

### 3. 土石等を堆積させる対策施設の設計外力の設定

#### 3-1 設計諸定数

##### 3-1-1 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】

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

#### ① 土石等の密度 ( $\rho_m$ )

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 ( $\sigma$ ) 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。<sup>\*1</sup>

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

\*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

#### ② 土石等の比重 ( $\sigma$ )

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 <sup>3</sup> )
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<sup>3</sup> なので、本表に示す数値は比重と一致する。

### ③ 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<sup>\*2</sup>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

④ 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/m <sup>3</sup> )	
	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 11 年 3 月)

表 3-3 (b) 土石等の単位堆積重量設定例

土質	単位体積重量 (t/m <sup>3</sup> )
砂利又は砂	1.8
砂質土	1.7
シルト、粘土、又はそれらを多量に含む土	1.6

出典: 宅地防災マニュアルの解説 (平成 12 年 5 月)

⑤ 土石等の内部摩擦角 ( $\phi$ )

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 8 年 7 月) 建設省河川局砂防部監修

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 ( $\phi$ ) (内部摩擦角)
礫質土 <sup>注1)</sup>	35°
砂質土	30°
粘性土	25°

注1) 粒径の整った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11年3月）

#### ⑥ 土石等の流体抵抗係数 ( $f_b$ )

土石等の流体抵抗係数とは、土石等が移動する際の抵抗を示す係数で、芦田、江頭らによる流体抵抗係数の実験<sup>\*3</sup>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。

<sup>\*3</sup> 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

### 3-1-2 基礎の支持力等の計算に用いる定数

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

① 地盤の許容支持力

地盤の許容支持力度は、地盤調査結果に基づいて算出するのが原則であるが、高さ2m以下の擁壁で、現地の試験を行うことが困難な場合には、表 3-6 の数値を準用できる。高さ2mを超え建築基準法施行令第142条が適用される擁壁や、宅地造成等規制法または都市計画法にもとづく開発許可の対象となる擁壁の場合は、表 3-7 の数値を準用する。

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 <sup>2</sup> (tf/m <sup>2</sup> ))	備 考	
			q <sub>u</sub> (kN/m <sup>2</sup> (kgf/cm <sup>2</sup> ))	N 値
岩 盤	亀裂の少ない均一な硬岩	1000(100)	10000 以上(100 以上)	—
	亀裂の多い硬岩	600( 60)	10000 以上(100 以上)	—
	軟 岩 ・ 土 丹	300( 30)	1000 以上( 10 以上)	—
礫 層	密 な も の	600( 60)	—	—
	密 で な い も の	300( 30)	—	—
砂 質 地 盤	密 な も の	300( 30)	—	30~50
	中 位 な も の	200( 20)	—	20~30
粘性土 地 盤	非 常 に 硬 い も の	200 ( 20)		15~30
	硬 い も の	100 ( 10)		10~15
	中 位 の も の	50 ( 5)		

出典：道路土工—擁壁工指針—（平成11年3月）日本道路協会

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	

地盤の許容応力度及び基礎ぐいの許容支持力は、国土交通大臣が定める方法によって、地盤調査を行い、その結果に基づいて定めなければならない。ただし、上の表に掲げる地盤の許容支持力度については、地盤の種類に応じて、それぞれ上の表の数値によることができる。

出典：建築基準法施行令第93条

② 基礎底面と地盤との間の摩擦係数と付着力

擁壁の基礎地盤に対する最大摩擦抵抗力は、実況に応じて計算された数値とするが、土質試験などを行うことが困難な場合は、表 3-8 の値を準用できる。但し、高さ 2m を超え建築基準法施行令第 142 条が適用される擁壁や、宅地造成等規制法または都市計画法にもとづく開発許可の対象となる擁壁の場合は、表 3-9 の値を準用する。

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*1 $\mu = \tan \phi B$
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
プレキャストコンクリートでは、基礎底面が岩盤であっても、摩擦係数は 0.6 を超えないものとする。*2		

\*1 現場打コンクリートによるもの

\*2 道路土工—擁壁工指針—(平成 11 年 3 月) 日本道路協会

出典：新・斜面崩壊防止対策工事の設計と実例(平成 8 年 7 月)

建設省河川局砂防部監修

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 (擁壁の基礎底面から少なくとも 15cm までの深さの土を砂利又は砂に置き換えた場合に限る)	0.30

出典：宅地造成等規制法施行令第 7 条

### 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、水圧及び自重を考慮するほか、崩壊の発生に伴う移動及び堆積の力を考慮するものとする。

#### 【解説】

#### 3-2-1 地山又は裏込め土の土圧

急傾斜地の崩壊を防止するための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。

#### 3-2-2 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。

#### 3-2-3 浮力

擁壁が河川などの水際や地下水位以下に設置される場合には、擁壁の底面に作用する上向き静水圧によって生じる浮力を考慮する。詳細については「道路土工 擁壁工指針（平成11年3月）」を参照すること。

#### 3-2-4 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。

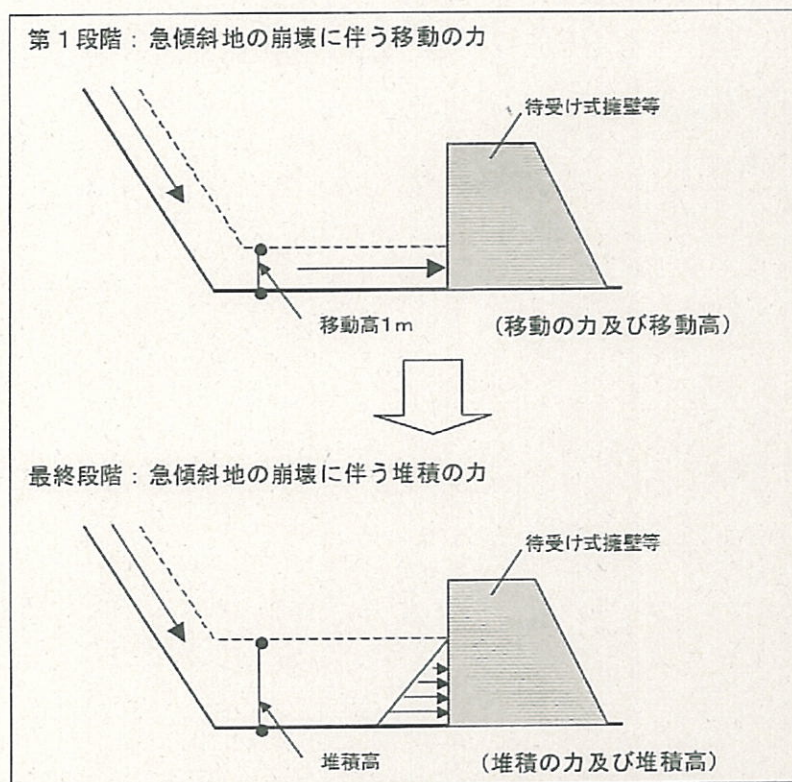


図 3-1 移動の力と堆積の力の概念図

### (1) 移動高

既往の実験、研究成果\*より、移動する土石等の移動高は、崩壊深の 1/2 と報告されている。したがって、土石等が移動するときの移動高は、表層崩壊の崩壊深を 2m の、その 1/2 の 1m とし、待受け式擁壁又は待受け式盛土に作用する急傾斜地の崩壊に伴う移動の力の作用高さは 0~1m とする。なお、状況等により、これ以外の数値が妥当と認められるときはその数値を用いてもよい。

\* 芦田、江頭ら (昭和 57 年度) 京大防災研究所年報 山腹崩壊土の流動機構に関する研究



## (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。

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

ここに、

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

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

$F_A$  : 急傾斜地の崩壊に伴う土石等の移動により待受け式擁壁等に作用する想定される力の大きさ (kN/m) \* 1

$b_u, b_d$  :  $b$  の定義式に含まれる  $\theta$  にそれぞれ  $\theta_u, \theta_d$  を代入した値

$x$  : 急傾斜地の下端からの水平距離 (m)

$H$  : 急傾斜地の高さ (m) \* 2

$h_{sm}$  : 移動高 (m)

$\theta$  : 傾斜度 (°)

$\theta_u$  : 急傾斜地の傾斜度 (°) \* 2

$\theta_d$  : 急傾斜地の下端からの平坦部の傾斜度 (°) \* 2

$\rho_m$  : 急傾斜地の崩壊に伴う土石等の密度 (t/m<sup>3</sup>) \* 3

$g$  : 重力加速度 (m/s<sup>2</sup>)

$\sigma$  : 土石等の密度 (t/m<sup>3</sup>) \* 3

$c$  : 土石等の容積濃度 \* 3

$f_b$  : 土石等の流体抵抗係数 \* 3

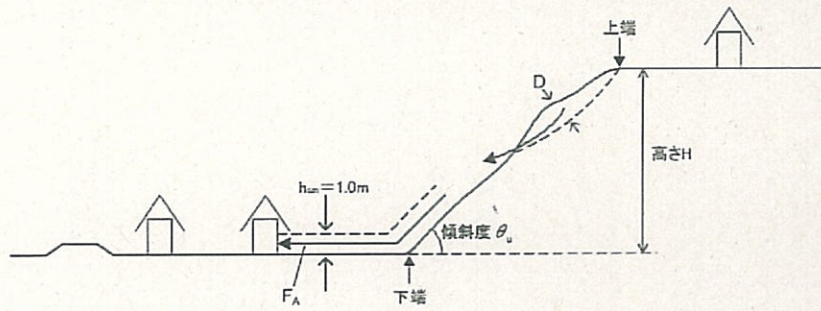
$\phi$  : 土石等の内部摩擦角 (°) \* 3

\* 1 : ここで定義する移動の力の算出方法は、政令第3条第1号に規定されている方法に基づいているが、政令第3条では建築物の地上部分に作用する力を求めているので単位面積あたりの値を算出しているのに対して、ここでは待受け式擁壁等の設計に用いる荷重を求めているので単位幅あたりの値を算出している。

\* 2 : 急傾斜地及び急傾斜地の下端からの平坦部の地形改変を行わない場合、急傾斜地の高さ及び傾斜度は県による基礎調査に基づいて設定された値と同じ値になる。ただし、地形改変を伴う特定開発行為を計画した場合は、計画の急傾斜地の高さ及び傾斜度を用いるものとする。

\* 3 : 「3-1 設計諸定数」を参照

<斜面下端での力の取り扱い>



<斜面上での力の取り扱い>

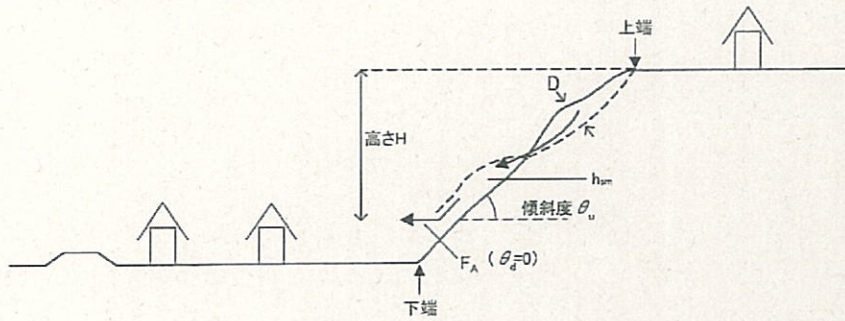


図 3-2a 土石等の移動による力 ( $F_A$ ) の概念図

### (3) 堆積高

#### ① 堆積高の計算位置

土石等が特定予定建築物の敷地に達しないようにするため待受け式盛土及び待受け式擁壁の高さは土石等の堆積高以上にしなければならない。その堆積高の計算は待受け式盛土又は待受け式擁壁と地盤面との交線（A面の外縁部）のうち急傾斜地の上端にもっとも近い点（B点）において行うものとする。

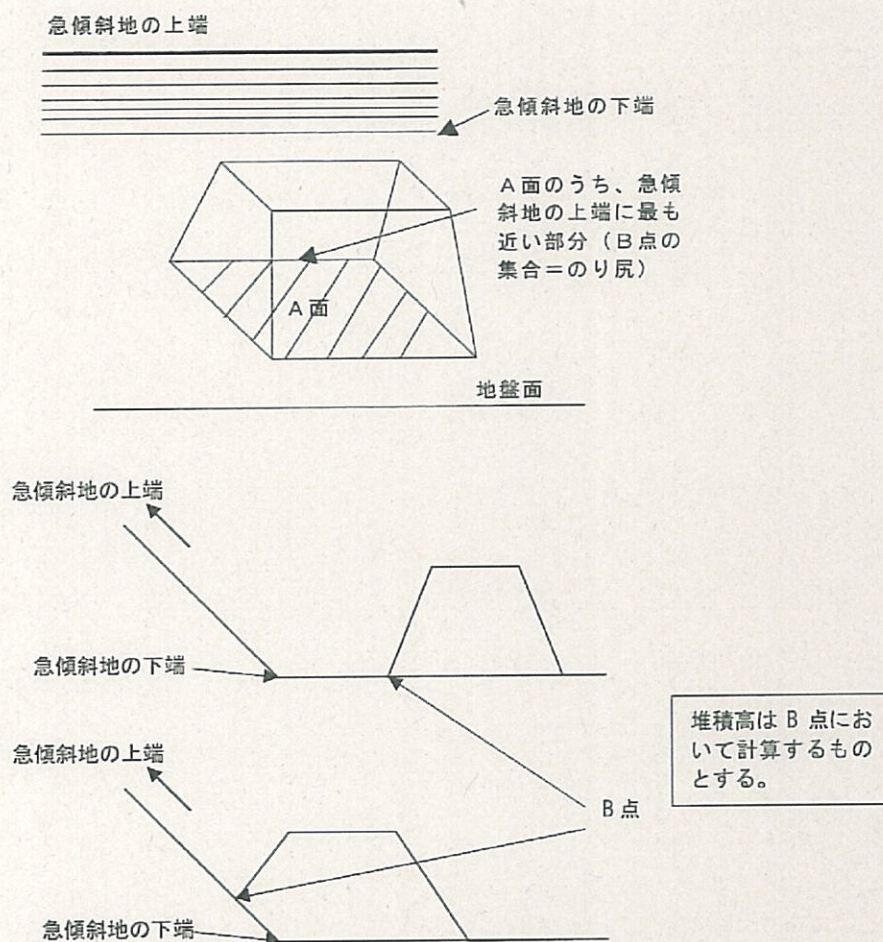


図 3-2b 移動の力、堆積の力及び堆積高の計算位置

#### ② 堆積高の計算

堆積高の算出にあたっては、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（「長崎県基礎調査マニュアル(案)「急傾斜地編」平成15年3月；長崎県」4.5.2 土石等の堆積による力が建築物の耐力を上回る距離の算出）。

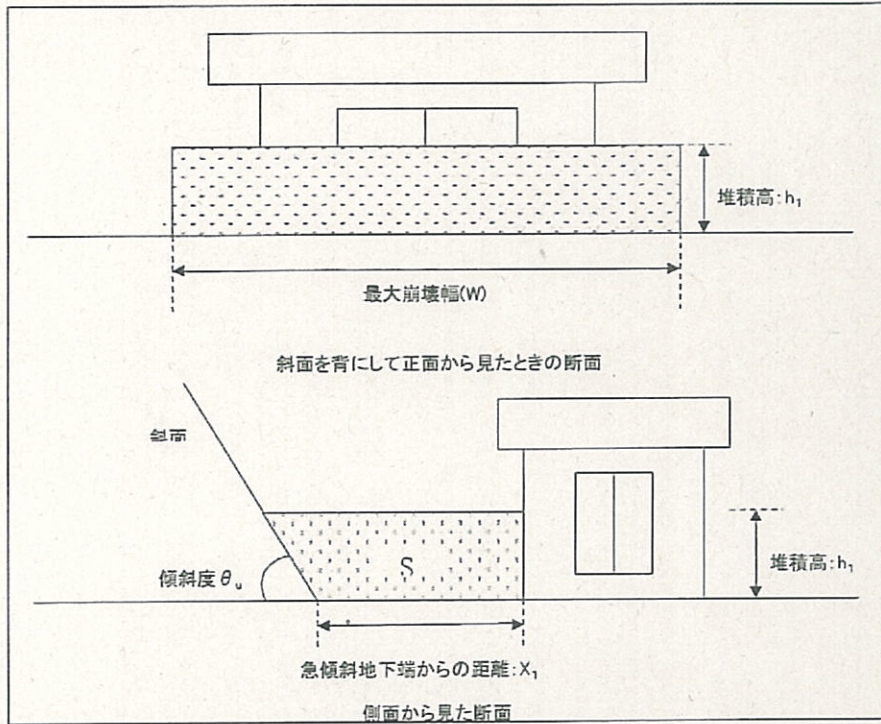


図 3-4 土砂が水平に堆積するときの堆積高の模式図

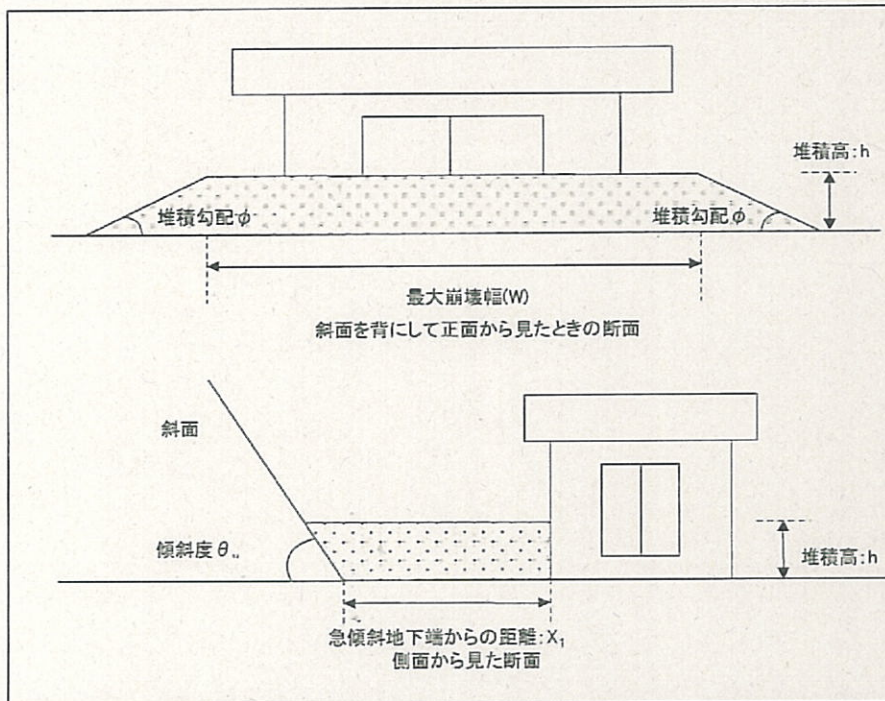


図 3-5 土砂が堆積勾配をもって堆積するときの堆積高の模式図

$$h = \frac{1}{2} \left( \sqrt{W^2 \tan^2 \phi + 4W h_1 \tan \phi} - W \tan \phi \right)$$

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 : 最大崩壊幅 (m)

φ : 堆積勾配 (φ = 30°)

h<sub>1</sub> : 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)

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

ここに、

X : 急傾斜地下端からの距離 (m)

S : 土石等の断面積 (単位幅あたりの土石等の量 ; m<sup>2</sup>) (S = V/W)

V : 崩壊土量 (m<sup>3</sup>)

θ<sub>u</sub> : 斜面勾配 (度)

#### (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。

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

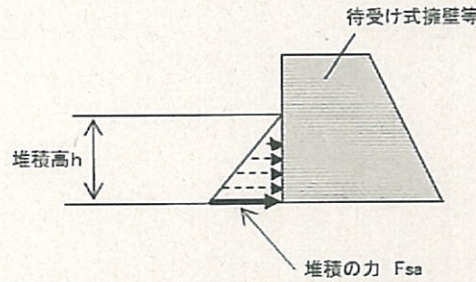


図 3-6 堆積の力の概念図

ここに、

F<sub>sa</sub>\*<sup>1</sup> : 急傾斜地の崩壊に伴う土石等の堆積により建築物に作用すると想定される力の大きさ (単位 1 平方メートルにつきキロニュートン)

h : 急傾斜地の崩壊に伴う土石等の堆積高さ (単位 メートル)

φ\*<sup>2</sup> : 急傾斜地の崩壊に伴う土石等の内部摩擦角 (単位 度)

γ\*<sup>2</sup> : 急傾斜地の崩壊に伴う土石等の単位体積重量 (単位 1 立方メートルにつきキロニュートン)

δ\*<sup>3</sup> : 建築物の壁面摩擦角 (単位 度)

- \* 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号ロ」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は「3-1 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 3-11 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	$\delta = 2\phi/3$ *1
待受け式盛土	土石等と盛土	$\delta = \phi$ *2

\*1: 道路土工—擁壁工指針—(平成11年3月) 日本道路協会

\*2: 宅地防災マニュアル(平成10年2月) 建設省建設経済局

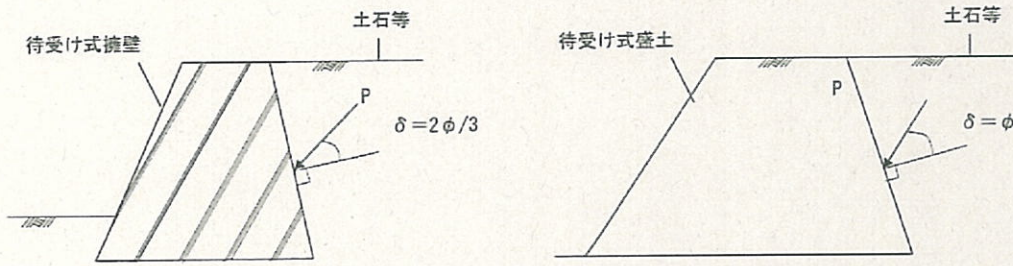


図 3-3 力の作用面と壁面摩擦角

なお、堆積の力  $F_{sa}$  (式1) は、クーロン土圧公式において、土石等堆積勾配が水平 ( $\beta = 0^\circ$ ) で背面の傾斜角が鉛直 ( $\alpha = 0^\circ$ ) として求めた主動土圧係数  $K_a \times \gamma \times h$  を意味している。

<参考：クーロン土圧公式>

単位幅当たりの壁面に作用する主働土圧合力  $P_A$  次式で与えられる。なお、 $\phi < \beta$  の場合、この公式は適用できない。

また、地表面が一様勾配の場合に適用でき、嵩上げ盛土があるなど地表面が折れ曲がっている場合には適用できない。

$$P_A = \frac{1}{2} \cdot K_A \cdot \gamma \cdot H^2$$

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

ここで、

$K_A$  : 主働土圧係数

$\gamma$  : 裏込め土の単位体積重量 (t/m<sup>3</sup>)

$H$  : 土圧計算に用いる壁高 (土圧作用面の高さ) (m)

$\alpha$  : 壁背面と鉛直面のなす角 (°)

$\beta$  : 裏込め表面と水平面のなす角 (°)

$\phi$  : 裏込め土の内部摩擦角 (°)

$\delta$  : 壁面摩擦角 (°)

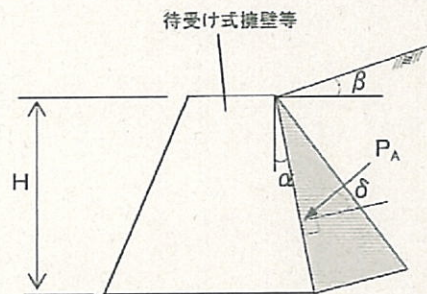


図 クーロン土圧公式による土圧算定のモデル



### 3-2-5 地震時の影響

擁壁の設計に当たって地震時の影響を考慮する必要がある場合には、設計に用いる荷重を地震時慣性力及び地震時土圧を組み合わせで設計を行う。この際、設計水平震度  $k_h$  は次の式で与えられる。この詳細については「新・斜面崩壊防止工事の設計と実例（平成8年7月）建設省河川局砂防部監修 10.2.2 荷重の検討」を参照する。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。

また、高さ2mを超え建築基準法施行令第142条が適用される擁壁や、宅地造成等規制法または都市計画法にもとづく開発許可の対象となる擁壁の場合は、「宅地防災マニュアル（平成10年2月）建設省建設経済局 IV. 耐震対策、VIII. 擁壁」を参照した検討も併せて実施する。

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

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

### 3-3 対策施設の効果評価に関する考え方

#### (1) 原因地対策施設の効果評価の考え方

「原因地対策施設」とは急傾斜地の崩壊を防止するために、土砂災害の原因地となると想定される急傾斜地自体に施工された対策施設をいう。原因地対策施設の効果評価の考え方は「長崎県基礎調査マニュアル(案)『急傾斜地編』平成15年3月改訂；長崎県、4-4-3 原因地対策施設の効果評価」を準ずるものとする。

なお、原因地対策施設が急傾斜地の上部に整備され、急傾斜地の下部に未整備斜面（残斜面）がある場合は、下部が不安定になった場合に斜面全体が崩壊を起こす可能性があるため、評価するかどうかは慎重に判断する。

原因地対策は、急傾斜地内の全体に設置されるか、部分的に設置されるかによって効果が異なる。施工位置別の原因地対策工の効果評価は、図3-4を基準に判断する。長崎県基礎調査マニュアルでは、後述頁の参考資料に示すように施設が設置されていない残斜面を対象として移動による力と堆積による力の評価を行うこととしている。

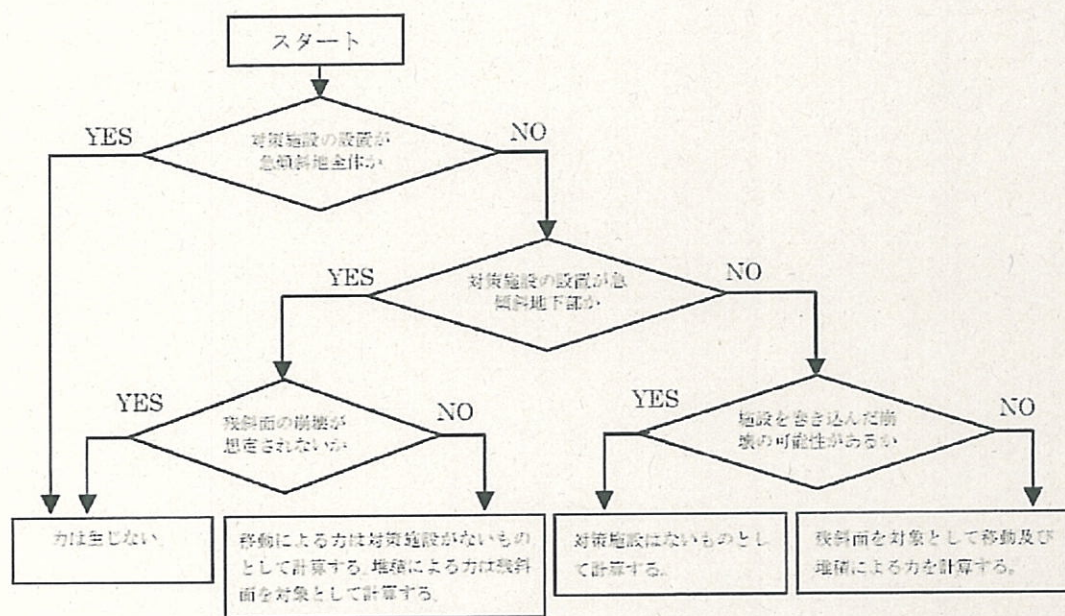


図3-4 原因地対策工の効果評価基準

(長崎県基礎調査マニュアル「急傾斜地編」, H15. 3, p3-40)

ここでの「移動による力」「堆積による力」は、「3-2 設計外力の設定」を参照する。

同一斜面内に複数の原因地対策施設があり、残斜面の取り扱いが特殊な場合は、別途協議の上効果評価を行うものとする。

また、残斜面における落石の危険性について留意する必要がある。

### ① 対策施設の設置が斜面全体

図 3-5 に示すように原因地对策工が急傾斜地の下端から上端にかけて斜面全体に設置されている場合、力は生じないこととする。

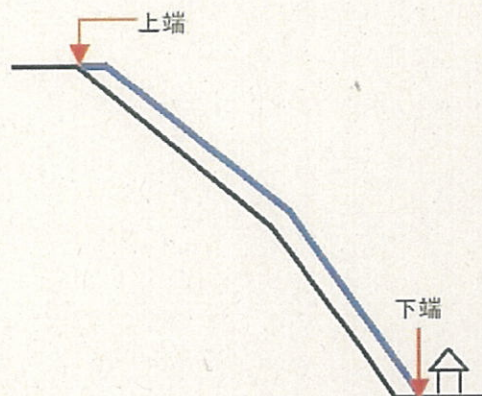


図 3-5 原因地对策工が斜面全体に設置されている場合の概念図

### ② 対策施設の設置が急傾斜地下部の場合（ケース 2）

原因地对策工が急傾斜地下部だけに設置され残斜面が存在する場合、残斜面からの急傾斜地の崩壊が発生すると考えられる。従って、原因地对策工が急傾斜地下部にある場合、区域設定に用いる急傾斜地の高さは図 3-6 のようなり、堆積による力は減じられるが、移動による力に対しては効果がないものとする。

（なお、残斜面が 5m 未満の場合、残斜面は本マニュアルで対象とする急傾斜地の条件（傾斜度  $30^\circ$  以上、高さ 5m 以上）を満たしていないことから、力は生じないこととする。）

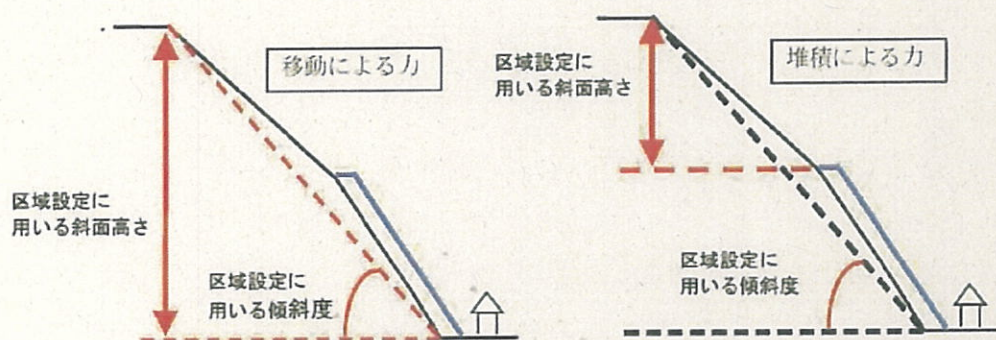


図 3-6 移動による力及び堆積による力を計算する際の傾斜度と高さ

### ③ 原因地対策工の設置が急傾斜地上部の場合

原因地対策工が急傾斜地上部にある場合、急傾斜地の崩壊は原因地対策工を巻き込んで発生する可能性が考えられる。そのときの効果を考慮して、原因地対策工が急傾斜地上部にある場合の区域設定に用いる急傾斜地の高さは、図 3-7 のように設定する。

なお、原因地対策工が急傾斜地上部にある場合でも、グラウンドアンカー等により固定されており、明らかに崩壊しないと現地で判断できる場合は効果を評価してよい（図 3-8 参照）

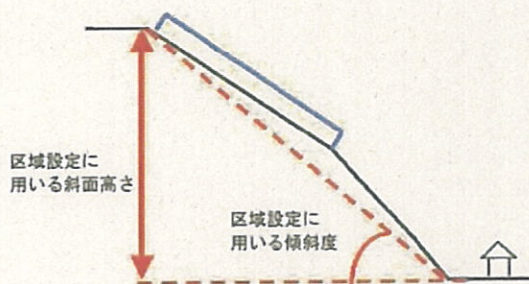


図 3-7 原因地対策工が急傾斜地上部にある場合の斜面高さと傾斜度

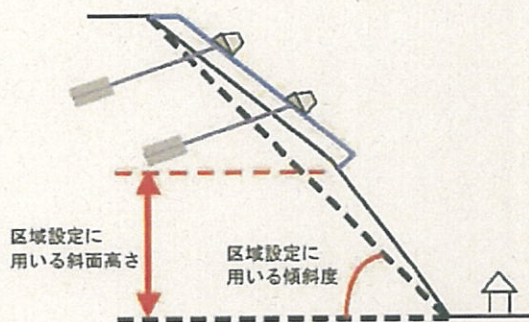


図 3-8 傾斜上部に原因地対策工があるが、明らかに崩壊しないと想定される場合の斜面高さと傾斜度

## (2) 待受け式対策施設の効果評価

急傾斜地の崩壊による土石等を堆積させるため、急傾斜地、または急傾斜地の下方に施工された対策施設について効果評価を行う。待受け式擁壁工とは待受け式コンクリート擁壁工などの土石を堆積させる十分なポケットがある対策施設をいう。

待受け式対策施設の効果評価の考え方は、「長崎県基礎調査マニュアル(案)『急傾斜地編』平成15年3月改訂；長崎県，4.4.4 待受け式対策施設の効果評価」を参考にするものとする。待受け式対策施設の効果は、図3-9のフローに従い、評価する。

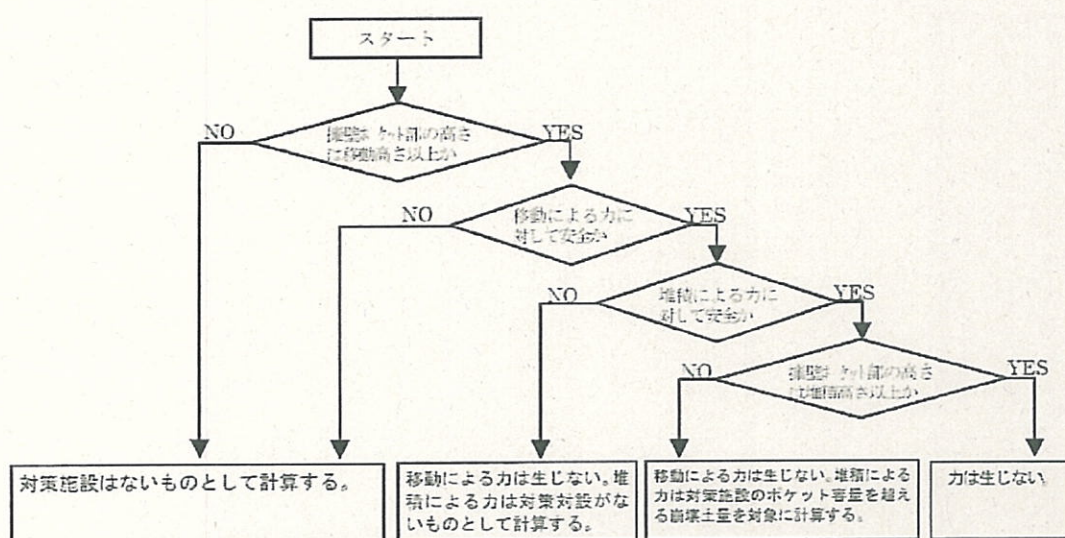


図 3-9 待受け式対策施設の効果評価基準  
(長崎県基礎調査マニュアル「急傾斜地編」, H15. 3. p3-46)

### ① 移動による力に対する安全性

土石等が当該対策施設に衝突した場合の移動による力を外力として、滑動、転倒、沈下について安定計算を行う。

待受け擁壁に作用する衝撃力  $F$  (kN/m<sup>2</sup>) は以下のとおりとする。

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

$F_{sm}$  : 移動による力

$\alpha$  : 衝撃力緩和係数 ( $\alpha = 0.5$ )

この時の滑動に対する安全率は 1.0 とする。

なお、衝撃力緩和係数 ( $\alpha = 0.5$ ) は、今後、新たに設置する施設についてのみ評価し、既設については考慮しない。

## ② 堆積による力に対する安全性

土石等が当該対策施設のポケットに水平に堆積した場合の土圧を外力として、滑動、転倒、沈下について安定計算を行う。

この時の滑動に対する安全率は1.2とする。

## ③ ポケット容量に関する安全性

土石等が当該対策施設のポケットに水平に堆積した場合（②の場合）に、崩壊土量を捕捉できるかどうかを判断する。待受け式擁壁の上部にストーンガードが設置されている場合、ストーンガードが土圧に対して安定な場合、その高さを待受け式擁壁の高さに含めるものとする（長崎県基礎調査マニュアル）。

### (3) 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。

### (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。

### (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。

(イ) 移動の力は、生じないものとして設定しない。

(ロ) 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。

(イ) 移動の力は、生じないものとして設定しない。

(ロ) 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。