方法の方が優れた点が多いが、景観造成を目的とする場合や、早期に緑量を確保する必要がある場合などは、のり面植栽工が適用される。

#### (1) 植栽工の種類

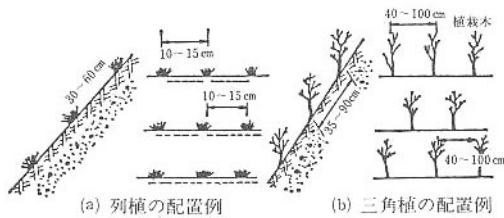
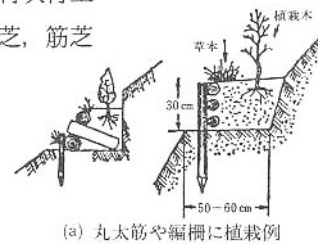
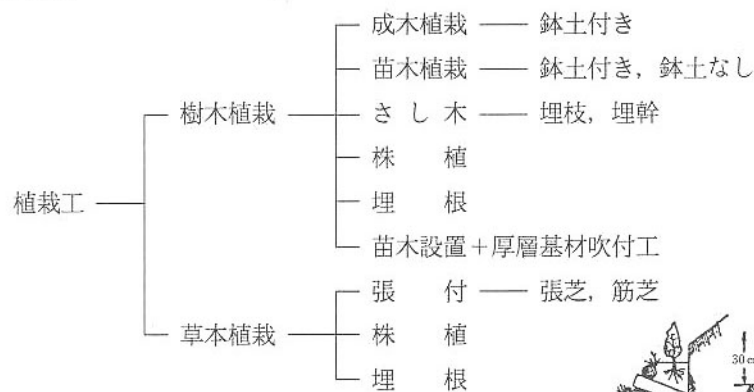


図 6-4 植栽配列の例

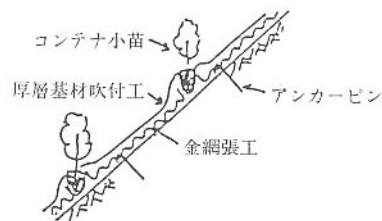
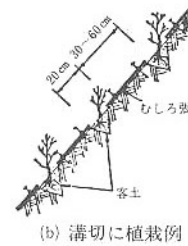


図 6-5 苗木設置 + 厚層基材吹付工の例

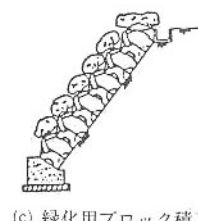


図 6-6 植栽施工例

## (2) 樹木植栽工の適用と留意点

- ①のり面に植え穴を掘って植栽すると、植え穴から浸透水がのり面に浸透し、のり面が不安定になるので留意する。
- ②植栽工は、のり面の土壌硬度が25mm以下の軟らかい土壌に適用する。
- ③植栽工は、のり面勾配が35度よりゆるい勾配の箇所に適用する。ただし、つた類などのさし木や埋根は45度程度まで適用できる。
- ④厚層基材吹付工などを併用して、低木類やつた類などを導入する場合は、60度程度の勾配まで適用できる。
- ⑤植栽工の単独施工は避け、播種工と併用する。
- ⑥苗木はできるだけ小さいものを用いる。支柱を必要とする大きさのものは原則として使用しない。
- ⑦植栽は、植栽適期に行う。
- ⑧硬質基盤への植栽は、植え穴を掘らず、ジェットウォータなどによる植生基礎溝切工を併用するのが好ましい。
- ⑨緑化用ブロックなどへの植栽は、十分肥沃な土壌基盤を使用して行う。

### 6.3.10 緑化基礎工

#### (1) 緑化基礎工の目的

のり面へ植物を導入するには、勾配、基盤（土壌）、気象などが目的とする植物、または植物群落の成立に適合していることが前提条件であるが、切土、盛土によって出現したのり面は、一般的には、これらの前提条件を満たしていることは少ない。

そこで、植生工を施工する前、あるいは施工時に、植物の生育に適するような生育環境を整えてやるが必要で、その主な目的は次の3つに分けることができ、適合するものを使用する。

- ①生育基盤の安定化  
生育基盤の侵食、崩壊の防止
- ②生育基盤の改善  
土壌の物理的、化学的な改良、および生育基盤を造成する。
- ③厳しい気象条件の緩和  
風、雨、日照、温度、湿度など、植物の発芽、生育に支障を与える要因を緩和する。

## (2) 緑化基礎工の種類と特徴

表 6-14 緑化基礎工の主な種類と特徴および適用上の留意点

種 類	特 徴	留 意 点	
排水工	浸透水によるすべり面崩壊やのり面の流下水による侵食防止。通気性の向上や酸性水などの排除。	確実な集水、のり面へ浸潤させない構造。排水溝では溢水のない断面と漏水のない構造および確実な流末処理。	
蛇かご工・積工	土圧への対応と上方のり面の緩勾配化。のり面の微移動への緩衝。	のり尻の固定と土圧に対応できる断面、寸法の確保。 自然石の使用が好ましい。	
吹付砕工	のり面の浅い層で発生する崩壊に対し、形状、規模に対応できる構造とすることが可能。	膨張性または収縮性の岩、あるいは、凍結深が深くなる保水性土砂のり面への適用は避ける。	
のり砕工	現場打コンクリート砕工	砕内に植生工の適用ができる。 吹付砕工ではのり面の高さ凹凸に幅広く対応できる。	現場打コンクリート砕工は1:0.8より緩やかなのり面への適用を原則とする。
	プレキャスト砕工	植生基盤となる土砂や土のうをのり面へ固定保持することができる。	のり面に発生する土圧には対応しないので、はらみ出し、凍上などを生ずる場合は避ける。 勾配1:1.0より緩やかなのり面で砕が洗掘などで沈下しない個所に適用。
編 柵 工	崩壊土砂の部分固定や流下水勢の緩和、あるいは、落積、崩雪の緩衝。	植生工との併用を原則とする。 萌芽性のそだ使用が好ましい。	
穴工・溝切工	硬質土における根の伸長領域の確保。	のり面からの浸透水を増加させるので、浸透水によって不安定になりやすい土砂のり面では検討を要す。	
ネット張工	金網張工	のり表面の流下水、凍上などによる侵食防止および造成基盤の保持、落石防止に効果がある。	網目が小さすぎたり、永続性の良いものは、木本類の生長に支障となる場合もある。
	樹脂ネット張工	のり表面の流下水による侵食防止や造成基盤の保持に効果がある。	剛性がないので、凍上や落石への対応は難しく、植物の成長とともに持ち上がることが多い。
防 風 工	網目の細かいネット張工やフェンス工などは、幼芽、稚樹の乾燥や風傷の緩和に役立つ。	風向、風力、効果程度や範囲をよく見極める。	
むしろ張工・ワラマルチング	生育基盤の侵食および乾燥や風、温度などの緩衝。	地山への確実な固定または飛散防止。	
土のう工	のり面での根の領域確保と固定保持。	袋の網目、耐久性を検討。 勾配1:1.0より緩やかなのり面に適用。	
間結工・充填工	不安定な岩塊の移動防止や凸凹の緩和。	岩塊の確実な固定方法。 植生に有利な材料の検討。	

### (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・斜面を外気及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砕工程度では不十分な場合などののり面の保護を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

吹付厚は勾配が、1 : 0.3 程度の斜面では 7~10cm のモルタル吹付、1 : 0.5 程度の斜面では 10~15cm のコンクリート吹付が多い。

##### 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、桁吹付工または部分的に特殊現場打法砕工を組み入れる。

補強金網はアンカーバーまたはアンカーピンで固定する。

##### 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 3.16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。水抜きパイプは標準として外形φ50 mm(VP50)以上で、2~4 m<sup>2</sup>に1本程度を目安に設置する。

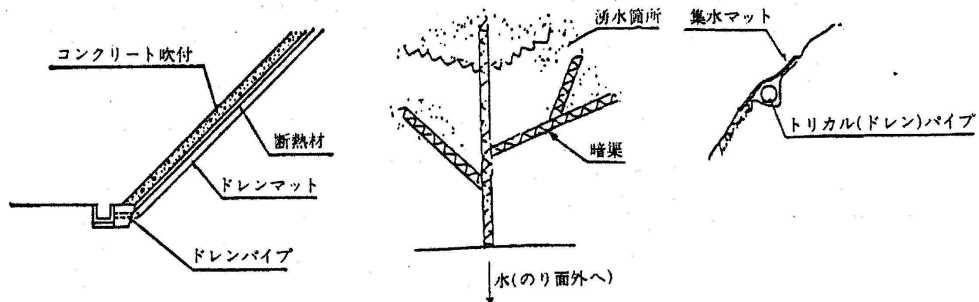


図 3.16 水処理・湧水処理の一例

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。したがって地山に沿って吹付工を巻き込む（図 3.17）。

吹付工の上方には、水路工を設けることが望ましい（図 3.18）。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 3.19）。

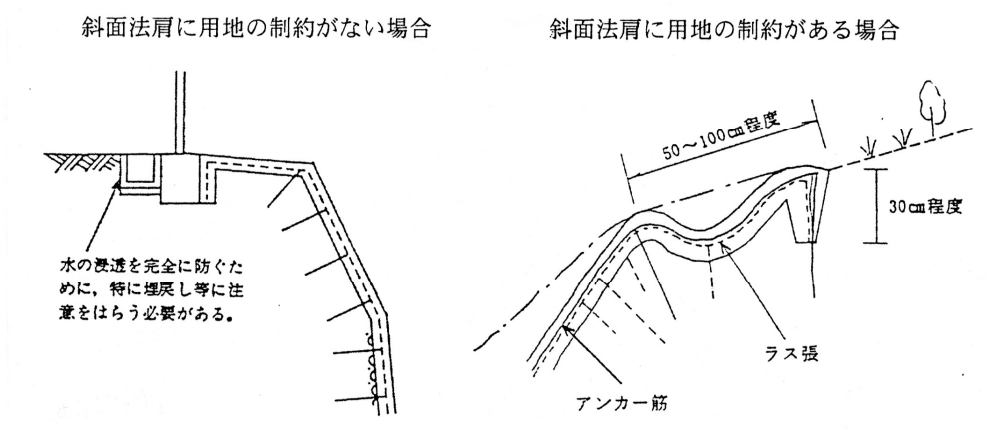


図 3.17 法肩の処理の一例

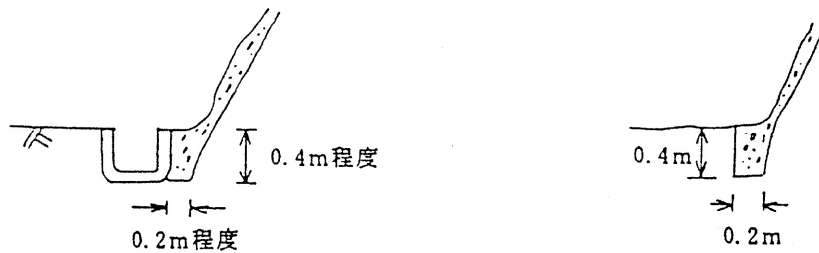


図 3.18 法尻の処理の一例

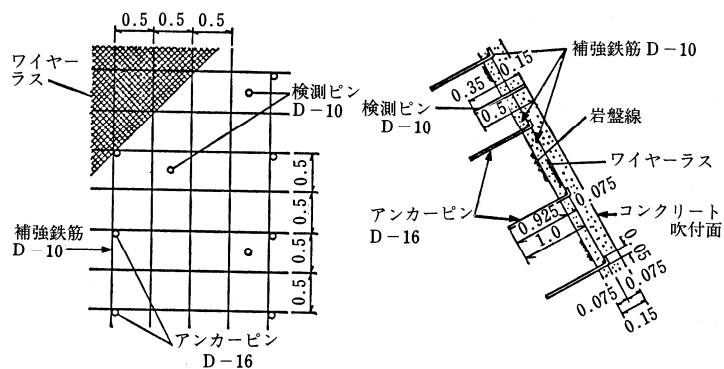


図 3.19 コンクリート吹付工の一例（単位：m）

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）

<参考> 新・斜面崩壊防止工事の設計と実例 本編 p. 192～195

## 9.2 吹付工の設計

### 9.2.1 設計時の一般的留意事項

設計吹付厚は斜面の勾配、凹凸の程度、岩質、亀裂とその方向、斜面の緩み、風化の程度、気象、地形、斜面の安定性、施工性や経済性も考慮して決定する必要がある。切土後ののり面の状態は一般にのり面全体が均質なことは少なく、風化の著しい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、収縮等が若干異なる場合があるので注意が必要である。重要度によって、鉄筋、ワイヤーラス、ワイヤーメッシュなどの補強材を選定する。場合によってはスチールファイバーなどの繊維による補強も考慮する。縦方向には地山の状態、施工面積などを勘案して10～20m程度の間隔で伸縮目地を設置することが望ましい。吹付けには乾式工法と湿式工法とがあるが、近年施工されているのはバラツキの少ない湿式工法が主流である。

### 9.2.2 吹付厚と補強

吹付厚の標準はモルタル吹付で7～10cm（のり枠内吹付けの場合も7～10cmを目安とする）、特に凍結・融解を繰り返す地方では10cm以上が必要である。コンクリート吹付工では10～25cmの事例が多い。

吹付厚は勾配が1：0.3程度の斜面では7～10cmのモルタル吹付、1：0.5程度の軟岩などの斜面では10～15cmのコンクリート吹付が多い。また硬岩より軟岩の方が吹付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。15cm以上の場合には、図9-1に示すように補強鉄筋を入れることが多い。

ラス（金網）は一般に菱型φ2～3.2mm、網目50～100mmが使用され、アンカーピン、補助アンカーピン、検測ピンを配置する。

アンカーピンは一般にD-16～22の鉄筋で、長さ50～100cmのものが0.5～2本/m<sup>2</sup>に設置される。補助アンカーピンはφ9～13mm、長さ15～30cmが一般に使用され、1～3本/m<sup>2</sup>を目安に設置する。検測ピンは吹付厚さの管理を行うために1本/2m<sup>2</sup>程度を目安に設置する。ラスはコンクリートなどのスペーサーを使用し、地山から離すよう設置する。グラウンドアンカー工やロックボルト工を併用するときは桁付コンクリート吹付を用いることもある。この場合は強度計算が必要である。

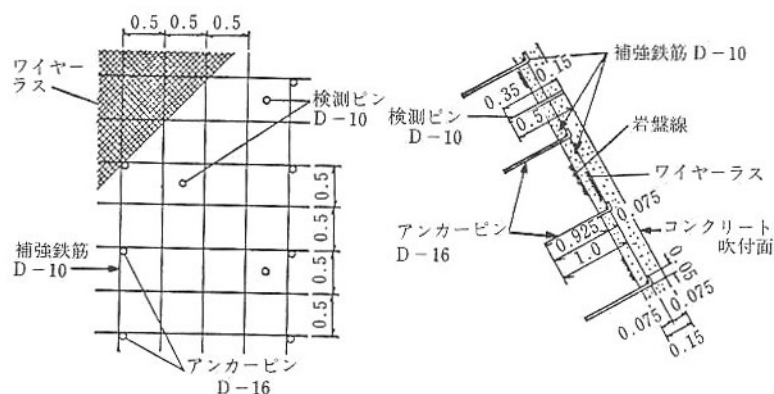


図9-1 コンクリート吹付工の一例（単位：m）

### 9.2.3 伸縮目地および水処理

凹凸の著しい斜面に伸縮目地を設置するのは困難ではあるが、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、伸縮目地はのり面縦方向に5～10m間隔で設置することが望ましい(図9-2)。

のり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9-3、9-4の例のような処理方法などを行うことが重要である。

その他の個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。水抜きパイプは外径φ50mm(V P50)以上で、2～4㎡に1本程度を目安に設置する。

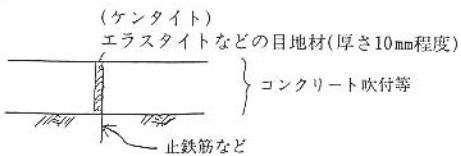


図9-2 伸縮目地の例

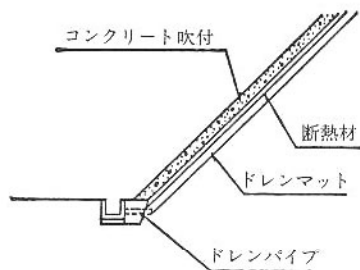


図9-3 水処理の一例(断面図)

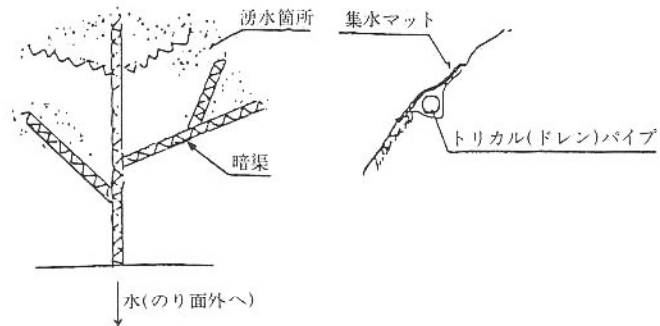


図9-4 湧水処理の一例

### 9.2.4 のり肩およびのり尻の処理

図9-5に示すように、のり肩では地山に沿って吹付工を巻き込み、吹付工の上には水路工を設けることが望ましい。

吹付工ののり尻では、吹付工表面の流水による侵食を防止するため、排水路と一体となるように設計する。

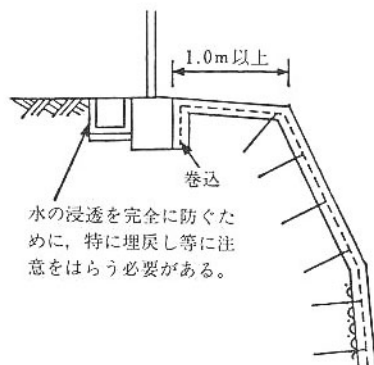


図9-5 のり肩の処理の一例

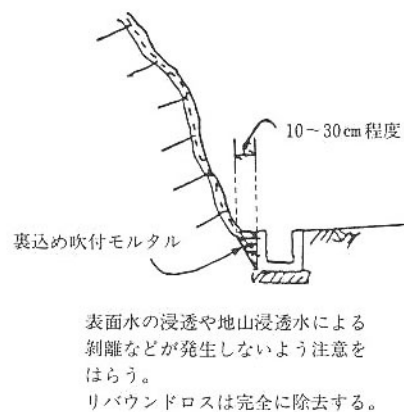


図9-6 のり尻処理の一例

### 9.3 吹付工の施工

#### 9.3.1 施工時の一般的留意事項

吹付工の施工は地山と十分密着して一体化しなければならない。したがってコンクリートまたはモルタル吹付を行う場合、特に斜面から雨水等の侵入、凍上を促進させないよう施工を入念に行わなければならない。また特にはね返りロスが混入して吹付部内に「す」が生じないように注意する必要がある。吹付工を用いる箇所は節理・亀裂が発達した岩石からなる急峻な斜面で、大規模な掘削・切り取りが困難な場合に用いられることが多い。したがって、落石等の危険性が他の箇所より高い場合が多いので、安全対策を十分考慮する必要がある。

吹付工の耐久性は配合、吹付作業の条件や作業員の熟練によって大きく影響されるほか、特に施工時の気象条件にも大きく影響されるので、施工時期や施工時間等に十分注意を払わなくてはならない。

また吹付けの施工にあたっては、機械設置等の作業面積の確保および材料運搬路、仮設備等についての配慮が必要である。吹付けの施工に必要な機械設置等の面積は通常70㎡以上を必要とする。また土砂の搬出、材料の搬入については十分な安全対策を講じた搬出入路の確保を図るべきである。

#### 9.3.2 吹付施工時の注意事項

吹付けの施工にあたり、その品質を確保したり、周辺住民を含めた安全に配慮しなければならない。このため、以下の事項について十分な配慮が必要である。

##### (1) 吹付けのり面の清掃

浮石や立木、切株などをきれいに取り除く。除去時などにこれらが落下して事故を起こさないよう心がける。

##### (2) 浸透水などの処理

湧水などの処理は重要な項目であるので、9.2.3を参照し適切な処理を施す。

##### (3) 崩落土砂などが混る場合の処理

軟弱な土質などで地山の崩落土砂と吹付け材が混るような場合は、下吹きを行い、地山を固化させてから吹付け作業を行う。

##### (4) 補強鉄筋・ラスなどの施工法

補強鉄筋や、ラスなどは凹凸になじむように張り、吹付けのかぶりが20mm以上となるよう配慮する。鉄筋やラスの継ぎ足し部分については十分な重ねしろがあるよう施工する。

##### (5) 材料の配合

吹付材料の配合は製品の品質を左右するので十分な管理が必要である。一般にモルタル吹付の場合、セメントと細骨材の比は1:4 (C:S)、コンクリートは1:3:1~1:5:2 (C:S:G) が用いられている。従来水セメント比は45~55% (W/C) とされてきたが、骨材（特に細骨材）の低品質化のため、適正な作業性（コンシステンシー）が得られないことが多い。このため、テーブルフロー値で120mm程度を目途に調整した水セメント比を標準とする。

##### (6) 急結剤

急結剤は湧水処理や急勾配などで吹付けが付着し難い部分に使用されるが、強度低下があるので、使用時には十分留意することが重要である。

## (7) 吹付作業に適さない気象条件など

モルタル吹付やコンクリート吹付は、急速な乾燥や凍結に対して弱いので、強風時や降雨時および気温が氷点近くの場合などは吹付作業に適さないので、原則として作業は行わない。

## (8) 養生

吹付作業直後は温度変化や乾燥などに影響を受けやすく品質の低下をきたす原因となる。したがって、乾燥の著しい条件のもとでの作業や温度が10℃を下る恐れがある場合は、養生材などを使用して養生することが望ましい。特に日平均気温が4℃以下になることが予測されるときは、寒中コンクリートとしての施工を行わなければならない。

## 9.4 吹付工への植生工の導入などの環境配慮

風化防止のためのモルタル吹付などを施工することによって、周辺の環境との不釣り合いを生じることが多い。このような場合、緑化を図ることが多い。

緑化対策は施工場所に急斜面が多く難しいが、各種の方法が試みられている。その一例として、途中にポット状の構造を設ける方法、ツタなどの植物をはわせる方法、のり枠等の併用により厚層基材を吹付ける方法などがある。また緑化ができない場合には、周辺環境を考慮した着色や模様などを入れることもある。

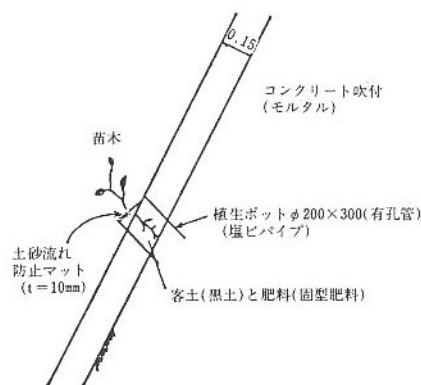


図 9-7 のり面の緑化工の一例

## (4) のり枠工

法枠工は、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。

のり枠工は湧水を伴う風化岩や硬土、長大法面などの下部法枠等長期にわたる安定を確保する必要の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。

## 【解 説】

## 1) のり枠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とり入れることが望ましいとされている。したがって、周辺の環境を考慮して設計・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、プレキャストのり枠工を検討する。また斜面長が短いときは鋼製のり枠等のり枠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、プレキャストのり枠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を目的とするのり面、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枠工が適用される。
- カ のり枠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枠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枠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、のり枠にすべり止めの杭、すべり止め鉄筋を設置する。

設計の詳細に当たっては、以下に示す「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）」を参考にすることができる。

<参考> 新・斜面崩壊防止工事の設計と実例 本編 p.182～189

## 8.2 現場打コンクリート枠工

### 8.2.1 設 計

#### (1) 一般的留意事項

現場打コンクリート枠工は、地形や施工条件等の制約を受け、切土のり面の安定勾配がとれない場合（のり長が長くなると安定勾配がとれない場合が多くなる）、または湧水を伴ったり、土質が良好でない場合に用いられるほか、節理、亀裂等の発達した岩盤、コンクリート吹付工等で浮石を止めることのできない場合にも、ロックボルトやグラウンドアンカーを併用することにより支保的機能を期待して適用される。一般にのり面勾配が1：1.0より急なのり面に多く用いられる。

部材の断面については、外力の想定ができる場合は計画されたロックボルトやグラウンドアンカーの有する抑止力に基づいて設計する。のり枠断面の必要鉄筋量は部材応力に基づいて設計し、部材応力が作用しない場合は用心筋程度であることが多い。計算方法には支点を考慮して行う梁の計算と弾性床上の梁とする場合があり、設置地山が硬岩のときや擁壁補強などのときには、弾性床上の

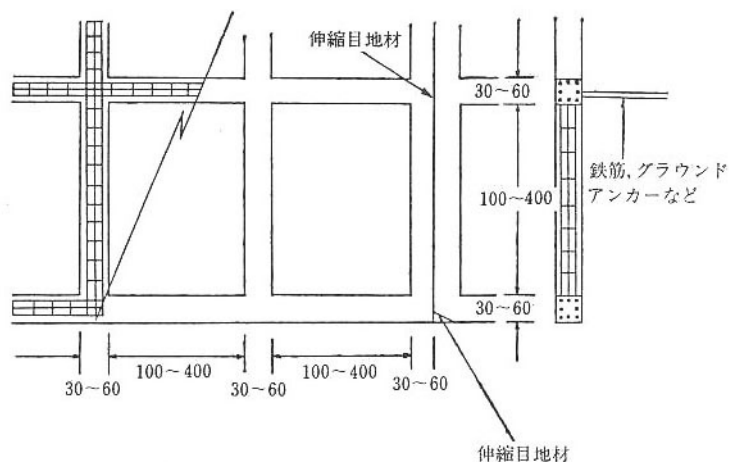


図 8-2 現場打コンクリート枠工の例（単位：cm）

梁として計算する。その他の場合は支点を考えて計算する。設計の詳細については「のり枠工の設計・施工指針」を参照されたい。一般に断面形状は幅30～60cm、厚さはほぼこれと同じものが多い。枠の間隔については、現地状況を十分検討のうえ決めるものとするが、一般には1.0～4.0mを標準とする。のり枠の桁にすべり止めや変形防止の鉄筋を入れ、交点にはすべり止めの杭またはすべり止め鉄筋などを設けて補強することが望ましい。

抑止力が大きい場合は溝形鋼、H形鋼などを使用したのり枠工を設計することもある。現場打コンクリート枠工は大きな強度が期待できる。しかし勾配が緩やかな場合などは特に施工性に留意し設計する。

## (2) 基礎工

基礎工は以下のとおりとする（図8-3に示す例を参照）。

- ① 基礎はコンクリート基礎を標準とする。
- ② 基礎地盤は普通土または粘性土の場合は、コンクリート基礎の下部にぐり石（碎石）基礎またはならしコンクリートを施すことが望ましい。

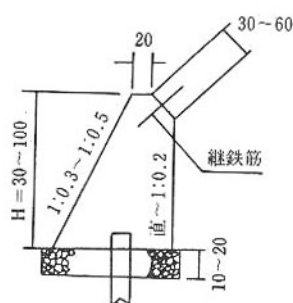


図8-3 現場打コンクリート枠工の基礎工の例（単位：cm）

- ③ のり枠の基礎は沈下・滑動・転倒に関する安全性を検討し、必要に応じ杭基礎とする。
- ④ 基礎擁壁の根入れ深さは地盤の状況により決定するが、岩盤の場合根石程度、それ以外の場合は一般に0.3～1.0mが多い。ただし寒冷地においては凍上深さより深くすることが望ましい。
- ⑤ 基礎擁壁と枠が接する部分は鉄筋を入れ、基礎と枠との一体化を図る。

## (3) 桁の構造

桁の構造は鉄筋コンクリートが普通である。桁の断面は縦桁、横桁とも30cm×30cm～60cm×60cm、桁の間隔については現地状況を十分検討のうえ決めるが、縦桁、横桁の間隔は100～400cmである。

桁はのり面にくい込ませる方法とのり面上に設置する方法（岩盤斜面）とがある。のり面にくい込ませる場合は一般に土砂斜面で用いられる。この場合の施工はのり面に筋掘りし、そこに一定の配筋をしたうえでコンクリートを打設するが、のり面に多少の窪地があっても縦桁の表面の勾配を一定にして、斜面の変化に応じて縦桁と地山間にコンクリート間詰めをすることで対応する。

## 8.2.2 施工

### (1) 一般的留意事項

現場打コンクリート枠工の施工において、のり面は設計に従って与えられた勾配を正しく保ち、のり面とのり枠とが十分密着して平らになるよう仕上げなければならない。型枠の据え付けは、のり枠の縦横の段割（とおり）に十分注意し、内、外曲線部の調整は隔壁で行う。枠の縦はり、横はりは、型枠の建て込み後、縦横とも同時にコンクリートを打設する。

地山の状況により、はりの交点にすべり止め鉄筋などを設けて補強する場合は、のり面に直角に施工するものとする。

配筋は、鉄筋のかぶりが正しく保てるようにモルタル製のスペーサーを用いて正確に施工<sup>8-D</sup>しなければならない。

## (2) 中 詰 め

中詰めは環境面から植生が望ましいが、勾配が5分より急な場合や地山が硬くて根系の生長が困難な場合は植生工が用いられることは少なく、コンクリート張工、ブロック張工などが一般に用いられる。岩盤中に亀裂が多く、水が浸入して風化を促進したり、崩落の原因となるおそれのある場合は、モルタル吹付工等を用いる。

桁内に窪地があるときは、中詰めに先だつてぐり石等で充填する必要がある。

水抜き孔もプレキャスト枠工に準じて十分配慮する必要<sup>8-1)</sup>がある。

## 8.3 吹付枠工

吹付枠工は金網やダンボール、プラスチックなどの材料を用いた型枠で、地山の形状に順応させて張り付けてコンクリート（現場打コンクリート枠工に比べ空隙が多くなるなどの不安要素がある）またはモルタルを直接吹付けて造成するものである（図8-4参照）。のり面の状態に応じて枠の交点に鉄筋、ロックボルト、グラウンドアンカー等の工法を併用して地山との一体化を図る。

吹付枠工と現場打コンクリート枠工については、それぞれの特徴があるのでそれらを考慮して選定しなければならない。

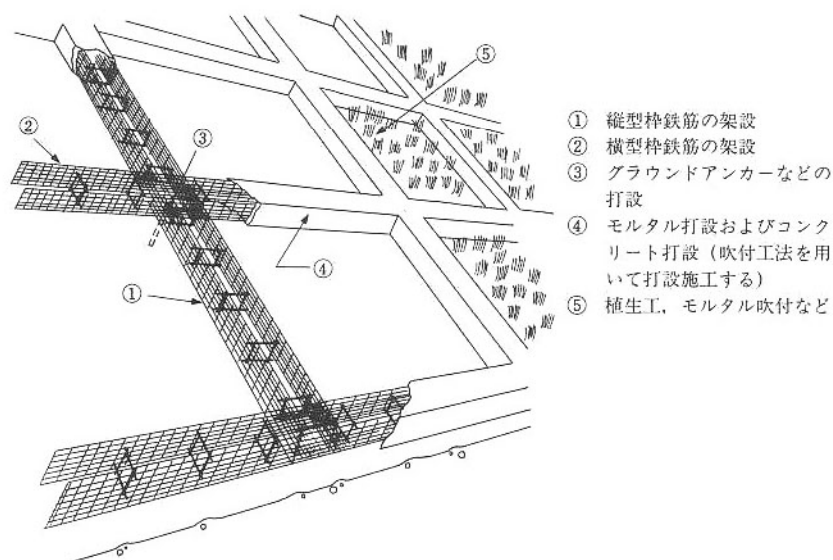


図8-4 吹付枠工施工の一例



写真8-1 施工例

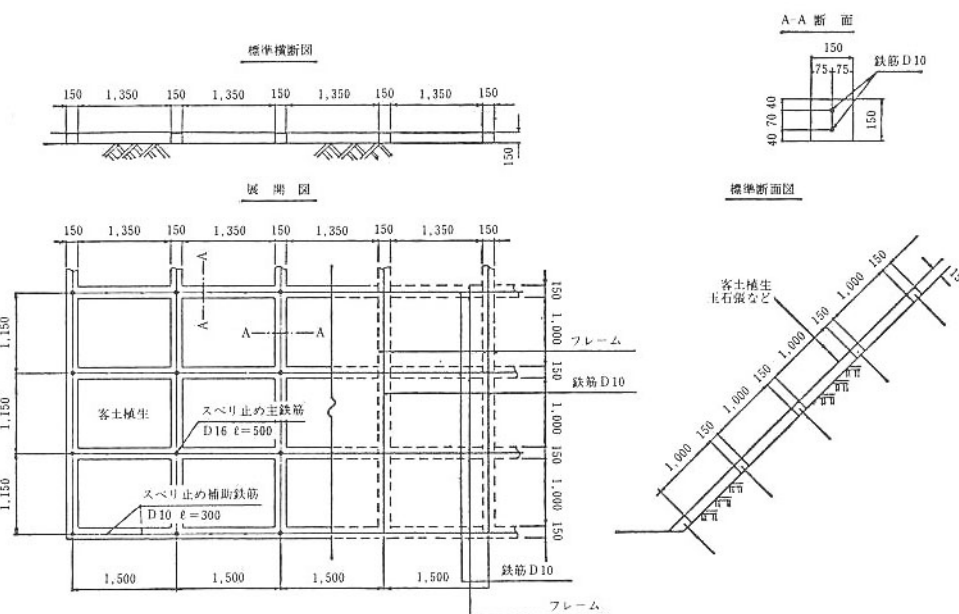


図 8-5 施工図の一例 (単位: mm)

本工の特徴として、以下のことがあげられる。

- ① 従来のコンクリート張工と違い、型枠架設が不要で、地山のならしも必要としない。
- ② フレーム部材自体を補強材兼型枠として埋殺しとするため型枠解体が不要のものもある。
- ③ フレーム部材は軽量でありかつ変形自由であるため作業性がよく、高所、凹凸面でも施工性、経済性に優れている。
- ④ 吹付工法を用い、フレーム内に直接吹付けるので地山と梁が一体となる。

図 8-5 に施工図の一例を、写真 8-1 に施工例を示す。

吹付枠工にグラウンドアンカーなどを併用するときは、現場打コンクリート枠工の場合と同様に応力計算を行い、断面、鉄筋量などを設計する。小断面のフレームであっても、応力を期待する場合は計算にて断面などを照査することもある。最近では、従来の吹付の施工法とは違ったポンプ圧送によって、先端まで送られたモルタル等を先端エアによって吹付ける方法も施工されている。従来のものより強度が見込まれるため、のり枠断面が小さくなる。

## 8.4 プレキャスト枠工

### 8.4.1 設計

#### (1) 一般的留意事項

プレキャスト枠工は、切土面に植生工のみ施工しただけでは雨水による侵食に耐えられないのり面に用いる。原則として、直高 5 m 以下とするが、直高 5 m を越える場合は、のり面縦方向に現場打ちの隔壁を 10m ごとに設置することが望ましい。部材の一部が万一破損した場合でも、その影響が全体に及ばないように配慮することはもちろんであるが、のり下端よりおおむね直高 $\frac{1}{3}$ までの部分は部材を緊結して一体化を図ることが望ましい。コンクリートブロック枠工は土質によ

ては、1 : 0.8のり面勾配程度まで設計できるものもあるが、原則として1 : 1.0より緩やかに設計する。

一般に枠はプレキャスト製品で、枠の交点部品にはすべり止め鉄筋<sup>8-2)</sup>を施す。

最近では各種のブロックが考案され、大型枠ブロックもある。これらは比較的大きな抑止力を期待してグラウンドアンカー工を併用するものが多い。形状も十字、円形、多角形などの種々のもの

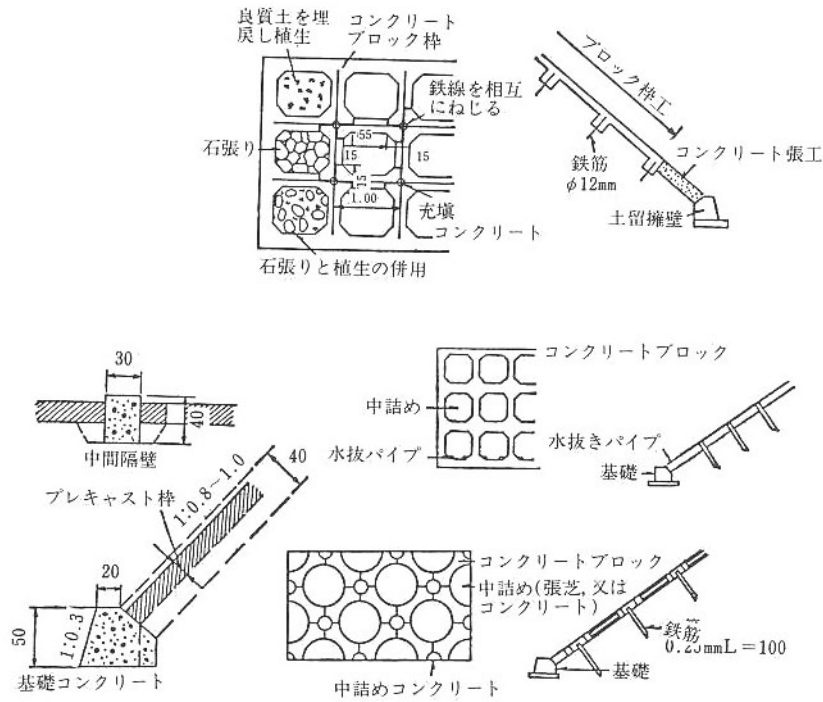


図 8-6 コンクリートブロック枠工の例 (単位 : cm)

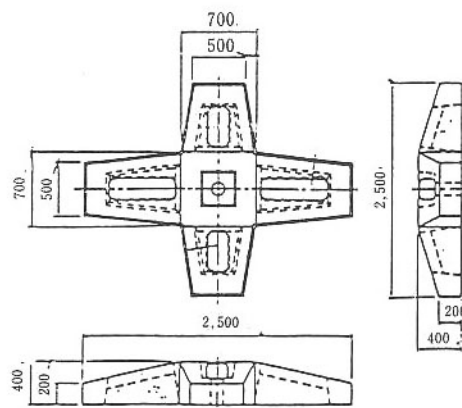


図 8-7 大型枠ブロックの一例 (単位 : mm)

が考案されている。さらに現場打ちの大型ブロック（生コンクリートによる現場打設ブロック）や鋼材などを使用したものも施工されている。その一例を図8-7に示す。

### (2) 隔壁工

切土のり面において一連のり高が5 mを超える場合は、り面に対して縦方向に現場打コンクリートを10mごとに設置しり面を分割施工することが望ましい。また場合によっては横方向にも隔壁を設置することがある。隔壁によって、万一、部材の一部が破損してもその影響が全体に及ぶのを防ぐことができる。しかし大型ブロックでのり面安定を図るときはグラウンドアンカー工を併用することから隔壁は設けないことが多い。

### (3) 基礎工

基礎工は以下のとおりとする。

- ① 基礎はコンクリート基礎を標準とする。
- ② 基礎地盤が普通土または粘性土の場合は、コンクリート基礎の下部にぐり石（碎石）基礎またはならしコンクリートを施す。
- ③ 基礎の根入れ深さは地盤の状況により決定するが、岩盤の場合、根石程度、それ以外の場合一般に0.3m程度のものが多い。ただし寒冷地においては凍上深さより深くすることが望ましい。
- ④ 既設の石積擁壁やコンクリート張工の天端を使用する場合、十分その安全性の検討を行うことが望ましい。安全性に疑問がある場合は既設部分から切り離して、新設の基礎を設置したほうが無難である。

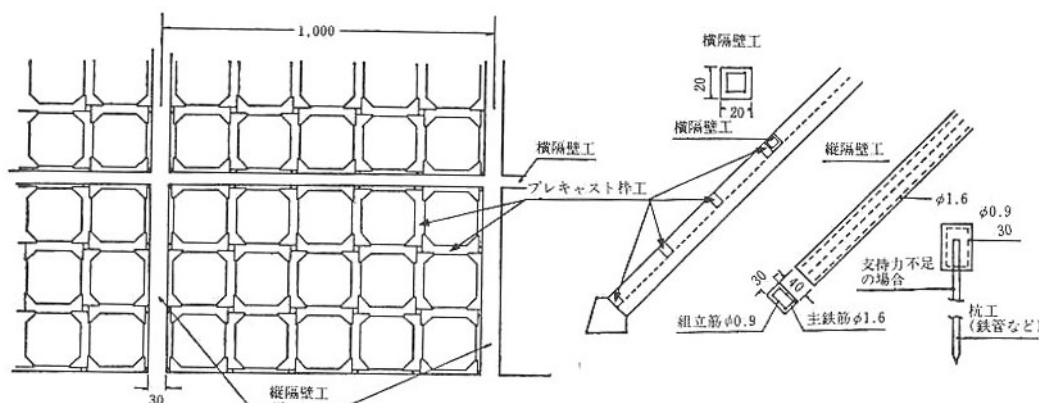


図8-8 隔壁工の例（単位：cm）

## 8.4.2 施工

### (1) 一般的留意事項

プレキャスト枠工における出来形の良否は、仕上げ掘削の出来、不出来に左右されるので、定められた勾配に、正しく、平滑に仕上げなければならない。浮石の処置は、のり枠の据え付けに支障をきたすのみならず、将来のり面の崩壊をも引き起こすおそれがあるので、取り除く場合でも、残しておく場合でも、慎重に対処しなければならない。小口処理は、掘削後、降雨、その他により斜面の崩壊を生じないように、地山となじみよく取り付けるものとする。

枠材据え付けは、縦水路及び小段水路の施工後に行い、浮石等でのり面仕上げの平坦化が不可能

な場合は、湧水のない部分に限り、捨てコンクリート（厚さ5cm程度）を局部的に張ることによって、据え付けが容易になることがある。ブロックの「とおり」は施工にあたっての縦横の段割りによって決まるので、この段割りには十分注意するものとする。曲面部の調整のための標準寸法でないブロックが広範囲にわたる場合は、現場打コンクリート枠工とし、のり枠材の取り扱いにあたっては十分注意し、原則としてのり枠材のはつり、切断等<sup>8-1)</sup>をしてはならない。

## (2) 中 詰 工

中詰めについては、植生によって保護することが望ましいが、植生が不適当な場合には、ぐり石、コンクリート等で状況に応じた中詰めを行う。植生については植生工の項を参照されたい。なお、中詰めをコンクリート張工、積石コンクリート工、コンクリートブロック張工、練石張工等で設計した場合は、吸出し防止を施した水抜き孔を設計して、プレキャスト枠工背面の水を排出する。原則として水抜き孔は、のり面の面積2～4㎡に1個程度とし、湧水などの状況により適宜増加させるものとし、その孔の大きさは外径50mm（VP 50）以上のものを使用する。湧水が特に多い場合には暗渠を設けるとともに、吸出し防止材等で十分に処理するものとする。

ぐり石による中詰めは施工後数年を経て緩み、中抜け、崩落の危険を伴うことがあるので、できるだけ使用を避けたい。ぐり石をもって中詰めをする場合は、ぐり石の脱落を極力防ぐよう配慮する<sup>8-1)</sup>。

## (3) 裏 込 め

プレキャスト枠工と地山の間には裏込めぐり石、砂利等の充填を入念に施工する。

## (4) 部材の接合

隔壁間ののり枠部材の緊結は、適宜行うこととするが、少なくとも隔壁間の1ブロックについては同時施工を計画する。のり枠部材の緊結は、部材設置後、速やかに行うことが肝要であるが工程上後回しになることが往々にしてある。このため降雨により据え付けのゆるみ、ずれ等が生じ、二次災害の恐れがあり、それを防止するために、少なくとも隔壁間の1ブロックごとに緊結するもの<sup>8-1)</sup>とする。

各部材がブロックであるためジョイント部分の接合が不十分な場合とか、のり面の凹凸が十分整形されないでブロック部材が設置された場合に破損しやすい。特に部材と部材が折れ曲がったり、はらみ出した状態で結合されてはならない。必ず正しい状態で結合させ、鉄線やボルト等で緊結させる構造のものが望ましい。

部材と地盤との密着も大切である。切土のり面に窪地を部分的につくらないよう整形して、部材が浮いた状態で設置されることは避けなければならない。

のり枠部材は、1日の工事量に見合った数量のみを、斜面上に仮置きすることを原則<sup>8-1)</sup>とする。安全管理の上からも、必要以上ののり枠部材を斜面上に仮置きしないよう注意すべきである。

## 8.5 ブロック擁壁状枠工

### (1) アンカー付格子状枠工（擁壁工）

アンカー付格子状のり枠は鋼管芯のコンクリート梁を

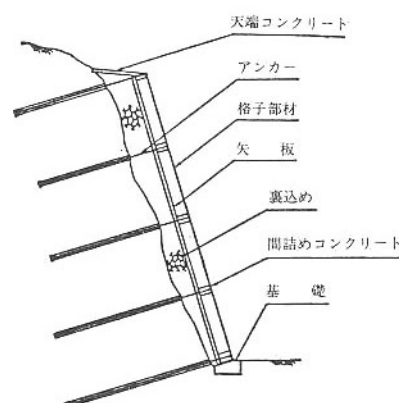


図8-9 アンカー付格子状枠工の例

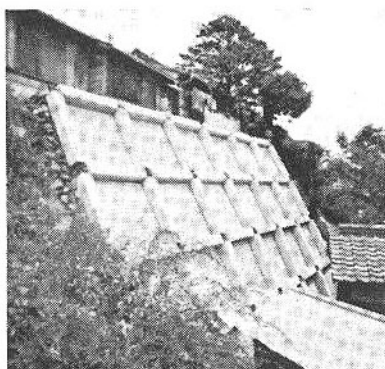


写真 8-2 施工例

格子状にのり面に設置し、継手部（格子点）のアンカーを支点とする単純梁として、土圧、すべり力に抵抗する構造を有するものである。

のり勾配は垂直まで施工可能であり、プレハブ式であるため狭い場所での施工性に優れた工法である。

(2) その他のプレキャスト枠工

植生工の補強としてのプレキャスト枠工としては鋼製枠工、樹脂枠工（プラスチック枠工）、木製枠工等がある。これらに関しては、8.4を準用するが、プレキャスト枠工の種類および同じ種類でも製品の仕様によってその機能、効果などが少しずつ異なるので、その特徴を十分把握検討

し現場条件に適したものを選択する。

これらのプレキャスト枠工のほか、大型ブロックで擁壁の効果を期待するものや、グラウンドアンカー工を併用し、中程度の抑止力を期待できるもの、植栽を目的とする植木鉢状のものなどさまざまなものが考案されている。その他、独立支圧板も施工されている。これも現場打ちのものもあり、グラウンドアンカー工との併用で用いられている。植栽を目的としたブロックの一例を図 8-10 に示す。

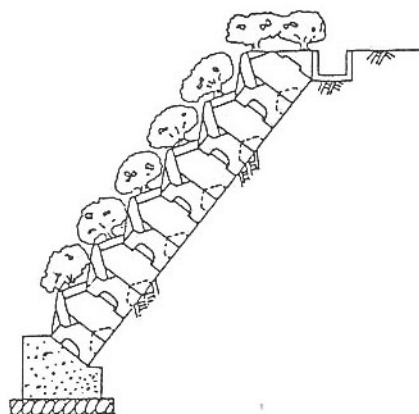


図 8-10 緑化ブロックの一例（断面図）

2) のり砕工の分類

のり砕工は図 3.20に示すように分類される。

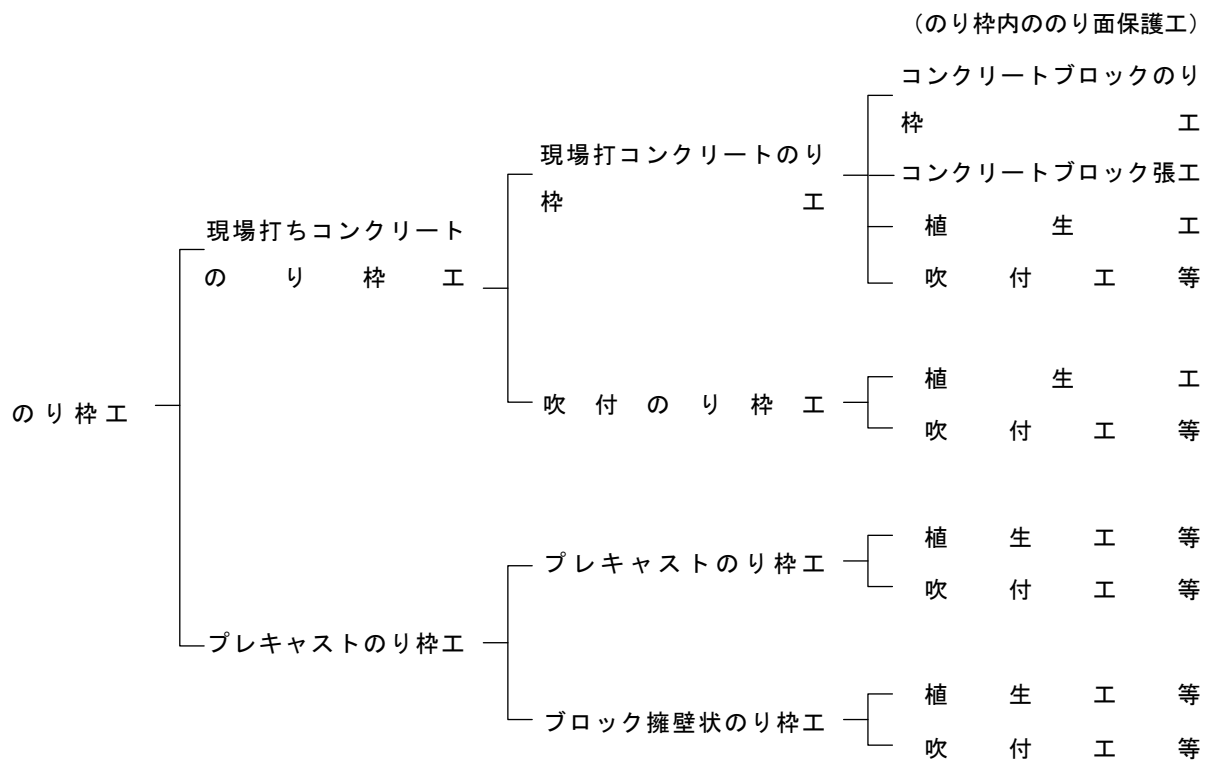


図 3.20 のり砕工の分類

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）

## (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。

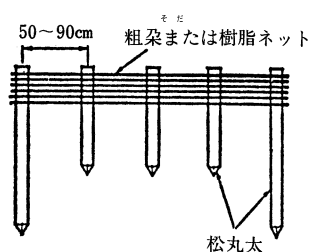


図 3.21 編柵工の一例

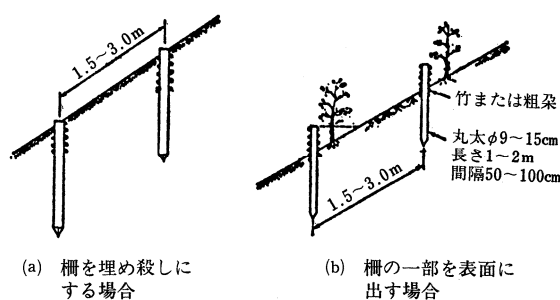


図 3.22 編柵工の打込方法

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）

<参考> 新・斜面崩壊防止工事の設計と実例 本編 p. 291

(3) 編柵工の計画, 設計および施工

(i) 計 画

編柵工は植生工の補助として、降雨や地表流水による斜面表土の侵食を防止するために用いられる。したがって切土工、排水工、植生などと併用される場合が多い。

また土留柵工と同様に斜面上に降雨水や湧水等が滞留したり、また新たな水みちができて侵食を引き起こさないように、斜面の地形や編柵工の構造に十分注意するとともに、適切な排水工をあわせて計画することが望ましい。

編柵工の杭や柵の材料は、短期に植生が活着繁茂することが予想される場合は松丸太や粗朶、竹柵でよいが、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、あるいは特に斜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。

(ii) 設 計

一般に杭長は1~2m程度とし、杭の太さは径9~15cm、杭間隔は0.5~1.0mを標準とする(図13-4参照)。また杭の配列間隔は傾斜度や杭の長さにより異なるが、一般に斜面長方向に1.5~3.0m程度とする。

杭の根入れは下段の杭頂と同じ深さ程度とするのが望ましいが、斜面の安定上問題がないと考えられる場合はこの限りでない。杭は全長の2/3以上は埋込まなければならない(図13-5, 6参照)。

杭の打込方向は鉛直方向と斜面直角方向の間とする(図13-7参照)。

(iii) 施 工

編柵工の杭は一般に径も小さく、長さも短いことから打込方式により設置する。

編柵工により地表水や湧水が滞留したり新たな水みちが生じないように、斜面の形や編柵工の構造を十分考慮して入念に施工を行う。

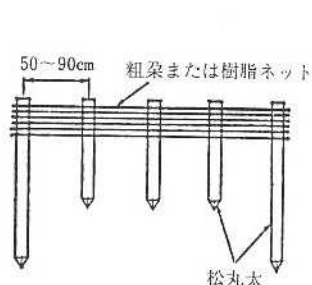


図13-4 編柵工の一例

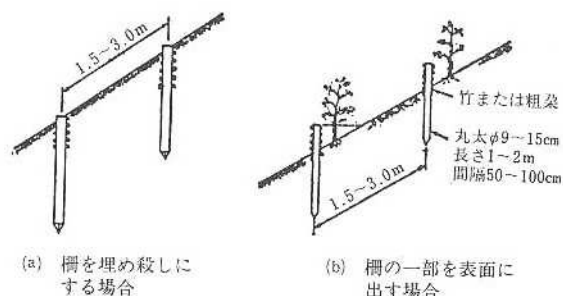


図13-5 編柵工の打込方法

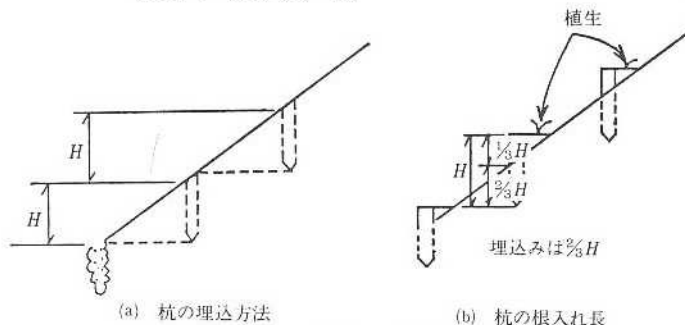


図13-6 編柵工の打込深さ

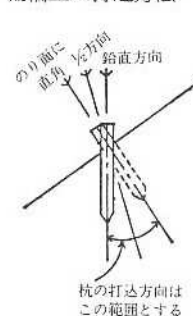


図13-7 杭の打込方向

### 3.3.3 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、種類及び一般的留意事項

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、急傾斜地及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、以下に示す「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)」などの基準を参考にするものとする。

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。

## ＜参考＞ 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)

## IV 排水施設

## N 排水施設

## 1 計画流量

排水諸施設を計画する基準となる計画流量は次の式によって算定する。

$$Q = \frac{1}{360} C \cdot i \cdot A \quad (\text{m}^3/\text{sec})$$

Q : 雨水流出量 (m<sup>3</sup>/sec)

C : 流出係数

i : 降雨強度 (mm/hr)

A : 排水面積 (ha)

尚、降雨強度 i については当該造成地近傍の雨量観測所における百年確率時間雨量以上とし、既往最大時間雨量をそのままの雨量とする。

ただし、雨量観測所と当該造成地との標高差が三百 m 以上の高所の場合には右記雨量の二十％～四十％増の雨量を採用するものとする。

又右記によつて計算された流量に十％程度の含砂量を見込むものとする。

流出係数については、三紀層山地○・七～○・八、起伏ある土地及び樹林○・五～○・七五、平坦な耕地○・四五～○・六〇、水田○・七～○・八％とし、宅地造成後の地域は○・八五～一・〇、パイロット事業地、ゴルフ場○・七五～一・〇とする。

尚、これらのものが、混在する場合は面積加重平均として計

算するものとする。

## 2 排水路(造成地内)

## (イ) 平面開水路

(1) 開水路設置の基準となるべき流域面積は、造成後の変更をも含めて考慮し流域区分を明確にし、すべての流量計算はそれにもとづいて行うこと。

(2) 表面水は原則として開水路によつて処理し、浸透水伏流水のみ暗渠上にて処理するものとする。

(3) 開水路法線、勾配は急激な折線をさけ、又流水のエネルギーを減殺するため合流地点、水路延長おおむね百 m 以内毎及び流末端に溜樹を設け、又その最終端にはフトン籠等をおいて洗掘を防止すること。

(4) 水路の構造は、水による侵食及び水の浸透を起さない構造としなければならない。

(5) 開水路の流速は常流々速の範囲とする。

(6) 開水路を盛土上に設ける場合、沈下に対する対策を十分考慮し、必要に応じ基礎の置換え、杭打等の基礎処理を行うこと。

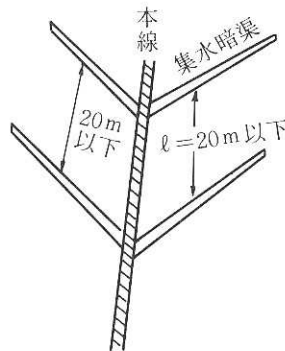
## (ロ) 暗渠工

(1) 溪流を埋め立てる場合には本川、支川をとわず在来の溪流に必ず暗渠工を設けなければならない。

(2) 暗渠工は、樹枝状に埋設し完全に地下水の排除ができるように計画する。

(3) 小段のある盛土の場合には、土質に応じ小段毎に暗渠工

- をもうけ、すみやかに表流水及び伏流水を排除するものとする。
- (4) 幹線部分の暗渠工は有孔ヒューム管にフィルターを巻いた構造とし、集水部分は有孔ヒューム管又は盲暗渠等の構造とする。



- (5) 暗渠工における幹線部分の管径は三十 cm 以上とし、支線部分の管径は十五 cm 以上とする。
- (6) 支浜がない場合又は支浜の間隔が長い場合には二十 m 以下の間隔で集水暗渠をもうけるものとする。
- (7) 排水は表面、法面、小段、暗渠等系統的に排水施設を計画し造成部分の一部に排水系統の行きわたらない部分が生

### 3 流末処理

じないようにしなければならない。

- (1) 上流流域が造成工事されることによる下流河川の流量の増加量の算定にはラシヨナル公式を用いるものとしその基礎となる計画雨量は下流が国土保全上重要な河川（直轄砂防実施河川、都市砂防河川）については確率年数百年以上の雨量、その他の河川については確率年数五十年以上の雨量とし、この雨量によつて計算された流量に十％程度土砂含入率を見込むものとする。ただし、いずれの場合にあつても既往最大雨量を下廻らないようにする。

- (2) 前記の方法が困難な場合には、上流流域が造成工事がなされることによる下流河川の流量増率については次式によつて推定計算するものとする。

$$qa = \alpha \cdot \beta \cdot p + (1 - p)$$

ab : 造成による流量増加比

$\alpha$  : 洪水到達時間が造成によつて短かくなつたため  
の計画雨量強度の増大比（パイロット、ゴルフ  
場 1.2～1.4、宅地 1.4～1.6）

$\beta$  : 造成による流出率の増大比  $\left( \frac{\text{造成後の流出率}}{\text{造成前の流出率}} \right)$

p : 流域面積に対する宅地造成面積の造成比  $\left( \frac{\text{造成面積}}{\text{流域面積}} \right)$

- (3) 前記により算出した流量増分については、造成者側においてその影響が下流河川において無視し得る程小さくなるまでの区間にわたり流路工による河床の掘削、河積の拡大等の砂防工事を実施するか、又は第V節の遊水池による処理を行わなければならない。

## (2) 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、法肩排水路、小段排水路、縦排水路等がある。

#### 1) 法肩排水路・小段排水路

法肩排水路、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及び湧水を集水し、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無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法面及び重要な法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、縦水路及び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。

<参考> 新・斜面崩壊防止工事の設計と実例 本編 p. 115～122

## 4.2 地表水排除工の設計・施工

### 4.2.1 一般的留意事項

地表水排除工は主として排水路より地表水を速やかに集めて斜面外の安全なところへ排除したり、他の地域からの地表水の斜面内への流入を防止することで斜面の安全性を高めようとするものである。また、擁壁等他の崩壊防止施設の安定度を高めて、斜面の崩壊を防止しようとするものである。

地表水排除工を計画する箇所としては斜面上部、斜面内および斜面下部である。また斜面の上部に凹地等があって滞水し地下に浸透して斜面の安定を害している場合には、地形を整形するとともに排水路を設置することが望ましい。

地表水排除工は一般に他の工法と併設されるほか、斜面状況によっては単独に設置して斜面の安定を図る場合もある。また切土工の着手に先行して、周囲から流入する地表水を遮断する目的で施工する場合もある。特に切土工中に降雨水が斜面に集中して流下したため崩壊事故が発生することが多いことから、できるだけ工事区域の周辺に地表水排除工を先行して実施することが望ましい。場合によっては仮設工事として設置することも考慮される。

工種としては地表水を横断的に集めるのり肩排水路、小段排水路、のり尻排水路等と、集めた水を迅速に排水するための縦排水路工に区分されるが、一般にはこれが一体となって機能するものである（図 4-5 参照）。しかし地形的に自然な集水が期待できるときは縦排水路工のみの場合もある。また斜面に小規模の食浜があってそれが発達するおそれがある場合、その縦横侵食を防止するために流路工的な縦排水路を設けることがある。

また排水路の線形や勾配の急激な変化によって溢水や跳水が生じることがないように必要に応じて落差工、減勢工、跳水防止工を設けることが望ましい。

排水路の設計にあたっては地形および崩壊防止施設完成後の排水系統等を考慮する。

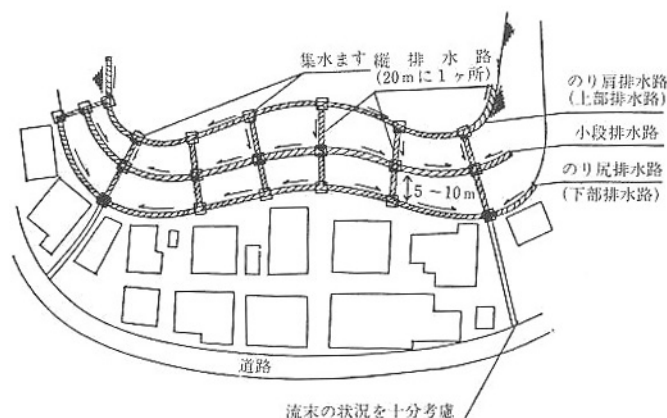


図 4-5 地表水排除工模式図

排水路の流末処理は排水された水が再び斜面や施設の基礎地盤に悪影響を及ぼさないよう、速やかに区域外へ排水するよう配慮する。流末処理として、既設水路に連結することが多いため、既設水路の断面が著しく不足する場合には、既設水路の改修を考慮する。この場合、事前に施設の管理者と十分に協議する。また既設水路の改修を避けるため、原則として斜面の排水は小集水区域に分割し、既存の施設の断面内で流せるように細分して処理することが望ましい。

縦排水路では施工後の排水路のずり落ちによる跳水が生じ、流水が地下に浸透して斜面に害を与える場合が比較的多いので、すべり止めつきのU形溝を用いたり、すべり止め杭を設けるなどの対策を考慮する。

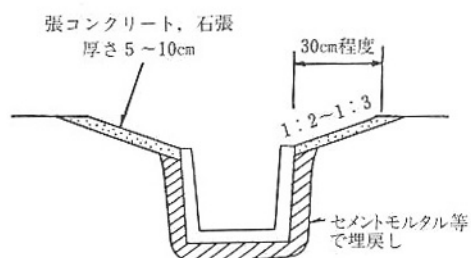


図 4-6 縦排水路の跳水対策

のり面排水施設の破壊は主として水が排水路内を流れず、その外側や底裏を流れて周囲の土を洗掘する場合が多い。表流水を受ける排水施設はそれのみ込みやすくするため地山に十分食い込ませるとか、不透水性の材料で入念に埋戻しを行うなどの配慮をしなければならない。急流となるようなところでは水が跳ね出さないようにふたを設けたり、少々の跳水があっても排水路の外側が洗掘されないように排水路の両側を矢羽根状に切り込み、そこを張コンクリートや石張で補強しておくなどの措置が必要である（図 4-6 参照）。施工に

あたっても、水路から周辺に水があふれたり飛び散ったり漏れたりすることのないよう入念に実施する。

排水施設の施工はできる限り早い時期に行うことが望ましい。例えば、のり肩排水施設などは切土工事に先がけて行っておくほうが、切土作業のために有利である。しかし必ずしも工事に先がけて、あるいは工事の進み具合に備えて施工できない場合もある。このような場合は仮排水施設によらなければならないが、本排水施設施工後も地下排水路として活用するなど、何らかの排水の役目をもたせておくように考慮すべきである。

縦排水路は原則としてのり面整形後に施工するが、流速が大きくなり、安定した構造が必要なため、特に入念な施工が必要である。

切土区間では岩質や地層の走行などがのり面の湧水に非常に関連が深いので、十分把握しておか

なければならない。そして切土作業中の観察とあわせて、のり面排水施設の設計・施工に臨機応変の措置がとれる態勢しておかなければならない。特に蛇紋岩、角閃岩、かんらん岩、千枚岩、粘板岩、頁岩などの風化帯は水による影響を受けやすいので気をつけなければならない。また排水施設が降雨などの表面水を適切に排水できなるとかえってのり面の安定性を損なうことになるので、十分に効果を発揮するよう施工することが必要である。

施工中または切り取り後の斜面は、植生その他の斜面保護を完成するまでは最も不安定な状態にあるので、必要に応じ降雨時ビニールシートやキャンバスなどによる被覆やビニールパイプなどによる仮排水などの手段をあわせて講ずる必要がある。

#### 4.2.2 排水路工

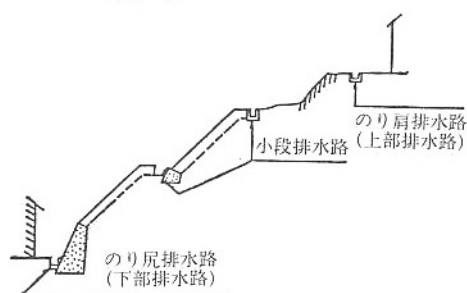


図4-7 のり肩排水路、小段排水路等の設置位置

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4-7参照）。のり肩排水路、小段排水路は斜面に流入する地表水および斜面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斜面外に排除するものである。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、施工にあたっては漏水、越水また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およ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。

小段排水路は原則として小段の全区間に設置する。

侵食されやすい砂質土からなるのり面およ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。

排水施設は事前の調査に基づいて計画されるが、地中の浸透水の動きを事前の調査のみによって正確につかむことは難しく、施工中に地下水や透水層の存在が判明することが多い。したがって、のり肩排水路、小段排水路はのり面整形後斜面の状況を観察し、有効に排水できるように施工する。なお斜面のり尻排水路は擁壁上部の埋戻部分には原則として設置しない。やむを得ず設置する場合には、擁壁と排水路が一体となるように設計・施工する。

##### (1) のり肩排水路

のり肩排水路は上部斜面に降った雨水や湧水をのり面に流入させないようにするために、のり肩に設けるものである。

のり肩排水路の種類はのり面の存在する地形、流量および土質などを十分検討して決定しなければならない。

通常、のり肩排水路は維持管理がゆきとどき難しく、土砂のたまったときも清掃し難い位置にあることが多い。しかし土砂がたまるとのり面への影響が大きいので、その断面は十分大きくしておく

必要がある。また流末は地形をよく考慮し、のり面の安定に影響のないように導くべきである。

のり肩排水路としては、流量に応じて次のような種類のものがある。

(i) 鉄筋コンクリートU形溝等



図4-8 プレキャスト製品によるのり肩排水施設

排水路に集まる水量が多く、またその延長も長くなるような場合は、図4-8のようにプレキャストの鉄筋コンクリートU形溝や、遠心力鉄筋コンクリート半円管などを使用するのが望ましい。集水面積、地表面の状態にもよるが、30cm×30cm程度のプレキャスト鉄筋コンクリート

U形溝を使用することが多い。のり肩排水路は通常勾配も急であるのでかなりの排水能力をもつが、もしプレキャスト製品と地山が十分なじんでいないと、地表面を流下する雨水をのみきれずに排水路の裏面に沿って水が流れたり、排水路を流れる水が速度を強め勾配の変化点や何らかの障害物に当たって水を跳ね側面を洗掘したりするから、排水路の裏込めの施工を十分に行うことは当然であるが、山側には芝を張り侵食を防止し、排水路の勾配の変化点にはふたを置くなどの考慮が必要である。勾配が急になる場合は、縦排水施設同様にソケット付き製品を用いるのが望ましい。

(ii) コンクリート張り排水溝等

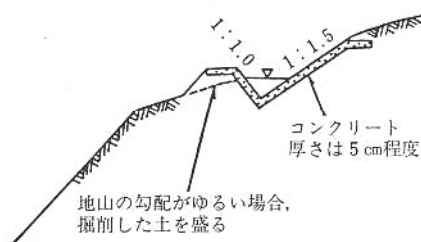


図4-9 コンクリート等による排水溝

集水量が比較的少なくても浸透した水がのり面の崩壊の原因になるおそれのある場合には、図4-9に示すようなコンクリートやセメントモルタルで排水路を保護する。

(2) 小段排水路

長大のり面では高さ5～10mごとに幅1.0～2.0mの小段が設けられる。これは長大のり面の下部では斜面上を流下する表面水の流量、流速が増加し洗掘力が大きくなるため、小段を設けることによって表面水の流速を低下させることができる。さらに小段に排水路を設けて水をのり面の外へ排水させれば、のり面下部に表面水が集中するのを防ぐこともできる。したがって小段排水路は小段上部のり面の表面水を処理できるように設計し、下部のり面に悪い影響を与えないようにしなければならない。

表面水の流速を低下させることができる。さらに小段に排水路を設けて水をのり面の外へ排水させれば、のり面下部に表面水が集中するのを防ぐこともできる。したがって小段排水路は小段上部のり面の表面水を処理できるように設計し、下部のり面に悪い影響を与えないようにしなければならない。

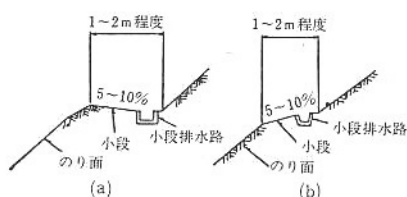


図4-10 小段の横断勾配

小段の横断勾配は一般に図4-10(a)のようにのり面勾配とは逆方向に勾配をつけるのが普通であるが、この場合は小段から水が全く浸透しないことが施工面で保証されるか、あるいは小段から多少水が浸透しても、のり面の安定に重大な影響がないと判断されることが必要である。このような条件が満たされ

ない場合は、のり表面が流水により侵食されないように、のり面保護工を施工するか、あるいはのり面保護工を施工しなくても侵食されにくいことを確認のうえ、図4-10(b)に示すように、斜面と同じ方向に勾配をつける。

小段排水路としては鉄筋コンクリートU形溝、遠心力鉄筋コンクリート半円管およびコンクリート排水溝などが用いられる。

## (i) 鉄筋コンクリートU形溝等

小段に集まる水量が多い場合は、鉄筋コンクリートU形溝あるいは遠心力鉄筋コンクリート半円管などを使用する。

一般に30cm×30cm程度のU形を使用するが多いが、土砂などの流入のないところでは、水量が少なくとも排水路を流れる流速をある程度保てる遠心力鉄筋コンクリート半円管が有利であることもある。地山と排水路の間の埋戻しは図4-11のように不透水性の土やプラスチックソイルセメントなどを用い、水が排水路の側面や裏面に回らないように配慮することもある。

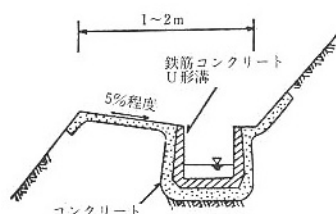


図4-11 鉄筋コンクリートU形溝

水が排水路の側面や裏面に回らないように配慮することもある。

## (ii) コンクリート張り排水溝等

小段に集まる水量が少ない場合にはコンクリート等を用いた排水路を設ける場合もある(図4-12参照)。

また、切取のり面で地層の変化する部分や地表が凹状になった部分などには、地下水が湧出または浸出することがある。このような箇所は切り取りを施工していく段階で発見されることが多いので、施工中はのり面の状況に注意して発見に努めなければならない。

また降雨時のみ水が浸出したり、季節により地下水位も変動するので注意が必要である。湧出または浸出の予想される箇所が発見されたら浸出水量、浸出箇所の分布などを考えて排水工配置や構造等を決定する(図4-13参照)。斜面のり尻排水路は擁壁上部の埋戻し部分には原則として設置しない。やむを得ず設置する場合には、擁壁と排水路が一体となるように設計・施工する。

## (3) 縦排水路

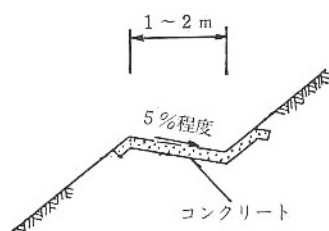


図4-12 コンクリート張排水溝

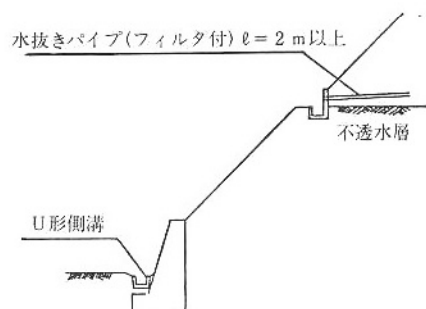
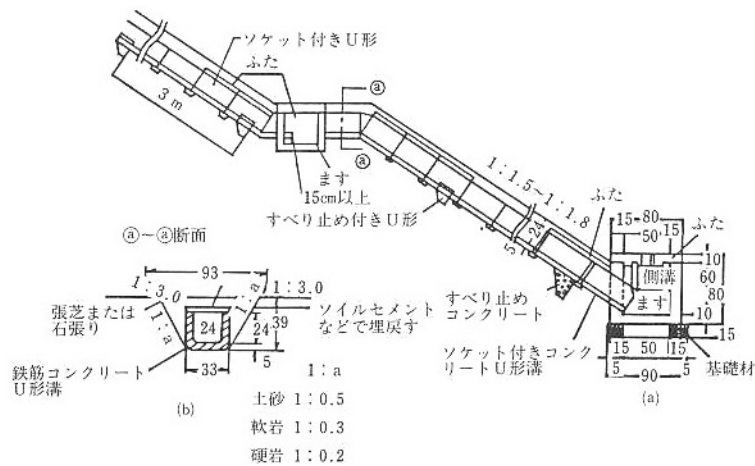


図4-13 のり面に湧水のある場合の対策例

斜面に対して縦方向に設置し、のり肩排水路、小段排水路からの流水を速やかに斜面外に排水するもので、約20m間隔で設置する。水路は地形的にできるだけ凹部に設けたり掘込水路とし、周囲からの水の流入を容易にすることが望ましい。

水路の断面は原則として斜面背後の集水面積が広い場合には流量を検討して決定するが、土砂や枝葉等の流入・堆積を考慮して十分余裕のある断面が望ましく、少なくとものり肩排水路、小段排水路の断面以上とする。特に斜面に常時流水のある沢や水路がある場合は、断面に十分余裕をもたせることが必要である。

縦排水路の材料としては鉄筋コンクリートU形溝、半円ヒューム管、鉄筋コンクリート管、コルゲート管、プラスチック管などが用いられる。U形溝、半円ヒューム管等はのり面に明暗渠として、また鉄筋コンクリート管等はのり面に埋設して暗渠として用いられるが、前者のほうが施工は容易で維持管理も便利である。U形溝はソケット付きがよく、水が裏面に回らぬよう継目のモルタルを



完全にし、約3mごとにすべり止めを設置する(図4-14参照)。

縦排水路は設置する勾配が急なため施工後部材のずり落ちが生じやすく、また流速が大きいため部材のずれや沈下による影響が大きく、斜面侵食や崩壊につながりやすい。したがって縦排水路には原則として約3m間隔にコンクリートや杭などですべり止めを施し(図4-15参照)、排水路の周

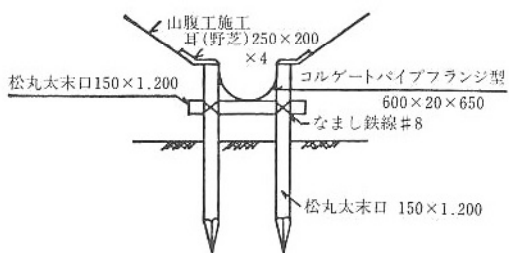


図 4-15 杭によるすべり止めを施したコルゲート水路工

囲はコンクリート等で埋戻したり、隔壁工と一体として施工する等の配慮を行うことが望ましい。また水路長が長い場合には、水路長20~30mごとに帯工などを設け、水路の安定を図る。

豪雨などにより縦排水路に土砂が多量に流れ込んだり、草木などにより排水路が閉塞されたりすることもあるので、現地の状況に応じて断面を大きくしておく必要がある。また

縦排水路を流下する水は流速が大きいため水が跳ね出し両側を洗掘するおそれがあるので、側面に勾配をつけコンクリート張りや石張りを施すのが望ましい。

水路の線形はできる限り直線とし、やむを得ず曲線にする場合は外曲側の側壁を增高する。また水路勾配も極端な屈折を避けて徐々に緩勾配に移すことが望ましい。

さらに縦排水路が他の水路と合流するところや勾配の変化するところ、流れの方向が急に変わるところにはますを設け、ますには深さ15cm以上の土砂だめを設け水勢を減じさせる構造とし、必ずふたを設ける。なお勾配が1:1より急な所やのり尻から1~2m区間、勾配の変化点などの縦排水路は水が跳ね出すおそれがあるのでふた付きにする(図4-16、17参照)。

集水ますが落差工となるような場合、落差高、流量、越流水深を考慮して標準的に次式によってますの大きさを求める。

$$L = k(h_1 + t) \dots\dots\dots (4.7)$$

$k$  : 2.5~3.0

$L$  : ますの内長 (m)

$t$  : 水路の水深 (m)

$h_1$  : 上下流水路床間の落差 (m)。  $h_1$  は潜り堰とならないように定めなければならない (図 4-18 参照)。

$h_2$  : ますの水褥池深さ (0.15~0.5m)

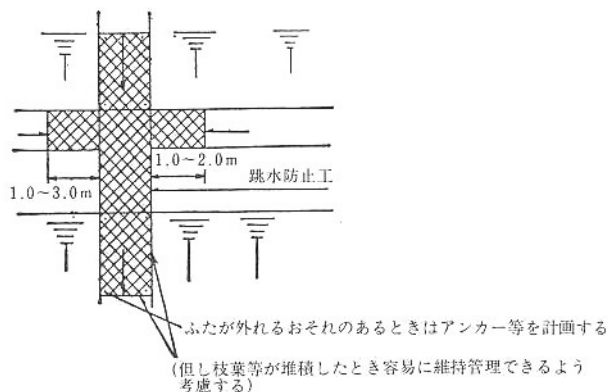


図 4-16 跳水防止工の一例 (平面図)

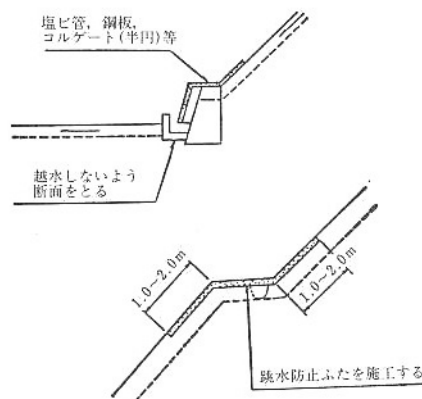


図 4-17 跳水防止工の一例 (縦断面図)

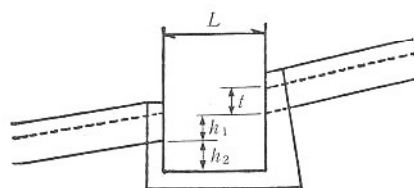


図 4-18 集水ます側面図

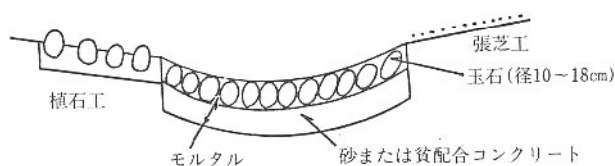


図 4-19 玉石張排水路工の一例

その他の縦排水路には石張および植石コンクリート水路などがある。縦排水路の流速は通常の場合相当大きいので、流量の多い排水路には側面の跳水による破壊防護措置を考慮して植石などを行えば、水勢を弱める効果もある。流量が少なく美観を考慮する必要のあるところには図 4-19 のように玉石張排水路を使用するのがよい。また、場合によっては上流側にコンクリート止水壁を設けて、水が水路の下側を流れることを防ぐことも必要である。

縦排水路は地形条件にあわせ不等沈下、水路のすべり、二次製品の継目の緩み等がないよう入念に無理なく排水できるよう施工する。特にのり肩排水路、小段排水路との取付部、縦排水路の屈曲部分などで流れにくくなるため、水が周辺に飛び散ったり溢れたりして斜面の崩壊原因となるので注意が必要である。なお、寒冷地においては凍上現象が起こる場合があるので、砂、礫等で排水路に接する地山を保護することが必要である。

#### 4.2.3 その他の地表水排除工

##### (1) 谷止工

斜面区域内に地形的に谷部がある場合は、流域の斜面状況や集水面積を調査して谷止工を設ける。

谷止工は雨水が斜面の谷部に集中して流れ込むことによって斜面が侵食され崩壊を助長するのを防ぐことと、谷部上部の崩壊が斜面内に及ぶのを防止する意味がある。また、間接的には谷部上部の侵食を掘削土で押さえることも可能である。

谷止工の基礎部は必ずしも着岩させる必要はないが、十分な支持力のある地盤を基礎としなければならない。谷止工の規模は集水量や予想される崩壊土量を一時的に貯留させるに必要な大きさとする。谷止工には水抜き孔を十分な数だけ設け長時間滞留させないようにしなければならないが、流末部の水路断面積も考慮して過大に流下させないようにする。

流下水路としての縦水路には一般にコルゲート半管等が用いられ、勾配変化点には落差工あるいは集水ますを設ける。

水抜き孔の位置は上流側谷河床より上に設けるものとするが、できるだけ低い位置に設けるとともに、水抜き効果を高めるため図 4-20 のように暗渠を設けるのが望ましい。

谷止工の設計は砂防ダムの設計法を準用するものとするが、堆砂形状については現場条件に応じて適宜考えるものとする。天端幅については流水の量、流送土砂の形態等の条件から適切と認められる場合には、標準よりも薄くすることができる。

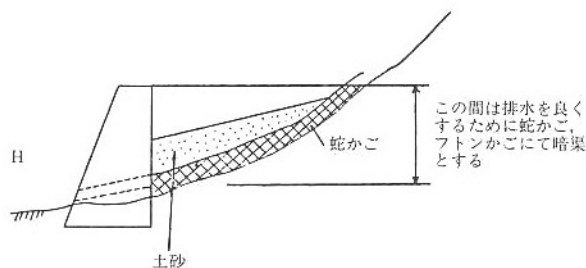


図 4-20 谷止工上流排水例

## (2) 浸透防止工

浸透防止工は斜面の地表全体を対象として実施することは困難なので、特に浸透しやすい亀裂発生部や地表水が多量にあり地下水の補給源となる沼地や水路などを対象として、工事を行うのが通例である。地表に亀裂が発生した場合は亀裂内に粘土やセメントを詰めたりビニール布で被覆し、沼や水路などで漏水がある場合はこれらの底部を不透水性の材料で被覆するのが望ましい。沼の場合は底張り、薬液注入工等を施工し、水路の場合はコンクリートやコルゲート管等による水路に改修する。

### (3) 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て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。

<参考> 新・斜面崩壊防止工事の設計と実例 本編 p.122～127

#### 4.3 地下水排除工の設計・施工

##### 4.3.1 一般的留意事項

地下水排除工は地表面下に透水性のある層をつくって斜面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隙水圧を下げて斜面を安定させる。また隣接地域から斜面内に地下水が流入する場合は、流入前にこの地下水を遮断して排除する。斜面崩壊防止工事でこの工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。斜面崩壊防止工事として地下水排除工

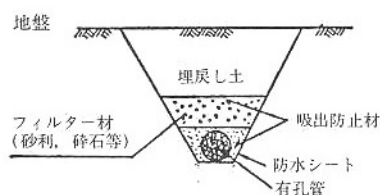


図 4-21 暗渠工標準図

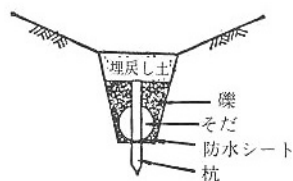


図 4-22 そだ詰暗渠

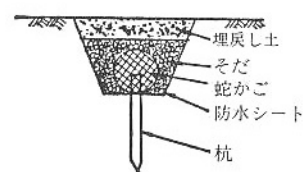


図 4-23 蛇かご暗渠

単独で対策を講ずることはまれで、他の施設と同時に施工されることが多い。地すべり防止工事では地下水排除工は主要な工種であり、排除の対象となる地下水の深浅によって浅層地下水排除工と深層地下水排除工に区分し、その目的に応じた対策工法がとられている。浅層地下水排除工としては暗渠工、横ボーリング工等がある。深層地下水排除工としては横ボーリング工、集水井工、排水トンネル工等がある。斜面崩壊防止工事では、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等で暗渠工が地表水排除工に併設されたり、地下水の豊富な箇所では横ボーリング工が用いられる。地下水排除工を計画するにあたっては、湧水や地下水について十分な調査が必要である。

暗渠工は比較的浅い（1～2.0m程度）地下水を排除することを目的として用いられる。斜面崩壊防止工事では施工が困難なことから掘削により斜面の安定を損なうおそれがあることから、斜面に直接用いられることは少なく、斜面上部や斜面下部で用いられることが多い。

暗渠の配置は地形・土質を勘案して浸透水が集まりやすい場所で、適当な勾配をもつように計画する。1本の暗渠の長さは20m程度の直線を標準として、できるだけ速やかに表流水とするよう集水ますや落差工に接続し地表排水路により排水を行う。暗渠の深さは2mを標準とし、底には漏水防止のためのビニールシート、アスファルト板等を布設し、暗渠管の周囲並びに上部には土砂の吸出しによる陥没を防止するため吸出防止材を布設する（図4-21参照）。暗渠管の周囲は目詰まりを起こさせないためおよび浅層地下水の吸水を容易にするため、フィルタ材を詰める。地表水をも吸水しようとする場合は地表までぐり石または切込砕石等で詰める。暗渠管の材料はある程度の地盤変動にも耐える構造のものとし、蛇かご、多孔質コンクリート管が一般的に用いられている。なお蛇かごを使用する場合は、目詰まりを防ぐため吸出防止材等で巻く必要がある。なお急勾配の斜面に設置する場合には、図4-22、23に示すように杭等により固定する必要がある。

横ボーリング工は暗渠工などでは処理できない比較的深いところに存在している地下水を排除するために用いる。地下水の分布または流入の著しい箇所、あるいは湧水のある箇所やパイピングによる局所崩壊の予想される箇所に設置する。

暗渠工および明暗渠工の施工は浸透水および地下水の排除を円滑に行うために、掘削と埋戻しを入念に行わなければならない。

排水ボーリング工の施工は地下水の水位、流量等の調査結果に基づいて計画的に施工しなければならない。なお常時湧水している箇所で降水時に集中して流量・流速が増大するような場合は、透水性マットや蛇かごなどを置いて周辺の土粒子や砂の流出を防ぐなど、吸出防止対策も忘れてはならない。

#### 4.3.2 暗渠工（暗渠工および明暗渠工）

地表水排除工を設置しても、なお地下水の影響が斜面の崩壊にとって懸念される場合に地下水を

排除することになる。

暗渠工は比較的浅いところの地下水を排除することを目的としている。暗渠による地下水の処理は地表面下1.0～2.0m程度までの深さが多い。斜面の場合、地形的条件で施工困難またはずれ落ちの危険があること、斜面に異質の層をつくることによって斜面条件を悪くするという理由から、斜面そのものに施工されることは少なく、斜面上部で隣接地域からの地下水を遮断する目的で設置するが多い。また斜面下部で地盤の軟弱化を防ぐ目的で設置する場合も多い。

暗渠工にはぐり石、蛇かご、そだ束、合成樹脂製品などで溝の中を詰めた暗渠工と、溝の中に穿孔管を埋設した暗渠の一種である地下水溝およびコンクリートU形溝などの開水路と前記の暗渠を組み合わせた明暗渠工がある。

① 暗渠工：暗渠は浸透水の流れや流量から位置および構造を決定するが、人力掘削の場合には

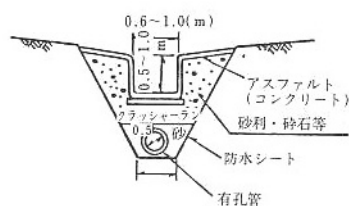


図 4-24 明暗渠工標準図

は底幅80cmの逆台形断面とし、下部約10cmまでは砂を置き、その上に6～12cmの粗粒の砂利または碎石を詰める。さらに上部は上にいくにしたがって細粒なものにし、目詰まりを起こさないようにして埋戻しをする(図4-21参照)。目詰まりを防止するために高分子布を布設したり、適当な目の粗さの合成樹脂繊維やグラスファイバーなどで砂利の外側を巻いたりすることもある。また集水量が特に多い場合には溝のかわりに蛇かご、ポーラスコンクリート管、合成樹脂ネット管、合成樹脂の海绵状管などが使用されることもある。

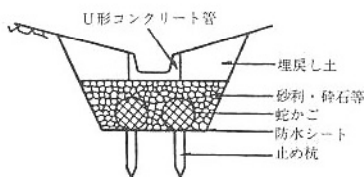


図 4-25 蛇かご明暗渠

② 明暗渠工：明暗渠工は浅層地下水の排水と地表水の排水を同時に必要とする場合に設置する。浅層地下水は地表水と同じく地表の地形に左右され、地表の凹部や谷部に集まりやすい。このような場

所では、暗渠工と地表排水工を兼ねた構造の明暗渠工が用いられる。明暗渠工は浸透水の流れや流量から、位置および構造を決定する。明暗渠工の構造の例を図4-24, 25に示す。

暗渠工は不透水層が地表近くに分布する湿地帯か地下水位が地表付近に達する場合に有効である。暗渠によって排水された地下水は必ず地表排水路に連結して速やかに排除しなければならない(図4-26参照)。暗渠工の長さは集水された地下水が再び浸透しないよう適当な長さ

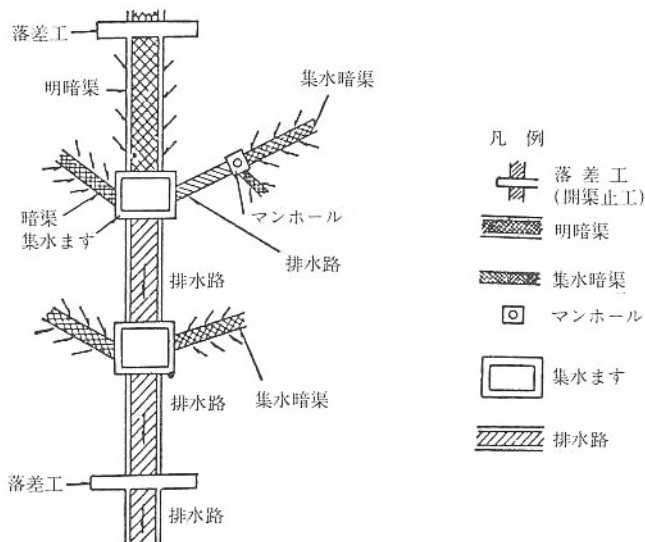


図 4-26 排水路工の組み合わせ

し、通常15～20m程度を限度にしてそのつど集水ますに連結しておく（図4-27参照）。暗渠工は粗粒材料の透水性を利用して地中の水を排除するものであるから、材料は透水性がよくしかも目詰まりを起こしにくいものを選定しなければならない。

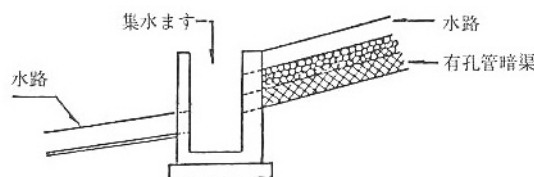


図4-27 集水ます側面図

暗渠工は斜面崩壊の危険を避けるため

できるだけ人力で掘削し、防水マットなどによる不透水層の施工と埋戻しを入念に行わなければならない。また施工中の安全管理のため工程に合わせて下部から延長を短く区切り、1区間ごとに施工が完了するよう心がけることが大切である。

掘削は下流から上流に向かって行う。一度に計画深まで掘削せず、状況判断、地質調査、仕上げ掘削を考慮して2～3回ぐらいに分けて行うことが望ましい。

軟弱な地盤や急斜面で施工を行う場合は矢板を使っての掘削が多く、この場合周辺の地山を緩めないよう埋戻しが終わってから、逐次矢板を取り外すよう心がけねばならない。

施工基面も整正して暗渠内において滞水を避ける。また暗渠を透水層の中にやむを得ず設置する場合は、あらかじめ粘土などの不透水性土で突固めてこの上に暗渠を設置する。

暗渠を設置してこれを埋戻す場合、埋戻しに用いる土は透水性のよい土を先にして順次密度の高い土に変えていき、最後に突固めていくぶん余盛りをしておく。

#### 4.3.3 横ボーリング工

暗渠工などで処理できない比較的深い所に存在している地下水を排除するために横ボーリング工を用いる。斜面崩壊防止工事では地すべり防止工事の場合より集水範囲が狭く、ボーリングの延長も短く、通常15～30m程度である。横ボーリング工を計画する箇所は、地下水の分布および流入の著しい箇所もしくは湧水のある箇所などでパイピングによる局所崩壊が予想される箇所である。ボーリング孔から集水した水は速やかに集水ます、排水路に流入させ、斜面外に排水する（図4-28参照）。

ボーリングの位置は安定した地盤の所から行き、軟弱な所に地下水を集中させないように心がける。ボーリング孔口から奥へ50cmぐらいは透水性のマットや蛇かご等を置いて、土砂の流出すなわち吸出しを防ぐことが望ましい。破碎帯や崩積土の地質のところではボーリングせん孔中、孔崩れや孔曲り等を生じやすいために、ストレーナ管の挿入が非常に困難な場合が多い。このような地質のところでは計画の段階で地質調査を十分行い、ボーリング方法を決定する。

ボーリングのせん孔角度は被圧地下水を排除する目的で行う場合を除き、一般に仰角5～10°で施工する。掘進中、孔曲りで伏角にならないよう注意する。

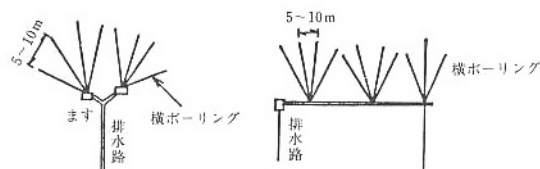


図4-28 横ボーリングの配置

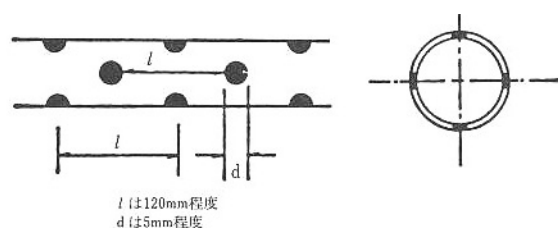


図 4-29 保孔管のストレーナの例

ボーリングの延長が長くなると礫混じりの土砂層や不均質な地層で孔曲りを生ずるおそれがあるので、滞水層への確に達せしめるには細心の注意と慎重な掘削が必要である。このためにはできるだけ孔曲り測定器を使用し、ボーリング先端位置を確認しておくといよい。

一般に孔径は66～100mmが多く、掘進終了後滞水箇所（滞水層）に円形またはスリットのストレーナをつけた硬質塩化ビニール管かガス管を保孔管兼集排水管として挿入する。ストレーナの目詰まりを防ぐためストレーナ部分にポリエチレンの網状管を二重管状につけることもある。一般には滞水層区間内のみストレーナ加工を行うが、透水性の悪い地盤から集水を行う場合は保孔管全長にわたってストレーナをつける場合もある。ストレーナの大きさ、配置を決めるにあたり目詰まりを起こさないような考慮をする必要がある。大きい孔をあければ目詰まりの心配がないかわりに管周辺の土砂の流れ出しによって崩壊に至る危険があり、孔径を小さくすれば目詰まりを起こしやすい。これを防ぐため細いスリットをあける方法等が一部で試みられている。

なお円孔のストレーナの直径は2～5mm、スリットは幅2mm、長さ10cm程度である（図4-29参照）。保孔管の継手はソケット継手または突合せ継手とし、継手の長さは内径の1.5倍程度を標準とする。

排水口には必ず保護工を施工し、前面に擁壁工を築造する場合は擁壁背面に漏水しないよう擁壁前面まで排水パイプを延長し、既設水路に排水する。また擁壁背面浸透水の排除対策も十分配慮しなければならない。ボーリング孔からの排水が飛び散って孔口が崩壊するおそれがある場合には、孔管の先端にエルボ（曲管）を使用し、必要ならば蛇かご等ののり面保護工を施工するかまたは導水パイプを布設する（図4-30、31参照）。

横ボーリング工の施工は排水路工を実施した後にを行うことを原則とする。排水路工実施前に横ボーリング工を施工する場合には仮排水路工を施工しておかなければならない。また施工中は工専用

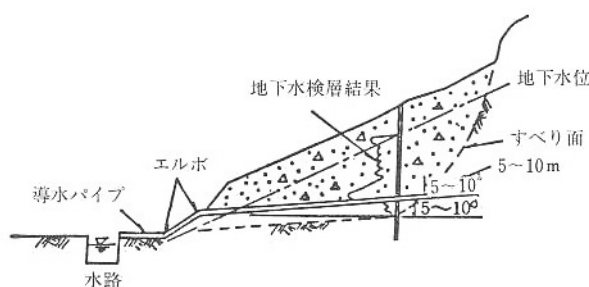


図 4-30 横ボーリング工の事例（断面図）

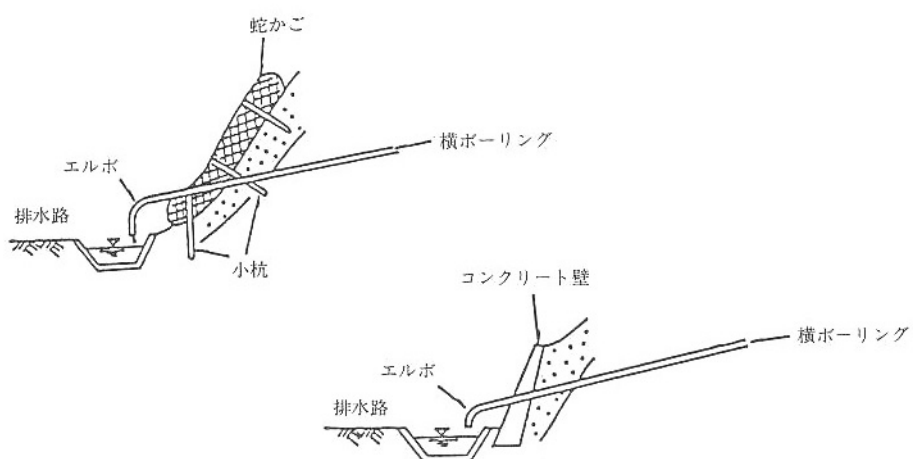


図 4-31 横ボーリング工の孔口保護

水の処理に十分配慮するものとする。ボーリング施工中は地質状況および湧水状況に十分注意し、施工後には排水量の測定を行うことが望ましい。

### 3.4 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

#### 3.4.1 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。

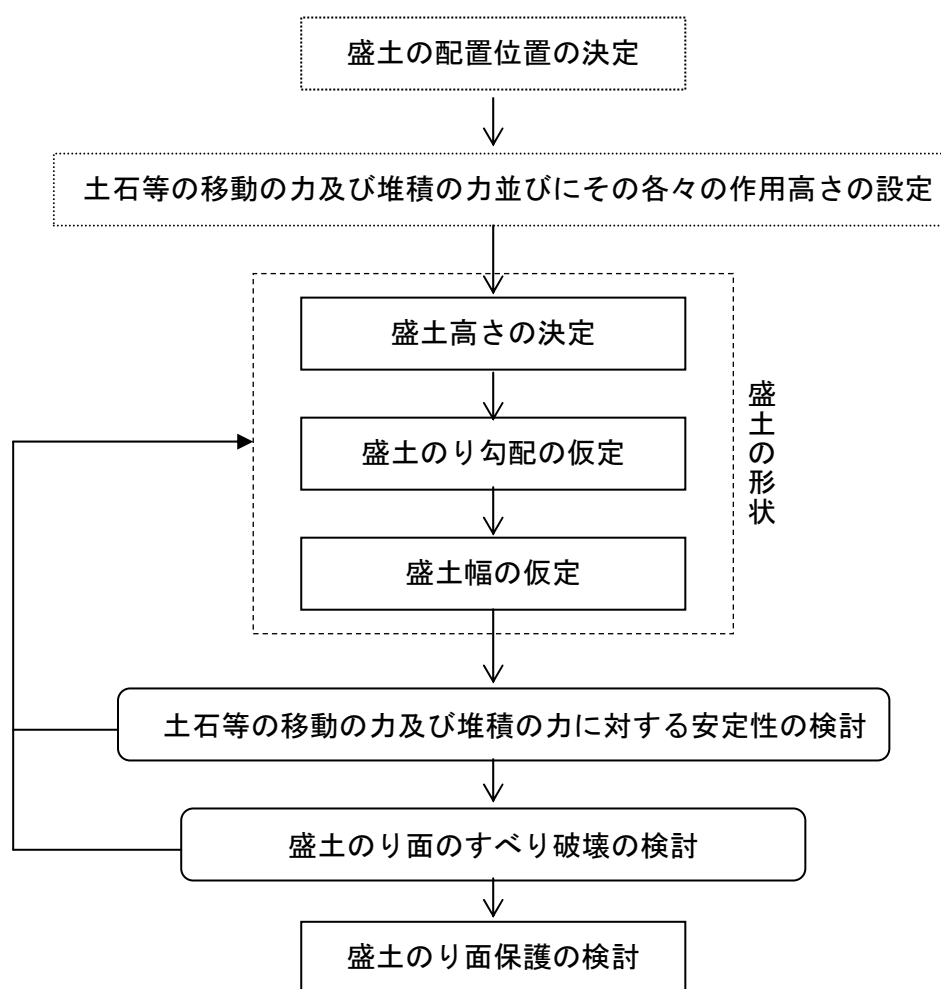


図 3.23 待受け式盛土工の設計手順

## (2) 盛土の形状

## 1) 盛土高

盛土高は、想定される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、盛土高は、その盛土の急傾斜地側ののり尻における土石等の堆積の高さ以上とする。堆積高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、その計算方法については、「3.1.2(5)」に示した。

なお、下記のように、建築物の構造規制適用を併用することにより、盛土の高さを堆積高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。

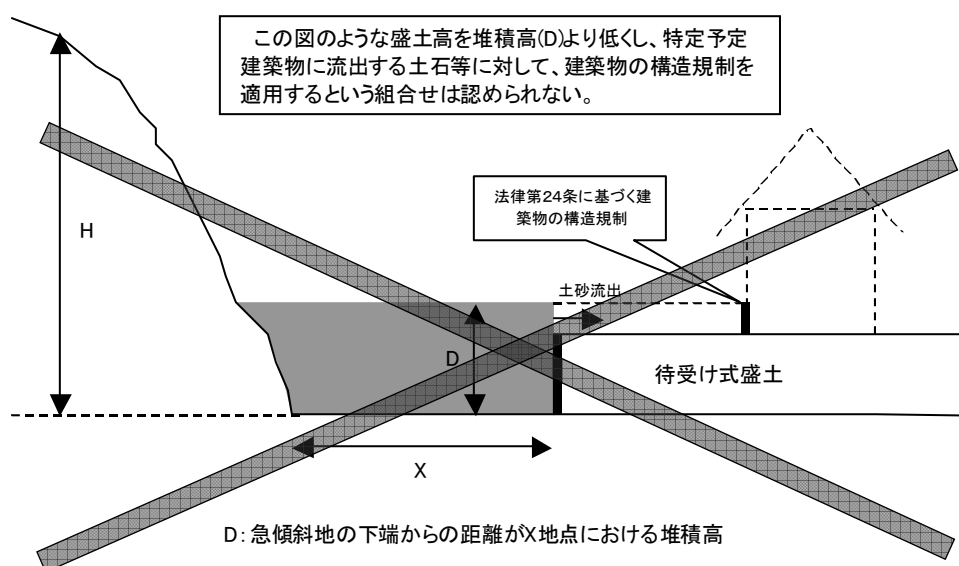


図 3.24 待受け式盛土及び建築物の構造規制の組み合わせ

## 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 3.15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 3.15 盛土材料およ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)、礫および細粒分混じり礫(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等による検討を行う。
	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—盛土工指針—(平成22年4月)

表 3.15の標準値の範囲に幅を持たせているが、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こととする。

## (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①～④の検討を行うものとする。

- ① 転倒に対する安定性
- ② 滑動に対する安定性
- ③ 沈下に対する安定性
- ④ 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「3.1.2 設計外力の設定」を参照すること。

## ア 移動の力

単位面積当たりの移動の力は、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  $F(\text{kN/m}^2)$  は以下のとおりとする。

$$F = F_{sm}$$

ここに、

$F_{sm}$  : 移動の力 ( $\text{kN/m}^2$ )

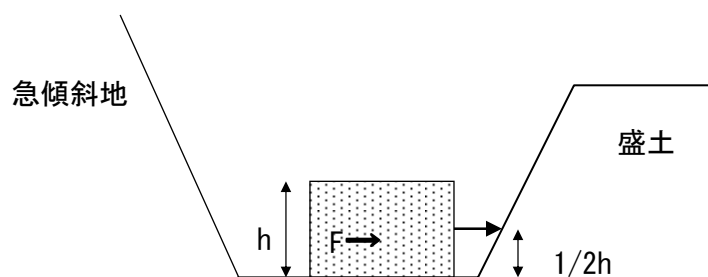


図 3.25 移動の力が盛土に作用するイメージ

## 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。

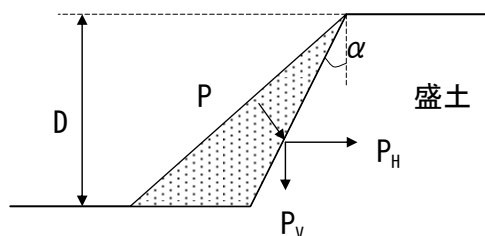


図 3.26 堆積の力が盛土に作用するイメージ

### 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 3.27 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。

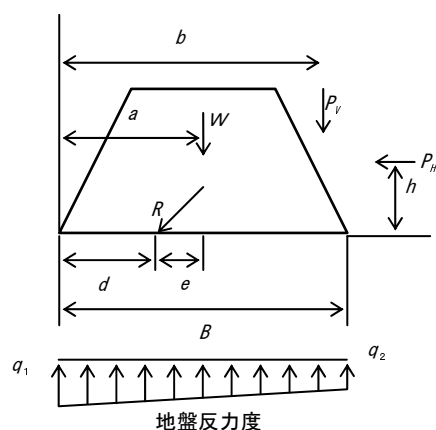


図 3.27 地盤反力度の求め方

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

ここに、

- $W$  : 盛土の自重 (kN/m)
- $P_H$  : 堆積の力の水平分力 (kN/m)
- $P_V$  : 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  $P_V$  作用点との水平距離 (m)
- $h$  : 盛土かかとと  $P_H$  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

移動の力また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また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。

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>：移動の力また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

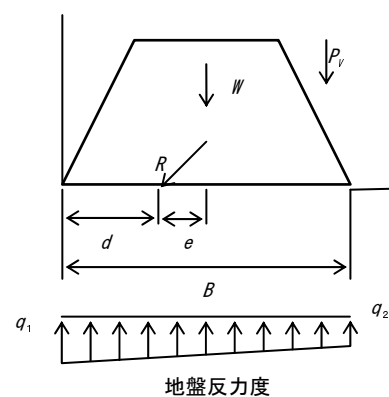


図 3.28 地盤反力度の求め方

- 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。

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

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 3.16 のようになる。

表 3.16 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  \leq B/3$	$ e  \leq B/3$
滑動	$F_s \geq 1.2$	$F_s > 1.0$
沈下	$q \leq q_a/F_s$ $F_s=2.0$	$q \leq q_a/F_s$ $F_s=1.0$

#### 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。

- ① 盛土施工直後
- ② 盛土施工後長時間経過後に降雨及び山地からの浸透水のある場合

安定計算は、一般に図 3.29 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にになる。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。

$$F_s = \frac{\sum \{c \cdot l + (W - u \cdot b) \cos \alpha \cdot \tan \phi\}}{\sum W \cdot \sin \alpha}$$

ここに、

$F_s$  : 安全率

$c$  : 粘着力 ( $\text{kN/m}^2$ )

$\phi$  : せん断抵抗角 ( $^\circ$ )

$l$  : 分割片で切られたすべり面の弧長 (m)

$W$  : 分割片の全重量 ( $\text{kN/m}$ )

$u$  : 間げき水圧 ( $\text{kN/m}^2$ )

$b$  : 分割片の幅 (m)

$\alpha$  : 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 ( $^\circ$ )

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。

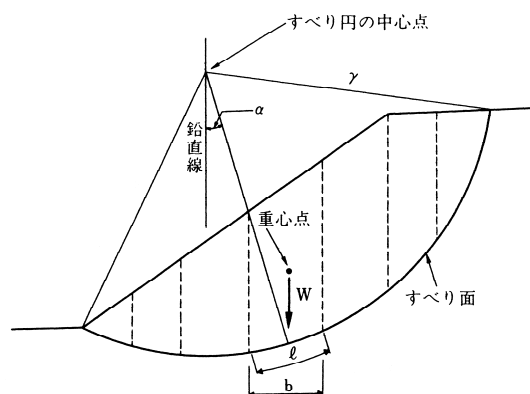


図 3.29 円弧すべり面を用いた常時の安定計算法

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。

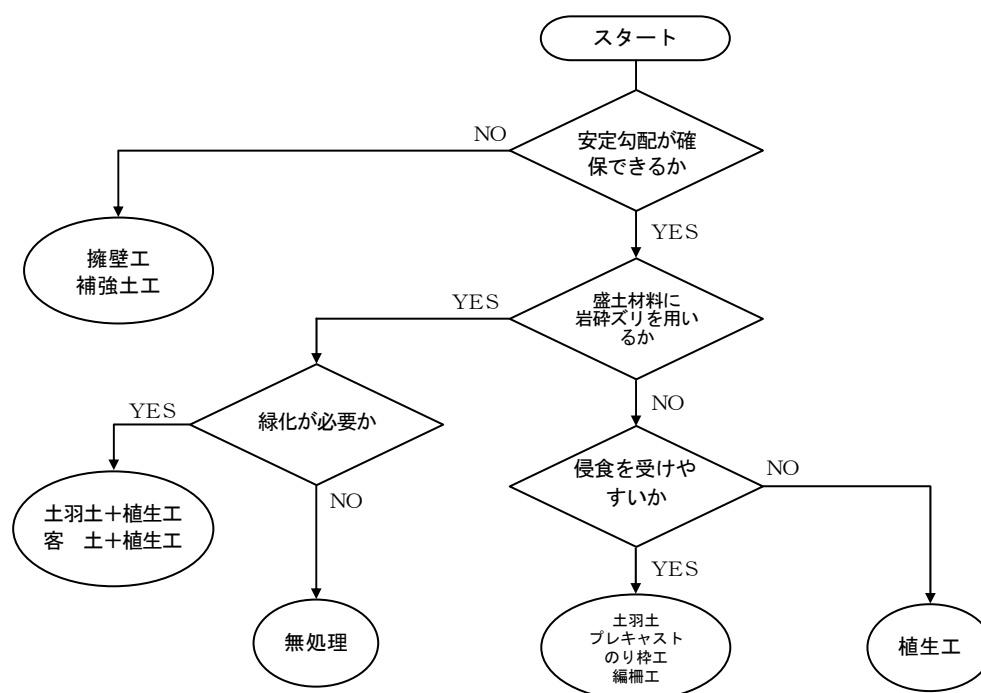
## 【解 説】

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。

- ① 必要に応じ各種工法を適切に組み合わせて計画する。
- ② 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 3.30 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。

- ① 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、ペントナイト、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。
- ② 盛土の高さは原則として最高 15mまでとし、直高 5mごとに幅 1m以上の小段を設置する。
- ③ 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。
- ④ 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。
- ⑤ 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。
- ⑥ 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。
- ⑦ 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。

なお、詳細については、以下に示す「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）」を参考にできるものとする。

<参考> 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）

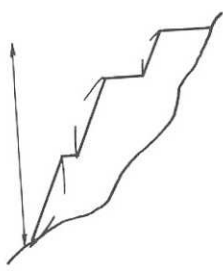
Ⅱ 土工、Ⅲ 地すべりに対する処理

Ⅱ 土工

1 盛土材料  
盛土材料としては、せん断強度が大きく圧縮性の小さい土を使用し、ペントナイト、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。

2 盛土高  
盛土の高さは原則として最高十五mまでとし、直高五m毎に中一m以上の小段を設置するものとする。

3 法面処理  
(1) 法面の長さが合計二十m以上となる盛土については原則として少なくとも法長の1/2以上は擁壁工、法わく工等の永久工作物とし、二十m以下についてもこれに準じて取扱うものとする。



(2) 法面は必ず芝等によつて処理するものとし裸地で残してはならない。  
この場合の勾配は一・五割より緩い勾配で仕上げなければならない。

(3) 法面の末端が流れに接触する場合には盛土の高さにかかわらず、その溪流の計画高水位に余裕高を加えた高さまでは永久工作物で法面を処理しなければならない。

4 盛土の禁止地域  
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。

5 溪流に対する盛土  
(1) 溪流に対し残流域の生ずる埋立ては極力さけるものとする。

---

6 盛土と地山の接続  
(1) 盛土の周囲の地山と盛土の間には雨水等が貯留されるような可能性のある窪地を残してはならない。  
(2) 原地盤の横断方向の地表勾配が急峻な場合には表土を除去した後には段切を施工し、その上に盛土を行わなければならない。

(3) 排水路等が地山から盛土部分に移行する場合には、地山側にすりつけ区間をもうけて水路等の支持力の不連続をさげなければならない。

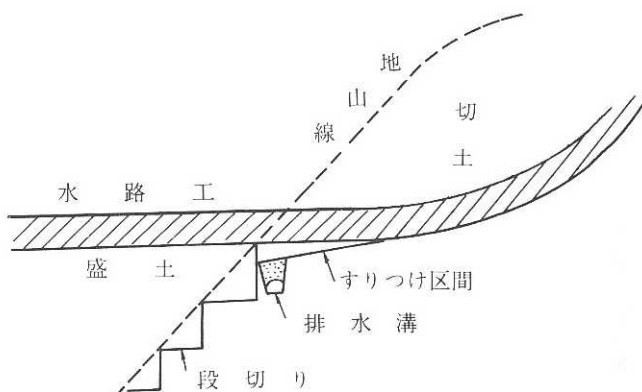
(4) 地下水位の高い地山を切土する場合、それに接して作る盛土部へ水が流入するのを防止するため接触部の地山側に排水溝等をもうけ盛土部分外に排水する様計画すること。

7 切土  
(1) 造成地及び附帯道路における切土の高さ及び勾配の基準等は「急傾斜地崩壊防止工事の技術的基準に関する細部要綱」にもとづくものとする。

Ⅲ 地すべりに対する処理

1 総則

(1) 原則として地すべり防止区域内には造成工事計画してはならない。



(2) やむを得ず地すべり防止区域内に造成工事をする場合には

「地すべり等防止法」の制限行為を厳守すること。

(3) 右記のほか「規制外行為」についても次記事項を十分、調査・検討の上、必要な防止対策工を施工すること。

2 盛土

(1) 地すべり安定解析を行なって盛土後の定全率が $F_s \geq 1.2$ になるよう防止対策を施工する。

(2) この場合でも造成工事前の地すべり安全率の低下は5%以内とし、それ以上の大土工を計画してはならない。

3 切土

(1) 地すべり末端での切土を計画してはならない。

(2) 地すべり頭部、中腹部での切土により背後地の安定を損なうことのないよう充分調査解析し切土後の安全率が一・二となるよう防止対策を施工すること。

4 造成にともなう排水施設の設定

(1) 第Ⅳ節の基準に従うこと。

(2) 排水施設からの、漏水、再浸透があつてはならない。

(3) 排水路網には地すべり防止区域外からの表流水、地下水を合流させてはならない。

(4) 維持管理に容易な位置構造とすること。

5 造成にともなう給水施設の設定

(1) 原則として地中埋設はさけるものとする。

(2) やむを得ず地中埋設とするときは地すべり変動による給水管の損傷がないような構造とし、損傷があつた場合でも直ちに修理が可能な位置とすること。

## 3.4.2 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。

なお、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。

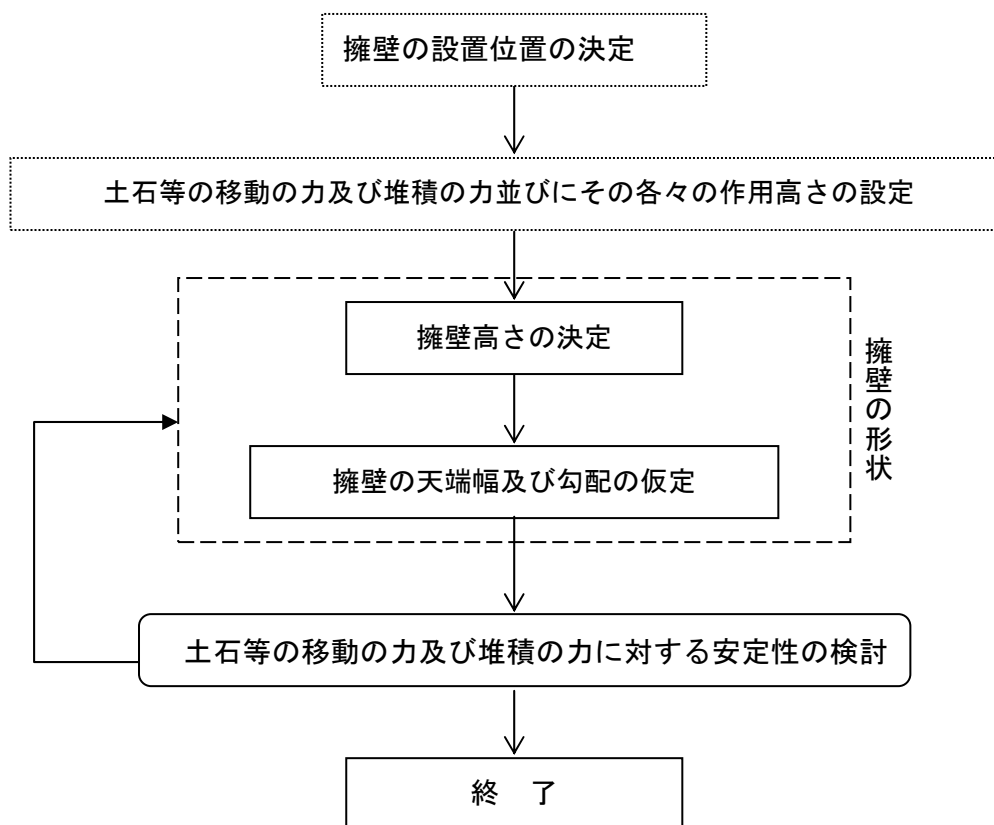


図 3.31 待受け式擁壁工の設計手順

## (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、「3.1.2 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 3.24参照）。

### 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①～④の検討を行うものとする。

- ① 転倒に対する安定性
- ② 滑動に対する安定性
- ③ 沈下に対する安定性
- ④ 軀対の断面応力度に対する安定性

## 【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合せとする。

詳細は、「3.1.2 設計外力の設定」を参照すること。

## ア 移動の力

単位面積当たりの移動の力は、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  $F(\text{kN}/\text{m}^2)$  は以下のとおりとする。

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

ここに、

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

$\alpha$  : 待受け式擁壁による衝撃力緩和係数 (別途知事が指示する値)

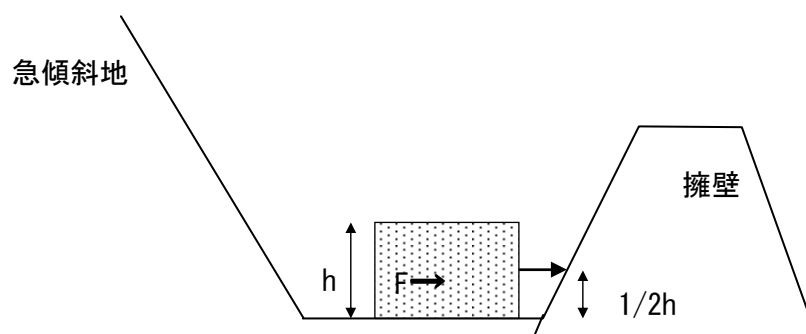


図 3.32 移動の力が擁壁に作用するイメージ

## 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

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

ここに、

$P_H$ ：堆積の力の水平分力（kN/m）

$P$ ：堆積の力（kN/m）

$\alpha$ ：擁壁背面と鉛直面となす角

$\delta$ ：壁面摩擦角（＝土石等の内部摩擦角 \* 2/3）

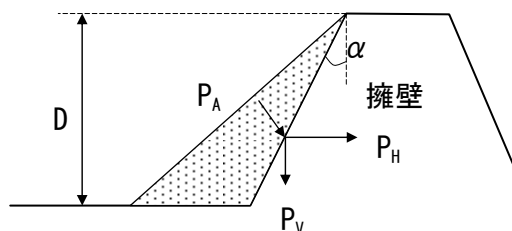


図 3.33 堆積の力が擁壁に作用するイメージ

### 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）

$\alpha$ ：擁壁背面と鉛直面となす角

$\delta$ ：壁面摩擦角（＝土石等の内部摩擦角 \* 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 $\geq 1.5$ 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 3.34 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)

$P_H$  : 移動の力または堆積の力の水平分力 (kN/m)

$P_V$  : 移動の力また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)

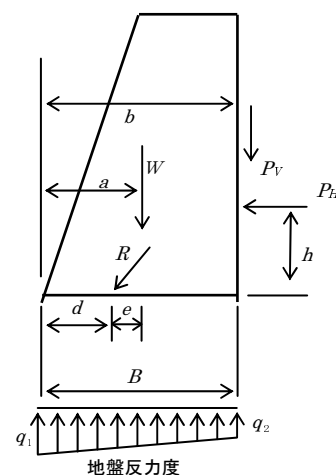


図 3.34 地盤反力度の求め方

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

移動の力また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また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)

$P_H$  : 堆積の力の水平分力 (kN/m)

$P_V$  : 堆積の力の鉛直分力 (kN/m)

$\tan \phi_B$  : 擁壁底版と基礎地盤の間の摩擦係数。現場打コンクリートの場合は、 $\phi_B = \phi$  (基礎地盤の内部摩擦角)、現場打でない場合は、 $\phi_B = 2/3 \cdot \phi$  とする。ただし、基礎地盤が土の場合  $\tan \phi_B$  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 3.8 又は表 3.9 を用いてよい。詳細は「3.1.1 設計諸定数」を参照すること。

$c$  : 擁壁底版と基礎地盤の間の粘着力 (kN/m<sup>2</sup>)。ただし、摩擦係数 ( $\tan \phi_B$ ) を表 3.8 又は表 3.9 より求めた場合は  $c=0$  とする。

$B$  : 擁壁の底版幅 (m)

安全率  $F_s$  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なければならない。

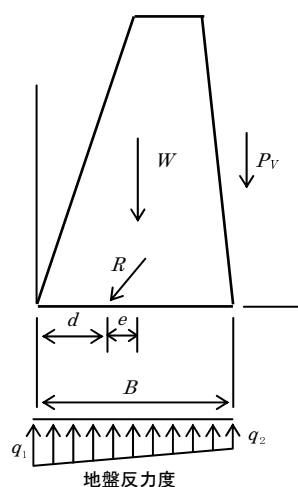


図 3.35 地盤反力度の求め方

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 : 擁壁の自重 (kN/m)

P<sub>v</sub> : 移動の力また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。

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

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 3.17 のようになる。

表 3.17 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  \leq B/3$	$ e  \leq B/3$
滑動	$F_s \geq 1.2$	$F_s > 1.0$
沈下	$q \leq qa/F_s$ $F_s = 2.0$	$q \leq qa/F_s$ $F_s = 1.0$

## 6) 躯体の断面応力度に対する安定性の検討

設計外力が擁壁の壁体に対して破壊を生じさせないかどうか照査する。断面応力度の検討は、コンクリートの曲げ圧縮、曲げ引張り、せん断について、原則として擁壁天端からの高さ 1.0m ごとに行うものとし、コンクリートの許容応力度は衝撃力作用時として割増係数を考慮した次式を用いるものとする。

$$\sigma_{ca} = 1.5 \times (\sigma_{ck} / 4)$$

$$\sigma_{cat} = 1.5 \times (\sigma_{ck} / 80)$$

$$\tau_{ca} = 1.5 \times (\sigma_{ck} / 100 + 0.15)$$

ここに、

$\sigma_{ca}$  : コンクリートの許容曲げ圧縮応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\sigma_{cat}$  : コンクリートの許容曲げ引張り応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\tau_{ca}$  : コンクリートの許容せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\sigma_{ck}$  : コンクリートの 28 日圧縮強度

無筋コンクリート 18 N/mm<sup>2</sup>

鉄筋コンクリート 21 N/mm<sup>2</sup>

断面照査位置において、それより上部の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の絶対値は、コンクリートの許容曲げ応力度の絶対値より小さくなければならない。

断面照査位置において作用する鉛直力は次式によって与えられる。

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

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

ここに、

$W$  : 断面照査位置より上部の擁壁の自重 (kN/m)

$P_V$  : 断面照査位置より上部に作用する力の鉛直分力 (kN/m)

$e$  : 合力作用点の底版中央からの偏心距離 (m)

$B$  : 断面照査位置における擁壁の底版幅 (m)

コンクリートの曲げ応力度の照査では、次式を満足しなければならない。

$$q_1 \leq \sigma_{ca}$$

$$q_2 \leq -\sigma_{cat}$$

ここに、

$\sigma_{ca}$  : コンクリートの許容曲げ圧縮応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\sigma_{cat}$  : コンクリートの許容曲げ引張り応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

また、断面照査位置において、底版面積当たりにかかる水平力（断面照査位置より上部に作用する移動の力または堆積の力の合計）は、コンクリートの許容せん断応力度より小さくしなければならない。

断面照査位置において作用する水平力は次式によって与えられる。

$$\tau_c = \frac{P_H}{B}$$

ここに、

$P_H$  : 断面照査位置より上部に作用する力の水平分力 (kN/m)

$B$  : 断面照査位置における底版幅 (m)

コンクリートのせん断応力度の照査では、次式を満足しなければならない。

$$\tau_c \leq \tau_{ca}$$

ここに、

$\tau_{ca}$  : コンクリートの許容せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

#### (4) その他

上記のほか、重力式擁壁工の一般的留意事項、基礎、伸縮目地、施工に関する項目についても、十分な検討を行うものとする。

#### 【解説】

待ち受け式擁壁工の設計では、上記の検討のほかにも、① 重力式擁壁工の一般的留意事項、② 基礎、③ 伸縮目地、④ 施工、に関しては、十分な検討を行う必要がある。検討に当たっては、以下に示す「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）」を参考にすることができる。

## ＜参考＞ 新・斜面崩壊防止工事の設計と実例 本編 p. 224

## 10.4.1 重力式コンクリート擁壁工の一般的留意事項

重力式コンクリート擁壁工は斜面崩壊を直接抑止するほか、押え盛土の安定、のり面保護工の基礎等として用いられる。原則として斜面下部（脚部）の安定を図るためコンクリート擁壁により斜面下部を保護するとともに、崩壊に対しても抑止効果をもたせる。斜面中段部で抑止効果をもたせる場合、前に触れた事項に準じて取り扱うことが望ましい。また、擁壁の天端には一般に落石防護柵（ストーンガード）を設置することが望ましい。

重力式コンクリート擁壁の設計は安定計算により実施するのが原則であるが、10.2.1に述べたように標準設計を適用する場合も多い。

重力式コンクリート擁壁は自重によって土圧を支持する形式のものであって、土圧と自重の合力により躯体の断面に引張応力が生じないように設計するのが原則であるが、断面に引張応力が生じる場合でもこれがコンクリートの許容引張り応力度以下であるときは、重力式コンクリート擁壁として設計する。

重力式コンクリート擁壁は転倒、滑動、支持、擁壁自体の破壊に対しても、また擁壁基盤のすべりに対しても安全であるよう設計するものとする。水抜き断面、数量の決定にあたっては湧水、浸透水等の状況を十分考慮するものとする。

コンクリート擁壁工はのり面保護工や石積・ブロック積擁壁工の基礎として用いられる場合がある。

斜面の崩壊を直接抑止することが困難な場合、斜面下部（脚部）から離してコンクリート擁壁を設置し、崩壊土砂を擁壁で待ち受けることがある。この場合の詳細は10.6で述べる。

土圧を計算する場合は、10.2.2で述べたように、斜面の状況により、①曲線すべり土塊による土圧、②直線すべり土塊による土圧、③盛土部擁壁に作用する土圧、④表土の影響を考慮した土圧、のうちのどの土圧が作用するかを調査結果等から判断し、検討を進めなければならない。一般に特別な場合を除いて水圧は考慮しないことが多い。したがって間隔水圧が発生しないよう排水に対する設計は特に留意するものとする。

重力式コンクリート擁壁工の施工は適正な施工計画と施工管理により所定の強度と安定性を確保するとともに、擁壁背面の排水機能を損なわないようにしなければならない。擁壁工施工の前段階にあたる斜面下部の掘削、切り取り等は本編第5章に準ずるが、基礎床掘り終了時までに底盤の位置、高さ、幅を設計書に基づき改めて確認するとともに、土質、湧水の有無等から地盤支持力を想定し、必要に応じ計画の変更等を行うなど安全施工に十分注意を払わなければならない。

<参考> 新・斜面崩壊防止工事の設計と実例 本編 p. 226

(2) 基 礎

- (i) 基礎地盤が岩盤の場合はならしコンクリートする。
- (ii) 基礎地盤が土砂の場合はならしコンクリートの下部に栗石（碎石）基礎を設ける。
- (iii) 転倒，滑動，支持に対する安定性を増すため必要に応じてフーチングを設けるものとする。
- (iv) 基礎地盤の支持力が不足する場合は杭基礎を用いることが多い。杭基礎を用いる場合は設計に際して施工（打込みあるいは埋込み）条件等も考慮しなければならない。
- (v) 滑動に対し抵抗力を増すため必要に応じて基礎底面に突起を設けるものとする。
- (vi) 岩盤掘削の埋戻しには原則としてコンクリートを使用するものとする。
- (vii) 根入れについては0.5～1.0m程度とするが，地盤支持力が期待できないときはフーチング等も考慮し，諸条件勘案のうえ決定する。

(4) 伸縮目地

- (i) 伸縮目地は10～20mに1か所程度設置することを標準とする。
- (ii) 伸縮目地材としてはエラストイトを使用する。

## ＜参考＞ 新・斜面崩壊防止工事の設計と実例 本編 p. 229

## 10.4.4 施 工

コンクリートの打設に先だち、型枠の位置、寸法、支保工の強さ等を点検し、型枠内のごみ、その他の雑物を取り除かなければならない。

打設はコンクリートの分離を防ぎ、空隙ができたり表面に凹凸ができたりしないように留意するとともに、打設したコンクリートは各層間に十分な付着力をもち、収縮によるひび割れを最小限に防止しなければならない。

伸縮継目は10～20mに1か所程度を標準として設け、鉛直打継目は仕切型枠を強固に支持し、継目付近のコンクリートを振動機によって十分締固めなければならない。

滑動に対して抵抗力を増すため基礎底面に突起を設ける場合は、基礎地盤の掘削時に突起周辺の原地盤を緩めないようにするとともに、突起のコンクリートは地盤に直接打ち込み、地盤との間に隙間をつくらないようにしなければならない。擁壁に設ける水抜孔は下向きに3°ぐらいの傾斜をつけ、コンクリートくず、土砂等で詰まらないようにしなければならない。

擁壁背面に通常設けられる栗石、砕石等の排水層の底面には、水が基礎部へ浸透するのを防ぐため前面の地盤高に合わせて止水コンクリート等を布設するのが望ましい。また擁壁の天端には斜面上部からの崩土や落石に備えて落石防護柵（ストーンガード）を設置するものとする。

重力式コンクリート擁壁の施工は次の点に留意して行うものとする。

- ① 山側地盤の掘削を極力避け、掘削土量をできるだけ少なくするとともに、掘削部分については栗石詰めか埋戻しを行うが、栗石詰めおよび埋戻しの際には突固めを十分に行うものとする。
- ② 地表水および湧水の処理を十分行い、背面の埋戻し土に間隙水圧が生じないようにする。
- ③ 基礎部分の土質、湧水等に注意し、不等沈下の防止を図る。もたれ擁壁の施工は次の点に留意して行うものとする。
  - ㉠ コンクリートの打継目はのり面に直角にする。
  - ㉡ 湧水のある箇所には水抜孔を必ず設置する。特に湧水の著しい箇所については水平ボーリング等を行って特別に排水処理を考慮する。

### 3.5 高さ 2 m を超える擁壁の設計

高さ 2 m を超える擁壁を設置する場合には、宅地造成等規制法施行令に準拠した設計を行うものとする。

#### 【解説】

施行令第 7 条第 1 項第 6 号には、対策工事の計画及び対策工事以外の特定開発行為に関する工事の計画において定める高さが 2m を超える擁壁は、建築基準法施行令第 142 条の規定に従うようになっている。建築基準法施行令第 142 条では、同令第 139 条第 3 項の規定を準用することが記述されており、その内容は国土交通大臣が定める基準に従った構造計算により擁壁の構造耐力上の安全性を確かめることになっている。国土交通大臣が定める基準は、宅地造成等規制法施行令第 7 条に定めるとおりにすることが、平成 12 年建設省告示において示されている。

このことから、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、平成 12 年建設省告示（第 1449 号）第 3 の各号のいずれかに該当するを除き、宅地造成等規制法施行令第 7 条の基準以外で設計した場合は、法律に違反することになるため、特定開発行為の許可をすることはできない。

詳細については、「宅地防災マニュアル」を参照すること。

#### <参考> 土砂災害防止法施行令

##### 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。

## ＜参考＞ 建築基準法施行令

**建築基準法施行令****(擁壁)**

**第 142 条** 第 138 条第 1 項第 5 号に掲げる擁壁については、第 36 条の 2 から第 39 条まで、第 51 条第 1 項、第 62 条、第 71 条第 1 項、第 72 条、第 73 条第 1 項、第 74 条、第 75 条、第 79 条、第 3 章第 7 節（第 51 条第 1 項、第 62 条、第 71 条第 1 項、第 72 条、第 74 条及び第 75 条の準用に関する部分に限る。）、第 80 条の 2、第 7 章の 8（第 136 条の 6 を除く。）及び第 139 条第 3 項の規定を準用するほか、次の各号のいずれかに適合するものとしなければならない。

- 一 その構造が、次に定めるところによること。
  - イ 鉄筋コンクリート造、石造その他これらに類する腐らない材料を用いた構造とすること。
  - ロ 石造の擁壁は、裏込めにコンクリートを用い、石と石とを十分に結合すること。
  - ハ 擁壁の裏面の排水をよくするために水抜穴を設け、擁壁の裏面で水抜穴の周辺に砂利等を詰めること。
- 二 擁壁の構造が、その破壊及び転倒を防止することができるものとして国土交通大臣が定めた構造方法を用いるものであること。

**(煙突及び煙突の支線)**

**第 139 条** 第 138 条第 1 項第 1 号に掲げる煙突については、第 36 条の 2 から第 39 条まで、第 51 条第 1 項、第 52 条、第 3 章第 5 節（第 70 条を除く。）、第 6 節（第 76 条から第 78 条の 2 までを除く。）、第 6 節の 2（第 79 条の 4 の規定中第 76 条から第 78 条の 2 までの準用に関する部分を除く。）及び第 7 節（第 51 条第 1 項、第 71 条、第 72 条、第 74 条及び第 75 条の準用に関する部分に限る。）、第 80 条の 2、第 115 条第 1 項第 6 号及び第 7 号、第 5 章の 4 第 3 節並びに第 7 章の 8 の規定を準用するほか、次の各号のいずれかに適合するものとしなければならない。

- 一 略
- 二 略
- 2 略
- 3 第 1 項に掲げるものは、国土交通大臣が定める基準に従った構造計算によつて自重、積載荷重、積雪、風圧、土圧及び水圧並びに地震その他の震動及び衝撃に対して構造耐力上安全であることが確かめられたものとしなければならない。

<参考> 平成 12 年建設省告示第 1449 号

**平成 12 年 5 月 31 日建設省告示第 1449 号**

煙突、鉄筋コンクリート造の柱等、広告塔又は高架水槽等及び擁壁並びに乗用エレベーター又はエスカレーターの構造耐力上の安全性を確かめるための構造計算の基準を定める件

最終改正 平成 12 年 12 月 26 日建設省告示第 2465 号

建築基準法施行令（昭和 25 年政令第 338 号）第 139 条第 3 項（同令第 140 条、第 141 条第 2 項、第 142 条及び第 143 条において準用する場合を含む。）の規定に基づき、煙突、鉄筋コンクリート造の柱等、広告塔又は高架水槽等及び擁壁並びに乗用エレベーター又はエスカレーターの構造耐力上の安全性を確かめるための構造計算の基準を次のように定める。

第 1 ー 略 ー

第 2 ー 略 ー

第 3 令第 138 条第 1 項第 5 号に掲げる擁壁の構造計算の基準は、宅地造成等規制法施行令(昭和 37 年政令第 16 号) 第 7 条に定めるとおりとする。ただし、次の各号のいずれかに該当する場合にあっては、この限りでない。

- 一 宅地造成等規制法施行令第 5 条第 1 項各号の一に該当するがけ面に設ける擁壁
- 二 土質試験等に基づき地盤の安定計算をした結果がけの安全を保つために擁壁の設置が必要でないことが確かめられたがけ面に設ける擁壁
- 三 宅地造成等規制法施行令第 8 条に定める練積み造の擁壁の構造方法に適合する擁壁
- 四 宅地造成等規制法施行令第 15 条の規定に基づき、同令第 6 条から第 10 条までの規定による擁壁と同等以上の効力があると国土交通大臣が認める擁壁

**平成 12 年 5 月 31 日建設省告示第 1449 号**

煙突、鉄筋コンクリート造の柱等、広告塔又は高架水槽等及び擁壁並びに乗用エレベーター又はエスカレーターの構造計算の基準を定める件（抄）

改正 平成 19 年 5 月 18 日国土交通省告示第 620 号

建築基準法施行令（昭和 25 年政令第 338 号）第 139 条第 1 項第四号イ（同令第 140 条第 2 項、第 141 条第 2 項、及び第 143 条第 2 項において準用する場合を含む。）及び第 142 条第 1 項第五号の規定に基づき、煙突、鉄筋コンクリート造の柱等、広告塔又は高架水槽等及び擁壁並びに乗用エレベーター又はエスカレーターの安全性を確かめるための構造計算の基準を第 1 から第 3 までに定め、同令第 139 条第 1 項第三号（同令第 140 条第 2 項、第 141 条第 2 項及び第 143 条第 2 項において準用する場合を含む。）の規定に基づき、高さが 60m を超える煙突、鉄筋コンクリート造の柱等、広告塔又は高架水槽等及び乗用エレベーター又はエスカレーターの構造計算の基準を第 4 に定める。

ー 第 3 に変更が無いため、以下略 ー

## ＜参考＞ 宅地造成等規制法施行令

**宅地造成等規制法施行令****(鉄筋コンクリート造等の擁壁の構造)**

**第7条** 第5条の規定により設置する鉄筋コンクリート造又は無筋コンクリート造の擁壁の構造は、構造計算によつて次の各号に該当することを確認したものでなければならない。

- 一 土圧、水圧及び自重（以下「土圧等」という。）によつて擁壁が破壊されないこと。
  - 二 土圧等によつて擁壁が転倒しないこと。
  - 三 土圧等によつて擁壁の基礎がすべらないこと。
  - 四 土圧等によつて擁壁が沈下しないこと。
- 2 前項の構造計算は、次の各号に定めるところによらなければならない。
- 一 土圧等によつて擁壁の各部に生ずる応力度が、擁壁の材料である鋼材又はコンクリートの許容応力度を超えないことを確かめること。
  - 二 土圧等による擁壁の転倒モーメントが擁壁の安定モーメントの3分の2以下であることを確かめること。
  - 三 土圧等による擁壁の基礎のすべり出す力が擁壁の基礎の地盤に対する最大摩擦抵抗力その他の抵抗力の3分の2以下であることを確かめること。
  - 四 土圧等によつて擁壁の地盤に生ずる応力度が当該地盤の許容応力度を超えないことを確かめること。ただし、基礎ぐいを用いた場合においては、土圧等によつて基礎ぐいに生ずる応力が基礎ぐいの許容支持力を超えないことを確かめること。
- 3 前項の構造計算に必要な数値は、次の各号に定めるところによらなければならない。
- 一 土圧等については、実況に応じて計算された数値。ただし、盛土の場合の土圧については、盛土の土質に応じ別表第2の単位体積重量及び土圧係数を用いて計算された数値を用いることができる。
  - 二 鋼材、コンクリート及び地盤の許容応力度並びに基礎ぐいの許容支持力については、建築基準法施行令（昭和25年政令第338号）第90条（表1を除く。）、第91条、第93条及び第94条中長期に生ずる力に対する許容応力度及び許容支持力に関する部分の例により計算された数値
  - 三 擁壁の基礎の地盤に対する最大摩擦抵抗力その他の抵抗力については、実況に応じて計算された数値。ただし、その地盤の土質に応じ別表第3の摩擦係数を用いて計算された数値を用いることができる。

## 3.6 落石対策施設の設計（参考）

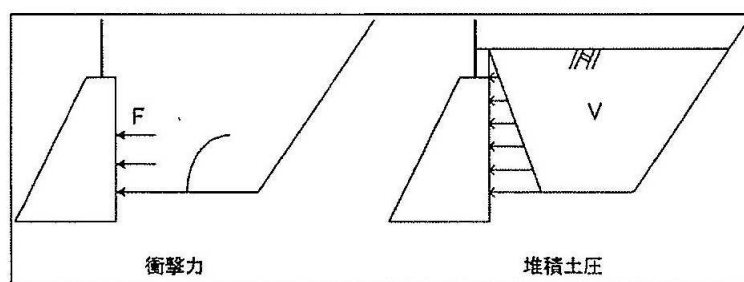
特定予定建築物等の安全性を確保するため、必要に応じて落石対策施設を設置するものとする。

## 【解説】

ある程度の規模の崩壊が、重力式擁壁やもたれ式擁壁等で対策されても、斜面の一部の小規模な崩壊及び落石の発生の危険性が残ることから、落石対策施設を必要に応じて設置するものとする。

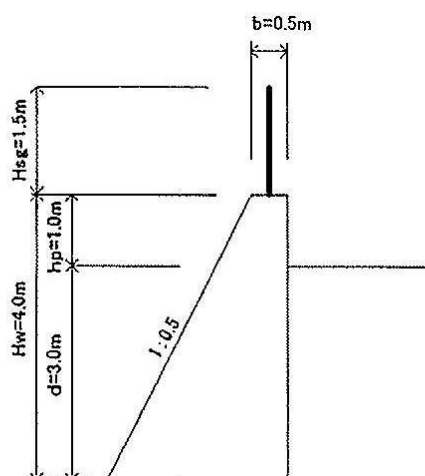
また、待受け式擁壁については、移動の力（崩壊土砂の衝撃力）と堆積の力（堆積土砂の土圧）とが作用する。移動の力は崩壊土砂の先頭部が擁壁に衝撃力として作用するものとし、擁壁背面の空き高さは崩壊土砂の移動の高さ以上を確保する。一方、崩壊土砂が擁壁に衝撃力として作用した後、後続流による崩壊土砂が落石防護柵を含めた擁壁背後の空間に堆積するものとする。

落石対策施設の構造については、「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－」又は「落石対策便覧」による。



（出展：崩壊土砂による衝撃力と崩壊土砂量を考慮した待受け擁壁の設計計算例）

図 3.36 擁壁及び落石防護柵に作用する力



（出展：崩壊土砂による衝撃力と崩壊土砂量を考慮した待受け擁壁の設計計算例）

図 3.37 擁壁に併用される落石防護柵

### 3.7 管理・保安施設

対策施設の点検、補修等維持管理のため管理用通路を確保する。

#### 【解説】

対策施設の完成後、その維持管理のため点検あるいは補修用の通路をあらかじめ設置しておく。ただし、管理者以外の者が容易に立入りできないよう、フェンス等を設置する。管理用施設は、対策施設の維持管理のため設置するものであるから、完成後、安全に保守点検作業ができるよう施工されなければならない。

また、対策施設の完成後、従前と著しく状況変化がある場合、不注意で人身事故を招くことがある。このような危険性がある斜面には、防護柵や注意標識等を設置して事故の防止にあたること。

管理・保安施設の設計・施工に当たっては、「急傾斜地崩壊防止工事技術指針（参考編）」を参考とする。

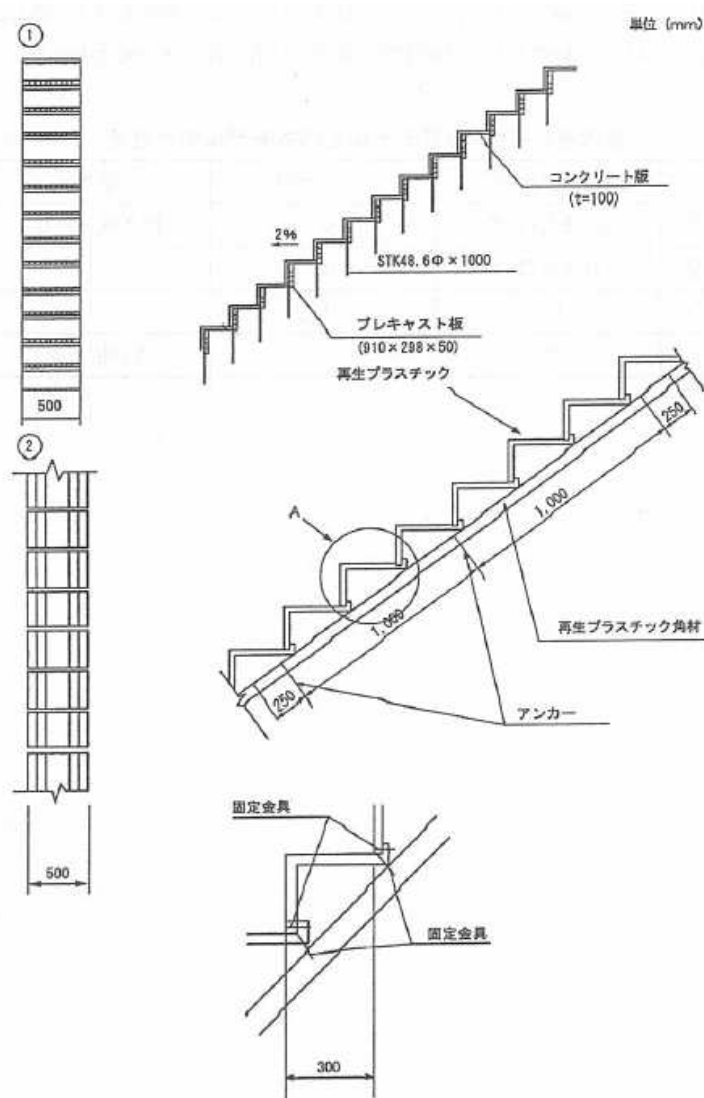
#### (1) 管理施設の設計・施工

斜面では、その地形条件により、あるいはその周辺に人家が密集していることが多いため、十分な管理用通路を確保することが困難な場合が多い。しかし、対策施設の異常の確認のため、点検及び補修のため、管理用通路を設けるものとする。

公共事業である急傾斜地崩壊防止工事では、通路は単独で設置する場合もあるが、一般には急傾斜地崩壊防止施設とあわせて設置する場合が多い。このほか次のような管理用施設もある。

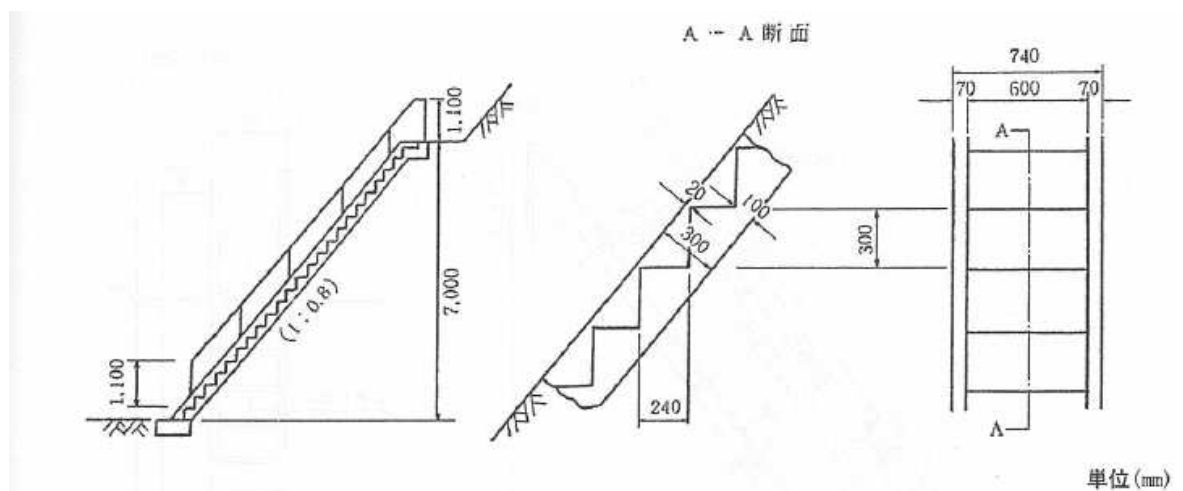
- ① 現場打コンクリート枠工の縦枠を利用して階段やタラップを設置する。
- ② 小段を利用した通路を管理用通路として使用する。この場合最低幅は1 mとする。
- ③ 点検者の安全を考慮した手すりの設置
- ④ 通路の路面にスリップ止めを設ける。
- ⑤ 路面の粗度を大きくするためコンクリートの表面をほうき仕上げにする。

(2) のり面昇降階段（例：設計要領 第一集 土工編 東中西 NEXCO p.参 3-36）



注1) 手すりは、原則として片側だけに設置するものとする。また、鋼材による手すりを原則とする。なお、最近10年間における各年の最大積雪深の平均値が50cm以上の箇所においては、手すりが雪により損傷を受ける恐れがあるため、原則として手すりに代わりに登板鎖等を設けるものとする。

図 3.38 階段の参考図

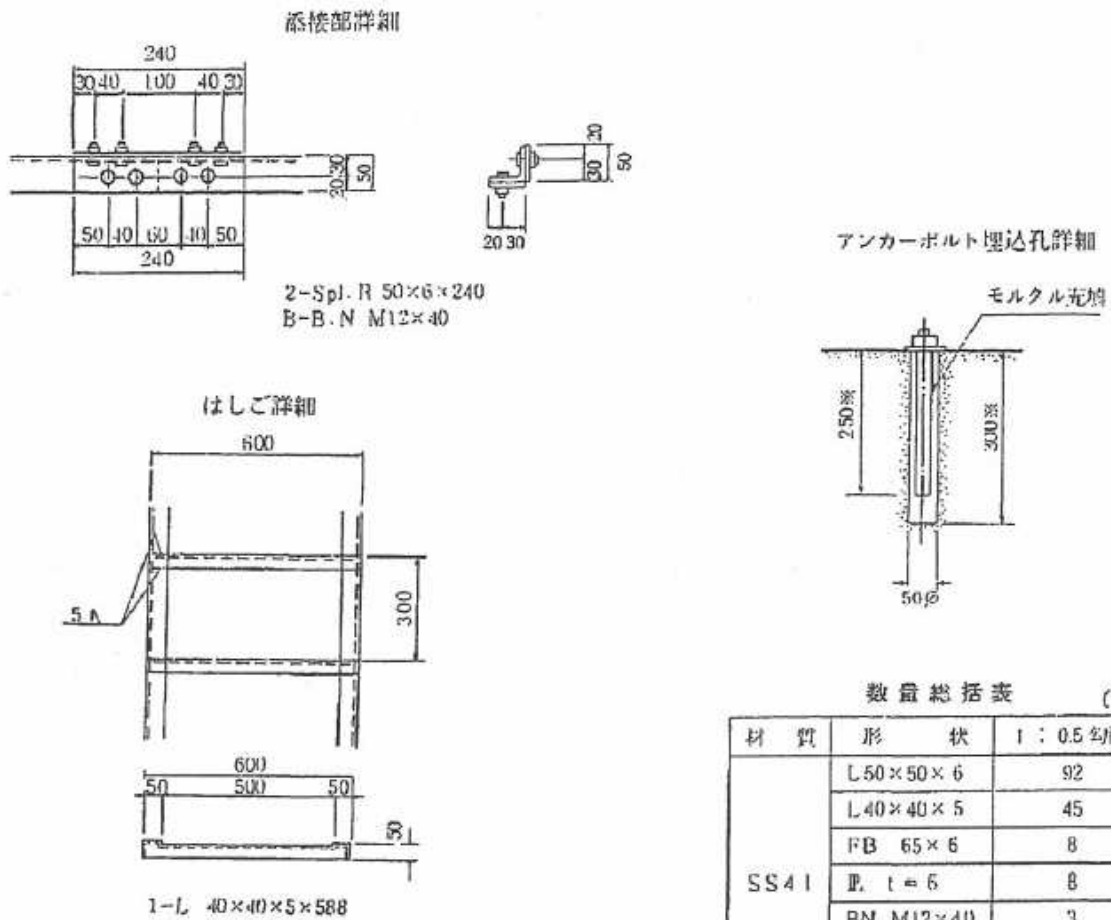


- 注1) 階段の周辺が雨水等により浸食を受ける恐れがない場合は地覆を省略してもよい。
- 注2) 地覆の周辺の土砂の場合は、地覆があっても浸食を受けることがあるので、埋め戻し、植生工等を念入りに施工すること。
- 注3) 手すりは原則として片側のみ設置するものとする。また、鋼材による手すりを原則とする。なお、最近10年間における各年の最大積雪深の平均値が50cm以上の箇所においては、手すりが雪により損傷を受ける恐れがあるため、原則として手すりに変わり登板鎖等を設けるものとする。
- 注4) 階段のズレを防止するため、必要に応じて段切り又はアンカー等による補強を行うものとする。

図 3.39 コンクリート製階段の参考図



単位 (mm)



- 注) 1. 特記なき材質は全てSS41とする。  
2. 部材は全て亜鉛メッキとする。

※アンカー長は地山が硬岩を想定したものである。

図 3.41 のり面点検はしごの参考図 (2)

### (3) 保安用施設の設計・施工

対策施設が完成すると周辺との状況変化が生じ、侵入者等が誤って転落するなどの人身事故を招くことが考えられる。このような危険を生ずるおそれのある場合は斜面の周囲を防護柵などで囲い、容易に立入りができないようにすることや、また、日ごろから住民に危険であることを周知徹底するための注意標識を設置する。

防護柵の位置、高さ、構造などは、それぞれの現地、状況を考慮して設計する。注意標識は耐久性のある材料を使用し、平易な文章、簡単な文字、絵などを用いて子供にもわかりやすく表示する。

防護柵、注意標識の施工に当たっては、基礎の施工に次のような留意が必要である。

- ① 支柱を土中に建て込む施工はできるだけ避けて、基礎コンクリートに建て込む工法が望ましい。止むを得ず土中に建て込む場合は、地下埋設物のないことを確認したうえで必要最小限の掘削とする。土中建て込みの場合、防錆処理を施すことが望ましい。
- ② 支柱をコンクリートに建て込む場合は、支柱とコンクリート又はモルタルとの付着力の低下を防止するため、埋め込み部分は塗装を行わない方がよい。
- ③ 支柱は垂直に建て込み、施工完了後はボルトの脱落のないように注意する。
- ④ 注意標識の施工に当たっては、標識板に表示する文字、図等は十分識別し得る大きさとすることが必要である。特に注意喚起の特記事項を赤字で示す場合が多いが、多くは経年劣化で文字が消えている場合が多いので耐久性に留意する。

### (4) 侵入防止柵（例）

立入禁止、転落防止目的の場合、 $H=1.50m$  とする。

基礎は必ず別途に設け、 $0.2m \times 0.2m \times 0.45m$  とする。

柵には「乗り越え禁止」などの注意喚起を必ず表示する。

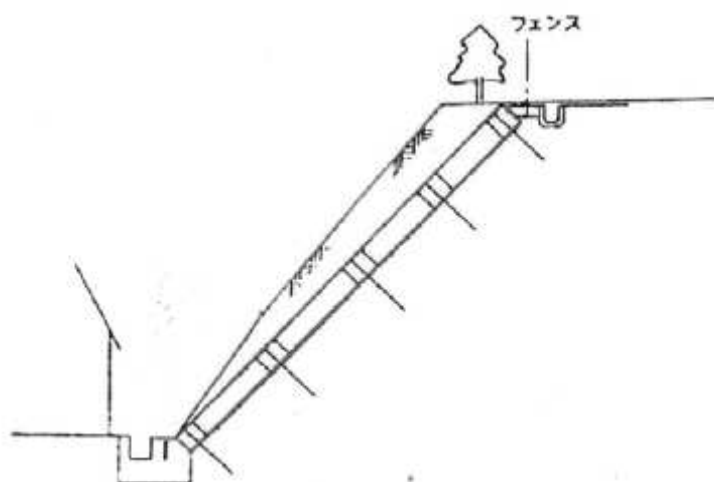


図 3.42 侵入防止柵（例）

## 第4章 特別警戒区域の範囲を変更する対策工事等の取扱い

### 4.1 対象となる地形改変

特定開発行為における対策工事等によって、特別警戒区域の範囲が消滅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。

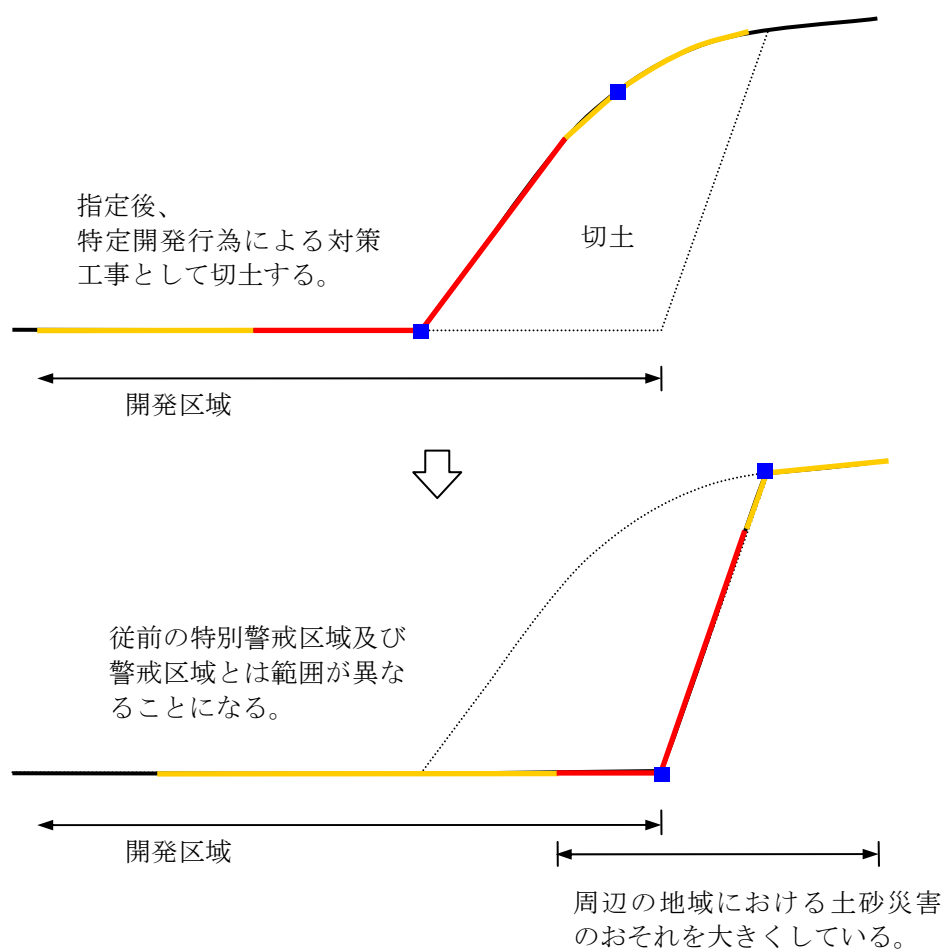


図 4.1 特別警戒区域の範囲が変わる地形改変の具体例

#### 4.2 土砂災害の発生のおそれのある範囲の確認方法

特定開発行為に伴う土砂災害の発生のおそれのある範囲の確認に当たっては、福岡県基礎調査マニュアル（急傾斜地の崩壊編）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、福岡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。

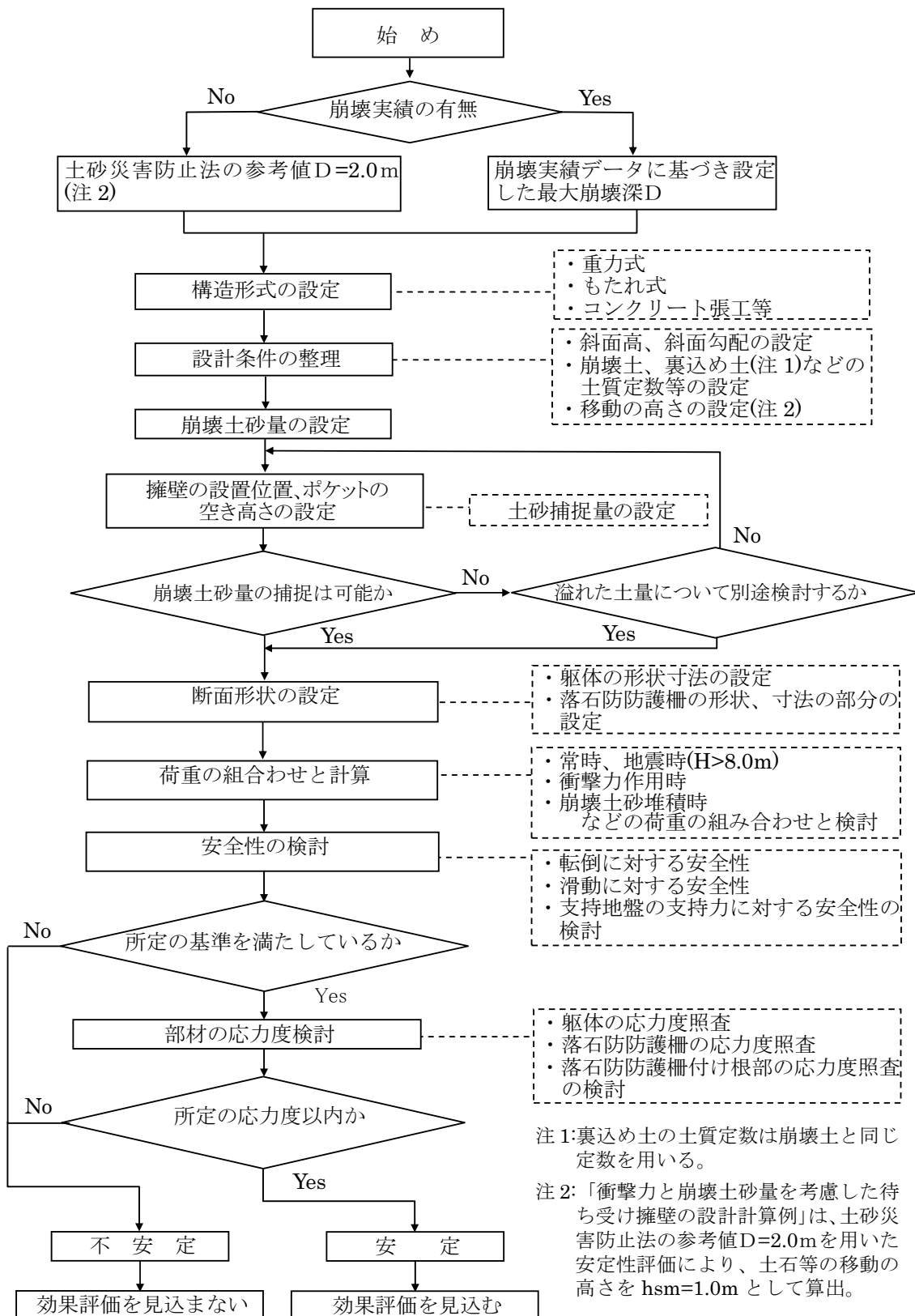
申請者は調査結果に基づき、土砂災害の発生のおそれがないように対策工事等の計画を行うことになる。

## 【巻末資料】

- ① 待受け式擁壁工の設計計算例
- ② 審査チェックリスト

## ① 待受け式擁壁工の設計計算例

<安定計算①> 安全性検討フロー



注1:裏込め土の土質定数は崩壊土と同じ定数を用いる。  
 注2:「衝撃力と崩壊土砂量を考慮した待ち受け擁壁の設計計算例」は、土砂災害防止法の参考値D=2.0mを用いた安定性評価により、土石等の移動の高さを hsm=1.0m として算出。

図1 安全性検討フロー

〈安定計算②〉 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

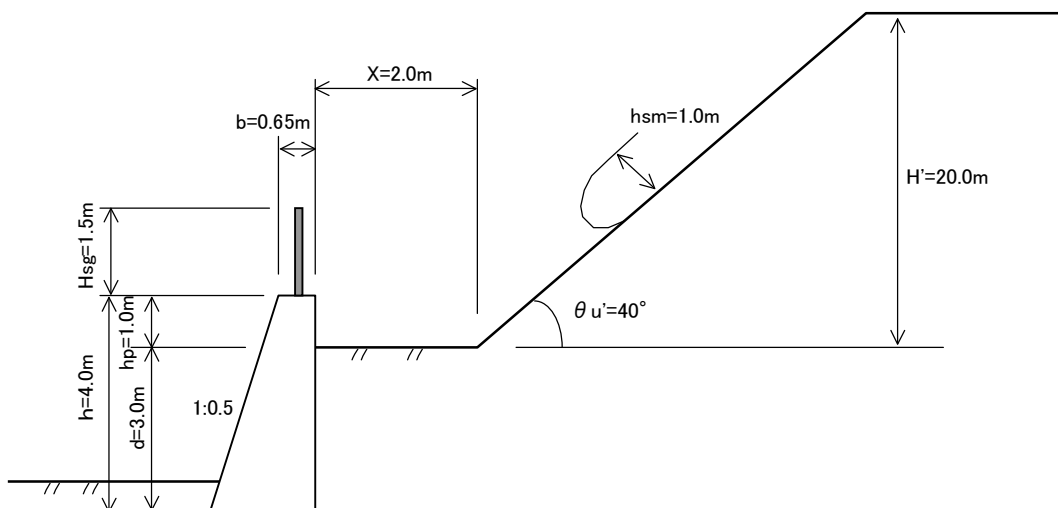
ポケット高（現況）  $h_p = 1.0$  m

〔構造形式〕：重力式擁壁

天端幅  $b = 0.65$  m

表法勾配  $n = 1 : 0.5$

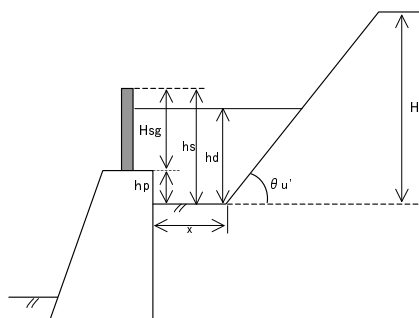
〔断面模式図〕



〈安定計算③〉 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\*  $\theta u' = 40.0^\circ$
- 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> )
$5 \leq H < 10$	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

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

$$\begin{aligned}
 Vd &= (2X + hd / \tan \theta u') \times hd / 2 \quad \text{より} \\
 hd &= \sqrt{2Vd \tan \theta u' + X^2 \tan^2 \theta u'} - X \tan \theta u' \\
 &= \sqrt{2 \times 7.1 \times \tan 40^\circ + 2^2 \times \tan^2 40^\circ} - 2 \times \tan 40^\circ \\
 &= 2.16 \leq h_s \quad \text{OK}
 \end{aligned}$$

∴  $hd \leq h_s$  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④〉 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。

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

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

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

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

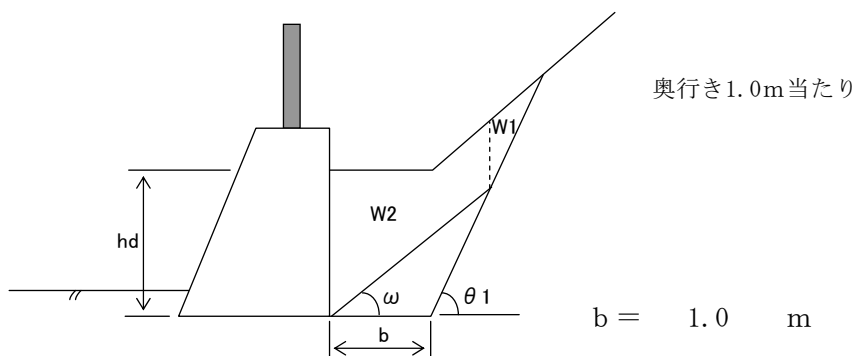
以上の計算結果は、以下のとおりである。

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 <sub>sm</sub>	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 <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⑤〉 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  $hd = \boxed{3.000}$  m
- 裏込め土砂の単位体積重量（大気中）  $\gamma u = \boxed{18.00}$  kN/m<sup>2</sup>
- 裏込め土砂の内部摩擦角  $\phi = \boxed{30.000}$  °
- 土圧作用面と鉛直面のなす角  $\alpha 1 = \boxed{0.000}$  °
- 壁面摩擦角  $\delta = \boxed{20.000}$  °
- 切土面の摩擦角  $\delta' = \boxed{30.000}$  °
- 切土面の角度  $\theta 1 = \boxed{63.435}$  ° (=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 $\omega$ (°)	重量 W1			重量 W2		
	土砂 Ws1 (kN)	载荷重 Wq1 (kN)	小計 W1 (kN)	土砂 Ws2 (kN)	载荷重 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 $\omega$ (°)	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  $P_H = P \cdot \cos(\alpha + \delta) = 26.674 \times \cos(20.00^\circ) = \boxed{25.07}$  kN

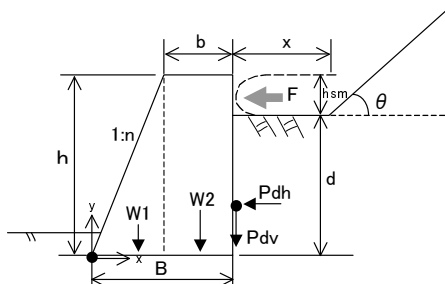
土圧鉛直力  $P_V = P \cdot \sin(\alpha + \delta) = 26.674 \times \sin(20.00^\circ) = \boxed{9.12}$  kN

〈安定計算⑥〉 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  $\theta = 40.00^\circ$
- 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 ※1  $\alpha = 0.5$
- 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 ※2  $\mu = 0.60$
- 滑動の安全率 ※3  $F_s = 1.0$

奥行き1.0m当たり



- コンクリートの単重  $\gamma_c = 23.0$  kN/m<sup>3</sup>
- 裏込め土の単重  $\gamma_u = 18.0$  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 ※4  $q_a = 450$  kN/m<sup>2</sup>
- 底板幅  $B = 2.65$  m

※1 : <安定計算⑥>資料-1参照  
 ※2 : <安定計算⑥>資料-2参照  
 ※3 : <安定計算⑥>資料-3参照  
 ※4 : <安定計算⑥>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	$1/2 \times 4.00^2 \times 0.50 \times 23.0$	—	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		$\alpha \cdot F_{sm} \cdot h_{sm}$	52.60	—	$y=3.50$	-184.10
合計 (Σ)			79.06	161.43	—	76.65

3) 安定計算

①転倒に対する安定性 :

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

$$e = B/2 - d = 2.65/2 - 0.48 = 0.85 \text{ m} \leq B/3 = 0.88 \text{ m} \dots \dots \text{OK}$$

②滑動に対する安定性 :

$$F_s = \frac{\mu \cdot \sum V + CB \cdot B}{\sum H} = \frac{0.60 \times 161.43 + 0.00 \times 2.65}{79.06} = 1.23 \geq 1.00 \dots \dots \text{OK}$$

③支持力に対する安定性 :

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

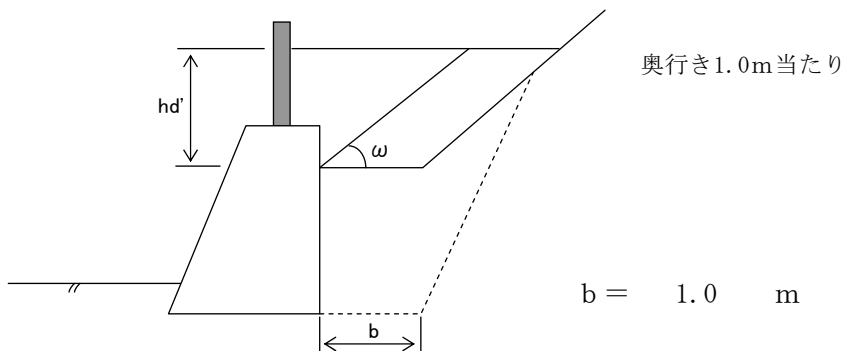
$$q1 = \frac{2\sum V}{3d} = \frac{2 \times 161.43}{3 \times 0.48} = 226.57 \leq 450 \dots \dots \text{OK}$$

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

〈安定計算⑦〉 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)  $\gamma_d = 18.00$  kN/m<sup>2</sup>
- 裏込め土砂の内部摩擦角  $\phi = 30.000^\circ$
- 土圧作用面と鉛直面のなす角  $\alpha_1 = 0.000^\circ$
- 壁面摩擦角  $\delta = 20.000^\circ$

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

すべり角 $\omega$ (°)	重量 W			土圧力 P1 (kN)
	土砂 $W_s$ (kN)	载荷重 $W_q$ (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。

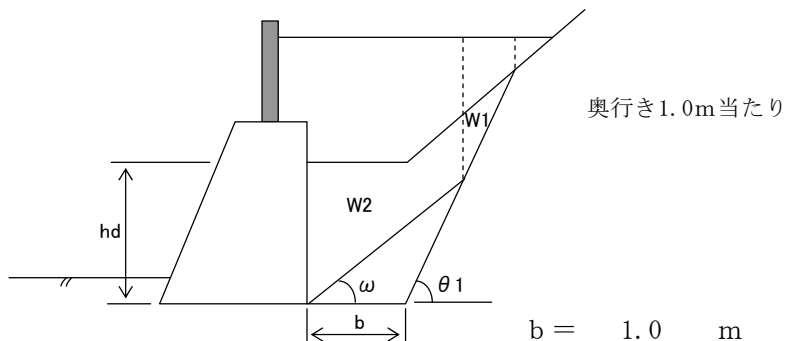
崩壊土砂の土圧係数の算定

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  $h d = \boxed{3.000} \text{ m}$
- 裏込め土砂の単位堆積重量（大気中）  $\nu u = \boxed{18.00} \text{ kN/m}^2$
- 裏込め土砂の内部摩擦角  $\phi = \boxed{30.000}^\circ$
- 土圧作用面と鉛直面のなす角  $\alpha_1 = \boxed{0.000}^\circ$
- 壁面摩擦角  $\delta = \boxed{20.000}^\circ$
- 切土面の摩擦角  $\delta' = \boxed{30.000}^\circ$
- 切土面の角度  $\theta 1 = \boxed{63.435}^\circ \quad (=1:0.5)$

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

すべり角 $\omega$ (°)	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 $\omega$ (°)	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  $P_{H2} = P \cdot \cos(\alpha + \delta) = 73.69 \times \cos(20.00^\circ) = \boxed{69.24} \text{ kN}$

土圧鉛直力  $P_{V2} = P \cdot \sin(\alpha + \delta) = 73.69 \times \sin(20.00^\circ) = \boxed{25.20} \text{ kN}$

## 3) 裏込め土砂による土圧

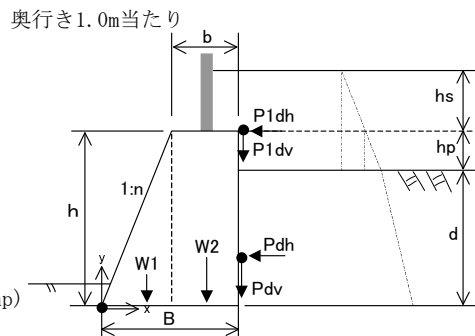
裏込め土砂による土圧は、壁面全体に作用する土圧から崩壊土砂による土圧を差し引いたものとして求める。

	$P_H$	$P_V$
①壁面全体 ( $h d + h d'$ ) に作用する土圧	69.24	25.20
②崩壊土砂による土圧	11.62	4.23
裏込め土による土圧 (①-②)	57.62	20.97

＜安定計算⑧＞ 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	$h_s =$	<input type="text" value="1.15"/>	m (hd-hp)					
空きポケット高	$h_p =$	<input type="text" value="1.00"/>	m					
崩壊土砂	水平方向土圧係数	$K_{adh} =$	<input type="text" value="0.279"/>	(前掲)	コンクリートの単重	$\gamma_c =$	<input type="text" value="23.0"/>	kN/m <sup>3</sup>
裏込め土	鉛直方向土圧係数	$K_{adv} =$	<input type="text" value="0.102"/>	(前掲)	崩壊土砂の単重	$\gamma_d =$	<input type="text" value="18.0"/>	kN/m <sup>3</sup>
	水平方向土圧力	$P_{H} =$	<input type="text" value="57.62"/>	(前掲)	裏込め土の単重	$\gamma_u =$	<input type="text" value="18.0"/>	kN/m <sup>3</sup>
	鉛直方向土圧力	$P_V =$	<input type="text" value="20.97"/>	(前掲)	基礎地盤の粘着力	$C_B =$	<input type="text" value="0.0"/>	kN/m <sup>2</sup>
	基礎地盤の摩擦係数	$\mu =$	<input type="text" value="0.60"/>		地盤の許容支持力	$q_a =$	<input type="text" value="450"/>	kN/m <sup>2</sup>
	滑動の安全率	$F_s =$	<input type="text" value="1.2"/>		底版幅	$B =$	<input type="text" value="2.65"/>	m



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*γd	3.32	—	y=4.00	-13.28
	P1dv	1/2*hs <sup>2</sup> *Kadv*γd	—	1.21	x=2.65	3.21
	P2dh①	hs*Kadh*γd*hp	5.78	—	y=3.50	-20.23
	P2dv①	hs*Kadv*γd*hp	—	2.11	x=2.65	5.59
	P2dh②	1/2*hp <sup>2</sup> *Kadh*γd	2.51	—	y=3.33	-8.36
	P2dv②	1/2*hp <sup>2</sup> *Kadv*γd	—	0.92	x=2.65	2.43
	P2dh③	(前掲)	57.62	—	y=1.00	-57.62
	P2dv③	(前掲)	—	20.97	x=2.65	55.57
合計 (Σ)		69.23	177.01	—	229.00	

※ 2 : <安定計算⑧>資料-2 参照  
 ※ 3 : <安定計算⑧>資料-3 参照  
 ※ 4 : <安定計算⑧>資料-4 参照

3) 安定計算

①転倒に対する安定性 :

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

$$e = B/2 - d = 2.65/2 - 1.29 = \text{0.03 m} \leq B/3 = \text{0.88 m}$$

..... **OK**

②滑動に対する安定性 :

$$F_s = \frac{\mu \cdot \Sigma V + C_B \cdot B}{\Sigma h} = \frac{0.60 \times 177.01 + 0.00 \times 2.65}{69.23} = \text{1.53} \geq \text{1.20}$$

..... **OK**

③支持力に対する安定性 :

$$e = \text{0.03} \leq B/6 = \text{0.44} \text{ より、三角形分布となる。}$$

$$q_1 = \frac{\Sigma V}{B} \cdot \left(1 + \frac{6e}{B}\right) = \frac{177.01}{2.65} \cdot \left(1 + \frac{6 \times 0.04}{2.65}\right) = \text{72.09} \leq \text{450}$$

..... **OK**

$$q_2 = \frac{\Sigma V}{B} \cdot \left(1 - \frac{6e}{B}\right) = \frac{177.01}{2.65} \cdot \left(1 - \frac{6 \times 0.04}{2.65}\right) = \text{61.50} \leq \text{450}$$

..... **OK**

＜安定計算⑨＞ 躯体の断面応力度の検討

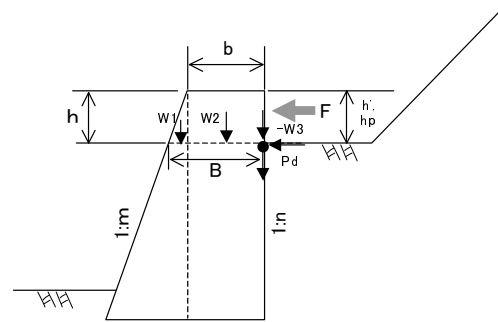
ここでは、躯体の断面応力度の照査を行う。なお、照査を高さ1.0mごとに行うものとする。

⑨-1. 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  $h_l = 0.00$  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  $\gamma_u = 18.0$  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  $\gamma_c = 23.0$  kN/m<sup>3</sup>



- コンクリートの許容曲げ圧縮応力度  $\sigma_{ca} = 1.5 \times (\sigma_{ck}/4) = 1.5 \times (18/4) = 6.75$  N/mm<sup>2</sup> ※5
  - コンクリートの許容曲げ引張り応力度  $\sigma_{cat} = 1.5 \times (\sigma_{ck}/80) = 1.5 \times (18/80) = 0.34$  N/mm<sup>2</sup> ※5
  - コンクリートの許容剪断応力度  $\tau_{at} = 1.5 \times (\sigma_{ck}/100 + 0.15) = 1.5 \times (18/100 + 0.15) = 0.50$  N/mm<sup>2</sup> ※5
- ※5：許容応力度の考え方は＜安定計算⑩＞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	$1/2 \times 1.00^2 \times 0.50 \times 23.0$	—	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>	$1/2 * h_l^2 * K_{adh} * \gamma_u$	0.00	—	0.00	0.00
	P <sub>uv</sub>	$1/2 * h_l^2 * K_{adv} * \gamma_u$	—	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 (Σ)			52.60	20.70	—	-12.14

3) 安定計算

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

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

$$\sigma_{c1} = V/B \cdot (1 + 6e/B) = 127.4 \text{ kN/m}^2 = 0.13 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_{ca} = 6.75 \text{ N/mm}^2$$

..... **OK**

$$\sigma_{c2} = V/B \cdot (1 - 6e/B) = -91.4 \text{ kN/m}^2 = -0.09 \text{ N/mm}^2 \geq -\sigma_{cat} = -0.34 \text{ N/mm}^2$$

..... **OK**

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

$$\tau_{ca} = S/A = 45.74 \text{ kN/m}^2 = 0.046 \text{ N/mm}^2 \leq \tau_{ca} = 0.50 \text{ N/mm}^2$$

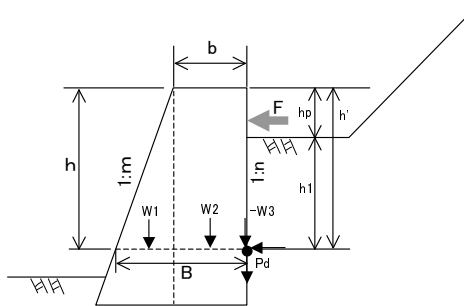
..... **OK**

⑨-2. 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  $\gamma_u = 18.0$  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  $\gamma_c = 23.0$  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  $\sigma_{ca} = 1.5 \times (\sigma_{ck}/4) = 1.5 \times (18/4) = 6.75$  N/mm<sup>2</sup>

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

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

※5: 許容応力度の考え方は<安定計算⑩>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	$1/2 \times 3.00^2 \times 0.50 \times 23.0$	—	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>	$1/2 \times h_1^2 \times K_{adh} \times \gamma_u$	10.04	—	0.67	-6.73
	P <sub>uv</sub>	$1/2 \times h_1^2 \times K_{adv} \times \gamma_u$	—	3.67	2.15	7.90
衝撃力	F	(⑩: 衝撃力作用時の安定性検討)	52.80	—	2.50	-132.00
合計 (Σ)			62.84	100.27	—	2.55

3) 安定計算

$d = \frac{\sum M}{\sum V} = \frac{2.55}{100.27} = 0.03$  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>  $\leq \sigma_{ca} = 6.75$  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>  $\geq -\sigma_{cat} = -0.34$  N/mm<sup>2</sup> **OK**

A = B × 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>  $\leq \tau_{ca} = 0.50$  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 = 1.0m の場合は自重が最も軽くなる条件であり、h = 3.0m 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⑩〉 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。

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

ここに、F<sub>sm</sub>；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>)

α；待ち受け擁壁による崩壊土砂の衝撃力緩和係数(α=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<sub>a</sub>: 許容地盤支持力度、q<sub>u</sub>: 極限地盤支持力度

## 〈安定計算⑩〉 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

## ② 審査チェックリスト

チェック項目		確認	掲載箇所	判断根拠等
<b>1 対策工事等の計画</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				
①	対策工事の実施範囲		2.2	
②	対策工事の実施範囲が適正に計画されているか		2.3	
③	対策工事以外の特定開発行為に関する工事の計画		2.4	
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、開発区域及びその周辺の地域において土砂災害の発生のおそれを大きくしていないか		2.1 2.5	
2)	対策工事の機能を妨げていないか			
④	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			
<b>2 対策工事等の設計</b>				
(1) 設定外力の確認				
①	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		3.1.2	
1)	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			
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			
②	設計外力の確認			
1)	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		3.1.1	
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		3.1.2	
(2) 対策工事の形状又は施設の構造				
①	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		3.2	
②	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		3.3.1	
③	のり面保護工 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		3.3.2	

チェック項目	確認	掲載箇所	判断根拠等
④ 排水工			
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		3.3.3	
⑤ 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		3.4	
⑥ 高さが2mを超える擁壁			
建築基準法施行令第142条に定められた基準を満足しているか		3.5	
⑦ 落石対策施設			
落石対策施設を設置する必要性について検討されているか		3.6	
落石対策施設の構造は適切に計画されているか			
⑧ 管理・保安施設			
対策施設の点検、補修等維持管理のため管理保安施設が適切に計画されているか		3.7	
<b>3 特別警戒区域の範囲を変更する対策工事等</b>			
特定開発行為における対策工事等による特別警戒区域の範囲が消滅もしくは変更について確認したか		4.1 4.2	

**【参考文献等】**

- 土砂災害警戒区域等における土砂災害防止対策の推進に関する法律(平成 12 年法律第 57 号)  
土砂災害警戒区域等における土砂災害防止対策の推進に関する法律施行令(平成 13 年政令第 84 号)  
福岡県 技術マニュアル(急傾斜地の崩壊編):平成 19 年 4 月 福岡県土木部砂防課  
建築基準法施行令(昭和 25 年政令第 338 号)  
平成 12 年 5 月 31 日建設省告示第 1449 号  
宅地造成等規制法施行令(昭和 37 年政令第 16 号)  
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 21 年 10 月 15 日発行 一般社団法人全国治水砂防協会  
道路土工一擁壁工指針(平成 24 年度版):平成 24 年 7 月 公益社団法人日本道路協会  
道路土工一盛土工指針(平成 22 年度版):平成 22 年 4 月 公益社団法人日本道路協会  
道路土工一切土工・斜面安定工指針(平成 21 年度版):平成 21 年 6 月 公益社団法人日本道路協会  
宅地防災マニュアル 耐震対策:平成 20 年 3 月 27 日 国土交通省  
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)  
:昭和 49 年 4 月 19 日建設省河川局砂防課長通達  
建設省河川砂防技術基準(案)同解説・設計編[Ⅱ]:平成 9 年 10 月改訂 日本河川協会編  
崩壊土砂による衝撃力と崩壊土砂量を考慮した待受け擁壁の設計計算例  
:平成 16 年 6 月 全国地すべりがけ崩れ対策協議会