原位置計測に基づく斜面への降雨浸透特 性に関する研究

2012年3月2日

京都大学大学院 工学研究科 都市社会工学専攻

ジオマネジメント工学講座

土木施工システム工学分野

川合 良治

要 旨

近年,アジア諸国において気候変動に起因すると考えられる集中豪雨による斜面崩壊が 多発し,多大な損失が発生している.日本においても気象変動の影響の一つとして考えら れる短時間・局所的集中豪雨,いわゆる"ゲリラ豪雨"の発生頻度が増加し,それに起因 する斜面災害の発生頻度が増加しつつある.このような状況下において,短時間・集中豪 雨時の斜面災害に対する防災対策を新たに検討する必要があると推察される.そのために は短時間・集中豪雨時における,斜面崩壊の誘因となる雨水の地盤内への浸透特性の検討 が必要不可欠である.

そのような観点からゲリラ豪雨とスコールの類似性に着目し、これまでタイ・ナコンナ ヨックにおいて原位置計測を実施してきた.また、ナコンナヨックと地質条件の異なるタ イ・プーケットにおいても新たに原位置計測を実施した.本研究では地質の異なる2つの 計測サイトで得られた室内試験結果および原位置計測結果を比較することにより、地質の 違いによる雨水浸透特性および保水特性の違いについて検討を行った.

また,新たな原位置計測を開始するにあたり,本研究では,PBフリュームを用いて降雨 時における斜面からの表面流出量を計測するシステムを構築し,その適用性について室内 実験および現地実験にて検証を行った.

さらに,降雨浸透特性を検討する上で必要となる雨量計測についても,新たにリファレ ンス用の雨量計を導入することにより,原位置サイトにおいて転倒ます型雨量計およびド ップラーレーダー式雨量計の計測精度検証を実際の降雨に対して行った.その結果,累積 雨量で見た場合の転倒ます型雨量計の計測精度が非常に高いことを示した.

加えて、プーケットにおける原位置計測結果より、本研究で用いた土壌水分計では体積 含水率が約25%以下の低い値で変動している場合には、その水分変動を正確に計測できな い可能性があることを示した.

Π		
Ħ		

次

第	11	〕	序論1	L
	1.1	研	究の背景1	L
	1.2	研	究の目的2	2
	1.3	本	研究の構成3	,
第	21	章	既往の研究4	ŀ
	2.1	R	量計測4	ŀ
	2.2	降	雨特性の比較	5
	2.3	浸	透能	5
	2.4	原	位置計測6	5
	2.4	1.1	過去の原位置計測事例6	j
	2.4	.2	タイ・ナコンナヨックにおける原位置計測6	
	2.5	地	下水面形成および地盤内の飽和流発生機構10)
	2.6	水	分特性曲線12	1
	2.7	既	住の研究と本研究の関連性13	;
第	31	争	原位置計測サイトの概要14	1
第	; 3 ⊒ 3.1	章 計	原位置計測サイトの概要14 測サイトの概要	1 1
第	; 3 1 3.1 3.2	章 計: 地;	原位置計測サイトの概要14 測サイトの概要14 質調査	1
第	3 1 3.1 3.2 3.2	章 計: 地; 2.1	原位置計測サイトの概要14 測サイトの概要14 質調査	4 1
第	3.1 3.2 3.2 3.2 3.2	章 計 地 2.1 2.2	原位置計測サイトの概要14 測サイトの概要	4 1 1 7
第	3.1 3.2 3.2 3.2 3.2 3.2	章 計: 地: 2.1 2.2 2.3	原位置計測サイトの概要14 測サイトの概要	4 1 1 7
第	3.1 3.2 3.2 3.2 3.2 3.2 3.2	章 計 2.1 2.2 2.3 2.4	原位置計測サイトの概要	4 1 1 4 7
第	3.1 3.2 3.2 3.2 3.2 3.2 3.2 3.3	章 計 2.1 2.2 2.3 2.4 室	原位置計測サイトの概要	4 1 4 7
第	3.1 3.2 3.2 3.2 3.2 3.2 3.2 3.2 3.2	章 計 地 2.2 2.3 2.4 室 原	原位置計測サイトの概要	4 1 1 1 1 1
第	3.1 3.2 3.2 3.2 3.2 3.2 3.2 3.2 3.4 3.4 3.4	章 1.2.2.3.4 室 原 1.1	原位置計測サイトの概要	4 1 4 7 1 1
第	3 3 1 3 .2 3 .2 3 .2 3 .2 3 .2 3 .2 3 .3 3 .4 3 .4 3 .4 3 .4	章	原位置計測サイトの概要	
第	3.1 3.2 3.2 3.2 3.2 3.2 3.2 3.2 3.4 3.4 3.4 3.4 3.4 3.4	章	原位置計測サイトの概要 14 創サイトの概要 14 質調査 14 比抵抗電気探査 14 助的貫入試験 17 ハンドオーガーサンプリング 21 供試体サンプリング 21 内試験 24 位置計測システム 36 計測システムの概要 36 土壤水分計 41 テンシオメータ 42	
第	3.1 3.2 3.2 3.2 3.2 3.2 3.2 3.2 3.2	章計地 2.12.23 2.4 室原 1.1 1.2 1.4	原位置計測サイトの概要 14 創サイトの概要 14 質調査 14 比抵抗電気探査 14 助的貫入試験 17 ハンドオーガーサンプリング 21 供試体サンプリング 21 内試験 24 位置計測システム 36 計測システムの概要 36 土壤水分計 41 テンシオメータ 42 表面流出量計測システム 42	
第	3.1 3.2 3.2 3.2 3.2 3.2 3.2 3.2 3.2	章計地 2.12.23 2.4 室原 1.1.2 1.4 1.5	原位置計測サイトの概要	

第4章 原位置計測における改良・開発事項	46
4.1 リファレンス用の雨量計による雨量計測	46
4.1.1 転倒ます型雨量計	46
4.1.2 ドップラーレーダー式雨量計	46
4.1.3 雨量計A	47
4.2 PBフリュームを用いた表面流出量計測	48
4.2.1 PB フリュームの流量測定原理	48
4.2.2 室内試験	52
4.3 土壌水分計のキャリブレーション	58

弗 5 早	原位置試験64
5.1 ボ	アホール・パーミアメーター法64
5.1.1	測定原理64
5.1.2	実験概要65
5.1.3	実験結果
5.2 余	面表層からの浸透実験67
5.2.1	実験概要67
5.2.2	定水位透水試験
5.2.3	浸透実験結果
5.3 表	·面流量測定実験70
5.3.1	実験概要70
5.3.2	実験結果70
5.4 人	、工降雨による原位置計測71
5.5	◎雨の直接計測
5.5 凶	◎雨の直接計測72
5.5 凶 第6章	² 雨の直接計測72 原位置計測結果
5.5 岡 第6章 6.1 各	和の直接計測
5.5 岡 第6章 6.1 各 6.1.1	 雨の直接計測
5.5 岡 第6章 6.1 各 6.1.1 6.1.2	雨の直接計測
5.5 岡 第6章 6.1 各 6.1.1 6.1.2 6.1.3	雨の直接計測
5.5 岡 第6章 6.1 各 6.1.1 6.1.2 6.1.3 6.1.4	雨の直接計測
5.5 岡 第6章 6.1 各 6.1.1 6.1.2 6.1.3 6.1.4 6.2 体	本雨の直接計測
5.5 岡 第6章 6.1 各 6.1.1 6.1.2 6.1.3 6.1.4 6.2 体 6.2.1	雨の直接計測
5.5 岡 第6章 6.1 各 6.1.1 6.1.2 6.1.3 6.1.4 6.2 体 6.2.1 6.2.2	雨の直接計測

6.3	表面流出量 · 流出比	87
6.4	飽和帯形成機構に関する考察	39

第7章	፪ 結論および今後の展望	92
7.1	研究のまとめ	92
7.2	今後の課題	94

参考	て献95	5
謝辞.		9

第1章 序論

1.1 研究の背景

近年,アジア諸国において,気候変動に起因すると考えられる集中豪雨による斜面崩壊 が多発し,多大な損失が発生している.特にタイにおいては図 1-1 に示すように,近年, 特に 2000 年以降で斜面崩壊の発生頻度が急増している¹⁾²⁾.その要因としては道路あるい は住宅域の開発のようなインフラ整備に関連する人為的な開発の増加,あるいは気候変動 による降雨特性の変動が挙げられている.

一方,近年日本においても気象変動の影響の一つとして考えられる短時間・局所的集中 豪雨,いわゆる"ゲリラ豪雨"の発生頻度が増加し³⁾,それに起因する斜面災害の発生頻 度が増加しつつある.日本は国土の大部分が急峻な地形からなり,道路や線路が斜面に隣 接している場合が多く,斜面崩壊などの災害発生時に被害が大きくなりやすい特色を有す る.

現状において、日本では降雨に起因する斜面災害に対する防災対策として様々な方策が 採用されているが、その方策の一つとして、図 1-2 に示す降雨に起因する斜面崩壊の早期 警戒体制の適用があげられる⁴⁾. 同図に示す方法は、既往の降雨時の斜面崩壊事例に基づ き、2 つの降雨指標(時間降雨量と累積降雨量など)を組み合わせ、管理値となる限界降 雨包絡線を設定するものである.ただし、前述のように局所的・短時間集中豪雨の発生頻 度が近年増加しており、その降雨特性が"短時間"かつ"高強度"であることから、既往 の降雨記録の統計処理を基本とする手法を適用することは必ずしも適切でないことが危惧 される.具体的には、短時間に 10 分間雨量で 10mm を上回る集中豪雨が発生し、図 1-2 に示す限界降雨包絡線において、累積降雨量が少ない場合に斜面崩壊が発生する場合には、 警戒態勢を発することが不可能となる.また、本手法は統計的な手法としては有用である が、斜面崩壊と密接な関連があると考えられる斜面内部への雨水浸透特性が考慮されてい ない.

したがって、ゲリラ豪雨のような短時間・集中豪雨到来時の、斜面崩壊の誘因となる雨 水の地盤内への浸透特性を検討することは喫緊の課題となる.この課題に対して、これま でにも地盤内への雨水浸透特性についての室内実験⁵⁾⁶⁾⁷⁾、および原位置計測⁸⁾⁹⁾¹⁰⁾¹¹⁾¹²⁾¹³⁾は 数多く行われているが、これらの研究は必ずしもゲリラ豪雨のように短時間に降雨が集中 する降雨特性を想定されたものではないと推察される.特に、ゲリラ豪雨の局所性により 日本国内でゲリラ豪雨を対象とした原位置計測による十分なデータの蓄積は困難であると 考えられる.

1



図 1-1 過去 30 年間のタイにおける斜面崩壊の発生頻度



図 1-2 降雨に起因する斜面崩壊の早期警戒体制一例(文献 4 を加筆修正)

1.2 研究の目的

本研究の目的は、タイにおける原位置計測結果をもとに、降雨に起因する斜面崩壊の主 要因となる斜面内部への雨水浸透特性を明らかにすることである.

これまで、ゲリラ豪雨とスコールの降雨特性の類似性に着目し、タイ・ナコンナヨック において 2007 年 9 月より原位置計測を実施してきた¹⁴⁾.スコールはタイのような熱帯性 気候の国では雨季にいたる所で頻繁に発生するため、豪雨時の雨水浸透に着目した計測デ ータの蓄積が容易であると考えられるからである.

本研究ではタイ・ナコンナヨックにおける原位置計測に加え、地質状況が異なるタイ・

プーケットにおいて新たに原位置計測を実施した.

新たな原位置計測に先立ち,地質調査,室内試験および現地試験を実施することにより, 新計測システムの確立を試みる.具体的には,室内実験および現地試験を通じて表面流出 量計測システムの確立および計測精度の検証を実施する.また,土壌水分計に関して,室 内試験結果よりキャリブレーションに関する詳細な検討を行う.さらに,雨量計測に関し ても,これまで室内試験および原位置計測結果を通じて検討されてきた転倒ます型雨量計 およびドップラーレーダー式雨量計の計測精度の考察をさらに進めるために,新たにリフ ァレンス用の雨量計を導入し,3つの雨量計間での計測結果の比較検討を行う.

本研究では、新計測システムの精度検証および計測機構の考察を行うことにより、今後 の計測結果の取り扱い、データの解釈について詳細に検討することを主な目的としている. 加えて、地質の相違を考慮した雨水浸透特性の検討を行うこと、および詳細な地質調査結 果を実施することにより、地盤状況と雨水浸透特性との関連性の考察を行うことを目的と する.

1.3 本研究の構成

本研究は全7章によって構成されている.第1章において、本研究の背景および目的に ついて概説した.

第2章では、雨量計測機器の精度、日本とタイにおける降雨特性の比較、降雨の浸透能 に関する一般理論、降雨に対する原位置モニタリングの事例とこれまでの研究成果、水分 特性曲線、地下水面形成および地盤内の飽和流発生機構に関する既往の研究を紹介し、そ れら既往の研究と本研究の関連性について説明する.

第3章においては、タイ・プーケットで実施している原位置モニタリングの計測サイトの概要、地質調査結果、室内試験結果および原位置計測システムについて述べる.

第4章では、タイ・プーケットで実施している原位置計測において新たに開発・導入・ 検討を行った計測システムについて説明する.

第5章では、タイ・プーケットの原位置モニタリングサイトで実際に行った原位置試験の概要および結果を示す.

第6章では、タイの原位置計測によって得られた結果をもとに、降雨の斜面内部への雨 水浸透特性および流出特性について考察を行う.

最後に第7章において、本研究の結論と今後の展望について記す.

第2章 既往の研究

2.1 雨量計測

斜面災害が発生する原因としては地形・地質・土質・植生などの素因と降雨・風・地震 などの誘因があるが,誘因としては降雨によるものがほとんどである.よって,降雨強度 と斜面崩壊リスクの関連性は非常に重要な検討課題であり,そのために降雨強度を正確に 計測することが必要不可欠である.

従来より、雨量計測には転倒ます型雨量計が適用され、その計測結果は次のように活用 されてきた.過去の降雨記録は、Gumbel分布に代表される極値分布を用いた統計的手法に 基づき、降雨ハザードの再現期間を考慮した確率年降雨量の検討に適用されてきた¹⁵⁾.こ の確率年降雨量は、ダム、下水道などの土木施設の計画・設計に広く採用されている.ま た、集中豪雨による土石流、がけ崩れに代表される斜面災害に対しては、過去の斜面災害 事例における降雨災害記録に基づき限界累積降雨量、あるいは時間降雨と累積降雨量(連 続降雨量を用いた例もある)を組み合わせた、いわゆるスネークカーブに基づき限界降雨 曲線が管理値として設定され、その管理値が住民避難あるいは道路の通行規制に適用され てきた.

一方,気象の分野では,Xバンドマルチパラメータレーダー雨量計測システムなどに代表される,新たな計測器の導入が図られつつある.

しかし, 短時間集中豪雨の発生頻度が激増しつつある中で, 両雨量計の計測機構から, 短時間に集中する豪雨を正確にとらえられるか否かについては, 新たな検討課題である.

これに対し,大津らは,転倒ます型雨量計とドップラーレーダー式雨量計を対象として, 両雨量計を短期間集中豪雨計測に用いた場合に発生すると想定される計測誤差要因を抽出 し,各要因が発生する可能性について検討を加えた.さらに,米澤¹⁶は室内実験により人 為的に設定した高強度降雨時における転倒ます型雨量計の計測精度の検討を行った.また, タイ・ナコンナヨックにおける原位置モニタリングサイトにおいて,転倒ます型雨量計と ドップラーレーダー式雨量計によって計測された降雨を比較し,両雨量計の計測雨量の差 異についても検討を加えた.

しかしながら、米澤の室内実験における人工降雨は実際の降雨とは異なり一定強度であ り、また、タイ・ナコンナヨックにおける原位置計測では、転倒ます型雨量計とドップラ ーレーダー式雨量計の設置間距離が約 100m 離れている. さらに、両雨量計とも計測誤差 が発生する可能性があることから、両雨量計の計測結果の比較基準となる計測値が必要で あると考えられる. これらのことから、実際の降雨に対する両雨量計の計測雨量の比較検 討としては不十分である可能性がある.



図 2-1 Horton の浸透能式による浸透能の時間変化

2.2 降雨特性の比較

大津らは、集中豪雨に対する斜面内部への雨水浸透メカニズムの解明を目的とし、タイ において降雨特性がゲリラ豪雨と等価と推定されるスコール時における斜面内部への降雨 浸透特性の現地計測をタイ・カセサート大学との共同プロジェクトとして 2007 年 9 月より 実施している¹⁷⁾¹⁸⁾. その中で、タイのスコールに対して得られた知見が日本のゲリラ豪雨 に対しても適用可能かを検討するために、タイ・ナコンナヨックで計測された降雨記録と 日本のゲリラ豪雨の降雨記録を比較し、その降雨特性の比較・検討を行った¹⁶⁾. その結果、 降雨継続時間、時間最大雨量、および 10 分最大雨量の観点からは両者に良好な類似性が認 められることを示した.

2.3 浸透能

降雨に起因して発生する表面流出と斜面内部への雨水浸透は地盤の浸透能と相関をもつ とされている.

Horton¹⁹⁾は雨水が十分に供給される場合の最大浸透能を表す式として,現地試験結果に 基づき以下の式(2.1)に示す Horton の浸透能式を提案した.

$$f(t) = f_c + (f_0 - f_c) \cdot e^{-kt}$$
(2.1)

ここで, f(t)は浸透開始時刻から時間 t 経過した時の浸透能, f_0 は浸透開始時刻の初期浸透能, f_c は浸透開始時刻から時間が無限に経過した時の最終浸透能, k は浸透能の減衰を支配する定数を表す.

式(2.1)より浸透能の時間的変化を模式的に表したものを図 2-1 に示す. 同図に示すよう に,降雨開始から時間が経過するに従い,表面流出の割合が増加し,浸透能が低下する. 最終的に浸透能はある一定値に収束する.

2.4 原位置計測

2.4.1 過去の原位置計測事例

近年,集中豪雨に対する斜面の安定性を検討するための原位置計測が数多く実施されて いる.北村ら⁹⁰は鹿児島県に分布するしらす盛土を対象として間隙圧および降雨強度の原 位置計測を実施し,降雨特性および降雨の地盤内部への浸透特性を定量的に評価すること を試みた.杉尾ら¹⁰⁰はしらす地盤の不飽和浸透特性を求めるために,しらす地盤において シリンダを打ち込み,浸透量の時間的変化を測定することにより,その流れの場の飽和不 飽和浸透流について数値解析を実施した.ティら¹¹⁰は広島県の斜面において降雨強度,間 隙圧,体積含水率および地下水位の変動を10分間隔で計測し,その計測結果より斜面表層 部における雨水の浸透・流出メカニズムの検討を行った.竹下ら¹²⁰は岡山県の斜面におい て土中水分量とサクションの経時変化を中心に原位置計測を実施した.それにより不飽和 浸透挙動について検討すると共に不飽和浸透時に発生した間隙空気の影響を室内試験によ り検討を行った.また,酒句¹³⁰らは京都府の重要文化財周辺の斜面において降雨強度,間 隙水圧,地中の温度の原位置計測を実施し,降雨強度および累積降雨量と間隙水圧の挙動 の関係を定量的に評価することを試みた.

これらの原位置計測によって室内試験では再現することができない短時間集中豪雨時の 地盤内水分挙動の変動を把握することが可能となったとされる.しかしながら,これらの 計測間隔は10分間隔のものがほとんどである.前述したように近年増加傾向にある短時間 集中豪雨の降雨特性は,一雨の継続時間が約1時間程度であり,10分間雨量で10mmを超 える集中豪雨が数10分間継続されるものであるため,地盤内における水分挙動の急激な変 動を捉えるためには,計測間隔をより短くした計測が必要になると推察される.また,表 層地盤内の水分挙動や,降雨時に表層土内に発生する飽和帯の深度や上昇高さなどは地盤 構成や土質特性と密接な関連性があると推察される.よって,雨水浸透特性を検討する上 では,原位置計測と合わせて原位置の地質調査を行い,それらを相互に比較検討する必要 があると考えられる.

2.4.2 タイ・ナコンナヨックにおける原位置計測

表2-1 にタイの地質条件・地質区分に基づく斜面崩壊の発生状況を示す²⁰⁾. 同図に示す 通り,タイにおいて斜面崩壊の発生の危険性が最も高い地質は,ジュラ紀-白亜紀花崗岩 を含めて,中生代の花崗岩であるといえる.それに続き斜面崩壊の危険性がある地質は, 堆積岩(砂岩,頁岩,泥岩等),変成岩,火山岩(玄武岩,安山岩,流紋岩等)と解釈され る²¹⁾. このうち,流紋岩で構成されるタイ・ナコンナヨックにおけるモニタリングサイト にて,大津ら¹⁷⁾¹⁸⁾は降雨時の雨水浸透特性の解明を目的として,2007年9月より原位置計 測を実施してきた.以下に,その原位置モニタリングの概要および計測結果を示す.

地質区分		面積率	単位面積当りの 斜面崩壊の発生率
Group 1	石炭紀-ペルム紀花崗岩	0.74%	8%
Group 2	ジュラ紀-白亜紀花崗岩	1.84%	12%
Group 3	ジュラ紀花崗岩	4.55%	31%
Group 4	火山岩(玄武岩,安山岩,流紋岩等)	2.81%	12%
Group 5	堆積岩(砂岩,頁岩,泥岩等)	44.69%	23%
Group 6	変成岩	6.12%	15%
Group 7	第四紀堆積物	35.98%	_
Group 8	石灰岩	3.26%	_

表 2-1 タイの地質区分に基づく斜面崩壊の発生状況¹⁹⁾



図 2-2 タイ・ナコンナヨック計測サイト

(a) 原位置計測の概要

タイ・ナコンナヨックにおけるモニタリングサイトは図2-2に示すタイ・バンコクの北東 約100kmの地点に位置するナコンナヨックの道路脇斜面であり、当該斜面に関しては集中 豪雨により2004年8月に崩壊が発生し、これを埋め戻した斜面である.そのため、法尻部の 一部を除き比較的均質な地盤状況となっている.また、崩壊露頭面にはラテライトが確認 され、中生代ジュラ紀から白亜紀流紋岩の風化帯からなっている.

次に当該斜面のモニタリング概要を述べる. 図 2-3 に当該モニタリングサイトの断面図 を示す. 土壌水分計を斜面中腹部 (No.1 および No.3)・法尻部 (No.2)の計3機, テンシ オメータを斜面中腹部 (No.1)・法尻部 (No.2), 水位計を斜面中腹部 (No.11 および No.3)・ 法尻部 (No.2) に計3機設置し,降雨量,表面流出量,体積含水率,間隙圧をいずれも無 降雨時は10分間隔,降雨時には1分間隔で計測している.また,体積含水率の計測深度は

斜面勾配[°]	27.65	間隙率	1.05
単位体積重量 [kN/m ³]	17.66	有効粘着力 [kPa]	14.5
土粒子密度 [g/cm ³]	2.71	有効内部摩擦角 [°]	33.9
乾燥密度 [g/cm ³]	1.33		

表 2-2 対象斜面の力学特性



図 2-3 計測サイト断面図

いずれの箇所も GL-0.1m, GL-0.2m, GL-0.3m, GL-0.4m, GL-0.6m および GL-1.0m の 6 深度, 間隙圧の計測深度は中腹部 (No.1) では GL-0.2m, GL-0.4m および GL-0.6m の 3 深度, 法尻部 (No.2) では GL-0.2m および GL-0.4m の 2 深度である.

(b) 室内試験結果

不飽和領域における水分特性曲線及び強度定数を求めるために、当該サイトにおいて乱 さない供試体のサンプリングを行い、乾湿試験及び一面せん断試験を実施した.室内試験 によって得られた当該斜面の力学特性を表 2-2 に示す.また表層部の飽和透水係数は、10⁻⁵ ~10⁻⁶ cm/sec であった.

次に, 図 2-4 に斜面中腹部 GL-0.6m, GL-1.0m 及び法尻部 GL-0.6m, GL-1.0m における 粒径加積曲線を示す. 粒度分布は斜面法尻部 GL-0.6m 以外, 平均粒径 D₅₀ が約 0.03mm 以 下であることから斜面を構成している地質は細粒分が卓越していると判断される. また,



図 2-6 既往の研究成果における水分特性曲線²²⁾

図 2-5 に三角座標による分類を示す.この結果から,中腹部 GL-0.6m は礫まじり砂質細粒 土,中腹部 GL-1.0m は砂質細粒土,法尻部 GL-0.6m は粘性土質砂質礫,法尻部 GL-1.0m は砂礫まじり細粒土で構成されていると推定される.

また,既往の研究成果²²⁾において,優勢な地盤材料に対して室内試験により得られた水 分特性曲線を図2-6に示す.同図に示すように,吸水過程(図中で塗りつぶし)でインク瓶 効果により,排水過程(図中で白抜き)との間に比較的小さいヒステリシスを描くことが 示されている²²⁾. さらに同図にあわせて示すように,同試験に用いられた試料の間隙率*n* は約0.5であった.

(c) 原位置計測結果

図 2-7 に原位置で計測された各降雨の累積雨量と各降雨時の表面流出量の関係を表す. また,表面流出量を累積雨量で除した値を「流出比」と定義し,累積雨量と流出比の関係 を図 2-8 に示す.これより,累積雨量が増加するについて表面流出量も増加するが,流出 比は約 0.8 程度に収束する傾向がみられる.

ここで,斜面内部への浸透量を累積雨量で除した値を「浸透比」と定義すると,表面流 出量および流出比の結果から,累積雨量が増加するにつれて浸透比は減少し,約 0.2 程度 に収束すると推察される.これは,2.3 で述べた Horton の理論と調和的な結果である.

次に、図 2-9に 2010年9月26日 12:20~13:50の降雨時に斜面中腹部において、計測間 隔1分で計測された体積含水率および間隙圧を示す.体積含水率は、GL-0.1mでは降雨に 敏感に反応して 5%程度増加するが、GL-0.2m および GL-0.3mでは、その増加量がそれぞ れ 3%および 1%程度と小さくなるとともに、降雨開始から体積含水率の増加が始まるまで の経過時間が長くなる.なお、GL-0.4m以深の体積含水率は、ほとんど変動が認められな い.次に、間隙圧は、GL-0.2mでは降り始めから比較的短期間で 0kPa 付近まで急激に上昇 した後ほぼ一定となるが、GL-0.4mでは、降り始めから 30 分程度経過して増加に転じる. また、GL-0.6mでの間隙圧は、同図に示す期間では減少傾向となっているが、長期的変動 挙動でみた場合、時間遅れを伴い増加している.すなわち、深部まで降雨の影響が表れる のに相当な時間を要しており、これは透水性の低い流紋岩の地盤の特色を表していると考 えられる.

2.5 地下水面形成および地盤内の飽和流発生機構

一般的に,斜面安定に関する力学的な観点からは,式(2.2)に示すように降雨浸透によって土中の間隙水圧 uwが上昇し,特に不飽和領域においてサクションマトリックスが破壊し, すべり抵抗となる有効応力が減少することで安全率(FS)が低下し斜面崩壊につながる.

$$FS = \frac{C'}{rH \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha} + \left(1 - \frac{u_w}{rH}\right) \cdot \frac{\tan \phi'}{\tan \alpha}$$
(2.2)

ここで u_w:間隙水圧, C':有効粘着力, φ':有効内部摩擦角.

豪雨時に表層地盤内に形成される地下水が斜面の安定性を悪化させることは知られている²³⁾²⁴⁾.間隙水圧が上昇する要因となる飽和帯の形成機構に関しては既往の研究により,



Ш

2:50

35

30

1.0

0.5

3:A



~??}

図 2-9 2010 年 9 月 26 日における体積含水率および間隙圧の経時変化(斜面中腹部)



図 2-10 水分特性曲線(概念図)

飽和した領域が上から下へ進行するという考え方と,難透水層まで水が浸透しそこで地下 水となり上昇していくという考え方で,大きく二通りに分かれており²⁵⁾,自然斜面におけ る実現象は明らかになっていない.また,ティハら²⁶⁾は原位置計測結果から,降雨は基盤 層付近まで浸透しそこで地下水が形成され,降雨の継続と共に地下水面が上昇することを 示唆した.

降雨浸透に起因して斜面内部の間隙水圧の上昇が斜面崩壊の主要因になることから,降 雨浸透特性の把握が降雨に起因する斜面崩壊に対する対策を検討する上で重要になること はいうまでもない.

2.6 水分特性曲線

土壌水分特性曲線(Soil Water Characteristic Curve)(以下,SWCC)は土中の体積含水率 とサクションの関係を表す.土中の不飽和領域における保水特性はSWCCを用いて評価さ れる.SWCCは土のコンシステンシーと密接な関係があり,試料によって異なる挙動を示 すとされている²⁷⁾.

一般的に、室内試験によって求められる SWCC は図 2-10 に示すように吸水過程と排水 過程で同じ体積含水率の値に対するサクションの値が異なるというヒステリシスを描くと されている²⁸⁾²⁹⁾.

ここで飽和からの排水過程,残留体積含水率からの吸水過程で得られる曲線をそれぞれ 主排水曲線,主吸水曲線と呼び,任意の水分量から排水,もしくは吸水によって得られた 水分特性曲線は走査曲線と呼ばれる.集中豪雨による斜面崩壊は不飽和土の吸水過程に対 応するため,斜面の安定性を検討する際,吸水過程で精度の高い水分特性曲線を得る必要 がある. van Genuchten³⁰⁾は離散的な測定値を内挿して任意のサクションに対する体積含水率,あるいは飽和度の値を算定するために,次式に示す水分特性曲線モデルを提案した.

$$S_e = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} = \frac{1}{\left\{1 + \left(p \times S\right)^n\right\}^m}$$
(2.3)

$$m = 1 - \frac{1}{n} \tag{2.4}$$

ここで S_e は有効飽和度、 θ は体積含水率、 θ_s は飽和体積含水率、 θ_r は残留体積含水率、Sはサクション、p、n、mはそれぞれ実験定数を表す。

また、河合らは間隙比の影響を考慮した SWCC モデルの検討を行った 31)32).

2.7 既往の研究と本研究の関連性

これまで,2007年9月よりタイ・ナコンナヨックにおいて原位置計測が実施されてきた. 本研究では、ナコンナヨックと地質条件が異なるタイ・プーケットにおいて新たに原位置 計測を実施し、地質条件の違いを考慮した雨水浸透特性の把握を目指すものとする.

原位置計測に先立ち,原位置において詳細な地質調査を実施し,計測機器設置箇所および設置深度を選定した.また,室内実験および現地試験を実施することにより,本研究の 計測システムの計測精度の検証および地盤特性の把握を行った.

本研究ではナコンナヨックで実施してきた原位置計測結果および室内試験結果と,2011 年7月より新たに開始したタイ・プーケットにおける原位置計測結果,室内試験結果等を 比較することで,地質条件の相違を考慮した雨水浸透特性の違いについて考察を加える.

一方,雨量計測に関しては 2.1 で述べたように,転倒ます型雨量計とドップラーレーダ 一式雨量計の計測精度に関して,米澤¹⁶⁾が室内試験および原位置計測結果を用いて検討を 行ってきた.その結果,両雨量計とも機構的特徴に起因する計測誤差が発生する可能性が 指摘されてきたが,これまでの研究では原位置計測における雨量計測の精度検証のための 基準値となる計測値は存在せず,両雨量計の計測結果の比較にとどまっていた.

本研究ではタイ・プーケットでの原位置計測に際してこの両雨量計に加え,降雨量を直接計測できるリファレンス用の雨量計(以下,「雨量計 A」と称す)を設置し,両雨量計の 計測結果と比較することにより,計測精度の検証を行うものとする.

第3章 原位置計測の概要

これまで、大津らは集中豪雨に対する斜面内部への雨水浸透メカニズムの解明を目的とし、タイ・ナコンナヨックにおける道路脇斜面において降雨時における斜面内部への降雨 浸透特性の現地計測をタイ・カセサート大学との共同プロジェクトとして 2007 年 9 月より 実施してきた¹⁷⁾¹⁸⁾.

また,2011年7月からは新たに地質条件がナコンナヨックとは異なるタイ・プーケット における道路脇斜面において,降雨時の降雨浸透特性の現地計測を開始した.プーケット におけるモニタリングサイトは,表2-1に示すように,タイにおいて最も斜面崩壊の発生 の危険性が高い地質と考えられる花崗岩からなる.また,現地計測に先立ち,当該斜面に おいて2011年5月26日から2011年6月2日にかけて,本研究を共同で行っているタイ・ カセサート大学によって,等高線調査,地質調査,貫入試験などが実施された.本章では カセサート大学による地質調査結果を含め,タイ・プーケットにおける新計測サイトの概 要,地質状況,さらに設置している計器を含めたモニタリングシステムの概要について述 べる.

3.1 計測サイトの概要

本研究において対象とする斜面は図 3-1 および図 3-2 に示すように、タイ・プーケット のカタ地区に位置する「Ban Kata School」における切取斜面であり、高速道路(highway number 4028)の道路脇斜面である.

当該斜面は目前の道路に沿って傾斜を持っており、その平均傾斜は約1対1.3 (V:H)、 すなわち約37.5度である.また、斜面自体の平均傾斜は45度、地質調査対象としたエリ ア面積(図3-2の赤線領域)は16×30m²である.対象地域の一般的な地質状況は図3-3に 示すように、「カタ花崗岩」により構成される.図3-4には、風化した石英、アルカリ長石、 斜長石から構成される当該斜面の表層付近における残積土の様子を示す.

ここで、当該斜面においては、図 3-2 内に示すように、測線 A~D および測線 1~4 を設 定し、その測線にそって以下の各調査を実施した. 各測線の交点を以後、各測線のアルフ ァベットおよび数字によって表記するものとする.

3.2 地質調査

3.2.1 比抵抗電気探查

(a) 手法

表 3-1 に示す測線 A~D および測線 2~4 にそって比抵抗電気探査を実施した. 電気探査



図 3-1 タイ・プーケット 計測サイト



図 3-2 計測サイトの外観



図 3-3 対象地域の地質マップ(Department of Mineral Resources, 2006)

測線	長さ (m)
A	60
В	30
С	30
D	30
2	15
2.5	20
3	15
3.5	20
4	15
合計	235

表 3-1 比抵抗電気探査の測線



図 3-4 当該地域の残積土(風化したカタ花崗岩)



図 3-5 比抵抗電気探査の方法論³³⁾

の手法は"the Wenner-Schlumberger technique"が用いられ³³⁾,その概要を図 3-5 に示す. 本手法では,まず電流が地面の中を通じて 2 つの電極 (C1 と C2)の間を流れる.その時, 2 つの電極 (P1 と P2)の間で異なった電圧が計測される.ここで,電流電極の組 (C1 と C2)の距離は"a"を用いて表され, "a"は P1 と P2 の距離と等しい.また, "a"はこの調査の 最短距離(1m)として取り扱われる.電流(I)と電圧(V)から,見かけの比抵抗値 (ρa)が次 の式(3.1),式(3.2)によって計算される.

$$\rho \cdot a = k \times \frac{V}{I} \tag{3.1}$$

$$k = \P^* n^* (n+1)^* a \tag{3.2}$$

(b) 結果および考察

比抵抗電気探査の結果のうち,斜面正面から向かって横方向の測線に沿った結果を図3-6, 縦方向の測線に沿った結果を図3-7に示す.図3-6(a)に示す測線A上の見かけの抵抗値は 15~865Ohm.mであり,残積土あるいはまさ土として解釈できる.抵抗値が865Ohm.m以 上の部分は花崗岩の礫であると解釈される.また,層厚の最大値は約10mである.測線B ~D上の最大層厚は約7mほどであり,すべての測線上で花崗岩の礫が確認される.特に, 測線3上(図3-7(c))では大きな礫の存在が確認される.

比抵抗電気探査の結果から、当該斜面の地盤では厚さ 3~10m ほどの残積土(15~ 865Ohm.m)とその下の花崗岩の礫(865Ohm.m以上)が確認された.とりわけ、測線3、 測線3.5、測線4のような向かって右側の測線上で巨大な礫が確認され、他の測線上に比 べて残積土層が浅くなっている.ここで、確認される礫の存在は次のように解釈できる.

一般的に,岩盤には不連続面があり,岩盤の割れ目に沿って風化が進行する.この過程 において,十分風化せずに一部岩のまま残ったものが図 3-6,図 3-7 に示される抵抗値が大 きい礫の部分である.

比抵抗電気探査の結果が示す通り,当該斜面の地質は極めて不均質であり,風化度の違いによって深部へいくほど抵抗値が大きい礫の存在が卓越してくる地盤であると言える.

3.2.2 動的貫入試験

動的貫入試験は "Kunzelstab Penetration method" によって実施した. 試験の配置を図 3-8 に示す. 打撃回数 *KPT* は標準貫入試験の打撃回数 *SPT*(Blow/ft) を以下の式(3.3)で変換することにより求めた.

$$SPT = 0.539 \times (KRT + 0.954) \tag{3.3}$$



(a) 測線 A の抵抗値分布



(b) 測線 B の抵抗値分布



(c) 測線 C の抵抗値分布



(d) 測線 D の抵抗値分布

図 3-6 比抵抗電気探査の結果(横測線)



(a) 測線2の抵抗値分布



(b) 測線 2.5 の抵抗値分布



(c) 測線3の抵抗値分布



(d) 測線 3.5 の抵抗値分布

図 3-7 比抵抗電気探査の結果(縦測線)

衣 3-2 哕めるいは低柏性エに対りる打挙回剱の相間

N	КРТ	内部摩擦角	相対密度
(blows/ft)	(blows/20cm)	(degree)	
0~4	0~6	25~30	とてもゆるい
4~10	6~18	27~32	ゆるい
10~30	18~55	30~35	ふつう
30~50	55~92	35~40	密
>50	>92	38~45	とても密

表 3-3 粘土あるいは粘性土に対する打撃回数の相関

N	КРТ	非拘束圧縮強度	コンシステンシー
(blows/ft)	(blows/20cm)	Qu	(T/m ²)
<2	0~3	<2.5	very soft
2~4	3~6	2.5~5.0	soft
4~8	6~14	5.0~10.0	medium stiff
8~15	14~27	10.0~20.0	stiff
15~30	27~55	20.0~40.0	very stiff
>30	>55	>40.0	hard



(e) 測線4の抵抗値分布図 3-7 比抵抗電気探査の結果(縦測線)

ここで,表 3-2,表 3-3 に打撃回数と各要素の相関を示す.また,図 3-9 に各箇所における試験結果を示す.図 3-9 (i)や図 3-9 (r)に示されるように,深部において岩の存在を示すと推察される結果が得られた.これは 3.2.1 比抵抗電気探査の結果とも調和的であり,当該斜面においては風化岩が局所的に存在することを示している.



図 3-8 Kunzelstab Penetration test の配置図

3.2.3 ハンドオーガーサンプリング

図 3-10 に示す配置図に従って、ハンドオーガーサンプリングを実施し、各地点の地質を 目視により確認した.サンプリングの結果を図 3-11 に示す.同図に示すように、深度を問 わず所々団粒化した箇所が確認された.

3.2.4 供試体サンプリング

(a) KU-Miniature サンプリング

図 3-12 にサンプリングのためのテスト孔の位置を示す. 乱さない供試体は KU-Miniature サンプリング装置³⁴⁾によって採集した. これらの供試体は KU 多段階せん断試験³⁴⁾および SWCC を求めるための室内試験に用いた.

ここで、図 3-13 に風化度による地質分類³⁵⁾を示す.この分類にしたがって、テスト孔の断面図の地質を分類したものを図 3-14、図 3-15 に示す.同図に示す通り、分類区分「W: Highly weathered」には所々、岩の存在が確認される.また、土壌は赤褐色で主に砂質~シルト質の粘土によって構成されているといえる.

(b) 土壌水分計のキャリブレーションのための追加サンプリング

直径 300mm のポリ塩化ビニル保護管を用いて,乱さない供試体の追加採集を実施した. これらの供試体は土壌水分計のキャリブレーションを行うための室内試験にて使用した. キャリブレーションに関する室内試験に関しては 4.3 で後述する.



図 3-9 貫入試験結果





(m) C2.5



Blow 20 30

40 50

KPT

SPT



Blow 30

40 50

KPT

SPT

0

0.00

0.20

0.40

0.60

0.80

1.00

1.20

1.40

1.60 1.80 2.00 2.20

2.40

2.60

2.80

3.00

3.20

3.40

3.60

3.80

4.00

Depth(m.)

10

40 50

KPT

SPT











(r) D3

図 3-9 貫入試験結果



図 3-9 貫入試験結果



(a),(b)で述べたサンプリングによって収集された供試体の一覧を表 3-4 に示す. 次にサンプリングされた供試体を用いて実施した室内試験について説明する.

3.3 室内試験

(a) 対象地盤の物性値

ハンドオーガーによって採集した乱した供試体を用いて,室内試験により対象地盤の各物性値を求めた.得られた結果をもとに作成した粒径加積曲線,塑性図,三角座標による







(b) B2.5



(c) B4



(d) C2



(e) C2.5



(f) C3



(g) D2

(h) D3

図 3-11 ハンドオーガーサンプリング結果



図 3-12 テスト孔の位置



図 3-13 風化度による地質分類



図 3-14 TP1 の土壌断面図

テスト孔 (Test Pit)	深度 (m)	KU-Miniature 供試体	塩ビ管供試体 (直径 30㎝)
TP1	0.40	8	-
	0.60	8	-
	1.00	8	-
TP2	0.40	8	2
	0.60	8	2
	1.00	8	2

表 3-4 乱さない供試体



図 3-15 TP2 の土壤断面図

分類をそれぞれ図 3-16,図 3-17,図 3-18 に示す.まず,粒径加積曲線は各地点・各深度 ともにほぼ均質な傾向を示しており,これは当該斜面の地質の組成が表層から深部まで等 しいことを示している.次に塑性図による分類によると,斜面中腹部(測線 B 上)は低液 性限界のシルトで比較的透水性が高く,一方,斜面法尻部(測線 C・D 上)にむかうに従 って高液性限界の粘土で透水性のやや低い土が混在している結果を示した.三角座標によ る分類では,中腹部の地質は深部まで比較的均一であり細粒分質礫質砂(SFG)に分類され る.一方,法尻部は図 3-18 (d),(h)に示すように深度ごとにやや不均質であるが,おおむ ね細粒分質礫質砂(SFG)もしくは礫まじり細粒分質砂(SF-G)で構成されていると推定され る.

(b) せん断強度試験

深度 0.4m, 0.6m, 1.0m において全 18 個の乱さない供試体を採集し, KU-MDS せん断試 験法によって各供試体の比重, 有効粘着力, 有効内部摩擦角を求めた. KU-MDS せん断試 験は土の飽和度を 60%, 80%, 100%の 3 通りに変えて実施した. 本手法は Soralump およ







図 3-16 粒径加積曲線











図 3-17 塑性図











図 3-17 塑性図



図 3-18 三角座標による分類
テスト孔 深度 (m)	サンプル 番号	Gs	有効粘着力 (kPa)	有効内部摩擦角 (°)	注
TP-2(中腹) GL-0.4m	PK-7	2.38	16.279	20.04	60% Saturation
	PK-5	2.38	9.709	20.06	80% Saturation
	PK-6	2.38	7.649	17.03	100% Saturation
TP-2(中腹) GL-0.6m	PK-10	2.37	8.826	27.01	60% Saturation
	PK-11	2.37	3.334	27.00	80% Saturation
	PK-9	2.37	0.196	23.93	100% Saturation
TP-2(中腹) GL-1.0m	PK-17	2.41	6.865	30.12	60% Saturation
	PK-21	2.41	4.119	28.18	80% Saturation
	PK-24	2.41	3.344	25.58	100% Saturation
TP-1(法尻)	PK-31	2.37	14.416	36.03	60% Saturation
	PK-30	2.37	4.903	32.68	80% Saturation
GL-0.4m	PK-29	2.37	2.452	26.30	100% Saturation
TP-1(法尻) GL-0.6m	PK-39	2.38	7.355	31.84	60% Saturation
	PK-38	2.38	5.786	24.37	80% Saturation
	PK-37	2.38	1.863	24.43	100% Saturation
TP-1(法尻) GL-1.0m	PK-42	2.37	10.787	33.18	60% Saturation
	PK-43	2.37	11.180	29.57	80% Saturation
	PK-44	2.37	1.079	28.89	100% Saturation

表 3-5 KU-MDS せん断試験結果一覧

供試体	深度(m)	間隙比 e	テスト手法
PK-01 (TP2)	0.4	0.6625	Step-wise
PK-04 (TP2)	0.4	0.7106	Step-wise
PK-12 (TP2)	0.6	0.7438	Step-wise
PK-13 (TP2)	0.6	0.7256	Step-wise
PK-18 (TP2)	1.0	0.8257	Step-wise
PK-20 (TP2)	1.0	0.9026	Step-wise
PK-25 (TP1)	0.4	0.6304	Step-wise
PK-32 (TP1)	0.4	0.5621	Step-wise
PK-33 (TP1)	0.6	0.5790	Step-wise
PK-40 (TP1)	0.6	0.5370	Step-wise
PK-41 (TP1)	1.0	0.7773	Step-wise
PK-48 (TP1)	1.0	0.5920	Step-wise
PK-23 (TP2)	1.0	0.7817	Continuous
PK-45 (TP1)	1.0	0.7782	Continuous

表 3-6 供試体一覧

び Thowiwat によって提案されたもので、試験結果を表 3-5 に示す.

各深度とも,飽和度の上昇とともに有効粘着力および有効内部摩擦角が減少しており, 土のせん断強さが減少することを示している.また,TP-1,TP-2における両結果とも深度 との際立った相関は見られない.これは,テスト孔近傍の動的貫入試験結果である図 3-9 (j), (o),(s)に示されるように,テスト孔の地盤はGL-0.4m~GL-0.6m付近で地盤の硬さが変化 していることに起因するものと推察される.すなわち,当該斜面の地盤が浅層部において も極めて不均質であるため,深度方向に一様な傾向が見られなかったと考えられる. (c) SWCC

乾湿繰り返し試験によって SWCC を求めるために, 深度 0.4m~1.0m から合計 14 個の供 試体を採集した.表 3-6 に SWCC のテストで用いられた供試体の詳細一覧を,図 3-19,図 3-20 に試験結果をそれぞれ示す.

2.6 で述べたように、一般的に室内試験で得られる SWCC は吸水過程と排水過程で異な るというヒステリシスを描くとされている.しかしながら、図 3-19、図 3-20 に示すように、 当該斜面においてサクションが 100kPa 以下の低サクション領域にある場合、ヒステリシス の影響はそれほど大きくないと言える.また、中腹部・法尻部ともに深部へいくほど低サ クションにおける体積含水率の値が高くなり、深部へいくほど SWCC の勾配が急になる. この結果は以下のように考察できる.

一般的に, 図 3-21 に示すように地表面に近い浅層部ほど風化度が高く,透水性が高いと 考えられる. 逆に表層付近ほど風化が進行しているため粒度が小さくなる. 既往の研究⁷⁾³⁶⁾ より, 粒度が小さいほど(風化が進行しているほど)体積含水率の変化に対するサクショ ンの変化が小さくなる傾向が知られている. すなわち,「深度方向の風化度の違い」の観点 から考察すると,室内試験の結果は既往の研究と良好な整合性を示していると言える.

ここで、図 3-22 に日本における各種地盤での試験結果²⁷⁾とプーケットにおける室内試 験結果を合わせて示す.また、図 3-23 に広島風化花崗岩起源のまさ土の原位置で計測され た SWCC を示す³⁷⁾. 当該サイトで得られた室内試験の水分特性曲線において,体積含水率 は 20~25%程度である.一方、図 3-22 に示すように,日本のまさ土(山口)における体積 含水率の分布範囲は 5~10%程度であり、図 3-23 に示すまさ土(広島)の体積含水率の分 布範囲は 10~20%程度である.日本のまさ土の体積含水率の分布範囲とプーケットの地盤 のそれを比べると、プーケットの地盤の体積含水率の方が 10~15%程度高い値である.こ れは以下のように解釈される.

まず,図 3-24 に日本のまさ土(山口)の粒径加積曲線を示す²⁷⁾.図 3-24 とプーケット における粒径加積曲線(図 3-16)を比較すると、日本のまさ土に比べて、プーケットにお ける地盤の方がやや細粒分が卓越している.細粒分が多いと、間隙比が小さくなり間隙率 が大きくなる.ここで、体積含水率は以下の式(3.4)で表される.

$$\theta = n \cdot S_r \tag{3.4}$$

ここで、 θ は体積含水率、nは間隙率、 S_r は飽和度を表す.

式(3.4)より,間隙率が大きいと同一飽和度に対して体積含水率が大きくなると考えられる.すなわち,日本とプーケットにおける地盤は,その組成は同じであっても,細粒分の 相違によって体積含水率の分布範囲が異なっていると推察される.

















(c) GL-1.0m

(c) GL-1.0m



図 3-19 室内試験結果(中腹部)

図 3-20 室内試験結果(法尻部)



図 3-21 深度方向の風化度の違いによる水分保水特性の相違



図 3-22 日本の各種地盤での試験結果と室内試験結果の比較 27)



図 3-23 日本のまさ土(広島)の SWCC³⁷⁾



図 3-24 日本のまさ土(山口)の粒径加積曲線²⁷⁾



図 3-25 モニタリングシステム概要

3.4 原位置計測システム

3.4.1 計測システムの概要

2.5 で述べた通り,降雨の斜面内部への浸透が斜面崩壊の誘因となることは言うまでもない.降雨に起因する斜面部における一般的な水循環モデルは,大津ら³⁸⁾が提案しているように,次式に示すように表されると推察される.



Schematic view (Little, 1969)





図 3-27 計測サイト平面図

ここで、 Q_R は降水量、 Q_E は蒸発量、 Q_I は斜面内部への浸透量、 Q_S は表面流出量を表す.

また,近年増加傾向にあるゲリラ豪雨あるいはスコールのように,短時間に高強度の降雨が集中して発生する降雨時の,実際の降雨量 *Q_R* が浸透量 *Q_I* と表面流出量 *Q_S* にどのような比率で分かれているかに関して,これまでには十分なデータが蓄積されているとはいえない.

このような観点から、本研究ではタイ・プーケットにおける原位置計測において、実際の降雨量 *Q_R* および表面流出量 *Q_s* を直接計測することとした.加えて、浸透量 *Q_I* についても定量的な検討を加えるため、斜面内部に土壌水分計を設置し、斜面表面部での降雨時の水分変動(体積含水率)を計測すると共に、テンシオメータを設置し降雨時のサクションの変動を計測している.

図 3-25 に当該モニタリングサイトのモニタリングシステム概要を示す. 同図に示す通り, 土壌水分計を斜面中腹部および法尻部の計2機, テンシオメータを斜面中腹部および法尻 部の計2機, 表面流出量測定のためのデジタル超音波センサを斜面法尻部の先端に構築し た水路の端に1機設置した. さらに,本計測サイトの学校敷地内にある給水塔の上に転倒 ます型雨量計,ドップラーレーダー式雨量計,雨量計Aを各1機ずつ設置した. なお,各 計測機器はいずれも無降雨時は10分間隔で,降雨時には1分間隔での計測に切り替わるよ うに設定している.

ここで, 土壌水分計およびテンシオメータの設置位置については以下の検討に基づき選 定した.

まず,図 3-13 で示した風化度による地質分類を用いて,飽和帯の形成機構を図 3-26 に 示すように推察した.すなわち,風化度の違いによる透水性の違いによって,上層部から の雨水浸透速度が深層部への雨水浸透速度に比べて大きくなる境界面ができる.その境界 面付近で飽和帯が形成され,間隙水圧が上昇し,浅層崩壊の要因となる.その境界面は図 3-26 に示す通り,地質分類区分:風化度III (Moderately Weathered, Rock 50% to 90%)と風 化度IV (Highly Weathered)の間であると推察した.この考察と図 3-7 の比抵抗電気探査結 果および図 3-9 の動的貫入試験結果から,中腹部・法尻部の計測機器の設置地点を図 3-27 に示す通りに選定した.

まず,中腹部に関しては C3 と D3 の動的貫入試験結果から図 3-28 に示すように深度 1.5m ~2.0m 付近に地質境界があり,その境界付近で飽和帯が形成されていると推察した.そこで,C3 と D3 の中間地点において,深度 2.0m より浅い領域の水分挙動を把握するために, 土壌水分計およびテンシオメータを GL-1.0m までの深度に埋設した.

次に,法尻部に関しては,C4の動的貫入試験結果より図 3-29 に示すように深度 0.6m 付近に地質境界面があると推察した.そこで,その境界面周辺の水分挙動を把握するために,



図 3-28 動的貫入試験結果からの中腹部の計測機器設置箇所の選定



図 3-29 動的貫入試験結果からの法尻部の計測機器設置箇所の選定



:土壤水分計(GL-0.1m-1.0m), テンシオメータ(GL-0.4m-1.0m)



図 3-30 比抵抗電気探査結果からの計測機器設置箇所の選定

図 3-31 計測サイト断面図

中腹部と同じく土壌水分計およびテンシオメータを GL-1.0m までの深度に埋設した.

中腹部・法尻部の地質境界面に関する推察は,図 3-30 に示すように,比抵抗電気探査の 結果とも調和的である.すなわち,図 3-30 は測線 3.5 上の結果を表すが,中腹部は深度 2.0m 付近,法尻部は深度 0.6m 付近で抵抗値の値が変化していることが確認される.

ここで図 3-31 に計測サイトの断面図を示す.同図に示す通り,斜面法肩部および法尻部 に地下水位の確認のために観測井を掘削した.ただし,2011 年 9 月より実施している原位



(a) 中腹部



(b) 法尻部





図 3-33 プーケットで使用しているテンシオメータ



(a) 中腹部

(b) 法尻部

図 3-34 テンシオメータの設置状況

置計測では地下水位は確認されなかったため、本研究では地下水位の計測結果については 考察対象外とした.

3.4.2 土壤水分計

本研究で使用している土壌水分計の計測原理は,斜面中腹部・法尻部いずれも GL-0.1m, GL-0.2m, GL-0.3m, GL-0.4m, GL-0.6m および GL-1.0m の計 6 深度において土中水分量の 変動に対応する電圧(Voltage)を計測するものである.そして,その土壌水分計での計測



図 3-35 斜面法尻部の水路

電圧を校正式に代入することで、体積含水率θに換算した値が得られる.この校正式を求 めるために、3.1.5 で述べたように原位置サンプリングをした供試体を用いて室内試験を実 施した.室内試験結果に基づくキャリブレーションの詳細については 4.3 で後述する.こ こで、図 3-32 に斜面中腹部・法尻部における土壌水分計の設置状況を示す.

3.4.3 テンシオメータ

図 3-33 に当該斜面で使用しているテンシオメータを示す. テンシオメータのタイプは脱気水無補給型の埋設型テンシオメータであり,中腹部・法尻部ともに土壌水分計の設置深度(GL-0.4m,GL-0.6m,GL-1.0m)と同じ深度になるように設置した.設置状況を図 3-34 に示す.設置深度の地質状況のうち,斜面中腹部 GL-1.0m,斜面法尻部 GL-0.6m,GL-1.0m は土砂化途上にある風化岩(乳白色部分を多く含んでいる)であり,斜面表層に分布する赤褐色の残積土とは異なっている.

3.4.4 表面流出量計測システム

(a) 水路

図 3-35 に示すように、降雨時に集水域から発生する表面流出量を計測するために当該斜面法尻部にコンクリートを用いて水路を構築した.水路の寸法は幅 0.3m,深さ 0.25m,長さ 4.8m であり、水路面積は 1.44m² である.表面流出量を計算する際には、この水路面積上に降った降雨量を差し引いて計算するものとする.また、地面の傾斜にそって水路内に傾斜を持たせた構造となっており、水路の先端には図 3-36 に示す PB フリュームを設置するために水平になっている.



(a) 正面から



(b) 上から

図 3-36 PB フリューム外観



図 3-37 斜面上の側壁



図 3-38 集水面積

(b) 集水領域

表面流出が発生した際に,対象領域からの流出量を正確に計測するために斜面上に側壁 を構築した(図 3-37). 側壁は,杭を使用して木材版を斜面傾斜に沿って打設し,さらに 側壁と地面の間をモルタルセメントによって補強した.

このように両側を側壁で囲んだ集水領域の面積は図 3-38 に示すように約 38m²であり,



図 3-39 計器設置箇所と斜面横断方向側線の位置関係

斜面側壁および集水エリアと図 3-2 に示す各測線(地質調査の基準線)との位置関係を図 3-39 に示す. 土壌水分計およびテンシオメータの設置位置は,測線 3.5 より正面からみて 左へ 1m ほどの位置であり,斜面中腹部の設置位置は測線 B と測線 C の間,法尻部は測線 D 上に位置する.

(c) PB フリュームおよびデジタル超音波センサ

図 3-36 に示す PB フリューム³⁹⁾およびデジタル超音波センサを水路先端に設置し,降雨時に発生する表面流出がすべて PB フリュームを通過するようにした. PB フリュームを用いた表面流出量計測システムの詳細は第4章で後述するが,これにより,降雨時における表面流出をリアルタイムで計測できるシステムを構築した.

3.4.5 雨量計

本研究では、タイ・ナコンナヨックにおける原位置計測に引き続き、降雨強度を測定す るために転倒ます型雨量計およびドップラーレーダー式雨量計を使用した.また、両雨量 計の計測精度検証のために、リファレンス用の雨量計(「雨量計 A」)を設置した.その設 置状況を図 3-40 に示す.

3.4.6 風力計

各雨量計を用いて降雨強度を計測するにあたり,各雨量計の計測誤差に対する突風の影響を検討するために,図 3-41 に示すようにデータロガー上に風力計を設置している.本風力計は3杯式で,10分間の最大風力,平均風力および1分間瞬時値を計測している.



図 3-40 各雨量計設置状況



図 3-41 風力計の設置状況

第4章 原位置計測における改良・開発事項

タイ・プーケットで新たに原位置計測を開始するにあたり、本研究で新たに改良・開発 した事項を以下に述べる.

4.1 リファレンス用雨量計による雨量計測

2.1 で述べたようにタイ・ナコンナヨックにおける原位置計測では,転倒ます型雨量計 およびドップラーレーダー式雨量計により降雨強度を計測してきた.しかしながら,両雨 量計ともその機構的特徴から測定誤差を含む可能性があることが指摘されてきた.ナコン ナヨックにおける原位置計測では両雨量計の計測結果の比較にとどまっていたが,本研究 では,"基準値"となる降雨計測データを得るために新たにリファレンス用の雨量計(雨量 計 A)を導入した.以下に,転倒ます型雨量計,ドップラーレーダー式雨量計および新た に導入した雨量計 A の計測機構を述べる.

4.1.1 転倒ます型雨量計

図 4-1 (a)に転倒ます型雨量計⁴⁰⁾を示す.転倒ます型雨量計の雨量測定方法としては,口 径 200mmの「受水器」と呼ばれる円筒に入った降水(雨や雪など)が,ろ水器を通して 2 つの三角形型のますが組み合わさった形状でシーソーのような構造になっている転倒ます に注入される.降雨量 0.5mm に相当する雨水が「ます」に貯まった時点で転倒ますは水の 重みで雨水が貯まった側に転倒し,水を下の排出口に排出する.この転倒によってリード スイッチにパルス信号が発生するとともに,ろ水器の注ぎ口下に水がたまっていない「ま す」が移動する.これが繰り返されることにより,発生する単位時間あたりのパルス信号 回数と転倒1回分に必要な雨量 0.5mm から単位時間雨量を求めることができる.

4.1.2 ドップラーレーダー式雨量計

図 4-1 (b)に本研究で採用したドップラーレーダー式雨量計⁴¹⁾を示す.ドップラーレーダ ー式雨量計とは、ドップラーレーダーを利用したレーダー雨量計の一種である.頭頂部か ら 24GHz のレーダー波を上空に発射し、移動体である雨滴からの反射波を受信し、反射波 の周波数の変位から雨滴の降下速度を求めるものである.降雨量は、次式に示す雨滴の降 下速度(終端速度)と雨滴径の相関式⁴²⁾を適用することで、雨滴の降下速度から雨滴径を 推定し算出している.

$$V(D) = [9.65 - 0.3 \cdot \exp(-0.6D)] \tag{4.1}$$



(a) 転倒ます型雨量計



(b) ドップラーレーダー式雨量計

図 4-1 各雨量計の外観および構造



ここで, V(m/s)は落下速度, D(mm)は雨滴径を表す.

またドップラーレーダー式雨量計は、雨の降り始め、降り終わりが明確であり、転倒ま す型雨量計に比べてほとんどメンテナンスを必要としないという特徴を有している.

4.1.3 雨量計 A

転倒ます型雨量計とドップラーレーダー式雨量計の計測値との比較・検討のために,本研究で新たに導入したリファレンス用の雨量計(雨量計 A)を図4-2に示す.雨量計 Aの雨量測定方法は,まず転倒ます型雨量計の「受水器」と同じサイズの口径 200mm のアクリル円筒に降った降雨を口径 50mm の塩ビ管内に貯留する.その塩ビ管内底部に自記式デジタル水位計を設置し,塩ビ管内に貯留された雨水の水位変化を計測することで,雨量を測定している.また,定期的にコックより水を排水することで,塩ビ管から水があふれる



図 4-3 PB フリューム主要寸法

のを防いでいる.ここで,塩ビ管内に設置された自記式デジタル水位計は降雨時には他の 計測機器と同様に1分間隔で計測を行うが,頭頂部にあるアクリル円筒に降った降雨が塩 ビ管内に落ちてくる際,水面が波打つため,瞬間的な水位を正確に計測することができな い.すなわち,リアルタイムの降雨強度(mm/min)を計測することはできない構造を有して いる.雨量計Aは,降雨開始前および降雨開始後の塩ビ管内の水位が安定した時の水位を 計測し,その水位変化により一雨あたりの累積雨量(mm)を計測するものである.

4.2 PB フリュームを用いた表面流出量計測

本研究では、降雨時の斜面内部への雨水浸透特性の検討を目的として、タイ・プーケットにおける斜面において原位置計測を実施してきた(詳細は第4章で後述). 当該斜面において、降雨時における表面流出量を計測するために図 3-36 に示す PB フリューム³⁹⁾を用いた計測システムを導入した.以下に PB フリュームを用いた流量の測定原理とその計測精度を検証するために行った室内試験について示す.

4.2.1 PB フリュームの流量測定原理

PB フリュームは従来,主に下水・廃水などの流量計測等に用いられてきた.本研究で用いた PB フリュームの種類は「FRP 製標準型」,フリュームサイズは「PB-100F」であり,その最大流量は 12.7mm³/hr,最大水位は 77mm である. 図 4-3,図 4-4 に本研究で用いた PB フリュームの主要寸法,PB フリュームの各要素記号をそれぞれ示す.PB フリュームは フリューム内の底の一部が凸部になっており,PB フリューム内を通過する流量のうち,その凸部前の上流計測部分における水深 *H*^uを計測することにより,流量 *Q* を求めることができる.その水深 *H*ⁿと流量 *Q* の関係は以下に示す通り理論的に算出することができる.

はじめに,図4-5に図4-4に示すU-U断面およびT-T断面における各寸法と要素記号を示す.ベルヌーイの原理より長方形断面をもつ開水路の比エネルギーEは次式で表される.



図 4-4 PB フリュームの各要素記号



(a) PB フリュームの T-T 断面

(b) PB フリュームの U-U 断面

図 4-5 PB フリュームの各断面における寸法と要素記号

$$E = \frac{v^2}{2g} + H = \frac{Q^2}{2gA^2} + H = \frac{Q^2}{2gB^2H^2} + H$$
(4.2)

ここで, v (=Q/A) は流速, g は重力加速度, H は水深 (圧力水頭と位置水頭の和), A は 流積, B は水面幅を表す.

ベスの定理より,式(4.2)において,*Q*が一定で比エネルギーが最小になる水深を限界水深と呼ぶ.限界水深 *H*_cは比エネルギーを水深で微分した値がゼロになる水深であるので,以下の式(4.3)から式(4.4)が成り立つ.

$$\frac{DE}{dH} = -\frac{Q^2}{gB^2H^3} + 1 = 0 \tag{4.3}$$

$$H_c = \left(\frac{Q^2}{g \cdot B_c}\right)^{\frac{1}{3}} \tag{4.4}$$

次に,限界水深時の流速(限界流速 V_c)は,式(4.5)の関係より式(4.6)のように表される.

$$Q = AV = BHV \tag{4.5}$$

$$V_c = \left(g \cdot H_c\right)^{\frac{1}{2}} = \left(\frac{Q \cdot g}{B_c}\right)^{\frac{1}{3}}$$
(4.6)

また,限界速度水頭 h_{vc}は,式(4.6)の両辺を3乗して整理することにより,式(4.7)のよう に計算される.

$$h_{vc} = \frac{V_c^2}{2g} = \frac{Q^2}{2g \cdot A_c^2} = \frac{A_c}{2B_c}$$
(4.7)

同様に PB フリュームの凸部前の上流計測部分の速度水頭 hvu は次の式(4.8)で表される.

$$h_{vu} = \frac{V_u^2}{2g} = \frac{Q^2}{2g \cdot A_u^2}$$
(4.8)

図 4-5 に示すフリューム断面においては、 $E_c \ge E_u$ は以下の式(4.9)および式(4.10)のように書き換えることができ、ベルヌーイの法則より $E_c \ge E_u$ は等しくなることから、限界水深 H_u は次の式(4.11)で表される.

$$E_{c} = H_{c} + h_{vc} + t = H_{c} + \frac{A_{c}}{2B_{c}} + t$$
(4.9)

$$E_{u} = H_{u} + h_{vu} = H_{u} + \frac{Q^{2}}{2g \cdot A_{u}^{2}}$$
(4.10)

$$H_{u} = H_{c} + \frac{A_{c}}{2B_{c}} + t - \frac{Q^{2}}{2g \cdot A_{u}^{2}}$$
(4.11)

ここで t は PB フリュームの底の凸部高さを表し, t=16.7mm である.

限界水深 *H_c*(mm)と図 4-5(b)に示す U-U 断面における水面幅 *B_c*(mm)および流積 *A_u*(mm²) との関係は以下の式(4.12),式(4.13)より算出される.

$$B_{c} = \begin{cases} 50 + \frac{25}{42/2} \times H_{c} & (0 \le H_{c} \le 42) \\ 100 & (42 \le H_{c}) \end{cases}$$
(4.12)

$$A_{c} = \begin{cases} \frac{50 + B_{c}}{2} \times H_{c} & (0 \le H_{c} \le 42) \\ \frac{50 + 100}{2} \times 42 + (H_{c} - 42) \times 100 & (42 \le H_{c}) \end{cases}$$
(4.13)

以上のような関係式を用いて、PB フリュームの水位-流量の関係式は以下のように算出 される.まず、ある限界水深 H_c から式(4.6)、式(4.12)および式(4.13)を用いて流量 Q、水面 幅 B_c および流積 A_c をそれぞれ計算し、それをもとに式(4.9)より E_c を求める.次に、式(4.11) を利用し、式(4.14)および式(4.15)のように仮定した上流計測部分の速度水頭 $h_{vc(i)}$ から、上 流計測部分の水位 $H_{u(i)}$ と流積 $A_{u(i)}$ を計算する.その後、その値から速度水頭 $h_{vc(i+1)}$ を再計 算する.さらに $H_{vu(i)}$ と $H_{vc(i+1)}$ の差分が許容誤差範囲になるまで反復計算させて、Qと H_u との対応から、水位-流量の関係を求める.

$$H_u = E_c - h_{vc(i)} \tag{4.14}$$

$$h_{vu(i+1)} = \frac{Q^2}{2g \cdot A_{u(i)}^2}$$
(4.15)

この計算手順を限界水深 H_cを変化させて数通り行うことにより,各水深 H_uに対する流量の関係を得ることができる.以上のような PB フリュームの測定原理を用いて作成した水位-流量の関係を図 4-6 に示す.また,理論値を用いて作成したグラフの近似曲線は以下の式で表される.

$$y = 0.0531x^2 - 1.8009x + 16.06 \tag{4.16}$$

ここで,供給流量Qが図中に示す 60L/min 以上でも水位-流量の関係は同様に求めること



図 4-6 PB フリュームの水位-流量の関係

ができるが,その際のグラフの近似曲線は式(4.16)とは異なることに留意されたい.つまり, 供給流量の値をどこまで考慮するかによって,近似曲線は変化する.PBフリュームの底か ら上部までの高さが150mmであることから,水深*H*_u(mm)のとりうる値は,0mm以上150mm であると考えられる.しかしながら,流量がある一定の値を超えると流れが常流から斜流 へと変化し,PBフリュームの測定原理の仮定条件が成立しなくなる.この時の流量を"計 測限界流量"を定義する.5.3 で後述するが,タイ・プーケットの原位置斜面における計 測限界流量は原位置試験の結果より,約70L/minであったため,近似精度の観点から本研 究で考慮する供給流量は60L/minとして近似曲線を求めた.

4.2.2 室内実験

PB フリュームの測定原理より理論的に求められる水位-流量の関係(式(4.16))が,実際の計測結果とどの程度整合性があるのかを検証するために,2011年8月に茨城県つくば市にある応用地質株式会社の施設内にて,「水位-流量測定実験」を行った.また,斜面表層から流出した土砂が PB フリューム内の凸部前に蓄積した場合の計測結果への影響を検討するために,2011年12月に同所で「追加測定実験」を実施した.以下に,各試験の概要と結果,および考察を示す.

(a) 水位-流量測定実験

はじめに,図4-7に本実験装置の外観,図4-8に定圧制御によって一定流量を供給する 装置,図4-9に仮設水路と水路先端へのPBフリュームの設置状況を示す.本実験装置は, まず,図4-7に示すようにポンプを用いて水を循環させ,図4-8に示すポリタンクに一旦 貯留する.その後,ポリタンクの下端に取り付けたコックから,アクリルパイプを用いて



図 4-7 実験装置外観



図 4-8 供給装置

製作した仮設水路に水を一定流量で供給する.その際に,仮設水路の先端に固定した PB フリューム内を通過する流量と PB フリューム内の水深を数通り測定した.供給タンク内 の水位を一定に保って水を仮設水路に供給することにより,供給流量を調節・測定した. また,PB フリューム内の水位を測定するために,本実験では水圧を電圧形式で計測する小 型水位計を用いた.

小型水位計を PB フリュームに設置するために,図 4-10 に示すように,PB フリュームの上面および下部に孔をあけ,塩ビ材を加工した管を側方から下部にかけて設置した.その後,図 4-11 に示すように,その管内に小型水位計を設置した.小型水位計は,PB フリュームに空けた下部孔から入る水の圧力を電圧形式で計測し,その計測電圧から水位を算出することができる.図 4-12 に小型水位計の設置深度を含めた模式図を示す.

次に,図4-13 に各供給流量と計測水深の結果を示す.ここで,図4-13 に示す水深の計 測値は平均値であることに留意されたい.すなわち,本実験では PB フリューム内の水深



(a) 仮設水路

(b) PB フリュームの設置状況

図 4-9 仮設水路と PB フリューム



(a) 上から



(b) 側面から

図 4-10 小型水位計の PB フリュームへの設置箇所



図 4-11 小型水位計による計測の様子



図 4-12 小型水位計の設置状況(模式図)



図 4-13 水深と流量の計測結果

を小型水位計によりリアルタイムで計測した.水面は多少のばらつきが生じるため,各一 定供給流量に対する水深を数回計測し,その平均値を計測水深 H_uとして扱っている.

また,各流量は一定で供給したが,小型水位計の機械的な性質として供給流量を増加さ せていく場合と減少させていく場合で計測される値に差が生じる可能性を考慮し,2通り の計測を実施した.

その結果,図4-13に示すように、供給流量を増加させていく場合と減少させていく場合 で計測結果に大きな差異は見られなかった.また、供給流量が約60L/minを超えたあたり で「水深-流量」の相関に大きな変化が確認される.これは、供給流量が約60L/minを超え ると本実験装置の構造上、流れが常流から射流へ変化したためと考えられる.すなわち、 本室内実験の計測限界流量は約60L/minであると推察される.ただし、これは仮設水路の 長さなど本実験装置の構造上の制約であるため、原位置モニタリングにおいて PB フリュ ームを用いた表面流出量計測を実施するために、別途、現地水路にて計測限界流量の測定 実験を行った(5.3にて後述).

計測限界流量までは実験結果と理論値はほぼ一致し,理論値より求められる近似曲線を 現地計測結果に適用できると考えられる.

(b) 追加測定実験

4.2.2 (a)で述べた PB フリュームおよび小型水位計を用いた表面流出量計測システムを用いて原位置モニタリングを実施する中で,斜面表層から流出した土砂が PB フリューム内の凸部前に蓄積する状況が発生した.そこで,PB フリューム内に土砂が堆積した場合と土砂がない場合でどの程度計測結果に影響が出るのかを検討する追加測定実験を実施した.

また, PB フリューム内の水深測定に関して, 図 4-10 に示す PB フリューム内に空けた



(a) 設置状況

(b) 模式図

図 4-14 デジタル超音波センサの設置状況

小型水位計設置用の小孔を土砂が塞いでしまい,小型水位計を用いて正確な表面流出量の 計測ができない可能性が生じた.そこで土砂堆積の影響を受けないデジタル超音波センサ を用いて水位を計測するシステムを構築した.

はじめに実験装置および実験概要について述べる.実験装置は 4.2.2 (a)の実験と同様に 仮設水路の先端に PB フリュームを設置し, PB フリュームを通過する流量と水深を計測す るものである.追加測定実験では, PB フリューム内の上流計測部に「土砂堆積がある」場 合と「土砂堆積がない」場合の 2 通りに対して流量と水深を計測した.供給流量の測定に 関して,追加測定実験では 5L バケツとストップウォッチによる手計測(3秒~5秒計測を 分換算)によって計測を行ったため,4.2.2 (a)の結果と比較して流量測定誤差が大きいこと に留意されたい.

また、水深の計測に関しては、新たにデジタル超音波センサを用いた.土砂堆積がある 場合では、PBフリュームの凸部と同じ高さまで土砂が堆積した場合を測定し、その場合も 「PBフリュームの底面から水面までの距離」を水深と定義した.デジタル超音波センサの 設置状況および模式図を図 4-14 に示す.図 4-14 に示す通り、デジタル超音波センサは、 設置された箇所から水面までの距離を測定する.ここで、そのセンサ検出距離を X(mm)と すると、水深 H_u (mm)は以下の式(3.17)で示される.

$$H_{\mu} = 180 - X + 16.7 \tag{4.17}$$

続いて,図4-15に実験結果を示す.土砂堆積がない場合の結果は4.2.2(a)と同様に概ね 理論値と一致している.一方,PBフリュームの凸部まで土砂が堆積している場合の実験結 果は,理論値と比べて同一水深で見た場合,流量が多い結果となっている.

ここで,土砂が堆積した場合でも 4.2.1 で述べた PB フリュームの測定原理が成り立つと 仮定すると,同一水深で見た場合,図 4-16 に示すように土砂堆積がない場合(図中の赤線) に比べて土砂堆積がある場合(図中の緑線)の方が流量は少なく算出されると考えられる.



図 4-15 PB フリュームの計測結果に与える土砂堆積の影響





(b) 土砂堆積ありの場合

図 4-16 土砂堆積による計測結果への影響

すなわち,計測される水深が H_u である時,土砂堆積がない場合の流量を Qとすると,土 砂堆積がある場合の実際の水深は H_u より小さい H_u であり,流量も Qより少ない Qである



図 4-17 キャリブレーション用室内試験の概要

と考えられる.しかしながら,図4-15に示される計測結果は真逆の傾向を示しており,こ れは土砂堆積がある場合には測定原理が成立しないことを示唆している.

実際の原位置計測では、土砂が一様に凸部前に堆積することはなく、変動的であると考 えられる.よって、理論値を用いた場合よりは実際の流量は多く発生していると推察され るが、本追加実験で設定したように PB フリュームの凸部の高さまで土砂堆積がある場合 よりは少ないと推察される.本研究では、その土砂堆積の流動性を考慮し、理論値を補正 することは困難であると考えられるため、理論値より求められる近似曲線を実際の斜面に おける水深-流量の換算に用いるものとした.

4.3 土壌水分計のキャリブレーション

土壌水分計の出力電圧と体積含水率との間の相関を調べるために深度 0.4m, 0.6m および 1.0m から計 6 個の供試体を採集した. 図 4-17 に室内試験の概要を示す. 自然状態の体積含水率および出力電圧と, 乾燥・湿潤を繰り返して水分状態を変化させた時の体積含水





図 4-19 室内試験結果

率および出力電圧をそれぞれ測定した.

図 4-18 に示すように, 試験結果は深度 0.4m と 0.6m を境に Type1 と Type2 に分類するこ とができると考えられる.また,校正式を構築する際には室内試験結果に対し,近似曲線 の種類を選定する必要がある.すなわち,キャリブレーションにおいて「土のタイプ分類 をするか否か」と「校正式の曲線はどの種類を用いるか」という 2 つの課題がある.

図 4-19 に室内試験の結果と, Type1・Type2 の試験結果に対して 1 次式を用いてフィッ ティングを行った近似直線を示す. 図中に示すように, Type1 の結果のうち明らかに他点 と異なる傾向を示す特異点がある. 室内試験結果に対して近似曲線をフィッティングする 際, この特異点を含めるか否かに関しても検討課題となった.

ここで、キャリブレーションのフィッティング式については ADR や TDR の土壌水分計 のタイプで経験的に決まっており、当該機器のマニュアルでは体積含水率 30%から 50%ま では 6 次式、体積含水率 0%から 30%までは 1 次式を用いている. しかしながら、マニュ アルの校正式は広く汎用的に使える式であると考えられる. 土壌水分計の校正式は必ずし も何次式で無ければいけないということはなく、土のタイプやデータのばらつきをきちん と評価した上で、室内試験結果と相関性の高い式でフィッティングすることが大切である.

また,室内試験結果にも計測誤差は含まれていると考えられるため,室内試験結果との 相関係数が高い・低いという観点だけで近似曲線を決定してしまうのは,誤差をすべて反 映させてしまうことになるため,適切ではないといえる.

その観点から、まずは計測誤差が大きいと考えられる特異点を除去した.

次に,土のタイプ分類に関しては,図 3-16,図 3-17 の粒径加積曲線や塑性図が示す通り, 深度 04m~1.0m の間で組成の違いはほとんどなく,または図 4-20 の間隙比分布が示すように,深度方向の物性の変化もそれほど大きくないと考えられることから,深度方向による土のタイプ分類は必要ないと判断した.

次に校正式の曲線の種類を選定するに際して、当該機器のマニュアルにならい、出力電 圧による分類を行うこととした. 図 4-21 に、室内試験結果を出力電圧で分類し、高電圧領 域(0.65V以上)の試験結果に対して 6 次式を、低電圧領域(0.65V以下)の試験結果に対し て1次式を用いてフィッティングを行った結果(図中の黄緑線およびピンク線に相当)を 示す.また、出力電圧による分類を行わず、全試験結果に対して 1 次式、6 次式を用いて フィッティングを行った結果(オレンジ線および緑線)を合わせて図中に示す.

出力電圧による分類を行った場合,出力電圧 0.5V~0.6V の低電圧領域において出力電圧 と体積含水率が反比例をする近似曲線(図中のピンク色線)が得られる.これに対して, 「電圧」と「体積含水率」は基本的に比例するという大前提があるため,この低電圧領域 に対してのみフィッティングを行った近似曲線(図中のピンク色線)を用いるのは妥当で はないと考えられる.さらに,同図に示されるように,低電圧領域の室内試験結果はばら つきを持っており,これはセンサの許容感度の問題と推察される.



図 4-20 間隙比分布



図 4-21 フィッティング結果

図 4-21 に示すように、もし、室内試験の結果を低電圧領域と高電圧領域の2 つ分けてフィッティングを行った場合、低電圧領域の近似曲線は出力電圧と体積含水率が反比例する 結果が得られる.さらに、その場合、高電圧領域の室内試験結果に対し、最も相関性の高い6次式で近似した場合(図中の黄緑線)、出力電圧 0.8V~0.9V の電圧領域において曲線 の傾きが非常に緩やかになり、異なる出力電圧に対して同一の体積含水率が得られる.そ のため、地盤の水分変動を適切にとらえられない可能性がある.しかしながら、高電圧領 域の室内試験結果に対しては1次式に比べ6次式の近似曲線の方が相関係数は高い. 以上のことを考慮し、本計測サイトで用いる校正式は以下の 2 パターン(以下、「キャ リブレーション A」「キャリブレーション B」と称す)を採用し、校正式の違いによる体積 含水率の出力結果の違いを検討するものとする.

(1) キャリブレーションA

室内試験の結果のうち特異点を除去した上で,図4-21の全データ(全室内試験結果)に 対する1次式を用いた近似線(オレンジ色)を用いる場合を「キャリブレーションA」と する.以下にその近似直線式を示す.

$$\theta = 46.474V - 9.4581 \tag{4.18}$$

ここに, θは体積含水率(%), Vは土壌水分計の出力電圧値(V)を表す.

キャリブレーションAでは1次式近似のため,出力電圧と体積含水率の比例関係は成立し,全室内試験結果(特異点を除く)との相関係数は0.789である.

(2) キャリブレーション B

室内試験の結果のうち特異点を除去した上で,図 4-21 に示すように出力電圧によって近 似曲線の種類を使い分ける.まず,前述のように低電圧領域のみの室内試験結果を用いる と,どの近似曲線を用いても出力電圧と体積含水率が反比例する校正式が得られる.した がって,低電圧領域の校正式はキャリブレーションAと同様に全データに対する1次式の 近似直線(式(4.18))を用いる.一方,高電圧領域に関しては,1次式に比べ6次式による 校正式の方がその相関係数が高いため,高電圧領域のみの室内試験結果に対し6次式を用 いてフィッティングを行った校正式(図 4-21 の黄緑線)を用いる.以下にその近似曲線の 式を示す.

$$\theta = -265283.086094V^{6} + 1367766.081424V^{5}$$

- 2917208.661228V⁴ + 3294463.376980V³
- 2077958.739010V² + 694277.400387V
- 96021.798688 (4.19)

ここに、θは体積含水率(%)、Vは土壌水分計の出力電圧値(V)を表す.

高電圧領域の室内試験結果に対する近似曲線式(4.19)の相関係数は 0.932 である.また, 出力電圧の境界値は式(4.18)で表される近似直線と式(4.19)で表される近似曲線の交点とし, その電圧は 740.8mV,体積含水率は約 25%である. 以上,キャリブレーションについてまとめると,キャリブレーションAは土壌水分計で 計測される全出力電圧に対し,式(4.18)(図 4-21 のオレンジ線)を用いてキャリブレーシ ョンを行う方法である.一方,キャリブレーションBは土壌水分計で計測される出力電圧 のうち,740.7mV以下は式(4.18)(図 4-21 のオレンジ線),740.8mV以上は式(4.19)(図 4-21 の黄緑線)を用いてキャリブレーションを行う方法である.すなわち,地盤の体積含水率 が約 25%以下の場合は,キャリブレーションA,キャリブレーションBのどちらを用いて も同じ結果となるが,体積含水率が約 25%以上の時はキャリブレーション Bの方が室内試 験結果に対してより相関性の高い校正ができるといえる.

第5章 原位置試験

本章では、2011年9月1日~2011年9月5日に、タイ・プーケットにおけるモニタリン グ斜面において実施した原位置試験の概要・結果を示す.

5.1 ボアホール・パーミアメーター法

2011年9月に本研究で対象とするプーケットの斜面内部の現場飽和透水係数を求めるために、斜面法肩部および法尻部にある観測井を利用して「ボアホール・パーミアメーター法」と呼ばれる注水試験を実施した⁴³⁾. ボアホール・パーミアメーター法とは、オーガー れから一定水頭で地盤中に浸濁させ、その浸濁量を測定して現場の透水係数を求める方法である.以下にその測定原理、実験概要および実験結果を示す.

5.1.1 測定原理

図 5-1 に示すようにマリオットサイフォンを利用して,一定水位 H で試験孔の底面と側面から浸潤させる.時間が経過して概ね一定になった時点で浸潤量 Q_sを測定する.地下水位が 3H より深いところにある場合,現場飽和透水係数 k_{wfs}は以下の式(5.1)から算出できる.

$$k_{wfs} = \frac{Q_s}{2\pi H^2} \left[2.3 \log \left(\frac{H}{r_0} + \left\{ \left(\frac{H}{r_0} \right)^2 + 1 \right\}^{\frac{1}{2}} \right) - \left\{ \left(\frac{r_0}{H} \right)^2 + 1 \right\}^{\frac{1}{2}} + \left(\frac{r_0}{H} \right) \right]$$
(5.1)

ここに、r。は試験孔の半径を表し、本観測井では 2.75cm である.



図 5-1 観測井への注水法



図 5-2 地下水観測井の位置



図 5-3 マリオットボトルの概要

5.1.2 実験概要

図 5-2 に示すように当該斜面法肩部および法尻部に地下水観測用の観測井を掘削した. また,定圧での注水を行うために図 5-3 に示すマリオットボトルを作成した.

まず本試験時において、この観測井内への注水量を決定するために斜面法肩部・法尻部 の観測井において予備試験を実施した.

予備試験では、予め観測井内に大量に水を注入し、経過時間と観測井内の地下水位低下





量を観測する.それにより、本試験における連続注水量の最適値を決定した.

本試験では、予備試験で得られた結果をもとに、マリオットボトルを用いて定圧制御に より観測井内に一定の流量を注水した.単位時間あたりの浸透量が一定になった時点を終 期浸透量とし、式(5.1)によって現場飽和透水係数を求めた.

5.1.3 実験結果

はじめに図 5-4,図 5-5 に斜面法肩部,法尻部での予備試験結果を示す.法肩部,法尻部 ともに3回ずつ試験を行い,これらの結果をもとに本試験における連続注水量をそれぞれ 465ml/min,220ml/minと決定した.次に図 5-6,図 5-7 に法肩部,法尻部における本試験結 果を示す.本試験では,連続注水量一定(定常状態)における試験結果の妥当性を検討す るために,注水量を一定としない非定常状態での試験も合わせて行った.図 5-6,図 5-7 に示すように,定常状態の試験では時間の経過とともに水面低下がなくなり浸透量が一定 になるのに対し,非定常の時は水面が一定にならず浸透量が一定に収束しなかった.この 結果より,本試験の定圧制御での注水に一定の精度があったことが実証された.時間の経 過とともに水位が一定になった時の注水量を斜面内部への浸透量とし,試験孔の半径



(a) 実験装置の模式図



(b) 実験の様子

図 5-8 浸透実験の概要



🕱 5-9 Soil(A)

(0.0275m) と式(5.1) により現場飽和透水係数を求めた. その結果, **表 5-1** に示す通り 斜面法肩部の現場飽和透水係数は6.79×10⁻⁴ cm/sec,斜面法尻部の現場飽和透水係数は5.48 ×10⁻⁴ cm/sec であった.

5.2 斜面表層からの浸透実験

斜面表層地盤の浸透性を検討するために、当該斜面表層部において浸透実験を行った.

5.2.1 実験概要

アクリルパイプと小型水位計を用いて斜面表層部からの浸透量を水位低下量として計測 する簡易試験装置を作成した. 図 5-8 に実験装置の概要を示す. アクリルパイプ内に表層 地盤とは異なる土(以下,「Soil (A)」と称す)を均一に敷き詰め,その中に小型水位計を 固定した.その後,アクリルパイプ内に注水し,水位低下と経過時間を計測した.これに より,図 5-8 (b)に示す斜面表層地盤(以下,「Soil (B)」と称す)と Soil (A)を合わせた


図 5-10 定水位透水試験の概要

飽和透水係数が求まる.

別途,室内試験により Soil (A)の透水係数を求めることにより,斜面表層部 (Soil (B)) の飽和透水係数を求めることができる.

5.2.2 定水位透水試験

本浸透実験では、図 5-9 に示すように当該斜面法尻部の集水領域外にある表層土を Soil (A)として用いた.この Soil (A)の透水係数を求めるために、別途室内試験において定水位 透水試験を行った.図 5-10 に室内試験の模式図を示す.同図に示す通り、動水勾配 *i* は

$$i = \frac{10(cm)}{2.4(cm)} = 4.17$$

と求まり、この動水勾配における Soil (A)の透水係数は以下のように算出される.

$$k = \frac{2.4(cm) \times 11.149(cm^3/s)}{10(cm) \times \left(\frac{15}{2}\right)^2 \pi(cm^2)} = 0.01514(cm/s)$$

これより, 飽和透水係数 *k*=1.51×10⁻² cm/sec となる. また, 本室内試験において求めた Soil (A)の自然含水比は 0.204 であった.

5.2.3 浸透実験結果

本実験は当該斜面において法肩部,中腹部,法尻部の計3箇所において実施し,中腹部 においては位置を少しずらして2回実施した.アクリルパイプ内の水位低下と経過時間に より, Soil (A)と Soil (B)を合わせた各地点の表層部の飽和透水係数を求めた.図 5-11 にそ

ギマナール・バーミマメーター注	珀坦约 和达龙 杨数	法肩部	6.79×10 ⁻⁴ cm/sec
	坑场配机造小床数	法尻部	5.48×10 ⁻⁴ cm/sec
表層からの浸透実験結果	Soil (A)の飽和透水係数		1.51×10 ⁻² cm/sec
	表層地盤の飽和透水係数	法肩部	6.15×10 ⁻³ cm/sec
		中腹部1	7.22×10 ⁻³ cm/sec
		中腹部2	1.74×10 ⁻² cm/sec
		法尻部	1.15×10 ⁻² cm/sec

表 5-1 原位置試験結果一覧

表 5-2 プーケットとナコンナヨックの比較

	ナコンナヨック	ブーケット	
斜面勾配()	27.65	45	
集水面積(m²)	575	38	
有効粘着力 (kPa)	14.5	0.196~16.279	
有効内部摩擦角()	33.9	17.03~36.03	
間隙比	0.0106	0.5370~0.9026	
飽和透水係数(cm/sec)	$10^{-5} \sim 10^{-6}$	$10^{-2} \sim 10^{-4}$	



図 5-11 表層からの浸透実験結果

の実験結果を示す.

また,この結果と,5.2.2 で算出した Soil (A)の透水係数 1.51×10⁻² cm/sec より,斜面法肩部,中腹部,法尻部の各表層地盤の飽和透水係数を求めた.それぞれの結果の詳細を表 5-1 に,ナコンナヨックとプーケットの各力学特性の比較を表 5-2 に示す.

まず, ナコンナヨックのモニタリングサイトにおける表層部の飽和透水係数は 10⁻⁵~ 10⁻⁶cm/sec であり, プーケットにおける飽和透水係数の方がかなり高い値となっている.

この表層部からの透水性の高さはプーケットの地質である風化花崗岩の特色であると考えられる.地質の相違は表 5-2 に示すように間隙比の違いにも表れており,これが透水性の違いの要因となっていると推察される.また,地盤内の飽和透水係数に比べて表層地盤の飽和透水係数が 10⁻¹~10⁻²程度大きいことから,図 3-21 に示すように深部にいくにつれて透水性が低下することを示した.

5.3 表面流量測定実験

4.2 で示した PB フリュームを使用した表面流量計測システムを構築するにあたり,当該 斜面における表面流出量と PB フリューム内の水深 H_u(mm)との相関,および計測限界流量 を検討するために,原位置サイトにおいて表面流量測定実験を行った.

5.3.1 実験概要

圧力水頭を一定にすることにより,一定流量を水路に供給できる簡易装置を製作した. これにより,水路に数通りの一定流量を供給し,その時の PB フリューム内の水深を測定 した.ただし,本装置は簡易的なものであるため,供給流量に一定の誤差を含んでいるこ とに留意されたい.

5.3.2 実験結果

図 5-12 に原位置での計測結果(「現地試験(土砂堆積なし)」)と、4.2.2 で示したつくば での室内試験結果(「室内試験(土砂堆積なし)」および「室内試験(土砂堆積あり)」)を 示す.原位置の結果は土砂堆積がない場合のみではあるが,原位置で測定した水深と供給 流量の関係は概ねつくばでの実験結果に一致している.ここで、4.2.1 で前述した PB フリ ュームの測定原理が成立するためには、PB フリュームの設置個所が水平でなければならな いが、現地試験結果が理論値とほぼ一致していることから、現地水路における PB フリュ ーム設置箇所が水平であることが確認されたといえる.

また,目視において供給流量が約70L/minを超えると,流れが常流から射流へ変わった ことが確認された.このことから,本水路における計測限界流量は70L/minであるとする.

さらに、図 5-13 に示すように PB フリュームはその形状から、PB フリュームで表面流 出量の発生が計測されるまでに水路および PB フリューム内に一定の雨水を貯留する構造 となっている.原位置での計測結果から流出計測開始時までの水路内貯留量は 1.7L であっ た.

以上の結果より,当該斜面における表面流出量測定に関しては,

・計測限界流量は 70L/min

・計測開始時までの水路内貯留量は 1.7L



図 5-12 表面流量測定実験結果



図 5-13 流出開始時の水路内貯留量

の2点を考慮に入れて行うものとする.また,水位と流量の理論値による近似曲線の適用 性については,次章において実際の計測値を用いて検討を加えるものとする.

5.4 人工降雨による原位置計測

当該斜面の集水領域に対し斜面法肩部より人工的に散水し,表面流出量,体積含水率, 間隙圧を計測する実験を行った.実験概要は,10分間で359Lの水をバケツ等により斜面 法肩部より散水した.ここで斜面集水面積が38m²であることから,散水量は単位面積あ たりの降雨強度0.945mm/minの降雨が10分間降ったことに相当する.以下,この散水を 「人工降雨」と称す.

図 5-14 に人工降雨時の表面流出量の計測結果を示す.なお,グラフ中の人工降雨強度は 一定表記であるが,実際はバケツ等を使用した人工的な散水であるため,降雨強度は時間



図 5-14 人工降雨時の表面流出量

的な誤差を持っていることに留意されたい.供給流量 359L に対し,表面流出量として計 測されたのは 48L であった.よって,当該斜面の降雨に対する流出量の比(以下,「流出 比」と称す)は 0.13 となった.

次に、図 5-15、図 5-16 に人工降雨時における斜面中腹部・法尻部での体積含水率と間隙 圧の変動をそれぞれ示す.図 5-15 に示すように、斜面中腹部では降雨に対して間隙圧の反 応が比較的早いことから、透水性の高い地盤であると推察される.また、体積含水率一定 状態で間隙圧が上昇するインク瓶効果が見られる.さらに、深度方向に間隙圧上昇の時間 遅れが確認され、降雨が浅層部から深部へ浸透していることがわかる.一方、法尻部は図 5-16 に示すように、GL-0.6mの間隙圧が常に飽和に近い挙動を示しており、人工降雨に対 しても変動を示さない.また、中腹部の体積含水率の変動挙動と比較して、GL-0.1m~ GL-0.3m の比較的浅い領域における体積含水率の急激な上昇が確認される.これは、上層 部からの浸透速度が GL-0.4m 以深への浸透速度に比べて大きく、その透水性の違いにより 一旦浅層部において水分が貯留されることを示唆しているものと考えられる.当該斜面は 砂質地盤で比較的透水性が高い地盤であるため、人工降雨終了後まもなく各深度に貯留さ れた雨水は深部へ浸透し、体積含水率は比較的早くもとの値に収束する傾向を示している.

5.5 降雨の直接計測

転倒ます型雨量計とドップラーレーダー式雨量計のリファレンス用に設置した雨量計 A の計測精度を検証するために、実際の降雨をメスシリンダーにて直接計測し、他の3つの 雨量計の計測値との比較・検証を行った.図 5-17 に示すように、アクリルパイプとろうと を用いて累積雨量を直接計測できる簡易的な装置を製作した.

この装置を用いて 2011 年 9 月 4 日の 5:40~9:30 に降った降雨を計測した. 計測結果は, 直接計測の累積雨量が 24.3mm, 雨量計 A での計測結果が 25.4mm であった. 両雨量計は





図 5-15 人工降雨時の体積含水率・間隙圧の変動(中腹部)



(b) 間隙圧

図 5-16 人工降雨時の体積含水率・間隙圧の変動(法尻部)



図 5-17 降雨の直接計測の様子

ともに雨量を直接計測しているが,雨量計 A では貯留された雨量を水位計によって計測している.すなわち,両雨量計の計測結果の差は水位計の計測精度であると考えられる.そして,その差異は極めて小さく,雨量計 A をリファレンス用の雨量計として用いることの妥当性が示された.

また、本降雨における転倒ます型雨量計、ドップラーレーダー式雨量計の計測結果はそ れぞれ 22mm、17.6mm であり、ともに直接計測の結果よりも小さい値であった. すなわち、 両雨量計とも雨量を過小評価しているといえる. 雨量計の誤差発生要因を含めた検討は 6.1 にて、実際の雨量計測結果を踏まえて後述する.

第6章 原位置計測結果

本章では,第3章で述べた原位置計測によって計測された各結果を用いて,降雨浸透特 性に関する考察を加えるものとする.

6.1 各雨量計による計測雨量の比較

5.5 で降雨をメスシリンダーにて直接計測した結果と雨量計 A の計測結果を比較するこ とにより,雨量計 A の累積雨量に対する計測精度が極めて高いことを示した.以下では, 雨量計 A で計測された累積雨量を基準値として扱い,転倒ます型雨量計,ドップラーレー ダー式雨量計そして雨量計 A の3種類の雨量計によって計測された降雨量を比較すること により,転倒ます型雨量計とドップラーレーダー式雨量計の計測精度の検証を行うものと する.

6.1.1 計測誤差発生要因

まず,計測結果を検討するにあたり,転倒ます型雨量計とドップラーレーダー式雨量計 の計測誤差発生要因について以下の事項が挙げられる.

(a) 降雨捕捉率の低下

転倒ます型雨量計に関して,転倒ますの受水器上における風速の増大および風の乱れに より,雨滴が受水器に入りにくくなり,降雨捕捉率が低下し,雨量を過少評価する可能性 がある.この風に起因した転倒ます型雨量計の捕捉率の低下については,Koschmieder⁴⁴⁾ の研究,最近では山岳地の強風下での雨量観測に関する研究⁴⁵⁾などで指摘されているよう に,受水器の口が垂直に開いている転倒ます型雨量計の構造的問題といえる.対流現象を 伴う積乱雲による豪雨の場合は,10m/sec を超える突風が発生することは珍しくなく,こ の場合の降雨捕捉率は既往の研究より約 60%程度であるという報告もある⁴⁴⁾.

(b) 転倒ますにカウントされない雨量の増大

豪雨時にろ水器の注ぎ口からの流量が多くなると、転倒動作中にますの転倒に寄与しない雨量が増加し、雨量を過少評価する可能性がある.この影響を検討するために米澤¹⁶ が2010年8月に室内試験を実施している.実験の概要は定圧制御によって一定の水を転倒 ますの受水器上から供給し、その供給量と転倒ます型雨量計での計測結果を比較するもの である.実験の結果を図 6-1 に示す.同図に示すように、供給流量が10mm/10min 以下の 場合は、供給流量と計測結果はほぼ一致し、ますの転倒に起因する測定誤差はほぼ発生し ていないといえる.一方、供給流量が10mm/10min を超える場合には、供給流量と転倒ま



す型雨量計の計測流量の差異が大きくなり,計測流量が過小評価となる量が増大している のがわかる.

ここで、米澤はタイ・ナコンナヨックにおいて転倒ます型雨量計で計測された降雨について、図 6-1 の近似式を用いて降雨補正を行った.その結果を図 6-2 に示す.同図に示されるように降雨補正の影響は累積雨量で見た場合、微小であると言える.

この要因は,降雨開始から降雨終了までの一雨で見た場合,一般的に 10mm/10min を超 える降雨が降っている時間は短時間であり,他の時間は 10mm/10min 以下の小康状態が続 くため,降雨補正の影響が小さくなったと考えられる.

よって,ますの転倒に起因する測定誤差は 10mm/10min 以上の降雨時には大きくなるが, 累積雨量で見た場合,その影響はそれほど大きくないということが示されている.

(c) 経験的に定められた雨滴粒径分布モデルと実際の雨滴粒径分布の相違

中屋ら⁴¹⁾は、日本平地での転倒ます型雨量計とドップラーレーダー式雨量計の計測雨量 の比較から、ドップラーレーダー式雨量計に適用している経験的に定められた雨滴粒径分 布モデルと実際の雨滴粒径分布モデルが異なる場合、計測誤差が生じる可能性があること を指摘している.具体的には、10mm/10min 以下の降雨を対象として降雨量が小さい場合 には、ドップラーレーダー式雨量計が雨滴粒径分布の仮定を満たす十分な雨滴数が得られ ないため過小評価になり、また大粒の雨滴が雨滴粒径分布モデルより極端に多い降雨では、 転倒ます型雨量計に比べて 20%程度小さい雨量であったと報告されている.

(d) 突風による雨滴落下速度の増加

降雨時に突風が生じると雨滴落下速度が見かけ上増加し,式(4.1)では雨滴径を大きく見 積もることになり,雨量を過大評価する可能性がある.この要因は,上記(a)と同様に,対



流現象を伴う積乱雲による豪雨の場合には,突風が発生することに起因するものと解釈される.

6.1.2 風速の計測結果

図 6-3 に 2011 年 9 月 6 日 0:00~2011 年 12 月 21 日 23:50 までの期間に計測された 10 分 間降雨強度と風力計の計測値を示す. 同図に示すように,本計測サイトにおいて現段階で は 10mm/10min を超える高強度の降雨時にも 10m/sec を超える突風は観測されていない. このことから,本研究では 6.1.1 の計測誤差発生要因のうち(a)(d)の影響は考慮しないもの とする.

6.1.3 各雨量計の計測結果

図 6-4 に各降雨イベントに対する累積雨量の計測結果を示す.また,各降雨イベントの 詳細を表 6-1 に載せる.図 6-4 に示すように,転倒ます型雨量計と雨量計 A の計測結果は ほぼ一致しているのに対し,ドップラーレーダー式雨量計の計測結果は雨量計 A の計測結 果に対しやや過小評価された傾向を示す.

まず,雨量計Aはその受水口が転倒ますの受水口と同じ口径であるため,雨量計Aと転 倒ます型雨量計の計測値の差異は,6.1.1 (b)で述べた「ますの転倒」に起因するものである と考えられる.ここで,雨量計Aは降雨を直接計測しているという点で,6.1.1 (b)で述べ た米澤が行った室内試験と同じ意味を持つといえる.すなわち,米澤は人工的な供給装置 で一定強度の降雨と転倒ます型雨量計の計測値を比較し,その測定誤差を検討した.これ に対し,本研究では雨量計Aを用いて累積雨量の観点から実際の降雨と転倒ます型雨量計 の計測値の比較を行っている.そしてその両雨量計の累積雨量の計測結果がほぼ一致した ことから,実際の降雨でも,一雨あたりで見た場合の計測誤差発生要因(b)の影響はほとん

降雨イベント	対象降雨		累積雨量 (mm)		
	日にち	時間	雨量計(A)	転倒ます	レーダー
1	9月26日	5:10-5:50	14.5	15.0	11.0
2	9月27日	9:20-13:00	17.2	19.5	20.6
3	9月28日	11:50-12:10	12.0	12.5	4.9
4	10月3日	10:00-11:40	23.1	23.5	14.8
5	10月4日	10:40-14:00	44.8	44.0	31.8
6	10月5日	5:40-16:00	89.0	88.5	57.8
7	10月9日	23:30-1:10	30.1	30.5	23.3
8	10月10日	21:50-23:10	20.6	20.0	11.7
9	10月11日	0:20-3:50	36.3	37.0	28.8
10	10月11日	12:10-18:40	18.4	19.0	18.0
11	10月11日	20:50-6:10	35.1	35.0	35.6
12	10月17日	20:30-21:20	46. 7	44.5	18.2
13	10月21日	18:10-18:40	26.1	25.5	22.7

表 6-1 各降雨イベント一覧



図 6-4 累積雨量の比較

どないということが示された.

一方,雨量計Aとドップラーレーダー式雨量計の計測結果の差異は,6.1.2 で述べたよう に突風の影響を考慮しないとすると,6.1.1 (c)の「経験的に定められた雨滴粒径分布モデル と実際の雨滴粒径分布の相違」に起因するものと推察される.図6-4 および表6-1 に示す 降雨は比較的累積雨量が少ない降雨であり,累積雨量が多い降雨については降雨継続時間 が長く低降雨強度の小康状態が長く続いた場合である.すなわち,6.1.1 (c)のうち

「10mm/10min 以下の降雨量が小さい場合」に相当し、ドップラーレーダー式雨量計が雨



図 6-5 ナコンナヨックとプーケットの降雨比較

滴粒径分布の仮定を満たす十分な雨滴数が得られないため累積雨量が過小評価されたと推 察される.

以上より,転倒ます型雨量計はその構造的特徴から降雨波形を正確に表現することはで きないが,一雨で見た場合,ドップラーレーダー式雨量計に比べて極めて高精度で累積雨 量を計測できることが示された.一方,ドップラーレーダー式雨量計は雨滴粒径分布モデ ルの仮定条件によって,雨量を過小評価する可能性を示した.

以下,転倒ます型雨量計によって計測された降雨データを用いて,各計測値と降雨の関係を検討していくものとする.

6.1.4 ナコンナヨックとプーケットの降雨比較

次に、ナコンナヨックとプーケットにおいて、転倒ます型雨量計にて計測された累積雨 量 10mm を超える降雨に関して、累積雨量および降雨継続時間の観点で比較を行う.ここ で、ナコンナヨックにおける降雨は 2008 年 5 月 19 日から 2008 年 11 月 4 日までに計測さ れた 24 降雨、2010 年 4 月 17 日から 2010 年 9 月 26 日までに計測された 16 降雨を対象と し、プーケットにおける降雨は 2011 年 9 月 5 日から 2012 年 1 月 11 日までに計測された 18 降雨を対象とする.

図 6-5(a)に示すように,発生頻度のピークがプーケットでは累積雨量が 10mm~20mm で あるのに対し, ナコンナヨックでは 30mm~40mm である.また,図 6-5(b)に示すように, 降雨継続時間に関してもナコンナヨックの方が長めである.すなわち,現時点で得られて いる降雨データに関する全体の傾向として,プーケットにおける降雨の方がナコンナヨッ クおける降雨よりもやや累積雨量が小さく,降雨継続時間も短いといえる.しかしながら, 降雨の計測期間がプーケットの方が短いことがその要因と考えられる.

6.2 体積含水率及び間隙圧の挙動

6.2.1 体積含水率の変動挙動

2011 年 7 月 2 日 15:10 ~ 2012 年 1 月 11 日 13:40 までの期間に土壌水分計によって計 測された出力電圧を 4.3 で述べた 2 種類のキャリブレーション方法(キャリブレーション A およびキャリブレーション B)を用いて、体積含水率に校正した結果を図 6-6、図 6-7 に 示す.はじめに、どちらのキャリブレーション方法を用いた結果も、8 月 24 日付近で中腹 部、法尻部ともに全体の体積含水率の推移傾向が 5%程度上昇している.この要因は以下 の 2 つであると考えられる.

(a) 飽和度の上昇

3.3 で前述した通り,体積含水率は式(3.4)で表される.乾季から雨季への季節変動により, 地盤内の飽和度 *S*,が上昇し,体積含水率が全体的に上昇したと考えられる.

また,図4-18(c)に示す室内試験結果では,GL-0.4mにおける体積含水率は20~25%程度, GL-0.6m および GL-1.0m における体積含水率は15~20%程度であり,いずれの深度も図6-6, 図6-7 に示す体積含水率の分布範囲よりも小さい値となっている.これは室内試験の供試 体のサンプリングが実施されたのが2012年5月であり,これ以降乾季から雨季へ移ってい ったと考えられる.

(b) 計測機器の計測原理上の課題

計測機器が地盤内へ埋設された時,計測機器と周辺地盤との間には隙間が生じていると 考えられる.土壌水分計が地盤の水分挙動を正確に計測するためには,この隙間が完全に 埋まる必要がある.すなわち,時間の経過とともにこの隙間が少しずつ埋まり,8月24日 前後の比較的大きな降雨によってほぼ完全に埋まったものと推察される.

このように、計測機器はその計測原理上、正確に土中水分量変化を計測するまでには、 地盤へ埋設してから周辺地盤との隙間が埋まるまでにある程度の期間を要すると考えられ る.また、この必要となる期間は地盤の物性や降雨の頻度等に依存すると考えられる.こ のことから、原位置計測を実施する際には、計器埋設後の計測値の挙動を長期的視点で観 察し、計測機器と周辺地盤との隙間が完全に埋まったか否かを検討して計測結果を取り扱 う必要があることが示唆される.

以上, (a), (b)の理由により, 2011 年 8 月 24 日以前の計測結果は本研究では考察対象と せず,後述する間隙圧の計測期間との対応の観点から,これ以後, 2011 年 9 月 5 日 11:50 以降の計測結果を用いて考察を行う.



(a) 中腹部



(b) 法尻部





(a) 中腹部

図 6-7 体積含水率の変動挙動(キャリブレーション B)



(b) 法尻部 図 6-7 体積含水率の変動挙動(キャリブレーション B)

次に、キャリブレーションの違いによる体積含水率の変動挙動の違いを検討する.体積 含水率が約25%以下の領域はキャリブレーションA,Bともに式(4.18)による校正なので変 動挙動は同じである.4.3 で述べた通り、本研究で用いた土壌水分計では体積含水率が約 25%以下で推移する場合には、その土中水分量変化を正確に計測できない可能性があった. しかしながら、図6-6、図6-7 に示すように、体積含水率25%以下の領域において、体積 含水率の変動は降雨との相関が見られる.このことから、体積含水率25%以下の領域にお いても土中水分量の変化を計測できていると考えられる.ただし、図4-21に示す室内試験 結果からもわかるように、体積含水率25%以上の領域に比べてその計測精度は低下すると 推察される.

一方,体積含水率が25%~35%の領域において,中腹部・法尻部ともにキャリブレーションAを用いた場合に比べ,キャリブレーションBによる結果の方が全体的な分布範囲は高くなるが,体積含水率の変動幅は小さくなる.これは室内試験結果を線形近似しているキャリブレーションAに対し,キャリブレーションBは6次式による校正であり,曲線の傾きが高電圧領域において緩やかになっていることによるものである.このため,土壌水分計の出力電圧が異なっていても,体積含水率がほぼ一定の結果となるため,降雨に起因する土中水分量変化を適切にとらえられていない可能性があると考えられる.

次に 2011 年 9 月 5 日 11:50~2012 年 1 月 11 日 13:40 の期間における体積含水率の変動 範囲に着目する. 中腹部における体積含水率はキャリブレーション A, B ともに GL-0.1~ GL-0.4m では体積含水率が 15~20%, GL-0.6m~GL-1.0m では 30~35%であり, GL-0.4m と GL-0.6m の間を境に大きく変動範囲が異なる. ここで, 図 4-7(d)の測線 3.5 上の比抵抗 値分布に示されるように, 土壌水分計およびテンシオメータの設置箇所である測線 B と測 線 C の間の深度 0.5m 付近を境に抵抗値が変化している(図中の緑色および黄緑色の部分). また, 図 4-9(q)に示す貫入試験結果でも, GL-0.4m と GL-0.6m を境に地盤状況が変化して いることがわかる.これらの結果より、中腹部の計測機器設置地点では深度 0.4m~0.6m 付近を境に地質状況が異なっていると推察される.

一方,法尻部における体積含水率の分布範囲は,深部へいくほど大きくなっている.これは,図 3-21 に示す風化度の違いにより解釈できる.すなわち,浅層部ほど風化度が高くなり,粒度が高くなる.よって,浅層部ほど間隙率が小さくなり,体積含水率も低くなる.

6.2.2 間隙圧の変動挙動

図 6-8 に 2011 年 9 月 5 日 11:50 ~ 2012 年 1 月 11 日 13:40 までの斜面中腹部・法尻部 における間隙圧の変動挙動を示す.また,図 6-9 に間隙圧の深さ方向の分布図を示す.ま ず,中腹部の挙動に関して,GL-0.4m は部分的にほぼ 0kPa に近い値で一定推移をしており, 一時的な飽和状態になっていると推察される.GL-0.6m,GL-1.0m は降雨に対して敏感に 反応しており,たびたび正圧に移行している.また,降雨終了後からの間隙圧の減少も比 較的早い.

次に法尻部の挙動に関しては、GL-0.6m が常に 0kPa 付近で推移しており、常時飽和に近 い状態になっていると推察される.また、GL-0.4m も 9 月 26 日以降 0kPa 付近で推移して おり、飽和状態になったと考えられる.ここで、間隙圧の値が長期間一定状態になってい ることから、GL-0.4m および GL-0.6m は飽和状態であり、本研究で使用しているテンシオ メータでは正確に正圧を計測できていない可能性があると考えられる.すなわち、法尻部 の GL-0.4m および GL-0.6m の間隙圧は、実際は正圧における値で変動している可能性があ る.一方、GL-1.0m は降雨に対してかなり時間遅れを伴って反応しており、浅層部からの 鉛直浸透だけではなく、側方流による影響を受けていることが考えられる.すなわち、当 該斜面は図 4-6、図 4-7 に示すように極めて不均質な地盤であり、地盤の割れ目や風化度の 違いによる透水性の違いによって、雨水浸透は複雑な挙動を示すと考えられる.斜面法肩 部および中腹部で一旦地盤内に浸透した雨水が、地盤内部を側方流となって法尻部 GL-1.0m の間隙圧に影響を与えている可能性がある.

ここで,各降雨に対する全体の間隙圧の変動挙動に着目すると,中腹部・法尻部ともに 降雨に対する間隙圧の変動が非常に不均一である.これは風化度の相違に起因するものと 推察され,比較的均一な地盤であるナコンナヨックにおいて計測された結果とは異なって いる.

また,図 6-9 に示すように、中腹部 GL-0.4m,法尻部 GL-0.6m および GL-1.0m の間隙圧 が 0kPa 付近で一定値になっている箇所については、テンシオメータの破損の可能性を含め て正確に計測ができていない可能性も考えられる.その原因は以下のように推察される.

テンシオメータは地盤に設置する際,設置孔の孔径をテンシオメータの径と同じ大きさ にして,設置孔内の孔壁にテンシオメータを密着させなければならない.仮に孔壁とテン シオメータとの間に隙間があると降雨時に水みちとなり,正しい計測ができないからであ



(a) 中腹部



(b) 法尻部 図 6-8 間隙圧の変動挙動



図 6-9 間隙圧の変動範囲



(a) 吸水過程

(b) 排水過程

図 6-10 ナコンナヨックにおける水分特性曲線

る.本サイトにおいては,設置孔を作るにあたり鋼製の掘削器を用いて綿密に掘削を行っ たが,設置箇所の地盤は各地質調査結果に示される通り非常に不均質であり,花崗岩の礫 を多く含んでいると考えられる.孔内へテンシオメータを挿入した際に礫がテンシオメー タのポーラスカップに当たって割れた可能性がある.また,このような場合,ポーラスカ ップに働く応力バランスも均一ではないため,時間の経過とともにポーラスカップへの応 カバランスが不均質になりポーラスカップが割れた可能性も考えられる.さらに,高温多 雨の状況下における強烈な風化過程における応力開放の影響も否定できない.

以上のことから、テンシオメータに関しては地盤への設置時に慎重な注意を要するとと もに、計測値を慎重に見極めることが求められると考えられる.

6.2.3 土壤水分特性曲線

図 6-10 にタイ・ナコンナヨックにおける室内試験と原位置計測結果より得られた SWCC を示す.また,図 6-11,図 6-12 にタイ・プーケットにおける室内試験と原位置計測結果よ り得られた SWCC を,キャリブレーション A,キャリブレーション B を用いた場合につい てそれぞれ示す.ここで,ナコンナヨックの原位置計測結果は 2010 年 9 月 1 日 16:00 か







図 6-12 プーケットにおける水分特性曲線(キャリブレーション B)

ら 11 月 25 日 11:30 の期間, プーケットの原位置計測結果は 2011 年 9 月 5 日 12:00 から 11 月 27 日 11:40 の期間に計測されたものである.

まず,図 6-10 に示すように、ナコンナヨックおよびプーケットの結果に共通して、サクションの変動に対する体積含水率の変動勾配が、室内試験結果に比較して原位置計測結果の方が大きくなっている.これは、原位置では排水過程と吸水過程が繰り返されたことに起因すると解釈され、既往の研究結果に示されている知見⁴⁶⁾⁴⁷⁾と一致している.つまり、原位置では乾湿の繰り返しにより、降雨が浸透することによる体積含水率の変動は、室内試験結果に比較して小さくなる.

また, ナコンナヨックにおける体積含水率は 40~50%程度であり, プーケットにおける 体積含水率は GL-0.4m で 15%~20%程度, GL-0.6m~GL-1.0m で 30~40%となっている. これは, 地質の違いに起因するものと考えられる. すなわち, ナコンナヨックのモニタリ ングサイトは透水性の低い流紋岩によって構成されているのに対し, プーケットのモニタ リングサイトは比較的透水性の高い花崗岩の地盤である. その地質の特色が体積含水率の 変動範囲に表れているものと考えられる.

次に、図 6-11、図 6-12 を比較すると、GL-0.6m および GL-1.0m の SWCC の勾配が、キャリブレーション A の方がやや緩やかになっている.これは、直線近似により、体積含水率の変動範囲が大きくなったことに起因すると考えられる.しかしながら、キャリブレーション A、B の違いよる SWCC の挙動の相違は比較的小さいといえる.

また、プーケットにおける SWCC はサクションが 0.1kPa 以下の計測結果がほとんど得られなかった.これは、本研究で使用しているテンシオメータではサクションが 0.1kPa 以下にある場合の変動を正確に計測できない可能性を示唆している.

6.3 表面流出量·流出比

4.2 にて述べた表面流出量計測システムを用いて、原位置で計測された表面流出量と累 積雨量の関係を図 6-13 に示す.ここで、累積雨量は単位面積あたりの値、表面流出量は斜 面対象領域から発生した値である.さらに、表面流出量を斜面対象領域に降った累積雨量 で割った値を「流出比」と定義し、単位面積あたりの累積雨量と流出比の関係を図 6-14 に 示す.同図内には、5.4 で述べた人工降雨による原位置試験の結果も合わせて示す.ここ で、PB フリューム内で計測される水深を流量に換算する際には、理論的に求めた式 (4.16) を用いている.しかしながら、4.2 で述べた通り、PB フリューム内に土砂堆積がある場合 には実際の流量は算出される流量より多くなる可能性がある.すなわち、図 6-14 の流出比 は実際には全体的にやや大きくなると推察される.また、図 6-14 に示すように、原位置計 測結果と人工降雨による原位置試験結果は良好な整合性を示している.

次に、「欠損雨量」について考察する. 斜面に降った降雨は植生の影響により一定量は



図 6-15 ナコンナヨックとプーケットの流出比

地表面に保持される. これを「欠損雨量」と称す. ナコンナヨックにおける計測結果では, いずれの表面流出量の計測箇所においても,累積降雨が 5mm を超えるまで表面流出量が 発生していなかったことから,欠損雨量は 5mm であると推察された. 一方,プーケット における表面流出は,すべての降雨イベントに対して,転倒ます型雨量計の最小計測精度 である 0.5mm の降雨が降った時に表面流出が計測されている. ナコンナヨックと同様の考 察をすれば,プーケットにおける欠損雨量は少なくとも 0.5mm 以下であると推察される.

しかしながら、ナコンナヨックにおける表面流出量計測システムは、三角堰に雨水を一

旦貯留し,三角堰からの越流量を計測するものである.そのため,雨水が一定量貯留され るまでは表面流出が観測されず,実際に表面流出が発生してから三角堰内の水位計で計測 されるまでに時間遅れを生じる.一方,プーケットにおける表面流出量計測システムは4.2 で前述した通り PB フリュームを使用したものである.こちらも PB フリュームおよび水路 内に雨水が貯留される構造になっているものの,その量は1.7L と非常に少ないため,表面 流出をほぼリアルタイムで計測できるシステムとなっている.

また,斜面の集水面積に着目すると,**表 5-2**に示すようにナコンナヨックの集水面積は 575m²であるのに対し,プーケットの集水面積は38m²である.すなわち,ナコンナヨック の方が降雨開始から表面流出が計測されるまでの時間遅れが大きいと推察される.よって, 表面流出量計測システムおよび集水面積の違いが,欠損雨量の推定に影響を与えていると 考えられる.そのため,ナコンナヨックとプーケットにおける斜面の欠損雨量の推定を, 表面流出量と累積雨量の相関から同様に実施することは不適である可能性がある.

ここで,図 6-15 にナコンナヨックとプーケットで得られた流出比の比較を示す.同図に 示すように、プーケットにおける計測結果はサンプル数が6つと少なく、累積雨量が最大 で10mm 程度の降雨に対する結果しか得られていない.累積雨量が少ない場合は、降雨の 大半が欠損雨量になると考えられる.よって、降雨に対する表面流出量の比(流出比)で 見た場合、表面流出が少ない結果になったと推察される.一方、ナコンナヨックにおける 流出比は 0.8 程度に収束するが、ナコンナヨックにおいて観測された累積雨量は最大で 90mm 程度の降雨もあるため、現時点ではプーケットの結果と比較することはできない. 今後、プーケットにおいて累積雨量の大きい降雨に対する表面流出量の計測結果の蓄積に より、欠損雨量の影響をできるだけ除いた場合の流出比の傾向を検討していくことが必要 である.

6.4 飽和帯形成機構に関する考察

一般的に降雨浸透に起因して斜面内部で飽和帯が形成され,間隙水圧が上昇することが 斜面崩壊発生の主要因と考えられている.本研究では,地質調査結果と各計測結果に基づ き,自然斜面における飽和帯の形成機構について図 3-26 に示すように風化度の観点から推 察し,これを原位置計測において検証した.

まず,図 6-16 に比抵抗電気探査の結果と土壌水分計およびテンシオメータの埋設箇所の 位置関係,および計測結果を示す.

斜面中腹部に着目すると、深度 0.5m 付近で抵抗値境界面(黄緑色から濃緑色)が存在 する. すなわち,ここが地質境界に相当すると考えられ、体積含水率の変動範囲も GL-0.1m ~GL-0.4m と GL-0.6m~GL-1.0m で大きく異なっている. また、間隙圧の変動挙動も GL-0.4m と GL-0.6m・GL-1.0m で異なっており、地質調査結果と良好な整合性を示してい



図 6-16 体積含水率・間隙圧と地質の関連

るといえる.中腹部においては、この地質境界を境に透水性が大きく変化するため、この 境界付近で飽和帯が形成されると推察される.

次に斜面法尻部に着目すると,深部にいくにつれて抵抗値が大きくなっていることがわ かる.すなわち,図 3-26 に示すように深度方向に風化度が異なり,これが体積含水率の変 動範囲に表れていると考えられる.また,GL-0.1m~GL-1.0mの間にいくつか地質境界面 に相当する透水性が大きく異なる層が存在するため,各深度において飽和帯が形成される 可能性があると考えられる.6.2.2で前述した通りテンシオメータが一部破損している可能 性も考えられるが,GL-0.4m および GL-0.6mの間隙圧の値が 0kPa 付近で推移しているこ とが,この飽和帯に相当する可能性もある.

以上より,プーケットにおける斜面で体積含水率および間隙圧を計測している中腹部・ 法尻部の2地点において,地質調査結果(風化度の違い)と体積含水率・間隙圧の計測結 果の関連性を考察した.すなわち,図3-26に示すように,風化度の相違による透水性の違 いにより,斜面内部のある深度において飽和帯が形成され,間隙水圧が発生すると推察さ れる.しかしながら,当該斜面は図 3-6,図 3-7 に示す通り,極めて不均質な地盤である. よって,上述した現象が,斜面内部において局所的に発生し,その飽和帯が結びつくこと により,局所的な斜面安定性の崩壊が斜面全体の崩壊へとつながると推察される.さらに, 当該斜面における飽和帯形成面は,地質調査結果および原位置計測結果より,図 3-26 に示 すように風化度III (Moderately Weathered, Rock 50% to 90%)と風化度IV (Highly Weathered) の間であると推察される.

第7章 結論および今後の展望

本章では,前章までに示した表面流出量の計測システム,土壌水分計のキャリブレーション,雨量計の計測精度,原位置計測結果および飽和帯の形成機構に関するまとめを行う. 最後に検討課題について言及し,今後の研究につなげるものとする.

7.1 研究のまとめ

本節では、タイ・プーケットにおける研究の成果と、地質調査、室内試験および原位置 計測より得られた知見・成果を以下に挙げる.

・PB フリュームおよびデジタル超音波センサを用いて降雨時における表面流出量を計測す るシステムを構築し,さらに土砂堆積による影響を室内実験により検討した.それにより, 表面流出量を定量的に評価することが可能となった.本計測システムにより得られた流出 比は,累積雨量が小さい場合で約 0.2 程度であった.累積雨量の小さい場合には,降雨の 大半は地表面に貯留される欠損雨量になるため,流出比が小さくなったと推察される.ま た,本研究では累積雨量が多い場合の表面流出量の計測結果は得られなかった.

・表面流出量計測システムおよび集水面積の違いが欠損雨量の推定に与える影響について 示した.すなわち,プーケットにおける計測システムの方が,実際に表面流出が発生して から計測されるまでの時間遅れが少ないと推察される.また,集水面積が大きいナコンナ ヨックのサイトでは,表面流出が発生してから,計測地点である三角堰に到達するまでの 時間遅れが長いことも欠損雨量の推定に影響を与えていると考えられる.

・土壌水分計のキャリブレーションの室内試験結果,体積含水率および間隙圧の変動より 得られた知見として,本研究で用いた土壌水分計では体積含水率20%以下の値の変動を電 圧形式で正確に計測できない可能性があることを示した.その理由としては,降雨に対し て間隙圧の変動が顕著に表れているのに対し,間隙圧の計測深度より浅い箇所の体積含水 率の変動が見られないこと,また,室内試験の結果において,出力電圧0.65V以下の結果 のばらつきが大きいことが挙げられる.

・室内試験結果を用いた土壌水分計のキャリブレーションの検討により、キャリブレーション方法の違いによる体積含水率の変動挙動の違いについて考察を加えた.その結果、室内試験結果と相関性の高い6次式による校正式を使用した場合、土壌水分変化を適切に体積含水率の変動に反映できない可能性が示された.これにより、室内試験結果自体も計測

誤差を含むことをふまえ、室内試験結果との相関性だけではなく、実際の体積含水率の変 動挙動を適切に見極めた上でキャリブレーションを行う必要性があることを示した.

・リファレンス用の雨量計(雨量計 A)を導入することにより,転倒ます型雨量計とドッ プラーレーダー式雨量計の計測結果の検証を実際の降雨を用いて行うことができた.その 結果,累積雨量の観点では,転倒ます型雨量計は非常に高い精度で雨量を計測できること を明らかにした.また,測定誤差要因と考えられた「転倒動作に寄与する測定誤差」の影 響は累積雨量で見た場合,極めて小さいという米澤の知見を実際の降雨においても検証す ることができた.一方,ドップラーレーダー式雨量計に関しては,「雨滴粒径分布モデルと 実際の雨滴粒径分布の相違」に起因する計測雨量の過小評価がどの程度であるのかについ て定量的な結果を示した.

・体積含水率の経時変化から得た知見として、まず、土壌水分計は地盤に埋設してから周辺地盤との隙間が埋まるまでにある程度の期間を必要とし、隙間が埋まるまでの期間においては計測原理上、土中水分量変化を正確に計測できないことが示唆された.また、乾季から雨季への移り変わりによって地盤内の飽和度が上昇し、体積含水率が全体的に上昇する可能性も指摘された.これらのことから、原位置において土中水分量の変動挙動を計測する際には、計測機器埋設後の計測値の変動挙動を長期的視野で観察し、計測機器の計測原理や季節変動を考慮して計測結果を取り扱う必要があることを示した.

・地質調査,および室内試験の結果より,プーケットにおけるサイトの地盤特性は日本の まさ土に比べてやや細粒分が卓越していることが示された.また,これに起因して,日本 のまさ土地盤における体積含水率は10%~15%程度であるのに対し,プーケットの体積含 水率は15~35%であり,プーケットの地盤の方が保水性がやや高いと考えられる.

・斜面法尻部の間隙圧の変動挙動から得られた知見として,深度ごとに飽和帯が形成され ていることが示された.また,GL-0.6mの間隙圧の値が0kPa付近で常に一定値で推移して いることから,本研究で用いているテンシオメータでは正圧の値を正確に計測できない可 能性があることが示された.

・降雨に対する間隙圧の反応速度の違いにより,流紋岩の地質であるナコンナヨックと, 花崗岩の地質であるプーケットの地質の違いが透水性の違いとなって表れることを示した. また,地盤の体積含水率は前者の方が高い値で推移する傾向にある.以上のように,流紋 岩,花崗岩という地質の異なる2つの計測サイトで得られた計測結果を比較することにより, 地質の相違に起因した降雨浸透特性および保水特性の違いを示した. ・地質調査結果および原位置計測結果より,斜面の安定性を低下させる飽和帯の形成機構 について考察した.すなわち,地盤の風化度の違いにより透水性に差が生じ,地盤内で局 所的に飽和帯の形成,間隙水圧の上昇が起こる.それが降雨浸透により拡大し,飽和帯が 結びつくことにより,斜面全体の安全性が低下し,浅層崩壊につながると考えられる.

7.2 今後の課題

本節では、本研究で実施した原位置計測手法および計測結果に対する検討課題を示し、 今後のさらなる発展につなげるものとする.

・2011年にプーケットにおけるモニタリングサイトで計測された表面流出量は,いずれも 累積雨量が 1~10mm 程度の非常に小さい降雨時のものである.累積雨量が小さい場合に は,累積雨量に占める欠損雨量の割合が大きくなり,流出比が小さくなると推察される. また,サンプル数も6つと少なく,一般的な議論を行う際のデータ数としては十分である とはいえない.したがって,今後,累積雨量が大きい場合の表面流出量の計測データを蓄 積することにより,当該斜面における流出比の検討を行っていく必要がある.また,ナコ ンナヨックおよびプーケットの欠損雨量の検討を行うことにより,降雨量と流出比から浸 透比を推定し,降雨に対する浸透量を検討していくことが必要となる.

・本研究では、短時間・集中豪雨に対する雨量計測結果は得られなかった.また、風速計 を設置したが、転倒ます型雨量計およびドップラーレーダー式雨量計の測定誤差要因と考 えられる突風は観測されなかった.したがって、今後、風速のデータを含めた短時間・集 中豪雨時の計測データを蓄積することにより、転倒ます型雨量計およびドップラーレーダ ー式雨量計の計測精度の検証を進めていくことが望まれる.

・本研究では、斜面中腹部および法尻部の2か所にて体積含水率と間隙圧の計測を行い、 各地点における変動を考察してきた.今後は地質調査および各種試験によって得られた地 盤情報をもとに浸透流解析を行い、斜面全体での雨水浸透挙動の把握を試みる.また、本 研究では深度 0.1m~1.0m の比較的浅い領域での水分挙動に着目して検討を行ったが、実 際の浅層崩壊のすべり面はさらに深部であると考えられる.よって、今後浸透流解析によ り GL-1.0m 以深の降雨浸透挙動を検討していく必要がある.

・本研究では1雨ごとの雨水浸透挙動の検討を行った.しかしながら、雨水浸透挙動は降雨開始前の地盤内の水分状態、すなわち先行降雨の影響も受けると推察される.今後は、先行降雨履歴が雨水浸透挙動に与える影響を検討していくことが必要となる.

参考文献

1) Soralump, S. (2010): Rainfall-Triggered Landslide: from research to mitigation practice in Thailand, Geotechnical Engineering Journal of the SEAGS &AGSSEA, Vol 41, No.1, March 2010, ISSN 0046-5828.

2) Soralump, S : Corporation of geotechnical engineering data for landslide hazard map in Thailand, Proceeding of EIT-JSCE Joint Seminar on Rock Engineering 2007, pp.143-148, 2007.

3) 気象庁ホームページ:気象変動監視レポート 2010, p34-p36.

http://www.data.kishou.go.jp/climate/cpdinfo/monitor/2010/pdf/ccmr2010_all.pdf

4) 杉山友康,布川修:降雨時の斜面崩壊危険度と鉄道における運転規制,土と基礎, Vol.55, No.9, pp.14-16, 2007.

5) Nishigaki, M. : Research on Behavior of Groundwater and Its Application to Foundamation Engineering, Dissertation of Kyoto University, 1979.

6) Thi Ha, 土田孝, 佐々木康: 自然斜面における雨水浸透・流出の原位置観測, こうえい フォーラム第 16 号, p55-P65, 2007.

7) 笹原克夫,小山内信智,田村圭司:間隙比および応力経路が不飽和砂質土の土壌水分特性曲線に及ぼす影響,日本地すべり学会誌 Vol.45, No.4, pp.284-291, 2008.

8) Jotisankasa, A., Porlila, W., Soralump, S. and Mairiang, W. : Development of a low cost miniature tensiometer and its applications, Proceedings of the 3rd Asian Conference on Unsaturated Soils (Unsat-Asia 2007), Najing, China, 2007.

9) 北村良介,川井田実,阿部広史,城本和義,寺地卓也:砂質土地盤でのサクションの現地計測システムの開発,土木学会論文集, Vol.652, No.Ⅲ-51, pp.287-292, 2000.

10) 杉尾哲, 岡林巧: 原位置におけるしらすの不飽和浸透特性とその測定法の検討, 土木 学会論文集, No.503/II-29, pp.39-47, 1994.

11) Thi Ha, 佐々木康, 森脇武夫, 加納誠二:自然まさ土斜面における土中水分およびサクションの現地観測, 土と基礎, Vol.51, No.11, pp.38-40, 2003.

12) 竹下祐二,森井俊広:土中水分計測データを用いた簡便な原位置試験方法による不飽 和砂質土地盤の飽和・不飽和透水係数の測定,土木学会論文集C, Vol.62, No.4, pp.831-839, 2006.

13) 酒匂一成,深川良一,岩崎賢一,里見知昭,安川郁夫:降雨時の斜面災害防止のための重要文化財周辺斜面における現地モニタリング,地盤工学ジャーナル, Vol.1, No.3, pp.57-69, 2006.

14)大津宏康,堀田洋平,高橋健二,中村一樹:マルチタンクモデルを用いた斜面水分量の予測及びその適用範囲に関する研究,第12回岩の力学国内シンポジウム,pp.687-694,2008.

15) 高橋健二,大津宏康,大西有三: タンクモデル法を用いた地下水位挙動を考慮した斜面リスク評価の研究,地盤工学会誌, Vol.5, No.10, pp.15-17, 2003.

16) 米澤裕之:原位置計測に基づく熱帯性豪雨に対する斜面浅層部の流出浸透特性に関する研究,京都大学修士論文,2010.

17) 大津宏康, 堀田洋平, 高橋健二, 中村一樹, 新村知也: 熱帯性豪雨(スコール)に起因 する斜面降雨浸透に関する原位置モニタリング, 地盤の環境・計測技術に関するシンポジ ウム 2009 論文集, pp.1-6, 2009.

18) 大津宏康, 堀田洋平, Soralump,S, 新村知也:熱帯性豪雨による斜面降雨浸透特性に 関する研究, 材料, Vol. 59, No. 3, pp.192-198, 2010.

19) Horton, E. R.: An approach toward a physical interpretation of infiltration-capacity, Soil Sci.Soc. Am., Proc.5, pp.399-417, 1940.

20) Soralump, S. : Rainfall-Triggered Landslide : from research to mitigation practice in Thailand, Geotechnical Engineering journal of the SEAGS & AGSSEA, Vol.41, No.1, March 2010, iSSN 0046-5828.

21) Soralump, S.Thowiwat, W., and Mairaing, W : 2007.Shear Strength Testing of Soil Using for Warning of Heavy Rainfall-Induced Landslide, The 12th National Convention on Civil Engineering 2-4.May 2007, Amarin Lagoon Hotel, Phitsanulok, Thailand. (in Thai)

22) Jotisankasa, A. and Mairaing, W.: Suction-monitored direct shear testing of residual soils from landslide-prone areas, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 136, No. 3, pp.533-537, 2010.

23) 榎明潔:降雨時の斜面表層崩壊の発生機構の検討,豪雨時の斜面崩壊のメカニズムと 予測に関する論文集,地盤工学会四国支部, pp.99-110, 2001.

24) 池田俊雄: 斜面崩壊の原因とそのメカニズム, 基礎工, 2月号, pp.2-8, 1987.

25) 榎明潔,池田勇司,A.A.Kokubu,吉川太洋:崩壊メカニズムの推定,地盤工学会緊急 調査団 平成11年の広島県豪雨災害調査報告書,pp.167-171,2000.

26) Thi Ha,加納誠二,土田孝,管和暁,木村洋介,土井豆聡之:自然斜面におけるごく表 層付近の土中水分変動の原位置観測,広島大学大学院工学研究科研究報告 56(1),2007.

27) 小峯秀雄,安原一哉,村上哲,内田佳子:各種土質材料の水分特性曲線に着目した集 中豪雨による河川堤防や河岸の脆弱性簡易評価,地盤工学会誌, Vol.57, No.4, pp.22-25, 2009.

28) Elrick, D.E., and Bowman, D.H. : Note on an improved apparatus for soil moisture flow measurements, Soil Sci. Am. Proc., 28, pp450-453, 1964.

29) 軽部大蔵,加藤正司,浜田耕一,本田道識: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/III-34, pp.83-92, 1996.

30) van Genuchten, M.Th : A closed equation for predicting the hydraulic conductivity of

unsaturated soils, Soil Sci. Soc. Am. Proc., 44, pp.892-898, 1980.

31) 河合克之,軽部大蔵,芦田渉,嘉戸善胤:間隙比の影響を考慮した水分特性曲線モデル,土木学会論文集,No.666/Ⅲ-53, pp.291-302, 2000.

32) 杉井俊夫,山田公夫,近藤智美:シルト質土の間隙を考慮した水分特性曲線,第36回 地盤工学会研究発表会発表講演集, pp.905-906, 2001.

33) Loke, M.H. : Time lapse resistivity imaging inversion, Proceedings of the 5th Meeting of the EEGS European Section, Em1.1999.

34) Warakorn, M. : Landslide Research Using Geotechnical Method, EIT-JAPAN-AIT 2006 Joint Workshop, Geo-risk Engineering and Geo-exploration, 2006.

35) Little, A. : The engineering classification of residual tropical soil. Proc. Intern. Conf. Soil Mech.& Found. Engng. 7th Mexico, 1, 1-10.

36) Keen, B.A.: A note on the capillary rise of water in soils, J.Agri. Sci., 9, pp.396-415, 1918.
37) 岩田直樹, 荒木義則, 笹原克夫, 瀧口茂隆, 小野秀史, 小林公明, 中井真司: 原位置 計測データに基づく土壌水分特性曲線の算定方法に関する一考察, 砂防学会研究発表会概 要集, p.222-p.223, 2009.

38) Suwanishwong, T., Ohtsu, H. and Takahashi, K. : Application of Kalman filter algorithm in Parameters identification of modified Multi Tank Model system, Journal of the Southeast Asian Geotechnical Society, Vol.39, No.3, pp.113-121, 2008.

39) ペンタフ株式会社ホームページ:

[http://www.pentough.com/kyoutu/catalog_pdf/kiki/314.pdf]

40) 気象庁ホームページ:雨量計/観測の原理

[http://www.jma.go.jp/jma/kishou/know/kansoku_guide/b1.htm]

41) 中屋耕,豊田康嗣:小型ドップラーレーダー雨量計に対する降雨特性の影響,関東の 農業気象 E-journal Vol.6 pp.4, 2009.

42) Gunn, R. and C.D. Kinzer: The Terminal Velocity of Fall for Water Droplets in Stagnant Air, Journal of Meteorology, Vol.6, pp.243-248, 1949.

43) 社団法人 地盤工学会:不飽和地盤の挙動と評価, p67-71, 2004.

44) Koschmieder, H.. : Methods and Results of Definite Rain Measurements, Monthly Weather Review, 62, pp.5-7, 1934.

45) 五代均,大津洋介,小川達則,植野利康,長谷川賢市,檪清彦:山岳域の強風下にお ける雨量観測に関する考察,第56回平成19年度砂防学会研究発表会概要集,pp.370-371, 2007.

46) Ng, C.W.W & Leung, A.K.: Geotechnical problems and case histories from the perspective of unsaturated soil mechanics, General reports. Unsaturated soils. Proceedings of the 5th international conference on unsaturated soils, Barcelona, Spain, 6-8 September , pp.53-89, 2011.

47) 胸組智光,小峯秀雄,安原一哉,村上哲,谷口雄太:河川堤防への降雨浸水、排水の 繰返しを想定した保水性試験による水分特性曲線および一次元変形特性,第45回地盤工 学研究発表会,2010 (CDROM).

謝辞

本論文を締めくくるにあたり、本研究にご協力いただいた方々に感謝の意を表します.

3年間,親身なご指導を賜りました京都大学大学院工学研究科教授・大津宏康先生に心 より感謝致します.先生からは数々の貴重なお言葉を頂きましたが,中でも「我々がして いるのはサイエンスではなく,エンジニアである」という言葉が最も心に残っております. 度々,研究の方向性を見失いかける私に対し,時には厳しく時にはあたたかくご指導して いただきました.先生から教えて頂きました「研究への取り組み方」は社会に出た後も私 の貴重な財産になると感じております.また,タイ・ナコンナヨックでの原位置計測に加 え,タイ・プーケットでの原位置計測の先駆者となれたことが私を最も成長させたと感じ ております.プロジェクトを立ち上げ,実行していくという過程を学生のうちに経験でき, そのような貴重な機会を経験させていただいた先生には心から感謝致します.就職後も先 生に教えていただいた数々のことを胸に,日本を支える土木技術者として日々精進してま いりますので,今後ともご指導ご鞭撻のほどよろしくお願い申し上げます.

京都大学大学院工学研究科・塩谷智基准教授には学生との交流を積極的に図っていただ き,今後社会人として仕事に取り組む上でのアドバイスを数多く頂いたこと深謝致します. 今思い返すと,先生との何気ない会話の中に,社会人として大切なこと・貴重なアドバイ スが多々あったと感じております.先生の知識の深さ・教養の多さは私の社会人としての 目標です.

京都大学大学院工学研究科・西山哲准教授には本研究の副査として,お忙しい中筆者の 論文を読んで頂き,細部にわたり的確な助言をして下さいましたこと深く感謝致します.

また,カセサート大学工学研究科・Dr. Suttisak Soralump, Dr. Apiniti Jotisankasa には数々 のご支援を賜りました.改めて御礼申し上げます.タイ・ナコンナヨックにおいて現地実 験に使用する土試料や工具などをお貸し頂いたこと厚く御礼申し上げます.

京都大学大学院工学研究科・稲積真哉助教には研究室生活を有意義に過ごす上で多くの ご支援を頂きましたと共に,研究面でも貴重なご意見を賜りました.大変感謝致します.

水文技術コンサルタント株式会社・高橋健二氏には本研究を進める中で多大なるご支援 をいただき、心より御礼申し上げます.2011年9月のタイ・プーケットにおける現地実験 の際には、事前に様々なご助言・ご尽力をいただき、また現地でも親身にご指導いただき ましたことに、ただただ感謝の気持ちでいっぱいです.ご多忙の中、大学まで何度も足を 運んでいただき、打ち合わせの際には多くのご助言を与えて頂き、本当にありがとうござ いました.

応用地質株式会社・矢部満氏、酒井康紀氏には貴重な計測機器を提供いただくと共にタ

イ・ナコンナヨック,プーケットにおける計器設置の際には非常にご尽力いただき,数多 くのご助言を賜りました.特に矢部満氏にはナコンナヨック並びにプーケットでの現地作 業,応用地質株式会社での表面流量計測における校正実験にご協力頂き,また,計測器ト ラブル発生時や計測機器に関する質問にも迅速に対応していただきました.厚く御礼申し 上げます.酒井康紀氏にはナコンナヨック,プーケットにおける現地作業において,多大 なるご支援をいただきました.改めて御礼申し上げます.

京都大学大学院工学研究科・矢野隆夫技術専門員には室内実験のご指導を頂きましたこ と心より感謝いたします.

カセサート大学学生諸氏,タダンダム管理事務所の現地スタッフの皆様に心より感謝致 します.カセサート大学学生諸氏にはタイにおける実験において様々なご支援を頂きまし た.御礼申し上げます.タダンダム管理事務所の皆様,Mr.Nuiには現地作業において多大 なるご支援をいただきました.特にMr.Nuiには家族ぐるみでの付き合いをさせていただき, 研究面だけではなく,タイの文化に触れる機会を多く与えていただき,大変充実した日々 を過ごすことができました.心より感謝致します.

また,京都大学工学研究科・伊東宏美秘書にはタイ出張に関する様々な手続きを迅速に 進めていただき,大変感謝しております.ここに御礼申し上げます.

京都大学工学研究科都市社会工学専攻土木施工システム分野・Chaleiwchalard Nipawan さん, Mr. Taweephong Suksawat, 大川淳之介君,後藤基芳君,磯田隆行君,岩本勲哉君, 太田康貴君,木許翔君,古賀博久君,奥野直紀君,高田雄大君,益田浩君,松塚直也君に は共に有意義な学生生活を過ごさせていただきました. Mr. Taweephong Suksawat にはタイ 渡航時のたびに多大なるご支援を頂きました.計器トラブルの対応のために何度も現地に 赴いて頂き,迅速に対応して頂きましたと共に,現地作業のサポートもしていただいたこ と,大変感謝しております. Chaleiwchalard Nipawan さんには,タイ現地との連絡等数々の ご支援をいただきました.私の拙い英語にも熱心に耳を傾けていただき,研究を進める上 で非常に参考になるご意見をたくさんいただきました.改めて感謝申し上げます.

最後になりますが、大学院まで進学させていただき、不自由なく学業に没頭する環境を 与えてくれた両親に心より感謝致します.これからの長い人生をかけて少しずつではあり ますが、恩返ししていきたいと思います.

全ての皆様へ改めて,

本当にありがとうございました, thank you very much, and บอบคุณ มาก ครับ

