

第3章 宅地造成、特定盛土等及び土石の堆積に関する工事の技術基準

第1節 土工事

3.1.1 崖面等の保護工法の選定

盛土又は切土に伴って生じる崖面(水平面に対し30度を超える)については、風化その他の浸食から保護されるよう、擁壁(これにより難い場合は崖面崩壊防止施設)、のり面保護工(石張り、芝張り、モルタルの吹付けなど)、その他の措置が講ぜられていること。

また、盛土又は切土に伴って生じる崖面以外の地表面についても、当該地表面が雨水その他の地表水による浸食から保護されるよう、のり面保護工(植栽、芝張り、板柵工など)、その他の措置が必要な場合がある。

土工区分と地表面の勾配ごとに設置を要する構造物等の区分を下表に示す。

表 3-1 土工区分と地表面の勾配ごとに設置を要する構造物等の区分

土工区分	地表面の勾配	設置を要する構造物等
盛土	崖面(水平面に対し30度を超える)	擁壁/崖面崩壊防止施設
	崖面以外の地表面(水平面に対し30度以下)	のり面保護工※1
切土	崖面(水平面に対し30度を超える)	擁壁/崖面崩壊防止施設※2
	崖面以外の地表面(水平面に対し30度以下)	のり面保護工

※1 土地利用等により保護する必要がないことが明らかな地表面を除く。また、政令第7条第2項第1号に規定する、崖の上端に続く地盤面について崖の反対方向に雨水その他地表水が流れるよう、勾配が付されたものは除く。

※2 擁壁の設置を要しない切土のり面の土質・勾配を満足する場合を除く。

3.1.2 切土のり面の基準

(1) 次のような「崖」が生じる場合には、その崖面を擁壁でおおわなければならない。

- a 切土をした土地の部分に生ずる高さが2mを超える崖
- b 盛土をした土地の部分に生ずる高さが1mを超える崖
- c 切土と盛土とを同時にした土地の部分に生ずる高さが2mを超える崖

ただし、切土をした土地の部分に生ずることとなる崖又は崖の部分で下表に示す崖面については、擁壁の設置を要しない。

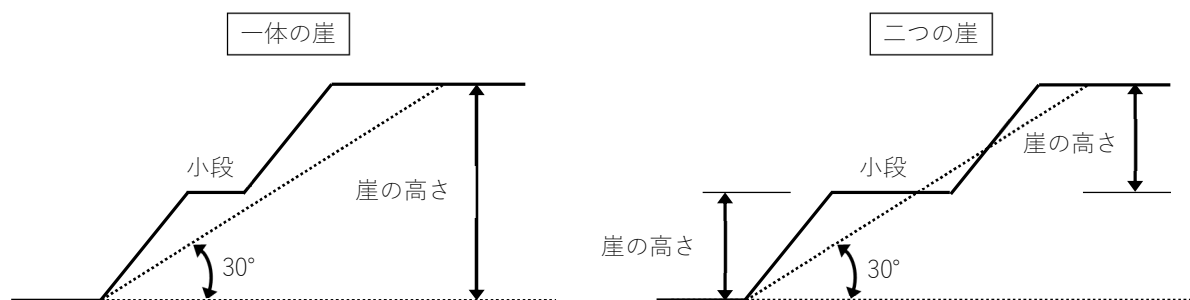
表 3-2 擁壁の設置を要しない切土のり面の勾配

のり面の土質	のり高	高さに関係なし
	H $\leq$ 5m (崖の上端からの垂直距離) 構造物によるのり面保護工が必要	
軟岩(風化の著しいものは除く)	80 度(約1:0.2)以下	60 度(約1:0.6)以下
風化の著しい岩	50 度(約1:0.9)以下	40 度(約1:1.2)以下
砂利、硬質粘土、火山灰、砂質土、 その他これらに類するもの	45 度(約1:1.0)以下	35 度(約1:1.5)以下
上記以外の土質(岩屑、腐植土、埋 土、その他これらに類するもの)	30 度(約1:1.8)以下	30 度(約1:1.8)以下

また、対象の崖面において、基礎地盤の支持力が小さく擁壁設置後に壁体に変状が生じてその機能及び性能の維持が困難となる場合や、地下水や浸透水等を排除する必要がある場合等、擁壁の適用に問題がある場合、擁壁に代えて、崖面崩壊防止施設(3.2.4「崖面崩壊防止施設」参照)を適用する。

(2) (1)の規定の範囲の適用については、小段などによって上下に分離された崖がある場合において、下層の崖面の下端を含み、かつ、水平面に対し 30 度の角度をなす面の上方に上層の崖面の下端があるときは、その上下の崖を一体のものとみなす。

<イメージ図>



(3) (1)の規定は、土質試験などにに基づき地盤の安定計算をした結果、崖の安全を保つために擁壁の設置が必要でないことが認められた場合又は災害の防止上支障がないと認められる土地において擁壁の設置に代えて他の措置が講ぜられた場合には、適用しない。

3.1.3 のり面の形状

(1) のり面の勾配が 15 度以上で垂直距離が5mを超える場合は、次に定める小段を設けること。

ア 高さ5mごとに幅1～2mの小段

イ 垂直距離が 15mを越える場合は、高さ 15mごとに3～5m以上の幅広の小段

ウ のり面の上部に自然斜面が続いているなど、盛土又は切土のり面以外からの表面水が流下する場所には、のり肩排水溝を設けること。

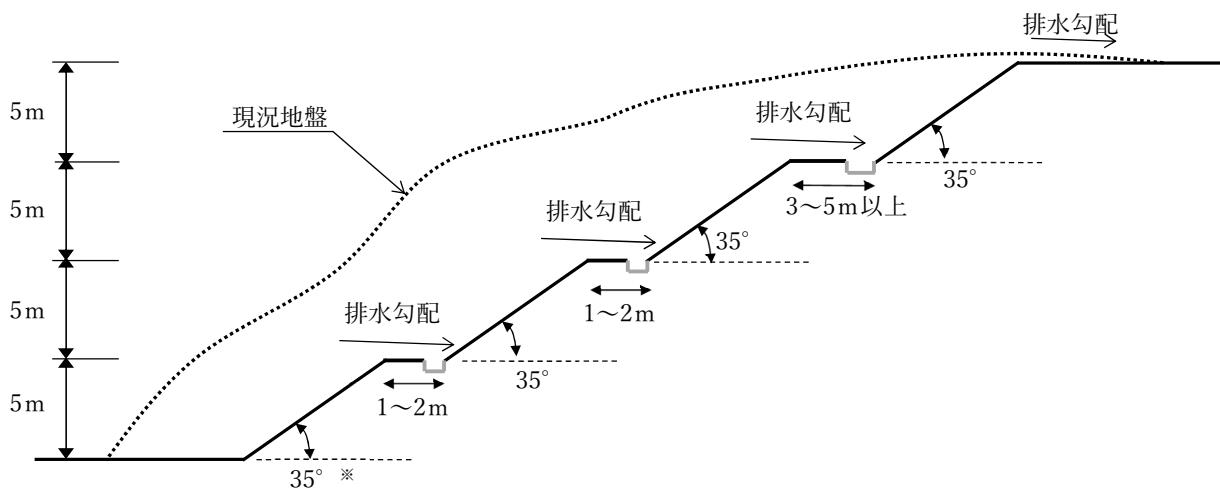
エ 小段には、小段上部のり面の下端に沿って、排水溝の設置を検討すること。また、小段は排水溝の方向に5%程度の下り勾配をつけて施工し、排水溝に水が流れるようにすること。

オ のり肩又は小段に設ける排水溝に集められた水をのり尻に導くため、縦排水溝を設けること。縦排水溝は、流量の分散を図るため間隔は 20m程度とし、排水溝の合流する箇所には、必ずますを設けて、ますには、水が飛び散らないようにふた及び深さ 15cm 以上の泥溜を設けること。

(2) 盛土又は切土をする場合において、雨水その他の地表水又は地下水(以下「地表水等」という。)により崖崩れ又は土砂の流出が生じるおそれがあるときは、その地表水等を有効かつ適切に排出することができるように、排水施設が設置されていること。排水施設は、その管きよの勾配及び断面積が、盛土又は切土をした土地及びその周辺の土地の地形から想定される集水地域の面積を用いて算定した地表水等の計画排水量を有効かつ適切に排出することができる排水施設とする。

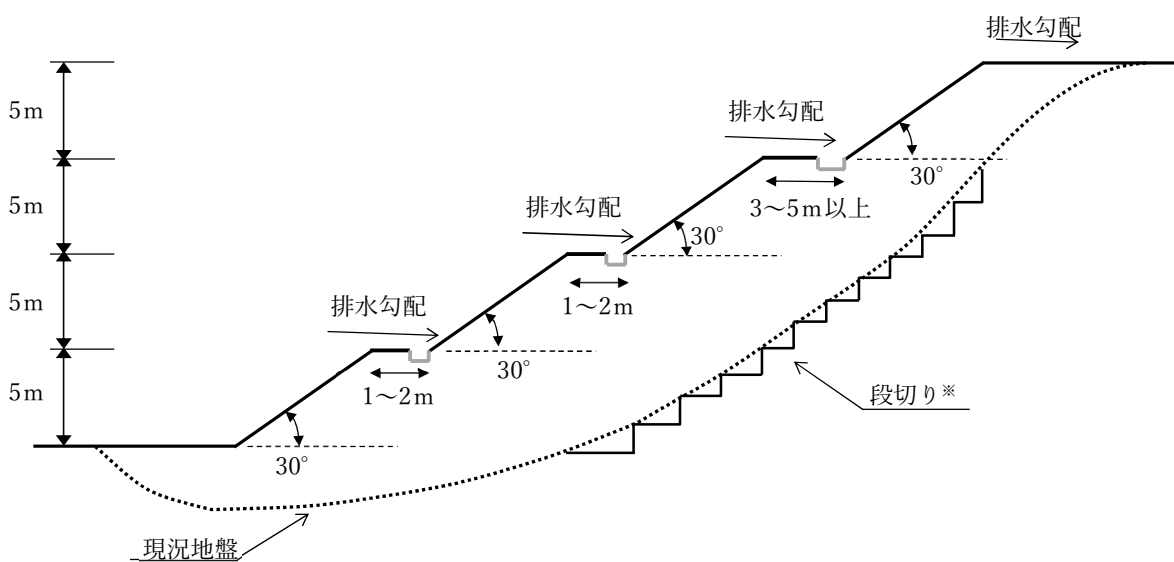
また、盛土をする前の地盤面から盛土の内部に地下水が浸入するおそれがあるときは、当該地下水を排除することができるよう、当該地盤面に排水施設を設置すること。

(3) 盛土又は切土によって崖(「崖」とは、地表面が水平面に対し 30 度を超える角度をなす土地で硬岩盤(風化の著しいものを除く。)以外のものをいう。)が生じる場合においては、崖の上端に続く地盤面には、特別な事情がない限り、その崖の反対方向に雨水その他の地表水が流れるように勾配が付されていること。



※土質等の条件により最大角度は異なる
(詳細は表 3-2 を参照)

図 3-1 切土の施行例



※「3.1.5 盛土施工時の措置」を参照

図 3-2 盛土の施行例

3.1.4 のり面保護計画

- (1) 盛土又は切土によって生ずる崖の崖面は、擁壁でおおう場合を除き、のり面緑化工又は構造物によるのり面保護工を行うことにより、風化その他の浸食に対して保護しなければならない。
- (2) のり面保護工の種類としては、のり面緑化工、構造物によるのり面保護工及びのり面排水工がある。主なのり面保護工の種類と特徴を表 3-3 に示す。

表 3-3 のり面保護工の種類と特徴

分類	工 法	目的・特徴
のり面緑化工	種子吹付工 客土吹付工 植生マット工 張芝工	・雨水浸食防止、凍上崩落抑制 ・のり面を全体的に植生するもの
	筋芝工	・盛土の浸食防止 ・のり面を部分的に植生するもの
	土のう工	・不良土、硬質土のり面の浸食防止
	樹木植栽工	・樹木及びその幼苗を用いて、のり面の浸食防止、早期樹林化を図るもの
のり面構造物による保護工	モルタル吹付工 ブロック張工	・風化、浸食防止
	プレキャスト枠工	・中詰めが土砂等の場合は浸食防止
	現場打コンクリート枠工 コンクリート張工	・のり面表層部の崩落防止、岩盤はく落防止
	のり面蛇かご工	・のり面表層部の浸食や湧水による流失の抑制
	落石防止網工	・比較的小規模な落石対策
のり面排水工	のり肩排水溝 縦排水溝 小段排水溝	・のり面の表面排水 ・のり面の浸食防止
	地下排水溝 水平排水孔 水平排水層	・のり面の地下排水 ・のり面の崩壊防止

- (3) 植生による保護が適さない場合又は完全でない場合は、のり枠工、吹付工などを行うものとし、工種は、土質、気象条件などを考慮して選定すること。
- (4) 崖面以外の地盤面に講ずる措置

盛土又は切土に伴って生じる地盤面は、植生が失われ裸地となることにより、風化や雨水等による侵食や洗掘が生じやすい。侵食や洗掘が進行した場合、崩壊が生じる可能性がある。

このため、崖面以外の地盤面についても、侵食や洗掘を防止するため、排水施設等の設置により適切に排水を行うとともに、植生工等により地盤面を保護する必要がある。

特に、太陽光発電施設等の施設が設置される地盤については、施設の設置に伴う雨水の流出量の増大等が生じ、侵食を生じやすくなることが想定されるため、十分な検討を行うことが大切である。

なお、次の各事項に該当するものは、地盤面の保護を要さない。

- ア 排水勾配を付した盛土又は切土の上面
- イ 道路の路面の部分その他の地盤面を保護する必要がないことが明らかなもの
- ウ 農地等で植物の生育が確保される地盤面

3.1.5 盛土施工時の措置

(1) 盛土をする場合には、盛土に地表水等の浸透による緩み、沈下、崩壊又はすべりが生じないように、おおむね 30cm以下の厚さの層に分けて土を盛り、かつ、その層の土を盛るごとに、これをローラーその他これに類する建設機械を用いて締め固めるとともに、盛土の内部に浸透した地表水等を速やかに排除することができるよう、砂利その他の資材を用いて透水層を設けること。

また、必要に応じて地すべり抑止ぐい又はグラウンドアンカーその他の土留(以下、「地すべり抑止ぐいなど」という。)の設置その他の措置が講じられていること。

(2) 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ぜられていること。

① 著しく傾斜している土地

原地盤の勾配が 15 度(約1:4)程度以上又は旧谷部などの地下水位が高くなると予想される箇所

② 段切り寸法

高さ 50cm、幅1m程度以上を標準とする

③ 排水勾配

のり尻方向に3～5%程度を標準とする

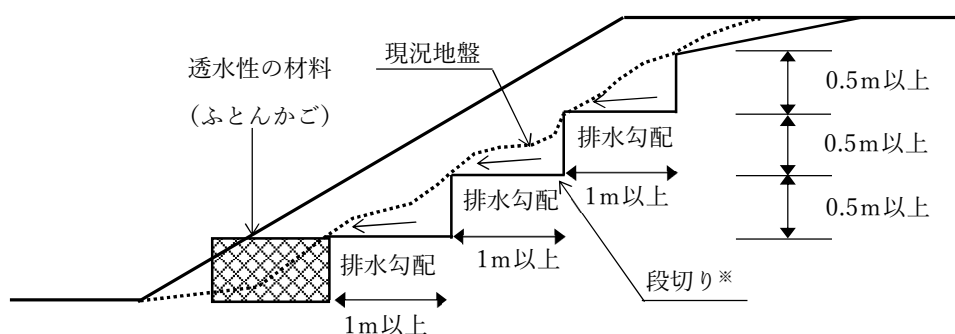


図 3-3 盛土の施工例(段切り)

3.1.6 切土のり面の安定性の検討

- (1) 切土をする場合において、切土をした後の地盤にすべりやすい土質の層があるときは、その地盤にすべりが生じないように、地すべり抑止ぐいなどの設置、土の置換えその他の措置が講ぜられていること。
- (2) 切土のり面の安定性の検討

切土のり面の安定性の検討に当たっては、安定計算に必要な数値を土質試験などにより的確に求めることが困難な場合が多いので、のり高が特に大きい場合(のり高 15m を超えるもの)には、地山の状況に応じて次のア～カについて検討すること。また、余裕のあるのり面勾配にするなど、のり面の安定化を図るよう配慮することが望ましい。

ア のり面が割れ目の多い岩又は流れ盤である場合

地山には、地質構造上、割れ目が発達していることが多く、切土した際にこれらの割れ目に沿って崩壊が発生しやすい。したがって、割れ目の発達程度、岩の破碎の度合、地層の傾斜などについて調査・検討を行い、周辺の既設のり面の施工実績なども勘案の上、のり面の勾配を決定する必要がある。

特に、のり面が流れ盤の場合には、すべりに対して十分留意し、のり面の勾配を決定することが大切である。

イ のり面が風化の速い岩である場合

のり面が風化の速い岩である場合は、掘削時には硬く安定したのり面であっても、切土後の時間の経過とともに表層から風化が進み、崩壊が発生しやすくなるおそれがある。したがって、このような場合には、のり面保護工により風化を抑制するなどの配慮が必要である。

ウ のり面が侵食に弱い土質である場合

砂質土からなるのり面は、表面流水による侵食に特に弱く、落石、崩壊及び土砂の流出が生じる場合が多いので、地山の固結度及び粒度に応じた適切なのり面勾配とするとともに、のり面全体の排水などに十分配慮する必要がある。

エ のり面が崩積土などである場合

崖(がい)すいなどの固結度の低い崩積土からなる地山において、自然状態よりも急な勾配で切土をした場合には、のり面が不安定となって崩壊が発生するおそれがあるので、安定性の検討を十分に行い、適切なのり面勾配を設定する必要がある。

オ のり面に湧水などが多い場合

湧水の多い箇所又は地下水位の高い箇所を切土する場合には、のり面が不安定になりやすいので、のり面勾配を緩くしたり、湧水の軽減及び地下水位の低下のためののり面排水工を検討する必要がある。

カ のり面又は崖の上端面に雨水が浸透しやすい場合

切土によるのり面又は崖の上端に続く地盤面に砂層、礫層などの透水性が高い地層又は破碎帯が露出するような場合には、切土後に雨水が浸透しやすくなり、崩壊の危険性が高くなるので、のり面を不透水性材料で覆うなどの浸透防止対策を検討する必要がある。

3.1.7 盛土の安定性の検討

(1) 盛土のり面の安定性の検討

盛土のり面の勾配は、のり高、盛土材料の種類などに応じて適切に設定し、原則として 30 度以下とする。

(ア) 盛土のり面が、次のような場合には、盛土のり面の安定性の検討を十分に行った上で勾配を決定する。

(a) のり高が 15m 以上の場合

(b) 片切り・片盛り、腹付け盛土、斜面上の盛土、谷間を埋める盛土など、盛土が地山からの流水、湧水及び地下水の影響を受けやすい場合

(c) 盛土箇所の原地盤が軟弱地盤や地すべり地など、不安定な場合

(d) 住宅などの人の居住する施設が隣接しているなど、盛土の崩壊が隣接物に重大な影響を与えるおそれがある場合

(e) 腹付け盛土(盛土をする前の地盤面が水平面に対して 20 度以上の角度をなし、かつ、盛土の高さが 5m 以上であるもの。)となる場合

(f) 締固め難い材料を盛土に用いる場合

※「締固め難い材料」とは、火山灰質土等の高含水の細粒土など、締固め度による密度管理が難しい材料をいう

(イ) 盛土のり面の安定性の検討に当たっては、次の各事項に十分留意する必要がある。

ただし、のり面勾配等の決定に当たっては、安定計算に加え近隣又は類似土質条件の施工実績・災害事例などを十分に参照した上で総合的に検討することが大切である。

(a) 安定計算

盛土のり面の安定性については、円弧滑り面法により検討することを標準とする。また、円弧滑り面法のうち簡便なフェレニウス式(簡便法)によることを標準とするが、現地状況などに応じて他の適切な安定計算式を用いる。

(b) 設計土質定数

安定計算に用いる粘着力及び内部摩擦角の設定は、盛土に使用する土を用いて、現場含水比及び現場の締固め度に近い状態で供試体を作成し、せん断試験を行うことにより求めることを原則とする。

(c) 間げき水圧

盛土の施工に際しては、適切に地下水排除工等を設けることにより、盛土内に間げき水圧が発生しないようにすること。

しかし、事業区域内における地下水位又は間げき水圧の推定は未知な点が多く、これらはのり面の安全性に大きく影響を及ぼす。このため、地下水及び降雨時の浸透水の集中により間げき水圧が上昇することが懸念される盛土では、間げき水圧を考慮した安定計算によって盛土のり面の安定性を検討することが望ましく、特に溪流等における高さ 15 m 以上の盛土は、間げき水圧を考慮した安定計算を標準とする。安定計算に当たっては、盛土の下部又は側方からの浸透水による水圧を間げき水圧とし、必要に応じて、雨水の浸透によって形成される地下水による間げき水圧及び盛土施工に伴って発生する過剰間げき水圧を考慮すること。

また、これらの間げき水圧は、現地の状況等を踏まえ、適切に推定することが望ましい。

なお、十分締固めた盛土では液状化等による盛土の強度低下は生じにくい、火山灰質土等の締固め難い材料を用いる盛土や、溪流等における高さ 15 m 超の盛土については液状化現象を考慮し、液状化判定等を実施する。

(d) 最小安全率

盛土のり面の安定に必要な最小安全率(F_s)は、盛土施工直後において、 $F_s \geq 1.5$ であることを標準とする。

また、地震時の安定性を検討する場合の安全率は、大地震時に $F_s \geq 1.0$ とすることを標準とする。

なお、大地震時の安定計算に必要な水平震度は 0.25 に建築基準法施行令第 88 条第1項に規定するZの数値(札幌市では 0.9)を乗じて得た数値とする。

(e) その他

構造計算などにおいて本手引きに示されていない事項については、「盛土等防災マニュアルの解説」を参考にする。

(2) 盛土全体の安定性の検討

(ア) 造成する盛土の規模が、次に該当する場合は、盛土全体の安定性を検討する。

(a) 谷埋め型大規模盛土造成地

盛土をする土地の面積が 3,000 m^2 以上であり、かつ、盛土をすることにより、当該盛土をする土地の地下水が盛土をする前の地盤面の高さを超え、盛土の内部に侵入することが想定されるもの

(b) 腹付け型大規模盛土造成地

盛土をする前の地盤面が水平面に対し 20 度以上の角度をなし、かつ、盛土の高さが5m以上となるもの

(イ) 検討に当たっては、次の各事項に十分留意する必要がある。ただし、安定計算の結果のみを重視して盛土形状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、災害事例などを十分参照することが望ましい。

(a) 安定計算

谷埋め型大規模盛土造成地の安定性については、二次元の分割法により検討することを標準とする。ただし、溪流等における盛土は「3.1.8 溪流等における盛土」及び「盛土等防災マニュアルの解説」を参照すること。

腹付け型大規模盛土造成地の安定性については、二次元の分割法のうち簡便法により検討することを標準とする。

(b) 設計土質定数

安定計算に用いる粘着力及び内部摩擦角の設定は、盛土に使用する土を用いて、現場含水比及び現場の締固め度に近い状態で供試体を作成し、せん断試験を行うことにより求めることを原則とする。

(c) 間げき水圧

盛土の施工に際しては、適切に地下水排除工を設けることにより、盛土内に間げき水圧が発生しないようにすること。

しかし、計画区域内における地下水位又は間げき水圧の推定は未知な点が多く、これらは、のり面全体の安全性に大きく影響を及ぼす。このため、地下水及び降雨時の浸透水の集中により間げき水圧が上昇することが懸念される盛土では、間げき水圧を考慮した安定計算によって盛土のり面の安定性を検討すること。安定計算に当たっては、盛土の下部又は側方からの浸透水による水圧を間げ

き水圧とし、必要に応じて、雨水の浸透によって形成される地下水による間げき水圧及び盛土施工に伴って発生する過剰間げき水圧を考慮する。

また、これらの間げき水圧は、現地の状況等を踏まえ、適切に推定することが望ましい。

なお、十分締固めた盛土では液状化等による盛土の強度低下は生じにくい、火山灰質土等の締固め難い材料を用いる盛土や、渓流等における高さ 15 m 超の盛土については液状化現象を考慮し、液状化判定等を実施する。

(d) 最小安全率

盛土のり面の安定に必要な最小安全率(F_s)は、盛土施工直後において、 $F_s \geq 1.5$ であることを標準とする。

盛土の安定については常時の安全性を確保するとともに、地震時の安定性を検討する場合の安全率(F_s)は、大地震時に $F_s \geq 1.0$ とすることを標準とする。

なお、大地震時の安定計算に必要な水平震度は、0.25 に建築基準法施行令第 88 条第1項に規定するZの数値(札幌市では 0.9)を乗じて得た数値とする。

3.1.8 溪流等における盛土

- (1) 山間部における河川の流水が継続して存する土地その他の宅地造成及び特定盛土等に伴い災害が生ずるおそれが特に大きい次に定める土地について、高さが15mを超える盛土をする場合においては、盛土をした後の土地の地盤について、土質試験その他の調査又は試験に基づく地盤の安定計算を行うことによりその安定が保持されるものであることを確かめること。
 - (ア) 山間部における、河川の流水が継続して存する土地
 - (イ) 山間部における、地形、草木の生茂の状況その他の状況がアの土地に類する状況を呈している土地
 - (ウ) (ア)、(イ)の土地及びその周辺の土地の地形から想定される集水地域にあって、雨水その他の地表水が集中し、又は地下水が湧出するおそれが大きい土地

(2) 溪流等における盛土

溪流等における盛土は、盛土内にまで地下水が上昇しやすく、崩壊発生時に溪流を流下し大規模な災害となりうることから、慎重な計画が必要であり、極力避ける必要がある。やむを得ず、溪流等に対し盛土を行う場合には、原地盤及び周辺地盤の地形、地質、土質、湧水及び地下水等の現地状況を調査し、土砂流出に対する盛土の安全性や盛土周辺からの地表水や地下水等に対する盛土の安全性等の検討を行い、通常の盛土の規定に加え、次の措置を講ずる必要がある。

また、溪流等に限らず、湧水やその痕跡が確認される場合においても、溪流等における盛土と同様な措置を講ずる必要がある。

なお、溪流等の範囲とは、溪床10度以上の勾配を呈し、0次谷を含む一連の谷地形であり、その底部の中心線からの距離が25m以内の範囲を基本とする。

(ア) 盛土高

盛土の高さは15m以下を基本とし、「3.1.7 盛土の安定性の検討」に示す安定計算等の措置を行う。ただし、盛土の高さが15mを超える場合は、次のとおりとする。

- (a) より詳細な地質調査、盛土材料調査、土質試験等を行った上で二次元の安定計算を実施し、基礎地盤を含む盛土の安全性を確保しなければならない。
- (b) 間げき水圧を考慮した安定計算を標準とする。（「3.1.7 盛土の安定性の検討」を参照）
- (c) 液状化判定等を実施する。（「3.1.7 盛土の安定性の検討」を参照）
- (d) 溪流等に対し高さ15mを超え、かつ5万 m^3 を超える盛土は、二次元の安定計算に加え、三次元の変形解析や浸透流解析等（以下「三次元解析」という。）により多角的に検証を行うことが望ましい。ただし、三次元解析を行う場合には、より綿密な調査によって解析条件を適切に設定しなければ、その精度が担保されないこと、結果の評価には高度な技術的判断を要することに留意する必要があることや、綿密な調査の結果等から、二次元の変形解析や浸透流解析等（以下「二次元解析」という。）での評価が適当な場合には、二次元解析を適用する。

(イ) のり面処理

- (a) のり面の下部については、湧水等を確認するとともに、その影響を十分に検討し、必要に応じて、擁壁等の構造物を検討するものとする。
- (b) のり面は、必ず植生等によって処理するものとし、裸地で残してはならない。
- (c) のり面の末端が流れに接触する場合には、のり面は、盛土の高さにかかわらず、豪雨時に想定される水位に対し十分安全を確保できる高さまで構造物で処理しなければならない。

(ウ) 排水施設

盛土を行う土地に流入する溪流等の流水は、盛土内に浸透しないように、原則として開水路によって処理し、地山からの湧水のみ暗きょ排水工にて処理するものとする。また、溪流を埋め立てる場合には、本川、支川を問わず在来の溪床に必ず暗きょ排水工を設けなければならない。

(エ) 工事中及び工事完了後の防災

工事中の土砂の流出や河川汚濁を防止するため、防災ダムや沈泥池等を設ける必要がある。また、工事完了後の土砂の流出を防止するため沈砂池を設けなければならない。防災ダムは、工事中に土砂の流出がない場合には、工事完了後、沈砂池として利用できる。

3.1.9 注意事項

盛土又は切土によって生ずる崖の形状などにより、当該崖及び崖付近に対し、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に基づき、土砂災害警戒区域などに指定される場合がある。

指定が見込まれる場合には、予め指定権者である、北海道空知総合振興局札幌建設管理部と協議することが望ましい。

第2節 擁壁等の構造

3.2.1 鉄筋、無筋コンクリート造擁壁の構造

崖面に設置する擁壁の構造は、鉄筋コンクリート造、無筋コンクリート造又は練積み造(石積み、コンクリートブロック積み)などとする。

なお、構造計算などにおいて本手引きに示されていない事項については、「盛土等防災マニュアルの解説」を参考にする。

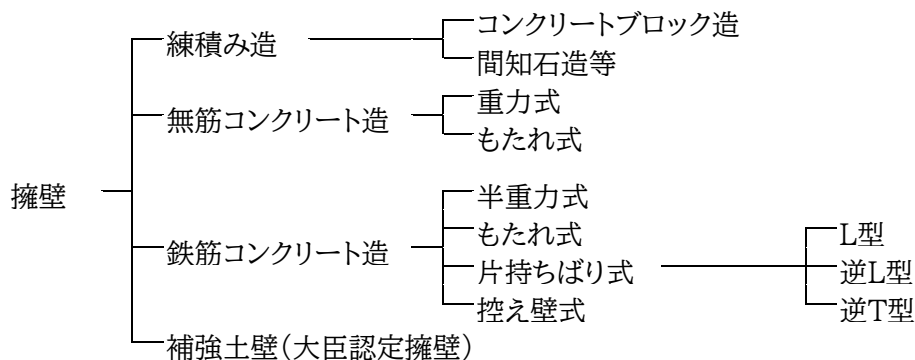


図 3-4 擁壁の種類

◆大臣認定擁壁

次に掲げる特殊な材料又は構法による擁壁を使用する場合は、政令第 17 条の規定により、「義務設置の擁壁」と同等以上の効力があると国土交通大臣が認めたもの(「大臣認定擁壁」という。)を使用しなければならない。

- ① コンクリートブロック空積み造擁壁
- ② コンクリートブロック練積み造擁壁(ただし、政令第 10 条に規定する構造基準を満たすもの、及び建設省告示第 1485 号(昭和 40 年 6 月 14 日)に基づく認定擁壁を除く。)
- ③ 補強鉄筋を用いたコンクリートブロック造擁壁
- ④ プレキャスト製品による鉄筋コンクリート造擁壁
- ⑤ 壁面に植栽を施す擁壁(緑化擁壁)
- ⑥ 補強土擁壁

また、大臣認定擁壁を使用する場合は、認定条件が現地の設計条件と合致していなければ使用することができない。

(1) 鉄筋、無筋コンクリート造擁壁の構造

(ア) 鉄筋コンクリート造又は無筋コンクリート造擁壁の設計に当たっては、土質条件、荷重条件などの設計条件を的確に設定した上で常時及び地震時における擁壁の要求性能を満足するように、次の各項目について安全性を検討するものとする。

また、擁壁の高さが5mを超える場合には、地震時の荷重に対しても、擁壁の安全性を検討すること。

- (a) 土圧、水圧、自重など(以下「土圧など」という。)によって擁壁が破壊されないこと。
- (b) 土圧などによって擁壁が転倒しないこと。
- (c) 土圧などによって擁壁の基礎が滑らないこと。
- (d) 土圧などによって擁壁が沈下しないこと。

表 3-4 擁壁の安定計算における安全率(Fs)及び地盤の支持力度

	常時	中地震時	大地震時
部材応力	長期許容応力度以内	短期許容応力度以内	終局耐力※ (設計基準強度及び基準強度) 以内
転倒	$F_s \geq 1.5$	—	$F_s \geq 1.0$
滑動	$F_s \geq 1.5$	—	$F_s \geq 1.0$
支持力	$F_s \geq 3.0$	—	$F_s \geq 1.0$

※終局耐力とは、曲げ、せん断、付着割裂などの終局耐力をいう。

(イ) 設計条件の設定

(a) 土質条件

土質定数は、原則として土質調査・原位置試験に基づき求めたものを使用する。

ただし、これによることが適当でない場合や、小規模な造成においては、ボーリング調査、スクリーウエイト貫入試験、試験掘削等により土質を判断した上で、表 3-5 及び表 3-6 を用いることができる。

表 3-5 単位体積重量と土圧係数

土質	単位体積重量(kN/m ³)	土圧係数※
砂利又は砂	18	0.35
砂質土	17	0.40
シルト、粘土又はそれらを多量に含む土	16	0.50

※ 表 3-5 の土圧係数を使用できる条件は、背面土の勾配が 90 度以下、かつ、余盛等の勾配及び高さがそれぞれ 30 度以下及び 1m 以下の場合に限る。

なお、土圧係数により求めた土圧には、5kN/m²程度の積載荷重を見込んでいるので、留意すること。詳細は、「参考資料 擁壁構造計算例」を参照。

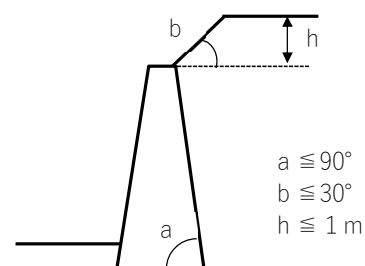


表 3-6 基礎地盤の土質と摩擦係数

土質	摩擦係数
岩、岩屑、砂利又は砂	0.5
砂質土	0.4
シルト、粘土又はそれらを多量に含む土 (擁壁の基礎底面から少なくとも 15cm までの深さの土を砂利又は砂に置き換えた場合に限る。)	0.3

◆基礎地盤の内部摩擦角 ϕ と粘着力 C は次の方法により求めることができる。

【例】

≪砂質土の場合、粘着力 $C=0$ ≫

$$\phi = \sqrt{20N} + 15$$

≪粘性土の場合、内部摩擦角 $\phi=0$ ≫

$$C = q_u / 2$$

$$q_u = 40 + 5N$$

※ この場合、スクリーウエイト貫入試験(旧:スウェーデン式サウンディング試験)から求められる N_{sw} から推定された N 値は、推定を重ねることになるため使用しないこと。

ϕ : 砂質土の内部摩擦角 (°)
 N : 標準貫入試験により得られた N 値
 C : 粘性土の粘着力 (kN/m²)
 q_u : 一軸圧縮強さ (kN/m²)

(b) 荷重条件

擁壁の設計に用いる荷重については、擁壁の設置箇所の状況などに応じて必要な荷重を適切に設定すること。

① 土圧

- ・ 土圧の計算は、ランキン、クーロン、テルツァーギなどの各理論によること。
- ・ 擁壁に作用する土圧は、裏込め地盤の土質や擁壁の形状などに応じて、実状にあわせて算出することを原則とする。

また、盛土の場合でこれによることが困難な場合や、小規模な造成において表 3-5 の値を用いることができる。

- ・ 裏込め土の内部摩擦角については、その根拠となる土質調査試験の結果を添付すること。

② 水圧

水圧は、擁壁の設置箇所の地下水位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、水抜穴などの排水処理を規定どおり行い、地下水位の上昇が想定されない場合は、考慮しなくてもよい。

③ 自重

擁壁の設計に用いる自重は、躯体重量のほか、逆T型、L型擁壁などの片持ちばり式擁壁の場合には、仮想背面のとり方によって計算上の擁壁の自重が異なるので注意すること。

表 3-7 材料と単位体積重量

材料	単位体積重量(kN/m ³)
コンクリート	23
鉄筋コンクリート	24

④ 地震時荷重

擁壁自体の自重に起因する地震時慣性力と裏込め土の地震時土圧を考慮する。ただし、設計に用いる地震時荷重は、地震時土圧による荷重、又は擁壁の自重に起因する地震時慣性力に常時の土圧を加えた荷重のうち大きい方とする。なお、表 3-5 及び表 3-6 を用いる場合は、擁壁の自重に起因する地震時慣性力と表 3-5 の土圧係数を用いるものとする。

⑤ 積載荷重

擁壁に作用する積載荷重は、一般的な戸建て住宅が想定される場合は、10kN/m²の均等荷重をかけることを標準とするが、擁壁の設置箇所の実状に応じて、建築物、工作物、積雪などによる積載荷重を考慮する。

⑥ フェンス荷重

擁壁の天端にフェンスを直接設ける場合は、実状に応じて、適切なフェンス荷重を考慮する。

なお、宅地擁壁の場合は、擁壁天端より高さ 1.1m の位置に $P_f = 1\text{kN/m}$ 程度の水平荷重を作用させるのが一般的である。

(c) 外力の作用位置と壁面摩擦角など

① 土圧などの作用面と壁面摩擦角など

土圧の作用面は原則として躯体コンクリート背面とし、壁面摩擦角は土とコンクリートの場合は、常時において $2\phi/3$ を用いることを標準とする (ϕ : 土の内部摩擦角)。

② 土圧などの作用点

土圧合力の作用位置は、土圧分布の重心位置とする。

(d) 擁壁部材(鋼材及びコンクリート)の許容応力度

鋼材及びコンクリートの許容応力度について、以下のとおり建築基準法施行令を準用する。

① 鋼材の許容応力度は、建築基準法施行令第 90 条による。(下表参照)

表 3-8 鉄筋の許容応力度

鉄筋の種類 (基準強度 N/mm^2)	長期許容引張応力度 (N/mm^2)	短期許容引張応力度 (N/mm^2)
SD295A 及び B	195	295
SD345	215 ※鉄筋径 29mm 以上の場合は 195	345

② コンクリートの許容応力度は、建築基準法施行令第 91 条による。(下表参照)

表 3-9 コンクリートの許容応力度

設計基準強度 F_c (N/mm^2)	長期許容応力度 (N/mm^2)		短期許容応力度 (N/mm^2)	
	圧縮	せん断	圧縮	せん断
18	6.0	0.6	12	1.2
21	7.0	0.7	14	1.4
24	8.0	0.73	16	1.46

また、重力式擁壁などの無筋コンクリート造擁壁が、地震時において壁体内部に引張力が発生する場合のコンクリートの許容引張応力度は、許容圧縮応力度の $1/10$ を目安とすることができる。

(e) 基礎地盤の許容応力度(許容支持力度)

以下に示す方法により、求めること。

① 支持力式による方法【建基法施行令第 93 条、H13 国土交通省告示第 1113 号】

$$\text{長期 } q_a = 1/3(i_c \times \alpha \times C \times N_c + i_\gamma \times \beta \times \gamma_1 \times B \times N_\gamma + i_q \times \gamma_2 \times D_f \times N_q)$$

$$\text{短期 } q_a = 2/3(i_c \times \alpha \times C \times N_c + i_\gamma \times \beta \times \gamma_1 \times B \times N_\gamma + i_q \times \gamma_2 \times D_f \times N_q)$$

q_a : 地盤の許容応力度 (kN/m²)

i_c 、 i_γ 、 i_q : 基礎に作用する荷重の傾斜に応じた補正係数、次式による。

$$i_c = i_q = (1 - \theta/90)^2 \quad i_\gamma = (1 - \theta/\phi)^2$$

θ : 基礎に作用する荷重の鉛直方向に対する傾斜角 (度)

ただし、 θ が ϕ を超える場合は ϕ とする。

$$\theta = \tan^{-1} (H/V) \quad (H : \text{水平荷重、} V : \text{鉛直荷重})$$

ϕ : 地盤の特性によって求めた内部摩擦角 (度)

α 、 β : 基礎荷重面の形状に応じた係数

基礎底面の形状	円形以外 (長方形)	円 形
α	$1.0 + 0.2 \times B/L$	1.2
β	$0.5 - 0.2 \times B/L$	0.3

B : 基礎荷重面の短辺幅 (m)

L : 基礎荷重面の長辺幅 (m)

C : 基礎荷重面下にある地盤の粘着力 (kN/m²)

N_c 、 N_γ 、 N_q : 地盤の内部摩擦角に応じた支持力係数

支持力係数 \ 内部摩擦角	0°	5°	10°	15°	20°	25°	28°	32°	36°	40°以上
N_c	5.1	6.5	8.3	11.0	14.8	20.7	25.8	35.5	50.6	75.3
N_γ	0	0.1	0.4	1.1	2.9	6.8	11.2	22.0	44.4	93.7
N_q	1.0	1.6	2.5	3.9	6.4	10.7	14.7	23.2	37.8	64.2

γ_1 : 基礎荷重面下の地盤の単位体積重量 (kN/m³)

γ_2 : 基礎荷重面より上の根入れ部分の土の平均単位体積重量 (kN/m³)

(γ_1 、 γ_2 とも地下水位以下の場合は水中単位体積重量)

D_f : 根入れ深さ (m)

② スクリューウェイト貫入試験(旧:スウェーデン式サウンディング試験)による方法

【建基法施行令第 93 条、H13 国土交通省告示第 1113 号】

$$\text{長期 } q_a = 30 + 0.6 \times N_{sw}$$

$$\text{短期 } q_a = 60 + 1.2 \times N_{sw}$$

q_a : 地盤の許容応力度 (kN/m²)

N_{sw} : 基礎の底部から下方 2 m 以内の距離にある地盤のスクリューウェイト貫入試験における 1 m あたりの半回転数 (150 を超える場合は 150 とする。) の平均値 (回)

③ 平板載荷試験による方法【建基法施行令第 93 条、H13 国土交通省告示第 1113 号】

$$\text{長期 } q_a = q_t + 1/3 \times N' \times \gamma_2 \times D_f$$

$$\text{短期 } q_a = 2 \times q_t + 1/3 \times N' \times \gamma_2 \times D_f$$

q_a : 地盤の許容応力度 (kN/m^2)

q_t : 平板載荷試験による降伏荷重度の 1/2 の数値又は極限応力度の 1/3 の数値のうちいずれか小さい数値 (kN/m^2)

N' : 基礎荷重面下の地盤の種類に応じて次の表に掲げる係数

係数	地盤の種類		
	密実な砂質地盤	砂質地盤（密実なものを除く）	粘土質地盤
N'	12	6	3

γ_2 : 基礎荷重面より上の根入れ部分の土の平均単位体積重量 (kN/m^3)
(γ_2 とも地下水位以下の場合は水中単位体積重量)

D_f : 根入れ深さ (m)

原則として地盤調査結果に基づき決定することだが、宅地造成及び特定盛土等規制法では、建築基準法施行令第 93 条及び第 94 条に基づいて定めた値を採用することもできる。その場合、当該地盤の種類が確認できる資料を添付した上で、着工後に現地試験等により基礎地盤の許容応力度を確認し、設計上の許容応力度を上回る必要がある。

(f) 地震力

地震時の標準設計水平震度は、中規模地震動で 0.20、大規模地震動で 0.25 とする。

(g) 底版と基礎地盤の摩擦係数

擁壁底面と基礎地盤の摩擦係数は、表 3-6 によること。ただし、基礎地盤の土質試験などの結果による内部摩擦角を用いる場合には、表 3-6 にかかわらず摩擦係数の値は 0.6 を上限として $\tan \phi$ (プレキャストコンクリートの場合は $\tan 2/3 \phi$) を用いることができる。(ϕ : 内部摩擦角)

(ウ) 根入れ深さ

根入れの深さは、地盤面から擁壁底面までの深さとし、原則として 60cm 以上確保することとする。(地方独立行政法人北海道立総合研究機構の「スカート断熱工法設計・施工マニュアル」より、札幌市における凍結深度を考慮し 60cm 以上としている)。

また、逆 T 型擁壁や逆 L 型擁壁のように擁壁の前面に底版が張り出ている擁壁については、原則として、底版厚さに 50cm 以上を加えた根入れ深さを確保すること。

(エ) 擁壁の排水

擁壁には、その裏面の排水を良くするため、壁面の面積 3m^2 以内ごとに少なくとも 1 個の内径が 7.5 cm 以上の陶管その他これに類する耐水性の材料を用いた水抜穴を設け、かつ、擁壁の裏面の水抜穴の周辺その他必要な場所には、砂利その他の資材を用いて透水層を設けなければならない。透水層の厚さは、30cm を標準とする。なお、札幌市においては寒冷地であるため、透水層として透水マットを使用することはできない。

(オ) その他擁壁の設計・施工上の留意事項

(a) 擁壁の配筋は次の事項に留意して設計・施工すること。

- ① 鉄筋は、異形鉄筋を用いることとし、鉄筋径は、13mm 以上とすることが望ましい。
- ② 鉄筋のかぶり厚さは、縦壁で4cm 以上、底版で6cm 以上とすること。
- ③ 鉄筋の最大配置間隔は、主鉄筋で 30cm 以下、配力鉄筋及び用心鉄筋で 40cm 以下とすること。
- ④ 縦壁及び底版は、複鉄筋にすることが望ましい。
- ⑤ 主筋の継手は、構造部における引張力の最も小さい部分に設け、継手の重ね長さは、溶接する場合を除き、主筋の径の 25 倍以上とすること。ただし、主筋の継手を引張力の最も小さい部分に設けることのできない場合においては、その重ね長さを主筋の径の 40 倍以上とすること。

(b) コンクリートは、鉄筋コンクリート部材の場合、設計基準強度 F_c が 21 N/mm² 以上、無筋コンクリート部材の場合、設計基準強度 F_c が 18N/mm² 以上のものを使用すること。

また、密実かつ均質で十分な強度を有するよう、打設、打継ぎ、養生等を適切に行うこと。

(c) L型擁壁については、札幌市のL型擁壁標準設計図を使用することができる。この場合、土質調査などで標準設計図の諸条件に適合することが確認できれば、構造計算を行う必要はない。

3.2.2 練積み造擁壁の構造

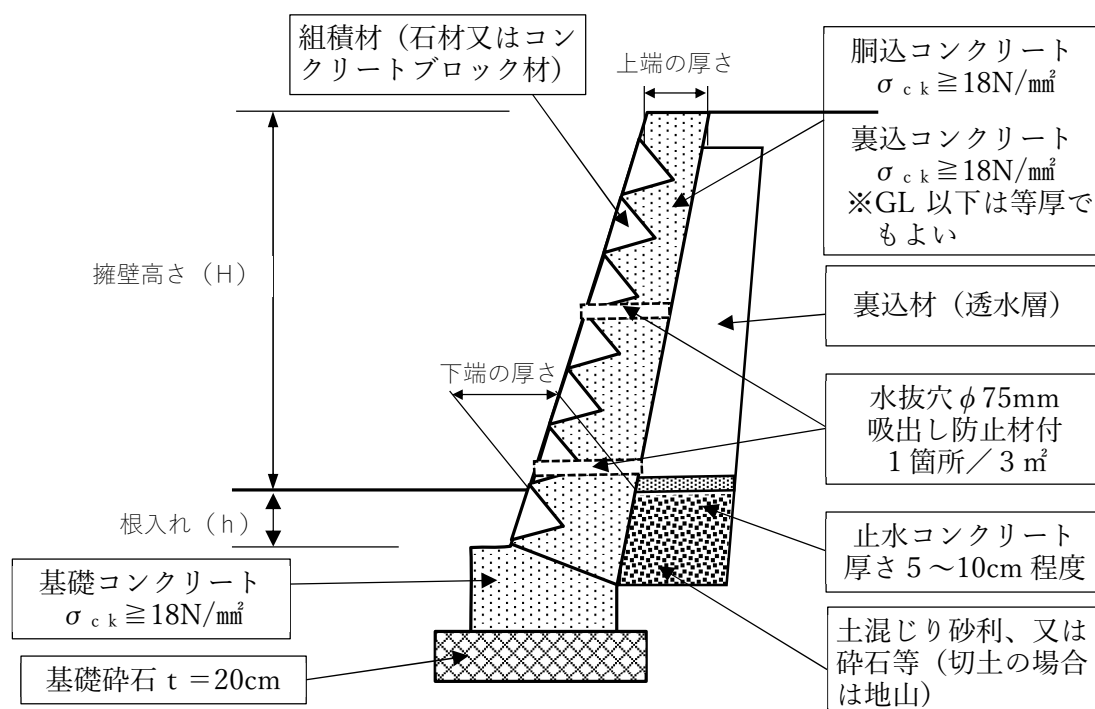
(1) 練積み造擁壁の設計基準

- (ア) 擁壁各部の構造寸法は、背面土の種類などにより細則第5条別表によること。
- (イ) 石材その他の組積材は、控え長さが30cm以上のものを使用し、コンクリートを用いて一体化を図るとともに、その背面を栗石、砂利等で有効に裏込めすること。裏込め材の厚さは、切土の場合は30cm程度の等厚とし、盛土の場合は土圧の低減効果を図れる場合もあることから、上端は30cm程度、下端は60cm以上もしくは擁壁地上高さの100分の20のいずれか大きい方の数値以上の厚さとするを標準とする。
- (ウ) 擁壁を岩盤に接着して設置する場合を除き、擁壁には一体の鉄筋コンクリート造又は無筋コンクリート造で擁壁のすべり及び沈下に対して安全である基礎を設けること。
- (エ) 水抜穴は、内径7.5cm以上の陶管その他これに類する耐水材料を用い、3㎡以内ごとに1個以上有効な位置に設けること。
- (オ) 擁壁を設置する場所の土質が、支持地盤として設計条件(地耐力)を満足するか否かを地盤調査などにより確かめること。また、基礎は直接基礎とし、良質な支持層上に設けることを原則とするが、地耐力が不足する場合は地盤改良などを検討すること。

(2) 練積み造擁壁の使用材料

- (ア) 胴込めコンクリート、裏込めコンクリート及び基礎コンクリートの4週圧縮強度は、1mm²につき18N以上であること。
- (イ) コンクリートブロックに用いるコンクリートの比重は、2.3以上であり、かつ、擁壁に用いるコンクリートブロックの重量は壁面1㎡につき350kg以上(ただし、コンクリートブロックのみを積み上げた状態)であること使用するものとし、4週圧縮強度は、1mm²につき18N以上とすること。
- (ウ) コンクリートブロックは、相当数の使用実績を有し、構造耐力上支障のないものであること。

<イメージ図>



【細則第 5 条別表】

土 質		練積み造擁壁の形状				
		勾配(θ)	擁壁高さ(H)	下端の厚さ	上端の厚さ	根入れ(h)
第一種	岩、岩屑、砂利又は砂利混じり砂	$70^\circ < \theta \leq 75^\circ$ (3分)	$H \leq 1.5\text{m}$ $1.5\text{m} < H \leq 2.5\text{m}$	40cm 以上 50cm 以上	40cm 以上 45cm 以上	35cm 45cm
		$65^\circ < \theta \leq 70^\circ$ (4分)	$H \leq 1.5\text{m}$ $1.5\text{m} < H \leq 2.5\text{m}$ $2.5\text{m} < H \leq 3.5\text{m}$	40cm 以上 45cm 以上 50cm 以上	40cm 以上 45cm 以上 45cm 以上	35cm 45cm 60cm
		$\theta \leq 65^\circ$ (5分)	$H \leq 2.5\text{m}$ $2.5\text{m} < H \leq 3.5\text{m}$ $3.5\text{m} < H \leq 4.5\text{m}$	40cm 以上 45cm 以上 60cm 以上	40cm 以上 45cm 以上 45cm 以上	45cm 60cm 75cm
第二種	砂質土、火山灰、硬質粘土その他これらに類するもの	$70^\circ < \theta \leq 75^\circ$ (3分)	$H \leq 1.5\text{m}$ $1.5\text{m} < H \leq 2.5\text{m}$	50cm 以上 70cm 以上	45cm 以上 45cm 以上	35cm 45cm
		$65^\circ < \theta \leq 70^\circ$ (4分)	$H \leq 1.5\text{m}$ $1.5\text{m} < H \leq 2.5\text{m}$ $2.5\text{m} < H \leq 3.5\text{m}$	45cm 以上 60cm 以上 75cm 以上	45cm 以上 45cm 以上 45cm 以上	35cm 45cm 60cm
		$\theta \leq 65^\circ$ (5分)	$H \leq 1.5\text{m}$ $1.5\text{m} < H \leq 2.5\text{m}$ $2.5\text{m} < H \leq 3.5\text{m}$ $3.5\text{m} < H \leq 4.5\text{m}$	40cm 以上 50cm 以上 65cm 以上 80cm 以上	40cm 以上 45cm 以上 45cm 以上 45cm 以上	30cm 45cm 60cm 75cm
第三種	その他の土質	$70^\circ < \theta \leq 75^\circ$ (3分)	$H \leq 1.5\text{m}$ $1.5\text{m} < H \leq 2.5\text{m}$	85cm 以上 90cm 以上	75cm 以上 75cm 以上	45cm 60cm
		$65^\circ < \theta \leq 70^\circ$ (4分)	$H \leq 1.5\text{m}$ $1.5\text{m} < H \leq 2.5\text{m}$ $2.5\text{m} < H \leq 3.5\text{m}$	75cm 以上 85cm 以上 105cm 以上	75cm 以上 75cm 以上 75cm 以上	45cm 60cm 80cm
		$\theta \leq 65^\circ$ (5分)	$H \leq 1.5\text{m}$ $1.5\text{m} < H \leq 2.5\text{m}$ $2.5\text{m} < H \leq 3.5\text{m}$ $3.5\text{m} < H \leq 4.5\text{m}$	70cm 以上 80cm 以上 95cm 以上 120cm 以上	70cm 以上 75cm 以上 75cm 以上 75cm 以上	45cm 60cm 80cm 100cm

※当該擁壁に作用する積載荷重は 10kN/m²程度を想定している

表 3-10 練積み造擁壁の必要地耐力

擁壁の高さ		$H \leq 1.5\text{m}$	$1.5\text{m} < H \leq 2.5\text{m}$	$2.5\text{m} < H \leq 3.5\text{m}$	$3.5\text{m} < H \leq 4.5\text{m}$
必要地耐力 (kN/m^2)	盛土	75	75	100	125
	切土				

- (3) 擁壁上部に斜面がある場合は、土質に応じた勾配線が斜面と交差した点までの垂直高さを崖高さと仮定し、擁壁はその高さに応じた構造とすること。

<イメージ図>

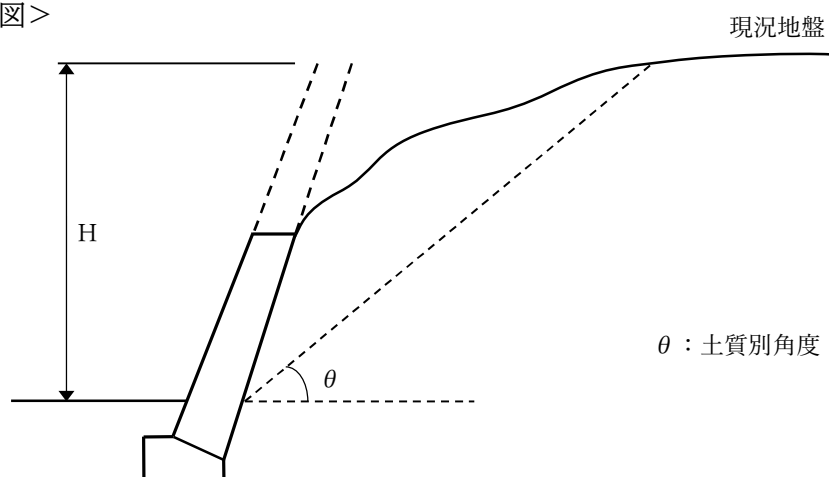


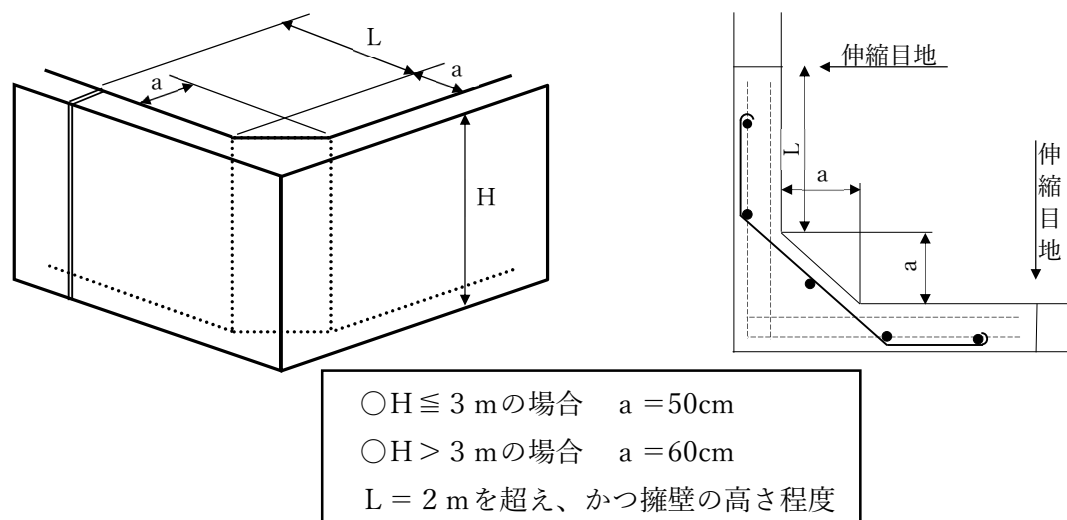
表 3-11 土質別角度(θ)

背面土質	軟岩(風化の著しいものを除く。)	風化の著しい岩	砂利、硬質粘土、火山灰、砂質土その他これらに類するもの	盛土又は腐植土
角 度 (θ)	60°	40°	35°	25°

3.2.3 その他擁壁に関する基準

- (1) 伸縮継目は、原則として擁壁長さ 20m 以内ごとに 1 箇所設け、特に地盤条件の変化する箇所、擁壁高さが著しく異なる箇所、擁壁の材料・構法を異にする箇所は、有効に伸縮継目を設け、基礎部分まで切断する。また、擁壁の屈曲部においては、伸縮継目の位置を隅角部から擁壁の高さの分だけ避けて設置する。
- (2) 擁壁（練積み造擁壁、鉄筋コンクリート造擁壁、無筋コンクリート造擁壁（背面に勾配を付けた場合は除く。））の屈曲する箇所は、隅角をはさむ二等辺三角形の部分を鉄筋及びコンクリートで補強すること（二等辺の一辺の長さは、擁壁の高さ 3m 以下で 50cm 以上、3m を超えるもので 60cm 以上とする。）。

<イメージ図>



- (3) 斜面上に擁壁を設置する場合には、下図のように擁壁基礎前端より擁壁の高さの $0.4H$ 以上で、かつ 1.5m 以上だけ土質に応じた勾配線 (θ) より後退し、その部分はコンクリート打ちなどにより風化侵食のおそれのない状態にする。

【練積み擁壁の場合】

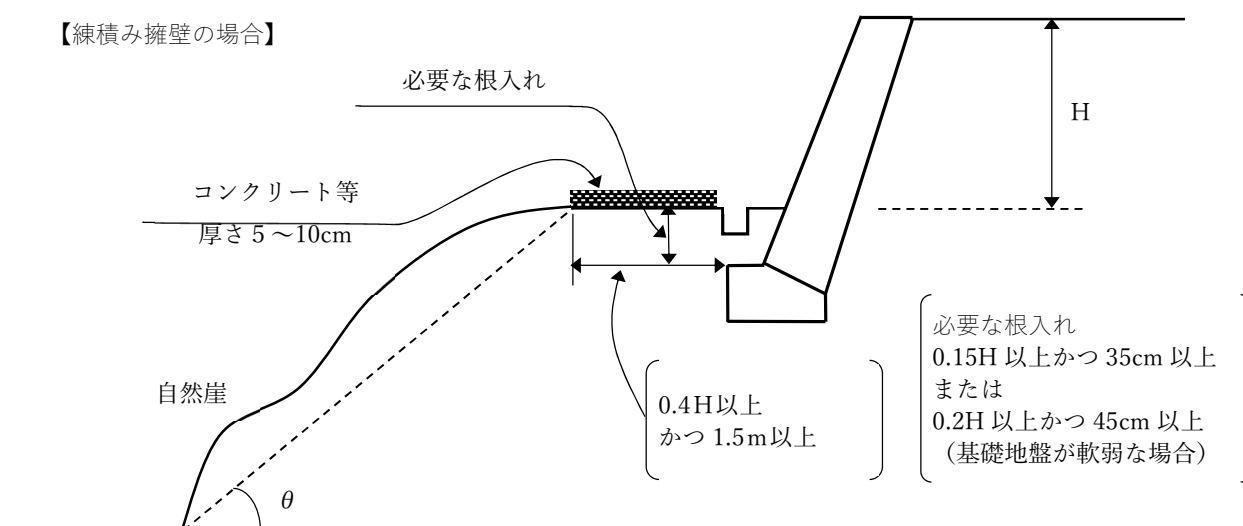
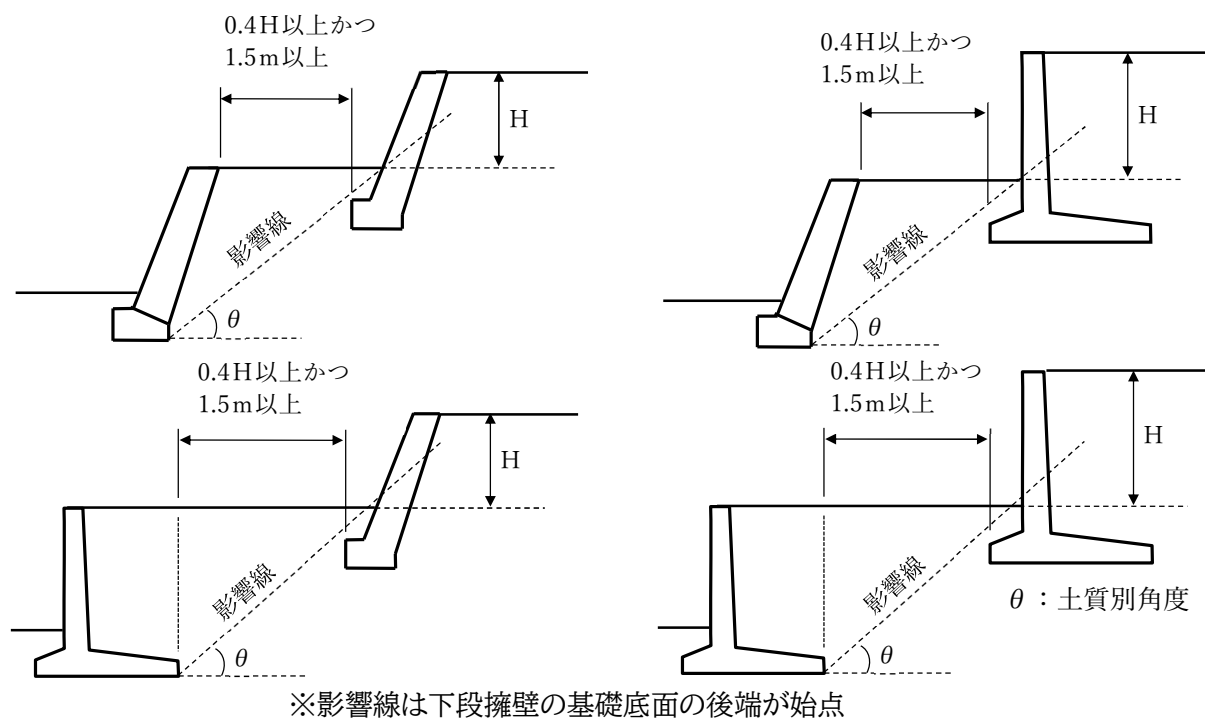


表 3-12 土質別角度(θ)

背面土質	軟岩(風化の著しいものを除く。)	風化の著しい岩	砂利、硬質粘土、火山灰、砂質土その他これらに類するもの	盛土又は腐植土
角度(θ)	60°	40°	35°	25°

(4) 近接した擁壁

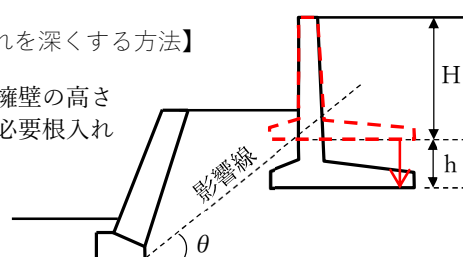
(ア) 下図に示す擁壁で表の θ 角度内に入っていないものは、二段の擁壁とみなされるので一体の擁壁として設計を行うことが必要である。なお、上部擁壁が表の θ 角度内に入っている場合は、別個の擁壁として扱うが、水平距離を $0.4H$ 以上かつ $1.5m$ 以上離さなければならない。



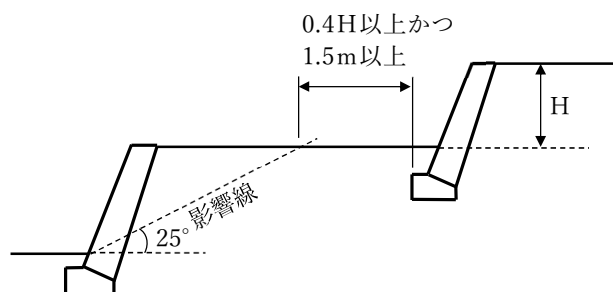
やむを得ず、影響線の内側に擁壁を配置する場合は、上段擁壁の根入れを深くする、又は杭基礎にするなど、下段擁壁が崩壊しても上段擁壁が自立するように設計すること。

【根入れを深くする方法】

H : 擁壁の高さ
h : 必要根入れ



(イ) 既存擁壁の上段に擁壁を新設する場合で、下段の既存擁壁の構造が確認できないときは、斜面上の擁壁と同様に考え、影響線から必要な水平距離を確保して上段の擁壁を配置すること(下図参照)。この場合の影響線の角度は、盛土の 25° とする。



・影響線は下段擁壁前面の地盤と壁面との交点が始点
・影響線の角度は、擁壁背面が地山であっても既存擁壁の根切り範囲が不明なため盛土を想定して 25°

- (ウ) 既存擁壁の前面を切土する場合は、擁壁の前端から必要な水平距離を確保すること。

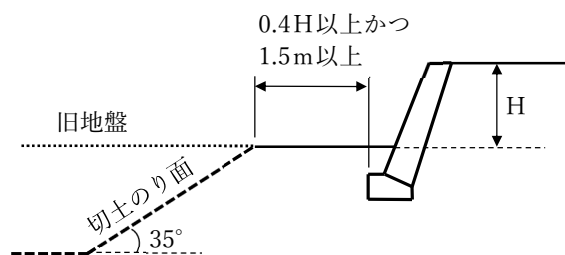


表 3-13 土質別角度(θ)

背面土質	軟岩(風化の著しいものを除く。)	風化の著しい岩	砂利、硬質粘土、火山灰、砂質土その他これらに類するもの	盛土又は腐植土
角 度 (θ)	60°	40°	35°	25°

- (5) 大臣認定擁壁を使用する場合には、大臣認定書及び工場の認証証明書の写しを添付し、かつ、構造については、その仕様によること。
- (6) 擁壁の基礎工は次の事項に留意して設計・施工すること。
- (ア) 擁壁の基礎は直接基礎とすることを原則とする。
 - (イ) 直接基礎は良質な支持層上に設けることを原則とするが、軟弱地盤等で必要地耐力が期待できない場合は、地盤の安定処理又は置換によって築造した改良地盤に直接基礎を設けること。
 - (ウ) 直接基礎によることが困難な場合は、杭基礎を考慮すること。
 - (エ) 土質試験等により原地盤が地耐力等の設計条件を満足するかどうかを確認すること。
 - (オ) 擁壁の基礎が盛土上に設置された場合は、転圧、良質土の搬入などの施工は特に入念に行うこと。
- (7) 擁壁背面の裏込め土の埋戻しは、所定のコンクリート強度が確認されてから行うこと。また、沈下等が生じないように十分に締固めること。

3.2.4 崖面崩壊防止施設

盛土又は切土をした土地の部分に生ずる崖面に擁壁を設置することとした場合に、当該盛土又は切土をした後の地盤の変動、当該地盤の内部への地下水の浸入その他の当該擁壁が有する崖の安定を保つ機能を損なうものとして次の事象が生ずるおそれと認められるときは、当該擁壁に代えて、崖面崩壊防止施設を設置し、これらの崖面を覆うこと。

- (a) 当該盛土又は切土をした後の地盤の変動
 - (b) 当該盛土又は切土をした後の地盤の内部への地下水の進入
 - (c) 上記(a)、(b)の他擁壁が有する崖の安定を保つ機能を損なう事象
- (ア) 崖面崩壊防止施設は、次のいずれにも該当するものでなければならない。
- (a) 前出の事象が生じた場合においても崖面と密着した状態を保持することができる構造であること。
 - (b) 土圧等によって損壊、転倒、滑動又は沈下をしない構造であること。
 - (c) その裏面に浸入する地下水を有効に排除することができる構造であること。
- (イ) 基本的な考え方

崖面崩壊防止施設は、地盤の変動が生じた場合においても崖面と密着した状態を保持することができ、地下水を有効に排除することが可能な構造を有する。本施設は、対象の崖面において、基礎地盤の支持力が小さく不動沈下等により擁壁設置後に壁体に変状が生じてその機能及び性能の維持が困難となる場合や、地下水や浸透水等を排除する必要がある場合などに、擁壁に代えて設置する。ただし、住宅建築物を建築する宅地の地盤に用いられる擁壁の代替施設としては利用できない。

崖面崩壊防止施設は、擁壁と同様に、土圧等により損壊、転倒、滑動又は沈下しない構造とする。また、崖面崩壊防止施設の設置に当たっては、大量の土砂等の固定やその他の工作物の基礎とするなどで過大な土圧が作用する場合や、保全対象に近接する等で重要な施設に位置づけられる場合などは、適用性を慎重に判断する必要がある。

(ウ) 種類

崖面崩壊防止施設の工法は、鋼製枠工や大型かご枠工、ジオテキスタイル補強土壁工などがある。崖面崩壊防止施設の選定に当たっては、開発事業等実施地区の適用法令、設置箇所の自然条件、施工条件、周辺の状況等を十分に調査するとともに、関係する技術基準などを考慮し、崖面崩壊防止施設に求められる安全性を確保できるものを選定しなければならない。また、その構造上、過大な土圧が発生する場合や、保全対象に近接する場合などは適用性が低いことに注意が必要である。

特に、施工箇所と保全対象との位置関係などについて調査し、必要な強度、耐久性等その安全性について十分な検討が必要である。

表 3-14 各工法の特徴

	工法概要	特徴	適用条件
鋼製 かご 枠 工	鋼材で組み上げられた枠内を栗石等で中詰した構造物であり、かご詰めした状態での重量と幅により、のり面の崩壊等を防止するものである。大型かご枠工に比べて自由度はやや劣るが、部材の継手の組み合わせにより、複雑な地形の変化にもある程度柔軟に対応できる。 鋼製枠及び栗石の高い透水性により、背面の地下水や浸透水等の排除に特に有効である。	強固な枠構造を持つ剛体として重力式擁壁に類似した構造特性を有するため、大型かご枠工に比べて耐土圧性が高い構造物である。 一方で、不同沈下等の基礎地盤の変形に対する追従性も有し、構造上許容する範囲において変形するので、基礎地盤が軟弱な場合や不規則な土圧等を受けるような箇所で、地下水や浸透水等の影響があり高い透水性が求められる場合に適している。 なお、中詰材は現地で調達することもできるため、経済的利点があるほか、施工が容易であり工期の短縮、省力化が図られる。	壁面勾配 1:0.3 以上、落石等で枠材の破損による中詰材の流亡が懸念されるため、必要に応じて落石対策等の対応が必要となる。
大 型 か ご 枠 工	鉄線と鋼材、棒鋼で組み上げられたかご内を栗石等で中詰めした構造物であり、かご詰めした状態での重量と幅により、のり面の崩壊等を防止するものである。 かご枠自体は鉄線のため耐土圧性はやや低いが、連結することにより一体とした構造の保持が可能である。 かご枠及び栗石の高い透水性により、背面の地下水や浸透水等の排除に特に有効である。	不同沈下等の基礎地盤の変形に対する追従性も有し、構造上許容する範囲において変形するので、基礎地盤が軟弱な場合や不規則な土圧等を受けるような箇所で、地下水や浸透水等の影響があり高い透水性が求められる場合に適している。 なお、中詰材は現地で調達することもできるため、経済的利点があるほか、施工が容易であり工期の短縮、省力化が図られる。	壁面勾配 1:0.3 以上、落石等で鋼線の破損による中詰材の流亡が懸念されるため、必要に応じて落石対策等の併用が必要となる。

	工法概要	特徴	適用条件
ジオテキスタイル補強土壁工	盛土内に敷設した補強材と鉛直または鉛直に近い壁面材とを連結し、壁面材に作用する土圧と補強材の引抜き抵抗力が釣り合いを保つことにより、安定を保つ土工構造物を補強土壁工という。 そのうち、補強材に織布や不織布、化学繊維を合成した高強度な網目状の織物等の透水性を有する材料を使用したものがジオテキスタイル補強土壁工である。 ジオテキスタイル補強土壁工は、一般的に排水施設が設置されるが、地山からの湧水等の地下水の影響が大きい場合は、排水施設の機能を強化する必要がある。	基礎地盤や背面地盤の変形にある程度追従できる構造を有しており、鋼製枠工や大型かご枠工に比べて相対的に大きい土圧に抵抗できる。 特殊な施工機械を用いなくとも構築可能な都市部や山間部等の用地制約がある場所に適している。 また、壁面材に鋼製枠やブロックを用いた場合、植生により壁面を緑化し、景観に配慮できる。	壁面勾配 1:0.6 より急勾配、壁面材を設置するため湧水等の影響を受ける場合は十分な排水施設の設置が必要である。

(エ) 選定に当たっての留意事項

崖面崩壊防止施設の選定に当たって次表に示す工種ごとの特性を参考に選定するとよい。

表 3-15 各工種の特性

代表工種	鋼製枠工	大型かご枠工	ジオテキスタイル補強土壁工
変形への追従性	中程度	高い	中程度
耐土圧性	相対的に小さい土圧		相対的に中程度の土圧
透水性	高い (中詰材を高透水性材料とすることで施設全面からの排水が可能)		中程度 (一般に排水施設を設置する)

このほか、崖面崩壊防止施設の選定に当たっては以下事項に留意が必要である。

(a) 関係基準に適合した工種、構造の適用

崖面崩壊防止施設は、その構造特性上、山地・森林等で想定される湧水が多く発生する箇所や、脆弱な地盤が分布し擁壁等の適用が困難となる箇所で適用されることが想定されるため、適用に当たっては、盛土等防災マニュアルのみならず、治山技術基準や軟弱地盤対策工指針等の関係する技術基準に準拠の上、適切な工種選定や施設の構造検討を行うこと。

(b) 土地の利用用途や保全対象との位置関係に応じた適用

崖面崩壊防止施設は一定の変形を許容する施設であるため、住宅地等の変形が許容されない土地利用のための造成では、擁壁の代替施設として適用できない。

また、道路等の保全対象に近接して計画する場合は、必要な強度、耐久性等その安全性について十分な検討を行ったうえで、適用性について慎重に判断する必要がある。

なお、崖面崩壊防止施設の適用性が低いと判断された場合は、湧水や地盤の脆弱性等の問題を地盤改良や追加排水対策等により改善したうえで、擁壁工を適用する等の対応を行うこと。

(c) 地盤の変形への適用

崖面崩壊防止施設は、地盤の沈下等に追従して構造物自体が変形を伴いながら土圧に抵抗する、地盤の変形への追従性を有する構造物である。ただし、地盤の変形量が大きい場合、使用部材の許容量を超え破壊に至ることから、想定される土圧や変形に応じた適切な構造を選定する必要がある。

また、長期的に地盤の変形が継続する場合、変形に応じた施設の更新の必要性が高くなることに留意が必要である。

(d) 土圧への適用

崖面崩壊防止施設は基本的に過大な土圧が作用する箇所への適用性は低く、工種によっても差があることから、必要な透水性や土地利用等の条件の他、作用する土圧、水压及び自重等によっても適切な工種を選定する必要がある。

(e) 地下水や浸透水への適用

崖面崩壊防止施設は基本的に透水性を有する施設ではあるが、工種によって透水性に多少の差異があるため、想定される湧水等の流量に対して適切な透水性を有する工種を選定が必要であり、必要に応じて排水機能を補強する等の対応を行うこと。

(オ) 設計・施工上の留意事項

崖面崩壊防止施設の設計・施工に当たっては、崖面崩壊防止施設の種類によって設計方法や材料が異なるため、選定した崖面崩壊防止施設に応じた安定性の検討等が必要である。また、必要に応じて、崖面崩壊防止施設自体の安定性はもとより崖面崩壊防止施設を含めた地盤面全体の安定性についても総合的に検討する。

崖面崩壊防止施設自体の安定性については、土質条件、荷重条件等の設計条件を的確に設定した上で常時及び地震時における崖面崩壊防止施設の要求性能を満足するように、次の各事項についての安定性を検討するものとする。

(a) 土圧等によって崖面崩壊防止施設が損壊しないこと

(b) 土圧等によって崖面崩壊防止施設が転倒しないこと

(c) 土圧等によって崖面崩壊防止施設の基礎が滑らないこと

(d) 土圧等によって崖面崩壊防止施設が沈下しないこと

※ 山地・森林等で設置する場合は、山地・森林の場が有する特性に考慮した設計・施工を行う必要がある。

第3節 排水施設

3.3.1 計画排水量の算定と断面の検討

砂防指定地内の盛土又は切土については、砂防指定地の管理者との協議により設計すること。

(ア) 計画雨水排水量の算定

流出量は次式により算定することを標準とする。1時間あたりの降雨量は、50mm/hr、流出係数は0.7とする。ただし、公共下水道に接続する場合は、下水道が定める基準による。

$$Q=1/360 \times C \times I \times A$$

Q：流出量（m³/sec）
C：流出係数（0.7）
I：降雨強度（50mm/hr）
A：集水区域面積（ha）

(イ) 断面の検討

排水施設の勾配及び断面積は、流速が0.8m/sec～3.0m/secの範囲内で、かつ、下流側管渠内の流速以下となるように定めること。

流下断面の算定にあたっては、マンニングの式を用いることを標準とする。また、土砂の堆積等を考慮して十分に余裕を見込むとともに、開水路の場合は2割の余裕高(8割水深)、管路の場合は余裕なしの満流状態とするのが一般的である。

$$V=1/n \times R^{2/3} \times i^{1/2} \quad (\text{マンニングの式})$$

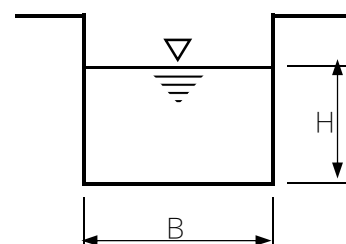
$$Q = A \times V$$

V：流速（m/sec）
n：マンニングの粗度係数
R：径深（m）（= A / P）
i：勾配
P：潤辺長（m）（= 2 H + B）※
※下図の場合の計算式
Q：流量（m³/sec）
A：断面積（m²）

表 3-16 マンニングの粗度係数

水路の種類	nの値
陶 管	0.013
コンクリート管渠などの工場製品	0.013
現場打ち鉄筋コンクリート管渠	0.013
硬質塩化ビニール管	0.010
強化プラスチック複合管	0.010

※上記以外の管種の粗度係数については、その管種の粗度係数による。



3.3.2 区域外の排水施設などとの接続

区域内の排水は、河川、公共下水道又は水路に放流することが一般的である。この場合、放流先の管理者又は所有者の許可又は承諾を得ること。

また、下記に該当する場合には、流出抑制施設の設置が必要となる場合があるので、事前に放流先の管理者と協議すること。

ア 公共下水道に接続する場合で 3000 m²以上の開発面積で流出係数 0.6 超えの場合

（協議先：札幌市下水道河川局事業推進部施設管理課）

イ 市街化調整区域又は昭和 60 年 3 月 7 日以後に市街化区域と定められた区域内の場合

（協議先：札幌市下水道河川局事業推進部河川管理課）

3.3.3 排水施設の構造

ア 排水施設は、堅固で耐久性を有する構造であること。

イ 排水施設は、陶器、コンクリート、れんがその他の耐水性の材料で造り、かつ、漏水を最小限のものとする措置が講ぜられていること。ただし、崖崩れ又は土砂の流出の防止上支障がない場合においては、専ら雨水その他の地表水を排除すべき排水施設は、多孔管その他雨水を地下に浸透させる機能を有するものとする事ができる。

ウ 管きよの勾配及び断面積が、その排除すべき下水又は地下水を支障なく流下させることができるものであること。

エ 使用管種及び埋設寸法

管きよの最小被りの決定にあたっては、取付管、路面荷重、路盤厚及び他の埋設物の関係、その他道路占用条件を考慮して適切な土被りとすること。

オ ます・マンホールなど

（ア）ます又はマンホール

専ら雨水その他の地表水を排除すべき排水施設のうち暗きよである構造の部分の次に掲げる箇所に、ます又はマンホールが設けられていること。

a 管きよの始まる箇所

b 下水の流路の方向、勾配又は横断面が著しく変化する箇所（管きよの清掃上支障がない箇所を除く。）

c 管きよの長さがその内径又は内法幅の 120 倍を超えない範囲内で清掃上適当な箇所

（イ）雨水ます又はマンホールには、ふたを設けること。ふたは、鋳鉄製（ダクタイルを含む）、鉄筋コンクリート製及びその他の堅固で耐久性のある材料とすること。

（ウ）雨水ますの底部には、深さ 15cm 以上の泥溜を設けること。

3.3.4 盛土の排水施設

盛土をする場合において、盛土をする前の地盤面から盛土の内部に地下水が浸入するおそれがあるときは、当該地下水を排除することができるよう、当該地盤面に排水施設の必要事項(3.3.3 排水施設の構造)を満たすものを設置すること。

なお、盛土の排水施設は、盛土施工前の原地盤に設置し盛土基礎地盤周辺の地下水排水を目的とする地下水排除工(暗きょ排水工、基盤排水層)と、盛土自体に一定の高さごとに透水性のよい山砂など設置し盛土内の地下水の排水を目的とする水平排水層に区分される。

ア 地下水排除工

盛土崩壊の多くが湧水、地下水、降雨等の浸透水を原因とするものであること、また、盛土内の地下水が地震時の滑動崩落の要因となることから、次の各事項に留意して盛土内に十分な地下水排除工を設置し、基礎地盤からの湧水や地下水の上昇を防ぐことにより、盛土の安定を図るものとする。特に山地・森林では、谷部等において浸透水が集中しやすいため、現地踏査等によって、原地盤及び周辺地盤の水文状況を適切に把握することが必要である。詳細は「盛土等防災マニュアル」を参考とすること。

(ア)暗きょ排水工

暗きょ排水工は、原地盤の谷部や湧水等の顕著な箇所等を対象に樹枝状に設置することを基本とする。

(イ)基盤排水層

基盤排水層は、透水性が高い材料を用い、主に谷埋め盛土におけるのり尻部及び谷底部、湧水等の顕著な箇所等を対象に設置することを基本とする。

(ウ)暗きょ流末の処理

暗きょ排水工の流末は、維持管理や点検が行えるように、雨水枡・集水枡、マンホール、かご工等で保護を行うことを基本とする。

(エ)施工時の仮設排水対策

施工時における中央縦排水は、暗きょ排水工と併用せず、別系統の排水管を設置することを基本とする。また、中央縦排水に土砂が入らないように縦排水管の口元は十分な保護を行うことを基本とする。

イ 盛土内排水層

盛土内に地下水排除工を設置する場合に、あわせて盛土内に水平排水層を設置して地下水の上昇を防ぐとともに、降雨による浸透水を速やかに排除して、盛土の安定を図ることが必要である。

水平排水層は、盛土の小段ごとに設けること(ジオテキスタイルを用いる場合、高さ2～3mごとに入れる場合がある)、層厚は0.3 m以上(碎石や砂の場合)とし、長さは小段高さの2分の1以上とすること、浸透水の速やかな排水を促すため5～6%の排水勾配を設けることを標準とする。

また、排水層の材料は、その目的から透水性の高いものを用いることとするが、碎石や砂等の粒形の揃った砂を適用する場合は、地震時に液状化現象を起こし、盛土地盤の変状を起こす原因となる場合があることに留意が必要である。

なお近年では、良質の砂・礫質材料の確保が難しくなっていることもあり、ジオテキスタイル系の各種材料の適用も有効である。

表 3-17 主要な盛土の排水施設の諸元一覧

排水施設		基本諸元
機能	施設名称	
地下水排除工	暗きょ排水工	本管 : 管径 300mm 以上 (流域等が大規模なものは流量計算にて規格検討) 補助管 : 管径 200mm 以上 補助管間隔: 40m を標準とし、溪流等をはじめとする地下水が多いことが想定される場合等は 20m 以内
	基盤排水層	厚さ: 0.5m を標準とし、溪流等をはじめとする地下が多いことが想定される場合等は 1.0m 以上 範囲: のり尻からのり肩の水平距離の 1/2 の範囲及び谷底部を包括して設置 (地表面勾配 $i < 1:4$)
盛土内排水層	水平排水層	厚さ: 0.3m 以上 (砕石や砂の場合) 配置: 小段ごと 範囲: 小段高さの 1/2 以上

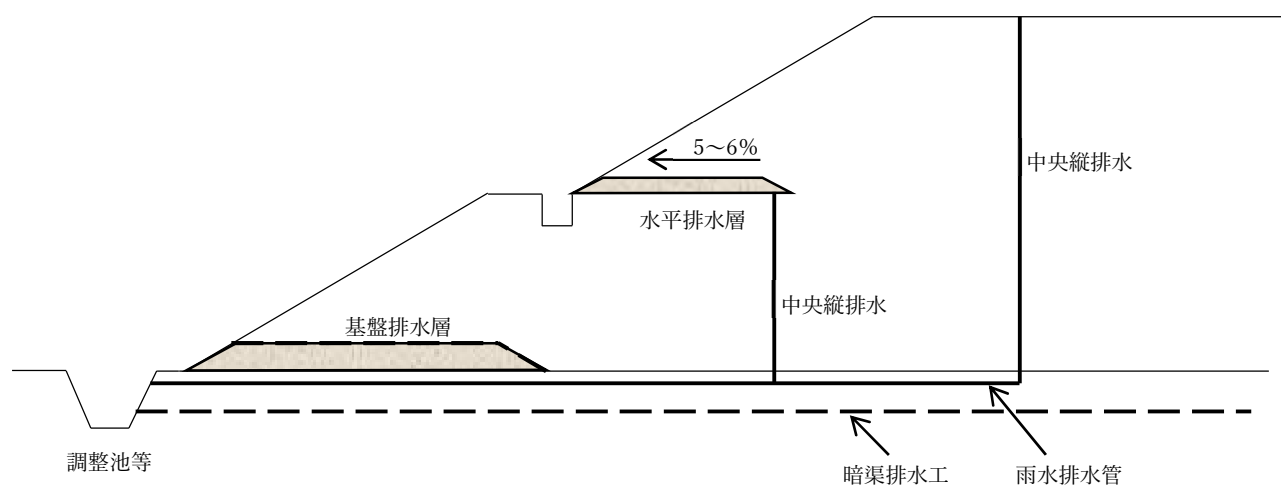


図 2-2 盛土の排水施設の概要図 (例)

第4節 工事中の防災対策

1. 工事中の防災措置の基本的な考え方

宅地造成事業においては、一般に、広範囲にわたって地形、植生状況等を改変するので、工事施工中の崖崩れ、土砂の流出等による災害を防止することが重要である。したがって、気象、地質、土質、周辺環境等を考慮して、適切な防災工法の選択、施工時期の選定、工程に関する配慮等、必要な防災措置を講じるとともに、防災体制の確立等の総合的な対策により、工事施工中の災害の発生を未然に防止することが大切である。

2. 工事施工中の仮の防災調整池等

工事施工中においては、急激な出水、濁水及び土砂の流出が生じないよう、周辺の土地利用状況、造成規模、施工時期等を勘案し、必要な箇所については、濁水等を一時的に滞留させ、あわせて土砂を沈澱させる機能等を有する施設を設置することが大切である。

3. 簡易な土砂流出防止工(流土止め工)

周辺状況、工事現場状況等により、宅地造成事業区域外へ土砂を流出させないようにするため、仮の防災調整池等によらず、ふとんかご等の簡易な土砂流出防止工(流土止め工)を用いる場合には、地形、地質状況等を十分に検討の上、その配置及び形状を決定することが大切である。

4. 仮排水工

工事施工中の排水については、宅地造成事業区域外への流出を防ぐとともに、区域内への流入及び直接降雨については、のり面の流下を避け、かつ、地下浸透が少ないように、速やかに仮の防災調整池等へ導くことが大切である。

5. のり面からの土砂流出等の防止対策

人家、鉄道、道路等に隣接する重要な箇所には、工事施工中、のり面からの土砂の流出等による災害を防止するために柵工等の対策施設を設けることが大切である。

6. 表土等を仮置きする場合の措置

工事施工中に、表土等の掘削土を工事施工区域内に仮置きするような場合には、降雨によりこれらの仮置土が流出したり、濁水の原因とならないように適切な措置を講じることが大切である。

7. 工事に伴う騒音・振動等の対策

工事現場周辺の生活環境に影響を及ぼし、住民への身体的・精神的影響が大きいと考えられる以下の事項については、適用法令を遵守するとともに、十分にその対策を講ずる必要がある。

- (1) 騒音
- (2) 振動
- (3) 水質汚濁、塵埃及び交通問題

第5節 土石の堆積

3.5.1 定義

土石の堆積とは、一定期間(最大5年)以内に除却することを前提とした、土石を一時的に堆積する行為であり、ストックヤードにおける土石の堆積、工事現場外における建設発生土や盛土材料の仮置き、土石に該当する製品等の堆積等が該当する。

ただし、表 1-6 に該当する工事を行う場合については許可を要しません。

3.5.2 基本事項

- ア 土石を堆積する土地(空地を含む)の地盤の勾配は 10 分の1以下とする。ただし、土石の堆積の崩壊が生じないように設計する場合はこの限りではない。
 - イ 土石の堆積を行うことによって、地表水等による地盤の緩み、沈下、崩壊又は滑りが生ずるおそれがあるときは、土石の堆積を行う土地について地盤の改良その他の必要な措置を講ずること。
 - ウ 土石の堆積形状は、周辺の安全確保を目的とし、次のいずれかによる周辺の安全確保及び柵等の設置が必要である。(次の空地は勾配が十分の一以下であるものに限る。)
 - (ア) 堆積する土石の高さが5m以下の場合、当該高さを超える幅の空地の設置。
 - (イ) 堆積する土石の高さが5m超の場合、当該高さの2倍を超える幅の空地の設置。
- なお、これらの措置については、鋼矢板等その他の必要な措置に代えることができる。
- エ 堆積した土石の周囲には、土石の堆積に関する工事が施行される土地の区域内に人がみだりに立ち入らないよう、見やすい箇所に関係者以外の立入りを禁止する旨の表示を掲示した柵その他これに類するものを設けること。
- オ 雨水その他の地表水により堆積した土石の崩壊が生ずるおそれがあるときは、当該地表水を有効に排除することができるよう、堆積した土石の周囲に側溝を設置することその他の必要な措置を講ずること。

3.5.3 堆積した土石の崩壊を防止する措置(地盤の勾配が 10 分の 1 を超える場合)

土石を堆積する土地(空地を含む)の地盤の勾配が 10 分の 1 を超える場合は、土石の堆積を行う面(鋼板等を使用したものであって、勾配が 10 分の1以下であるものに限る。)を有する堅固な構造物を設置する措置その他の堆積した土石の崩壊を防止するものとする。

措置の選定に当たっては、設置箇所の自然条件、施工条件、周辺の状況等を十分に調査するとともに、堆積する土石の土圧等に十分に耐えうる措置を選定すること。

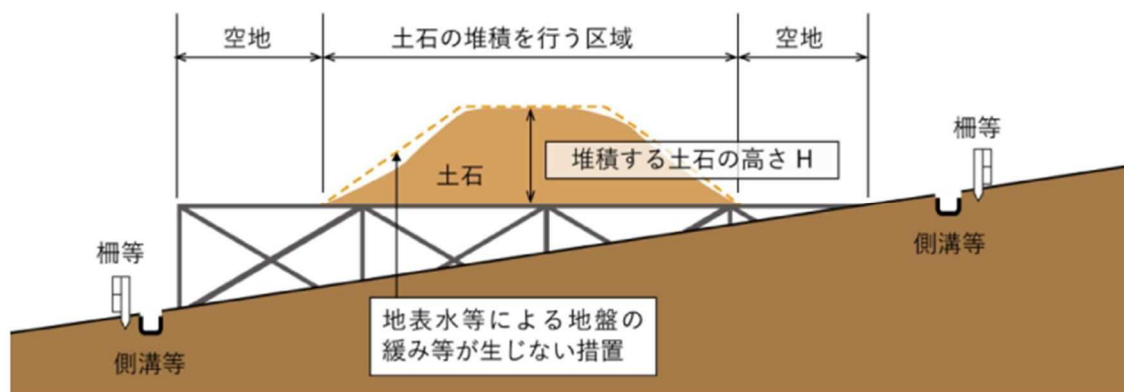


図 5-1 措置のイメージ

3.5.4 土石の崩壊に伴う土砂の流出を防止する措置

土石の崩壊に伴う土砂の流出を防止する措置は、堆積した土石の周囲にその高さを超える鋼矢板を設置することその他の堆積した土石の崩壊に伴う土砂の流出を有効に防止するものとする。

また、次に定めるいずれかの措置を講ずる場合には、「3.5.2 基本事項 ウ、エ」の規定は適用しない。

ア 堆積した土石の周囲にその高さを超える鋼矢板又はこれに類する施設を設置すること。（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のもの）

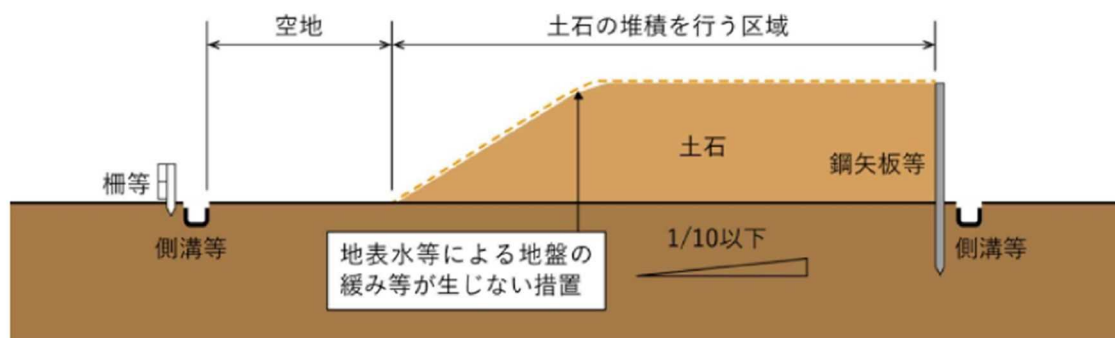


図 5-2 鋼矢板等の設置による措置のイメージ

イ 次に定める全ての措置

（ア）堆積した土石を防水性のシートで覆うことその他の堆積した土石の内部に雨水その他の地表水が進入することを防ぐための措置。

（イ）堆積した土石の土質に応じた緩やかな勾配（原則1:2.0 以下とする）で土石を堆積することその他の堆積した土石の傾斜部を安定させて崩壊又は滑りが生じないようにするための措置。

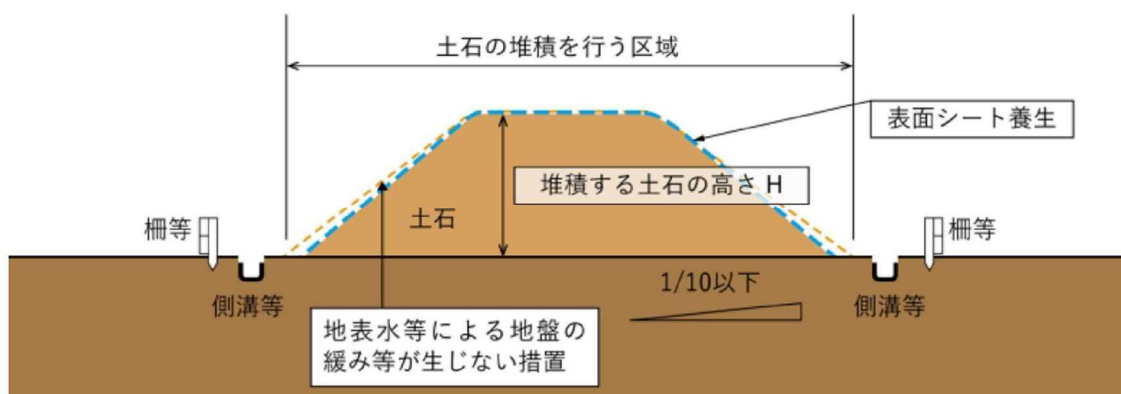


図 5-3 防水性シート等による保護のイメージ