

59 森林土壌の有する水分特性が崩壊に及ぼす影響度について

パシフィックコンサルタンツ(株) ○平松晋也

建設省 土木研究所 石川芳治・原 義文・西中 悟

1. はじめに

森林山腹斜面を構成する表土層内部で生じる雨水の浸透・流下過程を明らかにすることは、単に流域の水循環機構の解明のみならず、山腹表層崩壊の発生機構を考える上でも重要な課題となる。近年では、電子計算機の処理能力の向上もあいまって、崩壊を土層内部での雨水の浸透・流下過程と土層の不安定化過程との複合問題としてとらえようとした『物理モデル』が数多く提案されるようになってきた。前報(1)では、これらのモデルを用いて森林山腹斜面の安定性を議論しようとする場合、斜面を構成する森林土壌の物理特性がその解析結果に大きな影響を及ぼすことを指摘した。本研究では、土層内部での雨水の挙動を支配することになる森林土壌の有する水分特性すなわち①透水性や②保水性の相違が崩壊現象に及ぼす影響度評価を行った。

2. 大型不攪乱試料による土壌水分特性の特定

実際に崩壊の多発した現地流域内より不攪乱状態で大型試料 ($\phi 15\text{cm}$, $l = 90\text{cm}$) の採取を行い、これに対して人工降雨実験を行い、これによって得られた結果を基に、土壌中の水分移動を支配することになる水分特性値すなわち $K \sim \phi$ 曲線並びに $\phi \sim \theta$ 曲線の特定を行った。

2.1 試料採取斜面

雨水の鉛直一次元浸透実験用供試体は、昭和62年8月28日～29日の豪雨(総降雨量: 238mm(温海川ダム観測所))により多数の表層崩壊が発生した庄内小国川右支中野俣川流域内の崩壊地源頭部より採取した。

2.2 人工降雨実験の概要

実験装置は、図-1に示す内径15cm、高さ90cmの供試体と散水装置及びデータ記録装置により構成されている。この散水装置を通して供試体上端部へと与えられた雨水の挙動は、その上端部より20cm間隔で設置された計4本のテンシオメーターにより、また斜面下端部からの地下水流出量は定水槽から電子天秤へと導かれ、重量から流出量へと変換されて計測される。人工降雨実験は降雨強度を約2mm/hrから30mm/hrへと変化させることにより計6ケース実施した。約30mm/hrの降雨を与えた場合を例として、土層下端部からの地下水流出量及び土層各深度部における土壌水分吸引圧(ϕ)の経時変化をとりまとめたものを図-2に示す。図-2より、地下水流出量は、一定値にまで到達した後は、それ以後の水分供給に対してはほとんど反応せず、ほぼ定常状態を保つようになり、この傾向は土層各深度部における土壌水分吸引圧にも認められ、その値の定常化は上層部より順次下層部へと移行するようになることがわかる。

2.3 土壌水分特性の特定

人工降雨実験結果を基に土壌中での雨水の挙動を支配することになる①透水性: $K \sim \phi$ 曲線及び②保水性: $\phi \sim \theta$ 曲線の特定を行うとともに、その鉛直方向分布をも定量的に把握した。 $K \sim \phi$ 曲線並びに $\phi \sim \theta$ 曲線の特定は、大手ら(2, 3)の提示した手法に準拠して行った。その概略を以下に示す。

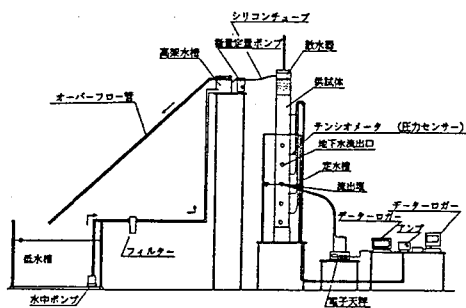


図-1 実験装置の概要

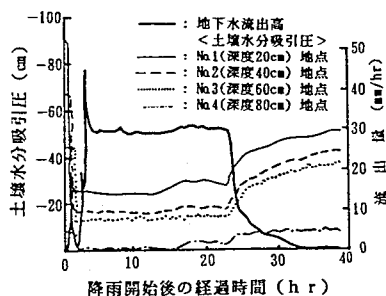


図-2 地下水流出量及び土壌水分吸引圧の経時変化(ケース: 1-14, 降雨強度: 29.8mm/hr)

2.3.1 K~φ曲線

鉛直座標上方を正とすると、鉛直一次元の飽和-不飽和浸透流の運動則は、(1)式で表すことができる。

$$q = -K(\phi) \cdot \frac{\partial \phi}{\partial Z} \quad (1)$$

ここに、 q ：単位面積当りの土壤水分移動量 (cm/sec/cm)， $K(\phi)$ ：土壤水分吸引圧 ϕ の時の不飽和透水係数 (cm/sec)， Z ：鉛直座標 (上向きに正) (cm) である。今、土層内の任意の高さの点A、Bについて、土壤水分吸引圧を ϕ_A 、 ϕ_B とし、 Z 座標を Z_A 、 Z_B とすると、 $Z_A > Z_B$ のとき (1) 式は (2) 式で近似することができる。さらに、土層全体の平均的な不飽和透水係数 $\bar{K}$ を (3) 式で定義すると、図-3に示す土層上端部から下端部の第 n 層までの任意の各点 (Z_n) における不飽和透水係数 (K_n) は、土層中での土壤水分状態が定常状態を保っていることにより (4) 式で与えられる。(3)~(4) 式に人工降雨実験時に計測された定

$$q = -K(\phi) \cdot \left(\frac{\phi_A - \phi_B}{Z_A - Z_B} + 1 \right) \quad (2)$$

$$\bar{K} = \frac{\sum \Delta(\phi_i + Z_i)}{\sum \Delta Z_i} \quad (3)$$

$$\bar{K} \cdot \frac{\sum \Delta(\phi_i + Z_i)}{\sum \Delta Z_i} = K_n \cdot \frac{\Delta(\phi_n + Z_n)}{\Delta Z_n} \quad (4)$$

常状態時の土壤水分吸引圧並びに土層下端部からの地下水流出量を代入することにより各実験ケースに対応した不飽和透水係数が得られることになる。

以上の結果得られた不飽和透水係数と土壤水分吸引圧との関係を図-3に示す

各土層区分毎にとりまとめたものを図-4に示す。図-4より、不飽和透水係数 (K) と土壤水分吸引圧 (ϕ) との間には一価関数すなわち両対数座標軸上で直線関係が存在することが確認される。これらの結果を基に、パラメータが少なくまたその式型も簡易なBROOKS & COREYの式 ((5) 式) により $K \sim \phi$ 曲線の特定を行っ

$$K = K_s \cdot \left(\frac{\phi}{\phi_{cr}} \right)^{-\eta} \quad (5)$$

た。ここに、 K_s ：飽和透水係数 (cm/sec)， ϕ_{cr} ：限界毛管水頭 (cm)， η ：不飽和透水係数の変化を示すパラメータである。

以上得られた結果を表-1に示す。

2.3.2 φ~θ曲線

今、 ϕ_i 、 ϕ_{i+1} がそれぞれの深度部で実験により測定される土壤水分吸引圧であるとすると、鉛直一次元浸透の連続条件は (6) 式のように差分化されることになる。ここに、 z_i 、 z_{i+1} (cm) 及び Δt (sec) は測定条件より既知であり、水分フラックス q_i 、 q_{i+1} (cm/sec) は、(7)~(9) 式により土壤水分吸引圧 (ϕ_i 、 ϕ_{i+1}) の各測定時間ステップ毎に算定可能となる。

$$\left(\frac{\partial \theta}{\partial \phi} \right)_{\phi_L} = - \frac{q_i - q_{i+1}}{z_i - z_{i+1}} \cdot \frac{\phi_{i+1}^{i+\Delta t} + \phi_i^{i+\Delta t} - \phi_{i+1}^i - \phi_i^i}{2 \cdot \Delta t} \quad (6)$$

ϕ_{i+1} の各測定時間ステップ毎に算定可能となる。

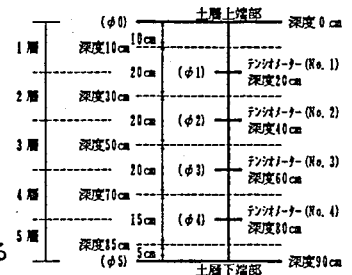


図-3 テンシオメータの設置深度及び供試体の土層分割区分

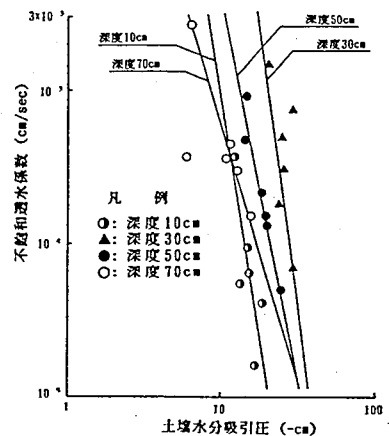


図-4 不飽和透水係数と土壤水分吸引圧との関係

表-1 K~φ曲線のパラメータ

土層区分	代表深度 (cm)	飽和透水係数 K_s (cm/sec)	ϕ_{cr} (cm)	η
1	0~20	3.7×10^{-3}	-11.9	6.271
2	20~40	1.5×10^{-3}	-20.1	7.547
3	40~60	9.3×10^{-4}	-13.8	5.151
4, 5	60~90	2.7×10^{-3}	-6.4	3.250

$$q_L = -K_L(\phi_L) \cdot \left(\frac{\phi_{i+1}^{i+\Delta t} + \phi_i^i - \phi_{i+1}^{i+\Delta t} - \phi_{i+1}^i}{2 \cdot (z_i - z_{i+1})} + 1 \right) \dots\dots (7)$$

$$\phi_L = (\phi_{i+1}^{i+\Delta t} + \phi_{i+1}^i + \phi_i^{i+\Delta t} + \phi_i^i) / 4 \dots\dots (8) ; q_L = \frac{q_L + q_{L-1}}{2} \dots\dots (9)$$

ここで、不飽和透水係数 $K_L(\phi_L)$ は、前述の定常不飽和透水試験結果より各土層区分毎に特定された $K \sim \phi$ 曲線を基に算定可能となる。

上記操作を各時間ステップ毎に繰り返すことにより (6) 式を用いて得られた $\partial \theta / \partial \phi \sim \phi$ 関係を、さらに数値積分することにより $\phi \sim \theta$ 関係の特定を行った。以上の結果得られた第2層及び第3層区分での $\phi \sim \theta$ 関係を図-5に示す。図-5中には $K \sim \phi$ 曲線と同様に (10) 式に示す BROOKS & COREY 式により関数形として式化された $\phi \sim \theta$ 曲線 (表-2) による計算値をも併記した。ここに、 θ_r : 最小含水量, θ_{sat} : 飽和体積含水

$$\phi < \phi_{cr} \text{ の時 : } \theta = (\theta_{sat} - \theta_r) \cdot \left(\frac{\phi_{cr}}{\phi} \right)^\lambda + \theta_r ; \phi \geq \phi_{cr} \text{ の時 : } \theta = \theta_{sat} \dots\dots (10)$$

率 (cm³/cm³) , θ : 体積含水率 (cm³/cm³) , λ : $\phi \sim \theta$ 曲線の曲がり方を与えるパラメータである。図-5より、 $\phi \sim \theta$ 関係の土層区分の相違による影響を眺めると、上位土層である第2層の方が $\phi = -30$ cm 以上の領域において、土壌水分吸引圧の低下に伴う保持可能な毛管水の減少が急激となっていることがわかる。このことより、上位に位置する第2層 (深度20 cm ~ 40 cm) の方がその下位に位置する第3層 (深度40 cm ~ 60 cm) よりも毛管上位高の低い macropores 等の出現頻度が高いということがわかる。

表-2 $\phi \sim \theta$ 曲線のパラメータ

土層区分	代表深度 (cm)	飽和体積含水率: θ_{sat} (cm ³ /cm ³)	限界毛管水頭: ϕ_{cr} (cm)	λ	最小含水量: θ_r
1	0 ~ 20	0.663	-11.9	4.0	0.54
2	20 ~ 40	0.663	-20.1	4.0	0.54
3	40 ~ 60	0.577	-13.8	4.2	0.39
4, 5	60 ~ 90	0.577	-6.4	4.2	0.39

2.4 $K \sim \phi$ 曲線及び $\phi \sim \theta$ 曲線の妥当性の検討

前節までの検討により図-3に示した各土層区分毎に得られた $K \sim \phi$ 曲線及び $\phi \sim \theta$ 曲線を用いて有限要素法による鉛直一次元不飽和浸透流解析により人工降雨実験 ($R = 29.8$ mm/hr) 結果の再現計算を行った。

土層下端部からの地下水流出量について実験結果と計算結果とを比較した図-6より、計算結果は流出開始時間、その後の増加傾向、定常状態時の流出量並びに散水停止後の流出量の低下状況ともに精度よく実験結果を再現していることがわかる。以上の結果より、本検討において特定された各土層区分毎の $K \sim \phi$ 曲線及び $\phi \sim \theta$ 曲線は土壌の有する実際の特性を良好に表しているものと判断される。

3. 表層崩壊の発生に及ぼす土壌水分特性の影響度評価

3.1 解析条件及び検討ケース

土層厚90 cm, 斜面長約25 mで勾配が40°を成す半無限長斜面を想定し、有限要素法による断面二次元飽和・不飽和浸透流解析を実施した。さらに、これによって得られた土壌水分状態並びに地下水深

の挙動を基に斜面安定解析 ((11) ~ (12) 式) を実施した。ここに、 G_s : 土粒子の比重, γ_w : 水の単位体積

$$F_s = \frac{c + (\sigma_o - h \cdot \gamma_w) \cdot \cos^2 \beta \cdot \tan \phi}{\sigma_o \cdot \sin \beta \cdot \cos \beta} \dots\dots (11)$$

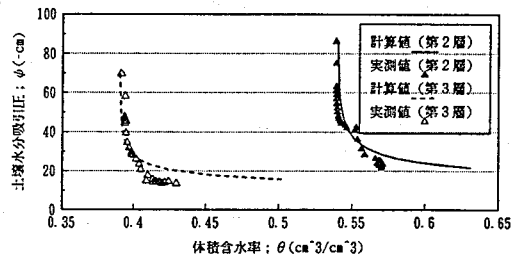


図-5 $\phi \sim \theta$ 関係の実測値と計算値との比較

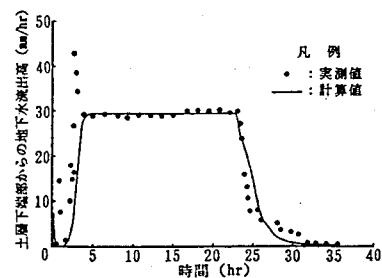


図-6 地下水流出量の実験結果と計算結果との比較

$$\sigma_v = \int_0^z (G_w \cdot \gamma_w \cdot (1-n) + \theta(z) \cdot \gamma_w) \cdot \Delta z \quad \dots (12)$$

重量, n : 間隙率, $\theta(z)$: 斜面の鉛直方向の微小区間 Δz における体積含水率, σ_v : 鉛直応力, F : 斜面の安全率である。

入力条件となる降雨としては、温海災害時の実績降雨波形を与えた。

その他の入力諸元に関しても崩壊地源頭部より採取された土壌に対する土質試験結果(表-3)をそれぞれ与えた。なお、間隙率及び土粒子の比重に関しては図-3に示す各土層区分毎に得られた土質試験結果をそれぞれ与えた。計算ケースは、 $K \sim \phi$ 曲線並びに $\phi \sim \theta$ 曲線を図-3に示す各土層区分毎にそれぞれ変化させた場合(表-1, 2参照)と、変化させずに土層全体を均一(2層及び3層の水分特性曲線をそれぞれ使用)とみなした場合の計3ケースである。

3.2 地下水深の挙動

地下水深の経時変化を示す図-7より、土層全体を均一とみなし $K \sim \phi$ 曲線及び $\phi \sim \theta$ 曲線として第2層部の関係を与えた場合のCASE-2において、降雨による影響を最も鋭敏に受け、逆に第3層部の関係を与えたCASE-3では、降雨に対する地下水深の反応はかなり鈍くなっていることがわかる。また各土層区分毎に実際の関係を与えた場合であるCASE-1では、地下水深は両者の中間的な挙動を示すことがわかる。以上の結果より、

$K \sim \phi$ 曲線及び $\phi \sim \theta$ 曲線の与え方如何によっては、本計算に用いた降雨条件下では地下水深の発生開始時刻で約3時間、土層全体が飽和状態となるまでに要する時間で約9時間の差が生じることが確認された。

3.3 斜面の安全率の挙動

斜面の安全率の経時変化を示す図-7より、崩壊が発生すると判断される ($F_s < 1.0$) 時刻は、CASE-2で最も早く降雨開始450分後となり、次いでCASE-1 (930分後) → CASE-3 (990分後) となっていることがわかる。また、降雨開始後の安全率の低下度合は、当然のことながら降雨に対する地下水深の反応が3ケース中最も早くなるCASE-2において大となっているようである。以上の結果より、表層崩壊の発生時刻や発生の有・無を精度よく予知・予測しようとする上で、土壌中での雨水の挙動を支配することになる $K \sim \phi$ 曲線及び $\phi \sim \theta$ 曲線をいかに実現象に忠実に与えるかということがその決め手となるものと判断される。

4. まとめと今後の課題

実際の森林山腹斜面より採取された大型不攪乱土壌に対する人工降雨実験結果を基に得られた $K \sim \phi$ 曲線並びに $\phi \sim \theta$ 曲線を用いて浸透流解析を実施し、さらにこの結果を用いて斜面安定解析を実施した。その結果、これらの曲線の与え方如何によっては地下水深の挙動のみならず崩壊発生時刻も大きく異なったものとなることが確認された。今後、条件の異なった土壌に対しても同様の調査を実施し、ここで得られた結果の汎用性を確認する必要がある。

<参考文献>

- 1) 平松・石川・原・福本：森林土壌特性を考慮した崩壊発生モデルの適用性について。平成4年度砂防学会研究発表会概要集。1992
- 2) 大手・鈴木・窪田：森林土壌の土壌水分特性 飽和-不飽和透水特性の鉛直分布の測定法と2, 3の測定結果。日林誌71, 1989
- 3) 大手・鈴木：森林土壌の土壌水分特性 大型土壌サンプルを用いる飽和・不飽和透水試験による体積含水率-圧力水頭関係の測定法とその適用。日林誌72, 1990

表-3 計算入力諸元

斜面勾配(度)	土の内部摩擦角 ϕ (度)	土の粘着力 (t/l/m)	間隙率 n (cd/cd)	土粒子の比重
40	18.5	0.55	0.555 ~ 0.662	2.538 ~ 2.622

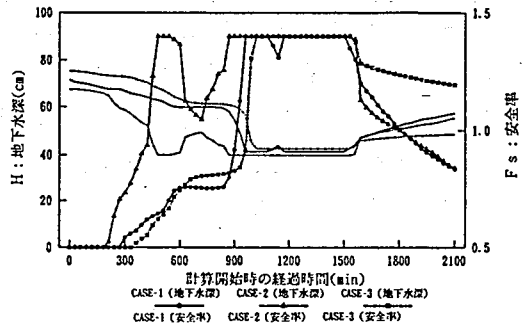


図-7 土壌水分特性の相違による地下水深及び安全率の変化