

### 3.4 地質調査

#### 3.4.1 対象地域の地質

本節では地表地質踏査の結果についてとりまとめる。

調査対象地域は、中央アフリカ台地に位置し、地質的には中生代の厚い堆積岩類とそれを覆う一連の玄武岩溶岩に特徴づけられる。対象地域では下位から、ジュラ紀中期～後期にかけてのアディグラット累層、アバイ累層、アンタロ累層が分布し、第三紀のアシャンギ累層が部分的にこれらを覆っている。

各層が分布する標高ならびに層厚を表 3.4.1 に示す。図 3.4.1 と図 3.4.2 は、それぞれ地表地質踏査の結果をとりまとめた地質平面図と模式的な地質断面図である。

表3.4.1 各層の標高および層厚

地質年代	累層名	岩相	デジェン側		両岸での 標高相違 (m)	ゴハチヨン側	
			標高(m)	層厚(m)		層厚(m)	標高(m)
第三紀 白垩紀	アシャンギ累層	玄武岩/火砕岩	2440	380	80	380	2520
			2060				2140
第三紀 白垩紀	アンタロ累層	上部石灰岩	1510	550	130	500	1640
			石膏				130
	アバイ累層	下部石灰岩	1350	70	160	70	1510
			1280				160
	アディグラット累層	シルト岩/頁岩	1240	40	80	120	1320
			1030				210

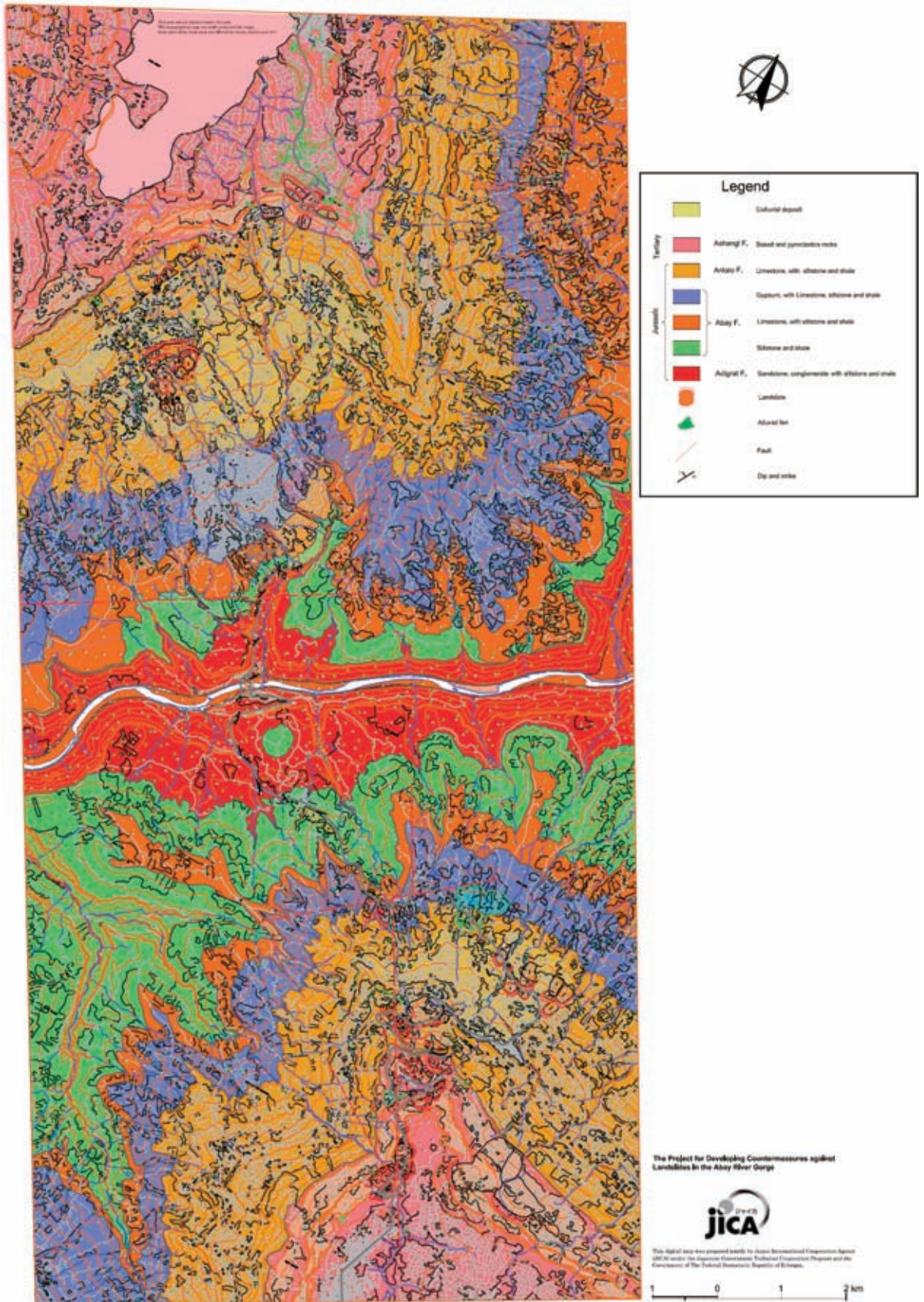


図3.4.1 アバイ溪谷の地質図

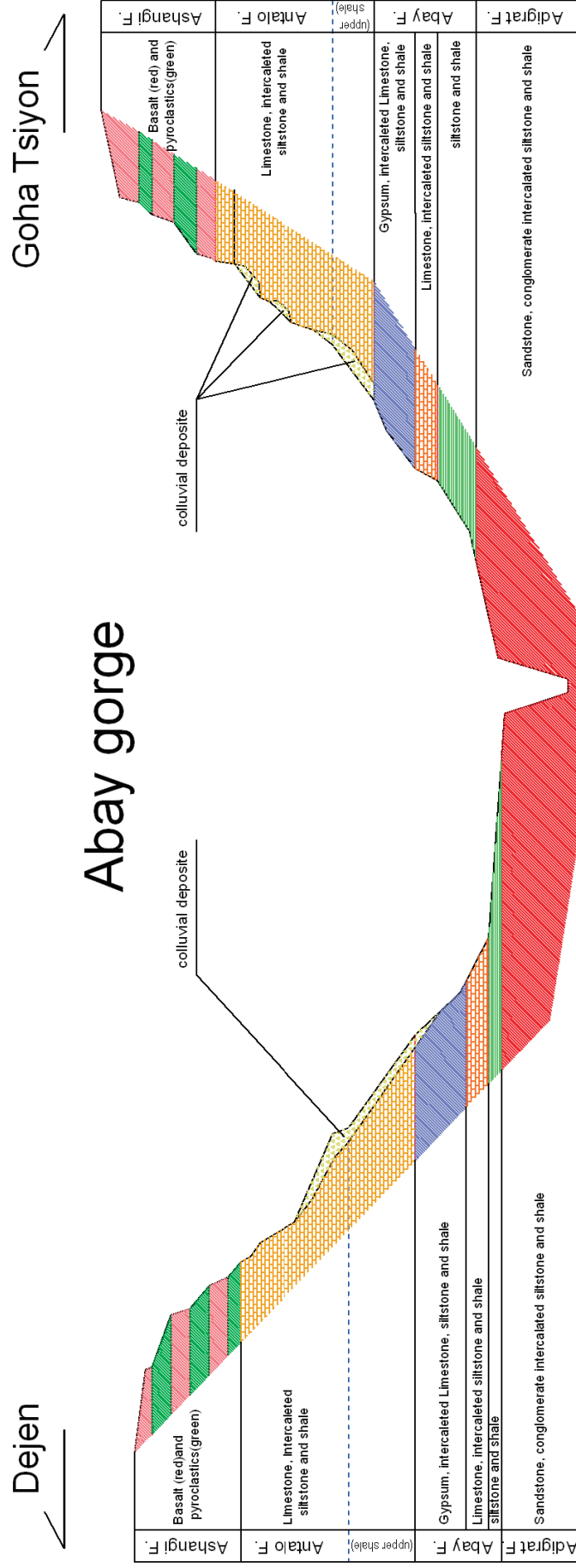


図3.4.2 アバイ渓谷の模式地質断面図

### 3.4.2 地表変状調査

#### a. L/S00 (ST.0+200～1+100)

この地域では L/S00-1 ブロックの末端付近の亀裂が顕著である。L/S00-1 ブロックの末端部が隆起し、地表が逆勾配となっていることと、L/S00-1 ブロック末端の巨石の傾倒方向から推定すると、L/S00-1 ブロックの移動方向は斜面の災害傾斜方向より南西の方向に斜行していると考えられる。

道路より東側の2つの地すべりブロックにも比較的新しい亀裂が確認できることから、微小な変形が継続しているものと思われる。

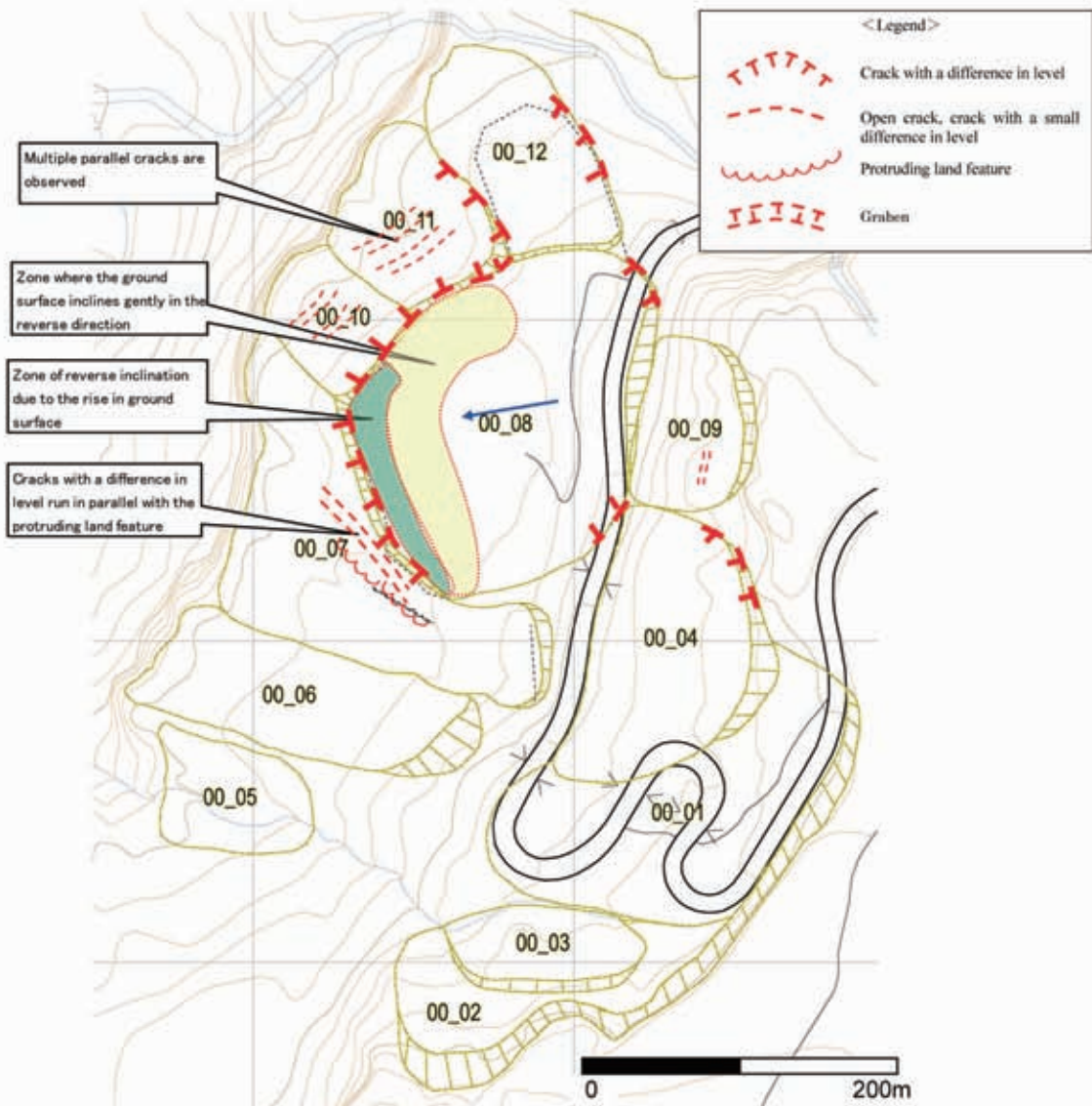


図3.4.3 L/S00 (ST.0+200～1+100) の地表変状

#### **b. L/S05 (ST.4+800～5+600)**

この地域は L/S05-1 ブロックの冠頭部の地すべりから土砂が崩落して、L/S05-1 ブロック頭部に継続的に堆積している。谷側にある L/S05-2 ブロックはかつて L/S05-1 ブロックの移動土塊が流出したブロックである。

L/S05-1 ブロックの中腹部を横断する旧水路地形に沿って新しい亀裂が発生しており、末端右側には小崩壊も発生していることから、L/S05-1 ブロックは微小変位を継続していると考えられる。

L/S05-2 ブロックの頭部に当たる国道の谷側には小崩壊の新しい亀裂が連続しており、このブロックも微小変位が発生しているものと思われる。

#### **c. L/S22 (ST.21+600～22+300)**

この地域には近年活動したと思われる 2 つのブロックがあるが、大きな変位が発生したのは L/S22-1 ブロックである。このブロックは地表水が河川に流れる際の侵食作用によりブロック末端が削られたことにより発生した地すべりであると考えられる。

滑落崖及び右側壁となっている高さ 1～2m の段差亀裂が部分的に付け替えられた新しい道路のすぐ近くまで迫っている。

#### **d. L/S27 (ST.27+200～28+400)**

この地域は複数の地すべりブロックが折り重なるように連続して存在している。近年国道が大きく沈下していることから L/S27-2 ブロックの活動が最も顕著である。L/S27-2 ブロックと L/S27-3 ブロックは 2009 年 4 月時点での道路変状から連続した 1 つのブロックである可能性があるが、衛星画像判読及び現地踏査からその根拠を見つけることができなかったことから、ここでは別ブロックとしている。

破壊された教会や新築中の教会がある L/S27-1 ブロックにも地すべり性の亀裂によると思われる段差地形が複数発達しているが、新鮮で明瞭な亀裂ではない。

一方、L/S28-1 ブロックは連続する新しい段差亀裂と頭部の滑落崖及び陥没帯が確認され、その延長線上に国道の凹地形も確認できる。

#### **e. L/S28 (ST.28+400～28+800)**

この地域は地域全体を包括する大規模な地すべりの頭部に位置し、連続する明瞭な滑落崖とそれにほぼ平行に伸びる山落ちの段差亀裂が存在する。その拡大ブロックとして L/S28-2 が存在している。

ただし、現在の L/S28-3 ブロックが全体の巨大な地すべり地形全体におよぶものか、その一部であるかの判断は、衛星画像解析及び現地踏査の結果からのみでは判断できない。しかし、陥没地形の大きさから判断して幅 300m 以上のブロックであると推定する。

### 3.5 地すべりモニタリング

#### 3.5.1 モニタリング機器の概要

地すべりモニタリングの方法は、変位量（移動量）と発生因子を特定するための観測の2つに分類される。さらに、変位量（移動量）を観測する方法は、表3.5.1に示すようにボーリング孔を利用した観測と地表面上の観測の2つに分類される。

なお、発生誘因としての地下水の流下方向を特定するため塩水（トレーサー）などを投下することによる投下観察、そのほか湧水や降雨などによる表面水観察、地下水観測、地震波観測なども一般的に用いられる手法である。

表3.5.1 地すべりモニタリングの区分

位置	目的	モニタリング方法
ボーリング孔	地すべり面調査	孔内傾斜計測定
		パイプ歪み計測定
		孔内伸縮計測定
	地下水調査	孔内水位測定
		間隙水圧測定
		地下水調査 地下水質調査
地表面	地表面変形調査	地表伸縮計調査
		地盤傾斜計調査
		地盤調査
		GPS 調査
	発生誘因調査	投下観察
		表面水観察
		地震波観測
		交通量調査（道路近傍の地すべり地）

太字は本プロジェクトにて設置



図3.5.1 地すべりモニタリング機器の種類

### 3.5.2 モニタリング機器の配置計画

地すべりモニタリングは、現地踏査等や協議により事前に設定された 5 地区を対象として、地すべり地の活動状況及び特性を把握するために実施した。今回のプロジェクトで採用されたモニタリング機器は 1) 地表伸縮計, 2) 孔内伸縮計, 3) 孔内傾斜計, 4) 自記水位計である。詳細は、以下に示すが、このうち 2)、3)、4)の機器は、地すべり地内の地中に設置することを原則とし、その周囲は砂や礫などによって周囲を充填する。また、1)の機器は地表面の地すべりの滑動方向に沿って設置する。

表3.5.2 モニタリング機器の設置状況

No.	位置	名称	観測機器名			
			地表伸縮計	孔内伸縮計	孔内傾斜計	自記水位計
1	0+800~1+100	L/S00	1	1	3	3
2	4+800~5+500	L/S05	2	1	4	4
3	21+850~22+100	L/S22	0	0	1	0
4	27+500~27+900	L/S27	1	2	3	5
5	28+000~28+700	L/S28	2	3	4	6
Total			6	7	15	18

### 3.5.3 アバイ渓谷におけるモニタリング機器

#### a. 地表伸縮計

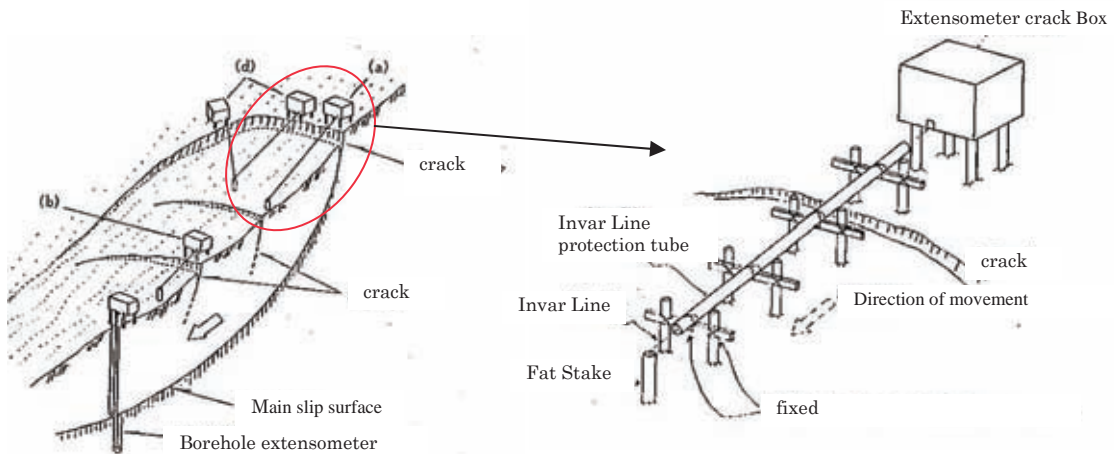


図3.5.2 地表伸縮計の設置概念図

地表伸縮計は地すべりの変動状況や活動度を把握するために設置するもので、一般的には想定される地すべりの活動方向に対して、亀裂や段差をまたいで設置する。

#### b. 孔内伸縮計

孔内伸縮計は、ボーリング孔を利用するもので、すべり面を貫通して測定用ワイヤーを設置し、地すべり活動に伴う移動量を把握する。

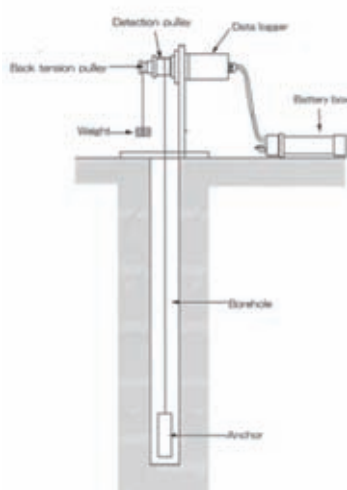


図3.5.3 孔内伸縮計の設置概念図

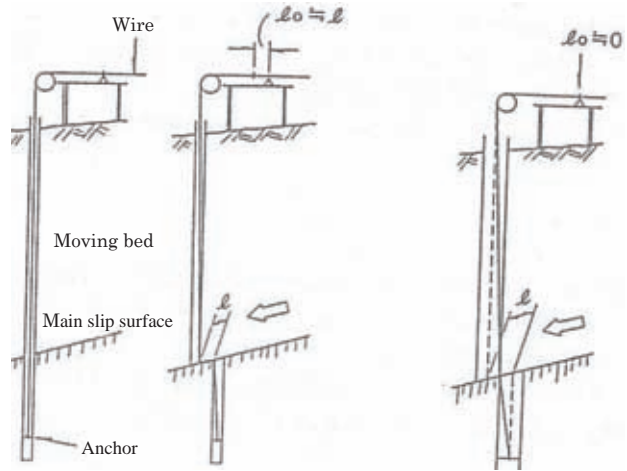


図3.5.4 孔内伸縮計の測定原理

### c. 孔内傾斜計

孔内傾斜計は、すべり面を把握するためボーリング孔を利用してガイドパイプを設置するもので、そのガイドパイプの変位状況や変位深度から地すべりの活動度やすべり面を特定する。孔内傾斜計観測は地すべり土塊の規模や変動状況を把握する上で、もっとも重要な観測の一つである。

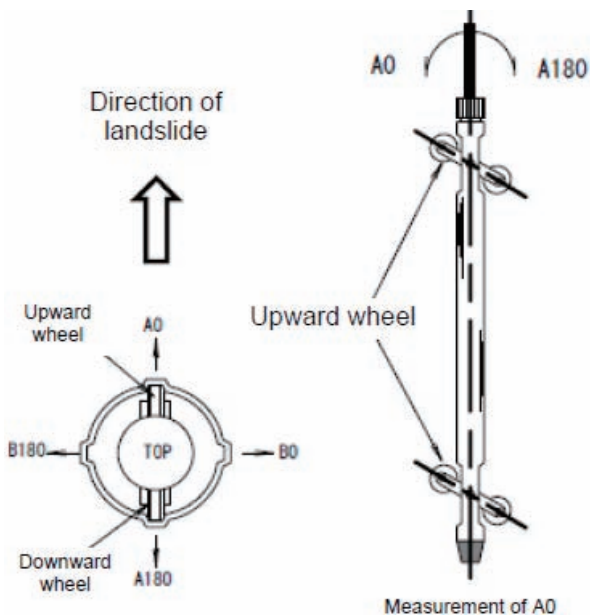


図3.5.5 孔内傾斜計の概念図

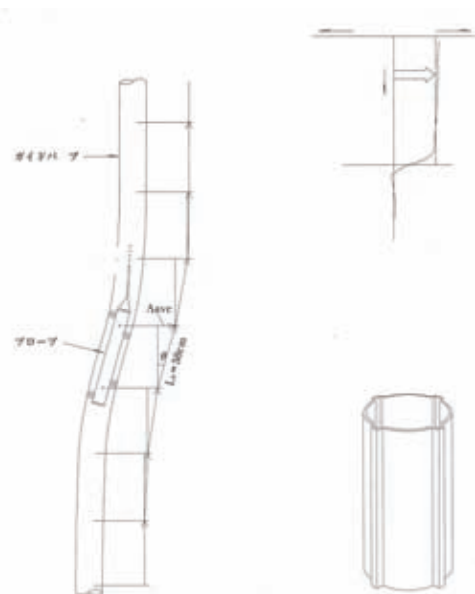


図3.5.6 孔内傾斜計の測定概念図

### d. 自記水位計

自記水位計はボーリング孔を利用して設置する。地すべり活動と地下水変動は密接な関係にあることが多いため、連続観測により地下水の変動状況を把握する。



## 3.6 物理探査

### 3.6.1 弾性波探査

#### a. 調査目的

弾性波探査は、地震探査ともいわれ、大地に弾性波を発生させて伝搬速度を測定し、比較的浅い地質構造を明らかにする方法である。地すべり調査では、地すべり地の風化土層や風化の程度を推定したり、地層の層序や断層・破碎帯を把握する場合に利用する。また、地下構造を推定して地下水排除工計画の基礎資料とする。弾性波探査の測線は一般に、地すべりの移動方向や地層の走向傾斜の方向に設定し、測線長は探査深度の少なくとも6～7倍以上、15倍以内とする。

#### b. 探査方法

一般に、弾性波速度は以下のような地質との間に密接な関係があり変化する。

- 地層の生成年代
- 地層の成因
- 地層の変質程度
- 地層の割れ目の発達程度
- 地層の含水状態

弾性波速度は、固結度が高い岩盤では速いが、仮に固結程度が同じであっても、割れ目が発達して変質した岩盤では低下する。

#### c. 解析方法

解析には走時曲線を用いる。走時曲線は、測定記録（サンプリングタイム 500 $\mu$ ）の中から、起振点から各受振点までの弾性波初動の到達時間（走時）を1/1000秒単位で読み取り、走時曲線を作成する。

走時曲線の形状は地下の速度構造が反映されている。走時曲線の勾配は見かけ上の弾性波速度の大きさ（曲線の勾配が小さいほど速度値は大きい）を表している。走時曲線上において同一層として示されている層であっても、層厚が変化すると速度も変化する。この走時曲線の変化から、地下の速度構造を推定することができる。

#### d. 探査結果

プロジェクトで設置した各側線の全ての走時曲線と速度断面図は付録に示す。

速度断面図は0.30～3.00km/sの速度を0.15km/s間隔の等値線図でカラー表示した。解析は、走時曲線の検討を「はぎとり法」で行い、速度断面の解析を「トモグラフィ法」で求めた。なお、「トモグラフィ法」では、深くなるほど速度も増加すると仮定した方法で解析を行った。

### 3.6.2 比抵抗法二次元探査

#### a. 探査目的

電気探査は、大地に直流電気を流し、それにより形成される電位から地下の比抵抗分布を明らかにする方法である。電氣的挙動は岩組織・種類および地質状況により変化するので、地下の電気比抵抗を測定し、地下水特性および地質構造を推定することができる。

地すべり調査では、電気比抵抗の二次元的分布から、地すべり斜面の風化層、基岩層、透水層の層準および連続性、断層の存在位置および連続性を推定することができる。推定結果は地下水排除工計画の基礎資料とする。

比抵抗法二次元探査では、5m 間隔に配置した電極を用いて高密度の電位測定を行う。得られた電位データをコンピュータで逆解析（インバージョン）して、比抵抗分布を求める。

#### b. 探査方法

一般に、地山の比抵抗は次のような傾向を示す。

- 花崗岩のような粗粒鉱物よりなる岩の比抵抗値が大きいものに対して、泥質起源の岩石の比抵抗値は小さい。
- 同一地質であれば、新鮮岩に対して風化変質岩は低比抵抗値を示すことが多い。
- 含水が大きいほど比抵抗値は低くなる傾向を示す。
- 断層や破砕部あるいは変質部の比抵抗値はその周辺と比較して低下している場合が多い。
- 礫層と粘土層を比較すれば礫層の比抵抗値が大きい。

上記のような傾向が認められるものの、一般に地山の比抵抗値は電気を通しやすい鉱物（粘土鉱物など）の含有量、間隙率、水分含有量・飽和度、間隙水の水質（比抵抗）、温度といった多くの要因に左右される。また、比抵抗は地層・岩石の違いのみならず、同一地層・岩体内の岩相変化、風化・熱水変質の程度、含水状況などを端的に表していることが多い。

#### c. 解析方法

測定した多量の電位データから地下の比抵抗断面図（カラー）を求めるため、「非線形最小二乗法」を用いて逆解析（インバージョン）を行う。解析には AGI 製 2DEarthImager を用いた。

#### d. 探査結果

プロジェクトで設定した各測線の全ての比抵抗断面図は付録に示す。

### 3.7 ボーリング調査

#### 3.7.1 ボーリング調査計画

ボーリング調査では、すべり面、地質性状、地質構造を把握するため、地盤から直接コアサンプルを入手する。本プロジェクトにおけるボーリング掘削は、径 63.5 mm でオールコア掘削とする。また、ボーリング機材は GSE のものを使用し、オペレーターも GSE の職員である。以下に本プロジェクトで使用したボーリング機材の仕様を示す。

[本体]	[エンジン]	[ポンプ]
Crysten Rig,		Triplex ポンプ
Top200 Rig	Crystensen	Duplex ポンプ

当初のボーリング調査計画を表 3.7.1 に示す。またボーリング調査位置図ならびにモニタリング位置図を図 3.7.1-3.7.4 に示す。

表3.7.1 ボーリングおよびモニタリング計画一覧

No.	位置	箇所名	ボーリング調査			モニタリング機材			建設 仮設 道路 (m)
			No.	掘削 (m)	標準貫入 試験 (回)	自記 水位計 (m)	孔内 傾斜計 (m)	孔内 伸縮計 (m)	
1	0+800～ 1+100	L/S00	B00-11	50	0			50	
			B00-12	35	1		35		
			B00-13	38	0				
			B00-14	30	5	30			1
			B00-15	30	20		30		190
			B00-16	25	15	25			70
			B00-21	30	0	30			
		B00-22	21	0		11			
2	4+800～ 5+500	L/S05	B05-10	30	5	30			190
			B05-11	35	0			35	
			B05-12	32	0	32			
			B05-13	35	5	35			80
			B05-20	35	5		35		40
			B05-21	35	0		35		
			B05-22	30	0		30		
			B05-23	35	5		35		80
			B05-31	35	0	35			
			B05-32	30	0				
3	21+850～ 22+100	L/S22	B22-11	20	0		20		
4	27+500～ 27+900	L/S27	B27-09	40	40	40			200
			B27-10	25	25	25			200
			B27-11	25	0		25		
			B27-12	25	0			25	
			B27-13	25	25			25	110
			B27-20	40	40		40		100
			B27-21	25	0	25			
			B27-22	27	0		27		
			B27-23	25	0	25			
B27-24	25	25	25			70			
5	28+000～ 28+700	L/S28	B28-10	40	40	40			250
			B28-11	25	0		25		
			B28-12	30	30			30	150
			B28-13	30	30		30		10
			B28-21	25	0	25			
			B28-22	30	30	30			130
			B28-23	25	25	25			10
			B28-31	25	0		25		
			B28-32	40	0		40		
			B28-33	30	30	30			180
			B28-34	25	25	25			220
			B28-41	45	0			45	
B28-42	30	30			30	180			
2010 箇所数				22	22	6	10	4	
2010 延長 (m)				678	1	172	273	155	
2011 箇所数				20	20	12	5	3	20
2011 延長 (m)				615	455	360	170	85	2,461
合計箇所数				42	42	18	15	7	
合計 延長(m)				1293	456	532	443	240	

2010年掘削  
 2011年掘削



図3.7.1 L/S00におけるボーリング調査位置図

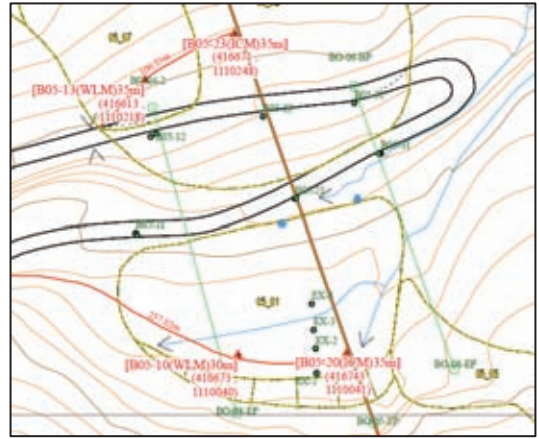


図3.7.2 L/S05におけるボーリング調査位置図

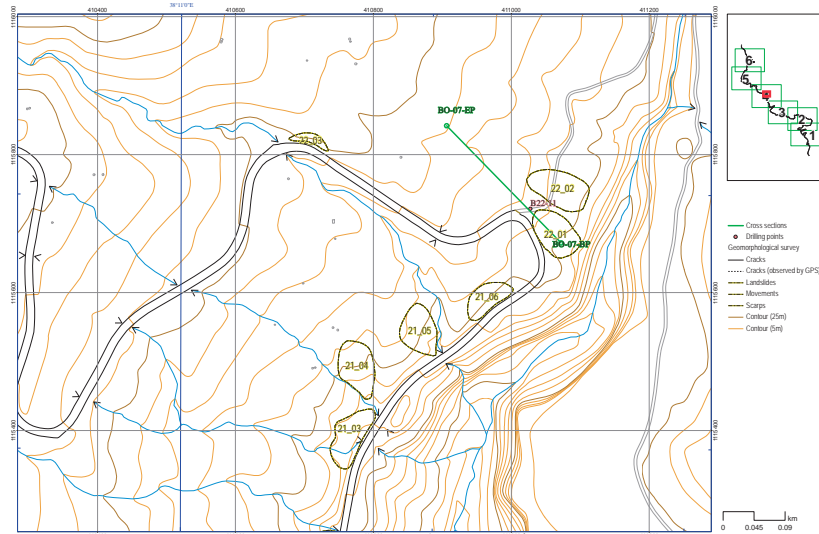


図3.7.3 L/S22におけるボーリング調査位置図

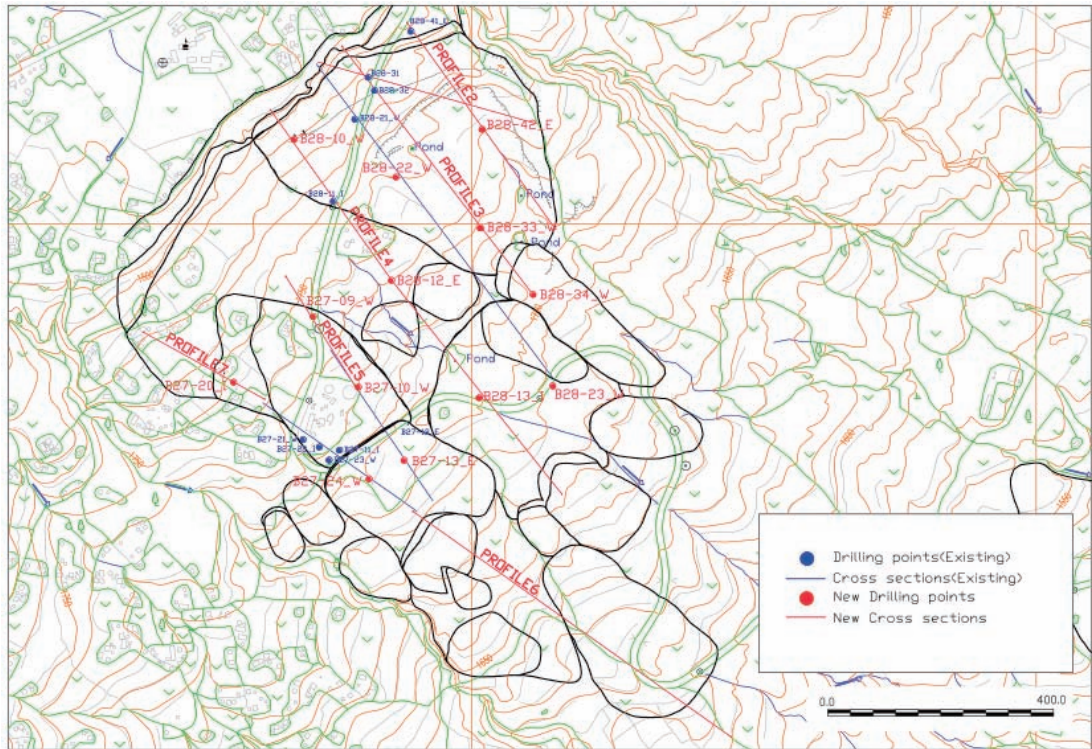


図3.7.4 L/S27とL/S28におけるボーリング調査位置図

### 3.7.2 ボーリング調査結果

ボーリング調査および設置したモニタリング機材の結果一覧を以下にまとめる。

表3.7.2 ボーリングおよびモニタリング結果一覧

No.	位置	箇所名	ボーリング調査			モニタリング機材			建設 仮設 道路 (m)
			No.	掘削 (m)	標準貫 入試験 (回)	自記 水位計 (m)	孔内 傾斜計 (m)	孔内 伸縮計 (m)	
1	0+800～ 1+100	L/S00	B00-11	50	0			50	
			B00-12	35	1		35		
			B00-13	38	0				
			B00-14	30	0	30			30
			B00-15	30	20		30		190
			B00-16	25	15	25			70
			B00-21	30	0	30			
			B00-22	21	0		11		
2	4+800～ 5+500	L/S05	B05-10	30	5	30			190
			B05-11	35	1			35	
			B05-12	32	0	32			
			B05-13	35	0	35	35		35
			B05-20	35	5		35		40
			B05-21	35	1		35		
			B05-22	30	0		30		
			B05-23	40	0		40		40
			B05-31	35	0	35			
B05-32	30	0							
3	21+850～ 22+100	L/S22	B22-11	20	0		20		
4	27+500～ 27+900	L/S27	B27-09	50	0	50	50		50
			B27-10	25	0	25			50
			B27-11	25	0		25		
			B27-12	25	0			25	
			B27-13	25	25			25	110
			B27-20	40	40		40		100
			B27-21	25	0	25			
			B27-22	27	0		27		
			B27-23	25	0	25			
			B27-24	25	25	25			70
5	28+000～ 28+700	L/S28	B28-10	40	40	40			250
			B28-11	25	0		25		
			B28-12	30	30			30	150
			B28-13	30	0		30		30
			B28-21	25	0	25			
			B28-22	30	30	30			130
			B28-23	30	0	30			30
			B28-31	25	0		25		
			B28-32	40	0		40		
			B28-33	30	30	30			180
			B28-34	25	25	25			220
			B28-42	30	30			30	180
B28-41	45	0			45				
2010 箇所数				22	22	6	10	4	
2010 延長 (m)				678	3				
2011 箇所数				7		5	4		7
2011 延長 (m)				240					240
合計				918	22	11	14	4	

GSEにより実施予定

## 3.8 落石調査/土石流調査

### 3.8.1 落石調査

落石は主に、重力の作用によって地下水と浸食により不安定化した岩盤が落下するもので、他の災害形態に比べて移動速度が極めて速い。本プロジェクトでは、トップリングによる岩盤崩壊も落石の一種として取り扱う。

落石調査はゴハチヨンからデジェンまでの約 40km 区間において、地形図、衛星写真をもとに落石危険箇所の地形・地質、落石状況を確認した。なお、当区間には落石危険箇所が多く存在し、斜面高も高いため、危険箇所をブロック分けし、落石の危険性が高い測線を重点的に調査した。

斜面形状は自然斜面、切土のり面、切土のり面と自然斜面の複合斜面の 3 つに分かれ、落石の発生形態は斜面の地形・地質条件に大きく関わっている。

当該路線の落石危険箇所を次頁に示した。

落石危険箇所の勾配や斜面高は代表測線において、簡易測量を行い求めたものである。したがって、斜面全体を網羅するものではないが、落石危険箇所の代表的な断面とし、落石シミュレーションに使用した。

調査結果より、当該路線の落石危険箇所を 16 地区（RF00-1～RF35-1）に区分した。

表3.8.1 落石危険度評価

Rockfall No.	Station No.	区分	地形	土質・地質・構造		表層の状態		勾配・高さ	のり面・斜面の変状	既設対策の有無と効果の程度	履歴	雨降の落石発生箇所		備考
				地質	前地質の土質・岩質・構造	表層の状況	勾配・高さ					2010年	2011年	
RF00-1	0+150 ~ 0+380	cut slope	台地裾部	Weathered Basalt	新れ目の密度が高く、開口電撃も多い。	やや不安定	なし	H<15	開口電撃	-	被災の程度・程度区分	2010年 ST.0+350	2011年 ST.0+350	小規模な落石が多く、2011年の雨期にも落石が発生している。規模の大きな落石はないが、岩盤全体に電撃が頻発する。
RF00-2	0+740 ~ 1+080	cut slope	急急峻明瞭・台地裾部	Basalt/Weathered Basalt	新れ目の密度が高く、開口電撃も多い。一部オーバーハンング状態が認められる。	やや不安定	なし	4.5<=H<30	開口電撃	-	被災の程度・程度区分	ST.0+900 ST.1+000	ST.0+930 ST.1+080	切土面に崩れ出現し、その上には玄岩岩層が露出する。雨期に落石を頻発しており、2011年雨期にも規模の大きな落石が発生している。自然斜面から玄岩岩層が崩壊しており、地すべりとも落石の危険性が高い。
RF01-1	1+160 ~ 2+000	cut slope	台地裾部・オーバーハンング	Basalt/Weathered Basalt	新れ目の密度が高く、開口電撃も多い。斜面一部はオーバーハンング状態が認められる。	不安定	なし	30<=H<50	開口電撃	効果は低い(一部区間)	被災の程度・程度区分	ST.1+820	ST.1+820	台地裾部が落石発生源で、斜面内には巨石が分布するが、道路の両側の岩盤は、交通による落石発生による落石が少ない。また、当地域は雨期雨量も多く、落石・崩壊現象に起因して崩壊が頻発している。
RF02-1	2+080 ~ 2+780	cut slope	急急峻明瞭・台地裾部	Weathered Basalt	新れ目の密度が高く、開口電撃も多い。斜面一部はオーバーハンング状態が認められる。	不安定	なし	15<=H<30	開口電撃・小落石	-	被災の程度・程度区分	ST.2+160 ST.2+250 ST.2+600	ST.2+240 ST.2+250 ST.2+600	落石は小規模であるが、頻発している。玄岩岩層に電撃が頻発し、斜面に崩れ出現し、その上には玄岩岩層が露出する。雨期に落石を頻発しており、2011年雨期にも規模の大きな落石が発生している。自然斜面から玄岩岩層が崩壊しており、地すべりとも落石の危険性が高い。
RF03-1	3+920 ~ 4+880	cut slope	急急峻明瞭・台地裾部	Basalt/Weathered Basalt	新れ目の密度が高く、開口電撃も多い。	やや不安定	なし	30<=H<50	開口電撃・小落石	-	被災の程度・程度区分	ST.4+520 ST.4+620 ST.4+680	ST.4+520 ST.4+620 ST.4+680	開口電撃の発生する玄岩岩層の岩層が多く分布する区間である。崩壊現象はオーバーハンングと、落石の崩壊現象が認められる。
RF05-1	5+400 ~ 6+240	cut slope	急急峻明瞭・オーバーハンング	Limestone/Weathered Limestone	斜面上部は電撃の発生するライムストーン。中部、下部は風化したライムストーン。	やや不安定	なし	H<=80	開口電撃・洗掘	効果は低い	被災の程度・程度区分	ST.5+820 ST.5+950 ST.6+020	ST.5+820 ST.5+950 ST.6+020	斜面内に巨石が多く散在しており、オーバーハンングしている箇所も認められる。斜面に崩れ出現し、その上には玄岩岩層が露出する。雨期に落石を頻発しており、2011年雨期にも規模の大きな落石が発生している。自然斜面から玄岩岩層が崩壊しており、地すべりとも落石の危険性が高い。
RF06-1	6+340 ~ 6+800	cut slope	急急峻明瞭・台地裾部	Weathered Limestone	新れ目の密度が高く、開口電撃も多い。	やや不安定	なし	15<=H<30	小落石・力り度食	-	被災の程度・程度区分	ST.6+520 ST.6+600 ST.6+680	ST.6+520 ST.6+600 ST.6+680	切土のり面から小規模な落石が発生しており、雨期に落石が頻発する。
RF13-1	13+520 ~ 13+680	cut slope	急急峻明瞭・脚部浸食	Tuffs	浸食に際し、エロージョンが頻発する。	やや不安定	なし	H<15	小落石・力り度食	-	被災の程度・程度区分	ST.13+820 ST.13+940 ST.14+060	ST.13+820 ST.13+940 ST.14+060	落石防護壁を施工しているが、高さ1mである。落石防護壁を乗り越えて落下している。また、斜面内には巨石が分布している。また、斜面内には巨石が分布している。
RF13-2	13+680 ~ 14+120	cut slope	急急峻明瞭・脚部浸食	Weathered Limestone	新れ目の密度が高く、開口電撃も多い。	不安定	なし	15<=H<30	小落石・力り度食	効果は低い	被災の程度・程度区分	ST.13+820 ST.13+940 ST.14+060	ST.13+820 ST.13+940 ST.14+060	落石防護壁を施工しているが、高さ1mである。落石防護壁を乗り越えて落下している。また、斜面内には巨石が分布している。また、斜面内には巨石が分布している。
RF16-1	16+680 ~ 18+860	cut slope	急急峻明瞭・脚部浸食	Sandstone/Weathered Sandstone	部分的に風化が顕著であり、差別浸食が認められる。	不安定	なし	30<=H<50	小落石・力り度食	-	被災の程度・程度区分	ST.17+420 ST.17+520 ST.17+600	ST.17+420 ST.17+520 ST.17+600	落石の頻発区間で落石は多く発生し、落石発生源は台地裾部の崖面であるが、切土のり面からの浮石型落石も認められる。ST.18+080より斜面には、やや露出面が顕著するが、斜面高が高いため、落石の危険性は低い。
RF19-1	19+900 ~ 20+520	cut slope	急急峻明瞭・脚部浸食	Sandstone/Weathered Sandstone	部分的に風化が顕著であり、差別浸食が認められる。	不安定	なし	H<15	小落石・力り度食	-	被災の程度・程度区分	ST.20+280 ST.20+340 ST.20+460	ST.20+280 ST.20+340 ST.20+460	落石の頻発区間で落石は多く発生し、落石発生源は台地裾部の崖面であるが、切土のり面からの浮石型落石も認められる。ST.20+260より斜面には、やや露出面が顕著するが、斜面高が高いため、落石の危険性は低い。
RF20-1	20+560 ~ 21+360	cut slope	急急峻明瞭・脚部浸食	Sandstone/Weathered Sandstone	部分的に風化が顕著であり、差別浸食が認められる。	不安定	なし	H<15	小落石・力り度食	-	被災の程度・程度区分	ST.20+720 ST.21+000 ST.21+100	ST.20+720 ST.21+000 ST.21+100	切土のり面から小規模な落石が頻発しており、雨期に落石が多く発生している。
RF30-1	30+450 ~ 30+700	cut slope	急急峻明瞭・脚部浸食	Limestone/Weathered Limestone	新れ目の密度が高く、開口電撃も多い。	やや不安定	なし	15<=H<30	開口電撃	-	被災の程度・程度区分	ST.30+560	ST.30+600	斜面全体から落石が認められる。落石は比較的小規模である。また、斜面内には巨石が分布している。また、斜面内には巨石が分布している。
RF32-1	32+000 ~ 32+460	cut slope	急急峻明瞭・脚部浸食	Weathered Limestone	新れ目の密度が高く、開口電撃も多い。エロージョンも発生している。	不安定	なし	15<=H<30	小落石・力り度食	-	被災の程度・程度区分	ST.32+100	ST.32+370	切土のり面から小規模な落石が頻発しており、雨期に落石が多く発生している。また、斜面内には巨石が分布している。また、斜面内には巨石が分布している。
RF4-1	34+020 ~ 34+620	cut slope	急急峻明瞭・脚部浸食	Basalt/Weathered Basalt	新れ目の密度が高く、開口電撃も多い。	不安定	なし	H<15	肌落ち・電撃	-	被災の程度・程度区分	ST.34+350 ST.34+500	ST.34+280 ST.34+370 ST.34+420	切土のり面から落石が多く発生している。また、切土のり面上方にも巨石が分布する。落石の頻発区間である。
RF35-1	35+300 ~ 35+600	cut slope	急急峻明瞭・脚部浸食	Basalt/Weathered Basalt	新れ目の密度が高く、開口電撃も多い。	やや不安定	なし	15<=H<30	電撃・開口電撃	-	被災の程度・程度区分	ST.35+560	ST.35+560	切土のり面から落石が多く発生している。落石は比較的小さい。



### 3.8.2 土石流調査

土石流は巨大な転石や上流斜面での崩壊土砂を泥流の中に含んで流れ、強力な破壊力を持つ。移動速度はきわめて速く、土石流による被害は非常に大きい。土石流は渓谷や谷地形に沿って発生・流下し、谷地形沿いおよび谷の出口付近に被害を及ぼす。土石流によって発生する被害は、土石流の直撃による災害と土石流の後続流等が氾濫することによる災害に分かれる。

土石流の直撃による災害とは、先端部に集中して流下する巨礫等が直接人家等に衝突し発生する災害をいう。一方、土石流などの後続流等が氾濫することによる災害とは、土石流等の先端部が堆積したのち、後続流が流下する際、周辺域へと氾濫することにより浸水被害等が生じる災害をいう。

大規模な土石流の流出形態の概念図を以下に示す。

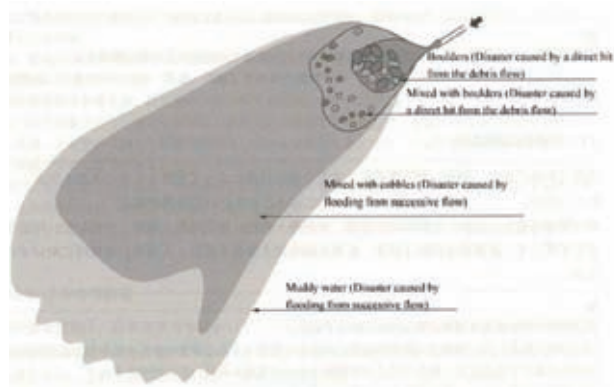


図3.8.1 土石流の概念図

表 3.8.2およびエラー! 参照元が見つかりません。に各溪流の特徴、土石流および土砂流出の危険度評価を示す。

民家や教会など保全対象物の多いフィリクリック村中心部を流れる溪流および、既往資料で土石流の危険性が指摘されている主要な溪流については、道路を起点として簡易測量を行い、溪床勾配や横断形状を測定した。

一般に、土石流危険溪流は溪床勾配や保全対象物の重要度を考慮して決定されることが多いが、当路線を横断する溪流の大半は道路を起点とした上流側の溪床勾配が2°以上であり、土石流が発生した場合、土砂の流出・堆積が予想される。

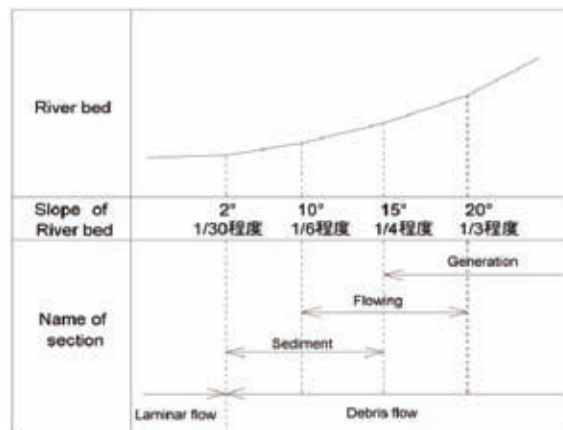


図3.8.2 土砂移動の形態の溪床勾配による目安

土石流の危険性の高い溪流については、流域面積や溪床勾配、過去の土砂流出状況を考慮して決定した。その結果、土石流の危険性の高い溪流はS08-2やS31-2などの小規模な溪流が多く、上流には不安定土砂が多く堆積している。これらの溪流は継続降雨量が少なくても、短時間に集中的な降雨があれば、容易に土砂流出を繰り返し、交通への支障を生じる可能性が大きい。

表3.8.2 土石流および土砂流出危険度評価(1)

Stream.ID	Station	渓流の特性			斜面の特性			既設対策工の有無と堆積状況		道路構造物			備考			
		流域面積 (km2)	流路延長 (km)	渓床勾配が15°以上の流域面積 (km2)	最急渓床勾配	道路付近の渓床勾配 (°)	斜面勾配が30°以上の斜面面積 (km2)	草地および灌木の占める面積 (km2)	不安定な土工事の土砂を伴う有無	区分	堆砂状況	種類		流路幅 (m)	桁下高さ (m)	履歴 土砂流出状況
S01-1	1+130	12.318	33.13	0.003	30°未満	20.9	0.000	0.71	-	砂防ダム	満砂	橋梁	10m以上	5m以上	多い	上流にダムあり。雨期には滝になって、土砂が流出。
S01-2	1+760	0.004	0.85	0.004	30-40°	17.5	0.002	0.00	-	-	-	ボックスカルバート	3m未満	1m~2m	少ない	雨期に流水あり。
S02-1	2+080	0.002	0.62	0.002	30-40°	10.3	0.000	0.00	-	-	-	ボックスカルバート	3m未満	1m~2m	少ない	雨期に流水あり。
S06-1	6+930	0.005	0.12	0.003	30°未満	8.6	0.000	0.00	-	-	-	ボックスカルバート	3m未満	1m~2m	少ない	雨期に流水あり。
S07-1	7+190	0.025	0.48	0.018	30-40°	10.4	0.001	0.01	-	-	-	ボックスカルバート	3m未満	1m~2m	少ない	雨期に流水あり。
S08-1	8+230	0.008	0.25	0.000	30°未満	6.2	0.000	0.00	-	-	-	ボックスカルバート	3m未満	1m~2m	中くらい	ボックスカルバート内に石礫がやや多く堆積する。
S08-2	8+980	0.074	2.48	0.068	30°未満	9.2	0.001	0.04	-	-	-	ボックスカルバート	3m未満	1m未満	多い	ボックスカルバートが閉塞している。2010年雨期に土砂流出。
S09-1	9+220	4.203	10.64	1.681	40°以上	3.2	0.126	1.01	-	-	-	ボックスカルバート	3m~5m	5m以上	多い	過去に土石流が発生し、上流の横断施設が破損。
S10-1	10+810	6.206	8.59	2.627	40°以上	4.2	0.213	1.83	-	砂防ダム(道路下流)	満砂	ボックスカルバート	3m~5m	2m~3m	多い	道路下流にダムあり。流域面積が広い。
S11-1	11+030	0.186	1.91	0.000	30°未満	4.5	0.000	0.06	-	-	-	ボックスカルバート	3m未満	2m~3m	中くらい	ガリーの発達した小溪流。流末にガビオンを施工中。
S11-2	11+440	0.036	0.06	0.001	30°未満	4.6	0.000	0.01	-	-	-	ボックスカルバート	3m未満	2m~3m	多い	ガリーの発達した小溪流。ボックスカルバート内に土砂や石礫が堆積。
S11-3	11+790	0.192	0.32	0.033	30°未満	6.9	0.000	0.06	-	-	-	ボックスカルバート	3m未満	2m~3m	少ない	ガリーの発達した小溪流。
S12-1	12+000	0.075	1.34	0.000	30°未満	6.1	0.000	0.02	-	-	-	ボックスカルバート	3m~5m	3m~5m	中くらい	ガリーの発達した小溪流。ボックスカルバート内に土砂や石礫が堆積。
S12-2	12+320	0.010	0.07	0.000	30°未満	6.3	0.000	0.00	採掘場から土砂流入	-	-	ボックスカルバート	3m未満	2m~3m	少ない	採掘場から土砂の流入あり。
S12-3	12+740	0.015	0.47	0.001	30°未満	9.0	0.000	0.01	採掘場から土砂流入	-	-	ボックスカルバート	3m未満	1m~2m	多い	採掘場から土砂の流入あり。
S13-1	13+370	0.511	2.01	0.108	30°未満	8.7	0.000	0.18	-	-	-	ボックスカルバート	3m未満	3m~5m	少ない	道路上流に巨石が分布するが、ボックスカルバート内に土砂の堆積はない。
S13-2	13+430	0.101	0.66	0.034	30°未満	8.6	0.000	0.05	-	-	-	パイプカルバート	3m未満	1m~2m	少ない	ガリーの発達した小溪流。
S13-3	13+620	1.207	3.02	0.692	40°以上	11.5	0.107	0.39	-	-	-	ボックスカルバート	3m~5m	3m~5m	中くらい	道路上流に巨石が分布するが、ボックスカルバート内に土砂の堆積はない。
S13-4	13+660	0.035	0.56	0.028	30-40°	16.5	0.004	0.01	-	-	-	パイプカルバート	3m未満	1m~2m	少ない	ガリーの発達した小溪流。渓岸浸食が進行している。
S14-1	14+120	0.088	0.42	0.054	30-40°	28.7	0.002	0.03	-	-	-	ボックスカルバート	3m未満	2m~3m	少ない	ガリーの発達した小溪流。渓床勾配は急。
S14-2	14+700	0.095	0.82	0.056	30-40°	15.4	0.005	0.03	採掘場から土砂流入	-	-	パイプカルバート	3m未満	1m未満	中くらい	採掘場から土砂の流入あり。
S15-1	15+890	0.024	0.25	0.000	30°未満	1.7	0.000	0.01	-	-	-	パイプカルバート	3m未満	1m未満	少ない	渓床勾配が緩く、流路が不明瞭。
S16-1	16+660	0.136	1.29	0.002	30°未満	4.2	0.000	0.05	-	-	-	ボックスカルバート	3m未満	3m~5m	少ない	渓床勾配が緩く、雨期に流水あり。

表3.8.3 土石流および土砂流出危険度評価(2)

Debris Flow No.	Station	渓流の特性			斜面の特性		既設対策の有無と堆積状況		道路構造物			履歴 土砂流出状況	備考			
		流域面積 (km <sup>2</sup> )	流路延長 (km)	渓床勾配が15°以上の流域面積 (km <sup>2</sup> )	最急渓床勾配 (°)	道路付近の渓床勾配 (°)	斜面勾配が30°以上の斜面面積 (km <sup>2</sup> )	斜面勾配が30°以上の斜面面積 (km <sup>2</sup> )	不安定な土砂を伴う土工の有無	区分	堆積状況			種類	流路幅 (m)	桁下高さ (m)
S20 -1	20+530	7.829	26.14	1.242	40°以上	9.9	0.207	1.31	-	砂防ダム	満砂	ボックスカルバート	3m~5m	5m以上	多い	上流にダムあり。満砂状態で、軸部が破損。流域面積が広い。
S20 -2	20+980	0.109	0.31	0.005	30-40°	32.2	0.000	0.01	-	-	-	-	3m未満	-	中くらい	道路側溝で処理できない流水が路上へ流出。雨期に流路となる。
S21 -1	21+280	0.027	0.52	0.004	30-40°	55.7	0.001	0.00	-	-	-	-	3m未満	-	少ない	道路側溝で処理できない流水が路上へ流出。
S21 -2	21+470	0.025	0.62	0.003	30-40°	30.0	0.000	0.00	-	-	-	-	3m未満	-	少ない	道路側溝で処理できない流水が路上へ流出。
S21 -3	21+600	0.185	0.60	0.005	30°未満	13.7	0.000	0.03	-	-	-	ボックスカルバート	3m未満	1m~2m	少ない	道路側溝で処理できない流水が路上へ流出。雨期に流水あり。
S21 -4	21+640	0.010	0.34	0.002	30°未満	11.5	0.000	0.00	-	-	-	-	3m未満	-	少ない	道路側溝で処理できない流水が路上へ流出。雨期に流水あり。
S21 -5	21+770	3.413	16.67	0.590	40°以上	10.4	0.093	0.64	-	-	-	ボックスカルバート	3m~5m	3m~5m	多い	流路延長が長く、土砂供給も多い。
S30 -1	30+060	1.319	0.70	0.248	40°以上	8.5	0.047	0.17	-	-	-	-	3m未満	1m~2m	少ない	雨期に流水あり。
S30 -2	30+420	0.041	0.96	0.033	40°以上	20.7	0.008	0.02	-	コンクリート擁壁	破損	ボックスカルバート	3m未満	1m未満	多い	ボックスカルバートが満砂。2011年の雨期に下流で土砂が流出。
S30 -3	30+720	0.088	0.62	0.041	40°以上	34.9	0.016	0.02	-	-	-	-	3m未満	-	多い	渓床勾配がやや急で、石礫が道路側に堆積。
S30 -4	30+950	0.123	1.35	0.091	30-40°	14.7	0.003	0.02	-	-	-	ボックスカルバート	3m未満	2m~3m	多い	流路底盤が破損。
S31 -1	31+260	0.282	1.45	0.193	30-40°	13.9	0.044	0.06	-	-	-	ボックスカルバート	3m未満	1m未満	多い	ボックス内に多量の土砂が堆積する。
S31 -2	31+580	0.021	0.73	0.016	30-40°	16.8	0.002	0.01	-	砂防ダム	満砂	ボックスカルバート	3m~5m	1m~2m	多い	2008年の雨期に土砂流出。2011年の雨期にも土砂が流出し、交通に支障を生じている。
S31 -3	31+790	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	ハイクアルバート	3m未満	1m~2m	-	流域不明
S32 -1	32+320	0.011	0.25	0.010	30°未満	25.3	0.000	0.00	-	-	-	ハイクアルバート	3m未満	1m~2m	少ない	道路側溝で処理できない流水が路上へ流出。
S32 -2	32+800	12.487	12.11	0.610	30-40°	17.8	0.030	0.77	-	-	-	ボックスカルバート	5m~10m	5m以上	多い	流域面積が広く、道路に上流に巨石が多く分布する。
S33 -1	33+200	0.629	6.12	0.161	30-40°	6.0	0.012	0.12	-	-	-	ボックスカルバート	3m~5m	1m~2m	中くらい	渓床勾配が緩く、雨期に流水あり。
S33 -2	33+500	0.028	0.34	0.014	30-40°	1.7	0.002	0.01	-	-	-	ハイクアルバート	3m未満	1m未満	少ない	排水管が閉塞。
S33 -3	33+860	0.016	0.07	0.015	30°未満	8.8	0.000	0.00	-	-	-	ハイクアルバート	3m未満	1m~2m	少ない	雨期に流水あり。

### 3.9 GIS／データベース

地すべりの調査・解析のためには地形図や衛星・航空写真、ボーリング・モニタリング箇所など、様々な地理空間上の位置情報と関連したデータが必要となる。

そのため、まず日本国内において既往プロジェクトなどで得られた地図・図面や資料を収集・整理した。これを踏まえ C/P や関連機関がどのようなデータを保持しているか聞き取り調査を行った。その上で、必要なデータについては、提供を依頼し、得られたデータを確認、整理した。

一方、本プロジェクトの各専門家による調査結果についても収集・整理し、GIS データベース化した。このデータベースを活用して、調査に必要な図面の作成、解析のためのデータ入出力、ハザードマップ作成などを行った。

### 3.10 各地すべり地区における予察的検討

#### 3.10.1 L/S 00地区

図 3.10.1 にボーリング結果と現地調査及び弾性は探査の結果を縦平面図としてとりまとめた。表 3.10.1 には地すべりブロックの地震探査とボーリング調査の結果をとりまとめ、崩積土・盛土と地山の弾性波速度と深度を検討した。

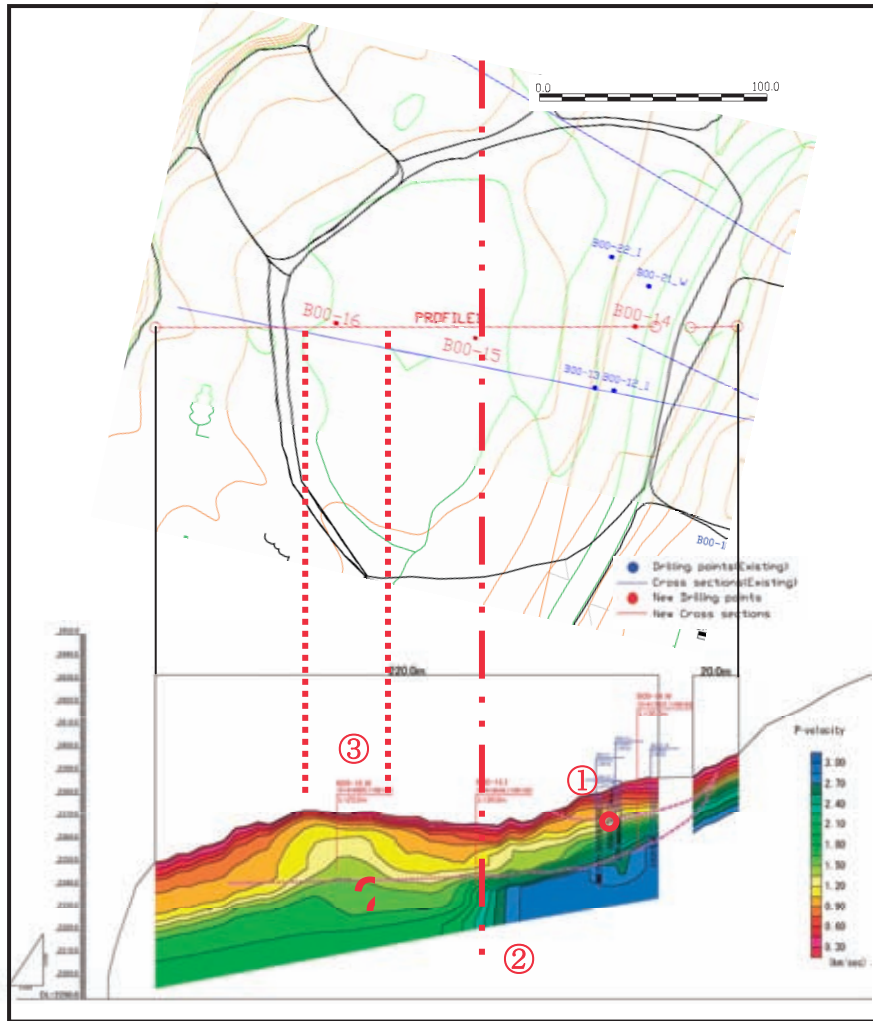


図3.10.1 L/S00 における物理探査断面と平面位置の関係

表3.10.1 L/S00 における地震波探査結果とボーリング調査結果の比較

		boundary of seismic velocity (km/sec)			Borehole NO.	existence depth(m)				
		~1	1~3	3~		sliding mass			basement layer	
						surface soil	embankment	colluvial dep.		
L/S00	Profile 1	10 - 15m	10 - 30m	25 - 30m	B00-21	-	0.00 - 22.10m	22.10 - 25.50m	25.50 - 30.00m	
					B00-12	-	0.00 - 16.60m	16.60 - 31.50m	31.50 - 35.00m	
					B00-22	-	0.00 - 11.30m	11.30 - 21.40m	-	
					B00-13	-	0.00 - 5.00m	5.00m - 23.50m	23.50 - 34.45m	34.45 - 38.00m
					B00-14	to be continue				
					B00-15	post pone				
					B00-16	post pone				

The boundary of colluvial deposit and sliding mass is considered seismic velocity 2.0km/sec on near road (12~25m depth)

### 3.10.2 L/S 05地区

図 3.10.2 は本地区におけるボーリング調査及びモニタリング結果をとりまとめたものである。これを元にすべり面深度及びブロック内の挙動を検討した。

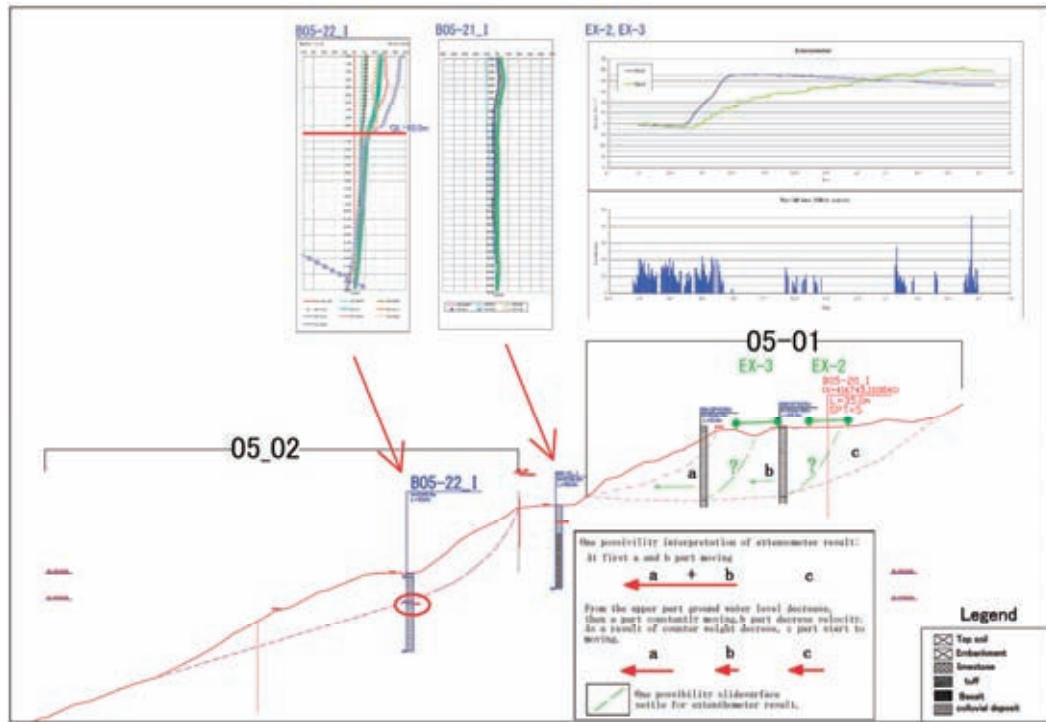


図3.10.2 L/S05 におけるボーリング調査とモニタリング結果の検討

### 3.10.3 L/S 22地区

本ブロック (22-01) は、より大きな地すべりブロックに包括される小ブロックである。崩積土と砂岩の境界はすべり面と考えられ、このすべり面の上面から湧水が確認できる (写真 3.10.1)。



写真3.10.1 対岸からの地すべり 22-01 状況

### 3.10.4 L/S 27地区

弾性波探査とボーリング調査の結果（表 3.10.2）から、堆積物と弾性波速度の関係は、崩積土で 1.0km/sec 以下（□部分）、それ以深の地すべり土塊で 1.0-3.0km/sec（□部分）程度となる。

表3.10.2 L/S27 における地震波探査結果とボーリング調査結果の比較

	boundary of seismic velocity (km/sec)	Borehole NO.			existence depth(m)					
		~1	1~3	3~	sliding mass				basement layer	
					embankment	surface soil	colluvial dep.			
L/S27	Profile 5	10 - 15m	10m - (less than 2km)	-	B27-09	0.00 - 3.90m	-	3.90 - 24.60m	24.60 - 30.00m	30.00 - 50.00m
					B27-10	-	0.00 - 2.20m	2.20 - 13.30m	13.30 - 21.30m	21.30 - 30.00m
					B27-12	-	0.00 - 0.90m	0.90 - 13.40m	13.40 - 25.00m	
	Profile 6	5 - 10m	5 - 30m	20 - 35m						
	Profile 7	5 - 15m	5m - (less than 2km)	-	B27-20	post pone				
					B27-21	-	0.00 - 0.30m	0.30 - 12.40m	12.40 - 25.00m	-
					B27-22	-	0.00 - 1.70m	1.70 - 15.40m	15.40 - 27.00m	-
					B27-23	-	0.00-9.00m		9.00-25.00m	-
					B27-11	-	0.55 - 8.90m		8.90 - 25.00m	-
	B27-24	post pone								

### 3.10.5 L/S 28地区

弾性波探査とボーリング調査の結果（表 3.10.3）から、堆積物と弾性波速度の関係は、崩積土で 1.0km/sec 以下（□部分）、それ以深の地すべり土塊で 1.0-3.0km/sec（□部分）程度となる。

表3.10.3 L/S28 における地震波探査結果とボーリング調査結果の比較

	boundary of seismic velocity (km/sec)	Borehole NO.			existence depth(m)					
		~1	1~3	3~	sliding mass				basement layer	
					embankment	surface soil	colluvial dep.			
L/S28	Profile 2	5 - 15m	5 - 45m	30 - 45m	B28-41	0.00 - 5.30m	-	5.30 - 9.80m	9.80 - 34.50m	-
					B28-31	-	0.00 - 14.00m	14.00 - 25.00m	-	
					B28-32	-	0.00 - 0.70m	0.70 - 11.80m	11.80 - 32.05m	32.05 - 40.00
	Profile 3	5 - 20m	5m -	-	B28-33	post pone				
					B28-34	post pone				
	Profile 4	5 - 10m	5m -	-	B28-10	post pone				
					B28-11	-	0.00 - 0.40m	0.40 - 13.95m	13.95 - 25.00m	-
					B28-12	post pone				
					B28-13	-	0.00 - 23.00m		23.00 - 26.35m	26.35m - 30.00m
	B28-14	post pone								

# 第4章

---

---

## 地すべり解析



## 4 地すべり解析

### 4.1 水文解析

#### 4.1.1 降雨の特徴

収集したアバイ溪谷における降雨記録から以下のことがいえる。

- 年平均雨量は 1,200mm-1,400mm 程度と比較的少ない。
- 雨期である 7 月及び 8 月の 2 ヶ月で約 600mm-700mm の降雨量があり、年間降雨量の約 50%を記録している。
- 7 月及び 8 月は殆ど 1 日に 1 回降雨があり、月雨量も 300mm を超え、7 月の日平均も約 10mm 程度である。

#### 4.1.2 地すべり発生と誘因

表4.1.1 アバイ溪谷における地すべり発生

位置	時期	被災状況
ST.0+700- ST.1+100	2008雨季	道路沈下
	2009雨季	道路沈下
	2010雨季	道路沈下
ST.4+900- ST.5+200	2006雨季	既存擁壁崩壊
ST.21+850- ST.22+200	2008雨季	既存擁壁崩壊
	2009雨季	地すべり地区の拡大
ST.27+500- ST.27+800	2006（時期不明）	旧教会破損 新教会の壁面亀裂
	毎雨季	道路沈下
ST.28+100- ST.28+600	毎雨季	道路沈下と亀裂
ST.32+250	2009	カルバート破損

JICA (2010)

地すべり発生誘因は、現場の地形、地質、自然条件など数多く挙げられるが、本対象地区であるアバイ溪谷において、誘因として一番大きいと考えられるのは「水」である。直接的には地下水だが、基本的には地下水は降雨から供給されるので、地すべりと降雨との関係が深い。高野（1960）によれば、日雨量 10mm 内外の降雨が 5 日間程度連続して降り続いた場合、最も発生しやすいといわれる。この程度の雨が最も地下浸透に適していると考えられるからであり、これ以上の豪雨の場合には地表流として流出し、地下にあまり浸透しないからである。

発生機構の原理は、地下水が増加すると間隙水圧が増加し有効応力が減少する。その結果、剪断抵抗が低下して地すべりが発生するのである。

### 4.1.3 水文モニタリングの解析

2010年8月より孔内に設置した圧力検知式水位計の設置位置及び諸元を表4.1.2に示す。

表4.1.2 モニタリング箇所および情報

No.	位置	名称	ボーリング孔		水位計延長	モニタリング 開始時期
			No.	延長		
1	ST.0+800 - ST.1+100	L/S00	B00-14	30m	30m	21 Jul. 2011
			B00-21	30m	30m	3 Aug. 2010
2	ST.4+800 - ST.5+500	L/S05	B05-12	30m	30m	14 Aug. 2010
			B05-13	35m	35m	7 Jul. 2011
			B05-31	35m	35m	1 Sep. 2010
3	ST.27+500 - ST.27+900	L/S27	B27-09	50m	50m	29 Jun. 2011
			B27-10	25m	25m	15 Jun. 2011
			B27-11	25m	25m	24 Sep. 2010
			B27-23	25m	25m (11月盗難)	8 Oct. 2010
4	ST.28+000 - ST.28+700	L/S28	B28-21	25m	25m (11月盗難)	9 Sep. 2010
			B28-23	30m	30m	15 Jun. 2011

B27-23 と B28-21 の 2 箇所の地下水位計が 2010 年の 11 月にデータを取得後盗難に遭った。他の水位計は観測を継続しており、資料編に雨量のデータと共に示している。

B00-14 における記録は、2011 年 7 月以降は定常地下水位 31m～32m の範囲で推移している。また、B00-21 は定常地下水位 20m～23m で変動し、2010 年の 8 月から 9 月にかけて地表下 18.1m の最高水位を示している。2010 年 10 月以降は定常地下水位約 20m を保っている。

B05-12 は定常地下水位 31m～32m で変動しており、地表下 31.0m が最高水位となっている。しかし、10 月 9 日からボーリング孔内の地下水が無くなり、地下水位は記録されていない。B05-13 も同様に設置時点よりボーリング孔内に地下水が無く、記録されていない。B05-31 の定常地下水位は 22.0m～23.0m で、2011 年の 9 月に最高水位 21.8m を記録している。

B27-09 の定常地下水位は 15.0m～16.0m が記録されている。しかし、2011 年 7 月 26 日より、地すべりの発生によりボーリング孔が破損し、記録されていない。B27-10 の定常地下水位は 21.0m～23.0m で、2011 年 7 月末に 25.0m 以下の低い記録となっている。B27-21 の定常地下水位は 22.0m～23.0m で、雨期である 9 月 29 日に 21.9m と最高地下水位を記録している。また、乾期の定常地下水位は概ね 23.0m～24.0m 程度である。B27-23 の定常地下水位は 20m～21.0m で、最高地下水位は 11 月 8 日に 20.3m を記録している。しかし、11 月 24 日以降、機器が盗難に遭い、データは取得できなくなった。

B28-21 は定常地下水位及び最高地下水位共に概ね 20.0m 程度である。しかし、此処も機器が盗難に遭い、11 月 24 日以降のデータは無い。B28-23 降雨により地下水位は上昇し、最高地下水位が 14.7m まで上昇したが、定常地下水位は 15.0m～17.0m で推移している。

## 4.2 流域解析

### 4.2.1 流域系

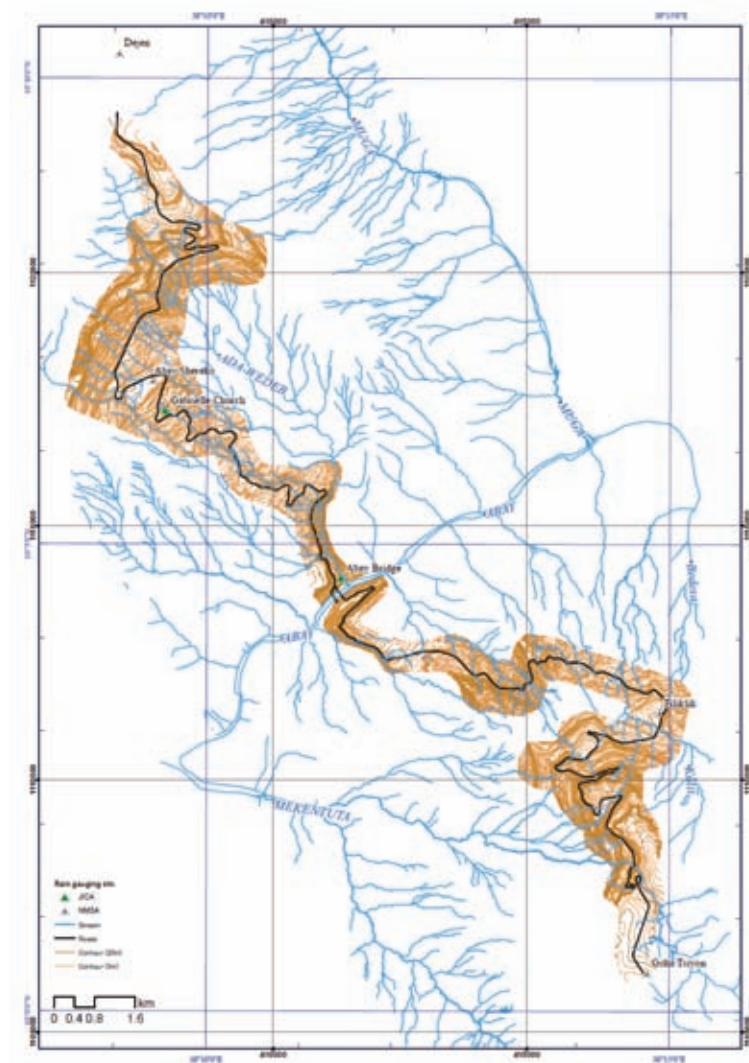


図4.2.1 流域系

### 4.2.2 地下水分布

本プロジェクトの調査対象の5地区に対して、合計4箇所地下水位計が設置されているが、雨季における有効なデータが得られていない。したがって、降雨と地下水位の関係を完全に把握できていないが、今回の対象地の地勢や谷形状より判断すれば、降雨による水が地下浸透や表流水として地下水を涵養していることは明らかであり、地下水位の上昇に参与していることは間違いないと判断できる。

さらに、本プロジェクト終了後、GSE自ら地下水位計を追加設置予定であり、それらを含めて観測を継続し、湧水量や地下水位の変化を把握することにより地下水分布及び流れの状況が明らかとなる。

### 4.3 地すべり地域の同定と評価

#### 4.3.1 衛星画像判読

対象としているアバイ渓谷には、現在の谷地形が形成される過程で発生したと思われる大規模な地すべり地形が多数存在している。これらの古い地すべり地形は衛星写真から明瞭に判別できる。

図 4.3.1は LS05-01 付近の衛星写真判読結果であるが、L/S05-01の地すべりブロックを囲む馬蹄形の急崖は大昔にこの馬蹄形地形を形成した旧地すべりの滑落崖である。その後、後背斜面で発生した地すべり（L/S03-01 など）の移動土塊が地すべり頭部に堆積し、2次的な地すべりが発生したものが現在の L/S05-01 地すべりブロックであると解釈することができる。



図4.3.1 古い地すべり地形の例(L/S05-01)

L/S26からL/S28の付近などは崩積土が広く分布する地域に複数の地すべり地形が存在する地域である。地すべりが折り重なるように分布していることから1つの地すべり地形を特定して抽出することは容易ではない。衛星写真から判読可能な地すべり地形の中で、明瞭に判読できる範囲、道路の変形や新鮮な滑落崖などの地表面象として移動ブロックを確認できる範囲を地すべりブロックとして判断した。ブロック境界の位置が衛星写真判読のみでは明瞭でない場合はGPS計測による道路変形の位置や亀裂の分布位置と照合して、ブロック境界の位置を特定した。

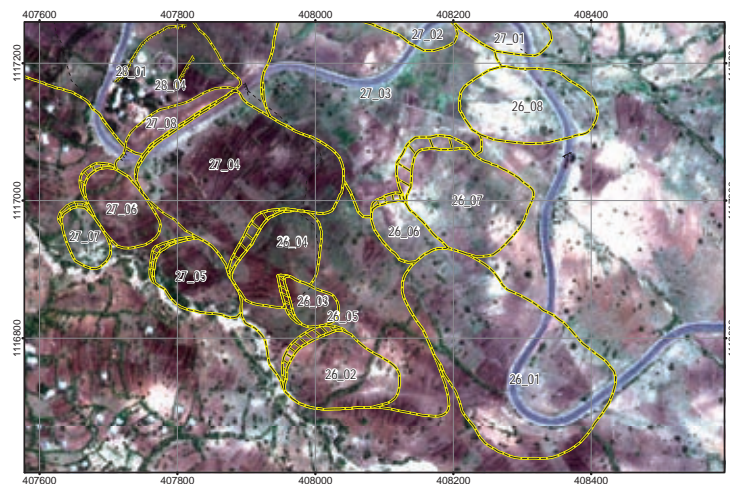


図4.3.2 地すべり地形の衛星写真判読の例(L/S26~L/S27)

### 4.3.2 地すべり分布

地すべりは、運動方向、規模、活動性、メカニズムなどによって、ブロック区分できる。地すべり分布図には、そうした共通の条件を持つブロックに細分したものを表示した。

調査地域の地すべりの分布傾向を見るため、地すべりと標高および基盤地質の関係を分析した。

#### a. 標高別地すべり数

GISにより、地すべり分布と標高データをあわせて、地すべり数と標高の関係を見た。200mごとの標高での地すべり数を見た場合、ゴハチヨン側では、標高2400～2600mに最も集中し、続いて標高2000～2200m、標高2200～2400mに地すべり数が多くなる。一方、デジェン側では標高1800～2000mに地すべり数が多く、その他は少ない。

#### b. 地質別地すべり数

GISにより、地すべり分布と地質データをあわせて、地すべり数と地質の関係を見た。1km<sup>2</sup>あたりの地質面積と地すべり数を見た場合、玄武岩と火山砕屑岩分布域が最も地すべり頻度が高く、1km<sup>2</sup>あたり17.45個と最も高くなる。続いて、アンタロ累層の石灰岩、シルト岩、頁岩の分布域で、1km<sup>2</sup>あたり12.62個となる。地すべり頻度が低いのは、アバイ溪谷の低いところに分布するアバイ累層の石膏、シルト岩や頁岩、アディグラット累層の砂岩や礫岩などである。全体的に急崖の下や緩斜面には崩積土が多かれ少なかれ堆積し、それが地すべりを引き起こしているところが多い。

表4.3.1 地質別地すべり密度

地質	該当部分の道路延長[m]	面積 [km <sup>2</sup> ]	地すべり数 [個]	地すべり密度 [個/km <sup>2</sup> ]
玄武岩、火砕岩	20659.56	5.39	69	12.81
石灰岩（シルト岩、頁岩を伴）	9181.99	8.59	82	9.54
石膏（石灰岩、シルト岩、頁岩を伴う）	3827.89	1.74	7	4.03
シルト岩、頁岩	2023.25	1.08	3	2.77
砂岩、礫岩（シルト岩、頁岩を伴う）	5386.58	1.76	12	6.83

（崩積土はそれ自体が地すべり土塊であることがあり、ここでは除外した）

### 4.3.3 地すべりブロック特性

図4.3.3は地すべりの微地形をまとめたものである。動きの大きな地すべりは地形に明瞭に表れる。滑落崖はそのうち最もわかりやすい地形のひとつである。地すべりは上部に陥没帯、引っ張り亀裂、池や湿地が見られる。また、その下には分離小丘が見られる。地すべり下部はまわりの斜面より突き出した形になり、そこには圧縮亀裂、圧縮盛り上がり、圧縮じわといった圧縮地形が見られる。また、先端部は前下方にせり出し、河川の流路を曲げることもある。

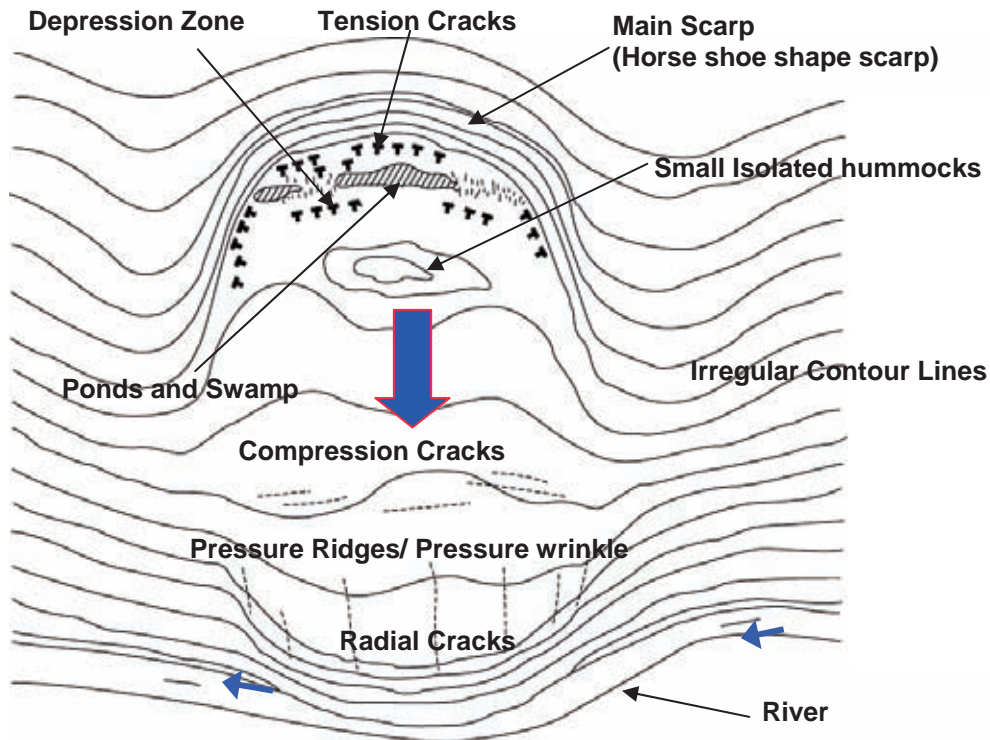


図4.3.3 地すべり地形の模式図

地形図からの判読では、不ぞろいの等高線から地すべりの存在を推定することが出来る。図 4.3.4 は、デジェン側のクララ村周辺の地形図である。左側地域は地すべり地ではなく、等高線が並行で、整然としています。河川の流れも比較的直線的です。一方、右側の地域は地すべり地で、等高線がばらばらで、河川の流路も途切れがちである。地すべり地では表流水が亀裂などに浸透しやすいため、水は地下に浸透して、河川ができにくい。

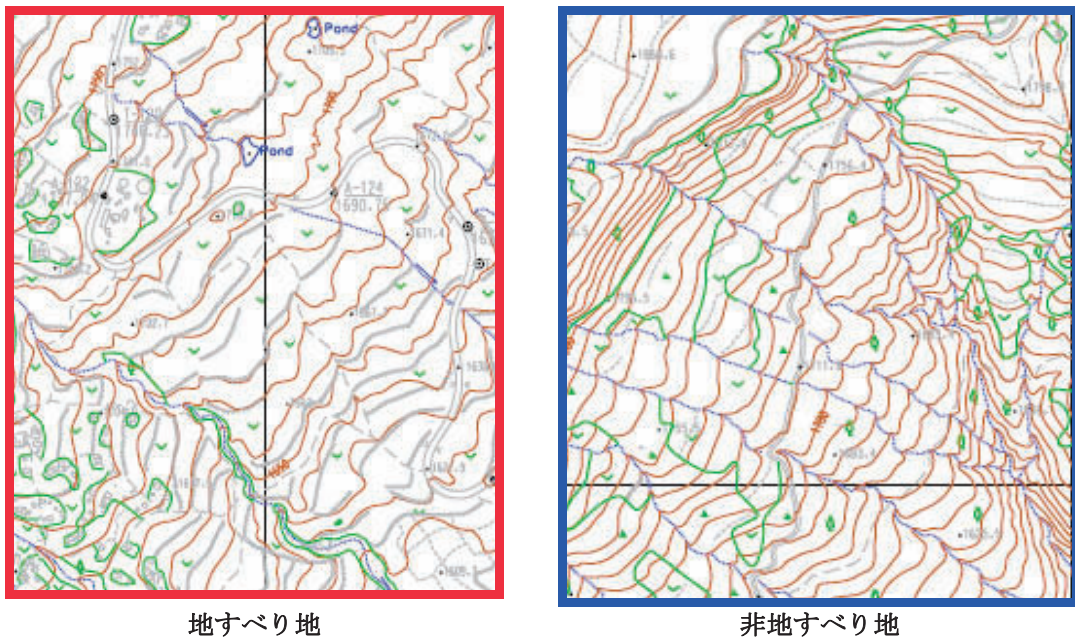


図4.3.4 地すべり地と非地すべり地の等高線の比較(右:地すべり地、左:非地すべり地)

#### 4.3.4 地すべり危険度評価

地すべり危険度評価の結果は、落石、土石流のアセスメントの結果とあわせて、包括的な「土砂災害ハザードマップ」となる。

危険度評価方法は、日本で一般的に用いられている点数式評価法に基づいて行うが、アバイ地域の地すべりの特性を帰納法により取り入れ、調査地域に適合した評価方法とした。

土砂災害ハザードマップは、GIS を利用してできる限り解りやすく作成し、今後の道路管理、対策の優先順位の検討の基礎資料となる。

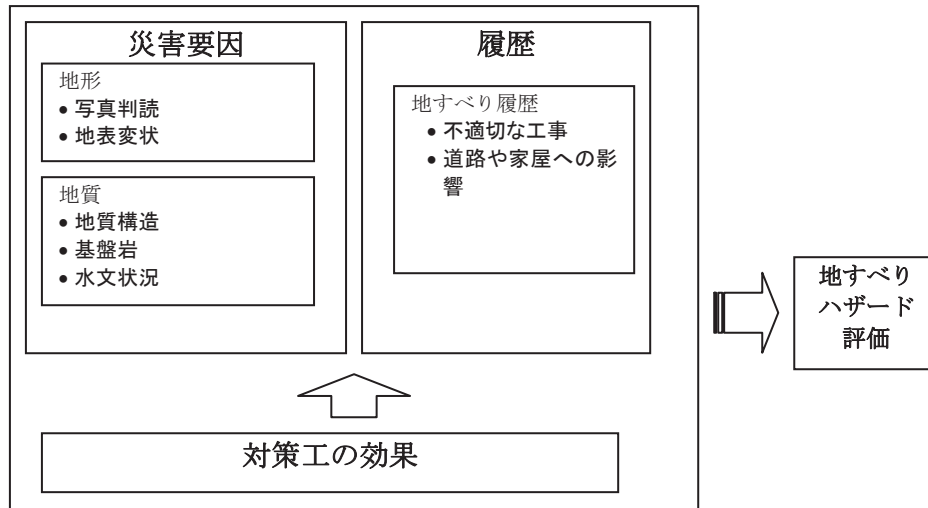


図4.3.5 地すべり危険度評価の流れ

表4.3.2 地すべりハザード判定項目と評価点

分類		4	2	1	0	
A: 災害要因	地形	写真判読	明瞭	一部明瞭	不明瞭	
		地表変状	大きく新しい亀裂、段差、沈降あり	小さく古い亀裂、段差、沈降あり	微細な変状	変状なし
	地質	地質構造		段差、破碎帯、流れ盤	受け盤	
		地すべり部分の基盤岩	火砕岩	崩積土、シルト岩	玄武岩、頁岩、石灰岩	砂岩、石膏
	水文状況	湧水、染み出し多量	湧水、染み出しあり	表流水跡	なし	
B: 履歴	地すべり履歴	不適切な工事		明瞭	やや明瞭	なし
		道路や家屋への影響	明瞭	やや明瞭		なし
C: 対策工の効果		対策工なし: ±0	効果なし: ±0	やや効果あり: -2	効果高い: -4	

また、地すべりの危険性と道路への影響を考慮し、道路に対する地すべりリスク評価を定性的に評価した。道路への影響は、地すべりと道路の位置関係、または地すべり現象が道路まで影響するかどうかを判定した。地すべりハザードランクが高いほど、道路への影響度が高いほど、道路に対する地すべりリスクは高くなる。地すべりごとの危険度評価結果を資料編にまとめた。

表4.3.3 地すべりの道路へのリスク評価

		道路への影響度			
		A	B	C	D
地すべり ハザード	A	I	II	III	IV
	B	II	III	IV	IV
	C	III	IV	IV	IV

#### 4.3.5 地すべり対策優先度

評価した地すべりの道路へのリスクのランク I（道路へのリスクが極めて高い）およびランク II（道路へのリスクが高い）が優先地すべりと考える。これらのいくつかはすでに ERA によって対策工事が行われていたり、本プロジェクトにおいてもボーリング、機材によるモニタリング、物理探査などが行われたりしている箇所も少なくない。

優先地すべり（道路へのリスクの高い斜面）のうち、「I：道路へのリスクが極めて高い」とされる地すべりは、22 地すべり（斜面）、「II：道路へのリスクが高い」とされる地すべりは、40 地すべり（斜面）で、合計 62 地すべり（斜面）が対策の優先度が高いと判定された。



## 4.4 地すべりブロックの解釈

### 4.4.1 各地すべりブロックの地質特性

#### a. L/S00（ST.0+200 to 1+100）地すべりの地質

本地域では、アシャンギ累層の玄武岩と火砕岩類が分布している。対象道路は基盤岩上に建設された盛土で、急崖と平坦面の境界に位置している。本地域の模式的な地質柱状を図 4.4.1に示す。


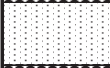





地質	特徴	ボーリング番号
 玄武岩 (1)	ゴハチヨン村の平坦面を形成。	BH00-11
 火砕岩 (1)	砂質凝灰岩～凝灰質砂岩。層厚は2-5 m程度。玄武岩 (2)上に位置する平坦面を形成。	BH00-11
 玄武岩 (2)	塊状で枕状溶岩を含む。現道脇の急崖を形成。	BH00-11
 火砕岩 (2)	細粒凝灰岩～火山礫凝灰岩で、泥質な凝灰岩を挟む。現道脇に幅広く露出する。	BH00-11
 玄武岩 (3)	多孔質の強風化玄武岩。非常に軟質で脆弱。	BH00-12, BH00-21
 火砕岩 (3)	細粒凝灰岩～火山礫凝灰岩で。ボーリングコアは深部ほど棒状で泥質を呈する。	BH00-12, BH00-13, BH00-21
 玄武岩 (4)	本地域の下部で100m以上の急崖を形成する。柱状節理が発達。	

図4.4.1 L/S00 地すべりにおける模式地質柱状

#### b. L/S05（ST.4+800 to 5+600）地すべりの地質

本地域は、アシャンギ累層の玄武岩とアンタロ累層の石灰岩の境界付近に位置し、現道は石灰岩上に建設されている。また、背面の玄武岩急崖から多量の土砂が供給され現道山側斜面に埋設している。これらの土砂は特に雨季に現道に影響を及ぼす。本地域の模式的な地質柱状を図 4.4.2に示す。


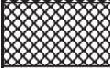


地質	特徴	ボーリング番号
 玄武岩	塊状で、斑晶は非常に小さく泥岩のように見える。	
 凝灰岩 (強風化玄武岩?)	水を含むと流動化しやすい砂質ないし泥質凝灰岩。数mの層厚。	
 上部石灰岩	厚い石灰岩層と若干の挟在層からなる。急斜面および急崖を形成し、薄灰色を呈する。	BH05-11, BH05-21, BH05-31
 下部石灰岩	厚い石灰岩層と凝灰岩層からなる。緩斜面を形成し、灰白色～白色を呈する。	BH05-12, BH05-22, BH05-32

図4.4.2 L/S05 地すべりにおける模式地質柱状

#### c. L/S22（ST.21+600 to 22+300）地すべりの地質

本地域は、アディグラット累層の砂岩に位置し、現道は砂岩上に堆積した崩積土および盛土上に現道が建設されている。本地域では崩積土の崩壊が大規模な地すべりに繋がる可能性がある。本地域の模式的な地質柱状を図 4.4.3に示す。

地質		特徴	ボーリング番号
	崩積土/盛土	凝灰質の礫、砂礫、泥、シルトを基質とし、玄武岩、凝灰岩、石灰岩の礫を含む。層厚は15-20m。	BH22-11
	砂岩	強固に固結した砂岩。ほぼ水平堆積層。	BH22-11

図4.4.3 L/S22 地すべりにおける模式地質柱状

d. L/S27-28 (ST.27+200 to 28+800) 地すべりの地質

本地域は、アバイ累層のシルト岩、頁岩、石灰岩中に位置すると考えられ、特に雨季には活発な地すべり活動が観察されている。しかしながら、基盤岩（主にシルト岩等）と地すべり土塊との境界は明確にはわかっていない。本地域の模式的な地質柱状を図4.4.4に示す。

地質		特徴	ボーリング番号
	石灰岩	厚い石灰岩層と凝灰岩層からなる。オーバーハングを含む急崖を形成し、灰白色～白色を呈する。	
	シルト岩/頁岩	地すべり土塊と考えられる、シルト岩、頁岩、石灰岩の混合層。緩斜面を形成し、部分的に地すべり地形を呈する。	BH27-11,12,21,22,23, BH28-11,21,31,32,41

図4.4.4 L/S27-28 地すべりにおける模式地質柱状

4.4.2 地質断面図

a. L/S00 (ST.0+200~1+100) の地すべり地質断面図

本地区では3つの地すべりブロックがあり、もっとも大きなブロックは、初次的には岩盤地すべりであった風化岩地すべりである。この地すべり土塊は主に風化岩に由来する崩積土からなり、すべり面は火砕岩中に存在し、鏡肌も観察される。本ブロックの微地形は既に失われており、安定状態にあると思われる。2つめのブロックは前述の風化岩すべりの二次ブロックで、崩積土で構成される。3つめの地すべりブロックは盛土路体を主体とし、最も活動的であると考えられる。

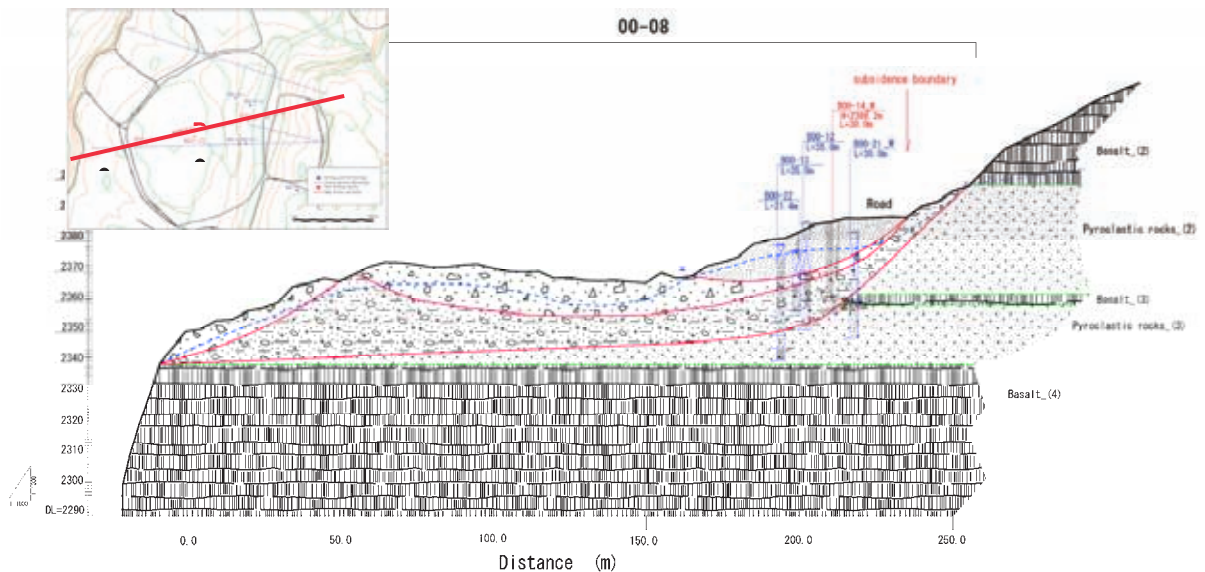


図4.4.5 L/S00 (B0-12) の地すべり地質断面図

**b. L/S05 (ST.4+800 to 5+600) の地すべり地質断面図**

本地区では2つの地すべりが観測される。斜面上方に位置する 05-01 は、崩積土すべりに分類される。この地すべりは初生的には玄武岩質の堆積物と石灰岩の間で発生した岩盤地すべりである。一方、斜面下方に位置する、05-02、05-07 のブロックは崩積土すべりに分類され、上方斜面の崩積土で構成される。

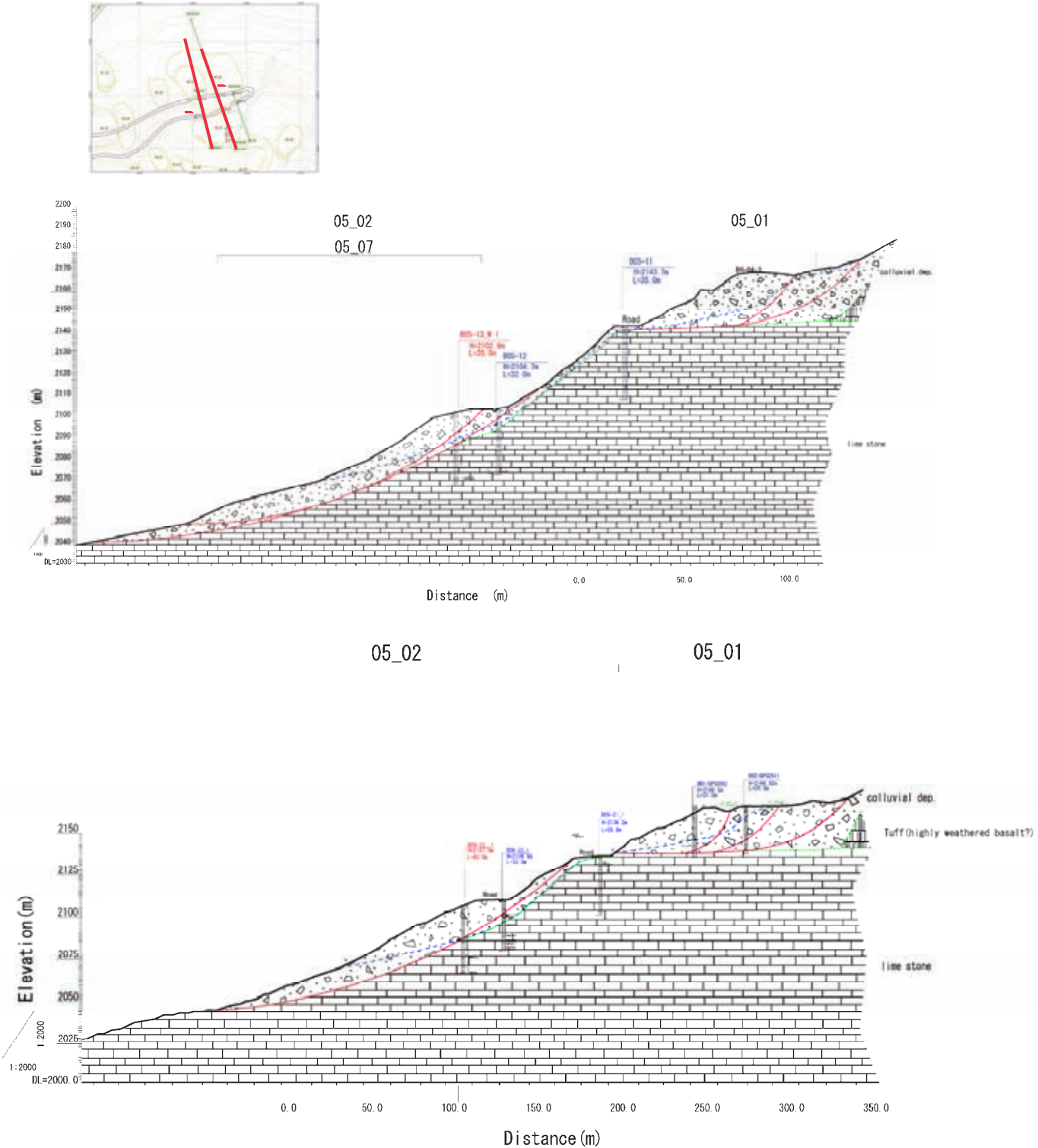


図4.4.6 L/S05(上:B0-04, 下:B0-05)の地すべり地質断面図

c. L/S27-28 (ST.27+200 to 28+800) の地すべり地質断面図

本地区の地すべりは 2 種類に分類される。初生的には岩盤すべりであったと考えられる風化岩すべりと、L/S27-28 全域を覆っている崩積土すべりである。本地区では、風化・浸食が繰り返し発生し、崩積土により厚く覆われているために基盤岩は露出しない。またこの地区はほとんど平坦もしくは緩勾配を示す。表層の活動的な地すべり土塊は玄武岩、石灰岩の崩積土で構成され、道路に影響している。より深い地すべりは“上位の石灰岩”および乱されたシルト岩ー砂岩に由来する砂礫から構成される。

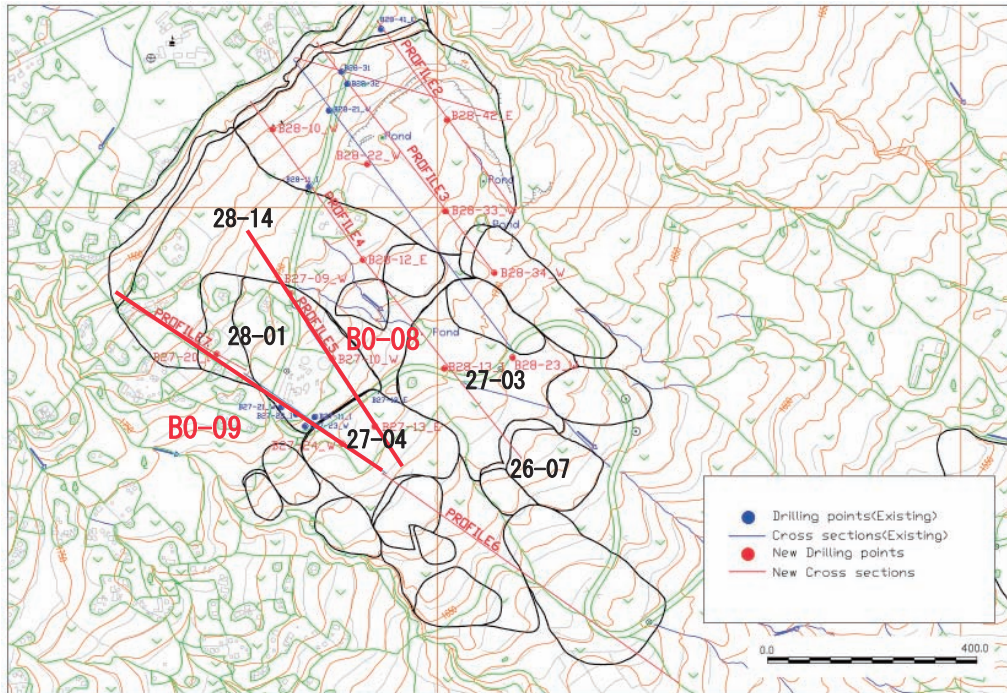


図4.4.7 L/S27 の調査側線

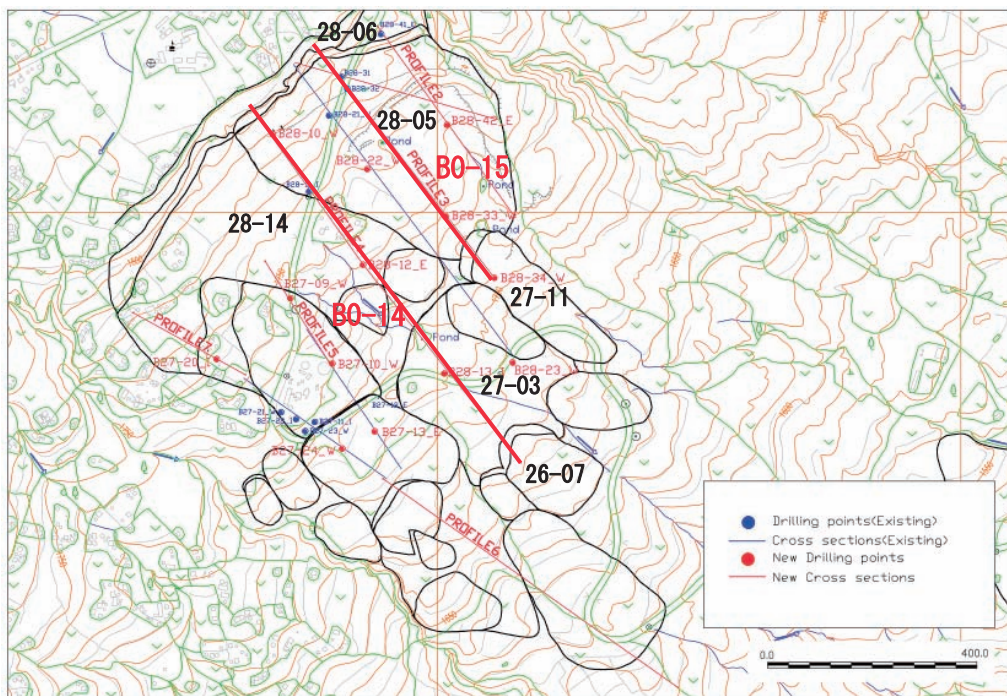


図4.4.8 L/S28 の調査側線

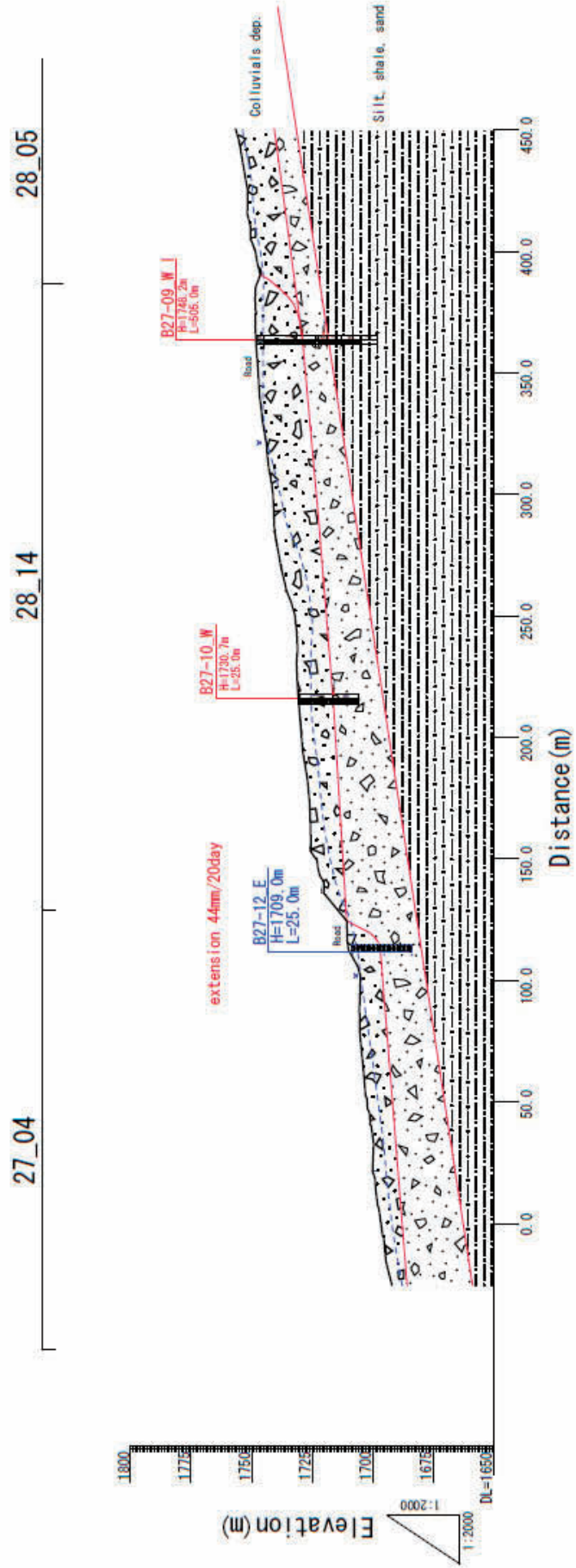


図4.4.9 L/S27/28(B0-08)の地すべり地質断面図

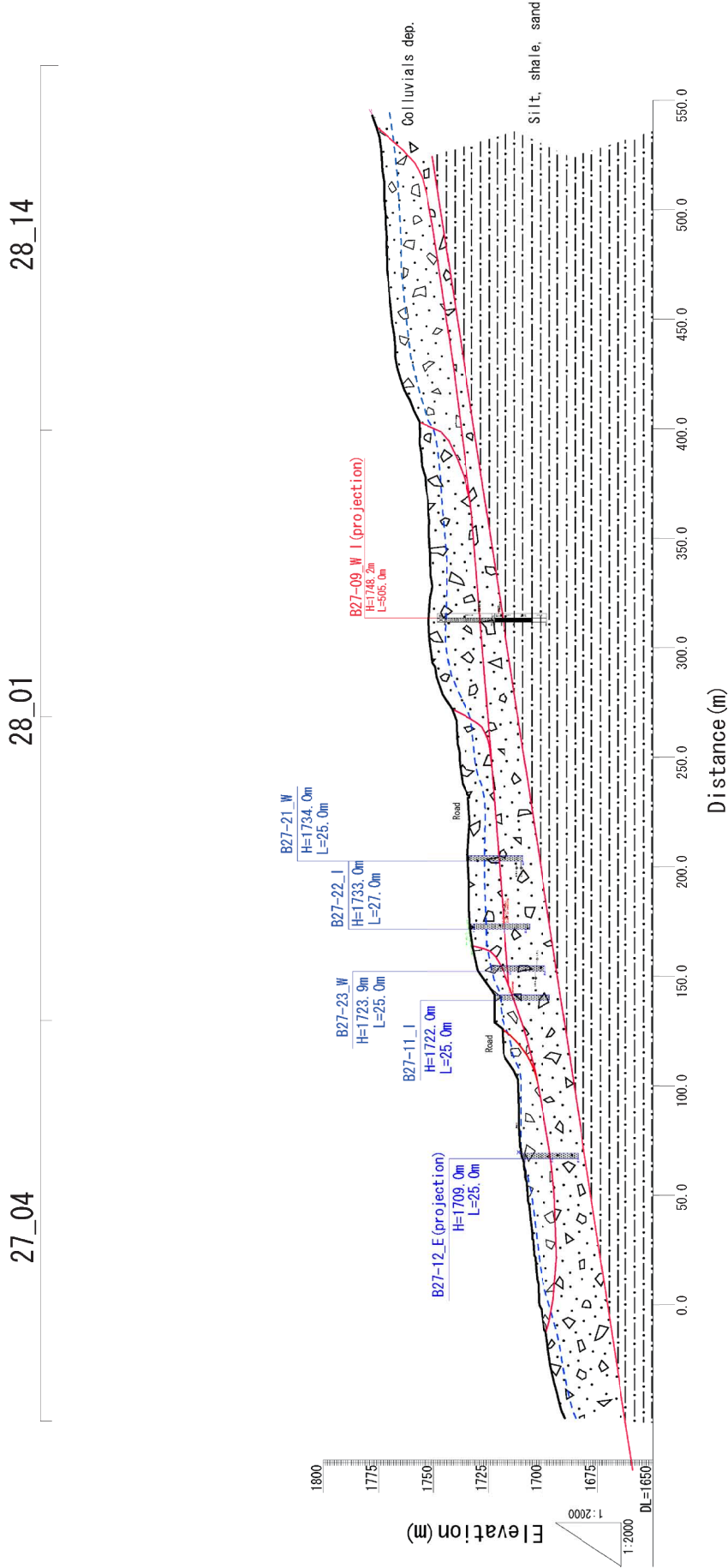


図4.4.10 L/S27/28 (B0-09)の地すべり地質断面図

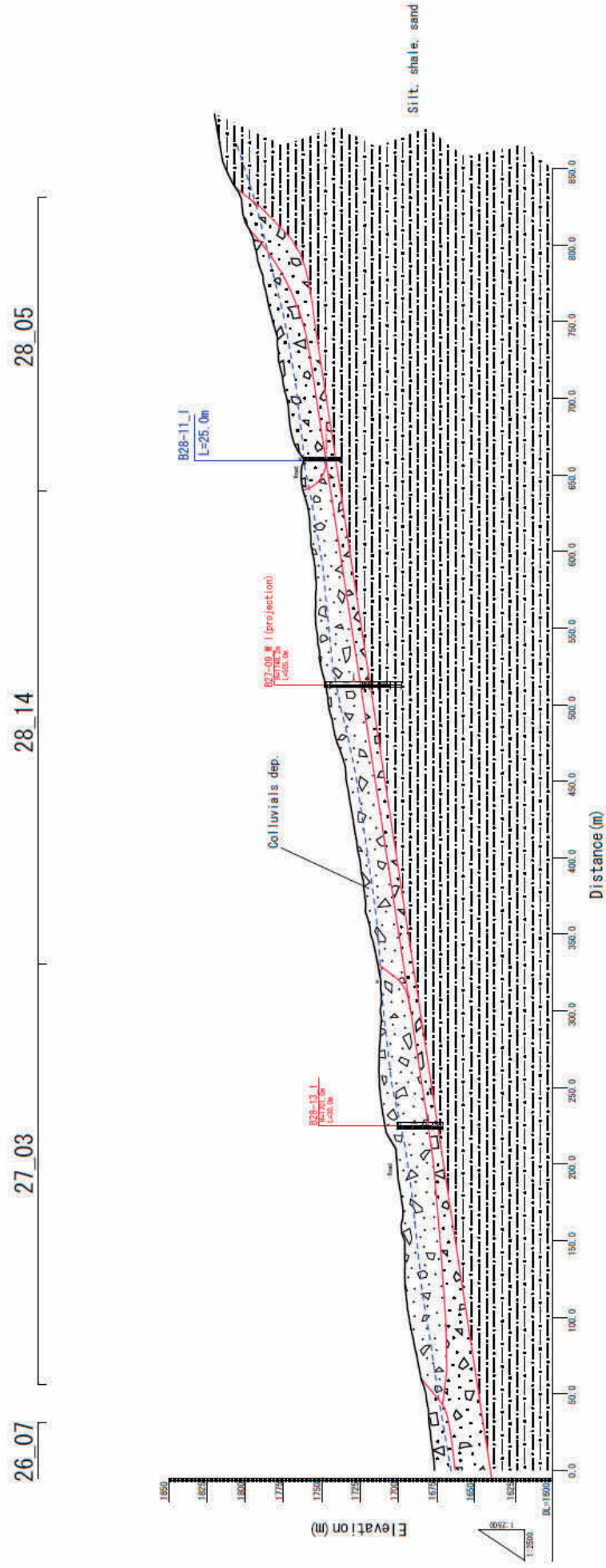


図4.4.11 L/S27/28 (B0-14)の地すべり地質断面図

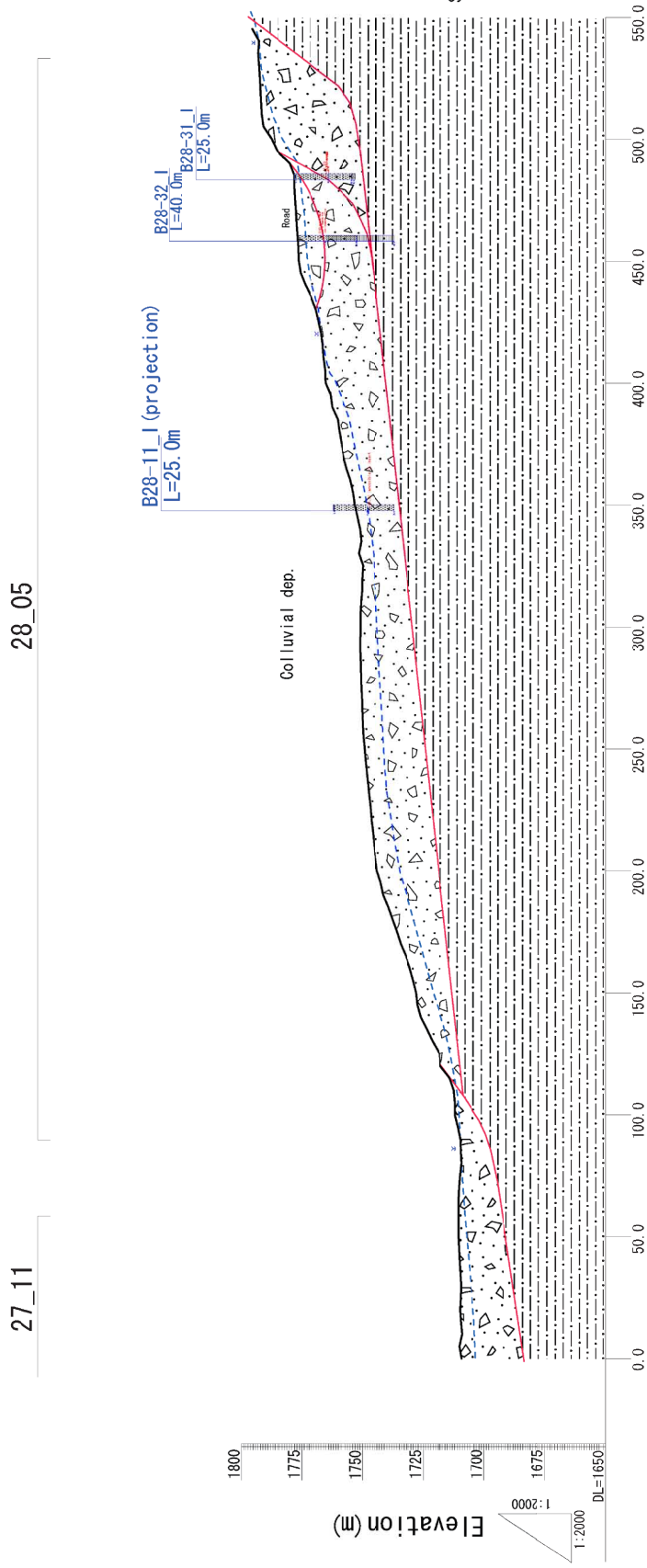


図4.4.12 L/S27/28 (B0-15)の地すべり地質断面図



#### 4.4.3 モニタリングデータ解析

2010年と2011年に設置された地すべり観測機器による観測状況を表4.4.1に示す。今回設置された観測機器は、地表伸縮計、孔内伸縮計、孔内傾斜計及び自記水位計で、正確な地すべり活動を把握するためには、今後も地すべり観測を継続する必要がある。

表4.4.1 地すべりモニタリング結果の概要

位置	r地表伸縮計		孔内伸縮計		孔内傾斜計		自記水位計	
	EX	引張/圧縮	B	累積変位量	B	想定すべり面 GL	B	GL
L/S00	EX-1	引張42.4mm (圧縮26.6mm)	B00-11	0.1mm	B00-12	想定すべり面 GL-16.2m	B00-14	GL-23~24mで滞水 最高水位GL-22.7m
					B00-22	想定すべり面 GL-10.5m	B00-21	GL-20~23mで滞水 最高水位GL-18.1m
L/S05	EX-2	引張45.5mm (圧縮1.9mm)	B05-11	7.5mm	B05-13	想定すべり面 GL-12.5m (微少な動き)	B05-12	GL-31~32mで滞水 最高水位GL-30.9m
					B05-21	想定すべり面 GL-7.5m (微少な動き)		
	EX-3	引張57.6mm (圧縮3.8mm)			B05-22	想定すべり面 GL-11.0m (GL-29.0mでも微少な動き)	B05-31	GL-22~23mで滞水 最高水位GL-21.8m
					B05-23	想定すべり面 GL-17.0m (GL-30.0mでも微少な動き)		
L/S22					B22-11	想定すべり面 GL-18.0m (GL-5.5mでも微少な動き)		
L/S27	EX-4	引張99.2mm (圧縮0.9mm)	B27-12	48.9mm	B27-09	GL-19.2mにて 測定不能	B27-09	GL-15~16mで滞水 最高水位GL-15.0m
					B27-11	想定すべり面 GL-8.9m	B27-10	GL-21~25mで滞水 最高水位GL-20.6m
	EX-5	引張415.2mm			B27-22	想定すべり面 GL-15.4m	B27-21	GL-22~24mで滞水 最高水位GL-21.9m
							B27-23	GL-20~21mで滞水 最高水位GL-20.3m
L/S28	EX-6	引張294.9mm (圧縮0.1mm)	B28-41	0.1mm	B28-11	想定すべり面 GL-14.7m	B28-21	GL--20mで滞水 最高水位GL-20.0m
					B28-13	GL-9.6mにて 測定不能		
					B28-31	想定すべり面 GL-14.0m	B28-23	GL-15~17mで滞水 最高水位GL-14.7m
					B28-32	想定すべり面 GL-24.5m		

#### 4.4.4 室内土質試験

##### a. 湿潤密度試験

岩石および土は一般的に無機質のケイ酸塩鉱物や石灰質および有機質などから構成されている。ケイ酸塩鉱物および石灰質の湿潤密度は 2.5-2.8 g/cm<sup>3</sup>程度で、有機質は 1.4-2.4 g/cm<sup>3</sup>程度である。

本地域における岩石および土の湿潤密度は 2.2-3.0 g/cm<sup>3</sup>程度であった。そのため、本地

域ではケイ酸塩鉱物および石灰質物質の含有が比較的多く、有機物の含有は少ないと考えられる。

**b. 粒度分析**

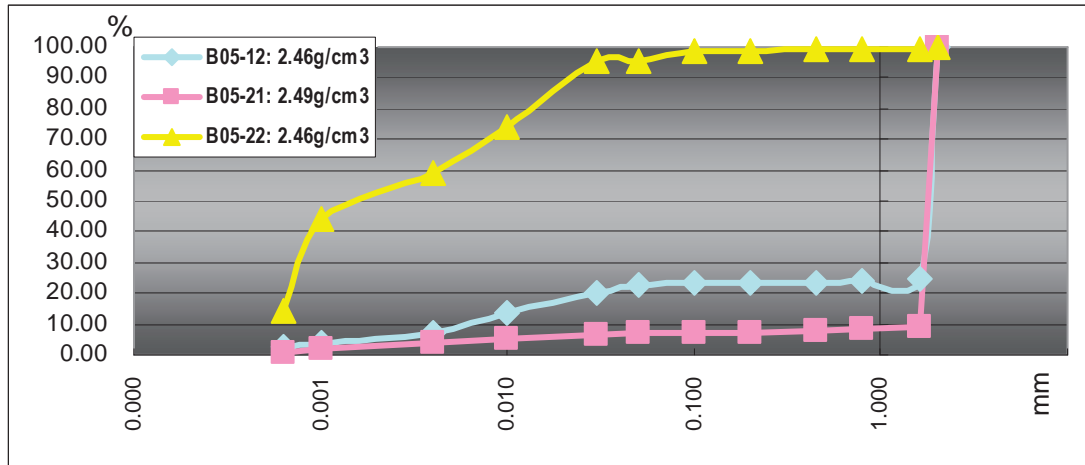


図4.4.13 粒度分析の累積分布

B05-12 と B05-21 の石灰岩は、粗砂～細礫においてよく分級されており、粒径が1.0-2.0mm に集中していることを示している。B05-22 の石灰岩は、主に 0.04mm の細粒分で構成されている。

**c. X線回折 (XRD)**

表4.4.2 XRD の結果一覧

地域	ボーリング番号	サンプル番号	深度(m)	地質	コア写真	コアの状況	鉱物種											備考						
							石英	石英アルファ	白雲母	雲灰石	方解石	雲灰質方解石	曹長石	曹長石(高)	曹長石(低)	微斜輝石	パーミキュライト		カオリン	鉀長石	チツカイト	コハライト	鱗珪石	
L/S00	B00-14	a	27.6-27.8	凝灰質泥岩/中粒凝灰岩		円柱状																パーミキュライトないしディツカイトが豊富。		
		b	28.9-29.0	凝灰質泥岩/中粒凝灰岩			24.4														75.6			
		c	29.9-30.0	凝灰質泥岩/中粒凝灰岩																				
L/S05	B05-12	15.7-15.9	石灰岩		円柱状		52.9														37.1		石英、方解石が豊富で、部分的に白雲母を含む。粘土鉱物はカオリン。	
	B05-13	30.9-31.0	石灰岩		破砕状		95.7					4.3												
	B05-21	34.15-34.25	石灰岩		亀裂あり		51.0						49.0											
	B05-22	28.15-28.3	石灰岩		粘土を含む礫				32.2	33.8			34.0											
	B05-23	31.7-31.85	石灰岩		やや破砕状		49.6							50.4										
L/S27	B27-09	26.3-26.5	頁岩・シルト岩互層		亀裂あり		80.2							17.6							2.2		石英、曹長石が豊富で、部分的に白雲母、鱗珪石を含む。	
	B27-10	15.6-15.8	頁岩・シルト岩互層		亀裂あり(周辺部)		75.9				4.2	3.3		16.6										
	B27-23	a	10.1-10.25	シルト岩/頁岩		亀裂あり		46.8							46.1							7.1		
	B27-23	b	22.1-22.20	シルト岩/頁岩		亀裂あり		8.3						42.9								18.2		
L/S28	B28-13	a	11.5-11.7	崩積土		風化		29.7													6.7		石英、白雲母が豊富。	
	B28-13	b	25.7-25.9	崩積土		風化		71.8																

表中の数字はパーセンテージ (%) を示す。

- 1) L/S00 の凝灰質泥岩/中粒凝灰岩は、パーミキュライトないしディツカイトが豊富。
- 2) L/S05 の石灰岩は、石英、方解石が豊富で、部分的に白雲母、粘土鉱物（カオリン）を含む。
- 3) L/S27 の頁岩・シルト岩互層は、石英、曹長石が豊富で、部分的に白雲母、鱗珪石を含む。
- 4) L/S28 における崩積土は、石英、白雲母が豊富。

#### 4.4.5 すべり面の検討

##### a. 地すべりの解析手法

図 4.4.14 は調査項目と地すべり解析の流れを示したものである。

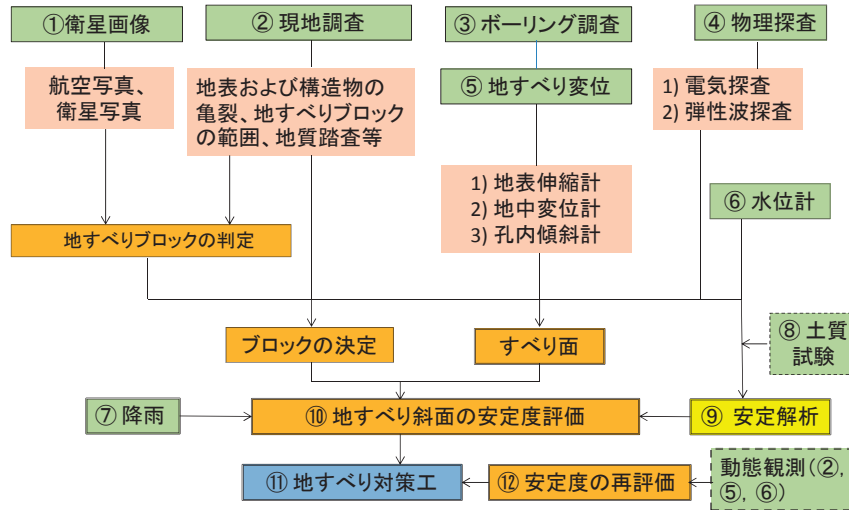


図4.4.14 地すべり調査と地すべり解析の流れ

- 1) ①は衛星画像の取得、②は現地調査である。これらから地すべり地区および大まかな地すべりブロックの区分を行う。
- 2) ③はボーリング調査、④は物理探査である。ボーリング調査は点の調査、物理探査は線の調査である。
- 3) ボーリング孔を利用して地すべりの変位調査（④）および水位観測調査（⑤）が実施される。
- 4) これらの詳細な現地調査結果を踏まえて、地すべりのブロック区分とすべり面の判定が行われる。
- 5) 地すべりの実態調査結果と土質試験より得られる土質強度を用いて安定解析を実施し、地すべりの安定性を評価する。
- 6) この調査結果をもとに地すべり対策工を計画し、その一部が実施される。
- 7) 現地踏査、地すべりの変位および水位観測の動態観測から、地すべりの安定性を再評価する。

##### b. 各地すべり地区のすべり面

###### b.1 L/S00地区

00-08 ブロックは地すべり状況から道路の東側の端を冠頭部とし、道路の西南西方向に向かう、テラスを末端部とする複合すべりと考えられる。

斜面中部には土塊の水平移動に伴う陥没帯が形成されている。2009年、2010年とも雨季の水位上昇によって道路の盛土部分から地すべりが滑動したものと考えられる。また00-08ブロックの末端部には押し出しがみられ、この末端の押し出し部に新たな亀裂がみられ、00-07、00-10、00-11ブロックの地すべり性崩壊を誘発しているものと判断される。00-07ブロックは、地表亀裂状況からみるとさらに小ブロックに細分化されている。

B00-12 の深度 27.8～28.4m、31.5m に複数の凝灰岩層が存在しており、他のボーリング孔にも複数の凝灰岩層や粘土層が存在している。盛土部の約 25m と斜面中部・下部の深度約 15m を結ぶ凝灰岩層はせん断強度が小さくこのブロックのすべり面を形成していると考えられる。この凝灰岩層は斜面上部にも伸びている可能性があり、潜在的にはより大きな地すべりに発展する可能性も考えられ、今後のボーリング調査結果を待ちたい。

2010 年に孔内傾斜計で、B00-12 の深度 17.0m で 00-08 ブロックの地すべり変動を検出している。この地すべり変動は道路盛土内の変動と考えられるが、00-08 ブロック全体に及んでいる可能性も否定できない。

上述した調査・観測結果をもとにすべり面を検討した結果、すべり面(1)は最も小さい盛土のすべりで、すべり面(2)は道路から下部斜面の末端につづくすべり、すべり(3)は、可能性は低いながら B00-12 の深度 31.5m と 33.7m に明瞭なすべり痕のみられる、玄武岩斜面の上部から下部斜面の末端につづくすべりである。

## b.2 L/S05 地区

地すべり地内に 2 つの道路面が存在する。地表の亀裂や擁壁に発生した地すべり変動状況から、斜面上部のテラス直下を冠頭部とし上の道路を末端部とする上部の 05-01 ブロックと、上の道路の法肩を冠頭部とする下部の 05-02 ブロックに分かれる。下部ブロックにはさらに下の道路に冠頭部亀裂がみられ、新たなブロックが顕在化している。05-02 ブロックから細分化し独立した地すべりブロックで 05-07 ブロックとした。

05-01 ブロックの上部ブロックは、基盤である石灰岩の上位にある、崖錐堆積物と火山砕屑物の崩積土すべりである。しかし、このブロックではまだすべり面深度が検出されていない。今後のボーリング調査結果を待ちたい。

下部ブロックも活発な地すべりブロックで、B05-21、B05-22 の孔内傾斜計でそれぞれ深度 6.6m、11.6m に変位が計測されている。

また、基盤である石灰岩層の中にも複数の凝灰岩層が確認されており、可能性は低いながら、潜在的にはより上部ブロックと下部ブロックを包括するような大きな地すべりに発展する可能性も考えられ、今後のボーリング調査結果を待ちたい。

上述した調査・観測結果をもとにすべり面を検討した結果、すべり面(1)は上部斜面の崖錐堆積物と火山砕屑物の崩積土すべり、すべり面(2)は下部斜面の小さなすべり、すべり(3)は下部斜面から斜面中部に続くすべり、すべり(4)は、可能性は低いながら上部斜面の崩積土から下部斜面の末端につづくすべりである。

## b.3 L/S22地区

L/S22 地区は地すべりエリア III に属する。L/S22 地区には 2 つの活動的なブロックが存在する。L/S22-1 ブロックは道路に接近しており、移動量も大きい。冠頭部の亀裂も落差が拡大しており、道路の路肩に迫っている。湧水が雨季に崖の反対側から地すべりの末端で観測されている。雨季に地表水が地すべり地内に浸透するため、地すべり土塊が谷に向かって滑っている。

ここの基岩は砂岩層であるが、この地区の谷に面している砂岩層は風化が進んでおり、末端では土塊が崩壊している。プロジェクト期間中地すべり土塊に大きな変化はないが、地表の亀裂は拡大している。

#### b.4 L/S27 地区

L/S27 地区は地すべりエリア に属し、斜面上部から斜面下部にわたって地すべりブロックが連続している地区である。この地区も道路がヘアピンカーブとなっており、測線沿いの地すべり変動が顕著である。測線沿いでは、伸縮計 EX-4 上に連なる新しい亀裂、道路上の右岸側側壁亀裂、教会付近に連続した亀裂、下の道路の法肩を含む下部ブロックの冠頭部亀裂等、地すべり現象が顕在化している。

測線沿いの道路に被害を与えているブロックは、伸縮計 EX-4 上に連なる新しい亀裂を冠頭部としヘアピンカーブの下の道路を末端部とする上部 28-01 ブロックと、上部ブロックの末端部と重なる位置にある下の道路の法肩を冠頭部亀裂とする下部 27-04 ブロックに分けられる。

28-01 ブロックは、基盤岩であるシルト岩、頁岩層の上位に位置する、主として玄武岩を含む崖錐堆積物の崩積土すべりと考えられる。28-01 ブロックの右岸側側壁部のすべり面とみられる地層には薄い凝灰岩層が狭在しているのが露頭で確認できる。

B27-21 の深度 7.5m で孔曲がり、B27-22 の深度 15.0m で孔内傾斜計の累積変位からすべり面形状を描いている。今後のボーリング調査、変動調査を待ちたい。

上述した調査・観測結果をもとにすべり面を検討した結果、すべり面(1)は道路と集落に近接した崩積土のすべり、すべり面(2)は上部斜面から下部道路までの大規模すべり、すべり(3)は下部緩斜面のすべりである。

#### b.5 L/S28 地区

L/S28 地区は地すべりエリアⅡに属し、斜面上部から斜面下部にわたって地すべりブロックが連続している地区である。

標高 1810m 付近に L/S27 地区と L/S28 地区にまたがる大きな冠頭部亀裂がある。L/S28 地区ではその直下に陥没帯が存在しており、雨季には地下水の供給源になっている。

L/S27 地区の基盤岩がシルト岩・頁岩であるのに対し、L/S28 地区の基盤岩は、B28-11 がシルト岩・頁岩、B28-21、B28-31 が玄武岩と凝灰岩層、B28-32 が石灰岩となっている。

L/S27 地区と L/S28 地区がかつて大きな地すべりを発生し、L/S27 地区の基盤岩がシルト岩・頁岩であることを考えると、潜在的な深い地すべりの可能性がある。

B28-21、B28-31 と B28-32 の基盤岩と異なることから、B28-31 と B28-32 に地層境界があり、地すべりブロックも異なる可能性もある。今後のボーリング調査、変動調査を待ちたい。

斜面上部から斜面中部にかけての斜面長 400m の地すべりの下流側に 28-03 ブロック、27-02 ブロックが存在し、とくに標高 1715m を冠頭部とする 27-02 ブロックは、末端に位置する道路に被害を与えている。

上述した調査・観測結果をもとにすべり面を検討した結果、すべり(1)はボーリング調査によって確認された、斜面上部から斜面末端までのすべりである。すべり(2)は追加ボーリング調査で確認する必要はあるが、すべり(1)より深いすべりである。すべり(3)は下部緩斜面のすべりである。

c. 地すべり運動の水文地質構造のまとめ

アバイ地域における水文地質構造と地すべり運動を要約すると表 4.4.3 のようになる。

表4.4.3 アバイ地域における水文地質構造と地すべり運動

No.	地区	水文地質構造による地すべりメカニズム	判断の根拠	留意点
1	L/S00	<p>地表の変状から、地すべりの形態は道路の盛土部分を冠頭部とする崩積土層内の回転型の地すべりであると考えられる。また、00-08ブロックの運動はその下流側に位置する00-07ブロックの運動と相互に関係している。</p> <p>玄武岩層には多くの亀裂が存在する。その亀裂が水みちとなって雨水が地中に流入し、凝灰岩層の制限床に沿って地下水が流出すると考えられる。</p> <p>地すべりは崩積土層内のすべりであるが、凝灰岩層に沿う潜在的なすべりも考えられる。</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>孔内傾斜計の観測では、崩積土層内で変位の累積増加が認められる。</li> <li>現地調査において、00-07ブロックの側壁で連続した亀裂と擦痕がみられる。</li> <li>現地踏査で湧水のラインが観察される。</li> <li>土質調査では下位に脆弱な凝灰岩層で擦痕が認められる。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>◎</li> <li>◎</li> <li>○</li> <li>○</li> </ul> <p>孔内水位がほとんど一定で、雨季にも関わらず、水位の上昇が認められない。                      道路の盛土部分のすべりや、潜在的に大きな地すべりも考えられる。</p>
2	L/S05	<p>この地区は、上部の05-01ブロックと下部の05-02に分けられる。2つのブロックとも道路に直接被害を与えている。</p> <p>湧水の状況から、地すべり地外の斜面上部のテラスから右岸側を経由して地下水が供給され、上部ブロックの平坦地では地下水位が高い状態にある。</p> <p>下部ブロックでは石灰岩層の亀裂が水みちになっていると考えられる。</p> <p>崩積土層の底面または石灰岩の中の制限床に沿って地下水が湧水として流出される。</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>孔内傾斜計の観測結果から、上部ブロックでは崩積土層の底面内で、下部ブロックでは崩積土層の底面または石灰岩内で、変位の累積が認められる。</li> <li>地表や道路擁壁に地すべりによる亀裂や変状が認められる。</li> <li>上部ブロックの右岸側にある湧水箇所は地下水の涵養源になっていることを示唆している。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>◎</li> <li>◎</li> <li>○</li> </ul> <p>孔内水位がほとんど一定で、雨季にも関わらず、水位の上昇が認められない。                      今のところ深い地すべりの可能性は低い。しかし下部ブロックでは土質調査で深い位置ですべり痕が認められている。</p>
3	L/S22	<p>道路に近接したところで地すべりが発生しておりその移動量は大きい。崩積土地すべりで基岩は砂岩である。冠頭部亀裂の落差が道路の路肩に迫っている。</p> <p>この地区では砂岩の風化が進行し、末端部で崩壊が発生している。</p> <p>降雨が直接地中へ浸透することにより、浅いところで地下水位が上昇し、地すべりが発生すると考えられる。</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>地すべりの範囲と移動状況は現地調査で確認されている。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>○</li> </ul> <p>地すべりが活発な動きをしている。</p>
4	L/S27	<p>28-01ブロックの末端部は27-04ブロックの冠頭部に位置し、2つのブロックは密接に関連している。すべり面は主として玄武岩を含む崩積土層底面に位置する薄い凝灰岩層に存在し、基岩はシルト岩・頁岩互層である。</p> <p>この地区の地下水は豊富である。雨季では先行降雨によって地下水位は高い状態にある。豪雨により地表付近まで水位が急激に上昇し、間隙水圧の増加により地すべりが発生したものと考えられる。</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>孔内傾斜計の観測では、崩積土層底面で変位の累積増加が認められる。</li> <li>日雨量 100mm、連続雨量 600mm 以上の降雨によって地表伸縮計と地中変位計の変位が増加する。</li> <li>地下水の水位上昇は地すべりの末端部近くで観測されている。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>◎</li> <li>◎</li> <li>△</li> </ul> <p>道路から離れた位置ですべり面の深度と、地下水位と地すべり変位との関係を調査する必要がある。</p>
5	L/S28	<p>この地区では、地すべりブロックが斜面上部から斜面下部まで連続している。</p> <p>この地区の崩積土の岩片は、シルト岩・頁岩、玄武岩・凝灰岩層、石灰岩・その他など孔ごとに異なっている。</p> <p>過去に大規模地すべりが発生し、浅いすべりと深いすべりが想定される。</p> <p>水文地質構造的に有圧水をもつ深いすべりが考えられる。</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>孔内傾斜計の観測結果は浅いすべりを示している。</li> <li>28-05ブロックの冠頭部に陥没帯が、末端部に数箇所の池が存在する。</li> <li>陥没帯の変位はクリープ的な動きを示している。</li> <li>地すべり末端部近くで豪雨による地下水衣の上昇が認められる。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>◎</li> <li>○</li> <li>△</li> <li>○</li> </ul> <p>地層構造がおおむねわかってきたが、深いすべりの情報がまだ得られていない。</p>

注) ◎: 確実性がきわめて高い, ○: 確実性が高い, △: 可能性は高いが更なる確認を要する

## 4.5 地すべり安定解析

### 4.5.1 安定解析までの流れ

通常、地すべりの安定解析は次の手順で実施される。

- 1) 地質踏査
- 2) 解析測線の設定
- 3) ボーリング調査、モニタリング、物理探査
- 4) 調査結果によるすべり面の推定
- 5) 地下水位と地すべり変動のモニタリング
- 6) 地すべり解析モデルの設定
- 7) 安定解析

### 4.5.2 地すべり解析の安全率

安全率  $F_s$  は、「地すべり土塊がすべり面に沿って滑ろうとする力あるいはモーメント」に対する「地すべり土塊がすべりに抵抗する力あるいはモーメント」の比で定義され、両者の釣り合いがとれている状態、まさに地すべり土塊が動き出そうとする状態のときに  $F_s=1$  である。 $F_s>1$  のときは地すべりが「安定」の状態、 $F_s<1$  のときは地すべりが「不安定、滑動」の状態にある。

$$F_s = \frac{\text{地すべり土塊のすべり抵抗力}}{\text{地すべり土塊の滑動力}}$$

すべり面と間隙水圧面が与えられれば、すべり面の土質強度定数である、粘着力  $c'$  とせん断強度抵抗角  $\phi'$  を与えることにより、安定解析式を用いて、地すべりの安全率  $F_s$  が求められる。

$F_s$  は、地すべりがまさに移動しようとする  $F_s=1$  から判断して、地すべりが発生していれば、 $0.95<F_s<1$  の範囲で、地すべりの活動状況を考慮して決められる。

表4.5.1 地すべりの現状安全率の設定値

安全率	地すべりの状態
$F_s=0.95$	定常的に活動
$F_s=0.98$	降雨状況等に活動
$F_s=1.00$	活動が停止

### 4.5.3 パラメータの設定

地すべりの安定解析に必要なパラメータは以下の通りである。

- $\gamma_t$ : 移動層の単位体積重量（湿潤重量）
- $u$ : 間隙水圧の分布
- $c'$ : すべり面の粘着力
- $\phi'$ : すべり面のせん断抵抗角

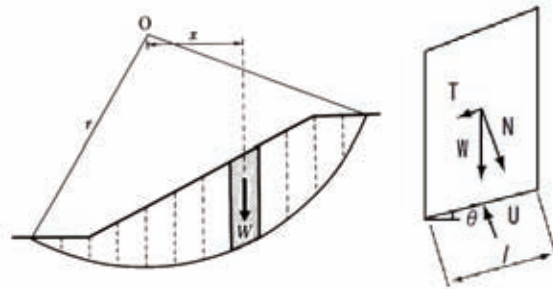
#### 4.5.4 安定解析の手法

L/S22 を除く 4 地区とも複数の地すべりブロックがあり、現在までの調査結果では地表面現象にあらわれている浅いすべりと潜在的な深いすべりが考えられる。潜在的な深いすべりについては今後の調査結果を待って判断するとし、今回は地表面現象にあらわれている浅いすべりについて安定解析を行った。

4 地区とも基盤に規制された非円弧すべり（複合すべり）であり、安定解析は、日本で一般に使用されている簡便な修正フェレニウス法と簡便ヤンプ法を用いて行った。この代表的な 2 つの安定解析手法について以下に紹介する。

##### a. 修正フェレニウス法

フェレニウス法は、スエーデン法、簡便法と言われ、すべり面が円弧のときの土被り荷重とすべり面に働くせん断抵抗のすべり面円弧のまわりのモーメントの釣り合いから式が成り立っている。この方法はすべり面傾斜角の大きなスライスで  $W \cos \alpha - ul$  が負となる場合がありその場合一般に 0 として処理する。現実にはすべり面にせん断応力が発生しており、過小の安全率を与える。この欠点を修正したものが修正フェレニウス法で、土被り荷重  $W$  の代わりに有効土被り荷重  $W' = W - ub$  をとっている。移動土塊中に自由地下水が形成されている場合に有効な方法である。

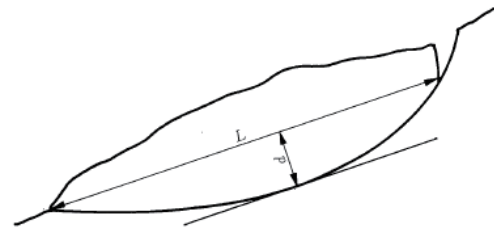


$$F_s = \frac{\sum \{c'l + (W - ub) \cos \alpha \cdot \tan \phi'\}}{\sum W \sin \alpha}$$

ここに、 $F_s$  : 安全率、 $c'$  : 粘着力、 $\phi'$  : せん断抵抗角  
 $W$  : 土塊の重量、 $u$  : 間隙水圧、 $b$  : スライス幅、  
 $W = \gamma_t hb$  ;  $\gamma_t$  : 土の単位体積重量、 $h$  : 土塊高さ)  
 $l$  : すべり面の細片長、 $\alpha$  : すべり面傾斜角

##### b. 簡易ヤンプ法

ヤンプ法は、細片における鉛直方向および水平方向の力の釣り合いを考え、地すべり土塊全体として水平力と鉛直方向せん断力が 0 となり釣り合いが保たれるとしている。土被り荷重とせん断抵抗基岩面に規制された板状すべりや、冠頭部と末端部が円弧状すべり面をなし中間部が板状すべり面からなる複合すべり、に適用される。



$$F_s = f_0 \frac{1}{\sum W \tan \alpha + Q} \sum \frac{c'b + (W - ub) \tan \phi'}{n_\alpha}$$

ここに、 $F_s$  : 安全率、 $c'$  : 粘着力、  
 $\phi'$  : せん断抵抗角



$W$  : 土塊の重量、 $u$  : 間隙水圧、  
 $b$  : スライス幅、 $\alpha$  : すべり面傾斜角  
 $n_\alpha$  :  $n_\alpha = \cos^2 \alpha (1 + \tan \alpha \cdot \tan \phi' / F_s)$   
 $f_0$  : 修正係数、 $f_0 \cong \left( 50 \frac{d}{L} \right)^{0.75}$ 、  
 $L$  : 舌端部と冠頭部亀裂の深さの点を結んだ直線長、  
 $d$  :  $L$ と $L$ に平行かつすべり面に接する直線との間の距離

#### 4.5.5 安定解析結果

修正フェレニウス法と簡便ヤンプ法の2通りの手法を用いて安定解析を実施した。

調査地区は玄武岩質レキ混じりシルトと考えられるので、表で固い粘性土、密実でない礫として、安定解析では $\gamma_t=18\text{kN/m}^3$ とした。しかし、可能な限り現場において単位体積重量の測定を行うのが望ましい。いずれの地区の地すべりブロックも移動しており、雨季の水位上昇時にはすべり面の変位量も大きいとみなすことができ、ここでは $c' \cong 0$ とした。道路に亀裂や陥没の変状被害はでていないものの、地すべりが大きく滑動している状況ではないので、安全率 $F_s$ を1より小さめの0.98と設定した。

安定解析結果を表4.5.2.に示す。修正フェレニウス法も簡便ヤンプ法もほぼ同じ $\phi'$ が得られた。

L/S00 地区、L/S27 地区ともすべり面が凝灰岩層となっており、約 $\phi' = 10^\circ$ となっている。L/S05 地区、L/S28 地区は崩積土すべりで、 $\phi'$ がそれぞれ、 $26^\circ$ 、 $16^\circ$ で凝灰岩層より大きめの値となっている。

表4.5.2 安定解析結果(せん断抵抗角 $\phi'$ )

地区	修正フェレニウス法	簡便ヤンプ法	すべり面の地質状況
L/S00	10.8	10.7	すべり面：盛土と凝灰岩の境界で複合すべり
L/S05	26.3	26.6	崩積土すべりで、基盤岩は石灰岩
L/S27	10.2	10.0	玄武岩を含む崩積土すべりで、基盤岩はシルト岩・頁岩
L/S28	16.3	16.1	崩積土すべりで、基盤岩は玄武岩を含む石灰岩

## 4.6 安定解析結果の活用

### 4.6.1 基本的な考え方

地すべり対策事業では計画安全率に達するために必要な対策工の組み合わせと数量を事前に検討し、事業計画を立案する必要がある。通常、対策工の組み合わせを複数検討し、その中から、経済性や施工の容易さなどを総合的に判断して、対策工の組み合わせと数量を決定する。下図は複数の対策工による安全率の変化を示している。例えば計画安全率  $F_p$  を達成するための対策工として対策工 A と対策工 B の組み合わせと、対策工 C と対策工 D の組み合わせが考えられるとする。それぞれの必要数量とそれによる安全率の上昇を安定解析により予想する。その上で、経済性や施工の容易さなどから判断し、対策工の組み合わせを決定する。

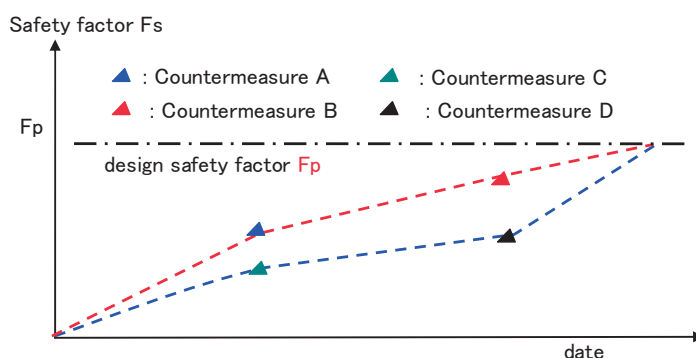


図4.6.1 計画段階における地すべり対策工法と数量による安全率の変化

### 4.6.2 対策工効果の事前評価

#### a. 地下水排除工効果の事前評価

施工する地下水排除工の種類や配置によって地下水位がどのように下がるか予測する必要がある。この地下水位は雨期などの最高水位が対象である。水理公式や浸透流解析などを実施して地下水位低下量を予想する。よく利用する水理公式はチームの式などで、浸透流解析ソフトとしては有限差分法の MOD-Flow などがある。予想した地下水位を安定解析断面に反映させて安定解析を行う。その安全率が施工前からどの程度上昇するかを確認する。通常、地下水位低下量の予想精度は高くない。よって、対策工施工後は地下水位を観測し、効果を確認する必要がある。

#### b. 地表水排除工効果の事前評価

地表水排除工の種類や配置によってどのように地下水位が低下するかを予想することは難しい。他の対策工に比べて施工が用意で費用も安価であることから、通常は事前評価を行わず、対策工施工後の効果確認のみを行う。

#### c. 排土工と抑え盛土工の効果の事前評価

排土工や抑え盛土工は、それを施工することによって解析断面の形状が変化する。その変化した解析断面で安定解析を行うことで、対策実施後の安全率を算出することができる。

#### d. 抑止工効果の事前評価

抑止工の効果は以下の式で評価する。

$$F = \frac{\sum S + P_s}{\sum T - P_m}$$

$\Sigma S$ 、 $\Sigma T$  : 安定解析式の分子項と分母項  
 $P_s$  : 抑止工によるせん断強さ増加効果  
 $P_m$  : 抑止工の抑止力

この式の  $P_s$  は抑止工によるせん断強さの増加分でアンカー工の締め付け効果がこれに相当する。 $P_m$  は抑止工の抑止力である。アンカー工の引き留め効果や杭工、シャフト工の抑止力はこれに当たる。

### 4.6.3 対策工施工後の対策工効果の確認

#### a. 地表排水工及び地下水排除工効果の確認

地下水排除工の効果は施工前の地下水位と施工後のその比較で評価する。通常は施工前の大雨の時の最高水位と施工後の期間での大雨の時の最高水位を比較する。しかし、地下水位は降雨の大きさによっても変化する。よって、施工前の地下水位観測データから降雨対地下水位応答モデルを作成する。そのモデルに施工後の大雨を与えて解析水位と実際の観測水位を比較する。これらの方法で水位観測地点毎の水位低下量を調べ、それを解析断面に与えて安定解析を実施する。

#### b. 排土工及び抑え盛土工の効果確認

排土工や抑え盛土工が計画通りに施工されていれば、施工後の評価と計画時に評価した効果は等しい。もし、計画通りの排土や盛土が実施されなかった場合は、実際に実施された排土及び盛土による解析断面の変化を断面に反映して安定解析を実施する。

#### c. 抑止工の効果確認

抑止工の効果が計画通りに実施されていれば、施工後の評価と計画時に評価した効果は等しい。

### 4.6.4 土質パラメータの見直し

観測期間中に地すべりが移動を開始する時点の地下水位（臨界水位）が観測された場合は、その時の安全率  $F$  を  $F=1.0$  として、土質パラメータの逆解析を再度実施する。このことによって、土質パラメータがより真値に近づき、対策工の効果推定がより正確になる。

### 4.6.5 対策工効果の事前評価に関する試算

L/S-00 のモニタリングサイトの地すべりを例に対策工の効果を試算した。現状安全率を 0.98 として土質パラメータを逆算した。ただし、ここでは正常な地下水が観測されて

いないので、掘削時の水位などから推定して地下水位分布を与えている。

地下水排除工による効果を試算した結果を図 4.6.2 に示す。X 軸が平均水位低下高さで、Y 軸がそれに対応した安全率である。逆算時に  $\phi = 6^\circ$  として  $c$  を逆算した場合と、 $\phi = 4^\circ$  と設定して  $c$  を逆算した場合を併記している。 $\phi = 6^\circ$  の場合は現状より約 6m 地下水位（最高水位）を低下させると計画安全率（1.2）を達成することがわかる。 $\phi = 4^\circ$  の場合は現状より 10m 地下水位を低下させても計画安全率（1.2）には達しないと予想できる。このように  $\phi$  を大きな値に設定すると地下水排除工の効果を大きく評価する結果となる。

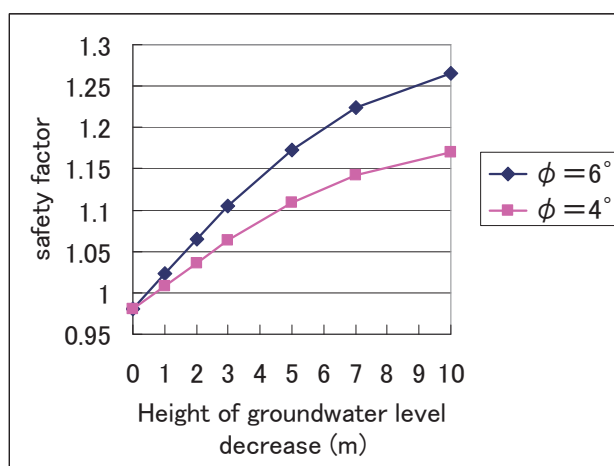


図4.6.2 地下水位の低下高さと安全率の関係

次に中央部に盛土した場合の効果を試算した。中央部に 1~3m の高さの盛土を実施すると、安全率が 0.98 から 1.02 まで上昇する。

地すべり頭部である道路部分に盛土した場合の安全率の変化を試算した。約 1 m の土塊を頭部に盛土した場合、安全率が現状の 0.98 から 0.92 にまで低下する。

抑止工の杭工（鋼管杭）を施工する場合、どれだけの鋼管が必要となるかを試算した。現状 0.98 の安全率を 1.2 まで上昇させるために  $\phi 500\text{mm} \times t40\text{mm}$  の鋼管杭を 1.9m 間隔で施工する必要がある試算結果となった。地下水排除工により地下水位を平均 3m 低下させて安全率を  $F \approx 1.1$  とした状態で杭工を施工する場合を試算した。その場合、 $\phi 350\text{mm} \times t25\text{mm}$  の鋼管杭を 1.9m 間隔で施工すれば安全率が 1.2 になるという試算結果となった。

## 4.7 落石解析

### 4.7.1 斜面の条件

斜面上の落石運動を適切に再現あるいは予想するため、落石の運動性状に影響を与える各種の係数は、通常過去の実験データを参考に選択する。

それらの係数は、いずれも正規分布をなすものと仮定して、その信頼限界より乱数（信頼区間 95%）を発生させ、諸定数を決定してシミュレーションに用いる。また、実験結果をもとに、斜面を滑り落ちる落石の運動エネルギー（10%の回転エネルギーを考慮）を簡便に求める場合には、斜面の種類に応じた等価摩擦係数（表 4.7.1）が示されている。

なお、Dr.Spang 版落石シミュレーション（Spang, 1987; Spang, 1998）においては、表 4.7.2 に示すような斜面の状態別の摩擦角（動的・静的）、減衰率（垂直方向・接線方向）、転がり抵抗、斜面の凹凸度（振幅・頻度）のパラメータが定められており、シミュレーションの初期条件設定において、パラメータとその変動範囲（%）を設定するようになっている。

表4.7.1 斜面の分類と $\mu$ (等価摩擦係数)値

区分	落石および斜面の特性	$\mu$ の範囲	設計に用いる $\mu$
A	硬岩、丸状石、凹凸小、立木なし	0.0~0.1	0.05
B	軟岩、角状~丸状石、凹凸中~大、立木なし	0.11~0.20	0.15
C	土砂、崖錐、丸状~角状石、凹凸小~中、立木なし	0.21~0.30	0.25
D	崖錐、（巨礫混じり崖錐）、角状石、凹凸中~大、立木なし~有	0.31~0.60	0.31~0.40

表4.7.2 Dr.Spang 版落石シミュレーションのパラメータ選定表

Surface Type	Friction Angle		Damping Factors		Rolling resistance Rw	Roughness	
	Dynamic Rg (deg)	Static Rh (deg)	Normal Dn	Tangential Dt		Amp. Oa (m)	Freq. Of (m)
(1) Rock with mainly smooth surface	29 to 32	38 to 42	0.05 to 0.07	0.86 to 1.00	0.02	0.10	1.00
(2) Rock with rough surface	29 to 32	38 to 42	0.05 to 0.07	0.86 to 1.00	0.04 to 0.06	1.00	2.00
(3) Rock debris covered with wood	25	33 to 37	0.04 to 0.06	0.81 to 0.99	0.07 to 0.09	0.50	1.00
(4) Rock covered with a thin soil layer	14 to 16	29 to 32	0.03 to 0.04	0.72 to 0.88	0.09 to 0.12	0.20	1.00
(5) Rock debris covered with a thin soil layer	14 to 16	33 to 37	0.03 to 0.05	0.77 to 0.94	0.13 to 0.17	1.00	1.00
(6) Residual soil covered with grass	14 to 16	29 to 32	0.03	0.68 to 0.82	0.10 to 0.14	0.05	1.00

※ソフトウェアが英語版のため、パラメータはそのまま英語とした

## 4.7.2 落石の条件

### a. 落石の形態

図 4.7.1は落石の一般的な地形・地質の状態と発生源の運動形態、形状の関係を示したものである。抜け落ち型落石と剥離型という名称は、落石の発生源における運動形態による分類である。アバイ渓谷では、①、⑥、⑦、⑧の落石形態を示すものが多い。





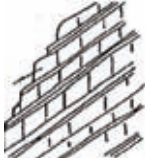



抜け落ち型落石・転石型	①急斜面をなす崖錐斜面、崖錐の切取り面を構成する崖錐堆積物の中の礫の浮き出し、転落	②河岸および海岸段丘崖、段丘の切取り面を構成する段丘層中の礫の浮き出し、転落	③脆弱な礫岩、火砕流、火山泥流堆積物からなる地山の急斜面、切取り面の礫の浮き出し、転落	④花崗岩のまさ土、硬岩の原位置風化、地山中の未風化、岩塊の浮き出し、転落
	亜角礫～角礫	円礫～亜円礫	円礫～角礫	円礫～亜角礫
				
剥離型落石・浮石型	⑤流れ盤をなす層理、あるいは片理の発達した岩盤の層理面や片理面に沿う岩塊の滑落	⑥三方向に岩目の発達した岩盤の岩目からの剥離、および破断面からの転落	⑦急崖をなしている柱状節理の発達した岩盤の節理からの滑落	⑧選択浸食により突出した硬質部の破断落下
	塊状～扁平	塊状～扁平	塊状	塊状
	粘板岩、頁岩、片岩および上記と他の岩石の互層等	花崗岩などの深成岩、砂岩、輝緑凝灰岩、石灰岩等の堆積岩、断層破碎帯	節理の発達している玄武岩、安山岩等の溶岩、溶結凝灰岩	層状をなす硬軟著しい差のある岩石の互層
				

図4.7.1 地形・地質と落石の形態

### b. 落石の発生状況

落石の発生は、前兆現象がなく、落石の誘因と考えられる事象との相関も明瞭ではない。したがって、落石の発生予測は困難で、一般的な斜面崩壊に対してとられているような運動規制により、災害を未然に防止するという方法をとることは難しい。

しかし、頻発性があること、発生箇所地形・地質条件により、特徴ある発生形態を示すことから、落石の素因、誘因、斜面の状況、既往歴などを調査することにより、危険箇所を限定し、落石の規模、形状、運動形態等についての概ねを推定することは可能である。

### c. 落石の素因と誘因

#### c.1 素因

落石の素因は、地形条件と地質条件である。

地形的には、勾配が急な斜面、特にオーバーハングしている場合に落石が発生しやすい

い。また、落石の生じやすい地質条件とは、抜け落ち型落石の場合には、段丘礫層、火山性堆積物、風化岩類における岩塊、玉石、礫の周りのマトリックスと呼ばれる部分が風化侵食に対して抵抗力の弱い場合である。浮石型落石の場合には、岩目が発達し、岩目に囲まれた岩塊が浮いた状態になっている場合である。

## c.2 誘因

落石の誘因には、降雨、風、地震および人為的な誘因が挙げられる。しかしながら、実際の誘因は複雑であり、落石発生原因を明確にできない場合も多い。雨量と落石発生頻度に関しては、連続降雨が少ない場合や雨量強度が小さい場合に落石の発生が比較的多く認められることもあり、降雨との関連性は比較的小さい。

しかし、雨量強度が 30～40mm/h の場合には、落石の発生頻度が多くなる傾向も認められている。

## 4.7.3 落石シミュレーション

### a. 検討断面

落石シミュレーションの検討断面、落石の発生源位置、対象とする落石規模等の条件を表 4.7.3に示す。なお、落石径は解析断面周辺に認められた落石相当とし、落石の形状は球形とした。落石の密度は 2.5 t/m<sup>3</sup> に仮定している。

表4.7.3 落石シミュレーションの検討断面と落石規模

区間	解析断面	落石発生源位置	落石径 φ (m)	落石質量 m(kg)	備考
RF02-1	Section6 (ST.2+400)	落石発生源 (H=25.0 m)	0.3 ±0.1	35.3 ±3.5	切土のり面上部からの落石 (初期の動き:回転)
RF05-1	Section15 (ST.5+480)	落石発生源 (H=18.8 m)	1.3 ±0.1	2874.4 ±67.0	斜面中腹からの落石 (初期の動き:自由落下)
RF16-1	Section28 (ST.17+630)	落石発生源 (H=80.4m)	1.4 ±0.2	3590.1 ±155.0	斜面最上部からの落石 (初期の動き:自由落下)
RF20-3	Section46 (ST.21+000)	落石発生源 (H=45.5m)	1.5 ±0.2	4415.6 ±175.0	斜面上部からの落石 (初期の動き:回転)
RF34-1	Section50 (ST.34+380)	落石発生源 (H=18.9m)	0.7 ±0.1	448.8 ±19.5	斜面上部からの落石 (初期の動き:回転)

### b. 落石シミュレーションの選定パラメータ

斜面の状態別の摩擦角、減衰率、転がり抵抗、および斜面の凹凸度のパラメータを選定した。なお、現地の落石状況に整合しない場合は、パラメータを見直す必要がある。

### c. 落石シミュレーション結果

落石シミュレーションの結果は資料編に示す。

落石シミュレーションでは、任意の地点の運動エネルギーや跳躍高を求めることができる。以下に示す結果は道路と斜面末端の境界における運動エネルギー、跳躍高を示している。

表4.7.4 落石シミュレーションによる道路側の最大エネルギーと最大跳躍高

解析断面	落石発生位置	落石径 φ (m)	落石 質量 m(kg)	落石運動		備 考
				最大 エネルギー (kJ)	最大 跳躍高 (m)	
Section6 (ST.2+400)	落石発生源 (H=25.0 m)	0.3 ±0.1	35.3 ±3.5	12	3.54	運動エネルギーは小さく、跳躍高が高い。
Section15 (ST.5+480)	落石発生源 (H=18.8 m)	1.3 ±0.1	2874.4 ±67.0	352	2.23	跳躍高がやや高い。
Section28 (ST.17+630)	落石発生源 (H=80.4m)	1.4± 0.2	3590.1 ±155.0	1754	0.11	運動エネルギーが最も大きい。
Section46 (ST.21+000)	落石発生源 (H=45.5m)	1.5± 0.2	4415.6 ±175.0	492	2.46	跳躍高がやや高い。
Section50 (ST.34+380)	落石発生源 (H=18.9m)	0.7± 0.1	448.8 ±19.5	64	0.03	跳躍高が低い。



## 4.8 土石流解析

### 4.8.1 パラメータの設定

土石流発生のパラメータ（例えば、流速、流量、土砂濃度）は、それより上流域の渓床の縦・横断形状、渓床における堆積物の厚さの縦断分布および粒度分布、降雨条件等に依存する。急な勾配なところに堆積物が大量に存在すればそれを侵食することによって土石流は急激に発達し、勾配の緩いところでは土石流に含まれる砂礫を堆積させて減衰する。

表4.8.1 土石流シミュレーションに必要なパラメータ

シミュレータモデル 変数	値	シミュレータモデル 変数	値
シミュレート時間	降雨の継続時間より設定	小粒径の存在率	河床の礫径より設定
計算の時間間隔	〃	重力加速度	9.8
粒径階数	Default 2	侵食速度係数	Default 0.0007
各粒径階の粒径	大粒径、小粒径	堆積速度係数	Default 0.05
砂礫(小粒径粒子)の 密度	Default 2650kg/m <sup>3</sup>	流れの閾水深	Default 0.05
水の密度	Default 1100kg/m <sup>3</sup>	水深の最小値	河床の状況より設定
河床の容積濃度	Default 0.65	土砂濃度の最小値	Default 0
砂の内部摩擦角	0.7~0.8	マニングの粗度係数	河床の状況より設定
大粒径の存在率	河床の礫径より設定	—	—

### 4.8.2 土石流シミュレーション

#### a. 土石流の発形態と要因

土石流の発形態には、渓床堆積土砂の流動化、山腹崩壊の土石流化などがある。渓床堆積土砂の流動化は、渓床勾配、流域面積、渓床の状況などが大きく関与している。

一方、山腹崩壊の土石流化は山腹の崩壊や地すべりに起因する。渓床堆積物の質や降水量も土石流の発生要因になる。土石流発生誘因には、豪雨、融雪、地震、火山爆発などが挙げられるが、アバイ渓谷では豪雨によって発生している。

#### b. 土石流の発生機構

海外の土石流災害の実態によると、土石流は渓床勾配 20°以上に多く発生し、10°以下に堆積する。土石流が多く発生するのは、流域面積が 1km<sup>2</sup>以下の山ひだのような最小単位の流域である。また、土石流による流出土砂量の多くは 10,000m<sup>3</sup>以下である。

土石流が発生すると、渓床に堆積していた土砂は土石流発生後に供給させる水でほとんど浸食されて流出する。その浸食深（渓床堆積物の厚さ）は地質に関係なく 1~2m 程度と言われている。

アバイ渓谷では、雨期の降雨を誘因として、渓床に堆積する不安定土砂や、台地裾部の崩積土または、地すべり地内の崩壊土砂が流出している。

### 4.8.3 シミュレーション結果

#### a. 検討断面

土石流シミュレーションの検討断面、流域の特性、粒径、粒径の存在率、土砂濃度等の条件を表 4.8.2 に示す。なお、土砂濃度は一定とし、推定による。

表4.8.2 土石流シミュレーションの検討断面

断面	流域の特性				粒径(m)		土砂濃度 (最大、最小)
	流域面積 (km <sup>2</sup> )	流路延長 (m)	渓床幅 (m)	渓床勾配 (°)	最大 (存在率)	最小 (存在率)	
S30-2 (ST.30+420)	0.059	600	1.5～ 6.0	15.3	0.5 (50%)	0.1 (50%)	0.3、0.15
S31-2 (ST.31+580)	0.018	500	2.0～ 20.0	16.0	0.7 (70%)	0.1 (30%)	0.3、0.15

#### b. 土石流シミュレーションのモデル変数

表4.8.3 土石流シミュレーションの選定パラメータ

シミュレータモデル変数	採用値	シミュレータモデル変数	採用値
シミュレート時間	10800秒	重力加速度	9.8
計算の時間間隔	0.01秒	侵食速度係数	0.0007
砂礫(小粒径粒子)の密度	2650kg/m <sup>3</sup>	堆積速度係数	0.05
水の密度	1100kg/m <sup>3</sup>	流れの閾水深	0.05
河床の容積濃度	0.65	土砂濃度の最小値	0kg/m <sup>3</sup>
砂の内部摩擦角	0.7(35°)	マンシングの粗度係数	0.03

#### c. 解析結果

土石流シミュレーションの結果を以下に示す。土石流シミュレーションでは、任意の地点の流量や移動土砂量を求めることができる。

表 4.8.4 に示す結果は、道路下の横断構造物に流入する土砂量および、堆積厚を示している。なお、堆積厚は堆積土砂量を単純に渓流幅と計算延長で割ったものであり、実際には氾濫して道路や下流に流出するケースもある。

表4.8.4 土石流シミュレーションの検討結果

検討断面	流域の特性				横断構造物		計算結果	
	流域面積 (km <sup>2</sup> )	流路延長 (m)	渓流幅 (m)	渓床勾配 (°)	幅 (m)	高さ (m)	土砂量 (m <sup>3</sup> )	堆積厚 (m)
S30-2	0.059	600	1.5～6.0	15.3	2.0	1.0	90.6	2.26
S31-2	0.018	500	2.0～20.0	16.0	3.0	1.5	104.5	1.74

# 第5章

---

---

## 地すべり対策

## 5 地すべり対策

### 5.1 地すべり対策工一般

地すべり対策工には、抑制工と抑止工がある。抑制工は地すべり誘因を除去することにより間接的な効果を見込む。抑止工は地すべり推力に対する直接的な効果を発揮する。図 5.1.1 と図 5.1.2 に地すべり対策工の種類を示す。

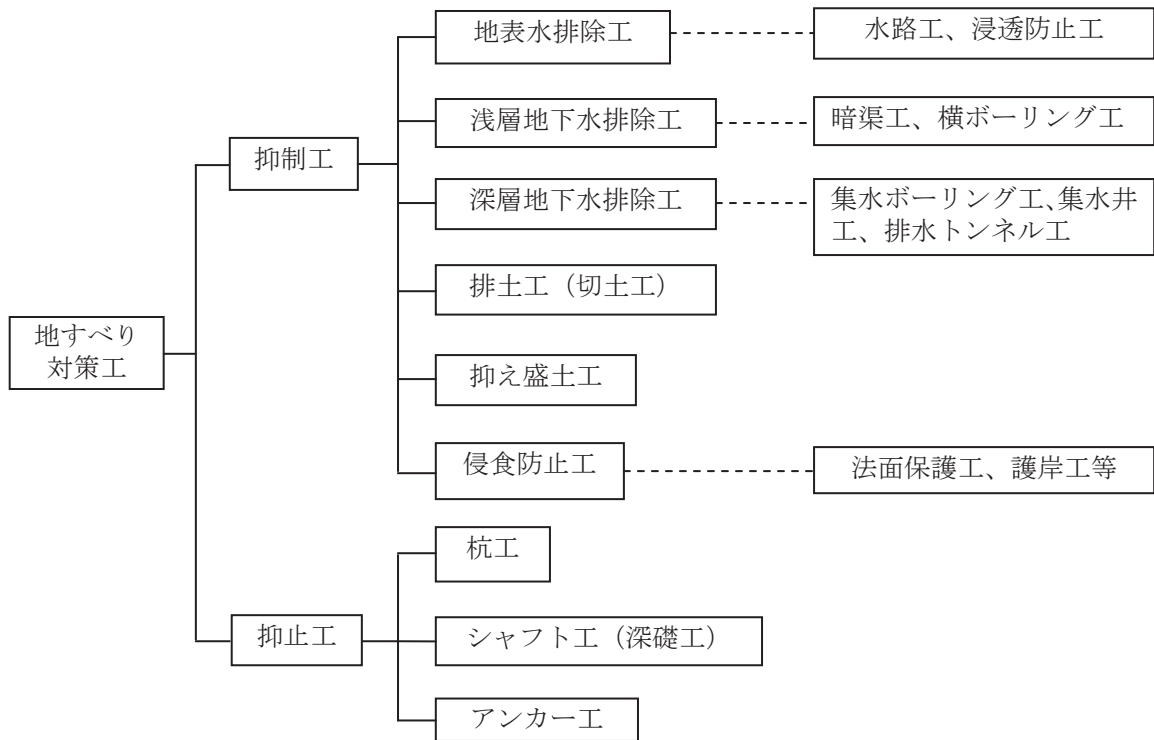


図5.1.1 地すべり対策工の種類

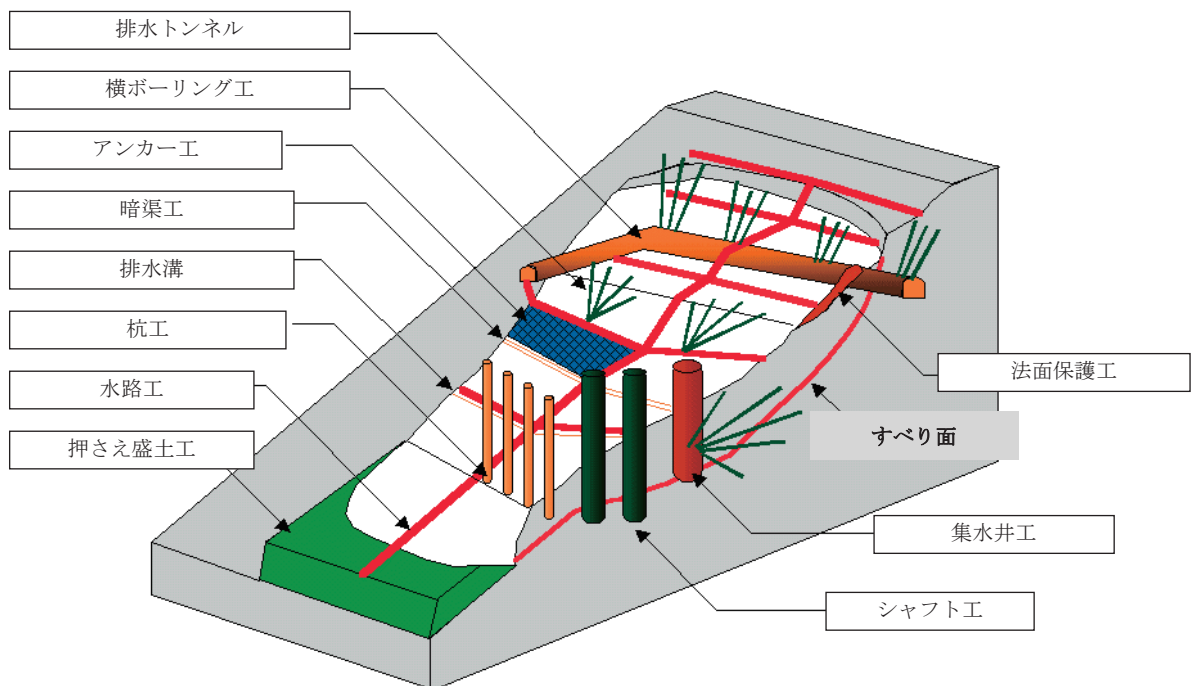


図5.1.2 地すべり対策工の模式図

## 5.2 アバイ地域における地すべり対策工

### 5.2.1 安定解析結果の解釈

安定解析では、道路に被害を及ぼしているが、地すべりが大きく滑動している状況ではないので、現況安全率を0.98とした。雨季の地下水位の変動が不明な段階ではあるが、雨季の水位上昇時にはすべり面の変位量も大きいとみなすことができ、 $c' \approx 0$ とした。また逆解析の結果、 $\phi'$ が得られている。 $c'$ は小さい値だとしても完全に0ではなく、3次元すべり面形状の非対称性等に起因して、ある値を持つと考えられる。

### 5.2.2 地すべりブロックごとの対策工

表5.2.1に、アバイ地域で期待される対策工を列挙しておく。表5.2.1は、2つのステージに分けられる。ステージ1では、横ボーリング工や抑え盛土工のように、比較的安価で、地すべりを抑制する効果をもつ工法とし、ステージ2では、水位をさらに低下させるために、集水井工を導入するか、一定の目標安全率を確保するために杭工の設置などを検討する必要がある。

表5.2.1 対策工の検討案

地区	案	対策案ステージ1		対策案ステージ2	
		対策工	着目点	対策工	着目点
L/S00	(1)	横ボーリング工 (道路盛土部、道路直上斜面の排水)	移動観測、水位観測を実施し、横ボーリング工の効果について調査・解析。	杭工また集水井工（陥没帯+末端）による斜面の安全率増加（目標安全率設定）	施工効果・施工技術・経済性等実現可能性について検討。 集水井工の場合移動観測、水位観測も実施。
	(2)	抑え盛土工（土工） (陥没帯)	抑え盛土工が下部ブロックに与える影響について事前に検討。	抑え盛土工（軽量盛土+アンカー工併用）（陥没帯）	保全対象である道路の防止対策、施工技術・経済性等実現可能性について検討。
L/S05	(1)	横ボーリング工+表面排水工 (斜面上部平坦地 05-02/05-03/05-04) 土留め工（05-02/05-03）	移動観測、水位観測を実施し、横ボーリング工の効果について調査・解析。 05-02,05-03ブロックの土留め工は不安定土砂供給対策。	集水井工（斜面上部平坦地）による斜面の安全率増加（目標安全率設定）	施工効果・施工技術・経済性等実現可能性について検討。 集水井工の場合移動観測、水位観測も実施。
L/S22	(1)	表面排水工		杭工による斜面の安全率増加（目標安全率設定）	施工効果・施工技術・経済性等実現可能性について検討。
	(2)	道路勾配の緩和を目的とした道路改修工	勾配を緩和できる区間か、また経済性実現可能性について検討。	H鋼矢板工による道路路肩保護	施工効果・施工技術・経済性等実現可能性について検討。
L/S27	(1)	横ボーリング工 (道路直上斜面、道路直下斜面)		杭工 (道路上部ブロック) または集水井 (陥没帯)	施工効果・施工技術・経済性等実現可能性について検討。 集水井を採用する場合地下水を生活用水に利用。
L/S28	(1)	横ボーリング工 (道路直上斜面、道路直下斜面) 流路工	移動観測、水位観測を実施し、横ボーリング工の効果について調査・解析。 流路工は水路工の規模の大きいもの（生活用水に利用）。	集水井工（陥没帯）あるいは杭工（斜面中部）による斜面の安全率増加（目標安全率設定）	施工効果・施工技術・経済性等実現可能性について検討。 集水井工の場合移動観測、水位観測も実施。

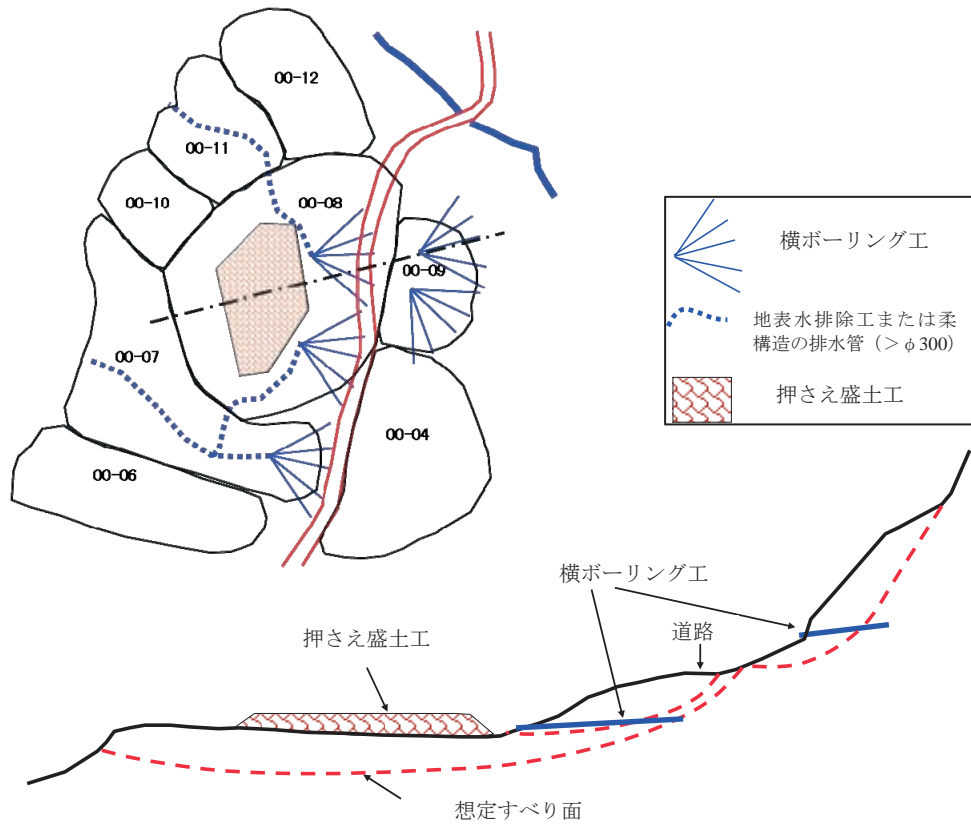


図5.2.1 L/S00 地域で期待される地すべり対策工の配置図

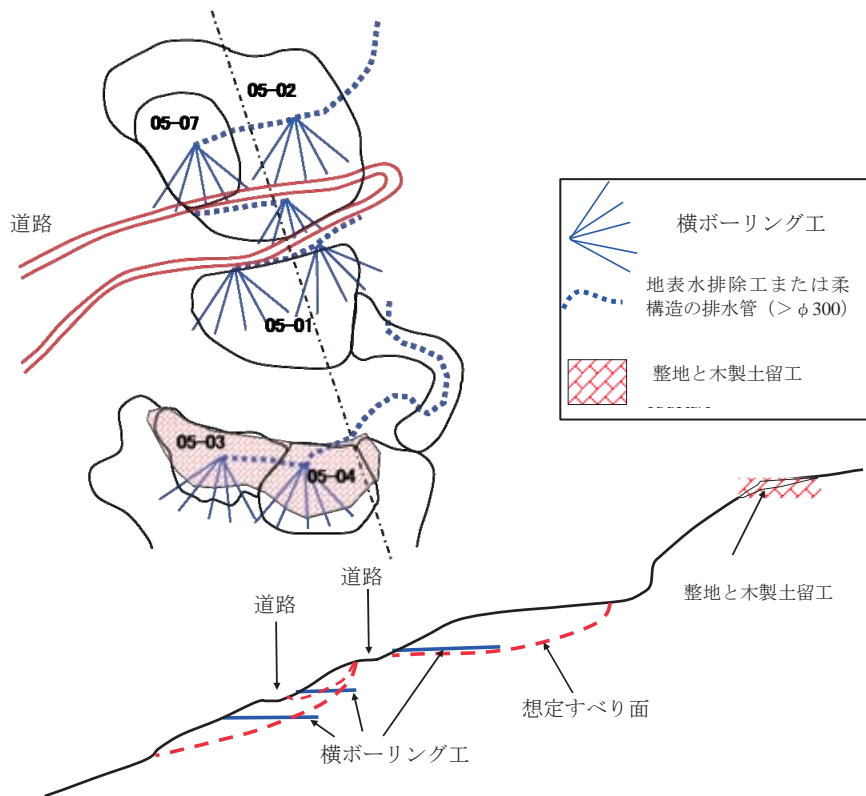


図5.2.2 L/S05 地域で期待される地すべり対策工の配置図

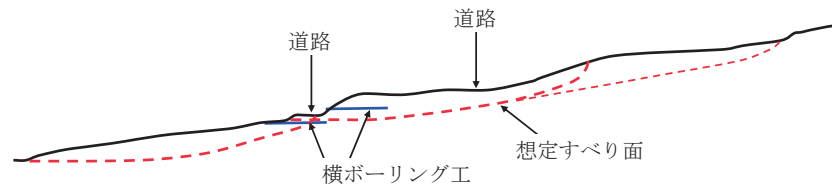
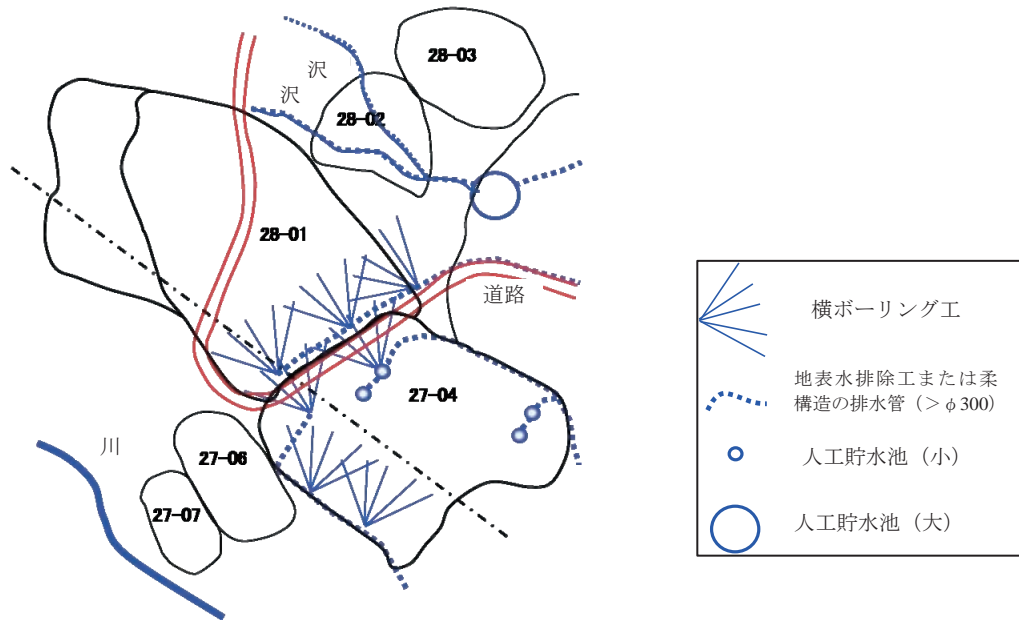


図5.2.3 L/S27 地域で期待される地すべり対策工の配置図

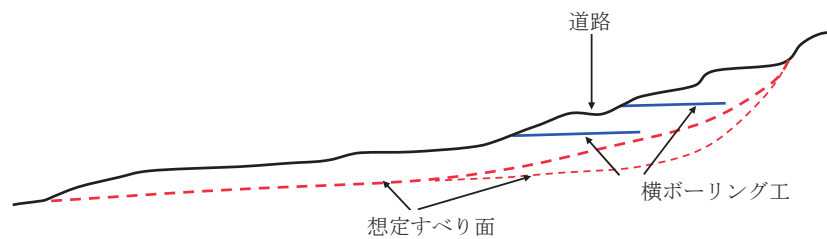
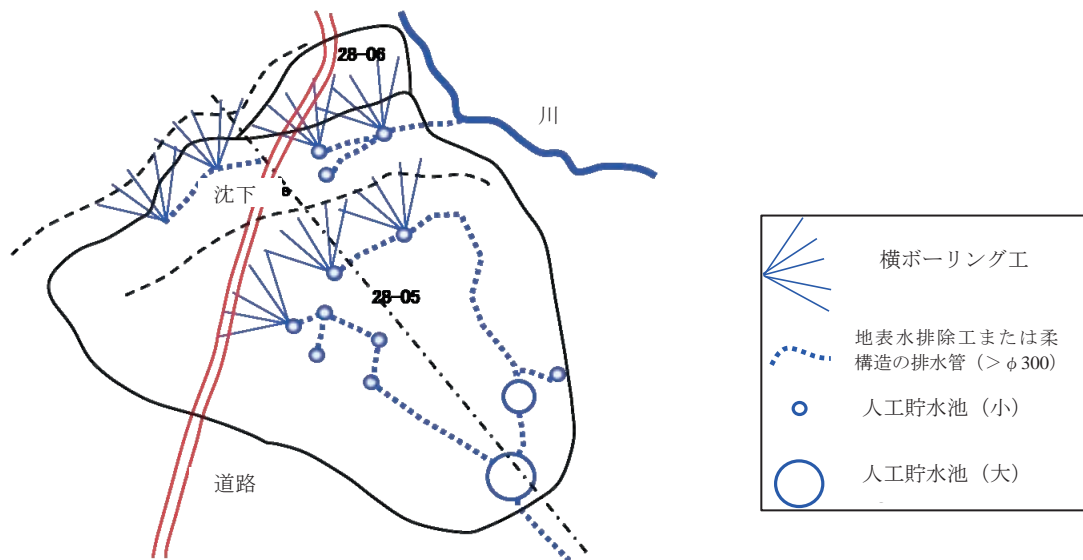


図5.2.4 L/S28 地域で期待される地すべり対策工の配置図

### 5.2.3 実施における注意点・留意点

雨季に地下水位が上昇して地すべりが発生する。第一義的には横ボーリング工による地下水排除工を実施して、地すべりの鎮静化を図るのが得策である。横ボーリング工の施工効果には、水位低下の点で期待した効果が発揮できないこともある。この点に関しては、移動観測および水位観測によって、地下水排除工の効果を検証しておく必要がある。抑え盛土工も比較的安価な方法ではあるものの、施工位置によっては他の地すべりブロックの地すべりを誘発する可能性もある。抑え盛土工が他ブロックに与える影響について事前によく検討しておく必要がある。

また、降雨の集中化による表面侵食・崩壊も随所でみられる。こうした箇所では、表面排水工を実施し、地すべり地内への降雨の浸透を防止し、水位の上昇を抑制する必要がある。さらに、集水井工は水位を低下させる上で有効な対策工ではあるが、集落がある場合生活用水としても利用されており、排除した地下水を生活用水に転用することに留意しておく必要がある。

### 5.2.4 適切な対策工実施に必要な要件

#### a. 調査・観測

対策工を必要とする地すべりブロックを対象に設定したのち、すべり面形状を決定するのに必要な量のボーリング調査計画を立てる。少なくとも1ブロックに3～4箇所程度必要であろう。そのうち1箇所は基盤面を確認できる十分な深さまで掘削するのが望ましい。ボーリング調査において、試錐日報を記録し、掘削終了時の水位と翌日の掘削前の水位を記録するようボーリング管理を徹底させたい。ボーリング孔を利用した観測では、孔内傾斜計、水位計による観測を実施する。とくに水位観測は、安定解析において信頼できる $\phi'$ の値を得るために非常に重要なものである。データサンプリング間隔はアバイ地域では降雨継続時間が短いため、10分間隔が望ましい。孔内傾斜計の設置が費用の面で難しい場合は孔内伸縮計で代替してもよい。

#### b. 対策工の施工効果の検証

横ボーリング工あるいは集水井工等の地下水排除工を実施した場合、これらの効果について、移動観測および水位観測によって、調査・解析を実施して検証しておく必要がある。安定解析における土質強度定数 $c'$ 、 $\phi'$ の見直しを経て、安全率の精度向上を図ることができる。とくに地下水排除工の効果には $\phi'$ 値が大きな影響を与えるので、適正な $\phi'$ の設定が重要となる。

#### c. 目標安全率の設定

日本においても昨今の経済状況に鑑み、目標安全率の設定には厳しいものがある。従来の目標安全率の設定とハード対策事業の実施から、一定の水準のハード対策とハザードマップを作成を含む警戒避難等のソフト対策と連動した総合的な地すべり対策に移行しつつある。

エチオピアの経済状況を考えた場合、対策工技術および経済性等の実現可能性の問題とも絡んでくる。エチオピアにおいてどの水準まで安全率を確保し、ハード対策を行うかについて、今後のエチオピアの地すべり行政のスタンスが求められる。しかし、毎年雨季には地すべりが活発化し、地すべりが発生している以上、一定の降雨に対して地すべりが鎮静化するあるいは発生しないという一定の水準の安全率を確保すべきであろう。



このプロジェクトはそのための目安を得る意味で重要な業務でもある。一定の目標安全率が確保できない場合は、警戒避難システムの導入を含む警戒避難対策が次の検討課題である。

#### d. 施工技術および経済性等実現可能性

地すべり対策工について、その施工技術、施工期間、経済性あるいは環境に関してエチオピアでは、その実現可能性についての調査が必要であろう。総合的に考えて実現可能性の低い対策工を提案するよりは、エチオピアの実情に見合った、効果が出やすく、比較的安価な工法が望まれる。

その対策案を表 5.2.1 のステージ 1 としておいたが、施工効果が出て、どの水準まで安全率が上昇できるのか検証してその見極めが必要であろう。1.05～1.10 の水準の安全率を確保したい場合は表 5.2.1 のステージ 2 の対策案が望まれる。また安全率は地すべり規模や保全対象によっても目標とする安全率は当然異なってくるので、こうした点についても留意しておきたい。

### 5.3 警戒避難基準

#### 5.3.1 降雨、水位、地すべり変動の一般的関係

図 5.3.1 は、降雨、水位、地すべり変動の関係を示したものである。

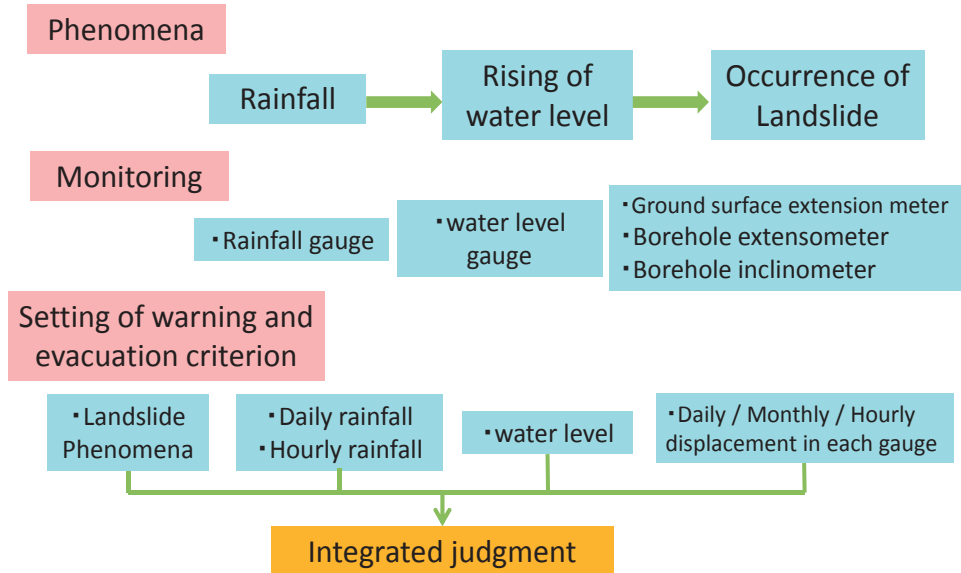


図5.3.1 降雨、水位、地すべり変動の関係

#### 5.3.2 日本における水位と地すべり変動の応答特性

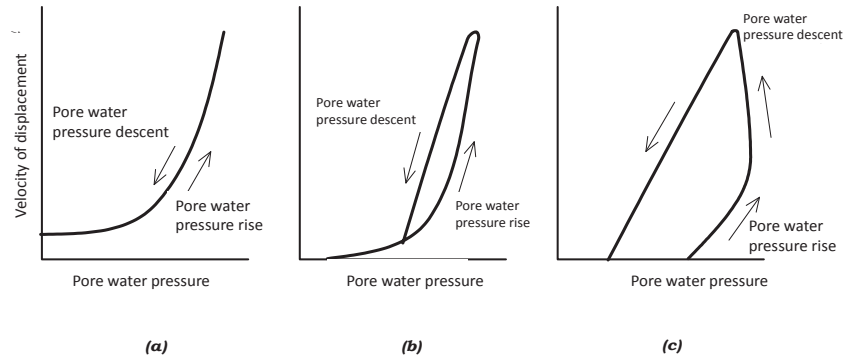
図 5.3.2 は、地すべり形態別の水圧と地すべり変動の応答特性を示したものである。

図の(a)タイプは一年を通じて地すべりが活発な通年型岩盤すべりにみられる。通年型岩盤地すべりの場合、地すべり変動の誘因が融雪，豪雨に関係なく水圧に敏感に応答する。

図の(b)タイプは水圧上昇期と水圧下降期との間にヒステリシスがある場合で、一般に水圧増加率に対し変位速度増加率が大きい、水圧下降期では水圧減少率と変位速度減少率がほぼ同じ場合にみられる。この場合の地すべり形態は、主として豪雨期や融雪期に地すべり変動が発生し、その後地すべり変動が沈静化するような岩盤地すべりにみられる。

図の(c)タイプは水圧上昇期の変位速度より水圧下降期の変位速度が大きい場合で、変位速度のピークが水圧のピークに遅れる場合にみられる。移動開始時と移動停止時の水圧に差が生じるのは、新第三紀層と異なるすべり層を構成する泥質片岩などの崩積土すべりのすべり形態に起因するものと考えられる。

(b)、(c)のタイプとも水圧上昇期と水圧下降期との間にヒステリシスがある。アバイ地域の場合は、(b)、(c)のタイプのものが多いと考えられる。



(a) the type of rock mass sliding the whole year round  
 (b) the type of rock mass sliding mainly in the heavy rainy season and snow melting period  
 (c) the type of colluvial deposit sliding mainly in the heavy rainy season

図5.3.2 地すべり形態別の水圧と地すべり変位速度との関係図

### 5.3.3 アバイ地すべり地域における水文解析例

#### a. 解析対象

水文解析の解析対象はL/S27とL/S28地区である。地すべり変動として地表伸縮計EX-5のデータを、水位変動としてB28-23のデータを用いる。

#### b. 地すべりの変位状況

地表伸縮計が急激に増加する時期を2ケース、および水位が急激に増加する時期を1ケース、合計3ケースについて水文解析を行った。

#### c. 降雨データの取り扱い

解析対象地点における降雨データは近傍の気象観測点のデータから求められる。

ガブリエル教会地点での日雨量は、(1)式より、他の気象観測点の日雨量を教会からの距離で割った値の足し算で求める重みづけ平均値として算出した。計算に用いられる3箇所の近傍の気象観測点は、ゴハチヨン観測点、フィリクリック観測点、アバイ渓谷観測点、デジェン観測点である。

$$R_c = (R_1/d_1 + R_2/d_2 + R_3/d_3) / (1/d_1 + 1/d_2 + 1/d_3) \dots \dots \dots (1)$$

ここで、 $R_c$ : 教会地点の日雨量、 $R_i$ : 気象観測点の日雨量

気象観測点から教会までの距離: ゴハチヨン ( $d_1=14.9\text{km}$ )、フィリクリック ( $d_1=13.4\text{km}$ )、アバイ渓谷 ( $d_2=5.2\text{km}$ )、デジェン ( $d_3=6.6\text{km}$ )

地すべり変動に関与する有効雨量は、(2)式に示すように、地すべり発生当日から発生前の数日間の一連の降雨に日数に応じた減少係数 $\alpha$ を乗じた値の積算雨量として求められる。

$$R_{ce} = R_{c0} + \sum \alpha_i R_{ci} \dots \dots \dots (2)$$

ここで、 $R_{ce}$ : 実効雨量、 $R_{c0}$ : 発生当日の雨量、 $\alpha_i$ : 発生*i*日目の減衰係数

減衰係数 $\alpha$ は、本来試行計算で求める必要があるが、ここでは、便宜的に発生1日前が0.5、発生2日前が0.25、発生3日前が0.0625、 $\dots \dots \dots$ 、とそれぞれ与える。

d. まとめ

降雨、水位、地すべり運動との関係を整理すると以下ようになる。降雨、水位、地すべり変動との関係を模式図で示すと、図 5.3.3 のようになる。

- 水位上昇と地すべり変動に要する連続降雨日数は 4 日である。このときの実効雨量は約 24mm である。
- 水位上昇までの遅れ日数は 1 日である。また水位上昇と地すべり変位との遅れ日数は 2 日である。

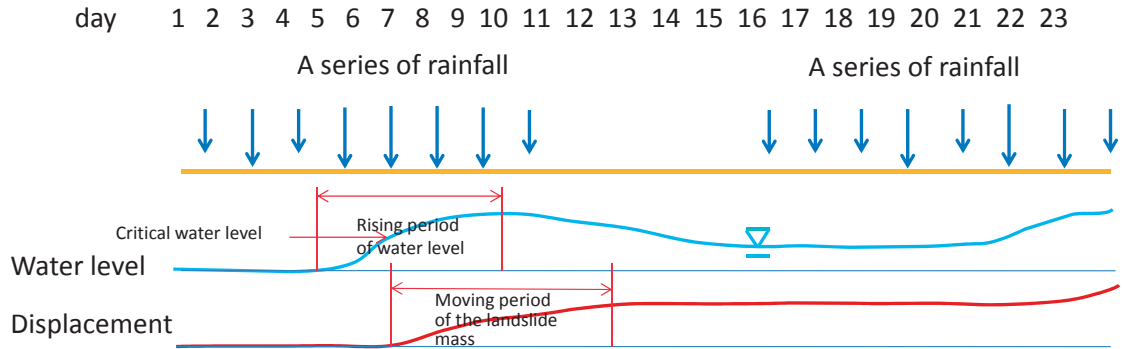


図5.3.3 降雨、水位、地すべり変動との関係の模式図

5.3.4 警戒避難基準の設定例

表 5.3.1 は警戒避難基準の設定例を示したものである。

表5.3.1 警戒避難基準の設定例

レベル	降雨量	間隙水圧	伸縮計	孔内伸縮計	孔内傾斜計	早期警戒・避難に対する行動
レベル I 注意体制	>20mm/day	—	1-3mm/day	0.3-1mm/day	0.1-0.5mm/day	情報収集とパトロール
レベル II 警戒体制	>50mm/day	限界水位	3-10mm/day	1-3mm/day	0.5-1mm/day	情報収集とパトロール
レベル III 避難	>100mm/day もしくは >50mm/hour	—	> 5mm/h	>2mm/h	>0.5mm/h	情報収集とパトロール 住民への伝達 避難準備 避難勧告
備考		間隙水圧は日常的に大きく変化するため、これを早期警戒・避難基準とすることは難しい。	早期警戒・避難基準は、伸縮計、孔内伸縮計、孔内傾斜計の一連の動きを考慮して設定する必要がある。			【着目点】 ・亀裂・段差の発生 ・斜面脚部の崩壊 ・構造物の変状 ・地表水や河川の濁り ・湧水の発生や枯渇

## 5.4 落石／土石流対策

### 5.4.1 一般的な対策工法

#### a. 一般的な落石対策

落石対策には、落石が起こらないような予防処置としての落石予防工（発生源対策）、落石が起きた場合、下方の保全対象に落下する前の段階で防護する落石防護工（待ち受け対策）がある。

落石予防工には、根固工、浮石除去工、ロックボルト工、ワイヤーロープ掛工、のり枠工などがあり、落石防護工には、落石防護網、落石防護壁、落石防護柵、落石土堤、高エネルギー吸収柵などがある。

表5.4.1 落石予防工の例

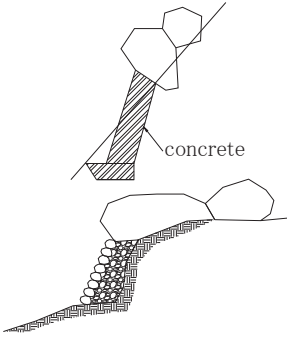
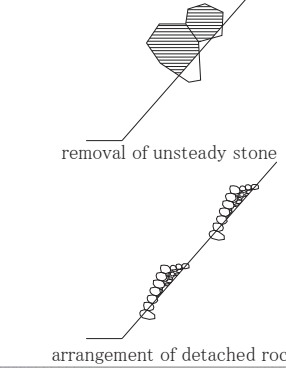
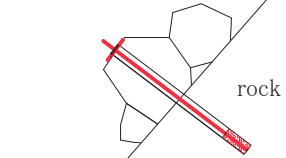
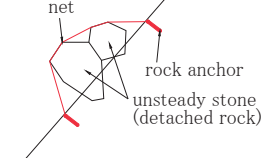
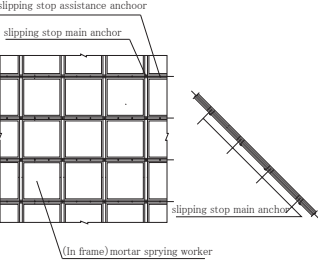
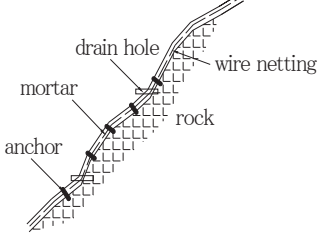
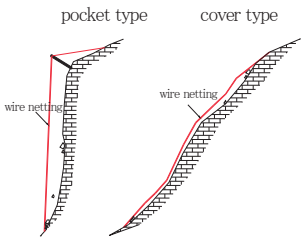
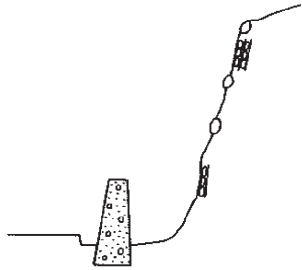
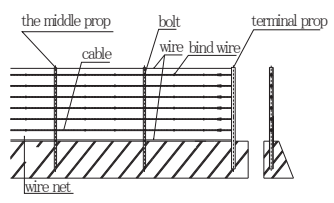
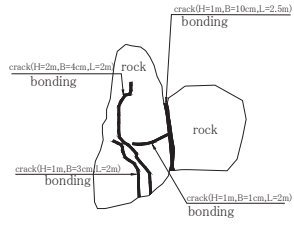
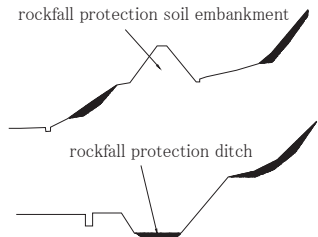
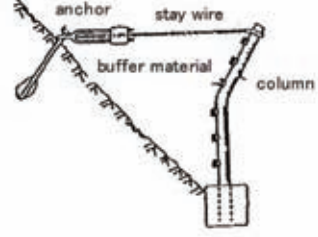
工法	コンクリート根固工	浮石除去工・転石整理工	ロックボルト工
概念図			
特徴	浮石、転石が動き出さないようにコンクリートで浮石、転石の基礎や周囲を固め、安定させる工法	転石を斜面内の安全な場所にまとめて積み上げる工法で、人力施工が可能	斜面内にある大きな浮石、転石を基岩まで穿孔し、ロックボルトを挿入して基岩まで打ち込み、安定させる工法
工法	ワイヤーロープ掛工	のり枠工	コンクリート吹付工
概念図			
特徴	浮石、転石が動かないようにワイヤーロープを格子状に編んでクロスクリップ等で留める工法	不安定な崩土や崖面に露岩する岩盤の緩い部分を切土し、のり枠で斜面安定化を図る工法	コンクリートやモルタルを斜面に吹き付け、風化剥落を防止する工法

表5.4.2 落石防護工の例

工法	落石防護網工	落石防護壁工	落石防護柵
概念図			
特徴	落石の危険のある斜面を金網とワイヤーロープで覆う工法	斜面から落下する岩石をコンクリートやクッション材で力を分散、減少させて受け止める工法	落石の発生しやすい斜面下部または中段に設置し、落石を防止する工法
工法	岩盤接着工	落石土堤	高エネルギー吸収柵
概念図			
特徴	落石発生源の剥離性岩盤や岩塊の開口性節理を接着する工法	道路際に比較的平坦な余裕がある地形に土堤および溝を構築し、落石エネルギーの吸収・消散を図る工法	エネルギー吸収性に優れた柵状の工作物でネットや支柱より構成される。

### b. 一般的な土石流対策

土石流対策は、土石流の種類（砂礫型、泥流型）、流下する土石流の量、流域の特性などを十分把握した上で選定する。

土石流対策の主な目的は以下のとおりである。

- 土石流を発生させない
- 発生した土石流を運動の途中で停止・堆積させる
- 土石流を土砂流や掃流に変換させる
- 土石流を無害に流下させる

なお、土石流対策には、砂防ダムや導流堤、流路工（水路）など構造物による対策（ハード対策）と、土地利用の適正化、避難、建物の強化など構造物によらない方法（ソフト対策）に区分される。

表 5.4.3に土石流対策（ハード対策）の代表例を示す。

表5.4.3 土石流対策施設の種類

対策施設の種類	工種例	主な効果
土石流捕捉工	えん堤 1) 不透過型えん堤 2) 透過型えん堤	土石流となって流下する土石等の量を減少させる効果
土石流導流工	溪流保全工	土石流を保全すべき地域へ到達させない効果
土石流堆積工	堆積工 1) 遊砂池 2) 沈砂池	土石流となって流下する土石等の量を減少させる効果
土石流緩衝樹林帯		
土石流流向制御工	導流堤	土石流を保全すべき地域へ到達させない効果
土石流発生抑制工	低ダム群 1) 不透過型 床固工群 溪流保全工 山腹工	土石流を発生（侵食拡大を含む）させない効果

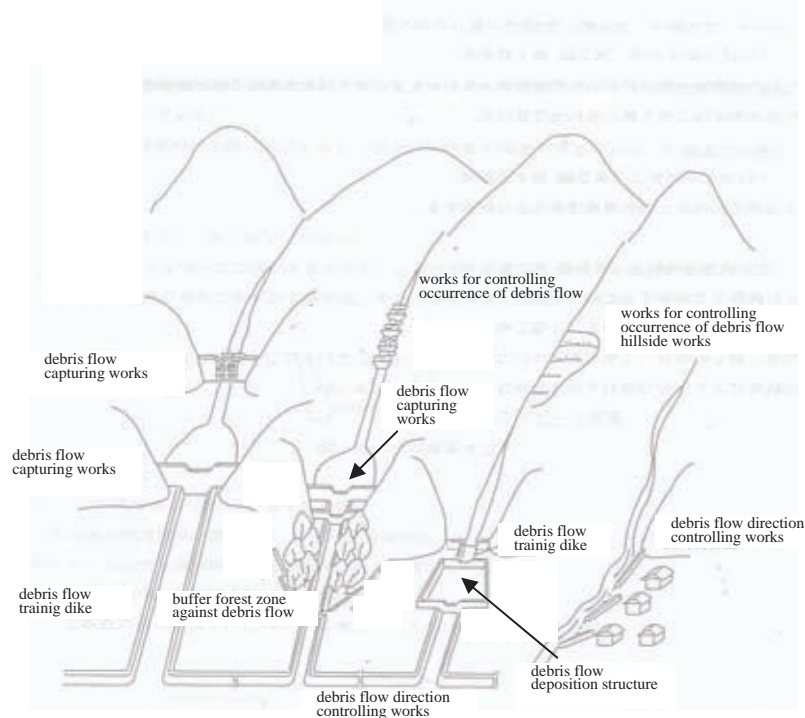


図5.4.1 土石流対策施設の代表例

## 5.4.2 落石／土石流対策の適用

### a. 落石対策の適用

アバイ渓谷の落石形態は、抜け落ち型落石と剥離型落石の両方が認められる。また、落石発生源は、自然斜面からの落石や、切土のり面からの落石、その両方を含むものがある。

自然斜面からの落石は、斜面高が高く、直径1m以上の落石も含まれるため、落石エネルギーが大きい。このようなケースでは高エネルギー吸収型の落石対策工が適応される。ただし、落石個数が少ない場合や落石発生源が特定できる場合には、根固工や除去工等

の落石予防工等も適応可能である。

切土のり面からの落石は、風化や侵食により、のり面全体に亀裂が発達、もしくは土砂化が進行し、斜面全体から落石が認められる。落石径は直径 0.3m 以下が多く、落石エネルギーは小さい。このため、多様な工種を選定できるが、多くの切土のり面は道路との離隔が小さいため、のり枠工や落石防護網工などの適応が考えられる。

落石対策工の選定に際しては、対策工の機能、耐久性、施工性、経済性、維持管理上の問題等を検討し、現地の道路状況や斜面状況に最も適した工種やその組み合わせを選定する。

なお、落石防護工については、下図に示す落石エネルギーを考慮して、適した工種を選定する。

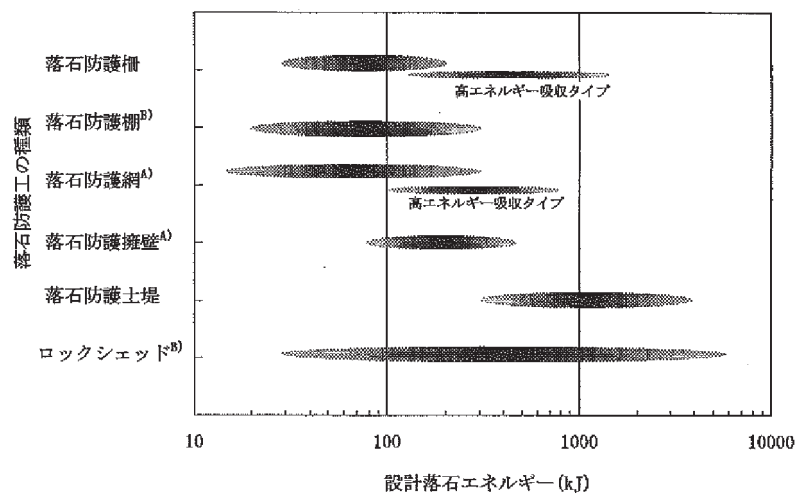


図5.4.2 落石防護工の適用範囲の目安

## b. 土石流対策の適用

アバイ渓谷の溪流は溪床勾配が急で、流路長の短い溪流が多い。土石流の種類は石礫型で、流出する土砂量は多くが数  $100\text{m}^3$  以下と推定される。

継続時間雨量や溪床堆積物、溪流上流の山腹崩壊状況より、大量の土砂が流出する危険性は低く、砂防ダムなどの土石流捕捉工が適している。ただし、溪流幅が狭く、溪床の浅い溪流については、規模の大きなダムの施工は困難である。床固工など、低ダムを数カ所設置して、土石流の発生を抑制する工法が適応される。

また、土石流や土砂流出の危険性の高い溪流については、不安定土砂が多く分布するか、溪岸浸食や山腹崩壊が認められるため、土石流発生抑制工や土石流流向抑制工などの組み合わせも考慮する必要がある。

流末処理が不十分な溪流や、石礫で横断排水施設が閉塞されている溪流も多く認められる。これらについては、水路工の延長や堆積土砂の除去を行うことが望ましい。

既設砂防ダムの多くは石礫で満砂し、袖も破損しており、その機能を十分に果たしていない。また、ダム高の不足や強度不足も見受けられる。土砂流出を繰り返している土



石流危険渓流については、流出土砂量を予測し、適切な規模の砂防ダムを設置する必要がある。機能の低下した既設ダムについては、補修や補強も必要である。

ダム設置が困難なガリーの発達した渓流については、用地の制約等がなければ、土石流導流工や土石流堆積工なども適応できる。

### 5.4.3 適切な対策工実施に必要な要件

#### a. 落石対策実施に必要な要件

適切な落石対策工を実施するには、過去の落石発生箇所、落石の径、落石時の状態（時期や降雨量）等を把握し、記録しておくことが重要である。落石発生源や落石経路などが特定できれば、落石規模に応じた工種の選定や、効果的な落石対策を計画できる。

落石対策工は一般に、コンクリート構造物や柔構造物が多いが、除去工や整理工は人力による施工が可能である。また、落石土堤工は土工が主体であり、これらの落石対策工は特殊な施工機械を必要としない。

のり枠工やコンクリート吹付け工などの落石予防工、落石防護壁工や落石防護柵などの落石防護工はコンクリートや鉄筋を主材料とする。これらの構造物を施工するには、計量装置や練り混ぜ機械、吹付機械および付属機器などが必要になる。セメントや鉄筋などの材料については調達可能であるが、安定した供給と品質の確保が必要である。また、柔構造物など鉄筋や金属製品を主体とする構造物についても、所定の強度を有する材料の調達や加工技術などが必要になる。

各対策工を実施する際には、工種に応じた施工方法や品質管理、出来形管理、施工管理基準などマニュアルの整備も今後、重要となる。

#### b. 土石流対策実施に必要な要件

適切な土石流対策工を実施するには、過去の土砂流出状況、渓流に堆積する不安定土砂量や山腹崩壊状況、土石流や土砂流出時の時期や降雨量を把握し、記録しておくことが重要である。

また、砂防ダム等の計画規模を決定する際には、降雨量の年超過確率 1/100 程度の規模、もしくは既往最大雨量のうち、どちらか大きい値を採用する。このため、各観測所における降雨量の記録（時間雨量）が必要になる。

砂防ダムの構造や規模（高さ、天端厚さ、のり勾配等）については、対策工の効果、施工性や経済性等を考慮の上、安定計算を行い決定する。既設ダムは天端厚さが薄く（約 50cm 以下）、袖の根入れも不十分で、強度的にも脆弱である。構造上、安定した砂防ダムの設計を行うには、アバイ渓谷に適した設計基準が必要となる。

砂防ダムの施工については、多量のコンクリートを必要とし、クレーン車、コンクリートミキサー車、コンクリートポンプ車、バックホウ、不整地運搬車等の重機を使用す

る。落石対策工の施工と同様、施工機械の確保、材料の安定的な供給と品質の確保が重要である。

また、施工方法や品質管理、出来形管理、施工管理基準などについても、落石対策工と同様、今後マニュアルを整備する必要がある。

# 第6章

---

---

## 技術移転

## 6 技術移転

### 6.1 方法論

#### 6.1.1 C/P の地すべりに対するキャパシティ向上

##### a. GSEのキャパシティ確認

##### b. 段階的な技術移転

表6.1.1 各発展段階におけるキャパシティ・ディベロップメントの方法

発展段階	フェーズ	キャパシティ・ディベロップメントの方法
①現地踏査や各種モニタリング技術	第1フェーズ	調査団の指導のもと、地すべり調査・解析等に必要な資機材の選定方法や設置箇所の選定、モニタリング手法等の基礎技術を移転する。また、空中写真や現地踏査を通して、危険箇所の優先順位付けの考え方について技術移転する。また、地すべり以外の土砂災害[slope disasters]については、調査手法と合わせて解析手法も技術移転する。
②各種データ解析技術	第2フェーズ	調査団の指導のもと、第1フェーズで得られたデータ等を基に、地すべり発生の原因や誘因、さらにはメカニズムの究明に関する技術を移転する。
③解析技術応用	第3フェーズ	対象地域で得られたモニタリングデータを追加して、解析の応用技術を移転する。第2フェーズで得た知識を十分活用できることを念頭に行う。また、対策工を担当するERAとの技術的な対応方法についても技術指導を行う。

##### c. PDM内容の確認

#### 6.1.2 効果的な地すべり評価技術の向上

##### a. 地すべり分類手法の共有と、モニタリングに適した地すべり地の選定

##### b. 危険度評価手法の導入

#### 6.1.3 効果的な地すべり対策検討の支援

##### a. 「エ」国の社会経済状況に見合った対策の検討

##### b. 合同調整委員会（JCC）の活用

##### c. 定例ミーティング等の開催

##### d. 本邦研修

##### e. 道路利用者、地域住民への理解促進

## 6.2 技術移転の体制

より効果的で円滑な技術移転を実施するため、専門家とカウンターパートによる専門グループを形成する。専門グループは基本的に表 6.2.1 のとおりである。それぞれのグループを軸として、地すべり調査・解析における基礎的な理解と手法をカウンターパートメンバーに対して移転した。

表6.2.1 専門グループ毎の各メンバーの配置

	専門グループ	JICA 専門家	カウンターパート	備考
1	総括	市川 建介	Getnet MEWA	
2	地形調査/解析	塚本 哲 榎田 充哉	Leta ALEMAYEHU Melukamu TEGEGNE	
3	水文調査/解析	藤澤 成一	Demis ALAMIREW	
4	地質調査/解析/地すべりモニタリング	桑野 健 野田 牧人 土山 正二	Solomon GERA Zulfa ABDURHAMAN	
5	地すべり/落石/土石流解析	山田 正雄 藤澤 成一 笠原 洋一	Zulfa ABDURHAMAN Yewubnesh BEKELE	
6	GISデータベース	郷内 吉瑞	Yewubnesh BEKELE	
7	物理探査/解析	磯貝 尚弘	Tadesse LEMA Sisay ALEMAYEHU	
8	ボーリング調査	鈴木 高志	Bayu WEDAJ	
9	地形調査	下田 省三	Haile G/SELASSIE	

技術移転の概念図を図 6.2.1 に示す。この図に示されるとおり、基本的に上表のとおり各グループでの活動を基本とするが、C/P は専門家グループ全体から技術移転を受けられるように工夫することで、C/P の専門性にとらわれない技術移転を図った。

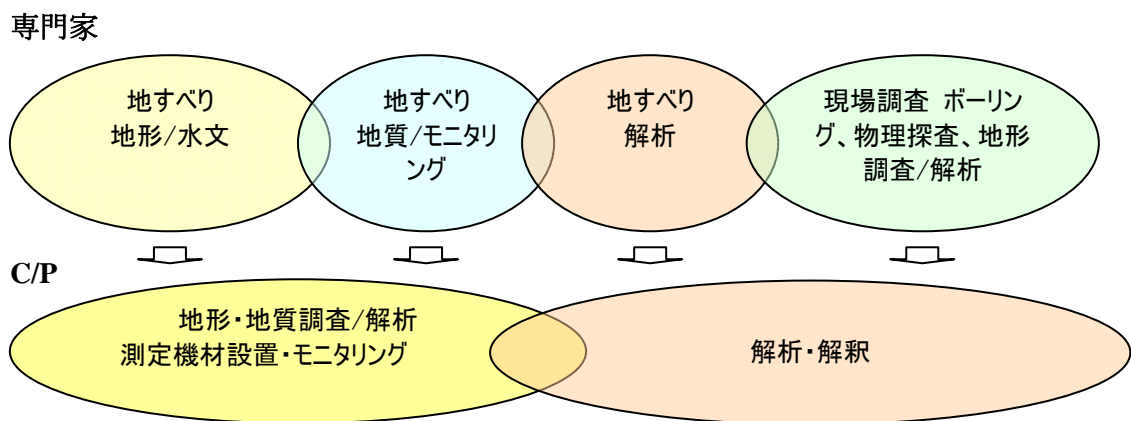


図6.2.1 技術移転体制

## 6.3 技術移転の主な内容

### 6.3.1 技術移転セミナー

- a. 第一回技術移転セミナー
- b. 第二回技術移転セミナー
- c. 最終技術移転セミナー

### 6.3.2 ワークショップ

本プロジェクトでは、特定テーマに関するワークショップを実施し、C/P の理解を促した。ワークショップは地すべり調査・解析・評価に関わるものであり、テーマは下表に示すとおりである。

表6.3.1 ワークショップ一覧

テーマ	日時	場所	カウンターパート	調査団
GIS基礎	2010/6/10 11:00-12:00	GSE	Yewubnesh Bekele, Tesfaye Shewa	郷内
モニタリングデータ整理 (1)	2010/10/13-14 10:00-12:00	GSE	Getnet Mewa, Solomon Gerra, Demis Alamrem, Leta Alemayehu, Tekalegne Tesfaye, Melkamu Tegegne, Beruku Abel, Habtamu Eshetu, Yewubnesh Eshetu Bekele	土山、山本
地すべり/土石流/落石調査・解析 (1)	2011/2/25 9:00-17:00	GSE	Getnet Mewa, Leta Alemayehu, Hailesalassie G/Iselassie, Tekalegne Tesfaye, Sisay Alemayehu, Debebe Kifle, Melkamu Tegegne, Brook Abel, Habtamu Eshetu	藤澤、山田、榎田、笠原、郷内
地すべり調査におけるGIS利用	2011/5/18 9:00-17:00	GSE	Getnet Mewa, Habtamu Eshetu, Ezera Tadesse, Debebe Kifle, Yewubnesh Bekele, Brook Abel, Sisay Alemayehu, Hailesalassie G/selassie, Melakamu Tegegne, Tadesse Lemma, Tekaligne Tesfaye	郷内
地すべり/土石流/落石調査・解析 (2)	2011/10/7 10:00-12:00	GSE	Tekaligne Tesfaye, Beruku Abel, Yewubnesh Bekele, Debebe Kifle, Zulfa Abdurahman	笠原、野田、郷内
モニタリングデータ解析	2011/10/11 14:00-17:00	GSE	Demis Alamrem, Samiel Molla, Tekalegne Tesfaye, Habtam Eshete, Beruku Abel, Yewubnesh Bekele, Zulfa Abdurahman	土山、榎田、郷内
早期警戒体制	2011/10/13 14:00-17:00	GSE	Demis Alamrem, Samiel Molla, Tekalegne Tesfaye, Habtam Eshete	土山、郷内
モニタリングデータ整理 (2)	2011/10/14-16 10:00-12:00	GSE	Demis Alamrem, Habtam Eshete, Samiel Molla, Beruku Abel, Tekalegne Tesfaye, Zulfa Abdurahman	土山
GIS、水文解析、安定解析の地盤定数設定	2011/10/25 14:30-17:00	GSE	Tekaligne Tesfaye, Samuel Molla, Yewubnesh Bekele, Demis Alamirew, Habtamu Eshete, Biruk Abel, Debebe Kifle, Zulfa Abdurahman, Tewodros Alene(ERA)	藤澤、郷内、榎田
安定解析	2011/11/1 14:30-15:00	GSE	Tekaligne Tesfaye, Samuel Molla, Yewubnesh Bekele, Demis Alamirew, Habtamu Eshete	榎田
総合解析	2011/11/7 14:00-16:00	GSE	Demis Alamirew, Samuel Molla, Tekalegne Tesfaye, Habtam Eshete, Sisay Alemayehu, Erza Tadesse, Yewubnesh Bekele, Debebu Tekle	山田、塚本、市川

### 6.3.3 現地トレーニング

表6.3.2 現地トレーニング一覧

テーマ	日時	場所	C/P	調査団
落石調査/土石流調査	2010/6/22-23	ST.30 -33	Leta Alemayehu, Tekaligne Tesfaye, Yewubnesh Bekele,	榎田、野田、 笠原
モニタリングデータ収集	2010/10/7-8	アバイ溪 谷全域	Solomon Gerra, Demis Alamrem, Leta Alemayehu, Tekalegne Tsfaye, Melkamu Tegegne, Beruku Abel, 他ERA5名	土山、野田 山本
ボーリング調査	2011/6/9	L/S 27	Leta Alemayehu, Bayu Wedajo, other drilling team members	鈴木、笠原
PCによるモニタリング設定/計 測/データ収集	2011/6/14	L/S 28	Ezra Tadesse, Habtam Eshete	野田、笠原
地すべりモニタリング全般	2011/6/15	鹿島 キャンプ	Ezra Tadesse, Habtam Eshete	野田、笠原
地下水位計の設置	2011/6/15	L/S 27	Ezra Tadesse, Habtam Eshete	野田、笠原
現地での地すべりリスク評価 地表変状箇所の調査 モニタリングデータの活用	2011/1/24	L/S22	Tekaligne Tesfaye, Yewubnesh Bekele, Ezra Tadesse, Debebe Tekle	塚本、山田、 笠原
簡易クラックモニタリング クラックモニタリングによる地 すべり移動方向の検討	2011/1/25	L/S00	Tekaligne Tesfaye, Yewubnesh Bekele, Ezra Tadesse, Debebe Tekle	塚本、山田、 笠原
地すべり分布図の現地確認 現地の地すべりクラック記載	2011/1/27	L/S 27,28	Tekaligne Tesfaye, Yewubnesh Bekele, Ezra Tadesse, Debebe Tekle	塚本、山田、 笠原
地すべり対策全般	2011/1/28	鹿島 キャンプ	Tekaligne Tesfaye, Yewubnesh Bekele, Ezra Tadesse, Debebe Tekle	塚本、山田、 笠原
雨量計と孔内伸縮計のデータ収 集	2011/2/18	L/S00	Getnet Mewa, Leta Alemayehu	藤澤、笠原
PCによるモニタリング設定 ボーリング柱状図の作成	2011/7/7	鹿島 キャンプ	Biruk Abel, Ezra Tadesse, Habtam Eshete	野田
現地調査と総合解析の関連	2011/10/28-30	アバイ溪 谷全域	Samuel Molla, Demis Alamrew, Tekalegne Tsfaye, Habtamu Eshete	塚本、山田

### 6.3.4 本邦研修

#### a. 研修の概要

研修題目：地すべり調査・モニタリング研修

研修期間：2011/6/18 - 2011/7/8

研修参加者：4名

## b. 研修の流れ

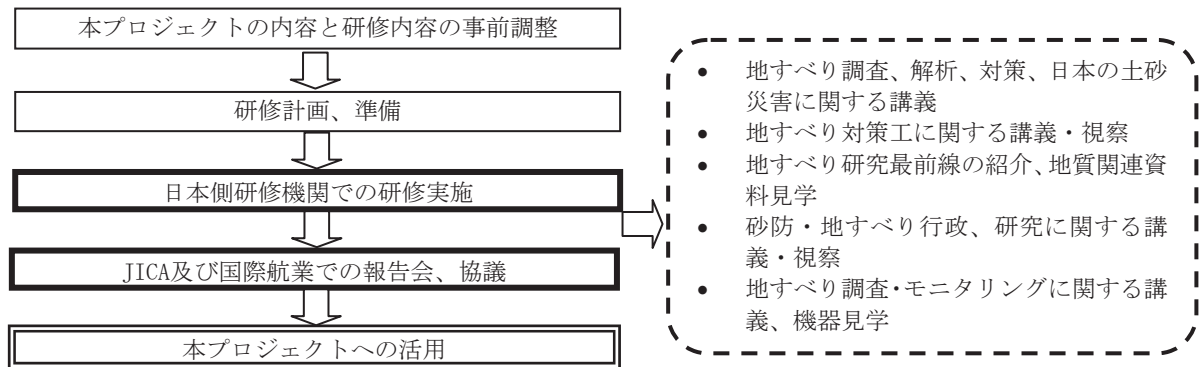


図6.3.1 本邦研修概念図

## c. 到達目標毎のカリキュラム構成

表6.3.3 到達目標毎のカリキュラム構成

No.	主要研修項目	研修法	研修内容	時間	講師の氏名・所属等
1	<ul style="list-style-type: none"> <li>地すべり調査、解析、対策に関する講義</li> <li>日本の土砂災害</li> </ul>	講義	民間企業での研修により、日本の地すべり調査、解析、対策の理論を理解し、プロジェクトへの活用方法を検討する	6	<ul style="list-style-type: none"> <li>国土防災技術株式会社</li> <li>国際航業株式会社</li> </ul>
2	<ul style="list-style-type: none"> <li>地すべり対策工に関する講義</li> <li>地すべり対策工の現場見学</li> </ul>	講義 視察	国および自治体の地すべり対策工の基本概念、理論、具体的施工方法などを理解し、プロジェクトへの活用方法を検討する	26	<ul style="list-style-type: none"> <li>国土交通省関東地方整備局利根川水系砂防事務所</li> <li>国土交通省関東地方整備局高崎河川国道事務所</li> <li>ライト工業株式会社</li> <li>国土交通省中部地方整備局富士砂防事務所</li> <li>兵庫県但馬県民局朝来農林振興事務所山地地すべり対策課</li> </ul>
3	<ul style="list-style-type: none"> <li>地すべり研究最前線の紹介</li> <li>地質関連資料見学</li> </ul>	講義 視察	研究機関での研修により日本・世界の地すべり事例、分析手法を理解する。また、土質試験器などの分析機器について見学、その構造についての知識を得る。以上を踏まえ、プロジェクトへの活用方法を検討する	6	<ul style="list-style-type: none"> <li>京都大学防災研究所</li> </ul>
4	<ul style="list-style-type: none"> <li>砂防・地すべり行政、地すべり研究</li> </ul>	講義	日本の砂防・地すべり行政、研究を理解し、プロジェクトへの活用方法を検討する	3	<ul style="list-style-type: none"> <li>独立行政法人土木研究所</li> </ul>
5	<ul style="list-style-type: none"> <li>地すべり調査・モニタリング機器見学</li> </ul>	講義 視察	地すべり調査・モニタリング機器の種類、構造、活用事例など理解し、プロジェクトへの活用方法を検討する	3	<ul style="list-style-type: none"> <li>応用地質株式会社</li> </ul>

## d. 研修結果のまとめ

研修期間を通して、研修員および受入側機関がお互いに尊重しあい、研修を進めたことから、問題なくスムーズな進行ができた。研修員たちは本研修で多くの地すべり調査・モニタリング技術を学び、その満足度も高かったと思われる。



## 6.4 キャパシティ・アセスメント

### 6.4.1 質問表の内容

プロジェクトにおけるカウンターパートの地すべり調査・解析に関わるキャパシティ向上を理解するために、キャパシティ・アセスメントを実施した。キャパシティ・アセスメントは、2010年4月、2010年11月、2011年11月に実施し、それぞれプロジェクト開始時点、第1フェーズ終了時、第3フェーズ終了時に相当する。アセスメントの形式は質問表によるもので、選択式と自由回答式とに分けられる。これらの質問表は、カウンターパートの理解度を確認するため、地すべり調査と解析、モニタリングの重要性、解析結果の適用、地すべりプロジェクトの進め方等についての項目がある。質問表と回答については、資料編に添付する。

### 6.4.2 キャパシティ・アセスメントの結果

キャパシティ・アセスメントの結果から、カウンターパートの知識レベルが概ね大きく向上したことが分かったが、いくつかの項目では向上が見られなかった。当初の技術移転の構造として、すべてのカウンターパートメンバーを同程度に向上させることを目指したが、必ずしも当初どおりではなかった。すなわち、すべてのメンバーを限られたプロジェクト期間内で、同様に技術向上させることは容易ではなかったといえる。今後はカウンターパート機関が自発的な調査・解析を通じて、関係者の技術レベル向上を図っていくことが望ましい。

## 6.5 PDM(プロジェクト・デザイン・マトリックス)

本プロジェクトの PDM にもとに本技術移転の効果を評価する。プロジェクト実施機関中、カウンターパートの積極的な協力に恵まれ、技術移転は円滑に進んだ。PDM における主な成果を表 6.5.1 に、活動結果について表 6.5.2. に示した。

表6.5.1 技術移転の効果

No	技術移転の項目 r	スコア	成果
1	調査実施体制を整備する。	A	C/P は地すべり調査/解析の知識がほとんどなかったの で、モニタリングと解析を行うための実施体制を検討し た。フェーズ I は C/P が専門家の活動に参加して OJT 形式で実施され、フェーズ II で解析の OJT、フェーズ III では C/P 自らすべての移転項目を実践できる組織 体制となった。
2	地すべり状況を把握する。	A	フェーズ I では天候の関係で航空写真が撮影できな かった。地すべり地形の判読は衛星画像を用いて行わ れた。C/P は地すべりの状況を把握するのに必要な能 力を身につけることができた。
3	地すべりの地形・地質状況 を把握する。	A	地形・地質調査だけでなく、地すべり調査、物理探査、 地すべり計測装置の設置は最終的に C/P がすべてでき るようになった。地下、地表面を問わずモニタリング資 機材の設置からモニタリングの実施にいたるまで C/P 自 ら行える。
4	地すべりの季節的変化の特 徴を把握する。	A	地表・孔内伸縮計、孔内傾斜計、水位計や雨量計を用 いてモニタリングを行ない、C/P は季節的変化のみなら ず日変化を把握している。
5	地すべりのメカニズムを解 明する。	B	モニタリングによる地すべり土塊の移動と降雨データ の関連から基本的な地すべりの発生メカニズムを解明 することができた。しかしながら、さらに詳細なメカニ ズムを解明するためには、地すべりと発生機構は長期 的な観測が必要である。
6	地すべり以外の災害調査・ 解析を行う。	B	プロジェクト期間内に落石と土石流解析が実施され技 術移転がなされた。しかし対策と解析については地す べりに主眼をおいた。
7	地すべり調査・解析業務を 相手国関係機関に定着す る。	A	プロジェクト期間中、C/P は地すべり調査・解析・モニ タリングの技術を体得した。さらに、エチオピア道路公 社 (ERA) は本プロジェクトのボーリング作業やサイト作 業をサポートし技術移転にも参加した。

A：技術移転は大きく成功した

B：技術移転は成功したものの、C/P は将来的な追加作業を実施することが望ましい

C：うまく技術移転が行われなかった

表6.5.2 活動結果

PDM 業務期間：2010年3月～2011年12月 対象地域：国道3号線ゴハチオン〜デジェン間 (40.45Km)  
 カウンターパート機関：GSE 関係機関：ERA (エチオピア道路公社) およびEMA (エチオピア地図作成機構)

作成日：

業務の要約		指標	結果
<p>&lt;上位目標&gt;                      「エ」国の需要にそった地すべり調査・解析が実施される。                      ・アハイ渓谷の地すべり調査結果を用い、地すべり対策工の実施機関であるエチオピア道路公社により地すべり対策工が実施される。</p> <p>&lt;プロジェクト目標&gt;                      ・アハイ渓谷における地すべり発生メカニズムが解明される。</p> <p>&lt;成果&gt;                      0 調査実施体制を整備する。                      1 地すべり状況を把握する。                      2 地すべりの地形・地震状況を把握する。                      3 地すべりの季節的変化の特徴を把握する。                      4 地すべりのメカニズムを解明する。                      5 地すべり以外の災害調査・解析を行う。                      6 地すべり調査・解析業務を相手国関係機関に定着する。</p>	<p>・「エ」国国土の地すべりハザードマップが作成され調査の需要に沿った地点が選定され、予算申請書が認可され、他の地点地すべり調査が実施される。                      ・ERAと協働し、ERAに対策工の提案を行う。</p> <p>・現況の把握、発生する要因及び誘因の解明、危険度の把握をし、かつ実施機関の能力育成後に、地すべりのメカニズムに関する報告書を作成する。</p> <p>1 調査実施体制を整備され、業務終了後も継続できる体制を確立する。                      2 詳細地形図を複製し、空中写真判読より広域地すべり地形の分布や被害発生時の大きさ及び把握される。                      3 地すべり地区の調査計画が立案され、調査実施結果より周辺の地形・地質状況を把握される。                      4 地すべり以外の地形・地質調査結果より周辺の地形・地質状況を把握される。                      5 調査結果及び観測結果より地すべりのメカニズム/原因が解明され、危険度が評価される。                      6 地すべり以外の土砂災害の危険状況の把握、各種シミュレーションが行われ、危険度が図化される。                      7 地すべり調査/解析のOJT及び研修を実施し、調査・解析の基礎能力が育成された後、体系的に取り纏めた調査解析総合マニュアルが作成される。</p>	<p>将来適切な対策が実施され、人命や経済的なロスに対応することが出来る。</p> <p>地すべりのメカニズムは解明された。地すべり調査にかかる技術移転は適切に行われた。</p> <p>1 調査実施体制は確立された。業務終了後も引き継ぎ地すべり調査を実施している。                      2 詳細な地形図が作成され、空中写真判読にかかる技術移転が実施された。                      3 地すべりプロックに対する調査計画が立案され、地すべり調査が行われた。調査内容の技術移転が実施された。                      4 地すべりモニタリングが実施され地表及び地下の移動量、地下水位の変動が把握された。基本的な警戒態勢発動の基準が導入された。                      5 地すべりのメカニズムが解明され、危険度が評価された。                      6 土石流シミュレーションが行われ、危険度が図化された。                      7 C/Pの調査・解析の基礎能力は育成され、体系的に取り纏めた調査解析総合マニュアルが作成された。</p>	
<p>&lt;活動&gt;                      1-1 GSEの人員・資機材の状況を把握する。                      1-2 GSEの調査実施体制を整備する。                      1-3 空中写真撮影及び判読による地形解析を行い、地すべり地形分布図を作成する。                      2-1 危険箇所を優先順位付けを行い、ハザードマップを作成する。                      2-2 水文調査を行う。GISを利用してデータデータベース化する。                      2-3 解析結果を、調査を行う。                      3-1 地形・地質調査の計画立案を行う。                      3-2 現地測量による地形調査を行う。                      3-3 ボーリングコアの地質調査を行う。                      3-4 物理探査を行う。                      3-5 地表の移動量観測を行う。                      4-1 地下水位のモニタリングを行う。                      4-2 雨量警戒態勢の立案を行う。                      4-3 早期警戒態勢の範囲を究明する。                      4-4 地すべりの要因を究明する。                      5-1 地すべり斜面の発生誘因を究明する。                      5-2 地すべり斜面の安定解析を行う。                      5-3 地すべりプロックを危険度により区分する。                      5-4 土石流調査・解析を行う。                      5-5 地すべり調査・解析を行う。                      6-1 地すべり調査・解析に係わるマニュアルを作成する。                      6-2 地すべり調査・解析に係わる業務のOJTと現地研修を行う。                      7-1 地すべり調査・解析に係わる業務のOJTと現地研修を行う。                      7-2</p>	<p>&lt;投入&gt;                      日本国側                      1.調査団：業務主任、地形解析(1)/ハザードマップ作成、地形解析(2)、GIS/データベース作成、地質調査・解析(1)、地質調査・解析(2)、水文調査・解析、物理探査・解析、地すべりモニタリング、警戒態勢、地すべり安定解析                      2.資機材                      3.研修員受入れ</p> <p>エチオピア側                      1.カウンターパートの配置                      2.管理事務担当者                      3.業務実施に要する施設 (調査団執務室、その他職務に要する什器類)                      4.ローコストに要する施設 (C/P機関職員の実地活動費、講習会参加費及び給与・日当、光熱費、通関費用、機材運搬及び保管費用、資機材設置費用、施設や資機材の維持管理費用) 但し、GSE職員の出張旅費は日本側負担                      5.その他業務実施に必要なたとえ及び情報                      6.業務実施に必要なデータ及び情報                      7.GSEによる空中写真撮影に関する関係機関との調整</p>		

## 6.6 JCC(合同調整会議)

合同調整委員会（JCC）はプロジェクト期間中、合計5回開催された。実施時期はフェーズ1に2回、フェーズ2に1回、フェーズ3に2回である。

最初のJCCでは、JCCの役割とプロジェクトの概要説明がなされ、第2回はGSEとJICA間の予算にかかるお互いの理解についての協議、第3回は2011年のボーリング予算ならびに予算分担とPhase2のボーリング実施計画についての協議が行われた。第4回は調査活動ならびにITR内容についての協議、そして最終の第5回JCCはプロジェクトまとめが行われた。各JCCの詳細な協議内容については、資料編に示した。

## 6.7 隔週ミーティング

各週ミーティングは当初C/Pと専門家間でそれぞれの活動計画を理解し、サイトもしくはオフィスでの技術的な問題に対する協議を行うことを目的として実施した。当初2010年6月まで4回開催されたが、その後は現場での活動が多くなった関係上、現場および事務所にて適宜実施することとした。

結果的には、大半が現場での協議・議論となったが、本ミーティングは技術的な質問や意見交換ならびにC/Pと専門家の相互コミュニケーションと理解に重要な役割を果たした。

引用文献：

Almaz G. and Tadesse D. (1994): A report on engineering geological studies of part of Blue Nile Gorge (Gohatsion-Dejen), Ethiopia Institute of Geological Surveys.

Ayalew L. and Yamagishi H. (2003): Slope failures in the Blue Nile basin as seen from landscape evolution perspective, *Geomorphology* 57, pp.95-116.

Japan Construction Engineer's Association (2010): Disaster Notebook edited in 2010, Japan Construction Engineer's Association (in Japanese).

Jepson D.H. and Athearn M.J. (1961): Geologic plan and section of the left bank of the Blue Nile Canyon near crossing of Addis Ababa-Debre Marcos road, US Department of Interior/Ethiopia's Water Resources Department, Addis Ababa.

JICA (2010): Preparatory Survey for the Project on Countermeasure works for Landslides in Abay Gorge, JICA (in Japanese with English abstract).

Spang, R. M. (1987): Protection against rockfalls-stepchild in the design of rock slopes-, 6th International. Congress on Rock Mechanics, pp. 551-557.

Spang, R. M. (1998): Rockfall Barriers -Design and Practice in Europe-, Proceedings of the Seminar on Planning, Design and Implementation of Debris Flow and Rockfall Hazards Mitigation Measures, pp. 1-8.

Tefera M., Chernet T. and Haro W. (1996): Geological map of Ethiopia 1:2,000,000, Second edition, Geological Survey of Ethiopia.