添 付 資 料

添付資料は、条文および解説に補足するもので、その内容を検討する場合の参考となる資料をまと めたものである。各添付資料は、本指針(案)の以下の段階に対応している。

- 計画段階
 ・・添付資料-1,2
- ②調查段階 · · · 添付資料-3~6
- ③設計段階 · · · 添付資料-6~21
- ④施工段階・・・添付資料-22
- ⑤維持・管理段階・・・添付資料-24~25

なお、添付資料にある表現(2.2.1 危険地区の評価等)は、本文の章・節・項を表している。

添付資料目次

添付資料−1	山腹崩壊危険地区調査による事例	添付 1-1
添付資料−2	本対策工の適用除外範囲について	添付 2-1
添付資料−3	本対策工が対象とする崩壊形態	添付 3-1
添付資料-4	モデル地区における調査事例	添付 4-1
添付資料−5	原位置引抜き試験例	添付 5-1
添付資料-6	潜在崩土層の設定方法	添付 6-1
添付資料-7	多平面安定解析手法のブロック分割方法	添付 7-1
添付資料-8	解析手法による危険箇所の違いについて	添付 8-1
添付資料-9	現状安全率と計画安全率の考え方	添付 9-1
添付資料-10	常時の必要抑止力の算定方法について	添付 10-1
添付資料-11	ロックボルトの設計引張力について	添付 11-1
添付資料-12	許容値について	添付 12-1
添付資料-13	設計水平震度の設定について	添付 13-1
添付資料-14	耐震設計範囲について	添付 14-1
添付資料-15	地形効果震度法について	添付 15-1
添付資料-16	せん断変形予測式(直接変形算出法)について	添付 16-1
添付資料-17	すべり変形量予測式(すべり変形算出法)について	添付 17-1
添付資料-18	設計例(単層構造)	添付 18-1
添付資料-19	設計例(二層構造)	添付 19-1
添付資料−20	補助工法の採択に関しての直下の考え方について	添付 20-1
添付資料-21	動的解析の事例	添付 21-1
添付資料−22	振動台実験の概要	添付 22-1
添付資料−23	施工例	添付 23−1
添付資料-24	モニタリングについて	添付 24-1
添付資料-25	維持管理点検について	添付 25-1

添付資料−1 山腹崩壊危険地区調査による事例

1. 概要

当資料は、2.2.1 危険地区の評価における山腹崩壊危険地区の評価方法である「山地災害危険地区調 査要領、山腹崩壊危険地区、平成28年7月、林野庁」に基づき、モデル地区(神戸市須磨区高倉山) の危険度点数算出例を示したものである。

12. 山腹崩壊危険度点数の算出例

2. 1 自然条件調査

縮尺 5 千分の 1 の地形図に、一方向が傾斜の主方向に平行するメッシュ線を 2cm 間隔に引き、調 査対象範囲が概ね2分の1以上含まれるメッシュについてメッシュ毎に調査した。

(1) 地質、地況、林況調查

地形図、地質図、ヘリコプターによる空中探査結果(六甲山系での調査資料)等の既往資料を 基に地質、地況、林況の調査を行った。地質、地況、林況は、表 1 に示す区分に対応してメッシ ュ毎に点数化した。

調査項目		斑	E A		地		質			
		位	× 77	第1類	第2類	第3類	第4類	第5類	第6類	
1.2			0~30(3以下)	0	0	0	0	0	0	
	傾斜	0/	\$1~50(4~5)	14	28	28	28	37	14	
I	(等高線	1+1	51~70(6~7)	43	85	62	71	77	43	
	本数)	14-1	71~90(8~9)	71	85	74	85	85	71	
			91~(10以上)	85	71	85	71	71	85	
	1. 1. 1. 1. 1. 1. 1. 1. 1. 1. 1. 1. 1. 1		凹形	28	28	28	14	14	. 28	
2	2084Grown6		平滑	14	14	6	9	0	14	
4	MOGUEDIS		複合	9	0	0	0	28	(
-	101-101-1-1-1		凸形	0	14	14	28	6	C	
3 横新面形		~150	14	28	28	28	28	28		
	横断面形	度	151~210	28	14	0	28	9	0	
			211~	0	0	14	0	0	6	
			0.5m 以下	0	0	0	0	0	0	
2	1. 53 375	-	0.5~1.0m 以下	9	6	6	6	6	9	
4	工造体	m	1.0~2.0m 以下	14	14	1.4	14	14	14	
		1 20	2.0m 超	·28	28	28	28	28	28	
	22	e 1	N	6	43	. 14	43	43	14	
5	樹種		L · NL	0	0	0	0	0	43	
		_	その他	43	28	43	28	14	0	
	2		~2	28	71	71	62	57	71	
	2000		~4	0	71	57	71	71	48	
6	齡級		~8	23	11	11	14	28	14	
			9~10	28	0	0	0	14	0	
			11 12 E	71	14	6	0	0	14	

表 1 地質、地形および林況による山腹崩壊危険度点数表

注1 地質の区分は次による。

第1 類 第回紀準積物(シラス、火山堆積物、その他第四紀準積物) 第2 類 新第三紀層の堆積岩

- 第3類 古第三紀以前の堆積岩(古第三紀層、中生層、古生層)
- 第4類 火山岩(流紋岩、石英粗雨岩、安山岩、玄武岩及びそれらの密岩)
- 第5類 半深成岩·深成岩(花崗斑岩、石英斑岩、玢岩、輝緑岩、花崗岩、閃
- 緑岩、斑糲岩等)

第6類 変成岩(動力及び接触変成岩、片岩類、蛇紋岩等)

- 第19.99 後10日 (100/12/078/05/05/07/14797) ショクロイン 2 第1類の傾斜について、メッシュ内に急崖がある場合は、等高線本数にかか わらず本数を10以上とする。
 - 3 樹種の区分は次による。
 - :針葉樹の混交歩合が75パーセント以上
 - L・NL:針葉樹の混交歩合が25パーセント未満及び広葉樹
 - ただし、竹林はL・NLに含めるものとする。 4 竹林の齢級はメッシュ内又はその周辺の他の樹種の齢級とする。
 - 5 無立木の齢級は、1 齢級とする。

(a) 地質調査

地質図、ヘリコプターによる空中探査結果などの既往資料により調査した。

(b) 傾斜

地形図等を基に調査する。メッシュ内接円に入る等高線の本数により傾斜を読み取った。

(c) 縦断面形

メッシュ毎の縦断面形が、凹形、平滑、複合、凸形であるか判断した。

(d) 横断面形

地形図等を基に調査する。メッシュ中心点(または付近)を通る等高線が内接円に交わる2 点を結んだ2直線の山麓側の角度を計測した。

(e) 土層深

土層深は、以下の既往資料を参考とした。

①土壌図、既往調査結果(ボーリング、簡易貫入試験など)

②崩壊事例

(f) 荒廃状況

山腹崩壊の有無を現地で調査した。

(g)林況状況

現地状況から推定した。

(2) 地震調査

地震による山腹崩壊危険度の調査を行い、表 2 に示す区分に対応してメッシュ毎に点数化した。

·調査項目	単位	区分	点数
a 10 a 1	1	5km 未満	9
震央又は活断層からの距離	lim	5km 以上 10km 未満	5
	КШ	10km 以上	1
		0~40 (0~4)	0
斜面傾斜	%	41~60 (5~6)	. 1
(等高線本数)	(本)	61~80 (7~8)	4
		81以上(9以上)	8
		0~150	2
斜面横断面形	度	151~270	3
		271 以上	0
		0~100	5
M-TE	m %	101~200	4
彩回我		201~300	2
		301以上	0
		0~30	3
メッシュの斜面位置		31~50 .	0
		51 以上	3
191 - S.		火山性 (噴出岩)の地質	
Al 22 o Abyr		オーバーハングが有る 表面に転石・浮石が多い 風化・変質・亀裂が発達した岩	3
斜面の状況		 風化・変質した岩 亀裂の発達した岩 土砂・粘質土 	2
		上記以外	1
1. See Not	-	0.5以上	4
工層保	m	0.5 未満	1

表 2 地震による山腹崩壊危険度点数表

注1 1の(1)のアの(ウ)の a~d 及び(については、調査項目「震央又は活断層からの距 離」を5 km 未満として採点する。

2 活断層の位置は、東京大学出版協会発行「日本の活断層」(1995年4月15日発行) に記載されているもの及びその他その存在が確認されているものとし、計測はこれを 5千分の1の地図に移記したものを用いる。 (a) 震央または活断層からの距離

「日本の活断層」(東京大学出版協会、1995 年 4 月発行)に示された断層を対象とした。モ デル地区では、須磨断層を震源断層とした。

(b) 斜面傾斜·斜面横断面形·土層深

斜面傾斜・斜面横断面形・土層深は、前述の「地質・地況・林況調査」と同様とした。

(c) 斜面長

メッシュ中心から上方および下方にそれぞれ最大傾斜の方向線を描き、それぞれが上部地形 の変換点または下部地形の変換点と交わるまでの水平距離とした。

(d) 斜面位置

斜面上における、下部変換点からのメッシュの位置とした。

(e) 斜面の状況

地質図、既往調査結果から山腹斜面の地質、風化の状況とした。

2.2 調査結果表および危険度ランク分け

対象地区に対して 100m メッシュ毎に山腹崩壊危険度点数{表 3 (a) }を算定し、その中の最高点 を対象地区の山腹崩壊危険度点数とした。

対象地区の危険度のランクは、山腹崩壊危険度{表 3 (a) }と被災危険度{表 3 (b) }の組み合わせ により判定した{表 3 (c) }。

表 3 対象地区の危険度ランクの判定表

(a)山腹崩壊危険度判定表

(b)被災危険度判定表

錠度点数が最高点のメッシュの点数
180点以上
140点以上180点未满
100点以上140点未满

危険度	公共施設等の種類及び数量
	公用若しくは公共用施設(道路を除
a 3	く。)又は10戸以上の人家がある場合
Ьз	5戸以上10戸未満の人家がある場合
C ₂	5戸未満の人家又は道路がある場合

(c)山腹崩壊危険地区の危険度点数

	危険度点数	危険度
âı	a ₁ -a ₂ , a ₁ -b ₂ , b ₁ -a ₂	A
a ₂	$a_1 - c_2$, $b_1 - b_2$, $c_3 - a_2$	В
b 2	$b_1 - c_2$, $c_1 - c_2$, $c_1 - b_2$	С

2.3山腹崩壊危険度ランク判定例

モデル地区での危険度判定例を図 1 に示す。検討したメッシュは、調査対象範囲がおおむね2分の1以上含まれる6メッシュとした。すべてのメッシュで 100 点以上(表 4 中、赤枠内の点数)となる。当地区の斜面下方には、保全対象である道路や民家が斜面高の 5 倍以内に多くあることから、被災危険度は a2 と判断した。表 5 に示すように、山腹崩壊危険度(b1)と被災危険度(a2)を組み合わせると、モデル地区の危険度判定はA に分類される。



図 1 山腹崩壊危険度ランク判定例(1:2,500の地形図を利用)

		メッシュNo.						
		1	2	3	4	5	6	
	地質			第	5種			
	傾斜	48%(37)	50%(37)	56%(77)	58%(77)	38%(37)	48%(37)	
ᆂ	縦断面形	凹形(14)	平滑(0)	平滑(0)	凹形(14)	凹形(14)	凹形(14)	
비민기다	横断面形	100° (28)	160°(9)	170°(9)	220°(0)	100° (28)	210°(0)	
	土層深			1.0~2.0n	า以下(14)			
は行	樹種			広葉樹な	が多い(0)			
ጥ እንር	齡級		六甲	山系の樹木	は概ね若	い(28)		
	①地況·林況 点数計	121	88	128	133	121	93	
	活断層からの距離	5km未満(9)						
地震	斜面傾斜	48%(1)	50%(1)	56%(1)	58%(1)	38%(0)	48%(1)	
	斜面横断面形	100°(2)	160°(3)	170°(3)	220° (3)	100°(2)	210°(3)	
	斜面長	150m(4)	150m(4)	130m(4)	150m(4)	150m(4)	60m(5)	
	メッシュの斜面位置	10%(3)	90%(3)	40%(0)	10%(3)	35%(0)	60%(3)	
	斜面の状況	<u>強風化花崗岩(3)</u>						
	土層深	0.5m以上(4)						
	②地震点数計	26	27	24	27	22	28	
危険度点数(①+②)		147	115	152	160	143	121	
山腹崩壊危険度判定		b1	c1	b1	b1	b1	c1	
	被災危険度判定			а	2			
山腹	崩壊危険地区の危険度判定	A	В	A	A	A	В	

表 4 モデル地区(神戸市須磨区高倉山)の危険度点数結果例(メッシュ毎)

※1 現地は強風化花崗岩のため第5種に分類した。
 ※2 ()内は点数を表す。
 ※3 赤枠はメッシュ毎の危険度点数を示す。

	表 5	モデル地区	(神戸市須磨区高倉山)	の危険度判定例
--	-----	-------	-------------	---------

	メッシュ番号	点数計	崩壊地有り	補正点数 地震	落石	合計	山腹崩壊危険度	被災危険度	危険地区の 危険度判定
危険地区 の判定(最 高点メッシュ)	4	133	0	27	0	160	a ₁ ౷c ₁	ⓐ b ₂ c ₂	(Авс

※4 地震及び落石による崩壊は確認されていないためーとした

添付資料-2 本対策工の適用除外範囲について

1. 概要

当資料は、2.2.2 現地状況の机上検討で示している適用除外範囲について、考え方を記述したものである。

2. 適用除外範囲

(1) 谷型斜面における適用除外範囲について

図 2 に示す谷型斜面については、本対策工の適用除外範囲を設定する。谷地形の定義を図 3 に示す。 谷地形は集水地形となるため、表層土の流出等が懸念され本対策工の効果が低下することが考えられ る。このため、図 4 に示す渓床侵食部(渓岸の侵食状況、露岩や植生状況により判断する)は適用外 とする。ただし、谷壁斜面については適用範囲とする。





図 3 谷地形の定義

図 4 適用除外範囲(渓床侵食部)

¹⁾鈴木隆介:建設技術者のための地形図読図入門,古今書院,第1巻,p.122,1997.

(2) 表面流出部(0次谷)における適用除外範囲について

表面流出部(0次谷)は、降雨によりガリーや地中流路が発生する。このため、土は不安定となり 土塊状にならなくなり、本対策工の効果が低下すると考えられることから、当面、0次谷(1次谷流 域のうち、明瞭な1次水流の上流端から上方の谷型斜面)についても適用外とする。以下に、0次谷 について示す。

① 0 次谷の定義

1次谷流域のうち、明瞭な1次水流の上流端から上方の谷型斜面を0次谷とよび、その流域を0 次谷流域と呼ぶ(図 5 参照)。



図 13.1.3 谷頭に等斉谷型斜面,両岸に等斉直線斜面をも つ単純な谷(左)と実際の1次谷(右)の模式図(村田, 1930,の着想に基づいて描画) IIとMは1次の谷線の上流端 と下流端,点線は落水線をそれぞれ示す.

図 5 1次谷模型図2)

②0次谷の特質

(表面流出)

0次谷斜面では落水線が下方に至るほど収れんすることから、斜面の下方に至るほど、降雨 時には表面流出から集中流に変化して、ガリーの発達を促す。

(地下水)

0次谷の流域の下方に至るほど、地下水も集中し、無数の孔隙からモグラ孔のようなパイプ とよばれる地中流路(不定形断面であるが、径数cm~10数cm)を形成する。

(崩落)

パイプを通じて地中の細粒物質が排出されるので表土層が不安定となり、豪雨時に斜面が崩 落しやすくなる。

²)鈴木隆介:建設技術者のための地形図読図入門,古今書院,第3巻,p.690,1997.

添付資料-3 本対策工が対象とする崩壊形態

1. 概要

当資料は、3.2.2 対策工の適用性判定の適用性判定条件の一つである崩壊形態について記述したものである。本対策工が対象とする崩壊形態は、表層崩壊型である。

2. 崩壊形態

崩壊形態の種類としては、図 6 に示したタイプが考えられるが、本対策工の対象とする崩壊形態は、 A表層滑落(移動量小)とB表層滑落(移動量大)の表層崩壊型である。



図 6 崩壊のタイプと亀裂発生パターン3)

³) 伊藤陽司: 1994 年北海道東方沖地震による地すべり・崩壊の特徴,地盤工学会北海道支部,技術報告 書,第 36 号,pp.1~6,1996.

添付資料-4 モデル地区における調査事例

1. 概要

当資料は、3.3.2 簡易貫入試験(一次調査)と3.3.3 潜在崩土層厚分布の把握についてモデル地区で の調査事例を示し、3.4.6 地盤定数設定のための詳細調査についてモデル地区の調査・試験結果を記述 したものである。また、4.2 常時設計の考え方である飽和度と粘着力の関係について試験結果をまとめ たものである。モデル地区は、神戸市須磨区高倉山(以下、高倉山地区とする)と姫路市安富町安志 (以下、安志地区とする)の2箇所である。

潜在崩土層厚分布の把握について

モデル地区(高倉山地区、安志地区)で得られた試験結果について以下に示す。

2.1 簡易貫入試験による潜在崩土層の評価について

簡易貫入試験(簡易動的コーン貫入試験とも言う)は、自然斜面に薄く分布する潜在崩土層を把握することを目的として実施する。簡易貫入試験の実施位置は、対象地区の平面的な潜在崩土層の分布を把握する一次調査で水平 10m 間隔(格子状)、設計に用いる測線での二次調査で水平 2.5m 間隔を標準とする。ただし、地形の起伏状態によって標準間隔が困難な場合は、測定間隔を変更することができる。潜在崩土層の設定方法は、添付資料-6 に示す方法で設定する。潜在崩土層の定義40は、六甲山系のマサ土で Nc=12 以下であることが示されている。また、兵庫県での崩壊地での調査(添付資料-6)でも Nc=12 以下であることが示されている。

モデル地区における調査結果を図 7 に示す。モデル地区の表土は、高倉山地区でマサ土、安志地 区で粘土質砂礫である。ここで高倉山地区(マサ土)では、深度方向に漸増する傾向にあり、地表 に近いほど風化の度合いが強く強度が小さいことを示している。一方、安志地区(粘土質砂礫)で は、Nc 値が急増する結果となり、Nc>50 の岩盤の上に潜在崩土層があることを示している。本指針 の設計では、このような Nc 値の深度分布から、単層構造と二層構造に分類し、それぞれに地震時の 変形量の算出法を定めている。

簡易貫入試験実施深度は、潜在崩土層を十分に把握できる深度として、Nc=30 以上を 30cm 確認、 貫入不能 (Nc>50) となる場合またはロックボルトの施工能力を考慮して 3m 程度まで確認する必 要がある。 №^値





(a)高倉山地区での試験結果例

(b)安志地区での試験結果例

図 7 Nc 値の深度分布

⁴⁾ 沖村孝:花崗岩自然斜面の表土層分布特性,土質工学会シンポジウム発表論文集,pp.111-116,1988.

2.2 簡易貫入試験による潜在崩土層厚の分布の把握について

潜在崩土層分布を把握するため、簡易貫入試験の実施位置を 10m ピッチ(水平)を目安として、 図 8 に示すように格子状に計画した。対象地区のブロック分けは尾根筋を境界として行った。潜 在崩土層厚(鉛直方向の層厚)の分布は、図 9 に示すように各ブロックの斜面下部が比較的厚い 傾向を示した。



図 9 潜在崩土層分布の調査結果(高倉山地区)

2.3 測線の設定について

測線の設定は、図 10 に示すように尾根筋および谷筋を結ぶ線(最急勾配)を基本とし、崩土層分布 を調査した結果から潜在崩土層が比較的厚く堆積している地点を通るように設定した。



図 10 対象地区のブロック分けおよび測線の設定(高倉山地区)

3. 地盤定数の評価について

設計に必要な定数値は、表 6に示した試験方法等で評価することができる。これらの試験で得られた モデル地区(高倉山地区、安志地区)の地盤定数を表 7に示す。また、表 8に示すように花崗岩地域 において各種の地盤調査が実施されており、このように文献等に示される地盤定数も考慮に入れて、 設計に用いる地盤定数は総合的に評価する必要がある。

表 6に示した試験を実施するには不撹乱試料の採取が必要であるが、不撹乱試料の採取が困難であ る場合が考えられることや、経済性や効率性の理由などから、簡易的な地盤定数の評価方法が望まれ る。このため、現地調査のうち比較的容易に実施できる簡易貫入試験のNc値から、地盤定数を評価す る簡易手法を検討した。Nc値からの推定の留意点および問題点を表 9にまとめる。ただし、Nc値と地 盤定数の相関はバラツキがあり、試験データを蓄積し検討する必要がある。このため、地盤定数とNc 値との相関が確立するまでは、本対策工を適用する地区では室内実験を実施する必要がある。また、 詳細な設計手法である動的解析を実施する場合は、表 6の試験を実施する必要がある。

次頁以降に、モデル地区で得られた試験結果を示す。

設計に必要な地盤定数	主な試験方法
単位体積重量γt	湿潤密度試験
粘着力C	三軸圧縮試験
内部摩擦角 φ	三軸圧縮試験
せん断弾性係数G ₀	PS検層
せん断弾性係数のひずみ依存性G/G ₀	繰り返し三軸試験

表 6 設計に必要な定数値

表	7	モデル地区での地盤定数

	高倉山地区	安志地区
単位体積重量 $\gamma t (kN/m^3)$	15.2	15.2
粘着力c(kN/m ²)	10	17.6
内部摩擦角 ϕ (°)	30	30
せん断弾性係数Go(kN/m2)	26000	22300
せん断弾性係数のひずみ依存性G/Go	G/Go曲線は	は図15に示す

表 8 花崗岩地域におけるせん断強度調査事例5)

	H(cm)	$\gamma d(tf/m^3)$	$C(tf/m^2)$	ϕ (deg)	τ '(tf/m ²)
書山	95	1.50	0.5~1.0	30	1.40~1.90
月山	95	1.44			1.60
六甲	$60 \sim 100$	1.30~1.40	0.45	19.4	$0.76 \sim 1.02$
呉	80	1.50	0.50	$30 \sim 35$	1.36

⁵⁾沖村孝・田中茂:表土層崩壊の斜面安定解析法に関する研究,建設工学研究所報告,vol23,pp231-245,1981.

乳乳に以亜わ地般会粉体	Nc値からの推定方法				
	Nc値との相関	留意点および問題点			
単位体積重量γt	乾燥密度ρd=1.19+0.15×ln(Nc)	砂岩地帯では異なる関係式がある。 設定する含水比でγtが異なる。			
粘着力C	マサ土:10kN/m ² 粘土質砂礫:15kN/m ²	Nc値との関係の他に、含水状態で粘 着力が大きく変化するため、Nc値と の相関が困難となっている。			
内部摩擦角φ	φ=6.1×ln(Nc)+18.1 または、φ=30°とする	含水状態による変化は小さいが、Nc 値の相関にはバラツキが見られる。			
せん断弾性係数G ₀	S波速度とNc値との相関からGoを設定する Vs=(50~100)×Nc ^{1/3}	Vsを設定する場合、N値から求める方 法もあわせて総合的に判断する必要 がある。			
せん断弾性係数のひずみ依存性G/G ₀	モデル地区の試験結果を参考とする	4地区のG/Go曲線を提案している。 どの曲線を採用するか検討が必要。			

表 9 地盤定数推定における留意点および問題点

3.1 土の単位体積重量 γ と Nc 値の関係について

モデル地区で実施した室内試験結果と、簡易貫入試験から得られた Nc 値との関係を図 11 に示す。 図中には、花崗岩地域での沖村⁶⁾の試験結果、逢坂ら⁷が示した関係式(沖村の試験結果を含む)、 また砂岩地域での平松ら⁸が示した関係式を示す。

モデル地区での試験結果は、逢坂らの示した関係式と同様の傾向を示した。これより、設計に用 いる土の単位体積重量 γ の設定は、Nc 値と乾燥密度 ρ dの関係から推定する方法、あるいは対象地 区での試験値を採用することが望まれる。乾燥密度から単位体積重量 γ を設定する場合、含水比の 設定が必要であるが、含水比は時期により変化するため、その設定には注意が必要である。

(設計に用いる関係式)

 $\rho d = 1.19 \pm 0.15 \times \ln (Nc)$



図 11 Nc 値と乾燥密度の関係

⁶⁾沖村孝:花崗岩自然斜面の表土層分布特性,土質工学会シンポジウム発表論文集,pp.111-116,1988.

⁷⁾ 逢坂興宏・田村毅・窪田順平・塚本良則:花崗岩斜面における土層構造の発達過程に関する研究,砂防学会誌,Vol.45,pp.3-12,1992.

⁸⁾ 平松晋也・尾藤顕哉:斜面調査用簡易貫入試験を用いた崩壊予測モデルへの入力諸元簡易設定法に 関する一考察,砂防学会誌,Vol.54,pp.12-21,2001.

3. 2 粘着力 c と Nc 値の関係について

土の強度を示す粘着力cの設定は、安定計算で必要となる。

モデル地区で実施した室内試験結果(三軸 CD 試験)と簡易貫入試験から得られた Nc 値の関係を 図 12 に示す。図中には、花崗岩地域での沖村⁹⁰の試験結果、小川¹⁰⁰が示した関係式、また砂岩地域 での平松ら¹¹⁰が示した試験結果を示す。

高倉山地区(モデル地区)での試験結果は、小川の示した関係式や砂岩地域での試験結果から比較的大きな値を示し、沖村の試験結果(青谷)に比較的近い値を示した。安志地区(モデル地区)の試験結果は、Nc値が小さいにもかかわらず、粘着力cが比較的大きな値を示した。これは、粘土分を多く含むためと考えられる。高倉山地区と青谷のマサ土での試験結果のみで関係式を導くと、以下の関係式が得られる。

 $c = 10.9 \times 1n$ (Nc) -7.0

設計に用いる定数値は、試験試料の含水状態で粘着力 c がばらつくと考えられることと、粘着力 c と Nc 値との関係にばらつきがあることから、設計に用いる粘着力 c は以下の一定値、あるいは対象地区での試験値を採用することが望まれる。

(設計に用いる定数値)

Nc 値 ≤ 12 (潜在崩土層) : c=10kN/m² (マサ土)、c=15kN/m² (粘土質砂礫) Nc 値>12 : c=25kN/m²



図 12 Nc 値と粘着力の関係

⁹⁾沖村孝:花崗岩自然斜面の表土層分布特性,土質工学会シンポジウム発表論文集,pp.111-116,1988.

¹⁰)小川紀一朗:山地斜面における表土層の構造特性と水分変動過程に関する研究,北海道大学農学部 演習林研究報告,第 54 号,1997.

¹¹⁾ 平松晋也・尾藤顕哉:斜面調査用簡易貫入試験を用いた崩壊予測モデルへの入力諸元簡易設定法 に関する一考察,砂防学会誌,Vol.54,pp.12-21,2001.

3.3 内部摩擦角 φ と Nc 値の関係について

モデル地区で実施した室内試験結果(三軸 CD 試験)と簡易貫入試験から得られた Nc 値の関係を 図 13 に示す。図中には、花崗岩地域での沖村¹²⁾の試験結果、小川¹³⁾が示した関係式、また砂岩地域 での平松ら¹⁴⁾が示した試験結果を示す。

モデル地区での試験結果は、小川の示した関係式から比較的小さな値を示し、沖村の試験結果 (青谷)と平松らの試験結果に比較的近い値を示した。モデル地区と沖村、平松らの試験結果から 関係式を導くと、以下の関係式が得られる。また、設計に用いる内部摩擦角φは、Nc 値との関係式 または一定値を採用するか、あるいは対象地区での試験値を採用することが望まれる。

(設計に用いる関係式または定数値)

 $\phi = 6.1 \times \ln$ (Nc) +18.1

または、φ=30°(試験値の平均的な値)



図 13 Nc 値と内部摩擦角の関係

 ¹²)沖村孝:花崗岩自然斜面の表土層分布特性,土質工学会シンポジウム発表論文集,pp.111-116,1988.
 ¹³)小川紀一朗:山地斜面における表土層の構造特性と水分変動過程に関する研究,北海道大学農学部 演習林研究報告,第 54 号,1997.

¹⁴⁾ 平松晋也・尾藤顕哉:斜面調査用簡易貫入試験を用いた崩壊予測モデルへの入力諸元簡易設定法 に関する一考察,砂防学会誌,Vol.54,pp.12-21,2001.

3. 4 初期せん断弾性係数 Go の設定について

土の初期せん弾性係数 Go の設定は、地震時の変形量計算に必要となる。

地震時の変形特性を表すせん弾性係数Gはひずみに依存する。このひずみ依存性は、室内での変 形特性を求めるための繰返し三軸試験で得られるが、初期の微少なひずみでのせん弾性係数 Go は、 拘束圧等の問題から精度が落ちるため、原位置試験で得られる PS 検層から下記の式を使って設定し ても良い。

表層部での PS 検層結果を表 10 に示す。深度 0~2m の表層で考えると、Vs=80~130(m/s)となっている。表層部のせん断弾性係数G₀は、PS 検層から得られるせん断波速度 Vs の平均値から、以下の式を用いて推定した。

(PS 検層からの変形特性 Go の推定式)

G0= ρ $\times V$ s 2

ここで、

ρ:密度(g/cm³)

Vs:S波速度(m/s)

Goの評価:表層部のPS検層結果								
	$\frac{1}{2}$				せん断弾性係数 G=ρV₅ ²			
				N / / / L / -	$2[(V_p/V_s)^2-1]$		変形係数	E=2(1+ _V)G
		深度	ρ	Vs	Vp	V	Go	E
試験位	置		(g/cm ³)	(m/s)	(m/s)		(kN∕m²)	(kN/m^2)
	H13 No.7	0 ~ 2m	1.55	130	300	0.384	26195	72508
	H12 No.3	0~3m	1.55	150	400	0.418	34875	98906
古合山地区	H12 No.4	0~3m	1.55	100	230	0.383	15500	42873
同居山地区	H12 No.5	0 ~ 1.5m	1.55	120	250	0.350	22320	60264
(マリエ)	H12 No.6	0~5m	1.55	120	250	0.350	22320	60264
	H11 No.1	0~3m	1.55	210	550	0.415	68355	193445
	H11 No.2	0~4m	1.55	190	450	0.392	55955	155779
安志地区 (粘土質砂礫)	No.2	0 ~ 1.0m	1.55	80	230	0.431	9920	28391
	No.3	0 ~ 1.5m	1.55	100	230	0.383	15500	42873
	No.4	0~1.5m	1.55	120	300	0.405	22320	62719
* Goの計算は p = 1.55(g/cm ³)として計算								

表 10 表層部の PS 検層結果(モデル地区試験例)

S波速度はPS検層から設定する方法の他に、標準貫入試験から得られるN値とS波速度は以下の関係があることが知られている¹⁵⁾。

粘性土:Vs=100×N^{1/3}(1≦N≦25)

砂質土:Vs=80×N^{1/3}(1≦N≦50)

また、図 14に示す簡易貫入試験Nc値とS波測度の関係は、高倉山地区(マサ土)で砂質土、安志地区(粘土質砂礫)で粘性土の関係に近くなっている。このことから、以下の関係式で得られるS波速度から初期せん弾性係数Goを推定することが考えられる。

(N c と V s の関係式)

 $V_{\rm S} = (50 \sim 100) \times Nc^{1/3}$

¹⁵⁾社団法人日本道路協会:道路橋示方書·同解説,V耐震設計編,p.43,1996.



図 14 Nc 値とS波速度の関係

3. 5 せん断剛性率のひずみ依存性(G/Go-γ)の設定について

せん断剛性率のひずみ依存性は、変形特性を求める繰返し三軸試験から設定する。試験結果は、 せん断剛性率のひずみ依存性を示すためにG/Goの変化で整理する。

設計に用いる曲線は、兵庫県で実施した試験データ(地質の異なる4地区)をもとに作成したフィット曲線(図 15 および表 11)を採用するか、あるいは対象地区での試験を実施することが望まれる。これ以外の地質等で参考とするデータがない場合は試験を実施することが必要である。

フィット曲線: $G/Go = 1 / (1 + b \gamma^{c})$

ここで、

b、c:係数 γ :ひずみ
(設計に用いる曲線の例)





図 15 せん断剛性率のひずみ依存性(モデル地区試験例)

係数	高倉山地区	安志地区	淡路地区	大沢地区
b	702.35447	1525.96595	495.05298	656.41188
С	0.77773	0.90934	0.78907	0.8297
対象地区 の地質	花崗岩	砂岩·頁岩	堆積岩	火山岩

表 11 フィット曲線一覧表

-						
24	G/Go					
r	高倉山地区	安志地区	淡路地区	大沢地区		
1.00E-06	0.985	0.995	0.991	0.993		
2.00E-06	0.975	0.990	0.984	0.988		
4.00E-06	0.957	0.982	0.973	0.979		
8.00E-06	0.929	0.966	0.955	0.963		
1.60E-05	0.884	0.938	0.925	0.936		
3.20E-05	0.817	0.889	0.877	0.891		
6.40E-05	0.722	0.810	0.805	0.821		
1.30E-04	0.600	0.691	0.702	0.719		
2.60E-04	0.466	0.544	0.577	0.590		
5.10E-04	0.341	0.393	0.445	0.451		
1.00E-03	0.235	0.259	0.320	0.320		
2.00E-03	0.152	0.157	0.214	0.209		
4.10E-03	0.093	0.089	0.134	0.127		
8.20E-03	0.056	0.049	0.082	0.076		
1.60E-02	0.034	0.027	0.050	0.045		
3.30E-02	0.020	0.014	0.029	0.025		

添付 4-11

4. 飽和度と強度定数 (c、φ)の関係

モデル地区の土を対象に飽和度を変化させた三軸試験結果を図 16 と図 17 に示す。これより、飽和 度が高くなると、粘着力 c と内部摩擦角は変化することが確認された。飽和度による変化は、粘着力 c の変化が内部摩擦角 φ の変化に比べて大きくなっている。

他の材料を用いた室内試験結果においても浸水飽和において粘着力が消失している事例¹⁶⁾が報告されている。

本対策工の安定解析において、現状安全率を 1.0 とし強度定数を逆算する場合は、粘着力 c を逆算す る方法とした。また、表層崩壊箇所における室内試験の結果の報告事例¹⁷⁾もあることから、これらも 参考になる。



図 16 飽和度と強度定数(c、 φ)の関係(高倉山地区)



図 17 飽和度と強度定数(c、 φ)の関係(安志地区)

¹⁶)鏡原聖史・澁谷啓・鳥居宣之・金秉洙・川尻俊三:兵庫県北部地域における 2009 年台風 9 号による山腹斜面崩壊の実態と発生メカニズムについて,地盤工学ジャーナル, vol.8, No.3, pp.489-504, 2013.
¹⁷)鏡原聖史・臼井亮太・文岩秀貴・澁谷啓:現地調査・室内実験による自然斜面表層崩壊の簡易予測 手法-限界崩壊土層厚の提案 その2-,土木学会第 69 回年次学術講演会,Ⅲ-270, pp.539-540, 2014.

添付資料-5 原位置引抜き試験例

1. 概要

当資料は、3.4.9 原位置引抜き試験に関して、モデル地区(神戸市須磨区高倉山、姫路市安富町安志)で実施した引抜き試験例と試験方法ならびに、複数箇所で実施した原位置引抜き試験結果と試験 区間の簡易貫入試験結果から、それらの関係性を整理した結果ついて記述したものである。

2. 原位置引抜き試験の概要

(1)地盤条件

原位置引抜き試験は、試験前に実施した簡易貫入試験により潜在崩土層(Nc値で 12 以下となる 土)を対象として実施した。約 20cm 堆積している表土は試験の対象外とした。モデル地区の地盤条件 を図 18 に示す。本試験例は、移動層での試験を対象とした試験である。



(まさ±:Nc≧12)

図 18 試験地区の地盤条件(神戸市須磨区高倉山)

(2)試験用鉄筋の設置概要

レッグドリルを用いて孔径 45mm で削孔した。注入材は、重量比 W/C=50%のセメントミルクを作成し、 孔内に注入した。鉄筋(D22)を挿入し、潜在崩土層に1m定着させた。なお、本例の削孔径 45mm で 実施し、試験と施工を実施した。

モデル地区(神戸市須磨区高倉山)での試験例は他の試験結果の比較等の理由から定着長を 1m とし たが、通常の引抜き試験では潜在崩土層の全層定着で実施することが望ましい。ここで、削孔は本施 工と同様にレッグドリルを使うことが望ましいが、調査段階でレッグドリルを使用することが経済的 でない場合、孔壁が保てるかを確認の上で他の方法(例えばハンドオーガ)の適用を検討する。 (3)引抜き装置について

引抜き試験は、センターホールジャッキを用いて実施することが一般的であり、モデル地区でもこの方法(図 19)とした。試験では、引抜く鉄筋と注入材からなる試験体を押さえ込まないように注意が必要である。また、試験では引抜き力と引抜き量を把握する必要があり、反力を取る場所が大きく動かないことが望ましく、反力の取り方に注意が必要である。

モデル地区では、反力装置に反力盤を用いる方法とした。反力盤は地盤が破壊し大きく沈下しない ような面積とした。また、図 19 に示すように、試験体上部に荷重が掛からないように反力盤を設置した。

試験時の変形量は、ロックボルトの引抜き量と反力板の沈下量を計測した。





図 19 引抜き装置の概要

(4)試験方法

試験方法は、切土補強土工法設計・施工指針18)を参考に、以下ように実施した。

①最大試験荷重は、想定される地山と注入材の周面摩擦抵抗 τ p から設定する。

(最大試験荷重設定例)

τ p=100(kN/m²)と想定、試験区間 L=1m、孔径=45mm とした場合、引張り荷重 P は

 $P=100 \times 0.045 \times \pi \times 1.0=14.1$ (kN)

最大試験荷重 Pmax は、引張り荷重 Pの2倍相当とする。

 $Pmax=P \times 2= 28.2 \Rightarrow 30 (kN)$

②載荷サイクルは、単サイクルで最大試験荷重まで載荷する。

¹⁸⁾東日本高速道路株式会社、中日本高速道路株式会社、西日本高速自動道路株式会社:切土補強土工 法設計・施工指針,2007.

③載荷方法は、ジャッキの精度等を考慮して、最大試験荷重の 1/10~1/20 程度で設定する。モデル 地区で実施した引抜き試験では、各段階の増加荷重の刻みを 2.0kN とした場合に、荷重-変位曲 線の降伏点が明確となった。

各段階の荷重保持時間は5分とし、載荷速度については1.0kN/10sec程度を目安とした。

④計測項目は載荷荷重、試験時間、ロックボルト変位、反力装置変位の4項目を計測する。

⑤荷重-変位量曲線の関係図(図 20)で整理し、これにより極限引抜き力(Pmax)を求める。求めた極限引抜き力から地盤と注入材の極限周面摩擦抵抗力を逆算する。



(5)試験結果例(神戸市須磨区高倉山)

モデル地区での試験結果例を以下に示す。

- ・ 試験区間平均 Nc 値=6.4
- ・ 試験区間長L=1m
- ・ 孔径 D=45(mm)
- ・ 引抜き荷重 P=15.7 (kN)
- ・ 換算周面摩擦抵抗 τ p=P/ π DL=111 (kN/m²)



図 21 試験結果例(神戸市須磨区高倉山)

(6)試験結果例(姫路市安富町安志)

モデル地区での試験結果例を以下に示す。

- ・ 試験区間平均 Nc 値=5.6
- ・ 試験区間長L=0.5m
- ・ 孔径 D=50(mm)
- ・ 引抜き荷重 P=8.5 (kN)
- 換算周面摩擦抵抗 τ p=P/ π DL=108 (kN/m²)



図 22 試験結果例(姫路市安富町安志)

(7)自然斜面表層土の極限周面摩擦抵抗値と試験区間の平均簡易貫入試験値の関係19)

上述したような調査をこれまでに兵庫県内で実施した結果,試験区間の平均 Nc 値と土の極限周面摩 擦抵抗を整理すると図 23 のようになる。ばらつきはあるものの砂質土、礫質土に関係なくおおよそ線 形的な関係にあることがわかる。数少ないデータではあるが、簡易貫入試験の平均 Nc 値からおおよそ の土の極限周面摩擦抵抗がこの図より推定できる。引き続き、さらに同様な試験データを蓄積する必 要がある。



図 23 極限周面摩擦抵抗値と平均 Nc 値の関係¹⁹⁾

¹⁹⁾西原玲二・竹下洋一・荒木繁幸・鏡原聖史:自然斜面表層における鉄筋挿入工の引抜試験,土木学会 第64回年次学術講演会,pp.125-126,2009.

添付資料-6 潜在崩土層の設定方法

1. 概要

当資料は、3.3.3 潜在崩土層厚の把握における潜在崩土層の評価に関する一般的な潜在崩土層の設定 方法ならびに、4.3.8 地層構造の判定に関する事項も含め兵庫県内で潜在崩土層を設定した事例につい て記述したものである。

2. 一般的な潜在崩壊土層の設定方法

潜在崩土層の Nc 値は、沖村ら²⁰⁾の風化花崗岩斜面の崩壊発生深さに関する研究において 12 と設定 されている。また、小山内ら²¹⁾は、平成 15 年、16 年に発生した第三紀〜四紀の砂岩、泥岩の崩壊地 の現地調査結果と過去の研究事例から表層崩壊のすべり面の Nc 値は 10 程度のことが多く、ほとんど が 5〜20 の範囲であると報告している(表 12)。

このような文献等を参考に一般的な潜在崩土層を設定する方法として図 24 に示す方法を提案する。



図 24 一般的な潜在崩土層の設定の流れ

116,pp.7-16,1980.

²⁰⁾沖村孝・田中茂:一試験地における風化花こう岩斜面の崩壊発生深さに関する研究,新砂防,

²¹)小山内信智・内田太郎・曽我部匡敏・寺田秀樹・近藤浩一:簡易貫入試験を用いた崩壊の恐れのある層厚推定に関する研究,国土技術政策総合研究所資料,2005.

	N 4	141 Hz	LUL FF	かまやお
对家	NC 但	低拠	地貨	参 考 义 厭
すべ	り面			
	12	崩壊地周辺の貫入試験結果、土壌断面観察、物理性の考察から導	北島巴	油井 . 四古(1000)
		出	化両右	刊中刊 · 四十(1900)
	10	Nc 値の急変点が滑り面になるとし、導出	新第三紀層	遠藤ら(1989)
	10	土壌断面等の観察から B 層下面が滑り面となるとし、土壌断面観		
		察と貫入試験結果を対比させ導出	甲生代堆積宕	水山・小官(1993)
	14	土壌断面等の観察から B 層下面が滑り面となるとし、土壌断面観	北島山	水山、 小巻(1002)
		察と貫入試験結果を対比させ導出	化尚石	火田•小居(1993)
	10	崩壊地周辺の貫入試験結果	斑レイ岩	平松ら(1998)
	$2\sim 50*$	崩壊地周辺の貫入試験結果	火砕流堆積物	稲垣(1999)
	10	崩壊地周辺の貫入試験結果	花崗岩	稲垣(2000)
	9 Nc 値と土壌の物理性に関する関係式と浸透計算、斜面安定計算か		动地	ボポン と(2001)
		ら算出	炒石	+45 6 (2001)
	10	崩壊地周辺の貫入試験結果	砂岩	市川、松倉(2001)
	$5 \sim \! 10$	崩壊地周辺の貫入試験結果	花崗岩	松倉ら(2002)
	$5 \sim \! 10$	崩壊地周辺の貫入試験結果	片麻岩	松倉ら(2002)
地下水面	発生箇所			
	20	土壌断面観察と貫入試験の結果を対比させ導出	礫層と泥岩の互層	太田(1988)
	$5 \sim 10$	Nc 値と土壌の物理性に関する関係式と浸透計算から算出	花崗岩	기기미 (1996)
	$5 \sim 10$	貫入試験結果と地下水位観測結果を対比	花崗岩類	Shanley et al. (2003)

表 12 すべり面、地下水位発生面の Nc 値 ^{21)に一部加筆}

*Nc 値が2から50まで急変し、その2から50に急変する部位をすべり面としたと考えられる

3. 兵庫県における潜在崩土層の設定事例

振動台実験(**添付資料-22**)は、六甲山系のマサ土と山崎断層周辺に分布する超丹波帯の粘性土 を対象に実施した。それぞれの現地斜面で実施した簡易貫入試験のNc値プロファイルが異なるこ とから、模型実験の地盤条件を変え実験を行った結果、地盤条件によって地震時の変形挙動がお おきく異なることが明らかになった。これを受けて、簡易貫入試験のプロファイルの分類を取り 入れ崩壊メカニズムに応じた設計手法を適用することとした。以下に簡易貫入試験のプロファイ ル分類、崩壊事例解析結果について示した。

3. 1 簡易貫入試験のプロファイル分類

奥西ら²²⁾は、愛知県小原村地区を対象に簡易貫入試験を実施し、図 25 に示す簡易貫入試験の N。 値のプロファイルを定義した。

この N。値のプロファイル分類を用いて、兵庫県で実施した調査結果を整理した。兵庫県で現地調査を実施した概略位置と概略表層地質を図 26 に示す。

表 13 に潜在崩土層 N。値のプロファイル分類を示した。マサ土のモデル地区(神戸市須磨区高倉山)では、B 型が全体の 60%程度を占めることがわかる。マサ土以外で現地調査を行った堆積岩および火山岩類では、N。値のプロファイルはC型が多く、60%程度を占めることがわかる。

以上の調査事例から、マサ土のような A,B 型が支配的な場合と堆積岩、火山岩類で確認した C 型 が支配的な場合とに分けることができ、この結果を模型実験の条件に当てはめると A,B 型が支配的 な場合は、マサ土の模型実験結果に基づく単層構造の設計手法、C 型が支配的な場合は、超丹波帯 の粘性土で行った二層構造の設計手法を用いることが妥当であると判断した。なお、簡易貫入試験 の深度分布が複雑なD型は地層構造の判断が困難であるため、すべりひずみとせん断ひずみの両基 準を適用する二層構造として取り扱うこととした。このため、N_e 値のプロファイル上は、便宜的に C型として取り扱う。



図 25 Nc値のプロファイル分類 22)

²²)奥西一夫、飯田智之:愛知県小原村周辺の山崩れについて(1)-斜面形、土層構造と山崩れについて-, 京都大学防災研究所年報,第 21 号 B-1,pp.297-311,1978.



図 26 兵庫県の地質と調査地^{23)に一部加筆}

²³⁾ 兵庫県 HP: <u>http://web.pref.hyogo.jp/sabou/hyogo_sabou/sugata/hyogo_sabou_sugata_chishit.html</u> 添付 6-4

表 13 表層土質の特徴

表層地質	①花崗岩(マサ土)	②古生代_超丹波帯(砂岩・頁岩五層)			
地区名	高倉山地区	安志地区	段地区	皆河地区	段その2地区
代表的な簡易貫入試験	Ncta 0 10 20 30 40 50 0 1 2 3 4 5 0 1 2 3 4 4 4 4 4 4 4 4 4 4	Note $10 \ 20 \ 30 \ 40 \ 50 \ 0 \ 0 \ 20 \ 30 \ 40 \ 50 \ 0 \ 0 \ 0 \ 0 \ 0 \ 0 \ 0 \ 0 \$	$ \begin{array}{c ccccccccccccccccccccccccccccccccccc$	$\begin{array}{c} & \text{Nc} \acute{e} \\ 0 & 10 & 20 & 30 & 40 & 50 \\ 0 & 2 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 2 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 &$	$\begin{array}{c ccccccccccccccccccccccccccccccccccc$
Nc値プロファイル分類	교육 교용적 교용적 고 대학 고 대학	미A型 미2型 미2型	[A절 8월 8월 8월 8월 80월	[A型 8 편 0 전 10 전	대 A 전 응 전 다 전 전 고 전 전
表層地質	③中生代_和泉層群 (礫岩・泥岩)	④火山岩類_生野層群 (流紋岩質凝灰岩および同質火砕岩類)			
地区名	倭文長田地区	大沢地区			
代表的な簡易貫入試驗	Notation of the second	Ncta 0 10 20 30 40 50 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0			
Nc値プロファイル分類	[] A절 [] 8월 [] C철 [] D철	[유철] 8월 8월 10월			

3.2 潜在崩土層の設定例

(1)マサ土の事例

六甲山系のマサ土の潜在崩土層は、沖村ら²⁴⁾の論文では Nc 値を 12 に設定している。このことから、マサ土の潜在崩土層の設定は、Nc<12 に設定した。

以下に参考とした文献の概要を示す。沖村らは、兵庫県神戸市灘区青谷地区を対象に土壌観察、 簡易貫入試験結果をもとに潜在崩土層を Nc<12 とし、多平面安定解析から崩壊した位置の予知が できることを示した。



表 14 区分された土層と物理的特性の関係 24)

図 27 危険すべり面の位置 24)

24)沖村孝・田中茂:一試験地における風化花こう岩斜面の崩壊発生深さに関する研究,新砂防, 116,pp.7-16,1980.

(2) マサ土以外の事例

マサ土以外で現地調査を行った堆積岩、火山岩類では Nc 値のプロファイルは表 13 に示したように C 型が多く、その変曲点を見てみると Nc=10 程度である。そこでマサ土と同じ Nc<12 を潜在崩土層と考えて、多平面安定解析を実施し、危険位置と崩壊位置との比較を行い、危険箇所と崩壊位置が同じであるか確認した。

危険箇所の比較は、Nc<12 を潜在すべり面と考えて、ブロックを分割し多平面安定解析(図 28) を実施した。

多平面安定解析で得られた危険箇所と実際に崩壊した箇所との比較結果を表 15 に示す。

この結果、実際に崩壊した位置とほぼ同じ位置が危険箇所として特定されている。以上のこと から C 型が多く分布する斜面でも、その潜在崩壊土層の Nc 値は 12 以下に設定した。



図 28 多平面安定解析のモデル 24)

表 15 危険箇所の比較

地区名	安志地区(堆積岩:超丹波帯)	段地区(堆積岩:超丹波帯)	皆河地区(堆積岩:超丹波帯)	
常時の危険所			199- 199- 199- 199- 199- 199- 199- 199-	
地区名	段その2地区(堆積岩:超丹波帯)	倭文長田地区(堆積岩:和泉層群)	大沢地区(流紋岩:生野層群)	
常時の危険 所			20 10 Nc=12 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0	

3.3 潜在崩土層の推定例

調査地で行われた面的な簡易動的コーン貫入試験の結果を整理し、数少ない調査で斜面の不安定土 層深を推定する方法²⁵⁾について紹介する。この事例では、数点の簡易動的コーン貫入試験の結果から 地表面傾斜角と不安定土層深の分布を求める方法について述べられている。今後、実際適用し、本格 調査前の予備解析に活用するなどして、現地調査の効率化につなげるべくさらに検証をすることが望 まれる。

(1) 調査地の概要と整理方法

調査地は、兵庫県内において 10m の格子点で簡易動的コーン貫入試験を実施した結果をもとに、地 表面傾斜角と潜在崩土層を整理した。調査地のデータを各地区の傾斜区分と平均不安定土層深、標準 偏差を整理して図 29 に示した。この図から地表面傾斜角の増加に伴って不安定土層深ならびにその標 準偏差が減少する A、C 地区のような例と地表面傾斜角にほとんど依存せずに一定値を示す B 地区の ような例にわかれることが明らかになった。現地踏査では、傾斜角の増加に依存して不安定土層深が 減少する斜面は、地形的に斜面下部に堆積物の分布が認められる。一方、傾斜角に依存せずにほぼ不 安定土層深が一定の斜面は、地形的に明瞭な堆積物の分布が認められないという違いが確認された。



図 29 各調査地の地表面傾斜と潜在崩土層深(平均値、標準偏差) 25)

(2) 潜在崩土層深の推定方法

限られた試験結果の整理ではあるが、前述したとおり、潜在崩土層深が地表面傾斜角に伴って減少 するタイプと一定値を示すタイプの2つがあることがわかった。調査地をこの2つに区分できる明瞭 な指標が必要であるが、現時点では、地形図と現地踏査結果を参考に堆積物の分布状況から判断する こととした。

潜在崩土層深が傾斜の増加に伴って減少する斜面における潜在崩土層深推定について述べる。潜在 崩土層深が減少する A、C 地区について、斜面崩壊が予想される地表面傾斜角(25~55 度)で直線近 似を行った。その結果を図 30 に示す。この図にある直線近似された式から切片は異なるものの A、C 地区の傾きは 0.0145~0.0147 であった。この傾きは、降雨などによる斜面表層の土砂移動現象に依存 するものと推察されるが、現時点では明らかではない。

地表面傾斜による潜在崩土層深の傾きがある値で決めることができれば、斜面内の複数点で簡易動

²⁵) 鏡原聖史・東郷智・佐柳武・寺岡克己・後藤寛和・荒木繁幸・沖村孝・澁谷啓・塩谷嘉宏・村上晴茂: 簡易動的コーン貫入試験結果にもとづく不安定土層深推定法の提案,平成 27 年度砂防学会研究発表会概要集, P1-045, pp. A-182-183, 2015.

的コーン貫入試験を実施することによって、調査地内の潜在崩土層深を推定することができる。ここでは、2地区の結果の整理で事例数は少ないが、潜在崩土層深の推定式として式1のように提案する。

$$D = u \times \theta + \beta \qquad \qquad \dots \qquad (1)$$

ここで、D:潜在崩土層深(m)、 θ :地表面傾斜角(°)、 α :係数(-0.0145)、 β :係数(m)である。

一方、潜在崩土層深が一定の斜面の場合については、傾斜角に依存せず、一定の潜在崩土層深と考 えられるため、現位置で複数点の簡易動的コーン貫入試験を実施すれば、その最大土層深で不安定土 層深を推定することができる。



図 30 平均潜在崩土層厚の直線近似 25)

添付資料-7 多平面安定解析手法のブロック分割方法

1. 概要

当資料は、4.2.2 危険箇所の特定(常時)、4.3.6 危険箇所の特定(地震時)における多平面安定解 析のブロック分割方法について注意点を記述したものである。

2. 多平面安定解析手法のブロック分割方法

斜面の危険箇所抽出に用いる多平面安定解析手法は、すべり面の予測が可能な自然斜面の表層崩壊 の危険箇所を抽出する方法である。本手法は、終点ブロックの設定によっては得られる安全率に差が 生ずるため、終点ブロックのすべり面(破線)が可能な限り水平になるように設定する。終点ブロッ クのすべり面が水平に設定できない場合は、水平から±10度以内で設定する。



図 31 多平面安定解析のブロック分割方法(例)
添付資料-8 解析手法による危険箇所の違いについて

1. 概要

当資料は、4.2.2 危険箇所の特定(常時)に関して、多平面安定解析で求められる危険箇所と一般的 に用いられている円弧すべり法によって求められる危険箇所の比較を行ったものである。その結果、 両手法ともほぼ同様の危険箇所が特定されることを確認した。

2. 多平面安定解析と円弧すべりの危険箇所の比較

従来の円弧すべり法で求められる対策範囲(計画安全率 1.20 以下)と多平面安定解析で得られる危険 箇所(計画安全率 1.20 以下)を比較した結果、計画安全率 1.20 以下となる円弧すべりの方が多平面安定 解析から広い範囲となるが、おおよそ同じ位置が危険箇所となることがわかる。他の斜面に対しても 同様の検討を実施した結果、ほぼ同様の傾向になることがわかった。

以上、解析手法は異なるが、おおよそ同じ箇所が対策範囲となることを確認した。



図 32 それぞれの計算によって得られた対策範囲の比較

添付資料-9 現状安全率と計画安全率の考え方

1. 概要

当資料は、4.2.1 地盤定数の設定(常時)、4.2.7 対策工の適用性判断(常時)に関する現状安全率 ならびに計画安全率について、他の機関の基準を調査したものである。この結果から、本指針におけ る現状安全率 1.00、計画安全率 1.20 を標準とした。

2. 現状安全率と計画安全率の整理

現状安全率と計画安全率について、林野庁、国土交通省、兵庫県農政環境部農林水産局治山課、兵庫県県土整備部土木局砂防課の基準などを調べ整理した一覧表を表 16 に示す。

この結果から、変状していない場合の現況安全率を 1.00、計画安全率を 1.20 にしている例が多い。 よって、本指針においても現状安全率 1.00、計画安全率 1.20 を標準とした。

表 16 各機関の現況安全率と計画安全率の考え方

	林野庁	国土交通省	兵庫県農政環境部農林水産局治山課	兵庫県県土整備部土木局砂防課
基準	治山技術基準 解説 総則・山地治山編 令和2年5月	河川砂防技術基準(案)同解説書 計画編 平成31年3月	地山補強土工法設計・施工指針(案) 平成11年10月	土木技術管理規程集 平成29年9月
現状安全率	総則・山地治山編にはすべり計算等に対する現状安 全率に関する記載なし。 [参考] 治山技術基準解説地すべり防止編 平成25年10月 第2章10-5 地すべり発生機構の解明(P.67~68) [参考] 安定解析式を用いてすべり面せん断強さパラメータを 逆算する場合には、適切な安全率を与えるが、安全 率の検証が可能となるのは、地すべりがすべり始め る臨海状態、すなわち安全率Fs=1.0の場合だけであ るので、臨界状態における地下水圧分布を観測デー タから把握することが望ましい。	河川砂防技術基準(案)にはすべり計算等に対する 現状安全率に関する記載なし。	3.3 地盤定数 地盤定数は、①地盤調査を行ったうえで求める方 法、②近傍の崩壊事例から逆算法により求める方法 等、により総合的に検討し決定することを原則とす る。 【解説】 地盤の複雑さや不確実性から、調査・試験結果のみ で地盤定数を決定するのは難しいため、崩壊規模の 設定と同様に実際の崩壊事例等を併せて検討し総合 的に決定するのとし、逆算法に用いる地山の現況 安全率はFs=1.00を標準とし、その崩壊形態から円弧 すべり法または、直線すべり法などの、逆算法によっ て求めることを原則とする。	 土木技術管理規程集の本文にはすべり計算等に対 する現状安全率に関する記載なし。 [参考] 新・斜面崩壊防止工事に設計と実例 本編 急傾斜地崩壊防止工事技術指針 平成19年9月 10. 2.2 荷重の検討(P.206~209) (2)曲線すべり土塊による土圧 (ii)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 Fs=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Fs=1.0 とし、C、φを逆算する。
計画安全率	総則・山地治山編にはすべり計算等に対する計画安 全率に関する記載なし。 [参考] 治山技術基準解説地すべり防止編 平成25年10月 第3章第2節 計画規模(P.88~89) 【解説】 1 目標安全率 <u>目標安全率は1.1~1.2を標準とする。</u> 決定に当たつ ては地すべりの規模、保全対象の重要性、保全対象 からの距離、地すべり地及び土砂流出との位置関係 から判断する。	河川砂防技術基準(案)にはすべり計算等に対する 計画安全率に関する記載なし。 【参考】 第3節 地すべり防止計画に関する基本的な事項 3.4 計画安全率 地すべり防止計画では、地すべり運動ブロック毎に計 画安全率(P.Fs)を定めることを基本とする。	 4.4 安全率、許容応力度 (1)補強地山の計画、安全率は次を標準とする。 Fsp≥1.20 【解説】 計画安全率については、1.25や1.50等を採用している 他所管事例もあるが、「治山必携・地すべり防止編」 に記載の通り、1.10~1.20の範囲で決定することを標準としており、「補強材の多少の変形を許すことにより、大きな斜面崩壊を抑える」という考え方の工種でもあることから安全側を採用することとし、1.20以上を標準とした。 	 4-8-5 設計(P.146) (9)安全率 安全率・許容応力度については次の考え方を基本とする。 ①補強斜面の計画安全率 補強斜面の計画安全率は基本的に永久構造物であるため、1.20とする。仮設の場合は以下の考え方を基本とする。 表4-8-3 補強斜面の計画安全率 項目 計画安全率 永久(長期) ①Fsp≧1.20 仮設(短期) ②Fsp≧1.20 (ア)永久の計画安全率Fsp≧1.20は永久法面、在置期間が2年以上の仮設法面などに適用する。 (イ)仮設の計画安全率は、掘削開始から最下段の補強材設置前までの施工時の計画安全率をFsp≧1.05とし、最下段の補強材設置後から埋め戻し前までの在置期間の計画安全率をFsp≧1.10とする。

添付資料-10 常時の必要抑止力の算定方法について

1. 概要

当資料は、4.2.4 計画安全率を満たす必要抑止力に関して、多平面安定解析から求めた危険箇所において、必要抑止力を算定するために簡便法に移行する手順について記述したものである。複数箇所設計を行う中で、両者の危険箇所は同じ箇所であり、すべり面の形状による必要抑止力の違いも僅かである。このことから、実施せずに多平面安定解析の結果、得られたすべり面を用いて、常時の対策工の設計計算を行うことも考えられる。引き続き事例を蓄積する必要がある。

2. 多平面安定解析の危険箇所を簡便法にする手順

円弧すべり法や直線すべり法は、計画安全率を満足する必要抑止力をすべり力とすべり抵抗力の比 から設定している。一方多平面安定解析手法は、必要抑止力を直接算出することはできない。そのた め、多平面安定解析で得られた危険箇所について従来から用いられている簡便法を用いて必要抑止力 を算出する方法を以下に示す。

- 多平面安定解析を実施し、最小安全率を示す危険箇所を特定する。
- ② 特定した危険箇所を対象に斜面上部を円弧形状とした複合すべり面形状とし、簡便法に よるすべり安定解析を実施し、現況安全率を算出する。
- ③ 簡便法により得られた現況安全率が 1.00 とならない場合には、現況安全率を 1.00 として地盤の粘着力を逆算する。
- ④ 簡便法で得られた粘着力を用いて再度多平面安定解析を実施し、危険箇所を特定する。
- ⑤ ①と④で得られた危険箇所を比較し、両者が同等となるまで①から④の手順を繰り返す。



図 33 多平面安定解析を用いた常時危険箇所の抽出手順

(1) 多平面安定解析手法と簡便法のすべり形状の設定について

多平面安定解析で得られた危険箇所を複合すべり形状に置き換える場合、上部を円弧形状とし たすべり形状とすることとした。その理由は、多平面安定解析のすべり形状をいくつかの複合す べり形状に近似させて必要抑止力を比較した結果、最大抑止力が最も大きく計算されるすべり形 状は、上部を円弧形状とした場合であったことから、上部を円弧としたすべり形状とすれば安全 側の設計が行われると考えたためである。

(2) 簡便法の上部円弧すべり形状の設定方法について

上部の円弧すべり形状は、崩壊事例²⁶⁾を考慮し、上端のすべり線を垂直から 20 度傾いた地点に 設定し、その点を補間する円弧を設定することを標準とする。



²⁶⁾鳥居宣之・沖村孝・永井久徳:地震動が表土層に与えた影響について(その2),建設工学研究所論文集,第42-B号,pp.129-143,2000.

(3) 危険箇所ならびに必要抑止力の比較について

これまで前述した手法を複数箇所の調査地で実施した結果、危険箇所は同じ箇所であり、すべり 面の形状による必要抑止力の違いは表 17 に示すとおり小さく、設計計算で求められた対策工のすべ り抵抗力から考えると無視できる場合があると言える。

地区名	測線	すべり面	必要抑止力(kN/m)	対策工の抵抗力(kN/m)	備考
	D.N.O	複合すべり上部円弧	46.3	50.43	
入竹	D-100.2	直線すべり	45.2	50.43	
	No 97	複合すべり上部円弧	19.5	23.40	
山田 尾	NO.27	直線すべり	18.9	23.40	
A測線 伊川谷 J測線 L測線	複合すべり上部円弧	10.5	16.88		
	A側脉	直線すべり	9.7	16.88	
	1.301.9白	複合すべり上部円弧	20.1	26.74	
	J側廠	直線すべり	19.6	26.74	
	L測線	複合すべり上部円弧	47.9	58.85	
		直線すべり	44.5	58.85	
下公上	迎始 1	複合すべり上部円弧	1.6	2.24	
下谷上	(則) 形 1	直線すべり	1.5	2.24	

表 17 すべり面形状の違いと必要抑止力、対策工のすべり抵抗力一覧

添付資料-11 ロックボルトの設計引張力について

1. 概要

当資料は、4.2.6 対策工を考慮した安全率におけるロックボルトの設計引張力に関して、変形 許容型のり面工低減係数の設定について記述したものである。

2. ロックボルト引張力の算定

本工法のロックボルトの設計引張力は、切土補強土工法の設計²⁷⁾に準じた考え方を適用し、以下の方法で算定する。



ロックボルトの許容補強材力 TPaは、以下の3つの中で最も小さいものとする。

- 移動土塊から受ける引抜き抵抗力: T_{lpa}(kN/本)
- ・不動地山から受ける引抜き抵抗力: T2pa(kN/本)
- ロックボルトの許容引張力: T_{sa}(kN/本)

 $T_{pa}=min[T_{1pa}, T_{2pa}, T_{sa}]$ (kN/本)

 $T_{2pa}=L_2 \cdot t_a$

 t_a =min[t_{pa} , τ_{ca}]

 $t_{pa}=(\tau_p \cdot \pi \cdot D)/F_{sa}$

 $\tau_{ca} = \tau_c \cdot \pi \cdot d$

- ここで、
 - *t*_a : 許容付着力(kN/m)
 - *t_{pa}*: 地山と注入材の許容付着力(kN/m²)
 - τ_p: 地山と注入材の周面摩擦抵抗(kN/m²)
 - *D* : 削孔径(m)
 - Fsa : 周面摩擦抵抗の安全率

²⁷)東日本高速道路株式会社・中日本高速道路株式会社・西日本高速道路株式会社:切土補強土 工法設計・施工要領,2007.

 τ_{ca} : ロックボルトと注入材の許容付着力(kN/m²) τ_{c} : ロックボルトと注入材の許容付着応力(kN/m²) d : ロックボルト径(m) L_{2} : 不動地山の有効定着長(m) $T_{1pa}=\{1/(1-\mu)\}\cdot L_{1}\cdot t_{a}$ ここで、 μ : のり面工低減係数 L_{1} : 移動土塊の有効定着長(m) $T_{sa}=\sigma_{sa}\cdot A_{s}$

- ここで、
 - σ_{sa}: ロックボルトの許容引張応力度(kN/m²)
 - *A*_s : ロックボルトの断面積(m²)



図 37 補強材の引張耐力 24)

移動土塊から受ける引抜き抵抗力 T_{1pa} を算出するためには、本対策工の標準配置を考慮した のり面工低減係数 μ を設定する必要があり、対策工効果確認実験結果(3.変形許容型のり面工低 減係数 μ 'について 参照)を考慮して μ '=0.7 とした。なお、今回提案するのり面工低減係数は、 従来より変形を許容しているため、新たに変形許容型のり面工低減係数 μ 'と定義した。

極限周面摩擦抵抗は、現地での引抜き試験を実施し設定するが、引抜き試験の方法については、 添付資料-5 に詳細を示す。

変形許容型のり面工低減係数 μ'について

3.1 実験の目的

斜面の土塊の滑動時において、のり面工(支圧板とロープネット)は補強材(ロックボルト) と一体となって補強効果を発揮すると考えられる。対策工効果確認実験は、自然斜面を対象と したロープネット・ロックボルト併用工法(以下、本対策工とする)において、のり面工の補 強効果を確認することを目的として実施した。

3. 2 実験方法

本実験は、土槽内に対策工を施した移動層材料を模擬し、その土槽を上昇させ、その時の荷 重、変位量、ロックボルト軸力やロープネット張力を計測した。実験装置の概要を図 38 に示 す。対象とした土は、マサ土と山崎断層周辺に分布する粘土質砂礫(以下、粘性土とよぶ)で ある。実験材料は振動台実験(添付資料-22 参照)と同様に 1/10 スケールの寸法で実施した。 ロックボルトは、不動層に固定されていると仮定し、土槽底部に固定させた。



図 38 実験装置の概要

3.3 実験結果

(1)土塊の上昇変位と荷重

実験は、表 18 に示す内容で実施した。土塊の上昇変位と荷重の計測結果を図 39 と図 40 に示す。 ロープネット(ロックボルト+支圧板+ロープネット:赤線)の実験ケースが、他の実験ケースに 比べて、土塊の上昇変位に対する荷重が非常に大きくなっている。特に、上昇変位量が大きくなる とその差が顕著である。これは、土塊が対策工から抜け出そう(土塊の上昇変位が大きくなる)と する時にロープネットの引き留め効果およびロープネット内に土塊を保持する効果が発揮され、土 塊の上昇変位に伴い対策効果が大きくなっているためと考えられる。

移動層 材料名	や 新屋 ナナギー	対策工の内容				
	の地盤定数	対策工名	ロックボルト 支圧板 ロープネ			
	泪调密在_1.6~/3	対策工なし				
マ サ エ	征 偁 密 皮 - 1. 0g/ cm ² 合 水 比 - 1.0g/ 	ロックボルト	•			
Ţ	占 八口-10%	ロープネット	•	• •	•	
粘性	泪调密 在_1 _9~/3	対策工なし				
	④ 個名及一1.3g/cm ⁻	ロックボルト	ロックボルト ●			
	西 ハンルー20%	ロープネット	•	•	•	

表 18 実験内容





・荷重は、4つの荷重計の出力の合計値である。

・土塊の上昇変位は、押し出し部の上昇変位を計測した4つの変位計の出力の平均値である

(2)土塊の抜け出しの評価

対策工の効果は図 39 と図 40 に示すように、土塊の抜け出しに伴い発揮され、上昇変位量が大き くなっても対策工の効果が発揮されている。このため、どの時点で抜け出したかを評価する必要が ある。抜け出しの評価は、対策の効果が比較的小さいと思われる粘性土の場合で検討した。表面の 状況とロープネット張力の計測結果から、土塊を 35mm 上昇させた時点が土塊の抜け出しが発生し たとし、対策工の効果について検討した。

(a)表面の状況

35mm 上昇した場合の表面の状況を写真 1 に示す。この時点で、部分的な抜け出しが見られた。



写真 1 表面の状況(35mm 上昇、粘性土)

(b)ロープネット張力の計測結果

ロープネット張力の計測結果を図 41 に示す。この張力3の計測位置は、上昇土塊の境界付近で ある。計測結果から、35mm 上昇を超えた時点で張力に大きな低下が見られた。この低下は、土 塊が部分的に抜け始めていると考えられる。



図 41 ロープネット張力の計測結果(張力3)

3. 4 対策工の評価

対策工の評価は、以下に示す2種類の方法で検討した。

- ① 評価方法1:見掛けの抵抗力割り増し量での評価方法
- ② 評価方法2:ロックボルト軸力による評価方法(切土補強土工法設計・施工要領を参考とした)

(1)評価方法1

移動土塊が抜け出そうとするときにロックボルトに働く抵抗力は、土と注入材の周面摩擦抵抗 (図 42)である。ここで、支圧板とロープネットの抵抗力(図 43)が、土と注入材の周面摩擦抵 抗と比較してどれくらいあるか、押し上げ荷重を用いて見掛けの抵抗力割り増し量αを以下の式で 算出した。

$$\alpha = \frac{(□ ッ / ボル + 支 E k + □ - プ + ν + の 場合の 荷重) - (対策 I な L の 場合の 最大 荷重)}{(□ ッ / ボル + 0 場合の 最大 荷重) - (対策 I な L 0 場合の 最大 荷重)} (3.4.1)$$

また、換算のり面工低減係数µは、以下の式で算出した。

 $T_{pa} = 1/(1-\mu) \times C$ ・・・・・切土補強土工法設計・施工要領における引張り抵抗力 算出式

ここで、μ:のり面工低減係数C:移動層での付着力

 $\mu = 1 - C / T_{pa} \tag{3.4.2}$

ここで、

C=(ロックボルトの場合の最大荷重) -(対策工なしの場合の最大荷重)

T_{na} =(ロックボルト+支圧板+ロープネットの場合の荷重) -(対策工なしの場合の最大荷重)



図 42 ロックボルトのみ

図 43 ロックボルト+支圧板+ロープネット

実験結果一覧表を表 19 に、結果図を図 44、図 45 に示す。土の抜出し時の変位量 35mm で評価 すると、マサ土でα=7.9 (μ'=0.87)、粘性土でα=3.6 (μ'=0.72) となる。ここで、従来ののり面 工低減係数はピーク値周辺での評価であると解釈すると今回提案するのり面工低減係数はさらに変形を許容しているため、新たに変形許容型のり面工低減係数 *μ* と定義した。

材料	土層の上昇 変位量(mm)	見掛けの抵抗力 割り増し量α	変形許容型のり面工 低減係数	備考
マサ土	35	7.9	0.87	ロープネット抜出し時の上昇変位量
粘性土	35	3.6	0.72	ロープネット抜出し時の上昇変位量

表 19 割り増し量αと換算のり面工低減係数



図 44 実験結果 (マサ土)



図 45 実験結果(粘性土)

(2)評価方法2

ロックボルト軸力は3深度(地表付近、中心、下端付近)で計測した。JH 指針に示される方法により、地表付近の軸力と最大軸力を用いてのり面工低減係数を算定した。結果図を、図47と図48 に示す。変形許容型のり面工低減係数は、ロックボルト最大荷重時と土の抜出し時の変位量35mm で評価すると、マサ土と粘性土で0.9以上となる。

 $\mu = To / Tmax$

To:地表面付近の引張り力(kN/本) Tmax:最大引張り力(kN/本)





図 47 結果図 (マサ土)



図 48 結果図(粘性土)

添付 11-8

3.5対策工効果のまとめ

評価方法1と評価方法2による計算結果を表 20 に示す。これより、変形許容型のり面工低減係数 は0.72~0.9 となった。また、八坂らの実験結果²⁸⁾から求めたのり面工低減係数は0.6~0.7 (せん断 変位量 30mm 以下)となっており、評価した変位量が違うことを考慮すると、今回の評価方法1ま たは2とほぼ同じ結果となっていると考えられる。

評価方法		材料	土層の変位量 (mm)	見掛けの抵抗力 割り増し量α	変形許容型 のり面工低減係数
	≕在1	マサ土		7.9	0.87
対策工効果	計1111 1	粘性土	35*1	3.6	0.72
確認実験	評価 2	マサ土		_	0.9
		粘性土		_	0.9
八坂らの実験結果 ²⁸⁾		豊浦硅砂	a 20 ^{%3}	_	0.6~0.7
		粘性土	$\sim 30^{\times 3}$	_	0.6~0.7

表 20 割り増し量αと換算のり面工低減係数

※1: 土層の上昇変位量 35mm は本実験における土が抜け出す時点を示す。

※2:土層のせん断変位量(mm)

(常時設計への適用案)

本実験から、ロープネットからの土の抜け出し現象は、ロックボルトの効果が最大(周面摩擦抵 抗が最大)となる変位量よりも大きな変位量であった。これは、ロックボルト、ロープネットおよ び支圧板の組合せによる柔軟な構造により、ある程度の変位量でも対策工の効果が発揮されるため と考えられる。ロープネットは地山を押さえつけ、土塊をロープネット内に保持する効果を持ち、 支圧板はロックボルトの付着効果を高め引張り補強を増やす働きがあると考えられる。

本実験では、35mm 変形時までロープネットの効果が十分認められ、変形許容型のり面工低減係数は μ '=0.72~0.9 と考えられる。したがって、設計に用いる変形許容型のり面工低減係数は、安全 側を考慮して μ '=0.7 を適用する。

²⁸⁾矢坂健太・楠見晴重・寺岡克己・国分幸二:自然環境を保全した斜面安定工法の補強機構に及ぼす 地盤特性による影響,第41回地盤工学研究発表会,1107,2006.

添付資料-12 許容値について

1. 概要

当資料は、4.2.6 対策工を考慮した安全率(常時)、4.3.12 判定基準に関して、材料(ロックボルト、 ネット)ならびに変形量の許容値と他の基準に用いられている変形量について記述したものである。

2. 材料に関する許容値

材料に関する許容値については、次の考え方を原則とする。

(1) ロックボルトの許容引張応力度

ロックボルトの許容引張応力度は、「道路橋示方書・同解説」に準じることとし、ロックボルト に亜鉛メッキ等の腐食防護処置を行うことを前提として、表 21 の値を原則とする。

表 21 鉄筋の許容引張り応力度 σ sa(N/mm²)

鉄筋の種類	SD345	
許容引張応力度	200	常時
	300	地震時

(2) 注入材と地山の間の極限周面摩擦抵抗

注入材と地山の間の極限周面摩擦抵抗は、引抜き試験を行って決定することを原則とする。引 抜き試験が実施できない場合、既存資料、文献から設定することもできる。表 22 に記載されてい る極限周面摩擦抵抗の推定値を参考に示す。

地盤	の種類	湏	極限周面摩擦抵抗 τ _p N/mm ² (kN/m ²)
	硬 岩		1.20 (1,200)
பட்டில்	軟	岩	0.80 (800)
石笛	風亻	と岩	0.48 (480)
	±	丹	0.48 (480)
		10	0.08 (80)
	N 値	20	0.14 (140)
砂礫		30	0.20 (200)
		40	0.28 (280)
		50	0.36 (360)
		10	0.08 (80)
		20	0.14 (140)
砂	N 値	30	0.18 (180)
		40	0.23 (230)
		50	0.24 (240)
粘	性土		$0.8 \times C (800 \times C)$

表 22 極限周面摩擦抵抗の推定値29)

²⁹) 東日本高速道路株式会社・中日本高速道路株式会社・西日本高速道路株式会社:切土補強土工法 設計・施工要領,2007.

(3) 極限周面摩擦抵抗の安全率

極限周面摩擦抵抗の安全率は、次を原則とする。

Fsa=2.0:常時

Fsa=1.5: 地震時

切土・補強土工法設計・施工要領に準じプレストレスとして常時緊張力を与えないこと等を勘 案して、アンカー工と比較して低い値を設定することとした。

(4) ロックボルトと注入材の間の許容付着応力

ロックボルトと注入材の間の許容付着応力は、「道路橋示方書・同解説」に準じることとし、表 23 の値を原則とする。

表 23 注入材と異形鉄筋の許容付着応力度 tc(N/mm²)

注入材の基準強度	24	27	30
許容付着応力	1.6	1.7	1.8

(5) ロープネットの破断強度

ロープネットの破断強度は、使用する材料の試験結果を用いることを原則とする。

3. 変形に関する許容値

本対策工の地震時設計では、地震時の変形量で本対策工の適用性を判定する設計法を採用し、その判定基準は、せん断ひずみ 5%未満およびすべりひずみ 10%未満を原則としている。この判定基準は、振動台実験の結果(添付資料—22)から設定しており、自然斜面において亀裂は発生するものの、 大きな崩壊には至らない状態を想定した基準である。

このように、本指針の設計法では、地震時の変形量を用いた新しい設計法を導入していることか ら、他の基準に示される設計の考え方についても以下に示すような資料を収集・整理し、その妥当 性を検証した。その結果、本対策斜面における地震時の許容変形量と斜面の破壊状態との関係が、 港湾構造物の耐震性照査による損傷程度III(損傷が激しく崩壊に近い状態ではあるが、崩壊には至 っていない状態:正規化水平変位 5~10%)と著しく類似しており、対策斜面の破壊状態を定義する 基準値としては妥当と判断した。

3. 1 耐震設計ガイドライン(案)

土木構造物の耐震基準等に関する提言以降各機関の基準等の改定が進められ、土木学会から耐震 設計ガイドライン(案)³⁰⁾も提案された。その中から土構造物である盛土構造物、港湾構造物の耐震性能、 照査方法を以下に抜粋した。

(1) 盛土構造物の耐震性能の照査

盛土の耐震性能の照査は安定および変形について照査するものとする。

(a) 変形レベル1の照査法

設計震度の設定方法	設計水平擴度 K,	所要の安全率 Fa
地震応答計算などで PGA	$K_h = k_{eq} \cdot PGA \swarrow G$	1.0
を求めて算出した場合	$\subset \subset \langle C, k_{eq} = 1, G = 980 \text{ gal}$	(1.1)
ー義的に定めた設計震度	K _h = va·Kh=0.20 va	1.1
を用いる場合	ここに、va: 地域別係数	(1.2)

表 24 応答値の設定方法と所要安全率(レベル1地震時)

記事:()内は構造物系のり面工を用いた場合の所要安全率

k_{sa}: 想定最大地表而加速度 (gal)

(b)変形レベル2以上の照査方法

表 25 盛土の被害程度と沈下量の目安

変形レベル	被害程度	沈下量の目安
1	無被害	無被害
2	軽微な被害	沈下量 20cm 未満
3	応急処置で復旧が可能な被害	沈下量 20cm 以上 50cm 未満
4	復旧に長期間を有する被害	沈下量 50cm 以上

表 26 橋台部の被害程度と沈下量の目安

変形レベル	被害程度	沈下量の目安	
1	無被害	無被害	1
2	軽微な被害	構台背面の沈下差10cm 未満	2
3	応急処置で復旧が可能な被害	沈下差 10cm 以上 30cm 未満	2
4	復旧に長期間を有する被害	沈下差 30cm 以上	1

³⁰)土木学会地震工学委員会耐震基準小委員会:土木構造物の耐震設計ガイドライン(案)・耐震基準作成のための手引きー,2001.

(2) 港湾構造物の耐震性能照査

港湾構造物の耐震性能は、設定された許容損傷程度を反映した工学的パラメータ(例えば残 留変位,残留応力など)について照査するものとする。

(a) 重力式岸壁の場合



図 49 重力式岸壁の照査項目

表 27 許容損傷程度の目安

許容損傷程度	損傷程度 I	損傷程度Ⅱ	損傷程度Ⅲ	損傷程度IV
正規化水平変位(d/H)	1.5%以下	$1.5 \sim 5\%$	$5 \sim 10\%$	10%以上
海側への傾斜角	3度以下	3~5度	5~8度	8度以上
エプロンとケーソンの段差	0.03~0.1m 以下	_	_	_
エプロンの沈下	0.3~0.7m 以下	—	—	—

(b) 矢板岸壁の場合





表 28 矢板岸壁の許容損傷程度

許容損傷程度		損傷程度 I	損傷程度Ⅱ	損傷程度Ⅲ	損傷程度IV	
産の	矢板	正規化水平変位(d/H)	1.5%以下			
次由		海側への傾斜角	3度以下	_	_	
<u> </u> 发世	エフ゜ロン	段差	0.03~0.1m 以下			
最大 応答	矢板	根入上部	弾性	塑性 (許容塑性率内)	塑性 (許容塑性率内)	塑性
		根入部	弾性	弾性	塑性 (許容塑性率内)	塑性
	タイロット゛		弾性	弾性	塑性	塑性
	アンカー		弾性	弾性	塑性 (許容塑性率内)	塑性

3. 2 鉄道構造物等設計標準·同解説耐震設計 H11.10 鉄道総合技術研究所

鉄道基準31)の地震時変形量について、以下に抜粋した。

・護岸の移動量

 $Dg= \alpha \times 10^{-2} \times H$ ここに、Dg :護岸移動量(m) H :護岸の高さ(m) α :変形率(%)

表 29 護岸形式と変形率の関係

構造 形式	地震動	地型	差条件	変形率 (%)
重力式 護岸	L1 地震動	護岸背後のみ緩い砂質土 護岸背後および基礎地盤か	5~10 10~20	
	L2地震動	護岸背後のみ緩い砂質土 護岸背後および基礎地盤カ	10-20 20-40	
矢板式 護岸	L1地震動	護岸背後のみ緩い砂質土	控え工周辺は堅固な地盤 控え工周辺は緩い砂質土	$5 \sim 15$ $15 \sim 25$
		護岸背後・控え工周辺・基	礎地盤がいずれも緩い砂質土	25~50
	L2地震動	護岸背後のみ緩い砂質土	控え工周辺は堅固な地盤 控え工周辺は緩い砂質土	15~20 25~40
		護岸背後・控え工周辺・基	礎地盤がいずれも緩い砂質土	50~75

³¹⁾ 鉄道総合研究所:鉄道構造物等設計標準·同解説耐震設計,1999.

3. 3 水道施設耐震工法指針·解説 1997.3 日本水道協会

水道施設基準32)の地震時変形量について、以下に抜粋した。

・護岸近傍域および背後地盤における地盤のひずみ

表 30 護岸形式と変形率の関係

	引張	圧縮		
護岸近傍域	$1.2 \sim 2.0\%$	_		
埋立地背後地盤河川流域地盤	$1.0 \sim 1.5\%$	$1.0 \sim 1.5\%$		

3.4 下水道施設の耐震対策指針と解説 1997.8 日本水道協会

下水道施設基準33)の地震時変形量について、以下に抜粋した。

- ・ 護岸近傍(護岸から100m以内)における液状化地盤の永久ひずみ(引張)は1.5%とする。
- ・ 護岸線から 100m 以上離れた液状化地盤の永久ひずみ(引張)は 1.2%とする。

3.5高圧ガス設備等耐震設計指針レベル2耐震性能評価 1999.9 高圧ガス保安協会

高圧ガス施設基準34)の地震時変形量について、以下に抜粋した。

護岸移動量の推定

 $\Delta = Fd \times 10^{-2} \times Hw$

ここに、 *Δ*:護岸の水平移動距離(m)

Hw:護岸の高さ

Fd: 変形率(%)

表 31 護岸形式と変形率の関係

重力式		矢板式			
	変形率(%)		変形率(%)		
難出北公の力流出化	15.0	護岸背後のみ	控工周辺は非液状化	20.0	
一週月1000000000000000000000000000000000000	15.0	液状化	控工周辺も液状化	40.0	
護岸背後および基礎地	20.0	護岸背後および	基礎地盤、控工周辺すべてが		
盤が液状化	30.0	液状化	79.0		

³²⁾ 日本水道協会:水道施設耐震工法指針·解説,1997.

³³⁾ 日本水道協会:下水道施設の耐震対策指針と解説 1997.

³⁴⁾ 高圧ガス保安協会:高圧ガス設備等耐震設計指針レベル2耐震性能評価,1999.

添付資料-13 設計水平震度の設定について

1. 概要

当資料は、4.3.4 設計水平震度の設定に関して、設計対象地点における最大地震動の設定とその地震 動を設計に考慮するために設計水平震度に換算する方法について検討の結果、最大水平加速度は Joyner&Boore (J&B)の距離減衰式を採用し、得られた最大水平加速度を 0.65 倍し、重力加速度で 除したものを設計水平震度とする。

2. 設計地点における最大地震動の設定

設計対象地点における最大地震動の設定方法にはいくつか方法があるが、比較的単純に最大水平加速度を求める方法として距離減衰式がある。数ある減衰式の中で、断層付近で加速度が大きく計算されること(図 51)、また江尻ら³⁵⁾によって兵庫県南部地震の観測加速度とよく一致している J&B の距離 減衰式³⁶⁾を用いることとした。

 $\log A = -1.02 + 0.249M_{W} - \log r - 0.00255r$

 $r = (D^2 + 7.3^2)^{1/2}$

ここで、 A : 最大水平加速度(G)

Mw :モーメントマグニチュード

D : 地表面投影最短距離(km)

計算された加速度は、岩盤、洪積層での値である。

参考までに、基盤加速度を対象とした距離減衰式の中から、J&Bと安中ら³⁷⁾の距離減衰式により算出 した最大水平加速度の比較を図 51に示す。



³⁵) J Ejiri, Y Goto and K Toki:Peak Ground Motion Characteristics of 1995 Kobe Earthquake and an Extracted Simple Evaluation Method, 12WCEE, 2000.

³⁶) Joyner,W.B.and Boore,D.B.:Peak horizontal accelerateion and velocity from strong motion records including records from the 1979 Imperial Vally, California,earthquake, Bull.Seism. Soc.Am., Vol.71, pp.2011-2038,1981.

³⁷⁾ 安中正・山崎文雄・片平冬樹:気象庁87型強震記録を用いた最大地動及び応答スペクトル推定式の提案,第24回地震工学研究発表会論文集,pp.161-164,1997.

2013 年 4 月 13 日に淡路島付近を震源とした M6.3 の地震時に観測された最大水平加速度と J&B の 距離減衰式を併記したものを図 52 に示した。ここで示した観測記録は k-net (HYG025、HYG026、 HYG027) および神戸市須磨区でモニタリング観測している神戸市施工地の最大水平加速度である。

この結果、距離減衰式で推定した最大水平加速度と観測記録が概ね一致していることがわかる。このことから、距離減衰式による最大水平加速度の推定は妥当であると判断できる。



図 52 2013 年 4 月 13 日に発生した淡路島付近の地震における J&B 距離減衰式と観測記録の比較³⁸⁾

設計水平震度の設定

耐震設計に用いる設計水平震度は、前述の J&B の距離減衰式から算出した最大水平加速度の 0.65 倍とした。

J&Bの距離減衰式で得られた最大加速度は、ランダム波のピーク値であり、この値をそのまま震度に用いるのではなく、ランダム波を等価な震度に変換することとした。

地震波の最大加速度と正弦波の最大加速度の意味は、図 53 に示すようにランダム波の一部が大きな値を示すのが地震波の最大値であり、正弦波は定常的に同一加速度をもつ。その影響は、面積比で考えても正弦波の方が大きい。そこで、等価線形解析に用いる有効ひずみの考え方、すなわち「不規則な地震応答の最大振幅を調和振動の振幅に換算する係数として良く用いられている値、 0.65」³⁹⁾を参考に、設計水平震度は最大水平加速度の 0.65 倍とした。

多平面安定解析、直接変形算出法を用いて兵庫県南部地震で崩壊した斜面と非崩壊斜面を対象 に限界震度を求め、J&B の距離減衰式で推定した最大加速度と比較した結果、最大加速度の 0.65 倍を重力加速度で除した値で崩壊・非崩壊が区分されることを確認した(図 55)。また振動台実験 結果でも加速度波形の違いによる崩壊時の加速度レベルの違いから実地震波を正弦波に換算する 比率は 0.60 倍程度であった(表 32)。以上のことからも実地震波の最大加速度を 0.65 倍とし設計 震度⁴⁰に換算することとした。

 ³⁸) 鏡原聖史・沖村孝・荒木繁幸・西原玲二・塩谷嘉宏:淡路島を震源とする地震と自然斜面崩壊予防
 工法の性能評価事例,第49回近畿・中国・四国地区治山林道研究発表会発表論文集,pp.59-64,2016.
 ³⁹) 社団法人地盤工学会:地盤・基礎構造物の耐震設計,p.59,2001.

⁴⁰⁾ 沖村孝・村上晴茂・金子哲郎・荒木繁幸・木村裕之・鏡原聖史:自然斜面を対象にした地震時の 斜面安定検討方法,第39回地盤工学研究発表会,991,2004.



図 53 ランダム波と正弦波の違い







表 32 H12 年度振動台実験結果による加速度波形の違い

レホケーフ	加速度レベル(gal)				
比較ケース	亀裂発生	局所破壊	全体破壊		
CASE3 (正弦波)	400	600	650		
CASE14 (実地震波)	650	1000	1150		
加速度レベルの比率	0.62	0.60	0.56		

添付資料-14 耐震設計範囲について

1. 概要

当資料は、4.3.2 地震時設計の必要性判断に関して、林野庁の要領や振動台模型実験の結果、過去から近年にかけて発生した地震時の崩壊事例を整理し、活断層から 15km 以内の範囲では地震時の設計を実施することとした。

2. 耐震設計範囲の設定

過去の被災地震の資料から地震規模や兵庫県に分布する地質と異なるが、断層からの距離がおよそ 15km 以内で山腹崩壊が多発していることが明らかになった。これらから断層からの距離 15km をひ とつの目安と考えた。

さらに、平成28年7月に林野庁の山地災害危険地区調査要領41)の中で、地震による山腹崩壊危険度の評価は、活断層から15km以内の地域で行うこととなっている。

兵庫県の想定断層、想定規模と断層からの距離 15km で J&B 式から求められる最大水平加速度は 300gal(図 56 参照)であり、この加速度はマサ土の模型実験の無対策斜面の局所破壊が発生した最低の 加速度と一致する。

以上、林野庁の要領や崩壊事例を参考に、断層からの距離 15km で耐震設計範囲を規定し運用する。 兵庫県の想定断層からの距離 15km の範囲を図 57 に示す。



図 56 地表面投影平面距離と最大水平加速度との関係(Mj=7.7)

⁴¹⁾林野庁:山地災害危険地区調査要領,2016.



図 57 耐震設計範囲イメージ42)^{に-部加筆}

2.1 林野庁の要領

林野庁の山地災害危険地区調査要領43)の抜粋を以下に示す。

- (ウ) 次に掲げる地区において、地震により山腹崩壊が発生するおそれがある地 区の市町村
 - a 大規模地震対策特別措置法(昭和53年法律第73号)第3条第1項の 規定に基づく地震防災対策強化地域
 - b 東南海・南海地震に係る地震防災対策推進に関する特別措置法(平成14年 法律第92号)第3条第1項の東南海・東海地震対策推進地域の市町村
 - c 日本海溝・千島海溝周辺型地震に係る地震防災対策の推進に関する特別措置 法(平成16年法律第27号)第3条第1項の地域の日本海溝・千島海溝周辺 型地震防災対策推進地域の市町村
 - d 地震防災対策特別措置法(平成7年法律第111号)に基づく地震調査推進 本部の地震調査委員会で公表した「全国を概観した地震動予測地図」による今 後30年以内に震度6弱の揺れに見舞われる可能性の確率が高い地域(3.0%以上)
 - e 活断層から15キロメートル以内の地域
 - f 過去発生した地震により、公共施設等に大規模な被害が発生した市町村
- (エ) 落石が発生するおそれがある地区
- (オ) 過去の災害の様態、学識経験者等の意見、地元の住民等からの聴き取りにより 災害のおそれがあると判定された地区
- イ 山腹工施工地区であって、公共施設等を直接保全するもの

⁴³⁾林野庁:山地災害危険地区調査要領,2016

2.2 振動台実験の結果

平成 10 年度~平成 12 年度まで実施したマサ土斜面の振動台模型実験結果から無対策斜面の局 所破壊の加速度を図 58 に示す。また無対策斜面の実験条件を表 33 に示す。



表 33 無対策斜面の実験条件一覧

ケース	加振方法		湿潤密度 (g/cm ³)	備 考*
1	2Hz 正弦波	ステップ	1.6	H10-CASE1
2	5Hz 正弦波	ステップ	1.6	H10-CASE6
3	10Hz 正弦波	ステップ	1.6	H10-CASE3
4	5Hz 正弦波	ステップ	1.7	H10-CASE11
5	5Hz 正弦波	ステップ	1.6	H11-CASE7
6	5Hz 正弦波	1回	1.6	H12-CASE7
7	ランダム波	ステップ	1.6	H12-CASE14

※備考欄のH10-case1は実施年度と実験ケースを示している。

加振方法、地盤の密度等の違いにより局所破壊の加速度レベルにばらつきがあるが、局所破壊の 加速度レベルの最低値は 300gal である。

2.3 過去の被害地震

(1) 兵庫県南部地震

(a) 崩壊地分布状況など

1995 年 1 月 17 日に、兵庫県南部で M7.3 の地震が発生した。それらの地震と山腹崩壊との 研究から次のような知見が得られた⁴⁴⁾。

- 山腹崩壊は、断層から平行な分布状態で幅約 2km 以内で出現している。
- 全体的に小規模で、急斜面での発生が多い。
- 平行型斜面や一部尾根型斜面で崩壊がみられ、崩壊発生位置は遷急点付近が多い。



図 59 兵庫県南部地震時による六甲山系の主な山腹崩壊箇所および宅地変状箇所 44

(b) 文献からの考察

マサ土の比較的規模の小さい山腹崩壊が急傾斜で遷急線付近に多く発生した。また、その崩 壊位置の分布は、断層からおおよそ 15km 以内で出現している。

⁴⁴⁾沖村孝:六甲山地における山腹斜面の崩壊,兵庫県南部地震と地形災害(日本地形学連合編),古今書院,pp.110-126,1996.

(2) 北丹後地震

(a) 崩壊地分布状況など

1927 年 3 月 7 日に、京都府北部の北丹後地方で発生した M7.3 の地震により山腹崩壊が発生した。その地震と山腹崩壊との研究から次のような知見が得られた⁴⁵⁾。

- 崩壊面積率は震央からの距離よりも地表に現れた地震断層からの距離との相関が強い。
- 地震断層からの距離が 15km を越えると崩壊面積率はほぼ 0%となり、地震断層からの距離が約 5km 付近では崩壊面積率は約 1%であった。
- 崩壊面積率と地質および起伏量との相関はほとんど認められなかった。
- 地震による家屋の被害についても地震断層からの距離と相関が強い。
- 地震による崩壊面積率の算定のパラメータとしては地震断層からの距離を用いることが 有力と考えられる。



図 60 北丹後地震による崩壊面積率分布 45)



図 61 断層からの距離と崩壊面積率 45) (断層から 15km を加筆)

45)中村浩之・土屋智・井上公夫・石川芳治:地震砂防,pp.70-76,2000. 添付 14-6



図 62 丹後半島の表層地質図 45)



図 63 地質ごとの崩壊面積率⁴⁵⁾ (断層から 15km を加筆)

(b) 文献からの考察

崩壊形態や崩壊規模等の詳細な情報がないため、砂質土、粘性土、単層構造、二層構造の 表層崩壊との関係を明らかにすることはできないが、花崗岩をはじめ第三紀の礫岩、砂岩・ 礫岩・泥岩互層、安山岩、流紋岩の地質で崩壊が発生していることがわかる。またその崩壊 位置は断層から 15km でほぼ 0%の崩壊面積率となることがわかる。ただし、本報告の断層 からの距離のとり方は、断層と各町村の面積の図心までの距離としている。 (3) 鹿児島県北西部地震

(a) 崩壊地分布状況など

1997 年 3 月 26 日に、鹿児島県北西部で M6.5 の地震が発生した。さらに同年 5 月 13 日に 前回の震源地近くで M6.3 の地震が発生した。それらの地震と山腹崩壊との研究から次のよう な知見が得られた⁴⁶⁾。

- 1997 年 3 月の地震断層と斜面崩壊地の分布から断層から約 8km 以内の範囲に全崩壊地の 90%が含まれる(図 66 参照)。
- 崩壊地個数は調査区域を広く占める堆積岩類区域で最も多く、次いで花崗岩類区域である。しかし、崩壊地密度を求めると、5月の地震後において花崗岩類区域 30.2 個/km²、 堆積岩類区域 7.6 個/km²となり、花崗岩斜面で崩壊が多発している(表 34 参照)。
- 花崗岩類区域の崩壊の大部分は風化花崗岩からなる自然斜面の表層崩壊と道路切取斜面の法肩の崩壊である。堆積岩類区域の崩壊形態は、道路切取斜面の法肩の崩壊や落石が 多数を占めるが、急傾斜の自然斜面での表層崩壊も見られる。





図 64 3月の地震の震源断層と斜面崩壊地の分布 46)

図 65 調査区域の地形・地質 46)



図 66 震源断層から斜面崩壊地までの距離の頻度分布 46) (断層から 15km を加筆)

⁴⁶⁾地頭園隆・下川悦郎・松本舞恵・寺本行芳:1997年鹿児島県北西部地震による斜面崩壊の分布と地形的特性,砂防学会誌,Vol.1,pp.38-45,1998.

Geological	Area	Before After e earthquake on Marc		After ea on Marci	rthquake h 26, 1997	After earthquake on May 13, 1997	
division	km ²	Number	Density*	Number	Density	Number	Density
Sedimentary rocks	172.91	384	2.2	943	5.5	1322	7.6
Granitic rocks	17.01	81	4.8	323	19.0	513	30.2
Terrace deposits	9.27	5	0.5	21	2.3	31	3.3
Shirasu	4.70	1	0.2	13	2.8	30	6.4
Volcanic rocks	1.33	0	0.0	0	0.0	0	0.0
Welded tuff	0.09	0	0.0	0	0.0	0	0.0
Total	205.31	471	2.3	1300	6.3	1896	9.2

表 34 地質区分ごとの崩壊地個数 46)

Sedimentary rocks:四万十層 群 Gramitic rock:花崗岩 Terrace deposits:段丘堆積物 Shirasu:シラス Volcanic rocks:火山岩 Welded tuff:溶結凝灰岩

Number of slope failures per 1km²

(b) 文献からの考察

鹿児島県北西部地震によって発生した崩壊は、花崗岩、堆積岩の基岩とする地質での表層 崩壊であった。堆積岩類の物性が砂質土、粘性土であるのか、構造が単層構造、二層構造で あるのか、その詳細は明らかではないが、中生代の堆積岩においても表層崩壊が発生してい ることが明らかになった。

図 66 から断層から 14km 以内でその崩壊のほとんどが発生している。

- (4) 2004 年新潟県中越地震
 - (a) 崩壊地分布状況など

2004 年 10 月 23 日に新潟県中越地方を震源とする地震(Mj=6.8)が発生した。その地震によって発生した崩壊の特徴を取りまとめた報告47)48)の中から崩壊規模、崩壊地の分布に関する項目を抜粋し、以下に示す。

- 国土地理院が発表した災害図の中では、表層崩壊の個数が多く、大きな崩壊までは至っていないが開口した滑落崖が多く発生している。このため、今後の地震後の豪雨や雪解け時の崩壊拡大に備える必要がある。影響面積から見ると、当然ながら地すべり崩壊が 圧倒的に大きく、流れ盤での大量の土塊を巻き込んだすべりに対応しているものと思われる。
- 今回の斜面崩壊では、本震の震央距離が 10km から外側では崩壊発生個数、崩壊発生密度(1km² あたりの崩壊影響面積)ともに急激に低下する傾向を示す。
- 地質別に見ると、崩壊個数では魚沼層が第一位、影響面積では川口層が第一位であるが、 他の地層も時代の新旧によらず多く含まれている.このような活褶曲地帯では、地層が 揉まれ、風化の影響も大きく、古い時代の地層ほど大きな強度を持つとの一般的傾向が 当てはまらないものと推定される。
- 崩壊斜面の最大勾配で見ると、20°~40°での崩壊個数が多いが、40°以上でも多くの 崩壊が起きている。崩壊面積で考えれば 20°~30°の斜面崩壊と 10°~20°が多く、 この二つで大半を占めており、比較的緩勾配の流れ盤で大規模な崩壊が起きていること に対応していると思われる。また、個数・面積ともに 10°以下の斜面の割合は極めて少 ない。
- 堆積面の受盤・流盤の影響を見ると、崩壊個数は受盤の方が流盤より多いが、影響面積 では逆転しており、受盤の方が大きな崩壊につながり易いことを示唆している。
- 震央距離における崩壊パターンごとの件数をみると、震央からの距離が 2~8km の範囲 において大規模崩壊である地すべり崩壊の割合が比較的多い。ただし、全体的に崩壊パ ターンによる明確な傾向はそれほど見られなかった。



図 67 本震の震央距離と 1km² 当たりの崩壊個数(左)と崩壊影響面積(右)の関係 47)

⁴⁷⁾社団法人土木学会新潟県中越地震被害調査特別委員会:平成16新潟県中越地震被害調査報告書,2006.

⁴⁸⁾ 國生剛治・石澤友浩・吉川陽:新潟県中越地震における斜面崩壊の影響因子についての検討,第40回地盤工学研究発表会,1069,2005.

(b) 文献からの考察

中越地震では、地層年代の新旧に関係なく多く崩壊しており、このような活褶曲地帯では、 地層が揉まれ、風化の影響も大きい事例であり、砂質土、粘性土、単層構造、二層構造の違 いについての議論は難しい。しかしながら、地震前の台風等による降雨の影響があった地盤 において震央から 16km 以内で崩壊のほとんどが発生していることがわかる。なお、本報告 は震央からの距離であるため、断層からの距離と異なる。



⁴⁹)独立行政法人産業技術総合研究所活断層研究センター: <u>http://unit.aist.go.jp/actfault/niigata/map.html</u>

TITT

図 69 震央距離と崩壊発生件数 48)

の複合など)
(5) 2007 年能登半島地震

(a) 崩壊地分布状況など

2007 年 3 月 25 日に石川県能登半島を震源とする M6.9 の地震が発生した。その地震によって 発生した崩壊の特徴を取りまとめた報告⁵⁰⁾⁵¹⁾の中から主に崩壊規模や崩壊地の分布に関する項目 を抜粋し、以下に示す。

- 海岸線沿いの急斜面地(浸食崖)において、岩盤崩壊や落石が多発した。また、内陸部の地すべり地では、滑落崖周辺で表層崩壊が発生したものの、地すべり全体が動く大規模な崩壊は発生しなかった。
- 地表断層線からの水平距離と崩壊面積および崩壊面積率の関係は、図 70 のように断層距離区分 6km までは断層から近いほど崩壊面積、崩壊面積率ともに高くなっているが、7km 以上になると明瞭に低下している。
- 震央からの距離と崩壊面積および崩壊面積率の関係(図 71)では、震央距離区分 18km で最 大値を示すが、それ以上の区域では低い値をとっており、新潟県中越地震のように震央から離 れるにしたがい崩壊面積率が低下する傾向はみられない。
- 斜面傾斜角別の崩壊面積は、図 72 のように斜面傾斜角 25~35°を頂点とする山型の分布を示 すが、崩壊面積率は、斜面傾斜角 55°で最大となっており、35~55°までの崩壊面積率が目立 っている。
- 地質は新第三紀中新世の火山岩と堆積岩からなり、斜面崩壊が多発した能登半島北西部では堆 積岩(砂岩、頁岩、礫岩、凝灰岩、凝灰角礫岩等)が分布する。



⁵⁰⁾社団法人土木学会·地盤工学会:2007年能登半島地震被害調查報告書,2007.

⁵¹)林拙郎・荒木敏行・山田孝・沼本晋也:2007 年能登半島地震による斜面崩壊の発生要因,砂防学会誌,Vol.63,No.3,pp.19-26,2010.



図 72 斜面傾斜角別の崩壊面積と崩壊面積率 51)

(b) 文献からの考察

本地震は、新第三紀中新世の堆積岩類が分布し、いわゆる第三紀層地すべりが多く存在する。 その点では、新潟県中越地震と類似性があるものの、崩壊の規模や密度、範囲はいずれも中越地 震と比較して小規模であった。その理由としては、中越地震のように先行降雨が無かったことや、 地質構造の違い(中越地震では顕著な褶曲が存在)、地震動の特性の違い等が考えられる。能登半 島地震では、既往地すべりの再滑動はみられなかったが、地すべり地の滑落崖で表層崩壊が多発 していることが明らかとなった。また、海食崖のような急斜面では崩壊が生じやすいことがわか った。

断層距離別の崩壊面積率の関係では、断層から 7km 以上離れると崩壊面積率は著しく低下し、 13km で崩壊発生率は 0%となっていることがわかる。 (6) 2011 年長野県北部地震

(a) 崩壊地分布状況など

2011 年 3 月 12 日、長野県北部を震源とする M6.7 の地震が発生した。その地震によって発生 した崩壊の特徴を取りまとめた報告⁵²⁾⁵³⁾の中から主に崩壊規模や崩壊地の分布に関する項目を抜 粋し、以下に示す。

- 当地震は、2011 年東北地方太平洋沖地震に誘発された直下型地震で、震源断層は北西-南東数 向に圧縮軸を持つ逆断層型である。
- 当地震により発生した崩壊および地すべりの分布は、逆断層の上盤側に集中しており、震源断層との距離は最大約15kmである(図73参照)。
- 震源断層からの距離と崩壊土砂量の関係については、震源断層から 3km までの範囲では土砂 量 100 万 m³を超える大規模なマスムーブメントが発生しているが、震源断層から離れると急 にその規模は減じ、最大 10km の範囲までに顕著なマスムーブメントが限られる(図 74、表 35 参照)。



図 73 地震により発生した崩壊および地すべりの分布 470^{に加筆}



図 74 長野県北邪地震での泺敦層からの距離と崩壊土砂量の関係⁵³⁾

⁵²) 丸山清輝・中村明・野呂智之・ハス・バートル:平成23年3月12日長野県北部を震源とする地震 により発生した斜面災害,砂防学会誌,第64巻,第2号, pp.39-44,2011.

⁵³⁾ 稲垣秀輝:活断層からの距離とマスムーブメントの規模との関係,応用地質,第56巻,第1号, pp.15-20, 2015.

No.	土砂量(m ³)	活断層からの 距離(m)	土石流化	タイプ
1	1,000,000	2,200	0	地すべり
2	1,400,000	1,900	0	地すべり
3	10,000	100	×	斜面崩壞
4	12,500	400	×	斜面崩壊
5	64,000	600	0	斜面崩壞
6	300,000	3,100	0	斜面崩壊
7	350,000	3,600	0	斜面崩壊
8	50,000	3,700	×	斜面崩壊
9	225,000	3,800	0	斜面崩壊
10	60,000	3,000	0	斜面崩壊
11	30,000	2.700	0	斜面崩壊
12	75,000	2,100	0	斜面崩壊
13	200,000	5,400	0	斜面崩壊
14	100,000	5,500	×	斜面崩壞
15	50,000	5,200	0	斜面崩壊
16	200,000	4,300	0	斜面崩壊
17	40,000	8,500	×	斜面崩壊
18	35,000	9,200	×	斜面崩壊
平均	233,417	3,628	67%	

表 35 長野県北部地震によるマスムーブメント(土砂量 1 万 m³ 以上)の一覧表⁵³⁾

注) No.14-18の活断層からの距離は、活断層の端点から 測定した。

(b) 文献からの考察

逆断層地震において、震源断層の上盤側のほうが下盤側に比べて地すべりの発生が多いことは これまでも指摘⁵⁴⁾されていたが、崩壊を含む場合についても同様の傾向を示すことが明らかにな った。また、地すべりや崩壊が発生する範囲は、震源断層から最大 15km の範囲内であり、比較 的規模が大きいもの(土砂量1万 m³以上)は最大 10km の範囲内にあることがわかる。

⁵⁴⁾ ハス・バートル・石井靖雄・丸山清輝・寺田秀樹・鈴木聡樹・中村明:最近の逆断層地震により発生した地すべりの分布と規模の特徴,日本地すべり学会誌,第48巻,第1号,2011.

- (7) 2016 年熊本地震
 - (a) 崩壊地分布状況など

2016年4月14日(M6.5)と4月16日(M7.3)に熊本県熊本地方を震源とする地震が発生した。 これらの地震によって発生した崩壊の特徴を取りまとめた報告⁵⁵⁾⁵⁶⁾⁵⁷⁾の中から主に崩壊規模や崩壊地 の分布に関する項目を抜粋し、以下に示す。

- 熊本地震では、4 月 14 日と4 月 16 日ともに最大震度 7 を観測し、震源断層である布田川 断層沿いや阿蘇火山周辺で膨大な斜面崩壊が発生した(図 75 参照)。
- 崩壊形態は、①未固結堆積物の表層崩壊、②風化帯や多亀裂帯の岩盤崩壊、③地質の種類に因らず断層が関与した斜面崩壊に分類され(表 36 および)
 図 76 参照)、未固結堆積物の表層崩壊(崩壊タイプ I a)と先阿蘇火山岩類を含む岩盤崩壊(崩壊タイプ II b)が全体の約9割を占める(図 77 参照)。
- 崩壊斜面の主な崩壊方向(移動土塊の落下方向)は、北西-南東方向であり、概ね震源断層
 層と直交する(図 75 参照)。
- 斜面傾斜角 45°以下の緩斜面における崩壊が多い(図 79 参照)。
- 凹状斜面よりも地震動が増幅しやすい凸状斜面における崩壊が卓越する(図77参照)。
- 崩壊規模 1,000m³ 以上の崩壊は断層の両側の 10km 以内で発生しており、特に断層の近傍 (概ね 0.5km までの範囲)では大規模崩壊を含んでいる可能性が高い(図 81 参照)。



図 75 土砂崩壞地分布図 ^{55)に加筆}

⁵⁵) 国土地理院:電子国土 Web,平成 28 年熊本地震・空から見た土砂崩壊地分布図および布田川断層 帯周辺の地表亀裂分布図, 2016.

⁵⁶)一般社団法人日本応用地質学会九州応用地質学会:2016年熊本・大分地震災害調査団報告書, pp.73-78, 2017.

⁵⁷) 稲垣秀輝: 2016 年熊本地震による斜面土砂災害の特徴および活断層との関係とその後の豪雨災害, 応用地質, 第 58 巻, 第 3 号, pp.188-196,2017.

分類記号 崩壊		崩壊タイプ	崩壊の特徴、対	主な崩壊発生場	
÷	Ia	未固結	表層崩壊、すべり 面に軽石層を伴う ケースがある	崩壊、すべり 軽石層を伴う スがある 降下火山砕屑物(黒ボ ク・赤ボク,軽石等)	
I	Ιb	堆積物 崩壊	急崖における法肩 崩壊	火砕流堆積物非溶結 部(Aso-4,上位に段 丘堆積物が分布)	カルデラ外
П	IIa	<u>مە يىل مە</u> بىر	トップリング型岩盤 崩壊,柱状節理に 起因	火砕流堆積物強溶結 部(Aso-1, Aso-2, 中 央火口溶岩等)	河川沿いの急崖
	Пb	石盤朋域	岩盤の風化部、多 亀裂部の崩壊	先阿蘇火山岩類と阿 蘇火山岩類(安山岩溶 岩や火砕岩)	立野火口瀬,カルデ ラ壁
ш		断層 破砕帯型 崩壊	地質は様々であり、崩壊面に断層破砕帯 が露出		布田川断層沿い

表 36 崩壊タイプの分類 56)



図 76 崩壊タイプの概念図 56)

30

20

頻度 (個)⁴⁰





図 79 斜面傾斜角の頻度分布 56)



地震断層の方向

図 78 斜面崩壊方向の頻度分布 56)



図 80 斜面形状の頻度分布 56)



図 81 活断層からの距離と崩壊土砂量 57)

添付 14-17

(b) 文献からの考察

熊本地震では、崩壊の特徴や地質によりいくつかの崩壊形態が分類され、そのうち崩壊が多発 したのは未固結の降下火山砕屑物や風化や亀裂の発達した火山岩類であった。特に緩斜面での降 下火山砕屑物の崩壊は当地震の特徴のひとつであり、図 79 に示される傾斜角度 30°以下 の緩斜 面における崩壊頻度が高くなった要因と考えられる。

活断層からの距離と崩壊規模の関係としては、崩壊規模 1,000m³以上の斜面崩壊が活断層の両側 10km 以内で発生していることが分かる。

- (8) 2018年胆振東部地震
 - (a) 崩壊地分布状況など

胆振東部地震は、2018 年 9 月 6 日に発生した北海道胆振地方中東部を震源とする内陸断層 直下型地震(M6.7)である。

この地震によって発生した崩壊の特徴を取りまとめた報告⁵⁸⁾の中から主に崩壊規模や崩壊地の 分布に関する項目を抜粋し、以下に示す。

- 断層から 20km 北部で斜面災害(斜面崩壊/地滑り)が多発している(図 82 参照)。
- 被災地域の地質は、主に樽前山、恵庭岳、支笏カルデラを噴出源とする 3 種類の降下火砕 堆積物(fa)から主に形成されており、これらのテフラ層に深刻な被害が生じている。
- 厚真町幌内地区の日高幌内川流域では、岩盤斜面の大規模なすべりも発生し、その流出土 砂によって約 1100m の河道閉塞が発生した。



図 82 平成 30 年北海道胆振東部地震の震央位置周辺の地形概略図:地形図および標高データは地理院地 図(国土地理院の公開データ)、震央(黒星印)は気象庁、震源断層モデル(四角)および斜面崩壊・堆積 分布図(赤色部)は国土地理院による解析結果に基づく ⁵⁹。

(b) 文献からの考察

胆振東部地震では、崩壊形態がいくつかに分類され、特に崩壊が多発したのは熊本地震と同様 降下火山砕屑物の崩壊が特徴のひとつである。

活断層からの距離と崩壊規模の関係としては、活断層の北部方向 20km 以内で発生していること が分かる。

⁵⁸⁾ 公益社団法人地盤工学会平成 30 年北海道胆振東部地震による地盤災害調査団:平成 30 年北海道 胆振東部地震による地盤災害調査団最終報告書, 2019.

添付資料-15 地形効果震度法について

1. 概要

当資料は、4.3.6 危険箇所の特定(地震時)に関して取り入れている地形効果震度法について記述した ものである。本手法は、地形による加速度の増幅とそれを考慮した安定計算から設定した。

2. 地形効果

一般に尾根部で地震の加速度が増幅する⁵⁹⁾⁶⁰⁾ことが知られている。この現象を評価するために二次 元と三次元の地震応答解析を実施し加速度の応答倍率について検討した。

2. 1 二次元地震応答解析

いくつかのモデル斜面を用いて二次元地震応答解析を実施した。その結果、比高差 100m 程度の 斜面の場合、ばらつきはあるものの比高が大きくなると加速度応答が増加する傾向があることが確 認できた(図 83)。



図 83 二次元地震応答解析による検討結果

⁶⁰)落合博貴・北原曜・三森利昭:平成7年兵庫県南部地震による山地崩壊,新砂防,Vol48,No.6p.41-45,1995.

⁵⁹)山口伊佐夫・川邊洋:地震による山地災害の特性,新砂防,125 号,p.3-15,1982

2. 2 三次元地震応答解析

三次元での地形効果を把握するために、地震応答解析を実施した結果、二次元地震応答解析と同様 に比高が大きくなると加速度応答が増加する傾向があることが確認できた(図 84、図 85)。



図 84 解析モデルと加速度分布(上:三次元モデル、下:二次元モデル、単位:m/s²)



図 85 応答加速度の比較

2. 3比高 100m 未満の斜面に対して

尾根部での地震時応答特性に関する他の研究では、尾根中腹から稜線にかけて 1.6~2 倍の応答倍 率と報告している⁶¹⁾。文献および二次元、三次元の地震応答解析の結果を踏まえて、設計水平震度 を比高に応じて最大2倍まで変化させることとした。

⁶¹⁾ 加納誠二・佐々木康・木村紋子・阿地崇弘・秦吉弥:2001 年芸予地震時の尾根部の応答特性に関する検討,土と基礎,vol.51,No.11.Ser.No.550, P.26-28,2003.

2. 4 比高 100m 以上の斜面に対して

比高が 100m 以上となる場合は、波の伝わる性質から一律に増幅するわけではなく、頂上では自 由端を形成するため波が反射し、増幅作用が発生する。したがって、頂上で地形効果が最大となり 下に向かって小さくなる。また波長を考えた場合、基盤の Vs(せん断波速度)を 400m/s 程度と仮 定すれば、1 波長は 400m 以下と想定される。斜面が 100m を越えた場合、一つの波が作用すると 斜面の伝わる範囲で増幅する部分と逆位相(反対方向に向かう動き)が生ずることになり一律に増 幅するわけでは無くなる(図 86 参照)。以上の関係から比高 100m 以上となる場合は、上端から 100 mの高さで2倍に増幅させることを標準とした(4.3.6 危険箇所の特定(地震時) 図 4.3.5 参照)。



図 86 山の高さと波長の関係

添付資料-16 せん断変形予測式(直接変形算出法)について

1. 概要

当資料は、4.3.9 地震時の変形量(単層構造)に関して、振動台模型実験をもとに地震時のせん断変形 を予測する直接変形算出法の考え方、式の導出、計算の手順を示すとともに、検討の過程で判明した、 表 37 に示す課題と対応策について記述したものである

対 象	課題	対 応 策	当資料の項目
模型実験	模型実験結果の変位量の再現性 (模型実験結果より変形量が小さくなる)	一体化していた土塊が、亀裂発生に伴ってブロック化さ れることにより、個々のブロックが上部ブロックから受 ける外力を考慮	3.1 対策工荷重分担率
現場斜面	現場斜面の変位量の再現性 (斜面傾斜が急になるほど変形量が小さくな る)	実斜面が持つ初期応力状態(初期せん断応力)を評価	3.2 初期せん断応力
	現場斜面で発現する局所破壊時の ロープネット張力が不明	模型実験と数値解析結果を基に、せん断ひずみと ロープネット張力の関係の近似曲線から評価	3.3 局所破壊時のロー プネット張力

表 37 直接変形算出法に関する課題と対応策

2. 直接変形算出法

2.1直接変形算出法の考え方

単層構造の振動台実験結果から地震時の対策工の効果は、次のように考えられた。ロックボルト は、地盤に変形が顕著に発生しない小規模な地震力がかかる段階に軸力 T_{RB}(引張り力)による引き 止め効果を発揮する。ロープネットは、地盤変形が進み塑性変形が発生するような大規模な地震力 がかかる段階において斜面上方に吊り上げる効果 T_{RN}(引張り力)を発揮する。地震力が大きくな るに従って、ロックボルトとロープネットの効果が発生し、それらに囲まれた地盤が圧縮力を受け ながら、力の三角形が閉じる形でバランスする。つまり、変形が進むとともに地盤の強度を引き出 すこととなる(図 87)。最終的に斜面全体が崩壊するような場合は、ロープネットが崩壊する土砂 を待ち受けるような効果を発揮する。この考え方で、局所破壊までの変形量を算出する手法(直接変 形算出法)⁶²⁾を提案した。



図 87 対策工メカニズム

⁶²⁾村上晴茂・金子哲朗・木村裕之・鏡原聖史:地震時斜面安定のためのロックボルト・ロープネット併用工法に関する変形量を基にした設計法の提案,第37回地盤工学研究発表会,1051,2002.

2.2 直接変形算出法の導出

直接変形算出法は、図 87 における投影面で見て、土をロックボルト(断面積 As)によって囲ま れた長方形のブロックとして考え、土は仕事量の釣り合いを保ちながら、平行四辺形の形にせん断 変形するとしている(図 88)。



図 88 モデル図

外力仕事量 WEは外力×変位より式(1)で求める。

内力仕事量は、土のせん断およびロックボルトの伸びを考慮し、体積変形にかかる仕事量を無視 する。土微小要素の内力仕事量を土ブロック全体にわたって積分することにより、せん断内力仕事 量を求めることができる。土ブロック内の各部分においてせん断弾性係数 *G* とせん断ひずみ γ が一 定として、土ブロック全体のせん断内力仕事量とロックボルトの伸びによる仕事量から内力仕事 W_{I} は式(2)のようになる。ここでロックボルトが周囲土塊と同様に変形すると仮定し、伸びひずみ ϵ を 土のせん断変位から算出することができる。

以上より、外力仕事量と内力仕事量を等値として、せん断ひずみγについて式(3)を得る。

ここで、*L*はロックボルトの配置間隔、*B*はブロックの奥行き、*h*は潜在崩土層厚さ、*v*はダイレ タンシー角、 *E*_{RB}はロックボルトのヤング係数、*A*_sはロックボルト断面積、*W*は土ブロックの重量、 *ke*は斜面方向の震度を示す。

本式は、地震力は重力と一緒に外力として作用し、土の要素がせん断変形すると同時に、外力による仕事量と等価な内力のひずみエネルギーが発生すると考えた。

2.3計算の手順

直接変形算出法の計算の手順について説明する。本手法は、式(3)で示したように外力仕事と内 力仕事が釣り合うようにせん断ひずみを算定する。また土の特性としてせん断弾性係数は、せん 断ひずみによって低下することが一般的に知られており、その性質を考慮してせん断ひずみの増 加に応じてせん断弾性係数を変化させる。この収束計算は式(3)にせん断弾性係数を代入して繰り 返し計算をすることで、せん断弾性係数 G の非線形性を表し、最終的に収束したせん断ひずみの 値を用いる。

計算過程は、次のとおりである。また、ある水平震度が作用した場合の繰り返し計算例を図 89 に示す。

① 式(3)のせん断弾性係数 Gに初期せん断弾性係数 Goを代入しせん断ひずみを計算する。

② 計算したせん断ひずみ vからせん断ひずみとせん断剛性率の関係を用いせん断弾性係数 Gを新たに求め式(3)に代入しせん断ひずみを計算する。

③ *n-1*回目のせん断ひずみと *n*回目のせん断ひずみの差が 0.00001 となるまで②の計算を繰り返す。



図 89 計算過程(例)

この計算過程は、計算震度ごとに行う。最終的な水平震度とせん断変形量の関係は、計算震度ごとの収束したせん断ひずみを累積することによって得られる。

3. 直接変形算出法のパラメータについて

直接変形算出法のパラメータは、模型実験および現地斜面の変形量の再現性を高めるため、以下の 検討を実施し設定した。

3. 1 対策工荷重分担率

本手法の式(3)は、亀裂発生までの外力に対するせん断変形は精度よく再現できるが、亀裂以降増 加する変形量についての再現性が低い結果となった。模型実験では、亀裂発生以降土ブロック単独 での挙動ではなく、周辺土ブロックとの分離など土ブロック間相互の影響が顕著に認められたため、 その影響を対策工荷重分担率として評価した。この対策工荷重分担率の考え方について以下に示す。 なお、対策工荷重分担率は、付属の計算プログラムの中で内部計算している。

(1)対策工荷重分担率の考え方

亀裂発生時点から局所破壊まで地山の拘束作用が順次減少するが、それに伴って、土ブロックの 自重による作用が順次増加する。この自重作用を対策工荷重分担率 η として考慮する。亀裂発生ま では、斜面方向の水平震度 ke に式(4)を用いるが、亀裂発生以降式(5)に示すように亀裂発生時を 0 とし、局所破壊時に 1 となる対策工荷重分担率 ηを考慮する。なお、対策工荷重分担率の考慮は、 模型実験のネット張力が亀裂発生から局所破壊にかけて線形的に増加していた現象を参考にし、線 形的に作用させることとした。

(γ<1%: 亀裂発生まで)

$$k_{\theta} = k\hbar \cdot \cos\theta + \frac{1}{2} \cdot k\hbar \cdot \sin\theta$$

(1%≦ γ ≦5%: 亀裂発生から局所破壊)

 $k_{\theta} = k\hbar \cdot \cos\theta + \frac{1}{2} \cdot k\hbar \cdot \sin\theta + \eta \cdot \sin\theta$

式(5)

式(4)

ここで、khは水平震度、θは斜面勾配、ηは対策工荷重分担率を示す。

以上の考え方を模型実験に適用した例を図 90 に示す。図に示したように模型実験の結果とよい 一致を示すことがわかる。なおここで、亀裂発生、局所破壊は斜面の変形状態を定義したもので ある(**添付資料-22** 参照)。設計では局所破壊までを対象に適用判定を行う。



(2)局所破壊時の震度の設定方法

本手法では、対策工の荷重分担率を考慮する際に、局所破壊時の震度を設定する必要がある。こ れまでは、局所破壊となる震度を試行錯誤的に求めて設定してきたが、この場合設計者により結果 がばらつくことが懸念されるため、せん断における応力・ひずみ関係の双曲線近似⁽³⁾を参考にし、次 の考え方で求める。なお、以下の計算は、付属の計算プログラムの中で内部計算している。

・ステップ1

直接変形算出法(式(3))から亀裂発生までの変形(せん断ひずみ1%)と震度 *ke* (*ke=khcr・cos θ +1/2・khcr・sin θ*)の関係を求める。ここで、*khcr*はせん断ひずみが1%に 達した時点の震度とする。本ステップにより図 91に示すA点が求まる。

・ステップ2

亀裂発生時の震度 khcr (A 点)をもとに線形仮定した極限値における震度 khult を亀裂発生 ひずみと基準ひずみ γ ref を用いて線形比例から推定する。ここで、khult は極限値における震 度とする。これにより A と B を結ぶ直線が描ける。本ステップにより図 91 に示す B 点が求ま る。

khcr : khult =
$$0.01$$
 : yref

式(6)

ここで、基準ひずみ y ref は、一般的には 5%を用いる例が多いが、模型実験の変形量がすで に明らかであるので、基準ひずみを試行錯誤的に求め、模型実験結果と良い一致をする 2.5%を 基準ひずみとした。

・ステップ3

極限値に漸近する双曲線関数 $y = \frac{1}{\frac{1}{r+1}}$ を設定する。ここで、 $x = \frac{\gamma}{\gamma_{ref}}$ 、 $y = \frac{kh}{khult}$ とする。

本ステップにより、図 91 に示す非線形カーブが描ける。

・ステップ4

ステップ 2 では線形比例によって極限値 *khult* を推定したが、実際の挙動は非線形状態になるのでステップ 3 の非線形カーブ(双曲線関数)を用いて、局所破壊ひずみ(5%、C 点)に相当する局所破壊震度を求める。



63)社団法人地盤工学会:土の強さと地盤の破壊入門,入門シリーズ 13,pp.76-pp.82,2001.

3.2初期せん断応力について

本手法の特徴を把握する目的で、本式の入力パラメータ(たとえば潜在崩土層厚 h など)を変化 させて算出されるせん断ひずみへの影響を検討(感度分析⁶⁴⁾:添付 16-8 参照)した。その中で斜面 傾斜に関する感度分析を実施した結果を図 92 に示す。図の横軸は δ X/X を示し 0 から 1 に近づく ほど傾斜が急になることを示す。また縦軸は δ Y/Y を示し、0 から 1 に近づくほど変形量が大きくな ることを意味している。斜面傾斜が急なほど変形量が小さくなるという結果(図 92 の赤線)となり 一般的な傾向とは異なることとなった。これは本来実斜面が持つ初期応力状態(初期せん断応力)を考 慮せずに計算したためと考えられ、斜面傾斜に応じた初期せん断応力を式(7)で評価することとした。 斜面の初期応力状態を考慮することによって、図 92 の青線のように急な斜面ほど変形量が大きくな るという結果となる。

初期せん断応力は、式(7)を用いて潜在崩土層厚、斜面傾斜に起因する自重として計算し、式(3)の ke に代入し、収束して得られたせん断ひずみを初期せん断ひずみとした。なお、この初期せん断応 力は、付属の計算プログラムの中では自重解析で考慮している。

 $k_e = \eta \cdot \sin \alpha$

式(7)

ここで、対策工荷重分担率 n=1 とした。

	単位体積重量	潜在崩土層厚	設計水平震度	内部摩擦角	斜面傾斜	初期せん断剛性
case	γ t(kN/m ³)	h(m)	kh	ϕ (°)	$\theta(^{\circ})$	G ₀ (MN/m ²)
1	15	1.0	0.5	30	35	33.0
2	15	1.0	0.5	30	40	33.0
3	15	1.0	0.5	30	45	33.0
4	15	1.0	0.5	30	50	33.0
5	15	1.0	0.5	30	55	33.0





⁶⁴)Simons,D.B.,Li,M.M.and Ward,T.J.: Mapping of potential landslide areas in terms of slope stability, USDA Forest Service Rocky Mountain Forest and Range Experiment Station, pp.13-26,1978.

3.3局所破壊時のロープネット張力

式(3)では、ロープネット張力を入力し計算することになる。模型実験の中でロープネット張力は、 変形に応じて働くことが明らかになっているが、現在、地震による地盤変形とロープネット張力の 確認ができていないため、模型実験結果から相似則を用いて推定することとした。図 93 に、小型模 型実験結果から相似率を用いて現地サイズでのせん断ひずみとロープネット張力の関係を推定した 結果を示す。

せん断ひずみとロープネット張力の関係は式(8)の関係となる。

$$Y = 1.12X^{0.47}$$

式(8)

ここに、X: 地盤のせん断ひずみ量(%)、Y: ロープネット張力(kN)

設計では、模型実験の結果を参照して亀裂発生時にはロープネット張力が 0kN で、局所破壊時に 最大となるロープネット張力を作用させることとした。式(3)に考慮する際には、対策工荷重分担率 に応じて $T_{RN} = \eta \cdot T_{RN \cdot def}$ で算出する。ここで T_{RN} は計算震度時に作用するロープネット張力、 $T_{RN \cdot def}$ は局所破壊時のロープネット張力(せん断ひずみ 5%時のロープネット張力を式(8)を用いて算 出)を示す。なお、これらの計算は、付属の計算プログラムの中で内部計算している。



図 93 現地サイズの推定結果

【参考:感度分析の概要】

- 変位に影響を及ぼす多数のパラメータのうち、今着目しているひとつのパラメータを除き、
 残りのパラメータは値が変化しないものとする。
- 着目しているパラメータの値(X)が、その中央値(Xc)からある値だけ離れている時、その中央値との差の割合〔(X-Xc)/Xc〕と、パラメータの中央値 Xc を用いて得られた変位の中央値(δ)と値Xにより得られる変位との差の割合〔(δ-δc)/δc〕を求める。
- X の値を多数変化させることにより得られた (X-Xc) /Xc と ($\delta \delta c$) / $\delta c \delta c$ とにプロットし、これを滑らかな曲線で結び、この曲線を (X-Xc) /Xc と ($\delta \delta c$)/ δc 関数 [($\delta \delta c$)/ δc] =f [(X-Xc)/Xc] とする。
- このときの関数 f の全体的な傾きの様子を感度分析する。
- 〔X Xc〕/Xc、(δ-δc)/δc についてはパーセント表示するものとし、たとえば(X-Xc)/Xcにおいては X=0の時に-100(%)、X=2Xcの時に+100(%)で表すものとする。
- (X-Xc)/Xc、 $(\delta \delta c)/\delta c$ についてはそれぞれ $\Delta X/X$ 、 $\Delta \delta / \delta$ の形で表すものとする。



添付資料-17 すべり変形量予測式(すべり変形算出法)について

1. 概要

当資料は、4.3.10 地震時の変形量(二層構造)に関して、振動台模型実験をもとに地震時のすべり変 形を予測するすべり変形算出法の考え方、すべり変形量と相対安全率の整理、適用例について記述し たものである。

すべり変形算出法

2. 1 すべり変形量の考え方

これまでの二層構造の振動台実験結果から地震時の対策工の効果は、次のように考えられる。土 塊はすべり面に沿って滑動する。ロックボルト、ロープネットは、地盤変形に応じて変形抑制効果 を発揮する。この滑動量を予測する手法として、すべり変形算出法を提案した。

従来、地震時のすべり変形量の計算手法として、Newmark 法⁶⁵⁾が知られている。この方法では、 地震時の加速度によって摩擦力を上回るせん断力が生じ、土塊が剛体として斜面に沿ってすべり出す ものと考えている。摩擦力を上回る加速度を2回積分することですべり変形量を求め、加速度が減少 して摩擦抵抗より下回ると摩擦力によって土塊が止まりはじめて、すべり変形量が減少するが、加速 度が増加すると再びすべり出す。この方法は摩擦と加速度との関係から、簡便に土塊のすべり変形量 を求めることができるので、現在でも多少の改良を加え指針^{66)など}や研究^{67)など}に取り入れられている。

斜面がすべり変形する場合、すべり面において局所化が進み、せん断帯が生じ粒子の破砕や回転な どの様々な土の破壊現象が集中するものと考えられる。本振動台模型実験においてもすべり面より上 の土は土塊を保ちながら滑動することが観察された。このような剛体移動を仮定した Newmark 法 は合理的な面を持つが、摩擦力を上回らない限りすべり出すことはなく、すべり面の安全率 1 を下 回ってすべり出すことになり、規則的な波で行った実験で得られた計測値のように、入力加速度が低 い段階からすべり変形量が計測され、さらに大きな入力加速度の加振を繰り返す過程で、すべり変形 量が累積し漸増している現象を説明できない。

そこで、Newmark 法とは別に、盛土の変形量を推定する方法として藤井ら⁶⁸⁾が提案した安全率と 変形量を関連付けた考え方を参考にして、本振動台模型実験結果から図 95 に示すようなメカニズム が考えられた。無対策斜面の場合は、ある外力まで土のせん断抵抗によってすべり変形を抑制するが、 その外力を超えるとすべり変形が増加し、限界のすべり変形量に達すると崩壊する。これに対して、 対策斜面は、すべり変形開始後の外力によるすべり変形に追随し、すべり変形を抑制する効果が発揮 され、限界のすべり変形量に達するまで外力に抵抗し、安定性を保つというものである。

以上のことから、亀裂発生以降(従来の安全率 1.0 以下)のすべり変形量と安全率(せん断抵抗とせん 断力との比:以降、従来の安全率の概念と区別するため、計算上の変形を伴う安全率を相対安全率と 呼ぶ)を用いて地震時のすべり変形量を予測する手法を提案した。

⁶⁵)Newmark ,N.M. : Effects of earthquakes on dams and embankments, Geotechnique,Vol.15,no.2,pp.139-159,1965.

- ⁶⁶)鉄道総合研究所:鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計,1999.
- ⁶⁷) 佐藤信光・曽田英揮・大家充弘:ひずみ軟化特性と粒径効果を考慮した修正 Newmark 法によるフィルダムのすべり変形解析,ダム技術,No.227,pp95-103,2005.
- ⁶⁸⁾藤井照久・福田賢二朗・大中英輝・兵動正幸:変形を考慮した盛土の耐震評価方法,土と基礎,No50,pp.10-12,2002.



2.2 すべり変形量と相対安全率の整理

振動台模型実験から地震時のすべり変形予測式を提案するため、無対策斜面(H17CASE3)の相対 安全率を求め、変形量(すべりひずみ:変形量を移動層厚で除したもの)との関係を表すことから始め た。相対安全率を求める計算には、多平面安定解析⁶⁰⁾を用いた。多平面安定解析は、すべり線を想 定し移動層に相当する土塊をブロックで分割して、力の釣り合いで安全率を求める計算である。計 算に必要なブロック形状条件は、図 96 に示すように模型実験斜面の形状(図中黒線)をもとにブロッ ク分割(図中青線)に示すようにモデル化した。次に外力の条件として、振動台模型実験の加速度計の 計測で天端部分の応答倍率が 2 倍程度(H17CASE3 入力加速度 0.5G、天端応答加速度 1.0G)となっ ていたことから、振動台の入力地震動が斜面の比高に比例して増幅する地形効果震度⁷⁰⁾を取り入れ た。次に計算に用いた地盤定数は室内試験を基にし、無対策斜面が移動を開始した亀裂発生時の入 力加速度 0.3G の状態を相対安全率 1.0 と仮定して逆算法により求めた。すべり変形開始(亀裂発生以 降)の土のせん断強度は、本実験と同様の材料で締固めた静的実験(**添付資料-11** 参照)を参考にひずみ による強度低下を考慮し表 39 のように設定した。また単純化のため亀裂発生から局所破壊まで線形 的に減少するものとした。

すべり変形量は各加振段階の正面変形量として振動台模型実験で計測しているので、そのすべり 変形量(すべりひずみ)と各加振段階で求めた相対安全率を関係付けた(図 97)。その関係から相対安 全率を変数とする近似曲線式(1)が求められた。

 $\gamma_s := A \cdot Fsr^B$ 式(1) ここで、 γ_s はすべりひずみ、*Fsr*は相対安全率、*A、B*は係数でそれぞれ 0.016 と-1.7 である。

 $\delta_s = \gamma_s \cdot h$ 式(2) ここで、 δ_s はすべり変形量、hは移動層厚。

⁶⁹⁾沖村孝・西勝:潜在崩土層分布を利用した表層崩壊発生位置に関する研究,新砂防,124 号,pp.9-18,1982.

⁷⁰沖村孝・村上晴茂・金子哲郎・荒木繁幸・木村裕之・鏡原聖史:自然斜面を対象にした地震時の斜 面安定検討方法,第 39 回地盤工学研究発表会,991,2004.



図 96 振動台模型実験の多平面安定解析モデル

表 39 土のせん断強度の設定(無対策斜面 H17CAS)

	土のせん断強度(kN/m ²)	備考
亀裂発生まで	3.56	入力加速度 0.3G まで
局所破壊まで	2.67	入力加速度 0.5G



2.3 すべり変形量の予測式の対策斜面の適用例

無対策斜面で整理した近似曲線を用いて、対策斜面の変形量が予測できるか検討を行った。

対策工によるせん断抵抗の増分を相対安全率に反映させる手法として、一般的に用いられている 切土補強土設計・施工指針⁷¹⁾に従い計測軸力をすべり面抵抗力として考慮した。対策工により増加 するせん断抵抗力 S は、1 本当りのロックボルト軸力 T を用いて式(3)で表される。引張補強のモデ ルは、図 98 に示すとおりである。なお、支圧板やロープネットの表面工の変形抑制効果はロックボ ルトの軸力増加として考慮されていると考え、別途すべり抵抗力としては考慮していない。



図 98 引張補強のモデル

ここで、Sは1本当りのせん断抵抗力(kN/a)、Tは1本当りのボルト軸力(kN/a)、 θ は補強材 ($u = \sqrt{\pi}$)とすべり面とのなす角度(°)、 ϕ は土の内部摩擦角(°)である。

式(3)を用いて実際に計測したボルト軸力(上下最大値の平均)をせん断抵抗の増分、計算ではボルト の本数とすべり面長さから見かけの粘着力を算定し図 99に示す値を考慮した。次に入力加速度ごと に土のせん断強度と見かけの粘着力を考慮した対策斜面の相対安全率を求め、式(1)から計算したす べり変形量と振動台模型実験で計測した正面地盤変形量を比較すると、図 100 のようになり、良い 一致を示した。ここで、土のせん断強度は、無対策斜面の亀裂発生から対策斜面の局所破壊まで線 形的に減少させた。



図 99 入力加速度と計測軸力、見かけの粘着力の関係(H17CASE4)

同様の整理を対策の間隔が異なる実験ケース(H17CASE5,6)に適用し、すべりひずみと相対安全率

⁷¹⁾東日本高速道路株式会社・中日本高速道路株式会社・西日本高速道路株式会社:切土補強土工法設計・施工要領,2007.

の関係に整理した。この結果、他の配置に関しても同様の結果となった。

このことは対策工の有無に関わらず、すべり変形量はすべり面上の相対安全率の大きさにのみ関 係づけられることを意味している。別の言い方をすれば、相対安全率を求めることですべり変形量 を算出することができ、対策工がある場合はせん断抵抗の増分を考慮して相対安全率を計算するこ とにより、対策斜面のすべり変形量が求まる。



なお、現場の実設計では、滑動時のせん断強度を求めることは非常に困難であることから、現状 安全率 1.0 時のすべり面のせん断抵抗を残留的なせん断強度とみなし、対策工の効果は、ネットも含 めて常時の引張補強効果として考慮するものとした。

今後、異なる土質や応力状態あるいは現場と室内試験の違いなど、様々な条件下で普遍的に上記 のような関係が言えるかどうか検討の余地がある。

添付資料-18 設計例(単層構造)

1. 概要

当資料は、実際設計を行う際の参考として単層構造における常時設計、地震時設計(4.設計参照)の例を示したものである。

2. 単層構造の設計例

2. 1 常時の設計

図 118 に設計指針(案)の単層構造の常時設計の流れを示す。本設計例の対象は、神戸市須磨区高 倉山地区 C 測線とした単層構造の地層における常時設計の計算例を以下に示す。なお、図 102 中に ある①、②などは、次ページ以降で説明する①、②などに対応しており、本設計例の中にある式番 号は、設計・施工指針(案)の本文の式番号と対応している。



①地盤定数の設定、危険箇所の特定

地盤定数は、現地調査結果ならび逆算法で求める方法などにより総合的に検討し決定する。 本例では、当該斜面の調査結果から地盤定数(添付資料-4,p.4-4 参照)を設定したが、4.2.3 安全率 1.0 となる地盤定数(粘着力)に記述しているように降雨時の強度低下を考慮して逆算法によって設定 した。この場合、地盤定数の設定と危険箇所の特定は多平面安定解析による繰り返し計算によって 求める。繰り返し計算の手順を図 103 に示す。



多平面安定解析を用いて実施した結果、表 40 に示す地盤定数と危険箇所(図 104:No.73~No.79ブロック)が得られた。なお、多平面安定解析はRR併用工法設計システムを使用する。

表 40 地盤定数の設定例(常時)

項目	単 位	数 値	備考
単位体積重量 γ	kN/m ³	15.2	室内試験結果(添付資料-4、表7 参照)
内部摩擦角 φ	度	30	室内試験結果(添付資料−4 、表7 参照)
粘着力 C	kN/m ²	10	室内試験結果(添付資料-4、 表7 参照)
粘着力 C	kN/m ²	2.30	逆算法による



図 104 多平面安定解析モデルと常時の危険箇所

【設計・施工指針(案)の該当箇所】 4.2.1 地盤定数の設定(常時) 4.2.2 危険箇所の特定(常時) 4.2.3 安全率1.0となる地盤定数(粘着力)

②常時の必要抑止力

常時の必要抑止力(計画安全率を満たす必要抑止力)は、4.2.4 計画安全率を満たす必要抑止力に 従って実施する。なお本設計例では、危険箇所の特定に多平面安定解析を用いているため、従来か ら用いられている簡便法により算定する。その際、添付資料-10 に従い多平面安定解析で得られたす べり面形状を、上部を円弧形状とした複合すべりのすべり面形状(図 105)に置き換える。また、 地盤定数は①で得られた値を用いる。

簡便法による現状安全率が 1.0 を下回る場合は、添付資料-10 図 33 の手順で地盤定数を見直し、 現状安全率が 1.0 となる必要抑止力を算定する。その際、見直した地盤定数を使った多平面安定解析 の結果と当初の多平面安定解析の結果とで危険箇所が異ならないことを確認する必要がある。

本設計例では、①で得られた地盤定数を用いた簡便法による現状安全率が1.0以下となったため、 簡便法による安全率が1.0となる粘着力を逆算し2.42kN/m²を得た。また、この地盤定数で多平面 安定解析を行ったが危険箇所は変わらなかった。

簡便法により求めた常時の必要抑止力は 11.4kN/m となった(表 41、式 4.2.10 参照)。



図 105 簡便法の上部すべり面の形状



図 106 簡便法による計算モデル

女	定計算結果 241 20	安讷亚川沙可异帕	木(ノノ「山)」	1
	項目	記号	単位	常時
計	安全率	Fs	2	1.000
算結	計画安全率	Fsp		1.200
果	必要抑止力	Pr	kN/m	11.4
	すべり抵抗力	S	kN/m	56.75
	滑動力	Т	kN/m	56.73
計算	法線力	N	kN/m	62.48
要素	間隙水圧	U	kN/m	0.00
215	すべり面長	1	m	8.551
	面積	А	m2	5. 58

表 41 必要抑止力の計算結果(ソフト出力例)

 $P_r = Fsp \cdot \sum T_i - (\sum N_i \cdot tan \varphi_i + \sum c_i \cdot l_i)$

・・・式 4.2.10

 $= 1.20 \cdot 56.73 - (62.48 \cdot tan 30 + 2.42 \cdot 8.551)$

= 11.4kN/m

ここで、

- Fsp : 計画安全率(=1.20)
- *Pr* : 必要抑止力(kN/m)
- *Ni* : 分割片の重力による法線力(*N=Wi* cos *a* i) (kN/m)
- Ti : 分割片の重力による接線力(T=Wi·sin ai) (kN/m)
- *l*_i : 分割片のすべり面長(m)
- φ_i:移動土塊の内部摩擦角(°)
- *ci* :移動土塊の粘着力(kN/m²)

【設計・施工指針(案)の該当箇所】

4.2.4 計画安全率を満たす必要抑止力

③対策工の配置計画

常時の危険箇所として特定した範囲に対策工を配置する。対策工の配置計画は、4.2.5 対策工の配 置計画(常時)に従い、ロックボルトの長さを対策範囲の潜在崩土層厚の2倍以上とし、配置間隔は、 2mの千鳥配置とする。ロックボルトは斜面に直角方向に打設することを標準とする。



図 107 常時の危険箇所に対する対策工の配置例

常時の対策範囲の潜在崩土層厚は、常時の危険箇所におけるロックボルト位置での潜在崩土層厚 の平均値を算出し、標準偏差を加えた厚さ(h)とする。対策範囲の潜在崩土層厚の計算例を表 42 に示す。なお、危険箇所の上部にロックボルトを 1 段追加設置(図 107 中、番号 1)することを標準 とする。これは、土塊が移動した場合にロープネットの引止め効果を期待するからである。

ロックボルト	有効定着長(m)			
No.	移動層 L1 厚さh	不動層 L2		
1		1.900		
2	0.251	1.649		
3	0.867	1.033		
4	0.798	1.102		
5	0.499	1.401		
6		1.900		
平均值	0.604			
σ	0.246			
平均值+σ	0.850			

表 42 対策範囲(常時)の潜在崩土層厚の計算例

 $\hbar = l_{ave} + \sigma \qquad \cdots \neq 4.2.13$

 $=0.850 \,\mathrm{m}$

基準となる潜在崩土層厚は次式を用いて算出する。

ここで、h : 基準となる潜在崩土層厚

lave:すべり面内の潜在崩土層厚の平均値

σ :標準偏差

ロックボルトの長さは、基準となる潜在崩土層厚の 2 倍で、0.5m 括約する。その際、余長 0.1m を考慮する。

 $L_{RB} = 2 \cdot \hbar \qquad \cdot \cdot \cdot \vec{x} \, 4.2.14$

= 1.70 m

ロックボルトの長さ=1.7m+余長 0.1m=1.8m=2.0m (0.5m 括約) ここで、*L_{RB}*: ロックボルトの長さ

以上の結果から、ロックボルトの配置間隔は 2m 千鳥、ロックボルトの長さは 2.0m(余長含む)、 ロックボルトの打設角度は斜面に直角方向とした。

【設計・施工指針(案)の該当箇所】

4.2.5 対策工の配置計画(常時)

④対策工を考慮した安全率、対策工の適用性の判定

前述の**③対策工の配置計画**に沿って対策工を配置した場合の安全率を算定し、その安全率(対策 工を考慮した常時の安全率)が計画安全率(=1.2)を満足するかを確認する。計画安全率を下回る 場合には、本工法は適用できないため、他工法を検討することとなる。

本設計例での入力条件を表 43 に、ロックボルトによる抵抗力一覧を表 44 に示す。なお、本ボルトの抵抗力の算定は、添付資料-11 に従って計算する。

本計算例では、対策工を考慮した安全率は 1.258 となり、計画安全率(=1.2)を満足するため、 常時の対策工として本対策工が適用できるという判定となる。

表 43 入力条件

項目	単 位	数 値	備考
ロックボルトの許容引張応力度 σ sa	N/mm^2	200	添付資料-12 参照 SD345
ロックボルトと注入材の許容付着応力 τ c	N/mm^2	1.6	添付資料-12 参照 Σck=24 (N/mm ²)
		0.11	添付資料-5参照
極限周面摩擦抵抗值 τp	N/mm ²	0.20	添付資料-12 参照
			基盤部_砂礫N值 30
極限周面摩擦抵抗の安全率 Fsa		2.0	添付資料-12参照
変形許容型のり面工低減係数 μ		0.7	添付資料-11 参照
ロックボルトの引張力の低減係数 λ		0.7	
ロックボルト径	mm	22	
削孔径	mm	50	

・ロックボルト No.3 の計算例

a)ロックボルト1本あたりの許容補強材力の算定

添付資料-11 に示したようにロックボルトの許容補強材力 *T_{Pa}*は、以下の 3 つの中で最も小さいものとする。ここでは、ロックボルト No.1 を例に以下の計算を実施した例を示す。

- ・移動土塊から受ける引抜き抵抗力: T1pa(kN/本)
- ・不動地山から受ける引抜き抵抗力: T2pa(kN/本)
- ・ロックボルトの許容引張力: T_{sa}(kN/本)

 $T_{pa}=min[T_{1pa}, T_{2pa}, T_{sa}]=min[24.967, 16.226, 70.6]=16.226$ (kN/本)

 $T_{2pa}=L_2 \cdot t_a=1.033 \cdot 15.708=16.226$ (kN/本)

 $t_a = min[t_{pa}, \tau_{ca}] = min[15.708, 106.563] = 15.708$ (kN/本)

- ここで、
 - *t_a*:許容付着力(kN/m)

t_{pa}:地山と注入材の許容付着力(kN/m²)

τ_p: 地山と注入材の周面摩擦抵抗(kN/m²)

- D :削孔径(m)
- Fsa : 周面摩擦抵抗の安全率
- τ ca: ロックボルトと注入材の許容付着力(kN/m)
- τ。:ロックボルトと注入材の許容付着応力(kN/m²)
- d : ロックボルト径(m)
- *L2* : 不動地山の有効定着長(m)

 $T_{1pa} = \{1/(1-\mu')\} \cdot L_1 \cdot t_a = \{1/(1-0.7)\} \cdot 0.867 \cdot 8.639 = 24.967 \quad (kN/本)$ $t_a = min[t_{pa}, \tau_{ca}] = min[8.639, 106.563] = 8.639 \quad (kN/本)$ $t_{pa} = (\tau_p \cdot \pi \cdot D)/F_{sa} = (110 \cdot \pi \cdot 0.05)/2.0 = 8.639 \quad (kN/本)$ $\tau_{ca} = \tau_c \cdot \pi \cdot d = 1600 \cdot \pi \cdot 0.0212 = 106.563 \quad (kN/本)$ ここで、

- μ':変形許容型のり面工低減係数
- *L1* :移動土塊の有効定着長(m)
- $T_{sa} = \sigma_{sa} \cdot A_s = 200000 \cdot 0.000353 = 70.6$ (kN/本) ここで、
 - σ_{sa} :ロックボルトの許容引張応力度(kN/m²)

 A_s : ロックボルトの断面積(m^2)



ここで、ロックボルト No.3の挿入長 L=1.90m、L1=0.867m、L2=1.033m

図 108 ロックボルトの引張耐力72)

⁷²) 東日本高速道路株式会社・中日本高速道路株式会社・西日本高速道路株式会社:切土補強土工法 設計・施工指針,2007.

b)ロックボルトの設計引張力の算定

Tm = Td/SH =11.358/2.0 = 5.679 kN/m· · · · 式 4. 2. 20 $Td = \lambda \cdot Tpa = 0.7 \times 16.226 = 11.358$ kN/本 $Td = \lambda \cdot Tpa = 0.7 \times 16.226 = 11.358$ kN/本

ここで、

- Td : ロックボルトの設計引張力(kN/本)
- *え*:ロックボルトの引張り力の低減係数(=0.7)
- Tpa : ロックボルトの引張り力(kN/本)
- SH : ロックボルトの水平方向打設間隔(m)
- c)ロックボルトの引止め力と締め付け力の算定

ロックボルトの引止め力

 $S2 = Tm \cdot cos\beta = 5.679 \cdot cos92.140 = -0.037 kN/m$

 $S2 = Tm \cdot cos \beta = 5.679 \cdot cos 9 \, 1.306 = -0.129 \, \text{kN/m}$ $\cdot \cdot \cdot \vec{x} \, 4.2.18$

引き止め力がマイナスのため、設計では OkN/m とする。 ここで、

Tm : ロックボルトの設計引張り力(kN/m)

ロックボルトの締め付け力

 $S3 = Tm \cdot \sin\beta \cdot \tan\varphi = 5.679 \cdot \sin91.306 \cdot \tan 30 = 3.276 \text{ kN/m}$

 $S3 = Tm \cdot sin \beta \cdot tan \varphi = 5.679 \cdot sin 9 \, 1.306 \cdot tan 3 \, 0 = 3.276 \, kN/m$ ••• $\cdot \vec{x} \, 4.2.19$

ここで、

Tm : ロックボルトの設計引張り力(kN/m) β : ロックボルトとすべり面のなす角度(°) φ : 土の内部摩擦角(°)

以上の計算をすべてのロックボルトに対して実施した結果、表 44 のように整理できる。表中の S2+S3=1.569+13.085=14.654kN/m > 11.4 kN/m (②の手順で求めた必要抑止力)となり、必 要抑止力を満足する結果となる。

ロックボルト No.	β (°)	T1pa (kN/本)	T2pa (kN/本)	Tsa (kN/本)	Td (kN/本)	Tm (kN/m)	S2 (kN/m)	S3 (kN/m)
2	110.53	20.043	18.347	70.600	12.843	6.421	0.000	3.472
3	92.14	24.967	16.226	70.600	11.358	5.679	0.000	3.276
4	81.58	22.980	17.310	70.600	12.117	6.058	0.887	3.460
5	82.21	14.370	22.007	70.600	10.059	5.029	0.682	2.877
合計							1.569	13.085

表 44 ロックボルトによる抵抗力一覧(ソフト出力例)

・対策工を考慮した安全率の算定

T、S1は、2常時の必要抑止力の手順で用いた数値から、次のようになる。

$$T = W \cdot \sin\theta = 56.73 \ kN/m_Q = W \cdot \sin\theta = T = 56.73 \qquad \cdot \cdot \cdot \exists 4.2.16$$

$$Q = W \cdot \sin \theta = T = 56.73$$

ここで、

- ₩ : 単位幅あたりの移動土塊重量(kN/m)
- θ : すべり面の水平方向となす角度(°)

$$S1 = c \cdot l + W \cdot \cos \theta \cdot \tan \phi$$

 $= c \cdot l + N \cdot tan \phi = 56.75$

ここで、

l :各分割片できられたすべり面の長さ(m)

$$Fs = \frac{S1 + S2 + S3}{T} \ge Fsp$$

$$Fs = \frac{56.75 + 1.569 + 13.085}{56.73} = 1.258 \ge 1.20$$
 O.K.

ここで、

- Fs :対策工を考慮した安全率
- T : すべり力(kN/m)
- *S1* : 土塊の崩壊抵抗力(kN/m)
- *S2* : ロックボルトの引止め力(kN/m)
- S3 : ロックボルトの締め付け力(kN/m)
- Fsp :計画安全率

【設計・施工指針(案)の該当箇所】

4.2.6 対策工を考慮した安全率

4.2.7 対策工の適用性の判定

2.2 地震時設計(単層構造の例)

図 109 に設計指針(案)の単層構造の地震時設計の流れを示す。検討対象は、常時設計例と同様高倉 山地区 C 測線としている。単層構造の地層における地震時設計の計算例を以下に示す。なお、図 109 中にある⑤、⑥などは、次ページ以降で説明する⑤、⑥などに対応しており、常時設計から継続した 番号である。また本設計例の中にある式番号は、設計・施工指針(案)の本文の式番号と対応している。



添付 18-12
⑤想定地震とその規模および対象地区から活断層までの距離

兵庫県の地域防災計画で想定されている活断層とその想定規模を調べる。その結果、対象地区付近には六甲一淡路断層帯が近接しており、想定規模は M(マグニチュード)7.9⁷³⁾ となる。次に、対象地区から活断層までの距離を算定する。算定には、J-SHIS 地震ハザードステーション⁷⁴⁾を用いた。その図より対象地区から活断層(須磨断層)までの距離が 0.1km となる。



図 110 対象地区から活断層までの距離の例 74)

【設計・施工指針(案)の該当箇所】

4.3.1 対象地区から活断層までの距離

4.3.3 想定地震とその規模の調査

⑥地震時設計の必要性判断

対象地区は、活断層までの距離が 0.1km であり、活断層までの距離が 15km 以内となるため、地 震時設計の適用対象となる。

【設計・施工指針(案)の該当箇所】

4.3.2 地震時設計の必要性判定

⑦最大水平震度の算定

兵庫県地域防災計画(地震災害対策計画)では、有馬-高槻断層帯~六甲淡路断層帯を震源とする規模 *M*(マグニチュード)7.9の地震が想定されている。この地震の規模は、気象庁マグニチュード(*M*_i)であるため、式4.3.2を使ってモーメントマグニチュード(*M*_w)へ変換する。

⁷³⁾ 地震調查推進本部 web:

<u>https://www.jishin.go.jp/regional_seismicity/rs_katsudanso/f079_rokko_awaji/</u> (2021.3 閲覧) 74) 防災科学技術研究所 web:<u>https://www.j-shis.bosai.go.jp/map/</u>(2021.3 閲覧).

$$M_W = 0.78M_j + 1.08$$
 ・・・式 4.3.2

$$=7.24$$

したがって、*Mw=7.24*となる。

この地震の規模(7.24)と、前述の断層からの距離(0.1km)から、Joyner&Booreの距離減衰式 (式 4.3.1)により、最大水平加速度(*A*)を算出する。

 $\log A = -1.02 + 0.249 M_W - \log r - 0.00255 r \cdot \cdot \cdot \cdot \ddagger 4.3.1$

$$r = (D^2 + 7.3^2)^{1/2}$$

$$= -1.02 + 0.249M_W - \log(D^2 + 7.3^2)^{1/2} - 0.00255(D^2 + 7.3^2)^{1/2}$$

$$= -1.02 + 0.249 \times 7.24 - log(0.1^{2} + 7.3^{2})^{1/2} - 0.00255(0.1^{2} + 7.3^{2})^{1/2}$$
$$= -1.02 + 0.249 \times 7.24 - log(0.1^{2} + 7.3^{2})^{1/2} - 0.00255(0.1^{2} + 7.3^{2})^{1/2}$$

= -0.099

ここで、 $A: 最大水平加速度(G)、<math>M_w: モーメントマグニチュード、D: 断層からの距離(km)$ したがって、

 $A=10^{-0.099}=0.796$

ここから、最大水平加速度は 0.796(G) となる。

次に、求めた最大水平加速度(A)を 0.65 倍し、設計水平震度を算定すると、次式のように設計 水平震度 kh は 0.518 となる。

 $kh = 0.65 \cdot A = 0.518$

この設計水平震度は、⑨地震時の危険箇所の特定と⑩地震時の変形量で使用する。

【設計・施工指針(案)の該当箇所】

4.3.4 設計水平震度の設定

⑧地盤定数の設定

地盤定数は、常時設計の**手順①**で設定した地盤定数と室内試験結果から得られた初期せん断弾性 係数を用いる(表 45)。せん断弾性係数のひずみ依存性は、振動三軸試験結果の近似曲線(図 111 のフィット曲線)を用いる。

項目	単 位	数 値	備考
単位体積重量 γ	kN/m ²	15.2	
内部摩擦角 	度	30	① 地盤定数の設定、危険箇所の特定 参照
粘着力 c	kN/m ²	2.30	
初期せん断弾性係数 Go	kN/m ²	26,000	室内試験結果(添付資料-4、表7 参照)

表 45 地盤定数の設定例(地震時)



【設計・施工指針(案)の該当箇所】

4.3.5 地盤定数の設定(地震時)

⑨地震時の危険箇所の特定

地形効果震度法を考慮した多平面安定解析を用いて地震時の危険箇所を特定する。多平面安定解 析はRR併用工法設計システムを使用する。

このとき、

⑦の手順で求めた設計水平震度

⑧の手順で求めた地盤定数

を使用する。本設計例での多平面安定解析のブロック分けと危険箇所 (No.3~No.21)を図 107 に示す。



図 112 多平面安定解析のブロック分けと地震時の危険箇所

【設計・施工指針(案)の該当箇所】4.3.6 危険箇所の特定(地震時)

地震時の危険箇所として特定した範囲に対策工を配置する。対策工の配置計画は、4.3.7 対策工の 配置計画(地震時)に従い、ロックボルトの長さを対策範囲の潜在崩土層厚の 2 倍以上とし、配置間 隔は、2m の千鳥配置とする。また、ロックボルトを斜面に直角方向に打設することを標準とする。



図 113 地震時の危険箇所に対する対策工の配置例

地震時の対策範囲の潜在崩土層厚は、地震時の危険箇所におけるロックボルト位置での潜在崩土 層厚の平均値を算出し、標準偏差を加えた厚さ(h)とする。対策範囲の潜在崩土層厚の計算例を表 55 に示す。なお、危険箇所の上部にロックボルトを1段追加設置(図 113 中、番号 1)することを標 準とする。これは、土塊が移動した場合にロープネットの引止め効果を期待するからである。

ロックボルト	有効定着	 昏長(m)	ロックボルト	有効定利	
No.	移動層 L1 厚さh	不動層 L2	No.	移動層 L1 厚さh	不動層 L2
1		2.900	10	1.536	1.364
2	0.263	2.637	11	1.438	1.462
3	0.919	1.981	12	1.091	1.809
4	0.997	1.903	13	0.595	2.305
5	1.379	1.521	14	0.696	2.204
6	1.574	1.326	15	0.676	2.224
7	0.871	2.029	16	0.546	2.354
8	0.674	2.226	17	0.413	2.487
9	0.980	1.920	18		2.900
	平均	匀值	0.916		16
	(J		0.390	
	平均值	<u>直</u> + σ	1.306		

表 46 対策範囲(地震時)の潜在崩土層厚の計算例

基準となる潜在崩土層厚は次式を用いて算出する。

 $h = l_{ave} + \sigma$

・・・式 4.2.13

・・・式 4.2.14

= 0.916 + 0.390

= 1.306m = 1.305m

ここで、h : 基準となる潜在崩土層厚

lave:すべり面内の潜在崩土層厚の平均値

σ :標準偏差

ロックボルトの長さは、基準となる潜在崩土層厚の 2 倍で、0.5m ラウンドする。その際、余長 0.1m を考慮する。

 $L_{RB} = 2 \cdot \hbar$

 $= 2 \times 1.306m$

= 2.712m

ロックボルトの長さ=2.712m+余長 0.1m=2.722m=3.0m (0.5m ラウンド) ここで、*L_{RB}*:ロックボルトの長さ

以上の結果から、ロックボルトの配置間隔は 2m 千鳥、ロックボルトの長さは 3.0m(余長含む)、 ロックボルトの打設角度は斜面に直角方向とした。

【設計・施工指針(案)の該当箇所】

4.3.7対策工の配置計画(地震時)

⑪地層構造の判定(Nc プロファイルとの比較)

本設計例の側線における Nc 値プロファイル(添付資料-6 参照)の割合を図 114 に示す。この結果から A,B 型が C 型よりも比較的多いため、単層構造と判定する。なお、本設計例には、D 型というプロファイルが含まれているが、D型は深度分布が複雑で地層構造の判断が困難であるため、すべりひずみとせん断ひずみの両基準を適用する二層構造として取り扱うこととした。このため、プロファイル上は、便宜的にC型として取り扱う。



図 114 Nc 値プロファイルの割合

Nc プロファイルと地層構造との関係は、次のように考える。 単層構造:深度方向に Nc 値が漸移的に増加する地盤(主にA型、B型) 二層構造:任意の深度において Nc 値が急増する地盤(主にC型)



図 115 Nc 値のプロファイルの分類^{75^{に一部加筆)}}

【設計・施工指針(案)の該当箇所】

4.3.8 地層構造の判定

⁷⁵)奥西一夫・飯田智之:愛知県小原村周辺の山崩れについて(1)-斜面形,土層構造と山崩れについて-, 京都大学防災研究所年報,第21号,B-1,pp.297-311,1978.

12地震時の変形量

単層構造の場合における地震時の変形量は、4.3.9 地震時の変形量(単層構造)に従って、せん断変 形量を算定する。

<せん断変形量の算定>

せん断変形量の算定は、直接変形算出法により算定する。この"せん断変形量"とは、対策工を 施工した場合の地震時における地盤のせん断による変形量を意味する。

直接変形算出法(**添付資料-16**)は、付属の計算プログラムを使って計算する。すべり面勾配は、図 132 に示す危険箇所の下端ブロックと上端ブロックのすべり面平均勾配とする。

本計算例では、表 47 に示す入力条件を使用した。その結果、想定地震動におけるせん断変形量は 26 mmとなった(図 116)。

項目	単位	数値	備考
潜在崩土層厚	m	1.306	⑩地震時の対策工の配置計画策定 参照
すべり面勾配	度	36.538	危険箇所の平均勾配(図 113 参照)
単位体積重量γt	kN/m ³	15.2	
土のせん断弾性係数	kN/m ²	26,000	
ロックボルトの配置間隔	m	2.0	
ブロックの奥行き	m	2.0	「「「「「「「」」」」「「」」「「」」「「」」「「」」「「」」「」」「「」」「」」「」」「」」「」」「」」「」」「」」「」」「」」「」」「」」「」」「」」「」」「」」「」」「」」「」」」「」」「」」「」」」「」」「」」」」
土の内部摩擦角(度)	度	30	① 地盤定数の設定 参照
ロックボルトのヤング係数	kN/m ²	$2.0 imes10^8$	
ロックボルト呼び径	—	D22	
最大ロープネット張力	kN	2.39	定数值
設計水平震度	—	0.518	⑦最大水平震度の算定 参照

表 47 入力条件



図 116 直接変形算出法による地震時のせん断変形量の算定(プログラム出力結果)

以上の計算により、当該斜面の地震時の変形量は次のようになる。この値は、地震時における対 策工の適用性の判定に用いる(**①対策工の適用判**参照**)**。

せん断変形量 :26 mm

【設計・施工指針(案)の該当箇所】

4.3.9 地震時の変形量(単層構造)

13局所破壊時の必要耐力の算定

4.3.11 局所破壊時の必要耐力に従って、局所破壊時以降の土塊の移動力に対して必要とされるロックボルトおよびロープネットの作用力を算定する。ロープネットの土塊を受け持つイメージは下図のとおりである。



・ロックボルトの極限耐力の算定

局所破壊時のロックボルトの引抜き力を次式に示す。

$$T_{RB} = \frac{W}{2} \cdot \left(-\cos\theta + k \lambda_{\overline{B}\overline{B}} \cdot \sin\theta + \sin\theta \cdot \frac{\hbar}{B} + k \lambda_{\overline{B}\overline{B}} \cdot \cos\theta \cdot \frac{\hbar}{B} \right) \quad \cdot \quad \cdot \quad \cdot \quad \overrightarrow{\mathfrak{R}} \, 4.3.16$$
$$= 8.3 \, \mathrm{kN}$$

ここで、

なお、これらのデータは、RR 併用工法設計システムで計算される。

・ロープネットの極限耐力の算定

ロープネット張力の算出は、落石対策工便覧⁷⁰に基づき次式により算定する。局所破壊時の土 塊ブロックの荷重をロープネットが受けるものとする。ここでは、ネット構造の場合を想定し た計算例を示す。

$$T_{RN} = \frac{w \cdot l}{2} \sqrt{1 + \left(\frac{l}{4f}\right)^2} \cdot \frac{1}{n}$$

= 1.40 kN

 T_{RN} :ロープネット張力(kN/本)

- *1* : ロックボルト間隔 2.0(m)
- w :局所破壊時に横ロープネットにかかる単位幅荷重(kN/m)(=T_{RB}/)
- f : たわみ量(m) ロックボルトの 10%と仮定
- n : 土塊ブロック(4m²)内のネット枚数(枚)(=8 枚)

なお、これらのデータは、RR 併用工法設計システムで計算される。

【設計・施工指針(案)の該当箇所】

4.3.11 局所破壊時の必要耐力

⁷⁶)公益社団法人日本道路協会: 落石対策便覧,p.134,2017.

4.3.12 判定基準に従い、地震時における対策工の適用判定を行う。表 48 に判定基準を示す。単 層構造の場合は、表中赤枠で囲んだ基準を全て満たす必要がある。

表 48 地震時設計における対策工の適用判定基準(単層構造の場合)

判定項目		判定基準		
地般の亦形具	単層構造の場合	対策斜面の地震時におけるせん断ひずみは5%以内でなければならない。		
地盤の変形重	二層構造の場合	対策斜面の地震時におけるすべりひずみが10%以内であり、かつ地震時のせん断ひずみ が5%以内でなければならない。		
ロックボルトの引抜き抵抗力		局所破壊時のロックボルトの引抜き力は、引き抜き抵抗力以下でなければならない。		
ロープネットの破断強度		ロープネットは、局所破壊時の土塊重量を考慮した荷重に耐えなければならない。そ の安全率は、ロープネットに作用する荷重に対しいて2.0以上とする。		

<地盤の変形量>

本計算例で対象とした斜面の潜在崩土層厚は 1.31m であるため(**⑩地震時の対策工の配置計画策** 定参照)、その 5%のせん断変形量は、次式から 65 mmとなる。

 $0.05 h = 0.05 \times 1.31 = 0.065(m) = 65(mm)$

ここで、h:潜在崩土層厚(m)

これに対し、想定地震時のせん断変形量は**①の手順**から 26 mmとなる。したがって、26mm< 65mm となり、地盤のせん断変形量は判定基準を満たす。

以上の結果から、対策工を施工した際の地震時の地盤の変形量は判定基準を満たす。

<ロックボルトの引抜き抵抗力>

ロックボルトの引抜き抵抗力は、切土補強土の考え方⁷⁷⁾に準拠し、次の 2 つの中で小さい方を採 用する。

・不動地山(基盤)から受ける引抜き抵抗力

・ロックボルトの許容引張力

不動地山(基盤)から受ける引抜き抵抗力

⁷⁷⁾東日本高速道路株式会社・中日本高速道路株式会社・西日本高速道路株式会社:切土補強土工法設計・施工指針,2007.

ここで、

- *ta* : 許容付着力(kN/m)
- tpa : 地山と注入材の許容付着力(kN/m²)
- τ_p:地山と注入材の周面摩擦抵抗(kN/m²)
- *D* :削孔径(m)
- Fsa : 周面摩擦抵抗の安全率(局所破壊時 1.5)
- τ ca: ロックボルトと注入材の許容付着力(kN/m)
- τ。:ロックボルトと注入材の許容付着応力(kN/m²)
- d : ロックボルト径(m)
- L2 : 不動地山の有効定着長(m)

ロックボルトの許容引張力

$T_{sa} = \sigma_{sa} \cdot A_s$	・・・式 4.3.20
=300000×0.000353	
<i>=105.90</i> kN/本	
σ _{sa} :ロックボルトの許容引張応力度(kN/m ²)	
<i>As</i> : ロックボルトの断面積(m ²)	

 $T = min[T_{2pa}, T_{sa}]$ (kN/本)
 ••••式 4.3.19

 = min[33.39, 105.90]

 = 33.39 kN/本

以上の計算から、ロックボルトの引抜き抵抗力は、33.4(kN)となった。

これに対し、ロックボルトの極限耐力は(**③の手順**から 8.3kN となる。したがって、8.3kN < 33.4kN となり、ロックボルトの引抜き抵抗力は判定基準を満たす。

<ロープネットの破断強度>

ロープネットは、局所破壊時の土塊重量を考慮した荷重に耐えなければならない。その安全率は ロープネットに作用する荷重に対して 2.0 以上とする。

本設計例では、ネットのジョイント部の破断強度が 30.0kN の材料を使用している。ネットの極限耐力は、**③の手順**から 1.40kN となっていることから、次式によりロープネットの安全率は 21.42 となり、ロープネットの破断強度は判定基準を満たす。

$$Fs_{-RN} = \frac{T_{RNa}}{T_{RN}} = \frac{30.0}{1.92} = 15.6 > 2.0 \qquad F_{S \cdot RN} = 30.0/1.04 = 21.42 > 2.0 \qquad T_{RN} = \frac{w \cdot l}{2} \sqrt{1 + \left(\frac{l}{4f}\right)^2} \cdot \frac{1}{n}$$

・・・式 4.3.17

 $\sub{\circ}$, $F_{S-RN} = \frac{T_{RNa}}{T_{RN}} = \frac{30.0}{1.4} \ge 2.0$

Fs-RN :安全率

T_{RNa} : ロープネットの破断強度(kN)、

 T_{RN} :土塊重量を考慮したロープネット張力(kN)

以上の結果から、想定地震を対象として設計した対策工は判定基準を全て満足するため、本斜面 に適用することが可能と判断できる。

【設計・施工指針(案)の該当箇所】

4.3.12 判定基準

添付資料-19 設計例(二層構造)

1. 概要

当資料は、実際設計を行う際の参考として二層構造における常時設計、地震時設計(4.設計参照)の例を示したものである。

2. 二層構造の設計例

2.1 常時の設計

図 118 に設計指針(案)の二層構造の常時設計の流れを示す。本設計例の対象は、安志地区 L1 測線 とした二層構造の地層における常時設計の計算例を以下に示す。なお、図 118 にある①、②などは、 次ページ以降で説明する①、②などと対応しており、本設計例の中にある式番号は、設計・施工指 針(案)の本文の式番号と対応している。



①地盤定数の設定、危険箇所の特定

地盤定数は、現地調査結果ならびに逆算法で求める方法などにより総合的に検討し決定する。 本設計例では、当該斜面の調査結果から地盤定数(添付資料-4,p.4-4 参照)を設定したが、4.2.3 安 全率 1.0 となる地盤定数(粘着力)に記述しているように降雨時の強度低下を考慮して逆算法によっ て設定した。この場合、地盤定数の設定と危険箇所の特定は多平面安定解析による繰り返し計算に よって求める。繰り返し計算の手順を図 119 に示す。



多平面安定解析を用いて実施した結果、表 49 に示す地盤定数と危険箇所(図 120: No.37~ No.45 ブロック)が得られた。

このとき、

①**の手順**で求めた地盤定数

を使用する。

寿	49	地般定数の設定例	(堂時)
1 X	40	地金足数外队足的	(田町

項目	単 位	数 値	備考
単位体積重量 γ	kN/m ³	15.2	室内試験結果(添付資料−4 、表7 参照)
内部摩擦角 ϕ	度	30	室内試験結果(添付資料−4 、表7 参照)
粘着力 c	kN/m ²	17.6	室内試驗結果(添付資料-4、 表7 参照)
粘着力 c	kN/m ²	2.47	逆算法による



【設計・施工指針(案)の該当箇所】 4.2.1 地盤定数の設定(常時) 4.2.2 危険箇所の特定(常時) 4.2.3 安全率 1.0 となる地盤定数(粘着力)

②常時の必要抑止力

常時の必要抑止力(計画安全率を満たす必要抑止力)は、4.2.4 計画安全率を満たす必要抑止力に 従って実施する。なお本設計例では、危険箇所の特定に多平面安定解析を用いているため、従来か ら用いられている簡便法により算定する。その際、添付資料-10 に従い多平面安定解析で得られたす べり面形状を、上部を円弧形状とした複合すべりのすべり面形状(図 121)に置き換える。また、 地盤定数は①で得られた値を用いる。

簡便法による現状安全率が 1.0 を下回る場合は、添付資料-10 図 33 の手順で地盤定数を見直し、 現状安全率が 1.0 となる必要抑止力を算定する。その際、見直した地盤定数を使った多平面安定解析 の結果と当初の多平面安定解析の結果とで危険箇所が異ならないことを確認する必要がある。

本設計例では、①の手順で得られた地盤定数を用いた簡便法による現状安全率が 1.0 以下となったため、簡便法による安全率が 1.0 となる粘着力を逆算し多平面安定解析と同様の 2.47kN/m² を得た。

簡便法で求めた常時の必要抑止力は 21.2kN/m となった(表 50、式 4.2.10 参照)。



図 121 簡便法の上部すべり面の形状



図 122 簡便法による計算モデル

安	安定計算結果 表 50 必要抑止力の計算結果(ソフト出力例)								
		項目		記号	単位	常時			
計	安全率			Fs	_	1.000			
算結	計画安全率			Fsp	_	1.200			
巢	必要抑止力			Pr	kN/m	21.2			
	すべり抵抗力	1		S	kN/m	105.96			
-	滑動力			Т	kN/m	105.96			
計算	法線力			N	kN/m	122.97			
要素	間隙水圧			U	kN/m	0.00			
	すべり面長			1	m	14.156			
	面積			А	m ²	10.79			

 $P_r = Fsp \cdot \sum T_i - (\sum N_i \cdot \tan \varphi_i + \sum c_i \cdot l_i) \qquad \cdot \cdot \cdot \vec{x} \quad 4.2.10$

 $= 1.20 \cdot 105.96 - (122.97 \cdot tan 30 + 2.47 \cdot 14.156)$

= 21.2kN/m

ここで、

Fsp : 計画安全率(=1.20)

- *Pr* : 必要抑止力(kN/m)
- *Ni* : 分割片の重力による法線力(*N=Wi*·cos *a*_i) (kN/m)
- *Ti* :分割片の重力による接線力(*T=Wi*·sin *a*_i) (kN/m)
- *l*_i : 分割片のすべり面長(m)
- øi:移動土塊の内部摩擦角(°)
- *ci* :移動土塊の粘着力(kN/m²)

【設計・施工指針(案)の該当箇所】

4.2.4 計画安全率を満たす必要抑止力

③対策工の配置計画

常時の危険箇所として特定した範囲に対策工を配置する。対策工の配置計画は、4.2.5 対策工の配 置計画(常時)に従い、ロックボルトの長さを対策範囲の潜在崩土層厚の2倍以上とし、配置間隔は、 2mの千鳥配置とする。ロックボルトは斜面に直角方向に打設することを標準とする。



図 123 常時の危険箇所に対する対策工の配置例

常時の対策範囲の潜在崩土層厚は、常時の危険箇所におけるロックボルト位置での潜在崩土層厚 の平均値を算出し、標準偏差を加えた厚さ(h)とする。対策範囲の潜在崩土層厚の計算例を表 51 に示す。なお、危険箇所の上部にロックボルトを1段追加設置(図 123 中、番号 1)することを標準 とする。これは、土塊が移動した場合にロープネットの引止め効果を期待するからである。

ロックボルト	有効定着長(m)				
No.	移動層 L1 厚さh	不動層 L2			
1		2.400			
2	0.635	1.765			
3	0.978	1.422			
4	1.124	1.276			
5	0.963	1.437			
6	0.823	1.577			
7	0.647	1.753			
8		2.400			
平均值	0.862				
σ	0.179				
平均值+σ	1.040				

表	51	対策範囲	(常時)	の潜在崩土層厚の計算例

 $h = l_{ave} + \sigma$

・・・式 4.2.13

= 0.862 + 0.179

= 1.040m 基準となる潜在崩土層厚は次式を用いて算出する。

ここで、h : 基準となる潜在崩土層厚

lave:すべり面内の潜在崩土層厚の平均値

σ :標準偏差

ロックボルトの長さは、基準となる潜在崩土層厚の 2 倍で、0.5m 括約とする。その際、余長 0.1m を考慮する。

 $L_{BB} = 2 \cdot h \qquad \qquad \cdot \cdot \cdot \pm 4.2.14$

 $= 2 \times 1.04m$

= *2.08*m

ロックボルトの長さ=2.08m+余長0.1m=2.18m=2.5m(0.5m 括約)

ここで、LRB:ロックボルトの長さ

以上の結果から、ロックボルトの配置間隔は 2m 千鳥、ロックボルトの長さは 2.5m(余長含む)、 ロックボルトの打設角度は斜面に直角方向とした。

【設計・施工指針(案)の該当箇所】

4.2.5 対策工の配置計画(常時)

④対策工を考慮した安全率、対策工の適用性の判定

前述の③対策工の配置計画に沿って対策工を配置した場合の安全率を算定し、その安全率(対策 工を考慮した常時の安全率)が計画安全率(=1.2)を満足するかを確認する。計画安全率を下回る 場合には、本工法は適用できないため、他工法を検討することとなる。

本計算例での入力条件を表 52 に、ロックボルトによる抵抗力一覧を表 53 に示す。なお、本ボルトの抵抗力の算定は、添付資料-11 に従って計算する。また、本計算も付属の計算プログラムを使用する。

本計算例では、対策工を考慮した安全率は 1.252 となり、計画安全率(=1.2)を満足するため、 常時の対策工として本対策工が適用できるという判定となる。

表 52 入力条件

項目	単 位	数 値	備考
ロックボルトの許容引張応力度 σ sa	N/mm^2	200	添付資料-12 参照 SD345
ロックボルトと注入材の許容付着応力 τ c	N/mm^2	1.6	添付資料-12 参照 Σck=24 (N/mm ²)
		0.10	添付資料-5参照
極限周面摩擦抵抗值 τp	N/mm ²	0.20	添付資料-12 参照
			基盤部_砂礫N值30
極限周面摩擦抵抗の安全率 Fsa		2.0	添付資料-12 参照
変形許容型のり面工低減係数 μ'		0.7	添付資料-11 参照
ロックボルトの引張力の低減係数 λ		0.7	
ロックボルト径	mm	22	
削孔径	mm	50	

・ロックボルト No.2 の計算

a)ロックボルト1本あたりの許容補強材力の算定

添付資料-11 に示したようにロックボルトの許容補強材力 *T*_{Pa}は、以下の 3 つの中で最も小さいものとする。ここでは、ロックボルト No.2 を例に以下の計算を実施した例を示す。

- ・移動土塊から受ける引抜き抵抗力: T_{1pa}(kN/本)
- ・不動地山から受ける引抜き抵抗力: T2pa(kN/本)
- ・ロックボルトの許容引張力: T_{sa}(kN/本)

 $T_{pa}=min[T_{1pa}, T_{2pa}, T_{sa}]=min[16.623, 27.725, 70.6]=16.623$ (kN/本)

 $T_{2pa}=L_2 \cdot t_a=1.765 \cdot 15.708=27.725$ (kN/本)

 $t_a = min[t_{pa}, \tau_{ca}] = min[15.708, 106.563] = 15.708$ (kN/本)

- ここで、
 - *t*_a : 許容付着力(kN/m)
 - tpa : 地山と注入材の許容付着力(kN/m²)

- τ_p:地山と注入材の周面摩擦抵抗(kN/m²)
- D : 削孔径(m)
- Fsa : 周面摩擦抵抗の安全率
- τ ca: ロックボルトと注入材の許容付着力(kN/m)
- τ_c : ロックボルトと注入材の許容付着応力(kN/m²)
- d : ロックボルト径(m)
- L2 : 不動地山の有効定着長(m)

- μ':変形許容型のり面工低減係数
- *L1*:移動土塊の有効定着長(m)
- $T_{sa} = \sigma_{sa} \cdot A_s = 200000 \cdot 0.000353 = 70.6 \quad (kN/k)$
- ここで、
 - σ_{sa} : ロックボルトの許容引張応力度(kN/m²)

 A_s : ロックボルトの断面積(m^2)



ここで、ロックボルト No.2の挿入長 L=2.40m、L1=0.635m、L2=1.765m

図 124 ロックボルトの引張耐力78)

⁷⁸⁾ 東日本高速道路株式会社・中日本高速道路株式会社・西日本高速道路株式会社:切土補強土工法 設計・施工指針,2007.

b)ロックボルトの設計引張力の算定

Tm = Td/SH = 11.636/2.0 = 5.818 kN/m • • • 式 4. 2. 20

 $Td = \lambda \cdot Tpa = 0.7 \times 16.62316.623 = 11.636$ kN/ \bigstar

ここで、

Td : ロックボルトの設計引張力(kN/本)

λ: ロックボルトの引張り力の低減係数(=0.7)

Tpa : ロックボルトの引張り力(kN/本)

SH : ロックボルトの水平方向打設間隔(m)

c)ロックボルトの引止め力と締め付け力の算定

ロックボルトの引止め力

 $S2 = Tm \cdot cos \beta = 5.818 \cdot cos 100.6 = -1.070$ kN/m $\cdot \cdot \cdot \cdot \exists 4.2.18$

引き止め力がマイナスのため、設計では OkN/m として考慮する。 ここで、

Tm : ロックボルトの設計引張り力(kN/m)

 β : ロックボルトとすべり面のなす角度(°)

ロックボルトの締め付け力

ここで、

Tm : ロックボルトの設計引張り力(kN/m)

β : ロックボルトとすべり面のなす角度(°)

以上の計算をすべてのロックボルトに対して実施した結果、表 53 のように整理できる。表中の S2+S3=2.652+24.097=26.749 kN/m>21.2 kN/m(②の手順で求めた必要抑止力)となり、必要 抑止力を満足する結果となる。

ロックボルト No.	β (°)	T1pa (kN/本)	T2pa (kN/本)	Tsa (kN/本)	Td (kN/本)	Tm (kN/m)	S2 (kN/m)	S3 (kN/m)
2	100.60	16.623	27.725	70.600	11.636	5.818	0.000	3.302
3	95.40	25.603	22.337	70.600	15.636	7.818	0.000	4.494
4	85.94	29.427	20.043	70.600	14.030	7.015	0.497	4.040
5	86.10	25.187	22.588	70.600	15.812	7.906	0.538	4.554
6	86.13	21.547	24. 772	70.600	15.083	7.541	0.509	4.344
7	79.23	16.940	27.536	70.600	11.858	5.929	1.108	3.363
合計							2.652	24.097

表 53 ロックボルトによる抵抗力一覧

・対策工を考慮した安全率の算定

T、S1は、2常時の必要抑止力の手順で用いた数値から、次のようになる。

- $Q = W \cdot \sin \theta = T = 105.96 \qquad \cdot \cdot \cdot \ddagger 4.2.16$
- ここで、

₩:単位幅あたりの移動土塊重量(kN/m)

θ: すべり面の水平方向となす角度(°)

 $S1 = c \cdot l + W \cdot \cos\theta \cdot \tan\phi \qquad \cdot \cdot \cdot \exists 4. 2. 17$

 $= c \cdot l + N \cdot tan\phi = 2.47 \cdot 14.156 + 122.97 \cdot tan = 105.96$

$$Fs = \frac{S1 + S2 + S3}{T} \ge Fsp$$
$$Fs = \frac{S1 + S2 + S3}{Q} \ge Fsp$$

$$=\frac{105.96 + 2.652 + 24.097}{105.96} = 1.252 \ge 1.20 \qquad 0.K$$

ここで、

- Fs :対策工を考慮した安全率
- T : すべり力(kN/m)
- *S1* : 土塊のすべり抵抗力(kN/m)
- S2 : ロックボルトの引止め力(kN/m)
- S3 : ロックボルトの締め付け力(kN/m)
- Fsp :計画安全率

【設計・施工指針(案)の該当箇所】

4.2.6 対策工を考慮した安全率

4.2.7 対策工の適用性の判定

2. 2 地震時設計(二層構造の例)

図 125 に設計指針(案)の二層構造の地震時設計の流れを示す。検討対象は、常時設計例と同様の安 志地区 L1 測線としている。二層構造の地層における地震時設計の計算例を以下に示す。なお、図 125 中にある⑤、⑥などは、次ページ以降で説明する⑤、⑥などと対応しており、常時設計から継続した 番号である。また本設計例の中にある式番号は、設計・施工指針(案)の本文の式番号と対応している。



⑤想定地震とその規模および対象地区から活断層までの距離

兵庫県の地域防災計画で想定されている活断層とその想定規模を調べる。その結果、対象地区付近 には山崎断層が近接しており、想定規模は M(マグニチュード) 8.0⁷⁹⁾ となる。次に、対象地区から活断 層までの距離を算定する。算定には、J-SHIS 地震ハザードステーション⁸⁰⁾を用いた。その結果、対象 地区から活断層(山崎断層)までの距離が 0.5km となる。



図 126 対象地区から活断層までの距離の例⁸⁰⁾

【設計・施工指針(案)の該当箇所】

4.3.1 対象地区から活断層までの距離

4.3.3 想定地震とその規模の調査

⑥地震時設計の必要性判断

対象地区は、活断層までの距離が 0.5km であり、活断層までの距離が 15km 以内となるため、地 震時設計の適用対象となる。

【設計・施工指針(案)の該当箇所】

4.3.2 地震時設計の必要性判定

⁷⁹⁾ 地震調查推進本部 web:

<u>https://www.jishin.go.jp/regional_seismicity/rs_katsudanso/f079_rokko_awaji/</u> (2021.3 閲覧) ⁸⁰) 防災科学技術研究所 web:<u>https://www.j-shis.bosai.go.jp/map/</u>(2021.3 閲覧).

⑦最大水平震度の算定

兵庫県地域防災計画(地震災害対策計画)では、山崎断層帯を震源とする山崎断層帯地震として 規模 *M*(マグニチュード)8.0の地震が想定されている。この地震の規模は、気象庁マグニチュード (*M*_i)であるため、式4.3.2を使ってモーメントマグニチュード(*M*_w)へ変換する。

 $M_W = 0.78M_i + 1.08$ • • • 式 4.3.2

 $= 0.78 \times 8.0 + 1.08$

= 7.32

したがって、*Mw=7.32*となる。

この地震の規模(7.32)と、前述の断層からの距離(0.5km)から、Joyner&Booreの距離減衰式 (式 4.3.2)により、最大水平加速度(A)を算出する。

 $log A = -1.02 + 0.249 M_W - log r - 0.00255 r \cdot \cdot \cdot \cdot \ddagger 4.3.1$ $r = (D^2 + 7.3^2)^{1/2}$ $= -1.02 + 0.249 M_W - log (D^2 + 7.3^2)^{1/2} - 0.00255 (D^2 + 7.3^2)^{1/2}$ $= -1.02 + 0.249 \times 7.32 - log (0.5^2 + 7.3^2)^{1/2} - 0.00255 (0.5^2 + 7.3^2)^{1/2}$ = -0.079

ここで、 $A: 最大水平加速度(G)、<math>M_w: モーメントマグニチュード、D: 断層からの距離(km)$ したがって、

 $A = 10^{-0.079} = 0.83$

ここから、最大水平加速度は 0.83 (G) となる。

次に、求めた最大水平加速度(A)を 0.65 倍し、設計水平震度を算定すると、次式のように設計 震度は 0.54 となる。

 $k/2 = 0.65A = 0.65 \times 0.83 = 0.54$

この設計水平震度は、**⑨地震時の危険箇所の特定と⑩地震時の変形量**で使用する。

【設計・施工指針(案)の該当箇所】 4.3.4 設計水平震度の設定

⑧地盤定数の設定

地盤定数は、常時設計の手順①で設定した地盤定数と室内試験結果から得られた初期せん断弾性 係数を用いる(表 54)。せん断弾性係数のひずみ依存性は、振動三軸試験試験結果の近似曲線(図 127のフィット曲線)を用いる。

項目	単 位	数 値	備考
単位体積重量 γ	kN/m ³	15.2	
内部摩擦角 φ	度	30	① 地盤定数の設定、危険箇所の特定 参照
粘着力 c	kN/m ²	2.47	
初期せん断弾性係数 Go	kN/m ²	22,300	室内試験結果(添付資料-4、表7 参照)

表 54 地盤定数の設定例(地震時)





【設計・施工指針(案)の該当箇所】

4.3.5 地盤定数の設定(地震時)

⑨地震時の危険箇所の特定

地形効果震度法を考慮した多平面安定解析を用いて地震時の危険箇所を特定する。多平面安定解 析はRR併用工法設計システムを使用する。

このとき、

⑦の手順で求めた設計水平震度

⑧の手順で求めた地盤定数

を使用する。本設計例での多平面安定解析のブロック分けと危険箇所 (No.6~No.31)を図 128 に示す。



図 128 多平面安定解析のブロック分けと地震時の危険箇所

【設計・施工指針(案)の該当箇所】4.3.6 危険箇所の特定(地震時)

地震時の危険箇所として特定した範囲に対策工を配置する。対策工の配置計画は、4.3.7 対策工の 配置計画(地震時)に従い、ロックボルトの長さを対策範囲の潜在崩土層厚の 2 倍以上とし、配置間 隔は、2m の千鳥配置とする。ロックボルトは斜面に直角方向に打設することを標準とする。



図 129 地震時の危険箇所に対する対策工の配置例

地震時の対策箇所の潜在崩土層厚は、地震時の危険箇所におけるロックボルト位置での潜在崩土 層厚の平均値を算出し、標準偏差を加えた厚さ(h)とする。対策範囲の潜在崩土層厚の計算例を表 55 に示す。ロックボルトは、危険箇所の最下端から斜面上部に向けて配置し、危険箇所の上部にロ ックボルトを1 段追加設置(図 129 中、番号 1)することを標準とする。これは、土塊が移動した 場合にロープネットの引止め効果を期待するからである。

ロックボルト	有効定着	昏長 (m)	ロックボルト	有効定着長(m)		
No.	移動層 L1 厚さh	不動層 L2	No.	移動層 L1 厚さh	不動層 L2	
1		1.900	13	0.778	1.122	
2		1.900	14	0.914	0.986	
3	1.009	0.891	15	1.088	0.812	
4	1.031	0.869	16	0.921	0.979	
5	0.912	0.988	17	0.721	1.179	
6	0.740	1.160	18	0.827	1.073	
7	0.633	1.267	19	0.794	1.106	
8	0.704	1.196	20	0.644	1.256	
9	0.864	1.036	21	0.702	1.198	
10	0.878	1.022	22	0.638	1.262	
11	0.767	1.133	23		1.900	
12	0.726	1.174				
	平均	0.815				
σ				0. 131		
平均值+σ				0. 946		

表 55 対策範囲(地震時)の潜在崩土層厚の計算例

 $h = l_{ave} + \sigma$

・・・式 4.2.13

= 0.815 + 0.131 = 0.962m

= 0.946m

基準となる潜在崩土層厚は次式を用いて算出する。

ここで、h : 基準となる潜在崩土層厚

lave : すべり面内の潜在崩土層厚の平均値

σ :標準偏差

ロックボルトの長さは、基準となる潜在崩土層厚の 2 倍で、0.5m ラウンドする。その際、余長 0.1m を考慮する。

 $L_{RB} = 2 \cdot \hbar \qquad \qquad \cdot \cdot \cdot \vec{x} \ 4.2.14$

 $= 2 \times 0.946m = 1.892m$

ロックボルトの長さ=1.892+余長 0.1m=1.992m=2.0m(0.5m ラウンド)

ここで、*LRB*: ロックボルトの長さ

以上の結果から、ロックボルトの配置間隔は 2m 千鳥、ロックボルトの長さは 2.5m(余長含む)、 ロックボルトの打設角度は斜面に直角方向とした。

【設計・施工指針(案)の該当箇所】

4.3.7 対策工の配置計画(地震時)

⑪地層構造の判定(Nc値プロファイルとの比較)

本設計例の側線における Nc 値プロファイル(添付資料-6 参照)の割合を図 130 に示す。この結果から C 型が A,B 型よりも比較的多いため、二層構造と判定する。なお、本設計例には、D 型というプロファイルが含まれているが、D型は深度分布が複雑で地層構造の判断が困難であるため、すべりひずみとせん断ひずみの両基準を適用する二層構造として取り扱うこととした。このため、プロファイル上は、便宜的にC型として取り扱う。



図 130 Nc 値プロファイルの割合

Nc プロファイルと地層構造との関係は、次のように考える。 単層構造:深度方向に Nc 値が漸移的に増加する地盤(主にA型、B型) 二層構造:任意の深度において Nc 値が急増する地盤(主にC型)



【設計・施工指針(案)の該当箇所】

4.3.8 地層構造の判定

⁸¹⁾ 奥西一夫・飯田智之:愛知県小原村周辺の山崩れについて(1)-斜面形、土層構造と山崩れについて-,京都大学防災研究所年報,第21号,B-1、pp.297-311,1978.

12地震時の変形量

二層構造の場合における地震時の変形量は、4.3.10 地震時の変形量(二層構造)に従って、以下の 2 種類の変形量を算定する。

・すべり変形量

・せん断変形量

<すべり変形量の算定>

すべり変形量は、すべり変形算出法により相対安全率を用いて算定する(**添付資料-17**参照)。この "すべり変形量"とは、対策工を施工した場合の地震時の地盤の滑動による変形量を意味する。

相対安全率は、多平面安定解析により求める(多平面安定解析は付属の計算プログラムを使用する)。その際、対策工の効果を見かけの粘着力に置き換え、すべり面の粘着力に考慮する。見かけの 粘着力は次の手順で計算する。

対策工の効果は、補強材力の考え方(添付資料-11 参照)を基にロックボルトによる抵抗力(引止 め効果+締め付け効果)として計算し、見かけの粘着力に置き換える。本計算例での入力条件を表 56、ロックボルトによる抵抗力一覧を表 57 に示す。なお、本ボルトの抵抗力の算定は、添付資料-11 に従って計算する。計算の詳細な手順は、④の手順と同様であるため、ここでは詳細な記述をし ていない。

項目	単 位	数 値	備考
ロックボルトの許容引張応力度 σ sa	N/mm^2	200	添付資料−12 参照
ロックボルトと注入材の許容付着応力 τ c	N/mm^2	1.6	添付資料-12 参照 Σck=24(N/mm ²)
	N/mm ²	0.10	添付資料−5 参照
極限周面摩擦抵抗值 τp		0.20	添付資料−12 参照
			基盤部_砂礫N值30
極限周面摩擦抵抗の安全率 Fsa		2.0	添付資料−12 参照
変形許容型のり面工低減係数 μ'		0.7	添付資料−11 参照
ロックボルトの引張力の低減係数 λ		0.7	
ロックボルト径	mm	22	SD345
削孔径	mm	50	

表 56 入力条件

ロックボルト No.	β (°)	T1pa (kN/本)	T2pa (kN/本)	Tsa (kN/本)	Td (kN/本)	Tm (kN/m)	S2 (kN/m)	S3 (kN/m)
2			30.934	105.900				
3	96.22	35.220	18.661	105.900	13.063	6.531	0.000	3.748
4	87.71	36.023	18.179	105.900	12.725	6.362	0.254	3.670
5	84.18	31.800	20.714	105.900	14.500	7.250	0.735	4.164
6	85.93	25.830	24.295	105.900	17.007	8.503	0.604	4.897
7	88.11	22.097	26.536	105.900	15.468	7.734	0.255	4.463
9	90.71	30.123	21.719	105.900	15.203	7.601	0.000	4.388
10	89.68	30.647	21.405	105.900	14.984	7.492	0.042	4.325
11	87.39	26.773	23.730	105.900	16.611	8.305	0.378	4.790
12	91.46	25.343	24.588	105.900	17.212	8.606	0.000	4.967
13	91.55	27.157	23.499	105.900	16.449	8.224	0.000	4.746
14	97.12	31.903	20.651	105.900	14.456	7.228	0.000	4.141
15	92.64	37.980	17.007	105.900	11.905	5.952	0.000	3. 433
16	78.95	32.150	20.504	105.900	14.353	7.176	1.375	4.066
17	86.89	25.167	24.693	105.900	17.285	8.642	0.469	4.982
18	90.98	28.833	22.494	105.900	15.746	7.873	0.000	4.545
19	84.38	27.717	23.164	105.900	16.215	8.107	0.794	4.658
20	87.54	22.480	26.306	105.900	15.736	7.868	0.338	4.538
21	92.56	24.503	25.091	105.900	17.152	8.576	0.000	4.946
22	79.400	22.270	26.431	105.900	15.589	7.794	1.434	4. 423
23		123. 430		105.900				
合計							6.678	88.846

表 57 ロックボルトによる抵抗力一覧

引止め効果 : *S2=6.678* kN/m 締め付け効果 : *S3=88.846* kN/m ロックボルトによる抵抗力 : *S2+S3=95.524* kN/m

すべり面延長(1)は、対策工を施工した範囲の斜面方向の長さとする(図 132)。表 58 に示すように集計を行うと、1=41.504mとなる。



ゴロックハ	ブロック幅	すべり面傾斜角	すべり面延長
$\mathcal{I} \sqcup \mathcal{I} \mathcal{I} \mathcal{I}$ No.	(m)	α (度)	1 (m)
6	2.000	37.524	2.522
7	2.323	33.968	2.801
8	1.418	35.488	1.742
9	1.134	37.654	1.432
10	0.965	41.072	1.280
11	0.903	46.423	1.310
12	1.018	46.480	1.478
13	1.411	37.940	1.789
14	1.486	36.185	1.841
15	1.242	38.502	1.587
16	1.132	38.518	1.447
17	1.212	38.090	1.540
18	1.276	38.218	1.624
19	1.480	44.648	2.080
20	1.400	40.630	1.845
21	1.509	28.023	1.709
22	1.211	37.701	1.531
23	1.084	45.132	1.537
24	1.254	41.947	1.686
25	1.286	35.609	1.582
26	1.061	37.834	1.343
27	0.972	42.861	1.326
28	1.223	42.863	1.669
29	1.163	30.094	1.344
30	0.784	30.129	0.906
31	0.553	2.175	0.553
合計	32.500		41. 504

表 58 すべり面延長

対策工の見かけの粘着力は、すべり面延長の単位長さ当りのロックボルトによる抵抗力として、 次式のように計算する。

 $\Delta c = \frac{(S2+S3)}{l} = \frac{(5.960+81.764)}{41.974}$

$=\frac{(6.678+88.846)}{41.504}=2.302kN/m^2$

対策工の効果を考慮したすべり面の粘着力は、次式のように、**⑧の手順**で設定した地盤の粘着力 (2.47 kN/m²)に対策工による見かけの粘着力(2.302kN/m²)を加えた値とする。

対策工の効果を考慮したすべり面の粘着力 c+ /c=2.47+2.302=4.772 kN/m²
さらに、⑦の手順で算定した設計水平震度(0.54)を考慮して多平面安定解析により安全率(=相対 安全率)を求める。その結果として得られる相対安全率は、0.358となる。



図 133 相対安全率とすべりひずみの関係

次に、相対安全率から次式によりすべりひずみ(滑動量を潜在崩土層厚で除して無次元化した 値)を算定する。

 $\gamma_s = 0.016 F_{sr}^{-1.7}$ · · · 式 4.3.6

この結果、すべりひずみ量としては、0.092 という値が得られる。当該斜面での潜在崩土層厚の平均値は 0.946(m) であるため、すべり変形量は次式から 87(mm) となる。

 $0.946(m) \times 0.092 = 0.087(m) = 87$ (mm)

<せん断変形量の算定>

せん断変形量の算定は、単層構造の場合と同様に、直接変形算出法により算定する。この"せん 断変形量"とは、対策工を施工した場合の地震時における地盤のせん断による変形量を意味する。

直接変形算出法(添付資料-16)は、付属の計算プログラムを使って計算する。すべり面勾配は、図 132 に示す危険箇所の下端ブロックと上端ブロックのすべり面平均勾配とする。

本計算例では、表 59 に示す入力条件を使用した。その結果、想定地震動におけるせん断変形量は 11 mmとなった(図 134)。

項目	単位	数值	備考						
潜在崩土層厚	m	0.946	11地震時の対策工の配置計画策定 参照						
すべり面勾配	度	38.497	危険箇所の平均勾配(図 132 参照)						
単位体積重量 γ _t	kN/m ³	15.2							
土のせん断弾性係数	kN/m ²	22,300	①地盤と数の設と一参照						
ロックボルトの配置間隔	m	2.0	1 101 地震時の対策工の配置計画策定 参照						
ブロックの奥行き	m	2.0							
土の内部摩擦角	度	30	① 地盤定数の設定 参照						
ロックボルトのヤング係数	kN/m ²	$2.0 imes10^8$							
ロックボルト呼び径	-	D22							
最大ロープネット張力	kN	2.39	定数值						
設計水平震度 kh	_	0.54	⑦最大水平震度の算定 参照						

表 59 入力条件



図 134 直接変形算出法による地震時のせん断変形量の算定(プログラム出力結果)

以上の計算により、当該斜面の地震時の変形量は次のようになる。この値は、地震時における対 策工の適用性の判定に用いる(**④対策工の適用判定**参照**)**。

すべり変形量 : 87 mmせん断変形量 : 11 mm

【設計・施工指針(案)の該当箇所】

- 4.3.9 地震時の変形量(単層構造)
- 4.3.10 地震時の変形量(二層構造)

13局所破壊時の必要耐力の算定

4.3.11 局所破壊時の必要耐力に従って、局所破壊時以降の土塊の移動力に対して必要とされるロックボルトおよびロープネットの作用力を算定する。ロープネットの土塊を受け持つイメージは下図のとおりである。



図 135 計算の概念図(土塊を受け持つワイヤーロープのイメージ)

・ロックボルトの極限耐力の算定

局所破壊時のロックボルトの引抜き力を次式に示す。

$$T_{RB} = \frac{W}{2} \cdot \left(-\cos\theta + k\hbar_{\overline{B}\overline{M}} \cdot \sin\theta + \sin\theta \cdot \frac{\hbar}{B} + k\hbar_{\overline{B}\overline{M}} \cdot \cos\theta \cdot \frac{\hbar}{B} \right) \qquad \cdot \cdot \cdot \vec{x} \, 4.3.16$$

= 6.1 kN

ここで、

 TRB
 : ロックボルトの引抜き力(kN)

 kh_{局所}
 : 直接変形算出法の局所破壊時の水平震度

 W
 : ブロックの重量(γt·B·L·h)(kN)

 h
 : 潜在崩土層厚(m)

 B,L
 : ロックボルトの間隔 2.0(m)

 θ
 : すべり面傾斜角(°)

なお、これらのデータは、RR 併用工法設計システムで計算される。

・ロープネットの極限耐力の算定

ロープネット張力の算出は、落石対策工便覧⁸²⁾に基づき次式により算定する。局所破壊時の土塊ブロ ックの荷重をロープネットが受けるものとする。ここでは、ワイヤー構造の場合を想定した計算例を 示す。

$$T_{RN} = \frac{w \cdot l}{2} \sqrt{1 + \left(\frac{l}{4f}\right)^2} \cdot \frac{1}{n} \qquad \cdots \neq 4.3.17$$
$$= 2.05 \text{ kN}$$

ここで、

T_{RN}: ロープネット張力(kN/本)

1 : ロックボルト間隔 2.0(m)

w :局所破壊時に横ワイヤーロープにかかる単位幅荷重(kN/m)(=T_{RB}/l)

f : たわみ量(m) ロックボルト間隔の 10%と仮定

n : 土塊ブロック(4m²)内の横ワイヤーロープ本数(本)(=4本)

なお、これらのデータは、RR 併用工法設計システムで計算される。

【設計・施工指針(案)の該当箇所】

4.3.11 局所破壊時の必要耐力

⁸²)社団法人日本道路協会: 落石対策便覧,p.134,2017.

⑭判定基準(地震時)

4.3.12 判定基準に従い、地震時における対策工の適用判定を行う。表 60 に判定基準を示す。二 層構造の場合は、表中赤枠で囲んだ基準を全て満たす必要がある。

表 60 地震時設計における対策工の適用判定基準(二層構造の場合)

判定	こ 項 目	判定基準								
ᆘᅄᇰᆂᅗᇊ	単層構造の場合	対策斜面の地震時におけるせん断ひずみは、5%以内でなければならない。								
地盤の変形量	二層構造の場合	対策斜面の地震時におけるすべりひずみが10%以内であり、かつ、せん断ひずみが5% 以内でなければならない								
ロックボルトの引	抜き抵抗力	局所破壊時のロックボルトの引抜き力は、引抜き抵抗力以下でなければならない。								
ロープネットの破	皮断 強度	ロープネットは、局所破壊時の土塊重量を考慮した荷重に耐えなければならない。 その安全率はロープネットに作用する荷重に対して2.0以上とする。								

く地盤の変形量>

本計算例で対象とした斜面の潜在崩土層厚は 0.946m であるため(**⑩地震時の対策工の配置計画** 策定参照)、その 10%の滑動量は、次式から 94.6 mmとなる。

 $0.10h = 0.10 \times 0.962 = 0.0962(m) = 96(mm)10\% \times h = 0.10 \times 0.946 = 0.946m = 94.6mm$

ここで、h:潜在崩土層厚(m)

これに対し、想定地震時のすべり変形量は20の手順から 87 mmとなる。したがって、87 mm<94 mm となり、地盤のすべり変形量は判定基準を満たす。

また、潜在崩土層厚 0.946m に対する 5%のせん断変形量は、次式から 47 mmとなる。

 $5\% \times h = 0.05 \times 0.962 = 0.0481(m) = 48(mm)5\% \times h = 0.05 \times 0.946 = 0.047m = 47mm$

ここで、h:潜在崩土層厚(m)

これに対し、想定地震時のせん断変形量は⑫の手順から 11 mmとなる。したがって、11mm< 47mm となり、地盤のせん断変形量は判定基準を満たす。

以上の結果から、対策工を施工した際の地震時の地盤の変形量は判定基準を満たす。

<ロックボルトの引抜き抵抗力>

ロックボルトの引抜き抵抗力は、切土補強土の考え方⁸³⁾に準拠し、次の 2 つの中で小さい方を採 用する。

・不動地山(基盤)から受ける引抜き抵抗力

・ロックボルトの許容引張力

⁸³)東日本高速道路株式会社・中日本高速道路株式会社・西日本高速道路株式会社:切土補強土工法設計・施工指針,2007.

不動地山(基盤)から受ける引抜き抵抗力

 $t_{pa} = (\tau_{p} \cdot \pi \cdot D)/F_{sa}$ = $(200 \times \pi \times 0.05)/1.5=20.9$ kN/m $\tau_{ca} = \tau_{c} \cdot \pi \cdot d$ = $1600 \times \pi \times 0.0212=105.5$ kN/m $t_{a} = min[t_{pa}, \tau_{ca}] = min[20.9, 105.5]=20.9$ kN/m $T_{2pa} = L_{2} \cdot t_{a} = 0.954 \times 20.9$ = 19.9 kN/本

ここで、

- *t_a*:許容付着力(kN/m)
- tpa:地山と注入材の許容付着力(kN/m²)
- τ_p:地山と注入材の周面摩擦抵抗(kN/m²)
- D :削孔径(m)
- Fsa: 周面摩擦抵抗の安全率(局所破壊時1.5)
- τ_{ca} : ロックボルトと注入材の許容付着力(kN/m)
- $\tau_c: ロックボルトと注入材の許容付着応力(kN/m²)$
- d : ロックボルト径(m)
- *L*₂:不動地山の有効定着長(m)
- ロックボルトの許容引張力

$$T_{sa} = \sigma_{sa} \cdot A_s$$
 ・・・・式 4.3.20
= 300000×0.000353
=105.9 kN/本
 σ_{sa} : ロックボルトの許容引張応力度(kN/m²)

 A_s : ロックボルトの断面積(m^2)

 $T = min[T_{2pa}, T_{sa}]$ (kN/本)
 ••••式 4.3.19

 = min[19.9, 105.9]

 = 19.9 kN/本

以上の計算から、ロックボルトの引抜き抵抗力は、19.9(kN)となった。

これに対し、ロックボルトの極限耐力は**③の手順**から 6.1kN となる。したがって、6.1kN < 19.9kN となり、ロックボルトの引抜き抵抗力は判定基準を満たす。

<ロープネットの破断強度>

ロープネットは、局所破壊時の土塊重量を考慮した荷重に耐えなければならない。その安全率は ロープネットに作用する荷重に対して 2.0 以上とする。

本設計例では、ワイヤーロープの破断強度が 64.4kN (公称径 o 10) であり、ロープネットの極

限耐力は、(**③の手順**から 2.05kN となっている。したがって、次式によりロープネットの安全率は 31.41 となり、ロープネットの破断強度は判定基準を満たす。

$$Fs_{-RN} = \frac{T_{RNa}}{T_{RN}} = \frac{64.4}{2.85} = 22.57 > 2.0 \qquad F_{S-RN} = 64.4/2.05 = 31.41 > 2.0 \qquad \cdot \cdot \cdot \vec{x}$$

4.3.21

- ここで、
 - Fs-RN :安全率、
 - TRNa : ロープネットの破断強度(kN)、
 - TRN : 土塊重量を考慮したロープネット張力(kN)

以上の結果から、想定地震を対象として設計した対策工は判定基準を全て満足するため、本斜面 に適用することが可能と判断できる。

【設計・施工指針(案)の該当箇所】

4.3.12 判定基準

添付資料-20 補助工法の採択に関しての直下の考え方について

1. 概要

当資料は、4.3.13 補助工法の設定に関して、直下の取り方について「土砂災害防止対策の推進に関 する法律施行令」の土砂災害警戒区域の設定を参考に斜面下端から 15m 以内に保全対象があれば、直 下と解釈した。

直下の設定

2.1 土砂災害警戒区域の設定

「土砂災害防止対策の推進に関する法律施行令」の土砂災害警戒区域の設定を参考として、崩壊 した土砂が堆積または移動に伴い建築物に作用すると想定される荷重を基準に設定した。

式(1)と式(6)から建築物に作用する力を想定し、著しい危害のおそれがある土地の区域に相当する 斜面下端からの距離を求めた。建物の耐力は、式(7)により算定される。なお、式(1)~(7)までの詳細 については、国土交通省告示第 332 号を参照されたい。

(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

$$F_{sm} = \rho_{m}g_{hsm} \left[\left\{ \frac{b_{u}}{a} (1 - \exp(-2a H \measuredangle h_{sm} \sin \theta_{u})) \cos^{2}(\theta_{u} - \theta_{d}) \right\} \qquad \vec{x}(1)$$

$$exp(-2a X \measuredangle h_{sm}) + \frac{b_{d}}{a} (1 - \exp(-2a X \measuredangle h_{sm})) \right]$$

$$b_{u} = \cos \theta_{u} \left\{ \tan \theta_{u} - \frac{(\sigma - 1)c}{(\sigma - 1)c + 1} \tan \phi \right\} \qquad \vec{x}(2)$$

$$b_{d} = \cos \theta_{d} \left\{ \tan \theta_{d} - \frac{(\sigma - 1)c}{(\sigma - 1)c + 1} \tan \phi \right\}$$

$$\vec{x}(5)$$

(2) 急傾斜地の崩壊に伴う土石の堆積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

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

(3) 通常の建築物が急傾斜地の崩壊に伴う土石等の移動に対して住民等の生命または身体に著しい 危害を生ずるおそれのある損壊を生ずることなく堪えることのできる力の大きさ

$$P_{1} = \frac{35.3}{H_{1} (5.6 - H_{1})}$$

$$\vec{x}(7)$$

2.2 著しい危害のおそれがある土地の区域の計算条件と結果

ここで計算は、本指針が対象としている斜面崩壊を考慮し、著しい危害のおそれがある土地の区 域を算定した。入力条件を以下に示した。

計算に使用するパラメータ	数值	備考
急傾斜地の高さ H(m)	100	想定
急傾斜地の傾斜度 θu(度)	35, 55	対策工適用の範囲
土石等の内部摩擦角 ϕ s(度)	30	神戸市須磨区高倉山の試験結果
土石等の単位体積重量γ(kN/m³)	15	神戸市須磨区高倉山の試験結果
崩壊に伴う土石等の移動高さ hsm(m)	0.5、1.25	崩壊深さ 1.0m、2.5m を想定した場合
堆積勾配 θ (度)	30	
下端に隣接する土地の傾斜角 θ d(度)	0	
土石等の内部摩擦角 φ k(度)	25	$ an^{-1}(0.8 imes an \phi s)$
建築物の壁面摩擦角δ(度)	20	2 <i>\phi</i> /3
土石等の密度、ρ(t/m ³)	1.8	兵庫県砂防課に準拠
崩壊に伴う土石等の比重 σ (t/m ³)	2.6	兵庫県砂防課に準拠
土石等の容積濃度 c	0.5	兵庫県砂防課に準拠
土石等の流体抵抗係数 fb	0.025	兵庫県砂防課に準拠

表 61 入力条件

計算条件を基に式(1)~(7)を用いて著しい危害のおそれがある土地の区域の算定結果を表 62 に示す。

表 62 計算結果

急傾斜地の傾斜度	崩壊に伴う土石等の移動高さ	著しい危害のおそれがある土地の区域
θu(度)	hsm(m)	L(m)
35	1.25	14.4
55	1.25	13.3
35	0.5	6.4
55	0.5	7.1

以上、著しい危害のおそれがある土地の区域は、急傾斜地の傾斜度 35 度で崩壊に伴う土石等の移動 高さが 1.25m の時に最大距離 14.4m となる。よって斜面下端から 15m 以内に保全対象があれば直下 にあるとする。

添付資料-21 動的解析の事例

1. 概要

本設計法では、多平面安定解析により地震時の危険箇所を特定し、直接変形算出法(単層構造の場合)や、すべり変形算出法(二層構造の場合)によって、危険箇所に対策工を施工した場合の地震時の変形量を求めることとしている。ただし、地形・地質条件や対策工の配置が複雑な場合や、送電鉄塔など他構造物の影響が懸念される場合には、動的解析も併せて実施し、総合的に判断することとしている(4.3 地震時設計参照)。

ここでは、動的解析による評価と、多平面安定解析とすべり変形算出法による評価とを比較した事例について紹介する。

2. 動的解析の事例

動的解析の事例として二層構造のモデル地区である安志地区の斜面を対象とした解析結果(無対策 斜面と本工法による対策斜面の比較)を示す。解析コードは DYNAFLOW⁸⁴⁾を使用した。

解析モデルを図 136 に示し、代表的な地盤定数を表 63 に示す。斜面表層(DL)は、古生代堆積岩(砂岩・頁岩互層)の強風化層となっている。



図 136 動的解析モデル(安志地区)

A 00 电盈足数(头心电区)	表	63	地盤定数(安志地区)
-----------------	---	----	------------

	DL	DM	DH	CL
単位体積重量(kg/m³)	1.52×10^{3}	1.80×10^{3}	2. 00×10^3	2. 20×10^3
ポアソン比	0.32	0.38	0.39	0.39
粘着力(N/m ²)	6. 5×10^{3}	44. 0×10^{3}	67. 0×10^3	100. 0×10^{3}
内部摩擦角(°)	32	35	39	39
せん断弾性係数(N/m ²)	3. 0×10^{7}	1.60×10^{8}	6. 17×10^8	1.60×10^{9}
体積弾性係数(N/m²)	7.33×10^{7}	6. 13×10^8	2.60 $\times 10^{9}$	6.74×10^{9}

⁸⁴)Prevost J. H. : Dyna1D, A computer program for nonlinear seismic site response analysis, Technical report NCEER-89-0025, Princeton University, Princeton, New Jersey, 1989. 入力加速度としては、図 137 に示すような水平一方向の正弦波を与えた(図 137:周期 0.5 秒、継 続時間 10 秒)とした。



図 137 入力加速度(最大加速度 300Gal の例)

3. 対策工の効果

入力加速度 500Gal の場合のせん断ひずみ分布図を図 138 に示す。この図から、無対策斜面よりも 対策斜面の方のせん断ひずみが減少していることが分かる。このことから、対策工による変形抑制効 果が認められる。



図 138 安志地区の動的解析の結果(せん断ひずみ分布、加速度: 500Gal)

4. 地震時危険箇所

動的解析では、せん断ひずみの大きくなる範囲を地震時危険箇所と判断する。対象斜面(安志地区)では、動的解析結果によるせん断ひずみの大きくなる範囲(図 139)と、多平面安定解析の地震時危険箇所(図 140)とがほぼ一致している。



図 139 動的解析によるせん断ひずみ分布(無対策斜面、加速度: 500Gal)



図 140 多平面安定解析による危険箇所(無対策斜面、加速度:500Gal)

5. 変形量の算出

対策斜面(図 141)を対象とした動的解析とすべり変形算出法(**添付資料-19**)との比較を図 142 に示す。この変形量は、対策工を施工した場合の地震時の変形量を意味する。すべり変形算出法によ る変形量の予測値が動的解析による変形量の予測値を上回っており、安全側の評価となっている(図 142)。



添付資料-22 振動台実験の概要

1. 概要

振動台実験は、地震時の斜面(地盤)の挙動の把握と本工法の諸元や適用限界(1.2 適用、1.3 工法の概要、4.2.7 対策工の適用性の判定、4.3.2 判定基準参照)等を検討することを目的として、平成10 年度から平成 18 年度に渡って実施した。

実験の経緯

実験の経緯を表 64 に示す。実験は約 1/5 スケール(大型振動台実験:写真 2)1 種類と約 1/10 スケール(小型振動台実験:写真 3、写真 4)2 種類の計3 種類の模型を用いて行った。前者は、独立行政法人防災科学技術研究所において 2 回(4 ケース)実施し、後者は、独立行政法人港湾空港技術研究所において 29 回(58 ケース)実施した。



写真 2 大型振動台実験模型

幅 12m×高さ 3m×奥行き 5m (1/5 スケールを想定) 独立行政法人防災科学技術研究所において実施:全2回(4ケース)



(a) 加振実験時

(b) 降雨実験を伴う加振実験時

写真 3 小型振動台実験模型(1)

幅 3.4m×高さ 1.5m×奥行き 1.5m(1基、1/10 スケールを想定)、2 基同時に加振 独立行政法人港湾空港技術研究所において実施:全 23 回(46 ケース)



(a) 加振実験時



(b) 降雨実験を伴う加振実験時

写真 4 小型振動台実験模型(2)

幅 3.4m×高さ 2.0m×奥行き 1.5m(1基、1/10 スケールを想定)、2 基同時に加振 平成 17 年度(粘性土斜面の実験)より使用 独立行政法人港湾空港技術研究所において実施:全5回(10 ケース)

表 64 振動台実験の経緯

目的	対象斜面	実施概要	主な解明点	課題
既存工法の耐震性の確認 新工法の耐震性の検討 実験におけるスケール効果の検討	マサ土斜面 (単層構造)	予行実験 小型振動台実験(14ケース) 大型振動台実験(4ケース)	既存工法の有効性を確認 新工法の有効性を検証 スケール効果を確認 (以降は小型実験で検討することとした)	破壊のメカニズムの検討 対策材料の有効な組み合わせの検討 各対策材料の効果の検討
破壊のメカニズムの検討 対策材料の有効な組み合わせの検討 各対策材料の効果の検討	マサ土斜面 (単層構造)	小型振動台実験(12ケース)	破壊の進行範囲を推定 対策材料の有効な組み合わせの決定 (ロープネット+ロックボルト+支圧板) 各対策材料の効果の推定	施工内容の詳細(サイズ、配置間隔等)検討 加振方法による影響検討
H11年に現地施工したロープネットの有効性検証 施工内容の詳細(サイズ、配置間隔等)検討 加振方法による影響検討 地盤強度の影響検討	マサ土斜面 (単層構造)	小型振動台実験(14ケース)	H11年に現地施工したロープネットの有効性を検証 対策工の詳細(サイズや設置間隔等)に対する指標作成 異なる加振方法による崩壊の違いを把握 地震による斜面表層崩壊のメカニズムを推定 対策工の効果を推定	振動台実験で検証できない事項の整理・検討 スケール効果に対する整理・検討 降雨に対する有効性の検討 現地のモニタリングによるデータの蓄積
降雨に対する本工法の有効性検討 地震後の降雨崩壊に対する検討	マサ土斜面 (単層構造)	降雨実験を伴う 小型振動台実験(6ケース)	降雨に対する本工法の有効性を確認 地震後の降雨に対する本工法の有効性を確認 対策斜面内が降雨により侵食されない限り対策効果が 期待できることを確認	マサ土以外の斜面における効果の検討 現地のモニタリングによるデータの蓄積
粘性土斜面に対する本工法の有効性検討 粘性土斜面の地震後の降雨崩壊に対する検討	粘性土斜面 (二層構造)	小型振動台実験(6ケース) 降雨実験を伴う 小型振動台実験(2ケース)	粘性土に対する本工法の有効性を確認 二層構造の場合には、滑動量が卓越することを確認 地震後の降雨に対する本工法の有効性を確認 対策斜面内が降雨により侵食されない限り対策効果が 期待できることを確認	粘性土以外の二層構造斜面における 効果の検討 長周期の地震動に対する対策効果の検討 現地のモニタリングによるデータの蓄積
長周期地震動に対する本工法の有効性検討	マサ土斜面 (単層構造) 粘性土斜面 (二層構造)	小型振動台実験(4ケース)	短周期地震動に対する耐震対策により、長周期地震動 に対する耐震性が期待できることを確認	粘性土以外の二層構造斜面における 効果の検討 現地のモニタリングによるデータの蓄積

3. 模型の概要

3. 1 模型斜面

代表的な模型の概要図を図 143 に示す。斜面の傾斜角は 45°を対象とした。土質材料としてはモ デル施工地区の土質であるマサ土と山崎断層周辺の粘性土を採用した。なお、現地斜面の調査結果 から、簡易貫入試験のプロファイルの分類(**添付資料-6**参照)として、マサ土斜面は A,B 型、山崎 断層周辺の粘性土斜面は C型と分類したことを受け、マサ土斜面は単層構造(地盤の密度を一定に 設定:図 144(a))、粘性土斜面は二層構造(上層部と下層部に分けて地盤の密度を設定:図 144(b))の模型とした。



ロックボルトとしてはアルミ棒の周面に砂を付着させた材料を、支圧板としてはアルミ板を、ロープネットとしてはポリエステルのロープをそれぞれ用いることにより対策工材料を模擬した(写 真 5~6、表 65)。これらの材料を選定する際には、既往の相似則に関する研究^{85) 86)}を基に検討を行った。



写真 5 ロックボルト+支圧板



写真 6 ロープネット

名称	規格	1/10スケール	1/5スケール				
	材質	ア	ルミ				
ロックボルト	断面直径(mm)	3	5.7				
	長さ (mm)	600 (2本継手)	1200 (3本継手)				
	材質	アルミ					
支圧板	直径(mm)	30	-				
	厚さ (mm)	2	_				
ᄆᅟᅳᅾᅿᇖᄔ	材質	ポリエステル					
ローノネット	断面直径(mm)	0.8	3				

表 65 実験材料の材質と寸法

3. 2入力波

入力波としては、次の三種類を使った。

- (1) 実地震波:兵庫県南部地震において神戸大学で観測された記録(EW 成分)を参考に実 験模型サイズに合わせた適合波を作成して(図 145 (a))、水平方向にのみ与えた。
- (3) 正弦波(長周期・長継続時間) 海溝型地震のモデル波形として使用。

周期 0.4 秒(実物で周期 2 秒を想定)、継続時間 100 秒(図 145 (c))

なお、模型と実物の周期と周波数の関係を表 66 に示す。加振方法としては、入力加速度を約 50Gal 刻みで段階的に大きくしながら、模型斜面が破壊するまで加振を行う方法を用いることを基 本とした。

⁸⁵)足立紀尚:模型試験とその限界,土と基礎,Vol.40,No.5,p.1~4,1992.

⁸⁶)香川崇章:土構造物の模型振動実験における相似則,土木学会論文報告集,第275号,p.69~77,1978.



(b)正弦波:短周期·短継続時間 (c)正弦波:長周期·長継続時間

図 145 振動台実験で用いた入力波の例

表 66 加振周期(模型と実物の縮尺)

	短周期 (直下型·	・短時間 イメージ)	長周期 (海溝型·	・長時間 イメージ)	
	実物	模型 (1/10)	実物	模型 (1/10)	
周期(秒)	1.0	0.2	2.0	0.4	
周波数(Hz)	1.0	5.0	0.5	2.5	
継続時間(秒)	10	10	100	100	

3.3 破壊状態の定義

実験結果を解釈する都合上、実験上での破壊形態を表 67 に示すように定義した。実験は、ここで いう「全体破壊」が発生するまで加振を行った(図 146 参照)。

表 67 振動台実験において用いた破壊形態の定義

破壞坐能	破壊		限界ひずみ (現地スケール)				
- 恢 坂 朳 忠	レベル	<i>上</i> 我	単層構造	二層構造			
亀裂発生	小	亀裂が発生した状態	1%	_			
日式神法	ф	局所的な崩落を含む天端沈下、のり尻	5%	10%			
问川似崁	Ŧ	隆起などの永久変形を生じる破壊	J /0	10%			
全体破壊	+	連続した破壊面がのり尻を含む斜面の					
	入	大部分を占める破壊					



亀裂発生

局所破壊

全体破壊



3. 4 実験ケース

実験の実施ケースの内容を表 68 から表 71 に示す。表 68 から表 70 は単層構造(マサ土)を対象とした実験を示し、表 71 は二層構造(粘性 土)を対象とした実験と長周期地震動に対する実験(単層構造・二層構造)を示す。平成 14 年度までの小型振動台実験(表 69、表 70)では、小型 振動台実験模型(1)の土槽(写真 3 、図 143(a))を使用し、平成 17 年度から平成 18 年度の小型振動台実験(表 71)では、小型振動台実験模型(2) の土槽(写真 4、図 143(b))を使用した。対象地盤の含水比としては、マサ土が約 10%、粘性土が約 20%を目安に調整した。

また、振動台実験による年度毎の検討の流れを図 147 から図 152 に示す。

実験		ל. די	†±		ロックボルト								加振方法			破壞発生時加速度(Gal)						
	実験 ケース	湿潤	法肩部	直径	I径 ^{メッシュ} 間隔 (mm)	取付方法		法肩	配置	直径	長さ	配置	配置	架台	支圧板 (cm)		周波数	初回	角 列 改 止	ᇢᇎᆄᇥ	百年	備 考 (実験の目的、特徴的な条件など)
		面及 (tf/m3)	の形状	(mm)		天端側	斜面側	配置 形状	形状	(mm)	(cm)	(cm) (cm)	_{円度} (度)	固定		波加	(Hz)	(Gal)	电衣元工	向 []]] W 坡	王仲伮场	
1	1	1.7	急	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	正弦波	3	50	50	-	250	実験前のスィープ加振時に亀裂が発生
1	2	1.7	急	3	10	架台	架台	有り	格子	5.7	120	40 (法肩:20)	45	有り	-	正弦波	3	50	200	-	300	実験前のスィープ加振時に亀裂が発生
2	3	1.7	急	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	正弦波	3	50	150	250	300	1回目と同様の実験を再度実施
2	4	1.7	急	3	10	架台	架台	有り	格子	5.7	120	40 (法肩:20)	45	有り	-	正弦波	3	50	200	300	350	1回目と同様の実験を再度実施

表 68 大型振動台実験(平成 10 年度)

			م .	Ψ±			ロープネット			ロックボルト (フリーフレームの場合はアンカー)							加振方法		破壊	発生時加速	变(Gal)			
実施 年度	実験 回数	実験 ケース	湿潤密度	法肩部 の形状	直径 (mm)	メッシュ間隔	取付	方法	緊張力 (kgf/本)	法肩配置	配置 形状	直径 長 (mm) (c	さ 配置	配調	架台面定	支圧板 (cm)	波形	周波数 (Hz)	初回加振度	亀裂発生	局所破壊	全体破壊	降雨強度 (mm/h) (分)	備 考 (実験の目的、特徴的な条件など)
			(tt/m3)			(mm)	大瑞側	斜面側			-		(cm)	()受)				(Gal)					
	1	1	1.6	急	-	-	-	-	-	-	-			-	-	-	正弦波	2	100	250	400	450	-	加振周波数 2Hz(無対策)
		2	1.6	急	-	-	-	-	-	無し	格子	3 6	0 20	45	有り	-	正弦波	2	100	200	300	400	-	加振周波数 2Hz(ロックボルトのみ)
	2	3	1.6	急	-	-	-	-	-	-	-			-	-	-	正弦波	10	100	200	300	350	-	加振周波数 10Hz(無対策)
		4	1.6	急	-	-	-	-	-	無し	格子	3 6	0 20	45	有り	-	正弦波	10	100	150	200	300	-	加振周波数 10Hz(ロックボルトのみ)
	2	5	1.6	急	-	-	-	-	2	有り	格子	36	0 20	45	有り	-	正弦波	5	100	400	500	550	-	フリーフレーム(アンカー間隔20cm)
	3	6	1.6	急	-	-	-	-	-	-	-	- ·		-	-	-	正弦波	5	100	250	350	400	-	加振周波数 5Hz(無対策)
10		7	1.6	急	-	-	-	-	2	有り	格子	36	0 40	45	有り	-	正弦波	5	100	350	450	500	-	フリーフレーム(アンカー間隔40cm)
10	4	8	1.6	急	-	-	-	-	-	有り	格子	3 6	0 20	45	有り	-	正弦波	5	100	350	400	450	-	加振周波数 5Hz(ロックボルトのみ)
	5	9	1.7	急	-	-	-	-	-	有り	格子	3 6	0 20	30	有り	-	正弦波	5	100	350	400	450	-	マサ土密度1.7t/m ³ 、設置角度30°(ロックポルトのみ)
	2	10	1.7	急	-	-	-	-	2	有り	格子	3 6	0 20	30	有り	-	正弦波	5	100	500	550	600	-	マサ土密度1.7t/m ³ 、設置角度30°(フリーフレーム)
	6	11	1.7	急	-	-	-	-	-	-	-			-	-	-	正弦波	5	100	350	500	550	-	マサ土密度1.7t/m ³ (無対策)
	0	12	1.7	急	-	-	-	-	-	有り	格子	3 6	0 20	45	有り	-	正弦波	5	100	500	550	600	-	マサ土密度1.7t/m ³ 、設置角度45°(ロックボルトのみ)
	7	13	1.6	急	0.8	5	架台	架台	-	有り	格子	3 6	0 20	45	有り	-	正弦波	5	100	300	400	450	-	ロックボルト+ローブネット(法肩部のボルト間隔20cm)
	,	14	1.6	急	0.8	5	架台	架台	-	有り	格子	3 6	0 20 (法肩:1	0) 45	有り	-	正弦波	5	100	350	450	500	-	ロックボルト+ローブネット(法肩部のボルト間隔10cm)
	1	1	1.6	急	0.8	5	架台	架台	-	有り	格子	36	0 20	45	無し	-	正弦波	5	100	250	400	550	-	ロックボルトの定着の影響検討
		2	1.6	急	0.8	5	架台	架台	-	有り	格子	3 6	0 <u>20</u> (法肩:1	0) 45	無し	-	正弦波	5	100	350	550	600	-	ロックボルトの定着の影響検討
	2	3	1.6	緩	0.8	5	架台	架台	-	有り	格子	3 6	0 20 (法肩:1	0) 45	無し	-	正弦波	5	100	250		550	-	ロックボルトの配置形状、法肩部の形状の影響検討
	-	4	1.6	緩	0.8	5	架台	架台	-	有り	千鳥	3 6	0 <u>20</u> (法肩:1	0) 45	無し	-	正弦波	5	100	250	500	600	-	ロックボルトの配置形状、法肩部の形状の影響検討
	3	5	1.6	緩	0.8	5	架台	架台	-	有り	千鳥	3 6	0 20	45	無し	-	正弦波	5	100	200	450	550	-	対策工の効果検討(ロックボルトのみ)
11	,	6	1.6	緩	0.8	5	架台	架台	-	有り	千鳥	3 6	0 20	45	無し	-	正弦波	5	100	200	450	600	-	対策工の効果検討(ロックボルト+ロープネット)
	4	7	1.6	緩	0.8	5	架台	架台	-	-	-			-	-	-	正弦波	5	100	250	450	550	-	対策工の効果検討(無対策)
	-	8	1.6	緩	0.8	5	架台	架台	-	有り	千鳥	3 6	0 20	45	無し	3	正弦波	5	100	250	550	650	-	対策工の効果検討(ロックボルト+ロープネット+支圧板)
	5	9	1.6	緩	0.8	5	ロックホ・ルト	ロックポルト	-	有り	千鳥	3 6	0 20	45	無し	-	正弦波	5	100	250	450	600	-	ローフ'ネットの終端処理方法の検討
		10	1.6	緩	0.8	5	ロックホールト (架台固定)	ロックホ・ルト	-	有り	千鳥	3 6	0 20	45	無し	-	正弦波	5	100	250	500	650	-	ローブネットの終端処理方法の検討
	6	11	1.6	緩	0.8	5	ロックホ・ルト	ロックポルト	-	有り	千鳥	3 6	0 20	45	無し	3	正弦波	5	100	250	500	700	-	対策工の組合せの確認
		12	1.6	緩	0.8	5	架台	架台	-	有り	千鳥	36	0 20	45	無し	3	正弦波	5	100	250	500	600	-	対策工の効果検討(ロックボルト+支圧板)

表 69 小型振動台実験(平成 10 年度~平成 11 年度)

		[ব	Ψ±			ロープネット			ロックボルト (フリーフレームの場合はアンカー)								加振方法			破壊発生時加速度(Gal)						
実施 年度	実験	実験	湿潤	注言部	古汉	メッシュ	取付	取付方法		注意		古汉		配置	配置	加ム	支圧板 (cm)		国波教	初回				降雨強度 (mm/h)	崩壊時間 (分)	備 考 (実験の日的 特徴的な多性など)	
		,	密度 (tf/m3)	の形状	值1± (mm)	間隔 (mm)	天端側	斜面側	(kgf/本)	配置	形状	(mm) (cm) f	間隔 (cm)	角度 (度)	^{梁台} 固定	(,	波形	(Hz)	加振度 (Gal)	亀裂発生	局所破壊	全体破壊	(unit 11)			
		1	1.6	緩	0.8	75	ロックホ゛ルト	ロックホ゛ルト	-	有り	千鳥	3	60	30	45	無し	3	正弦波	5	100	350	400	550		-	ロックボルトの平面配置間隔の検討(30cm配置)	
	1	2	1.6	緩	0.8	75	ロックホ゛ルト	ロックホ・ルト	-	有り	千鳥	3	60	15	45	無し	3	正弦波	5	100	350	500	550		-	ロックボルトの平面配置間隔の検討(15cm配置)	
	2	3	1.6	緩	0.8	50	ロックホ゛ルト	ロックホゴルト	-	有り	千鳥	3	40	20	45	無し	3	正弦波	5	100	400	600	650		-	ロックボルトの長さの検討(長さ40cm)	
	Z	4	1.6	緩	0.8	50	ロックホ゛ルト	ロックホゴルト	-	有り	千鳥	3	30	20	45	無し	3	正弦波	5	100	350	550	650		-	ロックボルトの長さの検討(長さ30cm)	
	2	5	1.6	緩	0.8	50	ロックホ゛ルト	ロックホ゛ルト	-	有り	千鳥	3	40	20	30	無し	3	正弦波	5	100	450	600	750		-	ロックボルトの設置角度の検討(設置角度30°)	
	3	6	1.6	緩	0.4	25	ロックホ゛ルト	ロックホ゛ルト	-	有り	千鳥	3	40	20	45	無し	3	正弦波	5	100	400	500	700		-	現地施エサイズのロープネットの効果検討 (当初は、細くてメッシュの細かなローブネットを使用)	
		7	1.6	緩	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	正弦波	5	550	550	600	650		-	(段階加振による影響検討) 5500ahから加援を開始した時点で亀裂が発生したため、 亀裂発生時の加援レベルは5500al以下を意味する	
12	4	8	1.6	緩	0.8	50	ロックホ・ルト	ロックホ・ルト	-	有り	千鳥	3	40	20	45	無し	3	正弦波	5	550	550	650	750		-	(段階加振による影響検討) 5500alから加振を開始した時点で亀裂が発生したため、 亀裂発生時の加振しべルは5500al以下を意味する	
		9	1.6	緩	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	正弦波	5	100	450	600	750		-	使用地盤材料の検討(平成11年度の実験との比較検討)	
	5	10	1.6	緩	0.8	50	ロックホ゛ルト	ロックホゴルト	-	有り	千鳥	3	60	20	45	無し	3	正弦波	5	100	500	700	850		-	使用地盤材料の検討(平成11年度の実験との比較検討)	
	6	11	1.6	緩	0.8	50	ロックボルト	ロックホ゛ルト	-	有り	千鳥	3	40	20	45	無し	5	正弦波	5	100	500	600	700		-	支圧板のサイズ検討	
	Ů	12	1.6	緩	0.8	50	ロックホ・ルト	ロックボルト (法尻部)	-	有り	千鳥	3	40	20	45	無し	3	正弦波	5	100	500	600	750		-	(ロープネットの下端処理検討) 法尻部にロックボルトを設置しネットを張る	
	7	13	1.6	緩	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	地震波		550	650	900	1000		-	(実販需:漱による実験) 550Galの加援の次に650Galの加援を行なった時点で亀裂が発生したため、 亀裂発生時の加援レベルは、600~550Galを意味する	
	,	14	1.6	緩	0.8	50	ロックホ゛ルト	ロックホゴルト	-	有り	千鳥	3	40	20	45	無し	3	地震波		550	650	1000	1150		-	 (実地震波による実験) 550Galの加振のためGalの加振を行なった時点で亀裂が発生したため、	
	1	1	1.6	緩	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	100	52	降雨のみの崩壊実験(無対策)	
		2	1.6	緩	0.8	50	ロックホ・ルト	ロックホ・ルト	-	有り	千鳥	3	40	20	45	無し	3	-	-	-	-	-	-	100	87	降雨のみの崩壊実験(対策)	
14	2	3	1.6	緩	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	正弦波	5	100	400	-	-	80	141	地震後の降雨による崩壊実験 (無対策:400Galまで加振) * 大規模なが)侵食が発生した	
	2	4	1.6	緩	0.8	50	ロックホ゛ルト	ロックホ゛ルト	-	有り	千鳥	3	40	20	45	無し	3	正弦波	5	100	350	-	-	80	134	地震後の降雨による崩壊実験 (対策:400Galまで加援) * 小規模の力が侵食が発生した	
	2	5	1.6	緩	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	正弦波	5	100	300	-	-	100	62	地震後の降雨による崩壊実験 (無分気:400CG1まで加張) *小規模のガリ侵食が発生した	
	3	6	1.6	緩	0.8	200	ロックホ・ルト	ロックホ ፞ルト	-	有り	千鳥	3	40	40	45	無し	3	正弦波	5	100	300	-	-	100	100	地震後の降雨による崩壊実験 (対策:配置間隔400m:400Galまで加振) * 小規模の力/侵食が発生した	

表 70 小型振動台実験(平成 12 年度、平成 14 年度)

			対象地盤						ロープネット	ロックボルト (フリーフレームの場合はアンカー)										加振方法				破壊	発生時加速	度(Gal)					
実施 実 年度 回	実験 回数	実験 ケース	湿潤	密度(tf/	密度(tf/m ³) 法》		直径	メッシュ	メッシュ	取作	村方法	緊張力	法肩	配置	直径	長さ	配置間隔 (樺×縦)	配置	架台	支圧相 (cm)	反波形	周泪	波数	継続時間	初回加振度	鱼烈發生	局所破掉	全体破壊	降雨強度 (mm/h)	崩壊時 (分)	備 考 (実験の目的、特徴的な条件など)
			上層	部 下層	部の	形状	(mm)	(mm)	天端側	斜面側	(kgf/本)	配置	形状	(mm)	(cm)	(194 ~ ME) (cm)) (度)	固定		AX NS	(H	Hz)	(s)	(Gal)	电衣光工	74J171140X488	主体收破				
	,	1	粘 性 1. 土	5 1.6	15	緩	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	正弦》	ŧ :	5	10	200	700	-	1050		-	粘性土(二層構造)の加振実験(無対策斜面)	
		2	粘 性 1. 土	5 1.6	15	緩	0.8	50	ロックホ゛ルト	ロックホ゛ルト	-	-	千鳥	3	40	20 × 20	45	無し	3	正弦》	¢ !	5	10	200	700	950	1150		-	粘性土(二層構造)の加振実験(対策斜面)	
		3	粘 性 1. 土	3 1.6	15	緩	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	正弦》	¢ !	5	10	200	350	-	500		-	粘性土 (二層構造)の加振実験(無対策斜面:表層密度の見直し)	
17	2	4	粘 性 1. 土	3 1.6	15	緩	0.8	50	ロックホ ፞ルト	ロックホ゛ルト	-	-	千鳥	3	40	20 × 20	45	無し	3	正弦》	ŧ	5	10	200	450	850	1000		-	粘性土 (二層構造)の加振実験(対策斜面:表層密度の見直し)	
17	2	5	粘 性 1. 土	3 1.6	15	緩	0.8	50	ロックホ`ルト	ロックホ゛ルト	-	-	千鳥	3	40	30 × 30	45	無し	3	正弦》	女 :	5	10	200	350	550	600		-	粘性土 (二層構造)の加振実験(対策斜面の配置間隔:横30cm×縦30cm)	
	3	6	粘 性 1. 土	3 1.6	15	緩	0.8	50	ロックホ ፞ルト	ロックホ゛ルト	-	-	千鳥	3	40	20 × 30	45	無し	3	正弦》	ŧ	5	10	200	450	650	700		-	粘性土 (二層構造)の加振実験(対策斜面の配置間隔:機20cm×縦30cm)	
		7	粘 性 1. 土	3 1.6	15	緩	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	正弦》	ŧ ؛	5	100	200	350	-	-	75	28	粘性土(二層構造)の地震後の降雨による崩壊実験(無対策斜面:350Galまで加振)	
	4	8	粘 性 1. 土	3 1.6	15	緩	0.8	50	ロックホ ፞ルト	ロックホ゛ルト	-	-	千鳥	3	40	20 × 20	45	無し	3	正弦》	ŧ	5	100	200	500	-	-	75	64	粘性土(二層構造)の地震後の降雨による崩壊実験(対策斜面:750Galまで加振)	
	,	1	粘 性 1. 土	3 1.6	15	緩	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	正弦》	支 2	2.5	100	50	350	-	550		-	粘性土(二層構造)の加振実験(無対策斜面:長周期地震動による加振)	
10		2	粘 性 1. 土	3 1.6	5	緩	0.8	50	ロックホ`ルト	ロックホ゛ルト	-	-	千鳥	3	40	20 × 20	45	無し	3	正弦》	皮 2	2.5	100	50	500	850	900		-	粘性土 (二層構造)の加振実験(対策斜面:長周期地震動による加振)	
10	2	3	マ サ 1. 土	6 1.	6	緩	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	正弦》	支 2	2.5	100	50	350	-	600		-	まさ土(単層構造)の加振実験(無対策斜面:長周期地震動による加振)	
	2	4	マ サ 1. 土	6 1.	6	緩	0.8	50	ロックホ゛ルト	ロックホ゛ルト	-	-	千鳥	3	40	20 × 20	45	無し	3	正弦》	<u>ع</u> 2	2.5	100	50	350	650	900Gal以 上		-	まさ土(単層構造)の加振実験(対策斜面:長周期地震動による加振)	

表 71 小型振動台実験(平成 17 年度~平成 18 年度)



図 147 平成 10 年度の振動台実験による検討の流れ



図 148 平成 11 年度の振動台実験による検討の流れ





【図中のCは実験ケースを意味する】

図 150 平成 14 年度の振動台実験による検討の流れ



【図中のCは実験ケースを意味する】

図 151 平成 17 年度の振動台実験による検討の流れ



【図中のCは実験ケースを意味する】

図 152 平成 18 年度の振動台実験による検討の流れ

4. 実験から得られた知見

- 4.1 ロックボルトの平面配置間隔について
 - (1)マサ土斜面(単層構造)の場合

ロックボルトの平面配置間隔が広すぎると変位抑止効果が期待できないが(写真 7 (a))、狭す ぎると対策箇所と無対策箇所の地盤の剛性の差が大きくなり、加振した際に対策箇所と無対策箇 所の境界部で崩壊が発生した(写真 7 (b))。そのため、無対策箇所との剛性の差が大きくなりす ぎない間隔としては、現地サイズで 2m (模型サイズ: 20 cm)に固定することが望ましい(写真 7 (c))という結論に達した。





(a) ロックボルトの平面配置間隔: 30 cm×30 cm
 (b) ロックボルトの平面配置間隔: 15 cm×30 cm
 (H12 年度 CASE 1)
 (H12 年度 CASE 2)



(c) ロックボルトの平面配置間隔: 20 cm×20 cm(H12 年度 CASE10)

写真 7 550Gal 加振時の斜面の状況(単層構造の実験)

(2) 粘性土斜面(二層構造)の場合

粘性土斜面では、地盤の粘着力にある程度期待できるため、ロックボルトの平面配置間隔を広 くする検討を実施した。

800Gal 加振後の斜面の状況を比較すると、ロックボルトの平面配置間隔が 20 cm×20 cmの斜 面では、斜面内に損傷を受けていない状況であるが(写真 8 (a))、これよりも配置間隔を広く した斜面では、この時点で斜面が既に崩壊していた(写真 8 (b)、(c))。したがって、ロックボ ルトの配置間隔としては、マサ土斜面と同様に20 cm×20 cmが最適であるという結論に達した。



(a) ロックボルトの平面配置間隔: 20 cm×20 cm (平成 17 年度 CASE 4)



(b)ロックボルトの平面配置間隔: 20 cm×30 cm (c)ロックボルトの平面配置間隔: 30 cm×30 cm (平成 17 年度 CASE6)



(平成 17 年度 CASE5)

写真 8 800Gal 加振時の斜面の状況(二層構造の実験)

4.2 単層構造と二層構造の違いについて

4. 2. 1 地盤の変形

地層構造が単層構造の場合の側面変位の計測結果(図 153)では、土槽底面とのすべりを除き、 せん断変形が卓越していた(図 154)。一方、二層構造の場合の側面変位の計測結果(図 155)で は、滑動量が卓越するものの、せん断変形量も含まれていた(図 156)。したがって、発生するひ ずみとしては、単層構造の場合には、せん断ひずみが大半を占め、二層構造の場合には、すべり ひずみが大半を占めるが、せん断ひずみも含まれているという結論に達した。



図 153 側面変位量の評価位置(単層構造)





No.31~32:上層部の変位量 No.33~35:下層部の変位量

図 155 側面変位量の評価位置(二層構造)



図 156 側面変位量の計測結果(二層構造:平成 17 年度 CASE 4)

4. 2. 2限界ひずみ

(1) 単層構造の限界ひずみ

単層構造の限界ひずみは、振動台実験結果から亀裂発生、局所破壊を判断し、その破壊段階の加速度における直接変形算出法の計算変位量を基に検討した。表 72、図 157 に各破壊状態のせん 断ひずみの平均値を示す。各破壊状態のせん断ひずみにはバラツキが見られるが、平均値を変形量の目安として捉え、亀裂発生のせん断ひずみ 1%、局所破壊のせん断ひずみ 5%を限界ひずみとした。それぞれの破壊状況を写真 9 に示す。





図 157 各実験ケースのせん断ひずみ(単層構造)



(a) 亀裂発生時: 400 Gal

⁽b)局所破壞時:600Gal

写真 9 斜面の破壊状況(単層構造:平成 12 年度 CASE 3)

(2) 二層構造の限界ひずみ

二層構造の振動台実験における斜面の破壊状況を写真 10 に示す。二層構造における破壊状況は、 単層構造の破壊状況(写真 9)よりも損傷の程度が小さいことが分かる。

二層構造の場合には、すべり変形が卓越するため、表層の変位量を崩土層厚で除した"すべり ひずみ"を新たに定義し、すべりひずみとしての限界ひずみを評価した。二層構造の振動台実験 結果から、各破壊状態のすべりひずみを計算した結果を表 73 に示す。二層構造における限界ひず みとしては、単層構造の局所破壊程度の損傷となる全体破壊時のすべりひずみから、9.8% ≒10% とした。



(a)局所破壞時:850Gal

(b)全体破壞時:1000Gal

写真 10 斜面の破壊状況(二層構造:平成 17 年度 CASE4)

表 73 各破壊状態におけるすべりひずみ(二層構造)

破壊状態	すべりひずみ
亀裂発生	1.2%
局所破壊	7.8%
全体破壊	9.8%

(3) 限界ひずみ

以上の結果から、せん断ひずみとすべりひずみの限界ひずみとしては、次のように定義した。

せん断ひずみ量 γ : 5% すべりひずみ量 γs : 10%
4. 2. 3 ロックボルト軸力およびロープネット張力

単層構造と二層構造のロックボルト最大軸力とロープネット最大張力を図 158 と図 159 に示す。 二層構造では、単層構造よりも大きな変形までを許容するため、比較的大きな軸力や張力が発生 しているが、最大軸力の発生深度や最大張力の発生位置は同様となっている。したがって、単層 構造と二層構造に対する対策工の変位抑制機構は同様なものであるという結論に達した。



図 158 単層構造の計測結果(平成 12 年度 CASE 3)



図 159 二層構造の計測結果(平成 17 年度 CASE 4)

4.3 地震後の降雨による崩壊に対する抵抗力

(1) 実験の概要

斜面が地震により損傷した後に降雨を受けた場合を想定し、対策工の効果を模型実験により確認した。実験の手順を図 160 に示す(各実験の条件は、表 70、表 71 参照)。マサ土斜面(単層構造)を対象とした実験を平成 14 年度に実施し、粘性土斜面を対象とした実験を平成 17 年度に実施した。



※降雨強度は、豪雨相当の強度を目安に設定した。

マサ土斜面の降雨実験では、降雨強度の調整による地表面のコントロールが難しく、ガリー等が発生して崩壊に 至る結果も見られた。そのため、その後に実施した粘性土斜面の降雨実験では、マサ土斜面の実験よりも小さな 降雨強度を採用した。

図 160 実験の手順

(2) マサ土斜面の実験結果

マサ土斜面(単層構造)では、降雨開始 64 分後に、無対策斜面の表層が全体的に滑る崩壊が 発生した(写真 11(a))。これに対し、対策斜面では、降雨開始 136 分後に斜面の下側が部分的 に浸食される崩壊が発生した(写真 11(c))。対策斜面では、この後浸食範囲が除々に拡がるもの の、斜面表層が滑るような崩壊は発生しなかった。



(a) 無対策斜面の崩壊(平成 14 年度 CASE5:降雨開始 64 分後)



降雨開始 70 分後



部分的な浸食発生(降雨開始134分後)

(b) 対策斜面の状況(平成 14 年度 CASE 4)

写真 11 マサ土斜面(単層構造)の崩壊状況

(3) 粘性土斜面の実験結果

粘性土斜面(二層構造)では、降雨開始 28 分後に、無対策斜面の表層が全体的に滑る崩壊が 発生した(写真 12 (a))。これに対し、対策斜面では、降雨開始 136 分後に斜面の下側が部分的 に浸食される崩壊が発生した(写真 12 (c))。対策斜面では、この後浸食範囲が除々に拡がるも のの、斜面表層が滑るような崩壊は発生しなかった。無対策斜面の崩壊発生時間は、粘性土斜面 の方が短いが、これは二層構造であるため、崩土層下部以深に降雨が浸透せず、崩土層内が飽和 する時間が比較的早いためと考えられる。



(a) 無対策斜面の崩壊(平成 17 年度 CASE7:降雨開始 28 分後)





降雨開始 30 分後

部分的な浸食発生(降雨開始 62 分後)

(b) 対策斜面の状況(平成 17 年度 CASE8)

```
写真 12 粘性土斜面(二層構造)の崩壊状況
```

(4) 対策工の効果

以上の結果から、対策工は、地震後の降雨による崩壊に対して次の点で効果があるという結論 に達した。

- 斜面崩壊が発生するまでの時間が、無対策斜面よりも長くなること。
- 斜面の崩壊が部分的な浸食にとどまり、斜面全体の崩壊に至らないこと。

4.4まとめ

実験結果から得られた主な知見を表 74 にまとめる。

表 74 実験から得られた主な知見

項	Į 🗏	実 験 より 得 ら れ た 主 な 知 見					
		無対策斜面の場合は、表層10~20cmの深さの範囲が滑る破壊形態である					
		法肩→法中央→法尻の順番に破壊の範囲が拡がる					
地	地震時	地層構造が、単層構造の場合にはせん断変形が卓越し、二層構造の場合には滑動が卓越する					
盤		限界ひずみ量としては、せん断ひずみで5%、すべりひずみで10%となる					
の 挙		対策工を施すことにより、地盤のひずみの進行を抑制することができる					
動		無対策斜面の場合は、表層10~20cmの深さの範囲が滑る破壊形態である					
	降雨時	対策斜面の場合は、局所的な侵食に止まり、大きな破壊に進展する可能性は小さい					
		対策斜面内が降雨により侵食されない限り対策効果が期待できる					
	ロックボルト	地盤を一体化させる効果があり、主に局所破壊までの加振レベルにおいて効果を発揮する					
		打設間隔は現地サイズで2m、斜面に対して直角方向に打設することを基本とする					
		崩壊層厚に対して2倍の長さを採用することが望ましい					
21		変位を抑制する効果があり、加振当初~全体破壊の加振レベルにおいて効果を発揮する					
策	士 匡振	局所破壊~全体破壊のレベルにおいては、地盤の一体化を助長する効果を発揮する					
т	又江加	ロープネットの張力を低減する効果がある					
Ø		直径は現地サイズで30cmを基本とする					
効		対策部分と無対策部分の応答の差を緩和する効果がある					
禾	ロープネット	局所破壊以降は、崩落土塊を抑止する効果がある					
		現地サイズで直径8mm、50cmの格子を採用することを基本とする					
	組み合わせ	ロックボルト+ロープネット+支圧板が最適な組み合わせである					
	対象地震	短周期地震動に対する耐震対策により、長周期地震動に対する耐震性も期待できる					

添付資料-23 施工例

1. 概要

当資料は、**5. 施工**に関して、モデル地区(神戸市須磨区高倉山)の施工例と施工から得られた施工 上の主な留意点について記述したものである。

2. モデル地区での施工例

(1) 施工実施範囲(平成11年度~平成17年度の実績)

表 75 に施工内容、図 161 に施工位置を示す。

	H.11	H.12	H.13	H.14	H.15	H.16	H.17
施工面積(m ²)	284.6	967.0	700.0	139.0	210.0	2810.0	4544.0
対策工の配置	2m千鳥	2m千鳥	2m千鳥	2m千鳥	2m千鳥	2m千鳥	2m千鳥
鉄筋径	D22	D22	D22	D22	D22	D22	D22
ロックボルト長	3m	3m	3m	3m	3m	3m,2.5m	3.5,3.0,2.5m
ロープネット径	6mm	8mm	8mm	8mm	8mm	8mm	8mm
メッシュ間隔	0.25m	0.5m	0.5m	0.5m	0.5m	0.5m	0.5m
支圧板形状	円形	円形	円形	円形	円形	円形	円形
支圧板サイズ	0.3m	0.3m	0.3m	0.3m	0.3m	0.3m	0.3m

表 75 施工内容



図 161 対策工施工位置(兵庫県須磨区高倉山、S=1:2000)

(2)施工状況

主な施工状況を以下に示す。





着工前

「マーキング」 施工基準軸を杭、ポール、

浮根、浮石、倒木等の撤去

表土は極力除去しない。

「法面清掃」

ロープにより明示する。

「ロープネット敷設」 地山に沿わせて設置する。

	5 1	
日本日本日本10日 日本日本日本日本10日 日本日本日本日本日本日本日本日本日本日本日本日本日本日本日本日本日本日本日		
HULPHOESE		Y-



削孔位置、径、長さ、角度 方向を満足するように削孔 する。

「削孔」

図 162 施工状況(1)



図 163 施工状況(2)

3. ナット締め付けについて

ロックボルト頭部ナットの締め付けは、ロックボルト、ロープネットと支圧板を連結するために 十分に締め付ける必要がある。切土補強土工法設計・施工要領⁸⁷⁾では、人力により十分に締め付けな くてはならないとされている。本対策工のロックボルトは注入材により地山に全面定着させており、 大きなナットの締め付け力は定着力を低下させる懸念がある。これより、ナットの締め付け力は、定 着力を低下させないように安全を考慮して、ロックボルトの引抜き抵抗力(地山と注入材の周面摩擦 抵抗による)の 50%で行うものとする。また、モデル地区では、最低限必要な締付けトルク(下限 値)についての確認試験を実施した。試験の結果、締付けトルクは以下の設定方法とする。

表 76 ナットの締め付け力の設定

	締付けトルク	
採用値	現地での締付けトルクの採用値は、ロックボ	ルトの引抜き抵抗力の 50%の値を算出し、下
	限値より大きいことを確認して採用する。	
	ロックボルトの引抜き抵抗力 T は、潜在崩出	上層を対象として算出する。算定方法は、切土
	補強土の考え方に準拠する。	
	(ロックボルトの引抜き抵抗力)	
	$T=L \cdot (\tau_p \cdot \pi \cdot D)/F_{sa}$	
	I : ロックホルトの対換さ払れ I : 速去島土屋の長さ(一口)	(L/J(KIN)) ックザルトモノ9 トナス)
		ック ホルト 夜/ 2 と 9 る) 活 坊 (l_N/m^2)
	1 1 <th1< th=""> <th1< th=""> <th1< th=""> <th1< th=""></th1<></th1<></th1<></th1<>	
	Face ・周面摩擦抵抗の安全率()	常時 2,0)
	(締め付けトルク値)	コー・コー・ビデー
	$T_{\rm K} = K \times D_{\rm R} \times (T \times 50\%)$	
	T _K : 締付けトルク (N・m)	は、開設と改 使用設計: 下がないがらに一下をがヘッドスペッ
	D _R :ロックボルト径	フレート ナット : カブラーを用分する。
	K: トルク係数	1////// 2. SHORD ARRIVE
		カプラー・ション 3、5000通知に、ホートモンドなど利用し た。
		キルク現金=
		1. 読筆 - ジェン - 2019学程(1999) - 20月7時度 1997 - 48年3日第二
		$\begin{array}{c ccccccccccccccccccccccccccccccccccc$
		D26 X = 1 C. 8 ± 6 0. 8 ± D29 2 5, 8 1 C. 23 9 0. 5 ± ''''''''''''''''''''''''''''''''''''
		$\begin{array}{c ccccccccccccccccccccccccccccccccccc$
下限值	モデル地区で実施した締付けトルク確認試験	から
	下限値:25(N・m) ・・・支圧板が地盤	··· ~、 に密着したと考えられる荷重

⁸⁷⁾東日本高速道路株式会社・中日本高速道路株式会社・西日本高速道路株式会社:切土補強土工法設計・施工指針,2007.

①締付けトルク確認試験(下限値の設定について)

締付けトルク確認試験は、施工時に最低限必要な締付けトルク(下限値)を設定するために実施した。

締付けトルク確認試験は、図 164 に示すようにナットを締め付けたときの支圧板の沈下を計測し、 図 165 に示すようにトルク値と沈下量の関係(変位の変化点の把握)を整理した。ここで、変位の変 化点が結合部に緩みが無くなった状態と考えた。モデル地区での計測例を図 166、図 167 に示す。



図 164 締付けトルク確認試験概要図



図 165 計測概念図



No.1						
トルク値	読み値	直(mm)	変位量(mm)			
(N•m)	右ゲージ	左ゲージ	右ゲージ	左ゲージ		
0	17.62	25.44	0.00	0.00		
10	17.12	25.00	0.50	0.44		
20	15.38	22.10	2.24	3.34		
30	14.52	20.86	3.10	4.58		
40	14.14	20.11	3.48	5.33		
50	13.90	19.55	3.72	5.89		
60	13.77	19.33	3.85	6.11		

図 166 試験結果例 (No.1 地点)



No.2							
トルク値	読み値	直(mm)	変位量(mm)				
(N•m)	右ゲージ	左ゲージ	右ゲージ	左ゲージ			
0	19.37	17.20	0.00	0.00			
10	16.60	14.64	2.77	2.56			
20	13.74	11.95	5.63	5.25			
30	12.39	10.41	6.98	6.79			
40	11.70	9.62	7.67	7.58			
50	11.37	9.25	8.00	7.95			
60	10.75	8.55	8.62	8.65			

図 167 試験結果例 (No.2 地点)

モデル地区での試験結果は、T=20~25(N・m)程度で変化点となった。このトルク値付近におい て、ロックボルト、ロープネットおよび支圧板の結合部に緩みが無くなり、地盤に密着し始めたと考 えられる。本工法の締付けトルクの下限値として 25(N・m)を採用する。この値は、ロックボルト、ロ ープネットおよび支圧板の結合構造に大きく関係していると考えられる。そのため、対策工の諸元 (ロックボルトやロープネット径、支圧板の大きさ等)が標準と異なる場合は、下限値について検討 する必要がある。 ②締め付けトルクの設定例

締め付けトルク算出例を表 77 に示す。この値によって、十分に締め付けられていることを確認して いる。

表 77 締め付けトル	ク算出例
-------------	------

ブロック	ボルト長L(m)	削孔径d(m)	周面摩擦抵抗値 τ(kN/m2)	T(引抜抵抗値) (kN/本)※1	最大締付けトル ク	締付け提案値※4 (N•m)	備考
Ι	2.0	0.05	100	7.9	30	30	I
J1	2.5	0.05	100	9.8	38	30	J1①
	2.0	0.05	100	7.9	30	30	J1②
J2	2.5	0.065	100	12.8	49	30	J2①
	2.0	0.05	100	7.9	30	30	J2②
K1	5.0	0.065	100	25.5	85	80	K1①のり枠エ※3
	2.5	0.05	100	9.8	38	30	K12
K2	3.5	0.05	100	13.7	53	30	K2①
	3.0	0.05	100	11.8	45	30	K2②
L	2.5	0.05	100	9.8	38	30	L①
	2.0	0.065	100	10.2	39	30	L2

※1: 引張り抵抗値は、T=d*π*L/2*τ/Fs

※1.3137913711213、1-0*7.*レン2*1/15 ※2:締付けトルクは、T=0.35*D*T*0.5で算出 ※3:のり枠工の場合は、D19で算出、その他はD22で算出 ※4:締付提案値は、最小締付けトルク(25N・m)以上で最大締付けトルクの最小値で統一した。

添付資料-24 モニタリングについて

4. 概要

当資料は、4.3 地震時設計に示される設計手法の妥当性確認や 6. 維持管理の方法等を検討するため に必要な蓄積データとして、モデル地区で実施したモニタリングの方法や結果について記述したもの である。

5. モデル施工現場におけるモニタリングの目的

モデル施工現場(神戸市須磨区高倉山)におけるモニタリング調査は、降雨浸透、地盤変形、地震 時の対策工の挙動、土砂流出等の経時変化を把握し、対策工の地震・降雨に対する有効性を検討する ための基礎資料を得ることを目的とし実施した。

モデル施工現場でのモニタリング調査は、地震時と降雨時について以下のように分けられる。

- (1) 耐震対策工設計手法に関する資料とするために、モニタリング地点に設置されている地震計か ら、地震発生時に地震動を測定し、ロックボルト軸力、ロープネット張力および地盤の変形な どの関係について把握する。
- (2)降雨時の崩壊に対して対策工の効果を確認するために、対策工施工箇所および未施工箇所において地盤変形、流出土砂量、流水量および降雨量の観測を行う。また、浸透状況の把握のために、水位観測、土壌水分計によるサクションの観測、温度計測および斜面流水量の観測を行う。得られたデータを整理し、対策工の降雨に対する有効性を検討するための基礎資料とする。
- (3) ロープネットのワイヤー部に雨水が集中し水みちができる可能性があり、対策工を実施した場合に崩壊が加速するか、または加速しないかを観察等から対策工の効果を検討する。

6. モニタリング実施概要例

6. 1 観測項目

以下に示す観測を実施した。計測項目の一覧表を表 78 に、計測器設置位置図を図 168 に示す。 ①地震計による変位および加速度の測定

- ②ロックボルトに設けた軸力計(二方向)の測定
- ③ロープネットに設けた張力計の測定
- ④伸縮計による地表変位量の測定
- ⑤地中傾斜計による地中の変位量の測定
- ⑥雨量計の観測
- ⑦地表を流れる水量(地表流水量)の測定
- ⑧流出土砂量の測定
- ⑨地中を流れる水量(地中流水量)の測定
- ⑩土壌水分計による降雨浸透時の地盤の水分状態測定
- ⑪温度計による降雨浸透時の地盤中の温度測定
- 12水位計による降雨浸透時の地下水位の測定

表 78 計測項目一覧表

モデル施工現場におけるモニタリング					
項 目	計測内容	計測目的	計測点数	計測機の規格	備考
ロックボルト軸力測定	モデル施工地域で埋設 したロックボルトの軸 力を2方向、4 深度で測 定する。	地震に対する対策工の 効果確認、検討。	5本	軸力計:2方向ゲージ 深度:0.5,1.0,1.5,2.0m	2 方向 4 深度
ロープネット張力測定	軸力計を埋設した付近 のロープネットに張力 計を設置し、張力を測 定する。	地震に対する対策工の 効果確認、検討。	5 箇所	引張型ロードセル 定格容量2kN	
地震計(速度計)測定	軸力計を埋設した付近 に地震計を設置し、観 測を行う。	地震に対する対策工の 効果確認、検討。	1 箇所	地震計:変位型,2ch 深度:0.2,1.5m 水平2方向計測 加速度、変位の2成分	2成分 2深度 観測小屋 商用電力100v
流出土砂量の測定	降雨による流出土砂量 を流出末端部で測定す る。	降雨に対する対策工の 効果確認、検討。	2 箇所	堆砂桝に堆積した土の 体積を測定する	半割塩ビの 流末で測定
流水量の測定	降雨による流水量を流 出末端部で測定する。	降雨に対する対策工の 効果確認、検討。	2 箇所	三角ノッチにより流量を 測定する 水位計	半割塩ビの 流末で測定
降雨量の測定	雨量計を用いて降雨量 を測定する。	降雨に対する対策工の 効果確認、検討。	1 箇所	転倒型雨量計	
地中傾斜計	傾斜計を用いて地中の 変位量を測定する。	地震および降雨に対す る対策工の効果確認、 検討。	2 箇所	埋設型傾斜計 深度:0.5,1.0,1.5m	未対策1箇所 対策1箇所
伸縮計	伸縮計を用いて地表面 の変位量を測定する。	地震および降雨に対す る対策工の効果確認、 検討。	2 箇所	ポーテンショメータ式センサー	未対策1箇所 対策1箇所
温度計	温度計を用いて地盤の 温度変化を計測する。	地盤の状態を把握す る。	1 箇所	温度計 深度:0.5,1.0,1.5m	土壌水分計の 補正
土壤水分計	土壌水分計を用いて地 盤のサクションを計測 する。	降雨浸透時の土の状態 を把握し、今後の降雨 に対する検討の基礎資 料とする。	1 箇所	土壤水分計 深度:0.5,1.0,1.5m	
水位観測	水位計を用いて地盤の 水位を計測する。	降雨浸透時の土の状態 を把握し、今後の降雨 に対する検討の基礎資 料とする。	3箇所	水位計 深度:1.0m	
地中流水量測定	流量計を用いて地中を 流れる流量を計測す る。	降雨浸透時の地中流量 を把握し、今後の降雨 に対する検討の基礎資 料とする。	1 箇所	流量計	
		計測データは定期的(1 地震、集中豪雨などの4 測定は10分に1回のラ	「回/1月)に3 イベント後の観 データサンプリン	見地より回収する。 則については別途実施す ングを実施する。	3.



6.2 主な観測結果

モニタリングの主な観測結果として、降雨、地震動および地盤の変形量について以下にまとめる。 (1)降雨

2003 年から 2019 年までにモニタリング地点で観測された降雨イベント一覧を表 79、表 80 に 示す。表に示す降雨イベントは、総雨量 100mm 以上、最大時間降雨量 30mm 以上を対象とした。 モデル施工現場で観測された最大総雨量は、2018 年の 7 月豪雨の降雨で最大総雨量 589mm と なっている。また、最大時間降雨量は、2018 年の 7 月豪雨の降雨で 76.5mm/h であるが、目詰ま りの可能性があるため、2013 年 9 月の台風 18 号の降雨で 53mm/h となっている。

No.	日付	総雨量	最大時間雨量	降雨継続時間	備考
1	2018/7/5	(mm) 589 0	(mm/n) 76.5	(n) 123	時間雨量については、雨量計目詰まりの可能性がある
2	2015/7/17	358.5	52.5	31	
3	2011/9/19	260.0	41.5	41	
4	2004/10/19	190.0	36.5	52	
5	2017/10/21	168.0	11.5	43	
6	2013/6/19	154.0	9.5	59	
7	2016/9/18	143.0	21.0	62	
8	2013/9/15	142.5	11.5	30	
9	2011/9/2	141.0	15.0	76	
10	2003/8/14	118.5	17.0	25	
11	2004/9/28	117.5	39.5	31	
12	2011/5/27	115.0	9.5	61	
13	2018/6/29	114.5	35.0	22	
14	2010/6/25	113.0	9.5	35	
15	2006/7/17	109.0	14.5	50	
16	2004/8/17	108.5	26.0	19	
18	2019/8/15	105.0	24.0	14	

表 79 降雨イベントー覧表(総雨量)

本表は、時間最大30mm以上、または総雨量100mm以上を抽出した

降雨継続時間:無降雨10h以内で継続とした

継続時間中に20mm/h以上を2回以上観測した場合は大きいほうの数字を表示した

平均時間降雨量:総雨量/降雨継続時間

表 80 降雨イベント一覧表(時間量)

No.	日付	総雨量 (mm)	最大時間雨量	降雨継続時間 (b)	備考
1	2018/7/5	589.0	76.5	123	時間雨量については、雨量計目詰まりの可能性がある
2	2013/9/3	95.0	53.0	40	
3	2015/7/17	358.5	52.5	31	
4	2011/9/19	260.0	41.5	41	
5	2009/7/19	71.0	40.0	12	
6	2004/9/28	117.5	39.5	31	
7	2018/7/26	40.5	37.5	3	
8	2010/7/15	36.5	37.0	2	
9	2004/10/19	190.0	36.5	52	
10	2018/6/29	114.5	35.0	22	
11	2010/9/27	10.0	33.0	9	
12	2015/9/1	56.5	33.0	26	
13	2020/1/8	33.5	31.5	3	
14	2010/9/16	38.5	31.0	2	
15	2016/6/25	46.5	31.0	4	
16	2018/9/4	52.5	31.0	8	

本表は、時間最大30mm以上、または総雨量100mm以上を抽出した

降雨継続時間:無降雨10h以内で継続とした

継続時間中に20mm/h以上を2回以上観測した場合は大きいほうの数字を表示した

平均時間降雨量:総雨量/降雨継続時間

これまでに経験した時間雨量と累積雨量を図 169、図 170 に示す。着実に時間雨量 30mm/h 以上の 降雨や、累積雨量 200mm 以上など、崩壊が発生するような降雨時のデータが蓄積されつつある。こ のような降雨であっても対策斜面は土砂移動がなく健全である。







^{累積雨量範囲}ここで累積雨量は 10 時間無降雨とし整理した

図 170 これまで経験した累積雨量範囲と回数

(2)地震イベント

2003 年から 2019 年までにモニタリング地点で観測された 10gal 以上の地震イベント一覧を表 81 に示す。モデル地区では、最大加速度 57.9gal の地震を受けている。また、これまでの地震記 録は図 171 に示すとおりである。これまで 100gal 以下の地震は、40 回観測されているが、対策 斜面に変状はなく、健全な状態を保っている。今後、100gal 以上の加速度を観測し、耐震治山工 法の変形抑止性効果が検証されることが望まれる。

No	地震発生日	地震発生時間	最大加速度 (gal)	備考
1	2013/4/13	5:33	57.9	淡路島付近 M6.3
2	2005/2/14	0:30	24.3	兵庫県東南部 M4.1
3	2013/7/17	12:07	21.8	淡路島付近 M4.0
4	2004/9/5	23:59	17.3	東海道沖 M7.4
5	2003/10/8	23:35	15.3	兵庫県南東部 M4.2
6	2004/9/5	19:07	14.6	紀伊半島沖 M6.9
7	2004/10/18	11:48	14.5	兵庫県南東部 M3.9

表 81 地震イベント一覧表



図 171 これまで経験した最大水平加速度範囲と回数

(3)地盤の変形

地中傾斜計による地盤の変形量の観測結果を図 172 に示す。潜在崩土層は、GL-1.0m より上部 となっている。変形量の深度分布は、地表面付近が最も大きく、設計における単層構造の変形量 を算出する方法(直接変形算出法)で考えているせん断変形を示している。また、降雨前後の変 化量は、僅かであるが対策工を設置した斜面の方が比較的小さくなっている。



(b)降雨前後での変化量(H16.9.29 台風 21 号)

図 172 地盤の変形(対策工施工箇所における地中傾斜計観測結果)

(4) モニタリング結果(2019年度までの成果)

現時点でのモニタリング結果を表 82 に示す。降雨時は、後述するように対策斜面の地盤の変形 や流出土砂量が無対策斜面に比べて比較的小さいことから、対策工の効果があると考えられた。

一方、地震時はモニタリング地点での最大加速度が小さく、現時点での対策工の地震前後の挙 動がはっきりしないが、対策斜面および無対策斜面の地表付近で約 5mm 程度(設計基準値は 50mm)と累積傾向を示している。これより、降雨および地震により僅かであるが変形が発生し累 積されていると考えられる。今後、比較的大きな地震が発生した場合、対策工の効果が評価でき、 設計法の妥当性が確認できるものである。

表 82 モニタリング結果 (2019年度までの成果)

16 L	モデル施工現場におけるモニタリング				/# *
	計測目的	計測内容	これまでの観測結果の概要	今後の課題・計測	1佣 45
ロックボルト軸力測定	地震時における対 策工の挙動を把握 する。	モデル施工地域で 埋設したロックボ ルトの軸力を4深 度で測定する。	観測地震前後での大きな軸力の変 化は無い。 ボルトが経年変化で変形している ことを確認。	観測される地震動が小さいため、地震時の挙動 が不明である。モニタリングの継続が必要。	5箇所
ローブネット張力測定		軸力計を埋設した 付近のロープネッ トに張力計を設置 し、張力を測定す る。	観測地震前後での張力の変化はわ ずかである。	観測される地震動が小さいため、地震時の挙動 が不明である。モニタリングの継続が必要。	5箇所
地震計測定		地震計を設置し、 加速度と変位量の 観測を行う。	2001年度~2019年度で39種類の地 震動を観測した。 観測最大加速度は57.9galである。	地震時の外力(加速度)を把握するため、モニ タリングの継続が必要。	設置深度 GL-0.2m GL-1.5m
流出土砂量の測定	降雨時のおける対 策工の効果を把握 する。	降雨による流出土 砂量を流出末端部 で測定する。	対策斜面の流出土砂量が、未対策 斜面に比べて少なくなっている。 概ね、当初の懸案事項である対策 工による表層土砂流出について は、自然斜面と変わらないことが 確認できた。	大きな変形が起きた場合などについては土砂流 出による影響について観測が必要。	2007年度 老朽化 のため 撤去
流水量の測定		降雨による流水量 を流出末端部で測 定する。	対策斜面の流水量が、未対策斜面 に比べて小さくなっている。 流水量は集水斜面内の雨量から考 えると非常に小さい。 地表面流水量、地中水量、地下水 位、土壌水分状況との相関が認め られた。	地表面流水量と地中水量、地下水位、土壌水分 状況の詳細な関係については、さらに観測と検 討が必要。	2007年度 老朽化 のため 撤去
降雨量の測定		雨量計を用いて降 雨量を測定する。	総雨量200mm以上、時間降雨量50mm の降雨が観測されている。 最大総雨量589.0mm、最大時間雨量 76.5mmである。	降雨時の降雨強度を把握するため、モニタリン グの継続が必要。	
傾斜計	地震および降雨に 対する対策工の効 果を確認する。	傾斜計を用いて地 中の変位量を測定 する。	観測地震前後の変化は無い。 比較的まとまった降雨によってわ すかに変位が発生している。 また、変形は累積傾向にある。	地震時に対するモニタリングの継続が必要 降雨による地盤の変形の詳細なメカニズムを把 握するためにはさらに観測と検討が必要。	設置深度 GL-0.5m GL-1.5m GL-1.5m
伸縮計		伸縮計を用いて地 表面の変位量を測 定する。	観測地震前後の変化は無い。 比較的まとまった降雨によってわ すかに変位が発生している。 また、変形は累積傾向にある。	地震時に対するモニタリングの継続が必要 倒木等の地表面の変化を受けるため、変形量の 評価は傾斜計の結果を考慮して判断が必要。	
温度計	降雨浸透状態を把 握する。	温度計を用いて地 盤の温度変化を計 測する。	地表に近いほど地中温度の変化が 激しい。	土壌水分計の補正値に利用する。	設置深度 GL-0.5m GL-1.0m GL-1.5m
土壤水分計	降雨浸透時の土の 状態を把握する。	土壌水分計を用い て地盤のサクショ ンを計測する。	地表に近いほどサクションの変化 が激しい。 GL-1.0mサクション急激な低下と地 盤変位に相関が見られた。 地表面流水量、地中水量、地下水 位、土壌水分状況との相関が認め られた。	地表面流水量と地中水量、地下水位、土壌水分 状況の詳細な関係については、さらに観測と検 討が必要。	設置深度 GL-0.5m GL-1.0m GL-1.5m
水位観測	降雨浸透時の水位 発生状況を把握す る。	水位計を用いて地 盤の水位を計測す る。	木位はNc=12付近に形成されるが、 降雨終了後は短時間で消失してい る。 地表面流水量、地中水量、地下水 位、土壌水分状況との相関が認め られた。	地表面流水量と地中水量、地下水位、土壌水分 状況の詳細な関係については、さらに観測と検 討が必要。	
地中流水量測定	降雨浸透時の地中 流量を把握する。	流量計を用いて地 中を流れる流量を 計測する。	時間降雨量が大きくなると地中流 水量が多くなる傾向が見られた。 地表面流水量、地中水量、地下水 位、土壌水分状況との相関が認め られた。	地表面流水量と地中水量、地下水位、土壌水分 状況の詳細な関係については、さらに観測と検 討が必要。	2007年度 老朽化 のため 撤去

経年変化について図 173 に示した。図 173 (a)は当該箇所で 2002 年1月1日から 2017 年4月1日 までに経験した時間雨量を示したものである。これまで積算 15,872mm、最大時間雨量 53mm/h

(2013/9/4 14:00)を経験している。つぎに、図 173(b)は、対策斜面と無対策斜面における地中傾斜 計(GL-0.5m、1.0m、1.5m)の 3 深度の変形量の合計値を示したものである。マイナスは谷側への変形 を意味している。この図から 2004 年までは両者の地中変形の大きな違いは認められないが、2004 年 以降、対策斜面の変形の増加傾向が緩やかになり、変化量も数ミリ程度と小さいことがわかる。これ は、対策工が地山に馴染み、2004 年以降から変形抑制効果が発揮されているものと推察される。一方、 無対策斜面は、変形の累積性が認められ、変化量も対策斜面と比較して大きい。

図 173 (c)は表面からの流出土砂をそれぞれの斜面下端で受け、堆積した土砂量を計測し、その土砂 量を流域面積で除し、浸食量として定義したものである。この図から 2004 年以降、無対策斜面に比べ て対策斜面の浸食量が低減されていることが確認できる。これは、2004 年までに本工法が地山に馴染 み、表面の土砂移動を抑制しているためであると考えられる。実際、ロープネットの上流側では土砂 が堆積している状況が確認できる。



図 173 経年計測結果88)

⁸⁸)西原玲二・鏡原聖史・山田裕司:予防治山工法施工箇所におけるモニタリング計測,第56回日本地 すべり学会研究発表会,pp.209-210,2017.

また、村上ら⁸⁹は、ロープネットによる土砂流出抑制効果を検証するために、既設ロープネットを地 表面から浮かせたり、新設したロープネットによる経過観察を行い、ロープネットには、一定の土砂 流出抑制効果がみられたこと。また、地表でみられていた横ロープ下流側の段々形状は、横ロープに よる土砂抑制効果から形成されたものであると報告している。

以上、これまでの観測の結果、対策工の変形抑制効果や土砂流出防止効果が認められている。

⁸⁹) 村上恭通・西原玲二・阿部真也・川上博行・岩佐直人・飯田将史・菊池薫・沖村孝:自然斜面崩壊 予防工のロープネットによる土砂流出抑制について,2019年度砂防学会研究発表会概要集,286, pp.571-572,2019.

添付資料-25 維持管理点検について

1. 概要

当資料は、6. 維持管理の方法等を適用した事例として、点検を実施した事例について記述したものである。

2. 維持管理の目的

対策工には経年による部材の劣化(腐食等による)や地盤の侵食が懸念されるとともに、降雨や地 震による斜面の変状、さらにはこれらに伴い対策工に変状が発生する可能性がある。したがって、対 策工の機能や効果を想定される供用期間にわたって維持するためには、点検することが重要である。 また、対策工の設計手法が地震動に対してある程度の変位を許す性能設計であることから、災害後の 本対策工が健全であるかの点検も重要となってくる。

3. 点検方法

点検は、目視で行うことを基本とする。目視点検時に異常が確認された場合は、図 174 に示すよう に 2~3 名で、特別な計測機器を用いることなく迅速に現地で地山の変形量を簡易に計測する方法とし ている。その方法は、あらかじめ設置された不動点と施工されたロックボルト頭部の間隔(およそ 4m 間隔)をメジャーで測定する簡易な方法である。計測された変形量が許容変形量以上であれば中程度の 変状、それ以下であれば軽微な変状と判断することとした。なお、この許容変形量は、これまで設計 手法を整理するために行った実験や文献を参考にせん断変形の場合は移動層厚の 5%、すべり変形の場 合は移動層厚の 10%としている。



図 174 管理基準軸の頭部間隔計測実施状況の例 90)

4. 点検結果の評価事例

モニタリング箇所においては、対策斜面と無対策斜面を対象に地表伸縮計、地中傾斜計などの計測を 行なっている。また前述した簡易計測も実施しており、両者のデータの比較を行った。図 175 は、簡 易計測とモニタリング計測の比較である。対策斜面に設置している埋設型傾斜計の変位とほぼ同じ位 置にあるボルト間の簡易計測結果を比較すると、簡易計測にばらつきが認められるが概ね同様の変位 を計測できているものと評価できる。

以上のことから簡易計測で行う点検によって、計測装置が設置されていない箇所においても簡易に 対策工の頭部の変形状況を把握することが可能であると考えられる。



図 175 簡易計測とモニタリング計測の比較90)

⁹⁰⁾ 平武・沖村孝・荒木繁幸・山下雅数・寺岡克己・鏡原聖史・歳藤修一・西原玲二・塩谷嘉宏・山田 裕司:ロープネット・ロックボルト併用工法施工箇所の点検その 2,砂防学会研究発表会概要集, pp. A-142-143, 2013.