

地すべり斜面の地下水の2次元的な 観測・解析による斜面安定解析

稲 葉 一 成
(農業工学科・土地改良学研究室)

目 次

第1章 序 論	1	2. 水理モデルの検証	13
第2章 地下水位, 地下水圧とその測定方法	2	3. 斜面安定解析の結果	15
第1節 はじめに	2	第4節 松之山越地すべり地での解析	16
第2節 地下水位, 地下水圧, 間隙水圧の定義	2	1. 水理モデル	16
1. 地下水位	2	2. 水理モデルにおける水抜きの表現方法	17
2. 地下水圧, 間隙水圧	3	3. 水理モデルの検証	17
第3節 地下水圧の測定方法	3	4. 斜面安定解析の結果	19
1. 全長ストレナ式観測孔	3	第5章 まとめ	20
2. 埋設式間隙水圧計	3	謝 辞	21
3. 部分ストレナ式観測孔	4	引用・参考文献	21
第3章 深度別の地下水観測	4	Summary	23
第1節 はじめに	4		
第2節 調査対象地区の概要	4		
1. 東虫亀地すべり地	4		
2. 松之山越地すべり地	6		
第3節 傾斜流の鉛直方向の地下水圧の分布	7		
1. 透水性の異なる均質土層の場合	7		
2. 透水性の異なる複数の土層がある場合	8		
第4節 全長ストレナ式観測孔の孔内水位	9		
1. 東虫亀 BV2-1 の場合	9		
2. 松之山越 BV3-0 の場合	10		
第4章 有限要素法による地すべり斜面の2次元元浸透流解析とそれに基づいた斜面安定解析	11		
第1節 はじめに	11		
第2節 新簡易解析法とその特徴	11		
第3節 東虫亀地すべり地での解析	12		
1. 水理モデル	12		

第1章 序 論

地すべり地の地下水観測には、従来から、孔全長にわたってストレナがある地下水観測孔（以下、全長ストレナ式観測孔）が用いられている。特定深度の水圧は、この孔内水位からの深さに相当する静水圧でもって求められている。このことは、地すべり斜面中の地下水流が静水圧分布になるものとして、すなわち、地下水頭は鉛直方向には一定であるとして、斜面方向にのみ変化するものとして、地下水流を1次元的に捉えていることを意味している。しかし、地下水流が静水圧分布になるのは、均質な土層中で、静止しているか水平流となる場合か、またはそれらに近い状態に限られる。地すべり斜面では、一般に地下水が傾斜流となることや、斜面が透水性の異なる複数の土層からなることから、地下水頭は鉛直方向にも変化し、静水圧分布にはならない場合が多い。

このような場合は、全長ストレナ式観測孔の孔内水位が何を表しているのかは不明であることから、間隙水圧計や目的とした深度にのみストレナがある観測孔（以下、部分ストレナ式観測孔）によって、深度別に地下水頭を測定する必要があることが、設計基準書²⁾も含めて、すでに数多く指摘されてき

受領日1996年12月20日, 受理日1997年5月16日

* 学位論文, 1994年3月23日, 新潟大学

ている。しかしながら、実際の現場では、依然として全長ストレナ式観測孔が用いられている。深度別の地下水観測例をあげると、これまでのところ、岸本ら¹⁰⁾、中村ら¹⁵⁾、内藤ら^{14, 16)}、小川ら²⁰⁾、丸山ら¹²⁾、川上^{8), 9)}のわずかな例があるにすぎず、いずれも研究目的で行われたものにとどまっている。

また、観測方法だけでなく、柏原ら⁶⁾が指摘しているように、このような問題点の多い方法で得られた結果に基づいて、斜面の安定度や地下水排除工による水抜き効果の評価を現実に行っていることにも問題がある。実際、全長ストレナ式観測孔による地下水観測が原因で、施工中にすべり破壊を起こしてしまった例も報告されている¹⁾。しかし、観測方法の問題を指摘した研究に比べ、このような斜面の安定度の評価などに与える影響についてまで具体的に指摘した研究は見あらず、この影響は明らかにされていない。依然として全長ストレナ式観測孔が用いられている背景には、このようなことも一因となっていると考えられる。

以上のことから、本研究では、深度別に地下水頭を測定することで、地下水流を2次元的に捉えると同時に、2次元浸透流解析を行い、これに基づいた斜面安定解析の結果を従来のものと比較することで、このような地下水流の捉え方（水圧の求め方）の違いが、斜面の安定度や地下水排除工による水抜き効果の評価に与える影響について検討した。

以下に、本論分の構成について示す。

第2章では、地下水の水位、水圧に関わる用語の定義について検討した。また、地下水圧（地下水頭）を測定する地下水観測孔の問題点について検討した。

第3章では、深度別に地下水頭を測定することによって、傾斜流の鉛直方向の地下水圧の分布を求め、静水圧分布とのズレについて検討した。また、全長ストレナ式観測孔の孔内水位についても検討した。

第4章では、深度別に地下水頭を測定して水理モデルを想定し、これについて有限要素法で2次元浸透流解析を行い、すべり面全体に沿った間隙水圧分布を求めて斜面安定解析を行った。これを従来の方法によるものと比較することによって、地下水流の捉え方の違いが斜面の安定度や地下水排除工による水抜き効果の評価に与える影響を検討した。

第5章では、2～4章で得られた結果及び考察を要約して示した。

第2章 地下水位、地下水圧とその測定方法

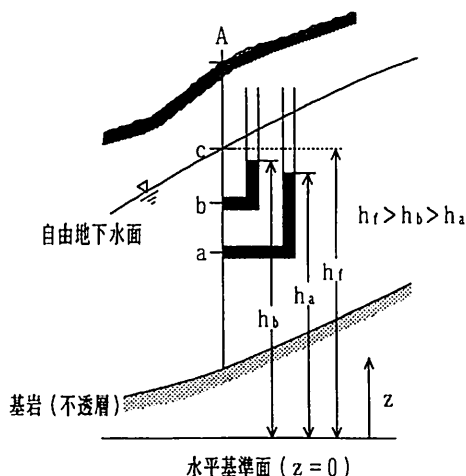
第1節 はじめに

地下水の水圧、水位に関わる用語について、その定義があいまいなまま使われている面があるので、本章では、まず、これらの用語の定義について検討する。次に、全長ストレナ式観測孔、埋設式間隙水圧計、部分ストレナ式観測孔の地下水観測孔について、それぞれの問題点について検討する。

第2節 地下水位、地下水圧、間隙水圧の定義

1. 地下水位

地下水の全水頭 h は、位置水頭と圧力水頭の和として、 $h = z + p/\gamma_w$ (z は標高, p は地下水圧, γ_w は水の単位体積重量) で表すことができる。これは、浸透流に関するダルシーの法則との関連からはポテンシャルとも呼び、またピエゾメーター水位 (piezometric level) とも呼ばれている。地すべりや地下水文学などの現場の地下水を対象とする分野では、この h を地下水位と呼び、同時に自由地下水位を指すものとして用いられている²⁰⁾。しかし、地すべり斜面中の地下水のように、傾斜流の場合は静水圧分布にはならないから、一本の鉛直線上においてピエゾメーター水位は深度によって異なり、必ずしも自由地下水位と一致するわけではない (なお、このことについては次章において検討する)。例えば、第2-1図A地点の鉛直線上で、ピエゾメーター水位はa点では h_a 、b点では h_b である。また、自由地下水位はc点であり、c点のピエゾメーター水



第2-1図 自由地下水位、地下水頭

位は h_r である。この場合、従来のように地下水位を自由地下水位とピエゾメーター水位の両方を表す用語とすると、単に地下水位といってもそれが特定の値を指すものにはならず、混乱が生ずることになる。もともと、一本の鉛直線上において、ピエゾメーター水位が深度によらず同じ値となり、自由地下水位と一致するのは、地下水が静止しているか水平流となる場合か、それらに近似できる場合に限られるのである。すなわち、従来の地下水位という用語は、鉛直方向のピエゾメーター水位の分布を考慮しないで、地下水流を1次元的に捉える場合に限り有効なのである。したがって、地下水流を2次元的に捉える場合は、このような混乱を避けるために、地下水位は自由地下水位を表わす用語として限定し、ピエゾメーター水位には地下水頭⁷⁾か全水頭の用語を使った方が良く考えられる。

2. 地下水圧、間隙水圧

地下水の水圧として最も普通に使われている間隙水圧は、もともと、土質力学の圧密や強度の問題と関連して示された概念であり、かなりマイクロに（土粒子の大きさのオーダーで）みても均質な間隙の存在を前提として、その間隙水の水圧を指している。しかし、実際の地すべり地で様々な方法で観測されている水圧は、例えば、泥岩の小土塊内のマイクロな間隙内の水圧ではなく、土塊と土塊の間の亀裂や水みちを含むような、少なくとも数 cm^2 から 1m^2 のオーダーの断面にわたる平均的な水圧とみなすべきであろう。この考え方からすれば、斜面安定解析の際に用いている間隙水圧も、このような平均的な水圧であると言うことができるが、従来の間隙水圧には、この平均的な水圧という概念は含まれていなかったと考えられる。また、実際の地すべり地における浸透流解析にダルシーの法則を適用する場合の水圧も同様に、このような平均的な地下水圧とみなすべきであろう。したがって、例えば、泥岩層の現場透水試験で得られる $10^{-5}\sim 10^{-6}\text{cm/s}$ のオーダーの透水係数も、これは明らかに土塊そのものの透水性ではなく（泥岩土塊そのものの透水係数は 10^{-7}cm/s 以下であろうから）、この 1m^2 のオーダーの断面の亀裂などを含んだ平均的な透水性を表すものとみるべきであろう。

第3節 地下水圧の測定方法

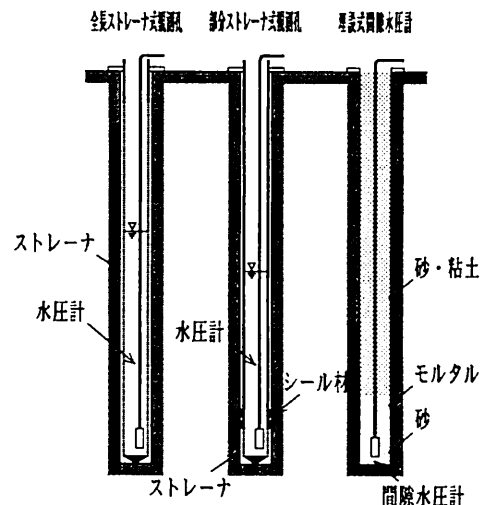
1. 全長ストレーナ式観測孔

全長ストレーナ式観測孔は、深度1mから孔底までの全長にわたってストレーナー加工をした塩ビ

パイプをボーリング孔内に設置したものであり、後述する埋設式間隙水圧計や部分ストレーナ式観測孔に比べて、構造が単純で設置も簡単である（第2-2図左）。現在、地すべり地の地下水観測では、このタイプの観測孔が最も多く用いられている。通常、この孔内水位は自由地下水位と一致するものとして、特定深度の水圧は、孔内水位からの深さに相当する静水圧でもって求められている。しかし、この方法で特定深度の水圧を測定することができるのは、地下水流が静水圧分布になる場合であって、これは、均質な土層中で、地下水が静止しているか水平流となる場合か、それらに近似できる場合に限られる。この観測孔を透水性の異なる複数の土層を貫いて設置した場合、岸本¹⁰⁾や川上⁷⁾が指摘しているように、孔内水位は孔全長にわたる地下水の影響を受けることになるから、孔内水位が何を表しているのかはわからないという問題がある。しかし、実際の現場ではこのことについてはほとんど考慮されていない。なお、この問題については、次章において具体例をあげて検討する。

2. 埋設式間隙水圧計

埋設式間隙水圧計は、電気式間隙水圧計をボーリング孔内に砂とともに埋設し、その上をベントナイトやモルタルで遮水することで、埋設深度の水圧を直接測定するものである（第2-2図右）。この水圧は、砂で埋め戻した部分の平均的な水圧であると考えられる。これまで、設置する間隙水圧計の数は、施工上の問題から一孔につき一個とすることが望ましいとされてきた²⁰⁾。そのため、測定する深度の数



第2-2図 地下水観測孔

に応じてボーリング孔を掘削する必要があることから、経費の面で問題があった。しかし、最近では、一孔に複数個の設置が可能なタイプのものも考案されている（例えば三輪ら¹³⁾）。埋設式間隙水圧計の利点は、後述する部分ストレーナ式観測孔に比べて、水圧の変化に敏感に反応するために、タイムラグが少ないという点にある。また、観測孔方式では自噴して測定不能になるような被圧地下水が存在する場合や、地すべり活動によって観測孔がセン断破壊する恐れがある場合などでも、この方式であればある程度まで測定可能である。しかし、電気式間隙水圧計の場合、水圧の変化を電圧の変化に変換しているために、出力値を実際の水圧の変化として把握するには、前もって校正係数を測定しておく必要がある。ところが、その校正係数は経時的に変化するため、埋設後は校正係数の変化による誤差をチェックする方法がなく、データの信頼性が設置後の経過時間とともに低くなるという問題がある。このことについて、吉田ら²⁰⁾や末峯²¹⁾は、センサー（水圧計）が観測システムのレコーダー部のアンプに原因があることを指摘している。地すべり地の自動観測化に伴い、埋設式間隙水圧計（電気式間隙水圧計）が用いられる機会が増えてもよさそうなものだが、実際にはそれほど用いられていない背景には、このようなことも一因となっていると考えられる。

3. 部分ストレーナ式観測孔

部分ストレーナ式観測孔は、目的とする区間のみストレーナを設けた塩ビパイプをボーリング孔内に設置し、このストレーナ区間の上部（あるいは、上下）をシール材で遮水したものである（第2—2図中央）。そのため、このストレーナ区間以外からの水の出入りはなく、特定深度の水圧を測定することができる。この水圧は、ストレーナ区間の平均的な水圧であると考えられる。埋設式間隙水圧計の場合と同様に、これまで、測定する深度に応じてボーリング孔を掘削する必要があったが、最近では、一孔で多深度の水圧を測定できるタイプのものも考案されている（例えば、沢田ら²²⁾）。部分ストレーナ式観測孔の利点は、埋設式間隙水圧計と比べて、手動による測定も可能であることから、孔内水位測定用のセンサー（水圧計）の校正係数のチェックも可能であるということや、センサーが故障した場合でも交換が可能であるという点にある。また、水質分析のための試料水を採水することも可能である。しかし、このタイプの観測孔では、水圧の変動を孔内水位の変動として捉えるには、ストレーナ部分の内外の水圧がつり合うまで水の流出入を要する。そ

のため、中村²³⁾が指摘しているように、孔径とストレーナのまわりの土の透水係数によっては、このタイムラグが問題となる。例えば、Hvorslev²⁴⁾によれば、孔内水位が平衡状態の90%までの水位に達する時間は、設置した土の透水係数が 10^{-6} cm/sec、ストレーナ区間の長さ100cm、孔径25mmの場合で約14時間となる。岸本²⁵⁾が孔径10mmのものを考案しているように、このタイムラグの問題は、孔径を小さくすることによってある程度対処することができるものの、孔径が小さくなりすぎると、今度は水位測定用のセンサー（現在、市販されているものは小さいものでも直径は30mm程度）が孔内に入らないために、自動観測ができないという問題が生ずる。しかし、いずれにしても、部分ストレーナ式観測孔で観測する時は、このタイムラグの問題にさえ注意すれば、他には特に問題となることはないと考えられる。

第3章 深度別の地下水観測

第1節 はじめに

地すべり斜面のように、一般に地下水が傾斜流となる場合は、後述するように深度によって地下水頭が異なり、静水圧分布にはならない²⁶⁾。この場合、流れの傾斜角が大きくなるにしたがって、また、深度が増すにしたがって、静水圧とのズレは大きくなる。

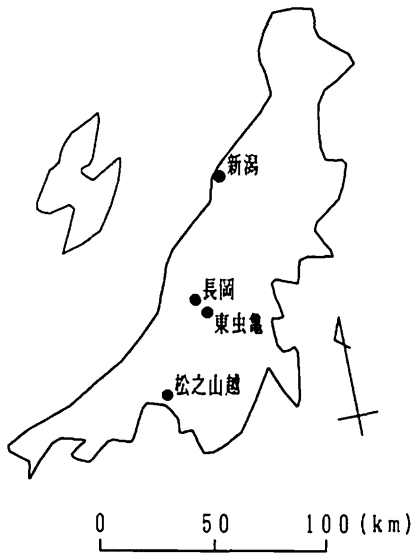
本章では、透水性の異なる均質土層からなる理想斜面と、透水性の異なる複数の土層からなる斜面（松之山越BV1地点）の2つの場合について、鉛直方向の地下水圧の分布を求めた。これによって、地下水流の傾斜角や土層の透水性が異なることによって生ずる静水圧とのズレについて検討した。

また、川上²⁷⁾が指摘しているように、全長ストレーナ式観測孔が最も多く用いられている現状では、この孔内水位がどのような現象を表しているのかについても検討しておく必要があることから、本章において、東虫亀BV2—1と松之山越BV3—0の孔内水位について、深度別の地下水頭と水質の面から検討した。

第2節 調査対象地区の概要

1. 東虫亀地すべり地

東虫亀地すべりは、新潟県古志郡山古志村東虫亀地区内に位置する（第3—1図）。調査報告書¹⁹⁾を参考にこの地すべりの概要を述べる。山古志村一帯



第3-1図 調査対象地区の位置

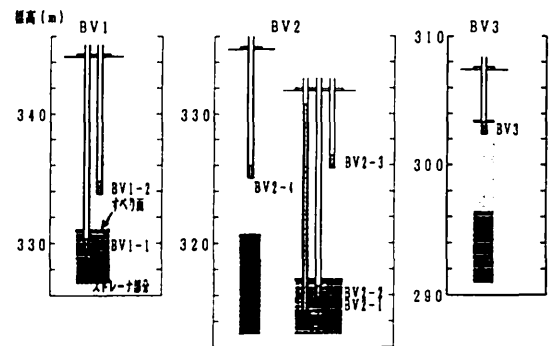
は、新第三紀中新世の泥岩を主体とした地質からなること、これを東山背斜が破断していること、日本でも有数の降雪地域であることなど、地質、地質構造、気象条件が重なって、地すべりの多発地帯となっている。これらの地すべりは、そのほとんどが古い地すべりブロックの一部が再活動したものであり、東虫亀地すべりもそのうちの一つである。

地すべり斜面の断面図を第3-2図に示す。地すべり地は、標高約270~360mに位置し、上部と下部の2ブロックが連なった形で、主測線上で平均傾斜約20°、長さ約260mの地すべり斜面を形成して

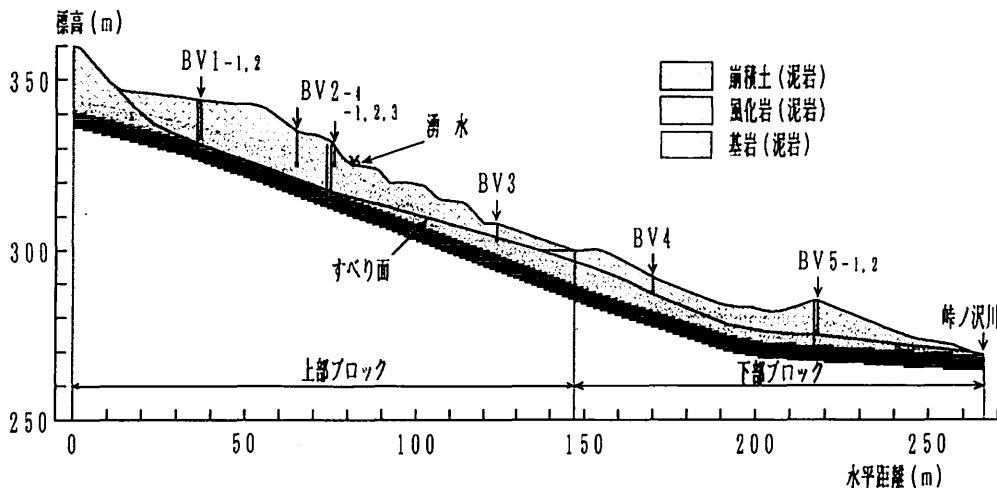
いる。上部ブロックは標高360mの冠頭部滑落崖から標高300m付近までで、下部ブロックはそこから標高270mの峠ノ沢川までである。斜面の数カ所には湧水があり、これらは養鯉池の水源となっている。斜面は椎谷層の泥岩、風化泥岩、泥岩起源の崩積土の3層からなる。ボーリングコアの観察結果などから、すべり面は主に風化泥岩層内にあると推定される。この斜面での地すべり活動は、上部ブロックでは1961年と1978年の集中豪雨時に、下部ブロックでは1986年の融雪時に発生しているが、これ以前のことは不明である。

上部ブロックに設置した地下水観測孔の仕様を第3-3図と第3-1表に示す。BV2-1は全長ストレナ式観測孔であり、これ以外は全て部分ストレナ式観測孔である。なお、本研究では上部ブロックについてのみ扱う。

各観測孔内には水圧測定用のセンサーを設置して、



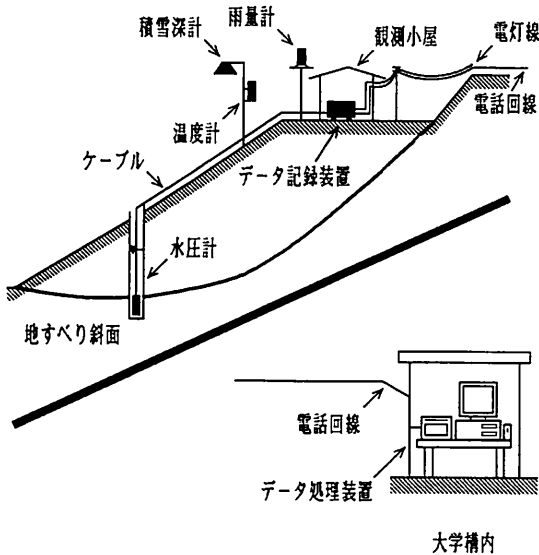
第3-3図 地下水観測孔の仕様（東虫亀）



第3-2図 地すべり断面図（東虫亀）

第3-1表 地下水観測孔の仕様 (東虫亀)

観測孔	孔深 (m)	ストレーナ区間 (m)
BV1-1	15.0	14.0~15.0
BV1-2	10.7	9.5~10.5
BV2-1	17.0	1.0~17.0
BV2-2	16.0	15.0~16.0
BV2-3	6.0	5.0~6.0
BV2-4	10.0	9.0~10.0
BV3	5.0	4.0~5.0



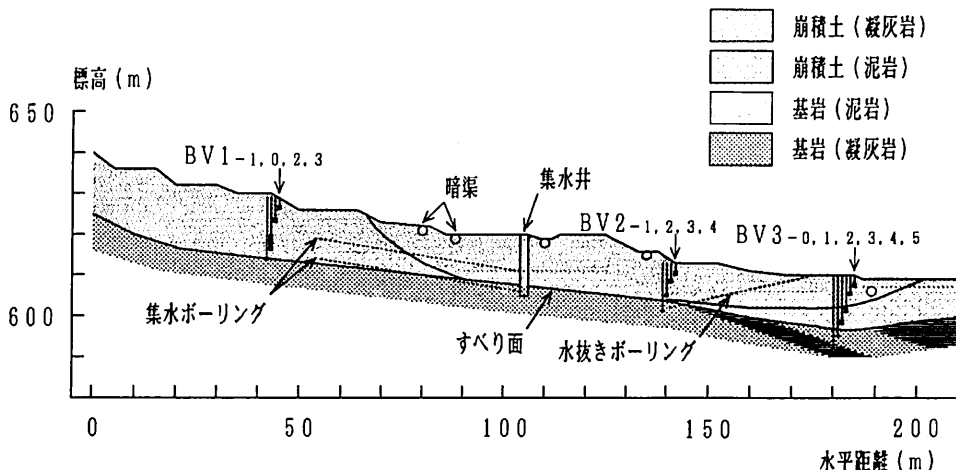
第3-4図 自動観測システムの概要 (東虫亀)

第3-4図に示すような自動観測システム²⁰⁾によって、水圧を一定時間ごとに自動計測している。このセンサーで自動計測されたデータは、地すべり斜面に敷設したケーブルで観測小屋に送られ、データ記憶装置に保存される。この保存されたデータは、電話回線を経由させることによって、約80km離れた新潟市の大学構内へ随時に転送することができる。

2. 松之山越地すべり地

松之山越地すべりは、新潟県東頸城郡松之山町天水越地区内に位置する (第3-1図)。調査報告書²¹⁾を参考にこの地すべりの概要を述べる。松之山町一帯は、新第三紀の泥岩、砂岩、凝灰岩が松之山ドームを構成しており、この背斜軸の周辺が地すべりの多発地帯となっている。松之山越地すべりもそのうちの一つであり、松之山ドームの南西部に位置する。この地すべりも東虫亀の場合と同様、古い地すべりブロックの一部が再活動したものである。

地すべり斜面の断面図を第3-5図に示す。地すべり地は、標高約595~625mに位置し、平均傾斜約10°、幅約40~50m、長さ約140mの地すべり斜面を形成している。冠頭部から中腹部にかけては地すべりの範囲は明瞭であるが、地すべりの方向が変わる中腹部から末端部にかけては極めて不明瞭である。斜面は椎谷層の泥岩と凝灰岩、泥岩起源の崩積土、凝灰岩起源の崩積土の4層からなる。ボーリングコアの観察結果や孔内傾斜計の観測結果などから、すべり面は泥岩起源の崩積土層内にあると推定される。この斜面での地すべり活動は、圃場整備後の1979~1980年にかけて発生し、その後一旦は停止したものの、1984~1985年の融雪期にかけて再び発生

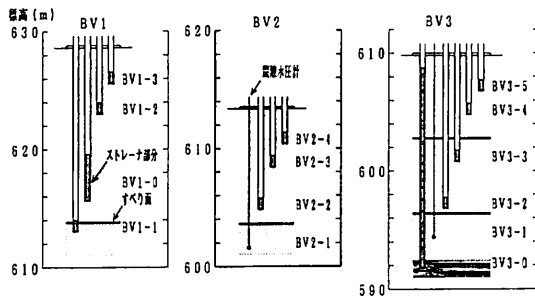


第3-5図 地すべり断面図 (松之山越)

している。しかし、1986年に地下水排除工として、集水井と上下2段の集水ボーリング、大型暗渠、3ヶ所の水抜きボーリングが施工された結果、地すべり活動は現在のところ停止している。

主測線上に設置した地下水観測孔の仕様を第3-6図と第3-2表に示す。BV3-0は全長ストレナ式観測孔であり、また、BV2-1とBV3-1は埋設式の間隙水圧計である。これら以外は全て部分ストレナ式観測孔である。

松之山越においても、主な観測孔内には水圧測定用のセンサーを設置して、東虫亀と同様な自動観測システムによって、水圧を一定時間ごとに自動計測している。ただ、松之山越の場合、データは現場に回収に行く方式²⁸⁾を採用している。



第3-6図 地下水観測孔の仕様（松之山越）

第3-2表 地下水観測孔の仕様（松之山越）

観測孔	孔深 (m)	ストレナ区間 (m)
BV1-0	13.0	9.0~13.0
BV1-1	15.5	14.5~15.5
BV1-2	6.0	5.0~6.0
BV1-3	3.0	2.0~3.0
BV2-1	11.8	
BV2-2	8.5	7.5~8.5
BV2-3	5.0	4.0~5.0
BV2-4	3.0	2.0~3.0
BV3-0	18.0	1.0~18.0
BV3-1	15.3	
BV3-2	13.0	12.0~13.0
BV3-3	9.0	8.0~9.0
BV3-4	5.0	4.0~5.0
BV3-5	3.0	2.0~3.0

第3節 傾斜流の鉛直方向の地下水圧の分布

1. 透水性の様な均質土層の場合

一般に、特定深度の地下水圧 p は、自由地下水位からの深さを H として、

$$p = \gamma_w H \quad \dots\dots (1)$$

(γ_w は水の単位体積重量)

で求められている。この式は、地下水流が静水圧分布をするものとして扱っていることと同義である。しかし、傾斜流の場合は、次に示すように静水圧分布にはならない。

いま、地下水流の全水頭 h を

$$h = p / \gamma_w - y \quad \dots\dots (2)$$

(p は地下水圧, y は鉛直下向きに正)

とする。 h の水平方向 x 、鉛直方向 y の勾配をそれぞれ J_x 、 J_y とする。すなわち、

$$J_x = -\partial h / \partial x, \quad J_y = -\partial h / \partial y \quad \dots\dots (3)$$

とすると、 k を透水係数として、ダルシー則は

$$\left. \begin{aligned} v_x &= -k \frac{\partial h}{\partial x} = k J_x \\ v_y &= -k \frac{\partial h}{\partial y} = k J_y \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots (4)$$

で表される。

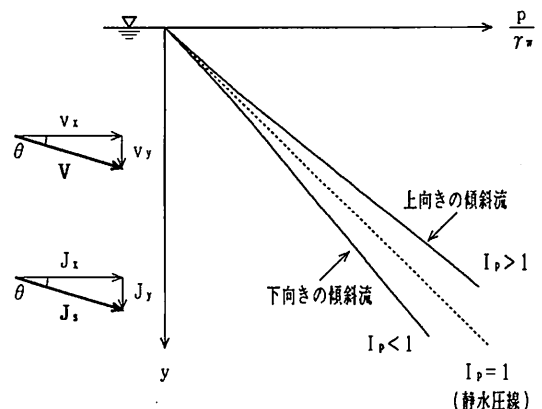
透水性の様な均質な土層からなる斜面を、地下水が自由地下水面を形成して流れる場合、圧力水頭 p / γ_w の鉛直下向きの勾配を

$$I_p = \frac{\partial}{\partial y} \left(-\frac{p}{\gamma_w} \right) \quad \dots\dots (5)$$

とすると、第3-7図に示すように、地下水が下向きの傾斜流となる、すなわち、 $v_y > 0$ ならば、

$$v_y = -k \left\{ \frac{\partial}{\partial y} \left(-\frac{p}{\gamma_w} \right) - 1 \right\} > 0$$

ゆえ、



第3-7図 鉛直方向の地下水圧の勾配

$$I_p = \frac{\partial}{\partial y} \left(-\frac{p}{\gamma_w} \right) < 1 \text{ となる。}$$

また、地下水が上向きの傾斜流となるならば $v_y < 0$ となり、上とは逆に $I_p > 1$ となる。静水圧分布では $I_p = 1$ であるから、上に示すように $v_y \neq 0$ 、すなわち、水平流でない限り傾斜流では $I_p \neq 1$ となり、静水圧分布にはならない。

いま、第3—7図に示すように、地下水流の水平からの下向きの傾きを θ とし、流れ方向 s の h の勾配を $J_s = -\partial h / \partial s$ とすると、

$$J_y = J_s \sin \theta \quad \cdots \cdots (6)$$

一方、

$$J_y = -\frac{\partial h}{\partial y} = 1 - I_p \quad \cdots \cdots (7)$$

ゆえ、(6)、(7) から

$$I_p = 1 - J_y = 1 - J_s \sin \theta \quad \cdots \cdots (8)$$

となる。(8)式が示すことで注目したいのは、圧力水頭勾配 I_p と h の流れ方向の勾配 J_s との関係は、透水係数 k の大小によらず、各地点の地下水流の傾き θ によってのみ決まるということである。また、全く一様な平行流でないかぎり、一般には一本の鉛直線上で動水勾配 J_s の値は、深さ y によって異なるから、(8)式は圧力水頭勾配 I_p も深さ y によって異なる値をもつことを示す一般式となっている。

2次元流では、(8)式の J_s と θ は深さによって異なるから、 I_p も深さによって異なる。しかし、土層の厚さが急変しないような斜面中の地下水流では、各地点の傾斜流をそれぞれの自由地下水面にほぼ平行として近似できる場合が多いと考える。この場合、一本の鉛直線上で動水勾配 J_s の値は深さ方向にほぼ一定となる。したがって、自由地下水面の傾斜角を θ とすると、この水面上の動水勾配は $\sin \theta$ となるから、 $J_s = \sin \theta$ となり、圧力水頭勾配 I_p は(8)式から

$$I_p = 1 - \sin^2 \theta = \cos^2 \theta \quad \cdots \cdots (9)$$

となる。この式は、一様な平行流についてよく解説的に示されている式と一致しているが、異なるのは、斜面方向に θ は一定でない一般の2次元流の場合にまで拡張している点である。

(9)式の近似が成り立つ場合は、特定深度の地下水圧 p は、自由地下水面からの深さを H として、
 $p = \gamma_w H \cos^2 \theta \quad \cdots \cdots (10)$

で求められる。

(1)式による水圧を p_0 、(10)式による水圧を p とすると、その相対誤差は

$$\frac{\Delta p}{p_0} = \frac{|p - p_0|}{p_0}$$

$$= \frac{|\gamma_w H - \gamma_w H \cos^2 \theta|}{\gamma_w H} \\ = 1 - \cos^2 \theta \quad \cdots \cdots (11)$$

となる。例えば、 $H = 20\text{m}$ の場合、 $\theta = 10^\circ$ でも $\Delta p / p_0 = 3\%$ であるから、 $\Delta p / \gamma_w = 20\text{m} \times 0.03 = 0.60\text{m}$ となる。また、 $\theta = 15^\circ$ では $\Delta p / p_0 = 6.7\%$ ゆえ、 $\Delta p / \gamma_w = 20\text{m} \times 0.067 = 1.34\text{m}$ にもなる。全長ストレーナ式観測孔で自由地下水位(注1)を測定して、(1)式によって地下水圧を求める場合、cmの単位まで読みとるのが普通であることを考えると、これらの誤差は無視できないものとなる。したがって、自由地下水面の傾斜角が 10° 以上になる場合に特定深度の水圧を求めるには、(1)式の代わりに、大まかな近似であるとはいえ、(10)式を用いた方がよりよいと言える。

2. 透水性の異なる複数の土層がある場合

前項では、透水性の様な均質土層からなる斜面の場合について検討したが、実際の地すべり斜面は、透水性の異なる複数の土層からなる。このような例として、松之山越地すべり地のBV1地点における鉛直方向の地下水圧の分布について検討する。

BV1地点の土層は、凝灰岩起源の崩積土、泥岩起源の崩積土、凝灰岩の3層からなり、地下水観測孔は、部分ストレーナ式観測孔BV1—1(深度15.5m)、BV1—0(深度13m)、BV1—2(深度6m)、BV1—3(深度3m)の計4本である(第3—6図)。

BV1地点における、水抜きの施工前の1986年6月23日と、施工後の1986年10月3日の鉛直方向の地下水圧の分布を第3—8図に示す。BV1—3、BV1—2、BV1—0があるすべり面よりも浅い崩積土層中では、深度が増すとともに地下水頭は低下する。BV1—2とBV1—0の深度での水圧は、静水圧の場合にはそれぞれ水頭で約5.6mと12.6mとなる。ところが、実際の水圧は約5.4mと11.7mであり、この時の圧力水頭勾配 I_p は、力の単位を重力単位とすると、

$$I_p = (11.7 - 5.4) / (12.6 - 5.6) = 0.90$$

となり、静水圧分布の場合よりも低い値となっている。この時の傾斜角 θ は、(9)式において、

$$0.90 = \cos^2 \theta \text{ より } \theta = 18.5^\circ$$

となる。すなわち、このBV1地点の崩積土層中の地下水は、圧力水頭勾配 $I_p = 0.90$ で、傾斜角が 18.5° 程度の下向きの傾斜流となっているものと考えられる。

しかし、このBV1地点において、BV1—1があるすべり面より深い凝灰岩層中での水圧は、第3—

8図に示すように、この圧力水頭勾配で見積もった値とは明らかに異なり、すべり面より浅い崩積土層中の水圧の分布とは相対的に不連続なものになっている。実際、第3～8図に示す観測値によると、BV1-3、BV1-2、BV1-0では、地下水排除工による水抜きによっても水圧はほとんど低下していないのに対し、BV1-0では約4.1mも低下しており、地下水圧はすべり面の上下で急変して、圧力水頭勾配が不連続になっていると考えた方がよいことを示している。これらのことから、BV1地点では、すべり面が薄い難透水層を形成し、この上下で地下水を通しにくくしているものと考えられる。したがって、この地点の鉛直方向の地下水圧の分布は、図中（第3～8図）に実線で示すような、すべり面で急激に水圧低下が生じる分布になるものと考えられる。

このように、鉛直方向に2～3点の地下水圧を測定して水圧の分布図が得られた時、その勾配が（8）式や（9）式で見積もった値に比べて明らかに異なる場合には、その斜面の土層は、鉛直方向に少なくとも2～3層の透水性の異なる複数の土層からなるものとみなさなければならない。また、この場合、（1）式はもとより、（10）式による近似さえも成り立たなくなることから、特定深度の水圧を自由地下水位からの深さから求めることができないことに注

意する必要がある。

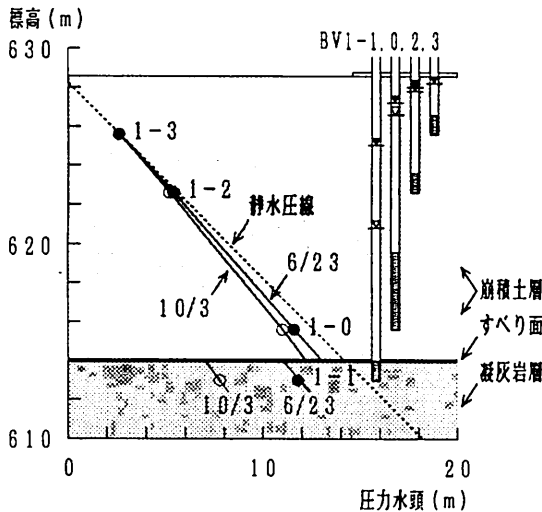
第4節 全長ストレーナ式観測孔の孔内水位

1. 東虫亀 BV2-1 の場合

BV2地点の土層は、泥岩起源の崩積土、風化泥岩、泥岩の3層からなる。ここに設置した地下水観測孔は、全長ストレーナ式観測孔BV2-1（深度17m）、部分ストレーナ式観測孔BV2-2（深度16m）、BV2-3（深度6m）の計3本である（第3～3図）。

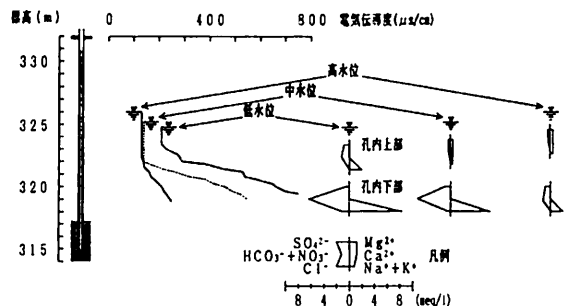
まず、BV2-1の孔内の電気伝導度の分布と、孔内上部（水面下約1m付近）と孔内下部（標高319m付近）の水質（注2）（ヘキサダイアグラム）の分布を第3～9図に示す。図に示すように、水質と電気伝導度の分布のパターンは、孔内水位の標高によって、低水位（325m以下）、中水位（325～326m）、高水位（326m以上）の3つに大別できる。低水位の時は、電気伝導度は孔内全体にわたって高い値となり、孔内下部に分布する重炭酸ナトリウム型の水が孔内の上部にまで影響を与えている。中水位、高水位の場合のように、孔内水位が上昇する時は、電気伝導度は孔内全体にわたって低い値となり、今度は、孔内上部に分布する電解質濃度の低い水が孔内の下部にまで影響を与えている。この時は、電解質濃度の低い水が孔内の上部から多量に入るものと考えられる。この電解質濃度の低い水は、第3～2図に示した斜面の中腹部にある湧水と同じ水質であることから、実際にある程度の流量を持っているものと考えられる⁴⁾。したがって、これらのことは、孔内を通じた水の移動が起きていることを示している。なお、このような現象は、柏原ら⁶⁾による観測例でも指摘されている。

次に、1992年の孔内水位の観測結果を第3～10図に示す（なお、BV2-3孔では常に孔内水が涸れ



第3～8図 鉛直方向の地下水圧の分布
（松之山越 BV1 地点）

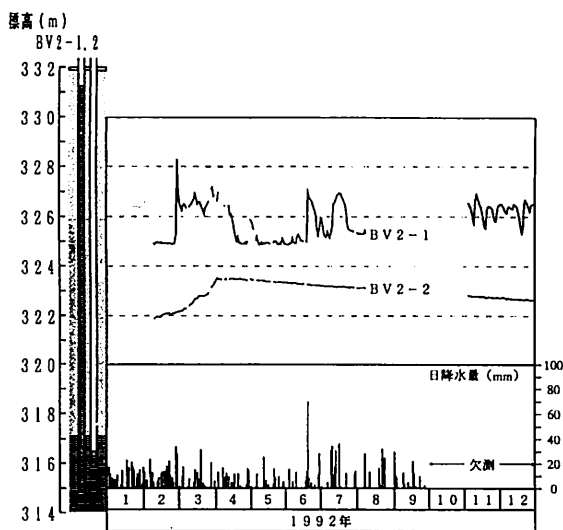
- : 6/23の地下水圧の観測値
- ▼ : 6/23の孔内水位の観測値
- : 10/3の地下水圧の観測値
- ▽ : 10/3の孔内水位の観測値



第3～9図 全長ストレーナ式観測孔における電気伝導度と水質の分布（東虫亀 BV2-1）

ていることから、孔内水位は図中に示していない)。BV 2-2の孔内水位は、標高322~323mにあり、BV 2-1の孔内水位よりも常に1.5m以上も低い位置にある。また、このBV 2-2の孔内水は電気伝導度が約 $1500 \mu\text{S}/\text{cm}$ もある重炭酸ナトリウム型の水である。したがって、BV 2-1の孔内水位は、重炭酸ナトリウム型の水の地下水頭を表しているのではないことと、電解質濃度の低い水の地下水頭は重炭酸ナトリウム型の水の地下水頭よりも高いことがわかる。また、第3-9図に示すように、BV 2-1孔では、標高322~323mよりも下の位置では、電気伝導度が孔内水位に関係なく深さと共に高くなる傾向がある。これは、重炭酸ナトリウム型の水の地下水頭が、標高322~323mであることによるものと考えられる。

以上のことから、BV 2-1の孔内水位は、電解質濃度の低い水と重炭酸ナトリウム型の水との水頭の大小関係と、これらの水が分布する土層の透水量の大小関係とが複雑に関係して、孔内を通じた水の移動が起こった結果の平衡水位であると考えられるが、現在のデータではこれ以上のことはわからない。しかし、いずれにしても、この水位がすべり面の深度(15m)付近の地下水頭(=BV 2-2の孔内水位)を表しているのではないこと、また、この孔内水位からすべり面の水圧を求めた場合、BV 2-2によるものよりも常に水頭で1.5m以上(最高で約6m)も高い値になることは確かである(第3-10図)。したがって、このことは、斜面安定解析の安全率にも影響を与えるものと考えられるが、これに



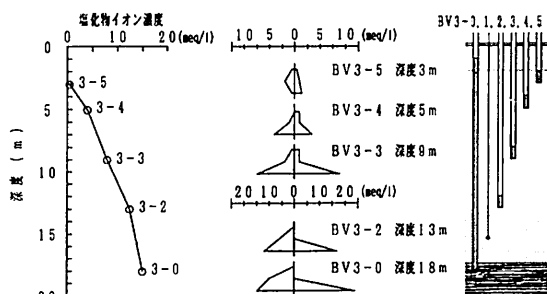
第3-10図 孔内水位の観測結果(東虫亀 BV 2 地点)

については、次章で検討する。

2. 松之山越 BV 3-0 の場合

BV 3 地点の土層は、凝灰岩起源の崩積土、泥岩起源の崩積土、凝灰岩、泥岩の4層からなる。ここに設置した地下水観測孔は、全長ストレナ式観測孔 BV 3-0 (深度18m)、埋設式間隙水圧計 BV 3-1 (深度15.3m)、部分ストレナ式観測孔 BV 3-2 (深度13m)、BV 3-3 (深度9m)、BV 3-4 (深度5m)、BV 3-5 (深度3m) の計6本である(第3-6図)。

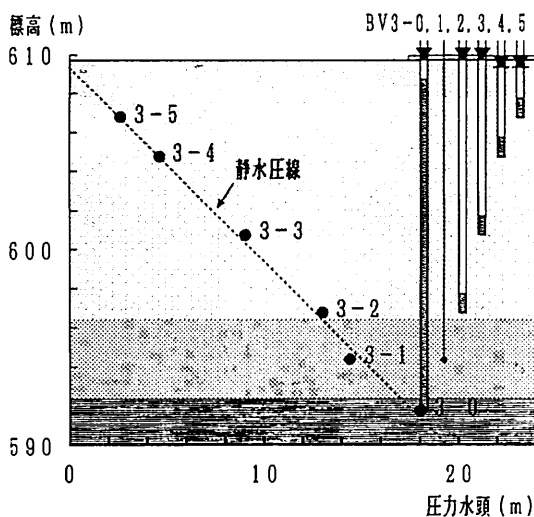
まず、各観測孔内水の水質分析から得られた、BV 3 地点における1986年6月3日の鉛直方向の塩化物イオン濃度、水質(ヘキサダイアグラム)の分布を第3-11図に示す。水質の分布をみると、BV 3-5が硫酸カルシウム・マグネシウム型である他は全て塩化ナトリウム型であり、地すべり地の深い層に由来する水の指標²⁴⁾である高濃度の塩化物イオンが浅い位置でもみられる(第3-11図中央)。また、深度が増すとともに塩化物イオン濃度は高くなるという明瞭な傾向が認められる(第3-11図左)。これらのことは、BV 3 地点では、本来深い層にある塩化物イオン濃度の高い水が、移流拡散によって浅い位置にまで上昇してきていることを示唆している(また、これは、すべり面にわずかながらも透水性があることも示唆している)。したがって、全長ストレナ式観測孔 BV 3-0 (深度18m)の孔内水の塩化物イオン濃度が BV 3-2 よりも高いことは、BV 3-0の孔内水は BV 3-2 (深度13m)よりも深い層に由来する水であることを示している。また、全長ストレナ式観測孔である BV 3-0 の孔内水の水質が深度に関係なく一様なのは、下方から上方への孔内を通じた水の移動が常に起こっていることを示している。



第3-11図 鉛直方向の塩化物イオン濃度、水質の分布
(松之山越 BV 3 地点, 1986年6月3日)
○: 塩化物イオン濃度

次に、上記の水質調査を行った時（1986年6月3日）の鉛直方向の地下水圧の分布を第3-12図に示す。BV3-0の孔内水位は、BV3-2やBV3-3と同じ位置にあり、BV3-4やBV3-5よりも約40cm高い。したがって、水質の結果もあわせれば、BV3-0（深度18m）の孔内水位は、BV3-2（深度13m）よりも深い位置、恐らくBV3-0の孔底付近（深度18m）に分布する水の地下水頭に近い値を表しているものと考えられる。また、図中（第3-12図）の●に示すように、BV3-0の孔底深度の水圧が破線で示す静水圧よりも高い、すなわち、孔内の下方の地下水頭が高いことから、下方から孔内への流入水が多く、これによって孔内水に上向きの流速が生ずるものと考えられる。

しかし、この考え方では、埋設式の間隙水圧計BV3-1（深度15.3m）の水圧が、静水圧よりも低い値になっていることについてまではうまく説明することはできない。このことについては、間隙水圧計の較正係数の変化による誤差であるのか、あるいは、実際にこの深度の水圧が静水圧よりも低いのか、いずれにしても埋設深度の水頭を実測することはできないことから、確認することはできない。（注3）



第3-12図 鉛直方向の地下水圧の分布
（松之山越 BV3 地点）
●：地下水圧の観測値
▼：孔内水位の観測値

第4章 有限要素法による地すべり斜面の2次元浸透流解析とそれに基づいた斜面安定解析

第1節 はじめに

地すべり斜面の安定解析に際しては、土（すべり面）の強度常数の決定とともに、実体に即したすべり面に沿った間隙水圧分布を求めることが必要となる。現状では、土の強度常数は、残留強度などで精度を上げて求められているのに対し、すべり面に沿った間隙水圧分布は、地下水観測から簡単に求められていることが多い。すなわち、いくつかの観測地点において自由地下水位を観測して、それらを適当に連ねて自由地下水面の形を近似し、そこからすべり面までの深さに相当する静水圧でもって求める方法が用いられている。これは、この方法が、限られた観測地点からすべり面に沿った連続的な間隙水圧分布を、比較的簡単に求めることができることによるものと考えられる。しかし、地すべり斜面では、一般に地下水が傾斜流となることや、斜面が透水性の異なる複数の土層からなることから、鉛直方向にも地下水頭は変化し、静水圧分布にはならない場合が多い。したがって、このような方法では、実体に即してすべり面の間隙水圧分布を求めることはできず、斜面の安定度を正しく評価することはできないものと考えられる。

本章では、東虫亀と松之山越において、地すべり斜面を透水係数の異なるいくつかの土層に区分し、有限要素法による新簡易解析法³⁰⁾を用いて2次元浸透流解析を行った。この結果を深度別の地下水頭の観測結果と検証して、実体に即したすべり面に沿った2次元的な間隙水圧分布を求め、これに基づいて斜面安定解析を行った。さらに、この結果を従来の自由地下水面から静水圧でもって求めたものと比較することで、このような水圧の求め方の違いが斜面の安定度や地下水排除工による水抜き効果の評価に与える影響を検討した。

第2節 新簡易解析法とその特徴

地すべり斜面の浸透流を2次元的に解析し、すべり面全体に沿った2次元的な間隙水圧分布を求めるために、本研究では、有限要素法による新簡易解析法³⁰⁾を用いた。ここで、この新簡易解析法の特徴について簡単に述べておく。なお、本研究で扱うのは定常浸透流である。

現在、自由地下水面のある不圧浸透流を数値解析する方法としては、飽和解析法と飽和—不飽和解析

法の2つがある。飽和解析法は、自由地下水面を最上限の流線と仮定し、それ以下の飽和領域を解析の対象とする方法である。基礎式は、全水頭 $h = z + p/\gamma_w$ (z は標高, p は地下水圧, γ_w は水の単位体積重量) に関するラプラスの式 $\nabla^2 h = 0$ を解く。しかし、この方法は、自由地下水面の上に実在する毛管流を無視した近似解析である。また、自由地下水面形を仮定して、これ以下の飽和流のみを解析の対象とするために、有限要素法で解く場合はメッシュの組み替えが必要となり、有限要素法による解析の特徴(一度メッシュを組めば、プログラムそのものの変更は必要なく、境界条件や浸透特性の入力値の変更のみで可能)が失われてしまう。

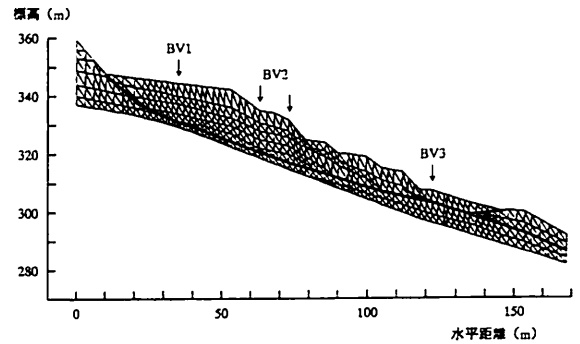
これに対し、飽和-不飽和解析法は、自由地下水面より上の不飽和領域を含む全領域を解析の対象とする方法である。基礎式は、定常浸透流では、 $\nabla \cdot (k \nabla h) = 0$ (k は透水係数で、不飽和帯では水分あるいは負圧の関数) を解く。この方法は、有限要素法で解く場合でも、飽和解析法のようなメッシュの組み替えを必要としない。現在、最も実体に即した解が得られる方法である。ただし、この方法では、少なくとも不飽和透水係数と水分あるいは負圧との関係を、実験か仮定によって特定しなければならない。ところが、この関係を実験で正確に求めるのは難しく、また、実験によらずに仮定する場合は、それだけ不確実性が入ってきてしまうことになる。

これらに対し、新簡易解析法は、飽和-不飽和解析法と同様に、自由地下水面より上の不飽和領域を含む全領域を解析の対象とするため、有限要素法で解く場合でもメッシュの組み替えを必要としない。また、基礎式は、不飽和領域を含む全領域において飽和解析法と同じ $\nabla^2 h = 0$ を解くため、飽和-不飽和解析法のような不飽和透水係数と水分あるいは負圧との関係を特定する必要もない。しかも、得られる解は飽和解析法よりも実体に即し、かつ、不飽和領域を含む全領域において飽和-不飽和解析法によく近似したものとなる。なお、この定性的ならびに理論的な根拠については吉田ら³⁰⁾ によるが、ここでは説明を省略する。

第3節 東虫亀地すべり地での解析

1. 水理モデル

要素分割図を第4-1図に示す。すべり面の上下での圧力分布の違いを表現できるように、すべり面の薄い層に相当する位置の要素のみ細分割した。これは、安定解析の際に必要なすべり面に沿った

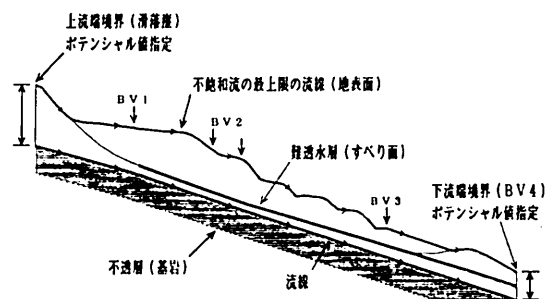


第4-1図 要素分割図(東虫亀)

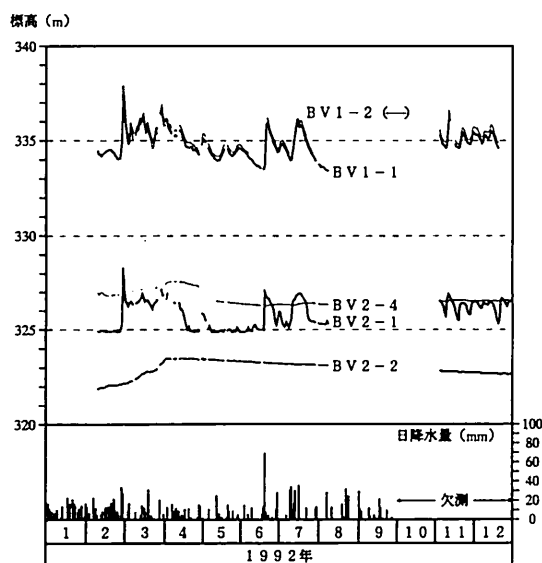
間隙水圧分布を精度よく求めるためでもある。また、孔内水位の観測値と計算値を比較できるように、地下水観測孔のストレナの位置に相当する所には節点ができるように配慮した。なお、要素数は852で、節点数は506である。

解析領域と境界条件を第4-2図に示す。解析領域は、斜面最高点の滑落崖から下部ブロックのBV4地点までである。境界条件については、地表面は不飽和流の最上限の流線とし、基岩は不透層としてその境界は流線とする。ただし、この水理モデルにおける基岩の位置は、第3-2図で示した基岩の位置よりも2m程度下げた。これは、第4-3図に示すように、第3-2図で基岩とされる部分の表層2m程度にストレナのある観測孔(BV1-1, BV2-2)においても地下水頭が変動することから、この部分の基岩は亀裂に富んでいるものと考えられるからである。

上、下流端の鉛直境界面は、地表面までの不飽和領域を含めて、それぞれ一本の等ポテンシャル線(その値は自由地下水位の標高値)と仮定する(第4-2図)。ここでは、上流端境界には、各観測地点での観測値と計算値が一致するような値を試行錯



第4-2図 解析領域と境界条件(東虫亀)

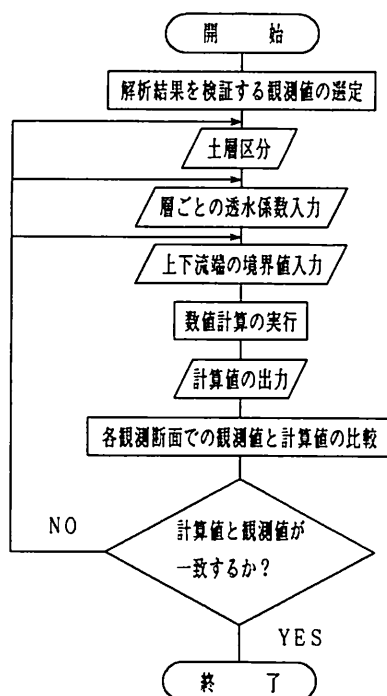


第4-3図 孔内水位の観測結果(東虫亀)

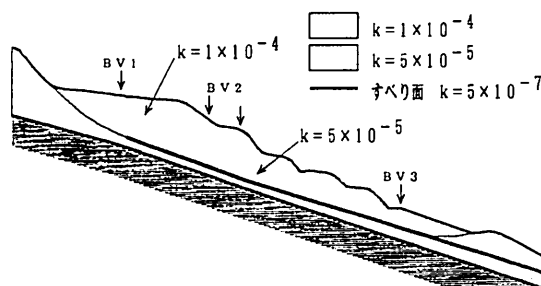
誤で与え、下流端境界には、BV4の観測値(ポテンシャル値)を与えた。

透水性の異なる土層区分については、まず最初に図3-2の土層のように区分した(ただし、上述したように、基岩の位置は2m程度下げた)。これらに与える透水係数の初期値は、現場透水試験²⁰⁾の結果を参考にして与えた。すべり面には、地下水観測の結果¹⁾に基づき、難透水性となるような低い値(10^{-7} cm/secのオーダー)を与えた。

このように、土層区分とその透水係数を仮定した一つの水理モデルが得られたら、次に、そのモデルにおいて第4-4図に示すように、有限要素法によってポテンシャル解を求め、各観測孔のストレーナの位置に相当する節点の計算値(ポテンシャル値)と孔内水位の観測値を比較する。この解析結果を検証する観測値には、降雨の影響がなく、ほぼ定常状態とみられる1991年5月11日の観測値(低水位)と、融雪水の影響で水位の高い状態にある1992年4月3日の観測値(高水位)を選んだ。これらの計算値と観測値がほぼ一致するまで、透水係数や境界値をいろいろに変えて計算を繰り返す。これらを変えるだけでは一致しない場合には、透水性の異なる土層区分の境界を若干変更する。低水位、高水位の両方において、計算値と観測値がほぼ一致するようなモデルが得られた時、最適な水理モデルが得られたものとして計算を終了する。最終的に得られた最適な水理モデルにおける土層区分とその透水係数を第4-5図に示す。



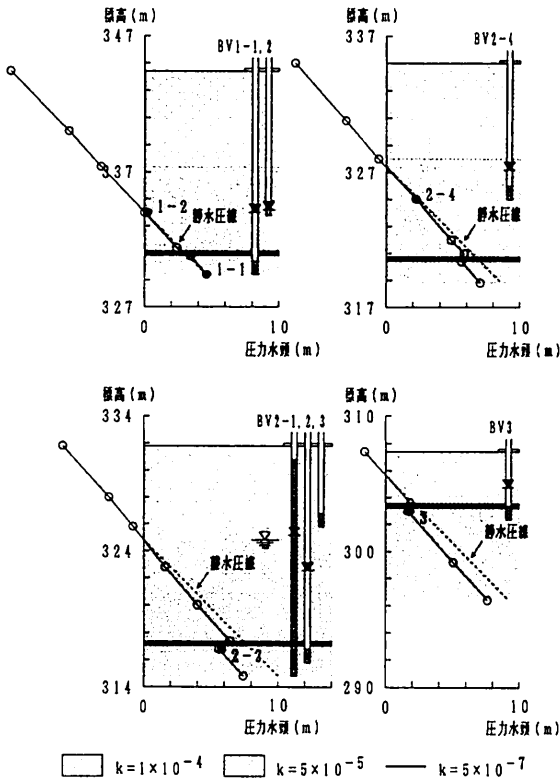
第4-4 最適な水理モデルを得る手順



第4-5図 最適な水理モデル(東虫亀)

2. 水理モデルの検証

最適な水理モデルによる低水位と高水位の解析結果を、各観測地点における鉛直方向の地下水圧の分布として、第4-6図、第4-7図に示す(図中の不飽和の領域においては、各節点の値は負圧として求まっている)。また、各観測孔の孔内水位の計算値(ストレーナの位置に相当する節点のポテンシャル値)と観測値及びその差を第4-1表、第4-2表に示す。なお、BV2-1は全長ストレーナ式観測孔であり、孔内水位がどの深度のポテンシャル値を表しているのか特定できないことから、孔内水位の計算値には自由地下水位の値を用いた。また、

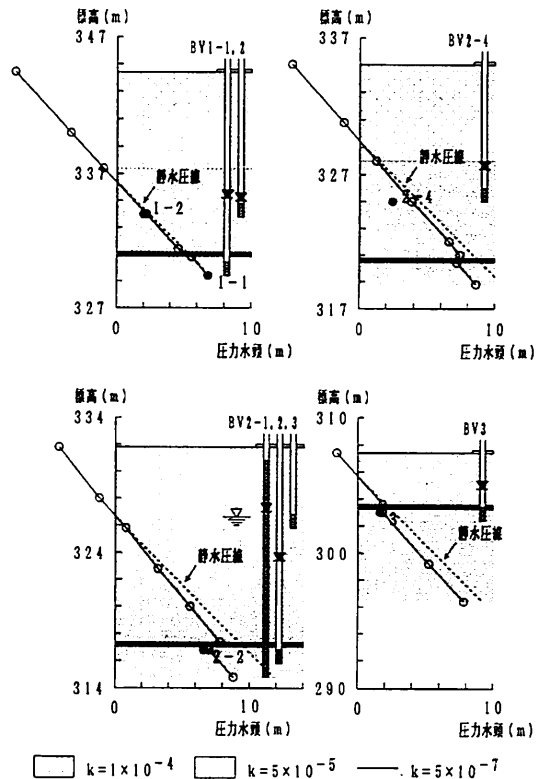


第4-6図 低水位の鉛直方向の地下水圧の分布
(東虫亀)

○: 地下水圧の計算値
●: 地下水圧の観測値
▽: 自由地下水位の計算値
▼: 孔内水位の観測値

第4-1表 低水位の観測値と計算値及びその差
(東虫亀)

観測孔	ポテンシャルの 観測値(m) (1)	ポテンシャルの 計算値(m) (2)	差(m) (2)-(1)
BV1-1	333.9	334.0	0.1
BV1-2	334.3	334.0	-0.3
BV2-1	325.2	324.8	-0.4
BV2-2	322.7	322.4	-0.3
BV2-3			
BV2-4	327.1	327.2	0.1
BV3	304.8	304.6	-0.2



第4-7図 高水位の鉛直方向の地下水圧の分布
(東虫亀)

○: 地下水圧の計算値
●: 地下水圧の観測値
▽: 自由地下水位の計算値
▼: 孔内水位の観測値

第4-2表 高水位の観測値と計算値及びその差
(東虫亀)

観測孔	ポテンシャルの 観測値(m) (1)	ポテンシャルの 計算値(m) (2)	差(m) (2)-(1)
BV1-1	336.1	336.2	0.1
BV1-2	335.9	336.2	0.3
BV2-1	326.9	326.7	-0.2
BV2-2	323.4	323.8	0.4
BV2-3			
BV2-4	327.4	328.9	1.5
BV3	304.8	304.8	0

BVB 2—3 は常に孔内水が涸れていたので、孔内水位は表中に示していない。

各観測地点における計算値と観測値との差は、高水位の BV 2—4 地点を除き、0.4m 以内に抑えることができた（第 4—1 表、第 4—2 表）。BV 1 地点では静水圧分布に近い状態であることや、BV 2 地点ではすべり面の下で減圧することなど、斜面の地下水賦存状態を実体 に即して表現することができた。したがって、各観測地点以外の、すべり面全体に沿った 2 次元的な間隙水圧分布も、この水理モデルから各観測地点と同程度の精度で得られるものと考えられる。なお、本研究のように、2 次元の鉛直方向の地下水圧の分布を観測して、これによって計算値を検証して、地下水流を 2 次元的にシミュレートする試みはこれまで少なかった。

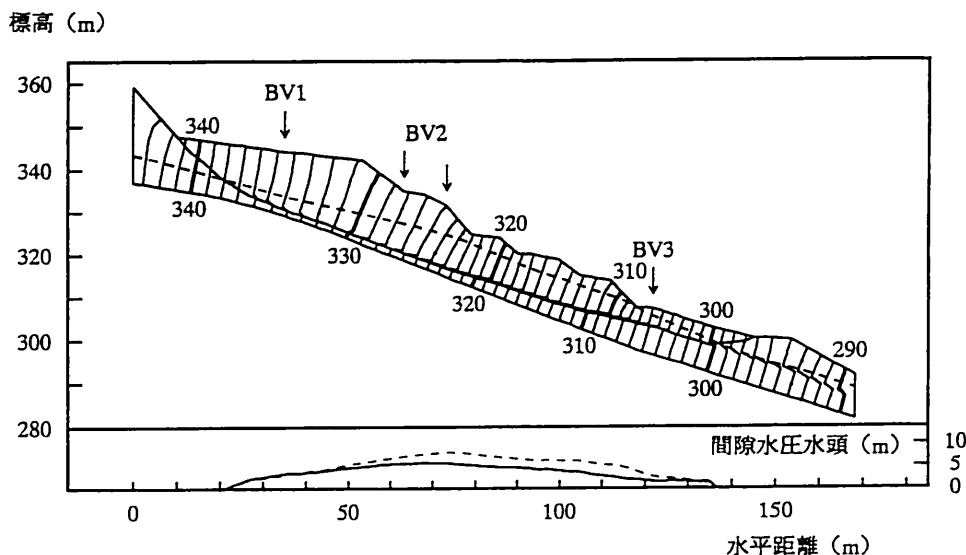
3. 斜面安定解析の結果

最適な水理モデルから求めた低水位と高水位の等ポテンシャル線と、すべり面に沿った間隙水圧水頭分布を第 4—8 図、第 4—9 図に示す。また、このすべり面の間隙水圧分布から求めた斜面安定解析の結果を、従来の自由地下水面から静水圧分布として求めたものとともに第 4—3 表に示す。安定解析は簡易 Janbu 法で行い、土の強度定数は、椎谷層についての報告例⁵⁾と土質試験の結果¹⁹⁾を参考にして、

残留強度 $c' = 0 \text{ tf/m}^2$ 、 $\phi' = 26.0^\circ$ とした。

2 次元浸透流解析による安全率は、従来の自由地下水面から静水圧として求めたものと比較して、低水位で約 0.09、高水位では約 0.11 高い値となった（第 4—3 表）。これは、BV 2—BV 3 地点で地下水流の傾きが大きくなることと、難透水層であるすべり面の下での圧力低下が大きいこと（第 4—8 図上、第 4—9 図上）により、すべり面の間隙水圧が自由地下水面から静水圧として求めたものよりも低くなるからである（第 4—8 図下、第 4—9 図下）。斜面の安定度を評価する際には、安全率で 0.09~0.11 という違いは無視できない値である。したがって、この例のような場合は、従来のように静水圧として安全率を求めるのではなく、このような 2 次元の浸透流解析からすべり面の間隙水圧を求めることが必要であるといえる。

また、この例において、 $c' = 0$ として、 ϕ' 単独で、安全率で 0.09~0.11 の低下を与えようとするれば、 ϕ' を 26.0° から $24.2^\circ \sim 23.6^\circ$ まで低下させなければならない。これまでの斜面安定解析では、残留強度等に代表されるように、土の強度定数 c' 、 ϕ' を精度を上げて求めることについては、かなりの注意が払われているものの、水圧を精度を上げて求めることについては、それほど注意が払われておらず、バランスを欠いたものになっている。この例か

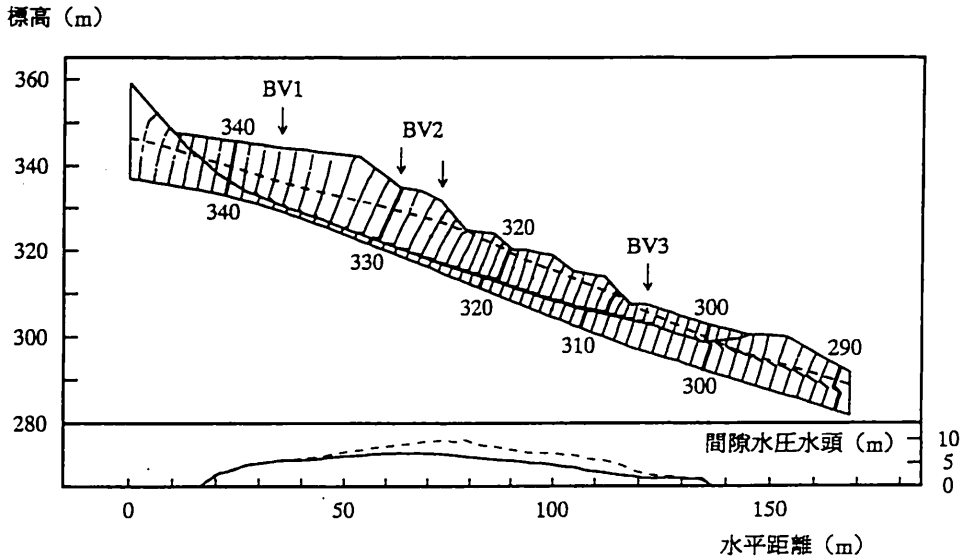


第 4—8 図 低水位の等ポテンシャル線（上図）とすべり面に沿った間隙水圧水頭分布（下図）（東虫亀）

上図 破線：自由地下水面

下図 破線：自由地下水面から静水圧で求めたすべり面に沿った間隙水圧水頭分布

実線：2 次元浸透流解析で求めたすべり面に沿った間隙水圧水頭分布



第4-9図 高水位の等ポテンシャル線（上図）とすべり面に沿った間隙水圧水頭分布（下図）（東虫亀）

上図 破線：自由地下水面

下図 破線：自由地下水面から静水圧で求めたすべり面に沿った間隙水圧水頭分布

実線：2次元浸透流解析で求めたすべり面に沿った間隙水圧水頭分布

第4-3表 安定解析結果（東虫亀）

	静水圧による 安全率(1)	2次元浸透流解析 による安全率(2)	水圧の求め方の違いによる 安全率の差(2)-(1)
低水位の安全率	1.048	1.141	0.093
高水位の安全率	0.935	1.042	0.107

らもわかるように、本来ならば、水圧も c' 、 ϕ' とバランスのとれた精度でもって求める必要がある。

第4節 松之山越地すべり地での解析

1. 水理モデル

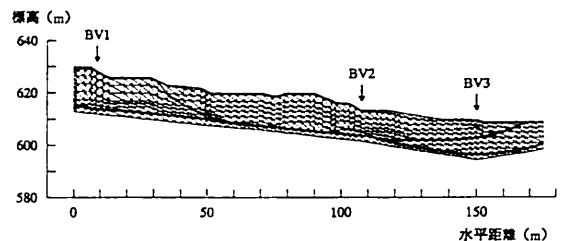
要素分割図を第4-10図に示す。要素数は1167で、節点数は654である。

解析領域と境界条件を第4-11図に示す。解析領域は、斜面頭部のBV1地点の約8m上流の地点から斜面末端部のBV3地点の約25m下流の地点までである。境界条件については、東虫亀の場合と同様に、地表面は不飽和流の最上限の流線とし、基岩は不透層としてその境界は流線とする。また、この水理モデルにおける基岩の位置も、第3-5図で示した基岩の位置よりも2m程度下げた。これは、第4-12図に示すように、第3-5図で基岩とされる

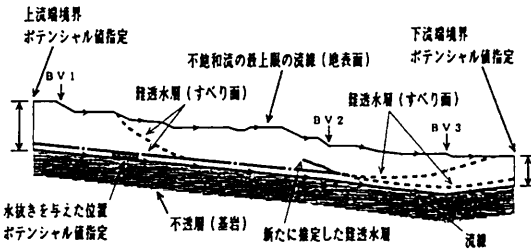
部分の表層1m程度にストレーナのある観測孔(BV1-1)や、表層2m程度に埋設してある間隙水圧計(BV2-1, BV3-1)においても地下水頭が変動することから、この部分の基岩は亀裂に富んでいるものと考えられるからである。

上、下流端の鉛直境界面は、地表面までの不飽和領域を含めて、ポテンシャル値の指定境界とする(第4-11図)。ここでは、上流端境界においては、すべり面より上では、圧力水頭勾配が約0.9となるようなポテンシャル値を与え、すべり面より下では、これとは異なる低い一定値を与えた。なお、下流端境界は一本の等ポテンシャル線と仮定した。

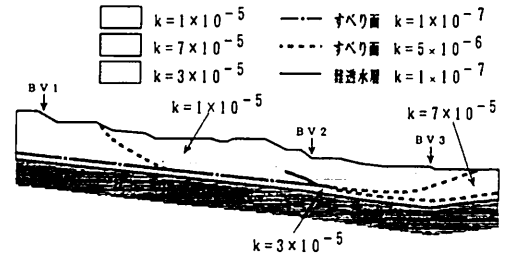
透水性の異なる土層区分については、東虫亀の場合



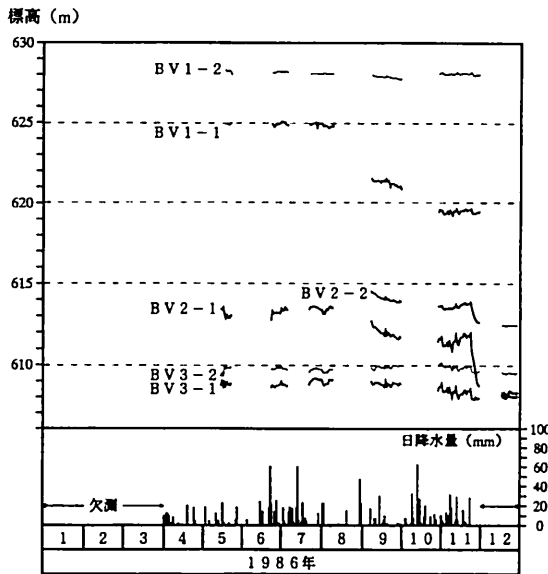
第4-10図 要素分割図（松之山越）



第4-11図 解析領域と境界条件 (松之山越)



第4-13図 最適な水理モデル (松之山越)



第4-12図 孔内水位の観測結果 (松之山越)

合同様に、まず最初に第3-5図の土層のように区分し(ただし、上述したように、基岩の位置は2 m 程度下げた)、これらに与える透水係数の初期値については、現場透水試験²⁾の結果を参考にして与えた。すべり面粘土の透水性については、過去の地すべり活動を反映して、場所によって異なるものと考え、3ブロックに分けて、 10^{-6} ~ 10^{-7} cm/secの範囲でそれぞれに異なる透水係数を与えた。なお、BV2地点では、地下水排除工の施工前に、すべり面よりも浅い位置にあるBV2-2において、孔内水位が地表面より約1.8mも高い被圧状態となっていたので、BV2-2のストレナがある位置よりも上に、新たに難透水層を推定した(第4-11図)。

解析結果を検証する観測値には、地下水排除工による水抜き前の1986年6月23日と、水抜き後の1986年10月3日の観測値を選んだ。計算方法については省略する。最適な水理モデルにおける土層区分とそ

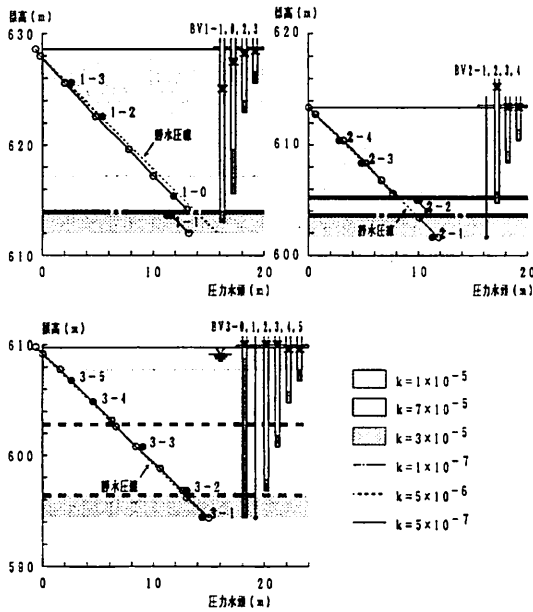
の透水係数を第4-13図に示す。

2. 水理モデルにおける水抜きの表現方法

水理モデルにおいて、地下水排除工による水抜きを表現する方法としては、いくつかの節点において吸い込み強度を与える方法があるが、この方法では、上下流端の境界条件が変わる場合、吸い込み強度も変える必要がある。ところが、その値を決める基準がないために、この場合のモデルは不確定、不完全なものになってしまう。本研究では、この方法に代えて、集水ボーリングの位置に相当する所の2、3点の節点で圧力を0とする、すなわち、その節点のポテンシャル値にその節点の標高値を与える方法を用いた(第4-11図)。これは、集水ボーリング孔内が満流状態でなければ、ボーリング孔壁ではほぼ大気圧(圧力0)に等しいとみなすことができるからである。この方法によれば、上下流端の境界条件が変わる場合でも、一度水抜き節点を同定すれば、他に何の仮定をする必要もなく、簡単にポテンシャル解を求めることができる。しかし、複数の地下水排除工をこの方法で表現した場合、水位が低下しすぎるなどの問題があり、これについては今後の検討課題とした。そのため、このモデル上では、集水井の下段集水ボーリングだけによる水抜きを表現することにした。したがって、水抜き後の検証値には、この下段集水ボーリングの影響だけを受けている時期の1986年10月3日の観測値を選んだ。

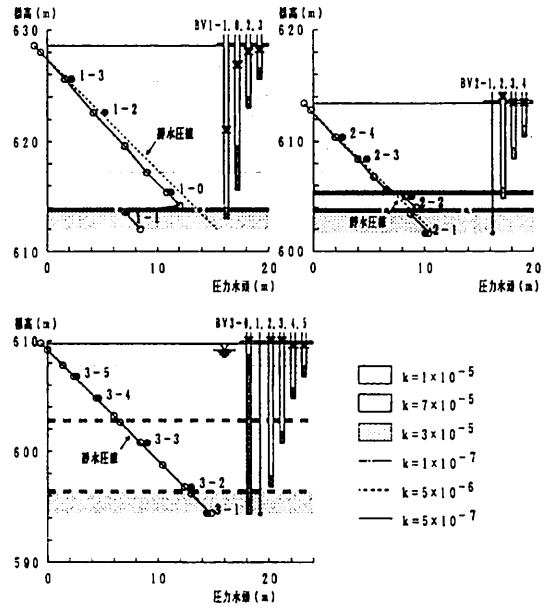
3. 水理モデルの検証

最適な水理モデルによる水抜き前後の解析結果を、各観測地点における鉛直方向の地下水圧の分布として、第4-14図、第4-15図に示す。また、各観測孔の孔内水位の計算値(ストレナの位置に相当する節点のポテンシャル値)と観測値及びその差を第4-4表、第4-5表に示す。なお、BV3-0は全長ストレナ式観測孔であるが、前章における検討結果にしたがって、ここでは、孔内水位の計算値



第4—14図 水抜き前の鉛直方向の地下水圧の分布
(松之山越)

○：地下水圧の計算値
●：地下水圧の観測値
▽：自由地下水位の計算値
▼：孔内水位の観測値



第4—15図 水抜き後の鉛直方向の地下水圧の分布
(松之山越)

○：地下水圧の計算値
●：地下水圧の観測値
▽：自由地下水位の計算値
▼：孔内水位の観測値

第4—4表 水抜き前の観測値と計算値及びその差
(松之山越)

観測孔	ポテンシャルの 観測値 (m) (1)	ポテンシャルの 計算値 (m) (2)	差 (m) (2)-(1)
BV1-0	627.3	627.1	-0.2
BV1-1	624.9	625.3	0.4
BV1-2	628.1	627.5	-0.6
BV1-3	628.2	627.6	-0.6
BV2-1	612.7	613.4	0.7
BV2-2	615.0	614.8	-0.2
BV2-3	613.2	613.5	0.3
BV2-4	613.1	613.6	0.5
BV3-0	609.7	609.3	-0.4
BV3-1	608.8	609.3	0.5
BV3-2	609.7	609.3	-0.4
BV3-3	609.8	609.3	-0.5
BV3-4	609.4	609.3	-0.1
BV3-5	609.4	609.3	-0.1

第4—5表 水抜き後の観測値と計算値及びその差
(松之山越)

観測孔	ポテンシャルの 観測値 (m) (1)	ポテンシャルの 計算値 (m) (2)	差 (m) (2)-(1)
BV1-0	626.7	626.2	-0.5
BV1-1	620.8	620.5	-0.3
BV1-2	627.7	626.8	-0.9
BV1-3	627.9	627.1	-0.8
BV2-1	611.6	612.1	0.5
BV2-2	613.8	613.2	-0.6
BV2-3	613.2	612.4	-0.8
BV2-4	613.1	612.5	-0.6
BV3-0	609.8	609.1	-0.7
BV3-1	608.8	609.1	0.3
BV3-2	610.0	609.1	-0.9
BV3-3	609.8	609.1	-0.7
BV3-4	609.4	609.1	-0.3
BV3-5	609.4	609.1	-0.3

には孔底付近の位置に相当する節点のポテンシャル値を用いた。

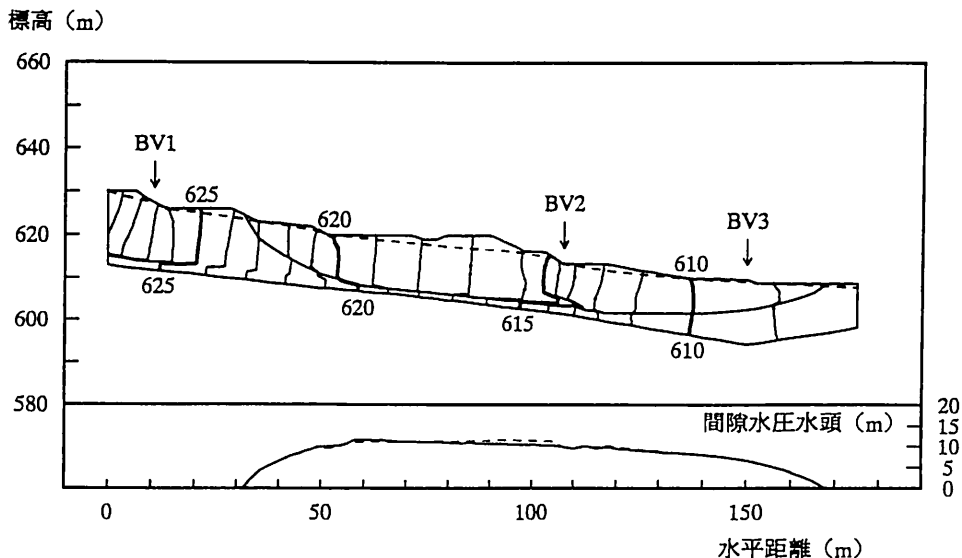
各観測地点における計算値と観測値との差は、0.9m以内に抑えることができた（第4—4表、第4—5表）。BV1地点では水抜きによってすべり面の下で大きく減圧することや、BV2地点ではすべり面よりも浅い位置にあるBV2—2で高い被圧状態となっていること、さらには、BV3地点では水抜きの影響をほとんど受けることなく静水圧分布に近い状態であることなど、観測値は各地点で複雑な水圧分布を示すにもかかわらず、実体に即して観測値をよく表現することができた（第4—14図、第4—15図）。また、水抜きによるすべり面の下での水圧低下は、BV1地点では水頭で約4.8m（観測値では4.1m）、BV2地点では約1.3m（観測値では1.1m）、BV3地点では約0.2m（観測値では0m）となり、これらについても実体に即した値が得られた。したがって、各観測地点以外の、すべり面全体に沿った2次元的な間隙水圧分布も、この水理モデルから各観測地点と同程度の精度で得られるものと考えられる。

4. 斜面安定解析の結果

最適な水理モデルから求めた水抜き前後の等ポテンシャル線と、すべり面に沿った間隙水圧水頭分布

を第4—16図、第4—17図に示す。また、このすべり面の間隙水圧分布から求めた斜面安定解析の結果を、従来の自由地下水面から静水圧分布として求めたものとともに第4—6表に示す。安定解析は簡易Janbu法で行い、土の強度定数は、仲野¹⁸⁾の実測により、残留強度 $c'_r = 0 \text{ tf/m}^2$ 、 $\phi'_r = 14.0^\circ$ とした。なお、表4—6に示した水抜き前の安全率も、1985年の地すべり発生以降のものであるため、その安全率は1以上になっているが、ここでは、水圧の求め方の違いが安全率に与える影響を検討したものであり、安全率が1より大きいのか否かは検討の対象にしていない。

2次元浸透流解析による安全率と、従来の自由地下水面から静水圧として求めた安全率との差は、水抜き前では約0.02となった（第4—6表）。このように静水圧として求めたものとの差が小さいのは、水抜き前では、BV2地点付近を除けば、計算によるすべり面全体に沿った間隙水圧分布は、自由地下水面から静水圧として求めたものにほぼ一致していたからである（第4—16図下）。これに対し、水抜き後では、両方法による安全率の差は約0.07となり、水抜き前の安全率の差0.02よりも大きくなった（第4—6表）。これは、BV1～BV2地点のすべり面の下で水圧が低下し、すべり面の間隙水圧は、自由地下水面から静水圧として求めたものよりも、

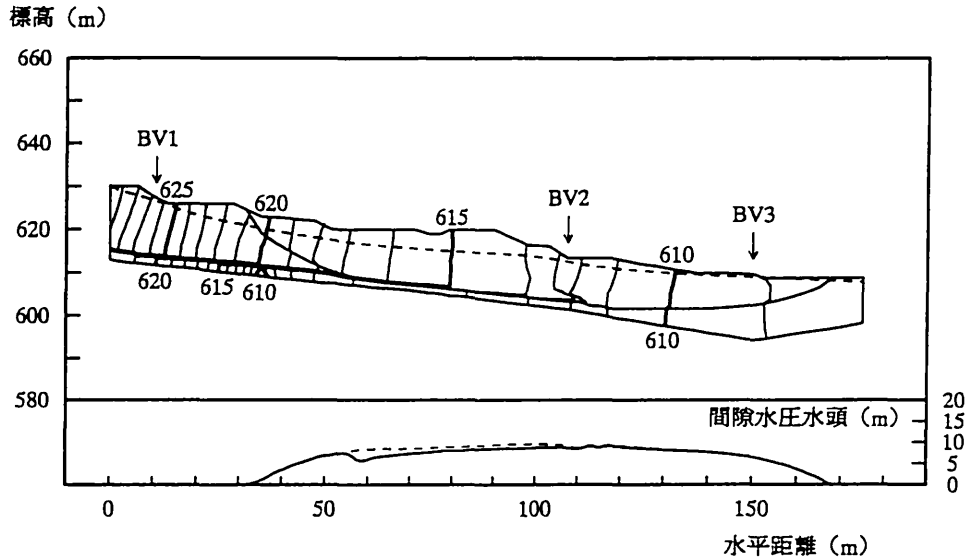


第4—16図 水抜き前の等ポテンシャル線（上図）とすべり面に沿った間隙水圧水頭分布（下図）（松之山越）

上図 破線：自由地下水面

下図 破線：自由地下水面から静水圧で求めたすべり面に沿った間隙水圧水頭分布

実線：2次元浸透流解析で求めたすべり面に沿った間隙水圧水頭分布



第4-17図 水抜き後の等ポテンシャル線（上図）とすべり面に沿った間隙水圧水頭分布（下図）（松之山越）
上図 破線：自由地下水面
下図 破線：自由地下水面から静水圧で求めたすべり面に沿った間隙水圧水頭分布
実線：2次元浸透流解析で求めたすべり面に沿った間隙水圧水頭分布

第4-6表 安定解析結果（松之山越）

	静水圧による 安全率 (1)	2次元浸透流解析 による安全率 (2)	水圧の求め方の違いによる 安全率の差 (2) - (1)
水抜き前の安全率 (1)'	1.265	1.285	0.020
水抜き後の安全率 (2)'	1.491	1.561	0.070
水抜きによる安全率の 上昇値 (2)' - (1)'	0.226	0.276	0.050

水頭で最大約2.5m低くなったからである（第4-17図下）。水抜き前後での安全率の上昇値は、浸透流解析によるものでは約0.28となる。これに対し、従来の自由地下水面から静水圧として求めたものでは約0.23となり、これらの差は約0.05となる（第4-6表）。したがって、浸透流解析による安全率の方が、水抜きによって斜面の安定度が増したことを、より実体に即して評価できることがわかる。

第5章 まとめ

第1章では、地すべり地で従来から行われている地下水観測の問題点について概観し、本研究の目的を示した。

第2章では、地下水の水位、水圧に関わる用語の定義と、地下水圧（地下水頭）を測定する地下水観測孔の問題点について検討した。

地下水流を2次元的に捉える場合、地下水位を自由地下水位とピエゾメータ水位の両方を表す用語とすると混乱が生ずることから、地下水位は自由地下水位を表す用語として限定して用い、ピエゾメータ水位には地下水頭か全水頭の用語を用いた方がよいことを示した。また、実際の地すべり地で観測されている水圧は、かなり大きい断面の平均的な水圧であり、斜面安定解析の際に用いる間隙水圧もこのような平均的な水圧とみなすべきであることを指摘した。

埋設式の間隙水圧計は電気式の場合、タイムラグが少ないものの、較正係数の変化による誤差をチェックする方法がなく、また、部分ストレーナ式観測孔の場合、実測はできるものの、孔径を大きくすればタイムラグが問題となり、孔径を小さくすれば自動観測用のセンサーが入らなくなるというように、それぞれに問題があることを指摘した。

第3章では、深度別に地下水頭を測定することによって、傾斜流の鉛直方向の地下水圧の分布を求め、静水圧分布とのズレについて検討した。また、全長ストレーナ式観測孔の孔内水位についても検討した。

傾斜した地下水流において、特定深度の水圧を求めるには、流れの傾斜角が 10° 以上になる場合は、静水圧分布とのズレが無視できなくなることから、鉛直方向の地下水圧の分布を考慮する必要があること、また、これを流れの傾斜角から近似的に求める方法を示した。しかし、透水性の異なる複数の土層からなる斜面では、この近似さえも成り立たなくなる場合があることを指摘した。

東虫亀の全長ストレーナ式観測孔 BV 2-1 の場合、孔内水位は、上下2つの土層の透水量の大小関係と、それらに分布する地下水の水頭の大小関係とが複雑に関係して、孔内を通じた水の移動が生じ、一種の平衡水位に達した結果決まるものであることを指摘した。また、従来のように、この孔内水位からすべり面の水圧を求めた場合、すべり面深度の実際の水圧よりも常に水頭で1.5m以上（最高で約6m）も高い値になることを指摘した。これに対し、松之山越の BV 3-0 の場合、孔内水位は孔底付近の地下水頭を表していることが特定でき、このような個々の事例による違いも示した。

第4章では、深度別に地下水頭を測定して水理モデルを想定し、これについて有限要素法で2次元浸透流解析を行い、すべり面全体に沿った間隙水圧分布を求めて斜面安定解析を行った。これを従来の方法によるものと比較することによって、地下水流の捉え方の違いが斜面の安定度や地下水排除工による水抜き効果の評価に与える影響を検討した。

東虫亀においては、各観測地点における計算値と観測値との差が0.4m以内となるような等価な水理モデルを得ることができた。浸透流解析による安全率は、従来の方法によるものと比較して、約0.09~0.11高い値となった。斜面の安定度を評価する際には、安全率で0.09~0.11という違いは無視できない値であることから、従来の方法では斜面の安定度の評価を実体に即して行うには不十分であることを指摘した。また、 $c' = 0 \text{ tf/m}^2$ として、 ϕ' 単独で、安全率で0.09~0.11の低下を与えようとすれば、 ϕ' を 26.0° から 24.2° ~ 23.6° まで低下させなければならないことから、土の強度常数だけでなく、水圧もバランスのとれた精度でもって求める必要があることを指摘した。

松之山越においては、各観測地点における計算値と観測値との差が0.9m以内となるような等価な水理モデルを得ることができた。また、水抜きによる水圧低下の計算値と観測値との差は0.7m以内となり、水抜きの効果もモデル上でよく表現することができた。水抜き前後での安全率の上昇値は、浸透流解析によるものでは約0.28、従来の方法によるもの

では約0.23となり、これらの差は約0.05となった。このことから、浸透流解析による安全率の方が、水抜きによって斜面の安定度が増したことを、より実体に即して評価できることを指摘した。

謝 辞

本論文は1994年3月に新潟大学大学院自然科学研究科に学位論文として提出したものである。

吉田昭治教授、佐藤 修教授には、本研究の遂行ならびに本論文の作成にあたり、終始懇切なる御指導と御鞭撻を賜った。青木 滋教授、霜島重雄教授、豊田 勝教授、高浜信行助教授、丸井英明助教授、中野俊郎助教授には、本論文の作成にあたり、有益な御助言を賜った。鈴木幸治技官には、野外調査において御指導を賜った。同窓の院生粟生田忠雄氏、井村英樹氏には、日頃の討論を通じ有益な御意見を頂いた。秋田県立農業短期大学の諸先生には、本研究の公表の機会を与えて頂いた。以上の方々に厚く御礼申し上げます。また、これまでの長い間にわたり、経済的、精神的の両面で支えてくれた両親に感謝いたします。

（注1）厳密に言えば、均質な土層であっても傾斜流となる場合は、全長ストレーナ式観測孔の孔内水位は自由地下水位と一致するとは限らないが、本研究ではこの問題については扱わない。

（注2）水質の分析方法は、 Na^+ 、 K^+ 、 Ca^{2+} 、 Mg^{2+} 、 Cl^- 、 NO_3^- 、 SO_4^{2-} の各イオンについてはイオンクロマト法で行い、 HCO_3^- については pH4.8 アルカリ度を測定して、これを HCO_3^- とした。

（注3）このことは、第2章で述べたように、埋設式の間隙水圧計の問題点でもある。

引用・参考文献

- 1) 土質工学会 (1990) : 現場計測計画の立て方、408-412.
- 2) 北陸農政局, 北日本技術コンサルタント (1986) : 上越地区斜面現況調査(松之山越)業務報告書.
- 3) Hvorslev, M. J. (1951) : Time lag and soil permeability in groundwater observation, U. S. Army Corps of Engineers Waterways Experimental Station, Bulletin No.36.
- 4) 稲葉一成・吉田昭治・佐藤 修・中野俊郎 (1991) : 孔内水位の連続観測と水質調査を併用した地すべり斜面の地下水解析—東虫亀地区を例として—, 地すべり28 (3) : 17-24.

- 5) 岩永 伸・野崎 保 (1983): 新潟県下地すべり多発地域の土質について (2) —とくに各地層別の運動形式と土質の関係について—, 地すべり20 (2): 5-14.
- 6) 柏原公二郎・松本直弥 (1980): 横尾地すべり地区における地質と地下水, 地すべり17 (3): 23-29.
- 7) 川上 浩 (1986): 地すべり調査における2, 3の問題, 地質学論集28 (8): 87-95.
- 8) 川上 浩 (1992): 自然斜面内の水頭変動と地下水の流れ (その1), 地すべり技術19 (1): 33-40.
- 9) 川上 浩 (1992): 自然斜面内の水頭変動と地下水の流れ (その2), 地すべり技術19 (2): 25-32.
- 10) 岸本良次郎・大平成人 (1970): 鷲尾岳地すべり地における地下水の浸透機構に関する研究, 防災科学技術総合研究報告22: 151-157.
- 11) 岸本良次郎 (1972): 縦ボーリング孔を利用した地下水位・地下水位の観測の実験, 地すべり8 (3): 23-25.
- 12) 丸山清輝・近藤政司 (1988): 新潟県における積雪期の地すべりについて, 地すべり25 (2): 18-26.
- 13) 三輪賢志・檜垣大助・中尾誠司・大西利幸 (1993): MGL システムによる地すべり地での地下水位観測, 第32回地すべり学会研究発表講演集, 223-226.
- 14) 内藤光雄・竹内篤雄・田中 茂 (1983): 六甲山系地すべり地における層別地下水の挙動について, 日本地下水学会誌25 (1): 1-16.
- 15) 中村浩之・近藤政司・白石一夫 (1970): 粘性土を主体とした地すべりでの地下水位および間隙水圧の測定例, 地すべり7 (1): 1-7.
- 16) 内藤光雄・田中 茂 (1984): 神戸層群に属する一地すべり地における層別地下水の分類方法並びにその挙動について, 日本地下水学会誌26 (4): 167-183.
- 17) 中村浩之 (1981): 地すべりに関する地下水の挙動の計測, 土木施工22 (4): 397-405.
- 18) 仲野良紀 (1988): 新第三紀層の力学的性質と地すべり・トンネル・ダム, 新潟大災害研創立10周年記念講演論文集, 49-68.
- 19) 新潟大学農学部, 新協地質 (1989): 浸透流解析(東虫亀地区)観測孔設置作業報告書.
- 20) 新潟県農地部・新協地質調査事務所 (1987): 昭和61年度地すべり対策事業東虫亀地区地質調査委託報告書 (総論編).
- 21) 農林水産省構造改善局 (1989): 土地改良事業計画設計基準「計画・農地地すべり防止対策」, 農業土木学会, 41-47.
- 22) 小川正二・亀井健史・和田 正・橋本正樹 (1986): 融雪期における地すべり地の間隙水圧・地下水位・地温の変動特性, 地すべり23 (3): 21-27.
- 23) 佐藤 修・青木 滋・吉田昭治・仲川隆夫・鈴木幸治 (1987): 地すべり地地下水の自動観測システムの開発, 新潟大災害研年報9: 115-124.
- 24) 佐藤 修 (1993): 北陸地方の第三紀層地すべり地帯の地下水形成とその動態, 地すべり学会関西支部シンポジウム『地すべり地における地下水の形成とその動態』, 53-66.
- 25) 沢田好幸・大井幸雄 (1985): 原位置透水試験法および地下水調査に関するシンポジウム発表論文集, 85-88.
- 26) 末峯 章 (1989): 地すべりの自動観測システムにおける2, 3の問題, 地すべり26 (1): 26-30.
- 27) Todd, D. K. (1959): Ground Water Hydrology, John Wiley & Sons, 149.
- 28) 吉田昭治・佐藤 修・中野俊郎・長崎 明・稲葉一成・中沢武司 (1987): 自動観測システムによる地すべり地の地下水観測と地下水挙動の特性について—松之山越地すべり地を例として—, 新潟大災害研年報9: 99-114.
- 29) 吉田昭治・稲葉一成・中野俊郎・佐藤 修 (1991): 地すべり斜面の自由地下水位, 地下水位の観測と解析について, 土と基礎39 (12): 29-34.
- 30) 吉田昭治・竹内伸一・稲葉一成・中野俊郎 (1993): 自由水面をもつ定常浸透流の有限要素法による新簡易解析法, 土と基礎41 (11): 35-40.

The Stability Analyses of Landslide Slopes by the Two-Dimensional Observations and Analyses of Groundwater Pressure

Kazunari INABA

(Laboratory of Land Improvement, Department of Agricultural Engineering)

Summary

This paper deals with the stability analyses of landslide slopes by the two-dimensional observations and analyses of groundwater pressure.

In the landslide slopes having an inclined groundwater flow or having the multi-stratums with the different coefficients of permeability, the groundwater pressure can not be obtained from the static pressure calculated from the groundwater level since the vertical distribution of the groundwater pressure is not static. In this case, the observations and analyses of groundwater pressure should be considered to be a two-dimensional flow systems in a vertical section. And the distribution of pore water pressure along the slip surface used for the stability analyses should be determined from the water pressure using the finite element solution of groundwater flow.

In Higashi-mushigame landslide and Matunoyama-koshi landslide, the groundwater pressures were measured by using the observation boreholes having a screened section not along all its length but only at the desired depth. The numerical models having the multi-stratums with the different coefficients of permeability were by trial and error identified by the finite element method so that the numerical results may agree with these field measurements. The stability analyses of landslide slopes using these distributions of pore water pressure along the slip surface provide the reasonable factors of safety.