

降雨浸透に伴う急勾配砂質土斜面のせん断変形の解析

Mechanical Model of Shear Deformation of Steep Sandy Slope due to Rainfall

笹原 克夫*

Katsuo SASAHARA

Abstract

In order to simulate shear deformation and failure of steep slope sandy slope due to rainfall, shear deformation model of infinite slope is newly developed. The model consists of 1-dimensional seepage analysis and 2-dimensional deformation analysis. The latter is newly developed based on the stress-strain relation on Mobilized plane proposed by Matsuoka and transformation of stress and strain on the Mobilized Plane into 2-dimensional stress and strain. In the model, stresses are corrected with bond stress due to suction so that the model can express the change of stress ratio in correspond to the decrease of suction and proceeding of shear deformation due to the seepage of rainfall. The analysis by the proposed model is compared with the results of the slope failure experiment. As results, the analysis shows good agreement with the experimental facts which are. (1) visible shear deformation occurs after volumetric water content largely increases, (2) shear strain becomes larger with the increase of degree of saturation, (3) shear strain at deeper soil layer proceeds at higher degree of saturation than that at shallow soil layer, (4) shear strain proceeds at smaller degree of saturation when a inclination is larger. It shows the proposed model can simulate the actual shear deformation of the slope.

キーワード：不飽和浸透流解析*, 土の構成式, 不飽和土

1. はじめに

一般に火山性砂質土や河床堆積物起源砂質土より成る斜面は急勾配であり、豪雨時の崩壊が多発する。よってこれら急勾配砂質斜面の、降雨による崩壊発生予測は重要である。これまでの研究から、降雨時の急勾配砂質斜面の崩壊を考える上で、地下水位上昇による有効応力減少による崩壊発生のみならず、不飽和状態の土の飽和度上昇に伴う土の強度の低下またはせん断の進行に伴う崩壊発生も実験により確認されており¹⁾、これらの不飽和状態での崩壊機構の重要性も認識されている。

土の飽和度上昇に伴うせん断強度の低下については、飽和度自体は土の不飽和強度特性を支配しないことから、粒子間応力であるサクシオンと土の強度の関係が検討されている。例えば実験的研究として、村田らによるしらすのサクシオン計測を伴う不飽和三軸圧縮試験²⁾や、風間らの成田層・稲城層砂質土の低圧単純せん断試験³⁾がある。また理論的研究としては、フレンド(Fredlund)⁴⁾や軽部ら⁵⁾による土の土壤水分特性より土のサクシオンとせん断強度の関係を理論的に導いた研究や、二粒子モ

デルにおける応力の釣り合いから粒状体のサクシオンと強度の関係を導いた北村らのモデル⁶⁾がある。また筆者らは不攪乱しらす、混合土など数種類の砂質土についてサクシオン制御の不飽和三軸圧縮試験を行い、サクシオンとせん断強度の関係について実験式を提案している⁷⁾。

しかし斜面の飽和度上昇、つまりサクシオン解放に伴うせん断変形の進行については、崩壊実験⁸⁾、不飽和三軸圧縮試験装置を用いたサクシオン除荷試験とその理論的解析⁹⁾という、筆者らの一連の研究が唯一ともいえる。後者の研究で、筆者は三軸圧縮状態の不飽和砂質土のサクシオン除荷に伴うひずみの進行を、松岡の提案した複合滑動面(CMP)上の応力・ひずみ関係¹⁰⁾にサクシオンに起因するボンド応力により補正した応力¹¹⁾を導入した不飽和土の構成式により解析している。本研究においては、斜面の降雨浸透に伴うせん断変形・破壊を追跡するために、無限遠斜面における降雨浸透を1次元鉛直不飽和浸透流解析と、上記の軸対象状態の不飽和土の構成式を2次元一般応力・ひずみ状態に適用した無限遠斜面のせん断変形モデルを組み合わせ、降雨浸透に伴う斜面変形モデルを提案し、解析事例と崩壊実験事例の対比を行う。

*インドネシア国公共事業省砂防技術センター (JICA 専門家)

2. 降雨浸透に伴う急勾配砂質土斜面のせん断変形モデル

2.1 モデルの構成

当モデルは無限遠斜面を想定するため、斜面方向に物理量は不変と仮定する。よって一次元鉛直不飽和浸透流解析モデルと、2次元せん断変形解析モデルより構成される。前者により降雨の浸透を解析し、その結果求められた斜面内の体積含水率やサクシヨンの分布をもとに不飽和に拡張された構成式を用いてひずみ分布を求める。

2.2 一次元不飽和浸透流解析モデル

リチャーズ (Richards) によりダルシー則を不飽和領域に拡張させた次式¹²⁾が基礎式となる不飽和浸透理論を用いる。

$$C \cdot \frac{\partial S}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial Z} \left\{ K \cdot \left(\frac{\partial S}{\partial Z} - 1 \right) \right\} \dots\dots\dots(1)$$

ここで S は土壤水分吸引水頭(サクシヨン) (cm), t は時間 (sec), Z は鉛直座標で下向きに正 (cm), K は透水係数 (cm/sec), C は比水分容量 (= $d\theta/dS$) で θ は体積含水率 (cm/cm) である。上式は以下の連続式(2)と、ダルシー則(3)を組み合わせて得られる。

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = - \frac{\partial q_z}{\partial Z} \dots\dots\dots(2)$$

$$q_z = -K \cdot \frac{\partial S}{\partial Z} + K \dots\dots\dots(3)$$

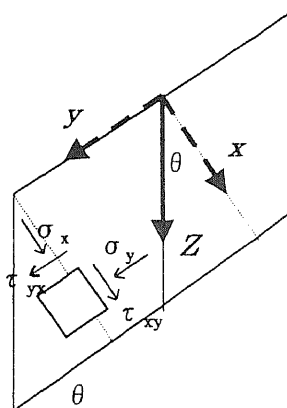
ここで q_z は単位面積当たりの土壤水の流量 (cm/sec) である。これらの式を解くには体積含水率 θ とサクシヨン S , そして不飽和透水係数 K と S の関係を知る必要がある。これらの関係についてはバンクスヒテン (van Genuchten) 式¹³⁾によりモデル化した。これらより数値解を求めることになるが、式(2)及び(3)を岡・角屋¹⁴⁾に従って差分化した。境界条件については土層上端には降雨強度に等しい下向きの土壤水流量を与えた。初期条件については後に述べる。

2.3 MP 上で定義された構成式に基づく斜面のせん断変形解析モデル

2.3.1 斜面中の応力状態のモデル化

上記により求められる斜面内サクシヨン分布に基づいて、斜面内の応力・ひずみ分布を求める。まず当モデルにおいては、無限遠斜面の平面ひずみ状態を仮定する。また浸透流解析では鉛直方向に一次元座標 Z を設定しているが、変形解析では斜面に垂直・水平方向に2次元座標 x, y をとっている (図-1)。無限遠斜面であるので、サクシヨン・水分量分布は斜面方向に平行に分布していると仮定できる。よって浸透流解析の鉛直座標 Z に $\cos \theta$ を乗じて変形解析の垂直座標 x に変換する。

ここで図-1を参考に2次元平面上での斜面中の力の釣り合い方程式を考えると、 x 軸は斜面表面より下向き



→ Coordinate axis for 1-dimensional seepage analysis
 - - -> Coordinate axis for 2-dimensional deformation analysis

図-1 無限遠斜面における座標と応力状態
 Fig.1 Coordinates and stresses in infinite slope

であるから、

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{yx}}{\partial y} - \gamma_t(x) \cos \theta = 0 \dots\dots\dots(4)$$

$$\frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} - \gamma_t(x) \sin \theta = 0 \dots\dots\dots(5)$$

$\gamma_t(x)$ は x 軸方向の深さ x での土の単位体積重量である。これは深さ x での体積含水率 $\theta(x)$, 間隙比 $e(x)$, そして土粒子密度 G_s と水の単位体積重量 γ_w を用いて次式により求める。

$$\gamma_t(x) = \frac{G_s + (1+e(x))\theta(x)}{1+e(x)} \cdot \gamma_w \dots\dots\dots(6)$$

無限遠斜面であることを考えると、斜面方向の応力は一定であるから $\partial \tau_{yx} / \partial y = 0$, $\partial \sigma_y / \partial y = 0$ となり式(4)は、

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} = \gamma_t(x) \cos \theta \dots\dots\dots(7)$$

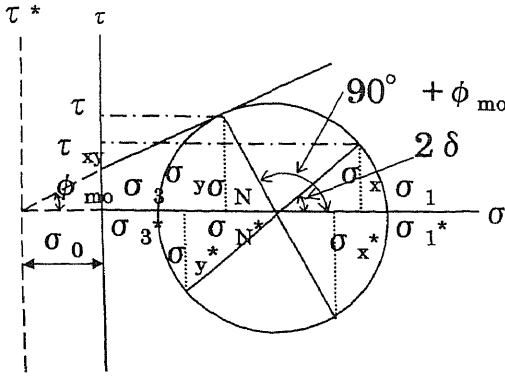
x 軸方向の深さ x における垂直応力 $\sigma_x(x)$ は、 $\sigma_x(0) = 0$ という条件下で、 x について0から x まで積分すると、

$$\sigma_x(x) = \cos \theta \int_0^x \gamma_t(x) dx \dots\dots\dots(8)$$

同様に式(5)から、深さ x でのせん断応力 τ_{xy} は、

$$\tau_{xy}(x) = \sin \theta \int_0^x \gamma_t(x) dx \dots\dots\dots(9)$$

次に y 軸方向の垂直応力 σ_y については、 y 軸方向の垂直ひずみ ϵ_y が0という条件を満たすように決定する必要がある。直接せん断時の2次元一般応力表示の垂直ひずみ σ_z とせん断ひずみ τ_{xy} の関係を定義した小田・小西の応力関係式(10)¹⁵⁾とモールの応力円 (図-2) より、垂直応力 σ_y について式(11)のように定義できる。式中 δ は主応力面と2次元一般応力面のなす角で、 κ は実験条



σ_i : Measured stress
 σ_i^* : Stresses corrected with ' σ_0 '
 $\sigma_i^* = \sigma_i + \sigma_0$

図-2 Mohr 応力円とボンド応力補正

Fig.2 Mohr's stress circle and correction with Bond stress

件によらない材料定数である。

$$\frac{\tau_{xy}}{\sigma_x} = \kappa \cdot \tan \delta \quad \dots\dots\dots(10)$$

$$\sigma_y = \frac{\tau_{xy}^2 + \kappa(1-\kappa)\sigma_x^2}{\kappa\sigma_x} \quad \dots\dots\dots(11)$$

以上より斜面中の応力状態が決定される。

2.3.2 2次元一般座標系での応力・ひずみ関係

(1) MP⁽⁶⁾上の応力・ひずみ

2次元粒状体に最大主応力 σ_1 、最小主応力 σ_3 が作用した時を考える。図-2のモールの応力円において、原点からの接線はせん断・垂直応力比が最大となる面であるが、粒状体の変形・破壊が摩擦則に支配されると考えると、この面上が平均的に粒子が最も滑動しやすい面と考えることができる。これを最大滑動面(Mobilized Plane)と呼ぶ(以降MPと略称)⁽⁶⁾。ここでMP上の応力・ひずみ関係について、MP上の応力比とひずみ増分比の間に松岡の提案した次式⁽⁶⁾を用いる。

$$z = \lambda \left(-\frac{d\epsilon_N}{d\gamma} \right) + \mu \quad \dots\dots\dots(12)$$

z はMP上の応力比(τ/σ_N) (図-2)で、 $d\epsilon_N$ 、 $d\gamma$ はMP上の垂直ひずみ増分、せん断ひずみ増分(図-3)、 λ と μ は定数である。

次に応力(比)とせん断ひずみの関係については、一般的に双曲線関係が実験的に認められている。MP上の応力比とせん断ひずみに双曲線関係を適用すると下式のようなになる。なお Z_0 は限界応力比でここでは破壊応力比に等しいとする。 G_0 は双曲線の初期割線係数である。

$$\gamma = \frac{1}{G_0} \frac{Z_0}{Z_0 - z} \cdot z \quad \dots\dots\dots(13)$$

ここで実験結果から($1/G_0$)については平均主応力 σ_m の関数として、以下のように表記される⁽⁷⁾。

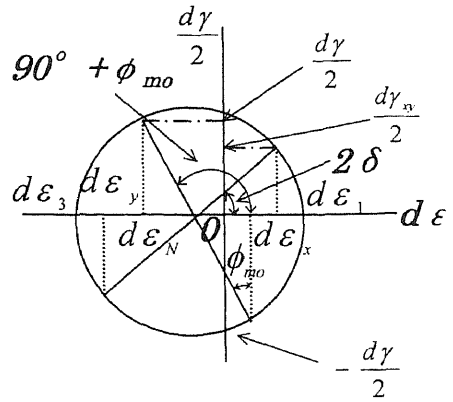


図-3 Mohr のひずみ増分円
 Fig.3 Mohr's strain increment circle

$$\frac{1}{G_0} = C_d \cdot \log \left(\frac{\sigma_m}{\sigma_{mi}} \right) \quad \dots\dots\dots(14)$$

σ_{mi} は基準となる平均主応力、 C_d は試料とその初期構造により決定される係数と考えられる。式(14)を式(13)に代入し全微分をとると、

$$d\gamma = \frac{1}{G_0} \cdot \frac{z_0^2}{(z_0 - z)^2} \cdot dz + 0.434 \cdot C_d \cdot \frac{z_0 \cdot z}{z_0 - z} \cdot \frac{d\sigma_m}{\sigma_m} \quad \dots\dots\dots(15)$$

右辺第1項は応力比変化によるせん断ひずみ増分 $d\gamma_s$ 、第2項は平均主応力変化によるせん断ひずみ増分 $d\gamma_c$ であり異方圧密によるものとみなせる。ここで異方圧密は厳密には応力経路に依存するが、上式は完全微分形なので応力経路依存性がない。よって1つの便法として右辺第2項に応力依存係数 α を乗ずる⁽⁸⁾。すなわち、

$$d\gamma = d\gamma_s + d\gamma_c = \frac{1}{G_0} \cdot \frac{z_0^2}{(z_0 - z)^2} \cdot dz + 0.434 \cdot \alpha \cdot C_d \cdot \frac{z_0 \cdot z}{z_0 - z} \cdot \frac{d\sigma_m}{\sigma_m} \quad \dots\dots\dots(15')$$

$$d\gamma_c = 0.434 \cdot \alpha \cdot C_d \cdot \frac{z_0 \cdot z}{z_0 - z} \cdot \frac{d\sigma_m}{\sigma_m} \quad \dots\dots\dots(16)$$

次にMP上の垂直ひずみ増分 $d\epsilon_N$ について考える。まずMP上の応力比・ひずみ増分比を表す式(12)より、

$$d\epsilon_N = \frac{\mu - z}{\lambda} \cdot d\gamma \quad \dots\dots\dots(17)$$

この式に式(15)'の $d\gamma (=d\gamma_s + d\gamma_c)$ を代入したものがせん断に伴うダイレクشنシーによる垂直ひずみ増分 $d\epsilon_{Nc}$ であり、これに等方圧縮による塑性成分 $d\epsilon_{Ns}$ を加えたものが全垂直ひずみ増分 $d\epsilon_N$ となる。

$$\begin{aligned} d\epsilon_N &= d\epsilon_{Ns} + d\epsilon_{Nc} \\ &= \left\{ \frac{\mu - z}{\lambda} \cdot (d\gamma_s + d\gamma_c) \right\} + \left\{ \frac{0.434 C_d}{2(1 + \epsilon_0)} \cdot \frac{d\sigma_m}{\sigma_m} \right\} \\ &= \frac{1}{G_0} \cdot \frac{\mu - z}{\lambda} \cdot \frac{z_0^2}{(z_0 - z)^2} \cdot dz \\ &\quad + \left\{ 0.434 \alpha \cdot C_d \cdot \frac{\mu - z}{\lambda} \cdot \frac{z_0 \cdot z}{z_0 - z} + \frac{0.434 C_d}{2(1 + \epsilon_0)} \right\} \cdot \frac{d\sigma_m}{\sigma_m} \quad \dots\dots\dots(18) \end{aligned}$$

ここで等方圧縮成分について2で除しているのは平面ひずみ状態では圧密による体積変化が2方向に分配されると考えられるためである。

(2) MP上と2次元一般座標系の応力・ひずみの変換

次にMP上ひずみ増分の、主ひずみ増分及び2次元一般ひずみ増分への変換について、図-3のモールのひずみ増分円をもとに考える。主応力と主ひずみ増分の方が一致するという条件を認めると、MP上ひずみ増分と主ひずみ増分の関係は、

$$d\gamma = (d\varepsilon_1 - d\varepsilon_3) \cdot \sin \left\{ 2(45^\circ + \phi_{mo}/2) \right\} \\ = (d\varepsilon_1 - d\varepsilon_3) \cdot \cos \phi_{mo} \dots\dots\dots(19)$$

$$d\varepsilon_N = \frac{(d\varepsilon_1 + d\varepsilon_3)}{2} + \frac{(d\varepsilon_1 - d\varepsilon_3)}{2} \cdot \cos \left\{ 2(45^\circ + \phi_{mo}/2) \right\} \\ = \frac{(d\varepsilon_1 + d\varepsilon_3)}{2} - \frac{(d\varepsilon_1 - d\varepsilon_3)}{2} \cdot \sin \phi_{mo} \dots\dots\dots(20)$$

ここで ϕ_{mo} はMPと主応力面のなす角であり、動員された内部摩擦角である。また一般2次元ひずみ増分と主ひずみ増分の間は、

$$d\gamma_{xy} = (d\varepsilon_1 - d\varepsilon_3) \cdot \sin 2\delta \dots\dots\dots(21)$$

$$\left. \begin{matrix} d\varepsilon_x \\ d\varepsilon_y \end{matrix} \right\} = \frac{(d\varepsilon_1 + d\varepsilon_3)}{2} \pm \frac{(d\varepsilon_1 - d\varepsilon_3)}{2} \cdot \cos 2\delta \dots\dots\dots(22)$$

式(19)~(22)より、一般2次元せん断ひずみ増分はMP上せん断ひずみ増分 $d\gamma$ を用いて以下のように表される。

$$d\gamma_{xy} = \frac{\sin 2\delta}{\cos \phi_{mo}} \cdot d\gamma \dots\dots\dots(23)$$

$$\left. \begin{matrix} d\varepsilon_x \\ d\varepsilon_y \end{matrix} \right\} = \left\{ \frac{\mu - z}{\lambda} + \frac{z}{2} \pm \frac{\cos 2\delta}{2 \cos \phi_{mo}} \right\} \cdot d\gamma \dots\dots\dots(24)$$

一般2次元垂直ひずみ増分 $d\varepsilon_x$ 、 $d\varepsilon_y$ はせん断に伴うダイラテンシーである上式(24)に、等方圧縮成分 $d\varepsilon_c$ を加えた形で下記のように表される。

$$\left. \begin{matrix} d\varepsilon_x \\ d\varepsilon_y \end{matrix} \right\} = \left\{ \frac{\mu - z}{\lambda} + \frac{z}{2} \pm \frac{\cos 2\delta}{2 \cos \phi_{mo}} \right\} \cdot d\gamma + \frac{0.434C_c}{2(1+e_0)} \cdot \frac{d\sigma_m}{\sigma_m} \dots\dots(25)$$

平面ひずみ状態を仮定するため上式で、等方圧縮成分は2方向に配分されるとし、 C_c については $d\sigma_m > 0$ の時圧縮指数 C_c とし、 $d\sigma_m < 0$ の時膨張指数 C_e とする。

(3) 異方圧密係数¹⁸⁾

ここで異方圧密に関する応力依存係数 α を求める。これは平面ひずみ条件下の $d\gamma_c$ と $d\varepsilon_N$ が K_0 圧密条件を満たすことより求める。式(19)、(20)より $d\varepsilon_3$ は、

$$d\varepsilon_3 = d\varepsilon_N + \frac{\sin \phi_{mo} - 1}{\cos \phi_{mo}} \cdot \frac{d\gamma}{2} \dots\dots\dots(26)$$

ここで、

$$\sin \phi_{mo} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3} = \frac{z}{\sqrt{z^2 + 1}} \dots\dots\dots(27)$$

$$\cos \phi_{mo} = \frac{2\sqrt{\sigma_1 \sigma_3}}{\sigma_1 + \sigma_3} = \frac{1}{\sqrt{z^2 + 1}} \dots\dots\dots(28)$$

K_0 圧密条件では $d\varepsilon_{3c}$ が0となるから、式(26)より

$$d\varepsilon_{3c} = d\varepsilon_N(z=z_0) + \frac{1}{2} (z_0 - \sqrt{z_0^2 + 1}) \cdot d\gamma_{\tau(z=z_0)} = 0 \dots\dots\dots(29)$$

z_0 は $(\sigma_1/\sigma_3) = 1/K_0$ におけるMP上応力比であり、

$$z_0 = \frac{\tau}{\sigma_N} = \frac{1}{2} \left(\sqrt{\frac{\sigma_1}{\sigma_3}} - \sqrt{\frac{\sigma_3}{\sigma_1}} \right) = \frac{1}{2} \left(\sqrt{\frac{1}{K_0}} - \sqrt{K_0} \right) \dots\dots\dots(30)$$

である。式(29)に式(16)の $d\gamma_{N(z=z_0)}$ と式(18)の $d\varepsilon_{N(z=z_0)}$ を代入して整理すると、 α が求められる。

$$\alpha = \frac{C_c}{2(1+e_0)} \cdot \frac{1}{C_d \left\{ \frac{\mu - z_0}{\lambda} + \frac{1}{2} (\sqrt{z_0^2 + 1} - z_0) \right\} \cdot \frac{z_{0c} \cdot z_0}{z_{0c} - z_0}} \dots\dots\dots(31)$$

式(16)を見ると αC_d が異方圧密係数と見なせる。よってここで Ca を異方圧密係数として、

$$Ca = \alpha \cdot C_d = \frac{C_c}{2(1+e_0)} \cdot \frac{1}{\left\{ \frac{\mu - z_0}{\lambda} + \frac{1}{2} (\sqrt{z_0^2 + 1} - z_0) \right\} \cdot \frac{z_{0c} \cdot z_0}{z_{0c} - z_0}} \dots\dots(32)$$

すると Ca はせん断及び等方圧密に関する定数のみより求められることになる。

(4) 応力比及び平均主応力の2次元一般応力表示

次にMP上応力比 z と平均主応力 σ_m を、2次元一般応力を用いて表す¹⁸⁾。図-2より z については、

$$z \equiv \frac{\tau}{\sigma_N} = \frac{1}{2} \left(\sqrt{\frac{\sigma_1}{\sigma_3}} - \sqrt{\frac{\sigma_3}{\sigma_1}} \right) = \sqrt{\frac{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \right)^2 + \tau_{xy}^2}{\sigma_x \sigma_y - \tau_{xy}^2}} \dots\dots(33)$$

上式を全微分して主応力増分に関して整理すると、

$$dz = A_1 \cdot d\sigma_x + A_2 \cdot d\sigma_y + A_3 \cdot d\tau_{xy} \dots\dots\dots(34)$$

ここで、

$$A_1 = (I_1/I_2) \left\{ 2 - (I_1/I_2) \sigma_y \right\} / (8z)$$

$$A_2 = (I_1/I_2) \left\{ 2 - (I_1/I_2) \sigma_x \right\} / (8z)$$

$$A_3 = (I_1/I_2) \left\{ 2(I_1/I_2) \tau_{xy} \right\} / (8z)$$

$$I_1 = \sigma_x + \sigma_y$$

$$I_2 = \sigma_x \sigma_y - \tau_{xy}$$

平均主応力増分については、中間主応力 $\sigma_2 = (\sigma_1 + \sigma_3)/2$ を仮定すると、

$$d\sigma_m = \frac{d\sigma_1 + d\sigma_2 + d\sigma_3}{3} = \frac{d\sigma_1 + d\sigma_2}{2} = \frac{d\sigma_x + d\sigma_y}{2} \dots\dots(35)$$

以上の議論を整理すると、一般2次元ひずみ増分 $d\varepsilon_x$ 、 $d\varepsilon_y$ 、 $d\gamma_{xy}$ は、一般2次元応力増分 $d\sigma_x$ 、 $d\sigma_y$ 、 $d\tau_{xy}$ を用いて以下のように表される。

$$\{d\varepsilon_x \ d\varepsilon_y \ d\gamma_{xy}\}^T = [D]^{-1} \cdot \{d\sigma_x \ d\sigma_y \ d\tau_{xy}\}^T \dots\dots\dots(36)$$

上式で $[D]^{-1}$ は応力・ひずみマトリクスである。

(5) 応力のサクシオン補正

サクシオンの影響については軽部¹⁰⁾や加藤・松岡¹¹⁾に従い、サクシオンによる粘着成分をモールの σ 軸上で等方成分として与えることとする。つまり図-2のように τ 軸上の粘着成分 c を σ 軸上のボンド応力 σ_b に変換し、新たな応力 σ' を以下のように修正する。

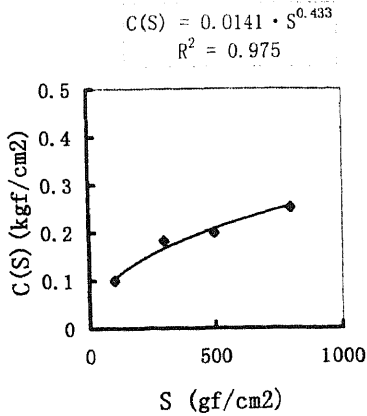


図-4 混合土のサクシオン S -付加粘着力 $C(S)$
 Fig.4 Suction S -Added Cohesion $C(S)$ of Mixed Soil

$$\sigma' = \sigma + \sigma_0 \dots\dots\dots(37)$$

ここで σ_0 については、内部摩擦角 ϕ_{mo} は一定として⁷⁾、

$$\sigma_0 = C(S) / \tan \phi_{mo} \dots\dots\dots(38)$$

ここで $C(S)$ はサクシオンに起因する粘着力である。今回解析に使用した混合土については、サクシオン S との間に今まで対数関数形⁷⁾や線形関数形⁸⁾を検討したが、図-4のようなべき乗関数形が原点付近の $C(S)$ の急増をよく表し、最適と考えられる。

3. 急勾配砂質斜面崩壊実験結果と解析結果の比較

3.1 概説

上記のモデルを筆者らの行った急勾配砂質模型斜面の人工降雨による崩壊実験に適用することを試みる。ただし、崩壊実験に使用した砂質土の浸透特性、せん断・圧縮特性及び不飽和強度特性が不明であるため、解析においては不飽和三軸圧縮試験装置によるサクシオン除荷試験の解析⁹⁾で上記力学特性が既知の混合土の土質特性を用いることとする。また降雨条件及び斜面勾配・土層深については、崩壊実験を参考に決定した。

3.2 模型斜面崩壊実験の概要¹⁾

詳細については参考文献¹¹⁾にゆずるが、地表面勾配40°及び55°の2種類の実験を行った。地表面に垂直な土層深については勾配40°の時50cm、勾配55°の時55cmである。土層の平均単位体積重量は各々1.42(gf/cm³)、1.37(gf/cm³)である。降雨強度については前者では120(mm/h)で一定、後者では0~90分まで40(mm/h)、90~150分まで50(mm/h)、150~156分まで70(mm/h)とした。使用した砂質土の物理特性は土粒子密度2.702(g/cm³)、60%粒径0.58(mm)、30%粒径0.33(mm)、10%粒径0.17(mm)である。

3.3 解析における土質定数

今回の解析では、せん断特性については前報⁶⁾で検討した混合土のものを用い、 $(1/G_0) = 0.035$ 、 $\lambda = 0.6$ 、 $\mu = 0.48$ とした。圧縮特性についても前報の三軸圧縮試験装置⁸⁾を用いた等方圧縮・膨張試験より定め、 $C_c = 0.073$ 、 $C_s = 0.011$ 、また $e_0 = 0.653$ とした。浸透特性は西垣・楠見¹⁰⁾の標準砂のものを用い $\theta_r = 0.0$ 、 $K_s = 0.02084$ 、 $\alpha = 0.0522$ 、 $n = 5.6784$ としたが、 θ_s のみ e_0 より計算した0.34とした。また斜面勾配については崩壊実験を参考に35°と50°、斜面に垂直方向の土層深を50cmとした。降雨強度は50(mm/h)とし、継続時間を18000秒(勾配35°)、12000秒(勾配50°)とした。

また初期水分条件については、地表面勾配55°の実験の初期体積含水率分布¹⁾を、標準砂の $\theta_s (= 0.34)$ と実験砂の $\theta_s (= 0.474)$ の比を乗じて補正した。これよりバンゲヌヒテン式¹²⁾により求めたサクシオン分布を初期条件として与えた。

3.4 実験結果と解析結果の比較

以上より行った解析結果を崩壊実験結果と比較する。ただし両者で対象とした砂質土の土質特性や斜面条件が異なるので、定量的な比較はできない。よって今回は実験に現れた特徴的な現象を解析が表現しているかどうかを検討する。また解析結果としては、深度毎の体積含水率・せん断ひずみ増分の相違が明瞭な $\theta = 35^\circ$ のものを主に用いる。このケースではせん断ひずみ曲線が最終的な崩壊まで至っていないように見えるが、これは計算における時間差分間隔が十分小さくないため、崩壊直前のごく短時間の急激な変形を表現できなかったためである。

(1) せん断ひずみ、土中体積含水率の経時変化

図-5に崩壊実験($\theta = 55^\circ$)における地表面変位、地表面変位速度、そして土中体積含水率の経時変化を示す。また地中せん断ひずみが顕著になった140分以降の地中せん断ひずみ増分と土中体積含水率の経時変化を図-6に示す。図-5より体積含水率は深い箇所ほど早く増加するが、60~90分に急増し、その後再度一定ないしは微増となる。それに対して地表面変位は100分頃から顕著に進行するようになる。地表面変位速度を見ても、100分頃までは断続的な変位が、その後は連続的に発生し、かつ変位速度も大きくなるのがわかる。つまり土層の体積含水率急増の後に、土層のせん断進行が顕著になるといえる。次に図-6よりその後は各深さとも体積含水率の増加に伴い地中せん断ひずみ増分も増加していることがわかる。

次に解析($\theta = 35^\circ$)における全せん断ひずみ(地表面変位に相当)、各深さの地中せん断ひずみ増分と体積含水率の経時変化を図-7に示す。体積含水率は実験と同様に深い箇所ほど早く増加するが、一旦急増した後一定となり、その後再度急増する。各深さともこの体積含水率の第2

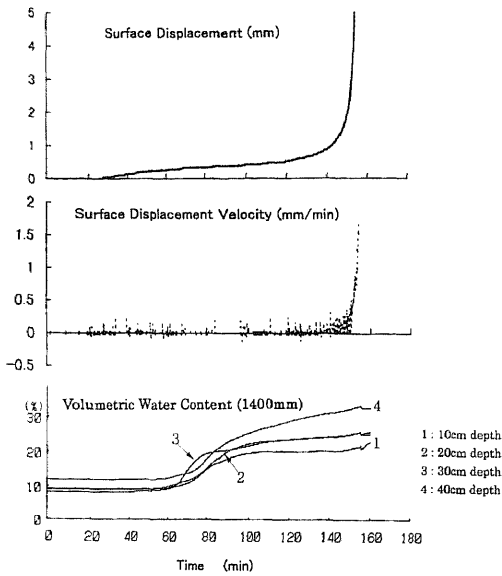


図-5 崩壊実験($\theta = 55^\circ$)における地表面変位, 地表面変位速度, 体積含水率の経時変化
 Fig. 5 Time variation of surface displacement, surface displacement velocity, and volumetric water content at the experiment ($\theta = 55^\circ$)

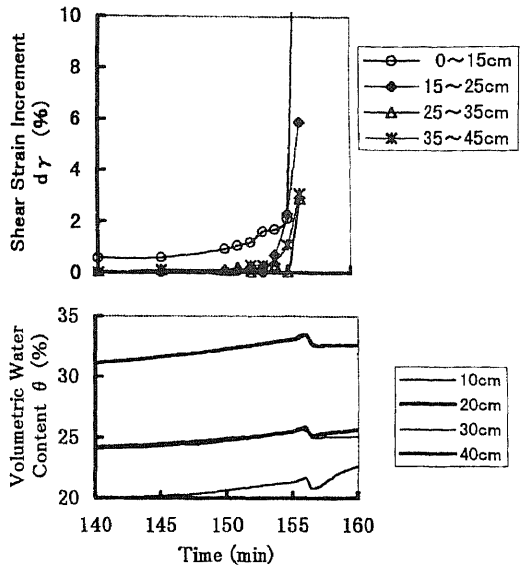


図-6 崩壊実験($\theta = 55^\circ$)における140分から実験終了までの地中のせん断ひずみ増分と体積含水率の経時変化
 Fig. 6 Change of shear strain increments $d'\gamma$ and volumetric water content θ' at certain depths from 140 minutes to the end in the experiment ($\theta = 55^\circ$)

急増段階と前後して、地中せん断ひずみ増分の増加が開始する。また全せん断ひずみも土層全体の体積含水率急増後に顕著に進行するようになる。これらは崩壊実験において、体積含水率が急増した後にせん断ひずみ(地表面変位)の進行が顕著になる結果と同様である。せん断ひずみは解析においても実験と同様に、時間と共にその時間増分が大きくなる。ただし上述のように実験で見られる最終段階のせん断ひずみの急増は、計算条件の都合上表現できていない。また解析の方が早い時間からのせん断ひずみの増加が大きく現れているが、これは実験と解析で用いた砂質土の土質特性の相違によると考えられる。

(2) 土中の飽和度とせん断ひずみ増分の関係

崩壊実験においては、飽和度とせん断ひずみ増分の関係として、①飽和度が上昇するにつれせん断ひずみ増分も急増し、ある飽和度でせん断ひずみ増分が急増する双曲線関係を示すこと(図-8, 9)、②深い箇所ほど飽和度の大きな領域でせん断ひずみ増分が進行すること(図-8)、③斜面勾配が大きいほど飽和度の小さい領域でせん断ひずみ増分が進行すること(図-9)、という特徴を捉えた。ここで図-8, 9を見ると飽和度の上昇に伴いせん断ひずみ増分が負に進行している場合もあるが、これは実験において土層変形を土中に埋めたマーカーの軌跡をビデオ画像により読みとっているが、この方法ではマーカーが微視的な変形・破壊に影響されて動いてしまうことや、測定誤差が大きいことによると考えられる。基本的には飽和度の上昇に伴ってせん断ひずみ増分は正

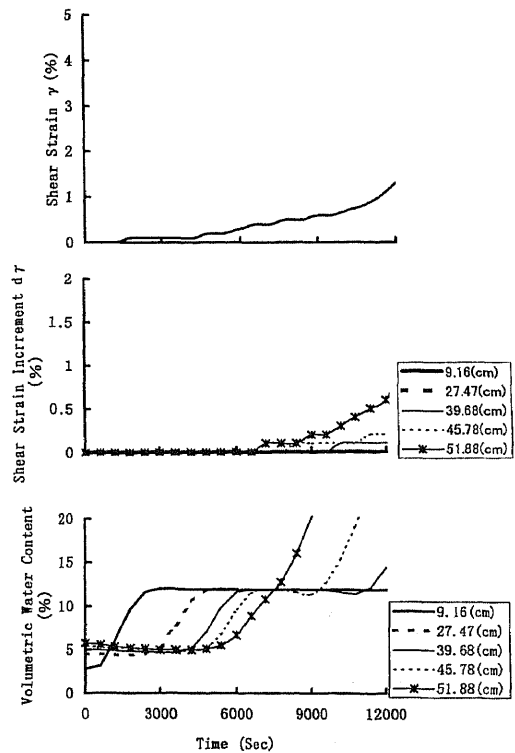


図-7 解析($\theta = 35^\circ$)におけるせん断ひずみ, 地中せん断ひずみ増分, 体積含水率の経時変化
 Fig. 7 Variation of Shear strain, shear strain increment, and volumetric water content with time in the analysis ($\theta = 35^\circ$)

に進行していると考えられる。ここで対比のために解析結果も、異なる深度のせん断ひずみ増分-飽和度の関係 ($\theta = 35^\circ$) を図-10 に、また斜面勾配が $\theta = 55^\circ$ と $\theta = 35^\circ$ における鉛直深度の等しい箇所のせん断ひずみ増分-飽和度の関係を図-11 に示す。

まず解析についても図-10, 11 より飽和度が上昇するとせん断ひずみ増分も増加するがわかる。特にある程度以上の高い飽和度では実験結果と同様にせん断ひずみ増分が急増する双曲線関係が認められる。ただしこの双曲線関係は飽和度の低い場合は認められず、例えば図-10 の 39.68 cm より浅い箇所では見られない。これはあ

る程度以上の飽和度ではサクシオンに起因する付加粘着力も小さくなるので応力比も大きくなり、せん断ひずみ増分も急増するためである。

解析 ($\theta = 35^\circ$) における異なる深度のせん断ひずみ増分-飽和度の関係については、図-10 より各深度ともほぼ同様な曲線上を変化するが、最終的な飽和度は深い箇所ほど大きいことがわかる。対して実験(図-8)では各深度毎に異なる曲線を描き、深い箇所ほど大きな飽和度で最終せん断ひずみ増分が急増し双曲線関係となっている。この解析結果と実験結果の相違について検討する。解析ではせん断ひずみ増分の急増は深度 45.78 cm 以深の深い

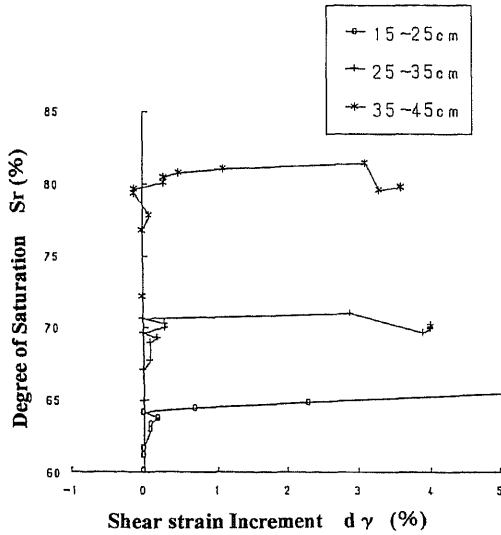


図-8 実験 ($\theta = 55^\circ$) における異なる深度のせん断ひずみ増分-飽和度の比較

Fig. 8 Comparison of relations of shear strain increment 'dγ' to degree of saturation 'Sr' with different depth at the experiments ($\theta = 55^\circ$)

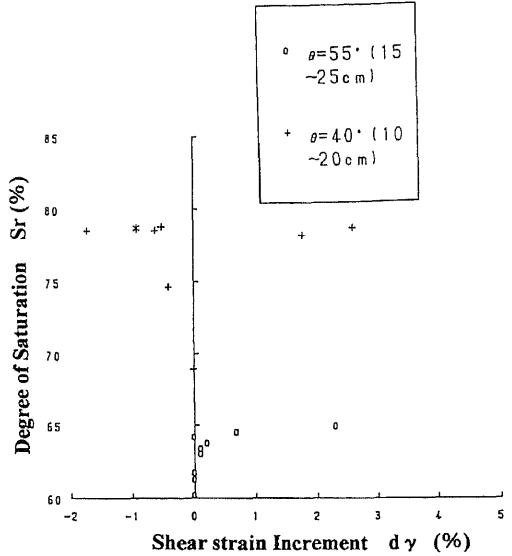


図-9 異なる斜面勾配の実験におけるせん断ひずみ増分-飽和度の比較

Fig. 9 Comparison of relations of shear strain increment 'dγ' to degree of saturation 'Sr' of the experiments with different slope

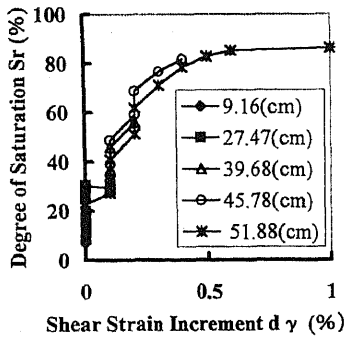


図-10 解析 ($\theta = 35^\circ$) の場合の異なる深度のせん断ひずみ増分-飽和度の比較

Fig. 10 Comparison of relations of shear strain increment 'dγ' to degree of saturation 'Sr' with different depth in the analysis ($\theta = 35^\circ$)

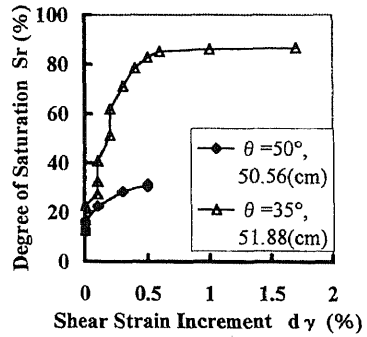


図-11 解析における異なる斜面勾配の場合のせん断ひずみ増分-飽和度の比較

Fig. 11 Comparison of relations of shear strain increment 'dγ' to degree of saturation 'Sr' with different slope in the analysis

箇所のみで発生したのに対して、実験では各深度ともせん断ひずみ増分が急増している。実験では崩壊による土塊の急激な移動のため土塊に加速度がかかり、そのために破壊応力比に達していない浅い層においても、この加速度の付加のために急激なせん断が発生したと考えられる。よって実験でも本来は浅い層は崩壊に至らず、せん断ひずみ増分の急激な進行はなかったと考えられる。それを考慮すれば解析結果(図-10)は実験結果②(図-8)と整合する。

最後に解析における斜面勾配の異なる場合のせん断ひずみ増分—飽和度の関係(図-11)を見ると、これは実験結果③(図-9)の斜面勾配が大きいかほど飽和度の低い領域でせん断が進行するという事実と一致する。

以上をまとめると、解析では土層下部のみでせん断変形が急増し破壊に至るのに対して、崩壊実験では土層全層にわたってせん断ひずみ増分が急増し破壊状態に至るといふ、土層せん断形態の相違があるが、それを解析と実験の土質条件の相違によるものとして認めると、解析結果は崩壊実験におけるせん断ひずみ増分—飽和度の3つの特徴をよく表現しているといえる。この意味で上記の検討により、今回提案した斜面変形モデルの妥当性が示されたといえる。

4. 結語

今回急勾配砂質斜面における降雨浸透に伴う斜面土層のせん断変形・破壊を再現するために、1次元鉛直不飽和浸透流解析と、2次元一般応力・ひずみ関係式に基づく無限遠斜面せん断変形モデルとを組み合わせ、斜面変形モデルを提案した。ここで後者の応力・ひずみ関係式は、松岡の提唱したMP上の応力・ひずみ関係式と、2次元一般応力・ひずみとMP上応力・ひずみの間の変換式により構成される。また応力についてはサクシオンに起因するポンド応力補正を行っているため、土中のサクシオン減少(飽和度上昇)による応力比の変化が表され、従ってサクシオン減少によるせん断変形が表現できる。

次にこのモデルによる解析結果を崩壊実験結果と対比した。崩壊実験により土層の体積含水率が急増した後に土層のせん断変形の進行が顕著になること、そして①飽和度が上昇するにつれせん断ひずみ増分も急増し、ある飽和度でせん断ひずみ増分が急増する双曲線関係を示すこと、②深い箇所ほど飽和度の大きな領域でせん断ひずみ増分が進行すること、③斜面勾配が大きいかほど飽和度の小さい領域でせん断ひずみ増分が進行すること、という特徴が確認されている。解析結果は定性的ながらこれらの特徴を表現している。これより提案モデルの妥当性が示されたと考える。

最後に同モデル中の無限遠斜面せん断変形モデルについては筆者が建設省土木研究所急傾斜地崩壊研究室在籍

時に考案し、崩壊実験についても同研究室の研究の一環として行われた。御指導いただいた網木亮介研究室長及び門間敬一現室長、共に一連の実験を行うと共にデータの整理に御協力いただいた同研究室海老原和重氏に感謝いたします。

参考文献

- 1) 笹原克夫・海老原和重・網木亮介：急勾配斜面の崩壊発生機構に関する実験的研究，地すべり，Vol.32，No.4，pp.1～8，1996
- 2) 村田秀一・兵動正幸・安福規之（1987）：サクシオンを用いた不飽和土の力学挙動の評価，不飽和土の工学的性質研究の現状シンポジウム発表論文集，土質工学会，pp.11～16，1987
- 3) 風間秀彦・芥川真知・滝沢太郎：降雨に伴う砂質土の強度低下と斜面の不安定化，不飽和土の工学的性質研究の現状シンポジウム発表論文集，土質工学会，pp.267～274，1987
- 4) D. G. Fredlund, et. al.: The Relationship of the unsaturated soil shear strength to the soil-water characteristic curve, Can. Geotech. J. 32, pp. 440～448, 1995
- 5) 軽部大蔵・加藤正司・浜田耕一・本田道織：不飽和土の間隙水の状態と土塊の力学的挙動の関係について，土木学会論文集，No.535/Ⅲ-34，pp.83～92，1996
- 6) 北村良介・山田満秀：粘着成分を考慮したしらす斜面の安定解析，降雨と地震から危険斜面を守る地盤工学に関するシンポジウム発表論文集，地盤工学会，pp.77～80，1997
- 7) 笹原克夫・海老原和重：不飽和砂質土の強度特性とそれに基づく急勾配斜面崩壊機構に関する研究，砂防学会誌，Vol.50，No.2，pp.5～13，1997
- 8) 笹原克夫・海老原和重・網木亮介：飽和度の上昇に伴う不飽和砂質土のせん断変形機構に関する研究，地すべり，Vol.34，No.3，pp.1～8，1997
- 9) 松岡元：3主応力下の土の応力～ひずみ関係について，京大防災研年報，第16号B，pp.711～733，1973
- 10) 軽部大蔵：ビショップの有効応力を含む不飽和土の応力・ひずみ式，三軸試験方法に関するシンポジウム発表論文集，土質工学会，pp.137～144，1991
- 11) 加藤正司・松岡元：不飽和粘性土の構成式に関する一考察，名古屋工業大学紀要，第43巻pp.211～220，1991
- 12) Richards, L.A.: Capillary conduction of liquids through porous mediums, Physics 1, pp.318～333, 1931
- 13) van Genuchten, R.: Calculating the unsaturated hydraulic conductivity with a new closed-form analytical model, Research Report, No.78-WR-08, Princeton Univ., 1978
- 14) 岡太郎・角屋睦：裸地斜面域における雨水の侵入と地下水流出(2)—流出モデルへのアプローチ，京大防災研年報，第17号B，pp.523～533，1979
- 15) Oda, M. and Konisi, J.: Rotation of principal stresses in granular material during simple shear, Soils and Foundations, Vol. 14, No. 4, pp. 39～53, 1974
- 16) Matsuoka, H.: Stress-strain relationship of sands based on the mobilized plane, Soils and Foundations, Vol. 14, No. 2, pp. 47～61, 1974
- 17) 香川和夫・中井照夫・鎌田正孝：応力経路変化による砂の変形特性，第11回土質工学会研究発表会講演集，56，pp.211～214，1976
- 18) 松岡元・香川和夫・中井照夫：土のダイレタンシーを考慮した地盤の有限要素解析，土木学会論文報告集，第266号，pp.95～105，1977
- 19) 西垣誠・楠見和紀：不飽和土の浸透特性の評価に関する考察，不飽和土の工学的性質研究の現状シンポジウム発表論文集，土質工学会，pp.179～186，1987

(原稿受付 平成10年11月9日)