

## 69 花崗岩斜面における浸透・安定解析

- N c 値を利用した土の強度定数の推定と浸透・安定解析モデルの提示 -

東京農工大学農学部 ○田村 純・逢坂 興宏・窪田 順平

### 1 はじめに

近年、山地斜面における水文現象の理解が進み、飽和-不飽和浸透流理論を基礎とした数値シミュレーションにより斜面内の雨水浸透過程（ポテンシャル分布、地下水位等）の再現が可能となってきた<sup>1)、2)、3)</sup>。また、雨水浸透過程の再現を前提として土質工学的な斜面安定解析をカップリングさせて、表層崩壊のシミュレーションも行われつつある。表層崩壊のシミュレーションには、物理則の適用をより厳密に行い、個々の斜面の安定問題を取り扱った三森ほか<sup>4)</sup>などのタイプと、広域での現場問題への適用を考慮した平松ほか<sup>5)</sup>のタイプに分類することができる。これは目的が異なることばかりでなく、厳密な2次元あるいは3次元問題の適用による計算量の増大、さらに数値シミュレーションに必要な土の物理定数の空間分布を測定することに多大な労力を要することといった現実的な制約が存在するためであろう。

これらの背景をふまえ、本研究では広域的な斜面安定問題を取り扱うことを前提として、まず測定が比較的容易な土研式簡易貫入試験によるN c 値を利用した土の強度定数の推定法を検討する。次に雨水の浸透問題と斜面安定問題をカップリングした表層崩壊予測モデルの検討を行う。ここでは斜面内の雨水移動過程を再現することが可能な窪田ほか<sup>2)、3)</sup>の提示した水移動モデルと無限長斜面の安定解析法を組み合わせたモデルを提示する。

### 2 N c 値を利用した土の強度定数の推定法の検討

ここでは、貫入試験、せん断試験等を行い、N c 値と土の強度定数（内部摩擦角 $\phi$ 、粘着力c、乾燥単位体積重量 $\gamma$ ）の関係を検討する。

#### 2. 1 試験地の概要

愛知県瀬戸市東部にある東京大学農学部附属愛知演習林瀬戸地区赤津研究林内に凹型、凸型の両斜面形を含むように試験地を設定した（図-1）。試験地は共に標高差約50 mの東向き斜面と西向き斜面である。東向き斜面は平均傾斜35度、若齢のヒノキ林で、尾根部にはアカマツがある。西向き斜面は、平均傾斜25度、上部は西向き斜面とほぼ同様であるが、下部（標高320 m以下）はヒノキの新植地である。地質は角閃石黒雲母閃緑岩、黒雲母花崗岩で、表層はマサ化している。

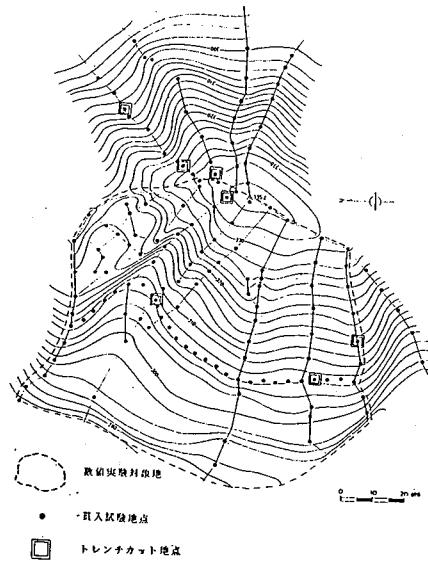


図-1 試験地の地形

## 2.2 試験方法

### 2.2.1 貫入試験

土研式簡易貫入試験機を用いて、計149測点（図-1）で貫入試験を実施した。なお、貫入試験はNc値30が出現する深さまでを行った。また結果を用いて試験地内の等Nc値土層厚分布図（Nc値=2、5、10、30）を作成した。

### 2.2.2 土質特性値の測定

試験地内の7ヶ所でトレンチカットを行い、せん断試験、採土による単位体積重量の測定、粒度試験、土壤硬度の測定、土層構造の観察を行った。

せん断試験は現場一面せん断試験機を用いて完全水浸状態でせん断を行い強度定数を求めた。その際現実の上載荷重を考慮して低拘束圧下の実験を行った。せん断試験は計20層について、乾燥単位体積重量の測定は計43層についてNc値分布を考慮しながら実施した。

### 2.3 Nc値と $\phi$ 、c、 $\gamma$ との対応関係

測定の結果得られたNc値と $\phi$ 、c、 $\gamma$ の関係を図-2～図-4に示す。

まずNc値と内部摩擦角 $\phi$ の関係（図-2）を見ると、かなりのばらつきはあるもののNc値の増加と共に $\phi$ が増加する傾向がうかがえる。そこで両者の関係について、次に示すような対数関数による近似式を決定した。

$$\phi = 29.6 + 9.20 \cdot \ln(Nc) \quad (1)$$

ここで $\phi$ ：内部摩擦角（°）、Nc：Nc値

次にNc値と粘着力cの関係（図-3）を見ると、一定の傾向は見られなかった。そこで後述する斜面安定解析ではcは一定とし、c=20 (gf/cm<sup>2</sup>) を用いることとした。

最後にNc値と土の乾燥単位体積重量 $\gamma$ の関係を見ると、比較的良好な対応関係がみられ、(1)式と同様な形の次式で近似することとした。

$$\gamma = 1.19 + 0.15 \cdot \ln(Nc) \quad (2)$$

### 3 Nc値分布を利用した浸透・斜面安定解析モデル

前章の検討の結果、Nc値の対象地内の分布がわかれれば、土の強度定数の空間分布が推定できることになった。そこで浸透流問題と斜面安定問題をカップリングした表層崩壊予測モデルを提示する。本モデルでは、まず浸透流サブモデルにより浸透過程を

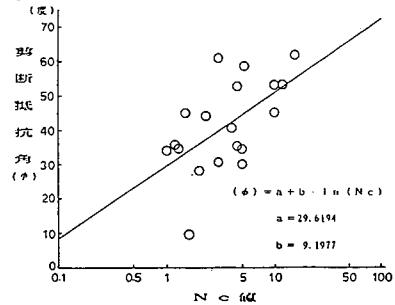


図-2 Nc値と $\phi$ の関係

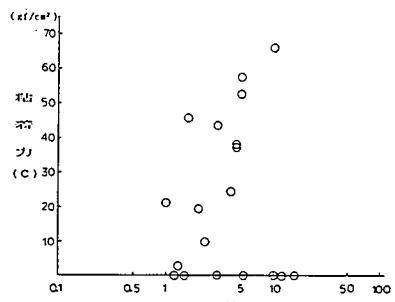


図-3 Nc値とcの関係

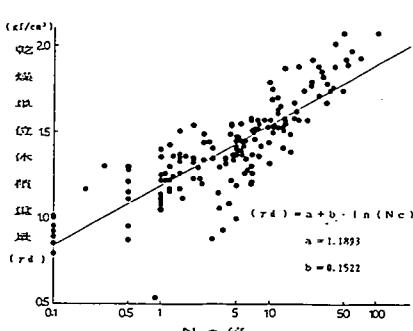


図-4 Nc値と $\gamma$ の関係

追跡し、次に浸透流サブモデルより得られる水深を用い、前章の検討結果で得られた土の強度定数の空間分布を利用した斜面安定解析サブモデルにより、表層崩壊の発生場所および時刻の推定を行う。

### 3.1 浸透流サブモデル

浸透流サブモデルとしては、窪田ほか<sup>2)</sup>、<sup>3)</sup>による不飽和浸透理論を考慮した水移動モデルを用いる。このモデルは、対象地を単位土柱に分割して水移動を追跡するもので、滋賀県東南部の田上山地の花崗岩流域への適用により、流域のハイドログラフ、土壤水分量の変化、地下水位発生位置等が良好に再現できることが確認されている。以下に基礎式を示す。

$$q = K_s \cdot S^\beta \cdot \sin \omega \cdot d \quad (3)$$

$$w \cdot d \cdot \partial S / \partial t = \partial q / \partial x \quad (4)$$

ここで、 $q$ ：斜面長方向の流量、 $t$ ：時間、 $x$ ：斜面長方向、 $S$ ：単位土柱の飽和度、 $K_s$ ：飽和透水係数、 $\beta$ ：不飽和領域での透水係数の低下を示すパラメータ、 $w$ ：間隙率である。

このモデルでは各時刻の飽和度が求めるが、飽和度を水深に換算する関係は田上山地で適用の結果得られた次の関係を用いる。

$$S_c = D \cdot (S - S_c) / (1.0 - S_c) \quad (5)$$

ここで、 $D$ ：土層厚、 $h$ ：水深、 $S_c$ ：地下水位発生限界飽和度である。

なお土層厚としては $N_c$ 値30までの土層の厚さを用いた。浸透流サブモデルに必要な各パラメータは、田上山地が本研究の対象地と同じ風化花崗岩であったことから、まったく同じ値とした。すなわち飽和透水係数 $K_s = 0.1(\text{cm/sec})$ 、 $\beta = 6.0$ 、 $S_c = 0.4$ である。

### 3.2 斜面安定解析サブモデル

斜面安定解析には、無限長斜面における安定解析式を用いる。

$$F_s = \frac{c + (\gamma_s \cdot z - h') \cdot \cos^2 \theta \cdot \tan \phi}{\gamma_s \cdot z \cdot \sin \theta \cdot \cos \theta} \quad (6)$$

ここで、 $F_s$ ：安全率、 $\gamma_s$ ：土の飽和単位体積重量、 $z$ ：すべり面の鉛直深さ、 $h'$ ：水面がすべり面より上にあるときの水深とすべり面との差、 $\theta$ ：すべり面の傾斜角である。

浸透流サブモデルで用いた単位土柱毎に上記の無限長斜面における安定解析式を適用する。その際、水深 $h$ は、浸透流サブモデルの結果を用いる。また各単位土柱毎に、複数の等 $N_c$ 値土層厚分布図（ $N_c$ 値=2、5、10、30）より得られる $N_c$ の鉛直プロファイルを利用すれば $c$ 、 $\phi$ の鉛直分布が求められるので、安定計算は10cm毎にすべり面を仮定して行い、最も低い安全率を単位土柱の安全率とする。

## 4. モデルによる数値実験

### 4.1 計算条件

浸透・斜面安定解析モデルを測定を行った対象地の内、西向き斜面に適用し、数値実験を行った。計算条件としては、初期の飽和度をすべての単位土柱で0.4として、降雨強度20mm/hr、継続時間24時間と、降雨強度40mm/hr、継続時間12時間の2例行った。なおいずれも計算は48時間行った。

### 4.2 計算結果の検討

図-5に安全率が最も低下した時の斜面内の安全率が1.0を下回った単位土柱の分布を、図-6に

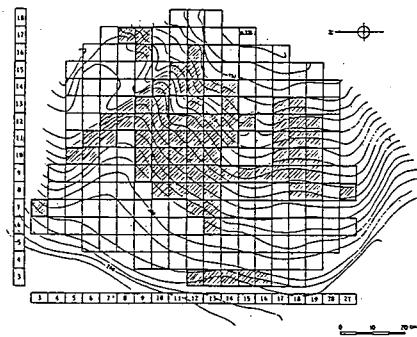
斜面の2点での水位および安全率の経時変化を示す。図-5によれば、安全率が1.0を下回った場所は、斜面の傾斜変換点の急傾斜部に多く、従来より指摘されているように斜面安定に傾斜の要素が最も強く影響することがわかる。また完全飽和した場合の計算結果と比べると、斜面の凸部（尾根部）の下部で安全率が1.0を下回らない点が異なり、浸透過程をカップリングしたことの意義がうかがわれる。図-6によれば、当然のことながら $40\text{ mm/hr}$ の場合の方が早く水深が増加し、安全率が低下する。安全率が1.0以下の単位土柱が最も多くなる時間はいずれも降雨終了後1時間程度であるが、面積は $20\text{ mm hr}$ の方が若干小さい。なお、安全率が全体にやや小さすぎる傾向にあり、土質強度についてはさらに検討が必要と考えている。

## 5 おわりに

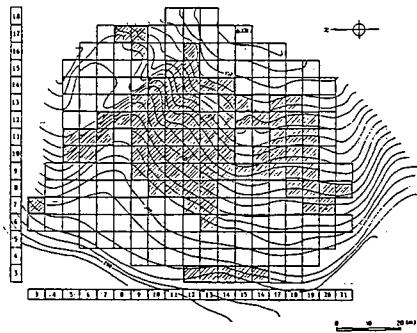
以上のように今回のモデルの計算はほぼ妥当な結果を示し、モデルの有効性が示唆された。ただし今回の検討では実際に崩壊が起こった場所での検討は行っていないので、崩壊地を含む場所でのデータについて解析を進める予定である。また土の強度定数についてもさらに検討を加える必要があろう。

## 参考文献

- 1)坪山・三森(1989)：有限要素法による林地斜面浸透流の数値実験、水文・水資源学会誌、vol.2、no.2、49-56.
- 2)窪田ほか(1987)：山腹斜面における土壤水分変動の観測とモデル化(I)、日林誌、65、258-269.
- 3)窪田ほか(1988)：山腹斜面における土壤水分変動の観測とモデル化(II)、日林誌、70、381-389.
- 4)三森・坪山(1990)：浸透現象を考慮した斜面安定解析法に関する研究、新砂防、vol.43、no.4、14-21.
- 5)平松ほか(1990)：雨水の浸透・流下過程を考慮した表層崩壊発生予測手法に関する研究、新砂防、vol.43、no.1、5-15.



(A)  $20\text{ mm hr}$



(B)  $40\text{ mm hr}$

図-5 Fs の分布

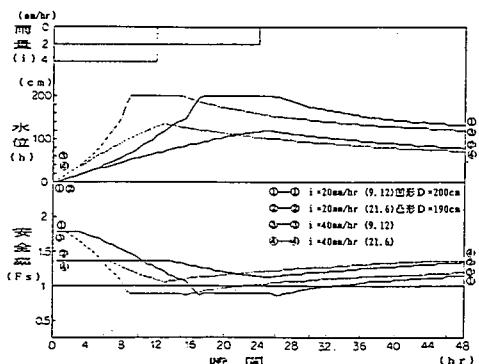


図-6 Fs と h の経時変化