



豪雨による自然斜面の表層崩壊メカニズムおよび対策に関する研究

鏡原, 聖史

(Degree)

博士 (工学)

(Date of Degree)

2015-03-25

(Date of Publication)

2016-03-01

(Resource Type)

doctoral thesis

(Report Number)

甲第6432号

(URL)

<https://hdl.handle.net/20.500.14094/D1006432>

※ 当コンテンツは神戸大学の学術成果です。無断複製・不正使用等を禁じます。著作権法で認められている範囲内で、適切にご利用ください。



博 士 論 文

豪雨による自然斜面の表層崩壊メカニズム
および対策に関する研究

平成 27 年 1 月

神戸大学大学院工学研究科

鏡原 聖史

目 次

第 1 章 序論.....	1
1.1 研究背景.....	1
1.2 研究の目的.....	3
1.3 本論文の構成.....	4
参考文献.....	6
第 2 章 豪雨による表層崩壊に関する既往の研究および実務設計の課題.....	7
2.1 はじめに.....	7
2.2 降雨時における斜面の浸透特性に関する既往の研究.....	8
2.3 せん断特性に関する既往の研究.....	12
2.4 斜面崩壊に至るメカニズムに関する既往の研究.....	19
2.5 表層崩壊発生場所の予測方法に関する既往の研究.....	23
2.6 実務設計の概要と課題.....	29
2.7 まとめ.....	33
参考文献.....	36
第 3 章 2009 年台風 9 号豪雨による山腹崩壊の実態と崩壊メカニズムの推定.....	40
3.1 はじめに.....	40
3.2 2009 年台風 9 号の気象と被害の概要.....	40
3.3 当該地域における過去の山腹崩壊の実態.....	42
3.4 2009 年台風 9 号による山腹崩壊の実態.....	44
3.5 崖錐堆積物斜面に崩壊メカニズムの推定.....	62
3.6 過去の風倒木被害地における崩壊メカニズムの推定.....	87
3.7 崩壊メカニズムの比較・考察.....	99

3.8	まとめ.....	103
	参考文献.....	105
第4章	2009年台風18号豪雨によって発生した山腹崩壊地を対象に過去の豪雨時の安定度を評価した事例.....	110
4.1	はじめに.....	110
4.2	検討対象地の概要ならびに気象の概要.....	110
4.3	原位置試験ならびに崩壊土層の物理・強度特性.....	116
4.4	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.....	122
4.5	まとめ.....	134
	参考文献.....	135
第5章	原位置調査および室内試験に基づく表層崩壊危険箇所抽出手法の提案.....	138
5.1	はじめに.....	138
5.2	不安定土層厚の実態と推定方法.....	138
5.3	表層崩壊土層の室内試験結果から求めた限界崩壊土層厚の提案.....	149
5.4	原位置調査および室内試験に基づく表層崩壊危険箇所抽出方法の提案.....	154
5.5	まとめ.....	158
	参考文献.....	159
第6章	崩壊メカニズムに応じた斜面对策の提案と維持管理.....	161
6.1	はじめに.....	161
6.2	斜面对策工の変遷と考察.....	161
6.3	崩壊メカニズムと対策工.....	163
6.4	対策工の維持管理と適用事例.....	175
6.5	まとめ.....	195
	参考文献.....	196

第 7 章 結論.....	199
---------------	-----

謝辭

第1章 序論

1.1. 研究の背景

近年、豪雨による自然斜面の崩壊を伴う数多くの土砂災害が発生している。例えば、平成21年の台風9号がもたらした豪雨によって、兵庫県では200箇所にも上る斜面崩壊が発生¹⁾した。また平成23年の台風12号による記録的な豪雨によって紀伊半島で大規模な土砂災害^{2) 3) 4)}が、平成24年7月には九州北部地方⁵⁾、平成25年には台風26号による豪雨によって伊豆大島⁶⁾、さらに平成26年8月広島市を襲った豪雨⁷⁾など、毎年全国各地で土砂災害が多数箇所発生している。このような土砂災害が発生するおそれのある危険場所は、日本全国で約52万箇所⁸⁾（がけ崩れ、土石流、地すべりが発生する箇所）にも上り、図1.1に示すように、日本全国各地で年平均約1,000件もの土砂災害が発生⁹⁾しているのが現状である。

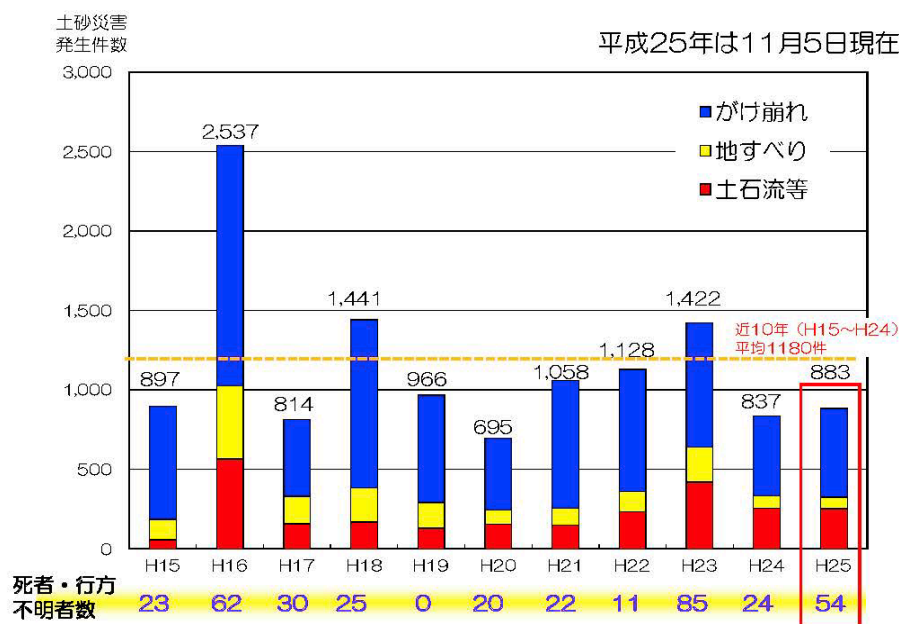


図1.1 近年の土砂災害発生件数⁹⁾

豪雨によって発生する土砂災害には、がけ崩れ、地すべり、土石流などがある。また、がけ崩れの崩壊形態には、降雨条件、地形、地質、土質、植生などの影響を受けて、樹木根系が分布する土壤層と風化残積土境界で、あるいは風化残積土内の強度境界で発生する表層崩壊型崩壊、また地質構造（流れ盤）に

規制されて発生する大規模崩壊などがある。とりわけ、近年発生する土砂災害では表層崩壊型崩壊によるものが非常に多く、その発生も広く全国各地に及んでいる。

一方、土砂災害を発生させる降雨は、近年、時間雨量 100mm 以上の猛烈な降雨や記録的な継続降雨で累積雨量 1,000mm 以上といった極端な降雨となっている。これらの降雨は、地球温暖化の影響であると考えられ、アメダスが観測した 1 時間降水量が 80mm 以上の年間観測回数 (図 1.2 参照) を見ても 1998 年以降 20 回を超える年が 2 割増加しており、1998 年以前と比較して全体的に増加傾向にあると言える。また、図 1.3 に示すように日降水量 400mm 以上の年間観測回数も増加傾向にあり、豪雨による災害リスクが高まっている。

このように増大する外力によって、土砂災害が頻発している。例えば、2011 年紀伊半島で発生した土砂災害では、短時間雨量が多い和歌山県南部では土石流による土砂災害が多数発生した。一方、累積雨量が多い奈良県南部では大規模な土砂崩壊が発生した。基盤地質の違いの影響もあると考えられるが、降雨パターンによって、土砂災害の形態が異なってきた可能性がある。

以上のことから、地球温暖化によって外力が増大、降雨パターンが変化し、これまでに経験したことのない地盤災害が発生するようになってきている中、地盤災害から人命を守り、流域の土砂流出を抑制するためには、豪雨による自然斜面の崩壊箇所の特定 (ハザードマップ等の作成) とその箇所の崩壊予防対策が急務と言える。

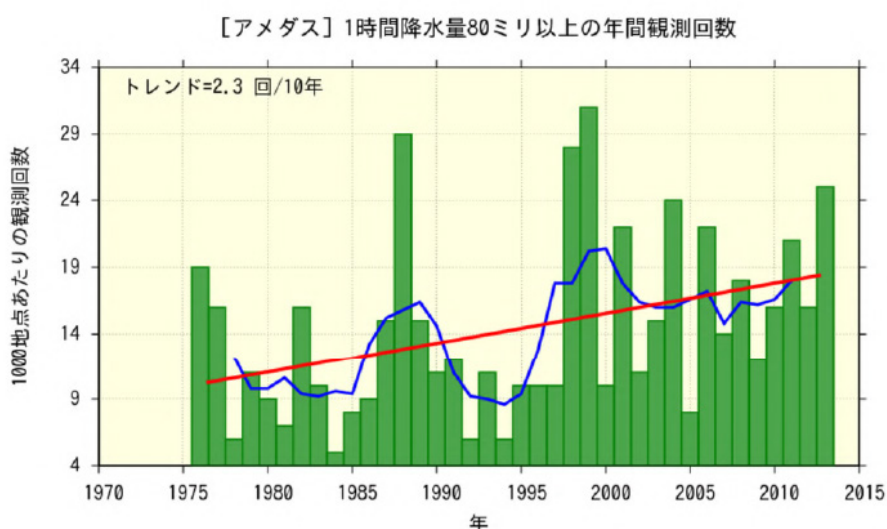


図1.2 アメダス 1時間降水量が80mm以上の年間観測回数¹⁰⁾

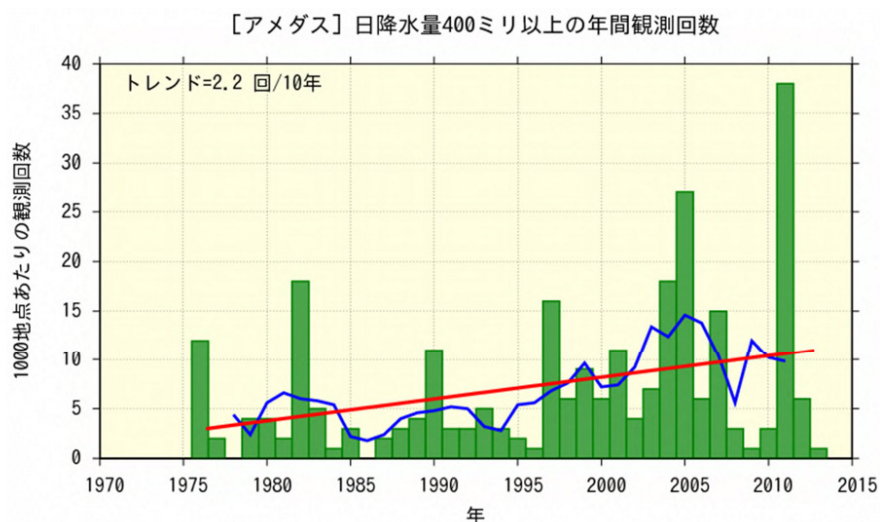


図1.3 アメダス 日降水量が400mm以上の年間観測回数¹⁰⁾

1.2. 研究の目的

本研究の目的は、まず、最近全国的に多発傾向にある自然斜面における樹木根系が分布する深さ程度で崩壊が発生する崩壊（以降、表層崩壊と呼ぶ）に対して、豪雨による崩壊の実態を明らかにすることである。つぎに、地形、地質、土質などによって、さまざまな崩壊メカニズムで発生していると想定されるが、豪雨による崩壊の実態で明らかになった代表的な表層崩壊箇所において、詳細な調査、試験を実施して、崩壊メカニズムを推定することである。さらに、一連の検討で得られた知見をもとに、想定するメカニズムで崩壊が発生しやすい危険場所を特定する手法の提案および崩壊防止に有効な対策工を提案することを目的とする。

1.3. 本論文の構成

本論文は，図 1.4 に示す構成とした。

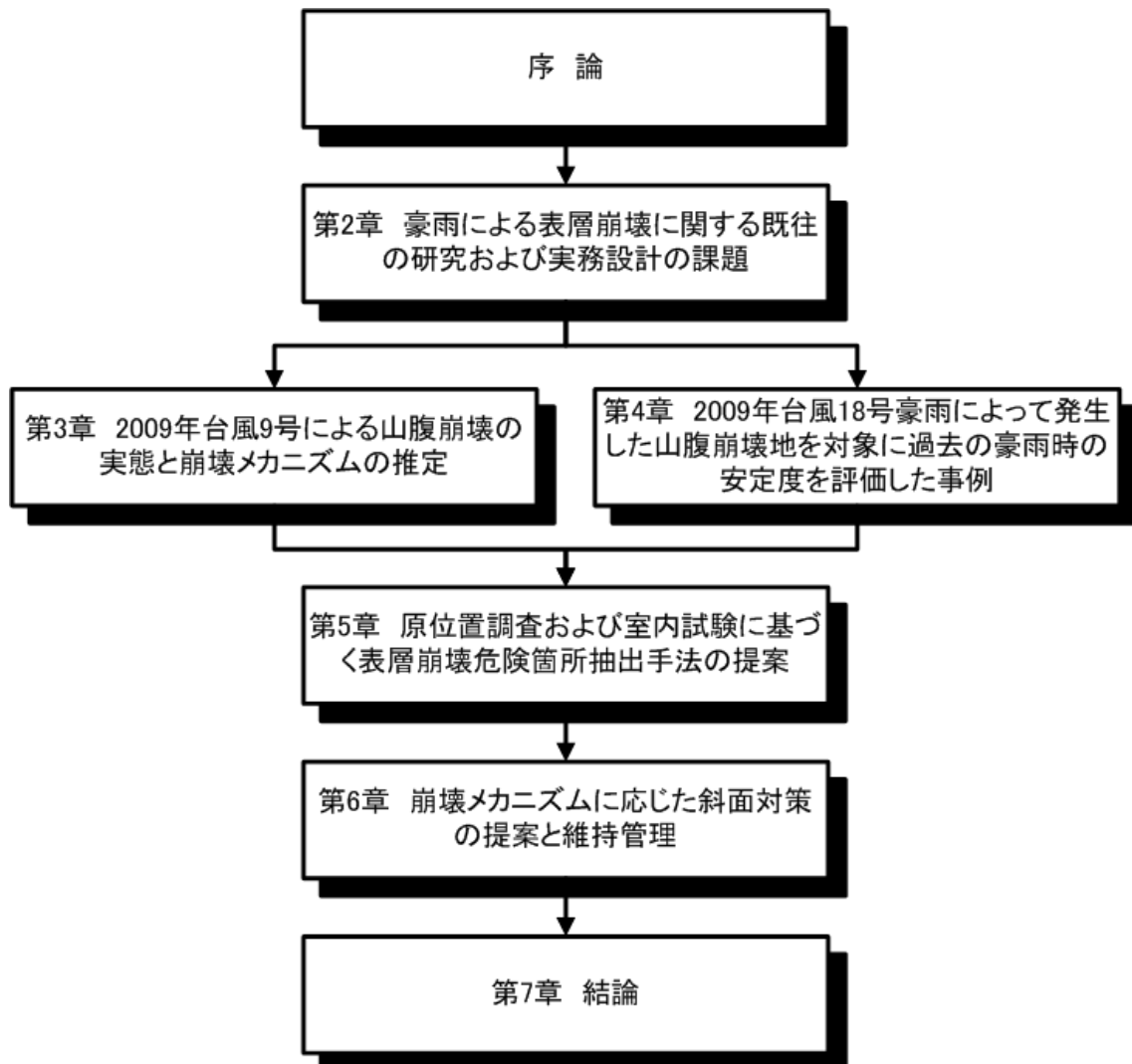


図1.4 本論文の構成

本論文は，7章で構成される。

第1章は序論とし，本研究の背景，目的および本論文の構成について述べている。

第2章は，豪雨による自然斜面の表層崩壊メカニズムの解明と予測に関する調査・解析・設計の現状と課題について整理している。まず，自然斜面の崩壊地の現地調査・室内試験結果を適用して崩壊メカニズムを検討した研究，豪雨時の斜面への雨水浸透特性に関する研究，斜面崩壊危険箇所を広域から抽出す

る研究等について過去の研究成果を整理している。さらに、斜面对策工の調査、設計の実態と現状の課題について整理し、本研究の目的を明確にしている。

第3章は、2009年台風9号豪雨によって兵庫県西部で発生した山腹崩壊について、降雨分布や地質、地形的特徴について整理し、山腹崩壊した斜面の地形的特徴を明らかにしている。一連の検討の結果から、過去に風倒木被害を受けた箇所が選択的に崩壊していることを指摘している。つぎに、同一台風での崩壊イベントを対象に、表層崩壊発生箇所と過去の風倒木被害の関連について、詳細な現地調査、室内試験を実施し、崩壊メカニズムの推定を行っている。さらに、それぞれの崩壊メカニズムを比較することで、土質の工学的特性に応じた斜面傾斜角や土層厚をパラメータとした崩壊機構について述べている。

第4章は、2009年台風18号豪雨によって発生した山腹崩壊地を対象に、崩壊したイベントと過去の同規模以上の豪雨時のイベントの両方の地盤内水分状況を数値シミュレーションすることによって、土中の水分状態を推定し、斜面の安定度を求めた。両者の安定度を比較することで、崩壊と非崩壊を分けた要因について考察し、台風による豪雨によって、土の自重が増加、見かけの粘着力が低下（サクシオン消失型の表層崩壊）し、併せて強風と豪雨によって樹木根系の見かけの粘着力が低下することによって発生したシナリオを推定した。

第5章は、第3章および第4章で述べたサクシオン消失型の表層崩壊に焦点を絞り、この種の表層崩壊が発生する可能性の高い場所を抽出する方法について提案している。具体的には、室内試験で得られた飽和状態の内部摩擦角をもとに無限平衡斜面の安定計算によって、地表面傾斜と限界崩壊土層厚の関係を求め、現地斜面の地表面傾斜と形成されている土層厚とを比較する。限界土層厚より現地の土層厚が厚い場合は、サクシオン消失型の表層崩壊が発生する確度が高い場所として抽出するといった実務的な考え方を提案した。

第6章は、これまでの斜面对策工の変遷について述べ、第3章、第4章、第5章で述べたサクシオン消失型の表層崩壊を予防する対策ならびにサクシオン消失型と地下水位上昇型の相乗効果による表層崩壊を予防する対策について提案している。さらに、これまでに施工済みの崩壊予防、防止対策工の新たな維持管理の方法について述べ、継続的な機能維持の重要性を指摘している。

第7章は、本研究の結論をまとめている。

参考文献

- 1) 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.
- 2) 公益社団法人地盤工学会関西支部：平成 23 年台風 12 号による地盤災害調査報告書，2011.
- 3) 三田村宗樹・加藤正司・酒井信介・植田康宏・栃本泰浩・東原純・鏡原聖史：平成 23 年台風 12 号による奈良県南部における地盤災害の特徴，第 47 回地盤工学研究発表会，pp.1699-1700，2012.
- 4) 鏡原聖史・金森潤・平井孝治・飯田智之・藤田崇・三田村宗樹：平成 23 年台風 12 号による奈良県吉野郡天川村における大規模斜面崩壊，第 47 回地盤工学研究発表会，pp.1703-1704，2012.
- 5) 公益社団法人地盤工学会平成 24 年 7 月九州北部豪雨による地盤災害調査団：平成 24 年 7 月九州北部豪雨による地盤災害調査報告書，2013.
- 6) 公益社団法人土木学会・公益社団法人地盤工学会・一般社団法人日本応用地質学会・公益社団法人日本地すべり学会平成 25 年 10 月台風 26 号による伊豆大島豪雨災害緊急調査団：平成 25 年 10 月台風 26 号による伊豆大島豪雨災害調査報告書，2014.
- 7) 公益社団法人土木学会・公益社団法人地盤工学会 平成 26 年広島豪雨災害合同緊急調査団：調査報告書，2014.
- 8) 国土交通省砂防部 WEB：
<http://www.mlit.go.jp/river/sabo/link20.htm>，（2014.11 現在）
- 9) 国土交通省砂防部 WEB：
<http://www.sabo.or.jp/topics/2013sokushin/s-3.pdf>，（2014.11 現在）
- 10) 気象庁：気候変動監視レポート，2013.

第2章 豪雨による表層崩壊に関する既往の研究および実務設計の課題

2.1. はじめに

地盤工学の分野において、豪雨時における斜面崩壊のメカニズムおよび危険度に関する研究は、これまで数多く行われている^{例えば1, 2)}。

社団法人地盤工学会²⁾によると、豪雨時の斜面崩壊形態は表層崩壊型が多いが、それ以外のタイプの崩壊も発生している。豪雨による斜面崩壊は、表層のガリー浸食などを除き、雨水が斜面内に浸透することにより発生し、以下の2つに大別できるとされている。

- ① 不飽和状態の土塊に雨水が浸透し、サクションが低下することによる崩壊
- ② 雨水浸透により浸潤面が形成され、間隙水圧が発生することによって崩壊

②の飽和状態で崩壊が発生する崩壊メカニズムは、これまでの研究である程度明らかとなっており、数値解析法も確立されている。

一方、①の土中のサクション低下に起因する不飽和状態での崩壊メカニズムについてもこれまでの研究によってある程度明らかになってきている。しかし、雨水の浸透特性とサクションの低下量との関係や表層崩壊に係る低拘束下での土のせん断特性などは、まだ十分に把握されていない。このような理由から、サクション低下を想定した表層崩壊の解析については、解析に必要なパラメータ量の測定が容易でないため、広く活用されているとは言い難い。しかしながら、不飽和型の崩壊は豪雨時に数多く発生している可能性が高いため、今後上記課題の解決は喫緊の課題であると述べられている。

本章は、先に述べた①、②の表層崩壊メカニズムに関する既往の研究をある程度体系化して整理している。まず、豪雨時における斜面の浸透特性、飽和度によるせん断特性、斜面崩壊に至るメカニズムに関する既往の研究について述べる。つぎに、表層崩壊発生場所の予測方法に関する研究について述べる。さらに、実務設計における対策工設計の概要を述べ、現状の課題についてまとめている。

2.2. 降雨時における斜面の浸透特性に関する既往の研究

社団法人地盤工学会²⁾によると、斜面に降った雨は、図2.1に示すように斜面上を流れる表面流と浸透流に分かれ、地表面から浸透した雨水は下方に向かって移動する。地表面と地下水面で挟まれた領域は、負圧状態にある不飽和帯が地表面までつながっており、雨水による浸透水の挙動を支配している。さらに、斜面を構成する土質の違い、周辺境界からの地下水供給、斜面を被覆している植生、蒸発などが影響因子として挙げられている。ここでは、不飽和土の水理特性に関する既往の研究について述べる。

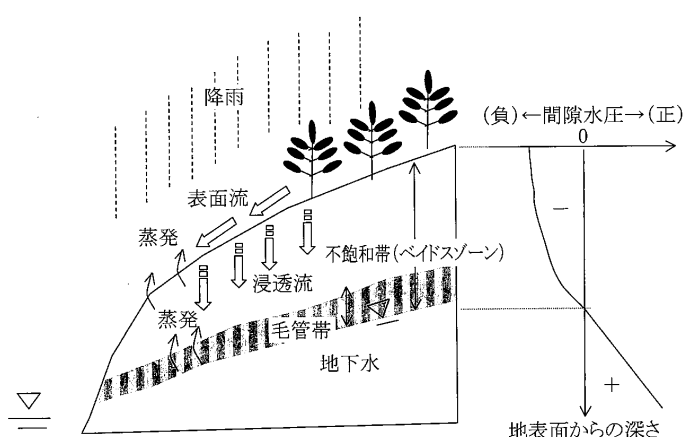


図2.1 斜面への雨水浸透²⁾

2.2.1. 不飽和土の水理学的性質

(1)土中水のエネルギーとサクシオン

不飽和土中の水の運動を司るエネルギーは、土中水の科学ポテンシャル ψ_T と呼ばれ、位置水頭である重力ポテンシャル ψ_g 、イオン濃度によって決まる浸透厚さの浸透ポテンシャル ψ_{sol} 、土の吸着力や表面張力で決まるマトリックスポテンシャル ψ_m 、ならびに空気圧ポテンシャル ψ_a からなる。大気圧下では空気圧ポテンシャルはゼロ、土中水のイオン濃度の勾配を無視できる場合では浸透ポテンシャルもゼロとなり、間隙水圧と間隙空気圧の差がサクシオンと呼ばれる³⁾。

(2)水分特性曲線

社団法人地盤工学会²⁾によると、サクシオンと水分量の関係を表した水分特性曲線の概念図を図2.2に示す。水分量の表示には飽和度 S_r 、含水比 w 、体積含水率 θ などを使って表される。図中の実線は、主乾燥曲線と呼ばれる。破線は主湿潤曲線と呼ばれる。この図に示すとおり、サクシオンと水分量の関係は

一義的ではなく、乾燥過程と湿潤過程でヒステリシスを有する。その原因は、間隙の幾何学的形状が一様ではない、間隙水が間隙内を前進する場合と後退する場合における土粒子との接触角の違い、間隙に封入された空気であるエントラップエアの存在、土骨格の構造変化などがある。

実務設計では、対象となる問題によって、乾燥過程、湿潤過程のいずれかの経路が用いられている。

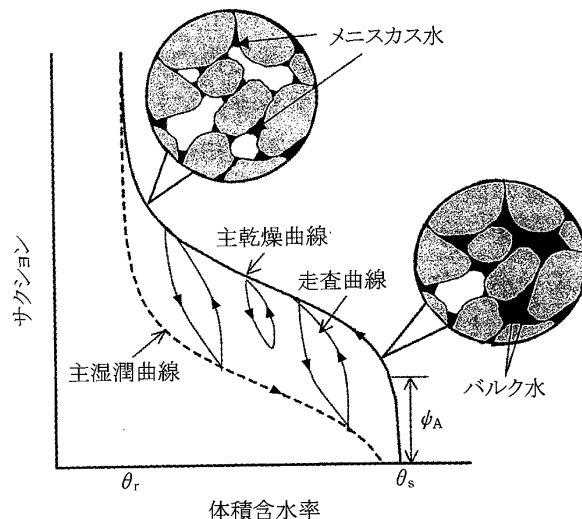


図2.2 水分特性曲線と水分状態²⁾

(3)不飽和透水係数

社団法人地盤工学会²⁾によると、不飽和透水係数は、間隙空気圧と間隙水圧の差である圧力水頭と位置水頭の和の全水頭差によりダルシー則を、不飽和浸透場へ拡張することにより定義されている。土の保水性に大きく依存するため不飽和透水係数は、水分量に対して乾燥・湿潤過程のヒステリシスは無視できるほど小さいが、サクションに対してはヒステリシスを無視できない。このため、不飽和透水係数は、(2.1)で表される飽和透水係数との比として表される。

$$K_r = \frac{k(\theta)}{k_s} \tag{2.1}$$

2.2.2. 不飽和土の浸透理論と浸透挙動

社団法人地盤工学会²⁾によると、不飽和土の浸透理論として、土中水の挙動を定量的に取り扱うに、ダルシー則と連続式から式(2.2)の浸透の支配方程式を用いるのが一般的である。

$$(C + \beta \cdot S_s) \frac{\partial \varphi}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left(k_x(\theta) \frac{\partial \varphi}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(k_y(\theta) \frac{\partial \varphi}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(k_z(\theta) \frac{\partial \varphi}{\partial z} + k_z(\theta) \right) \quad (2.2)$$

ここに C : 比水分容量, S_s : 比貯留係数, β : 飽和時は 1, 不飽和時は 0 とするパラメータ, φ : 圧力水頭, t : 時間, $k_x(\theta)$, $k_y(\theta)$, $k_z(\theta)$: x, y, z 方向の透水係数で φ または θ に依存する。

このような基本理論にもとづき、多くの飽和・不飽和浸透流解析モデル^{例えば4, 5)}が実用化されている。

2.2.3. 不飽和土の水理学的性質を表すモデル

現在、不飽和浸透特性を解析に用いるために理論的、経験的あるいは確率論的なモデルが用いられている⁶⁾。なかでも不飽和透水係数を推定する式として、さまざまな式が提案されているが、実務では van Genuchten らの式⁷⁾が多く用いられている。

2.2.4. 浸透流解析の研究事例

自然斜面を対象とした浸透流解析の研究としては、亀井ら⁸⁾がモデル斜面を対象に透水性、降雨パターンを種々変化させて、飽和・不飽和浸透流解析を行い、斜面の安定度を検討している。この結果、降雨特性、透水特性の違いによる影響について定量的に評価している。このようなモデル斜面を用いて、斜面の降雨と安定性について議論した研究^{例えば9), 10)}は、数多く実施されている。

つぎに、実際に崩壊が発生した斜面については、大塚ら¹¹⁾が不飽和・飽和浸透流解析と剛塑性有限要素解析を連成させた解析を実施し、先行降雨により地下水位が高い状態に保たれ、後期降雨により崩壊に至った経過を説明することができたと報告している。

このように自然斜面を対象とした浸透流解析と安定解析などを適用した事例があるが、現地の観測結果や災害発生降雨以外の豪雨に対して検討した事例は

少ないことが明らかになった。

一方、河川堤防の安定性評価では、浸透解析により、すべり破壊やパイピング破壊などに対する安定性照査の手順¹²⁾が示され、実務設計で活用されている。

2.2.5. 降雨時における斜面の浸透特性に関する既往の研究のまとめ

降雨時における斜面の浸透特性に関する既往の研究について述べた。降雨時における斜面の浸透特性に関する研究は数多い。とりわけ最近では、飽和・不飽和浸透流解析による地盤内の水分状況の把握に関する事例研究が盛んである。ただ、現場の斜面地での降雨、土中水分などの観測結果と解析結果の整合性を議論した事例は少ないことが分かった。一方、河川堤防などの実務では、簡便化したモデルを用いて不飽和・飽和浸透流解析を実施するケースが増えている。

現状において、汎用性の高い不飽和・飽和浸透流解析プログラムを用いて、豪雨により崩壊した斜面を対象に、詳細な原位置調査・室内試験結果に基づき地盤内の水分状態を推定する研究事例が少ないため、この種の研究を本論文で議論することには、学術的な意味がある。

2.3. せん断特性に関する既往の研究

降雨時に発生する表層崩壊などの斜面崩壊には、浸水により土の持つ見かけの粘着力が消失することが関連していると考えられている。このため、その崩壊過程のメカニズムを解明するには、見かけの粘着力を持つ不飽和土の力学的挙動と浸水の影響を明らかにする必要がある。以下に、代表的な研究について列挙する。

2.3.1. サクシオンが不飽和度の強度定数に与える影響

社団法人地盤工学会²⁾によると、不飽和土にある土の間隙には、水と空気が存在している。そして、水の表面張力の影響により、間隙空気圧と間隙水圧には圧力差を生じている。この圧力差はサクシオンと呼ばれている。

不飽和度の変形・強度特性に関しては、現在まで加圧板法³⁾を用いたサクシオンを制御した三軸圧縮試験により研究が進められてきた。しかし、試験方法の難しさからそのデータ数は十分ではない。また実験結果に対して解釈が確立されているわけではない。不飽和土の土質力学をそのまま表層崩壊のメカニズムの解釈に適用することは不適切な場合も存在すると予測される。

そのような背景で、これまで得られている実験結果にもとづきサクシオンが降雨時の強度特性に与える影響について述べる。

不飽和土では、サクシオンにより生じる粒子間付着力の影響により粒子接点でのすべりに対する抵抗が増大する。このため、不飽和土の強度は飽和状態に比べて大きくなる。

図 2.3 は、土粒子を等大の 2 球と仮定した 2 球モデル¹³⁾において、接点にメニスカスが存在している様子を示している。このとき、メニスカスにより生じる粒子間付着力 N_c の大きさは、式 (2.3) で表される。

$$N_c = 2\pi \cdot r_2 \cdot T_s + \pi \cdot r_2^2 \cdot s \quad (2.3)$$

ここに、 N_c : 粒子間付着力, T_s ; 水の表面張力, r_2 : メニスカス半径である。式 (2.3) の右辺第 1 項は表面張力が、第 2 項はサクシオンが粒子間付着力に与えられる影響をそれぞれ表している。

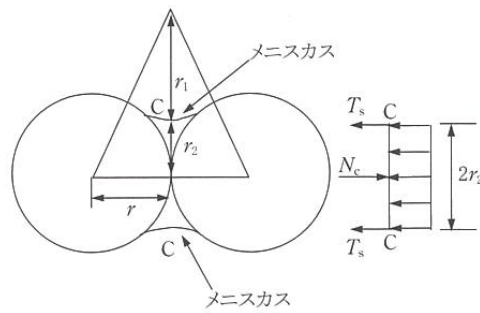


図2.3 2球モデルにおける粒子間付着力¹³⁾

Fredlund ら¹⁴⁾ は、不飽和土の強度が式 (2.4) で与えられるとしている。

$$\tau_f = c_{sat} + (\sigma - u_a) \tan \phi_{sat} + (u_a - u_w) \tan \phi^b \quad (2.4)$$

ここに、 τ_f : 破壊面上のせん断強度、 σ : 全応力表示の破壊面上の垂直応力、 $\sigma - u_a$: 基底応力³⁾、 c_{sat} : 飽和状態における粘着力、 ϕ_{sat} : 飽和状態における内部摩擦角、 ϕ^b : サクシヨンの増加に伴うせん断強度の増加を表すパラメータである。

この式は、サクシヨンが増加しても内部摩擦角は飽和状態のものから変化しないことを意味している。また、右辺第3項はサクシヨン増加による粘着力増分を示している。近飽和状態では、サクシヨンによる内部摩擦角の変化は殆ど無いものと考えられている。

2.3.2. サクシオンと粘着力増分の関係の推定に関する研究

サクシオンと粘着力増分の関係の推定は、サクシオンを一定に保った三軸試験が中心となり進められており、いくつかの構成モデルが提案^{15) 16) 17)}される段階にまで達している。これらの構成モデルにおいては、サクシオンの影響を粘着力増分あるいは粘着力増分に対応した応力成分として取り入れている。すなわち、これらの構成モデルを用いて不飽和地盤の挙動を予測する際には、サクシオンと粘着力増分の関係を予め知ることが必要となる。ある大きさのサクシオンが作用している状態において、発揮される粘着力を求めるには、そのサクシオンの元で複数個の三軸圧縮試験を行い、その破壊応力から粘着力を決定することが通常行われている。そして、サクシオンと粘着力増分との関係を求めるためには、このような実験をいくつかのサクシオン条件下で行う必要があり、それに要する時間と費用は、多大なものとなり実務に適した方法とは言えない。そのため、サクシオンと粘着力増分の関係を水分特性曲線にもとづき推定する方法がこれまで幾つか提案されている。ここでは代表的なサクシオンと粘着力増分に関する研究について述べる。

軽部ら¹⁸⁾は、メニスカス水はサクシオンの増加に伴い土粒子間の圧縮力を増加させ、土塊の剛性を高める働きをする。この働きで生じる応力成分をメニスカス応力 P_m と呼ぶ。これに対してバルク水は土粒子間の圧縮力を増加させて骨格剛性を高めるだけでなく、土粒子接点においてせん断力を発生させ、土粒子同士をすべらせ体積圧縮を引き起こす。この働きで生じる応力成分をバルク応力 P_b と呼んでいる。さらにサクシオンによって生じる等方圧縮応力をサクシオン応力 P_s と呼び、これらの応力関係が式 (2.5) で与えられるものとした。

$$P_s = P_m + P_b \quad (2.5)$$

また、ある状態におけるバルク水、メニスカス水及び吸着水の各水分量を、水分特性曲線および最乾燥水分線に基づいて決定する方法が提案¹⁸⁾されている。

そして、各水分量に基づき、サクシオン応力が式 (2.6) のように表わされるものとしている。

$$P_s = P_m + P_b = \frac{S_r - S_{r0}}{100 - S_{r0}} \cdot s \quad (2.6)$$

サクシヨン応力とサクシヨンにより生じる粘着力 c との関係は、式 (2.7) で与えられる。

$$c = p_s \cdot \tan \phi_{net} \quad (2.7)$$

水分特性曲線に基づくサクシヨン-サクシヨン応力は、式 (2.6) の右辺は相対飽和度とサクシヨンの積となっていることを考慮すれば、この相対飽和度の部分に van Genuchten モデル⁷⁾ を適用することにより、式 (2.8) が得られる。

$$P_s = \frac{S_r - S_{r0}}{100 - S_{r0}} \cdot s = \{1 + (\alpha \cdot s)^n\}^{-\left(1 - \frac{1}{n}\right)} \cdot s \quad (2.8)$$

ここに、 α , n : van Genuchten モデルにおけるフィッティングパラメーターである。

この式を用いて、水分特性曲線からサクシヨン応力-サクシヨン関係を推定する事例が多い。このことから、本論文でもこの関係を用いて不飽和土のサクシヨンとサクシヨン応力関係からサクシヨン応力とサクシヨンにより生じる粘着力 c を求めることとした。

2.3.3. 斜面表層崩壊土層を対象としたせん断強度

斜面表層崩壊土層を対象としたせん断試験は、過去から多く実施^{例えば19, 20)}されているが、それらの試験の多くは拘束圧 50 から 200kPa と大きく、表層崩壊の土層深相当の低拘束下（数 kPa から数十 kPa）での試験は、少ないのが現状である。

また、表層崩壊が多く発生する風化花崗岩のせん断強度に関する研究^{例えば21, 22)}では、不かく乱まさ土のせん断強度は一度ほぐして同一間隙比に締め固めたかく乱まさ土より粘着力、内部摩擦角ともに大きい。この原因は、不かく乱まさ土の骨格構造による影響²²⁾であるとして、風化残積土の特徴によって強度に差があることが述べられている。

つぎに、近年、低拘束圧条件でせん断試験が可能な装置が開発^{例えば23, 24)}され、低拘束圧条件下でのせん断試験が実施可能となってきた。

深川ら²³⁾は、表層すべり型崩壊の安定解析を行う際には、低拘束圧条件下におけるせん断試験の実施が必要であると述べ、垂直応力 20, 40, 60kPa と低拘束圧条件下における飽和度と見かけの粘着力成分について検討している。この検討の結果、低拘束圧条件下では、通常の拘束圧条件下より内部摩擦角が大きくなることを報告している。

澁谷ら²⁴⁾は、低圧用（鉛直応力の最大値 50kPa）の一面せん断試験機を開発している、その試験装置について以下に述べる。

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 = 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。一方、飽和状態から不飽和状態にする場合は、ポーラスメタルの排水経路を閉じ、空気圧を加えてセラミックディスク下の排水経路を通じて排水させる。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二個のロードセルを用いて測定し²⁵⁾。また、厳密な定圧条件を満足するために、セル外部のベ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。

この試験機を用いることで、これまであまり実施されてこなかった表層崩壊の土層深相当の低拘束下（数 kPa から数十 kPa）での試験が可能となる。本論

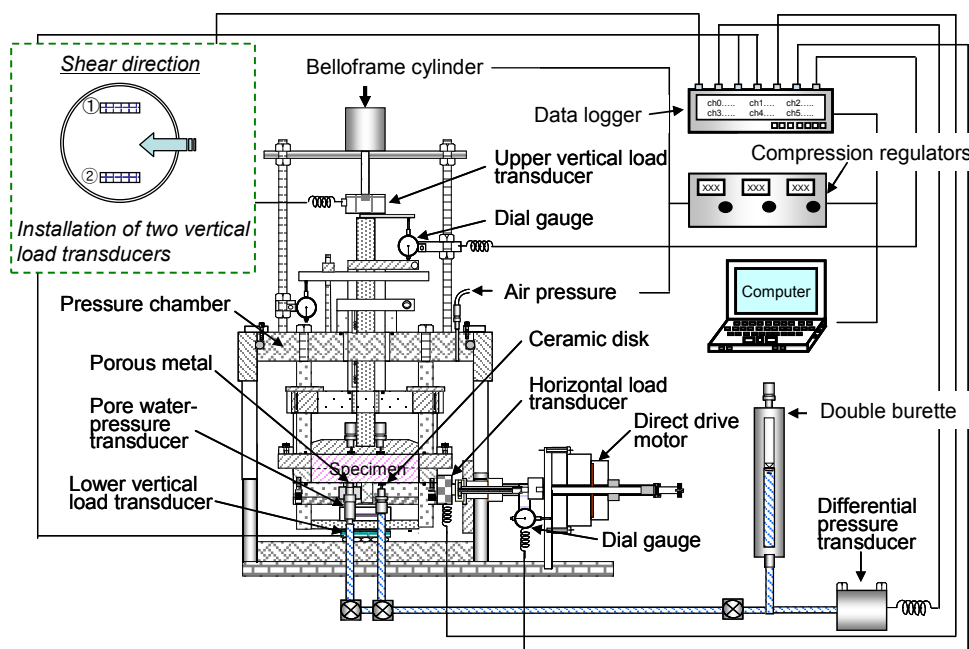


図2.4 定圧（低圧）一面せん断試験機²⁴⁾

文では、この試験機を用いて、精度の高いせん断強度を求めることとした。

一方、原位置でのせん断試験を簡易に測定するための方法として、原位置せん断試験機が開発²⁶⁾されており、原位置の土粒子構造を保持した状態で土のせん断強度および強度定数を決定できるとしている。

本論文では、なるべく乱さない試料を採取して、室内で、浸水状態も含め、低拘束圧条件下における精度の高い試験を行うことを目指した。

2.3.4. せん断特性に関する既往の研究のまとめ

不飽和土の変形・強度特性に関しては、加圧板法を用いたサクシオンを制御した三軸圧縮試験をツールとした研究が主流である。しかし、試験方法の難しさから、データの蓄積は十分でない。また、実験結果の理論的な解釈も確立されていない。一方、軽部ら¹⁸⁾は、水分特性曲線を用いて不飽和土の粘着力 c_{net} ~サクシオン関係を推定する手法を提案している。また、澁谷ら²⁴⁾により、斜面表層崩壊に対応可能な低応力場(10kPa~50kPa 程度)での高精度なせん断試験装置が開発されている。

本論文では、このような背景から、表層崩壊現場から採取した土試料を用いて、表土深さの自重に相当する低拘束圧条件下における一面せん断試験によってせん断強度を求めた。さらに、崩壊現場から採取した土材料の水分特性曲線

を測定し、飽和度に応じたサクションを推定することにより、見かけの粘着力を算定し、検討することとする。

2.4. 斜面崩壊に至るメカニズムに関する既往の研究

豪雨時の斜面崩壊現象は、力学的には降雨の浸透と安定問題の複合問題である。雨水浸透に伴う力学的な変化のうち、斜面安定に大きく影響するのは、間隙水圧発生、せん断強度の低下、自重の増加である。降雨浸透により斜面がどのように崩壊するかに関しては、実物斜面実験^{27, 28)}や模型実験による検討^{例えば29, 30, 31, 32)}が多く行われている。一方、現地でのモニタリング観測^{33, 34, 35)}で斜面崩壊時の水分状況や変位などを察知する取り組みが行われているが、崩壊の徴候を掴んだ事例はわずかである、また、斜面崩壊地での事例解析は、不飽和・飽和浸透流解析と安定解析を組み合わせた手法が用いられることが多い、ここでは、これら既往の研究について列挙する。

2.4.1. 模型実験による斜面崩壊メカニズムの検討

八木ら²⁹⁾は、乾燥したマサ土を突き固めて作成した模型人工斜面に、スプリンクラーを用いて降雨強度 100mm/h の降雨を与えた際の斜面内間隙水圧の経時変化ならびに浸潤前線の降下を調べた。その結果、浸潤前線が不透水層に達し、飽和浸透流が発生して定常値に達した地点で、斜面先から進行性破壊的に崩壊していくものと浸潤前線が不透水層に達する前に間隙空気圧が増加し、それを主要因として発生した比較的規模の大きな崩壊があるとしている。

酒匂ら³⁰⁾は、滋賀県信楽産のまさ土（5mm ふるい通過試料）を用いて、斜面の崩壊過程を検証する実験を実施している。試験に用いた人工盛土斜面は、幅 100cm、長さ 140cm、高さ 70cm、斜面勾配 45°（Case 1）、60°（Case 2）である。なお、Case 2 に関しては潜在すべり面を想定するために、図 2.5 (a) に示すように A 層（1.6g/cm³）・B 層（1.8g/cm³）のそれぞれに湿潤密度 ρ_t を変化させている。土壌水分計と間隙水圧計の設置位置などについては、図 2.5 (a)、(b) 中に示すとおりである。作製した両方の人工盛土に対し、時間降雨量 50mm 相当の降雨を与えたところ、Case 1 については注水後 225 分後に法先から、Case 2 に関しては注水後 27 分後に法肩から崩壊する結果となっている。

試験中の間隙水圧計や土壌水分計の計測結果を踏まえて、Case 1 では、間隙水が法先から流出する際の浸透力の増加によって法先部分からの進行性破壊が生じたと結論付けている。一方、Case 2 については、降雨に伴う土塊自重の増加およびせん断強度の低下により、法肩の部分からの崩壊が生じたものと結論付けている。

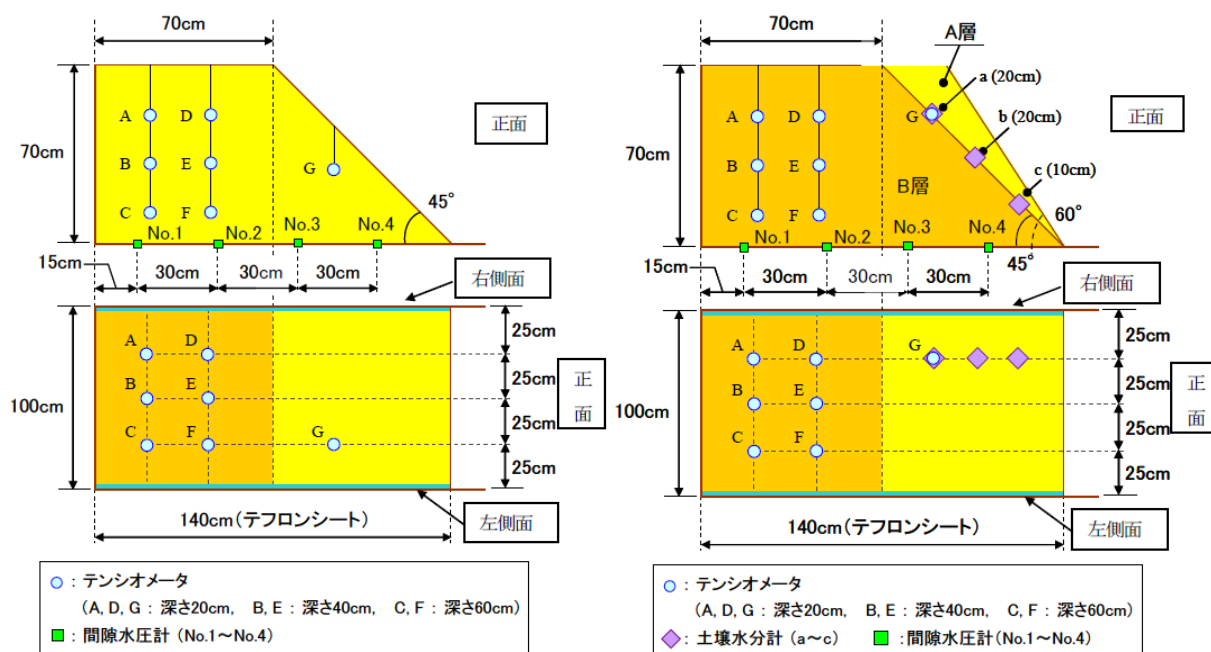


図2.5 人工盛土斜面の概要³⁰⁾

2.4.2. 現地モニタリングによる斜面崩壊メカニズムの検討

小山³⁶⁾は、斜面崩壊は突発的に発生するため自然発生する表層崩壊現象の観測例はこれまで無く、崩壊発生までの先行現象や崩壊発生時に生じる現象などはまったく未知であることから、表層崩壊発生場を予測するための有益な判断材料となる脆弱層の分布を把握した箇所へ集中的に観測装置を設置し崩壊現象の観測を試みている。ただ、観測期間中に崩壊は発生しなかったが、2004年台風21号の豪雨によって観測斜面にわずかな移動が観測され、小さな亀裂も現認された、亀裂発生時に観測された斜面内の飽和帯分布と脆弱層と非脆弱層の飽和・不飽和での土質試験結果をもとに、任意のすべり面形状の探索ができる臨界すべり面解析を行った結果、実際の亀裂の位置から滑落し脆弱層をすべり面とする崩壊形状が計算されたとの報告がある。

このような表層崩壊の徴候を示す箇所での現地観測した事例は稀であり、貴重な観測データであると言える。

2.4.3. 斜面崩壊メカニズムの解析的評価²⁾

豪雨時における斜面の安定性は不飽和・飽和浸透流解析によって間隙水圧分布を評価し、安定解析によって評価する研究が行われている、代表的な研究に蔡ら³⁷⁾、松尾ら³⁸⁾、八木ら³⁹⁾、北村ら⁴⁰⁾の研究がある。

斜面の崩壊機構を表現するためには、土・水・空気連成弾塑性変形解析を用いることが理想的と思われるが、地盤の初期応力をはじめ、土の構成関係にかかわる詳細な情報を必要とするために、現実的には解析が困難な状況にある場合が多い。このことより斜面の安定解析には、一般的には極限平衡法が用いられる。

すべり面の形状や分割法の静定化条件によりさまざまな方法があるが、一般的にブロック側面のせん断応力を無視する簡便法や無限長斜面の解析手法などの比較的簡便な手法が用いられることが多い。この背景には、斜面崩壊形態はすべり長さに対して浅い表層破壊を呈することがあげられる。さらに、近年、植生の樹木根系による見かけの粘着力増分を取り入れられるよう改良した解析法の開発^{41)・42)}が進められている。このように近年では、土、水に加えて、植生の効果を取り入れる研究が進められている。

つぎに、斜面の安定解析は、斜面のある断面を取り出した二次元断面での解析が多かったが、近年では三次元断面での解析手法も整備されており、今後の積極的な活用が望まれている。そのほかに、雨水による地盤の重量の増加や浸透に伴って地盤に作用する浸透力を、極限平衡法に取り入れる方法も提案されており、極限平衡法の精度も改善されている。極限平衡法の他に、有限要素法を用いた安定解析手法も開発されている。

北村ら⁴⁰⁾は、しらす斜面を対象として崩壊事例の研究を進めており、数値力学モデルを構築している。このモデルは、浸透モデルと斜面安定解析モデルを組み合わせたものであり、モニタリングした現地計測データや雨量データを取り込むことによってリアルタイムに崩壊が予測できるとしている。

このような解析的に斜面崩壊メカニズムについて研究されているが、浸透流解析を行う上で、斜面内の初期飽和度をはじめ、地層構造や透水係数の変化、解析領域外からの浸透流、パイピングによる局所的な浸透など評価の難しい問題が山積している。

このような背景から事例解析が行える条件は非常に限られた問題に限られるとされている。

2.4.4. 斜面崩壊に至るメカニズムに関する既往の研究のまとめ

斜面崩壊メカニズムに関する研究は、模型実験と現地モニタリングによって崩壊メカニズムを解釈する事例がある。

降雨模型実験結果から斜面崩壊メカニズムを解釈する既往の研究では、法尻部の過剰間隙水圧が上昇し、進行性破壊が生じるとの事例報告が多い、一方、比較的急勾配での斜面崩壊実験では、土塊自重の増加および飽和化によるせん断強度の低下によって崩壊する事例が報告されている。これらのことから、飽和型と不飽和型の二つの崩壊メカニズムが推察される。一方、現地計測によって崩壊現象を捉えた例は、皆無に近いのが現状である。ましてや実際の崩壊時の土中内の水分状況を測定した例はない。

解析的に崩壊メカニズムを推定する研究は、解析手法の改善や開発は日進月歩であるが、現地斜面内の初期飽和度、地層構造や透水係数の変化、解析領域外からの浸透流、パイピングによる局所的な浸透、等不確定要因が沢山ある。

本論文では、現地調査、室内試験などで得られた情報をもとに斜面崩壊した事例に対して、斜面崩壊メカニズムの推定を行うべく検討を行っている。また、検討に当たっては、実務に役立てることを念頭に、可能な限り一般的な解析手法として、二次元の飽和・不飽和浸透流解析と安定解析（修正フェレニウス法）を用いている。

2.5. 表層崩壊発生場所の予測方法に関する既往の研究

斜面崩壊の危険度評価は、斜面崩壊がどこで起こるのかという「場の予測」だけでなく、いつ起こるのかという「時の予測」や「どのような（規模）」斜面崩壊が発生するかを事前に知ることも重要である。豪雨に対して、危険な場所や時間をいち早く察知し、住民を適切に避難させる仕組みが必要とされている。

一方、近年の豪雨では、急激な短時間降雨量の増大によって、避難することも難しい事象が頻発^{43, 44)}している。これらの災害は、いつ、どのような規模で発生することを予測することは難しいが、おおよそ、その地域の地形、地質、地盤と過去の災害の履歴を知ることである程度理解ができる^{たとえば45)}。

近年の極端な降雨の頻発状況も考慮して、危険な箇所を予め知って防災・減災に役立てることを念頭に、斜面崩壊が起りやすい「場の予測」にしぼり、斜面崩壊発生場所の予測方法に関する既往の研究について述べる。

2.5.1. 雨水浸透を考慮した斜面安定にもとづく土質工学的的方法

この方法は、雨水が不飽和状態の斜面中に浸透し、地下水面が形成される過程を飽和・不飽和浸透解析などから求め、その結果を考慮して斜面安定解析を行い、特定の斜面に対する降雨による安定性の変化を評価しようとする方法^{例えば46, 47, 48)}である。一方、力学的手法を用いて対象とする集水域における表層崩壊発生危険定常降雨強度 (r_c) を求める方法も提案⁴⁹⁾されている。

ここでは、沖村らの方法と浅野らの方法の概要について述べる。

(1) 沖村らの方法

沖村ら⁴⁶⁾は、六甲山系を対象としてリアルタイム型のハザードシステム（六甲山系土砂災害危険度予測システム）を構築⁵⁰⁾している。このシステムでは、数値地形モデル（DEM）を用いた表層崩壊危険度予測手法を用いて、数値地形モデルのセルごとに地形、地盤、降雨等のデータを入力することにより、降雨に伴って刻々と変化する斜面崩壊の危険度（安全率）を定量的に評価している。

すなわち、経時的に変化する降雨量を入力することで各セルの危険度を図 2.6 に示す集水モデルによる浸透流解析と無限長斜面安定解析を実施することで求めるものである。ここで、地下水位算定モデルによる解析では降雨に伴う表土層内の地下水位の上昇を浸透流解析によって求めている。水収支の連続の条件として各セルの X 方向の水の増分、Y 方向の水の増分、さらにセル内に降ってきた雨の増分を評価する手法であり、地表面から地下水面までの不飽和浸透を考えない条件でダルシー則により解析している。つぎに、斜面安定解析モデル

では、地下水位の上昇に伴う単位体積重量の増加、間隙水圧の上昇による有効応力の低下を求め、セルごとの安全率の変化を算定している、安全率は式(2.9)により算出している。

$$SF(t) = \frac{\{(\gamma_{sat} - \gamma_w)h(t) + \gamma_t(H - h(t))\} \cos^2 \beta \cdot \tan \varphi}{\{\gamma_{sat} \cdot h_w(t) + \gamma_t(H - h_w(t))\} \sin \beta \cdot \cos \beta} \quad (2.9)$$

$SF(t)$: 時刻 t におけるセルの安全率

c_s : 土の粘着力 (kN/m²)

φ : 土の内部摩擦角 (°)

$h(t)$: 時刻 t における地下水位 (m)

H : 表土層深 (m)

β : 基岩斜面の傾斜 (°)

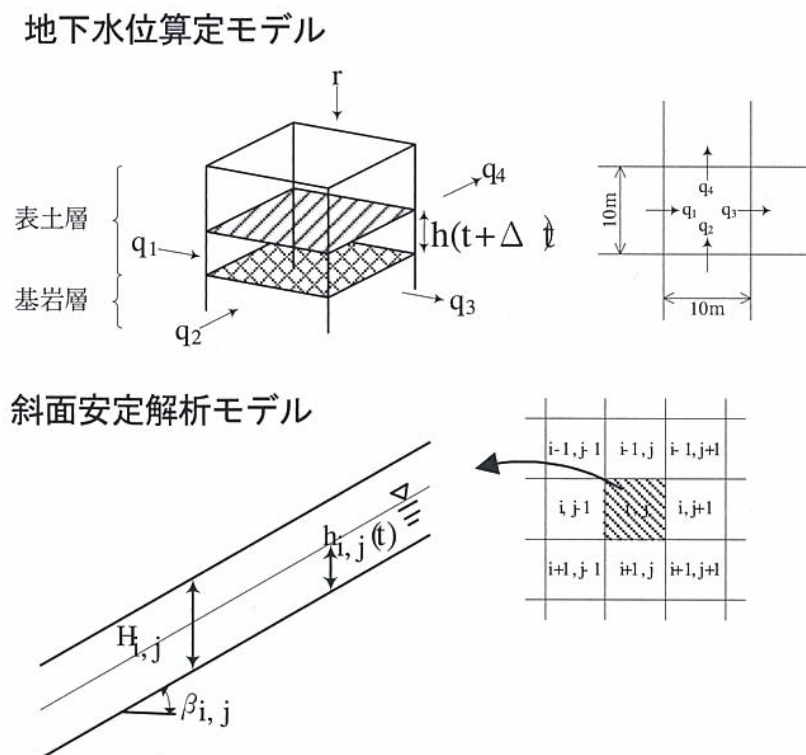


図2.6 解析モデル⁴⁶⁾

入力値は、降雨データ、解析条件データ、DEM、表土層深データ、地盤物性データである。出カデータとしてはセルごとの地下水位データと安全率があり、土砂災害警戒区域の危険度判定にあたっては、急傾斜地の崩壊の場合、崩壊が

予想されるセル数あるいはそれに近い状態のセル数より判定している。

この方法を用いて、昭和42年の崩壊地の的中率が95.1%、捕捉率78.1%、空振り率4.5%、見逃し率21.9%である。ここで、的中率、捕捉率、見逃し率は、図2.7に示す方法で定義されている。この結果から、的中率は95%と高く、崩壊箇所を予測できていることを示している。一方、崩壊が発生したもののうち24.9%が非発生と予想されたものである。このことから、一つのモデルで崩壊予測を行う場合、モデルで想定しているメカニズムで発生しない崩壊もあり、見逃し率が0%とならないものと考えられる。

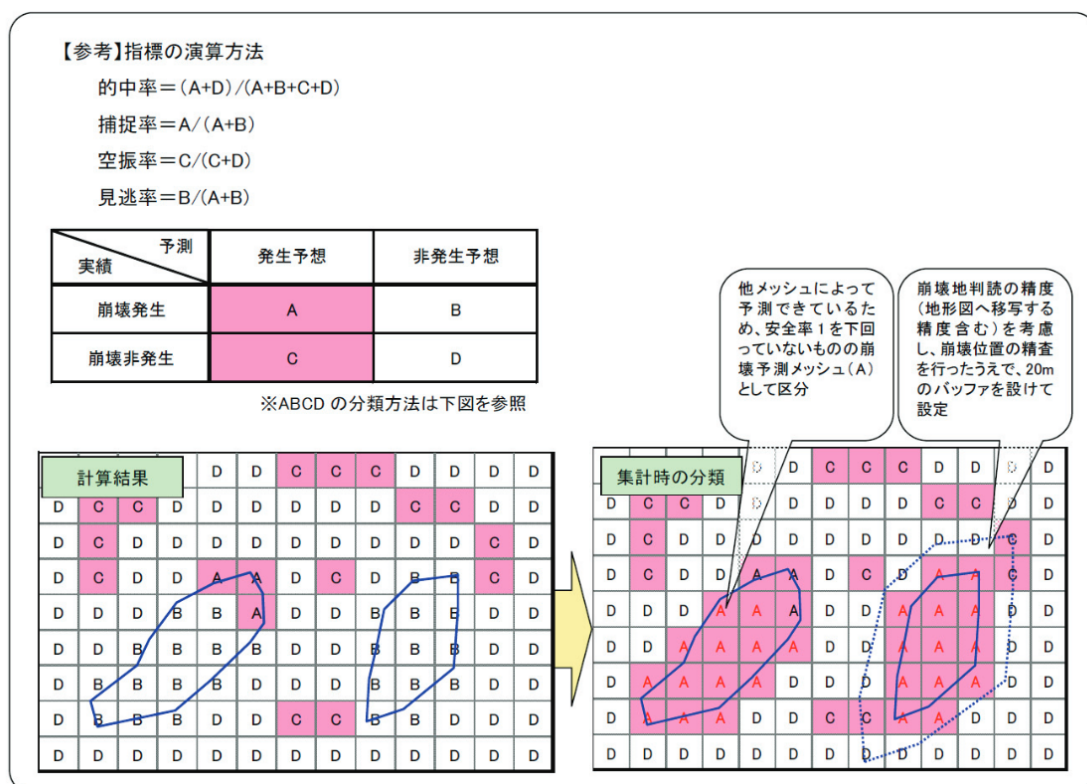


図2.7 指標の演算方法⁵¹⁾

(2)浅野らの方法

浅野ら⁴⁷⁾は、降雨時の斜面表層部の水の流れを考慮した表層崩壊に対する危険度評価のための解析モデルを三次元有限要素法等と比較して簡易な計算手法によって構築している。このモデルでは、現地計測、試験結果をもとに平均飽和度と地下水位比(平均地下水位/表土層深)の簡易式(図2.8参照)を導入した斜面表層崩壊に対する危険度評価モデルを構築している。さらに事例解析として、粘着力一定で解析した場合は、危険な場所、時間を大まかに再現出来たが、本降雨0時間後においてFs=1.0を下回る領域が広範囲にわたり分布し実際

の崩壊箇所とは異なる箇所でFsの最小値を示すなど実際の現象を再現することが出来なかったとされている。

この結果を受けて、飽和度と粘着力の関係 ($S_r \sim c$ 関係：式 (2.10) 参照) を導入することで全体的には等斉斜面であるものの、微小な集水地形を有するような斜面での表層崩壊を再現できるとの報告がある。

この研究では、サクシヨンの低下による見かけの粘着力の低下を考慮することで崩壊事象を説明している点が特徴である。

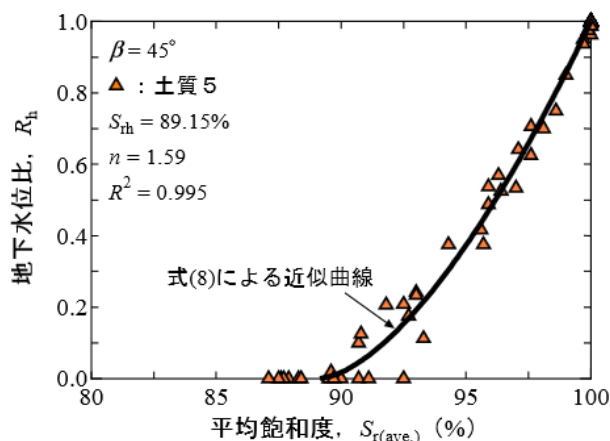


図 2.8 解析および定式化結果

$$c_i = c_0 - \Delta c(S_{ri} - S_{r0}) \quad (2.10)$$

ここで、 c_i : i 時刻の土の粘着力 (kPa), c_0 : 計測初期の土の粘着力 (kPa), Δc : 係数 (kPa), S_{ri} : i 時刻の土の飽和度 (%), S_{r0} : 計算初期の土の飽和度 (%) である。

2.5.2. 雨水浸透を考慮した斜面安定にもとづく土質工学的方法の入力値に関する課題

広域から表層崩壊危険箇所を力学的に求める方法が提案されているが、この方法を利用するためには、モデルの構築が重要であるといえる。このモデルの入力条件は、地形条件、不安定土層深、土の単位体積重量、内部摩擦角、粘着力、透水係数、保水性などを考慮する必要がある。

沖村ら⁵⁰⁾は、リアルタイムハザードマップを作成するために、地形条件は、10mに数値地形モデルとし、不安定土層深は、六甲山全域への適用を考えた場合、多大な労力と費用を要することから、不安定土層深の形成過程と関連深い地形分類ごとに、限られた現地データから推定する方法を採用している。また、地盤物性値は、既往研究成果などを用いて設定している。検証計算では、勾配と不安定土層の関係について、崩壊予測値が実測値を再現できるよう試行錯誤計算を行っている。

一方、小杉ら⁵²⁾は、ブロック集合モデルを兵庫県六甲山系の源流域に位置する小流域を対象に適用し考察を行っている。具体的には、モデル検証を目的に、詳細な水文観測を行い、雨水の風化基岩への浸透、流域末端部における基岩からの湧水が、雨水流出プロセスを大きく特徴付けていると述べられている。また、基岩地形に依存した土層内部の雨水流動のみを追跡するブロック集合モデルでは、現地の流出ハイドログラフを再現できなかつたと述べている。このことから、過去の崩壊発生記録の再現精度のみ着目するのではなく、水文観測ならびに土質強度計測を実施し、水文プロセスと崩壊発生プロセスを独立に評価した上で、モデルの検証を行うことが今後の大きな課題である。さらに本質的にはモデルでは説明できない崩壊地が存在する事実から目をそらさずにその原因を解き明かすための調査・観測を実施することが重要になると述べられている。

2.5.3. 表層崩壊発生場所の予測方法に関する既往の研究のまとめ

表層崩壊発生場所の予測方法に関する既往の研究に関しては、沖村ら⁴⁶⁾が提案している降雨浸透による地下水位上昇により、斜面の危険度を力学的に評価する方法、浅野ら⁴⁷⁾による降雨浸透による飽和度と粘着力の関係(S_r-c 関係)および地下水位上昇による斜面の危険度を力学的に評価する方法、等いくつかの方法が提案され、実用化されている。いずれも過去の崩壊をすべての中できるものではなく、崩壊メカニズムが異なる場合など、見逃す事例がある。小杉ら⁵²⁾が指摘しているように、今後は、水文観測ならびに土質強度計測を実施し、水文プロセスと崩壊発生プロセスを独立に評価する方法論が期待されている。一方、広域の斜面等の不安定土層深の推定方法や地盤強度の設定などについては、対象が広域すぎて多大な労力と費用を要することから、実際の計測数を減らして実施しているのが現状である。

本論文では、表層崩壊する土層に対して精度の高い土質試験を行うこと、さらに、実務設計で取り扱う小さな流域(2ha程度以下)を対象に実施した不安定土層深のデータにもとづき1次的な表層崩壊危険箇所を抽出する方法を提案している。

2.6. 実務設計の概要と課題

斜面对策を実際に設計する際の考え方の概要を示すとともに課題について整理した。

2.6.1. 実施設計の概要

斜面对策工は、抑制工と抑止工に大別される。抑制工は定量的な解析に基づいて、その配置や規模が決められることは少なく、通常は技術者の経験や勘を頼りに設計されている²⁾。

新・斜面崩壊防止工事の設計と実例⁵³⁾によると斜面崩壊防止工事を設計するにあつては、対象となる斜面の地形、地質などから崩壊の要因と崩壊形態を想定し、安定性、耐久性、施工性、周辺の環境との調和などを十分考慮して、有効、適切な工法を選定しなければならないと述べられている。さらに、斜面の安定度の検討や斜面对策工の安定度と設計は以下のとおりと述べられている。

(1) 斜面の安定度の検討

斜面の安定度の検討は、人工斜面でないことから、地山が均質で地山を構成する土のせん断特性が土質試験等によって明らかになっている場合に限って、安定計算結果（安全率：すべり力と抵抗力の比）が主な判断根拠となり得ると原則的にされている。しかしながら自然斜面の安定度の検討は、従来の経験や資料をもとに現場技術者の判断で行われることが多く、理論的な検討あるいは計算のみで斜面の安定度を決められるような場合はほとんどないと考えて良い。これは、以下のような点において人工斜面と自然斜面が異なるためである。

- ・ 人工斜面に比べて、自然斜面を作っている地盤の強度および水に関する性質が違法性、不均質性を示すこと。
- ・ 浸透水および地下水の動きが地形・地質構造に非常に左右されること。
- ・ 風化によって生成した土あるいは火山放出物起源の土（しらす、ローム）など、いわゆる陸成土が対象となることが多く、これらの土を構成している粘土鉱物の水に対する性質が、海成土を構成している粘土鉱物に比較して一般的傾向として不安定であること。
- ・ 降雨時も不飽和状態であることが多く、水の浸透やせん断特性などに関して評価に不確実な要素が入ること。
- ・ 背後地の地形、斜面と断層との距離など、対象斜面自体の他、周辺の条件も考慮にいれる必要があること。
- ・ 植生の被覆効果、樹木の風による地盤のみだれの影響など、従来土質力学や

岩盤力学で取り扱われているもの以外の事項の比重が相対的に大きいこと。

このため、斜面の安定度はつぎに述べるように現地踏査、地盤調査結果をもとに従来の経験、実態、標準法面勾配などを勘案して決めているのが現状である。

(2)斜面对策工の安定度と設計

斜面对策工の安定度と設計は、現地調査により崩壊形態を的確に想定し、同時にこの崩壊をもたらす要因について検討する。崩壊の要因は、地表面浸食、含水による土層の強度低下と自重増、間隙（水）圧の上昇、パイピング、風化であり、これらの水の作用がどのように防止工により処理されるかによって防止工の安定度を判断している。

抑制工については地下水排除工に対して、確率降雨量比流量を計算し、排水路などの断面を設計することができる。また現場打ちコンクリート枠工についても、局所的な小規模の崩壊より算出される外力を用いてのり枠の設計をすることができる。この場合の外力は、擁壁と同様な方法で求めることができる。計算にもとづいて設計した工法についても、経験や他の施工実績と対比して最終的な決定を行うことが自然斜面を対象とした急傾斜地崩壊防止工事では求められる。上記以外の抑制工については、現地調査結果をもとに経験、実績をベースにした検討が主であり、技術者が工夫した計算が場合によっては、これを補う目的で実施されているのが現状である⁵³⁾と述べられている。

抑止工については、擁壁工、アンカー工、土留柵工についてはできるだけ設計時の外力を算定し計算により設計するものとされている。例えば、アンカー工は、崩壊形態（すべり面）を的確に想定することが設計の基本となる。すべり面が想定されると、この面に従うすべりに対する設計安全率 $F_s=1.0$ とし、これよりすべり面の強度定数を逆算より求めることがよく行われている。

すべり面が円弧である場合は、計画安全率 F_{sp} を確保するためのアンカーによる必要抑止力 P_r を求め、アンカーの設計を行う。また、アンカー定着部の地盤や岩盤のクリープによる長期間でのアンカー緊張力の低下が生ずる場合やアンカー定着部周辺アンカー力導入によって新たに発生する引張応力が問題となる場合は別途設計あるいは維持管理での対応が必要となる。

以上、アンカー工やそれ以外の抑止工についても、同様で必要抑止力を満足する抑止対策を実施しているのが現状である。したがって、設計の考え方から抑止力に対して施設の機能が発揮されるように適正な維持管理を行う必要もあると言える。

2.6.2. 実施設計の課題

実施設計において、抑制工は定量的な解析にもとづいて、その配置や規模が決められることは少なく、通常は技術者の経験や勘を頼りに設計されている。

一方、抑止対策工の設計では、斜面を安定化させるための外力の設定が必要となり、実務では現状安全率から計画安全率を満足するための必要抑止力が設定される。その設定された抑止力を満足する構造、機能が抑止対策工に要求されることになる。抑止力の検討には、対策工ごとに機能発現機構を考慮した調査、試験^{例えば54)}が実施されている。

ここで、現状の安全率は、斜面に変状がある場合など状況によって、0.95 や 1.0 に設定される例が多い。この現状安全率で逆算された強度については、対策工の設計を実施するために便宜上設定されているものと判断される。この逆算された強度の意味合いについて、表層崩壊斜面を対象に考察した例⁵⁵⁾がある。この事例について、詳しく述べる。

この事例は、台風の豪雨によって表層崩壊が発生した斜面を対象に、未崩壊地から崩壊したと思われる土層を採取し、精度の高いせん断試験を実施し、崩壊土層が飽和することで土の見かけの粘着力が消失することという工学的特性を明らかにしている。次に、二次元の飽和・不飽和浸透流解析を実施し、崩壊が発生したイベント時の飽和度分布状態を調べている。その結果、崩壊土層部分は飽和に近い状態であった。この飽和度分布状況と土質試験の結果から、薄層の崩壊が発生してもおかしくない状況であるにもかかわらず、崩壊地周辺の斜面では、薄層の崩壊は発生しておらず、崩壊地も崩壊土砂の上に樹木が載っていることからある厚さを保ったまま崩壊した。一方、浸透流解析結果の飽和度分布に応じて、土の単位体積重量を入力、さらに室内試験結果から飽和、不飽和を問わず内部摩擦角が一定であったこと、粘着力が飽和することで消失することから、粘着力のみ変化させて、極限状態の粘着力を逆算している。その結果、極限状態では 3kPa 程度の粘着力が必要であるとの結果となった。そこで、この求められた粘着力が、一体何に相当するのか考察を加えており、結論として、樹木根系による見かけの粘着力増分相当と推察している。

このように斜面对策設計では、降雨時など崩壊を想定していながら、豪雨時の地下水位状況を設定して行うのではなく、現状の安全率を設定して計画安全率を満足する抑止力を設定して抑止対策工の設計を行っているのが一般的である。その理由は、通常から斜面内で湧水や地下水位が確認され、その水位と変状の関係が明らかな場合を除いて、調査時には、崩壊する可能性のある不安定土層内に地下水位は確認できない場合がほとんどであるためである。そのため、

斜面崩壊予防対策工として、積極的に不安定土層の降雨浸透防止、土中内の排水などの対策工が計画（説明）しにくい現状となっていると考えられる。

つぎに、現状の安全率の設定についても樹木根系による見かけの粘着力増分に依存している可能性が明らかになったため、台風の強風による樹木の風倒ならびに樹木が枯れて見かけの粘着力増分が低下した際にはすべり抵抗力が低下することもあり得る。

このような現状から、斜面对策箇所の斜面崩壊現象を推定する方法、例えば、地下水位が集まりやすい場所、降雨浸透による強度低下で崩壊しやすいところなどを予め検討し、崩壊形態に応じた対策工を計画する方法が必要であろう。さらに、設計の想定を検証という意味合いからも対策工施工後に点検する維持管理は大変重要である。

本論文では、斜面崩壊の崩壊形態に対応した崩壊危険箇所の抽出法について提案するとともに、対策工と地山両方の変状を調べる新しい維持管理点検法とそれを適用した事例等を示し、その重要性について述べることとした。

2.7. まとめ

本章のまとめを以下に列挙する。

(1)降雨時における斜面の浸透特性に関する既往の研究

降雨時における斜面の浸透特性に関する研究は数多い。とりわけ最近では、飽和・不飽和浸透流解析による地盤内の水分状況の把握に関する事例研究が盛んである。ただ、現場斜面地での降雨、土中水分などの観測結果と解析結果の整合性を議論した事例は少ないことが分かった。一方、河川堤防などの実務では、簡便化したモデルを用いて不飽和・飽和浸透流解析を実施するケースが増えている。

現状において、汎用性の高い不飽和・飽和浸透流解析プログラムを用いて、豪雨により崩壊した斜面を対象に、詳細な原位置調査・室内試験結果に基づき地盤内の水分状態を推定する研究事例が少ないため、この種の研究を本論文で議論することには、学術的な意味がある。

(2)せん断特に関する既往の研究

不飽和土の変形・強度特性に関しては、加圧板法を用いたサクシオンを制御した三軸圧縮試験をツールとした研究が主流である。しかし、試験方法の難しさから、データの蓄積は十分でない。また、実験結果の理論的な解釈も確立されていない。一方、軽部ら¹⁸⁾は、水分特性曲線を用いて不飽和土の粘着力 C_{net} ~サクシオン関係を推定する手法を提案している。また、澁谷ら²⁴⁾により、斜面表層崩壊に対応可能な低応力場（10kPa~50kPa 程度）での高精度なせん断試験装置が開発されている。

本論文では、このような背景から、表層崩壊現場から採取した土試料を用いて、表土深さの自重に相当する低拘束圧条件下における一面せん断試験によってせん断強度を求めた。さらに、崩壊現場から採取した土材料の水分特性曲線を測定し、飽和度に応じたサクシオンを推定することにより、見かけの粘着力を算定し検討している。

(3)斜面崩壊に至るメカニズムに関する既往の研究

斜面崩壊メカニズムに関する研究は、模型実験と現地モニタリングによって崩壊メカニズムを解釈する事例がある。降雨模型実験結果から斜面崩壊メカニズムを解釈する既往の研究では、法尻部の過剰間隙水圧が上昇し、進行性破壊が生じるとの事例報告が多い、一方、比較的急勾配での斜面崩壊実験では、土

塊自重の増加および飽和化によるせん断強度の低下によって崩壊する事例が報告されている。これらのことから、飽和型と不飽和型の二つの崩壊メカニズムが推察される。一方、現地計測によって崩壊現象を捉えた例は、皆無に近いのが現状である。ましてや実際の崩壊時の土中内の水分状況を測定した例はない。解析的に崩壊メカニズムを推定する研究は、解析手法の改善や開発は日進月歩であるが、現地斜面内の初期飽和度、地層構造や透水係数の変化、解析領域外からの浸透流、パイピングによる局所的な浸透、等不確定要因が沢山ある。

本論文では、現地調査・室内試験などから得られた地盤情報をもとに、実際に斜面崩壊した事例の崩壊メカニズムを推定している。検討に際して、実務に役立てることを念頭に、可能な限り一般的な解析手法を用いている。

(4)表層崩壊発生場所の予測方法に関する既往の研究

表層崩壊発生場所の予測方法に関する既往の研究に関しては、沖村ら⁴⁶⁾が提案している降雨浸透による地下水位上昇により、斜面の危険度を力学的に評価する方法、浅野ら⁴⁷⁾による降雨浸透による飽和度と粘着力の関係(S_r-c 関係)および地下水位上昇による斜面の危険度を力学的に評価する方法、等いくつかの方法が提案され、実用化されている。いずれも過去の崩壊をすべての中でできるものではなく、崩壊メカニズムが異なる場合など、見逃す事例がある。小杉ら⁵²⁾が指摘しているように、今後は、水文観測ならびに土質強度計測を実施し、水文プロセスと崩壊発生プロセスを独立に評価する方法論が期待されている。一方、広域の斜面等の土層深の推定方法や地盤強度の設定などについては、対象が広域すぎて多大な労力と費用を要することから、実際の計測数を減らして実施しているのが現状である。

本論文では、表層崩壊する土層に対して精度の高い土質試験を行うこと、さらに小さな流域を対象に実施した不安定土層深のデータに基づき、一次的な表層崩壊危険箇所を抽出する方法を提案している。

(5)実務設計の概要と課題

実際の斜面对策設計では、降雨時など崩壊を想定していながら、豪雨時の地下水位状況を設定して行うのではなく、現状の安全率を設定して計画安全率を満足する抑止力を設定して抑止対策工の設計を行っているのが一般的である。その理由は、通常から斜面内で湧水や地下水位が確認され、その水位と変状の関係が明らかな場合を除いて、調査時には、崩壊する可能性のある不安定土層内に地下水位は確認できない場合がほとんどであるためである。そのため、斜

面崩壊予防対策工として、積極的に不安定土層の降雨浸透防止、土中内の排水などの対策工が計画（説明）しにくい現状となっていると考えられる。

つぎに、現状の安全率の設定についても樹木根系による見かけの粘着力増分に依存している可能性が明らかになったため、台風の強風による樹木の風倒ならびに樹木が枯れて見かけの粘着力増分が低下した際にはすべり抵抗力が低下することもあり得る。

このような現状から、斜面对策箇所の斜面崩壊現象を推定する方法、例えば、地下水位が集まりやすい場所、降雨浸透による強度低下で崩壊しやすいところなどを予め検討し、崩壊形態に応じた対策工を計画する方法が必要であろう。さらに、設計の想定を検証という意味合いからも対策工施工後に点検する維持管理は大変重要である。

本論文では、斜面崩壊の崩壊形態に対応した崩壊危険箇所の抽出法について提案するとともに、対策工と地山両方の変状を調べる新しい維持管理点検法とそれを適用した事例等を示し、その重要性について議論している。

参考文献

- 1) 高橋博・大八木規夫・大滝俊夫・安江朝光：斜面災害の予知と防災，白亜書房，1986.
- 2) 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, 2006.
- 3) 公益社団法人地盤工学会：土質試験の方法と解説-第1回改訂版-, pp.118-119, 2000.
- 4) 株式会社ダイヤコンサルタント WEB：移流分散解析，
http://www.diaconsult.co.jp/ei_hinmoku/ei_kaiseki/k_iryu03.html，(2013.8 現在)
- 5) 齋藤雅彦・西田広大・中川啓：数値モデルを用いた3次元斜面内の降雨浸透および移流分散挙動に関する研究，土木学会論文集 B1（水工学）Vol.4, No.4, I_571-I_576, 2013.
- 6) 井上光弘・矢野友久・吉田勲・山本太平・筑紫次郎：土壌水分特性曲線に基づく不飽和透水係数の計算，土壌の物理性, No.46, pp.21-29, 1982.
- 7) 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.
- 8) 亀井健史・榎本雅夫：飽和-不飽和浸透流解析による斜面の安定性評価，地球科学, vol.50, pp.391-402, 1996.
- 9) 堤大三・藤田正治・Roy C.SIDLE・林雄二郎：風化基岩中の選択流を考慮した浸透計算と斜面安定解析，京都大学防災研究年報，第48号B, pp.631-637, 2005.
- 10) 内田太郎・水山高久：パイプ流が斜面の安全率の変化に及ぼす影響に関する数値計算を用いた考察，砂防学会誌, Vol.55, pp.14-23, 2002.
- 11) 大塚悟・岩部司・磯部公一・堀越俊寛：7・20水俣市斜面崩壊の数値解析的考察，第4回土砂災害に関するシンポジウム論文集，1巻，1号，pp.131-136, 2008.
- 12) 財団法人国土技術センター：河川堤防の構造検討の手引き（改訂版），2012.
- 13) 土壌物理研究会編：土の物理学，森北出版，pp.222-225, 1979.
- 14) Fredlund, D.G., Moregenstern, N.R. and Widger, R.A.：The Shear Strength of Unsaturated, *Can. Geotech. Jour.* Vol.15, pp.313-321, 1978.
- 15) Alonso, E.E., Gens, A. and Josa, A.：A Constitutive Model for Partially Saturated Soils, *Geotechnique*, Vol.40, No.3, pp.405-430, 1990.

- 16) Y. Kohgo, M. Nakano, and T. Miyazaki : Theoretical Aspects of Constitutive Modeling for Unsaturated Soils, *Soils and Foundations*, Vol.33, No.4, pp.49-63, 1993.
- 17) S. Kato : A Constitutive Model for Unsaturated Soil Base on Modified ISMP, *Proc.14th ICSMFE*, vol.1, pp.691-694, 1997.
- 18) 軽部大蔵・加藤正司・浜田耕一・本田道識 : 不飽和度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.
- 19) 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, 233-244, 2009.
- 20) 中村真・島重章・吉國洋 : 崩壊した斜面の安定解析に関する研究, 広島工業大学紀要研究編, 第36巻, pp.81-90, 2002.
- 21) 土質工学会 : 風化花崗岩とまさ土の工学的性質とその応用, 1979.
- 22) 荒木繁幸 : まさ土の斜面安定に係る工学的性質の評価, 博士論文, 2012.
- 23) 深川良一・酒匂一成・浅田信仁・安川郁夫・仲谷順子・石田優子・里見知昭・関目季亮 : 歴史的毛造物背後斜面の安定性評価のための強度定数に関する基礎的研究, 歴史都市防災論文集, Vol.1, pp.183-190, 2007.
- 24) S. Shibuya, T. Mitachi and S. Tamate : Interpretation of Direct Shear Box Testing of Sands as Quasi-simple Shear, *Geotechnique*, 47, No. 4, pp.769-790, 1997.
- 25) 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.
- 26) 山本哲朗・鈴木素之・村上俊秀・三浦 壹章・芋岡敏彦 : 斜面土を対象とした簡易現場せん断試験装置の開発, 山口大学工学部研究報告, 50(1), pp.15-22, 1999.
- 27) 八木則夫・矢田部龍一・榎明潔 : 降雨時の斜面崩壊予知に関する室内及び現地実験, 地すべり, 第22巻, 第2号, pp.1-7, 1985.
- 28) 落合博貴・三森利昭・大倉陽一・松井琢郎・寺嶋智己・牧原浩太郎・藍原誠志・谷田部慶憲・Mrak E.Reid・森脇寛・岡田康彦・佐々恭二 : 人工降雨による実斜面崩壊実験と斜面変動, 砂防学会研究発表会, pp.190-191, 2004.
- 29) 八木則夫・矢田部龍一・山本浩司 : 雨水浸透による斜面崩壊, 土木学会論文報告集, 第330号, pp.107-114, 1983.
- 30) 酒匂一成・須田剛文・里見知昭・深川良一・北村良介 : 降雨によるまさ土斜面の浸透・崩壊に関する室内土層試験, 第4回土砂災害に関するシンポジ

ウム論文集, 2008.

- 31) 村上晴茂・金子哲朗・荒木繁幸・木村裕之・山浦昌之・鏡原聖史：ロープネット・ロックボルト併用工法の降雨に対する影響評価, 第43回日本地すべり学会研究発表会講演集, pp.253-256, 2004.
- 32) 笹原克夫：降雨浸透に伴う急勾配砂質土斜面の崩壊発生機構とその余地予測に関する研究, 京都大学学位請求論文, pp.18-30, 2001.
- 33) 小泉圭吾：土砂災害監視のための無線センサネットワークの実用化に向けた実験的研究:土木学会論文集 C(地圏工学), vol.69, No.1, pp.46-57, 2013.
- 34) 酒匂一成・梅田和明・的場洋平・深川良一・北村良介：無線センサネットワークを利用した長期斜面モニタリングに関する課題と改善, 第6回土砂災害に関するシンポジウム論文集, pp.107-112, 2012.
- 35) 西原玲二・佐藤慎介・荒木繁幸・田村泰志・鏡原聖史：ロープネット・ロックボルト併用工法の維持管理とモニタリング観測, 第44回地盤工学研究発表会, pp.1727-1728, 2009.
- 36) 小山敢：風化花崗岩斜面における表層崩壊発生に関与する地盤特性の研究, 学位論文, 2006.
- 37) 蔡飛・鶴飼恵三：飽和・不飽和浸透流解析による高宇井斜面崩壊の予測可能性に関する考察, 地盤工学会四国支部, 豪雨時の斜面崩壊のメカニズムと予測に関する論文集, pp.23-26, 2001.
- 38) 松尾和昌・酒匂一成・北村良介：斜面崩壊予知戦略-南九州しらす地帯を例として-, 自然災害科学, 21-1, pp.25-33, 2002.
- 39) 松尾稔・上野誠：破壊確率を用いた自然斜面の崩壊予知に関する研究, 土木学会論文集, 第281号, pp.65-74, 1979.
- 40) 北村良介：南九州シラス地帯における土砂災害予知システムの開発, 平成12-14年度科学研究費補助金(地域連携推進研究費(2))研究成果報告書, pp.199-201, 2003.
- 41) 鳥居宣之・川畑将太・鏡原聖史：風倒木地における表層崩壊発生に及ぼす根系の影響, 第63回平成26年度砂防学会研究発表会概要集, A, pp.92-93, 2014.
- 42) 鳥居宣之・上平慎弥・鏡原聖史：表層崩壊発生に及ぼす植生の影響に関する解析的検討-二層型多平面安定解析手法を用いて-, 第62回平成25年度砂防学会研究発表会概要集, B, pp.322-323, 2013.
- 43) 公益社団法人土木学会・公益社団法人地盤工学会・一般社団法人日本応用地質学会・公益社団法人日本地すべり学会：平成25年10月台風26号によ

- る伊豆大島豪雨災害調査報告書, 2014.
- 44) 公益社団法人土木学会・公益社団法人地盤工学会：平成26年広島豪雨災害合同緊急調査団調査報告書, 2014.
- 45) 鏡原聖史・澁谷啓：全国77都市の地盤と災害ハンドブック, 西宮市,公益社団法人地盤工学会編, 丸善出版, pp.401-408, 2012.
- 46) 沖村孝・市川龍平：数値地形モデルを用いた表層崩壊危険度の予測法, 土木学会論文集, 358, pp.69-75, 1985.
- 47) 浅野嘉文・川尻俊三・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.
- 48) 鳥居宣之・大西剛史：斜面崩壊危険度評価のための表土層内の降雨浸透過程を簡略化した地下水位算定モデル, 土木学会論文集 C, pp.441-452, 2011.
- 49) 独立行政法人土木研究所：表層崩壊に起因する土石流の発生危険度評価マニュアル(案), 土木研究所試料, 第4129号, 2009.
- 50) 沖村孝・鳥居宣之・尾崎幸忠・南部光広・原口勝則：豪雨による土砂災害を対象としたリアルタイムハザードシステムの構築, 砂防学会誌, Vol.63, No.6, pp.4-12, 2011.
- 51) 南部光広・沖村孝・鳥居宣之・松本正利・安武由貴・原口勝則：豪雨時における土砂災害を対象としたリアルタイムハザードシステムの改良, 平成23年度砂防学会研究発表会, pp.114-115, 2011.
- 52) 小杉賢一朗・木下篤彦・藤本将光・水山高久・三道義己：地形に依存した降雨流動追跡に基づく表層崩壊発生予測の問題点, 砂防学会誌, Vol.65, No.1, pp.27-38, 2012.
- 53) 国土交通省河川局砂防部：新・斜面崩壊防止工事の設計と実例,-急傾斜地崩壊防止工事技術指針-, 2009.
- 54) 西原玲二・竹下洋一・荒木繁幸・鏡原聖史：自然斜面表層における鉄筋挿入工の引抜き試験, 土木学会第64回年次学術講演会, pp.125-126, 2009.
- 55) 鏡原聖史・鳥居宣之：表層崩壊現場斜面から得られた逆算せん断強度に関する考察, 砂防学会研究発表会, pp.268-269, 2014.

第3章 2009年台風9号豪雨による山腹崩壊の実態 と崩壊メカニズムの推定

3.1. はじめに

第3章では、2009年台9号の豪雨によって発生した山腹崩壊について、その地形的特徴、降雨との関係、さらには当該地域の過去の山腹崩壊地と比較することで実態^{1, 2, 3, 4)}について述べている。さらに、同一イベントで2つの異なる場所で発生した山腹崩壊のメカニズムを推定^{5, 6, 7, 8)}し、崩壊メカニズムの比較検討から土質による崩壊の特性の違いについて述べている。

3.2. 2009年台風9号の気象と被害の概要

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⁹⁾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3.1¹⁰⁾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3.2¹¹⁾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¹²⁾で帯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¹⁰⁾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（図3.3参照）、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。

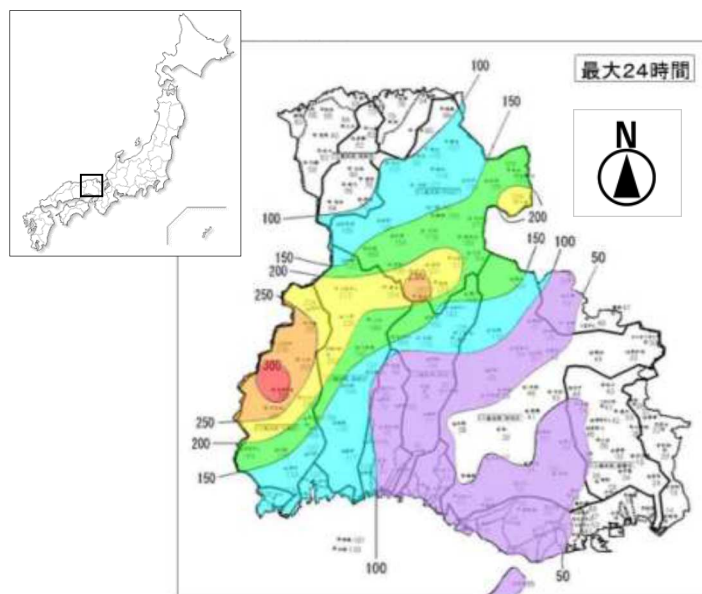


図3.1 時間降水量と累積降水量（アメダス観測所：佐用）¹⁰⁾をもとに作成

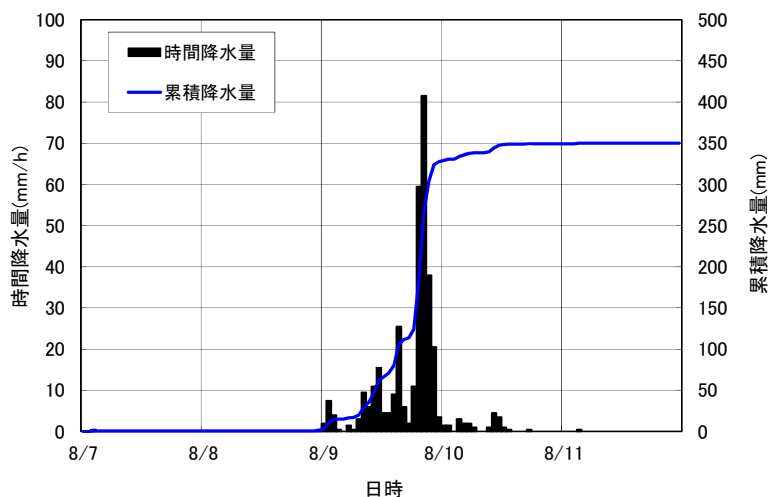


図3.2 最大24時間降水量の分布¹¹⁾



図3.3 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：国際航業株式会社撮影）

3.3. 当該地域における過去の山腹崩壊の実態

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)¹³⁾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¹⁴⁾を、2005年～2008年までは、社団法人治山林道協会資料¹⁵⁾をそれぞれ参照した(表3.1)。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3.1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当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(図3.4、図3.5参照)。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¹⁵⁾ことである(図3.4、図3.6参照)。

表3.1 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3.4 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）

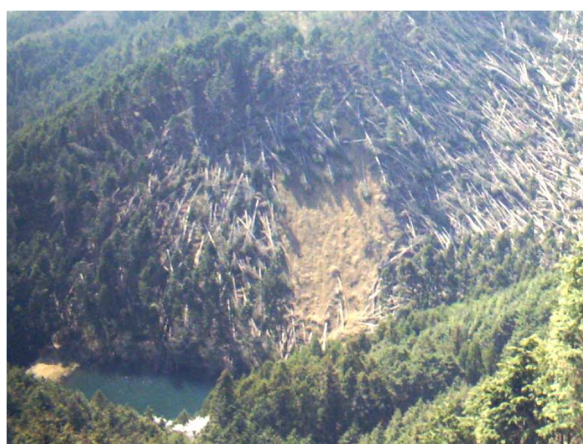


図3.5 2004年10月の台風によって発生した山腹斜面崩壊の事例（兵庫県宍粟市山崎町段）



図3.6 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）

3.4. 2009年台風9号による山腹崩壊の実態

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3.7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。

3.4.1. 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3.8に、最大24時間降水量分布との関係を図3.9に示す。なお、最大時間降水量および最大24時間降水量分布は、兵庫県の資料¹¹⁾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。

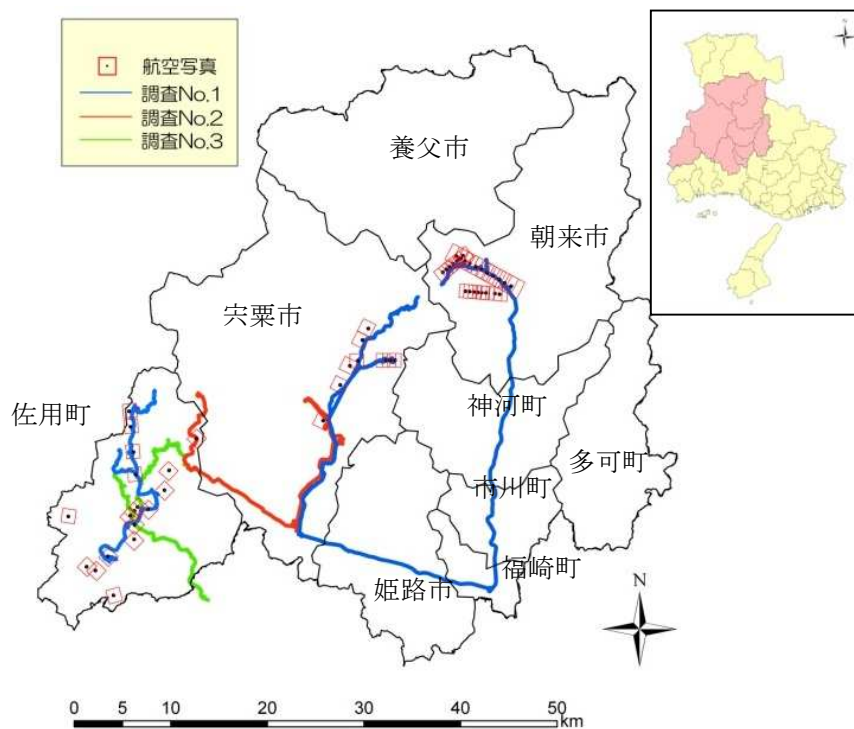


図3.7 調査範囲と山腹斜面崩壊発生箇所の分布

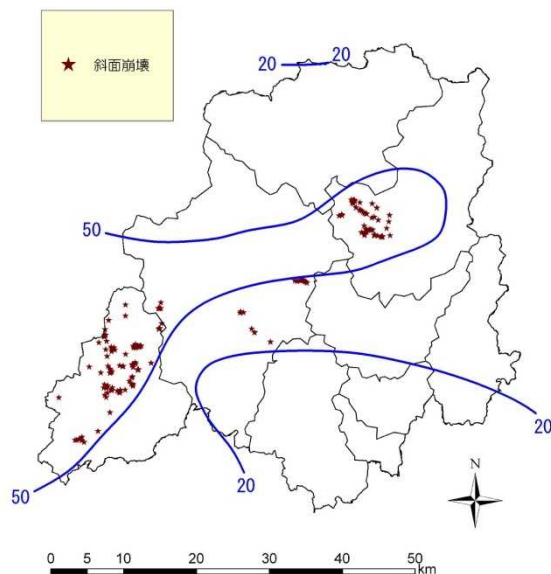


図3.8 山腹斜面崩壊発生箇所と最大時間降水量の関係

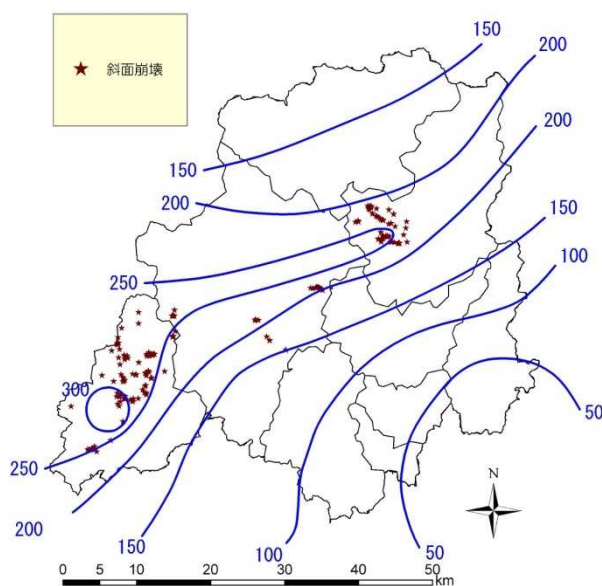


図3.9 山腹斜面崩壊発生箇所と最大24時間降水量の関係

3.4.2. 山腹斜面崩壊箇所の地質的特徴

当該地域の地質¹⁶⁾ ¹⁷⁾ と山腹斜面崩壊箇所を図 3.10 に示す。図を参照するとペルム紀の苦鉄質深成岩類 Pap (夜久野岩類班れい岩 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, 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。

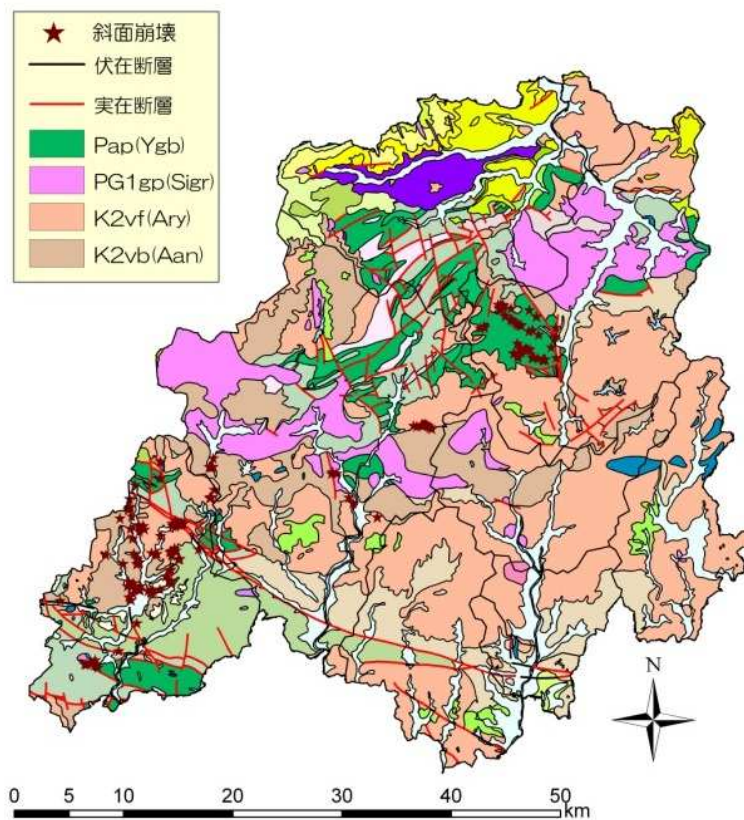


図3.10 表層地質と山腹斜面崩壊発生箇所の関係^{16) 17)}

3.4.3. 山腹斜面崩壊箇所の特徴

(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¹⁸⁾ ¹⁹⁾ 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。

a)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。

i)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 3.11 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 3.11 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。

ii)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 3.12 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 3.12 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 3.12 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。

b) 比高率

現地調査から、崩壊地が斜面の比較的高い箇所で発生していたため、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 3. 13 に示すように定義した。図に示すように崩壊地の上流端の標高 (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 (3. 1) により求めた。この比高率は斜面内における崩壊上流端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。

$$R_H = \frac{H_U - H_L}{H_T - H_L} \times 100 \quad (3. 1)$$

ここに、 R_H : 比高率 (%)

H_U : 崩壊地の上流端の標高 (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)

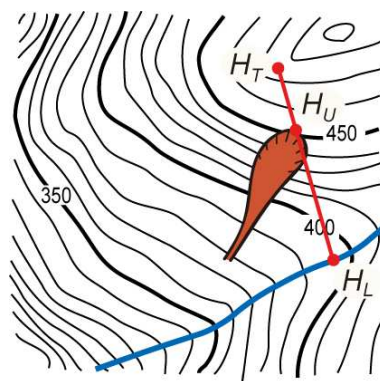


図3. 13 比高率の定義

c)傾斜度

山腹斜面崩壊発生箇所の傾斜度を求めた。傾斜度は、図 3. 14 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 (3. 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。

$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{(H)}{0.001 \times L \times S} \right) \tag{3. 2}$$

- ここに、 θ : 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)

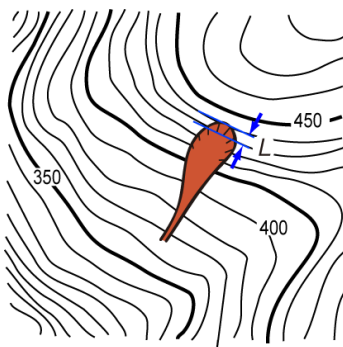


図3. 14 傾斜度の定義

d)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 3. 15 に示す方向で求めた。

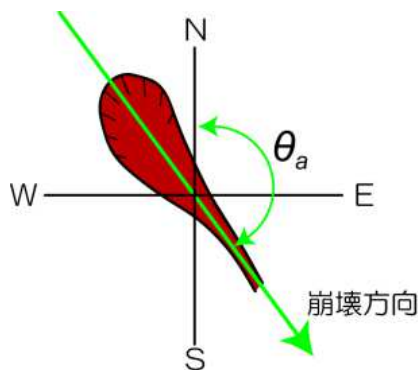


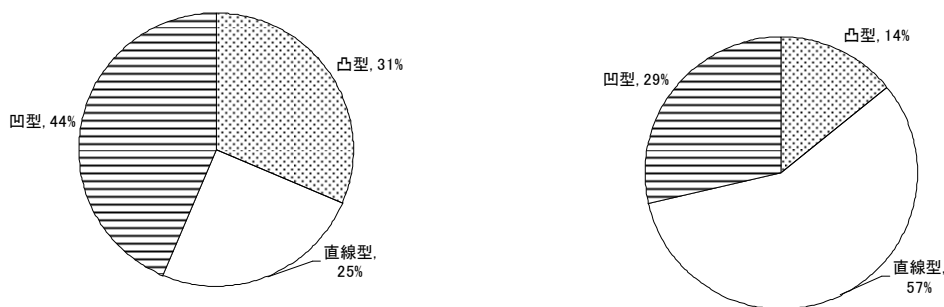
図3. 15 崩壊方向角の定義

(2)調査結果

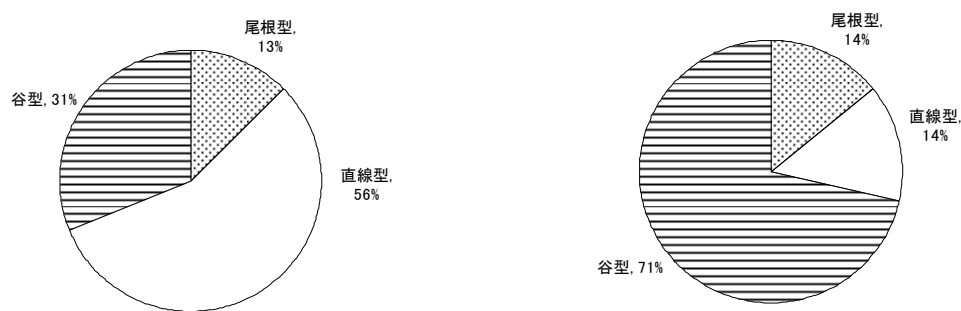
調査結果の整理は、先に述べたように2004年台風によって風倒木被害地が多く分布する地域であったことから、現地や航空写真判読によって風倒木被害地と思われる箇所とそうでない箇所を区別した。なお、本検討対象斜面23箇所の内、過去の風倒木被害地での山腹斜面崩壊箇所は16箇所、風倒木被害地以外の山腹斜面崩壊箇所は7箇所である。ここでは、今回発生した崩壊について示し、考察を加えた。

a)崩壊発生場所の地形分類

崩壊縦断形状の割合を図3.16に、崩壊横断形状の割合を図3.17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²⁰⁾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²¹⁾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。



風倒木被害地 風倒木被害地以外
図3.16 崩壊縦断形状の割合



風倒木被害地 風倒木被害地以外
図3.17 崩壊横断形状の割合

b) 比高率

比高率の結果を図 3.18 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。

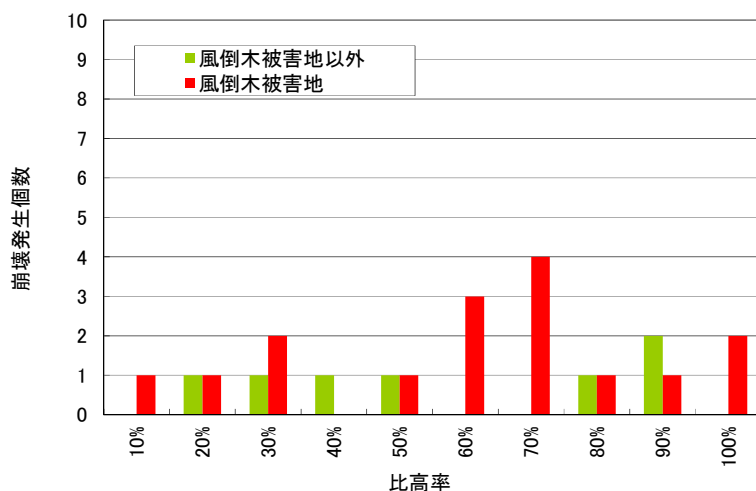


図3.18 比高率の分布 (風倒木被害地・風倒木被害地以外)

c) 傾斜度

傾斜度の結果を図 3. 19 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²²⁾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、傾斜度の緩い箇所で発生しており、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。

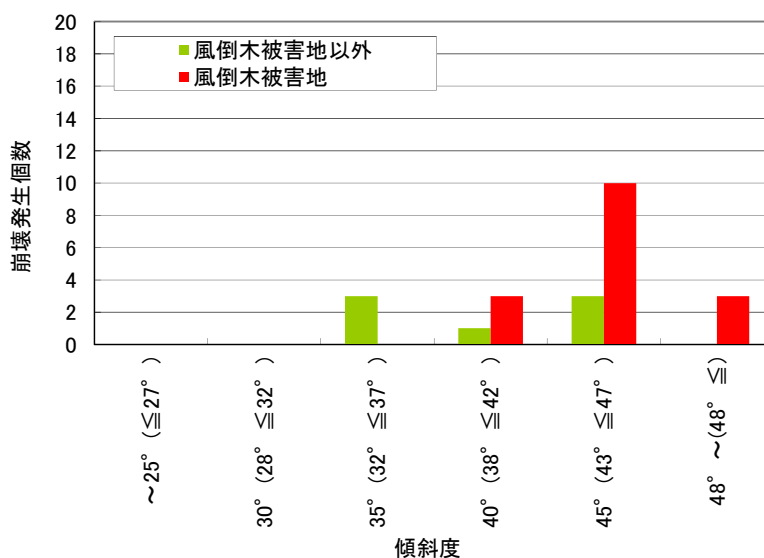


図3.19 傾斜度の分布（風倒木被害地・風倒木被害地以外）

d) 崩壊方向角

崩壊方向角の結果を図 3. 20 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 0~120° , 330~360° 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ことと一致する。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。

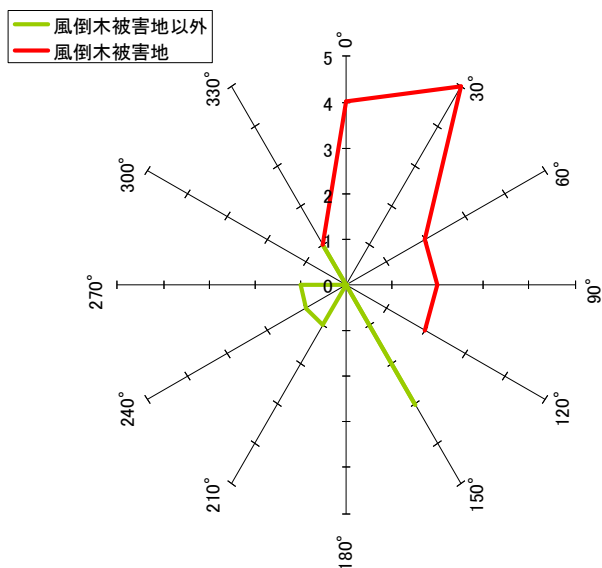


図3.20 崩壊方向角の分布（風倒木被害地・風倒木被害地以外）

e)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、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。

3.4.4. 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

(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3.21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3.22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3.2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。

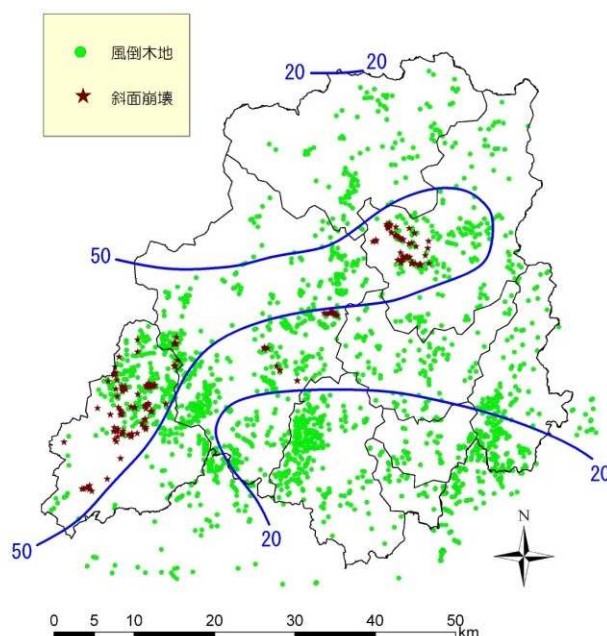


図3.21 風倒木被害箇所と2009年台風9号による山腹斜面崩壊発生箇所ならびに最大時間降水量の関係

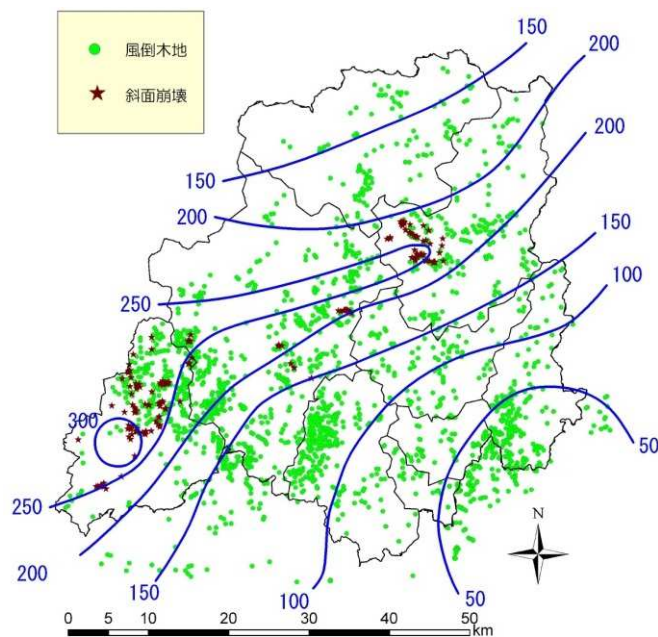


図3. 22 風倒木被害箇所と2009年台風9号による山腹斜面崩壊発生箇所ならびに最大24時間降水量の関係

表3. 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)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

a)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²³⁾によって山腹斜面崩壊が発生した。図3.23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。

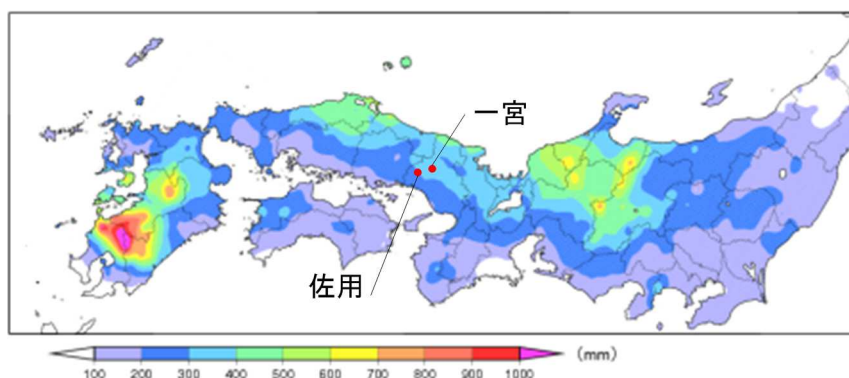


図3.23 2006年7月12日から20日の期間降水量²³⁾に一部加筆

b)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3.24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3.24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で発生している。特に佐用町北西部、宍粟市南部と姫路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の分布状況は、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3.23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で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る。

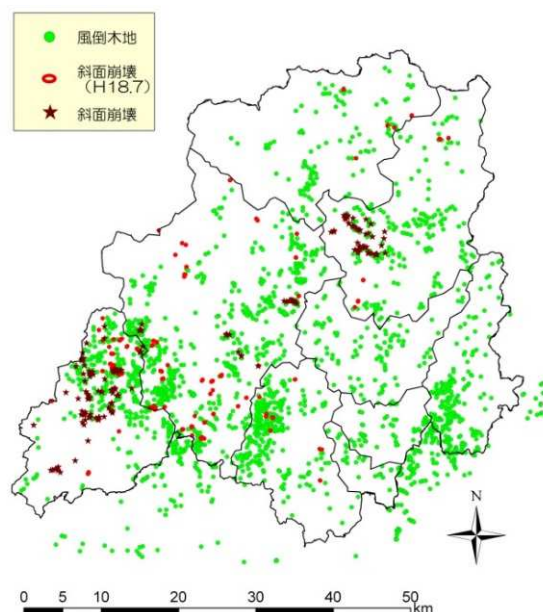


図3.24 風倒木被害箇所と2006年7月豪雨ならびに2009年台風9号による山腹斜面崩壊発生箇所の関係

c) 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、本節と同様の整理がなされている資料¹⁵⁾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3.25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。

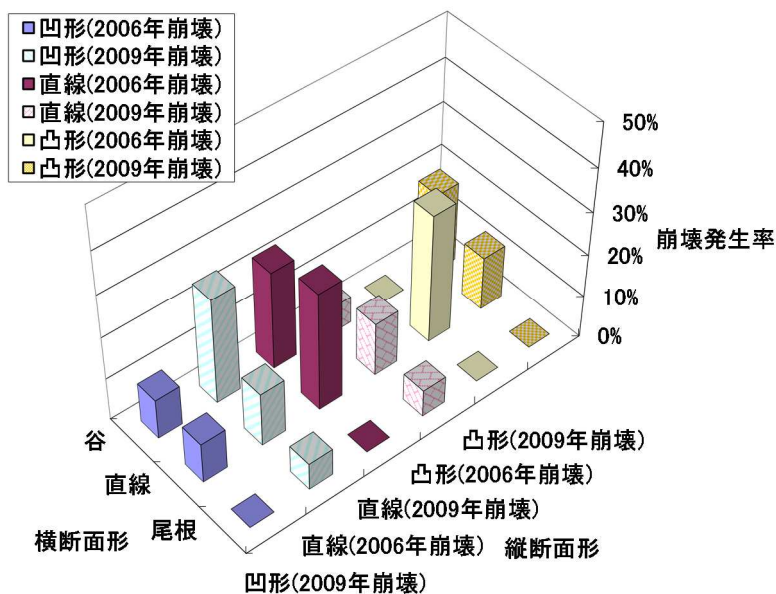


図3.25 崩壊形状の割合

d) 比高率

比高率と崩壊発生率との関係を図 3.26 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。

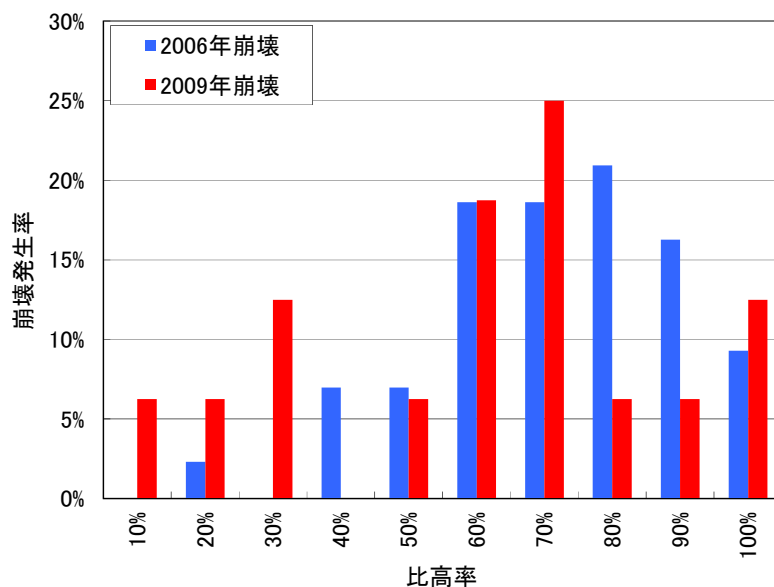


図3.26 比高率（風倒木被害地）と崩壊発生率との関係

e)傾斜度

傾斜度と崩壊発生率との関係を図3.27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。

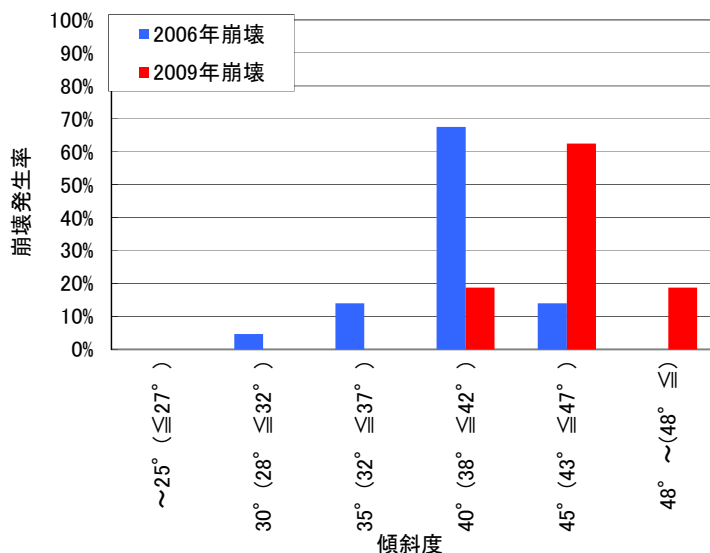


図3.27 傾斜度（風倒木被害地）と崩壊発生率との関係

f)崩壊方向角

崩壊方向角の結果を図3.28に示す。図より両者とも崩壊方向角0~120°，300~360°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。

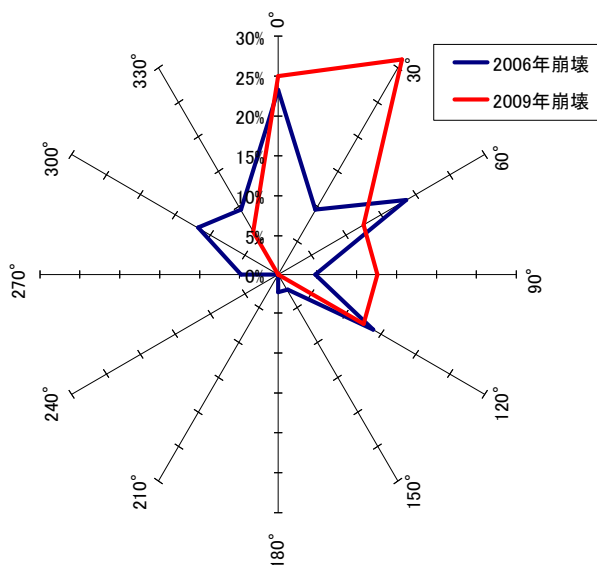


図3.28 崩壊方向（風倒木被害地）と崩壊発生率との関係

g) 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、過去の強風による影響で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。従って、通常崩壊が発生しにくい箇所での崩壊であったと言える。

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^{22) 24) 25) 26)}されている。岩本ら²⁴⁾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されている。

3.5. 崖錐堆積物斜面における崩壊メカニズムの推定

3.5.1. 崖錐堆積物斜面崩壊箇所の概要

佐用郡佐用町山脇における山腹斜面崩壊は、図 3.29 の実線で囲った場所で発生した。崩壊前の地形は、地形図から斜面勾配約 35 度の北向き，凹形谷地形の斜面である。地質は、図 3.30 に示すように、古生代三日月層（砂岩，千枚岩質粘板岩及びそれらの互層）の分布領域であり，現地で採取した崩壊土砂を確認した結果，砂岩主体であると判断される。崩壊地の大きさは，長さ 55m 程度（水平距離），幅 13m 程度であり，崩壊発生源は図 3.31 に示すようにスプーン状を呈していた。崩壊深度は，あとで述べる崩壊地内縦断図および横断図の両方から詳細に元地形を推測した結果，おおよそ 2.5m～3.0m 程度と推察される（図 3.32 参照）。また，今回の崩壊は，踏査や崩壊地のトレンチの結果から，崖錐堆積物が堆積している部分が降雨によって崩壊したものと推察された。



図3.29 25,000分の1地形図²⁷⁾に加筆



図3.30 50,000分の1地質図²⁸⁾に加筆



図3.31 崩壊地滑落崖の状況（山脇地区）（写真位置は図3.32参照）

3.5.2. 現地調査

現地調査は、崩壊地の地盤状況を把握することを目的として実施した。具体的には、崩壊地を含む縦横断の測線を3測線設け、測線上と試料採取箇所や透水試験箇所を簡易動的コーン貫入試験を実施した。また、3測線で表面波探査²⁹⁾を実施し、地盤内を伝播するせん断弾性波速度(S波速度)を測定した。つぎに、崩壊地内および未崩壊地それぞれの表層部の透水特性を把握するために、原位置透水試験(長谷川式透水試験³⁰⁾)を図3.33に示すAからCの3箇所で実施した。さらに、崩壊地内および未崩壊地のそれぞれで土層の物理・透水・強度特性を求めるために、図3.33に示すAからDの4地点で試料を採取した。

(1)簡易動的コーン貫入試験

簡易動的コーン貫入試験は、図3.32に示す箇所で実施した。崩壊地を含む測線上(測線1)で実施した簡易動的コーン貫入試験の結果を図3.33に示す。崩壊地上部の未崩壊地での簡易動的コーン貫入試験の結果から、崩壊した土層深さを考慮して推定すると、おおよそ簡易動的コーン貫入試験の $N_d < 10$ であると判断される。ただし、崩壊地内の中央から上部にかけては、崩壊後の地表面以深にも $N_d < 10$ がGL.-1~-2m程度で分布している。

以上のことから、崩壊箇所は、崩壊前 $N_d < 10$ の土層がGL.-4.0~-5.0m程度の深さで分布しており、台風の豪雨によってGL.-2.5~3.0m程度の深さで崩壊したものと考えられた。

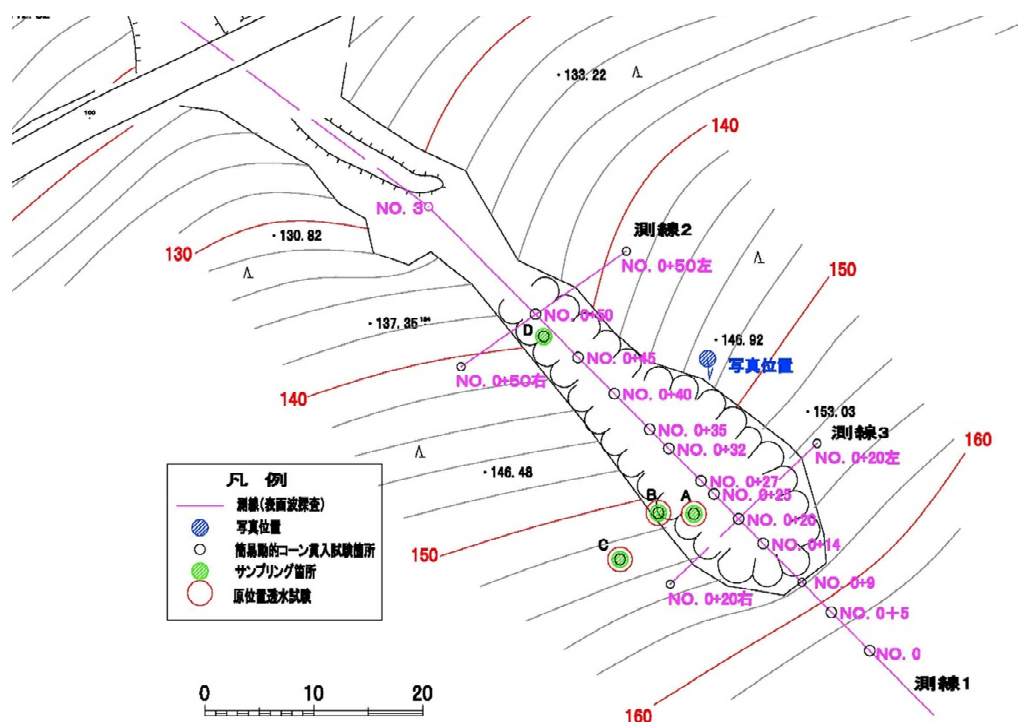


図3.32 測線，原位置透水試験，試料採取箇所

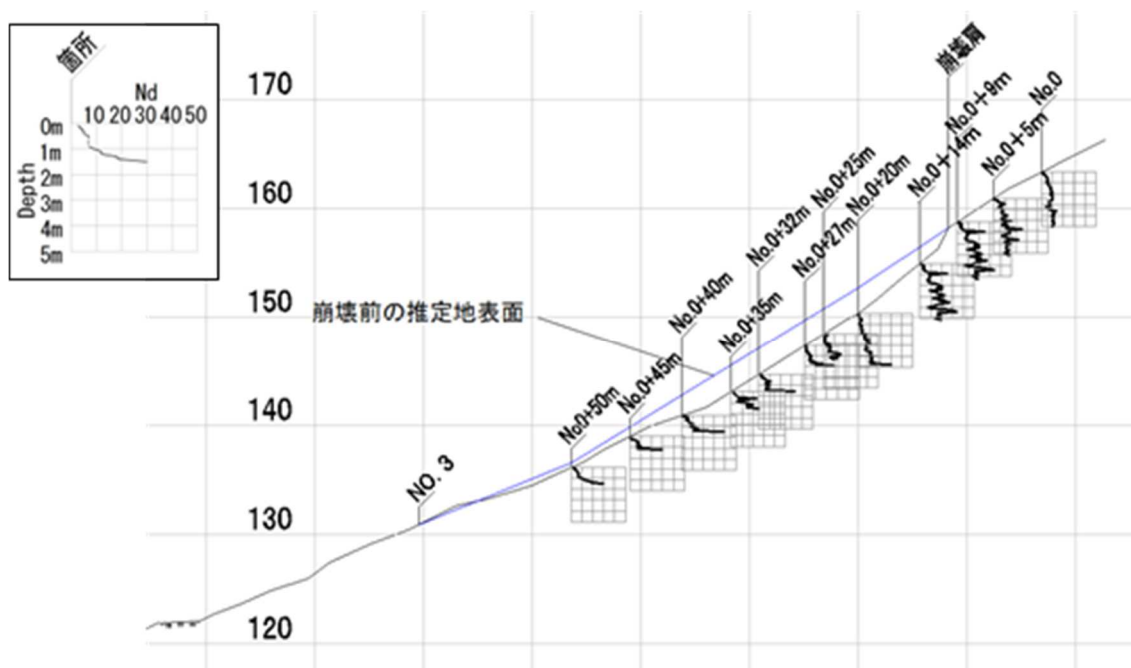


図3.33 簡易動的コーン貫入試験結果測線1（地形復元）

(2)表面波探査

表面波探査は、測線1、2および3で実施した。加速度計の設置間隔は、深さ10m程度の解析精度を保証するために1.0mとした。

崩壊地を含む測線上（測線1）で実施した表面波探査の解析結果を図3.34に示す。この図より、滑落崖上部（図上の横断距離0～9m）では、 $V_s=120\sim150\text{m/s}$ の土層が4m程度分布している。崩壊地内（図上の横断距離9～55m）では $V_s=150\sim200\text{m/s}$ の土層が2～3m程度分布し、それ以深に $V_s=200\sim300\text{m/s}$ 程度の土層が1～2m程度分布している。さらに、それ以深になると $V_s>300\text{m/s}$ となることが明らかになった。

また、現地踏査で滑落崖から35～50m下流の範囲に粘性土が崩壊面に露出していたが、およそ表面波探査結果の $V_s=140\text{m/s}$ の分布範囲（横断距離程では55～80mの範囲）と対応している。なお、他の測線の結果も測線1と同様の傾向を示していた。

つぎに、先に述べた簡易動的コーン貫入試験結果と比較すると、崩壊地内上部においては、 $N_d<10$ 程度の土層と表面波探査結果における $V_s=150\sim200\text{m/s}$ が分布する領域と対応する。また、 $N_d>30$ と $V_s>300\text{m/s}$ の境界がおおむね一致している。このように、点で捉えた簡易動的コーン貫入試験の結果と線で捉えた表面波探査結果を対比することにより、二次元断面におけるS波速度と N_d 値との対応が明らかとなり、より高い確度で表層地盤の土層を区分することが可能

となると言える。一方、現地に露出していた粘性土の分布については、 $V_s=140\text{m/s}$ の分布範囲と対応しているが、粘性土が地表面に露出していなければ、 N_d 値から判断できずに崖錐堆積物と判断した可能性が高い。このことから、表面波探査の結果のみでは、材料の分布状況を判断することは難いため、別途、地盤内の材料を確認する調査と合わせて判断する必要がある。

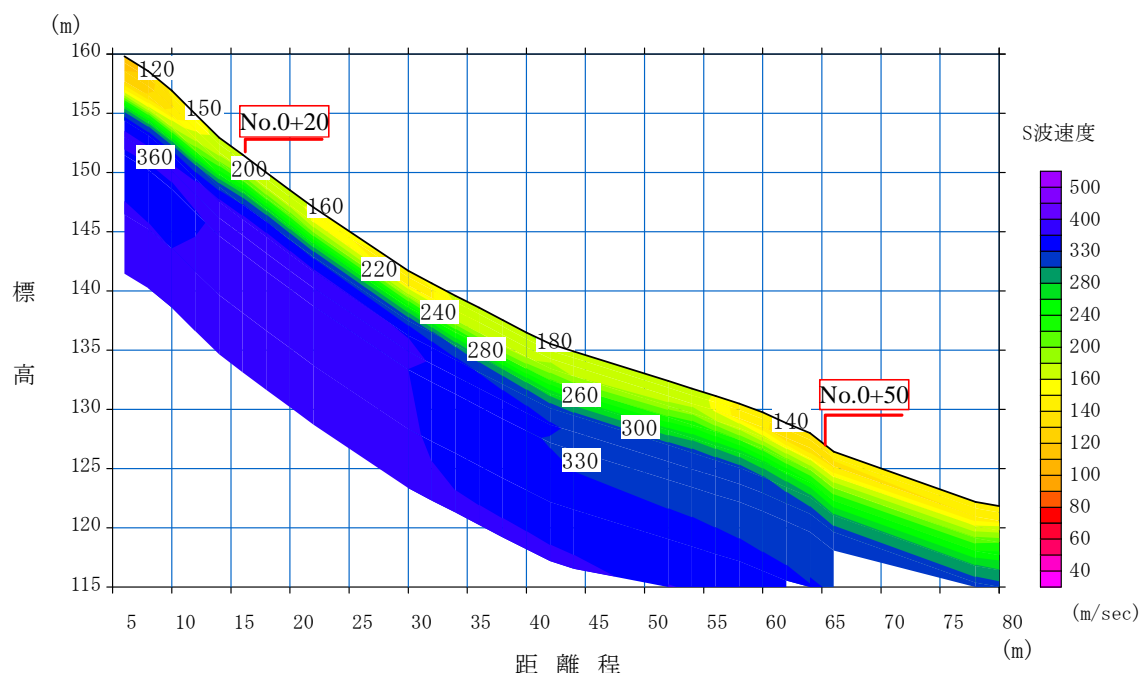


図3.34 表面波探査解析結果（測線1）

(3)現地簡易透水試験

当該斜面の透水性を評価するために、長谷川式透水試験器³⁰⁾を用いて、原位置透水試験を実施した。ここで、試験箇所は、図3.32に示す3地点とし、Aを崩壊面（崩壊前の地表 GL-2.5m）、Bを崩壊土層（崩壊前の地表 GL-1.5m）、Cを表層（崩壊前の地表 GL.-0.3m）と呼ぶこととする。

長谷川式透水試験は、ハンドオーガーで $\phi=15\text{cm}$ 、 $h=30\text{cm}$ 程度の孔を設け、孔内に予備注水を行ない周囲の飽和度を高めた後に、再注水を行ない水位の低下速度を測定することで簡易に透水係数が算出できる方法である。

表層で実施した試験では、 $k_{15}=2.01 \times 10^{-5}$ (m/s) を得たが、崩壊土層ならびに崩壊面で実施した試験においては、透水係数が測定できないほど透水性が大きいことが明らかになった。

(4)土層トレンチ

当該箇所の土層構成を把握するために、図3.32に示す未崩壊地にあるC地点でトレンチ調査を実施した。C地点のトレンチ調査の結果、表層から GL.-0.5m

程度までは、腐植土で顕著な根系が確認されるような土壌層であった。さらに GL.-1.0m 程度になると、根系の分布が減少し、細かい根系が僅かに確認できる程度で砂礫を主体とした崖錐堆積物層に徐々に変化した。さらに、GL.-1.5m 程度になると根系は皆無で崖錐堆積物主体の層となった。なお、別途試料採取時に確認した土層も同様な分布状況であった。

(5) 試料のサンプリング

物理、強度、透水特性を把握する目的で、図 3.32 に示す 4 地点で不かく乱試料をネイルサンプリング法³¹⁾で採取した。A 地点の試料は、崩壊せずに残った土層であり、崩壊前の地形から考え崩壊面 (GL.-2.5m) に相当する。また、B 地点の試料は、滑落崖を掘削して、崩壊前の地形から考え崩壊土層 (GL.-1.5m) に相当する試料とみなした。さらに C 地点では、深度方向の材料変化を調べる目的で、それぞれ GL.-0m, -0.5m, -1.0m, -2.0m の深度において、筒状のサンプリング容器 ($\phi=6\text{cm}$, $h=2\text{cm}$) で乱さない試料と乱した試料をそれぞれ採取した。また、D 地点は、現場踏査の際に確認した粘性土が分布する箇所、筒状のサンプリング容器 ($\phi=6\text{cm}$, $h=2\text{cm}$) で乱さない試料と乱した試料を採取した。

(6) 原位置試験から得られた当該箇所の特徴

表面波探査の低速度領域 (150~200m/s 以下) と簡易動的コーン貫入試験の低貫入値領域 ($N_d < 10$) の分布はほぼ一致しており、おおよそ 5m の深さに基盤層 (表面波探査における $V_s > 300$ (m/s)) が確認された。つまり、崩壊面は N_d 崖錐堆積物内で発生しており、明瞭な強度境界で崩壊していないと推定できる。

さらに、一連の原位置試験やトレンチによる考察から、植生の根系を含む土層 (高々 GL.-1.0m) の下に崖錐堆積物が 4m 程度分布しており、その下に基盤層が分布していると考えられた。また、植生の根系を含む土層は、崩壊地内で実施した崖錐堆積物と比較して透水性が低いこと、長谷川式現場透水試験の結果から、根系が分布する GL.-0.3m 付近は $k_{15} = 2.01 \times 10^{-5}$ (m/s) 程度、その下の崖錐堆積層は極めて透水性が高いことが確認された。

以上のことから、降雨時には、透水性の低い植生層で、一旦貯留、浸透し、透水係数の非常に大きな崖錐堆積物内では一気に浸透し基盤層まで達するものと推察された。

3.5.3. 室内試験

(1)物理・透水特性

JGS 0111 に準拠した土粒子の密度試験，JGS 0131 に準拠した粒度試験などの物理試験および定水位透水試験を実施した．これらの試験結果を表 3. 3 および図 3. 35 に示す．

粒度試験結果から，概ね，深度方向にレキ分含有率が増加し，砂分・細粒分含有率は低下している．一方，透水係数に関しては，深度方向に大きくなる傾向を示し，GL.-1.5 m 以深においては， 10^{-3} m/s オーダーとかなり高い透水性を示している．これは，崩壊面付近の原位置透水試験によって透水係数を求めることができなかった事実と整合する．また，未崩壊地の表層（GL-0.3m）を対象に現地で行った透水試験から得られた透水係数 $k_{15} = 2.01 \times 10^{-5}$ m/s と，GL.-0m 試料を対象に行なった室内透水試験結果（ 3.26×10^{-5} m/s）が概ね一致することから，原位置透水試験結果は妥当なものと判断した．

今回実施した各種物理試験および透水試験において，粒度分布や透水係数に関しては深くなるに従って，レキ分含有率が増加することや，透水係数が大きくなるなどの一定の傾向が見受けられたが，乾燥密度 ρ_d や間隙比 e に関しては，ばらついており深度に明瞭な相関関係は見られなかった．

以上，深度方向における一連の物理特性，透水特性と現地のトレンチ状況を考慮して，以降で実施する崩壊メカニズムの推定のために，土層区分を行った．まず，植生の根系が多く分布していた GL.0m から-0.5m を植生層，植生の根系が減少し透水係数が漸増している GL-0.5m から 1.0m を遷移層，レキ分が植生層，遷移層に比べ多く，透水係数がほぼ一定となる GL-1.0 以深を崖錐堆積物層と区分した．

一方，崩壊地内の斜面下部に確認された粘性土については，粘土鉱物としてスメクタイトのような膨潤性粘土鉱物を含み斜面崩壊に寄与した可能性も考えられたことから，採取した粘性土を用いて X 線回折による粘土鉱物の同定を行なった．得られたチャート図を図 3. 36 に示している．このチャート図より，当該現場で採取された粘性土内部にはクロライト (C)，イライト (I)，カオリナイト (K) などの各種粘土鉱物が確認されたものの，スメクタイト鉱物は確認できなかった．したがって，崩壊地下部に分布した粘土鉱物の膨潤によって，崩壊が発生する可能性³²⁾ は低いと推察された．

表3.3 各試料の物理特性

	GL. 0.0 m	GL.-0.5 m	GL.-1.0 m	GL.-1.5 m (崩壊土層)	GL.-2.0 m	GL.-2.5 m (崩壊面)	粘土
w (%)	17.5	16.7	15.1	15.3	15.6	19.5	27.5
ρ_s (g/cm^3)	2.534	2.720	2.698	2.682	2.732	2.749	2.703
ρ_t (g/cm^3)	1.54	1.75	1.65	1.58	1.60	1.69	1.70
ρ_d (g/cm^3)	1.31	1.50	1.43	1.38	1.38	1.41	1.33
e	0.928	0.810	0.885	0.943	0.979	0.950	1.032
k_{15} (m/sec)	3.26×10^{-5}	9.57×10^{-5}	4.04×10^{-4}	3.44×10^{-3}	3.26×10^{-3}	1.91×10^{-3}	
レキ (%)	48.2	39.6	50.4	82.2	60.1	81.4	31.3
砂 (%)	29.7	32.5	25.6	9.3	26.3	12.5	19.7
細 (%)	22.1	27.9	24.0	8.5	13.6	6.1	49
U_c	1,421.1	1,250.0	2,333.3	38.0	1,480.0	6.6	2,173.9
U_c'	56.8	6.1	50.0	7.6	211.9	1.7	0.4
材料分類	細粒分質砂質レキ	細粒分質砂質レキ	細粒分質砂質レキ	細粒分質まじりレキ	細粒分質まじり砂質レキ	細粒分質まじりレキ	粘土(低液性限界)
記号分類	GSF	GSF	GSF	G-FS	GS-F	G-FS	CL

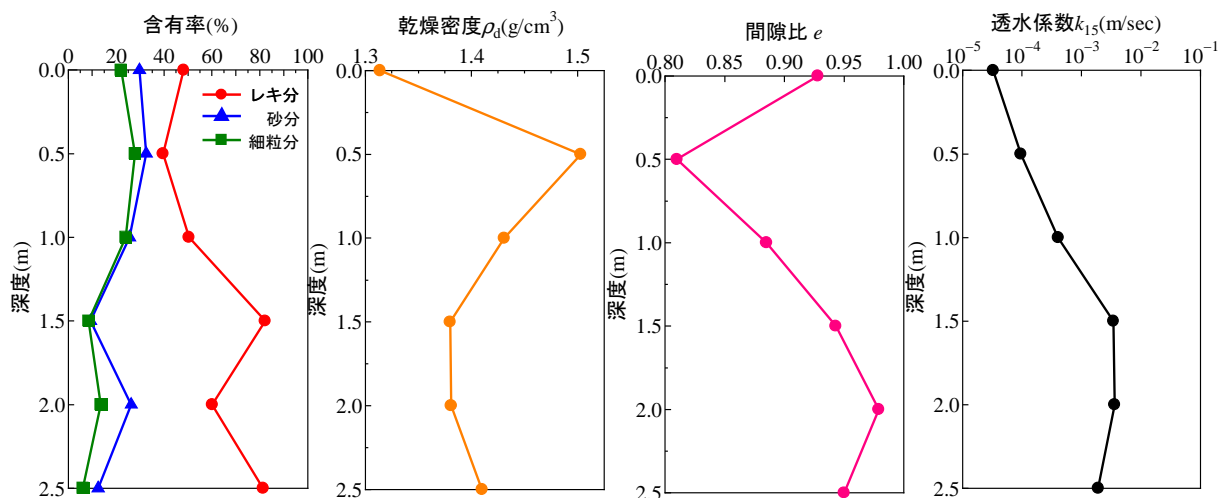


図3.35 深度方向の物理・透水特性

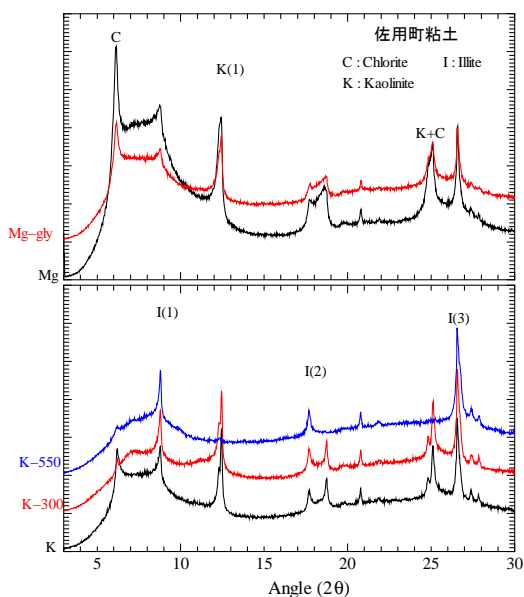


図3.36 X線回析の結果(粘性土)

つぎに、土の保水性を把握するために保水性試験を実施した。試験は、先に述べた物理、透水特性から区分した植生層、遷移層、崖錐堆積物層で表 3.4 のとおりとした。なお、保水性試験に用いた試料は、土層区分に従い、植生層 (GL.-0 m 試料と GL.-0.5 m 試料を乾燥重量比 1 : 1 で混合したもの)、遷移層 (GL.-0.5 m 試料と GL.-1.0 m 試料を乾燥重量比で 1 : 1 混合したもの)、崖錐堆積物 (GL.-2.5 m 試料) とした。

植生層および遷移層を対象とした試験は、加圧板法で、崖錐堆積物層については、遠心法および吸引法を用い、ともに JGS 0151 2009 「土の保水性試験方法」に準拠して試験を実施している。なお、加圧板法については、供試体サイズ ($\phi = 6\text{cm}$, $h = 2\text{cm}$) を考慮して、4.75 mm ふるい通過試料を用い、遠心法および水頭法に関しては、9.75 mm ふるいを通過した試料を用いている。加圧板法および遠心法に用いたセラミックディスクの空気侵入値 (AEV) は、ともに 500 kPa である。

一般に、水分特性曲線は吸水過程と排水過程で異なった傾向 (ヒステリシス) を示すとされている³³⁾ が、両曲線を求めるには、試験時間が非常に長くなるため、今回は初期状態を飽和状態とし、排水曲線のみを求めた。それぞれ土層ごとの試験結果を表 3.5, 図 3.37 に示す。なお、表 3.5 に示すフィッティングパラメータの同定には van Genuchten の関数モデル³⁴⁾ (以降, VG と呼ぶ) を用い、飽和透水係数 k_s は、それぞれ室内透水試験結果を用いている (表 3.3 参照、ただし、植生層 : GL.-0~0.5m の平均値、遷移層 : GL.-0.5~-1.0m の平均値、崖錐堆積層 : GL.-1.5~-2.5m の平均値)。図 3.37 より、崖錐堆積層は、他の層に比べて体積含水率 0.2 から 0.4 付近で圧力水頭の変化が少ない地盤材料である特徴がある。この原因は、表層、遷移層に比べて、崖錐堆積物層の細粒分が少なく、レキ分が多い粒度特性の影響によるものであると判断される。

表3.4 保水性試験の条件

試料名称	植生層	遷移層	崖錐堆積層
粒度調整	4.75mm ふるい通過試料		
ρ_d (g/cm ³)	1.41	1.47	1.41
初期状態	飽和状態	飽和状態	飽和状態
試験方法	加圧板法		吸引法 遠心法

表3.5 保水性試験の結果と VG model フィッティングパラメータ

		植生層	遷移層	崖錐堆積物
飽和体積含水率	θ_s	0.43	0.41	0.45
残留体積含水率	θ_r	0.26	0.24	0.16
飽和透水係数	k_s (m/sec)	6.42×10^{-5}	2.50×10^{-4}	3.26×10^{-3}
フィッティング パラメータ	α (1/m)	9.981	44.154	9.018
	n	1.452	1.355	1.769
	m	0.311	0.262	0.435

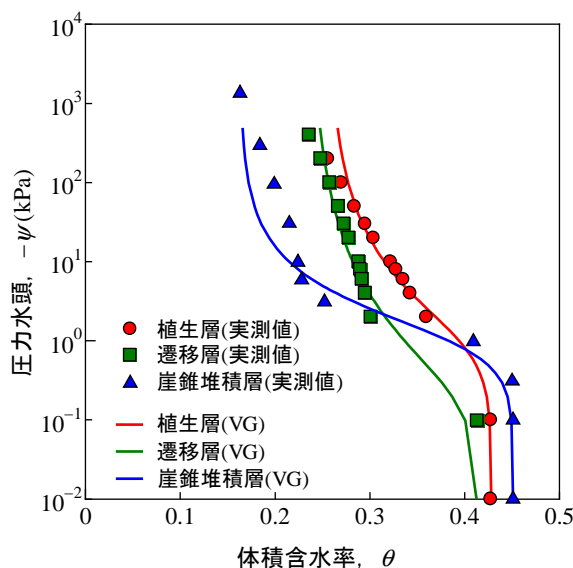


図3.37 土層区分ごとの水分特性曲線

(2)室内ベンダーエレメント試験

現地で観測されたせん断波と室内ベンダーエレメント試験（以下、室内 BE 試験）で測定されるせん断波を比較することで試料の状態を比較した。

室内 BE 試験は、崩壊地内で採取した崩壊面（GL.-2.5m）試料を対象に、小型三軸試験装置を用いて実施した。試験条件等を表 3.6 に示す。供試体サイズは、 $\phi=5\text{cm}$, $h=10\text{cm}$ であり、4.75 mm ふり通過試料を用いて供試体を作成した。水分量に関しては、不飽和（試料採取時の飽和度）の条件下で実施している。 V_s の測定方法は、JGS 0544 : 2011 「ベンダーエレメント法による土のせん断波速度測定方法」で推奨されている手法に準拠し、複数の送信電圧周波数を用いて BE 試験を実施した。鉛直応力 $\sigma_v=15, 30, 60, 100\text{kPa}$ で圧密した試料では、5 kHz および 8 kHz の送信電圧を用いて、送信電圧と受動電圧における初動の周期がほぼ等しく、受信電圧の初動までに送信電圧周期の 2 倍以上⁴⁷⁾ の時間があった。そこで、各計測結果において、5 kHz・8kHz の適切な方の送信電圧周波数を用いた際の送受信電圧波形より伝播時間 Δt を算出した。ここで、せん断弾性波速度 V_s (m/s) は式 (3.3) で算出される。

$$V_s = \frac{L}{\Delta t} \quad (3.3)$$

ここに、 L :せん断弾性波の伝播距離 (mm) , Δt :せん断弾性波の伝播時間 (sec) である.

伝播時間は、送信・受信波形の start - to - start と peak - to - peak の平均時間とし、計測した全ての結果において、この差が伝播時間の3%以下⁴⁷⁾であることを確認している. なお供試体セット時 ($\sigma_v=0\text{kPa}$) においては、供試体が比較的ゆるい状態であったことが原因で有意な計測ができなかった.

原位置において表面波探査で測定した崩壊地内のせん断弾性波速度 V_s 分布と、室内 BE 試験による V_s を比較した結果を図 3. 38 に示している. 室内 BE 試験供試体の飽和度は、一律に図中の崩壊地内地表面深度 0m 地点の試料採取時の飽和度を用いている. つまり、深度方向に飽和度が変化しないと仮定している. 原位置において実施した表面波探査で求められた V_s と、室内 BE 試験によって求められた V_s を比較すると、概ね深度方向に増加し、特に表層部分においては、室内 BE 試験の試験結果と整合していることが確認できる. 既往の研究¹²⁾においては、原位置および室内試験より得られた V_s を比較し、試料の乱れや現場の再現性を評価する指標としている. これらより、当該現場において原位置および室内試験による不飽和条件下の V_s が概ね一致していることを考慮すると、定圧一面せん断試験をはじめとする各種室内供試体は、現場の状態をおおむね再現できているものと判断される.

表 3.6 BE 試験条件

		崩壊面試料 (GL.-2.5m)
供試体作製	乾燥密度 (g/cm^3)	1.41
	飽和度 (%)	56.7, 98.7
圧密	載荷速度 (kPa)	2
	応力比	1
	平均有効主応力 (kPa)	15→30→60→100
	排水クリープ	3t 法による決定
BE試験	電圧 (V)	±10
	周波数 (kHz)	sin 波:2,5,8,10, パルス波:0.2

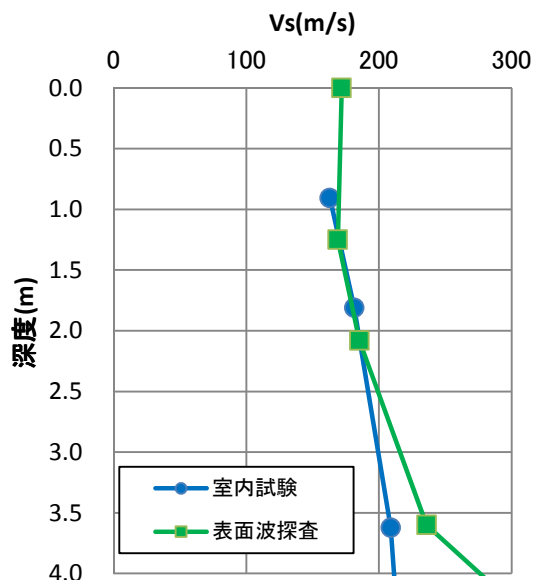


図3.38 BE試験結果と表面波探査の結果の比較

(3)せん断強度特性

深度ごとの、排水・排気条件下でのせん断強度定数 (c_d , ϕ_d) を求めるために、低圧用一面せん断試験装置³⁵⁾を用いて、低拘束圧一面せん断試験を実施した。

試験条件を表 3.7 に示す。対象とした試料は、植生層 (GL.-0 m 試料と GL.-0.5 m 試料を乾燥重量比 1 : 1 で混合)、遷移層 (GL.-0.5m 試料と GL.-1.0m 試料を乾燥重量比 1 : 1 で混合)、崖錐堆積物層 1 (GL.-1.5m 試料)、崖錐堆積物 2 (GL.-2.5m 試料) の 4 種類とした。植生層と遷移層の 2 試料については、採取時の密度分布が大きくばらついていたこと (特に GL.-0.5m 試料採取時に圧縮等があったものと推察される) を考慮した上で、混合試料を用いることとし、供試体を作製する際の乾燥密度 ρ_d は、それぞれの平均値で行った。また、全ての試料について、比較的粒径の大きな角レキが見受けられたので、供試体サイズ ($\phi=6\text{cm}$, $h=2\text{cm}$) を考慮して 4.75 mm ふるいを通過したかく乱試料を用いて試験を実施している。

試験試料の含水状態は、試料採取時の自然含水比状態および水浸飽和状態を基本とした。加えて、崖錐堆積物 1, 2 の試料に関しては、同等の水分状態でのせん断挙動を比較するために、それぞれ飽和度 $S_r=65\%$ に調整した状態で試験した。

鉛直応力 σ_v は、実際に推定崩壊深度付近に作用していたと考えられる土被り圧 (1~4m) を考慮して、表 3.7 に示すとおり 15~60kPa に設定した。上述した条件で実施した深度ごとの試験結果を表 3.8, 図 3.39 に示している。この結

果より、各試料ともに、飽和化によって内部摩擦角 ϕ_d はほぼ同等であるものの、粘着力 c_d が低下していることがわかる。これは、他で実施した同様の試験と同様の傾向^{36, 37)} で、飽和化に伴い、サクシオンが消失することによって、見かけ粘着力が低下することに起因するものと考えられる。ただし、今回の試験結果では、いずれの試料も飽和条件下で c_d が完全には消失していない。この理由には、試験試料がかく乱試料であることを考えると骨格構造による見かけの粘着力とは考えにくい。また、保水性試験結果から飽和時にはサクシオンがほとんどゼロとなっていることからサクシオンによる見かけの粘着力とも考えにくい。このことから土粒子同士のかみ合いによる影響と推察される。

つぎに、崖錐堆積物層1（崩壊した土層）、崖錐堆積物層2（崩壊しなかった土層）のせん断応力を比較すると、崖錐堆積物層1の方が、わずかに ϕ_d が小さくなっているものの、強度特性上の大きな差異は見受けられなかった。一方、一般的に、地盤の強度境界となる面をすべり面として斜面崩壊が発生することが多い³⁸⁾ とされているが、この試験結果や現地の簡易動的コーン貫入試験や表面波探査の結果から今回の崩壊すべり面が明確な強度境界となる面で発生した可能性は低いと言える。

植生層および遷移層の試験結果は、崖錐堆積物層1, 2の試験結果と比較すると、試料採取時の飽和度状態での c_d が、大きな値を示しており、飽和化に伴う c_d の低下量も大きいことが分かる。これに関しては、植生層および遷移層の2つの試料の方が崖錐堆積物層1, 2に比べて、細粒分をより多く含んでいることから、サクシオンによる見かけの粘着力に大きな違いが生じていると推察される。

表3.7 低圧用一面せん断試験条件

	植生層	遷移層	崖錐堆積物1	崖錐堆積物2
$\rho_d(\text{g/cm}^3)$	1.41	1.47	1.38	1.41
鉛直応力(kPa)	15, 30, 60			
せん断速度(mm/min)	0.02(不飽和条件)			
	0.2(飽和条件)			
せん断隙間(mm)	1mm			
せん断変位(mm)	6mmで終了			

表3.8 低圧用一面せん断試験結果

試料名称	植生層	遷移層		崖錐堆積物層			
				1		2	
深度	GL. -0 ~ -0.5 m 程度	GL. -0.5 ~ -1.0 m 程度		GL. -1.5 m 程度		GL. -2.5 m 程度	
強度定数	$\phi_d(^{\circ})$ c_d (kPa)	$\phi_d(^{\circ})$ c_d (kPa)	$\phi_d(^{\circ})$ c_d (kPa)	$\phi_d(^{\circ})$ c_d (kPa)	$\phi_d(^{\circ})$ c_d (kPa)	$\phi_d(^{\circ})$ c_d (kPa)	$\phi_d(^{\circ})$ c_d (kPa)
水分量	試料採取時 飽和度状態	35.7 42.7	33.6 52.5	33.0 19.2	34.5 15.5		
	飽和度65%	- -	- -	33.0 11.5	34.5 13.0		
	水浸 飽和状態	35.7 6.6	33.6 18.1	33.0 5.8	34.5 4.1		

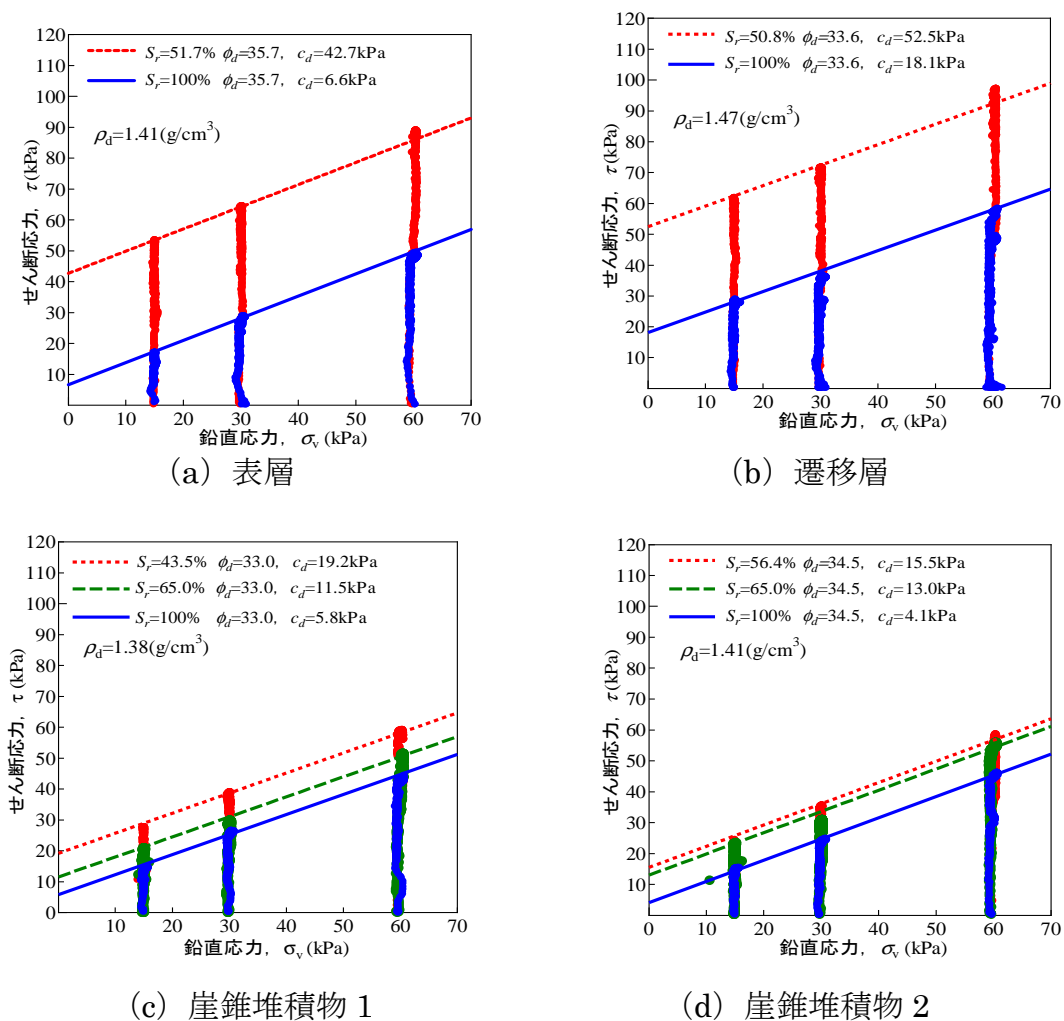


図3.39 低圧用定圧一面せん断試験結果

(4)各種試験から推定された崖錐堆積物の特徴

透水性は、植生層、遷移層、崖錐堆積物になるほど透水性が高くなる。一方、保水性は、植生層、遷移層と比較して、崖錐堆積物は細粒分が少なく、レキ分が多い粒度特性によって体積含水率 0.2 から 0.4 付近での圧力水頭の変化が少な

いと推察された。

一方、せん断強度は、植生層、遷移層、崖錐堆積物ともに飽和化に伴って、内部摩擦角はほぼ変化しないものの粘着力が低下する。この粘着力の低下は、飽和化によるサクシヨンの消失に起因していると推察された。

3.5.4. 二次元飽和・不飽和浸透流解析および安定解析

各種試験の結果をもとに台風時の地盤内飽和度分布を把握することを目的として、二次元飽和・不飽和浸透流解析と安定解析を行った。

(1)二次元飽和・不飽和浸透流解析

a)二次元飽和・不飽和浸透流解析条件

二次元飽和・不飽和浸透流解析の対象断面は、図 3.33 にもとづき、当該斜面の流域を勘案して、対象斜面頂上部まで 2,500 分の 1 地形図をもとにペーパーロケーションで断面を作成した (図 3.40 参照)。また、表面波探査、簡易動的コーン貫入試験を実施している範囲においては、それぞれの結果にもとづき、植生層、遷移層、崖錐堆積物層を設定した。なお、基盤は、簡易動的コーン貫入試験において、 $N_d \geq 30$ を示した深度を直線的に結び設定した。一方、調査が実施されていない上部斜面については、地形図をもとにペーパーロケーションで設定した地表面をもとに、植生層、遷移層が同程度の厚さで分布すると仮定し、崖錐堆積物は地形なりに分布すると仮定して設定した。頂上まで踏査を行ったが斜面下部と同様に植生が分布し、地盤には植生層が分布していることを確認した。

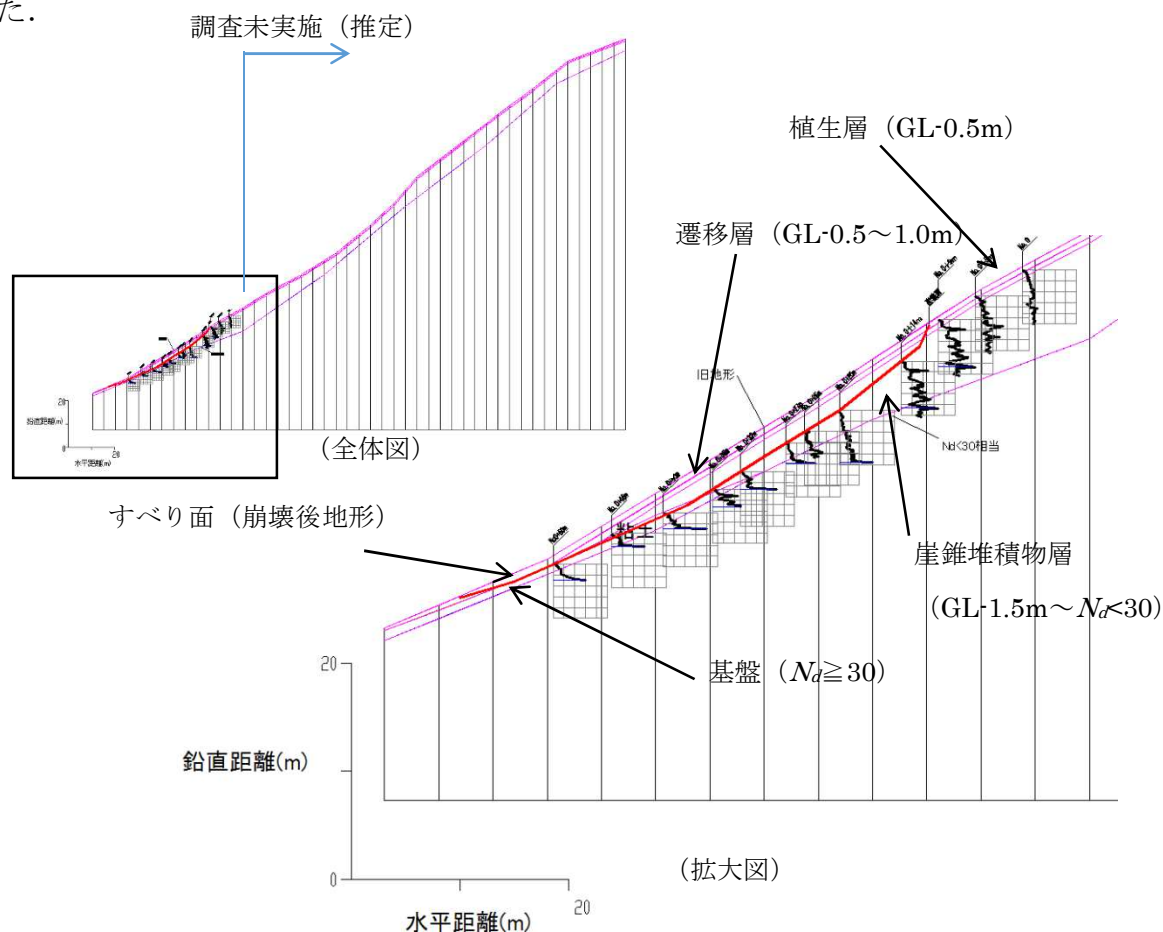


図3.40 調査結果等から推定した断面

図 3. 40 をもとに浸透流解析断面図（解析要素の数 10,600 個）ならびに境界条件を図 3. 41 とおり設定した．境界条件は，地表面を降雨浸透境界， $N_d \geq 30$ の基盤（粘性土層含む）を不透水層と仮定して不透水境界，斜面下端の植生層を浸出面境界とした．

解析を実施するにあたって，各土層ともに，一様に圧力水頭 $\psi = 0.7\text{m}$ とし，そこに 200 mm/day の降雨を 24 時間入力し，その後に 48 時間の無降雨状態を継続させたものを初期状態とした．つぎに，初期状態から表 3. 9，図 3. 42，図 3. 43 に示すように 3 ステップで降雨を入力し，台風 9 号による降雨時の飽和度分布・地下水位の状態を求めた．

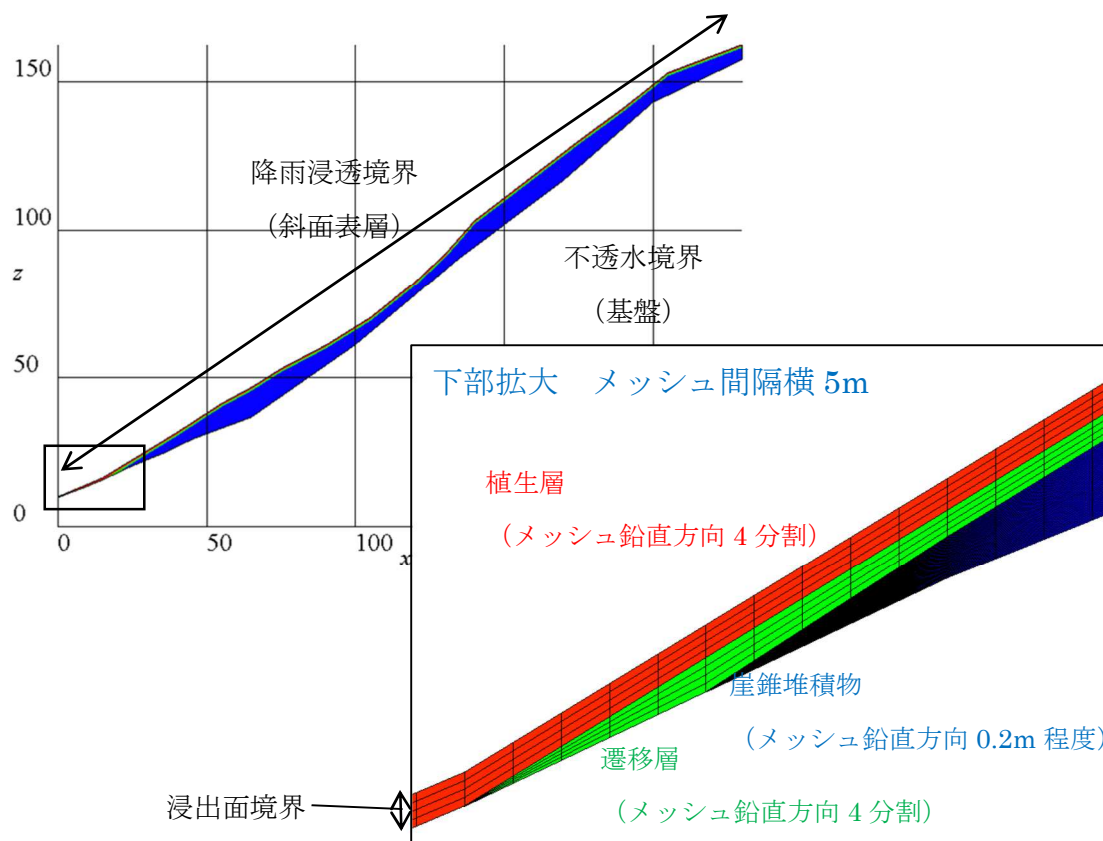


図3. 41 解析モデルと境界条件

表3. 9 降雨入力条件

対象降雨	2009年台風9号降雨
ステップ1	2009年1～7月の日雨量を入力
ステップ2	2009年8月1～8日の日雨量を入力
ステップ3	2009年8月9～10日の10分間雨量を入力

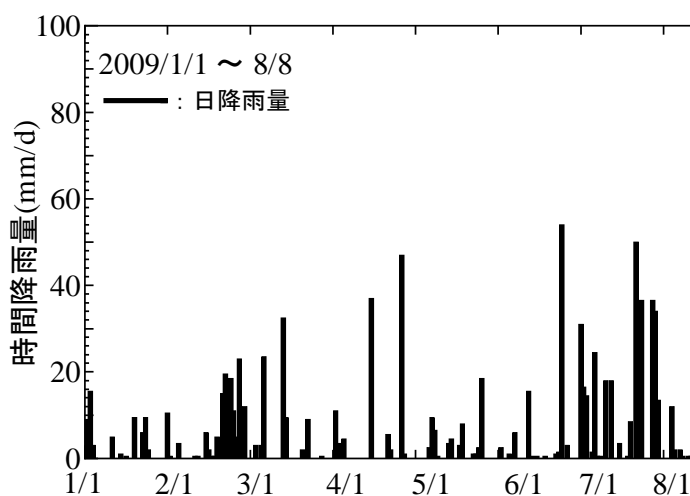


図3.42 ステップ1, 2の降雨 (佐用観測所)

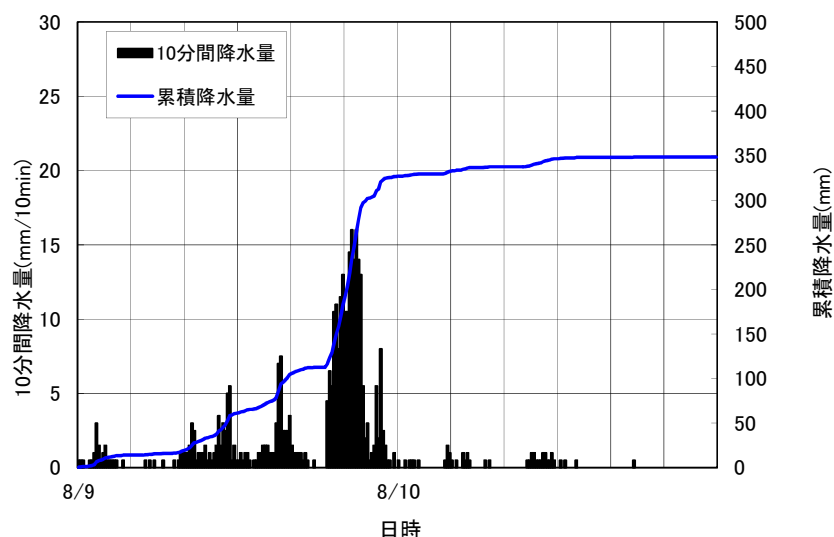


図3.43 ステップ3の降雨 (佐用観測所)

b)飽和・不飽和浸透流解析結果と考察

2009年台風9号の降り始め時刻(2009年8月9日0時)の崩壊地付近を拡大した飽和度分布を図3.44に示す。なお、崩壊後の地形を崩壊面として示している。

この図から、降り始めの時点で斜面の最下部の植生層の飽和度は、90から100%程度とすでに飽和に近い状態にある。一方、そのすぐ上流にある植生層と遷移層の飽和度は60~70%程度の飽和度で、崖錐堆積物層の飽和度は40から50%程度の飽和度を示している。地下水位は、斜面下部の崩壊面付近に僅かに発生している。

つぎに、2009年台風9号降雨での最大時間雨量観測時刻後(2009年8月9

日 21 時 36 分) における飽和度分布を図 3.45 に示した。降り始め時刻と比較して、植生層の飽和度 90 から 100% 程度の範囲が初期より上流側に広がり、遷移層の飽和度が 70 から 80%、遷移層に接する崖錐堆積物層においては飽和度が 70 から 80% と比較的高い状態となっている。地下水位は、降り始めから 3 から 4m 程度上昇していることが確認できる。

斜面下部においては、植生層と遷移層ならびに崖錐堆積物層の一部が飽和度 90 から 100% 程度と非常に高くなっている。さらに、崖錐堆積物層の高飽和領域（飽和度 70~80%）と崩壊面がおよそ一致していることがわかる。

以上、二次元飽和・不飽和浸透流解析の結果から、台風 9 号の降雨降り始め時に斜面下部の植生層はほとんど飽和している。また、斜面内の植生層の飽和度は 60% 程度、遷移層、崖錐堆積物と深くなるほど飽和度が低い状態である。そこに台風 9 号の一連の降雨があり、地表面から植生層、遷移層、崖錐堆積物層に鉛直浸透するものの、崖錐堆積物層の透水係数が大きいことから、崖錐堆積物の飽和度は基盤から上昇せずに遷移層と近接する場所から徐々に飽和度が高くなる傾向が認められる。一方、浸出境界が斜面末端の植生層であることから、斜面下部から高飽和度帯が上流側に拡大、合わせて地下水位も上昇している様子がわかる。また、一連の降雨を入力した際に最も地下水位と崩壊面周辺の飽和度が高まる時刻は、最大時間雨量入力直後であった。

以上、一連の解析によって、地盤内の水分の変化ならびに地下水位の上昇状況が確認できた。特に最大時間雨量時刻直後には、崩壊面と高飽和領域がほぼ一致し、かつ崩壊面下から地下水位が上昇していることが推察された。

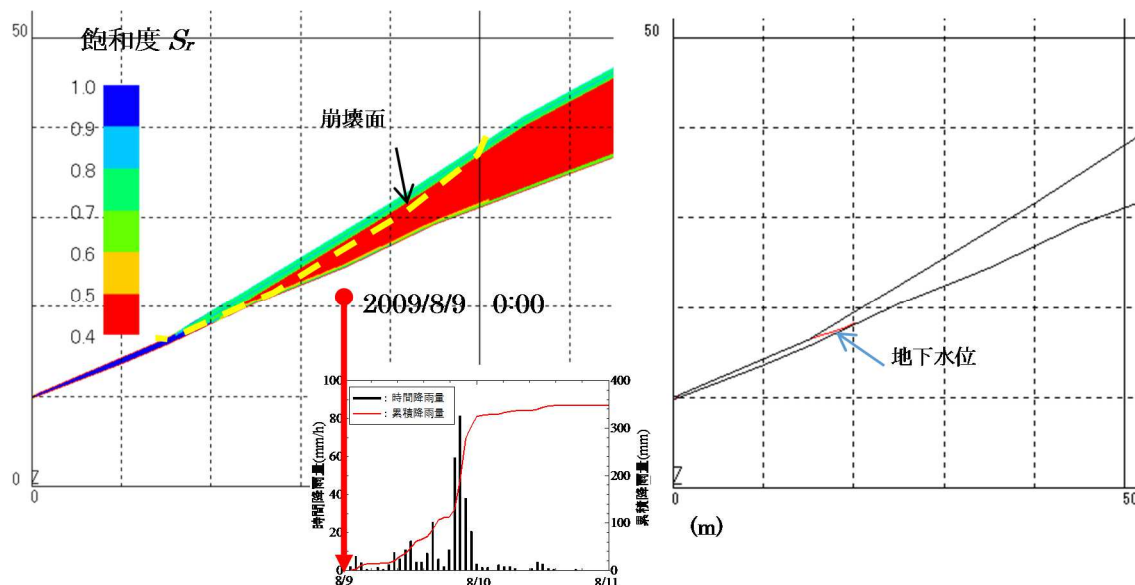


図 3.44 降り始めの斜面内部の飽和度分布と地下水位

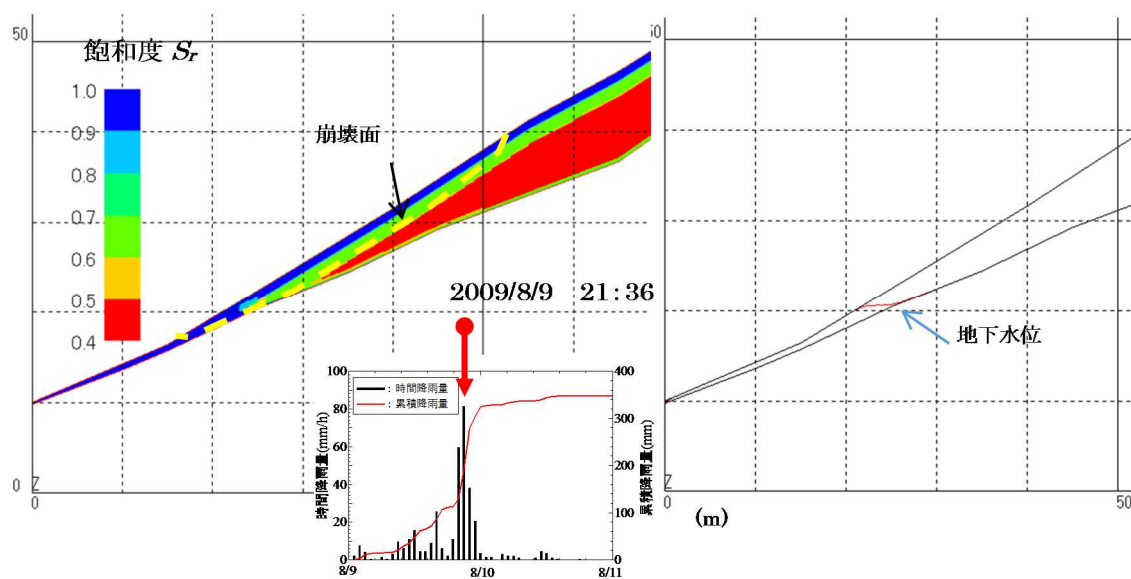


図 3.45 最大時間雨量時刻の斜面内部の飽和度分布と地下水位

(2)二次元斜面安定解析

a)安定解析手法と解析条件

二次元安定解析は、すべり面を固定した修正フェレニウス法を用いた。修正フェレニウスは、スライス分割法の一つであり、式(3.4)に示すように、安全率を定義している。

$$F_s = \frac{\sum\{c \cdot l + (W \cdot \cos\beta - u \cdot d \cdot \cos\beta) \cdot \tan\varphi\}}{\sum(W \cdot \sin\beta)} \quad (3.4)$$

ここに、 c :粘着力 (kPa), l :スライス毎のすべり面長 (m), W :スライス自重 (kPa/m), β :すべり面と水平面のなす角 ($^{\circ}$), u :スライスにかかる間隙水圧 (kPa), d :スライス幅 (m), φ :すべり面の内部摩擦角 ($^{\circ}$)である。

土の湿潤密度 ρ_t は、室内試験でもとめた土層ごと (植生層・遷移層・崖錐堆積層) の飽和度と湿潤密度の関係を用いた (図 3.46 参照)。具体的には、浸透流解析結果で得られた飽和度分布をそれぞれの材料で飽和度 10%きざみに区分して、その区分の平均飽和度に応じて湿潤密度を入力した。

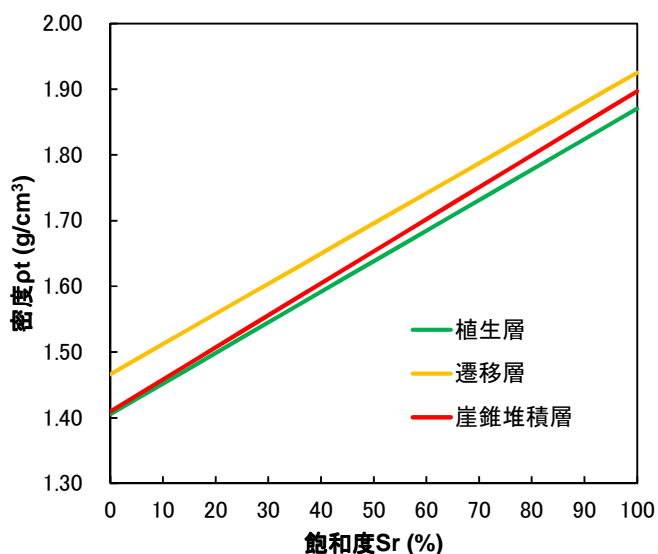


図 3.46 飽和度と湿潤単位体積重量の関係

つぎに、土層ごとの内部摩擦角 φ は、表 3.10 に示す通りであり、定圧一面せん断試験結果をもとに決定し、飽和度によらず一定としている。

粘着力 c は、定圧一面せん断試験結果より求めたが、現地踏査やトレンチの状況より、角レキを多く含み、飽和状態で粘着力を発揮するような材料とは考えにくいと判断した。そのため、安定解析においては飽和度に応じたサクシオン応力を粘着力増分のみ考慮した。ここで飽和度に応じた粘着力増分は、式 (3.5) に示すサクシオン応力を粘着力の増分³⁹⁾ として式 (3.6) を用いて算出した。求めた飽和度と粘着力の関係を図 3.47 に示す。なお、室内試験で得られた粘着力（せん断試験で計測された粒子の噛み合わせによる粘着力を除く見かけの粘着力）も図上に併記した。この結果から、試験で得られた見かけの粘着力と計算によって求められたサクシオンによる見かけの粘着力はおおよそ一致していることがわかる。

$$\Delta c = p_s \cdot \tan \varphi_{net} \tag{3.5}$$

$$P_s = \{1 + (-\alpha \cdot s)^n\}^{-m} \cdot s \tag{3.6}$$

ここに、 Δc : サクシオン応力による粘着力の増分、 P_s : サクシオン応力、 φ_{net} : 内部摩擦角 φ 、 α , n , m : VG モデルパラフィッティングメータ、 s : サクシオンである。

表 3.10 各土層の内部摩擦角

内部摩擦角	ϕ (°)
植生層	35.7
遷移層	33.6
崖錐堆積層	34.5

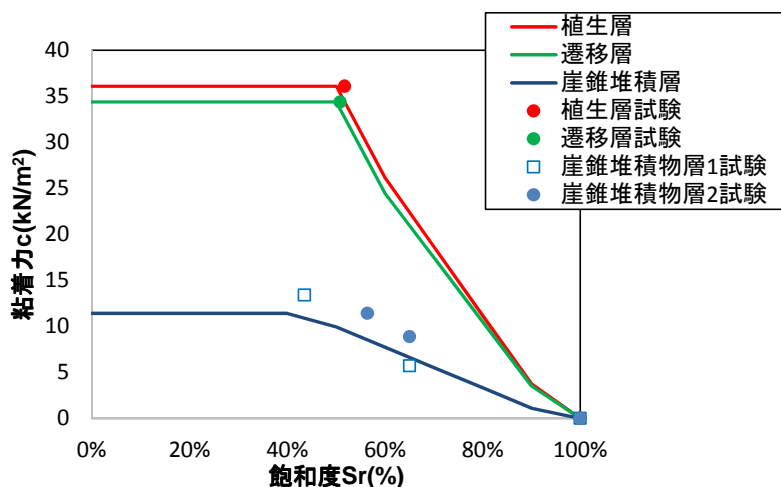
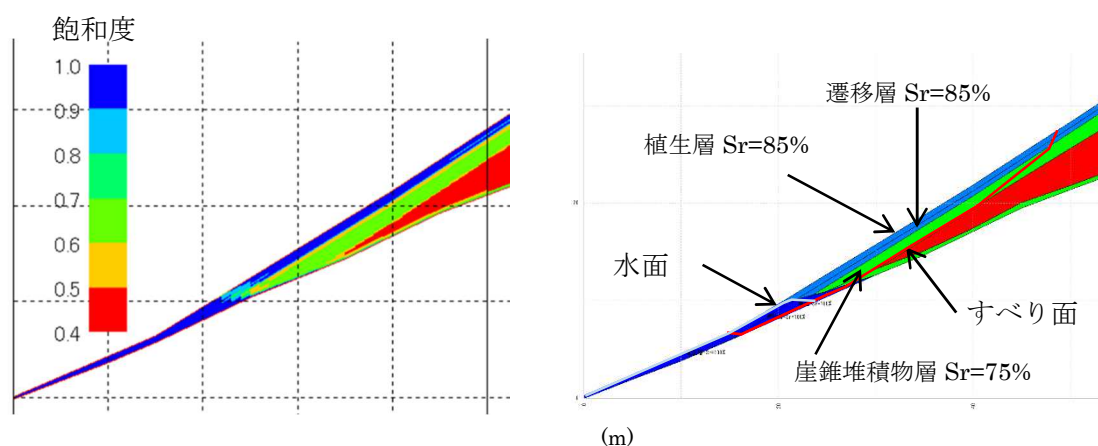


図 3.47 飽和度とサクシオン応力による粘着力増分の関係

安定解析の地盤区分モデルは、各材料の飽和度に応じて設定した。図 3.48 に最大時間雨量時刻の浸透流解析結果の飽和度分布と安定解析に用いた地盤区分モデルを代表例として示した。また、すべり面は進行性破壊の可能性もあるが、崩壊後の地形に固定した。一方、安定解析を実施する際に植生の荷重や、根系の粘着力増分等は考慮していない。

地下水位については、浸透流解析結果をもとに設定し、すべり面まで地下水位が上昇する場合、すべり面に浮力が作用するものとして、式 (3.4) における間隙水圧 u を入力して安全率を算出した。



(浸透流解析結果：飽和度分布)

(飽和度に応じた地盤区分)

図 3.48 安定解析モデル図

b) 安定解析結果と考察

時間雨量と安全率 F_s の変化を図 3.49 に示す。この結果より、8月9日21時36分時点の安全率が最も $F_s = 1.0$ に漸近していることが確認できる。また、同時刻の飽和度分布と推定すべり面の位置を比較すると、図 3.50 に示すとおり高飽和度帯と崩壊すべり面が概ね一致している。このことから、表層から形成された崖錐堆積物の高飽和度帯 ($S_r = 75\%$) に沿って、すべり面が形成された可能性が強く示唆される。

安全率の絶対値では最大時間雨量観測時刻に安全率が1に近づくものの1を上回っている。これは、崩壊地の概要でも述べた通り、当該箇所が集水地形を呈しており、三次元的な集水性を考慮すると、実際には二次元の飽和・不飽和浸透流の結果よりもさらに地下水位が上昇し、臨界状態に達した可能性があると考えられる。

つぎに、斜面崩壊は、破壊確率の遷移速度の急増時点が斜面崩壊時と高い相関

が認められると報告⁴⁰⁾されている。そこである解析時間での安全率の変化を安全率変化率 ($\Delta F_s/\Delta t$) とし、その変化速度の急増時点と崩壊発生時刻との関係について調べた (図 3.51 参照)。この図から最大時間雨量を受けた8月9日21時36分時点がもっとも安全率が低下している。このことから安全率の変化速度が最も大きい時刻に崩壊が発生したものと推察する。

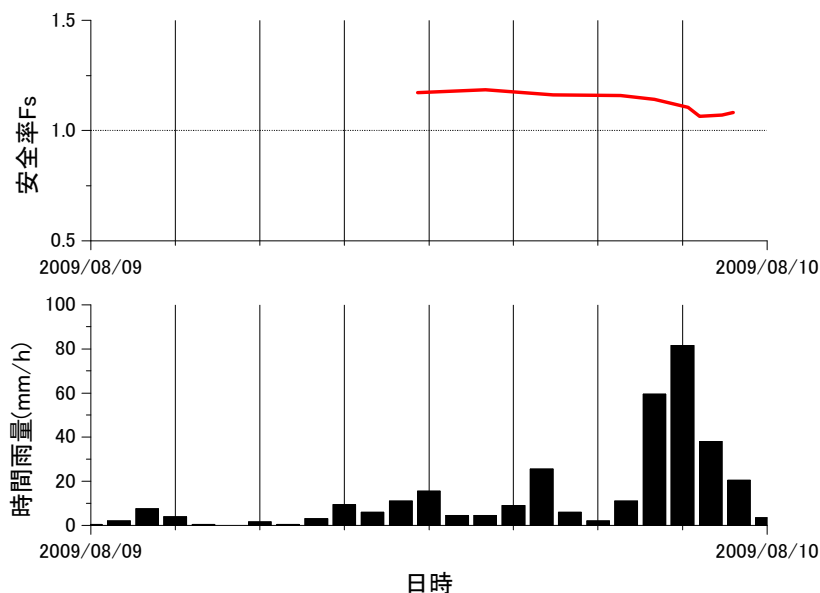


図 3.49 時間雨量と安全率の推移

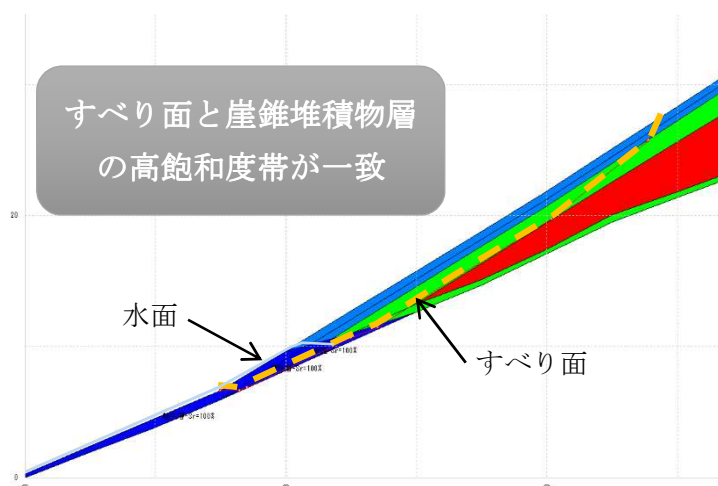


図 3.50 最大時間雨量時刻の飽和度と地下水位分布ならびにすべり面

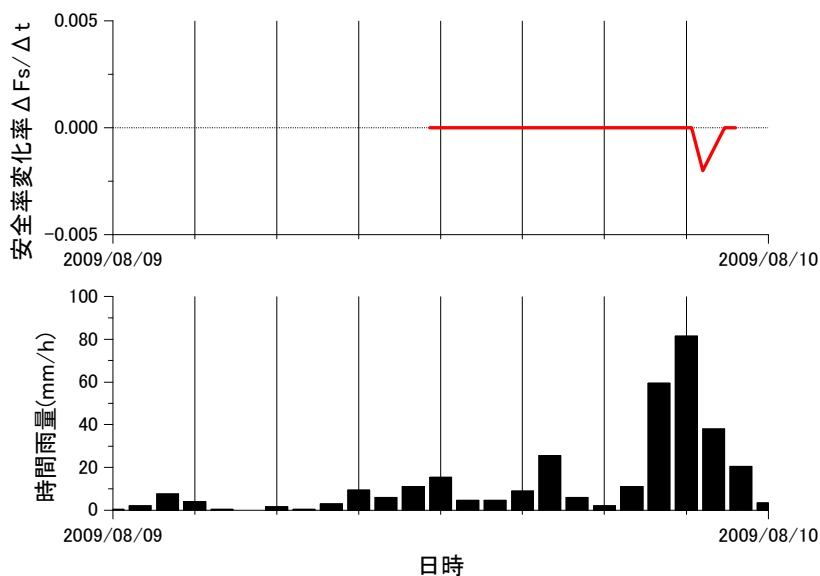


図 3.51 時間雨量と安全率変化率の推移

(3)崩壊メカニズムの推定

本節では、これまで実施してきた原位置・室内試験結果、浸透流解析結果を反映し、修正フェレニウス法による安定解析を実施した。そこから得られた知見から推定される崩壊メカニズムは以下のとおりである。

当該斜面は、2009年台風9号降雨により、地表面から植生層、遷移層、崖錐堆積物層に鉛直浸透するものの、崖錐堆積物層の透水係数が大きいことから、崖錐堆積物の飽和度は基盤から上昇せずに遷移層と近接する場所から徐々に飽和度が高くなる。一方、斜面下端部から高飽和度帯が上流側に拡大、あわせて地下水位も上昇する。結果として、最大時間雨量を観測直後にもっとも地下水位が上昇し、すべり面と高飽和度分布帯が一致した段階で臨界状態に達し崩壊に至ったと考えられた。

一連の検討の結果、谷地形を呈する透水性の高い崖錐堆積物斜面では、法尻の地下水の上昇ならびに飽和状態に応じた地盤材料のせん断強度と移動土塊重量の釣り合いによって崩壊規模が決定され、崩壊した可能性が示唆された。

3.6. 過去の風倒木被害地における崩壊メカニズムの推定

佐用郡佐用町上石井における山腹斜面崩壊は、図 3.52 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 3.53 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3.52 25,000分の1地形図「古町」⁴¹⁾に加筆

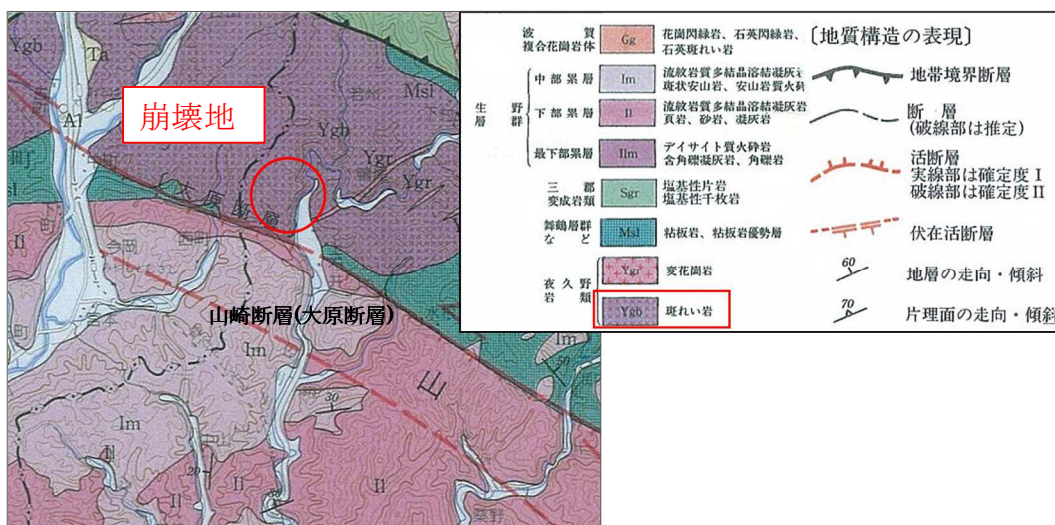


図3.53 100,000分の1地質図⁴²⁾に加筆

3.6.1. 山腹斜面崩壊の状況

崩壊状況は、図 3. 3 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（図 3. 54 参照）。崩壊地は、崩壊後の測量の結果から幅 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、図 3. 55 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、図 3. 55 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。

3.6.2. 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 3. 56 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 3. 57 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⁴³⁾がある。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⁴⁴⁾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。



図3.54 斜面下部の状況（崩壊発生2日後） 兵庫県撮影



図3.55 崩壊地周辺の状況 兵庫県撮影

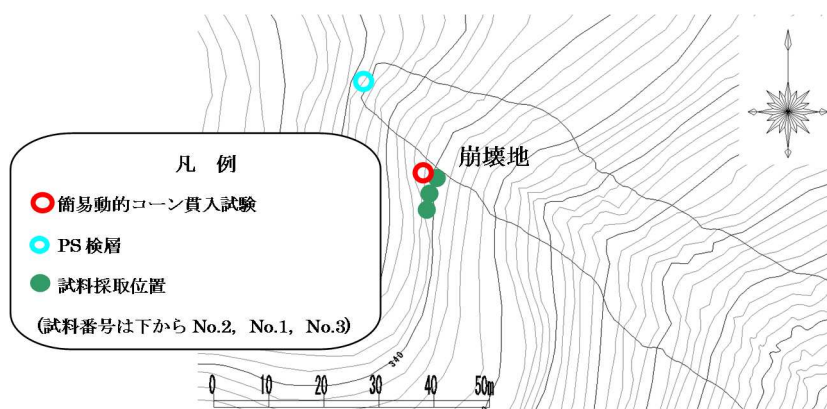


図3.56 簡易動的コーン貫入試験，PS 検層位置，試験試料採取位置ならびに試料番号の関係⁴⁵⁾に加筆

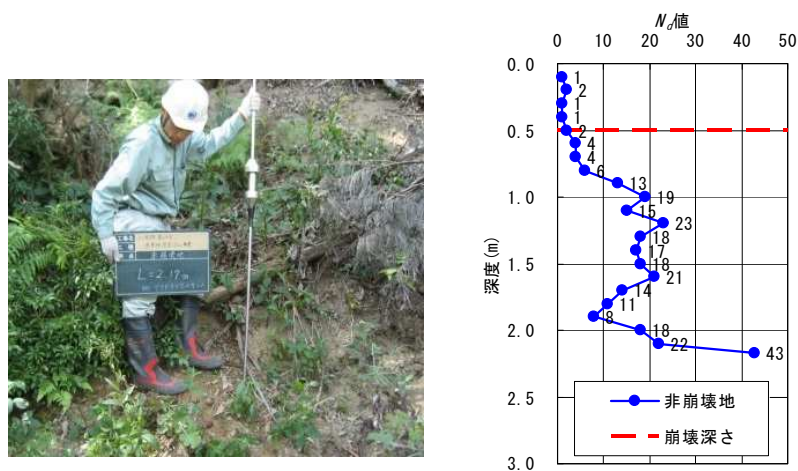


図3.57 非崩壊地での簡易動的コーン貫入試験状況と結果

3.6.3. 室内試験

(1)物理試験

表 3. 11 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 3. 58 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。

(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⁴⁶⁾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。

a)試験装置

供試体のせん断弾性波速度 V_s を測定可能⁴⁷⁾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。

b)試験条件および方法

表 3. 12 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、直径 6cm, 高さ 4cm のサイズに成形した。圧密 BE 試験には採取箇所の異なる 3 つの試料を用いた。各試料に対して表 3. 12 に示した鉛直応力 σ_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 $\sigma_v=50\text{kPa}$ での 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。

表3.11 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 ρ_s g/cm ³		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)

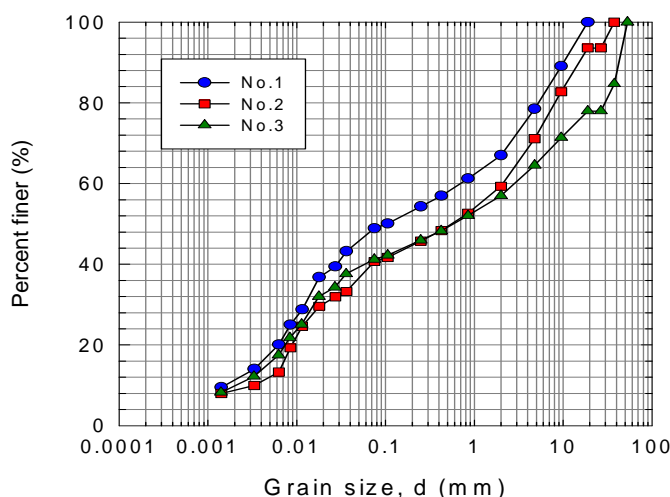


図3.58 採取した試料の粒径加積曲線

c)試験結果および考察

図 3.59 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⁴⁸⁾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。

表3.12 不攪乱試料の初期状態量と試験条件

試料No.	土粒子密度 ρ_s (g/cm ³)	初期含水比 w_{i0} (%)	初期湿潤密度 ρ_{i0} (g/cm ³)	初期間隙比 e_0	初期乾燥密度 ρ_{d0} (g/cm ³)
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

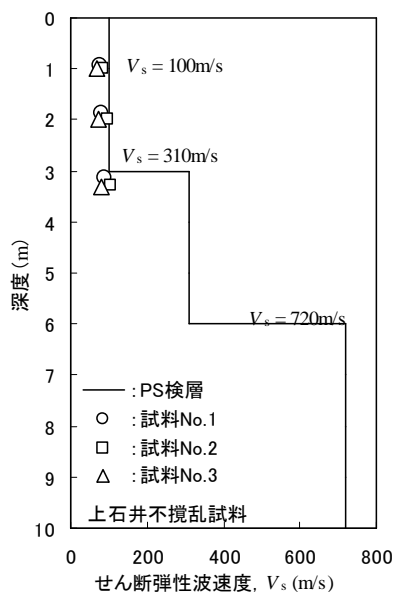


図3.59 PS 検層結果との比較

(3)定圧一面せん断試験

a)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 , ϕ_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³⁵⁾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 =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⁴⁹⁾。また、厳密な定圧条件を満足するために、セル外部のベ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⁵⁰⁾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 3.15 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⁵¹⁾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 ϕ_d に影響しないとの報告⁵²⁾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、ポー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 3.13 に示す。

表3.13 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 ^{**}		
	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 ^{**}		

^{**} 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3.14 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, ρ_s (g/cm ³)	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 ³)	1.49	1.51	1.643
乾燥密度(g/cm ³)	1.257	1.274	1.386

b)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 3. 14, 図 3. 60, 図 3. 61 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 φ_d は不飽和試料の φ_d と同じであることがわかる。表 3. 15 は、全試験の強度定数のまとめで φ_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、ほぼゼロとなることがわかる。図 3. 62 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 ($35^\circ\sim 40^\circ$) 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⁵³⁾ であると推察される。

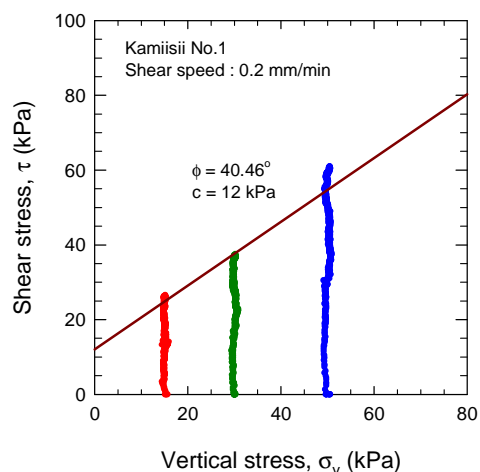


図3.60 乱さない不飽和試料 (No.1) 不飽和状態の試験結果

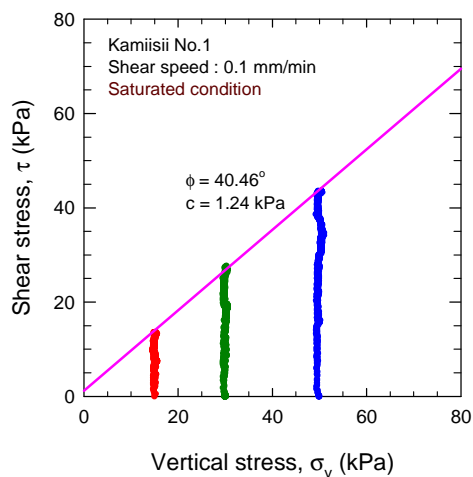


図3.61 乱さない飽和試料 (No.1) 飽和状態の試験結果

表3.15 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) 飽和状態※	不飽和 (自然含水比)	不飽和 (自然含水比)
一面せん断試験結果 (強度定数)	せん断速度 0.2 mm/min	$c_d = 12 \text{ kPa}$ $\phi_d = 40.46^\circ$	—	—
	せん断速度 0.1 mm/min	$c_d = 1.24 \text{ kPa}^{**}$ $\phi_d = 40.46^{\circ**}$	$c_d = 16 \text{ kPa}$ $\phi_d = 35.0^\circ$	$c_d = 10 \text{ kPa}$ $\phi_d = 35.0^\circ$
	せん断速度 0.05 mm/min	$c_d = 12 \text{ kPa}$ $\phi_d = 40.46^\circ$	—	—

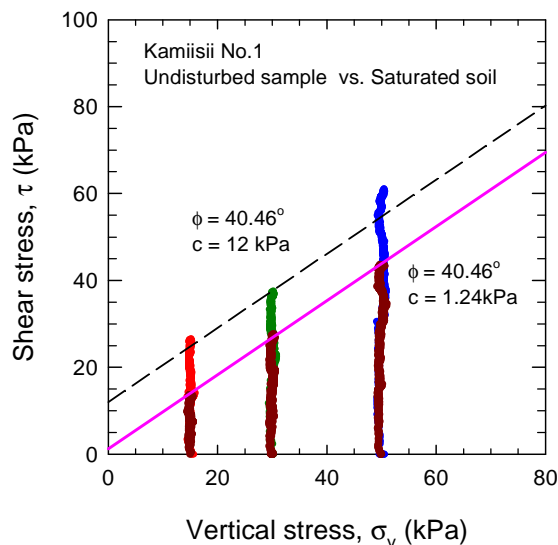


図3.62 試料 No.1に関する飽和状態と不飽和状態の比較

3.6.4. 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、本節では、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54, 55)}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3.63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(3.7)に示すとおりで、 F_s は安全率、 c_s は土の粘着力、 β は想定すべり面勾配、 ϕ_d は土の内部摩擦角、 H は想定すべり面の深さ、 γ_t は土の湿潤単位体積重量である。

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検討した。なお、検討に当って、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増分が明らかでないことから、地下水位、植生による上載荷重、根系による粘着力増分は考慮していない。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。なお飽和時の単位体積重量は、飽和単位体積重量を用いて計算した。

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 3.16 に、安定解析結果を図 3.64 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 of 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。

$$F_s = \frac{c_s + \gamma_t \cdot H \cdot \cos^2 \beta \cdot \tan \varphi}{\gamma_t \cdot H \cdot \sin \beta \cdot \cos \beta} \quad (3.7)$$

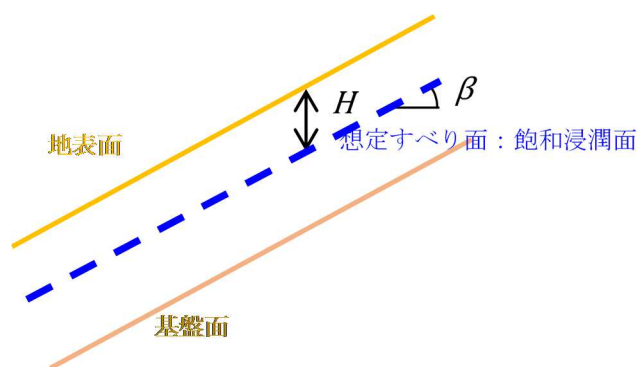


図3.63 無限平衡斜面の安定解析

表3.16 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	γ_t	kN/m ³	15.2	No. 1を利用
土の飽和単位体積重量	γ_{sat}	kN/m ³	17.7	No. 1から算出
水の単位体積重量	γ_w	kN/m ³	10	
内部摩擦角(不飽和)	ϕ	°	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)	ϕ	°	40	飽和試験結果
粘着力(飽和)	c_s	kPa	1	
想定すべり面勾配	β	°	42	斜面勾配 測量縦断面図より
想定すべり面の深さ	H	m	変数	

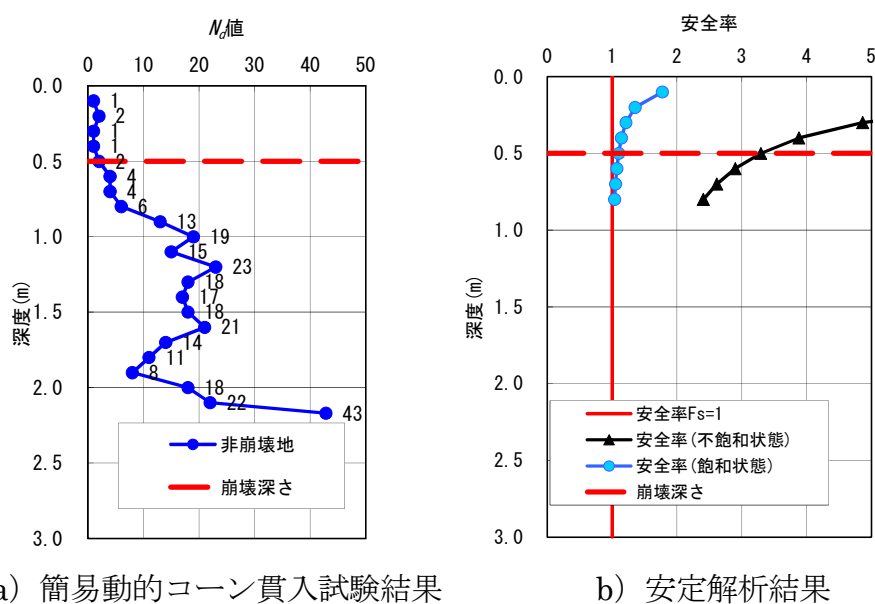


図3.64 無限平衡斜面の安定解析結果

3.7. 崩壊メカニズムの比較・考察

2009年台風9号降雨による斜面崩壊の概要，上石井地区および山脇地区の斜面表層崩壊の崩壊メカニズムについて議論した．ここで，両地区の位置関係について図3.65に示している．

上石井地区は，過去の風倒木被害地で発生した急傾斜斜面の崩壊である．この斜面の崩壊メカニズムは，原位置試験や室内試験結果より，崩壊土層の自重の増加とサクシヨンの消失による見かけ粘着力の低下によって発生したものと考えられた．

一方で，山脇地区は，過去の風倒木被害地ではなく比較的傾斜の緩い斜面で発生した崩壊である．この斜面の崩壊メカニズムは，原位置および室内試験，浸透流解析や安定解析の結果より，崩壊土層の自重の増加，サクシヨンの消失による粘着力の低下に加えて，地下水位の上昇によって発生したと考えられた．

このように，同一の降雨で発生した比較的近い場所に位置する2つの斜面が崩壊に至ったメカニズムに着目しても，それぞれ異なっているものと推察された．

ここでは，それぞれの崩壊メカニズムをいくつかの指標に着目して議論し，崩壊メカニズムの側面からみて有効であると考えられる崩壊予防対策について議論している．



図3.65 上石井地区・山脇地区の対象現場の位置関係⁵⁶⁾

3.7.1. 斜面の崩壊形態と各試験結果の関連性

(1)各崩壊地の斜面勾配と内部摩擦角の関係

先に示した事例から、45度の急傾斜斜面と35度の緩傾斜斜面の崩壊メカニズムに違いがあることが明らかになった。事例検討の結果、崩壊土層が飽和することで見かけの粘着力が消失するような地盤材料の場合、無限平衡斜面の安定解析式からも明らかのように斜面勾配と内部摩擦角の大小関係が斜面の安定性を議論するに当り、大きな要素となることが分かる。

上石井地区および山脇地区の対象現場の試験結果より得られた最大斜面勾配： β と内部摩擦角： φ （=定圧一面せん断試験より得られた φ_d ）の関係について表3.17に示している。なお、表においては、それぞれ崩壊すべり面付近での地盤定数に着目して比較している。

表より、内部摩擦角 φ_d と最大斜面勾配 β の関係は、上石井地区では $\varphi_d < \beta$ となっており、山脇地区では概ね $\varphi_d \doteq \beta$ と捉えられる。安定解析において、 $\varphi_d < \beta$ であれば粘着力が完全に消失してしまえば安全率 $F_s < 1.0$ となり、 $\varphi_d \doteq \beta$ であれば粘着力が消失したとしても $F_s \doteq 1.0$ となり、極限状態に漸近するものの斜面は崩壊せずに耐え得ると言える。これより、理論上は、上石井地区のような斜面においては、サクシヨンの消失により粘着力が低下すれば崩壊に至り、山脇地区のような斜面が崩壊に至るには、地下水位が上昇するなど別のトリガーが必要であると考えられる。特に上石井地区のように降雨とは別の外力によって風倒木が発生したような斜面においては、根系等の粘着力の影響が小さい状態となっており、サクシヨンの消失による見かけ粘着力の低下で、不安定化したものと推察される。

このように、斜面勾配と地盤材料の内部摩擦角の関係は、崩壊に至るメカニズムを考える上での一指標となるものと考えられ、現地調査と室内強度試験を実施することで、斜面の大まかな安定性を評価することが可能である。

今後の課題としては、根系などによる粘着力増分を適切に評価し、地盤の強度にどの程度寄与しているのかを明確にすることが挙げられる。

表3.17 各崩壊地の斜面勾配と内部摩擦角の関係

	上石井地区	山脇地区
風倒木被害の有無	有り	無し
最大斜面勾配： β	45°程度	35°程度
内部摩擦角： ϕ_d	35~40°	33 ~ 36°

(2)各崩壊地の崩壊深度の決定要因についての一考察

一般に、崩壊すべり面は斜面内部の強度境界に沿って形成される⁹⁾とされているが、山脇地区での浸透流解析・安定解析結果より、浸潤面に沿って崩壊すべり面が形成された可能性が示唆された。これより、明瞭な強度境界となる面に加えて、豪雨による浸潤面の形成とその飽和度による土層の強度低下が崩壊深度を決定する要因になると考えられる。また、浸潤面の形成については、降雨状況や透水係数、地盤材料の保水特性などが重要な要素だと考えられる。

両崩壊地の崩壊深度と N_d 値、地盤材料区分、細粒分含有率 F_c 、飽和透水係数 k_{15} (オーダー) の関係について、表 3.18 に示している。なお、上石井地区の試料では、透水試験を実施していないため、ここでは粒度分布より飽和透水係数を推定する Creager の式⁵⁷⁾より算出した推定値を示している。表より、上石井地区の推定値と山脇地区の実測値を比較すると、山脇地区の材料の方が透水性は高いものと考えられる。一方、細粒分含有率 F_c が大きくなれば、保水しやすくなり浸潤面の降下速度は小さくなると考えられる⁵⁸⁾。

これらより、上石井地区では、 F_c は大きく透水性が低いため、浸潤面が下方までは形成されず、ごく表層で保水し、GL.-0.5m 程度までが飽和化し安定性を失い、崩壊に至ったものと推察される。一方、山脇地区では、 F_c が小さく透水性が高いため、浸潤面が降雨とほぼ同時に浸潤し、地下水位の上昇も影響し、GL.-2.5 ~ -3.0m 程度で安定性を失い崩壊に至ったものと推察される。

以上より、斜面の崩壊深度の予測や崩壊の予防を考える際には、前項で述べた強度試験に加えて、簡易動的コーン貫入試験などで弱層の有無を調査することに加えて、基本的な物理試験、保水性試験などを実施し、浸透流解析等で降雨浸透過程を評価することが重要であると言える。

表3.18 各崩壊地の崩壊深度と諸物性値の関係

	上石井地区	山脇地区
推定崩壊深度	GL.-0.5m 程度	GL.-2.5~- 3.0m 程度
推定崩壊面までの N_d 値	$N_d \leq 4$ 程度	$N_d \leq 5 \sim 10$ 程度
地盤材料区分	細粒分質砂質レキ (GFS)	細粒分砂まじりレキ (G-FS)
細粒分含有率: F_c	44%	20%
飽和透水係数: k_{15}	10^{-7} (m/sec) オーダー程度 (Creager の式より推定)	10^{-3} (m/sec) オーダー

3.8. まとめ

本章のまとめを以下に列挙する。

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は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も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た。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た。このことから、過去の風倒木被害地は、通常の上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崩壊しやすくなっていると言える。

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は、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。

崖錐堆積物斜面における崩壊地の調査の結果、表面波探査の低速度域(160m/s以下)と簡易動的コーン貫入試験の $N_{d}<10$ の分布はほぼ一致しており、深さがおよそ5m以深に基盤岩(表面波探査による300m/s以上)が確認された。この結果から表面波探査と簡易動的コーン貫入試験を併用することで、二次元地質断面を簡易に把握することができることが分かった。

崖錐堆積物斜面における崩壊地の土層の室内試験結果から、せん断強度は、植生層、遷移層、崖錐堆積物ともに内部摩擦角はほぼ一定で、飽和度の上昇に伴い粘着力が低下した。これは、飽和化によるサクシヨンの消失に起因する見かけの粘着力の低下であると推察された。

崖錐堆積物斜面における一連の詳細な原位置試験、室内試験ならびに数値解

析の結果から、当該斜面は、2009年台風9号降雨により、地表面から植生層、遷移層、崖錐堆積物層に降雨が鉛直浸透した。一方、崖錐堆積物層の透水係数が大きいことから、浸透した水が斜面下部に集まり飽和度と地下水位が上昇した。結果として、最大時間雨量を観測直後に最も地下水位が上昇し、植生層と遷移層および崖錐堆積物層に形成された高い飽和度分布帯（すべり面は崖錐堆積物で飽和度およそ75%）に沿って移動土塊が形成され、臨界状態に達して崩壊に至った。

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 φ_d は、 $35\sim 40^\circ$ 、 c_d は、 $10\sim 16\text{kPa}$ の範囲にあった。また、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）が発生した。この過去の風倒木被害地は、降雨を遮断する樹木が無い状態で、通常の間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ことが、無限長斜面安定解析の結果から明らかになった。

一連の検討結果から、斜面傾斜と内部摩擦角の大小関係が斜面の崩壊メカニズムに大きく影響していることが明らかになった。これより、現地調査および室内試験で斜面勾配 β 、内部摩擦角 φ_d を求めることで、サクシオン消失型またはサクシオン消失型と地下水位上昇の相乗効果によって崩壊に至るのか、区別する一指標となることが分かった。これまで、安定解析式で示されているように傾斜と内部摩擦角の関係で安定度を評価することが行われている。しかしながら、不飽和から飽和状態の両方を考慮して、斜面安定解析で議論する事例はほとんどない。これは、これまでに崩壊土層の低拘束圧状態でのせん断試験があまり行われてこなかったことや試験結果で得られたせん断強度を変化させずに地下水位の上昇によって安定度を議論する研究が多く、崩壊斜面に対して系統立てた詳細な調査、試験、解析によって研究された事例が少ないためである。

さらに、これまで崩壊深度は、地盤の強度境界で説明されることが多かったが、事例研究を通して高飽和度帯が強度境界となり、崩壊することが明らかになった。また、この浸潤面の形成には、降雨状況・現地地盤の透水性・保水性などの降雨浸透特性が大きく依存することが明らかになった。

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) 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.
- 3) 鏡原聖史・南部光広・吉田信之・澁谷啓：平成21年台風9号による斜面・土構造物被害について, 第45回地盤工学研究発表会, pp.1727-1728, 2010.
- 4) 鏡原聖史・鳥居宣之・澁谷啓：兵庫県南西部域で発生した平成21年台風9号による斜面崩壊地の特徴, 第59回平成22年度砂防学会研究発表会概要集, pp.112-113, 2010.
- 5) 鏡原聖史・金兼洙・川尻俊三・澁谷啓：平成21年台風9号の豪雨によって発生した斜面崩壊に関する一考察,土木学会第65回年次学術講演会, pp.35-36, 2010.
- 6) 臼井亮太・鏡原聖史・三浦みなみ・澁谷啓：2009年台風9号豪雨により兵庫県佐用町で発生した斜面崩壊のメカニズムの考察－崖錐堆積物斜面の崩壊事例－, 第48回地盤工学研究発表会, pp.1943-1944, 2013.
- 7) 臼井亮太・鏡原聖史・文岩秀貴・澁谷啓・片岡沙都紀：2009年台風9号豪雨により発生した崖錐堆積物斜面の崩壊事例－現地調査・室内試験から推定される崩壊メカニズム－, Kansai Geo-Symposium 2013, pp.151-154, 2013.
- 8) 鏡原聖史・澁谷啓・鳥居宣之・金兼洙・川尻俊三：兵庫県北部地域における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.
- 9) 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.
- 10) 気象庁WEB：<http://www.data.jma.go.jp/obd/stats/etrn/>（2014.11現在）
- 11) 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.
- 12) 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.
- 13) 神戸海洋気象台WEB：
http://www.jma-net.go.jp/kobe/shiryou/saigai_nenpyou/saigai2_index.html
（2014.11現在）
- 14) 兵庫県：平成16年災害復興誌, 2008.
- 15) 兵庫県治山林道協会：平成16年台風による風倒木被害と再度災害防止対策,

- 2008.
- 16) 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.
 - 17) 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.
 - 18) 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.
 - 19) 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.
 - 20) 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.
 - 21) 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.
 - 22) 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.
 - 23) 気象庁 WEB：
<http://www.data.jma.go.jp/obd/stats/data/bosai/report/2006/20060715/20060715.html>（2014.11 現在）
 - 24) 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.
 - 25) 村上晴茂・谷本実・荒木繁幸・森島直樹・杉森辰次・鏡原聖史：台風によって発生した古生層地域の山腹崩壊の特徴，第40回地盤工学研究発表会，pp.2361-2362，2005.
 - 26) 村上晴茂・谷本実・荒木繁幸・森島直樹・杉森辰次・鏡原聖史：2004年台風によって発生した風倒木を伴う山腹崩壊について，第41回地盤工学研究発表会，pp.2157-2158，2006.
 - 27) 国土地理院 WEB：地理院地図，
<http://portal.cyberjapan.jp/site/mapuse4/?crs=1&meshcode=52344205&z=16#crs=1&meshcode=52344205&z=16&zoom=17&lat=34.98194&lon=134.35025&layers=BTTT>，（2014.11 現在）
 - 28) 猪木幸男，弘原海清：5万分の1地質図幅上郡，地質調査所，1980.
 - 29) 鈴木晴彦・林宏一・信岡大：表面波を用いた地震探査—2次元探査への応用—，物理探査学会第103回学術講演会講演論文集，pp.221-225，2000.

- 30) ダイトウテクノグリーン WEB : 長谷川式現場簡易透水試験器,
<http://www.daitoutg.co.jp/prd/pdf/tousui0703.pdf>, (2014.11 現在)
- 31) 社団法人地盤工学会 : 土質試験の方法と解説 第1回改訂版, p.764, 2000.
- 32) 地下まゆみ・上野宏共・王濱濱・坂本尚史 : 沖縄県中城村で発生した地すべりと粘土鉱物の関係, 第4回土砂災害シンポジウム論文集, pp.67-70, 2008.
- 33) 西垣誠・竹下祐二・河野伊一郎 : 室内試験による不飽和浸透特性の非定常算定, 土木学会論文集, No.454, 第3編-20, pp.103-112, 1992.
- 34) 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.
- 35) S. Shibuya, T. Mitachi and S. Tamate : Interpretation of Direct Shear Box Testing of Sands as Quasi-simple Shear, *Geotechnique*, 47, No. 4, 769-790, 1997.
- 36) 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.
- 37) S. Kagamihara, S. Shibuya, B-S. Kim, S. Kawajiri, T. N. Lohani and T. i Okimura: Case Study Shallow Failure of Conglomerate and Siltstone Slope due to a Heavy Rainfall, *Proceedings of Third International Conference on Geotechnique, Construction Materials and Environment*, Nagoya, Japan, Nov.13-15, pp.545-550, 2013.
- 38) 寺山崇・山本哲朗・鈴木素之・原田博 : 不連続面に起因した斜面崩壊とそのせん断強度, 山口大学工学部研究報告, Vol.52, No.2, pp.77-86, 2002.
- 39) 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.
- 40) 松尾稔 : 地盤工学信頼設計の理念と実際, pp.342-353, 1984.
- 41) 国土地理院 WEB : 地図閲覧サービス
<http://portal.cyberjapan.jp/site/mapuse4/index.html#zoom=5&lat=35.99989&lon=138.75&layers=BTTT>, (2014.11 現在)
- 42) 兵庫県 : 兵庫県の地質, 1996.
- 43) 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.

- 44) 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.
- 45) 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.
- 46) S.Toki, S.Shibuya, and S.Yamashita：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.
- 47) 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.
- 48) 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.
- 49) 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ョン応力の適用について，応用力学論文集，Vol.12, pp.353-362, 2009.
- 50) 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.
- 51) 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.
- 52) 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.
- 53) 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.
- 54) 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.
- 55) 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.
- 56) 国土地理院 WEB：電子国土，
<http://portal.cyberjapan.jp/site/mapuse4/index.html>., (2014.11 現在)
- 57) 土質工学会：掘削のポイント，土質工学会，p.180, 1967.

- 58) 富山康行・国生剛治・甲斐進太郎：細粒分を含んだ不飽和地盤における浸潤前線の降下速度に関する実験，土木学会関東支部技術研究発表会講演概要集, Vol.29, pp.516-517, 2002.

第4章 2009年台風18号豪雨によって発生した山腹崩壊地を対象に過去の豪雨時の安定度を評価した事例

4.1. 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¹⁾、2011年台風12号の豪雨による紀伊半島の土砂災害²⁾、2012年7月九州北部豪雨による阿蘇地域の土砂災害³⁾、2013年7月山口・島根の土砂災害⁴⁾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^{5) 6)}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^{7) 8) 9) 10)}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。

そこで本章では、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。

4.2. 検討対象地の概要ならびに気象の概要

4.2.1. 地形・地質構造の特徴ならびに崩壊地の概要

本章では、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。図4.1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8月5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4.2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(図4.1)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。



図4.1 崩壊斜面の状況

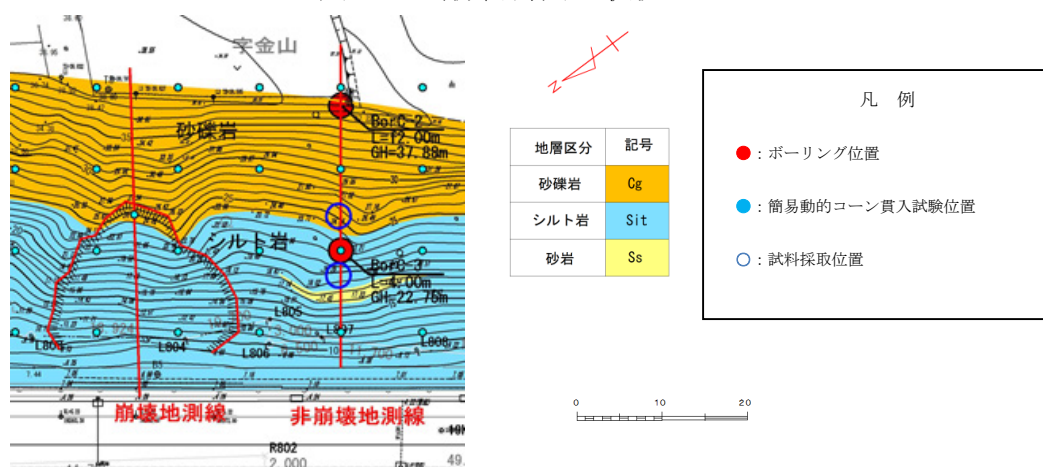


図4.2 平面図(崩壊後の地形)

4.2.2. 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4.2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。

4.2.3. 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4.2に示す。この図から表層1.2m程度までは $N_d < 5$ で非常に緩く、それ以深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、 $N_d < 5$ の表土層（強風化土層）が崩壊したものと推定した。

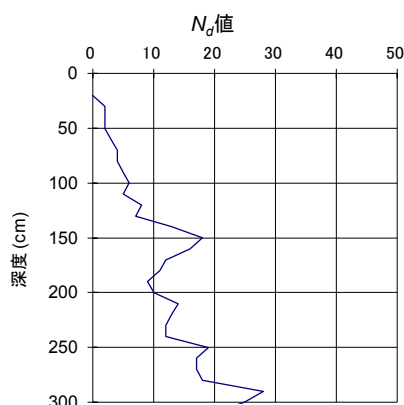


図 4.3 簡易動的コーン貫入試験結果（BorC-3 地点）

4.2.4. 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4.4に推定した地質，地盤区分を示した．

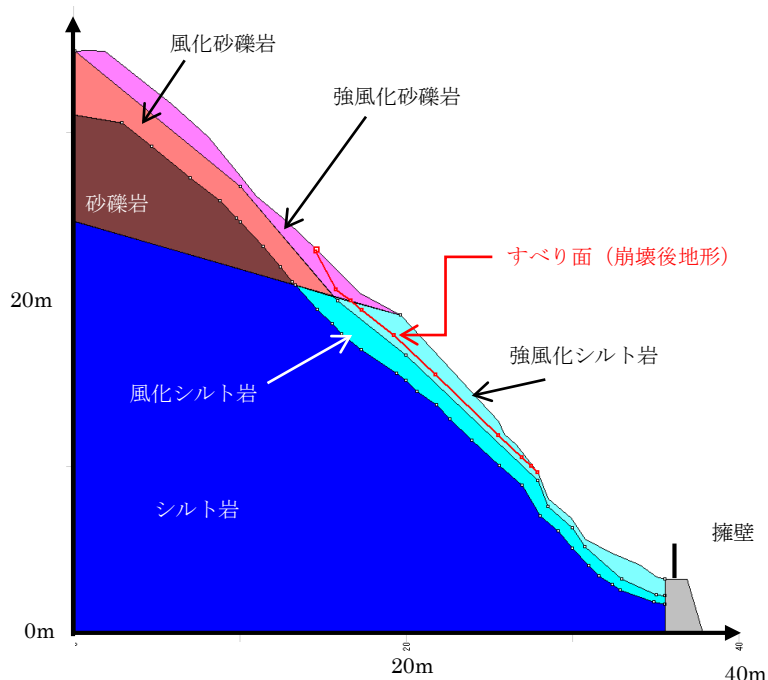


図 4.4 崩壊地測線の断面図（崩壊前に地形復元）

4.2.5. 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にしている．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¹¹⁾（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¹²⁾（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4.5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4.7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18号の中心が通過したため，周辺の風速，風向きデータを確認すると，図4.6に示すとおり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．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4.8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。

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。

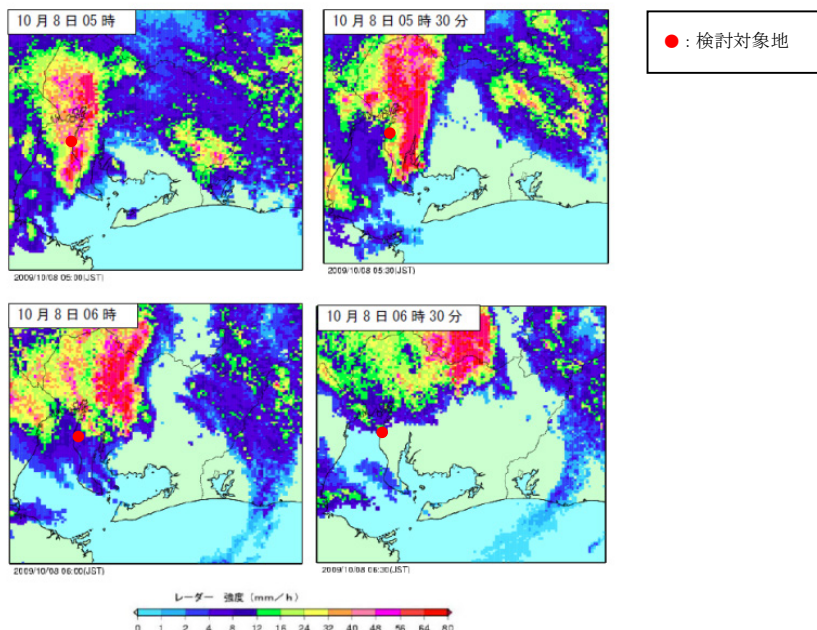


図 4.5 レーダー雨量観測時系列変化¹⁰⁾



図 4.6 アメダス風分布図 (10月8日6時)¹⁰⁾

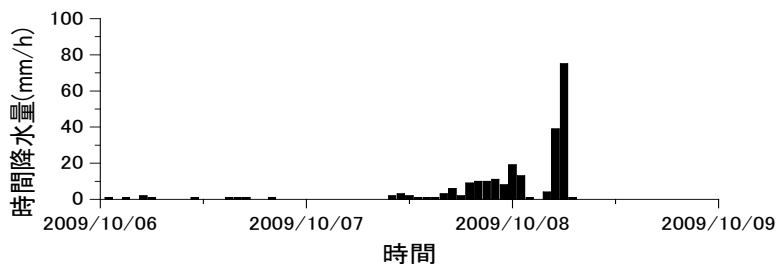


図 4.7 台風 18 号豪雨

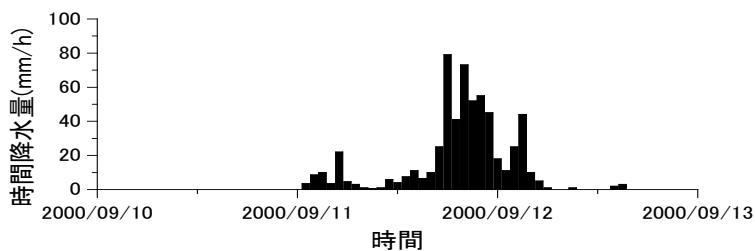


図 4.8 東海豪雨

4.3. 原位置試験ならびに崩壊土層の物理・強度特性

4.3.1. 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 $N_d \geq 5$ 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⁸⁾、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¹³⁾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4.2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。

本章では、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。

4.3.2. 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、サクシヨン-9.8kPaまで吸引法（水頭法）、それ以上のサクシヨンの測定には遠心法を用いた。表4.1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、 1.30g/cm^3 と 1.16g/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4.9に示す。この結果から高飽和領域では、いずれの試

料もサクシヨ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。表層崩壊を考慮する場合，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。

表 4.1 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	ρ_s	g/cm ³	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	砂質粘性土
				GC s S-R	CsS
密度	湿潤密度	ρ_{ti}	g/cm ³	1.527	1.391
	乾燥密度	ρ_{di}	g/cm ³	1.300	1.164

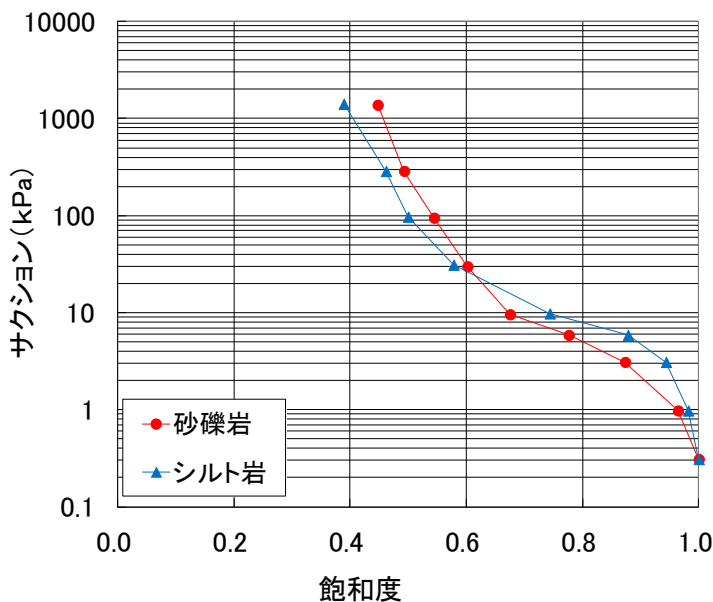
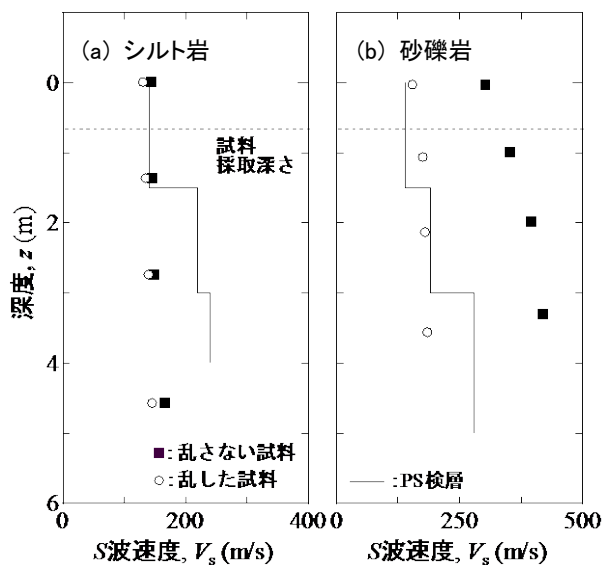


図 4.9 保水性試験結果

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4.10(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 $(V_s)_{lab,u}$ 、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 $(V_s)_{lab,d}$ 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4.10(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 $(V_s)_{lab,u}$ がほぼ一致していることから、深度0.8m(図4.10(a)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 $(V_s)_{lab,u}$ 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つたためだと考えられる。さらに、乱した試料のS波速度 $(V_s)_{lab,d}$ と乱さない試料のS波速度 $(V_s)_{lab,u}$ を比較すると、 $(V_s)_{lab,d}$ が $(V_s)_{lab,u}$ 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4.10(b)の結果より強風化砂礫岩層では $(V_s)_{lab,u}$ 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¹⁴⁾。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、 $(V_s)_{lab,d}$ 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⁸⁾。



(a)強風化シルト岩 (b)強風化砂礫岩
 図 4.10 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¹⁵⁾(図 4.11)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¹⁶⁾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、 $\phi=6\text{cm}$, $h=2\text{cm}$ 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、鉛直応力 σ_v を3段階（15kPa, 30kPa, 50kPa）、定圧でせん断した。

図4.12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 τ と鉛直応力 σ_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 ϕ_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⁸⁾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。

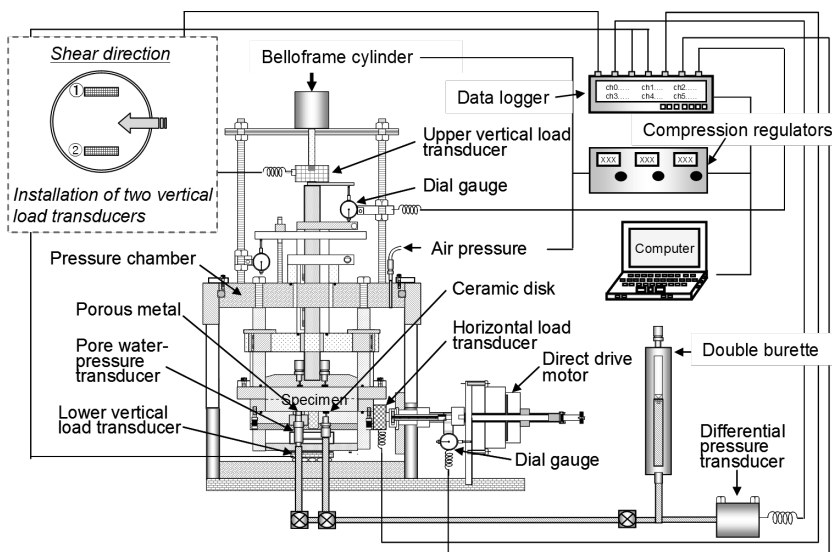


図 4.11 定圧一面せん断試験機の概要¹³⁾

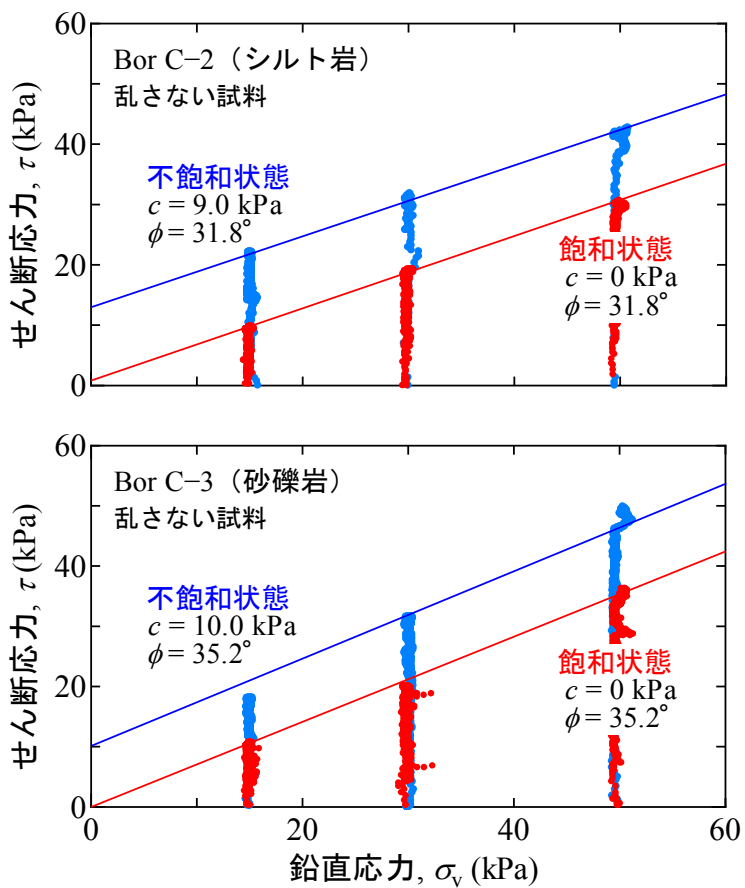


図 4.12 定圧一面せん断試験の結果

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。

4.4. 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

4.4.1. 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。

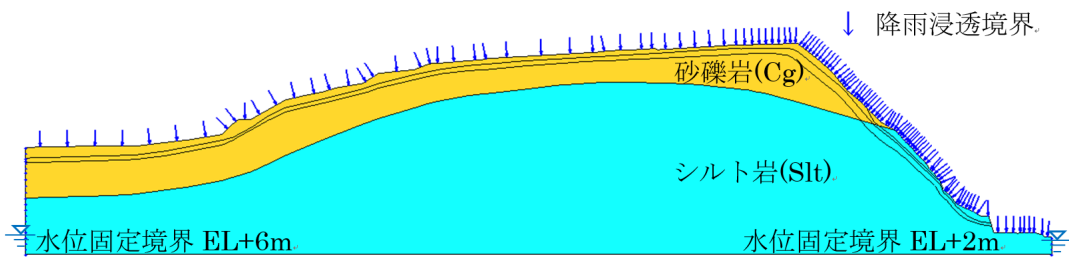
(1)解析コードの概要

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¹⁷⁾されている。

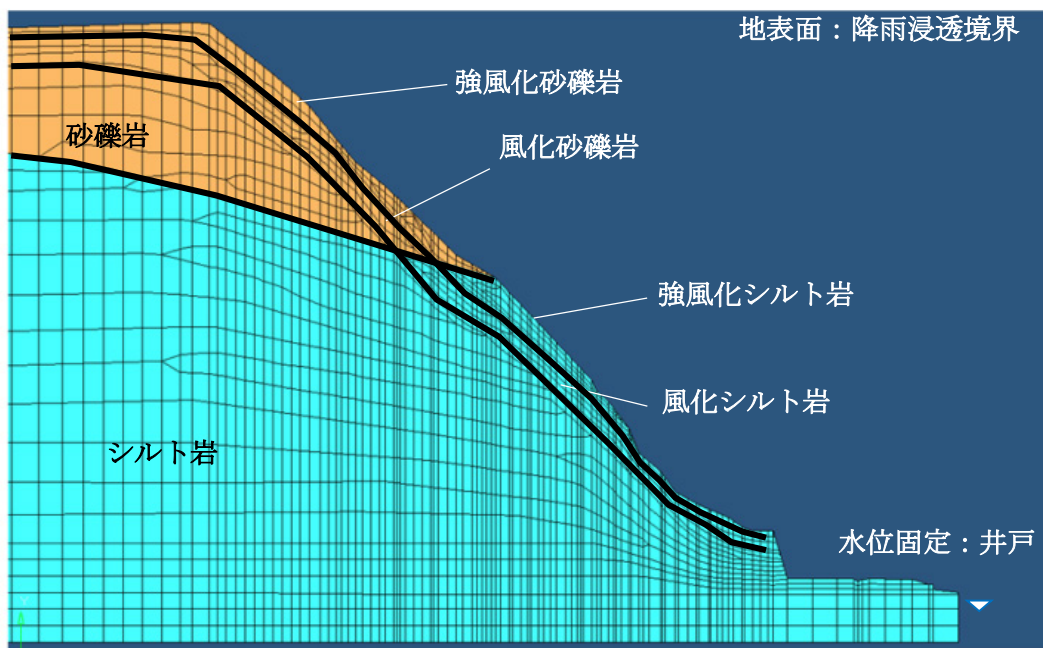
(2)解析条件

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様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4.13(a)、斜面部のメッシュ分割拡大図を図4.13(b)に示すとおりとした。浸透流解析の境界条件は、図4.13(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^{18) 19)}などを参照して表4.2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²⁰⁾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。



(a)境界条件



(b)メッシュ拡大図

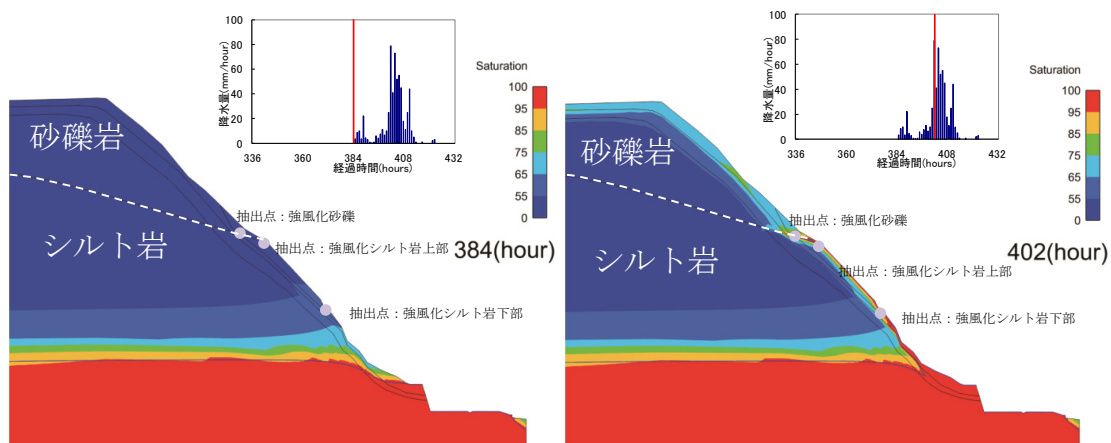
図 4.13 2次元飽和・不飽和浸透流解析モデル

表 4.2 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	$N_d < 5$	2.62×10^{-4}	0.51	2.00×10^{-4}	透水係数：粒度試験参考
風化砂礫岩	$N < 10$	1.30×10^{-5}	0.51	1.00×10^{-4}	透水係数：試験値
砂礫岩	$N \geq 10$	2.76×10^{-8}	0.51	3.30×10^{-6}	透水係数：試験値
強風化シルト岩	$N_d < 5$	2.62×10^{-6}	0.56	2.60×10^{-3}	透水係数：試験値
風化シルト岩	$N < 10$	2.76×10^{-11}	0.56	1.30×10^{-3}	透水係数：試験値, 透水しない
シルト岩	$N \geq 10$	2.76×10^{-11}	0.56	3.30×10^{-6}	透水係数：試験値, 透水しない

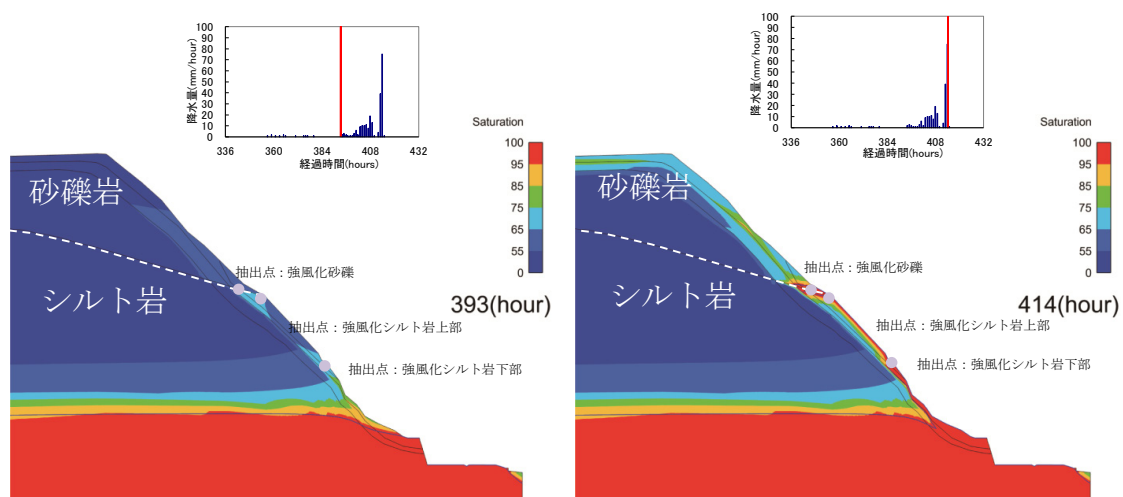
※有効間隙率は間隙率から設定

※比貯留係数は文献から設定



(a) 東海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

図 4.14 浸透流解析結果 (東海豪雨)



(a) 台風18号豪雨の降り始めの飽和度分布 (b) 台風18号豪雨の最大時間雨量観測時の飽和度分布

図 4.15 浸透流解析結果 (台風18号豪雨)

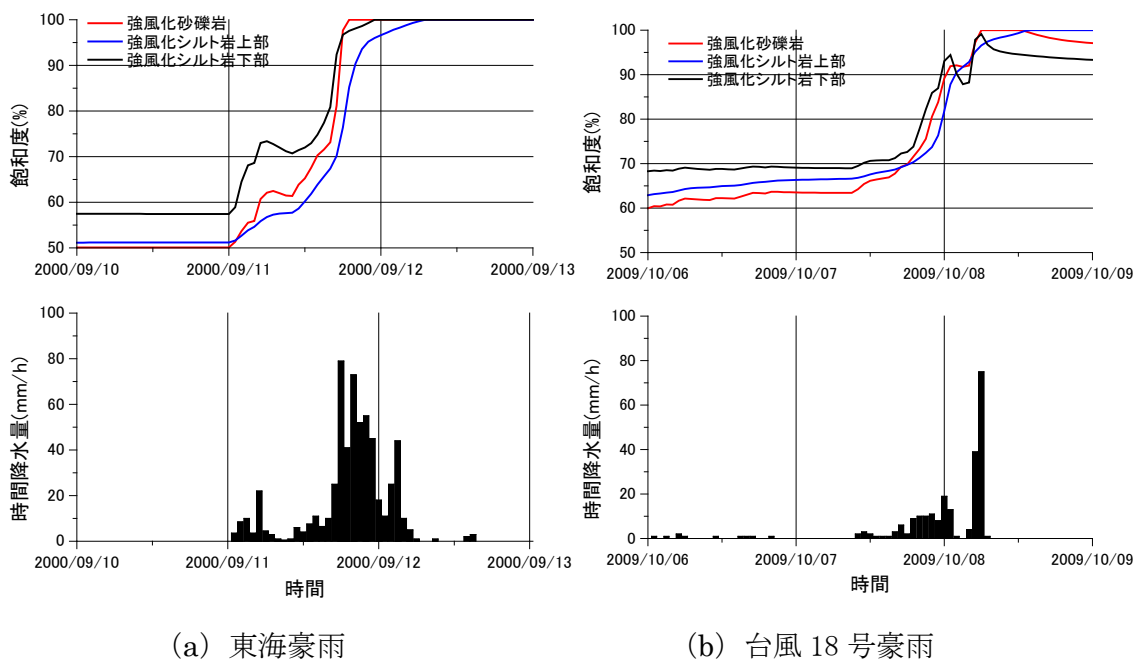


図 4.16 抽出点での飽和度の経時変化

4.4.2. 二次元斜面安定解析

(1)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(4.1)に示す修正フェレニウス法²¹⁾を用いた。

$$F_s = \frac{\sum \{c_{di}l_i + (W_i - u_i b_i) \cos \alpha_i \tan \varphi_{di}\}}{\sum W_i \sin \alpha_i} \tag{4.1}$$

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、 α_i はすべり面傾斜角、 φ_{di} は土の内部摩擦角を示す。

図4.16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4.17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．

(2)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 ϕ_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，サクシヨンによる見かけの粘着力がほとんどであると考えた．サクシヨンとサクシヨン応力の関係は，保水性試験結果から推定できるとの報告²²⁾がある．そこで，この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4.19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4.20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．

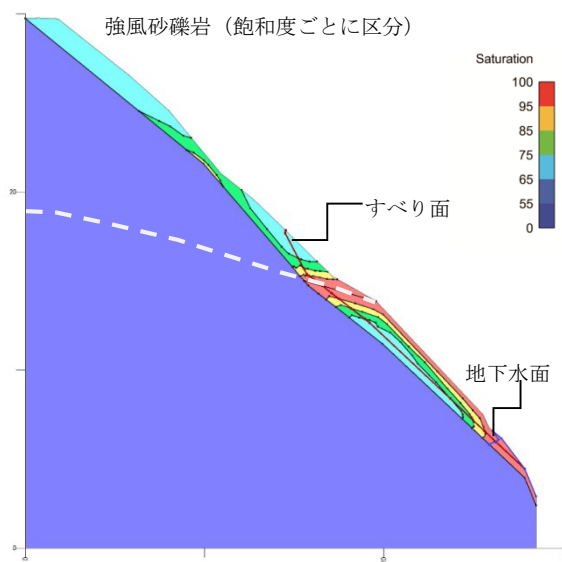


図 4.17 安定解析モデル
(台風18号豪雨崩壊時刻)

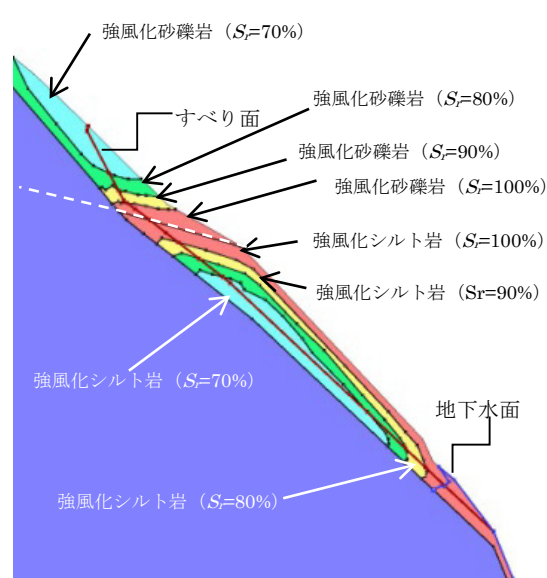


図 4.18 安定解析モデル
(台風18号豪雨崩壊時刻
すべり面周辺拡大)

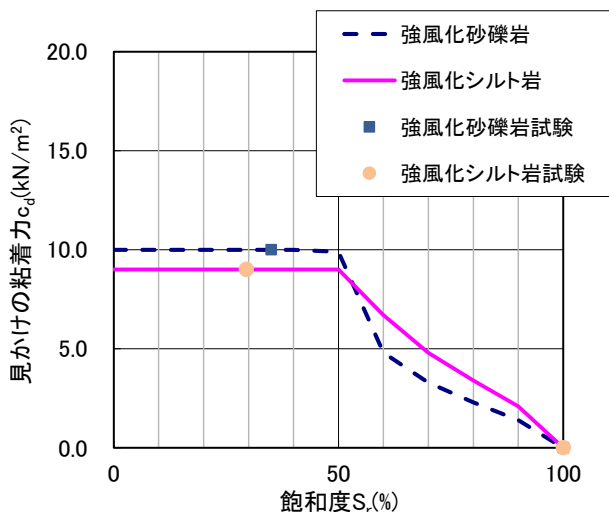


図 4.19 飽和度に応じた見かけの粘着力の設定

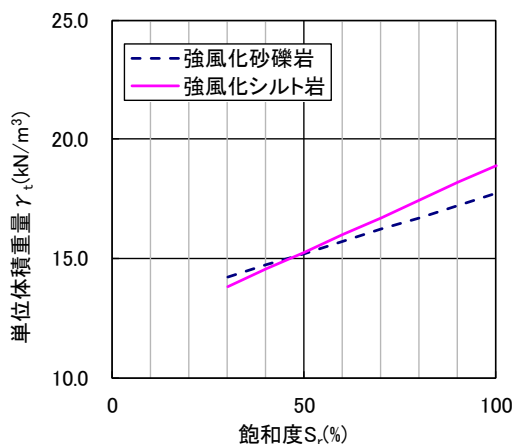


図 4.20 飽和度と土の単位体積重量の関係

(3)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^{23) 24)}が進められている。北原ら²¹⁾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²²⁾を参照(図4.21)して、植生の樹木根系による粘着力増分を表4.3のとおり仮定した。

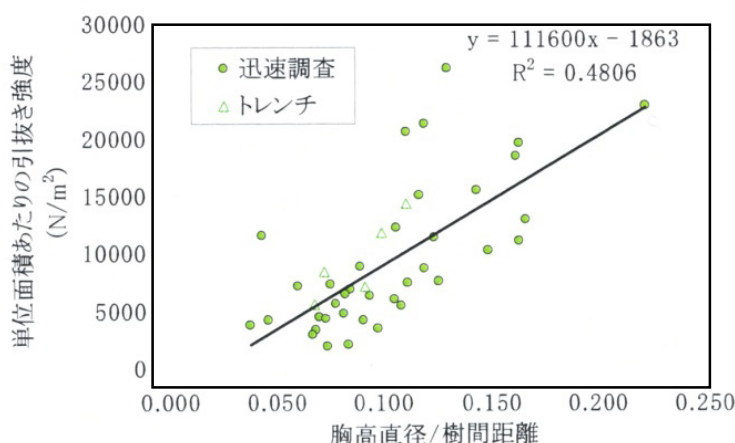


図 4.21 胸高直径／樹間距離と根系の単位体積当たりの引抜き強度²²⁾

表 4.3 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 Δc_r (kN/m ²)
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

(4)安定解析ケース

安定解析ケースは、CASE1(東海豪雨)およびCASE2(台風18号豪雨)と、CASE2に台風18号による強風により樹木がゆすられ、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CASE3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。

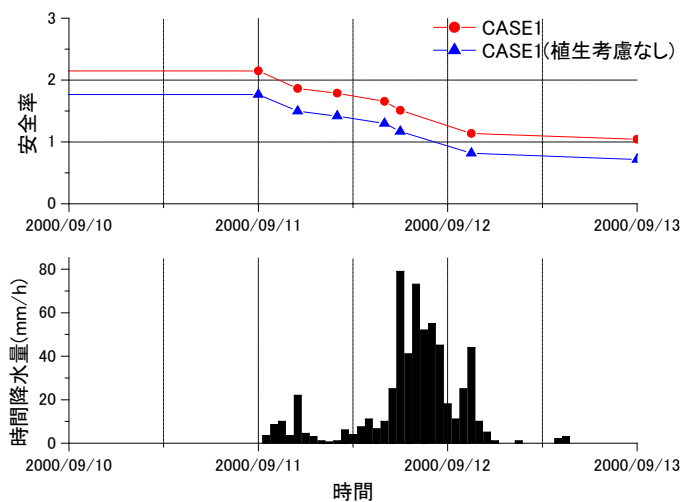
(5)安定解析結果

それぞれのケースの時間降雨と安全率の変化を図4.22に示した。図4.22(a)は、CASE1(東海豪雨)の安全率の経時変化を示している。CASE1の安全率の

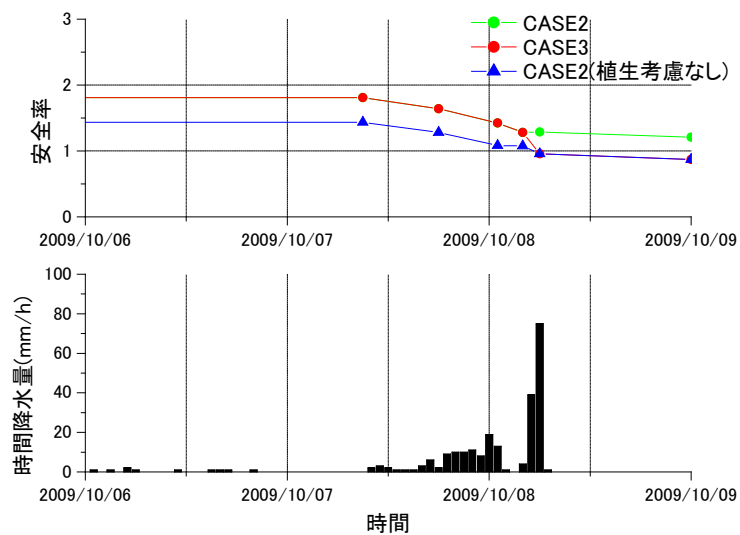
変化は、全体的にゆっくりと安全率1.0に向かって低下している。ただ、根系の見かけの粘着力増分によって、一連の降雨期間中、安全率は1.0以上あり、実際崩壊しなかった事実と整合する。一方、図4.22(b)は、CASE2（台風18号豪雨）とCASE3（台風18号豪雨、根系の見かけの粘着力増分が低下した場合）を示したものである。CASE2のように根系の見かけの粘着力増分が減少しない場合は、安全率は1.0より大きい。CASE3のように、台風による強風によって、樹木が揺すられ、根系の見かけの粘着力増分が減少したと仮定した場合は、強風を受けた3時ごろから安全率が急激に低下し、最大時間観測時刻に安全率が1.0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。

つぎに、斜面崩壊は、破壊確率の遷移速度の急増時点と斜面崩壊時に高い相関が認められると報告²⁵⁾している。そこである解析時間での安全率の変化を安全率変化率($\Delta F_s/\Delta t$)とし、その変化速度の急増時点と崩壊発生時刻との関係について調べた(図4.23(a),(b))。図4.23(a)に示す東海豪雨では、CASE1、CASE1（植生考慮なし）とともに、2000年9月11日5:00頃に-0.057、18:00頃に-0.071と大きく変化している。これは、先に述べた初期の飽和度が低い状態で比較的大きな時間降雨を受けることになって、崩壊土層の飽和度が高くなる、その変化が大きいことを意味しており、図4.14と対応した結果となっている。

一方、台風18号豪雨のCASE3では、根系の見かけの粘着力の減少に伴うものであるが、10月8日6:00頃に-0.162と東海豪雨の変化率よりも大きく変化している。この時刻は、崩壊発生時刻とおよそ一致している。これは、根系の見かけの粘着力増分が減少しているため、当然の結果と言える。仮に植生の効果が持続したと仮定すると、安全率変化率は-0.048と東海豪雨時よりも小さく、崩壊に至らなかった可能性がある。このことから、樹木根系が斜面安定に与える影響が大きいと考えられる。

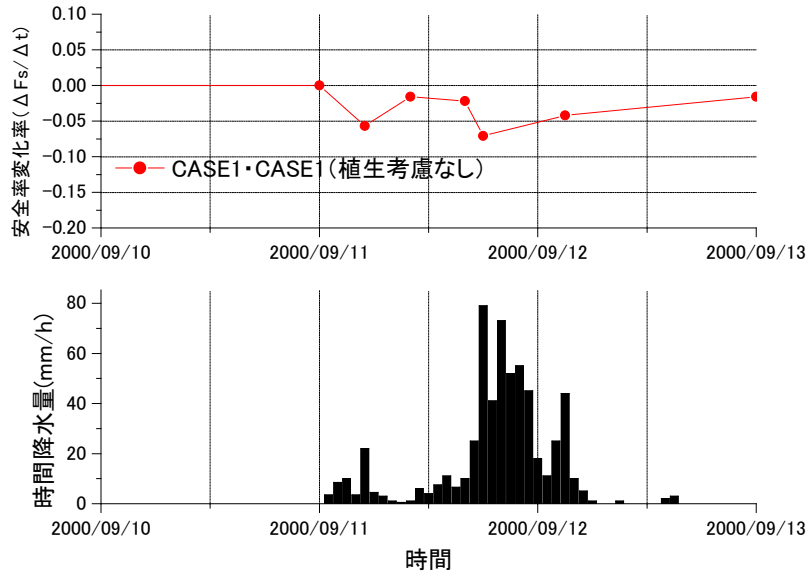


(a) 東海豪雨

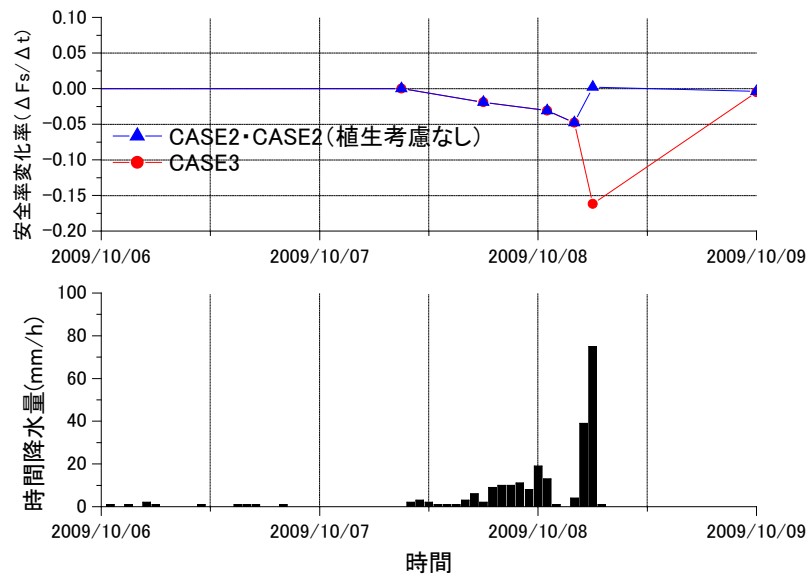


(b) 台風18号豪雨

図4.22 安全率の経時変化



(a) 東海豪雨



(b) 台風18号豪雨

図4.23 安全率変化率の経時変化

4.4.3. 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、強風化土層の自重の増加、土の見かけの粘着力の低下によっ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、豪雨による飽和度上昇に伴う強風化土層の自重の増加、土の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。また、崩壊時刻での安全率変化率が大きい（急激な安全率の低下）ことも崩壊に至る要因に挙げられる。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²⁶⁾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。

4.5. まとめ

結論を以下に述べる。

簡易動的コーン試験貫入値 $N_d < 5$ 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。また、基岩の違いによらず崩壊した強風化土層が、飽和化することでみかけの粘着力が消失し、著しく強度が低下した。内部摩擦角は飽和、不飽和によらずほとんど同じであった。

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化し、引き続いて、強風化シルト岩部の地表面から徐々に飽和度が高くなった。このような飽和化により安全率が徐々に低下し、さらに強風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し、最終的には、安全率が急激に低下して崩壊に至った。一方、過去の東海豪雨では、飽和度が徐々に高くなり、安全率が低下したものの強風を伴わなかったために、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と推定される。

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った。

本章では、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。

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WEB：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，（2013.8現在）
- 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) S. Kagamihara, S. Shibuya, B-S. Kim, S. Kawajiri, T. N. Lohani and T. i Okimura: Case Study Shallow Failure of Conglomerate and Siltstone Slope due to a Heavy Rainfall, *Proceedings of Third International Conference on Geotechnique, Construction Materials and Environment*, Nagoya, Japan, Nov.13-15, pp.545-550, 2013.
- 10) 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，第46回地盤工学研究発表会，pp.1941-1942，2011.

- 11) 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.
- 12) 気象庁津気象台 WEB：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, (2014.6 現在)
- 13) 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.
- 14) 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.
- 15) S. Shibuya, T. Mitachi and S. Tamate：Interpretation of Direct Shear Box Testing of Sands as Quasi-simple Shear, *Geotechnique*, 47, No. 4, 769-790, 1997.
- 16) 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.
- 17) 株式会社ダイヤコンサルタント WEB：移流分散解析,
http://www.diaconsult.co.jp/ei_hinmoku/ei_kaiseki/k_iryu03.html, (2013.8 現在)
- 18) 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.
- 19) 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.
- 20) 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.
- 21) 社団法人地盤工学会：斜面の安定・変形解析入門, pp.28-32, 2006.
- 22) 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.
- 23) 北原曜：森林根系の崩壊防止機能, 水利科学, No.311, p.11-37, 2010.
- 24) 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.

- 25) 松尾稔：地盤工学信頼設計の理念と実際, pp.342-353, 1984.
- 26) 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.

第5章 原位置調査および室内試験に基づく表層崩壊危険箇所抽出手法の提案

5.1. はじめに

本章では、表層崩壊発生が予想される斜面の不安定土層深の実態を整理するとともに、不安定土層深を推定する方法を提案している。また、第3, 4章で述べたように表層土が高飽和化することにより見かけの粘着力が消失し、せん断強度が著しく低下し表層崩壊が発生するメカニズムを対象に、実務で取り扱うことが多い2ha程度以下の流域を対象に、地形情報、不安土層深の分布、室内試験の結果をもとに斜面表層の安定性を簡易に判定する手法を提案している。

斜面表層の安定性を簡易に判定する手法は、現地で採取した表土層試料を飽和状態でせん断試験し、得られたせん断強度を用いて、斜面傾斜角を変数とした無限平衡斜面の安定解析から安全率1となる崩壊土層深（以降、限界崩壊土層深と呼ぶ）を求め、簡易な現地調査から推定される不安定土層深と比較検討することで安定性を判断する方法を提案している。

5.2. 不安定土層深の分布の実態と推定方法

5.2.1. 調査地の概要¹⁾

調査地は、図5.1に示すように兵庫県内において過去に治山事業（山腹工事）を実施した4地区を対象とした。A地区、B地区は花崗岩が分布する地域、C地区は有馬層群²⁾が分布する地域、D地区は超丹波帯が分布する地域である。立原谷（A）地区の地形、植生状況は、比高差100m、斜面傾斜は3~47度、広葉樹林の斜面である。天王谷（B）地区は、比高差140m、斜面傾斜は13~56度、広葉樹林の斜面である。武田尾（C）地区は、比高差150m、斜面傾斜は17~53度、スギ林主体で一部、広葉樹林の斜面である。皆河（D）地区は、比高差160m、斜面傾斜は30~45度、スギ林で台風による豪雨で崩壊した斜面（幅30m、高低差110m、斜面長120m、厚さ0.5m程度）である。

ここで、調査地は、治山事業を行うことを目的に調査していることから、斜面区分として大きな谷を含まない比較的単純な斜面で調査している。したがって、土砂移動現象は、斜面上部から下部に向かって移動すると考えられ、他流域から

の土石流堆積物などは含まれていない。



● : 調査地を示す

図5.1 調査地の位置 (カシミール3D を用いて作成)

5.2.2. 調査・解析手法

現地調査は、平面的に 10m の格子点で簡易動的コーン貫入試験を実施した。また崩壊地または過去の崩壊地形を示す箇所の周辺で不安定土層をサンプリングし、室内試験から物理特性を把握している。また、崩壊が発生した皆河 (D) 地区の不安定土層は、崩壊地と非崩壊地とで別途実施した簡易動的コーン貫入試験の結果を比較して、すべり面となる N_d 値を設定している。一方、立原谷 (A)、天王谷 (B)、武田尾 (C) 地区の非崩壊斜面では、既往文献³⁾ を参考に $N_d < 10$ を目安に不安定土層を設定している。なお、D 地区では、崩壊地の外周の未崩壊地を対象に調査している。

地形傾斜は、沖村の方法⁴⁾ を参照して図 5.2 に示す 10m 格子の 4 点の標高から式 (5.1) を用いて 1 次傾向面で近似し求めた。

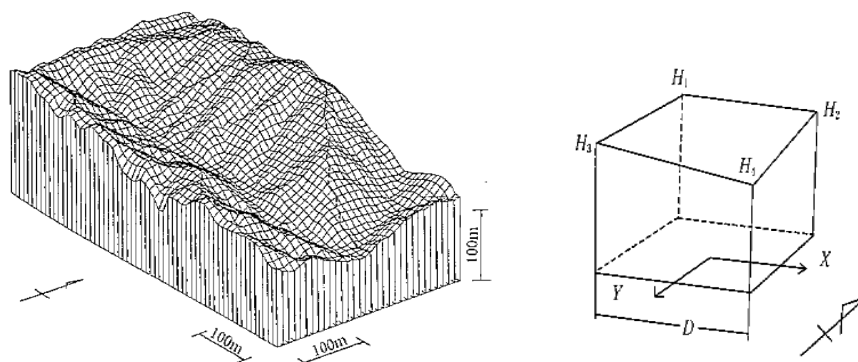


図5.2 地形のブロックダイヤグラムとセルのモデル⁴⁾

$$\theta = \tan^{-1} \frac{\sqrt{A^2 + B^2}}{2D}$$

$$A = H_1 - H_2 + H_3 - H_4$$

$$B = H_1 + H_2 - H_3 - H_4$$

(5.1)

ここに、 θ ：斜面傾斜角， D ：格子間隔， H ：格子の標高を示す。

つぎに、不安定土層深は、10m 格子の 4 点で実施した不安定土層深の平均とした。それぞれの 10m 格子中央のデータ数は表 5.1 に示したとおりである。

表 5.1 不安定土層の物理特性など¹⁾ 一部加筆

地区名	A地区	B地区	C地区	D地区
	立原谷地区	天王谷地区	武田尾地区	皆河地区
基盤地質	六甲花崗岩	領家花崗岩	有馬層群	超丹波帯
土粒子の密度 (g/cm ³)	2.622	2.675	2.674	2.711
自然含水比 (%)	4.2	11.8	12.6	16.5
礫分 (75-2mm) (%)	30.7	4.9	-	35.1
砂分 (2-0.075mm) (%)	58.6	63.8	52.7	29.9
細粒分 (0.075mm以下) (%)	10.7	31.3	35.2	35
地盤材料分類	粘性土まじり礫質砂	粘性土質砂	粘性土質砂質レキ	粘性土質砂質レキ
分類記号	SG-Cs	SCs	GCsS	GCsS
データ数 (10m格子中央)	272	394	464	56

5.2.3. 不安定土層の物理特性および地表面傾斜と不安定土層深の分布の実態

不安定土層の物理特性を表 5.1 に示したとおりである。この表から A 地区以外は細粒分含有率が 30%以上と比較的多い特徴を有しており、同じ花崗岩地域でも A, B 地区の粒度分布傾向が異なっている。

それぞれの調査地の地表面傾斜の特徴を把握するために地形解析で求めた地表面傾斜角（5 度刻み）の頻度分布を図 5.3 のとおり整理した。この結果から、A, C 地区の地表面傾斜（以降、傾斜と呼ぶ）は 35~40 度がもっとも多く、B, D 地区は 40~45 度がもっとも多ことがわかる。このことから A, C 地区より B, D 地区の方が急な斜面であると言える。

つぎに不安定土層深と傾斜の分布の関係を図 5.4 に示した。この図から、不安定土層深と傾斜は大きくばらついており、一定の関係を見出すことは困難であると判断した。そこで、各地区の傾斜区分と平均不安定土層深、標準偏差を整理し考察することとした。図 5.5 に各地区の傾斜区分と平均不安定土層深ならびにその標準偏差を示した。なお、地表面傾斜角が 5~20 度や 55~60 度などデータ数が少ないものは除外した。

図 5.5 から A, C 地区は、傾斜が急になるほど不安定土層深が薄くなる傾向を示している。一方、B, D 地区は、ほぼ一定値または傾斜が急になるほど不安定土層深がわずかに大きくなる傾向を示している。A 地区は傾斜が緩くなるほど標準偏差が大きくなっている。これは斜面上部からの土砂移動に伴って斜面下部に堆積している箇所があるためである。B 地区は、全体的に±0.25m 程度のばらつきで傾斜に関係なくほぼ一定である。C 地区は、傾斜の頻度分布が大きい 35~40 度より緩い傾斜では標準偏差が大きくなっている。これは A 地区と同様の理由であると推察される。D 地区は、標準偏差が小さく傾斜による違いも少ない。

以上、A, C 地区は、傾斜が急になるほど不安定土層深が薄くなる傾向を示し、もっとも傾斜頻度が多い傾斜で標準偏差が小さく、傾斜が緩くなるほど標準偏差が大きくなっている。これは、土砂移動により下流部が堆積し標準偏差が大きくなっているものと推察された。一方、B, D 地区は、ほぼ一定値または傾斜が急なほど不安定土層深がわずかに大きくなる傾向を示し、標準偏差は概ね一定であった。さらに A, C 地区と比較して不安定土層深が小さい特徴がある。このことから傾斜による土砂層深の変化が小さく、急斜面でも細粒分の影響（粘着力、骨格構造、サクションなど）で不安定土層が保たれているものと推察された。

これまで実施されている簡易動的コーン貫入試験の結果を収集して、1 次的な処理、分析を実施した。この結果から、傾斜角の増加に依存して不安定土層深が

減少する箇所と傾斜角に依存せずほぼ一定値を示す箇所があることがわかった。現地踏査では、傾斜角の増加に依存して不安定度層深が減少する斜面は、地形的に斜面下部に堆積物の分布が認められる。一方、傾斜角に依存せずほぼ不安定度層深が一定の斜面は、地形に明瞭な堆積物の分布が認められない。このことから現時点では、これらを区別ために地形図を参考に堆積物の分布状況をもとに判断することとする。今後は、これらを区分する工学的な指標が必要であると言える。

以上、地形図から堆積物の分布状況を見極め、現地踏査を行い、傾斜角の異なる箇所にて数点簡易動的コーン貫入試験を実施することで、不安定土層深が推定できる可能性がある。

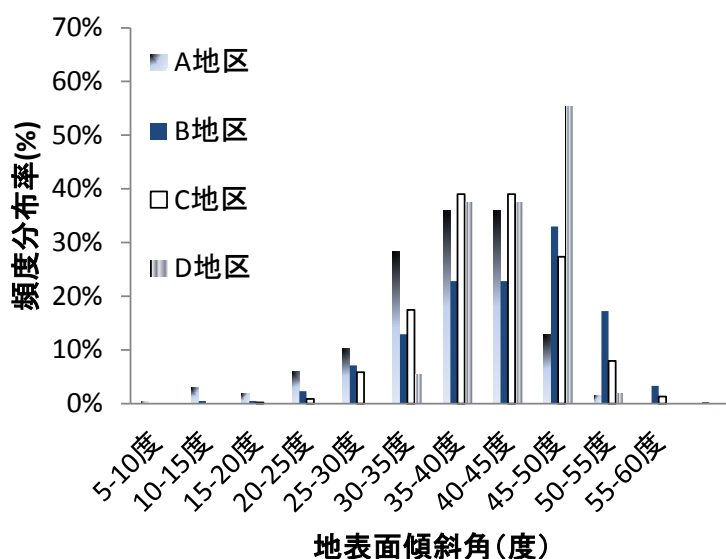


図5.3 各地区の地表面傾斜角頻度分布¹⁾

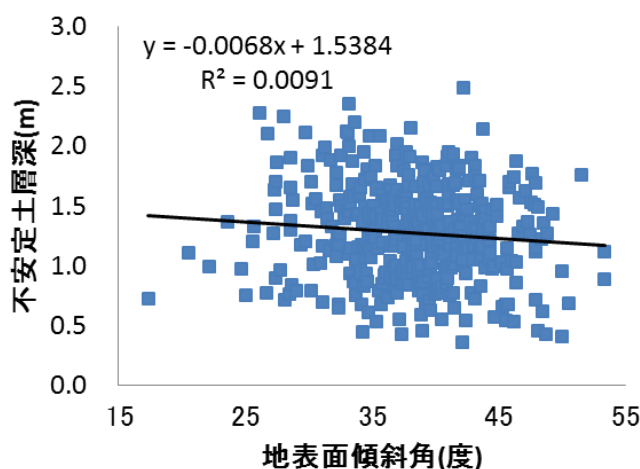
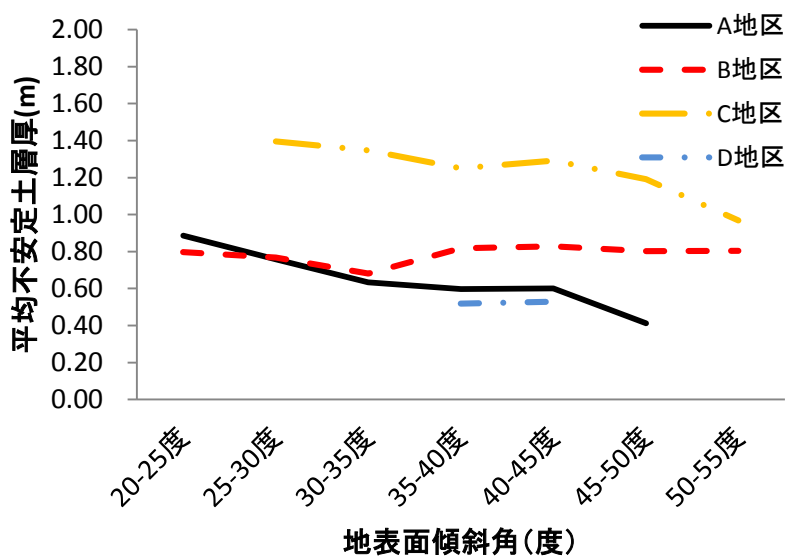
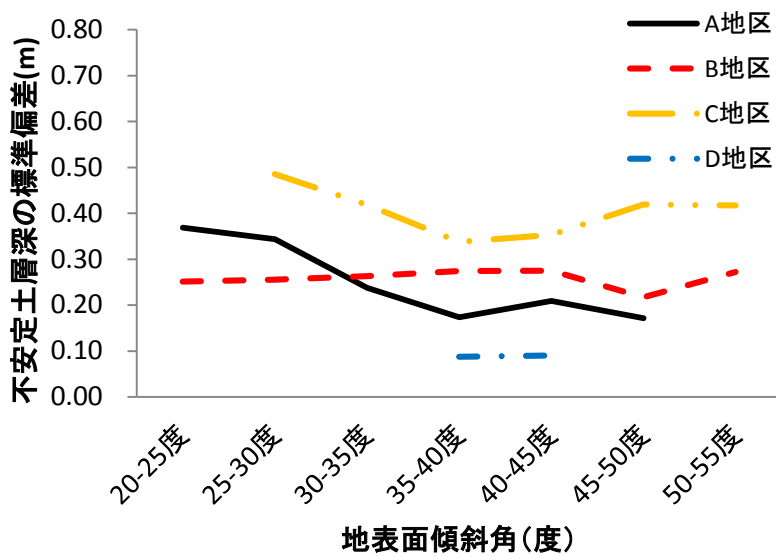


図5.4 地表面傾斜角と不安定土層深分布 (C地区) ¹⁾



(平均値)



(標準偏差)

図5.5 各調査地の地表面傾斜と不安定土層深 (平均値, 標準偏差) ¹⁾

5.2.4. 不安定土層深の推定方法

比較的単純な斜面形状を示す山腹斜面における簡易動的コーン貫入試験の結果を収集、分析した結果、傾斜角の増加に依存して不安定土層深が減少する箇所と傾斜角に依存せずほぼ一定値を示す箇所があることがわかった。

ここでは、限られた試験結果の整理ではあるが、これらの結果をもとにして不安定土層深を推定する方法について整理した。

(1)不安定土層深が傾斜の増加に伴って減少する斜面

不安定土層深が減少する A, C 地区について、斜面崩壊が予想される傾斜角内 (25~55 度) で直線近似を行った。その結果を図 5.6 に示した。近似された式から切片は異なるものの傾きは 0.0145~0.0147 であった。この傾きは、降雨などによる斜面表層の土砂移動現象に依存するものと推察されるが、現時点では明らかではない。

傾斜による不安定土層深の傾きが、ある程度固定できるのであれば、斜面上、中、下部などの複数点で簡易動的コーン貫入試験を実施すれば不安定土層深を推定することができる。

ここでは、事例数は少ないが、不安定土層深の推定式として式 (5.2) を提案する。

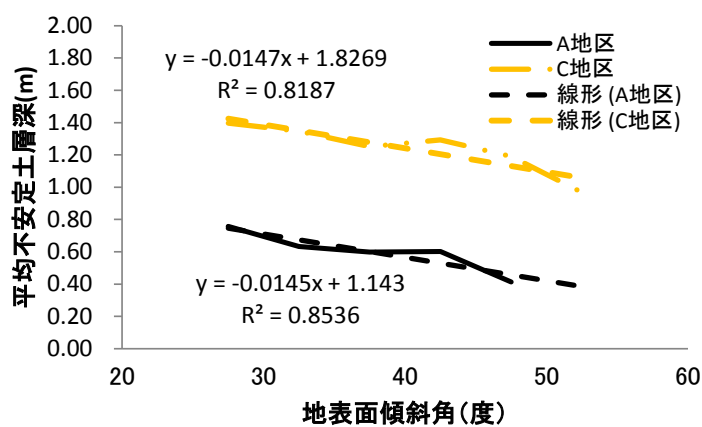


図5.6 平均不安定土層厚の直線近似

$$D = \alpha \times \theta + \beta \tag{5.2}$$

ここで、 D : 不安定土層深 (m), θ : 地表面傾斜角 (°), α : 係数 (-0.0145), β : 係数 (m)

(2)不安定土層深が一定の斜面

不安定土層深が一定であった B, D 地区については、傾斜角に依存せず、一定の不安定度層深と考えられるため、現位置で複数点の簡易動的コーン貫入試験を実施すれば、その最大土層深で不安定土層深を推定することができる。

(3)不安定土層深の推定（事例検討）

ここでは、先に述べた平均不安定土層深の考察をもとに A 地区と B 地区に対して、A 地区では傾斜角に依存する不安定土層深を推定し、B 地区では不安定土層深を一定とし、実際の計測値と比較し、その適用性について考察を加えた。

a)A 地区への適用事例

A 地区は、地形測量の結果、斜面下部に堆積物が広く分布する地形が確認できる。このことから、傾斜角に依存する不安定土層深のタイプであると判断される。

つぎに、現地状況から、簡易動的コーン貫入試験を実施しやすい 5 点を図 5.7 に示すとおり抽出した。抽出した箇所は、遊歩道沿いの箇所と比較的容易に簡易動的コーン貫入試験の実施が可能な場所である。つぎに、それぞれの点での不安定土層深と傾斜角（隣接するセルの地表面傾斜角の平均）を求め、先に示し

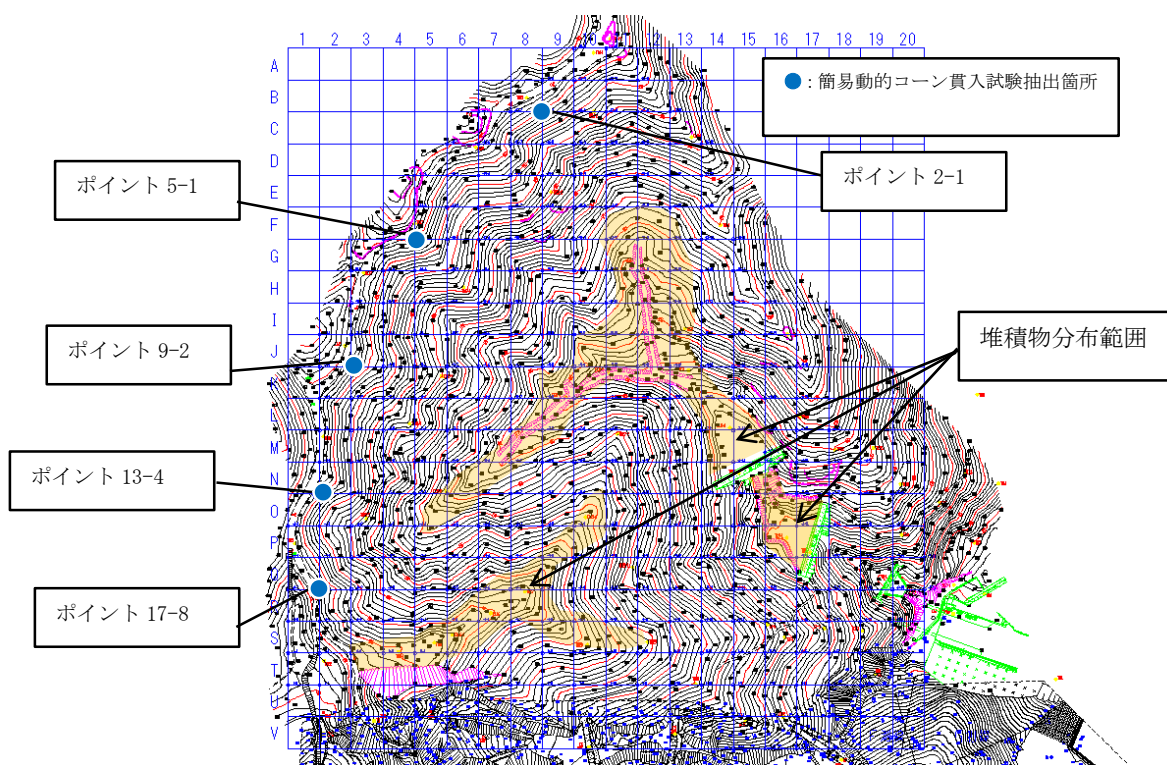


図5.7 A 地区の地形図と簡易動的コーン貫入試験抽出箇所

た式の切片を求めた。さらに求めた 5 つの切片を平均して、当該箇所の不安定土層深標準式とした (表 5.2 参照)。不安定土層深標準式と実測で求めた平均不安定土層深の比較を図 5.8 に示した。図中には、先に示した実測値の傾斜と不安定土層深の標準偏差を斜面崩壊が予想される傾斜角内 (25~55 度) で直線近似し、考慮している。この図に示すとおり、5 点程度実施することで概ね傾斜と不安定土層深を推定することができる。

表5.2 A 地区で抽出した簡易動的コーン貫入試験結果と推定式の切片

ポイント	2-1	5-1	9-2	13-4	17-8
不安定土層深 (m)	0.7	1.7	0.3	0.2	0.6
平均傾斜角 (度)	33	35	33	38	37
推定式切片 (m)	1.58	2.21	0.78	0.75	1.14
平均値推定式切片 (m)	1.29				

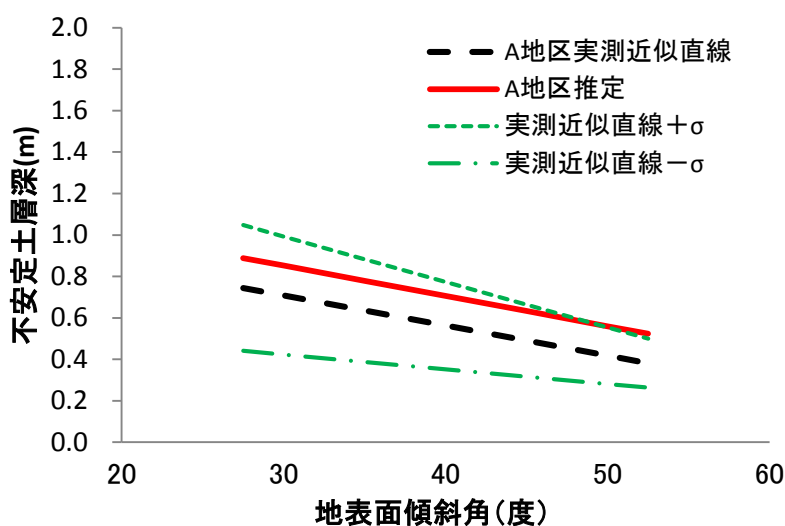


図5.8 A 地区の不安定土層深の比較 (実測と推定)

b)B 地区への適用事例

A 地区に適用した方法を基本に B 地区にも適用した。

B 地区は、地形測量の結果、斜面下部の構造物背面に堆積物が分布しているが、調査地内には明瞭な堆積物の分布域が認められないことから、不安定土層深の傾斜依存が少ない箇所であると判断できる。そこで、抽出した簡易動的コーン貫入試験の結果を平均することで実測値（平均）との比較を行った（表 5.3 参照）。

現地状況から、簡易動的コーン貫入試験を実施しやすい 5 点を図 5.9 に示すとおり抽出した。抽出した箇所は、林道沿いの箇所で比較的容易に簡易動的コーン貫入試験の実施が可能な場所である。つぎに、それぞれの点での不安定土層深を求め平均して、当該箇所の不安定土層深（平均）と比較した。5 点の平均と実測で求めた平均不安定土層深の比較を図 5.10 に示した。図中には、実測の標準偏差を考慮している。この図に示すとおり、5 点程度実施することで概ね不安定土層深を推定することができる。

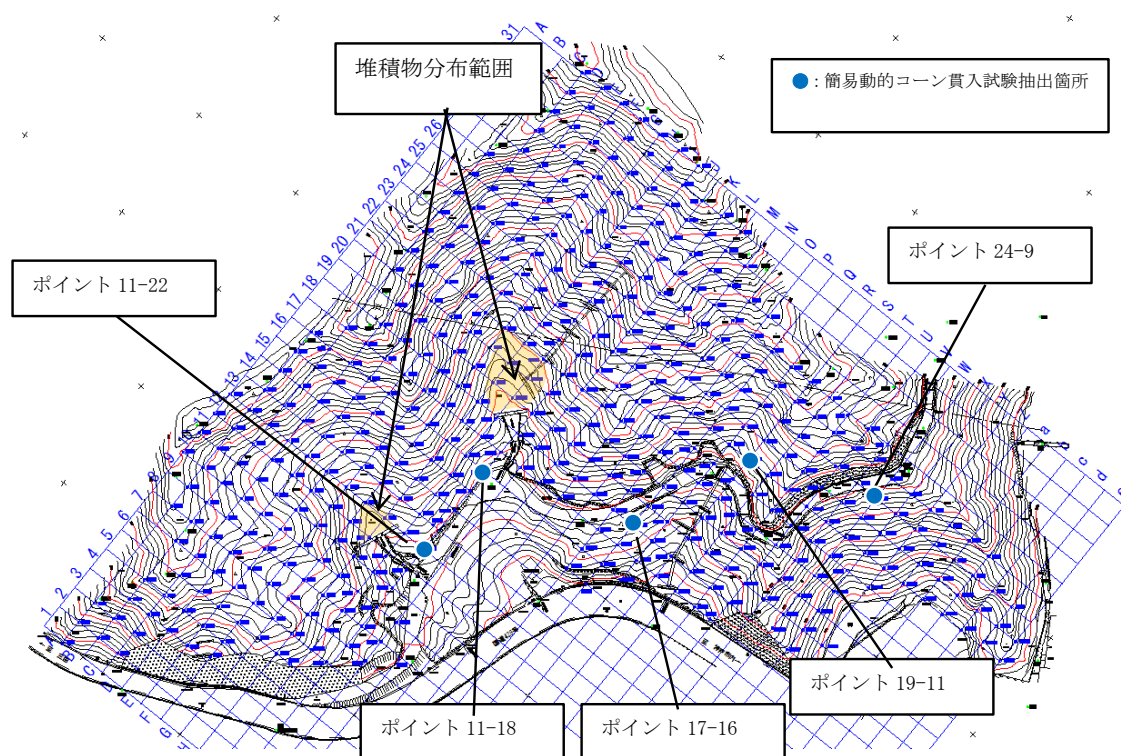


図5.9 B 地区の地形図と簡易動的コーン貫入試験抽出箇所

表5.3 B地区で抽出した簡易動的コーン貫入試験結果と推定式の切片

ポイント	11-22	11-18	17-16	19-11	24-9
不安定土層深 (m)	0.6	1.0	0.7	1.3	1.0
平均不安定土層深 (m)	0.92				

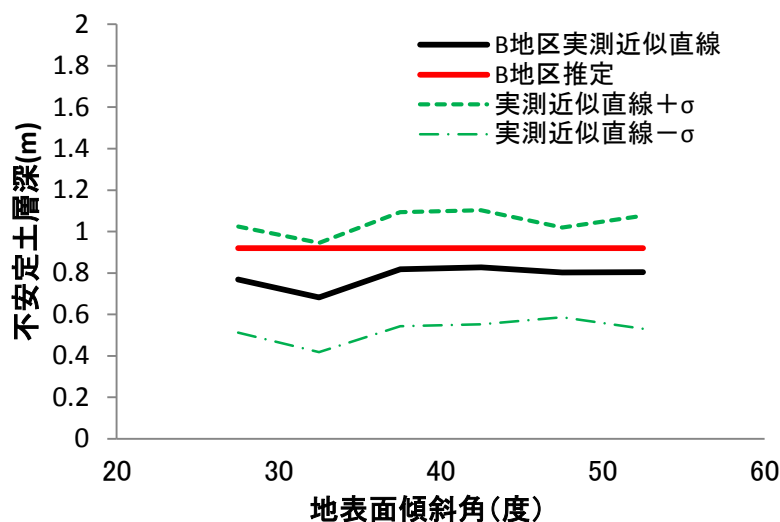


図5.10 B地区の不安定土層深の比較（実測と推定）

(4)まとめと考察

事例数が少ないが、不安定土層深の実態を整理し、不安定土層深と傾斜角の関係から2つのタイプに分けて不安定土層深の推定式を提案した。

この提案式をもとに、数点の簡易動的コーン貫入試験結果を用いて、対策工を検討する対象斜面の不安定土層深を推定できることを示した。

広域の不安定土層深を知るためには、本来、多数の点で調査を実施しなければならないが、広域から対策工計画箇所を絞り込むために本節で整理した不安定土層深を推定する方法は有効となる。

今後、調査結果の収集、整理することにより、推定式の高精度化が望まれる。さらに傾斜による不安定土層深の分布傾向の違いを区分する工学的指標を明らかにすることも今後の課題である。

5.3. 表層崩壊土層の室内試験結果から求めた限界崩壊土層深の提案

5.3.1. 限界崩壊土層深の提案^{5, 6)}

第3章で述べたサクシオン消失型表層崩壊の崩壊深さは、室内試験で得られた飽和状態のせん断強度をもとに無限平衡斜面安定解析で極限状態となる深さと一致した。この事例から他の地域についても同様の整理を行うことで、サクシオン消失型表層崩壊の崩壊深さを限界崩壊土層深で定義できる可能性がある。そこで、いくつかの地域で発生した表層崩壊箇所に適用した結果について述べる。

5.3.2. 現地試料採取ならびに室内試験

表層崩壊が発生した a 地区⁷⁾、b 地区⁸⁾、d 地区^{9, 10, 11, 12, 13)}、f-1 地区¹⁴⁾ ならびに過去に崩壊した地形が認められる c-1~2, e 地区を対象に3, 4章で述べた試料採取方法ならびに室内試験を行った。具体的には以下のとおりである。

試料採取は、崩壊地または過去の崩壊地形の直近の非崩壊地斜面から崩壊土層を採取した。また、試料採取深度は、未崩壊地における簡易動的コーン貫入試験の結果ならびに周辺での崩壊深さを参考にして決定した。

試料の採取方法は、なるべく不かく乱試料でせん断試験を実施したいと考え、不かく乱試料採取方法であるネイルサンプリング法¹⁵⁾を用いた。

室内試験は、物理特性を把握するために土粒子の密度、粒度分布、含水比試験を実施した。また、不飽和（自然含水比）および飽和状態にある排水・排気条件下でのせん断強度定数は、各試料それぞれで定圧一面せん断試験を実施することで求めた。一面せん断試験は、表層崩壊の崩壊土層深が0.5~2.0m程度であることを考慮して、鉛直荷重（土被り1m~2m程度）を15kPa~60kPaで試験が実施できる低圧一面せん断試験機¹⁶⁾を用いた。供試体サイズは直径6cm、高さ2cmで、供試体作製後、各鉛直応力（15kPa, 30kPa, 60kPa）で圧密し、一定速度（飽和状態：0.2mm/min, 不飽和状態：0.02mm/min）でせん断した。なお、せん断試験実施に当たって、不かく乱試料の整形が困難な場合はかく乱させて密度調整を行い試験した。各試料の材料・せん断特性を表5.4に示している。

つぎに、各地区における崩壊規模について整理した結果、崩壊は35度以上で発生しており、崩壊規模は幅4~35m、長さ4~190m、斜面直行方向での崩壊深さ0.5~4mで、40度以上では比較的浅い崩壊が発生している。一方、40度以下では深い崩壊が発生していることが特徴である。試験材料の湿潤単位体積重量は、12~17kN/m³の幅で、比較的ゆるい。土粒子の密度は、c-1, c-2地区を除き

2.5~2.7g/cm³と一般的な値を示している。c-1, c-2, f-1 地区は、細粒分含有率が50%以上と多く、細粒土、粘性土に分類される。一面せん断試験の結果、いずれの材料ともに飽和することにより、内部摩擦角 ϕ_d はほぼ同じで、見かけの粘着力 c_d が小さくなっている。これは、第3, 4章で述べたとおり、飽和化によりサクシオンが消失し、見かけの粘着力が低下することが要因であると推察される。

表5.4 崩壊地概要と室内試験結果

地区名		a地区	b地区	c-1地区	c-2地区	d地区	e地区	f-1地区
		兵庫県佐用町上石井地区	兵庫県佐用町山船地区	兵庫県神戸市西区		奈良県野迫川村上地区	兵庫県神戸市灘区	愛知県知多市
地形・崩壊地等条件	基盤地質	夜久野岩類 (斑レイ岩)	超丹波帯 (粘板岩、頁岩、頁岩、 砂岩互層、泥在岩)	神戸層群 (凝灰質砂岩)	神戸層群 (凝灰岩)	秩父帯 (砂岩・泥岩互層)	花崗岩	常滑層群 (シルト岩)
	崩壊土層種類	表土・強風化層	崖錐堆積物	表土・強風化層	表土・強風化層	表土・強風化層	表土・強風化層	表土・強風化層
	すべり面傾斜角(度)	平均 42	平均 36	平均 40	平均 37	平均 44	平均 42	平均 46
	崩壊長さ(m)	190.0	55.0	6.0	20.0	50.0	20.0	18.0
	崩壊幅(m)	20.0	13.0	6.0	10.0	35.0	12.0	20.0
	崩壊深(m)	0.5	3.0	1.0	2.0	1.0	0.8	1.3
	樹種	スギ	スギ・広葉樹	広葉樹	広葉樹	積	広葉樹	広葉樹
	過去の風倒木被害地	有	無	無	無	無	無	無
材料特性	土の湿潤単位体積重量(kN/m ³)	15.5	16.9	11.8	13.4	13.0	14.5	11.6
	土の飽和単位体積重量(kN/m ³)	18.0	19.0	15.3	15.3	15.9	18.8	18.9
	土粒子の密度(g/cm ³)	2.637	2.749	2.437	2.428	2.697	2.557	2.602
	自然含水比(%)	19.2	16.7	25.6	28.2	30.1	5.9	18.3
	礫分(75-2mm)(%)	33.0	81.4	8.9	18.5	67.1	11.8	0.0
	砂分(2-0.075mm)(%)	18.1	12.6	29.4	24.8	17.7	58.8	43.6
	細粒分(0.075mm以下)(%)	48.9	6.1	61.7	56.7	15.2	15.1	56.4
	地盤材料分類	細粒分質砂質礫	砂まじり礫	礫まじり砂質細粒土	砂礫質細粒土	細粒分質砂質礫	細粒分質砂	砂質粘性土
分類記号	GFS	G-S	FS-G	FSG	GFS	SF	CsS	
せん断強度特性	試験試料状態	不攪乱	攪乱	攪乱	攪乱	攪乱	不攪乱	不攪乱
	不飽和の内部摩擦角(度)	35.0	34.5	33.0	33.6	41.5	35.4	31.0
	不飽和時の粘着力(kPa)	16.0	15.5	6.3	10.5	11.3	5.7	13.0
	飽和時の内部摩擦角(度)	35.0	34.5	33.0	33.6	33.3	32.0	31.0
	飽和時の粘着力(kPa)	1.0	4.1	2.5	1.4	2.5	2.3	0.9

5.3.3. 室内試験結果に基づく無限平衡斜面安定計算によるパラメータスタディ結果とその考察

原位置および室内試験結果を考慮して、図 5.11, 式 (5.3) に示すような無限平衡斜面を想定した安定解析を行った。具体的には、飽和時の単位体積重量, せん断強度を用いて, 現地での斜面傾斜角と極限状態 (安全率 1.0) となる限界崩壊土層深を求め, 実際に崩壊した土層深を比較した (図 5.12 参照)。なお, 地形条件とせん断強度の関係のみに着目しているため, 植生の根系の影響や地下水水位の発生, 上昇などの変化については考慮していない。

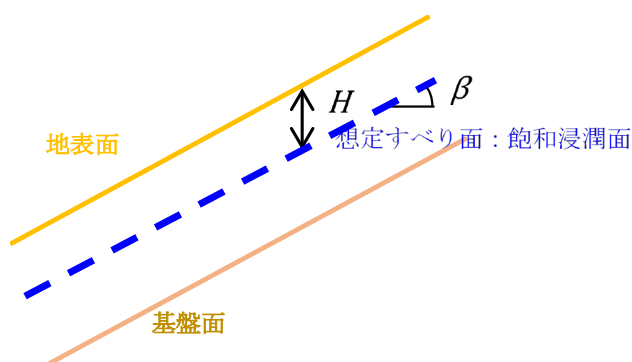


図5.11 無限長斜面安定解析モデル

$$F_s = \frac{c_s + \gamma_t \cdot H \cdot \cos^2 \beta \cdot \tan \varphi}{\gamma_t \cdot H \cdot \sin \beta \cdot \cos \beta} \quad (5.3)$$

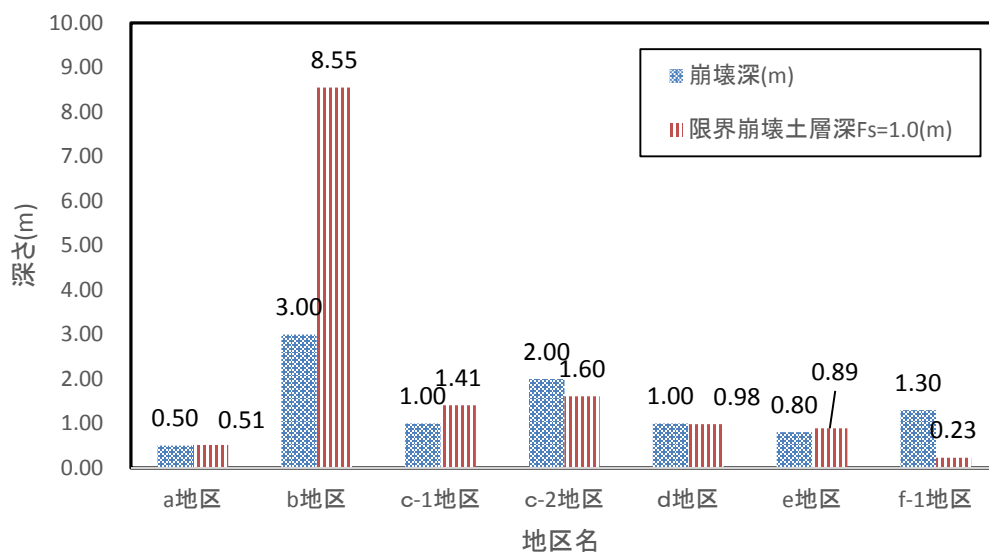


図5.12 崩壊地の崩壊鉛直深さと限界崩壊土層の関係

a, d, e 地区は、計算結果と崩壊土層深がよく一致している。一方 b, c-1 地区は、計算値より浅い崩壊である。特に b 地区は、計算値と大きく異なっているが、第 3 章で述べたように、当該箇所が地下水位の上昇で崩壊しているものと推察された。このことを考えると、サクシオン消失型による崩壊メカニズムでは安定するが、サクシオン消失型ならびに地下水位の上昇で不安定化して崩壊する場所として説明ができる。

c-2 地区については、室内試験をかく乱試料で実施したため、骨格構造による粘着力を過小評価した可能性がある。現地では、谷型の地形を呈しており、地下水位の上昇による崩壊であると推定された。このことから、不かく乱試料を用いて精度の高い室内試験評価ができていないためであると推察する。

一方、f-1 地区は、不かく乱試料を用いて精度の高い室内試験を実施しているが、限界崩壊土層深が現地の崩壊深より小さい。この理由は、4 章で述べた材料と同様、高飽和化によってサクシオン消失するが、根系による見かけの粘着力増分によって、0.2m で崩壊せずに根系の侵入限界深さで崩壊したものと推察された。したがって、当該箇所は、サクシオン消失型で崩壊した斜面であると考えられる。稲垣ら¹⁷⁾は、表層崩壊の中でも根系侵入層で崩壊する根系層崩壊があると指摘している。このことから f-1 地区は、この根系層崩壊に分類されると考えられる。

すべての箇所で良い一致を見ているわけではないが、不かく乱試料を用いて精度の高い室内試験を行うことで、サクシオン消失型で崩壊する可能性のある限界崩壊土層深を推定できる。

つぎに、斜面傾斜角を変化させ、極限状態（安全率 1.0）となる限界崩壊土層深を求め、その結果を図 5.13 に示した。なお、地形条件とせん断強度の関係のみに着目したため、植生の根系の影響や地下水位の変化については考慮していない。

この曲線から、斜面傾斜角がわずかに小さくなることによって限界崩壊土層深が著しく大きくなることがわかる。また、粘着力が大きいほど急傾斜で土層深が維持でき、斜面傾斜角が内部摩擦角に近づくと急激に限界崩壊土層深が厚くなる特徴があると言える。

地表面傾斜と限界崩壊土層深の関係を用いることで、降雨によるサクシオン消失が原因で崩壊が発生する恐れのある斜面であるかを簡易に判定できる。

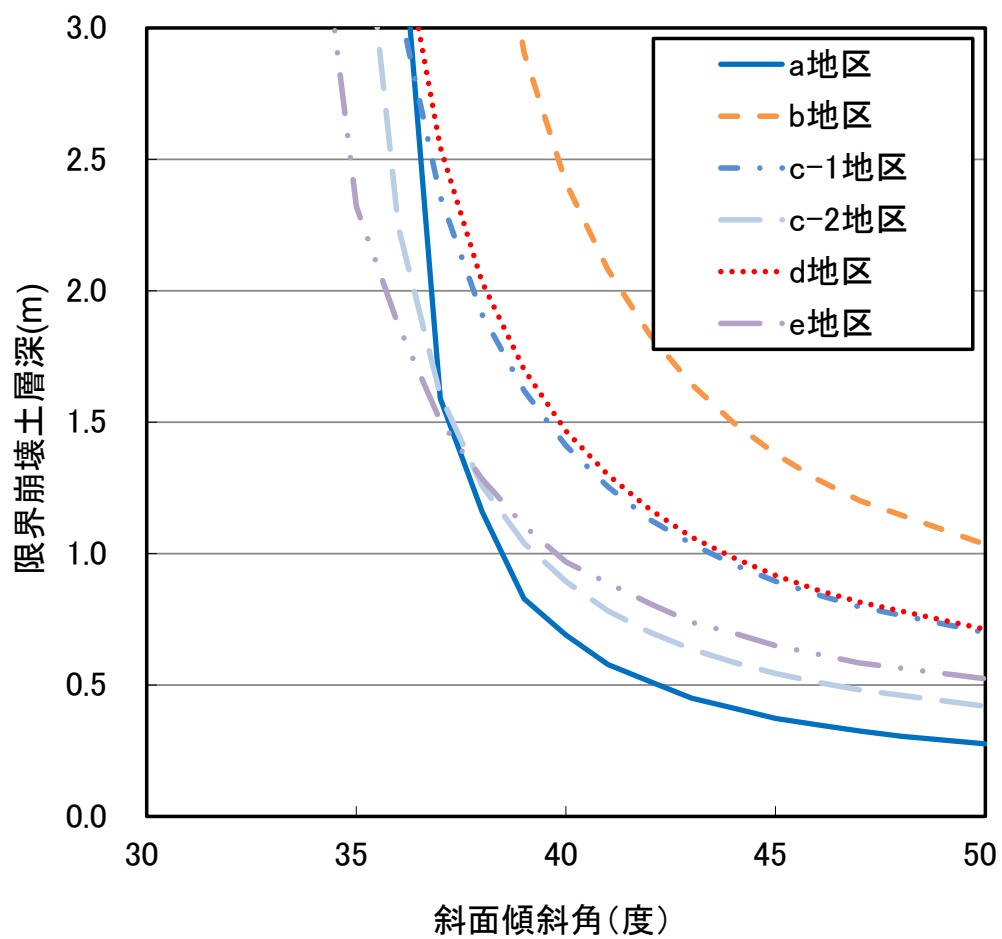


図5.13 傾斜角と限界崩壊土層深 ($F_s=1.0$) の関係

5.4. 原位置調査および室内試験に基づく表層崩壊危険箇所抽出方法の提案

一連の検討の結果から、更なるデータ蓄積や検証が必要であるが、現位置調査および室内試験に基づく表層崩壊危険箇所抽出がサクシオン消失型で発生する表層崩壊箇所抽出に有効な場合があると考えられる。そこで、すでに実用化されている地下水位上昇型による危険箇所抽出方法¹⁸⁾と組み合わせることで、豪雨によって両メカニズムで発生するハザードマップの作成が可能となる。図 5.14 に実用化されている危険箇所抽出法を示す。この流れは、入力データとして、降雨データ、解析条件データ、DEM、表土層深さデータ、地盤物性データを入力する。植生データは経年変化があるため定量評価が難しいとして考慮されていない。出力データは、セルごとの地下水位データと安全率があり、崩壊が予想されるセルの数によって危険度判定を行うシステムである。

このシステムを想定降雨時の危険箇所とサクシオン消失型の危険箇所抽出を組み合わせた小流域でのハザードマップとして提案するべく、本論文で述べた不安定土層深推定方法、サクシオン消失型で崩壊が発生する可能性が高い場所を組み合わせた流れを図 5.15 に示した。

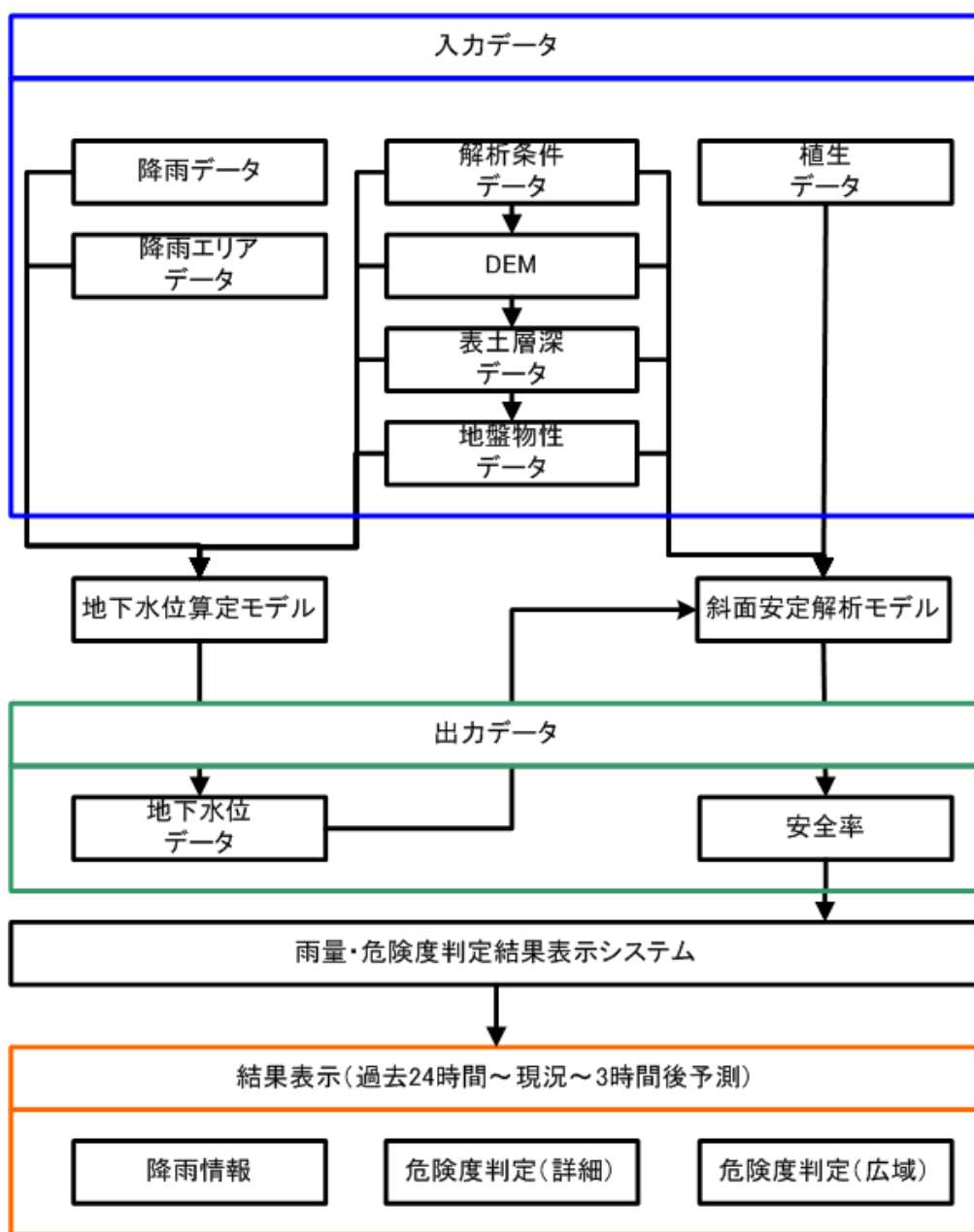


図5.14 六甲山系土砂災害危険度予測システム¹⁸⁾

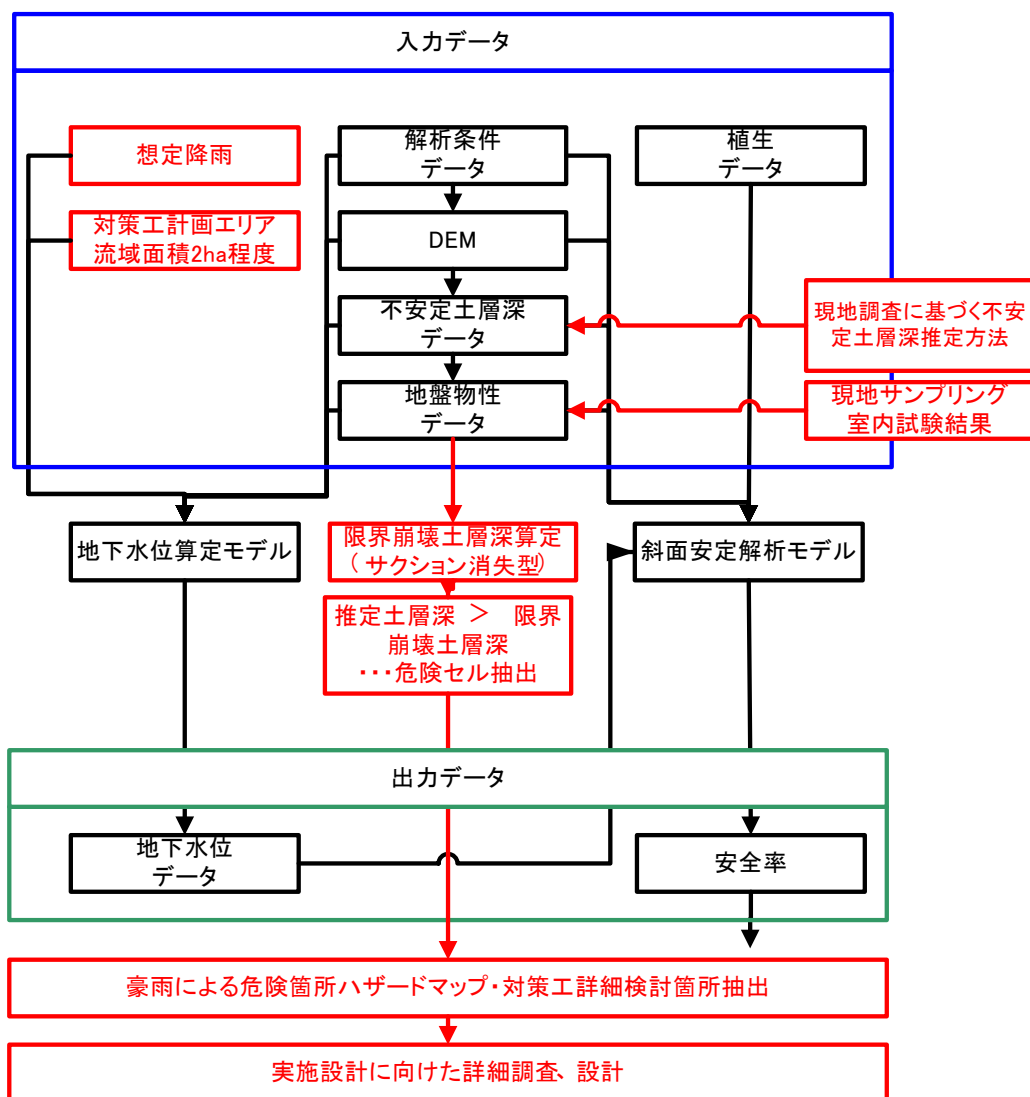


図5.15 不安定土層深推定，現位置調査および室内試験に基づく表層崩壊危険箇所抽出法の提案

図 5.15 に示した流れは，対策工の設計を念頭においた危険箇所の抽出を考え，先に示した六甲山系の土砂災害危険度予測システムと比べて対象流域は限定的なものを想定している。

入力データとして，DEM（地形測量図データでも可）と想定降雨（例えば 100 年超過確率降雨など），第 5 章 2 節で述べた現地調査に基づく不安定土層深推定方法を用いて推定した不安定土層深，現位置のサンプリング，室内試験の結果を地盤物性とする。

つぎ，地下水位算定モデルと斜面安定解析モデルを用いて，危険箇所を求める。この危険箇所は，地下水位上昇によって崩壊が発生するおそれのある場所であ

り、地下水位を排除することを考慮した対策工の計画を行う。

また、地盤物性と斜面傾斜角から予め限界崩壊土層深を求めておき、推定不安定土層深と比較することで、サクシヨン消失によって崩壊が発生するおそれのある場所が抽出される。この危険箇所は、サクシヨン消失を防止する対策工を計画する。地下水位上昇とサクシヨン消失で危険な箇所が一致している場合は、両者を考慮した対策工を計画するなど、崩壊メカニズムにあった対応ができると考えられる。

さらに、この方法で抽出された危険箇所を現地で確認、詳細調査することで、精度の高いハザードマップとなり、効果的な対策工の計画に活用できる。

5.5. まとめ

本章のまとめを以下に列挙する.

不安定土層深分布の実態調査から, 斜面傾斜角 β が増加するにつれ不安定土層深が減少する箇所と β に依存せずほぼ一定の不安定土層深の箇所の二通りがあることが分かった. 現時点では, 地形に明瞭な堆積物が認めれる場合は前者, 認められない場合は後者として仮定し, 現地にて傾斜角の異なる数箇所で簡易動的コーン貫入試験を実施することで, 不安定土層深が推定できる可能性がある. この手法に基づく斜面上の不安定土層深の推定式を新たに提案した.

サクシオン消失型表層崩壊の崩壊深さを限界崩壊土層深で定義できる可能性を議論した. 数箇所の室内試験結果を活用して限界崩壊土層深をもとめ, 現地の崩壊土層深と比較した. 本論文で議論した全ての表層崩壊事例に対して, 表層から採取した不かく乱試料を用いて高精度の室内せん断試験を実施することで, サクシオン消失型崩壊の限界崩壊土層深を推定できた.

さらに, 現位置調査・室内試験に基づく表層崩壊危険箇所の抽出が, サクシオン消失型で発生する表層崩壊箇所の抽出にも有効であることが明らかとなった. この手法をすでに実用化されている地下水位上昇型の危険箇所抽出方法に追加適用することにより, 豪雨による斜面崩壊危険箇所ハザードマップを作成する手法を新たに提案した.

参考文献

- 1) 鏡原聖史・藤原康正・松尾健治・佐柳武・荒木繁幸・沖村孝・西原玲二・塩谷嘉浩・村上晴茂：斜面勾配と不安定度層厚分布の整理事例-簡易動的コーン貫入試験データに基づく-, 第 63 回平成 26 年度砂防学会研究発表会概要集, B, pp.298-299, 2014.
- 2) 鏡原聖史・三宅昭仁・千坂竜一・杉山直起・炭谷雅昭：面的調査による危険箇所抽出と対策工の計画事例, 第 62 回平成 25 年度砂防学会研究発表会概要集, B, pp.386-387, 2013.
- 3) 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.
- 4) 沖村孝・市川龍平：数値地形モデルを用いた表層崩壊危険度の予測法, 土木学会論文集, 第 358 号, III-3, pp.69-75, 1985.
- 5) 鏡原聖史・臼井亮太・澁谷啓：現地調査・室内試験による自然斜面表層崩壊の簡易予測手法-限界崩壊土層厚の提案-, 土木学会第 68 回年次学術講演会, pp.257-258, 2013.
- 6) 鏡原聖史・臼井亮太・文岩秀貴・澁谷啓：現地調査・室内試験による自然斜面表層崩壊の簡易予測手法-限界崩壊土層厚の提案その 2-, 土木学会第 69 回年次学術講演会, pp.539-540, 2014.
- 7) 鏡原聖史・澁谷啓・鳥居宣之・金兼洙・川尻俊三：兵庫県北部地域における 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.
- 8) 臼井亮太・鏡原聖史・文岩秀貴・澁谷啓・片岡沙都紀：2009 年台風 9 号豪雨により発生した崖錐堆積物斜面の崩壊事例—現地調査・室内試験から推定される崩壊メカニズム—, Kansai Geo-Symposium 2013, pp.151-154, 2013.
- 9) 文岩秀貴・鳥居宣之・加藤正司・小泉圭吾・鏡原聖史・松本修司・三田村宗樹・澁谷啓：平成 23 年台風 12 号豪雨により奈良県野迫川村で発生した表層崩壊のメカニズムに関する一考察, Kansai Geo-Symposium 2014, pp.175-178, 2014.
- 10) 鳥居宣之・加藤正司・小泉圭吾・鏡原聖史・松本修司：2011 年台風 12 号の豪雨により発生した奈良県南部地域の表層崩壊について, 第 48 回地盤工学研究発表会, pp.2083-2084, 2013.
- 11) 加藤正司・ロハニ・タラディ・鳥居宣之・小泉圭吾・小山倫史・鏡原聖史・松本修司・臼井亮太・文岩秀貴・三田村宗樹：奈良県野迫川村における平成

- 23 年台風 12 号の豪雨による表層崩壊現場の現地調査・試験(1)-原位置試験結果・現場せん断試験機の適用-, 第 49 回地盤工学研究発表会, pp.1797-1798, 2014.
- 12) 文岩秀貴・小泉圭吾・鳥居宣之・鏡原聖史・加藤正司・松本修司・臼井亮太・三田村宗樹：奈良県野迫川村における平成 23 年台風 12 号の豪雨による表層崩壊現場の現地調査・試験(2)-室内試験による物理・透水・力学特性について-, 第 49 回地盤工学研究発表会, pp.1799-1800, 2014.
- 13) 鳥居宣之・加藤正司・小泉圭吾・鏡原聖史・松本修司・臼井亮太・文岩秀貴・三田村宗樹：奈良県野迫川村における平成 23 年台風 12 号の豪雨による表層崩壊現場の現地調査・試験(3)-崩壊メカニズムの推定-, 第 49 回地盤工学研究発表会, pp.1801-1802, 2014.
- 14) 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.
- 15) 公益社団法人地盤工学会：地盤材料試験の方法と解説, 2009.
- 16) S. Shibuya, T. Mitachi and S. Tamate : Interpretation of Direct Shear Box Testing of Sands as Quasi-simple Shear, *Geotechnique*, 47, No. 4, pp.769-790, 1997.
- 17) 稲垣秀貴：根系層崩壊, 土と基礎, pp.5-7, 2002.
- 18) 沖村孝・鳥居宣之・尾崎幸忠・南部光広・原口勝則：豪雨による土砂災害を対象としたリアルタイムハザードシステムの構築, 砂防学会誌, Vol.63, No.6, pp4-12, 2011.

第6章 崩壊メカニズムに応じた斜面对策の提案と維持管理

6.1. はじめに

本章では、ハード・ソフトの両面による斜面对策の変遷の概要について述べ、第3章および第4章で述べたサクシオン消失型の表層崩壊に対して有効な新たな対策工を提案している。また、現在の斜面对策工の維持管理事例を示し、今後の対策工の維持管理（点検・補修）の重要性を議論している。

6.2. 斜面对策の変遷と考察

既往研究成果^{1) 2) 3)}を参考に斜面对策の変遷について述べ、考察を加えた。

自然斜面で発生する土砂移動現象は、豪雨や地震によって発生する。ここで、豪雨・地震などで発生する土砂移動は、図6.1に示すように、1) 崩落、2) 前方転倒崩壊（トップリング）、3) 滑動・後方回転運動（スランプ）、4) 滑動・並進運動、5) 流動（クリープ）、6) 流動（土石流）とさまざまな運動形態があ



図 6.1 土砂移動現象⁴⁾

る。この土砂移動現象によって、人命、財産が被害に見舞われることを防ぐ仕組みとして、法律、対策施設の技術基準が整備されている。

自然斜面に関する法律と技術基準の整備・変遷の調査から、法律⁵⁾による規制や工事の実施は、河川、砂防、森林が一体となって、豪雨などによる土砂生産の抑制や被害の軽減に努めてきた。一方、我々の生活基盤は、社会情勢を反映して、これまで人が住んでいなかった土地を開発し、山地にまで都市化が進んだ。このような土地は、斜面地や谷の出口に位置して、土砂災害にあり可能性の高い場所である場合も多い。そのような場所が急増し、法律とそれに基づく防災対策のみでは、災害をなくすことができないため、避難の法律が整備され、危険を知り逃げるための情報の提供が行われている。このような流れは、兵庫県南部地震や東北地方太平洋沖地震、さらには2011（平成23年）台風12号による災害などの経験から設計外力を上回る外力に対して、構造物で完全に災害を防止することが難しいことが背景にあるためである。今後は、防災教育を通して、地域ごとに災害のタイプや避難路、避難場所を決定し、さらには発災時に人命を守るために自助、共助、公助の精神が大変重要になると考えられる。

技術基準の変遷では、わが国の地形・地質状況が複雑でかつ管理者が個人であることが多いこと。建設コストの負担もあり積極的に自然斜面にハード対策が行えないことから、施工者が定めた技術基準によって対策工⁶⁾が実施されている。現状では、土砂災害が実際に発生した箇所に対して、復旧対策工が実施されており、崩壊予防工法にまで手が廻っていない。仮に、斜面表層崩壊危険箇所が特定できたとしても、対策工を実施するためには、土地所有者の了解や施工費用の負担等多くの課題を事前に解決する必要がある。そのため、現実的には斜面对策工によって崩壊を予防することは難しい。

そこでまず、第5章で提案した表層崩壊の危険箇所の抽出方法を用いて、サクシオン消失型と地下水位上昇型の二通りに分類することにより、危険箇所を抽出する。つぎに、危険箇所をハザードマップ化し、地域の住民へ周知する。一方、抽出された危険箇所の崩壊メカニズムに応じ、対策工を計画・施工する。さらに、対策工の施工後も想定される崩壊メカニズムに有効な対策工の効果維持のために、継続的に維持管理する。このような一連の流れが機能したとき、斜面の防災・減災がより確実なものとなる。

6.3. 崩壊メカニズムと対策工

第3章および第4章で述べたように、ここでは、兵庫県佐用町上石井地区、愛知県知多市日長地区で推察された崩壊メカニズムを「サクシオン消失型」、兵庫県佐用町山脇地区で推察された崩壊メカニズムを「サクシオン消失および地下水水位上昇型」と呼び、それぞれの崩壊メカニズムを考慮した上で有効であると考えられる崩壊予防対策ならびにその適用場所について議論する。

具体的には、現行の斜面对策工の斜面補強効果について、模型実験で検討した事例について考察する。また、従来工法の設計では考えられていない地盤工学的観点に基づく「サクシオン消失型」崩壊に有効な対策工について提案する。一方、これまで多く施工されている「(サクシオン消失および)地下水水位上昇型」崩壊に有効な対策工の最適な適用法を提案する。

6.3.1. 崩壊予防対策

上石井地区のように、急傾斜上の表層のサクシオンが消失して見かけの粘着力が低下し、安全率 $F_s < 1.0$ となるようなパターンの崩壊を未然に防ぐためには、広域かつ面的に表層からすべり面までの堆積土層の飽和化を未然に防ぐことが、崩壊予防のための最大のポイントとなる。

一方、従前の対策工は、支圧効果等により表層のせん断強度を増加させる工法によって、力学的なバランスをとるものがほとんどである。その理由は、そもそも通常時に斜面表層部に地下水水位が無いため、設計時に地下水水位を低下させるモデルを用いて設計できないためである。

ここでは、従来 of 斜面对策工の崩壊抑止効果について、模型実験により検討した事例^{7, 8)}を示し、対策工の補強効果について考察する。

(1) 斜面对策工の崩壊抑止効果

図 6.2 に示すロックボルトとロープネットおよび支圧板を組み合わせた工法を取り上げる。ロープネット・ロックボルト併用工法⁹⁾の降雨に対する影響を確認することを目的に、1/10 スケールの降雨模型実験を実施した。また、模型実験の計測結果を用いて浸透流解析ならびに安定解析を実施し、対策工の効果を評価した。

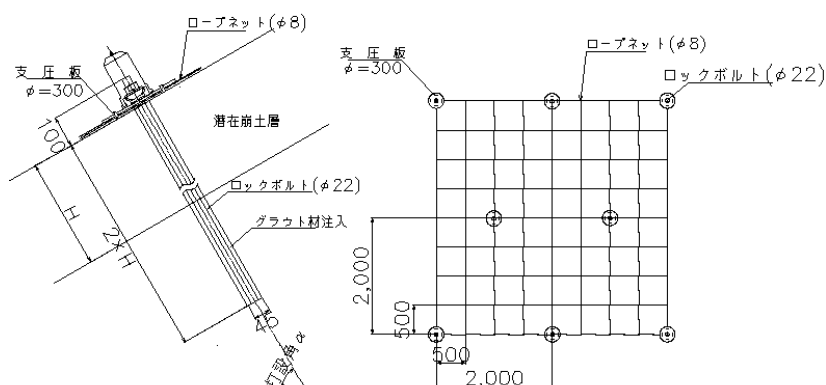


図 6.2 ロープネット・ロックボルト併用工法の構造⁹⁾

a) 模型実験

模型実験は、独立行政法人港湾空港技術研究所の三次元水中振動台で行った。模型は、実物斜面の 1/10 スケールを目安として、斜面傾斜角 45 度、幅 1.5m、高さ 1.5m、奥行き 3.4m の土槽に、含水比 10%程度（自然含水比程度）のマサ土を 0.6m の厚さで充填した構造となっている（図 6.3 参照）。土層の構築は、厚さ 0.2m ごとに所定の密度となるように締め固めている。

模型実験は、併設した 2 つの土槽（無対策斜面と対策斜面の模型）に対して同時に実施した。降雨は、模型斜面が崩壊するまで、100mm/h の定常降雨を噴霧式の降雨装置により与えた。

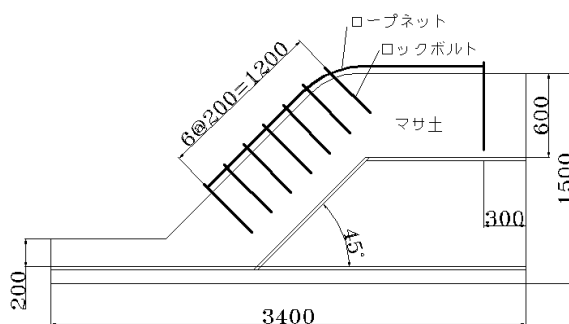


図 6.3 斜面模型の概要

b) 崩壊の状況と計測結果

崩壊の予兆として、法肩部周辺に亀裂が発生し、この亀裂を境として斜面が崩壊した。無対策斜面では、斜面全体がすべる崩壊形態となり、対策斜面では、法尻部から徐々に侵食されながら崩壊した（図 6.4 参照）。降雨開始から斜面崩壊が発生するまでの時間を比較すると、無対策斜面よりも対策斜面における崩

壊発生時間の方が長い。このことから、対策工を施すことで、降雨に対して崩壊時間を遅らせる効果が認められた。

降雨実験における斜面中央部の鉛直変位の計測結果を図 6.5 に示した。対策、無対策の両斜面とも亀裂発生後に変位が急増している。対策斜面の場合、崩壊までの降雨継続時間は、無対策斜面に比べて約 2 倍であった。

つぎに、降雨時のサクション変化を計測することにより、降雨の浸透状況を評価した。図 6.6 と図 6.7 に浸透状況を示している。これらの図において、計測値が 0kPa である場合、その計測位置が飽和していることを意味する。この結果から、浸透水はほぼ鉛直方向に浸潤しており、対策の有無により浸透経路に差が無いことが分かる。

無対策斜面では、法尻部周辺が飽和した時点で崩壊しているが、同時刻における対策斜面では崩壊は発生していない。



図 6.4 無対策と対策斜面の崩壊状況

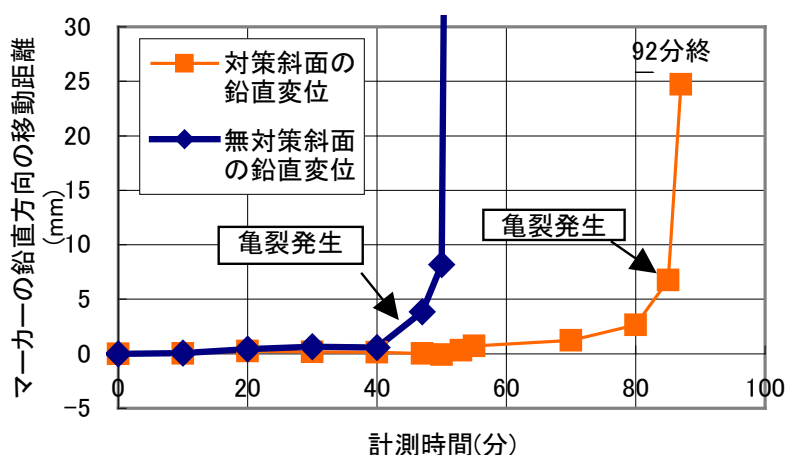


図 6.5 斜面中央部の鉛直変位

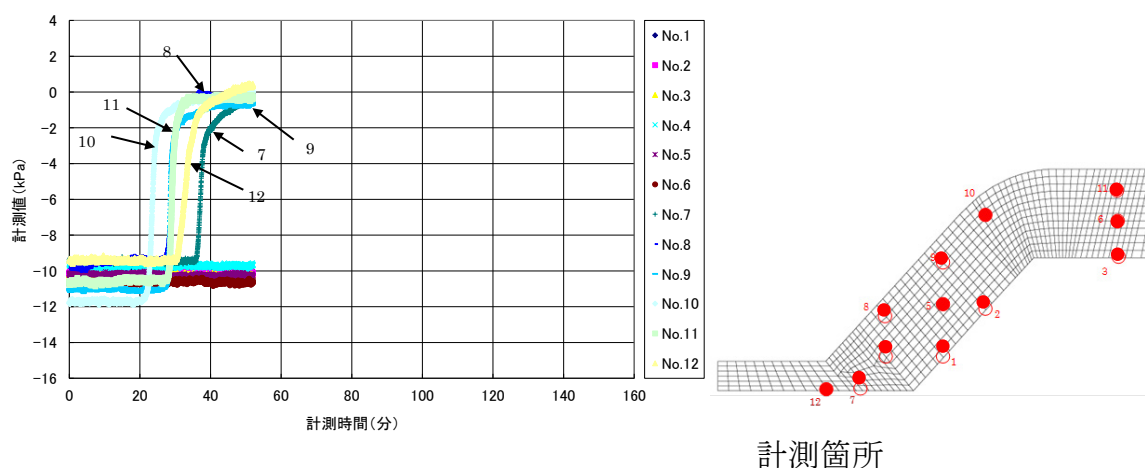


図 6.6 サクション計測状況（無対策斜面）

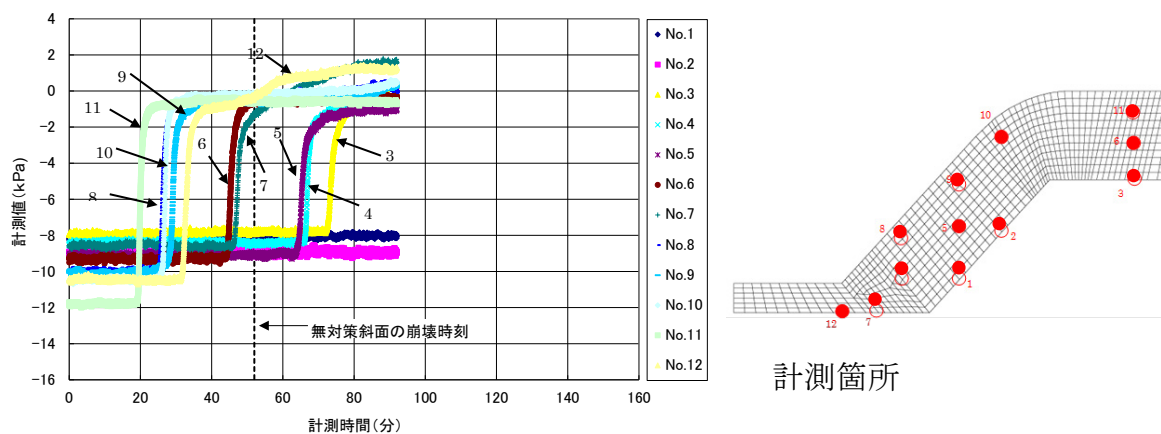


図 6.7 サクション計測状況（対策斜面）

第2章でも述べたが、降雨時の斜面崩壊の原因は、一般に次の2つである。

- 飽和領域における間隙水圧の増加
- 不飽和領域におけるサクションの減少

本模型実験における無対策斜面では、不飽和状態のまま崩壊時間前にかけて表層付近のテンシオメータで測定したサクションの減少が認められたことから、不飽和領域におけるサクションの減少が崩壊原因として推察された。ピエゾメータによる水位の形成は確認できなかったため、飽和領域における間隙水圧上昇が崩壊要因である可能性は低い。一方、対策斜面では、無対策崩壊後数分で法尻のテンシオメータ（No.12, No.7）で間隙水圧を観測している。

c)浸透流解析ならびに安定解析の概要

無対策地盤の模型実験で確認された現象を二次元飽和・不飽和浸透流解析と安定解析を組み合わせた方法で検討した。そして、解析の結果と実験計測データ等とを比較照合することで解析結果を検証した。

d)二次元飽和・不飽和浸透流解析

浸透有解析は、汎用コードである Dtransu2D・EL¹⁰⁾ を用いた。模型実験斜面の地盤材料の試験結果(透水係数, 保水性試験)を含めた解析諸条件を表 6.1, 図 6.8, 図 6.9 に示す。

表 6.1 解析に用いた物性値

項目	記号・単位	数値	備考
比貯留係数	S_s (1/m)	4×10^{-3}	文献
有効間隙率	n (%)	48.2	文献
飽和透水係数	k (cm/s)	3×10^{-3}	室内試験結果

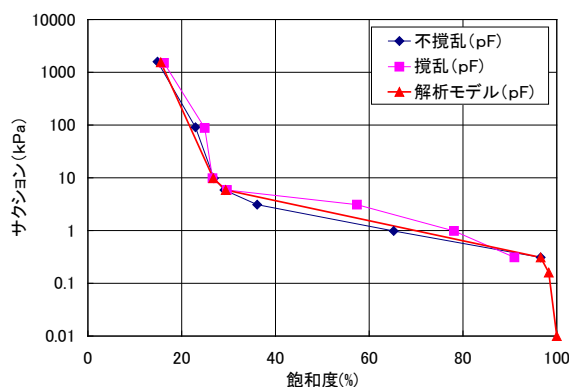


図 6.8 水分特性曲線

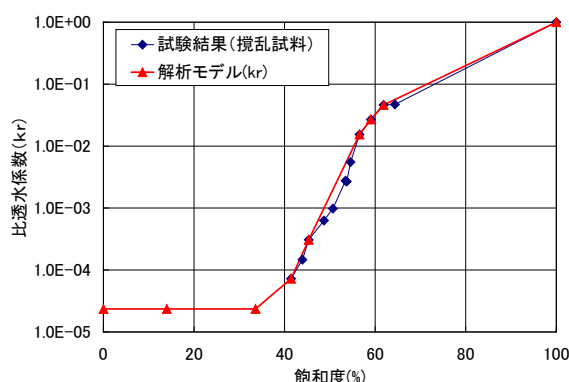


図 6.9 不飽和・飽和透水係数~体積含水率関係

図 6.10 に模型実験サクシヨン計測位置のうち代表的なステーション 10, 5, 12 の位置を示した。また, 図 6.11 に代表的な位置での実験と浸透流解析結果のサクシヨンの比較を示した。

図 6.11 に示すように, ステーション 10 において, 開始 20 分程度からサクシヨンが低下し, 無対策斜面が崩壊する 50 分程度には飽和状態となっている。それに対して解析結果は, 実験結果より若干早い開始 15 分程度からサクシヨンが低下し始めるが飽和まで至らない。同様に, ステーション 5 の計測結果は, 60 分程度からサクシヨンが低下し, 対策工斜面が崩壊した時点でも飽和に至っていない。これらの観測結果から, 無対策および対策模型斜面ともにサクシヨンの低下の変化は同様であることが分かる。これは, 対策工による雨水遮断効果が無いことを意味している。したがって当該対策工は, 斜面の変形を抑制し一体的な破壊を抑制する効果に限定されると考えられる。一方, 解析結果は, 開始 50 分程度から徐々に低下し始めるが飽和まで至っていない。ステーション 12 では, 計測結果および解析結果ともに 25 分程度からサクシヨンが低下し始め, 無対策斜面が崩壊した 50 分程度で飽和状態に至っている。

このことから, サクシヨンの低下のスピード, 斜面内でのサクシヨンの値に若干の違いはあるものの全体的な傾向は表現できていると考える。

図 6.12 に解析で得られた時系列に沿った飽和度分布状況を示した。この結果からも降雨が地表面から鉛直浸透する様子がわかる。

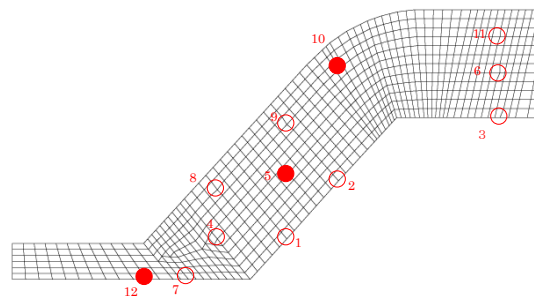


図 6.10 模型実験のサクシヨン計測位置

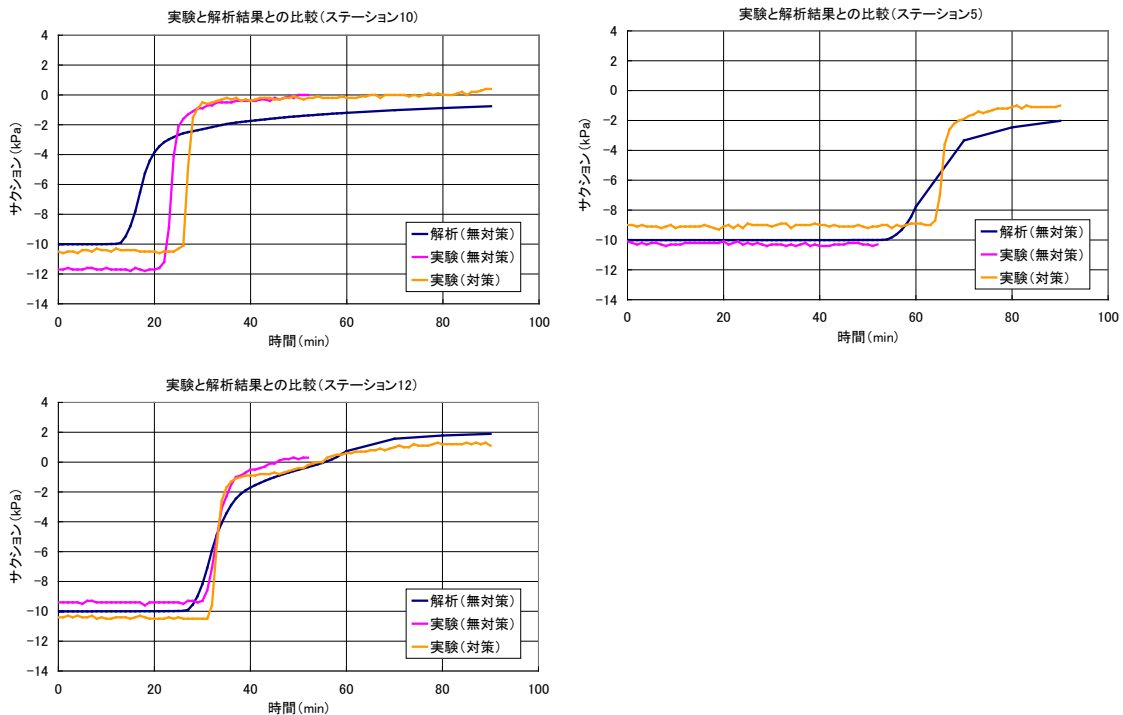


図 6.11 代表的な位置でのサクシヨンの比較

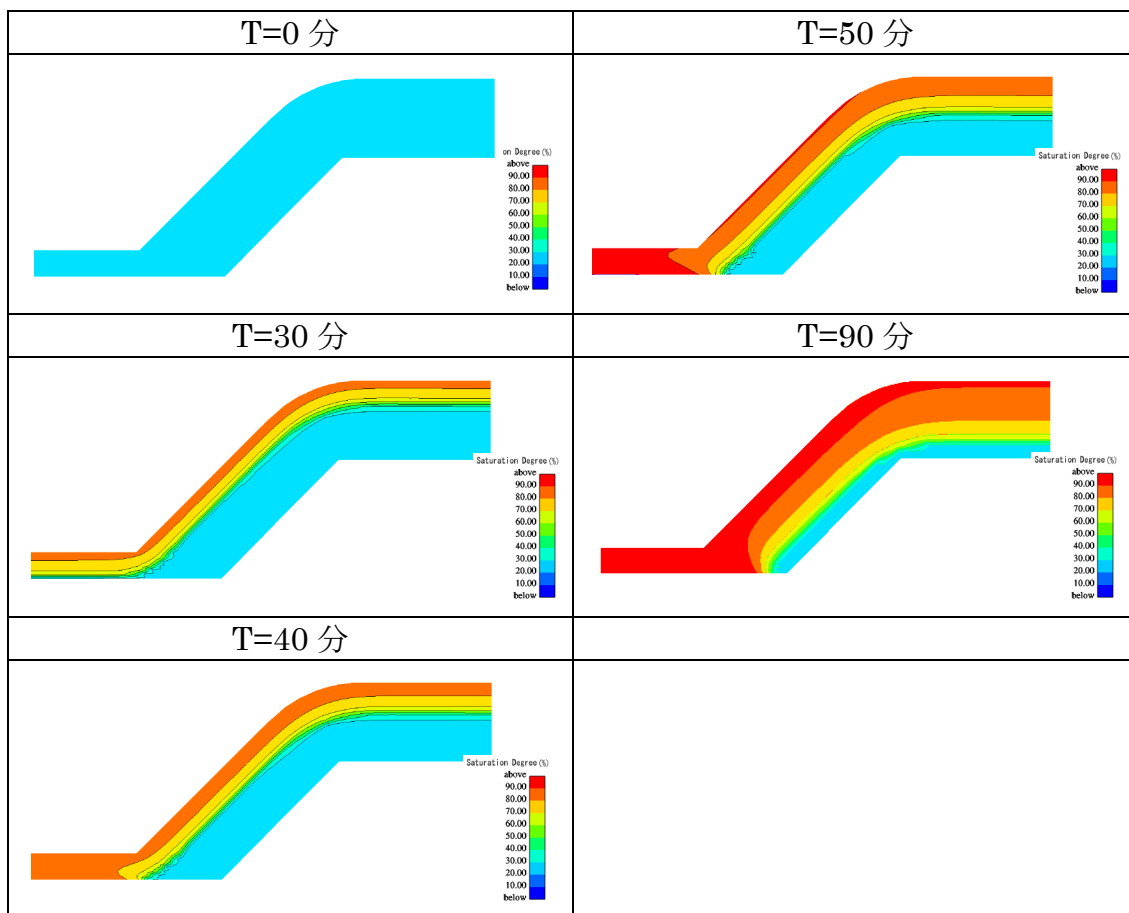


図 6.12 飽和度分布の経時変化 (解析結果)

e)二次元斜面安定解析

図 6.13 に示す解析モデルを用いた多平面安定解析¹¹⁾を実施した。この図に示したすべり面は、後述する条件を入力して多平面安定解析の結果得られた最小安全率を示すすべり面である。図に示したすべり面は、無対策斜面の崩壊位置とほぼ一致している。

つぎに、安定解析に用いるせん断強度は、模型実験で用いた試料を含水比 3 通りに変化させ、三軸 CD 圧縮試験により求めた。その結果を図 6.14 に示す。図から、飽和度が 60%程度まで増加すると内部摩擦角、粘着力ともに低下している。さらに増加すると、内部摩擦角は上昇、粘着力は消失している。3, 4 章で述べたとおり内部摩擦角は飽和度に対して一定であるため、内部摩擦角を $\phi = 14^\circ$ と固定し、サクションによる見かけの粘着力が低下すると仮定して、飽和度の増加に対して粘着力が線形に減少する強度を仮定した。また、飽和度に応じて単位体積重量も図 6.14 に示すように変化させた。

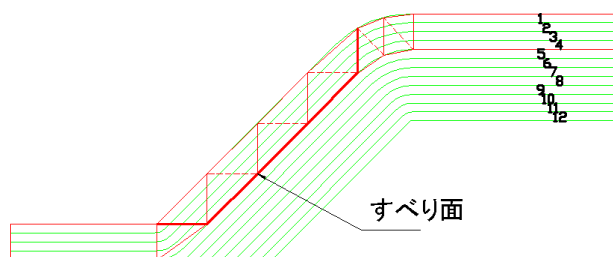


図 6.13 解析モデルとすべり面

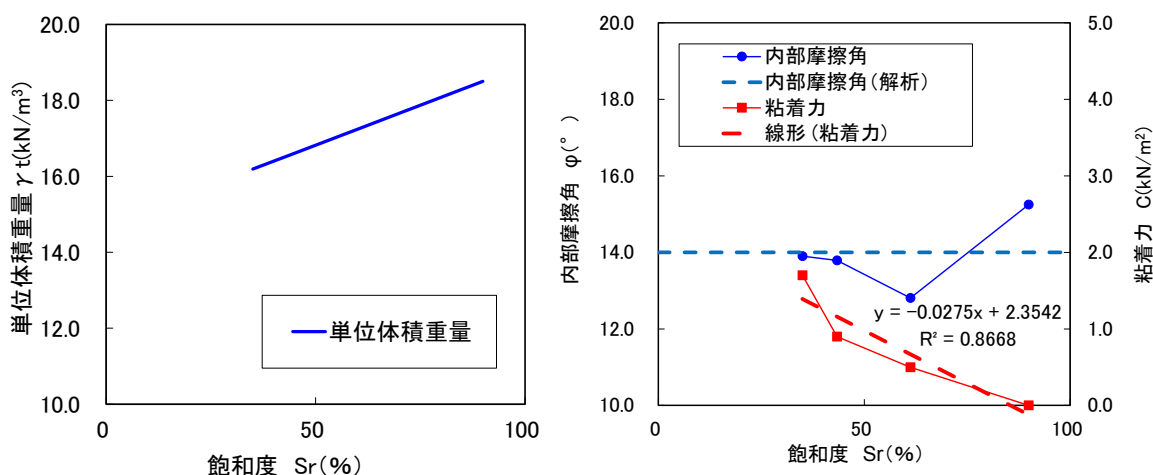


図 6.14 飽和度と単位体積重量，内部摩擦角，粘着力の関係（室内試験結果・解析入力値）

図 6.13 に示した 1~12 の各層に対して、浸透流解析結果の飽和度分布状況に応じて単位体積重量およびすべり面強度を設定し、安定解析を実施した。図 6.15 は、経過時間に対する安全率低下率（継続時間時の安全率と初期の安全率との比率）である。図より、時間が経過するとともに徐々に安全率が小さくなることが分かる。ここで、対策工の効果を模型実験の無対策斜面、対策斜面の崩壊時間の違いから考察すると、崩壊時間を 52 分から 92 分まで引き延ばしている。また安全率低下率で考えてみると無対策斜面が崩壊した 52 分時には安全率低下率 40%で対策斜面が崩壊する時刻では安全率低下率 20%である。このことから、対策斜面は、無対策斜面より 20%程度安全率を上昇させていたものと推定された。

この結果は、設計時に現状安全率 1.0（移動していない場合）から計画安全率 1.2（安全目標）で対策工を計画する考え方とたまたま一致している。

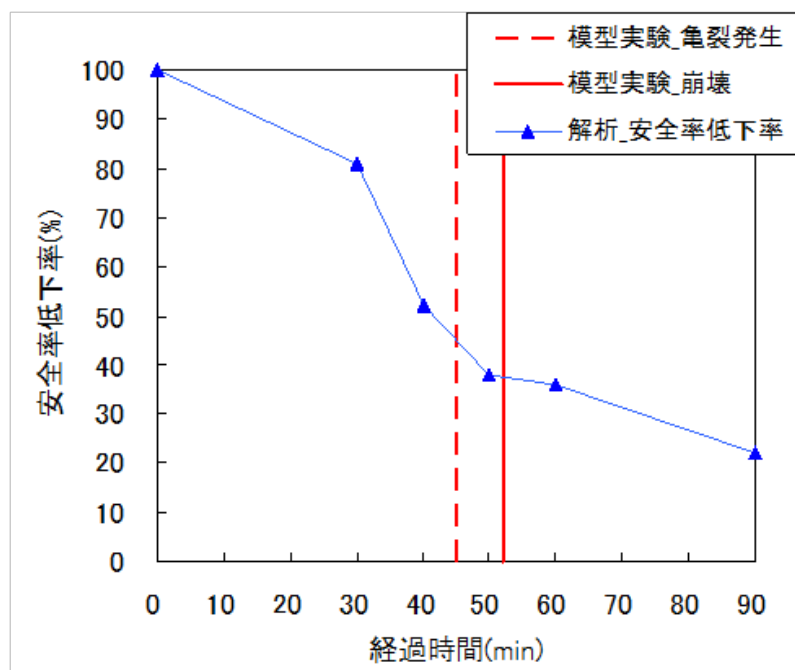


図 6.15 経過時間と安全率の低下率の関係

(2)サクシヨン消失型崩壊に有効な崩壊予防対策工の提案

従来の豪雨による表層崩壊対策工は、サクシヨン消失型やサクシヨン消失と地下水位発生型などの崩壊メカニズムに分けて実施されていないのが現状である。

ここでは、先に述べたように従来工法は、抑止力によって、現状安全率を 2 割増加させることでこれまで計画されている。模型実験で対策工の効果を確認したところ、現状安全率を 2 割増加させていることが確認できた。しかしながら、これまで述べてきたようにサクシヨン消失型崩壊に対しては、外力で抵抗

するより、崩壊土層を不飽和化することで、地盤の強度を復元するような対策工がより合理的である。

そこで、崩壊土層を不飽和化または飽和後速やかに不飽和化させる図 6.16 に示すような対策方法を提案する。図に示すように、プラスチックボードドレーン（PBD）などを用いたドレーン管を、斜面表層から推定されるすべり面以深まで挿入し、降雨による浸透水を速やかに排出し、集水し斜面下方へ送る対策方法である。このような対策を施すことで、「サクシオン消失型」で起こる崩壊の肝である降雨浸透による表層からの飽和化を防ぎ、斜面表層崩壊を予防することができる。一方、これまでのり枠の設計は、のり枠の重量により斜面を安定させる考え方であるが、降雨浸透面積に着目すると、のり枠の断面積によって降雨が地盤に浸透する断面積が低減することによって、実はサクシオンによる見かけの粘着力が保たれて、安定化している場合もあると推察する。このことから、浸透面積を低減させる自然斜面降雨浸透抑制を目的としたシート工法も降雨によるサクシオン消失型の表層崩壊には有効である。

今後、このような対策方法を工学的側面から、浸透防止や排水性・設置方法などに関する基礎的研究や、試験施工による対策効果の検証を進めることで、地盤の飽和化を防止あるいは遅らせて、土質力学における有効応力の原理に基づいた対策工の提案が可能であると言える。

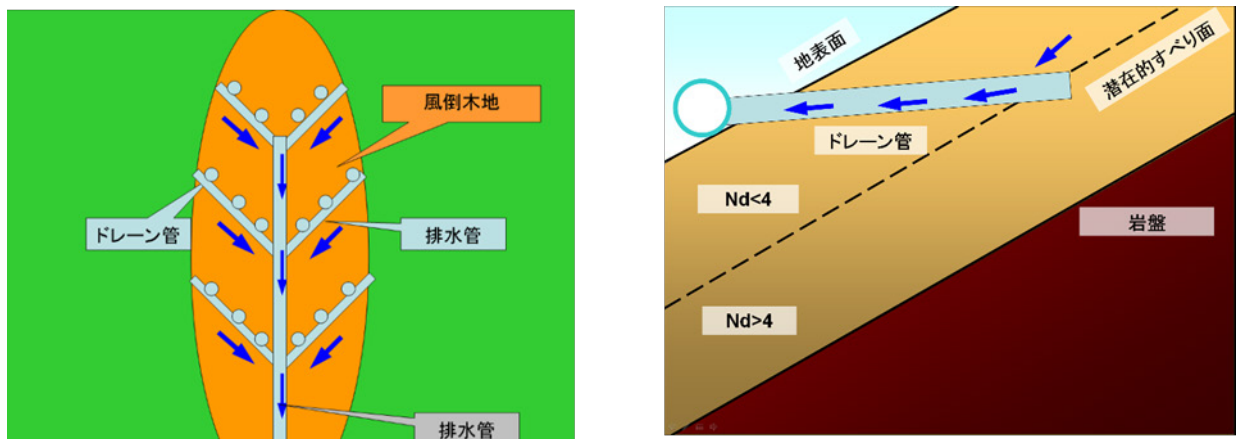


図 6.16 サクシオン消失型の崩壊予防対策案

6.3.2. サクシオン消失および地下水位上昇型崩壊を考慮した崩壊予防対策

第3章で述べた山脇地区のように、比較的傾斜の緩い斜面で、サクシオンの消失に加え、地下水位の上昇がトリガーとなり安全率 $F_s < 1.0$ となるようなパターンの崩壊を想定する。このような崩壊を未然に防ぐには、斜面下部からの地下水位の上昇を抑制することが重要となる。実際に、前章で述べた浸透流解析結果をもとに行なった安定解析結果でも、地下水位の上昇が、安全率に大きく影響していた。

そこで、従来、地すべり対策の抑制工として実施されている図 6.17 に示すような対策方法が有効だと考えられる。提案工法では、水平やや上向きに横向きにボーリング孔を設けて、補孔管を設置し地下水を排出することで、土塊自重やすべり面付近にかかる間隙水圧の低減を計る。ボーリング孔の位置・長さ・方向等、現場の地形や集水状況に応じて適切に配置する必要があるために、地下水位の観測等は必要になると想定される。

前項で述べたサクシオン消失型とは違い、表層からの降雨浸透による飽和化を防ぐというよりは、地下水位の上昇を防ぐことに着眼すれば、崩壊を未然に防ぐことが可能である。

また、サクシオンの消失により極限状態に近づき、地下水位のわずかな上昇で安全率 F_s が 1.0 を下回ってしまうような斜面（斜面勾配 $\beta \cong$ 内部摩擦角 φ_d ）においては、図 6.16 および図 6.17 に示したそれぞれを組み合わせたような対策方法を用いることが望ましい。

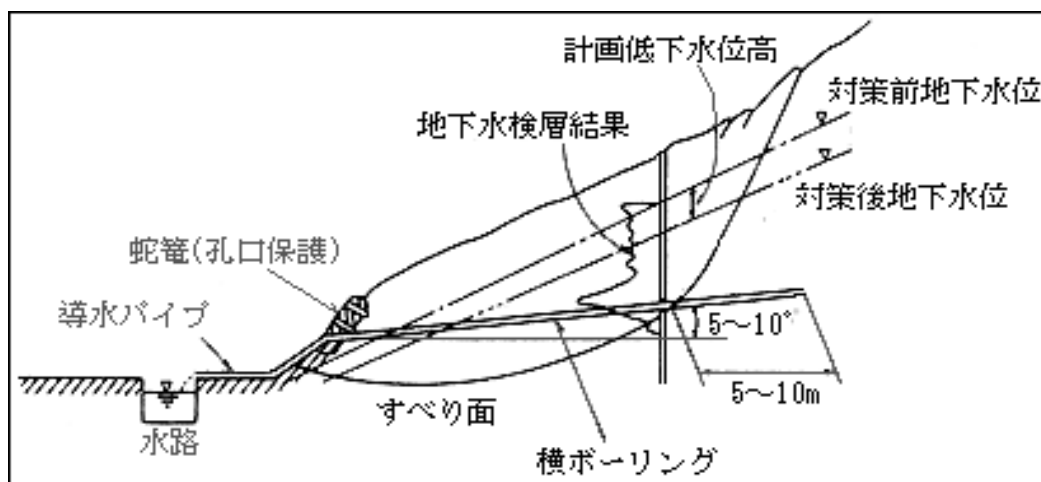


図 6.17 サクシオン消失および地下水位上昇型の崩壊予防対策案¹²⁾

6.3.3. 崩壊予防対策の実施場所の提案-ハザードマップと組み合わせて-

一連の検討から豪雨による崩壊予防対策の実施場所は、第5章で示したサクシオン消失型の危険箇所と地下水位上昇による危険箇所に対して、それぞれサクシオン消失型に有効な予防対策工や地下水位上昇型に有効な予防対策工を施すことで、豪雨による崩壊危険箇所の崩壊を予防することができる。図6.18に一連の検討から対策工選定までの流れを示した。この図に示すとおり、崩壊メカニズムを考慮したハザードマップにもとづき、地下水位上昇による危険箇所には水抜き主体の対策工、サクシオン消失型の危険箇所には土層不飽和化の対策工、その両者による危険がある箇所には水抜きと土層不飽和化の対策を行う計画である。

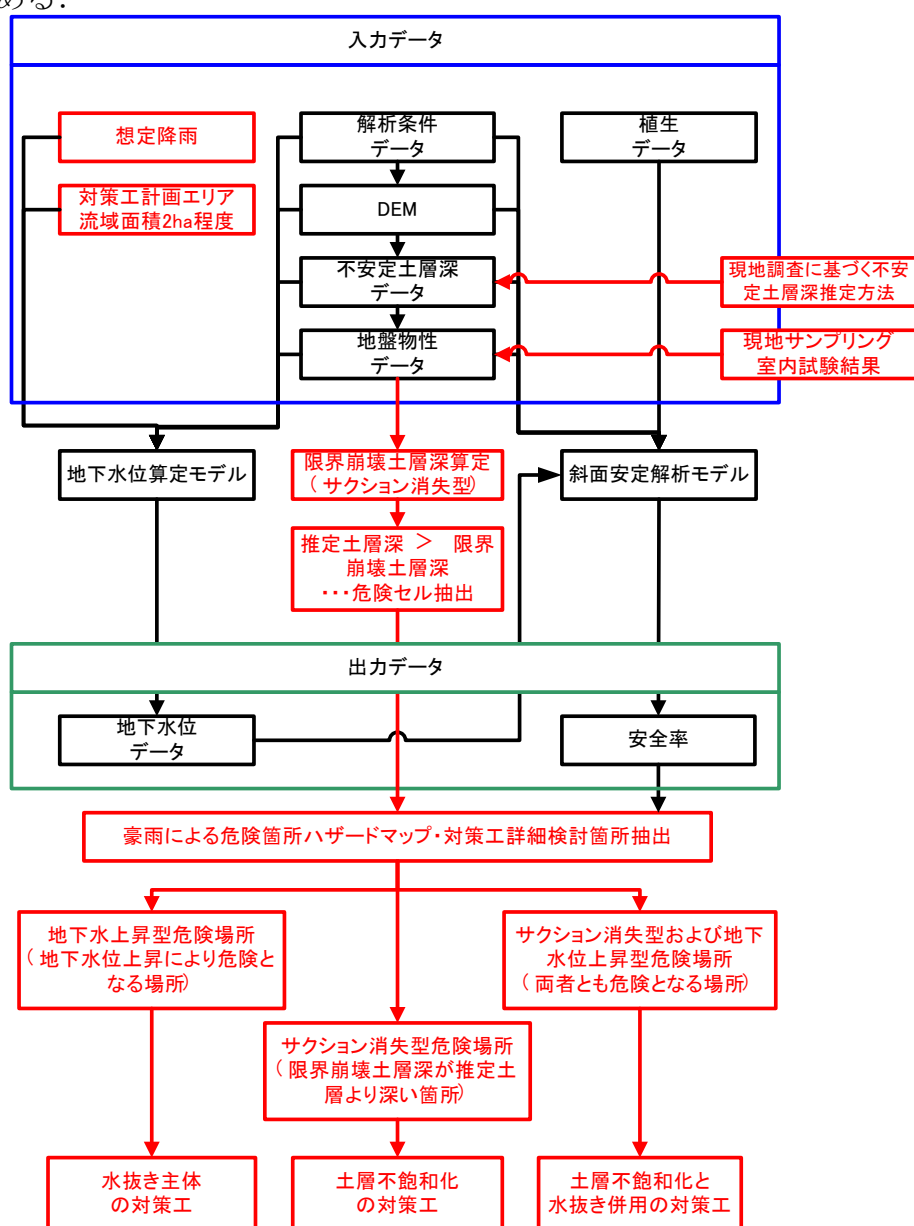


図 6.18 サクシオン消失・地下水位上昇型の崩壊予防対策箇所の適用場所

6.4. 対策工の維持管理と適用事例

6.4.1. 概要

本節では、対策工の維持管理方法について整理した評価方法と評価方法を適用した事例について述べるとともに、対策工の損傷事例とその補修方法について述べる。

6.4.2. グラウンドアンカー工の維持管理

切土のり面の安定化工法としてアンカー工が数多くののり面で採用されてきた。アンカー工が1957年に我が国において初めて導入されて以来、50年近くが経過している。この間、特に初期に施工されたアンカーは、防食を重要視していなかったため、アンカーの腐食・劣化等によりアンカーが破損し、飛び出し現象などが見られ、ひいては交通障害を引き起こすような状況が発生していた。このため1988年11月には「グラウンドアンカー設計・施工基準」¹³⁾(JSF規格：D1-88)において二重防食が義務づけられるようになってきた(以後1988年以前に施工されたアンカーを「旧タイプアンカー」と呼ぶ)。さらにグラウンドアンカーがその目的に応じて適切に使用されるように、1990年2月に「グラウンドアンカー設計・施工基準、同解説」¹⁴⁾が発刊された。しかし、これらはアンカー工本体に着目された基準等であり、施設の老朽化が大きな課題となっている昨今においては、アンカー工が施工された斜面をも含めたのり面全体の健全性を評価することが重要な課題となっている。

この背景のもと、国土交通省近畿地方整備局の「新都市社会技術融合創造研究会」(研究会委員長：大西有三 京都大学大学院工学研究科教授：当時)では、「アンカー工設置のり面の健全性評価に関する研究」(研究プロジェクトリーダー：沖村孝 神戸大学都市安全研究センター教授：当時)を平成19年から設置し、アンカー工設置のり面の健全性評価手法を検討してきた。本項ではその成果¹⁵⁾、¹⁶⁾、¹⁷⁾、¹⁸⁾をもとにしてアンカー工設置のり面の健全度評価手法、維持管理点検の重要性について議論する。

(1)アンカー工設置のり面の健全度評価法

a)アンカー工設置のり面の機能低下の原因

アンカー工が設置されたのり面において、アンカー工の機能が低下する原因は、地山劣化の原因によるものとアンカー体の劣化の原因によるものが考えられる。地山劣化の原因は、たとえば豪雨・融雪による地下水位の変動、地震による一時的な荷重の増大、地山材料の風化・劣化、地すべり等の大きな外力の

作用，凍結融解・中性化などが挙げられる．一方，アンカー体の劣化の原因は，防食不良，防食材の劣化，定着具の腐食，グラウトの劣化・強度低下，水の浸入などである．

このように，アンカー工が設置されたのり面において，アンカー工の機能が低下する原因は，地山とアンカー体の両者に原因があるが，アンカーと地山は，相互に影響し合っている．したがって，アンカー工が設置されたのり面におけるアンカーの健全性の評価には，地山とアンカー体の両者から，その機能低下を論じる必要がある．

b)アンカー工設置のり面の健全度評価法

道路を対象としたアンカー工設置のり面の健全性評価の流れを図 6.19 に示す．図の左側はアンカー工，右側は地山や付帯構造物に関わる健全性評価の手順である．この図に示すとおりアンカーと，地山および付帯構造物とを区分してそれぞれの変状調査と健全性を点検し，その両者を総合的に判定して，対策工の要否や対応方法を判定する流れとしている．

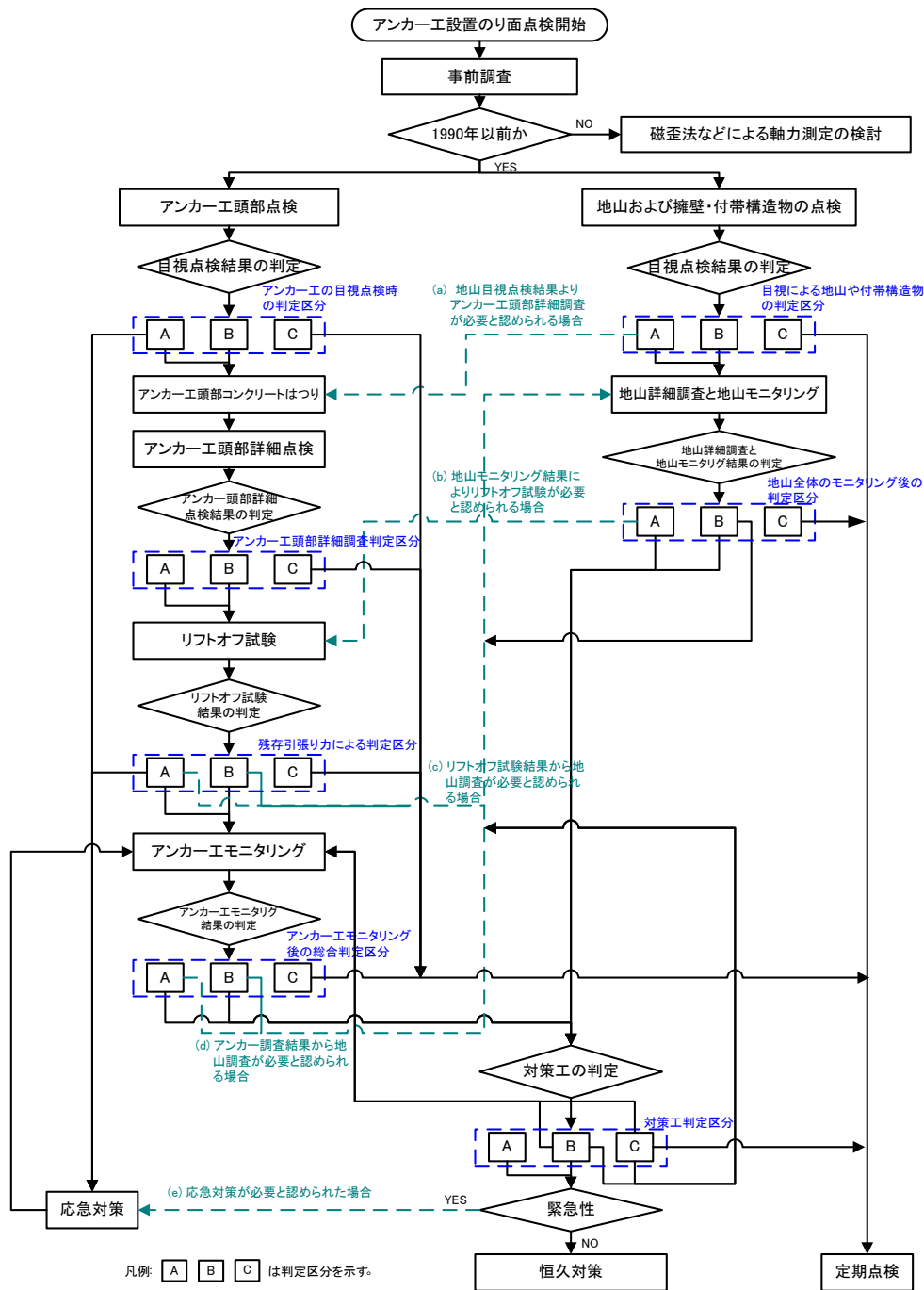


図 6.19 アンカー工設置のり面の健全性評価の流れ¹⁸⁾

c)アンカー工の目視点検

事前調査は、点検対象箇所の状況を把握するために既存資料を収集、整理し、その内容を現地で確認することを目的として実施する。既存資料には、アンカー工設計データ（設計荷重・初期緊張力等）、アンカー材料の種類および規格、設計計算書および設計当時の土質調査資料、打設配置諸元（自由長・定着長・本数・配置）、受圧構造物の種類・形状寸法・配筋等、施工記録（出来形、緊張

管理図等)、施工時図面および完成図などが挙げられる。それらの情報をもとに現地で、のり面状況、アンカーの配置、受圧構造物の変状(クラック等)を確認するとともに、現地への資機材進入・運搬経路や作業足場の必要性などを現地で確認する。これら事前調査は、今後の効率的な点検、調査、対策など検討する上で貴重な資料となる。

アンカー工は、その構造のほとんどが地中にあるため、目視により観察が可能な箇所は、アンカー頭部キャップ部のみである。アンカー頭部は、落石等による外的損傷と降雨等による腐食から保護する目的で、保護キャップや保護コンクリートにより被覆されている。しかし、保護方法が適切でない場合や異常をきたしている場合は、地下水や有害物質が保護キャップ内に侵入し、テンドンや定着具が腐食して、アンカーの破断等の恐れがある。したがって、アンカー頭部の点検は、アンカーの健全度の概略を知る上で重要である。さらに、定着緊張力を地盤に伝える役目をする受圧板の変形や変状の有無を合わせて確認することも重要である。アンカー工の頭部点検は、アンカーキャップの外観目視とハンマーによる打音調査を行い、キャップの劣化、損傷(亀裂、ひび割れ)、沈下・変位、落下・飛び出し、錆汁及び浮き、剥離ならびに地下水のしみ出し等の有無を確認¹⁹⁾する。

アンカー工頭部点検結果の判定は、既往報告書^{20, 21)}を参考として表 6.2 に示すとおりとした。ここでは、先に述べたアンカー工の頭部点検を行い、キャップの変状や錆などの状況からアンカー工の健全度を評価する。評価の数字が小さいほど機能が低下していることを示している。点検の評価結果をもとに判定基準に従い判定する。この判定区分は緊急対応や詳細調査などを実施する区分でアルファベットが若いほど対応の緊急度が高いことを意味している。

アンカー工頭部点検の結果に基づき判定区分が A, B と判定された場合は、原因究明のための詳細調査を実施する。この詳細調査では、アンカーキャップを取り外して、アンカーの定着部およびテンドン、防錆油を中心に詳細調査を行い、錆や定着具のズレ等の有無で健全度を評価する。

アンカー工頭部詳細調査判定区分は、既往報告書²²⁾を参考として表 6.3 に示すとおりとしている。

表 6.2 アンカー工目視点検時の判定区分¹⁸⁾

アンカーのタイプ	評価	現 況	健全度の評価	判定基準	判定区分		
二重防錆前 (旧タイプアンカー)	I	コンクリートキャップが崩落している。	現状で全く機能していない。	損傷箇所が近接して連続的に発生しており、のり面崩壊等により交通安全の確保が困難であるか、第三者に対し、支障となっているか、もしくはその恐れがあるため、緊急工事を施工する必要がある場合。	A		
		コンクリートキャップが手で動く。引き抜けたり、定着具がずれたりしている。					
	II	コンクリートキャップが浮いている。著しい錆、腐食がある。	機能が大幅に低下しており、今後、評価Iになる可能性がある。				
		錆がひどい、オイルが無い。著しく異物が混入しているもの、もしくはクサビのばらつき等がある。適切な角度で設置されていない。十分にかみ合っていない。					
		水漏れ、遊離石灰、錆がある。					
	III	コンクリートキャップにクラックが入っている。水が漏れている。引張材のすべりが認められるもの。設置角度などの問題から、今後はかみ合わなくなる可能性がある。	機能低下し、今後、評価IIになる可能性がある。			頭部キャップ箇所の損傷は見られるが、アンカーそのものが健全かどうかの判断が困難で、補修するか否かの検討が必要な場合。	B
		鋼製キャップの錆び、オイル漏れが著しい。					
IV	コンクリートキャップの表面の風化、劣化。	機能は多少低下しているが、対策によって機能を保持できる。					
	鋼製キャップの軽微な錆び、腐食がある。遊離石灰またはオイルが僅かに漏れている。多少異物が混入している。						
V	特に大きな変状は無し。	機能は良好で、対策により保持できる。	損傷が無いか有っても軽微で補修の必要が無い場合。	C			
VI	異常なし。	現状のままで、良好な状態を維持できる。					

表 6.3 アンカー工頭部詳細調査判定区分¹⁸⁾

対象	項目	評価	評価区分		判定区分
定着具 および テンドン	錆、腐食	III	腐食が認められる。	錆の発生が著しく、断面欠損が認められる。	B
		V	錆が発生している。	定着具及びテンドンに錆が発生している。	C
		VI	ほとんど錆が認められない。		C
	破断、破損	II	破断、破損が認められる。	定着具のズレが明瞭に認められる。より線のくさび抜けが認められる。	A
		III	多少の破損が認められる。	定着具のズレが認められる。	B
		VI	異常なし。		C
	異物の混入	III	異物が混入し、くさびのばらつき等が著しい。	コンクリートキャップのため、クサビの効果が失われている。かつ、クサビのばらつきが著しい。	B
		IV	異物が混入し、くさびのばらつき等がある。		B
		VI	異常なし。		C
	余長	IV	2.5cm以下		B
V		2.5～5.0cm		C	
VI		5.0cm以上		C	
防錆油	油漏れ	V	油漏れが発生。		C
		VI	異常なし。		C
	劣化、変状	IV	劣化、変状が著しい。		B
		V	劣化、変状が認められる。		C
VI	異常なし。		C		

d)地山および擁壁・付帯構造物の目視点検

アンカー工を含むのり面は、のり面下部に擁壁があったり、のり砕工を介してアンカー工が施工されていたり、様々な構造物との組み合わせである場合が多い。したがって、アンカー工が施工されたのり面での地山の変状は、このような付帯構造物の変状から異常を検知できる可能性がある。例えば、のり肩の沈下や亀裂の有無、のり砕工のクラックの有無、擁壁工のはらみだしの有無などである。

それらの変状を既往報告書²³⁾の点検方法、留意事項を参考に点検し、変状の進行度合いから健全性を評価することで地山の変状の規模、変状メカニズムの概要が把握できる。

e)地山および擁壁・付帯構造物の目視点検結果の評価

目視点検による地山や付帯構造物の判定区分は、表 6.4 に示すとおりである。それぞれの損傷、変状状況を目安に健全度を評価し、保全対象に与える影響度を考慮して判定する。特に地山や付帯構造物の変状が拡大している場合、アンカー工の破断などが懸念されることからアンカー工頭部詳細調査を実施する流れとしている（表 6.5 参照）。

表 6.4 目視による地山や付帯構造物の判定区分¹⁸⁾

評価項目	評価	損傷・変状状況の目安	判定基準	判定区分
地山	I	亀裂が拡大している兆候が見受けられる。	亀裂やクラックが連続的に発生しており、のり面崩壊等により交通安全の確保が困難であるか、第三者に対し、支障となっているか、もしくはその恐れがあるため、緊急工事を施工する必要がある場合。	A
	II	地山に亀裂が連続して認められる。		
砕工	I	砕工がはらみだしている。クラックが拡大している。		
	II	砕工に道路縦断方向(水平)のクラックがある		
擁壁	I	クラックが拡大している		
	II	擁壁に連続した水平クラックがある。		
地山	III	湧水が常時認められる。	構造物にクラックや損傷は見られるが、地山そのものが健全かどうかの判断が困難で、補修するか否かの検討が必要な場合。	B
	IV	のり面に洗掘された跡が確認できる。		
砕工	III	砕工にクラックがある。		
擁壁	III	擁壁にクラックがある。		
	V	地山や砕工・擁壁・アンカー一体に変状はない。	損傷が無いか有っても軽微で補修の必要が無い場合。	C

表 6.5 地山目視点検結果によりアンカー工頭部分詳細調査が必要と認められる場合¹⁸⁾

評価項目	評価	発生現象	対応	判定区分
地山	I	亀裂が拡大している兆候が見受けられる。	アンカー工頭部分調査から、場合によってリフトオフ試験へ。	A
付帯構造物	I	枠工がはらみだしている。クラックが拡大している。		

f)アンカーエリフトオフ試験

アンカー頭部分点検で判定区分 A, B または地山および擁壁・付帯構造物の目視点検結果で判定区分 A と判定された場合、また、あとで述べる地山詳細調査、モニタリングによって判定区分 A と判定された場合は、残存アンカー力を確認し全体の安定度を評価するためにリフトオフ試験を実施する。

リフトオフ試験²⁴⁾は、加圧ジャッキを用いてテンドン接続具を介してテンションバーに載荷し、アンカー載荷荷重とテンドン頭部分変位量を計測し、リフトオフ荷重を求める方法である。

設計アンカー力および施工時の導入アンカー力が既存資料で残されている場合は、残存荷重と比較することで健全性が評価できる。しかしながら、施工時期が古いアンカー工は、施工時の導入荷重が不明な場合が多く、リフトオフ試験で得た残存引張り力が施工時から増加しているのか、減少しているかを確認できない。この場合、アンカーテンドンのタイプや受圧構造物の許容応力から推定する。一般的な残存引張り力とアンカー工の健全性の目安を表 6.6 に示す。また、リフトオフ試験で得られたデータを記録・保存することで、次回点検時の指標とすることができる。表に示すとおり許容アンカー力以上の場合は、アンカーが破断するおそれがあり危険な状態であるため、追加対策を行うなどの対応が必要である。

以上のことから、リフトオフ荷重が設計アンカー力を超えている場合(表 6.7 表 6.9 参照)は、その原因を把握するために地山調査、モニタリングを実施する流れとしている。

表 6.6 残存引張り力による判定区分¹⁸⁾

残存引張り力の範囲	状態	判定区分	対処例
0.9Tys	破断の恐れあり	A	緊急対策を実施
1.1Ta	危険な状態にある恐れあり	A	対策を実施
許容アンカー力(Ta)	許容アンカー力を超えている		
設計アンカー力(Td)		B	経過観察により対策の必要性を検討
定着時緊張力(Pt)	健全	C	
0.8Pt	健全		
0.5Pt		B	経過観察により対策の必要性を検討
0.1Pt	機能が大きく低下している	A	対策を実施
	機能していない		

表 6.7 リフトオフ試験の結果から、地山調査が必要と認められる場合¹⁸⁾

残存引張り力の範囲	状態	判定区分	対応
0.9Tys以上	破断の恐れあり	A	緊急対策 地山調査・地山モニタリング
1.1Ta以上 Ta以上	危険な状態にある恐れ 許容アンカー力を超えている		
Td以上	設計アンカー力を超えている	B	地山調査・地山モニタリング

g) モニタリング

アンカー工の荷重が設計荷重以上の場合、のり面や付帯構造物の変状が増加している場合は、斜面全体の変状をいち早く把握し、対策工の効果的な計画を図るために継続的なモニタリングが重要である。アンカー工頭部に荷重計を設置してモニタリングすることによって、再緊張の時期、追加対策工の必要性や時期などを決定する際に、有効な判断材料となる。

アンカー荷重のモニタリング後、表 6.8 に示した評価、判定を行う。なお、判定区分 A の内、残存荷重が標準より小さい、あるいは大きいものが単体であるのか、複数であるのかによって対象とする現象の大きさが異なると考えられるため、表 6.9 に示す対応をとるようにした。

なお、モニタリング手法としては、荷重計や鋼材表面の応力状態を非破壊で計測する磁歪法^{25) 26) 27)}などが挙げられる。

表 6.8 アンカー工モニタリング後の判定区分¹⁸⁾

case	残存荷重			評価・原因	調査の必要性	対策工	判定区分	
	状況	設計	許容					降伏
case-1	荷重が0でアンカーが抜けている	0%	0%	0%	クリープ、リラクセーション、地山とアンカー体の摩擦の低下のり面変動の可能性あり	別途工法の検討 地山詳細調査・地山モニタリング	A	
case-2	荷重が小さい	30%	20%		クリープ、リラクセーション、地山とアンカー体の摩擦の低下	再緊張	B	
case-3	良好	30%	20%		健全	定期的な観察、点検 荷重計などを設置 地山モニタリング	C	
case-4	荷重が大きい	80%	60%		アンカーは健全のり面の変状次第でさらに荷重が増大する	荷重計などを設置 地山モニタリング	B	
case-5	荷重が限界	100%	90%		のり面変動の可能性 破断の可能性小	過緊張の原因究明 リフトオフ試験追加 要詳細調査	除荷あるいは増し打ちなどの対策 アンカー頭部の飛出し防止対策 地山詳細調査・地山モニタリング	
case-6	危険			90%	のり面変動が大きく、アンカーが破断し、のり面が崩壊する可能性あり	緊急点検	増し打ち、抑止杭など 別途対策工の検討 地山詳細調査・地山モニタリング	A
case-7	鋼材が破断		破断		のり面変動が大きく、荷重増大、アンカー破断 のり面が崩壊	要詳細調査	アンカー頭部の飛出し防止対策	
					鋼材が腐食			

表 6.9 アンカー調査結果を受けた対応方法¹⁸⁾

リフトオフ試験結果	現象の発生度合い	対応
残存荷重が標準より小さい	単体	対策工
	複数	地山調査・地山モニタリング
残存荷重が標準より大きい	単体	対策工
	複数	地山調査・地山モニタリング

地山および擁壁・付帯構造物の変状が進行している場合、地山変状メカニズムの把握やアンカー定着部の地盤状況の把握を目的に詳細調査を実施して、変状の進行原因を明らかにする必要がある。

この詳細調査は、ボーリング調査の他、必要に応じて弾性波探査、各種検層、変位観測、地下水位観測を実施し、変状メカニズムやアンカー定着部の地盤状況が把握できるよう適切に計画するのが良い。また、地盤内の変位や地表面の変位、地下水位の変動、付帯構造物の損傷の進行などをモニタリングすることによって、変動機構を明らかにすることが重要である。

地山モニタリング後に表 6.10, 表 6.11 に示す計測の結果にもとづき、地山、付帯構造物の評価を行い、総合的に判定する(表 6.12, 表 6.13)。

表 6.10 地山モニタリング後の評価区分¹⁸⁾

対象	評価区分	計測結果	対策
地山	I	1ヶ月間の計測値が10mm/月以上 定着部が移動土塊内にある	・リフトオフが必要 ・変状の進展を確認するモニタリングの継続
	II	1ヶ月間の再計測値が5~10mm/月 定着部の劣化が著しい(土砂化)	・変状の進展を確認するモニタリングの継続 ・変状が継続する場合、必要に応じて対策工の検討
	III	1ヶ月間の計測値が0~5mm/月 定着部が劣化傾向にある	・変状の進展を確認するモニタリングの継続
	IV	1ヶ月間の計測で変位の累積がない場合 定着部良好、再緊張する余裕無し	・モニタリングの継続
	V	変状がない 定着部良好、再緊張する余裕有り	・日常点検へ移行

表 6.11 付帯構造物モニタリング後の評価区分¹⁸⁾

対象	評価区分	現状	調査・対策の必要性
付帯構造物	I	1箇所でも破損が見られ鉄筋露出	・リフトオフが必要
	II	幅3mm(Aランク)以上のひび割れが見られる	・変状の進展を確認するモニタリングの継続
	III	1箇所でも剥離が見られる	・変状の進展を確認するモニタリングの継続 ・変状が複数箇所であれば調査が必要
	IV	幅0.3mm~3mm(Bランク)のひび割れが顕著に見られる(5箇所/100m ² 程度)又は集中している	・対策工の検討
	V	上記以外の比較的健全なもの	・定期点検

表 6.12 地山モニタリング後の判定区分¹⁸⁾

地山評価	付帯構造物評価	判定区分	対応
I	I、II、III、IV、V	A	リフトオフ試験 モニタリングの継続
II	I、II、III、IV、V		
III	I、II	B	モニタリングの継続
IV	I、II		
III	III、IV、V		
IV	III、IV、V		
V	V	C	日常点検へ

表 6.13 地山モニタリング後にリフトオフ試験が必要と認められる場合¹⁸⁾

対象	評価	地山モニタリング調査結果	判定区分	対応
地山	I	・1ヶ月間の計測値が10mm/月以上 ・定着部が移動土塊内にある	A	リフトオフ試験へ (大規模地すべりの疑い)
付帯構造物	I	・1箇所でも破損が見られ鉄筋露出		
	II	・幅3mm(Aランク)以上のひび割れが見られる		

h)総合評価

地山調査・モニタリングの結果とアンカー工の調査・モニタリングの結果をもとに、アンカー工が設置されたのり面における対策工判定区分を表 6.14 に示す。この判定区分表は、地山詳細調査・地山モニタリングの結果ならびにアンカー工点検・リフトオフ試験・モニタリングの結果の両者から判定をするよう配慮したものである。したがって、アンカー工と地山の両者の現状の安定性を評価し、対策工法を選定することができるとともに、変状の主原因がアンカー工にあるのか、地山にあるのかを判定して、適切な追加調査やモニタリングを通して、最適な対策工が選定できる。

表 6.14 対策工判定区分¹⁸⁾

アンカー工判定区分	地山判定区分	判定区分	対応
A	A	A	応急処置を含む、何らかの対策工を施工する
A	B		
A	C		
B	A	B	状況に応じて対策する(応急処置も含む)か、モニタリングを継続する
B	B		
B	C		
C	A	C	アンカー・地山のモニタリング継続・追加調査
C	B		
C	C		
C	B	C	地山モニタリングの継続・地山調査の追加
C	C		
C	C	C	定期点検

(2)適用事例

先に述べたアンカー工設置のり面の健全性評価法にしたがって、旧タイプアンカー設置のり面の健全性を評価した事例について述べる。

a)調査地の概要

調査地は、道路拡幅工事中（切土工事）、切土のり面に変状が発生したため、のり枠工（□300-2.0m×2.0m）と旧タイプアンカー（アンカー長：L=8.0~12.0m、定着長 $L_a=3.0\text{m}$ ）9段が施工された斜面である。

b)アンカー変状点検

アンカー工目視頭部点検では、アンカー工頭部のコンクリートキャップが密着していない箇所が複数で認められたため、アンカーの機能が低下している A 判定（表 6.2 参照）とされた。つぎに、アンカー工頭部コンクリートをはつり、詳細調査を実施したところ、腐食は認められないものの防錆油の劣化が著しいことが確認され、B 判定（表 6.3 参照）とされた。

この結果を受けて、頭部に変状が現れている箇所周辺と健全な箇所を含めてアンカー工のリフトオフ試験を実施した。リフトオフ試験の結果、のり面最上段のアンカーの一部に荷重がかからなかったものがあつた他、リフトオフ荷重は 25~80kN/本とバラつきが大きかつた。このリフトオフ荷重が設計アンカー力に対して、どの程度の緊張状態を示すか、受圧構造物から設計アンカー力を求めると 80kN/本が推定された。一部アンカー荷重が設計アンカー力と同程度のところがあるが、全体的にアンカー荷重は低下していると判断された。つぎに、

アンカー工に荷重がかからなかった原因を究明するため地山詳細調査、地山モニタリング、アンカー荷重のモニタリングを実施した。

アンカー荷重のモニタリングの結果から、観測期間中ほぼ一定値を示していることが確認された。

以上、アンカーモニタリング後の総合判定ではA判定（表 6.8 参照 case-1：荷重が抜けている，case-5：荷重が限界）と判定された。

c)地山、付帯構造物の点検

地山、付帯構造物の目視点検ではのり枠工内に湧水が常時認められたが、構造物にクラックやはらみだしなどの変状は確認されなかったため、判定はB判定（表 6.4 参照）とされた。

一部のアンカー工に荷重がかからなかった原因を究明するため、ボーリング調査、弾性波探査などを実施して、地盤状況を把握した。その結果、荷重がかからない原因は、地すべりのすべり面境界にアンカーの定着部が位置していたことから定着不足の可能性が考えられた。さらに、すべり面境界の土質は、土砂と軟岩と極端に異なることから、土砂と軟岩境界に地下水が流れることによって、地盤が劣化し、境界に設置されたアンカー定着部周面の引き抜き抵抗が小さくなった可能性も考えられた。一方、健全なアンカーは、地すべりのすべり面より深い位置に定着されており、荷重がかからなかったアンカーとは定着地盤条件が異なることが確認された。

つぎに、地山の変状状況を確認するため、地すべり土塊内に地中内傾斜計と水位計を設置して、地中内変位と地下水位をモニタリングした。その結果、地下水位の僅かな変動は認められるものの、地山に変状の進行はなく、付帯構造物も健全であることからC判定（表 6.12 参照）と判定され、地山の移動はほとんど停止していることが確認された。

さらに、地山の安定度を評価するため、調査結果に基づき修正フェレニス法を用い安全率を求めた。ここで、設計当初の地盤物性値や地下水位の状況など不明なものが多くあったため、切土前の地形やアンカー打設後の安定度も含めてイベントにしたがって安全率の変化を推定した（図 6.20 参照）。この結果から、アンカー工のリフトオフ荷重（残存荷重）と荷重のかからなかったアンカー工（荷重ゼロ）を考慮すると安全率が1.2（アンカー設置直後）から1.07（アンカー工一部荷重ゼロ）に低下しているものの安全率1.0以上を保っていると推察された。

d)総合評価ならびに対策工の計画

地山、付帯構造物およびアンカー工の調査、モニタリング結果から対策工判

定区分を行うとアンカー工判定 A、地山判定 C で総合的に対策工判定 A と判定された。したがって、追加対策工を実施することで対策初期の安定度を確保できると考えられた。そこで、本事例では、リフトオフ試験で荷重のかからなかったアンカー力を補うためのり枠内に新設のアンカー工を施工することで計画安全率を確保する計画とした。また、アンカー力のモニタリングを継続することで図 6.20 の破線のように安定性能曲線を用いた維持管理を進めることとした。

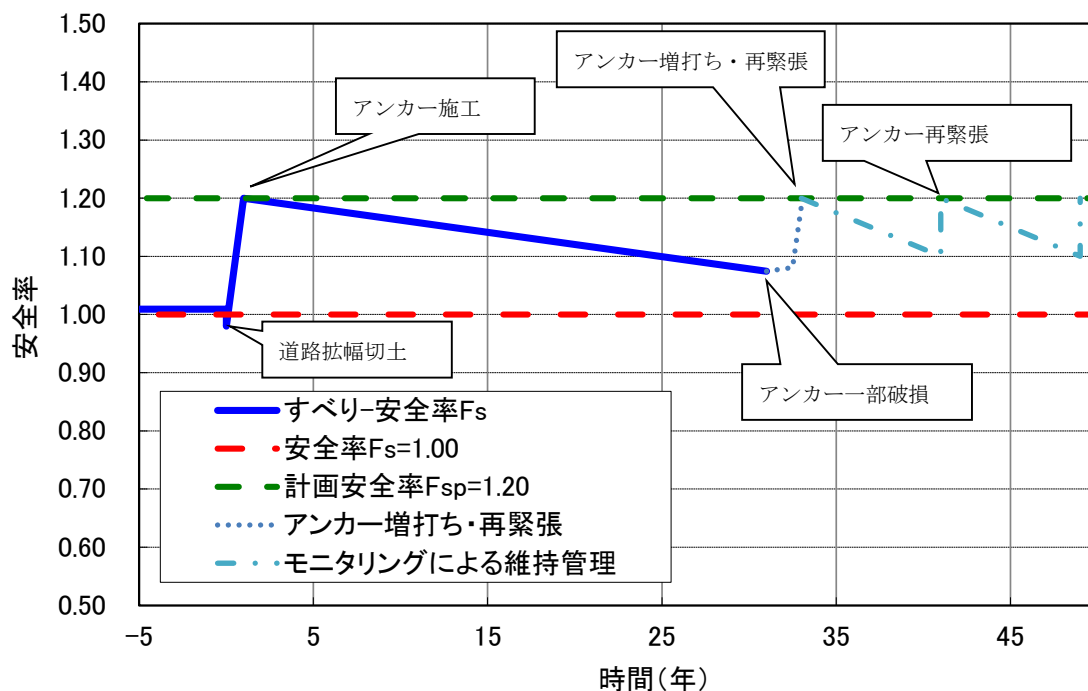


図 6.20 斜面性能曲線（現状とモニタリングによる維持管理）¹⁸⁾

ここでは、アンカー工設置のり面の健全度評価について、地山とアンカー体の両者の目視点検、詳細調査から、その機能をそれぞれ評価し、総合的に健全性を評価する方法について示した。さらに事例として、一連の健全度評価を行い現状の健全度を評価し、斜面の安定性能曲線を作成した。この安定性能曲線をもとに長期的な危険度の逼迫度が把握できるとともに、破壊する前に対策を行うことにより危険の回避ができ、補強、補修対策を施すことでコストの縮減を目指すことが期待できると考えられる。

このように、対策工は、建設後の維持管理が重要である。この維持管理を適切に行うためには、調査、設計、施工時の情報を残し、調査、設計時に想定された現象と施工後の変状や荷重の変化傾向を監視することによって安定性を評価することが重要である。

6.4.3. ロープネット・ロックボルト併用工法の損傷事例と点検・補修²⁸⁾

(1) 損傷事例箇所の概要

損傷箇所は、兵庫県南あわじ市の公園にある斜面で、斜面勾配 45 度程度の東向きの平行型斜面であり、兵庫の地質²⁹⁾によると中生代和泉層群西淡累層（礫岩、泥岩）からなる。また周辺には、奥畑断層、先山断層があり泉南流紋岩類や領家新期花崗岩類花崗閃緑岩などが分布し、複雑な地質構造を呈している。現地踏査の結果、土砂流出部は強風化した泥岩で形成されていた。

対策工は、6.3 で述べたロープネット・ロックボルト併用工法であり、ロックボルト、ネット、支圧盤で構成される。ただし、現在、本工法の配置は、2m 横千鳥配置で計画されるが、当該箇所は、モデル的に 2m 縦千鳥配置で施工されている。

つぎに、2004 年の台風の豪雨によって、対策工内の土砂が流出した。この土砂流出状況は、図 6.21 に示すとおり、斜面の遷急線上部で発生しており、土砂流出規模は幅 4m、長さ 20m 程度であった。土砂流出に伴って、ロックボルトとネットがむき出しになったまま存在しており、いわゆる土砂の中抜け流出現象であった。また、土砂移動部とその周辺のネットは、人が乗れる程度に緊張しており、ボルトも変形していたことから、中抜け流出直前まで土塊の崩壊を抑制する効果があったものと推察できる。

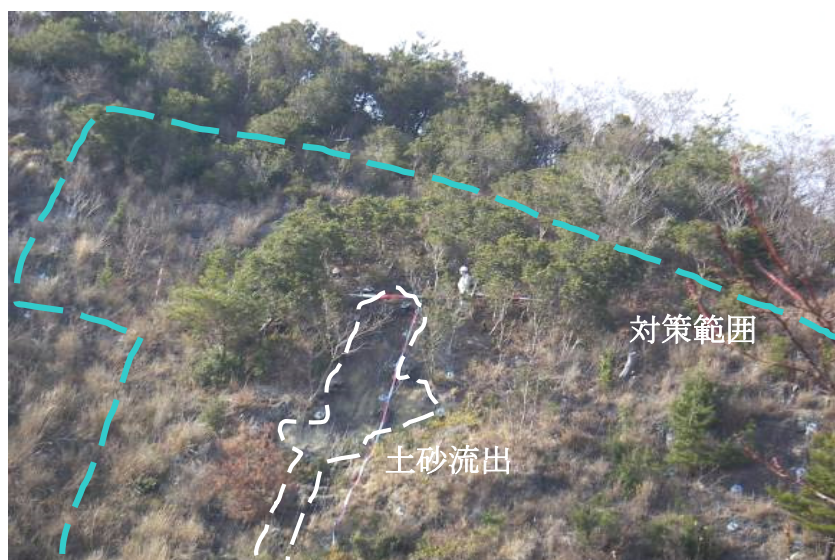


図 6.21 対策斜面損傷状況

(2) 点検方法

維持管理点検は、既往の法面対策工³⁰⁾などの維持管理項目等を参考にして、本工法では表 6.15 に示す点検項目、点検手法ならびに点検頻度として実施^{31)・32)・33)}

されている。点検は、部材の破損や腐食、密着性などの各構造の健全性に着目する項目と地盤の浸食や変位に着目する項目を設定した。また、本工法は、地盤の変形量で性能照査する設計手法⁹⁾を採用していることから、地盤変位を計測し記録することとした。計測方法は、図6.22に示すようにあらかじめ斜面の傾斜方向に基準軸を設定し、基準軸に並ぶロックボルトの頭部間距離をメジャーなどで計測する。計測された距離と施工直後に計測した距離の差が、許容変位量以下であるかで安定性を評価する。メジャーなどによる計測は、安定度判定を簡易にするために、手軽に持参できる計測器を採用している。なお、基準軸には必ず不動点となる杭を設置し、全体の変化を把握するに設定している。西原ら³¹⁾によると、この簡易観測は、別途モニタリング地の地中傾斜計と比較して、誤差はあるものの概ね良好な結果が得られたと報告されている。

表 6.15 点検項目と点検手法ならびに点検頻度⁹⁾

対象	点検項目	点検手法	点検頻度		
			日常	定期(1回/年)	災害時
ボルト	キャップ類	破損	目視	○	◎
	鋼材	錆、腐食	目視	○	○
	防錆油	油もれ	目視	○	○
ネット	浮上がり	目視		○	○
	破断	目視	○	○	◎
	錆、腐食	目視		○	○
その他	地盤状況	変位	目視 基準軸		◎
		侵食状況	目視	○	○
	対策工周辺状況	侵食状況	目視	○	○

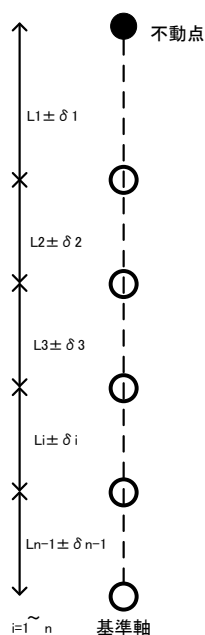


図 6.22 基準軸によるロックボルト頭部間計測イメージ⁹⁾

(3)点検結果

本工法の変形状況から土砂移動状況を調べるため、ロックボルト頭部間計測を実施した。なお土砂流出箇所が基準軸から離れていたことから、本工法がおおよそ2m間隔で施工管理されているものとして仮定し、初期値2.0mで対策工斜面の初期時の延長を求め、現在のボルト頭部間距離計測延長との差を整理した(図6.23参照)。この結果から、初期時との延長の差が増加している区間は土砂移動の影響域と考えられ、その長さは24m程度であった。また逆に減少している区間は土砂移動の停止域と対応しており、およそ8m程度であった。さらに斜面下部でも同様な増加傾向が認められていることから小規模ではあるが同様な移動があったものと推察できる。このことからボルト頭部間距離を継続的に調べることによって、土砂移動の位置、規模などを事前に把握することが可能であると考えられた。

以上、ボルト頭部間距離の変化から土砂の移動状況を考察したが、現地状況から判断すると、本工法は一度土塊の移動を抑制したものの、移動した土砂が泥流化し、最終的には流出したものと推察できる。このことから、ボルト、ネットによって土塊での大きな崩壊を防止できたと評価している。

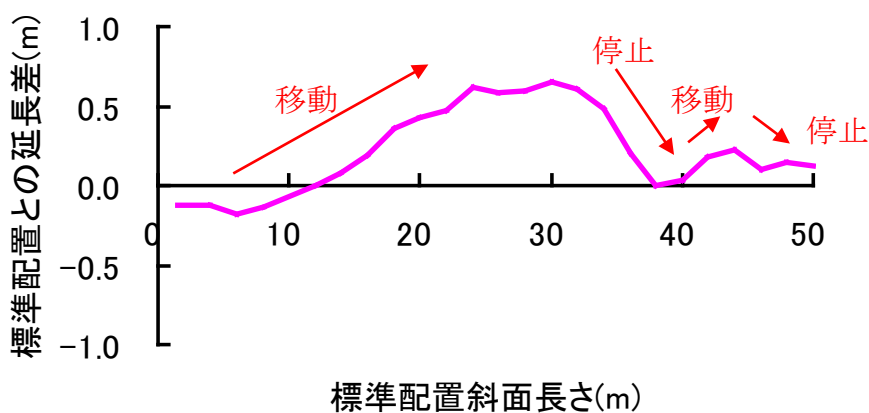


図 6.23 標準配置斜面長さとの延長差

(4)土砂流出現象の考察

別途実施されている降雨模型実験の結果と現地斜面での状況を比較することによって対策工の配置について考察した。

a)降雨模型実験の崩壊状況(2m横千鳥配置)

模型実験は、独立行政法人港湾・空港技術研究所の三次元水中振動台で行った。模型は、1/10スケールとして、斜面傾斜角45度、幅1.6m、高さ2.0m、奥行き3.4mの土槽に、土試料を充填した構造となっている(図6.24参照)。実

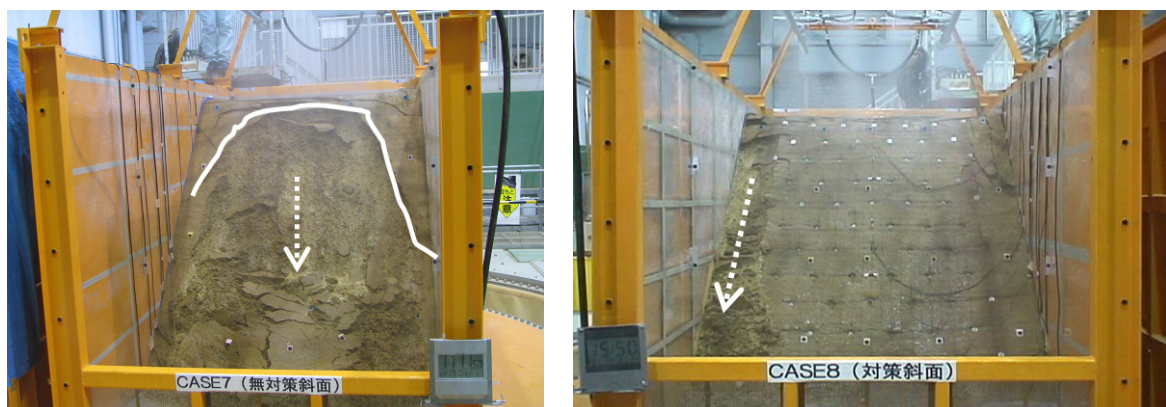
験に用いた土試料は、古生層の強風化した土層から採取したもので、材料の特性は表 6.16 に示すとおりである。模型斜面の作成は、現地での簡易動的コーン貫入試験の結果を基に表層と基岩の境界が明瞭な地盤構造を有する斜面を模擬して、下層（40cm）を自然含水比のまま湿潤密度で 1.65g/cm^3 に締め固め、上層（20cm）も自然含水比のまま湿潤密度で 1.3g/cm^3 に締め固めた。対策斜面の対策工模型は、本対策工を模擬させ、ロックボルトは斜面に $\phi 3\text{mm}$ のアルミ棒を 0.2m 横千鳥配置で配置し、ロープネットはポリエステル製の漁網（ $5\text{cm} \times 5\text{cm}$ 、 $\phi 0.8\text{mm}$ ）を斜面表面に設置した。また、支圧板は円形アルミ板 $\phi 30\text{mm}$ をアルミ棒頭部に取り付けた。実験回数は1回で、振動台上に併設した 2 つの土槽（無対策斜面と対策斜面の模型）で実験した。降雨は、噴霧式の降雨装置により 75mm/h の定常降雨を模型斜面が崩壊するまで与えた。降雨による模型斜面の崩壊状況を図 6.25 に示した。図 6.25 (a) は無対策斜面の崩壊状況であり、降雨開始後 28 分で全体的な土砂移動が発生した。このとき対策斜面に変状は認められなかった。一方、対策斜面に変状が現れたのは、降雨開始後 59 分で対策斜面の左端（無補強部分幅 0.2m 程度）が一気に土塊で移動した（図 6.25 (b)）。さらに降雨開始後 61 分以降、徐々にボルト間の土砂が流出した（図 6.25 (c) 降雨開始後 62 分）。流出頭部の崖面の発達方向は斜面直上に一気に発達するのではなく、千鳥配置のボルトに規制されて、対角線上に徐々に発達したのが特徴的であった。



図 6.24 降雨模型実験の全景

表 6.16 模型実験に用いた土試料の物理特性

地盤材料の分類		粘性土質砂質礫
土粒子の密度	$G_s (\text{g/cm}^3)$	2.666
自然含水比	$w_n (\%)$	20.8
最適含水比	$w_{opt} (\%)$	19.9
最大乾燥密度	$\rho_{dmax} (\text{g/cm}^3)$	1.628



(a) 無対策斜面 (降雨開始後28分) (b) 対策斜面 (降雨開始後59分)

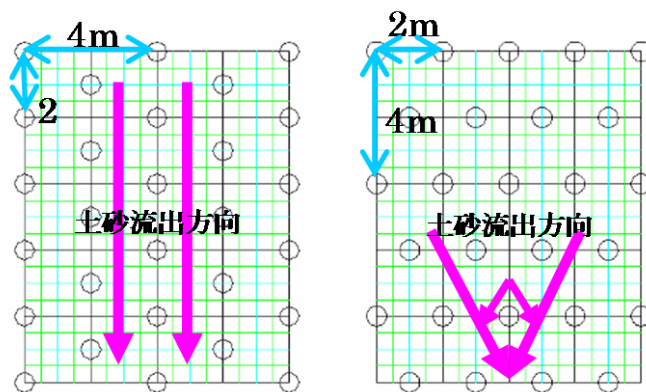


(c) 対策斜面 (降雨開始後62分)

図 6.25 降雨模型実験の崩壊状況

b) 現地崩壊状況 (2m 縦千鳥配置) の考察

2m 横千鳥配置 (図 6.26 (b) 参照) で実施した降雨模型実験では, 対策工の配置に規制され土砂流出が対角線上に徐々に発達していたのに対して, 2m 縦千鳥配置で施工されていた現地斜面 (図 6.26 (a) 参照) では, 2m 幅の無補強区間が斜面上下に連続するため, 中抜け流出前の土砂移動は, 模型実験の対策斜面の両端 (無補強上下連続区間, 図 6.25 (b) 参照) の状況のように縦方向に発生した.



(a) 2m 縦千鳥 (b) 2m 横千鳥

図 6.26 降雨模型実験の崩壊状況

(5)補修方法

中抜けは、豪雨によって不飽和土が飽和に近づき、流動化して発生すると考えられる。

一度中抜けした箇所は、移動土砂がほとんど流出していることから、侵食防止を目的に植生工を導入することとした。なお既存工法を有効に利用することを考え、ボルトを切断し、再度地山に密着させることで材料の撤去など最小限とした計画とした。

6.4.4. 対策工の維持管理と適用事例まとめ

対策工の維持管理として、材料のみならず地山の変状も考慮して点検する方法を新しく提案し、維持管理、点検事例について述べた。一方、実際に対策斜面が損傷した事例を示し、その原因について維持管理方法や過去の降雨模型実験の現象に基づき、補修方法を議論した。

一連の検討から、設計時の要求性能を満足するために地盤と対策工の関係を見極める点検項目を決め、継続的に実施することが重要であること、さらに損傷した際に、有効な補修方法についてもあらかじめ検討を加えておくことが肝要であることが明らかになった。

6.5. まとめ

本章のまとめは以下のとおりである。

ロープネット・ロックボルト併用工法の現行設計では、現状安全率 1.0（移動してない場合）から計画安全率 1.2（安全目標）で対策工を計画する。一方、降雨模型実験から、対策斜面は無対策斜面より 20%程度安全率が大きくなったとの結果を得た。

サクシヨン消失により崩壊する斜面の崩壊予防のためには、表層からの降雨浸透による表層土の飽和化を防ぐ対策が有効である。一方で、サクシヨン消失と地下水位上昇型の相乗効果で崩壊に至る斜面においては、崩壊を予防するために、横ボーリング等で斜面下端より地下水を排出するような対策の併用が必要となる。

先に提案した地下水位上昇型による表層崩壊危険箇所抽出方法をベースにしたハザードマップを整備することで、それぞれサクシヨン消失型に有効な予防対策工、地下水位上昇型に有効な予防対策工を崩壊形態に対応して施工することができる。

対策工の維持管理に関して、アンカー工設置のり面の健全度を地山およびアンカー体の目視点検や詳細調査から総合的に評価する方法、事例について述べ、一連の健全度評価を行い現状の健全度を評価した斜面の安定性能曲線の作成が重要であることを指摘している。この安定性能曲線をもとに長期的な危険度の逼迫度が把握できるとともに、事前対策により危険の回避ができ、補強、補修対策を施すことでコストの縮減を計ることができる。一方、鉄筋挿入工の損傷事例から、設計時の要求性能を満足するために地盤と対策工の関係を見極める点検項目が重要であること。さらに、損傷した際の有効な補修方法についても予め検討を加えておくことが重要であることを指摘している。

参考文献

- 1) 公益社団法人地盤工学会関西支部 兵庫県南部地震を後世に伝承するための調査研究委員会：報告書, pp.4-18-4-56, 2011.
- 2) 加藤正司・鳥居宣之・網野功輔・沖村孝・池尻勝俊・鏡原聖史・黒澤正之・藤田崇：自然斜面で発生する土砂災害を対象とした法律・技術基準の変遷, 第46回地盤工学研究発表会, pp.1819-1820, 2011.
- 3) 鏡原聖史・沖村孝・荒木繁幸・山下雅数・北村善彦・目耕治・歳藤修一・西原玲二・大田雄一郎・塩谷嘉宏：治山事業における斜面对策工法の変遷-兵庫県南部地震をはさんで-, 第46回地盤工学研究発表会, pp.1821-1822, 2011.
- 4) 小橋澄治：地すべり・崩壊・土石流 - 予測と対策 -, 鹿島出版会, pp.164-195, 1983.
- 5) 森俊勇・坂口哲夫・西本晴男・綿谷真一：砂防法改正に関わる歴史的考察, 砂防学研究発表会概要集, 2010.
- 6) 国土交通省河川局砂防部：新・斜面崩壊防止工事の設計と実例-急傾斜地崩壊防止工事技術指針-, 本編, pp.9-10, 2007.
- 7) 村上晴茂・金子哲朗・荒木繁幸・木村裕之・山浦昌之・鏡原聖史：ロープネット・ロックボルト併用工法の降雨に対する影響評価, 第43回日本地すべり学会研究発表会講演集, pp.253-256, 2004.
- 8) 村上晴茂・金子哲朗・荒木繁幸・木村裕之・山浦昌之・鏡原聖史：自然斜面の耐震工法に対する降雨の影響について, 第42回日本地すべり学会研究発表会講演集, pp.125-128, 2003.
- 9) 兵庫県農政環境部農林水産局治山課：ロープネット・ロックボルト併用工法設計施工指針（案）, 2013.
- 10) 株式会社ダイヤコンサルタント WEB：移流分散解析,
http://www.diaconsult.co.jp/ei_hinmoku/ei_kaiseki/k_iryu03.html, (2013.8 現在)
- 11) 沖村孝：山腹表層崩壊発生位置の予知に関する一研究, 土木学会論文集, 第331号, pp.113-120, 1983.
- 12) 一般社団法人斜面防災対策技術協会 WEB：
<http://www.jasdim.or.jp/>, (2014.3 現在)
- 13) 社団法人土質工学会：グラウンドアンカー設計・施工基準・土質工学会基準, 1988.
- 14) 社団法人土質工学会：グラウンドアンカー設計・施工基準, 同解説 - 土質

工学会基準, 1990.

- 15) 国土交通省近畿地方整備局姫路河川国道事務所：平成 20 年度 国道 29 号他アンカー工設置のり面の健全性評価手法に関する検討業務, 2009.
- 16) 国土交通省近畿地方整備局姫路河川国道事務所：平成 21 年度 国道 29 号他アンカー工設置のり面の健全性評価手法に関する検討業務, 2010.
- 17) 国土交通省近畿地方整備局姫路河川国道事務所：平成 22 年度 国道 29 号他アンカー工設置のり面の健全性評価手法に関する検討業務, 2011.
- 18) 沖村孝・鏡原聖史：アンカー工設置のり面の健全性評価, 斜面崩壊対策技術—メカニズム・センシング・監視システム・新施工法, 株式会社エヌ・ティー・エス刊, pp.133-145, 2014.
- 19) 日本道路公団：グラウンドアンカー工の点検及び健全度調査マニュアル(案), p.10, 2002.
- 20) 財団法人高速道路調査会：斜面安定のためのアンカー工の計画・設計に関する研究〔その3〕報告書, p.259, 1991.
- 21) 西日本高速道路株式会社：関西地区 土木保全技術業務 関西支社管内グラウンドアンカー健全度調査 報告書, pp.1-5-1-6, 2011.
- 22) 西日本高速道路株式会社：関西地区 土木保全技術業務 関西支社管内グラウンドアンカー健全度調査 報告書, pp.1-6, 2011.
- 23) 社団法人建設コンサルタンツ協会近畿支部斜面防災研究委員会：斜面安定評価における劣化概念の導入, pp.179-234, 2005.
- 24) 社団法人地盤工学会：グラウンドアンカー設計・施工基準, 同解説, p.188, 2000.
- 25) 安福精一・藤井堅・末宗仁吉・境禎明・村井亮介・池田誠・黒瀬義幸：磁気を用いた鋼構造物の応力測定, 橋梁と基礎, 6月号, pp.33-38, 2001.
- 26) 芥川真一・太田道宏・安原幸二・大井健史・志村常彰・松岡敬：磁歪法を用いたトンネル用鋼製支保工の応力状態の計測, 土木学会論文集, No.805号, IV-67, pp.117-130, 2005.
- 27) 芥川真一・有村有紀・中森絵美・櫻井春輔・馬場修二・森聡：磁歪法を用いた PS アンカー軸力推定手法の提案と大規模地下空洞における検証例, 土木学会論文集 部門 F, Vol.64, No.4, pp.413-430, 2008.
- 28) 西原玲二・太田雄一郎・谷本実・福政俊浩・松村俊和・荒木繁幸・田村泰志・鏡原聖史：豪雨に対する対策工の効果と配置に関する考察, 第 43 回地盤工学研究発表会, pp.1973-1974, 2008.
- 29) 兵庫県土木地質図編纂委員会：兵庫の地質, 1996.

- 30) 社団法人地盤工学会：グラウンドアンカー設計・施工基準,同解説, 2000.
- 31) 西原玲二・佐藤慎介・荒木繁幸・田村泰志・鏡原聖史：ロープネット・ロックボルト併用工法の維持管理とモニタリング観測, 第44回地盤工学研究発表会, pp.1727-1728, 2009.
- 32) 鏡原聖史・林一郎・田村浩一・是兼和人・松村法行：風倒木被害地における落石予防工の点検・補修, 第58回平成21年度砂防学会研究発表会概要集, pp.440-441, 2009.
- 33) 荒木繁幸・沖村孝・山下雅数・寺岡克己・平武・鏡原聖史・歳藤修一・西原玲二・太田雄一郎：変形許容型自然斜面崩壊予防工の現地点検手法の適用, 第60回平成23年度砂防学会研究発表会概要集, pp.190-191, 2010.

第7章 結論

本論文は、最近全国的に多発傾向にある自然斜面における表層崩壊に対して、豪雨による崩壊の実態を明らかにした。つぎに、地形、地質、土質などによって、さまざまな崩壊メカニズムで発生していると想定されるが、代表的な箇所の詳細な調査、試験を実施して、崩壊メカニズムを推定した。さらに、一連の検討で得られた知見をもとに、想定するメカニズムで崩壊が発生しやすい危険場所を特定する手法の提案および崩壊防止に有効な対策工を提案した。

以下に本研究で得られた結論を列挙する。

第2章では、豪雨による斜面の表層崩壊に関する既往の研究をレビューし、現状における実務設計の課題について整理した。

降雨時における斜面の浸透特性に関する研究は数多い。とりわけ最近では、飽和・不飽和浸透流解析による地盤内の水分状況の把握に関する事例研究が盛んである。ただ、現場斜面地での降雨、土中水分などの観測結果と解析結果の整合性を議論した事例は少ないことが分かった。一方、河川堤防などの実務では、簡便化したモデルを用いて不飽和・飽和浸透流解析を実施するケースが増えている。

現状において、汎用性の高い不飽和・飽和浸透流解析プログラムを用いて、豪雨により崩壊した斜面を対象に、詳細な原位置調査・室内試験結果に基づき地盤内の水分状態を推定する研究事例が少ないため、この種の研究を本論文で議論することには、学術的な意味がある。

不飽和土の変形・強度特性に関しては、加圧板法を用いたサクシオンを制御した三軸圧縮試験をツールとした研究が主流である。しかし、試験方法の難しさから、データの蓄積は十分でない。また、実験結果の理論的な解釈も確立されていない。一方、軽部らは、水分特性曲線を用いて不飽和土の粘着力 c_{net} ～サクシオン関係を推定する手法を提案している。また、澁谷らにより、斜面表層崩壊に対応可能な低応力場(10kPa～50kPa 程度)での高精度なせん断試験装置が開発されている。

本論文では、このような背景から、表層崩壊現場から採取した土試料を用いて、表土厚さの自重に相当する低拘束圧条件下における一面せん断試験によってせん断強度を求めた。さらに、崩壊現場から採取した土材料の水分特性曲線を測定し、飽和度に応じたサクシオンを推定することにより、見かけの粘着力

を算定し検討している。

斜面崩壊メカニズムに関する研究は、模型実験と現地モニタリングによって崩壊メカニズムを解釈する事例がある。降雨模型実験結果から斜面崩壊メカニズムを解釈する既往の研究では、法尻部の過剰間隙水圧が上昇し、進行性破壊が生じるとの事例報告が多い、一方、比較的急勾配での斜面崩壊実験では、土塊自重の増加および飽和化によるせん断強度の低下によって崩壊する事例が報告されている。これらのことから、飽和型と不飽和型の二つの崩壊メカニズムが推察される。一方、現地計測によって崩壊現象を捉えた例は、皆無に近いのが現状である。ましてや実際の崩壊時の土中内の水分状況を測定した例はない。解析的に崩壊メカニズムを推定する研究は、解析手法の改善や開発は日進月歩であるが、現地斜面内の初期飽和度、地層構造や透水係数の変化、解析領域外からの浸透流、パイピングによる局所的な浸透、等不確定要因が沢山ある。

本論文では、現地調査・室内試験などから得られた地盤情報をもとに、実際に斜面崩壊した事例の崩壊メカニズムを推定している。検討に際して、実務に役立てることを念頭に、可能な限り一般的な解析手法を用いている。

表層崩壊発生場所の予測方法に関する既往の研究に関しては、沖村らが提案している降雨浸透による地下水位上昇により、斜面の危険度を力学的に評価する方法、浅野らによる降雨浸透による飽和度と粘着力の関係 (S_r-c 関係) および地下水位上昇による斜面の危険度を力学的に評価する方法、等いくつかの方法が提案され、実用化されている。いずれも過去の崩壊をすべての中できるものではなく、崩壊メカニズムが異なる場合など、見逃す事例がある。小杉らが指摘しているように、今後は、水文観測ならびに土質強度計測を実施し、水文プロセスと崩壊発生プロセスを独立に評価する方法論が期待されている。一方、広域の斜面等の土層深の推定方法や地盤強度の設定などについては、対象が広域すぎて多大な労力と費用を要することから、実際の計測数を減らして実施しているのが現状である。

本論文では、表層崩壊する土層に対して精度の高い土質試験を行うこと、さらに小さな流域を対象に実施した不安定土層深のデータに基づき、一次的な表層崩壊危険箇所を抽出する方法を提案している。

実際の斜面对策設計では、降雨時など崩壊を想定していながら、豪雨時の地下水位状況を設定して行うのではなく、現状の安全率を設定して計画安全率を満足する抑止力を設定して抑止対策工の設計を行っているのが一般的である。その理由は、通常から斜面内で湧水や地下水位が確認され、その水位と変状の関係が明らかな場合を除いて、調査時には、崩壊する可能性のある不安定土層

内に地下水位は確認できない場合がほとんどであるためである。そのため、斜面崩壊予防対策工として、積極的に不安定土層の降雨浸透防止、土中内の排水などの対策工が計画（説明）しにくい現状となっていると考えられる。

つぎに、現状の安全率の設定についても樹木根系による見かけの粘着力増分に依存している可能性が明らかになったため、台風の強風による樹木の風倒ならびに樹木が枯れて見かけの粘着力増分が低下した際にはすべり抵抗力が低下することもあり得る。

このような現状から、斜面对策箇所での斜面崩壊現象を推定する方法、例えば、地下水位が集まりやすい場所、降雨浸透による強度低下で崩壊しやすいところなどを予め検討し、崩壊形態に応じた対策工を計画する方法が必要であろう。さらに、設計の想定を検証という意味合いからも対策工施工後に点検する維持管理は大変重要である。

本論文では、斜面崩壊の崩壊形態に対応した崩壊危険箇所の抽出法について提案するとともに、対策工と地山両方の変状を調べる新しい維持管理点検法とそれを適用した事例等を示し、その重要性について議論している。

第3章では、2009年台風9号豪雨による山腹崩壊の実態と崩壊メカニズムを推定し、以下の結論を得た。

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、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、尾根型斜面で多数発生していた。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多数発生していた。

一方、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た。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た。このことから、過去の風倒木被害地は、通常の上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崩壊し易いと言える。

2006年7月豪雨と2008年台風9号で発生した山腹斜面崩壊の特徴を比較した結果、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は、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。

崖錐堆積物斜面における崩壊地の調査の結果、表面波探査の低速度域(160m/s以下)と簡易動的コーン貫入試験の $N_d < 10$ の分布はほぼ一致しており、深さがおおよそ5m以深に基盤岩(表面波探査によるせん断弾性波速度300m/s以上)が確認された。この結果から、表面波探査と簡易動的コーン貫入試験を併用することで、急斜面の二次元地質断面を簡易に把握することができることが分かった。

崖錐堆積物斜面における崩壊地の土層から採取した土試料の室内せん断試験結果から、植生層、遷移層、崖錐堆積物ともに、内部摩擦角はほぼ一定であり、飽和度の上昇に伴い粘着力が低下する特徴があった。これは、飽和化によるサクシジョンの消失に起因する見かけの粘着力の低下である。

崖錐堆積物斜面における一連の詳細な原位置試験、室内試験ならびに数値解析の結果から、2009年台風9号降雨により、地表面から植生層、遷移層、崖錐堆積物層に鉛直浸透するものの、崖錐堆積物層の透水係数が大きいことから、崖錐堆積物の飽和度は基盤から上昇せずに遷移層と近接する場所から徐々に飽和度が高くなる傾向が認められた。一方、崖錐堆積物層の透水係数が大きいことから、浸透した水が斜面下部に集まり飽和度が上昇し、地下水面が形成された。結果として、最大時間雨量を観測直後に最も地下水位が上昇し、すべり面と高飽和度分布帯が一致した段階で臨界状態に達し崩壊に至った。

一連の検討の結果、谷地形を呈する透水性の高い崖錐堆積物斜面では、法尻の地下水の上昇ならびに飽和状態に応じた地盤材料のせん断強度と移動土塊重量の釣り合いによって崩壊規模が決定され、崩壊することが明らかになった。

過去の風倒木被害地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 φ_d は、 $35 \sim 40^\circ$ 、 c_d は、 $10 \sim 16 \text{ kPa}$ の範囲にあった。また、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)が発生した。この過去の風倒木被害地は、降雨を遮断する樹木が無い状態で、通常 mountain slope 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、サクシジョンによる見かけの粘着力が消失し崩壊することが、無限平衡斜面安定解析の結果から明らかになった。

一連の検討結果から、斜面傾斜と内部摩擦角の大小関係が斜面の崩壊メカニズムに大きく影響していることが明らかになった。これより、現地調査および室内試験で斜面勾配 β 、内部摩擦角 φ を求めることで、サクシオン消失型またはサクシオン消失型と地下水位上昇の相乗効果によって崩壊に至るのかを区別するための一指標となることが明らかになった。

これまで崩壊深度は、地盤の強度境界で説明されることが多かったが、事例研究を通して高飽和度帯が強度境界となり、崩壊することが明らかになった。また、この浸潤面の形成には、降雨状況・現地地盤の透水性・保水性などの降雨浸透特性が大きく依存することが明らかになった。

第4章では、2009年台風18号豪雨によって発生した山腹崩壊を対象として、過去の豪雨時の安定度を評価した事例研究を実施し、以下の結論を得た。

簡易動的コーン試験貫入値 $N_{60} < 5$ 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。また、基岩の違いによらず崩壊した強風化土層が、飽和化することでみかけの粘着力が消失し、著しく強度が低下した。内部摩擦角は飽和、不飽和によらずほとんど同じであった。

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化し、引き続いて、強風化シルト岩部の地表面から徐々に飽和度が高くなった。このような飽和化により安全率が徐々に低下し、さらに強風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し、最終的には、安全率が急激に低下して崩壊に至った。一方、過去の東海豪雨では、飽和度が徐々に高くなり、安全率が低下したものの強風を伴わなかったために、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と推定された。

以上のことから、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の結論に至った。

第5章では、現位置調査および室内試験に基づく表層崩壊危険箇所抽出手法を新たに提案している。

不安定土層深分布の実態調査から、斜面傾斜角 β が増加するにつれ不安定土層深が減少する箇所と β に依存せずほぼ一定の不安定土層深の箇所の二通りが

あることが分かった。現時点では、地形に明瞭な堆積物が認められる場合は前者、認められない場合は後者として仮定し、現地にて傾斜角の異なる数箇所での簡易動的コーン貫入試験を実施することで、不安定土層深が推定できる可能性がある。この手法に基づく斜面上の不安定土層深の推定式を新たに提案した。

サクシオン消失型表層崩壊の崩壊深さを限界崩壊土層深で定義できる可能性を議論した。数箇所の室内試験結果を活用して限界崩壊土層深をもとめ、現地の崩壊土層深と比較した。本論文で議論した全ての表層崩壊事例に対して、表層から採取した不かく乱試料を用いて高精度の室内せん断試験を実施することで、サクシオン消失型崩壊の限界崩壊土層厚を推定できた。

さらに、現位置調査・室内試験に基づく表層崩壊危険箇所の抽出が、サクシオン消失型で発生する表層崩壊箇所の抽出にも有効であることが明らかとなった。この手法をすでに実用化されている地下水位上昇型の危険箇所抽出方法に追加適用することにより、豪雨による斜面崩壊危険箇所ハザードマップを作成する手法を新たに提案した。

第6章では、斜面崩壊メカニズムに応じた対策の提案と維持管理について述べている。

ロープネット・ロックボルト併用工法の現行設計では、現状安全率 1.0（移動してない場合）から計画安全率 1.2（安全目標）で対策工を計画する。一方、降雨模型実験から、対策斜面は無対策斜面より 20%程度安全率が大きくなったとの結果を得た。

サクシオン消失により崩壊する斜面の崩壊予防のためには、表層からの降雨浸透による表層土の飽和化を防ぐ対策が有効である。一方で、サクシオン消失と地下水位上昇型の相乗効果で崩壊に至る斜面においては、崩壊を予防するために、横ボーリング等で斜面下端より地下水を排出するような対策の併用が必要である。豪雨時に発生する崩壊メカニズムを想定し、そのメカニズムに応じた対策工の選定が重要であることを指摘した。

先に提案した地下水位上昇型による表層崩壊危険箇所抽出方法をベースにしたハザードマップを整備することで、それぞれサクシオン消失型に有効な予防対策工、地下水位上昇型に有効な予防対策工を崩壊形態に対応した計画を立案する方法論を提案した。

対策工の維持管理に関して、アンカー工設置のり面の健全度を地山およびアンカー体の目視点検や詳細調査から総合的に評価する方法、事例について述べ、一連の健全度評価を行い現状の健全度を評価した斜面の安定性能曲線の作成が

重要であることを指摘している。この安定性能曲線をもとに長期的な危険度の逼迫度が把握できるとともに、事前対策により危険の回避ができ、補強、補修対策を施すことでコストの縮減を計ることができる。一方、鉄筋挿入工の損傷事例から、設計時の要求性能を満足するために地盤と対策工の関係を見極める点検項目が重要であること。さらに、損傷した際の有効な補修方法についても予め検討を加えておくことが重要であることを指摘している。

以上、豪雨による自然斜面の表層崩壊メカニズムでは、従来から指摘されているように不飽和状態の土塊に雨水が浸透し、サクションが減少することによる崩壊と雨水浸透により浸潤面が形成され、間隙水圧が発生することによる崩壊があることが確認できた。一連の研究を通して、これら二つの崩壊の発生は、現地表面層から採取した不かく乱試料を用いて高精度の室内せん断試験を実施することで、不飽和土の力学特性と降雨浸透状況から説明できることを示した。この中で、土の内部摩擦角より急な傾斜を呈する自然斜面は、樹木根系による見かけの粘着力増分によって、辛うじて安定を保っていることが明らかになった。

この結論から、土の内部摩擦角より急な傾斜を呈する自然斜面において、樹木根系による見かけの粘着力増分が期待できない状況、例えば、皆伐や風倒木被害により樹木根系が腐る場合、山火事などで樹木根系が焼失する場合、台風豪雨と強風によって、植生侵入層が高飽和状態になり、樹木が揺すられることで、根系に繰り返し引拔力が作用する場合等では、豪雨によって土の見かけの粘着力が消失して、容易に崩壊が発生すると推察される。

一方、このような崩壊形態の発生危険場所の抽出は、降雨浸透により、間隙水圧が発生し崩壊するモデルでは、予測できない可能性が高いと考えられる。

そこで、本論文で提案した限界崩壊土層深を用いた危険箇所を、従来の手法に組み込むことで、別の条件で樹木根系による見かけの粘着力増分が消失し、豪雨時に危険となる箇所を予め抽出することができ、自然斜面の崩壊予防対策を計画する流域において、合理的な対策工の配置計画が可能になると考えられる。

最後に、本論文が豪雨による自然斜面の表層崩壊による被害の防止ならびに軽減の一助となることを願ってやまない。

謝辞

本論文は、著者が株式会社ダイヤコンサルタントに在籍しながら、神戸大学大学院工学研究科市民工学専攻 澁谷啓教授のご指導のもとに研究した内容をとりまとめたものであります。本研究の遂行ならびに本論文の執筆にあたっては、多くの方々のご指導を賜りました。厚くお礼申し上げます。

澁谷啓教授には、本研究の遂行ならびに論文のとりまとめに当りまして、ご指導いただきました。先生の適切なご指導のお陰で本論文をとりまとめることができました。心より感謝申し上げます。また、著者にさまざまな活動の場を与えていただき、多くの方々と知り合う機会をいただきました。重ねてお礼申し上げます。

神戸大学大学院工学研究科市民工学専攻 藤田一郎教授、神戸大学自然科学系先端融合研究環都市安全研究センター 大石哲教授には、本論文の審査をお引き受けいただき、有益なご助言を数多くいただきました。深く感謝申し上げます。

沖村孝神戸大学名誉教授には、斜面防災学の基礎から最新の知見までお教えいただき、様々場面で温かいご指導をいただきました。神戸市立工業高等専門学校都市工学科 鳥居宣之准教授には、災害現場調査や研究について、貴重な議論をさせていただき、ご指導いただきました。神戸大学大学院工学研究科市民工学専攻 加藤正司准教授には、不飽和土の考え方を一からお教えいただきました。神戸大学自然科学系先端融合研究環都市安全研究センター 吉田信之准教授には災害調査時にさまざまな視点でのご意見をいただきました。神戸大学大学院工学研究科市民工学専攻 齋藤 雅彦助教には、浸透流解析に関して、ご協力いただくとともに多くのご意見をいただきました。北見工業大学社会環境工学科 川尻俊三助教には、現地調査、室内試験などを通して、斜面崩壊メカニズムについて多くの意見を交換させていただきました。岡山大学大学院環境科学研究科社会基盤環境学専攻 金乗洙助教には、低拘束圧条件下の一面せん断試験の結果とその解釈について、議論させていただきました。神戸大学大学院工学研究科市民工学専攻 片岡沙都紀助教には、現地調査や研究全般に関してご協力をいただき、貴重なご意見をいただきました。神戸大学自然科学系先端融合研究環都市安全研究センター Dr. Tara Nidhi Lohani には、英文作成時にご協力をいただくとともに、貴重なご意見、励ましをいただきました。ここに深く感謝申し上げます。

そして、神戸大学大学院工学研究科市民工学専攻 澁谷・片岡研究室のみな

さまには、現地調査、試験、解析についてご協力をいただきました。お礼申し上げます。特に、表面波探査について、斜面地での適用についてご協力いただきました三浦みなみ氏、愛知県の現場斜面でサンプリング、試験を実施していただいた奥田達也氏、神戸大学の斜面でのサンプリング、試験を実施していただいた松平拓人氏、著者が在学中、現地調査、サンプリング、試験、解析など精力的に実施していただいた臼井亮太氏、文岩秀貴氏、藤井正雄氏に深く感謝申し上げます。みなさまのご協力のお陰で、本論文をまとめることができました。重ねてお礼申し上げます。

長岡技術科学大学大学院建設工学専攻に在籍中、不真面目な著者に対して、研究のイロハをお教えいただきました故人 福島祐介博士に感謝申し上げます。

公益社団法人地盤工学会関西支部の活動を通じて、多くの研究者と知り合うことができました。特に、「想定外」豪雨による地盤災害への対応を考える調査研究委員会では、深川良一教授、三田村宗樹教授、江種伸之教授、酒井俊典教授をはじめ多くの研究者とともに 2011 年台風 12 号の豪雨による紀伊半島の土砂災害を対象に、災害現場の調査、研究をさせていただきました。ここで議論したことが、本論文の作成に生かされました。また、公益社団法人砂防学会関西支部のみなさまには、オープンゼミで最新の研究や取り組みなどの発表を聞くことで、多くの知見を得ることができました。ここに深く感謝申し上げます。

新都市社会技術融合創造研究会のゲリラ豪雨に対応した道路のり面監視方法に関する研究ではプロジェクトリーダー 小田和広准教授をはじめ多くの研究者とともに近年のゲリラ豪雨の特性と地盤災害について勉強するとともに、ハザードマップ作成の取り組みを始め最新の研究に携わることができました。ここに感謝申し上げます。

兵庫県農林水産局農林水産部治山課他、愛知県農林水産部農林基盤局森林保全課他のみなさまには、多くの業務を通して、自然斜面崩壊メカニズムについて研究する機会を与えていただきました。その中で、「実務に活かせる研究を」ということに主眼を置くようになり、本論文をまとめるきっかけとなりました。感謝申し上げます。

ロープネット・ロックボルト併用工法研究会関係各位には、治山工法の研究活動を通して、メーカー、施工者、コンサルタントと立場の違う人々がひとつの目的”自然斜面の安定化”に向けて熱心な議論をさせていただきました。この活動を通して、著者の研究が前進しましたことを感謝申し上げます。

株式会社ダイヤコンサルタントのみなさまには、業務多忙時期にもかかわらず著者の社会人学生というわがまを許していただき、さらにさまざまな面で

謝辞

バックアップをしていただきました。特に荒木繁幸博士，魚住誠司氏には，神戸大学への進学についてご相談に乗っていただき，多くのご助言とご配慮をいただきました。厚くお礼申し上げます。

最後に，これまでわがままな著者に惜しみない支援を送ってくれた家族に感謝致します。そして，自由奔放な著者を毎日暖かく見守ってくれた妻 麻有，二人の娘 花歩，涼花に感謝します。

2015年1月 鏡原 聖史

神戸大学博士論文

「豪雨による自然斜面の表層崩壊メカニズムおよび対策に関する研究」 全 205 頁

提出日 2015 年 1 月 23 日

本博士論文が神戸大学機関リポジトリ **kernel** にて掲載される場合、掲載登録日（公開日）はリポジトリの該当頁上に掲載されます。

©著者氏名 鏡原 聖史

本論文の内容の一部あるいは全部を無断で複製・転載・翻訳することを禁じます。