第三集－２

急傾斜地崩壊技術基準案編

目　　次

１ 特定開発行為における対策工事等に関する基本的留意事項 ..... (三)-2- 1
２ 対策工事等の計画 ..... (三)-2- 4
（１）土砂災害の防止 ..... (三)-2- 4
（２）対策工の実施範囲 ..... (三)-2-13
（３）対策工事等の周辺への影響 ..... (三)-2-14
（４）対策施設の選定 ..... (三)-2-15
３ 土石等を堆積させる対策施設の設計外力の設定 ..... (三)-2-16
（１）設計諸定数 ..... (三)-2-16
（２）設計外力の設定 ..... (三)-2-22
（３）対策施設の効果評価に関する考え方 ..... (三)-2-29
４ のり切の設計 ..... (三)-2-34
（１）のり切の目的 ..... (三)-2-34
（２）標準切土のり勾配を目安として斜面形状を改良するのり切の設計 ..... (三)-2-34
５ 急傾斜地の崩壊を防止するための施設の設計 ..... (三)-2-37
（１）土留 ..... (三)-2-37
（２）のり面保護工 ..... (三)-2-46
（３）排水工 ..... (三)-2-58
６ 急傾斜地の崩壊が発生した場合に生じた土石等を堆積させるための施設の設計 ..... (三)-2-62
（１）待受け式盛土 ..... (三)-2-62
（２）待受け式擁壁 ..... (三)-2-72

【巻末参考資料】
① 対策工事の種類と適用について
② 待受け式擁壁の設計計算例

１ 特定開発行為における対策工事等に関する基本的留意事項

【令第７条】

（対策工事等の計画の技術的基準）

令第７条　法第１２条の政令で定める技術的基準は，次のとおりとする。

一　対策工事の計画は，対策工事以外の特定開発行為に関する工事の計画と相まって，特定予定建築物における土砂災害を防止するものであるとともに，開発区域及びその周辺の地域における土砂災害の発生のおそれを大きくすることのないものであること。

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

三　土砂災害の発生原因が急傾斜地の崩壊である場合にあっては，対策工事の計画は，急傾斜地の崩壊により生ずる土石等を特定予定建築物の敷地に到達させることのないよう，次のイからハまでに掲げる工事又は施設の設置の全部又は一部を当該イからハまでに定める基準に従い行うものであること。

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

ロ　急傾斜地の全部又は一部の崩壊を防止するための施設　次の(1)から(3)までに掲げる施設の種類の区分に応じ，当該(1)から(3)までに定める基準に適合するものであること。

(1)　土留　のり面の崩壊を防止し，土圧，水圧及び自重によって損壊，転倒，滑動又は沈下をせず，かつ，その裏面の排水に必要な水抜穴を有する構造であること。

(2)　のり面を保護するための施設　石張り，芝張り，モルタルの吹付け等によりのり面を風化その他の侵食に対して保護する構造であること。

(3)　排水施設　その浸透又は停滞により急傾斜地の崩壊の原因となる地表水及び地下水を急傾斜地から速やかに排除することができる構造であること。

ハ　急傾斜地の崩壊が発生した場合に生じた土石等を堆積するための施設　土圧，水圧，自重及び土石等の移動又は堆積により当該施設に作用する力によって損壊，転倒，滑動又は沈下をしない構造であること。

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

【解　説】

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

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

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

(１)　対策工事全般に関して

ア　対策工事以外の特定開発行為に関する工事の計画と相まって，特定予定建築物の敷地に土石等が到達させることのないよう計画されているか。複数の工事又は施設を組み合せた場合も同様に，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。

イ　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

ア　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。

イ　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

ア　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。

イ　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

ア　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。

イ　土留は，のり面の崩壊防止の役割を果たすものとなっているか，また，安全性は十分か。

(ｱ)　急傾斜地において，崩壊の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。

(ｲ)　地形，地質及び土質並びに周辺の状況に応じて適切な土留を選定しているか。

(ｳ)　土留はのり面の崩壊を防止することができる規模を有しているか。

(ｴ)　土留は土圧，水圧及び自重によって損壊，転倒，滑動又は沈下しない構造となっているか。

(ｵ)　土留裏面の排水に必要な水抜穴を有しているか。

(ｶ)　高さ２ｍを超える擁壁については，建築基準法施行令第１４２条に定めるところによっているか。

ウ　のり面保護施設は，のり面を風化その他の侵食に対して保護する役割を果たすものとなっているか。

(ｱ)　土留を設置する必要がない箇所には，のり面保護施設を設置しているか。

(ｲ)　土質等に応じた適切なのり面保護施設を選定しているか。

エ　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

ア　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。

(ｱ)　待受け式擁壁又は待受け式盛土は，適切な位置に設置されているか。

(ｲ)　待受け式擁壁又は待受け式盛土の高さは，設置位置において想定される土石等の移動高及び堆積高のうち最大のもの以上となっているか。

(ｳ)　移動等の力及び作用する高さの計算は適切か。

イ　待受け式擁壁又は待受け式盛土の安全性は十分か。

(ｱ)　待受け式擁壁又は待受け式盛土は，土圧，水圧及び自重並びに土石等の移動又は堆積の力によって損壊，転倒，滑動又は沈下しない構造となっているか。

２ 対策工事等の計画

(１)　土砂災害の防止

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

その対策工事は「のり切」,「急傾斜地の崩壊を防止するための施設の設置」及び「急傾斜地の崩壊が発生した場合に生じた土石等を堆積するための施設の設置」に区別され，これらのうちどれか，又は，これらを組み合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】

ア　特定予定建築物における土砂災害の防止

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

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

(ｱ)　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

(ｲ)　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

(ｳ)　石張り，芝張り，モルタルの吹付け，のり枠工等の機能を損ねるような工事

(ｴ)　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 2-1のような場合，道路の容量を考慮しないで待受け式擁壁の高さを設定してはならない。

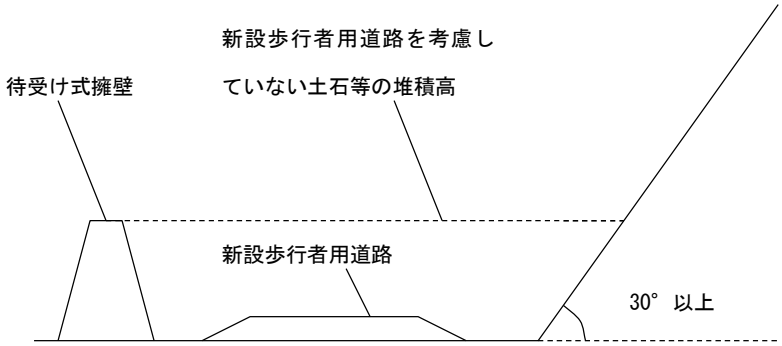
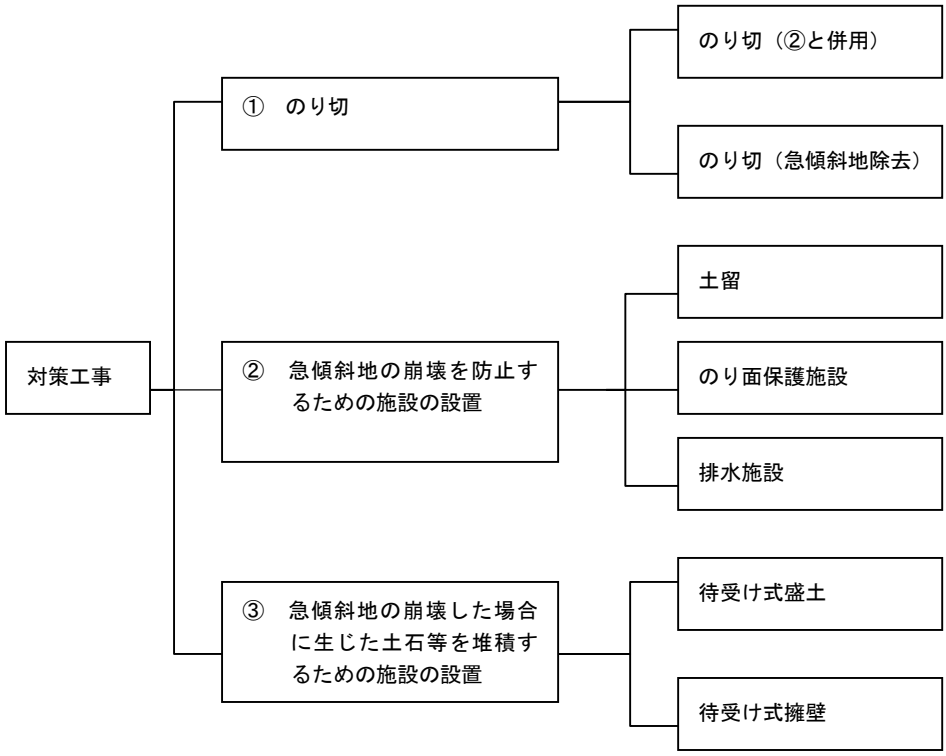


図 2-1　対策工事の効果を損なう例

イ　対策工事の種類

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



④　この他に，①と②，②と③，①と③，①と②と③の組み合せもあり得る。

図 2-2　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。

a　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
b　標準切土のり勾配を目安として斜面形状を改良するのり切
c　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，土留，のり面保護施設又は排水施設と組み合せることを前提とするものである。(ﾊ)の急傾斜地の除去とは，切土工によってのり面の傾斜度を３０度未満，又は，急傾斜地の高さを５m 未満にすることをいい，完全に実施されれば，他の対策施設と組み合せる必要がないものである。

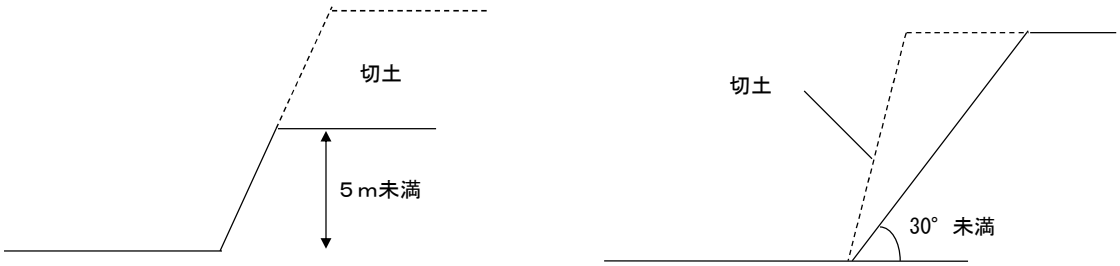


図 2-3　のり切による急傾斜地の除去のイメージ

(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して効果を見込む工種は原則として，表 2-1 の工種とする。表 2-1 以外の工種については，表 2-1 の工種と組み合わせて計画するものとする。

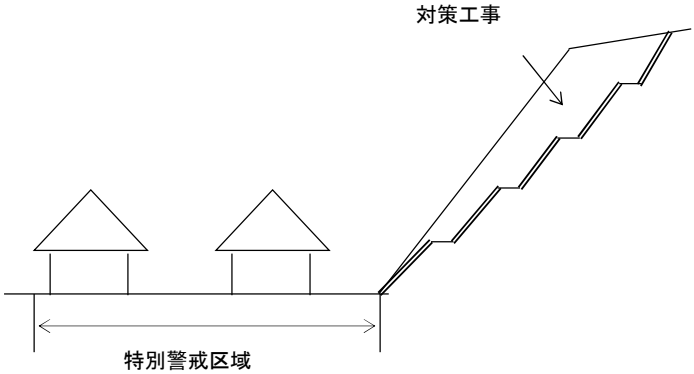


図 2-4　急傾斜地の崩壊を防止する対策施設のイメージ
（のり切との併用）

表 2-1　急傾斜地の崩壊を防止するための施設として効果を見込む工種

<table>
<tr><th>工種</th><th>工種細分</th><th colspan="2">適用</th></tr>
<tr><td rowspan="6">擁壁工</td><td>石積・ブロック積擁壁工</td><td>－</td><td rowspan="6">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。</td></tr>
<tr><td>もたれコンクリート擁壁工</td><td>－</td></tr>
<tr><td>重力式コンクリート擁壁工</td><td>－</td></tr>
<tr><td>コンクリート枠擁壁工</td><td>－</td></tr>
<tr><td>鋼製枠擁壁</td><td>－</td></tr>
<tr><td>その他擁壁</td><td>逆Ｔ型，逆Ｌ型など</td></tr>
<tr><td rowspan="3">アンカー工</td><td>グラウンドアンカー工</td><td rowspan="3">施工斜面部のみ効果を見込む</td><td rowspan="3">対策工の機能が発揮される施工範囲とする。</td></tr>
<tr><td>ロックボルト工</td></tr>
<tr><td>その他補アンカー式強土工法</td></tr>
<tr><td>杭工</td><td>抑止杭工など</td><td colspan="2">有効な施工斜面部のみ効果を見込む</td></tr>
<tr><td>柵工</td><td>土留柵工</td><td colspan="2">斜面崩壊防止を目的とした施設に限る</td></tr>
<tr><td rowspan="2">張工</td><td>コンクリート版張工</td><td>－</td><td rowspan="2">無筋構造に相当するものを除く。</td></tr>
<tr><td>コンクリート張工</td><td>簡易な張工を除く</td></tr>
<tr><td rowspan="3">のり枠工</td><td>プレキャストコンクリート枠工</td><td>－</td><td rowspan="3">左記以外ののり枠工は，原則として効果を見込まない。</td></tr>
<tr><td>現場打コンクリート枠工</td><td>－</td></tr>
<tr><td>現場モルタル吹付法枠工</td><td>－</td></tr>
<tr><td colspan="4">・　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。
・　切土工や押さえ盛土工，ふとん篭，蛇篭，排水工の施設効果は，原則として見込まない。</td></tr>
</table>

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

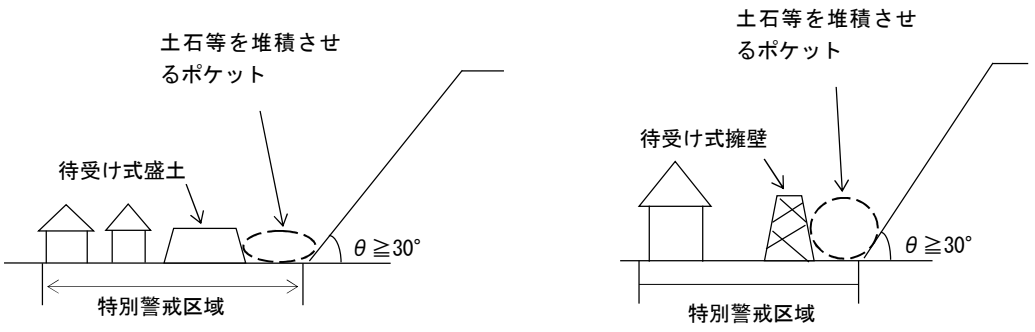


図 2-5　待受け式盛土及び待受け式擁壁のイメージ

(I) 対策工事の組み合せの概要

上記の①～③を組み合せて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せる場合は，土石等の移動の力，移動高，堆積の力及び堆積高の設定が必要となる。(「3. 土石等を堆積させる対策施設の設計外力の設定」参照。)

a　急傾斜地の一部をのり面保護施設で覆い，残りの急傾斜地については，崩壊によって生ずる土石等を待受け式擁壁で対応する。

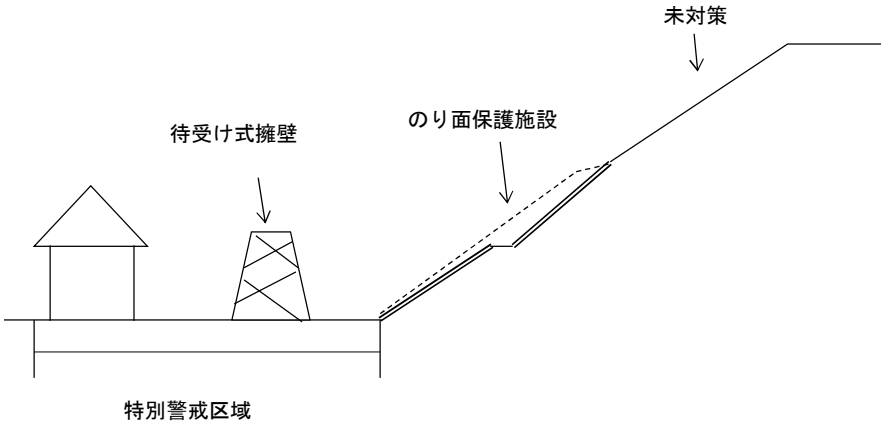


図 2-6　のり面保護施設と待受け式擁壁の組み合せ

b　急傾斜地の一部を切土で除去し，残りの急傾斜地については，崩壊によって生ずる土石等を待受け式盛土で対応する。

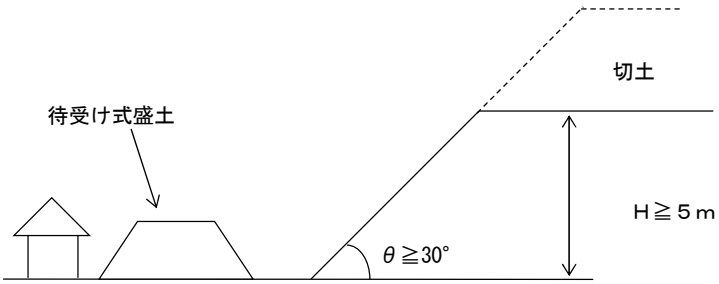


図 2-7　原因地の除去と待受け式盛土との組み合せ

表 2-2　対策工事の種類

区分		目的	工　種	概　　要	適用範囲及び特色等
①のり切		不安定土塊を除去するため	のり切（A）	オーバーハング部の切取り，表層の不安定土層の切取り，浮石等の除去を行い，崩壊する危険のある土層，岩塊を取り除く。	単独で用いられることは少なく，土留，のり面保護施設又は排水施設との併用が普通である。
		斜面形状を改良するため	のり切（B）	急傾斜地を雨水等の作用を受けても安全であるような傾斜度あるいは高さまで切り取る。	単独で用いられることは少なく，土留，のり面保護施設又は排水施設との併用が普通である。一般に人家が急傾斜地上下部に近接していたり，切土量が膨大になる場合には完全に実施できない場合が多く，他の施設（擁壁等）と併用される場合が多い。
		急傾斜地を除去するため	のり切（C）	急傾斜地を除去する切土で，のり面の傾斜度が３０度未満，又は，高さが５m未満まで切り取る。	完全に実施されれば，対象箇所は急傾斜地ではなくなり，その他の対策施設と併用する必要がなくなる。
②急傾斜地の崩壊を防止するための施設の設置	土留	のり面の崩壊を防止するため	石積･ブロック積擁壁工	のり面下部の小規模な崩壊を抑止する。	のり傾斜度が 1：1.0 より急な（一般には 1：0.3～1：0.5）のり面で背面の地山がしまっているなど土圧が小さい場合に適用される。
			もたれコンクリート擁壁工	崩壊を直接抑止するほか侵食風化に対するのり面保護効果もある。	礫質土以下の十分な固結度をもたない地山にも適用できる。設置位置が狭隘でも場所をとらず，地形の変化にも適応性がある。
			重力式コンクリート擁壁工	崩壊を直接抑止するほか，押さえ盛土の安定，のり面保護工の基礎ともなる。	のり面下部(脚部)の安定を図る目的で用いられ，崩壊に対する抑止効果をもつ。のり面中段部でも用いられる。
			コンクリート枠擁壁工	湧水が多く，地盤が比較的軟弱なのり面の小崩壊を防止し，安定を図る。	透水性が良好で屈撓性があるので，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。
			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。
			押さえ盛土工*1	崩壊想定部下部に盛土し，滑動力に抵抗させ安定を図る。	実施した結果，傾斜度が３０度未満となり，盛土の安定性が十分な場合，対象箇所は急傾斜地ではなくなり，その他の対策施設と併用する必要がなくなる。しかし，急傾斜地では施工用地が狭小なため，単独で施工される例は少ない。重力式擁壁工と組み合せて施工される場合もある。

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

区分		目的	工　種	概　　要	適用範囲及び特色等
② 急傾斜地の崩壊を防止するための施設の設置	のり面保護施設	のり面の風化その他の侵食を防止するため	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で原則として標準のり勾配が確保できること。 ②のり面周辺の環境との調和をはかる点では優れている。
			モルタル・コンクリート吹付工*1	のり面の侵食を防止するとともに，のり面を外気および雨水等から遮断することにより風化を防止し，のり面を形成する地盤の強度低下を防ぐ。	湧水がない岩盤で，割れ目が小さく大きな崩壊がないところに適している。耐久性および周囲の環境に与える影響を充分検討することが前提となる。
			プレキャスト枠工	のり面に現場打コンクリート枠工，プレキャスト枠工を組み，内部を植生，コンクリート張等で被覆し，のり面の風化侵食を防止する。プレキャスト枠工の中には，抑止力を期待する工法も開発されている。 現場打コンクリート枠工も抑止工的役割をもっていることがある。なお現場打コンクリート枠工には，吹付枠工も含まれる。	傾斜度が 1:1.0 より緩い場合はプレキャスト，急な場合は現場打コンクリート枠工を使用する。プレキャスト枠工は原則として直高５ｍ以下とし，それを越える場合は縦方向 10ｍごとに隔壁を設置する。ただし小段がとれない場合は現場打コンクリート枠工を使用する。
			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	地表水を集水し急傾斜地外へすみやかに排水したり，地表水の急傾斜地内への流入を防止する。のり肩排水路工，小段排水路工，のり尻排水路工，縦排水路工，浸透防止工，谷止工	最も基本的な工法の１つ。単独で用いられることはまれで他の工法と併用される。 ほとんどの工事で用いられる。工費も割安で効果も大きい。集水を目的とした排水路とそこからの流水を急傾斜地外に排除する排水路に大別される。
			地下水排除工*1	急傾斜地内の地下水を排除し，間げき水圧を低下させ急傾斜地を安定させる。 暗渠工，横ボーリング工，その他（しゃ水壁工，集水井工）	湧水箇所や地下水が多い急傾斜地で用いられる。一般に地すべり防止工事に比べて小規模な場合が多い。

*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	適用範囲及び特色等
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せて実施するすると，規模を小さくすることができる。 ⑥待受け式盛土上に特定予定建築物を建築することもできる。
	待受け式盛土工	特定予定建築物の敷地に土石等を到達させないことを目的に，盛土を急傾斜地下部（脚部）からある程度距離をおいて設置し，土石等を捕捉し堆積させる。	

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・修正

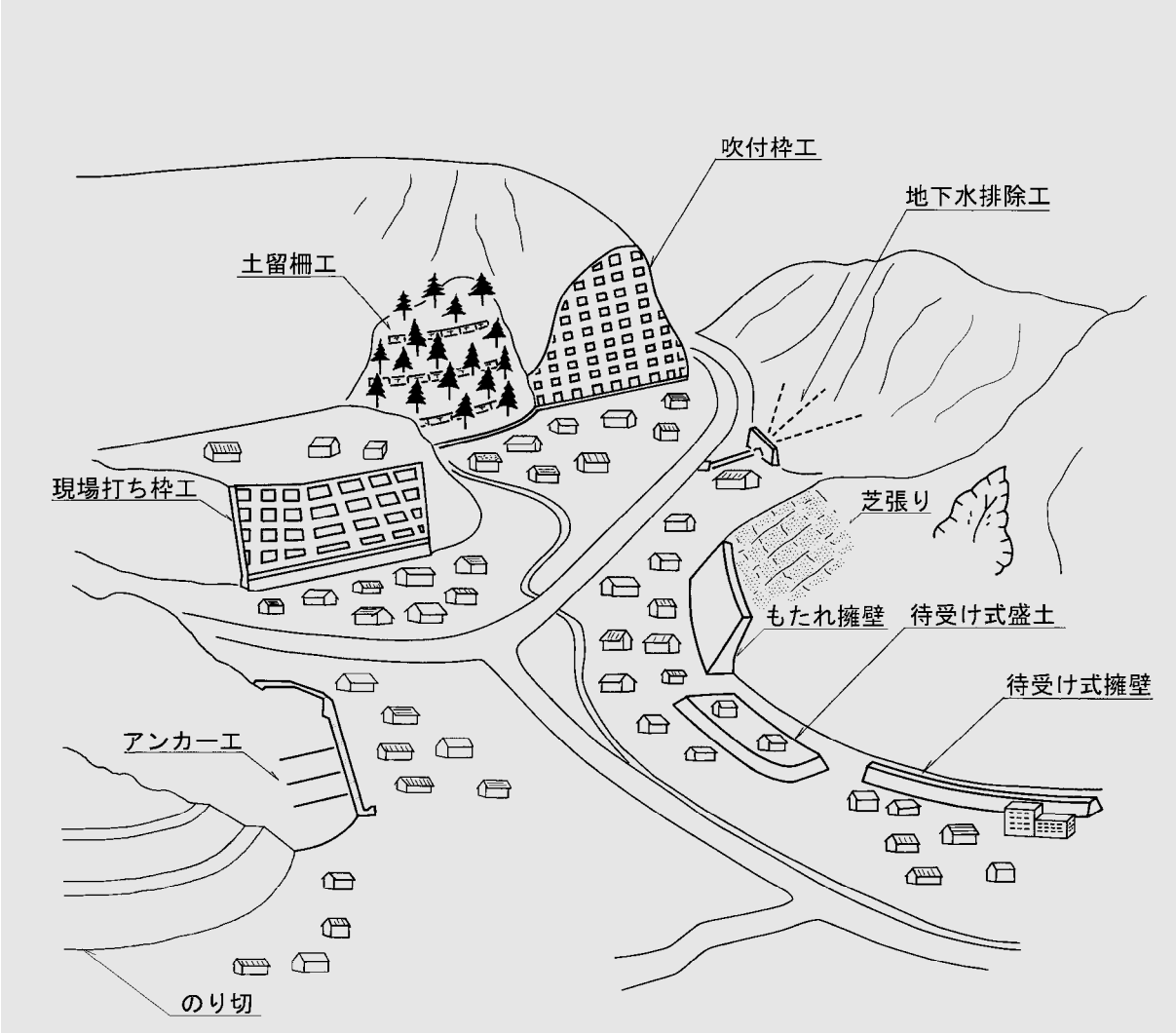


図 2-8　急傾斜地の崩壊に関する対策施設のイメージ

上図の対策施設はそれぞれ図 2-8に示した区分の①，②又は③にあたる。

・のり切・・・・・・・・・・・・・・・・・①（のり切）
・もたれ擁壁，アンカー工・・・・・・・・②（土留）
・現場打ち枠工，吹付枠工，芝張り・・・②（のり面保護施設）
・地下水排除工・・・・・・・・・・・・・②（排水施設）
・土留柵工・・・・・・・・・・・・・・・②（土留及びのり面保護施設の役割を担う）
・待受け式盛土工，待受け式擁壁工・・・③（堆積させるための施設）

（2） 対策工の実施範囲

「のり切り」および「急傾斜地の崩壊を防止するための施設を設置する工事」の実施範囲は当該する開発予定地内に影響する急傾斜地の幅を覆う範囲とすることを基本とする。急傾斜地の崩壊により生ずる土石等を堆積させるための施設を設置する工事の実施範囲は，急傾斜地の崩壊により生ずる土石等の特定予定建築物の敷地に到達させない範囲とすることを基本とする。

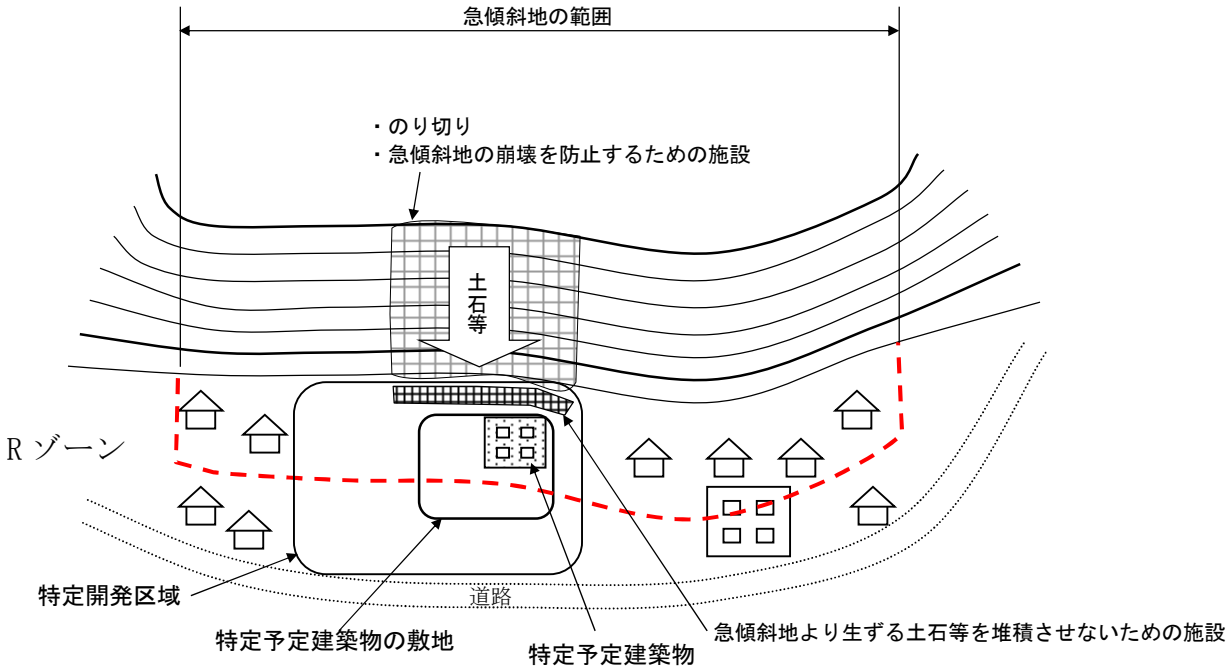


図 2-9　隣接する急傾斜地の崩壊と開発敷地の関係

(3)　対策工事等の周辺への影響

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

【解　説】

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

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

ア　急傾斜地の崩壊によって生ずる土石等の進行方向を開発区域周辺に向け，かつ向けた先の安全性を確保しない工事

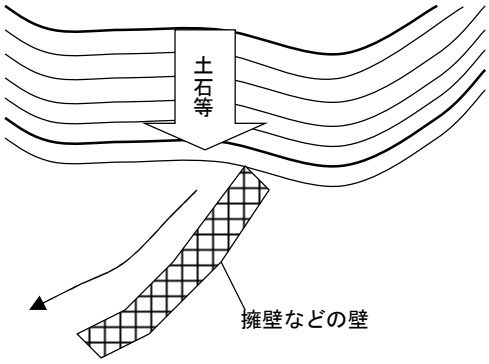


図 2-10　開発地域周辺の安全を損なう工事例

イ　のり切によって急傾斜地の方向を変え，その先の安全性を確保しない工事

(4)　対策施設の選定

対策施設の選定に当たっては,「急傾斜地の崩壊を防止するための施設」と「急傾斜地の崩壊が発生した場合に生じた土石等を堆積するための施設」の特徴を考慮する。

【解　説】

急傾斜地の崩壊を防止するための施設は急傾斜地での施工となり，急傾斜地の崩壊が発生した場合に生じた土石等を堆積するための施設は平坦地での施工となるため，どちらを選択するかによって対策工事の計画が大きく異なってくる。この選定にあたっては，表 2-2に示した特定予定建築物の敷地の位置，対策施設の規模（工事費），用地，施工性，景観，環境などの関連を考慮する。

表 2-3　対策施設の特徴

	急傾斜地の崩壊を防止する対策施設	急傾斜地の崩壊が発生した場合に生じた土石等を堆積させる対策施設
種類	土留，のり面保護施設，排水施設	待受け式擁壁，待受け式盛土
特定予定建築物の敷地の位置	特別警戒区域の保全となる	特定予定建築物敷地のみの保全となる。
対策施設の規模（工事費）	急傾斜地の高さ及び幅による。また土留については急傾斜地の必要抑止量によって規模を定める。	急傾斜地が高く，急傾斜地に近いほど，規模の大きな対策施設が必要。
用地	開発区域の用地をフル活用できる。	対策施設の設置により開発区域の用地が減少する。
施工性	急傾斜地での施工となる	平坦地での施工となる。
景観	急傾斜地の景観が変化する。	平坦地の景観が変化する。
環境	平坦地と急傾斜地との行き来が分断されない。	平坦地と急傾斜地との行き来が分断される。

３ 土石等を堆積させる対策施設の設計外力の設定

(１)　設計諸定数

ア　移動の力や堆積の力の計算に用いる定数

移動の力や堆積の力の計算に用いる定数は，土石等の密度，土石等の比重，土石等の容積濃度，土石等の単位体積重量，土石等の内部摩擦角，土石等の流体抵抗係数及び壁面摩擦角がある。これらの値は，実況に応じて設定するものとする。

【解　説】

擁壁や待受け式盛土の設計に用いる移動の力や堆積の力の算定は，政令第４条に規定される式を用いて行うこととなるが，その式中の定数については実況に応じて設定するものとする。ただし，特別警戒区域の設定にあたって都道府県はこれらの定数の値を設定しており，開発者が力の大きさを算定するにあたっては都道府県が設定したものを参考とすることができる。

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

【参　考】土石等の土質定数の推定

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

(ｱ)　土石等の密度（ρ_m）

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

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

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

(ｲ)　土石等の比重（σ）

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

表 3-1　土石等の比重設定例１

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

表 3-2　土石等の比重設定例２

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

注）水の密度は 1g/cm^3 なので，本表に示す数値は比重と一致する。

(ｳ) 土石等の容積濃度（ｃ）

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

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

(ｴ) 土石等の単位体積重量

表 3-3（ａ）　土石等の単位体積重量設定例

土　質	土の単位体積重量（KN/m³）	
	緩いもの	密なもの
砂および砂礫	18	20
砂質土	17	19
粘性土	14	18

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

表 3-3（ｂ）　土石等の単位体積重量設定例

材　料	単位体積重量（KN/m³）
コンクリート	23.5
鉄筋コンクリート	25.0
よく締固めた砂利交じり砂（A）	19.0
よく締固めた砂及び砂質土（B）	18.0
よく締固めた粘性土（C）	17.0

出典：宅地開発許可の手引き（平成２８年７月）広島市

(ｵ) 土石等の内部摩擦角（φ）

表 3-4　土石等の内部摩擦角設定例

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

注）自然地盤を対象にした内部摩擦角である。

出典：新・斜面崩壊防止対策工事の設計と実例（平成１９年９月）

表 3-5　土石等の内部摩擦角設定例

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

注１）きれいな砂は礫質土の値を用いてもよい。

出典：道路土工－擁壁工指針（平成２４年７月）
宅地開発許可の手引き（平成２８年７月）広島市

(ｶ) 土石等の流体抵抗係数（f_b）

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

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

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

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

イ　基礎の支持力等の計算に用いる定数

基礎の支持力等の計算に用いる定数は，地盤の許容支持力並びに基礎底面と地盤との間の摩擦係数及び付着力がある。これらの値は，実況に応じて設定するものとする。

【解　説】

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

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

【参　考】土石等の土質定数の推定

(ｱ) 地盤の許容支持力

表 3-6　基礎地盤の種類と許容支持力度（常時）

支持地盤の種類		許容支持力度 (kN/m² (tf/m²))	備考	
			q_u (kN/m² (kgf/cm²))	N 値
岩盤	亀裂の少ない均一な硬岩	1000(100)	10000 以上(100 以上)	―
	亀裂の多い硬岩	600(60)	10000 以上(100 以上)	―
	軟岩・土丹	300(30)	1000 以上(10 以上)	―
礫層	密なもの	600(60)	―	―
	密でないもの	300(30)	―	―
砂質地盤	密なもの	300(30)	―	30～50
	中位なもの	200(20)	―	15～30
粘性土地盤	非常に硬いもの	200(20)	200～400(2.0～4.0)	15～30
	硬いもの	100(10)	100～200(1.0～2.0)	8～15
	中位のもの	50(5)	50～100(0.5～1.0)	4～ 8

出典：道路土工ー擁壁工指針（平成２４年７月）
急傾斜・地すべり・雪崩技術指針（平成２６年４月）P199 広島県

表 3-7　地盤の許容支持力度

地盤	長期応力に対する許容応力度（単位１平方メートルにつきトン）	短期応力に対する許容応力度（単位１平方メートルにつきトン）
岩盤	100	長期応力に対する許容応力度のそれぞれの数値の２倍とする。
固結した砂	50	
土丹盤	30	
密実な礫（れき）層	30	
密実な砂質地盤	20	
砂質地盤	5	
堅い粘土質地盤	10	
粘土質地盤	2	
堅いローム層	10	
ローム層	5	

出典：建築基準法施行令第９３条

(ｲ) 基礎底面と地盤との間の摩擦係数と付着力

表 3-8　基礎地盤の種類と設計定数

支持地盤の種類		擁壁底面の滑動安定計算に用いるすべり摩擦係数* $\mu = \tan\phi B$
岩盤	亀裂の少ない均一な硬岩 亀裂の多い硬岩 軟岩・土丹	0.7
礫層	密なもの 密でないもの	0.6
砂質地盤	密なもの 中位なもの	0.6
粘性土地盤	非常に硬いもの 硬いもの 中位のもの	0.5

＊現場打コンクリートによるもの

出典：新・斜面崩壊防止対策工事の設計と実例（平成１９年９月）
急傾斜・地すべり・雪崩技術指針（平成２６年４月）P199 広島県

表 3-9　基礎地盤と摩擦係数

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

出典：宅地造成等規制法施行令第７条別表第３

（2） 設計外力の設定

急傾斜地の崩壊を防止するための擁壁の設計に当たっては，土圧，水圧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，水圧及び自重のほか，崩壊の発生に伴う移動及び堆積の力を考慮するものとする。

【解説】

ア　地山又は裏込め土の土圧

急傾斜地の崩壊を防止するための擁壁の設計に当たって考慮すべき土圧は，地山もしくは裏込め土の土圧である。この詳細については「新・斜面崩壊防止工事の設計と実例　荷重の検討」を参照。

イ　水圧

宅地造成によって掘込構造とするような場合や水際に設置される擁壁のように壁の前後で水位差が生じるような場合には，水圧を考慮する場合がある。水圧は，擁壁設置箇所の地下水等を想定して擁壁背面に静水圧として作用させるものとするが，水抜穴の排水処理を適切に行い，地下水位の上昇等が想定されない場合は，考慮しなくてもよい。

ウ　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 3-10に示す。

表 3-10　移動の力，移動高，堆積の力及び堆積高

衝撃に関する事項	解　　説
移動の力	崩壊によって生じた土石等の先端部が移動により擁壁等に作用する時の力
移動高	崩壊によって生じた土石等が移動により作用するときの高さ
堆積の力	最終的に堆積した土石等が擁壁等に作用する時の力
堆積高	最終的に堆積した土石等が作用するときの高さ

急傾斜地が崩壊した場合，まず，崩壊によって生じた土石等の先端部が移動により擁壁等に作用する力がある。その後，土石等の堆積によって擁壁等に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。

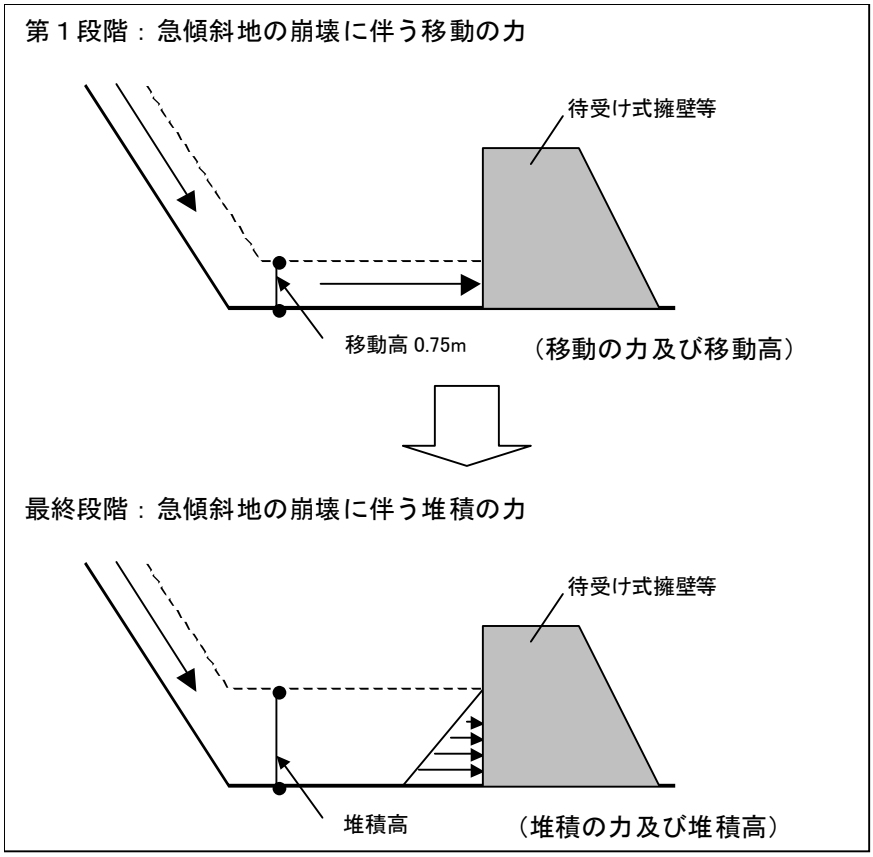


図 3-1　移動の力と堆積の力の概念図

(ｱ) 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，広島県の災害実績における崩壊深から移動高さを整理した。その結果，広島県では移動高さ(hsm)は，0.75mとしている。（調査マニュアル参照）

(ｲ) 移動の力

待受け式擁壁等に作用する移動の力は次式で与えられる。

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

ここに，

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

$$\mathrm{b} = \cos\theta\left\{\tan\theta - \frac{(\sigma-1)\mathrm{c}}{(\sigma-1)\mathrm{c}+1}\tan\phi\right\}$$

Fsm：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の力の大きさ（kN/m²）　＊１

ρ_m：急傾斜地の崩壊に伴う土石等の移動時の当該土石等の密度（t/m³）　＊３

g：重力加速度（m/s²）

hsm：急傾斜地の崩壊に伴う土石等の移動時の当該土石等の移動の高さ（hsm=0.75m）　＊４

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

θ_u：急傾斜地の傾斜度（°）　＊２

θ_d：急傾斜地の下端に隣接する急傾斜地以外の土地の傾斜度（°）　＊２

σ：急傾斜地の崩壊に伴う土石等の移動時の当該土石等の比重　＊３

c：急傾斜地の崩壊に伴う土石等の移動時の当該土石等の容積濃度　＊３

φ：急傾斜地の崩壊に伴う土石等の移動時の当該土石等の内部摩擦角（φ=20°）　＊５

f_b：急傾斜地の崩壊に伴う土石等の移動時の当該土石等の流体抵抗係数　＊３

H：急傾斜地の高さ（m）　＊２

x：急傾斜地の下端から当該建築物までの水平距離（m）

＊１：ここで定義する移動の力の算出方法は，「政令第３条第１号」に規定されている方法に基づいている。

＊２：急傾斜地の地形改変を行わない場合，急傾斜地の高さ及び傾斜度は広島県による基礎調査の結果を用いることとなる。急傾斜地の地形改変を行う場合は，開発計画に基づいたの急傾斜地の高さ及び傾斜度を用いるものとする。

＊３：「3-1 設計所定数の設定」を参照。

＊４：「(1)　移動高」を参照。

＊５：「崩土が斜面中を移動するときの内部摩擦角に関する考察」（調査マニュアル）参照。

(ｳ) 堆積高

a 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。

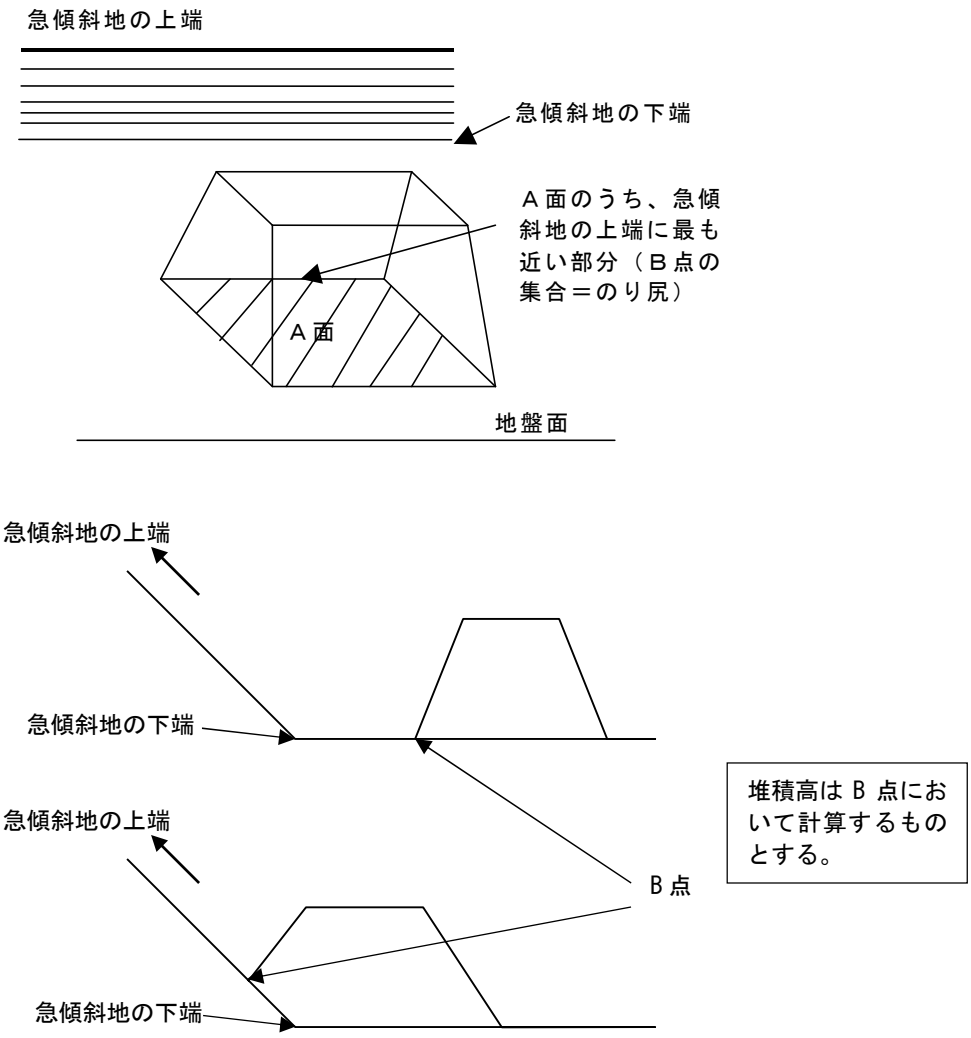


図 3-2　移動の力，堆積の力及び堆積高の計算位置

b 堆積高の計算

堆積高の算出にあたっては，まず水平に土砂が堆積するときの堆積高：h1（m）を算出し，得られた値をもとに土砂が堆積勾配をもって堆積するときの堆積高：h（m）を求めるものとする。

$$h_1 = \frac{-X_1 + \sqrt{X_1{}^2 + 2S \cdot \tan(90 - \theta_u)}}{\tan(90 - \theta_u)}$$

h　：土砂が堆積勾配をもって堆積するときの堆積高（m）
h_1：水平に土砂が堆積するときの堆積高（m）
S　：土砂の断面積（単位あたりの土砂量）＝V/W（m^2）
V　：崩壊土量（m^3）
W　：最大崩壊幅（m）
θ_u：斜面勾配（°）
X_1：急傾斜地下端からの距離（m）

$$Wh_1 = \frac{1}{2}\left(2W + \frac{2h}{\tan\phi}\right) \times h$$

ϕ：堆積勾配＝30°

（調査マニュアル参照）

(ｴ) 堆積の力

待受け式擁壁等に作用する堆積の力は，次式によって与えられる。

$$P_A = \frac{1}{2} \mathrm{F}_{sa} h$$

$$\mathrm{F}_{sa} = \frac{\gamma \ \mathrm{h} \cos^2 \varphi}{\cos\delta \left\{ 1 + \sqrt{\sin(\varphi + \delta) \sin\varphi / \cos\delta} \right\}^2}$$

ここに，

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/㎡）　＊１

γ ：急傾斜地の崩壊に伴う土石等の堆積時の当該土石等の単位体積重量（kN/m^3）　＊２

h：急傾斜地の崩壊に伴う土石等の堆積時の当該土石等の堆積の高さ(m)

α ：擁壁背面と鉛直面のなす角（°）

β ：堆積土砂の表面と水面のなす角（°）　＊３

φ ：急傾斜地の崩壊に伴う土石等の堆積時の当該土石等の内部摩擦角（°）　＊２

δ ：壁面摩擦角（°）　＊４

＊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」に規定されている方法に基づいている。

＊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「３－１設計諸定数」を参照。

＊３：堆積土砂の表面と水面のなす角を０°とみなすので，本設定においても０°とする。

＊４：壁面摩擦角は土圧の作用面の部材によって表 3-11のとおりとする。

表 3-11　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	δ＝2φ/3
待受け式盛土	土石等と盛土	δ＝φ

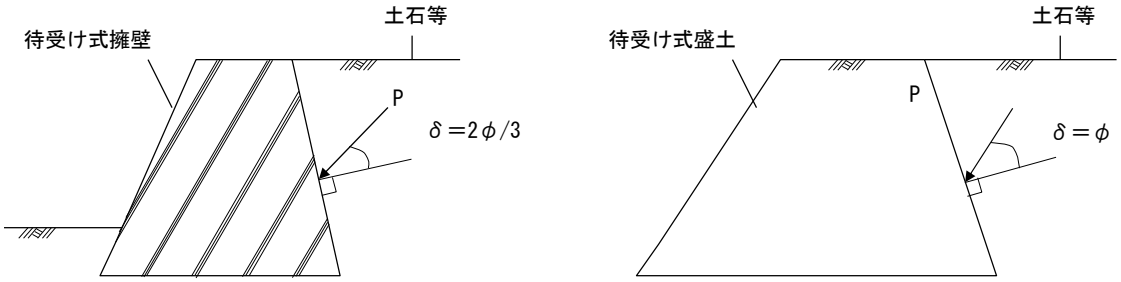


図 3-3　力の作用面と壁面摩擦角

エ　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

(3)　対策施設の効果評価に関する考え方

ア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せた対策工事の例を図 3-4に示す。

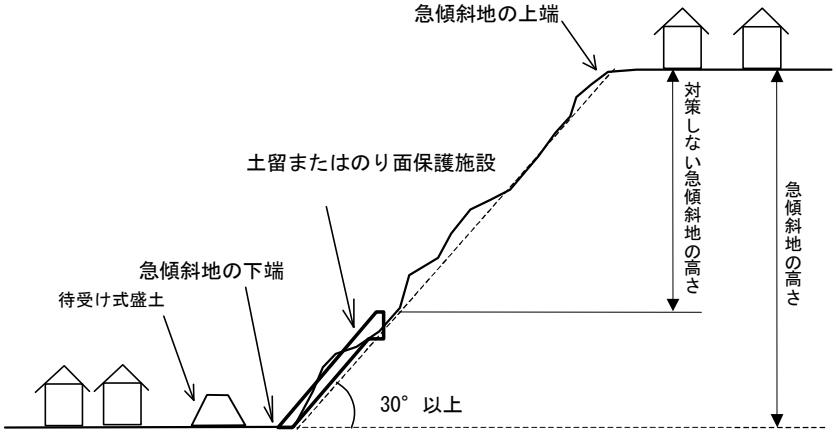


図 3-4　急傾斜地の下部を対策する場合

この場合の移動の力等の具体的な計算方法は，以下に示すとおりであり，その結果に応じた待受け式盛土又は待受け式擁壁を設置するものとする。

<u>Aパターン；急傾斜地下部に既設構造物がある場合</u>

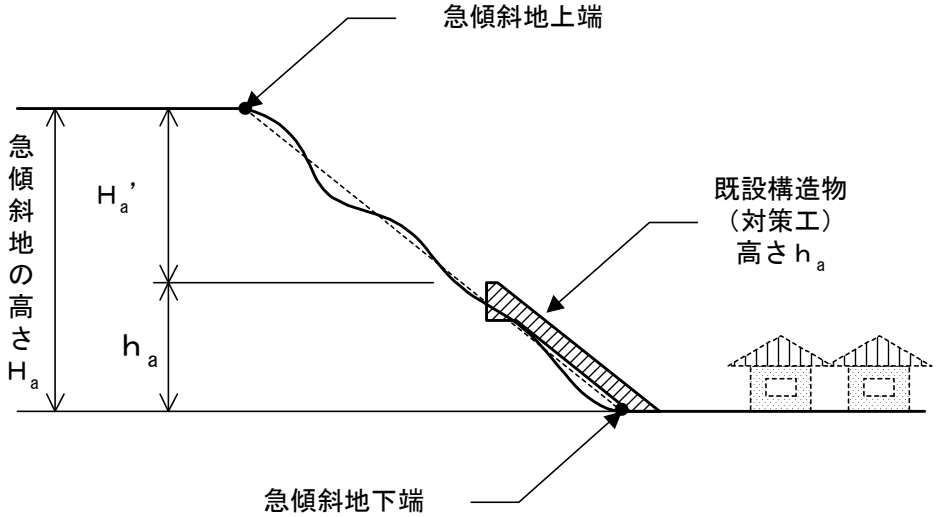


図 3-5　急傾斜地の下部に既設構造物がある場合

既設構造物（対策工）が急傾斜地下端を含む箇所に設置されている場合，急傾斜地下部は崩壊しないと考えられ，既設構造物より上方に残っている急傾斜地を対象に力を設定する。

＜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ので，急傾斜地の高さ及び傾斜度が変化しないかぎり，急傾斜地下端からの高さ及び傾斜度をもとに，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。

Ｂパターン；急傾斜地上部もしくは中間部に既設構造物がある場合

（急傾斜地下部が未施工な場合）

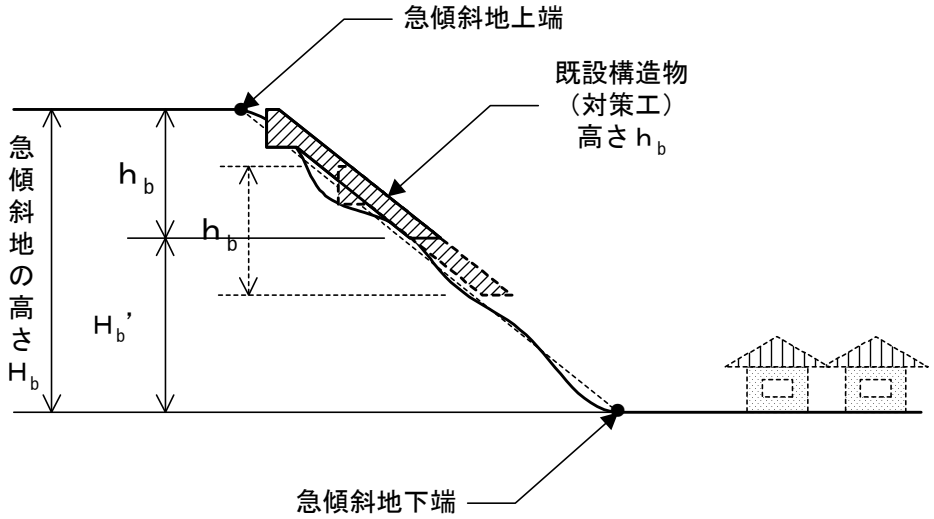


図 3-6　急傾斜地の上部または中間部に既設構造物がある場合

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

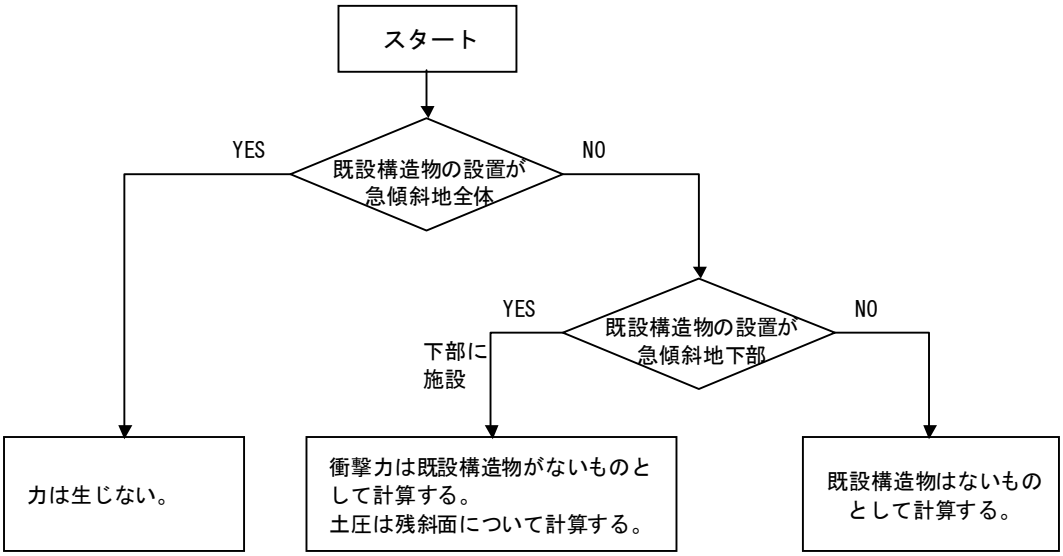


図 3-7　急傾斜地内に既設構造物がある場合の力の設定の流れ

既設構造物（対策工）が急傾斜地上部又は中間部に設置されている場合，既設構造物の直下が崩壊すると，既設構造物部分が不安定になる。このため，本パターンの移動の力及び堆積の力は，急傾斜地全体に施設がないものとして，値を計算する。

イ待受け式盛土と待受け式擁壁を組み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み合せた対策工事は図 3-8が例としてあげられる。

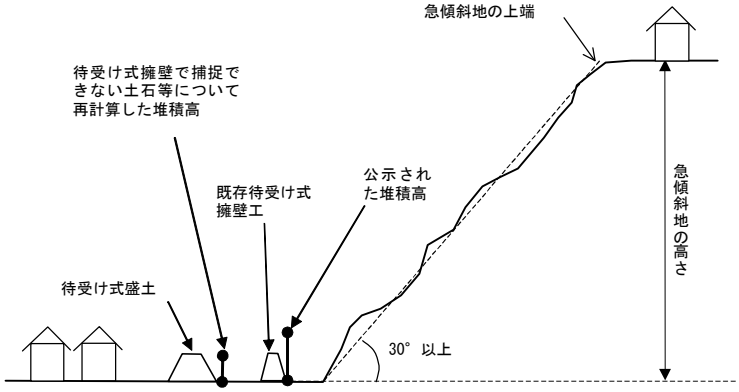


図 3-8　公示されている堆積高より低い待受け式擁壁工を設置する場合

この場合の移動の力等の具体的な計算方法は，以下に示すとおりであり，その結果に応じた待受け式盛土を設置するものとする。

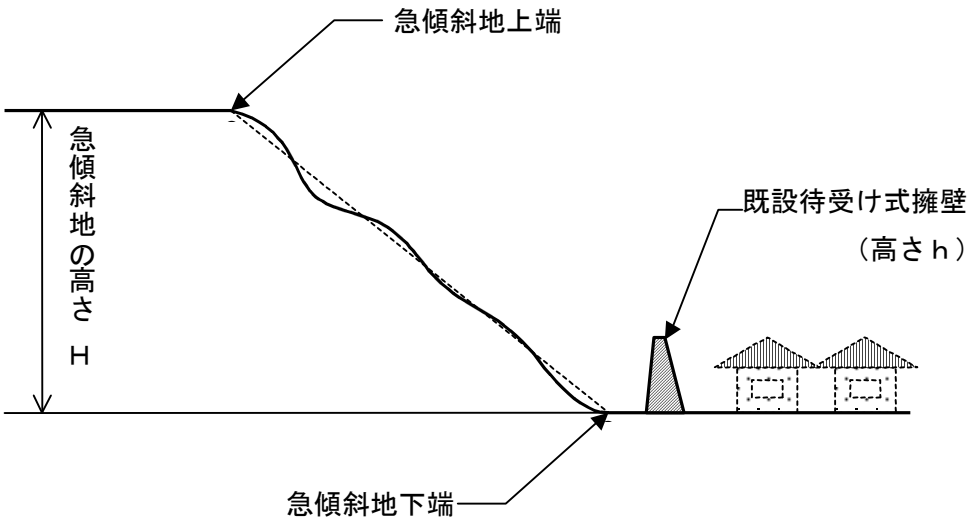


図 3-9　特別警戒区域内に既設待受け式擁壁がある場合

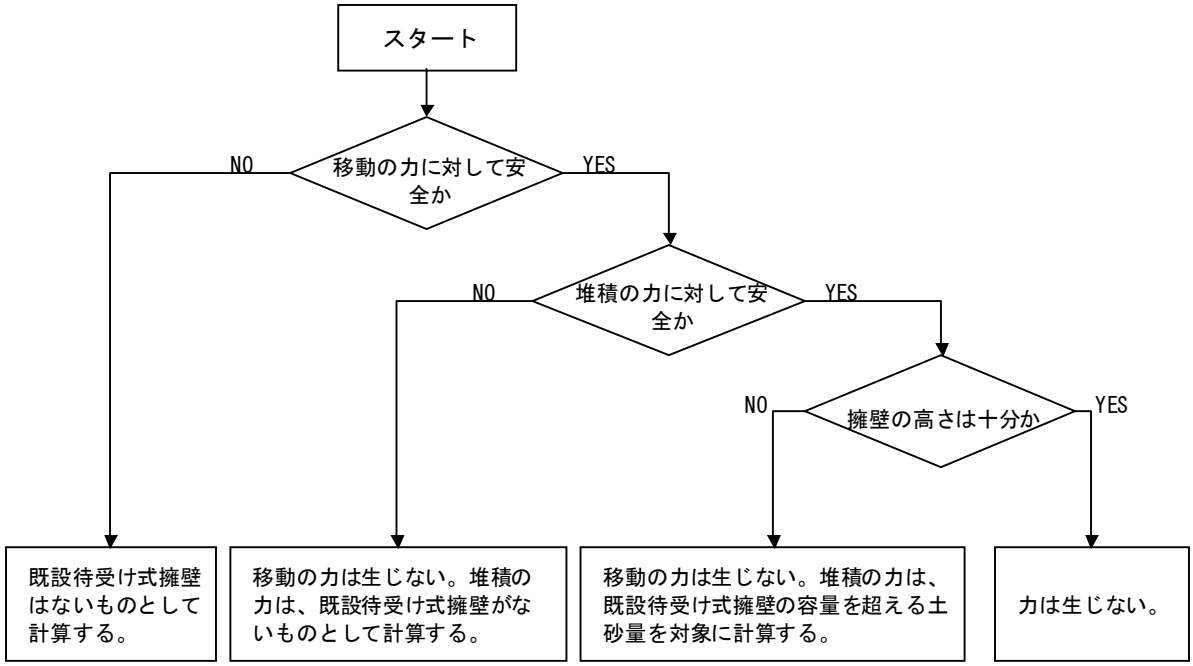


図 3-10　特別警戒区域内に既設待受け式擁壁がある場合の力の設定の流れ

ウ 既設待受け式擁壁が移動の力，堆積の力に対して安全で，かつ高さが堆積高以上の場合

土砂は擁壁で捕捉され，擁壁より下方には土砂が流出しないので移動の力，堆積の力は生じない。

エ 既設待受け式擁壁が移動の力に対して安全性を確保できない場合

土砂の先端部の移動の力に対し，擁壁が安全性を有していない場合は，土砂の移動の力によって擁壁が破壊されることを意味する。従って，移動の力，堆積の力は，施設がないものとして値を計算する。

オ 既設待受け擁壁が堆積の力に対して安全性が確保できない場合

先端部の移動の力に対しては安全であるが，擁壁の背後に土砂が堆積することにより生じる堆積の力に対して安全性が確保できない場合の力の設定は以下のようにする。

(ｱ)　移動の力は，生じないものとして設定しない。

(ｲ)　堆積の力は，後続の流出土砂に対しては擁壁の安全性が保たれていないことから，待受け式擁壁がないものとして値を設定する。

カ 既設待受け擁壁の高さが堆積高以下の場合

土砂の先端部の移動の力及び堆積の力に対しては安全性が確保されるが，土砂流出に対して量的に捕捉できず，後続の一部の土石等が擁壁から溢れて下方に流出してくる場合の力の設定は以下のようにする。

(ｱ)　移動の力は，生じないものとして設定しない。

(ｲ)　堆積の力は，擁壁から溢れて下方に流出する土砂量を計算し，その土砂量の堆積高をもとにクーロンの土圧算定式で設定する。

４ のり切の設計

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

【解　説】

(１)のり切の目的

のり切は崩壊を防止する上で最も基本的で，確実な方法といえる。のり切は，以下の３種類に区別される。

ア　オーバーハング部や浮石などといった不安定土塊を除去するのり切

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

イ　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。

ウ　急傾斜地（原因地）を除去するのり切

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

以上のうち(ｲ)及び(ﾛ)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せることを前提とするものである。(ﾊ)は完全に実施されれば，他の対策施設と組み合せる必要がないものである。

(２)　標準切土のり勾配を目安として斜面形状を改良するのり切の設計

ア 一般的留意事項

急傾斜地の崩壊を防止するための対策工事を実施する急傾斜地は，傾斜度が急で作業条件が悪い等の制約を受けるため，のり切の設計にあたっては，現地の状況に応じて地形，地質，地下水，人家の配置等を十分考慮し，総合的な検討を行う。また，施工中に明らかになった条件の変化についてもたえず検討を加え，より合理的な工事が行われるよう処理していくものとする。

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

イ のり勾配

切土高及びのり勾配は，表 4-1を標準とする。

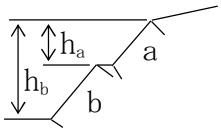
表 4-1　のり切に対する標準のり勾配

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

( )の単位は「°」

注）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下図のとおりとする。



●勾配は小段を含めない。

●勾配に対する切土高は当該切土のり面から上部の全切土高とする。

ha：ａのり面に対する切土高

hb：ｂのり面に対する切土高

3　シルトは粘性土に入れる。

4　上表以外の土質は別途考慮する。

出典：道路土工－切土工・斜面安定工指針（平成２１年６月）
急傾斜・地すべり・雪崩技術指針（平成26年４月）P193 広島県

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

(ｱ)　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

(ｲ)　しらす，まさなどの侵食に弱い土砂からなる斜面

(ｳ)　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

(ｴ)　破砕帯，亀裂の多い岩からなる斜面

(ｵ)　流れ盤の斜面

(ｶ)　地下水が多い斜面

(ｷ)　積雪地，寒冷地の斜面

５ 急傾斜地の崩壊を防止するための施設の設計

(１)　土留

ア　擁壁

擁壁は急傾斜地の崩壊を防止することが目的である。その構造は土圧，水圧及び自重によって損壊，転倒，滑動又は沈下しないものであり，かつ，その裏面の排水をよくするための水抜穴を有するものであること。

高さが２ｍを超える擁壁については，建築基準法施行令第１４２条に定めるところによること。

【解　説】

(ｱ) 目的

擁壁は次のような目的の場合に計画される。

a　急傾斜地下部（脚部）の安定を図る場合。

b　急傾斜地中段での小規模な崩壊を抑止する場合。

c　のり枠工等ののり面保護工の基礎とする場合。

d　押さえ盛土工の補強を行う場合。

(ｲ) 擁壁の種類

主な擁壁としては次のものがある。

a　石積，ブロック積擁壁

b　重力式コンクリート擁壁

c　もたれコンクリート擁壁

d　コンクリート枠擁壁（井桁組擁壁）

それぞれの概要および特徴については，表 2-1を参照。

(ｳ) 擁壁工の計画

擁壁工はのり面の崩壊を直接抑止する構造物として用いられるが，急傾斜地の諸条件を十分検討した上で使用する必要がある。また，急傾斜地は一般に傾斜度が急で斜面長が長いため崩壊を直接擁壁のみで抑止できる場合は少なく，他の工法と併用する場合の基礎として設計することが多い。

(ｴ) 荷重

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

詳細については「３.土石等を堆積させる対策施設の設計外力」を参照。

(ｵ) 安定性の検討

a 常時における安定性の検討

常時において，擁壁は,（４）に示す荷重に対して，その安定を保つため次の４つの条件を満たさなければならない。

a)　損壊に対する安定は，土圧及び自重によって擁壁の各部に生ずる応力度が，擁壁の材料である鉄材又はコンクリートの許容応力度をこえないこと。

b)　転倒に対する安定は,擁壁に作用する合力の作用点が擁壁底面の中央 1/3 以内に入ること。なお，このことが満たされれば，重力式擁壁では転倒安全率に換算すると 1.5 以上となる。

c)　滑動に対する安定は，擁壁の基礎地盤に対する最大摩擦抵抗その他の抵抗力が，擁壁の基礎の滑り出す力の 1.5 倍以上であること。

d)　沈下に対する安定は,擁壁の地盤に生ずる応力度が当該地盤の許容支持力をこえないこと。なお，このとき地盤の極限支持力に対する安全率は 3.0 とする。

なお，詳細については「新・斜面崩壊防止工事の設計と実例　参考編，P174」を参照。

b 地震時における安定性の検討

地震時における安定性の検討については，地震による荷重の重大を常時の設計計算において評価した安全率や，その他不確実な抵抗が設計時に考慮され，ある程度補われていると考え，一般的に地震時の安定計算は行わないでよいこととする。

しかし，以下に示す擁壁について，別途地震時の設計計算を行うものとする。

a) 高さ 8.0mを超える擁壁。

b) 倒壊が付近に重大な損害を与え，復旧が極めて困難な擁壁など，地震を考慮する必要があると認められた場合。

【参　考】

新・斜面崩壊防止工事の設計と実例の考え方

地震時における安定性の検討は，以下に示す擁壁について行うものとする。

1　高さ 8.0m を超えるような擁壁

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

その安定性を保つため，（４）に示す荷重のうち，新・斜面崩壊防止工事の設計と実例

から引用した「地震」に応じた設計水平震度に基づく地震時慣性力及び地震時土圧に対して，以下の３つの条件を満たさなければならない。

1　転倒に対する安定は,擁壁に作用する合力の作用点が擁壁底面の中央 2/3 以内に入ること。

2　滑動に対する安定は，擁壁の基礎地盤に対する最大摩擦抵抗その他の抵抗力が，擁壁の基礎の滑り出す力の 1.2 倍以上であること。

3　沈下に対する安定は,擁壁の地盤に生ずる応力度が当該地盤の許容支持力をこえないこと。なお，このとき地盤の極限支持力に対する安全率は 2.0 とする。

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

高さ２ｍを超える擁壁については，建築基準法施行令１４２条を満たす必要があるので，以下による検討も行うように注意すること。

宅地防災マニュアルの考え方

地震時における安定性の検討を行うかどうかは，地域の状況等に応じて適切に判断するものとするが，一般的には高さが２ｍを超える擁壁については，中・大地震時の検討を行うものとする。

その安定性を保つため,（４）に示す荷重のうち,宅地防災マニュアルから引用した「中地震」及び「大地震」に応じた設計水平震度に基づく地震時慣性力及び地震時土圧に対して，以下の３つの条件を満たさなければならない。

1　中地震時おいて擁壁軀体の各部に作用する応力度が,材料の設計基準短期強度以内に収まっていること。

2　大地震時おいて擁壁軀体の各部に作用する応力度が,材料の設計基準短期以内に収まっていること。

3　転倒に対する安定は，大地震時において，擁壁全体の安定モーメントが転倒モーメントの 1.0 倍以上であること。なお，設計においては擁壁に作用する合力の作用点が擁壁底面以内に入ることが望ましい。

4　滑動に対する安定は，大地震時において，擁壁の基礎地盤に対する最大摩擦抵抗その他の抵抗力が，擁壁の基礎の滑り出す力の 1.2 倍以上であること。

5　沈下に対する安定は，大地震時において，擁壁の地盤に生ずる応力度が当該地盤の許容支持力をこえないこと。なお，このとき地盤の極限支持力に対する安全率は 2.0 とする。

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

cまとめ

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

表 5-1　安全率のまとめ

	新・斜面崩壊防止工事の設計と実例		宅地造成等施行令第７条	宅地防災マニュアル	
	（常時）	（地震時）		（常時）	（大地震時）
転倒＊）	|e|≦B/6 (1.5)	|e|≦B/3 (1.2)	1.5	1.5 |e|≦B/6	1.0 |e|≦B/2
滑動	1.5	1.2	1.5	1.5	1.0
沈下	3	2	3	3	1

e：許容偏心量

＊１：転倒の安定性検討には，安全率法と許容偏心量法の２種類がある。安全率法は，抵抗モーメントが転倒モーメントの何倍に相当するかを検討する方法で，その倍数が安全率である。許容偏心量法は，擁壁の荷重が前方か後方かに偏りすぎていないかを検討する方法で，擁壁の底面全体にわたって地盤に荷重がかかっていれば（底面全面に地盤反力が発生していれば）安定であるという考え方である。もたれ擁壁を考えない場合，許容偏心量法のほうが，安全率法よりも安全側の結果が得られることが分っている。
宅地防災マニュアルでは,安全率法を採用しているが,許容偏心量法でも検討することが望ましいとしている。
（　）内の安全率は，許容偏心量法に相当する換算値である。

(ｶ) 水抜穴

湧水，浸透水の基礎部への流入を避けるため擁壁背面の水は速やかに前面に排出するものとする。

a　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。

b　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。

c　擁壁背面の水を排除するため，外径 5～10cm 程度の水抜孔を 3m^2 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。

d　擁壁背面には原則として栗石，砕石等を使用し，排水層を設ける。

e　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。

f　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，湧水等の現状況により必要に応じて透水性の吸出し防止材を併用するものとする。

g　下段水抜孔より下部は捨てコンクリートなどを使用し，不透水層を設け擁壁工底部への浸透を防止する。

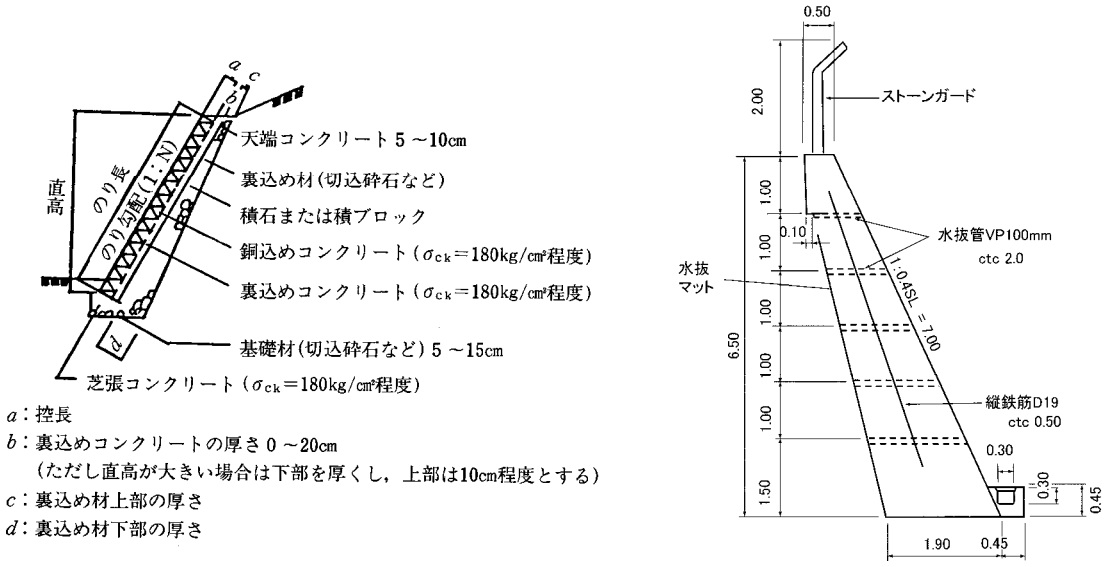


図 5-1　練積擁壁及びもたれ擁壁工の標準断面の一例（単位：m）

出典：新・斜面崩壊防止対策工事の設計と実例（平成１９年９月）

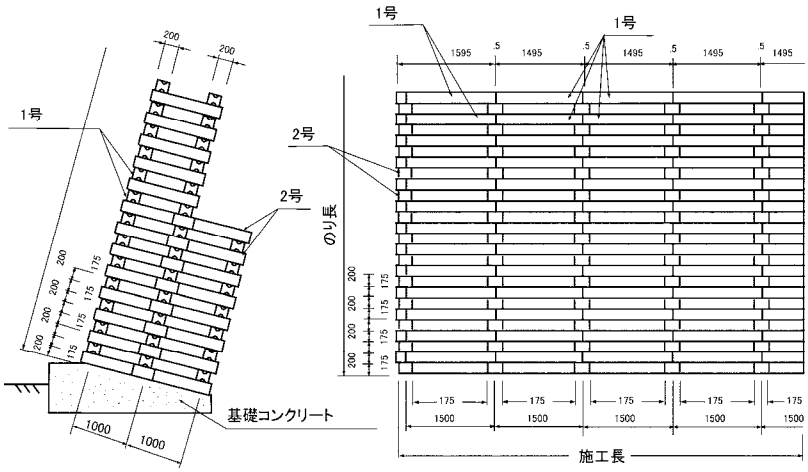


図 5-2　井桁組擁壁工の一例（単位：mm）

出典：新・斜面崩壊防止対策工事の設計と実例（平成１９年９月）

イ　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，直接安定な岩盤に緊結したり，あるいは他工法と併用して，その安定性を高める目的で用いるものとする。
アンカー工は，グラウンドアンカー工とロックボルト工に大別するものとする。

【解　説】

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

a　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。

b　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。

c　斜面崩壊の形状から，特に面的対策が必要とされる場合。

d　大きな抑止力を必要とされる場合。

e　杭工法等では，大きな曲げ応力の発生する場合。

(ｲ) 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。

(ｳ) 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

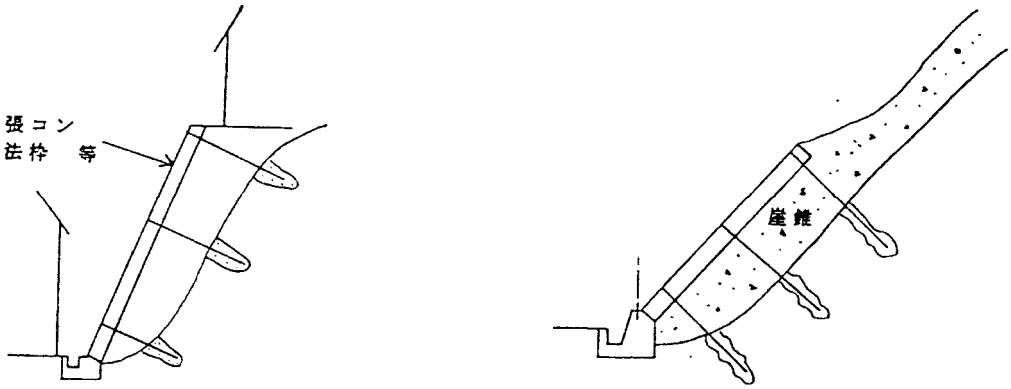


図 5-3　アンカー工の例 1

出典：急傾斜・地すべり・雪崩技術指針（平成26年４月）P223 広島県

c) 地すべり性の崩壊

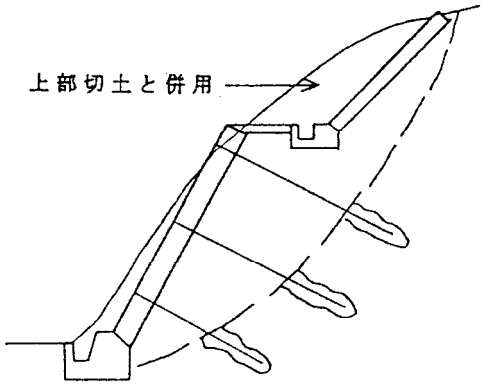


図 5-4　アンカー工の例 2

出典：急傾斜・地すべり・雪崩技術指針（平成26年４月）P223 広島県

ウ　押さえ盛土工

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

【解　説】

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

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

押さえ盛土の盛土高およびのり面勾配は，盛土材料の材質および盛土基礎地盤の特性により定めるが，一般に，盛土ののり勾配は 1：1.8～1：2.0 とし，盛土の直高 5m ごとに 1.0～2.0m 程度の小段を設けている例が多い。

小段には水路を設ける必要がある。

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

押さえ盛土をした土地の部分に生じるがけ面（「がけ」とは，地表面が水平面に対して 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。）以外のものをいい，「がけ面」とはその地表面をいう。）には擁壁を設ける。（擁壁については，５－５－１擁壁を参照）

のり面の勾配が 15 度以上で垂直高が５ｍを超える場合は，表 5-2に定める幅をもつ犬走り（小段）を設ける。

表 5-2　垂直高と小段幅

垂直高	切土(のり切)	盛土	備考
５ｍ以内ごと	１ｍ以上	１．５ｍ以上	
１５ｍ以内ごと	３ｍ以上	３ｍ以上	

出典：改訂新版　建設省河川砂防技術基準（案）同解説　設計編Ⅱ（平成９年１０月）

広島市開発技術基準　平成２１年４月

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

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

エ　杭工，土留柵工

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

【解　説】

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

(ｱ) 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。

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

(ｲ) 土留柵工

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

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

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

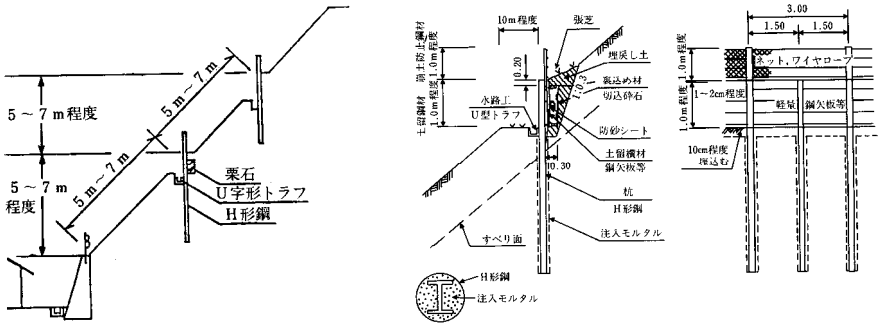


図 5-5　土留柵工の一例

出典：新・斜面崩壊防止対策工事の設計と実例（平成１９年９月）

(2)　のり面保護工

ア　張　工

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

原則として石張工，コンクリートブロック張工は1：1.0より緩い斜面に，コンクリート張工はそれより急な斜面に用いるものとする。張工の仕上がり勾配は，あくまでも地山の安定勾配でなければならない。

【解　説】

(ｱ) 石張工，コンクリートブロック張工およびコンクリート版張工の計画

法面勾配が1：1.0より緩い場合に用い，直高7.0mを標準とするが，これをこえる場合は地山の安定を考慮した法面勾配を検討する。石張工においては，石材の緊結が難しいので，極力緩勾配で用い，直高はあまり高くしないほうかよい。また，石張工は原則として練積みとする。

石張，ブロック張工に用いる石材，ブロックの控長は法面勾配と使用目的に応じて定める。

湧水や浸透水のある場合には，裏面の排水を良好にするため，ぐり石または切込砕石を用いて20㎝程度の厚さの裏込めをしなければならない。

水抜工はφ50㎜のものを用い，標準的には3㎡に1箇所設けるものとするが，湧水の見られる場合，透水性の地山の場合等においては，必要に応じて増やすものとする。

コンクリート版張工は大型のＲＣブロックである。すり落ちや浮き上がり防止のために法枠工と併用して用いることが多い。

法面の縦方向に10m間隔で隔壁工あるいは継目を設けることが望ましい。事故の例としても，部分的な陥没と斜面の不整形，水処理の不十分さから，浸透水などの影響を受けて不等沈下や吸出現象を起こし，陥没破壊の原因となっている。法面長が長い場合（5m以上）には水平方向にも隔壁工を設けることが望ましい。

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

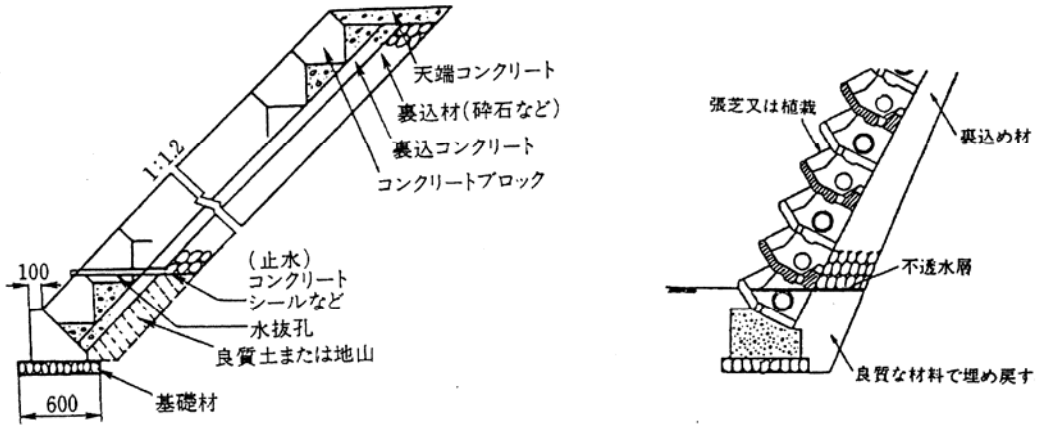


図 5-6　コンクリートブロック張工の例・ 緑化ブロックの例

(ｲ) コンクリート張工

比較的勾配の急な岩盤斜面における風化によるはく離崩壊を防止するために用いる。コンクリート張工の厚さは20～80cmが一般的である。厚さの決定は地山の状態,のり高,のり勾配及び凍結の有無等を考慮して決定すべきであるが，非常に厚くしなければならないような地山の条件が悪い場合には，土圧を考慮したもたれ擁壁工及びロックボルトやグラウンドアンカー工の併用などとの適否を十分に検討することが必要である。

法面勾配は1：0.3～1：1.0を標準とし，断面内における勾配変化は避けなければならない。

やむを得ず大きな勾配変化をさせなければならないときには，小段を挟んで変化させるものとする。法高は20m程度を限度とする。ただし，多段に設置する場合は1段15m程度を限度とする。

一般に1：1.0程度の勾配の斜面には無筋コンクリート張工が，1：0.5程度の勾配の斜面には鉄筋コンクリート張工が用いられる。また，地山との一体化を図るために，すべり止め鉄筋を用いることがあるが，これは，法長1～2mに1本の割合で設置し，打ち込み深さは，コンクリート厚の1.5～2倍を標準とする。ロックボルトやグラウンドアンカー工を併用する場合は，張工に応力が作用するので，構造計算を行って，厚さ，鉄筋の背筋などを決定する必要がある。

天端及び小口部は，背後に水が回らないように地山を十分巻き込み，雨水等の浸透を防止しなければならない。

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

水抜工は，標準的には3㎡に1箇所設けるものとするが，湧水の見られる場合，透水性の地山の場合等においては，必要に応じて増やすものとする。

コンクリート張工天端には，原則として上方に斜面が続く場合は落石防止柵を，上方が平坦な場合は侵入防止柵を設置するものとし，小段には必要に応じて落石防護柵を設けるものとする。

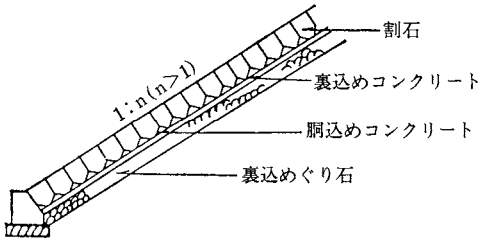


図 5-7　石張工の一例

出典：新・斜面崩壊防止対策工事の設計と実例（平成１９年９月）

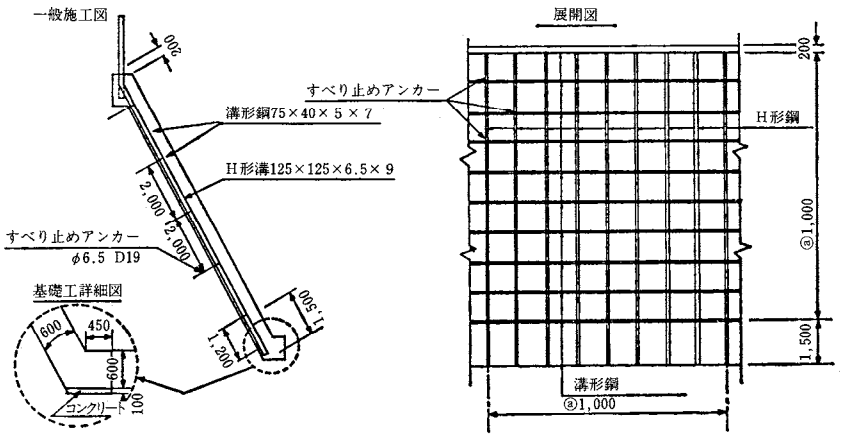


図 5-8　コンクリート張工の一例

出典：新・斜面崩壊防止対策工事の設計と実例（平成１９年９月）

イ　植生工

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

【解　説】

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

(ｱ) 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。

a 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。

b 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。

c 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。

d 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。

e 異常気象と病虫害等：植物の生育上，不利な外的要因が発生しないこと。

出典：道路土工－切土工・斜面安定工指針（平成２１年６月）

(ｲ) 植生工の選定

植生工には，使用植物の種類や地形，地質，気象，施工時期などに応じた適用工法があるので，導入工法をよく検討する必要がある。表 5-3に植生工の選定の際の目安を示した。

表 5-3　植生工の選定の目安

<table>
<tr><th colspan="2" rowspan="2">土質・岩質</th><th colspan="2">使　用　植　物　別　の　工　種</th></tr>
<tr><th>木本類（先駆植物）</th><th>草本類</th></tr>
<tr><td colspan="2">砂</td><td>客土吹付工，厚層基材吹付工，植生マットエ</td><td>張芝工*，植生マットエ*，客土吹付工*，厚層基材吹付工，土のうエ</td></tr>
<tr><td rowspan="2">砂質土，礫質土，岩塊または玉石混じりの砂質土</td><td>締まっていないもの</td><td>客土吹付工，厚層基材吹付工，植生マットエ</td><td>張芝工*，植生マットエ*，客土吹付工*，植生ネットエ*，厚層基材吹付工，</td></tr>
<tr><td>締まっているもの</td><td>客土吹付工，厚層基材吹付工，植生マットエ</td><td>植生マットエ*，客土吹付工*，厚層基材吹付工，土のうエ</td></tr>
<tr><td rowspan="2">粘土，粘性土，岩塊または玉石混じりの粘質土，粘土</td><td>締まっていないもの</td><td>植生マットエ，客土吹付工，厚層基材吹付工，</td><td>張芝工*，植生マットエ*，種子散布工*，客土吹付工*，厚層基材吹付工</td></tr>
<tr><td>締まっているもの</td><td>植生マットエ，客土吹付工，厚層基材吹付工，</td><td>張芝工*，植生マットエ*，種子散布工，客土吹付工*，厚層基材吹付工，土のうエ</td></tr>
<tr><td rowspan="2">軟　　岩</td><td>亀裂がなく勾配が 1：1.0 以上</td><td rowspan="2">植生マットエ，客土吹付工，厚層基材吹付工，</td><td rowspan="2">植生マットエ*，種子散布工*，客土吹付工*，厚層基材吹付工，土のうエ</td></tr>
<tr><td>亀裂があり勾配が 1：0.5 以上</td></tr>
</table>

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）土のうエ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）

ウ　吹付工

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

【解　説】

吹付工は，切土した時点では安定した外観をしているが，切りっぱなしの状態でおくと著しく風化が進みやすい岩質や，すでにある程度，風化が進行していて崩落のおそれのある岩盤で植生工やプレキャスト枠工程度では不十分な場合などののり面の保護をするために行うものである。

(ｱ) 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ことが望まれる。

(ｲ) 吹付工の設計

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

a 吹付厚

吹付厚の標準はモルタル吹付工で7～10cm，凍結融解を繰り返す地方では10cm以上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程度の斜面では10～15cmのコンクリート吹付が多い。モルタル吹付においては，凍結融解を繰り返す地方では10cm，それ以外では8cmの吹付厚を標準とする。

b 補強

切土後の法面の状態は，一般に法面全体が均質なことは少なく，風化の著しい部分，土の部分等が介在しており，場所により気温の変化による膨張･収縮が若干異なるので，吹付層の中間付近に原則として鉄筋を入れた上に，ワイヤーラス，ワイヤーメッシュ等の補強金網を張り付けたり，桁吹付工または部分的に特殊現場打法枠工を組み入れる。

補強金網はアンカーバーまたはアンカーピンで固定する。

c 伸縮目地，水処理

凹凸の著しい斜面に伸縮目地を設置するのは困難であるが施工厚がうすいため，温度変化による影響を受けるので，凹凸により膨張・収縮はある程度吸収されるものの，伸縮目地は法面縦方向に5～10m間隔で設置することが望ましく，標準は10m間隔で設置するものとする。

法面の安定を保つためには，水処理が大切であり，湧水などが局所的にある場合などは，図 5-9のような処理方法を行うことが重要である。その他の箇所については水抜きパイプを設置し背面の浸透水などを排除する。水抜きパイプは標準として外形φ50 ㎜(VP50)以上で，2～4 ㎡に1本程度を目安に設置する。

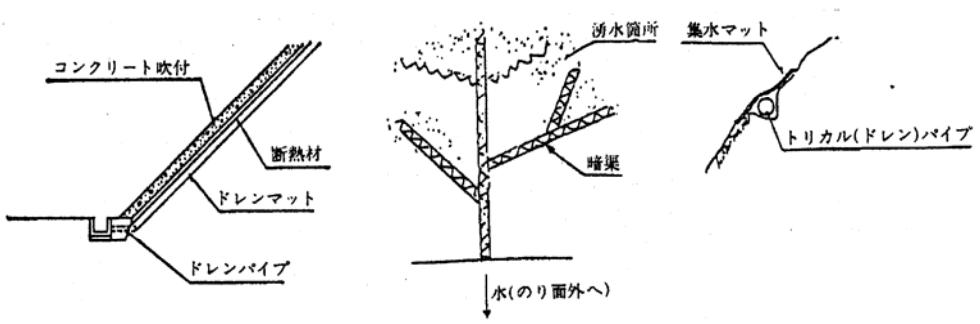


図 5-9　水処理・湧水処理の一例

d 法肩，法尻

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

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

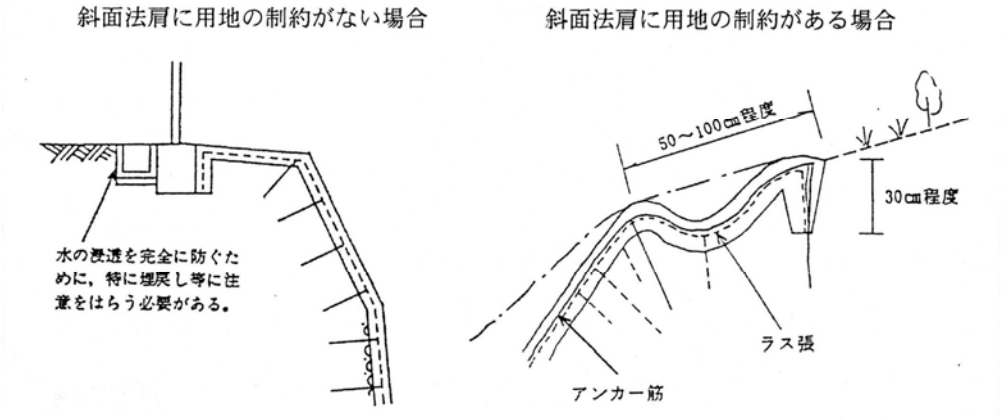


図 5-10　法肩の処理の一例

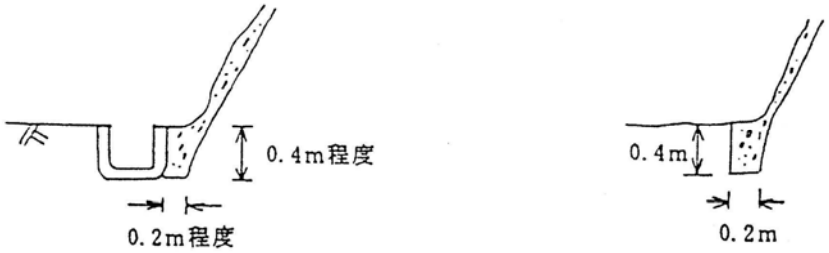


図 5-11　法尻の処理の一例

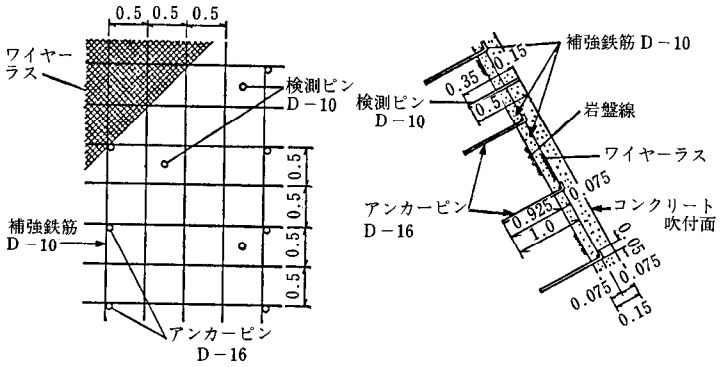


図 5-12　コンクリート吹付工の一例（単位：m）

出典：新・斜面崩壊防止対策工事の設計と実例（平成１９年９月）
急傾斜・地すべり・雪崩技術指針(平成２６年４月)広島県

エ　のり枠工

法枠工は，法面の風化・侵食を防止するとともに，法面表層の崩壊を抑制することを目的とする。
のり枠工は湧水を伴う風化岩や硬土，長大法面などの下部法枠等長期にわたる安定を確保する必要のある箇所に計画する。

のり面に現場打ちコンクリートやプレキャスト部材によって枠を組み，その内部を植生，コンクリート張工等で被覆することによってのり面の風化，侵食を防止して，のり面表層の崩壊を抑制することを目的としている。

【解　説】

(ｱ) のり枠工の一般的留意事項

a 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。

b 最近では環境の面から積極的に植生工をとり入れることが望ましいとされている。したがって，周辺の環境を考慮して設計・施工を行う。

c 植生工のみでは表面侵食が防止できない場合，かつ原則として斜面・法面勾配が1：1．0より緩く地山全体が安定しているときは，プレキャスト枠工を検討する。また斜面長が短いときは鋼製枠等ののり枠工を用いることもある。

d 植生工に適さない硬土，軟岩に類するのり面の場合には，プレキャスト枠工と客土による植生工を検討する。

e 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枠工が適用される。

f 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。

g 湧水のあるのり面の場合は，吸出し防止に十分配慮したのり枠背面の排水処理を行う必要がある。特に現場打コンクリート枠工は傾斜度の急な場合が多く，吸出しが懸念されるので，必要に応じて暗渠方式などによる完全な排水工を検討する。

h 地盤に応じた基礎を検討する。

i 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。

(ｲ) のり枠工の分類

のり枠工は図 5-13に示すように分類される。

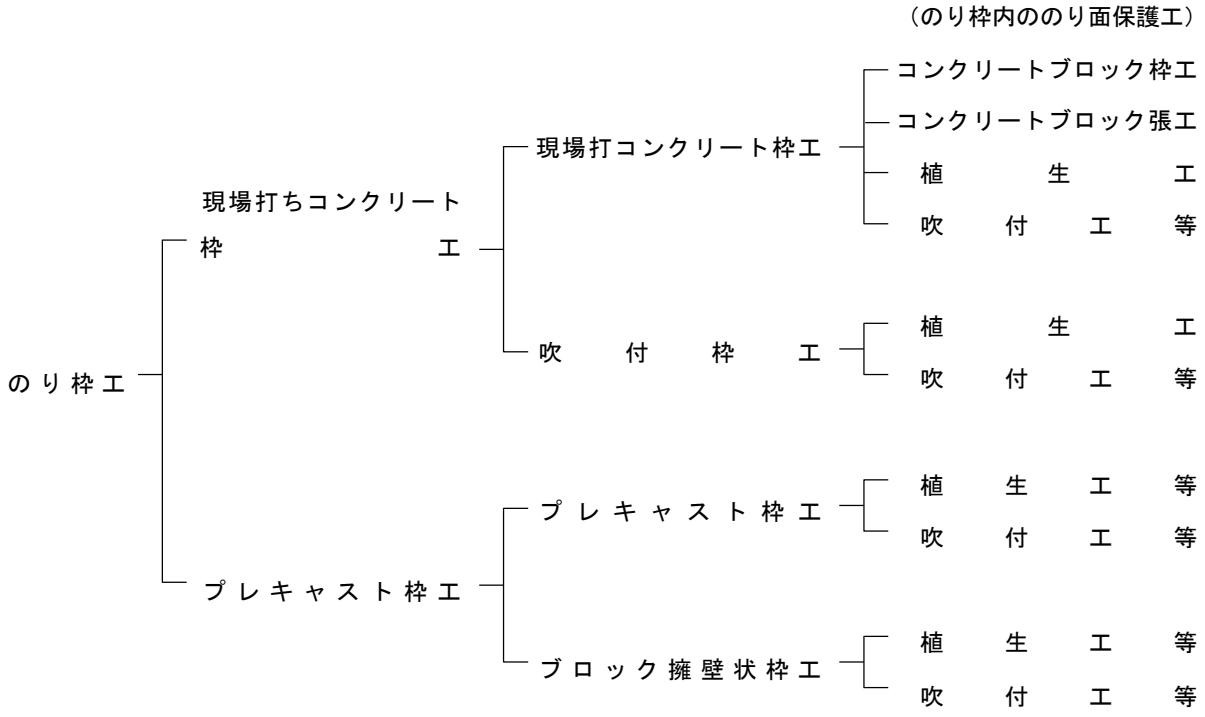


図 5-13　のり枠工の分類

出典：新・斜面崩壊防止対策工事の設計と実例（平成１９年９月）

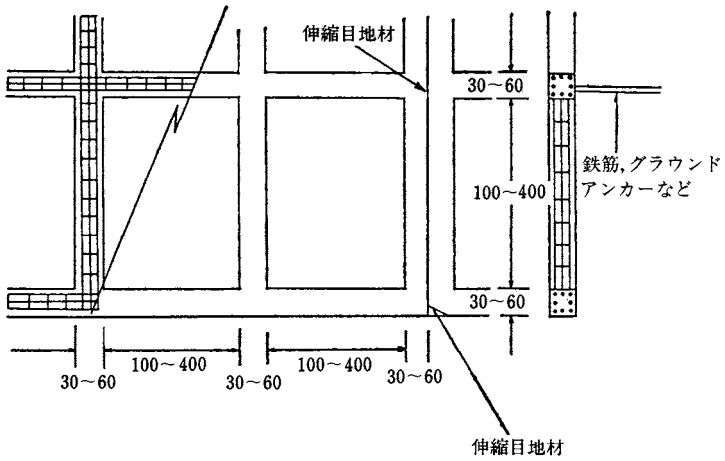


図 5-14　現場打コンクリート枠工の一例

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）

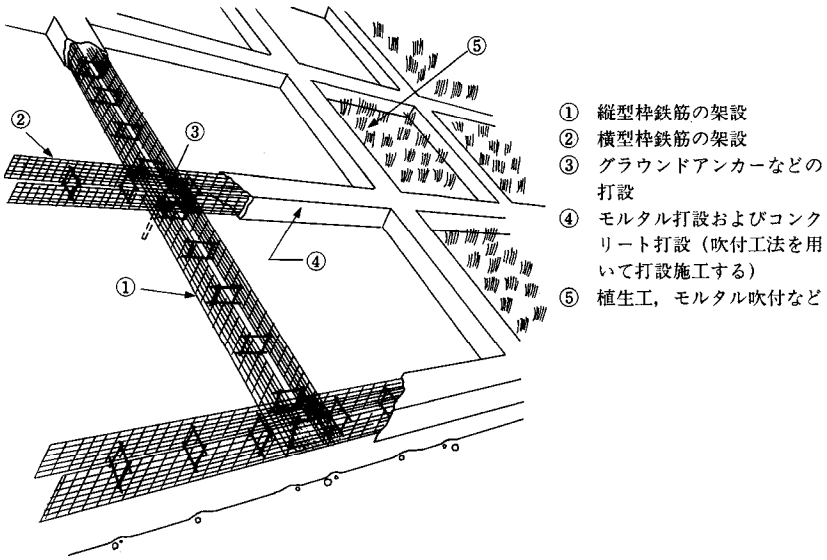


図 5-15　吹付枠工施工の一例

出典：新・斜面崩壊防止対策工事の設計と実例（平成１９年９月）

オ　編柵工

編柵工は植生工の補助として，降雨や地表水によるのり面の表土の侵食を防止するために用いられる。

【解　説】

編柵工の一般的な留意事項を以下に示す。

(ｱ)　編柵工は植生工の補助として，降雨や地表水によるのり面表土の侵食を防止するために用いられる。

(ｲ)　編柵工の杭や柵の材料は，短期に植生が活着繁茂すると予想される場合は松丸太や粗朶(そだ)，竹を使用し，植生の活着までに比較的長期間を要すると考えられる場合，あるいは特にのり面が不安定と考えられる場合は合成樹脂製品の杭や柵あるいはＨ形鋼杭などを用いる。

(ｳ)　一般に杭長は 1～2m 程度とし，杭の太さは 9～15cm，杭間隔は 0.5～1.0m を標準とする。また杭の配列間隔は，一般に斜面長方向に 1.5～3.0m　程度とする。

(ｴ)　杭の根入れは杭長の 2/3 以上は埋め込まなければならない。

(ｵ)　杭の打込方向は一般に鉛直方向から斜面直角方向までの間とする。

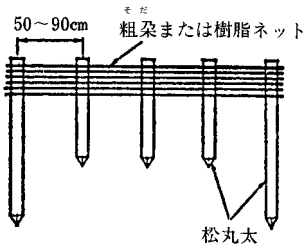


図 5-16　編柵工の一例

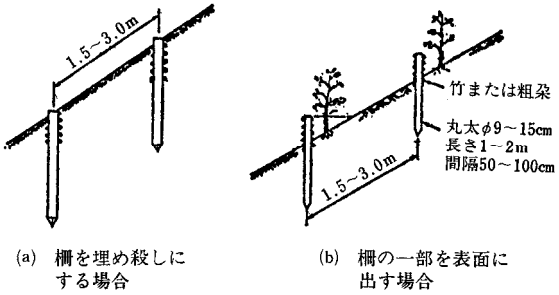


図 5-17　編柵工の打込方法

出典：新・斜面崩壊防止対策工事の設計と実例（平成１９年９月）

(3)　排水工

排水施設は，急傾斜地の崩壊の原因となる地表水及び地下水を速やかに急傾斜地から排除することが目的であり，土留又はのり面保護施設が設置してあるかどうかにかかわらず，水の浸透又は停滞により急傾斜地の崩壊のおそれがある場合に設置するものとする。

【解　説】

○　目的，種類および一般的留意事項

地表水及び地下水は，急傾斜地の崩壊の要因となる場合が多く，排水施設はほとんどの対策工事に用いられる。

また，排水施設は，急傾斜地の安定を損なう地表水・地下水を速やかに集めて急傾斜地外の安全なところへ排除したり，地表水・地下水の急傾斜地への流入を防止することで急傾斜地の安定性を高めると同時に土留，のり面保護施設等の他の崩壊防止施設の安定性を増すことを目的として用いられる。

○　種類と適用

地表水の集水，急傾斜地外への排水，急傾斜地内への流入防止のために用いられるものは一般に地表水排除工と呼ばれ，のり肩排水路工，小段排水路工，縦排水路工，浸透防止工，および谷止工がある。また主として地下水の集水，急傾斜地外への排水，急傾斜地内への流入防止のために用いられるものは一般に地下水排除工と呼ばれ，暗渠工，横ボーリング工などが急傾斜地では主として用いられ，その他には遮水壁工，集水井工，排水トンネル工などがある。

排水工の計画・設計にあたっては対象の急傾斜地付近の気象，地形および地表面の被覆状況，地質・土質と地下水・湧水，急傾斜地および周辺の既設排水施設の断面と状況，および排水系統を調査し，排水系統全体のバランスがとれるよう合理的に計画・設計する。

地表水排除工に用いる水路等の断面を決定するには，当該急傾斜地の周辺の既設排水施設の実態，および当該急傾斜地からの流出量，維持管理，施工性等を総合的に検討して決定する。計画排水量（計画流出量）の算定と排水工の断面形状の検討にあたっては，「広島県砂防事業設計指針」および「砂防指定地及び地すべり防止区域内における宅地造成等の大規模開発審査基準(案)」などの基準によるものとする。

また，降雨確率については当該水系の下流で現に実施している河川改修計画と整合のとれたものとなるように計画する。（広島市開発技術基準（平成２１年４月）参照）

ア　地表水排除工

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

【解　説】

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

(ｱ) 法肩排水路・小段排水路

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

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

断面は土砂や枝葉等の流入，堆積を見込んで十分余裕をもたせた断面とする。水路の構造はコンクリートブロック製品が多く用いられるが，施工にあたっては漏水，越水又は滞水しないよう注意する。基礎部分が軟弱であればぐり石等で敷き固め，その上にならしコンクリートを打設し不等沈下を防ぐ。のり肩排水路と小段排水路の間隔および小段排水路相互の間隔は通常小段間隔と同じで直高 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,小段排水路には土砂の堆積や越流など維持管理上の問題を生じないように縦断勾配を設ける。

(ｲ) 縦排水路

縦排水路は，集水した水を速やかに区域外に排出するためのもので，次の事項を考慮し設計するものとする。

縦排水路の配置間隔は 20mを標準とする。

縦排水路と横排水路の連結点，屈曲点，勾配急変点など流れが急変する所には，集水桝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。

(ｳ) 湧水の措置

斜面・法面に湧水などがある場合には，縦水路ならびに地下水排除工などに排除するものとする。

また必要に応じて，土砂流出に対し蛇籠等により措置する。

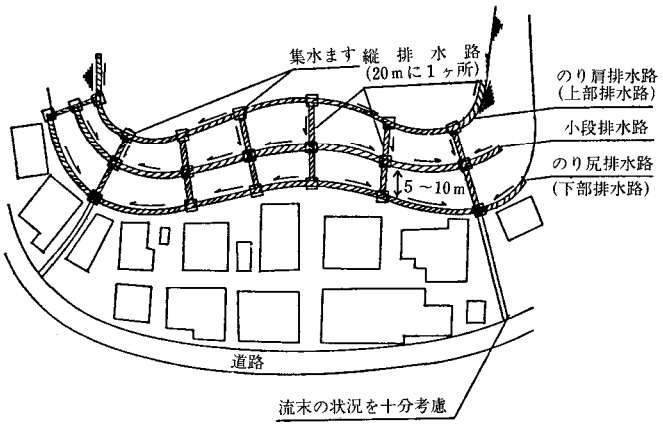


図 5-18　地表水排除工模式図

出典：新・斜面崩壊防止対策工事の設計と実例（平成１９年９月）

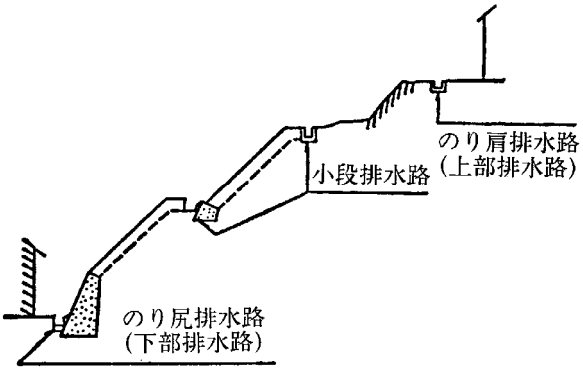


図 5-19　のり肩排水路，小段排水路等の設置位置

出典：新・斜面崩壊防止対策工事の設計と実例（平成１９年９月）

イ　地下水排除工

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

【解　説】

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

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

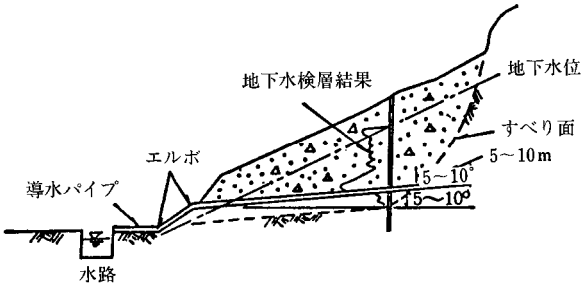


図 5-20　横ボーリング工の事例（断面図）

出典：新・斜面崩壊防止対策工事の設計と実例（平成１９年９月）

６　急傾斜地の崩壊が発生した場合に生じた土石等を堆積させるための施設の設計

(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損壊，転倒，滑動又は沈下をしない構造とするものとする。

ア　設計手順

待受け式盛土の設計は，以下の手順にて行うことを標準とする。

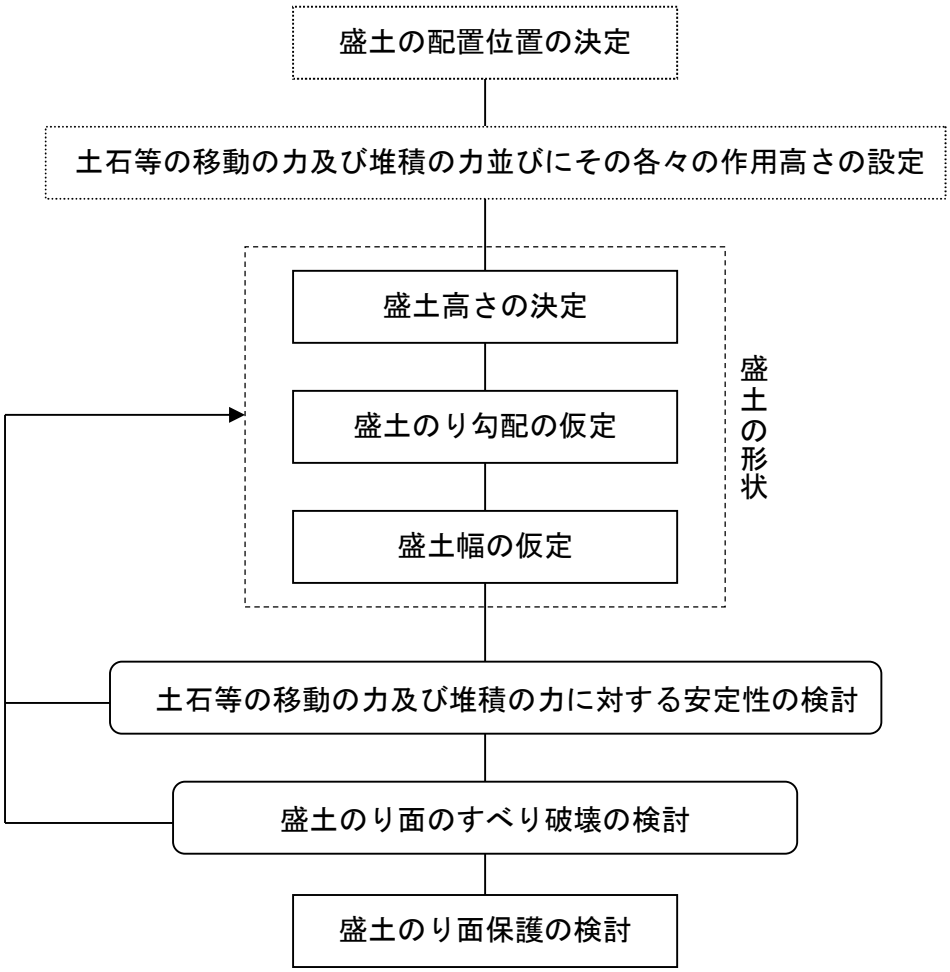


図 6-1　待受け式盛土の設計手順

イ　盛土形状

(ｱ) 盛土高

盛土高は，想定される土石等の堆積の高さ以上とする。

【解　説】

特定予定建築物の敷地に土石等が到達させることのないようにするため，盛土高は，その盛土の急傾斜地側ののり尻における土石等の堆積の高さ以上とする。堆積高については開発の計画に基づいて，定められた方法によって計算する必要があり，その計算方法については，「３－２－３(３)堆積高」に示した。

なお，下記のように，建築物の構造規制適用を併用することにより，盛土の高さを堆積高より低く設計することは認められない。あくまでも特定開発行為の段階で安全性を完全に維持することが必要である。

(ｲ) 盛土のり面勾配

盛土のり面は勾配は，安定性を十分検討した上で決定すること。

【解　説】

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

表 6-1　盛土材料および盛土高に対する標準のり面勾配

盛　土　材　料	盛土高(m)	勾　配	摘　要
粒度の良い砂(S)，礫および細粒分混じり礫(G)	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	
粒度の悪い砂(SG)	10m以下	１：1.8～１：2.0	
岩塊（ずりを含む）	10m以下	１：1.5～１：1.8	
	10～20m	１：1.8～１：2.0	
砂質土(SF)，硬い粘質土，硬い粘土（洪積層の硬い粘質土，粘土，関東ロームなど）	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：道路土工―切土工・斜面安定工指針　平成２１年度版（平成２１年６月）を一部改変

表 6-1の標準値の範囲に巾を持たせているが，低い盛土については施工性を考慮しているためであり，良好に施工できれば最急勾配を標準値とすることができる。高い盛土については，その範囲内で現地状況・施工性などから判断する必要がある。

(ｳ) 盛土幅

盛土の天端幅は，安定計算により必要な幅を求めるものとする。

【解　説】

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

ウ　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）盛土のり面のすべり崩壊に対する安定

【解　説】

待受け式盛土については，盛土のり面のすべり破壊の検討によって盛土自体の安定性を検討する必要がある。急傾斜地が発生した場合に生じた土石等による移動の力及び堆積の力に対して，待受け式盛土自体の重量に不足がないか，地盤の支持力が十分かについても確認するものとする。そのため，盛土自体を一体構造として捕らえることとし，そのことによって重力式擁壁の設計に当たって通常行っている安定性の検討方法を適用するものとする。

(ｱ) 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せとする。詳細については，「土石等を堆積させる対策施設の設計外力の設定」を参照。

a 移動の力

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

待ち受け式盛土に作用する衝撃力 F(kN/㎡)は以下のとおりとする。

$F = \alpha \cdot Fsm$

ここに，Fsm：移動の力（「土砂災害基礎調査の手引き」に示される移動の力）（kN/ ㎡）

α ：待ち受け式擁壁による衝撃力緩和係数（仮称）＝0.5

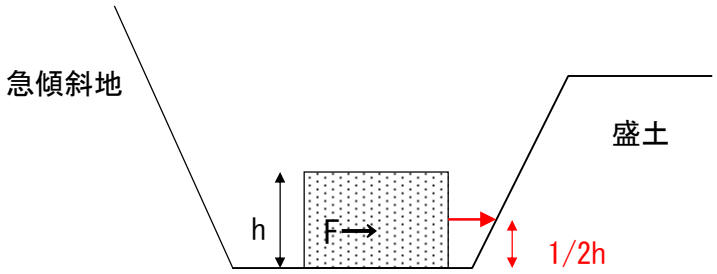


図 6-2　移動の力が盛土に作用するイメージ

b 堆積の力

土石等の堆積の力は土石等の堆積高（D）まで盛土に作用するものとする。

堆積の力が盛土に作用する水平分力：鉛直分力は次式で与えられる。

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）

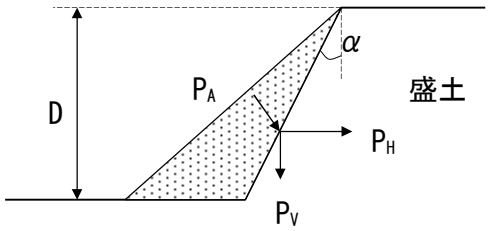


図 6-3　堆積の力が盛土に作用するイメージ

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（D）の 1/3 の高さで盛土に作用するものとする。

(ｲ) 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 6-5において，つま先から合力Ｒの作用点までの距離ｄは次式で与えられる。

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

ここに

Ｗ：　盛土の自重　(kN/m)

P_H：　堆積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）

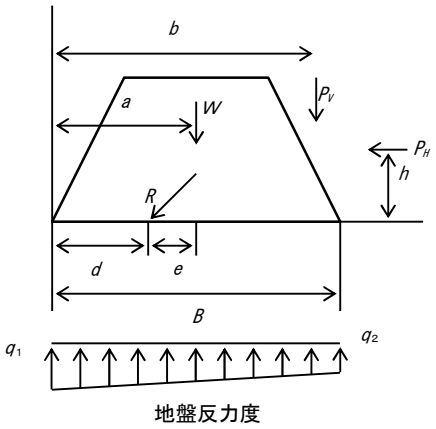


図 6-4　地盤反力度の求め方

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|≦B/3

堆積の力に対して

|e|≦B/3

(ｳ) 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/m^2）　＊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Fsは堆積の力に対して1.2以上,移動の力に対して1.0を下回ってはならない。これら所定の安全率を満足できない場合は，原則として底版幅を変化させて安定させるものとする。

(ｴ) 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：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

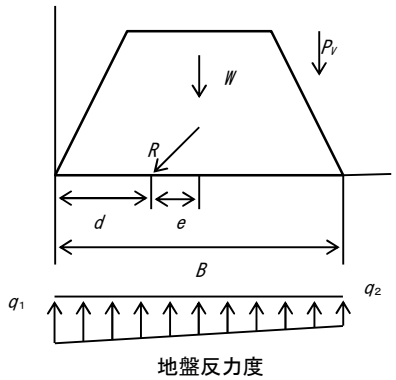


図 6-5　地盤反力度の求め方

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。

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

ここに
q_a ：地盤の許容支持力度（kN/m^2）
q_u ：地盤の極限支持力度（kN/m^2）
Fs ：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（Fs）は堆積の力に対しては 2，移動の力に対しては 1 とする。

(ｵ) 転倒，滑動及び沈下の安全率のまとめ

転倒，滑動及び沈下の安全率は，表 6-2のとおりである。

表 6-2　安全率

	堆積の力に対して	移動の力に対して
転倒	|e|≦B/3	|e|≦B/3
滑動	Fs≧1.2	Fs＞1.0
沈下	q≦qa/Fs Fs=2.0	q≦qa/Fs Fs=1.0

（暫定）

(ｶ) 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。

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

安定計算は一般に図 6-6 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。

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

ここに

F_S：安全率

c：粘着力（kN/㎡）

ϕ：せん断抵抗角（°）

ι：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/㎡）

b：分割片の幅（m）

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

常時の盛土の設計においては最小安全率が 1.2 以上となる断面とすること。

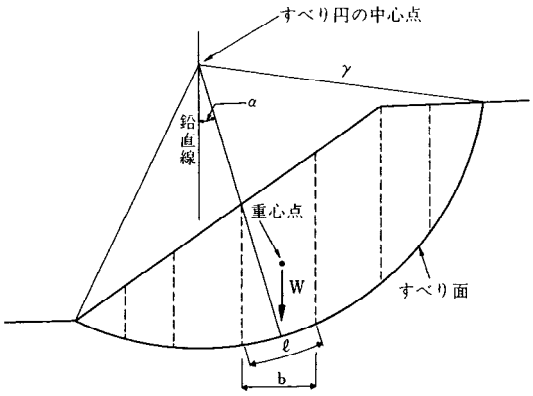


図 6-6　円弧すべり面を用いた常時の安定計算法

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。

エ　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】

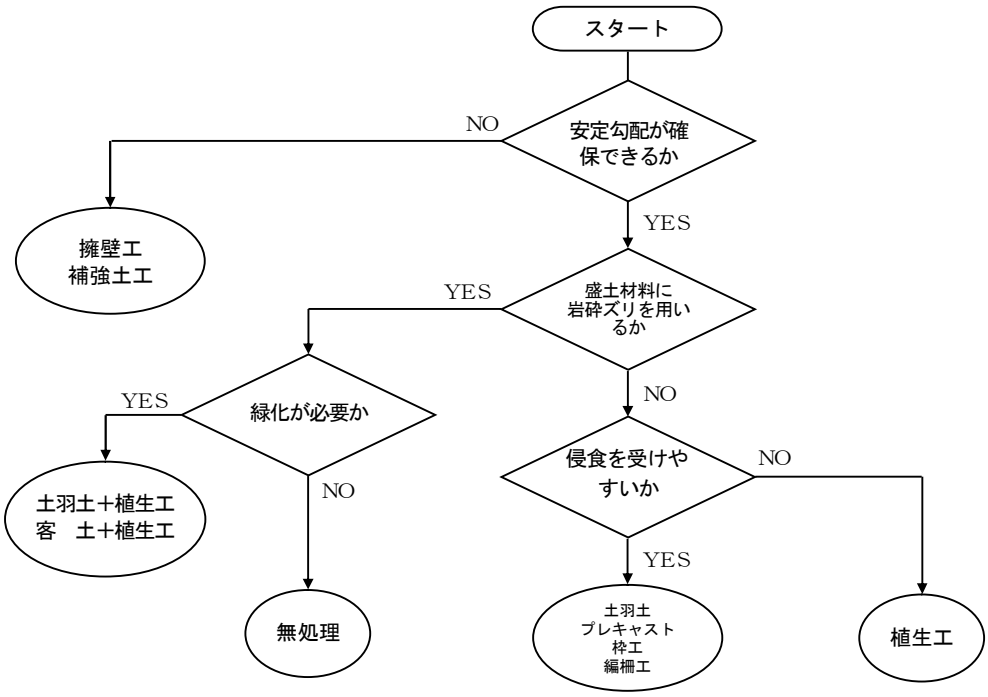
盛土のり面の安定性については，「６－１－３　盛土のり面のすべり崩壊に対する検討」を参照する。

これらの検討を踏まえて，盛土の安定性を確保することができるのり面保護施設の選定を行うものとする。選定における留意点は次のとおりである。

(ｲ)　必要に応じ各種工法を適切に組み合せて計画する。

(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 6-7　盛土のり面におけるのり面保護工の選定のフロー

(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損壊，転倒，滑動又は沈下しない構造とするものとする。

ア　設計手順

待受け式擁壁の設計は，以下の手順にて行うことを標準とする。

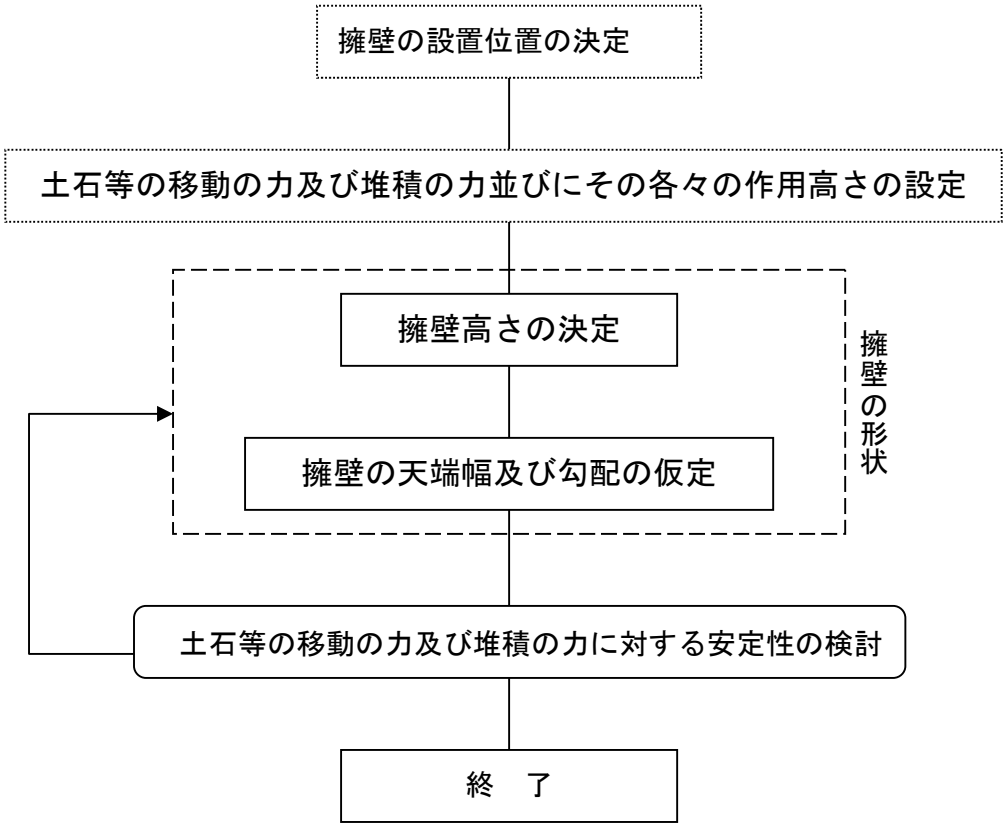


図 6-8　待受け式擁壁工の設計手順

イ　擁壁の形状

(ｱ) 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り，その計算方法については，３－２－３（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（６－１－２ 盛土形状　(1) 盛土高)。

(ｲ) 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。

ウ　安定性の検討

待受け式擁壁の安定性については，以下の１）～４）の検討を行うものとする。
１）転倒に対する安定
２）滑動に対する安定
３）沈下に対する安定
４）圧縮破壊に対する安定

【解　説】

待受け式擁壁は通常マッシブな重力式コンクリート擁壁としてつくられ，土石等を捕捉するものである。したがって，その設計に当たっては，想定される土石等の移動の力および堆積の力等を考慮し，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。

(ｱ) 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せとする。

詳細については，「土石等を堆積させる対策施設の設計外力の設定」を参照。

a 移動の力

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

待ち受け式擁壁に作用する衝撃力 F(kN/㎡)は以下のとおりとする。

$F = \alpha \cdot Fsm$

ここに，Fsm：移動の力（「土砂災害基礎調査の手引き」に示される移動の力）（kN/ ㎡）

α ：待ち受け式擁壁による衝撃力緩和係数（仮称）＝0.5

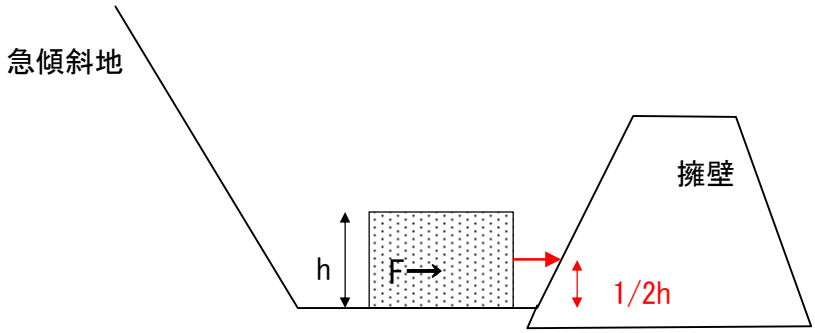


図 6-9　移動の力が擁壁に作用するイメージ

b 堆積の力

土石等の堆積の力は土石等の堆積高（D）まで盛土に作用するものとする。

堆積の力が盛土に作用する水平分力：鉛直分力は次式で与えられる。

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）

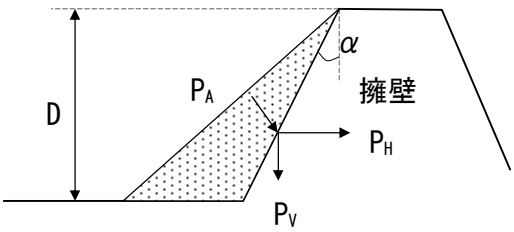


図 6-10　堆積の力が擁壁に作用するイメージ

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。

c 地震の影響

待受け式擁壁の高さが８ｍを超える場合は，地震時の設計水平震度から地震時慣性力及び地震時土圧を考慮するものとする。（堆積高が８ｍを超えることはまれである。）なお，移動の力については，同時に発生する可能性が低いので，考慮する必要はない。

(ｲ) 転倒に対する検討

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

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

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

ここに

W ：　擁壁の自重　（kN/m）

P_H ：　移動の力又は堆積の力の水平分力（kN/m）

P_V ：　移動の力又は堆積の力の鉛直分力（kN/m）

a ：　擁壁つま先と W の重心との水平距離（m）

b ：　擁壁つま先と P_V 作用点との水平距離（m）

h ：　擁壁かかとと P_H の作用点の鉛直距離（m）

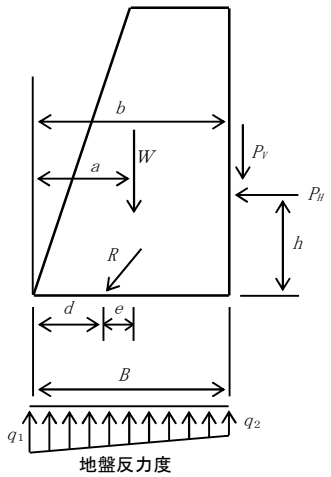


図 6-11　地盤反力度の求め方

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|≦B/3

堆積の力に対して

|e|≦B/3

(ｳ) 滑動に対する検討

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

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

ここに

W：擁壁の自重　(kN/m)

P_H：移動の力又は堆積の力の水平分力（kN/m）

P_V：移動の力又は堆積の力の鉛直分力（kN/m）

$\tan\phi_B$：擁壁底版と基礎地盤の間の摩擦係数。現場打コンクリートの場合は，$\phi_B = \phi$（基礎地盤の内部摩擦角)，現場打でない場合は，$\phi B = 2/3\cdot\phi$とする。ただし，基礎地盤が土の場合 $\tan\phi_B$の値は 0.6 を超えないものとする。なお通常の場合簡便には表 3-8又は表 3-9を用いてよい。詳細は「3.(1)　設計諸定数」を参照。

c：擁壁底版と基礎地盤の間の粘着力（kN/m^2)。ただし，摩擦係数（$\tan\phi_B$）を表 3-8又は表 3-9より求めた場合は c＝0 とする。

B：擁壁の底版幅（m）

安全率Fsは堆積の力に対して1.2以上,移動の力に対して1.0を下回ってはならない。これら所定の安全率を満足できない場合は，原則として擁壁断面形状を変化させて安定させるものとする。

(ｴ) 沈下に対する検討

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

地盤反力度は次式によって与えられる。

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 ：移動の力又は堆積の力の鉛直分力（kN/m）

e ：合力作用点の底版中央からの偏心距離（m）

B ：擁壁の底版幅

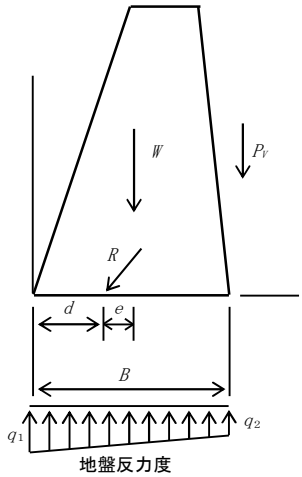


図 6-12　地盤反力度の求め方

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。

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

ここに

q_a ：地盤の許容支持力度（kN/m^2）

q_u ：地盤の極限支持力度（kN/m^2）

Fs ：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, 移動の力に対しては 1 とする。

(ｵ) 転倒，滑動及び沈下の安全率

転倒，滑動及び沈下の安全率は，表 6-3のとおりである。

表 6-3　安全率

	堆積の力に対して	移動の力に対して
転倒	|e|≦B/3	|e|≦B/3
滑動	Fs≧1.2	Fs＞1.0
沈下	q≦qa/Fs Fs=2.0	q≦qa/Fs Fs=1.0

（暫定）

(ｶ) 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。

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

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/mm^2

鉄筋コンクリート　21 N/mm^2

エ　その他

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

(ｱ) 重力式擁壁工の一般的留意事項

(ｲ) 基礎

(ｳ) 伸縮目地

(ｴ) 施工

【巻末参考資料】

① 対策工事の種類と適用について

② 待受け式擁壁の設計計算例

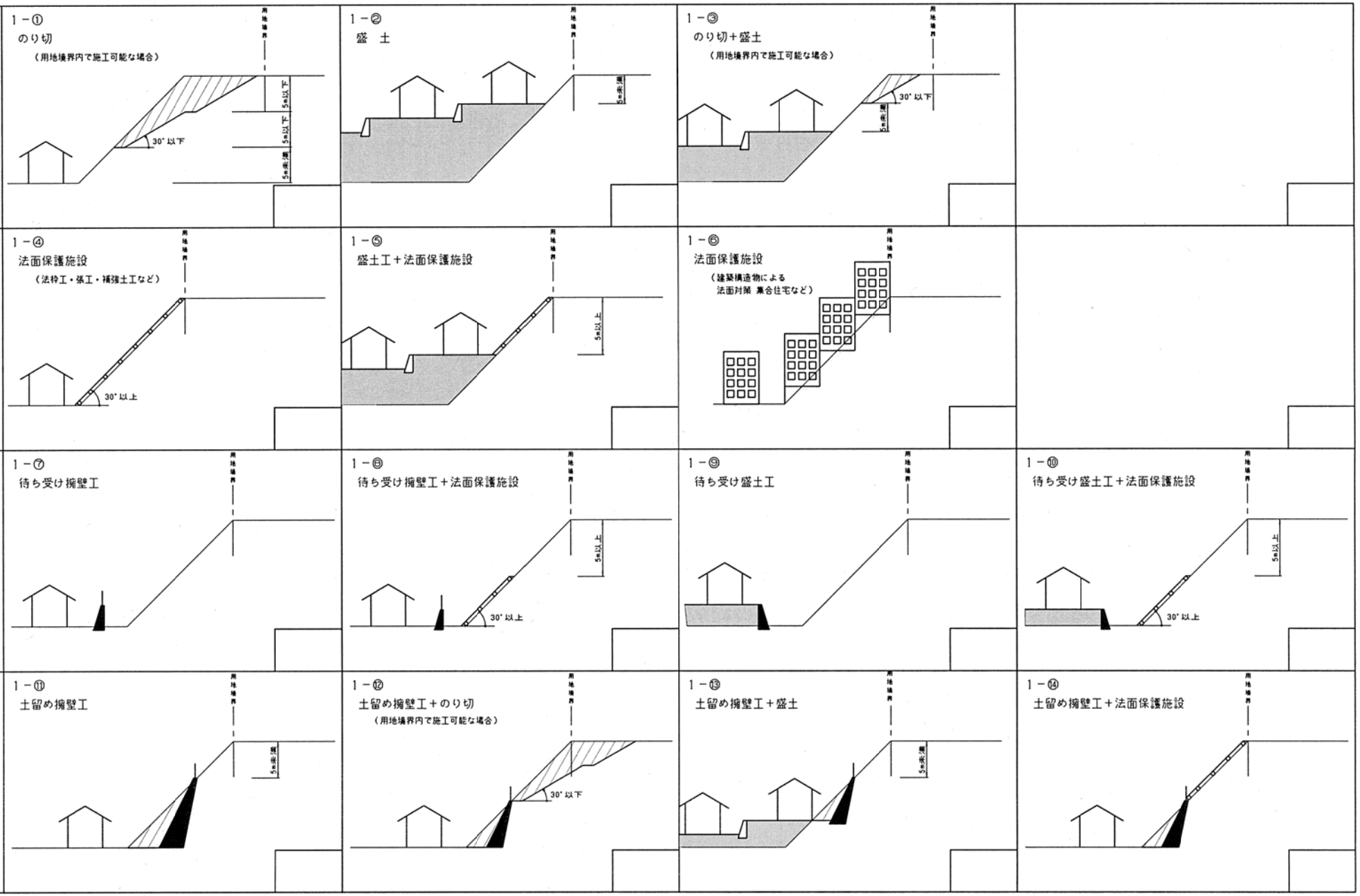
①　対策工事の種類と適用について

開発敷地の位置と急傾斜地との関係による対策工事のパターン

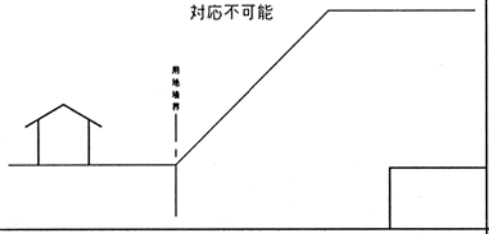
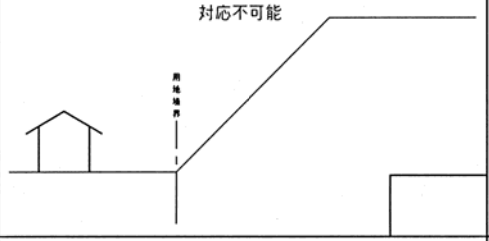
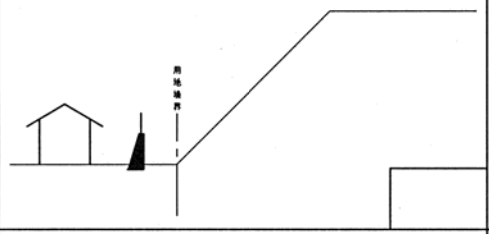
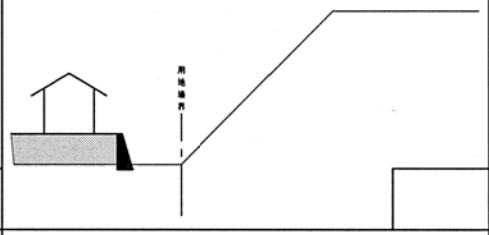
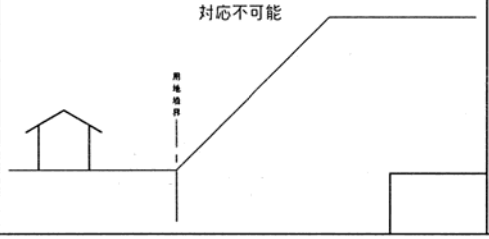
開発敷地位置	敷地境界		
	がけ上	がけ下	がけ中央
がけ下	【ケース１】 急傾斜地が敷地内にあるため、開発者ががけ面の対策を実施する。 集合住宅等の建築を計画している場合、がけ面に階段状に法面保護施設と兼用して建築物を建設する可能性がある。 ＜対策工事＞ 法面保護施設 法面の切土・盛土 待ち受け擁壁・盛土	【ケース２】 急傾斜地は敷地外のため、がけ面の対策は実施できない。 ＜対策工事＞ 法面の盛土 待ち受け擁壁・盛土	【ケース３】 急傾斜地のうち、下部斜面のみ対策が実施できるが、斜面上部に未対策地が残る。未対策地の高さが５ｍ以上の場合、開発敷地内に新たな対策が必要となる。 ＜対策工事＞ 法面保護施設 法面の盛土 待ち受け擁壁・盛土
がけ上	急傾斜地の対策ができないため、開発は困難となる。	【ケース４】 急傾斜地が敷地内にあるため、開発者ががけ面の対策を実施する。 集合住宅等の建築を計画している場合、がけ面に階段状に法面保護施設と兼用して建築物を建設する可能性がある。 ＜対策工事＞ 法面保護施設	【ケース５】 急傾斜地のうち、上部斜面のみ対策が実施できるが、斜面下部に未対策地が残る。未対策地の高さが５ｍ以上の場合、開発は困難となる。 ＜対策工事＞ 法面保護施設
がけ全体を含む	【ケース６】 急傾斜地が敷地内にあるため、開発者ががけ面の対策を実施する。 集合住宅等の建築を計画している場合、がけ面に階段状に法面保護施設と兼用して建築物を建設する可能性がある。 ＜対策工事＞ 法面保護施設 法面の切土・盛土 待ち受け擁壁・盛土	【ケース６】 急傾斜地が敷地内にあるため、開発者ががけ面の対策を実施する。 集合住宅等の建築を計画している場合、がけ面に階段状に法面保護施設と兼用して建築物を建設する可能性がある。 ＜対策工事＞ 法面保護施設 法面の切土・盛土 待ち受け擁壁・盛土	このケースはない

ケース1　開発位置：がけ下　用地境界：がけ上の場合

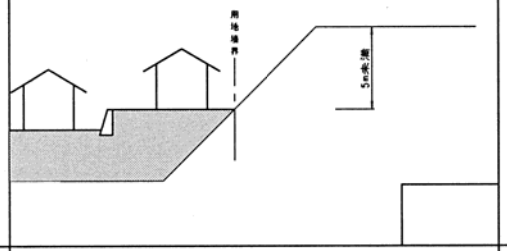
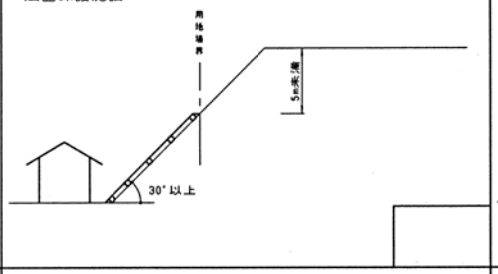
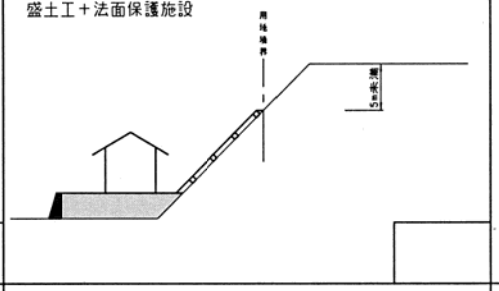
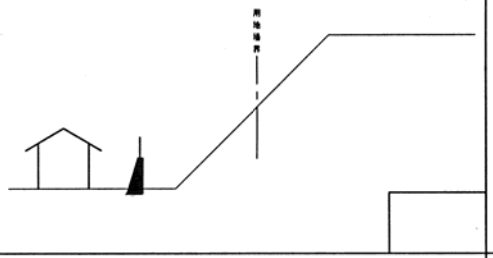
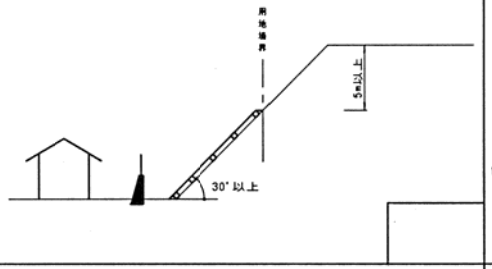
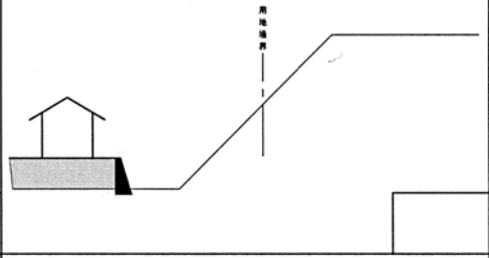
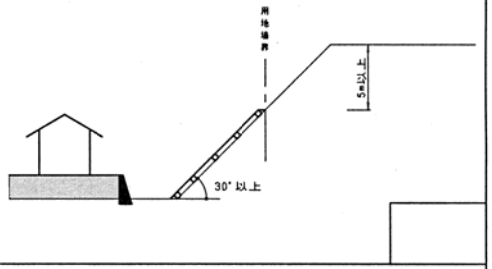
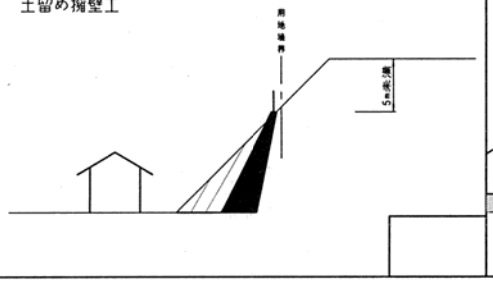
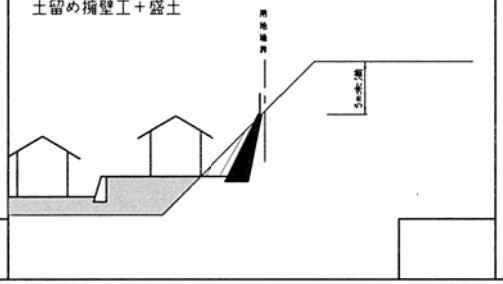
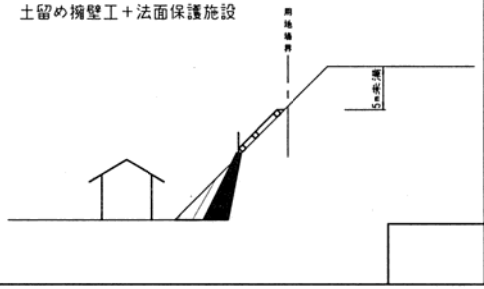
土工による対応策	1－① のり切 （用地境界内で施工可能な場合）	1－② 盛　土	1－③ のり切＋盛土 （用地境界内で施工可能な場合）	
法面保護による対応策	1－④ 法面保護施設 （法枠工・張工・補強土工など）	1－⑤ 盛土工＋法面保護施設	1－⑥ 法面保護施設 （建築構造物による 法面対策 兼合住宅など）	
待ち受け工による対応策	1－⑦ 待ち受け擁壁工	1－⑧ 待ち受け擁壁工＋法面保護施設	1－⑨ 待ち受け盛土工	1－⑩ 待ち受け盛土工＋法面保護施設
土留工による対応策	1－⑪ 土留め擁壁工	1－⑫ 土留め擁壁工＋のり切 （用地境界内で施工可能な場合）	1－⑬ 土留め擁壁工＋盛土	1－⑭ 土留め擁壁工＋法面保護施設



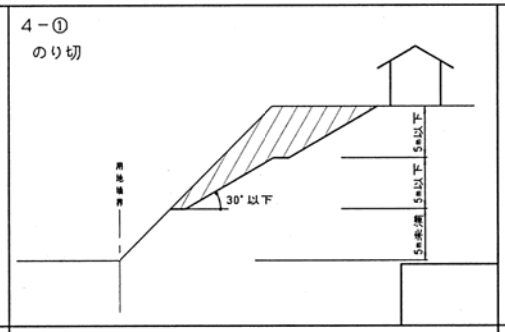
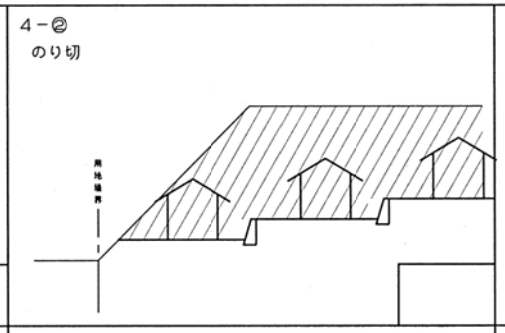
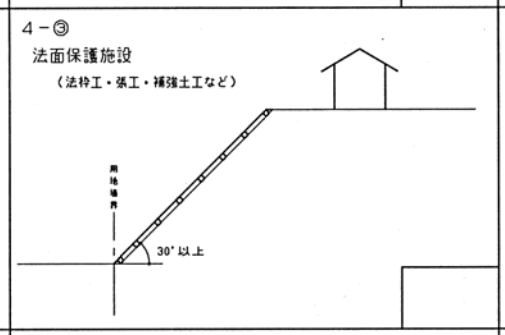
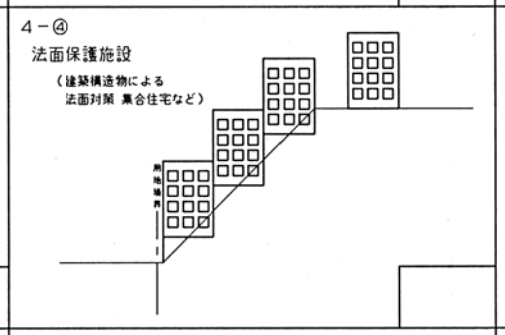
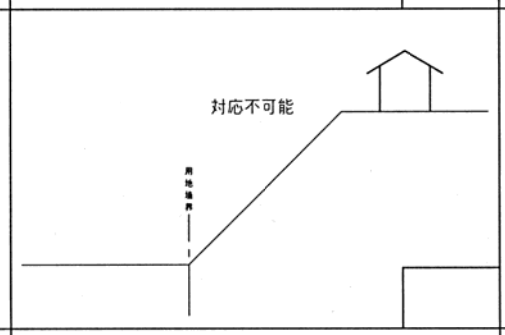
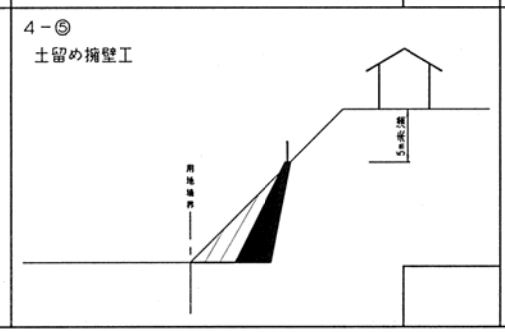
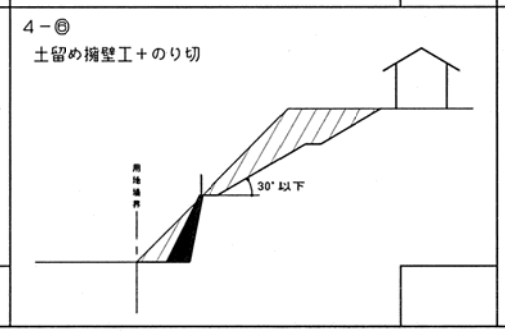
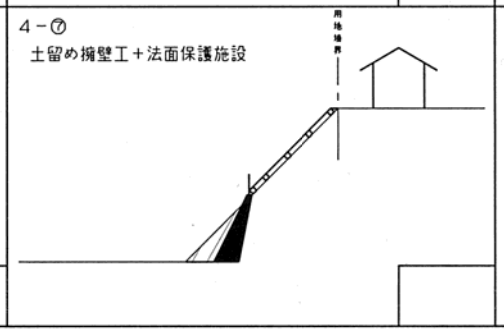
ケース２　開発位置：がけ下　用地境界：がけ下の場合

土工による対応策				
法面保護による対応策				
待ち受け工による対応策	2－① 待ち受け擁壁工 	2－② 待ち受け盛土工 		
土留工による対応策				

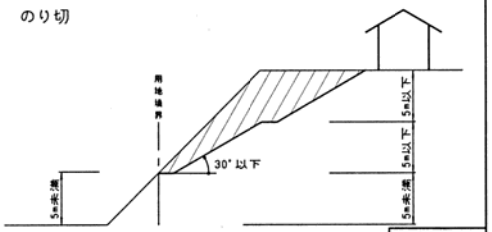
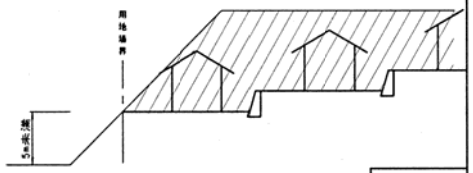
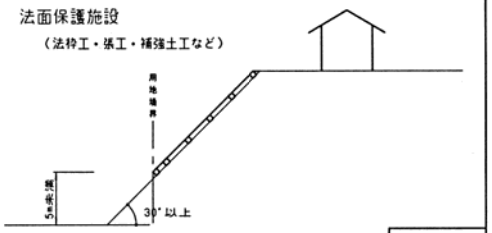
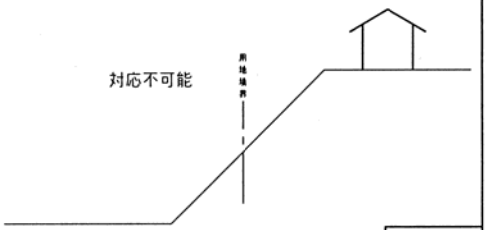
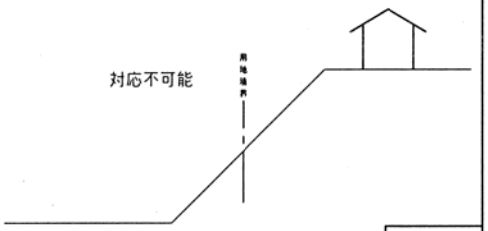
ケース３　開発位置：がけ下　用地境界：がけ中央の場合

土工による対応策	３－① 盛　土 			
法面保護による対応策	３－② 法面保護施設 	３－③ 盛土工＋法面保護施設 		
待ち受け工による対応策	３－④ 待ち受け擁壁工 	３－⑤ 待ち受け擁壁工＋法面保護施設 	３－⑥ 待ち受け盛土工 	３－⑦ 待ち受け盛土工＋法面保護施設 
土留工による対応策	３－⑧ 土留め擁壁工 	３－⑨ 土留め擁壁工＋盛土 	３－⑩ 土留め擁壁工＋法面保護施設 	

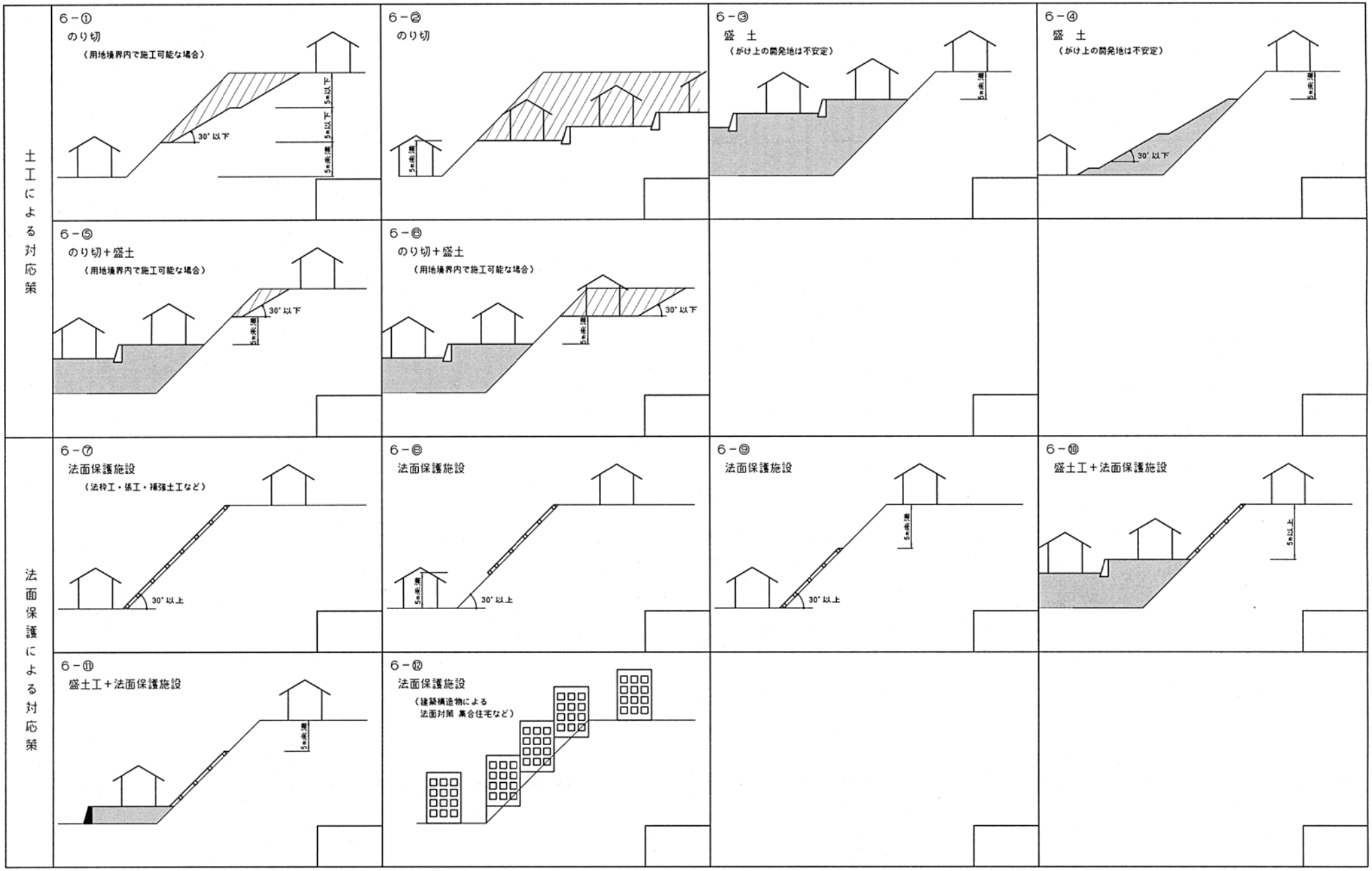
ケース４　開発位置：がけ上　用地境界：がけ下の場合

土工による対応策				
法面保護による対応策				
待ち受け工による対応策				
土留工による対応策				

ケース５　開発位置：がけ上　用地境界：がけ中央の場合

土工による対応策	5－① のり切  	5－② のり切  		
法面保護による対応策	5－③ 法面保護施設 （法枠工・張工・補強土工など）  			
待ち受け工による対応策	 			
土留工による対応策	 			

ケース6　開発位置：がけ上下　用地境界：がけ上下の場合（その１）



ケース6　開発位置：がけ上下　用地境界：がけ上下の場合(その2)

待ち受け工による対応策	6－⑬ 待ち受け擁壁工 （がけ上の開発地は不安定）	6－⑭ 待ち受け擁壁工＋法面保護施設 （がけ上の開発地は不安定） 5m以上 30°以上	6－⑮ 待ち受け盛土工 （がけ上の開発地は不安定）	6－⑯ 待ち受け盛土工＋法面保護施設 （がけ上の開発地は不安定） 5m以上 30°以上
土留工による対応策	6－⑰ 土留め擁壁工 5m未満	6－⑱ 土留め擁壁工＋のり切 30°以下	6－⑲ 土留め擁壁工＋盛土 5m未満	6－⑳ 土留め擁壁工＋法面保護施設
	6－㉑ 土留め擁壁工＋法面保護施設 5m未満			

斜面断面形状と対策工（１）

開発敷地と境界の関係	斜面タイプ(断面形状) 対策工法	単一勾配斜面	凸型斜面（上部が緩傾斜、下部が急傾斜）	凹型斜面（下部が緩傾斜、上部が急傾斜）	2 段または複合斜面、
【ケース1】開発位置；がけ下 敷地境界；がけ上	法面保護施設	○（集合住宅等の建築構造物による法面対策も考えられる）	○（集合住宅等の建築構造物による法面対策も考えられる）	○（集合住宅等の建築構造物による法面対策も考えられる）	○（集合住宅等の建築構造物による法面対策も考えられる）
	法面の切土	△(開発敷地内で施工可能な範囲のみ)	△(開発敷地内で施工可能な範囲のみ、開発計画敷地面より高さ 5m 以上が切土)	△(開発敷地内で施工可能な範囲のみ、急傾斜部分のみ切土)	△(開発敷地内で施工可能な範囲のみ)
	法面の盛土	△（急傾斜地残斜面の高さが 5m 以上の場合、法面保護施設・切土との併用）	△（急傾斜地残斜面の高さが 5m 以上の場合、法面保護施設・切土との併用）	△（急傾斜地残斜面の高さが 5m 以上の場合、法面保護施設・切土との併用）	△（急傾斜地残斜面の高さが 5m 以上の場合、法面保護施設・切土との併用）
	待ち受け擁壁	○	○	○	○
	待ち受け盛土	○	○	○	○
【ケース2】開発位置；がけ下 敷地境界；がけ下	待ち受け擁壁	○	○	○	○
	待ち受け盛土	○	○	○	○
【ケース3】開発位置；がけ下 敷地境界；がけ中央	法面保護施設	△（がけ面上部に未対策斜面が残る）	△（がけ面上部に未対策斜面が残る）	△（がけ面上部に未対策斜面が残る）	△（がけ面上部に未対策斜面が残る）
	法面の盛土	△（がけ面上部に未対策斜面が残る）	△（がけ面上部に未対策斜面が残る）	△（がけ面上部に未対策斜面が残る）	△（がけ面上部に未対策斜面が残る）
	待ち受け擁壁	○	○	○	○
	待ち受け盛土	○	○	○	○
【ケース4】開発位置；がけ上 敷地境界；がけ下	法面保護施設	○	○	○	○

凡例：○；適用可、△；条件付で適用可

斜面断面形状と対策工（２）

開発敷地と境界の関係	斜面タイプ（断面形状） 対策工法	単一勾配斜面	凸型斜面（上部が緩傾斜、下部が急傾斜）	凹型斜面（下部が緩傾斜、上部が急傾斜）	2 段または複合斜面、
【ケース5】 開発位置；がけ上 敷地境界；がけ中央	法面保護施設	○（敷地境界より下部斜面の高さが 5m 以上の場合は開発困難）	○（敷地境界より下部斜面の高さが 5m 以上の場合は開発困難）	○（敷地境界より下部斜面の高さが 5m 以上の場合は開発困難）	○（敷地境界より下部斜面の高さが 5m 以上の場合は開発困難）
【ケース6】 開発位置；がけ全体 敷地境界；がけ上又は下	法面保護施設	○（集合住宅等の建築構造物による法面対策も考えられる）	○（集合住宅等の建築構造物による法面対策も考えられる）	○（集合住宅等の建築構造物による法面対策も考えられる）	○（集合住宅等の建築構造物による法面対策も考えられる）
	法面の切土	○	○	○	○
	法面の盛土	△（法面保護施設・切土との併用）	△（法面保護施設・切土との併用）	△（法面保護施設・切土との併用）	△（法面保護施設・切土との併用）
	待ち受け擁壁	△（法面保護施設・切土との併用）	△（法面保護施設・切土との併用）	△（法面保護施設・切土との併用）	△（法面保護施設・切土との併用）
	待ち受け盛土	△（法面保護施設・切土との併用）	△（法面保護施設・切土との併用）	△（法面保護施設・切土との併用）	△（法面保護施設・切土との併用）

凡例：○；適用可、△；条件付で適用可

斜面平面形状と対策工（３）

開発敷地と境界の関係	斜面タイプ(平面形状)対策工法	直線状斜面	凸型尾根型斜面	凹型沢型斜面
【ケース1】 開発位置；がけ下 敷地境界；がけ上	法面保護施設	○ （切盛土工との併用により、対策面積を少なくできる。 集合住宅等の建築構造物による法面対策も考えられる）	○ （切盛土工との併用により、対策面積を少なくできる）	○ （切盛土工との併用により、対策面積を少なくできる）
	法面の切土	△ (開発敷地内で施工可能な範囲のみ、周辺部分とのすり付け部分が敷地外となる可能性が高い)	△ (開発敷地内で施工可能な範囲のみ、開発計画敷地面より高さ 5m 以上が切土)	△ (開発敷地内で施工可能な範囲のみ、周辺部分とのすり付け部分が敷地外となる可能性が高い)
	法面の盛土	△ （急傾斜地残斜面の高さが 5m 以上の場合、法面保護施設・切土との併用）	△ （急傾斜地残斜面の高さが 5m 以上の場合、法面保護施設・切土との併用）	△ （急傾斜地残斜面の高さが 5m 以上の場合、法面保護施設・切土との併用）
	待ち受け擁壁	○	○	○
	待ち受け盛土	○	○	○
【ケース2】 開発位置；がけ下 敷地境界；がけ下	待ち受け擁壁	○	○	○
	待ち受け盛土	○	○	○
【ケース3】 開発位置；がけ下 敷地境界；がけ中央	法面保護施設	△ （がけ面上部に未対策斜面が残る）	△ （がけ面上部に未対策斜面が残る）	△ （がけ面上部に未対策斜面が残る）
	法面の盛土	△ （がけ面上部に未対策斜面が残る）	△ （がけ面上部に未対策斜面が残る）	△ （がけ面上部に未対策斜面が残る）
	待ち受け擁壁	○	○	○
	待ち受け盛土	○	○	○
【ケース4】 開発位置；がけ上 敷地境界；がけ下	法面保護施設	○	○	○
	法面の盛土	△ （がけ面上部に未対策斜面が残る）	△～× （盛土施工範囲が敷地外になる可能性が高い）	△ （がけ面の一部に高さ 5m 以上の未対策斜面が残る可能性がある）

凡例：○；適用可、△；条件付で適用可、×；適用不可

斜面平面形状と対策工（４）

開発敷地と境界の関係	斜面タイプ(平面形状)対策工法	直線状斜面	凸型尾根型斜面	凹型沢型斜面
【ケース5】 開発位置；がけ上 敷地境界；がけ中央	法面保護施設	○ （敷地境界より下部斜面の高さが5m 以上の場合は開発困難）	○ （敷地境界より下部斜面の高さが5m 以上の場合は開発困難）	○ （敷地境界より下部斜面の高さが5m 以上の場合は開発困難）
【ケース6】 開発位置；がけ全体 敷地境界；がけ上又は下	法面保護施設	○ （集合住宅等の建築構造物による法面対策も考えられる）	○ （集合住宅等の建築構造物による法面対策も考えられる）	○ （集合住宅等の建築構造物による法面対策も考えられる）
	法面の切土	○	○	○
	法面の盛土	△ （法面保護施設・切土との併用）	△ （法面保護施設・切土との併用）	△ （法面保護施設・切土との併用）
	待ち受け擁壁	△ （法面保護施設・切土との併用）	△ （法面保護施設・切土との併用）	△ （法面保護施設・切土との併用）
	待ち受け盛土	△ （法面保護施設・切土との併用）	△ （法面保護施設・切土との併用）	△ （法面保護施設・切土との併用）

凡例：○；適用可、△；条件付で適用可、×；適用不可

②　待受け式擁壁の設計計算例

待受け式擁壁の設計計算例
(移動の高さを0.75mとした場合)

1 設計条件

1．1 設置位置

急傾斜地の下端からの水平距離: X = 2.0 m

1．2 構造寸法

擁壁高: h = 1.90 m

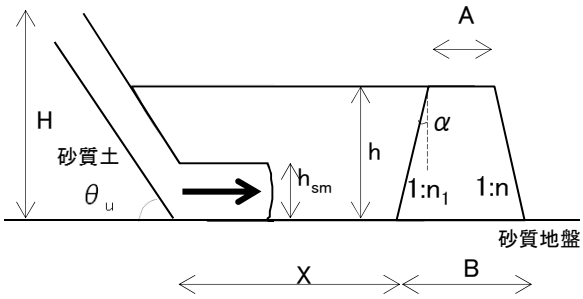
擁壁天端幅: A = 0.30 m

がけ側法勾配: n_1 = 0.4 (1:n_1)

(鉛直面となす角: α = 21.8 °)

下流側法勾配: n_2 = 0.3 (1:n_2)

擁壁底面幅: B = 1.63 m



1．3 急傾斜地

急傾斜地の高さ: H = 20 m

急傾斜地の傾斜度: θ_u = 40 °

急傾斜地の下端に隣接する急傾斜地以外の土地の傾斜度: θ_d = 0 °

1．4 急傾斜地の崩壊に伴う土石等(堆積時)

土石等の単位体積重量 γ = 17.6 kN/m^3

土石等の内部摩擦角: ϕ_1 = 30 °

土石等の堆積高さ h = 1.9 m

壁面摩擦角: δ = 20 ° (δ = 2 / 3 ϕ)

1．5 急傾斜地の崩壊に伴う土石等(移動時)

土質: 砂質土

土石等の密度: ρ_m = 1.8 t/m^3

土石等の比重: σ = 2.6

土石等の容積濃度: c = 0.5

土石等の内部摩擦角: ϕ_2 = 20 °

土石等の流体抵抗係数: f_b = 0.025

土石等の移動高さ h_{sm} = 0.75 m

重力加速度: g = 9.8 m/s^2

待ち受け擁壁による衝撃力緩和係数(仮称) α = 0.5

1．6 コンクリート

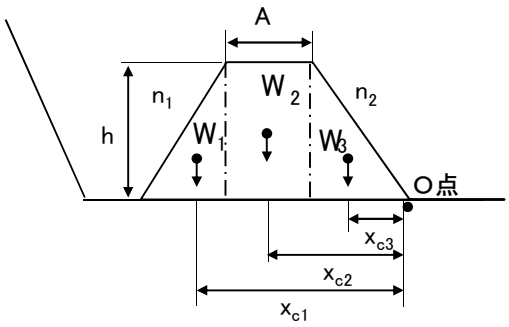
コンクリートの単位体積重量: γ_c = 23.0 kN/m^3 (無筋コンクリート)

1・7 支持地盤

土質: 砂質地盤

2 荷重

2．1 自重



重 量

W_1 = 1 / 2 × n_1 × h ^ 2 × γ_c

= 1 / 2 × 0.4 × 1.90 ^ 2 × 23.0 = 16.6 kN/m

O点からの距離

X_{C1} = 1 / 3 × n_1 × h + A + n_2 × h

= 1 / 3 × 0.4 × 1.90 + 0.30 + 0.3 × 1.90 = 1.12 m

重 量

W_2 = A × h × γ_c

= 0.30 × 1.90 × 23.0 = 13.1 kN/m

O点からの距離

X_{C2} = 1 / 2 × A + n_2 × h

= 1 / 2 × 0.30 + 0.3 × 1.90 = 0.72 m

重 量

W_3 = 1 / 2 × n_2 × h ^ 2 × γ_c

= 1 / 2 × 0.3 × 1.90 ^ 2 × 23.0 = 12.5 kN/m

O点からの距離

X_{C3} = 2 / 3 × n_2 × h

= 2 / 3 × 0.3 × 1.90 = 0.38 m

２．２　堆積の力

堆積の力とは、背面に崩土が堆積した際に待受け擁壁にかかる荷重で、次式のとおり主働土圧（P_A)を求める。

$$P_A = F_{sa} \times h \times 0.5$$

$$F_{sa} = \frac{\gamma \times h \times (\cos \phi_1)\hat{}\,2}{\cos \delta \,[\,1 + \{\sin(\phi_1 + \delta) \times \sin \phi_1 / \cos \delta\}\hat{}\,0.5\,]\hat{}\,2}$$

よって

$$F_{sa} = \frac{17.6 \times 1.9 \times (\cos 30)\hat{}\,2}{\cos 20\,[\,1 + \{\sin(30 + 20) \times \sin 30 / \cos 20\}\hat{}\,0.5\,]\hat{}\,2}$$

$$= 9.9 \text{ kN/m}^2$$

主働土圧合力

$$P_A = F_{sa} \times h \times 0.5 = 9.9 \times 1.9 \times 0.5 = 9.4 \text{ kN/m}$$

鉛直成分

$$P_{AV} = P_A \sin(\alpha + \delta) = 9.4 \times \sin(21.8 + 20) = 6.3 \text{ kN/m}$$

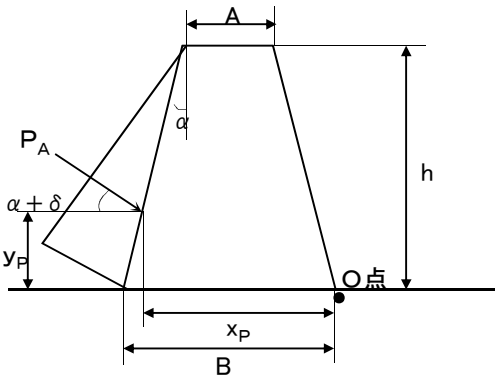
水平成分

$$P_{AH} = P_A \cos(\alpha + \delta) = 9.4 \times \cos(21.8 + 20) = 7.0 \text{ kN/m}$$

堆積の力は三角形分布するものと見なし、O点から作用線までの距離は次式によって求める。

$$y_P = 1 / 3 \times h = 1 / 3 \times 1.90 = 0.63 \text{ m}$$

$$x_P = B - y_P \times \tan \alpha = 1.63 - 0.63 \times \tan 21.8 = 1.38$$



２．３　移動の力

移動の力とは、背面に崩土が衝突した瞬間に待受け擁壁にかかる荷重で、次式のとおり衝撃力(F_A)を求める。

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

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

ここに、

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

$$b_u = \cos\theta_u \left\{ \tan\theta_u - \frac{(\sigma - 1) \times c}{(\sigma - 1) \times c + 1} \times \tan\phi_2 \right\}$$

$$b_d = \cos\theta_d \left\{ \tan\theta_d - \frac{(\sigma - 1) \times c}{(\sigma - 1) \times c + 1} \times \tan\phi_2 \right\}$$

よって、

$$a = \frac{2}{(2.6 - 1) \times 0.5 + 1} 0.025 = 0.0278$$

$$b_u = \cos 40 \left\{ \tan 40 - \frac{(2.6 - 1) \times 0.5}{(2.6 - 1) \times 0.5 + 1} \times \tan 20 \right\} = 0.5189$$

$$b_d = \cos 0 \left\{ \tan 0 - \frac{(2.6 - 1) \times 0.5}{(2.6 - 1) \times 0.5 + 1} \times \tan 20 \right\} = -0.1618$$

$$F_{sm} = 1.8 \times 9.8 \times 0.75 \left[\left[\frac{0.52}{0.03} \times \{ 1 - \exp(-2 \times 0.03 \times 20 / 0.8 \times \sin 40) \} \times \{ \cos(40 - 0) \}^2 \right] \times \exp(-2 \times 0.03 \times 2.0 / 0.75) + \frac{-0.16}{0.03} \{ 1 - \exp(-2 \times 0.03 \times 2.0 / 0.75) \} \right] = 101.9 \ \mathrm{kN/m^2}$$

$$F_A = \alpha \times Fsm \times hsm = 0.5 \times 101.9 \times 0.75 = 38.2 \ \mathrm{kN/m}$$

鉛直成分

$$F_{AV} = F_A \sin\alpha \cos\alpha = 38.2 \times \sin 21.8 \cos 21.8 = 13.2 \ \mathrm{kN/m}$$

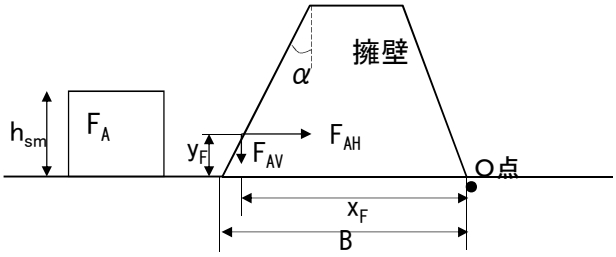
水平成分

$$F_{AH} = F_A (\cos\alpha)^2 = 38.2 \times (\cos 21.8)^2 = 32.9 \ \mathrm{kN/m}$$

移動の力は矩形分布するものと見なし、O点から作用線までの距離は次式によって求める。

y_F = 1 / 2 × h_{sm} = 1 / 2 × 0.75 = 0.38 m

x_F = B − y_F × tan α = 1.63 − 0.38 × tan 21.8 = 1.478 m



3 安定計算

3．1 安全率

主働土圧および衝撃力に対する安定条件は以下のとおりである。主働土圧に対する安全率は常時安全率となるが、衝撃力に対する安全率は異常時の短期荷重を考慮するため、主働土圧に対する安全率より低い値でよい。なお、主働土圧と衝撃力が同時に作用する可能性は低いので考慮しなくてもよい。

・転倒に対する安定

堆積時 $|e| \leqq \frac{B}{3}$

衝撃時 $|e| \leqq \frac{B}{3}$

e: 擁壁底面における荷重の合力の偏心量

・滑動に対する安定

堆積時 $F_s \geqq 1.2$

衝撃時 $F_s \geqq 1.0$

$$F_s = \frac{\Sigma V}{\Sigma H} \times \mu$$

ΣV:擁壁底面にかかる鉛直荷重の合計

ΣH:擁壁底面にかかる水平荷重の合計

μ: 擁壁底面と基礎地盤との摩擦係数

・沈下に対する安定

堆積時 地盤の許容支持力度（砂質地盤）: q_{u1} = 450 kN/m^2 （ F_b = 2.0 ）

衝撃時 地盤の許容支持力度（砂質地盤）: q_{u2} = 900 kN/m^2 （ F_b = 1.0 ）

$q_{u2} = q_{u1} * 2$

３．２ 荷重の集計

荷重の種類	荷重（kN/m）		作用位置（m）		モーメント（kN･m/m）	
	鉛直力V	水平力H	x	y	V･x	H･y
自重W_1	16.6	0.0	1.12	－	18.6	0.0
自重W_2	13.1	0.0	0.72	－	9.4	0.0
自重W_3	12.5	0.0	0.38	－	4.8	0.0
堆積の力	6.3	7.0	1.38	0.63	8.7	4.4
移動の力	13.2	32.9	1.48	0.38	19.5	12.5
堆積時Σ	48.5	7.0	－	－	41.5	4.4
衝撃時Σ	55.4	32.9	－	－	52.3	12.5

荷重の合力位置

堆積時 $d = \dfrac{\Sigma V \cdot x - \Sigma H \cdot y}{\Sigma V} = \dfrac{41.5 - 4.4}{48.5} = 0.76$

衝撃時 $d = \dfrac{\Sigma V \cdot x - \Sigma H \cdot y}{\Sigma V} = \dfrac{52.3 - 12.5}{55.4} = 0.72$

荷重の偏心量

堆積時 $e = \dfrac{B}{2} - d = \dfrac{1.63}{2} - 0.76 = 0.05$

衝撃時 $e = \dfrac{B}{2} - d = \dfrac{1.63}{2} - 0.72 = 0.10$

３．３ 安定計算

（1） 転倒の安全度

堆積時 $|e| = 0.05 \leqq 0.54$ OK

衝撃時 $|e| = 0.10 \leqq 0.54$ OK

（2） 滑動の安全率

支持地盤が 砂質地盤 であるので擁壁底面と基礎地盤との摩擦係数は $\mu =$ 0.6 とする。

堆積時 $F_s = \dfrac{\Sigma V}{\Sigma H} \times \mu = \dfrac{48.5}{7.0} \times 0.6 = 4.2 \geqq 1.2$ OK

衝撃時 $F_s = \dfrac{\Sigma V}{\Sigma H} \times \mu = \dfrac{55.4}{32.9} \times 0.6 = 1.0 \geqq 1.0$ OK

（3） 支持力の安全率

堆積時

下流側 $q_1 = \dfrac{\Sigma V}{B + 6 \times e} = \dfrac{48.5}{1.63 + 6 \times 0.05} = 25.1 \leqq 450$ OK

がけ側 $q_2 = \dfrac{\Sigma V}{B - 6 \times e} = \dfrac{48.5}{1.63 - 6 \times 0.05} = 36.5 \leqq 450$ OK

衝撃時

下流側 $q_1 = \dfrac{\Sigma V}{B + 6 \times e} = \dfrac{55.4}{1.63 + 6 \times 0.10} = 24.8 \leqq 900$ OK

がけ側 $q_2 = \dfrac{\Sigma V}{B - 6 \times e} = \dfrac{55.4}{1.63 - 6 \times 0.10} = 53.8 \leqq 900$ OK