



# 兵庫県北西部地域における2009年台風9号による山腹斜面崩壊の実態と発生メカニズムについて

鏡原, 聖史  
澁谷, 啓  
鳥居, 宣之  
金, 乗洙  
川尻, 峻三

---

## (Citation)

地盤工学ジャーナル, 8(3):489-504

## (Issue Date)

2013

## (Resource Type)

journal article

## (Version)

Version of Record

## (Rights)

©2013 公益社団法人 地盤工学会

## (URL)

<https://hdl.handle.net/20.500.14094/90003311>



## 兵庫県北西部地域における 2009 年台風 9 号による山腹斜面崩壊の実態と発生メカニズムについて

鏡原 聖史<sup>1</sup>, 澁谷 啓<sup>2</sup>, 鳥居 宣之<sup>3</sup>, 金 秉洙<sup>2</sup>, 川尻 峻三<sup>4</sup>

- 1 株式会社ダイヤコンサルタント関西支社
- 2 神戸大学大学院 工学研究科 市民工学専攻
- 3 神戸市立工業高等専門学校 都市工学科
- 4 公益財団法人鉄道総合技術研究所 防災技術研究部

### 概 要

2009年8月, 台風9号による豪雨によって兵庫県北西部において, 洪水災害および山腹斜面崩壊・土石流・がけ崩れなどの土砂災害が多数箇所が発生した。この台風による土砂災害の内, 過去の風倒木被害地で発生した山腹斜面崩壊が多数を占めていた。そこで, 本論文では, この台風で発生した山腹斜面崩壊の地形的特徴を整理した。さらに山腹斜面崩壊地周辺での調査, 室内試験(不攪乱試料を用いた低圧一面せん断試験など)ならびに無限平衡斜面における安定解析を行った。その結果, 過去に発生した風倒木被害地で70%近くの山腹斜面崩壊が発生していたこと, 等が明らかとなった。また, 表層が飽和することで土の粘着力が大きく低下し, 安定解析で不安定となる厚さと崩壊深さが一致する。このことから, 過去の風倒木被害地での山腹斜面崩壊は, 降雨浸透による地盤強度の低下が主たる原因で発生すると考えられた。

キーワード: 災害調査, 地形解析, 不攪乱試料, 低圧一面せん断試験, 表層崩壊

### 1. はじめに

2009年8月, 熱帯低気圧が台風9号となり, 九州地方から東北地方の広い範囲で大雨となった。とりわけ兵庫県佐用郡佐用町佐用では, 観測記録を更新する時間降水量89mmという猛烈な降雨を記録<sup>1)</sup>した。佐用町を含む兵庫県北西部においては, 洪水災害および土石流・がけ崩れなどの土砂災害が多数発生し, 尊い人命が奪われるとともに一般住宅, 公共諸施設, 等に甚大な被害をもたらした。この台風9号による降雨は, 図1<sup>2)</sup>に示すように, 8月8日までほとんど降雨がなく, 9日から10日までの間, 特に9日20時, 21時に50mmを越える降雨があり記録的な豪雨となった。また, 最大24時間降水量の分布は, 図2<sup>3)</sup>に示すように兵庫県北西部を中心とする非常に狭い地域に300mmを超える降雨が集中しており, 北東方向に200mm以上の降雨が分布している。この降雨は気象レーダ画像<sup>4)</sup>で带状に観測された雨雲の地域とも一致している。なお, この台風による風は, 1~3m/s程度<sup>2)</sup>で強風による被害は小さい。一方, この降雨によって兵庫県北西部地域(佐用町, 宍粟市, 養父市, 朝来市, 神河町, 市川町, 多可町, 姫路市, 福崎町)においては, 道路沿い, 民家裏の山腹斜面が崩壊し(写真1参照), 主に道路不通や民家損壊等の被害が多数箇所が発生した。この台風9号による地盤災害の調査を目的に, 地盤工学会関西支部と土木学会

関西支部の合同で調査団を結成し, 2009年12月に現地調査結果が報告されている<sup>5)</sup>。

本論文では, 著者らも参加した合同調査団で実施した災害調査をもとに, 兵庫県北西部地域における山腹斜面崩壊を対象を絞った調査・試験の結果を報告するものである。2009年の山腹斜面崩壊について考察する前に, まず, 当該地域で過去10年間(1998年~2008年)の間に発生した山腹斜面崩壊やその他崩壊に関係する状況について整理した。つぎに, 今回の台風による山腹斜面崩壊発生場所の地形的特徴を整理して, 過去の崩壊事例等との比較検討を行なうことで今回の台風による山腹斜面崩壊地の特徴について考察している。さらに代表的な崩壊地において,

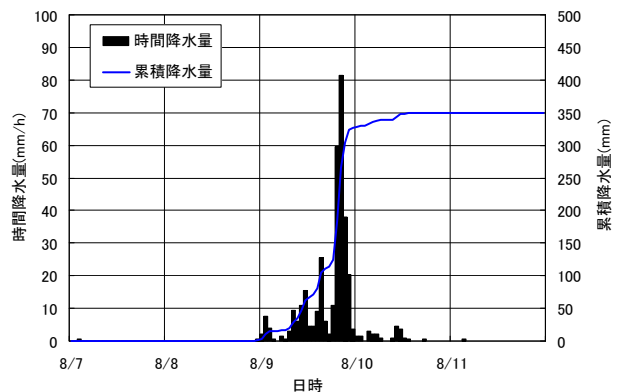


図1 時間降水量と累積降水量(アメダス観測所:佐用)<sup>2)</sup>をもとに作成

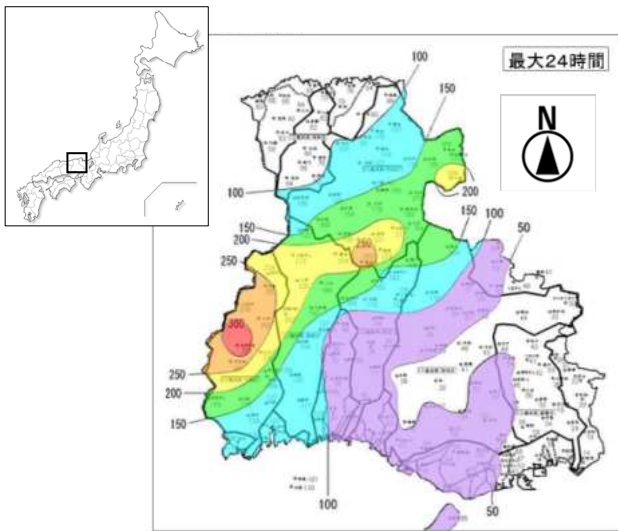


図 2 最大24時間降水量の分布<sup>3)</sup>



写真 1 2009年台風9号による山腹斜面崩壊の事例  
(兵庫県佐用郡佐用町上石井(図 26参照)：国際航業株式会社撮影)

現地調査ならびに崩壊地直近の未崩壊地から採取した不攪乱試料を用いた室内試験を実施した。それらの結果から、今回の台風によって発生した山腹斜面崩壊のメカニズムについて推定している。

## 2. 2009年台風9号による山腹斜面崩壊の特徴

当該地域での山腹斜面崩壊事例を収集することにより、今回の台風による山腹斜面崩壊の特徴について考察した。

### 2.1 当該地域で 1999年～2008年の間に発生した主な山腹斜面崩壊

兵庫県北西部地域で過去10年間に発生した主な山腹斜面崩壊事例について、神戸海洋気象台の兵庫県災害年表(1999年～2003年)<sup>6)</sup>から佐用町(旧町名：上月町・南光町・三日月町)、宍粟市(旧町名：山崎町・一宮町・波賀町・千種町)で発生した山腹斜面崩壊に関する記事を抽出した。ここで、2004年に佐用町、宍粟市で発生した山腹斜面崩壊事例は、兵庫県資料<sup>7)</sup>を、2005年～2008年までは、社団法人治山林道協会資料<sup>8)</sup>をそれぞれ参照した(表1)。なお、過去の記録が兵庫県の行政区分(各県民局名)

で整理されていることから、県民局単位で記載した。表1から1999年～2003年までは比較的山腹斜面崩壊に関する記録が少ないことがわかる。これは、当該地域において該期間内に期間降水量100mmを越すような降雨が少なかったため、山腹斜面崩壊の発生も少なかったと推察できる。一方、2004年には台風16号、18号、21号、23号と4個の台風が兵庫県に接近し、当該地域では、台風23号の降雨によって114箇所で山腹斜面崩壊が発生している。また、台風16号、18号、23号による強風で立木がなぎ倒される等の風倒木被害が多数発生している(写真2、図3参照)。それ以降の山腹斜面崩壊事例としては、2006年に梅雨前線に伴う長雨によって西播磨県民局管内で57箇所の山腹斜面崩壊が発生している。この崩壊の特徴は過去の風倒木被害地で多数発生している<sup>8)</sup>ことである(写真3、図3参照)。

表 1 当該地域で過去10年間に発生した主な山腹斜面崩壊事例

発生年月日	災害名	異常気象名 (気象要因)	崩壊箇所数	参考記録
1999.9.14 -15	風水害	大雨・強雨・強風・波浪 (台風16号)	1箇所 西播磨(佐用町)	佐用136mm 期間降水量(14日0時～15日24時)
2004.10.19 -20	風水害	大雨・強雨・強風・波浪 (台風23号)	114箇所 西播磨	佐用149mm 期間降水量(19日0時～20日24時)
2006.7.12 -20	水害	大雨 (梅雨前線)	57箇所 西播磨	山崎 233mm 期間降水量(12日0時～20日24時)



図 3 当該地域で過去10年間に発生した山腹斜面崩壊現場写真位置  
(地図は国土地理院電子国土を利用)



写真 2 2004年10月の台風によって発生した山腹斜面崩壊の事例  
(兵庫県宍粟市山崎町段)





写真 3 2006年7月の豪雨によって発生した山腹斜面崩壊の事例  
(兵庫県姫路市安富町末広)

### 2.2 2009 年台風 9 号による山腹斜面崩壊発生箇所

台風 9 号により発生した山腹斜面崩壊発生箇所の特徴を明らかにすることを目的として、図 4 に示すように限られた範囲ではあるが、現地調査(図中の凡例、調査 No.1 ~No.3 は調査実施日ごとのルートを示す)および 53 枚の航空写真判読により山腹斜面崩壊発生箇所を特定した。今回の調査により、195 箇所の崩壊地が確認された。なお、この箇所数は今回の調査範囲内で確認された数値であり、今回の災害により発生した崩壊地のすべてを網羅しているわけではない。

### 2.3 山腹斜面崩壊箇所と降雨状況

台風 9 号による最大時間降水量分布と山腹斜面崩壊箇所の関係を図 5 に、最大 24 時間降水量分布との関係を図 6 に示す。なお、最大時間降水量分布および最大 24 時間降水量分布は、兵庫県の資料<sup>3)</sup>をもとに作成した。崩壊の時刻が明らかではないため崩壊時の累積降水量は不明であるが図に示すように、最大時間降水量 50mm 以上、最大 24 時間降水量が 200mm 以上の範囲で崩壊が多数発生しているように見える。

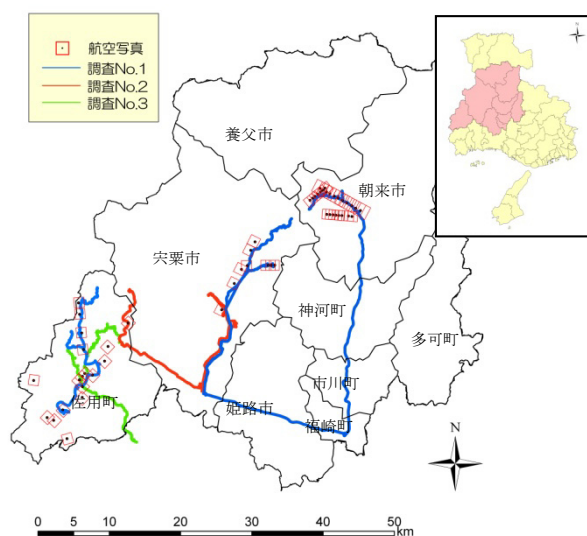


図 4 調査範囲と山腹斜面崩壊発生箇所の分布

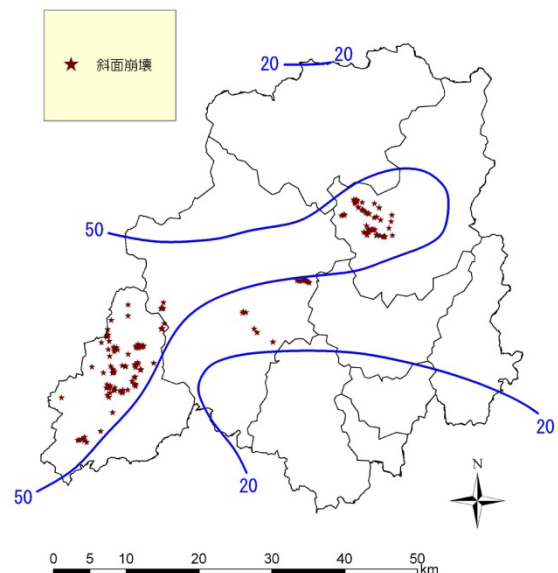


図 5 山腹斜面崩壊発生箇所と最大時間降水量の関係

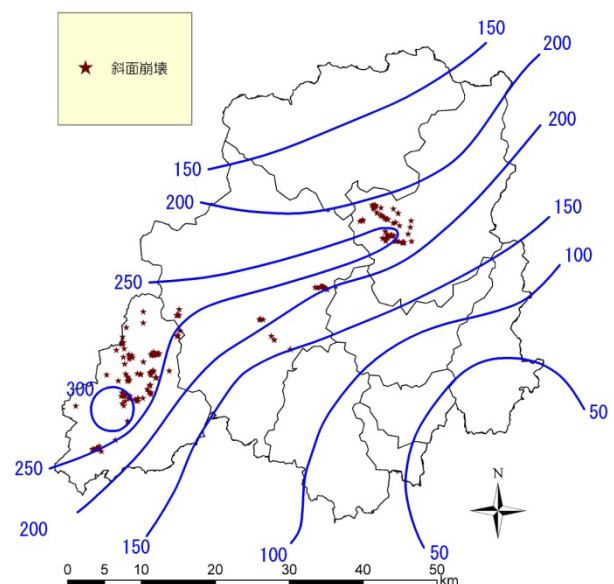


図 6 山腹斜面崩壊発生箇所と最大24時間降水量の関係

### 2.4 山腹斜面崩壊箇所の地質的特徴

当該地域の地質<sup>9) 10)</sup>と山腹斜面崩壊箇所を図 7 に示す。図を参照するとペルム紀の苦鉄質深成岩類 Pap(夜久野岩類斑れい岩 Ygb)、白亜紀後期の非アルカリ珪長質火山岩類 K2vf(デイサイト溶結凝灰岩・流紋岩 Ary)、白亜紀後期の非アルカリの苦鉄質火山岩類 K2vb(安山岩 Aan)での崩壊が大多数を占めている。しかしながら、調査範囲が限られていることもあり、同様の地質が分布する箇所でも地形や風化程度の違い、地質構造等が明らかでないことに加えて 2.5, 2.6 節で述べるように、降雨状況など他の要因を考慮すると今回の崩壊が、地質のみの素因で発生していると結論づけることは難しい。

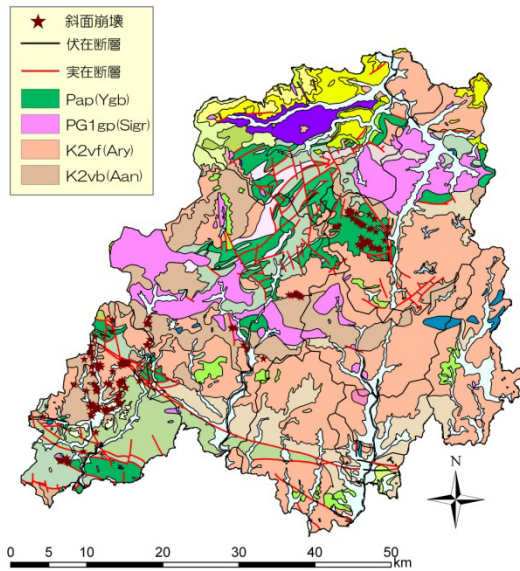


図 7 表層地質と山腹斜面崩壊発生箇所の関係<sup>9) 10)</sup>

## 2.5 山腹斜面崩壊箇所の地形的特徴

### 2.5.1 調査項目と整理方法

山腹斜面崩壊箇所の地形条件を明らかにするために、災害復旧のため実施された測量データが入手できた箇所ならびに現地踏査によって 1/10,000 地形図にプロットした山腹斜面崩壊箇所 23 箇所を対象に崩壊発生場所の地形的特徴を求めた。地形的特徴の整理は、沖村らが兵庫県南部地震時に山腹崩壊の特徴を整理した方法<sup>11) 12)</sup> を参考に崩壊発生場所の地形分類、比高率、傾斜度および崩壊方向角を求めた。それぞれの定義を以下に示す。

#### (1) 崩壊発生場所の地形分類

崩壊発生場所の地形的特徴を以下のように分類した。

##### a) 崩壊縦断形状

地形図に記載されている等高線の間隔から以下の 3 つに分類した。

##### ・凸型斜面での崩壊

図 8 の a) に示すように、崩壊地の等高線間隔が、崩壊地の上部で極端に狭くなっている場合の崩壊を凸型斜面での崩壊と分類した。

##### ・凹型斜面での崩壊

図 8 の b) に示すように、崩壊地の等高線間隔が、崩壊地の上部で極端に広がっている場合の崩壊を凹型斜面での崩壊と分類した。

##### ・直線型斜面での崩壊

崩壊地の等高線間隔から顕著な遷急線、遷緩線を判断できない崩壊を直線型斜面での崩壊と分類した。

##### b) 崩壊横断形状

地形図に記載されている等高線の間隔から以下の 3 つに分類した。

##### ・尾根型斜面での崩壊

図 9 の a) に示すように等高線の横断形状が張り出し

た形状を示す斜面で発生している崩壊を尾根型斜面での崩壊と分類した。

##### ・谷型斜面での崩壊

図 9 の b) に示すように等高線の横断形状が凹んだ形状を示す斜面で発生している崩壊を谷型斜面での崩壊と分類した。

##### ・直線型斜面での崩壊

図 9 の c) に示すように等高線の横断形状が直線形状を示す斜面で発生している崩壊を直線型斜面での崩壊と分類した。

### (2) 比高率

現地調査から、崩壊地が斜面の比較的高い箇所が発生していたため、斜面内のどの位置で山腹斜面崩壊が発生したかを指標とする比高率を図 10 に示すように定義した。図に示すように崩壊地の山頂部の標高 ( $H_U$ )、崩壊地から最短距離にある河床標高 ( $H_L$ ) および崩壊発生斜面の頂上部標高 ( $H_T$ ) を地形図から読み取り、式 (1) により求めた。この比高率は斜面内における崩壊山頂部の相対的な標高を百分率で表したものであり、位置のポテンシャル量を示すものである。この値が大きければ大きいほど、斜面の高い位置で崩壊が発生していることを意味する。

$$R_H = \frac{H_U - H_L}{H_T - H_L} \times 100 \quad (1)$$

ここに、 $R_H$ : 比高率 (%)

$H_U$ : 崩壊地の山頂部の標高 (m)

$H_L$ : 崩壊地から最短距離にある河床標高 (m)

$H_T$ : 崩壊発生斜面の頂上部標高 (m)

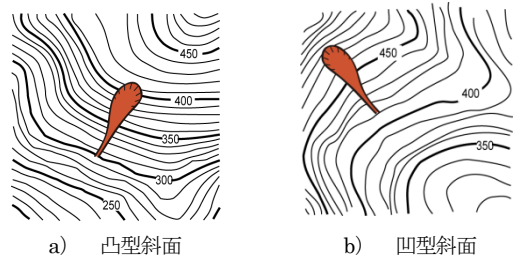


図 8 崩壊縦断形状模式図

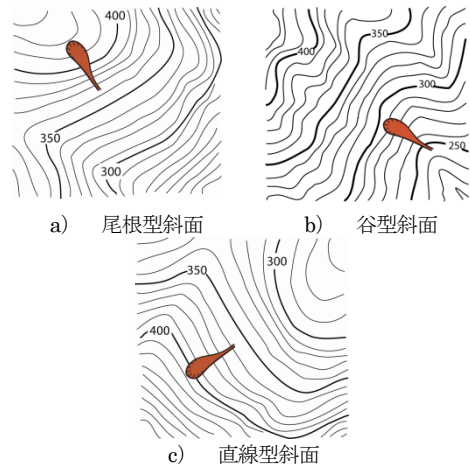


図 9 崩壊横断形状模式図

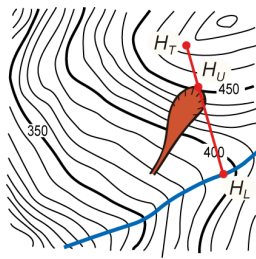


図 10 比高率の定義

(3) 傾斜度

山腹斜面崩壊発生箇所傾斜度を求めた。傾斜度は、図 11 に示すように、崩壊の最も上流を通る 2 本の等高線間の長さ  $L$  を地形図 (縮尺  $S$  分の 1) から読み取り、式 (2) により求められるものとした。この傾斜度は崩壊滑落崖付近の傾斜角を表していると言える。

$$\theta = \tan^{-1} \left( \frac{H}{0.001 \times L \times S} \right) \quad (2)$$

ここに、 $\theta$  : 傾斜度 (°)

$L$  : 崩壊上流部における標高差の等高線間隔 (mm)

$S$  : 地図の縮尺

$H$  : 標高差 (m)

(4) 崩壊方向角

山腹斜面崩壊がどのような方向で発生していたかを明らかにするために崩壊方向角を求めた。崩壊方向角は、図 12 に示す方向で求めた。

2.5.2 調査結果

調査結果の整理は、先に述べたように 2004 年台風によって風倒木被害地が多く分布する地域であったことから、現地や航空写真判読によって風倒木被害地と思われる箇所とそうでない箇所を区別した。なお、本検討対象斜面 23 箇所の内、過去の風倒木被害地での山腹斜面崩壊箇所

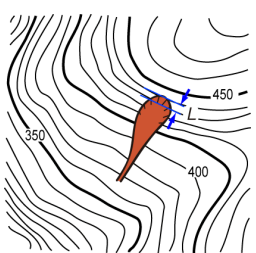


図 11 傾斜度の定義

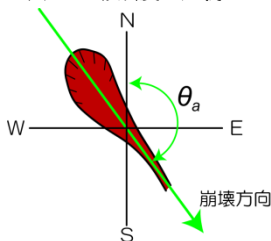


図 12 崩壊方向角の定義

は 16 箇所、風倒木被害地以外の山腹斜面崩壊箇所は 7 箇所である。ここでは、今回発生した崩壊について示し、考察を加えた。なお、2.6 節では、今回の結果と風倒木被害地で多数の崩壊が発生した 2006 年 7 月豪雨による山腹斜面崩壊箇所の特徴を比較検討した。

(1) 崩壊発生場所の地形分類

崩壊縦断形状の割合を図 13 に、崩壊横断形状の割合を図 14 にそれぞれ示す。崩壊縦断形状の割合は、過去の風倒木被害地での山腹斜面崩壊では凹型斜面での崩壊の割合が 44%と多く、ついで凸型斜面での崩壊が 31%となっている。一般的に降雨による崩壊は集水性の高い凹型斜面で発生しやすいという傾向<sup>13)</sup>があり、その傾向とほぼ同様である。しかし、凸型斜面でも 31%の崩壊が発生していることから、通常の降雨による崩壊と異なった特徴を有している。これは、後でも述べる風倒木被害地での崩壊が多かったことと関連するものと考えられる。一方、風倒木被害地以外での山腹斜面崩壊は直線型斜面が 57%と多く、ついで凹型斜面の 29%である。なお、風倒木被害地以外の凸型斜面での崩壊の割合が 14%を示すが、全体の件数が少ないため誇張されている結果になっていると推察される。つぎに、崩壊横断形状の割合は、図より過去の風倒木被害地で発生した山腹斜面崩壊は直線型斜面で 56%と最も多く、ついで谷型斜面が 31%である。一般的に集水地形である谷型斜面は降雨による崩壊が発生しやすいという傾向<sup>14)</sup>があるが、風倒木被害地での崩壊は、直線型斜面や尾根型斜面でも崩壊が認められることから、縦断形状と同様に通常の降雨による崩壊とは異なった特徴を有している。これは、崩壊縦断形状と同様に風倒木被害地での崩壊が多かったことと関連するものと考えられる。一方、風倒木被害地以外で発生した山腹斜面崩壊は谷型斜面がほとんどを占め、一般的な傾向と一致する。

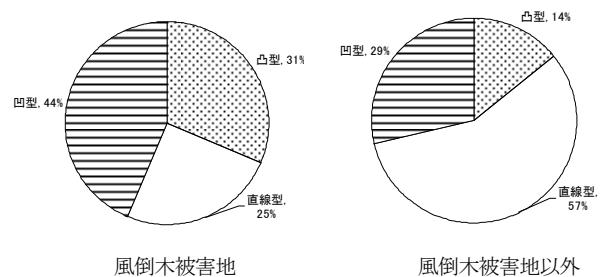


図 13 崩壊縦断形状の割合

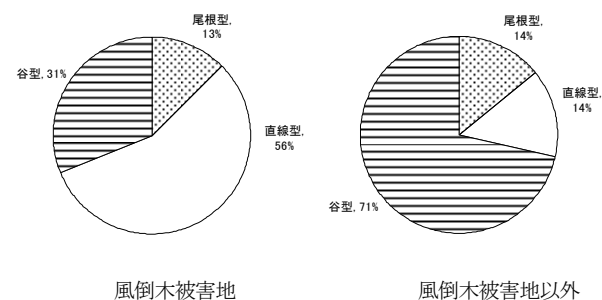


図 14 崩壊横断形状の割合



(2) 比高率

比高率の結果を図 15 に示す。この図より、過去の風倒木被害地での山腹斜面崩壊は、比高率 70% が最も多く 50% 以上が全体の 75% を占める。過去の風倒木被害地での山腹斜面崩壊は、斜面下部での崩壊もあるものの、斜面中腹や頂上付近からの崩壊も多い特徴がある。一方、風倒木被害地以外での山腹斜面崩壊は、比高率 90% のものも認められるが、全体的にばらついている。

3) 傾斜度

傾斜度の結果を図 16 に示す。この図より過去の風倒木被害地での崩壊は、傾斜角度が 45° 付近で最も多いことがわかる。過去の風倒木被害地での山腹斜面崩壊傾斜度は、豪雨により発生する崩壊傾斜度の値が 35~40° で多いこと<sup>15)</sup>と比較すると大きいことがわかる。一方、風倒木被害地以外での崩壊は、風倒木被害地での崩壊と比べると、傾斜度の緩い箇所が発生しており、一般的な豪雨により発生する傾向とおおむね一致している。

(4) 崩壊方向角

崩壊方向角の結果を図 17 に示す。図より、過去の風倒木被害地で発生した山腹斜面崩壊は、崩壊方向角 330~120° で北向き斜面が多いことがわかる。この結果は、2004 年台風 23 号による風向と対面する斜面で風倒木被害斜面が多数発生したと一致する。一方、風倒木被害地以外の崩壊は、150~330° で発生しており、風倒木被害地での崩壊の傾向と異なるが、この理由については明らかではない。

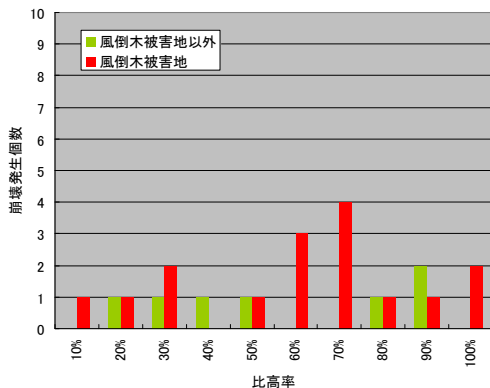


図 15 比高率の分布 (風倒木被害地・風倒木被害地以外)

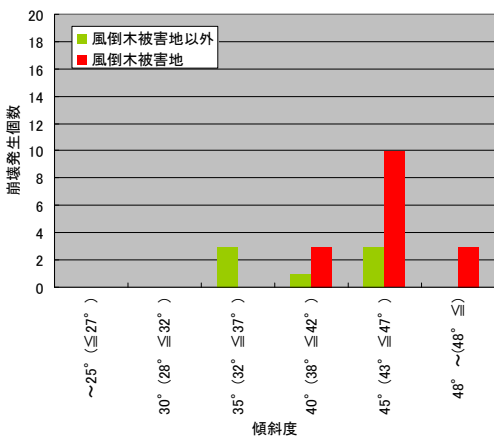


図 16 傾斜度の分布 (風倒木被害地・風倒木被害地以外)

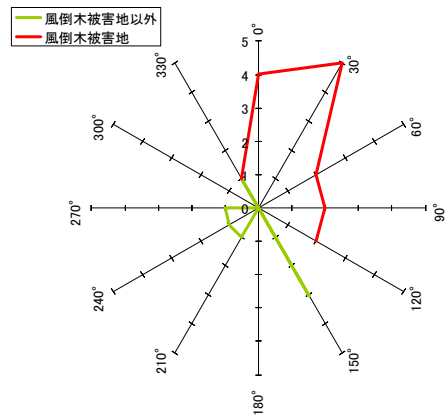


図 17 崩壊方向角の分布 (風倒木被害地・風倒木被害地以外)

(5) 山腹斜面崩壊箇所の地形的特徴に関する考察

台風 9 号の降雨によって発生した山腹斜面崩壊地の地形的特徴を整理した結果、過去の風倒木被害地での崩壊と風倒木被害地以外での崩壊では、異なる傾向を示していることがわかった。これは、当該地域での過去の風倒木被害地の影響を強く受けた崩壊が発生していたためである。このことについては、2.6 節で当該地域にて発生した過去の風倒木被害地での崩壊の地形的特徴と比較しながら考察を加えることとする。なお、地形的特徴に加えて地質構造 (受け盤, 流れ盤など) に起因する崩壊の可能性も考えられるが、全ての崩壊地において現地調査を実施していないため、その影響については明らかではない。

2.6 過去の山腹斜面崩壊発生箇所と今回の山腹斜面崩壊発生箇所の比較

2.6.1 2004 年台風による風倒木被害地と今回の山腹斜面崩壊発生箇所との比較

2004 年台風による風倒木被害地と今回の山腹斜面崩壊発生箇所を比較し、最大時間降水量分布を重ねて表示した結果を図 18 に示す。また、最大 24 時間降水量分布を重ねて表示した結果を図 19 に示す。これらの図に示すように、風倒木被害地は全体的に分布しており、特に佐用町、宍粟市、姫路市の境界付近で密度が高いことがわかる。また、今回の山腹斜面崩壊は、佐用町の北東部や宍粟市西部、東部、朝来市西部に分布している風倒木被害地とおおよそ一致している。

今回の調査で全体を網羅できているとは言い難いが、今回の台風による山腹斜面崩壊は表 2 に示すようにおおよそ 75% が過去の風倒木被害地での崩壊である。また、最大時間降水量 20mm 以上、最大 24 時間降水量 200mm 以上で風倒木被害地の山腹斜面崩壊が多数発生し、さらに最大時間降水量 50mm 以上、最大 24 時間降水量 250mm 以上となると風倒木被害地以外でも崩壊が発生しているように見える。

以上のことから、風倒木被害地では、風倒木被害地以外

でも崩壊が発生する最大時間降水量や最大 24 時間降水量よりも少ない降雨でも山腹斜面崩壊が発生しやすくなっていると考えられる。

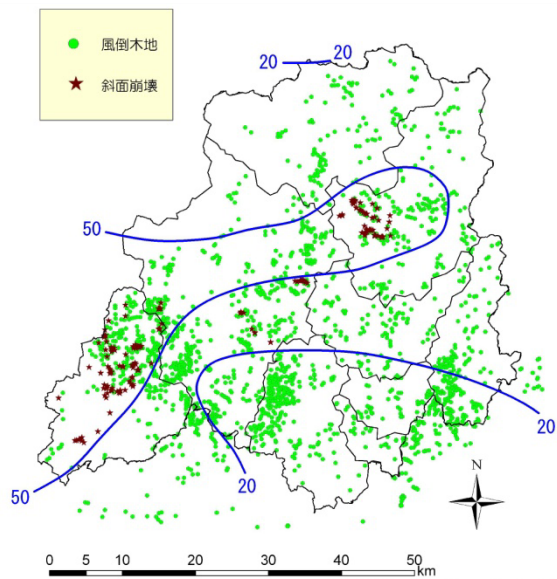


図 18 風倒木被害箇所と2009年台風9号による山腹斜面崩壊発生箇所ならびに最大時間降水量の関係

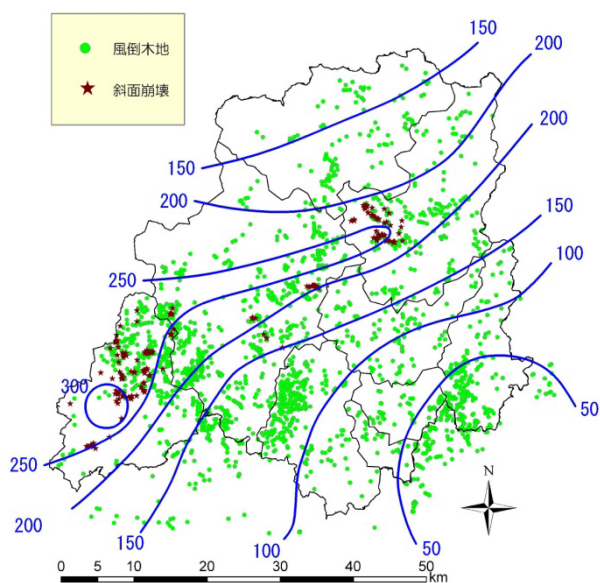


図 19 風倒木被害箇所と2009年台風9号による山腹斜面崩壊発生箇所ならびに最大24時間降水量の関係

表 2 2009年台風9号による崩壊箇所数内訳

	崩壊個数 (風倒木被害地以外) (個)	崩壊個数 (風倒木被害地内) (個)	合計 (個)
現地調査	14	48	62
航空写真判読	35	98	133
合計	49	146	195

## 2.6.2 2006年7月豪雨による山腹斜面崩壊発生箇所と今回の山腹斜面崩壊発生箇所ならびに地形的特徴の比較

### (1) 2006年7月豪雨の概要

兵庫県北西部では、2006年7月12日から20日にかけて梅雨前線の影響で兵庫県宍粟市一宮町を中心に期間降水量300mm、最大時間降水量30mm程度の降雨<sup>16)</sup>によって山腹斜面崩壊が発生した。図20に期間降水量(2006年7月15日～7月24日)の分布を示す。この図から淡路島をのぞく兵庫県全域で期間降水量200mm以上を観測し、佐用町の北部、宍粟市ならびに姫路市北部では期間降水量300mm以上となっている。2009年の台風9号の降雨と対比すると期間降水量はほぼ同様であるが、時間降水量が小さく、継続時間は長いという特徴を有している。

### (2) 山腹斜面崩壊箇所の比較

2006年7月豪雨による山腹斜面崩壊箇所と今回の山腹斜面崩壊箇所を比較したものが図21である。この豪雨による山腹斜面崩壊箇所は、姫路市、宍粟市、佐用町(図21の中央下から左下付近)の風倒木被害地が多く分布する箇所が発生している。特に佐用町北西部、宍粟市南部と姫路

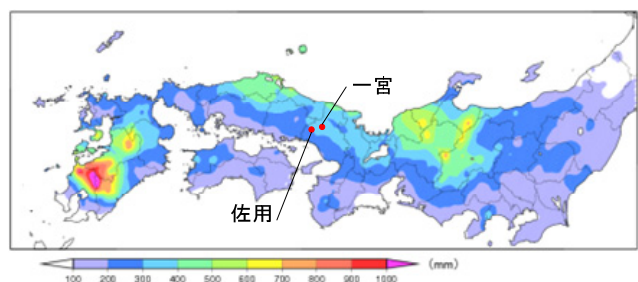


図 20 2006年7月12日から20日の期間降水量<sup>16)</sup>に一部加筆

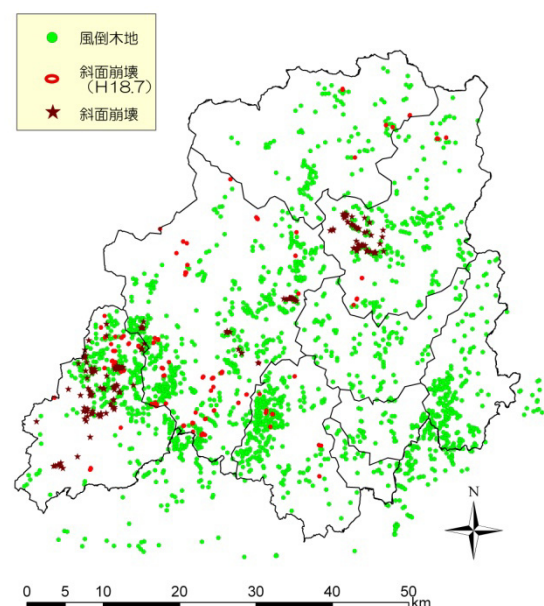


図 21 風倒木被害箇所と2006年7月豪雨ならびに2009年台風9号による山腹斜面崩壊発生箇所の関係



市北部ではその密度が高いことがわかる。この山腹斜面崩壊箇所分布状況は、詳細な等雨量分布図を整理して比較する必要があるが、図 20 に示した期間降水量 300mm 以上の分布（東西方向）とおおむね一致する。一方、2009 年台風 9 号によって発生した山腹斜面崩壊は、最大時間降水量、最大 24 時間降水量の分布状況に対応した範囲において、2006 年に山腹斜面崩壊が発生していない箇所が発生している傾向がある。このことは、風倒木被害地における潜在的に危険な箇所、2006 年 7 月豪雨では崩れずに残った斜面が、今回の降雨によって崩壊した可能性が示唆される。

(3) 崩壊発生場所の地形分類

2006 年 7 月豪雨によって発生した崩壊と 2009 年の台風 9 号による崩壊の地形的特徴を比較検討するため、本論文と同様の整理がなされている資料<sup>8)</sup>を用いた。この資料では、2006 年 7 月豪雨によって発生した崩壊 30 箇所について記載がある。それぞれ地形分類により整理した結果を図 22 に示す。崩壊縦断形状の割合は、図より 2006 年 7 月豪雨による山腹斜面崩壊は、凸形と直線型斜面で多いことがわかる。今回発生した崩壊は、凸形斜面で多いものの凹形でも多数の崩壊が発生している。つまり、両者とも一般的な降雨に崩壊しやすい凹形のみではなく、凸形斜面で崩壊が発生している特徴を有する。

つぎに、崩壊横断形状の割合は、図より 2006 年 7 月豪雨による山腹斜面崩壊は、直線斜面が最も多く、ついで谷型斜面が多い。今回発生した崩壊も同様に直線と谷型斜面で多いことがわかる。

以上、地形的特徴は、両者とも風倒木被害地での崩壊であることから、一般的な降雨による山腹斜面崩壊と異なる地形条件で発生している特徴を有する。

(4) 比高率

比高率と崩壊発生率との関係を図 23 に示す。図より両者とも比高率 60% 以上で崩壊が多い特徴を有する。この結果も一般的な降雨で崩壊する場所と異なっており、風倒木被害地での山腹斜面崩壊の一つの特徴の表れであると言える。

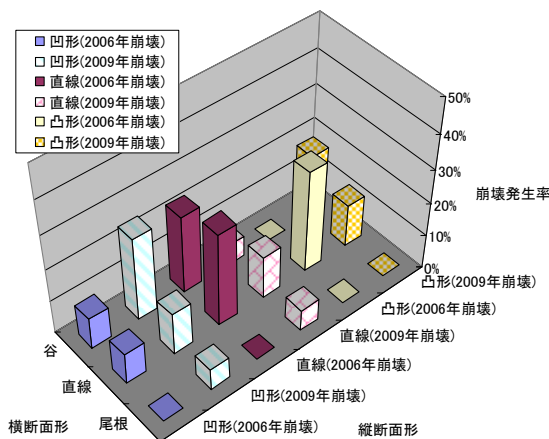


図 22 崩壊形状の割合

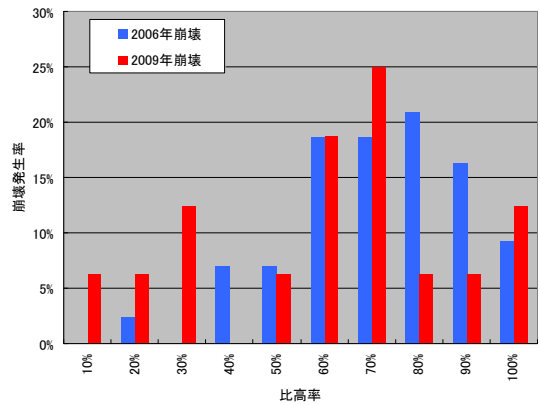


図 23 比高率（風倒木被害地）と崩壊発生率との関係

(5) 傾斜度

傾斜度と崩壊発生率との関係を図 24 に示す。この図より両者ともに傾斜角度が 40° 以上の崩壊が多いことがわかる。この傾斜度は、豪雨により発生する通常の崩壊傾斜度の値が 35~40° で多いことと比較すると大きいという特徴を有している。

(6) 崩壊方向角

崩壊方向角の結果を図 25 に示す。図より両者とも崩壊方向角 300~120° で北向き斜面での崩壊が多数発生していることがわかる。この結果は、2004 年台風 23 号による風向と対面する斜面で風倒木被害斜面が多数発生したことと一致する。

(7) 考察

地形的特徴として、地形分類、比高率、傾斜度、崩壊方向について、2004 年台風によって発生した風倒木被害地で 2006 年と 2009 年に発生した山腹斜面崩壊の特徴の比較を行った。その結果、過去の風倒木被害地での山腹斜面崩壊は、発生時期が異なるにもかかわらず、斜面の高い位置、集水地形ではない直線、凸形で 40 度以上の急傾斜で崩壊が発生しており、降雨に起因した斜面崩壊が発生しやすいと一般的に言われている地形とは異なる特徴を有している。

この現象は、過去の風倒木に伴う根返りによって、山腹斜面表層が乱され、雨水浸透が促進されて崩壊に至りやすくなっているものと推察される。

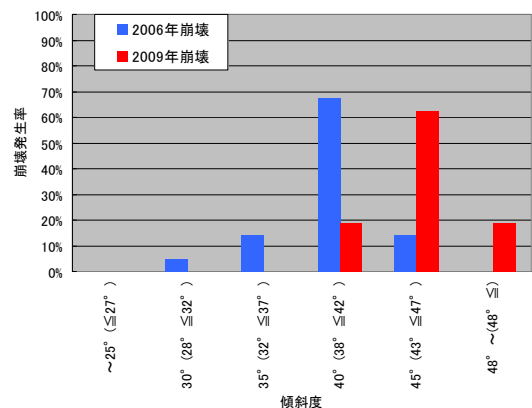


図 24 傾斜度（風倒木被害地）と崩壊発生率との関係

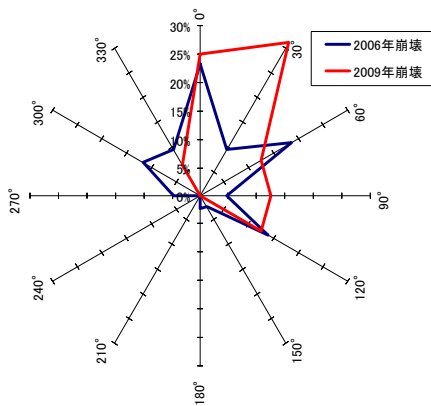


図 25 崩壊方向（風倒木被害地）と崩壊発生率との関係

したがって、当該地域の風倒木被害地では、健全な植生が回復するまでの間、通常山腹斜面が崩壊する最大時間降水量や最大 24 時間降水量より少ない降水量でも山腹斜面崩壊が発生しやすくなると推察される。また、当該地域では、風倒木被害地が多数存在しており、今後の降雨によっては、同様の崩壊が多数発生する可能性があることが示唆される。

このような風倒木被害地の再崩壊に関する事例はいくつか報告<sup>15) 17)</sup>されている。岩本ら<sup>17)</sup>は、風倒木地帯の経年的な定点観測を行っており、風倒木発生後の夏期の台風や豪雨によって、特に被害林地周辺での山崩れが多発しており、この原因として風倒木地帯の樹木が折損等の被害を受けた際に、根際付近の地表面が攪乱された結果、その後次第に地盤の支持力（せん断強度）が低下したためであると報告している。

そこで、当該地域で発生した過去の風倒木被害地における崩壊地において、土質試験を行うことによって発生メカニズムの推定を行う。

### 3. 過去の風倒木被害地における調査と土質試験

#### 3.1 過去の風倒木被害地で発生した崩壊斜面の概要

##### 3.1.1 地形・地質の概要

佐用郡佐用町上石井における山腹斜面崩壊は、図 26 の実線で囲った場所で発生した。当該斜面は、佐用川右岸に位置し、佐用川の攻撃斜面である。また、一般県道 556 号線（後山上石井線）が隣接し、佐用川上流にある集落を結ぶ重要な路線である。対象地の地形は、傾斜 35～45° の急傾斜の南東向き斜面であり、斜面形状は凹形谷型斜面である。また、対象地周辺の地質は、夜久野岩類の斑れい岩（深成岩）が広く分布している（図 27 参照）。さらに、対象地の約 500m 南方には山崎断層（図中では大原断層）が、西北西～東南東方向に延びている。現地では崩壊地内や山腹に硬質な斑れい岩の露頭が随所に見られる。



図 26 25,000分の1地形図「古町」18)に加筆

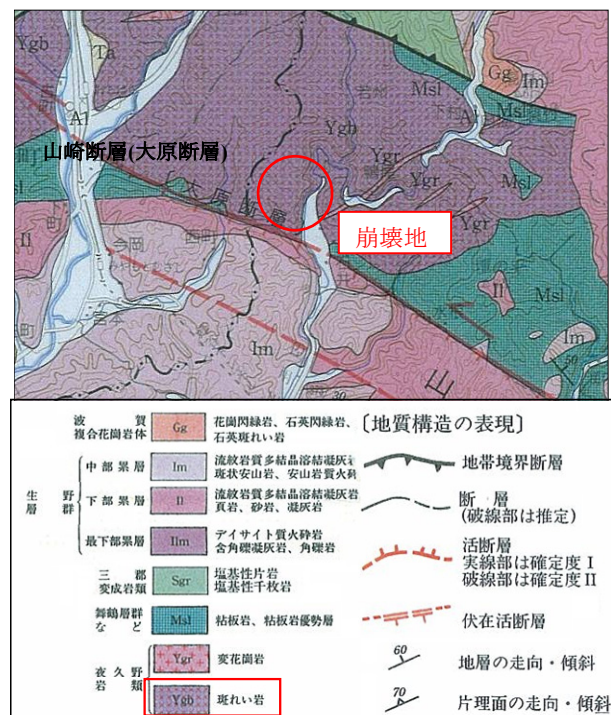


図 27 100,000分の1地質図<sup>19)</sup>に加筆

##### 3.1.2 山腹斜面崩壊の状況

崩壊状況は、写真 1 に示すように尾根付近から佐用川まで、ほぼ一直線の表層崩壊型の山腹斜面崩壊が生じている。道路には、大量の枯れたスギ・ヒノキが土砂とともに堆積している（写真 4 参照）。崩壊地は、崩壊後の測定の結果から幅 15m～20m、長さ 190m（平面距離）、崩壊厚さ 0.5m 程度であり、崩壊土量の少ない表層崩壊型の山腹斜面崩壊である。崩壊発生源は、写真 5 に示すような土砂層であり、明瞭な滑落崖が見られないほどの薄層崩壊である。また斜面下部には、硬質な斑れい岩が露出している。一方、写真 5 に示すように、尾根周辺では一部植生が少ない箇所があり、幹折れ、転倒（根返り）等が認められることから、当該斜面では、2004 年の台風による倒木被害が発生していた可能性が極めて高い。



### 3.2 現地資料採取ならびに原位置試験位置

崩壊メカニズムの推定を行う前に、崩壊土層の工学的特性を把握するために、図 28 に示す崩壊地に隣接する非崩壊斜面で簡易動的コーン貫入試験、不攪乱試料採取を実施した。また、滑落崖付近でボーリング孔を用いた PS 検層を実施した。図 29 は、簡易動的コーン貫入試験の結果である。

崩壊地形と横断形状から、崩壊面は深さおよそ 0.5m にあつたと推定され、この地点における崩壊面の  $N_d \approx 2$  である。既往の研究では、表層崩壊のすべり面付近の  $N_d$  値は、5~20 程度で 10 程度であることが多いとの報告<sup>20)</sup>がある。



写真 4 斜面下部の状況 (崩壊発生2日後) 兵庫県撮影



写真 5 崩壊地周辺の状況 兵庫県撮影

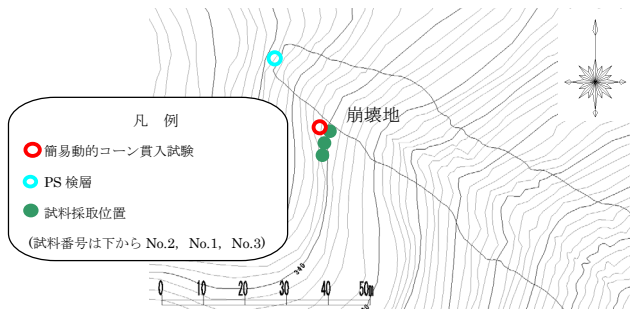


図 28 簡易動的コーン貫入試験、PS 検層位置、試験試料採取位置ならびに試料番号の関係<sup>21)</sup>に加筆

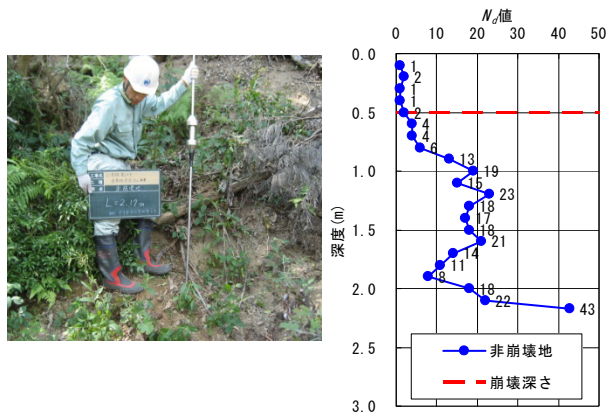


図 29 非崩壊地での簡易動的コーン貫入試験状況と結果

それらと比較すると、当該斜面の結果は若干小さい値を示している。つぎに、各種室内試験により崩壊面の詳しい力学的特性を求めるために、簡易動的コーン貫入試験を実施した隣接する非崩壊地斜面で  $N_d \leq 4$  を示す GL-0.5m の深さ付近の土試料をネイルサンプリング<sup>22)</sup>により、3 試料採取した。採取試料は、乱れないように注意しながら地山から採取し、採取した順番に No.1 から No.3 と試料番号を振った。

### 3.3 室内試験

#### 3.3.1 物理試験

表 3 は、現地調査で記述した崩壊地の隣接斜面から採取した不攪乱試料 No.1, No.2 および No.3 の物理諸特性である。図 30 は、試料の粒径加積曲線である。いずれの試料も自然含水比はおおよそ 20%程度であり、細粒分質砂質礫 (GFS) に分類され、均等係数が大きい非常に粒度分布のよい土であることがわかる。また、細粒分が 40~50% と多く、平均粒径は 0.1~0.6mm の範囲にある。

#### 3.3.2 不攪乱試料の乱れの評価

室内試料に乱れがあると強度定数の信頼性が損なわれる。そこで、室内試料を一次元的に原位置の有効土被り圧まで再圧縮したとき、室内供試体のせん断弾性波速度と原位置でのせん断弾性波速度は一致するため、その特性を用いて室内試料の乱れを評価<sup>23)</sup>した。具体的には、室内試験においてせん断弾性波速度の測定が可能なベンダーエレメント (BE) が装着された圧密試験機を用いて、原位置で実施された PS 検層より得られたせん断弾性波速度と室内 BE 試験より得られたせん断弾性波速度を比較検討した。

##### (1) 試験装置

供試体のせん断弾性波速度  $V_s$  を測定可能<sup>24)</sup> な BE 試験システムを組み込んでいる一次元圧密試験機を用いた。

##### (2) 試験条件および方法

表 4 は、本試験で使用した不攪乱試料の土粒子密度および初期状態量と試験条件をまとめたものである。供試体は、ネイルサンプルからカッターリングを用いて押し抜き、

表 3 試料の物理諸特性

項目	不攪乱試料 No.1	不攪乱試料 No.2	不攪乱試料 No.3	
土粒子の密度 $\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	2.637	2.674	2.679	
自然含水比 $w$ (%)	19.2	18.6	20.9	
粒度特性	礫分 (75~2mm) (%)	33	40.7	43
	砂分 (2~0.075mm) (%)	18.1	18.7	15.8
	細粒分 (0.075mm以下) (%)	48.9	40.7	41.2
	均等係数 $U_c$	467	640	1330
	曲率係数 $U_c'$	0.144	0.053	0.044
	最大粒径 (mm)	19.0	37.5	53.0
平均粒径 (mm)	0.103	0.560	0.580	
地盤材料の分類名	細粒分質砂質礫	細粒分質砂質礫	細粒分質砂質礫	
分類記号	(GFS)	(GFS)	(GFS)	



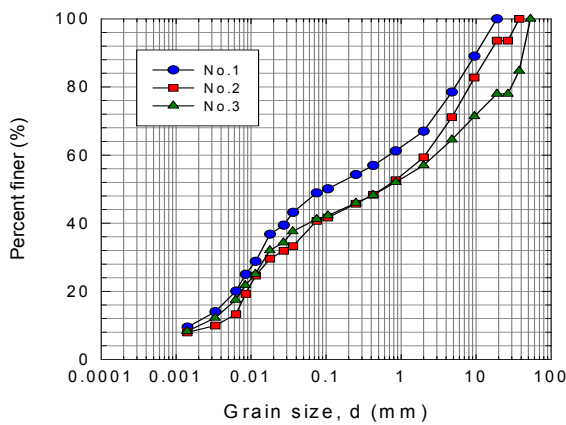


図 30 採取した試料の粒径加積曲線

直径 6cm，高さ 4cm のサイズに成形した。圧密 BE 試験には採取箇所異なる 3 つの試料を用いた。各試料に対して表 4 に示した鉛直応力  $\sigma_v$  を載荷し，各応力段階で沈下量が落ち着いたことを確認後に BE 試験によってせん断弾性波速度  $V_s$  を測定した。また，No.1 および No.2 については  $\sigma_v = 50\text{kPa}$  の BE 試験終了後に供試体下面から水浸させ，一定時間間隔（水浸開始後 5，10，30，60，90，180 分）で BE 試験を実施した。

### (3) 試験結果および考察

図 31 は，原位置の PS 検層と室内 BE 試験の  $V_s$  の比較である。なお，原位置で測定されたせん断弾性波速度は  $V_{vh}$  に相当し，室内 BE 試験結果と比較するときに異方性を考慮しなくても良いとの報告<sup>25)</sup> があることから，PS 検層の  $V_s$  と室内 BE 試験の  $V_{vh}$  とを比較した。なお，原位置での PS 検層は，試料採取位置と異なる位置で実施しており，厳密な比較は難しいが，目視観察では周辺の表層土質が大きく異なっていないことから，同等の条件と判断して，表層土層の原位置  $V_s$  と不攪乱試料の室内  $V_s$  を比較し，サンプリング材料の乱れの評価を行った。その結果，PS 検層で得られた  $V_s$  と室内 BE 試験で得られた  $V_{vh}$  は試料によってわずかな違いがあるものの，PS 検層結果に比べてわずかに小さい程度であり，サンプリング時や運搬時，さらには試験の準備過程での室内試料の乱れの影響は小さいと考えられる。

### 3.3.3 定圧一面せん断試験

#### (1) 試験装置および方法

不飽和（自然含水比）および飽和状態にある不攪乱試料の排水・排気条件下でのせん断強度定数 ( $c_d$ ,  $\phi_d$ ) を求める目的で，定圧一面せん断試験を実施した。今回のような深さ 0.5m 程度の表層崩壊型の崩壊では，原位置において崩壊面に作用する鉛直有効応力は極めて小さいため，低圧用の一面せん断試験装置<sup>26)</sup> を用いた。本試験装置では，せん断箱はセル内部に設置され，セル圧は試料上部のポーラスメタルを通じて間隙空気圧として作用する。下箱の反力板には半月形のセラミックディスク（Air-entry value

表 4 不攪乱試料の初期状態量と試験条件

試料No.	土粒子密度 $\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	初期含水比 $w_{i0}$ (%)	初期湿潤密度 $\rho_{i0}$ (g/cm <sup>3</sup> )	初期間隙比 $e_0$	初期乾燥密度 $\rho_{d0}$ (g/cm <sup>3</sup> )
1	2.660	19.26	1.628	0.947	1.366
2	2.669	19.64	1.546	1.065	1.293
3	2.680	20.50	1.536	1.102	1.275

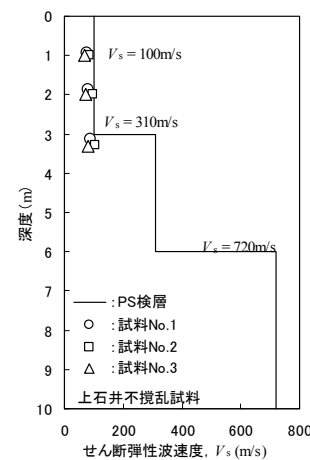


図 31 PS 検層結果との比較

=500kPa) とポーラスメタルが設置され，それぞれに排水経路が接続されている。

試料を飽和させる際には，ポーラスメタルを用いる。また，供試体の鉛直応力を正しく測定するために，載荷板と反対方向に位置する下せん断箱に設置された 2 個のロードセルを用いて測定する<sup>27)</sup>。また，厳密な定圧条件を満足するために，セル外部のペロフラムシリンダーを用いて，供試体の鉛直応力が一定となるように自動制御した。供試体のせん断は，セル外部に設置されたメガトルクモーターにより一定速度でせん断する。さらに，せん断中の体積変化は鉛直載荷軸に取り付けられた鉛直変位計により測定している。

ネイルサンプルからカッターリングを用いて押し抜き，直径 6cm，高さ 2cm のサイズに成形して供試体とした。地盤工学会基準<sup>28)</sup> では，標準サイズ（直径 6cm，高さ 2cm）のせん断箱を使用する場合，最大粒径 0.85mm 以下の材料の土を対象としているが，採取した試料は不攪乱試料であり，最大粒径が 19~53mm と大きく，基準の適用範囲から外れている。このためせん断層の自由な発達を拘束するため，過大なせん断強度が得られている可能性が懸念されるが，表層部の比較的ルーズな場所から採取していること，粒径幅が広い材料であること，試料 No.2, No.3 の試験結果（内部摩擦角）が試料 No.1 より小さい（表 7 参照）ことなどから，供試体サイズに対する最大粒径の影響は小さいと考えられる。

つぎに，上下せん断箱の隙間を上箱端面に取り付けられた O リングで密閉させた状態で供試体をセットした。設置後，各鉛直応力条件（15kPa，30kPa，50kPa の低い鉛直応力）で供試体を圧縮した。その後，せん断の上箱と下箱の隙間を 0.5mm 開けてからせん断した。ここで，せん

断箱の上下のすき間は、供試体変形を単純せん断変形に近づけるために、上下せん断箱のすき間の大きさをせん断層の幅（平均粒径  $D_{50}$  の 10~20 倍程度）以上開けることが必要であると指摘<sup>29)</sup> されている。今回の試料の場合、せん断箱の上下のすき間は平均粒径  $D_{50}$  の 10 倍と考えると 1~5mm 以上が必要となる。一方、北島らは、圧密応力が小さい領域では変形範囲が広がるため、すき間の大きさは  $\phi_d$  に影響しないとの報告<sup>30)</sup> がある。このことから、低拘束圧状態で変形範囲が広がり、自由にせん断面が発達すると仮定して、せん断箱の上下のすき間は、0.5mm を採用した。

不攪乱試料は、不飽和状態にある。そこで、飽和状態のせん断強度を求めるために、No.1 の試料を用いて飽和状態のせん断試験を行った。供試体の飽和過程では、ポラスメタルを通して脱気水を注入して供試体を飽和させ、各鉛直応力条件で圧密後、隙間 0.5mm を開けてからせん断した。

供試体の排水せん断を担保する適切なせん断速度を求めるため、No.1 試料を用いて 2 種類 (0.05, 0.2mm/min) のせん断速度による試験を実施した。その結果、両者のせん断特性に大差がなかったため、0.1 mm/min のせん断速度を標準とした。試験条件を表 5 に示す。

(2) 試験結果および考察

ここでは、乱さない No.1 試料の不飽和（自然含水比）状態と飽和状態の試験を結果のみ詳しく記載する。試験条件および結果を表 6, 図 32, 図 33 に示す。No.1 試料を用いた 2 つの試験の比較から、飽和状態になると粘着力が消失するが、飽和試料の  $\phi_d$  は不飽和試料の  $\phi_d$  と同じであることがわかる。表 7 は、全試験の強度定数のまとめで  $\phi_d$  は、35~40° ,  $c_d$  は、10~16kPa の範囲にある。そして試料が飽和状態になると、粘着力  $c_d$  は、ほぼゼロとなることがわかる。図 34 に不飽和と飽和状態のせん断試験結果の比較を示した。この図から風倒木の影響によって表層土が攪乱され浸透性が増加していると考えられる地山に対して、通常山腹斜面が崩壊する最大時間降水量や最大 24 時間降水量より少ない降水量でも高飽和度状態の浸潤前線が発生して、浸潤前線が基岩に到達して地下水位が形成される以前に粘着力が消失し (A→B) , 内部摩擦角 (35° ~40° ) が斜面傾斜角 42° よりも小さいために表層すべり破壊が生じたと推察される。この粘着力は、サクシオン効果による見かけの粘着力<sup>31)</sup> であると推察される。

表 5 定圧一面せん断試験における試験条件

試料	No.1	No.2	No.3
鉛直応力(kPa)	15, 30, 50	15, 30, 50	15, 30, 50
せん断隙間(mm)	0.5	0.5	0.5
せん断速度 (mm/min)	0.05	0.1	0.1
	0.1 <sup>*</sup>		
	0.2		
供試体状態	不飽和 (自然含水比)	不飽和 (自然含水比)	不飽和 (自然含水比)
	飽和状態 <sup>*</sup>		

\* No. 1 試料に関する試験条件でせん断速度 0.1mm/min は飽和状態の試験にのみ適用

表 6 供試体および試験条件 (飽和, 不飽和)

供試体	No.1		
試料状態	乱さない自然含水比状態		
土粒子密度, $\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	2.637		
自然含水比 (%)	18.54		
せん断速度 (mm/min)	0.05, 0.1, 0.2		
せん断隙間 (mm)	0.5		
試験条件			
	1	2	3
鉛直応力 (kPa)	15	30	50
湿潤密度 (g/cm <sup>3</sup> )	1.49	1.51	1.643
乾燥密度 (g/cm <sup>3</sup> )	1.257	1.274	1.386

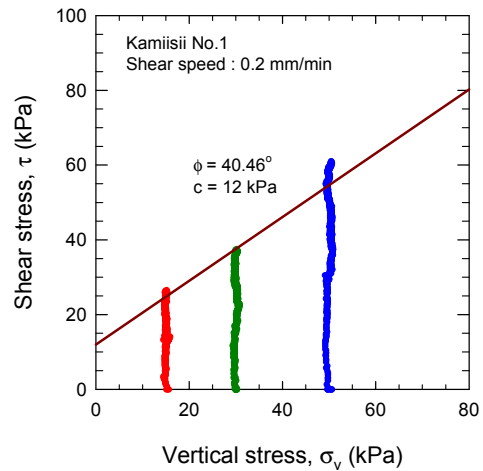


図 32 乱さない不飽和試料 (No.1) 不飽和状態の試験結果

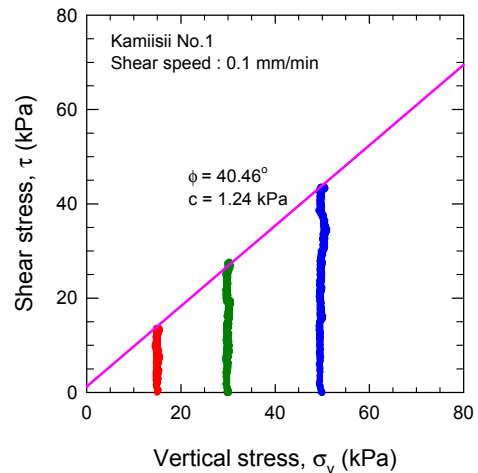


図 33 乱さない飽和試料 (No.1) 飽和状態の試験結果

表 7 供試体および試験条件 (飽和, 不飽和)

項目	試料	No. 1	No. 2	No. 3
供試体状態	不飽和 (自然含水比)	不飽和 (自然含水比)	不飽和 (自然含水比)	不飽和 (自然含水比)
	飽和状態 <sup>*</sup>	飽和状態 <sup>*</sup>	飽和状態 <sup>*</sup>	飽和状態 <sup>*</sup>
一面せん断試験結果 (強度定数)	せん断速度 0.2 mm/min	$c_d=12$ kPa $\phi_d=40.46^\circ$	—	—
	せん断速度 0.1 mm/min	$c_d=1.24$ kPa <sup>*</sup> $\phi_d=40.46^\circ$ <sup>*</sup>	$c_d=16$ kPa $\phi_d=35.0^\circ$	$c_d=10$ kPa $\phi_d=35.0^\circ$
	せん断速度 0.05 mm/min	$c_d=12$ kPa $\phi_d=40.46^\circ$	—	—
	せん断速度 0.05 mm/min	$c_d=12$ kPa $\phi_d=40.46^\circ$	—	—

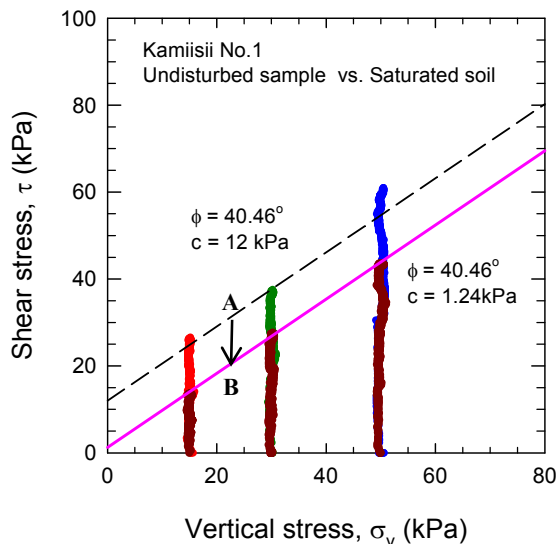


図 34 試料 No.1に関する飽和状態と不飽和状態の比較

### 3.4 無限平衡斜面を用いた安定解析と崩壊メカニズムに関する考察

先に述べたように過去の風倒木被害地で発生した山腹斜面崩壊は、一般的な降雨で崩壊しやすい地形とは異なり、斜面上部で集水地形でない斜面で崩壊している特徴を有していたこと、崩壊した厚さが比較的薄く、崩壊面以深にも  $N_d$  値が小さい土層が分布していたこと、さらに不飽和から飽和状態になることによってせん断強度が著しく小さくなることが明らかになった。

そこで、本論文では、集水地形や明瞭な不透水境界が存在し、降雨浸透に伴い地下水位が上昇し崩壊に至るメカニズム(例えば<sup>32)</sup> <sup>33)</sup>とは異なり、過去の風倒木被害による影響によって、表層土が攪乱され浸透性が増加していると考えられる地山を対象とした。また、通常山腹斜面が崩壊する最大時間降水量や最大 24 時間降水量よりも少ない降水量でも高飽和度状態の浸潤前線が発生して、浸潤前線が基岩に到達して地下水位が形成される以前に、サクシオンによる見かけの粘着力が消失し崩壊するメカニズムを仮定して崩壊メカニズムの検討を行った。

なお、この仮定を裏付けるためには、当該斜面における崩壊時の地下水位や飽和度の状況が不明であるため、飽和・不飽和浸透解析などを用いた再現計算などさらなる検討を進める必要がある。

安定解析は、図 35 に示す無限長斜面による安定解析を実施した。無限平衡斜面の安定解析は、式 (3) に示すとおりで、 $F_S$  は安全率、 $c_s$  は土の粘着力、 $c_r$  は根系による粘着力、 $\beta$  は想定すべり面勾配、 $\phi$  は土の内部摩擦角、 $H$  は想定すべり面の深さ、 $\gamma_t$  は土の単位体積重量、 $q_0$  は植生による上載荷重である。

ここでは、簡易動的コーン貫入試験の深度分布があまり変化しない位置で崩壊が発生していたことから、 $N_d \leq 4$  が分布する 0.8m の鉛直方向の深度までを対象に想定すべり面の深さを変数として検討した。検討に当たって、崩壊頭部周

辺で地下水位を確認していないこと、植生による上載荷重や根系による粘着力が明らかでないことから、地下水位、植生による上載荷重  $q_0$ 、根系による粘着力  $c_r$  は考慮していない。また、単位体積重量、およびせん断強度は、不飽和状態のケースと降雨が表層から鉛直浸透し、地表面から飽和状態となるケースの 2 ケースとした。

当該箇所を対象に実施した無限平衡斜面の入力条件を表 8 に、安定解析結果を図 36 に示す。

不飽和状態の場合は、 $N_d \leq 4$  が分布する深さまで安全率が 2.0 以上あり安定していると言える。これに対して、飽

$$F_S = \frac{c_s + c_r + A \cdot \cos^2 \beta \cdot \tan \phi}{A \cdot \sin \beta \cdot \cos \beta} \quad (3)$$

$$A = q_0 + \gamma_t \cdot H$$

※：飽和時の  $\gamma_t$  は  $\gamma_{sat}$  とする。

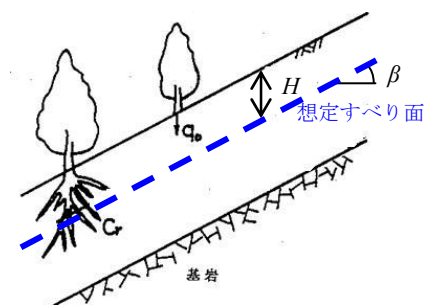
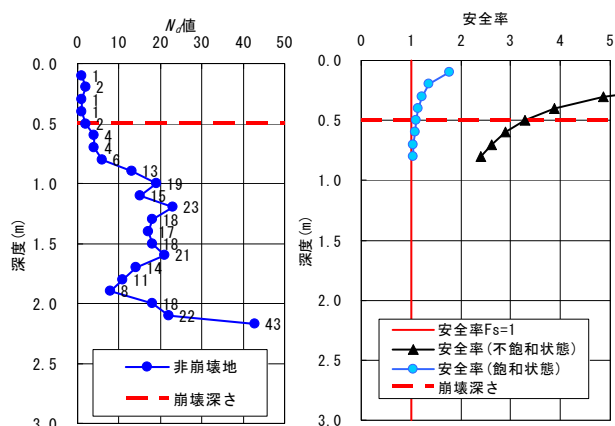


図 35 無限平衡斜面の安定解析<sup>34)</sup>に加筆修正

表 8 無限平衡斜面の安定解析入力条件

入力項目	単位	数値	備考
土の湿潤単位体積重量	$\gamma_t$ kN/m <sup>3</sup>	15.2	No. 1 を利用
土の飽和単位体積重量	$\gamma_{sat}$ kN/m <sup>3</sup>	17.7	No. 1 から算出
水の単位体積重量	$\gamma_w$ kN/m <sup>3</sup>	10	
内部摩擦角(不飽和)	$\phi$ °	40	不飽和試験結果
粘着力(不飽和)	$c_s$ kPa	12	
内部摩擦角(飽和)	$\phi$ °	40	飽和試験結果
粘着力(飽和)	$c_s$ kPa	1	
想定すべり面勾配	$\beta$ °	42	斜面勾配 測量縦断面より
植生による上載荷重	$q_0$ kN/m <sup>2</sup>	0	
根系	$c_r$ kN/m <sup>2</sup>	0	
想定すべり面の深さ	$H$ m	変数	



a) 簡易動的コーン貫入試験結果 b) 安定解析結果

図 36 無限平衡斜面の安定解析結果



和状態になると安全率  $F_S$  が 1.0 付近となり、極限状態に近づく結果となった。

この結果から、当該斜面は、過去の風倒木被害地という攪乱された地山で降雨を遮断する樹木が無い状態にあり、今回の通常山腹斜面が崩壊する最大時間降水量や最大 24 時間降水量よりも少ない降水量でも地山に浸透し、表層部が高飽和度状態となり、土のせん断強度が低下することによって  $F_S=1$  の面に沿って崩壊したものと考えられる。

#### 4. 結論

本論文の結論を以下に列挙する。

- ・ 台風 9 号によって発生した山腹斜面崩壊の地質的特徴を整理した結果、斑レイ岩と流紋岩、安山岩が分布する箇所でも多数の崩壊が認められた。しかしながら、同様の地質が分布する箇所で地形や風化程度の違いなどが明らかでないことと、降雨状況など他の要因による影響が大きいことから、地質のみの素因で発生していると結論づけることは難しい。
- ・ 台風 9 号によって発生した山腹斜面崩壊の地形的特徴を整理した結果、今回の崩壊は、通常の降雨によって発生する地形的特徴と異なる凸型斜面、尾根型斜面で発生していた。また、斜面中腹や頂上付近で、傾斜度 40 度以上の急傾斜の崩壊が多いことも特徴的であった。さらに崩壊方向は、2004 年台風 23 号による風向と対面する斜面でも多数発生していた。
- ・ 台風 9 号によって発生した山腹斜面崩壊箇所と降雨状況の関係を整理した結果、最大 1 時間降水量 20mm 以上、最大 24 時間降水量が 200mm 以上で過去の風倒木被害箇所の山腹斜面崩壊が多数発生し、さらに最大 1 時間降水量 50mm 以上、最大 24 時間降水量 250mm 以上となると風倒木被害地以外でも崩壊が発生しているように見え、過去の風倒木被害地は、通常山腹崩壊斜面が発生する最大時間降水量や最大 24 時間降水量よりも少ない降雨でも発生しやすくなっていると考えられた。
- ・ 2006 年 7 月豪雨で発生した山腹斜面崩壊の特徴と台風 9 号によって発生した山腹斜面崩壊の特徴を整理した結果、発生時期が異なるにもかかわらず、ほぼ同様の特徴が数多く認められた。また、風倒木被害地における潜在的に危険な箇所で、2006 年 7 月豪雨では崩れずに残った斜面が、今回の降雨によって崩壊した可能性が示唆された。
- ・ 過去の風倒木被害地における山腹斜面崩壊の周辺で採取した不攪乱試料を用いて室内試験を実施した結果、不飽和状態にある崩壊土の  $\phi_d$  は、 $35 \sim 40^\circ$ 、 $c_d$  は、 $10 \sim 16 \text{ kPa}$  の範囲にある。そして試料が飽和状態になると、粘着力  $c_d$  は、ほぼゼロとなった。
- ・ 過去の風倒木被害地における山腹斜面崩壊メカニ

ズムは、過去の台風によって風倒木被害（地山が攪乱）が発生し、さらに降雨を遮断する樹木が無い状態で、通常山腹斜面が崩壊する最大時間降水量や最大 24 時間降水量よりも少ない降水量でも地山に浸透し、表層部が高飽和度状態となり、基岩面まで浸潤する前に、サクシオンによる見かけの粘着力が消失し崩壊すると仮定して、室内試験結果にもとづく無限平衡斜面の安定解析を実施した。その結果、不飽和状態の場合は、 $N_d \leq 4$  が分布する深さまで安全率が 2.0 以上あり安定しているが、飽和状態になると安全率  $F_S$  が 1.0 付近となり、極限状態に近づく結果となった。これは、降雨が浸透して基岩面から地下水水位が上昇する前に表層部の土が高飽和度状態となって表層崩壊が生じることが示唆された。

#### 謝辞

本稿をまとめるに当たって、兵庫県農政環境部農林水産局治山課、兵庫県西播磨県民局光都農林水産振興事務所治山課から地形測量データ、PS 検層データなど提供していただいた。ここに記して謝意を表す。

#### 参考文献

- 1) 牛山素之：2009/08/09-10に降水量最大値を更新した AMeDAS 観測所(速報版)、静岡大学防災総合センター、2009.
- 2) 気象庁 HP：<http://www.data.jma.go.jp/obd/stats/etm/> (2012.7.現在)
- 3) 兵庫県災害復興室：平成21年台風第9号災害の復旧・復興計画、p.5, 2009.12.
- 4) 神戸海洋気象台：平成21年8月8日から8月11日にかけての台風第9号による兵庫県播磨北西部を中心とした大雨について、気象速報、2009.
- 5) 社団法人地盤工学会関西支部：平成21年台風9号による地盤災害調査報告書、2009.
- 6) 神戸海洋気象台 HP：[http://www.jma-net.go.jp/kobe/shiryu/saigai\\_nenpyou/saigai2\\_index.html](http://www.jma-net.go.jp/kobe/shiryu/saigai_nenpyou/saigai2_index.html) (2012.7.現在)
- 7) 兵庫県：平成16年災害復興誌、2008.
- 8) 兵庫県治山道協会：平成16年台風による風倒木被害と再度災害防止対策、2008.
- 9) 脇田浩二、井川敏恵、宝田晋治（編）：20万分の1日本シームレス地質図 DVD 版、数値地質図 G-16、産業技術総合研究所地質調査総合センター、2009.
- 10) 近畿地方土木地質図編纂委員会：近畿地方土木地質図解説図、2001.
- 11) 沖村孝、鳥居宣之、伊井政司：兵庫県南部地震による山腹崩壊の実態、土地造成工学研究所施設報告、第13号、pp.147-17, 1995.
- 12) 沖村孝、鳥居宣之、永井久徳：地震後の降雨により発生した斜面崩壊メカニズムの一考察、建設工学研究所論文報告集 第40-B号、pp.97-114, 1998.
- 13) 田中茂：集中豪雨による斜面崩壊の本質的検討、施工技術、第5巻、11号、pp.14-21, 1972.
- 14) 山崎達雄、大島恒彦、鎌田泰彦、向山広、山内豊聡、徳光善治、藤本広：昭和42年7月豪雨災害と地質、第5回災害科学総合シンポジウム、pp.73-76, 1968.
- 15) 岩本賢、野田亮、大谷武、浦川欣哉：台風による風倒木の発生機構と2次被害に関する研究、西日本工業大学紀要 理工学編、28、pp.15-22, 1998.
- 16) 気象庁 HP：<http://www.data.jma.go.jp/obd/stats/data/bosai/report/2006/20060715/>

- 20060715.html (2012.7.現在)
- 17) 岩本賢, 平尾和年: 風倒木地帯の崩壊発生機構に関する研究, 西日本工業大学紀要 理工学編, 30, pp.7-14, 2000.
  - 18) 国土地理院 HP: 地図閲覧サービス(ウォッチーズ)  
<http://watchizu.gsi.go.jp/> (2012.7.現在)
  - 19) 兵庫県: 兵庫県の地質, 1996.
  - 20) 小山内信智, 内田太郎, 曾我部匡敏, 寺田秀樹, 近藤浩一: 簡易貫入試験を用いた崩壊の恐れのある層厚推定に関する研究, 国土技術政策総合研究所資料, 第261号, 2005.
  - 21) 兵庫県西播磨県民局光都農林水産振興事務所: 21県調第24号 県単独県営治山事業 報告書, 2010.
  - 22) 青山千彰, 西田一彦: 乱さないま土のサンプリングと物理・力学試験, サンプリングシンポジウム発表論文集, 土質工学会, pp.89-92, 1985.
  - 23) Toki, S., Shibuya, S. and Yamashita, S.: Standardization of laboratory test methods to determine the cyclic deformation properties of geomaterials in Japan, Pre-failure Deformation Characteristics of Geomaterials, Vol.2, pp.741-784, 1995.
  - 24) 川尻峻三, 加藤正司, 川口貴之, 澁谷啓: ベンダーエレメントによる不飽和土のせん断弾性係数 G の測定と評価, 応用力学論文集, Vol. 11, pp.435-442, 2008.
  - 25) 川尻峻三, 澁谷啓, 川口貴之, 鳥居宣之: 現場調査および室内試験による砂丘斜面の安定性の評価, 地盤工学ジャーナル, Vol.4, No.3, pp.233-244, 2009.
  - 26) Shibuya, S., Mitachi, T. and Tamate, S.: Interpretation of direct shear box testing of sands as quasi-simple shear, Geotechnique, 47, No. 4, pp.769-790, 1997.
  - 27) 金乗洙, 加藤正司, 澁谷啓: 低圧条件下での不飽和土の一面せん断試験に対するサクシオン応力の適用について, 応用力学論文集, vol.12, 2009.
  - 28) 社団法人地盤工学会: 地盤材料試験の方法と解説, -2分冊の2-, pp.661~699, 2009.
  - 29) 澁谷啓: 土の一面せん断試験と結果の解釈における最新の進展, 直接型せん断試験の方法と適用に関するシンポジウム, 地盤工学会, pp.67~86, 1995.
  - 30) 北島明, 澁谷啓, 三田地利之, 岩橋輔: 疑似単純せん断としての一面せん断試験機の条件, 直接型せん断試験の方法と適用に関するシンポジウム, 地盤工学会, pp.181~188, 1995.
  - 31) 軽部大蔵, 加藤正司, 浜田耕一, 本田道織: 不飽和土の間隙水の状態と土塊の力学的挙動の関係について, 土木学会論文集, No.535, pp.83-92, 1996.
  - 32) 社団法人地盤工学会: 豪雨時における斜面崩壊のメカニズムおよび危険度予測, 地盤工学・実務シリーズ23, pp.45~46, 2006.
  - 33) 花岡尚, 川口将季, 土田孝, 中川翔太, 加納誠二: 2010年7月に広島県庄原市で発生した土砂災害の調査と考察, 地盤工学ジャーナル, Vol.7, No.1, pp.295-309, 2011.
  - 34) Davis, J.C.: Statistics and Data Analysis in Geology, John Wiley, 550, 1973.

(2012. 12. 10 受付)

## Outline and mechanical interpretation of slope failures in northern part of Hyogo prefecture caused by Typhoon No.9 in 2009

Satoshi KAGAMIHARA<sup>1</sup>, Satoru SHIBUYA<sup>2</sup>, Nobuyuki TORII<sup>3</sup>, Byeong-Su KIM<sup>2</sup>  
and Shunzo KAWAJIRI<sup>4</sup>

- 1 Kansai Branch Office, Dia Consultants Company
- 2 Graduate School of Engineering, Kobe University
- 3 Department of Urban Engineering, Kobe City College of Technology
- 4 Disaster Prevention Technology Division, Railway Technical Research Institute

### Abstract

In August 2009, typhoon No.9 brought about a series of heavy rainfall over a wide area in Japan from Kyushu to Tohoku. In Sayo town in particular, the rainfall was most severe with the record of 89mm per hour. In northern part of Hyogo including Sayo town, sediment-related disasters such as landslides, debris flows, flooding etc. took place in many places. A majority of slope failures on the mountain flank occurred at places where the past wind-fallen trees were seen. In this paper, geomorphological features regarding the collapsed area on the mountain flank. Moreover, case study involved with in-situ and laboratory tests coupled with the stability analysis was carried out into the interpretation how the collapse took place. It was found that a total of 70 per cent of all the slopes damaged in the past with wind-fallen trees collapsed in the event of typhoon No.9. In addition, the shallow slope failure was caused by the loss of apparent cohesion when the surface soil was saturated.

Key words: Disaster research, Topographic analysis, Undisturbed samples, Direct shear test for under low confining pressure, the shallow slope failure