

第3章 対策工事等の設計

3.1 土石等を堆積させる対策施設の設計外力の設定

3.1.1 設計諸定数

(1) 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】

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、施行令第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当たって、県はこれらの定数の値を設定しており、これらの値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指針等に示されている定数を参考とすることもできる。

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 (PEAT)	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/cm³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 (γ)

表 3.3 土石等の単位体積重量設定例

土質	土の単位体積重量 (kN/m ³)	
	緩いもの	密なもの
砂および砂礫	18	20
砂質土	17	19
粘性土	14	18

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

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

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)

表 3.5 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
急傾斜地崩壊防止工事技術指針（平成8年7月）

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

(2) 基礎の支持力等の計算に用いる定数

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

【解 説】

擁壁工や待受け式盛土工の安定性の検討は、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指針等に示されている定数を参考とすることができる。

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/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)	—	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—擁壁工指針—（平成 24 年 7 月）

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 9 3 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
急傾斜地崩壊防止工事技術指針（平成8年7月）

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

3.1.2 設計外力の設定

急傾斜地の崩壊を防止するための擁壁の設計に当たっては、土圧、水圧、地震の影響、浮力及び自重を考慮するものとする。

待受け式盛土工及び待受け式擁壁工の設計に当たっては、土圧、水圧、地震の影響、浮力及び自重のほか、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】

(1) 地山又は裏込め土の土圧

急傾斜地の崩壊を防止するための擁壁の設計に当たって考慮すべき土圧は、地山もしくは裏込め土の土圧である。詳細については、以下に示す「新・斜面崩壊防止工事の設計と実例（急傾斜地崩壊防止工事技術指針）」を参照することとする。

<参考> 新・斜面崩壊防止工事の設計と実例 本編 p. 205～213

10.2.2 荷重の検討

(1) 斜面における土圧の種類

斜面において豪雨時に擁壁に作用する土圧は図 10-5 に示すように 4 種類に分類できるものと考えられる。

地山に接近して重力式擁壁やもたれ擁壁を設置することが多い斜面崩壊防止工事では、すべり面を正しく想定し斜面の全体的な範囲で土圧を検討することが一般に必要である。想定されるすべり面の形としては、①直線すべり面、②円弧すべり面、③複合すべり面、が考えられ、①は図 10-5 の(b)のイ、②・③は図 10-5 の(a)に相当する。擁壁背後の裏込め材料による土圧およびポケット容量の小さな待受式コンクリート擁壁にゆっくりと堆積した土塊からの土圧は図 10-5 の(b)のロに相当する。なお、急傾斜地崩壊防止工事では盛土工が用いられる場合は少ないが、盛土部からの土圧およびポケット容量の大きな待受式コンクリート擁壁工にゆっくりと堆積した土塊からの土圧は図 10-5 の(c)に相当すると考えられる。

また急傾斜地の場合、基岩の上に表土が堆積している場合があり、これに、崩積土が堆積する場合が多い。この場合の擁壁に作用する土圧は裏込め土圧、表土のすべり土圧、崩積土の堆積土圧の合計となる。図 10-5 (d)に作用土圧を示した。

図 10-5 (d)に示す崩積土の堆積勾配は、一般に $20\sim 30^\circ$ 程度と考えられる。

以上のことを要約すると、斜面において豪雨時に擁壁に作用する土圧は以下の4種類に分類できる。

- ① 曲線すべり土塊による土圧
- ② 直線すべり土塊による土圧
- ③ 盛土部擁壁に作用する土圧
- ④ 表土の影響を考慮した土圧

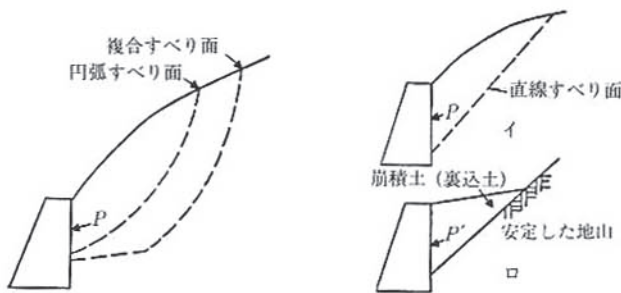
また以上の4種のパターンすべてにおいて地震の影響が考えられる。

④の表土の影響を考慮した土圧は、①、②、③の複合型の荷重となり基本的な考え方はそれに準じるものとする。

(2) 曲線すべり土塊による土圧

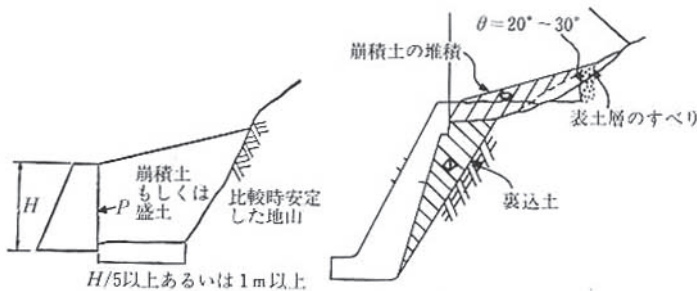
曲線のすべり面を有する場合の土圧を求める基本的考えは、想定すべり面において安定度を検討（安全率を求める）し、それが擁壁工等の抑止力により所定の安定度（計画安全率）となるのに必要な抑止力を求めることによって設計外力としての土圧を考える。

安定度の検討には想定すべり面の形より、①円弧すべり面を有するもの、②非円弧すべり面（複合すべり面）を有するもの、の2つの場合についてそれぞれ計算法が提案されている。①の場合には一般に広く用いられる方法として簡便法（スライス法）があげられる。この計算法は種々の仮定を含んでいるにしても取扱いに便利なことからよく用いられる。一方、②の複合すべり面を有する場合の代表的な計算法にはヤンブー（Janbu）の方法などがあげられる。



(a) 曲線すべり土塊による土圧

(b) 直線すべり土塊による土圧



(c) 盛土部擁壁に作用する土圧

(d) 表土の影響を考慮した土圧

図 10-5 斜面における土圧の分類

る。

以下には最もよく用いられる円弧すべり面のスライス法による方法を具体的に述べる。

(i) すべり面および土質定数が地盤調査等により精度よく決定できる場合には、それらの諸定数を用い擁壁設置時の断面で計画安全率 F_{sp} となるような抑止力（求めるべき土圧） P_r を計算する（図 10-6 参照）。有効応力表示の場合、

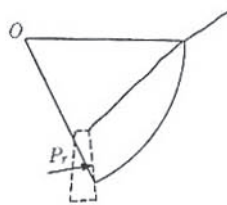


図 10-6 抑止力

$$F_{s,p} = \frac{\Sigma \{c' \cdot \ell + (\Delta W \cos \theta - u \ell) \tan \phi'\} + P_r}{\Sigma \Delta W \cdot \sin \theta} \dots\dots\dots (10.4)$$

ここに、

c' : 有効応力表示の土の粘着力 (tf/m²)

ℓ : スライスの底面長 (m)

ΔW : スライスの重量 (tf/m)

u : スライス底面の間隙圧 (tf/m²)

ϕ' : 有効応力表示の土の内部摩擦角 (°)

全応力表示の場合、

$$F_{s,p} = \frac{\Sigma (c \cdot \ell + \Delta W \cos \theta \cdot \tan \phi) + P_r}{\Sigma \Delta W \cdot \sin \theta} \dots\dots\dots (10.5)$$

c : 土の粘着力 (tf/m²)

ϕ : 土の内部摩擦角 (°)

なお、計画安全率 ($F_{s,p}$) については、原則として1.2以上とする。一般には1.2が用いられるが現地の状況などにより必要と判断される場合などでは、1.2~1.5の範囲で適宜決められる。

地震時についても基本的な考え方は同様とする。しかし、地震時の土の強度(動的強度)は静的強度より大きくなり、常時で求めた c 、 ϕ を使用して地震時の安全率を常時と同じ計画安全率 ($F_{s,p}$)=1.2を使用すると想定荷重が大きくなり現実的ではなくなる。したがって、地震時の計画安全率 ($F_{s,p}$) については1.0以上として検討を行う。

(ii) 例えば地盤内に不連続面が確認できない均質な地山の場合は明確なすべり面の想定が難しい。一般的な斜面の安定計算については本編第2章 2.3.3 および参考編第2章 2.1.4 に詳しく述べているが、ここでは斜面崩壊防止施設を安全側で設計する立場で現状での割切った方法を示す。まず図10-7に示すように最小安全率を与える断面を求め、このすべり面を参考に総合的な判断を加え、想定すべり面を設定し、計算を行う。この際の土質定数 (γ_t : 土の単位体積重量, c' , ϕ' も

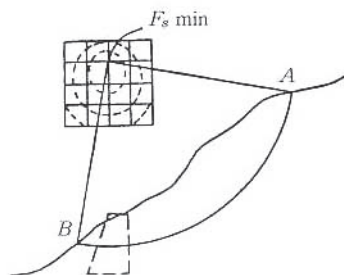


図 10-7 最小安全率を与えるすべり面

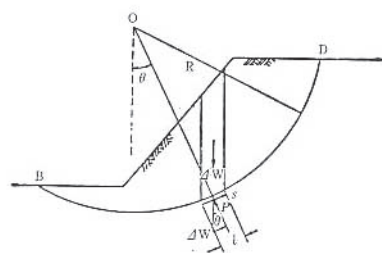


図 10-8 円弧すべりの安定解析

しくは c 、 ϕ 等) は土質試験や既往の調査例等を参考にして設定する。最小安全率を与える断面が想定されたなら、その断面のこれまでの最低の安全率を、

① 斜面に異常、変状や崩壊の徴候がみられる場合 $F_s = 0.95$ 程度

② ただちに崩壊に結びつくような徴候がみられない場合 $F_s = 1.0$

とし、 c 、 ϕ を逆算する。この場合、含水率の変化による値の変動が少ない ϕ を固定して c を求めるという方法が一般に用いられる。なお安全率を求める際の基本式は図 10-8 において、有効応力

表示の場合,

$$F_s = \frac{\Sigma \{c' \cdot \ell + (\Delta W \cos \theta - u \ell) \tan \phi'\}}{\Sigma \Delta W \sin \theta} \dots\dots\dots (10.6)$$

全応力表示の場合,

$$F_s = \frac{\Sigma (c \cdot \ell + \Delta W \cos \theta \cdot \tan \phi)}{\Sigma \Delta W \sin \theta} \dots\dots\dots (10.7)$$

で示される。 c' 、 ϕ' あるいは c 、 ϕ が逆算できたならそれらの値を用い、(i)と同様に擁壁設置時の断面で計画安全率となるような抑止力(求めるべき土圧)を計算する。土圧の作用点はすべり面と擁壁背面が交わる点から、擁壁高(すべり面上の擁壁高)の1/3の高さの位置とする。土圧の作用方向は擁壁背面ののり線方向から $2/3 \cdot \phi$ 傾く方向とする。

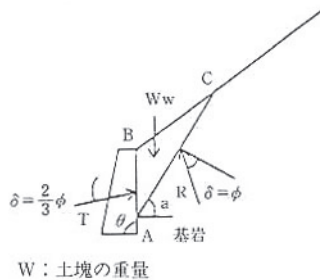
(3) 直線すべり土塊による土圧

① 直線すべり面を有する場合

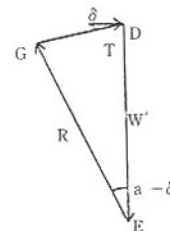
直線すべり面を有する場合の土圧は、擁壁の背後に切土面など裏込め土と異質面の境界面が接しており、土圧の大きさが境界面の存在を受け通常の盛土部の場合と異なってくる。

また、切土面自体が安定していると判断される場合には、裏込め土のみによる土圧を考慮すればよいが、この場合でも通常の盛土擁壁における土圧に比較して切土面の位置、勾配、粗度、排水面などの状態により大きく変化する場合がある。表 10-4 に直線すべり面を有する場合の基本的な考え方を示す。

a. 粘着力を考慮しない場合のくさびの考え方

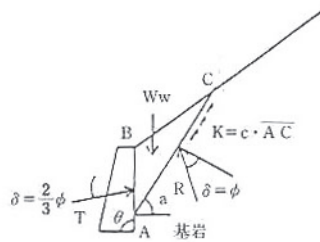


W：土塊の重量

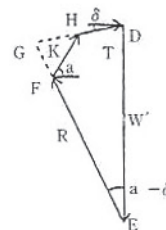


R：すべり面における反力
T：壁面に作用する土圧の反力

b. 粘着力を考慮した場合のくさびの考え方



W：土塊の重量
K：すべり面に沿って作用する粘着力



R：すべり面における反力
T：壁面に作用する土圧の反力

図 10-9 直線すべり土塊からの土圧の解析

表 10-4 直線すべり面を有する場合の基本的な考え方

設 計 条 件	土塊の重量 (W)	すべり面に沿って作用する粘着力 (K)
①明確な直線すべり面が確認される場合 (設計条件が明確である)	$W = \gamma \times \text{土塊面積}$ W : 土塊の重量 γ : 湿潤重量	◇検討する層が試験等により粘着力が確認された場合 →考慮することが可能 ◇上記以外について →考慮しない
②設計上経験的に直線すべりを仮定する場合。この場合作用荷重の大きさが明確でない。	$W = F_s \times \gamma \times \text{土塊面積}$ W : 土塊の重量 γ : 湿潤重量 F_s : 計画安全率	◇検討する層が試験等により粘着力が確認された場合 →考慮することが可能 ◇上記以外について →考慮しない

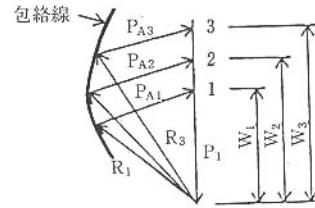
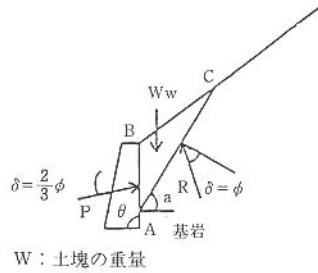
② 明確にすべり面が特定できない場合（試行くさび法）

すべり面の位置が特定できない場合には図 10-10 に示すように、すべり面が特定される場合の土圧の算定方法を用いて異なるすべり面で数回繰り返して最大土圧を与える断面を決定し、そのときの土圧を作用土圧とする。表 10-5 に明確にすべり面が特定できない場合の基本的な考え方を示す。

表 10-5 明確にすべり面が特定できない場合の基本的な考え方

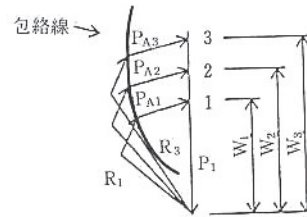
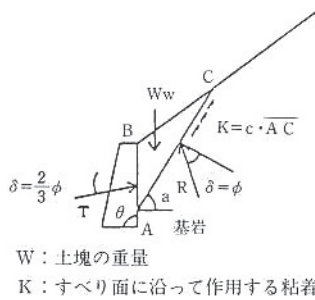
設 計 条 件	土塊の重量 (W)	すべり面に沿って作用する粘着力 (K)
①すべり面が明確でなくすべり面を変化させて最大土圧を求める。	$W = \gamma \times \text{土塊面積}$ W : 土塊の重量 γ : 湿潤重量	◇検討する層が試験等により粘着力が確認された場合 →考慮することが可能 ◇上記以外について →考慮しない

a. 粘着力を考慮しない場合のくさびの考え方



R: すべり面における反力
T: 壁面に作用する土圧の反力

b. 粘着力を考慮した場合のくさびの考え方



R: すべり面における反力
P: 壁面に作用する土圧の反力

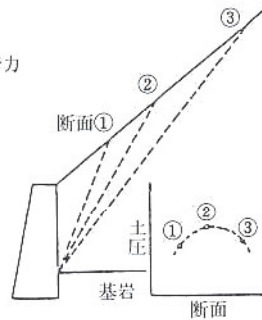


図 10-10 試行くさび法による土圧の算定

(4) 盛土部擁壁に作用する土圧

一般に盛土部擁壁とは擁壁裏込め部分の地形に特殊な条件のないごく普通の平地部の擁壁をいうが、斜面や切土面の勾配が緩くまたその位置が擁壁背面に接近していないなど、これが土圧に影響を与えることがない場合には盛土部擁壁として取り扱うことができる。通常の盛土部擁壁では壁体の変位がある程度許容されるため、壁面に作用する土圧は主動土圧状態に近いと考えられる。したがって土圧の計算はクーロン (Coulomb) やランキン (Rankine) の土圧公式やテルツァギ・ペックの経験土圧図表を用いて行う。本指針においては高さ 5 m 程度

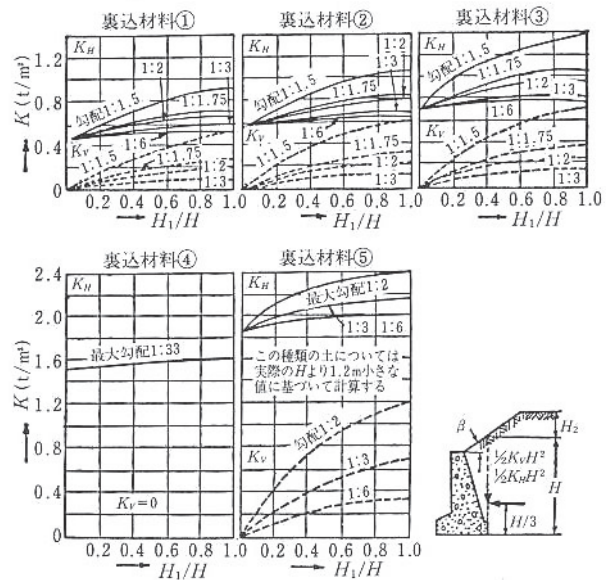


図 10-11 盛土部擁壁の設計に用いる土圧図

以下の擁壁についてはテルツァギ・ペックの経験土圧図表を用い、これを超える擁壁では原則として盛土材料および裏込め材料の土質調査と試験を行い、この結果に基づいて例えばクーロン公式を用いて土圧を算定するものとする。

つまり本指針ではテルツァギの土圧論を応用して、高さ5m以下の擁壁に作用する土圧は図10-11に示す土圧係数を用いて計算するものとしている。図中の記号は裏込め材料を表10-6のように分類したものである。

表 10-6 擁壁裏込め材料の種類

記号	裏込め材料の種類
①	礫、礫質土、砂
②	砂質土
③	シルト、粘性土（ただし、 $w_L < 50\%$ ）
④	軟質な有機質シルト、シルト質粘土
⑤	硬質粘土

高さ5mを超える擁壁でも図10-11を準用することができるが、原則として盛土材料および基礎地盤の土質調査と試験を行い、その結果に基づいて例えばクーロン公式や円弧すべり解析等の手法を用いて照査を行うのがよい。また、 $H_1/H > 1$ の場合、およびこの図表が適用できない形状の擁壁では別途の検討が必要である。

<参 考>

クーロン公式

単位幅の壁面に作用する主動土圧合力 (P_A) は次式で与えられる (図10-12参照)。

$$P_A = \frac{1}{2} \cdot K_A \cdot \gamma \cdot H^2 \quad \dots\dots\dots (10.8)$$

$$K_A = \frac{\cos^2(\phi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cdot \cos(\alpha + \delta) \left\{ 1 + \frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta)}{\cos(\alpha + \delta) \cdot \cos(\phi - \beta)} \right\}^2} \quad \dots\dots\dots (10.9)$$

ただし、 $\phi - \beta < 0$ の場合、 $\sin(\phi - \beta) = 0$

ここで、

- K_A : 主動土圧係数
- γ : 裏込め土の単位体積重量 (tf/m³)
- H : 土圧計算に用いる壁高(土圧作用面の高さ) (m)
- α : 壁背面と鉛直面のなす角 (°)
- β : 裏込め表面と水平面のなす角 (°)
- ϕ : 裏込め土の内部摩擦角 (°)
- δ : 壁面摩擦角 (°)

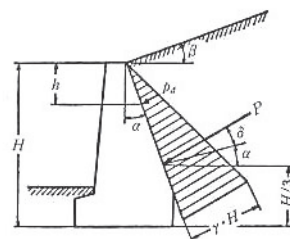


図 10-12 クーロン公式による土圧算定のモデル

重力式擁壁のように土圧が壁面に直接作用する場合

は $\delta = 2/3 \cdot \phi$ を標準とする。ただし擁壁の沈下が特に予想される場合は $\delta = \phi/2$ とする。

なお、この公式を用いる場合一樣な長大のり面をもつ盛土において、のり面勾配と裏込め土の内部摩擦角が近似してくると過大な土圧を与えるので注意を要する。

(5) 地震力 (地震時における土圧)

地震時、構造物はその影響を受け荷重状態が常時の場合と異なってくる。地震力による土圧の変化と壁自体の慣性力の付加がそれである。

しかしこれらの荷重の実際の大きさの推定は簡単でなく、特に破壊的な地震時の状態はまだよくわかっていないが、通常の設計と施工を綿密に行っておけば、震度5～6程度の地震を受けた後でも機能的には耐え得ることが過去の事例および経験により認められている。したがって通常の擁壁ではして複雑な地震安定の検討をすることを略することが多い。ただ構造物が特に大きく地震後の復旧が極めて困難であることが予想されるときには、地震の影響を考慮することが望ましい。

① 盛土擁壁に作用する地震時土圧の検討

裏込め土の排水がよく行われている場合の盛土部擁壁に作用する地震時土圧の計算は次の物部・岡部公式で求めればよい。

$$P_e = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2(1-k_v) \cdot C_e \quad \dots\dots\dots (10.10)$$

$$C_e = \frac{\cos^2(\alpha + \theta_0 - \phi)}{\cos \theta \cdot \cos^2 \alpha \cdot \cos(\alpha + \theta_0) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin \phi \cdot \sin(\phi - \beta - \theta_0)}{\cos(\alpha + \theta) \cdot \cos(\alpha - \beta)}} \right\}^2} \quad \dots\dots\dots (10.11)$$

ただし、 $\phi - \beta - \theta_0 < 0$ のときは、 $\sin(\phi - \beta - \theta_0) = 0$ とする。

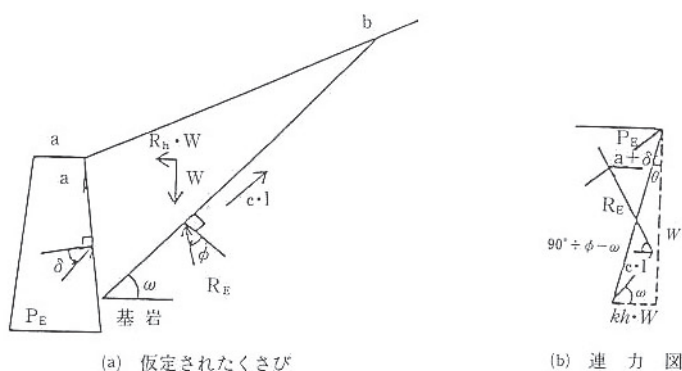
ここで、

- C_e : 地震時主働土圧係数
- θ_0 : 地震合成角 $\theta_0 = \tan^{-1} \frac{k_h}{1-k_v}$
- k_h : 水平震度
- k_v : 鉛直震度

② 試行くさび法による地震時土圧の算定

試行くさび法により地震時土圧を算定するには、図10-13に示すように仮定された土くさびに水平方向の地震時慣性力を作用させ、これを考慮した連力図を解けばよい。この場合、計算に用いる土質定数は土質試験により決定するのがよい。

土圧合力の作用位置は、擁壁の底版下面から $H/3$ の点とし、壁面摩擦角 δ については、土圧



- ここに、 K_h : 設計水平震度
- θ : 地震合成角 $\theta = \tan^{-1} K_h$
- c : 粘着力 (tf/m²)
- l : 仮定したすべり線の長さ (m)
- γ : 単位体積重量 (tf/m³)
- ϕ : 内部摩擦角 (°)

図 10-13 地震時土圧の算定法

がコンクリート壁面に直接作用する場合には $\delta = \frac{\phi}{2}$ としてよい。また片持ばり式擁壁において、土中の鉛直仮想背面に土圧を作用させる場合は、式 (10.12) によるのがよい。

$$\tan \delta = \frac{\sin \phi \cdot \sin(\theta + \Delta - \beta)}{1 - \sin \phi \cdot \cos(\theta + \Delta - \beta)} \dots\dots\dots (10.12)$$

ここに

$$\sin \Delta = \frac{\sin(\beta + \theta)}{\sin \phi} \dots\dots\dots (10.13)$$

ただし、 $\beta + \theta \geq \phi$ となるときは、 $\delta = \phi$ とする。

なお地震の影響の考え方に関しては、「道路橋示方書・同解説 V耐震設計編」¹⁰⁻⁶などを参考にするとよい。

(6) 豪雨時の土圧計算の問題点

地震時の土圧については(5)において述べたが、集中豪雨等における土圧の問題がある。豪雨時は常時よりも擁壁等に作用する土圧がふえる傾向にあることは容易に予想されるが、現在用いられている土圧計算では常時と豪雨時に分けて計算する方法がとられていない。

降雨によって土圧増大をもたらす要因として、①間隙水圧の発生および増大、②土塊の重量増による滑動力の増大、③土の含水量増加による強度低下、の3つが考えられる。②については土圧計算で湿潤重量をとることで折り込み済みであるが、①・③については一般には施工時に背面の排水を十分行うことによってカバーし、特別な場合以外は考慮されていないのが現状である。湧水箇所での擁壁等では特に背面の排水を十分行う必要があり、また場合によっては①・③を考慮して土圧を検討しなければならない。

(2) 水圧

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

(3) 浮力

水際や地下水位以下に擁壁が設置される場合には、擁壁の底面に作用する上向きの静水圧によって生じる浮力を考慮する。

(4) 地震時の影響

2 m以上の高さの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。設計手法として震度法や動的解析法があるが、一般的には震度法が用いられている。この際、設計水平震度 k_h は次の式で与えられる。この詳細については「宅地防災マニュアル 耐震対策」及び「新・斜面崩壊防止工事の設計と実例（急傾斜地崩壊防止工事技術指針）地震時における安定」を参照すること。

$$k_h = \Delta_1 \cdot \Delta_2 \cdot \Delta_3 \cdot k_o$$

ここに、

k_h : 設計水平震度

k_o : 標準設計水平震度

Δ_1 : 地域別補正係数

Δ_2 : 地盤別補正係数

Δ_3 : 用途別補正係数

(5) 急傾斜地崩壊による移動の力及び堆積の力

待受け式盛土工及び待受け式擁壁工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 急傾斜地崩壊に伴う力及び高さの考え方

衝撃に関する事項	考 え 方
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
移動の高さ	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
堆積の高さ	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。その後、土石等の堆積によって擁壁等に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。

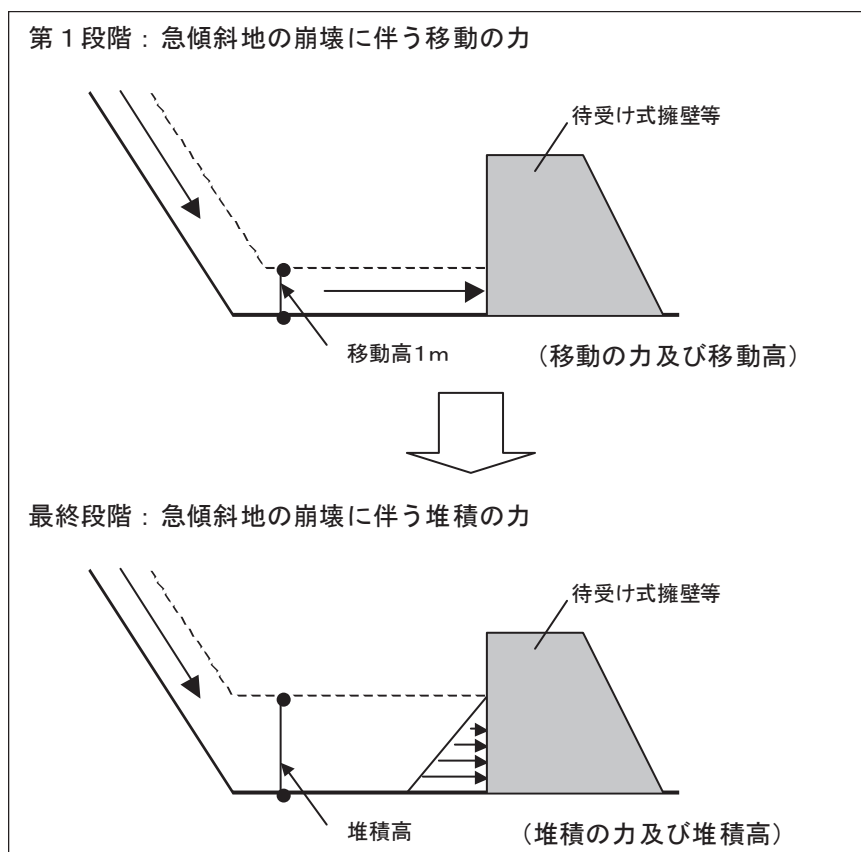


図 3.1 移動の力と堆積の力の概念図

1) 移動の高さ

崩壊による移動の高さについては、災害履歴調査等の結果から明らかな場合を除いて 1.0m に設定する。

2) 移動の力

待受け式擁壁等に作用する移動の力は次式で与えられる。

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

ここに、

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

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

F_{sm}^{*1} : 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 (kN/m²)

ρ_m^{*3} : 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)

g : 重力加速度 (m/s²)

h_{sm} : 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 (h_{sm}=1.0m)

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^{*2} : 急傾斜地の傾斜度 (°)

θ_d^{*2} : 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(°)

σ^{*3} : 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

c^{*3} : 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

ϕ^{*3} : 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($\phi=30^\circ$)

f_b^{*3} : 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

H^{*2} : 急傾斜地の高さ (m)

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、「施行令第3条第1号イ」に規定されている方法に基づいている。

* 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福岡県による基礎調査の結果を用いる。急傾斜地の地形改変を行う場合は、開発計画に基づいた急傾斜地の高さ及び傾斜度を用いるものとする。

* 3 : 「3.1.1 設計諸定数」を参照すること。

3) 堆積の高さ

ア 堆積の高さの計算位置

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の高さ以上にしなければならない。その堆積の高さ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。

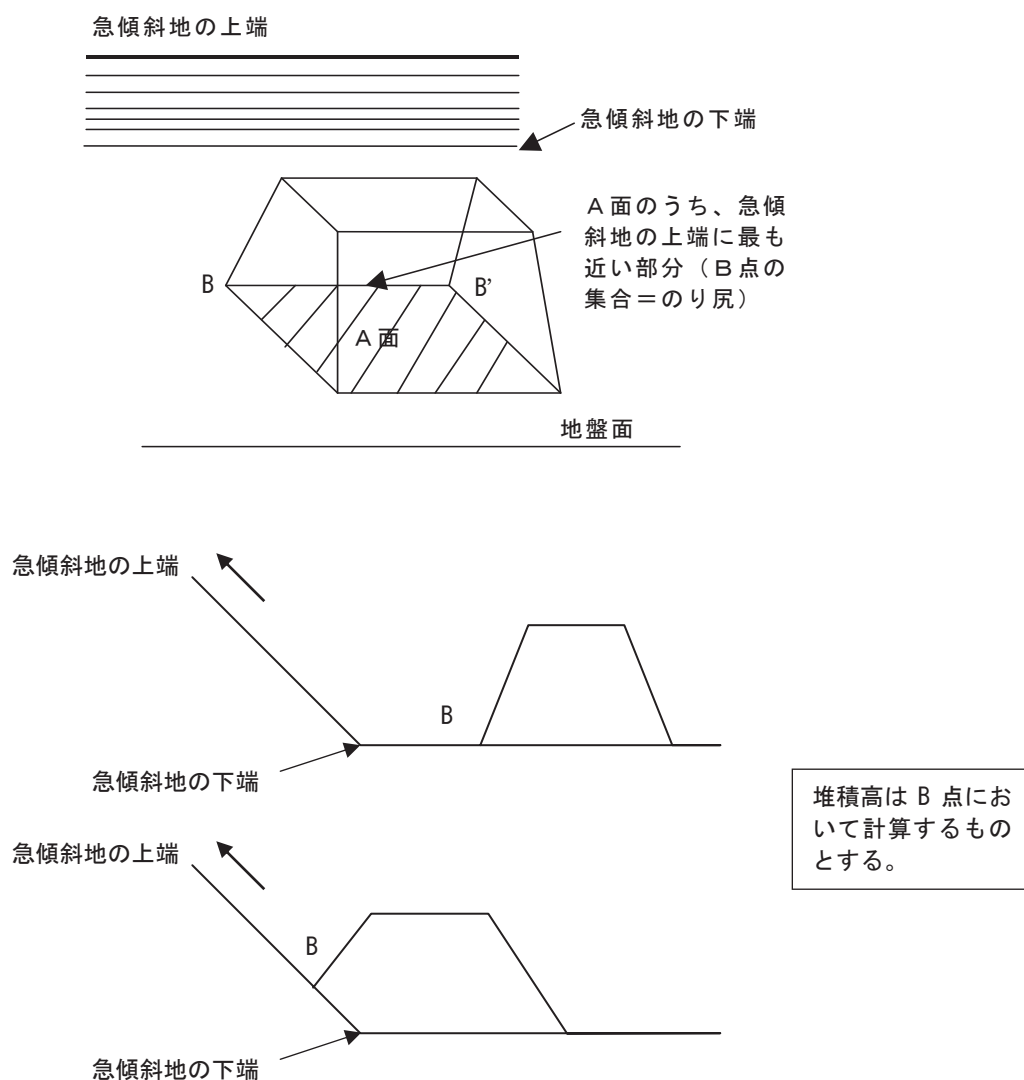


図 3.2 移動の力、堆積の力及び堆積高の計算位置

イ 堆積の高さの計算

堆積高の算出に当たっては、まず水平に土石等が堆積するときの堆積高： h_1 (m) を算出し、得られた値をもとに土石等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。

$$h = \frac{1}{2} \left(\sqrt{W^2 \tan^2 \phi + 4Wh_1 \tan \phi} - W \tan \phi \right)$$

ここに、

- h : 土石等が堆積勾配をもって堆積するときの堆積の高さ (m)
 W *1 : 最大崩壊幅 (m)
 ϕ : 堆積勾配 ($\phi = 30^\circ$)
 h_1 : 次の式により計算した土石等が水平に堆積するときの堆積の高さ (m)
 *1 : 表 3.11のとおりとする。

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

ここに、

- X : 急傾斜地下端からの距離 (m)
 S *1 : 土石等の断面積 (単位幅あたりの土石等の量 ; m²) ($S = V/W$)
 V *1 : 崩壊土量 (m³)
 θ_u : 斜面勾配 (度)
 *1 : 表 3.11のとおりとする。

表 3.11 急傾斜地の高さごとの崩壊土量

急傾斜地の高さ H (m)	崩壊土量 V(m ³)	最大崩壊幅 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

出典：福岡県基礎調査マニュアル(案)

4) 堆積の力

待受け式擁壁等に作用する堆積の力は、次式によって与えられる。

$$P_A = \frac{1}{2} F_{sa} h$$

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

ここに、

- F_{sa}^{*1} : 急傾斜地の崩壊に伴う土石等の堆積により待受け式擁壁等に作用すると想定される力の大きさ (kN/m²)
- γ^{*2} : 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/m³)
- h : 土石等が堆積勾配をもって堆積するときの高さ(m)
- ϕ^{*2} : 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 (°)
- δ^{*3} : 壁面摩擦角 (°)
- * 1 : ここで定義する堆積の力の算出方法は、「施行令第3条第1号ロ」に規定されている方法に基づいている。
- * 2 : 「3.1.1 設計諸定数」を参照。
- * 3 : 壁面摩擦角は土圧の作用面の部材によって表 3.12のとおりとする。

表 3.12 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	$\delta = \phi$

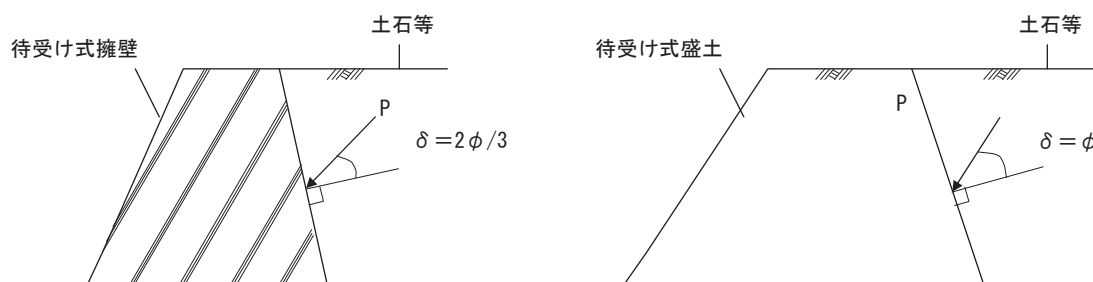


図 3.3 力の作用面と壁面摩擦角

(6) 地震時の影響

擁壁の設計にあ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の組み合わせで設計を行う。この際、設計水平震度 k_h は「新・斜面崩壊防止工事の設計と実例(急傾斜地崩壊防止工事技術指針)」に記載された次式を用いることができる。また「宅地防災マニュアル(耐震対策)」が参考となる。

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

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

<参考> 新・斜面崩壊防止工事の設計と実例 本編 p. 213～215

(7) 荷重の種類および組み合わせ

擁壁に作用する荷重には一般に自重、載荷重、土圧のほか、浮力、衝撃力、水圧、積雪荷重、地震による荷重などが考えられる。このうち斜面崩壊防止工事における擁壁工では設計に用いる荷重は通常自重および土圧の組み合わせとする。

なお、地震を考慮する場合は自重、地震時土圧および地震時慣性力の組み合わせとする。この際、設計水平震度 k_h は式 (10.14) により算出するものとする。

$$k_h = C_z \cdot C_G \cdot C_I \cdot C_T \cdot k_{h0} \quad \dots\dots\dots (10.14)$$

ここに、 k_h ：設計水平震度

k_{h0} ：標準設計水平震度 (0.15とする)

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 (1.0とする)

C_T ：固有周期別補正係数 (1.0とする)

① 地域別補正係数

地域別補正係数は、地域区分に応じて表 10-7 の値とする。ただし、地域区分の境界線上にある場合は、係数の大きい方をとるものとする。

② 地盤別補正係数

地盤別補正係数は、地盤種別に応じて表 10-8 の値とする。地盤種別は、原則として式 (10.15) で算出される地盤の特性値 T_c をもとに表 10-9 により区別するものとする。地表面が基盤面と一致する場合は I 種地盤とする。

表 10-7 地域別補正係数 c_s

地域区分	補正係数 c_s	対象地域
A	1.0	下記 2 地域以外の地域
B	0.85	「Zの数値, R _i 及び A _i を算出する方法並びに地盤が著しく軟弱な区域として特定行政庁が指定する基準」(昭和55年11月27日建設省告示第1793号)第1項 (Zの数値) 表中(二)に掲げる地域
C	0.7	「Zの数値, R _i 及び A _i を算出する方法並びに地盤が著しく軟弱な区域として特定行政庁が指定する基準」(昭和55年11月27日建設省告示第1793号)第1項 (Zの数値) 表中(三)および(四)に掲げる地域

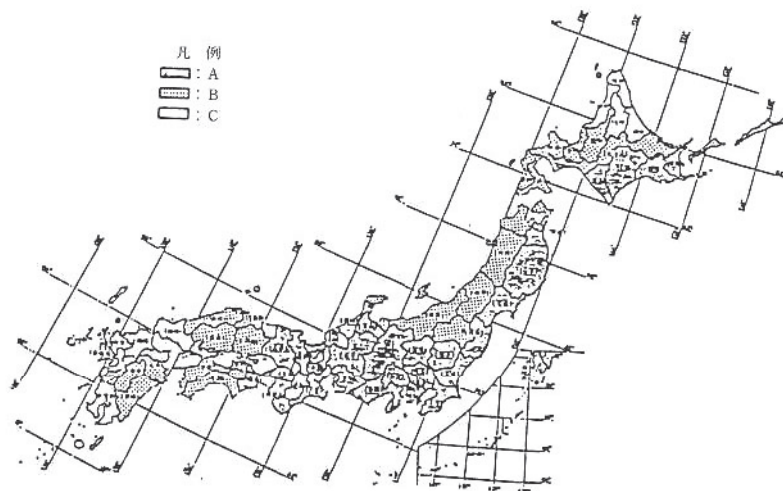


図 10-14 地域別補正係数

$$T_G = 4 \sum_{i=1} \frac{H_i}{V_{a_i}} \quad \dots\dots\dots (10.15)$$

ここに,

T_G : 地盤の特性値 (s)

H_i : i 番目の地層の厚さ (m)

V_{a_i} : i 番目の地層の平均せん断弾性波速度 (m/s) 値は式 (10.16) によるものとする。

粘性土層の場合

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

砂質土層の場合

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

表 10-8 地盤別補正係数 C_G

地盤種別	I 種	II 種	III 種
補正係数 C_G	0.8	1.0	1.2

..... (10.16)

N_i : 標準貫入試験による i 番目の地層平均 N 値

i: 当該地盤が地表面から基盤面まで n 層に区分けられるときの, 地表面から i 番目の地層の番号。基盤面とは, 粘性土層の場合は N 値が 25 以上, 砂質土層の場合は N 値が 50 以

表 10-9 耐震設計上の地盤種別

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

上の地層の上面, もしくはせん断弾性波速度が300m/s 程度以上の地層の上面をいう。
また, 擁壁の地震時慣性力は重心Gを通過して, 水平方向に $k_h \cdot w$ (w : 擁壁自重) として作用させる。

自重の計算に用いる材料の単位体積重量は次のとおりとする。

(i) 鉄筋コンクリートおよびコンクリートの単位体積重量

コンクリート 2.35tf/m³

鉄筋コンクリート 2.50tf/m³

(ii) 土の単位体積重量は土質試験結果をもとにして決定するのが望ましいが, 高さが8.0 m 以下の擁壁では土質試験によらないで表 10-10 の値を用いてもよい。

表 10-10 裏込め土の種類および単位体積重量

裏込め土の種類	単位体積重量 (tf/m ³)
礫, 礫質土	2.0
砂, 砂質土	1.9
シルト, 粘性土 (ただし $W_L < 50\%$)	1.8

3.1.3 対策施設の効果評価に関する考え方

(1) 土留又はのり面保護施設と待受け式盛土又は待受け式擁壁を組み合わせる場合

土留又はのり面保護施設と待受け式盛土又は待受け式擁壁を組み合わせた対策工事の例を図3.4に示す。

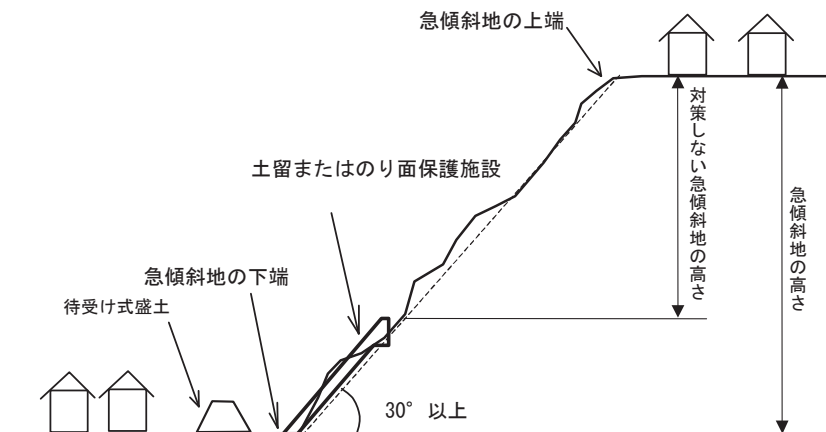


図 3.4 急傾斜地の下部を対策する場合

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。

1) 急傾斜地の下部に既設構造物がある場合

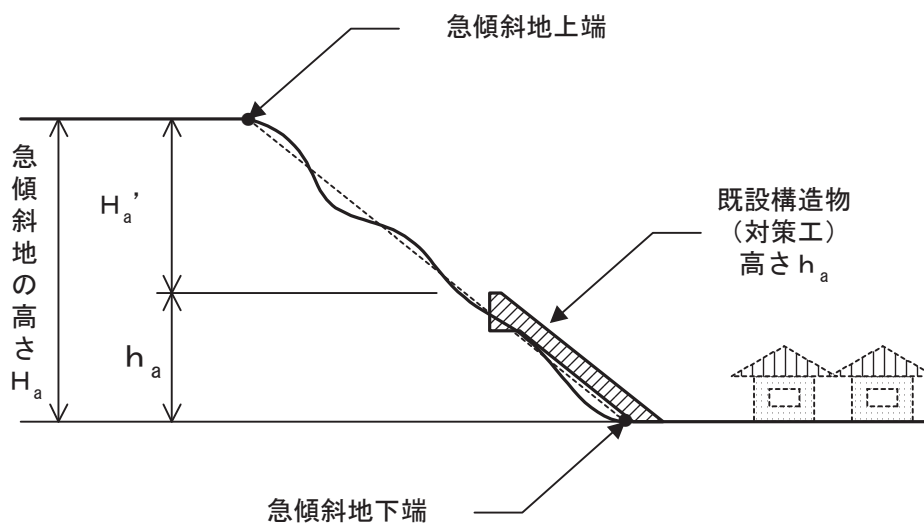


図 3.5 急傾斜地の下部に既設構造物がある場合

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。

ア 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）及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基に、計算するものとする。

イ 堆積の力の設定

堆積の力は、急傾斜地から崩落する土石等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。

2) 急傾斜地の上部また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）

急傾斜地の下部に土砂災害防止施設等が未設置の部分があるとき、下部が侵食、崩壊し、上部・中部の原因地对策施設設置部に崩壊が拡大するおそれがある場合は、無効とする。ただし、急傾斜地の下部に土砂災害防止施設等が未設置であっても、上部・中部の原因地对策施設等が想定表層崩壊深以上の深さに基礎を設置した擁壁であるか、又はアンカー等により崩壊抑止効果が見込める施設であるときは、当該施設を有効とする。

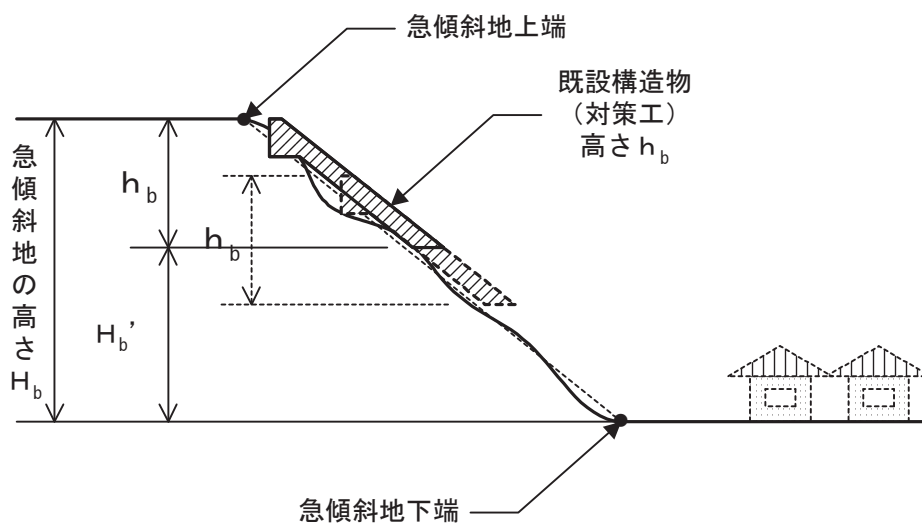


図 3.6 急傾斜地の上部または中間部に既設構造物がある場合

※ 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。

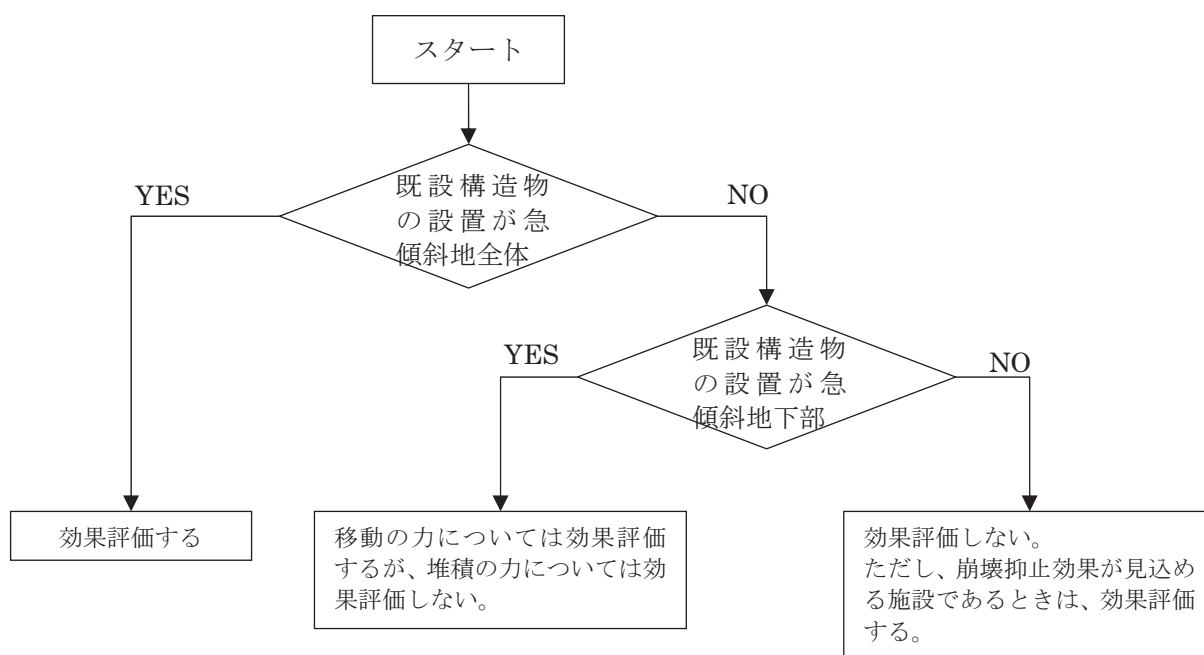


図 3.7 急傾斜地内に既設構造物がある場合の施設効果の考え方

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。

(2) 待受け式盛土と待受け式擁壁を組み合わ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わせた対策工事は図 3.8が例として挙げられる。

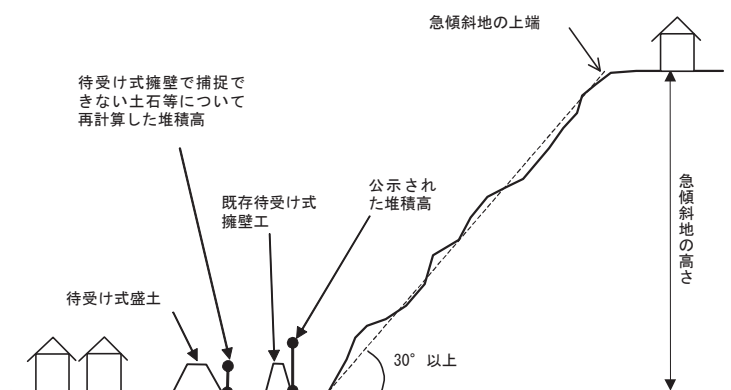


図 3.8 公示されている堆積高より低い待受け式擁壁工を設置する場合

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。

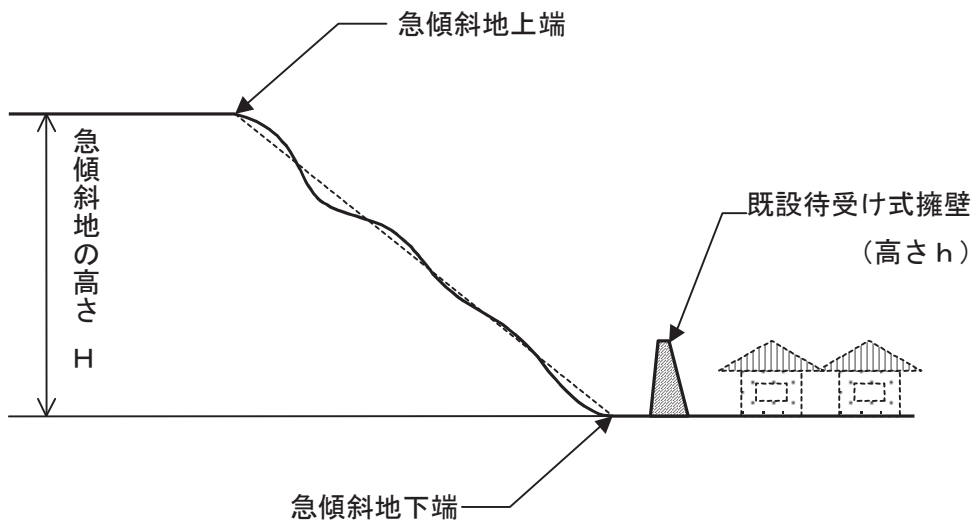


図 3.9 特別警戒区域内に既設待受け式擁壁がある場合

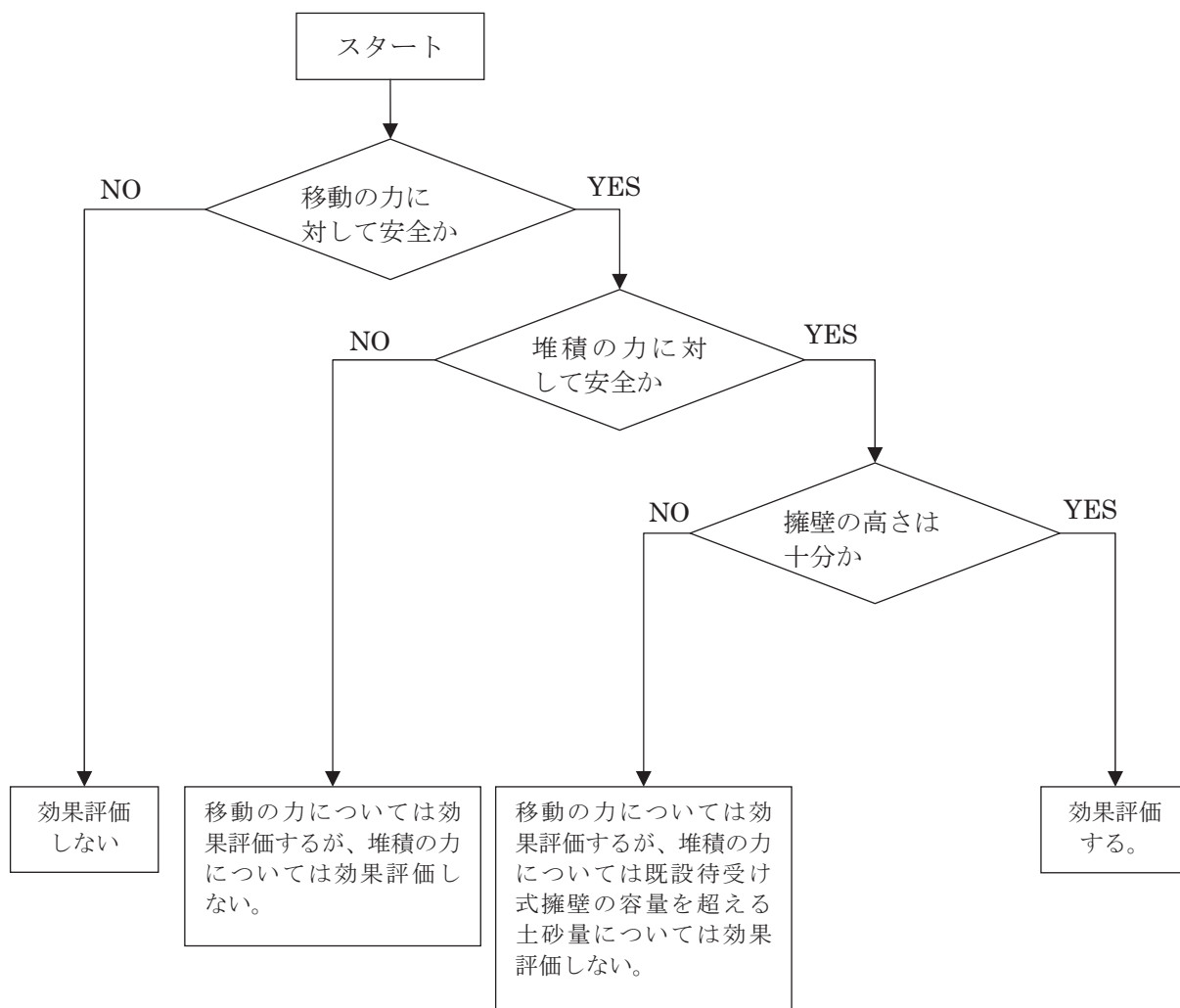


図 3.10 特別警戒区域内に既設待受け式擁壁がある場合の効果評価の考え方

(3) 既設待受け式擁壁が移動及び堆積の力に対して安全かつ高さが堆積の高さ以上の場合

土石等は擁壁で捕捉され、擁壁より下方には土石等が流出しないので移動の力、堆積の力は生じない。

(4) 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

土石等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、土石等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。

(5) 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、擁壁の背後に土石等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。

- 1) 移動の力は、生じないものとして設定しない。
- 2) 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。

(6) 既設待受け擁壁の高さが堆積の高さ以下の場合

土石等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、土石等の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あふ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。

- 1) 移動の力は、生じないものとして設定しない。
- 2) 堆積の力は、擁壁からあふれて下方に流出する土石等の量を計算し、その土石等の量から算出させる堆積高を基にクーロンの土圧算定式で設定する。

3.2 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設計するものとする。

【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。

1) 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。

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

のり切によってのり面の傾斜度を30度未満に、又は高さを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。

(2) 標準切土のり勾配を目安として斜面形状を改良するのり切の設計

1) 一般的留意事項

急傾斜地の崩壊を防止するための対策工事を実施する急傾斜地は、傾斜度が急で作業条件が悪い等の制約を受けるため、のり切の設計に当たっては、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絶えず検討を加え、より合理的な工事が行われるよう処理していくものとする。

のり面が岩石からなる場合は、風化の程度、層理・節理・片理などの発達程度及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) のり勾配

切土高及びのり勾配は、以下に示す「新・斜面崩壊防止工事の設計と実例」の切土の標準のり面勾配によるものとする。ただし、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。

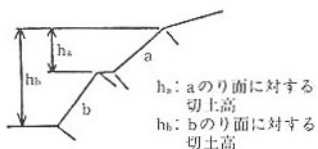
- ① 崩積土、強風化帯、旧地すべり地、崩壊跡地など崩壊を生じやすい斜面
- ② しらす、まさなどの侵食に弱い土砂からなる斜面
- ③ 膨張性岩、第三紀泥岩、蛇紋岩および風化に対する耐久性が弱い岩からなる斜面
- ④ 破碎帯、亀裂の多い岩からなる斜面
- ⑤ 流れ盤の斜面
- ⑥ 地下水が多い斜面
- ⑦ 積雪地、寒冷地の斜面

<参考> 新・斜面崩壊防止工事の設計と実例 本編 p. 135

表 5-1 切土に対する標準のり面勾配⁵⁻¹⁾

地 山 の 土 質		切土高	勾 配
硬 岩			1 : 0.3~1 : 0.8
軟 岩			1 : 0.5~1 : 1.2
砂	密実でない粒度分布の悪いもの		1 : 1.5~
砂 質 土	密実なもの	5 m以下	1 : 0.8~1 : 1.0
		5~10m	1 : 1.0~1 : 1.2
	密実でないもの	5 m以下	1 : 1.0~1 : 1.2
		5~10m	1 : 1.2~1 : 1.5
砂利または岩塊まじり砂質土	密実なもの, または粒度分布のよいもの	10m以下	1 : 0.8~1 : 1.0
		10~15m	1 : 1.0~1 : 1.2
	密実でないもの, または粒度分布の悪いもの	10m以下	1 : 1.0~1 : 1.2
		10~15m	1 : 1.2~1 : 1.5
粘 性 土		10m以下	1 : 0.8~1 : 1.2
岩塊または玉石まじりの粘性土		5 m以下	1 : 1.0~1 : 1.2
		5~10m	1 : 1.2~1 : 1.5

注) ① 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ようにする。



- ・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。

- ② シルトは粘性土に入れる。
- ③ 上表以外の土質は別途考慮する。
- ④ のり面の植生工を計画する場合には表 6-5 他も考慮する。

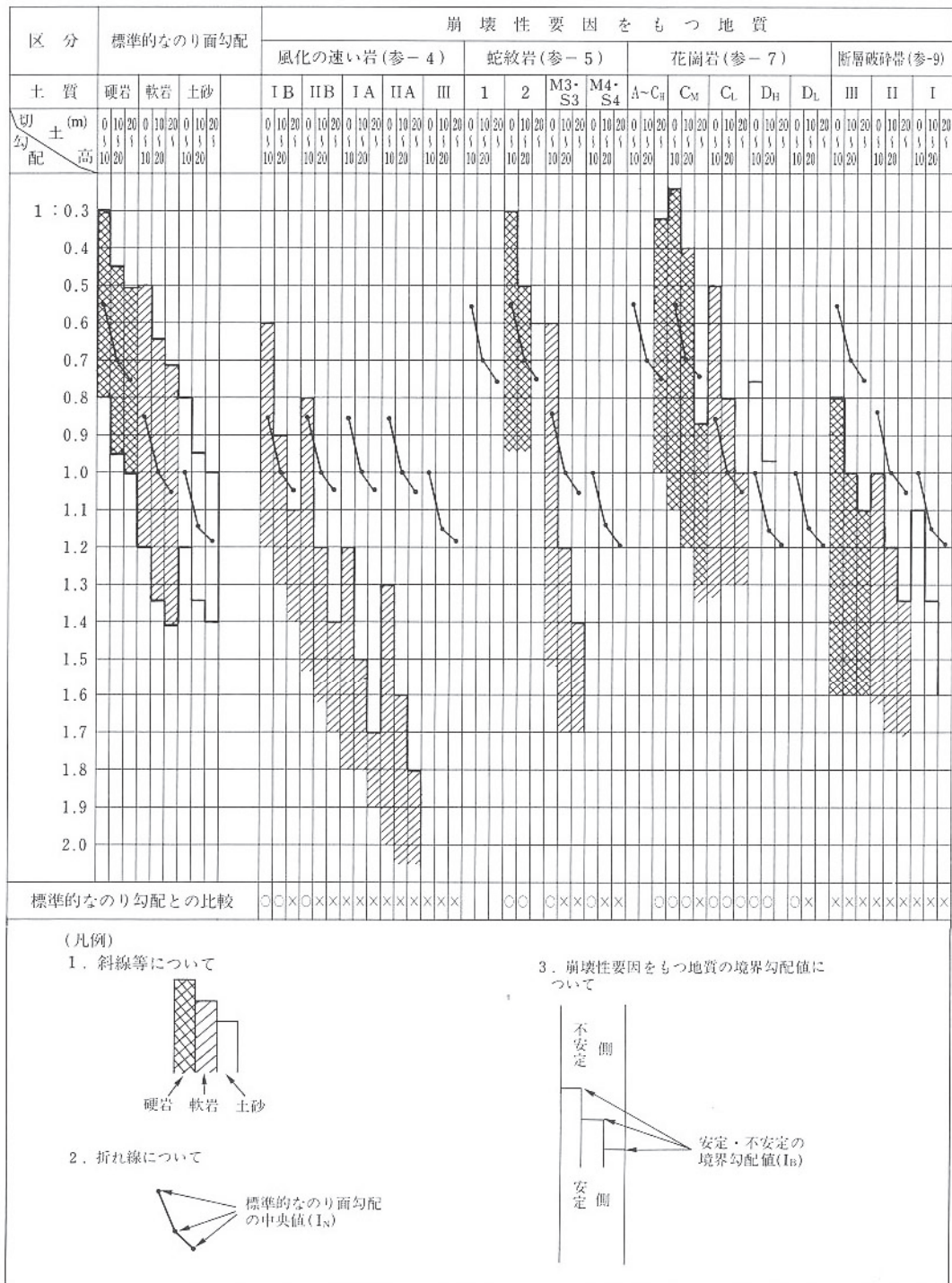
上記のような「崩壊性要因をもつ地質ののり面」の切土のり勾配については、以下を参考にし
て検討することができる。

<参考> 新・斜面崩壊防止工事の設計と実例 参考編 p. 98～99

表 5-1 崩壊性要因をもつ地質

崩壊性要因をもつ地質	代表地質等
侵食に弱い土質	しらす, 山砂, まさ土
固結度の低い土砂や強風化岩	崖錐, 火山灰土, 火山砕屑物 (第四紀), 崩積土や強風化花崗岩等
風化が速い岩	泥岩, 凝灰岩, 頁岩, 粘板岩, 蛇紋岩, 片 岩類等
割れ目の多い岩	片岩類, 頁岩, 蛇紋岩, 花崗岩, 安山岩, チャート等
割れ目が流れ盤となる岩	層理, 節理が斜面の傾斜方向と一致してい る片岩類, 粘板岩等
構造的弱線をもつ地質	断層破砕帯, 旧地すべり地, 崩壊跡地等

表 5-2 標準的なのり面勾配と崩壊性要因をもつ地質のり面勾配の比較



注1. 崩壊性要因をもつ地質のうち土質の欄の記号、安定・不安定の境界勾配値等については図5-8を参照のこと。
 注2. 標準的なのり面勾配の切土高10m以上の勾配は、のり尻とのり肩を結んだ勾配である。
 注3. 標準的なのり面勾配との比較の欄の記号は、標準的なのり面勾配の中央値(I_N)と崩壊性要因をもつ地質の安定・不安定の境界勾配値(I_B)を比較したものである。 $I_B \geq I_N$ であるものは○印で示されており、標準的なのり面勾配の中央値より、多少急でも安定する傾向があることを示している。 $I_N \geq I_B$ であるものは逆に標準的なのり面勾配の中央値より緩勾配にしなければ安定しない傾向があることを示している。

また、のり勾配を決定するにあたっての留意点は以下を参考とする。

<参考> 新・斜面崩壊防止工事の設計と実例 本編 p. 135～142

(1) 崩積土、強風化帯、旧地すべり地、崩壊跡地などの崩壊を生じやすい斜面

崖錐、風化斜面、火山泥流、その他旧崩壊地などでは固結度の低い崩積土等が堆積し、自然斜面の傾斜が地山の限界安定傾斜角を示していることがある。このような箇所では図5-1のような崩壊

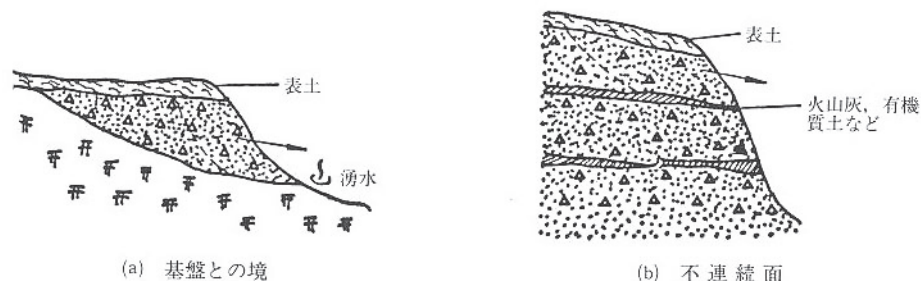


図5-1 崩積土の崩壊模式図

が発生することがあり、一応、安定計算を行うことができる。

これらの斜面の安定を左右する主な要因は次に述べる項目である。

- ① 切土前の地下水位より深く切土するか否か
- ② マトリックス（礫間充填物）の固結度、粒度
- ③ 基盤線がのり面と同じ方向に傾斜しているか否か（流れ盤か）
- ④ 崩壊の履歴があるか

このため、地下水位およびN値（ボーリング調査）、粒度分布および組成（土質試験）、基盤線の形状（ボーリング、弾性波探査、地表踏査等）などを的確に把握しておくことが望ましい。

(2) しらす、まさなどの侵食に弱い土砂からなる斜面

風化花崗岩（まさ土）、砂質火山灰層（しらす）、第四紀洪積世の砂質土（山砂）等で代表される固結度の低い砂質土は、表面水による侵食に弱く、図5-2のような崩壊が生じることが多い。このような土砂を切土する場合、まさ土を除けば、従来は、のり勾配を急にすることで対処することが多かった。しかし、垂直なのり面は侵食を受けにくい、逆に引張破壊を起こして崩壊する危険性が高くなり、かつ、植生等による表面保護が困難であるので、風で砂が飛ばされたり、凍上や剝落

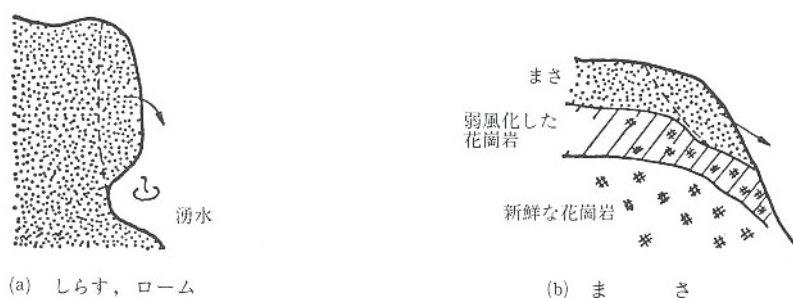


図5-2 侵食に弱い土砂の崩壊模式図

も発生しやすく、また、地震にも弱いといった安定上の負の面が生じる。

したがって、このような土質の場合、のり勾配は固結度や粒度に応じて、一般に、1:0.8～1.5程度（小段を含まない勾配、ただし、硬質および中硬質シラスを除く）の範囲で決定する。

なお、切土のり勾配の検討に先立って、次のような項目について調査・検討を行っておくとよい。

- ① 硬さ：ボーリング調査時のN値、または、踏査時に近隣ののり面で土壌硬度を測定する。

② 侵食されやすさ：土質試験による粒度分布から砂，シルト分の含有量，または，近隣ののり面で侵食の程度を調査する。

これらの値はのり勾配の決定的な条件とはなり得ないが，過去の事例と合わせて総合的に決定する際の参考資料となる。

しらすについては，山中式土壌硬度計を用いた硬度による地山しらすの分類と，切土のり勾配の関係について，鹿児島県しらす対策研究会の「シラス地帯における土工設計施工指針」⁵⁻⁴⁾がある（表 5-2 参照）。また，これとは別に，土質工学会基準（JSF 規格 M2-81）の「硬さによる地山しらすの判別分類法」⁵⁻⁵⁾がある（参考編第 5 章参照）。

表 5-2 シラスの切土のり勾配⁵⁻⁴⁾

土質の区分	のり勾配（割）	摘 要
硬質しらす	1 : 0.3より緩	植生困難
中硬質しらす	1 : 0.5 "	硬度おおよそ27mm 以上で植生困難
	1 : 0.6 "	" 27mm 以下で植生可能
軟質しらす	1 : 0.8 "	" 25mm 以下で植生可能

注 1) ただし直高 2 m 以上に適用。

注 2) 硬質しらす：硬く締まり，硬度はおおよそ 30mm 以上で岩的性状のものまでをいう。

中硬質しらす：硬質しらすと軟質しらすの中間的なもので，硬度がおおよそ 25～30mm の範囲のものを用いる。

軟質しらす：比較的軟らかく，水に対して弱く，硬度がおおよそ 25mm 以下のものを用いる。

(3) 膨張性岩，第三紀泥岩，蛇紋岩，風化に対する耐久性が弱い岩からなる斜面

第三紀の泥岩，頁岩，固結度の低い凝灰岩，蛇紋岩などは，切土による応力開放，その後の乾燥湿潤の繰り返しや凍結融解の繰り返し作用などによって，のり面表層から次第に土砂化して図 5-3 のような崩壊が発生することが多い。

このような斜面では，たとえ掘削時点では硬く安定したのり面でも，切土後時間の経過とともに土砂化しやすく，このため，設計時点から次の点に注意が必要である。

- ① 雨水が流れ込まないように特に処置をする。
- ② 風化をできるだけ抑制するための保護工を行う。

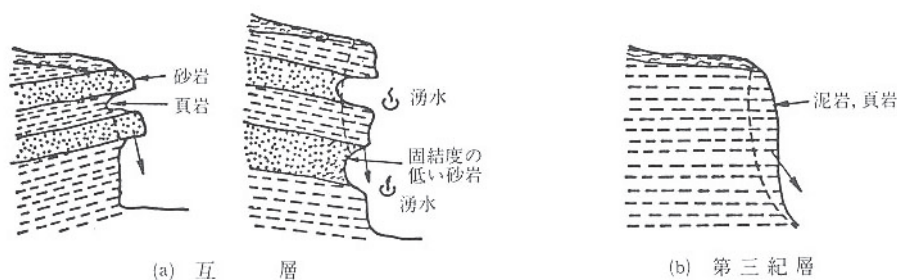


図 5-3 風化に対する耐久性が弱い岩の崩壊模式図

例えば第三紀の泥岩の場合、岩の状態の良いものは小段を含まない勾配で1:0.8~1.0、比較的悪いもので1:1.2の勾配が多い。蛇紋岩の場合、条件の良いものと悪いものとに差があるため10m以上ののり面では1:0.5~1.2の間の広い範囲でのり勾配が採用されている。しかし、切土中に何らかの変状を起こしたものは、結果的に1:1.5~2.0となっているものが多い。

(4) 破碎帯、割目の多い岩からなる斜面

断層破碎帯や風化を受けた岩盤地帯では、地山に多くの亀裂や弱線が発達している。この傾向は中・古生代の堆積岩や古い火成岩等、長期間地殻変動を受けた岩盤地帯に特に顕著に見られる。

このような地山を切土すると、のり面は亀裂や弱線に沿って崩壊を起こすことが多い(図5-4参照)。亀裂等が発達しているか否かを客観的に評価する方法としては、次のようなものが考えられる。

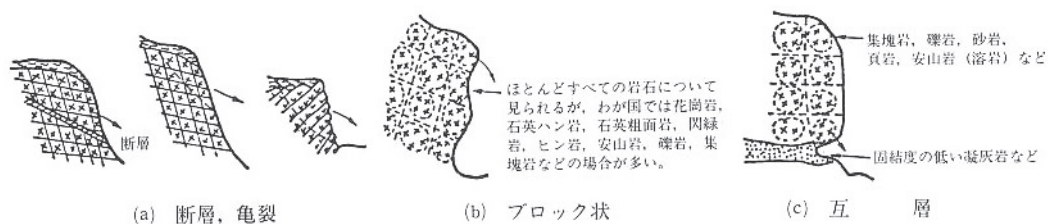


図5-4 破碎帯、亀裂の多い岩の崩壊模式図

- ① RQD (rock quality designation) : これはボーリングにおける一種のコア採取率 (掘進長1m当りの長さ10cm以上のコアの採取総延長と掘進総延長の比(%))である。亀裂が多ければ当然コア採取率は低くなる。しかし、掘削機械および技術者の技能などにより誤差が生じることがあるので、判定に際しては注意を要する。
- ② 亀裂の平均間隔 : 亀裂が多ければ亀裂間隔は小さくなる。しかし、測定頻度、測定位置の違いなど個人差がでる要素を多分に残している。

		弾性波速度 (km/sec)	コア採取率RQD(%)	亀裂の状況
		0 1.0 2.0 3.0 4.0 5.0	0 20 40 60 80 100	
		土壌硬度指数	シュミットハンマー反バツ度	
		10 20 30 40	10 20 30 40 50 60 70	
岩質区分	A	弾性波	RQD	密着 間隔20~50cm
	B			一部開口 5~15cm
	C _{II}			開口部に一部粘土
	C _M			開口部に粘土5cm
	C _I			土砂状・割れ目周辺粘土化
	D _{II}		シュミットハンマー反バツ度	粘土化進行のためクラックなし
土質区分	土-2		RQD=0	黄カッ色
	土-1	土壌硬度		まさ土

図5-5 弾性波速度, RQD, 露頭観察による岩質区分(花崗岩) (「切土ノリ面」⁵⁻⁶⁾による)

- ③ 弾性波探査による地山の伝播速度（P波速度）：弾性波速度は地山を構成している岩自体の硬さと亀裂の発達程度等によって左右される。特に中・古生層や火成岩類のようにもともと硬い岩の場合は、亀裂の多少が弾性波速度を大きく左右する。

なお、弾性波速度、RQD、亀裂の状況による岩質区分の例を図5-5に示す。

(5) 流れ盤の斜面

堆積岩に発達した層理、片岩・片麻岩に発達した片理、火成岩に発達した柱状・板状節理など、一定方向に規則性をもった亀裂が発達している場合で、この亀裂の傾斜の方向とのり面の傾斜の方向が同じ方向となった場合、これはのり面に対して流れ盤の関係になり、図5-6のような崩壊が起こることがある。

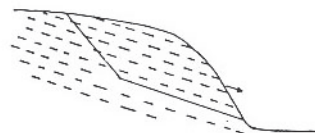


図5-6 流れ盤斜面の崩壊模式図

流れ盤か否かの判定は、現地調査によって亀裂の走向・傾斜を詳細に測定して、それらとのり面の走向（のり尻の方向と考えてよい）との関係から判定する。

道路の切土のり面の実態調査では、流れ盤の場合、一般に、直高10m以上ののり面では1:0.8未満の急な勾配は採用しないほうがよいという結果が報告されている⁵⁻⁶⁾。

なお、流れ盤の判定方法および亀裂等の傾斜角から適正のり勾配を決定する資料を参考編第5章に示す。

(6) 地下水が多い斜面

のり面の崩壊の大部分には直接、間接に地下水が影響していることはいうまでもない（図5-7参照）。したがって、地質条件を問わず湧水が多い地点や地下水位の高い地点を切土する場合、そののり面は不安定な要素をもっており、のり勾配もそれだけ緩くする必要がある。しかし、地下水の多少を評価する方法が定まっていない。評価できたとしてものり勾配に結び付ける資料がない。そのようなことから地下水については、現在のところ安定計算の間隙水圧（地下水位から推定）として考慮する程度にとどめられている。このような地下水の多い地域の切土は、のり勾配の検討以上に排水工の検討を優先的に考える必要がある。

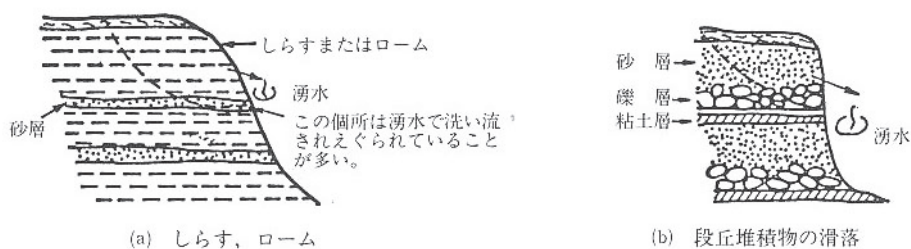


図5-7 地下水が多い斜面での崩壊模式図

(7) 積雪・寒冷地の斜面

豪雪地帯の斜面では、融雪時の雪崩と融雪水による崩壊が、また寒冷地では凍結・融解による表層剥離や落石が問題となる。

(i) 雪崩

一般に雪崩の発生しやすい斜面勾配は1:1.0前後と言われている。しかし、雪崩対策のためのり勾配を緩くすることは、特殊な場合を除いてほとんど行われていない。

(ii) 融雪時の崩壊

融雪時における表面水の流量は豪雨時のそれに劣らない。しかもこの場合、地山はほぼ飽和していることが多く、特に飽和すると強度が低下するシルト分の多い土砂（崩積土、火山泥流、火山灰土、山砂など）における切土のり勾配は一般の標準より緩くなる。このような場合、排水工を十分検討しておくとともに擁壁等の他の施設との併用を検討する必要がある。

(iii) 凍結・融解による表層剝離、落石

凍結・融解によって起こる表層剝離や落石のためのり勾配を緩くすることは一般に少なく、のり面保護工等で対処される。

5.2.3 切土のり面の形状

(1) のり面の形態

切土のり面の形状には一般に次のようなものがある。

- ① 単一勾配のり面
- ② 勾配を土質および岩質により変化させたのり面

地質・土質が深さ方向、縦横方向ともにほぼ等しい場合には一般に①を採用する。地質・土質が異なっても、最も緩い勾配を必要とする土質に合わせれば、図5-8のように単一のり勾配としてもよい。一般に地山は深くなるほど硬くなり、のり勾配はそれに応じて急にすることも可能である。この場合、②を採用することになるが、勾配の変換点には(2)に述べる小段を設けるのが一般的であり、安定性、施工性からいっても得策である。また、土と岩との境界には小段を設け、必要に応じて土層中に排水工を設ける。

ただし、以上述べたことは切土のみの場合であって、実際は防止工の種類、組み合わせ、施工性により決まることが多く、例えば現場打コンクリート枠工の場合は現場打コンクリート枠工の範囲を単一勾配のり面とし、その上部の勾配を緩くしてプレキャスト枠工と枠内を植生工にするような工法が実際に用いられることになる。

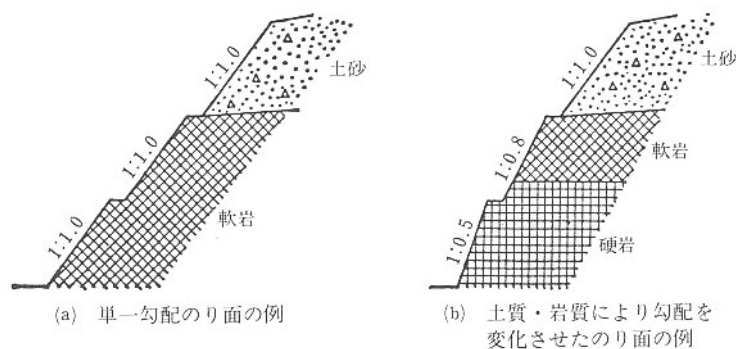


図5-8 地山状態とのり面形状の説明図

(2) のり面のラウンディングおよび小段

(i) のり肩処理

切土のり肩付近は植生も定着しにくく侵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処理したり、フェンス等の防護柵を設置している（図5-9参照）。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。

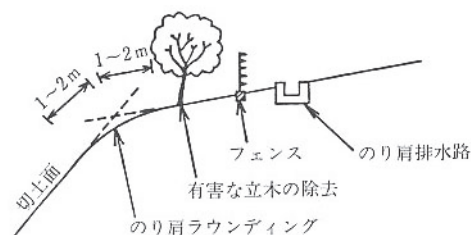


図5-9 のり肩部処理

(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。小段にも必要に応じてラウンディングを考慮することもある。

なお、ラウンディングは図5-10(a)のようにのり面上部から外周縁部にかけて土砂（表土）が比較的厚く存在する場合、最上段のり肩のみでなく、図5-10(b)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。

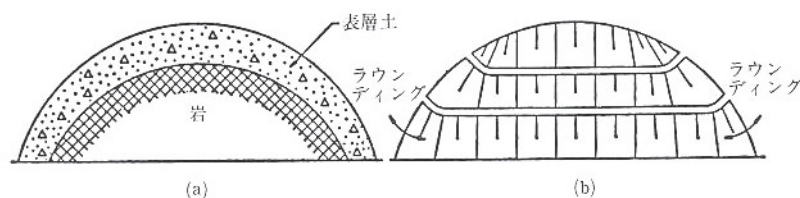


図5-10 縦断方向のラウンディング図

(iii) 小段

小段は以下の通りとする。

- 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5～10m間隔とする。
- ② 小段の幅は1～2m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5-

11(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

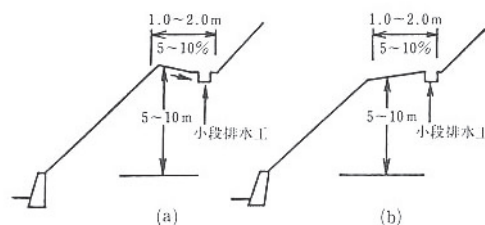


図5-11 小段の設計

より侵食され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侵食されにくいことを確認のうえ、図5-11(b)に示すように、斜面と同じ方向に勾配をつける。