

8. 斜面工事における簡易な安全監視のためのスクリー貫入型表層ひずみ計 の開発とその適用性に関する実験的研究

玉手 聡*, 遠藤 明**

8. Development of the Short Pipe Strain Transducer (SPS) Comprising a Screw End and Experimental Analysis on its Applicability for Safety Monitoring in Slope Works.

by Satoshi TAMATE* and Akira ENDO**

Abstract: Slope failures frequently cause labour accidents in construction sites. It is also known that even a small collapse can cause serious injury to workers. In particular, vertical cuts at the toe of slope are carried out to build retaining walls for expansion of load width, and unstable slopes appear even short term. Slope failure must be avoided for safety. Consequently, temporary constructions are needed to support slopes. However, this process is sometimes omitted because of difficulties resulting from a lack of sufficient lateral reaction force. Since many slope works are going on, finding methods are needed to ensure safety for workers in slope works. One of the solutions considered is the provision of a warning system that provides the time required to escape through accurate monitoring. A slip surface appears at slope failures, and then major deformations develop along the slip. However, shallow deformation arises at the same time even though higher sensitivity is required to measure its small values. The Short Pipe Strain transducer (SPS) was developed, and then its applicability was investigated by Centrifuge model tests and Prototype model tests. It is compact in size with a length of 1m and a diameter of 15mm. SPS outputs the strain based on the response of bending deformations. Since the SPS penetrates by itself without pre-borings, installation into ground is easily conducted by a hand operated drill. Moreover, SPS strongly contacts with surrounding soil and this contributes to high sensitivity.

Prototype model tests were carried out in several sets of the model slopes, which were composed of loose sand, less compacted loam and compacted loam. 45 degrees of inclination and 5m of height were given in the model slopes. SPS was set into the shallow section of slopes near the shoulder. Vertical cuttings were carried out from the toe of slopes to simulate failure. Centrifuge model tests were also conducted by giving the equivalent conditions of prototype model tests to provide an additional test of SPS.

Clear increases in the responses of strains (r_s) were measured with progress of slope cuttings in both prototype tests and centrifuge tests prior to failure. Sensitivity of r_s depends on distance between SPS and failure parts. In loam ground, creep strain curves were observed. A couple of minutes could be provided by monitoring the 2nd or 3rd creep. In sand ground, a liner relationship between r_s and settlement by conventional displacement transducers was observed.

Accordingly, it was confirmed that SPS does not only measure the slope movement but also senses an increase of the potential risk of slope failure. Slope inspections must be conducted to ensure safety during works, and SPS is applicable for subsidiary warning systems to saves workers' lives.

Keywords: Slope failure, Labour accident, measuring the potential of failure, Development of compact sensor, Prototype model test, Centrifuge model test, Warning system

* 建設安全研究グループ Construction Safety Research Group

** 前 科学技術振興事業団 重点研究支援協力員 Former Research Fellow of JST

1. はじめに

土砂崩壊は建設業における労働災害の多くを占めており、その防止は安全行政における重要なテーマに位置づけられている¹⁾。斜面の崩壊危険性を施工前、施工中、施工後で比較すると、一般的に施工中は最も危険性が高くなる²⁾。その理由は、切土や掘削が定常状態にあった斜面のバランスを変化させるためである。この不安定な状態は施工の終了によって解消され、崩壊危険性は減少するが、建設工事に従事する労働者の生命を守る観点からは、施工現場の安全を確保する必要がある。従って、施工中に増加する崩壊危険性を評価し、その結果に基づいた対策の実施が必要である。

施工中に使用する仮設構造物の安全率は永久構造物のそれに比べて小さい。その理由は仮設構造物の使用期間が永久構造物のそれに比べて短期であり、経済的観点から安全レベルに差を与えて設計するためである。これはすなわち、対策を施した工事後の斜面は長期的に安全であるが、工事中の斜面は短期なため安全性が低いとも言える。しかしながら、施工中の斜面安定は作業に携わる労働者にとって経常的な問題である。すなわち建設労働者は別の現場においても同様な工事に携わる。従って、建設現場の安全性も長期的なレベルと同等に確保されるべきであると筆者は考えている。しかしながら、仮設構造物に永久構造物と同じ安全レベルを与えて施工することは、経済性に問題も有する。

本研究ではトレードオフの関係にある建設現場の安全性と経済性の問題について、従来のハード的対策による崩壊抑止からソフト的対策による被災防止に発想を転換して解決策を検討した。この検討では労働者の迅速な避難に焦点を当て、斜面の動きを簡易に計測できる装置を試作することとした。この試作では施工現場における使用を考慮して、低コストで簡易な設置が可能なことを重要条件に位置づけた。本報告では斜面工事における安全上の問題点を考察し、次いで試作した計測装置の概要を述べる。そして、実大模型実験と遠心模型実験による検知性能の評価に基づいて、施工時斜面の崩壊監視に対する適用性を考察する。

2. 研究の背景

2.1 災害の現状と問題点

国土の約75%を山地が占める我が国では、道路等の社会基盤施設の整備において斜面の切土や盛土工事が必要となる。一方、このような斜面工事では、近年、労働災害が頻発する傾向にあり³⁾。特に同工事中の法尻掘削では災害が多発している⁴⁾。

Fig. 1は斜面工事中に発生した土砂崩壊災害の一例を

示す。この災害では、図の奥右側に発生した小規模な土砂崩壊によって、その下方で作業中の労働者が生き埋めとなり被災した。伊藤らの調査によれば、土砂崩壊災害の約6割は崩壊土量が50m³未満の小規模崩壊であると報告されている⁴⁾。従って、たとえ小規模な崩壊であっても、これが人間を直撃すると人命に関わる重大な災害を引き起こす。この工事では斜面の法先部に崩壊を抑止するための簡易な擁壁（フトン籠と呼ばれる重力式擁壁）が設置中であった。図の手前にある切土面の存在からも明らかのように、この工事では法先部の切土が先行して実施された。次いで、床ならし、籠枠の設置、石の積み込みの作業が実施された。切土された斜面は無補強であり、一時的に不安定な状態にあった。崩壊は籠枠の設置中に発生し、労働者は生き埋めとなった。

また、擁壁工事では斜面の切土や基礎部の掘削、ならびに型枠製作やコンクリート打設が行われる。労働者はFig. 2のように時として不安定な斜面の近傍で作業を余儀なくされる場合もある。擁壁の完成後には斜面の安定が保たれるが、その施工中においては不安定な状態が生じ、崩壊に至る場合がある。

溝掘削工事では、両壁面により水平反力を確保できるため、切梁りの設置による崩壊抑止が比較的容易である。一方、斜面工事では斜面が片側だけの非対称な条件であり、水平反力の確保が必ずしも容易ではない。例えば、矢板土止めの設置では、施工に大型クレーン車が必要となる。

しかし、施工現場が山中で狭隘な場合は、大型機械を支持地盤に安定設置することが困難な場合もある。このような現場では転倒災害の危険⁵⁾もあり、矢板の設置は必ずしも容易でない。

また、グランドアンカーによる補強はその実施が比較的大がかりなため、仮設工法としての適用には課題が残されている。また新工法の実用化においては設計・施工法の基準化も必要とされ、今後の導入には時間を要する。



Fig. 1 Labor accident by slope failure in construction site.
斜面崩壊による労働災害の事例

そのため、現段階においては全ての崩壊を簡易な仮設土止めで抑止することは難しい現状にある。しかしながら、労働者の安全確保は重要な問題であり、早急な対応が必要とされている。

以上の現状をふまえ、本研究では労働者を崩壊前に避難させること、すなわち被災を防止することによる危険レベルの低下策を検討した。適切な避難の実施には現場に警報を発することが有効である。この警報を発するには崩壊危険性増加の検知が必要である。さらにこの検知には斜面の監視が必要であるが、人間の目視のみによる対応には限界がある。従って、何らかの計測装置を用いた補助的監視が必要である。

また現場における使用を考慮すると簡易な設置性と使用の容易性が必要条件となる。一方、安全確保の観点からは、高感度な検知性能が求められる。すなわち計測センサーには簡単に正確な機能が必要とされる。



Fig. 2 Cutting works under unstable slope. 不安定な斜面に近接して実施される作業の例

2.2 労働安全関係の法令規則

労働安全衛生規則⁶⁾（以下、規則と呼ぶ）では、斜面崩壊による災害を防止するために必要な事項を定めている。その代表的な内容を以下に示す。

- 1) 規則356条では「手掘り掘削における斜面勾配の基準」が示されている。地山の種類が「堅い粘土からなる地山（N値8以上）」と「その他の地山」に分類されている。それぞれの地山について、掘削可能な高さとの関係が示されている。また、規則357条では、「砂からなる地山」ならびに「崩壊しやすい地山」の掘削高さとの関係が示されている。安全上守られるべき最低基準が示されている。しかしながら、法尻掘削のような斜面の部分的な切土面の安定性や複合斜面における勾配の評価方法などについては未解明な部分も残されている。
- 2) 規則358条では「点検」の義務を述べている。事業者

は点検者を指名し、作業箇所及びその周辺の地山について、その日の作業を開始する前、大雨（50mm以上）の後及び中震以上の地震の後に、浮石、亀裂及び湧水の有無などを点検させなくてはならない。しかしながら、点検は目視や踏査によって行われるため、見落としや過誤の発生も否めない。また、崩壊の予兆として斜面に現れる変形は微小な場合があり、目視による早期の把握は困難な場合もある。従って、安全レベルの向上には電氣的計測装置を用いた補助が必要と考えられる。

- 3) 規則361条では「地山崩壊等による危険の防止」を述べている。崩壊のおそれがある場合は、あらかじめ土止め支保工を設けるとともに、立入禁止の措置を講じなければならない。しかしながら、「崩壊のおそれ」の判断は事業者にゆだねられている。人間の主観に基づく評価であるため、現場の安全レベルは技術力によって差が生じている。

以上の通り労働安全衛生規則では、土砂崩壊による災害を防止するために必要な基準等を示している。さらに労働安全衛生法（以下、安衛法）第3条では事業者に対する安全性向上の責務が述べられるとともに、第28条2項では危険性の調査とそれに基づく措置の実施（リスクアセスメント）が述べられている。従って、潜在的な崩壊の危険性を有している斜面工事では安全対策の検討と措置の実施が必要である。

2.3 既往の計測技術

地すべりを計測するための様々な装置が開発され、実用化されている。この装置には例えば、次のようなものがある。

- (1) 変動量の計測を主に目的とする装置
標柱（光波、GPS）、傾斜計、伸縮計、光ファイバー
- (2) 移動規模の計測を主に目的とする装置
パイプひずみ計、多段式移動計、坑内傾斜計
- (3) その他の装置（AE法など）

本節では代表的計測手法を概説し、施工時斜面の崩壊監視に対する適用性を考察する。

2.3.1 GPS計測の概要

GPS（Global Positioning System：汎地球測位システム）は、米国が開発した人工衛星から発信される電波を受信し、受信位置を求める新しい測位システムである。近年、自動車用ナビゲーションにも用いられており、身近に用いられている技術である。GPSを使用した位置の決定方法は、比較的簡便な単独測位法と、精密な干渉測位法の二つに大別される。

単独測位法は自動車用ナビゲーションに用いられる測位法である。この測位では同時4つ以上の衛星を観測す

ることによって、観測点の3次元座標が求められる。測位の精度は数十センチ程度であるが、観測に要する時間は数秒と短いことが特長である。

干渉測位法は高精度な測位法である。Fig. 3は干渉測位の計測原理を示す⁸⁾。この方法は、測量や地すべりの計測に用いられる。測位に要する時間は誤差成分の決定方法(スタティック測位とキネマティック測位)により左右され、数分から数時間の差がある。

GPS計測では上空視界の確保が実施上の条件となる⁷⁾。すなわち、地上に設置されるGPSセンサーの上空視界が、周辺の樹木や建物によって妨げられると計測精度は低下する。また、基準点の間隔が1km以上はなれる場合、ならびに基準点と観測点の高低差が100~200m以上になると計測精度は低下する。さらに、mm単位の精度を得るには1回の計測に1時間以上を要すると言われ、即時性にやや劣る。そのために変位速度が速い急傾斜地における崩壊現象の計測には不向きであり、GPS装置を斜面工事中に発生する局所的で急激な崩壊の検知に適用することは、困難と見られる。

2.3.2 地表面移動(伸縮)計測の概要

地表面移動(伸縮)計測とは斜面の表面における水平変位増分の測定を意味し、ワイヤー式変位計を用いた手法が地盤工学会基準(JGS 1725-1995)に示されている⁹⁾。計測原理をFig. 4に示す。

地すべりの発生が想定される箇所に移動杭を設置する。次にこれと離れた位置に計測器(ワイヤー式変位計)を設置する。そして、計測器と移動杭の間にインバー線(ワイヤー)を張る。地すべり(斜面崩壊)の発生に伴う設置間の距離増加が計測される。

計測上の問題点には動物や飛来物がインバー線と接触することが指摘されている。すなわち、物体の接触により誤った斜面変位が計測され、これが問題となる。また、移動量の正確な計測には計測器のどちらか一方を不動点に設置する必要がある。

2.3.3 傾斜計測の概要

傾斜計測にはFig. 5に示すような地表傾斜と坑内傾斜の2種類がある。地表傾斜を測定する装置の一つに、地盤工学会基準に示された水管式地盤傾斜計(JGS 1721-1995)がある。またその他の測定装置には加速度センサーを用いた電気式傾斜計があり、高精度な計測が可能となっている。これらの傾斜計は地すべり計測に多用されている。地すべりでは地盤中にひずみが累積し、それが地表面の傾斜変動となって現れることが多い。このような段階では伸縮計の設置は難しく地盤傾斜計が地すべりの早期検知に有効と言われている¹⁰⁾。

高精度な傾斜センサーは斜面工事中における崩壊検知

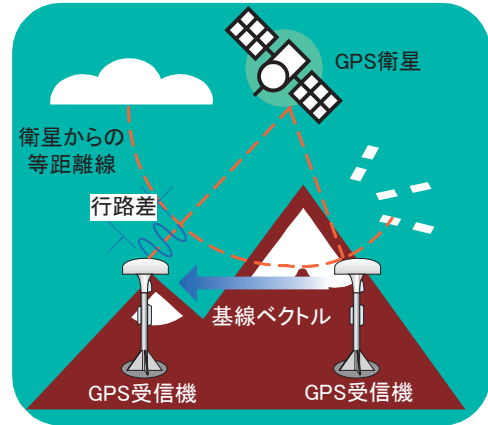


Fig. 3 Schematic view of Landslide measurement using by GPS.
GPSによる地すべり計測のイメージ

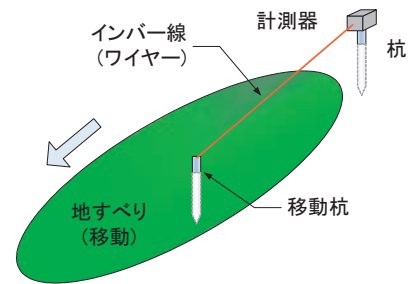


Fig. 4 Principal of measuring displacement in slope surface using extensometer.
伸縮計による地表面移動の計測原理

にも有効と考えられる。しかし、施工現場には様々な振動が発生するため、収録データの評価において困難が生じる可能性もある。すなわち、建設工事では重機や作業による振動及び交通振動などを同時に計測する可能性があり、計測に与える影響をあらかじめ把握する必要がある。

坑内傾斜の測定に関して、地盤工学会では「地中ひずみ計を用いた地すべり面測定方法」(JGS 1731-1995)の解説¹¹⁾の中で、基準以外の水平変位測定方法として挿入式傾斜計と固定式傾斜計を示している。

挿入式傾斜計による計測方法とは、可とう管を地盤中に設置し、地盤の動きに追従させるものである。地上より傾斜計を可とう管内に挿入し、各深さの傾斜量と方向を測定する。測定結果を解析することにより、地中の水平変位を高精度に求めることができる。なお、測定器自体はやや高価で測定費用を要する。

固定傾斜計による方法とは、任意の間隔で傾斜計を連結パイプにつないだものをボーリング坑内に埋設し、地上の記録装置で地中変位を記録するものである。

設置では不動点と想定される地盤深さまで直径100mm以上のボーリング孔を設ける必要があり、作業

は比較的大がかりである。また、埋設した傾斜計は一般に回収が不可能であり、一般的に費用は高くなる。従って、斜面工事中における短期的な崩壊監視への適用には設置労力とコストに課題を有する。

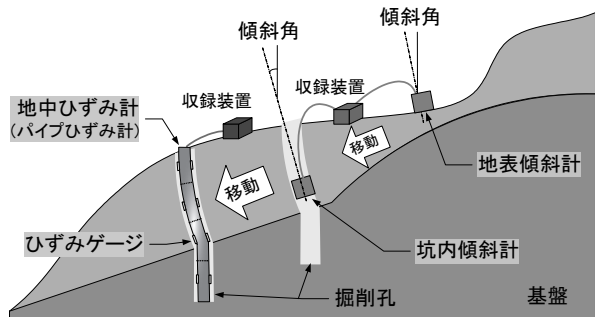


Fig. 5 Schematic view of Landslide measurement using tiltmeter and strain gage.
傾斜計と地中ひずみ計の設置イメージ

2.3.4 地中ひずみ計測の概要

地中ひずみ計測では斜面内部に生じた水平変位の分布を計測し、その結果に基づいてすべり面の深さを決定する。その方法については、地盤工学会基準「地中ひずみ計を用いた地すべり面測定方法」(JGS 1731-1995)に示されている¹¹⁾。

測定には直径38mm以上の「たわみ性パイプ」が用いられるため、地中ひずみ計はパイプひずみ計とも呼ばれる。このパイプには一定間隔でひずみゲージが貼付されており、パイプに生じた屈曲から地すべり面及びその活動状況を把握することができる。従って、この設置ではボーリングによって斜面に削孔を設ける必要があり、その深さはすべり面以下まで到達させることが標準となっている。

地中ひずみ計は構造がシンプルであり、計測性にも優れる。また、価格も比較的安価である。しかし、設置方法は坑内傾斜計と基本的に同じであり、必ずしも容易でない。そのため一般的には地すべりなどの大規模計測に用いられている。

以上の通り、既往の装置は大規模で長期的な計測を対象としており、設置と計測が必ずしも容易でないことがわかった。また価格が比較的高価であり、経済性の面からも適用には課題を有することが明らかになった。

3. スクリー貫入型表層ひずみ計 (SPS) の開発

3.1 装置の概要

工事中の斜面崩壊による労働者の被災を防止するためには常時監視が有効である。そのためには人間による監視に加えて、電気的計測による監視が必要である。すなわち計測センサーを用いた崩壊検知が必要である。しかし、この計測は施工中の一時的なものであるため、用いるセンサーには経済性、施工性ならびに簡便性が望まれる。

本研究では短尺な棒体の下端にスクリーを与えた小型パイプひずみ計を開発した。この装置を「スクリー貫入型表層ひずみ計」(Short Pipe Strain transducer)と称し、本文では「表層ひずみ計」又は「SPS」と呼ぶ。SPSは地盤の表面から回転貫入して埋設するセンサーである。このセンサーは斜面の不安定化に伴って浅層に生じるせん断変形を棒体の曲げによって感知するものである。従って、感知手法は地中ひずみ計に類似するものである。しかし、その形状と大きさは異なり、設置には新たな手法が採用されている。SPSの特徴を以下に述べる。

3.1.1 装置の形状と構造

SPSは全長1m、直径15mm、質量約500gの小型のセンサーであり、その外観はPhoto 1の通りである。一般的な地中ひずみ計はその直径が約50mmであり、長さは最大30mに達する大規模なセンサーである。従って、両センサーは大きさが全く異なるものであり、SPSは非常にコンパクトなセンサーである。

前節に述べた通り従来の地中ひずみ計は、変位の分布を計測することにより、すべり面の位置を明らかにするセンサーである。従って、深部のすべり面を把握するために長尺な構造を有する。一方、SPSは斜面の表面から浅い部分に生ずる微小な変形を計測するものである。装置の全長は斜面上において作業員1名による設置が可能な長さに設定されており、作業性に優れている。

SPSは大きく、1) ひずみ検知部、2) スクリー部、3) 接続部の3つの部分によって構成される。ひずみ検知部にはTable 1に示す2種類のパイプを二重に配置した二重管構造を与えた。そして、2枚のひずみゲージはFig. 6に示す位置に貼り付けた。すなわち、パイプの表と裏の位置に貼り付けた。外側パイプは内側パイプを覆う構造となっており、両パイプの隙間には硬化剤が充填され一体化が図られている。従って、パイプの曲げ変形は殆どロス無くひずみゲージに伝達される。二重管構造はひずみゲージを地山との直接接触から保護するため、自己の回転貫入による簡易な設置が可能となっている。また、中空構造は軽量化を可能にし、運搬時の負担軽減にも寄

与している。

先端スクリー部は長さ100mmを有し、その直径は漸減するテーパ形状を有する。スクリー部の羽根は5mmの突起を有し、30mmのピッチで螺旋状に接合されている。上端の接続部は長さ100mmを有し、端子が脱着可能なチャックとソケットにより覆われた構造を有している。端子はひずみゲージのリード線に接続しており、応答値を外部に出力することが可能である。チャックは表層ひずみ計を貫入設置する際に、工具と接続する部分である。

3.1.2 表層ひずみ計による検知のアイディア

斜面崩壊に際して発生するせん断変形はすべり面近傍で顕著に発達する。しかしながら、この変形を直接計測することは容易でない。そこで本研究では、斜面浅層におけるせん断変形に注目した。その理由は、計測装置の設置が容易であり、施工現場に適用しやすいためである。ただし、この変形量は非常に小さく、その計測には高感度な装置が必要となる。そのため、SPSの製作では高感度な応答性能の実現を重要条件に位置づけた。

3.1.3 簡易な設置性と高い応答性

SPSは下端にスクリーを備え、これが回転貫入を可能にする。プレボーリングを必要とする従来型のパイプひずみ計に比べて、設置のための労力が大きく軽減されている。また、貫入には汎用の電動工具を動力に用いる

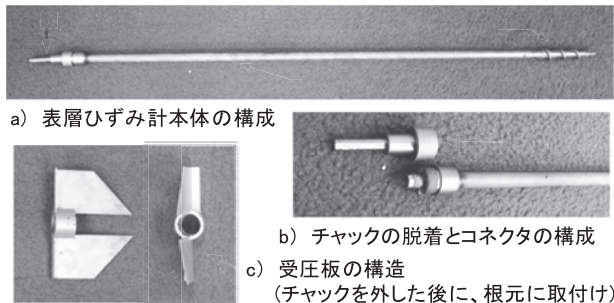


Photo 1 Components of SPS.
表層ひずみ計 (SPS) の外観

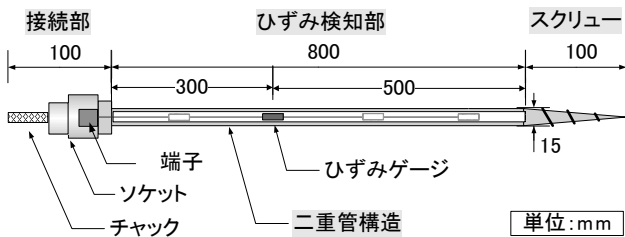


Fig. 6 Schematic view of SPS.
表層ひずみ計の構造

Table 1 Specifications of tubes in SPS.
ひずみ検知部に用いたパイプの諸元

配置	外側パイプ	内側パイプ
材質	ステンレス	
厚さ(t), mm	0.5	
外形(ϕ), mm	15	12

ため、低コストで設置ができる。さらに、SPSは地盤を押し広げながら貫入するため、強固な密着が得られる。その結果、地盤の変形を高感度に計測することが可能である。また、貫入後に上端へ設置する受圧板は変形の伝達ロスを減少させ、計測感度を向上させている。

以上の通り、SPSは設置が容易であるとともに高感度な計測を可能にする。崩壊の前兆的な現象の検知¹²⁾は、作業現場における危険性の把握とこれに基づく避難の実施に極めて有効な手段となる。

3.2 設置方法

Photo 2はSPSの設置過程を示す。基本的な設置の手順は次の通りである。

- 1) 電動工具の接続：貫入装置には汎用の電動工具（例えば、松下電工充電式ドリルドライバEZ6402）を使用。表層ひずみ計の接続部のチャックに電動工具を取り付ける。
 - 2) 貫入設置：表層ひずみ計を斜面に垂直に貫入。電動工具は片手で支持可能であり、貫入自体に要する時間は数十秒である。
 - 3) 受圧板の設置：貫入後に電動工具をチャックから取り外す。次に、ねじをゆるめてチャックを取り外す。そして、受圧板を取り付ける。
 - 4) ケーブル接続：計測用ケーブルを上端のコネクターに接続し、データを収録する。
- 設置から計測開始までに要した合計の所要時間は5から10分程度であり、設置に手間取らない。



Photo 2 Process at installation of SPS.
表層ひずみ計 (SPS) の設置状況

4. 実大斜面の切土実験における性能確認

4.1 地盤条件

土の種類と締め固め回数が異なる3ケースの実大模型地盤において切土実験を行った。模型地盤の形状は斜面勾配が45度であり、高さは5mである。Table 2に実験コードと地盤条件を示す。土試料には、関東ロームと成田砂の2種類を用いた。転圧は重機(ブルドーザー)の走行により行った。1層当たりの走行回数を変えることによって、締め固め状態を変えた。

Fig. 7は斜面天端にて実施した動的簡易貫入試験により得られた換算N値の分布を示す。天端からの深さが1m以上においては、分布にバラツキが少なく、各地盤はほぼ一様に作製されていることがわかる。換算N値は関東ロームを転圧したCs2が最も大きく、次いで成田砂を転圧したCs3が大きい。関東ロームを自重のみで締め固めたCs1はN値が最も低く分布している。本実験における地盤条件の詳細は別報¹³⁾に譲る。

4.2 切土崩壊実験の方法

実験はPhoto 3に示すようにバックホウを用いて法先側より段階的に鉛直切土し、斜面を不安定化させた。切土はFig. 8に示す通り、全7段階を標準とし、1段階の切土は水平距離50cmとした。各段階の切土終了後には、5分間の待機時間を与え、変形の収束を確認した。法肩より1mの斜面上に、表層ひずみ計を鉛直に貫入設置した¹⁴⁾。

4.3 実験結果

4.3.1 軟弱なローム斜面 (Cs1) におけるSPSの応答

Fig. 9は実験Cs1における崩壊過程について、応答ひずみ (r_s) と経過時間 (t_e) の関係を示す。 r_s 値は上に凸の曲げを正とする。この r_s 増分 (Δr_s) に対応するSPSの平均たわみ角増分 ($\Delta \theta_i$) の比は約0.003 (%/ $\mu\epsilon$) であり、すなわち $\Delta r_s = 1000 (\mu\epsilon)$ が $\Delta \theta_i = 3\%$ に相当する。図中に

Table 2 Model ground conditions in prototype model tests.
実験名称と地盤条件

実験コード	Cs1	Cs2	Cs3
土質	関東ローム	関東ローム	成田砂
転圧回数	0 (軟弱)	5 (やや軟弱)	5 (緩い)

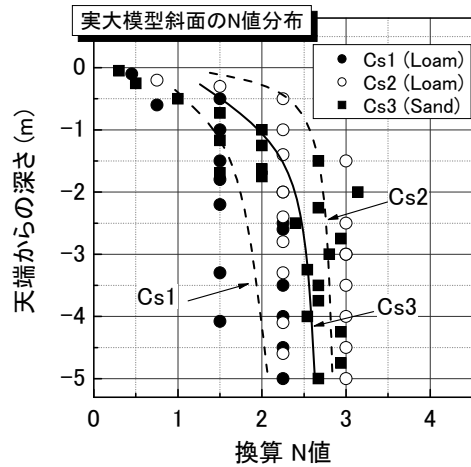


Fig. 7 Distributions of interpreted N-values.
実大模型地盤における換算N値分布



Photo 3 Overview of vertical cutting in prototype model test.
バックホウを用いた切土の様子

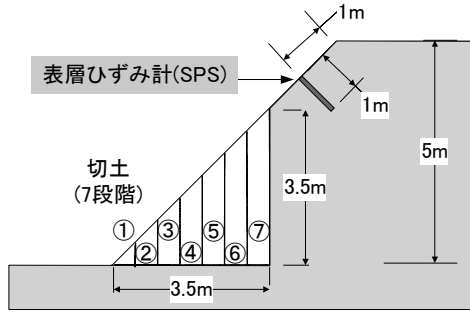


Fig. 8 Process of the vertical cutting and position of SPS.
実大模型地盤の切土順序と表層ひずみ計 (SPS) の設置位置

ハッチングで示した部分は切土作業を意味し、実時刻と切土回数も併せて示した。

7段階の切土を実施して、3.5mの鉛直斜面を与えた。しかし、この時は斜面に動きが見られず、計測値にも特に変化が現れなかった。そのため、底部をさらに「すかし堀」し、斜面に若干のオーバーハング状態を与えた。すかし堀の終了直後 (11:22) には、明確な反応が見られなかったが、そのまま待機して経過を観察した。その結果、約10分後の11:32に崩壊した。崩壊の数分前より、 r_s の値には顕著な変化が現れていた。

Fig. 10は同じくCs1における崩壊時の r_s と t_e の関係を拡大して示すとともに、崩壊形状の概略をグラフ中に示す。崩壊はハッチングで示した部分であり、11:32に発生した。崩壊の様子をPhoto 4に示す。左右2つのブロックが連続的に崩落し、表層ひずみ計は土塊とともに落下した。地山には局面的なすべりが観察された。グラフに示す曲線には2つの明瞭な屈曲点が崩壊前に現れ、曲線の傾きに段階的な増加が見られる。

$t=63\text{min}$ (時刻11:25) において初めの変化が見られる。接線勾配は僅かに勾配が増加している。本研究では崩壊過程に2つの変化点を定義し、その状況を比較した。この変化点に関するパラメータをTable 3に示す。

$t=63\sim 68\text{min}$ では r_s の値が直線的な負の増加を示す。この直線的な増加が始まった点を第1変化点 (BP1) と呼ぶ。BP1における応答ひずみの値 (r_{BP1}) は $-4.9 (\mu\epsilon)$ であり、崩壊までの残り時間 (t_{r1}) は約6分であった。

$t=68\text{min}$ (時刻11:30) には新たな屈曲点が曲線に現れた。その後、曲線の傾きには加速度的な増加が発生した。この加速度的な増加が始まった点が第2変化点 (BP2) である。BP2における応答ひずみの値 (r_{BP2}) は $-26.6 (\mu\epsilon)$ に増加しており、崩壊までの残り時間 (t_{r2}) は約2分であった。BP1とBP2の間に見られる直線部の勾配を第1ひずみ速度 (V_1)、BP2直後の接線勾配を第2ひずみ速度 (V_2) とそれぞれを定義した。本実験Cs1では V_2 が V_1 の約20倍であり、著しい増加が見られる。

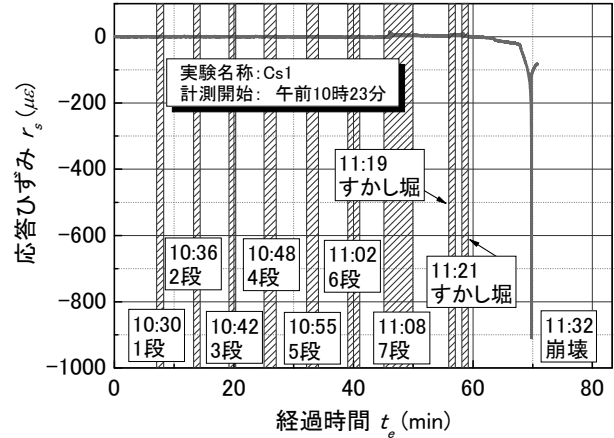


Fig. 9 Overall relationship between response of strain (r_s) by SPS and elapsed time (t_e) in Cs1. 崩壊実験の過程における表層ひずみ計の応答 (Cs1)

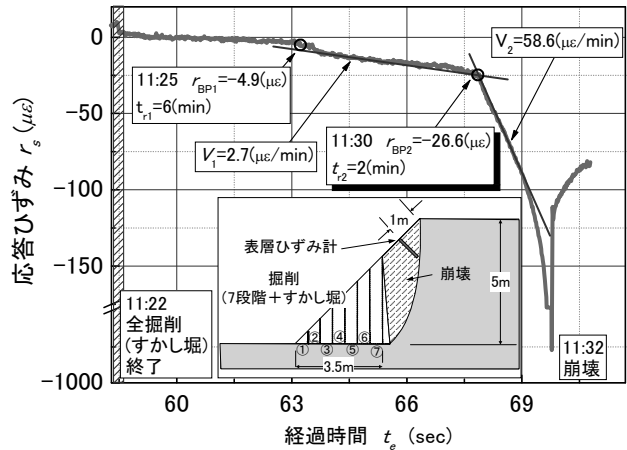


Fig. 10 Expanded view of relationship between r_s and t_e before failure in Cs1. Cs1における崩壊時の応答 (拡大図)

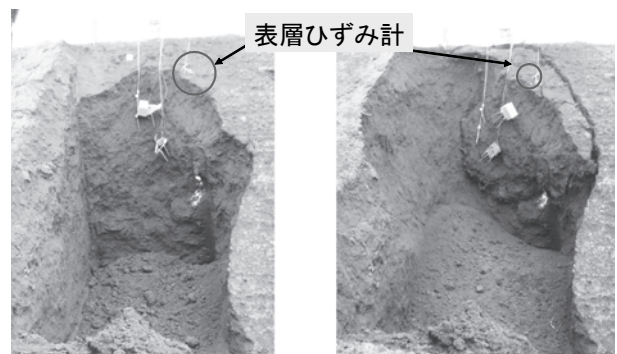


Photo 4 Process of slope failure in Cs1 (Left: 2 minutes before (BP1), Right: Just in failure). Cs1における崩壊の様子 (左: 第2変化点 (11:30), 右: 崩壊発生 (11:32))

Table 3 Definitions of interpreted variables prior to failure
崩壊過程に関するパラメーター一覧

記号(名称)	説明	応答ひずみ ($\mu\epsilon$)	ひずみ速度($\mu\epsilon/\text{min}$)	崩壊までの残り時間(min)
BP1(第1変化点)	曲線に直線的な増加傾向が現れた時点	r_{BP1}	V_1	t_{r1}
BP2(第2変化点)	曲線に加速度的な増加傾向が現れた時点	r_{BP2}	V_2	t_{r2}

4.3.2 やや軟弱なローム斜面 (Cs2) におけるSPSの応答

Fig. 11はCs2(やや軟弱なローム)における崩壊前の応答を示す。 r_s と t_e の関係にはCs1との類似が見られる。

本実験ケースにおいても7段階の切土が終了した時点(11:40)では斜面に動きが見られず、計測値にも変化は現れなかった。そのため、 $t=74\text{min}$ (時刻12:12)に斜面の両側面を追加切土(脇掘削)し、斜面の幅を長くした。その結果、 $t=87\text{min}$ (時刻12:25)に崩壊した。

崩壊形状の概略をグラフ中に示し、その様子をPhoto 5に示す。滑りは法肩から約80cm下より発生し、崩壊土塊の大きさはCs1に比べて小さい。表層ひずみ計は土塊とともに落下した。

$t=74\text{min}$ における脇掘削の実施に対応して r_s の値には減少が現れ、曲線には崩壊の予兆を示す傾向が現れている。しかし、Photo 5の左側写真からも明らかのように、崩壊2分前における変形は目視で確認することができないほど小さなものであった。

脇掘削終了後、 r_s の値は $t=76\text{min}$ 以降に直線的な減少傾向を示した。この点をBP1とする。そして、 r_{BP1} の値は $-88.3(\mu\epsilon)$ であり、 t_{r1} は約12minである。

$t=82\text{min}$ (時刻12:20)に新たな屈曲点が現れ、 r_s の値は加速度的な増加を示した。この点はBP2であり、 r_{BP2} の値は $-405.1(\mu\epsilon)$ 、 t_{r2} は約5minである。そして、BP1とBP2におけるひずみ速度にはCs1と同様に大きな差が見られ、 V_2/V_1 の値は約8であった。

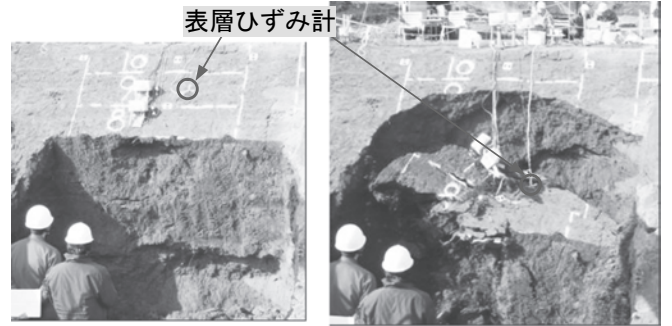


Photo 5 Process of slope failure in Cs2
(Left: 2 minutes before, Right: Just in failure).
Cs2における崩壊の様子
(左：崩壊2分前(12:23)，右：崩壊発生(12:25))

4.3.3 ゆるい砂質斜面 (Cs3) におけるSPSの応答

Fig. 12はCs3の崩壊過程における応答を示す。崩壊は第6切土の終了直後に発生した。崩壊に至るまでの詳細を述べる。 r_s の値には第4切土より反応が現れている。Photo 6は第4切土と第5切土の終了時における斜面の様子を示す。第4切土の終了時に小規模な肌落ちが発生した。切土に伴って r_s の値には減少が見られた。この減少は小規模崩落の終了に伴って収束した。

次の第5切土では、先に比べて規模の大きな肌落ちが発生した。すべり面の一部は第7切土の予定位置に達していた。切土に伴う r_s 値の減少は先の段階に比べて大きく現れ、値の収束に約10分を要した。

第6切土では、先の肌落ちにより予定位置の大部分が崩落していた。そのため、この切土では底部に堆積した崩壊土砂を取り除く作業のみを行った。その作業後に斜面は大きく崩壊した。この切土では r_s 値が先の段階に比べてより大きな傾きを示して減少を示した。崩壊は切土の終了直後に発生し、 r_s 値は急激な反応が現れた。

Photo 7は第6切土後に発生した崩壊の様子を示す。主崩壊により表層ひずみ計は土砂とともに落下した。その後、小規模崩壊が連続して発生し、すべり面は法肩付近に達した。

r_s-t_e 関係にはCs1とCs2のそれに見られたクリープ的变化が見られない。すなわち、 r_s の値は切土に伴って減少を示すものの、その値は t_e の経過に伴って収束が見られた。従って、地山の不安定化に伴って r_s が検知する応

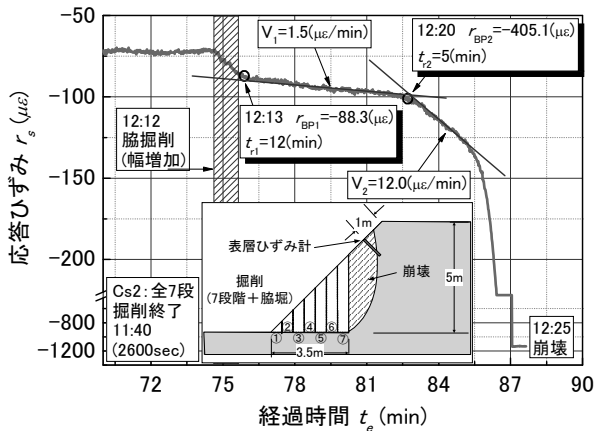


Fig. 11 Relationship between r_s and t_e prior to failure in Cs2.
Cs2(やや軟弱なローム)における崩壊時の応答

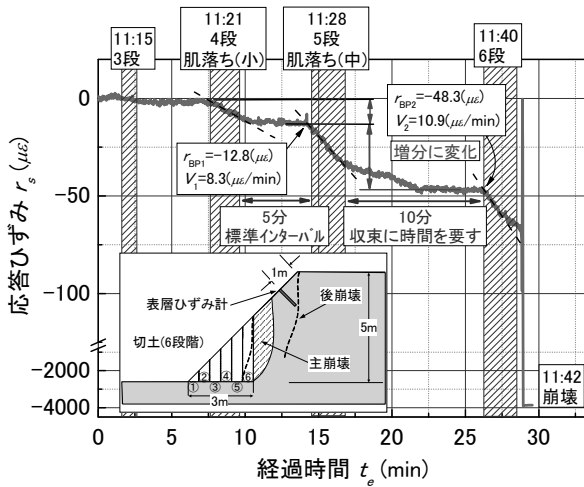


Fig. 12 Relationship between r_s and t_e prior to failure in Cs3.
Cs3 (緩い砂地盤) における崩壊時の応答

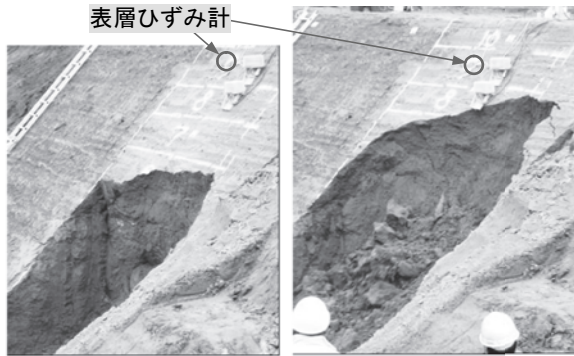


Photo 6. Process of vertical cutting in slope of Cs3 (Left: 4th stage, Right: 5th stage).
Cs3における切土の様子 (左:第4段階, 右:第5段階)

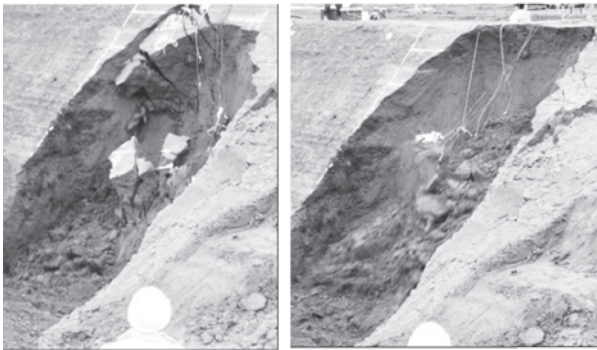


Photo 7 Slope failure after the cutting of 6th stage (Left: main failure, Right: delayed failure).
Cs3の第6段階切土後に発生した崩壊の様子 (左:主崩壊, 右:後崩壊)

Table 4 Comparison of interpreted variables prior to failure.
崩壊過程における指標値の結果比較

実験	応答ひずみ ($\mu\epsilon$)			ひずみ速度 ($\mu\epsilon/\text{min}$)			崩壊までの残り時間(min)	
	r_{BP1}	r_{BP2}	$ \Delta r_{BP} $	V_1	V_2	V_2/V_1	t_{r1}	t_{r2}
Cs1	-4.9	-26.6	21.7	2.7	58.6	21.7	6	2
Cs2	-88.3	-405.1	316.8	1.5	12.0	8.0	13	5
Cs3*	-12.8	-48.4	35.6	8.3	10.9	1.3	該当無し	

* クリープ曲線的な変化が見られなかったため、第5切土後と第6切土後の屈曲点それぞれBP1とBP2と仮定し応答ひずみを示した。また、ひずみ速度は屈曲点直後の接線勾配を参考値として示す。

答は構成する材料によって異なることがわかった。

実大模型実験の結果を解析して得られた指標値の比較をTable 4に示す。ローム地盤ではクリープ的崩壊の傾向が現れ、崩壊の予兆を検知することができた。一方、砂地盤では不安定化に伴う応答は見られたものの、その反応は段階的であり、 r_s 値は切土に伴って減少と収束を繰り返した。しかしながら、崩壊規模の増加に伴って、 r_s 増分とその収束時間には増加が見られた。

5. 遠心模型実験による表層ひずみの計測

5.1 実験の条件と方法

実大模型実験に加えて切土崩壊を遠心模型実験で再現し、表層ひずみの発生を計測した。実験はTable 5に示す3ケースである。模型地盤は実大模型地盤を約1/25スケールで再現し、その作製には同じ試料を用いて乾燥密度と含水比を等しく再現した。

Photo 8は当研究所が保有する遠心模型実験装置の外観を示す。本装置は2003 (平成15) 年度に更新した2号機 (Mark II) である¹⁵⁾。この装置は中規模サイズでありながら大型装置並みのプラットフォームを備えており、大型の実験容器や各種制御装置の搭載が可能である。また、ビームの両端には動的実験用と静的実験用に専用設計され2つのプラットフォームが備わっており、非対称な形状のビームが与えられている。

Fig. 13は切土の再現に用いた遠心場掘削装置を示す。図の中央に位置するブレードはステッピングモーターにより横行と昇降が可能である。この装置は50g場において動作可能な性能を有する¹⁶⁾。本実験ではこのブレードを遠隔操作して現場実験と同様な切土を再現した。

Fig. 14は模型地盤の概要を示す。斜面勾配は実大模型と同じく45度である。斜面の高さは200mmであり、実物の1/25スケールである。Photo 9に示す小型表層ひずみ計 (mini SPS) は遠心実験用に製作したものである。mini SPSは厚さ0.3mmの薄鉄板を幅5mm、長さ35mmに加工し、その表面と裏面にひずみゲージを貼付したも

のである。表面には防水処理が施されている。 r_s 増分に対する換算せん断ひずみ (θ_{eq} (%)) 増分の比は約0.004である¹⁷⁾。

表層ひずみ計は法肩より30mmの位置に設置した。また天端の沈下を2つの変位計 (LVDT) で計測した。鉛直切土は1回当たり幅20mmとし、7段階を標準回数とした。なお、各段階の切土後には2分の観察時間を与えた。

Table 5 Ground conditions in centrifuge model tests

遠心模型実験の実施条件

実験コード	Cs4	Cs5	Cs6
土質	関東ローム	成田砂	
対応する実大模型実験	Cs1	Cs3	
遠心加速度 (g)	30	25	
実施した切土数(段階)	7	8	5

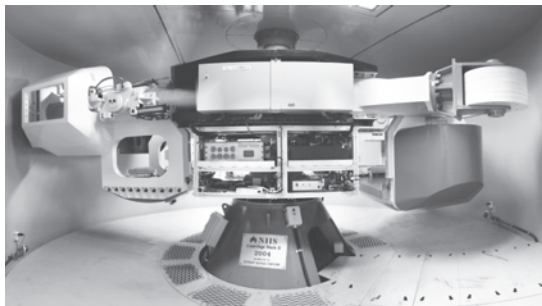


Photo 8 Geotechnical centrifuge Mark II in JNIOSSH.
当研究所の遠心模型実験装置(Mark II)

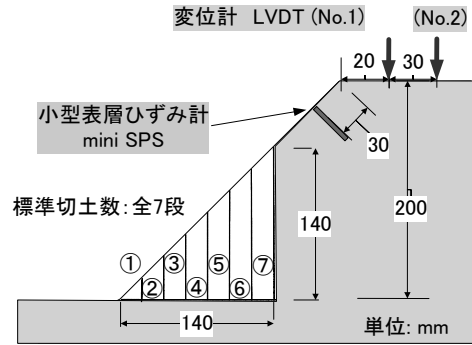


Fig. 14 Vertical cuttings in centrifuge model test and installation of mini SPS and LVDT.
遠心実験用の模型地盤における切土過程と小型表層ひずみ計 (mini SPS) と変位計 (LVDT) の設置位置

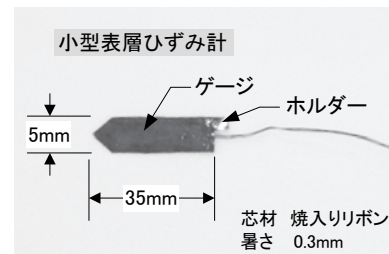


Photo 9 Plan view of mini SPS.
小型表層ひずみ計の外観

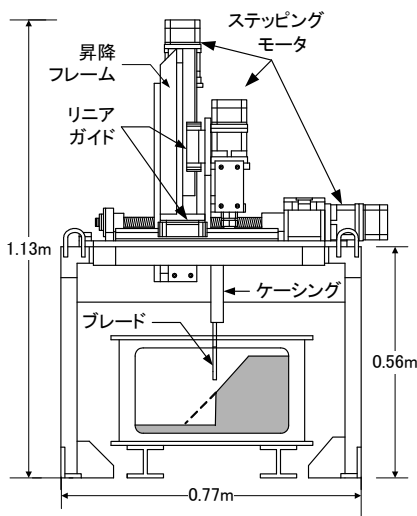


Fig. 13 Schematic view of an in-flight excavator and model ground in the testing container.
遠心場掘削装置の概要

5.2 実験結果

5.2.1 軟弱なローム斜面 (Cs4) におけるSPSの応答

Photo 9は実験Cs4における崩壊状況を示す。7段階の切土を実施した結果、法肩より約4cm下方にすべり面が発生し、ブロック状に崩壊した。mini SPSは崩壊ブロックの上部に位置し、斜面に留まっていた。

Fig. 15は応答ひずみ (r_s) と天端の沈下量の経過時間 (t_e) に対する関係を示す。なお、2点で計測した天端の沈下量はLVDT (No.1) による計測値を s_{t1} とし、No.2によるものは s_{t2} とする。 $t_e=0\sim 12$ (min) では遠心加速度を段階的に30gまで増加させた。これに伴って、 r_s の値、ならびに s_{t1} と s_{t2} の値には増加が現れている。これらの値の増加は遠心力の作用による土の自重増加が天端を沈下させたことによる反応である。

$t_e=12$ minより切土を開始した。切土の進行に伴って r_s の値には減少が見られ、実大実験と同様な傾向が確認された。この時 s_{t1} と s_{t2} の値はともに増加を示し、切土に伴う天端の沈下が確認された。なお、2点の沈下量には明確な差が見られない。 $t_e=24$ minに与えた第6段切土では、 r_s の値に大きな減少が見られた。さらに $t_e=24\sim 29$ minの待機中には、 r_s 値に直線的な減少が現れた。これは、実大実験に観察されたBP1からの定常クリープ的

な応答に一致するものである¹⁸⁾。

次に表層ひずみ計の応答と沈下量を比較し、反応の関連性を考察する。なお沈下量の比較には応答増分が相対的に大きく現れた s_{t1} の値を用いた。

Fig. 16は r_s と s_{t1} の関係を示す。切土過程では、 r_s の値が s_{t1} の増加に対して直線的な減少を示し、両センサーの応答には関連性が認められる。第6切土以前においてはその傾き $|\Delta r_s / \Delta s_{t1}|$ が2.5である。崩壊の前兆的挙動が見られた第6切土の後には傾きが $|\Delta r_s / \Delta s_{t1}|=7.6$ に増加した。さらに、崩壊に至った第7切土では、傾きの値が加速度的な増加を示した。

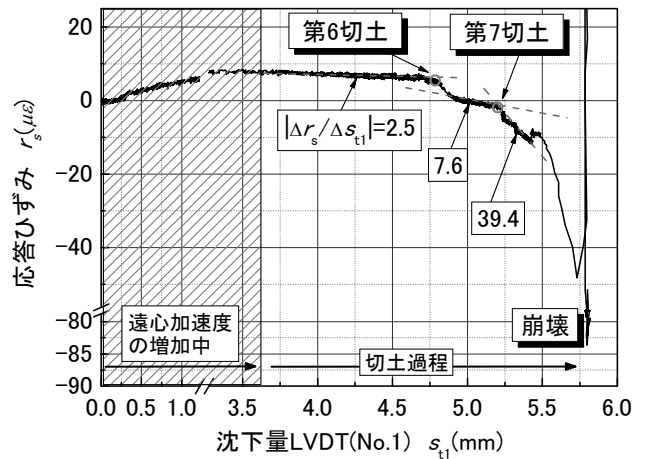


Fig. 16 Relationship between r_s and s_t in Cs4. 崩壊過程における r_s と s_t の関係

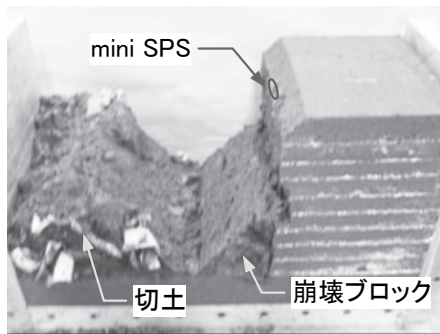


Photo 10 Slope failure simulated by centrifuge model in Cs4. 遠心実験で再現された斜面崩壊の様子 (Cs4)

5.3.2 ゆるい砂質斜面 (Cs5) におけるSPSの応答

Photo 11はCs5の実験後における模型地盤の様子を示す。本実験では第8切土の後に崩壊が発生した。従って、実施した切土の回数は標準よりも1段階多い条件であった。ブロック状の崩壊が法肩付近より発生した。崩壊した土塊と天端に多数の亀裂が見られた。設置したmini SPSは崩壊ブロックとともに落下した。なおmini SPSの下端(先端)はすべり面よりも浅い位置にあった。

Fig. 17は r_s 、 s_{t1} ならびに s_{t2} の経時変化を示す。 $t_e=0\sim 9$ (min) では遠心加速度を段階的に25gまで増加させた。これに伴って、 r_s 、 s_{t1} と s_{t2} の各値には先の実験と同様な増加が生じている。

$t_e=9$ minより切土を開始した。切土の進行に伴って r_s の値には段階的な減少が見られる。値の減少は第4切土より明確に発生している。その r_s の減少は切土数の増加に伴って大きくなっている。小崩壊が発生した第6切土では、 r_s の値が $18\mu\epsilon$ 減少した。この値は第5切土で生じた減少値 $14\mu\epsilon$ よりも大きい。さらに大きく崩壊した第8切土では、 $45\mu\epsilon$ の減少が発生した。

r_s の曲線を詳細に見ると、崩壊前における値の減少は各切土において収束が見られ、実大実験Cs3と一致した傾向が認められる。すなわち関東ローム地盤におけるクリープ的な応答とは異なり、 r_s には切土に伴った段階的な減少と収束の繰り返し現象が確認された。

切土に伴う反応は天端の沈下にも現れ、 s_{t1} と s_{t2} の値は増加を示している。その増加傾向は r_s と同様に段階的であり、各切土後に値は収束している。最終沈下量を比較すると s_{t1} が s_{t2} よりも大きく、天端の沈下は法肩近傍で大きいことがわかった。

Fig. 18は r_s と s_{t1} の関係を示す。切土の全過程において、 r_s の値は s_{t1} の増加に対して直線的な減少を示しており、成田砂地盤の特長が現れている。すなわち、 r_s と s_{t1} の段

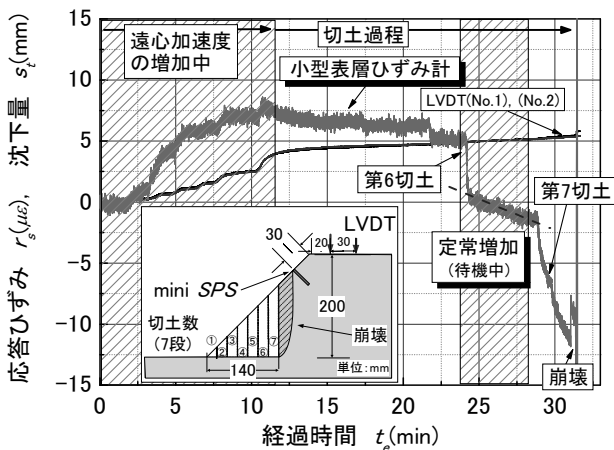


Fig. 15 Time history of both the response of strain(r_s) and the settlement (s_t) prior to the failure in Cs4. 崩壊過程における応答ひずみ (r_s) と天端沈下量 (s_t) の経時変化 (Cs4)

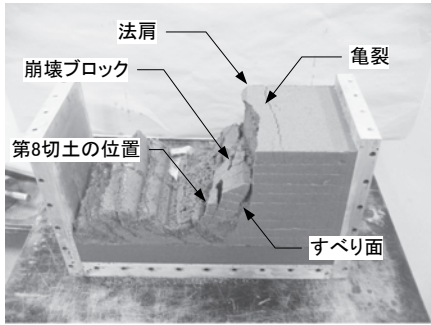


Photo 11 Slope failure simulated by centrifuge model in Cs5.
遠心実験で再現された斜面崩壊の様子 (Cs5)

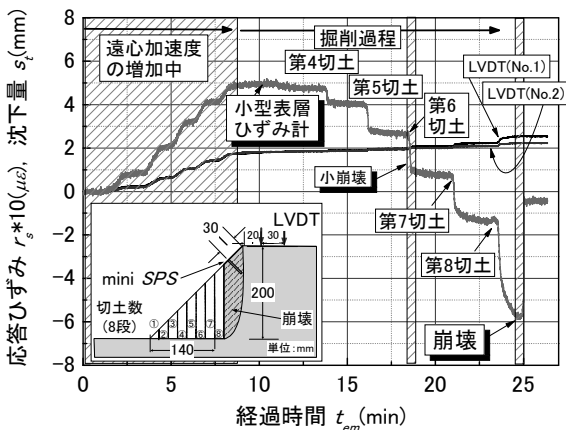


Fig. 17 Time history of both the response of strain(r_s) and the settlement (s_t) prior to the failure in Cs5.
崩壊過程における応答ひずみ (r_s) と天端沈下量 (s_t) の経時変化 (Cs5)

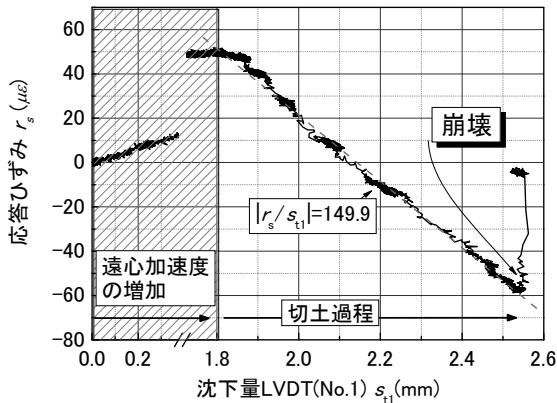


Fig. 18 Relationship between r_s and s_t in Cs5.
崩壊過程における r_s と s_t の関係 (Cs5)

階的な経時変化は同期するとともに、相関性を有していることが明らかになった。

5.3.3 ゆるい砂質斜面の部分切土 (Cs6) におけるSPSの応答

Fig. 19は実験Cs6における計測装置の設置状況と切土過程ならびに崩壊ブロックの概要を示す。模型地盤は先のCs5と同じく成砂で同条件で作製されたものであるが、本実験では幅10cmの短いブレード用いて斜面中央部を部分切土した。従って、斜面の両脇には5cmずつ未切土斜面が残され、崩壊に3次元性が与えられた。また r_s の発生分布を詳細に調べるために、mini SPSの設置数を4個に増加させた。切土部中心の延長線上に2カ所設置し、中央列から5cm離れた位置、すなわち切土端部の延長線上に2箇所設置した。さらにLVDTは同じくそれぞれの延長線上に配置し、5カ所の沈下を計測した。

本実験では5段階の切土を実施した。崩壊の様子をPhoto 12に示す。斜面の中央部には半月状のすべり面が見られ、ブロック状の崩壊が再現されている。この崩壊は同一試料によって行った実大実験 (Cs3) に類似が見られ、崩壊時の切土数にも一致が見られた。本実験で注目すべきことは、設置したmini SPSが全て斜面に残存しており、またその周囲には一見変形が見られないことである。また、LVDTを設置した天端にも亀裂等の変形は見られない。

Fig. 20は天端沈下量 s_{t1} から s_{t5} の経時変化を示す。 $t_e=0 \sim 8$ (min) では遠心加速度を段階的に25gまで増加させた。沈下量の値には先の実験と同様な増加が見られた。なお、沈下量増分には計測位置の違いにより1mm程度の差が見られた。しかし、位置と値の間には規則性が見られないことから、締め固め状態の局所的なバラツキによる差と考えられる。

$t_e=8$ minより切土を開始した。これに伴う反応が沈下量に見られ、第4切土では s_{t1} と s_{t4} の値に明確な増加が認められる。第5切土では s_{t3} を除く全ての曲線に増加が発生した。その増加量は、先の第4切土に比べて大きい。第5切土による沈下量を比較すると、その増分は法肩に近接した位置で大きくなり、Cs5と同じ傾向が見られる。

Fig. 21はmini SPSの応答 r_{s1} から r_{s4} の経時変化を示す。 $t_e=0 \sim 8$ minでは遠心加速度の増加に伴う反応が見られ、先の沈下量の曲線と同様な傾向を示している。次に、 $t_e=10$ minより開始した切土による反応が見られる。特に中央列に設置した r_{s1} と r_{s2} は第1切土より減少反応を示し、曲線が階段状を示している。そして、 r_s の減少量は切土の進行に伴って増加している。第3切土では全ての r_s に明確な減少が現れ、第4切土では減少量に明らかな増加が見られる。

先の天端沈下 s_t は第4切土で増加を示したのに対し、

r_s はそれよりも1段階早くに反応を示した。そして第4段階では全ての r_s がより明確な減少を示している。 r_{s2} では約 $28\mu\epsilon$ 減少しており、この値は第3切土における減少値約 $10\mu\epsilon$ の3倍である。さらに切土端部の上方に設置した

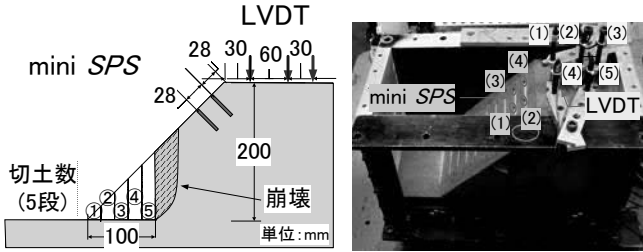


Fig. 19 Vertical cuttings in centrifuge model test and installation of mini SPS and LVDT in Cs6.
Cs6の遠心実験における切土過程と小型表層ひずみ計 (mini SPS) と変位計 (LVDT) の設置位置

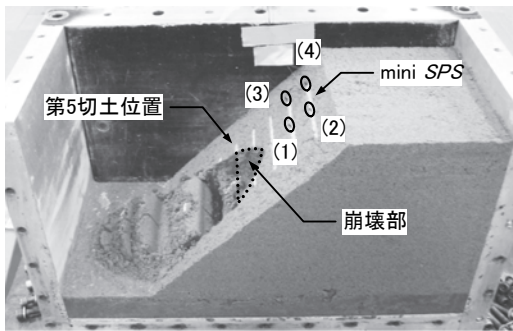


Photo 12 Slope failure simulated by centrifuge model in Cs6.
遠心実験で再現された斜面崩壊の様子 (Cs6)

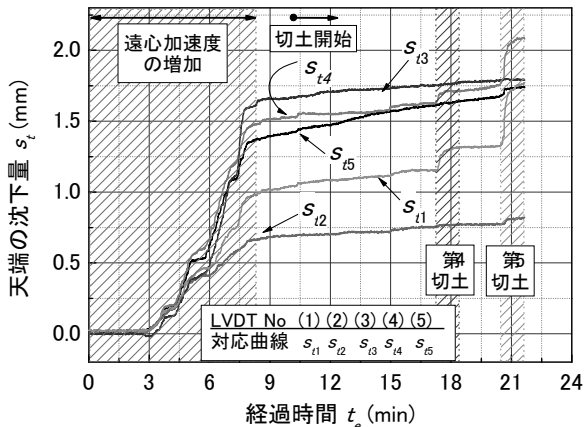


Fig. 20 Time history of the settlement (s_t) prior to the failure in Cs6.
崩壊過程における天端沈下量 (s_t) の経時変化 (Cs6)

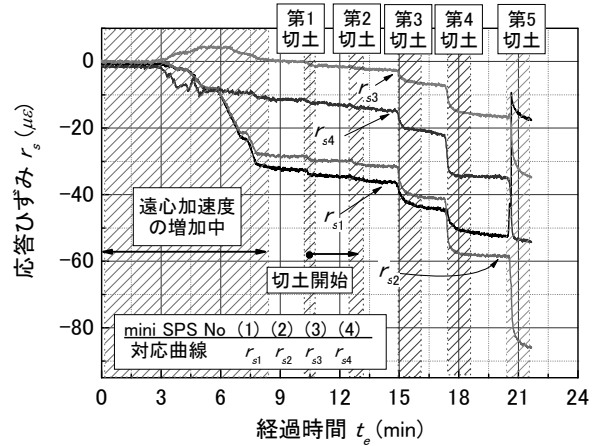


Fig. 21 Time history of the response of strain (r_s) prior to the failure in Cs6.
崩壊過程における応答ひずみ (r_s) の経時変化 (Cs6)

r_{s3} と r_{s4} も同様な減少反応を示している。

切土端部の延長線上に設置した r_{s3} と r_{s4} の減少値は切土部中央の r_{s1} と r_{s2} に比べて小さいが、明らかな反応が現れている。これは実大スケールに換算すると崩壊部から約2m離れた位置に設置されたSPSが不安定化を検知したことを意味する。

第4切土では中央列下側のmini SPSの減少値が上側のよりも小さく反応している。すなわち、切土面に近い位置の r_{s1} の減少反応が r_{s2} に比べて小さい。この原因は、貫入したブレードが土を押し広げ、これが一時的に崩壊を抑制するように働いたものである。この局所的な押し広げによる応答ひずみの反応は第5切土における r_{s1} の増加からも明らかであり、他の r_s に見られる減少反応とは原因が異なるものである。

崩壊に至った第5切土では r_{s1} を除く曲線に最大の減少が記録されている。先に述べたとおり本実験の注目すべき部分は、崩壊後のmini SPSの状態にある。実験Cs4ではmini SPSが崩壊面に近接した位置にあり、Cs5では崩壊とともに落下した。しかし、本実験ではPhoto 12からも明らかなように全てのmini SPSが設置された斜面上に留まっており、各設置位置と崩壊面の距離は前述の実験のものに比べて長い。従って、表層ひずみ計は崩壊部に直接設置されなくても、斜面の不安定化を検知できることが明らかになった。

Fig. 22 は全 r_s と s_{t1} の関係を示す。先のFig. 18と同様に各 r_s の値は切土開始に伴って直線的な減少を示した。その傾きは崩壊に至る第5切土まで、ほぼ一定である。なお、各 r_s の直線部分における勾配には、位置の違いにより差が生じている。その原因はmini SPSが設置された各位置の浅層変形が、崩壊部からの離隔や方向の違いによって異なったためと考えられる。

以上の通り、関東ローム地盤と成田砂地盤の両実験より、応答ひずみ増分と天端沈下量増分の間には関連性を有することが明らかになった。関東ローム地盤では r_s と s_{t1} の間に曲線的な関係が見られた。不安定化に伴って r_s の値は加速度的な増加を示し、その反応は s_{t1} に比べて顕著であった。砂質土地盤では切土時の r_s と s_{t1} の間に直線関係が確認された。従って、SPSの反応は天端の変位と関連を有するものであり、斜面の不安定化を表すものであることが確かめられた。

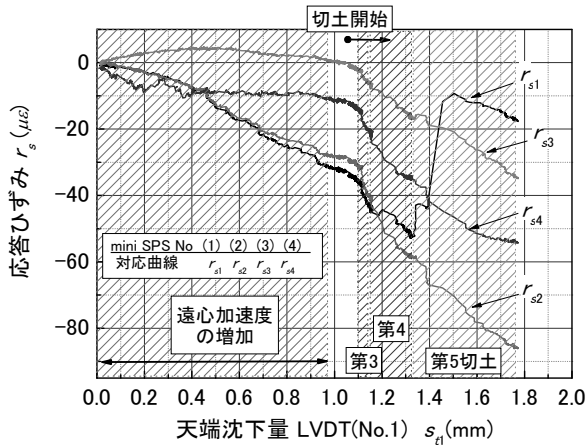


Fig. 22 Relationship between r_s and s_t in Cs6. 崩壊過程における r_s と s_t の関係 (Cs6)

6. 長期データ計測による安定性の検証

6.1 実験方法

SPSを野外に長期間設置し、応答ひずみ(r_s)の計測を行った。設置場所は当研究所敷地内の平地であり、計測期間は2006(平成18)年10月30日(月)から11月20日(月)までの3週間である。設置した地盤は安定した場所であり、長期的に移動や変形を生じないと見なすことができる。

SPSはPhoto 13に示すように地盤に貫入設置し防水処理を施した。SPSの脇には熱電対(Kタイプ)を設置し、気温(T_p)の変化を同時計測した。

6.2 計測結果

Fig. 23は2006年11月6日から13日の間に計測された r_s と T_p の経時変化を示す。この時期は初冬であり、 T_p には大きな変動が見られる。 T_p の最大値が22.5℃であり、最低値は4.2℃である。曲線の接線勾配から求めたこの間の最大気温変化速度は0.03℃/minであった。

r_s の曲線には振幅が $\pm 1\mu\epsilon$ 程度のノイズが見られる。さらに、 r_s には T_p の変動に応じて明確な増減が見られる。



Photo 13 Installation of SPS for long term measurement.

長期データ計測のための表層ひずみ計 (SPS) の設置 (左: 貫入作業, 中央: 貫入後の状態, 右: 養生後の状態)

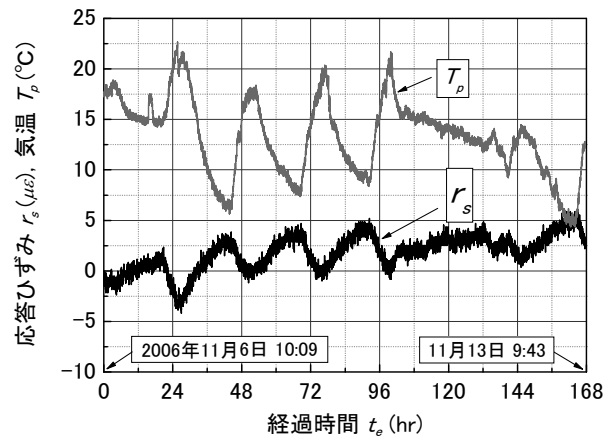


Fig. 23 Expanded view of time histories of both response of strain(r_s) and temperature(T_p). 応答ひずみ(r_s)と気温(T_p)に関する経時変化の拡大図

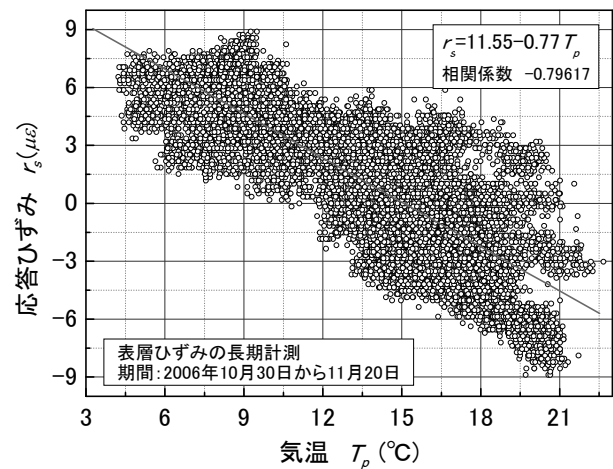


Fig. 24 Relationship between T_p and r_s in 3 weeks. 3週計測における応答ひずみ(r_s)と気温(T_p)の関係

この期間における最大の r_s 差 (Δr_s) は10 ($\mu\epsilon$) であり、最大の T_p 差 (ΔT_p) は18.3℃であった。SPSに内蔵したひずみゲージは2ゲージアクティブ法で結線しており、ひずみ計測における温度補償を施していた。しかし、 r_s には温度変化による反応が認められた。この原因については不明であるが、SPS自体の特性の他に、計測に用いた延長ケーブル (長さ20m) の導線抵抗が温度により変化したことが考えられる。

Fig. 24は T_p と r_s の関係を示す。プロットしたデータは3週間に収録した全データである。 T_p の増加に対して r_s には減少が見られ、負の相関を示している。同一 T_p 値に対応する r_s 値には ± 5 ($\mu\epsilon$) 程度の誤差が見られる。斜面工事における安全上の監視では崩壊直前に急増する不安定化の検知が特に重要と考えられ、短期的な変状に対する監視に適用可能である必要がある。本実験の結果、気温の最大変化速度に基づいた1時間当たりの r_s の増分は最大1.4 ($\mu\epsilon$) 程度と小さい、温度変化が崩壊の検知に与える影響は無視できる程度に小さいことがわかった。

7. 施工時斜面の崩壊危険予測と避難

7.1 変動種別を用いた地すべりに対する安全管理

地表及び地中の変位量について、その大きさと経時変化を用いた地すべりの検知法¹⁹⁾を旧日本道路公団が示している。本節ではこの検知法の概要を紹介するとともに、SPSの適用性について考察を述べる。

高速道路に近接した斜面では、地すべりの発生を監視するために変動計測が行われている。この計測には2.3節に述べた既往の測定装置が用いられており、これらの計測値に基づいて変動種別が定義されている。Table 6は伸縮計、傾斜計、地中ひずみ計による計測値と変動種別の関係を示す。

「変動A」と「変動B」は地すべりによる変動を意味し、前者が後者よりも活発な活動を意味する。「変動C」は地すべりの可能性があり、継続観察が必要なことを示す。「変動D」は日変動量あるいは累積変動量からみると地すべりによる変動の可能性はあるが、変動の累積性が認められない場合、ならびに地形から推察される地すべり方向との相関性が認められない場合である。従って、「変動D」は局部的な変動を意味し、地すべりの発生とは見なさない区分である。

変動種別の判定に用いる閾値は測定装置の違いにより差が見られる。伸縮計と傾斜計による変動種別は、日変動量と累積変動量の閾値が示されている。すなわち、速度と累積値である。変動Aにおける日変動量の閾値を見るとその値は小さい。伸縮計では1mm/日、傾斜計では5秒/日である。従って、高精度な計測装置が必要とされる。

一方、地中ひずみ計の変動種別は月変位量によって決定される。すなわち比較的長期の変位速度による決定方法が用いられており、先の2つの装置による判別方法とは異なっている。なお、斜面の変動計測では、いずれの段階においても他の設置計器との比較や気象条件の考慮した、総合的判断に基づく判別の必要性が述べられている。

さらに旧日本道路公団では施工段階と道路維持管理段階の地すべり監視に用いる管理基準値²⁰⁾がTable 7の通り示されている。伸縮計等による対応区分については、「対策の検討」が先に示した変動種別の「変動A」にはほぼ一致している。そして、さらに危険性の高い2つの区分「警戒・応急対策」と「嚴重警戒・一時避難」の閾値が示されており、100mm/日以上が「嚴重警戒・一時避難」である。一方、傾斜計と地中ひずみ計については、この2つの区分レベルを判定の対象としておらず、閾値が示されていない。

傾斜計については挿入型地中傾斜計が指定され、地表傾斜計は対象とされていない。従って、対応区分の閾値はすべり面付近の変位速度によって決定されており、その判定可能な危険レベルは「対策の検討」が上限となっている。また、地中ひずみ計では対応区分が累積値によって分類されている。これは先の変動種別における月変位値、すなわち長期的変位速度による判定とは異なっており、新たな判定手法が示されている。なお、傾斜計と同様に判定可能な危険レベルは「対策の検討」が上限とされ、それよりも上位の危険の判定には適用が示されていない。

施工時における安全基準が計測種別毎に数値で示されており、興味深い資料である。なお、施工現場では地すべりよりも規模が小さな局所的崩壊にも注意が必要である。この前兆的変状は崩壊の直前に特に顕著となる傾向が前述した実験で見られた。

従って、現在の日単位による監視に加えて、より短い時間間隔の計測による監視を行うことは、施工時に生じる急激な不安定化の検知に有効であると考えられる。すなわち、時間単位 (/hr) や分単位 (/min) の変化を計測することにより、詳細な変化の把握が可能となる。

7.2 クリープ破壊に着目した崩壊予測

土がクリープ破壊する場合は時間とひずみ量の関係はFig. 25に示す曲線を描くことが知られており^{21), 22)}、この曲線はクリープ曲線と呼ばれる。クリープとは一定荷重の下でゆっくりと生ずる塑性ひずみの増加現象であり、クリープ破壊はその曲線形状から次の3つの過程が定義されている。

- 1) 1次 (遷移) クリープ: ひずみが漸減する過程
- 2) 2次 (定常) クリープ: ひずみ速度が一定 (定常) となる

Fig. 6 Slope movement classifications by measurements in Japan Highway.
旧日本道路公団における観測に基づく変動種別

a) 伸縮計による変動種別

変動種別	日変位量 (mm/日)	累積変位量	一定方向への累積傾向	変動形態	活動性
変動 A	1mm 以上	10mm 以上	顕著	引張り	活発に運動中, 表層・深層滑り
変動 B	0.1~1mm	2~10mm	やや顕著	引張り及び断続変動	干満に運動中, 粘質土・崩積土じすべり
変動 C	0.02~0.1mm	0.5~2mm	ややあり	引張りおよび圧縮	継続観測が必要
変動 D	0.1mm 以上	なし (断続変動)	なし	規則性なし	局部的な地盤変動, その他

b) 傾斜計による変動種別

変動種別	日平均変位量 (秒/日)	累積変位量 (秒/月)	軽車両の累積傾向の有無	傾斜運動方向と地形との相関性	活動性など
変動 A	5 秒以上	100 秒以上	顕著	あり	活発に運動中
変動 B	1~5 秒	30~100 以上	やや顕著	あり	緩慢に運動中
変動 C	1 秒以下	30 秒以下	ややあり	あり	継続観測が必要
変動 D	3 秒以上	なし(断続変動)	なし	なし	局部的な地盤変動, その他

c) 地中ひずみ計による変動種別

変動種別	累積変位値 (μ /月)	変動形態		すべり面存在の地形・地質的可能性	活動性など
		累積傾向	変動状態		
変動 A	5000 μ 以上	顕著	累積変動	あり	顕著に活動している岩盤から崩積, 地すべり
変動 B	1000 μ 以上	やや顕著	累積変動	あり	緩慢に活動している地すべり
変動 C	100 μ 以上	ややあり	累積, 断続, 攪乱, 回帰	あり	すべり面の存在有無を断定できないため, 断続観測が必要
変動 D	1000 μ 以上 (短期間)	なし	断続, 攪乱, 回帰	なし	すべり面無し. 地すべり以外の要因

Table 7 Controlling value in measurements and risk levels of landslide
施工段階における管理基準値と地表に現れる地すべり現象

計測機器	管理基準値の表記法	対応区分			
		点検・要注意または観測強化	対策の検討	警戒・応急対策	嚴重警戒・一時避難
伸縮計	継続日数とその間の変位速度	5mm 以上/10 日	5~50mm/5 日	10~100mm/1 日	100mm 以上/1 日
地中伸縮計					
光波測距儀	計測日数とその間のすべり面付近の変位速度	1mm 以上/10 日	5~50mm/5 日	-	-
挿入型地中傾斜計					
パイプ(地中)ひずみ計	累積値	100 μ 以上	1000~5000 μ	-	-
地表に現れる地すべり現象			(A)		(B)

- (A) ①斜面内・頭部の亀裂・陥没穴, ②高知, 道路の亀裂・陥没穴・段差, ③電柱・フェンスの変状, ④切土面に現れた流れ万丈の断層面又はすべり面, ④法面からの湧水
 (B) ①斜面や崖面からの岩石片や砂が連続的に落下, ②異常な湧水の濁りと有す衣料の変化, 湧水が急に止まる, 濁る, 沢の流量が急変, ③電線が大きく揺れ動く, ④地盤に振動や地鳴りが発生, ⑤風もないのに樹木の枝葉が擦れ合って音を出す, 立木の根切れ音がある。

過程

3) 3次(加速)クリープ：ひずみ速度が増大する過程。

齊藤ら²³⁾らは土のクリープ挙動に着目し、乱さない粘土を用いた一軸および三軸クリープ試験結果に基づいて、定常ひずみ速度($\dot{\epsilon}$)と破壊時間(t_r)の間には逆比例の関係があることを明らかにした。そして、模型実験及び現地検証により第2次クリープ領域内における崩壊発生時刻が式(1)により予測可能なことを示した。

$$\log_{10} t_r = 2.33 - 0.9191 \log_{10} \dot{\epsilon} \pm 0.59 \quad (1)$$

ここで、 t_r はクリープ破壊時間 (min)、 $\dot{\epsilon}$ は定常ひずみ速度($\times 10^{-4}/\text{min}$)である。

Fig. 26は式(1)の関係に実験結果をプロットしたものである²¹⁾。両対数軸で示した t_r と $\dot{\epsilon}$ の間には直線的な関係が認められる。第2次クリープ(定常クリープ)領域にある地表面ひずみ速度を測定することによって、破壊時間ある程度予測できることが明らかにされた。

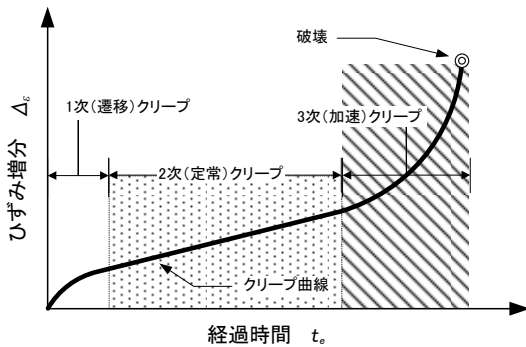


Fig. 25 Relationship between strain increment ($\Delta\epsilon$) and elapsed time (t_e) prior to failure in soil. 土のクリープ破壊における時間とひずみの関係

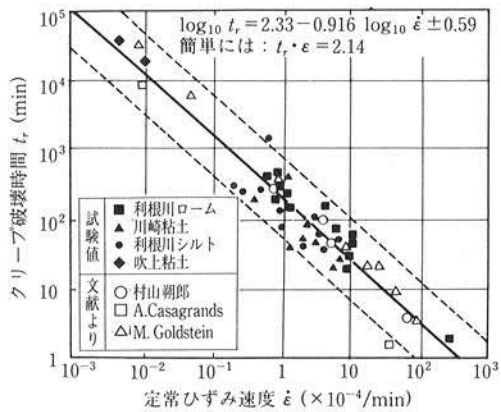


Fig. 26 Relationship between strain increment velocity ($\dot{\epsilon}$) and remaining time for failure (t_r). クリープ破壊時間の判定

7.3 危険区分と避難

7.3.1 危険の指標化と警報

関東ローム地盤の崩壊実験ではFig. 27の r_s-t_e 曲線が計測された(4.3節参照)。この曲線はFig. 25に示したクリープ曲線と明らかな類似が見られる。すなわち、SPSを用いて表層ひずみの計測した結果、関東ローム地盤においてはクリープ的崩壊挙動が検知された。 r_s-t_e 曲線をクリープ崩壊の過程に当てはめると、次のように整理できる。

- 1) 2次(定常)クリープ：崩壊の約6分前より開始し、その後4分間現象が継続。
- 2) 3次(加速)クリープ：崩壊の2分前より開始し、崩壊に至る。

自立性が低い砂地盤は切土に伴って小崩壊が連続するため、むしろ危険性の把握は容易と言える。一方、自立性が高いローム地盤ではクリープ破壊のタイムラグが誤った安全の判断を与えるため、むしろ危険である。そこで本研究ではクリープ破壊的な崩壊モードについて、その過程に対応させて危険レベルを区分し、避難への適用を検討した。

工場等の生産現場における過去の安全装置には緑色と赤色の2色ランプが備わり、センサーが人間を検知すると赤色が点滅して生産ラインを停止させるものであった。しかし、ラインが一旦停止すると生産効率は大きく低下するため、安全装置が外されたり機能しなくさせたりする問題がかつて頻発した。この問題を解決するために近年の安全装置には黄色が追加された。すなわち、人間の接近を検知すると黄色を点滅させて、早めに注意を与える。これによって、ラインの停止を必要とする危険レベルの発生が少なくなり、生産効率と安全が同時に満足されるようになった。

従って、斜面崩壊に対する危険区分は工場等における安全装置を参考にすると、注意と警告の2段階の警報を導入することが有効と考えられる。すなわち、現場における避難指示を崩壊過程に関連づけると、例えば、2次クリープの発生を「レベルD1」と定義し、現場内に注意を与える。労働者を危険箇所から退避させ、経過観察する。そして3次クリープの発生は「レベルD2」と定義し、さらに強い警報を発する。崩壊の危険が間近に迫っており、緊急避難を命令する。これは施工中における比較的小規模な崩壊に対する適応を前提としており、労働者を危険区域から数十メートル避難させることによって、土砂の直撃による被災を防止できるためである。なお、崩壊過程と危険レベルの関係は崩壊の規模によっても変化すると考えられる。斜面に複数個設置したSPSが同時に警報を発するような場合は、広範囲な不安定化の発生を意味するため、規模の大きな崩壊の可能性がある。崩壊規模の増加に伴って避難距離は増加するため、この場合

は「D1」であっても緊急に避難すべき危険な状況と見なされる。

7.3.2 簡易警報ユニットの試作

本項では改良を施したSPSと試作した簡易警報ユニットの概要を述べる。

改良を施したSPSの概要をFig. 28に示す。実大実験におけるSPSの貫入では斜面の上下方向に対して2対のひずみゲージが平行となるように、向きを合わせて設置する必要があった。しかし、実際の設置では泥が付着するため目印が見づらくなり、この向きあわせは必ずしも容易でなかった。そこで、内管には直交する方向に2組

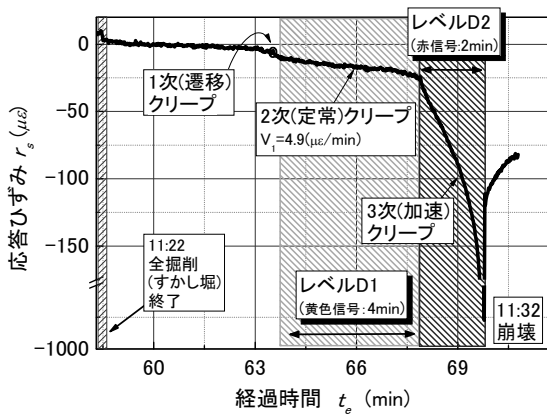


Fig.27 Creep curve obtained by SPS and proposing the warning steps for taking refuge prior to failure.

表層ひずみ計 (SPS) で検知した応答ひずみ (r_s) のクリープ的挙動

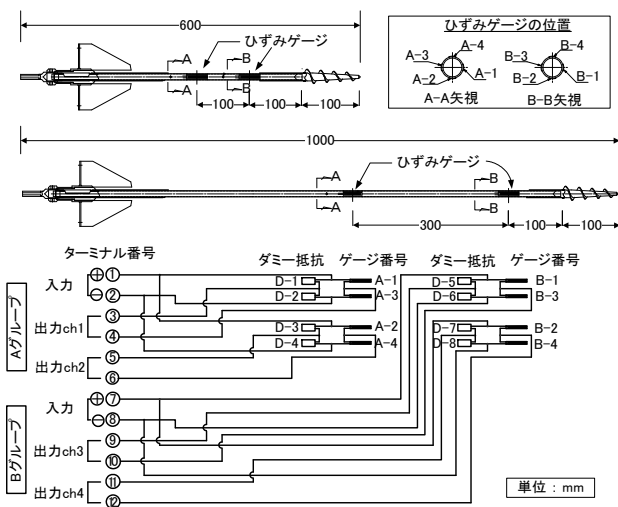


Fig. 28 Profiles of modified SPS and wiring diagram of strain gages.

改良した2つの表層ひずみ計 (SPS) とひずみゲージの配線

のひずみゲージを貼付し、任意な方向への曲げ変形に対しても応答ひずみが出力されるように改良した。これによって貫入時におけるSPSの設置方向を必ずしも気にする必要がなくなった。また、ひずみゲージは中央と下端の2段に設置した。すなわち、出力チャンネル数は4チャンネルである。これにより片持ち梁的な载荷や単純梁的な载荷がSPSに働いた場合においても、上下いずれかのひずみゲージが応答する。また、全長が600mmの短いタイプのSPSも同時に製作し、抵抗が大きな斜面への貫入設置も可能にした。

試作したSPS用の一体型警報ユニットをPhoto 14に示し、主な仕様をTable 8に示す。本警報ユニットはSPSの上端に備わるコネクタに直接接続して機能するものであり、単体で利用可能な装置である。従って、データ集録装置や外部電源を必要とせず、施工現場や一般の斜面における簡易な崩壊検知が可能となっている。

ユニット内部にはデータ収録とその解析を実施する電子回路ならびに小型内蔵バッテリーが備わる。このバッテリーは汎用タイプの乾電池6本が用いられており、入手や交換の利便性が考慮されている。このフル充電状態からの連続運転時間は約6時間である。

応答ひずみ (r_s) のデータ収録チャンネル数は4chである。SPSに内蔵する4組のひずみゲージ出力に50Hzのローパスフィルターを施し、サンプリング周波数0.1Hzでデータ収録する。

収録値は内部メモリーに蓄えられて解析を実施する。この解析では現時刻から1分前までにおける6組の経過時間 (t_e) と応答ひずみ (r_s) の実測値を用いて最小二乗法²⁴⁾による式(2)の直線回帰式を求め、この結果を用いた危険レベルの判定を行う。

$$r_s = A \cdot t_e + B \quad (2)$$

ここで、 A の値はTable 3に示したBP1におけるひずみ速度 (V_1) を意味するものである。

解析では2次モードと3次モードの発生、すなわちレベルD1とD2の判定を実施する。判定に用いる閾値については試行錯誤の段階にあるが、今回の試作では現場実験の結果とSPSの感度を考慮して値を決定した。

D1の判定には2次クリープモードの発生検知に対応させた。現場実験で実測された2次クリープにおける r_s の増加速度 (V_1) は1.5から2.7 ($\mu\epsilon/\text{min}$) 程度であった。

また本ユニットの計測システムでは r_s に ± 1 ($\mu\epsilon$) 程度ノイズが生じる。これらを考慮して、D1の検出条件は $|A| > 3$ ($\mu\epsilon/\text{min}$) に設定した。この増加条件を载荷装置に与えて動作試験を行った結果、D1が正常に判定され、黄色ランプが点滅することを確認した。

D2は3次クリープの発生を簡易に検出することにより

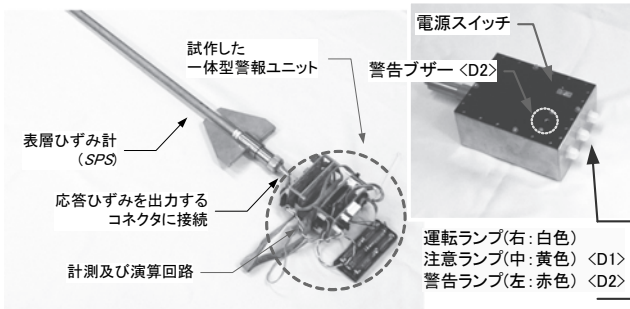


Photo 14 SPS comprising the warning unit. 一体型警報ユニットを取り付けた表層ひずみ計

Table. 8 Principle specifications of warning unit for SPS
表層ひずみ計用付属簡易警報ユニットの主な仕様と危険レベルの検知設定

電源	単3形ニッケル水素電池	7.2V (6本)
データ収録	収録チャンネル	4ch
	演算回路	24bit
	サンプリング	0.1Hz
傾向分析	最小二乗法による回帰計算	$r_s = A \cdot t_e + B$
レベル D1 (黄色信号) ライト点滅	$ A_1 \geq 3(\mu\epsilon / \text{min})$ or $ r_{s1} > 50(\mu\epsilon)$	1 分間(6点)の直線近似式による傾き A 値で、2 次(定常)モードを判定する。
レベル D2 (赤信号) 警報音	$ r_{s1} - r_{m1} > 5(\mu\epsilon)$ and $ r_{s2} - r_{m2} > 20(\mu\epsilon)$ or $ r_{s2} > 100(\mu\epsilon)$	実測値(r_s)と推定値(r_m)の差により、3 次(加速)モードあるいはひずみの急増を判定する。
その他	警報の無線送信、動作確認ランプの点灯	

判定する。その方法は現時刻において得られた回帰式を用いて10秒後と20秒後の予測値 r_{m1} と r_{m2} を計算する。その後これら時刻に対応する値 r_{s1} と r_{s2} を実測する。そして、2組の予測値と実測値の差を計算する。閾値には $|r_{s1} - r_{m1}| > 5(\mu\epsilon)$ かつ $|r_{s2} - r_{m2}| > 20(\mu\epsilon)$ の条件を設定した。これに合致した場合はD2と判定し、赤ランプを点滅させるとともにブザーを鳴らす。なお、このユニットは既往の判定方法に対応させた r_s の累積値による危険レベルの判定も設定が可能である。

各閾値は通信ケーブルをPCに接続することによって任意に変更することが可能である。また、本ユニットは無線を内蔵しており、小型受信機に危険信号を送信することが可能である。この受信機を重機のキャビンや事務所に設置することにより、警報を離れた場所に知らせる

ことができる。

SPSは建設工事における安全監視のみならず、その他の斜面監視においても、従来型の大規模計測を補完する計測装置として今後の利用が期待される。例えば、斜面に隣接した住宅地における豪雨等の崩壊監視などへの利用も考えられる。

8. まとめ

本研究では斜面工事中に発生する土砂崩壊に焦点を当て、労働者の被災防止を目的に斜面の崩壊検知手法を検討した。本研究の主な内容を以下に要約する。

1) 施工中における斜面の不安定性について

過去に発生した斜面工事中の土砂崩壊事例を考察し、施工中の崩壊危険性は常時に比べて高いことを述べた。例えば、斜面における抗土圧構造物の築造工事では法先の切土や掘削が斜面を不安定化させ、崩壊の危険性を増加させる。一方、斜面の補強技術については、恒久的な対策工法が種々あるものの一時的な補強、すなわち仮設工法については検討が残されており、今後の研究が必要とされている。しかしながら斜面工事は全国各地で多数実施されており、労働者の被災防止は急務な課題である。従って、崩壊の危険性を監視し、これが高まった時には迅速に避難させることが重要である。

2) 既往の計測装置とその施工時における安全監視への適用性について

地すべり計測等に用いられる既往の計測装置、すなわちGPS装置、伸縮計、傾斜計、地中ひずみ計の4種類について、これらの施工時における安全監視への適用性を検討した。特に本検討では設置と計測における簡便性も重要項目に位置づけた。その結果、既往の計測装置は高い計測精度を有し、多くの適用実績を有することがわかった。しかしながら、これらは大規模で長期的な計測を対象としており、その設置が必ずしも容易でないことも明らかになった。施工現場における安全監視では高い検知性能とともに即時性、簡易性、経済性の条件を満足する必要がある。しかし、既往の装置は必ずしもこれらの条件を満足しないことがわかった。従って、新たな計測装置の必要性が明らかになった。

3) スクリュー貫入型表層ひずみ計の開発と性能確認実験について

斜面の不安定化を簡易に計測することが可能な計測装置「スクリュー貫入型表層ひずみ計」(SPS)を開発した。SPSは全長1m、直径15mm、質量500g程度の小型で軽量の計測装置である。下端に備わるスクリューが本体を地中に貫入させるため、容易な設置が可能となっている。

SPSによる斜面崩壊の検知性能を現場実大実験と遠心模型実験で調査した。SPSを表層に設置した斜面を法先

から段階的に切土して不安定化させ、崩壊を再現した。その結果、SPSが計測した応答ひずみ (r_s) には不安定化にともなう明らかな反応が見られ、この反応は同時に計測した天端沈下量と関連を有することが明らかになった。 r_s は斜面浅層に生じたせん断変形増分に対する反応であり、斜面全体の変形を表すものではない。しかしながら、この値によって斜面の動きの変化を比較することが可能であり、これに基づく危険の検知が可能である。すなわち、斜面が「止まっている」のか「動いている」のかあるいは「動きが速くなっている」のかを検知できることがわかった。

4) 危険予測と警報ユニットの試作について

SPSとデータ集録装置を接続することにより、応答ひずみの経時変化を記録することができる。さらに施工現場における迅速な避難の実施には、現場で直接警報を発する装置が必要である。

本研究では、SPSと接続して機能する一体型警報ユニットを試作した。この警報ユニットには電子回路を内蔵し、収録したデータの解析結果に基づいて警報を発する。電源には汎用の充電式乾電池を用いることにより利便性を高めた。充電後は約6時間の連続計測が可能である。このユニットには設定した2つの危険レベルを検知すると段階的な警報を発する機能を与え、室内試験において正常に動作することを確認した。

以上の通り、本研究では斜面崩壊時に浅層に生じるせん断変形増分に着目し、崩壊危険性の把握に対する適用を検討した。そして、設置の簡易性と検知性能に優れた表層ひずみ計 (SPS) を開発し、その応答を実大模型実験と遠心模型実験において調査した。その結果、SPSは斜面の局所的な不安定化を検知可能なものであり、安全上の監視において補助的な役割を担えることがわかった。なお危険レベルの判定方法については未解明な問題も残されており、引き続き検討を行う必要がある。斜面工事における労働者の被災防止に貢献できるよう、今後も研究を進めたいと考えている。

謝辞

武蔵工業大元学生 齊藤雅英氏には実大実験における計測準備、実験データの整理において多大なるご協力を頂いた。ここに深くお礼申し上げます。また武蔵工業大学大学院生 小坂橋拓馬氏ならびに前リサーチレジデント Surendra B. Tamrakar氏には遠心模型実験のデータ計測においてご協力を頂き感謝いたしております。ここに深くお礼申し上げます。

付記

本報告で紹介した表層ひずみ計の知的財産に関する権利は当研究所より財団法人ヒューマンサイエンス振興財団 (厚生労働省認定TLO) に移管されている。同財団より2005 (平成17) 年12月に意匠登録が申請され、2006 (平成18) 年4月に登録 (D1273531) された。また、2006 (平成18) 年1月に特許出願 (特願2006-009989) され、2007年7月に追加特許出願 (特願2007-192559) された。そして2007 (平成19) 年1月に国際特許出願された。この表層ひずみ計の特許実施契約は2006年10月に同財団と株式会社東京電機 (<http://www.tokyodenki.com/>) の間で結ばれている。

参考文献

- 1) 厚生労働省：第10次労働災害防止計画 (平成15年度から19年度)，2003。
- 2) 豊澤康男，伊藤和也，堀井宣幸：土砂崩壊災害防止の観点から見た斜面掘削工事における施工上の問題点，第41回地盤工学研究発表会論文集，CD-ROM，2006。
- 3) 建設業労働災害防止協会：建設業安全衛生年鑑 (平成17年版)，pp.105-130，2006。
- 4) 伊藤和也，豊澤康男，Surendra B. Tamrakar，堀井宣幸：建設工事中の斜面崩壊による労働災害の調査・分析，日本地すべり学会誌，Vol.41 No.6，2005。
- 5) 玉手 聡：移動式クレーンの安定設置に必要な地盤の支持力要件，産業安全研究所安全資料，NIIS-SD-NO.22，2006。
- 6) 労働調査会：安衛法便覧I，平成18年版，pp.641-1161，2006
- 7) 神谷康司，藤井哲也，増成友宏：GPS変位計測による上空障害物の影響調査と精度改善手法の検討，土木学会第61回年次学術講演会概要集，CD-ROM，2006。
- 8) 古野電気株式会社：<http://www.furuno.co.jp/product/gps/terrain/principle.html>。
- 9) 地盤調査法：地盤工学会基準 (JGS 1725-1995)，伸縮計を用いた地表面移動測定方法，地盤工学会，pp.443-450，1999。
- 10) 地盤調査法：地盤工学会基準 (JGS 1721-1995)，水管式地盤傾斜計を用いた地表面の傾斜変動量測定方法，地盤工学会，pp.451-456，1999。
- 11) 地盤調査法：地盤工学会基準 (JGS 1731-1995)，地中ひずみ計を用いた地すべり面測定方法，地盤工学会，pp.465-473，1999。
- 12) 齊藤迪孝他：斜面崩壊時期の予知，地すべり，Vol.2

No.2, pp.108 – 111, 1997.

- 13) 堀井宣幸他:切土掘削工事中の斜面崩壊機構に関する実大実験(その1-実験概要), 第41回地盤工学研究発表会, CD-ROM, 2006.
- 14) 玉手 聡, 遠藤 明, 齊藤雅英, 片田敏行, 末政直晃: スクリュー貫入型表層ひずみ計による斜面崩壊の計測, 第41回地盤工学研究発表会, CD-ROM, 2006.
- 15) 伊藤和也, 玉手 聡, 豊澤康男, 堀井宣幸: 新遠心模型実験装置(NIIS-Mark II Centrifuge)の開発, 産業安全研究所研究報告, NIIS-RR-2005 (2006), pp.57-74, 2006.
- 16) Tamrakar, S.B., Toyosawa, Y., Itoh, K. & Timpong, S.: “Failure height comparison during excavation using in-flight excavator”, Proceedings of the International Conference on Physical Modeling in Geotechnics – 6th ICPMG’06, Vol.1, pp.385 – 390. 2006.
- 17) 玉手 聡, 伊藤直幸: 地盤の浸透性と高強度の関係に着目した斜面の表層崩壊に関する実験的考察, 労働安全衛生総合研究所特別研究報告, JNIOSSH-SRR-NO.35, (2007), PP.33-58, 2008.
- 18) 玉手 聡, 豊澤康男, 伊藤和也, Surendra B. Tamrakar: 施工時斜面の表層ひずみ計測による簡易な崩壊監視の検討, 第42回地盤工学研究発表会論文集, CD-ROM, 2007.
- 19) 日本道路公団: 設計要領第一集, p.235, p.263, 1983.
- 20) 高速道路調査会: 地すべり危険地における動態観測施工に関する研究(その3) 報告書, p.138, 1988.
- 21) 齊藤迪孝: 斜面崩壊時期の予知に関する研究, 鉄道技術報告, No.626, pp.26~31, 1968.
- 22) 地盤工学会: 地盤工学ハンドブック, pp.1337~1352, 1999.
- 23) Saito, M. and Uezawa, H.: Failure of Soil due to Creep, Proc.5th ICSMFE, pp.321 – 318, 1961.
- 24) 南 茂夫: 科学計測のための波形データ処理, CQ出版, p.137, p.214, 1992.

(平成19年7月30日受理)