



# 台風の高雨によって発生した表層崩壊現場における崩壊土層の工学的特性と崩壊メカニズムの推定

鏡原, 聖史  
澁谷, 啓  
坂東, 聡  
沖村, 孝

---

## (Citation)

土木学会論文集A2 (応用力学), 70(2):I\_397-I\_408

## (Issue Date)

2014

## (Resource Type)

journal article

## (Version)

Version of Record

## (Rights)

©2014 公益社団法人 土木学会

## (URL)

<https://hdl.handle.net/20.500.14094/90003315>



# 台風の豪雨によって発生した表層崩壊現場における崩壊土層の工学的特性と崩壊メカニズムの推定

鏡原 聖史<sup>1</sup>・澁谷 啓<sup>2</sup>・坂東 聡<sup>3</sup>・沖村 孝<sup>4</sup>

<sup>1</sup>正会員 株式会社ダイヤコンサルタント関西支社 (〒564-0063 大阪府吹田市江坂町1-9-21)

E-mail:S.Kagmihara@diaconsult.co.jp

<sup>2</sup>正会員 神戸大学大学院 (〒657-8501 兵庫県神戸市灘区六甲台町1-1)

E-mail: sshibuya@kobe-u.ac.jp

<sup>3</sup>正会員 株式会社ダイヤコンサルタント ジオエンジニアリング事業本部 (〒331-0811 埼玉県さいたま市北区吉野町2-272-3)

E-mail:S.bandou@diaconsult.co.jp

<sup>4</sup>正会員 一般財団法人建設工学研究所 (〒657-0038 神戸市灘区深田町4-1-1 ウェルブ六甲道2番街653-3号室)

E-mail: okimura@kobe-u.ac.jp

近年、台風に伴う豪雨による土砂災害が多発している。これらの土砂災害は、降雨特性ならびに地質構造に応じて発生形態が異なることが指摘されており、崩壊した斜面に関する調査・解析から斜面崩壊メカニズムについて考察された事例研究が数多く報告されている。しかしながら、崩壊斜面を対象として、過去の豪雨で崩壊が発生せず、何故その後の特定の降雨で崩壊したかとの観点に基づく比較検討については、これまでに実施された事例は少ない。そこで本論文では、2009年台風18号の豪雨によって表層崩壊が発生した自然斜面を対象として、地質構造、崩壊土層の詳細調査、分析に基づき、非崩壊時の豪雨と崩壊時の豪雨のイベント時の地盤内の水分状況を二次元飽和・不飽和浸透流解析を用いて推定し、求められた飽和度分布に応じた地盤強度を用いた斜面安定解析から、崩壊メカニズムについて考察している。

**Key Words :** *Shallow slope failure, Conglomerate and Siltstone Slopes, direct shear test, saturated-unsaturated seepage analysis*

## 1. はじめに

近年、台風に伴う豪雨による土砂災害が多発している。最近の事例では、2009年台風9号の豪雨による土砂災害<sup>1)</sup>、2011年台風12号の豪雨による紀伊半島の土砂災害<sup>2)</sup>、2012年7月九州北部豪雨による阿蘇地域の土砂災害<sup>3)</sup>、2013年7月山口・島根の土砂災害<sup>4)</sup>など毎年のように発生している。これらの土砂災害は、降雨特性ならびに地質構造に応じて発生形態が異なることが指摘<sup>5) 6)</sup>されており、崩壊した斜面に関する調査・解析から斜面崩壊メカニズムについて考察された事例研究<sup>7) 8)</sup>が数多く報告されている。しかしながら、崩壊斜面を対象として過去の豪雨で崩壊が発生せず、何故その後の特定の降雨で崩壊したかとの観点に基づく比較検討については、これまでに実施された事例は少ない。

そこで本論文では、台風の豪雨によって表層崩壊が発生した自然斜面を対象として、地質構造、崩壊土層の詳細調査、分析に基づき、非崩壊時の豪雨と崩壊時の豪雨のイベント時の地盤内の水分状況を二次元飽和・不飽和浸透流解析を用いて推定し、求められた飽和度分布に応じた地盤強度と根系による見かけ上の粘着力増分を考慮した斜面安定解析から、当該斜面の崩壊メカニズムについて考察している。なお、本論文では、気象条件のみ変化させ、地形、地層(土層厚)、地盤強度、樹木の根系等が経時変化しないものとして議論を進めている。

## 2. 検討対象地の概要ならびに気象の概要

### (1) 地形・地質構造の特徴ならびに崩壊地の概要

本論文では、2009年台風18号の豪雨によって表層崩壊が発生した斜面を対象とした。対象斜面の位置は、愛知県知多半島にある知多丘陵と呼ばれる隆起帯の一部で北西向きの自然斜面である。斜面の高さは30m程度、勾配は40~45度であり、斜面上部は平坦地で耕作地として利用されている。

2009年台風によって発生した表層崩壊は、周辺で5箇所確認され、その位置は集水地形のみならず尾根地形の斜面での発生が認められた。

基盤となる地質は、第三紀鮮新世の常滑層群の砂礫岩、シルト岩、砂岩である。地質層序は、斜面上部から砂礫岩、シルト岩が分布し、一部、数10cm~数mの層厚で砂岩が挟在する。層理面は、南北~北東-南西方向、5~15度の北西傾斜であり、崩壊地斜面周辺では、斜面に対してゆるい流れ盤を呈する。写真-1に鉄道に影響を与えた代表的な表層崩壊の状況を示す。

この崩壊地は、幅約20m、高さ約20mで、斜面下部にある落石防護柵に設置されていた土砂崩壊ワイヤーセンサーの切断時刻から判断して、2009年10月8日5時23分に崩壊したことが分かっている。また、この崩壊地は、大部分が強風化したシルト岩で、上部に強風化した砂礫岩が認められる。図-1は、崩壊後の地形測量の結果である。この図から、崩壊地は、明瞭な谷地形では



写真-1 崩壊斜面の状況

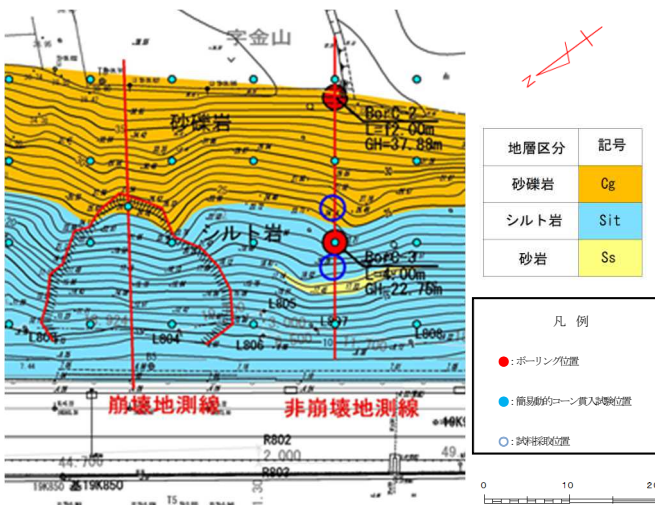


図-1 平面図 (崩壊後の地形)

なく凸形尾根型斜面であることが特筆すべき点である。

通常の豪雨での崩壊は、降雨の集水性が高い凹形谷型斜面で発生することが多い。そこで、本論文では凸形尾根型斜面で発生した崩壊地(写真-1)を対象にして崩壊メカニズムの解明に向けた詳細な検討を行った。

## (2) 当該斜面の過去の崩壊履歴

鉄道会社の災害復旧工事の記録を調べた結果、1961年、2000年に当該斜面周辺で崩壊が発生し、擁壁、落石防護柵が補修された記録が残っている。補修された箇所は図-1で示した範囲より100m程度右側の斜面で、2009年台風によっても再度崩壊した凹形を呈する斜面である。

検討対象とした斜面においては、崩壊後の測量、踏査結果から明瞭な崩壊跡地形、滑落崖などは認められなかったこと、鉄道会社の災害復旧工事記録に補修の記載がないことから、これまでの豪雨では、鉄道の運行に影響を与えるほどの土砂移動は発生していないものと考えられる。

## (3) 崩壊土層の推定

非崩壊測線(BorC-3地点)において簡易動的コーン貫入試験を実施した結果を代表として図-2に示す。この図から表層1.2m程度までは $N_a < 5$ で非常に緩く、それ以降は漸増する傾向を示している。ここで、現地調査などから推定した崩壊の深さが1.0から1.5m程度であったことを考慮すると、 $N_a < 5$ の表土層(強風化土層)が崩壊したものと考えられる。

## (4) 崩壊地の地形復元と地層構造

崩壊メカニズムを検討するために、崩壊前の地形を推定し復元した。復元にあたっては、崩壊後に測量された断面をもとに崩壊後撤去された土砂量とおよそ一致するよう非崩壊斜面の縦断形状を参考にして推定した。崩壊地の地質区分も同様に、非崩壊地測線で実施した詳細な調査結果をもとに斜面上部を砂礫岩、下部をシルト岩と

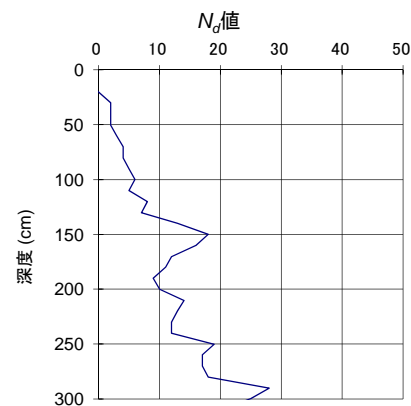


図-2 簡易動的コーン貫入試験結果 (BorC-3地点)

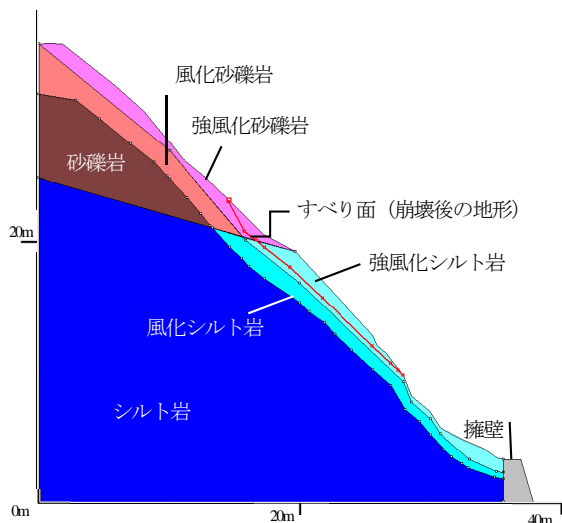


図-3 崩壊地測線の断面図 (崩壊前に地形復元)

した。地盤区分は、未崩壊地測線で実施した簡易動的コーン貫入試験結果と同様の区分とし、崩壊地測線で実施した簡易動的コーン貫入試験の結果に応じて、 $N_d < 5$ を強風化岩、その他は未崩壊地の投影断面で $N < 10$ を風化岩、 $N < 10$ 以上を基岩に区分した。図-3に推定した地質、地盤区分を示した。

### (5) 比較検討降雨の概要

本論文では、過去の豪雨で崩壊が発生せず、何故その後の特定の降雨で崩壊したかとの観点に基づく比較検討を行うことを目的としている。そこで、崩壊した降雨とその降雨と同規模以上の過去の降雨について調査し、比較検討の対象となる降雨を抽出した。

比較検討した豪雨は、当該地域周辺で崩壊が発生し、甚大な洪水被害をもたらした2000年東海豪雨<sup>9)</sup>(以降、東海豪雨と呼ぶ、累積雨量593mm、最大時間雨量79mm)と、検討対象地が崩壊した2009年台風18号の豪雨<sup>10)</sup>(以降、台風18号豪雨と呼ぶ、累積雨量234mm、最大時間雨量75mm)である。台風18号豪雨は、図-4に示すとおり、強い降雨域が西から東に移動し、猛烈な降雨をもたらした。検討対象地に近接する雨量計のデータを図-5に示す。先に述べたとおり雨域の移動に伴って降雨が増加し、最大時間雨量を観測後、降雨が収束している後方集中型の降雨であることがわかる。さらに、検討対象地の東側を台風が通過したため、周辺風の風速、風向きデータを確認すると、2009年10月8日3時から6時にかけて北西向きの検討対象地斜面に対して、北北西から北西方向の強風(風速7~30 m/s)を受けた(図-6参照)。一方、東海豪雨は、東海市を中心に雨が降っており、雨量計の観測データは、図-7に示すとおり中央集中型の降雨である。この豪雨時に観測された風速は、1~2m/s程度で台風18号豪雨時に比べると小さい。

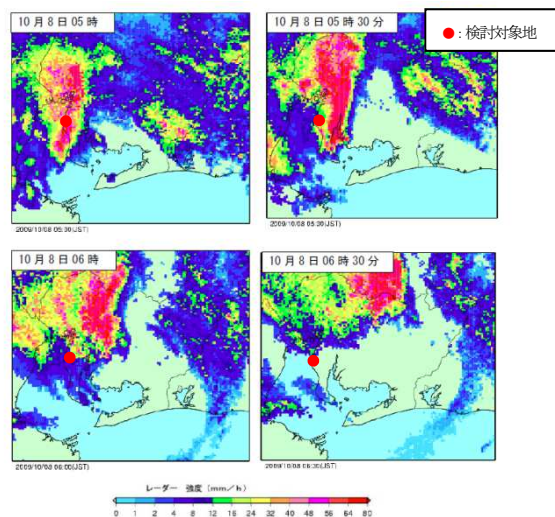


図-4 レーダー雨量観測時系列変化<sup>10)</sup>

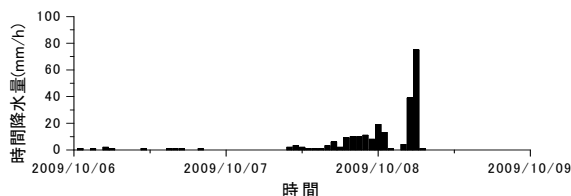


図-5 台風18号豪雨



図-6 アメダス風分布図 (10月8日6時)<sup>10)</sup>

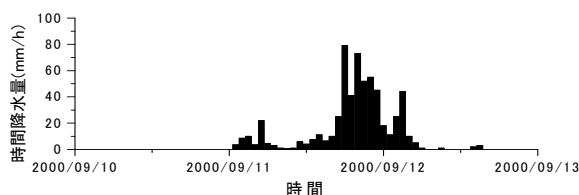


図-7 東海豪雨



これら2つの豪雨を比較すると、最大時間雨量がおよそ同じであるものの、東海豪雨は中央集中型の降雨で、累積雨量が台風18号豪雨の2倍程度であることが分かる。一方、台風18号豪雨は、後方集中型の降雨で、降雨のみならず強風（北北西、北西方向から風速7～30 m/s）を伴っていたことが特徴である。

### 3. 原位置試験ならびに崩壊土層の物理・強度特性

#### (1) 原位置試験

崩壊地に隣接する非崩壊地において、地盤状況の確認を目的としたボーリング調査、簡易動的コーン貫入試験ならびに地盤内のせん断波速度の把握を目的とした表面波探査、PS 検層の各種原位置試験を実施した。

地層の分布特性を把握する上で、簡易動的コーン貫入試験の $N_{60} \geq 5$ の深度と表面波探査において相対的に $V_s$ が遅くなっている範囲と良好な整合性が認められ<sup>8)</sup>、これら一連の原位置調査から地盤・地質構造を把握した。

地盤・地質構造に加えて地盤内の透水係数を求めるためにボーリング孔を利用した現場透水試験を実施した。この試験の結果、砂礫岩層は、シルト岩層より透水性が高い結果となった。なお、各地盤・地質構造での透水係数は、後述する降雨イベントによる水分状態ならびに安定度の比較検討の解析条件に示している。

つぎに、崩壊土層の地盤の工学的特性を把握する目的で、乱さない試料の採取を試みた。乱さない試料の採取は、青山ら<sup>10)</sup>が考案したネイルサンプリング法を用い、地山を平滑に切り出して、平滑な地盤面にベークライト板を設置して、20cmの釘を直径20cmとなるように打ち込み、僅かな拘束力を与えてブロック試料を採取した。試料は、推定された崩壊土層である強風化砂礫岩、強風化シルト岩、強風化砂岩のそれぞれから3試料、合計で9試料を採取した。図-1に強風化砂礫岩、強風化シルト岩の試料採取位置を示している。

本論文では、崩壊地での議論を目的としているため強風化砂礫岩と強風化シルト岩の結果についてのみ記述する。

#### (2) 室内試験

現地で採取した乱さない試料を用いて、土の湿潤密度試験、物理試験（土粒子の密度試験、含水比試験、土の粒度試験）、ベンダーエレメント（BE）試験（以降、BE試験と呼ぶ）、定圧一面せん断試験、保水性試験を実施した。BE試験ならびに定圧一面せん断試験の方法については、後述する。保水性試験は、サクシオン-9.8kPaまで吸引法（水頭法）、それ以上のサクシオンの

測定には遠心法を用いた。表-1に物理試験結果を示す。この結果から、強風化砂礫岩は、粘性土砂質礫、強風化シルト岩は、砂質粘土に分類される。また乾燥密度は、 $1.30\text{g/cm}^3$ と $1.16\text{g/cm}^3$ と非常にゆるい状態であることがわかる。

保水性試験の結果を図-8に示す。この結果から高飽和領域では、いずれの試料もサクシオンの低下が著しいことがわかる。図の飽和度90%（図上では飽和度0.9）を見ると、強風化シルト岩のサクシオンは4kPa程度で、強風化砂礫岩のサクシオン2kPa程度の倍程度である。表層崩壊を考える場合、僅かな粘着力の差が斜面安定に影響する。特に豪雨による斜面崩壊で強風化層が高含水領域（飽和度0.6～0.9）となった場合、同じ飽和度でも強風化シルト岩の方が強風化砂礫岩と比較して倍程度のサクシオンを有していると言える。

つぎに、現場で採取した乱さない試料を用いて BE 試験により S 波速度を測定し、試料の乱れの程度を評価し、不飽和および飽和状態における排水・排気条件下でのせん断強度特性を把握する目的でせん断試験を実施した。

BE試験は、ネイルサンプラーから採取した試料を成型して作製した乱さない供試体と、原位置の含水比、湿

表-1 物理試験結果

試料名		強風化砂礫岩	強風化シルト岩
一般	土粒子の密度 $\rho_s$	2.647	2.602
	自然含水比 $W_n$	13.7	18.3
粒度	石分 75mm以上	4.3	-
	礫分 2～75mm	46.8	0.0
	砂分 0.075～2mm	32.6	43.6
	シルト分 0.005～0.0075mm	8.0	35.7
	粘土分 0.005mm未満	12.6	20.7
分類		粘性土質砂質礫 GC s S-R	砂質粘性土 CsS
密度	湿潤密度 $\rho_{ei}$	1.527	1.391
	乾燥密度 $\rho_{di}$	1.300	1.164

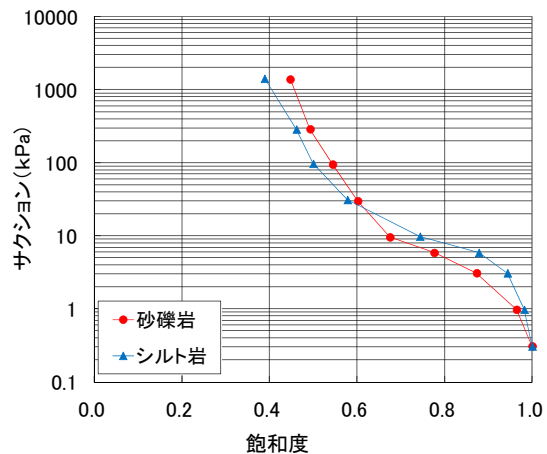
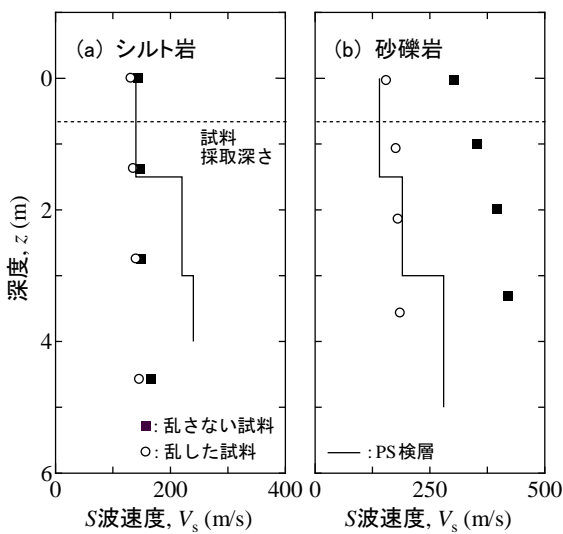


図-8 保水性試験結果

潤密度および応力状態を再現した乱した供試体を用いて実施した。なお、本試験では原位置における土被り圧を再現するために、拘束圧を変化させている。図-9(a)および(b)はそれぞれ、強風化シルト岩および強風化砂礫岩の乱さない試料を用いて実施した室内 BE 試験により求めた S 波速度( $V_{s,labu}$ )、乱した試料を用いて実施した BE 試験により求めた S 波速度( $V_{s,labd}$ )と PS 検層により求めた原位置の S 波速度( $V_{s,f}$ )を比較したものである。

図-9(a)の結果より、強風化シルト岩層においては、GL-0m から 1.5m までの( $V_{s,f}$ )と( $V_{s,labu}$ )がほぼ一致していることから、深度 0.8m (図-9 中の破線位置)で採取した試料の乱れの影響は小さいと考えられる。また、1.80m より深い深度に着目すると、( $V_{s,f}$ )と( $V_{s,labu}$ )はかい離していることがわかる。これは今回採取した試料が、地表に近いほど風化作用によって固結度が小さくなる性質を持っており、強風化した材料を用いて拘束圧の変化のみでは深部の状態を室内試験で表現することができなかったためだと考えられる。さらに、乱した試料の S 波速度( $V_{s,labd}$ )と乱さない試料の S 波速度( $V_{s,labu}$ )を比較すると、( $V_{s,labd}$ )が( $V_{s,labu}$ )よりわずかに小さい。これは、試料の攪乱により土粒子の骨格構造が破壊され、 $V_s$ がわずかに低下したと考えられる。一方、図-9(b)の結果より強風化砂礫岩層では( $V_{s,labu}$ )が( $V_{s,f}$ )を大きく上回っていることが分かる。これは、BE 試験を実施した供試体内に、波長に対して径の大きい土粒子が混入していたためだと考えられる<sup>12)</sup>。そこで、径の大きい土粒子を除き、密度を調整した乱した試料の結果、( $V_{s,labd}$ )と( $V_{s,f}$ )がほぼ同じ値を示している。このことから、表層の強風化砂礫岩試料は、乱れの影響を受けにくいものと考えられる<sup>8)</sup>。



(a) 強風化シルト岩 (b) 強風化砂礫岩  
図-9 原位置と室内でのせん断波速度の比較

せん断試験に用いた試験機は、定圧一面せん断試験機<sup>13)</sup>(図-10)である。本試験機の特徴は、低容量の荷重計を用いることで、低拘束圧条件下でのせん断挙動の把握が可能となっており、表層崩壊のように、鉛直有効応力が小さい条件下でのせん断強度特性を把握することができる。試験に用いた供試体は、青山<sup>14)</sup>を参考に、管の押し込み法で作成した。管の押し込み法とは、単純に刃を取り付けた管を押し込むだけでなく、押し込みによる管からの試料面の圧縮を避けるため、刃先の半分を押し込んだ後に、刃の外側の土を取り除く作業を繰り返す方法である。この方法により、 $\phi 6.0\text{cm}$ ,  $h=2.0\text{cm}$ の乱れの少ない供試体を丁寧に切り出した。

一連の一面せん断試験では、不飽和状態(強風化シルト岩の飽和度 29.5%, 強風化砂礫岩の飽和度 35%)状態および飽和状態にある乱さない試料を圧密排水条件で、

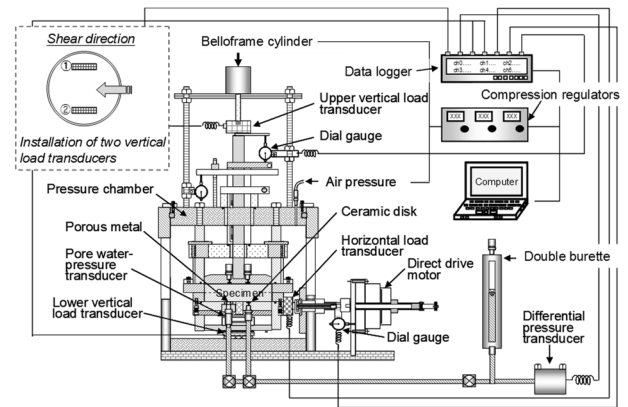


図-10 定圧一面せん断試験機の概要<sup>13)</sup>

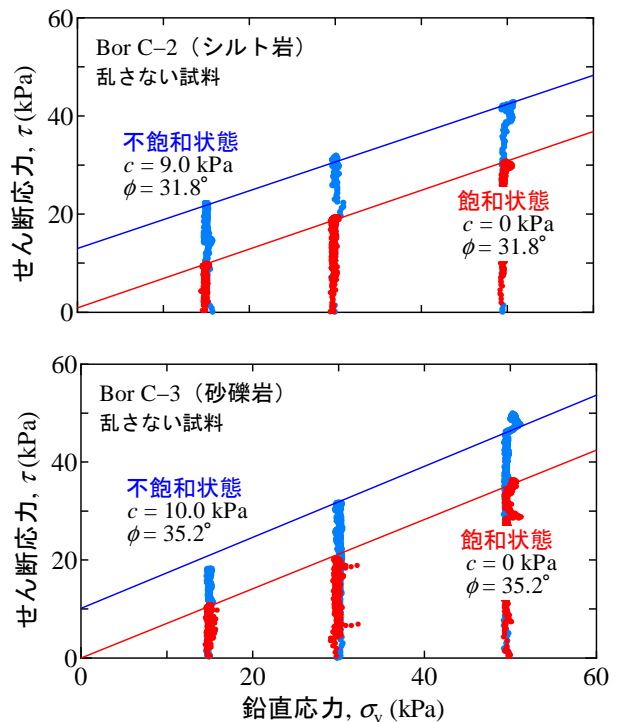
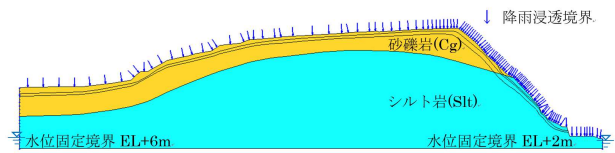


図-11 定圧一面せん断試験の結果

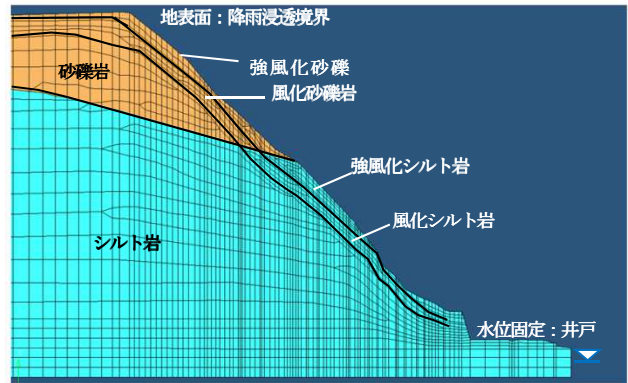
鉛直応力  $\sigma_v$  を3段階 (15kPa, 30kPa, 50kPa) , 定圧でせん断した。

図-11は, 強風化シルト岩ならびに強風化砂礫岩のせん断時のせん断応力  $\tau$  と鉛直応力  $\sigma_v$  の関係をそれぞれ示したものである。いずれの試料のせん断強度も不飽和状態が飽和状態より大きいことがわかる。さらに, 不飽和状態および飽和状態の破壊線を比較すると, 破壊線の傾きである内部摩擦角  $\phi_d$  はほぼ同じであるのに対し, 飽和状態の粘着力  $c_d$  はほとんど消失している。これは, 飽和化によってサクシオンが大きく低下したためと推察<sup>9)</sup>でき, 高飽和領域でサクシオンが急激に低下した保水性試験の傾向と対応している。

以上, BE 試験の結果, 室内試験に用いた試料は, 乱れの少ない強風化シルト岩と, 乱れの影響を受けにくい強風化砂礫岩であることを確認した。さらに, その試料を用いて低拘束圧状態での一面せん断試験を実施した。その結果, 飽和状態では強風化シルト岩より強風化砂礫岩の強度の方が大きいことが明らかとなった。



(a) 境界条件



(b) メッシュ拡大図

図-12 二次元飽和・不飽和浸透流解析モデル

#### 4. 降雨イベントによる水分状態ならびに安定度の比較検討

##### (1) 二次元飽和・不飽和浸透流解析

降雨イベントによる土中内の水分状況を推定するために, 原位置, 室内試験の結果で得られた材料の浸透特性を考慮した二次元飽和・不飽和浸透流解析を実施した。

##### a) 解析コードの概要

二次元飽和・不飽和浸透流解析コードは, 岡山大学・株式会社ダイヤコンサルタント・三菱マテリアル株式会社が共同開発した浸透流・移流分散解析コードDtransu-2D・ELを用いた。本コードは, 定常・非定常の二次元飽和・不飽和浸透流および移流分散解析が可能な, 有限要素法に基づくコードで一般公開<sup>15)</sup>されている。

##### b) 解析条件

解析領域は, 斜面への涵養域を考慮して斜面法尻から背後斜面200m程度とした。解析モデルは, 先に述べたとおり地質, 地盤区分に従い設定した。背後斜面は, 地形に合わせて崩壊した斜面側の土層構造が一樣に分布すると仮定して設定した。また, のり尻にある擁壁は, 解析を簡便化するために便宜上土層として扱った。解析領域と境界条件を図-12(a), 斜面部のメッシュ分割拡大図を図-12(b)に示すとおりとした。浸透流解析の境界条件は, 図-12(a)に示すように, 地表面を降雨浸透境界, 側面を水位固定境界とした。固定水位は, 調査時 (2010年6月) に確認した近隣の河川水位および斜面下の畑にある井戸水位を参考として, それぞれ設定した (EL+6m, EL+2m)。なお, 河川水位や井戸水位は豪雨や地下浸透

表-2 浸透流解析パラメータ

地質		飽和透水係数 (m/s)	有効間隙率	比貯留係数 (1/m)	備考
強風化砂礫岩	$N_d < 5$	$2.62 \times 10^{-4}$	0.51	$2.00 \times 10^{-4}$	透水係数: 粒度試験参考
風化砂礫岩	$N < 10$	$1.30 \times 10^{-5}$	0.51	$1.00 \times 10^{-4}$	透水係数: 試験値
砂礫岩	$N \geq 10$	$2.76 \times 10^{-8}$	0.51	$3.30 \times 10^{-6}$	透水係数: 試験値
強風化シルト岩	$N_d < 5$	$2.62 \times 10^{-6}$	0.56	$2.60 \times 10^{-3}$	透水係数: 試験値
風化シルト岩	$N < 10$	$2.76 \times 10^{-11}$	0.56	$1.30 \times 10^{-3}$	透水係数: 試験値, 透水しない
シルト岩	$N \geq 10$	$2.76 \times 10^{-11}$	0.56	$3.30 \times 10^{-6}$	透水係数: 試験値, 透水しない

※有効間隙率は間隙率から設定  
※比貯留係数は文献から設定

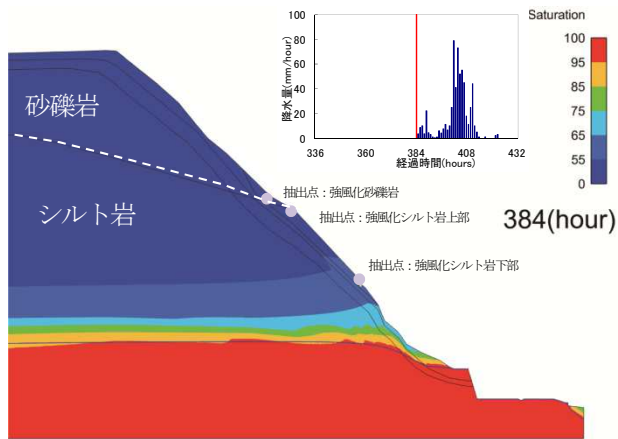
状況によって変動すると考えられるが, 長期的な観測データが得られていないことから評価対象の斜面に影響を及ぼさない範囲までをモデル化し, 固定水位とした。また, 飽和・不飽和浸透流解析に用いる浸透特性は, 種々の原位置, 室内試験の結果や既往文献<sup>16, 17)</sup>などを参照して表-2のとおり設定した。不飽和透水係数は, 現地試料を用いた保水性試験の結果から van Geunchtenモデル<sup>18)</sup>を用いてフィッティングし, 設定した。

入力降雨は, 先に述べた東海豪雨と台風18号豪雨とした。豪雨前の解析領域内の水頭分布を求めるため, 近隣の気象観測所(アメダス: セントレア)の2006年~2009年の年平均降水量1,340mmで定常解析を実施した。さらに定常解析後, それぞれの豪雨の2週間前までの降雨を先行降雨として入力した。

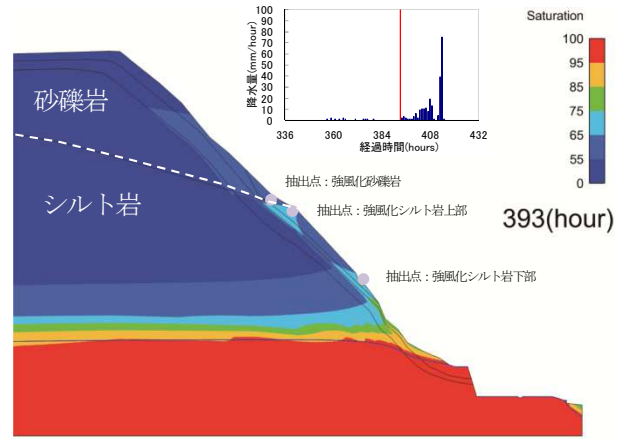
##### c) 解析結果

東海豪雨および台風18号豪雨の解析の結果を図-13, 図-14に示した。ここで, 解析結果抽出時間は, それぞれ図中の右上にある経過時間と降水量の関係図に赤で示

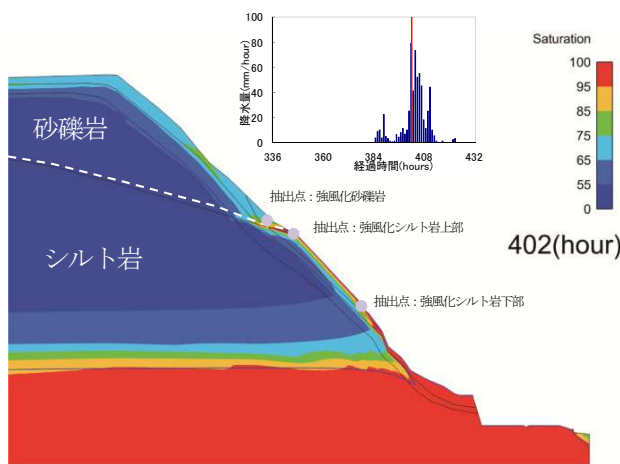




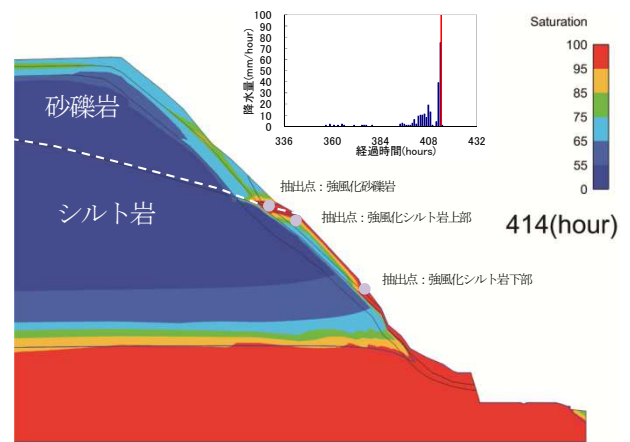
(a) 東海豪雨の降り始めの飽和度分布



(a) 台風 18 号豪雨の降り始めの飽和度分布



(b) 東海豪雨の最大時間雨量観測時の飽和度分布



(b) 台風 18 号豪雨の最大時間雨量観測時の飽和度分布

図-13 浸透流解析結果 (東海豪雨)

図-14 浸透流解析結果 (台風 18 号豪雨)

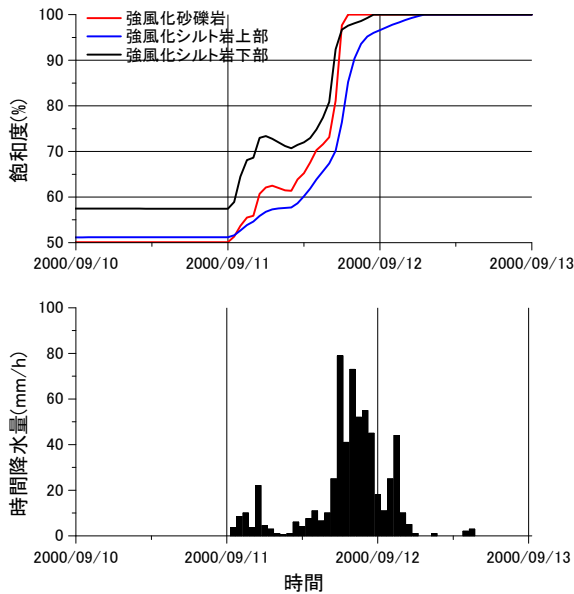
した時間に相当し、降り始めと最大時間雨量を観測した時刻である。降り始めと最大時間雨量観測時までの飽和度分布の変化は、両者ともほぼ同様で、早い段階で強風化砂礫岩層と強風化シルト岩層の境界部で強風化岩層が飽和に近づくことがわかった。さらに、強風化シルト岩部の地表面から飽和度が高くなる結果となった。この解析の結果から、地質構造に起因する地盤の透水特性に依存して、強風化岩境界付近と強風化シルト岩で高飽和帯が形成されやすい。さらに、強風化シルト岩では地表面から飽和度が上昇する特徴がある。次に、図-13、図-14 に示す強風化砂礫岩、強風化シルト岩(上部、下部)のすべり面周辺にある 3 点における飽和度の経時変化を調べた。

図-15(a)は東海豪雨時の抽出した 3 点の飽和度の時間変化である。一連の降雨を受ける前(9月 11 日 0 時)における飽和度は、強風化砂礫岩および強風化シルト岩上部が 50%程度、強風化シルト岩下部が 57%と強風化シルト岩下部の飽和度が若干高い。最大時間降水量観測前(9月 11 日 19 時)における飽和度は、強風化シルト岩上部

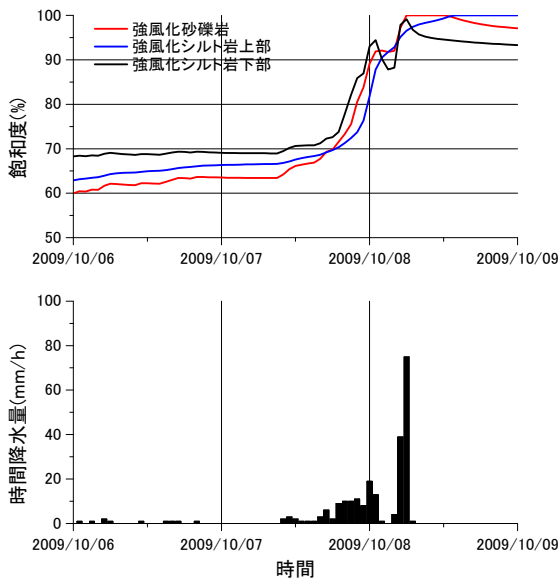
が 70%、強風化シルト岩下部が 80%、強風化砂礫岩が 90%となり、最大時間降水量観測時刻(9月 11 日 20 時)に強風化砂礫岩と強風化シルト岩の下部がほぼ飽和に近づくが、強風化シルト岩の上部が飽和度 75%程度と低い状態で、後続の降雨によって 8 時間遅れて飽和に近づいている。一方、図-15(b)は台風 18 号豪雨時の抽出した 3 点の飽和度の時間変化である。台風による一連の降雨が降り始める前の先行降雨によって、10月 7 日 9 時の飽和度は、強風化砂礫岩 63%、強風化シルト岩上部 65%、強風化シルト岩下部 68%であり、東海豪雨時と比較して飽和度が 10%程度高い状態である。さらに、10月 8 日 0 時の時間降水量 19mm を受け、飽和度が強風化シルト岩上部 82%、強風化砂礫岩 90%、風化シルト岩下部 93%と高まり、最大時間降水量観測時刻の直前(10月 8 日 3 時)で強風化シルト岩下部の飽和度のみ 87%に一旦低下するが、最大時間降水量観測時刻にすべての箇所でも飽和に近く。

この結果から、台風 18 号豪雨では、先行降雨の影響によって飽和度が 65%程度と高まっていたところに、時間降水量 1 から 20mm 程度の連続した降雨によって強風





(a) 東海豪雨



(b) 台風 18 号豪雨

図-15 抽出点での飽和度の経時変化

化岩の飽和度が 90%程度に上昇，最大時間降水量時に飽和に近づいた。一方，東海豪雨は，一連の降雨前の飽和度が台風 18 号豪雨と比較して 10%程度低く，最大時間降水量観測後 8 時間で飽和に近づいている点が異なっている。この違いが安定度にどの程度影響するか二次元斜面安定解析で検討した。

## (2) 二次元斜面安定解析

### a) 浸透流解析結果を考慮した安定解析の概要

二次元斜面安定解析は，二次元飽和・不飽和浸透流解析で求めた飽和度の時間変化から飽和度の変化が大きい時間帯を抽出して実施した。すべり面の形状は，植生に覆われていたことと凸型斜面が幅約20mで崩壊していたことから，崩壊土砂が一体化して一気に移動したものと

と仮定し，台風18号豪雨で崩壊した跡の地形形状をすべり面形状（複合直線すべり）とした。

安定解析手法は，式(1)に示す修正フェレニウス法<sup>19)</sup>を用いた。

$$F_s = \frac{\sum\{c_{di}l_i + (W_i - u_i b_i) \cos \alpha_i \tan \varphi_{di}\}}{\sum W_i \sin \alpha_i} \quad (1)$$

ここで， $F_s$ は安全率， $c_{di}$ は土の粘着力， $l_i$ はすべり面長さ， $W_i$ は土の単位体積重量， $u_i$ は水圧， $b_i$ はスライス分割幅， $\alpha_i$ はすべり面傾斜角， $\varphi_{di}$ は土の内部摩擦角を示す。

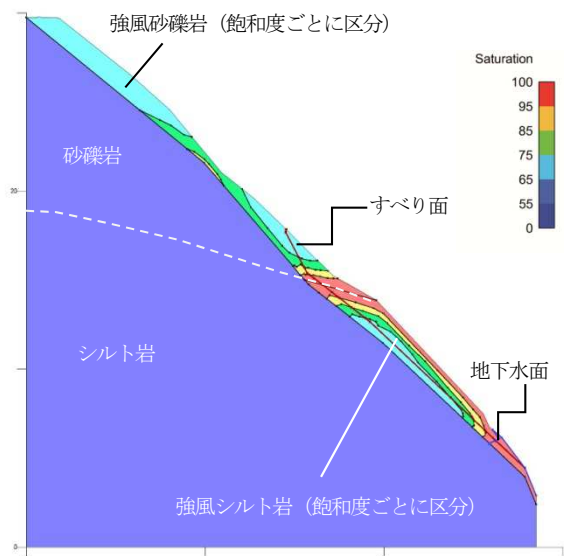


図-16 安定解析モデル（台風 18 号豪雨崩壊時刻）

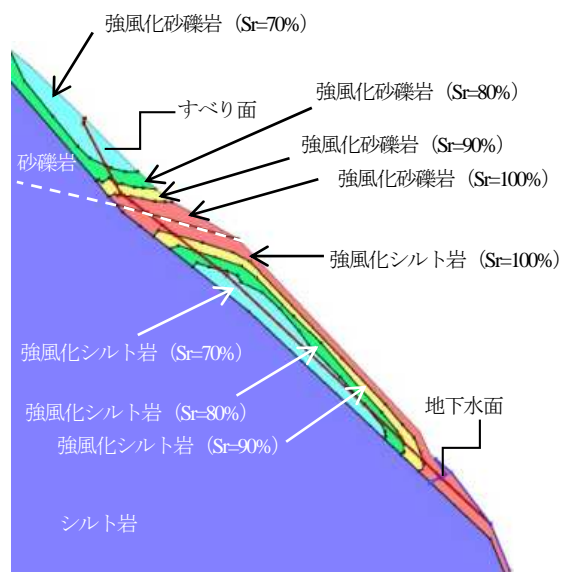


図-17 安定解析モデル（台風 18 号豪雨崩壊時刻）  
すべり面周辺拡大

図-16に崩壊時刻の二次元飽和・不飽和浸透流解析結果に基づいた安定解析のモデル、図-17はすべり面周辺の拡大図を示す。なお、安定解析モデルは、すべり面に関係する強風化岩のみを対象にした。また、時間とともに刻々と変化する飽和度に応じた単位体積重量、せん断強度を設定するため、強風化シルト岩、強風化砂礫岩ごとに浸透流解析で得られた飽和度分布の飽和度を飽和度10%刻みで区分し、モデル化している。

**b) 飽和度に応じた地盤特性の設定**

室内試験で述べたとおり、材料および飽和度の違いによらず破壊線の傾きである内部摩擦角  $\phi_d$  はほぼ同じ値であるのに対し、飽和状態の粘着力  $c_d$  はほとんど消失していた。このことから、不飽和から飽和に至る過程で内部摩擦角は一定、粘着力は飽和度に応じて低下させることとした。飽和度に応じた粘着力の低減は、一面せん断試験の浸水飽和時の粘着力がほぼ消失していたことから、材料の骨格構造による粘着力の増分の影響は少なく、サクシオンによる見かけの粘着力がほとんどであると考えた。サクシオンとサクシオン応力の関係は、保水性試験結果から推定できるとの報告<sup>20)</sup>がある。そこで、この

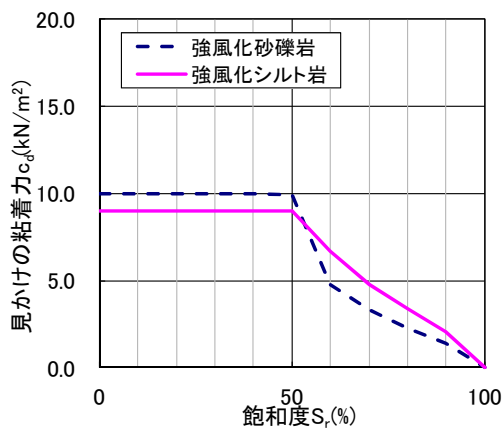


図-18 飽和度に応じた見かけの粘着力の設定

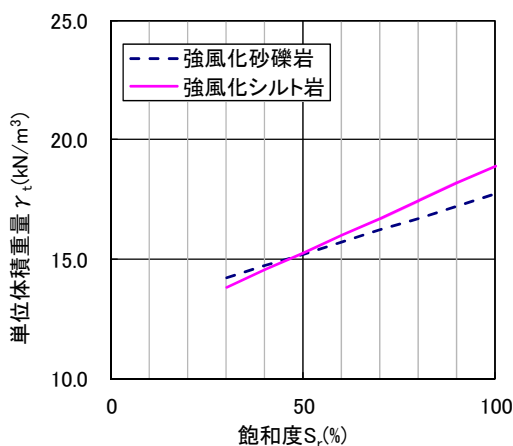


図-19 飽和度と土の単位体積重量の関係

推定方法を用いて見かけの粘着力を算出した。解析では、不飽和状態で実施した一面せん断試験結果の粘着力を上限に図-18に示すとおり設定した。加えて、飽和度により土の単位体積重量も図-19に示すように変化させた。なお、地下水位は、飽和・不飽和浸透流解析結果から得られる地下水線とし、地下水線がすべり面より上にある場合、地下水線以下を水圧としてすべり面に作用させた。

**c) 根系による見かけの粘着力増分**

せん断試験の結果から飽和度によって、せん断抵抗力が大きく低下することが明らかになっているが、この強度を用いると強風化土層が高飽和化すると両降雨ともに安全率が1.0を下回る。

実際の斜面は、森林に覆われており、近年、樹木根系の斜面安定にかかわる効果に関する研究<sup>21, 22)</sup>が進められている。北原ら<sup>21)</sup>は樹木の鉛直根による引張り抵抗に加えて水平根による引張り抵抗が表層斜面の安定に寄与していると報告している。当該斜面の土質試験結果から、崩壊と非崩壊の現象を説明できないため、安定検討に樹木根系による見かけの粘着力増分を仮定して、考察することとした。

当該箇所は、砂礫岩分布域では、樹間3~5m、胸高さ直径0.15~0.3mの植生が生育している。一方、シルト岩分布域では、胸高さ直径0.10~0.3mと若干細い樹木が交じり、樹間が1~3mと砂礫岩分布域と比較すると密に植生が生育していた。当該斜面において、樹木根系の引抜き試験を実施していないため、正確な根系による粘着力増分が明らかではない。そこで、既往文献を調べて根系

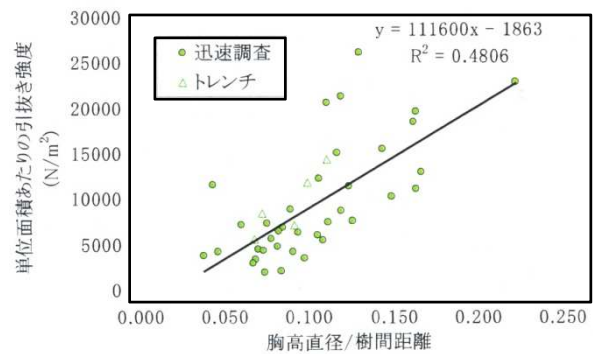


図-20 胸高直径/樹間距離と根系の単位体積当たりの引抜き強度<sup>22)</sup>

表-3 当該斜面の胸高直径/樹間距離と根系の単位体積当たりの引抜き強度の設定

基盤地質	胸高直径 (m)	樹間距離 (m)	根系の見かけの粘着力増分 $\Delta c_r$ (kN/m <sup>2</sup> )
強風化シルト岩	0.2	2.0	9.3
強風化砂礫岩	0.2	4.0	3.7

による見かけの粘着力増分は、胸高直径と樹間距離の比と単位面積当たりの根系の引抜き強度の関係があるとの報告<sup>2)</sup>を参照(図-20)して、植生の樹木根系による粘着力増分を表-3のとおり仮定した。

#### d) 安定解析ケース

安定解析ケースは、ケース1(東海豪雨)およびケース2(台風18号豪雨)と、ケース2に台風18号による強風により樹木が揺すられ、樹木根系が引抜けや破断などして、根系の見かけの粘着力増分が減少する場合を仮定したケース3の全3ケースとした。また、参考に土の強度のみの場合もそれぞれ示した。

#### e) 安定解析結果

それぞれのケースの時間降雨と安全率の変化を図-20に示した。図-21(a)は、ケース1(東海豪雨)の安全率の経時変化を示している。ケース1の安全率の変化は、全体的にゆっくりと安全率1.0に向かって低下している。ただ、根系の見かけの粘着力増分によって、一連の降雨期間中、安全率は1.0以上あり、実際崩壊しなかった事実と整合する。一方、図-21(b)は、ケース2(台風18号豪雨)とケース3(台風18号豪雨、根系の見かけの粘着力

増分が低下した場合)を示したものである。ケース2のように根系の見かけの粘着力増分が減少しない場合は、安全率は1.0より大きい。ケース3のように、台風による強風によって、樹木が揺すられ、根系の見かけの粘着力増分が減少したと仮定した場合は、強風を受けた3時ごろから安全率が急激に低下し、最大時間観測時刻に安全率が1.0を下回り、実際の現象と整合する結果となる。なお、参考に示した土の強度のみでは、いずれの降雨でも安全率1.0を下回り、現象を表現できていない。したがって、樹木根系が斜面安定に与えた影響が大きいと推察される。

## 5. 崩壊メカニズムに関する考察

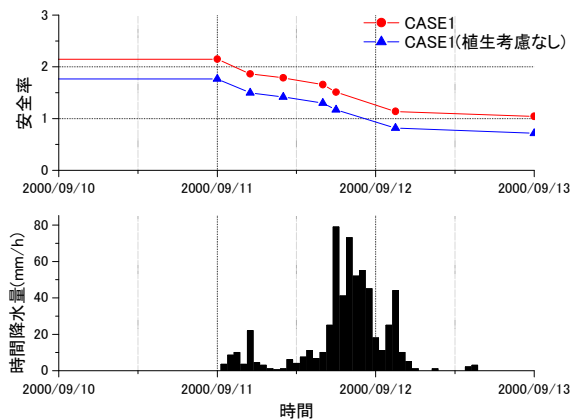
一連の検討を通して、当該斜面の崩壊メカニズムは、つぎのように推定される。台風18号豪雨によって、まず比較的早い段階で強風化砂礫岩層と強風化シルト岩層の境界部で強風化岩層が飽和に近づく。つぎに、強風化シルト岩部の地表面から徐々に飽和度が大きくなる。このような飽和度分布状態の変化に対応して、安全率が徐々に低下し、さらに台風の強風(7~30m/s)によって樹木が揺すられることによって強風化土層内の根系が引抜けや破断などして、根系の見かけの粘着力増分が減少、時間降水量の大きい降雨を受け、強風化土層内の飽和度が一気に高くなり、最終的には、安全率が急激に低下して崩壊に至ったものと推察された。

一方、東海豪雨では、飽和度が徐々に高くなり、安全率が低下するもの樹木根系の見かけの粘着力増分が維持され、安全率1.0以上で、崩壊に至らなかったものと推察された。

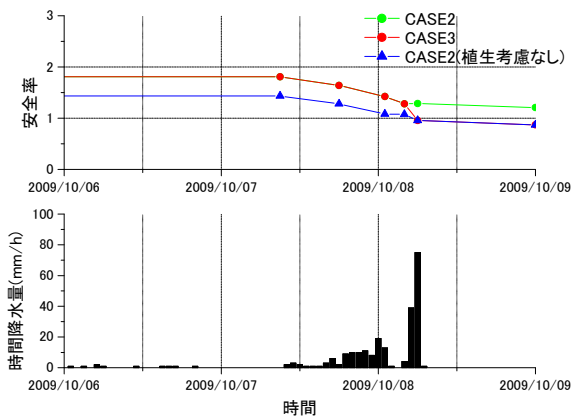
このことから、当該斜面の崩壊は強風化土層の飽和化に伴う見かけの粘着力の消失と高飽和化した強風化土層内の根系が台風による強風によって樹木が揺すられ、その影響で根系の見かけの粘着力増分が低下したことが、崩壊と非崩壊を分けた主たる原因であると考えられる。なお、斜面表層の安定解析の場合は、土層厚、粘着力(土、根系の見かけの粘着力増分)、斜面勾配、内部摩擦角の順番で安全率に与える影響が大きいと浅野ら<sup>23)</sup>が述べている。このことから、サクシオン消失による見かけの粘着力の低下や根系の見かけの粘着力増分の減少は、比較的浅い土層が崩壊する表層崩壊では非常に影響の大きいパラメータである。

## 6. 結論

本論文の結論を以下に列挙する。



(a) 東海豪雨



(b) 台風18号豪雨

図-21 安全率の経時変化

- ・ 簡易動的コーン試験貫入値 $N_{60}$ の深さ1.0~1.5m程度までの強風化シルト岩，強風化砂礫岩からなる強風化土層で崩壊が発生した。
- ・ 崩壊した強風化土層は，基岩の違いによらず飽和することでみかけの粘着力が消失し，著しく強度が低下する．内部摩擦角は飽和，不飽和によらずほとんど変化しない特性がある。
- ・ 台風18号豪雨は，先行降雨の影響があり，降り始めの飽和度分布が東海豪雨と比較して高い状態であった。
- ・ 台風18号豪雨によって，まず比較的早い段階で強風化砂礫岩層と強風化シルト岩層の境界部で強風化岩層が飽和に近づく．つぎに，強風化シルト岩部の地表面から徐々に飽和度が高くなる．このような飽和度分布状態の変化に対応して，安全率が徐々に低下し，さらに台風の強風（7~30m/s）によって樹木が揺すられることで強風化土層内の根系が引抜けや破断などして，根系の見かけの粘着力増分が減少，時間降水量の大きい降雨を受け，強風化土層内の飽和度が一気に高くなり，最終的には，安全率が急激に低下して崩壊に至ったものと推察された．一方，東海豪雨では，飽和度が徐々に高くなり，安全率が低下するものの樹木根系の見かけの粘着力増分が維持され，安全率が1.0を上回り崩壊に至らなかったものと推察された。
- ・ 当該斜面の崩壊は，強風化土層の飽和化に伴う土の見かけの粘着力が消失し，さらに，高飽和化した強風化土層の根系が台風による強風によって樹木が揺すられ，強風化土層内の根系の見かけの粘着力増分が低下したことが，崩壊と非崩壊を分けた主たる原因であると考えられる。

本論文では，時間経過による地盤材料の劣化や土層深さの増加や，根系による見かけの粘着力増分などの多くの仮定を用いて，崩壊メカニズムを推定した。

今後，表層崩壊の発生，非発生を考える上で，時間経過による地盤材料の劣化や土層深さの増加，樹木根系の評価，さらに気象条件も含めて崩壊メカニズムを検討する必要がある。

**謝辞：**最後に愛知県知多農林水産事務所林務課，愛知県農林水産部農林基盤担当局森林保全課には現地データの提供を頂いた。また，京都大学防災研究所 松浦純生教授ならびに京都大学 杉山友康教授には調査から検討に関して大変貴重なご意見を数多く頂いた。現地試料採取や試験など神戸大学大学院澁谷研究室の学生諸君のご協力をいただいた。ここに記して感謝の意を表します。

## 参考文献

- 1) 鏡原聖史，澁谷啓，鳥居宣之，金兼洙，川尻俊三：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，地盤工学ジャーナル，Vol.8, No.3, pp.489-504, 2013.
- 2) 松村和樹，藤田正治，山田孝：2011年台風12号による紀伊半島で発生した土砂災害，砂防学会誌，Vol. 64, No.5, pp.43-53, 2012.
- 3) 久保田哲也，地頭菌隆，清水収，平川泰之，本田健，飯島康夫，泉山寛明，海堀正博，北原哲郎，小林浩，松本俊雄，松尾新二郎，松澤真，宮縁育夫，長野英次，中濃耕司，奥山悠木，島田徹，篠原慶規，杉原成満，武澤永純，田中信，内田太郎：平成24年7月九州北部豪雨による阿蘇地域の土砂災害，砂防学会誌，Vol.65, No.4, pp.50-61, 2012.
- 4) 気象庁：平成25年7月28日の山口・島根の大雨発生要因について～巨大な積乱雲と強い上昇気流～，[http://www.jma.go.jp/jma/press/1308/06b/20130806\\_Yamaguchi-Shimane-heavy\\_rainfall.html](http://www.jma.go.jp/jma/press/1308/06b/20130806_Yamaguchi-Shimane-heavy_rainfall.html)，参照2013-08-16.
- 5) 海堀正博，石川芳治，牛山素行，久保田哲也，平松晋也，藤田正浩，三好岩生，山下祐一：1999年6月29日広島土砂災害に関する緊急調査報告(速報)，砂防学会誌，Vol.52, No.3, pp.34-43, 1999.
- 6) 八坂地剛：降雨を起因とする深層崩壊の特徴-崩壊土量と遅れ時間の関係-，砂防学会誌，Vol.55, No.6, pp.74-77, 2003.
- 7) 小山敢，落合博貴，三森利昭，多田泰之，奥村武信：風化花崗岩斜面で発生する表層崩壊の位置と形状を規制する要因，日林誌，Vol.90, No.4, pp.213-222, 2008.
- 8) 三浦みなみ，大代朋和，沖村孝，澁谷啓，奥田達也，鏡原聖史：平成21年台風18号による斜面崩壊現場の崩壊メカニズムに関する一考察，建設工学研究所論文報告集，第53号，pp.175-184, 2011.
- 9) 牛山素之，石垣泰輔，戸田圭一，千木良雅弘：2000年9月11日~12日に東海地方で発生した豪雨災害の特徴，自然災害科学，vol.19-3, pp.359-373, 2000.
- 10) 気象庁津気象台：平成21年10月台風第18号に関する三重県気象速報，[http://www.jma-net.go.jp/tsu/topics/common/ty0918\\_tsu.pdf](http://www.jma-net.go.jp/tsu/topics/common/ty0918_tsu.pdf)，参照2014-06-11.
- 11) 青山千彰，西田一彦：乱さないまさ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.
- 12) 堀智仁，山下聡，鈴木輝之：凍結サンプリング試料と再構成試料のせん断波速度と液状化強度，土木学会北海道支部論文報告集，第58号，pp.526-529, 1994.
- 13) Shibuya, S., Mitachi, T. and Tamate, S.: Interpretation of direct shear box testing of sands as quasi-simple shear, Geotechnique, Vol.47, No. 4, pp.769-790, 1997.
- 14) 青山千彰：乱さないまさ土の物理，工学的性質に関する研究，関西大学大学院博士論文，p.234, 1987.
- 15) 株式会社ダイヤコンサルタント：移流分散解析，[http://www.diaconsult.co.jp/ei\\_hinmoku/ei\\_kaiseki/k\\_iryu03.html](http://www.diaconsult.co.jp/ei_hinmoku/ei_kaiseki/k_iryu03.html)，参照2013-08-16.
- 16) 社団法人地盤工学会：地下水位流動保全のための環境影響評価と対策，p.359, 2004.
- 17) 社団法人地盤工学会：土壌，地下水位汚染の調査・予測・対策，pp.219-220, 2002.
- 18) van Genuchten: A closed-form Equation for Predicting the



- Hydraulic Conductivity of Unsaturated Soil, Journal of Soil Science America, Vol.44, pp.892-898, 1980.
- 19) 社団法人地盤工学会：斜面の安定・変形解析入門, pp.28-32, 2006.
  - 20) 杉井俊夫, 加藤正司：豪雨時における斜面崩壊のメカニズムと危険予測, 第3章, 豪雨時に発生する斜面崩壊のメカニズム (その2), 土と基礎, Vol.51, No.8, pp.61-66, 2003.
  - 21) 北原曜：森林根系の崩壊防止機能, 水利科学, No.311, p.11-37, 2010.
  - 22) 栃本泰浩, 山本育夫, 星野久史：六甲山系における樹木根系調査と斜面崩壊抑止効果の定量的評価, 平成22年度近畿地方整備局研究発表会 論文集, 2010.
  - 23) 浅野嘉文, 川尻峻三, 布川修, 太田直之, 杉山友康, 渡邊諭：降雨時における斜面表層崩壊を再現する簡易解析モデルの提案, 地盤工学ジャーナル, Vol.8, No.4, pp.579-595, 2013.

(2014. 6. 20. 受付)

## FAILURE SCENARIO AND ENGINEERING PROPERTIES OF THE COLLAPSED SOIL IN THE EVENTS OF SHALLOW SLOPE FAILURE CAUSED BY HEAVY RAINFALL

Satoshi KAGAMIHARA, Satoru SHIBUYA, Satoshi BANDO and Takashi OKIMURA

Case study regarding a shallow slope failure by heavy rainfalls is described in this paper. The site where the slope failure took place is located in Chita Peninsula, Aichi Prefecture in Japan. The catastrophic failure occurred on a slope consisting of strongly weathered Conglomerate and Siltstone with the inclined angle of 40 to 45 degrees. The collapse was definitely triggered by heavy rainfall brought by Typhoon No.18 in 2009. In an attempt to manifest a possible scenario of the slope failure, the geological profile of the slope was in detail examined by in-situ tests, together with the engineering properties of the surface soil by various laboratory tests using undisturbed soil sample. Two-dimensional saturated-unsaturated seepage flow analysis simulating the rainfall record before and at the collapse was also carried out. Similar analysis was performed for a heavy rainfall recorded in the preceding year of 2000, for which no collapse was observed. It was manifested that the slope collapsed involving with some loss of apparent cohesion of the surface soil due to saturation of the surface soil. In a comparison with similar heavy rainfall in 2000, it was suggested that the amount of preceding rainfall before the collapse seems vitally important to govern the occurrence of the slope failure.