

特定開発行為に係る対策工事等技術審査基準

急傾斜地の崩壊編

神奈川県県土整備部砂防海岸課

目 次

1	対策工事等の目的	1
2	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	2
3	対策工事等の計画	4
3-1	土砂災害の防止	4
3-2	対策工事の実施範囲	11
3-3	対策工事等の周辺への影響	12
4	設計諸定数及び設計外力	13
4-1	設計諸定数の設定	13
4-1-1	土石等の移動又は堆積の力の計算に用いる定数	13
4-1-2	基礎の支持力等の計算に用いる定数	17
4-2	設計外力の設定	20
4-2-1	地山又は裏込土の土圧	20
4-2-2	水圧	20
4-2-3	崩壊の発生に伴う移動の力及び堆積の力	20
4-2-4	地震等の影響	28
5	土石等の移動又は堆積の力を考慮した施設の設計	29
5-1	待受け式盛土	29
5-1-1	設計手順	29
5-1-2	盛土形状	30
5-1-3	安定性の検討	32
5-1-4	のり面保護施設	38
5-2	待受け式擁壁	39
5-2-1	設計手順	39
5-2-2	擁壁の形状	40
5-2-3	待受け式擁壁の安定性の検討	41

1 対策工事等の目的

土砂災害防止法に基づく特定開発行為における対策工事等は、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講じることを目的とする。

【解 説】

土砂災害防止法とは、「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。」をいい、法施行令を「政令」、法施行規則を「省令」という。

対策工事等に関する工種は多くあり、1つの工種のみを用いる場合や複数の工種を用いる場合もあり得る。そのため、対策工事等のパターンは多様性に富んだものとなる。どのようなパターンを選択した場合でも、急傾斜地の崩壊により生ずると想定*される土石等が特定予定建築物の敷地に到達させることのないようにしなければならず、法第11条の規定によって特定予定建築物における土砂災害を防止することができる。

なお、対策工事等の設計にあたって、他法令への適合の確認を行うとともに、適合を要するものについては、当該法令を併せて遵守すること。

*：生じる土石等の想定は、「4-2 設計外力の設定」に示す。

2 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

対策工事等の計画の技術的基準は、政令第7条に基づき講じられたものであること。

【解説】

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

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

① 対策工事全般に関して

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

② 対策工事以外の特定開発行為に関する工事全般に関して

- 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、崩壊の恐れがないと確かめられていない箇所には土留を設置しているか。
 - (ロ) 地形、地質及び土質並びに周辺の状態に応じて適切な土留を選定しているか。
 - (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転倒、滑動、沈下又は損壊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2mを超える擁壁については、建築基準法施行令第142条に定めるところによっているか。
- 3) のり面保護施設は、のり面を風化その他の侵食に対して保護する役割を果たすものとなっているか。
 - (イ) 土留を設置しない急傾斜地には、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転倒、滑動、沈下又は損壊しない構造となっているか。

3 対策工事等の計画

3-1 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、これらを組合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併せて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) のり面保護施設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。例えば、図 3-1 のような場合、通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。

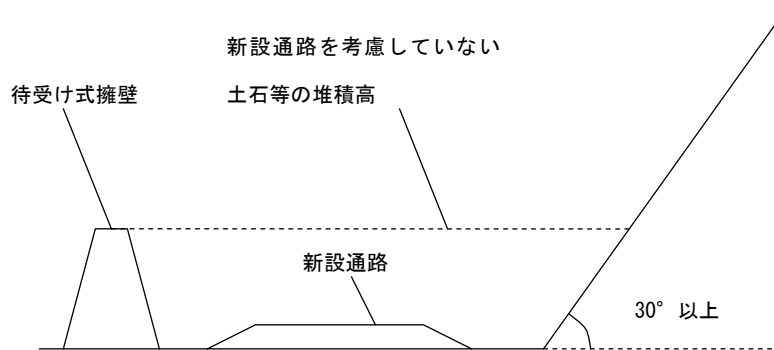
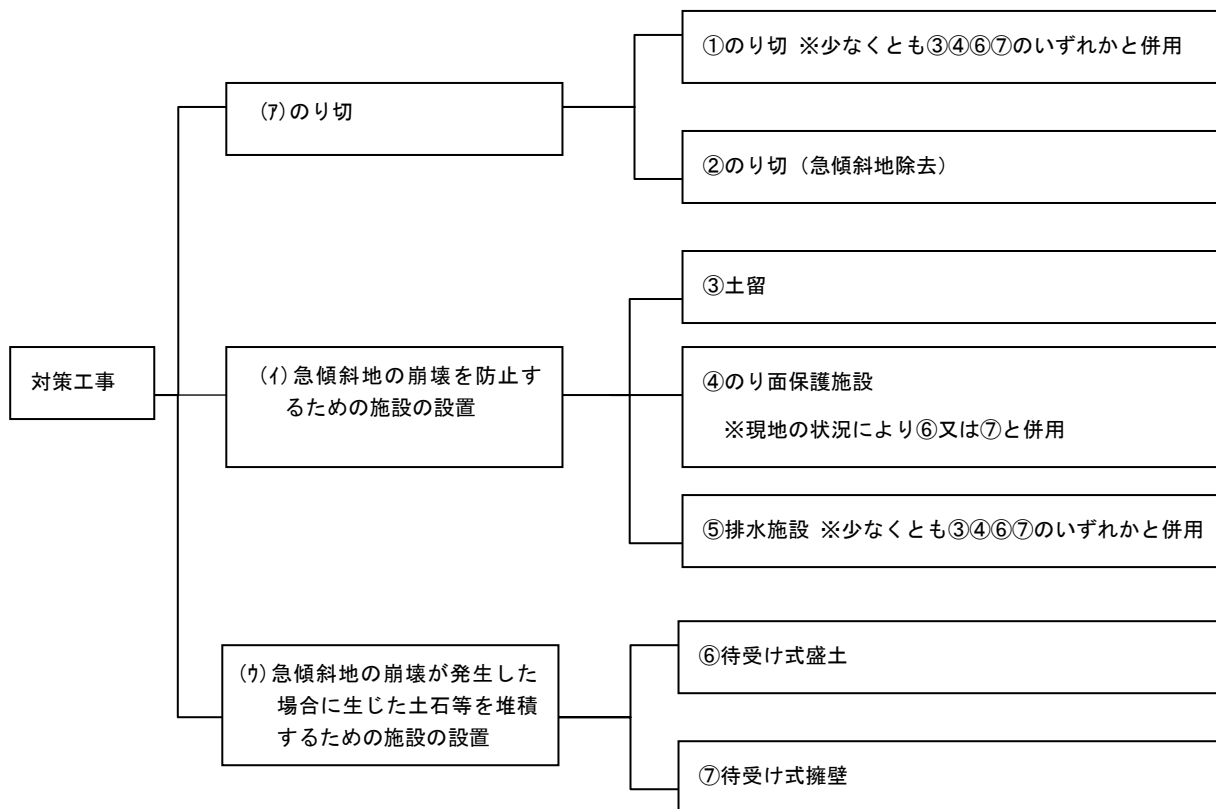


図 3-1 対策工事の効果を損なう例

(2) 対策工事の種類

対策工事は図 3-2 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 3-1 には主な対策工事の種類と特性を示した。



(i) この他に、各対策工事との組み合わせもありうる。

図 3-2 対策工事の区分

(ア) のり切

のり切とは、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
- (ロ) 斜面形状を改良するのり切
- (ハ) 急傾斜地（原因地）を除去するのり切

以上のうち(イ)及び(ロ)については単独で用いるものではなく、少なくとも土留、のり面保護施設、待受け式盛土、待受け式擁壁のいずれかと組み合わせることを前提とするものであり、基本的に排水施設を設置するものとする。(ハ)の急傾斜地の除去とは、切土工によつてのり面の傾斜度を30度未満、又は、急傾斜地の高さを5m未満にすることをいい、完全に実施されれば、他の対策施設と組み合わせる必要がないものである。

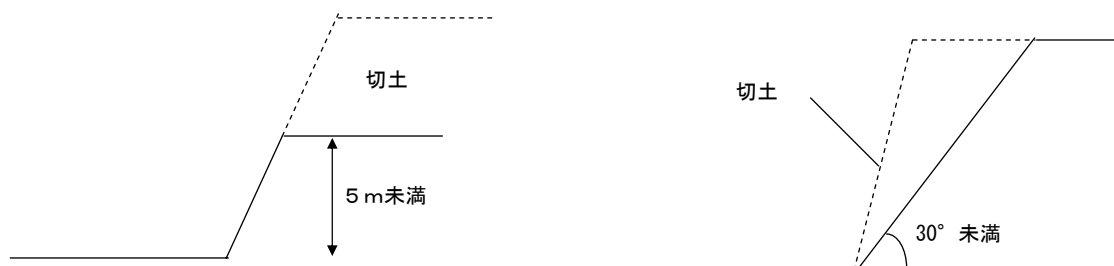


図 3-3 のり切による急傾斜地の除去のイメージ

(イ) 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) のり面の崩壊を防止するための土留
- (ロ) のり面の風化その他の侵食を防止するための法砕工、コンクリート張工等ののり面保護施設
- (ハ) 急傾斜地の崩壊の原因となる地表水及び地下水を排除するための排水施設

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。

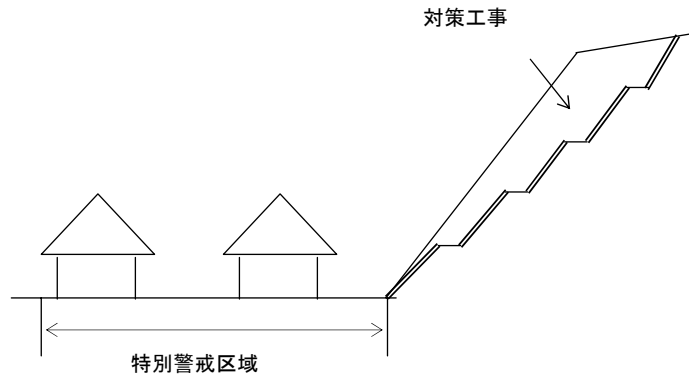


図 3-4 急傾斜地の崩壊を防止する対策施設のイメージ
(のり切との併用)

(ウ) 急傾斜地の崩壊が発生した場合に生じた土石等を堆積するための施設

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。(「4 設計諸定数及び設計外力」を参照。)

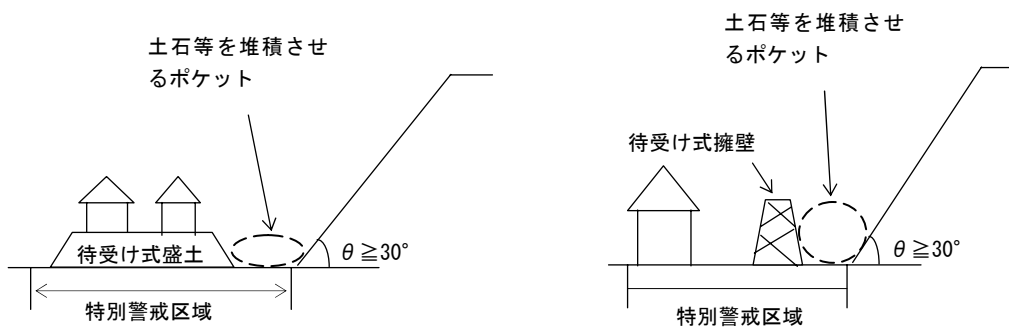


図 3-5 待受け式盛土及び待受け式擁壁のイメージ

(エ) 対策工事の組み合わせの概要

上記の(ア)～(ウ)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。

(「4 設計諸定数及び設計外力」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。

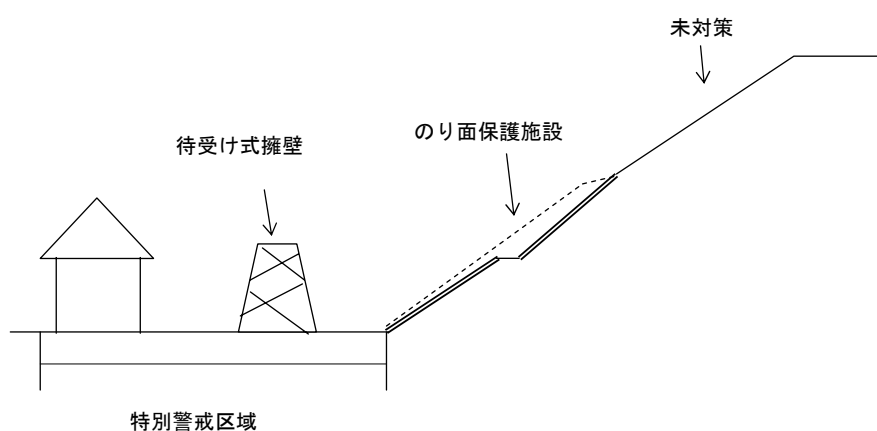


図 3-6 のり面保護施設と待受け式擁壁の組み合わせ

- (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。

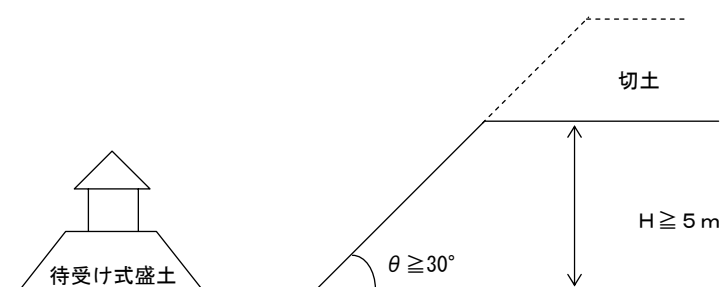


図 3-7 原因地の除去と待受け式盛土との組み合わせ

表 3-1 主な対策工事の種類

不安定土塊の切土工	切土工 (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。	防止工の最も基本的な工法の1つで、完全に実施されれば最も確実な方法の1つである。排水工、植生工、構造物によるのり面保護工等と併用される場合が多い。
斜面形状を改良する切土工	切土工 (B)	斜面を雨水等の作用を受けても安全であるような勾配あるいは高さまで切取る。	防止工の最も基本的な工法の1つで、安全に実施されれば最も確実な方法の1つである。排水工、植生工、構造物によるのり面保護工等と併用される場合が多い。一般に人家が斜面上下部に近接していたり、切土量が巨大になる場合などでは完全に実施できない場合が多く、他の工法(擁壁工等)と併用される場合が多い。
構造物によるのり面保護工	張工	石張・ブロック張工 コンクリート版張工	のり面の風化、侵食および軽微な剝離・崩壊等を防止する。 勾配が1:1.0より緩い斜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斜面には石張・ブロック張工が用いられる。コンクリート張工は勾配が1:1.0より急で、節理の発達した岩盤斜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斜面に用いられる。
		コンクリート張工	
のり枠工		プレキャスト枠工	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。
		現場打コンクリート枠工	
擁壁工		石積・ブロック積擁壁工	のり勾配が1:1.0より急な(一般には1:0.3~1:0.5)土砂斜面で背面の地山がしまっているなど土圧が小さい場合。
		もたれコンクリート擁壁工	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	斜面下部(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。斜面中段部でも用いられる。
		コンクリート枠擁壁工	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や地すべり性崩壊に適している。
待受工	待受式コンクリート擁壁工	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)より離して重力式擁壁を設置し、崩壊土砂を待受ける。	①できるだけ、他の斜面条件を改善する工法と組み合わせる実施するのが望ましい。 ②長大斜面でよく用いられる。 ③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。

出典：新・斜面崩壊防止対策工事の設計と事例(平成8年7月)一部抜粋

(3) 対策施設の設計

対策施設の詳細な設計等については、この「特定開発行為に係る対策工事等技術審査基準 急傾斜地の崩壊編」によるものの他、次の指針等を参考にすることができる。

- (イ) 建設省河川砂防技術基準(案) (社団法人日本河川協会, 平成9年9月)
- (ロ) 新・斜面崩壊防止対策工事の設計と実例 (社団法人全国治水砂防協会, 平成8年7月)
- (ハ) 道路土工－のり面工・斜面安定工指針－ (社団法人日本道路協会, 平成11年3月)
- (ニ) 道路土工－擁壁工指針－ (社団法人日本道路協会, 平成11年3月)
- (ホ) 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, 平成15年6月)
- (ヘ) 宅地防災マニュアル (国土交通省都市・地域整備局, 平成19年3月)

なお、指針等の改訂時には、それに従うものとする。

3-2 対策工事の実施範囲

「のり切」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】

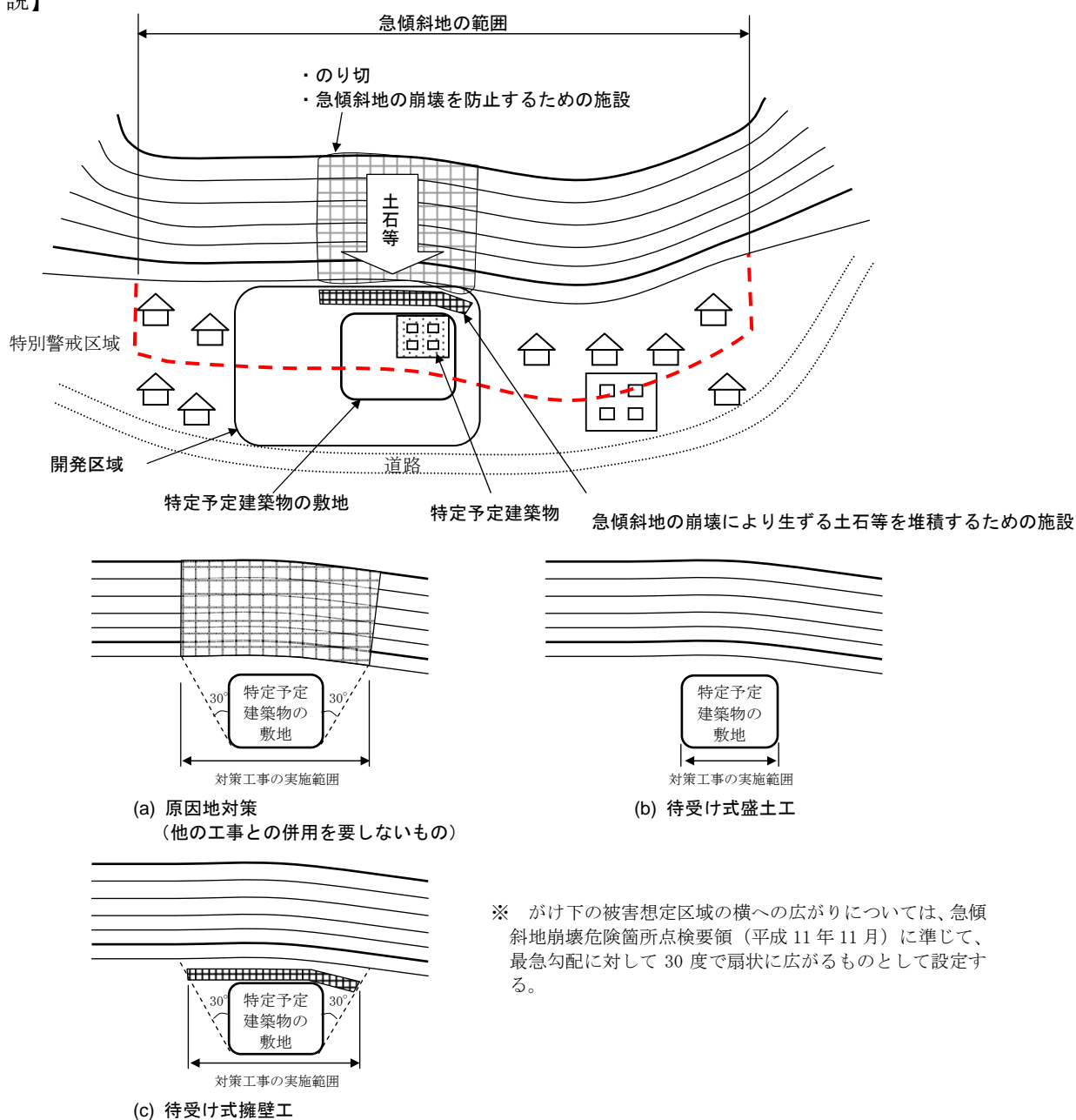


図3-8 隣接する急傾斜地の崩壊と開発敷地の関係

3-3 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方で、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

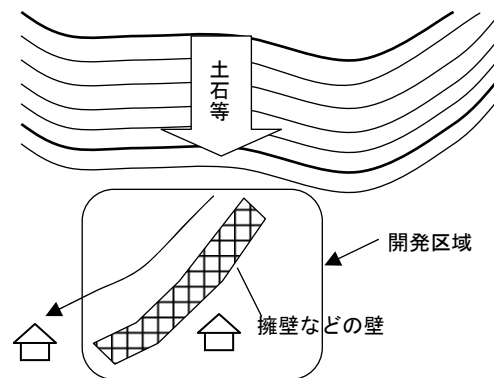


図 3-9 開発地域周辺の安全を損なう工事例

- (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

4 設計諸定数及び設計外力

4-1 設計諸定数の設定

4-1-1 土石等の移動又は堆積の力の計算に用いる定数

土石等の移動又は堆積の力の計算に用いる定数は、土石等の比重、土石等の容積密度、土石等の密度、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、現地の状況を勘案し実態に応じて適切に設定するものとする。

【解説】

土石等の移動又は堆積の力の算定は、政令第4条に規定される式を用いて行うこととなるが、その式中の定数については現地の状況を勘案し実態に応じて適切に設定するものとする。

【参考】

なお、各定数の設定にあたっては、次のものを参考とすることができる。

① 土石等の比重 (σ)

土石等の比重とは、土石等の固体を構成する部分の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が、標準的な値として $\sigma=2.6 \text{ t/m}^3$ を用いることができる。

表 4-1 土粒子の比重の例

土質名	比重 (t/m^3)
豊浦砂	2.64
沖積砂質土	2.6~2.8
沖積粘性土	2.50~2.75
洪積砂質土	2.6~2.8
洪積粘性土	2.50~2.75
マサ土	2.6~2.8

嘉門、浅川(1988) 土の力学 (I) に加筆 (「土質試験の方法と解説」 社団法人地盤工学会) から抜粋

② 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^{*1}によれば、土石等の容積濃度は $c=0.45\sim 0.55$ 程度と報告されており、研究の計算においては $c=0.5$ が用いられていることから、標準的な値として $c=0.5$ を用いることができる。

【参考文献】

*1 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

③ 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、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。

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

移動時の土石等の比重（ σ ） $=2.6 \text{ t/m}^3$ 、移動時の土石等の容積濃度（ c ） $=0.5$ から、標準的な値として $\rho_m=1.8 \text{ t/m}^3$ を用いることができる。

④ 土石等の単位体積重量

堆積時の土石等の単位体積重量（ γ ）とは、土石等の単位体積当りの重さである。したがって、③で示した ρ_m との関係から、

$$\gamma = \rho_m \times g$$

g : 重力加速度 (9.8 m/s^2)

より、標準的な値として $\gamma=17.64 \text{ kN/m}^3$ を用いることができる。

⑤ 土石等の内部摩擦角（ ϕ ）

土石等の内部摩擦角は、災害事例などがある場合は、災害事例を踏まえた逆算値等を用い、土質試験結果等がある場合は、当該土質試験結果を踏まえて設定する。

これらの既往資料のいずれもない場合は、現地調査において急傾斜地の表層土の状況を観察し、表4-2から選択して設定する。

ア 災害事例からの逆算による方法

イ 土質試験による方法

ウ 一般値を参考とした方法

表 4-2 土のせん断強さ

種 類		状 態	内部摩擦角 (度)	粘着力 kgf/cm ²	分類記号	
盛 土	砂利および砂利混り砂	締固めたもの	40	0	GW, GP	
	砂	締固めたもの	粒度の良いもの	35	0	SW, SP
			粒度の悪いもの	30	0	
	砂 質 土	締固めたもの	25	0.3以下	SM, SC	
	粘 性 土	〃	15	0.5以下	ML, CL	
関 東 ロ ー ム	〃	20	0.1	VH		
自 然	砂 利	密実なものまたは粒度の良いもの	40	0	GW, GP	
		密実でないものまたは粒度の悪いもの	35	0		
	砂 利 混 り 砂	密実なもの	40	0	〃	
		密実でないもの	35	0		
地	砂	密実なものまたは粒度の良いもの	35	0	SW, SP	
		密実でないものまたは粒度の悪いもの	30	0		
盤	砂 質 土	密実なもの	30	0	SM, SC	
		密実でないもの	25	0		
粘 性 土	硬質のもの	25	0	ML, CL		
	軟質のもの	20	0			
粘 土 お よ び シ ル ト	硬質のもの	20	0	ML, CH MH		
	軟質のもの	15	0			
関 東 ロ ー ム			5 (ϕ_w)	0.3	VH	

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 4-3 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)
礫 質 土 ^{注1)}	35°
砂 質 土	30°
粘 性 土	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12年3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ある。

全国の急傾斜地に関する既往災害事例に適用した場合、 $f_b=0.025$ 程度とすると、災害をよく再現することができることから、標準的な値として $f_b=0.025$ を用いることができる。

⑦ 壁面摩擦角 (δ)

壁面摩擦角については、「4-2-3 崩壊の発生に伴う移動の力及び堆積の力」を参照。

【参考文献】

「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】」
(財団法人砂防フロンティア整備推進機構, 平成13年6月)

4-1-2 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、現地の状況を勘案し実態に応じて適切に設定するものとする。

【解説】

待受け式擁壁や待受け式盛土の安定性の検討は、現地の状況を勘案し実態に応じて適切に設定した定数により計算する。

【参考】

なお、各定数の設定にあたっては、次のものを参考とすることができる。

① 地盤の許容支持力

表 4-4 基礎地盤の種類と設計定数

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)	8~15
	中 位 の も の	50 (5)	50~100 (0.5~1.0)	4~8

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 4-5 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 93 条

② 基礎底面と地盤との間の摩擦係数と付着力

表 4-6 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*
岩 盤	亀裂の少ない均一な硬岩	0.7
	亀裂の多い硬岩	
	軟 岩 ・ 土 丹	
礫 層	密 な も の	0.6
	密 で な い も の	
砂 質 地 盤	密 な も の	0.6
	中 位 な も の	
粘性土 地 盤	非 常 に 硬 い も の	0.5
	硬 い も の	
	中 位 の も の	

* 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 4-7 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

4-2 設計外力の設定

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

待受け式盛土及び待受け式擁壁の設計に当たっては、土圧、水圧及び自重を考慮するほか、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】

4-2-1 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土留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。

4-2-2 水圧

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。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。

4-2-3 崩壊の発生に伴う移動の力及び堆積の力

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 4-5 に示す。

表 4-8 移動高、移動の力、堆積高及び堆積の力

衝撃に関する事項	解説
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
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
堆積高	最終的に堆積した土石等が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

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作用する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。

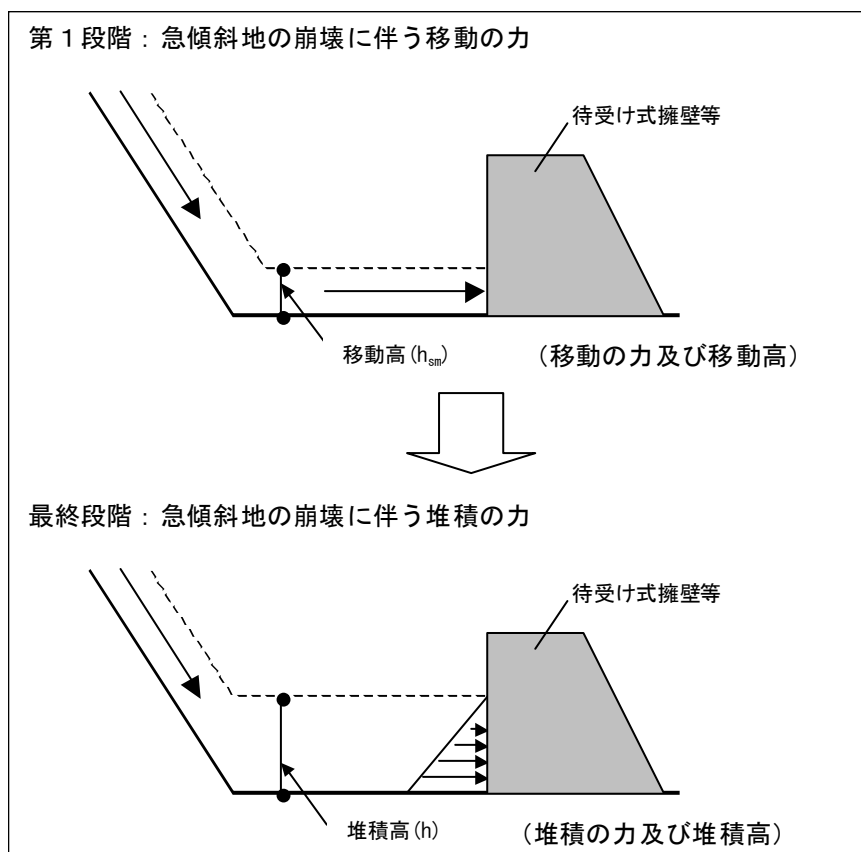


図 4-1 移動の力と堆積の力の概念図

(1) 移動高

崩壊にともなう土石等の移動高さ (h_{sm}) は、想定される崩壊深さの 0.5 倍とする。

想定崩壊深さは、当該急傾斜地における地質調査、災害事例、崩壊跡地形等から実態に応じて適切に設定するものとする。

なお、地質調査、災害事例、崩壊跡地形等がない場合は、過去の災害事例の統計から崩壊深さを 1.5m とし、土石等の移動の高さとして 0.75m を用いることができる。

(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。

$$P_M = \alpha \times F_{sm} \times h_{sm}$$

P_M : 待受け式擁壁等の単位幅あたりに作用する移動の力 (kN/m) * 1

α : 衝撃力緩和係数

α の値は、全国の擁壁被災事例調査結果から 0.5 を採用する。

土石等の移動による力 (F_{sm}) の算出は、国土交通省告示第 332 号 (平成 13 年 3 月 28 日) に規定された次式を用いて行う。

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

上式における変数は以下に示すとおりである。

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

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

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

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の地上部分に作用すると想定される力の大きさ (kN/m²)

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) * 2

h_{sm} : 急傾斜地の崩壊に伴う土石等の移動の高さ (m)

θ_u : 急傾斜地の傾斜度 (°) * 2

θ_d : 当該急傾斜地の下端からの平坦部の傾斜度 (°) * 2

注) 建築物は通常敷地を平坦に造成して建築するのが普通であることから、原則として $\theta_d = 0$ とする (ただし、傾斜度を有したまま建築することが明らかと判断される場合には、その傾斜度を用いて計算するものとする)。

ρ_m : 土石等の密度 (t/m³) * 3

g : 重力加速度 (m/s²)

σ : 急傾斜地の崩壊に伴う土石等の比重 * 3

c : 急傾斜地の崩壊に伴う土石等の容積濃度 * 3

f_b : 急傾斜地の崩壊に伴う土石等の流体抵抗係数 * 3

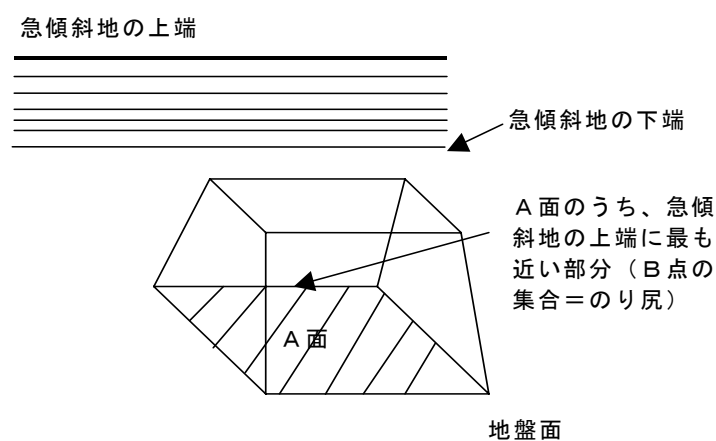
ϕ : 急傾斜地の崩壊に伴う土石等の内部摩擦角 (°) * 3

- * 1 : ここで定義する移動の力の算出方法は、政令第3条第1号イに規定されている方法に基づいているが、政令第3条では建築物の地上部分に作用する力を求めているので単位面積あたりの値 (F_{sm}) を算出しているのに対して、ここでは待受け式擁壁等の設計に用いる荷重を求めているので単位幅あたりの値 (P_M) を算出している。
- * 2 : 急傾斜地又は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 : 土石等の密度、土石等の比重、土石等の容積濃度、土石等の流体抵抗係数及び土石等の内部摩擦角については「4-1 設計諸定数の設定」を参照。

(3) 堆積高

① 堆積高の計算位置

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高以上にしなければならない。その堆積高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。



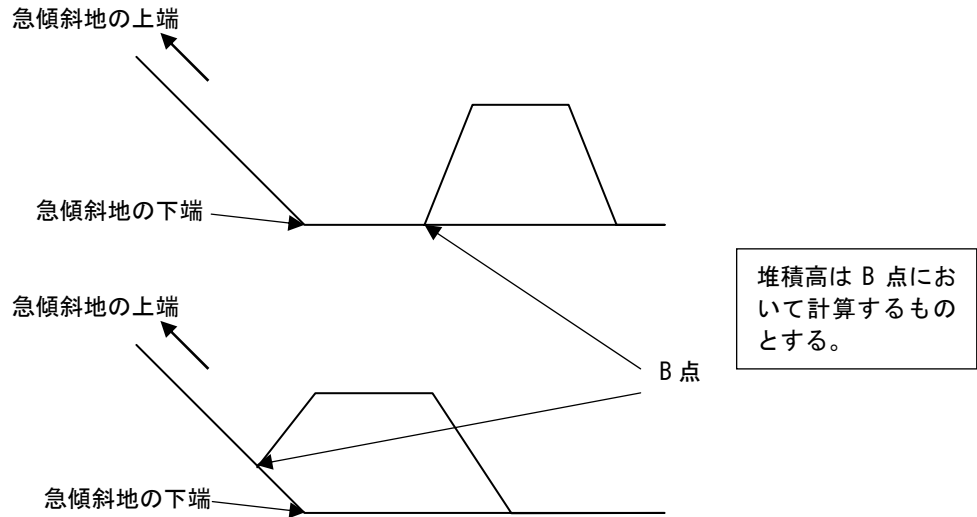


図 4-2 移動の力、堆積の力及び堆積高の計算位置

② 堆積高の計算

土石等の堆積高さ (h) の算出は、次式を用いて行う。

$$h = \frac{-X_1 + \sqrt{X_1^2 + 2S \cdot \tan(90 - \theta_u)}}{\tan(90 - \theta_u)}$$

S : 土砂の断面積 (単位あたりの土砂量) = V/W (m²)

V : 崩壊土量 (m³) * 1

W : 最大崩壊幅 (m) * 1

θ_u : 斜面勾配 (°)

X_1 : 急傾斜地下端からの距離 (m)

- * 1 : 崩壊にともなう想定崩壊土量 (V) は、崩壊深の設定方法と整合させることとし、当該急傾斜地における地質調査、災害事例、崩壊跡地形等から実態に応じて適切に設定するものとする。

なお、地質調査、災害事例、崩壊跡地形等がない場合は、神奈川県における災害事例の崩壊土量が全国値とほぼ同様な傾向をとることを参考とし、急傾斜地の高さに対応する値を表 4-10 から選択して用いることができる。

表 4-10 斜面高さ毎の崩壊土量

斜面高 (m)	崩壊土量 V (m ³)	崩壊幅 W (m)
5 ≤ H < 10	41.9	13.8
10 ≤ H < 15	78.9	17.1
15 ≤ H < 20	101.2	18.6
20 ≤ H < 25	150.0	21.2
25 ≤ H < 30	214.3	23.9
30 ≤ H < 40	238.3	24.8
40 ≤ H < 50	371.4	28.8
50 ≤ H	500.0	31.8

注) 崩壊幅は、全国のがけ崩れ災害データ (4761 件) から崩壊土砂量と崩壊幅について求めた近似式 ($W=3.94 V^{0.336}$) に崩壊土砂量を代入することにより算出した値である。」

(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。

$$P_A = 1/2 \times F_{sa} \times h$$

P_A : 待受け式擁壁等の単位幅あたりに作用する堆積の力 (kN/m) * 1

h : 急傾斜地の崩壊に伴う土石等の堆積高さ (m)

土石等の堆積による力 (F_{sa}) の算出は、国土交通省告示第 332 号 (平成 13 年 3 月 28 日) に規定された次式を用いて行う。

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

上式における変数は以下に示すとおりである。

F_{sa} : 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/m²)

ϕ : 急傾斜地の崩壊に伴う土石等の内部摩擦角 (°) * 2

γ : 急傾斜地の崩壊に伴う土石等の単位体積重量 (ただし $\gamma = \rho \text{ mg}$ と表せる) (kN/m³) * 2

δ : 構造物の壁面摩擦角 (°) * 3

- * 1 : ここで定義する堆積の力の算出方法は、政令第3条第1号口に規定されている方法に基づいているが、政令第3条では建築物の地上部分に作用する力（堆積高に対する地表面の主働土圧（堆積土砂底面位置））を求めているので単位面積あたりの値（ F_{sa} ）を算出しているのに対して、ここでは待受け式擁壁等の設計に用いる荷重を求めているので単位幅あたりの値（ P_A ）を算出している。
- * 2 : 土石等の単位体積重量及び土石等の内部摩擦角については「4-1 設計諸定数の設定」を参照。
- * 3 : 壁面摩擦角は土圧の作用面の部材によって表4-9のとおりとする。

表 4-9 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	$\delta = \phi$

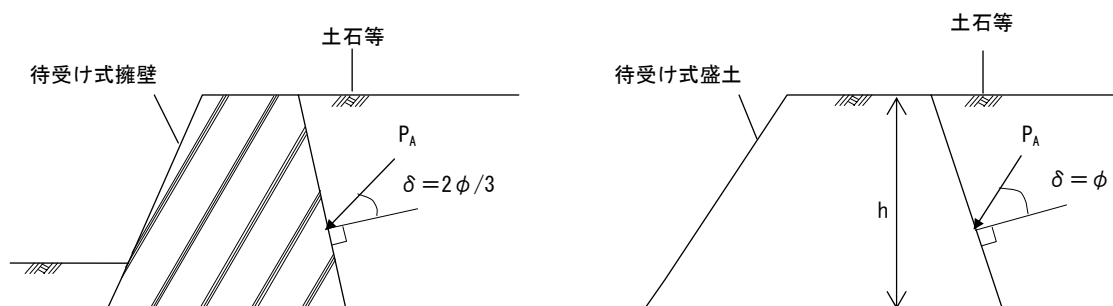


図 4-3 力の作用面と壁面摩擦角

(5) 組合せた対策工事を計画する場合

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合せて設置する場合

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4-4に示す。この場合の移動の力等の具体的な計算方法は、(2)～(4)と同様であり、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。

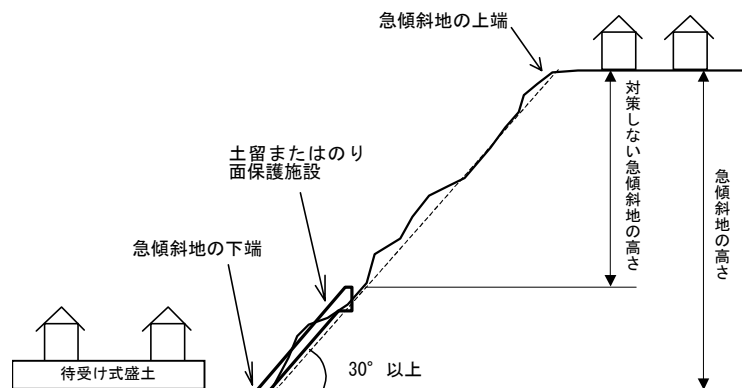


図 4-4 急傾斜地の下部を対策する場合

② 待受け式盛土と待受け式擁壁を組合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合せた対策工事は図 4-5 が例としてあげられる。この場合の移動の力等の具体的な計算方法は、(2)～(4)と同様であり、その結果に応じた待受け式盛土を設置するものとする。

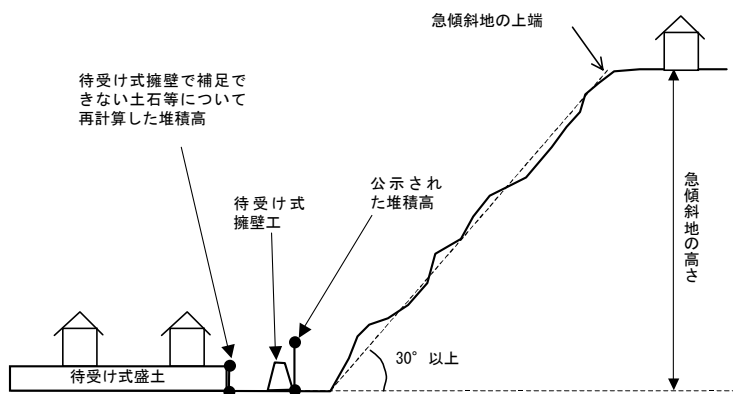


図 4-5 公示されている堆積高より低い待受け式擁壁工を設置する場合

4-2-4 地震時の影響

擁壁の設計に当たって地震時の影響を考慮する必要がある場合には、設計に用いる荷重を地震時慣性力及び地震時土圧を組み合わせ設計を行う。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「宅地防災マニュアル 耐震対策」を参照。

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

ここに

k_h : 設計水平震度

k_{ho} : 標準設計水平震度

C_Z : 地域別補正係数

C_G : 地盤別補正係数

C_I : 重要度別補正係数

C_T : 固有周期別補正係数

5 土石等の移動又は堆積の力を考慮した施設の設計

5-1 待受け式盛土

待受け式盛土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転倒、滑動、沈下又は損壊をしない構造とするものとする。

5-1-1 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。

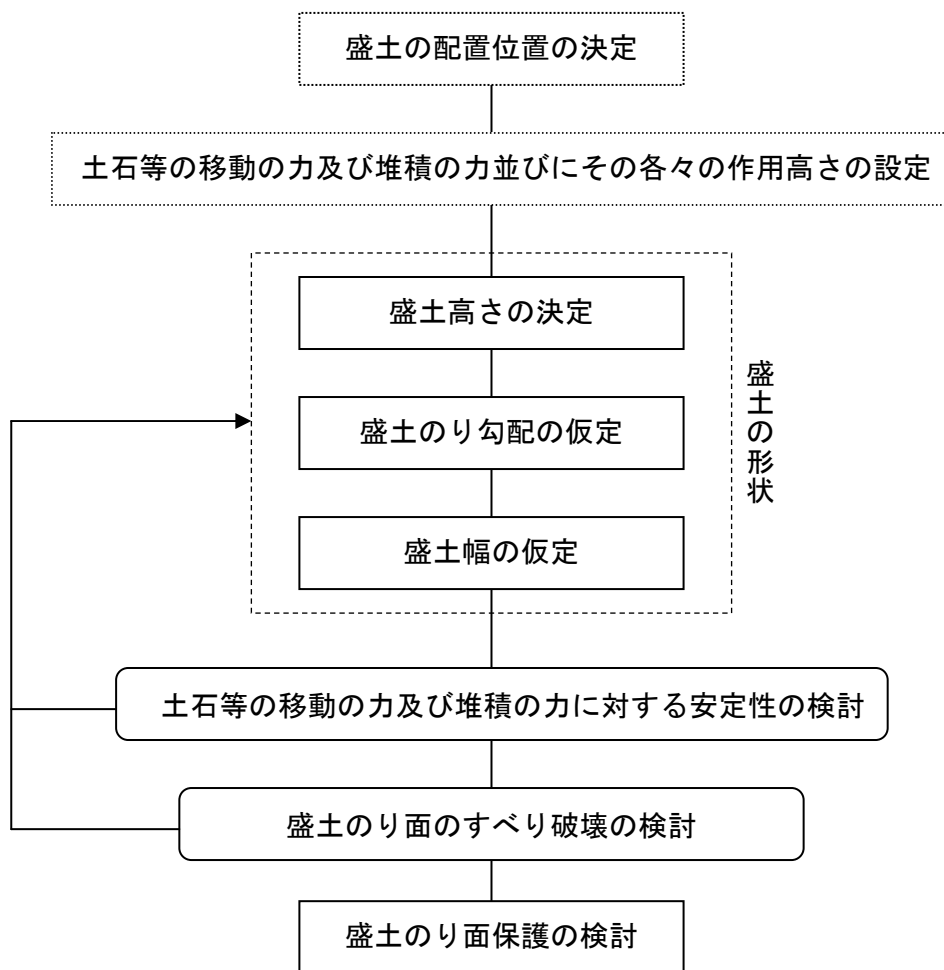


図 5-1 待受け式盛土の設計手順

5-1-2 盛土形状

(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、「4-2-3 (3) 堆積高」に示した方法によって計算する必要がある。

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。

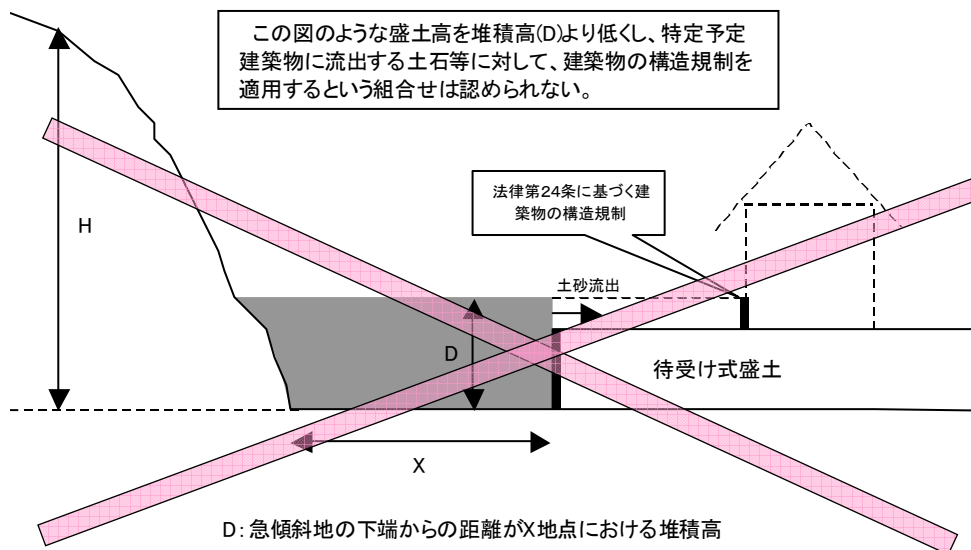


図 5-2 待受け式盛土及び建築物の構造規制の組み合わせ

(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 5-1 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 5-1 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)	5m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。 ()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(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)	5m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)	5m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：道路土工のり面工・斜面安定工指針（平成11年3月）を一部改変

(3) 盛土幅

盛土の天端幅は、安定計算により必要な幅を求めるものとする。

【解 説】

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

5-1-3 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、盛土のり面の滑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、急傾斜地の崩壊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コンクリート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、移動の力及び堆積の力の組み合わせとする。詳細については、「4 設計諸定数及び設計外力」を参照。

① 移動の力

地盤面から土石等の移動高 (h_{sm}) までの範囲で等分布で作用する土石等の移動の力が盛土に作用するものとする。

移動の力が盛土に作用する応力は、次式で与えられる。

水平分力

$$P_{MH} = P_M \cos^2 \alpha$$

ここに

P_{MH} : 移動の力の水平分力 (kN/m)

P_M : 移動の力 (kN/m)

α : 盛土のり面と鉛直面となす角

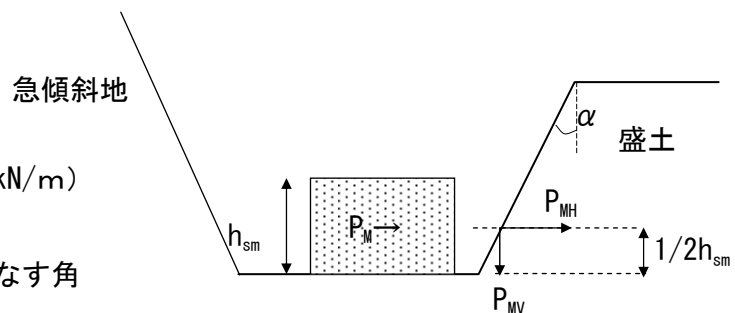


図 5-3 移動の力が盛土に作用するイメージ

鉛直分力

$$P_{MV} = P_M \sin \alpha \cdot \cos \alpha$$

ここに

P_{MV} : 移動の力の鉛直分力 (kN/m)

P_M : 移動の力 (kN/m)

α : 盛土のり面と鉛直面となす角

作用位置

地盤面から移動高 (h_{sm}) の 1/2 の高さで盛土に作用するものとする。

② 堆積の力

地盤面から土石等の移動高 (h) までの範囲で三角形分布で作用する土石等の堆積の力が盛土に作用するものとする。

堆積の力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} : 堆積の力の水平分力 (kN/m)

P_A : 堆積の力 (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)

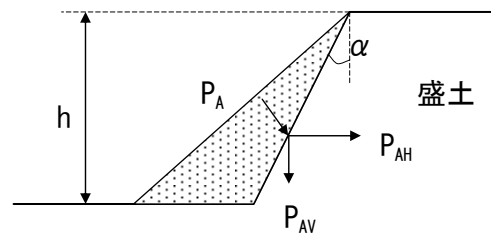


図 5-4 堆積の力が盛土に作用するイメージ

鉛直分力

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

ここに

P_{AV} : 堆積の力の鉛直分力 (kN/m)

P_A : 堆積の力 (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 (h) 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 5-5 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 : 堆積の力又は移動の力の水平分力 (kN/m)
- P_V : 堆積の力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)

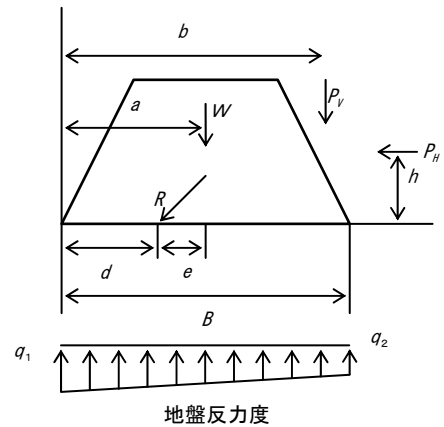


図 5-5 地盤反力度の求め方

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

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

(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_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)

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 は堆積の力に対して 1.2、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) 沈下に対する検討

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

地盤反力度は次式によって与えられる。

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

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

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

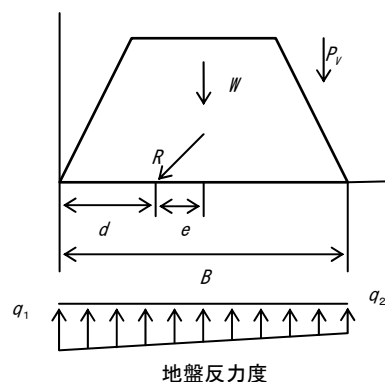
ここに

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



- 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 2.0、移動の力に対しては 1.0 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 5-2 のようになる。

表 5-2 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	1.2	1.0
沈下	2.0	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 5-6 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/m)

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。

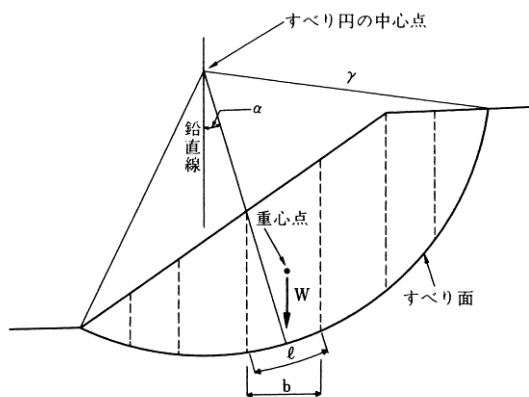


図 5-6 円弧すべり面を用いた常時の安定計算法

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。

5-1-4 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。

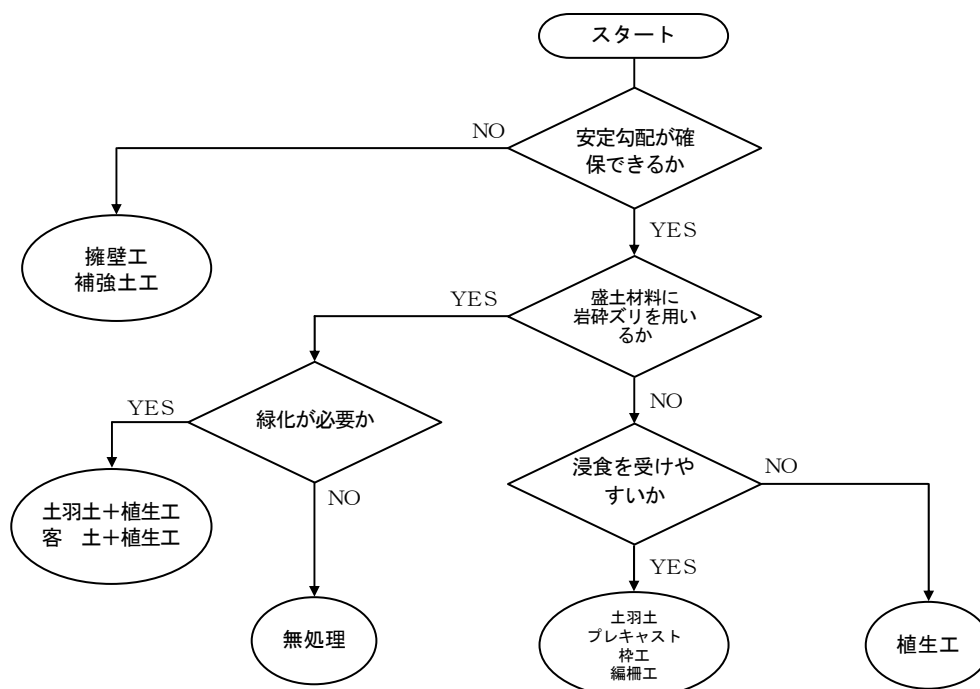
【解説】

盛土のり面の安定性については、「(6) 損壊に対する検討」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。

- (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19年3月）

図 5-7 盛土のり面におけるのり面保護工の選定のフロー

5-2 待受け式擁壁

待受け式擁壁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の力を考慮して転倒、滑動、沈下又は損壊しない構造とするものとする。

5-2-1 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。

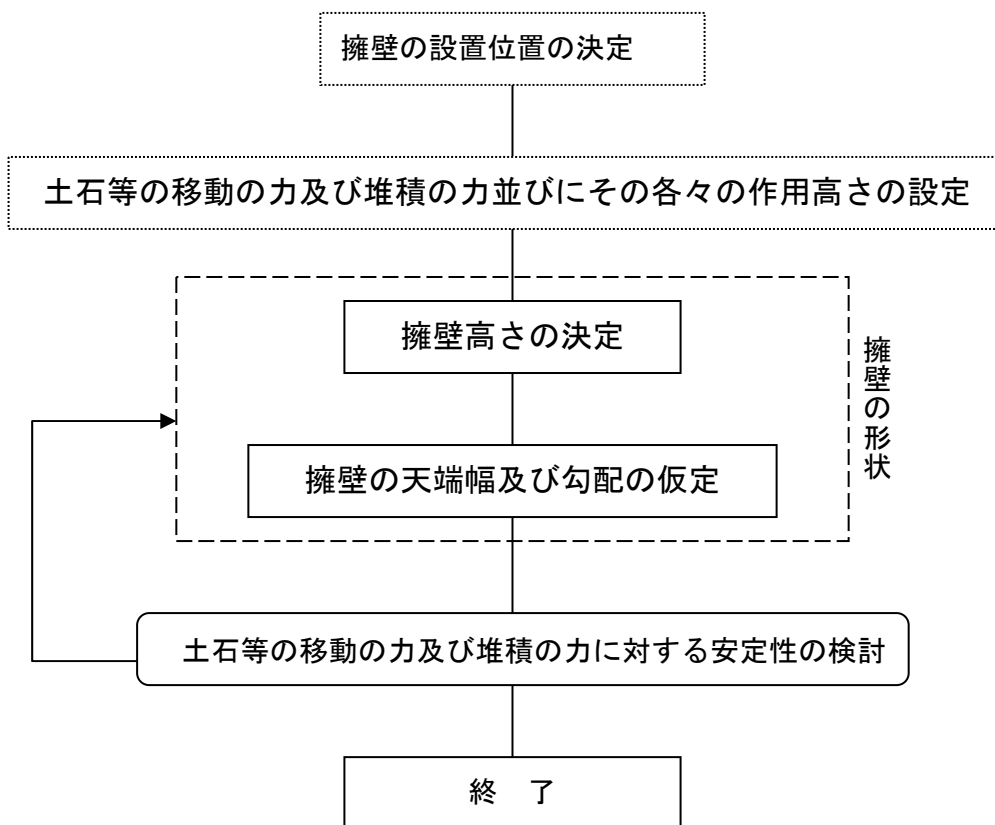


図 5-8 待受け式擁壁工の設計手順

5-2-2 擁壁の形状

(1) 擁壁高

擁壁高は、土石等の堆積高以上とする。

【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、4-2-3 (3) 堆積高に示した。

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 (P29参照)。

(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の力に対する安定計算により決定する。

5-2-3 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ュ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の力等を考慮し、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、移動の力及び堆積の力の組み合わせとする。

詳細については、「4 設計諸定数及び設計外力」を参照。

① 移動の力

地盤面から土石等の移動高 (h_{sm}) までの範囲で等分布で作用する土石等の移動の力が擁壁に作用するものとする。

移動の力が擁壁に作用する応力は、次式で与えられる。

水平分力

$$P_{MH} = P_M \cos^2 \alpha$$

ここに

P_{MH} : 移動の力の水平分力 (kN/m)

P_M : 移動の力 (kN/m)

α : 擁壁背面と鉛直面となす角

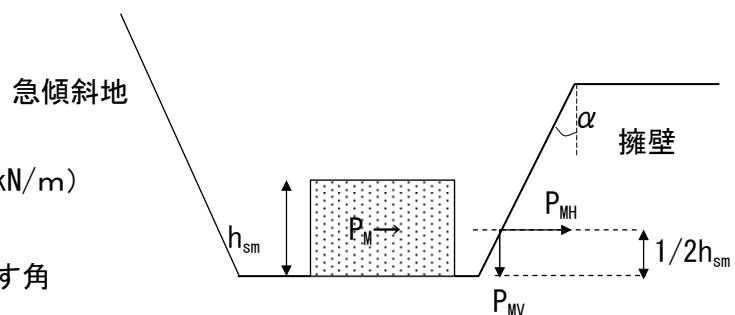


図 5-9 移動の力が擁壁に作用するイメージ

鉛直分力

$$P_{MV} = P_M \sin \alpha \cdot \cos \alpha$$

ここに

P_{MV} : 移動の力の鉛直分力 (kN/m)

P_M : 移動の力 (kN/m)

α : 擁壁背面と鉛直面となす角

作用位置

地盤面から移動高(h_{sm})の1/2の高さで擁壁に作用するものとする。

② 堆積の力

地盤面から土石等の堆積高(h)までの範囲で三角形分布で作用する土石等の堆積の力が擁壁に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。

水平分力

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

ここに

P_{AH} : 堆積の力の水平分力 (kN/m)

P_A : 堆積の力 (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 * 2/3)

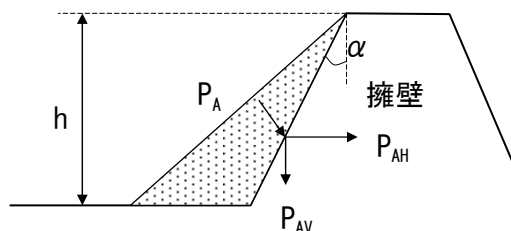


図 5-10 堆積の力が擁壁に作用するイメージ

鉛直分力

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

ここに

P_{AV} : 堆積の力の鉛直分力 (kN/m)

P_A : 堆積の力 (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 * 2/3)

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 の高さで擁壁に作用するものとする。

(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 5-11 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)

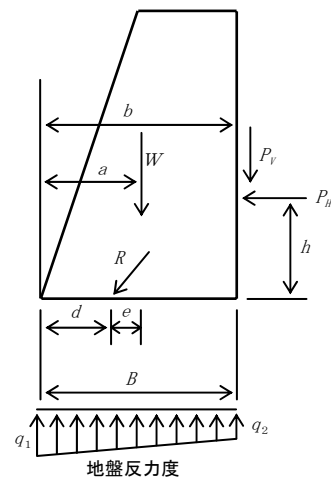


図 5-11 地盤反力度の求め方

合力の作用点の底盤中央からの偏心距離 e は次式で表される。

$$e = B/2 - d$$

ここに

- e : 偏心距離
- B : 擁壁の底版幅

移動の力又は堆積の力に対して偏心距離 e は次式を満足しなければならない。

移動の力に対して

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

堆積の力に対して

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

(3) 滑動に対する検討

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 4-5 又は表 4-6 を用いてよい。詳細は「4-1 設計諸定数の設定」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 4-5 又は表 4-6 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 1.0、堆積の力に対して 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。

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

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

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

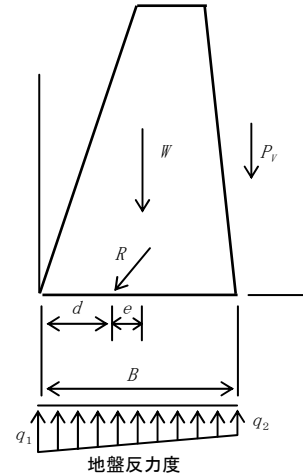
ここに

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



- 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。

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

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 2.0、移動の力に対しては 1.0 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 5-3 のようになる。

表 5-3 安全率のまとめ

	堆積の力に対して	移動の力に対して
転倒	$ e \leq B/3$	$ e \leq B/3$
滑動	1.2	1.0
沈下	2.0	1.0

(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

(7) その他

その他、次の項目の内容や本文中に記述のないものについては、「新・斜面崩壊防止対策工事の設計と実例（平成 8 年 7 月）」を参考に定めるものとする。

- 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