ISSN 1346-7328

 国総研資料 第1163号

 令和 3 年 6月

国土技術政策総合研究所資料

TECHNICAL NOTE of National Institute for Land and Infrastructure Management

No.1163

Jun 2021

急傾斜地崩壊対策における

有限要素法を用いた待ち受け擁壁安定解析手法

小嶋孝徳•中谷洋明

FEM-based Method of Stability Analysis for Gravitational Retaining Wall for Sediment Retension

OJIMA Takanori NAKAYA Hiroaki

国土交通省 国土技術政策総合研究所

National Institute for Land and Infrastructure Management Ministry of Land, Infrastructure, Transport and Tourism, Japan

Technical Note of NILIM No.1163 June 2021

急傾斜地崩壊対策における有限要素法を用いた待ち受け擁壁安定解析手法

小嶋孝徳* 中谷洋明**

FEM-based Method of Stability Analysis for Gravitational Retaining Wall for Sediment Retention

OJIMA Takanori*, NAKAYA Hiroaki**

概要

本資料は、崩壊土砂の衝撃力が作用した際の、急傾斜地崩壊対策用待ち受け擁壁の安定性 を、有限要素法を用いて評価・検討したものである。文献収集及び現地調査に基づいて得ら れたパラメータをセットとし、その相互相関性、設計計算に与える影響度について分析した。 その上で、抽出した待ち受け擁壁損傷事例について再現性が得られる条件を検討した。

キーワード:待ち受け擁壁、衝撃力、有限要素法

Synopsis

Stability of gravitational retaining wall for steep slope failure protection was analytically assessed by way of Finite Element Method in time of impact forces given by collapse sediment. Sets of parameters obtained from studying engineering literatures as well as field data collection were analyzed in terms of their mutual correlation and influence on design calculation. Conditions to reproduce a selected failure case was examined based upon the FEM incorporating the parameter sets.

Key Words: Gravitational Retaining Wall, Impact Force, Finite Element Method

[はじめに]

わが国では、がけ崩れ災害から国民の生命および財産を保護するために、災害の防止・軽 減を図る急傾斜地崩壊防止施設の整備を進めている。

急傾斜地崩壊防止施設は、戦後の荒廃が進んだ山地斜面で土砂災害が頻発したことから、 急傾斜地法の下に整備が進められてきた。また、その後も高度経済成長期など社会構造の変 化に伴い新たな土砂災害リスクが増加している状況であり、対策の量や種類も多岐にわた るようになってきた。

国土技術政策総合研究所では、急傾斜地崩壊防止施設のひとつである擁壁の衝撃に対す る安定性評価の手法について検討を行っており、急傾斜地崩壊防止施設の効率的・効果的な 設計基準の策定を目指してきた。

急傾斜地法の施行から 50 年、土砂災害防止法の施行から 20 年が経過し、相当量の災害 事例、研究事例が蓄積してきている。また、気候変動に伴う豪雨の増加等、想定外力の変化 も見込まれることから、設計手法の検証を行う必要がある。

そこで、本資料では、崩壊土砂の衝撃力が作用した際の、急傾斜地崩壊対策用待受け式擁 壁の安定性評価手法の検討を行った。具体的にはまず、設計パラメータを既往文献から整理 し、代表的な特性を持つ現地での調査により、適用性を検討した。その上で、設計パラメー タそれぞれ個別のサンプリング信頼性、また、パラメータセットとしての相互相関性、設計 計算に与える影響度について分析した。分析結果を踏まえ、待受け式擁壁損傷事例について、 地盤変形を考慮した標準的な有限要素法によって一定の再現性を持つかを確認した。

待受け式擁壁は、構造物としては簡易小規模ではあるものの、人命に関わる災害防止施設 であるため、安全側の設計・計画とするのが基本である。同時に、静的解析に基づく現行設 計法のみでは、設計・照査、施設の改良・改築等に対応出来なくなるおそれもある。そのた め本資料では、研究レベルではあるものの、変形挙動を考慮した動的解析の設計事例を示し た。本資料が、より多くの箇所を、より高い信頼性のある対策施設で、保全するための基礎 資料として活用されることを期待している。

令和3年6月 国総研 土砂災害研究部 土砂災害研究室

目次

1. 擁壁の	D設計に用いられるパラメータに関する文献の収集・整理5
1.1.	擁壁に作用する力について5
1.2.	各パラメータのデータ諸元等6
1.3.	土質性状パラメータの根拠7
1.4.	統計データに基づく適用範囲の確認14
1.4.1	. 土石等の高さ(崩壊の深さ) h _{sm} 15
1.4.2	. 急傾斜地の高さ、急傾斜地の傾斜度16
1.4.3	. データの重複確認17
1.4.4	. 降雨データと崩壊規模の関係について 20
1. 4. 5	. 降雨データと崩壊規模データの推移21
1.5.	感度分析によるパラメータの影響度および影響範囲の評価 27
1. 5. 1	. 移動の力への影響評価27
1. 5. 2	. 統計値を考慮した影響範囲について28
2. パラン	メータ検証のためのサンプル調査
2.1.	調查地概要

	2.2.	流重	動化しやすさの評	^ź 価	•••••		 	 35
	2.2.	1.	概略流動化指標	(AMI)	•••••		 	 35
	2.2.	2.	飽和に必要な降	雨量に~	ついて…		 	 36
	2.3.	概	各流動化指数と流	在抵抗使	系数		 	 38
	2.4.	流体	本抵抗係数の検証	E結果の整	整理		 	 40
3.	有限	要素	法による地盤変形	彩解析			 	 45
	3.1.	有關	艮要素法解析検 訴	けの目的.			 	 45
	3.2.	転倒	創判定基準の検討	ţ			 	 46
	3.3.	転倒	創事例の再現解析	Î			 	 49
	3. 3.	1.	被災状況の概要	į 			 	 49
	3. 3.	2.	計算条件				 	 49
	3. 3.	3.	計算結果				 	 51
	3.4.	擁量	達形状の影響程度	〔検討			 	 53
	3. 4.	1.	形状①:鹿児島	県常盤2	2地区		 	 53
	3. 4.	2.	形状②:がけ協	の設計書	计算事例		 	 57
	3.4.	3.	擁壁形状の影響	程度検討	寸のまと	Ø	 	 62

4.	擁壁多	安定性評価のためのパラメータの影響度の検証	62
4	.1.	衝撃力緩和係数αに内包される要素について	63
4	.2.	擁壁設計時における安定性評価手法の選定フロー体系の整理	. 64
5.	検討約	结果	68

1. 擁壁の設計に用いられるパラメータに関する文献の収集・整理

1.1. 擁壁に作用する力について

一般的に擁壁に作用する力は自重・土圧・衝撃力の3種類が挙げられ、擁壁設計時の安定 性評価を考慮する際にかかる荷重の組み合わせとしては、以下の4つの組み合わせが考え られる。

✓ 平常時:自重+裏込め土圧

- ✓ 地震時:自重+地震動
- ✓ 衝撃力作用時:自重+裏込め土圧+崩壊土砂による衝撃力
- ✓ 崩壊土砂堆積時:自重+裏込め土圧+崩壊土砂による堆積土圧

これらの中で崩壊土砂による衝撃力については、斜面状況や土質状況等のパラメータが 最も多く、擁壁安定性を検討する上で重要であるといえる。崩壊土砂による衝撃力について は、技術指針や国土交通省第332号(平成13年3月28日)に示される崩壊土砂の衝撃力を 求める算出式(以下、告示式)の中で示されており、擁壁にかかる衝撃力との関係式は以下 のとおりである。

$$\mathbf{F} = \alpha \cdot F_{sm} \tag{1}$$

F: 待受け式擁壁に作用する衝撃力(kN/m²)

F_{sm}: 移動の力(告示式に基づく)

α: 待受け式擁壁における衝撃緩和係数(α=0.5)

また、式(1)で示されている移動の力については以下の式で求められる。

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

F_{sm}: 急傾斜地の崩壊に伴う土石等の移動により建築物の地上部分に作用すると想定される力の大きさ(単位:kN/m²)

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(単位:t/m³)
 g: 重力加速度(単位: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(単位:m)

 bu, bd:
 以下の式で求めた値

$$b_u = \cos \theta_u \left\{ \tan \theta_u - \frac{(\sigma - 1)C}{(\sigma - 1)C + 1} \tan \varphi \right\}$$

$$b_d = \cos\theta_d \left\{ \tan\theta_d - \frac{(\sigma - 1)C}{(\sigma - 1)C + 1} \tan\varphi \right\}$$

θ_u: 急傾斜地の傾斜度

- 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(単位:度)
- 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
- 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
- φ: 急傾斜地の崩壊に伴う土石当の移動時の当該土石等の内部摩擦角(単位:度)
- H: 急傾斜地の高さ(単位:m)
- X: 急傾斜地の下端から当該建築物までの水平距離(単位:m)
- a: 以下の式で求めた値

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

fb: 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

式(2)を構成するパラメータは、急傾斜地の高さ H などの現地地形条件を表す現地条件パ ラメータ群と、土石の密度 pm など崩壊土砂の物性を表す土質性状パラメータ群から構成 されている。また、設計時に計算する際に、一般定な値として使用してよいとされる参考値 が(一財)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」(以 下、手引きとする)によって提示されている。これらの参考値はいくつかの文献・基準書か らの引用であり、設定根拠等について出典やとりうる値を確認するとともに、文献中に示さ れる複数のパラメータが存在する中で、実際の適用性の検討をする必要がある。本章では、 パラメータ設定にあたってその参考・示方となる文献の収集を行い、整理を行った。

1.2. 各パラメータのデータ諸元等

式(2)で使用される各パラメータについて、構成するパラメータの種別、手引きで提示される参考値、引用される文献の有無について表 1.1 に整理した。

	告示式で示されているパラメータ	種別	手引きの 参考値	確認方法	
(1)	土石等の比重 σ		2.6		
(2)	土石等の容積濃度 c	出店しかの	0.5		
(3)	土石等の密度 $\rho_{\rm m}$	用環土砂の	1.8 t/m ³	ᅷᆂ	
(4)	土石等の単位堆積重量 γ	工具性仏	14-20 kN/m ³		
(5)	土石等の内部摩擦角 🖗		15-40°		
(6)	土石等の流体抵抗係数 f _b		0.025		
(7)	土石等の移動高さ h _{sm}		1		
(8)	急傾斜地の高さH	11-14人		統計	
(9)	急傾斜地の傾斜度 $ heta_{u}$	- 現地来什 ターター	現地条件		
(10)	急傾斜地の下端傾斜度 $ heta_{d}$		設定条件	关支值	
(11)	急傾斜地の下端からの水平距離 X			<u> </u>	

表 1.1 告示式で用いられるパラメータの諸元

1.3. 土質性状パラメータの根拠

表 1.1 で整理した各パラメータのうち、土質特性を示すパラメータ(1)~(6)と(7) 土石等の高さ h_{sm}の手引きで示される参考値について、文献や基準書との照査を行い、設定 根拠を確認するとともに、パラメータの適用範囲について検討を行った。

なお、文献等の記述内容についてはそれぞれ以下の囲み枠の中に記載している。



(1) 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 程度が用いられる。

手引きの中では、土石等の比重に関する値の根拠については明示されていないが、他の基 準書では以下のように提示されている。

A	礫の密度:2.6 t/m³、比重:2.6	
		「砂防基本計画指針(土石流・流木対策編)」

地盤工学会の土質試験基準書である「地盤材料試験の方法と解析」の記載によれば、土の無機質分の主な鉱物は 2.7 t/m³であり、我が国の代表的な土粒子の密度は一般的な 無機質土であれば 2.6~2.8 t/m³のごく狭い範囲を示す。

「地盤材料試験の方法と解析」地盤工学会

手引きの中では、土石等の比重に関する値の根拠資料について明示されていないが、砂防 基本計画指針では単位体積重量が 2.6 t/m³と明示されており、地盤工学会の基準書でも一 般的な範囲とされる土石等の比重は 2.6~2.8 である。提示されている参考値の値は、参照 の明示はないものの、他の文献・基準書とも整合しており、適用範囲内の下限値を示してい た。

(2) 土石等の容積濃度 C

土石の容積濃度とは、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・江頭ほか(1983)による土石等の容積濃度の実験結果によれば、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、報告の中の計算では0.5が用いられている。

芦田・江頭ほか。では実験で得られた流体抵抗係数と理論式を比較して、砂材料の実験値 は空隙率 $\lambda=0.4(c=0.6)$ を用いて計算した流体抵抗係数よりも大きい値を示しており、この 原因として実験値における砂の容積濃度がc=0.6よりも小さくなっていたことが考えられ た。また、別途実施した実験後の測定結果からは $0.45\sim0.55$ の範囲で収まることが確認さ れ、理論値と概ね一致する。

なお「砂防基本計画指針(土石流・流木対策編)」では、平衡濃度式を用いて以下のよう に示している。

土石流濃度 C_dについては以下の平衡濃度式で表されている。

$$C_d = \frac{\rho \tan \theta}{(\sigma - \rho)(\tan \varphi - \tan \theta)}$$
(3)

σ: 礫の密度 (2,600 kg/m³程度)

ρ: 水の密度(1,200 kg/m³程度)

φ: 渓床堆積土砂の内部摩擦角(°)(30~40°であり一般に35°を用いてよいとされる)

θ: 渓床勾配(°)^{*}

C*: 渓床堆積土砂の容積濃度

**土石流ピーク流量を算出する際の渓床勾配は、1波の土石流により流出すると想定される 土砂量を算出しようとしている地点の現渓床勾配とし、流下区間の下流端となると考えら れる地点の勾配(10°)以上とする。なお、現渓床勾配は、計画地点から概ね上流200 m 間の平均渓床勾配とすることを基本とし、計画施設設計前の地形より算出する。計画地点か ら上流の200m区間が渓床勾配を代表していないと考えられる場合は、当該渓流の状況に応 じて区間を設定する。

計算式では、計算値(C_d)が 0.9 C*よりも大きくなる場合には、 $C_d=0.9$ C*を上限とし、計算値(C_d)が 0.3 よりも小さくなる場合には $C_d=0.3$ C*とする。



「砂防基本計画策定指針(土石流·流木対策編)」

(4)

ここで砂防基本計画指針において、土石の濃度上限は堆積土砂の容積濃度 0.9 倍程度と されており、一般的な渓流堆積土砂(C*=0.6)で考えた場合、0.6×0.9=0.54 となり、芦田・ 江頭ほか(1985)が示した実験結果の値とも整合する。

(3) 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たりの質量で、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しているとすると、土石等の密度は土石等の比重と土 石等の容積濃度より、次式で求めることができるとされている。

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

一方、土石等の密度については、砂防基本計画策定指針において以下のように示されている。

 ・上石流の単位体積重量 γ_d は以下の式から求められる。
 γ_d = {σ · C_d + ρ · (1 - C_d)}g
 (5)
 σ:砂礫の密度、ρ: 水の密度、C_d: 土石流濃度

▶ 土石流濃度 C_dについては式(3)に以下の式が示されている。

$$C_{d} = \frac{\rho \tan \theta}{(\sigma - \rho)(\tan \varphi - \tan \theta)}$$
「砂防基本計画策定指針(土石流・流木対策編)」

土石等の密度については、パラメータとして与えられている手引き中の参考値を用いる と求められる。ここでは値の適用範囲に言及されておらず、手引きの中で与えられている参 考値をそれぞれ土石等の比重 $\sigma=2.6$ 、土石等の容積濃度 C=0.5 として式(4)考えると、水 の単位体積重量 $\gamma_w=1.0$ のとき算定される土石等の密度 ρ_m は、表 1.2 と同じ値になる。し たがって、表 1.2 で手引きが示す土石等の密度の参考値 $\rho=1.8$ は他のパラメータと照らし て妥当な設定と判断できる。土石等の比重 σの一般的な範囲を 2.6~2.8、土石等の容積濃 度 Cの一般範囲 0.45~0.55 を用いて土石等の密度 ρm を計算すると、表 1.2 に示すように 1.72~1.99 の範囲になる。なお、参考値の ρm=1.8 は表中では 3 番目に小さい値となる。

		土石等の容積濃度			
			С		
		0.45	0.5	0.55	
	2.6	1.72	1.80	1.88	
土石等の比重 の	2.7	1 . 77	1.85	1.94	
5	2.8	1.81	1.90	1.99	

表 1.2 土石等の密度の計算結果例

単位:-

(4) 土石等の単位体積重量 γ

土石等の単位体積重量は、崩壊土砂の堆積土圧や裏込め土の土圧算定に用いるパラメー タとなる。手引きでは以下の文献が引用文献と示されているが、いずれも平成13年以降更 新変更が加わっているため、以下の表の引用元は更新後のものとした。

地 盤	土 質	緩いもの	密なもの
	砂及び砂礫	18	20
自然地盤	砂質土	17	19
	粘性土	14	18
	砂及び砂礫	2	20
畏込め土 , 成土	砂質土]	19
· 111 -	粘性土 (ただしw _L <50%)]	18 ,

表12.3-2 単位体積重量と土圧係数(5	宅地造成等規制法施行令別表第	5二、 一部加筆修正
土 質	単位体積重量(kN/m ³)	土圧係数
砂利又は砂	18	0.35
砂質土	17	0.40
シルト、粘土、又はそれらを多く含む土	16	0.50

道路土工-擁壁工指針-の(解表 4-6)で示す土質ごとの単位体積重量は自然斜面の場合 14

~20 kN/m³となっており、宅地造成マニュアルが示す16~18 kN/m³を内包している。手引きでは表 1.1 で示す14~20 kN/m³という範囲を設定しており、道路土工の(解表4-6)を参考にした広い範囲を設定したものといえる。

(5) 土石等の内部摩擦角 φ

内部摩擦角 φ は、衝撃力の算出時、裏込め土のせん断強度の算定時に用いられるパラメ ータである。手引きでは以下の文献が引用文献と示されているが、いずれも平成 13 年以降 更新変更が加わっているため、以下の引用は更新後の表とした。

	種 類	丬	代 態	単位体 積重量 (kN/m ³)	せん断 抵抗角 (度)	粘着力 (kN/m ²)
历党	礫および 礫まじり砂	締囲めたもの		20	40	0
100.	770	細田めたもの	粒径幅の広いもの	20	35	0
	112	MIDEI OF IC BOD	分級されたもの	19	30	0
	砂質土	締囲めたもの		19	25	30以下
土	粘性土	締囲めたもの		18	15	50以下
	関東ローム	締囲めたもの		14	20	10以下
	下始	密実なものまた	は粒径幅の広いもの	20	40	0
	礫	密実でないものまたは分級されたもの		18	35	0
	礫まじり砂密調	密実なもの		21	40	0
自		密実でないもの)	19	35	0
	Tels	密実なものまた	は粒径幅の広いもの	20	35	0
	112	密実でないものま	たは分級されたもの	18	30	0
然	石卜 质于 —	密実なもの		19	30	30以下
	砂質工	密実でないもの		17	25	0
地	粘性土	固いもの		18	25	50以下
		やや軟らかいもの		17	20	30以下
		軟らかいもの		16	15	15以下
盤		固いもの		17	20	50以下
	粘土およびシルト	やや軟らかいも	の	16	15	30以下
		軟らかいもの		14	10	15以下
	関東ローム			14	5 (φ _u)	30以下
	「亲	新・斜面崩壊 ※	防止対策工事の 表の参照元は設計	設計と実 計要領第	例(令和 一集(土	元年 5 月 工)(201

道路土工-擁壁工指針-(平成11年3月)

解表4-5 裏込め土・盛土の強度定数

裏込め土・盛土の種類	せん断抵抗角(φ)	粘着力(c) ^{往2)}
礫質土	35°	
砂 質 土油	30°	a. 19 7 3 a.
粘性土(ただし $w_L < 50\%$)	25°	

注1) 細粒分が少ない砂は、碟質土の値を用いてよい。

注2) 土質定数を上表から推定する場合は、粘着力cを無視する。

引用元:道路土工-擁壁工指針-(平成24年7月)p.66

新・斜面崩壊防止対策工事の設計と実例(表 8-21)では、せん断抵抗角(内部摩擦角)と して 15~40°の範囲が示され、手引きが示す範囲と一致する。粘性土の場合は 15~25°、 砂・砂質土の範囲は 25~35°、礫・礫混じり 35~40°と土質の種類により値の範囲は異 なる。一方、道路土工の表(解表 4-5)では、前述の土質ごとの値の範囲から、粘性土は上 限値、砂質土は中央値、礫質土は下限値をそれぞれ採用されている。このことから、新・斜 面崩壊防止対策工事の設計と実例が示す値の範囲は、土木設計全般で採用されている内部 摩擦角とみなせ、表 1.1で手引きが示す内部摩擦角と整合している。

(6) 土石等の流体抵抗係数 fb

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表す係数で、芦田・江頭ほかに よる流体抵抗係数の実験によれば、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。

土塊の空隙が水で飽和している場合は、流体抵抗は斜面に接触している間隙水が滑動に 伴ってせん断されるために発生するものと考えられたが、実験結果においても流体抵抗は 滑動速度に依存せず、斜面条件に応じて一定値になる傾向があった。例えば粗度なし斜面で 0.03~0.075、粗度のある斜面では0.15~0.6という流体抵抗の値を示していた。ただし、 数値のばらつきが実験精度によるものか、土塊の材料の違いによるものかは今後の検討課 題である。

土塊の変形が無視できるような段階では上記の実験値が参考になるが、変形がある程度 進み、土塊の一部が流動化する段階では fb はかなり小さくなり、上記の実験値の約 1/10 の 値を実験では示していた。昭和 58 年 7 月豪雨による山腹崩壊の 2~3 例について崩土の停 止距離を検討した際、現地における土塊の変形状態を考慮して fb=0.02 を与えると、停止距 離に関する計算値と実測値は比較的よく一致した。

芦田・江頭ほか(1984)

流体抵抗係数の定義や実用的な値の適用範囲については、芦田・江頭ほか^aにおいても議 論の余地があるとしながら、斜面条件や土質状況によって一定値になる係数であると示唆 している。文献から斜面の粗度や傾斜角などの斜面条件や、変形の程度を示す土塊の条件な どに規制されることが考えられる。

手引きに記載されている流体抵抗係数の値の範囲は 0.015~0.06 であり、芦田・江頭ほか ^bの粗度のある斜面での値の 1/10 となっている。これは、移動する土石流が「変形がある程 度進み、一部流動化した段階では約 1/10 になる」という報告を適用したものと考えられる。

また、手引き中に提示される参考値 $f_b=0.025$ は、芦田・江頭ほか^aが実験値から推定した値の範囲 0.015~0.06の下限値に近い値であるが、芦田・江頭ほか^aでは実際の現象には $f_b=0.02$ が最も実測値と近かったと報告がある。手引き側の検討では $f_b=0.025$ が過去の現象との再現性が良好だったとのことで、値としては調和的である。一方、土石が流動化しない場合の f_b の取りうる値についてなど、検討の余地があるといえる。

(7) 土石等の移動高さ h_{sm}

既往の実験、研究成果によれば、土石等の移動高さは崩壊深の1/2と報告されており、土 石等の移動高さは、現地状況や近隣での過去の災害実績等から崩壊深を推定することによ り設定することができる。なお、推定が困難な場合には、以下に示す災害データによる崩壊 深を推定することにより設定することができる。なお、推定が困難な場合には、以下に示す 災害データによる崩壊深を参考に設定しても良い。



参図4-2 最大崩壊深の頻度と累積相対度数

崩壊深については、昭和57年1月から平成6年12月にかけた全国で発生したがけ崩れ災 害データをもとに最大崩壊深を指標として整理が行われている。 本法律(土砂災害警戒区域等における土砂災害防止対策の推進に関する法律、以下土砂 法)では、技術的に予知・予測が可能な表層崩壊等による土砂災害を対象としており、深層 崩壊等の通常想定できないような大規模な災害は対象としない。このため災害データが保 存されているものから、災害の規模が極端に大きいものを除き、最大崩壊深の発生頻度を以 下のように整理している。

集計された 4,671 件のデータのうち、約 91 %の崩壊深が 2 m以下であり、2 mより深い データは顕著に頻度が小さな値となっている。

これより、がけ崩れ災害データから通常起こりうる急傾斜の崩壊を、最大崩壊深2.0m以下 と考えた場合、土石等の移動の高さは1/2として1.0m以下に設定できる。

「全国がけ崩れ災害データ」

手引きが示す値の根拠として、崩壊深さと土石の移動高さの2点について、土砂法制定時 に収集されたがけ崩れ災害データ(以下、「がけ崩れデータ」)をもとに統計的な根拠が示さ れている。また、これまで有力な根拠を示す報告例は他になく、土砂法制定時に収集された データから示す値として整合性のある値であった。



図 1.1 告示式で用いられる地形条件の定義および計測箇所

1.4. 統計データに基づく適用範囲の確認

表 1.1 で示されている参考値については既往文献を基づき「手引き」の中で提示されて いるが、土石等の移動高さ h_{sm} を除く、(8) ~ (11)のパラメータについては、現地地 形条件であるため参考値は与えられていない(図 1.1)。そこで、国総研「令和元年度 斜 面崩壊データ整理業務報告書」に整理されている斜面崩壊のデータ(以下、「斜面崩壊デー タ」、12.421件)を元に、項目として収集されている(7)土石等の移動高さ、(8)急傾斜 地の高さ、(9)急傾斜地の傾斜度について、統計的な検討を行った。なお、このデータは 平成30年度までのデータが整理されており、前述の「がけ崩れデータ」の調査・収集期間 についても内包されている。

1.4.1. 土石等の高さ(崩壊の深さ) h_{sm}

「手引き」で示される参考値については、これまでの過去の実験や研究の報告から、斜面 崩壊深の 1/2 程度になるという経験則から求められており、「がけ崩れデータ」の統計的特 徴から 2 m の半分である 1 m という値が得られている。本検討においても、崩壊の深さの 1/2 を土石等の高さとして整理した。

表 1.3 が示すように、「斜面崩壊データ」整理結果では、崩壊深については同様の 0~50 m と幅があり、2.0~2.4 m 以降から急激にその頻度が減少している。50 m 等の大きな値 は頻度の低い崩壊であり、異常値として扱える。また、最小値である0 m についても規模 が小さい崩壊で件数も多いため、これら上下端の値については外れ値として検討から外す こととし、上下の5% ずつを除した 10% 調整値で再整理を行った(表 1.3 赤枠内)。

	全データ	累積頻度 5%~95% (上下 5%カット)
統計値	崩壊地深さ[m]	崩壊地深さ[m]
最大	50	3
最小	0	0.1
中央値	0.8	0.8
平均	1.1	0.9
標準偏差	1.5	0.6
データ数	21,421	19,450

表 1.3 データ整理を行った斜面および崩壊地の統計値

表-12.5.1 崩壊の深さ(昭和47年~平成30年)

崩壊の深さ (m)	個数	頻度 (%)	相対累積 頻度(%)
0.0~0.4	6.154	28.7	28.7
0.5~0.9	5.476	25.6	54.3
1.0~1.4	4,952	23.1	77.4
1.5~1.9	1,627	7.6	85.0
2.0~2.4	1.751	8.2	93.2
2.5~2.9	326	1.5	94.7
3.0~3.4	561	2.6	97.3
3.5~3.9	67	0.3	97.6
4.0~4.4	145	0.7	98.3
4.5~	362	1.7	100.0
計	21.421		



図-12.4.1 崩壊の深さ(昭和47年~平成30年)

図 1.2 斜面崩壊データの崩壊深の整理結果

上下端の5%を除去した場合、統計値はそれぞれ大幅に減少し、前項1.3の参図4-2の

崩壊深分布に近似する。また、「手引き」で崩壊深の安全側の最大値とする 90 パーセンタ イル値については、「斜面崩壊データ」では 2.0~2.4 m とやや高い値の範囲を示すもの の、「がけ崩れーデータ」90 パーセンタイル値の 2.0 m を内包する結果が得られた。「が け崩れデータ」に収集された崩壊事例数は、平成 6 年までの 4,651 件であるのに対し、新 たに収集された「斜面崩壊データ」は約 4 倍の 21,421 件の崩壊事例が収集されており、 事例数の増加に関する斜面災害の特性や背景を確認する必要がある。

1.4.2. 急傾斜地の高さ、急傾斜地の傾斜度

「斜面崩壊データ」から、急傾斜地の高さと傾斜度について図 1.1の定義に基づいて統 計データを整理した(表 1.4、図 1.3、 図 1.4)。検討の上で、土石等の高さ h_{sm} 同様に外 れ値や異常値を検討するためにデータ分布の両端 5 %を除去した 10 %調整値についても 併記し、整理を行った(表 1.4 右赤枠)。

これらのデータは手引きでは参考値が示されておらず、それぞれの平均値では 23.6 m→ 19.8 m、斜面勾配については 48.7 °→48.3 °と、全データから調整値にすると減少傾向 を示した。

	全デ	ータ	累積頻度 5%~95%		
統計値	斜面高さ[m]	斜面勾配[°]	斜面高さ[m]	斜面勾配[°]	
最大	1000	95	70	75	
最小	1	0	5	30	
中央値	15	45	15	45	
平均	23.6	48.7	19.8	48.3	
標準偏差	30.4	14.1	13.7	11.6	
データ数	23,775	16,509	21,586	14,987	

表 1.4 斜面崩壊データの統計値

表-11.1.1 斜面の高さ(昭和47年~平成30年)

斜面の高さ (m)	個数	頻度 (%)	相対累積 頻度(%)
0~9	6,154	25.9	25.9
10~19	7,374	31.0	56.9
20~29	3,943	16.6	73.5
30~39	2,538	10.7	84.2
40~49	1,207	5.1	89.2
50~59	981	4.1	93.4
60~69	432	1.8	95.2
70~79	275	1.2	96.3
80~89	191	0.8	97.1
90~99	99	0.4	97.6
100~	581	2.4	100.0
計	23,775		



図 1.3 斜面の高さの分布



図 1.4 斜面の傾斜度の分布

1.4.3. データの重複確認

地形条件パラメータのうち、土石等の高さに用いられる崩壊深については「手引き」でも 統計データ参考値が示されており、参考基準値(ここでは累積頻度で 91 %値)が一致しな いものの、「がけ崩れデータ」と「斜面崩壊データ」のヒストグラムは類似したデータ分布 を示していた。ここで、それぞれのデータの収録期間、重複等について整理した。

「がけ崩れデータ」は昭和 57 年 1 月から平成 6 年 12 月までの 13 年間に全国で発生した がけ崩れ災害データをもとに 4,671 件の事例が収集されているが、同じ期間における「斜面 崩壊データ」のデータ数は 6,469 件であった(表 1.4)。

両者の同期間における崩壊深のヒストグラムを比較すると、2.0 m以下のデータ量はいず れも91 %となっている(図 1.5)。また件数について着目すると、全体として斜面崩壊デ ータが多いものの、相対度数を比較すると「手引き」は0.5 m以下が1 %多く、1.0~1.5 mが1 %少ないものの、件数の分布の割合としては概ね同じであった(図 1.6、図 1.7)。 このことから、「手引き」で使用されたデータは「斜面崩壊データ」からある一定の外れ値 を除去したものと推察される。



最大崩壞深(m)

[土砂災害防止法に関する基礎調査の手引き(砂防フロンティア整備推進機構)]

[令和元年度 斜面崩壊データ整理業務報告書(国総研)]



図 1.5 最大崩壊深のヒストグラムと累積相対頻度の比較

[件数の比較]



図 1.6 崩壊深別の発生頻度分布



```
[相対度数の比較]
```

※データ収集範囲について

手引きでは凡例「0.0~0.5」と標記され、範囲「0.0<N \leq 0.5」として集計されているのに対して、がけ崩れ DB では、凡例「0.0~0.4」と標記され、範囲「0.0 \leq N < 0.5」として集計されているので、両者の比較の際は留意が必要。

1.4.4. 降雨データと崩壊規模の関係について

図 1.5 では「がけ崩れデータ」と「斜面崩壊データ」のデータ分布は調和的であったが、 図 1.2 では代表値に差があることがわかる。ここで、土砂災害の起因となる降雨との関連 を確認するために、気象庁公開の降雨データ(期間:斜面崩壊データと同期間)を参照にす ると、1時間降水量 50 mm 以上の発生回数は増加傾向にあることがわかる(図 1.8)。同様 に「斜面崩壊データ」が示す崩壊の発生頻度も漸増傾向にあり、降水量変化に伴う崩壊頻度 の増加は関連があることがわかる(図 1.9)。



図 1.8 全国の1時間降水量 50 mm 以上の年間発生回数の経年変化(1769~2019年)



図 1.9 崩壊発生件数の経年変化(1972~2018)和元年度 面崩壊データ整理業務報告書より

1.4.5. 降雨データと崩壊規模データの推移

降雨データを時系列に整理すると漸増傾向にあることが明らかになり、崩壊発生件数に ついても若干の変動がありながらも漸増していることがわかった。ここで、斜面崩壊データ から、降雨に関する情報として「①発生までの連続雨量」、「②発生時までの日雨量」、崩壊 の規模として「③崩壊部分の幅」、「④崩壊部分の深さ」、「⑤崩壊土量」についてデータを収 集し整理した。

整理方法は、昭和47年(1972年)~平成30年(2018年)までのデータについて10年ご とに集計し(平成24~30年は7年間)、年平均件数を比較してデータバーを含めて整理し た。また、災害発生件数が漸増傾向であり、件数の影響を無視するために集計年度ごとの相 対頻度を算出した。

発生時までの連続雨量

表 1.5 に示す連続降雨量別の崩壊発生件数では、連続雨量 350 mm 以上の降雨で発生した 崩壊数は、直近の平成 24 年~30 年が最も多く、次いで平成 14 年~23 年が多く、最近は 350 mm 以上の大きな降雨に増加傾向がみられる。

各年度での相対頻度を表 1.6 に示す。表では各年代の単純平均よりも発生件数が多いものを赤枠で、少ないものを緑枠で囲った。平成 24 年~30 年は 250 mm 以上の連続降雨の割合が増えて、200 mm 未満のデータが相対的に少なくなっていることがわかる。昭和 47 年~ 平成 13 年は相対的に 200 mm 未満の降雨の割合が多くなっている。

発生時まで の連続雨量 (mm)	昭和47年~ 昭和56年	昭和57年~ 平成3年	平成4年~ 平成13年	平成14年~ 平成23年	平成24年~ 平成30年	個数	頻度 (%)	相対累積 頻度(%)
0~50	37	74	66	84	61	321	13.2	13.2
50~100	46	87	82	93	74	381	15.7	28.8
100~150	44	79	99	118	84	423	17.4	46.2
150~200	32	9 <mark>9</mark>	55	106	78	369	15.2	61.4
200~250	31	77	47	86	71	312	12.8	74.2
250~300	16	45	25	64	51	201	8.2	82.4
300~350	9	40	20	36	44	148	6.1	88.5
350~400	1 7	18	11	28	43	106	4.4	92.9
400~450	5	11	9	16	11	51	2.1	95.0
450~500	3	7	4	12	7	32	1.3	96.3
500~	15	11	8	31	26	91	3.7	100.0
計	244.2	546.4	424.2	672.1	550.3	2437		

表 1.5 【年代別】発生時までの連続雨量ごとの崩壊の年平均件数

※平成24年~平成30年は7年間のデータ,

発生時まで の連続雨量 (mm)	昭和47年~ 昭和56年	昭和57年~ 平成3年	平成4年~ 平成13年	平成14年~ 平成23年	平成24年~ 平成30年	相対頻度 (%)	累積相対 頻度(%)
0~50	15%	13%	16%	12%	11%	13%	13.2
50~100	19%	16%	19%	14%	13%	16%	28.8
100~150	18%	14%	23%	18%	15%	17%	46.2
150~200	13%	18%	13%	16%	14%	15%	61.4
200~250	13%	14%	11%	13%	13%	13%	74.2
250~300	6%	8%	6%	10%	9%	8%	82.4
300~350	4%	7%	5%	5%	8%	6%	88.5
350~400	3%	3%	3%	4%	8%	4%	92.9
400~450	2%	2%	2%	2%	2%	2%	95.0
450~500	1%	1%	1%	2%	1%	1%	96.3
500~	6%	2%	2%	5%	5%	4%	100.0
計	100%	100%	100%	100%	100%	100%	

表 1.6 【年代別】発生時までの連続雨量の相対頻度

※平成24年~平成30年は7年間のデータ

※データ範囲は以上~未満

② 発生時までの日雨量

年代別、日雨量別の崩壊件数では、250 mm 以上の降雨は平成 14 年~23 年、平成 24 年~ 30 年で多くなる傾向がみられるが、昭和 57 年~平成 3 年では、300~350 mm、450~500 mm の降雨で最も発生件数が多くなっており、崩壊の発生件数も多くなっている(表 1.7)。

各年度で相対頻度を表 1.8 に示す。その各年度の単純平均より多いものを赤枠、少ない ものを緑枠で囲った。昭和57年~平成3年の300~350 mm、450~500 mm が多いものの、傾 向として平成14年以降は150 mm 以上の日雨量割合が増えていることが確認できる。なお、 発生件数の平均値が集計するデータにより若干異なっているが、集計するデータに値がな い場合は集計できないため、データの違いよるものである。

発生時まで 昭和47年~昭和57年~平成4年~ 平成14年~ 平成24年~ 頻度 相対累積 個数 の日雨量 昭和56年 平成3年 平成13年 平成23年 平成30年 頻度(%) (%) (mm) 87.6 103.7 89.8 0~50 58.5 61.1 401 16.5 16.5 50~100 45.3 85.8 95.9 117.5 88.3 17.8 34.4 433 100~150 53.7 84.0 98.1 141.0 104.3 481 19.8 54.2 150~200 32.0 77.4 48.3 114.5 83.6 356 14.7 68.8 200~250 <u>25.3</u> 31.7 73.1 75.1 10.2 41.8 247 79.0 13.0 35.9 250~300 19.6 49.4 51.7 170 7.0 86.0 300~350 7.6 67.1 22.0 27.6 40.9 165 6.8 92.8 350~400 2.0 12.1 9.3 18.5 16.0 58 95.2 2.4 400~450 0.9 6.5 3.2 6.5 7.1 24 1.0 96.2 450~500 1.7 43.1 2.8 8.5 3.9 60 2.5 98.7 500~ 10.6 5.2 1.2 3.0 12.0 32 1.3 100.0 計 245.2 548.5 433.8 656.2 542.6 2,426

表 1.7 【年代別】発生時までの日雨量ごとの年平均件数

※平成24年~平成30年は7年間のデータ

発生時まで の日雨量 (mm)	昭和47年~ 昭和56年	昭和57年~ 平成3年	平成4年~ 平成13年	平成14年~ 平成23年	平成24年~ 平成30年	相対頻度 (%)	累積相対 頻度(%)
0~50	24%	19%	21%	13%	11%	17%	16.5
50~100	18%	16%	22%	18%	16%	18%	34.4
100~150	22%	15%	23%	21%	19%	20%	54.2
150~200	13%	14%	11%	17%	15%	15%	68.8
200~250	10%	6%	10%	11%	14%	10%	79.0
250~300	5%	7%	5%	8%	10%	7%	86.0
300~350	3%	12%	5%	4%	8%	7%	92.8
350~400	1%	2%	2%	3%	3%	2%	95.2
400~450	0%	1%	1%	1%	1%	1%	96.2
450~500	1%	8%	1%	1%	1%	2%	98.7
500~	2%	0%	1%	2%	2%	1%	100.0
計	100%	100%	100%	100%	100%	100%	

表 1.8 【年代別】発生時までの日雨量の相対頻度

※平成24年~平成30年は7年間のデータ

※データ範囲は以上~未満

③崩壊部分の幅

年代別・崩壊部分の幅別の年平均件数では、近年、幅 15m 未満の崩壊件数が増加している ことが確認できる。幅 15m 以上は、平成 24 年~30 年で若干減少しているが、発生件数は概 ね横ばいとなっている(表 1.9)。また、年度ごとの累積相対頻度でも、年平均件数と同様 の傾向がみられる(図 1.10)。

崩壊部分の幅	昭和47年~	昭和57年~	平成4年~	平成14年~	平成24年~	旧粉	頻度	相対累積
(m)	昭和56年	平成3年	平成13年	平成23年	平成30年	旧奴	(%)	頻度(%)
0~5	16.4	59.2	78.3	172.2	145.6	471.7	18.0	18.0
5~10	65.5	135.4	132.3	234.6	168.6	736.4	28.2	46.2
10~15	59.5	125.6	104.7	154.9	118.6	563.3	21.5	67.7
15~20	34.8	75.7	47.0	62.2	36.3	256.0	9.8	77.5
20~25	30.0	69.9	43.5	58.5	38.4	240.3	9.2	86.7
25~30	10.1	20.7	14.2	13.7	5.7	64.4	2.5	89.2
30~35	14.0	30.8	19.7	30.0	18.9	113.4	4.3	93.5
35~40	3.6	5.8	5.1	3.5	1.1	19.1	0.7	94.3
40~45	6.7	15.8	8.5	9.9	6.3	47.2	1.8	96.1
45~50	1.4	2.0	2.1	0.9	0.3	6.7	0.3	96.3
50~	13.7	22.4	20.4	24.3	15.6	96.4	3.7	100.0
計	255.7	563.3	475.8	764.7	555.3	2614.786		

表 1.9 【年代別】崩壊部分の幅の年平均件数

※平成24年~平成30年は7年間のデータ



図 1.10【年代別】崩壊部分の幅の累積相対頻度

③ 崩壊部分の深さ

斜面崩壊データは、昭和47年~平成11年と平成12年以降の2期間で収集するデータが 異なる。崩壊深については、平成12年以降は直接的に収集されていないため、崩壊土砂量 を崩壊幅で割ることにより間接的に算出したものが整理されている。

年代別・崩壊部分の幅別の年平均件数は、平成 14 年以降で崩壊部分の深さ 0.5m 未満の 事例が大きく増加し、0.5~2.5 mの事例は減少している。2.5 mm以上事例は、減少傾向に 見えるがどの年代も件数が少ないため、大きい崩壊を含む災害等の有無が影響している可 能性が考えられる(表 1.10)。

年度ごとの累積相対頻度は、平成14年以降は深さ0.5m未満が50 %以上を占めており、 1.5m以下で、累積相対頻度は概ね90 %となっている(図 1.11)。

崩壊部分の 深さ (m)	昭和47年~ 昭和56年	昭和57年~ 平成3年	平成4年~ 平成13年	平成14年~ 平成23年	平成24年~ 平成30年	個数	頻度 (%)	相対累積 頻度(%)
0~0.5	13.0	57.8	79.9	314.7	214.3	680	30.2	30.2
0.5~1	44.1	154.0	130.0	158.5	87.1	574	25.5	55.6
1~1.5	78.5	177.2	117.8	88.2	47.9	510	22.6	78.2
1.5~2	38.6	63.1	36.2	19.6	7.4	165	7.3	85.5
2~2.5	46.2	63.0	37.8	22.4	8.1	178	7.9	93.4
2.5~3	7.4	11.6	7.0	5.6	1.4	33	1.5	94.9
3~3.5	14.3	18.6	13.5	7.6	3.0	57	2.5	97.4
3.5~4	2.0	2.4	1.4	0.9	0.0	7	0.3	97.7
4~4.5	3.7	3.8	4.2	2.5	0.4	15	0.6	98.3
4.5~5	0.0	0.8	0.1	0.2	0.0	1	0.0	98.4
5~	6.4	7.3	11.5	7.2	3.9	36	1.6	100.0
計	254.2	559.6	439.4	627.4	373.6	2254		
※ 東岸の4年。	すぜっつたけ	った眼のご	4					

表 1.10 【年代別】崩壊部分の深さの年平均件数

※平成24年~平成30年は7年間のデータ



図 1.11 【年代別】崩壊部分の深さの累積相対頻度

⑤崩壊土量

表 1.11 に年代別・崩壊土砂別の年平均件数を示すように、平成14年以降で40 m³未満 の土砂量が大きく増加している。崩壊土量120 m³以上では減少傾向か概ね同じ件数となっ ている。

図 1.11 に累積相対頻度を示すように、近年になるほど土量 40 m³以下の割合が大きくなっている。また、200 m³未満と 200 m³以上で累積相対頻度の傾向が変化しているが、データ集計範囲が一定でないことが影響したものと考えられる。

崩壊土量	昭和47年~	昭和57年~	平成4年~	平成14年~	平成24年~		頻度	相対累積
(m3)	昭和56年	平成3年	平成13年	平成23年	平成30年	回奴	(%)	頻度(%)
0~40	85.2	222.9	264.1	451.3	306.1	1,330	56.7	56.7
40~80	47.8	88.5	58.6	70.8	38.6	304	13.0	69.7
80~120	30.0	53.1	37.4	39.2	21.0	181	7.7	77.4
120~160	18.5	33.0	17.2	15.3	10.0	94	4.0	81.4
160~200	5.5	11.6	4.4	3.9	1.9	27	1.2	82.6
200~300	20.9	39.3	19.2	21.0	9.9	110	4.7	87.3
300~500	19.6	43.7	19.1	20.3	8.7	111	4.8	92.1
500~1000	12.8	34.0	15.7	14.9	6.6	84	3.6	95.6
1000~2000	7.1	18.4	8.7	9.3	4.7	48	2.1	97.7
2000~5000	3.7	10.7	5.2	6.3	2.6	28	1.2	98.9
5000~	3.2	6.4	4.8	3.3	7.7	25	1.1	100.0
計	254.3	561.6	454.4	655.6	417.7	2,344		

表 1.11 【年代別】崩壊土量の年平均件数

※平成24年~平成30年は7年間のデータ ※データ範囲は以上~未満



図 1.12 【年代別】崩壊土量の累積相対頻度

1.5. 感度分析によるパラメータの影響度および影響範囲の評価

表 1.1 で示した各パラメータについて、文献調査及び統計データから整理した適用範囲 について確認できたが、手引きにおける参考値や算出された統計値では、各パラメータが取 りうる値の幅や単位が異なるため、相互影響の度合いが判定できない。そこで、各パラメー タの移動の力に対する感度分析を行い、各パラメータを定量化し、影響度の大きさを比較し た。

1.5.1. 移動の力への影響評価

表 1.12 に示す手引きの参考値や統計値をもとに、土質性状パラメータは「手引き」の参 考値を使用し、現地条件パラメータについては統計データをもとに標準値及び適用範囲 (90%調整値)を設定したうえで、感度分析を行った(図 1.13、図 1.14)。

	4	经口间	手引きの	感度分析の	パラメータの	適用範囲の	
	告示式で示されているハラメータ	裡別	参考値	標準値	適用範囲	設定根拠	
(1)	土石等の比重 σ		2.6	2.6	$2.6 \sim 2.8$	4歳女	
(2)	土石等の容積濃度 c	出価上小の	0.5	0.5	$0.45 \sim 0.55$	X HIA	
(3)	土石等の密度 $ ho_{m}$	朋環土砂の	1.8 t/m ³	1.8 t/m ³	$1.72\sim 1.99~t/m^3$	計算値	
(4)	土石等の単位堆積重量 γ	工具性仏	14-20 kN/m ³	-	-	ρ mで代用	
(5)	土石等の内部摩擦角 🖕		15-40 °	30 °	$15\sim40^\circ$	4 a. +	
(6)	土石等の流体抵抗係数 f _b		0.025	0.025	$0.015 \sim 0.06$	入 用A	
(7)	↓工竿の移動直さら		1	10 m	0.25 a. 1.5 m	斜面崩壊データ	
(T)	工石寺の移動向でIIsm		I	1.0 111	0.25 - 1.5 11	+崩壊深の1/2	
(8)	刍 佰 斜 地 の 喜 さ 日			15 m	$5 \sim 70 \text{ m}$		
(0)	志岐が追り向と日	現地条件		(中央値)	5 - 7011	斜面崩壊データ	
(0)	今頃斜地の傾斜度 4	パラメータ	現地条件	45 °	20 a. 75 °	料面崩壊ノーメ	
(9)	志頃和地の頃和反 Uu		設定条件	(中央値)	30.075		
(10)	急傾斜地の下端傾斜度 $ heta_{ m d}$			0 °	$0\sim 20^{\circ}$	統計データなし	
(11)	急傾斜地の下端からの水平距離 X			0 m	$0\sim5{ m m}$		

表 1.12 感度分析における標準値と変動範囲

感度分析における標準値と適用範囲の解析結果について、それぞれ整理すると以下のと おりである。

- ✓ 流体抵抗係数 f_b や内部摩擦角 φ 土石の密度 ρ_m など土質性状パラメータによる影響感 度は小さく、現地条件パラメータの半分程度であった。
- ✓ 急傾斜地の高さ H、土石等の高さ h_{sm}、急傾斜地の傾斜度 θu など、現地条件パラメー タの初期値を変更すると 96 kN/m²以上変化することがわかった。
- ✓ 文献や統計データの範囲値を使う場合は中央値を用いて値を設定したが、パラメータ 初期値によっては変動の幅が変化する。
- ✓ 急傾斜地傾斜度 θu は変動範囲内での分布が凸型のピークを有している。そのため、与 える初期値によって移動の力影響量が変化する可能性がある。



図 1.13 各パラメータの適用範囲における感度分析結果

1.5.2. 統計値を考慮した影響範囲について

感度分析の結果のうち、統計データが存在する土石等の移動高さh_{sm}、急傾斜地の高さH、 急傾斜地の傾斜度θuについて、感度分析による影響度と頻度を踏まえて再度整理を行った。 整理方法は感度分析範囲のうち、平均値と標準偏差をもとに±1αの範囲で移動の力に与 える影響を評価した、統計データがある告示式の変数の平均値および標準偏差は表 1.13 に 示す通りである。感度分析結果に統計情報による平均値や標準偏差の範囲を追加し図 1.15 に示す。



図 1.14 各パラメータの影響度(移動の力に与える影響)

告示式の変数	単位	感度分析 標準値	平均値 <i>μ</i>	標準偏差 σ	μ - σ	$\mu + \sigma$	統計 最小値	統計 最大値
崩壊の深さ	m	_	0.9	0.6	0.3	1.5	0.1	3
土石等の移動高さ h _{sm} 崩壊の深さ×1/2	m	1	0.45	0.3	0.15	0.75	0.05	1.5
急傾斜地の高さH	m	15	19.8	13.7	6.1	33.5	5	70
急傾斜地の傾斜度の	度	45	48.3	11.6	36.7	59.9	30	75

表 1.13 告示式の変数と統計値

[土石等の移動高さ h_{sm}]







```
[急傾斜地の傾斜度<sub>θu</sub>]
```



図 1.15 感度分析における平均値±標準偏差の影響範囲

表 1.14 に感度分析による移動の力の変動幅と、その影響順位を示し、分析結果について 図 1.16 にまとめた。統計データが利用できる土石等の移動の高さ、急傾斜地の高さ、急傾 斜地の傾斜度の3つの地形条件パラメータについては、平均値から標準偏差±1g の範囲に おける移動の力の変化の幅を緑のラインで示した。また、各パラメータの表示順は、統計デ ータを考慮しない場合の影響順に上から並べた。

感度分析の結果からは(7)~(9)の3つの地形条件パラメータの影響が大きいという 結果が得られたが、データ分布から偏差を考慮すると、(9)の急傾斜地の傾斜度の影響は 相対的に小さくなることが確認できた。一方、(1)~(5)の土質性状パラメータは全体 的に影響度が低いことが確認されたが、(6)の流体抵抗係数だけは全体に与える影響度が 高いことが示された。

	告示式で示されているパラメータ	種別	手引きの 参考値	感度分析の 標準値	パラメータの 適用範囲	移動の力 の変動幅 (偏差考慮)	感度分析 による 影響順位	偏差考慮 による 影響順位
(1)	土石等の比重 σ		2.6	2.6	$2.6 \sim 2.8$			
(2)	土石等の容積濃度 c		0.5	0.5	$0.45 \sim 0.55$	1711/2	8	0
(3)	土石等の密度 $\rho_{\rm m}$	土質性状	1.8 t/m ³	1.8 t/m ³	$1.72 \sim 1.99 \ {\rm t/m^3}$	17 KN/M		8
(4)	土石等の単位堆積重量 γ	パラメータ	14-20 kN/m ³	-	-			
(5)	土石等の内部摩擦角 🖗		15-40°	30 °	$15 \sim 40~^\circ$	40 kN/m2	7	7
(6)	土石等の流体抵抗係数 f _b		0.025	0.025	$0.015 \sim 0.06$	76 kN/m2	4	2
(7)	土石等の移動高さ h _{sm}		1	1.0 m	$0.25 \sim 1.5 \ m$	96(72) kN/m2	2	4
(8)	急傾斜地の高さ Η	現地条件		15 m (中央値)	5 ~ 70 m	112(92) kN/m2	1	1
(9)	急傾斜地の傾斜度 $ heta_{u}$	パラメータ	現地条件 設定条件	45° (中央値)	$30 \sim 75$ °	99(45) kN/m2	3	6
(10)	急傾斜地の下端傾斜度 $ heta_{ m d}$]		0 °	$0\sim 20$ °	75 kN/m2	5	3
(11)	急傾斜地の下端からの水平距離 X	1		0 m	$0\sim 5~m$	68 kN/m2	6	5

表 1.14 パラメータ適用範囲の移動のカへの影響度



図 1.16 統計的な再整理を行った感度分析結果(移動の力に与える影響)

2. パラメータ検証のためのサンプル調査

前章では、擁壁にかかる衝撃力の計算根拠となる告示式のパラメータについて、参考文献 および統計データをもとに感度分析を行った。告示式で求められる移動の力に対する影響 度がパラメータによって異なり、土質性状パラメータよりも現地条件パラメータが与える 影響が強い場合が多いことが明らかになった。

一方、土質性状パラメータのうち、流体抵抗係数 fb が最も影響度の高いパラメータであった。流体抵抗係数が示す土質特性の一つに、崩壊土砂の流動性が挙げられ、流動性の高さに相反して流体抵抗値が高くなるという性質を持つが、衝撃力を求める式には崩壊土砂の流動化のしやすさを示すパラメータは含まれておらず、流体抵抗係数と土砂の流動性を関連付ける指標について検討する必要がある。

ここで、現地において崩壊土砂となり得る潜在的な不安定土層においてサンプリングを 実施し、土質試験によって試料の土質性状を調べるとともに、斜面規模や集水面積を調査し、 土砂の流動化に関する既往の文献について整理を行った。

2.1. 調查地概要

調査は急傾斜地崩壊防止施設が設置されている斜面を設定し、集水面積の異なる2つの 斜面を選定した。それぞれ斜面位置によって土質性状が異なることを想定して、斜面の上 部・中部・下部の3箇所で土質試験に使用する不攪乱試料を採取した。調査地の土質はいず れも砂質土であり、礫の混入が見られた地点①の長崎県囲地区では試験等は礫の混入を避 けて試料を採取した。

	調査地	集水面積 [m ²]	斜面高さ [m]	土質
地点①	長崎県 囲地区	4,856	64	礫混じり砂質土
地点②	福島県 山の神地区	868	27	砂質土

表 2.1 調査地概要



図 2.1 サンプリング位置(調査地①)



図 2.2 調査地① 土層断面 (左から斜面下部、中部、上部)



図 2.3 サンプリング位置図(調査地2)


図 2.4 調査地② 土層断面 (左から斜面下部、中部、上部)

2.2. 流動化しやすさの評価

土砂の流動性については 1950 年代より研究が行われており、その土砂動態については Bagnold(1954)が提唱する Grain flow model や、Reynold(1954)が提唱する Entrapped gas model が主流とされていたが、岩屑なだれのような乾いた崩壊が対象であった。1970 年代に 入り、土質性状や含水状態の関係で発生機構を説明する Excess porewater pressure model の研究が行われるようになった (矢沢ほか,1990 など)。これらの研究の流れの中で崩壊土 砂の流動性や流動化のしやすさの指標がいくつか提案されてきた。

2.2.1. 概略流動化指標(AMI)

当時はまだ未崩壊斜面の土質から、崩壊した場合の土砂の流動性を推定する手法等は提 案されておらず、Ellen and Fleming (1987)によってアメリカ西部で発生した斜面崩壊に よる土砂の流動化について、土質性状を元に流動しやすさを判定する概略流動化指数(以下、 AMI)が提示された(p.41 に詳述)。

AMI は、飽和時含水比と液性限界の比率で表され、1.0以上の場合は容易に流動化しやすい状態を表し、0.45より小さい場合には逆に流動化しない状態を表している。



$0.45 \ge AMI$	・流動化しない
$0.73 \pm \Lambda M$	・1/IL19/1 L し よ V

本検討においても各種土質試験結果から、土砂の流動化指標としての適用性を検討する ために AMI を算出した(表 2.2)。なお、土質試験については以下の試験を実施した。

✓ スランプコーンによるコンシステンシー試験(JIS A 1171 準用)

✓ 最小密度・最大密度試験(JIS A 1224)

✓ 土粒子の密度試験(JIS A 1202)

		湿潤	乾燥	十粒子	白伏		粒度	分布		液性	・塑性限界	「試験		算出	
				エ位う		Tábi	たい	Szil. k	*F 🕂	液性	塑性	塑性	問心し	飽和時	
地区名	試料名	密度	省反	の密度	古小比	144	чy	7701		限界	限界	指数	间际比	含水比	A.IVI.I
		ρ _t	ρ _d	ρ _s	Wn%	%	%	%	%	W. %	Wp%	ln.	-	%	-
		(g/cm ³⁾	(g/cm^3)	(g/cm^3)	VV1170	70	70	70	70	**L>0	VVP70	٩٢		70	
	斜面下	1.26	0.98	2.68	29.0	34	25	21	20	55.6	30.1	25.5	1.74	65.0	1.2
囲	斜面中	1.14	0.93	2.65	17.2	48	14	21	18	49.6	28.2	21.4	1.86	70.2	1.4
	斜面上	1.40	1.13	2.60	24.6	39	12	25	25	47.7	26.0	21.7	1.30	50.1	1.1
	斜面下	1.86	1.53	2.65	22.0	2	52	23	23	31.4	18.4	13.0	0.30	27.7	0.88
山の神	斜面中	1.58	1.35	2.62	17.2	0	53	28	19	37.3	21.8	15.5	0.94	36.1	0.97
	斜面上	1.72	1.38	2.61	24.2	0	48	28	22	33.8	23.2	10.6	0.89	34.0	1.0

表 2.2 土質試験結果と AMI

土質試験結果から、囲地区の3 試料はいずれも1.0 を超えており、容易に流動化する判 定が得られ、山の神地区においても斜面上方は流動化しやすい判定が得られた。囲地区の土 質は巨礫まじりの崖錐堆積物であり、空隙や固結度の低いマトリクスが存在するため間隙 比が大きくなりやすく、そのため飽和時含水比が高く算出されている。また、液性限界試験 は34~48 %含まれる礫分を除去しているため、礫まじり土としては高い液性限界が算出さ れてしまっている点からも、非常に流動性の高い土質特性を示しているといえる。

一方、山の神地区は砂質の崩土からなるが、砂と細粒分が概ね均等に構成されているため 間隙比が小さく、液性限界も一般的な値となっている。

2.2.2. 飽和に必要な降雨量について

各種土質試験で得られた値をもとに、斜面の土層が飽和するのに必要な降雨量を現地集 水面積から推定した(表 2.3)。また、土層が液性限界に達するのに必要な降雨量について も同様に推定を行った(表 2.4)。推定では以下の仮定条件のもとに実施した。なお、実効 水量については過去最大と近年(10年以内)で最大の値を併記しているが、本来土層への 降雨の流入量と流出量から算出すべき値だが、流出量を求めることが困難な本検討におい ては、参考値として土壌雨量指数を土層内の含水量とみなした。また、過去最大と近年で最 大の実効雨量のときの飽和時含水比および液性限界から、試料の AMI 推定値を求めた(表 2.5)。

- ✓ 直接降雨は、降った雨がそのまま土層内に留まっている状態とする。
- ✓ 崩壊地の体積は現地斜面の高さ(28 m)をもとに、がけ協資料から崩壊高さ26~30 m
 のときの崩壊土量(=210 m³)とする
- ✓ 集水面積については、降った雨がすべて集中し、かつ斜面中にとどまり流出しない状態 とする。

	=+**1 友	1	lm ³ あたり		直接降雨	中林	-v=	210m ³ あたり	集水	考慮
地区夕		自然	飽和時	必要	必要な	天劝小重 ※+ 擁雨景指数		必要な	集水	必要な
地区石	武什石	含水量	含水量	含水量	降雨量	ベニ級ト	《上坡时里旧奴		面積	降雨量
		(t)	(t)	(t)	(mm)	(mm)		(t)	(m ²)	(mm)
	斜面下	0.28	0.64	0.35	352	330	219 (2011年6日)	74	4856	15
井	斜面中	0.16	0.65	0.49	491	JJZ (1002年7日)		103	4856	21
	斜面上	0.28	0.57	0.29	288	(1902-47万)	(2011-+0万)	60	4856	12
	斜面下	0.34	0.42	0.09	87	167	165	18	868	21
山の神	斜面中	0.23	0.49	0.25	254	107(1077年0月)	(2019年10	53	868	61
	斜面上	0.33	0.47	0.14	135	(1311年3月)	月)	28	868	33

表 2.3 飽和に必要な降雨量

表 2.4 液性限界に達するのに必要な降雨量

	于业力		1m ³ あたり		直接降雨	中共		210m ³ あたり	集水	考慮
地区夕		自然	液性限界	必要	必要な	夫刘 ※十確同	天劝小重 ※+撞雨景指数		集水	必要な
地区名 訊料名		含水量	時含水量	含水量	降雨量	《 上敬时里泪数		含水量	面積	降雨量
		(t)	(t)	(t)	(mm)	(mm)		(t)	(m ²)	(mm)
	斜面下	0.28	0.54	0.26	260	330	219 (2011年6日)	55	4856	11
囲	斜面中	0.16	0.46	0.30	300	332 (1092年7日)		63	4856	13
	斜面上	0.28	0.54	0.26	261	(1902年7万)	(2011-40万)	55	4856	11
	斜面下	海	性限史に遠	する前に	約和	167	165	広州四田に法する前に約和		/- 約和
山の神	斜面中	//X	LINGE	.9 '0 HJ /CI	3B4H	(1077年0日)	(2019年10	IX II PX IF IC	圧する时	V- 6014
	斜面上	0.33	0.47	0.13	133	(1311年3月)	月)	28	868	32

2地区の推定結果を整理すると以下のとおりである。

- ✓ 囲地区は山の神地区よりも間隙比が大きいため、飽和に必要な単位面積当たりの実効 水量は多くなる。一方、集水範囲に降った雨が一斜面に集中すると仮定した場合、囲地 区の集水面積の方が大きいため少ない実効水量で飽和に達すると考えられる。
- ✓ 過去最大の実効雨量の場合、一試料以外(山の神地区斜面中以外)はすべて AMI が 1.0 以上を示した。試料のサンプリングを実施した斜面には小崩壊の跡が複数認められて おり、これらの崩壊は既往の降雨によって土層の含水比が液性限界に達した発生した ものと考えられる。一方で、山の神地区の試料では飽和時 AMI は 1.0 未満であること から、その場合は飽和水量を超える降雨が必要となる(表 2.2)
- ✓ 崩壊の発生メカニズムとして、水分飽和による土層中の間隙率の上昇がせん断強度を 低下させ崩壊に至るパターンと、降雨の浸潤による土層中のサクション減少が粘着力 の低下を起こし崩壊に至るパターンが考えられる。規模の小さい急傾斜地での崩壊を 考えると後者の場合が多く、土層が飽和する前に液性限界に達する可能性がある囲地 区の斜面では、崩壊時に土石の流動化が起きる危険があると推察できる。

		近年最大	1m ³ あたり			過去最大	1m ³ あたり		
地区名	試料名	実効雨量(mm) ※土壌雨量指数	自然含水量 +実効水量(t)	降雨時含水比 (%)	降雨時 A.M.I	実効雨量(mm) ※土壌雨量指数	自然含水量 + 実効水量(t)	降雨時含水比 (%)	降雨時 A.M.I
斜面下	210	0.50	51.4	0.9	222	0.62	63.0	1.1	
囲	斜面中	(2011年6月)	0.38	40.9	0.8	332 (1982年7月)	0.49	53.1	1.1
	斜面上		0.50	44.0	0.9		0.61	54.0	1.1
	斜面下	165	0.50	32.8	1.0	167	0.50	32.9	1.0
山の神	斜面中	105 (2019年10月)	0.40	29.4	0.8	167 (1977年9月) ·	0.40	29.6	0.8
斜面。	斜面上		0.50	36.1	1.1		0.50	36.3	1.1

表 2.5 過去最大雨量時から推定される AMI

2.3. 概略流動化指数と流体抵抗係数

芦田・江頭ほか^bの研究では、粒度調整を行った試料をもとに流路実験を行い、それらの 試料の流体抵抗係数は 0.015~0.06 の値の範囲にあるとしている。ここで、物性値から求め られる流動化指数と、実験値である流体抵抗係数の関連を検討するため、芦田・江頭ほか^b で報告されている粒度調整試料と概ね同等の試料を複数作成し、液性限界試験、最小最大密 度試験、土粒子密度試験を実施し、得られた物性値をもとに AMI を求めた。なお、液性限 界試験については、代替試験としてスランプコーンによるコンシステンシー試験結果から 換算している(Matsuo et al., 1970)。

使用した試験試料の粒度分布を図 2.5 に示すが、D₅₀が大きくなるにつれてバランスの 偏重した粒度の悪い試料であることがわかる。次にこれらの試料最大密度のときと最小密 度の時の AMI を算出した(表 2.6・表 2.7)。



図 2.5 試験試料の粒径加積曲線

最大密度		土粒子	乾燥密度		飽和時	液性限界	
(最も密	な試料)	密度		間隙比	含水比		A.M.I
地区名	試料名	g/cm ³	g/cm ³		%	%	
	D50=0.59	2.63	1.537	0.71	27.0	29.75	0.91
試験砂	D50=1.54	2.624	1.248	1.10	42.0	29.31	1.43
	D50=2.68	2.621	0.785	2.34	89.2	29.8	2.99

表 2.6 最大密度試験結果と AMI

表 2.7 最小密度試験結果と AMI

最小密度 (最も緩い試料)		土粒子 密度	乾燥密度	間隙比	飽和時 含水比	液性限界	A.M.I
地区名	試料名	g/cm ³	g/cm ³		%	%	
試験砂	D50=0.59	2.63	1.037	1.54	58.4	29.75	1.96
	D50=1.54	2.624	0.804	2.26	86.3	29.31	2.94
	D50=2.68	2.621	0.451	4.81	183.6	29.8	6.16

地盤工学会資料では土質試験試料の乾燥密度の最小最大値は、最小密度で 1.153~1.912 g/cm³、最大密度で 1.519~2.213 g/cm³と報告がある。本試験では D₅₀ = 0.59 mm のみ範囲 内に収まる試料であった。

各試験で得られた AMI の推定値では、最も密に締固めた試料の AMI は 0.91~2.99 であ り、最も緩く作成した試料では 1.96~6.16 という値が得られた。このことから、本試験で 使用した試料はいずれも AMI が高い傾向にあり、芦田・ほか^bの研究ではかなり流動化しや すい試験試料を用いて実験を行ったことが示唆された。

流体抵抗係数と概略流動化指標に関する検討結果を整理すると以下のとおりである。

- ✓ 擁壁の設計に用いる告示式中の流体抵抗係数は芦田・江頭ほか^bの報告をもとに、実際の災害地に該当する f_b = 0.025 を一般的な値として適用している
- ✓ 芦田ほかの実験で fb の取り得る範囲は 0.015~0.06 に収まると報告があったが、同様の条件下での試験結果では、試料の fb = 0.02 は相当流動化が進んだ状況であることが確認された。
- ✓ 芦田ほかの実験の再現試料で行った試験では、試料のAMIは2~6と指標となる1.0を 大きく上回っていた。
- ✓ AMI は本来崩壊による土石流化のしやすさの判定となるが、1.0を超える場合は流動化した土砂の到達範囲や流走距離に関する指標を示しているといえる。
- ✓ 芦田ほかが示す流体抵抗係数の取り得る範囲では、AMIは2を超える高い値となり、
 AMIと流体抵抗係数を単純に関連づけることは困難であるといえる。

2.4. 流体抵抗係数の検証結果の整理

2.1~2.3 の結果より、流体抵抗係数のパラメータ設定の妥当性について妥当性を考察した。

手引きで示されている流体抵抗係数の取り得る範囲(0.015~0.06)は、崩壊が発生するのに必要な水量以上が必要となるため、集水面積が広く、浸透量が大きくなる必要がある。 土層の概略流動化指数 AMI が小さい斜面や、集水範囲の小さな斜面などの土砂の流動化が 無視できるような斜面では、一般的な値として f_b=0.025 を適用すると移動の力を過大評価 している可能性がある。

一方、斜面の規模が小さく、集水量が見込めない現場条件では $f_b > 0.025$ とし、衝撃力を 小さく見込んでも危険は小さいと判断できる。流動化しないと見込めるような斜面の場合、 芦田ほかで報告のある $f_{b max} = 0.06$ 採用しても危険側への影響は小さいと推測される。

崩壊土砂が流動化しない場合の流体抵抗係数の取り得る範囲や適切な値については、概 略流動化指数との関連づけはできなかった。崩壊土砂の流動化と流体抵抗係数の関係把握 には、今後水路実験を交えた両者の検討が望ましいといえる。

球磨川氾濫域の急傾斜施設調査

パラメータ検証のための基礎資料とするため、令和2年7月豪雨において球磨川流域で 氾濫した地域に設置された急傾斜施設の調査を行った。

河川氾濫により急傾斜施設が浸水した事例として、令和2年8月に実施された球磨川流 域の浸水エリアでの調査結果を表 2.8に示す。そのうち擁壁工が大きく浸水した箇所は3 箇所あり、のNo.5島田地区、No.9堤(A)地区、No.10箙瀬(えびらせ)地区である。

No. 5島田地区は擁壁高 3.2 mに対して 5.6 mの浸水があった箇所である。擁壁形式は 背面に水路が設置されていることから、重力式擁壁と推察される。なお擁壁の打ち継ぎ目に ズレが認められたが、浸水の影響については判定不能であった。

No.9堤(A)地区は擁壁高さ2.8~3.5mに対して3.6mの浸水があった。擁壁形状は、施設背面の状況から重力式擁壁と推察される。なお施設や斜面には変状は認められなかった。 No.10 箙瀬地区は擁壁高さ6~7mに対して5mの浸水があった。擁壁形状は、擁壁高さからもたれ式擁壁であると推察される。なお、施設や斜面に変状は認められなかった。

この調査では、河川反乱で完全に水没した重力式擁壁および7~8割水没したもたれ式擁 壁ともに変状は確認されなかったといえる。

No.	危険箇所番号	箇所名	所在地	管内図の急傾 斜地崩壊危険 区域表No.	施設種	施設高※	浸水高※	施設の変状
1	203 I-43	麓町	人吉市麓町麓町	84	擁壁工	6m (カルテ)	1.55m (現地痕跡)	無し
2	203 I-44	田町	人吉市田町田町	2	擁壁工	11~15m (カルテ)	0.8m (住民情報)	無し
3	203 I-30	灰久保 (西間下D)	人吉市西間下町西間下	140	擁壁工		無し	
4	203 I-6	中神B	人吉市中神町中神	888	待受式擁壁工	2.5m (現地計測)	1.4m (住民情報)	無し
5	513 I-46	島田	球磨郡球磨村渡島田	613	擁壁工+吹付工	3.2m (現地計測)	5.6m (現地痕跡)	打ち継ぎ目にズレ
6	513 I-26	柳詰	球磨郡球磨村一勝地柳詰	671	擁壁工		0.2m (現地痕跡)	無し
7	513 I-28	宮園	球磨郡球磨村一勝地宮園	467	のり枠工		5m (現地痕跡)	無し
8	513 I-23	大坂間	球磨郡球磨村一勝地大坂間	844	<u>擁壁工,</u> 吹付工	5m (現地目算)	1~2m (住民情報)	無し
9	513 I-7	堤(A)	球磨郡球磨村神瀬堤	841	擁壁工	2.8~3.5m (現地計測~ カルテ)	3.6m (現地痕跡)	無し
10	513 I-4	箙瀬	球磨郡球磨村神瀬箙瀬	717	擁壁工	6~7m (カルテ)	5m (現地痕跡)	無し
11	482 I-65	岩屋川内	葦北郡芦北町箙瀬岩屋川内	257		現地に到達	できず,未調査	
12	461 I-77	瀬戸石	八代市坂本町川岳瀬戸石	176	擁壁工		無し	
13	461 I-62	下鎌瀬	八代市坂本町鎌瀬下鎌瀬	382	擁壁工	3.2m (現地計測)	2.4m (住民情報)	無し
14	461 I-26	合志野(B)	八代市坂木町荒瀬合志野	403			無し	
15	461 I-14	松崎	八代市坂本町坂本松崎	221	擁壁工		無し	
16	461 I-6	下代瀬	八代市坂本町中谷下代瀬	228	擁壁工		無し	
17	461 I-2	瀬高	八代市坂本町中谷瀬高	603	擁壁工		無し	
※施設高は、現地計測または急額斜地斜面カルテによる 浸水高は、住民からの情報による痕跡計測または調査員の観察による痕跡計測による								

表 2.8 球磨川浸水域急傾斜施設調查 総括表

【土砂の流動性の指標について】

AMI (Approximate Mobility Index) は土砂の流動しやすさを示す指標であり、山下・石 川ほか(1992)や山本・石川ほか(1999)においても、国内の土砂災害事例での土砂動態に 関して言及されている。本資料では告示式内に示されている流体抵抗係数 fb との関連につ いて検討を行っているが、近年の土砂災害で特徴的な土砂の長距離移動現象について、土砂 の流動性という視点から改めて考察を行った。

崩壊土砂の流動性に関する既往の研究について、大倉 (2004)によって詳しく整理されて いるが、その中で過剰間隙水圧(Excess Pore-water Pressure)が崩壊の発生および土砂の 流動性に大きく関与すると指摘している。平成 30 (2018)年北海道胆振東部地震で発生した 崩壊の多くは、これまでの降雨などで崩壊がみられなかった緩斜面でも発生し、谷頭斜面だ けでなく平衡斜面においても顕著に崩壊がみられた。また、平成 28 (2016)年熊本地震で発 生した、京都大学火山研究所が所在する高野尾羽根溶岩平頂丘における大規模地すべりに おいても、緩斜面での崩壊と土砂の長距離移動が確認されている。これらは両地域を被覆す る降下軽石類付近の崩壊によるものと報告されており(田近, 2018; Kasama et al., 2018 など)、空隙が多い構造上、地震動による組織の崩壊に加え、空隙内に胚胎する水が土砂移 動に影響を与えたとしている。また、風化した軽石類は著しく強度低下することが知られて おり(松倉、2017)、南九州などではボラと称され、土木や農業に不向きな特殊土壌に近い 特性をもつとされている。これらのような土砂の長距離移動事例について、土質試験結果から AMI の算出を試みた。

山下・石川ほかは、熊本県阿蘇地方で発生した土石流災害において、崩壊地と未崩壊地の それぞれの試料で土質試験を行い、崩壊が発生した試料の AMI は 1.0 を超え、未崩壊斜面 では 1.0 に満たないものの、0.45 以上を示していると報告して。一方、山本・石川ほかで は豪雨による土石流災害において、土石の流送距離が長い場合、下流に向かって土砂の含水 比に漸増傾向が見られたと報告しており、土砂の流送プロセス中での物性の変化の可能性 について言及している。

AMI は本来土砂の流動しやすさの状態を表す指数として提案されているが、式が示す通り、攪乱試料の含水比を示す分母項と、不攪乱試料の含水比を示す分子項からなり、その式は以下のように一般的な土質試験項目の値に変換可能である。

$$A.M.I. = \frac{W_{sat} (飽和含水比)}{W_L (液性限界)}$$

$$W_{sat} = \frac{M_{water} + (V_{air} \times 1.0)}{M_{soil}} \times 100(\%)$$

$$= \frac{(V_{water} + V_{air}) \times 1.0}{V_{soil} \times \gamma_{soil}}$$

$$= \frac{V_{void} \times 1.0}{V_{soil} \times \gamma_{soil}} = \frac{V_{void}}{V_{soil}} \times \frac{1}{\rho_{soil}} = e \cdot \frac{1}{\rho_{soil}}$$
Wsat: 飽和含水比 [%]
Mwater: 水質量 [m³]
Vair: 空気体積 [kg]
Msoil: 乾燥質量 [kg]
psoil: 土粒子密度 [kg/m³]
e: 間隙比
%1 液性限界 WL については p. を参考
%2 飽和含水比 Wsat: 空隙部分も水で飽和した際の含水比。
%3 上式は水の質量を 1.0 kg/L と仮定する。

そこで、山下・石川ほかや、山本・石川ほかに加えて、近年の土砂災害で土砂の長距離移 動が確認された事例報告を収集し、土質特性をもとに AMI を概算した。間隙比については 定量試験を行って場合があるため、土質工学の資料集などから間隙比を引用した。



(赤線:A.M.I.=1.0、橙線:AMI=0.45)

間隙比等の土質特性が得られていない試料については、試みとして自然含水比を用いて 検討を行ったが、飽和含水比よりも小さくなるため必然的に分子項が小さくなる。一方、空 隙比 e から求めた AMI は、いずれも大きく 1.0 を超えており、土質的に流動性の高い状態 であることが確認できた。また、崩壊した堆積土砂試料から AMI を算出した「樽前麓」は、 「安平」と同様の樽前火山降下軽石類主体であるものの、自然含水比計算 AMI・間隙率計算 AMI ともに AMI=0.45~1.0 の状態であり、崩壊によって水が排出されると同時に攪乱によ り空隙に減少が起きている可能性を示唆しており、崩壊~流送~停止にいたるプロセスに は、土石中の排水と攪乱による破壊(圧また、通常降雨などで崩壊する急傾斜地の崩壊だけ でなく、緩斜面での崩壊も視野に入れた検討を行う場合、崩壊の発生機構についても整理す る必要がある。

これまでの斜面崩壊プロセスに対する理解では、雨水浸透による斜面の強度低下により引き起こされるものとの解釈が大きく、降雨強度や地形・地質などの要因に関する研究は多

く行われてきた。一方、本検討のような地震による崩壊事例では、これまでの降雨による崩 壊がわずかだったにもかかわらず、大規模な崩壊が発生しており、かつ土砂が長距離移動し ている。降下火砕類が被覆する地域では、①地震動によって多孔質組織が破壊・圧搾、②破 砕した細粒分による液性限界の減少(AMI分母項が減少し、流動化しやすい状態へ遷移す る)、③破壊部が弱部として伝播し崩壊が発生、④圧縮排水による流送区間の増大、⑤流送 中の攪乱により未破壊部が破壊され細粒分増加し(高流動成分の増大)、⑥脱水・細粒分率 上昇により流送から停止に移行、という崩壊~流送~停止のプロセスが想定できる。

Ellen & Fleming では、液性限界・飽和含水率ともに 100%に満たないシルト質~砂質粘 性土試料を用いているが、実斜面での土石の流動性を検討する場合、本検討のように軽石類 をはじめとする降下火砕物も取り扱う必要がある。今回の検討に用いた土質試料は、いずれ も空隙が多い試料のため飽和含水比は高くなる傾向がある。また、液性限界についても、土 石の粒度組成によってもコンシステンシーが異なることから、高い液性限界を示すような 土質での崩壊事例についても事例収集を行い、AMI 判定のグラフを拡張する意味は大きい。 本検討では AMI=1.0を土石の流動化の閾値として扱っているが、今後土質特性や粒度組成 のデータが蓄積されることで、高液性限界域や高飽和時間隙比の領域の流動性指標が明ら かになると考えられる。さらには芦田・江頭ほかが示す流体抵抗係数との関連を目指し、土 質試験から fbの推定が可能となることが期待できる。 3. 有限要素法による地盤変形解析

ここまで擁壁の設計時に用いる安定性評価手法について、参考とされる告示式中に示さ れるパラメータの種類および一般的な参考値について、文献収集および統計的整理を行い 根拠と適用範囲を確認した。一方、現行の設計時に用いる評価方法は、外力のみを評価して いるため地盤や構造物の変形による力の集中ないし分散という現象については評価されて いない。また、崩落した土砂による衝撃力は、有限時間中に作用する動的な現象であり、擁 壁には衝突過程に応じた荷重がかかっている。

ここで応力応答解析を導入し、動的に作用する荷重に対し地盤や構造物の変形する過程 について検証を行った。解析には有限要素法(以下、FEM)を用いた応力変形解析を実施し、 擁壁の安定性評価について検証を行った。なお、解析には動的変形プログラム(以下、STADAS (Yoshida, 1993))を用いた。

3.1. 有限要素法解析検討の目的

FEM を用いた応力変形解析により、擁壁安定性の評価・検討を行う。 擁壁の設定時に用いる安定性評価手法の選定フローを体系立てる上で確認すべき項目と して、以下を確認することを目的として、図 3.1 に示す流れで FEM 解析を実施した。

- ✓ 擁壁の安定性の評価
- ✓ 擁壁の不安定条件から安定へ導く条件
- ✓ 待受け式擁壁の衝撃力緩和係数 α に内包される地盤の塑性変形の効果の定量化



図 3.1 FEM 解析の検討フロー

3.2. 転倒判定基準の検討

初めに FEM 解析における安定性評価基準を設定するために、落石対策便覧および道路土 工を参考とし、安定性評価手法や要求性能についての確認をそれぞれ行った(表 3.1)。

	落石対策便覧	道路土工擁壁工			
安定照査 基準	落石防護擁壁の安定に対する照査手法は、 擁壁を弾性地盤によって支持された剛体と仮 定し、落石の衝突により擁壁に伝達された運 動エネルギーが地盤の男性応答時の変形エネ ルギーと等しくなるまで、擁壁が水平変位お よび回転を生じると考える。 塑性変形を考慮した可能吸収エネルギーEM と弾性応答時回転変形エネルギーEMLを比較 して、EML <emとなることを照査する。 擁壁に過大な回転角や転倒等が生じないこ とを保証するために、擁壁に生じる最大回転 角の許容値は2~3°を目安とするとされてい る。</emとなることを照査する。 	直接基礎の擁壁における安定性の照査は、 擁壁底面に作用する荷重の合力作用位置が、 常時では擁壁底面の衷心より擁壁底面幅の 1/6以内、地震時では擁壁底面幅の1/3以内に あることを照査する。擁壁の許容変位は、通 常の地盤では、滑動、転倒、支持の安定性に 対する照査を行えば、一般に変位の照査は省 略してもよい、とされている。			
要求性能	表5-1 想定する作用に対する落石防護施設の要求性能の例 重要度1 重要度2 建定する作用 性能1 常時の作用 性能2 降雨の作用 性能1 レベル1地震動の作用 性能2 レベル2地震動の作用 性能2 世能2 性能3	第表4-1 接受の要求性能の例 北定する作用 北変度 御時の作用 世に1 御町の作用 世に1 世に1 世に1 世に1 世に1 世に1 世に1 世に1 世にに1 世にに1 世にに1 世であり作用 世であり、 世であり、 世であり、 世であり、 世であり、 世であり、 世であり、 の作用 世での 世であ ビベル 2 独震動 世での ビベル 2 独震動 ビベル 2 独震の ビベル 2 独震 ジェ ビ			

表 3.1 文献に記載される要求性能

【安定性判定基準】

動的照査法による解析は他分野でも用いられているが、標準的な方法としてはまだ確立 されていない。落石対策便覧に示される設計の基準値は、土木研究所資料によると、重錘 の衝突実験において、安定性を保てたケースはほぼ塑性率<6かつ最大回転角 θ <5°の 範囲にあり、落石荷重の不確実性、地盤定数のばらつき、落石衝突後の修復の必要性、衝 撃力を受ける際の擁壁本体の設計法が確立されていないこと等を考慮して、設計上の許容 値は、塑性率<4~6、かつ最大回転角 θ <2~3°とすることが妥当とされている。

ここで、本検討では落石対策便覧に示される 2~3 °を安定の判定基準とし、FEM 解析 により算定される変位が、図 3.2 で示すように連続的な変化を示すため、基準が適用でき るか確認する。



図 3.2 モデル・解析種の違いによる変位量(内田ほか, 2006)

【要求性能】

急傾斜地の待受け式擁壁における要求性能については、前述の落石対策便覧の(付表 5-1、表 3.1 中に挿入)を参考に、崩壊土砂の作用時を鑑みた要求性能案として表 3.2 に示 す。崩壊土砂による荷重は衝撃荷重であり、大きな外力が短時間で作用するため、落石対 策便覧おける落石荷重同様に構造物の損傷が限定的なものにとどまる「性能 2」を要求性 能とする。また、常時の作用については、落石対策便覧と同様に重要度によらない施設健 全度が維持される「性能 1」を要求性能とし、地震時の作用については落石対策便覧およ び道路土工擁壁工指針と同様に設定する。なお、ここでは「性能 1」の損傷を生じない、 もしくは補修の必要が生じない状態を指す。

擁壁の機能目的を鑑みると、崩壊土砂が擁壁に作用する場合の要求性能は、施設の健全 度が維持される「性能1」ではなく、損傷が限定的な「性能2」を満たすことが目的とな る。なお、施設の重要度によっては構造物の致命的損傷に至らない「性能3」でも条件満 たす場合もあり得る。

	重要度 1	重要度 2
常時の作用	性能 1	性能 1
崩壊土砂作用時	性能 2	性能 2
レベル1 地震動の作用時	性能 1	性能 2
レベル2地震動の作用時	性能 2	性能 3

表 3.2 急傾斜地の待受け式擁壁における要求性能(案)

3.3. 転倒事例の再現解析

待受け式擁壁の安定性評価については、落石対策便覧で示される設計基準とされる荷重 に対する最大回転角で評価するとした。ここで、過去の待受け式擁壁の転倒事例について、 実際の諸条件をもとに衝撃力を算出し、衝撃力を用いて動的解析を行い、転倒現象の再現性 を確認した。

3.3.1. 被災状況の概要

全国地すべりがけ崩れ対策協議会「崩壊土砂による衝撃力と崩壊土砂量を考慮した待受 け式擁壁の設計計算事例」の中で、「6.待受け式擁壁における衝撃力緩和係数の設定」に 記載される鹿児島県常盤2地区の被災状況を再現計算の対象条件とした。常盤2地区では 平成5年に被災した待受け式擁壁であり、当時の設計には衝撃力は考慮されていない(表 3.3)。なお、対象とした待受け式擁壁には高さ2.0mの擁壁が25°程度の回転変異が生じ ている。

NO.	擁壁転倒−3	斜	面高	32 (m)
都道府県名	鹿児島県	崩	壊の諸元	
箇所名	常磐2地区		崩壊高(MAX)	30 (m)
崩壊発生年月	平成5年8月6日	1	崩壊高(平均)	25 (m)
地質	シラス		斜面勾配	45 (°)
擁壁形式	重力	Ĩ	最大崩壊深	2 (m)
擁壁の諸元		崩	土の土質	土砂(流動性大)
擁壁高	2 (m)	被	災状況	
ポケット高	1 (m)]	/#` 生 ////	擁壁が転倒
斜面と擁壁の位	斜面と擁壁の位置関係		博垣初	25°程度の回転変位
ポケット幅	0.5 (m)		背後地	なし
位置	斜面に接っした位置			

表 3.3 鹿児島県常盤2地区の擁壁被災事例

3.3.2. 計算条件

① 解析メッシュおよび材料特性・力学特性の設定

計算モデルでは、図 3.3 に示すメッシュ数と表 3.4 に示す計算パラメータを用い、擁壁 と側面の地盤との間に引張抵抗が働かないように接点を分離したモデルを設定した。



図 3.3 解析に用いた解析メッシュ

種類	パラメータ	単位	鹿児島県 常磐	備考
	弹性定数	m/s	100	
	湿潤密度	kN/m ³	12.5	試験結果
地盤	粘着力 c	kN/m ²	3.2	二軸試験値との※
	内部摩擦角	° 36		二甲山八映旧よりへ
	ポアソン比 v	—	0.45	
	単位体積重量	kN/m ³	23	一般値
擁壁	ヤング係数 Ec	kN/m ²	2.35×10^{7}	道路橋示方書 Fc=21N/mm ²
(コンクリー ト)	せん断弾性定数 G	kN/m ²	1.02×10^{7}	道路橋示方書, Ec/2.3
	ポアソン比 v	-	0.15	E,G より計算
	体積弾性係数	kN/m^2	1.12×10^{7}	E, v より計算
減衰特性	Rayleigh 減衰	-	$\alpha = 0$ $\beta = 0.005$	地震解析の一般値
	応力-ひずみ関係モデル	—	吉田のモデル	
	繰り返し変形モデル	—	双曲モデル	
) 解析 モデル	破壞条件	_	モール・クーロン の降伏条件	
	解析の種類	_	全応力解析	

表 3.4 常盤2地区の材料特性および力学特性

※常磐地区 ・・・CD 試験により求められた試験値(内田ら 2006)

外力の設定

本検討は動的な変形解析であり、有限時間において崩壊土砂が擁壁に衝突する過程を解 析するため、荷重は波形になるように与える必要がある。そこで作用時間 1.0 秒、0.5 秒で 荷重が最大となるような半サイクルの三角波に近似して計算を行った(図 3.4)。擁壁に作 用する最大荷重 F_{max}については、表 3.3 の値を用い告示式より求めている。なお、外力を 作用させる位置については、擁壁裏のポケット部分にあたる擁壁背面部に等分布荷重とし て作用させた(図 3.5)。







図 3.5 外力の作用位置

3.3.3. 計算結果

計算により求めた最大荷重より、擁壁にかかる移動の力が135 kN/m²になるまで荷重を変 化させていく中で、擁壁天端部の水平変位と擁壁脚部の回転角を比較した結果を図 3.6 に 示す。計算では荷重による最大変位と作用時間後最終変位として示すが、水平変位では最大 変位0.5 m、回転角で最終な値として約12°となった。今回の再現計算では現地確認され た転倒角度25°には達していないものの、落石対策便覧を参考に安定性評価の基準とされ る2~3°は大幅に超える計算結果が得られた。

天端の水平変位



擁壁の回転角



図 3.6 荷重の変化による変動

3.4. 擁壁形状の影響程度検討

FEM 解析による再現計算では、実際の転倒事例の度合い(25°)には達しなかったものの、落石対策便覧を参考に定めた安定性基準を、大幅に上回る変位が確認された。再現計算の対象とした擁壁は、設計当時は衝撃力を見込んでいなかったが、擁壁断面形状を変更することで変位(回転)量に影響が反映されるか確認を行った。擁壁断面形状の違いによる変位量への影響を検討するために、以下の2種類の形状の解析を行った。

形状①:鹿児島県常盤2地区の事例(3.3での再現解析と同箇所)

形状②:がけ協の設計計算事例

形状②は「崩積土砂による衝撃力と崩壊土砂量を考慮した待受け式擁壁の設計計算事例 (全国地すべりがけ崩れ対策協議会)」で示されている待受け式擁壁の計算事例(以降、設 計計算事例と記す)を設定した。

3.4.1. 形状①: 鹿児島県常盤2地区

計算条件

常盤2地区の擁壁安定性は、標準の擁壁断面では衝撃力作用時に転倒および滑動に対す る安定性が確保できないことが前節3.3検討により得られている。そこで試行的に擁壁形 状を変更した条件下で安定性評価の違いを比較し(表3.5)、擁壁形状別の衝撃力作用時の 転倒、滑動、および地盤の安定性を表3.6、表3.7に整理した。



表 3.5 擁壁形状の変更例

形状	荷重			転倒に対する安定性							
	ΣH	ΣV	$\SigmaM_{ m r}$	ΣM_0	ΣΜ	d	e =B/2-	-d	B/3	判定	
標準	70.33	46.92	-101.15	44.16	-56.99	-1.21	1.50/21.21=	1.96	0.50	NG	
壁高増	70.33	122.19	-100.37	186.19	85.82	0.70	2.35/2 - 0.70 =	0.48	0.78	OK	
天端増	70.33	120.52	-99.68	213.44	113.76	0.94	3.10/2-0.94=	0.61	1.03	OK	

表 3.6 現行設計法による衝撃力作用時の<u>転倒</u>に対する安定性

表 3.7 現行設計法による衝撃力作用時の滑動に対する安定性

形状	荷	重	滑動に対する安定性		
	Σ H	ΣV	$Fs = (\mu \times \Sigma V + CB \cdot B) / \Sigma H$	判定	
標準	70.33	46.92	$(0.60 \times 46.92 + 0.00 \times 1.50) / 70.33$	0.40	NG
壁高増	70.33	122.19	$(0.60 \times 122.19 + 0.00 \times 2.35)$ / 70.33	1.04	OK
天端増	70.33	120.52	$(0.60 \times 120.52 \pm 0.00 \times 3.10)$ / 70.33	1.03	OK

参考:現行設計法の安定性の照査方法について(設計計算事例より抜粋) ①滑動に対する安定 Fs≧照査ケースの安全率 ∑V: 底版下面における全鉛直力 (kN/m) **ΣH**: 底版下面における全水平力(kN/m) μ: 擁壁底版と支持地盤との摩擦係数 C_B: 擁壁底版と支持地盤の間の粘着力 **B**: 擁壁の底版幅 (m) ②転倒に対する安定 右図における、擁壁底版のつま先からの合力 R の作用 店までの距離 d は以下の式で表される。 $d = \frac{\sum M_r - \sum M_0}{\sum V}$ ΣM_r : 擁壁底版つま先回りの抵抗モーメント(kN・m) ∑M₀: 擁壁底版つま先回りの転倒モーメント(kN・m) ∑V: 底版下面における全鉛直力(kN/m) 図 1-6 合力作用位置の求め方 合力Rの作用点底版中央からの距離eは以下の式で表

される。

$$|e| = \frac{B}{2} - d$$

転倒に対する安定条件として、合力 R の作用位置が各照査ケースの安全率の範囲内 であることとする。

③支持地盤の支持力に対する安定

a. 法力の作用点が底版中央の底版幅 1/3 (ミドルサードにある場合)の中にある場合

$$q1 = \frac{\sum V}{B} \cdot \left(1 + \frac{6e}{B}\right)$$
$$q2 = \frac{\sum V}{B} \cdot \left(1 - \frac{6e}{B}\right)$$



計算結果

表 3.8 に最大変位時の変形図と擁壁回転角の時間変化を示す。標準形状では、最大回転 角は12 °以上だったものが、壁高増や天端増幅により2 °以下の回転に抑えられており、 現行設計法による安定性とも整合が取れていることが確認できた。





FEM 解析により得られた荷重~回転角の関係を図 3.7 に整理した。図では動的解析だけでなく、性的解析による結果も併せて記載した。なお、評価手法の違いによる転倒と判定される荷重を表 3.9 に整理した。

擁壁形状の変化による効果は、静的・動的解析のいずれでも確認でき、動的解析比べて性 的解析では回転角に対応する変位量が鋭敏である。また、静的荷重で計算した場合、動的荷 重よりも小さな力で安定性が保たれなくなる(標準断面の場合、静的解析における安定性が 保たれる限界荷重は 33~34 kNm²に対し、動的解析は 55~68 kNm²であった)。なお、標準の 設計法は静的な力のつり合い式から求められており、転倒・滑動に対する安定性は変更した 断面形状においては動的解析の結果はいずれも調和的であった。



図 3.7 解析種別・擁壁形状別の回転角

莎伍毛汁		FE	EM	静的なつり合いから 求めた限界値		告示式	
計個十伝	静的	解析	動的解析				
判定基準		回転角	甬(°)	志 石(调新	移動の力	
	2	3	2	3	転倒	「「」」	Fsm
標準	33	34	55	68	44	51	
壁高増し	67	68	135以上		185	142	135
天端幅増し	71	72			204	140	

表 3.9 転倒・滑動に対する限界荷重の比較

単位:kN/m²

3.4.2. 形状②:がけ協の設計計算事例

計算条件

がけ協設計事例に示される擁壁形状を用い、形状の差異による比較検討を行った。作成したモデルは、表 3.10に示される現行形状(以降、標準)の擁壁に対し、壁高増し、天端増幅、裏法コンクリート付加の計4パターンを対象とし FEM 解析を行った。

表 3.10 形状の比較表

形状寸法	①壁高増し	②天端幅増し	③裏法コンクリート付加
(現行形状) obm		0.05 0.05 0.05 0.05 0.05	
工種概要	壁高を高くして、安定性を増す 方法。	† 天端厚を厚くして安定性を増 方法。	す 裏法部をコンクリートで埋め戻 すことにより安定性を増す方法
施工性	躯体コンクリートの打設の みである。	同左	 ○ 裏型枠が省略できる。 ○
経済性	コンクリート +0.5m³/m () コンクリート +0.6m ³ /m	○ コンクリート +0.25m³/m ◎
総合判定	0	0	Ø

表 3.11 衝撃力作用時の転倒に対する安定性

形状	ΣH	ΣV	ΣM_r	ΣM_0	ΣΜ	d	e =B/2-	d	B/3	判定
現行形状 (標準)	75.32	146.28	-186.00	225.86	39.86	0.27	2.50/2-0.27=	0.98	0.83	NG
壁高増	75.32	158.01	-185.17	255.51	70.34	0.45	2.60/2-0.45=	0.85	0.87	OK
天端増	75.32	160.08	-184.76	261.69	76.93	0.48	2.65/2-0.48=	0.85	0.88	OK
裏法有	65.10	162.75	-152.60	241.21	88.61	0.54	2.50/2-0.54=	0.71	0.83	OK

解析メッシュ

擁壁部分以外の解析モデル形状は、過年度の検討結果を参考に図 3.8 に示す形状とした。 解析において荷重がかかるのは擁壁外周であり、図 3.8 の計算領域両端部分は擁壁から距 離があり、擁壁への影響が小さいことから、メッシュサイズは中央部分を密とし、両端部分 は粗にして濃淡をつけた。また、擁壁と地盤の間は二重節点とし、擁壁の背面変位と地盤は それぞれ独立して動く設定とし、底面と側面境界を固定した条件下で解析を行っている。



計算パラメータ

がけ協設計事例には設計に用いるパラメータが示されているが、FEM 解析を行うために必要なパラメータの一部は、1章で検討した土質の一般値から用いた。

種類	パラメータ	単位	がけ協 設計事例	備考	
	せん断波速度 Vs	m/s	217	N 値=20より換算	
				$Vs=80 \cdot N^{1/3}$	
	単位体積重量	kN/m ³	18	砂質土の一般値	
地盤	粘着力 c	kN/m^2	0		
	内部摩擦角	0	30		
	ポアソン比 v	—	0.25		
	G0	kN/m ²	70,733	G0= ρ Vs ²	

表 3.12 がけ協設計事例に与えるパラメータの材料特性

変数	記号	値	単位
移動の高さ	hsm	1.0	m
土石等の密度	ho m	1.8	t/m³
重力加速度	g	9.8	m/s^2
土石等の比重	σ	2.6	t/m³
土石等の容積土砂濃度	С	0.5	-
内部摩擦角	φ	30	0
流体抵抗係数	fb	0.025	Ι
下端からの水平距離	Х	3	m
擁壁の高さ		4	m
空きポケット高さ	Hp	1	m
急傾斜地の高さ	Hs	30	m
天端幅		0.5	m
移動の力	F	105.1	kN/m^2

表 3.13 移動の力の算出に用いる計算条件

			急傾斜地の傾斜度 θu(°)							
		20	30	35	40	45	50	60	70	80
	5. 0	1.00	22.70	24.40	24.40	20.80	15.10	1.90	-	
	10. 0	12.50	50.00	54.80	56.40	51.90	43.20	21.70	-	-
	15. 0	17.60	65.70	73.70	77.20	72.80	62.70	36.00	6.10	-
急傾斜地	20. 0	20.00	74.70	85.20	90.70	86.90	76.30	46.30	11.70	_
の高さ	30. 0	21.30	82.70	96.40	105.10	102.90	92.00	59.10	18.90	1.30
Hs (m)	40. 0	21.70	85.20	100.70	111.20	110.10	99.60	65.90	22.90	3.80
	50. 0	21.70	86.20	102.30	113.50	113.20	103.40	69.40	25.00	5.10
	60. 0	21.70	86.40	102.90	114.60	114.60	105.10	71.40	26.30	6.00
	70. 0	21.70	86.40	103.10	115.20	115.50	106.20	72.40	27.00	6.40





図 3.9 急傾斜地の高さと傾斜度が移動の力に及ぼす関係

計算結果

表 3.10 に示した擁壁形状に対して FEM 解析で静的・動的解析を行い、回転変位の最大値 を図 3.10 に整理した。図 3.10 から安定性基準を 3 °とした場合について、減価荷重を整 理した表を表 3.14 に示す。また現行設計法の限界荷重に対する比率を図 3.11 に示す。



図 3.10 解析種別・擁壁形状別の変位量比較

評価毛 注		FI	EM	静的なつ	告示式		
	静的解析		動的解析		求めた限界値		ゆものよ
		回転角	角(°)		転倒	滑動	移動の刀 Eam
刊化本毕	2	3	2	3	(e≦B/3)	(Fs=1.0)	ГSIII
現行形状(標準)	46	47	142	180	46	65	
壁高増	49	49	148	187	53	72	105
天端増	50	50	160	200以上	54	73	105
裏法コンクリート	47	47	140	176	58	85	
			回から詰	ファ町つり		<u>ب</u>	4/- INT/ 2

表 3.14 転倒・滑動に対する限界荷重の比較

図から読み取り

単位:kN/m



図 3.11 現行設計法と動的解析結果の限界荷重の比較

3.4.3. 擁壁形状の影響程度検討のまとめ

静的解析と動的解析の適用性を考えると、静的解析ではある荷重を過ぎると変位が急激 に大きくなるため判定をしやすい反面、現行設計法と比較して半分以下の荷重で転倒する 結果となり、安定性を細かく判定することは難しいと考えられる。そのため、FEM 解析によ り転倒の判定を行う場合には、動的解析を用いた方がよいと判断できる。

また常盤2地区のように擁壁形状を極端に変化させた場合でも、FEM 解析で効果を確認す ることができ、がけ協設計事例のように形状の変化が小さい場合にも、現行設計法で求めた 限界荷重と比べて若干傾向が異なるものの、FEM 解析で擁壁形状の影響を検討することがで きた。

ただし、一般値を用いた場合に、変形量は小さくないが過年度の再現計算や現行設計法と 比べて極端に大きな荷重に耐えられることから、パラメータの設定について検討が必要と 考えられる。パラメータを一般値で決めているため変更できるパラメータは少なく、本来は 調整用のパラメータではないものの、せん断弾性係数について検討を行うこととする。

4. 擁壁安定性評価のためのパラメータの影響度の検証

前章において、転倒のあった擁壁の諸条件を元に、FEM 解析を用いた応力変形解析を行う ことで、変形(転倒)の再現性が確認できた、異なる断面形状による衝撃力に対する安定性 の違いも確認することができた。これは擁壁設計時における安定性評価において、FEM 解析 の有効性を示しており、また、同時にこれまで広く使われている告示式に基づく衝撃力の算 出方法についても、安全を十分に満たしていることが確認できた。

ここで、告示式に示される移動の力にかかる衝撃力緩和係数 α について、α に内包される 要素(影響を及ぼす因子)を整理し、α の影響範囲を考慮したうえで、擁壁設計時の安定性 評価手法の選定フロー(案)について検討した。 4.1. 衝撃力緩和係数 α に内包される要素について

衝撃力緩和係数 α は現行の設計方法では α= 0.5 と提示されているが、全国地すべりがけ 崩れ対策協議会(2004)では、以下のように説明している。

崩壊土砂による衝撃力が擁壁に作用した場合、擁壁の変位(回転変位、水平変位)や崩壊 土砂の作用深さが単位長さあたりに作用する衝撃力が緩和されると考えられる。

全国地すべりがけ崩れ対策協議会(2004)

さらに内田・小山内ほか(2006)による FEM を用いた検討結果においても、現行のα=0.5 とした設計方法と整合的な結果が得られたと報告されている。これまでの検討結果を整理 すると、衝撃力緩和係数αは主に3つの要素によって構成されていると推察される。

(]	荷重の空間分布	: 擁壁に作用する衝撃荷重が横断方向で一様でない
2	地盤の塑性変形	: 地盤の塑性変形によるエネルギー吸収
3	崩壊土砂の流動化	: 崩壊土砂が告示式で想定するよりも流動しない

① 荷重の空間分布

長谷川ほか(2020)によると、擁壁1スパン長が崩壊幅より長いこと、および横断方向の崩 壊面形状が半円型となる条件下では、擁壁に作用する衝撃力は、荷重の空間分布を考慮しな い場合の0.6~0.8 倍と報告があり、荷重の空間分布によって少なくともは20 %低下する といえる。

② 地盤塑性変形

FEM 解析による擁壁転倒事例の再現計算では、回転角 2~3 ° を転倒基準角とした場合、 転倒の判定が可能であることが確認できた。また、地盤パラメータにN値 5 相当のせん断抵 抗を用いると、地盤の塑性変形より擁壁強度は 42~78 %程度増す結果が得られた(擁壁に 加わる衝撃力としては 0.56~0.70 倍に減少)。すなわち地盤の弾性塑性による衝撃力の吸 収が見込まれる結果が得られた。

③ 崩壊土砂の流動化

本検討での調査結果や、これまで災害報告事例(千木良(2005);大倉(2004))から、斜面の集水面積が小さい場合や、火砕流堆積物や降下軽石類が広く分布していない等、多量の地下水の流入や胚胎が見込めない条件であれば、流体抵抗係数 fb = 0.025 よりも大きくし、衝撃力を小さく見込んでも危険性は低いと判断できる。なお、感度分析で適用範囲とした0.025 から0.06 に値を変化させると、斜面高さによって低減率は異なるが、0.4~0.8 倍程

度軽減される計算結果が得られた。

4.2. 擁壁設計時における安定性評価手法の選定フロー体系の整理

擁壁設計時における安定性評価手法の選定フローを検討するにあたり、現行の設計方法 による評価と、FEM解析による評価に分類できる。これまでの検討結果から、FEM解析によ る応力変形解析は、作用する荷重の設定条件が厳しい場合の照査に適しており、具体的には 土砂の流動性高い斜面や、衝撃力緩和係数αの低減効果(荷重の空間分布など)が見込めな い場合などが挙げられる。また、崩壊土砂が擁壁上部に衝突すると、上端部に荷重が作用し 転倒の危険が高まり、擁壁として機能損失の度合いが高まることが懸念される。そのため、 落石対策便覧に示される転倒の判定基準により照査を実施する方法を示すこととする。そ のため、滑動による安定性評価には改めて検討を行う必要がある。

また、評価する上で、適用するパラメータの測定や推定が困難な場合や、評価に必要な項 目が不明な場合には、安全側の判定としてこれまで採用されてきた衝撃力緩和係数α=0.5を 用いる現行の設計法を優先することとし、にそれぞれ待受け式擁壁設計時における安定性 評価手法の選定フロー(案)と荷重の空間分布適用判定フロー(案)を図 4.1、図 4.2 に 示す。さらに衝撃力緩和係数αに影響を与える要素とその影響度について図 4.3 に示す。



図 4.1 待受け式擁壁の設計時における安定性評価手法の選定フロー(案)



図 4.2 荷重の空間分布 適用判定フロー(案)



衝撃力緩和係数 α に影響する要素とその影響度

【崩壊土砂の流動化による衝撃力緩和係数 α 影響度】 告示式の根拠となる芦田・江頭ほか(1984)より、流動化した試料の流体抵抗係数は 0.015 ~0.06の範囲となることが示されている。これまでの検討結果から、崩壊土砂が流動化しないと 判断できるとき、流体抵抗係数を最大値側である0.06としても危険にはならないと判断した。流 体抵抗係数を 0.06 と設定したうえで感度分析を実施した結果、斜面高さに応じて荷重が 0.42 ~0.78 倍となったことから、流動化のαに対する影響度を 0.4~0.8 倍とした。 ただし、流動化の可能性については現地の斜面位置や集水面積などを考慮し、可能であれ ば現地試料をもとにした流動性を判定する指標(たとえば AMI(Ellen & Fleming, 1987))を 検討する。

【荷重の空間分布による衝撃力緩和係数 α への影響度】 長谷川ほか(2020)で、崩壊の幅が1 擁壁スパン長に収まる場合、擁壁に作用する衝撃荷重 の分布は一様でないことが示された。これには崩壊断面形状が弧状であること、等のいくつか条 件があるものの、安全側に影響を小さく見積もれば最大荷重に対して 0.8 倍程度になる結果が 得られた。

地質・地形などの諸条件については知見の集積が必要となるが、荷重の空間分布が見込め る場合には、荷重の空間分布によるαに対する影響度を0.8倍とした。

【地盤塑性変形による衝撃力緩和係数 α への影響度】 鹿児島県常盤2地区での擁壁の転倒事例をもとに、FEMによる変形解析をおこなったところ、 数値計算上でも転倒を再現でき、落石対策便覧をもとにした 2~3°に設定した安定性基準の

適用可能性が確認できた。

また地盤の塑性変形を考慮すると、擁壁は現行の設計法で計算される衝撃力の限界よりも 42~78%大きい荷重に耐えられる(荷重を基準とすると 0.56~0.7 倍)ことから、地盤の塑性 変形による α に対する影響度を 0.5~0.7 倍とした*。

(** 地盤の塑性変形を考慮するために、応力変形解析では計算上変数扱いとしないせん断抵 抗係数をパラメータして算出した。)

図 4.3 衝撃力緩和係数 α に影響をする要素とその影響範囲

5. 検討結果

急傾斜地崩壊対策用待受け式擁壁は、事業法としての急傾斜地法に基づくハード対策で ある。しかし、その設計パラメータとしては、平成 12 (2000)年土砂災害防止法立法時の包 括的な事例分析結果を反映して、ソフト対策用の「基礎調査の手引き(急傾斜地の崩壊編)」 中の告示式の参考値を使用している。本資料では改めて同法制定後の各種調査、文献整理を 行い、その妥当性を検討した。結果として、現在まで参考にされてきた値は妥当であり、修 正すべき理由はなかった。擁壁の安定性評価の観点から、設計パラメータセット中、現行の 擁壁設計において外力となる移動の力の算出に与える影響の大きなものは、まずは現地地 形条件である。これについてはレーザープロファイラ(LP)に基づく詳細な地形図等の使用 により裁量の余地なく暫時改善しつつある。そこで、統計データの偏差量を考慮し、地形条 件を標準的な範囲に絞って詳細に分析した。すると、急傾斜地の高さ H、流体抵抗係数 fb、 土石の移動高さ hsm が影響の大きさで上位 3 つとなった。統計上の発生頻度を考慮すると、 流体抵抗係数の影響が相対的に大きいと考えられた。

動的解析として、標準的な有限要素法を適用し、選定した損傷事例において、実測された 転倒の程度の再現性を検討した。これは転倒の方が滑動よりも厳しい条件であることと、信 頼性のある実測資料が利用出来たためである。動的解析においては、静的解析に比べて、変 位増大をより連続的に示すことが出来た。一方、転倒条件における損傷の判定基準について は、これまでに定見がないため、本資料では試みに下流側法勾配が鉛直方向に対して約 1/10、 概ね 2~3 °程度、の回転をした場合に損傷したものとみなして検討した。その結果、一定 の再現性を確認出来た。より大きな変位を再現する場合には個別要素法等を適用すること が考えられるが、被災状況は厳密には判明しないので今回は行っていない。

本資料での有限要素法では地盤変形にニューマーク法を取り入れた STADAS によって取 り込んでおり、感度分析からはN値で10以下に相当するせん断弾性係数を用いるのが適当 と考えられた。再現した鹿児島県・常盤2地区については、N値で5相当のせん断弾性係数 を用いると大変形が良く再現出来、地盤の塑性変形による擁壁全体の強度増分は約4~8割 と推算された。今回は擁壁について剛体仮定を置いており、地盤での受け持ち分を大きく評 価したと言える。

本資料では地盤の塑性変形を含め、動的解析の一種として標準的な有限要素法を適用し、 待受け式擁壁損傷事例を転倒条件について再現した。現行の静的解析の設計手法では、告示 式に示されたソフト対策用の想定最大としての外力を、これまでの被災実態で擁壁がほと んど損傷していないことを勘案して、急傾斜地崩壊対策分野独自の「衝撃力緩和係数 α」に より 1/2 に割り引いて設計外力としている。文献調査及び本資料での各パラメータの感度 分析を踏まえると、これまで想定最大の半分を超える外力に晒された事例が僅少なことは、 少なくとも下記の3つの影響が1つまたは複数関係したためと考えられた。

- ① 荷重の空間分布:斜面規模や崩壊面形状により荷重の空間分布が考慮できる場合、衝撃 力は空間分布を考慮しない場合の 0.8 倍程度となること。即ち、現行設計法では考慮 していない、擁壁に作用する衝撃荷重の横断方向の不均一性があること。
- ② 地盤の塑性変形:地盤の塑性変形を動的解析において考慮すると、擁壁に加わる(衝撃) 力は塑性変形を考慮しない場合の 0.5~0.7 倍程度となること。即ち、静的解析では考 慮されない、地盤が塑性変形することによるエネルギー吸収があること。
- ③ 崩壊土砂の流動化:斜面条件から崩壊土砂が流動化しないと判断できる場合、流体抵抗 係数を 0.025 から 0.06 に変更とすると、衝撃力は変更しない場合の 0.4~0.8 倍程度 となること。即ち、崩壊土砂が現行の想定よりも流動化しない場合が多いこと。

現行の静的解析による設計手法では、被災実態の経験と少数の事例分析によって、想定最 大の半分を設計外力として与えている。本資料での検討の範囲では、静的解析手法でも危険 側にはなっていなかった。しかし、現地調査が十分になされない場合や、設計パラメータを 各種マニュアルから無批判に設定するリスクを考えた場合、損傷の様態や程度を定量化出 来る動的解析の方が、説明性の観点で優れている。施設の改築・改良時の壁高増しや幅増し 等の寸法増減も変位に反映出来て、安全率の増加幅等の計算にも適する。今後は、擁壁に作 用する土圧を利用した断面設定や滑動の取り込みに向けてモデルの改良を進めていきたい。 そのためには、まず荷重の横方向の分布、地盤の塑性変形の実態の把握が前提となる。将来 的には、鋼製構造物等へ拡張出来るよう、剛体仮定を外し、構造体としての擁壁内部の応力 もモデル化することが必要になる。被災実態の詳細な把握と、隣接分野等で改良著しいモデ ルの適用性検証とを逐次進め、効果的で信頼性の高い急傾斜地崩壊対策工事に生かしうる 技術的な検討を重ねていきたい。

- i. 芦田 和男・江頭 進治・神矢 浩・佐々木 浩:斜面における土塊の抵抗則と移動速度. 京都大学防災研究所年報, 28, B-2: 297-308, 1985.
- ii. 芦田 和男・江頭 進治・神矢 弘. 斜面における土塊の滑動・停止機構に関する研究.
 京都大学防災研究所年報, 27, B-2: 331-340, 1984.
- iii. 芦田 和男・江頭 進治・大槻 英樹:山腹崩壊土の流動機構に関する研究,京都大学防災研究所年報,26, B-2, 315-328, 1983.
- iv. Bagnold, Ralph A: Experiments on a gravity-free dispersion of large solid spheres in a Newtonian fluid under shear. Proceedings of the Royal Society of London. Series A. Mathematical and Physical Sciences, 225.1160: 49-63, 1954.
- v. 千木良雅弘: 2004 年新潟県中越地震による斜面災害の地質・地形的特徴.応用地質,
 46.3: 115-124, 2005.
- vi. 江頭 進治:86豪雨における崩壊土砂の挙動. 平成5年8月豪雨による鹿児島災
 害の調査研究 研究成果報告書, 93-99, 1994.
- vii. Ellen, Stephen D., and Fleming, Robert W: Mobilization of debris flows from soil slips, San Francisco Bay region, California. Geological Society of America, Reviews in Engineering Geology, VII, 31-40, 1987.
- viii. 長谷川 陽一・金澤 瑛・中谷 洋明・井上 沙久綾: 待受け式擁壁に作用する崩壊土
 砂の衝撃荷重の空間分布に関する検討. 第 10 回土砂災害に関するシンポジウム論文
 集 土木学会西部支部, 109-114, 2020.
 - ix. Iverson, Richard, M: The physics of debris flows. Reviews of geophysics.35.3, 245-296. 1997.
 - x. 笠間 清伸・ 山縣 史朗・田中 大貴・古川 全太郎・安福 規之:南阿蘇村高野台地区 に分布する火山灰質地盤の地震時安定性評価.地盤工学ジャーナル, 13.3: 171-181.
 2018.
 - xi. 松倉 公憲:地形学からみた風化研究の問題点と今後の課題. 地学雑誌, **126.3**: 271-296. 2017.
 - xii. Matsuo, S · Fukuta, M · Nishida, K : Consistency of decomposed granite soils and its relation to engineering properties. Soils and Foundations. 10.4: 1-9.1970.
- xiii. 門間 敬一・千田 容嗣・海老原 和重: がけ崩れ災害の実態, 土木研究所資料. 3651
 号, 1999.
- xiv. 大倉 陽一: 崩壊の流動化構ならびに到達距離予測に関する研究. 森林総合研究所研 究報告, **3**, **4**, 109-164, 2004.
- xv. 小山内 信智・海堀 正博・山田 孝・笠井 美青・林 真一郎・桂 真也・古市 剛
 久・柳井 清治・竹林 洋史・藤浪 武史・村上 泰啓・伊波 友生・佐藤 創・中田 康
 隆・阿部 友幸・大野 宏之・武士 俊也・田中 利昌・小野田 敏・本間 宏樹・柳井
ー希・宮崎 知与・上野 順也・早川 智也・須貝 昴平: 平成 30 年北海道胆振東部地 震による土砂災害.砂防学会誌, 71, 5, 54-65, 2019.

- xvi. Reynolds, Doris L: Fluidization as a geological process, and its bearing on the problem of intrusive granites. American Journal of Science, 252.10: 577-613, 1954.
- xvii. Skempton, A. W. : Pre-Pressure Parameters A and B. Geotechnique, **4(4)**, 143-147. 1954.
- xviii. 田近 淳: 北海道胆振東部地震による斜面変動のタイプと発生場の地形地質(速報).
 日本地質学会学術大会講演要旨 第 125 年学術大会(2018 札幌-つくば). p. 601.
 2018.
 - xix. 内田 太郎・小山内 信智: 崩壊の恐れのある層厚分布を考慮した待受け式擁壁の設計手法に関する検討.地すべり研究, 50: 139-149, 2006.
 - xx. 内田太郎・曽我部 匡敏・寺田 秀樹・近藤 浩一・小山内 信智・吉川 修一・亀田 信
 康: 衝突時に崩壊土砂が構造物に作用する荷重に関する実験:構造物の変位が荷重に
 及ぼす影響.砂防学会誌, 59-1, 3-12, 2006.
 - xxi. 内田 太郎・曽我部 匡敏・寺田 秀樹: がけ崩れの災害実態調査要領と調査実例について.地すべり研究, 2004.
- xxii. 矢沢 正士・ 谷口 泉・ 前田 隆:自然含水比の高い火山灰土壌の締固め土の構造と
 物理性に及ぼす締固め含水比の影響 粘質土の理工学性と土壌構造に関する研究
 (VI).農業土木学会論文集. 149: 19-25, 1990.
- xxiii. 山本 悟司・石川 芳治・三好 岩生・水原 邦夫: 蒲原沢, 針原川, 八幡平で発生した土石流の土質特性と流動性. 砂防学会誌, 51, 5, 28-34, 1999.
- xxiv. Yoshida, N: STADAS, A computer program for static and dynamic analysis of ground and soil-structure interaction problems. <u>http://civil.tohoku-</u> <u>gakuin.ac.jp/yoshida/computercodes/stadas.html</u>, 1993.
- xxv. 地盤工学会: 地盤材料試験の方法と解説, 2020.
- xxvi. (一財) 全国治水砂防協会.新・斜面崩壊防止対策工事の設計と実例(令和元年5月版), 302, 2019.
- xxvii. 日本道路協会: 落石対策便覧, 2017.
- xxviii. 日本道路協会: 道路土工一擁壁工指針(平成 24 年版), 2012.
- xxix. 宅地防災研究会: 宅地防災マニュアルの解説, 2007.
 - xxx. (一財)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, 2001.

国土技術政策総合研究所資料 TECHNICAL NOTE of NILIM No. 1163 Jun 2021

編集·発行 ©国土技術政策総合研究所

本資料の転載・複写の問い合わせは 〒305-0804 茨城県つくば市旭1番地 企画部研究評価・推進課 TEL 029-864-2675