

地盤強度特性の空間分布を考慮した急傾斜地崩壊発生場の予測

Prediction of occurrence of slope failure
taking into account spatial distribution of foundation strength character

石田優子¹・藤本将光²・平岡伸隆³・株丹啓介⁴・深川良一⁵

Yuko Ishida, Masamitsu Fujimoto, Keisuke Kabutan, Nobutaka Hiraoka and Ryoichi Fukagawa

¹立命館大学研究員 総合科学技術研究機構 (〒525-8577 滋賀県草津市野路東1-1-1)
Researcher, Ritsumeikan University, Research Organization of Science and Engineering

²立命館大学助教 理工学部 (〒525-8577 滋賀県草津市野路東1-1-1)
Assistant Professor, Ritsumeikan University, Department of Science and Engineering

³立命館大学大学院 理工学研究科 博士課程後期課程 (〒525-8577 滋賀県草津市野路東1-1-1)
Doctoral Program, Ritsumeikan University Graduate School, Department of Science and Engineering

⁴JR西日本不動産開発株式会社 総務部 (〒660-0808 兵庫県尼崎市潮江1-1-60)
Official, JR West Real Estate & Development Company

⁵立命館大学教授 理工学部都市システム工学科 (〒525-8577 滋賀県草津市野路東1-1-1)
Professor, Ritsumeikan University, Department of Science and Engineering

To predict which part of slope will collapse is important for disaster prevention and mitigation. However, it is difficult because of diversity of ground condition and mechanism of slope failure. The slope behind Hougán-ji temple which is in Kaya, “an area of important preservation district groups of traditional buildings”, is designated as hazardous slope by law. Thus, the slope is divided into 12 section and slope configuration and soil properties are investigated. In addition, in this paper, slope stability is analysed by infinite slope method and shear strength reduction method, and it is revealed that weak part is located near the center of slope.

Keywords : High density soil investigation, Occurrence prediction of slope failure, slope stability analysis

1. はじめに

日本における重要な文化財である寺社等は山麓に立地するものが多く、京都の世界遺産「清水寺」や和歌山の世界遺産「熊野那智大社」の例にみられるように、たびたび土砂災害によって被災してきた。山麓の文化財を土砂災害から保護するために、斜面崩壊の危険性を把握し、事前の防災対策を推進する必要がある。急傾斜地崩壊は、日本で最もよく発生する土砂災害であり、崩壊規模は地すべりや深層崩壊と比して小さいものの、前兆現象が少なく、土砂の移動速度が大きいため、被災しやすい特徴を持つ。斜面崩壊に対する防災として、①発生場、②発生時刻、③発生規模の事前予測によるハード対策およびソフト対策が推進されてきたが、地盤条件の多様性、崩壊発生メカニズムの多様性等により、完全な予測は未だ困難な現状にある。

筆者らはこれまで、京都府与謝郡与謝野町に位置する「加悦重要伝統的建造物群保存地区」にある天神山の崩壊危険性について研究を行ってきた^{1,2)}。本研究は崩壊発生場予測を目的として、「急傾斜地の崩壊による災害の防止に関する法律」により「急傾斜地崩壊危険区域」に指定された斜面のうち、擁壁工等の対策

工が施工されていない宝巖寺の後背斜面において、対象斜面をおよそ10m×8mのメッシュに分割し、多点で地盤調査を行うことにより、1つの対象斜面でもバラツキのある地盤強度特性の空間分布を把握し、メッシュ毎に安定解析を行うことにより、崩壊発生場として危険性の高い箇所を予測するものである。

2. 地盤調査概要

研究の手順を図1に、対象斜面の写真を図2に、天神山急傾斜地崩壊危険区域を図3に、測量に基づいて作図した平面図を図4に示す。図4中の等高線は2m間隔とした。

対象斜面は、天神山の東向きとなる宝巖寺の後背斜面、幅約40m、斜面長約30m、比高約25mの範囲とした。レーザー距離計およびデジタルコンパスにより測量を行い、対象斜面の地表面形状を把握した。対象斜面は、幾つかの傾斜角緩急変換点を有し、最も顕著な緩急線の上部斜面は傾斜角25～30°程度と比較的緩いが、下部斜面は傾斜角50～57°と急であり、調査時の安全を確保することができない。そこで緩急線より上部斜面を対象範囲として幅約10m、斜面長約8m程度のメッシュで12分割した。各メッシュ内の足場が確保できる1地点で簡易動的コーン貫入試験を実施し、地盤強度の鉛直分布および基岩の深度、すなわち表層厚さを計測した。さらに簡易動的コーン貫入試験の試験孔を利用して、土層強度検査棒にて表層土の内部摩擦角および粘着力を計測した。安定計算に用いるパラメータを決定するための室内土質試験用サンプルは、各メッシュの所定の深度において採取することが望ましいが、表層が厚く困難であることと、多点の採取孔の構築は安全上好ましくないと考えられたため、対象斜面下部において、土層が連続していると推定された3箇所から室内土質試験のためのサンプルを採取した。

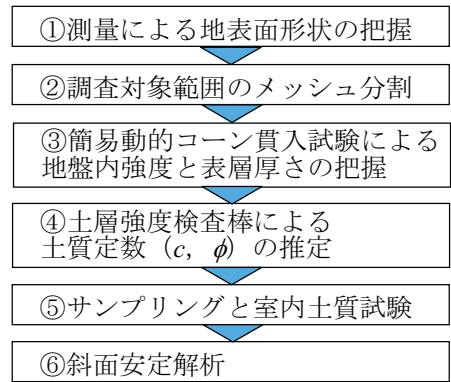


図1 研究の手順



図2 対象斜面

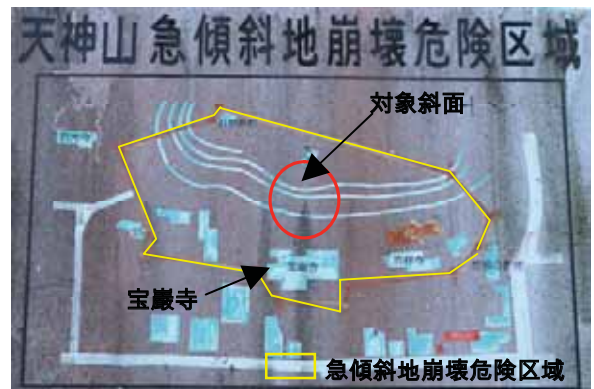


図3 天神山急傾斜地崩壊危険区域

3. 調査結果と考察

(1) 簡易動的コーン貫入試験

簡易動的コーン貫入試験は、先端コーンをつけたロッドをドライブハンマーの打撃によって地盤に打ち込み、貫入量と打撃回数から地盤の硬軟、締まり具合を調べる原位置試験である。標準貫入試験に比して軽量で、作業が容易であるため、傾斜地の調査に適している。試験結果を図4のメッシュと同様の並び順にして、土層強度検査棒の試験深度と共に図5に示す。

各測点とも概ね深度に従って地盤強度が増加している。地表面に近い強度増加が小さい緩い層をⅠ層とし、Ⅰ層の下位の強度増加が顕著な層をⅡ層とする。Ⅰ層およびⅡ層を合わせて表層と解釈し、試験終了要件を満足するNd値50以上等の締まった層をⅢ層として基岩とみなす。

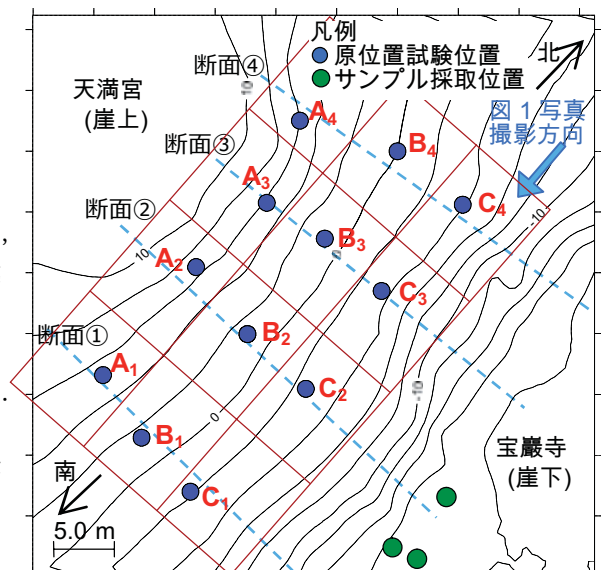


図4 対象斜面平面図

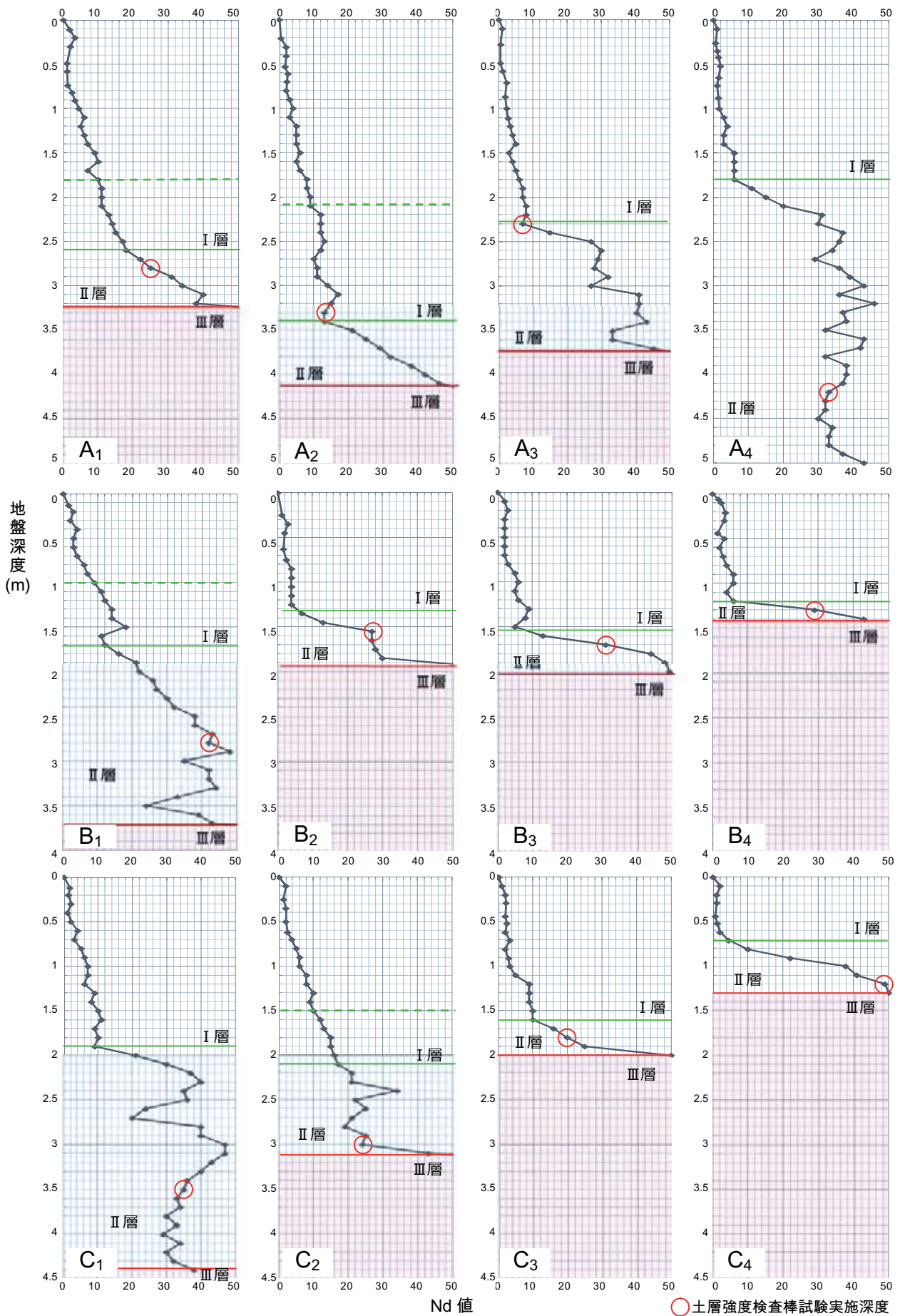


図5 簡易動的コーン貫入試験結果

標高の低いB側線およびC側線は、北から南に向かって次第に表層が厚くなる傾向を示したが、標高の最も高いA側線では、北の方が表層が厚く、B、Cとは逆の傾向を示した。全地点におけるI層の層厚は0.7m～3.4 mとバラつきがあるが、ほぼNd値0～10(20)以下のレンジで、深度に従って徐々に強度を増しているという点で同様の傾向を示す。しかし、II層は層厚が0.2 m～3.2 m以上とバラつきがあるだけでなく、A₃、A₄、B₁、C₁、C₂のように強度増加が深度に比例しない地点が存在する。それ以外の強度増加が深度に依存するB₄やC₄等の地点では、基岩の深さが比較的浅い傾向にある。

以上の結果より、強度分布が深度に依存しないII層は、空隙や玉石等が混在するような過去に崩落した崩積土で構成されている可能性や、部分的に空隙等の弱点を有するような水みちや何らかの原因により風化が進行している層である可能性が考えられる。

表層崩壊の厚さは、0.5 m～2.0 m程度が多いことが知られており、B₂、B₃、B₄、C₃、C₄が該当する。

(2) ベーンコーンせん断試験と一面せん断試験

ベーンコーンせん断試験は、十字型の羽根（ベーン）をつけたロッドを地中に押し込んで回転させ、羽根によって形成される円筒形のせん断面に沿うせん断抵抗（粘着力）を回転抵抗から求める試験である。本研究では、軽量かつ計測が容易なため多点での計測に適していると言われる、土木研究所が開発した土層強度検査棒を用いた³⁾。各メッシュの計測深度は、図5に○印で記したとおり、概ねII層内での計測である。計測結果から得られた結果を表1に示す。また、緩急線より下部斜面の3箇所採取したサンプル（サンプル①はC₂の斜面下方、サンプル②と③はC₁の斜面下方で採取）を用いて一面せん断試験を行った結果を表2に示す。

土層強度検査棒による試験結果から、対象斜面地盤の内部摩擦角は19.8～27.5°、粘着力は2.2～17.9kN/m²であった。土質定数は各計測地点でバラつきがあり、測定深度、測定位置のNd値、層種別のどれとも相関が見られなかった。一面せん断試験結果から、サンプル①の粘着力が低いのは、原位置試験の土より採取土の砂分が卓越していたためと考えられる。

4. 地盤強度特性の空間分布を考慮した崩壊危険度評価

(1) 崩壊危険度評価方法

対象斜面の多点計測により、連続する1つの斜面でも地盤強度や表層厚さにはバラつきがあることが確認された。表層崩壊は斜面全体でなく部分的に崩壊することが多いが、安定性の低い部分から崩壊すると考えられる。そこで、メッシュ毎に無限長斜面と仮定した2次元斜面安定計算を行い、相対的に崩壊危険度の高いメッシュを抽出することで、対象斜面の崩壊発生場を予測する。崩壊は、降雨浸透による地下水位の上昇に伴い、斜面に平行な仮想すべり面に沿って発生すると仮定する。安定計算は式(1)に示すように、滑らせようとするせん断力と、滑りに抵抗するせん断強さの比で行う。

$$F_s = \frac{S}{\tau} = \frac{c + \sigma \tan \phi}{\tau} = \frac{c + \{\gamma_t H_1 + \gamma'(H - H_1)\} \cos^2 \beta \tan \phi}{\{\gamma_t H_1 + \gamma_{sat}(H - H_1)\} \cos \beta \sin \beta} \quad (1)$$

ここに、 F_s ：安全率、 S ：せん断強さ(kN/m²)、 τ ：せん断力(kN/m²)、 c ：粘着力(kN/m²)、 σ ：垂直応力(kN/m²)、 ϕ ：内部摩擦角(°)、 γ_t ：湿潤単位体積重量(kN/m³)、 γ_{sat} ：飽和単位体積重量(kN/m³)、 H ：仮想すべり面から地表面までの高さ(m)、 H_1 ：地下水位から地表面までの高さ(m)、 β ：斜面傾斜角（=すべり面傾斜角）(°)。

表1 ベーンコーンせん断試験結果
(内部摩擦角 ϕ と粘着力 c)

	断面①	断面②	断面③	断面④
最上段A	A ₁	A ₂	A ₃	A ₄
ϕ (°)	25.2	22.8	24.7	23.7
c (kN/m ²)	10.4	5.1	2.6	8.6
中段B	B ₁	B ₂	B ₃	B ₄
ϕ (°)	19.8	31.0	27.5	23.7
c (kN/m ²)	13.9	2.2	3.4	7.6
最下段C	C ₁	C ₂	C ₃	C ₄
ϕ (°)	19.8	21.3	23.3	22.8
c (kN/m ²)	17.9	3.9	7.7	11.5

表2 一面せん断試験結果

サンプル	①	②	③
ϕ (°)	38.9	27.3	29.7
c (kN/m ²)	0.1	10.2	6.4

崩壊は、せん断力がせん断強さを上回ると発生する。 $F_s = 1$ の時がバランスの限界状態であり、この状態における地下水位上昇の限界高さ H_c を、式(1)を変形した式(2)により求める。

$$H_c = \frac{c}{\gamma_{sat}} \cdot \frac{1}{\left\{ \tan \beta - \left(\frac{\gamma'}{\gamma_{sat}} \right) \tan \phi \cdot \cos \beta \right\}} \quad (2)$$

(2) 計算条件

対象斜面下部で採取したサンプルを用いて実施した室内土質試験結果から、水中単位体積重量 $\gamma' = 9.04(\text{kN/m}^3)$ 、飽和単位体積重量 $\gamma_{sat} = 18.85(\text{kN/m}^3)$ とし、全メッシュ共通とした。内部摩擦角および粘着力は、地盤強度特性の空間分布を考慮するため、各メッシュ内で実施した土層強度検査棒の結果(表1)を採用し、各メッシュにおける傾斜角は測量結果から表3の通り決定した。

	断面①	断面②	断面③	断面④
最上段A側線	A ₁	A ₂	A ₃	A ₄
傾斜角 $\beta(^{\circ})$	27.0	34.0	42.0	38.0
中段B側線	B ₁	B ₂	B ₃	B ₄
傾斜角 $\beta(^{\circ})$	35.0	25.0	30.0	19.0
最下段C側線	C ₁	C ₂	C ₃	C ₄
傾斜角 $\beta(^{\circ})$	46.0	37.0	33.0	28.0

(3) 結果と考察

安全率が1.0となる地下水位の限界高さを、図6に示す。降雨発生後、Ⅱ層とⅢ層の境界すなわち基岩面より地下水位が上昇し限界高さを超えると、安全率が1.0を下回り斜面が崩壊する。よって、基岩面と限界高さの距離が近いほど危険であり、基岩面と限界高さの距離が遠いほど安全であると言える。鉛直方向の強度分布特性、すなわちⅠ層、Ⅱ層の強度分布と各層厚、基岩の深さを考慮して、以下に考察を行う。

B₄およびC₄は、地下水位が上昇して地表面に達しても安全率は1.0以下とならない結果となったため、この計算条件下では、この部分での崩壊は発生しないと考えられる。また南側のA₁-B₁-C₁(断面①)においても、基岩が深く、限界高さが高いため崩壊の危険性は低いといえる。北側A₄-B₄-C₄(断面④)および南側A₁-B₁-C₁(断面①)は、斜面中央部に比べて粘着力が高く、崩壊に対する抵抗性は高いと考えられる。

斜面中央付近のA₂、A₃、B₂、B₃、C₂は、地下水位上昇の限界高さが0.4m~0.85mであり、周囲のメッシュより相対的に低く、危険度が高いと言える。特にB₂、B₃は、①基岩が浅いこと、②表層厚さが崩壊しやすいとされる2.0m程度であること、③締めり具合の緩いⅠ層の層厚が大きいことから、他の地点に比べ、危険度が高いと考えられる。

5. 有限要素法を用いた連続体としての斜面安定解析

(1) 崩壊危険度評価方法

4章の危険度評価では、対象斜面のうち緩急線の上部斜面をメッシュで分割し、バラつきのある地盤強度特性を考慮して、各メッシュで無限長斜面と仮定した安定計算を行い、対象斜面の中で崩壊危険度の高い場所について評価した。ここでは、斜面を法肩から法先まで連続体として考え、4側線(側線A₁-B₁-C₁(断面①)、側線A₂-B₂-C₂(断面②)、側線A₃-B₃-C₃(断面③)、側線A₄-B₄-C₄(断面④))の横断面を表層と基岩の2層モデルとしてFEM解析を行い、各断面の斜面安定性を評価する。計算手法は地盤の変形が小さいときは弾性体、破壊状態にあるときは完全塑性体という2つの仮定を合わせ持つ弾完全塑性モデルにより、せん断強度低減法を用いた自重による静的安定解析を行った。降伏もしくは破壊基準にはモール・クーロンの式を用いた。

(2) 計算条件

各横断面の地表面形状は測量による結果を用い、表層厚さは簡易動的コーン貫入試験の結果を参考に推定した。傾斜角が急勾配なため調査のできなかつた緩急線より下の下部斜面の表層厚さについては、C地点の表層厚さが連続するものと仮定した。A地点より上部についても同様に仮定した。また、地下水位は基岩面に設定した。境界条件は、底面は水平、鉛直方向とも固定とし、左側面は水平方向固定とした。解析に用い

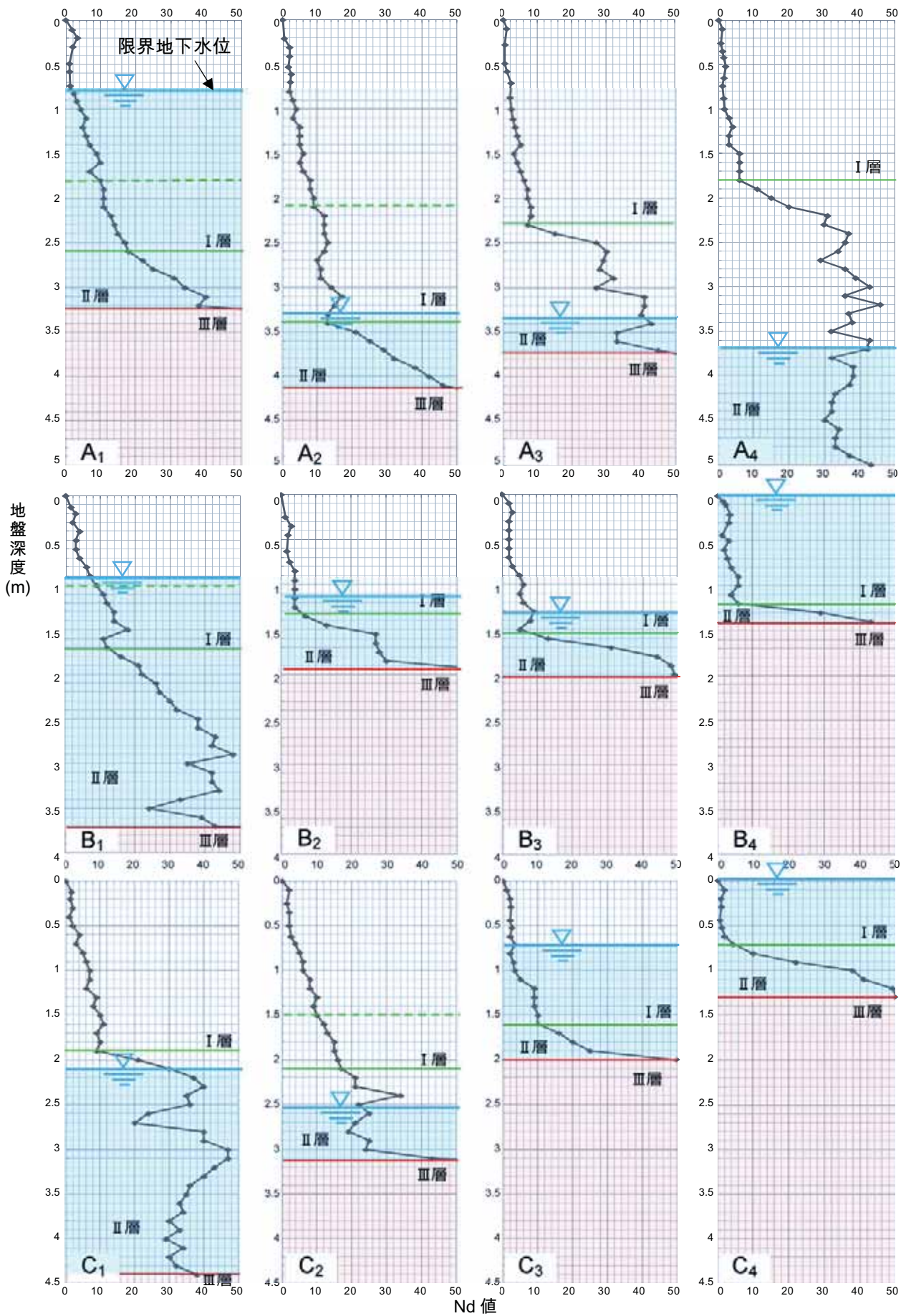


图 6 斜面安定計算結果 (限界地下水位)

たパラメータを表4に示す．ここに，表層の不飽和単位体積重量 γ_{unsat} と飽和単位体積重量 γ_{sat} はサンプルの室内土質試験結果から算出し，全断面で採用した．表層の粘着力 c および内部摩擦角 ϕ は，原位置試験で得られた各断面につき3点の計測結果の平均値とし，ダイレイタンシー角は $\phi/2$ とした．表層のヤング係数は，一般に用いられる $E=2100N$ ($N=N$ 値) の式より，簡易動的コーン貫入試験の表層 (I層, II層) の Nd 値から全体で20程度と仮定し， $Nd=1.5N$ の式を用いて， $E=28000(kN/m^2)$ を算出した⁴⁾．表層のポアソン比は未固結の砂質土と想定し，文献より0.35とした⁵⁾．また基岩については，産業技術総合研究所のシームレス地質図より花崗岩と推定し，現地踏査から風化の程度を考慮してCL級と仮定して，一般に設計で用いられる範囲を考慮し，文献よりパラメータを決定した^{5),6)}．

(3) 結果と考察

各断面における変位の解析結果を図7に示す． A_x , B_x , C_x は原位置試験の位置を示す．変位の大きさを赤 (変位大) ~ 青 (変位小) のグラデーションで表現した各断面のレンジは，断面①および断面④は安定解析の最終ステップの結果を示し，断面②および断面③は以下の理由により初期状態の結果を示す．せん断強度低減法による斜面安定解析は，まず初期状態としてモデル断面に重力を導入し，その後 c , ϕ を徐々に低減させ，斜面が崩壊する場合の安全率 F_s を求めるものである．断面②および断面③については，重力を導入すなわち自重を载荷した初期段階で崩壊状態に至ったため，それ以上計算を継続することはできず，想定した

表4 FEM 斜面安定解析に用いたパラメータ

	$\gamma_{unsat}(kN/m^3)$	$\gamma_{sat}(kN/m^3)$	$c(kN/m^2)$	$\phi(^{\circ})$	$\psi(^{\circ})$	$E(kN/m^2)$	ν	
表層	断面①	18.40	18.85	14.07	21.6	10.8	28000	0.35
	断面②	18.40	18.85	3.73	25.0	12.5	28000	0.35
	断面③	18.40	18.85	4.57	25.2	12.6	28000	0.35
	断面④	18.40	18.85	9.23	23.4	11.7	28000	0.35
基岩	21.00	21.00	100.00	37.0	18.5	300000	0.30	

γ_{unsat} : 水中単位体積重量(kN/m^3)
 γ_{sat} : 飽和単位体積重量(kN/m^3)
 ψ : ダイレイタンシー角($^{\circ}$)
 E : ヤング係数(kN/m^2)
 ν : ポアソン比

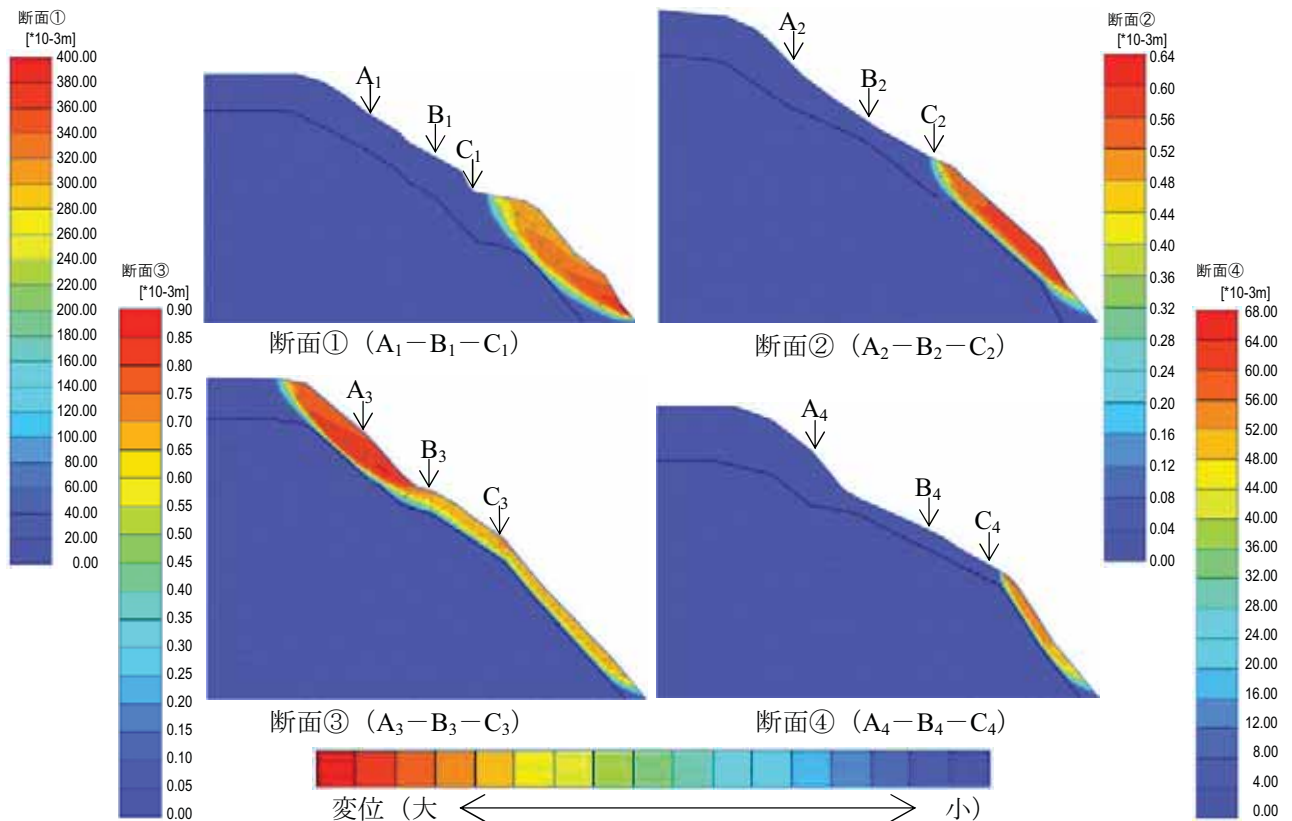


図7 FEMによる斜面安定解析結果 (変位)

モデル断面②および③は、極めて不安定な状態にあると解釈される。断面②では、急勾配のため調査不可能であった緩急線の下部斜面において、基岩上面を滑落するようにすべり線が想定される結果となり、断面③では法肩で円弧上のすべり線が発生し、斜面全域にわたって変位がみられる結果となった。実地盤において実際には崩壊していない理由としては、設定した基岩面や地盤定数、地下水位等の実情との乖離、植生による根系効果等が考えられる。

断面①および断面④では、断面②と同じく急勾配である緩急線の下部斜面ですべり線が発生する結果となった。安定性を示す指標である ΣMsf ($\Sigma Msf = c/c_r = \phi/\phi_r$, ここに c_r : 極限平衡状態における粘着力の低減強度パラメータ, ϕ_r : 極限平衡状態における内部摩擦角の低減強度パラメータ) は、断面①は $\Sigma Msf = 1.016$, 断面④は $\Sigma Msf = 1.021$ であった。

以上の結果より、4つのモデル断面における危険度は、高い順に、断面③, 断面② > 断面① > 断面④となった。設定した解析モデルは、表層の地盤強度定数は一定とし各断面内でのバラつきは考慮していないが、断面毎のバラつきを c, ϕ の設定によって考慮したことは結果に影響を及ぼしていると考えられる。このモデルは、4章の対象メッシュの範囲外も含む法肩から法先までの連続体としてのモデルであるため4章の結果と単純比較はできないが、4章の評価で危険度が高いとされた A_2, A_3, B_2, B_3, C_2 を含む南北中央付近において危険度が高いという結果、また、限界地下水位が地表面を超え、対象メッシュで最も安全であると評価された B_4, C_4 を含む断面④が、FEMによる安定計算でも最も危険度が低いという結果も一致した。

6. まとめ

急傾斜地における崩壊危険箇所を予測するために対象斜面をメッシュで分割し、メッシュ毎に多点地盤計測を行い地盤強度特性の空間分布を把握した。また、強度特性に基づいてパラメータを設定し、各メッシュにおいて斜面安定計算を行い、対象斜面中央付近において崩壊危険度の高いと考えられる箇所を抽出した。さらに、FEMにより法肩から法先までの斜面全体を連続体とした4断面における斜面安定解析を行い、同様に斜面中央付近の断面②および断面③において危険度が高いという結果を得た。FEMによる解析モデルでは、表層厚さや土質パラメータ等の情報のない緩急線より下部斜面や法肩付近において変位が大きく算出される結果となり、今後、下部斜面や法肩部の詳細地盤情報、地下水位等の追加調査により安定解析の精度を向上させることはできると考えられるが、調査時の安全確保が困難であるため、実現性は低いと考えられる。今後は、3次元解析による斜面全体を連続体とした評価や、SPH法による斜面が崩壊した場合の土砂到達範囲の評価により、重要な文化遺産と周辺住民や観光客の安全を図るための事前の崩壊予測の高度化を推進したい。

謝辞：本研究を実施するにあたり、与謝野町教委、下川賢司氏および宝巖寺住職様にお世話になりました。ここに記して深謝致します。

参考文献

- 1) 石田優子・深川良一・酒匂一成・吉原大貴：加悦重要伝統的建造物群保存地区における斜面防災モニタリング，歴史都市防災論文集，Vol.5, pp.255-262, 2011.
- 2) 平岡伸隆・石田優子・岩森一貴・酒匂一成・深川良一：加悦天神山における表層力学特性調査，歴史都市防災論文集，Vol.6, pp.127-132, 2012.
- 3) 独立行政法人土木研究所：土層強度検査棒による斜面の土層調査マニュアル（案），土木研究所資料第4176号，pp. i - ii, 2010.
- 4) 社団法人地盤工学会：設計用地盤定数の決め方—土質編—，訂正第3刷，p.23,80, 2009.
- 5) 社団法人地盤工学会：設計用地盤定数の決め方—岩盤編—，訂正第3刷，p.45,128,137,142, 2009.
- 6) 産業技術総合研究所地質調査総合センター（編）（2012）20万分の1日本シームレス地質図データベース（2012年7月3日版），産業技術総合研究所研究情報公開データベース DB084，産業技術総合研究所地質調査総合センター。