

地表面変位と地下水位のモニタリングに基づく斜面崩壊発生予測

笹原 克夫¹, 酒井 直樹²

1 高知大学・教育研究部自然科学系

2 (独) 防災科学技術研究所

概要

砂質模型斜面に人工降雨を与え、斜面の変形・破壊までの地下水位と地表面変位の関係をモニタリングした結果、地表面変位は地下水位の発生とともに顕著に進行し、地下水位増加に伴う地表面変位増加量が徐々に大きくなり、崩壊時には地表面変位が無限大になることがわかった。両者の関係を、緩詰め砂質土のせん断変形における応力とせん断ひずみの関係と同様な双曲線形で表すこととし、崩壊発生前の任意の時刻までの計測データから、(1)「地下水位～地表面変位」の回帰式、(2)「時間～地下水位」の回帰式を作成し、それらを組み合わせて(3)「時間～地表面変位」予測式を作成する方法を提示した。そしてこの方法に基づく崩壊発生時刻の予測を行った。すると崩壊発生はかなり前の時点の計測データを用いた予測でもかなりの精度で実現象を予測することができた。

キーワード：降雨、斜面崩壊、地表面変位、地下水位、予測

1. はじめに

降雨による斜面崩壊発生の予測に有効な手法として、斜面のモニタリングがある。これは、降雨により表層崩壊の発生が予測される斜面において、斜面内の土壌水分や地下水位、そして斜面の変形を計測し、それを基に崩壊発生予測を行おうとするものである。この手法は土砂災害防止法に基づき実施された基礎調査の結果指定される土砂災害警戒区域¹⁾のように、対象斜面が特定されている場合に有効な手法である。また道路脇ののり面・斜面の中で災害時の調査により進行中の変状を確認した箇所や、災害箇所二次崩落の恐れがあると判断された箇所の、対策工を施工するまでの期間への対処²⁾にも用いられる。

斜面のモニタリングに基づき崩壊発生予測を行うためには、「機器による計測」と「計測結果の解析」が必要である。これらの状況について概観する。まず計測方法については、昨今の ICT 技術の進歩に伴い様々な計測原理の方法が提案されている。例えば伊藤・豊澤³⁾、玉手ら⁴⁾、Uchimura ら⁵⁾は MEMS のような小型で安価な加速度センサーを用いた傾斜計により、地表面に設置した傾斜計の傾斜変化を測定し、斜面の変形の状況を追跡している。その他 GPS⁶⁾や光波測量⁶⁾を用いた変位量の計測や、光ファイバセンサを用いた斜面上の変位の水平 2 次元的な測定⁸⁾、InSAR などリモートセンシングによる広範囲の変位量の計測技術⁹⁾が提案され、GPS や光波測量による変位量計測は、日本国内でも既に地すべり地での変位量の観測などのための標準的な手法となっている¹⁰⁾。その他異なる 2 時期の航

空レーザー測量結果より地すべりの変位量を求める試み¹¹⁾も行われているが、数 m 程度以上の変位量を示す場合にその移動を判別できる程度の計測精度であり、表層崩壊のように小さな変位量の計測を要求される場合には適用が難しいと考える。いずれにしても斜面の変位や変形を計測する計測機器というハード面の開発は盛んである。

ハード面の検討が盛んであるのに対して、ソフト面である崩壊発生予測のための計測データ解析方法の検討状況について以下に概観する。伸縮計などによる地表面変位の計測に基づいて地表面変位速度を求め、地表面変位速度と時間の関係を表す実験式に基づき崩壊発生時刻を予測する方法が、斉藤¹²⁾や福園¹³⁾により提案され、実務でも用いられるようになっている。土の破壊までの時間 - 変位の関係は、初期に変位速度が減少する第 1 次クリープ段階、次に変位速度が一定である第 2 次クリープ段階、そして変位速度が急増する第 3 次クリープ段階が出現するといわれ、これを土のクリープ理論 (図 1)¹²⁾¹³⁾という。斉藤¹²⁾の方法は、第 2 次クリープ段階と、第 3 次クリープ段階の各々について地表面変位速度と時間の関係を定式化しているのに対して、福園¹³⁾は第 3 次クリープ段階を対象に地表面変位速度と地表面変位の加速度の関係を求めた。福園は砂質土よりなる大型模型盛土に人工降雨を与えて崩壊させる実験を行い、その結果より地表面変位の変位速度と加速度の間に線形関係を発見した。そしてその関係を時刻で積分することにより、時刻と地表面変位速度の関係を求めた。崩壊発生時刻が近づくに連れ、地表面変位速度は大きくなるため、時刻を横軸に、地表面変位速度の逆数を縦軸に表

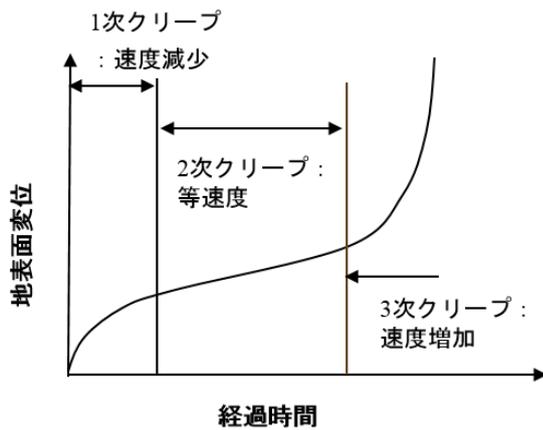


図1 土のクリープ曲線

示すと、崩壊発生時刻が近づくと、地表面変位速度の逆数は0に漸近する。この方法は実際の斜面の変動計測に基づく斜面崩壊の監視にも適用され、その有用性は確認されている。齊藤¹²⁾や福園¹³⁾の方法と同様なクリープ理論に基づいた変位速度の変化を表す実験式に基づいた斜面崩壊発生予測手法は海外においても複数提案されている¹⁴⁾¹⁵⁾¹⁶⁾。Varns¹⁴⁾は齊藤の方法を一般化し、土のみならず他の地盤材料にも適用できることを示した。また Xiao¹⁵⁾は岩石の破壊前の時間-変位の関係を実験式で表し、それに基づく崩壊発生予測手法を提案した。Voight¹⁶⁾は一般化した齊藤式による崩壊予測には、変位のみならず圧力などの計測値も使用できる可能性があることを示した。また火山噴火などの他の現象にも適用できる可能性があることを示した。Hayashi, et al.¹⁷⁾は齊藤¹²⁾や福園¹³⁾が唯一の関数で表した第3次クリープ段階の変位量と変位速度の関係について、模型実験結果を用いて検討し、それが2つのモードに細分されることを示した。齊藤は第3次クリープ段階の3点における変位量の計測値から崩壊発生時刻を予測するのであるが、土屋・大村¹⁸⁾はこの方法では変位量の突発的な増加があるとその影響で予測精度が落ちること、そしてそれを解決するために時々刻々の計測値を用いて最小自乗法で崩壊予測を行うと安定した予測となり、この欠点が解決できることを示した。また伸縮計の代わりに光波測量やGPSで計測された変位⁹⁾や、傾斜計による地盤傾斜¹⁹⁾を用いて、クリープ理論に基づく崩壊発生予測を行う方法も提案されている。

しかしクリープ理論は、粘性土の非排水軸対称条件下でのクリープ変形試験での最終段階の軸ひずみや、実斜面および模型斜面の崩壊発生前の地表面変位の経時変化を表した実験式に基づいていることから、時間と変位・変形量の間関係のみを表現している。よってクリープ理論を、降雨強度の変化に起因する斜面内の間隙水圧の変化や、切土や盛土などの斜面形状の変化に伴う斜面内の応力変化による斜面の変形に適用することは論理的には正しくない。また降雨により地表面変位が増加する場合、降雨停

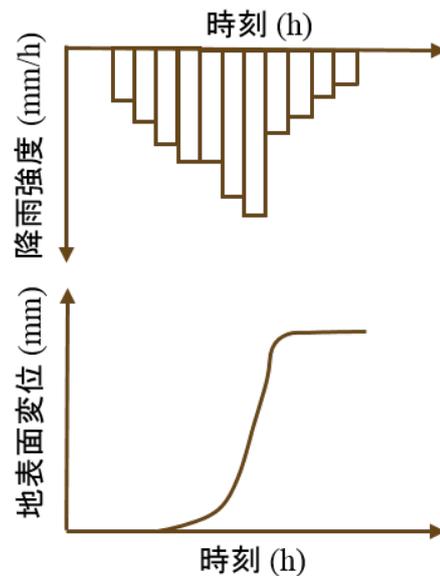


図2 降雨強度の減少に伴う地表面変位の進行の停止

止後には地表面変位の増加が停止することがある(図2)と考えることは自然であるが、クリープ理論では地表面変位は増加を開始すると、特に3次クリープ領域では地表面変位速度が単調増加することになり、降雨停止後に地表面変位速度が減少することを説明できない。これを解決するためには、応力変化に伴う土の変形を記述できるように、土の応力~ひずみ関係に基づく斜面変形および破壊の予測手法が必要である。笹原²⁰⁾²¹⁾²²⁾は砂質斜面の降雨の浸透に伴う飽和度の上昇に伴うサクシジョンの減少による斜面のせん断変形の進行を表すために、サクシジョンの影響を付加粘着力として評価する応力補正方法と、砂の応力~ひずみ関係を用いた、降雨浸透に伴う地表面変位の予測モデルを提案している。しかしこれらの研究で用いられたモデルではいずれも応力~ひずみ関係式を室内試験などにより事前に明らかにしておく必要があり、斜面の変位等の計測結果のみから崩壊発生を予測することはできない。今後斜面の変位や変形の計測データを用いて、斜面内の応力変化も考慮した崩壊発生予測を行うためには、(1) 現地斜面ではこれまでのように「変形」のみを計測するだけでなく、斜面内の「応力」に関連する物理量の計測を実施すること、(2) 斜面内の「変形」と「応力」の計測データを用いて斜面内の応力変化に伴う変形量を推定するための理論や方法を検討すること、が必要である。

そのための方法として、現地斜面における降雨浸透とそれに伴う斜面の変形の観測が考えられる。しかし現地斜面では、斜面が大変形に至るような豪雨を経験する頻度は数十年に一度程度と非常に小さく、十分なデータを得られない。一方模型斜面への人工降雨実験という方法が考えられる。この方法では斜面内の土層構造が自然斜面のように不均一にはならないという欠点があるものの、逆に降雨条件や土質特性をコントロールしやすく、自然斜面より単純な

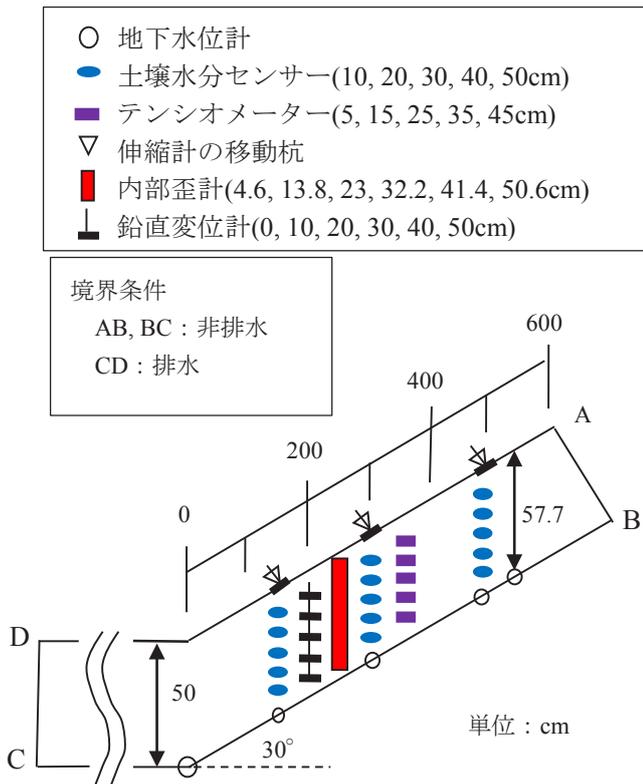


図3 模型斜面と計測装置の配置



写真1 模型斜面

実験条件を達成できるため、降雨浸透や変形などの現象の物理的な解釈も比較的容易であるということが利点である。

本稿では降雨浸透に伴う斜面内の応力変化と変形量の関係を、応力や変形の計測データから予測する手法の検討のために、降雨浸透による砂質斜面の変形・破壊過程とサクシオン・体積含水率や間隙水圧の関係を、砂質模型斜面への人工降雨を与えた時の斜面の挙動の計測結果をもとに検討する。そしてそれに基づき、降雨による斜面崩壊の発生時刻の予測方法を提案する。

2. 実験方法

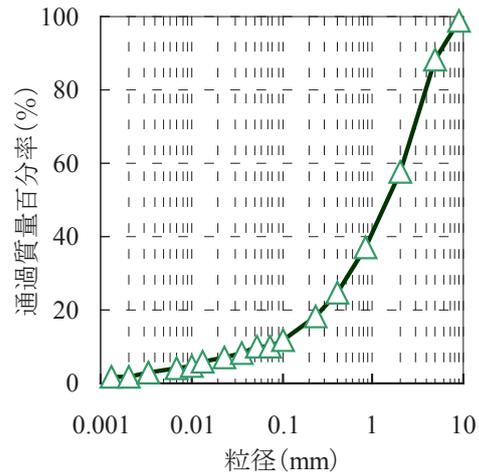


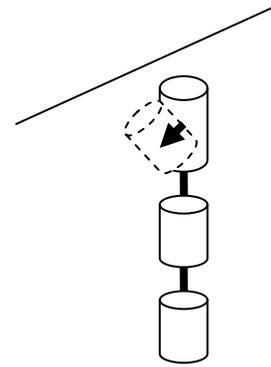
図4 筑波山まさ土の粒度分布

2.1 実験装置

図3に模型斜面の側面図を、写真1に模型斜面の全景を示す。この模型斜面の作製と実験の実施は(独)防災科学技術研究所所有の大型降雨実験施設内で行われた。模型の斜面部は、地表面と底面が平行でその傾斜を 30° とした。模型斜面の作製に使用した筑波山まさ土の粒度分布を図4に示す。模型斜面の大きさは、水平部の長さ300cm、幅150cm、厚さ50cm、そして斜面部の長さ600cm、幅150cm、厚さ50cmとした。斜面部は傾斜 30° なので鉛直方向の深さは57.7cmである。土層底面には横断方向に、高さ1cmの鉄板を50cm毎に設置し、土層と底面とのすべりを防いでいる。また土槽側面はガラス張りであり斜面内部が観察できるようになっている。模型斜面内に水平に敷きならした土を人力で踏み固め、一層の厚さ20cm毎に水平な土層を作製した。そして斜面下端(傾斜変換点)から80cm毎の、右側面から30cm離れた位置の表面から不攪乱供試体を採取し、間隙比と含水比を測定した。その結果各々0.65~0.68と3.7~4.4%の範囲であることを確認した。斜面底面および上端は非排水、下端は排水条件である。また斜面部の地表面の変位や深さ方向の土壌水分や変形量の分布を計測するために、種々の計測装置を図3に示すように設置した。また斜面下端から100cm毎に側面に接する部分に鉛直方向に白色の珪砂の土柱を入れて土層の変形を可視化した。地中のせん断ひずみは斜面下端からの位置250cmにおける内部歪計(写真2)の計測値より求めた。斜面方向の地表面変位は、土槽上端(不動点)と斜面下端から150cm、300cm、450cmの位置の移動杭の間の斜面方向の距離の変化と定義し、伸縮計により計測した。底面での間隙水圧は斜面下端から0cm、150cm、300cm、450cm、525cmの土槽底面における地下水位を計測した。また斜面内の圧縮ひずみの深さ方向の分布を求めるために鉛直変位計を、そして体積含水率とサクシオンの深さ方向の分布を求めるために土壌水分センサーとテンシオメーターを



写真2 内部歪計



傾斜変化 $\Delta\theta$ とすると
せん断ひずみ増分 $\Delta\gamma = \tan(\Delta\theta)$

図5 せん断ひずみの計測

表1 人工降雨の条件

イベント	時間雨量 (mm/hour)	降雨開始～終了時刻
1	30	10/20 11:00:30 ~ 14:00:00
2	30	10/23 9:34:30 ~ 11:15:00
3	15	10/26 9:45:00 ~ 12:42:40
4	30	11/4 11:00:00 ~ 15:00:00

設置したが、これらの計測データは今回の検討では使用しないので説明を省略する。これらの機器の諸元については笹原・酒井²³⁾を参照されたい。

斜面内のせん断ひずみを計測する内部歪計(写真2)は直径3cm、高さ9.2cmのプローブ内に傾斜計を固定し、土層のせん断変形に伴うプローブの傾斜の変化を計測した。この円筒を深さ方向に6本繋げ、円筒の間はボルト・ナットで結合し前後方向にのみ可動としている。ボルト・ナットの結合は緩締めとし、土のせん断変形にプローブが追従するようにした。これにより各プローブの中心の深さ4.6, 13.8, 23, 32.2, 41.4, 50.6cmでの土層のせん断に伴う傾斜の変化を計測した。各プローブの傾斜は静電容量式の傾斜計(緑測器 PMP-S10LX)で計測し、その分解能は 0.1° である。また傾斜は最大 30° まで計測可能である。斜面内のせん断ひずみは内部歪計の各プローブの傾斜より算出する。各プローブの実験開始時の傾斜と、時々刻々の傾斜との差 $\Delta\theta$ を求め、プローブの中心の深さ $z(\text{cm})$ のせん断ひずみ $\gamma(z) = \tan(\Delta\theta)$ として求めた(図5)。プローブ上部が斜面下方に回転する方向が正である。内部歪計に用いた傾斜計の分解能が 0.1° であるため、せん断ひずみの計測精度は0.0002である。

地表面変位を求める伸縮計は緑測器のCPP-60を用い、測定精度は0.1mmである。底面での地下水位は(株)ジェイテクト製の水位計TD8300を設置して計測し、計測精度は

0.1cmH₂Oである。水位計は土槽底面に水平に設置され、側面の直径1.5mmの孔2つを通じて、プローブ内の受圧面に水圧が載荷される仕組みである。

2.2 実験方法

自然斜面は多くの降雨履歴を有し、それらは斜面内部の応力履歴として、現在の斜面の変形に影響を与えていると考えられる。これを考慮して上記の模型斜面に、3~8日間の降雨中断(排水)期間をはさむ4回の降雨を与えた(表1)。降雨中断期間も含めて地下水位、体積含水率、サクシオン、斜面の鉛直方向の変位、斜面方向の地表面変位、そして土層のせん断変形に伴う傾斜計の傾斜変化を、10秒間隔で計測した。また斜面の変形過程を把握するために、降雨中は側面からビデオ撮影を行った。降雨は降雨量を15~200mm/hまで調節可能な独立行政法人防災科学技術研究所所有の大型降雨実験装置で与えた。降雨強度30mm/hにおける雨滴径は0.2~1.8mmであり、自然の降雨に比べて非常に小さな雨滴が多いと報告されている²⁴⁾。表面浸食の検討には雨滴径の影響を考慮する必要があるが、今回のように降雨はすべて斜面内に浸透する場合は特に雨滴径は影響しないと考え、降雨強度のみに着目することとした。降雨イベント3までは事前降雨として与え、降雨イベント4は本降雨イベントとして斜面が崩壊するまで降雨を継続した。

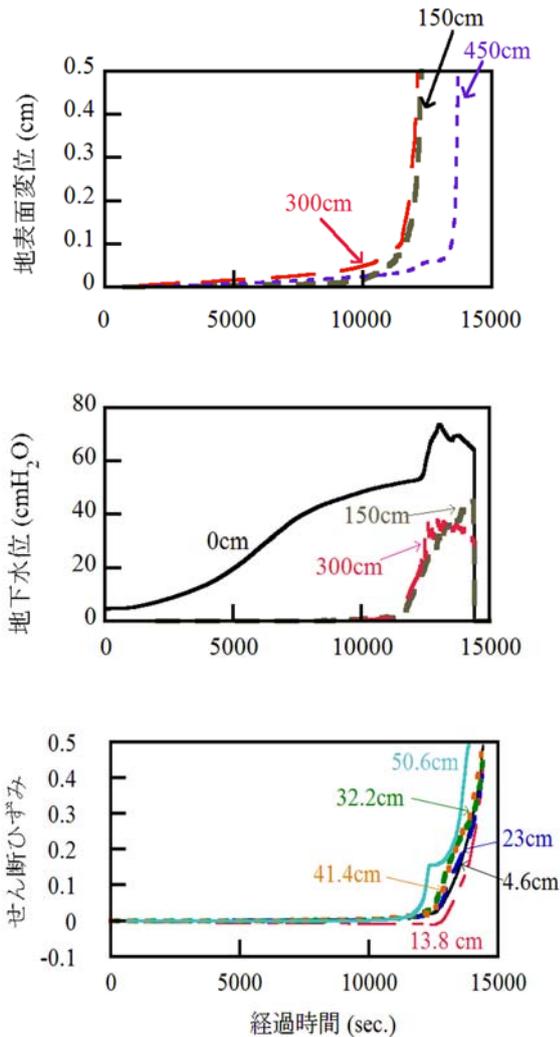


図6 降雨イベント4における斜面内の地表面変位と地下水位の経時変化

3. 実験結果

3.1 地表面変位と地下水位、せん断ひずみの経時変化

本降雨イベントにおける斜面の変形・破壊挙動を検討するために、降雨イベント4の開始から斜面崩壊発生時までの、斜面下端から異なる位置での地表面変位と地下水位の経時変化と、斜面下端から250cmの位置における斜面内部のせん断ひずみの経時変化を図6に示す。なお斜面の崩壊は14,400秒に発生した。

まず地下水位については、0cmではそれ以前の事前降雨における斜面内への浸透水が貯留されているため、本降雨イベントの降雨開始時には7cmH₂Oと正の地下水位を示し、降雨開始時から地下水位が増加する。0cmにおける地下水位の上昇は12,000秒から顕著になり、崩壊発生前の約13,000秒に70cmH₂Oとなった。この時点で地下水位が斜面の鉛直方向の層厚である57.7cmより大きい。本研究と同様に模型斜面に降雨を与えて崩壊させた事例を見て



写真3 崩壊後の模型斜面（正面）



写真4 土層のせん断変形（側面）

も、崩壊発生直後に崩壊土砂が下部平坦面に乗り上げることによって、下部平坦面において当初の土層厚より大きな間隙水圧が計測されることがあり²⁵⁾、これは下部平坦面に流下・堆積した崩土の荷重により急激に圧縮され、非排水条件下で過剰間隙水圧が発生したと解釈されている²⁵⁾。図6より今回は土層全体が急激にせん断されているが、それに伴う正のダイレイタンスによる過剰間隙水圧が発生した可能性は否定できない。それに対して150cmと300cmの位置では、降雨開始後から約11,000秒までは地下水位は発生せず、それ以降に顕著に地下水位が増加する。そして約13,000～14,400秒の間に40cmH₂O程度の最大値を示す。その後14,400秒の降雨終了後はいずれの位置でも速やかに地下水位が減少し、0cmH₂Oとなる。他の位置では地下水位は発生しない。なお0cmにおいて土層厚より大きな地下水位が計測されたのは本降雨イベントのみであり、事前降雨では計測されていない。

次に地表面変位についてみてみると、斜面下端から150cm、300cmの地表面変位は降雨開始後約11,000秒後から急激に増加するのに対して、450cmの地表面変位は少し遅れて約13,000秒後から顕著に増加する。斜面下端から150cm、300cmでは地表面変位の値もほぼ等しい。これより地下水位の増加が地表面変位の進行に影響することが

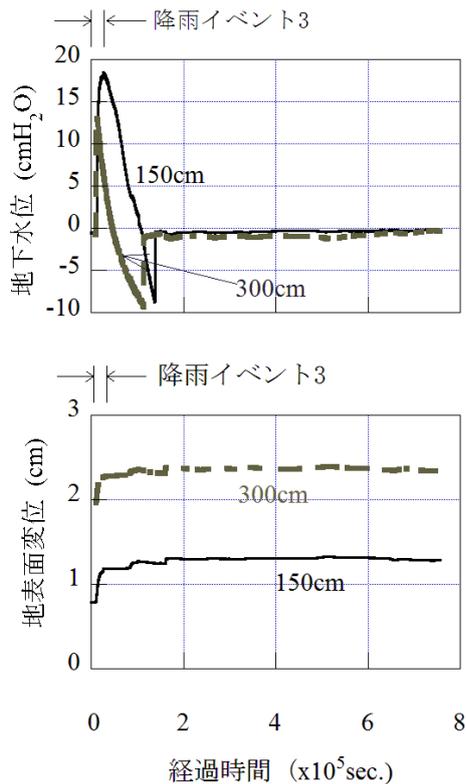


図7 事前の降雨イベント3における地下水位と地表面変位の経時変化

わかる。

以上のように地表面変位と地下水位が、斜面下端から150cm~300cmの間ではほぼ等しい経時変化を示すことから、この区間内では斜面内の降雨浸透や変形はほぼ均一であり、この区間内のある横断面における変形は、その断面内の応力のみにより発生すると仮定することにする。

最後にせん断ひずみについて見る。深さ 4.6cm, 23cm, 32.2cm, 41.4cm, そして 50.6cm ではせん断ひずみは正の方向に進行するのに対して、深さ 13.8cm では 12,600 秒まではせん断ひずみが小さいながらも負の方向に進行し、その後反転して正の方向に急増する。せん断ひずみが負の方向に向かうのは、当該深さに対応する傾斜計の上下のいずれかの傾斜計が正の方向に大きく傾いたため、その反作用で起こったことと考えられる。深さ 50.6cm では地下水位の発生する 12,000 秒から、その他の深さではそれよりやや遅れて 12,600 秒頃からせん断ひずみの急増が発生する。これらのことより間隙水圧の増加に伴い、斜面内のせん断ひずみが増加することが示唆される。

写真 3 に正面から見た崩壊発生後の模型斜面の状況を示す。斜面の崩壊は一回で一気に発生したわけではなく、斜面下端から 200cm 当たりから土塊の移動に伴う斜面中の亀裂と段差が表れ、それが順次上方に拡大し、最終的には斜面下端から 400cm 程度に滑落崖が表れ、土塊が大きく移動した。崩壊後の崩土は斜面下端付近に堆積している

ことがわかる。次に崩壊発生直前の模型斜面の変形状況を側面から撮影した写真 4 を見ると、せん断変形量は底部に近いほど大きいことがわかる。図 6 のせん断ひずみの経時変化から土層全体がほぼ同様にせん断変形することがわかるが、写真 4 では土層上部はほとんど変形していないように見える。これは土層と側面ガラスの間の摩擦により土槽側面での変形が抑制されていることに起因すると考えられる。ただし地下水位より下部はこの変形の抑制がやや小さいため、下部だけせん断変形しているように見えるものと推測する。予備実験として、ガラス板の上に筑波山まさ土を置き、まさ土が滑動を開始するガラス板の勾配を計測すると 23° 程度となった。これをガラス板とまさ土の間の摩擦角とみなすと、両者の間の摩擦抵抗は小さくないことがわかる。以上より崩壊発生前は、すべり面上部の崩壊土塊が剛体的に移動するのではなく、地表面からすべり面の間の土塊が全体的にせん断変形していることがわかる。

3.2 事前降雨における地下水位と地表面変位の経時変化

ここで事前降雨における斜面の変形挙動について検討する。図 7 に事前の降雨イベント 3 における斜面内の地下水位と地表面変位の経時変化を示す。斜面下端から 150cm と 300cm の位置では降雨イベント 3 の間の地下水位の上昇と共に、地表面変位の増加も見られた。しかし斜面下端から 450cm より上部では降雨イベント 3 における地下水位の上昇も、地表面変位の変化も見られなかったため、図から省いている。また地表面変位は降雨イベント 1 からの総計の変位量を示している。

これを見ると降雨イベント 3 の間に、斜面下端から 150cm では最大 18cm, 300cm では最大 13cm まで地下水位が上昇した。降雨が停止すると地下水位は急減し、降雨停止後 100,000~130,000 秒後には-9cm 程度まで低下した。その後急上昇して 0cm まで戻り、その後はほぼ 0cm で一定となっている。地表面変位の経時変化は斜面下端から 150cm でも 300cm でも同様であり、降雨イベント 3 の間に 0.3~0.4cm ほど急増したが、降雨停止後も増加速度は小さくなるものの微増を続け、地下水位の急な増減が終了する 140,000 秒後には増加を停止した。降雨イベント 3 開始からここまでの地表面変位の増加量は 0.5cm 程度であった。その後は地表面変位もほぼ一定であった。

以上より降雨に伴う地下水位の上昇が始まると地表面変位は急増を始めるが、降雨停止後の地下水位低下に伴って地表面変位の増加速度が漸減し、やがて停止することがわかった。このように地表面変位の増加は地下水位の影響を受けるため、一旦急増を開始しても、地下水位の上昇が停止すると、やがて地表面変位の増加も停止する。これは図 3 で概念的に示された現象であり、時間が進行すると地表面変位が単調に増加するとするクリーブ理論 (図 1) では説明できない。これを説明するには「地下水位の減少」

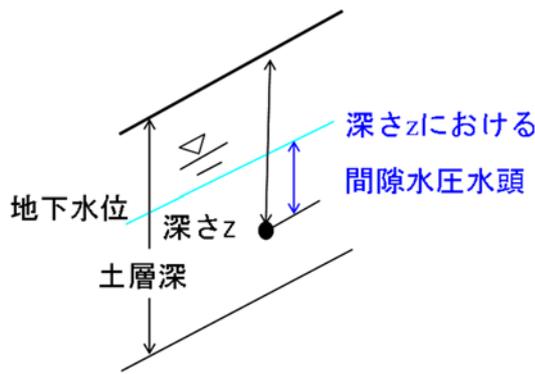


図8 斜面内部における間隙水圧の定義

という斜面内の応力変化による変形を扱うモデルが必要である。

4. 考察

4.1 間隙水圧とせん断ひずみの関係

図 6 における斜面内のせん断ひずみと地下水位の経時変化の検討より、正の間隙水圧の増加に伴い斜面内のせん断ひずみが大きく増加することが示唆された。ここで斜面内の深さ z における間隙水圧を、地下水位と、該当する深さと土層底面の鉛直距離の差 (図 8) として、水頭として定義する。降雨イベント 4 における、斜面内の各深さの正の間隙水圧水頭とせん断ひずみの関係を図 9 に示す。ただし深さ 4.6cm および 13.8cm では実験期間を通して不飽和状態であり、正の間隙水圧水頭が発生せずにせん断ひずみが増加したので、図には示していない。深さ 13.8cm より深い箇所のせん断ひずみは、正の間隙水圧水頭の発生しない不飽和状態で 0.03~0.09 程度まで増加し、正の間隙水圧水頭発生後は、間隙水圧水頭増加と共にせん断ひずみが顕著に増加する。正の間隙水圧水頭発生前はせん断ひずみが 0.03~0.09 程度と小さいが、間隙水圧水頭発生後は 0.4 程度まで増加するため、正の間隙水圧水頭増加に伴うせん断ひずみ増加が大きいことがわかる。正の間隙水圧水頭上昇に伴うせん断ひずみの増加は、間隙水圧水頭増加に対するせん断ひずみ増加量が当初は小さく、徐々に大きくなるため、正の間隙水圧水頭とせん断ひずみの関係は、土の応力~ひずみ関係でよく見られるような双曲線関係²⁶⁾を示す。ただし深さ 50.6cm では間隙水圧水頭増加に対するせん断ひずみ増加量が途中で減少し、双曲線形状が乱れている。間隙水圧水頭の最大値は、明らかに深い箇所ほど大きい。つまり浅い箇所の方がより小さな間隙水圧水頭でせん断ひずみが増加することがわかる。次に正の間隙水圧水頭発生時のせん断ひずみの値を見ると、深さ 23cm で 0.09, 32.2cm では 0.05, そして 41.4cm および 50.6cm で 0.03 と、浅い箇所の方が不飽和状態でのせん断ひずみが大きいことがわかる。

以上より、深さ 4.6cm や 13.8cm など浅い箇所では不飽

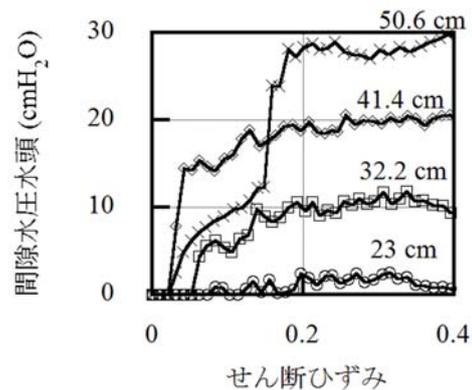


図9 斜面内のせん断ひずみと間隙水圧水頭の関係 (降雨イベント4)

和状態におけるサクシヨンの減少に伴ってせん断ひずみが増加するものの、それより深い箇所では正の間隙水圧水頭の増加に伴うせん断ひずみの増加が、不飽和状態でのせん断ひずみ増加より大きいといえる。つまり、浅い箇所のせん断変形は吸水に伴うサクシヨン減少や体積含水率増加に依存するところが大きい、深い箇所のせん断変形は飽和状態での間隙水圧水頭増加に依存するところが大きいことがわかる。

4.2 応力比とせん断ひずみの関係

ここで斜面内部の応力状態を、直接せん断条件下での応力比を用いて表す。これは斜面内の任意の点におけるせん断応力と有効垂直応力の比で表され、斜面のせん断変形を直接支配する応力パラメーターであると考えられる。また上記のように不飽和状態でも斜面内のせん断変形は進行するが、不飽和状態でのサクシヨンの影響を考慮した応力比の算出方法が定まっていないため、正の間隙水圧のみ取り扱うこととする。直接せん断条件下の応力比を定義するために、まずは斜面内の任意の深さ x における垂直応力 $\sigma(x)$ (kN/m²) を以下のように定める。

$$\sigma(x) = \int_0^x (\gamma_d + \gamma_w \theta) dx \quad (1)$$

上式で γ_d は間隙比より求められる土の乾燥時単位体積重量 (kN/m³)、 γ_w は水の単位体積重量 (kN/m³) で θ は体積含水率 (m³/m³) である。そして $p(x)$ を深さ x における間隙水圧 (kN/m²) とすると、有効垂直応力 $\sigma'(x)$ (kN/m²) は以下の式で表される。

$$\sigma'(x) = \sigma(x) - p(x) \quad (2)$$

次に β を斜面傾斜とすると、深さ x におけるせん断応力は下式で表される。

$$\tau(x) = \sigma(x) \sin \beta \quad (3)$$

以上に定義した式(2)(3)を用いて、直接せん断条件下の応力比を以下のように定義することとする。

$$z(x) = \tau(x) / \sigma'(x) \quad (4)$$

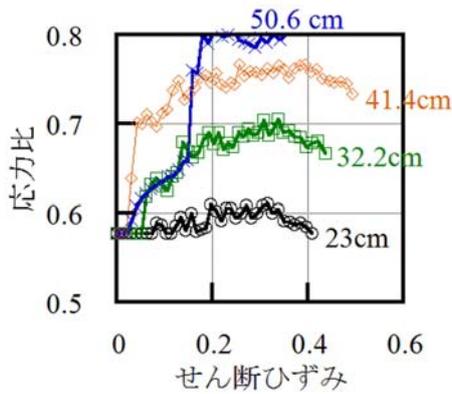
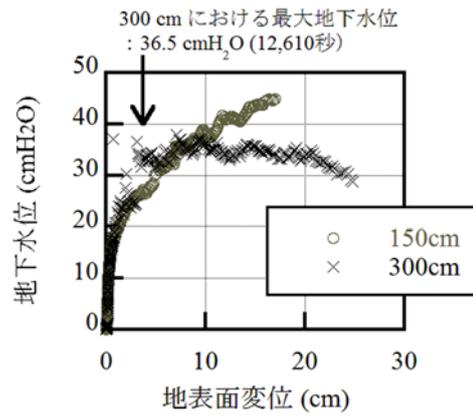


図 10 斜面内の応力比とせん断ひずみの関係(降雨イベント 4)

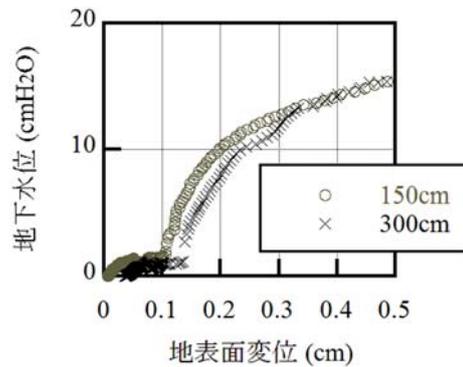
以上より求めた、降雨イベント 4 における、せん断ひずみ計測深さにおける直接せん断条件下の応力比と、せん断ひずみの関係を図 10 に示す。ここで図 9 と同様に、深さ 4.6cm および 13.8cm には地下水位が到達せず、間隙水圧が発生していないとみなせるので、応力比が変化しない。よってこの図には掲載していない。せん断初期は応力比の増加に対するせん断ひずみの増加量が小さいが、徐々に応力比増加に対するせん断ひずみ増加量は大きくなり、応力比の最大値までは応力比とせん断ひずみの関係は、概ね土のせん断時の応力～ひずみ関係で見られるような双曲線の形状²⁶⁾を示す。ただし深さ 50.6cm では双曲線形状がやや乱れている。そして応力比の最大値は深い箇所の方が大きいことがわかる。この事実は限界状態の応力比はそれまでの応力履歴に関わらず一定であるという従来の土質力学の定説²⁷⁾と異なる。この理由は現在のところ不明であり、今後検討する必要がある。

4.3 地下水位と地表面変位の関係

降雨浸透に伴う斜面全体のせん断変形の進行を概観するために、降雨イベント 4 における斜面下端から 150cm 及び 300cm の位置における地下水位と地表面変位の関係を見る(図 11)。ここで前章の 3.1 の結果より、ある断面での地表面変位は、その断面における地下水位の増加により進行すると考える。図 11(a)は降雨開始から終了までの全期間の両者の関係を示す。150cm 及び 300cm の位置における両者の関係は、地表面変位の大きさが 10cm 程度までは位置が異なってもほぼ等しい。地下水位発生直後は地下水位の増加に伴う地表面変位の増加量が小さいが、地表面変位の進行に伴って地下水位増分に対する地表面変位増分が徐々に大きくなる。地表面変位がおおよそ 3cm を超えると 300cm では地下水位が 36.5cmH₂O と最大値をとり、その後は地下水位がほぼ一定の下で地表面変位が増加する。それに対して 150cm における地表面変位は未だ増加する。図 11(b)は変位の小さい領域での地下水位と地表面変位の関係を見るために、地表面変位が 0.5cm までの範囲の両者の関係を示す。地表面変位が 0.1cm までの範囲では 150cm 及び 300cm の位置における地表面変位は、地下水位が 2cmH₂O という小さな値で進行する。地下水位が小さ



(a) 降雨期間全体



(b) 変形の小さい期間

図 11 斜面上の異なる位置における地表面変位と地下水位の関係(降雨イベント 4)

な値でほぼ一定であることを考えると、この範囲では地下水位上昇に伴うせん断変形ではなく、不飽和状態でのせん断変形が卓越することにより地表面変位が進行すると考えられる。地表面変位が 0.1cm を超えると、地表面変位は地下水位の上昇と共に増加する。不飽和状態での地表面変位は高々 0.1cm 程度であるのに対し、最終的な地表面変位は 10~20cm まで達することを考えると、不飽和状態でのせん断変形による地表面変位の増加は、地下水位上昇に伴う地表面変位の増加に比べて小さいことがわかる。

5. 地表面変位と地下水位の計測データを用いる斜面変形・破壊の予測

5.1 基本的な考え方

以上のように斜面内の応力比とせん断ひずみの間には、応力比の最大値までの範囲では、双曲線で表される関係(図 10)が認められた。上述のようにこの関係は緩詰め砂質土のせん断において広く見られる関係であり、せん断変形を表す原理であると考えられる。また同様に間隙水圧水頭～せん断ひずみの関係(図 9)も、間隙水圧水頭が最大値までは、同様な双曲線で近似することができる。

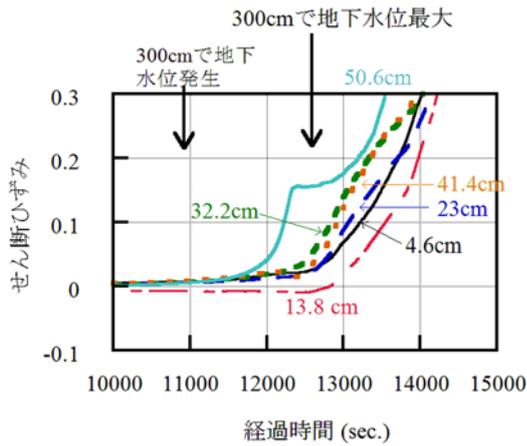


図 12 10,000 秒以降の各深さのせん断ひずみの経時変化

一方、地表面変位の計測は斜面内部のせん断ひずみの計測より簡便に行える。よって地表面変位を崩壊予測に使うことを検討する。図 11(a)に表す地下水位～地表面変位の関係が、ある断面における平均的な間隙水圧～せん断ひずみを表すと考えると、間隙水圧～せん断ひずみの関係と同様に、地下水位～地表面変位の関係も、地下水位が最大となるまでは、下記のような双曲線で近似できる。

$$ds = \frac{1}{G_{sur}} \frac{GL_{max} \cdot GL}{GL_{max} - GL} \quad (5)$$

ここで ds : 地表面変位, GL : 地下水位, G_{sur} : 実験定数, GL_{max} : 破壊時の地下水位とする。ただし深さ 4.6cm および 13.8cm では地下水位の発生しない不飽和状態でせん断ひずみが大きく増加することを考えると、上式の関係は、この浅い層における不飽和状態でのせん断変形を無視することになる。不飽和状態でのせん断ひずみの大きさが、地表面変位の増加に及ぼす影響を検討するために、図 12 に 10,000 秒以降の各深さのせん断ひずみの経時変化を示す。300cm で地下水位が発生する 10,800 秒から最も深い深さ 50.6cm でせん断ひずみが増加を開始し、300cm で地下水位が最大となる 12,600 秒付近から他の深さでのせん断ひずみの増加が開始する。ただし 13.8cm では 13,000 秒を超えないとせん断ひずみの増加が始まらない。地下水位が最大となる 12,600 秒の時点で深さ 50.6cm のせん断ひずみは 0.15 程度と既に大きく、他の深さでは未だせん断ひずみは 0.03 程度である。特に深さ 13.8cm ではこの時点でせん断ひずみが負である。このことから 300cm の地下水位が最大となる 12,600 秒までは、地下水位より上の深さ 13.8cm より浅い箇所でのせん断変形を無視しても差し支えないと考えた。よって地下水位が最大値までは、土層のせん断変形は式(5)で表される地下水位～地表面変位関係で表されると考える。ただしより急傾斜である斜面など、不飽和状態でのせん断変形が今回の実験より大きな場合は、不飽和状態でのせん断変形も考慮したモデル化が必要となる

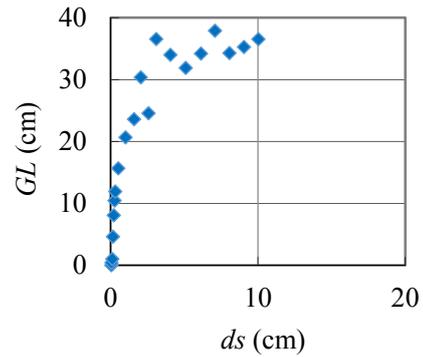


図 13 予測式の作成に用いる $GL-ds$ 関係

場合もあると考えられる。

上記の関数を用いて $ds \sim GL$ の関係を表すには、 G_{sur} と GL_{max} を決める必要があるが、実斜面における地表面変位と地下水位のモニタリングに基づく崩壊発生時刻の予測を想定すると、事前に土質試験などで、これらの定数を定めることはできないと考えるべきである。あくまでも現場での両者の計測のみに基づいた方法を考えると、その時点までの計測データを用いて、地下水位～地表面変位の関係などを時々刻々決めていき、崩壊発生時刻を予測する方法となる。この場合、計測データの少ない降雨初期の時点における地下水位～地表面変位の再現精度や、それに基づく崩壊発生時刻の予測精度は悪く、崩壊発生時刻に近づくほど、それらの再現精度および予測精度が高くなっていくと考えられる。

以下に「地下水位～地表面変位の双曲線関係」を元にした降雨浸透に伴う斜面の変形・破壊を予測する方法を提案する。

5.2 「地下水位～地表面変位」の予測式

まずは時々刻々の地下水位と地表面変位の計測値から、その時点における式(5)で表される「地下水位～地表面変位」の予測式を導く。本検討では、実測値から回帰分析により予測式を作成するが、回帰分析の労力と時間を減らすために、地表面変位と地下水位の関係の実測値(図 11(a))から、およそ地表面変位 0.5cm 毎に抽出し、本検討に用いるものとする(図 13)。

式(5)のような双曲線形の関数の回帰分析を行える表計算ソフトは限られ、例えば EXCEL ではこの形の関数の近似式を求めることができない。一般的な表計算ソフトでも扱えるように、式(5)を線形化するため両辺の逆数を取ると、

$$\frac{1}{ds} = \frac{GL_{max}}{\bar{G}} \frac{1}{GL} - \frac{1}{\bar{G}} \quad (6)$$

なお $\bar{G} = GL_{max} / G_{sur}$ である。ここで $X = 1/GL$, $Y = 1/ds$ と

$$Y = \frac{GL_{max}}{\bar{G}} X - \frac{1}{\bar{G}} \quad (6')$$

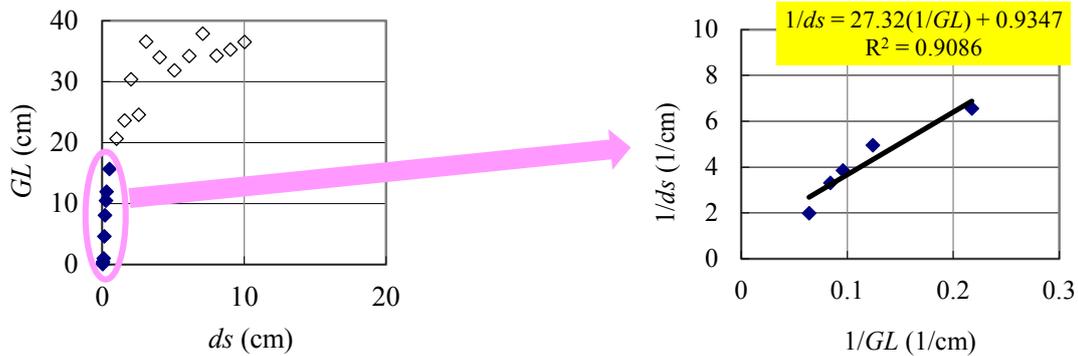


図14 ds ≤ 0.5cm の計測データを用いた「1/GL ~ 1/ds」回帰式

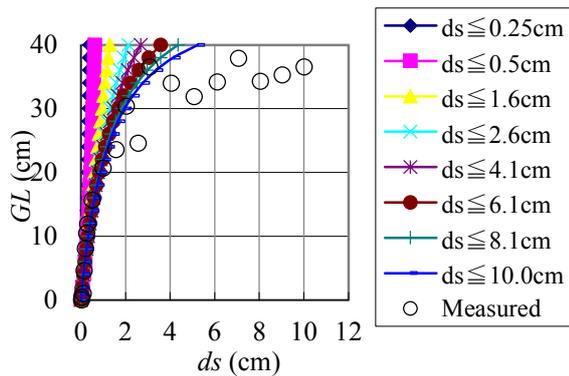


図 15 様々な ds の範囲の計測データを用いて作成した ds ~ GL 関係式の比較

と線形化できる。ある時点までに計測された ds と GL の時系列に対して、EXCEL の「近似曲線」のうちの「線形近似」を適用し、上記式(6)'で表される関数を求めるための線形回帰を行う。これにより式(5)と式(6)中の定数 G_{sur} と GL_{max} を決定する。例として $ds = 0.5\text{cm}$ の時点において、それまでの地下水位と地表面変位の計測データを用いて(6)'式の線形回帰を行った結果を図 14 に表す。左の図中の色つきのプロットのデータが回帰分析対象のデータであり、白抜きのプロットは分析には使われていない。右の図を見ると、 $1/ds \sim 1/GL$ の実測の関係はやや上に凸の形状を示しているようであるが、それを線形近似している。右図の上部に示された式が回帰分析の結果であるが、 R^2 値も 0.9 以上であり、十分な精度で回帰分析が行えている。なおこれより ds が大きい（後の時刻までの）範囲のデータを用いて回帰分析を行った場合も R^2 値はこれと同程度か、むしろそれより大きな値を示した。次に図 14 より求めた回帰式の中で $1/ds$ を ds に、 $1/GL$ を GL に変換して式(6)'を変形し、式(6)の $ds \sim GL$ の関係式を求めた。様々な ds の範囲の計測データを用いて、このようにして求めた $ds \sim GL$ の関係式を図 15 に比較している。地表面変位が顕著に変化し始めた当初は ds を 0.5cm 間隔程度で、その後 ds を 1.0~2.0cm 程度の間隔でプロットを抽出した。なお回帰分析に使用したデータの範囲とその地表面変位となった時

表2 地表面変位と経過時間との対比

地表面変位 ds (cm)	時間 T (sec.)
0.20	11790
0.25	11880
0.30	11940
0.50	12130
1.00	12320
1.60	12430
2.60	12550
4.10	12710
6.10	12910
8.10	13080
10.00	13280
(崩壊発生)	14400

間の関係を表 2 に示す。図 15 中の白抜きのプロットは実測値より求めた両者の関係である。使用するデータの ds の範囲が小さいほど、つまり早い時刻までのデータから回帰式を求めると、 $ds \sim GL$ 関係を表す曲線の傾きが大きく、実測値の関係と離れている。使用するデータの ds の範囲が大きくなるほど、つまり崩壊発生に近い時刻までのデータを用いて回帰式を求めると、曲線の傾きが小さくなり、実測の関係に近づく。ただし $ds \geq 4.1\text{cm}$ 以上のデータを用いた場合は、曲線の ds の小さい範囲での傾きの差が小さく、かつ実測との差も小さくなっている。

5.3 地下水位上昇予測式

次にある時点までの地下水位の計測データから、時間 ~ 地下水位の回帰式を求め、地下水位予測式とする。例えば図 16 は $ds = 0.5\text{cm}$ までの地下水位の実測データを用いて、時間 ~ 地下水位の回帰式を求めた結果である。色付きのプロットが $ds \leq 0.5\text{cm}$ の範囲のデータであり、それらを使って EXCEL の近似曲線を用いて回帰分析が行われた。白抜きのプロットは $ds \geq 0.5\text{cm}$ であり、回帰分析には使われ

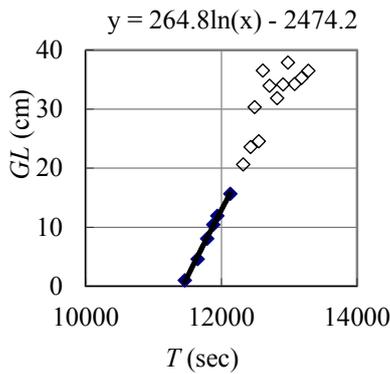


図 16 $ds \leq 0.5\text{cm}$ の範囲のデータより作成した時刻～地下水位の回帰式

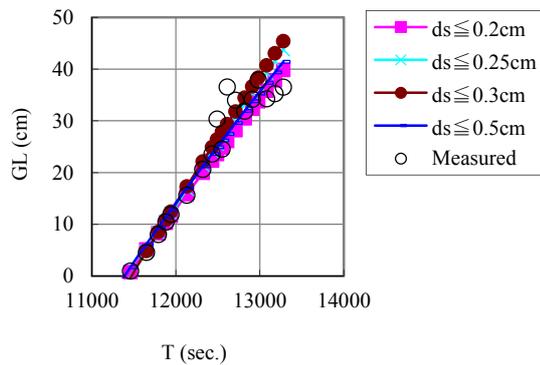


図 17 時間～地下水位回帰式の比較

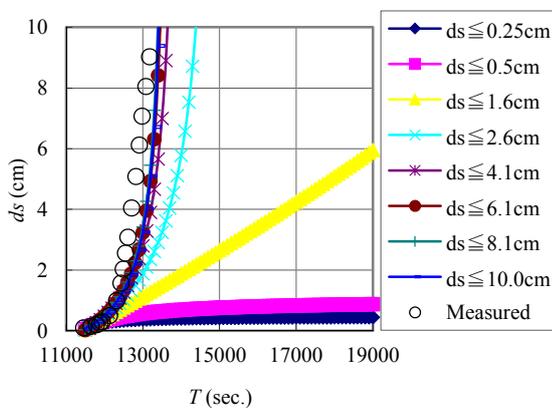


図 18 時刻～地表面変位予測式の比較

ていない。実測の両者の関係を見ると、12,500 秒程度までは地下水位と時間の関係はほぼ線形であった。それ以降の時間では地下水位が上下するようになる。回帰式としては以下に示す対数関数が用いられた。

$$GL = a_1 \cdot \ln(T) - a_2 \quad (7)$$

ここで T : 時間、 a_1, a_2 : 定数である。これにより上式の a_1, a_2 を決めた。 R^2 値は 0.9964 と非常に高い。なお 12,500 秒程度までは地下水位と時間の関係はほぼ線形で、それ以降の時間では地下水位が上下する関係をよく表現する関数

形を探すために、 $ds \leq 10\text{cm}$ の範囲で時間と地下水位の関係の回帰式を求めたところ、上記の対数関数が回帰式の関数形として適当であることが判明した。また地下水位が上下するようになる、時刻が 12,500 秒を超える範囲 ($ds \geq 2\text{cm}$ の範囲) のデータを用いた回帰分析でも、上記関数形を用いたところ、 R^2 値は 0.9 以上となり、回帰式は実測値を非常に良好に再現し得た。同様な方法で様々な時点における時間～地下水位の回帰式を求め、それを比較した結果が図 17 である。 ds の範囲は当初は 0.5cm 毎、その後 1~2cm 毎としたが、 ds が 0.25cm を超える範囲のデータを用いた場合はほとんど同様な回帰分析結果となったので、図中では示していない。また図中の白抜きのプロットは実測の関係である。早い (ds の計測範囲が小さい) 時点での計測データを用いた回帰式でも、崩壊時刻に近い時点のデータを用いた回帰式とあまり予測精度が変わらない結果となった。この理由は、回帰分析の結果は 12,500 秒以前の時間と地下水位の関係が線形である領域のデータに大きく影響され、それ以降の地下水位が上下する範囲のデータが回帰分析に与える影響が比較的小さかったからであると考えられる。

なお今回の実験では降雨強度が一定であるため時間～地下水位関係を比較的簡単な式で表すことができたが、実際に降雨強度が時々刻々変化する場合には時間～地下水位関係は複雑な形になると考えられる。この場合、タンクモデル法や実効雨量法などを緩用して時間～地下水位関係を表すことを考える必要がある。またはリアルタイムの降雨強度と土中のサクションや体積含水率のデータから、飽和不飽和浸透流解析のモデル定数をリアルタイムで決め、時々刻々斜面内の間隙水圧を算出する方法も考える必要がある。いずれにしても今後本手法を実用化するための課題である。

5.4 「時間～地表面変位」の予測式

5.2 で作成した時々刻々の「地下水位～地表面変位」の線形回帰式と、同じ時刻までのデータより 5.3 で作成した地下水位予測式を組み合わせ、その時点における「時間～地表面変位」予測式を作成する。この予測式は式(5)の GL に式(7)を代入して求め、以下の形で表される。

$$ds = \frac{1}{G_{sur.}} \cdot \frac{GL_{max} \cdot a_1 \cdot \ln(T) - GL_{max} \cdot a_2}{(GL_{max} + a_2) - a_1 \cdot \ln(T)} \quad (8)$$

図 18 には様々な時点において、このような方法で作成した「時間～地表面変位」予測式を比較して示す。地表面変位が顕著に変化し始めた当初は ds を 0.5cm 程度の間隔で、その後 ds を 1.0~2.0cm 程度の間隔でプロットを抽出した。図中の白抜きのプロットは実測値より求めた両者の関係である。 $ds \leq 0.5\text{cm}$ の範囲のデータを用いて求めた時間～地表面変位の関係は、時間の経過に伴う地表面変位の増加が非常に小さい。 ds の範囲が大きくなり、崩壊に近い時刻までのデータを用いた予測式の方が曲線の傾きが大

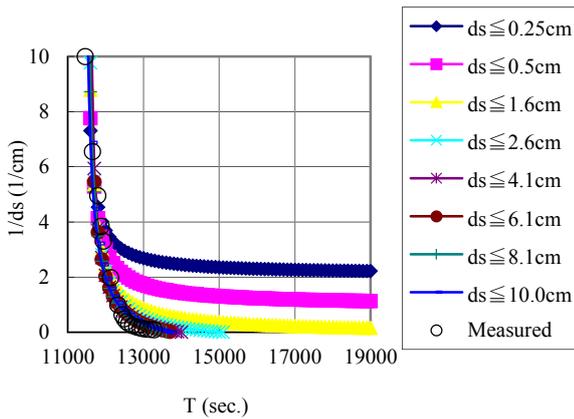


図 19 時間 T と $1/ds$ の関係

きくなり、実測に近づく。しかし ds の範囲が 4.1cm を超えたデータを用いると、両者の関係はほぼ同一となるし、実測にもかなり近くなる。つまり今回の検討では、崩壊発生時刻に近い時刻までのデータを用いるほど再現精度が良くなるわけではなく、ある程度の時刻以降のデータを用いた分析結果は、ほとんど変わらないという結果になった。

5.5 「時間～ $1/ds$ 」からの崩壊発生時刻の予測

次に前節で求めた時々刻々の時点までの「時間～地表面変位」予測式を変形し、地表面変位の逆数 $1/ds$ と時間の関係を求めた。これは地表面変位と地下水位の逆数の関係を示す式(6)に、時間と地下水位の関係を表す式(7)を代入して以下のような式形となった。

$$\frac{1}{ds} = G_{sur} \cdot \left(\frac{1}{a_1 \cdot \ln(T) - a_2} - \frac{1}{GL_{max}} \right) \quad (9)$$

様々な時点までの計測データを用いて求めた「時間～ $1/ds$ 」式の比較を図 19 に示す。地表面変位が顕著に変化し始めた当初は ds を 0.5cm 程度の間隔で、その後 ds を 1.0～2.0cm 程度の間隔でプロットを抽出した。図中の白抜きのプロットは実測値より求めた両者の関係である。地表面変位が大きくなると $1/ds$ は小さくなり、崩壊直前に地表面変位が急増すると $1/ds$ は 0 に漸近する。つまり「時間～ $1/ds$ 」曲線が 0 に漸近する時刻を、近似的に崩壊発生時刻と見なせる。 $ds \leq 0.5\text{cm}$ の範囲のデータを用いて求めた両者の関係は、当初は $1/ds$ が急減するが、徐々に時間の進行に伴う $1/ds$ の減少量が小さくなって曲線の傾きが水平に近づき、図で示す横軸の範囲では曲線が横軸と交わらない。使用する ds の範囲が 0.5cm より大きくなると、使用するデータの範囲が大きくなるほど曲線は左下にシフトし、曲線の傾きも垂直に近くなる。 ds の範囲が 0.5cm より大きなデータを用いた両者の関係をより詳しく見るために、縦軸を拡大して書いたものが図 20 である。これを見ると使用する ds の範囲が大きくなるほど曲線の傾きが垂直に近づき、実測の関係に近づく。しかし使用する ds の範囲が 4.1cm より

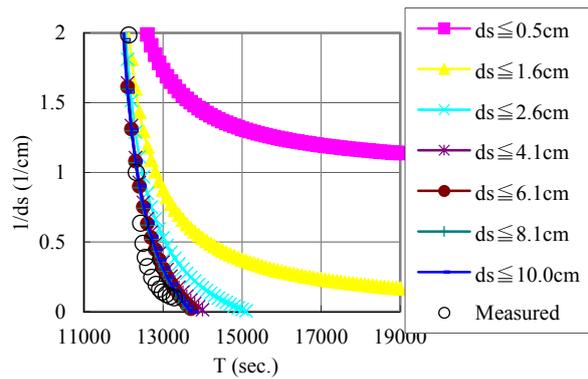


図 20 時間 T と $1/ds$ の関係 (縦軸を拡大)

大きな場合は「時間～ $1/ds$ 」の関係を表す曲線の形状はほとんど同様となり、いずれの場合の曲線も 13,500 秒頃に横軸に交わるとみなせる。つまり ds の範囲が 4.1cm を終えた時点で作成した「時間～ $1/ds$ 」式を用いれば、ほとんど同様な崩壊発生時刻が予測されることになる。

今回の実験では地表面変位 ds が大きく増加したため、 $1/ds$ が 0 に漸近する結果となったため、上記のような議論を行った。しかし地表面変位の増加が小さい場合は $1/ds$ の減少がそれほど小さくなるため、また別の方法で崩壊発生時刻の予測を行うことが必要になると考えられる。時間～地表面変位の予測式に基づく、ユニバーサルな崩壊発生時刻の予測方法を確立することも今後の課題である。

6. まとめ

砂質土よりなる模型斜面に人工降雨を与え、降雨浸透と斜面変形の計測を行った結果を用いて、降雨浸透に伴う間隙水圧と斜面内のせん断ひずみ、地下水位と地表面変位の関係の検討を行い、それを元に地下水位と地表面変位の計測に基づく斜面崩壊発生時刻の予測手法について提案した。検討の概要を以下に示す。

- (1) これまで斜面崩壊発生時刻の予測に用いられてきたクリープ理論では時間と斜面の変形の関係のみ記述され、斜面変形は時間の経過と共に単調に増加することとされてきた。しかし今回の検討により、地下水位の増加に伴い地表面変位は増加するが、地下水位の増加が停止、ないしは地下水位の減少が始まると地表面変位の増加は停止する。これを説明するためには、地下水位の増加に伴う有効応力の減少に伴いせん断は進行することを説明する必要がある、時間と変形の関係のみならず、斜面内の応力と変形の関係も必要である。
- (2) 深さ 23cm より浅い箇所では、間隙水圧が発生しなくてもせん断ひずみが増加する。しかしそれより深い箇所では間隙水圧発生前の不飽和状態ではせん断ひずみの増加はわずかであり、間隙水圧発生後は間隙水圧増加と共に

にせん断ひずみが顕著に増加する。間隙水圧とせん断ひずみの関係は土の応力～ひずみ関係と同様な双曲線関係で表すことが可能であるが、間隙水圧の最大値は深い箇所ほど大きくなる。

(3) 地下水位から斜面内の任意の深さの応力比を、直接せん断状態を仮定して求め、せん断ひずみ計測深さにおけるせん断ひずみと応力比の関係を求めると、せん断ひずみと間隙水圧の関係と同様に、応力比増分に対するせん断ひずみ増分が徐々に大きくなるような、双曲線で近似できる関係が得られた。ただし応力比の最大値は深い箇所ほど大きく、限界状態では過去の応力履歴に関係なく一定の応力比に収束するという従来の学説に反する結果となった。

(4) 地表面変位は降雨開始後に地下水位が発生しない不飽和状態でも 0.1cm 程度までは増加する。それに対してその後の地下水位の増加に伴い地表面変位は顕著に増加する。地下水位増加量に対する地表面変位増加量は、地表面変位増加に伴って大きくなる。このような地下水位と地表面変位の関係は、土の応力～ひずみ関係と同様な双曲線関係で表すことが可能である。

(5) 上記の地下水位～地表面変位関係では、斜面表層付近の不飽和状態でのせん断変形を無視することになる。今回の実験においては、地下水位が最大となるまでは、不飽和状態でのせん断変形は、地下水位より下のせん断変形に比べて非常に小さいため、不飽和状態のせん断変形は無視しようと考えた。

(5) 崩壊発生前の任意の時刻までの計測データから、①「地下水位～地表面変位」の回帰式、②「時間～地下水位」の回帰式を作成し、それらを組み合わせて③「時間～地表面変位」予測式を作成する方法を提示し、上記の模型斜面の地下水位上昇に伴うせん断変形の計測結果と比較し、良好に再現できることを示した。またこの式を④「時間～地表面変位の逆数」の関係式に変形し、崩壊発生時刻の予測を行った。そうすると、崩壊発生はかなり前の時点の計測データを用いた予測でもかなりの精度で実現象を予測することができた。ただし今回の実験では地下水位上昇に伴うせん断変形が、不飽和状態でのせん断変形に比べて卓越しているから地下水位～地表面変位の明瞭な関係が認められたが、より急勾配で不飽和状態でのせん断変形の影響が大きくなる場合は、今回提案された方法を適用することはできないと考えられる。また降雨強度一定であったため、時間～地下水位関係が簡単であったが、降雨強度の変化する実際の降雨イベントを対象にした場合は、タンクモデル法や実効雨量法、飽和不飽和浸透流解析などを用いることを検討すべきである。

謝辞

本研究の一部は、平成 23～25 年度国土交通省河川砂防技術研究開発課題「斜面動態モニタリングに基づく土砂災害発生予測技術の高度化」により実施された。記して謝意

を表する。

参考文献

- 1) (社)全国治水砂防協会：土砂災害防止法令の解説、(社)全国治水砂防協会、p.51, 2003.
- 2) (社)日本道路協会：道路土工一切土工・斜面安定工指針（平成 21 年度版）、丸善、pp.117-118, 2009.
- 3) 伊藤和也、豊澤康男：斜面下部の掘削切取りによる斜面不安定性に関する実物大斜面崩壊実験、土木学会論文集 C, Vol.65, No.1, pp.254-265, 2009.
- 4) 玉手聡、伊藤和也、SURENDARA B. Tamrakar：表層ひずみ計測による施工時斜面の崩壊監視に関する実験的研究、土木学会論文集 C, Vol.65, No.1, p.1-18, 2009.
- 5) Uchimura, T. et. al.: Simple monitoring method for precaution of landslides watching tilting and water contents on slopes surface, Landslides, DOI10.1007/s10346-009-0178-z, 2009.
- 6) Crosta, G.B., Agliardi, F.: Failure forecast for large rock slides by surface displacement measurements, Can. Geotech. Jour., Vol.40, pp.176-190, 2003.
- 7) 樋口佳意他：地すべり末端の崩壊斜面における地盤変位の計測手法の開発、日本地すべり学会誌、Vol.44, No.6, pp.385-392, 2008.
- 8) 独立行政法人土木研究所：光ファイバセンサを活用した道路斜面モニタリングに関する共同研究報告書「光ファイバセンサを活用した斜面崩壊モニタリングシステムの導入・運用マニュアル（改訂版）」、独立行政法人土木研究所、2007、160pp.
- 9) 水野敏美：地上設置型合成開口レーダーによる斜面変動監視、(公社)日本地すべり学会関西支部シンポジウム「安価なセンサ時代」論文集、pp.56-73, 2013.
- 10) 土佐信一他：GPS を用いた地すべり計測データの取得から活用まで、日本地すべり学会誌、Vol.50, No.4, pp.168-175, 2013.
- 11) 下河敏彦他：航空レーザー測量の DSM で抽出された地すべり危険斜面の現地検証、日本地すべり学会誌、Vol.50, No.4, pp.26-32, 2013.
- 12) 斉藤迪孝：土質工学におけるレオロジー 7.2 斜面崩壊予測、土と基礎、Vol.29, No.5, pp.77-82, 1981.
- 13) 福岡輝旗：表面移動速度の逆数を用いた降雨による斜面崩壊発生時刻の予測法、地すべり、Vol.22, No.2, pp.8-13, 1985.
- 14) Varns, D. J.: Time-deformation relations in creep to failure of earth materials, Proc. of 7th Southeast Asian Geotechnical Conference 2, pp.107-130, 1982.
- 15) Xiao, J.-Q., Ding, D.-X., Xu, G., Jiang, F.-L.: Inverted S-shaped model for nonlinear fatigue in rock, International Journal of Rock Mechanics & Mining Science 46, pp.643-548, 2009.
- 16) Voight, B.: A relation to describe rate-dependent material failure, Science 243, pp.200-203, 1988.
- 17) Hayashi, S., Park, B. W., Komamura, F. and Yamamori, T.: On the Forecast of Time to Failure of Slope (II) – Approximate Forecast in the Early Period of the Tertiary Creep-, Journal of Japan Landslide Society, Vol.25, No.3, pp.11-16, 1988.
- 18) 土屋智・大村寛：斜面崩壊時刻の予測法と適用結果について、地すべり、Vol.26, No.1, pp.1-8, 1989.
- 19) 菅原紀明：地表面傾斜計を用いた岩盤斜面の安定度評価法の提案、応用地質技術年報、No.20, pp.87-101, 2000.
- 20) 笹原克夫：降雨浸透に伴う急勾配砂質土斜面のせん断変形の解析、地すべり、Vol.36, No.1, pp.12-19, 1999.
- 21) 笹原克夫、海老原和重、門間敏一：降雨による急勾配砂質土斜面崩壊予測のためのパラメーターに関する検討、砂防学会誌、Vol.53, No.3, pp.11-19, 2000.
- 22) 笹原克夫：地表面変位に着目した降雨による急勾配砂質土斜

- 面崩壊発生予測のための斜面変形モデル, 土と基礎 (地盤工学会誌), Vol.49, No.7, pp.13-15, 2001.
- 23) 笹原克夫, 山口純平, 酒井直樹, 植竹政輝: 降雨浸透に伴う砂質斜面の吸水・排水過程における圧縮・せん断変形, 地盤工学ジャーナル, Vol.6, No.1, pp.129-140, 2011.
- 24) 真木雅之, 森脇寛, 佐藤照子, 播磨屋敏生: 防災科学技術研究所大型降雨実験施設の雨滴粒径分布, 北海道大学地球物理学研究報告, No.68, pp.31~50, 2005.
- 25) Okura, Y. et.al.: Landslide fluidization process by flume experiments, Engineering Geology, Vol.66, pp.65~78, 2002.
- 26) 山田恭央: わかりやすい土質力学原論 [第1回改訂版], 社団法人土質工学会, p.42, 1992.
- 27) 日下部治: 土木系大学講義シリーズ7「土質力学」, コロナ社, pp.209-212, 2004.
- (2014. 4. 7 受付)

Time prediction of an onset of rainfall-induced landslides based on the monitoring of the groundwater level and the surface displacement

Katsuo SASAHARA¹ and Naoki SAKAI²

1 Kochi University

2 National Research Institute for Earth Science and Disaster Prevention

Abstract

The analysis of the monitoring data on soil-water and deformation in sandy model slope under artificial rainfall was conducted in this study. The analysis revealed that the relationship between the shear strain and the pore pressure and that between the surface displacement and the groundwater level were modified as hyperbolic as the relation between the shear strain and the stress ratio under direct shear condition of loose sand. New prediction method of the time of an onset of rainfall-induced landslide was proposed based on the relationship between the surface displacement and the groundwater level. The procedure is as follows. 1) To make the equation for the prediction of the relationship between the surface displacement and the groundwater level based on the regression analysis at any time before the failure, 2) To make the equation for the prediction of the relationship between the time and the groundwater level based on the regression analysis, and 3) To derive the equation for the prediction of the relationship between the time and the surface displacement by the combination of the former equation to the latter equation. The equation of the relationship between the time and the surface displacement could simulate the actual deformation of the model slope well. It suggests the utility of the method for the time prediction of an onset of the rainfall-induced landslides.

Key words: rainfall, landslide, surface displacement, groundwater level, prediction