

山腹斜面崩壊の予測

道上 正規・藤田 正治・細谷 守生*

土木工学科・*日本上下水道設計

(1988年9月1日受理)

Prediction of Occurrence for Slope Failure

by

Masanori MICHIEU, Masaharu FUJITA and Morio HOSOYA*

Department of Civil Engineering

*Nippon Jogesuido Sekkei

(Received September 1, 1988)

A method to predict the occurrence of slope failure is presented by the analysis of slope stability and seepage flow. This model can explain the characteristics of place of slope failure if the parameters such as coefficient of permeability, cohesion stress and thickness of slope soil layer are determined properly, for example if the lateral permeability is taken to be larger than vertical one. But, it is very difficult to forecast precisely the position of collapse in the field because the parameters are not uniform and the thickness of slope soil layer is uncertain. When the method of modifying the parameters by use of overbed data in the field such as ground water level is introduced, the model is found to become more useful.

Key words : Slope failure, Stability analysis, Seepage flow, Permeability, Ground water, Pore pressure, Cohesion.

1 結 論

豪雨時の山腹斜面崩壊は、毎年甚大な被害を与えており、防災施設の充実や崩壊発生の予知・避難システムの確立が急務となっている。しかし、土地利用が山地領域にまで広がっており、防災施設を全ての場所に設置することはかなり困難な状況にある。したがって、後者のようなソフトな対策の確立が重要である。

崩壊発生の予測法は従来いろいろ考えられており、崩壊基準値として時間降雨量や連続降雨量を設定する方法[1]、貯留関数を使って土中の貯水量の変化を調べそれより崩壊発生を判定する方法[2]、さらには土中ひずみを計測してその時間変化特性から崩壊を予測する方法[3]などがある。しかし、これらの方法では、ある領域または観測地点に崩壊が発生するか否かの予測には有効であるが、崩壊発生地点および発生時刻の特定には適していない。崩壊発生地点および時刻の予測を行うためには、予測手法に崩壊のメカニズムを考慮する必要がある。高橋・中川[4]は、山地における土砂生産の予測という観点から、飽和浸透流解析と無限長斜面の安定解析によって、平均的な崩壊発生地の予測を行う方法を提案しており、このような考え方を豪雨時の崩壊予測に適用すれば、崩壊位置や時刻の予測もできる。しかし、モデルに降雨条件、地質条件など不確定要因を多く含むために、たとえ実際の降雨条件等を与えて災害の再現計算をしても、必ずしも良好な結果は得られるとは限らない。したがって、地下水位や間隙水圧などの計測結果を使って計算パラメータを修正する必要があるものと考えられる。

本研究は、以上の観点から豪雨時に発生する斜面崩壊のうち山腹表層崩壊を対象として、浸透流解析と無限長斜面の安定計算による崩壊発生の予測方法について検討するものである。2章では、一般的な崩壊の発生場の特徴について概説する。3章では、崩壊発生時の間隙水圧の変動や崩壊の過程について知見を得るために実験的検討を行う。4章では、崩壊発生の予測方法の概要について説明し、それを実験や実際の崩壊事例に適用し、予測法の問題点を明らかにするとともに、この理論が崩壊特性を表現し得るかどうかにについて検討する。また、5章では、間隙水圧の現地計測を併用した予測方法を提案し、その有効性について検討する。

2 山腹表層崩壊の特性

崩壊発生の予測モデルの適用性は、崩壊の特性、とくに発生場や発生条件の特性をそのモデルが表現し得るかによる。そこで、昭和58年島根豪雨災害の鹿子谷における崩壊の資料[5]をもとに、崩壊の特性について簡単に整理する。資料は流域面積0.124km²の鹿子谷の一つの植生地流域で、それを12.5mX12.5mのメッシュにきり数値地形化し、航空写真から各々のメッシュの崩壊の有無を調べて、崩壊発生ととくに密接な関係にある斜面勾配 θ 、地形形状および集水面積Aと崩壊発生率 P_f との関係を調べた。

Fig.1は勾配別崩壊発生率を谷型、尾根型および平衡型地形別に示したものである。ここに、谷型地形とは、地図上に対象メッシュの中心を通る直線を引いたとき、それが立体的には下に凸の曲線になる場合、尾根型地形とは、それが下に凹の曲線になる場合、平衡型地形とはそれ以外の場合を言う。急勾配ほど崩壊発生率が増加することがわかる。しかし、45度以上の勾配では崩壊発生率が小さく、20度以下の緩勾配の箇所においても約30%の崩壊発生率がある。急勾配の所は頭源部に近いところに位置しており、そこでは集水面積が小さいため十分な水の補給が得られず、その結果崩壊の頻度が小さいものと思われる。また、緩勾配では、崩土の堆積地を崩壊地として判別したものがあつたためと考えられる。また、谷型地形、平衡型、尾根型の順で崩壊が発生しやすいこともわかる。これも、水の集水性の違いによるものと考えられる。

Fig.2は集水面積別崩壊発生率を示したものである。集水面積は水が最急勾配に沿って流れるものとして計算した。集水面積625~1250m²のところに崩壊発生率のピークがある。崩壊の発生には十分な水の補給が必要であるが、集水面積が大きくなると勾配が緩くなり、かえって崩壊発生率は小さくなる。

以上のように崩壊の発生と集水性とは密接な関係があるが、短期間の降雨で集水性の差異がこのように崩壊特性に顕著にでるためには、横方向の透水係数を比較的大きくする必要があつたと思われる。透水係数を大きくするという事は、たとえば地中到大間隙のパイプ状のみず道を考えるということであるが、どの程度の透水係数

になるかについては4章で検討する。

以上考察したことは、他の地域でも定量的には土質の相違等により異なるが、定性的には同様な傾向があり[1]、一般的な特性であると考えられる。

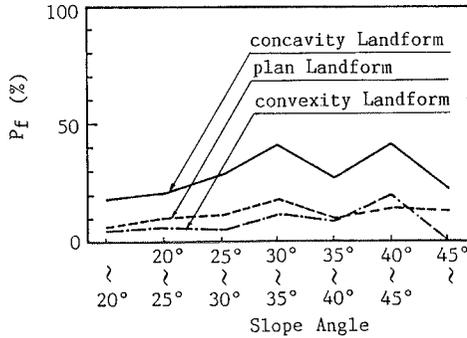


Fig.1 Relation between percentage of meshes of slope failure to total meshes and slope angle in Siko Dani Basin.

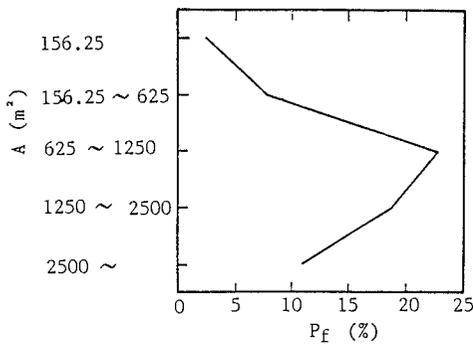


Fig.2 Relation between percentage of meshes of slope failure to total meshes and catchment area in Siko Dani basin.

3 斜面崩壊に関する実験

(1) 実験の概要

実験に用いた土槽および降雨装置をFig.3に示す。土槽は長さ150cm、幅50cmで、浸透流採水のために土止め用鉄板に、土槽底部より上方5cmに幅10cm、長さ15cmの切抜きが設けられている。斜面勾配は30度および45度の二種類設定でき、底面と側壁は不透水層である。

実験に用いた土はまさ土で、その粒度分布をFig.4に示す。また、土の比重は2.64、乾燥密度1.5kgf/cm³に対する飽和透水係数は 2.8×10^{-4} m/sec、飽和度60%における粘着力は0.049kgf/cm²である。

実験は斜面勾配、降雨強度を変えて8ケース行った。実験条件はTable 1に示すとおりで、土の乾燥密度 γ_d を

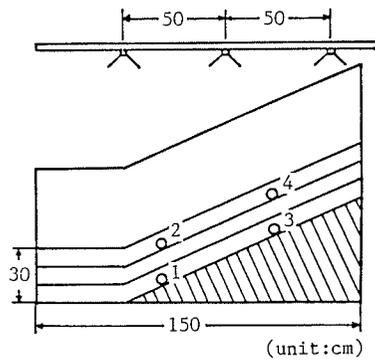


Fig.3 Experimental apparatus.

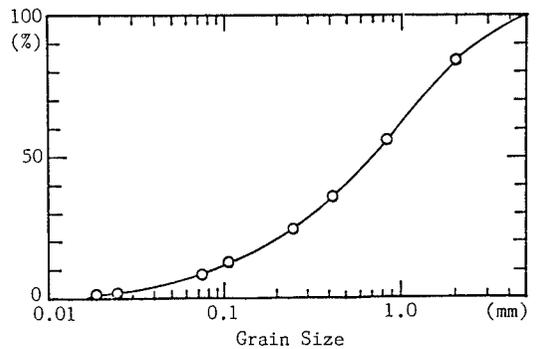


Fig.4 Grain size distribution.

Table 1 Experimental condition

Run No.	r (mm/hr)	θ (deg.)	D (cm)	γ_d (gf/cm ³)
A -1-1	120	30	30	1.49
A -1-2	120	30	30	1.49
B -1-1	80	30	30	1.46
B -1-2	80	30	30	1.47
B -1-3	80	30 <td 30	1.45	
C -1-1	80	30	30	1.49
Bu-2-1	80	45	30	1.42
B -2-2	80	45	30	1.46

約1.5kgf/cm³、初期飽和度 S_0 を0.2、斜面の層厚Dを30cm、斜面勾配 θ を30度および45度、降雨強度rを60、80および120mm/hrとした。また、Run Bu-2-1は非排水の条件で実験を行った。測定は間隙水圧、表面流出量、浸透流量について行い、ウエッティングフロントの降下過程や崩壊形態をビデオ撮影により調べるとともに、地表面に生じるクラックについても発生時刻や形状を調べた。なお、間隙水圧計の設置場所はFig.3に示す数値の箇所である。

(2) 実験結果とその考察

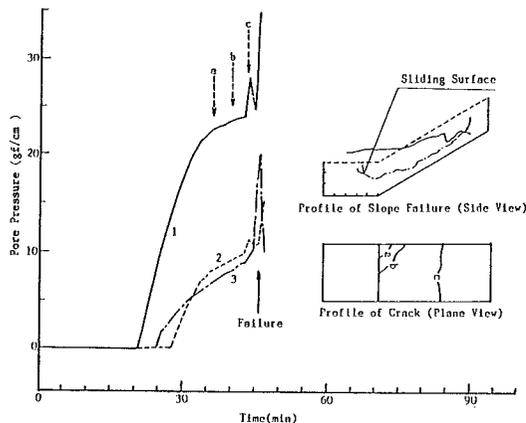


Fig.5(a) Variation of pore pressure with time and profiles of sliding surface and crack (Run A-1-2).

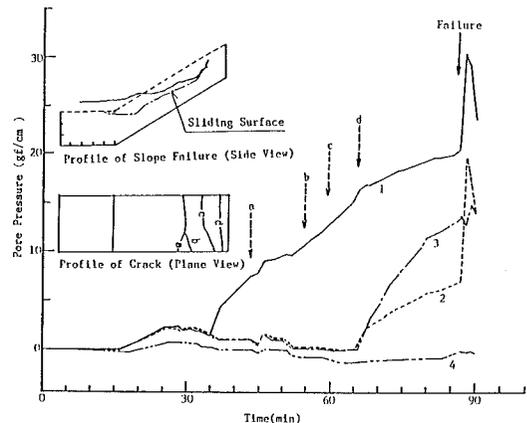


Fig.5(b) Variation of pore pressure with time and profiles of sliding surface and crack (Run B-1-1).

Fig.5(a) および(b)は Run A-1-2 (降雨強度 $r = 120$ mm/hr、勾配 $\theta = 30^\circ$) および Run B-1-1 ($r = 80$ mm/hr、 $\theta = 30^\circ$) の間隙水圧の変化、崩壊面の形状、クラックの発生位置と発生時刻を示したものである。間隙水圧の曲線に示す番号は、Fig.3に示す間隙水圧計の設置場所に対応する。ほとんどの場合で、ウエッティングフロントが不透水層に達し地下水面が形成され、間隙水圧が上昇すると地表面にクラックが斜面下方から生じ、やがて法尻付近の間隙水圧が大きくなったとき崩壊が生じている。崩壊面は斜面全体に及んでいるが、1回の崩壊面を表すものと数回の崩壊後のすべり面を表すものがある。他のケースの結果は文献[6]を参考されたい。

このように、斜面の変形は地下水位の上昇に伴って、まずクラックの発生という形で現れ、やがて崩壊に至る。クラックの発生する状態はせん断力がせん断抵抗力に近くなった状態を表し、せん断力が上回ると崩壊が発生するものと考えられる。したがって、せん断力とせん断抵抗力の大小関係が重要であり、次にせん断抵抗力について考察する。ただし、土層が薄いので粘着力がせん断抵抗力の大部分を占めると考えられるので、粘着力の値について検討する。せん断試験によると飽和度60% のとき粘

着力は $c = 0.049 \text{kgf/cm}^2$ であったが、崩壊時刻の間隙水圧の値を使って粘着力を逆算すると $0.005 \sim 0.007 \text{kgf/cm}^2$ になった。まさ土は飽和状態になると粘着力が低下し0に近くなると言われており、飽和度を変えて粘着力を測定した結果も飽和度20%のとき $c = 0.138 \text{kgf/cm}^2$ 、60%のとき 0.049kgf/cm^2 と粘着力が飽和度とともに減少した。以上のように、崩壊は土層の自重の増加だけでなく粘着力の減少によって生じ、このことをいかに評価するかが重要である。

4 斜面崩壊の予測方法と現地への適用

(1) 予測方法

高橋・中川[4]は、表層崩壊の予測式を3次元の浸透流解析と無限長斜面の安定解析から提案している。本研究も基礎式としてこの理論を適用し、動水勾配や層厚の決め方などを若干改良する。

まず、対象とする斜面の土層構造は、Fig.6のような3層構造を仮定し、上層からA層、B層、C層とする。A層は腐食土層、B層は風化度の高い層、C層は風化が余り進んでいない層を模擬したもので、下層になるに従って、透水係数が小さくなる。

各層の鉛直透水係数を i_A, i_B, i_C 、横方向の透水係数を k_A, k_B, k_C とする。このような斜面に降雨強度 r の降雨が与えられると、水が鉛直方向に不飽和浸透し、ウ

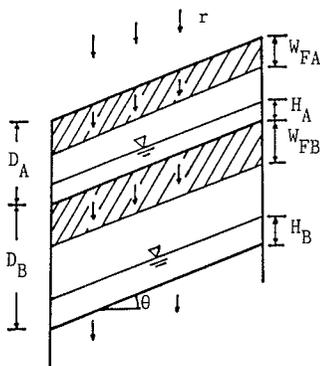


Fig.6 Model of slope soil layers

エッティングフロントが形成される。ウエッティングフロントが地表面あるいはA層とB層の境界面を時刻 t_{0A} および t_{0B} に出発してから時刻 t までに進む距離 W_{FA} および W_{FB} は、地中水の連続式から次式のようになる。

$$\int_{t_{0A}}^t i_{0A} dt = (S - S_0) W_{FA} \lambda \dots \dots \dots (1)$$

$$\int_{t_{0B}}^t i_{0B} dt = (S - S_0) W_{FB} \lambda \dots \dots \dots (2)$$

ここに、 S : ウエッティングフロントより上層の飽和度、 S_0 : 初期飽和度、 λ : 間隙率、 i_{0A}, i_{0B} : A層およびB層の鉛直浸透強度で、 i_{0A} は $\min(r, i_A)$ 、 i_{0B} はA層とB層の境界に飽和水帯が形成されているときは i_B 、そうでないときは i_{0A} である。ウエッティングフロントが各層に達し地下水面が形成されると、浸透流は次式のような連続式とダルシー式で計算される。

連続式:

$$\lambda_0 \frac{\partial H_A}{\partial t} + \frac{\partial q_{xA}}{\partial x} + \frac{\partial q_{yA}}{\partial y} = i_{0A} - i_{0B} \dots \dots (3)$$

$$\lambda_0 \frac{\partial H_B}{\partial t} + \frac{\partial q_{xB}}{\partial x} + \frac{\partial q_{yB}}{\partial y} = i_{0B} - i_{0C} \dots \dots (4)$$

ダルシー式:

$$q_{xA} = k_A H_A \cos \theta_{xA} \frac{l_{xA}}{\sqrt{1+l_{xA}^2}} \dots \dots \dots (5a)$$

$$q_{yA} = k_A H_A \cos \theta_{yA} \frac{l_{yA}}{\sqrt{1+l_{yA}^2}} \dots \dots \dots (5b)$$

$$q_{xB} = k_B H_B \cos \theta_{xB} \frac{l_{xB}}{\sqrt{1+l_{xB}^2}} \dots \dots \dots (6a)$$

$$q_{yB} = k_B H_B \cos \theta_{yB} \frac{l_{yB}}{\sqrt{1+l_{yB}^2}} \dots \dots \dots (6b)$$

ここに、 λ_0 : 浸透に有効な空隙率、 q_x, q_y : x, y 方向の浸透流量、 θ_x, θ_y : x, y 方向の勾配、 H : 各層の水深、 l_x, l_y : x, y 方向の動水勾配で、添字A, Bは以下A層、B層の値であることを示す。

λ_0 は次式で表される。

$$\lambda_0 = \lambda(1 - S) \dots \dots \dots (7)$$

動水勾配は水面勾配で与えられるものとし次式で表す。

$$l_{xA} = \partial(H_A + z_A) / \partial x \dots \dots \dots (8a)$$

$$l_{yA} = \partial(H_A + z_A) / \partial y \dots \dots \dots (8b)$$

$$l_{xB} = \partial(H_B + z_B) / \partial x \dots \dots \dots (9a)$$

$$l_{yB} = \partial(H_B + z_B) / \partial y \dots \dots \dots (9b)$$

ここに、 z_A, z_B ：基準線からA層、B層の底面までの高さである。

ついで、斜面の安定解析について述べる。A層、B層の境界面におけるせん断力 τ_A とせん断抵抗力 τ_{AL} はFig.6を参考にして次式のようになる。

$$\begin{aligned} \tau_A = & g \sin \theta [D_A(1 - \lambda_A)\sigma_A \\ & + \{(D_A - W_{FA} - H_A)S_{\theta A} + W_{FA}S_A + H_A\} \lambda_A \rho] \end{aligned} \dots \dots \dots (10)$$

$$\begin{aligned} \tau_{AL} = & \tau_A + g \sin \theta \cos \theta [D_B(1 - \lambda_B)\sigma_B \\ & + \{(D_B - W_{FB} - H_B)S_{\theta B} + W_{FB}S_B + H_B\} \lambda_B \rho] \\ & \tan \phi_A + c_A \dots \dots \dots (11) \end{aligned}$$

同様にB層とC層の境界面では、

$$\begin{aligned} \tau_B = & \tau_A + g \sin \theta \cos \theta [D_B(1 - \lambda_B)\sigma_B + \\ & \{(D_B - W_{FB} - H_B)S_{\theta B} + W_{FB}S_B + H_B\} \lambda_B \rho] \end{aligned} \dots \dots \dots (12)$$

$$\begin{aligned} \tau_{BL} = & \tau_A \tan \phi_B / \tan \theta + g \cos^2 \theta \\ & [(D_B - H_B)(1 - \lambda_B)\sigma_B \\ & + \{(D_B - W_{FB} - H_B)S_{\theta B} + W_{FB}S_B\} \lambda_B \rho \\ & + H_B(1 - \lambda_B)(\sigma_B - \rho)] \tan \phi_B + c_B \end{aligned} \dots \dots \dots (13)$$

ここに、 σ ：粒子密度、 ρ ：流体密度、 ϕ ：内部摩擦角、 c ：粘着力、 D ：土層厚、 θ ：最急勾配である。ただし、 $W_F \geq D - H$ のときは $W_F = D - H$ 、 $H_A > D_A$ のときは $H_A = D_A$ 、 $H_B > D_B$ のときは式(13)の代わりに次式を用いる。

$$\begin{aligned} \tau_{BL} = & (\tau_{AL} - c_A) \tan \phi_B / \tan \phi_A + g \cos^2 \theta \\ & D_B(1 - \lambda_B)(\sigma_B - \rho) \tan \phi_B + c_B \end{aligned} \dots \dots \dots (14)$$

各層の安全率はせん断抵抗とせん断力の比で算定し、次のように表す。

$$S_{FA} = \tau_{AL} / \tau_A \dots \dots \dots (15a)$$

$$S_{FB} = \tau_{BL} / \tau_B \dots \dots \dots (15b)$$

以上の式において、各層の厚さ、土の摩擦角度、粘着力、初期飽和度、各層の鉛直方向および横方向の透水係数がわかれば、差分法により任意の地点の安全率の時間変化が計算され、崩壊発生の予測が行える。

(2) 実験斜面への適用

以上のような理論を2章の実験斜面に適用しよう。Fig.7は W_F と $r \cdot t$ の関係を調べたもので、不飽和浸透のため若干データが直線からはずれているが、 S を0.45とすると式(1)は実験値とほぼ適合している。つぎに、Fig.8(a)、(b)はRun A-1-2およびB-1-1の間隙水圧の実験値と計算値および安全率の計算値を示したものである。実験のような様な場においても間隙水圧の実験値は複雑に変化し、その再現は難しい。安全率も崩壊時刻より早く1を割っており、大まかな予測はできても詳細な予測はできないことがわかる。

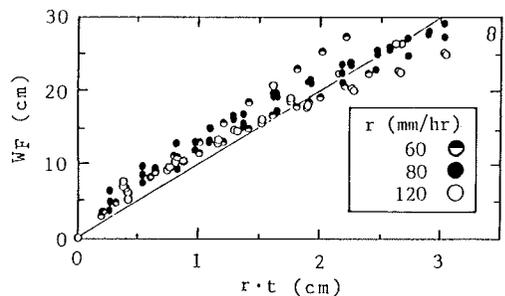


Fig.7 Comparison between theoretical results and experimental one concerning level of wetting front.

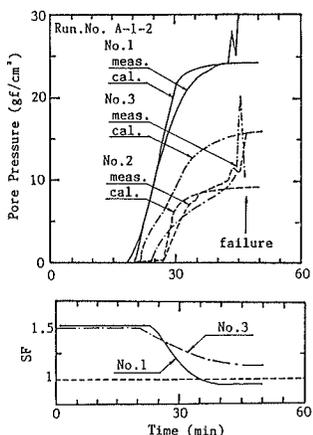


Fig.8(a) Comparison between theoretical results and experimental one concerning pore pressure, and variation of safety factor with time (Run A-1-2).

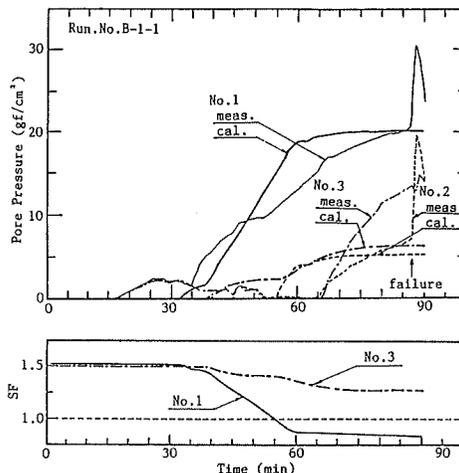


Fig.8(b) Comparison between theoretical results and experimental one concerning pore pressure, and variation of safety factor with time (Run B-1-1).

(3) 現地斜面への適用

2章で解析した流域にこの予測手法を適用し、崩壊の再現性について検討する。とくに、2章で示した崩壊特性の再現と横方向の透水係数の値との関連性について検討する。

計算条件は次のようである。まず、降雨条件は当災害時の雨量データに基づいて与えた。土質定数は詳細なことがわからないので、対象地域周辺部の崩壊調査結果[5]および同様の検討を行った道上・檜谷ら[7]のデータを参考にしてTable2のように与えた。層厚は調査して求めるのが良いが、それは困難であるため、勾配が急なほど層厚が薄くなることを考慮して次のようにして決めた。すなわち、勾配に応じて各層が飽和したときせん断力とせん断抵抗がつり合うための層厚を求め、これを1.02倍したものを層厚として用いた。ただし、層厚の上限をA層で0.4m、B層で1.5mとした。Fig.9に層厚と勾配の関係を図示する。透水係数は西田ら[8]の三隅町金山の花こうせん緑岩強風化地帯での調査によるとA層で $5 \times 10^{-5} \sim 1 \times 10^{-4}$ m/sec、B層で $2 \times 10^{-5} \sim 5 \times 10^{-5}$ m/sec、C層で $5 \times 10^{-6} \sim 7 \times 10^{-6}$ m/secであり、ここではこの値を考慮してTable3のように決めた。この表でケースNo.1はA層、B

Table 2 Condition of simulation

	S_a	S	λ	c (kgf/cm ²)	ϕ (deg.)	σ/ρ
Layer A	0.3	0.8	0.4	0.02	30	2.75
Layer B	0.3	0.8	0.3	0.03	30	2.75

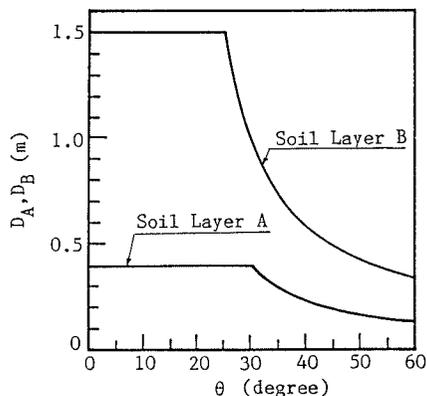


Fig.9 Relation between thickness of slope soil layer and slope angle.

Table 3 vertical and lateral permeability.

	i_A	i_B	i_C	k_A	K_B
	(m/sec)	(m/sec)	(m/sec)	(m/sec)	(m/sec)
No.1	7×10^{-5}	2×10^{-5}	6×10^{-6}	i_A	i_B
No.2	7×10^{-5}	2×10^{-5}	6×10^{-6}	$i_A \times 10$	$i_B \times 10$

層ともに横断方向と鉛直方向の透水係数を等しくした場合、ケースNo.2はA層、B層ともに横断方向の透水係数を鉛直方向の透水係数の10倍にした場合である。

計算は流域を12.5mX12.5mのメッシュにきり、時間きざみ60secで数値計算した。下流端の境界では上流からの流入量だけ下流に流出させた。初期条件は先行降雨の影響を初期飽和度で与え、それを0.3とした。

Fig.10(a)、(b)はケースNo.1およびNo.2の崩壊箇所、地形別崩壊発生率、集水面積別崩壊発生率、勾配別適中率 R_c 、予測率 R_f 、再現率 R_r を示したものである。比較のため実際の崩壊箇所も示している。全メッシュ数を N_T 、実際に崩壊した箇所のメッシュ数を N_o 、計算上崩壊した箇所のメッシュ数を N_m 、実際にも計算上も崩壊した箇所のメッシュ数を M とすると、適中率は M/N_m 、予測率は M/N_o 、再現率は $(N_T - N_m - N_o + 2M)/N_T$ で定義される。両ケースともの中率や予測率はそれほど良くなく個別の斜面を見たとき必ずしも精度の良い再現はできていない。とくに、ケースNo.1のとき、急勾配で崩壊が起こり過ぎており、集水面積別崩壊発生率のピークの位置も集水面積の小さい方にずれている。しかし、Fig.10(b)のように横断方向の透水係数を大きくすると急勾配の所での崩壊がおさえられ、実際の特性と近くなる。また、再現率も向上する。以上のように本崩壊予測手法では30%から40%の予測精度しか得られていないが、横方向の透水係数を大きくすることで崩壊特性を再現することができる。

5 現地計測を用いた斜面崩壊の予測

3章に示した方法は、崩壊場所や崩壊発生時刻が詳細に予測できるが、多くの未知パラメータを含み、それらの同定が難しいために、必ずしも精度の良い予測ができるとは限らない。そこで、地下水位または間隙水圧など

の観測結果を使って予測結果の検証を行い、パラメータの値を修正し、その後の予測を行うという方法を考える。

(1) 安全率の経時変化に基づく方法

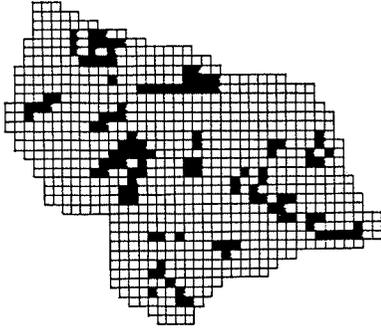
間隙水圧のデータを飽和水深と等しいと仮定すれば、そのデータと無限長斜面の安定計算より、各時刻の安全率（せん断抵抗力/せん断力）が算定できる。時刻 t において、そのときの安全率と Δt 時間前の安全率の外挿線より、安全率が1以下となる時刻、すなわち崩壊時刻が予測できる。ただし、そのためには、観測地点の土層厚の分布や土の強度などを調べておく必要がある。

この方法の有効性を2章で述べた実験より検討する。Fig.11はRun A-1-2、B-1-1の場合の安全率の時間変化を示したものである。ここで、 Δt は2分、内部摩擦角は41度、粘着力は2章の結果より $5 \sim 7 \text{gf/cm}^2$ となり、その範囲の値を用いた。Fig.12は地下水位形成後任意の時刻（横軸）にFig.11より崩壊発生予測時間 T_f （予測を行った時刻から崩壊発生予測時刻までの時間）を求めたものである。予測時間を示していない箇所は安全率が一定または増加するところに相当する。崩壊発生時刻は降雨開始後A-1-2で約42分、B-1-1で約85分であり、図中の直線に近いほど正確な予測を行っていることになる。間隙水圧の微妙な変化によって予測結果は少しばらついているが、かなり正確な予測になっている。ただし、この手法では地下水面が形成されて初めて予測が可能になるので、たとえば非常に強度の大きい豪雨のとき地下水位が急激に上昇する様な場合には十分余裕のある予測が行えない。

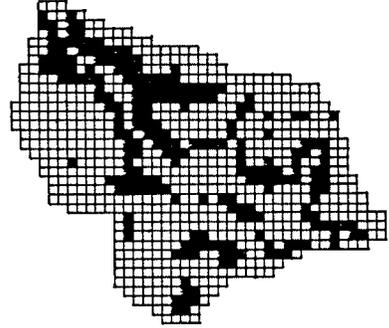
(2) 飽和浸透流解析に基づく方法

(1) では地下水位の値を間隙水圧の観測結果から求めて、それを基に安全率を計算したが、ここでは、降雨量の予測データから地下水位を求め崩壊発生の予測を行い、適当な時刻に地下水位の観測データとそれの計算値を比較して、もしそれらが異なれば浸透流解析上のパラメータの修正を行い、今後の予測を行うという方法について検討す。この方法によれば、降雨開始後から崩壊の予測が行える。しかし、実際面では、降雨量の予測が難しくこの点を別途検討しておく必要がある。

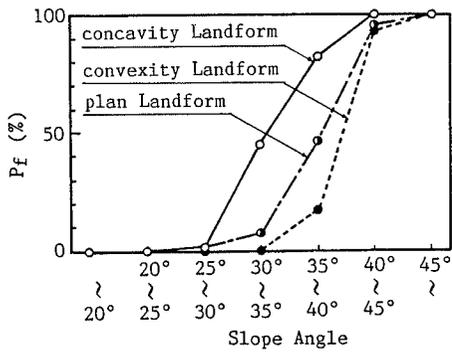
降雨条件が与えられると、3章で述べた浸透流解析より地下水の変化が計算され、安定解析により安全率が1を下回る時刻が計算される。これより崩壊発生予測時刻を求める。しかし、2章の実験のように均一な場におい



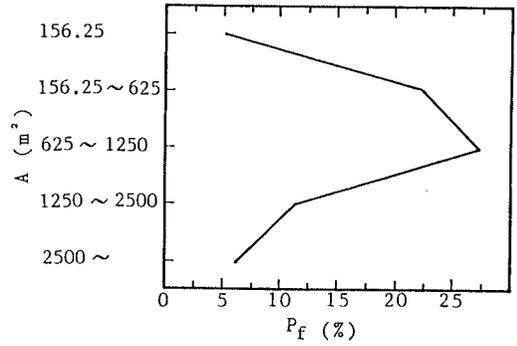
Real slope failure.



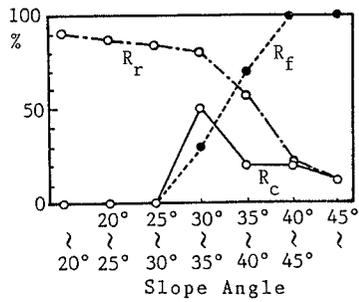
Predicted slope failure



Relation between percentage of meshes of slope failure to total meshes and slope.

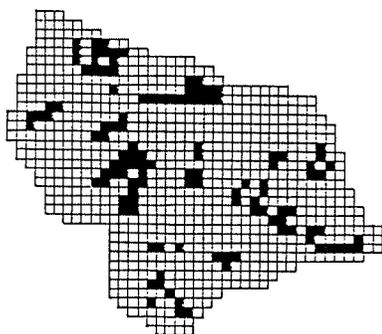


Relation between percentage of meshes of slope failure to total meshes and catchment area.

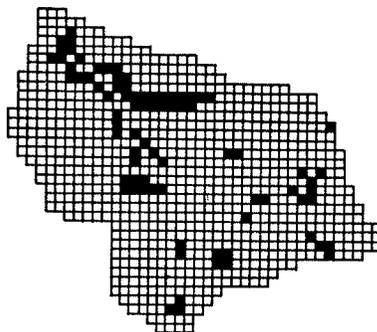


R_r , R_c and R_r .

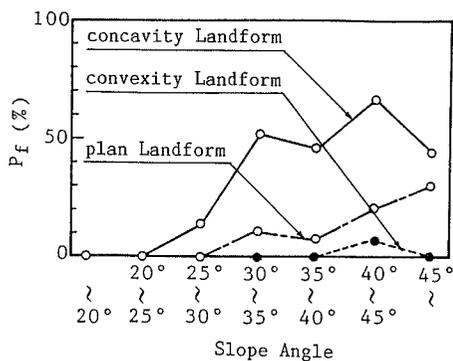
Fig.10(a) Results of simulation (Case No.1).



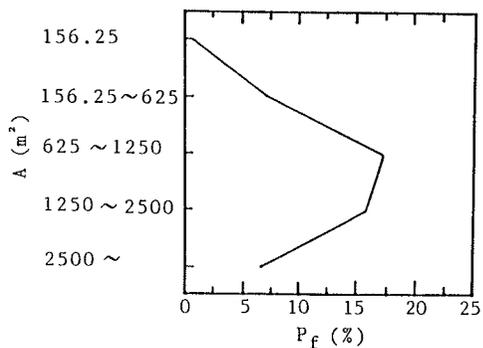
Real slope failure.



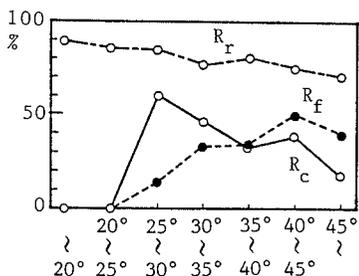
Predicted slope failure



Relation between percentage of meshes of slope failure to total meshes and slope.



Relation between percentage of meshes of slope failure to total meshes and catchment area.



R_r , R_c and R_f .

Fig.10(b) Results of simulation (Case No.2).

でも間隙水圧は変動を伴いながら増加するので、地下水位の予測は必ずしも観測値と一致しないし、現地の場合では未知なパラメータが多く存在し、さらに予測精度は悪くなる。そこで、ウエティングフロントの降下過程と地下水位の変化過程の計算において、適当な時刻に地下水位の計算値の適合性を検証して、もし適合していないときは、それらが一致するようにウエティングフロント上層および地下水面上層の飽和度を修正し、その後

の崩壊発生予測を行う。透水係数などのパラメータも必要に応じて変化させなければならないと思われるが、ここでは簡単のために飽和度のみを変化させた。この方法はもちろん平面的な広がりを持った山地流域にも適用できる。

Fig.13にRun A-1-2、B-1-1の場合の間隙水圧の予測結果と実験結果、Fig.14に崩壊発生予測時間（予測を行った時刻から崩壊発生予測時刻までの時間）を示す。Run

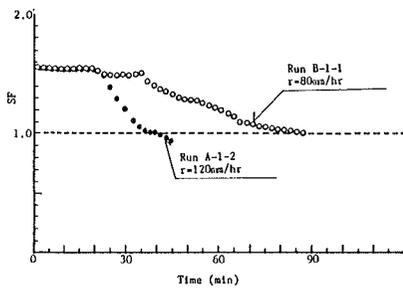


Fig.11 Variation of safety factor with time.

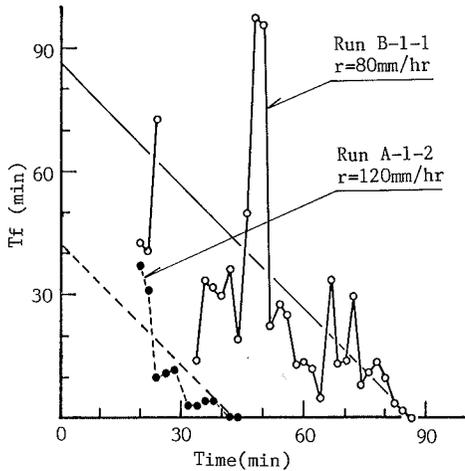


Fig.12 Time of occurrence of slope failure forecasted by Fig.11 at $t=T$.

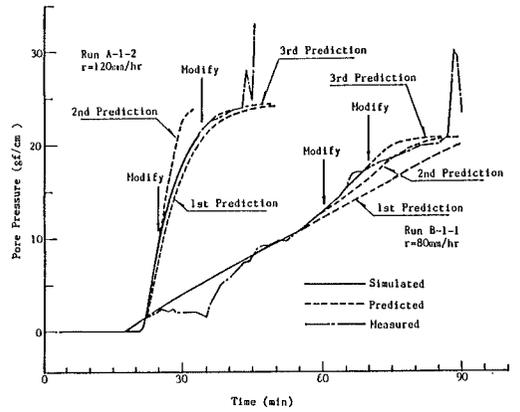


Fig.13 Predicted pore pressure.

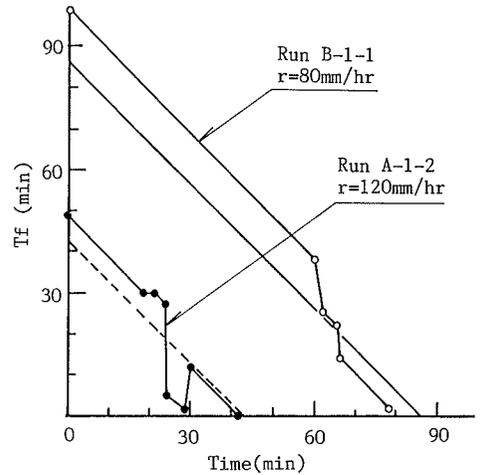


Fig.14 Time of occurrence of slope failure forecasted by Fig.13 at $t=T$.

A-1-2-1の場合、時刻25分と34分、Run B-1-1の場合60分と70分に修正を行い、それぞれ3つの予測曲線で崩壊時刻を推定している。同図より、降雨開始直後から予測でき、修正を行うことにより的確な予測が行えることがわかる。ただし、80mm/hrの場合のように間隙水圧が微妙に変化するときはもう少し細かい修正が必要であろう。

6 結 論

本研究は豪雨時の表層崩壊の予測手法について検討したものである。得られた結果を要約して示す。

- (1) 表層崩壊の発生は集水性と地形勾配とに関係しており、集水面積や勾配が大きいくほど崩壊発生率は高くなるが、一般に集水面積が大きくなるほど勾配が緩くなり、勾配が急になると集水面積が小さくなるため崩壊発生率は小さくなる。また谷型地形ほど崩壊が生じやすい。
- (2) まさ土斜面では地下水位の上昇にともなって、土層の自重が増加するのに対し、粘着力が減少するため崩壊がおこる。また初期の過程では地表面にクラックが生じる。
- (3) 浸透流解析と無限長斜面の安定計算に基づく斜面崩壊の計算を用いても、精度よく個々の斜面の崩壊を予測することはできないが、横方向の透水係数を大きくすることで崩壊特性を十分表現することができる。
- (4) 間隙水圧の測定値を使って崩壊の予測法の修正を適時行う方法を示し、その有効性を明らかにした。

最後に本研究の実験、資料解析および図面作成に熱心に協力して頂いた鳥取大学工学研究科学生山田龍男君ならびに則政康三君をはじめとする水工学研究室の皆様へ感謝します。

参 考 文 献

- [1] 芦田和男・江頭進治・青井博志：豪雨時の山腹崩壊に関する資料解析的研究、京都大学防災研究所年報第29号B-2、1986、pp.309-328.
- [2] 道上正規・檜谷 治：タンクモデルによる豪雨時の斜面崩壊予測例、第6 回日本自然災害学術講演会要旨集、1987、A6.
- [3] 齊藤 考：斜面崩壊発生時期の予知、土と基礎、1969、pp.29-38.
- [4] 高橋 保・中川 一：豪雨性表層崩壊の発生と生産土砂量の予測、第30回 水理講演会論文集、1986、pp.199-204.
- [5] 昭和58年山陰豪雨災害の調査研究、文部省科学研究費、昭和59年.
- [6] 細谷守男：豪雨による斜面崩壊の機構と予測、鳥取大学修士論文、1988.
- [7] 道上正規・檜谷 治・石賀祐二・山田龍男：豪雨による山腹斜面崩壊の発生予測法、第39回土木学会中国四国支部 研究発表会講演概要集、1987、pp.117-118.
- [8] 西田一彦・青山千影：風化残積土の物理・力学特性と崩壊機構、第21回自然災害シンポジウム、1984、pp.403-406.