

# 逆解析手法による樹木が与える荷重及び崩壊防止機能を考慮した 自然斜面の強度定数評価

熊本大学大学院 学生会員 松浦拓斗

熊本大学大学院 正会員 椋木俊文 熊本大学 非会員 上田誠

## 1. はじめに

自然斜面の安定解析を実施する上で、自然斜面に分布する樹木根系が土の破壊規準における粘着力増分として斜面崩壊防止機能に働くことも考慮しなければならない。加えて必要となる材料定数は、風化作用による経時的な変質を理由にその推定が困難である。

そこで本研究の目的は降雨を起因とする崩壊斜面を研究対象に、崩壊範囲内の樹木根系が影響していた表土及び強風化砂岩層の崩壊前に有した粘着力を推定、また自然斜面の安全率が低下した外的要因を評価することである。本報では崩壊前の斜面形状を仮定した数値解析モデルに対して表土と強風化砂岩層の粘着力を変数に、せん断強度低減有限要素法を用いた弾完全塑性モデルでの変形解析を実施し、逆解析手法から解析結果と実際のすべり面が定性的に一致するそれぞれの粘着力を評価し、豪雨時の崩壊機構を考察した。

## 2. 解析手法

### 2.1 対象斜面の崩壊状況

図1は本研究における対象斜面の写真である。この斜面は熊本県南部に位置する平均勾配36度の自然斜面で、令和2年7月豪雨を起因としてW×20~25m、L×55m、最大崩壊深度7mの崩壊が発生した。

### 2.2 解析モデルと材料定数の設定

図2は二次元の崩壊前斜面モデルである。解析領域は水平方向52m、鉛直方向42mの領域であり、二次元平面ひずみ条件を仮定した弾完全塑性モデルである。境界条件は上面を自由、側方及び底面を固定に設定し、節点数3797、要素数7359の1次三角形要素である。このモデルのジオメトリはボーリング調査から作成された地質断面図に基づいている。適用した地層構造は、表土(sf)、チャート(Ch)、強風化砂岩(w3Ss)、中風化砂岩(w2Ss)、弱風化砂岩(w1Ss)である。図3は、実際に形成されたすべり面図である<sup>1)</sup>。この崩壊形状を逆解析における基準と設定する。

表1はモデルに適用する各地層の設計N値、設計N値と経験値から算出した材料定数の一覧表である。擁壁と弱風化砂岩層は崩壊に領域にないことから、弾性体として

扱う。また、透水係数は砂岩層に比べチャート層が難透水性であると仮定した値を適用し、間隙率はすべて同じ値を適用した。



図1 解析対象斜面全体図

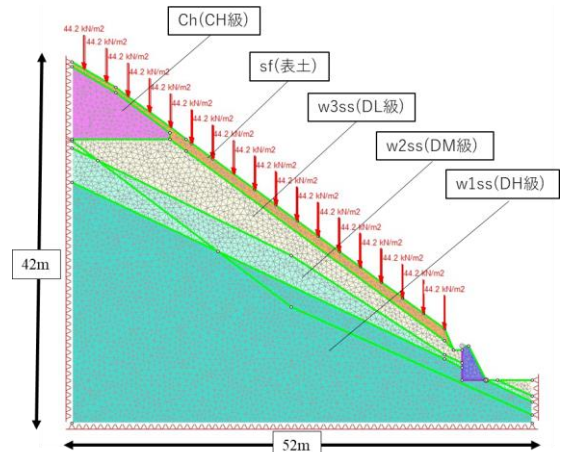


図2 二次元崩壊前斜面モデル

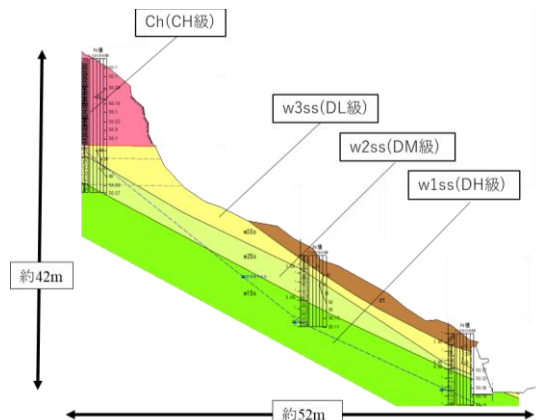


図3 地質断面図を適用した崩壊すべり面

表1 各材料の設計N値及び適用した材料定数

	設計N値	$\gamma_t$ (kN/m <sup>3</sup> )	E (kPa)	$\nu$ (-)	C (kPa)	$\phi$ (°)	n (%)	k (m/s)
sf	7	17	11200	0.35	28	25	0.3	$1.0 \times 10^{-3}$
w3Ss	16	17	11200	0.35	38	35	0.3	$1.0 \times 10^{-3}$
w2Ss	37	18	25900	0.30	50	37	0.3	$1.0 \times 10^{-3}$
w1Ss	77	19	53900	0.30	63	39	0.3	$1.0 \times 10^{-7}$
ch	300	21	210000	0.30	514	21	0.3	$1.0 \times 10^{-7}$

地下水位条件は崩壊後に実施された孔内水位測定結果を平時と仮定し、その全水頭をモデルの両端境界面に、圧力水頭 0m を自由水面に与えた。また降雨時は地盤が飽和したと仮定し、全水頭を地表面高さへ圧力水頭を地表面に与えて飽和浸透流解析を行った。地下水位以下の単位体積重量はすべて 21 (kN/m<sup>3</sup>)である。

### 2.3 樹木荷重の推定とモデルに与える荷重境界条件

表 2 は、ドローン調査及び GIS(Geographic Information System)による対象斜面周辺の空間分析から崩壊斜面上に分布していた樹木のパラメーターである。表 2 と既存研究からヒノキ単木の荷重を決定し、図 2 に示すように 3m 間隔で 44.2(kN/m<sup>3</sup>)×0.25(m)の荷重条件を与えた。

### 2.4 解析手順

崩壊前の斜面が有する粘着力の推定は、崩壊後のボーリング調査で得た設計N値から推定した粘着力を基準として検討する。ここで検討する表土と強風化砂岩層の粘着力の組み合わせを解析ケースとし、まず飽和状態で図 2 のモデルにせん断強度低減有限要素法<sup>2)</sup>を用いた変形解析を実施する。そして、解析結果と図 3 の形状が定性的に一致するか安全率が 1.0 を下回る解析ケースを求める。その中でも安全率 1.0 に最も近い解析ケースのそれぞれの粘着力に飽和状態での安全率を除いた値が崩壊前に有する粘着力と定義する。

次に上記で定義した粘着力を用いて平時の地下水位条件にて同様の手法を実施する。平時における解析結果が図 3 のすべり面と定性的に一致する時の安全率を求め、その値を崩壊前の斜面の安全率と定義する。

### 2.5 検討する解析ケースの絞り込み

木下ら<sup>3)</sup>はヒノキ林を対象とした隣接する立木間中央部での崩壊地周縁断面の粘着力増分を(kPa)から 20(kPa)と推定した。そこで表土の粘着力は設計 N 値から推定した 20(kPa)を最小値、40(kPa)を最大値に設定し、変化量 10(kPa)とした計 3 種類を作成した。一方、強風化砂岩の粘着力は設計 N 値を基に推定した 38(kPa)を最大値として、その値の 50%である 19(kPa)、25%である 9.5(kPa)の計 3 種類を作成した。よって検討する表土及び強風化砂岩の解析ケースは計 9 種類である。

## 3. 結果と考察

9 種類の解析ケースにおいて、飽和状態時に 1.0 を下回りかつ図 3 のすべり面と定性的に一致する解析ケースは、表土と強風化砂岩層の粘着力がそれぞれ 20(kPa)と 9.5(kPa)となる解析ケース1と 30(kPa)となる 9.5(kPa)の解析

表 2 崩壊斜面上に分布していた樹木のパラメーター

樹種	樹高(m)	樹齢	胸高直径(cm)	立木間隔(m)
ヒノキ	17~21	51~55	25	3

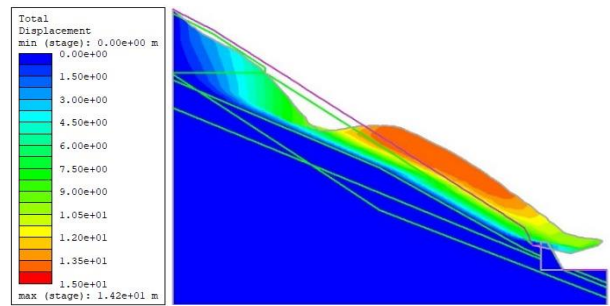


図 4 sf 30(kPa), w3ss 9.5(kPa)を適用した飽和状態時における総変位図(安全率 0.98)

ケース2であった。また、それぞれの安全率は 0.94, 0.98 であった。図 4 は解析ケース 2 を適用した場合の総変位図である。図 3 で見られる崩壊時の斜面形状と定性的に類似した変形図が得られている。

次に、解析ケース 1 と 2 において安全率が 1.0 に近い結果を示した解析ケース 2 について考えると、崩壊前の対象斜面が有した表土と強風化砂岩層の粘着力は、それぞれの粘着力を安全率 0.98 で除した値であり、それぞれの粘着力を安全率 0.98 で除した値であり、それぞれ 30.6(kPa), 9.7(kPa)であると考えられる。また、設計 N 値から推定した表土の粘着力 20(kPa)と強風化砂岩層の粘着力 38(kPa)と比較すると、逆解析から求めた表土の粘着力は 10.6(kPa)だけ大きかった。この理由として表土の粘着力は、ヒノキ根系による粘着力増分が理由と考えられる。この増分は木下ら<sup>3)</sup>の研究結果からも妥当であるといえる。また、表 2 に示した樹種の属性を持つ斜面の表土は地盤自体の粘着力に加え 10(kPa)の増分があると考えられる。また強風化砂岩層の粘着力は N 値から推定した粘着力 38(kPa)の約 25%に相当する値であった。これは基準とした N 値が移動土砂よりも高いせん断抵抗力を持つすべり面以深での調査から得られた値であるためと考える。このことから自然斜面の材料定数の推定は、崩壊斜面及び周辺斜面でのボーリング調査を相互比較する必要があると言える。

## 4. おわりに

本研究では、自然斜面が平時に有する粘着力を逆解析手法から求めた。今後、自然斜面の安全率が低下した主要な要因を異なる地下水位条件での解析で検討を行う。

### <参考文献>

- 1)陸コンサルタント株式会社:平成 31 年度塩尾急傾斜単県砂防施設(緊急改築)地質調査委託報告書, 2021, p48.
- 2)蔡飛:新版地盤 FEM 解析入門, フォーラムエイト, 2013, p137-146.
- 3)今井裕太郎・北原曜・小野裕:ヒノキ根系の崩壊防止力に及ぼす間伐の影響, 中部森林研究, 57, p157-158.