<報 文>

新潟県の地すべり地における土の性質

Characteristics of Soils of Landslide Areas in Niigata Prefecture

青山 清道* 小川 正二*
Kiyomichi AOYAMA Shoji OGAWA

神立 秀明* 福本 安正**
Hideaki KODATE Yasumasa FUKUMOTO

Abstract

Niigata prefecture, it is well known as the occurrence areas of landslides in Japan. Most of these landslides concentrate on south-western parts of the prefecture. Every year, extensive damages have been inflicted in these parts by disaster of landslide. Therefore, countermeasure for preventing such disaster must be done urgently.

For discussing stability of slopes in landslides areas, it must have full knowledge of soil properties in soil engineering aspect in these places. However, the investigation and research from soil engineering point of view are not sufficient.

The accumulated data obtained at various locations in Niigata prefecture are analyzed, and some soil properties of landslide areas are made clear. Moreover, the tests based on soil engineering aspect were performed and a few important facts can be detected.

1. はじめに

新潟県は全国でも有数の地すべり多発地帯であり、その大部分は県の南西部に集中している。特に、頸城地方では、毎年多くの地すべりが発生している。地すべり地での災害事故は多く、その防止対策は早急になされなければならない。

地すべり地の安定性を定量的に検討するためには、地すべり地の土の性質を土質工学的な観点からも調査・研究を進めなければならないが、過去の調査・研究が土質工学的に行われた例は比較的少ない。

ここでは新潟県下の地すべり地の土質特性を知るための手はじめとして、過去に行われた、地すべり地域約70箇所、ボーリング地点数にして約1,000個の地質調査、土質調査の結果をまとめ、少ない資料ではあるが、これらを統計的に処理し、若干の考察を行った。また、実際に地すべり地の試料を採取し、土質実験を行い、セン断特性を中心として考察を加えたので、その概要について報告する。

2. 地下水位面と地すべり面

過去に行われた地すべり地の調査報告書にもとづいて、地下水位面と地すべり面の深さの度数分布¹⁾を示すと、Fig. - 1, Fig-2 のようになる。すなわち、地下水位

面はその大部分が地表面より 0～4.0m の範囲にあり、特に、地表面下 1 m 以内である場合が全体の約25%を占

Fig. -1 Frequency distribution of depth of ground water level

Fig.-2 Frequency distribution of depth of slip surface

*新潟県大学工学部 土木工学教室

**新潟県農林部 治山課

めている。また、地すべり面は2.0~10.0mの範囲にその大部分が存在していることがわかる。

地下水位面と地すべり面との関係は、Fig.-3 のようになり、地すべり面はほとんど地下水位面以下にあることになる。しかしながら、地質調査、土質調査報告書に記載されている地下水位面はボーリング時の孔内水位である場合が多く、ボーリングを実施する場合、一般に不透水性のベントナイトを使用すること、また、ボーリング調査を実施した時期が地すべり時と一致しているか否かは不明であるので、季節に関係なく地すべり面が地下水位面より深い位置にあるとはいえない。特に、地すべりの発生件数が Fig.-4 に示すように融雪期、集中豪雨時にかたまっていること、地すべり地の土に吸水させてセン断実験を行うと吸水させない場合に比して、セン断強さが低下することを考えあわせると、Fig.-3 の関係が不偏的であるとはいえない。したがって、この点については、今後地すべり地域において、地下水位変化と地すべりの移動とを関連づけて観測を継続しなければ結論を出すことはできない。

Fig. -3 Relation between ground water level and depth of slip surface

Fig. -4 Monthly number of occurrence of landslides

3. 地すべり面と基岩の地質

地質、土質調査報告書にもとづいて、地すべり面付近の地質を調べてみると Fig.-5 のようになる。これより地すべり面付近の地質は大部分は粘土、風化泥岩、礫混り粘土に属している。一方、地すべりを生じていない基岩の地質は、Fig.-6 に示したように泥岩、頁岩、砂岩が大部分を占めている。地すべり土と基岩の相関性については、Fig.-5, Fig.-6 より風化泥岩と泥岩の関連性以外、基岩が風化したために地すべり層になったと考える根拠となるものは少ないようである。特に、基岩では砂岩がかなり多いのに対して、すべり層には砂質土がほとんどないことなど、地すべり面付近の土と基岩の土の地

Fig. -5 Frequency distribution of geological features in slip surface

Fig. -6 Frequency distribution of geological features in bed rock

質の相関性については必ずしも明白にされているとはいえない。

4. 地すべり地の土質特性

地すべり地の土質特性を把握するために過去の調査資料をもとに、地すべり面内、地すべり面外の土の物理的性質、力学的性質についてまとめた。ただ、地すべり面を確認することは特殊な場合を除いて難しいので、一概にそれを決定することは容易ではないが、ここでは一応、調査資料に記されたものを参考にして次のように分類した。

- (a) 地すべり面内の土：調査報告書にすべり面と記載されているもの、あるいはすべり面と判断されるもの。
- (b) 地すべり面外の土：調査報告書において、同一個所ですべり面と記載された以外のもの、あるいはすべり面と判断することが困難なもの。

(i) 物理的性質

前記のような分類をして、地すべり地の土の自然含水比、液性限界、飽和度の頻度分布を示すと、それぞれ、Fig. - 7, Fig. - 8, Fig. - 9 のようになり、土の物理的性質は地すべり面付近でも、それ以外でもほとんど変ら

Fig. -7 Frequency distribution of natural water content

Fig. -8 Frequency distribution of liquid limit

Fig. -9 Frequency distribution of degree of saturation

ないといえる。また、飽和度はほぼ90%以上と高いが、自然含水比は液性限界よりかなり低い傾向がみられる。実際に地すべり地の土の自然含水比を測定してみると、液性限界よりも低く、むしろ塑性限界に近いものが多い、流動しにくい状態にあるように思われる。しかしながら、Fig. -11 Fig. -12 に示したように粘着力、内部摩擦角から判断するとせん断抵抗力が非常に小さい。また、飽和度が90%以上になっていることを考え合えると、このような関係は不自然である。この原因としては土質試験法が考えられる。

(ii) 自然含水比の修正²⁾

(JIS A 1205), (JIS A 1206) にもとづいて液性限界や塑性限界を求める場合、試料土をときぐし標準網フルイ 420 μ を通過した粒径の土だけで実験が行われるのに対して、(JIS A 1203) で自然含水比を求める際には、特別大きな粒径の土は除くにしても、420 μ 以上の粒子も含めて行われており、両者は異なる粒径範囲の土を扱っていることになる。

しかしながら、土粒子の保水能力は粒径によって異なるので、粒径による含水比の相違を考慮する必要がある。いま、これらの修正を次のように行って、420 μ (0.42 mm) 以下の粒子の自然含水比を求めてみる。

全体の自然含水比を w_0 、0.42 mm 以下の粒子の自然含水比を w_1 、0.42 mm 以上の粒子の自然含水比を w_2 、液性限界を w_l とし、各々の部分の土粒子の重量を W_0 、 W_1 、 W_2 とすると、

$$W_0 \cdot w_0 = W_1 \cdot w_1 + W_2 \cdot w_2 \dots \dots \dots (1)$$

となる。したがって、0.42mm以下の粒子の自然含水比は、

$$w_1 = \frac{W_0}{W_1} w_0 - \frac{W_2}{W_1} w_2 \dots \dots \dots (2)$$

となる。ただし、 $W_0 = W_1 + W_2$ である。

粒径加積曲線より、 W_0/W_1 、 W_2/W_1 が求まるから、0.42mm 以上の粗粒子の保水量が決まれば、(2)式によって、0.42 mm 以下の粒子の自然含水比が求まる。この w_1 と w_l とを比較すれば、自然状態の土の含水比が流動曲線に対してどのような関係にあるかが明白になる。

いま、砂の最大保水量を考慮して、 $w_2 = 15\%$ と仮定して、自然含水比を修正した一例を示すと Fig. -10 のようになり、0.42mm 以下の土粒子の自然含水比は液性限界

Fig. -10 Relation between natural water content and liquid limit

にかなり近いものであることがわかる。

一般に、土は自然含水比が塑性限界に近い値を示す場合には硬質でせん断抵抗力が大きく、安定しており、液性限界に近い値を示す場合には軟弱で、わずかの乱れを与えても流動的となり不安定である。

このように、自然含水比と液性限界、塑性限界との相互関係は土の力学的性質とも密接な関係があるので、地すべり地の土に適した土質試験方法を確立する必要がある。

(iii) 力学的性質

粘着力、内部摩擦角、鋭敏比についても同様に、度数分布を示すとそれぞれ、Fig. -11, Fig. -12, Fig. -13 のようになる。ここで、特に注目すべきことは、大部分の土の鋭敏比が2.0以下であり、なかでも1.0以下のものがかなりの部分を占めているということである。

このようなことの原因としては、まず試料採取時の乱れの影響が考えられる。しかし、一般には、鋭敏比は練り返した土の強さを基準としているので、ごく特殊な土を除き、たとえどのように乱されていても鋭敏比が1.0以下になることはないはずである。つぎに考えられるこ

Fig. -11 Frequency distribution of cohesion of soils

Fig. -12 Frequency distribution of angle of internal friction

Fig. -13 Frequency distribution of sensitivity ratio

とは、地すべり地の土には潜在的に微小クラックが発達していることである。このことは土をよく観察すれば容易に確認しうるものである。したがって、乱されていない土について、一軸圧縮試験を行うと、これらの潜在的なクラックに沿ってすべりが発生して、圧縮強さはかなり小さくなる。一方、練り返した土は、これらの潜在的クラックを人工的に排除したものになるので、変位量も大きい、圧縮強さも大きくなると考えられる。

いずれにせよ、Fig-13 が正しいとするならば、新潟県南西部の地すべりは、すでに過去において何回か、地すべりを生じたものであるか、旧崩積土か、あるいは現在、相当量の移動をうけているかであるといえよう。

5. 地すべり地の土のせん断強さ

上記のことを確認するために、実際に地すべり地域より、シンウォール・サンブラーで試料を採取し、以下のような各種のせん断実験を行った。

(i) 一軸圧縮試験³⁾

東頸城郡牧村の地すべり地域より試料を採取し、一軸圧縮試験を行い、その結果から、応力-ひずみの関係を描いたものが Fig. -14, Fig. -15 である。Fig. -14 の試料 (A 試料、含水比 $w=65 \pm 5\%$ 、湿潤密度 $\gamma_r=1.57 \pm 0.03 \text{ gr/cm}^3$) は自然に形成された骨格構造をそのまま保っており、含水比を変えないで練り返すことにより、この構造が破壊されて圧縮強さが著しく低下していることがわかる。

Fig. -14 The stress-strain curves obtained from unconfined compression tests (A sample)

Fig. -15 The stress-strain curves obtained from unconfined compression tests (B sample)

これに対して Fig. -15 の試料 (B 試料, $w=35\pm 2\%$, $r_t=1.68\pm 0.02 \text{ gr/cm}^3$) は練り返しにより, 逆に圧縮強さが増加する傾向がある。

土の骨格構造の破壊による強さの減少の程度を表わすための鋭敏比の定義は Terzaghi と Tschebotarioff の提案した二通りの方法がある。いま, Terzaghi の提案した方法により鋭敏比を求めてみると, B 試料の鋭敏比は 1 より著しく小さいことがわかる。一連の一軸圧縮試験より得られた破壊ヒズミの度数分布が, かなりのバラツキを示していることから, 前に述べたような理由で, この試料はすでに過去に乱されており, 内部に亀裂が発達しているものと考えられる。

(ii) 含水比を変化させない場合の一面せん断試験

この事実をいっそうはっきりさせるため, A 試料, B 試料について次のような三通りの方法で一面せん断試験を実施した。

- (1) 乱さない状態での一面せん断試験
- (2) 乱した状態での一面せん断試験
- (3) 練り返した状態での一面せん断試験

ここで, 乱した状態とは微小単位の土の構造が破壊されない程度に自然に形成された構造を破壊した場合であり, 地すべりの生じているときには, 土の応力-ヒズミ曲線の最大せん断強さに達して, 土が破壊したときに相当する。

また, 練り返した状態とは土を約10分間充分に練り返した状態である。粘性土においては練り返しの回数の増加にともなって強度は低下し, 1 分間 30 回の割合で 300 回練り返すと一定値に達するとの研究結果⁴⁾ によるものである。これは, 大変形を受けて, 過去の応力履歴が全く失われた状態に相当する。

A, B の試料に対して, セン断応力と水平変位との関係を垂直応力をパラメーターとして示すと, それぞれ, Fig. -16, Fig. -18 のようになり, セン断応力と垂直応力との関係は Fig. -17, Fig. -19 のようになる。

A 試料のような自然構造の発達した粘性土では, わずかの乱れを与えてもセン断強さが低下する。これをさらに自然含水比のままで充分に練り返すと, 構造が乱れないときに比べ, セン断強さはさらに低下していることがわかる。また, この状態ではセン断強さのピーク値と最終値がほとんど変らなくなる。

A 試料のような自然構造の発達した粘性土では Fig. -16 に示したように a, b, c をそれぞれ (1), (2), (3) の状態で試験を行ったときの一定の垂直応力のもとでのセン断強さとする $a > b > c$ の関係にある。

B 試料については, Fig. -18 に示すように, 自然状態のままセン断試験を行っても, 人為的に乱した後に試験を行っても, セン断強さはほとんど同じである。これは

Fig. -16 Results of direct shear tests (A sample)

Fig. -17 Relation between shear stresses and normal stresses (A sample)

Fig. -18 Results of direct shear tests (B sample)

Fig. -19 Relation between shear stresses and normal stresses (B sample)

明らかに、B試料が過去において乱された状態におかれていたことを示すものである。これを充分練り返した後、セン断試験を行うと、セン断強さの低下はあるが、その低下の割合はA試料ほどではない。これより、過去に乱された状態にあるB試料のような土のセン断強さは $a \geq b > c$ の関係にある。

このような関係をみると、A試料のような土はかく乱によって、急激にセン断抵抗力が低下し、急激な崩壊を生じる可能性があるといえる。

(iii) 含水比を変化させた場合の一面セン断試験

しかし、筆者らが県内の地すべり地の土についての土質実験を行った範囲でも、B試料のようなセン断特性を示す土がかなり多いことから、比較的緩慢に生じている地すべりは旧地すべり崩壊土が再びすべっているのではないと思われる。

いずれにしても、地すべりの発生は含有水分の量の变化が関係していると考えられ、潜在的な微小クラックの発達している土が吸水したときにはセン断強さの低下は大きいものと考えられる。Fig. -3 をみると、地すべり面はほとんど地下水位面以下にあると考えられるので、これらのことを考慮して、自然土に吸水させて、前述の乱さない状態、乱した状態、練り返した状態でセン断実

Table-1 Results of direct shear tests

	試料の状態	地表面からの深さ		
		1 m	4 m	6 m
粘着力 (kg/cm²)	乱さない	2.20	2.60	2.10
	乱した	0.90	2.80	2.40
	練り返した	1.20	3.50	4.00
	吸水			
	乱さない	0.65	1.70	0.80
	乱した	0.70	1.30	1.70
内部摩擦角 (°)	練り返した	0.80	2.10	2.30
	乱さない	26	26.5	39
	乱した	34	22.5	31
	練り返した	31.5	21.5	21.5
	吸水			
	乱さない	32	27	41
	乱した	29	25.5	26
	練り返した	31	19	22.5

験を行ってみた。

中頸城郡清里村、東戸野地すべり地域の土を吸水しない場合と吸水させた場合の条件で一面セン断試験を行った結果を Table-1 に示す。この地すべり地の土は吸水させないときは乱さない状態、乱した状態、練り返した状態のいずれの場合にもセン断強さがほぼ同じであることがわかる。しかしながら、同じような状態で吸水させるとセン断強さが低下する。

このように吸水することによってセン断強さが低下すること、Fig. -3 に示されているようにすべり面が地下水位面以下にあることを考えると、地すべり地の土のセン断さを調べる場合には、吸水させた試料について実験を行うのが望ましいといえる。

6. おわりに

以上、新潟県の地すべり地における土の性質について若干の結果を述べたが、これらを要約すると次のようになる。

- 1) 鋭敏比が大きく、補正した自然含水比が高い土よりなる地すべりはかなり急激な崩壊を生じる可能性がある。
- 2) 鋭敏比が2.0以下、特に1.0以下のような土は潜在的な微小クラックが存在しており、すべりが発生すると自然状態での粒子構造が破壊されて、むしろセン断抵抗力が増大する。しかし、変位量も増大する。したがって、このような場合の地すべりは緩慢に進行するものと思われる。
- 3) 地すべり地域の土が潜在的な微小クラックを含んでいること、鋭敏比が小さい場合が多いことを考えると、新潟県下の地すべりは過去においてすでに何回か地すべりを生じているか、旧崩壊土である場合が多いと考えられる。

- 4) 長期間にわたって生じる地すべりについては、Skempton⁵⁾の提案しているようにセン断強さのピーク値をそのまま用いず残留強さ^{6),7)}を用いることなど地すべり地域に適した土質試験方法の確立を急がなければならない。

末筆ながら、過去の地質、土質調査資料の収集に御協力いただいた新潟県治山課、砂防課、土木課の関係各位、地すべり地域の調査に御協力いただいた建設省土木研究所新潟試験所、試験採取に御協力いただいた関係会社の各位に深甚なる謝意を表します。なお、この研究の一部は文部省科学研究費昭和47～49年度自然災害特別研究(1)及び昭和50年度文部省科学研究費試験研究(2)の補助を受けて行われた。ここに深謝いたします。

参 考 文 献

- 1) 小川正二，青山清道，福本安正：“新潟県の地すべり地に

おける土質特性”土木学会，第1回関東支部年次研究発表会講演概要集（1974年）

- 2) 小川正二，青木滋，福本安正：“新潟県南部の地すべり地の土質について”第10回災害科学総合シンポジウム講演論文集（1973年）
3) 小川正二，青山清道：“新潟県の地すべり地における土の力学的特性”第9回土質工学会研究発表会講演集（1974年）
4) 土質工学会試験法改訂委員会編集：「土質試験法」p. 352（土質工学会，昭和43年版）
5) A. W. Skempton: “Long-term Stability of Clay Slopes” Geotechnique (1964年)
6) 小川正二，青山清道，平岡考夫，佐合裕治：“リングせん断による粘性土の力学的性質に関する実験”第11回災害科学総合シンポジウム講演論文集（1974年）
7) 青山清道，小川正二，沢崎雅之，平岡孝夫：“地すべりの力学的解析に関する一考察”地すべり学会第13回研究発表会（1974年）

（原稿受理日 昭和51年1月20日）

第5回岩の力学国内シンポジウム講演募集

1964年に第1回岩の力学国内シンポジウムが開催されてより、回を重ねる毎にますます盛会で活発化したこのシンポジウムも、本年度は第5回を迎え、下記のように東京で開催されることになりました。

今回からはこのシンポジウムの内容を一層高めるため土木学会・土質工学会・日本材料学会・日本鉱業会に限らず岩の力学に関連するその他の学協会の会員からもご応募頂けるよう協賛をお願いいたしておりますので、どなたでも応募下さいようご案内申し上げます。

記

日 時 昭和52年2月15日（火）、16日（水）の2日間

開催地 東京（会場未定）

共 催 日本学術会議力学研究連絡委員会岩の力学小委員会
土木学会・土質工学会・日本材料学会・日本鉱業会*・岩の力学研究連合委員会（*印は幹事学会）

発表論文募集要項

1. 発表論文の内容：下記テーマに関するもの

- ① 岩石および岩盤の性質 ③ 試験値と工事実績との対比
② 岩盤の現位置計測 ④ 山はねおよび破壊音

2. 応募方法：論文発表希望者はB5判用紙に「第5回岩の力学国内シンポジウム講演申込み」と題記し、つぎのa)～f)までの6項目を必ず記載して下記8.へ申込んで下さい。

- a) 講演題目， b) 講演者（複数の場合は実講演者に○印）， c) 勤務先， d) 所属学会
e) 申込者の氏名，連絡先住所および電話番号， f) 別刷の要否
また、申込みと同時に400字以内の要旨を必ず添付して下さい。

3. 申込締切：昭和51年9月30日（木）必着

4. 論文の採否：申込論文の採否は、本シンポジウム運営委員会にご一任下さい。

採否決定後直ちに応募者に通知いたします。

5. 論文提出締切：昭和51年12月15日（水）必着

6. 論文の体裁：原稿は、所定原稿用紙に執筆要項にしたがって和文タイプして下さい。原稿の長さは所定用紙5枚に、英文要旨A4判1ページとします。

7. 講演集：発表論文は提出された原稿をそのままオフセット印刷します。

なお、別刷は今回から実費を申受けますので、必要部数を申込みの際、明記しておいて下さい。

8. 申込先：〒104 東京都中央区銀座8-5-4 社団法人 日本鉱業会内

「第5回岩の力学国内シンポジウム運営委員会」 電話（03）572-5091

最近の茶臼山地すべりの移動特性

「地すべり」Vol. 13, No. 2 (通巻第46号) 1976年 (昭和51年) 9月
望月 巧一

ジベル式ぐいの応力分布と周面土の挙動について

「地すべり」Vol. 13, No. 2 (通巻第46号) 1976年 (昭和51年) 9月
玉田 文吾, 工藤 久樹, 秋本 尚文

爆圧工法は、すべり面付近にジベル式ぐい (爆圧モルタル柱) を打設する工法であるが、特殊な形態をしているため、地中における挙動については不明の点が多かった。本報文は模型実験によって、ぐい内の曲げモーメント分布および周面土の挙動について考察したものであるが、全体的には抑止ぐいの挙動に似ている点が多い。結果として、ぐいの突出部 (すべり面上部) には等分布的土圧が作用するので、等分布荷重が働く片持梁とすればよいが、突出部が長くなると先端付近に反力が作用する。最大曲げモーメントは根入れ部に発生する。根入れ部の応力については engles のいう反力分布から解いた方が実験結果とよく合う、などが判明した。ついで打設中の爆圧モルタル柱の応力について検討した。

ストレインゲージパイプによるゲージ間隔に関する考察

「地すべり」Vol. 13, No. 2 (通巻第46号) 1976 (昭和51年) 9月
中村 浩之, 板垣 治

地すべり面判定のためにストレインゲージパイプが使用されているが十分にその効果をはたしていない場合もみられる。その原因の1つにゲージ間隔に問題があると考えられるために地すべり土塊の性質を4種類の型分類 (岩盤、風化岩、崩積土、粘質土すべりタイプ) に分け、それぞれの型分類における地すべり移動量からパイプの挙動を CHANG の理論式を利用して計算した。

この結果、それぞれの型分類における歪ゲージの妥当な間隔距離を算出した。粘質土すべりタイプでは歪ゲージ間隔を 90cm 以下、風化岩地すべりタイプではこの間隔を 45cm 以下にするのが望ましい。

また、地すべり土塊の性質が岩盤、風化岩タイプになると地すべり移動量が小さい変位でも、塩ビパイプ自体に大きな曲げ応力、セン断応力が生じ、このためこのパイプ自身では測定できないことも生じる。このためには剛性の大きい材料を使用するか、別の計測手法をみ出す必要がある。

新潟県の地すべり地における土の性質

「地すべり」Vol. 13, No. 2 (通巻第46号) 1976年 (昭和51年) 9月
青山 清道, 小川 正二, 神立 秀明, 福本 安正

新潟県は全国でも有数の地すべり多発地帯であり、その大部は県の南西部に集中している。地すべり地での災害事故は多く、その防止対策は早急になされなければならない。地すべり地の安定性を定量的に検討するためには、地すべり地の土の性質を土質工学的見地から研究を進めなければならないが、過去の調査・研究が土質工学的に行われた例は比較的少ない。ここでは、まず過去に新潟県で行われた土質調査の結果をまとめて、県下の地すべり地の土の性質を述べ、次に実際に、地すべり地より採取した試料について土質実験を行い、いくつかの興味ある事実が得られたので、その結果についても述べている。

ある秩父古生層中の地すべりとその粘土の性状

「地すべり」Vol. 13, No. 2 (通巻第46号) 1976年 (昭和51年) 9月
矢嶋 澄策, 大山 広喜, 鈴木 滋

昭和49年夏の集中豪雨後に群馬県多野郡万場町の黒田地内で地すべりが発生した。地質調査のためのボーリング及びその他の調査によりこの地域の基盤岩及び粘土鉱物の性状を明らかにすることができた。本地域の基盤岩は、秩父古生層に属する輝緑凝灰岩からなり、粘板岩及びチャートの薄層を挟んでいる。地形を詳細に観察すると、本地域では古くから地すべりが発生していることが明らかである。本地域の互層をなす岩層中の亀裂あるいは節理から2種類の粘土鉱物が認められた。ひとつは母岩に由来する微粒の鉱物と多量の粘土鉱物で、これらは母岩中の水平な亀裂及び節理中に認められるが、亀裂・節理は連続性に乏しい。他方は、輝緑凝灰岩中の厚い互層に認められるもので、クロライト、雲母粘土鉱物、及び少量のモンモリロナイトから構成される。特に注目すべきは、雲母・モンモリロナイト混合層鉱物が認められることである。本地すべりは、岩層中の空隙を埋めた雲母・モンモリロナイト混合層鉱物、モンモリロナイト、雲母粘土鉱物及びクロライト等の粘土鉱物に起因して発生したものと考えられる。