

【第二編 急傾斜地の崩壊技術基準編】

特定開発行為技術基準 一急傾斜地の崩壊編一

目 次

1. 特定開発行為における対策工事等に関する基本的留意事項	1
1-1 特定開発行為許可に関する技術的基準	1
1-2 対策工事等の計画の技術的基準	1
1-3 維持管理	4
2 対策工事等の計画	7
2-1 土砂災害の防止	7
2-2 対策工の実施範囲	19
2-3 対策工事等の周辺への影響	20
2-4 対策工事以外の特定開発行為に関する工事	21
2-5 対策施設計画	22
2-6 対策施設の比較	23
3 土石等を堆積させる対策施設の設計外力の設定	24
3-1 設計諸定数	24
3-1-1 移動の力や堆積土圧の計算に用いる定数	24
3-1-2 基礎の支持力等の計算に用いる定数	27
3-2 設計外力の設定	30
3-2-1 地山又は裏込め土の土圧	30
3-2-2 水圧	30
3-2-3 浮力	30
3-2-4 崩壊の発生に伴う移動の力及び堆積土圧	30
3-2-5 地震時の影響	36
3-3 対策施設の効果評価に関する考え方	38
3-3-1 移動の力及び堆積土圧の算定に用いる斜面高さ及び傾斜度	40
4. のり切の設計	43
5. 急傾斜地の崩壊を防止するための施設の設計	46
5-1 土留	47
5-1-1 擁壁	47
5-1-2 グラウンドアンカー及びロックボルト	52
5-1-3 押さえ盛土工	54
5-1-4 杭工, 土留柵工	56
5-2 のり面保護工	57
5-2-1 張 工	57

5-2-2	植生工	60
5-2-3	吹付工	63
5-2-4	のり砕工	66
5-2-5	編柵工	69
5-3	排水工	70
5-3-1	地表水排除工	72
5-3-2	地下水排除工	75
6	急傾斜地の崩壊が発生した場合に生じた土石等を堆積させるための施設の設計	76
6-1	待受け式盛土	76
6-1-1	設計手順	76
6-1-2	盛土形状	77
6-1-3	待受け式盛土の安定性の検討	80
6-1-4	待受け式盛土のり面保護施設	86
6-1-5	盛土の施工・施工場所の選定等の留意点	87
6-2	待受け式擁壁	88
6-2-1	設計手順	88
6-2-2	待受け式擁壁の形状	89
6-2-3	待受け式擁壁の安定性の検討	90
6-2-4	その他	95
7	高さ2メートルを超える擁壁の設計	96
8	対策工事等による警戒区域等の範囲の確認	100
9	その他の技術基準等（新工法等）	102

【巻末参考資料】

- ① 対策工事の種類と適用について
- ② 待受け式擁壁の設計計算例

1. 特定開発行為における対策工事等に関する基本的留意事項

1-1 特定開発行為許可に関する技術的基準

- ①この技術基準は、鹿児島県内について適用する。
- ②この技術基準に定めないことについては、下記基準に準ずるものとする。
- ・急傾斜地崩壊対策事業の手引き 平成 26 年 3 月 鹿児島県土木部砂防課
 - ・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－平成 19 年 9 月
社団法人全国治水砂防協会
 - ・国土交通省 河川砂防技術基準 調査編 平成 26 年 4 月
 - ・国土交通省 河川砂防技術基準 設計編 平成 16 年 3 月
 - ・道路土工擁壁工指針 平成 24 年 7 月 社団法人日本道路協会
 - ・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事例
平成 16 年 6 月 全国地すべりがけ崩れ対策協議会

1-2 対策工事等の計画の技術的基準

【政令第 7 条】

(対策工事等の計画の技術的基準)

政令第 7 条 法第 12 条の政令で定める技術的基準は、次のとおりとする。

- 一 対策工事の計画は、対策工事以外の特定開発行為に関する工事の計画と相まって、特定予定建築物における土砂災害を防止するものであるとともに、開発区域及びその周辺の地域における土砂災害の発生のおそれを大きくすることのないものであること。
- 二 対策工事以外の特定開発行為に関する工事の計画は、対策工事の計画と相まって、開発区域及びその周辺の地域における土砂災害の発生のおそれを大きくすることのないものであること。
- 三 土砂災害の発生原因が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のり面を風化その他の侵食に対して保護する構造であること。
- (3) 排水施設 その浸透又は停滞により急傾斜地の崩壊の原因となる地表水及び地下水を急傾斜地から速やかに排除することができる構造であること。
- ハ 急傾斜地の崩壊が発生した場合に生じた土石等を堆積するための施設 土圧、水圧、自重及び土石等の移動又は堆積により当該施設に作用する力によって損壊、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。

【解 説】

法第12条に特定開発行為が許可される基準として、開発者が以下の2つの工事を政令第7条に従って計画することが規定されている。

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

特定開発行為に対して都道府県により、これら2つの工事の計画（設計）が政令第7条の技術的基準に適合しているかどうか審査された上で特定開発行為は許可される。許可されない場合これら2つの工事を着工することができない。着工後、工事が完了した際には、同様にその工事が政令第7条の技術的基準に適合しているかどうか検査される。検査に合格しない場合特定予定建築物を建築することができない。審査及び検査の際の主な着眼点は次頁以降のとおりである。

① 対策工事全般に関して

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

② 対策工事以外の特定開発行為に関する工事全般に関して

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

③ のり切の施工に関して

- 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 5 m 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に関して

- 1) 急傾斜地を土留又はのり面保護施設で全面覆っているか。
- 2) 土留は、のり面の崩壊防止の役割を果たすものとなっているか、また、安全性は十分か。
 - (イ) 急傾斜地において、崩壊のおそれがないと確かめられていない箇所には土留を設置しているか。
 - (ロ) 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。
 - (ハ) 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。
 - (ニ) 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。
 - (ホ) 土留裏面の排水に必要な水抜穴を有しているか。
 - (ヘ) 高さ 2 m 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。
 - (イ) 土留を設置する必要がない箇所には、のり面保護施設を設置しているか。
 - (ロ) 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に関して

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が到達させることのないように計画されているか。

(イ) 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。

(ロ) 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。

(ハ) 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。

(イ) 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。

1-3 維持管理

対策施設が適切な機能と安全性を保持するため，必要に応じて巡視・点検を行い，施設の状態を把握し，豪雨時や地震時などに施設の機能が発揮されるように適正な維持管理を行う必要がある。維持管理に際しては，「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）」に基づき行うものとする。

【解説】

(1) 一般的留意事項

急傾斜地における対策施設が適切な機能と安全性を保持するため，必要に応じて点検等を行い，施設の状態を把握し，豪雨時等に施設の機能が発揮されるように適正な維持管理を行うものとする。

施設の機能低下には，施設自体の劣化，損傷のみならず施設周辺の自然斜面の状態の変化も影響を与えることから，これらの状況もよく把握しておくことが必要である。また人為的な行為が原因となって，施設の損傷をきたすことがあるので，斜面および斜面周辺の土地利用等への注意が必要である。

また，急傾斜地周辺における開発では，人家が急傾斜地に近接する可能性が高く，開発後になって管理用通路を確保することは困難と考えられるため，あらかじめ点検のための管理用通路や階段などを確保しておくのがよく，このためには施設の計画・設計の段階から留意しておくのが望ましい。

施設の維持管理に関する詳細については，「新・斜面崩壊防止工事の設計と実例（急傾斜地崩壊防止工事技術指針）施設の維持管理」を参考にすること。

(2) 待受け式対策施設

待受け式対策施設では、斜面崩壊発生時に敷地に土石等を到達させないよう、土砂堆積容量を常時確保する必要がある。したがって、小規模土砂流出による土砂堆積が認められる場合、土砂堆積容量が不足しないよう、堆積土砂の除去などの維持管理が必要となる。

維持管理は、ポケット部での土砂の堆積ばかりではなく、土圧による擁壁の孕み出し、クラック、水抜き穴の目詰まり等が挙げられる。

このため、開発許可条件として、開発者に堆積土砂に対する維持管理を行うよう促すものとする。

一方、維持管理計画の義務付けについては、法的制限を課すことが難しいことから、開発行為終了後に形骸化しないよう、維持管理に対する指導、助言を行うとともに、維持管理が適切に実施されているかを定期的に審査する体制等を検討する必要がある。

また、何らかの事情により開発行為者が不在となり維持管理が正當に実施できないと判断された場合は、基礎調査を実施し、再度、警戒区域等の設定を行い、区域の指定を行う必要がある。

なお、急傾斜地対策施設は基本的に受益者が限れていることから、公益性が高くないと考えられるため、行政に施設の維持管理を引き継ぐことは想定しない。

<参考>

これまで全国的には、21 都府県において計 31 件の事前相談が挙げられている（平成 23 年 8 月末現在）。このうち、土砂災害特別警戒区域での開発行為にならないよう計画を見直したものが 6 件、開発行為に該当しなかったものが 5 件であった。前者の事例では、下図に示すように切土及び盛土工事によって高さ 5 m 未満の斜面になるよう造成したため、土砂災害特別警戒区域が解除されることとなる。（政策レビュー評価書より）

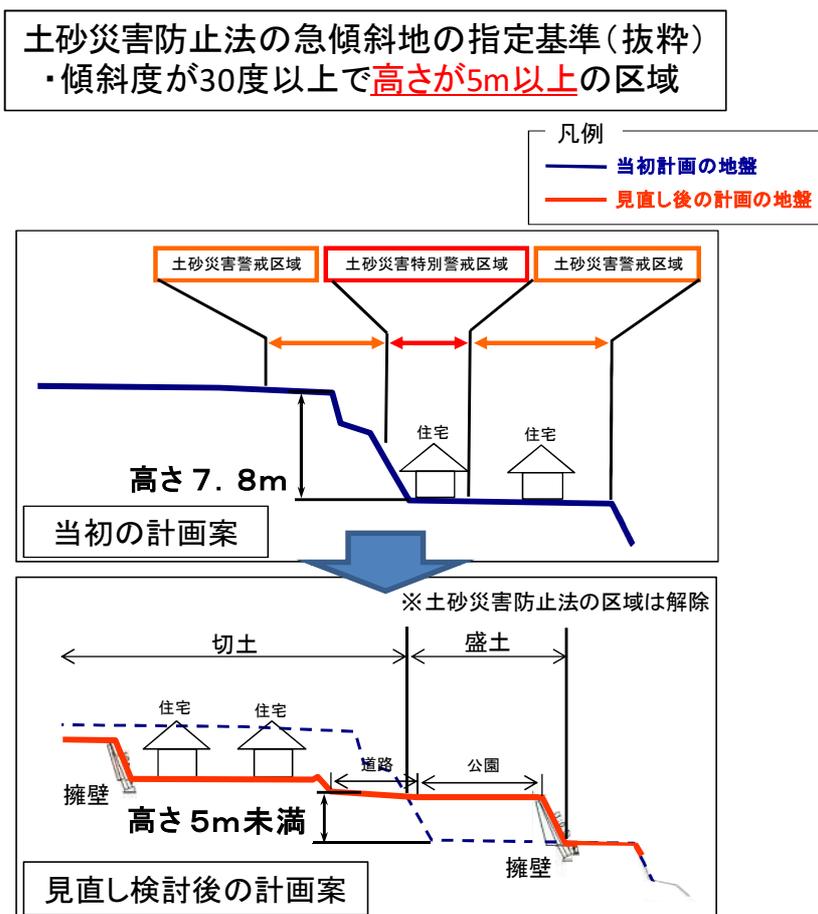


図 1-1 安全な土砂災害対策の考え方（例）

2 対策工事等の計画

2-1 土砂災害の防止

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

その対策工事は「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」に区別され、これらのうちどれか、又は、これらを組み合わせた対策工事によって特定予定建築物の敷地に土石等が到達させることのないようにするものとする。

【解説】

(1) 特定予定建築物における土砂災害の防止

特定予定建築物における土砂災害を防止することが対策工事の目的である。特定開発行為に関する工事では、対策工事以外の工事も対策工事に近接して施工されることが多く、特定予定建築物における土砂災害の防止に無関係とはいいきれない。そのため、特定予定建築物における土砂災害の防止に対しては、対策工事及び対策工事以外の特定開発行為に関する工事の両者をトータルで評価する必要がある。

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

- (イ) 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
- (ロ) 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
- (ハ) 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
- (ニ) 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範囲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、堆積させる範囲の容量から求めているので、この容積を減少させるような工事を行ってはならない。例えば、図 2-1 のような場合、道路の容量を考慮しないで待受け式擁壁の高さを設定してはならない。

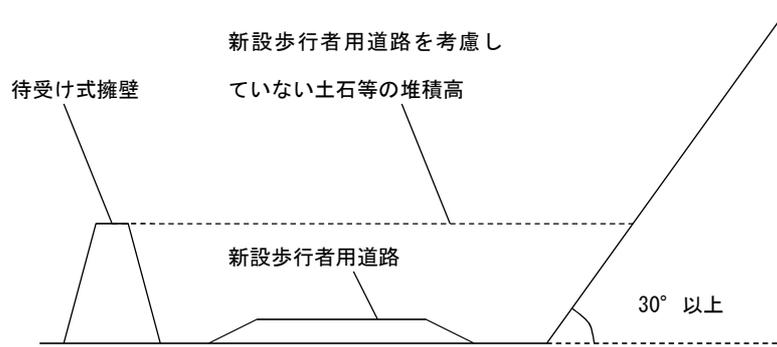
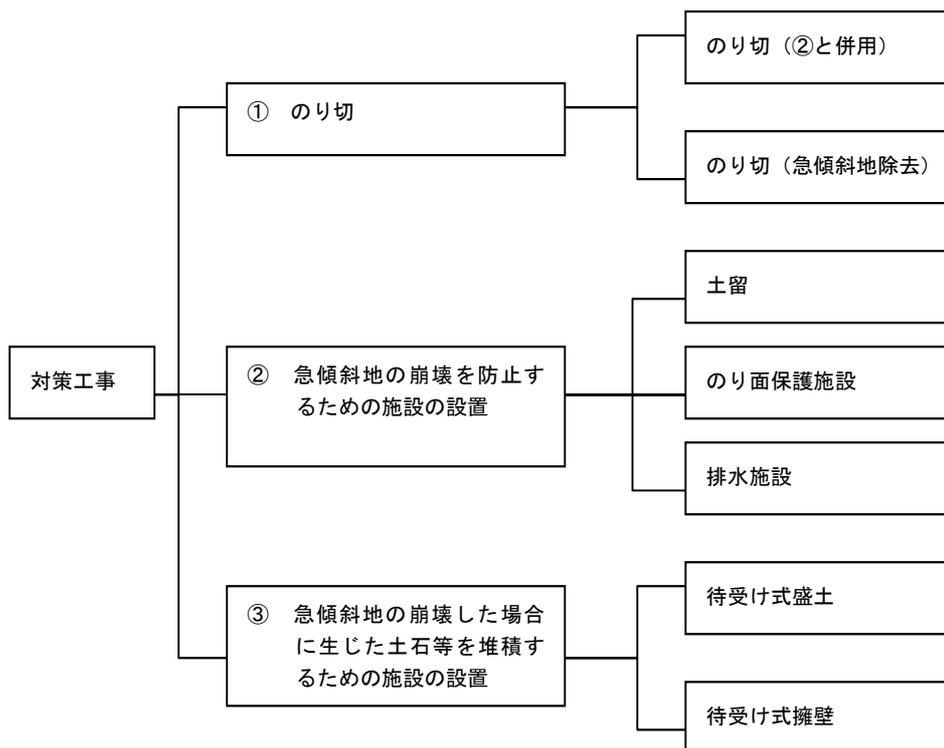


図 2-1 対策工事の効果を損なう例

(2) 対策工事の種類

対策工事は図 2-2 のように区分され、それぞれの概要は以下のとおりである。また、表 2-1 にはそれぞれの対策工事の種類と特性を示した。



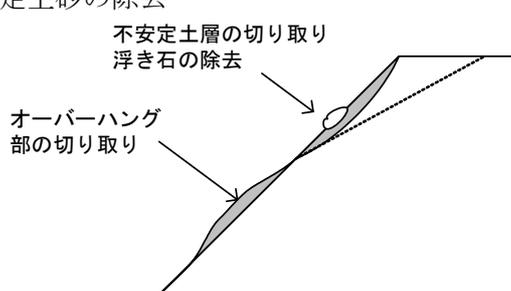
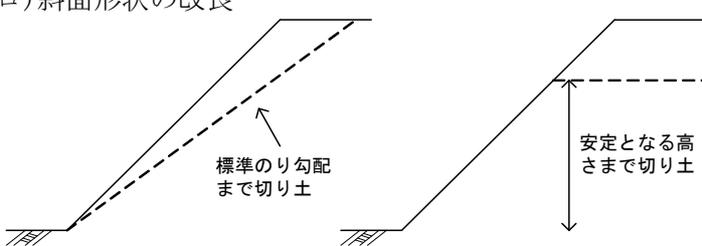
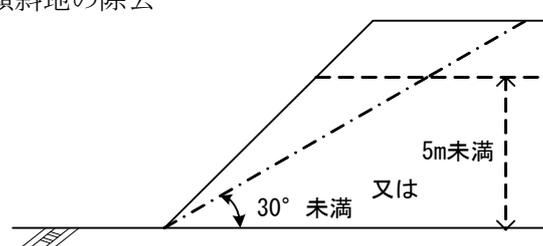
④ この他に、①と②、②と③、①と③、①と②と③の組み合わせもあり得る。

図 2-2 対策工事の区分

① のり切

のり切とは、以下の3種類に区別される。

表 2-1 のり切りの工種

	工種イメージ	内容
のり切の工種	(イ) 不安定土砂の除去  <p>不安定土層の切り取り 浮き石の除去</p> <p>オーバーハング部の切り取り</p>	オーバーハング部の切り取り，表層の不安定土層の切り取り，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。
	(ロ) 斜面形状の改良  <p>標準のり勾配まで切り土</p> <p>安定となる高さまで切り土</p>	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（標準のり勾配等）。
	(ハ) 急傾斜地の除去  <p>30° 未満 又は 5m未満</p>	のり面の傾斜度が30度未満，又は，高さが5m未満まで切り取り，急傾斜地自身を除去することで，ことで崩壊に対する安全性を確保し，急傾斜地の指定を解除するもの。
備考	<ul style="list-style-type: none"> ・(A)及び(B)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。 ・対策工事の範囲から見た場合，(B)については，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。 	

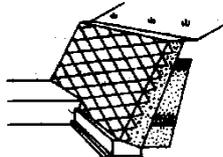
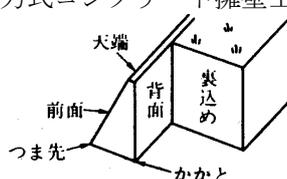
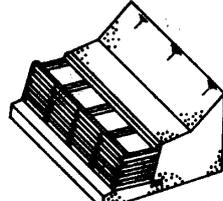
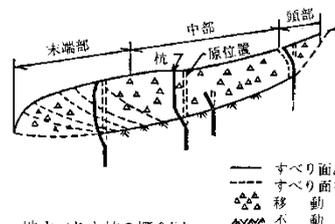
② 急傾斜地の崩壊を防止するための施設

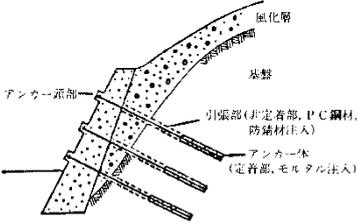
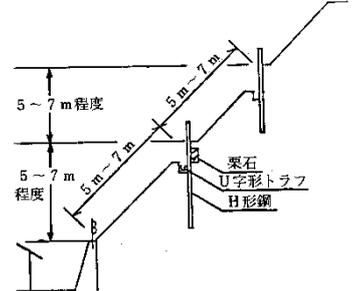
急傾斜地の崩壊を防止するための施設とは以下のように区分される。

(イ) 土留

のり面の崩壊を起こそうとする力に対して擁壁等の構造物により抵抗させることで、のり面崩壊の発生を直接防止する施設である。

表 2-2 土留の種類

	工種	概要	適用範囲及び特色等
擁壁工	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。
杭工  地すべりと杭の概念図	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。	

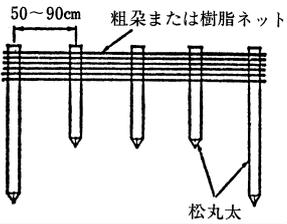
	工種	概要	適用範囲及び特色等
アンカー工	<p>アンカー工</p> 	<p>強風化岩，亀裂の多い岩盤，表層土の崩壊滑落を防止するため，現場打コンクリート枠工，コンクリート擁壁工，コンクリート張工等の他の工法と併用され，これらの安定性を高める。また亀裂，節理，層理の発達した岩盤を内部の安定な岩盤に緊結して崩壊，剥落を防止する。</p>	<p>のり面上下部に人家が接近していて，切土工，待受け式擁壁工等が施工できず，さらに傾斜度が急でのり面長も長く，現場打のり枠工，コンクリート擁壁工，コンクリート張工等の安定が不足する場合，特にアンカー体定着地盤・岩盤が比較的堅固でのり面表面より浅い位置にある場合に適する。</p>
その他	<p>土留柵工</p> 	<p>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。</p>	<p>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。</p>

(ロ) のり面保護施設

安定した斜面が降雨や風化等によって不安定化することを防止するため石やモルタル等でのり面の表面を被覆して保護する施設である。

表 2-3 のり面保護施設の種類

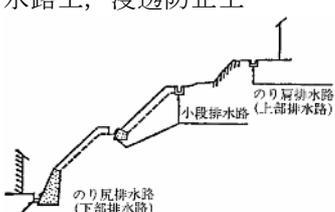
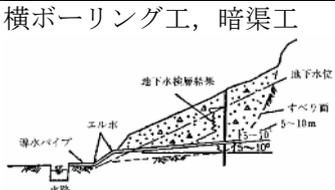
	工種	概要	適用範囲及び特色等
張工	石張・ブロック張工 コンクリート版張工 コンクリート張工 (石張工)	のり面の風化、侵食および軽微な剥離・崩壊等を防止する。	傾斜度が1:1.0より緩いのり面で植生工が適さない場合や、粘着力のない土砂、土丹および崩れやすい粘土ののり面には石張・ブロック張工が用いられる。コンクリート張工は傾斜度が1:1.0より急で、節理の発達した岩盤のり面やよくしまった土砂面で吹付工やプレキャストのり枠工では不安と思われるのり面に用いられる。
植生工	芝張工、植生ネット、植栽工等 (植栽工)	種子散布工、客土吹付工、厚層基材吹付工、植生マット工、植生ネット工、土のう工、張芝工、植生ポット、植栽工等があり、雨水侵食防止、地表面温度の緩和、凍土の防止、緑化による美化効果を目的としている。	植生を主体とする場合は湧水の少ない切土のり面で原則として標準のり勾配が確保できること。 のり面周辺の環境との調和をはかる点で優れている。
吹付け工	 	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。
のり枠工	 	のり面に現場打コンクリート枠工、プレキャスト枠工を組み、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枠工には、吹付枠工も含まれる。	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枠工を使用する。プレキャスト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枠工を使用する。

	工種	概要	適用範囲及び特色等
その他	編柵工 	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	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。

(ハ) 排水施設

のり面表面の地表水や内部の地下水の状況を変化させることにより、のり面の崩壊を防止する施設である。

表 2-4 排水施設の種類

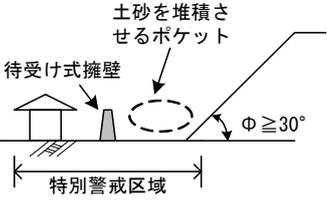
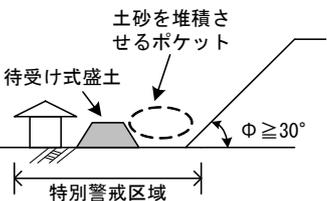
	工種	概要	適用範囲及び特色等
地表排水工	水路工, 浸透防止工 	地表水を集水し急傾斜地外へすみやかに排水したり, 地表水の急傾斜地内への流入を防止する。のり肩排水路工, 小段排水路工, のり尻排水路工, 縦排水路工, 浸透防止工, 谷止工	ほとんどの工事で用いられる。工費も割安で効果も大きい。集水を目的とした排水路とそこからの流水を急傾斜地外に排除する排水路に大別される。
地下水排水工	横ボーリング工, 暗渠工 	急傾斜地内の地下水を排除し, 間げき水圧を低下させ急傾斜地を安定させる。暗渠工, 横ボーリング工, その他(しゃ水壁工, 集水井工)	湧水箇所や地下水が多い急傾斜地で用いられる。一般に地すべり防止工事に比べて小規模な場合が多い。

なお、土留とは『一般に土砂が崩れたり流されたりするのを防ぐため、コンクリート、板などでかためること。また、その設備』(広辞苑)をいうので、待受け式擁壁は土留ではなく、土石等を堆積するための施設である。

③ 急傾斜地の崩壊が発生した場合に生じた土石等を堆積するための施設

急傾斜地の崩壊が発生した場合に生じた土石等を堆積させるための施設とは、待受け式盛土及び待受け式擁壁がある。これらは、急傾斜地の崩壊を防止するものではなく、土石等を一定の場所に堆積させることで特定予定建築物の敷地に達しないようにするものである。設計に当たっては、土石等の移動の力、堆積の力及び各々の力が作用する高さが必要である。（「3. 土石等を堆積させる対策施設の設計外力の設定」参照。）

表 2-5 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

	工種	概要	適用範囲及び特色等
待受け式擁壁		<p>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。</p>	<ul style="list-style-type: none"> ・既存植生を積極的に残す必要がある場合には有効的である。 ・長大斜面でよく用いられる。 ・できるだけ、他の斜面条件を改善する工法(土留、のり面を保護するための施設)と組み合わせて実施するのが望ましい。
待受け式盛土		<p>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。</p>	<ul style="list-style-type: none"> ・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。

④ 対策工事の組み合わせの概要

上記の①～③を組み合わせる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。待受け式盛土又は待受け式擁壁を組み合わせる場合は、土石等の移動の力、移動高、堆積の力及び堆積高の設定が必要となる。（「3. 土石等を堆積させる対策施設の設定外力の設定」参照。）

- (イ) 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で対応する。

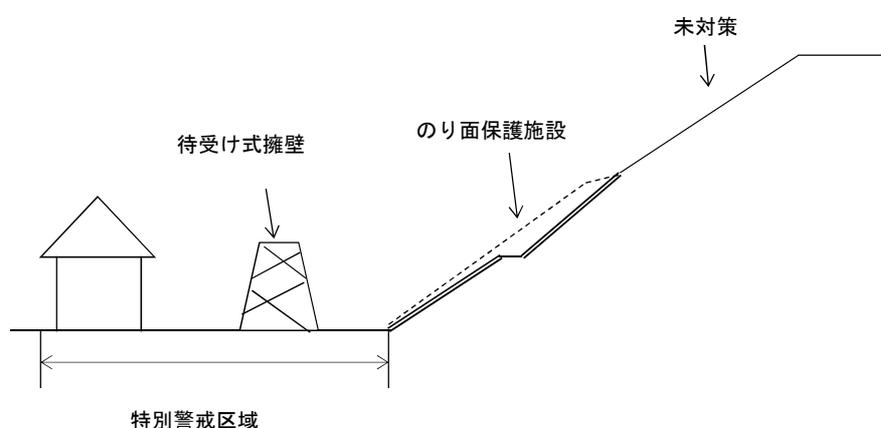


図 2-3 のり面保護施設と待受け式擁壁の組み合わせ

- (ロ) 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で対応する。

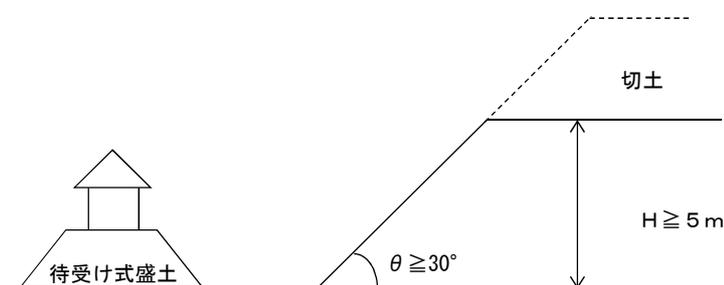


図 2-4 原因地の除去と待受け式盛土との組み合わせ



図 2-5 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図 2-8 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，アンカー工・・・・・・・・② (土留)
- ・ 現場打ち砕工，吹付砕工，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を担う)
- ・ 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)

<参考>

これまで全国的には、安全対策を講じていることを確認して開発を許可したものが5件ある（平成23年8月末現在）。このうち、対策工事（擁壁工）により安全性が確保される計画であると認め、開発（宅地分譲）が許可された事例を下図に示す。（政策レビュー評価書より）



図 2-6 安全対策を講じた上で開発が許可された事例

2-2 対策工の実施範囲

「のり切り」および「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の特定予定建築物の敷地に到達させない範囲とすることを基本とする。

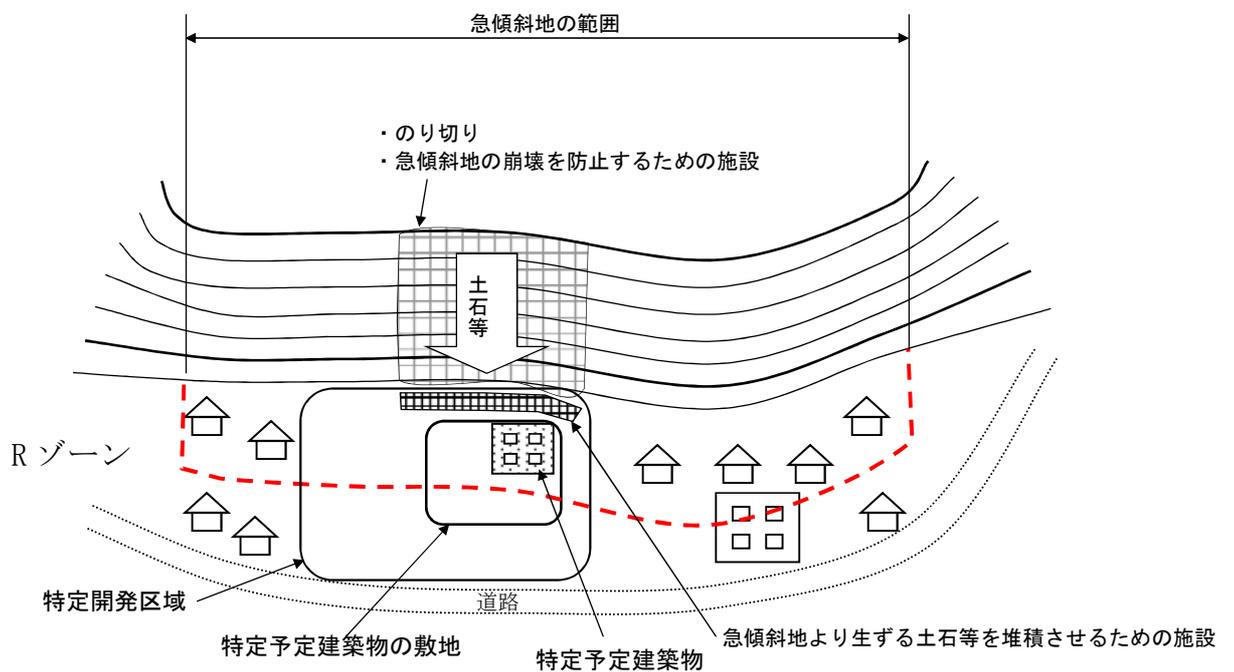


図 2-7 隣接する急傾斜地の崩壊と開発敷地の関係

2-3 対策工事等の周辺への影響

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

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

【解説】

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

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

- (イ) 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

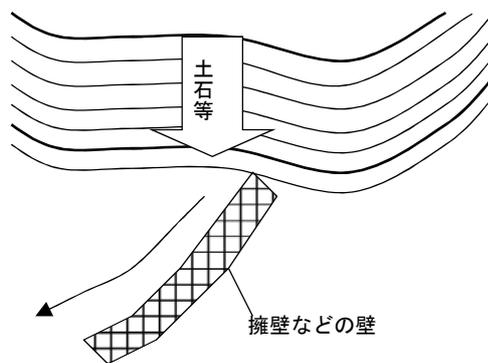


図 2-8 開発地域周辺の安全を損なう工事例

- (ロ) 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

2-4 対策工事以外の特定開発行為に関する工事

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

【解説】

対策工事以外の特定開発行為に関する工事の計画は、開発区域及びその周辺の地域において新たに土砂災害の発生のおそれが大きくなっていないかどうかに着目する。当該開発区域及び周辺の地域における土砂災害のおそれを増大させる対策工事以外の特定開発行為に関する工事の例は以下のものなどがある。

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

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

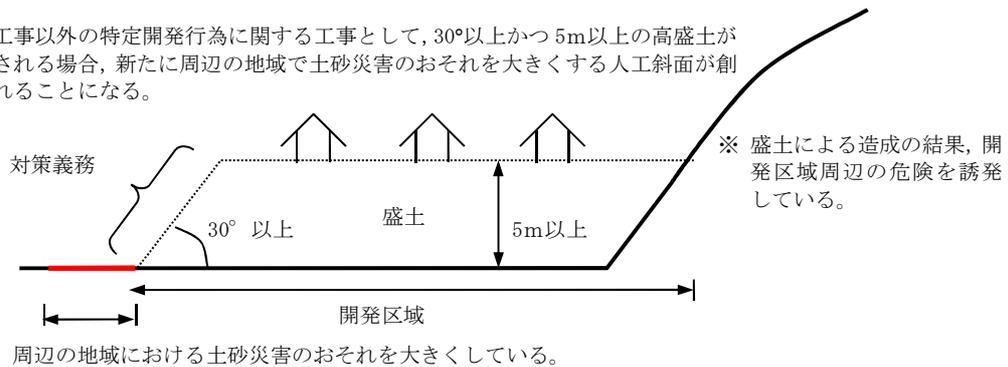


図 2-9 盛土によって周辺の安全を損なう工事例

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

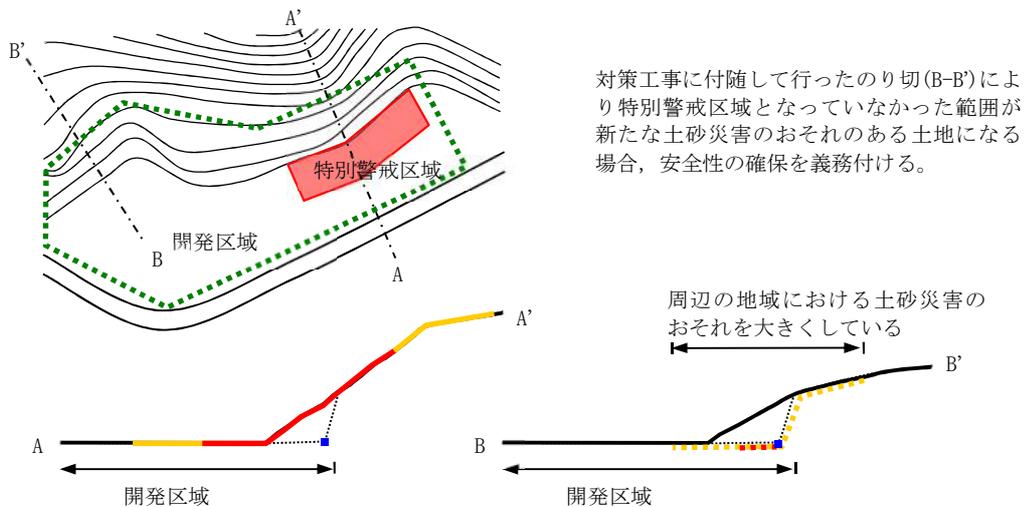


図 2-10 対策工事に付随した切土によって周辺の安全を損なう工事例

2-5 対策施設設計画

対策施設による効果を評価し特定予定建築物の敷地に著しい危害が生じるおそれのある区域が発生しないように対策施設設計画を定めるものとする。

【解説】

対策施設の効果評価と著しい危害が生じるおそれのある区域は、「土砂災害防止法マニュアル-鹿児島県版-【第Ⅱ編 急傾斜地の崩壊編】」に準ずる。

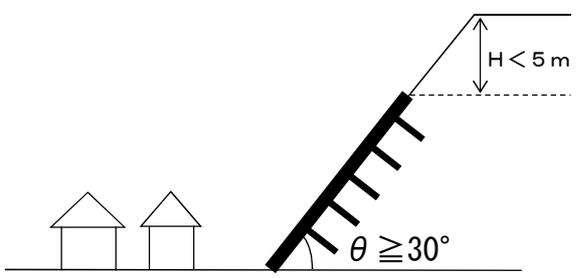
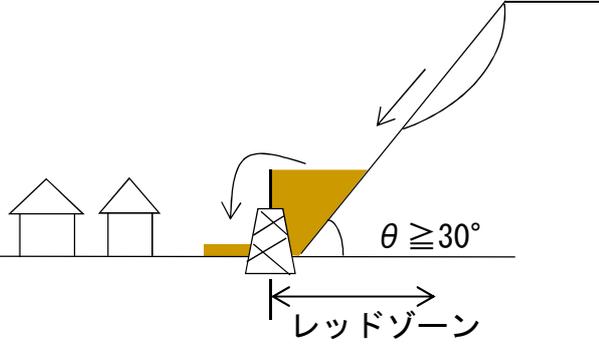
原因地对策施設	待受け対策施設
	
<ul style="list-style-type: none"> ・残斜面が5m未満となる位置まで原因地对策施設を施工する場合、自然斜面が残っているため、表層崩壊が発生する可能性があるが、著しい危害が生じるおそれのある区域は発生しない。 	<ul style="list-style-type: none"> ・待受け対策施設により捕捉された土砂の一部が待受け対策施設のポケット容量を上回る場合、待受け対策施設のポケット容量を上回る土砂量は堆積の力による著しい危害が生じるおそれのある区域が生じない規模とする必要がある。

図 2-11 著しい危害のおそれのある区域が敷地に発生しない対策施設の規模

2-6 対策施設の比較

「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」との選択は、それぞれの特徴を考慮して行う。

【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。この選定にあたっては、表 2-6 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、環境などの特徴を考慮する。

表 2-6 対策施設の特徴の比較

項目	急傾斜地の崩壊を防止する対策施設	急傾斜地の崩壊が発生した場合に生じた土石等を堆積させる対策施設
種類	土留、のり面保護施設、排水施設	待受け式擁壁、待受け式盛土
特定予定建築物の敷地の位置	特別警戒区域の保全となる	特定予定建築物敷地のみの保全となる。
対策施設の規模（工事費）	急傾斜地の高さ及び幅による。また土留については急傾斜地の必要抑止量によって規模を定める。	急傾斜地が高く、急傾斜地に近いほど、規模の大きな対策施設が必要。
用地	開発区域の用地をフル活用できる。	対策施設の設置により開発区域の用地が減少する。
施工性	急傾斜地での施工となる	平坦地での施工となる。
景観	急傾斜地の景観が変化する。	平坦地の景観が変化する。
環境	平坦地と急傾斜地との行き来が分断されない。	平坦地と急傾斜地との行き来が分断される。
維持管理	変状点検等一般的な管理は必要と考えられるが、土砂の除去など維持管理は不要である。	対策施設の機能を発揮するためには、堆積土砂の除去を定期的に行うなど、永続的な維持管理が不可欠である。

3. 土石等を堆積させる対策施設の設計外力の設定

3-1 設計諸定数

3-1-1 移動の力や堆積土圧の計算に用いる定数

移動の力や堆積土圧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】

擁壁や待受け式盛土の設計に用いる移動の力や堆積土圧の計算に用いる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、開発者が力の大きさを算定するにあたっては表 3-1 に示す定数を参考とすることができる。

表 3-1 土質定数等の一覧

項 目		記号	単位	参考値
土石等の比重		σ	—	2.6
土石等の容積濃度		C	—	0.5
土石等の密度		ρ	t / m ³	1.8
土石等の単位体積重量	砂および砂礫	γ	KN / m ³	18
	砂質土およびシラス	γ	KN / m ³	17
	粘性土	γ	KN / m ³	14
土石等の内部摩擦角	礫質土 ^{注1)}	ϕ	°	35
	砂質土およびシラス	ϕ	°	30
	粘性土	ϕ	°	25
	シラス (移動による力算出時) ^{注2)}	ϕ	°	20
土石等の流体抵抗係数		f b	—	0.025
建築物の壁面摩擦角		δ	°	$\phi \times 2/3$

注1) 粒径の整った砂は礫質土の値を用いてもよい。

土砂災害防止法マニュアルー鹿児島県版ー【第Ⅱ編 急傾斜地の崩壊編】(平成 28 年 6 月)

注2) シラス地帯における移動による力を算出する際の急傾斜地の崩壊に伴う土石等の内部摩擦角は過去のがけ崩れ発生事例 205 事例を検討した結果 $\phi=20^\circ$ とする。

(土砂災害防止対策技術検討委員会平成 15 年)

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

【参 考】土石等の土質定数の推定

以下、財団法人砂防フロンティア整備推進機構：「土砂災害防止に関する基礎調査の手引き【急傾斜地の崩壊編】」（平成13年6月）を引用

① 土石等の密度（ ρ_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（ σ ）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。^{*1}

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

*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

② 土石等の比重（ σ ）

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。

③ 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

④ 土石等の単位体積重量

表 3-2 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 ³)	
	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。

ここでは崩壊により生じた土石等が建築物に作用する場合の力の大きさを算定する

ものであることから、上表の「緩いもの」の欄の数値を用いることが適切と考えられる。

出典：道路土工－擁壁工指針－（平成24年7月）

⑤ 土石等の内部摩擦角（ ϕ ）

表 3-3 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（平成 8 年 7 月）

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 ^{注1)}	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) 粒径の整った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）

⑥ 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^{*3}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。

*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

⑦ 壁面摩擦角（ δ ）

壁面摩擦角（ δ ）とは、土石等の堆積により建築物に作用する堆積の力の作用方向と建築物の壁背面の法線がなす角度である。

道路土工－擁壁工指針－（平成24年7月）によれば、土とコンクリートの場合は、内部摩擦角（ ϕ ）の2/3とされている。建築物に作用する壁面摩擦角については、これを準用することができる。

3-1-2 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】

擁壁や待受け式盛土の安定性の検討は、実況に応じて設定した定数により計算する。

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

【参 考】土石等の土質定数の推定

① 地盤の許容支持力

表 3-5 基礎地盤の種類と許容支持力度（常時）

支持地盤の種類		許容支持力度 (kN/m^2 (tf/m ²))	備 考	
			q_u (kN/m^2 (kgf/cm ²))	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)	—	20~30
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)	10~15
	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 3-6 地盤の許容支持力度

地盤	長期に生ずる力に対する許容応力度 (単位 1 平方メートルにつきキロニュートン)	短期に生ずる力に対する許容応力度 (単位 1 平方メートルにつきキロニュートン)
岩盤	100	長期応力に対する許容応力度それぞれの数値の 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 93 条

② 基礎底面と地盤との間の摩擦係数と付着力

表 3-7 基礎底面と地盤との間の摩擦係数と付着力

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* $\mu = \tan \phi B$	付着力
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	考慮しない
礫層	密なもの 密でないもの	0.6	考慮しない
砂質地盤	密なもの 中位なもの	0.6	考慮しない
粘性土地盤	非常に硬いもの 硬いもの 中位のもの	0.5	考慮しない

*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（平成 8 年 7 月）

表 3-8 基礎地盤と摩擦係数

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

出典：宅地造成等規制法施行令第7条

3-2 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、地震の影響及び自重を考慮するものとする。

待受け式盛土及び待受け式擁壁の設計に当たっては、土圧、水圧、地震の影響及び自重を考慮するほか、崩壊の発生に伴う移動の力及び堆積土圧を考慮するものとする。

【解説】

3-2-1 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。この詳細については「新・斜面崩壊防止工事の設計と実例 荷重の検討」を参照。

3-2-2 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。

3-2-3 浮力

擁壁が河川などの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。詳細については「道路土工 擁壁工指針(平成24年7月)」を参照。

3-2-4 崩壊の発生に伴う移動の力及び堆積土圧

待受け式盛土及び待受け式擁壁の設計に当たっては自重、裏込め土圧などのほか、急傾斜地の崩壊が発生した場合に生じる移動の力及び崩壊土砂が堆積したときの堆積土圧を考慮し、安定性の検討をしなければならない。それぞれの概要を表3-9に示す。

表 3-9 移動の力, 移動高, 堆積土圧及び堆積高

衝撃に関する事項	解 説
移動の力	崩壊によって生じた土石等の先端部が移動により擁壁等に作用するときの力
移動高	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
堆積土圧	最終的に堆積した土石等が擁壁等に作用する土圧
堆積高	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力がある。その後、土石等の堆積によって擁壁等に土圧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。

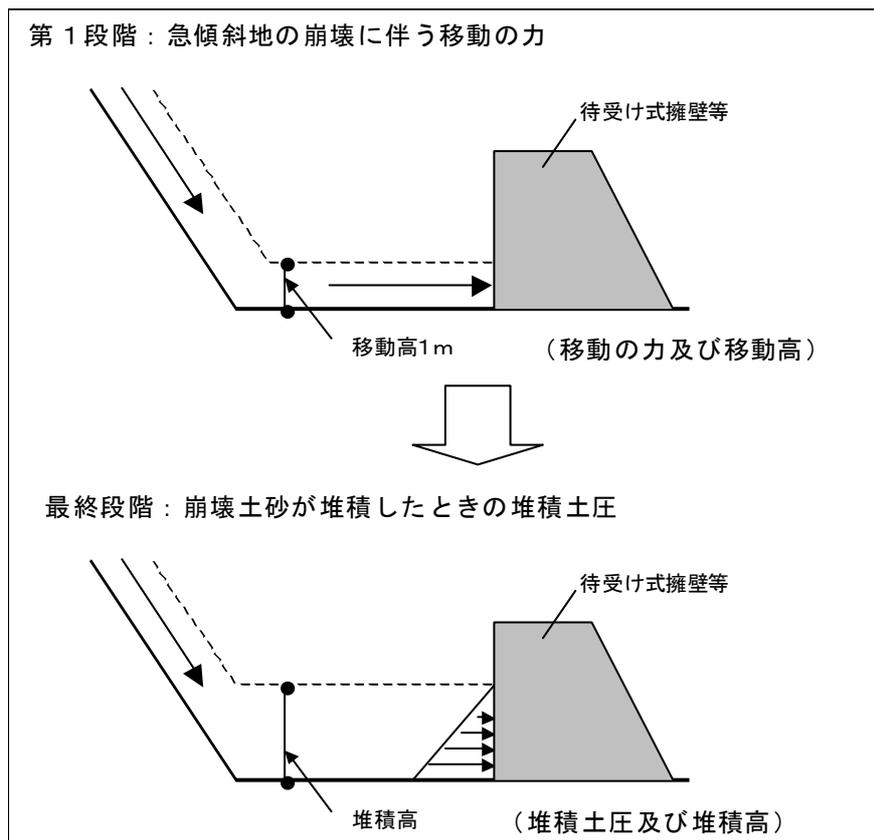


図 3-1 移動の力と堆積の力の概念図

(1) 移動高

既往の実験，研究成果*より，移動する土石等の移動高は，崩壊深の 1/2 と報告されている。したがって，土石等が移動するときの移動高は，表層崩壊の崩壊深 2 m の 1/2 である 1 m とし，待受け式擁壁又は待受け式盛土に作用する急傾斜地の崩壊に伴う移動の力の作用高さは 0.5m とする。

* 芦田，江頭ら（昭和 57 年度）京大防災研究所年報 山腹崩壊土の流動機構に関する研究

(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。

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

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

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 : 待受け擁壁に作用する衝撃力 (KN/m²)

α : 待受け式擁壁における衝撃力緩和係数 ($\alpha=0.5$)

F_{sm} : 急傾斜地の崩壊に伴う土石等の移動により待受け式擁壁等に作用する想定される力の大きさ (kN/m²)

b_u, b_d : b の定義式に含まれる θ にそれぞれ θ_u, θ_d を代入した値

x : 急傾斜地の下端からの水平距離 (m)

H : 急傾斜地の高さ (m)

* 1

h_{sm} : 移動高 (m)

θ : 傾斜度 (°)

θ_u : 急傾斜地の傾斜度 (°)

* 1

θ_d : 急傾斜地の下端からの平坦部の傾斜度 (°)

* 1

ρ_m : 急傾斜地の崩壊に伴う土石等の密度 (t/m³)

g : 重力加速度 (m/s²)

σ : 土石等の密度 (t/m³)

c : 土石等の容積濃度

f_b : 土石等の流体抵抗係数

ϕ : 土石等の内部摩擦角 (°)

* 1 : 急傾斜地及び急傾斜地の下端からの平坦部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鹿児島県による基礎調査に基づいて設定された値と同じ値になる。ただし、地形改変を伴う特定開発行為を計画した場合は、計画の急傾斜地の高さ及び傾斜度を用いるものとする。

(3) ポケット容量

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ポケット容量は、想定される最大崩壊土量以上にしなければならない。想定される最大崩壊土量は、がけ崩れ災害データに基づき急傾斜地の高さごとの最大崩壊土量が整理されている。(土砂災害防止法マニュアルー鹿児島県版ー【第Ⅱ編 急傾斜地の崩壊編】)

表 3-10 急傾斜地の高さごとの最大崩壊土量

急傾斜地の高さ	崩壊土量V (m ³)	崩壊幅W (m)	単位幅当り土量 (m ³ /m)
5 ≤ H < 10	40	14	2.9
10 ≤ H < 15	80	17	4.7
15 ≤ H < 20	100	19	5.3
20 ≤ H < 25	150	21	7.1
25 ≤ H < 30	210	24	8.8
30 ≤ H < 40	240	25	9.6
40 ≤ H < 50	370	29	12.8
50 ≤ H	500	32	15.6

表 3-11 シラス斜面における急傾斜地の高さごとの最大崩壊土量

急傾斜地の高さ	崩壊土量V (m ³)	崩壊幅W (m)	単位幅当り土量 (m ³ /m)
5 ≤ H < 10	110	25	4.4
10 ≤ H < 15	110	25	4.4
15 ≤ H < 20	170	28	6.1
20 ≤ H < 25	200	29	6.9
25 ≤ H < 30	250	31	8.1
30 ≤ H < 40	320	33	9.7
40 ≤ H < 50	510	37	13.8
50 ≤ H	630	39	16.2

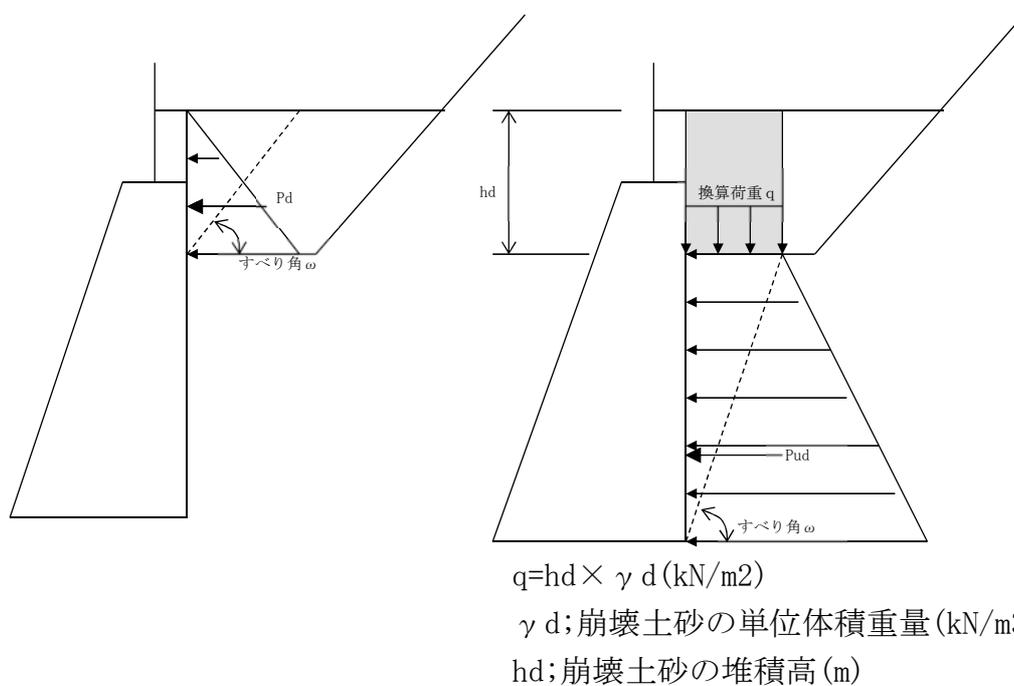
(4) 堆積土圧

崩壊土砂の先端部が擁壁等に移動の力として作用した後、後続流による崩壊土砂が擁壁等の背後の空間に堆積するものとし、この場合の堆積土砂の土圧を外力として考慮する。

土圧の算定方法は「新・斜面崩壊防止工事の設計と実例」等を参考に求める。

ここで、崩壊土砂による堆積土圧の考え方は、裏込め土の土質と異なる場合は裏込め土圧と区分し、次のように求めてもよい。

崩壊土砂による土圧は堆積高（ $h d$ ）が擁壁背面の空き高さ、落石防護柵部に作用するとし、崩壊土砂による裏込め土圧の増分は崩壊土砂の土量を上載荷重に換算し裏込め土の土圧を求める。



a) 崩壊土砂による土圧

b) 裏込め土の土圧

図 3-2 堆積土圧の考え方

3-2-5 地震時の影響

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。地震時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、通常的设计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い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。

しかし、以下に示す擁壁については、別途地震時の設計を行うものとする。

①高さ8.0mを超えるような擁壁

②倒壊が付近に重大な損害を与えたり、復旧がきわめて困難な擁壁など、地震力を考慮する必要があると認められる場合

擁壁の設計に当たって地震時の影響を考慮する必要がある場合の設計に用いる荷重は、自重、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 は次の式で与えられる。この詳細については「新・斜面崩壊防止工事の設計と実例 地震時における安定」及び「宅地防災マニュアル 耐震対策」を参照。

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

ここに、

k_h : 設計水平震度

k_{ho} : 標準設計水平震度 (0.15 とする)

C_Z : 地域別補正係数

(0.7 : 名瀬市および大島郡を除く鹿児島県, 1.0 : 名瀬市および大島郡)

C_G : 地盤別補正係数 *1

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 地盤別補正係数

地盤別補正係数は、地盤種別に応じて表 3-12 とする。地盤種別は、原則として下記式で算出される地盤の特性値 T_G をもとに表 3-13 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。

$$T_G = 4 \sum_{i=1} \frac{H_i}{V_{ai}}$$

ここに、

T_G : 地盤の特性値 (s)

H_i : Ii 番目の地層の厚さ (m)

V_{ai} : Ii 番目の地層の平均せん断弾性波速度 (m/s) 値は下記式によるものとする。

粘性土層の場合

$$V_{ai} = 80 N_i^{\frac{1}{3}} \quad (1 \leq N_i \leq 50)$$

砂質土層の場合

$$V_{ai} = 100 N_i^{\frac{1}{3}} \quad (1 \leq N_i \leq 25)$$

ここに,

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 層に区分されるとき、地表面から I 番目の地層番号。基盤面とは、粘性土層の場合は N 値が 25 以上、砂質土の場合は N 値が 50 以上の地層の上面、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、擁壁の地盤時慣性力は重心 G を通って、水平方向に KW (W : 擁壁自重) として作用させる。

表 3-12 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

表 3-13 耐震設計上の地盤種別

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

3-3 対策施設の効果評価に関する考え方

対策施設の効果評価は、図 3-5 対策施設の効果評価フローに従い実施する。なお、待受け式擁壁の効果評価に用いる移動の力および堆積土圧は、図 3-3 対策施設の効果評価フローの示す各ケースによるものとする。

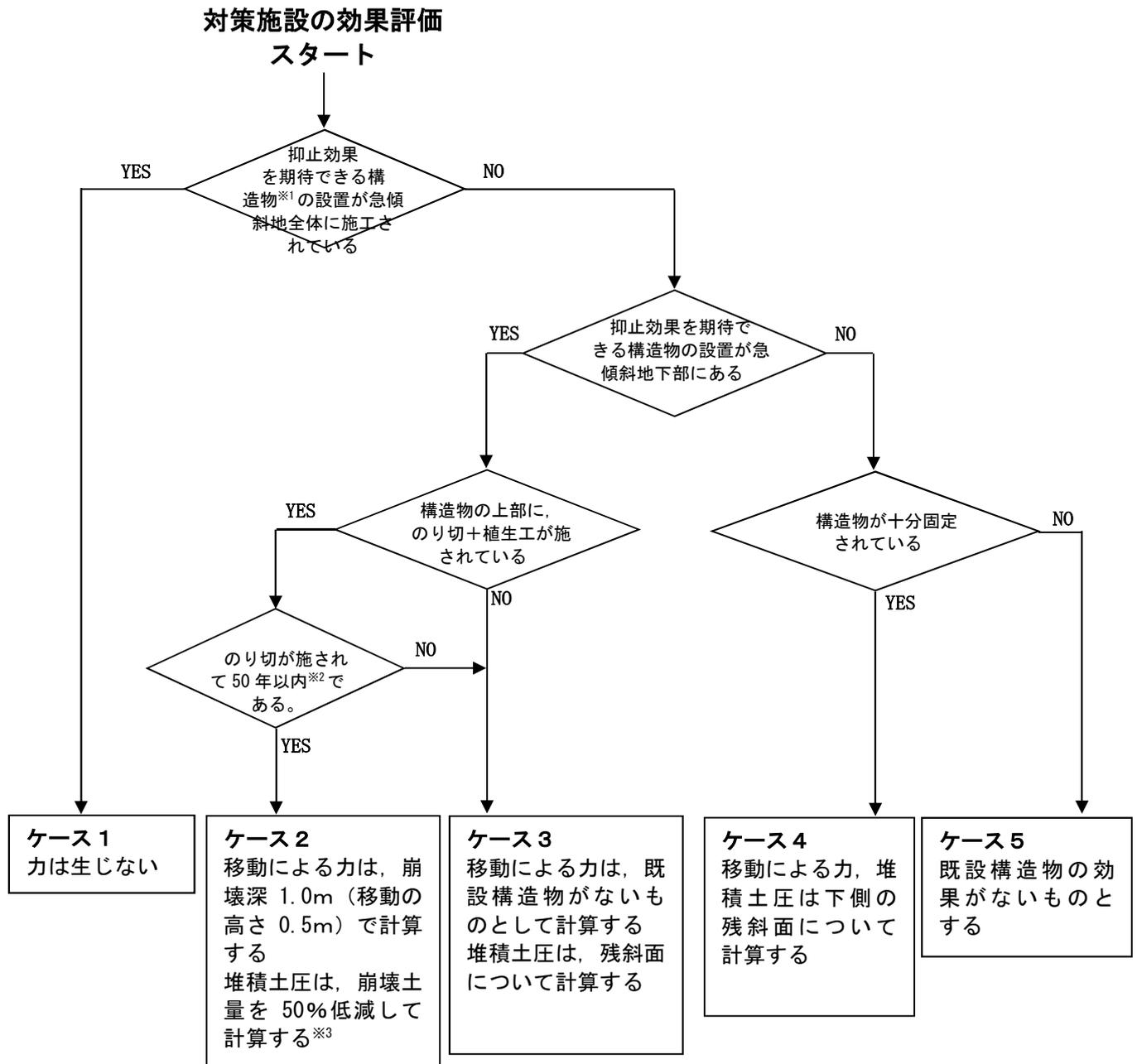


図 3-3 対策施設の効果評価フロー

- ※1 既設構造物の場合，特別警戒区域の設定にあたって鹿児島県は既設構造物の効果について調査しており，開発者が効果評価を判定するにあたっては鹿児島県の調査結果を参考とすることができる。
新規構造物の場合，特定開発行為許可申請に対し許可されることを条件に，対策施設の効果があるものとする。

- ※2 のり切斜面においては施工後 50 年以上経過していても，斜面の風化が進んでいないと判断される場合は施設効果があると考え，ケース 2 により効果評価を行うことができる。

- ※3 「しらす台地周辺斜面における崩壊の周期性と発生場の予測 下川悦郎 他（1989）」によると，シラス急斜面での表層土の年生成速度は 0.45cm であり，シラス急斜面での表層土の生成速度は，地質や地形，植生によって異なると報告されている。本報告を参考に，斜面の地質や地形，植生の状況によって表層土の生成速度は異なること等を考慮し，のり切が施されて 50 年以内ののり切斜面については，通常起こりうるのり切斜面の崩壊のうち最大規模を想定することとして，想定崩壊深 1.0m とする（土砂災害防止対策技術検討委員会 平成 17 年度）。

3-3-1 移動の力及び堆積土圧の算定に用いる斜面高さ及び傾斜度

移動の力及び堆積土圧の算定に用いる斜面高さ、傾斜度、崩壊深および崩壊土量の設定について以下に示す。ただし、(1)～(5)に示す構造物等は、技術基準に従い施行されかつ適切に維持管理されており安全であることを前提とする。

(1) 構造物の設置が斜面全体（ケース 1）

構造物が急傾斜地の下端から上端にかけて斜面全体に設置されている場合、力は生じないこととする。

(2) 構造物が急傾斜地下部に設置してありのり切+植生工が上部斜面全体（ケース 2）

構造物が急傾斜地の下部にあり、構造物の上部全体に施工されてから 50 年以内ののり切+植生工が施されている場合、移動による力及び堆積土圧を計算する際の急傾斜地の斜面高さおよび傾斜度は、図 3-4 のように設定する。なお、移動による力は、想定最大崩壊深 1.0m で計算し、堆積土圧は、急傾斜地の高さごとの想定最大崩壊土量を 50% 低減して計算する。

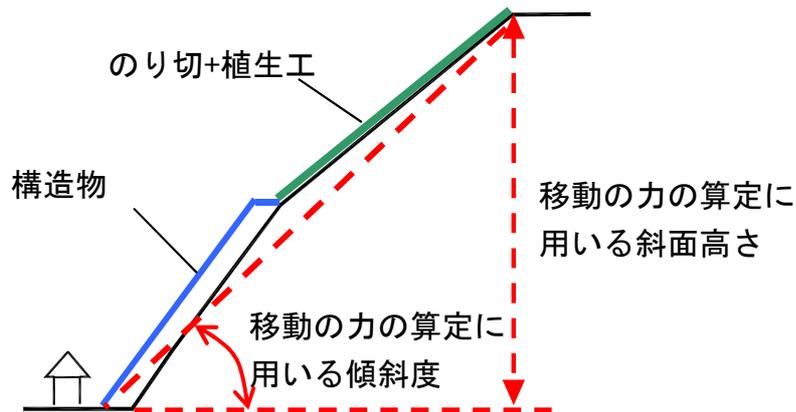


図 3-4 (1) ケース 2 における移動による力を計算する際の斜面高さと傾斜度

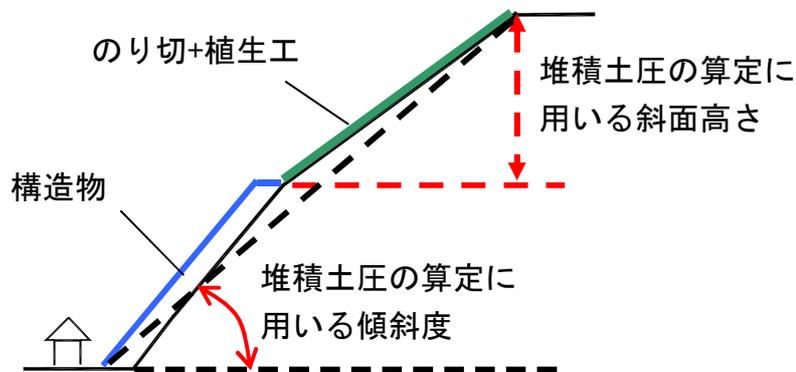


図 3-4 (2) ケース 2 における堆積土圧を計算する際の斜面高さと傾斜度

(3) 構造物が急傾斜地下部に設置してあり残斜面が上部斜面全体（ケース3）

構造物が急傾斜地の下部にあり、構造物の上部が残斜面である場合、もしくは構造物の上部全体に施工されてから50年を超えたのり切+植生工が施されている場合、移動による力は、構造物がないものとして計算し、堆積土圧は、残斜面について計算するとして、移動による力及び堆積土圧を計算する際の急傾斜地の斜面高さおよび傾斜度は、図3-5のように設定する。ただし、構造物の上部全体に施工されてから50年を超えたのり切+植生工が施されている場合でも、斜面の風化が進んでいないと判断される場合は、施設効果があると考え、ケース2として取り扱うことができる。

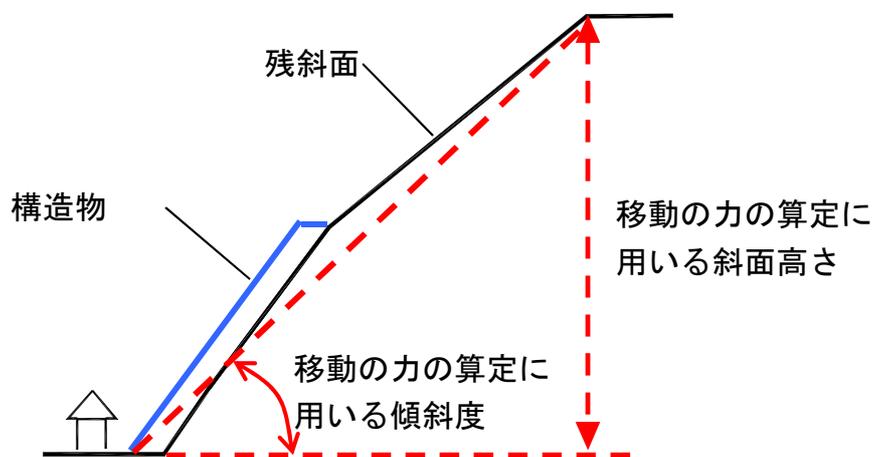


図3-5 (1) ケース3における移動による力を計算する際の斜面高さと同傾斜度

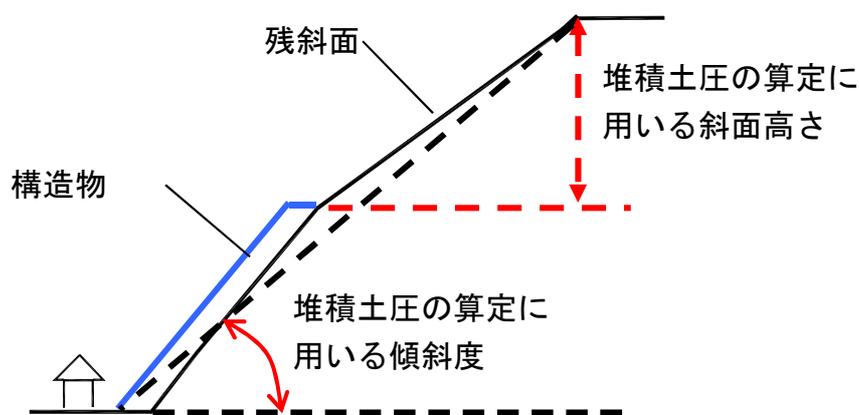


図3-5 (2) ケース3における堆積土圧を計算する際の斜面高さと同傾斜度

(4) 構造物の設置が急傾斜地上部（固定）（ケース 4）

構造物の設置が急傾斜地上部にあり、グラウンドアンカー等により固定され明らかに崩壊しないと想定される場合、移動による力および堆積土圧は、下側の残斜面について計算するとして、移動の力及び堆積土圧を計算する際の急傾斜地の斜面高さおよび傾斜度は、図 3-6 のように設定する。

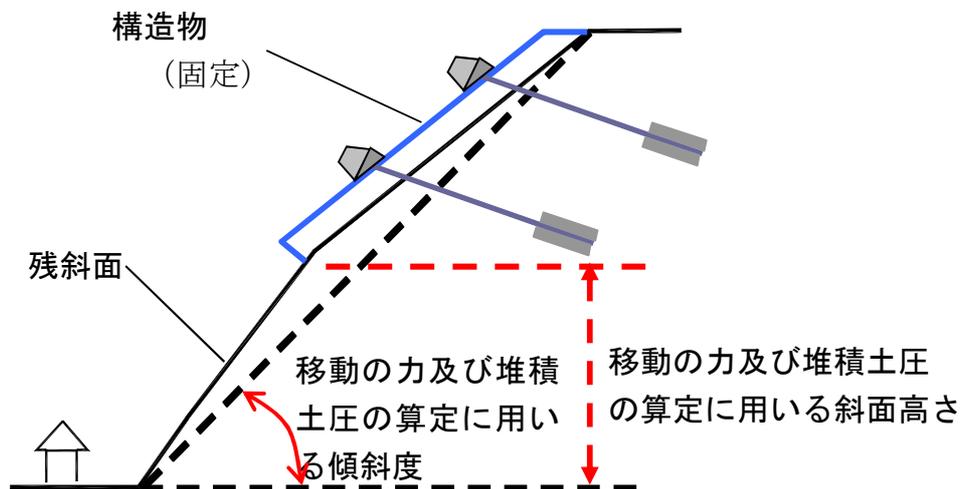


図 3-6 ケース 4 における移動の力及び堆積土圧を計算する際の斜面高さおよび傾斜度

(5) 構造物の設置が急傾斜地上部（未固定）（ケース 5）

構造物の設置が急傾斜地上部にあり、グラウンドアンカー等により固定されていない場合、構造物の効果がないものとして、区域設定に用いる急傾斜地の斜面高さおよび傾斜度は、図 3-7 のように設定する。

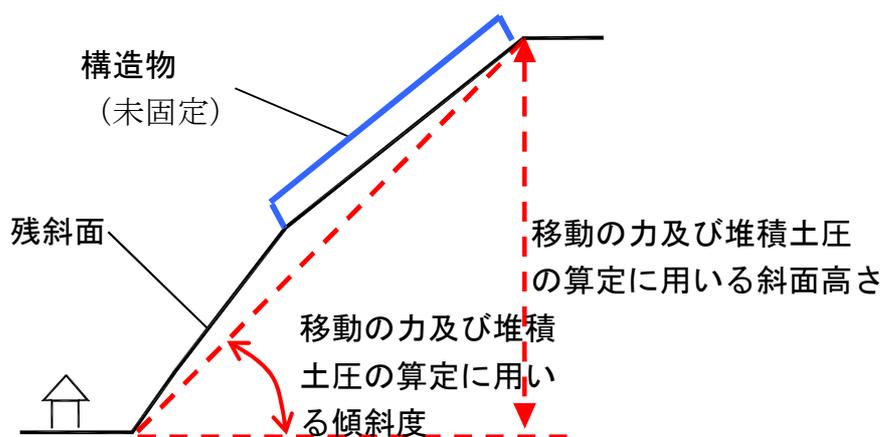


図 3-7 ケース 5 における移動の力及び堆積土圧を計算する際の斜面高さおよび傾斜度

4. のり切の設計

のり切は地形、地質等の状況を考慮して、急傾斜地の崩壊を助長し、又は誘発することのないように施工すること。

【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。

(イ) 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。

(ロ) 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。

(ハ) 急傾斜地（原因地）を除去するのり切

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

以上のうち(イ)の表層の不安定土層の切取り及び(ロ)についての効果は、通常起こりうるのり切斜面の崩壊のうち最大規模を想定することとして、想定崩壊深1.0mとする。また、対策工として、のり切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。(ハ)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、のり切の設計にあたっては、現地の状況に応じて地形、地質、地下水、人家の配置等を十分考慮し、総合的な検討を行う。また、施工中に明らかになった条件の変化についてもたえず検討を加え、より合理的な工事が行われるよう処理していくものとする。

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

なお、切土勾配決定に際しては、土質調査等の根拠を示すものとする。

また、施工中の切土のり勾配は労働安全衛生規則第356条、第357条を参考とする。

② のり勾配

切土高及びのり勾配は、表 4-1 を標準とする。

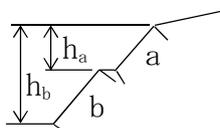
表 4-1 のり切に対する標準のり勾配

地 山 の 土 質		切土高	勾 配
硬	岩		1:0.3(73)~1:0.8(51)
軟	岩		1:0.5(63)~1:1.2(40)
砂	密実でない粒度分布の悪いもの		1:1.5(34)~
砂 質 土	密実なもの (締まっているもの)	5m以下	1:0.8(51)~1:1.0(45)
		5~10m	1:1.0(45)~1:1.2(40)
	密実でないもの (ゆるいもの)	5m以下	1:1.0(45)~1:1.2(40)
		5~10m	1:1.2(40)~1:1.5(34)
砂利または岩塊 混じり砂質土	密実なもの(締まっているもの), または粒度分布のよいもの	10m以下	1:0.8(51)~1:1.0(45)
		10~15m	1:1.0(45)~1:1.2(40)
	密実でないもの(締まっていないもの), または粒度分布の悪いもの	10m以下	1:1.0(45)~1:1.2(40)
		10~15m	1:1.2(40)~1:1.5(34)
粘 性 土		10m以下	1:0.8(51)~1:1.2(40)
岩塊または玉石 混じりの粘性土		5m以下	1:1.0(45)~1:1.2(40)
		5~10m	1:1.2(40)~1:1.5(34)

()の単位は「°」

注) (イ) 上表の標準勾配は地盤条件, 切土条件等により適用できない場合がある。

(ロ) 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とおりとする。



h_a : a のり面に対する切土高

h_b : b のり面に対する切土高

(ハ) シルトは粘性土に入れる。

(ニ) 上表以外の土質は別途考慮する。

(ホ) のり面の植生工を計画する場合には勾配と植物の生育状態も考慮する。

出典：新・斜面崩壊防止工事の設計と実例（平成 8 年 7 月）
道路土工一切土工・斜面安定工指針（平成 21 年 7 月）

表 4-1 は一般的な土質・地質に対する標準値を示したものであり、下記の斜面については特に注意して安定度の検討を行い、のり勾配を決定する。

- (イ) 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
- (ロ) しらす，まさなどの侵食に弱い土砂からなる斜面
- (ハ) 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
- (ニ) 破碎帯，亀裂の多い岩からなる斜面
- (ホ) 流れ盤の斜面
- (ヘ) 地下水が多い斜面
- (ト) 積雪地，寒冷地の斜面

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、「新・斜面崩壊防止工事の設計と実例 社団法人 全国治水砂防協会」を参考にして検討することができる。

シラスについては，山中式土壤硬度計を用いた硬度による地山シラスの分類と，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」がある（表 4-2 参照）

表 4-2 シラスの切土のり勾配

土質の区分	のり勾配 (割)	摘要
硬質シラス	1 : 0.3 より緩	植生困難
中硬質シラス	1 : 0.5 より緩	硬度おおよそ 27mm 以上で植生困難
	1 : 0.6 より緩	硬度おおよそ 27mm 以下で植生可能
軟質シラス	1 : 0.8 より緩	硬度おおよそ 25mm 以下で植生可能

注 1) ただし，直高 2 m 以上に適用。

注 2) 硬質シラス：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。

中硬質シラス：硬質シラスと軟質シラスの中間的なもので，硬度がおおよそ 25～30mm の範囲のものをいう。

軟質シラス：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。

5. 急傾斜地の崩壊を防止するための施設の設計

急傾斜地の崩壊を防止するための施設には、擁壁などの構造物によりのり面の崩壊を防止する土留工や構造物又は植生でのり面を被覆してのり面の風化その他の侵食を防止し、のり面の安定を図るのり面保護工がある。また、地表水、地下水を排除することにより斜面の安定を図る排水工がある。

【解 説】

急傾斜地の崩壊を防止するための施設は、構造物を設けることによって斜面の崩落、滑動など斜面の崩壊を防止する土留工や、構造物又は植生でのり面を被覆して、のり面の雨水侵食防止や風化防止し、斜面を形成する地盤の強度低下を防ぐことによりのり面の安定を図るのり面保護工、地表水を集水し斜面外へすみやかに排水する、もしくは、斜面内の地下水を排除することにより斜面の安定を図る排水工がある。

5-1 土留

5-1-1 擁壁

擁壁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、滑動及び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。

【解 説】

(1) 目的

擁壁は次のような目的の場合に計画される。

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

(2) 擁壁の種類

主な擁壁としては次のものがある。

- (イ) 石積、ブロック積擁壁
- (ロ) 重力式コンクリート擁壁
- (ハ) もたれコンクリート擁壁
- (ニ) コンクリート枠擁壁（井桁組擁壁）

それぞれの概要および特徴については、表 2-2 を参照。

(3) 擁壁工の計画

擁壁工はのり面の崩壊を直接抑止する構造物として用いられるが、急傾斜地の諸条件を十分検討した上で使用する必要がある。また、急傾斜地は一般に傾斜度が急で斜面長が長い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

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

詳細については「3. 土石等を堆積させる対策施設の設計外力」及び5-1-1 【参考】を参照。

(5) 安定性の検討

① 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。

- (イ) 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こえないこと。
 - (ロ) 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。
 - (ハ) 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。
 - (ニ) 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こえないこと。なお、このとき地盤の極限支持力に対する安全率は3.0とする。
- なお、詳細については「新・斜面崩壊防止工事の設計と実例 安定性の検討 P216, コンクリートの強度および許容応力度 P219」を参照。

② 地震時における安定性の検討

地震時における安定性の検討については、地震による荷重の増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。

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

【参 考】

新・斜面崩壊防止工事の設計と実例の考え方

地震時における安定性の検討は、以下に示す擁壁について行うものとする。

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

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

- (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2/3以内に入るること。
- (ロ) 滑動に対する安定は、擁壁の基礎地盤に対する最大摩擦抵抗その他の抵抗力が、擁壁の基礎の滑り出す力の1.2倍以上であること。
- (ハ) 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こえないこと。なお、このとき地盤の極限支持力に対する安全率は2.0とする。

なお、設計基準水平震度等詳細については「新・斜面崩壊防止工事の設計と実例 地震時における安定」を参照。

高さ2mを超える擁壁については、建築基準法施行令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2m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。

- (イ) 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。
- (ロ) 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。
- (ハ) 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。
- (ニ) 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1.2倍以上であること。
- (ホ) 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許容支持力をこえないこと。なお、このとき地盤の極限支持力に対する安全率は2.0とする。

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

③ まとめ

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

表 5-1 安全率のまとめ

	新・斜面崩壊防止工事の設計と 実例		宅地造成等施 行令第 7 条	宅地防災マニュアル	
	(常時)	(地震時)		(常時)	(大地震時)
転倒※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る（底面全面に地盤反力が発生していれば）安定であるという考え方である。もたれ擁壁を考えない場合，許容偏心量法のほうが，安全率法よりも安全側の結果が得られることが分っている。

宅地防災マニュアルでは，安全率法を採用しているが，許容偏心量法でも検討することが望ましいとしている。

() 内の安全率は，許容偏心量法に相当する換算値である。

(6) 水抜孔

擁壁背面の水を排除するため，水抜孔を設置する。

- (イ) 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。
- (ロ) 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。
- (ハ) 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 m²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。
- (ニ) 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。
- (ホ) 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。

特に，重力式擁壁工では，次に示す項目についても考慮する。

- (イ) 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。
- (ロ) 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。

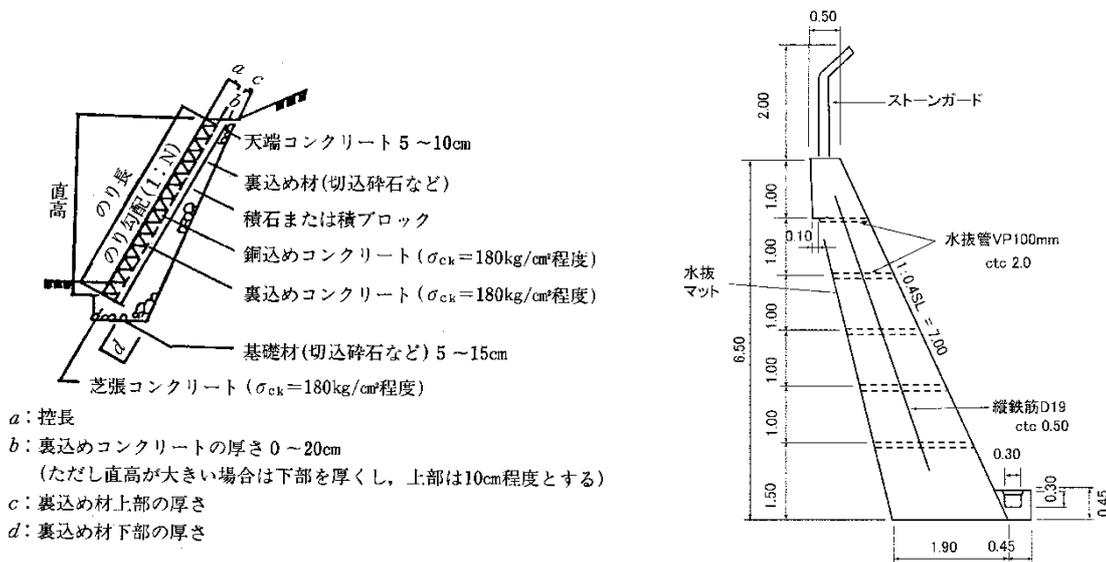


図 5-1 練積擁壁及びもたれ擁壁工の標準断面の一例 (単位: m)

出典: 新・斜面崩壊防止対策工事の設計と実例 (平成 8 年 7 月)

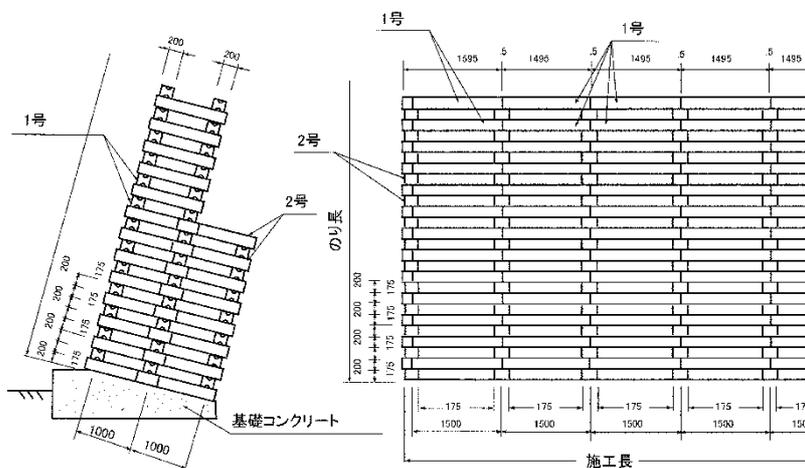


図 5-2 井桁組擁壁工の一例 (単位: mm)

出典: 新・斜面崩壊防止対策工事の設計と実例 (平成 8 年 7 月)

5-1-2 グラウンドアンカー及びロックボルト

アンカーおよびロックボルト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、不安定な岩盤を直接安定な岩盤に緊結して崩落・剥落を防止するために用いられる。また流れ盤となる不連続面が顕著な岩盤、亀裂の多い岩盤や風化の激しい岩盤、崩積土、表層土の崩落や滑落を防止するため、現場打コンクリート法枠工、コンクリート張工、コンクリート擁壁工、杭工などの他工法と併用し、斜面の安定性を高める目的で用いる。

【解 説】

- 1) グラウンドアンカー工やロックボルト工は、一般に他の工法に比して工費が高くなる場合が多いが、次のような条件の斜面では有効な工法となる。
 - (イ) 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。
 - (ロ) 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。
 - (ハ) 斜面崩壊の形状から、特に面的対策が必要とされる場合。
 - (ニ) 大きな抑止力が必要とされる場合。
 - (ホ) 杭工法等では、大きな曲げ応力の発生する場合。
- 2) グラウンドアンカー工やロックボルト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。

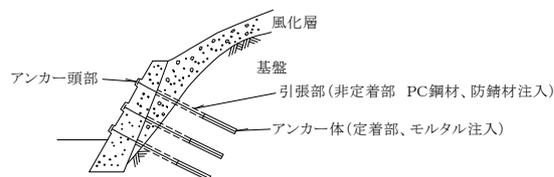


図 5-3 アンカー工の例（擁壁の補強）

出典：新・斜面崩壊防止対策工事の設計と実例（平成8年7月）

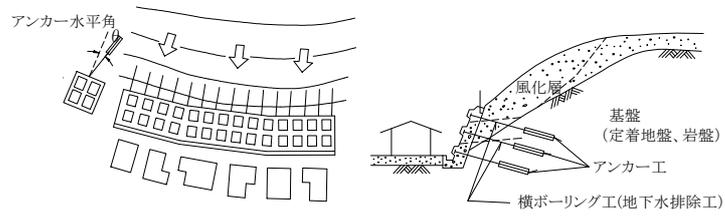


図 5-4 構造物およびアンカーの配置模式図

出典：新・斜面崩壊防止対策工事の設計と実例（平成 8 年 7 月）

5-1-3 押さえ盛土工

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

【解 説】

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

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

押さえ盛土の盛土高およびのり面勾配は、盛土材料の材質および盛土基礎地盤の特性により定め（表5-2参照）、盛土の直高5mごとに小段を設け、排水路を設置する。小段の幅は、1.0～2.0mを標準とし、1.5mを原則とする。

表 5-2 盛土材料及び盛土高に対する標準のり面勾配

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

※盛土高は、のり肩とのり尻の高低差をいう

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

のり面の勾配が 15° 以上で垂直高が5 mを超える場合は、表 5-3 に定める幅の小段（犬走り）を設ける。

表 5-3 垂直高と小段幅

垂直高	小段幅
5 m以内ごと	1.5m以上
15m以内ごと	3 m以上

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

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

出典：河川砂防技術基準設計編（平成9年9月）及び
急傾斜地崩壊対策事業の手引き（平成15年4月）を参考に記載

また、押さえ盛土ののり面が傾斜度 30° 及び斜面高さ5 mを超える斜面である場合には、土砂災害警戒区域等の調査対象となるため、のり面においても対策を講じる必要がある。

5-1-4 杭工, 土留柵工

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

【解 説】

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

(1) 杭工

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

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

杭工の設計の詳細については、地すべり鋼管杭設計要領（社団法人地すべり対策技術協会 1990）などを参照されたい。

(2) 土留柵工

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

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

土留柵工の設計の詳細については、「新・斜面崩壊防止工事の設計と実例」を参照とすること。

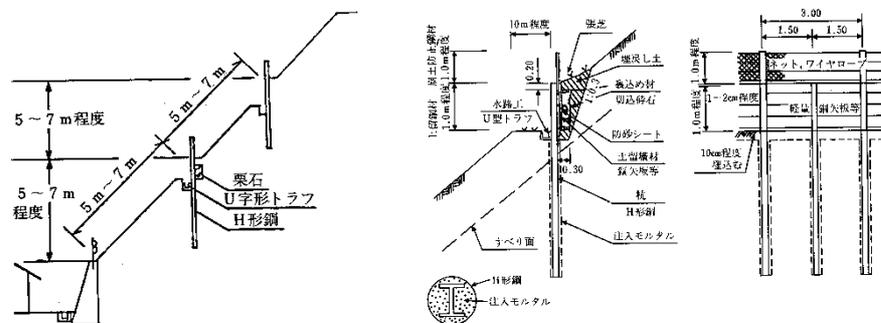


図 5-5 土留柵工の一例

出典：新・斜面崩壊防止対策工事の設計と実例（平成 8 年 7 月）

5-2 のり面保護工

5-2-1 張工

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

原則として石張工、コンクリートブロック張工は1:1.0より緩い斜面に、コンクリート張工はそれより急な斜面に用いるものとする。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上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もある。

また、張工の仕上がり勾配は、あくまでも地山の安定勾配でなければならない。

【解説】

(1) 石張工、コンクリートブロック張工およびコンクリート版張工の計画

法面勾配が1:1.0より緩い場合に用い、原則として直高5.0m以内、のり長は7.0m以内とするが、これをこ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3㎡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し、陥没破壊の原因となっている。法面長が長い場合（5m以上）には水平方向にも隔壁工を設けることが望ましい。

また、法面緑化を考慮したブロックもあるが、高価であり、水分供給等の面での工夫などに注意を要する。（図5-6）

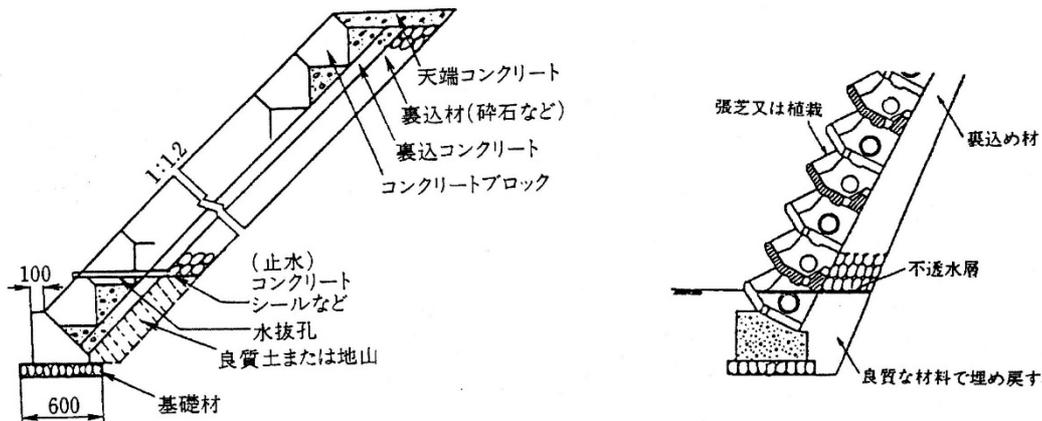


図 5-6 コンクリートブロック張工の例・緑化ブロックの例

(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 15 m 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 1～2 m 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 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、溢れたりしないような構造とする。

水抜工は、標準的には 3 m² 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。水抜き孔は外径 50mm (VP50) 以上のものを用いるものとする。

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。

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。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。

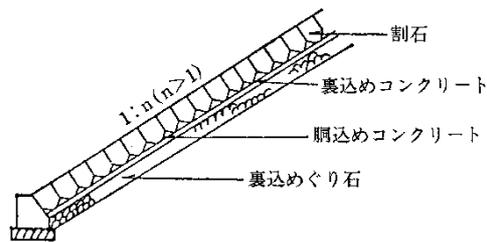


図 5-7 石張工の一例

出典：新・斜面崩壊防止対策工事の設計と実例（平成 8 年 7 月）

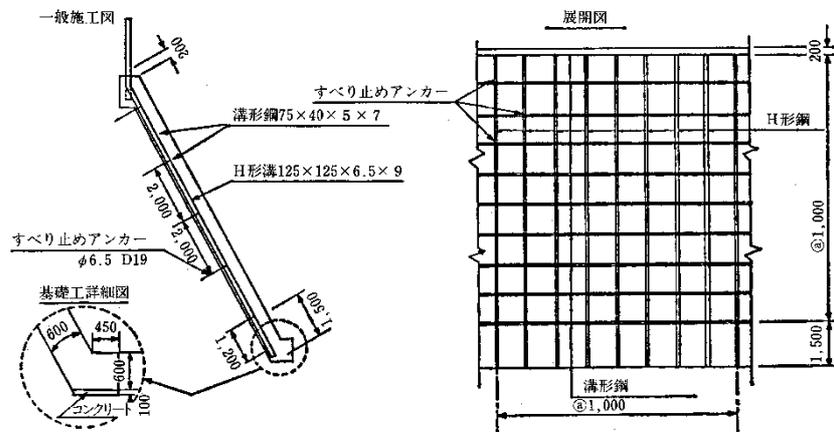


図 5-8 コンクリート張工の一例

出典：新・斜面崩壊防止対策工事の設計と実例（平成 8 年 7 月）

5-2-2 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図る等の効果を目的としている。

【解 説】

のり面・斜面などの裸地部は時間の経過とともに不安定度を増し、侵食、落石、崩壊、地すべりなどの現象に発展しやすい。こうした現象は、のり面・斜面の直上、直下の災害の危険性を増大させるだけでなく、その周辺の施設、農地、山林、および下流域の河川、農地、市街地などへも影響をおよぼすことがある。

のり面・斜面は早期に確実に安定させることが第一義である。

のり面・斜面を不安定にする最も大きな要因は、降水、流下水、浸透水、湧水など水に関するものであるから、のり面・斜面の安定性を確保するうえで排水工の検討が重要事項である。植生工は表面侵食を早期に防止する機能を持つが、土圧を伴う崩壊への対応は難しいので、のり切や構造物などを併用して安定性を確保する。

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

(1) 植生工の計画

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

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

出典：道路土工―切土工・斜面安定工指針―（平成21年7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5-4に植生工の選定の際の目安を示した。

表 5-4 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	縮まっているもの	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
	縮まっているもの	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	縮まっているもの	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
	縮まっているもの	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（平成8年7月）

(3) シラスにおける指標硬度とのり面勾配によるのり面保護工

(シラス以外については摘要外)

当区分は, 当初設計時の目安として作成したものであり, 現場においてはのり面の硬度・湧水の有無・日照条件等を考慮した上で, 植生工を計画すること。

表 5-5 シラスにおける指標硬度とのり面勾配によるのり面保護工

(シラス以外については適用外)

土質区分		ローム層	軟質シラス	中硬質シラス		硬質シラス
シラス指標硬度 (h)		$h \leq 20$	$20 < h \leq 25$	$25 < h < 27$	$27 \leq h < 30$	$30 \leq h$
(i) のり面勾配	$0.3 \leq i < 0.5$ ($70^\circ \geq \theta > 63^\circ$)	(注1) 別途協議	(注1) 別途協議	(注1) 別途協議	(注1) 別途協議	Co吹付(t=15cm)
	$0.5 \leq i < 0.6$ ($63^\circ \geq \theta > 59^\circ$)	(注1) 別途協議	(注1) 別途協議	(注1) 別途協議	(注2) Co吹付(t=15cm)	Co吹付(t=15cm)

$0.6 \leq i < 0.8$ ($59^\circ \geq \theta > 51^\circ$)		(注1) 別途協議	(注1) 別途協議	(注3) 植生基材 ($t \geq 3\text{cm}$)	(注3) 植生基材 ($t \geq 5\text{cm}$)	(注3) 植生基材 ($t \geq 5\text{cm}$)	
$0.8 \leq i < 1.0$ ($51^\circ \geq \theta > 45^\circ$)		(注1) 別途協議	のり枠+ 植生基材 ($t=3\text{cm}$)	のり枠+ 植生基材 ($t=3\text{cm}$)	のり枠+ 植生基材 ($t=5\text{cm}$)	(注3) 植生基材 ($t \geq 5\text{cm}$)	
$1.0 \leq i < 1.5$ ($45^\circ \geq \theta > 34^\circ$)		のり枠+ 植生基材 ($t=3\text{cm}$)	のり枠+ 植生基材 ($t=3\text{cm}$)	のり枠+ 植生基材 ($t=3\text{cm}$)	のり枠+ 植生基材 ($t=5\text{cm}$)	のり枠+ 植生基材 ($t=5\text{cm}$)	
$1.5 \leq i < 2.0$ ($34^\circ \geq \theta > 26^\circ$)		植生基材 ($t=3\text{cm}$)	植生基材 ($t=3\text{cm}$)	植生基材 ($t=3\text{cm}$)	植生基材 ($t=3\text{cm}$)	植生基材 ($t=5\text{cm}$)	
$2.0 \leq i$ ($26^\circ \geq \theta$)	斜面下部以外	植生基材 ($t=3\text{cm}$)	植生基材 ($t=3\text{cm}$)	植生基材 ($t=3\text{cm}$)	(注4) 別途協議	(注4) 別途協議	
	斜面下部	人工芝	野芝	(注4) 別途協議			
〈備考〉 労働安全衛生規則 (第356条) (掘削面の勾配の基準)		掘削面の高さ (m)		掘削面の勾配 (度)		掘削面 の高さ (m)	掘削面 の勾配 (度)
		2.0 未満		直 90		5.0 未満	直 90
		2.0 以上 5.0 未満		3 分 75		5.0 以上	3 分 75
		5.0 以上		6 分 60			

①表中の□は、労働安全衛生規則第356条（掘削面の高さ5.0m以上）を考慮した上での、指標硬度とのり勾配の標準的な組合わせである。

ただし、のり面勾配を標準より緩くすることで、安全性の向上及び掘削土量の減少する場合もあるため、設計時に検討を要する。

②（注1）については、標準勾配より急勾配であるため、基本的な組合わせではない。

③（注2）については、労働安全衛生規則から掘削面の高さが5.0m未満の場合のみ、適用可能である。

掘削面の高さが5.0m以上の場合は、表中の□を適用する。

④（注3）については、景観や環境等への配慮から極力緑化することを原則とするが、厚層基材3cm又は5cmでの緑化が困難な場合については、Co吹付（ $t=15\text{cm}$ ）とする。

ただし、現場条件により緑化が必要なため植生基材層厚を3cm又は5cm以上とする場合は、緑化の必要性及び厚層の決定根拠を明確にした検討書を作成し、申請書に添付する。

⑤（注4）については、事例が少ないため、別途協議とした。

⑥シラスでは、のり枠が埋め込みタイプであるため、同一年度の現場で植生基材の3cmと5cmが混在する場合、天端は植生基材の厚さごとに突出させるが、変化点では段差が生じないように緩やかにすりつける。

⑦掘削のり面が2m未満であり湧水等がない場合は、モルタル吹付けを行う。

出典：急傾斜地崩壊対策事業の手引き（平成15年4月）を参考に記載

5-2-3 吹付工

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

【解説】

吹付工は、切土した時点では安定した外観をしているが、切りっぱなしの状態でおくと著しく風化が進みやすい岩質や、すでにある程度、風化が進行していて崩落のおそれのある岩盤で植生工やプレキャスト枠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、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基本的には軟岩以上の岩盤に適用することが望まれる。モルタル吹付工は、耐久性上原則として採用しない。ただし、斜面下から概ねのり枠工の1枠分は使用してもよいが着色はしない。なお、起終点における地山との擦り付け部については、使用してもよい。

(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。

1) 吹付厚

吹付厚の標準は15 cmとする。

2) 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枠工を組み入れる。

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。

3) 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うすいため、温度変化による影響を受けるので、凹凸により膨張・収縮はある程度吸収されるものの、伸縮目地は法面縦方向に5～10m間隔で設置することが望ましく、標準は10m間隔で設置するものとする。

法面の安定を保つためには、水処理が大切であり、湧水などが局所的にある場合などは、図5-9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φ50mm(VP50)以上で、2㎡に1本程度を目安に設置する。

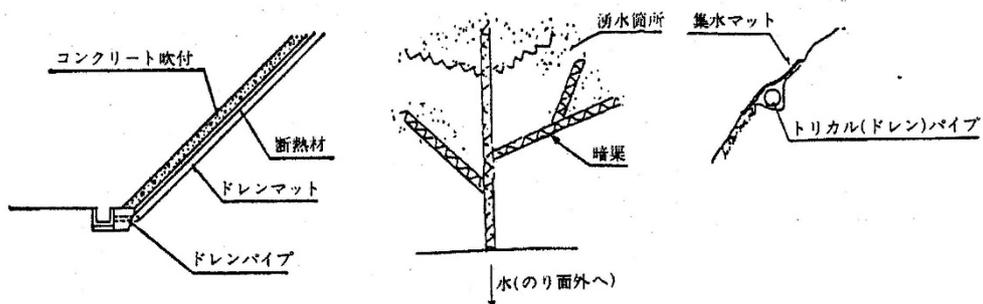


図 5-9 水処理・湧水処理の一例

4) 法肩, 法尻

法肩部は、地下水の浸透などにより最も崩壊しやすい部分となる。したがって地山にそって吹付工を巻き込む（図 5-10）。

吹付工の上方には、水路工を設けることが望ましい（図 5-11）。吹付工の法尻では、吹付工表面の流水による侵食を防止するため、排水路と一体になるように設計する（図 5-12）

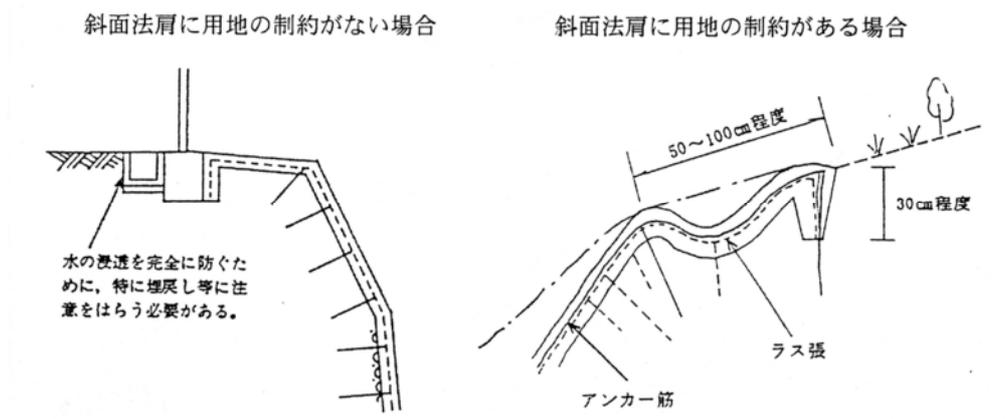


図 5-10 法肩の処理の一例

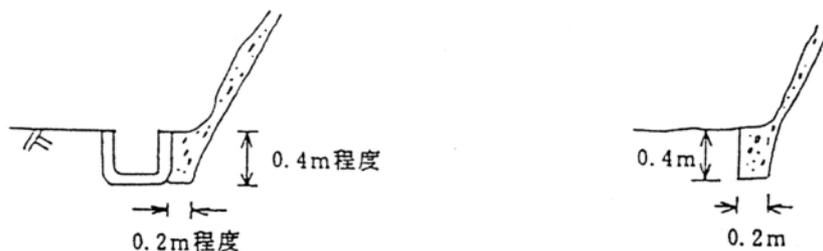


図 5-11 法尻の処理の一例

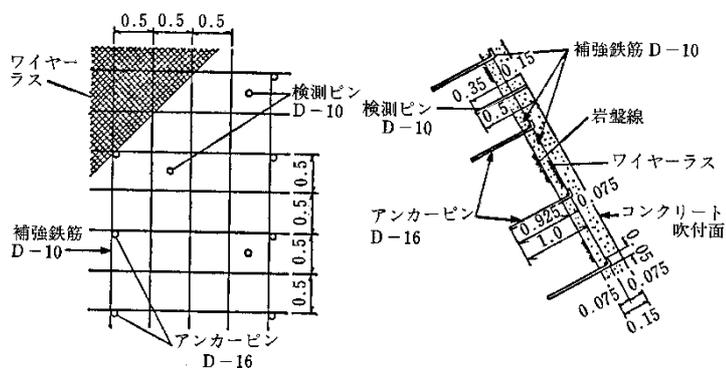


図 5-12 コンクリート吹付工の一例（単位：m）

出典：新・斜面崩壊防止対策工事の設計と実例（平成 8 年 7 月）

5-2-4 のり砕工

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

のり砕工は湧水を伴う風化岩などの長期にわたる安定が若干疑問と思われ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砕を組み、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) のり砕工の一般的留意事項

- (イ) 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。
- (ロ) 最近では環境の面から積極的に植生工を取り入れることが望ましいとされている。したがって、周辺環境を考慮して設計・施工を行う。
- (ハ) 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、プレキャスト砕工を検討する。また斜面長が短いときは鋼製砕等ののり砕工を用いることもある。
- (ニ) 植生工に適さない硬土、軟岩に類するのり面の場合には、プレキャスト砕工と客土による植生工を検討する。
- (ホ) 切土のり面、長大斜面や土質が不良な場合などでのり面の長期にわたる安定が若干疑問と思われる箇所、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、および斜面・法面勾配が1:1.0より急な場合は、一般に現場打ちコンクリート砕工が適用される。
- (ヘ) 砕の中詰めは植生によって保護するのが望ましいが、植生工が不適当な場合は土質に応じた中詰めを行う。
- (ト) 湧水のあるのり面の場合は、吸出し防止に十分配慮したのり砕背面の排水処理を行う必要がある。特に現場打ちコンクリート砕工は斜面・のり面勾配の急な場合が多く、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。
- (チ) 地盤に応じた基礎を検討する。
- (リ) 地山との一体化をはかるため、のり砕にすべり止めの杭、すべり止め鉄筋を設置する。
- (ヌ) のり砕の中抜けや残斜面からの崩壊等を防止する目的で、斜面下部には擁壁工を設置する。擁壁工の選定は重力式擁壁工を標準とする。

(2) のり砕工の分類

のり砕工は図 5-13 に示すように分類される。

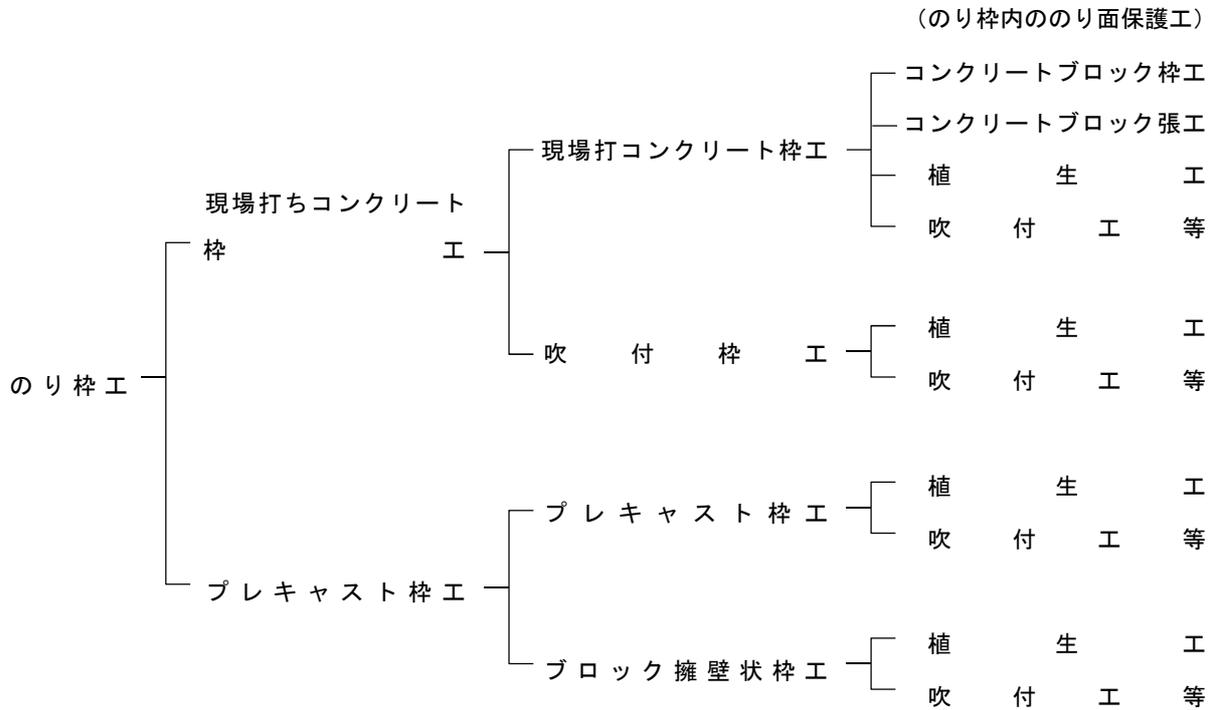


図 5-13 のり砕工の分類

出典：新・斜面崩壊防止対策工事の設計と実例（平成 8 年 7 月）

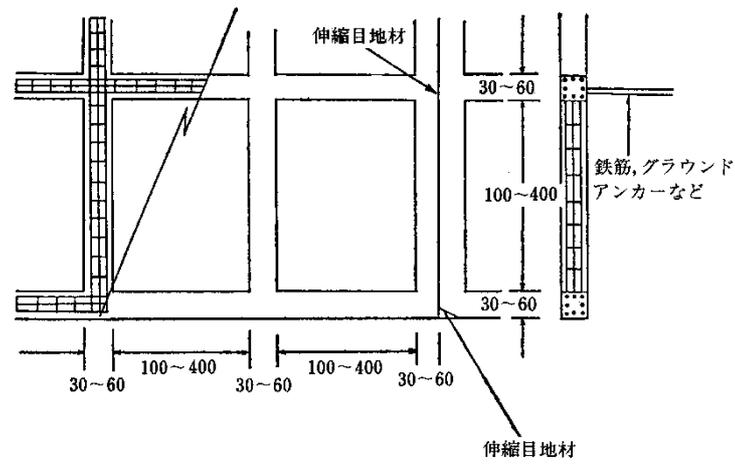


図 5-14 現場打コンクリート砕工の一例

出典：新・斜面崩壊防止対策工事の設計と実例（平成8年7月）

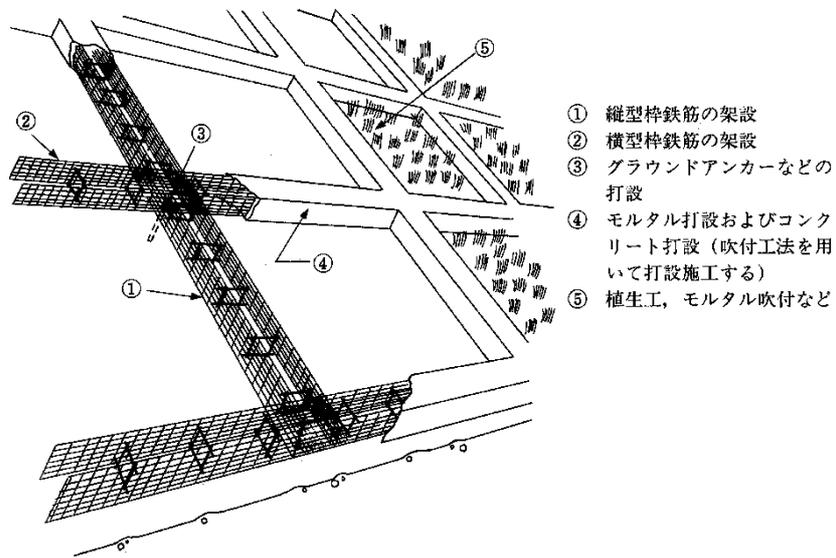


図 5-15 吹付砕工施工の一例

出典：新・斜面崩壊防止対策工事の設計と実例（平成8年7月）

5-2-5 編柵工

編柵工は切土後の斜面などに植生を導入する場合、植生が十分に発育するまでの植生工の補助として用いられる。

【解 説】

編柵工の一般的な留意事項を以下に示す。

- (イ) 編柵工は植生工の補助として用いられる。
- (ロ) 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、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。
- (ハ) 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。
- (ニ) 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。
- (ホ) 杭の打込方向は一般に鉛直方向から斜面直角方向までの間とする。

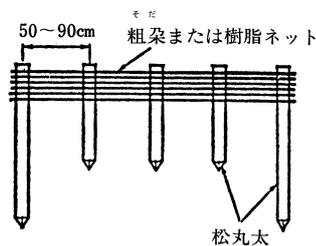


図 5-16 編柵工の一例

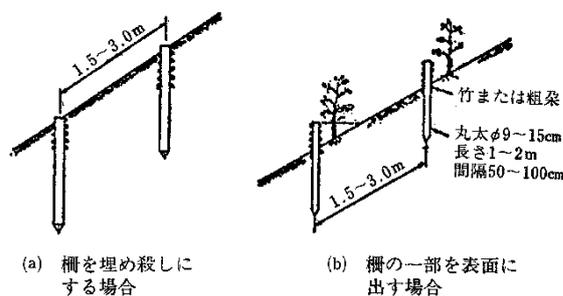


図 5-17 編柵工の打込方法

出典：新・斜面崩壊防止対策工事の設計と実例（平成8年7月）

5-3 排水工

排水工は、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し、地表水・地下水の斜面への流入を防止する。

【解説】

(1) 排水工の一般的留意事項

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、斜面に降った雨水や斜面周辺から流入する表面流水によって斜面が侵食されたり、地中に浸透した水によって土中の間隙水圧が上昇し、また地盤の強度が低下したり、含水による地盤の重量増等により斜面の安定が損なわれたりする。また、砂質の斜面では地中に浸透した水により、パイピングによる局部崩壊とその進行により斜面が崩壊することもある。さらに二次的なものとして、斜面地山の凍結融解や湿潤乾燥の繰り返しによる風化の促進等の影響もある。

排水工は、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、および谷止工がある。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・設計にあたっては対象の急傾斜地付近の気象、地形および地表面の被覆状況、地質・土質と地下水・湧水、急傾斜地および周辺の既設排水施設の断面と状況、およ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、およ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あたっては、「急傾斜地崩壊対策事業の手引き（平成15年4月）」および「新・斜面崩壊防止対策工事の設計と実例（平成8年7月）」、「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)について（昭和49年9月）」などの基

準によるものとする。

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

5-3-1 地表水排除工

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

【解 説】

(1) 地表水排除工の一般的な留意事項

- (イ) 排水路の設計に当たっては、現地地形および崩壊防止施設完成後の排水系統を考慮する。
- (ロ) 排水路の構造は、原則として流量検討し、土砂等の流入・堆積を考慮して、十分な断面をとる。また、法線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する。
- (ハ) 土砂や枯葉等により水路が塞がれ、一時的に溢水する事態も想定し、水路の側面の侵食防止に対する配慮をすることが望ましい。
- (ニ) 斜面上部に凹地等があつて滞水し、地下に浸透する場合には、地形を形成するとともに排水路を設置することが望ましい。
- (ホ) 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盤地盤に悪い影響を及ぼさない範囲まで導き処理する。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、既存の施設の断面で流せるように細分して処理することが望ましい。
- (ヘ) 排水施設の施工はできるかぎり早い時期に行なうことが望ましい。特に切土工事中に降雨水が、斜面に集中して流下したため崩壊事項が発生することが多いことから、切土工の着手を先行して周囲から流入する地表水を遮断する目的で、仮設工事として設置することも考慮される。

(2) 種類と適用

排水路工には、のり肩排水路、小段排水路、縦排水路等がある（図 5-18 参照）。

1) 法肩排水路・小段排水路

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

水路勾配については、縦排水路に向かって流れやすい勾配にし、途中で屈折点など

の逆勾配部分をなくし滞水しないように注意する。

断面は土砂や枝葉等の流入，堆積を見込んで十分余裕をもたせた断面とする。水路の構造はコンクリートブロック製品が多く用いられるが，施工にあたっては漏水，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5 m程度が標準である。

侵食されやすい砂質土からなるのり面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。

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，集水枥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，縦水路ならびに地下水排除工などに排除するものとする。

また必要に応じて，土砂流出に対し蛇籠等により措置する。

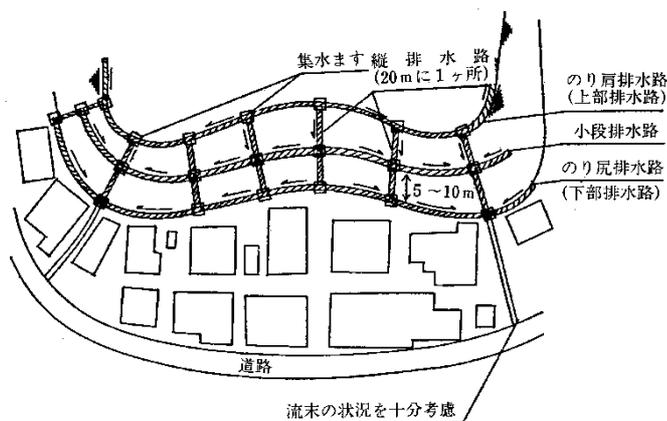


図 5-18 地表水排除工模式図

出典：新・斜面崩壊防止対策工事の設計と実例（平成8年7月）

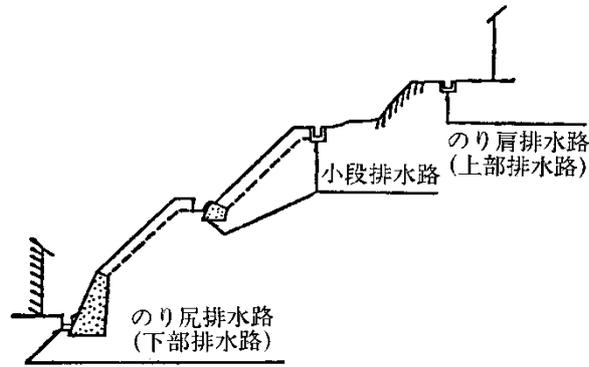


図 5-19 のり肩排水路, 小段排水路等の設置位置

出典：新・斜面崩壊防止対策工事の設計と実例（平成8年7月）

5-3-2 地下水排除工

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

【解説】

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

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

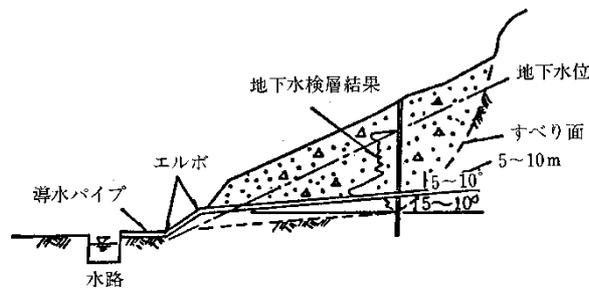


図 5-20 横ボーリング工の事例（断面図）

出典：新・斜面崩壊防止対策工事の設計と実例（平成8年7月）

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

6-1 待受け式盛土

待受け式盛土は急傾斜地の崩壊により生ずる土石等を急傾斜地と待受け式盛土の間に堆積させて、特定予定建築物の敷地に土石等が到達す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土圧を考慮して損壊、転倒、滑動及び沈下をしない構造とするものとする。

6-1-1 設計手順

待受け式盛土の設計は、以下の手順にて行うことを標準とする。

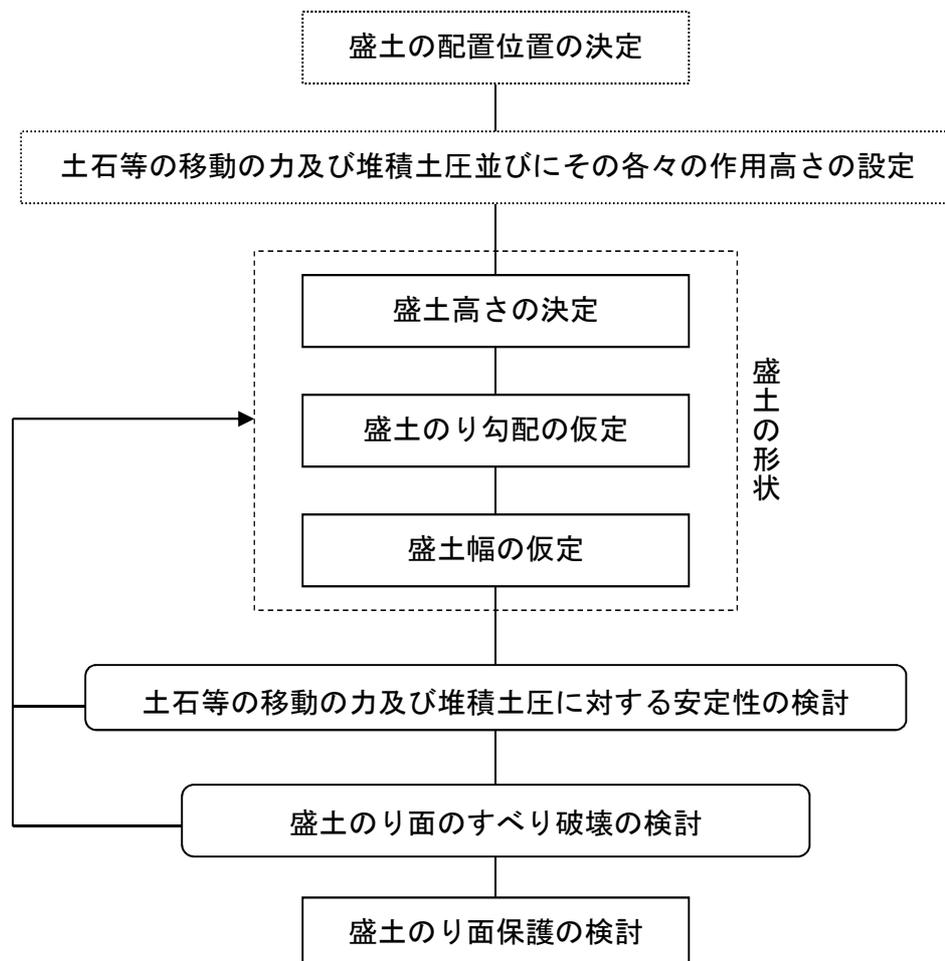


図 6-1 待受け式盛土の設計手順

6-1-2 盛土形状

(1) 盛土高

盛土高は、想定される土石等の移動の高さ及びポケット容量が想定される土石等の崩壊土砂量を捕捉するために必要な高さ以上とする。

【解 説】

特定予定建築物の敷地に土石等が到達することのないようにするため、盛土高は、土石等の移動の高さ以上であり、かつ、待受け式盛土の急傾斜地側ののり尻におけるポケット容量が想定される土石等の崩壊土砂量を捕捉するために必要な高さ以上とする。想定される土石等の崩壊土量については、「3-2-4(3)ポケット容量」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。

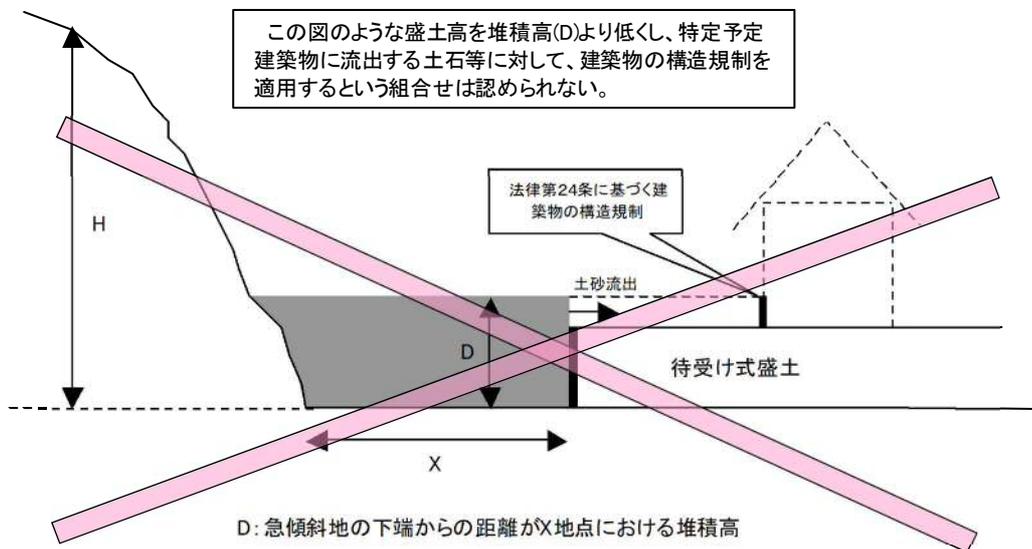


図 6-2 待受け式盛土及び建築物の構造規制の組み合わせ

(2) 盛土のり面勾配

盛土のり面勾配は、安定性を十分検討した上で決定すること。

【解 説】

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

表 6-1 盛土材料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(34) ~ 1 : 1.8(29)	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。 盛土材料欄における()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。勾配欄における()の数値は角度である。
	5 ~ 15m	1 : 1.8(29) ~ 1 : 2.0(27)	
粒度の悪い砂(SG)	10m以下	1 : 1.8(29) ~ 1 : 2.0(27)	
岩塊(ずりを含む)	10m以下	1 : 1.5(34) ~ 1 : 1.8(29)	
	10 ~ 20m	1 : 1.8(29) ~ 1 : 2.0(27)	
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(34) ~ 1 : 1.8(29)	
	5 ~ 10m	1 : 1.8(29) ~ 1 : 2.0(27)	
火山灰質粘性土(V)	5 m以下	1 : 1.8(29) ~ 1 : 2.0(27)	

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—切土工・斜面安定工指針—（平成21年7月）を参考に記載

表 6-1 における標準のり面勾配とは、基礎地盤の支持力が十分にあり基礎地盤からの地下水の流入、あるいは浸水のおそれがなく水平薄層に敷ならし転圧された盛土で、侵食の対策（ブロック張工、植生工等による保護工）を施したのり面の安定確保に必要な最急勾配を示したものである。

のり面勾配は、1 : 1.5 ではのり面の締固めが不十分となりやすく、それが原因となって表面付近のはだ落ちや侵食が起こる可能性を持っている。そのため、標準のり面勾配（表 6-1）では機械転圧が可能ないように 1 : 1.8 を必要に応じて適用できるように定めている。

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。

ほぐしたシラスは、礫混り砂質土であり、盛土のり面勾配は 1 : 1.8 を標準とし、盛土が低い場合（5 m未満）は 1 : 1.5 とする。盛土高が非常に高い場合は、土質試験およびおよび安定計算を行って下方のり面勾配を緩やかにするなどの検討をすることが望ましい。標準のり面勾配であっても、著しく長大なのり面となる場合には、原則として土質試験および安定計算を行い、補強土工、擁壁工などのり面保護工と併せて総合的に判断すること。

(土木工事設計要領第 I 編共通編平成 18 年 4 月九州地方整備局 参考資料 シラス地帯の河川・道路土工指針(案)を参考に記載)

また、施工される盛土のり面の勾配が 30° 以上であり盛土高さが 5 m 以上である場合には、土砂災害警戒区域等の調査対象となる。

(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。

6-1-3 待受け式盛土の安定性の検討

待受け式盛土の安定性については、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
- 2) 滑動に対する安定
- 3) 沈下に対する安定
- 4) 損壊に対する安定

【解説】

待受け式盛土については、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が、急傾斜地が発生した場合に生じる土石等による移動の力及び堆積土圧に対して、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、移動の力及び堆積土圧の組み合わせとする。詳細については、「3. 土石等を堆積させる対策施設の設計外力の設定」を参照。

① 移動の力

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

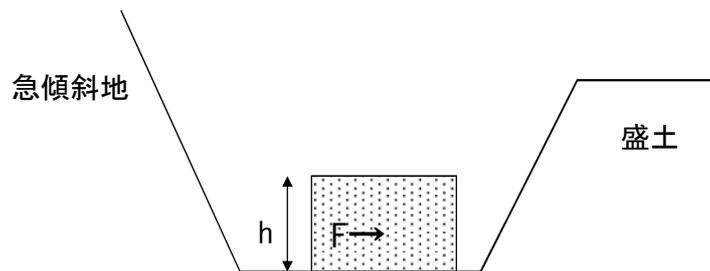


図 6-3 移動の力が盛土に作用するイメージ

② 堆積土圧

地盤面から土石等の堆積高 (D) までの範囲で三角形分布により作用する土石等の堆積土圧が盛土に作用するものとする。

堆積土圧が盛土に作用する応力は次式で与えられる。

水平分力

$$P_{AH} = P_A \cos(\alpha + \delta)$$

ここに

P_{AH} : 堆積土圧の水平分力 (kN/m)

P_A : 堆積土圧 (kN/m)

α : 盛土のり面と鉛直面となす角

δ : 壁面摩擦角 (=土石等の内部摩擦角)

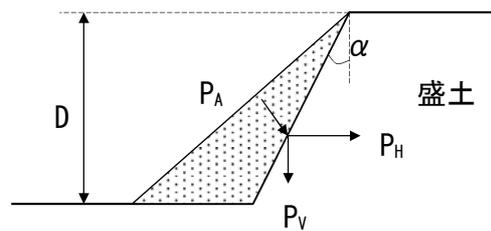


図 6-4 堆積の力が盛土に作用するイメージ

鉛直分力

$$P_{AV} = P_A \sin(\alpha + \delta)$$

ここに

P_{AV} : 堆積土圧の鉛直分力 (kN/m)

P_A : 堆積土圧 (kN/m)

α : 盛土のり面と鉛直面となす角

δ : 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) 転倒に対する検討

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

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

ここに

- W : 盛土の自重 (kN/m)
- P_H : 堆積土圧又は移動の力の水平分力 (kN/m)
- P_V : 堆積土圧又は移動の力の鉛直分力 (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)

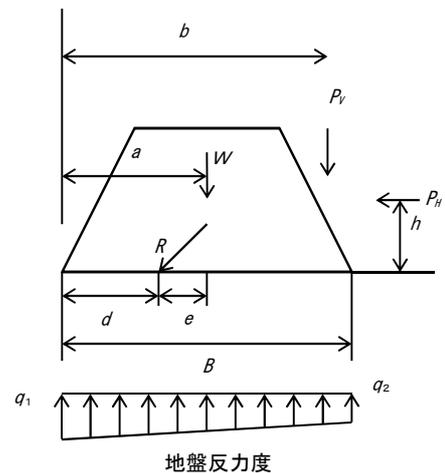


図 6-5 地盤反力度の求め方

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 : 盛土の底版幅

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

移動の力に対して

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

堆積の力に対して

$$|e| \leq B/6$$

(3) 滑動に対する検討

待受け式盛土を底版下面に沿って滑らせようとする力は移動の力又は堆積土圧の水平分力であり、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。

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

ここに

W : 盛土の自重 (kN/m)

P_H : 移動の力又は堆積土圧の水平分力 (kN/m)

P_v : 移動の力又は堆積土圧の鉛直分力 (kN/m)

ϕ_B : 内部摩擦角 (°) * 1

c : 粘着力 (kN/m²) * 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砂であるので、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_s は堆積土圧に対して 1.5, 移動の力に対して 1.2 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) 沈下に対する検討

盛土の底版下面において、盛土の自重及び移動の力又は堆積土圧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。

地盤反力度は次式によって与えられる。

① 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_v : 移動の力又は堆積土圧の鉛直分力 (kN/m)

e : 合力作用点の底版中央からの偏心距離 (m)

B : 盛土の底版幅

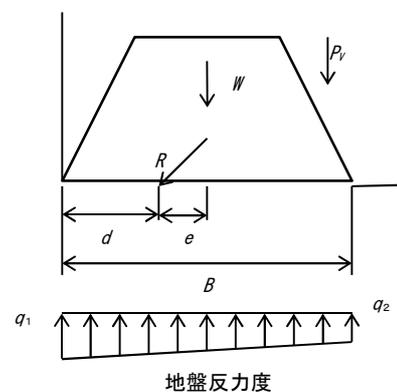


図 6-6 地盤反力度の求め方

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

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

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

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

ここに

q_a : 地盤の許容支持力度 (kN/m²)

q_u : 地盤の極限支持力度 (kN/m²)

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は 3, 移動の力に対しては 2 を下回ってはならない。

(5) 転倒, 滑動及び沈下の安全率のまとめ

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

表 6-2 安全率のまとめ

	堆積による力に対して	移動による力に対して
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) 損壊に対する検討

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

なお、常時の安定の検討は次の 2 つの場合について行う。

- (イ) 盛土施工直後
- (ロ) 盛土施工後長時間経過後に降雨及び山地よりの浸透水のある場合

安定計算は一般に図 6-7 に示すような円弧すべり面を仮定した分割法を用いて行えばよい。

この方法はすべり面上の土塊をいくつかの分割片に分割し、分割片のせん断力と抵抗力をそれぞれ累計し、その比によって安全率を求めるもので、計算式は次式のようなになる。一般に分割の数は 6～7 個以上にすればよい。

なお、円弧すべり面の代わりに直線の複合すべり面を仮定した計算方法もある。

$$F_s = \frac{\sum \{ c \cdot l + (W - u \cdot b) \cos \alpha \cdot \tan \phi \}}{\sum W \cdot \sin \alpha}$$

ここに

F_s : 安全率

c : 粘着力 (kN/m²)

ϕ : せん断抵抗角 (°)

l : 分割片で切られたすべり面の弧長 (m)

W : 分割片の全重量 (kN/m)

u : 間げき水圧 (kN/m²)

b : 分割片の幅 (m)

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

常時の盛土の設計においては最小安全率が 1.2 以上となる断面とすること。

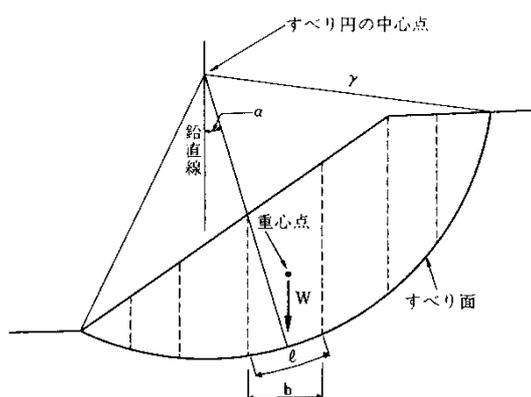


図 6-7 円弧すべり面を用いた常時の安定計算法

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

6-1-4 待受け式盛土のり面保護施設

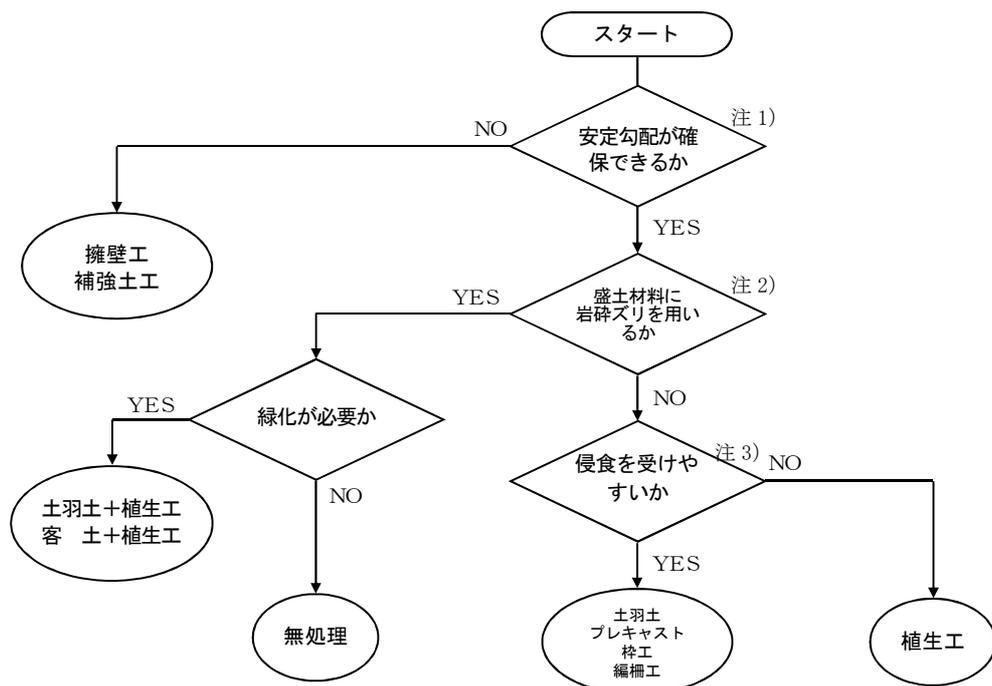
待受け式盛土のり面保護施設は、土質、気象条件、各工法の特徴等について検討し、安定性、耐久性、施工性、周囲の環境との調和などを十分考慮して、工法を選定すること。

【解説】

のり面保護工の選定にあたっては、「5-2のり面保護工」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。

- (イ) 必要に応じ各種工法を適切に組み合わせて計画する。
- (ロ) 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のり面保護工の選定の目安をフローにて示す。



出典：宅地防災マニュアル（平成12年5月）

図 6-8 盛土のり面におけるのり面保護工の選定のフロー

6-1-5 盛土の施工・施工場所の選定等の留意点

盛土の施工および施工場所の選定等にあたっては、以下のことを十分考慮すること。

【解説】

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

- 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毎に巾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さけるものとする。
- 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。

6-2 待受け式擁壁

待受け式擁壁は急傾斜地の崩壊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す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、その設計にあたっては、土圧、水圧、自重のほか、土石等の移動の力及び堆積土圧を考慮して損壊、転倒、滑動及び沈下しない構造とするものとする。

6-2-1 設計手順

待受け式擁壁の設計は、以下の手順にて行うことを標準とする。

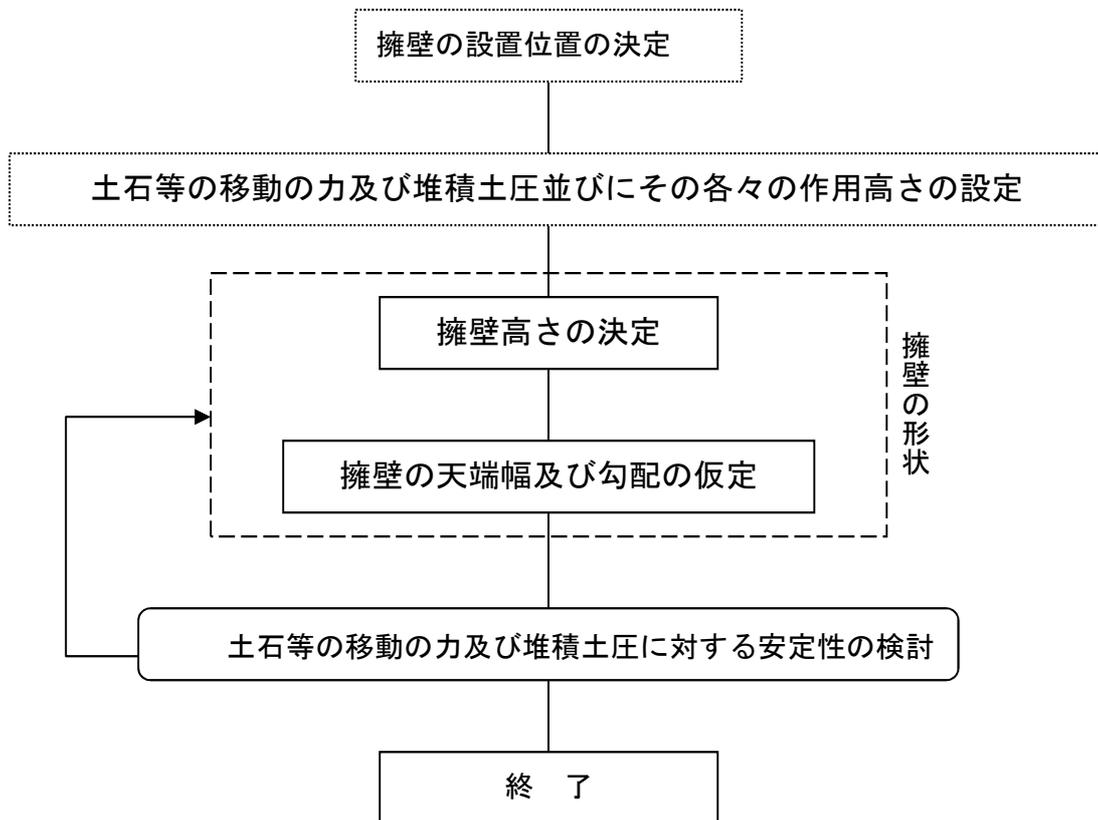


図 6-9 待受け式擁壁工の設計手順

6-2-2 待受け式擁壁の形状

(1) 擁壁高

擁壁高は、想定される土石等の移動の高さ及びポケット容量が想定される土石等の崩壊土砂量を捕捉するために必要な高さ以上とする。

【解 説】

特定予定建築物の敷地に土石等が到達することのないようにするため、擁壁高は、土石等の移動の高さ以上であり、かつ、待受け式擁壁の急傾斜地側ののり尻におけるポケット容量想定高さ以上とする。想定される土石等の崩壊土量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、3-2-4 (3) 「ポケット容量」に示した。

なお、建築物の構造規制適用を併用することにより、擁壁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 6-2 参照）。

(2) 擁壁の天端幅及び勾配

擁壁の天端幅及び勾配などの断面形状は、安定計算により決定するものとする。

【解 説】

擁壁の断面形状は、基礎地盤の性状、基礎幅等を考慮し、土石等の移動の力及び堆積土圧に対する安定計算により決定する。

6-2-3 待受け式擁壁の安定性の検討

待受け式擁壁の安定性については、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
- 2) 滑動に対する安定
- 3) 沈下に対する安定
- 4) 圧縮破壊に対する安定

【解 説】

待受け式擁壁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移動の力および堆積土圧等を考慮し、擁壁の安定性およ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、移動の力及び堆積土圧の組み合わせとする。

詳細については、「3. 土石等を堆積させる対策施設の設計外力の設定」を参照。

① 移動の力

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

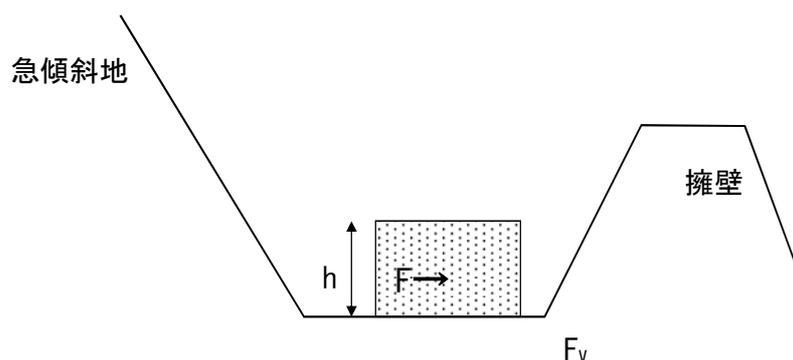


図 6-10 移動の力が擁壁に作用するイメージ

② 堆積土圧

地盤面から土石等の堆積高 (D) までの範囲で、三角形分布により作用する土石等の堆積土圧が擁壁に作用するものとする。

堆積土圧が擁壁に作用する応力は次式で与えられる。

水平分力

$$P_{AH} = P_A \cos(\alpha + \delta)$$

ここに

P_{AH} : 堆積土圧の水平分力 (kN/m)

P_A : 堆積土圧 (kN/m)

α : 擁壁背面と鉛直面となす角

δ : 壁面摩擦角 (=土石等の内部摩擦角 $\times 2/3$)

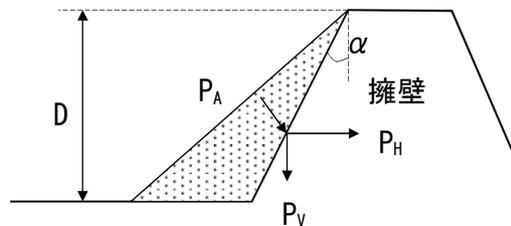


図 6-11 堆積土圧が擁壁に作用するイメージ

鉛直分力

$$P_{AV} = P_A \sin(\alpha + \delta)$$

ここに

P_{AV} : 堆積土圧の鉛直分力 (kN/m)

P_A : 堆積土圧 (kN/m)

α : 擁壁背面と鉛直面となす角

δ : 壁面摩擦角 (=土石等の内部摩擦角 $\times 2/3$)

作用位置

堆積土圧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 の高さで擁壁に作用するものとする。

③ 地震の影響

待受け式擁壁の高さが 8 m 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。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) 転倒に対する検討

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

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

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

ここに

- W : 擁壁の自重 (kN/m)
- P_H : 移動の力又は堆積の力の水平分力 (kN/m)
- P_V : 移動の力又は堆積の力の鉛直分力 (kN/m)
- a : 擁壁つま先と W の重心との水平距離 (m)
- b : 擁壁つま先と P_V 作用点との水平距離 (m)
- h : 擁壁かかとと P_H の作用点の鉛直距離 (m)

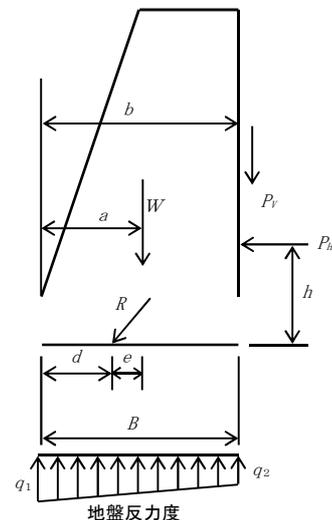


図 6-12 地盤反力度の求め方

合力の作用点の底盤中央からの偏心距離 e は次式で表される。

$$e = B/2 - d$$

ここに

- e : 偏心距離
- B : 擁壁の底版幅

移動の力又は堆積の力に対して偏心距離 e は次式を満足しなければならない。

移動の力に対して

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

堆積の力に対して

$$|e| \leq B/6$$

(3) 滑動に対する検討

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

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

ここに

W : 擁壁の自重 (kN/m)

P_H : 移動の力又は堆積の力の水平分力 (kN/m)

P_v : 移動の力又は堆積の力の鉛直分力 (kN/m)

$\tan \phi_B$: 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 を用いてよい。詳細は「3-1 設計諸定数」を参照。

c : 擁壁底版と基礎地盤の間の粘着力 (kN/m^2)。ただし、摩擦係数 ($\tan \phi_B$) を表 3-8 より求めた場合は $c=0$ とする。

B : 擁壁の底版幅 (m)

安全率 F_s は移動の力に対して 1.2、堆積の力に対して 1.5 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、原則として擁壁断面形状を変化させて安定させるものとする。

(4) 沈下に対する検討

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

地盤反力度は次式によって与えられる。

- ① 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_v : 移動の力又は堆積の力の鉛直分力 (kN/m)

e : 合力作用点の底版中央からの偏心距離 (m)

B : 擁壁の底版幅

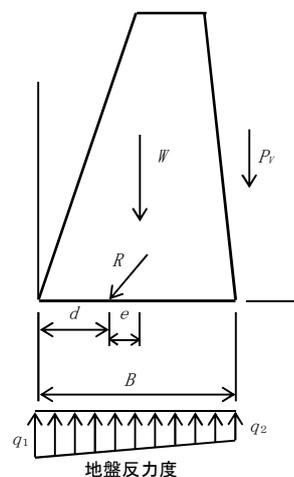


図 6-13 地盤反力度の求め方

- ② 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 q₁ 及び q₂ 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/m²)

q_u : 地盤の極限支持力度 (kN/m²)

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は 3, 移動の力に対しては 2 を下回ってはならない。

(5) 転倒，滑動及び沈下の安全率のまとめ

以上の転倒，滑動及び沈下の安全率についてまとめると，表 6-3 のようになる。

表 6-3 安全率のまとめ

荷重の組み合わせ		平常時	地震時	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/6$	$ e \leq B/3$	$ e \leq B/3$	$ e \leq B/3$
	基礎地盤の支持力	$q \leq q_a = q_u / F_s$ $F_s = 3.0$	$q \leq q_a = q_u / F_s$ $F_s = 2.0$	$q \leq q_a = q_u / F_s$ $F_s = 1.0$	$q \leq q_a = q_u / F_s$ $F_s = 2.0$

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

衝撃力と崩壊土砂量を考慮した擁壁の設計手法説明会資料 (H15.3)

(6) 圧縮破壊に対する検討

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

$$\sigma_{ca} \leq \sigma_{ck} / 3$$

ここに，

σ_{ca} ：許容応力度

σ_{ck} ：コンクリートの28日圧縮強度

無筋コンクリート 18 N/mm²

鉄筋コンクリート 21 N/mm²

6-2-4 その他

その他，以下の項目の内容については，「新・斜面崩壊防止工事の設計と実例」を参照すること。

- (イ) 重力式擁壁工の一般的留意事項
- (ロ) 基礎
- (ハ) 伸縮目地
- (ニ) 施工

7. 高さ2メートルを超える擁壁の設計

施行令

(対策工事等の計画の技術的基準)

第7条 法第11条の政令で定める技術的基準は、次のとおりとする。

- 一 略
- 二 略
- 三 略
- 四 略
- 五 略

六 対策工事の計画及び対策工事以外の特定開発行為に関する工事の計画において定める高さが2メートルを超える擁壁については、建築基準法施行令(昭和25年政令第338号)第142条(同令第7章の8の準用に関する部分を除く。)に定めるところによるものであること。

建築基準法施行令

(擁壁)

第142条 第138条第1項第5号に掲げる擁壁については、第36条の2から第39条まで、第51条第1項、第62条、第71条第1項、第72条、第73条第1項、第74条、第75条、第79条、第3章第7節(第51条第1項、第62条、第71条第1項、第72条、第74条及び第75条の準用に関する部分に限る。)、第80条の2、第7章の8(第136条の6を除く。)及び第139条第3項の規定を準用するほか、次の各号のいずれかに適合するものとしなければならない。

- 一 その構造が、次に定めるところによること。
 - イ 鉄筋コンクリート造、石造その他これらに類する腐らない材料を用いた構造とすること。
 - ロ 石造の擁壁は、裏込めにコンクリートを用い、石と石とを十分に結合すること。
 - ハ 擁壁の裏面の排水をよくするために水抜穴を設け、擁壁の裏面で水抜穴の周辺に砂利等を詰めること。
- 二 擁壁の構造が、その破壊及び転倒を防止することができるものとして国土交通大臣が定めた構造方法を用いるものであること。

(煙突及び煙突の支線)

第139条 第138条第1項第1号に掲げる煙突については、第36条の2から第39条まで、第51条第1項、第52条、第3章第5節(第70条を除く。)、第6節(第76条から第78条の2までを除く。)、第6節の2(第79条の4の規定中第76条から第78条

の2までの準用に関する部分を除く。)及び第7節(第51条第1項、第71条、第72条、第74条及び第75条の準用に関する部分に限る。)、第80条の2、第115条第1項第6号及び第7号、第5章の4第3節並びに第7章の8の規定を準用するほか、次の各号のいずれかに適合するものとしなければならない。

一 略

二 略

2 略

3 第1項に掲げるものは、国土交通大臣が定める基準に従った構造計算によつて自重、積載荷重、積雪、風圧、土圧及び水圧並びに地震その他の震動及び衝撃に対して構造耐力上安全であることが確かめられたものとしなければならない。

平成12年5月31日建設省告示第1449号

煙突、鉄筋コンクリート造の柱等、広告塔又は高架水槽等及び擁壁並びに乗用エレベーター又はエスカレーターの構造耐力上の安全性を確かめるための構造計算の基準を定める件

最終改正 平成12年12月26日建設省告示第2465号

建築基準法施行令(昭和25年政令第338号)第139条第3項(同令第140条、第141条第2項、第142条及び第143条において準用する場合を含む。)の規定に基づき、煙突、鉄筋コンクリート造の柱等、広告塔又は高架水槽等及び擁壁並びに乗用エレベーター又はエスカレーターの構造耐力上の安全性を確かめるための構造計算の基準を次のように定める。

第1 略

第2 略

第3 令第138条第1項第5号に掲げる擁壁の構造計算の基準は、宅地造成等規制法施行令(昭和37年政令第16号)第7条に定めるとおりとする。ただし、次の各号のいずれかに該当する場合にあっては、この限りでない。

一 宅地造成等規制法施行令第5条第1項各号の一に該当するがけ面に設ける擁壁

二 土質試験等に基づき地盤の安定計算をした結果がけの安全を保つために擁壁の設置が必要でないことが確かめられたがけ面に設ける擁壁

三 宅地造成等規制法施行令第8条に定める練積み造の擁壁の構造方法に適合する擁壁

四 宅地造成等規制法施行令第15条の規定に基づき、同令第6条から第10条までの規定による擁壁と同等以上の効力があると国土交通大臣が認める擁壁

宅地造成等規制法施行令

(鉄筋コンクリート造等の擁壁の構造)

第7条 第5条の規定により設置する鉄筋コンクリート造又は無筋コンクリート造

の擁壁の構造は、構造計算によつて次の各号に該当することを確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和他の抵抗力の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和他の抵抗力については、実況に応じて計算された数値。ただし、その地盤の土質に応じ別表第3の摩擦係数を用いて計算された数値を用いることができる。

【解説】

政令第7条第1項第6号には、対策工事の計画及び対策工事以外の特定開発行為に関する工事の計画において定める高さが2mを超える擁壁については、建築基準法施行令第142条の規定に従うようになっている。建築基準法施行令第142条では、同令第139条第3項の規定を準用することが記述されており、その内容は国土交通大臣が定める基準に従

った構造計算により擁壁の構造耐力上の安全性を確かめることになっている。国土交通大臣が定める基準については、宅地造成等規制法施行令第7条に定めるとおりにすることが、平成12年建設省告示において示されている。

このことから、土砂災害防止法における特定開発行為において、高さ2mを超える擁壁を設置する場合には、宅地造成等規制法施行令に準拠した計画、設計を行うことが必要となる。

第3章に示したとおり擁壁の設計にあたって用いる設計外力等は関連指針によって土質定数や摩擦係数が異なるため、各基準によって設計した擁壁の規模にも差異が生じることになるが、宅地造成等規制法施行令第7条の基準以外で設計した場合は、法律に違反することになるため、特定開発行為の許可を下ろすことはできない。

詳細については、「宅地防災マニュアル」を参照すること。

8. 対策工事等による警戒区域等の範囲の確認

(1) 対策工事等による区域の変更

特定開発行為によって、警戒区域等の範囲が変更になる場合、申請者は変更後の警戒区域等の範囲を確認するものとする。

【解説】

1. 特定開発行為における対策工事等の施行により、警戒区域等の範囲の消滅や変更が想定される。その場合、特定開発行為の完了後には、速やかに指定の解除や変更を行うため、申請者は変更後の警戒区域等の範囲を確認し「特別警戒区域解除にかかる図書」として申請時に提出すること。

本県においては、傾斜度 30° 以上で高さ 5 m 以上という急傾斜地の条件が地形的にある場合については、警戒区域の解除は行わないものとしている。

2. 対策工事によって切土などを行い、特別警戒区域が周辺に移るなどの場合は、「周辺の地域における土砂災害の発生のおそれを大きくした」とみなし、政令第7条第1号および第2号の規定により、特定開発行為の許可とならない。ただし、特別警戒区域が解除されるような計画とした場合は、許可される。

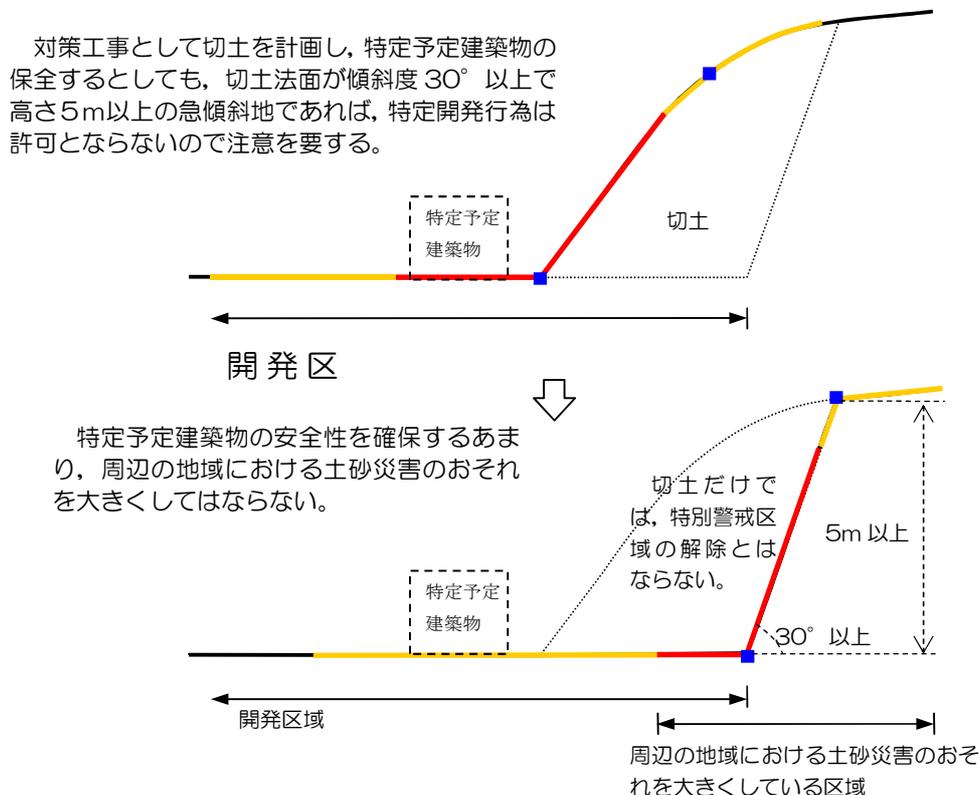


図 8-1 警戒区域の範囲が変わる地形改変の具体例

(2) 土砂災害が発生するおそれのある範囲の確認方法

特定開発行為に伴う土砂災害が発生するおそれのある範囲の確認にあたっては、「土砂災害防止法マニュアル-鹿児島県版-」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、申請者が土砂災害のおそれのある範囲を確認し、「特別警戒区域解除にかかる図書」を提出する必要がある。この確認方法については、「土砂災害防止法マニュアル-鹿児島県版-」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、調査にあたっては、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、特別警戒区域が解除されるような対策工事等の計画を行うことになる。

9. その他の技術基準等（新工法等）

本則に基準のない新工法等による擁壁等を採用する場合には、地形、地質、周辺環境への影響等の設置場所の諸条件を十分に調査したうえで、調査結果に適合した工法を選定する。また、要求される性能について永続的な効力を有することが確認できる工法を選定する。

新工法等は、土砂災害防止法施行規則第8条第5項に基づく構造計算書の提出・審査を受けることで採用可能となる。審査は以下の規定等による。

①国土交通省による技術基準

②一般財団法人砂防・地すべり技術センターが実施する建設技術審査証明を取得した対策施設

③建設技術審査証明協議会の会員が実施する建設技術審査証明を取得した対策施設

※ただし、施設効果を見込むことができる適切な工法であるかについては、別途検討する必要がある。

④その他、施設効果、耐久性等の観点から十分な効果が認められると評価できる技術

建設技術審査証明事業（砂防技術）受付審査基準

（一財）砂防・地すべり技術センターHPより）

- 一 砂防技術であること。
- 一 使用実績をもつもの、または開発を終了し依頼者において性能確認試験を行ったものであること。
- 一 建設技術の向上に寄与するものであること。
- 一 建設事業において市場性のあるものであること。
- 一 依頼技術の内容の確認が定量的に明確にできるものであること。
- 一 日本語により申込みがなされ、かつ技術内容の説明等の対応がなされるものであること。
- 一 依頼技術の内容の審査のため、審査委員会が指示する試験等を依頼者の負担により実施できるものであること。
- 一 審査委員会の技術審査に十分対応できる試験成果等の蓄積があり、審査に著しく困難でないこと。
- 一 依頼技術の使用マニュアルが依頼者の責任において整備がなされているものであること。
- 一 社会的信用の高い法人が開発した技術であること。

建設技術審査証明協議会

（建設技術審査証明協議会HPより）

民間における研究開発の促進及び新技術の建設事業への適正かつ迅速な導入に資するため、会員が実施する建設技術審査証明事業の透明性、公平性及び客観性の確保並びに審査の社会的信頼性の維持を図り、もって建設技術の向上に寄与することを目的として、平成13年1月10日に設立したものです。

会員（平成25年4月1日現在）

- 一般財団法人 国土技術研究センター
- 一般財団法人 土木研究センター
- 一般財団法人 日本建設情報総合センター
- 公益社団法人 日本測量協会
- 一般社団法人 日本建設機械施工協会
- 一般財団法人 ダム技術センター
- 一般財団法人 日本建築センター
- 一般財団法人 建築保全センター
- 一般財団法人 砂防・地すべり技術センター
- 公益財団法人 日本下水道新技術機構
- 一般財団法人 先端建設技術センター
- 公益財団法人 都市緑化機構
- 一般財団法人 日本地図センター
- 一般財団法人 ベターリビング

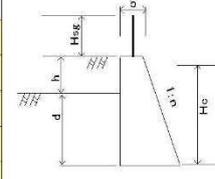
【卷末参考資料】

待受け式擁壁の設計計算例

待受け式擁壁安定計算結果(kyu000-0000_00)

1. 計算条件

	パラメーター	記号	単位	値	
斜面形状	斜面高	H	m	175.25	
	斜面勾配	θ_u	°	33.23	
	斜面下端から擁壁までの距離	x	m	2.0	
	斜面下端からの平坦部の傾斜度	θ_d	°	0	
衝撃力算出諸元	移動の高さ	hsm	m	1.00	
	土石等の密度	ρ_m	t/m ³	1.8	
	重力加速度	g	m/s ²	9.8	
	土石等の比重	σ	t/m ³	2.6	
	土石等の容積濃度	C		0.5	
	内部摩擦角	ϕ_d	°	20	
	流体抵抗係数	f_b		0.025	
安定計算諸元	コンクリートの単位体積重量	γ_c	kN/m ³	23.0	
	堆積土石の内部摩擦角	ϕ_s	°	30.0	
	堆積土砂の単位体積重量	γ	kN/m ³	17.0	
	裏込土の単位体積重量	γ_d	kN/m ³	19.0	
	裏込め土のせん断抵抗角	ϕ_g	°	30.0	
	基礎地盤の許容支持力度	qa	kN/m ²	450	
	基礎底面と地盤との間の摩擦係数	μ		0.6	
	基礎底面と地盤との間の粘着力	C_B	kN/m ²	0	
	土圧算出方法			試行くさび法	
躯体形状	擁壁形式			重力式擁壁	
	擁壁高	Hc	m	5.6	
	防護柵高さ	Hsg	m	1.50	
	天端幅	b	m	0.5	
	法勾配	1:n		0.5	
	裏込め高	d	m	4.1	



2. 計算結果

安定計算結果一覧	衝撃力		Fsm	kN/m ²	153.29		
	擁壁効果係数		α		0.5		
	作用衝撃力		F	kN/m	76.65		
	衝撃力作用時	転倒に対する安定(e、B/3)	計算値	m	0.99		○
			許容値	m	1.10		
		滑動に対する安定(安全率)	計算値		1.28		○
			許容値		1.00		
	支持地盤の支持力に対する安定	計算値	kN/m ²	264.19		○	
		許容値	kN/m ²	450.00			
	堆積土圧作用時	転倒に対する安定(e、B/3)	計算値	m	0.19		○
			許容値	m	1.10		
		滑動に対する安定(安全率)	計算値		1.28		○
			許容値		1.20		
	支持地盤の支持力に対する安定	計算値	kN/m ²	120.38		○	
許容値		kN/m ²	450.00				
判定				○			
備考							

崩壊土の衝撃力の算定

土石等の密度	$\rho_m =$	<input type="text" value="1.8"/>	t/m ³
重力加速度	$g =$	<input type="text" value="9.8"/>	m/s ²
土石等の比重	$\sigma =$	<input type="text" value="2.6"/>	t/m ³
土石等の容積濃度	$C =$	<input type="text" value="0.5"/>	
内部摩擦角	$\phi_d =$	<input type="text" value="20"/>	°
流体抵抗係数	$f_b =$	<input type="text" value="0.025"/>	

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

$$a = \frac{2}{(\sigma - 1)C + 1} f_b = \frac{2}{(2.6 - 1)0.5 + 1} \cdot 0.025 = \boxed{0.028}$$

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

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

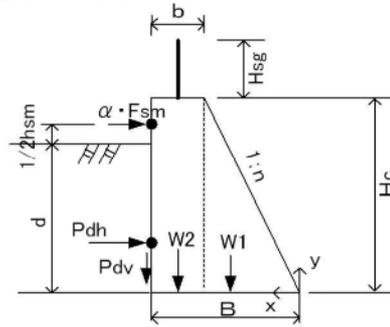
斜面高	移動の高さ	斜面勾配		距離	bu	bd	衝撃力
H	$h_{sm} =$	θ_u	θ_d	X			Fsm
m	m	°	°	m			kN/m ²
175.25	1.00	33.23	0	2.0	0.413	-0.162	153.29

①重力式擁壁の安定計算例(衝撃力作用時)

1) 計算条件

壁高	Hc =	<input type="text" value="5.60"/>	m
天端幅	b =	<input type="text" value="0.50"/>	m
表法勾配	n = 1:	<input type="text" value="0.50"/>	
底版幅	B =	<input type="text" value="3.30"/>	m
裏込め土高	d =	<input type="text" value="4.10"/>	m
防護柵高さ	Hsg =	<input type="text" value="1.50"/>	m
衝撃力	Fsm =	<input type="text" value="153.29"/>	kN/m ²
移動の高さ	hsm =	<input type="text" value="1.00"/>	m
衝撃力緩和係数	α =	<input type="text" value="0.5"/>	
地盤との間の摩擦係数	μ =	<input type="text" value="0.60"/>	
コンクリートの単重	γc =	<input type="text" value="23.0"/>	kN/m ³
裏込土の単重	γd =	<input type="text" value="19.0"/>	kN/m ³

奥行き1.0m当たり



地盤との間の付着力	C _B =	<input type="text" value="0.00"/>	kN/m ²
滑動の安全率	F _s =	<input type="text" value="1.00"/>	
地盤の許容支持力度	q _a =	<input type="text" value="450"/>	kN/m ²

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 × 5.60 ² × 0.50 × 23.0	-	180.32	x=1.87	337.20
	W2	5.60 × 0.50 × 23.0	-	64.40	x=3.05	196.42
裏込土圧	Pdh		46.24	-	y=1.37	-63.35
	Pdv		-	16.83	x=3.30	55.54
衝撃力	F	0.50 × 153.29 × 1.0	76.65	-	y=4.60	-352.59
合計(Σ)			122.89	261.55		173.22

3) 安定計算

①転倒に対する安定性 : $d = \frac{\Sigma M}{\Sigma V} = \frac{173.22}{261.55} = \text{0.66 m}$

$e = B/2 - d = 3.30/2 - 0.66 = \text{0.99 m} \leq B/3 = \text{1.10 m}$

.....OK

②滑動に対する安定性 : $F_s = \frac{\mu \times \Sigma V + C_B \cdot B}{\Sigma H} = \frac{0.60 \times 261.55 + 0.00 \times 3.30}{122.89} = \text{1.28} \geq \text{1.00}$

.....OK

③支持力に対する安定性 : $e = \frac{0.99}{2 \times 261.55} \geq 0.55 = B/6$ より三角形分布となる。

$q_1 = \frac{2 \Sigma V}{3d} = \frac{2 \times 261.55}{3 \times 0.66} = \text{264.19} \leq \text{450 kN/m}^2$

.....OK

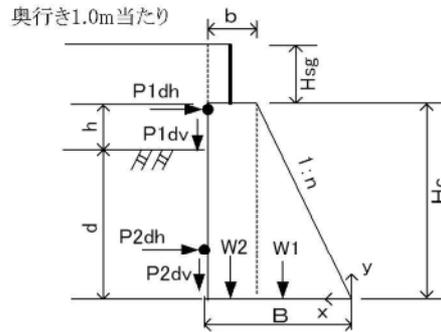
$q_2 = \text{0} \leq \text{450 kN/m}^2$

.....OK

②重力式擁壁の安定計算例(堆積土圧作用時)

1)計算条件

壁高 Hc= 5.60m
 天端幅 b= 0.50m
 表法勾配 n= 1: 0.50
 裏込め土高 d= 4.10m
 防護柵高さ Hsg= 1.50m
 ポケット高さ h= 1.50m



コンクリートの単重 $\gamma_c = 23.0$ kN/m³ 堆積土砂の単重 $\gamma_d = 17.0$ kN/m³
 裏込土の単重 $\gamma_d = 19.0$ kN/m³
 基礎地盤の摩擦係数 $\mu = 0.60$ 基礎地盤の粘着力 $C_B = 0.00$ kN/m²
 滑動の安全率 $F_s = 1.2$
 地盤の許容支持力度 $q_a = 450$ kN/m²
 底版幅 $B = 3.30$ m

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	$1/2 \times 5.60^2 \times 0.50 \times 23.0$	-	180.32	x=1.87	337.20
	W2	$5.60 \times 0.50 \times 23.0$	-	64.40	x=3.05	196.42
堆積土圧	P1dh		21.37	-	y=5.10	-108.99
	P1dv		-	7.78	x=3.30	25.67
裏込土圧	P2dh		117.47	-	y=1.37	-160.93
	P2dv		-	42.76	x=3.30	141.11
合計(Σ)			138.84	295.26		430.48

3)安定計算

①転倒に対する安定性 : $d = \frac{\Sigma M}{\Sigma V} = \frac{430.48}{295.26} = 1.46$ m

$e = B/2 - d = 3.30/2 - 1.46 = 0.19$ m $\leq B/3 = 1.10$ m

.....OK

②滑動に対する安定性 :

$F_s = \frac{\mu \times \Sigma V + C_B \cdot B}{\Sigma H} = \frac{0.60 \times 295.26 + 0.00 \times 3.30}{138.84} = 1.28 \geq 1.20$

.....OK

③支持力に対する安定性 :

$e = 0.19 \leq 0.55 = B/6$ より台形分布となる。
 $q1 = \frac{\Sigma V}{B} \cdot \left(1 + \frac{6e}{B}\right) = \frac{295.26}{3.30} \cdot \left(1 + \frac{6 \times 0.19}{3.30}\right) = 120.38 \leq 450$ kN/m²

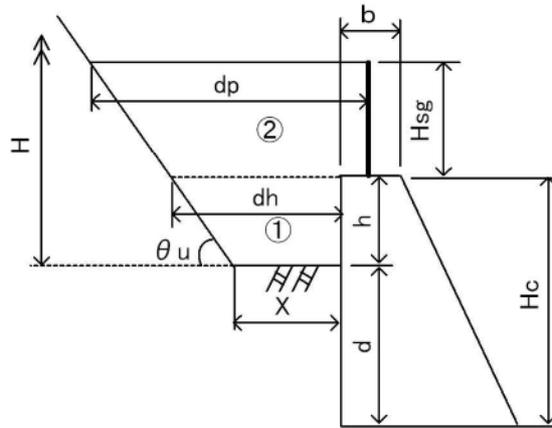
.....OK

$q2 = \frac{\Sigma V}{B} \cdot \left(1 - \frac{6e}{B}\right) = \frac{295.26}{3.30} \cdot \left(1 - \frac{6 \times 0.19}{3.30}\right) = 58.56 \leq 450$ kN/m²

.....OK

③崩壊土量とポケット容量の比較

1) 計算条件



斜面高さ H=	175.25 m	裏込め土高 d=	4.10 m
斜面勾配 θ_u =	33.23 °	防護柵高さ Hsg=	1.50 m
壁高 Hc=	5.60 m	ポケット高さ h=	1.50 m
天端幅 b=	0.50 m	斜面下端から擁壁までの距離 X=	2.00 m
		擁壁天端から急傾斜地方向に引いた水平線が急傾斜地と交わる点までの距離 dh=	4.3 m
		柵天端から急傾斜地方向に引いた水平線が急傾斜地と交わる点までの距離 dp=	6.8 m

2) 単位幅当たりのポケット容量

$$\begin{aligned} \text{①} &= 1/2 \times (2.00 + 4.30) \times 1.50 \times 1.0 = 4.7 \text{ m}^3 \\ \text{②} &= 1/2 \times (4.55 + 6.80) \times 1.50 \times 1.0 = 8.5 \text{ m}^3 \\ \text{①} + \text{②} &= 4.70 + 8.50 = 13.2 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

3) ポケット容量と崩壊土量の比較

技術基準(案)より、斜面高さ50m以上の単位幅あたりの崩壊土量は、 16.2m^3 であるのでこの施設は、崩壊土量を捕捉することができない。