

講座

地盤工学者のための地形・地質情報の活用法入門

7. 地形・地質情報の活用例 (その1)

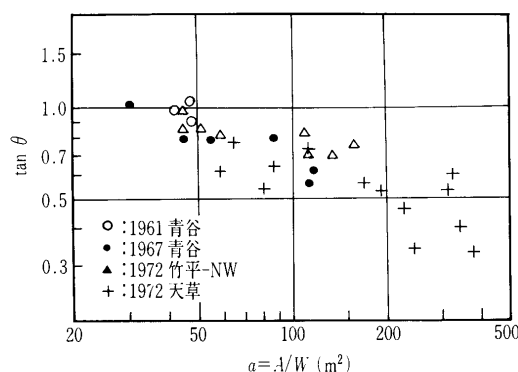
—数値地形モデル (DEM) を用いた表層崩壊の予知—

沖 村 孝 (おきむら たかし)

神戸大学工学部建設学科

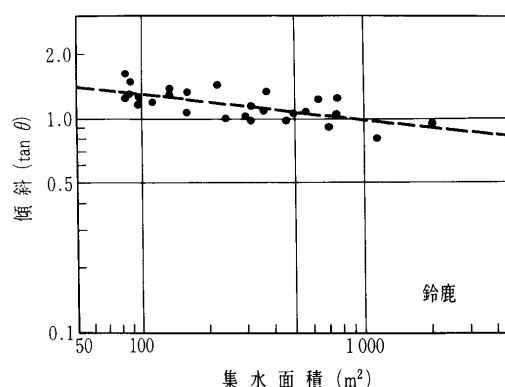
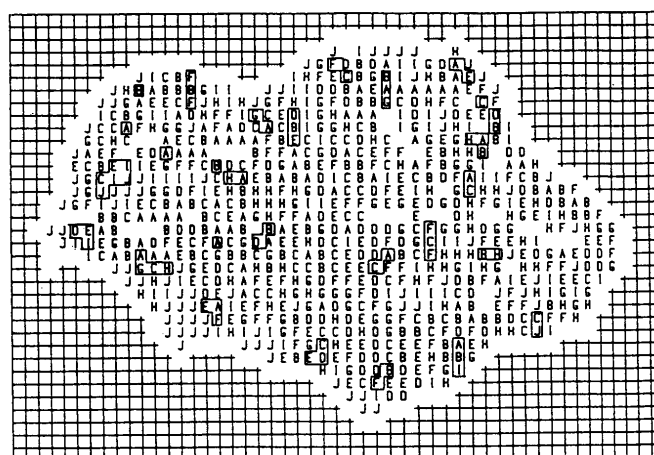
7.1 地形的活動力示数による危険場所の予知

山地斜面で豪雨中に発生する表層崩壊の位置を予知する研究で、経験や統計的な扱いではなく数値解析的な扱いを最初に行った研究は、地形的活動力示数 (F 値) による予知¹⁾である。これは崩壊発生の主たる要因と考えられる傾斜と集水面積に注目したものである。斜面勾配を $s = \tan \theta$, 崩壊源下端部の幅を W , W に集水する面積を A , 下端部の単位幅当たりの集水面積 (集水域平均奥行き) $a = A/W$ を崩壊地ごとに求め、 s と a を図上にプロットすると図-7.1のように示される。両者の関係はおおよそ $F = s \cdot a^{1/3}$ となり、この F の値が大きくなると崩壊が発生することが指摘された。この方法は崩壊が既に発生した場所を対象として、その原因を説明することはできるが、この関係を直ちに予知へと活用することはできない。なぜなら非 (未) 崩壊地の特定、予想される崩壊源下端幅の大きさが不明なためである。羽田野は後者の問題に関しては経験的に 5m を与えている¹⁾が、前者の問題を解決するためには何らかの手法で予知すべき場所を特定する必要がある。

図-7.1 崩壊源の傾斜と集水域平均奥行きの関係¹⁾

ところがDEM (Digital Elevation Model) を用いると予知すべき場所を格子点に限定することによりこの問題が解消できる。格子間隔10mのDEMの場合、対象格子点の近傍をスプライン補間により2.5m格子間隔のDEMを作成すると、5mあるいは $5\sqrt{2}$ mの崩壊源下端幅が設定できる。この下端幅の両端から最も標高の大きな格子点を選んでいくと集水面積を求めることができる。さらに対象格子点の水系上流方向に10mあるいは $10\sqrt{2}$ mの傾斜角を求める。このようにして求められた崩壊地の集水面積と傾斜角の関係を示したものが図-7.2である²⁾。この図中の場合の回帰式は $F = \tan \theta \cdot A_5^{0.12}$ と

なり、図-7.1で示された0.33(1/3)とは異なる。この回帰式を用いて各格子点で F 値を算定した後、 F 値の最大値と最小値の間を10等分し、大きいものから順に A, B, C, ..., J とランクを付け、これらを図示したものが図-7.3である。この図中、矩形で囲まれている場所は過去の崩壊地である。過去の26個の崩壊地のうち13箇所ではランク A が出現し、大きな F 値となる場所で崩壊が発生していることがわかる。また残りのうち9個の崩壊地ではランク B, ランク C で6個、ランク D で1個の崩壊地が現れている。この結果からすると過去の崩壊地を事前に予知するためにはランク D 以上を危険、換言すれば全面積の40%がこの F 値により崩壊が発生する可能性のある危険な場所と絞り込まれる可能性があることがわかる。

図-7.2 DEMを用いた場合の崩壊源の傾斜と集水域平均奥行きの関係²⁾

注) $2.282 \leq A \leq 3.741$ $1.569 \leq E < 1.707$ $0.879 \leq I < 1.113$
 $2.042 \leq B < 2.282$ $1.426 \leq F < 1.569$ $0.058 \leq J < 0.879$
 $1.861 \leq C < 2.042$ $1.285 \leq G < 1.426$
 $1.707 \leq D < 1.861$ $1.113 \leq H < 1.285$

図-7.3 DEMを用いた場合の地形的滑動力示数による表層崩壊危険度²⁾

講 座

上述した方法は過去の崩壊データを必要とする。このため過去のデータを必要としない方法も提案されている³⁾。この方法においては過去の崩壊はランクC以上、面積にして30%を危険格子点と見なすことにより、すべての危険場所を絞り込むことができる。ただし、この修正 F 値の場合の集水面積は短時間の強雨継続時間を考慮して、降雨継続時間1.5時間の局所集水面積が用いられている³⁾。

7.2 集水モデルを用いた表層崩壊発生位置の予知

7.1に述べた手法は、示数を求めるための要因がどれも素因であり、崩壊の直接の原因となる誘因（降雨）が評価されていない。この問題を解決するために、DEMの各格子点に潜在崩土層厚（将来、崩壊が発生した場合、滑動するであろう土層厚。以後、単に「表土層厚」と称する）を与え、この表土層内を浸透、流下する浸透水の水位を求めるモデルが提案された⁴⁾。この水位を用いると、単位斜面（DEMにおいて4辺で囲まれた部分。以後、これを「セル」と称する）を対象として、地形条件や土質条件より求められる境界条件、初期条件を用いて無限長斜面安定解析が実施でき、危険な斜面をセルを単位として予知することができる。

浸透水の集水モデルは以下の式よりなる

$$\lambda \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_y}{\partial y} = r \quad \cdots \cdots (1)$$

$$q_x = h \cdot k \cdot I_x \quad \cdots \cdots (2)$$

$$q_y = h \cdot k \cdot I_y \quad \cdots \cdots (3)$$

ここで、 h ：見かけの浸透水位 (m)、 q ：単位時間当たりの単位幅流量 (m^2/h)、 I ：動水勾配、 r ：有効降雨（浸透水位上昇に直接寄与する降雨）強度 (m/h)、 k ：透水係数 (m/h)、 λ ：有効間隙率であり、添字 x, y はそれぞれの方向の成分を表す。

このモデルを用いて浸透水位を求めるに当たって設定された仮定は以下のとおりである。

- 1) 有効降雨はすべて、直ちに浸透水面に達し浸透水となる。
- 2) 浸透水位 h はセル中心のそれとする。
- 3) 表層崩壊はいずれも崩壊深が1~2mであり、DEMの格子間隔が10mの場合では格子間隔に比して表土層厚が小さいため、動水勾配は当該セルの中心と隣接する各セルの中心における基岩標高より求められる基岩勾配とする。
- 4) 透水係数 k 、有効間隙率 λ 、有効降雨 r はすべてのセルで一様とする。
- 5) 単位時間にセルから流出する流量がセル内に貯留されている量を超える場合は、各方向の流出量に比例させて流出させる。

表土層内の浸透水位に関しては一定の勾配で、かつ一定の曲率を示す理想斜面では理論解が求められることが明らかにされている⁵⁾が、この理想斜面を対象として式(1)~(3)を用いて差分法で得られる数値解と理論解を比較したところ、それらは大差のないことが確認されて

いる⁴⁾。

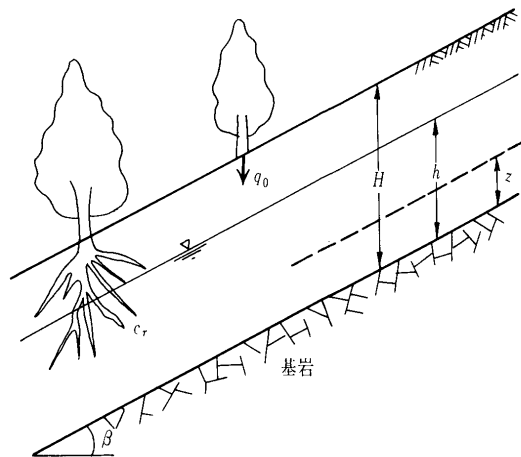
次に無限長斜面安定解析式を各セルに適用する。しかし、セルは4格子点で構成されており、これらは空間一次平面上には分布しない。このため、セルのどの断面に無限長斜面安定解析式を適用するかが問題となる。この問題を解決するため、この手法では一次傾向面による平面近似手法が用いられている。一次傾向面は以下の式により求めることができる⁶⁾。

$$Z = b_1 + b_2 x + b_3 y \quad \cdots \cdots (4)$$

ここで、

$$\begin{pmatrix} b_1 \\ b_2 \\ b_3 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} n & \sum x & \sum y \\ \sum x & \sum x^2 & \sum xy \\ \sum y & \sum xy & \sum y^2 \end{pmatrix}^{-1} \cdot \begin{pmatrix} \sum z \\ \sum xz \\ \sum yz \end{pmatrix} \quad \cdots \cdots (5)$$

式(5)中の n は、この場合は $n=4$ となる。すなわち、この一次傾向面は4点からの誤差が最小となるように近似化された平面である。この平面の最大傾斜を示す断面に以下の無限長斜面安定解析式を適用する（図—7.4参照）。



図—7.4 無限長斜面安定解析モデル

$$SF = \frac{c_s + c_r + A \cdot \cos^2 \beta \cdot \tan \phi}{B \cdot \sin \beta \cdot \cos \beta} \quad \cdots \cdots (6)$$

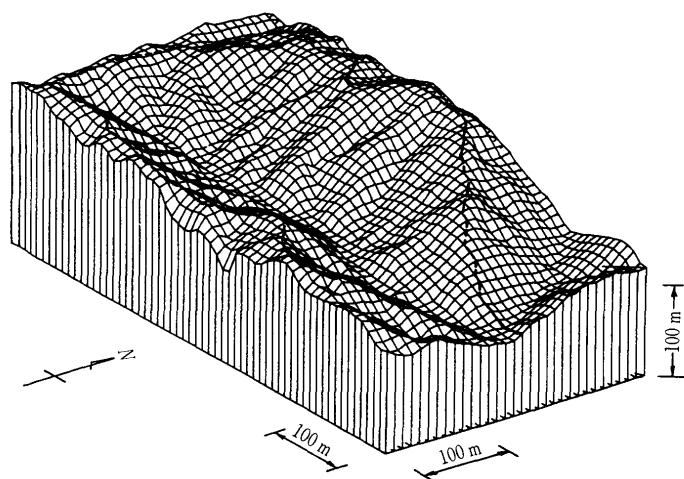
$$A = q_0 + (\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w) \cdot (h - z) + \gamma_t \cdot (H - h) \quad \cdots \cdots (7)$$

$$B = q_0 + \gamma_{\text{sat}} \cdot (h - z) + \gamma_t \cdot (H - h) \quad \cdots \cdots (8)$$

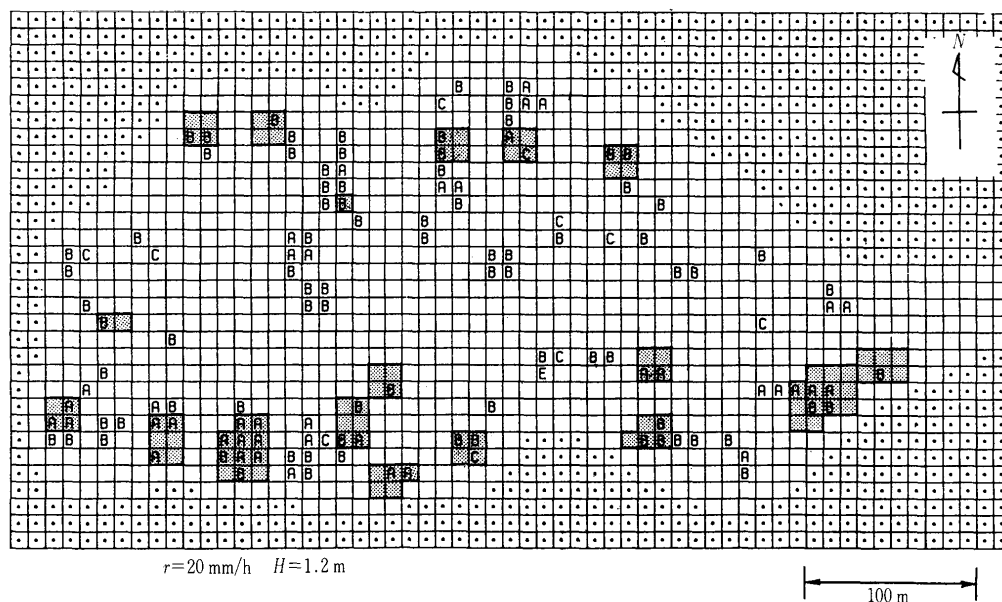
ここで、 SF ：安全率、 c_s ：土の粘着力 (tf/m^2)、 c_r ：根による粘着力 (tf/m^2)、 ϕ ：土の内部摩擦角 (度)、 γ_{sat} ：土の飽和単位体積重量 (tf/m^3)、 γ_t ：土の湿潤単位体積重量 (tf/m^3)、 γ_w ：水の単位体積重量 (tf/m^3)、 H ：基岩面からの表土層厚 (m)、 h ：基岩面からの浸透水位 (m)、 z ：基岩面からすべり面までの高さ (m、ただし、 $0 \leq z \leq h$)、 β ：基岩勾配 (度)、 q_0 ：植生による上載荷重 (tf/m^2) である。

式(6)~(8)における浸透水位は式(1)~(3)より求められたものであるため、式(6)の安全率 SF も時間と共に変化する。有効降雨が継続する場合には斜面形状に応じて h が上昇し、その結果安全率が低下し、ついには1.0を切るセルが出現するが、このセルが危険セルとなる。

図—7.6は図—7.5のブロックダイアグラムに示された試験地を対象として、この手法により求められた危険セ



図一7.5 岐阜県瑞浪市内試験地のブロックダイアグラム



図一7.6 集水モデルを用いた表層崩壊危険予測結果⁴⁾

ルである。ここでは、 $c_s = 0.5 \text{ tf/m}^2$, $c_r = 0$, $\tan \phi = 0.6$, $\gamma_{\text{sat}} = 1.9 \text{ tf/m}^3$, $\gamma_t = 1.7 \text{ tf/m}^3$, $\gamma_w = 1.0 \text{ tf/m}^3$, $z = 0$, $\lambda = 0.35$, $k = 2.0 \text{ m/h}$, $q_0 = 0$ が仮定された。表土層厚 H は各格子点毎に求められる必要があるが、ここではすべての格子点で $H = 1.2 \text{ m}$ が仮定された。また、有効降雨 r は 20 mm/h が50時間一様に与えられた。過去の崩壊シミュレーションであるにもかかわらず、一様な降雨が与えられた理由は、この有効降雨は斜面表面で観測される降雨量ではなく、雨水が土中で鉛直浸透する過程が無視され、浸透水位に直ちに達するものと仮定されているためである。なお図中の A, B, …は危険度の大きさを示すものであり、有効降雨開始後、10時間以内に安全率が1.0を切ったセルを A とし、以下10時間ごとに B, C, D, E のランクが付けられた。ランクのないセルは50時間後においても安全率が1.0を切らないセルである。この図をみると過去の崩壊源内には何らかの危険度を示す危険セルが現れており、過去の崩壊原因の説明は可能であるが、過去崩壊しなかった場所にも危険

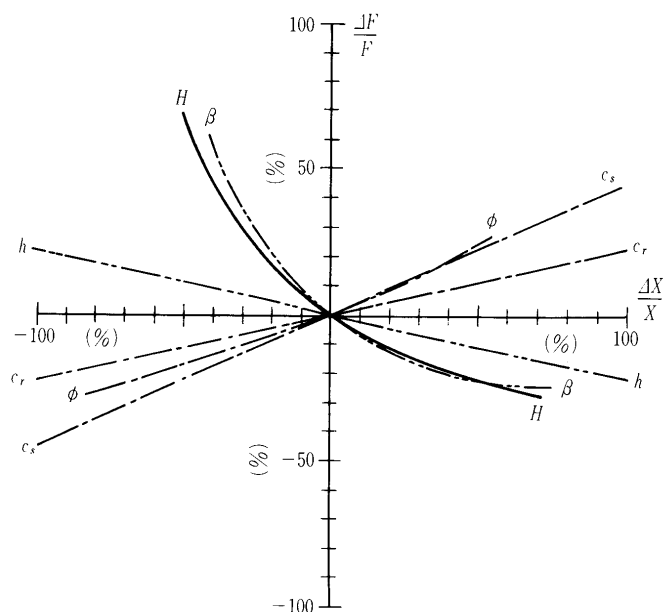
セルが出現している。これらは入力値の仮定に問題があったと考えられている。いずれにしても過去の崩壊地がすべて危険セルで表示され得たことにより、地形条件に応じて浸透水位が谷型では集水、尾根型では発散するプロセスが DEM を用いることにより初めて表示可能となった。

このモデルは複雑な条件、プロセスを省略した単純なものであったため、その後、多くの研究者により改良モデルが発表された。その一つは表土層厚が自然斜面では図一7.4のように単純な1層ではなく、多くの土層により表土層が構成されていることを表すための多層表土層モデルである⁷⁾。そこでは鉛直浸透過程や各土層ごとに浸透水面の出現が考えられている。一方、危険場所のみならず危険時刻をも予知する目的で、鉛直・不飽和浸透過程の導入も試みられている⁸⁾。この方法によれば、観測降雨が直接入力できる利点を有している。しかし不飽

和浸透解析が必要となり式(6)～(8)に加えて、更に多くのパラメーターを入力する必要が生じる。このため自然傾斜面上でこれらの値を求めることが予知を行う上で次の重要な問題となっている。

7.3 地形特性値を用いた表土層厚の推定

式(6)を用いて右辺の一つのみの変数を変え、残りの変数を定数とした場合、左辺の安全率がどのように変化するかが求められた⁹⁾。その結果を示したものを図一7.7に示す。この解析によれば、傾きが大きい変数ほど安全率に影響を及ぼすと言える。この図では表土層厚 H と基岩勾配 β が最も大きな傾きを示している。このため、この二つの変数が安全率の信頼度に大きく影響を及ぼす。ところが H が判明すれば DEM より基岩勾配は容易に判明するため、結局は H が安全率に大きな影響を及ぼす要因であることがわかる。この表土層厚は、表層崩壊の機構から考えても極めて重要な要因であることは別の研究者からも既に指摘されている¹⁰⁾。



図一7.7 無限長斜面安定解析における各要因の Sensitivity⁹⁾

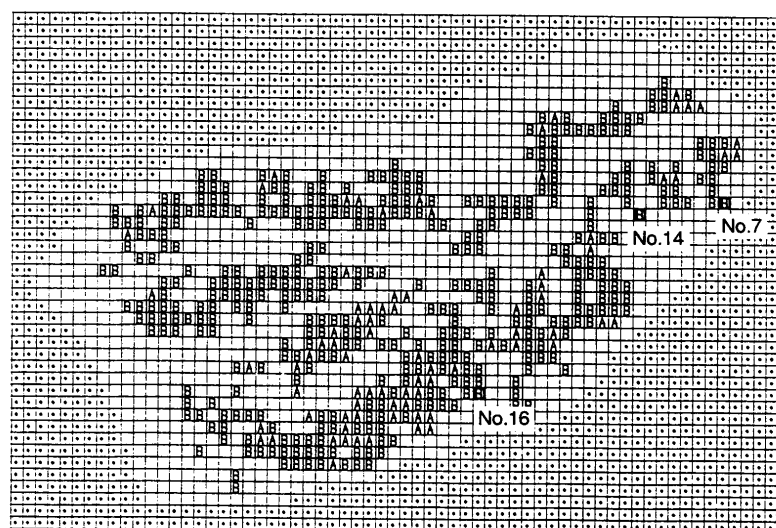
表土層厚を山腹斜面上で明らかにするため土層構造の様々な調査が実施されているが、現状では簡易貫入試験器による調査が最も高い信頼度を与えるようである¹¹⁾。しかしこの調査は多くの労力と時間を必要とするため、現状では表土層厚を求めることは容易ではない。このため無限長斜面安定解析式に c と ϕ を与え、浸透水位が地表面までである場合を仮定し、安全率が1.00となる場合の基岩勾配と表土層厚の関係が求められ、1.02倍された表土層厚がDEMの各セルの基岩勾配に応じて仮定された場合もある¹²⁾。しかし、これらの方法で表土層厚を求めてもその結果はあくまでも点情報であり、それを面情報に拡大する推定法が必要である。このため補間法を用いた手法も提案されている¹³⁾が、やはり地形条件を加味して推定する方法が有効と考えられている¹⁰⁾。そのためにはDEMを活用することが考えられる。

DEMを用いる場合、地形発達史的な考察は一般に不可能であるが地形形状の情報は数多く得られる。表土層厚を地形条件を用いて推定するために、地形形状を表す特徴として、高さ、傾斜、谷型か尾根型かの形状、地表面の凹凸、集水面積、侵食されたと思われる量を

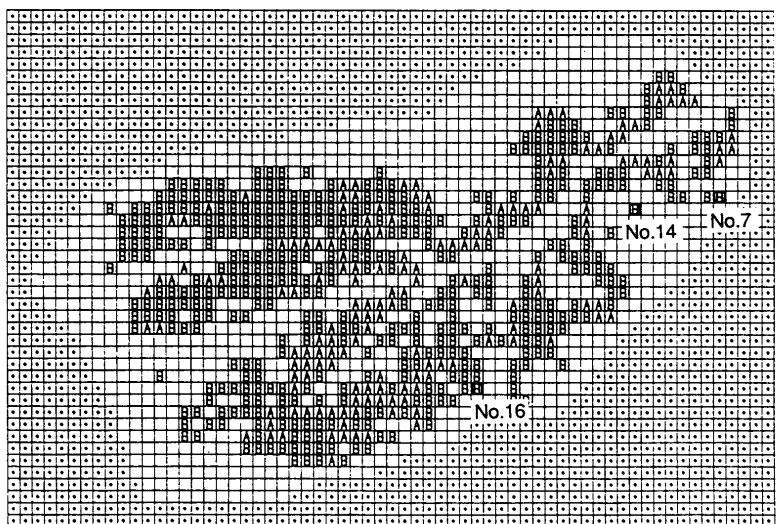
を表す開析度の六つに絞り、DEMを用いてそれぞれの特徴を示す地形特性値（比高率、傾向面の傾斜、入出傾斜和、傾向面の偏差、集水面積、開析度）が求められた¹⁴⁾。傾向面、集水面積の求め方についてはすでに第3章で紹介している。比高率は対象としている格子点が、その流域においてどれくらいの相対的な高度を示すかという量である。入出傾斜和とは、対象格子点とそれを囲む8格子点との傾斜を求め、流入傾斜をプラス、流出傾斜をマイナスとして8方向の傾斜の和を示したもので、この値が正の場合は凹型斜面を、負の場合は凸型斜面を示すと考えられている。開析度は対象格子点の上流側の集水域を考え、その集水域での最大標高と集水面積の積で表される柱状の体積から現状までどれくらいの土砂が侵食されたかを示すものである。図一7.8は上述した六つの地形特性値を用いて推定された表土層厚を用いて、7.2で述べた方法により危険セルを推定した結果を示したものである。比較のために均一表土層厚（推定値を検討するために実測された表土層の平均値）により得られた結果を図一7.9に示す。これよりわずかではあるが、推定表土層厚を用いることにより予知の信頼度が向上することがわかる。しかし、まだ未崩壊地に危険セルが数多く出現しており、今後解決すべき問題点が残っている。

7.4 DEMを用いた三次元表層崩壊形状の予知

7.2に示した手法により山腹斜面上で危険セルが予知でき、その付近で崩壊が発生する可能性の高いことが推定できるが、その場所での



図一7.8 地形特性値を用いて推定された表土層厚を用いた表層崩壊危険予測結果



図一7.9 均一表土層厚を用いた表層崩壊危険予測結果

ような形状、規模で崩壊が発生するかは不明である。これを解決する手法が三次元斜面安定解析である。三次元斜面安定解析手法は Hovland (ホブランド)¹⁵⁾、Chen (チェン) ら¹⁶⁾、Hung (ハンガー)¹⁷⁾や鶴飼ら¹⁸⁾により、二次元で提案されている簡便法、簡易 Bishop (ビショップ) 法、簡易 Janbu (ヤンブー) 法および Spencer (スペンサー) 法を三次元に拡張することにより提案されている。また斜面が薄層の土層で覆われている場合、これを鉛直仮想壁面により数多くのブロックに分割し、このブロックが斜面を覆っていると仮定して導かれた二次元多平面安定解析手法¹⁹⁾も、三次元に拡張されている²⁰⁾。

上述した手法は、いずれも仮定すべり土塊を直方体と三角錐に分割し、仮想壁面をも含めた各柱体のつり合いより安全率を求めるものである。これは崩壊形状、深さが明らかになっている崩壊発生後の解析には有用であるが、将来の崩壊を予知する場合には仮定すべり土塊をどのように設定するかが問題となる。

ところが格子点に表土層厚情報を入力した DEM を用いることによりメッシュ (分割柱) の集合体として仮定すべり土塊の設定が可能となる。具体的には 7.2 で求められた危険セルに着目し、この危険セルが示す最急傾斜方向をすべり方向と仮定、もしくは別の解析手法²¹⁾によりすべり方向を求め、この方向を Y 軸と仮定して地表面のみならず表土層厚も含めて座標変換を行う。この変換後、危険セルを中心として 7×7 のセルで構成される斜面に着目し、これを三次元斜面安定解析のための対象領域とする。このように領域を設定する理由は危険セルを必ず含む仮定すべり土塊の設定を分割柱のあらゆる組み合わせで行うため、ある程度の大きさの解析対象領域に限定しなければ仮定すべり土塊の設定が無限になるためである。メッシュ間隔が 10 m の場合解析対象領域は 70 m 四方となり、小規模で発生する表層崩壊予知の場合にはこの大きさは十分な広がりをもっている。危険セルを必ず含む矩形形状の仮定すべり土塊は 7×7 のセルで構成される解析対象領域の場合は 256通りが設定できる。解析対象領域内のセルの中には一次傾向面で表される各セルの最急勾配方向がすべり方向である Y 軸と大きく異なる場合も考えられる。一般にそのようなセルは仮定すべり土塊内にあってもすべり方向にはすべらないものと仮定した非矩形形状仮定すべり土塊の設定法も既に提案されている²²⁾。

このように矩形あるいは非矩形形状の仮定すべり土塊が DEM を用いて設定されれば、それらのすべり土塊に上述した三次元斜面安定解析手法を適用することにより、数多くの仮定すべり土塊のうち最も小さな安全率を示すものが解析対象領域内で最も崩壊が発生する危険性を有する仮定すべり土塊、すなわち危険すべり土塊として求められることになる。図-7.10は1986年の集中豪雨により表層崩壊が発生した宮城県内の斜面を対象として、Hovland 法、簡易 Janbu 法および多平面安定解析手法が適用された結果である。メッシュ間隔の大きさに左右

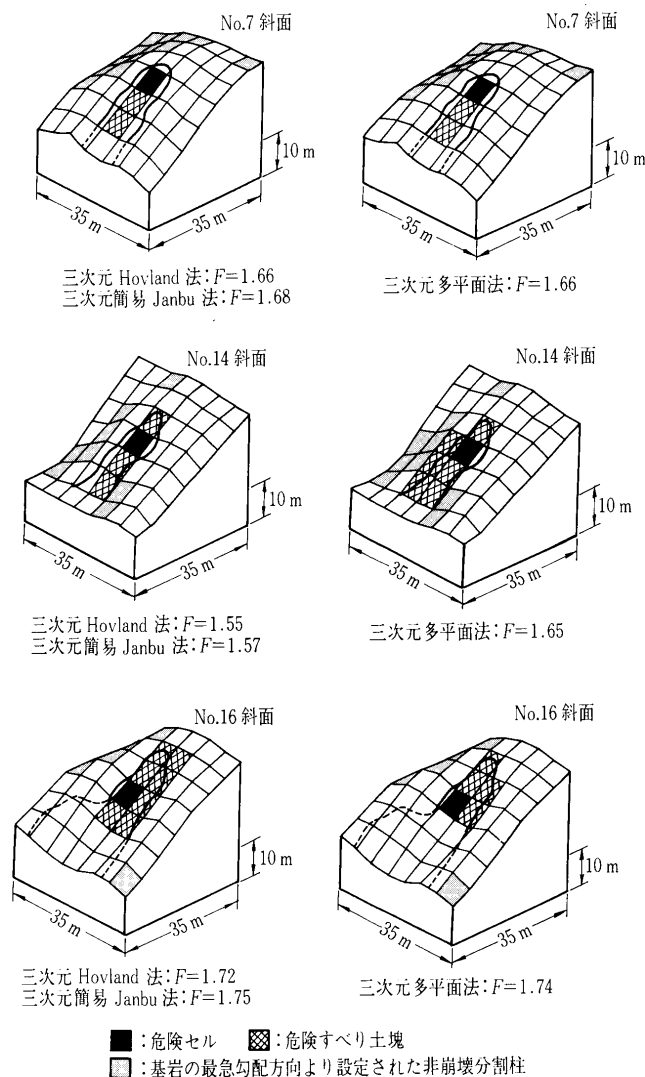


図-7.10 三次元斜面安定解析による表層崩壊形状の予測結果

されるものの、DEM を用いて仮定すべり土塊の設定手法が提案できることにより、ほぼ既崩壊の形状を再現できることがわかる。なお、安全率の絶対値については様々な入力パラメーターの値の影響を受けるため、ここでは相対的に最も小さな安全率を示す仮定すべり土塊を危険すべり土塊としている。しかし、いずれの方法においても安全率は 1.0 より大きな値を示しており、今後安全率の絶対値の検討も必要になってくる。

参 考 文 献

- 1) 羽田野誠一：斜面地形と山くずれ，科学研究費自然災害特別研究成果報告書「山くずれと地質・地形構造の関連性に関する研究」(研究代表者 田中 茂)，pp. 23~27, 1977.
- 2) 沖村 孝・中川雅勝：数値地形モデルのみによる表層崩壊発生位置予知の一手法，新砂防，41-1，pp. 48~56, 1988.
- 3) 沖村 孝・中川雅勝：地形的滑動力示数を用いた表層崩壊危険度予知手法の汎用性について，新砂防，41-6，pp. 14~21, 1989.
- 4) 沖村 孝・市川龍平：数値地形モデルを用いた表層崩壊危険度の予測法，土木学会論文集，358，pp. 69~75,

講座

- 1985.
- 5) 飯田智之：飽和中間流に対する斜面形状の効果の評価法，地形，5-1，pp. 35～54，1983.
- 6) Davis, J. C. : Statistical and data analysis in geology, Wiley, 550p., 1973.
- 7) 高橋 保・中川 一：豪雨性表層崩壊の発生とその生産土砂量の予測，第30回水理講演会論文集，pp. 199～204，1986.
- 8) 平松晋也・水山高久・石川芳治：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，43-1，pp. 5～15，1990.
- 9) 沖村 孝：山地斜面の調査と対策，地質と調査，33，pp. 22～28，1987.
- 10) 小橋澄治：斜面崩壊シミュレーション手法とその問題点，科学研究費重点領域研究成果報告書「豪雨による土砂崩壊の予測に関する研究」（研究代表者 道上正規），pp. 106～112，1990.
- 11) 沖村 孝・田中 茂：一試験地における風化花こう岩斜面の土層構造と崩壊発生深さに関する研究，新砂防，33-1，pp. 7～16，1980.
- 12) 道上正規・藤田正治：山腹表層崩壊発生の予測，土質工学会四国支部・地すべり学会関西支部「斜面崩壊および地すべりの予知と対策に関するシンポジウム発表論文集」，pp. 65～72，1988.
- 13) Okimura, T. : Prediction of slope failure using the estimated depth of the potential failure layer, Journal of Natural Disaster Science, 11-1, pp. 67～79, 1989.
- 14) 沖村 孝・渡辺佳秀：数値地形モデルより得られる地形情報と山腹表土層分布の関係，土地造成工学研究施設報告，11，pp. 55～88，1993.
- 15) Hovland, H. J. : Three-dimensional slope stability analysis method, Proc. ASCE, 103-GT9, pp. 971～986, 1977.
- 16) Chen, R. H. and J. L. Chameau : Three-dimensional slope stability analysis, Proc. 4th Int. Conf. on Numerical Methods in Geomechanics, 2, pp. 671～677, 1982.
- 17) Hung, O. : An extension of Bishop's Simplified Method of slope stability analysis to three dimensions, Géotechnique, 37, pp. 113～117, 1987.
- 18) 鶴飼恵三・細堀健司：簡易 Bishop 法，簡易 Janbu 法および Spencer 法の三次元への拡張，土木学会論文集，394，pp. 21～26，1988.
- 19) 沖村 孝：山腹表層崩壊発生位置の予知に関する一研究，土木学会論文報告集，331，pp. 113～120，1983.
- 20) Okimura, T. : Prediction of the shape of a shallow failure on a mountain slope—the three-dimensional multi-planar sliding surface method—, Geomorphology, 9, pp. 223～233, 1994.
- 21) 沖村 孝・森本功彦：解析により求められたすべり方向を用いた非矩形三次元安定解析による表層崩壊形状の予知，新砂防，47-1，pp. 3～13，1994.
- 22) 沖村 孝・浜添光太郎：非矩形すべり土塊の三次元安定解析による表層崩壊形状の推定，建設工学研究所報告，34，pp. 243～259，1992.