

地表面の計測変位に基づく 斜面の安定解析に関する検討

庄路 友紀子^{1*}・高島 正治¹・鈴木 隼人²・清水 則一³

¹電源開発株式会社 技術開発部 茅ヶ崎研究所 (〒253-0041 神奈川県茅ヶ崎市茅ヶ崎1-9-88)

²株式会社JPビジネスサービス 社会環境部 (〒135-8451 東京都江東区深川2-2-18)

³山口大学 大学院創成科学研究科 (〒755-8611 山口県宇部市常盤台2-16-1)

*E-mail: Yukiko_Shouji@jpower.co.jp

発電設備の周辺斜面はダム貯水池・調整池周辺を含めると広大な領域であるため、それらの斜面の安定性をいかに効率的に評価するかが課題であった。そこで、著者らは近年、GPS等による変位計測技術が進歩していることに着目し、一次調査で得られた地表面の計測変位から斜面の安定解析に必要なすべり線と物性値を推定し、斜面の安定性を安全率で概略評価することで、二次調査である地質調査の要否に関わる判断に繋げ、広範囲な斜面における安定性を効率的に評価できると考えた。本稿では、地表面の計測変位を活用した斜面安定解析手法について説明するとともに、実斜面を対象に計測変位からすべり線と物性値を推定して安全率を時系列で求め、本手法の適用可能性について考察した。

Key Words : *displacement measurement, back analysis, slope stability*

1. はじめに

近年、未曾有の豪雨や大規模地震の発生により日本各地で斜面崩壊が多発しており、全国に発電設備を有する当社にとっても、発電設備の周辺斜面における安定性は発電所の安定的な運転と公衆災害リスクの低減の観点から重要な課題となっている。

通常の斜面安定解析では、地質調査や試験を行い、それらの結果から得られたすべり線形状と物性値を設定して斜面の安定性を評価する。しかしながら、発電設備の周辺斜面は、ダム貯水池・調整池周辺を含めると広大な領域となり、各斜面を調査・試験を行うことは多くの労力や時間を要する。

一方、近年はGPS測量やドローン・航空機によるレーザ測量、衛星データを用いた干渉SARなどを利用した変位計測技術が進歩し、斜面地形の変状を容易に捉えることが可能になってきている¹⁾²⁾。しかし、計測で変位は得られるが、斜面の安定性を力学的な観点から評価できなければ、計測結果を管理に活かすことができない。

そこで、著者らは、斜面の安定解析に必要なすべり線と物性値を、一次調査の計測から得られた地表面の計測変位から推定し、斜面の安定性を安全率で概略評価することで、二次調査である地質調査の要否判断に繋げ、広範囲に渡る発電設備の周辺斜面における安定性を効率的

に評価できると考えている。

本稿では、地表面の計測変位を活用してすべり線や物性値を推定する斜面安定解析手法について説明するとともに、実斜面を対象に計測変位からすべり線と物性値を推定して安全率を時系列で求め、本手法の適用可能性について考察する。

2. 計測変位を活用した斜面安定解析手法の概要

地表面の計測変位を活用した斜面安定解析では、まずはじめに、地表面の計測変位から斜面のすべり線を推定し、推定したすべり線をもとに解析モデルを作成した。次に逆解析で計測変位からすべり線部分における強度定数などの物性値を推定し、極限平衡法を用いて安全率を求めた。

(1) すべり線の推定手法

地表面の計測変位から斜面のすべり線を推定する際には、土木研究所と民間企業6社による地すべり線の形状推定プログラム³⁾を導入した。このプログラムでは、すべり線と上端と下端の位置をあらかじめ指定した上で、計測変位の方向ベクトルから幾何学的にすべり線を推定することができる。

(2) 強度定数などの各種物性値の推定手法

地すべり線の形状推定プログラムで推定したすべり線をもとに解析モデルを作成し、斜面のすべり線部分における強度定数を推定し安全率を求める。強度定数の推定にあたっては、櫻井、清水⁴⁾、櫻井⁵⁾による逆解析手法に着目した。以下に詳細を示す。

櫻井らは、斜面のすべり変形挙動をすべり層に平行な方向に主軸の一つをもつ異方弾性体のせん断剛性低下によって表現できると仮定し、構成式は、図-1に示すすべり線に平行に設定した局所座標系 $(x'-y')$ において、次のような応力-ひずみ関係式で示している。

$$\{\Delta\sigma'\} = [D']\{\Delta\varepsilon'\} \quad (1)$$

ここで、

$$[D'] = \frac{E}{(1-\nu-2\nu^2)} \begin{bmatrix} 1-\nu & \nu & 0 \\ \nu & 1-\nu & 0 \\ 0 & 0 & m(1-\nu-2\nu^2) \end{bmatrix} \quad (2)$$

E 、 ν はそれぞれヤング率とポアソン比である。また、 m は異方性パラメータと呼び、ヤング率とせん断弾性係数の比であり、すべり線部分のせん断剛性の低下の割合を示す。

すべり線部分が等方性の弾性体である場合は、

$$m = \frac{G}{E} = \frac{1}{2(1+\nu)} \quad (3)$$

となり、 G はせん断弾性係数である。ポアソン比が0.3のとき異方性パラメータは0.385を示す。なお、櫻井らは、室内試験で異方性パラメータと最大せん断ひずみの関係を求めており、すべりが進展して、すべり線付近の最大せん断ひずみが増加すると異方性パラメータは小さくなる傾向を示している⁶⁾。

さらに、式(1)は次式によって全体座標系に変換できる。

$$\{\Delta\sigma\} = [D]\{\Delta\varepsilon\} \quad (4)$$

ただし、

$$[D] = [T][D'][T]^T \quad (5)$$

$[T]$ は、次式に示す変換マトリックスである。

$$[T] = \begin{bmatrix} \cos^2 \alpha & \sin^2 \alpha & -2 \sin \alpha \cos \alpha \\ \sin^2 \alpha & \cos^2 \alpha & 2 \sin \alpha \cos \alpha \\ \sin \alpha \cos \alpha & -\sin \alpha \cos \alpha & \cos^2 \alpha - \sin^2 \alpha \end{bmatrix} \quad (6)$$

ここで、 α は全体座標系の x 軸とすべり面の方向との角度である。

以上の構成式に基づいてプログラムを構築し、次式の評価関数が最小となるように、ヤング率とすべり線部分

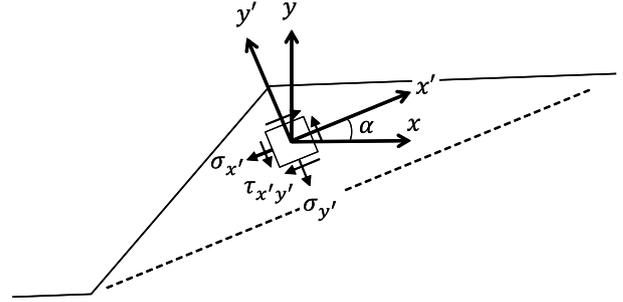


図-1 局所座標系と全体座標系の関係⁴⁾

の異方性パラメータを逆算した。

$$f = \sum_{i=1}^N (u_i^c - u_i^m)^2 \rightarrow \min. \quad (7)$$

ここで、 N は計測変位の数、 u_i^c は計算変位、 u_i^m は計測変位である。なお、自然斜面の場合、切り斜面のように掘削などの外力を仮定することが困難であるため、奥井らの手法⁷⁾に基づいて、自然斜面の初期状態は地山の自重のみが作用した状態であると仮定し、計算変位を次式のように求めた。

$$u_i^c = u' - u_0 \quad (8)$$

ここで、 u' はすべり線部分の損傷を考慮した場合の計算変位、 u_0 は地山の自重のみが作用した場合の計算変位を示す。

このように、計測変位から逆解析で異方性パラメータとヤング率を推定できれば、せん断弾性係数 G は次式のように求められる。

$$G = mE \quad (9)$$

ここで、櫻井は土砂を含む数多くの岩石供試体に対する一軸圧縮試験を整理して、限界せん断ひずみとせん断弾性係数の関係は岩質や損傷度の影響に依らず、一定の関係が存在することを示し、限界せん断ひずみ γ_0 は次式によって求められるとしている⁸⁾。

$$\gamma_0 = 4G^{-2/7} \quad (10)$$

そして、せん断弾性係数と限界せん断ひずみの関係式(11)からせん断強度 τ_c が推定され、さらには内部摩擦角 ϕ を仮定すれば粘着力 c は式(12)によって求められる。

$$\tau_c = G\gamma_0 \quad (11)$$

$$c = \frac{\tau_c(1 - \sin \phi)}{\cos \phi} \quad (12)$$

このように、異方性パラメータとヤング率を逆解析で推定できれば、各種物性値を紐付けて推定し、最終的には推定した強度定数をもとに極限平衡法で斜面の安全率を推定することができる。

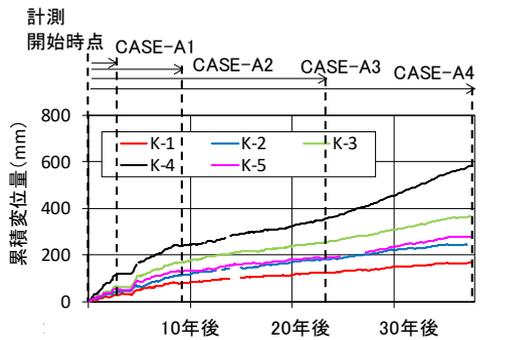


図-2 光波・水準測量の合成変位量の時系列変化

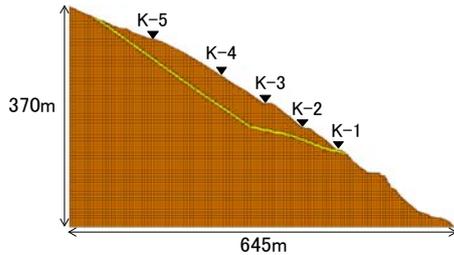


図-3 解析モデル

3. 実斜面への適用検討

本手法の適用可能性について確認するために、2箇所の実斜面を対象に本手法を適用し考察した。

(1) 長年計測監視が行われている実斜面への適用

a) 概要

対象とした実斜面は、変状が発生してから現在に至るまで緩慢な動きを示している岩盤クリープである。図-2に斜面地表で計測しているK-1地点～K-5地点における光波・水準測量の合成変位量の時系列変化を示す。計測開始してから約8年後までは、9～27mm/年の変位速度で変動していたが、その後は水抜きボーリング等の排水対策により、3～12mm/年程度の緩やかな変動を示している。

b) 解析条件

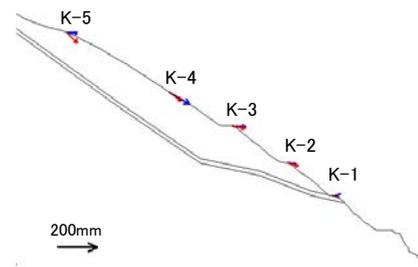
解析では、K-1地点～K-5地点における計測変位の方向ベクトルから推定したすべり線をもとに解析モデルを作成し(図-3)、計測開始時点から変位傾向が変化した時点までのCASE-A1～A4の累積変位量を入力値として、式(7)に示す評価関数が最小となるように、ヤング率とすべり線部分における異方性パラメータを推定した。なお、このときの解析条件は単位体積重量を 16kN/m^3 、ポアソン比を0.3、すべり線部分を除く健全な領域における異方性パラメータを0.385(等方性)とし、境界条件は側面を鉛直ローラー、底面を水平ローラーとした。

c) 解析結果

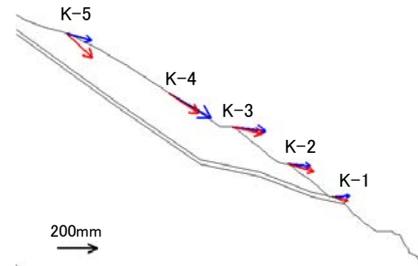
CASE-A1～A4において評価関数が最小となった段階での各種物性値を表-1に、このときの計算変位と計測変

表-1 CASE-A1～A4において推定した各種物性値

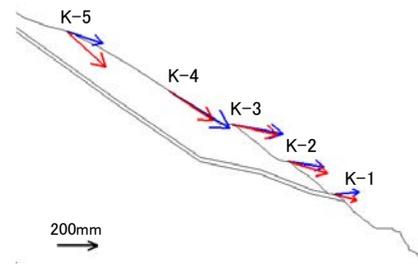
	CASE-A1	CASE-A2	CASE-A3	CASE-A4
入力変位量の期間 ※測量開始からの期間	2年8ヶ月	8年11ヶ月	22年11ヶ月	37年3ヶ月
ヤング率 (MPa)	1,037	612	518	270
異方性パラメータ (すべり線部分)	0.033	0.023	0.019	0.024
せん断弾性係数 (MPa)	34.5	14.6	9.7	6.4
限界せん断ひずみ (%)	1.5	1.9	2.1	2.4
せん断強度 (MPa)	0.50	0.27	0.20	0.15
内部摩擦角 (°) ※仮定	20			
粘着力 (MPa)	0.35	0.19	0.14	0.11
安全率	2.3	1.5	1.3	1.2



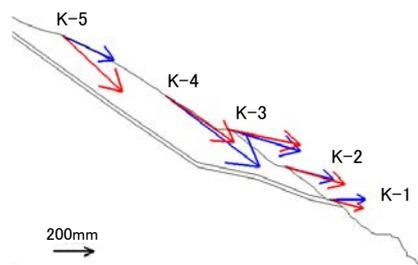
(a) CASE-A1



(b) CASE-A2



(c) CASE-A3



(d) CASE-A4

図-4 CASE-A1～A4における計算変位と計測変位の比較
(→: 計算変位 →: 計測変位)

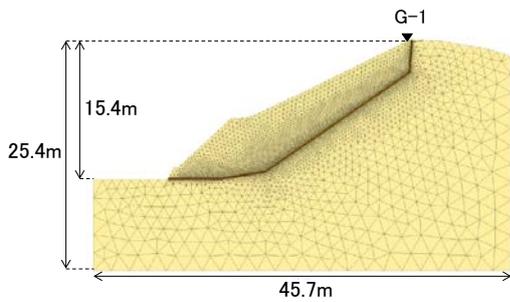


図-5 解析モデル

表-2 CASE-B1～B3において推定した各種物性値

	CASE-B1	CASE-B2	CASE-B3
ヤング率 (KPa)	1,000	1,000	1,000
異方性パラメータ (すべり線部分)	0.330	0.070	0.004
せん断弾性係数 (KPa)	330.0	70.0	3.7
限界せん断ひずみ (%)	5.5	8.6	19.8
せん断強度 (KPa)	18.1	6.0	0.7
内部摩擦角 (°) ※仮定	20		
粘着力 (KPa)	12.7	4.2	0.5
安全率	1.3	1.0	0.8

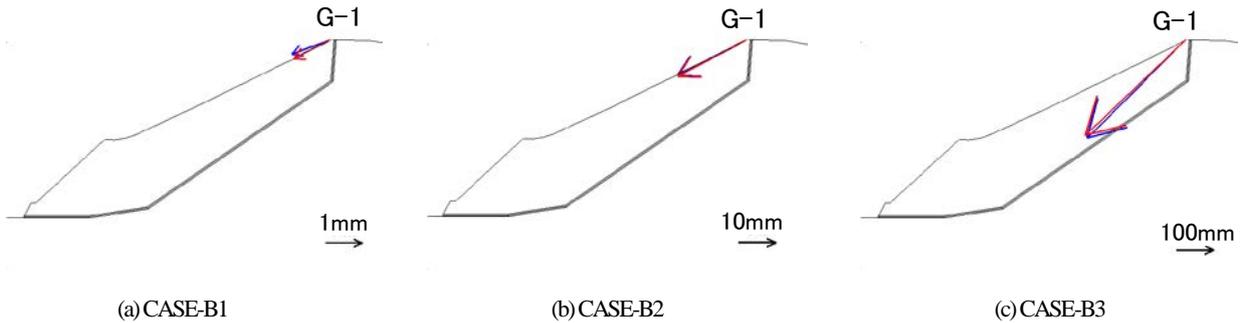


図-6 CASE-B1～B3における計算変位と計測変位の比較 (→: 計算変位 ←: 計測変位)

位の比較を図-4に示す。CASE-A1～A4を通して、K-5地点での計算変位の方向は計測変位の方向と若干異なるが、K-5地点を除く4地点での計算変位の方向は計測変位の方向と整合している。また、CASE-A1～A4を通して、K-1地点～K-3地点での計算変位量は計測変位量と概ね整合しているが、K-4地点での計算変位量は計測変位量に比べて小さく、K-5地点においては、計算変位量の方が計測変位量に比べて大きい値を示した。このことから、K-4地点～K-5地点下において、解析で推定したすべり線とは異なるすべり線または風化した層があると推定される。

また、各種物性値の推定結果をみると、せん断弾性係数は累積変位量が大きくなるにつれて低下する傾向を示し、せん断強度および粘着力についても同調する傾向を示している。ここで、地表面の計測変位から推定した物性値の妥当性を確認するために、測量を開始してから27年後に、解析で推定したすべり線付近で実施したブロックせん断試験結果（内部摩擦角：21.8°，粘着力：0.13MPa）と比較した。試験を実施した年に近い時期までのCASE-A3とCASE-A4の累積変位量から推定した粘着力はブロックせん断試験で得られた粘着力と近い値を示した。さらに、推定した強度定数をもとに極限平衡法で求めた安全率はCASE-A1では2.3を示していたが、約6年後のCASE-A2では1.5と大きく低下した（表-1）。その後の安全率は排水対策の効果により収束傾向にあるという結果が得られた。

(2) 局地的な大雨で崩壊した斜面への適用

a) 概要

ここでは、Shitano, M.ら⁹⁾がGPS監視システムによる計測監視を行った高速道路沿いの斜面を対象に、本手法の適用を試みた。当該斜面は山陽自動車宇部下関線沿いの切土斜面で三郡変成岩の泥質片岩から構成され、容易に風化しやすい斜面である。2008年6月からGPSによる計測監視が行われ、計測開始からしばらくの間は数mm/年の範囲で変動していたが、その後、2009年7月初旬に降雨の影響で約20mm程度の変位が観測された。その時は顕著な変形はみられず、崩壊には至っていない。しかし、翌年には、2010年7月12日から数日間に渡る局地的な大雨により崩壊し、300mm程度の変位を記録した。

b) 解析条件

解析では、GPS変位の方向ベクトルから推定したすべり線をもとに解析モデルを作成し（図-5）、G-1地点における計測開始時点からのGPSの累積変位量を入力値として、逆解析でヤング率とすべり線部分における異方性パラメータを推定した。解析ケースは、変位量が1mm前後で変状がほぼみられなかった時点（CASE-B1）と2009年7月初旬に降雨の影響で約20mm程度の変位量を観測した時点（CASE-B2）、そして、翌年の局地的な大雨による影響で崩壊した時点（CASE-B3）の3ケースを実施した。なお、解析条件は3. (1). b)に示す条件と同等にした。泥質片岩は一般に顕著な異方性を示すことが知られているが、ここでは、すべり面における強度低下に伴う安定

性の変化に着目するため、すべり面以外の領域は等方性と仮定した。

c) 解析結果

CASE-B1～B3において評価関数が最小となった段階での各種物性値を表-2に、このときの計算変位と計測変位の比較を図-6に示す。CASE-B1～B3における計算変位は計測変位と良く一致していることがわかる。斜面が崩壊した時点（CASE-B3）でのせん断弾性係数はCASE-B1とCASE-B2に比べ1オーダー以上小さい値を示し、せん断強度および粘着力についても同調する傾向を示している。

また、推定した強度定数から求めた安全率は、変状がみられなかった時点（CASE-B1）では1.3を示していたが、その後、降雨の影響で約20mm程度の変位を観測した時点（CASE-B2）では1.0と斜面は不安定な状態を示した。そして、最終的に崩壊した時点（CASE-B3）では0.8と、安全率1.0を下回る結果となり（表-2）、実態と整合する結果となった。

(3) 考察

実斜面を対象に本手法を適用した結果、推定した強度定数と安全率は原位置試験で得られた強度定数や実態と乖離がないことを確認できたため、本手法の妥当性は概ね得られた。しかし、本手法を実斜面に適用した結果、いくつかの点について留意すべき点があることを確認した。考えられる留意点を以下に列挙する。

- ① 適用検討では、計測変位の方向ベクトルからの推定すべり線に基づいた解析モデルでの解析結果を示した。しかし、この解析結果は一例であり、用いる解析モデルによって、得られる解は大きく異なる可能性がある。そのため、計測変位から考え得るいくつかの解析モデルに対して解析を行い、最終的に求まる安全率のばらつき（感度）を把握しておくことが必要と考えられる。
- ② 本手法は、斜面の変状が発生してからの累積変位量を逆解析の入力値として安全率を求める方法であるため、変状が発生した時点からの計測変位があることが本手法を用いる前提条件となる。適用検討では、変状が発生した時点からの計測変位を用いたため、比較的実態と整合した結果が得られた。しかし、変状発生後、時間がしばらくの間経過してから計測する場合もある。そうした場合は、計測変位がない期間に対して、いくつかのシナリオ（条件設定）を仮定して解析を行い、各シナリオで推定した物性値や安全率の変化を確認し、実

態を考察することが必要となる。

したがって、これらの留意点を念頭に、本手法の実斜面への適用事例を重ねていくことで、最終的には、一次調査の計測結果から斜面の安定性を安全率で概略評価し、広範囲に渡る発電設備の周辺斜面の中から、二次調査の地質調査が必要な斜面を効率的に抽出できると考えられる。

4. おわりに

本稿では、地表面の計測変位を活用してすべり線や物性値を推定する斜面安定解析手法について説明し、2箇所の実斜面を対象に本手法で適用解析を行い、本手法の適用可能性について考察した。

本手法を実斜面に適用することで、地表面の計測変位から斜面の安定性を定量的に評価できる可能性が示せた。今後は、実斜面への適用事例を増やし、本手法の実用化を図っていく予定である。

参考文献

- 1) 菊池輝行, 秦野輝儀, 千田良道, 西山哲: 航空レーザ測量を用いた斜面動態モニタリング技術の試み, 地盤工学会平成28年研究発表会, 2016.
- 2) 清水則一: 宇宙技術とのコラボレーションによる”時空間切れ目のない”地盤モニタリング, 地盤工学会誌, 67-3(734), pp.12-15, 2019.
- 3) (独)土木研究所, 国際航業(株), 日本工営(株)他: 地すべり線の形状推定法, pp.11-25, 鹿島出版会, 2013.
- 4) 櫻井春輔, 清水則一: GPSによる切取り斜面の変位測定と計測結果の逆解析に基づく安定性の評価, 地盤と建設, vol.11, No.1, pp.129-138, 1993.
- 5) 櫻井春輔: 情報化施工における逆解析, 土木学会論文集, No.652, III-51, pp.1-10, 2000.
- 6) Sakurai, S.: Determination of Strength Parameters of Rocks by a Back Analysis of Measured Displacements. *Regional Symposium on Sedimentary Rock Engineering*, pp. 3-9, 1998.
- 7) 奥井祐三, 徳永理, 進士正人, 森誠一郎: 現場計測結果に基づく地すべり挙動の逆解析手法, 岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集, vol.28, pp.92-96, 1997.
- 8) 櫻井春輔, 川嶋幾夫, 大谷達彦, 松村真一郎: トンネルの安定性評価のための限界せん断ひずみ, 土木学会論文集, No.493, III-27, pp.185-188, 1994.
- 9) Shitano, M., Murakami, T. and Shimizu, N.: Application of the GPS Displacement Monitoring System for the Preventive Maintenance of a Cut Slope along a National Expressway – a Case Study. *8th Asian Rock Mechanics Symposium*, pp. 1877-1886, 2014.

A SLOPE STABILITY ANALYSIS BASED ON MEASURED DISPLACEMENTS

Yukiko SHOJI, Masaharu TAKABATAKE, Hayato SUZUKI and Norikazu SHIMIZU

Target areas of this study are surrounding slopes of power generation facilities, which are wide including around dam reservoirs, so the issue was how to evaluate the stability of these slopes efficiently. Therefore, the authors focused on the recent progress in the technology of displacements measured, such as GPS, and considered that the stability of these slopes could be evaluated by estimating a slip line and physical properties at it from displacements measured. In this paper, the stability analysis method based on displacements measured is explained, and the applicability of this method is discussed by applying it to actual slopes.