

①

第三紀層地すべり地帯における再滑動型地すべりの
すべり面形状推定法に関する研究

2001年3月

丸 山 清 輝

目 次

第1章 はじめに	3
第2章 地すべり斜面におけるすべり面に関する従来の研究	9
第1節 はじめに	9
第2節 すべり面に関する従来の研究	9
2.1 すべり面の発達過程とすべり面形成位置に関する研究	9
2.2 すべり面粘土の生成に関する研究	12
2.2.1 地すべりと粘土鉱物との関係	12
2.2.2 粘土鉱物と地下水との関係	13
2.3 すべり面粘土のせん断強さに関する研究	14
第3節 すべり面に関する従来の研究の問題点	15
第4節 まとめ	16
第3章 地すべり斜面におけるすべり面位置の実態	19
第1節 はじめに	19
第2節 すべり面の地質的特徴	19
第3節 地すべり地におけるすべり面の形成位置の実態調査	21
3.1 すべり面調査に用いられた計測器	21
3.2 地すべりの諸元	21
3.3 地すべり土層の地質構成	23
3.4 すべり面の位置	27
第4節 地すべりブロックの形態とすべり面深度との関係	29
第5節 地すべり斜面におけるすべり面形成位置に関する検討	33
第6節 まとめ	34

第4章 第三紀層地すべり地帯における再滑動型地すべりの	
すべり面形成機構に関する検討	39
第1節 はじめに	39
第2節 再滑動型地すべりの移動機構	40
4.2.1 再滑動型地すべりにおけるすべり面粘土のせん断特性	40
4.2.1.1 試験方法	43
4.2.1.2 試験結果	44
4.2.2 残留せん断強さの推定	50
4.2.3 再滑動型地すべりの移動機構	56
第3節 第三紀層地すべり地帯におけるすべり面及び	
地すべり土層の長期的せん断強度低下機構	59
第4節 第三紀層地すべり地帯における再滑動型地すべりの	
すべり面形成機構	62
第5節 まとめ	65
第5章 すべり面形状の工学的推定法の検討	69
第1節 はじめに	69
第2節 臨界すべり面解析法によるすべり面形状の推定	69
5.2.1 臨界すべり面解析法	69
5.2.1.1 入力データ	71
5.2.2 土層の土質強度定数の検討	71
5.2.2.1 地すべり斜面安定解析事例からすべり面の	
土質強度定数を求める方法	72
5.2.2.2 地すべり斜面勾配とすべり面の	
土質強度定数との関係	74
5.2.3 臨界すべり面解析法によるすべり面形状の推定	79

5.2.3.1 臨界すべり面解析法による	
すべり面形状の推定方法	79
5.2.3.2 事例解析に用いた地すべりの概要	80
5.2.3.3 すべり面形状推定結果	83
1) 天水越地すべり	83
2) 平畑地すべり	85
3) 年友地すべり	86
4) 川井沢地すべり	88
5) 羽山地すべり	89
第3節 ニューラルネットワークによるすべり面形状の推定	91
5.3.1 ニューラルネットワーク	91
5.3.2 学習データ及びネットワーク	95
5.3.3 すべり面形状推定システムの構築	100
第5節 まとめ	105
第6章 地質学的及び工学的に妥当な	
すべり面形状推定法の提案	109
第1節 はじめに	109
第2節 地質学的及び工学的に妥当なすべり面形状推定法の提案	109
6.2.1 ボーリングコアの観察と	
臨界すべり面解析法によるすべり面形状の推定	109
6.2.2 事例解析	112
1) 天水越地すべり	112
2) 川井沢地すべり	113
6.2.3 計測器によるすべり面検知結果と	
臨界すべり面解析法によるすべり面形状の推定	115
第3節 まとめ	116

第7章 結論	119
--------	-----

謝 辞	125
-----	-----

参考文献	129
------	-----

第 1 章

はじめに

第1章

はじめに

日本では、地すべり及び土石流、がけ崩れなどの土砂災害により多大な被害が発生しており、土砂災害防止工事が巨費を投じて進められている（砂防便覧、平成11年版）。

斉藤（1992）は、「斜面崩壊は、特定の層面にこだわることなく、応力の状態によって破断面の位置や方向が決まるものである。一方、地すべりの場合、何らかの弱層（弱体）あるいは弱面（分離面）が既に内在しているか、あるいは、それが新たに発生し、抵抗の減少にともなって、その層面に沿って滑動を生じているものを指している。」と指摘している。

土砂災害防止対策の一環として実施される地すべり調査の主目的は、上記の分離面またはすべり面の存在と広がり进行を想定し、斜面の長期的な安定を保持するための地すべり防止工事を計画・設計するためのデータを得ることである。実際の地すべり調査では、対象斜面において詳細な調査が実施されることは少ない。中でもすべり面調査は、困難を伴う場合が少なくない。したがって、地すべり防止工事は、限られた調査データをもとに計画・設計されることになる。

また、地すべり調査では、計測器により長期間観測することができない場合が多く、この場合のすべり面判定は、地質情報のみに頼らざるを得ない。地質情報のみによるすべり面判定のためには、すべり面の発達過程やすべり面粘土の生成についての研究が重要となってくる。なお、すべり面調査結果は、地すべり防止工事の規模を決定する上で最も重要なものである。すべり面調査結果が不正確な場合、工事量は過剰または過小になる。工事量が過小になった場合は、地すべりが再滑動するとともに、杭やアンカーなどの地すべり抑止構造物が破壊され、大きな被害を出すことになる。

これまでに、すべり面に関する数多くの研究が成されてきた。すべり面の発達過程とすべり面形成位置に関する研究では、玉田（1985、1987）、渡ほか（1975）、中村

(1977) などがある。また、すべり面粘土の生成に関する研究では、斉藤・戸次 (1974)、中村 (1984)、矢田部ほか (1990)、千木良 (1995)、守随 (1999) などがある。この他、すべり面粘土のせん断強さに関する研究では、Tiedeman (1937)、Haefeli (1938) (1951)、Skempton (1964)、宣保 (1983)、中村 (1979)、中森ほか (1996) などがある。

しかしながら、これらの研究は、それぞれ地質学的観点による研究と工学的観点による研究が別々に進められており、両方を総合した観点からの研究は進んでいない。地質情報のみによるすべり面の判定では、すべり面の可能性がある面が複数存在し、その判定が困難である場合が少なくない。したがって、すべり面は、地質学的判定に工学的判定などを加え総合的に判定する必要があるといえる。

また、地すべり防止工事の計画・設計に必要なすべり面の形状を求めるための研究には、臨界すべり面解析 (山上ほか、1986、中村ほか、1987) による方法がある。しかしながら、この方法には、すべり面の土質強度定数をどのように決定するかなどの問題が残されている。

現状のすべり面調査が地質情報のみに頼らざるを得ないことから、本研究では、精度の高いすべり面形状が求められるすべり面形状推定法を提案することを目的として、移動を繰り返す再滑動型地すべりの代表的なものである新潟県内の第三紀層地すべりを取り上げた。

本論文の構成と内容は、以下に示す通りである。

第2章では、地すべり斜面におけるすべり面に関する従来の研究として、特にすべり面の発達過程とすべり面形成位置に関する研究、すべり面粘土の生成に関する研究、すべり面粘土のせん断強さに関する研究について概観し、それらの問題点を示す。

第3章では、すべり面形成位置の地質的特徴について、従来の研究と筆者の経験をもとに整理する。また、新潟県内で発生した地すべりのすべり面調査結果をもとに、すべり面が形成されている土層中の地質的位置を明らかにするとともに、地すべりブロックの形態とすべり面深度との関係について示す。

第4章では、第三紀層地すべり地帯における再滑動型地すべりのすべり面形成機構

を、地すべり移動機構とすべり面粘土のせん断強さの低下の面から検討した結果を示す。

第5章では、工学的根拠に基づいたすべり面判定法として、臨界すべり面解析法とニューラルネットワークによる方法について検討した結果を示す。

第6章では、前章までの検討結果に基づいて地質学的及び工学的に妥当なすべり面形状推定法の提案を行う。

第2章

第2章

地すべり斜面におけるすべり面に関する従来の研究

第2章

地すべり斜面におけるすべり面に関する従来の研究

第1節

はじめに

第2章では、地すべり斜面におけるすべり面に関する従来の研究から、特にすべり面の発達過程、すべり面形成位置、すべり面粘土の生成、すべり面のせん断強さ、などについて概観し、その問題点を示す。

第2節

すべり面に関する従来の研究

2.1 すべり面の発達過程とすべり面形成位置に関する研究

Skempton (1966) は、地すべり土層のレオロジー的変形とすべり面に沿っての滑動について示した。また、すべり面の発達過程については、Feds (1973) の研究がある。図2-1には、Fedsの提起した斜面破壊メカニズムのモデルを示した。このモデルでは、斜面の破壊は斜面内の局部から塑性部周辺へと逐次的に進行し、すべり面はこの破壊によりできた弱面で形成されることが指摘されている。

玉田 (1985, 1987) も、テストピットによるすべり面観察結果などをもとに、すべり面の形態と発達について研究している。この研究では、すべり面の形態が、その生成機構からせん断型と摩擦型に大別されている。また、すべり面のせん断強さは、それぞれの型で異なること、及び、地すべり移動量の増大によりすべり面の形態が変化することが示されている。

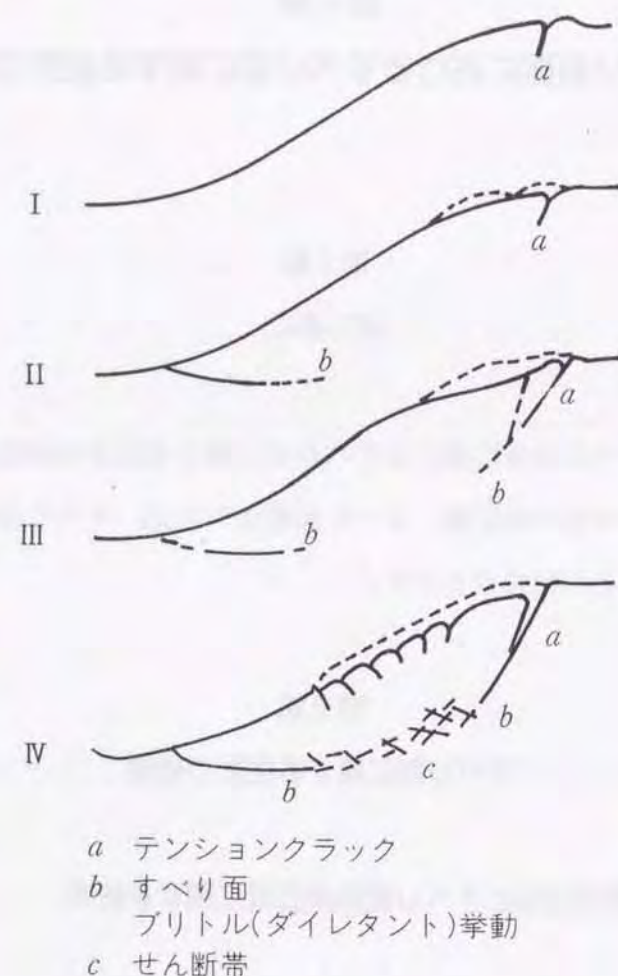


図2-1 斜面破壊メカニズム (Feds, 1973)

すべり面の形成位置の研究としては、以下に示すものがある。渡ほか(1975)は、全国地すべりがけ崩れ対策協議会による162ヶ所のアンケート調査データから、地すべり地におけるすべり面の形成位置について、表2-1に示す結果を得ている。

また、中村(1977)は、全国各地の地すべり地のすべり面について調査し、すべり面形成位置のタイプ分けを行った。この調査では、すべり面形成位置は、地すべり土層の種類(崩積土、泥岩など)と地下水位の位置を分類の基準とした場合、地すべり土層が主として崩積土の地すべりでは4タイプ(I.崩積土の中、II.褐色系の崩積土と基盤岩との境界、III.崩積土と基盤岩との境界、IV.風化基盤岩の中)、風化岩の地す

表2-1 すべり面の形成位置 (渡ほか, 1975)

崩積土中	-----	21件(13%)
基盤と崩積土との境界	-----	46件(40%)
風化基盤岩と基盤岩との境界	-----	21件(13%)
風化基盤岩の中	-----	33件(20%)
基盤岩の中	-----	4件(2%)
不明	-----	19件(12%)

べりでは2タイプ(V.層理面や境界面、VI.風化岩の中)の合計6タイプに分類できると指摘されている。

また、すべり面形成位置の判定に関して、以下に示す方法がある。

- ① ボーリングコア観察による方法
- ② 地下水検層及び汲み上げ検層による方法
- ③ 計測器を用いた地中移動観測による方法
- ④ 臨界すべり面解析による方法

①ボーリングコア観察による方法は、すべり面判定の基礎となるものである。この方法では、経験豊かな技術者が、コアの色調、コア断面の岩質、コア採取率、地質構成などからすべり面形成位置を判断している。このため、技術者の経験の程度により、すべり面判定位置に関する見解の相違を生じたり、判定根拠に曖昧さを伴ったりしているのが現状である。佐渡ほか(1994)及び YOSHIMATUほか(1995)は、定性的根拠に基づくボーリングコアによるすべり面判定法を改良し、ファジー理論を用いて定量的に評価する方法を提案している。

②地下水検層及び汲み上げ検層による方法としては、谷口ほか(1987)及び申(1976, 1989)が提案する方法がある。この方法では、すべり面は、地下水検層及び汲み上げ検層により検出された幾つかの地下水流動面の中にあると指摘されている。

③計測器を用いた地中移動観測による方法は、パイプひずみ計や孔内傾斜計などを用いて地中の移動量を計測しすべり面を判定するものである。

④臨界すべり面解析による方法については、山上ほか（1986）、中村ほか（1987）の提案するものがある。これらの方法は、地すべり危険箇所、特に初生地すべりの危険箇所における発生危険度及び発生土量などを推定するために、最小の斜面安全率を持つすべり面を解析的に求めるものである。

2.2 すべり面粘土の生成に関する研究

2.2.1 地すべりと粘土鉱物との関係

地すべりと粘土鉱物との関係については、主としてすべり面粘土中の粘土鉱物であるスメクタイトに関する研究が数多く成されている。

斉藤・戸次（1974）は、地質が凝灰岩及び頁岩からなる地域や熱水作用を受けた地域の地すべりでは、すべり面粘土中の粘土鉱物はスメクタイトが主であると指摘している。

江頭ほか（1983）は、地すべりを誘発する粘土鉱物としてスメクタイト、セリサイト、緑泥石などをあげ、特に大きな界面化学的活性を持つスメクタイトの含有量がすべり面形成に大きな役割を果たしていることを指摘している。

中村（1984）は、多量のスメクタイトを含む粘土では、せん断強度定数の内部摩擦角 ϕ が小さいことを指摘している。

玉田（1984、1987）は、土中の粘土鉱物含有量とせん断強さとの関係について指摘しており、すべり面粘土を構成する土粒子の粒径が小さくなるとせん断強さが小さくなるが、土にスメクタイトを加えるとさらにせん断強さが小さくなることを実験により確認している。

濱崎ほか（1987）は、すべり面粘土のX線回折結果からスメクタイトの含有量を求め、それによって内部摩擦角 ϕ が求められることを指摘した。

矢田部ほか（1990）も、幾つかの地すべり地で調査した結果、スメクタイト含有量の多いすべり面粘土は、特に内部摩擦角 ϕ が小さい値を示すことを指摘している。

2.2.2 粘土鉱物と地下水との関係

粘土鉱物と地下水との関係については、主としてスメクタイトと地下水に関する研究が数多く成されている。

高谷（1978）は、地すべり土塊の礫混じり粘土のX線回折を行い、スメクタイトは礫の中には認められないが、マトリックス中には認められることを指摘している。また、そのスメクタイトは、地層境界などの定常的に地下水と接する所で認められると指摘した。

また、徳山（1986）は、大規模地すべりは、中新世または鮮新世の地層深部の風化が関与しており、風化した部分は地下水帯水域に位置し、スメクタイトが生成されていることを述べている。花崗岩のように層状のスメクタイトの形成のない岩相では、大規模地すべりの発生はないが、凝灰岩などの層状スメクタイトの形成がある場合は、地層の年代を問わず、地すべりが発生し易いことを指摘している。また、大規模地すべりの発生素因として、深層部風化時に地下水の流動にともない地下水帯水域下部にスメクタイトが集積することを指摘している。

千木良（1995）は、地すべり地外における細粒泥岩主体の堆積性軟岩のボーリングコアを用いて、化学的風化に関する研究を行っている。この研究では、泥岩が炭酸によって不均一溶解することを実験で確かめ、空気中の酸素や二酸化炭素を含んだ雨水が地下浸透して、特に風化が進んだ層で泥岩と化学反応し、泥岩中の緑泥石を消失させスメクタイトの量を増加させているとしている。さらに、このことが、第三紀層に地すべりが数多く発生している原因の一つであるとした。

奥田・吉岡（1973）、吉岡・古谷（1973）、吉岡・高谷（1978）、乙黒ほか（1986）は、Garrels（1967）及びTardy（1971）の考え方（地下水成分のモル比相関図によって、ある地下水がどのような地質的環境条件のもとで存在するかを考察した）を用い、地すべり地の地下水と粘土鉱物との熱力学的安定について研究している。この研究では、地すべり地内の地下水中の HCO_3^- 濃度が約70~80mg/l以上になると、カオリナイトとモンモリロナイトとの間に平衡関係が成立することを報告している。このような

状態がすべり面付近で成立すると、モンモリロナイトを生成する環境になり、地すべりが発生しやすい状態になることが推測される。

守随（1999）は、第三紀層地すべりにおける調査から、移動にともないすべり面の粘土分が増加すること、また、その結果すべり面を境に明瞭な不透水層が形成され地下水が滞留し、すべり面粘土と地下水との接触が定常的になることにより、スメクタイトの生成が進行することを明らかにした。さらに、すべり面の粘土分が増加するほどせん断強さが低下すること、及び、特に粘土分の中でもスメクタイトのせん断強さが非常に小さいことから、第三紀層地すべりが繰り返し再滑動する現象は、移動に伴うすべり面の粘土分の増加と、地下水の影響によるスメクタイトの生成にあることを指摘した。

2.3 すべり面粘土のせん断強さに関する研究

泥岩のような過圧密粘土を排水せん断した場合、大変位後のせん断強さが一定値に収束するという事実は、Tiedeman（1937）、Haefeli（1938）（1951）により明らかにされている。Tiedemanは、特にこのせん断強さを“Pure sliding resistance”と定義した。また、Haefeliは、ピーク強さを過ぎて体積変化の全くなかったせん断強さを“Residual shearing stress”と定義した。

その後、Skempton（1964）は、過圧密粘土の大変位せん断時のせん断強さについて体系的に研究し、大変位後に一定値に収束するせん断強さを残留強さ（“Residual strength”）と定義し、この概念を斜面の安定問題に導入した。

この概念は、日本でも広く受け入れられている。宣保（1983）は、沖縄県の島尻層泥岩地帯地すべりのすべり面粘土についてリングせん断試験を実施し、残留強さを求めている。また、中村（1979）は、日本全国の地すべりについて残留強さを測定し、塑性指数など粘土の物性値との相関を整理した。この他、中森ほか（1996）は、地すべり粘土の強度測定を目的として多機能型一面せん断試験機を開発し、残留強さは不攪乱試料で測定されることが必要であることを指摘し、クリープ強さとピーク強さに

は正の相関があること、土のクリープ破壊に至る時間は作用する力の大きさによって異なること、などを検討した。

第3節

すべり面に関する従来の研究の問題点

地すべり斜面におけるすべり面に関する従来の研究を概観し、特にすべり面の発達過程、すべり面形成位置、すべり面粘土の生成、すべり面のせん断強さ、などの観点からの研究に区分し、それぞれの問題点を示した。

すべり面に関する従来の研究は、地質学的観点からの研究と工学的観点からの研究の二つの分野に区分された。すなわち、すべり面の発達過程やせん断強さについては専ら工学的観点から研究が成されており、すべり面形成位置やすべり面粘土の生成については専ら地質学的観点からの研究が成されている。

地すべり調査の主目的は、すべり面の存在と広がり把握し、斜面の長期的な安定を保持するための地すべり防止工事の計画・設計を行うためのデータを得ることである。ところが、実際の地すべり調査では、対象斜面において詳細に調査が実施されることは多くない。このため、地すべり防止工事は、限られた調査データをもとに計画・設計されることになる。また、地すべり調査では、計測器により長期間にわたり地すべり観測を行うことができない場合が多く、この場合のすべり面判定は、ボーリングコア観察などの地質情報のみに頼らざるを得ない。

地質情報のみによるすべり面の判定では、すべり面と想定できる面が複数認められる場合がある。このような場合、すべり面の判定は困難である。

この問題を解決するためには、地質情報に工学情報を加えたすべり面判定法を確立する必要がある。地すべり斜面におけるすべり面に関する従来の研究は、地質学的観点からの研究と工学的観点からの研究が個別に進められており、両方を総合させた研究が欠落していた。このため、これらの研究成果が、地すべり調査に十分生かされていないことが問題点としてあげられる。

本研究では、現状のすべり面調査が地質情報のみに頼らざるを得ない状況下でも、精度の高いすべり面形状が求められるすべり面形状推定法を開発することを目的として、地質学的観点と工学的観点の両方を総合した観点から考察を行うことにした。

第4節

まとめ

第2章では、地すべり斜面におけるすべり面に関する従来の研究を概観し、その問題点を示した。以下にその結果を示す。

- (1) すべり面の発達過程とすべり面形成位置に関する従来の研究として、斜面の破壊メカニズム、すべり面形成位置とその判定法などがそれぞれ示されている。
- (2) すべり面粘土の生成に関する従来の研究として、地すべりと粘土鉱物との関係、粘土鉱物と地下水との関係などが示され、スメクタイトが地すべり機構に重要な役割を果たしていることが示された。
- (3) すべり面粘土のせん断強さに関する従来の研究として、斜面安定問題では残留強さが重要であることが示されている。
- (4) 地すべり斜面におけるすべり面に関する従来の研究は、地質学的観点からの研究と工学的観点からの研究の二つに大別された。また、両者の研究は別々に進められ、両方を統一したものとなっていないため、地すべり調査に十分生かされていないことを問題点として指摘した。そこで、本研究では、現状のすべり面調査が地質情報のみに頼らざるを得ない状況下でも、精度の高いすべり面形状が求められるすべり面形状推定法を開発することを目的として、地質学的観点と工学的観点の両方を総合した観点から考察を行うことにした。

第3章

地すべり斜面におけるすべり面位置の実態

第3章

地すべり斜面におけるすべり面位置の実態

第1節

はじめに

第3章では、移動を繰り返す再滑動型地すべりにおけるすべり面の形成機構を、地質学的観点及び工学的観点から解明するために、まず、すべり面形成位置の地質的特徴について従来の研究と筆者の経験をもとに整理する。その後、新潟県内で発生した地すべりのすべり面調査結果をもとに、すべり面の地質的位置を明らかにするとともに、地すべりブロックの形態とすべり面深度との関係について検討する。

これらの検討結果から、現在滑動を停止している地すべりでは、すべり面判定をボーリングコア観察結果のみで正確に行うことが難しいことを示す。

第2節

すべり面の地質的特徴

すべり面の地質的特徴について、佐渡ほか（1994）及び吉松ほか（1993）の指摘事項に筆者の経験を加え整理した。地すべりは、雨水、融雪水及び土工などの誘因により、斜面を構成している土層がすべり面を境界として斜面下方に移動する現象である。したがって、すべり面では、以下に示す特徴が認められる。

- ① 地すべりにより粘土化が進むため粗粒子の混入の少ない粘土層が存在する。
- ② 地層が地すべりにより分断されたことによる岩種や風化の違いによる不連続面（堆積岩と火山岩、強風化と無風化など）が認められる。

- ③ 面の形態が地形に調和的である。
- ④ すべりにより形成された擦痕が認められる。
- ⑤ 地すべりの舌端部には、地すべり土層が地表面に覆い被さったことによる酸化層や草木などの有機物が存在する。

しかしながら、①～④の特徴が認められた場合でもすべり面ではなく、断層及び熱水変質帯の場合がある。

実際に、地すべりにより形成された粘土層とその上下には、以下に示す特徴がある。

- ① 粘土層は、地すべりの移動量が大きいため角礫の粘土化が進み均質となっている。
- ② 粘土層の上部に土層の移動に伴う不規則な割れ目が生じている。
- ③ 粘土の色は、褐色系や灰色の色調を呈するものが多い。
- ④ 粘土は、地すべり移動により攪乱されているため未固結かつ軟質である。

一方、断層や破碎帯により形成された粘土層は、以下に示す特徴がある。

- ① 粘土層は、地すべりに比べて移動量が少ないため角礫の粘土化が進んでいないことから亜角礫～亜円礫片をしばしば含む。
- ② 粘土層の上・下には、断層や破碎帯の変動にともない派生したせん断割れ目が対称に生じている。
- ③ 粘土の色は、浅層部を除いてしばしば原岩色を呈する。
- ④ 最近動きが生じていなければ半固化していることが多い。

この他、地すべりによって土層が変質することはないが、熱水変質帯では以下に示す特徴が認められる。

- ① 熱水変質帯周辺の角礫には、珪化・脱色などの変質が生じている。
- ② 割れ目や空隙に変質鉱物（黄鉄鉱、方解石、石膏、沸石など）が存在する。

以上、すべり面の地質的特徴について示した。ボーリングコア観察（以後コア観察とする）によるすべり面の判定では、これらすべり面の地質的特徴が重要な判定基準となる。

第3節

地すべり地におけるすべり面の形成位置の実態調査

すべり面の形成位置の実態調査は、新潟県内で発生した地すべり地において、地すべり調査結果の中で計測器によるすべり面調査とボーリング調査との対比ができる事例（地すべり地 28箇所、ボーリング 94孔）を収集し行った（丸山ほか、1994）。

3.1 すべり面調査に用いられた計測器

図3-1には、すべり面調査に用いられた計測器の種類と使用状況を示した。ストレーンゲージパイプ、挿入型孔内傾斜計、設置型孔内傾斜計の3種類の計測器が用いられており、中でもストレーンゲージパイプが圧倒的に多く用いられている。

3.2 地すべりの諸元

収集された事例の地すべりブロックの諸元は、図3-2～図3-4に示すとおりである。

図3-2は、基盤岩の岩質について示したものである。新潟県の地すべりは、以下に示す基盤岩の岩質により大別されている（新潟県、1984）。

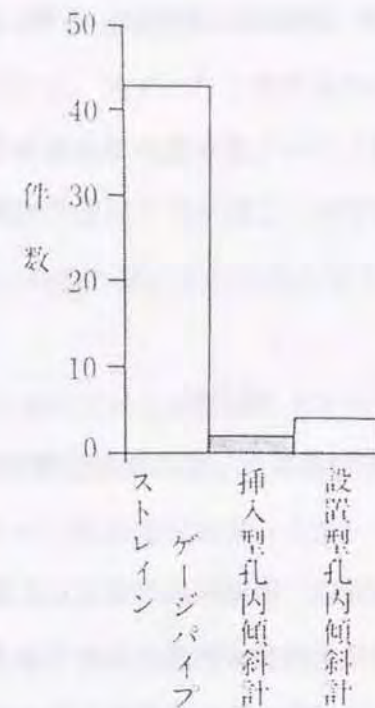


図3-1 すべり面調査に用いられた計測器

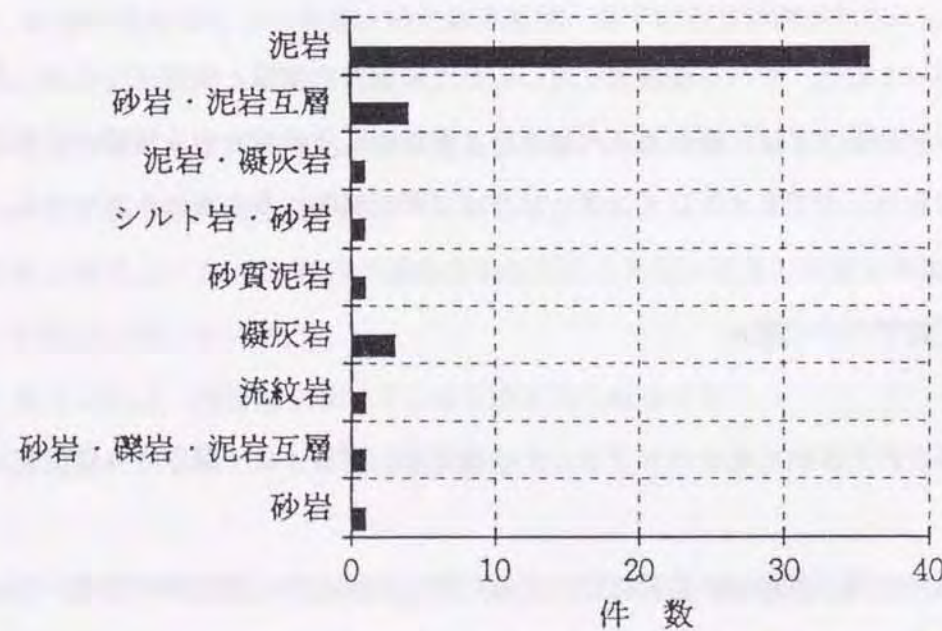


図3-2 基盤岩の岩質

① 第三紀層（泥岩、凝灰岩、砂岩・泥岩互層）

② 魚沼層群

③ 中古生層

この中で、①第三紀層の地すべりは、新潟県下で最も多く発生しており、全地すべり面積の約60%を占めている（新潟県、1984）。このこともあって、今回の事例では、結果的に新第三紀の泥岩を基盤岩とする地すべりが圧倒的に多くなった。

図3-3は、地すべりブロックの長さで区分した地すべりの頻度を示したものである。地すべりブロックの長さは100～200mをピークとして、300m未満の地すべりが全体の約90%を占める。

図3-4は、地すべりブロックの斜面勾配（図3-5参照）による区分図である。地すべりブロックの斜面勾配は10～15°をピークとして、25°未満のものが多いいことを示している。

3.3 地すべり土層の地質構成

図3-6は、地すべり土層の地質構成とすべり面位置との関係を示したものである。一般に、すべり面では地層が地すべりにより分断されたことによる岩種や風化の違いによる不連続面（堆積岩と火山岩、強風化と無風化など）が認められる。このことから、地すべり土層の地質は、ボーリングの地質柱状図をもとに、礫混じり粘土（茶褐色）、礫混じり粘土（青灰色）、強風化岩（風化岩、破碎岩を含む）、弱風化岩、基盤岩に分類し整理した。なお、強風化岩は、岩石が新鮮あるいは変色した状態で芯として残っているが、岩石の4割以上は分解しているものである。また、弱風化岩は、コアが円盤状や塊状で採取されているものである。

また、計測器によるすべり面調査は、大部分がストレインゲージパイプにより実施され、ストレインゲージは全て1m間隔に塩ビパイプに添付されたものであった。このため、すべり面深度の調査精度は、大部分が1m単位ということになる。なお、すべり面の位置は、計測器による調査結果にコア観察結果を加えて求めた。

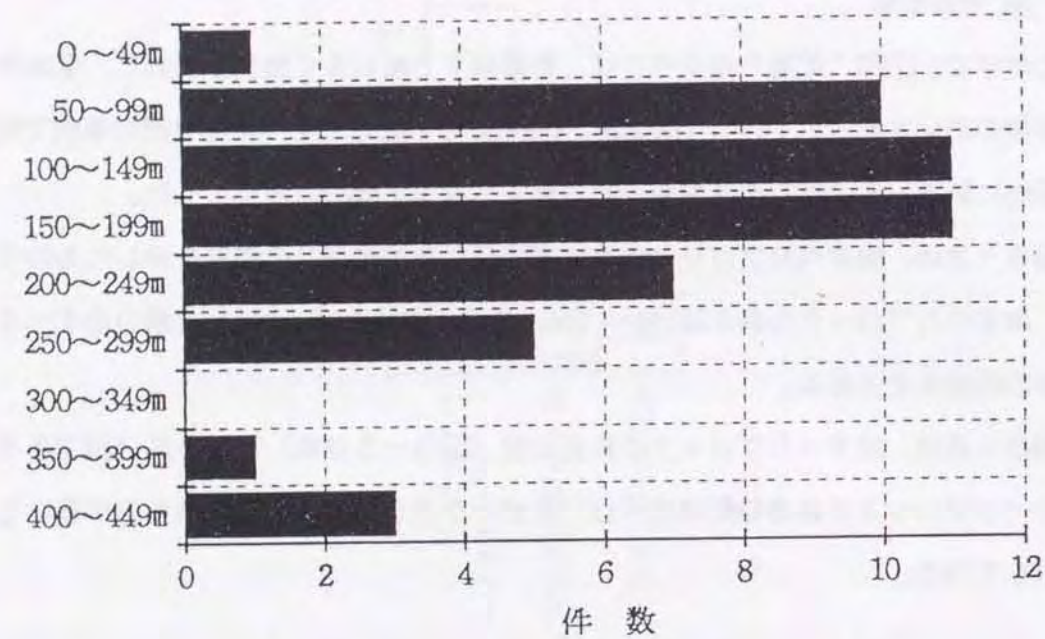


図3-3 地すべりブロック長さ

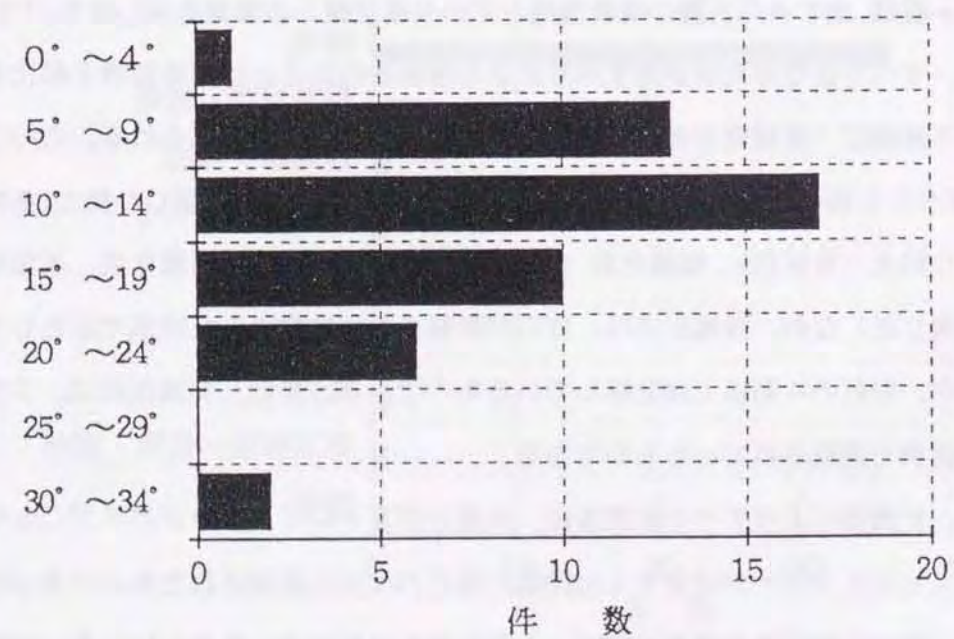


図3-4 地すべりブロックの斜面勾配

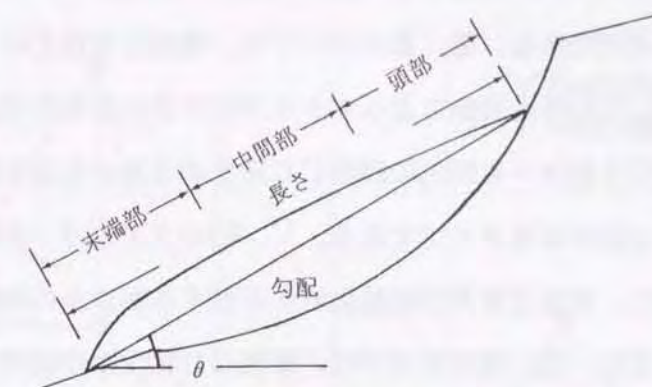


図3-5 地すべりブロックの斜面勾配と長さ

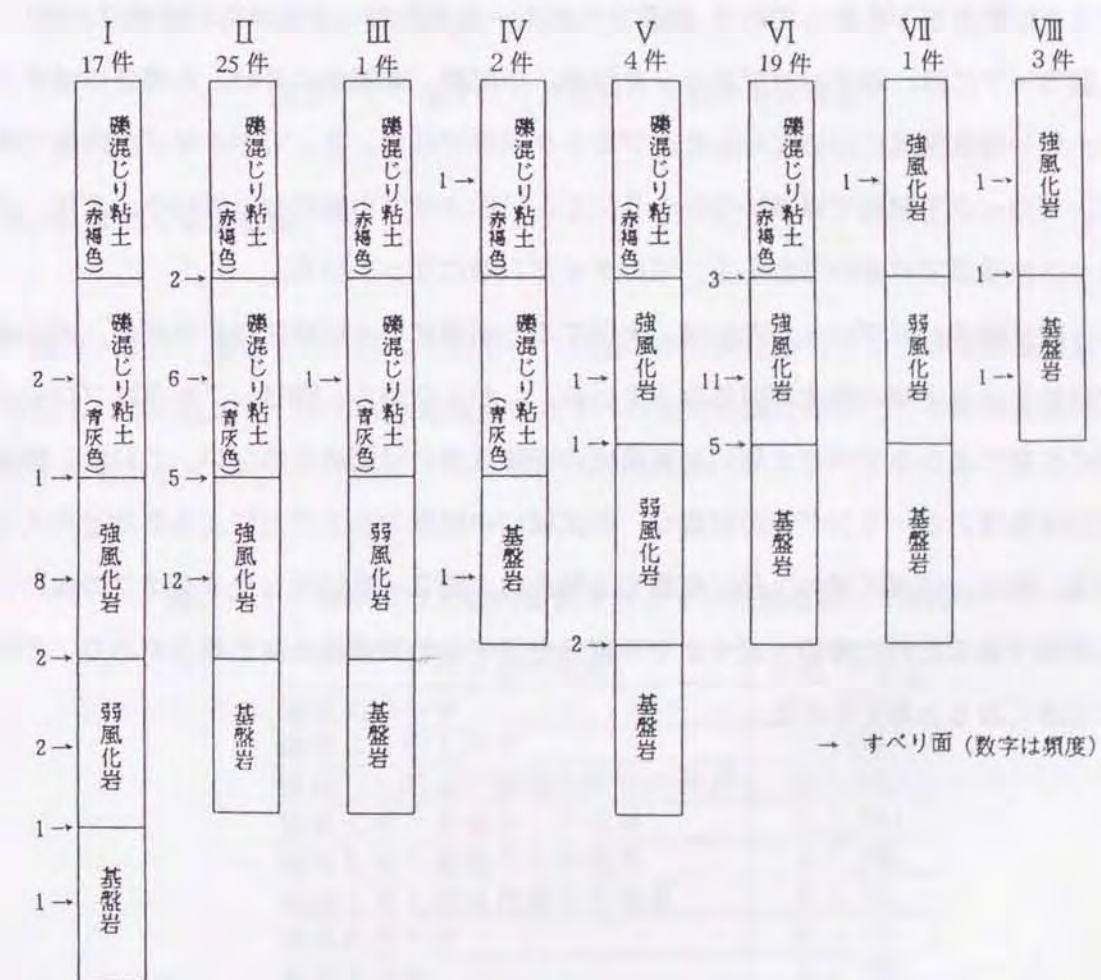


図3-6 地すべり土層の地質構成とすべり面位置との関係

地すべり土層の地質構成は、図3-6に示す8タイプに分類された。Iのタイプは、標準的な地質構成と考えられ、表層より礫混じり粘土→強風化岩→弱風化岩→基盤岩の順となっているタイプである。II、IIIのタイプは、礫混じり粘土の下位に強風化岩及び弱風化岩が存在しているか否かによってタイプ分けされたものである。IVのタイプは、赤褐色の礫混じり粘土→青灰色の礫混じり粘土の2層からなる粘質土地すべり（渡・小橋、1987）に該当するタイプである。V、VIのタイプは、赤褐色の礫混じり粘土と基盤岩との間に、強風化岩及び弱風化岩が存在するか否かの地質構成となっているタイプである。また、VII、VIIIのタイプは、礫混じり粘土が存在せず、表層が茶褐色の強風化岩となっているタイプである。

各タイプの件数は、多い順からIIタイプ25件、VIタイプ19件、Iタイプ17件、他のタイプは4件以下となっており、礫混じり粘土→強風化岩→基盤岩の地質構成が多い。

図3-7には、地すべりブロックを頭部、中間部、末端部に分け、各部分の地すべり土層の地質構成について示した。ブロック頭部ではI、II、VIのタイプが同数で多く、ブロック中間部では多い方からII、I、VIのタイプの順になっている。また、ブロック末端部では多い方からI、VIのタイプの順になっている。

一般に地すべりブロック内には、大別すると引張区域と圧縮区域が存在し、両区域では地すべり土層の風化度は異なっている。しかしながら、図3-7からはブロック内の位置による地すべり土層の地質構成の明瞭な違いは認められない。これは、頭部及び末端部のボーリング孔の位置が、各区域の中間部であることによるためと考えられる。特に、頭部区域の上部に位置する場合は、図3-6に示した8タイプの他に、引張部であるために基盤岩近くまで茶褐色を呈する地質構成となる場合があり、その数は多くなると考えられる。

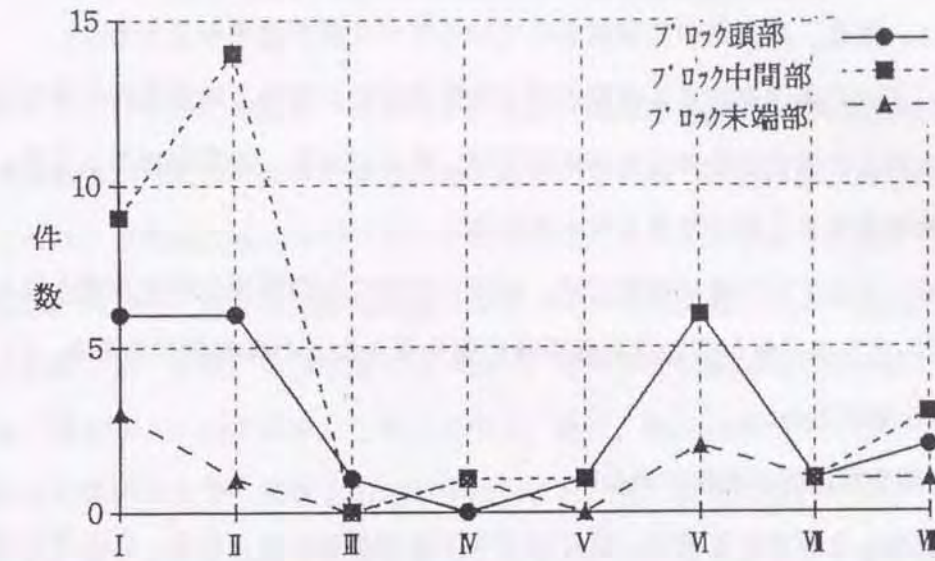


図3-7 地すべりブロック各部の地質構成

3.4 すべり面の位置

表3-1は、図3-6に示した地すべり土層のデータにボーリング深度が基盤岩に達していない孔のデータも加え地質条件とすべり面の位置について、その頻度を示したものである。

表3-1 地すべり土層の地質条件とすべり面位置との関係

すべり面の位置	件数(94件)
強風化岩の中	50 (53%)
礫混じり粘土の中	17 (18%)
礫混じり粘土と強風化岩との境界	12 (13%)
強風化岩と基盤岩との境界	6 (7%)
弱風化岩と基盤岩との境界	3 (3%)
強風化岩と弱風化岩との境界	2 (2%)
弱風化岩の中	2 (2%)
基盤岩の中	2 (2%)

すべり面の位置は、強風化岩の中に形成されているものが最も多く全体の53%を占め、ついで礫混じり粘土の中の18%、礫混じり粘土と強風化岩との境界の13%の順となっている。また、基盤岩中に形成されているすべり面が全体の2%ある。

この他、すべり面が存在する位置を同じ地質条件の土層中と地質条件の異なる土層の境界に大別した場合の全体に占める割合は、前者が75%、後者が25%となり、圧倒的に同じ地質条件の土層中が多くなっている。

コア観察によるすべり面の判定では、以下に示すことが重要な判定基準となる。

- ① ボーリング位置が舌端部の場合酸化層や草木などの有機物があるか。
- ② 粘土層があるか。
- ③ 岩種や風化が不連続であるか。

ここで収集した調査結果では、③に該当するものが25%あったが、①に該当するものはなかった。③はわかりやすい判断基準であるが、実際に該当するものの数は多くないことが分かった。また、②は土層中にすべり面が存在する場合に数が多く、一番重要な判定基準となっている。しかしながら、粘土層は数カ所の深度で認められる場合があり、どの深度の粘土層がすべり面であるかをさらに特定する必要がある。

また、割合としては少ないもののすべり面が基盤岩中に形成されている場合がある。その場合、アンカー工やクイ工などの設計に際し不動層の位置を見誤る可能性がある。すべり面調査は、このことを考慮して慎重に実施する必要がある。

以上のことから、コア観察によるすべり面判定のみでは、すべり面を特定することは難しいと考えられる。したがって、すべり面調査では、ボーリング調査の他に計測器によるすべり面調査を実施し、すべり面位置が明確に認められるデータを得ることが重要である。また、現在移動を停止している地すべりでは、コア観察結果の他に工学的判定根拠を加えてすべり面判定を行う必要があるといえる。

第4節

地すべりブロックの形態とすべり面深度との関係

地すべりブロックの形態は、昭和50年に全国における100箇所の代表的な地すべり地の調査結果から統計的にその実態がまとめられている（藤田ほか、1975）。その結果によれば、平均的な地すべりブロックの形態は、以下に示すようになっている。

幅は100~150m、長さは150~300m、層厚（すべり面深度）は10~20m、斜面勾配は第三紀層で10°前後、中古生層で20~25°、すべり面勾配はほぼ地表面に平行であり、幅/厚比は7~10である。これらの中で、特に、幅/厚比やすべり面の勾配と斜面勾配との関係は大きく異なるものが少ないことから、斜面に現れた地すべりの兆候をもとに、地すべりの規模や性状を察知する手がかりが得られることを指摘している（渡・小橋、1987）。

そこで、このような考え方をもとにして、ここで収集した事例の中から、地すべりブロックの中間部においてボーリング調査の他に計測器によるすべり面調査が実施され、明確にすべり面深度が判明している地すべりを選び、地すべりブロックの形態とすべり面深度との関係について検討した（丸山ほか、1994）。

図3-8は、地すべりブロックの長さやすべり面深度との関係を示したものである。すべり面深度は地すべりブロックの長さと正の相関があり、この関係は最小自乗法により(3.1)式で示される。

$$d = 0.707 + 0.082L \quad \text{-----} \quad (3.1)$$

ここで、 d ：地すべりブロック中間部すべり面深度（m）

L ：地すべりブロック長さ（m）

である。

なお、分散分析の結果では回帰の有意性が認められている。したがって、地すべりブロックの長さから概略のすべり面深度を推定できることが分かった。

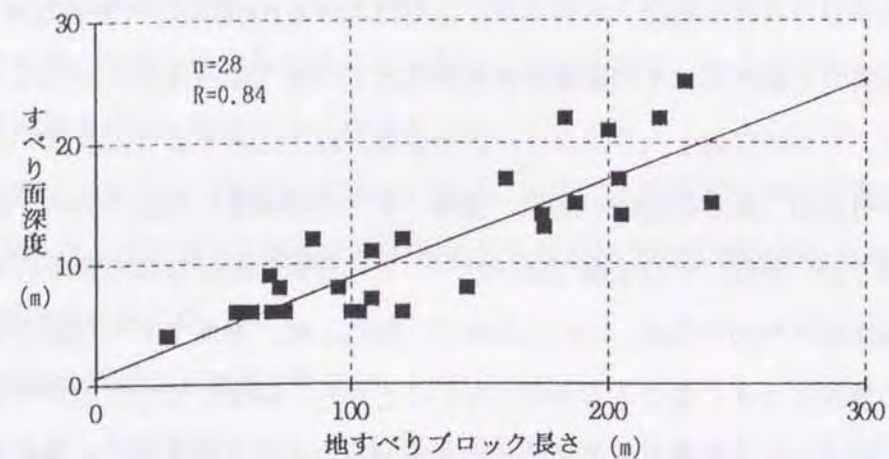


図3-8 地すべりブロック長さとすべり面深度との関係

図3-9には、基盤岩深度とすべり面深度との関係を示した。ほとんどの場合、すべり面は基盤岩より浅いところに位置していることから、すべり面深度は基盤岩の深さに規制されると想定し検討を加えた。両者の間には、明瞭な相関関係は認められないが、基盤岩深度が大きくなるとすべり面深度も大きくなる傾向がある。

そこで、すべり面深度を(3.1)式より更に精度高く求めるために、目的変数としてすべり面深度、説明変数として地すべりブロック長さ及び基盤岩深度を各々用いて重回帰分析を行った。その結果、(3.2)式が得られた。

$$d = -2.198 + 0.050L + 0.462R \quad \text{----- (3.2)}$$

ここで、d：地すべりブロック中間部すべり面深度 (m)

L：地すべりブロック長さ (m)

R：地すべりブロック中間部での基盤岩深度 (m)

である。

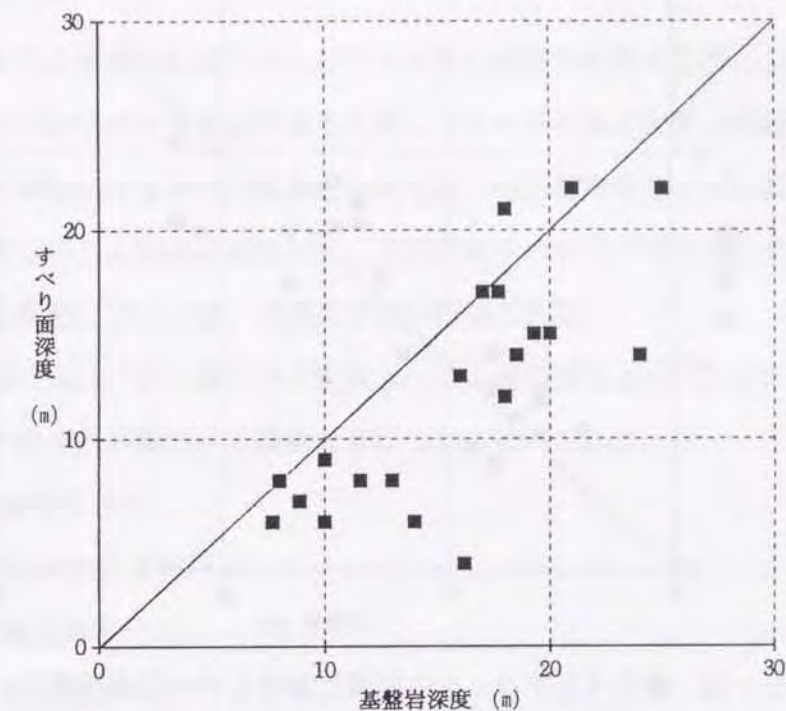


図3-9 基盤岩深度とすべり面深度との関係

なお、データ数は20個、重相関係数は0.87であり、分散分析の結果では、(3.1)式と同様に回帰の有意性が認められた。

図3-10は、すべり面深度の実測値と(3.2)式により求められた計算値との関係を示したものである。すべり面深度は、図3-8と比較すると(3.1)式よりも精度高く求められていることが分かる。

この他、地すべりブロックの幅とすべり面深度との関係についても検討した。しかしながら、地すべりブロックの形状が単純な馬蹄形を呈しているものは少なく、複雑な形状をしているものが多かったため、精度高く地すべりブロックの幅を表わす指標は求められなかった。

以上のことから、地すべりブロック中間部のすべり面深度は、地すべりブロックの長さ及び基盤岩深度と明瞭な正の相関を有し、地すべりブロックの規模に対応したも

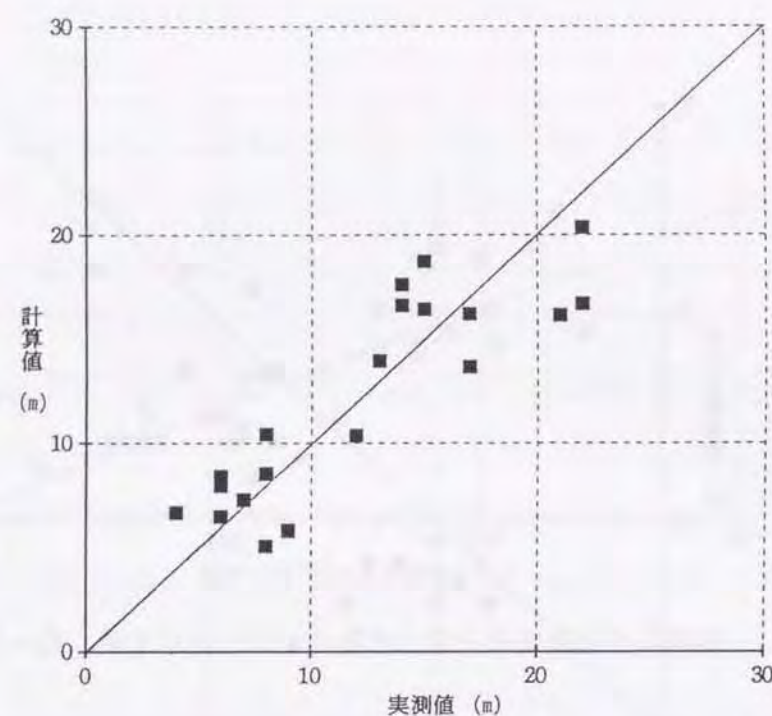


図3-10 地すべりブロック中間部におけるすべり面深度の
実測値と(3.2)式により求められた計算値との関係

のとなっていることが分かった。また、このことからすべり面深度は、地すべりブロックの長さのデータしか利用できない時は(3.1)を、さらに地すべりブロック中間部での基盤岩深度が利用できる時は(3.2)式より推定することができ、ボーリング調査の必要掘削深度、及び、コア観察によるすべり面判定における留意すべき深度などを知ることができる。

第5節

地すべり斜面におけるすべり面形成位置に関する検討

従来の研究と筆者の経験をもとにすべり面の地質的特徴を整理し、新潟県内で発生した地すべりのすべり面調査結果を収集してすべり面形成位置の検討を行った。その結果、コア観察によるすべり面判定のみでは、現在滑動中のすべり面を特定することは非常に難しいことが再確認された。現在滑動中のすべり面を判定することが難しくなっている原因については、以下の事項が指摘される。

渡・小橋(1987)は、地すべりを地すべり土層の質により、以下に示す4つの形に分類し、それぞれの地すべり運動特性について述べている。

- ① 岩盤地すべり
- ② 風化岩地すべり
- ③ 崩積土地すべり
- ④ 粘質土地すべり

すなわち、初生地すべりは主として岩盤地すべりから始まり、その後の地すべり運動の繰り返しのによって徐々にその運動が断続的になる。また、地すべり運動は、微地形、地すべり土層の質、平面形(地すべりの分化による小ブロック化)、すべり面形状などに変化を与えながら、地すべり形態を変化させ続けて、終末期の粘質土地すべりに至ると述べている。

この分類を前提として、地すべり土層の風化の進行とすべり面形成位置との関係を、以下に示すように考えることができる。すなわち、地すべりが岩盤地すべりから粘質土地すべりへと形変化する過程で、地すべりは小規模な地すべりブロックに分化し、数多くの地すべりブロックを形成することになる。また、(3.1)式に示したようにすべり面深度は、地すべりブロック長さと正の相関があり、すべり面深度は地すべりブロックの規模に対応している。

したがって、すべり面は、同じ地すべり斜面内に幾つも形成されることになる。このことは、1本のボーリングコア観察において、すべり面の地質的特徴を有する箇所

が複数認められたことと一致する。

現在滑動中のすべり面は、すべり面の地質的特徴を有する複数箇所の中に存在するのであるが、これら複数の潜在的すべり面の中から現在滑動中のすべり面を特定することが困難な場合が多い。このことが、コア観察のみで現在滑動中のすべり面を特定できない原因である。

第4章では、1本のボーリングコア観察において、すべり面の地質的特徴を有する箇所が複数認められることについて、さらにすべり面の形成機構を工学的解釈の面から検討する。

第6節

まとめ

第3章では、従来の研究と筆者の経験をもとにすべり面の地質的特徴について整理した。また、その結果と新潟県内で発生した地すべり地のすべり面調査結果をもとに、すべり面の地質的位置を明らかにするとともに、地すべりブロックの形態とすべり面深度との関係について検討した。以下に、その結果を示す。

- (1) 従来の研究と筆者の経験をもとにすべり面の地質的特徴を示し、次に断層及び熱水変質帯でもすべり面に似た特徴を示す面が認められること、それらの面とすべり面との違いなどを示した。
- (2) 新潟県内で発生した地すべりのすべり面調査結果では、すべり面が存在する位置を同じ地質条件の土層中と地質条件の異なる土層の境界に大別した場合の全体に占める割合は、前者が75%、後者が25%となり、すべり面形成位置は圧倒的に同じ地質条件の土層中が多くなっていることが分かった。
- (3) 地すべりブロックの形態とすべり面深度との関係について検討した結果、地すべりブロック中間部のすべり面深度は、地すべりブロックの長さ及び基盤岩深度と明瞭な正の相関を有し、地すべりブロックの規模に対応したものとなって

いることが分かった。また、このことからすべり面深度は、地すべりブロックの長さのデータしか利用できない時は(3.1)を、さらに地すべりブロック中間部での基盤岩深度が利用できる時は(3.2)式により推定することができ、これらの式からボーリング調査の必要掘削深度、及び、コア観察によるすべり面判定時に留意すべき深度などを知ることができる。

- (4) 1本のボーリングコア観察において、すべり面の地質的特徴を有する箇所が複数認められた。その原因として、地すべりが岩盤地すべりから粘質土地すべりへと形変化する過程で小規模な地すべりブロックに分化することから、すべり面は地すべりブロックの規模に対応するため幾つも形成されていることを指摘した。また、現在滑動中のすべり面は、すべり面の地質的特徴を有する複数箇所の中に存在するのであるが、これら複数の潜在的すべり面の中から現在滑動中のすべり面を特定することが困難な場合が多い。このことが、コア観察から現在滑動中のすべり面の特定を難しくしている。

第三紀層地すべり地帯における再滑動型地すべりの
すべり面形成機構に関する検討

第三紀層地すべり地帯における再滑動型地すべりの
すべり面形成機構に関する検討

第三紀層地すべり地帯における再滑動型地すべりの
すべり面形成機構に関する検討

第三紀層地すべり地帯における再滑動型地すべりの
すべり面形成機構に関する検討

第三紀層地すべり地帯における再滑動型地すべりの
すべり面形成機構に関する検討

第三紀層地すべり地帯における再滑動型地すべりの
すべり面形成機構に関する検討

第三紀層地すべり地帯における再滑動型地すべりの
すべり面形成機構に関する検討

第三紀層地すべり地帯における再滑動型地すべりの
すべり面形成機構に関する検討

第三紀層地すべり地帯における再滑動型地すべりの
すべり面形成機構に関する検討

第三紀層地すべり地帯における再滑動型地すべりの
すべり面形成機構に関する検討

第三紀層地すべり地帯における再滑動型地すべりの
すべり面形成機構に関する検討

第4章

第三紀層地すべり地帯における再滑動型地すべりの
すべり面形成機構に関する検討

第4章

第三紀層地すべり地帯における再滑動型地すべりの すべり面形成機構に関する検討

第1節

はじめに

現状の地質情報のみによるすべり面の判定では、すべり面と判定できる面が複数存在しすべり面の判定を困難にしている場合が少なくない。

そこで、第4章では、すべり面と判定できる面が複数存在する原因を解明するために、再滑動型地すべりににおけるすべり面形成機構について、地すべり移動機構及びすべり面粘土のせん断強さの低下の面から検討する。すなわち、地すべり移動機構については、再滑動型地すべりににおけるすべり面粘土のせん断特性を明らかにするために、応力制御のリングせん断試験を行い検討する。また、すべり面粘土のせん断強さの低下については、短期的低下と長期的低下について検討する。そして、これらの結果から、第三紀層泥岩地帯の再滑動型地すべりににおけるすべり面の形成機構について検討する。

第2節

再滑動型地すべりの移動機構

地すべり斜面では、地すべりの移動が繰り返されることによって、地すべり土層の質が岩盤から粘質土へと変化していく。そして、このことに対応して、新たなすべり面が形成され、小規模な地すべりブロックが形成される。そこで、まず地すべりの移動が繰り返される再滑動型地すべりの移動機構について検討する(丸山・吉田、1994)。

4.2.1 再滑動型地すべりにおけるすべり面粘土のせん断特性

雨水及び融雪水に起因する再滑動型の地すべりでは、地すべり土層に雨水及び融雪水が浸透することにより、すべり面の間隙水圧上昇→有効垂直応力の低下→すべり面のせん断強さの低下→地すべり発生という地すべり移動機構がある。

このような移動機構は、地すべり土層の滑動力とすべり面のせん断強さの応力不均衡によるものであり、地すべりの挙動は応力制御のせん断試験により説明できると考えられる。

応力制御のせん断試験では、せん断応力と変位速度の間にせん断応力載荷直後を除くと図4-1に示す関係がある(村山・柴田、1956)。すなわち、せん断応力の増加により土の挙動は、変位なし→変位→破壊の各段階を示す。ここで、変位なし→変位の境界せん断応力は下限降伏値、変位→破壊の境界せん断応力は上限降伏値に対応する。

また、経過時間と変位の間に図4-2に示す関係があり、①のせん断応力が下限降伏値以下では、変位はせん断応力載荷直後のみ発生し、②のせん断応力が下限降伏値と上限降伏値の間では、変位は生じるが時間の経過とともに収束し破壊には至らない。③のせん断応力が上限降伏値以上では、急激に変位を生じ破壊する(柴田、1969)。

一方、地すべりでは、移動層の滑動力とすべり面のせん断強さの応力不均衡により、地すべりが発生することから、有効垂直応力と変位速度の間に図4-3の関係が考え

られる。ここで、aは上限降伏値に対応する有効垂直応力であり、bは下限降伏値に対応する有効垂直応力となる。また、有効垂直応力の低下により土の挙動は、上・下限降伏値に対応する有効垂直応力を境に、上限降伏値aでは変位→破壊、下限降伏値bでは変位なし→変位になる。

また、再滑動型地すべりは移動と停止を繰り返している地すべりであり、すべり面粘土は長い年月をかけて、せん断と圧密及び間隙水圧の上昇という履歴を繰り返し受けている。したがって、すべり面粘土のせん断強さが、このような応力履歴においてせん断試験から求められた有効応力基準による強度定数により求められるか確認する必要がある。

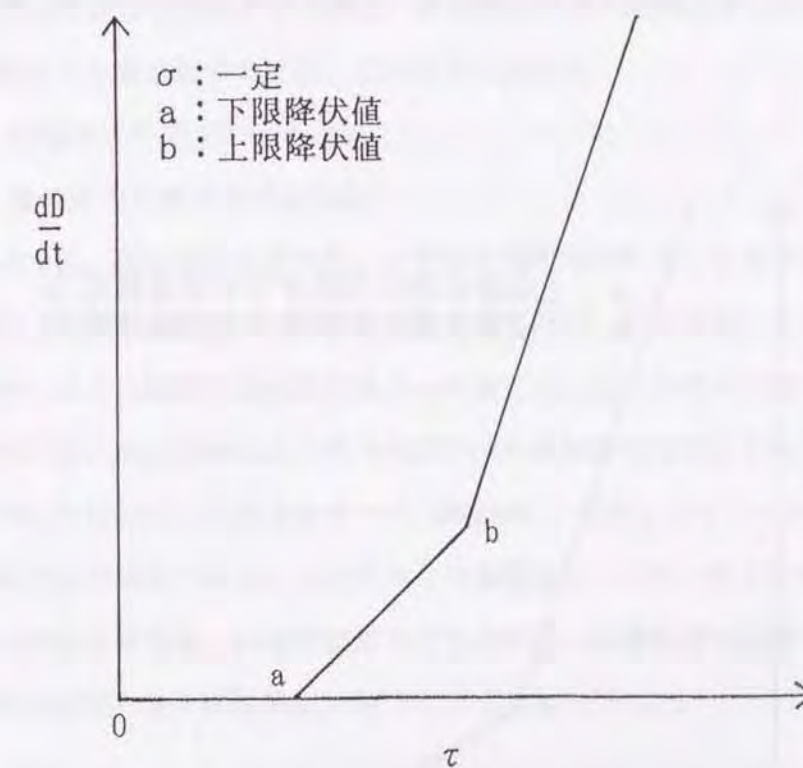


図4-1 せん断応力 τ と変位速度 dD/dt との関係

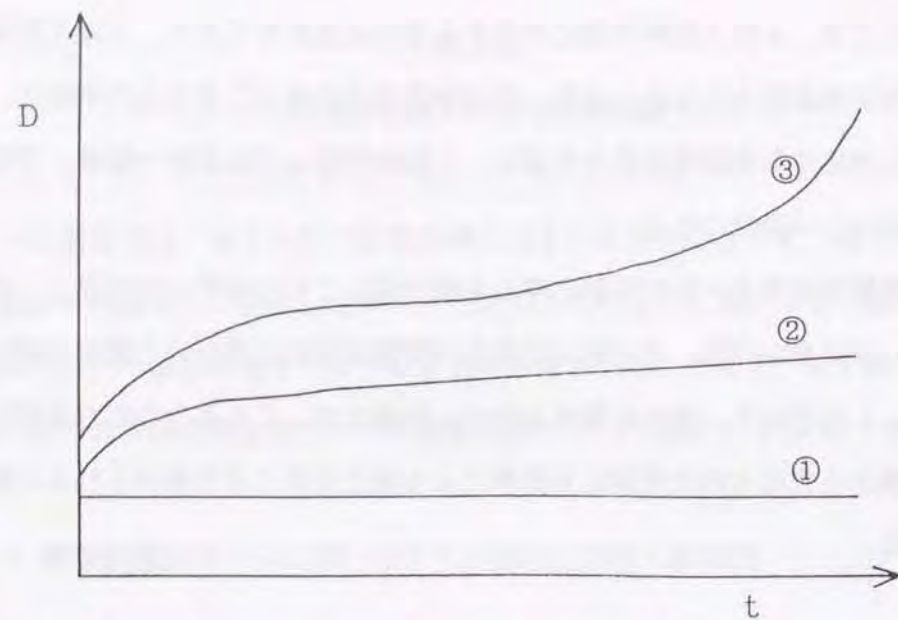


図4-2 応力制御せん断試験における経過時間 t と変位 D との関係

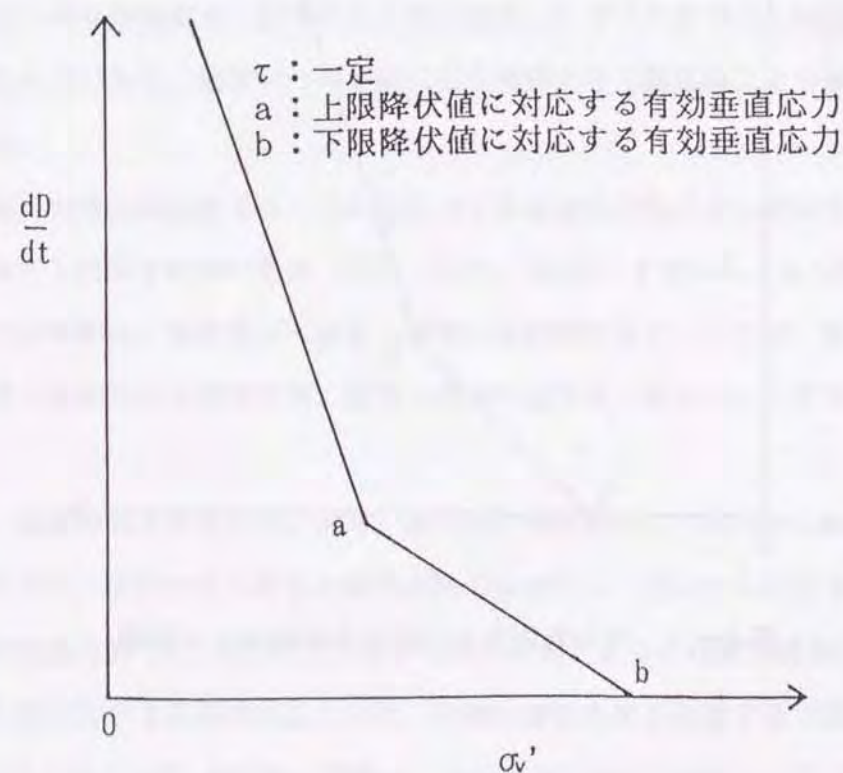


図4-3 有効垂直応力 σ_v' と変位速度 dD/dt との関係

4.2.1.1 試験方法

雨水及び融雪水に起因する再滑動型地すべりの移動機構を、リングせん断試験機で再現する方法としては、以下のことが考えられる。再滑動型の地すべりにおけるすべり面のせん断強さは、ピーク強さ、完全軟化強さ、残留強さの各レベルの中で、過去に繰り返された移動の累積量が大きいため、完全軟化強さから残留強さのレベルにあると考えられる。また、地すべり斜面では、滑動力が常に作用しており、この状態では多くの場合、間隙水圧の上昇によるすべり面のせん断強さの低下が生じるため、地すべりが発生する。このような条件に対応する試験として、最初ひずみ制御試験によってせん断強さを残留強さまで低下させた後、応力制御試験に切り替えて滑動力に相当するせん断応力を作用させたまま、有効垂直応力を減少させる操作を行った。

有効垂直応力を減少させるには、以下の方法がある。

- ① 間隙水圧を増大させる方法
- ② 垂直応力を減少させる方法

①の方法では、供試体の中まで均一に間隙水圧を増大させる必要がある。また、②の方法では、正確に供試体中の間隙水圧を測定するか、応力除荷による負の間隙水圧が発生しないように試験する必要がある。両者では、②の方法が容易であり、小川ほか(1985年)は、この方法により応力制御のせん断試験を実施している。

試験に用いた試料は、口坂本地すべり(静岡県)、西蒲生田地すべり(新潟県)、の各すべり面付近の粘土である。各地すべりの基盤岩は、口坂本地すべりが中生代～古第三紀層の砂岩と頁岩層、西蒲生田地すべりが新第三紀層黒色泥岩層である。

なお、応力制御のせん断試験は、以下に示す手順で行った。

- ① 420 μ mフルイを通過させ予備圧密して(圧密試験と同様に段階的に载荷し、最終的にはせん断試験の圧密荷重まで载荷する)プレカット試料を作成した後、試験機にセットし圧密排水条件(せん断速度0.001mm/min)でせん断強さ τ を残留強さ τ_r まで低下させる。

- ② 残留強さ τ_r に相当するせん断応力 τ を載荷したまま残留強さが発揮される垂直応力の130%、200%でそれぞれ圧密する。なお、圧密打ち切り時間は、せん断面を十分に圧密するために3 t 法（地盤工学会基準 JSF T 522）により求めた時間以上とする。
- ③ 垂直応力 σ_v を減少させ、垂直応力と水平変位との関係を求める。

4.2.1.2 試験結果

図4-4(a)、(b)には、プレカット試料を用いたリングせん断試験機による圧密排水条件におけるひずみ制御試験結果（せん断速度0.001mm/min）を示した。強度定数として、口坂本地すべりについては $\phi_r' = 11.3^\circ$ 、 $c_r' = 0$ kPa、西蒲生田地すべりについては $\phi_r' = 9.3^\circ$ 、 $c_r' = 5.688$ kPa、がそれぞれ得られた。

図4-5は、試験方法の項で示した応力制御の方法により、口坂本地すべりの試料について試験を実施した結果である。垂直応力の減少により試料の挙動は、変位なし→変位→破壊の各段階を示している。また、垂直応力減少速度が速くなると、変位なし→変位の境界に当たる垂直応力が小さくなっていることが分かる。この境界値に当たる垂直応力載荷時のせん断強さが、下限降伏値に該当する。

図4-6には、口坂本地すべりの下限降伏値垂直応力とせん断応力との関係を、垂直応力減少速度毎に示した。両者の関係は、直線で表すことができる。また、垂直応力減少速度の増大にともない勾配 ϕ が若干急になっていることが分かる。

図4-7は、口坂本地すべりの垂直応力減少速度と勾配 ϕ との関係を示したものである。 ϕ は減少速度が0.98kPa/minを境に、以下では一定値、以上では大きくなっていることが分かる。このような変化は、垂直応力減少速度の増大にともないせん断面に負の間隙水圧が発生し、有効垂直応力が試験機に示された垂直応力より大きくなるためと考えられる。これは試験方法の問題であり、せん断面の間隙水圧を測定し有効応力で表示すれば、 ϕ は減少速度に関係なく一定値になると考えられる。

したがって、試験では垂直応力の変化にともなう有効垂直応力を正確に知る必要が

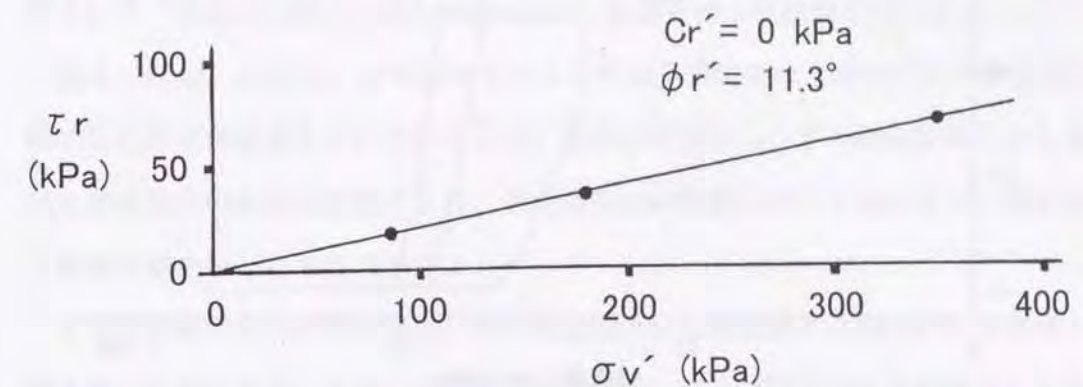


図4-4(a) ひずみ制御リングせん断試験結果（口坂本地すべり）

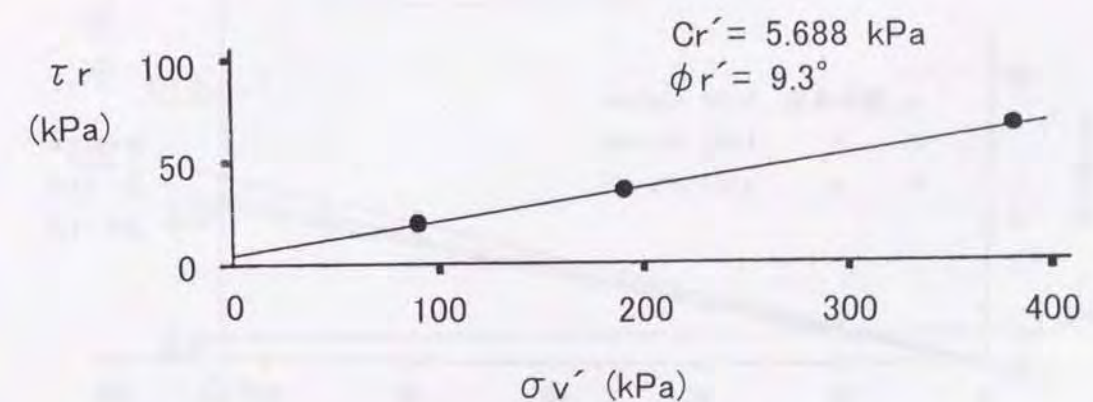


図4-4(b) ひずみ制御リングせん断試験結果（西蒲生田地すべり）

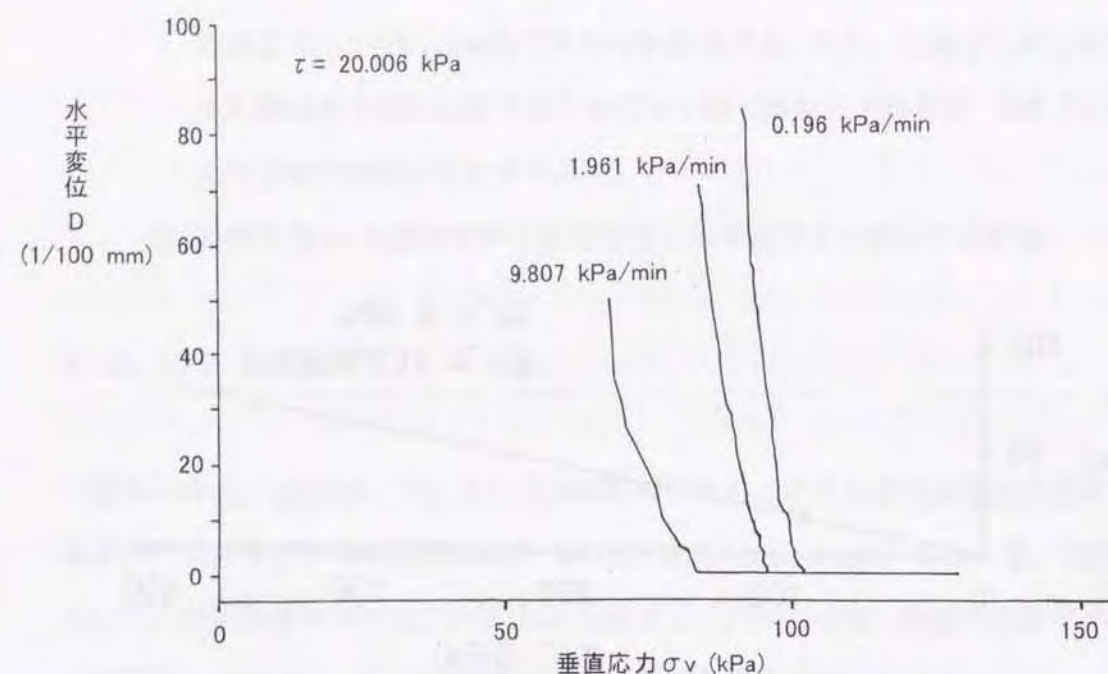


図4-5 垂直応力と水平変位との関係（口坂本地すべり）

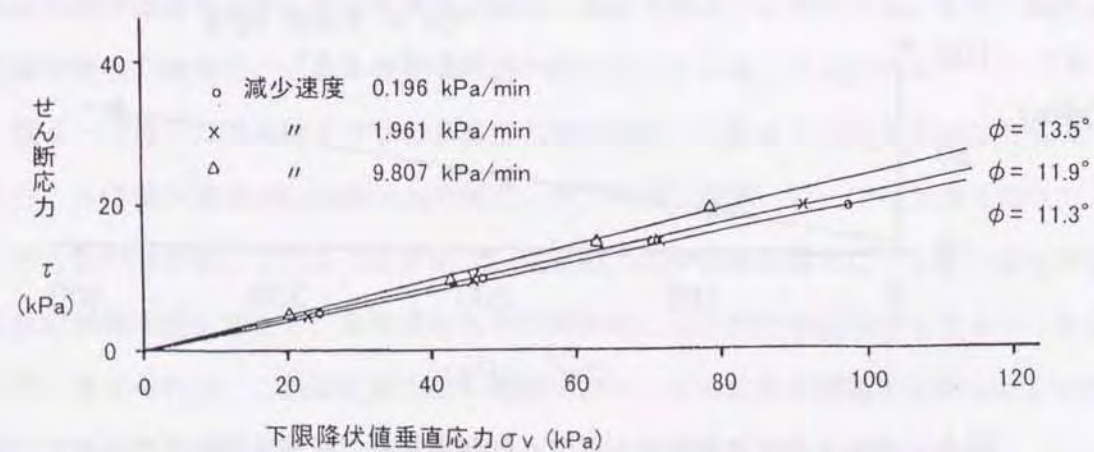


図4-6 下限降伏値と垂直応力とせん断応力との関係（口坂本地すべり）

あり、せん断面の間隙水圧を測定するか、負の間隙水圧が発生しないように試験をする必要がある。図4-7において減少速度が0.981kPa/min以下で ϕ が一定値を示すのは、せん断面に間隙水圧が発生せず試験機に示された垂直応力と有効垂直応力が一致しているためである。

このことから、以下の考察では、間隙水圧が発生しないように垂直応力減少速度を遅くして（垂直応力減少速度0.196kPa/min）試験を行った結果を用いる。

図4-8(a)、(b)には、口坂本地すべり、西蒲生田地すべりのひずみ制御と応力制御のせん断試験結果をそれぞれ示した。図中の直線は、ひずみ制御試験により求められた残留強さの破壊強度線であり、矢印は今回の試験における垂直応力の減少経路と下限降伏値を示したものである。

すべり面粘土の下限降伏値は、ひずみ制御のせん断試験から得られた残留強さと一致することが分かる。また、試験方法の②では、圧密時間を約5日程度としたが、この圧密によるせん断強さの変化は認められない。この他、今回の試験における初期垂

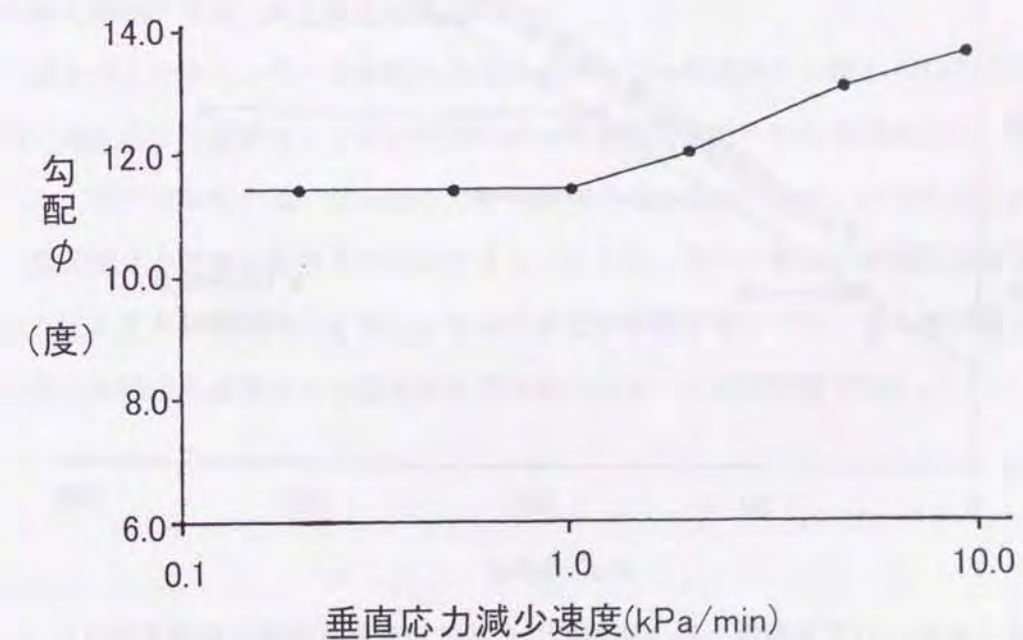


図4-7 垂直応力減少速度と勾配 ϕ との関係（口坂本地すべり）

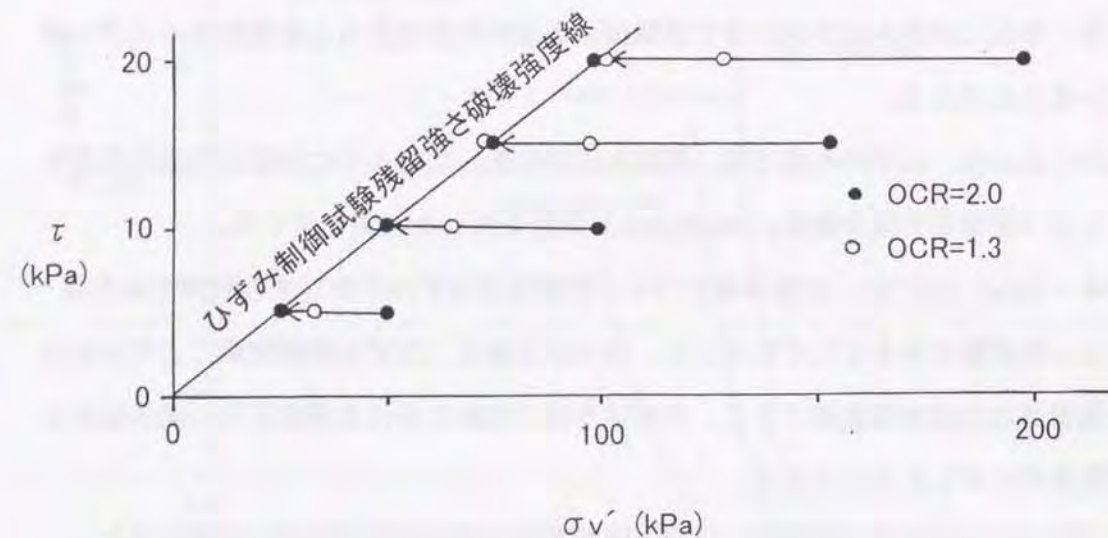


図4-8(a) ひずみ制御と応力制御のせん断試験結果（口坂本地すべり）

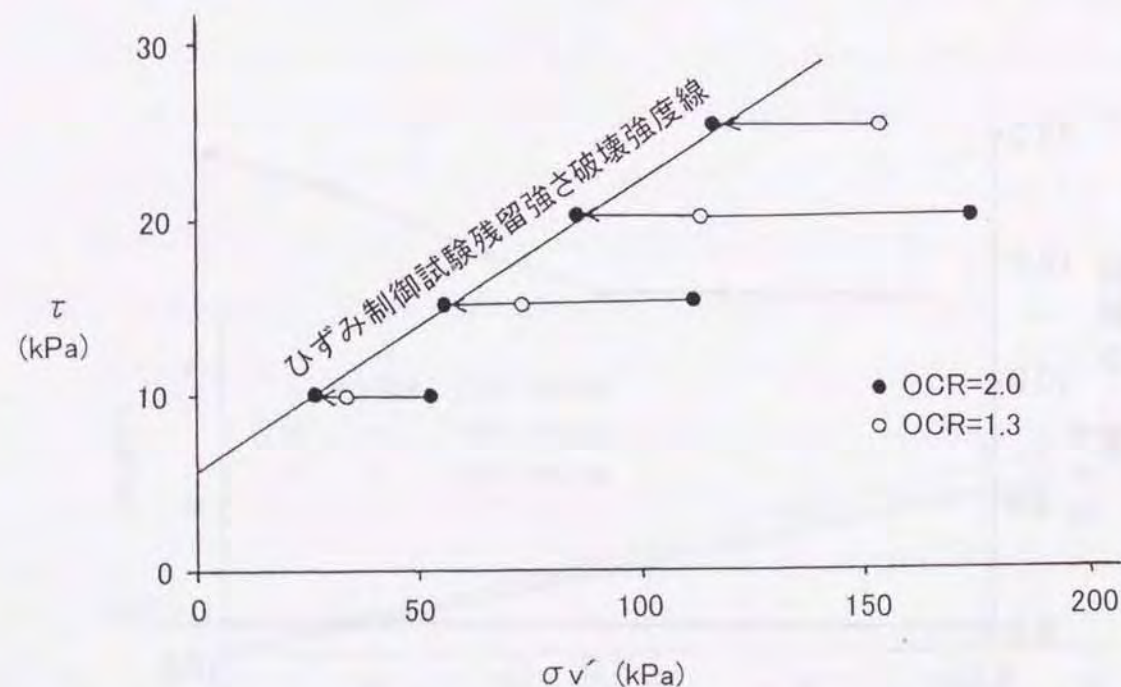


図4-8(b) ひずみ制御と応力制御のせん断試験結果（西蒲生田地すべり）

直応力は、試験方法の②より130%とした場合、下限降伏値に相当する垂直応力に対してOCRは1.3となる。また、初期垂直応力を200%とした場合では、OCRは2.0となる。各OCRの下限降伏値は、図4-8(a)、(b)に示したようにひずみ制御試験から得られた残留強さの破壊強度線上に位置しており、OCRの増大による ϕ' の増大は認められない。

矢田部ほか（1990）は、再滑動型地すべりのすべり面粘土のせん断特性を三軸圧縮試験により求めた結果、有効応力基準による強度定数は、せん断と圧密及び間隙水圧の上昇による過圧密化の影響を受けないと報告している。

一方、小川ほか（1985）は、有効垂直応力の低下によるすべり面粘土の過圧密化にともなう強度特性について試験を行い、すべり面粘土は過圧密比（OCR）の増大にともない ϕ' も増大すると報告している。今回の結果は、矢田部ほか（1990）の結果と一致し、小川ほか（1985）の結果とは異なるものである。

小川ほか（1985）の結果と異なった原因は、垂直応力を減少させた場合、矢田部ほか（1990）が述べているように、十分に供試体を膨張させずに試験を行うと負の間隙水圧が発生し、試験機に示された垂直応力より大きな有効垂直応力が作用して、大きなせん断強さを示したためと考えられる。

以上のことから、すべり面粘土の応力制御のせん断試験から求められた下限降伏値は、過圧密比に関係なくひずみ制御のせん断試験から得られた残留強さと一致する。また、すべり面粘土は、せん断応力が残留強さより小さい場合、変位を生じることなく残留強さまでせん断応力に抵抗できる。さらに、すべり面粘土の残留強さは、せん断と圧密及び間隙水圧の上昇による過圧密化の影響を受けずに、せん断試験から求められた有効応力基準による強度定数で求められることが再確認された。

4.2.2 残留せん断強さの推定

すべり面粘土の下限降伏値が、ひずみ制御のせん断試験から得られた残留強さと一致することから、残留強さは、再滑動型地すべりが移動するか否かを示す重要な土質強度定数となる。そこで、内部摩擦角 ϕ_r' の推定法について検討した。

Voight(1972)やHopkinsほか(1975)は、 ϕ_r' が塑性指数 I_p 及び粘土分($<2\mu m$)含有量と相関があることを示し、これらの相関関係から ϕ_r' を求める式を提案している。国土交通省土木研究所が実施した試験結果について、同様な方法で整理した。

表4-1に、中村ほか(1988)による試験結果を示した。この場合の ϕ_r' は、試験機にリングせん断試験機を用い、地すべり現場で採取した試料から主にスラリー試料を作成して求めた値である。

図4-9は、粘土含有量($<2\mu m$)と ϕ_r' との関係を示したものである(丸山ほか、1994)。粘土含有量が2~52%の範囲で、 ϕ_r' は3.6~34.2度の範囲に分布している。両者の関係には幅はあるが、粘土含有量が多くなると ϕ_r' が小さくなる傾向は明瞭である。

図4-10には、 I_p と ϕ_r' との関係を示した。 ϕ_r' は粘土粒子の物理化学及び鉱物特性に影響されると考えられることから、その特性を直接的に反映していると思われる I_p との関係で整理した。 ϕ_r' が20度以上では I_p は50以下であり、 ϕ_r' が10度以下では I_p は60以上に急激な増大を示している。 I_p が70程度以下では ϕ_r' は I_p の増加に伴い減少しているが、 I_p が70程度以上では ϕ_r' はいずれも10度以下で I_p との関係は認められない。

このような検討は、日本においても矢田部ほか(1991)や宜保(1989)、小川ほか(1990)により行われている。しかしながら、どの場合もある傾向は認められている。

そこで、多変量解析により再度残留強さの推定について検討した。すなわち、目的変数として ϕ_r' を、説明変数として液性限界 W_L 、塑性限界 W_P 、塑性指数 I_p 、粘土含有量をそれぞれ用いて重回帰分析を行うものである。用いたデータは、表4-1に示す通りである。

表4-1 リングせん断試験試験結果(中村ほか、1988)

No.	地すべり	採取位置	残留強さ ϕ_r' (度)	W_L (%)	W_P (%)	I_p	粘土含有量(%) ($<2\mu m$)
1	木古庭(神奈川)	移動層	19.9	80	27	53	50
2	〃	〃 (風化岩)	23.8	36	16	20	34
3	猿供養寺(新潟)	基岩	19.9	69	22	47	39
4	亀の瀬(大阪)	〃	26.0	61	24	37	3
5	〃	深度 2.7 m	30.0	66	30	36	30
6	野比(神奈川)	深度 2.7 m	30.2	66	30	36	—
7	〃	深度 5.3 m	34.2	67	30	37	30
8	〃	深度 11.3 m	30.5	52	28	24	2
9	清水山(長野)	すべり面粘土	3.6	216	24	192	49
10	下地蔵寺(高知)	移動層	26.7	42	20	22	27
11	赤崎(新潟)	すべり面粘土	4.8	200	21	180	52
12	〃	〃	7.8	274	45	229	33
13	口坂本(静岡)	すべり面粘土	11.3	78	11	67	33
14	西蒲生田(新潟)	〃	9.3	86	12	74	42

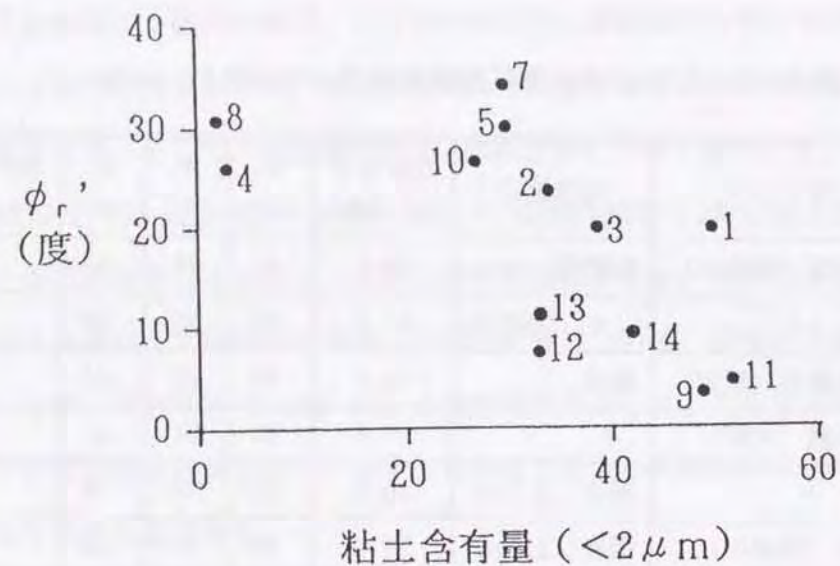


図4-9 粘土含有量 (<2 μm) と ϕ_r' との関係

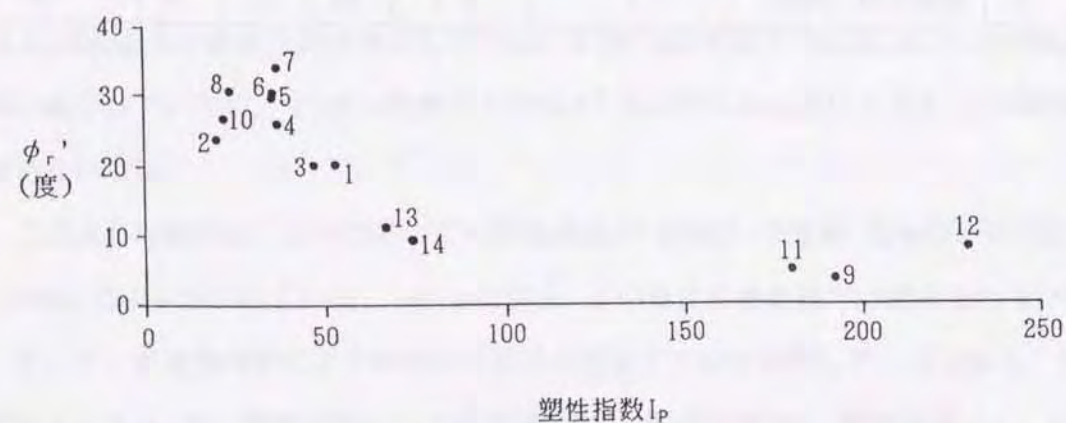


図4-10 I_p と ϕ_r' との関係

重回帰分析では主要な説明変数の選択を行い、その結果 W_L と W_P が選ばれ、 I_p と粘土含有量は選ばれなかった。以下に求められた式を示す。

$$y = 15.29420 - 0.15313 x_1 + 0.81527 x_2 \quad \dots (4.1)$$

ここで、 y : ϕ_r' (度)

x_1 : 液性限界 W_L (%)

x_2 : 塑性限界 W_P (%)

である。

また、分散分析の結果では、 $F_0 = 87.6595 > F_{1,1}^2(0.05) = 3.982$ となり、回帰が有意であることが示された。この他、 W_L 、 W_P の回帰係数の検定では、

$$W_L: F_0 = 168.254 > F_{1,1}(0.05) = 4.844$$

$$W_P: F_0 = 66.4784 > F_{1,1}(0.05) = 4.844$$

となり、どの回帰係数もゼロではないといえることから、 ϕ_r' の推定に W_L と W_P が使用できることが示された。

従来から ϕ_r' の推定に用いられていた I_p と粘土含有量が選ばれなかったことについては、以下のことが考えられる。 I_p は、 W_L と W_P の差で表される値である。したがって、同じ I_p でも W_L と W_P は大きなものから小さなものまで存在するので相対的な指標と考えられ、 I_p が粘土粒子の物理化学及び鉱物特性を一義的に表せないことを意味していると解釈できる。このために、 I_p が説明変数として選ばれなかったと考えられる。

すべり面粘土は、石英、長石、輝石などの鉱物やクロライト、カオリナイト、イライト、マイカ、スメクタイトなどの粘土鉱物から構成されている。表4-2は、矢田部ほか(1991)が行った各種粘土鉱物の粘土含有量と残留強さとの関係を示したものである。粘土含有量は、少ない方からクロライト、イライト、マイカ、カオリナイト

表4-2 各種粘土鉱物の粘土含有量と残留強さとの関係

(矢田部ほか、1991)

粘土鉱物	粘土含有量 ($<2\mu\text{m}$) (%)	ϕ_r' (度)
マイカ	13.0	11.8
イライト	12.3	15.9
クロライト	7.5	17.5
カオリナイト	35.0	25.6

の順になっている。しかしながら、 ϕ_r' は、小さい方からマイカ、イライト、クロライト、カオリナイトの順になっており、必ずしも ϕ_r' の大小は粘土含有量の多少と関係しないことを示している。特に、カオリナイトとクロライトでは、カオリナイトの粘土含有量がクロライトの4.7倍もあるのに対して、 ϕ_r' は逆にカオリナイトの方が1.5倍大きくなっている。

これらのことから、すべり面粘土の ϕ_r' は、粘土粒子の物理化学及び鉱物特性や粘土含有量などが複雑に絡み合ってきた値であり、単純に粘土含有量だけでは定まらなれないと考えられる。このため、粘土含有量が説明変数として選ばれなかったものと考えられる。

図4-11には、液性限界 W_L 、塑性限界 W_P 、 ϕ_r' を三次元のグラフ上に示した。プロットされたデータは直線状に分布しており、 ϕ_r' は W_L 及び W_P と明瞭な関係を有していることが分かる。

図4-12には、 ϕ_r' の実測値と(4.1)式を用いて W_L と W_P から ϕ_r' を求めた計算値との関係を示した。両者は良い相関関係を示しており、重相関係数は0.97であった。なお、液性限界・塑性限界試験は、JISの試験法にもとづいて実施するのであるが、すべり面粘土は粘土分が多いため、試験法の一部を以下に示すものに変えている。

すなわち、試料は、JISでは空気乾燥させたものを用いるのに対して、本試験では現場で採取した含水状態のまま $420\mu\text{m}$ フルイを通過させたものを用いている。これ

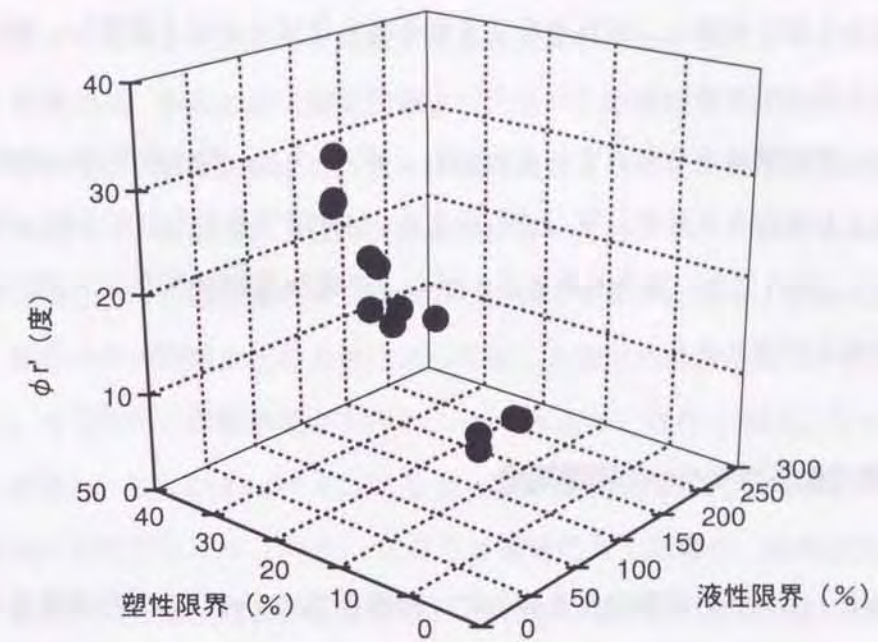


図4-11 液性限界 W_L 、塑性限界 W_P 、 ϕ_r' との各関係

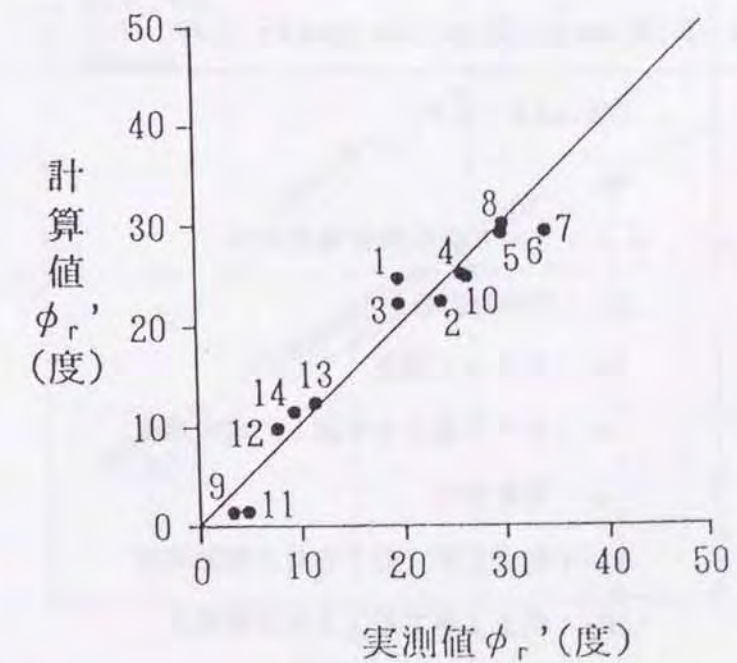


図4-12 ϕ_r' の実測値と(4.1)式を用いて W_L と W_P から求めた計算値との関係

は、試料の空気乾燥による変質を防ぐためである。また、液性限界試験では、含水比の低い試料から順に試験し、試料をなじませるためには半日以上放置し、繰り返し時間も15分以上取っている。

リングせん断試験結果を用いて、 ϕ_r' と W_L 、 W_P 、 I_P 、粘土含有量との関係を多変量解析により検討した結果、 W_L と W_P から ϕ_r' が推定できることが分かった。しかしながら、 $c_r'=0$ でない場合もあることから、正確な残留強さはリングせん断試験を実施し求める必要がある。

4.2.3 再滑動型地すべりの移動機構

図4-13は、本研究の試験結果をもとに、再滑動型地すべりの移動機構を示したものである。ここで、現状の地すべり斜面の安全率が(4.2)式により $F_s=1.00$ で、地すべり土層の圧密が十分進み、地すべり斜面のどの部分でも移動が認められない状態にあるとする。

$$F_s = \frac{c_r' \Delta l_i + \sum \{W_i \cos \alpha_i - \Delta l_i (u_i - \Delta u_i)\} \tan \phi_r'}{\sum W_i \sin \alpha_i - \sum P_R} \quad \dots (4.2)$$

ここで、 c_r' 、 ϕ_r' ：すべり面の残留強度定数
 Δl_i ：すべり面長
 W_i ：スライス重量
 α_i ：すべり面と水平面との成す角度
 u_i ：間隙水圧
 Δu_i ：防止工事で低下させる間隙水圧
 P_R ：防止工事で低下させる滑動力

である。

移動は、すべり面のせん断強さである上限降伏値 τ_u と下限降伏値 τ_L （ひずみ制御試験残留強さ）に対して滑動力を比較することにより、a、b、cの各領域に分けられる。a領域では、滑動力が上限降伏値より大きいため移動は連続的に生じる。b領域では、滑動力が下限降伏値より大きく上限降伏値より小さいため移動は断続的に生じる。c領域では、滑動力が下限降伏値より小さいため、すべり面のせん断抵抗力は変位を生じることなく残留強さまで滑動力に抵抗できることから、移動は生じない。

また、地すべりが間隙水圧の上昇によって生じる場合の移動機構は、以下に示すようになる。すなわち、間隙水圧が上昇し、 $\sigma_{v0}' \rightarrow \sigma_{v2}'$ になりb領域に入った場合は断続的に移動し、さらに $\sigma_{v2}' \rightarrow \sigma_{v3}'$ になりa領域に入った場合は連続的に移動する。逆に間隙水圧が低下し、 $\sigma_{v0}' \rightarrow \sigma_{v1}'$ になりc領域に入った場合、移動は生じない。

また、防止工事では、現状の安全率が $F_s=1.00$ の場合に、将来の豪雨時などでも地すべり斜面全体で移動を生じないように、(4.2)式を用いて現状安全率を計画安全

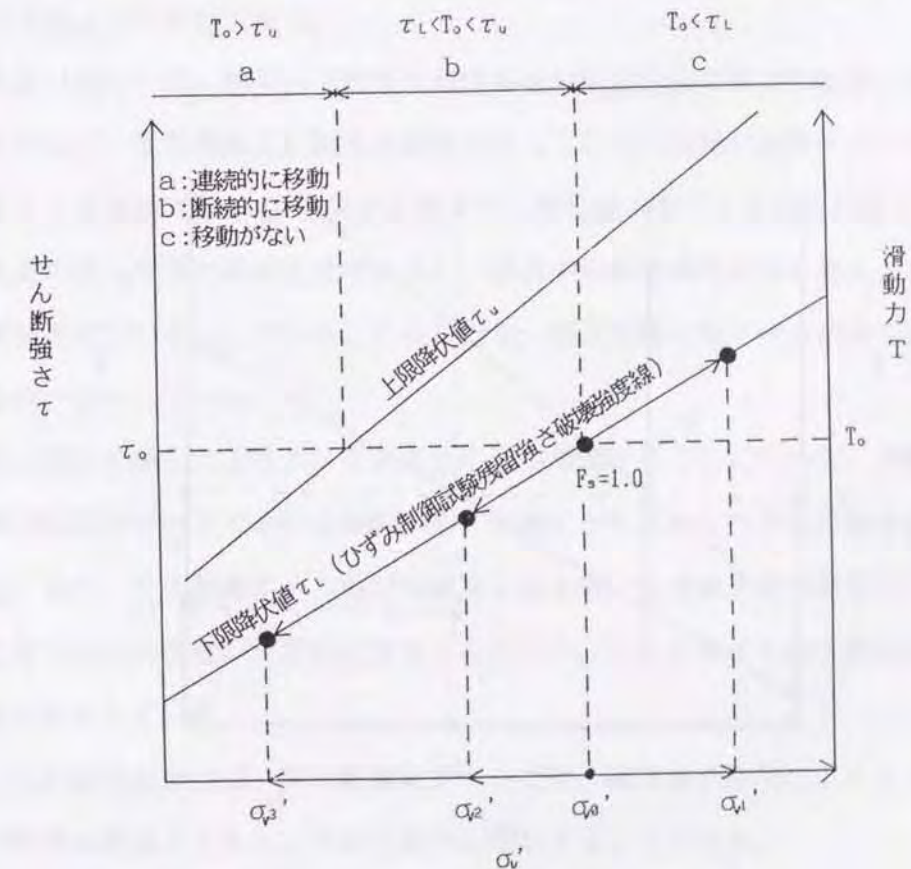


図4-13 再滑動型地すべりの移動機構

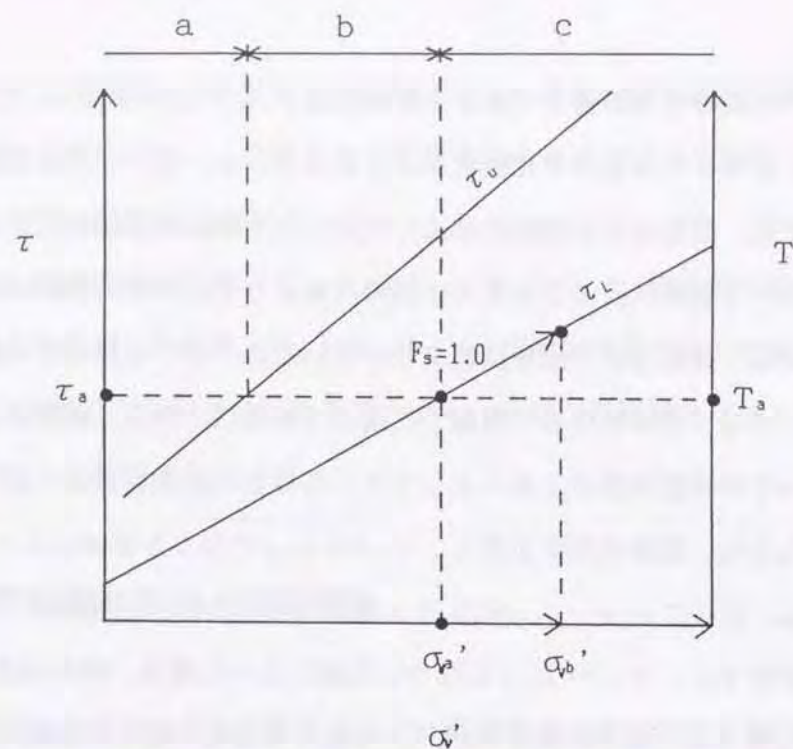


図4-14(a) 地下水排除工による応力の変化

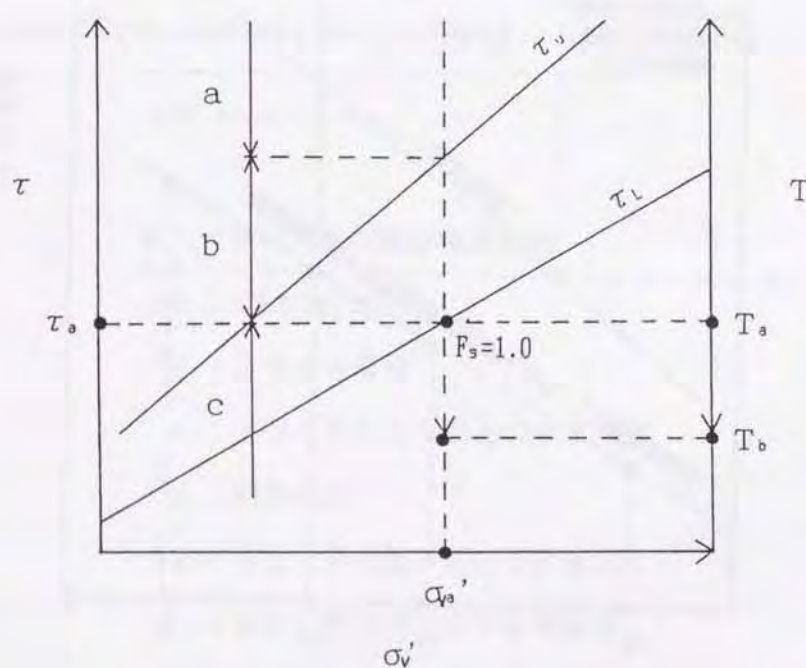


図4-14(b) 抑止工などによる応力の変化

率まで高める。ここで、防止工事に地下水排除工を用いた場合は、図4-14(a)に示すように(4.2)式の Δu に相当する間隙水圧を低下させ、有効応力を $\sigma_{va}' \rightarrow \sigma_{vb}'$ 、すべり面のせん断強さを $\tau_a \rightarrow \tau_b$ にそれぞれ増大させる。また、抑止工などを用いた場合は、図4-14(b)に示すように(4.2)式の P_R により滑動力を $T_a \rightarrow T_b$ に減少させc領域の中に入れる。

第3節

第三紀層地すべり地帯におけるすべり面及び地すべり土層の 長期的せん断強度低下機構

すべり面及び地すべり土層における長期的なせん断強度の低下機構は、地すべりと粘土鉱物との関係及び粘土鉱物と地下水との関係などに関する従来の各研究に基づき、以下のように要約できる。

千木良(1995)は、地すべり地帯における細粒泥岩主体の堆積性軟岩のボーリングコアを用いて、化学的風化に関する研究を行っている。泥岩が炭酸によって不均一溶解することを実験で確かめ、空気中の酸素や二酸化炭素を含んだ雨水が地下浸透して、特に風化が進んだ層で泥岩と化学反応し、泥岩中の緑泥石を消失させスメクタイトの量を増加させているとしている。このことを、第三紀層に地すべりが多く発生している原因の一つとしている。

また、泥岩の風化によりスメクタイトの量が増加することについて、守随(1999)は、第三紀層地すべりにおける調査から、移動にともないすべり面の粘土分が増加すること、また、その結果すべり面が明瞭な不透水層となり地下水が滞留し、すべり面粘土と地下水との接触が定常的になることにより、スメクタイトの生成が進行することを明らかにしている。

これらの研究によれば、第三紀層地すべりでは、地下水の作用によりスメクタイトの量が時間の経過とともに、その土層内に増加することになる。

また、スメクタイトの量と土の内部摩擦角 ϕ' の関係については、以下に示す研究

がある。

江頭ほか(1983)は、地すべりを誘発する粘土鉱物としてスメクタイト、セリサイト、緑泥石などが挙げられるが、特に大きな界面化学的活性を持つスメクタイトの含有量がすべり面形成に大きな役割を果たしていることを指摘している。

中村(1984)は、多量のスメクタイトを含む粘土は、せん断強度定数の内部摩擦角 ϕ' が小さいことを指摘している。

玉田(1984、1987)は、土中の粘土鉱物含有量とせん断強さとの関係について検討し、すべり面粘土を構成する土粒子の粒径が小さくなるとせん断強さが小さくなり、土にスメクタイトを加えると、さらにせん断強さが低下することを実験により確認した。

濱崎ほか(1987)は、すべり面粘土のX線回折結果からスメクタイトの含有量を求め、スメクタイト含有量から内部摩擦角 ϕ' が推定できると報告している。表4-3は、濱崎によるすべり面粘土のX線回折結果によるスメクタイト含有量と国土交通省土木研究所が実施したせん断試験結果との関係を示したものである。また、図4-15は、表4-3の結果をもとにスメクタイト含有量と内部摩擦角 ϕ' との関係を示したものである。内部摩擦角 ϕ' は、スメクタイトの含有量の増加にともない小さくなる傾向が認められる。

矢田部ほか(1990)も、幾つかの地すべり地で調査した結果、スメクタイト含有量の多いすべり面粘土は、特に内部摩擦角 ϕ' が小さい値を示すことを指摘している。

これらの研究によれば、スメクタイト含有量の多い土では、内部摩擦角が小さい値を示すことになる。

以上のことから、第三紀層地すべりでは、すべり面及び地すべり土層のせん断強度の長期的低下機構として、空気中の酸素や二酸化炭素を含んだ雨水の地すべり斜面への地下浸透により地すべり土層が風化による化学反応を起こし、土層の中のスメクタイトの量を増加させ、その結果すべり面及び地すべり土層の内部摩擦角 ϕ' が小さくなることが推察される。

また、再滑動型地すべりの移動原因として、短期的にはすべり面の間隙水圧の上昇

によるせん断強さの低下があり、長期的にはすべり面及び地すべり土層の内部摩擦角 ϕ' の低下があると考えられる。後者については、現在の地すべり防止工事では、全く考慮されていないが、今後は検討する必要がある。

表4-3 すべり面粘土X線回折結果によるスメクタイト含有量と

粘着力 c' 及び内部摩擦角 ϕ' との関係(濱崎ほか、1987)

	スメクタイト の強度(P)	スメクタイト 含有量(%)	粘着力 C_r' (t/m ²)	内部摩擦角 ϕ_r' (deg.)	試 験
赤 崎 *	60	94.6	0.5	6.0	R
滝 坂	65	102	0	8.0	R
地 附 山	50	79	4.66	9.91	K
猿 供 養 寺	15	24	0	17.7	R
黒 沢	12	19	0	11.49	K
上 馬 場	10	16	0.65	22.5	R
長 者	6	9.5	0.2	22.6	R

*基準 (R) リングせん断試験 (K) くり返し一面せん断試験

※スメクタイト含有量は、赤崎地すべりすべり面粘土のX線回折結果を基準にして求めた。なお、赤崎地すべりすべり面粘土のスメクタイト含有量は、石英の含有量を変化させて作成した検量線により求めた。また、スメクタイト強度(P)は、相対的な回折強度である。

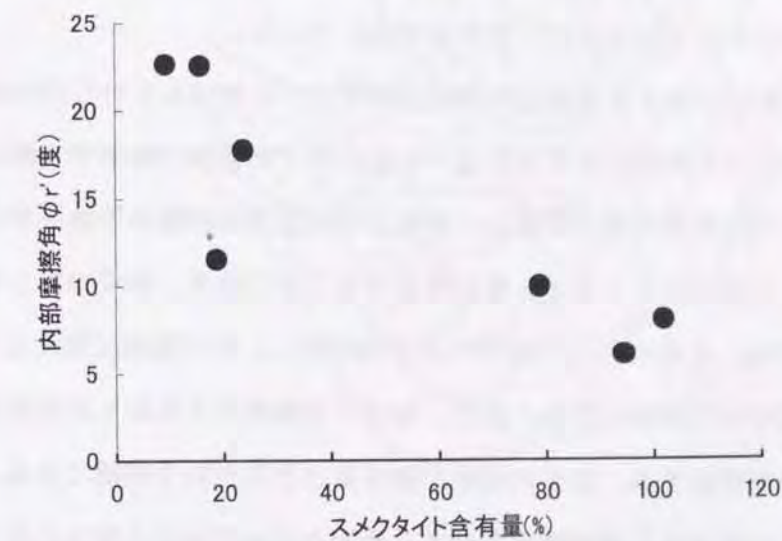


図4-15 スメクタイト含有量と内部摩擦角 ϕ_r' との関係

(濱崎ほか、1987)

第4節

第三紀層地すべり地帯における再滑動型地すべりのすべり面形成機構

図4-16は、国土交通省土木研究所の地すべり試験地である猿供養寺地すべりにおける地すべりブロック分布図である。本地すべりは、基盤岩が第三紀層の泥岩から成る粘質土地すべりである。地すべり斜面は、数多くの小さな地すべりブロックに分化するに分かっていることが分かる。

このように再滑動型地すべりでは、地すべりが移動を繰り返すことにより、小さな地すべりブロックへと分化して行く現象が一般的に認められる。また、すべり面深度は(3.1)式に示したように地すべりブロック長さとの正の相関があり、地すべりブロックの分化が進んでいる地すべりでは、深度の小さくなった新たなすべり面が形成され、そのすべり面深度に見合った長さの地すべりブロックが形成されることが推察できる。

なお、地すべりが移動を繰り返すことにより斜面勾配が緩くなって行くが、第5章で示すように、すべり面の内部摩擦角 ϕ が地すべり斜面勾配と正の相関にあり、地すべり斜面勾配が緩くなることと、すべり面粘土の内部摩擦角 ϕ がスメクタイト量の増加などにより小さくなっていく現象と対応している。

第三紀層の泥岩が分布する地帯の再滑動型地すべりにおけるすべり面の形成機構として、図4-17に示す機構が考えられる。すなわち、空気中の酸素や二酸化炭素を含んだ雨水が地すべり斜面土層へ浸透し、斜面土層に浸透した雨水や地下水の風化作用により地すべり土層のスメクタイト量が増加する。その結果、地すべり土層の内部摩擦角 ϕ が低下する。それによって地すべりが再滑動し、その過程で新たなすべり面が形成され、地すべりが分化する。また、地すべり移動にともなった地形変化の結果地すべりの移動が停止する。以上の過程が繰り返されるとい機構である。このことが、すべり面と判定できる面が複数存在する原因となっていると考えられる。

以上のことから、すべり面の判定をコア観察のみで正確に行うことは難しく、すべり面は他の工学的判定根拠を加え総合的に判定する必要があるといえる。

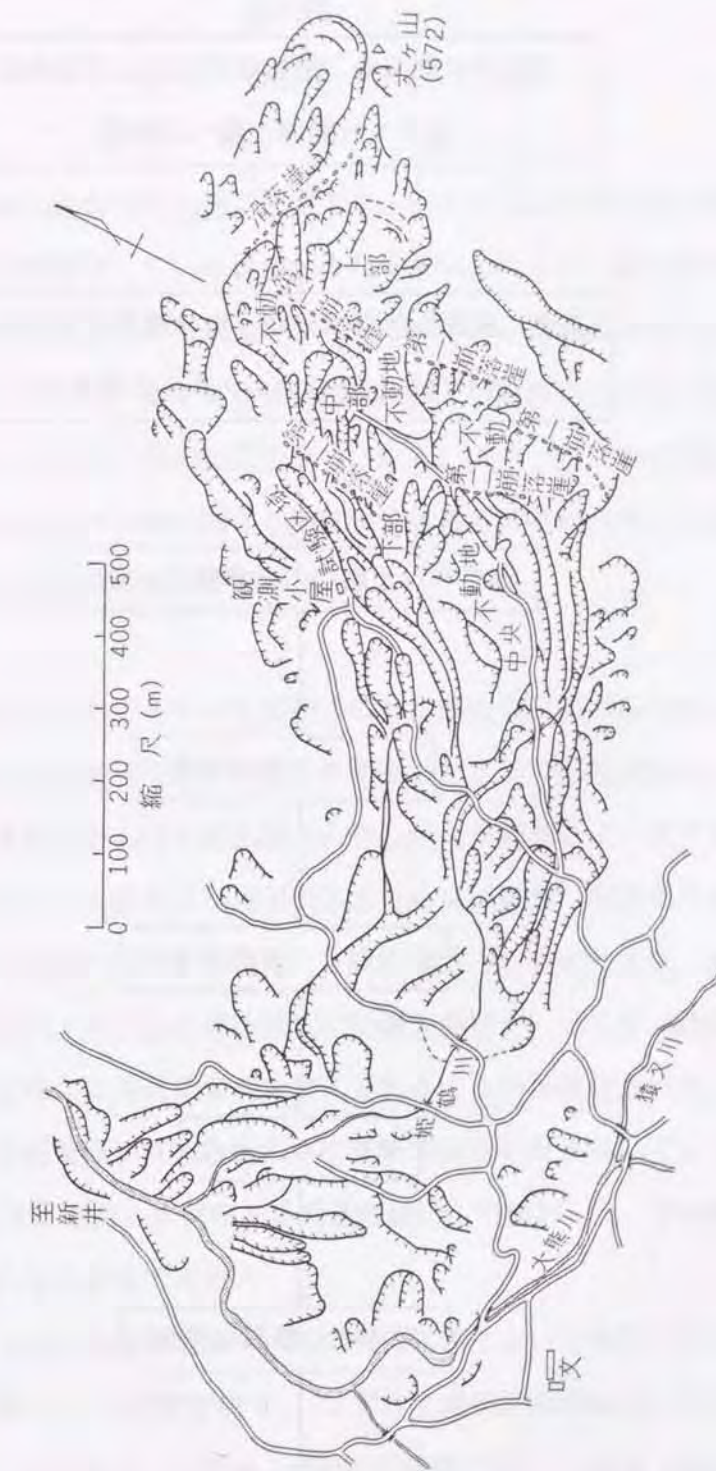


図4-16 小さな地すべりブロックへと分化した地すべり斜面

猿供養寺地すべり (新潟県)、基盤岩が泥岩の粘質土地すべり

(高野秀夫による)

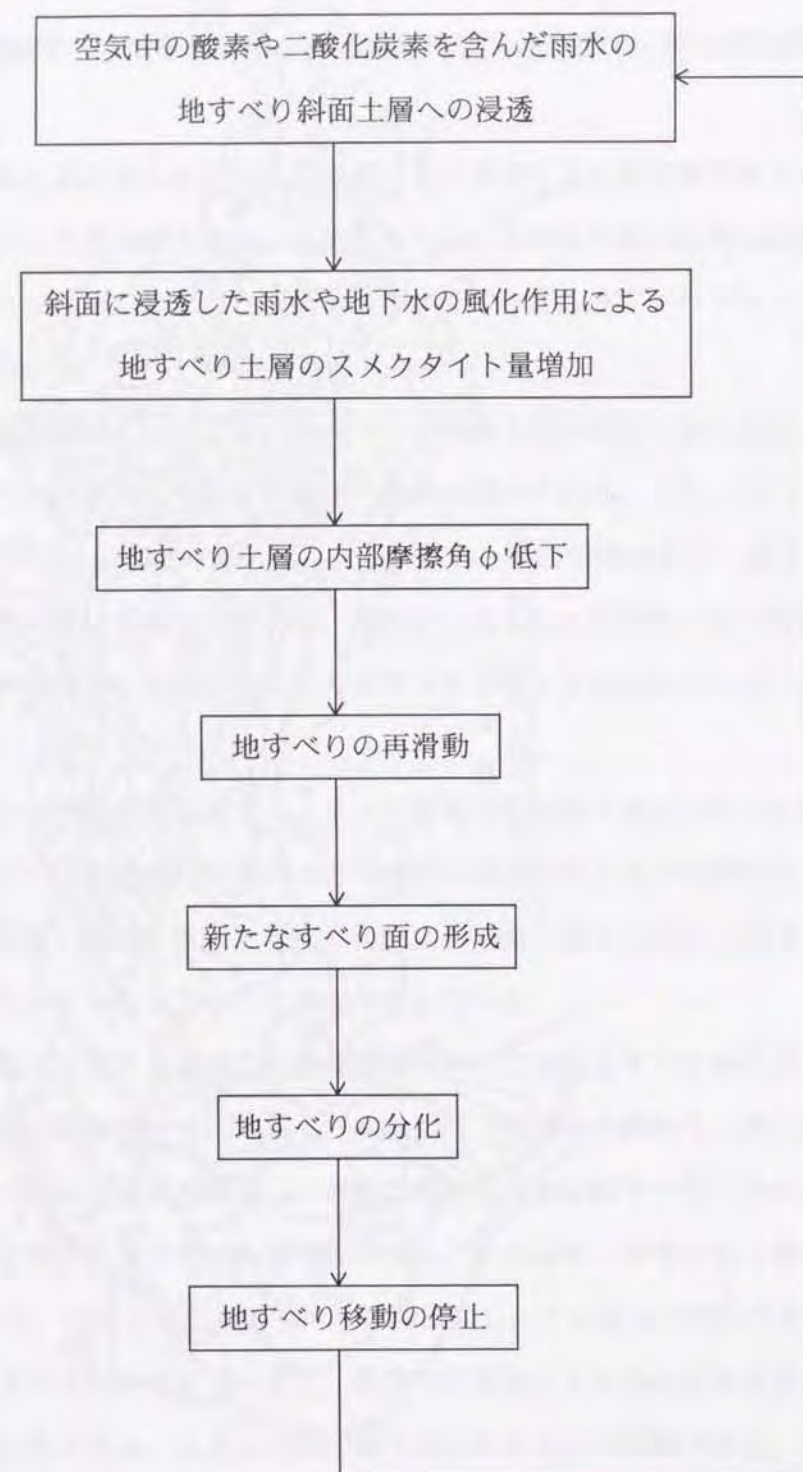


図4-17 第三紀層の泥岩が分布する地帯の
再滑動型地すべりにおけるすべり面形成機構

第5節

まとめ

現状の地質情報のみによるすべり面の判定では、すべり面と判定できる面が複数存在しすべり面の判定を困難にしている場合が少なくない。そこで、第4章では、すべり面と判定できる面が複数存在する原因を解明するために、再滑動型地すべりにおけるすべり面形成機構について、地すべり移動機構及びすべり面粘土のせん断強度の低下の面から検討した。以下に、その結果を示す。なお、(4)~(6)については、これまで別々に研究されていたすべり面に関する地質学的研究と工学的研究の成果を総合的に考察することにより得られたものである。

- (1) 再滑動型地すべりにおけるすべり面粘土のせん断特性を調べるために、応力制御のリングせん断試験を行った結果、すべり面粘土の下限降伏値は、過圧密比に関係なくひずみ制御のせん断試験から得られた残留強さと一致する。また、すべり面粘土は、せん断応力が残留強さより小さい場合、変位を生じることなく残留強さまで抵抗できる。この他、すべり面粘土の残留強さは、せん断と圧密及び間隙水圧の上昇による過圧密化の影響を受けず、せん断試験から求められた有効応力基準による強度定数で求められることが再確認された。
- (2) 国土交通省土木研究所が実施したリングせん断試験結果を用いて ϕ_r' と W_L 、 W_P 、 I_p 、粘土含有量との関係を多変量解析により検討した。その結果、 ϕ_r' は W_L と W_P から推定できる。
- (3) 本試験結果をもとに再滑動型地すべりの発生機構について検討した結果、移動は、上限降伏値 τ_u と下限降伏値 τ_L (ひずみ制御試験残留強さ) に対して滑動力を比較することにより、a 領域 (連続的に移動する)、b 領域 (断続的に移動する)、c 領域 (移動しない) に分けられた。
- (4) 第三紀層地すべりでは、すべり面及び地すべり土層のせん断強度の長期的低下機構として、空気中の酸素や二酸化炭素を含んだ雨水の地すべり斜面土層への

地下浸透により地すべり土層が風化による化学反応を起こし、土層中のスメクタイトの量を増加させ、その結果すべり面及び地すべり土層の内部摩擦角 ϕ が低下することがある。

- (5) 再滑動型地すべりの移動原因として、短期的にはすべり面の間隙水圧の上昇によるせん断強さの低下があり、長期的には地すべり土層の内部摩擦角 ϕ の低下がある。後者については、現在の地すべり防止工事では、全く考慮されていないが、今後は検討する必要がある。
- (6) 第三紀層の泥岩が分布する地帯の再滑動型地すべりにおけるすべり面の形成機構として、以下の機構が考えられた。すなわち、空気中の酸素や二酸化炭素を含んだ雨水が地すべり斜面土層へ浸透し、斜面土層に浸透した雨水や地下水の風化作用により地すべり土層のスメクタイト量が増加する。その結果、地すべり土層の内部摩擦角 ϕ が低下する。それによって地すべりが再滑動し、その過程で新たなすべり面が形成され、地すべりが分化する。また、地すべり移動にともなった地形変化の結果、地すべりの移動が停止する。以上の過程が繰り返されるという機構である。このことは、コア観察時にすべり面と判定できる面が複数存在する主要な原因となっている。これらのことから、すべり面の判定をコア観察のみで正確に行うことは難しく、すべり面は他の工学的判定根拠を加え総合的に判定する必要がある。

第5章

すべり面形状の工学的推定法の検討

第5章

すべり面形状の工学的推定法の検討

第1節

はじめに

すべり面の判定をコア観察のみで正確に行うことは難しく、すべり面は他の工学的判定根拠を加え総合的に判定する必要がある。そこで、この工学的判定根拠を求めるための方法として、臨界すべり面解析法とニューラルネットワークによる方法を検討した（丸山ほか、1994）、（丸山、1996）、（丸山ほか、1996）。

第2節

臨界すべり面解析法によるすべり面形状の推定

本研究に用いた臨界すべり面解析法は、解析しようとする地すべり斜面の地形、地質構造、土質強度などの条件に関して最小の斜面安全率となるすべり面（臨界すべり面）を、ヤンプー法や簡便法などを用いて探索する方法である。臨界すべり面解析法は、地すべり危険箇所、特に初生地すべりの危険箇所における発生危険度及び発生土量などを推定するために、最小の斜面安全率を持つすべり面を解析的に求める方法として用いられてきた。

ここでは、動的計画法と簡易ヤンプー法を組み合わせた臨界すべり面解析法（中村ほか、1987）を用いて、再滑動型地すべりにおけるすべり面形状を推定した。

5.2.1 臨界すべり面解析法

地すべり斜面におけるすべり面の位置や形状は、その斜面内に無限に想定される。

多数想定されるすべり面の中から臨界すべり面を求める方法は、任意の斜面形状に対して未だ提案されていない。しかしながら、図5-1に示すように想定すべり面を、すべり面が通る節点の組み合わせの範囲内にあると仮定し探索域を設け、すべり面が通る可能性のある深度を節点として離散化した場合、想定されるすべり面が限定され、臨界すべり面は組み合わせの最適化により求められる。

この方法として、1950年代後半にR.Bellmanによって開発された離散的最適化（組み合わせ最適化）が可能な動的計画法を用いたBaker（1980）の臨界すべり面解析法がある。

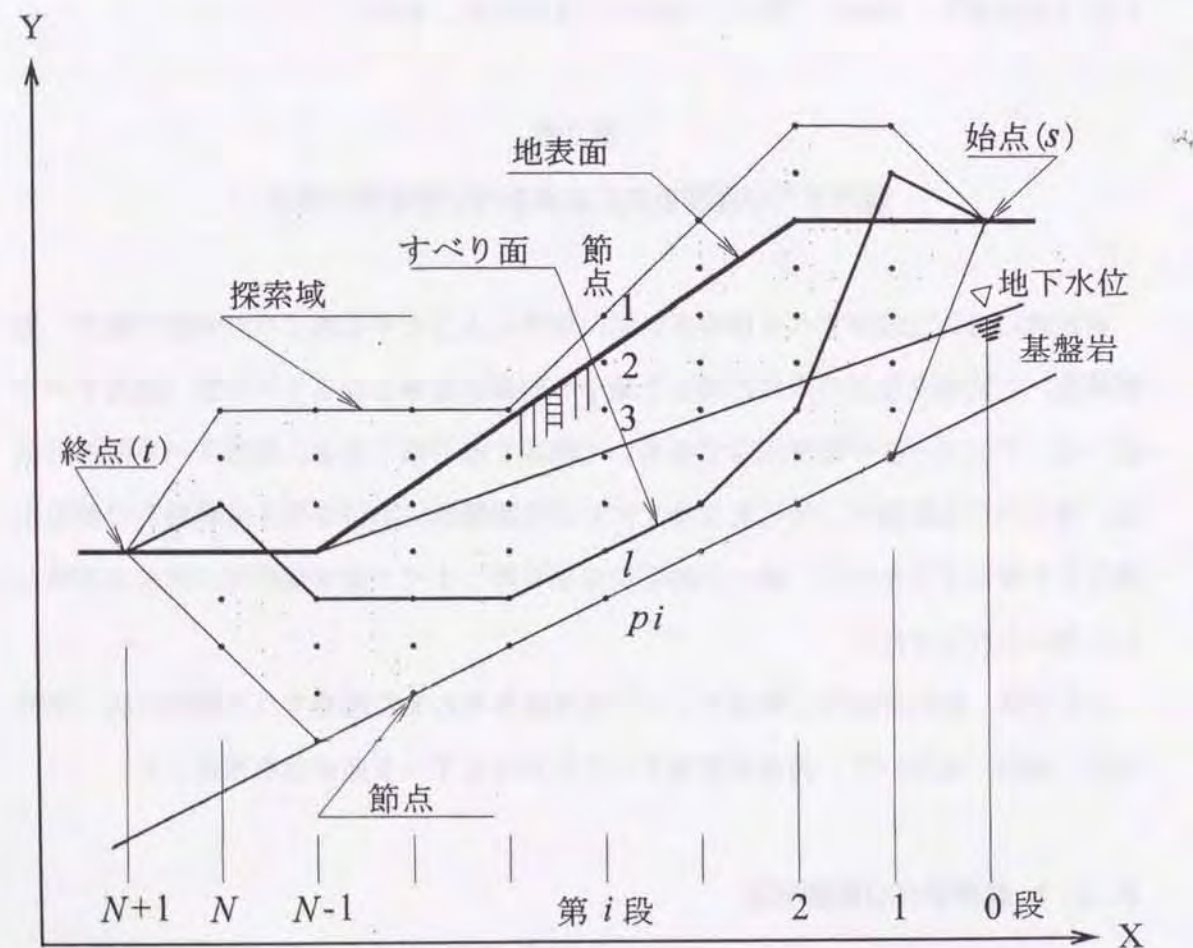


図5-1 臨界すべり面解析法によるすべり面形状の推定のための離散化した模式斜面

5.2.1.1 入力データ

臨界すべり面解析には、図5-1に示すように、以下の入力データが必要である。

- ① 地すべりブロックの地表面のXY座標
- ② 地すべり斜面内の地下水位のXY座標
- ③ 基盤岩のXY座標
- ④ 単位体積重量
- ⑤ 地すべり土層の土質強度定数

①～③については、現地調査で求めたデータを用いる。また、④については、一般の地すべり斜面の安定解析に用いられている値 $\gamma_i = 17.7 \text{ kN/m}^3$ を想定する。

ここで問題となるのは、⑤地すべり土層の土質強度定数である。本来、土質強度定数は土質試験により求める必要がある。しかしながら、斜面安定解析を実施する際に土質試験で求めた強度定数を用いた場合、実際の現象と合わない斜面安全率が算出されることが生じる。これは、日本の地すべり地の地質構造が一般に複雑であるため、土質試験から求めた強度定数にばらつきが大きく、地すべり斜面全体を代表するものとなっていないためである。そのため、斜面安定解析に用いる土質強度定数は土質試験によらず経験的に決定されているのが実状である。

そこで、土質強度定数を工学的に決定するために、地すべり斜面安定解析事例からすべり面の土質強度定数を逆解析により求める方法（吉松・丸山ほか、1991）について検討した。

5.2.2 土層の土質強度定数の検討

臨界すべり面解析に必要な地すべり土層の土質強度定数は、すべり面の土質強度定数を意味する。すべり面の土質強度定数は、すべり面粘土を構成している粘土鉱物、塑性指数に影響され（中村、1984）、すべり面が属している地質（時代、岩石、岩相）及び土質にも支配されている。また、土質試験で与えられたせん断歪みの大きさによ

って異なるせん断強度レベル（ピーク強さ、完全軟化強さ、残留強さ）が存在するよう
に、地すべりの移動履歴によってすべり面強度も変わる。

したがって、すべり面の土質強度定数は、類似した移動履歴（ここでは大きく移動
しているもの）のある地すべり地の斜面安定解析事例を収集し、地すべりが発生して
いる斜面の地質、地すべり土層の土質、地すべり斜面の勾配、などを基準に地すべり
を幾つかに分類し、それぞれに対して定める必要がある。

表5-1は、日本全国から収集した地すべり斜面安定解析事例の地質別地すべり件
数である。なお、資料数は、472件である。

表5-1 収集した地すべり斜面安定解析事例の地質別地すべり件数

地質区分	地すべりの件数
第四紀層	32
新第三紀層	276
古第三紀層	48
中・古生層	116

5.2.2.1 地すべり斜面安定解析事例からすべり面の土質強度定数を求める方法

すべり面の土質強度定数は、地すべり地をせん断試験機に見立て、クーロンの破壊
規準と斜面安定解析式を用いて平均せん断応力 τ と平均有効垂直応力 σ_v' を求め、 σ_v'
- τ 平面上にプロットすることで求められる（中村ほか、1977）。

ここでは、平均せん断応力 τ と平均有効垂直応力 σ_v' を精度高く求めるために、極限
平衡法の中で最も精度が高いといわれているMorgenstern-Price法（中村ほか、1979）
による斜面安定解析式を用いた。

地すべり地をせん断試験機に見立てた場合の主測線縦断面図における斜面安全率
は、(5.1)式により求められる。

$$F_s = \frac{c' L + \sigma_{n1}' \tan \phi'}{\tau_1} \quad \text{-----} \quad (5.1)$$

ここで、

F_s : 斜面安全率

τ_1 : 滑動力（せん断応力）

L : すべり面の長さ

σ_{n1}' : すべり面に作用する有効垂直応力

c' : すべり面の粘着力

ϕ' : すべり面の内部摩擦角

である。

また、(5.1)式は、(5.2)式に示すクーロンの破壊基準式にしたがって変形す
ると(5.3)式となる。

$$\tau = c' + \sigma_v' \tan \phi' \quad \text{-----} \quad (5.2)$$

$$\frac{\tau_1}{L} = \frac{c'}{F_s} + \frac{\sigma_{n1}'}{L} \cdot \frac{\tan \phi'}{F_s} \quad \text{-----} \quad (5.3)$$

(5.3)式の左辺は、主測線縦断面図においてすべり面に作用する平均せん断応
力を示し、右辺の σ_{n1}'/L は、同じくすべり面に作用する平均有効垂直応力を示す。

一般に、せん断試験を実施して土質強度定数を求めようとする場合には、(5.2)式における σ'_v を変化させ、土のせん断強さを測定し、それらの結果を図5-2に示す平面上にプロットして c' 、 ϕ' を決定する。

したがって、すべり面の土質強度定数 c' 、 ϕ' は、数多くの地すべり斜面安定解析事例から(5.3)式の左辺 τ_1/L と右辺の σ_{n1}'/L を各々求め、図5-2と同様の平面上に $\tau = \tau_1/L$ 、 $\sigma'_n = \sigma_{n1}'/L$ としてプロットすることにより推定可能となる。

以下に、その手順を示す。

- ① 現在、移動を繰り返している地すべり地の主測線縦断面図を用いて、有効応力表示された任意の土質強度定数 c' 、 ϕ' を仮定し、Morgenstern-Price法による斜面安定解析を行い、任意の土質強度定数に対する斜面安全率 F_s を計算し、 $F_s = 1.00$ 時の $\tan \phi'$ 及び c' を $\tan \phi'/F_s$ 及び c'/F_s から求める。
- ② ①の c' 、 ϕ' を変え3ケース以上について計算し、図5-3に示すようにプロットする。
- ③ ②の関係を線形回帰式にする。
- ④ 図5-3で示した任意の2点を(5.3)式に入力し、連立方程式により地すべり地の τ_1/L 、 σ_{n1}'/L を求める。
- ⑤ ①～④の方法により、幾つかの地すべりについて τ_1/L 、 σ_{n1}'/L を求め、 $\tau = \tau_1/L$ 、 $\sigma'_n = \sigma_{n1}'/L$ として図5-2に示すように整理し、すべり面の土質強度定数 c' 、 ϕ' を求める。

5.2.2.2 地すべり斜面勾配とすべり面の土質強度定数との関係

すべり面の土質強度定数は、収集した地すべり斜面安定解析事例を、斜面の地質、地すべり土層の土質、地すべり発生時の雨の降り方、などを基準にして分類し求めた。しかしながら、 σ'_v と τ との関係は明瞭なものではなかった。(建設省河川局砂防部傾斜地保全課ほか、1989)。

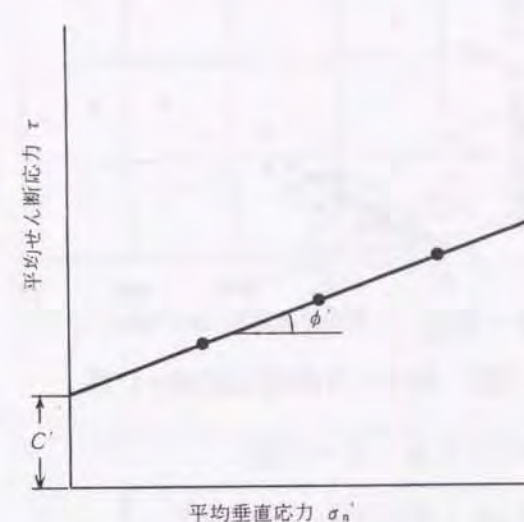


図5-2 $\sigma'_n - \tau$ の関係

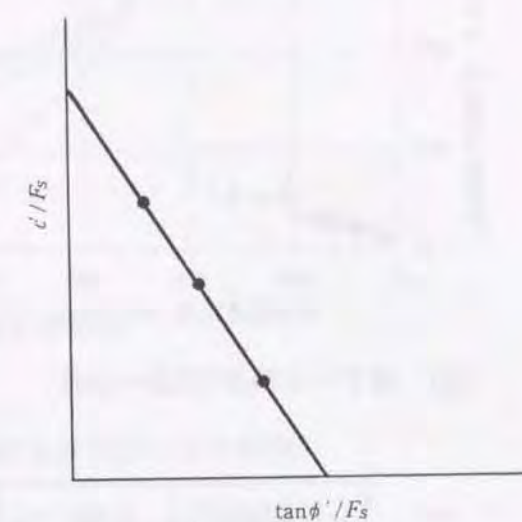


図5-3 $\tan \phi'/F_s - c'/F_s$ の関係図

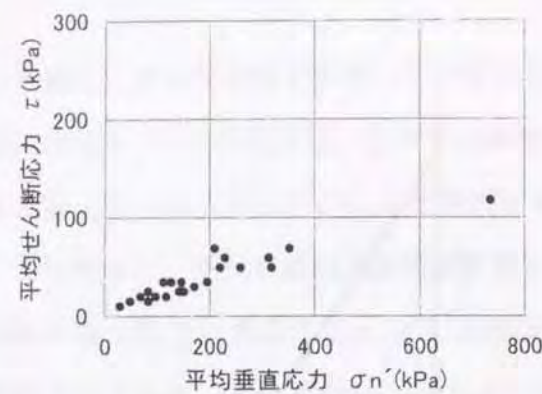
そこで、地すべり斜面の勾配に着目して、勾配別にすべり面の土質強度定数との関係について検討した。

図5-4には、地すべり斜面勾配を0～10度、10～15度、15～20度、20～25度、25～30度、30度以上に各々分類し、5.2.2.1項に示した方法により $\sigma'_n - \tau$ の関係を示した。なお、斜面勾配は、図5-5に示すように地すべり斜面の頂点と尖端を直線で結んだ角度とした。これらの図からは、非常に良い正の相関が認められ、いずれの図においてもほぼ直線状に各点が分布していることが分かる。

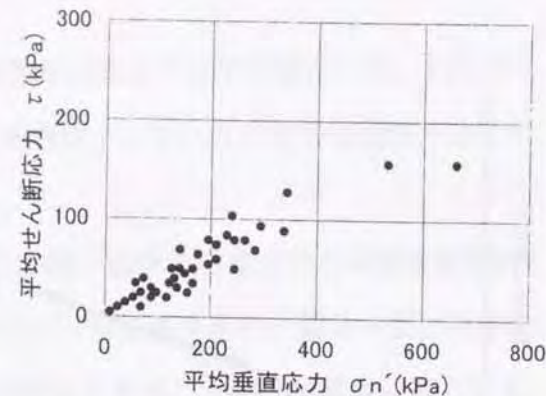
表5-2には、地すべり斜面勾配と図5-4の $\sigma'_n - \tau$ の関係を直線回帰式により近似して求めた c' 及び ϕ' との関係を示した。 ϕ' は、斜面勾配を分類した上限値前後の値となっている。しかしながら、 c' については、斜面勾配との関係は認められない。

図5-6は、すべり面における長期的(排水条件下)なせん断強さの変化を示したものである。せん断強さは、変位量の増大にともないピーク→完全軟化→残留の各せん断強さに低下する。なお、残留強さに収束するまでの変位は、鈴木(1998)によれば試験条件や粘土の種類により異なるが、20～30cm程度となっている。

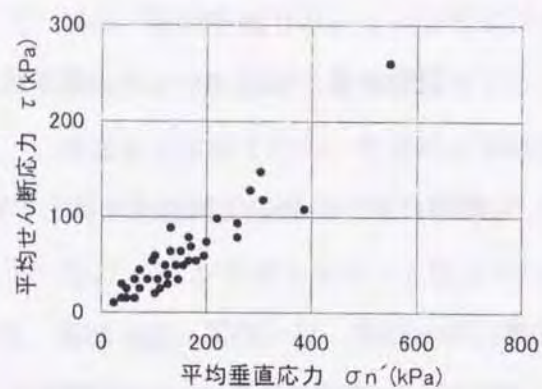
図5-7には、表5-2に示した各斜面勾配の ϕ' とこれらの斜面勾配に相当する



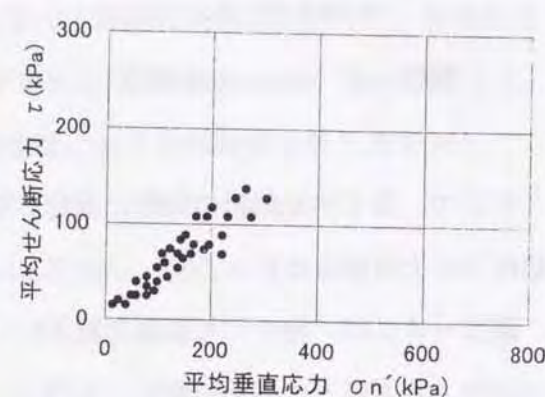
(a) 地すべり斜面勾配0～10度



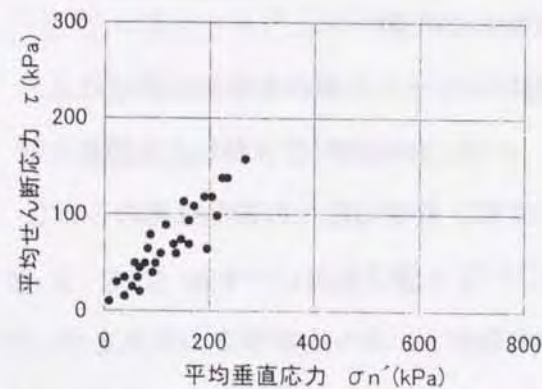
(b) 地すべり斜面勾配10～15度



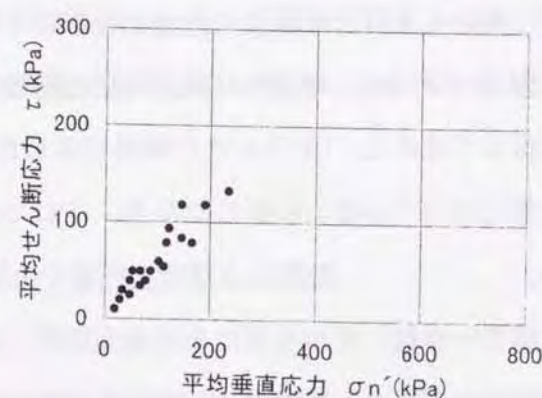
(c) 地すべり斜面勾配15～20度



(d) 地すべり斜面勾配20～25度



(e) 地すべり斜面勾配25～30度



(f) 地すべり斜面勾配30度以上

図5-4 地すべり斜面勾配別 σ_n' - τ の関係 (吉松、丸山ほか、1991)

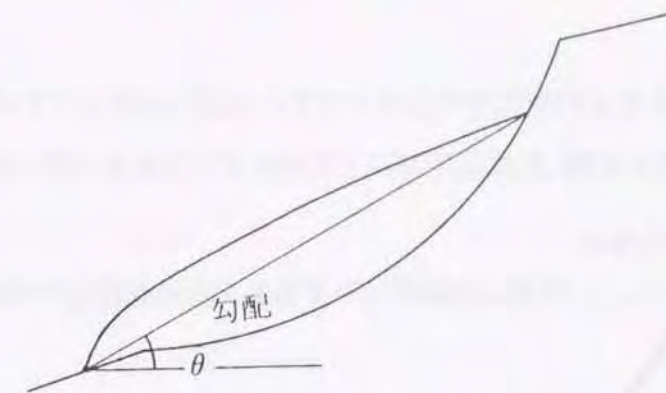


図5-5 勾配の求め方

表5-2 地すべり斜面勾配と ϕ' 及び c' との関係

勾配 (度)	事例数	ϕ' (度)	c' (kPa)	相関係数
$0 \leq \theta < 10$	46	9.0	5.69	0.944
$10 \leq \theta < 15$	132	14.8	3.33	0.951
$15 \leq \theta < 20$	127	20.7	0.39	0.935
$20 \leq \theta < 25$	95	23.6	4.31	0.941
$25 \leq \theta < 30$	40	27.9	3.92	0.930
$30 \leq \theta$	27	30.0	7.16	0.944

地すべり地におけるすべり面粘土のリングせん断試験から得られた ϕ_r' との関係を示した。収集した事例から得られた ϕ' は、当該地すべりが大きく移動したものを対象としていることから、現状斜面安全率を1.00として求めた値である。また、せん断強さは大きく移動した後のものであることから残留強さまで低下している。また、リングせん断試験から得られた内部摩擦角は残留強さ ϕ_r' である。

プロットされた点はかなり幅を持って分布し、斜面安全率がほぼ1.00になる内部摩擦角を表す $\phi' = \phi_r'$ 線はその中を通る形となっている。この結果は、収集した事例から求めた ϕ' が土質試験から求めた ϕ_r' の平均的な値であることを示すものであり、地すべり斜面の平均的な内部摩擦角である表5-2の ϕ' は、土質力学的にも矛盾するものではない。

以上のことから、すべり面の平均的な内部摩擦角 ϕ' は、地すべり斜面勾配と正の

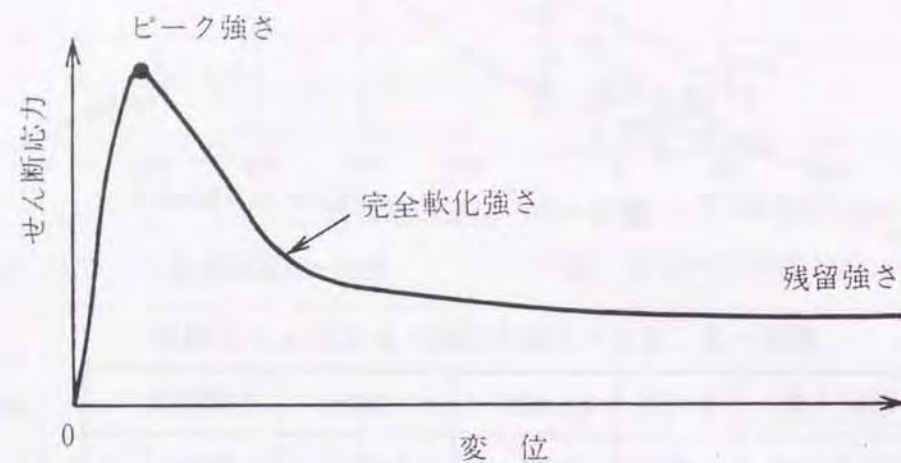


図5-6 粘土のせん断特性

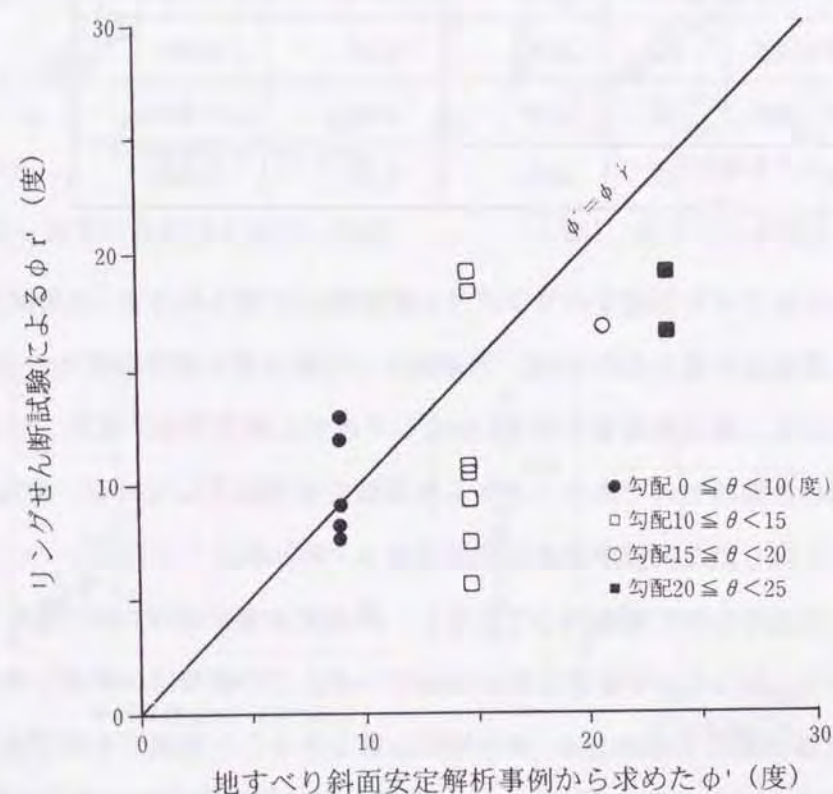


図5-7 リングせん断試験による ϕ' と

収集した地すべり斜面安定解析事例から求めた ϕ' との関係

相関があり、地すべり斜面勾配からすべり面の内部摩擦角 ϕ' を推定できる。このことから、本解析に用いる地すべり土層の土質強度定数は、表5-2をもとに決定した。

5.2.3 臨界すべり面解析法によるすべり面形状の推定

5.2.3.1 臨界すべり面解析法によるすべり面形状の推定方法

本解析では、地すべり斜面の土層が移動層と基盤岩の2層に単純化できるものと仮定し、斜面内の間隙水圧としては地下水位を用いている。なお、この地下水位は調査期間内の最高水位である。また、離散化したすべり面探索位置は、地すべりブロック水平長さを24等分した各位置に設定し、各位置の深度方向には原則として基盤岩上方に1m間隔に探索点を設けた。

本解析に用いた地すべり土層の土質強度定数は、表5-2をもとに決めている。しかしながら、図5-4に示したように平均垂直応力と平均せん断応力との関係は、幅を持った正の相関にある。このため、表5-2の値を用いても、斜面安全率は $F_s=1.00$ 前後にならない場合がある。

したがって、現状の斜面安全率である $F_s=1.00$ 前後にするためには、 c' または ϕ' のいずれかの値を調整する必要がある。

本解析法においては、 c' の値を調整した場合には ϕ' の値を調整した場合よりすべり面形状の変化が大きいたことが判明している。また、工学的には、土の強度定数は有効応力表示した場合 $c'=0$ という報告(矢田部ほか、1990)もあることから、 c' の値を大きくすることは適切でないと考える。

これらのことから、現状の斜面安全率である $F_s=1.00$ 前後にするためには、 ϕ' の値を調整することの方が合理的である。なお、 ϕ' の値の調整は、 $F_s=1.00$ 前後になるように ϕ' の値を試行錯誤により変化させて行った。

また、本解析は、以下に示す2つの方法で実施した。

- (a) 地すべりブロックの上端と下端を固定し、臨界すべり面形状を求める方法
- (b) さらに、計測器により検知されたすべり面深度(以後検知すべり面深度とする)を加え、固定点を地すべりブロック上・下端及び検知すべり面深度として臨界すべり面形状を求める方法

なお、(b)法については、(a)法により求められた推定すべり面形状より更に精度を向上させることを目的としている。

5.2.3.2 事例解析に用いた地すべりの概要

解析に用いた事例は、新潟県内に発生した天水越、平畑、年友、川井沢、羽山の各地すべりであり、地すべり調査結果の中で計測器によるすべり面調査とボーリング調査との対比ができるものである。

図5-8には、解析に用いた事例の地すべりブロックの長さや地すべりブロックの斜面勾配を各々示した。なお、基盤岩の岩質は主に泥岩である。また、地すべりブロック長さ及び斜面勾配などは、図5-9に示すようにして求めている。上記5箇所の地すべりブロック長さは、142~230mであり、斜面勾配は7~21度である。

図5-10には、各地すべりブロックの地質構成とすべり面の形成位置を示した。土層は、計測器によるすべり面調査が実施されたボーリング孔の地質柱状図を、礫混じり粘土(赤褐色)、礫混じり粘土(青灰色)、強風化岩(風化岩及び破碎岩を含む)、弱風化岩、基盤岩に分類して示した。

また、各地すべりのボーリング位置とすべり面深度(計測器により検知されたすべり面深度にボーリングコアの観察結果を加えて判定している)は、図5-11の地すべりブロック主測線縦断面図に示すとおりである。

各地すべりにおける地質構成は、以下に示す5タイプである。

- (a) 礫混じり粘土(赤褐色)→強風化岩→弱風化岩

- (b) 礫混じり粘土(赤褐色)→礫混じり粘土(青灰色)→強風化岩→基盤岩
- (c) 礫混じり粘土(赤褐色)→礫混じり粘土(青灰色)→強風化岩→弱風化岩→基盤岩
- (d) 強風化岩→基盤岩
- (e) 礫混じり粘土(赤褐色)→強風化岩→基盤岩

また、すべり面の検知された位置は、強風化岩の中、弱風化岩の中、強風化岩と基盤岩の境界、基盤岩の中、礫混じり粘土(青灰色)の中である。

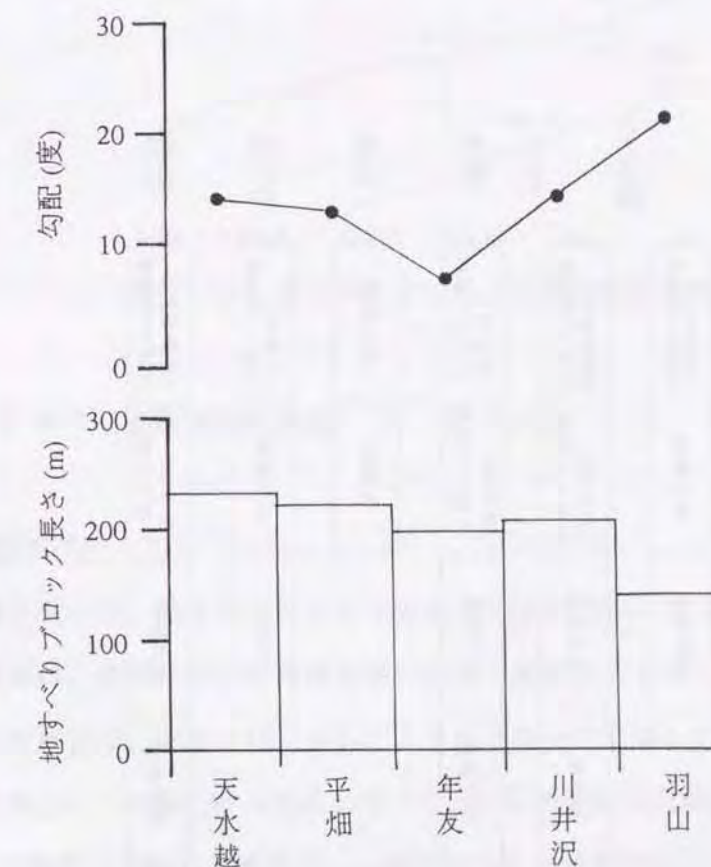


図5-8 解析に用いた事例

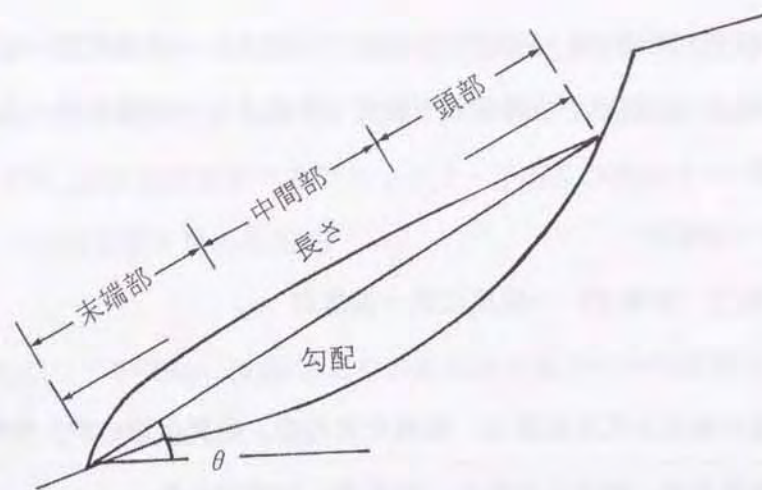


図5-9 地すべりブロック長さと勾配の求め方

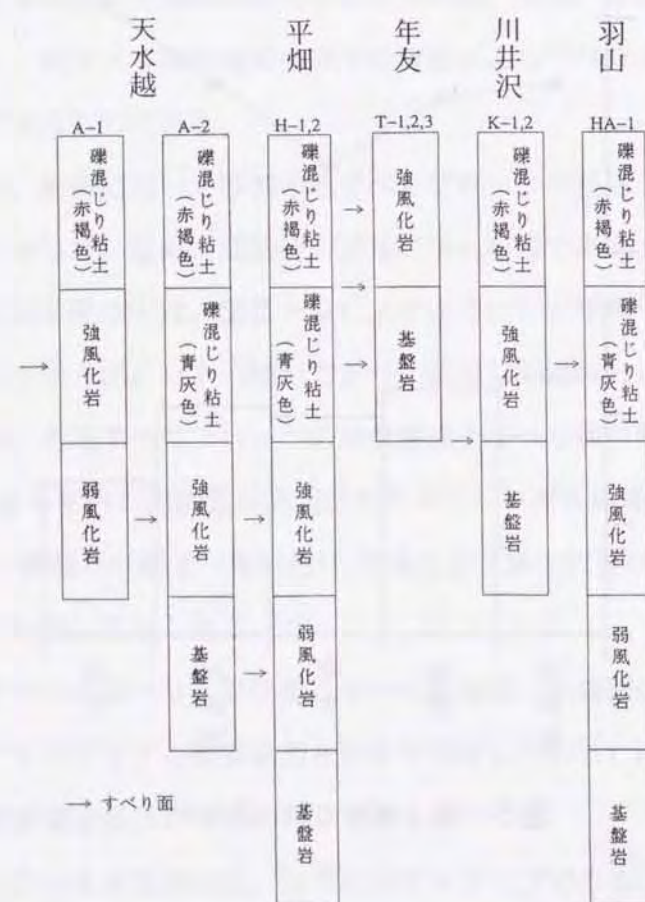


図5-10 地すべりブロックの地質構成とすべり面の形成位置

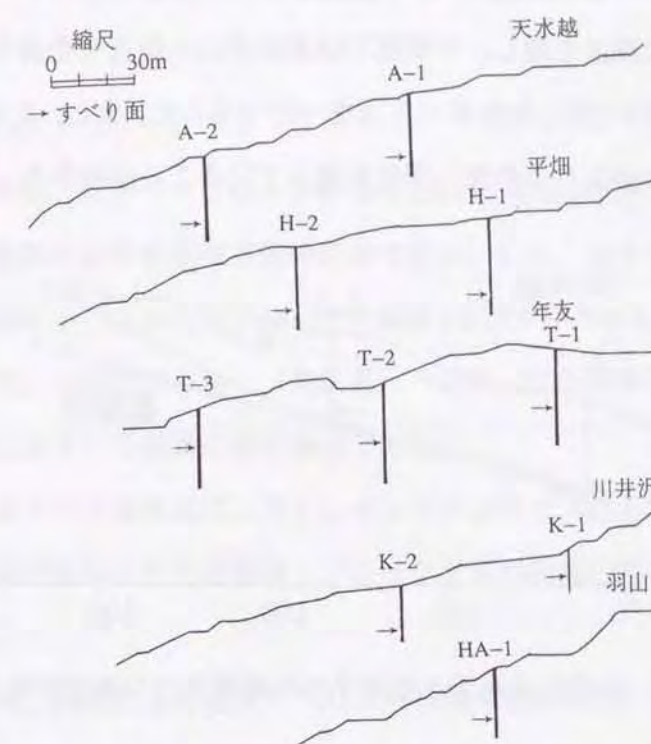


図5-11 地すべりブロック主測線縦断面図

5.2.3.3 すべり面形状推定結果

1) 天水越地すべり

天水越地すべりは、地すべりブロックの長さ230m、斜面勾配約14度の地すべりであり、基盤岩は、新第三紀中新世椎谷層の砂岩・泥岩互層である。また、地すべりブロックの地質構成は、図5-10に示したようにブロック上部A-1では地表から礫混じり粘土（赤褐色）→強風化岩→弱風化岩（ボーリング深度は基盤岩に達していない）、下部A-2では礫混じり粘土（赤褐色）→礫混じり粘土（青灰色）→強風化岩→基盤岩となっている。

計測器によるすべり面調査は、孔内傾斜計により2箇所を実施されており、すべり面が検知された位置は各々強風化岩の中である。

図5-12には、(a)法による臨界すべり面解析結果を示した。なお、地すべり土層

の土質強度定数は、 $c'=3.33\text{kN/m}^2$ 、 $\phi'=22$ 度とした。求められたすべり面は、ブロック上部から緩やかに深度を増し、中間部では基盤岩の上面近くを通り下部に達する形状を成している。図中には、検知すべり面を→印で示した。また、このすべり面は、2箇所とも検知すべり面よりやや深い深度を通過していることが分かる。

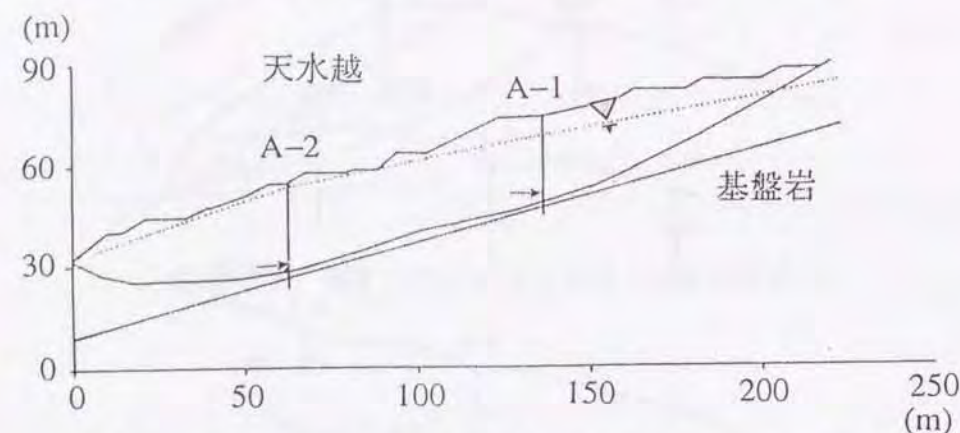


図5-12 (a)法による天水越地すべり臨界すべり面解析結果

図5-13は、すべり面調査位置A-2における検知すべり面深度を加え（探索深度をすべり面検知深度に固定）解析した(b)法による結果である。求められたすべり面は、図5-12と比べて固定したA-2前後で浅くなっており、A-1では2m程度深い深度を通るものの検知すべり面の近くを通ることから、本解析により実際に近いすべり面形状が得られたと考える。なお、A-1における検知すべり面深度を用いた場合は、A-2では検知すべり面より3m浅い深度を通り、図5-12と比べて全体に浅いすべり面形

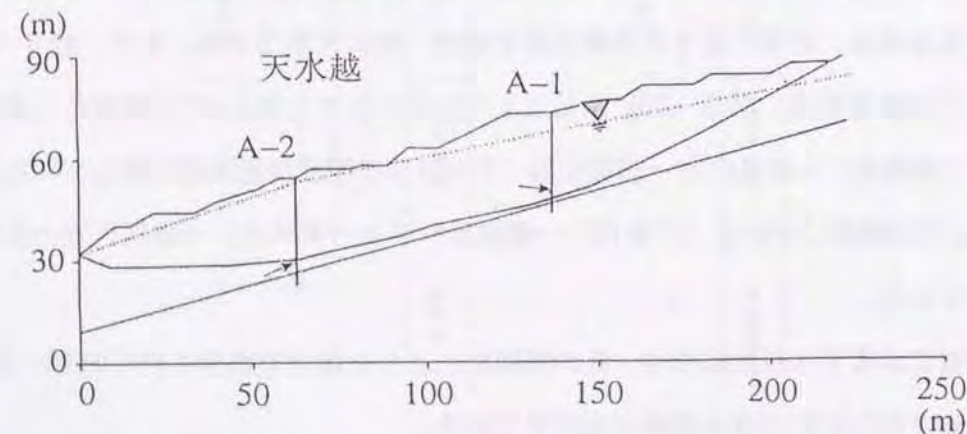


図5-13 (b)法による天水越地すべり臨界すべり面解析結果

状が得られた。

2) 平畑地すべり

平畑地すべりは、地すべりブロックの長さ220m、斜面勾配約13度の地すべりであり、基盤岩は新第三紀中新世椎谷層の泥岩である。また、地すべりブロックの地質構成は、図5-10に示したようにブロック上部H-1及び中間部H-2とも地表から礫混じり粘土（赤褐色）→礫混じり粘土（青灰色）→強風化岩→弱風化岩→基盤岩となっており、標準的な地すべり斜面の地質構成である。

計測器によるすべり面調査は、ストレインゲージパイプにより2箇所で実施されており、すべり面が検知された位置は、ブロック上部が弱風化岩の中、中間部が強風化岩の中である。

図5-14には、(a)法による臨界すべり面解析結果を示した。なお、地すべり土層の土質強度定数は、 $c'=3.33\text{kN/m}^2$ 、 $\phi'=17$ 度とした。求められたすべり面は、ブロック上部では基盤岩上面近くを通り、中間部からは基盤岩よりかなり浅い深度を通り下部に達する形状を成している。また、このすべり面は、H-1では検知すべり面（→印）より1m浅い深度を通り、H-2でも4m浅い深度を通過していることが分かる。

図5-15は、すべり面調査位置H-2における検知すべり面深度を加えて解析した(b)法による結果である。求められたすべり面は、H-1の検知すべり面の近くを通過しており（1m浅い深度）、本解析により実際に近いすべり面形状が得られたと考える。なお、

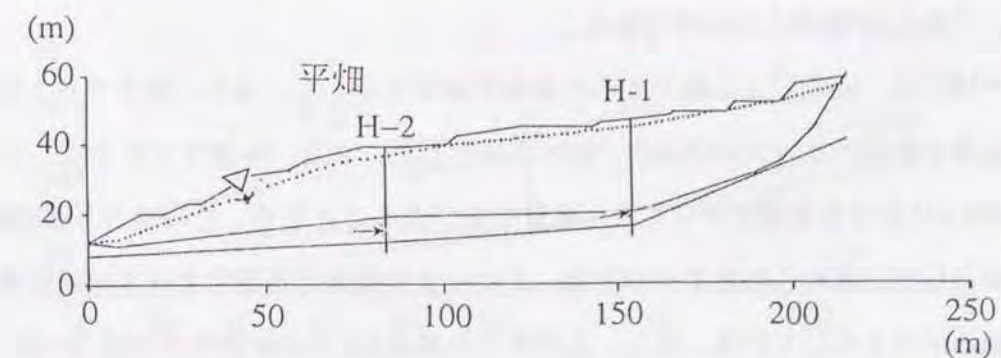


図5-14 (a)法による平畑地すべり臨界すべり面解析結果

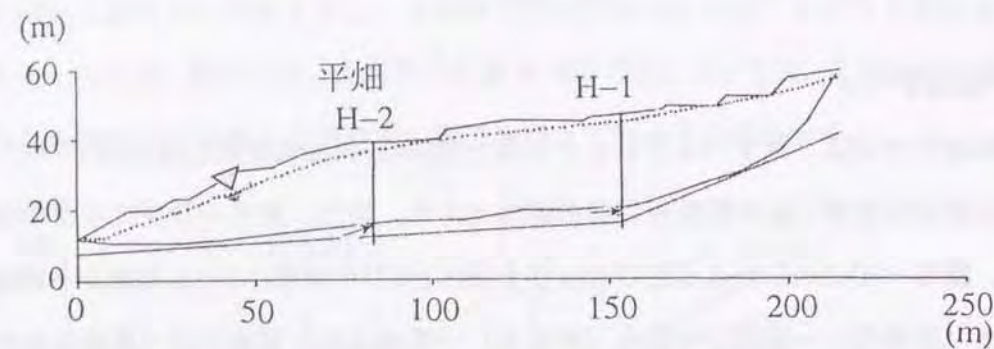


図5-15 (b)法による平畑地すべり臨界すべり面解析結果

H-1における検知すべり面深度を加えた場合は、H-2の検知すべり面より4m程度浅い深度を通り、H-2より下部斜面で図5-14とほぼ同じすべり面形状が得られた。

3) 年友地すべり

年友地すべりは、地すべりブロックの長さ195m、斜面勾配約7度の地すべりであり、基盤岩は新第三紀中新世寺泊層の泥岩・砂岩互層である。また、地すべりブロックの地質構成は、図5-10に示したようにブロック上部T-1、中間部T-2、下部T-3とも地表から強風化岩→基盤岩となっている。

計測器によるすべり面調査は、ブロック上部T-1及び下部T-3では孔内傾斜計、中間部T-2ではストレインゲージパイプにより合計3箇所で行われている。すべり面が検知された位置は、ブロック上部T-1が基盤岩の中、中間部T-2が強風化岩と基盤岩との境界、下部T-3が強風化岩の中である。

図5-16には、(a)法による臨界すべり面解析結果を示した。なお、地すべり土層の土質強度定数は、 $c'=5.69\text{kN/m}^2$ 、 $\phi'=7$ 度とした。また、本地すべりでは、ブロック上部T-1における基盤岩の中に若干軟質の層があることから、その層の下面以深を基盤岩とした。求められたすべり面は、ブロック中間部で基盤岩より2m程度浅い深度を通る形状を成している。また、このすべり面はT-1では検知すべり面（→印）よりかなり浅い深度を通るが、T-2、3では検知すべり面より1m程度浅い深度を通

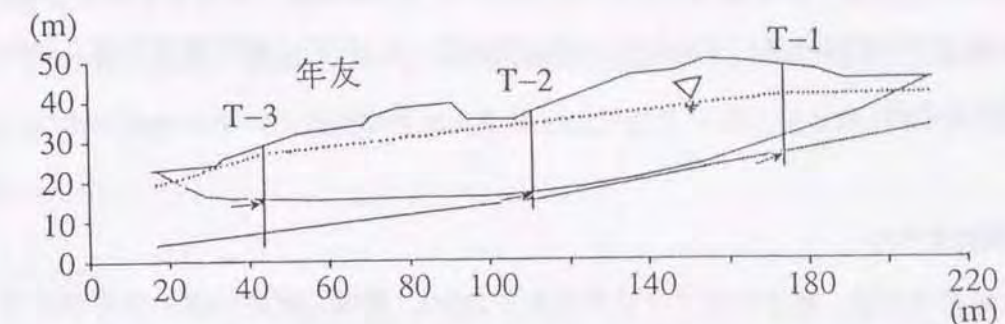


図5-16 (a)法による年友地すべり臨界すべり面解析結果

ていることが分かる。

図5-17は、すべり面調査位置T-2における検知すべり面深度を加えて解析した(b)法による結果である。求められたすべり面は、T-1では検知すべり面より浅い深度を通るが、T-3では検知すべり面の近くを通っており（1m浅い深度）、本解析により実際に近いすべり面形状が得られたと考える。なお、T-3における検知すべり面深度を加えた場合は、図5-16とほぼ同じすべり面形状が得られた。

しかしながら、T-1における検知すべり面深度を用いた場合、T-2、3における検知すべり面から大きく離れたすべり面形状が得られ、良い結果は得られなかった。

この原因としては、地すべり土層の地質構成が考えられる。すなわち、T-1付近で

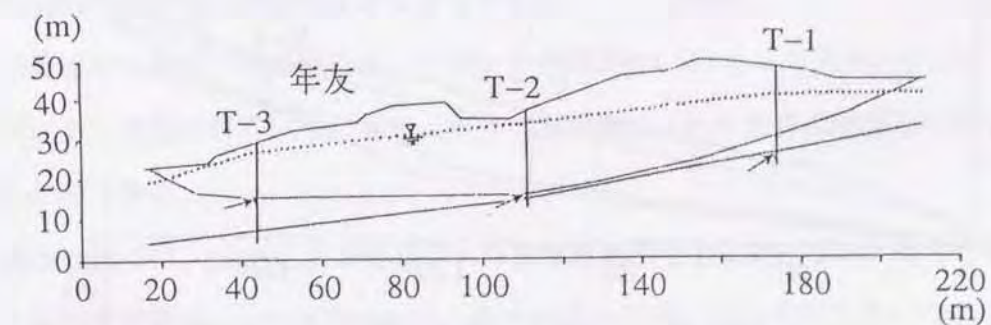


図5-17 (b)法による年友地すべり臨界すべり面解析結果

は、まだ岩盤やこれに近い性状の土層から成っているためすべり面形状が折線状となり、T-2、3付近では風化が進んでいるため曲線状になることが考えられる。

今回の解析では、移動層は一般的な土の性状であるとしており、岩盤やこれに近い性状の土層については考慮していない。このために、T-1付近の解析精度が良くなかったと考えられる。

4) 川井沢地すべり

川井沢地すべりは、地すべりブロックの長さ203m、斜面勾配約14度の地すべりであり、基盤岩は新第三紀中新世椎谷層の泥岩である。また、地すべりブロックの地質構成は、図5-10に示したようにブロック上部K-1及び中間部K-2とも地表から礫混じり粘土（赤褐色）→強風化岩→基盤岩となっている。

計測器によるすべり面調査は、ブロック上部K-1及び中間部K-2においてストレインゲージパイプにより2箇所で行われている。すべり面が検知された位置は、ブロック上部K-1及び中間部K-2とも強風化岩と基盤岩との境界である。

図5-18には、(a)法による臨界すべり面解析結果を示した。なお、地すべり土層の土質強度定数は、 $c'=3.33\text{kN/m}^2$ 、 $\phi'=20$ 度とした。求められたすべり面は、ブロック上部及び中間部とも基盤岩より1～2m程度浅い深度を通る形状を成している。また、このすべり面は、K-1では検知すべり面（→印）より1m浅い深度を通り、K-

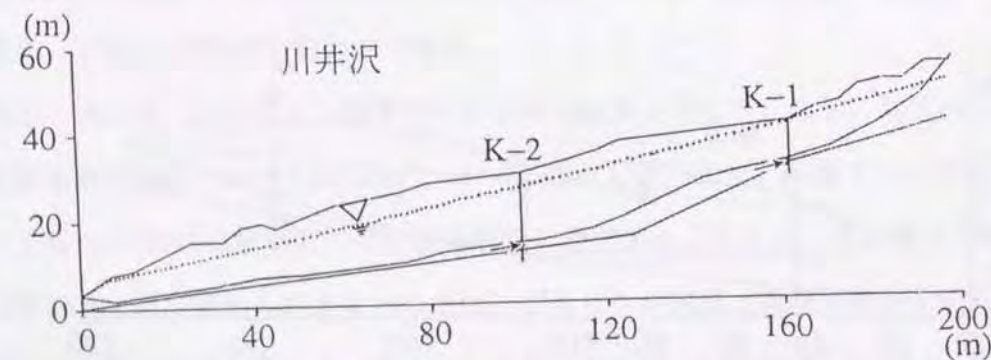


図5-18 (a)法による川井沢地すべり臨界すべり面解析結果

2では検知すべり面より2m浅い深度を通っていることが分かる。

図5-19は、すべり面調査位置K-2における検知すべり面深度を加えて解析した(b)法による結果である。求められたすべり面は、K-1の検知すべり面の近くを通っており（1m浅い深度）、実際に近いすべり面形状が本解析により得られたと考える。なお、K-1における検知すべり面深度を加えた場合は、図5-18とほぼ同じすべり面形状が得られた。

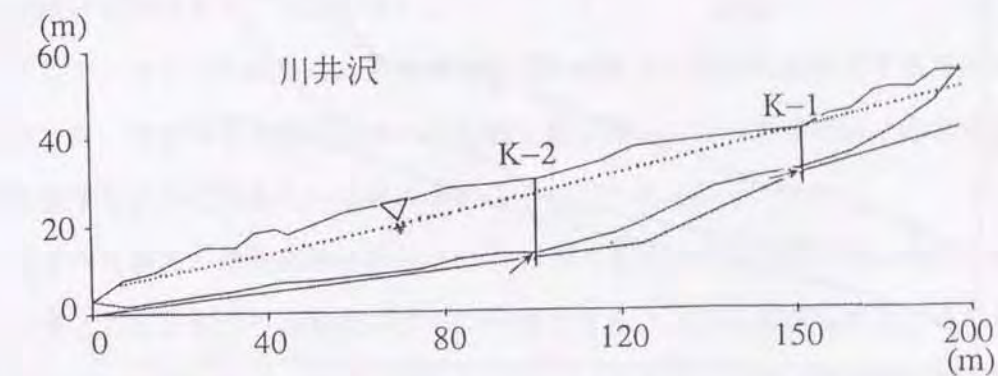


図5-19 (b)法による川井沢地すべり臨界すべり面解析結果

5) 羽山地すべり

羽山地すべりは、地すべりブロックの長さ142m、斜面勾配約21度の地すべりであり、基盤岩は新第三紀中新世椎谷層の泥岩である。また、地すべりブロックの地質構成は、図5-10に示したようにブロック中間部HA-1では地表から礫混じり粘土（赤褐色）→礫混じり粘土（青灰色）→強風化岩→弱風化岩→基盤岩となっており、標準的な地すべり斜面の地質構成となっている。

計測器によるすべり面調査は、ブロック中間部HA-1においてストレインゲージパイプにより実施されている。また、すべり面が検知された位置は礫混じり粘土（青灰色）の中である。

図5-20には、(a)法による臨界すべり面解析結果を示した。なお、地すべり土層の土質強度定数は、 $c'=4.31\text{kN/m}^2$ 、 $\phi'=33$ 度とした。求められたすべり面は、地表面形状に沿った形状を成している。また、このすべり面は、HA-1の検知すべり面（→

印)の近くを通っており(1 m浅い深度)、実際のすべり面形状も解析結果に近いものではないかと考える。

以上のことから、地すべり斜面の土層が移動層と基盤岩の2層に単純化できる場合、本解析法により実際に近いすべり面形状が推定できることが分かった。

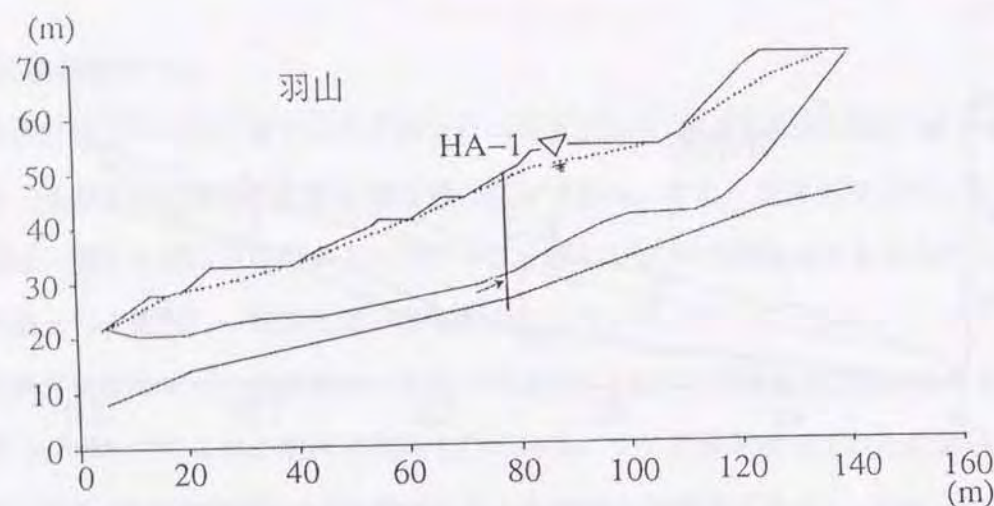


図5-20 (a)法による羽山地すべり臨界すべり面解析結果

第3節

ニューラルネットワークによるすべり面形状の推定

地すべり地におけるすべり面形状の推定法として、一方では第2節で示した臨界すべり面解析法を用いた。この方法では、入力データとして地下水位、土層の土質強度定数、移動層の単位体積重量などが必要である。しかしながら、現状では、これら全ての項目を調査することは少ない。

そこで、地すべり斜面の地表面形状のみからすべり面形状を推定する方法について検討した。地すべり土層が地すべりを繰り返す間に、すべり面形状に応じた地表面形状を呈するようになるという考え方によるものである。

地すべり斜面の地表面形状からすべり面形状を推定するためには、地表面形状パターンを入力し、すべり面形状パターンを出力するシステムを構築することが考えられる。ここでの検討では、解析方法としてニューラルネットワークを用いた。

5.3.1 ニューラルネットワーク

ニューラルネットワークは、生体の脳内神経回路網を数学的にモデル化し並列情報処理を行う方法である。現在では、総合的判断、パターン認識などを行う新しい情報処理の道具として、いろいろな分野への適用が試みられている(京極ほか、1992)(吉松ほか、1995)(雨森ほか、1993)。

ここでの検討では、図5-21に示す階層型ニューラルネットワークを用いている。ネットワークは、入力層、中間層、出力層から成り、複数のニューロン(情報処理の基本ユニット)が配置され隣接するニューロンの各々の端子と独立な強さ(結合荷重)で結合されている。

情報処理は、入力信号を変えることにより、その結合の強さを変え行う(これを学習という)。したがって、ニューラルネットワークを用いることにより、入力用のニューロンにデータを入力し、ネットワーク全体で学習を行い、出力用のニューロンから

情報処理結果を取り出すことができる。

ここでの解析目的は、地すべり斜面の地表面形状からすべり面形状を推定するために地表面形状パターンを入力し、すべり面形状パターンを出力するシステムを構築す

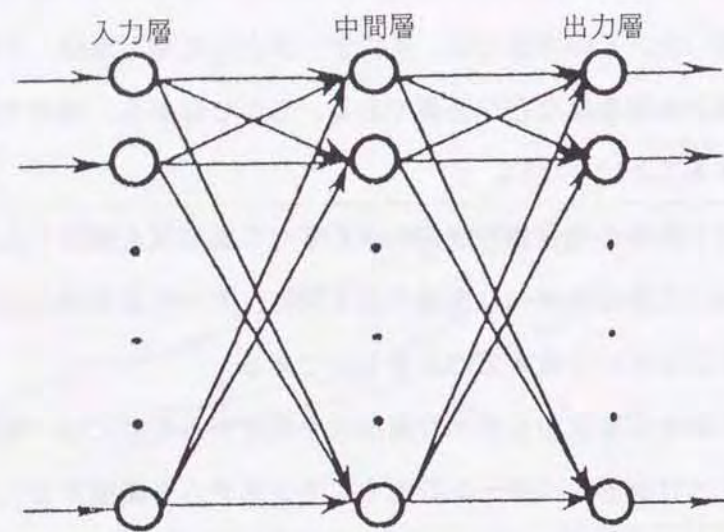


図5-21 階層型ニューラルネットワーク

ることである。このような利用目的に合ったネットワークとしては、誤差逆伝播法がある。これは、一つの入力データの組に対して、その出力データの組を教師データとして出力側にあらかじめ与えて、その値にできるだけ近い値が出力側に出力されるように学習（結合荷重係数のチューニング）させるネットワークである。

誤差逆伝播法は、基本的には以下の手順で行われる（高木、1992）。すなわち、図5-22に示すように、入力層の各々の端子は次の中間層の各々の端子と結合されている。中間層に入力される値は、前の層の全ての端子からの値の和であり（5.4）式で表される。

$$U_j = \sum_{i=1}^k w_{ij} x_i \quad (5.4)$$

ここで、

- U_j : 中間層 j 番目のニューロンへの入力の総和
- w_{ij} : 入力層 i 番目のニューロンから中間層 j 番目のニューロンへの結合荷重係数
- x_i : 入力層 i 番目のニューロンからの出力

である。

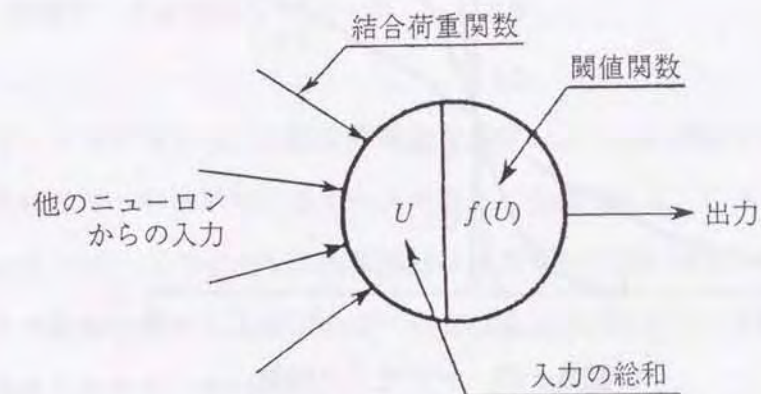


図5-22 中間層での入力と出力

また、最初の中間層では、入力値の総和が閾値を越えた場合に（5.5）式で示される値 m^1_j を出力する。

$$m^1_j = f(U_j) \quad (5.5)$$

ここで、 $f(\quad)$: 閾値関数であり、（5.6）式に示すシグモイド関数を用いる場合が多い。

$$f(U) = \frac{1}{1 + \exp(-U/T)} \quad \text{--- (5.6)}$$

ここで、

T : 図5-23に示すシグモイド関数の傾き

である。

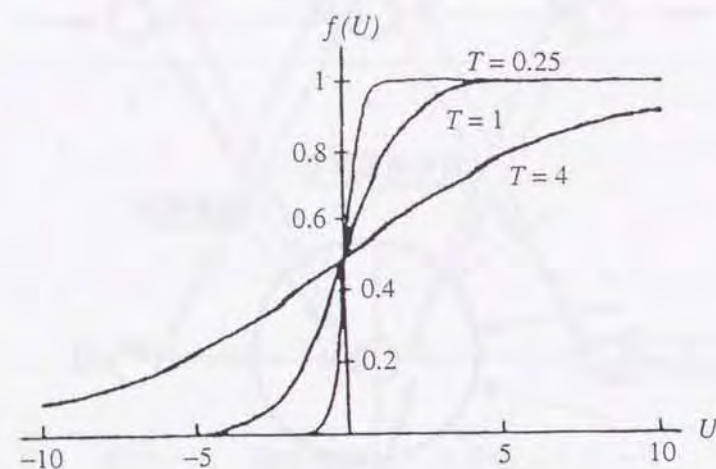


図5-23 シグモイド関数

この他、最後の中間層の各端子は、出力層の全ての端子に結合されており、出力層からの値 y は (5.7) 式で表される。

$$y_i = f(\sum w_{ji} m^k_j) \quad \text{--- (5.7)}$$

ここで、

w_{ji} : 中間層 j 番目のニューロンから出力層 i 番目のニューロンへの結合荷重係数

m^k_j : k 番目の中間層 j 番目のニューロンからの出力

である。

入力値に対する出力値を s とすれば、 s と y は一般に一致しないので学習の評価誤差 e を (5.8) 式で与える。

$$e = 1/2 \sum_i (s_i - y_i)^2 \quad \text{--- (5.8)}$$

以上のようにして、評価誤差を最小化するように最急降下法を用いて結合荷重係数 w を後ろの層から順に変化させ、最適な結合荷重係数を求める。

5.3.2 学習データ及びネットワーク

ネットワークを学習させ、これを高性能な推定システムに構築するためには、正確な地表面形状とすべり面形状の各データが数多く必要である。しかしながら、現状では、ストレインゲージパイプや孔内傾斜計などのすべり面計測器をボーリング孔内に設置し、その観測結果から数箇所のすべり面深度は求められているが、全体のすべり面形状が求められたデータはない。

そこで、ここでの検討では、臨界すべり面解析に1箇所または2箇所のすべり面計測器によるすべり面調査結果を加え解析したものをすべり面形状のデータとして用いた。これは、地すべり斜面の土層構成が移動層と基盤岩の2層に単純化できる場合、臨界すべり面解析にすべり面計測器による計測結果を加えることにより、実際に近いすべり面形状が推定できることを根拠としている。

検討に用いたデータは、新潟県内で発生した新第三紀の泥岩を基盤岩とする8箇所の風化岩地すべり地のものである。

図5-24(a)~(h)には、各地すべりブロックの主観線縦断面図を示した。すべり面の形状は、大別すると(a)、(b)、(c)、(d)、(f)、(h)と(e)、(g)のほぼ二つのタイプに分類される。前者はブロック中間部から下部のすべり面形状がほぼ直線的であり、椅子形すべり面(渡・小橋、1987)に近い形状を成すものである。また、後者はブロック下部のすべり面形状が曲線的であり、舟底形すべり面(渡・小橋、1987)の形状を成す

ものである。

図5-25には、各地すべり地のブロック中間部から下部における地質構成と計測器により検知されたすべり面位置を示した。地質構成は、基盤岩が確認されたものについては、(c)、(d)の地表面から礫混じり粘土→強風化岩→弱風化岩→基盤岩と、(a)、(b)、(f)の礫混じり粘土→強風化岩→基盤岩からなるものに分けられる。

また、すべり面の位置は、礫混じり粘土層内、礫混じり粘土層と強風化岩層との境界、強風化岩層内、強風化岩層と基盤岩との境界などとなっており、移動層は礫混じり粘土と強風化岩から成っていることが分かる。

地表面形状とすべり面形状の各データは、図5-26に示すようにXY座標を取った地すべりブロック主測線縦断面図をもとに、地すべりブロック水平斜面長を25等分し、斜面頭部から最初の1区間を1/25、他の区間は2/25としたブロック上下端を除く12ポイントのY座標である。なお、これらのデータは、各地すべりの水平斜面長で割り無次元化して用いている。また、地すべりブロックの規模を表す指標としては、地すべりブロックの上下端を直線で結んだ斜面長を用いている。

ネットワークの構成は、入力データとして地表面形状データと地すべりブロックの規模を表す指標を用いることから、入力層13個、中間層1層13個とし、出力データは各地表面データに対応したすべり面深度として出力層12個の各層数及びニューロン数とした。なお、ここでは、地すべりブロックの規模を表す指標を用いる場合と用いない場合についても検討を行っている。その場合は、入力層と中間層の各ニューロン数を1個減らしたネットワークの構成とした。

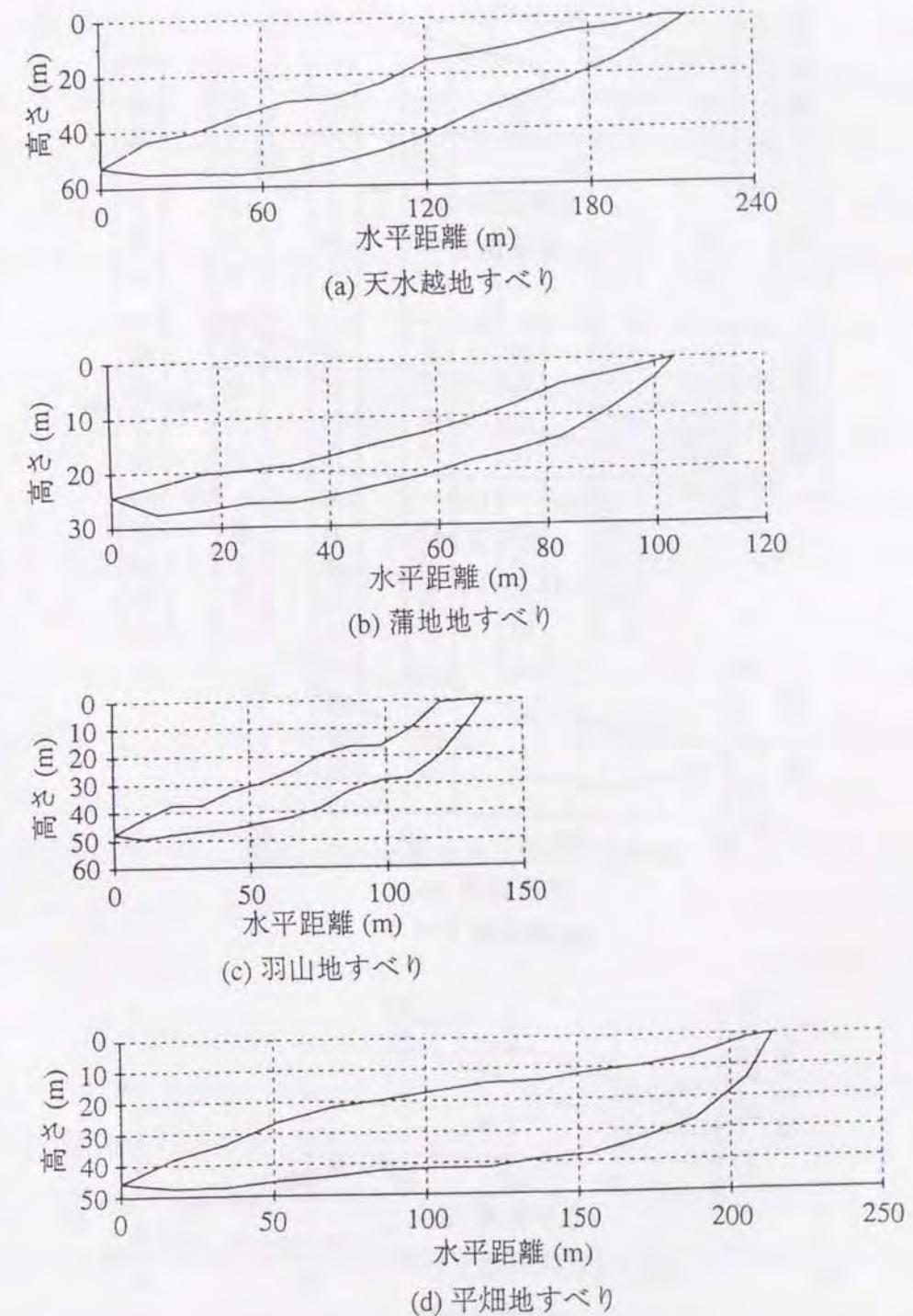


図5-24 地すべりブロック主測線縦断面図

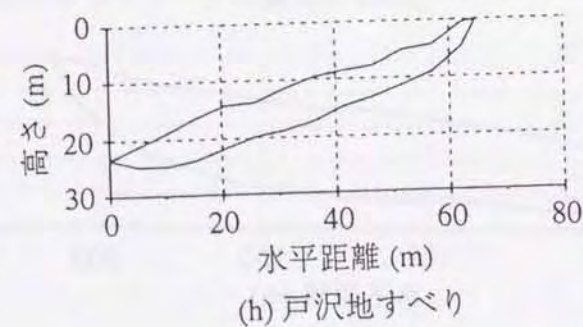
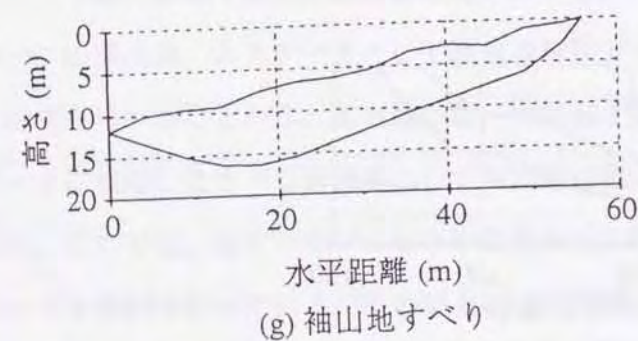
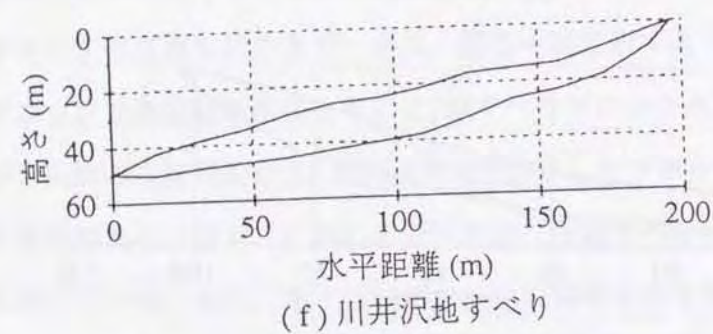
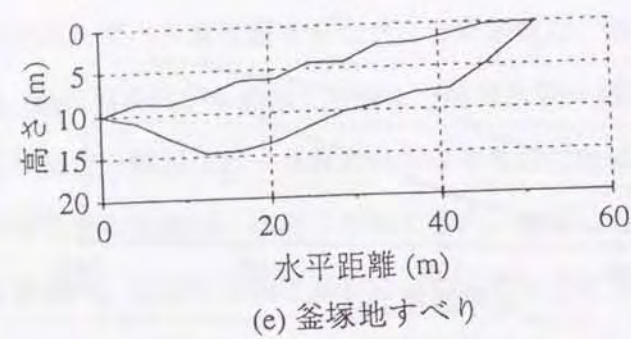
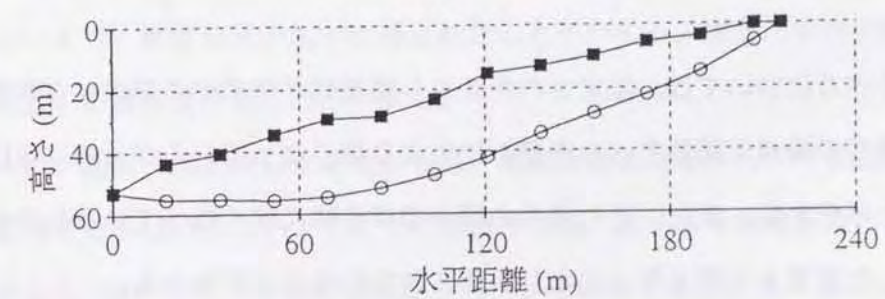
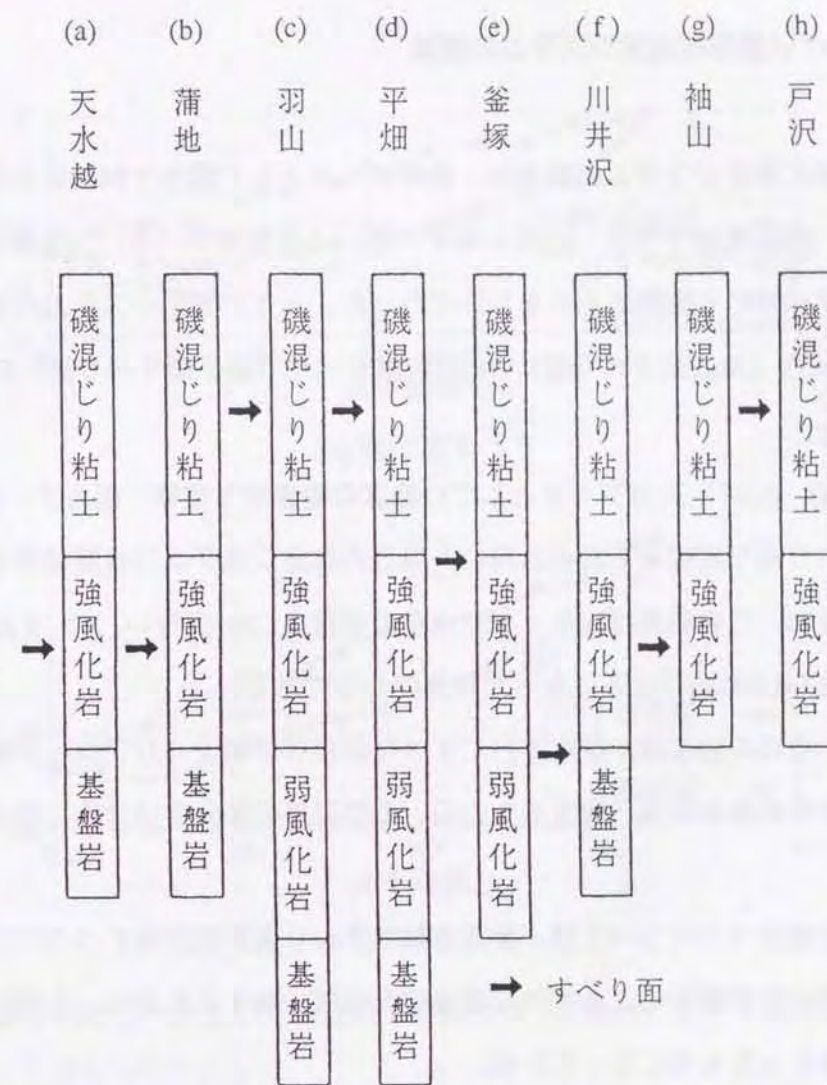


図5-24 地すべりブロック主測線縦断面図



5.3.3 すべり面形状推定システムの構築

すべり面形状推定システムの構築は、教師データとして図5-24に示した(a)天水越地すべり、(b)蒲池地すべり、(c)羽山地すべり、(d)平畑地すべり、(e)釜塚地すべり、(f)川井沢地すべりの6箇所のものを用いて行った。また、推定システムの検証には、(g)袖山地すべり（舟底型すべり面）、(h)戸沢地すべり（椅子型すべり面）の2箇所のものを用いた。

図5-27(a)、(b)は、入力データとして12地点の地表面Y座標、出力データとして12地点のすべり面Y座標をそれぞれ用いた場合の推定システムの検証結果を示したものである。なお、この結果は、ネットワークの学習を1,399回行い、(5.8)式で表される評価誤差が 1.0×10^{-6} 以下になった時点のものである。

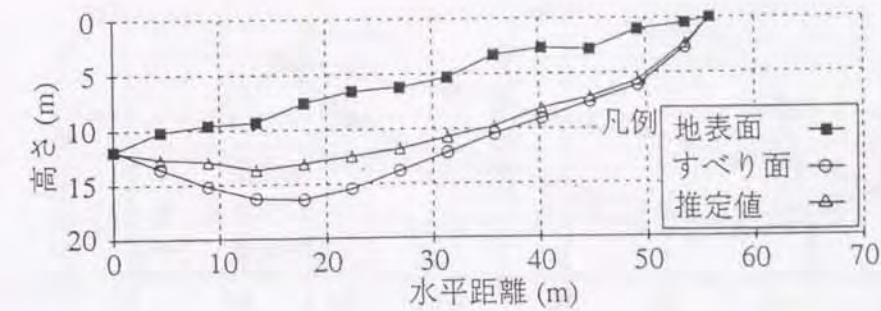
袖山地すべりについては、推定されたすべり面形状が地すべりブロック頭部では臨界すべり面解析結果とほぼ一致するものの、それ以外の部分では全体に浅くなっている。

また、戸沢地すべりについては、推定されたすべり面形状が地すべりブロック中間部まで臨界すべり面解析によるすべり面形状とほぼ一致するものの、末端部では急激に浅くなり異なったものになっている。

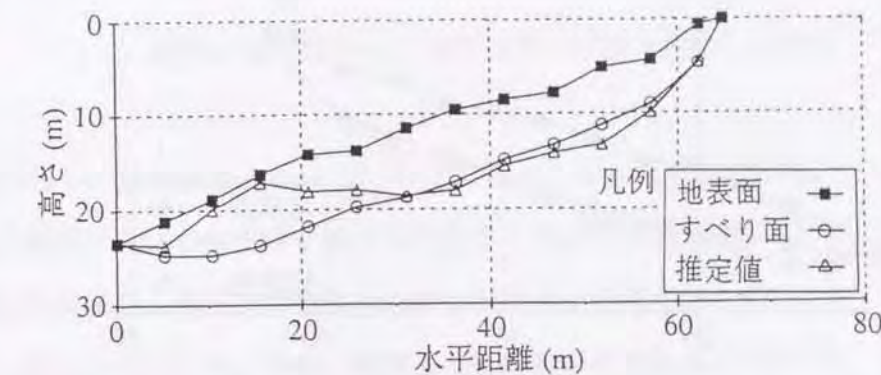
図5-28(a)、(b)には、入力データとして12地点の地表面Y座標と地すべりブロックの規模を表す指標である斜面長を、また、出力データとして12地点のすべり面Y座標を、それぞれ用いた場合の推定システムの検証結果を示した。なお、この結果は、ネットワークの学習を1,334回行い、評価誤差が 1.0×10^{-6} 以下になった時点のものである。

袖山地すべりについては、推定されたすべり面形状が地すべりブロック頭部では頭部より3番目の地点で臨界すべり面解析結果より深くなっているが、他はほぼ一致していることが分かる。また、それ以外の部分では全体に浅くなっているものの、図5-27に示した結果より深くなっており改善されていることが分かる。

また、戸沢地すべりについては、推定されたすべり面形状が地すべりブロック中間



(a) 袖山地すべり



(b) 戸沢地すべり

図5-27 入力データとして地表面Y座標を用いた場合のすべり面形状推定結果

部まで臨界すべり面解析結果とほぼ一致し、末端部では臨界すべり面解析結果より浅くなっているものの、図5-27に示した結果より深くなっており袖山地すべりと同様に改善されていることが分かる。

このことから、地すべりブロックの規模を表す指標である斜面長を入力データに加えることにより、推定システムが改善されたことが分かる。また、すべり面の深度は、斜面長の影響を受けることが分かる。

図5-27、図5-28に示した結果からは、地表面形状のみからすべり面形状を精度良く推定できるとはいえない。ここでの解析目的は、あくまでも地表面のY座標を入力データとして用い、すべり面形状推定システムを構築することである。したがって、地表面のY座標データを、推定システムが改善されるように変換し用いる方法を考え

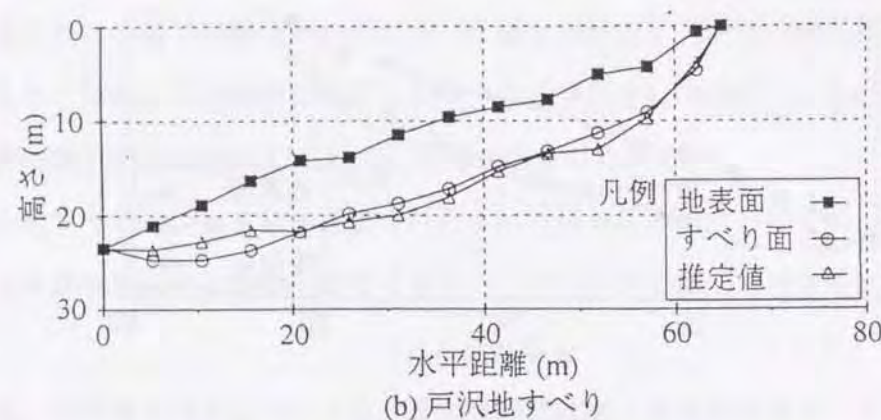
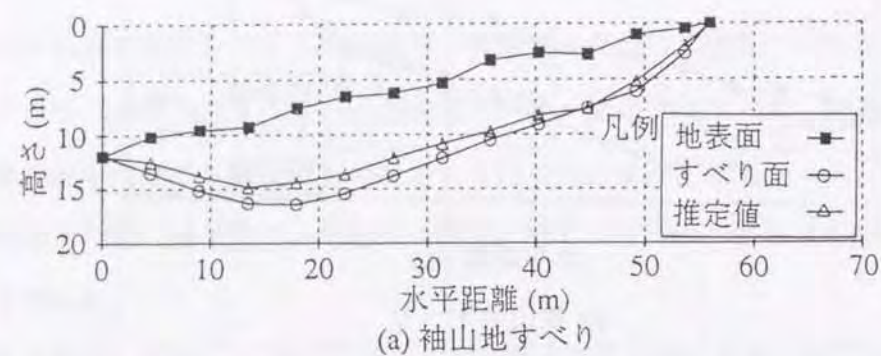


図5-28 入力データとして地表面Y座標と斜面長を用いた場合のすべり面形状推定結果

る必要がある。

このため、試行錯誤した結果、地表面のY座標データを地すべりブロック末端部から累積した値に変換し用いることにより、推定システムが改善された。その理由は、図5-29(a)、(b)（天水越地すべり）に示すように入力と出力の関係が、累積値に変換されたデータを用いることにより単純になったことにあると考えられる。

図5-30(a)、(b)には、入力データとして12地点の地表面Y座標を地すべりブロック末端部から累積した値に変換したデータと、地すべりブロックの規模を表す指標である斜面長を、また、出力データとして12地点のすべり面Y座標を、それぞれ用いた場合の推定システムの検証結果を示した。なお、この結果は、ネットワークの学習を

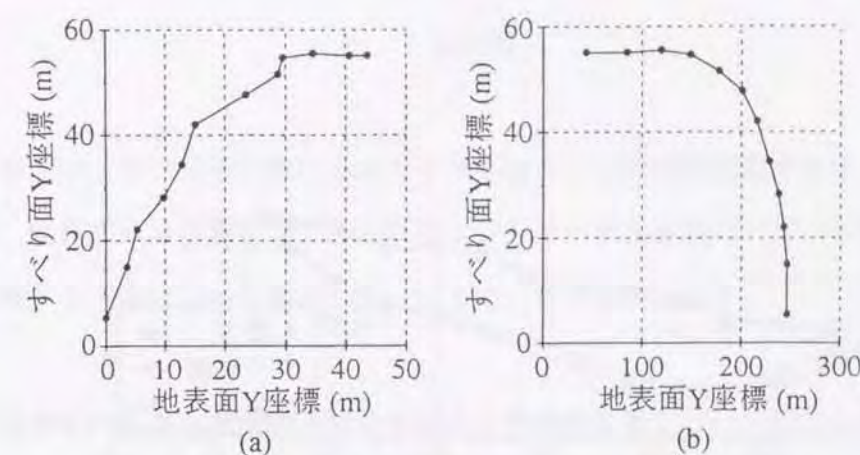


図5-29 地表面Y座標とすべり面Y座標との関係

4,706回行い、評価誤差が 1.0×10^{-6} 以下になった時点のものである。

袖山地すべりについては、推定されたすべり面形状が、地すべりブロック頭部では頭部より3番目の地点で臨界すべり面解析結果より深くなっているが、他はほぼ一致していることが分かる。なお、頭部より3番目の推定地点については、図5-28に示した推定結果と比べて深度が浅くなっており、改善されていることが分かる。この他、それ以外の部分は臨界すべり面解析結果に比べて全体に浅くなっているものの、図5-28に示した結果より深くなっており改善されていることが分かる。

また、戸沢地すべりについては、推定されたすべり面形状が全体的に臨界すべり面解析結果とほぼ一致し、図5-28に示した結果より袖山地すべりと同様に改善されていることが分かる。

以上のことから、風化岩地すべり地におけるすべり面形状は、ニューラルネットワークを用いることにより地表面形状のY座標の累積データと地すべりブロック斜面長から推定できる可能性がある。なお、この方法は、岩盤地すべりを除く風化岩地すべりと同様に移動層が柔軟に変形できる崩積土すべりや粘質土すべりにも適用可能であるとする。

ここでの検討に用いた教師データは6組であり、システムを構築するためのデータとしては非常に少ないものである。今後、本システムのすべり面形状推定精度を向上

させていくためには、いろいろなパターンの教師データを収集し学習させる必要がある。

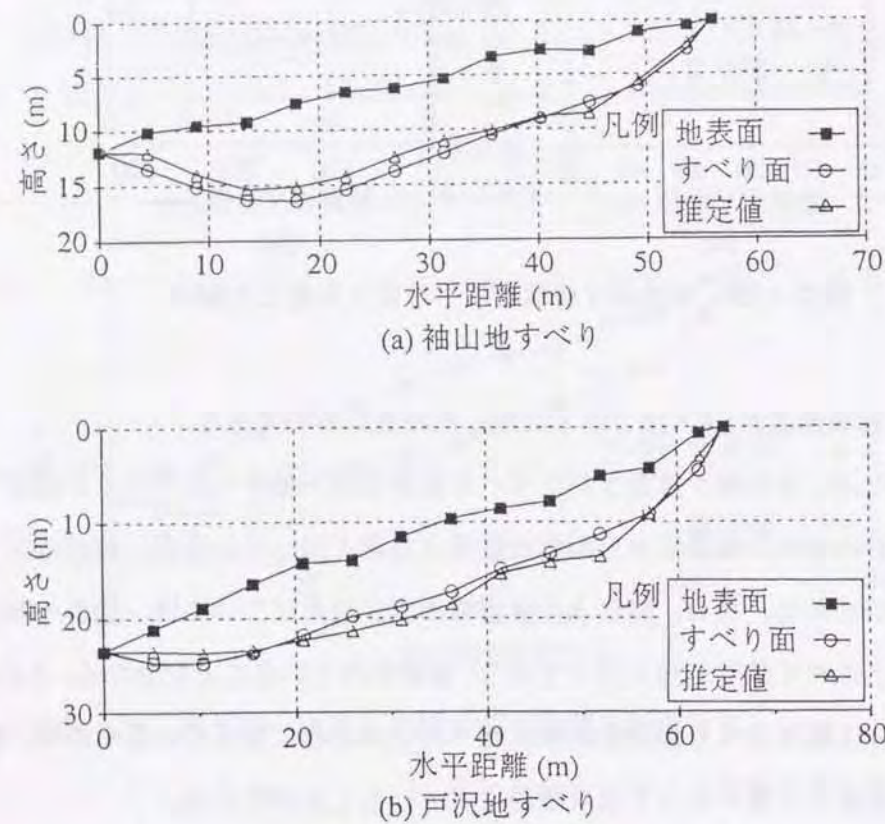


図5-30 入力データとして地表面Y座標の累積と斜面長を用いた場合のすべり面形状推定結果

第5節 まとめ

第5章では、すべり面判定におけるすべり面の工学的判定根拠を求めるための方法として、臨界すべり面解析とニューラルネットワークとを用い、すべり面形状を工学的に探索する方法について検討した。以下に、その結果を示す。

- (1) 臨界すべり面解析法に必要な土層の土質強度定数について検討した結果、表5-2に示す結果が得られ、すべり面の内部摩擦角 ϕ は、地すべり斜面勾配と密接な関係があり、地すべり斜面勾配から推定できる。
- (2) 地すべり斜面の土層が移動層と基盤岩の2層に単純化できる場合、臨界すべり面解析法により実際に近いすべり面形状が推定できる。
- (3) 風化岩地すべり地におけるすべり面形状は、ニューラルネットワークを用いることにより地表面形状のY座標の累積データと地すべりブロック斜面長から推定できる可能性がある。なお、この方法は、岩盤地すべりを除く風化岩地すべりと同様に、移動層が柔軟に変形できる崩積土地すべりや粘質土地すべりにも適用可能であると考ええる。
- (4) すべり面判定におけるすべり面の工学的判定根拠を求めるための方法として、臨界すべり面解析法とニューラルネットワークによるすべり面形状推定法について検討した。ニューラルネットワークによるすべり面形状推定法は、必要なデータが、地すべり斜面の地表面形状データのみであり、調査費用が臨界すべり面解析による方法と比べて少なく済むメリットがある。ここでの検討では、教師データが少なく実用化するまでには至らなかったが、今後いろいろなパターンの教師データを収集し学習させることにより、将来有効なすべり面形状推定法になると考える。

以上のことから、すべり面判定におけるすべり面の工学的判定根拠を求める方法として、現段階では臨界すべり面解析法を提案する。

第6章

地質学的及び工学的に妥当なすべり面形状推定法の提案

第1節

はじめに

第6章では、第3章第2節で示したすべり面の地質的特徴、及び、第3章第4節で導いた地すべりブロックの形態とすべり面深度との関係式、それに第5章で検討した結果から提案された臨界すべり面解析法を、それぞれ用いて地質学的及び工学的に妥当なすべり面形状推定法（丸山、1996）の提案を行う。

第2節

地質学的及び工学的に妥当なすべり面形状推定法の提案

6.2.1 ボーリングコアの観察と臨界すべり面解析法によるすべり面形状の推定

図6-1には、ボーリングコアの観察と臨界すべり面解析法によるすべり面形状の推定法をフローチャートにして示した。なお、図6-1の中に出てくる、ボーリングコア観察時に念頭に置くべきすべり面の特徴、すべり面深度の推定法、臨界すべり面解析法については、第3章及び第5章に示した。

以下に、図6-1について示す。このフローチャートは、地質情報のみでも精度の高いすべり面形状が求められるすべり面形状推定法として、地質学と工学の両方を総合させた観点から開発し提案したものである。

ボーリングコアの観察では、ボーリング位置が地すべり斜面の舌端部に位置する場合、酸化層や草木などの有機物の存在がすべり面位置を決める根拠となる。これらの

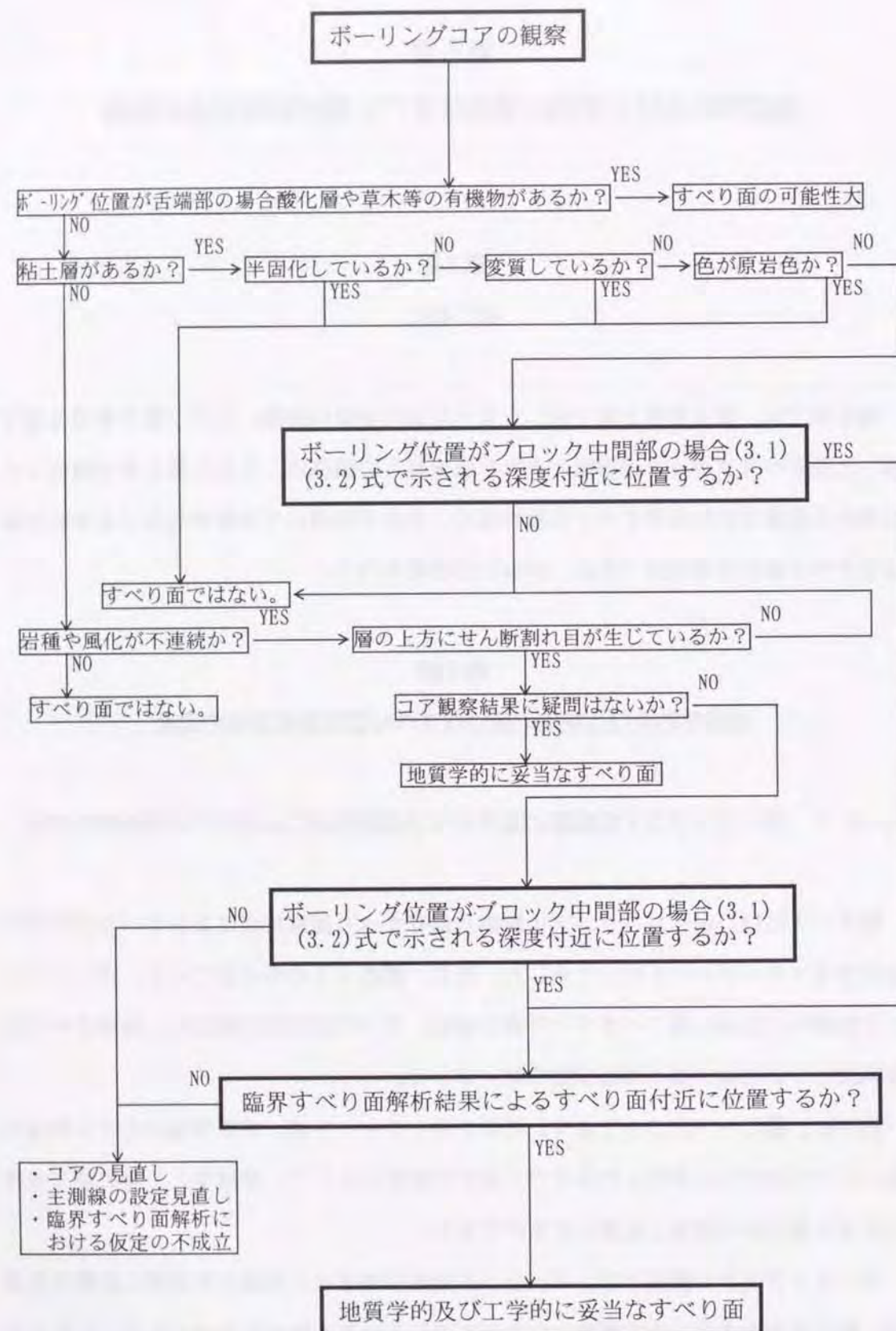


図6-1 ボーリングコアの観察と臨界すべり面解析法によるすべり面形状の推定法フローチャート

存在は、地すべり土層が地表面をすべり面として移動したことを示すものであり、すべり面は、旧地表面である酸化層や草木などの有機物の存在する深度である可能性が大きい。

また、粘土層がある場合は、その状態をもとにすべり面の位置を決めることができる。すなわち、粘土層が、①半固化状態や、②変質していたり、③色が原岩色の場合は、すべり面ではない。これらは、断層や熱水変質などにより生じたものである。

①～③の状態でない粘土層については、まずボーリング位置が地すべりブロック中間部の場合は、粘土層が(3.1)、(3.2)式で求められたすべり面深度付近に位置するかを確認し、さらに、粘土層が臨界すべり面解析結果によるすべり面付近に位置するかを確認する。これらの確認ができた時は、その粘土層は地質学的及び工学的に妥当なすべり面であると判断できる。

この確認ができない時は、まず臨界すべり面解析における仮定が成立しない地すべり(岩盤地すべり)であることが考えられることから、ボーリングコアの見直しを行う。また、主測線の設定見直しも考える必要がある。

ボーリングコアに粘土層が認められない場合は、岩種や風化の連続性を確認する。岩種や風化の不連続性が確認され、不連続層の上方にせん断割れ目が生じている場合は、コア観察結果に疑問がないことを確認することで、地質学的に妥当なすべり面と判定できる。

なお、コア観察結果に疑問がある時は、ボーリング位置が地すべりブロック中間部の場合、(3.1)、(3.2)式で求められたすべり面深度付近に不連続層が位置するかを確認し、さらに、不連続層が臨界すべり面解析結果によるすべり面付近に位置するかを確認する。これらの確認ができた時は、その不連続層が地質学的及び工学的に妥当なすべり面と判定できる。

これらの確認ができない時は、前述した粘土層の判断と同様にコア見直しなどの措置をとる。また、岩種や風化の不連続性が確認されたが、不連続層の上下面にせん断割れ目が生じている場合、不連続層は断層などによるものであり、すべり面ではない。この他、岩種や風化の不連続性が確認できない場合は、すべり面ではない。

6.2.2 事例解析

以下に、図6-1に示したフローチャートによりすべり面形状を推定した事例を示す。

1) 天水越地すべり

図6-2には、天水越地すべりの主測線縦断面図を示した。本地すべりは、地すべりブロックの長さ230m、斜面勾配約14度の地すべりである。調査ボーリングは、A-1とA-2の2箇所で行われており、基盤岩は、新第三紀中新世椎谷層の砂岩・泥岩互層である。また、地すべりブロックの地質構成は、ブロック上部A-1では地表から礫混じり粘土（赤褐色）→強風化岩→弱風化岩（ボーリング深度は基盤岩に達していない）、下部A-2では礫混じり粘土（赤褐色）→礫混じり粘土（青灰色）→強風化岩→基盤岩となっている。

計測器によるすべり面調査は、孔内傾斜計によりA-1、A-2の2箇所で行われており、すべり面が検知された位置は各々強風化岩の中（A-1→23m、A-2→24.5m）である。

A-2のコア観察結果では、酸化層や草木などの有機物は認められなかったが、極軟質な粘土層が5.0～5.7m、6.0～6.75m、17.8～17.9m、24.6～24.7m、27.0～27.3mの各深度で認められた。これらの粘土層は、半固化や変質がなく、色が原岩色でない。

また、(3.2)式によれば、すべり面は深度22m前後に位置することになる。したがって、ブロック中間部におけるすべり面は、深度24.6～24.7mの粘土層に存在する可能性が高いことになる。なお、A-1のコア観察結果では、A-2と同様の極軟質な粘土層が13.7～13.8m、23.0～24.0mの各深度で認められている。

つぎに、臨界すべり面解析結果では、図6-2に示す結果が得られた。なお、地すべり土層の土質強度定数は、表5-2をもとに $c'=3.33\text{kN/m}^2$ 、 $\phi'=22^\circ$ とした。求められたすべり面は、ブロック上部から緩やかに深度を増し、中間部では基盤岩の上面近くを通り下部に達する形状を成している。

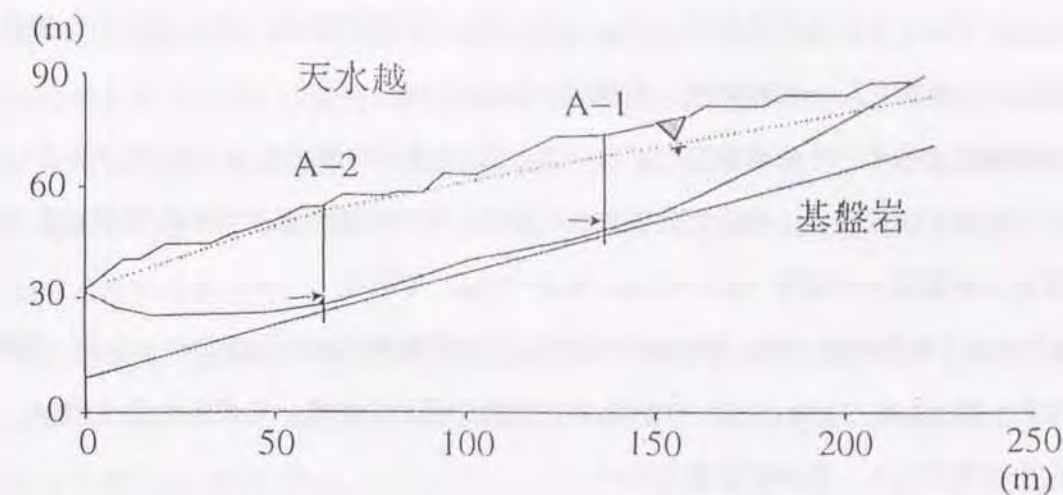


図6-2 天水越地すべり臨界すべり面解析結果

また、A-1におけるこのすべり面は23.0～24.0mの粘土層付近を通り、A-2におけるすべり面は24.6～24.7mの粘土層付近を通っている。なお、図中には、計測器による検知すべり面を→印で示した。検知すべり面は、A-1では23.0～24.0mの粘土層を通り、A-2では24.6～24.7mの粘土層を通っており、臨界すべり面解析によるすべり面は、2箇所とも粘土層及び検知すべり面付近を通っていることがそれぞれ分かる。

これらのことから、2孔のコア観察時に認められたすべり面の可能性がある数層の極軟質な粘土層の中から、臨界すべり面解析により工学的にも妥当なすべり面を見出すことができた。また、それらのすべり面は、地質学的及び工学的に妥当なすべり面であり、計測器による検知すべり面とほぼ一致するものであった。

したがって、実際のすべり面形状は、臨界すべり面解析結果に近いものと推定され、コア観察によるすべり面深度及び計測器による検知すべり面を通るように補正することにより描くことができる。

2) 川井沢地すべり

図6-3は、川井沢地すべりの主測線縦断面図である。本地すべりは、地すべりブロックの長さ203m、斜面勾配約14度の地すべりである。調査ボーリングは、K-1とK

-2の2箇所を実施されており、基盤岩は新第三紀中新世椎谷層の泥岩である。また、地すべりブロックの地質構成は、ブロック上部K-1及び中間部K-2とも地表から礫混じり粘土（赤褐色）→強風化岩→基盤岩となっている。

計測器によるすべり面調査は、ブロック上部K-1及び中間部K-2においてストレインゲージパイプにより2箇所を実施されており、すべり面が検知された位置は各々強風化岩と基盤岩との境界（K-1→9m、K-2→17m）である

K-2のコア観察結果では、酸化層や草木などの有機物は認められなかったが、極軟質な粘土層が4.4～6.6m、17.2～17.4mの各深度で認められた。これらの粘土層は、半固化や変質がなく、色が原岩色でない。

また、(3.2)式によれば、すべり面は深度16m前後に位置することになる。したがって、ブロック中間部におけるすべり面は、深度17.2～17.4mの粘土層に存在する可能性が高いことになる。なお、K-1のコア観察結果では、K-2と同様の極軟質な粘土層が2.0～3.7m、4.0～4.7m、5.0～5.7m、6.0～8.5mの各深度で認められた。

つぎに、臨界すべり面解析結果では、図6-3に示す結果が得られた。なお、地すべり土層の土質強度定数は、表5-2をもとに $c'=3.33\text{kN/m}^2$ 、 $\phi'=20$ 度とした。求められたすべり面は、ブロック上部及び中間部とも基盤岩より1～2m程度浅い深度を通る形状を成している。このすべり面は、K-1では検知すべり面9m（→印）より1m浅い深度8mを通り、粘土層6.0～8.5mの中を通る。また、K-2では検知すべり

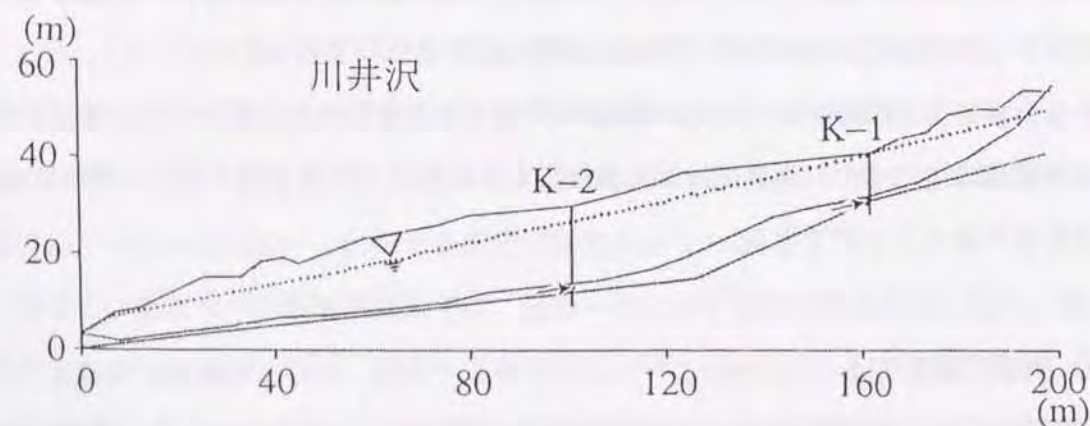


図6-3 川井沢地すべり臨界すべり面解析結果

面17mより2m浅い深度15mを通り、粘土層17.2～17.4mの上方約2mを通る。

これらのことから、天水越地すべりと同様に本地すべりでも、2孔のコア観察時に認められたすべり面の可能性がある数層の極軟質な粘土層の中から、臨界すべり面解析により工学的にも妥当なすべり面を見出すことができた。また、それらのすべり面は、地質学的及び工学的に妥当なすべり面であり、計測器による検知すべり面とほぼ一致するものであった。

したがって、実際のすべり面形状は、臨界すべり面解析結果に近いものと推定され、コア観察によるすべり面深度及び計測器による検知すべり面を通るように補正することにより描くことができる。

以上のことから、図6-1のフローチャートに提示した方法は、地質学的及び工学的に妥当なすべり面を推定するための有効な方法であり、臨界すべり面解析法は従来推定することができなかったすべり面形状を推定できる方法であるといえる。

なお、コア観察により臨界すべり面解析結果によるすべり面付近を通るすべり面が得られなかった場合は、コアの見直し、主測線の設定見直し、などを行い再度検討する必要がある。また、岩盤地すべりの場合は、臨界すべり面解析におけるここでの仮定が成立しないことから、今後岩盤地すべりにも適用できる方法を考える必要がある。

6.2.3 計測器によるすべり面検知結果と臨界すべり面解析法による

すべり面形状の推定

計測器によるすべり面検知結果が得られている場合は、地すべりブロックの上端と下端及びすべり面検知された深度を固定し、臨界すべり面解析を行うことにより地すべりブロック全体のすべり面形状が求められる。

第3節

まとめ

第6章では、地質学的及び工学的に妥当なすべり面形状推定法の開発を行った。その結果は以下に示すとおりである。

- (1) 従来の研究をもとに整理したすべり面の地質的特徴、すべり面位置の実態の研究から導いた地すべりブロックの形態とすべり面深度との関係式、それにすべり面形状の工学的推定法として提案した臨界すべり面解析法を、それぞれ用いて地質情報のみでも精度の高いすべり面形状が求められるすべり面形状推定法として、地質学と工学の両方を総合させた観点からフローチャート化した方法を開発した。
- (2) 開発したフローチャートにより事例解析を行った結果、コア観察時に認められたすべり面の可能性がある数層の極軟質な粘土層の中から、臨界すべり面解析により工学的にも妥当なすべり面を見出すことができた。また、それらのすべり面は、地質学的及び工学的に妥当なすべり面であり、計測器による検知すべり面とほぼ一致するものであった。
- (3) これらのことから、開発したフローチャートは、地質学的及び工学的に妥当なすべり面を推定するための有効な方法を示すものであり、臨界すべり面解析法は従来推定することができなかったすべり面形状を推定できる方法である。また、このフローチャートは、地質情報のみから経験の程度に左右されずにすべり面形状を推定できる方法を示すものであり、これまでになかったものである。

以上のことから、地質学的及び工学的に妥当なすべり面形状推定法として、図6-1に示すフローチャート化したボーリングコアの観察と臨界すべり面解析法によるすべり面形状推定法を提案する。

第7章

結 論

第7章

結 論

地すべり防止工事の計画・設計は、地すべり斜面の安定解析に基づいて行われる。地すべり斜面安定解析では、地すべり斜面の主測線縦断面図が必要であり、この断面図を作成するためには、地表面及びすべり面の形状、すべり面における間隙水圧の分布などを調査・計測し精度高く求める必要がある。中でも、すべり面形状は斜面安定解析結果に最も大きく影響することから、正確に把握する必要がある。

しかしながら、地すべり調査では、対象斜面において詳細な調査が実施されることは少ない。特にすべり面調査は、困難を伴う場合が少なくない。したがって、地すべり防止工事は、限られた調査データをもとに計画・設計されることになる。

これまでに、すべり面に関する研究が数多く成されてきたが、これらの研究は、地質学的観点による研究と工学的観点による研究が別々に進められており、両方の観点を総合した研究は進んでいない。また、特に地すべり防止工事に必要なすべり面の形状を求めるための研究は未だに少ない。

本研究では、現状のすべり面調査が地質情報のみに頼らざるを得ない状況下でも精度の高いすべり面形状が求められるすべり面形状推定法を提案することを目的として、移動を繰り返す再滑動型地すべりの代表的なものである新潟県内の第三紀層地すべりを取り上げ研究を行った。以下に、論点を整理して結論を示す。

(1)すべり面に関する従来の研究とその問題点

地すべり斜面におけるすべり面に関する従来の研究を概観し、その問題点について検討した。その結果、これらの研究は、地質学的観点からの研究と工学的観点からの研究の二つに大別された。また、両者の研究は別々に進められ、両方を統一したもの

となっていないため、地すべり調査に十分生かされていないことを問題点として指摘した。

そこで、本研究では、現状のすべり面調査が地質情報のみに頼らざるを得ない状況下でも、精度の高いすべり面形状が求められるすべり面形状推定法を開発することを目的として、地質学的観点と工学的観点の両方を総合した研究を行うことにした。

(2)地すべり斜面におけるすべり面位置の実態

従来の研究と筆者の経験をもとにすべり面の地質的特徴を示し、次に断層及び熱水変質帯でもすべり面に似た特徴を示す面が認められること、それらの面とすべり面との違いを示した。また、新潟県内で発生した地すべり地のすべり面調査結果では、すべり面が存在する位置を同じ地質条件の土層中と地質条件の異なる土層の境界に大別した場合、前者が75%、後者が25%となり、すべり面形成位置は圧倒的に同じ地質条件の土層中が多くなっていることが分かった。

地すべりブロックの形態とすべり面深度との関係について検討した結果、地すべりブロック中間部のすべり面深度は、地すべりブロックの長さ及び基盤岩深度と相関関係を有し、地すべりブロックの規模に対応したものとなっていることが分かった。また、このことからすべり面深度は、地すべりブロックの長さのデータしか利用できない時は(3.1)式を、さらに地すべりブロック中間部での基盤岩深度が利用できる時は(3.2)式により推定することができ、これらの式からボーリング調査の必要掘削深度、及び、コア観察によるすべり面判定時に留意すべき深度などを知ることができる。

1本のボーリングコア観察において、すべり面の地質的特徴を有する箇所が複数認められた。その原因として、地すべりが岩盤地すべりから粘質土地すべりへと形変化する過程で小規模な地すべりブロックに分化することから、すべり面は地すべりブロックの規模に対応して幾つも形成されていることを指摘した。現在滑動中のすべり面は、すべり面の地質的特徴を有する複数箇所の中に存在するのであるが、これら複数

の潜在的すべり面の中から現在滑動中のすべり面を特定することが困難な場合が多い。このことが、コア観察による現在滑動中のすべり面の特定を難しくしている。

(3)第三紀層地すべり地帯における再滑動型地すべりのすべり面形成機構

現状の地質情報のみによるすべり面の判定では、すべり面と判定できる面が複数存在しすべり面の判定を困難にしている場合が少なくない。そこで、すべり面と判定できる面が複数存在する原因を解明するために、再滑動型地すべりにおけるすべり面形成機構について、地すべり移動機構及びすべり面粘土のせん断強度の低下の面から検討した。その結果、これまで別々に研究されていたすべり面に関する地質学的研究と工学的研究の成果を総合させることにより、新たな知見が得られた。

再滑動型地すべりにおけるすべり面粘土のせん断特性を調べるために、応力制御のリングせん断試験を行った結果、すべり面粘土の下限降伏値は、過圧密比に関係なくひずみ制御のせん断試験から得られた残留強さと一致することが分かった。また、すべり面粘土は、せん断応力が残留強さより小さい場合、変位を生じることなく残留強さまで抵抗できることが分かった。この他、すべり面粘土の残留強さは、せん断と圧密及び間隙水圧の上昇による過圧密化の影響を受けず、せん断試験から求められた有効応力基準による強度定数で求められることが再確認された。

また、国土交通省土木研究所が実施したリングせん断試験結果を用いて ϕ_r' と W_L 、 W_P 、 I_P 、粘土含有量との関係を多変量解析により検討した結果、 ϕ_r' は W_L と W_P から推定できることが分かった。

リングせん断試験結果をもとに再滑動型地すべりの発生機構について検討した結果、移動は、上限降伏値 τ_u と下限降伏値 τ_L （ひずみ制御試験残留強さ）に対して滑動力を比較することにより、a領域（連続的に移動する）、b領域（断続的に移動する）、c領域（移動しない）に分けられた。

また、第三紀層地すべりにおける地すべり土層のせん断強度の長期的低下機構を、従来の研究成果に基づいて考察した。その結果、地すべり土層のせん断強度の長期的

低下機構として、空気中の酸素や二酸化炭素を含んだ雨水の地すべり斜面土層への浸透により、地すべり土層が風化による化学反応を起こし、地すべり土層の中のスメクタイトの量が増加し、その結果地すべり土層の内部摩擦角 ϕ 'が小さくなるという機構を考えた。

再滑動型地すべりの移動原因として、短期的にはすべり面の間隙水圧の上昇によるせん断強さの低下があり、長期的には地すべり土層の内部摩擦角 ϕ 'が小さくなることがある。後者については、現在の地すべり防止工事では、全く考慮されていないが、今後は検討する必要がある。

以上の結果から、第三紀層の泥岩が分布する地帯の再滑動型地すべりにおけるすべり面の形成機構として、以下の機構が考えられた。すなわち、空気中の酸素や二酸化炭素を含んだ雨水が地すべり斜面土層へ浸透し、斜面土層に浸透した雨水や地下水の風化作用により地すべり土層のスメクタイト量が増加する。その結果、地すべり土層の内部摩擦角 ϕ 'が低下する。それによって地すべりが再滑動し、その過程で新たなすべり面が形成され、地すべりが分化する。また、地すべり移動に伴った地形変化の結果、地すべりの移動が停止する。以上の過程が繰り返されるという機構である。このことは、コア観察時にすべり面と判定できる面が複数存在する主要な原因である。

これらのことから、すべり面の判定をコア観察のみで正確に行うことは難しく、すべり面は他の工学的判定根拠を加え総合的に判定する必要がある。

(4)すべり面形状の工学的推定法

すべり面判定におけるすべり面の工学的判定根拠を求めるための方法として、臨界すべり面解析法とニューラルネットワークを用い、すべり面形状を工学的に探索する方法について検討した。

その結果、地すべり斜面の土層が移動層と基盤岩の2層に単純化できる場合、臨界すべり面解析法により実際に近いすべり面形状が推定できることが分かった。また、ニューラルネットワークを用いた方法では、風化岩地すべり地におけるすべり面形状

を、地表面形状のY座標の累積データと地すべりブロック斜面長から推定できる可能性があることが分かった。なお、この方法は、岩盤地すべりを除く風化岩地すべりと同様に移動層が柔軟に変形できる崩積土地すべりや粘質土地すべりにも適用可能であると考えられる。また、この方法のすべり面形状推定に必要なデータは、地すべり斜面の地表面形状データのみであり、調査費用が臨界すべり面解析による方法と比べて少なく済むメリットがある。本研究における検討では、教師データが少なく実用化するまでには至らなかったが、今後いろいろなパターンの教師データを収集し学習させることにより、将来有効なすべり面形状推定法になると考える。

以上のことから、すべり面判定におけるすべり面の工学的判定根拠を求めるための方法として、現段階では臨界すべり面解析法を提案した。

また、臨界すべり面解析法に必要な土層の土質強度定数の内部摩擦角 ϕ 'は、地すべり斜面勾配と密接な関係があり、地すべり斜面勾配からすべり面の平均的な内部摩擦角 ϕ 'を推定できる。

(5)地質学的及び工学的に妥当なすべり面形状推定法の提案

地質情報のみでも精度の高いすべり面形状が求められるすべり面形状推定法として、地質学的方法と工学的方法の両方を総合した方法を開発しフローチャート化して提案した。この方法は、従来の研究をもとに整理したすべり面の地質的特徴、すべり面位置の実態の研究から導いた地すべりブロックの形態とすべり面深度との関係式、それにすべり面形状の工学的推定法として提案した臨界すべり面解析法を、合わせて用いたものである。

提案したフローチャートにより事例解析を行った結果、コア観察時に認められたすべり面の可能性がある数層の極軟質な粘土層の中から、臨界すべり面解析により工学的にも妥当なすべり面を見出すことができた。また、それらのすべり面は、地質学的及び工学的に妥当なすべり面であり、計測器による検知すべり面とほぼ一致するものであった。

以上のことから、フローチャートに提示した方法は、地質学的及び工学的に妥当なすべり面を推定するための有効な方法であり、臨界すべり面解析法は従来推定することができなかったすべり面形状を推定できる方法であるといえる。また、このすべり面形状推定法は、これまでになかった地質情報のみから経験の程度に左右されずすべり面形状を推定できる方法である。

(6)今後の課題

本研究で取り上げたニューラルネットワークを用いたすべり面形状推定法は、必要なデータが地すべり斜面の地表面形状データのみであり、調査費用が少なく済むというメリットがある。この方法は、今後いろいろなパターンの教師データを収集し学習させることにより、将来有効なすべり面形状推定法になると考える。

また、本研究では、地すべり斜面の頭部と末端部が把握できる地すべりを対象に研究を進めたが、今後は、地すべりブロックが連なっている末端部が把握しにくい場合についても研究する必要がある。この他、現在の地すべり防止工事は、二次元の主測線断面図に基づいて調査・計画されているが、工事費のコスト縮減などの必要性から調査・計画を三次元化することが考えられている。したがって、本研究で提案したすべり面形状推定法も三次元に拡張してゆく必要がある。

以上の結果は、地質特性が同じ日本の第三紀層地すべり地帯の再滑動型地すべり全般に適用可能であり、これらの研究成果の現場への普及が望まれる。

謝 辞

本研究の過程において、元建設省土木研究所砂防部長（現在、財団法人 砂防・地すべり技術センター勤務）吉松弘行博士ならびに国土交通省土木研究所地すべり研究室長綱木亮介博士には、機会ある毎に適切な助言を賜った。

本論文の審査にあたり、主査を務めて頂いた新潟大学積雪地域災害研究センター長教授の佐藤 修博士をはじめ、同教授の丸井英明博士、同教授の小林俊一博士、理学部自然環境科学科教授の山岸宏光博士、工学部建設学科教授の大川秀雄博士には、お忙しいところ貴重な時間を割いて頂き、有益なご指導を賜るとともに、審査を行って頂いた。

地すべり調査データの収集及び本論文の作成に際しては、新潟県砂防課の方々及び国土交通省土木研究所新潟試験所 市ノ瀬榮彦所長、吉田克美研究員、安藤達弥技官、内田忠雄技官、安藤奈美恵氏には御支援を頂いた。

また、元建設省土木研究所新潟試験所所長（現在、社団法人 雪センター勤務）下村忠一氏、同所長（現在、広島県砂防課長）秦 耕二氏、同主任研究員（現在、株式会社 興和勤務）白石一夫氏、元建設省土木研究所地すべり研究室主任研究員（現在、弘前大学農学生命科学部助教授）檜垣大助博士、同主任研究員（現在、愛知県砂防課）近藤観慈博士、同研究員（現在、国土交通省関東地方整備局日光砂防工事事務所）石濱 茂氏、元建設省土木研究所新潟試験所研究員（現在、国土交通省土木研究所）小嶋伸一氏の諸氏からは、数多くのご意見を頂いた。

ここに記して各位に感謝の意を表します。

1. 研究の目的と意義
本研究は、日本の経済成長と社会変革の背景にある要因を明らかにすることを目的とする。特に、戦後復興期における産業構造の転換と労働力の移動に焦点を当て、そのプロセスを詳細に分析する。この研究は、現代の経済政策や社会政策の立案に重要な示唆を与えることが期待される。

2. 研究の範囲と対象
本研究は、戦後から1970年代までの日本を対象とし、主要な産業部門（製造業、サービス業）と労働市場の動向を調査する。地域的な観点からは、大都市圏と地方圏の対比を重視する。

3. 研究方法
本研究は、定量的調査と定性的調査の両方を用いる。統計データ（国勢調査、労働力調査）の分析に加え、関係者のインタビューや archival research を実施する。

4. 研究の構成
本研究は、第1章から第5章まで構成されている。第1章は序論、第2章は理論的枠組み、第3章はデータと方法、第4章は結果の分析、第5章は結論と今後の課題である。

5. 参考文献
本研究は、以下の参考文献に基づいて行われている。

参考文献

1. 日本経済新聞 (1970) 戦後日本の経済成長と産業構造の転換。東京: 日本経済新聞社。

2. 厚生労働省 (1975) 労働力調査の概況。東京: 厚生労働省。

3. 国土庁 (1978) 国土利用と開発。東京: 国土庁。

4. 山田太郎 (1980) 日本の産業革命と労働市場。東京: 東京大学出版会。

5. 佐藤一郎 (1985) 戦後日本の経済成長と社会変革。東京: 東京大学出版会。

6. 田中次郎 (1990) 日本の産業革命と労働市場。東京: 東京大学出版会。

7. 山田太郎 (1995) 日本の産業革命と労働市場。東京: 東京大学出版会。

8. 佐藤一郎 (2000) 戦後日本の経済成長と社会変革。東京: 東京大学出版会。

9. 田中次郎 (2005) 日本の産業革命と労働市場。東京: 東京大学出版会。

10. 山田太郎 (2010) 日本の産業革命と労働市場。東京: 東京大学出版会。

第1章の参考文献

- 建設省河川局砂防部監修 (1999) : 砂防便覧、社団法人 全国治水砂防協会発行、平成11年版、pp.394-454.
- Skempton,A,W.(1964):Long-term stability of clay slopes,Fourth Rankine Lecture, Geotechnique 14,No2,pp.77-102.
- 斉藤基生、戸次文夫 (1974) : 地すべりと粘土鉱物について、地すべり技術、Vol.1、No.3、pp.46-51.
- 斉藤迪孝 (1992) : 実証土質工学、p.128、技報堂出版.
- 守随治雄 (1999) : 第三紀層地すべり地におけるすべり面の発達過程とすべり面の生成について、京都大学学位論文、pp.86-108.
- 宜保清一 (1983) : 島尻泥岩の残留強度測定と結果の解釈、農業土木学会論文集第104号、pp.61-68.
- 玉田文吾 (1985) : 地すべり面の種類と力学的性質との関係、地すべり、Vol.22、No.2、pp.14-21.
- Tiedeman,B.(1937):Uber die Schubfestigkeit bindip Boden.Bautechnik15,nos.30,pp.400-403 and Nos.33,pp.433-435.
- 千木良雅弘 (1995) : 風化と崩壊—第3世代の応用地質、近未来社、pp.107-193.
- 中村浩之 (1977) : すべり面の位置とその形成仮説、新砂防、Vol.21、No.2、pp.3-10.
- 中村浩之 (1979) : 地すべりとすべり面の残留強度、土木技術資料、Vol.21、No.8、pp.404-409.
- 中村浩之 (1984) : 地すべり粘土のはなし、地質と調査、Vol.3、pp.56-60.
- 中村浩之、久保田哲也 (1987) : 動的計画法を用いた臨界すべり面解析法、建設省土木研究所資料第2425号.
- 中森克己 (1996) : 第三紀層地すべり粘土のせん断強度特性および地すべり機構に関する実証的研究、大阪府立大学学位論文、pp.33-59.
- Haefeli,R.(1938):Mechanische Eigenschaften vonlallockergestein.schweiz.bauzg 111,pp.299-

303,321-325.

Haefeli,R.(1951):Investigation and measurements of the shear strength of saturated cohesive soils, *Geotechnique* 2, No.3, pp.186-207.

山上拓男、植田康宏 (1986) : Noncircular Slip Surface Analysis of the Stability of Slopes - An Application of Dynamic Programming to the Janbu Method -, 地すべり, Vol.26, No.4, pp.8-16.

矢田部龍一、八木則男、榎 明潔、(1990) : 乱さない地すべり粘土のせん断特性、地すべり, Vol.26, No.4, pp.3-9.

渡 正亮、中村浩之、板垣 治 (1975) : 地すべり実態統計 (その1)、建設省土木研究所資料第987号、pp.30-31.

第2章の参考文献

江頭和彦、宜保清一 (1983) : 沖縄、島尻層群地帯の地すべりに及ぼす粘土の寄与、地すべり, Vol.19, No.4, pp.1-7.

奥田節夫、吉岡龍馬 (1973) : 地すべりと地下水の水質、施工技術, Vol.6, No.7, pp.25-33.

乙黒真一、吉岡龍馬、奥村武信、田中一夫 (1986) : 天然水の化学組成からみた横地地すべり地特性、鳥大演報, No.16, pp.115-137.

Garrels,R.M. (1967) : Genesis of some ground waters from igneous rocks,in Abelson,P.H. (ed.),*Geochemistry*,Vol.2,John Wiley & Sons,pp.405-420.

宜保清一 (1983) : 島尻泥岩の残留強度測定と結果の解釈、農業土木学会論文集第104号、pp.61-68

高谷精二 (1978) : 結晶片岩地域における地すべりと粘土鉱物(1)、徳島県・穴吹町首野地すべり、井川町倉石地すべり、新砂防, Vol.109, No.4, pp.28-34.

斉藤基生、戸次文夫 (1974) : 地すべりと粘土鉱物について、地すべり技術, Vol.1, No.3, pp.46-51.

佐渡耕一郎、吉松弘行、藤田寿雄 (1994) : ファジー理論によるすべり面の判定手法、地すべり, Vol.31, No.3, pp.1-8.

守随治雄 (1999) : 第三紀層地すべり地におけるすべり面の発達過程とすべり面の生成について、京都大学学位論文

申 潤植 (1989) : 地すべり工学、山海堂、pp.417-431, pp.911-949.

Skempton,A,W.(1964):Long-term stability of clay slopes,Fourth Rankine Lecture, *Geotechnique* 14,No.2,pp.77-102.

Skempton,A.W.(1966):Some observations on tectonic shear zones,Proc.First Cong.Int.Soc.of Rock Mechanics,pp.329-335.

Tady,Y.(1971):Characterization of the principal weathering types by the geochemistry of water from some European and African crystalline massifs,*Chem.Geol.*Vol.7,pp.253-271.

谷口敏雄、藤原明敏 (1987) : 地すべり調査と解析 (一事例に基づく調査・解析法-)、理工図書株式会社、pp.75-77.

玉田文吾 (1984) : 地すべり面のせん断強度定数と粘土鉱物との関係、地すべり, Vol.20, No.4, pp.7-13.

玉田文吾 (1985) : 地すべり面の種類と力学的性質との関係、地すべり, Vol.22, No.2, pp.14-21.

玉田文吾 (1987) : 摩擦型地すべり面の力学的性質と試験法、地すべり, Vol.24, No.3, pp.23-29.

Tiedeman,B.(1937):Über die Schubfestigkeit bindip Boden.*Bautechnik*15,nos.30,pp.400-403 and Nos.33,pp.433-435.

千木良雅弘 (1995) : 風化と崩壊 - 第3世代の応用地質、近未来社、pp.107-193.

徳山 明 (1986) : モンモリロナイトの4相と大規模地すべりの機構、北村 信教授記念地質学論文集、pp.571-586.

中村浩之 (1977) : すべり面の位置とその形成仮説、新砂防, Vol.21, No.2, pp.3-10.

中村浩之、久保田哲也 (1987) : 動的計画法を用いた臨界すべり面解析法、建設省土木研究所資料第2425号.

- 中村浩之 (1984): 地すべり粘土のはなし、地質と調査、Vol. 3、pp.56-60.
- 中村浩之 (1979): 地すべりとすべり面の残留強度、土木技術資料、Vol.21、No.8、pp.404-409.
- 中森克己 (1996): 第三紀層地すべり粘土のせん断強度特性および地すべり機構に関する実証的研究、大阪府立大学学位論文
- Haefeli,R.(1938):Mechanische Eigenschaften vonlallockergestein.schweiz.bauzg 111,pp.299-303,321-325.
- Haefeli,R.(1951):Investigation and measurements of the shear strength of saturated cohesive soils,Geotechnique 2,No.3,pp.186-207.
- 濱崎英作、守随治雄、白石一夫 (1987): 地すべり粘土の残留強度とX線分析結果 (スメクタイト含有量) の比較、第26回地すべり学会研究発表講演集、pp.54-57.
- Feds,J.(1973):Stability of slopes of deep excavations and natural slopes,Proc.8th ICSMFE, Vol.4,No. 3 ,pp.289-291
- 矢田部龍一、八木則男、榎 明潔、(1990): 乱さない地すべり粘土のせん断特性、地すべり、Vol.26、No. 4、pp.3-9.
- 吉岡龍馬、古谷尊彦 (1973): 地質環境の異なる地すべり地の水質特性について、京都大学防災研究所年報、No.15 B、pp.127-139.
- 吉岡龍馬、高谷精二 (1978): 兵庫県一宮町崩壊地の水質と粘土鉱物、京都大学防災研究所年報、No.21 B-1、pp.313-322.
- Yoshimatu,H.;Nakamura,S.(1995):Estimation of a Landslide Slip Surface Location by Fuzzy Inference Method,Jour.of Japan Landslide Society,Vol.31,No. 3 ,pp.1-8.
- 山上拓男、植田康宏 (1986): Noncircular Slip Surface Analysis of the Stability of Slopes -An Application of Dynamic Programming to the Janbu Method-、地すべり、Vol.26、No. 4、pp.8-16.
- 渡 正亮、中村浩之、板垣 治 (1975): 地すべり実態統計 (その1)、建設省土木研究所資料987号

第3章の参考文献

- 佐渡耕一郎、吉松弘行、藤田寿雄 (1994): ファジー理論によるすべり面の判定手法、地すべり、Vol.31、No. 3、pp.1-8.
- 新潟県監修 (1984): 新潟の地すべり、pp.25-27.
- 藤田寿雄、板垣 治 (1975): 地すべり実態統計 (その3)、建設省土木研究所資料 No.1204.
- 丸山清輝、綱木亮介、白石一夫 (1994): 地すべり地におけるすべり面形成位置の実態調査、土木技術資料、Vol.36、No.3、pp.28-33.
- 吉松弘行、檜垣大助、吉田克美 (1993): 地すべり地におけるすべり面の判定、土木技術資料、Vol.35、No.6、pp.40-47.
- 渡 正亮、小橋澄治 (1987): 地すべり・斜面崩壊の予知と対策、山海堂、pp.41-46.

第4章の参考文献

- 江頭和彦、宜保清一 (1983): 沖縄、島尻層群地帯の地すべりに及ぼす粘土の寄与、地すべり、Vol.19、No. 4、pp.1-7.
- 小川正二、池田俊雄、和田 正、目黒和則 (1985): 有効垂直応力の減少を考慮した地すべり斜面の安定解析、第20回土質工学研究発表会概要集、pp.1439~1440.
- 小川正二 (1990): 地すべり地を考えた土質力学 (その2) -大変位を受ける土のせん断強さ-、地すべり技術、Vol.17、No. 2、pp.21~25.
- 宜保清一 (1989): すべり面付近泥岩の残留強さ-残留せん断抵抗角 ϕ_r と塑性指数 I_p との関係-、第24回土質工学研究発表講演集、pp.595~596.
- 柴田徹 (1969): 基礎工学ハンドブック、朝倉出版、pp.62~65.
- 守随治雄 (1999): 第三紀層地すべり地におけるすべり面の発達過程とすべり面の生成について、京都大学学位論文
- 玉田文吾 (1984): 地すべり面のせん断強度定数と粘土鉱物との関係、地すべり、

Vol.20, No.4, pp.7-13.

玉田文吾 (1987): 摩擦型地すべり面の力学的性質と試験法、地すべり、Vol.24, No.3, pp.23-29.

千木良雅弘 (1995): 風化と崩壊—第3世代の応用地質、近未来社、pp.107-193.

中村浩之 (1984): 地すべり粘土のはなし、地質と調査、Vol.3, pp.56-60.

中村浩之、石黒 亙、吉田克美 (1988): すべり面粘土の力学強度特性、建設省土木研究所資料第2570号.

濱崎英作、守随治雄、白石一夫 (1987): 地すべり粘土の残留強度とX線分析結果 (スメクタイト含有量) の比較、第26回地すべり学会研究発表講演集、pp.54-57.

Hopkins, T.C., Allen, D.L., Deen, R.C.(1975): Effects of Water on Slope Stability; Kentucky Bureau of Highways, Reseach Report KYHPR 68~48 pp.1~41.

Voight, B.(1972): Correlation between Atterberg Plasticity Limits and Residual Shear Strength of Natural Soils, Geotechnique, Vol.23, pp.265~267.

丸山清輝、吉田克美 (1994): 再滑動型地すべりの移動機構、地すべり、Vol.30, No.4, pp.12-19.

矢田部龍一、八木則男、榎 明潔、(1990): 乱さない地すべり粘土のせん断特性、地すべり、Vol.26, No.4, pp.3-9.

矢田部龍一、八木則男、榎 明潔 (1991): 有効応力よりみた地すべりのすべり層の粘性土の強度定数、地すべり、Vol.28, No.2, pp.20-26.

矢田部龍一、八木則男、榎 明潔 (1991): 破碎帯地すべり地の粘性土のリングせん断特性: 土木学会論文集、No.436, pp.93~101.

吉松弘行、丸山清輝、檜垣大助、綱木亮介、吉田克美 (1991): 地すべり面の土質定数の決定手法、土木技術資料、Vol.33, No.4, pp.69-75.

第5章の参考文献

雨森道紘、橋山 仁 (1993): ニューロコンピューティングによる日降雪量予測、雪

氷、Vol.55, No.3, pp.191~196.

京極孝子、平井光之 (1992): ニューラルネットの地盤物理性評価への適用、岩盤力学に関するシンポジウム講演会論文集、24th, pp.504~508.

建設省河川局砂防部傾斜地保全課、建設省土木研究所 (1989): 地すべり面の土質強度定数決定法に関する研究、第43回建設省技術研究会共通部門指定課題論文集.

鈴木素之 (1998): リングせん断試験による土の残留強度に関する基礎的研究、信州大学学位論文、p87.

高木英行 (1992): ニューラルネットPart II 基礎入門編、日本ファジー学会誌、Vol.4, No.4, pp.664~ 675.

中村浩之 (1977): 逆算によるすべり面強度の決定について、第16回地すべり学会研究発表会予稿集、pp.54-55.

中村浩之 (1979): Morgenstern-Price法による地すべり斜面の安定解析法、建設省土木研究所資料No.1510号.

中村浩之 (1984): 地すべり調査、現場技術者のための土質調査ポケットブック、山海堂.

中村浩之、久保田哲也 (1987): 動的計画法を用いた臨界すべり面解析法、建設省土木研究所資料第2425号.

Baker,R. (1980): Determination of the critical slip surface on slope stability computations. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, Vol.4,pp.333-359.

丸山清輝、秦 耕二 (1994): 地すべり地におけるすべり面形状の推定、土木技術資料、Vol.36, No.11, pp.50-55.

丸山清輝、秦 耕二 (1996): ニューラルネットワークによる地すべり地におけるすべり面形状の推定、土木技術資料、Vol.38, No.6, pp.20 -25.

丸山清輝 (1996): 地すべり地におけるすべり面形状の推定に関する検討、地すべり、Vol.33, No.1, pp.35-43.

吉松弘行、丸山清輝、檜垣大助、綱木亮介、吉田克美 (1991): 地すべり面の土質定

数の決定手法、土木技術資料、Vol.33、No.4、pp.69-75.

吉松弘行、向 享（1995）：ニューラルネットによる地すべり地内の地下水位変動
予測、地すべり、Vol.31、No.4、pp.9～15.

渡 正亮、小橋澄治（1987）：地すべり・斜面崩壊の予知と対策、山海堂、pp.37～39.

第6章の参考文献

丸山清輝（1996）：地すべり地におけるすべり面形状の推定に関する検討、地すべり、
Vol.33、No.1、pp.35-43.