

土砂災害防止法にかかる特定開発行為許可技術的基準

－第2編 急傾斜地の崩壊編－

平成24年11月

滋賀県

目 次

第2編 急傾斜地の崩壊編

第1章 対策工事の計画	1
1. 対策工事の計画	1
(1) 対策工事の種類	1
(2) 急傾斜地の崩壊を防止するための施設として効果を見込む工種	5
2. 擁壁設計に用いる諸定数の設定	6
(1) 適用	6
(2) 土圧などの計算に用いる定数	6
i) 土のせん断定数	6
ii) 土の単位体積重量	10
(3) 衝撃力の計算に用いる定数	10
i) 崩積土砂の移動の力	10
ii) 待受け式擁壁における衝撃力緩和係数	12
(4) 基礎の支持力計算に用いる定数	12
i) 地盤の許容支持力	12
ii) 基礎底面と地盤との間の摩擦係数 μ と付着力 C_B	13
(5) 全体の安定の検討に用いる定数	14
(6) 沈下の検討に用いる定数	15
(7) 許容応力度	15
i) 鉄筋コンクリート部材	15
ii) 無筋コンクリート部材	15
iii) 荷重の組み合わせによる許容応力度の割増し	16
3. 擁壁の設計外力の設定	17
(1) 適用	17
(2) 設計外力の組み合わせ	17
(3) 擁壁自重	18
(4) 載荷重	18
(5) 常時土圧	18
(6) 崩壊土砂の衝撃力	18
(7) 崩壊土砂の堆積土圧	18
(8) 地震時の影響	19
4. 移動の力及び堆積の力に関する補足説明	20
(1) 移動高	20

(2) 堆積高	20
(3) 最大崩壊幅、および土石等の断面積の設定方法	21
5. 対策施設の効果評価に関する考え方	24
(1) 原因地对策施設が設置されている場合	24
(2) 待受け式対策施設が設置されている場合	26
第2章 のり切りに関する基準	28
1. のり切	28
2. のり切の設計	29
(1) 一般留意事項	29
(2) 切土のり勾配	29
(3) 切土のり面の形状	30
i) のり肩処理	30
ii) ラウンディング	31
iii) 小段	31
第3章 急傾斜地の全部又は一部の崩壊を 防止するための施設に関する基準	32
1. 土留	32
(1) 擁壁工の種類	32
(2) 擁壁工の計画	32
(3) 擁壁工の設計に用いる外力等の設定	33
(4) 擁壁工の設計一般	33
i) 荷重の種類と組合せ	33
ii) 安定性の検討	33
① 滑動に対する安定	33
② 転倒に対する安定	34
③ 基礎地盤の支持力に対する安定	35
④ 部材の応力度の検討	35
⑤ 全体としての安定	36
⑥ 地震時における安定	36
(5) 石積み・ブロック積み擁壁工の設計	37
(6) 重力式コンクリート擁壁工の設計	38
(7) もたれコンクリート擁壁工の設計	40
(8) 井桁組擁壁工の設計	41
2. のり面を保護するための施設	42
(1) 張工	42

(2) 植生工	4 5
(3) 吹付工	4 6
(4) のり枠工	4 9
(5) アンカー工	5 3
(6) 杭工及び土留柵工	5 4
3. 排水施設	5 6
(1) 目的	5 6
(2) 種類と適用	5 6

第4章 急傾斜地の崩壊が発生した場合に生じた土石等を堆積

するための施設に関する基準	5 9
1. 工事の組み合わせ	6 0
2. 待受け式擁壁	6 1
(1) 設計手順	6 1
(2) 構造形式の設定	6 1
(3) 設計条件の整理	6 2
(4) 崩壊土砂量の設定	6 2
(5) 擁壁の設置位置、ポケットの空き高さの設定	6 2
(6) 設計外力の計算と組み合わせ	6 2
(7) 安定性の検討	6 2
i) 転倒に対する検討	6 3
ii) 滑動に対する検討	6 4
iii) 基礎地盤の支持力に対する検討	6 4
(8) 部材の応力度検討	6 5
3. 待受け式盛土	6 7
(1) 設計手順	6 7
(2) 盛土の形状	6 8
(3) 盛土のり面勾配	6 8
(4) 盛土のり面のすべり崩壊に対する検討	6 9

第2編 急傾斜地の崩壊編

第1章 対策工事の計画

1. 対策工事の計画

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

対策工事は「のり切」、「急傾斜地の全部又は一部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、又は、これらを組み合わせたものである。

(1) 対策工事の種類

対策工事は図 2-1-1 のように区分される。また、表 2-1-1 にそれぞれの対策工事の種類と特性を示す。

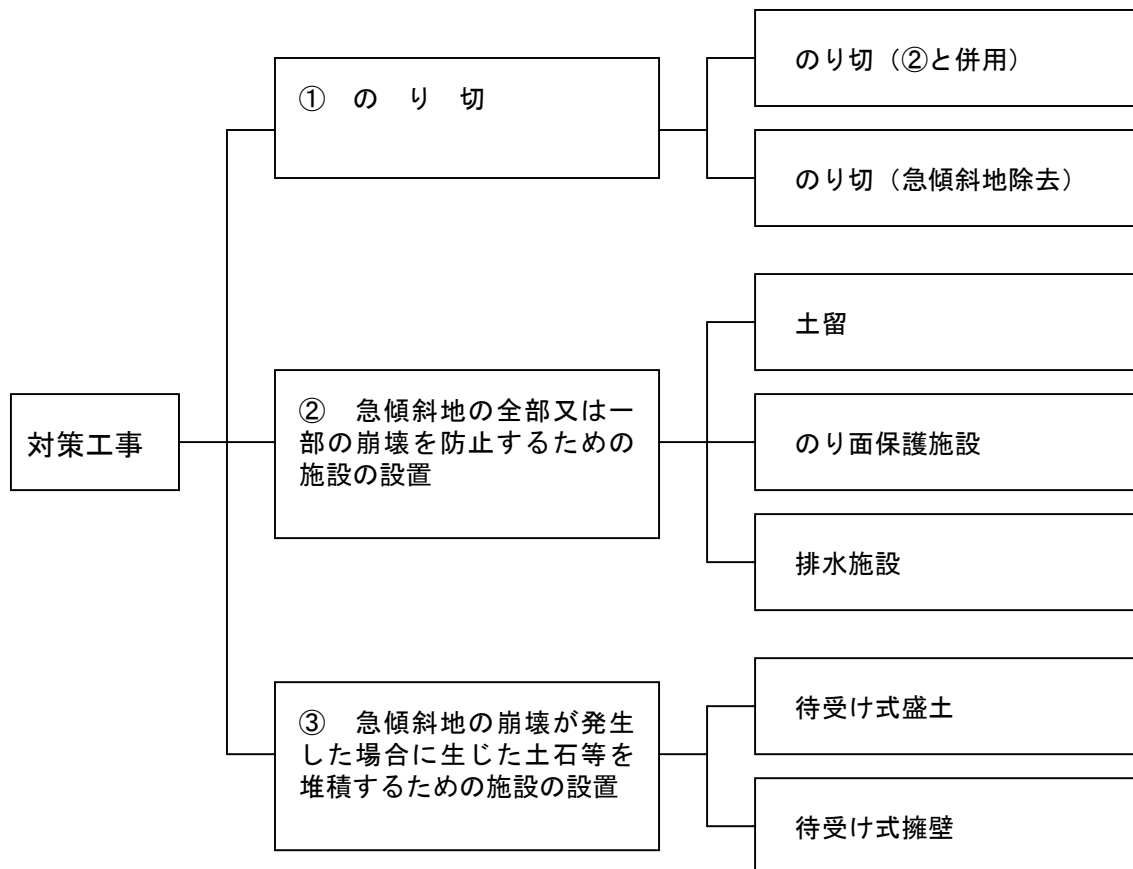


図 2-1-1 対策工事の区分



図 2-1-2 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 2-1-1 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)
- ・ 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)

表 2-1-1 対策工事の種類

区分	目的	工 種	概 要	適用範囲
① のり切	不安定土塊を除去するため	のり切 (A)	オーバーハング部の切取り、表層の不安定土層の切取り、浮石等の除去を行い、崩壊する危険のある土層、岩塊を取り除く。	単独で用いられることは少なく、土留、のり面保護施設又は排水施設との併用が普通である。
	斜面形状を改良するため	のり切 (B)	急傾斜地を雨水等の作用を受けても安全であるような傾斜度あるいは高さまで切り取る。	単独で用いられることは少なく、土留、のり面保護施設又は排水施設との併用が普通である。一般に人家が急傾斜地上下部に近接していたり、切土量が膨大になる場合には完全には実施できない場合が多く、他の施設（擁壁等）と併用される場合が多い。
	急傾斜地を除去するため	のり切 (C)	急傾斜地を除去する切土で、のり面の傾斜度が30度未満、又は、高さが5m未満まで切り取る。	完全には実施されれば、対象箇所は急傾斜地ではなくなり、その他の対策施設と併用する必要がなくなる。
② 急傾斜地の全部又は一部の崩壊を防止するための施設の設置	土留	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。
		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。
		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。設置位置が狹隘でも場所をとらず、地形の変化にも適応性がある。
		井桁組擁壁工	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。
	のり面を保護するための施設	アンカー工	強風化岩、亀裂の多い岩盤、表層土の崩壊滑落を防止するため、現場打コンクリート枠工、コンクリート擁壁工、コンクリート張工等の他の工法と併用され、これらの安定性を高める。また亀裂、節理、層理の発達した岩盤を内部の安定な岩盤に緊結して崩壊、剥落を防止する。	のり面上下部に人家が接近していて、切土工、待受け式擁壁工等が施工できず、さらに傾斜度が急でのり面長も長く、現場打のり枠工、コンクリート擁壁工、コンクリート張工等の安定が不足する場合、特にアンカー一体定着地盤・岩盤が比較的堅固でのり面表面より浅い位置にある場合に適する。
		杭工	のり面上に杭を設置して、杭の曲げモーメントおよびせん断抵抗によりすべり力に抵抗し、のり面の安定度を向上させる。	急傾斜地の崩壊を防止するための対策工事では、特別な場合に使用する。すなわち地すべり性崩壊の予想されるのり面や流れ盤となっている岩盤のり面の崩壊防止などに用いる。
		土留柵工	比較的緩斜面で表土層等が薄い場合の崩壊を防止し、またその拡大を防止するために用いる。	比較的長大なのり面に適する。急傾斜地内の現存植生を保全しながら施工できる。

区分	目的	工種	概要	適用範囲	
② 急傾斜地の全部または一部の崩壊を防止するための施設の設置	のり面を保護するための施設	のり面の風化その他の侵食を防止するため	石張・ブロック張工*1	のり面の風化、侵食および軽微な剥離・崩壊等を防止する。	傾斜度が1:1.0より緩いのり面で植生工が適さない場合や、粘着力のない土砂、土丹および崩れやすい粘土ののり面には石張・ブロック張工が用いられる。コンクリート張工は傾斜度が1:1.0より急で、節理の発達した岩盤のり面やよくしまった土砂面で吹付工やプレキャストのり枠工では不安と思われるのり面に用いられる。
			コンクリート版張工		
			コンクリート張工		
			植生工*1	種子散布工、客土吹付工、厚層基材吹付工、植生マット工、植生ネット工、土のう工、張芝工、植生ポット、植栽工等があり、雨水侵食防止、地表面温度の緩和、凍土の防止、緑化による美化効果を目的としている。	①植生を主体とする場合は湧水の少ない切土のり面原則として標準のり勾配が確保できること。 ②のり面周辺の環境との調和をはかる点では優れている。
			モルタル・コンクリート吹付工*1	のり面の侵食を防止するとともに、のり面を外気および雨水等から遮断することにより風化を防止し、のり面を形成する地盤の強度低下を防ぐ。	湧水がない岩盤で、割れ目が小さく大きな崩壊がないところに適している。耐久性および周囲の環境に与える影響を充分検討することが前提となる。
			プレキャスト枠工	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作用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。
			現場打コンクリート枠工		
			編柵工*1	植生工の補助として、降雨や地表流水によるのり面の侵食を防止するために用いる。	比較的緩傾斜の切土後ののり面において、植生工、およびのり枠工等と併用される場合がある。
			その他ののり面保護工*1	プラスチックソイルセメント工、ネット工、液状合成樹脂吹付工、マット被覆工、アスファルトのり面工等があり、侵食防止を目的とする。	耐久性や環境面等で急傾斜地の崩壊を防止するための対策工事には適さないこともあり、あまり使用されていない。しかし、仮設的もしくは部分的には用いられることもある。
			排水施設	急傾斜地の崩壊の原因となる地表水及び地下水を速やかに排除するため	地表水排除工*1
地下水排除工*1	急傾斜地内の地下水を排除し、間げき水圧を低下させ急傾斜地を安定させる。暗渠工、横ボーリング工、その他(しゃ水壁工、集水井工)	湧水管所や地下水が多い急傾斜地で用いられる。一般に地すべり防止工事に比べて小規模な場合が多い。			

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

区分	工種	概要	適用範囲
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させるための施設の設置	待受け式擁壁工	特定予定建築物の敷地に土石等を到達させないことを目的に、重力式擁壁を急傾斜地下部（脚部）からある程度距離をおいて設置し、土石等を捕捉し堆積させる。	①急傾斜地の崩壊を直接抑止することが困難な場合に有効である。 ②用地確保が比較的容易である。 ③既存植生を積極的に残す必要がある場合には有効的である。 ④長大斜面でよく用いられる。 ⑤土留、のり面保護施設と組み合わせて実施すると、規模を小さくすることができる。 ⑥待受け式盛土上に特定予定建築物を建築することもできる。
	待受け式盛土工	特定予定建築物の敷地に土石等を到達させないことを目的に、盛土を急傾斜地下部（脚部）からある程度距離をおいて設置し、土石等を捕捉し堆積させる。	

出典：新・斜面崩壊防止対策工事の設計と実例（平成19年9月）から加筆

（2）急傾斜地の崩壊を防止するための施設として効果を見込む工種

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

表 2-1-2 急傾斜地の崩壊を防止するための施設として効果を見込む工種

区分	工種	工種細分	適用
土留工	擁壁工	石積・ブロック積擁壁	空石積工は施設効果を見込まない
		もたれ式コンクリート擁壁	斜面崩壊防止を目的とした施設、及び斜面崩壊防止機能を有すると明確に判断できる施設のみとする。
		重力式コンクリート擁壁	
		コンクリート枠擁壁	
		鋼製枠擁壁	
		その他擁壁など	
	アンカー工	グラウンドアンカー工	施工斜面部のみ効果を見込む
	ロックボルト工	〃	対策工の機能が発揮される施工範囲とする。
	その他（補強土工法）など	〃	
	杭工	抑止杭など	有効な施工斜面部のみ効果を見込む
	柵工	土留柵工	斜面崩壊防止を目的とした施設に限る
法面保護工	張工	コンクリート版張工	無筋構造に相当するものを除く
		コンクリート張工	
	法枠工	プレキャストコンクリート枠工	左記以外ののり枠工は、原則として効果を見込まない。
		現場打法枠工など	
	現場吹付法枠工など	〃	
上記以外の対策工について効果を見込む場合は、個別に協議し決定する。			
<ul style="list-style-type: none"> ・ 上記に類する工法や施設において、木製構造物は原則として効果を見込まない。 ・ 上記のいずれの工法や施設についても、明らかに斜面崩壊防止機能を有する施設のみ効果を見込む。 ・ コンクリート吹付工や植生工、山腹工などの斜面崩壊防止に対して直接的な効果が評価しがたい施設は、原則として効果を見込まない。 ・ 擁壁背面切土などの張工（仕戻し工）などは効果に見込まない。 ・ 待受け擁壁工、及びこれに準ずる崩壊土砂を待ち受ける工法（ロックキーパー工など）は、別途崩土の待ち受け効果とあわせて検討する。 ・ 切土工や押さえ盛土工、ふとん籠、蛇籠、排水工の施設効果は、原則として見込まない。 			

2. 擁壁設計に用いる諸定数の設定

(1) 適用

対策施設の内、擁壁（待受け式擁壁を含む）の設計に用いる諸定数は、土砂災害特別警戒区域指定時の公示図書に示された値とすることを原則とする。新たに値を設定する場合は、以下のとおりとする。

(2) 土圧などの計算に用いる定数

i) 土のせん断定数

① 一軸圧縮試験によるせん断定数

粘性土の場合、一軸圧縮試験によって粘着力 C を求める。

$$C = \frac{1}{2} q_u$$

ここに C : 粘着力 (kN/m^2)

q_u : 一軸圧縮強さ (kN/m^2)

② 三軸圧縮試験によるせん断定数

粘性土、砂質土については乱さない試料、突き固めた試料ともに圧密非排水三軸試験を行い、 C 、 ϕ を求める。

この時のせん断強さは次式で示される。

$$S = C + \sigma \cdot \tan \phi$$

ここに S : せん断強さ (kN/m^2)

σ : せん断面に作用する全垂直応力 (kN/m^2)

C : 土の粘着力 (kN/m^2)

ϕ : 土の内部摩擦角 (度)

③ 標準貫入試験による N 値から推定するせん断定数

標準貫入試験による N 値から、次式より求めた値を用いてもよいが、礫質土の場合には N 値を過大評価しないようにする。

粘性土の粘着力 $C = 6 N \sim 10 N$ (kN/m^2)

砂質土の内部摩擦角 $\phi = 4.8 \log N_1 + 21$ ただし、 $N > 5$

$$N_1 = \frac{170N}{\sigma'_v + 70}$$

$$\sigma'_v = \gamma_{t1} \cdot h_w + \gamma'_{t2} (x - h_w)$$

- ここに C : 土の粘着力 (kN/m^2)
 ϕ : 土の内部摩擦角 (度)
 σ'_{ν} : 標準貫入試験を実施した地点の有効上載圧 (kN/m^2)
 N_1 : 有効上載圧 100 kN/m^2 相当に換算したN値。ただし、原位置の σ'_{ν} が $\sigma'_{\nu} < 50 \text{ kN/m}^2$ である場合には、 $\sigma'_{\nu} = 50 \text{ kN/m}^2$ として算出する。
 N : 標準貫入試験から得られるN値
 γ_{t1} : 地下水位面より浅い位置での土の単位体積重量 (kN/m^3)
 γ'_{t2} : 地下水位面より深い位置での土の単位体積重量 (kN/m^3)
 x : 標準貫入試験を実施した地点の原地盤面からの深さ (m)
 h_w : 地下水位の深さ (m)

④ 裏込め土のせん断定数

裏込め土のせん断定数は原則として土質試験により求める。ただし高さ8m以下の擁壁については、表2-1-3の値を用いてもよい。

表2-1-3 裏込め土のせん断定数

裏込め土の種類	内部摩擦角 (ϕ)	粘着力 (C)
礫質土	35°	—
砂質土	30°	—
粘性土 (ただし $\omega_L < 50\%$)	25°	—

注1) 細粒分が少ない砂は礫質土の値を用いてもよい。

注2) せん断定数をこの表から推定する場合、粘着力Cを無視する。

注3) ω_L は液性限界

⑤ 壁面摩擦角

建築物の壁面摩擦角は、土圧の作用面の部材によって、表 2-1-4 のとおりとする。

表 2-1-4 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	$\delta = \phi$

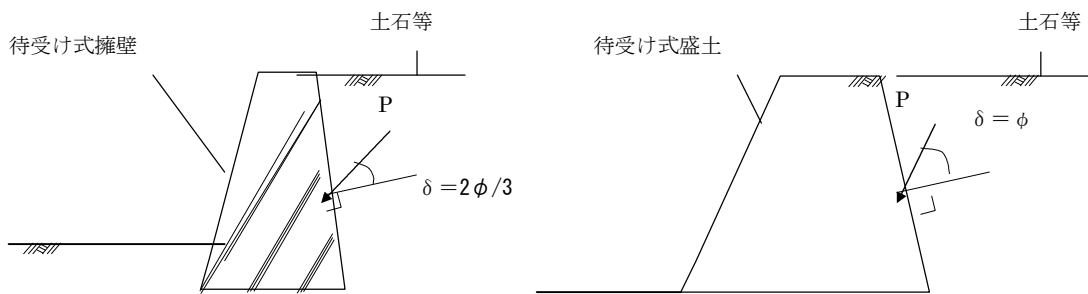


図 2-1-3 力の作用面と壁面摩擦角

⑥ 崩積土砂のせん断定数

過去の災害からの再現計算によりせん断定数が求められない場合は、表 2-1-5 の値を用いてもよい。

表 2-1-5 崩積土砂のせん断定数、および地表・地盤の状況

土質分類	単位体積重量 (γ : kN/m ³)	内部摩擦角 (ϕ : °)	地表の状況	地質の適用・地盤の状況
礫質土	18	35	<ul style="list-style-type: none"> 新鮮な岩盤が露出するが、亀裂が密に発達（概ね 30cm 程度以下）するもの。 風化が進み脆弱化した岩盤斜面が露出するもの。 亀裂が発達、開口し、浮石、転石化が顕著であるもの。 礫、岩塊が散在する崖錐斜面 固結した古琵琶湖層群が露出する斜面 	中・古生層 ・風化、ゆるみが進んだ岩盤斜面 花崗岩類 ・節理面沿いに風化が進み、玉石状風化の形態 湖東流紋岩類 ・風化、ゆるみが進んだ岩盤斜面 鮎河層群 ・分布域全体に適用 古琵琶湖層群 ・固結した粘土、砂層が露出 石灰岩礫層 ・分布域全体に適用 段丘堆積物 ・砂礫層に適用
砂質土	17	30	<ul style="list-style-type: none"> 風化による土砂化が進んだ斜面で、岩盤が露出しないもの。 礫分をほとんど含まない崖錐斜面 	中・古生層 ・全体に土砂化がか進んでいるもの。 花崗岩類 ・マサ土化した地盤 湖東流紋岩類 ・全体に土砂化がか進んでいるもの。 古琵琶湖層群 ・軟質な砂層および粘土層との互層 段丘堆積物 ・砂層を主体とし、一部、粘土層を挟む。
粘性土	17	25	<ul style="list-style-type: none"> 古琵琶湖層群の軟質化した粘土層からなる斜面 地表は植生に覆われることが多いもの。 	古琵琶湖層群 ・軟質な粘土層
		20	<ul style="list-style-type: none"> 上記以外の地質で、軟質な粘性土層からなる斜面 地表は植生に覆われることが多いもの。 	中・古生層 ・石灰岩地域で風化残留土 花崗岩類・湖東流紋岩類等 ・規模の大きな変質帯や特に脆弱な断層破碎帯

ii) 土の単位体積重量

土圧の計算に用いる土の単位体積重量 γ (kN/m³) は、原則として土質試験により求める。ただし、高さ8m以下の擁壁については、表2-1-5 および表2-1-6 の値を用いてもよい。

表2-1-6 土の単位体積重量 (kN/m³)

地 盤	土 質	緩いもの	密なもの
自然地盤	砂および砂礫	18	20
	砂 質 土	17	19
	粘 性 土	14	18
盛 土	砂および砂礫	20	
	砂 質 土	19	
	粘性土 (ただし $\omega_L < 50\%$)	18	

注) 地下水位以下にある土の単位体積重量は、それぞれ表中の値から9kN/m³を差し引いた値としてよい。

(3) 衝撃力の計算に用いる定数

i) 崩積土砂の移動の力

過去の災害からの再現計算により土質定数が求められない場合は、表2-1-7 の値を用いて崩積土砂の移動の力を求めてもよい。

表2-1-7 区域設定に用いる土質定数等の一覧

項 目	記 号	単 位	設 定 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_m	t/m ³	1.8
土石等の単位体積重量	γ	kN/m ³	17~18
土石等の内部摩擦角	ϕ	°	20~35
土石等の流体抵抗係数	f_b	—	0.025
建築物の壁面摩擦角	δ	°	$\phi \times 2/3$

① 作用位置

崩積土砂による衝撃力は、崩積土砂の先頭部が裏込め土の地表面から水平方向に擁壁背面に作用させる (図2-1-4 参照)。

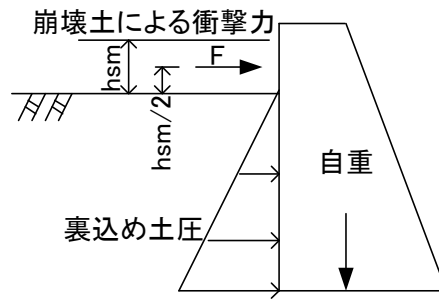


図 2-1-4 崩積土砂による衝撃力作用位置

② 移動の高さ

崩積土砂の移動の高さは、近隣の崩壊実績、地質調査などの結果から最大崩壊深の推定が可能な場合は、最大崩壊深の 1/2 とする。推定が困難な場合は、これまでの本県の災害実績、地質調査結果などから定めている下記の値を用いる。

最大崩壊深：2 m

移動の高さ：1 m

(注：擁壁背面の空き高さは崩積土砂の移動高さ以上を確保すること。)

③ 衝撃力の算定

衝撃力は下記の式(1)により算出する。

④ 安定計算の検討

衝撃力の作用時の安定性の検討には、衝撃力作用時間が短時間であるため、崩積土砂の自重は無視して安定計算を行う。

待受け式擁壁等に作用する移動による力 (F_{sm}) は、次の式に従い計算する。

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

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建築物の地上部分に作用すると想定される力の大きさ(単位 1平方メートルにつきキロニュートン)
- 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(単位 メートル)
- H : 急傾斜地の高さ(単位 メートル)
- h_{sm} : 急傾斜地の崩壊に伴う土石等の移動の高さ(単位 メートル)
このとき、 h は 1.0m (ただし、後述する堆積勾配での堆積土砂高が 1.0m 未満の場合は堆積勾配での堆積土砂高を用いる)。
- θ : 傾斜度(単位 度)
- θ_u : 急傾斜地の傾斜度(単位 度)
- θ_d : 当該急傾斜地の下端からの平坦部の傾斜度(単位 度)
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(単位 1立方メートルにつきトン)
- g : 重力加速度(単位 毎秒毎秒メートル)
- σ : 急傾斜地の崩壊に伴う土石等の比重
- c : 急傾斜地の崩壊に伴う土石等の容積濃度
- f_b : 急傾斜地の崩壊に伴う土石等の流体抵抗係数
- ϕ : 急傾斜地の崩壊に伴う土石等の内部摩擦角(単位 度)

ii) 待受け式擁壁における衝撃力緩和係数

崩積土砂による衝撃力が擁壁に作用した場合、擁壁の変位(回転変位、水平変位)や崩積土砂の作用深さが擁壁の延長に対して一様でないなどのことにより、単位長さ当たりに作用する衝撃力が緩和されると考えられる。

衝撃力緩和係数はこのような点を考慮し、被災実態に基づき検討した値として、次の値を用いる。

$$\text{衝撃力緩和係数 } \alpha \quad \alpha = 0.5$$

(4) 基礎の支持力計算に用いる定数

i) 地盤の許容支持力 (kN/m²)

地盤の許容支持力は原則として土質試験より求める。ただし高さ 8 m 以下の擁壁については表 2-1-8 の値を用いてもよい。

衝撃力作用時、崩壊土砂堆積時および地震時は、表 2-1-8 の値を 1.5 倍したものを
用いてもよい。

表 2-1-8 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 q_a (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

出典：道路土工—擁壁工指針—（平成 24 年 7 月）

ii) 基礎底面と地盤との間の摩擦係数 μ と付着力 C_B (kN/m²)

基礎底面と地盤との間の摩擦係数 μ は、高さ 8 m以下の擁壁については、表 2-1-9 の値を用いてもよい。なお、付着力 C_B は原則として考慮しない。

表 2-1-9 基礎地盤の種類と設計定数

支持地盤の種類		擁壁底面の滑動安定計算に用いるすべり摩擦係数* $\mu = \tan \phi_B$
岩 盤	亀裂の少ない均一な硬岩 亀裂の多い硬岩 軟 岩 ・ 土 丹	0.7
礫 層	密 な も の 密 で な い も の	0.6
砂 質 地 盤	密 な も の 中 位 な も の	0.6
粘性土 地 盤	非 常 に 硬 い も の 硬 い も の	0.5 0.45

* 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 19 年 9 月）

(5) 全体の安定の検討に用いる定数

擁壁などを含めた地盤全体の長期安定を検討するときは、一般に円弧すべりの計算を行うこと。

安全率は次式により求める。有効応力表示の場合、

$$F_s = \frac{\sum \{c' \cdot \ell + \tan \phi' (W \cdot \cos \theta - \mu \cdot \ell)\}}{\sum \Delta W \cdot \sin \theta}$$

ここに、

c' : 有効応力表示に関する仮想すべり面における粘着力 (kN/m²)

ϕ' : 有効応力表示に関する仮想すべり面における内部摩擦角 (°)

ΔW : 土の細片の重量 (kN/m)

μ : 間隙水圧 (kN/m²)

θ : 細片底面が水平面となす角 (°)

ℓ : 細片底面の長さ (m)

c' 、 ϕ' は、三軸圧縮試験で実験中に間隙水圧の測定を伴う圧密非排水試験により求めることを標準とする。

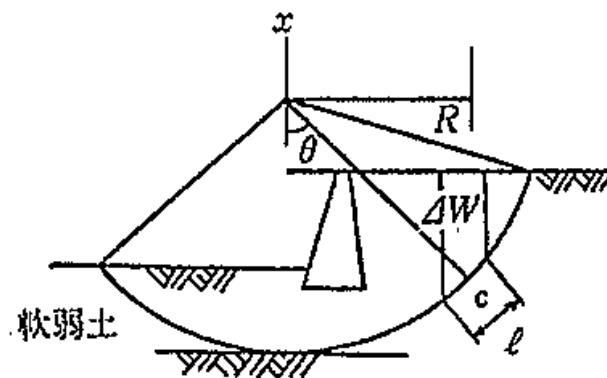


図 2-1-5 すべり面

全応力表示の場合、

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

c : すべり面の粘着力 (kN/m²)

ϕ : すべり面の内部摩擦角 (°)

c 、 ϕ は、非排水試験結果により求めることを標準とする。

(6) 沈下の検討に用いる定数

軟弱地質上の擁壁で、圧密沈下に対する検討が必要となる場合は、「道路土工－擁壁工指針」などの関連文献を参照すること。

(7) 許容応力度

i) 鉄筋コンクリート部材

鉄筋コンクリート部材に用いるコンクリートの設計基準強度は、 24N/mm^2 を標準とする。

各設計基準強度に対するコンクリートの許容圧縮応力度、許容せん断応力度および許容付着応力度は、表 2-1-10 に示す値とする。

表 2-1-10 鉄筋コンクリートの許容応力度 (N/mm²)

コンクリートの設計基準強度		21	24	27	30
圧縮応力度	曲げ圧縮応力度	7	8	9	10
	軸圧縮応力度	5.5	6.5	7.5	8.5
せん断応力度	コンクリートのみでせん断力を負担する場合	0.22	0.23	0.24	0.25
	斜引張鉄筋と協同して負担する場合	1.6	1.7	1.8	1.9
	押抜きせん断応力度	0.85	0.9	0.95	1.0
付着応力度	異形棒鋼に対して	1.4	1.6	1.7	1.8

注) 許容付着応力度は、直径 51mm 以下の鉄筋に対して適用する。

ii) 無筋コンクリート部材

無筋コンクリート部材に用いるコンクリートの設計基準強度は、 18N/mm^2 を標準とする。

コンクリートの各許容応力度は、表 2-1-11 に示す値とする。

表 2-1-11 無筋コンクリートの許容応力度 (N/mm²)

応力度の種類	許容応力度	備考
圧縮応力度	4.5	$\frac{\sigma_{ck}}{4} \leq 5.5$
曲げ引張応力度	0.225	$\frac{\sigma_{ck}}{80} \leq 0.3$
せん断応力度	0.33	$\frac{\sigma_{ck}}{100} + 0.15$
支圧応力度 (全面載荷)	5.4	$0.3\sigma_{ck} \leq 6$

iii) 荷重の組み合わせによる許容応力度の割増し

地震の影響、風荷重、衝撃力および堆積土圧を考慮した場合の許容応力度は、表 2-1-10、表 2-1-11 に規定する許容応力度に、荷重の組み合わせに応じて表 2-1-12 に示す割増し係数を乗じた値とする。

表 2-1-12 許容応力度の割増し係数

荷重の組み合わせ	割増し係数
地震の影響を考慮する場合	1.50
風荷重を考慮する場合	1.25
衝撃力および堆積土圧を考慮する場合	1.50

3. 擁壁の設計外力の設定

(1) 適用

待受け式擁壁工や待受け式盛土工の設計に用いる移動の力や堆積の力の算定は、政令第4条に規定される式などを用いて行うこととなるが、その式中の定数については対策工事の計画内容により次のように対応する。

① 原因地の地形改変を伴わない場合

土砂災害特別警戒区域指定時の公示図書に示された外力を用いた設計を実施する。

② 原因地の地形改変を伴う場合

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

③ 崩壊を防止するための施設と生じた土石等を堆積するための施設を併用する場合

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

県は請求に基づき以下に示す土質定数等に関する資料を提供することができる。

a) 公示図書の写し

b) 基礎調査結果（区域の再設定に必要な以下の各項目）

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

c) 基礎調査指針（案）

(2) 設計外力の組み合わせ

擁壁の設計で考慮する外力は、自重、載荷重、土圧、地震時の影響、崩壊土砂の衝撃力および崩壊土砂の堆積土圧であり、各検討ケースにより外力を組み合わせる。

表 2-1-13 対象とする設計外力の組合せ

状態		外力分類	設計外力の種類	備考
平常時		長期荷重	自重、土圧	
地震時		短期荷重	自重、地震時土圧、地震時慣性力	擁壁高>8m
急傾斜地の崩壊時	衝撃力作用時	短期荷重	自重、土圧、崩土の衝撃力	
	崩壊土砂堆積時	短期荷重	自重、土圧、堆積土圧※	※崩土が堆積した時点の土圧

注) ・ 載荷重（活荷重）は状況に応じて考慮する。

(3) 擁壁自重 W

自重の算出に用いる鉄筋コンクリートおよび無筋コンクリートの単位体積重量は、近隣施設の施工実績により求めることが望ましいが、一般に次の値を用いてもよい。

- ・ 鉄筋コンクリート 24.5kN/m³
- ・ 無筋コンクリート 23.0kN/m³

(4) 載荷重 q

設計に用いる載荷重として活荷重などを考慮する場合は、以下の値を用いる。

- ・ 活荷重 $q = 10\text{kN/m}^2$

(5) 常時土圧 P_a

平常時、衝撃力作用時、崩壊土砂堆積時に擁壁に作用する常時土圧は、試行くさび法（切土部土圧）として求める。

(6) 崩壊土砂の衝撃力 F

待受け式擁壁に作用する衝撃力 F (kN/m²) は以下のとおりとする。

なお、移動高 (h_{sm}) の 1/2 の高さで待受け式擁壁に作用させるものとする。

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

ここに、 F : 擁壁に作用する衝撃力 (kN/m)

F_{sm} : 移動による力 (kN/m²) …… 本編 P. 10 式(1)による

α : 待受け式擁壁による衝撃力緩和係数 (0.5)

h_{sm} : 移動の高さ (m)

(7) 崩壊土砂の堆積土圧 P_d

堆積土圧は、試行くさび法（切土部土圧）として求める。

土石等の堆積の力は、土石等の堆積高 (h) まで擁壁に作用するものとする。堆積高 (h) による堆積土砂の力が擁壁に作用する水平分力：鉛直分力は次式で与えられる。

水平分力

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

ここに

P_H : 堆積の力の水平分力 (kN/m)

P : 堆積による力 (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)

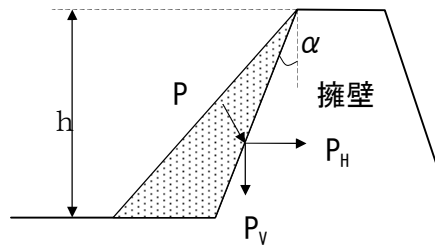


図 2-1-6 堆積の力が擁壁に作用するイメージ

鉛直分力

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

ここに

 P_V : 堆積の力の鉛直分力 (kN/m) P : 堆積による力 (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 $\times 2/3$)**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。

(8) 地震時の影響

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

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

ここに、

 k_h : 設計水平震度 k_{ho} : 標準設計水平震度 C_Z : 地域別補正係数 C_G : 地盤別補正係数 C_I : 重要度別補正係数 C_T : 固有周期別補正係数

4. 移動の力及び堆積の力に関する補足説明

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。

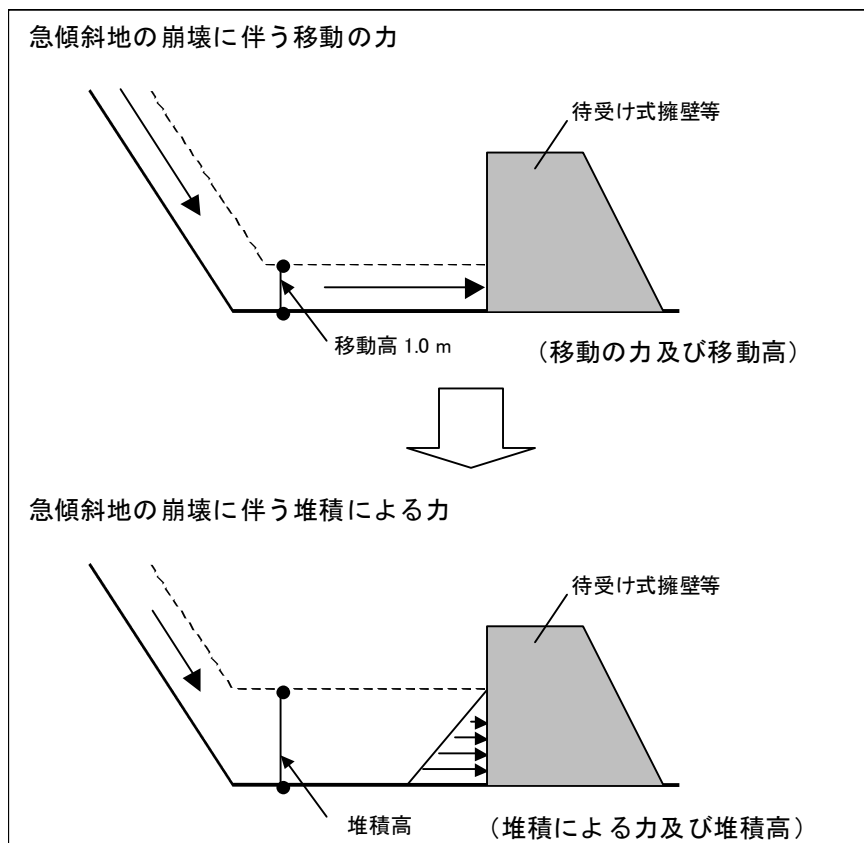


図 2-1-7 移動の力と堆積による力の概念図

(1) 移動高

崩壊による移動高さについては、未解明な部分が多い。このため、全国的な災害実績から整理されている崩壊深からの推定方法を用いて、1.0 mとする。

(2) 堆積高

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擁壁（待受け式盛土）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擁壁（待受け式盛土）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。

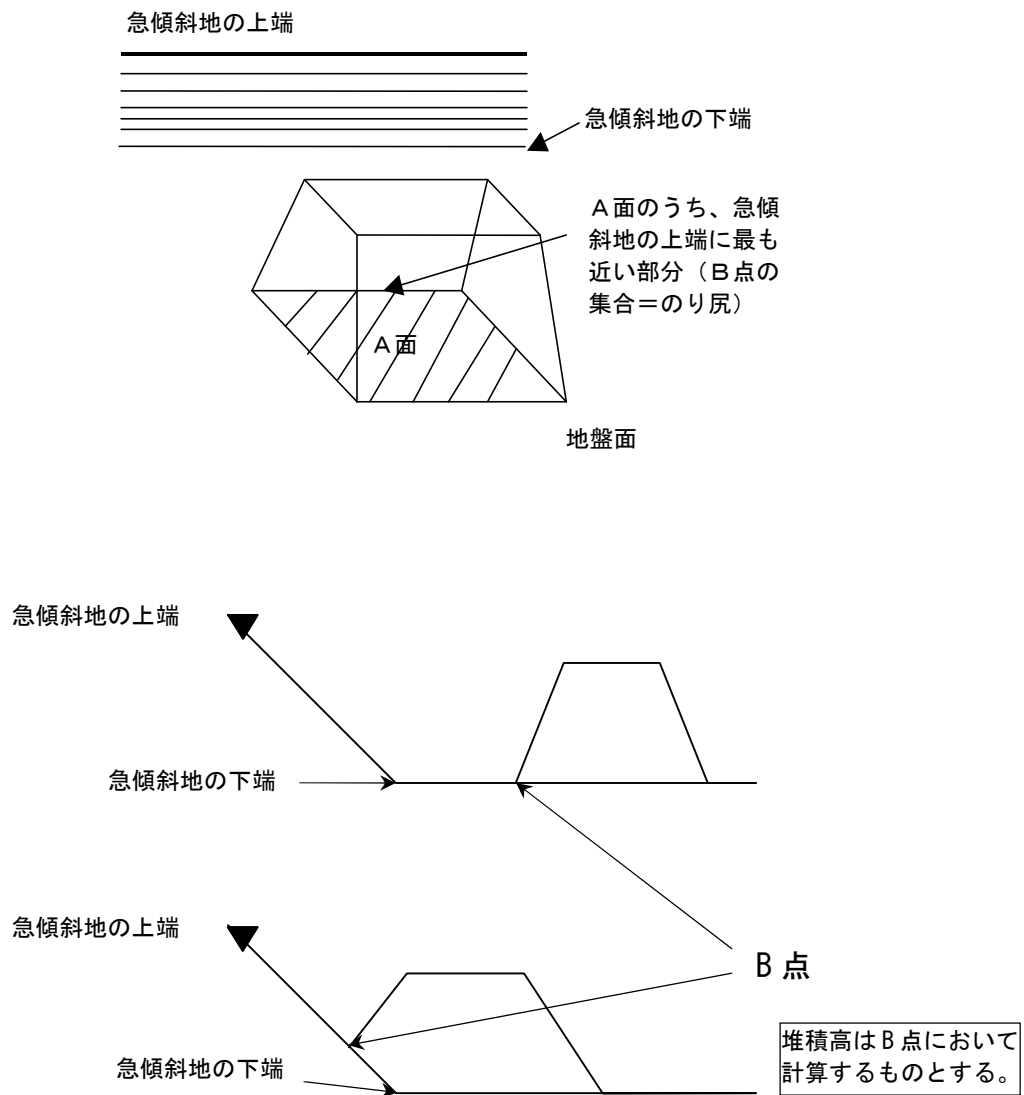


図 2-1-8 移動の力、堆積の力及び堆積高の計算位置

(3) 最大崩壊幅 (W)、および土石等の断面積 (S) の設定方法

当該急傾斜地の高さに応じて発生が想定される崩壊による土石等の量の設定は、以下の3つの方法より選択し、実施する。

- i) がけ崩れ災害実態データ等に基づく方法
- ii) 災害実績調査に基づく方法
- iii) 当該急傾斜地の変状地形に着目した方法

本県においては、i)に示す全国の災害データより得られた値より設定することを基本とするが、当該急傾斜地において、災害実績調査あるいは崩壊跡地形など、崩壊規模を想定するための参考データが得られる場合はii)およびiii)により土石等の量を設定する。

ただし、ii), iii)の手法を用いた場合は、推定した土石等の量が、想定される最大規模の崩壊であるとは判断できないため、i)による土石等の量との比較を行い、大きい値を採用するものとする。

i) がけ崩れ災害実態データ等に基づく方法

過去の全国のがけ崩れ災害データをもとに、高さ区分ごとに崩壊土量と崩壊幅を整理したデータを参考にして、土石等の量を推定する。

表 2-1-14 急傾斜地の高さ(H)に対する崩壊土量、崩壊幅および断面積

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

なお、原因地对策施設が整備済みの場合は、崩壊土量および最大崩壊幅は残斜面の高さを考慮して設定する。

ii) 災害実績調査に基づく方法

ア. 当該急傾斜地において災害実績がある場合

当該急傾斜地において過去に災害実績がある場合は、その調査結果に基づき、土石等の量を推定する。

イ. 当該急傾斜地周辺において災害実績がある場合

当該急傾斜地周辺において災害実績がある場合は、その急傾斜地の崩壊実績をもって当該急傾斜地における土石等の量を推定する。

このとき、「当該急傾斜地周辺で同様な地形、地質状況の斜面」とは以下の3つの条件をすべて満たす急傾斜地とする。

- 1) 地理条件：当該急傾斜地の両端から連続する急傾斜地の下端に沿って100m程度の範囲内であること
- 2) 地形条件：尾根型斜面、谷型斜面、直線型斜面の地形区分が同様で、かつ傾斜度、高さが同程度の急傾斜地であること
- 3) 地質条件：1/50,000程度の表層地質図で同様の地質条件となる急傾斜地であること

iii) 当該急傾斜地の変状地形に着目した方法

当該急傾斜地において、過去の斜面崩壊により形成されたと考えられる崩壊跡地形（滑落地形、崩壊地形等）が確認される場合、その形状、規模より当該急傾斜地で発生すると想定される崩壊幅、崩壊高さおよび崩壊深等を設定し、土石等の量を推定する。

5. 対策施設の効果評価に関する考え方

土留またはのり面保護施設と待受け式擁壁又は待受け式盛土を組み合わせた対策工事の例を図 2-1-9 に示す。

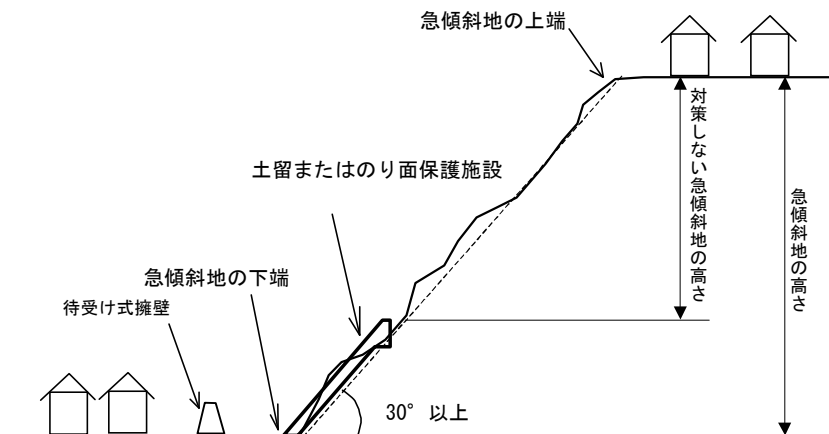


図 2-1-9 急斜地の下部を対策する場合

この場合の移動の力および堆積の力の具体的な計算方法は、次に示すとおりである。

(1) 原因地対策施設が設置されている場合

① Aパターン：急傾斜地下部に原因地対策施設がある場合

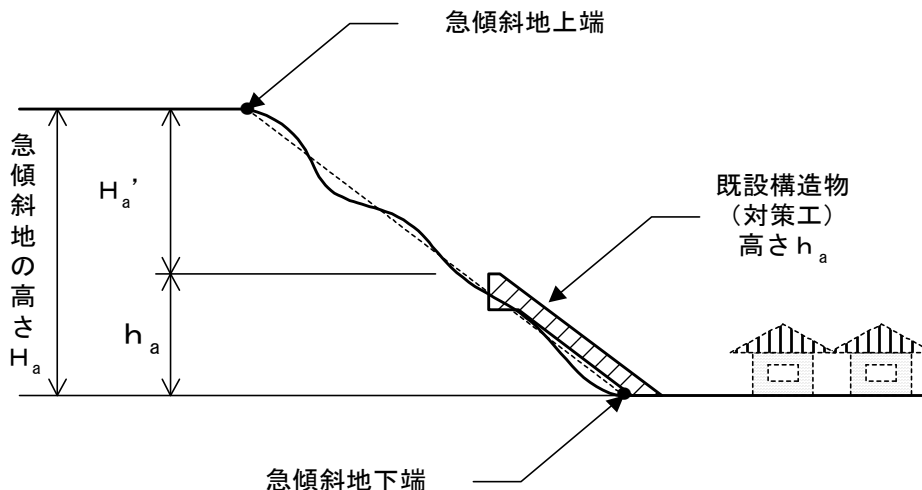


図 2-1-10 急傾斜地の下部に原因地対策施設がある場合

<移動の力の設定>

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

<堆積の力の設定>

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

- ②Bパターン：急傾斜地上部もしくは中間部に原因地对策施設がある場合
（急傾斜地下部が未施工な場合）

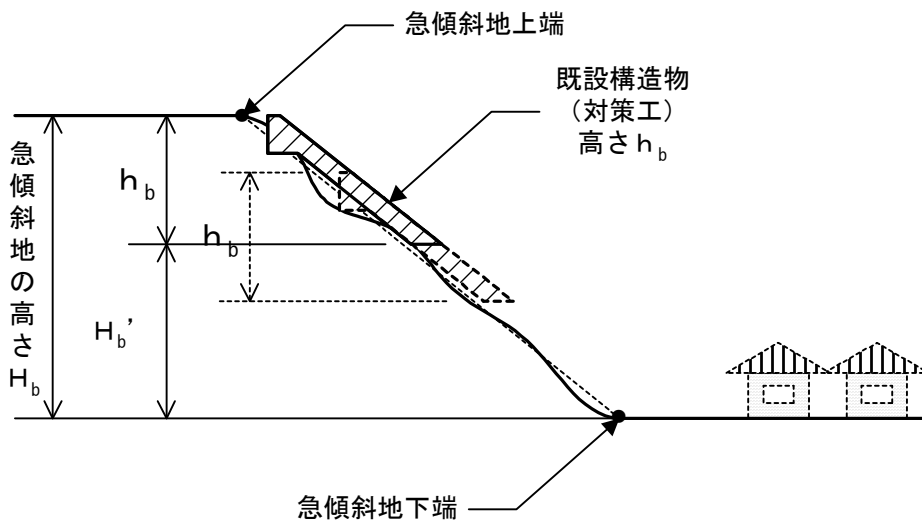


図 2-1-11 急傾斜地の上部または中間部に原因地对策施設がある場合

<移動の力の設定>

原因地对策施設が急傾斜地上部にある場合、グラウンドアンカー等により固定されており、明らかに崩壊しないと判断できる場合は、残斜面を対象に移動の力の計算を行う。

急傾斜地の崩壊が原因地对策施設を巻き込んで発生する可能性が考えられる場合には、対策施設はないものとして斜面全体を対象として移動の力の計算を行う。

<堆積の力の設定>

上記移動の力に同じ。

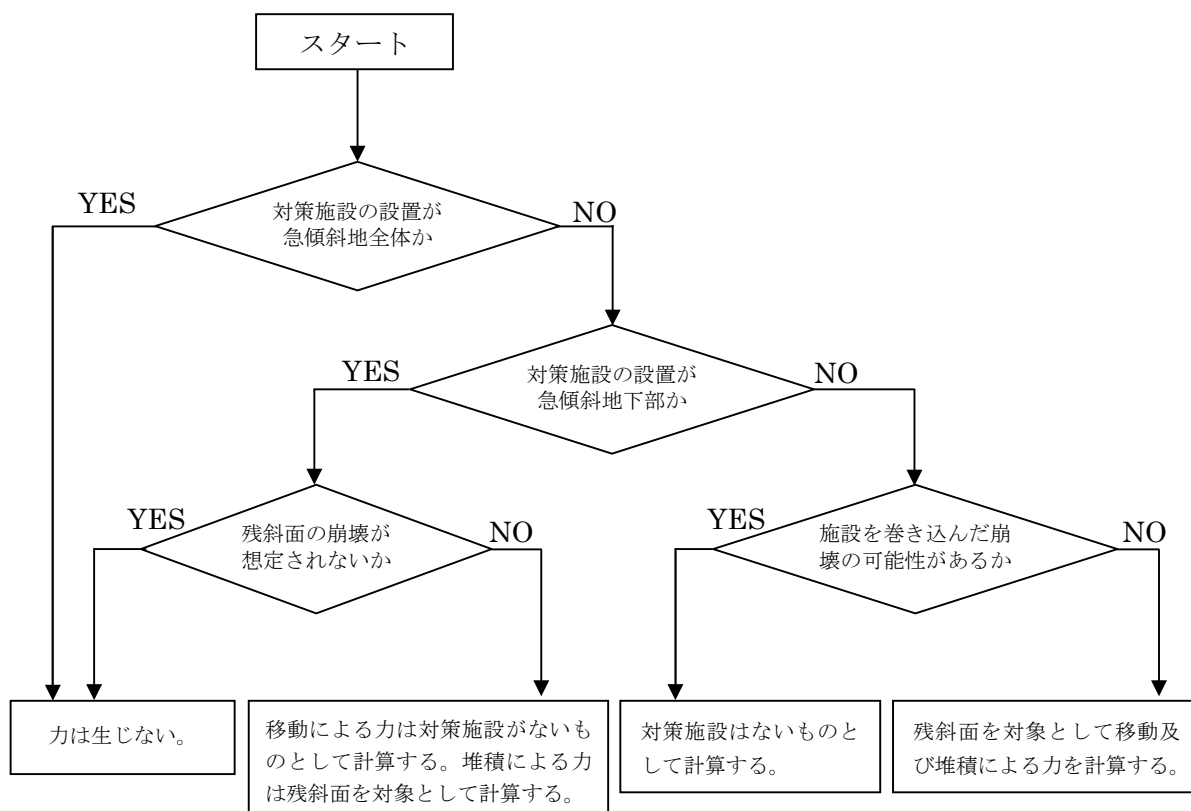


図 2-1-12 原因地对策施設の施設効果の考え方

(2) 待受け式対策施設が設置されている場合

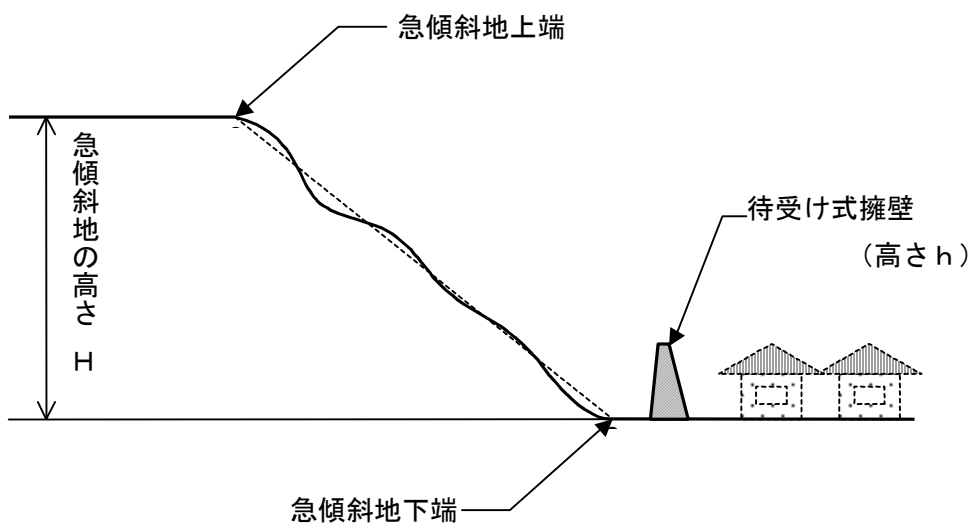


図 2-1-13 待受け式擁壁がある図

<移動の力の設定>

対策施設が、土石等の移動の力に対して安全と判定された待受け式対策施設が整備されている場合は、待受け式対策施設より下方には移動の力は生じないものとして、土石等の移動による力の計算は行わない。

<堆積の力の設定>

対策施設が、土石等の堆積の力に対して有効と判定された待受け式対策施設が整備されている場合は、土石等の量に対する施設効果を判定した上で検討を行う。

- ①. 待受け式対策施設のポケット容量が、崩壊による土石等の量を完全に捕捉できる場合は、待受け式対策施設より下方に土石等は堆積しないため、土石等の堆積による力の計算は行わない。
- ②. 崩壊による土石等の量が、待受け式対策施設のポケット容量を越える場合は、土石等の堆積による力の計算を行う。

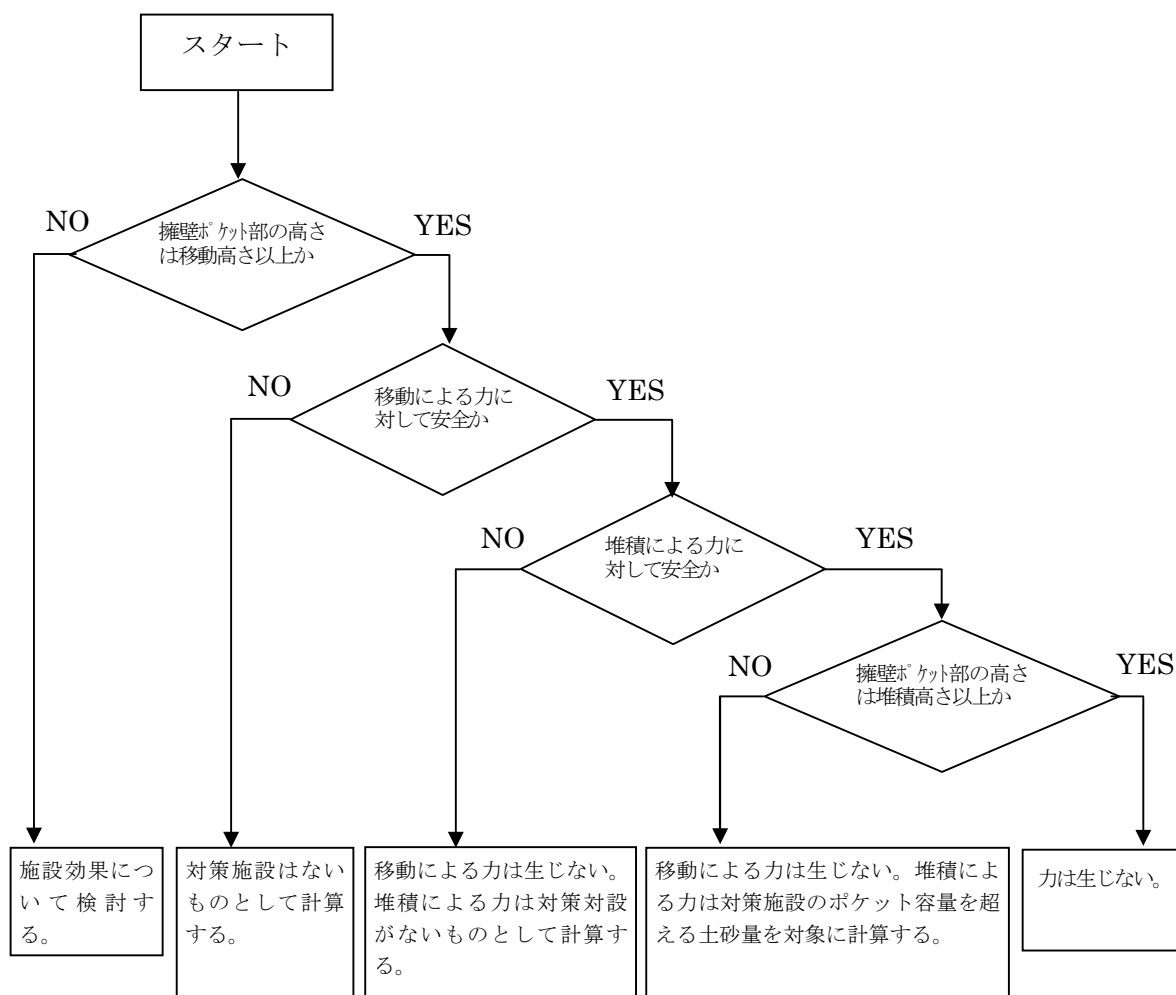


図 2-1-14 待受け式対策施設の施設効果の考え方

第2章 のり切に関する基準

1. のり切

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留意する。

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

①オーバーハング部や浮石など不安定な土塊を除去するのり切

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

②標準切土勾配を目安として斜面形状を改良するのり切

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

③急傾斜地（原因地）を除去するのり切

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

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

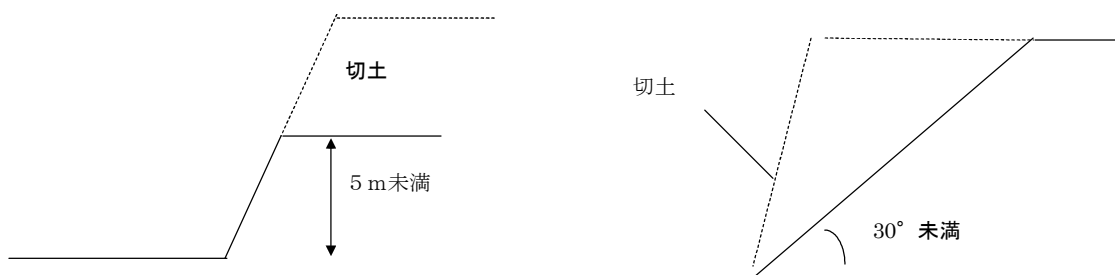


図 2-2-1 のり切による急傾斜地の除去

2. のり切の設計

(1) 一般的留意事項

のり切を実施する斜面は、勾配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、工事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。

環境・景観に対する配慮から、また、用地上の制約等から安定勾配より急な切土のり面をつくる時は、基本的には安定計算によるのり勾配の設定や必要な抑止工の設計を行うこととする。

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

(2) 切土のり勾配

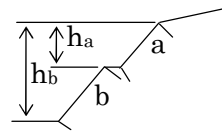
切土高及びのり勾配は、次の表を標準とする。

表 2-2-1 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)
		5~10 m	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)
		5~10 m	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	10 m以下	1:0.8(51)~1:1.0(45)
		10~15 m	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	10 m以下	1:1.0(45)~1:1.2(40)
		10~15 m	1:1.2(40)~1:1.5(34)
粘 性 土		10 m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)
		5~10 m	1:1.2(40)~1:1.5(34)

()の単位は「°」

- 1 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。
- 2 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次図のとおりとする。



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

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

表 2-2-1 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。

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

(3) 切土のり面の形状

i) のり肩処理

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

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

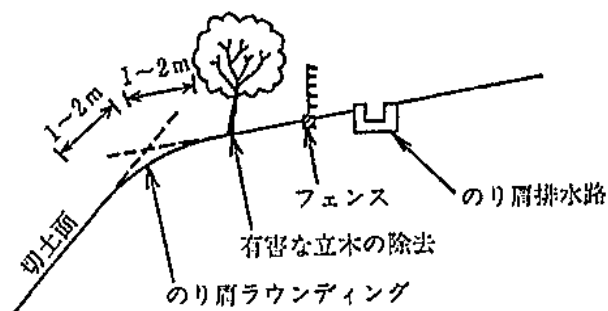


図 2-2-2 のり肩部処理

ii) ラウンディング

切土のみで設計する場合、のり肩部は自然地形と施工面とのなじみをよくするためラウンディングを行い、のり面保護工を施工する。図 2-2-3 のようにのり肩部を巻き込むように行うことが望ましい。

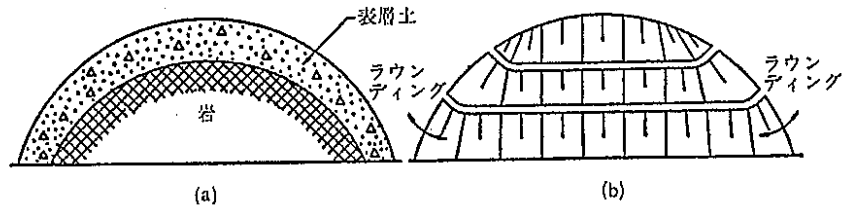


図 2-2-3 縦断方向のラウンディング図

iii) 小段

小段は以下のとおりとする。

- ① 小段はのり高、地質の変化を考慮し設置するものとするが、標準として直高 5～10 m 間隔とする。
- ② 小段の幅は 1～2 m を標準とする。ただし管理用道路として使用する場合は、必要に応じ多少の拡幅を図る。
- ③ 小段には原則としてのり面保護工（コンクリート張工）を施工する。
- ④ 小段上の横排水路の断面は溢水することのない十分余裕のある断面、形状とする。
- ⑤ 小段の横断勾配は一般に図 2-2-4(a) の方向につけるのが普通であるが、この場合は小段から水が全く浸透しないことが保証されるか、あるいは小段から多少水が浸透してものり面の安全に重大な影響がないと判断されることが必要である。このような条件が満たされない場合は、のり表面が流水により浸食されることのないようにのり面保護工を施工するか、あるいは、のり面保護工を施工しなくても浸食されにくいことを確認のうえ、図 2-2-4(b) に示すように、斜面と同じ方向に勾配をつける。

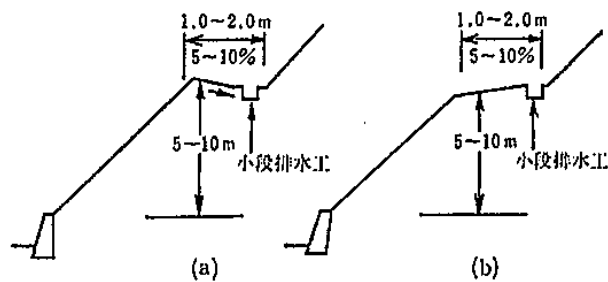


図 2-2-4 小段の設計

第3章 急傾斜地の全部又は一部の崩壊を防止するための施設に関する基準

急傾斜地の崩壊を防止するための施設は、次の3つに分類される。

1. 土留
2. のり面を保護するための施設
3. 排水施設

上記施設に関する基準は以下のとおりとするが、不明な点は「設計便覧（案）急傾斜地編（滋賀県土木交通部）」に準じるものとする。

1. 土留

土留は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き穴を有する構造である。

土留には、一般に擁壁工を施工する。擁壁工は、斜面下部（脚部）の安定を図る場合、斜面中段での小規模な崩壊を抑止する場合及びのり枠工等ののり面保護工の基礎とする場合等に計画される。

（1）擁壁工の種類

擁壁工の主なものとしては、次のものがある。それぞれの概要については、表 2-1-1 を参照すること。

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

（2）擁壁工の計画

擁壁工は、斜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の上、使用する必要がある。特に、急傾斜地は一般に勾配が急で斜面長が長い場合、擁壁だけで崩壊を抑止できる場合はかぎられており、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。

基礎地盤が堅牢な場合には后背地の地盤条件、施工性、経済性等を考慮して、重力式コンクリート擁壁、もたれコンクリート擁壁等を計画する。基礎地盤が軟弱で湧水が多い場合には、井桁組擁壁工等の屈撓性のある工法を計画するものとする。

(3) 擁壁工の設計に用いる外力等の設定

擁壁工の設計に用いる諸定数の設定や、設計外力の設定については、本編第1章に記載のとおりとする。

(4) 擁壁工の設計一般

i) 荷重の種類と組合せ

擁壁の設計に用いる荷重は、擁壁自重、常時土圧の組合せとする。

なお、地震を考慮する場合は、擁壁自重、地震時土圧及び地震時慣性力の組合せとする。

水圧、載荷重、崩壊土砂の衝撃力および堆積土圧は、必要に応じて設定する。

ii) 安定性の検討

擁壁の安定に関しては、一般には下記①、②、③について検討すればよいが、現地
の状態及び擁壁の規模によっては④、⑤、⑥についても検討する必要がある。

- ① 滑動に対する安定
- ② 転倒に対する安定
- ③ 基礎地盤の支持力に対する安定
- ④ 部材の応力度の検討（衝撃力作用時）
- ⑤ 斜面及び基礎地盤を含む全体としての安定
- ⑥ 地震時における安定（重要なもの、擁壁高が8mを超えるもの）

① 滑動に対する安定

擁壁を底版下面に沿って滑らせようとする力は土圧の水平分力であり、これ抵抗する力は底版下面と基礎地盤の間に生じるせん断抵抗力である。

滑動に対する安全率は、次式を満足しなければならない。

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

ここに

W : 擁壁の自重 (kN/m)

P_H : 土圧合力の水平成分 (kN/m)

P_V : 土圧合力の鉛直成分 (kN/m)

tan φ_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 φ_B = φ（基礎地盤の内部摩擦角）、現場打でない場合は φ_B = 2/3・φ とする。ただし、基礎地盤が土の場合 tan φ_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 2-1-9 を用いてよい。

- c : 擁壁底版と基礎地盤の間の粘着力 (kN/m²)。ただし、摩擦係数 (tan φ_B) を表 2-1-9 より求めた場合は c=0 とする。
- B' : 荷重の偏心を考慮した擁壁底面の有効載荷幅 (m) で、

$$B' = B - 2e$$
 とする。
- B : 擁壁の底版幅 (m)
- e : 擁壁底面の中央から荷重の合力の作用位置までの偏心距離 (m)

安全率の値が 1.5 を満足できない場合は、原則として底版幅を増し安定させるものとする。

② 転倒に対する安定

擁壁の底版下面には、擁壁の自重、載荷重及び土圧などによる荷重が作用する。底版下面における地盤反力はこれら荷重合力の作用位置により異なる。図 2-3-1 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 : 土圧合力の水平成分 (kN/m)
- P_V : 土圧合力の鉛直成分 (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)

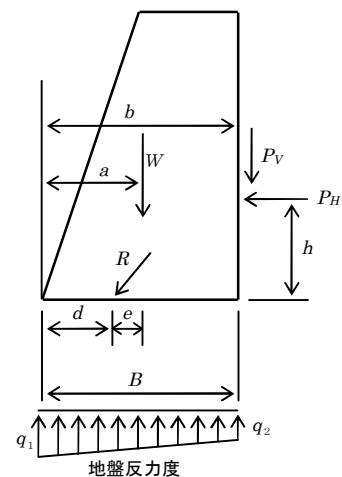


図 2-3-1 地盤反力度の図

合力 R 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

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

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

③ 基礎地盤の支持力に対する安定

基礎地盤の支持力に対する安定性の照査は、擁壁より地盤に作用する地盤反力度と基礎地盤の許容支持力度を比較することによって行う。

地盤反力度は次式により求める（図2-3-1参照）。

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

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

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

q_u : 地盤の極限支持力度

F_s : 地盤の支持力に対する安全率で $F_s = 3$ とする。

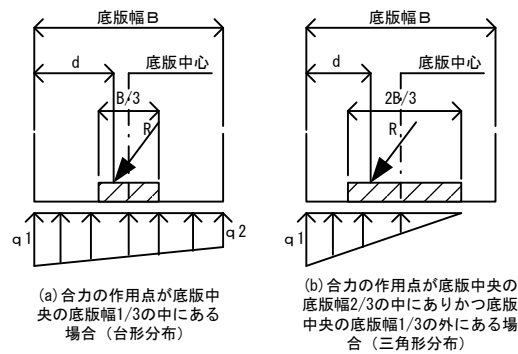


図 2-3-2 地盤反力度の求め方

④ 部材の応力度の検討

土圧及び自重に加えて衝撃力が作用するによって擁壁の各部に生ずる応力度が、擁壁の材料である鉄材又はコンクリートの許容応力度を超えないこと。

i) 擁壁躯体

擁壁躯体の各部において、部材の応力度が許容応力度以下となるように設計を行う。

擁壁の破壊に対する検討に用いる応力度の照査は、高さ 1.0m ごとに行い、コンクリート断面の縁応力度 σ_c が次式を満足するように設計する。

$$\left. \begin{matrix} \sigma_{c1} \\ \sigma_{c2} \end{matrix} \right\} = \frac{V}{B_i} \cdot \left(1 + \frac{6e}{B_i} \right) \leq \begin{cases} \sigma_{ca} \\ \sigma_{cat} \end{cases}$$

- ここに、
 V : 断面A-Aより上の単位幅あたりの鉛直力 (N/mm)
 σ_c : コンクリートの応力度 (N/mm²)
 σ_{ca} : コンクリートの許容曲げ圧縮応力度 (N/mm²)
 σ_{cat} : コンクリートの許容曲げ引張り応力度 (N/mm²)
 B_i : 断面照査位置における断面幅 (mm)
 e : 偏心距離 (mm)

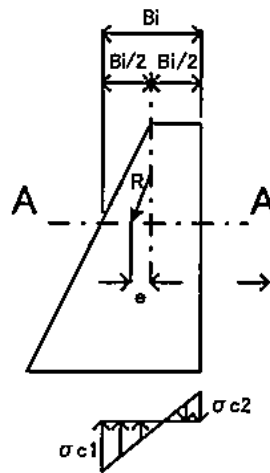


図 2-3-3 断面照査

ii) 落石防護柵の応力度の評価

崩壊土砂堆積時および落石時において、落石防護柵の支柱、ワイヤー、ネットなどの各部材の応力度が許容応力度以下となるように設計を行う。

⑤ 全体としての安定

斜面は一般に安定上の問題を含んでいる場合が多いが、斜面上に擁壁を設ける場合には擁壁並びに背後の盛り土を含む斜面全体の安定について検討する必要がある。

なお、擁壁が斜面上に多段に設置される場合があるが、このような場合には個々の擁壁の安定を検討するとともにこれら全体としての安定についても確認することが必要である。

⑥ 地震時における安定

地震時における擁壁の安定を検討する場合には、常時の土圧の代わりに地震時土圧

を用いる、地震時慣性力を考慮することに注意し、前述の方法に準じて行うことができる。地震時の設計を要する擁壁は下記のとおりとする。

- i 高さ8mを越えるような擁壁
- ii 倒壊が付近に重大な損害を与えたり、復旧が極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

なお、地震時安定計算における安全率などは次のものを用いて良い。

- i 滑動に対する安全率は $F_s \geq 1.2$ とする。
- ii 転倒に対する安定は、合力Rの作用位置が底版幅Bの中央2/3以内でなければならない。
- iii 基礎地盤の支持力に対する安全率は $F_s \geq 2$ とする。ただし地盤反力度は次式による。

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

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

ここに P_{Ve} : 地震時土圧合力の鉛直成分

(5) 石積み・ブロック積み擁壁工の設計

石積み及びブロック積み擁壁工は、斜面下部の小規模な崩壊の抑止と斜面下部（脚部）保護のために用いる。つまり石積み・ブロック積み擁壁は、のり面勾配が1:1.0より急なもの（一般には1:0.3~1:0.5）で、主として土の崩れを防ぐのり面の保護に用いられ、背面の地山が締まっているなど土圧が小さい場合に適用する。

原則としてのり面保護工の基礎として使用しないこと。斜面は比較的湧水の少ない箇所であることが望ましい。

イ 断面形状

- ①石積み、ブロック積みは、原則として練り積みとする。
- ②直高限度は原則として5mとし、部分的にやむを得ない場合でも7mを限度とする。
- ③勾配、上端・下端部の厚さは図2-3-4を参考とし、土質等現場の状況により決定する。
- ④材料及び構造については、国土交通省標準設計によるものとする。
- ⑤原則として谷積みとする。
- ⑥多段式石積み（ブロック積）は原則として避ける。

ロ 基礎

- ①基礎はコンクリート基礎を標準とする。
- ②基礎地盤が普通土又は粘性土の場合は、コンクリート基礎の下部に栗石（碎石）

基礎又は均しコンクリートを施工する。

- ③基礎地盤の支持力が不足するときは杭基礎を併用することがある。
- ④基礎の値入深さは、岩盤においては根石程度、それ以外の場合は、一般に0.5m以上とする。

ハ 水抜き

- ①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。
- ②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。
- ③擁壁背面の水を排除するため、外径5～10cm程度の水抜孔を3m²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。
- ④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。
- ⑤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。

ニ 伸縮目地

伸縮目地の間隔は、10～20mに1箇所を標準とする。

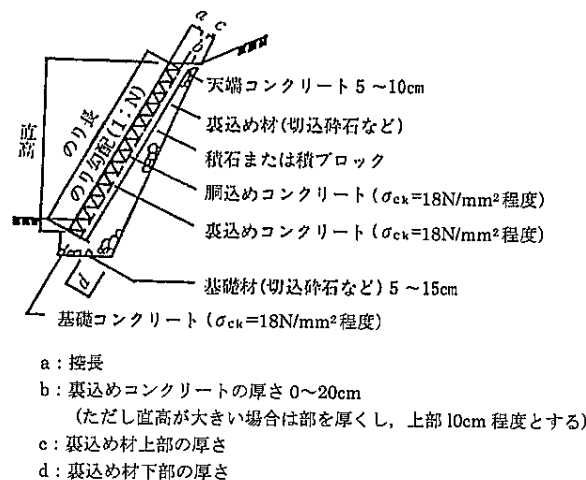


図 2-3-4 石積ブロック積擁壁工の一例

出典：新・斜面崩壊防止対策工事の設計と実例（平成19年9月）

(6) 重力式コンクリート擁壁工の設計

重力式コンクリート擁壁工は、斜面崩壊を直接抑止するほか押え盛り土の安定、のり面保護工の基礎等として用いられる。原則として斜面下部（脚部）の安定を図るためコンクリート擁壁により斜面下部を保護すると共に、崩壊に対しても抑止効果を持たせる。

また擁壁の天端には落石防止柵を設置することが望ましい。

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

重力式コンクリート擁壁は自重によって土圧を支持する型式のものであって、土圧と自重の合力により躯体の断面に引張り応力が生じないように設計するのが原則であるが、断面に引張り応力が生じる場合でもこれがコンクリートの許容引張り応力度以下であるときは重力式コンクリート擁壁として設計する。重力式コンクリート擁壁は、転倒、滑動、沈下、擁壁自体の破損に対しても、また、擁壁基礎のすべりに対しても安全であるように設計するものとする。

イ 断面形状

- ①斜面下部（脚部）に擁壁を設置する場合の断面形状は、斜面の勾配、高さ、表土の厚さ、斜面下部での崩壊の位置及び形状、基礎地盤の性状、基礎幅等を考慮し、原則として安定計算により決定する。
- ②地山の状況に特殊な問題がなく、類似の地形・地質の地区で標準的な擁壁工での対策により成功している例がある場合には、標準設計を用いることができる。

ロ 基礎

- ①転倒、滑動、支持に対する安全性を増すため、必要に応じてフーチングを設けるものとする。
- ②基礎地盤の支持力が不足する場合は杭基礎を用いることが多い。杭基礎を用いる場合は設計に際して施工条件等を考慮しなければならない。
- ③岩盤掘削の埋戻しにはコンクリートを使用する。
- ④根入れ深さは、地盤の反力を満足し、基礎の有機物を除いた深さとする。（標準 0.5～1.0m）

ハ 水抜き

- ①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。
- ②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。
- ③擁壁背面の水を排除するため、外径 5～10cm 程度の水抜孔を 2～4m² 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。
- ④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。
- ⑤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。
- ⑥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。

- ⑦水抜孔については下向きに 3° くらいの傾斜をつけ、土砂等で詰まらないようにしなければならない。

ニ 伸縮目地

- ①伸縮目地は、10～20mに1箇所程度設置する。
②伸縮目地材としては瀝青質板等を使用する。

ホ 裏込め

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

(7) もたれコンクリート擁壁工の設計

擁壁背面が比較的良好な地山で用いられ、重力式コンクリート擁壁と比べて崩壊を比較的小さな躯体で抑止できる。

もたれ擁壁工はそれ自体で自立できないので、背面と地山が密着するように配慮しなければならない。一部盛り土がある場合は十分に締め固めてもたれ効果が期待されるよう地山と密着するようにしなければならない。もたれコンクリート擁壁工の設計は安定計算によることを原則とするが、地山の状況に特に問題がない場合は標準設計を適用することができる。

一般に擁壁の天端幅 0.5～0.6mとし、壁体の前面のり勾配は 1:0.3～1:0.6、壁高は 5～15mぐらいまでが用いられている。

もたれコンクリート擁壁工がそれ自体で崩壊に対応しきれない場合は、グラウンドアンカー工を併用して補強する。

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

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

イ. 安定計算

重力式コンクリート擁壁工と同様に計算する。土圧が作用したときの安定についても同様に下記の項目について検討する。

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

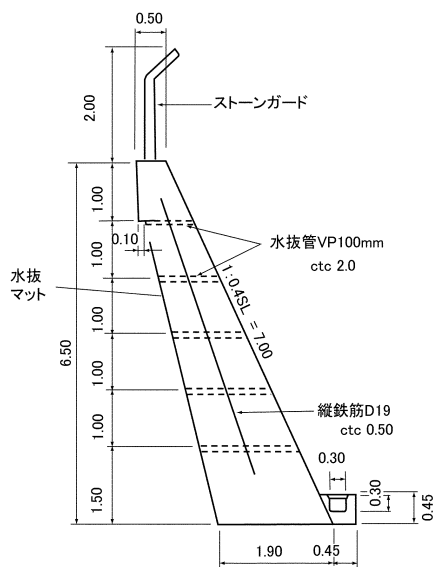


図 2-3-5 もたれ擁壁の一例

(8) 井桁組擁壁工の設計

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

擁壁の高さ、幅、勾配等は斜面及び周囲の状況等を勘案して決定する。枠の中詰めは栗石又は雑石が一般に用いられる。

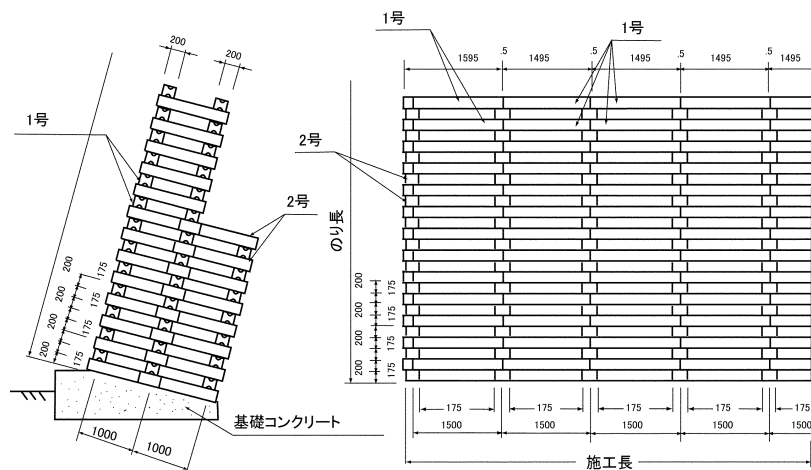


図 2-3-6 井桁組擁壁工の一例 (単位: mm)

出典: 新・斜面崩壊防止対策工事の設計と実例 (平成 19 年 9 月)

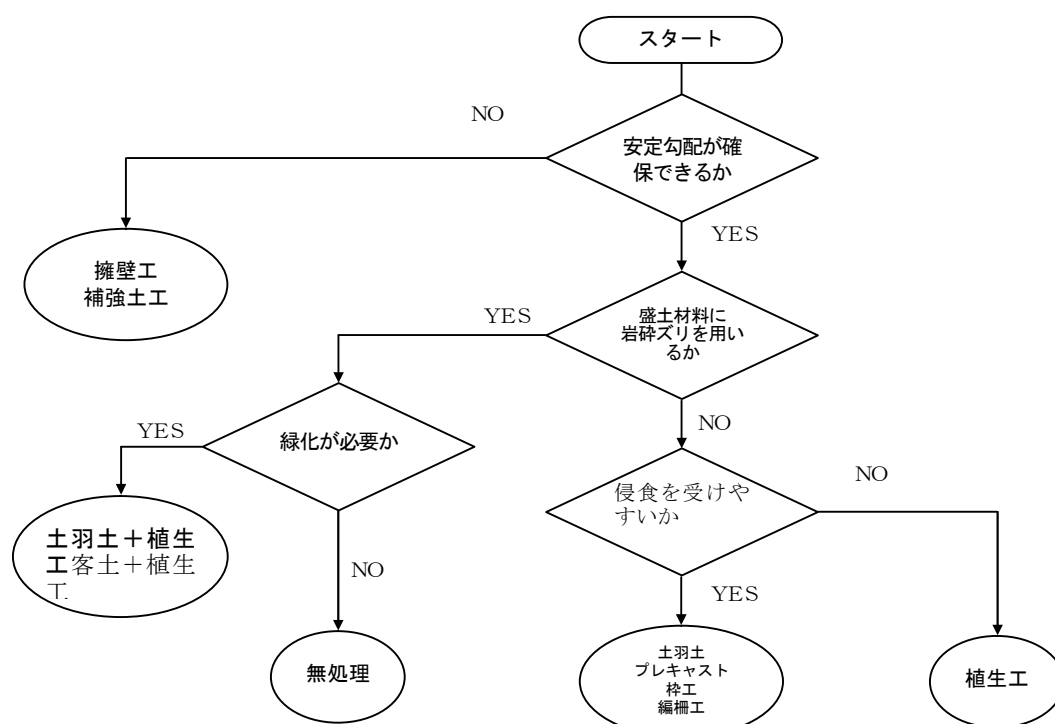
2. のり面を保護するための施設

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。

のり面保護施設の選定における留意点は次のとおりである。

- ① 必要に応じ各種工法を適切に組み合わせて計画する。
- ② のり面の安定性を保持する上で許容しうる範囲で植生工を併用し、周囲の環境に調和するように配慮する。

また、参考までに盛土のり面における一般的なのり面保護工選定フローを示す。



出典：宅地防災マニュアル（平成12年5月）

図 2-3-7 盛土のり面保護工の選定のフロー

(1) 張工

張工の目的は斜面の風化、侵食および軽微な剥離、崩壊を防止することであり、その種類としては、コンクリートブロック張（あるいは石張）工、コンクリート版張工、コンクリート張工がある。張工はその目的からいっても土圧に対抗するものではないので、設計においても一般的には土圧を考慮しない。

イ. 石張工、コンクリートブロック張工およびコンクリート版張工の設計

(イ) のり勾配およびのり高

石張り工、コンクリートブロック張り工及びコンクリート版張り工は、法面勾配が1:1.0より緩い場合に用い、原則として直高は5m、のり長は7m以内とする。石張り工においては、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。

(ロ) 控長、裏込め及び基礎

斜面に沿ってずり落ちる方向の力が働くから、基礎工や必要に応じてすべり止め杭を設ける。

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

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

コンクリート版張り工はRC版がほとんどである。隣接版、枠などに空間が生じないように、間詰めコンクリートなどを施工する。裏込めコンクリートの厚さは5～10cmを標準とする。現地の状況に応じて下敷き材が必要な場合は、切込砕石や栗石を使用し、厚さは10～24cmとする。

張り工の基礎とブロック積擁壁とは小段などで絶縁して計画するのが望ましい。

水抜孔は外径φ50mm(VP50)以上のものを用い、2～4㎡に1箇所程度設けるものとするが、湧水が見られる場合、透水性の地山の場合等においては必要に応じ張り工下部に増やすものとする。

(ハ) 隔壁

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

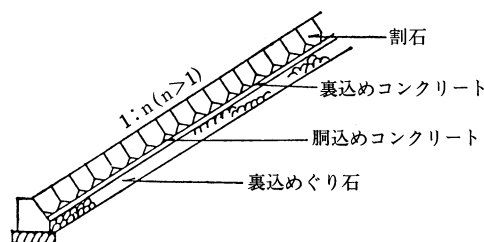


図 2-3-8 石張り工の断面

出典：新・斜面崩壊防止対策工事の設計と実例（平成19年9月）

ロ. コンクリート張り工の設計

(イ) コンクリート厚

比較的勾配の急な岩盤斜面における風化による剥離崩壊を防止するために用いる。コンクリート張り工の厚さは20～80 cm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。

(ロ) のり勾配及びのり高

のり勾配は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。この場合、小段の幅は1.0m以上が望ましい。

法高は20m程度を限度とする。ただし、多段に設置する場合は1段15m程度を限度とする。直高が5m以上の場合には適切な基礎を設置することが望ましい。

(ハ) 配筋及び補強

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1～4 m²に1本の割合で設置し、打ち込み深さは、コンクリート厚の1.5～3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、鉄筋の配筋などを決定する必要がある。

(ニ) 排水処理

天端及び小口部は背後に水が回らないように地山に十分巻き込み雨水等の浸透を防止しなければならない。

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

水抜孔は、2～4 m²に1箇所設けるものとするが、湧水の見られる場所や、透水性の地山等の場合においては、必要に応じて増やすものとする。水抜孔は外径50～100mm以上のものを用いるものとする。

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

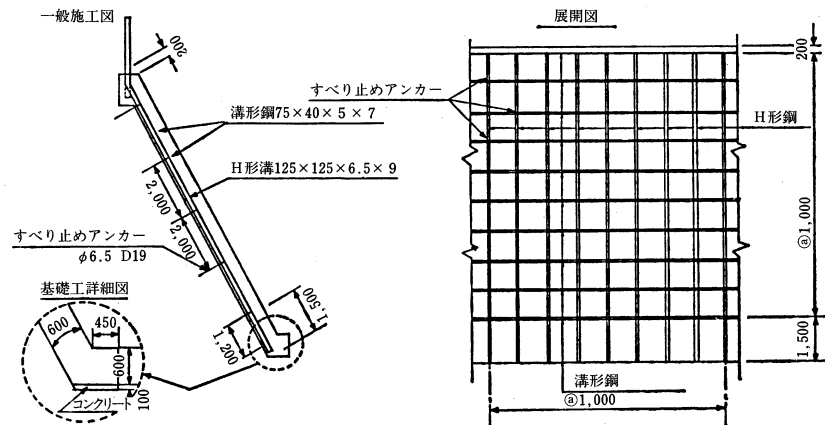


図 2-3-9 コンクリート張工の一例

出典：新・斜面崩壊防止対策工事の設計と実例（平成19年9月）

(2) 植生工

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

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。

イ. 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。

ロ. 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 2-3-1 植生工の選定の目安

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

注1) *印は肥料分の少ないのり面では追肥管理が必要

注2) 客土吹付工は多雨, 強雨地域では流亡しやすいので検討する。

注3) 土のう工は肥沃な土を使用した場合には追肥の必要がない。

出典：新・斜面崩壊防止対策工事の設計と実例（平成19年9月）

(3) 吹付工

吹付工は、斜面の侵食を防止するとともに、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、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。

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。

イ. 吹付工の計画

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

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

ロ. 吹付工の設計

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

(イ) 吹付厚と補強

吹付厚の標準はモルタル吹付工で 7~10cm の厚さが必要である。また、コンクリート吹付工では 10~25 cm である。

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

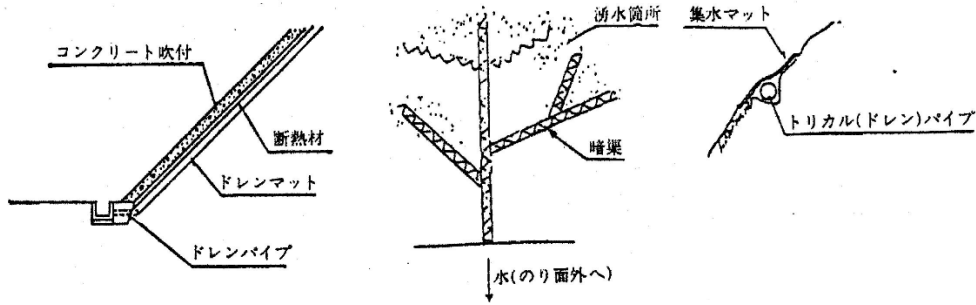
切土後の法面の状態は、一般に法面全体が均質なことは少なく、風化の著しい部分、土の部分等が介在しており、場所により気温の変化による膨張・収縮が若干異なるので、吹付層の中間付近に原則として鉄筋を入れた上に、ワイヤーラス、ワイヤーメッシュ等の補強金網を張り付けたり、桁吹付工または部分的に特殊現場打法枠工を組み入れる。ラス（金網）は一般に菱形 $\phi 2 \sim 3.2\text{mm}$ 、網目 50~100mm が使用され、アンカーピン、補助アンカーピン検測ピンを配置する。

アンカーピンは一般に D16~22 の鉄筋で、長さ 50~100cm のものが 0.5~2 本/m² に設置される。補助アンカーピンは $\phi 9 \sim 13\text{mm}$ 、長さ 15~30cm が一般に使用され、1~3 本/m² を目安に設置する。検測ピンは吹付厚さの管理を行うために 1 本/2 m² 程度を目安に設置する。ラスはコンクリートなどのスペーサーを使用し、地山から離すように設置する。グラウンドアンカー工やロックボルト工を併用するときは桁付コンクリート吹付を用いることもある。この場合は強度計算が必要である。

(ロ) 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、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い。

のり面の安定を保つためには水処理が大切であり、湧水などが局所的にある場合などは、図 2-3-10 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 $\phi 50\text{mm}$ (VP50) 以上で、2~4 m² に 1 本程度を目安に設置する。



出典：新・斜面崩壊防止対策工事の設計と実例（平成19年9月）

図 2-3-10 水処理・湧水処理の一例

(ハ) 法肩及び法尻の処理

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。したがって山にそって吹付工を巻き込む（図 2-3-11）。

吹付工の上方には、水路工を設けることが望ましい（図 2-3-12）。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 2-3-13）。

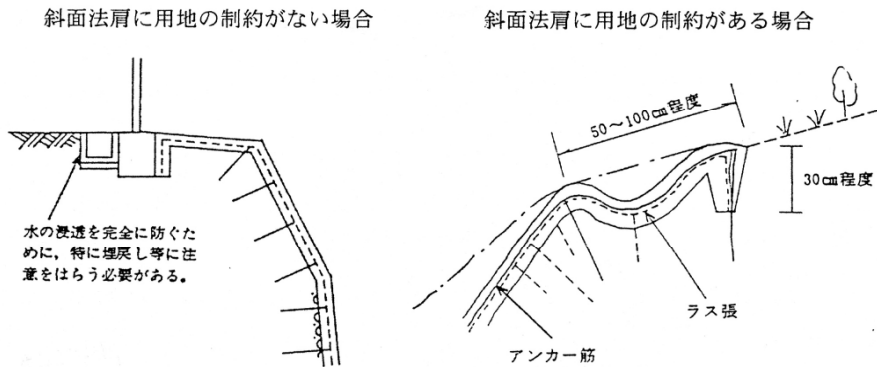


図 2-3-11 法肩の処理の一例

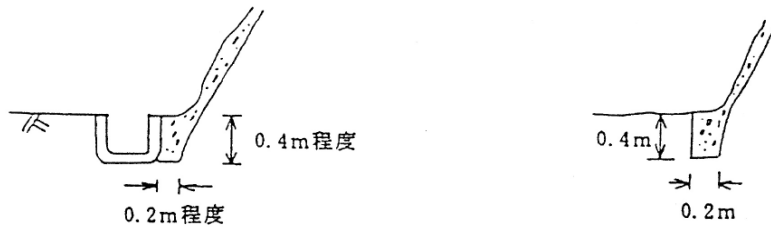


図 2-3-12 法尻の処理の一例

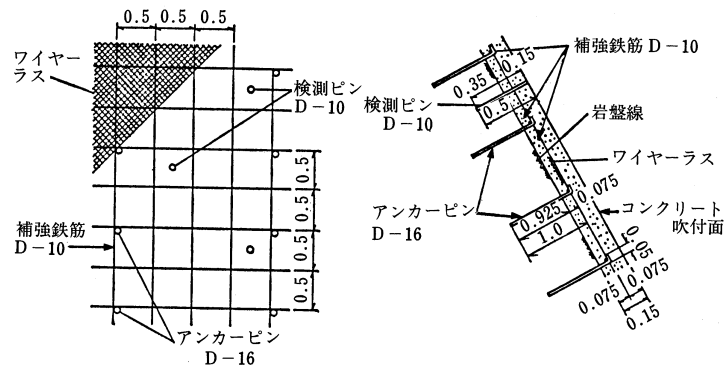


図 2-3-13 コンクリート吹付工の一例 (単位: m)

出典: 新・斜面崩壊防止対策工事の設計と実例 (平成 19 年 9 月)

(4) のり砕工

のり砕工は湧水を伴う風化岩などの長期にわたる安定のため、のり面に現場打ちコンクリートやプレキャスト部材によって枠を組み、その内部を植生、コンクリート張工等で被覆することによって、のり面の風化、侵食を防止するとともに、のり面表層の崩壊を抑制することを目的としている。

ロックボルトやグラウンドアンカーを併用し、小～中程度の抑止効果が期待できる。

イ. のり砕工の一般的留意事項

- (イ) 最近では環境の面から積極的に植生工を取り入れることが望ましいとされている。したがって、周辺の環境を考慮して設計を行う。
- (ロ) 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枠等ののり砕工を用いることもある。
- (ハ) 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。
- (ニ) 切土のり面、長大斜面や土質が不良な場合などで長期にわたる安定を確保することを目的とするのり面、節理・亀裂等のある岩盤で支保工的機能を期待して用いる場合、および斜面・法面勾配が 1 : 1.0 より急な場合は、一般に現場打コンクリート砕工が適用される。
- (ホ) 枠の中詰めは植生によって保護するのが望ましいが、植生工が不適当な場合は土質に応じた中詰めを行う。
- (ヘ) 湧水のあるのり面の場合は、吸出し防止に十分配慮したのり砕背面の排水処理を行う必要がある。特に現場打コンクリート砕工は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。
- (ト) 地盤に応じた基礎を検討する。

(チ) 地山との一体化をはかるため、のり枠にすべり止めの杭、すべり止め鉄筋を設置する。

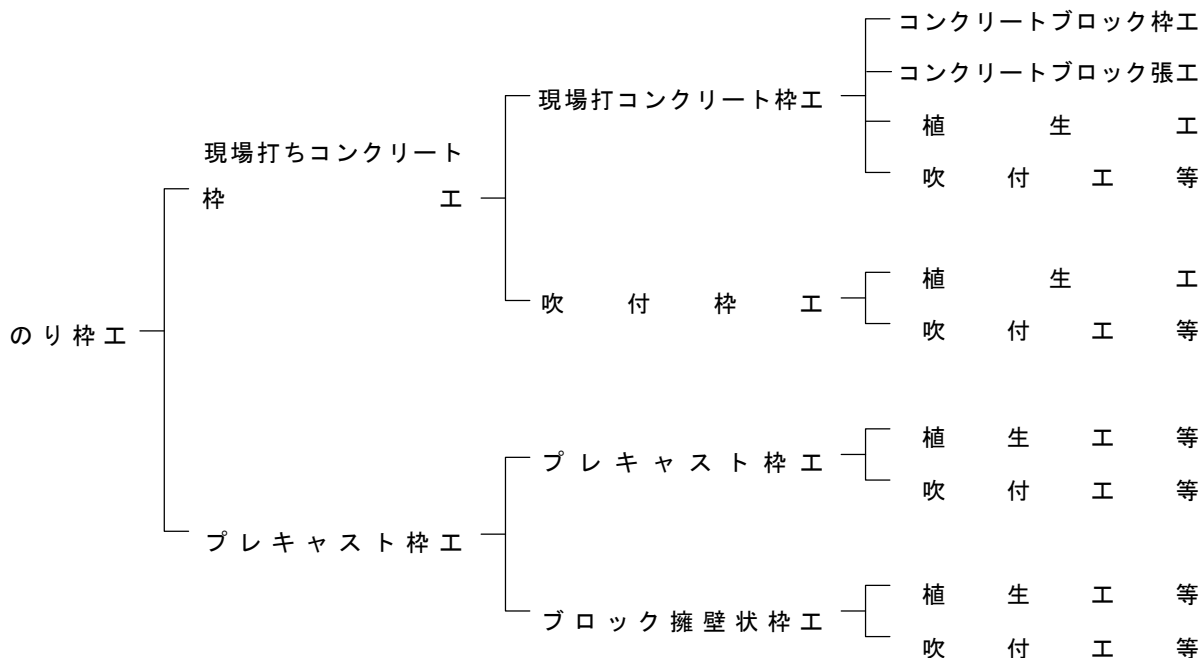


図 2-3-14 のり枠工の分類

ロ. 現場打ちコンクリート枠工

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

部材の断面については、外力の想定ができる場合は計画されたロックボルトやグラウンドアンカーの有する抑止工に基づいて設計する。のり枠断面の必要鉄筋量は部材応力に基づいて設計し、部材応力が作用しない場合は用心鉄筋程度であることが多い。設計の詳細については「のり枠工の設計・施工指針」を参照すること。のり枠の桁すべり止めや変形防止の鉄筋を入れ、交点にはすべり止めの杭等を設けて補強することが望ましい。

(イ) 基礎工

基礎工は以下のとおりとする。

- ①基礎はコンクリート基礎とする。

- ②のり枠の基礎は、沈下・滑動・転倒に対する安全性を検討し、必要に応じて杭基礎とする。
- ③基礎の根入れ深さは、岩盤の場合根石程度、それ以外の場合は一般に0.3～1.0mが多い。
- ④基礎と枠が接する部分は鉄筋を入れ、基礎と枠との一体化を図る。

(ロ) 桁の構造

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

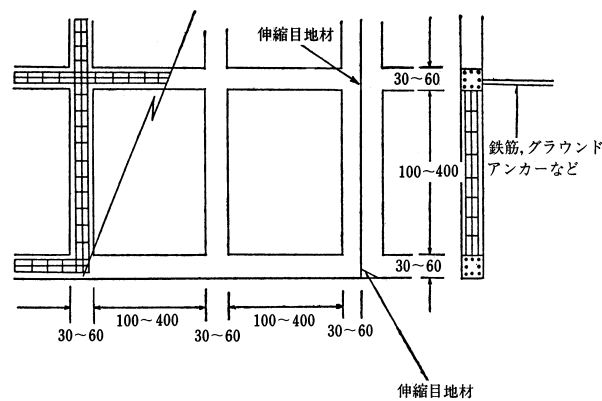


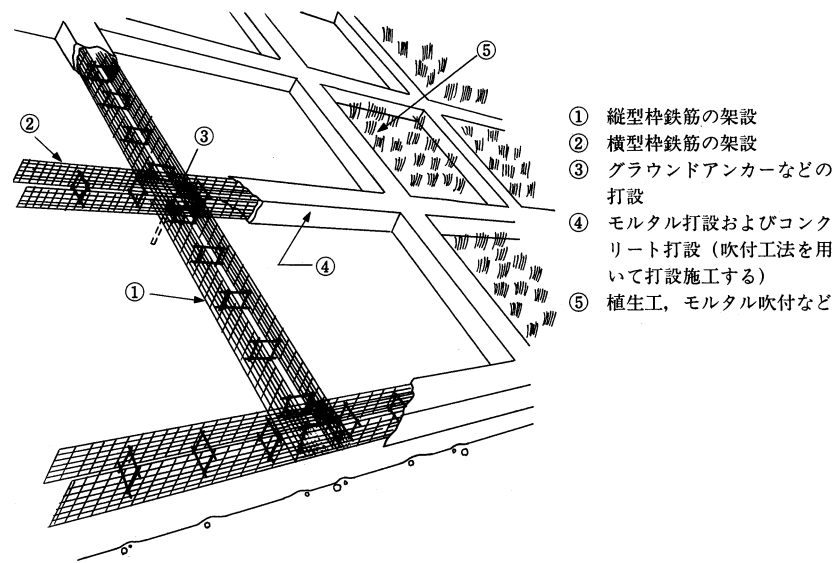
図 2-3-15 現場打コンクリート枠工の一例

出典：新・斜面崩壊防止対策工事の設計と実例（平成19年9月）

ハ. 吹付枠工

吹付枠工は、金網やダンボール、プラスチックなどの材料を用いた型枠で、地山の形状に順応させて張り付けてコンクリート又はモルタルを直接吹き付けて造成するものである。のり面の状態に応じて枠の交点に鉄筋、ロックボルト、グラウンドアンカー等の工法を併用して地山との一体化を図る。

吹付枠工にグラウンドアンカーなどを併用するときは、現場打コンクリート枠工の場合と同様に応力計算を行い、断面、鉄筋量などを設計する。小断面のフレームであっても、応力を期待する場合は計算にて断面などを照査することもある。



出典：新・斜面崩壊防止対策工事の設計と実例（平成19年9月）

図 2-3-16 吹付砕工施工の一例

ニ. プレキャスト砕工

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

コンクリートブロック砕工は土質によっては、1:0.8ののり面勾配程度まで設計できるものもあるが、原則として1:1.0より緩やかに設計する。

(イ) 隔壁工

切土のり面においてのり高が5mを超える場合は、のり面に対して縦方向に現場打ちコンクリートを10m毎に設置し、のり面を分割施工する。ただし大型ブロックでのり面の安定を図るときはグラウンドアンカー工を併用することから隔壁は設けないことが多い。

(ロ) 基礎工

基礎工は以下のとおりとする。

- ①基礎はコンクリート基礎とする。
- ②基礎の根入れ深さは、岩盤の場合根石程度、それ以外の場合一般に0.3m程度が多い。

(5) アンカー工

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

アンカー工は、グラウンドアンカー工とロックボルト工に大別される。

アンカー工を斜面崩壊防止工事に用いる場合、次のような条件の斜面では有効な工法となる。

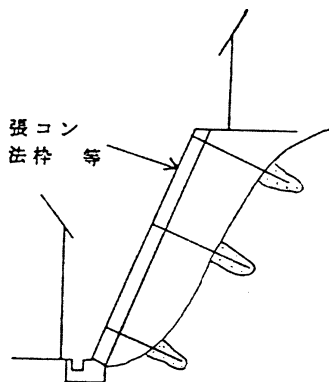
- (イ) 斜面上下部に人家が接近していて、切土工や待受け式擁壁工等が施工できない場合、あるいは斜面勾配が急であったり斜面長が長くて現場打コンクリート法枠工やコンクリート擁壁工等の安定が不足する場合。
- (ロ) アンカー体定着地盤・岩盤が比較的堅固で斜面表面より浅い位置にある（すなわちすべり面が比較的浅い）場合。
- (ハ) 斜面崩壊の形状から、特に面的対策が必要とされる場合。
- (ニ) 大きな抑止力を必要とされる場合。
- (ホ) 杭工法等では、大きな曲げ応力の発生する場合。

アンカー工を永久構造物として用いる場合は、特に鋼材の防錆、定着荷重の点検、維持管理等を考慮して計画する。

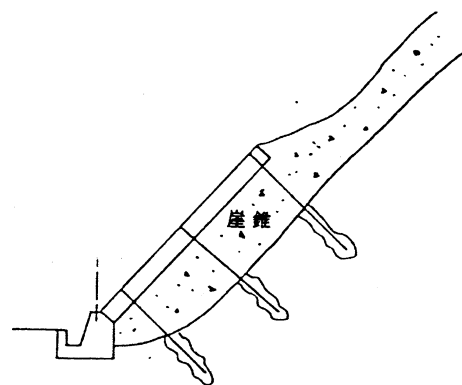
アンカーの定着地盤はよく締まった砂礫層や岩盤とし、緩い砂層や粘土層、または被圧地下水のある砂地盤では避けなければならない。

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

a) 人家が上、下部にはりついている場合



b) 切土が上部へ影響



c) 地すべり性の崩壊

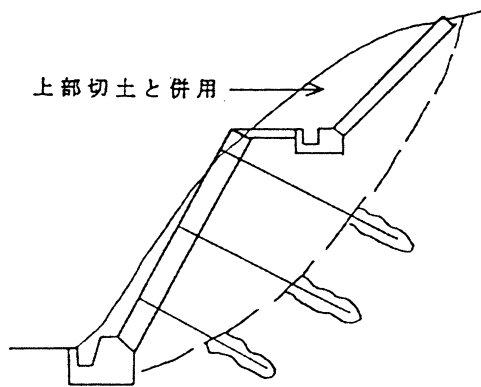


図 2-3-17 アンカー工の例

(6) 杭工及び土留柵工

杭工及び土留柵工は、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である。

イ. 杭工

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

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

ロ. 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。

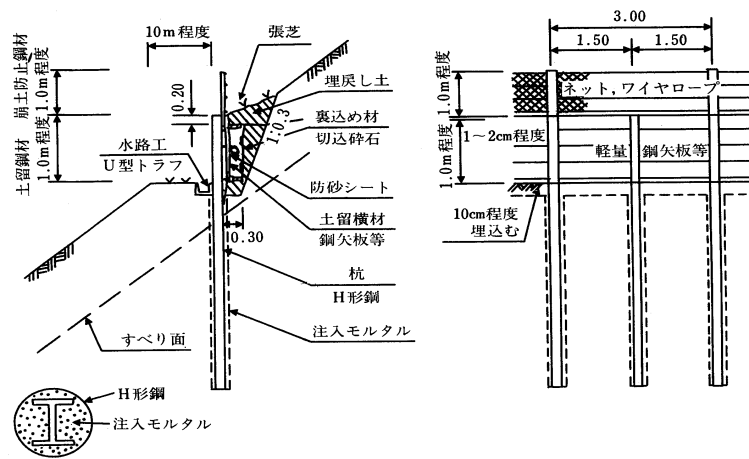


図 2-3-18 土留柵工の一例

出典：新・斜面崩壊防止対策工事の設計と実例（平成 19 年 9 月）

3. 排水施設

(1) 目的

排水施設は、斜面の安定を損なう地表水・地下水を速やかに集めて斜面外の安全なところへ排除し、地表水・地下水の斜面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のり面保護施設等の安定性を増すことを目的とする。

(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。

イ. 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。

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 2-3-19 参照）。

(イ) のり肩排水路

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

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

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

ある。

侵食されやすい砂質土からなるのり面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。

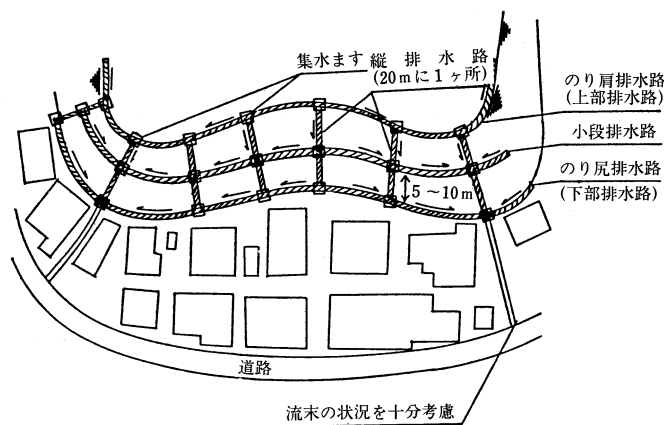
(ロ) 小段排水路

長大のり面では高さ 5~10m毎に幅 1~2mの小段が設けられる。小段排水路は小段上部のり面の表面水を処理できるように設計し、下部のり面に悪い影響を与えないようにしなければならない。

(ハ) 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。

- ①縦排水路の配置間隔は 20mを標準とする。
- ②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、集水枿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。



出典：新・斜面崩壊防止対策工事の設計と実例（平成 19 年 9 月）

図 2-3-19 地表水排除工模式図

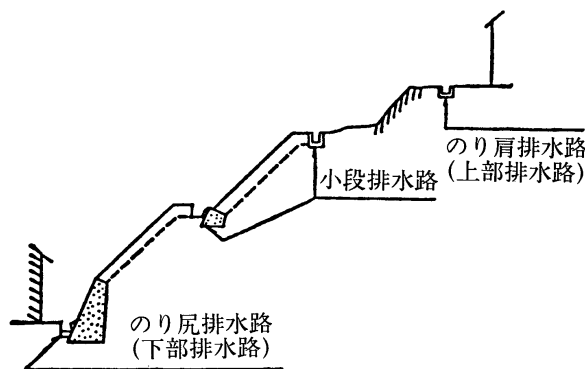


図 2-3-20 のり肩排水路，小段排水路等の設置位置

出典：新・斜面崩壊防止対策工事の設計と事例（平成 19 年 9 月）

(二) 流出量および計画断面

流出量および水路等の計画断面については、道路土工排水工指針（社団法人日本道路協会）等により計画する。

ロ. 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斜面内に分布している地下水を誘導排水し、土塊中の含水比や間げき水圧を下げ、斜面を安定させるものである。この工法は、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。

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

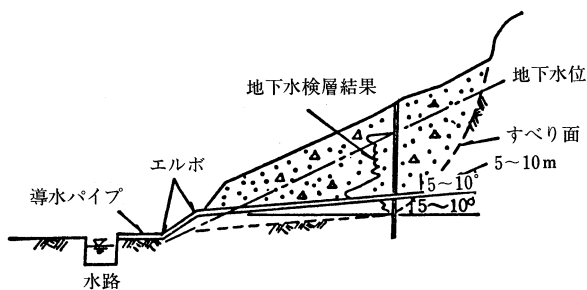


図 2-3-21 横ボーリング工の事例（断面図）

出典：新・斜面崩壊防止対策工事の設計と事例（平成 19 年 9 月）

第4章 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に関する基準

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には、待受け式盛土と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、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。設計にあたっては、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を求める必要がある。

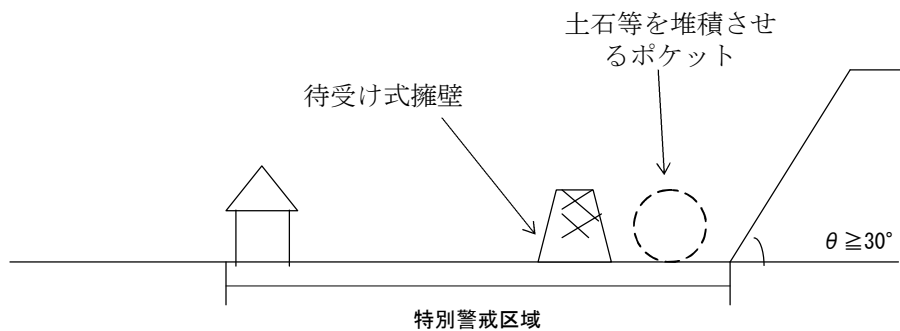


図 2-4-1 待受け式擁壁の模式図

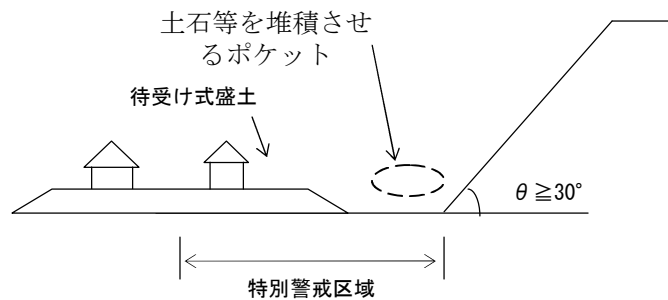


図 2-4-2 待受け式盛土模式図

1. 工事の組合せ

のり切り、急傾斜地の崩壊を防止するための施設及び土石等を堆積するための施設を組合せ、特定予定建築物の敷地に土石等を達しないようにする方法もある。

① 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の崩壊によって生ずる土石等を待受け式擁壁で対応する場合。

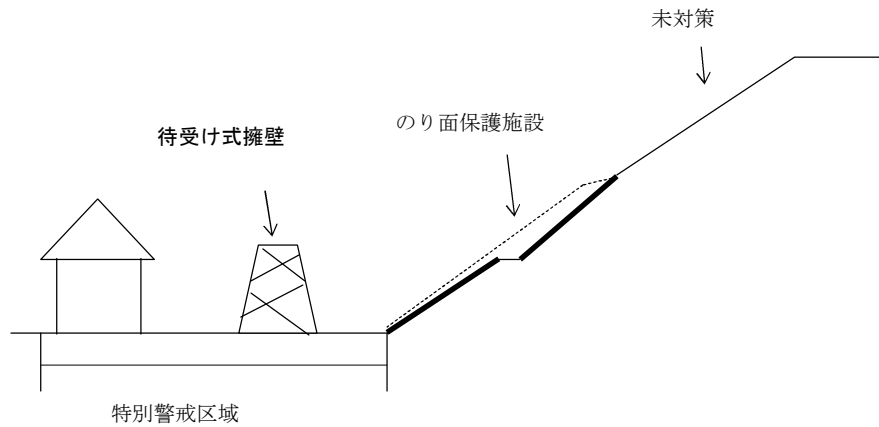


図 2-4-3 のり面保護施設と待受け式擁壁の組み合わせ

② 急傾斜地の一部を切土し、残りの急傾斜地の崩壊によって生ずる土石等を待受け式盛土で対応する場合。

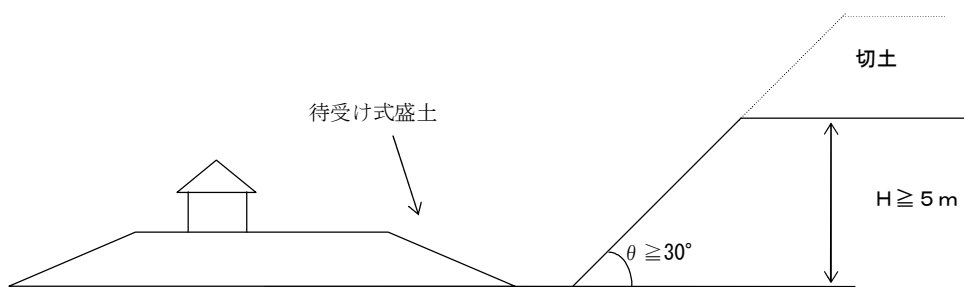


図 2-4-4 原因地の除去と待受け式盛土との組み合わせ

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、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。

(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。

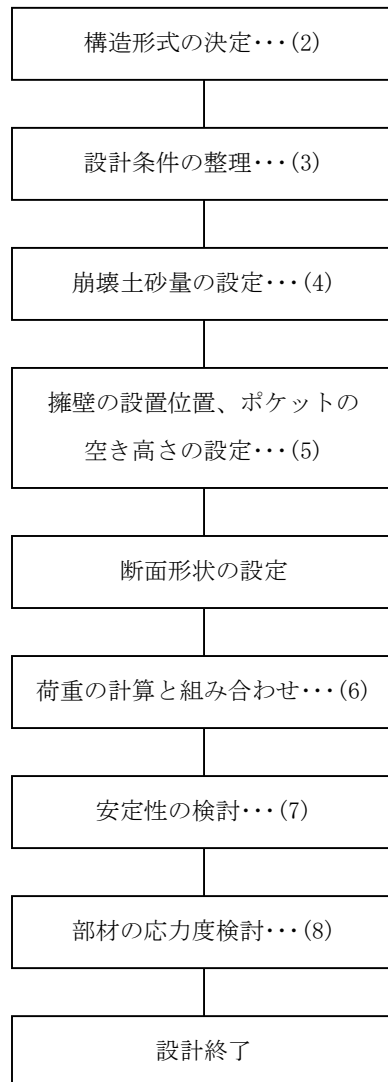


図 2-4-5 待受け式擁壁の設計手順

(2) 構造形式の設定

立地条件などにより擁壁の構造形式を選定する。

なお、待受け式擁壁は、重力式コンクリート擁壁を標準とする。

(3) 設計条件の整理

擁壁形式と擁壁の立地条件などを整理し、設計時に考慮すべき外力および崩壊土砂量などについて検討を行う。

斜面高、斜面勾配については、原因地の地形改変を伴わない場合は公示図書に示された値とする。

(4) 崩壊土砂量の設定

当該急傾斜地の高さに応じて発生が想定される崩壊による土石等の量の設定は、本編 P.11「最大崩壊幅（ W ）、および土石等の断面積（ S ）の設定方法」より行う。

(5) 擁壁の設置位置、ポケットの空き高さの設定（崩壊土砂捕捉量の検証）

仮定した空間と（4）で設定した崩壊土砂量を比較し、擁壁が崩壊土砂量を捕捉可能か検討する。

(6) 設計外力の計算と組み合わせ

これまでに検討した条件をもとに、設計時に考慮すべき外力を算定し、組み合わせについて検討を行う。

設計外力の組み合わせは、表 2-1-13 のとおりとする。

なお、設計外力の設定については、本編 P.16 の「3. 擁壁の設計外力の設定」によるものとする。

(7) 安定性の検討

待受け式擁壁の安定性については、以下の検討を行う。

- i) 転倒に対する安定
- ii) 滑動に対する安定
- iii) 沈下に対する安定

なお、それぞれの安定性については、表 2-4-1 に示す安全率を満たすことにより確認するものとする。

表 2-4-1 安全率の一覧表

荷重ケース		平常時	地震時 ^{注)1}	衝撃力作用時 ^{注)2}	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$
	支持地盤の支持力	$q \leq q_a = qu/F_s$ $F_s = 3.0$	$q \leq q_a = qu/F_s$ $F_s = 2.0$	$q \leq q_a = qu/F_s$ $F_s = 1.0$	$q < q_a = qu/F_s$ $F_s = 2.0$

注 1) 擁壁高が 8 m を超えるものについて検討する。

注 2) 衝撃力作用時は、部材応力の検討を行う。

i) 転倒に対する検討

擁壁の底版下面には、擁壁の自重、土圧、衝撃力などによる荷重が作用する。底版下面における地盤反力はこれらの荷重合力の作用位置により異なる。図 2-4-6 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 : 土圧合力等の水平分力 (kN/m)
- P_V : 土圧合力等の鉛直分力 (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)

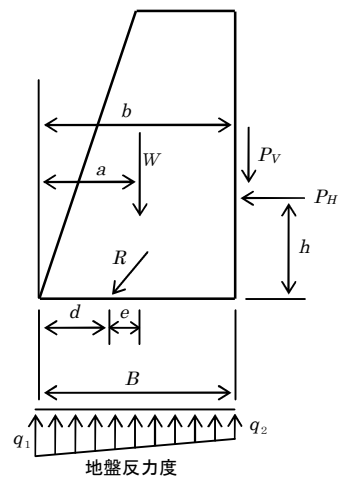


図 2-4-6 地盤反力度

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

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

滑動に対する安全率は次式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 : 土圧合力の水平成分 (kN/m)

P_v : 土圧合力の鉛直成分 (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 2-1-9 を用いてよい。

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 2-1-9 より求めた場合は $c=0$ とする。

B' : 荷重の偏心を考慮した擁壁底面の有効載荷幅 (m) で、

$$B' = B - 2e \quad \text{とする。}$$

B : 擁壁の底版幅 (m)

e : 擁壁底面の中央から荷重の合力の作用位置までの偏心距離 (m)

安全率 (F_s) の値が計画安全率 (F_{sp}) を満足できない場合は、原則として擁壁底版幅を増し安定させるものとする。

iii) 基礎地盤の支持力に対する検討

擁壁の底版下面において、擁壁の自重、土圧、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。

a) 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 : 土圧合力等の鉛直分力 (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

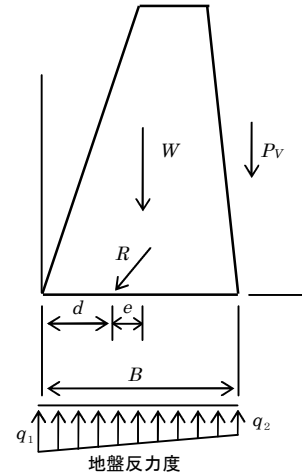


図 2-4-7 地盤反力度

b) 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

(8) 部材の応力度検討

i) 擁壁躯体

擁壁躯体の各部において、部材の応力度が許容応力度以下となるように設計を行う。

擁壁の破壊に対する検討に用いる応力度の照査は、高さ1.0mごとに行い、コンクリート断面の縁応力度 σ_c が次式を満足するように設計する。

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_{c1} \\ \sigma_{c2} \end{array} \right\} = \frac{V}{B_i} \cdot \left(1 + \frac{6e}{B_i} \right) \leq \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{ca} \\ \sigma_{cat} \end{array} \right.$$

ここに、 V : 断面A-Aより上の単位幅あたりの鉛直力 (N/mm)

σ_c : コンクリートの応力度 (N/mm²)

σ_{ca} : コンクリートの許容曲げ圧縮応力度 (N/mm²)

σ_{cat} : コンクリートの許容曲げ引張り応力度 (N/mm²)

B_i : 断面照査位置における断面幅 (mm)

e : 偏心距離 (mm)

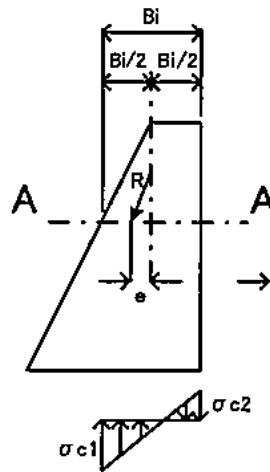


図 2-4-8 断面照査

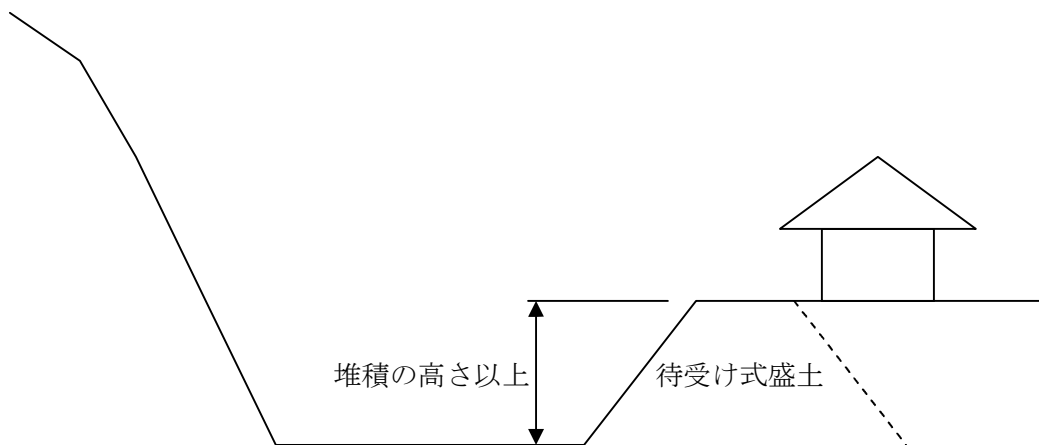
ii) 落石防護柵の応力度の評価 (崩壊土砂堆積時)

崩壊土砂堆積時および落石時において、落石防護柵の支柱、ワイヤー、ネットなどの各部材の応力度が許容応力度以下となるように設計を行う。

3. 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。

法肩からどれくらいの距離を離して家屋を建築するかを想定して、盛土形状を検討する。



(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。

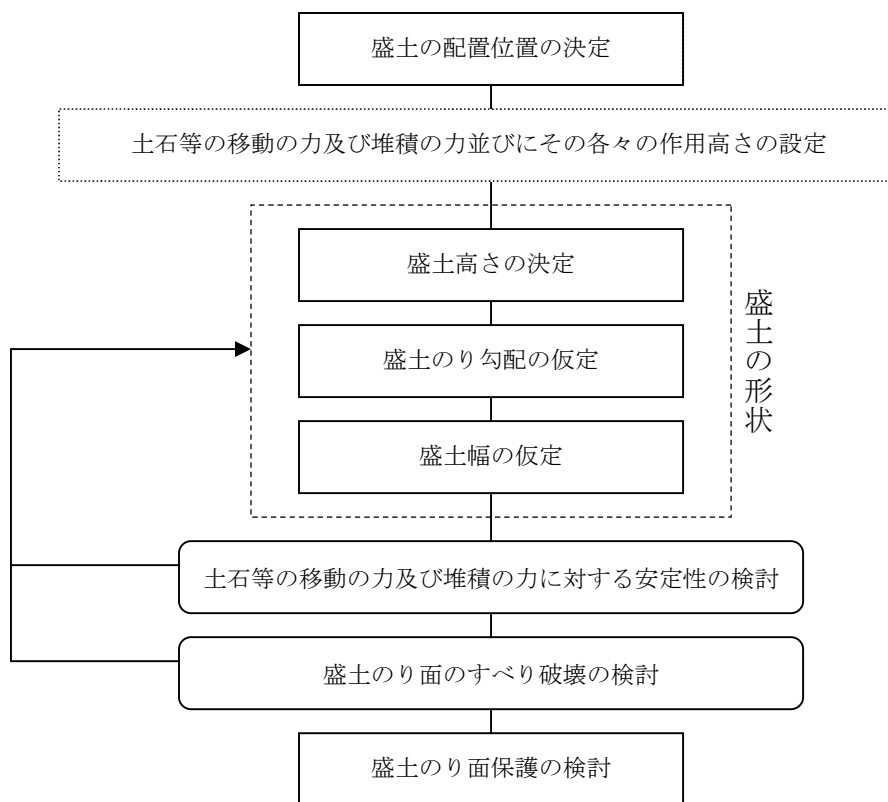


図 2-4-9 待受け式盛土の設計手順

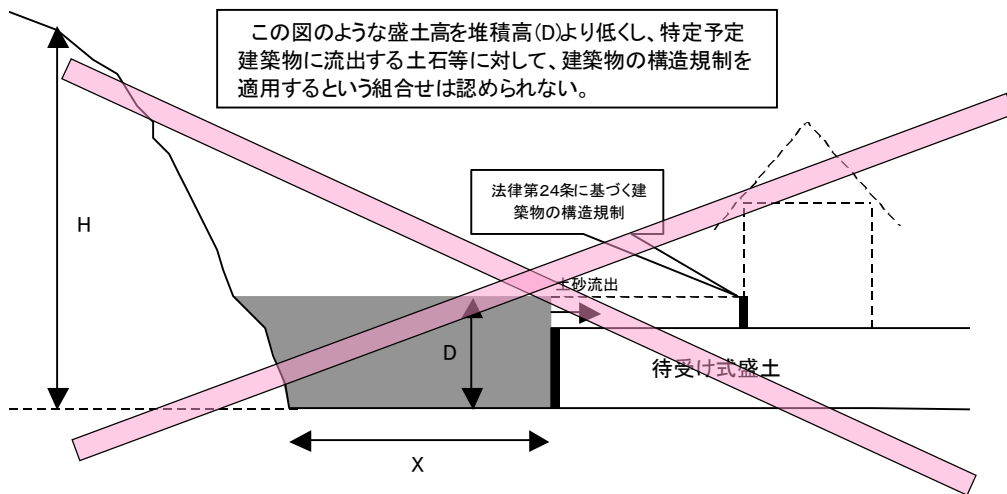
(2) 盛土の形状

イ 盛土高

盛土高は、特定予定建築物の敷地に土石等を到達させることのないようにするため、急傾斜地側のり尻における想定される土石等の堆積の高さ以上とする。

盛土のり面勾配が緩い場合は、急傾斜地の崩壊土砂の移動によりり面を駆け上がるような現象も考えられるため、盛土高をその地点の堆積高以上とするとともに、移動の高さに相当する箇所において、擁壁を設ける方が望ましい。

なお、建築物の構造規制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ず、特定開発行為の段階で安全性を完全に確保することが必要である。



D: 急傾斜地の下端からの距離がX地点における堆積高

図 2-4-10 待受け式盛土及び建築物の構造規制

(3) 盛土のり面勾配

盛土のり面の勾配は、安定性を十分検討の上、決定すること。

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

表 2-4-2 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
粒土の良い砂(S)、 れき及び細粒分混じりれき(G)	5m以下	1:1.5~1:1.8	基礎地盤の支持力が十分にあり、浸水の影響のない盛土に適用する。 ()の統一分類は代表的なものを参考に示す。 標準のり面勾配の範囲外の場合は安定計算等による検討を行う。
	5~15m	1:1.8~1:2.0	
粒土の悪い砂(SG)	10m以下	1:1.8~1:2.0	
岩塊(ずりを含む)	10m以下	1:1.5~1:1.8	
	10~20m	1:1.8~1:2.0	
砂質土(SF)、硬い粘質土、硬い粘土 (洪積層の硬い粘質土、粘土、関東ロー)	5m以下	1:1.5~1:1.8	
	5~10m	1:1.8~1:2.0	
火山灰質粘性土(V)	5m以下	1:1.8~1:2.0	

注) 盛土高は、のり肩とのり尻の高低差をいう。

出典：道路工のり面工・斜面安定工指針（平成11年3月）を一部改変

表 2-4-2 の標準値の範囲に巾を持たせているが、低盛土について施工性を考慮して、良好に施工できれば最急勾配を標準値とすることができる。高盛土については、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。

(4) 盛土のり面のすべり崩壊に対する検討

待受け式盛土の損壊に対する検討にあたっては、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。

- ① 盛土施工直後
- ② 盛土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

盛土施工直後には盛土の自重の増加に伴う間げき水圧が盛土中に残留して、不安定になることがある。また、施工時の間げき水圧がゼロになった場合でも、その後の降雨および山地からの地下水の浸透により不安定となることがあるので、両条件の検討が必要である。

イ 安定計算の方法

安定計算は一般に図 2-4-11 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。

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

ここに

F_s : 安全率

c : すべり面の粘着力 (kN/m²)

ϕ : すべり面の内部摩擦角 (°)

ℓ : 分割片で切られたすべり面の弧長 (m)

W : 各分割片の重量 (kN/m)

u : 間隙水圧 (kN/m²)

b : 分割片の幅 (m)

α : 各分割片で切られたすべり面の midpoint 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。また地震時では、1.0 以上となる断面とすること。

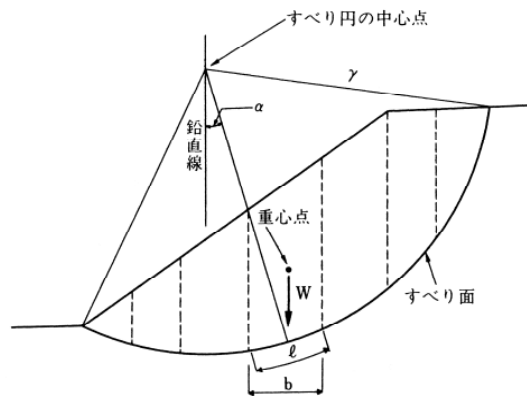


図 2-4-11 円弧すべり面を用いた常時の安定計算法

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隙水圧の設定が容易な場合、及び間隙水圧の実測値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。