

砂防学会・東北地方太平洋沖地震災害調査委員会
東北地方太平洋沖地震および長野県北部地震による災害調査
第4班本震による山地の不安定化

(要旨)

第4班は、本震による山地の不安定化について把握するため、以下の調査・検討項目に取り組んだ。

- ①危険斜面や溪流の点検、基準雨量の見直し等の現状調査
- ②余震による斜面崩壊の発生と危険度評価
- ③地震後の降雨による土砂災害
- ④地震後の土砂災害ポテンシャルの変化
- ⑤地形的条件を考慮した地震後の降雨による土砂災害発生予測

①及び②に関し、まず以下の通り、危険斜面や溪流の点検、基準雨量の見直し、土砂災害の発生状況を概観する。

国土交通省砂防部の発表によると、東北地方太平洋沖地震等により震度5強以上を観測した市区町村において、土砂災害危険箇所の緊急点検を実施した結果（一部の点検不能箇所（積雪、原発事故等の影響範囲）を除く）、平成23年6月3日時点において、14都県212市区町村で32,392箇所を点検し、分類A（変状が大きく緊急的な工事等が必要な箇所）が54箇所、分類B（変状が軽微で詳細調査の実施後、必要に応じて工事等を行う箇所）が1,050箇所であった。

<http://www.mlit.go.jp/common/000146556.pdf>

また、東北地方太平洋沖地震、長野県北部地震、静岡県東部の地震により震度5強以上を観測した地域では、地盤が脆弱になっている可能性を考慮し、都道府県砂防部局と気象台が共同で発表する土砂災害警戒情報を通常基準より5～8割に引き下げる暫定的運用を実施した。暫定運用を行った市区町村は、平成23年4月12日時点で、17都県、240市区町村であった。

http://www.mlit.go.jp/river/sabo/kongo_dosyasaigai/02/110601_shiryo4-1.pdf

その後、各都県及び気象台では、地震後の降雨と土砂災害の関係を調査・検討し、平成25年5月30日までに、ほぼ全ての市区町村で暫定基準は解除されている（ただし、宮城県の仙台市、南三陸町、石巻市については平成24年8月宮城県沖地震、25年5月福島県沖地震に伴い暫定基準が継続されている）。

<http://www.mlit.go.jp/common/000205138.pdf>

<http://www.mlit.go.jp/common/000189864.pdf>

<http://www.mlit.go.jp/common/000185149.pdf>

<http://www.mlit.go.jp/common/000172385.pdf>

<http://www.mlit.go.jp/common/000999308.pdf>

http://www.jma.go.jp/jma/kishou/books/gizyutu/133/gizyutu_133.html

土砂災害、斜面崩壊等の発生状況について、国土交通省砂防部によると、東北地方太平洋沖地震による土砂災害発生件数は平成23年8月3日時点で110件であった。

http://www6.river.go.jp/riverhp_viewer/entry/resource/y2011e241311175c133a55ecc7f3bf818af4f6631c62cc/8.3%E6%9D%B1%E5%8C%97%E5%9C%B0%E6%96%B9%E5%A4AA%E5%B9%B3%E6%B4%8B%E6%B2%96%E5%9C%B0%E9%9C%87%E7%81BD%E5%AE%B32.pdf

また、国土技術政策総合研究所危機管理技術研究センターによると、衛星画像判読(約5万km²)の結果、地震による土砂移動の可能性のある箇所は210箇所であった。

<http://www.nilim.go.jp/lab/bcg/siryoutnn/tnn0646pdf/ks064608.pdf>

さらに、(社)日本地すべり学会が、岩手県以南の東北地方、茨城・栃木・群馬・長野・新潟県の砂防・治山関係機関の地震後緊急点検結果、現地調査等をもとに、本震及び関連地震による斜面変動(崩壊、地すべり、造成盛土宅地の変状等)をまとめたところ、総数は768箇所であった。

平成20年6月の岩手・宮城内陸地震では、3,791箇所の地すべり・崩壊が発生したものと比べると、東北地方太平洋沖地震等による斜面崩壊・変動、土砂災害発生数はかなり少ない状況であった。

①及び②に関し、地震による斜面崩壊の危険度評価手法の高度化のため、岡本は東北地方太平洋沖地震による崩壊地の判読結果から、斜面崩壊危険度評価判別式の海溝型地震への適用性を研究している。Ⅰ.地震時斜面崩壊危険度評価手法の高度化に関する検討として後述する。古川らは、地震時の斜面崩壊危険度評価手法としてサポートベクターマシンによる方法を研究している。Ⅱ.サポートベクターマシン法による地震時斜面崩壊危険度評価として後述する。

③地震後の降雨による土砂災害に関し、岡本は、土砂災害警戒情報の地震後暫定基準について運用実績を検証している。Ⅲ.土砂災害警戒情報の地震後暫定基準の妥当性に関する検討として後述する。また、執印らは、地震による土質強度変化を考慮した降雨指標についての検討を実施している。Ⅳ.地震後の崩壊発生降雨基準に関する一考察として後述する。

④及び⑤に関し、久保田は、数値解析により地震動による亀裂や土質強度の低下が斜面の安定性に与える影響を検討している。Ⅴ.地震動による斜面の亀裂および土質強度の変化が斜面安定に与える影響として後述する。平松は、土質試験により地震動による地盤の緩みの評価手法についての検討を実施している。Ⅵ.花崗岩地域における地震発生後の斜面安定性の変化に関する実験的研究として後述する。

以上のとおり、統計解析、数値解析、室内試験等を用いた総合的な検討を行った結果、地震動が斜面崩壊に与える影響を多角的な視点で定量的に評価することができた。

I. 地震時斜面崩壊危険度評価手法の高度化に関する検討

国土技術政策総合研究所 岡本敦（現国交省砂防部）

1.1 はじめに

大規模な地震が発生すると山地において斜面崩壊が多発する傾向が過去の事例から見られる¹⁾が、すべての斜面で崩壊が発生するわけではなく、崩壊しやすい斜面には共通する特徴があるものと考えられる。

そこで国土技術政策総合研究所（国総研）では、山地斜面が地震動を受けた際の相対的な崩壊危険度を評価するため、平成7年兵庫県南部地震における崩壊実績をもとに、「地震による斜面崩壊危険度評価判別式」（以下、「判別式」という）を開発した²⁾。次式に示す。

$$F = 0.075I - 8.9C + 0.0056A - 3.2$$

ここに、 I : 斜面勾配 (°)、 C : 斜面平均曲率、 A : 地震動の最大加速度 (cm/s²)。

この式は、斜面勾配、斜面の平均曲率、地震動の最大加速度という一般に入手可能なデータを用い、過去に地震による崩壊実績がない箇所においても崩壊危険度を簡便に評価できるものである。

国総研では、これまで平成7年兵庫県南部地震から平成20年岩手・宮城内陸地震（以下、「岩手宮城地震」という）までの主要な8地震を対象に判別得点と崩壊実績の比較を行い、判別式によって一定の精度で崩壊危険度を評価できることを確認してきた³⁾。しかしながら、上記8地震には海溝型地震が含まれておらず、また各地震における対象地域も比較的狭い範囲であったことから、判別式の海溝型地震への適用性や広域を対象とした際の精度について検証が不十分であった。

そこで本検討では、内陸型地震である岩手宮城地震および海溝型地震である平成23年東北地方太平洋沖地震（以下、「東北地震」という）によって斜面崩壊が発生した地域を対象に判別得点を算出し実績崩壊との比較を行うことにより、判別式の適用性を検証した。

1.2 既往地震に関するデータ整理

1.2.1 東北地方太平洋沖地震による崩壊地の判読

東北地震において斜面崩壊が多発した栗駒山周辺の地域を対象に崩壊地判読を行った。この地域は岩手宮城地震でも崩壊が集中した地域であり、地震直後の平成20年および2年後の平成22年にも崩壊地判読を行っていることから対象地として選定した。崩壊地判読結果を図-1.1に、各時期における崩壊状況を表-1.1に示す。

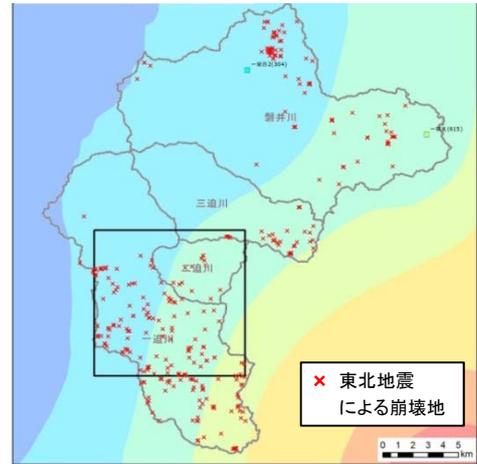


図-1.1 栗駒地域における崩壊地判読結果

表-1.1 栗駒地域における各時期の崩壊状況

	崩壊数	崩壊面積	崩壊面積率
(H20)岩手宮城地震による崩壊	2,069	3,217,400	0.878%
(H22)岩手宮城地震後2年間の崩壊	825	1,010,838	0.276%
(H23)東北地震による崩壊	350	148,593	0.041%

崩壊発生数は岩手宮城地震の約2000箇所に対し東北地震350箇所と極端に少ないことが明らかとなった。

1.2.2 既往地震の地震動特性の整理

既往地震について、各種資料より最大加速度、周期等の地震動特性を整理した。表-1.2に岩手宮城地震と東北地震についての整理結果を示す。表-1.2からも分かる通り、最大加速度は岩手宮城地震の方が大きい、周期については大きな差はなかった。

表-1.2 各地震の地震動特性

	岩手・宮城内陸地震	東北地方太平洋沖地震
発生日	2006/6/14	2011/3/11
最大加速度(Gal)	4022(一関西)	2933(築館)
周期(s)	0.1-0.2	0.1-0.2
継続時間(s)	30	100

1.3 判別式の適用性に関する検討

1.3.1 判別得点と崩壊実績との関係整理

東北地震において崩壊が特に集中した範囲（図-1.1の黒枠部分）を対象に試算的に判別式を適用したところ、実績崩壊との相関性は明瞭ではなかった。これは、表-1.1にもある通り東北地震では崩壊発生数、崩壊面積率ともに非常に小さかったために明確な傾向が表れなかったものと考えられる。

1.3.2 判別得点と地震後一定期間の崩壊との関係整理

表-1.1 の通り、岩手宮城地震から約 2 年の間にも崩壊が多数発生している。そこで、岩手宮城地震直後と地震から 2 年後の時点で判別得点と崩壊発生率の関係を整理したものが図-1.2 である。ここで崩壊発生率とは、各判別得点レンジに該当するメッシュのうち、崩壊地に該当するメッシュの割合である。なお、判別式に用いる最大加速度としては岩手宮城地震時の値を一律で用いている。

図-1.2 より、各時期とも判別得点が高いほど崩壊発生率が高くなる傾向が見られ、また判別得点と同じ位置に崩壊発生率のピークが来ている。このことから、岩手宮城地震による崩壊危険度が高いと判定された箇所では、地震直後の崩壊発生率が高い傾向が見られるとともに、地震発生から 2 年が経過した時点においても依然として崩壊が発生しやすいことが分かる。これは、岩手宮城地震の地震動による斜面脆弱化の影響が 2 年後の時点でも残留しており、降雨等の誘因によって同じ箇所で崩壊が発生した可能性を示している。

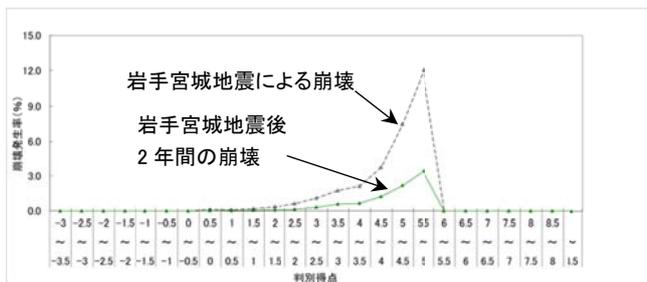


図-1.2 判別得点と崩壊発生率の関係

1.3.3 広域を対象とした判別式適用性の検証

これまで、比較的狭い地域の中で詳細に崩壊地判読を行った上で判別式を適用し、複数地震間での判別得点の傾向を比較してきた。一方で、これまで判別式を複数都道府県にまたがるような広域に適用した事例はなく、広域への判別式の適用性が不明であった。

そこで、ここでは東北地震による強震動を受けた地域全域に判別式を適用し、実績崩壊地との比較を行うことにより、広域への判別式の適用性を確認した(図-1.3)。なお、図-1.3 の崩壊地分布は日本地すべり学会による調査結果をもとにしているが、地域により調査方法にばらつきがあるため、あくまで定性的な傾向を把握するための試算的な結果であることに注意が必要である。本結果より判別得点ごとの崩壊発生率を図-1.4 に示した。

図-1.4 より、判別得点が高くなるほど崩壊発生率が高くなる傾向が見られ、精度の不統一なデータをもとにした結果ではあるものの、判別式を広域に対して適用した場合にも一定の適用性があることが示唆された。

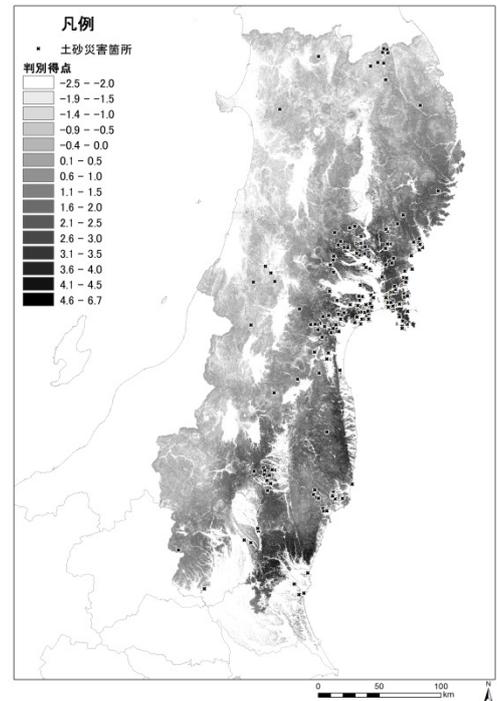


図-1.3 広域での判別得点と崩壊発生箇所(東北地震)

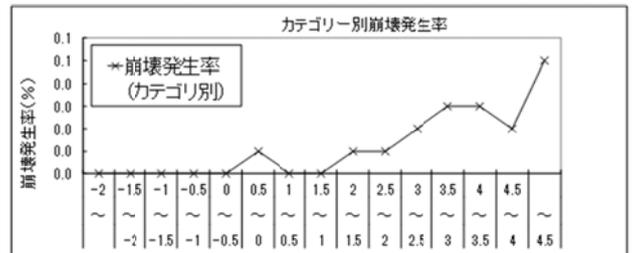


図-1.4 広域での判別得点と崩壊発生率(東北地震)

1.4 おわりに

今回、判別式の適用性検証のため岩手宮城地震および東北地震を主な対象として検討を行った結果、海溝型地震への適用性については明確な結果が得られなかったものの、地震発生から一定期間内の崩壊危険度評価や、広域を対象とした判別式の適用可能性が一定程度示された。

本検討結果を踏まえ、今後さらなる検証を続け判別式の精度向上を図ることが地震後の迅速な災害対応につながるものと考えられる。

参考文献

- 1) 伊藤英之・小山内信智・西本晴男・白杵伸浩・佐口治：地震による崩壊発生箇所と震度分布との関係、砂防学会誌、Vol.61、No.5、p.46-51、2009
- 2) 内田太郎・片岡正次郎・岩男忠明・松尾修・寺田秀樹・中野泰雄・杉浦信男・小山内信智：地震による斜面崩壊危険度評価手法に関する研究、国総研資料第 204 号、91pp、2004
- 3) 富田陽子・桂真也・小山内信智・戸村健太郎・高山陶子・中島達也・岡野和行・原田美鈴：「地震による斜面崩壊危険度評価判別式」の岩手・宮城内陸地震への適用について、平成 22 年度砂防学会研究発表会概要集、p. 572-573、2010

II. サポートベクターマシンによる地震時における斜面崩壊危険度評価の試み

山口大学 古川 浩平、中電技術コンサルタント 荒木 義則、杉原 成満

2.1 はじめに

地震時に発生する斜面崩壊は、強い地震動が原因で斜面に亀裂等の緩みが生じ、不安定となり、崩壊に至る現象と考えられるが、その崩壊メカニズムは複雑で、必ずしも明らかにはされていない。しかしながら、大規模地震に伴う土砂災害からの被害を防止・軽減するためには、地震時に斜面崩壊が発生する恐れの高い斜面を把握し、対策を検討・立案することが重要である。

地震時に発生する斜面崩壊の発生危険度評価手法としては、その一つとして兵庫県南部地震における六甲山系の崩壊実績をもとに設定された地震時の斜面崩壊危険度評価判別式（以下、「六甲判別式」という）が挙げられる¹⁾。この判別式は、地震時に崩壊を発生させる原因と考えられる要因（勾配、平均曲率、地震時の最大加速度）を用いて、多変量解析による統計的判別手法の一つである重回帰分析により導かれた経験式である。このような統計的判別手法により導かれた経験式は、土木工学の様々な分野において、その適用に関する種々の取り組みがなされている。

近年、新たな統計的判別手法として、サポートベクターマシン（Support Vector Machine, 以下、「SVM」という）²⁾と呼ばれるパターン認識手法が注目されている。本研究で用いるSVMは、カーネルトリックと呼ばれる方法を用いて、非線形の識別関数を構成できるように拡張したSVMモデルであり、現在知られている多くの手法の中でも最も認識性能の優れた学習モデルの一つであると考えられている³⁾。そのため、このSVMを地震時に発生する斜面崩壊の発生危険度評価に適用できれば、地震時に斜面崩壊が発生する恐れの高い斜面を高い精度で把握することが可能になるものと考えられる。

ここでは、兵庫県南部地震における六甲山系の事例および東北地方太平洋沖地震における岩手・宮城県境の栗駒山周辺の事例を対象に、SVMによる地震時における斜面崩壊危険度評価を行い、その適用性について確認を行った。

2.2 解析手法と検討概要

2.2.1 解析手法

(1) サポートベクターマシンの基本概念

SVMは、教師あり学習によるパターン識別手法の一つである²⁾。

SVMの概念図を図-2.1に示す。SVMは、入力されたデータ群に非線形関数を適用させ、高次元特徴空間にマッピングした状態で線形分離を行う。このとき、高次元特徴空間でデータを分離する平面（図-2.1の $f(x)=0$ の面：以下、「分離超平面（評価基準）」という）は、「各クラスのデータ群の距離（マージン）を最大化」という基準によって最適な学習を行い設定される。この機能により、SVMは高い汎化能力を有した識別が可能となる。

本検討では、式(2.1)で算出される分離超平面（評価基準）

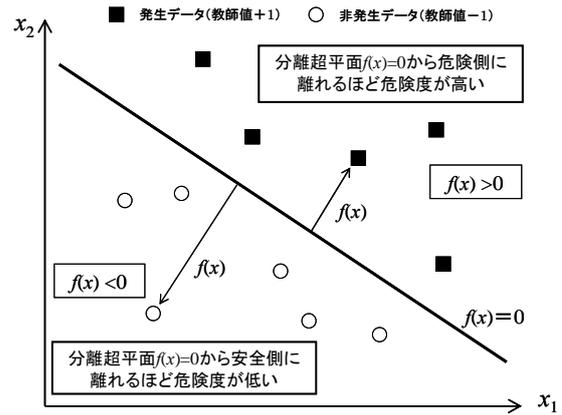


図-2.1 SVMの概念図

からの各データとの距離 $f(x)$ を危険度として考え、地震時における斜面崩壊危険度評価を試みる。

$$f(x) = \sum_{j \in SV} \alpha_j^* y_j K(x_j, x) + b^* \quad \dots \dots \dots (2.1)$$

$$K(x_i, x_j) = \exp \left[-\frac{\|x_i - x_j\|^2}{2r^2} \right] \quad \dots \dots \dots (2.2)$$

($i, j = 1, \dots, \ell$)

ここで、 $f(x)$ ：分離超平面（評価基準）からの各データとの距離、 K ：カーネル関数（本検討では式(2.2)で算出されるガウシアンカーネルを用いる）、 α_j^* ：Lagrange 乗数 ($0 < \alpha_j^* < C$)、 b^* ：バイアス、 r ：データの影響範囲を示す半径である。

(2) サポートベクターマシンの解析パラメータ

SVMを用いた解析においては、スラック変数 ξ （誤判別に関する変数）に対する重みパラメータ C とデータの影響範囲を示す半径 r の2つのパラメータを設定する必要がある。ここで、パラメータ C 、 r と判別精度、汎用性の関係は一般的には以下のような関係にある。

C ：スラック変数 ξ （誤判別に関する変数）に対する重みパラメータ

⇒値を大きくするにつれ、誤判別を許容し難くなる（判別精度：向上、汎用性：低下）

⇒値を小さくするにつれ、誤判別を許容し易くなる（判別精度：低下、汎用性：向上）

r ：ガウス関数の半径

⇒値を大きくするにつれ、各データが独立し難くなるため、分離超平面（評価基準）は全データの分布傾向に沿った形状となる（判別精度：低下、汎用性：向上）

⇒値を小さくするにつれ、各データが独立し易くなるため、分離超平面（評価基準）は各データの分布傾向に沿った形状となる（判別精度：向上、汎用性：低下）

2.2.2 検討概要

(1) 検討対象事例

本検討における対象データは、兵庫県南部地震における六甲山系の事例（以下、「兵庫県南部地震の事例」という）および東北地方太平洋沖地震における岩手・宮城県境の栗駒山周辺事例（以下、「東北地震（栗駒山周辺）の事例」という）である。当該データは、斜面崩壊の発生・非発生および素因・誘因等の情報等に関する 10m メッシュデータであり、各事例におけるデータ数は表-2.1 のとおりである。ここで、素因と誘因には、複数の指標が想定されるが、本検討では六甲判別式と同様に素因データに勾配と平均曲率（地形の凹凸を示す指標）、誘因データに最大加速度を用いる。

(2) 解析対象データ（学習データ）

本検討では、このうち兵庫県南部地震の事例を用い、SVM 解析により危険度評価基準となる分離超平面（評価基準）の構築を試みるが、SVM 解析において非崩壊 1,747,129 メッシュ、崩壊 2,350 メッシュという大規模データは、全てのデータをそのまま学習用データとして用いることは処理時間等の面から非現実的である。そのため、本検討では新規事例を対象とする場合等においては、全てのデータを一律に取り扱うのではなく、ある程度数を学習用データとして事前処理することとし、便宜的に六甲判別式（式(2.3)）の判別得点が高い崩壊 100 メッシュ、判別得点が高い非崩壊 300 メッシュを解析対象データ（学習データ）として抽出し、SVM 解析に用いることとした。

$$F = 0.075 I - 8.92 C + 0.006 A - 3.228 \dots\dots\dots (2.3)$$

ここで、 F : 判別得点、 I : 勾配 (°)、 C : 平均曲率、 A : 最大加速度 (cm/s²) である。

(3) 危険度評価データ（テストデータ）

上記の方法により抽出した解析対象データから構築した分離超平面（評価基準）による危険度評価モデルは、兵庫県南部地震の事例および東北地震（栗駒山周辺）の事例の全データをテストデータとして、地震時における斜面崩壊の発生危険度評価に関する SVM の適用性を評価する。ここで、SVM の適用性の評価は、次式に定義する崩壊発生率、的中率、見逃し率を用いて行う。

$$\text{崩壊発生率} = \frac{\text{うち崩壊メッシュデータ}}{\text{任意の崩壊危険度となるメッシュデータ}} \times 100\% \dots\dots\dots (2.4)$$

$$\text{的中率} = \frac{\text{正しく判別可能なメッシュデータ}}{\text{評価対象の全メッシュデータ}} \times 100\% \dots\dots\dots (2.5)$$

$$\text{見逃し率} = \frac{\text{誤判別となった崩壊メッシュデータ}}{\text{全崩壊メッシュデータ}} \times 100\% \dots\dots\dots (2.6)$$

表-2.1 事例毎のデータ数(10m メッシュデータ)

事例	崩壊	非崩壊
兵庫県南部地震	2,350	1,747,129
東北地震(栗駒山周辺)	967	871,688

表-2.2 兵庫県南部地震の事例の全データに対する的中率のパラメータケーススタディ結果
(a) 崩壊メッシュデータに対する的中率

		C			
		1	10	100	1000
r	1	91.8%	91.8%	91.8%	91.8%
	3	91.5%	91.5%	91.5%	91.5%
	5	91.1%	91.1%	91.1%	91.1%
	7	90.7%	90.9%	90.9%	90.9%
	10	89.8%	90.0%	90.0%	90.0%
	20	90.1%	90.1%	90.1%	90.1%
	30	90.6%	91.1%	91.1%	91.1%
	40	90.9%	92.1%	92.1%	92.1%
	50	92.2%	93.3%	93.3%	93.3%

(b) 非崩壊メッシュデータに対する的中率

		C			
		1	10	100	1000
r	1	39.4%	39.4%	39.4%	39.4%
	3	40.0%	40.0%	40.0%	40.0%
	5	41.2%	41.1%	41.1%	41.1%
	7	42.3%	42.1%	42.1%	42.1%
	10	44.0%	43.8%	43.8%	43.8%
	20	45.3%	45.3%	45.3%	45.3%
	30	45.7%	43.6%	43.6%	43.6%
	40	44.9%	41.6%	41.6%	41.6%
	50	42.7%	38.1%	38.1%	38.1%

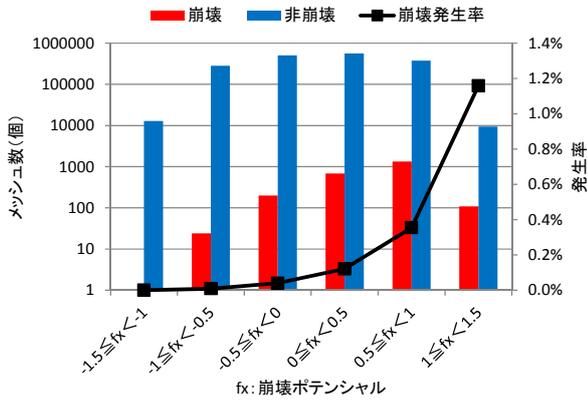
2.3 地震時の斜面崩壊危険度評価における SVM の適用

2.3.1 兵庫県南部地震の事例への適用結果

六甲判別式の判別得点が高い崩壊 100 メッシュ、判別得点が高い非崩壊 300 メッシュを解析対象データ（学習データ）として抽出し、勾配・平均曲率・最大加速度と斜面崩壊の発生・非発生の関係を SVM により分析し、危険度評価基準となる分離超平面（評価基準）の構築を行った。ここで、SVM の解析パラメータは、表-2.2 に示す兵庫県南部地震の事例の全データに対する的中率のパラメータケーススタディ結果から崩壊メッシュの的中率が 90% 以上のパラメータセットのうち、非崩壊メッシュの的中率が最も高い $C=1$ 、 $r=30$ を選定している。

構築した分離超平面（評価基準）を用いて、兵庫県南部地震の事例の全データを評価した。崩壊発生率の分布および的中率と見逃し率の算出結果を図-2.2 に示す。なお、図には比較のため、六甲判別式による評価結果も合わせて記している。

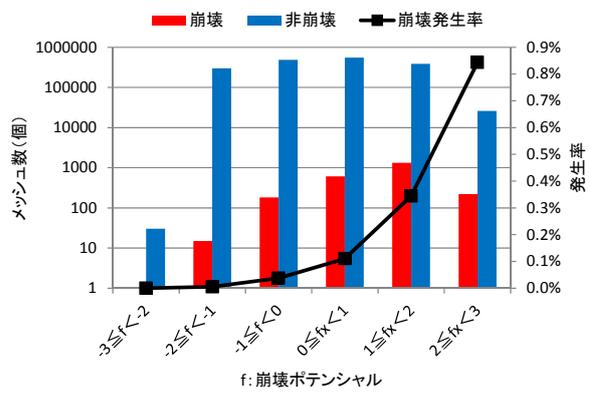
図-2.2(a) に示す兵庫県南部地震の事例に対する SVM の適用結果に着目すると、崩壊発生率は発生危険度が高いほど崩壊発生率が高くなる分布を示すことから、地震時に発生する斜面崩壊の危険度としての矛盾は生じていない。また、的中率は全体では 45.7% と低いものの、崩壊メッシュ



崩壊		非崩壊	
データ数	的中数	データ数	的中数
2350	2128	1747129	797680

見逃し率	的中率 (崩壊)	的中率 (非崩壊)	的中率 (全データ)
9.4%	90.6%	45.7%	45.7%

(a) SVM

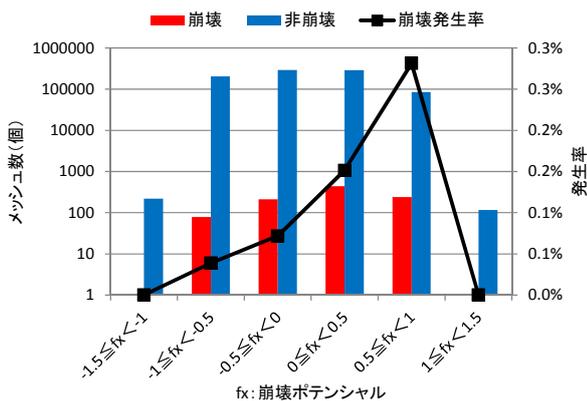


崩壊		非崩壊	
データ数	的中数	データ数	的中数
2350	2152	1747129	782434

見逃し率	的中率 (崩壊)	的中率 (非崩壊)	的中率 (全データ)
8.4%	91.6%	44.8%	44.8%

(b) 六甲判別式

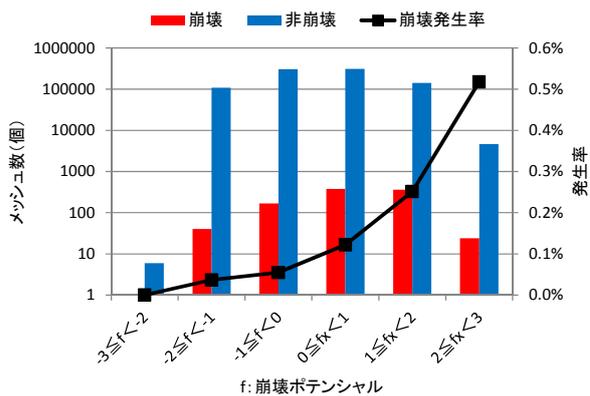
図-2.2 兵庫県南部地震の事例への適用結果



崩壊		非崩壊	
データ数	的中数	データ数	的中数
967	677	871688	497935

見逃し率	的中率 (崩壊)	的中率 (非崩壊)	的中率 (全データ)
30.0%	70.0%	57.1%	57.1%

(a) SVM



崩壊		非崩壊	
データ数	的中数	データ数	的中数
967	760	871688	414179

見逃し率	的中率 (崩壊)	的中率 (非崩壊)	的中率 (全データ)
21.4%	78.6%	47.5%	47.5%

(b) 六甲判別式

図-2.3 東北地震の事例への適用結果

に関しては的中率 90.6%（見逃し率では 9.4%）と高い水準を示す。これは、図-2.2 (b) に示す六甲判別式の適用結果と概ね同等の水準である。

これらのことから、兵庫県南部地震の事例に対する SVM の適用は、解析対象データの絞込み方法に課題を有しているが、全データの 1%未満という少ないデータから構築した分離超平面（評価基準）であっても六甲判別式と同様の水準で評価が可能であることを鑑みると、地震時に斜面崩壊が発生する恐れの高い斜面の把握において有益な手法であるものと考えられる。

2.3.2 東北地震（栗駒山周辺）の事例への適用結果

上記のとおり、兵庫県南部地震の事例に対する SVM 手法の適用性が確認できたことから、ここでは構築した分離超平面（評価基準）を用いて、東北地震（栗駒山周辺）の事例の全データを評価し、その汎用性について評価を行った。崩壊発生率の分布および的中率と見逃し率の算出結果を図-2.3 に示す。なお、図には上記の検討と同様に六甲判別式による評価結果も合わせて記している。

図-2.3 (a) に示す東北地震の事例に対する SVM の適用結果に着目すると、発生危険度 $f(x)$ が 1 未満の領域においては、

崩壊発生率は発生危険度が高いほど崩壊発生率が高くなる分布を示すが、発生危険度 $f(x)$ が1以上の領域では崩壊メッシュが分布しないため、誤判別のみとなっている。また、的中率は全体では57.1%と兵庫県南部地震の事例に対する適用結果より優れる値を示すものの、崩壊メッシュに関しては的中率70.0%（見逃し率では30.0%）と大きく低下している。一方、図-2.3(b)に示す六甲判別式の適用結果に着目すると、崩壊発生率の分布こそ、兵庫県南部地震の事例に対する適用結果と同様の傾向を示すが、崩壊メッシュに関する的中率は78.6%（見逃し率では21.4%）と大きく低下している。

このように適用精度の大きな低下が確認された原因は定かでないが、両手法において同様の傾向が生じていることを踏まえると、おそらく評価に用いる素因・誘因を兵庫県南部地震の事例に基づき選定したことにより、東北地震（栗駒山周辺）の事例でミスマッチが生じたものと考えられる。そのため、適用精度を向上させるためには、東北地震（栗駒山周辺）の事例について崩壊の発生傾向と素因・誘因の関係について分析し、解析に用いる要因の再考が必要になるものと考えられる。また、これにより兵庫県南部地震の事例と東北地震の事例との差異が明確になれば、地震時に発生する斜面崩壊の崩壊メカニズムの推定において有益な情報と成り得るものと考えられる。

なお、東北地震の事例への適用検討において、SVMの適用結果が大きく劣った原因としては、SVMの解析において六甲判別式の判別得点が高い崩壊メッシュと判別得点が高い非崩壊メッシュを解析対象データ（学習データ）としたため、兵庫県南部地震の事例の特徴を強く持つ分離超平面（評価基準）が構築され、結果として東北地震の事例への汎用性が劣ったものと考えられる。

2.4 まとめ

本検討では、地震時における斜面崩壊危険度評価において、新たな統計的判別手法であるSVMの適用を試みた。その結果、分離超平面（評価基準）の構築において対象とした兵庫県南部地震の事例に対しては、解析対象データの絞込み方法に課題を有しているが、全データの1%未満という少ないデータから構築した分離超平面（評価基準）であっても六甲判別式と同様の水準で評価が可能であることが確認された。そのため、地震時に斜面崩壊が発生する恐れの高い斜面の把握において有益な手法であるものと考えられる。

ただし、東北地震（栗駒山周辺）の事例に構築した分離超平面（評価基準）の適用を試みた結果から得られたとおり、異なる地震動に対しては汎用性が大きく劣る。これは六甲判別式を用いた場合も同様の傾向であったことから、兵庫県南部地震の事例と東北地震の事例では斜面崩壊の発生機構が異なっている可能性が考えられる。そのため、東北地震の事例について崩壊の発生傾向と素因・誘因の関係について分析し、東北地震（栗駒山周辺）の事例に適した

素因・誘因の再考が必要になるものと考えられる。また、これにより兵庫県南部地震の事例と東北地震（栗駒山周辺）の事例との差異が明確になれば、地震時に発生する斜面崩壊の崩壊メカニズムの推定において有益な情報と成り得るものと考えられる。

参考文献

- 1) 内田太郎, 片岡正次郎, 岩男忠明, 松尾修, 寺田秀樹, 中野泰雄, 杉浦信男, 小山内信智: 地震による斜面崩壊危険度評価手法に関する研究, 国総研資料第204号., 91 pp, 2004.
- 2) Cortes C. and Vapnik, V.: Support vector networks, Machine Learning, Vol.20, pp.273-297, 1995.
- 3) 前田 英作: 痛快! サポートベクトルマシン-古くて新しいパターン認識手法-, 情報処理, Vol.42, No.7, pp.676-683, 2001.

Ⅲ. 土砂災害警戒情報の地震後暫定基準の妥当性に関する検討

国土技術政策総合研究所 岡本 敦（現国交省砂防部）

3.1 背景

大規模地震が発生すると斜面が崩壊するとともに、斜面に亀裂等の緩みが生じ、しばらくは通常より少ない降雨でも崩壊が発生すると言われている。しかし、地震に伴う斜面崩壊のメカニズムは複雑で必ずしも明らかではない。都道府県と地方気象台が大雨時に共同で発表する土砂災害警戒情報では、大規模地震後、地震動による斜面の不安定化を考慮し、雨量基準を通常より引き下げた暫定基準（引き下げ率：震度5強で通常の7～8割、震度6弱以上で5～6割）を適用していることが多いが、これは経験的知見から設定されたものであり定量的な根拠に乏しい。そこで、平成23年東北地方太平洋沖地震（以下、東北地震）後約半年間の実際の降雨データ及び土砂災害発生データを用いて、暫定基準の設定方法について検討を行った。

3.2 対象範囲とデータ収集

東北地震後から10月31日の間を検討期間とし、この間に震度5強以上を観測した東北・関東・東海地方の17都県を検討範囲とした。また気象庁の推計震度分布（市町村単位、図3.1）、降雨、土壌雨量指数、国土交通省の土砂災害データ（地すべりを除く）を収集した。

収集した全土砂災害件数は758件であったが、本検討では各都県が土砂災害警戒情報の雨量基準検討に採用した対象災害の考え方（例：土石流又は複数発生したがけ崩れを対象とする）に基づき検討対象災害を絞り込んだ。また、本検討の趣旨に合うよう、実際に暫定基準が設定された市町村で生じた災害を対象に絞るとともに、要因が地震や融雪であるもの、災害形態が山林火災やその他となっているもの、発生日が特定できないものは除外した。さらに、通常基準を大幅に上回る降雨で発生した7月の新潟・福島豪雨による土砂災害は地震による影響評価が難しいことから除外した。

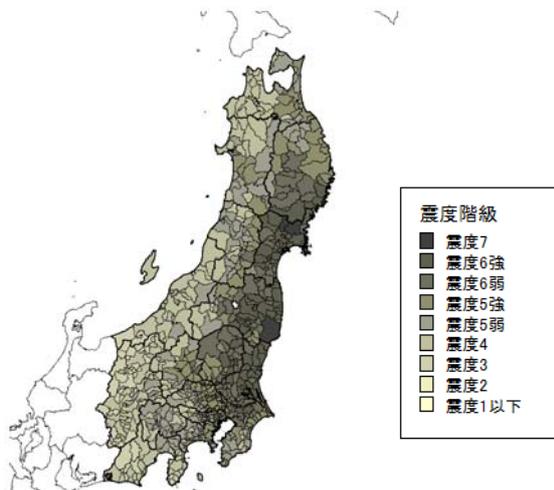


図3.1 東北地震時の市町村単位での推計震度分布

表3.1 対象災害リスト

日時	災害種別	異常気象名	都道府県	暫定基準	震度階
2011年6月24日	がけ崩れ	-	秋田県	70%	5強
2011年6月24日	がけ崩れ	-	秋田県	70%	5強
2011年5月30日	がけ崩れ	-	宮城県	60%	6強
2011年9月21日	土石流	台風15号	宮城県	60%	6弱
2011年9月21日	土石流	台風15号	宮城県	60%	6強
2011年9月21日	がけ崩れ	台風15号	福島県	60%	6強
2011年9月21日	がけ崩れ	台風15号	福島県	60%	6強
2011年9月21日	がけ崩れ	台風15号	福島県	60%	6強
2011年9月21日	がけ崩れ	台風15号	茨城県	60%	6弱
2011年9月21日	がけ崩れ	台風15号	福島県	60%	6弱
2011年9月21日	がけ崩れ	台風15号	福島県	60%	6弱
2011年9月21日	がけ崩れ	台風15号	福島県	80%	6弱
2011年9月21日	がけ崩れ	台風15号	茨城県	50%	6強
2011年6月15日	がけ崩れ	-	茨城県	50%	6強
2011年9月21日	がけ崩れ	台風15号	茨城県	70%	6弱
2011年7月30日	山腹崩壊	-	栃木県	60%	6強
2011年6月7日	土石流	-	栃木県	80%	5強
2011年9月2日	土石流	台風12号	栃木県	80%	6弱
2011年9月21日	土石流	台風15号	栃木県	80%	5強
2011年9月22日	がけ崩れ	台風15号	栃木県	80%	6弱
2011年6月22日	がけ崩れ	梅雨前線	千葉県	50%	6強
2011年9月21日	がけ崩れ	台風15号	千葉県	50%	6強
2011年9月22日	がけ崩れ	台風15号	千葉県	50%	6強
2011年7月6日	山腹崩壊	梅雨前線	新潟県	70%	6強
2011年9月21日	がけ崩れ	台風15号	山梨県	70%	5強
2011年9月21日	がけ崩れ	台風15号	山梨県	70%	5強
2011年9月21日	土砂流	台風15号	静岡県	50%	6強
2011年9月21日	土石流	台風15号	静岡県	50%	6強
2011年9月22日	土砂流	台風15号	静岡県	50%	6強
2011年9月22日	土砂流	台風15号	静岡県	50%	6強
2011年9月22日	土砂流	台風15号	静岡県	50%	6強

この結果、本検討での対象災害は表3.1に示す32件（がけ崩れ20件、土石流6件、土砂流4件、山腹崩壊2件）となった。

3.3 CL 超過判定の考え方

3.2で整理した対象災害について実況雨量を用いて発生日時前後のスネークラインを作成し通常基準の雨量基準線（通常CL）および暫定基準の雨量基準線（暫定CL）に対する超過判定を行い、各CLでどの程度災害が捕捉出来たかについて検証した。なお、スネークラインとは、実況・予測雨量を縦軸・60分積算雨量、横軸：土壌雨量指数のグラフにプロットして結んだもの（図3.2の黒色曲線）で、通常、1～2時間後にCLを超過すると予想されるときに土砂災害警戒情報を発表することになっている。また、災害発生時にスネークラインが位置する領域と当該市町村の経験した最大震度を整理した。領域区分は図3.2のように、(1)通常CL超過、(2)暫定CL超過かつ通常CL未超過、(3)暫定CL未超過の3区分とした。なお、本検討では、土砂災害警戒情

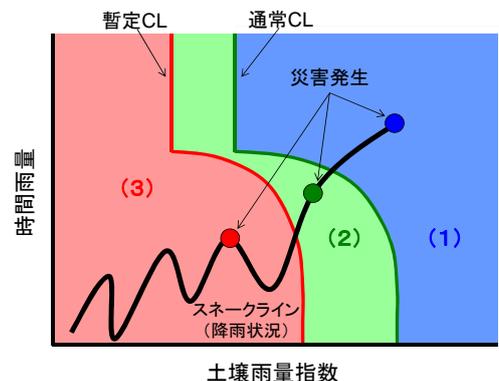


図3.2 スネークラインによる超過判定領域区分

報の発表単位が市町村であることから、市町村単位のCL超過判定を行った。

暫定基準は、各県の実際の引き下げ手法を適用するとともに、地震発生後速やかに設定され対象期間中継続して設定されているものとした。

3.4 CL超過判定結果

3.4.1 災害捕捉状況

領域別・最大震度別での災害発生状況の整理結果を表3.2、図3.3に示す。通常CLによって捕捉された災害(領域(1))は68.8%であった。通常CLでの災害捕捉率の全国平均値は約75%程度(気象庁データ)であることを考えるとやや低い捕捉率と言える。しかし、暫定CLにより捕捉出来た災害(領域(1)+領域(2))は87.6%と通常CLだけの捕捉率を18.8%上回り、暫定CLの有効性が確認された。

3.4.2 地震動の斜面安定性への影響検討

図3.3で震度ごとに見ると領域区分が(1)→(3)と降雨規模が小さくなるに従い、各領域で発生した全災害のうち震度5強、6弱の災害割合は59%→0%と急激に低下するが、震度6強以上は41%→100%と大きく増加した。

次に、3.2で選定した対象災害について震度5強以上の地震動の経験回数を整理したところ、図3.4のように、領域区分が(1)→(3)と降雨規模が小さくなるに従い、地震経験回数の平均が1.6回→2.0回に若干増加した。

以上の結果は、強い地震動を多く経験することで斜面がより小規模の降雨で崩壊しやすくなる傾向を示唆しているものと考えられる。

3.4.3 空振り率・超過頻度と解除のタイミング

暫定基準では、同じ期間に通常基準を適用した場合と比べ、空振り率は数%増加し、超過頻度は約2倍に増加した。暫定基準の解除は、複数回通常基準を上回る降雨があり、かつ、通常基準以下の降雨で新たな崩壊がない場合等に、検討されるのが一般的である。このような考え方に沿って解除した場合の災害捕捉率について試算したところ、暫定基準を継続し解除しない場合の災害捕捉状況と変化が見られなかった。さらに、

表3.2 対象災害の領域区分と最大震度

領域	最大震度別の災害件数				合計	割合
	震度5強	震度6弱	震度6強	震度7		
(1)	5	8	9	0	22	68.8%
(2)	1	0	5	0	6	18.8%
(3)	0	0	4	0	4	12.5%
合計	6	8	18	0	32	-

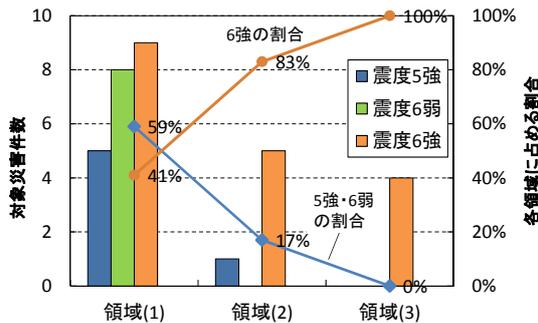


図3.3 対象災害の領域区分と最大震度

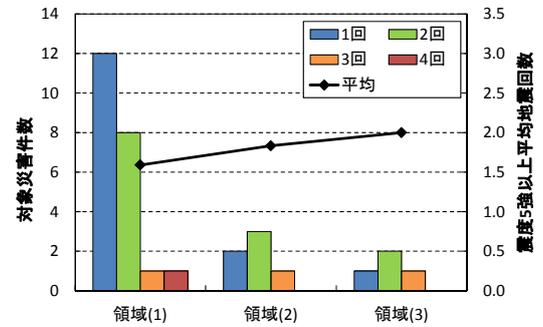


図3.4 領域別の災害件数と震度5強以上の地震回数の関係

CL超過頻度は約1割低減した。従って、通常の解除の考え方はある程度妥当なものと考えられる。

3.4.4 必要最小限の引き下げ率

暫定基準による空振り率や超過頻度の増加を出来る限り抑制するには引き下げ率を必要最小限に抑えることが望ましい。そこで、暫定基準で捕捉出来た領域(1)、(2)の災害28件について、実運用時の引き下げ率と捕捉可能な必要最小限の引き下げ率の関係を図3.5に示す。結果として多くの災害で安全側に暫定基準が設定されており、暫定基準の引き下げは「震度5強で通常基準の8割」、「震度6弱以上で通常基準の7割」としても3.3で示した災害の災害捕捉状況と変わらない結果となった。

3.5 まとめ

現在運用されている土砂災害警戒情報の暫定基準の設定について東北地震以後半年間の運用実績を検証した結果、その有効性が確認できた。また必要最小限の引き下げ率を検討したところ、震度5強で通常基準の8割、震度6弱以上で7割としても、現状の暫定基準を適用した場合と災害捕捉率に変化がない結果となった。今後は、地震時の土砂災害発生機構について事例検討を積み重ね、斜面安定解析等を通じた土砂災害警戒情報暫定基準の設定手法の高度化に取り組む予定である。

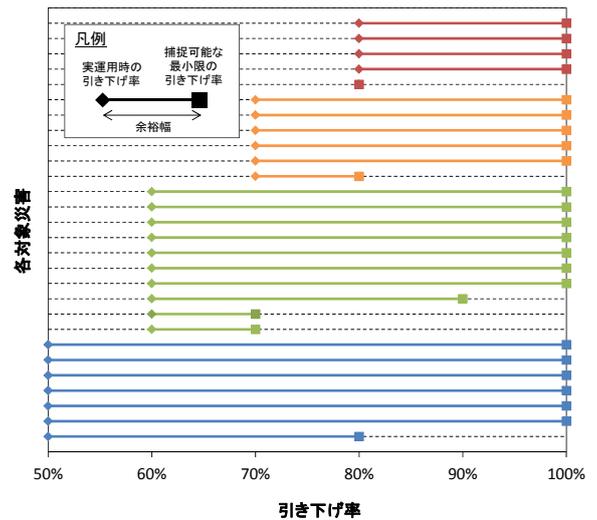


図3.5 実際の引き下げ率と必要最小限の引き下げ率

【参考文献】

富田ら：六甲山系における地震後の降雨による崩壊地の拡大について、新砂防, Vol. 48, No. 6, pp. 15-21, 1996

IV. 地震後の崩壊発生降雨基準に関する一考察

宇都宮大学 執印康裕、筑波大学 堀田紀文、土木研究所 小山内信智
国土技術政策総合研究所 岡本敦（現国交省砂防部）

4.1 はじめに

豪雨を誘因として発生する土砂災害を軽減するためには、災害を引き起こす可能性が高い降雨特性の評価および土砂移動現象の場としての素因（地形、地質、植生等）の評価の両方が必要となる。降雨の評価については、実効雨量（鈴木・小橋（1981））や土壌雨量指数（岡田（2001））の手法が提案されている。中でも土壌雨量指数は国土交通省と気象庁の連携による土砂災害警戒避難基準雨量の設定手法（案）（国土交通省河川局砂防部・気象庁予報部・国土交通省国土技術総合研究所（2005））の基本となる降雨指標であり、わが国における土砂災害対策に大きく貢献している。

一方で土砂移動現象の場としての素因は、森林伐採や道路建設等の地形改変による人為的な攪乱、および地震等の自然による攪乱の影響を受けて変動する。このような素因の変化によって降雨による土砂移動現象の応答特性が変化することは良く知られた事実である（例えば Keefer (1994), Chang and Slaymaker (2002), Dhakal and Sidle (2003)など）。特に地震については、集集地震（近藤ら（2003）, Dadson, et al. (2004), Shieh, et al. (2009), Chuang, et al.(2009)）四川地震（Tang and Liang (2007), Ou, et al.(2010)）芸予地震（森脇ら（2004））兵庫県南部地震（富田ら（1996）, 鳥居ら（2007））等を対象として、地震による素因の変化がその後の土砂移動現象に与える影響を検討した多くの研究が存在している。これらの既往研究において地震後は地震前と比較して流域からの生産土砂量が増大していること（Dadson, et al. (2004), Lin, et al.(2006)）、地震前と比較して少ない降雨指標によって崩壊および土石流が発生し（富田ら（1996）, Lin, et al.(2003), 堀田ら（2005））、降雨基準の見直しが行なわれていること（Tang and Liang(2007), Ou, et al.(2010)）が報告されている。わが国においても、2011年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震の影響を考慮して、土砂災害警戒避難情報の土壌雨量指数基準値が引き下げられたことは周知の事実である。以上のような地震による影響を、広域を対象に定量的に評価したモデルとして、Chang, et al. (2007)によるものがある。Chang, et al. (2007)は集集地震を対象にして地震前後の降雨-崩壊発生関係の変化を多変量解析の一つである対数回帰分析による手法を用いて評価している。一方で鳥居ら（2007）は兵庫県南部地震を対象に地震後の降雨が崩壊発生に与える影響を土質試験の結果を用いて崩壊発生機構の面から検討している。鳥居ら（2007）によれば、地震動によって土粒子間において構成されている骨格構造が破壊され、その影響は土質強度定数の粘着力の低下として表れることが指摘されている。以上のように、地震後の降雨が崩壊発生に与える影響の評価手法については、広域および土質試験による崩壊発生機構の両面から検討されているが、多変量解析による評価は広域を対象に適用できる反面、崩壊発生機構の評価を行うには不適である。一方で鳥居ら（2007）の手法を

広域に対して適用し、崩壊発生危険度の評価を行うことは困難であると考える。執印ら（2011）は Okimura and Ichikawa (1985)によって提示されたプロセスベースモデルを基本とする応答モデルを用いて、降雨及び地形が崩壊発生に与える影響を評価しているが、本論ではこれを用いて、鳥居ら（2007）によって指摘されている崩壊発生機構の面からみた地震による土質強度の変化に着目し、広域での地震後の降雨-崩壊関係における崩壊発生機構の評価の可能性について検討したので、ここに報告する。

4.2 解析対象地および解析手法

4.2.1 解析対象地と使用データ

解析対象地として宇都宮大学農学部附属船生演習林を設定した。本演習林は、高原山系に連なる南北に走る細長い山塊の西斜面に位置しており（およそ北緯 36 度 45 分 - 48 分、東経 139 度 47 分 - 50 分）、標高は 260 - 600 m の範囲にある。基盤地質は第三紀層石英粗面岩である。年平均気温は約 12 °C、年平均降水量はおよそ 1700 mm である。1 月から 3 月にかけて降雪があるが積雪量は少なく、降水量の大部分が降雨によるものである。演習林の総面積はおよそ 531ha である。図-4.1 に船生演習林の概略位置図を示す。

習林は東北地方太平洋沖地震による土砂災害警戒避難情報の土壌雨量指数基準値引き下げ対象地域とはなっていないが、本演習林を解析対象地として選定した理由は、1)1998 年の 8 月末の台風 4 号による集中豪雨によって演習林内 36 箇所の複数地点で表層崩壊が記録されている

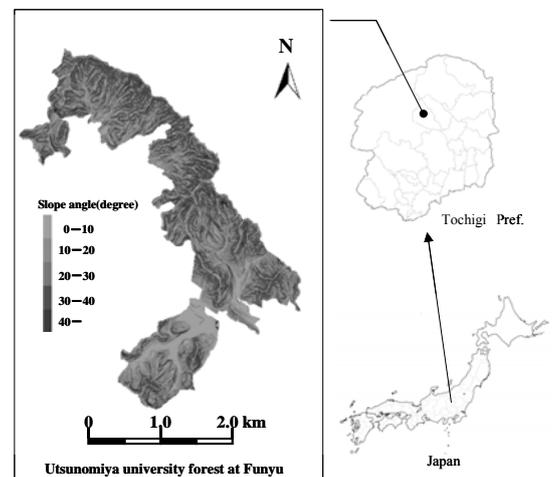


図-4.1 船生演習林概略位置図

こと(宇都宮大学演習林研究部(1999)), 2)1998年8月末の台風4号による豪雨以外によっては1979年から現時点2011年までの範囲で1998年規模の表層崩壊が発生していないこと, 3)プロセスベースモデルを適用するのに最低限必要な数値標高地図が10mグリッドで整備されていること, の3点による。中でも対象とする地域において1998年に崩壊が多発した事実は、崩壊発生・非発生降雨の評価に対して地震前の素因による影響を考慮することが出来ることを意味しており、解析を行う上では極めて重要な意味をもつ。崩壊発生降雨・非発生降雨の評価の基本データとして船生演習林近傍に設置されている気象庁の塩谷アメダス観測点(北緯36度45分, 東経139度50分, 標高225m)の1994年から2003年までの10年間の時間雨量データを使用した。

4.2.2 解析手法

4.2.2.1 検討に使用した崩壊発生降雨指標について

検討にあたっては、わが国で広く適用され有効性が確認されている土壌雨量指数および、執印ら(2011)によって提示されている潜在崩壊面積指数の2種類を使用した。土壌雨量指数については「国土交通省河川局砂防部と気象庁予報部の連携による土砂災害警戒避難基準雨量の設定手法(案)」(国土交通省河川局砂防部・気象庁予報部・国土交通省国土技術総合研究所(2005))に従って計算している。計算にあたっては前期降雨の影響を含んだ形で評価するために1降雨イベント毎に切り分けず1994年から2003年までの各年毎に1時間単位で通年計算を行っている。

土質強度特性の影響を評価するためのプロセスベースモデルは、Okimura and Ichikawa (1985)によって提示されたモデルを基本とする応答モデルである(執印ら(2011))。本モデルは降雨—地下水位変換過程及び潜在表層崩壊斜面抽出過程の2つを基本要素としている。モデル計算においては降雨—地下水位変換過程では、飽和側方流の流下過程を考慮した連続式(4.1)及びダルシーの運動方程式(4.2),(4.3)によって地下水位の変動を計算する構造となっている。

$$\lambda \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_y}{\partial y} = r \quad \dots\dots\dots(4.1)$$

$$q_x = h k I_x \quad \dots\dots\dots(4.2)$$

$$q_y = h k I_y \quad \dots\dots\dots(4.3)$$

ここで、h:有効地下水位(m), q:単位時間あたりの単位幅流量(m²/hr), I:動水勾配, r:有効降雨強度(m/hr), k:有効飽和透水係数(m/hr), λ:有効間隙率であり、添字x,yは各方向の成分を示す。本論においては上式を差分化し各時間ステップにおける10mグリッドで構成される各セル全てにおいて地下水位を算出している。なお、計算にあたっては土壌雨量指数と同様に各年毎に連続して1時間ステップで計算している。

10mグリッドで構成される各セルの崩壊発生基準は、無限長斜面の斜面安定解析式によって判断した。図-4.2に無限長斜面安定解析の模式図を式(4.4)に採用した安定解析式を示す。

$$F = \frac{(\gamma Z - \gamma_w h) \cos^2 \alpha \tan \phi + C_{eff}}{\gamma Z \cos \alpha \sin \alpha} \quad \dots\dots(4.4)$$

但し F:安全率, γ:土の湿潤単位体積重量(kN/m³), γ_w:水の単位体積重量(kN/m³), α:基盤層勾配(degree), Z:有効土層厚さ(m), h:基盤層からの地下水位(m), φ:土の有効内部摩擦角(degree), C_{eff}:土の有効粘着力(kPa)

本モデルに適用した計算設定諸元の一覧を表-4.1に示す。表-4.1に示すように有効土層厚Z(m)については全セルにおいて1.0mを与え、有効飽和透水係数k(m/hr)および有効間隙率λについては、Okimura and Ichikawa(1985)を参考にk=1.8m/hr, λ=0.35を与えている。有効粘着力C_{eff}(kPa)の値のみを0.1kPaから6.0kPaまで変化させて検討を行った。

潜在崩壊面積指数の定義は、対象空間範囲において式(4.4)の無限長斜面安定解析式によって求められる安全率1を下回るセルの総面積から無降雨時において発生する安全率1を下回るセル面積を差し引いたものを潜在崩壊面積指数として定義した。

4.2.2.2 検討手順について

土壌雨量指数および潜在崩壊面積指数とも、降雨イベント毎に切り分けずに1年間連続して計算を行なっているが、各降雨特性との対比が容易なように、降雨期間毎に時間を区分して検討を行なった。降雨期間の切り分けは、24時間連続して無降雨が継続した期間によって行い、各降雨期間における降雨開始時点から降雨終了後24時間までの間で計算される土壌雨量指数および潜在崩壊面積指数の最大値を検討に使用している。

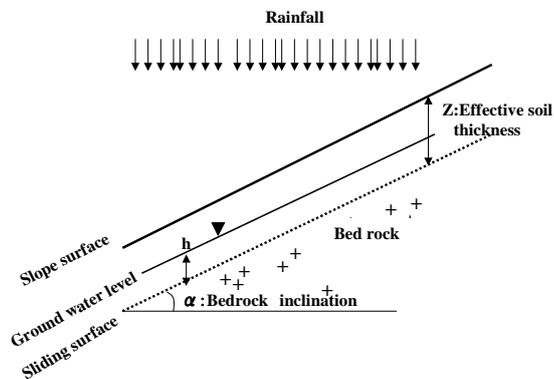


図-4.2 無限長斜面安定解析の模式図

具体的な検討手順は以下のとおりである。

- 手順1：降雨期間の切り分け
- 手順2：降雨期間における豪雨イベント期間の抽出
- 手順3：抽出された豪雨期間における土壌雨量指数の最大値の抽出
- 手順4：崩壊発生降雨と非発生降雨イベントによる潜在崩壊面積指数の応答解析
- 手順5：潜在崩壊面積指数と土壌雨量指数の比較検討
- 手順6：潜在崩壊面積指数による崩壊発生・非発生降雨区分の基準値の導出
- 手順7：地震による土質強度変化を考慮した降雨指標についての検討

以上の7手順によって検討を行なった。なお、手順2の豪雨イベント期間の抽出においては、積算雨量、24時間雨量、1時間雨量のいずれかが、上位30位にはいるイベントを抽出した。

4.3 結果および考察

4.3.1 抽出された各豪雨イベント期間の降雨特性について

1994年から2003年までの10年間において降雨期間は698に区分された。区分された降雨期間のうち積算雨量、24時間雨量、1時間雨量のいずれかが、上位30位にはいる豪雨イベントは全部で50降雨イベントであった。各豪雨イベントの特性一覧を表-4.2に示す。

表-4.2において降雨番号は1994年を起点として発生順につけてある。表2には豪雨イベント期間中における土壌雨量指数の最大値を併せて示している。表示した豪雨イベントのうち、降雨番号318が対象地内において崩壊を多発させた1998年8月末の豪雨と対応しており、土壌雨量指数の値は206mmと最大を示している。それ以外の豪雨期間では崩壊は発生していないが、降雨番号318について土壌雨量指数が大きい値を示したのは降雨番号591の191mmであることが確認される。

表-4.1 モデル計算の設定パラメータ諸量

Symbol	Value	Unit	Description	note
γ_w	9.81	kN/m ³	Unit weight of water	fixed
γ	17.66	kN/m ³	Unit weight of the moist soil	fixed
λ	0.35	-	Effective porosity of the soil layer	fixed
k	1.8	m/hr	Effective hydraulic conductivity	fixed
Z	1.0	m	Effective soil thickness	fixed
ϕ	30.0	degree	Effective soil internal angle	fixed
C_{eff}	0.1-6.0	kPa	Effective soil cohesion	varied

4.3.2 崩壊発生降雨と非発生降雨イベントによる潜在崩壊面積指数の応答解析

潜在崩壊面積指数のモデル出力値は有効粘着力の値によって変化する。また前節の土壌雨量指数の計算結果において降雨番号318が最大の出力値を示し次いで降雨番号591の値が2番目の値であることが確認されている。そこで降雨番号318番および591番の2豪雨期間において両者の最大潜在崩壊面積指数の(4.5)式に示す相対比率差RD_PLAIが有効粘着力の値によってどのように変化するかについて検討した。結果を図-4.3に示す。

表 4.2：抽出された50降雨の特性一覧

Event_No.	TR (mm)	Max_1 (mm/hr)	Max_24hrs (mm/24hr)	SWI (mm)
22	173	28	167	110
42	132	35	91	80
46	71	25	69	68
47	141	14	38	78
93	96	9	74	80
103	112	10	61	89
105	87	25	58	75
110	90	23	53	75
125	113	8	73	84
171	34	30	34	41
176	54	22	54	55
186	91	12	84	81
223	145	13	80	98
231	133	24	133	118
236	87	33	87	79
240	118	39	86	96
250	94	9	41	67
316	110	15	42	66
318	567	62	265	206
322	189	31	187	127
332	115	19	63	97
364	93	16	92	85
377	210	19	107	117
380	268	23	109	136
389	160	27	111	107
393	135	52	135	129
400	68	30	35	65
402	85	26	70	69
447	76	14	76	75
452	36	22	36	50
454	115	22	115	89
462	41	33	41	55
470	82	25	82	88
471	143	18	113	116
473	95	13	87	80
524	95	24	48	69
530	168	26	163	119
531	146	35	90	119
534	190	19	128	120
541	126	12	126	97
566	84	9	84	89
591	320	37	215	191
593	71	27	69	84
595	76	22	52	66
601	88	33	60	64
604	97	13	57	81
610	129	29	124	129
662	73	39	51	78
673	97	9	46	61
695	80	9	78	80

*TR: Total rainfall, Max_1: maximum hourly intensity
Max_24hrs: maximum 24 hours rainfall, SWI: Soil water index

$$RD_PLAI = 1 - \frac{PLAI_{591max}}{PLAI_{318max}} \dots\dots(4.5)$$

但し RD_PLAI: 相対比率差, PLAI_{591max}: 降雨番号 591 における潜在崩壊面積指数の 1998 年最大値, PLAI_{318max}: 降雨番号 318 における潜在崩壊面積指数の最大値である。

図-4.3 から判るように、有効粘着力の値が低すぎても高すぎても両イベント期間の崩壊面積指数の差には顕著な違いはみられず、有効粘着力の値が 5.0kPa あたりで相対比率差が大きくなる(約25%)傾向にあることが判る。この差は土壤雨量指数による相対比率差(約7%)と比較してより明瞭であることが確認される。以上のことから崩壊発生・非発生降雨の分離に用いる潜在崩壊面積指数の計算にあたっては、有効粘着力の値として 5.0kPa を採用することとした。

4.3.3 土壤雨量指数と潜在崩壊面積指数の対応関係について

本節においては、土壤雨量指数と潜在崩壊面積指数の対応関係について検討する。図-4.4 に前節において示された有効粘着力 5.0kPa 時の潜在崩壊面積指数および土壤雨量指数の 1998 年 8 月 1 日から 9 月 30 日までの経時変化を示す。図-4.4 より両者には良好な対応関係があることが確認される。そこで 4.3.1 節において抽出された 50 イベントの豪雨期間を対象として、土壤雨量指数と潜在崩壊面積指数の対応関係を検討した結果を図-4.5 に示す。

図-4.5 より、両者は極めて良好な相関関係にあり、土壤雨量指数および潜在崩壊面積指数の両指標ともに、崩壊発生・非発生の降雨特性の分離には有効であることが確認される。図-4.5 にはべき乗関数による近似式を併せ

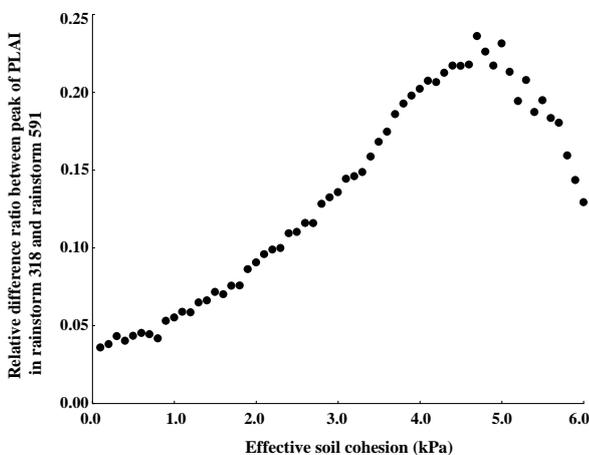


図 4.3 両降雨イベント 318 と 591 における潜在崩壊面積指数の相対比率差と有効粘着力の関係

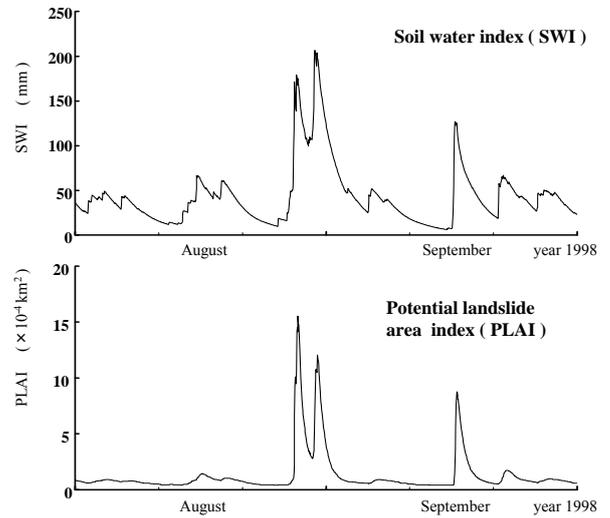


図 4.4 1998 年 8 月 1 日から 9 月 30 日までの両指数の経時変化

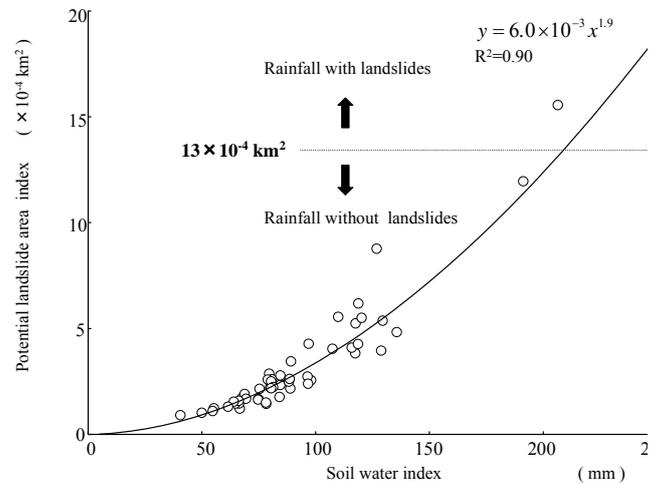


図 4.5 土壤雨量指数と潜在崩壊面積指数の関係

て示しているが、べき乗の値は 1.9 であり 1 より大きい。このことは両指数とも崩壊発生・非発生降雨の分離には有効であるが、崩壊発生の可能性が高い豪雨ほど、土壤雨量指数と比較して潜在崩壊面積指数による差が顕著に検出される傾向にあることを意味している。執印ら(2011)は、同地域を対象に潜在崩壊面積指数の確率年の評価から $1.3 \times 10^4 \text{ km}^2$ が崩壊発生・非発生降雨を分離する一つの基準値となりうることを示しているが、本論においてもこの値を採用し以後の検討を進めることとする。

4.3.4 地震による土質強度変化を考慮した降雨指標についての検討

第 4.1 節において、既往研究の結果から地震後は地震前と比較して少ない降雨量で崩壊が発生する傾向にあること(富田ら(1996))、また崩壊発生機構の面からは土質強度定数の粘着力の低下によって説明されること(鳥

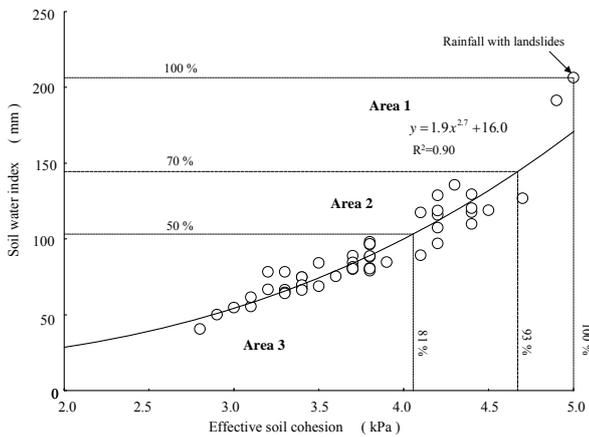


図 4.6 有効粘着力と土壌雨量指数による崩壊発生基準

居ら (2007)) を記述した。更にこれまでの本論における検討結果から、

1. 潜在崩壊面積指数と土壌雨量指数は良好な相関関係にあること。
2. 対象地域においては崩壊発生・非発生の降雨特性を区分する潜在崩壊面積指数の基準値として $1.3 \times 10^4 \text{km}^2$ が過去の崩壊実績から採用されうること

を提示した。以上の検討結果および既往研究において示されていることを基盤として、仮に本研究の対象地域が地震の影響を受けて地震前と比較して少ない降雨量で崩壊が発生することを想定した場合の結果について示す。具体的な検討手法として、有効粘着力を 5.0kPa から 0.1kPa 刻みで低下させた場合、抽出された各豪雨において、どの値で潜在崩壊面積指数による崩壊発生基準値を上回るかについて土壌雨量指数との対応関係によって検討した。結果を図-4.6 に示す。

図-4.6 より有効粘着力の値の低下によって崩壊が発生していない規模の土壌雨量指数が計算される降雨においても崩壊が発生する可能性があることが判る。さらに崩壊発生基準値に達した有効粘着力の値と土壌雨量指数の両者には良好な相関関係が確認される。富田ら (1996) は、兵庫県南部地震を対象に地震前と比較して地震後は 5 割から 7 割から程度の降雨によっても崩壊が発生していることを報告しているが、これを参考として図-4.6 には対象地域において崩壊が多発した土壌雨量指数値(206mm)の 70%および 50%ラインを併せて示している。これは同地域が兵庫県南部地震規模の影響を受けたことを想定したものである。さらに鳥居ら (2007) は同地震を対象として土質試験の結果から地震動の影響をうけて土の粘着力が 2 割程度まで低下している可能性があることを指摘しているが、富田ら (1996) によって報告されている結果と併せてみると、5 割程度の降雨で発生するとした場

表 4.3 崩壊発生基準領域における各降雨イベントの土壌雨量指数および有効粘着力基準値

Event No.	SWI (mm)	C _{eff} (kPa)	Area
22	110	4.4	2
42	80	3.8	3
46	68	3.4	3
47	78	3.2	3
93	80	3.7	3
103	89	3.7	3
105	75	3.4	3
110	75	3.4	3
125	84	3.7	3
171	41	2.8	3
176	55	3.1	3
186	81	3.8	3
223	98	3.8	3
231	118	4.4	2
236	79	3.8	3
240	96	3.8	3
250	67	3.2	3
316	66	3.3	3
318	206	5.0	1
322	127	4.7	1
332	97	3.8	3
364	85	3.9	3
377	117	4.1	2
380	136	4.3	2
389	107	4.2	2
393	129	4.4	2
400	65	3.3	3
402	69	3.5	3
447	75	3.6	3
452	50	2.9	3
454	89	4.1	2
462	55	3.0	3
470	88	3.8	3
471	116	4.2	2
473	80	3.8	3
524	69	3.4	3
530	119	4.5	2
531	119	4.2	2
534	120	4.4	2
541	97	4.2	2
566	89	3.8	3
591	191	4.9	1
593	84	3.5	3
595	66	3.4	3
601	64	3.3	3
604	81	3.7	3
610	129	4.2	2
662	78	3.3	3
673	61	3.1	3
695	80	3.7	3

合の有効粘着力の低下は約 19%程度であり、鳥居ら (2007) による解析結果と相対的にみても対応していることが確認される。同地域が兵庫県南部地震規模の影響を受けたことを想定し、有効粘着力と土壌雨量指数の両者の関係を用いて降雨による崩壊発生危険度の区分を行なうと AREA 1 が地震前の 70%程度の降雨によって崩壊が発生する領域、AREA2 が 50%程度の降雨によって崩壊が発生する領域となり、AREA3 が非発生領域となる。その対応関係について整理したものを表 4.3 に示す。

表 4.3 から、抽出された 50 イベントうち地震動の影響うけ土質強度が 19%程度まで低下したことを想定すると地震前と比較して新たに 15 イベントが崩壊発生危険降雨として抽出されることが確認される。

本論においては応答指標を算出するためのパラメータ一値として有効粘着力を使用しているため、土質試験による実験値そのものとの比較はできないことは自明であ

るが、以上の結果は広域を対象として応答的に地震後の降雨による崩壊発生危険度が崩壊発生機構の面からも評価できる可能性を示唆するものである。無論、本手法はあくまで応答解析としての結果であり、詳細な崩壊発生位置の予測するものではないが、本論において提示した手法を地震多発地域に属する我が国において検討しておくことは、今後においても発生する可能性のある地震に対して地震後の降雨による土砂災害を軽減する方策としては有用なものであると考える。

4.4 まとめ

本論においては、広域における地震後の降雨による崩壊発生危険度の影響を崩壊発生機構の面からも評価するための手法について検討した。検討にあたっては既に有効性が確認されている土壌雨量指数および執印ら（2011）によって提示されている潜在崩壊面積指数の両者を使用した。検討の結果、

1. 土壌雨量指数と潜在崩壊面積指数は良好な対応関係にあること。
2. 潜在崩壊面積指数は土壌雨量指数と比較して豪雨時の崩壊発生・非発生区分が明瞭であること。
3. 潜在崩壊面積指数の算出に用いられている土質強度定数の変化を考慮することで、応答的に崩壊発生機構の面から地震後の土質強度の低下を考慮した降雨による崩壊発生危険度が評価できる可能性があること。

以上の3点を提示した。

おわりに

本検討は砂防学会による東北地方太平洋沖地震災害調査委員会の助成をうけて行なわれた。震災によって亡くなられた多くの人々のご冥福を祈ると共に、一刻も早い復興を心より祈願するものである。

引用文献

Chang, K.-T., Chiang, S.-H., Hsu, M.-L.(2007) : Modeling typhoon- and earthquake-induced landslides in a mountainous watershed using logistic regression, *Geomorphology*, 89, p. 335-347
 Chang, J. C., Slaymaker, O.(2002) : Frequency and spatial distribution of landslides in a mountainous drainagebasin: Western Foothills, Taiwan, *Catena* 46, p.285-307
 Chuang, S. C., Chen, H., Lin, G. W., Lin, C. W., Chang, C. P.(2009) : Increase in basin sediment yield from landslides in storms following major seismic disturbance, *Engineering Geology* 103, p. 59-65
 Dadson, S. J., Hovius, N., Chen, H., Dade, W. B., Lin, J., Hsu,

M., Lin, C., Horng, M., Chen, T., Milliman, J., Stark, C. P.(2004) : Earthquake-triggered increase in sediment delivery from an active mountain belt, *Geology* 32, p. 733-736
 Dhakal, A. S., Sidle R. C.(2003) : Long-term modeling of landslides for different forest management practice, *Earth Surface Processes and Landforms* 28, p. 853-868
 堀田紀文・康 怡慧・執印康裕・魏 聰輝・張 振生・陳 信雄・鈴木雅一(2005) : 集集地震後の降雨で発生した崩壊に対する地震の影響について -台湾大学溪頭実験林における長期林道補修記録を用いた検討-, *砂防学会誌*, Vol. 58, No.1, p.3-13
 Keefer, D. K.(1994) : The importance of earthquake-induced landslides to long-term slope erosion and slope-failure hazards in seismically active region, *Geomorphology* 10, p.265-284
 国土交通省河川局砂防部・気象庁予報部・国土交通省国土技術総合研究所(2005) : 国土交通省河川局砂防部と気象庁予報部の連携による土砂災害警戒避難基準雨量の設定手法 (案)
 近藤観慈・林拙郎・王 文能・沼本晋也・川邊 洋(2003) : 1999 年台湾集集地震およびその後の豪雨による土砂災害, *自然災害科学*, Vol. 22, No.3, p. 255-270
 Lin, C.-W., Shieh, C.-L., Yuan, B.-D., Shieh, Y.-C., Liu, S.-H., Lee, S.-Y.(2003) : Impact of Chi-Chi earthquake on the occurrence of landslides and debris flows: example from the Chenyuan River watershed, Nantou, Taiwan, *Engineering Geology*, 71, p. 49-61
 Lin, C.-W., Liu, S.-H., Lee, S.-Y., Liu, C.-C.(2006) : Impacts of the Chi-Chi earthquake on subsequent rainfall-induced landslides in central Taiwan, *Engineering Geology*, 86, p. 87-104
 森脇武夫・小堀慈久・山田良子(2004) : 呉市における降雨による斜面災害に及ぼす平成 13 年芸予地震の影響, 第 49 回地盤工学シンポジウム平成 16 年度論文集, 地盤工学会, pp.307-314
 岡田賢治(2001) : 土壌雨量指数, *測候時報*, 69-5, p.67-100
 Okimura, T., Ichikawa, R.(1985) : A prediction method for surface failures by movements of infiltrated water in a surface soil layer, *Natural Disaster Sci.*, Vol.11. p. 41-51
 Ou, G.-Q., Pan, H.-L., Liu, J.-F., Fan, J.-R., You, Y.(2010) : Characteristics of sediment-related disasters triggered by the Wenchuan earthquake, *International Journal of Erosion Control Engineering*, Vol. 3, No.1, p. 59-68
 Shieh, C. L., Chen, Y. S., Tsai, Y. J., Wu, J. H.(2009) : Variability in rainfall threshold for debris flow after the Chi-Chi earthquake in central Taiwan, China, *International Journal of Sediment Research*, Vol. 24, No.2, p. 177-188
 執印康裕・堀田紀文・松英恵吾・有賀一広・田坂聡明(2011) : 土壌雨量指数および潜在崩壊面積指数を用いた崩壊発生降雨特性の評価について, *砂防学会誌*, Vol. 63, No. 5, p. 37-42
 鈴木雅一・小橋澄治(1981) : かけ崩れ発生と降雨の関係について, *砂防学会誌 (新砂防)*, Vol.34, No. 2, p. 16-26
 Tang, C., Liang, J.-T.(2008) : Characteristics of debris flows in Beichuan epicenter of the Wenchuan earthquake triggered by rainstorm on September 24, 2008, *Journal of Engineering Geology*, Vol. 16, p. 49-61
 富田陽子・桜井亘・中 庸充(1996) : 六甲山系における地震後の降雨による崩壊地の拡大について, *砂防学会*

誌 (新砂防), Vol. 48, No.6, p. 15-21

鳥居宣之・沖村孝・加藤正司(2007)：地震後の降雨による斜面崩壊発生機構に関する実験的検討, 土木学会論文集 C, Vol.63. No.1, p. 140-149

宇都宮大学演習林研究部(1999)：平成 10 年 8 月末豪雨による船生演習林被害の記録, 宇都宮大学農学部演習林報告, 35, p.119-123

V. 地震動による斜面の亀裂および土質強度の変化が斜面安定に与える影響

九州大学 久保田哲也

5. 1 地震時に生じた土砂災害の特徴

東北地方太平洋沖地震では盛土や宅地造成地、人工斜面に発生した崩壊・地すべりなども目に付くが、自然斜面に発生したものが多く（阿部ほか 2011）、それらの特徴は過去の大地震時に発生したもの（久保田ほか 2005、内田ほか 2002、Kubota et. al. 2002、久保田ほか 2002、水山ほか 2001、地頭菌ほか 1998、谷口ほか 1986）と地形・地質・植生など発生条件（素因）に異なっただけではないと思われる（蔡ほか 2011、若井ほか 2011 など）。また、深層崩壊も多い一方、表層崩壊については森林の地上荷重が影響する場合も考えられる（久保田ほか 2011、T.Kubota et.al. 2006、久保田ほか 2004）。

現地調査によれば、東北地方太平洋沖地震では、山腹に 1m 規模の亀裂や滑落崖を伴う変動斜面が見られており（例えば、中嶋ほか 2011）これらの亀裂からは雨水が浸透しやすく、今後の降水により容易に地下水の上昇や間隙水圧の上昇に繋がると考えられる。また、変動や地すべりを生じているため、土質強度もピーク強度からは低下しているものと考えられ、このような斜面では、地震後の土砂災害発生雨量が小さくなると考えなければならない。気候変動に伴う降雨の増加が見出される今日の状況（久保田 2011、Kubota 2011）では、今後の強雨による災害が懸念される。

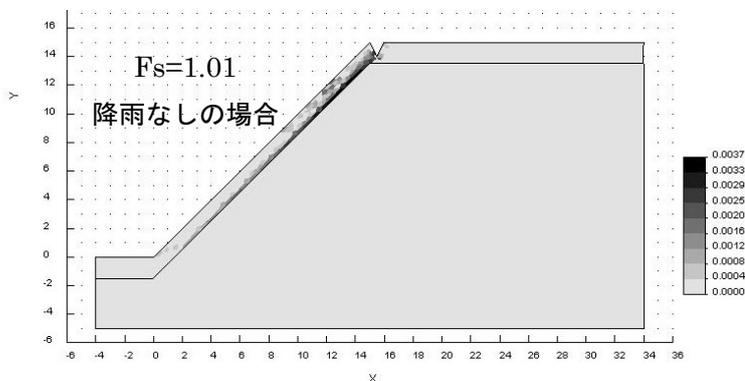


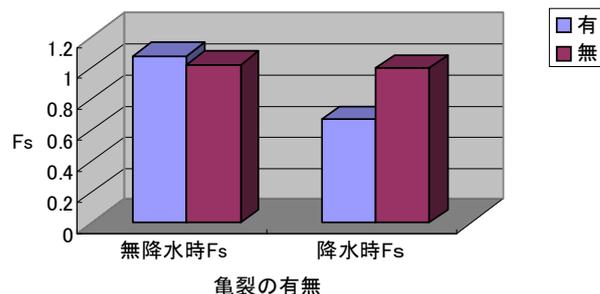
図-5. 1 FEM 解析による地震後発生雨量の検討事例（最大せん断ひずみ増分；亀裂による浸透増加や土質強度低下の影響を解析）

5. 2 方法と結果

5. 2. 1 地震により発生した亀裂が震後降雨に伴う斜面安定に及ぼす影響

東北地方太平洋沖地震は地震規模が M=9 と非常に大きく、地振動による亀裂の発生など斜面不安定化に対する影響も大きなものがあると思われる。そこで、東日本各地における種々の現地調査で報告されている斜面災害の実態に鑑み、既往地震時の崩壊斜面を用いて、地震により亀裂が生じた森林斜面における崩壊危険雨量を検討した。

ここでは、地震後の崩壊発生基準雨量を検討するために、類似の災害事例を使った FEM による雨水浸透・安定解析連成数値解析による研究を実行した。



表層崩壊に関する地震後の斜面安全率Fs

図-5. 2 表層崩壊に関する地震による亀裂の影響（亀裂による斜面安全率Fsの低下）

この場合、①斜面頭部に亀裂が生じ（見かけ上は表層の透水係数が増加して）、降水の浸透が増加し、崩壊が発生し易くなる場合と、②地震動のため斜面が変形または小滑動してすべり面が形成されるまたは土質強度が減少する場合は観測されており、このような条件を勘案した解析を行っている。森林の根系による斜面補強効果や、地震時の地上部荷重による斜面不安定化効果なども考慮しなければならないが（久保田ほか 2011、T. Kubota et.al. 2006、久保田ほか 2004）、これら森林の影響は地震で亀裂が生じても大きく変わらないと考える。亀裂は既往の調査研究に基づき深さ 1m 幅 1m とし、亀裂の代わりに表層

の透水係数が5倍になる（平松ほか 1999）場合も検討した。また、土質強度の低下についても既往の研究例（長嶺ほか 2009）を参考に、内部摩擦角の減少を検討した。

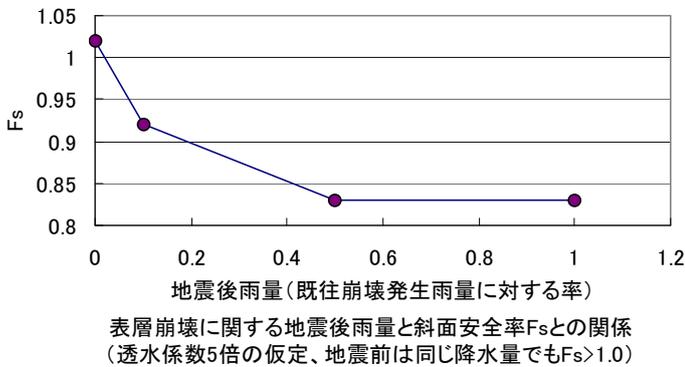


図-5. 3 表層崩壊に関する地震による亀裂の影響（透水係数増加に伴う斜面安全率Fsの低下）

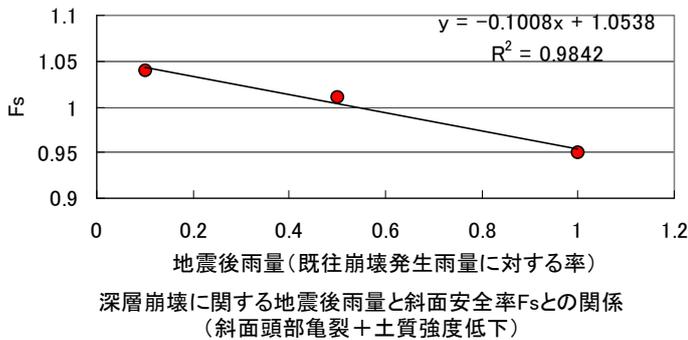


図-5. 4 深層崩壊における地震に伴う土質強度低下の影響（亀裂や土質強度低下に伴う斜面安全率Fsの低下）

FEM解析（図-5.1）に用いる透水係数や土質強度などは現地採取サンプルの土質試験により求め、それ以外のヤング率やポアソン比などは、降雨を与えない場合の安全率Fsが1より大きくなることを念頭に一般的な値を使用した。降雨は過去の災害雨量または地震直後の最大強雨とそれを0.1～0.5倍したものをを用いた。

①表層崩壊の場合：花崗岩地帯の表層崩壊事例を対象に解析を行い、崩壊が発生した地震後の当該地域の強雨データを入力した。この斜面は亀裂無しでは、地震直後の強雨でもFs>1であったが、前述の1m程度の亀裂が斜面頭部にあると、降雨時の安全率Fsは、亀裂無しの時のFs=1.0から0.670とかなり下がる結果となる（図-5.2）。地震による亀裂のために表層の透水係数が5倍（平松 2009）になった場合には、図

-5.3のように10%以下の雨でも斜面が不安定となる可能性がある。前述のように森林の影響は地震前後で大きくは変わらないと思われる。

②深層崩壊の場合：片岩地帯の深層崩壊事例を対象に解析を行い、崩壊発生時に発生した強雨データを入力した。この斜面では亀裂の有無ではFsに変化はなく、1m程度の亀裂は、深さが10m近くに及ぶ規模の大きな崩壊には効果が小さいものと思われた。ただし、滑動に伴い土質強度が軟岩状態から風化岩状態に落ちると思われ、その際は内部摩擦角φが約4%低下する（長嶺ほか 2009）。この土質強度が低下した状態では、図-5.4のように地震前の50～60%以下の雨量でも斜面が不安定となり得る。

5. 2. 2 地震動の土質強度に及ぼす影響

斜面崩壊が多く発生している地区の片岩の風化土を用いて根系を有するものとそうでないサンプルを調製し、水平振動を与えた場合と与えない場合の一面せん断試験から粘着力と内部摩擦角を算出した。

加えた垂直応力は、0.1, 0.2, 0.3, 0.4kg/cm²で、試験ケースは、前述のように根系あり及びなし、地震動あり及びなしを組み合わせ、4種類とした。

前述の風化土は九州大学福岡演習林内から採取した。なお、土は他の研究同様2mm以上の粒径のものと有機物を除いた（執院他 2009）。根には同じく演習林内から採取した林齢50年のヒノキの根を用いた。せん断試験用サンプルに根を入れる際は、せん断面に根が存在するように混入した。サンプルには既往の研究（伊藤他 2013）に準じた機材と方法で水平地震動を一定の加速度で加え、加速度を地震計及びVoltage Recorderにて計測した。加速度の範囲は100～1500galであった。

図-5.5は地振動の粘着力に対する影響の比較である。地震動を加えたサンプルは1500galと未満で分けている。棒グラフが平均値、エラーバーが標準偏差を表している。

粘着力は根系があるサンプルが根系のない場合よりも、わずかに大きな値を取ることがわかる。また、1500gal未満の地震動では、地震動なしのサンプルと比べて、大きな差はない。しかし、1500galの地震動

を加えた場合、粘着力は減少する傾向にある。

図-5.6 は内部摩擦角の比較である。内部摩擦角は根系の有無では、差が見られない。また地震動を加えると内部摩擦角は増加する傾向にある。

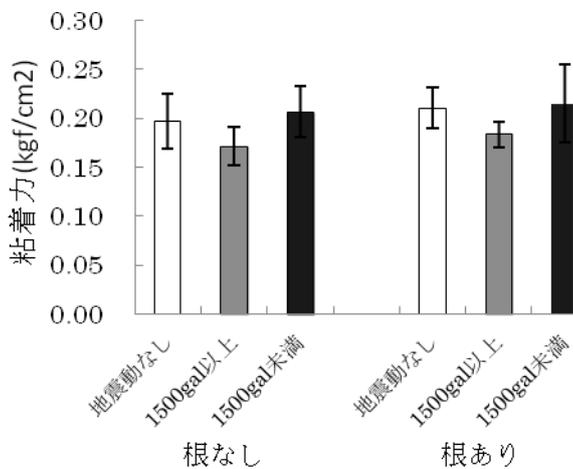


図-5.5 粘着力Cに対する地振動の影響

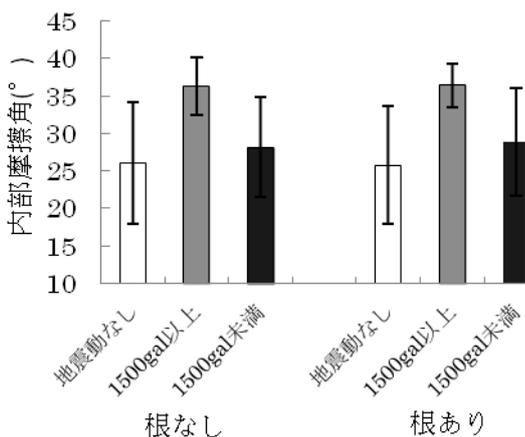


図-5.6 内部摩擦角φに対する地振動の影響

先述のように、図-5.5 より粘着力は地震動があるなしに関わらず根系のあるサンプルが高い値を取っている。他の研究では根系の土質強度補強効果は主として土の粘着力の増分として表れる(執印他 2009)とあるので、本実験結果もそれと合致している。

ここでは、1500gal以上の地震動を加えると、粘着力は減少している。根系を含まないサンプルに地震動を加えた既往の研究(平松 2012)では、粘着力は1500galの振動で約15%の減少を提示しており、これも本実験結果と合致する。根がある場合でも、1500galの地震動を加えた際の粘着力は減少する傾向にある。これは、根系があるなしに関わらず地震動により土層が緩み、粘着力が低下してしまうこと

を示唆している。

図-5.6より、内部摩擦角はいずれも根系の有無では差が見られない。これは、既存の結果と一致する。また、内部摩擦角は地震動により増加の傾向を見せている。既存の研究では、1500galの地震動を加えると、約10%の減少を提示しており、本研究とは異なる。理由としては、土質及び飽和度の違いが考えられる。既存の研究が、花崗岩風化土の飽和実験であるのに対し、本研究は片岩風化土の不飽和実験であるため、このような違いが生じたと考えられる。

5.2.3 地震後基準雨量の検討

ここでは、2005年の福岡県西方沖地震後に発生した崩壊などに対する基準雨量を対象として検討を進めているが、解析途中で完了していない。地震後の梅雨期における崩壊場所周辺住民への聞き取りでは、過去に発生しなかった斜面崩壊が通常量の降雨で発生するようになったとの報告があった。今後は、雨量観測データから、判別解析など統計的手段を用いてその実態を明らかとする。

5.3 まとめ

- 1) 表層崩壊に関しては、地震後は斜面頭部の亀裂などにより降雨が透水し易くなり、最悪では地震前発生基準雨量の10%程度の降雨量でも発生する可能性がある。
- 2) 深層崩壊に関しては、地震に伴う地盤変形により土質強度の低下した斜面では、地震前発生雨量の50%~60%で発生する可能性がある。
- 3) 1500galの地震動を加えた場合、粘着力は減少し、内部摩擦角は増加する傾向にあった。今回の片岩風化土試料においては、これらの傾向は根系の有無に関係はなく、根系により地震動の影響が増減することはなかった。また、今回の研究では、既存の研究(平松晋也 2012)と違った結果になっているが、土質の相違あるいは飽和度の相違が原因と思われる。

引用文献(著者 50音順)

- 1) 阿部真郎他(2011)第50回地すべり学会概要集、3-4.

- 2) 伊藤佑紀他 (2013) 平成 25 年度砂防学会研究発表会概要集、A56-57.
- 3) 内田勉他 (2002) 地すべり、39(1)、128-136.
- 4) 蔡飛 他 (2011) 第 50 回地すべり学会概要集、11-12.
- 5) T. Kubota (2011), Advances in geosciences, Vol. 23, World Scientific Publishing, 63-73.
- 6) 久保田哲也 (2011) 水利科学 No. 320、85-99.
- 7) 久保田哲也他 (2011) 第 50 回地すべり学会概要集、119-120.
- 8) 久保田哲也他 (2006) 第 3 回土砂災害に関するシンポジウム論文、1-6.
- 9) T. Kubota et. al. (2006) Geophysical Research Abstracts, Vol. 8, 01893, EGU.
- 10) T. KUBOTA et. al. (2006) Proc. of the Int. Conf. on Geotechnical Engineering Singapore, 111-118.
- 11) 久保田哲也他 (2005) 砂防学会誌、58(2)、32-37.
- 12) 久保田哲也他 (2004) 地すべり学会誌、41(3)、57-65.
- 13) Kubota, T. et. al. (2002) European Geophysical Society Geophysical Research Abstracts, vol. 4, EGS02-A-005.
- 14) 久保田哲也 (2002) 地すべり、38(4)、52-57.
- 15) 執印康裕他 (2009) 日縁工誌 35(1):9-14p
- 16) 谷口栄一他 (1986) 土木技術資料、28(1)、59-65.
- 17) 地頭蘭隆(1998)、砂防学会誌 51(1)、38-45.
- 18) 中嶋登志男他 (2011) 第 50 回地すべり学会概要集 7-8.
- 19) 長嶺元二他 (2009) 地すべり学会誌、46(3)、43-48.
- 20) 平松晋也他 (1999) 地すべり学会誌、36(2)、3-12.
- 21) 平松晋也 (2012) 第 2 回砂防学会「東北地方太平洋沖地震災害調査委員会(第 4 班)」資料.
- 22) 水山高久他 (2001) 砂防学会誌、54(1)、98-99.
- 23) 若井明彦他 (2011) 第 50 回地すべり学会概要集、5-6.

6.1 はじめに

近年, 2011年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震をはじめとして, 全国各地で大規模地震が相次いで発生し, 地震に伴う土砂災害が多発するようになってきた。従来, 地震を誘因とする斜面崩壊は数多く報告されており, 地震に伴う土砂災害に対する警戒・避難活動を円滑に実施するためには, その発生場所や発生時刻, 崩壊規模の予測手法の確立が急務となっている。しかしながら, 地震を誘因とする斜面崩壊は, 地震そのものの発生頻度が少ない上に, 地震発生箇所の特が現在の技術では困難であるため, 地震発生時の土質強度の変化や崩壊現象のリアルタイムでの観測が不可能であるというのが現状である。このため, 斜面崩壊を対象とした研究の大部分は発生頻度の高い降雨を誘因とした現象に集中し, 地震前後の斜面の安定性の変化を議論した研究事例は少ない。本研究は, 地震時の衝撃力が花崗岩斜面に作用した際の土質強度の変化を定量的に把握するとともに, 地震発生後の花崗岩斜面の安定性の変化を明らかにすることを目的として実施したものである。

6.2 対象流域と実験試料の採取

実験試料は, 図-6.1に示す長野県飯島町に位置する天竜川水系与田切川中流域の小流域(Y-1流域)内より攪乱状態で採取した。Y-1流域の構成地質は市田花崗岩であり, 試料採取地点周辺にはブナを主体とした60年生以上の落葉広葉樹が多く分布している。

実験試料の採取深度は, 表層崩壊のすべり面となる90~110cm深度(斜面調査用簡易貫入試験でNc値5~8を示す深度; 図-6.2)である。

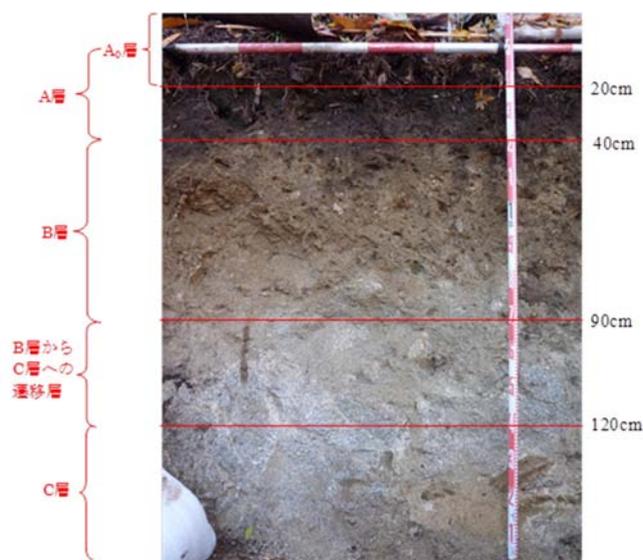


図-6.2 試料採取地点の土層断面

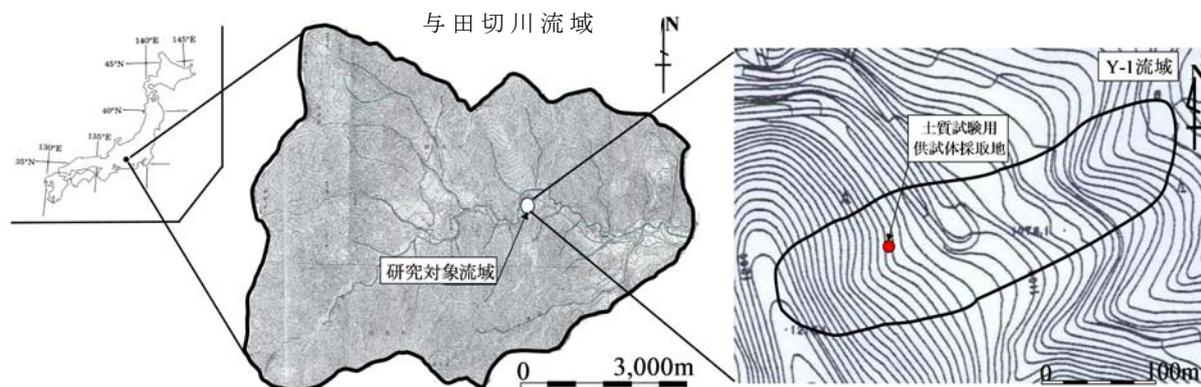


図-6.1 土質試験用試料採取地点

実験用供試体は、実験室内で資料調整後、現場密度(乾燥土の単位体積重量 $\gamma_d=1.25\text{g/cm}^3$)でせん断箱に充填して作成した。実験砂の土質緒元を表-6.1に、粒径加積曲線を図-6.3に示す。

表-6.1 実験砂の土壌物理定数

乾燥密度 (g/cm^3)	土粒子の密度 (g/cm^3)	間隙	
		間隙比 e (cm^3/cm^3)	間隙率 n (cm^3/cm^3)
1.25	2.67	1.07	0.52

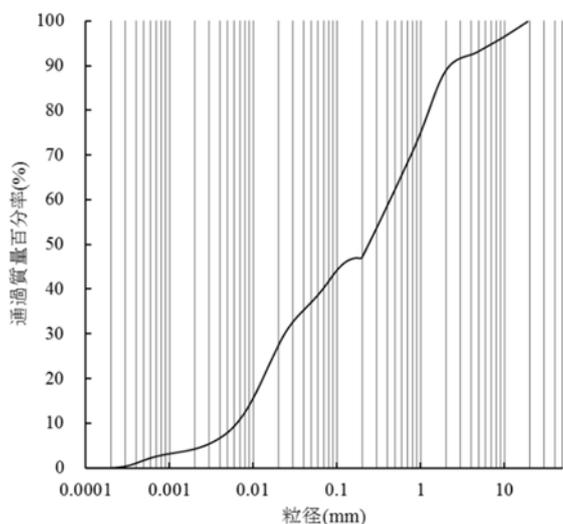


図-6.3 粒径加積曲線

6.3 実験概要

地震の規模すなわち加速度の大きさと土質強度(粘着力 C , 内部摩擦角 ϕ)との関係を明らかにするため、「衝撃(加震)試験」と「一面せん断試験」を実施した。

供試体に与える衝撃力としては、図-6.4

に示す試薬攪拌用振とう機を使用して、 $0.5G \cdot 1.0G \cdot 1.5G$ の3種類の加速度を設定した。加速度を与える振動時間は、2011年3月12日に発生した長野県北部地震の振動継続時間(崩壊が発生する 200gal 以上の加速度(例えば、森本ら, 1980)の継続時間)を参考に、10秒間と設定した。振動継続時間内に供試体に作用する加速度(衝撃)の回数は、60~80回である。

長野県北部地震時の2011年3月12日午前3時59分16秒から30秒までの加速度波形(三成分合成波形)を図-6.5に示す。図中には、ピーク値が 300gal 以上を示した箇所に赤丸を付けている。長野県北部地震の加速度波形(三成分合成値)は、3月12日午前3時59分18.87秒から26.88秒までの8.01秒間に 300gal を超える加速度のピークが71回発生し、0.113秒間に一度の割合で、 300gal を超える衝撃が発生したことがわかる。

振とう機には、供試体に与える加速度を計測するための加速度計を設置した(図-6.4)。衝撃方向としては、せん断面に対し「水平方向」と「鉛直方向」の2パターン設定した。さらに、地震発生時の斜面の水分状態の相違が土質強度変化に及ぼす影響を把握するため、供試体の水分状態を降雨時を想定した『飽和状態』と無降雨時の自然含水状態を想定した『土壌水分吸引圧 $\psi: -20\text{cmH}_2\text{O}$ 』の2

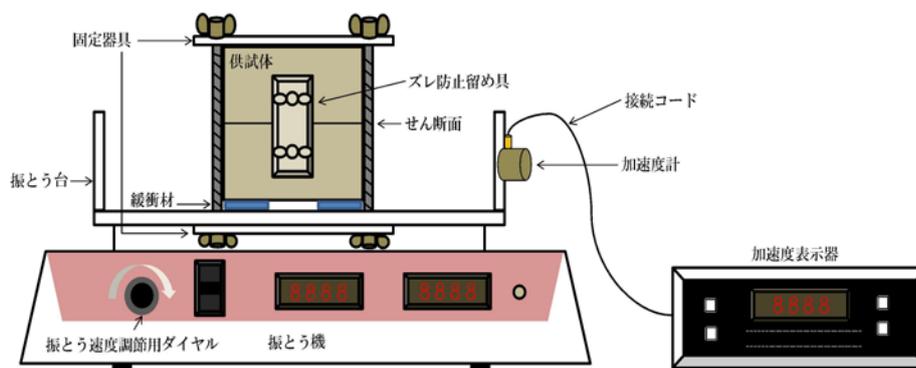


図-6.4 衝撃試験装置

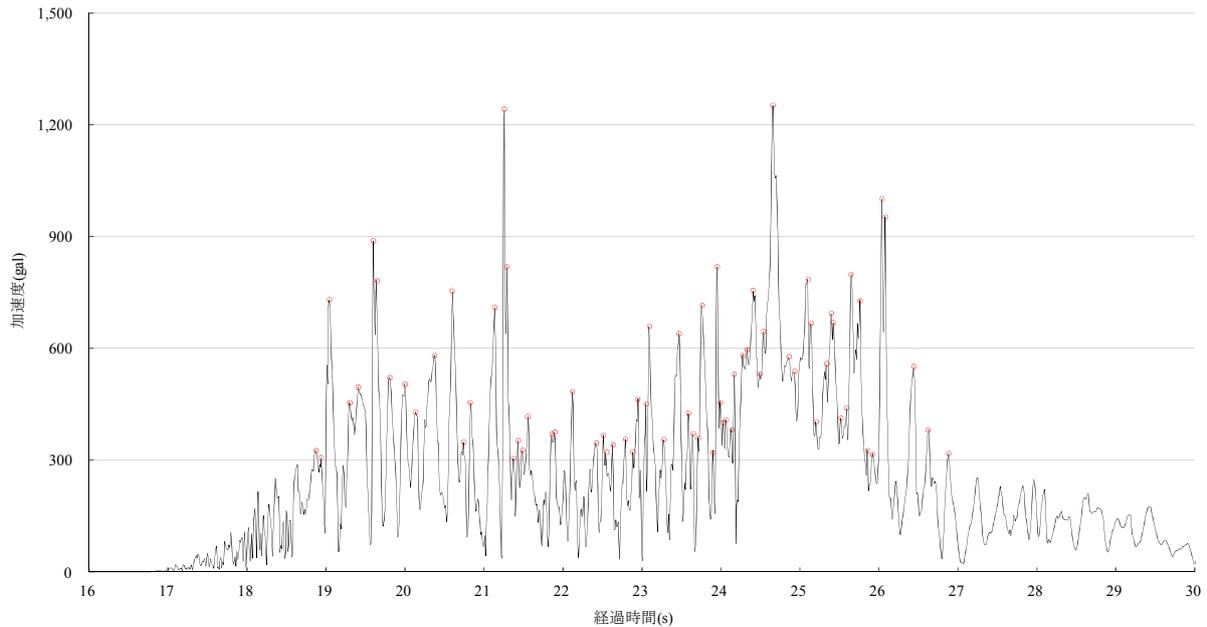


図-6.5 長野県北部地震の加速度波形(300gal以上；柴村)
(2011年3月12日午前3時59分16秒から30秒まで)

パターン設定した。土壌水分状態の調整は、土柱法により行った。

実験ケースは、これらの条件を組み合わせた表-6.2に示す14ケースである。表中には一面せん断試験結果を併記した。

表-6.2 実験ケースと土質強度

供試体	試験No.	せん断面に対する衝撃の方向	衝撃力	土壌水分	粘着力	内部摩擦角
			(G)	(-cmH ₂ O)	C (kgf/cm ²)	φ (°)
攪乱	D-0G-0	-	0	0(飽和状態)	0.1829	40.97
	D-0.5G-0	水平(L)	0.5	0(飽和状態)	0.1631	38.88
	D-1.0G-0	水平(L)	1.0	0(飽和状態)	0.1117	41.23
	D-1.5G-0	水平(L)	1.5	0(飽和状態)	0.1447	37.43
	D-0.5G-0	鉛直(V)	0.5	0(飽和状態)	0.1320	41.16
	D-1.0G-0	鉛直(V)	1.0	0(飽和状態)	0.1217	42.44
	D-1.5G-0	鉛直(V)	1.5	0(飽和状態)	0.1121	41.95
	D-0G-20	-	0	20	0.1251	47.37
	D-0.5G-20	水平(L)	0.5	20	0.1194	44.51
	D-1.0G-20	水平(L)	1.0	20	0.1100	44.42
	D-1.5G-20	水平(L)	1.5	20	0.1121	41.94
	D-0.5G-20	鉛直(V)	0.5	20	0.1074	46.02
	D-1.0G-20	鉛直(V)	1.0	20	0.1229	44.30
	D-1.5G-20	鉛直(V)	1.5	20	0.1194	43.13

もに粘着力が著しく低下していることがわかる。特に、すべり面に対して鉛直方向に加速度が作用した場合、加速度と粘着力との間に明瞭な負の相関関係が認められた。一方、供試体の水分状態をφ=-20cmH₂Oとした場合、粘着力にはほとんど変化は認められない。

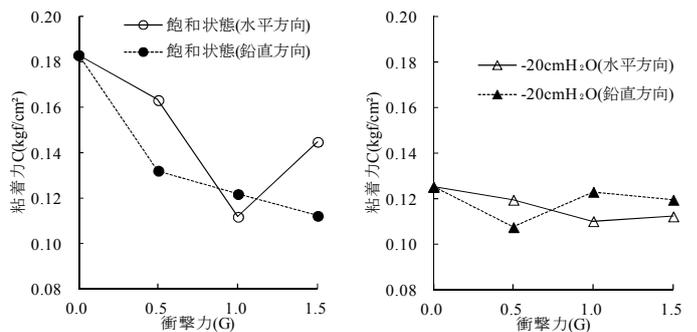


図-6.6 加速度と土の粘着力との関

6.4 地震時の加速度が土質強度に及ぼす影響

攪乱供試体に対して得られた加速度と土の粘着力および内部摩擦角との関係を図-6.6～6.7に示す。

飽和状態の土壌に加速度（衝撃）が加わると、すべり面に対する加速度の作用方向如何にかかわらず水平・鉛直方向と

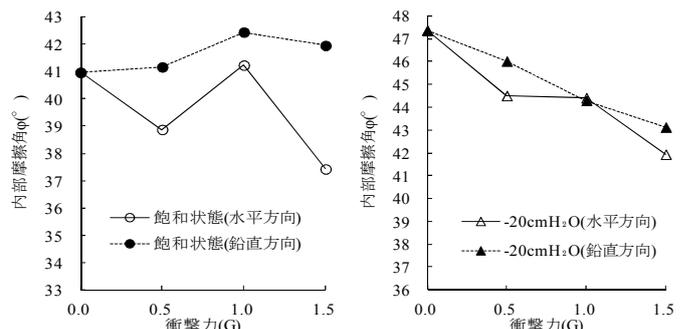


図-6.7 加速度と土の内部摩擦角との関

これに対して、内部摩擦角は、飽和状態の土壌に鉛直方向の加速度（衝撃）を与えた場合には、加速度の増加とともに若干の増加傾向を示し、水平方向の衝撃を与えた場合には、1.0Gの加速度を与えた場合を除き、加速度の増加とともに低下傾向を示した。一方、供試体の水分状態を $\phi = -20\text{cmH}_2\text{O}$ とした場合には、加速度の作用する方向如何に関わらず、衝撃力の増加とともに土の内部摩擦角は減少していることがわかる。

供試体の水分状態の変化が土質強度に及ぼす影響に着目すると、供試体の水分状態が飽和状態から土壌水分吸引圧 $\phi = -20\text{cmH}_2\text{O}$ へと低下すると、加速度を与えない場合では内部摩擦角が15.6%増加する結果となった。同様に、0.5Gの加速度が加わると、水平方向の場合で14.5%、鉛直方向の場合で11.8%、1.0Gの加速度が加わると、水平方向の場合で7.7%、鉛直方向の場合で4.4%、1.5Gの加速度が加わると、水平方向の場合で12.0%、鉛直方向の場合で2.8%、それぞれ内部摩擦角が上昇する結果となった。

6.5 地震時に斜面に作用する加速度が斜面の安定性に及ぼす影響

一面せん断試験により得られた土質強度を用いて斜面安定解析を実施し、地震時に斜面に作用する加速度大きさや表層崩壊のすべり面となる土層の水分状態の相違が地震発生後の斜面の安定性に及ぼす影響について定量的評価を試みた。

6.5.1 雨水浸透過程を加味した斜面安定解析モデル

地震時に作用する加速度が地震発生後の花崗岩斜面の安定性に及ぼす影響を定量的に把握するため、「雨水浸透過程を加味した斜面安定モデル(篠木, 2010)」を用

いて斜面安定解析を実施した。雨水浸透過程を加味した斜面安定解析モデルは、「斜面安定解析モデル：斜面安定解析過程」と「簡易雨水浸透モデル：雨水浸透過程」の2過程で構成されている。

「斜面安定解析モデル：斜面安定解析過程」では、図-6.8に示す斜面勾配： β 、土層厚： D を有する無限長斜面を想定し、表土層と難透水層の境界をすべり面として、(6.1)式を用いて斜面の安全率 F_s が求められる。

$$F_s = \frac{C + (\sigma_0 - H \cdot \gamma_w) \cdot \cos^2 \beta \cdot \tan \phi}{\sigma_0 \cdot \sin \beta \cdot \cos \beta} \quad \dots (6.1)$$

ここに、 F_s ：斜面の安全率、 C ：土の粘着力(tf/m^2)、 σ_0 ：鉛直応力(tf/m^2)、 H ：すべり面上に形成された地下水深(m)、 γ_w ：水の単位体積重量(tf/m^3)、 β ：斜面勾配($^\circ$)、 ϕ ：内部摩擦角($^\circ$)である。(1)式中のすべり面に作用する鉛直応力： σ_0 は、表土層を等間隔($\Delta Z = 10\text{cm}$)で分割し、各土層深度に対応した土壌物理定数を(6.2)～(6.3)式に代入することにより求めた。

$$\sigma_m = \overline{\gamma_{sat(m)}} \cdot H' + \overline{\gamma_{t(m)}} \cdot (\Delta Z - H') \quad \dots (6.2)$$

$$\sigma_0 = \sum_{m=1}^n \sigma_m \quad \dots (6.3)$$

ここに、 σ_m ：分割土層 ΔZ_m の鉛直応力(tf/m^2)、 $\overline{\gamma_{sat(m)}}$ ：第 m 層の飽和土の単位体積重量(tf/m^3)、 H' ：第 m 層内に形成された地下水深(m)、 $\overline{\gamma_{t(m)}}$ ：第 m 層の土の湿潤密度(tf/m^3)、 ΔZ ：0.1(m)である。

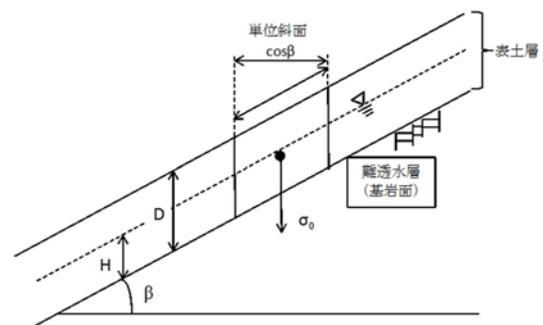


図-6.8 無限長斜面の概念

以上の手順により求められるすべり面に作用する鉛直応力 σ_0 を(6.1)式に代入することにより、安全率 F_s を求めた。

すべり面上に形成される地下水深： H (図-6.8)は、既往研究(平松・尾藤，2001)により提示された「簡易雨水浸透モデル」を用いて算出した。

図-6.9 に示すように、第 m 境界面の飽和透水係数： $k_{S(m)}$ が上位層からの供給水量： Q_m よりも大きい場合($Q_m \leq k_{S(m)}$)は、その全量が第($m+1$)層へと浸透することになる($Q_{(m+1)}=Q_m$)。逆に、第 m 境界面の飽和透水係数： $k_{S(m)}$ の方が上位層からの供給水量： Q_m よりも小さい場合($Q_m > k_{S(m)}$)は、第 m 層内へと浸透してきた Q_m の内第 m 境界面の飽和透水係数： $k_{S(m)}$ だけ第($m+1$)層へと供給されることになる($Q_{(m+1)}=k_{S(m)}$)。図-6.9 に示す各境界面で(下方に向かって)同様の操作を行い、それぞれの分割土層内において下位層へと浸透できない余剰分($Q_m - k_{S(m)}$)は当該分割土層内に貯留され、地下水深を形成することになる。

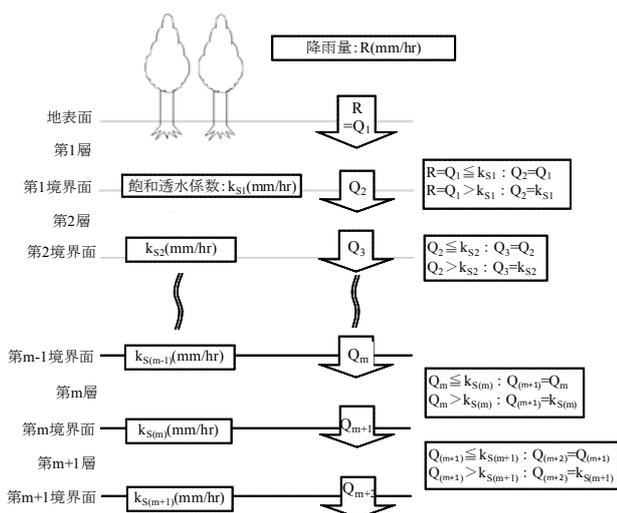


図-6.9 簡易雨水浸透モデルの概念

6.5.2 解析ケースと解析条件

斜面安定解析を実施する際の地形条件である斜面勾配： β としては、土質試験用試料採取地点周辺の縦断形状を勘案し、

斜面勾配： $\beta=30^\circ, 35^\circ, 40^\circ, 45^\circ$ の4パターン設定した。また、土層厚： D としては、一般的な表層崩壊の崩壊深が1~2mであることを考慮し $D=1m, 2m, 3m$ の3パターン設定し、これらの地形条件を組み合わせた計12パターンをモデル斜面の地形条件として設定した。

すべり面の土質強度(粘着力： C ，内部摩擦角： ϕ)としては、地震時に作用する加速度の大きさや作用する方向、さらには供試体の水分状態を種々変化させることにより得られた表-6.2に示す14パターンの土質強度を用いた。

斜面安定解析は、斜面条件(土層厚： D ，斜面勾配： β)を組み合わせた12パターンと供試体の土質強度の14パターンを組み合わせた168ケースに対して実施した。

「簡易雨水浸透モデル：雨水浸透過程」に用いる第 m 境界面(図-6.9)に対する飽和透水係数： $k_{S(m)}$ は、篠木(2010)により提示された N_c 値と飽和透水係数の関係を示す(6.4)式を用いて算出した。

$$k_{S(m)} = 0.0052 \cdot Nc_m^{-1.097} \dots\dots\dots (6.4)$$

ここに、 $k_{S(m)}$ ：第 m 境界面に対する飽和透水係数(cm/s)， Nc_m ：第 m 境界面での Nc 値である。

「簡易雨水浸透モデル」への入力条件となる降雨波形としては、「平成18年7月豪雨」の際に長野県諏訪市で観測された降雨波形の内、図-6.10に示す2山目の降雨が発生した7月18日6:00から7月19日13:00のまでの32時間の時間雨量(mm/hr)を使用し、計算開始33時間目以降は無降雨と仮定し、解析開始48時間後まで解析を継続した。図-6.10中には、土層厚を $D=3m$ とした場合の簡易雨水浸透モデルによる地下水深の挙動を併記した。

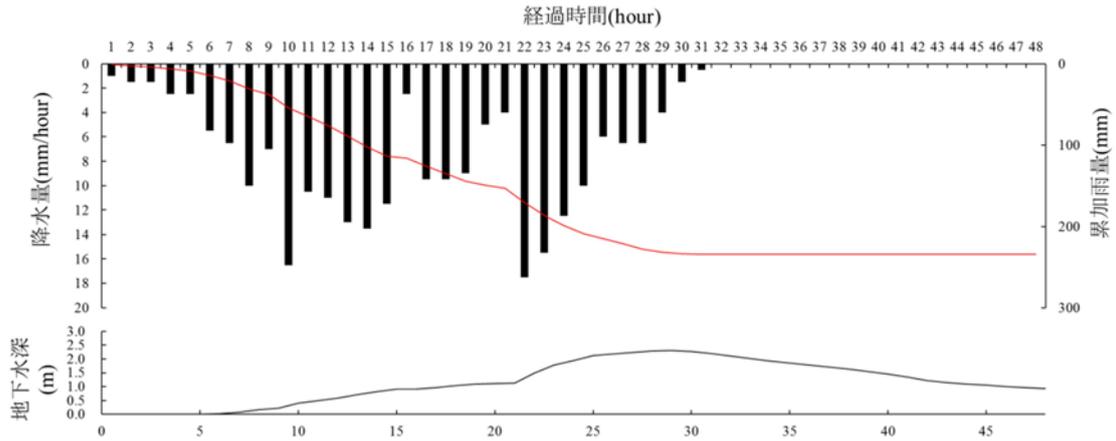


図-6.10 簡易雨水浸透モデルへの入力降雨波形

6.5.3 斜面に加速度が作用した場合の安全率の挙動と崩壊発生限界雨量の変化

土層厚が $D=3\text{m}$ ，斜面勾配が $\beta=45^\circ$ ，水分状態が飽和，地震時の加速度がすべり面に対して鉛直方向に作用した場合を例として，斜面の安全率と(6.5)式で求められる「安全率の変化率」の経時変化を図-6.11に示す。

$$\text{安全率の変化率}(T) = \frac{Fs_{\alpha G}(T) - Fs_{0G}(T)}{Fs_{0G}(T)} \times 100 \dots (6.5)$$

ここに，安全率の変化率(T)：計算開始T時における安全率の変化率， $Fs_{0G}(T)$ ：加速度が作用していない斜面のT時における安全率， $Fs_{\alpha G}(T)$ ：加速度(α)が作用した斜面のT時における安全率である。(6.5)式より得られる「安全率の変化率」が「負の値」を示した場合，地震時に斜面に作用する加速度により斜面の安定性が低下したことになる。

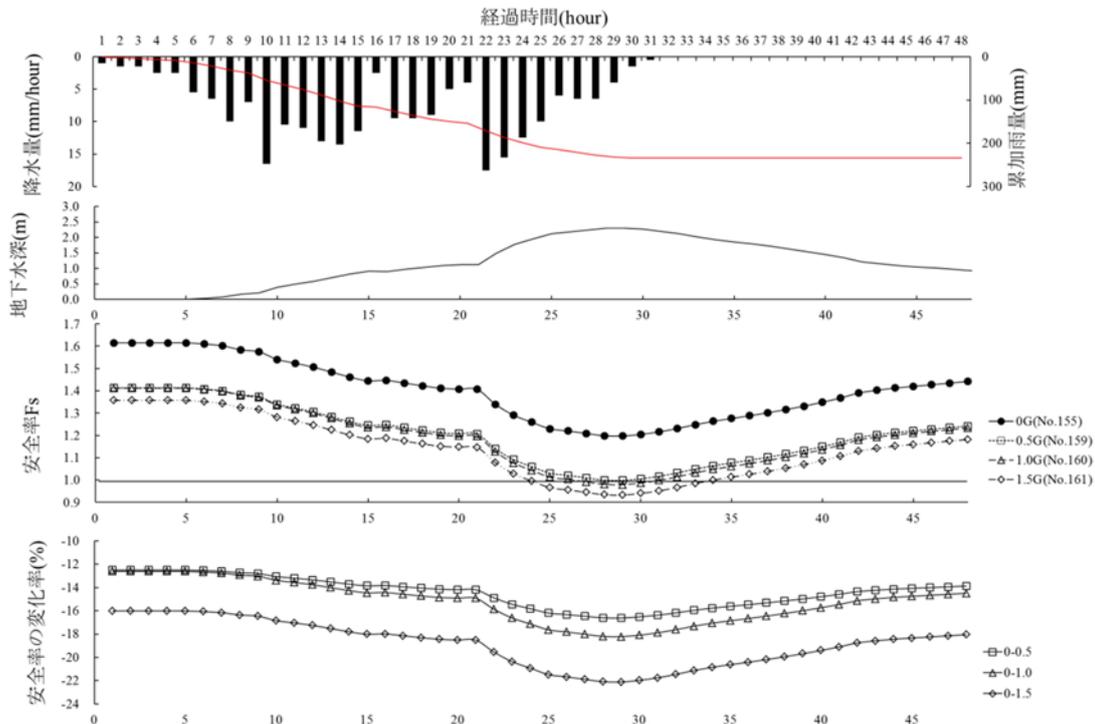


図-6.11 斜面に加速度が作用した場合の安全率の挙動 (土層厚： $D=3\text{m}$ ，斜面勾配： $\beta=45^\circ$ ，水分状態：飽和，加速度の作用方向：鉛直)

斜面安全率の経時変化に着目すると、斜面に加速度が与えられていない場合は、安全率は 1.0 を下回ることはなく、計算開始 29 時間後に最小安全率 $F_s=1.197$ を示した。これに対し、すべり面に対して鉛直方向に加速度が作用した場合、加速度の大きさに関わらず安全率は 1.0 を下回る結果となった。0.5G, 1.0G, 1.5G の加速度が与えられた場合、安全率が 1.0 を下回る時間はそれぞれ計算開始から、28 時間後、27 時間後、24 時間後となり、斜面に加わる加速度の増加とともに崩壊までの時間が最大 5 時間程度短縮されることがわかる。また、斜面崩壊までの時間が短くなるということは、崩壊発生に至るまでの累加雨量すなわち、崩壊発生限界雨量が小さくなるという事実を意味している。斜面に加速度が与えられていない場合の安全率は 1.0 を下回ることはなかったため、最小安全率 $F_s=1.197$ を示した計算開始 29 時間後に崩壊が発生したものと仮定すると、地震時に斜面に作用する加速度が $0G \Rightarrow 0.5G \Rightarrow 1.0G \Rightarrow 1.5G$ へと増加すると、崩壊発生時の累加雨量すなわち崩壊発生限界雨量は、 $232.0\text{mm} \Rightarrow 228.0\text{mm} \Rightarrow 221.5\text{mm} \Rightarrow 199.0\text{mm}$ へと加速度の増加とともに減少し、最大で $33\text{mm}(14.2\%)$ も減少することが明らかになった。

6.5.4 地震発生後の斜面の安定性の変化

すべり面が飽和状態の時に加速度が作用した場合の安全率の変化率をとりまとめたものを図-6.12 に示す。

すべり面が飽和状態の時に地震による加速度が作用すると、安全率が 9.0～33.2%低下する結果となった。特に、水平方向に 1.0G の衝撃が作用した場合、安全率が最大 33.2%も著しく低下($D=1\text{m}$, $\beta=45^\circ$)することになる。この傾向は、土層厚の減少や斜面勾配の増加とともにより顕著に見られた。

すべり面が自然含水状態 ($\phi=-20\text{cmH}_2\text{O}$) の時に加速度が作用した場合の安全率の変化率を図-6.13 に示す。

すべり面が自然含水状態 ($\psi=-20\text{cmH}_2\text{O}$) の時に地震による加速度が作用すると、すべり面の状態が飽和状態の場合ほど顕著ではないものの、斜面の安全率は 5.2%～15.6%低下していることがわかる。特に、この傾向は、すべり面に対して水平方向に 1.5G の加速度が作用した場合に顕著であり、安全率が最大 15.6%も低下($D=3\text{m}$, $\beta=30^\circ$)する結果となった。

また、すべり面が自然含水状態 ($\phi=-20\text{cmH}_2\text{O}$) の場合、飽和状態の場合とは逆に、土層厚の増加とともに安全率の低下はより顕著となっている事実が確認された。

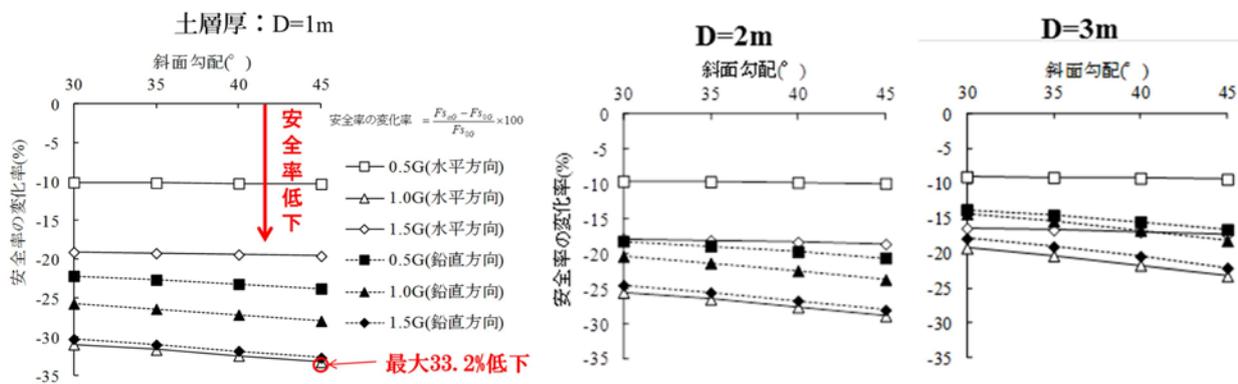


図-6.12 地震発生後の安全率の変化(飽和状態)

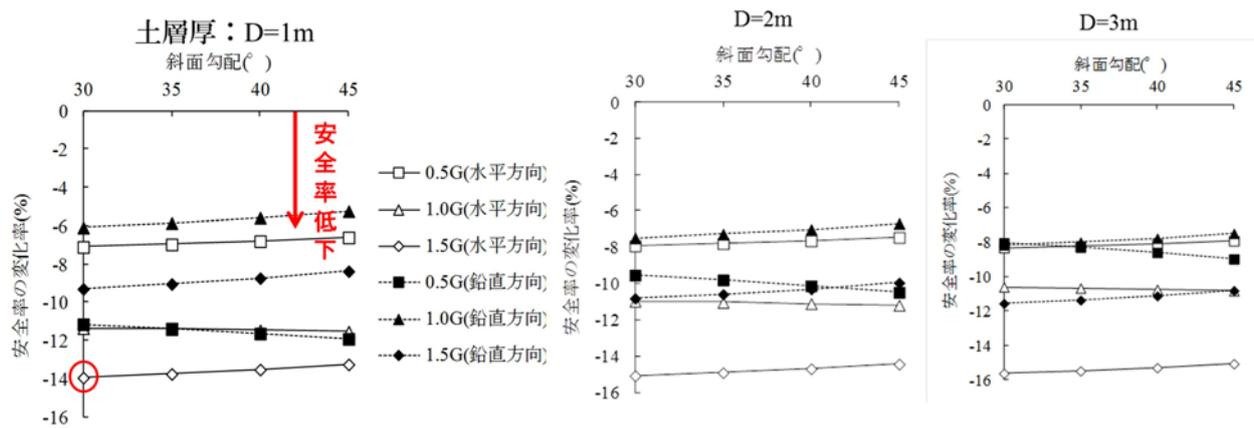


図-6.13 地震発生後の安全率の変化($\phi = -20\text{cmH}_2\text{O}$)

6.6 おわりに

花崗岩斜面に地震による加速度が作用すると、土質強度は著しく低下し、その後の降雨などにより斜面土層内に地下水深が形成されると、すべり面が飽和状態で水平方向に1.0Gの加速度が作用すると安全率が33.2%も低下(D=1m, $\beta = 45^\circ$)することになる。一方、すべり面の水分状態が $\phi = -20\text{cmH}_2\text{O}$ の場合においても、水平方向に1.5Gの加速度が作用すると、安全率が15.6%低下(D=3m, $\beta = 30^\circ$)する事実が明らかになった。この安全率の低下にともない、崩壊発生限界雨量は最大で14.2%(33mm)程度も低下することがわかった。

このように、地震発生時に崩壊に至らなかった斜面でも、地震時に作用する加速度の影響を受けて土質強度が大きく低下し、地震前と比較してより少ない降雨量と短い時間で崩壊発生するようになる。具体的には、花崗岩斜面の場合、1.5G程度の強い加速度が作用すると、崩壊発生限界雨量が15%程度低下し、崩壊発生時間も5時間程度早まる結果となった。

今後は、2011年3月に発生した東方地方太平洋沖地震時に観測された最大加速度(2,933gal)を再現可能とすべく

実験設備に改良を加え、実験結果を蓄積することにより、地震発生後の土砂災害警戒・避難基準雨量の設定手法の確立を目指したい。さらに、「何時まで地震の影響が残るのか?」といった、地震時の加速度が斜面に及ぼす影響の継続性について研究を進め、基準雨量引下げ解除のタイミングの設定手法の確立へと研究を展開していく予定である。

【引用文献】

平松晋也・尾藤顕哉：斜面調査用簡易貫入試験を用いた崩壊予測モデルへの入力諸元簡易設定法に関する一考察，砂防学会誌，Vol.54，No.4，p.12-21，2001

森本良平：地形学的特性を考慮した地震動災害予測の研究，自然災害特別研究成果，No.A-55-1，1980

篠木秀：山腹斜面の崩壊に対する免疫性に関する水門・地形学的研究，信州大学院修士論文，2010